

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明

目 次

- 6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.4 貯留堰に関する補足説明

6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明

貯留堰は取水口と一体構造であり，取水口は断面が延長方向で異なり，加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）であることから，貯留堰を含めて三次元モデル化し，耐震評価を行う（貯留堰の位置図及び構造図については，「6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」に示す）。

貯留堰の耐震性については，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 資料10 取水口の耐震安全性評価」で説明する。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
3. 強度評価方法	8
3.1 記号の定義	8
3.2 評価対象	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1 荷重	11
3.3.2 荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	13
3.5 評価方法	15
3.5.1 解析方法	15
3.5.2 設計水平震度の算定	16
3.5.3 評価方法	21
3.5.4 使用材料及び材料の物性値	21
4. 評価条件	23
4.1 津波時	23
4.2 重畳時1	25
4.3 重畳時2	27
4.4 解析ケースによる荷重モデル図	29
5. 強度評価結果	30
5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査	30
5.2 引張応力度に対する照査	31
5.3 せん断応力度に対する照査	31

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、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重, 余震荷重及び漂流物の衝突荷重に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

なお、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) 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た敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の位置図を図 2-1 に示す。

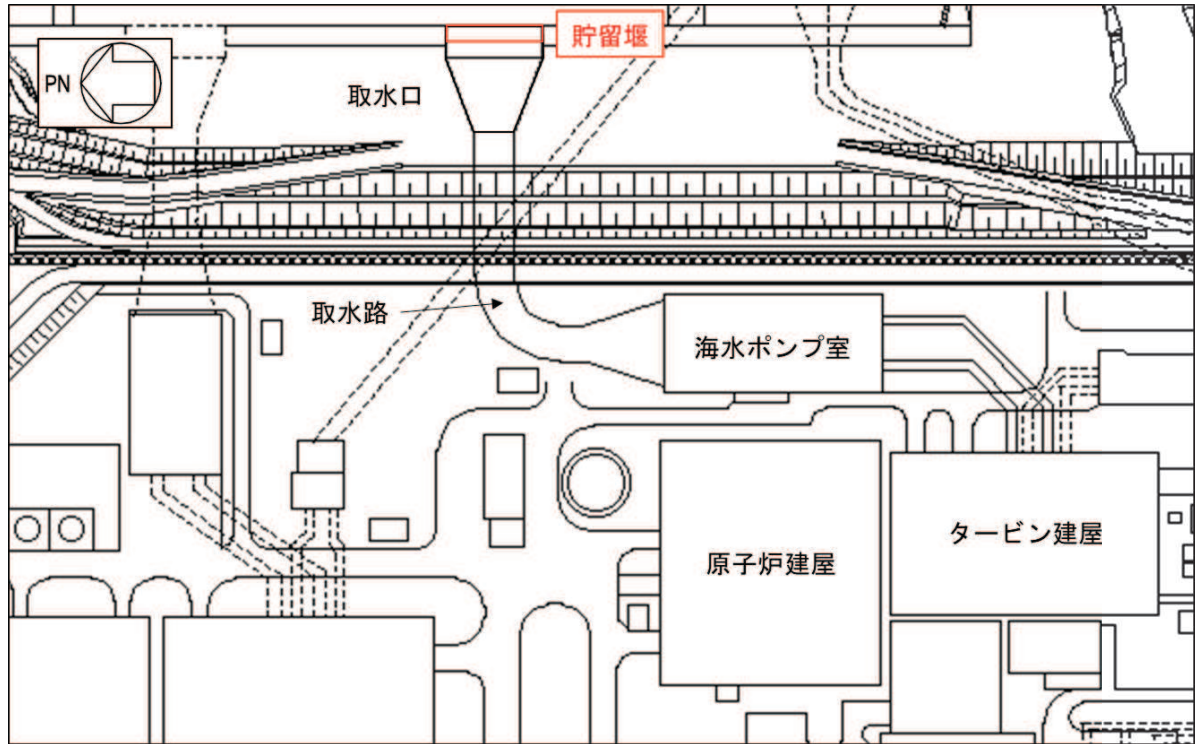


図 2-1 貯留堰位置図

2.2 構造概要

貯留堰の平面図，縦断図，正面図を図 2-2～図 2-4 に示す。

図 2-2～図 2-4 のとおり，貯留堰は岩盤上にマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して設置された取水口の底版に設置する鉄筋コンクリート製の構造物であり，取水口と一体構造の津波防護施設（非常用取水設備と兼用）である。貯留堰の寸法は，長さ（横幅）4.0m×天端幅（奥行き）2.5m×高さ 1.2m（天端高さ 0.P. -6.3m）であり，取水口上に 6 基設置する。貯留堰には通水機能及び貯水機能が要求される。

貯留堰は鉄筋コンクリート構造物であり、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できるように、取水口底版より 1.2m の高さを有している。貯留堰の配筋図を図 2-5 に示す。

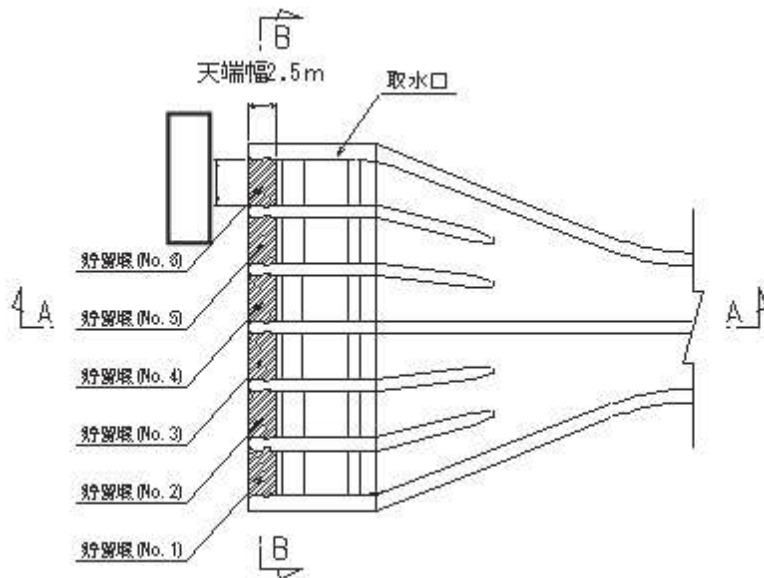


図 2-2 貯留堰平面図

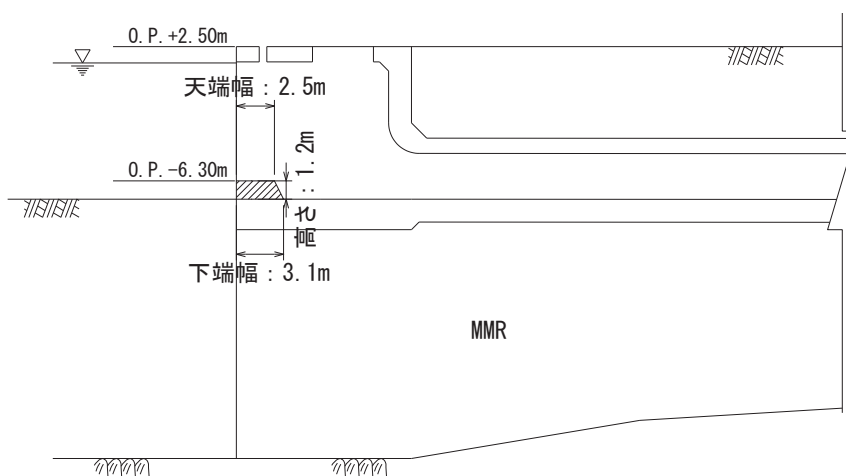


図 2-3 貯留堰縦断図 (A-A)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

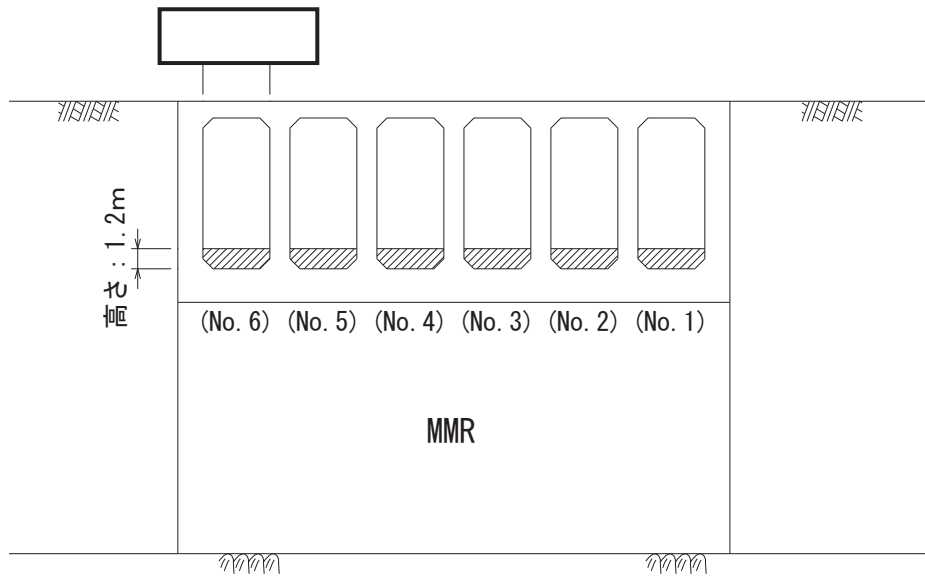


図 2-4 貯留堰正面図 (B-B)

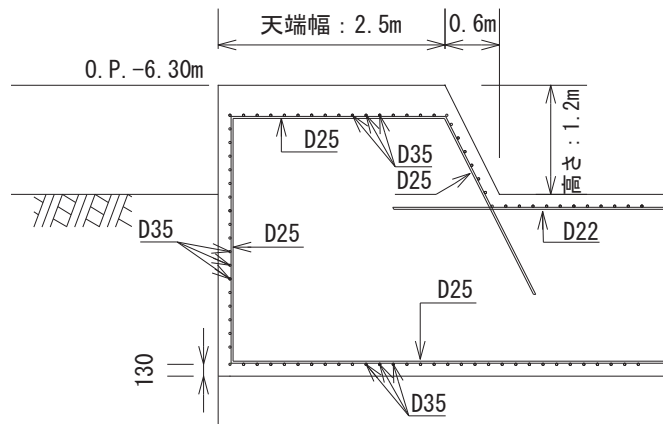


図 2-5 貯留堰配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

貯留堰の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」を踏まえて実施する。強度評価においては、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、発生応力が許容限界を満足することを確認する。

貯留堰の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。）、津波に伴う荷重及びS d - D 2による余震荷重作用時（以下「重畳時」という。）を対象とする。

貯留堰の評価項目及び評価フローを表 2-1、図 2-6 に示す。

表 2-1 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力，せん断力）*
止水性を損なわないこと			

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

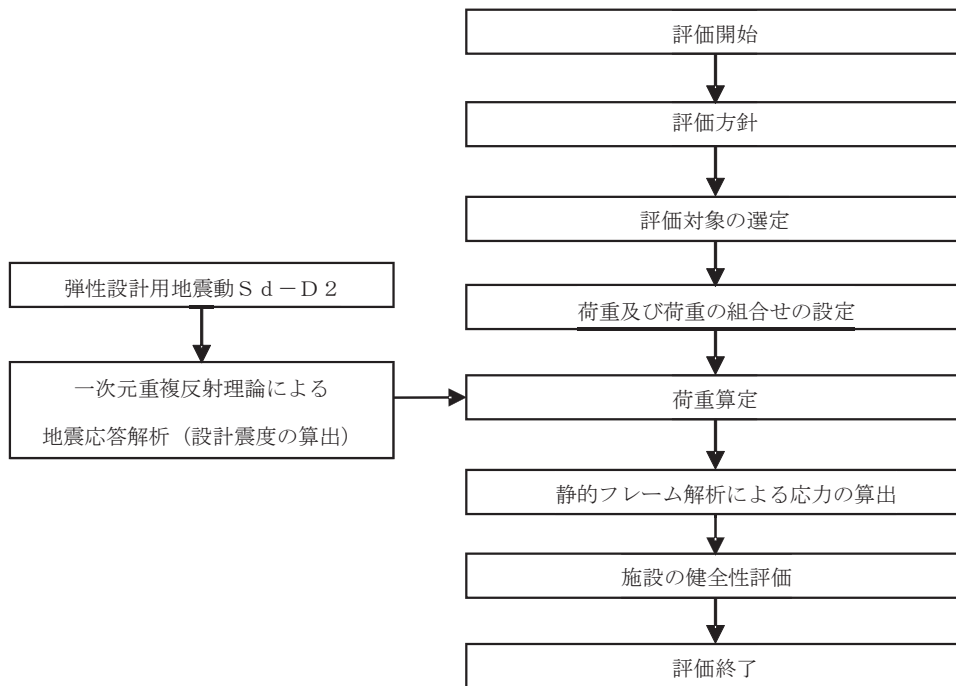


図 2-6 貯留堰の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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)

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
g	m/s ²	重力加速度
kh	—	設計水平震度
w1	kN/m	躯体自重(貯留堰天端における軸方向荷重)
w2	kN/m	躯体自重(貯留堰下端における軸方向荷重)
h1	m	貯留堰の天端における水深
h2	m	貯留堰の下端における水深
p1	kN/m	貯留堰の天端における津波波圧
p2	kN/m	貯留堰の下端における津波波圧
Pc	kN	衝突荷重
pd1	kN/m	貯留堰の天端における動水圧
pdn	kN/m	貯留堰にかかる動水圧(分割してn番目の動水圧)
ps1	kN/m	貯留堰の天端における静水圧
ps2	kN/m	貯留堰の下端における静水圧
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
psd1	kN/m	貯留堰の天端における躯体慣性力
psd2	kN/m	貯留堰の下端における躯体慣性力
σ	N/mm	曲げモーメント及び軸力による応力
f'ck	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度
σ'_{ca}	N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度
σ_{sa}	N/mm ²	短期許容引張応力度
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
τ	N/mm ²	せん断応力度
τ_a	N/mm ²	短期許容せん断応力度
V	kN	せん断力

3.2 評価対象

貯留堰の強度計算においては、津波荷重及び漂流物衝突荷重が東西方向に作用することから、津波荷重作用方向（東西方向）を評価対象断面とする。また、取水口に6基設置される各貯留堰は近接しており、各貯留堰位置で地質構造には有意な差がない。したがって、6基の貯留堰の中央位置の地質断面を用いて、評価を実施する。

図2-2に示すA-A及びB-B断面の地質図を図3-1、評価対象位置での地質構成図を図3-2に示す。図3-1に示すとおり、貯留堰はC_MもしくはC_H岩盤上にMMRを介して構築された取水口底版に設置されている。

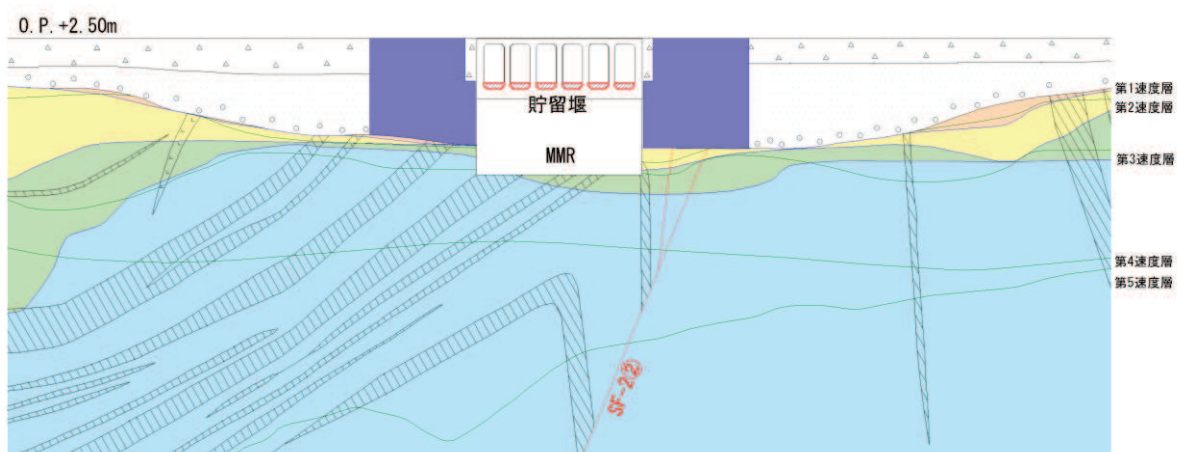


図3-1(1) 貯留堰地質断面図 (A-A)

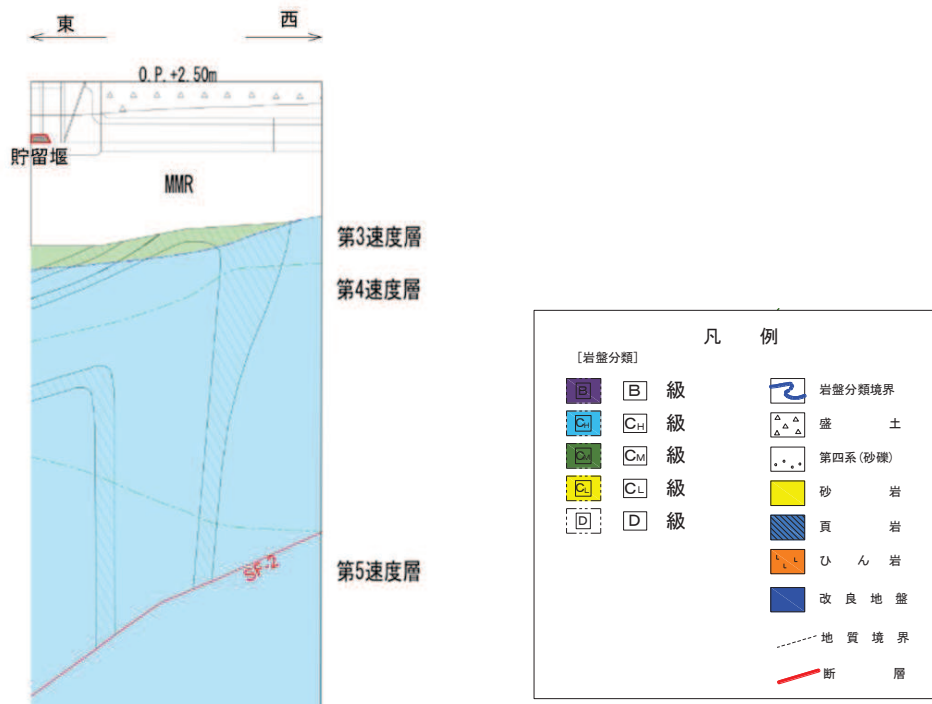


図3-1(2) 貯留堰地質断面図 (B-B)

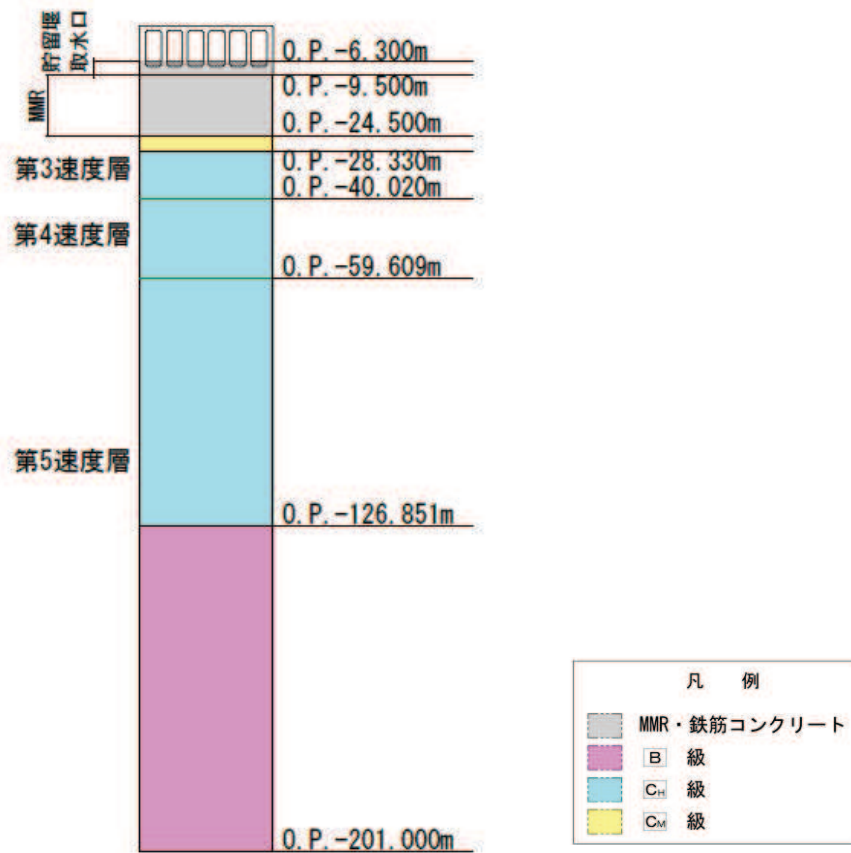


図 3-2 地質構成図

3.3 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。

3.3.1 荷重

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) 遡上津波荷重 (Pt)

遡上津波荷重として、海底面高さ (O.P. -11.5m) と貯留堰の各高さにおける標高 (O.P. -6.3m) との差の 1/2 (2.6m) を設計用浸水深として、朝倉式により算定した波力を考慮する。

(3) 余震荷重 (K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による慣性力及び動水圧を考慮する。

(4) 津波荷重 (静水圧) (P h y)

基準津波による貯留堰内外の水位差が最大となる津波高さ (O.P. -5.3m) の時の静水圧を考慮する。

(5) 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) *1」による漂流物荷重に十分な余裕を考慮して設定する。衝突荷重を表 3-2 に示す。

注記*1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13.0	2000

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、表 3-3 に示すとおり津波時及び重畳時 1、重畳時 2 の 3 ケースを考慮する。各ケースにおける荷重作用図を図 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時 1	$G + P_t + K S_d$
重畳時 2	$G + P_{hy} + K S_d + P_c$

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

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

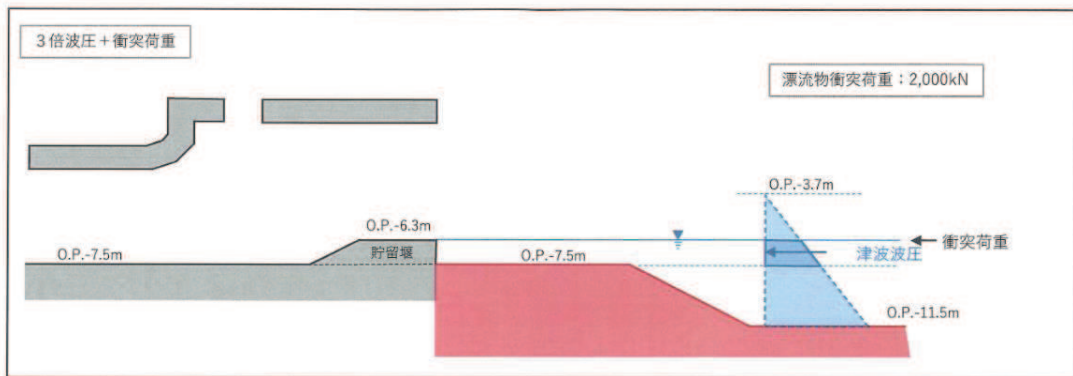


図 3-3(1) 荷重作用図 (津波時)

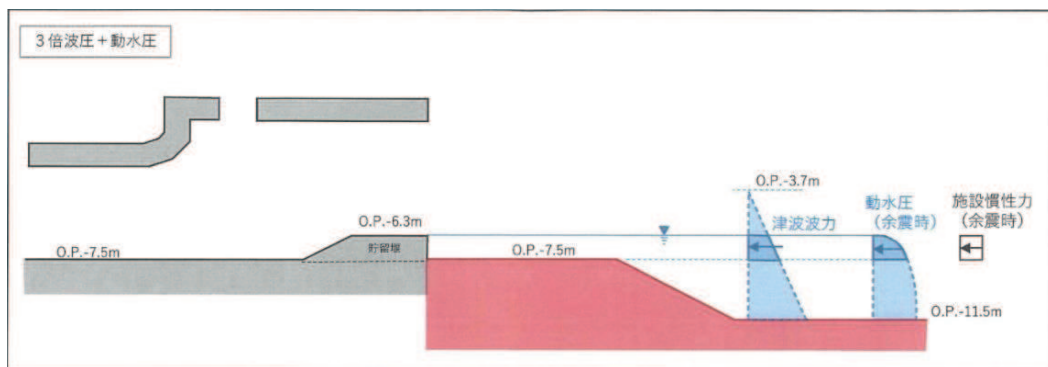


図 3-3(2) 荷重作用図 (重畳時 1)

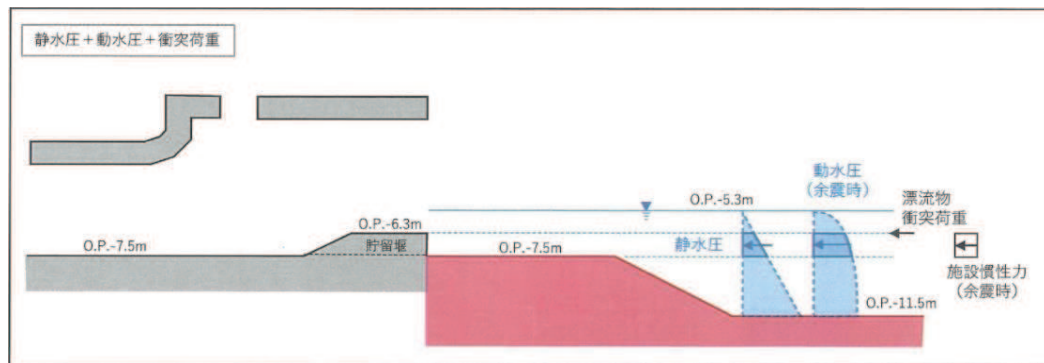


図 3-3(3) 荷重作用図 (重畳時 2)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象」にて設定した評価対象の応力や形状を考慮し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

貯留堰の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)」に基づく短期許容応力度とする。貯留堰の許容限界を表 3-4 に示す。

表3-4 貯留堰の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_a	0.42	0.63
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, 許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.5 評価方法

貯留堰の強度評価は、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」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。

3.5.1 解析方法

(1) 拘束条件

図 2-2～図 2-4 に示すとおり、貯留堰は取水口の底版に設置されており、側面は取水口の側壁もしくは導流壁に拘束された 3 辺固定構造となっている。また、貯留堰高さ 1.2m に対して、津波荷重作用方向（東西方向）である天端幅は 2.5m あることから、面外荷重に対して堅固な構造となっている。なお、貯留堰が設置される取水口底版は、東西方向の延長 39.8m を有する平坦な構造となっており、貯留堰下端を堅固に固定している。

ここでは、面外方向からの津波荷重及び漂流物荷重に対して、貯留堰の健全性を保守的に評価する観点から、貯留堰側面の拘束効果（取水口の側壁及び導流壁による荷重分担効果）を考慮せず、取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化し、貯留堰の強度評価を実施する。

(2) 解析手法

取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化するにあたり、貯留堰を高さ方向に線形はり要素（はり長 1.2m, ）で模擬して、静的フレーム解析により評価を実施する。静的フレーム解析モデルの概念図を図 3-4 に示す。

静的フレーム解析には、解析プログラム「FRAME（面内） Ver. 5.0.4」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。

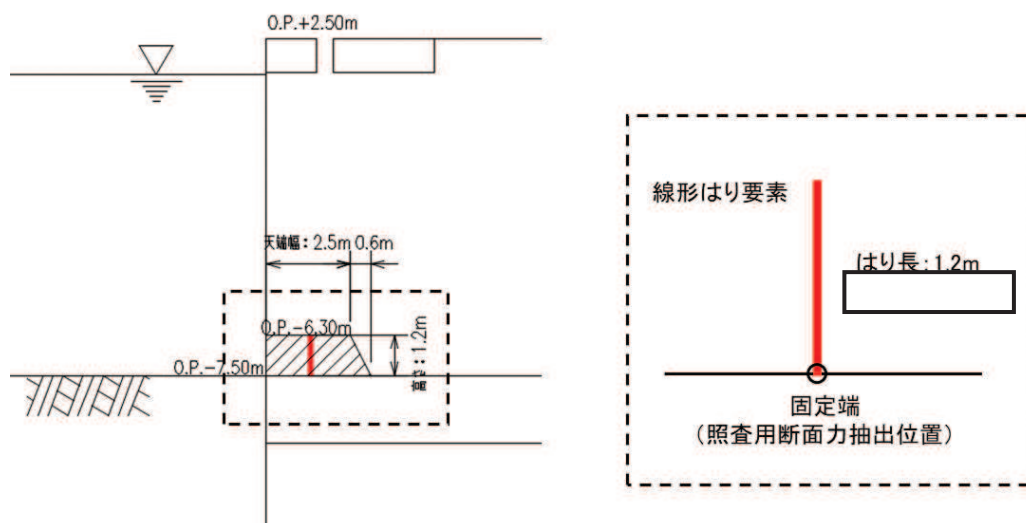


図 3-4 静的フレーム解析モデル概念図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.5.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地震応答解析には、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使用する。

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-5 に示す解析ケースを設定する。

表 3-5 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_o : ヤング係数)	地盤物性
		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
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ

(2) 一次元地震応答解析

設計水平震度は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を一次元重複反射理論による引戻し・引上げ解析を行って求められる応答結果を用いて設定する。応答値の抽出位置は貯留堰の中心 (O.P. -6.9m) とし、引戻し解析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」とする。

一次元地震応答解析の概念図を図 3-5 に、設計水平震度の設定に用いる貯留堰位置の弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ によるケース①～③の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-6 に示す。

一次元地震応答解析には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」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。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

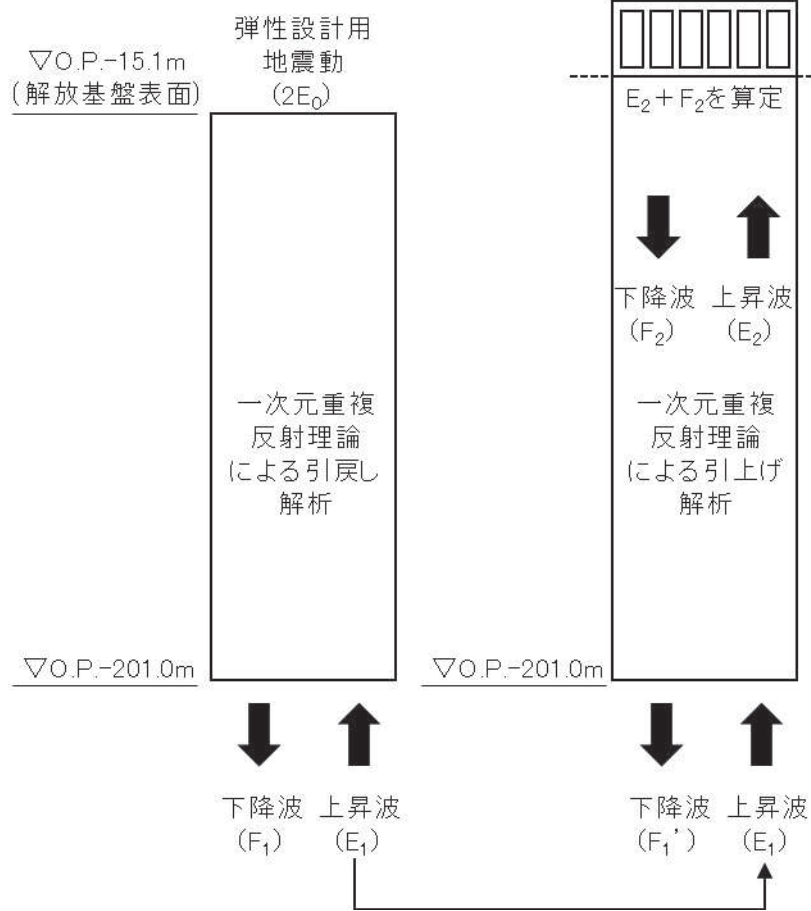
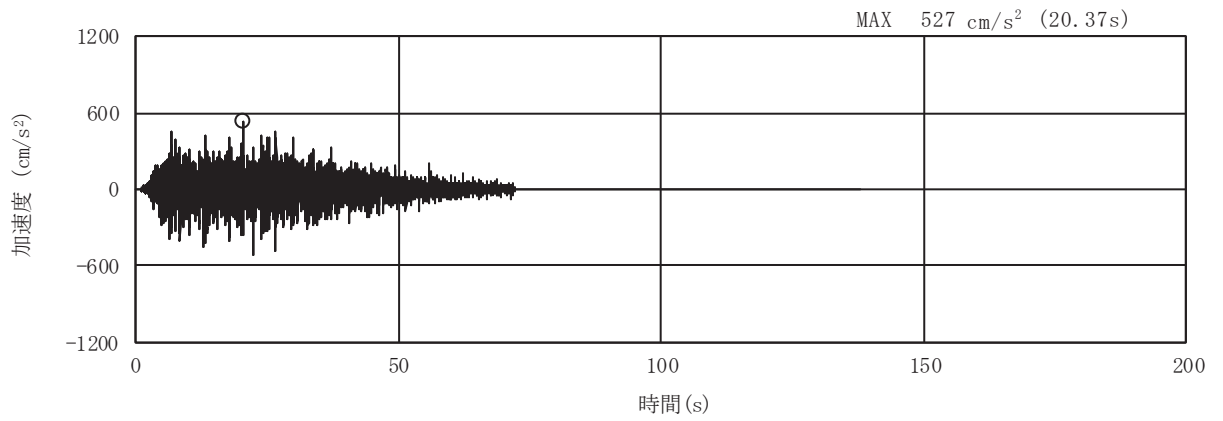
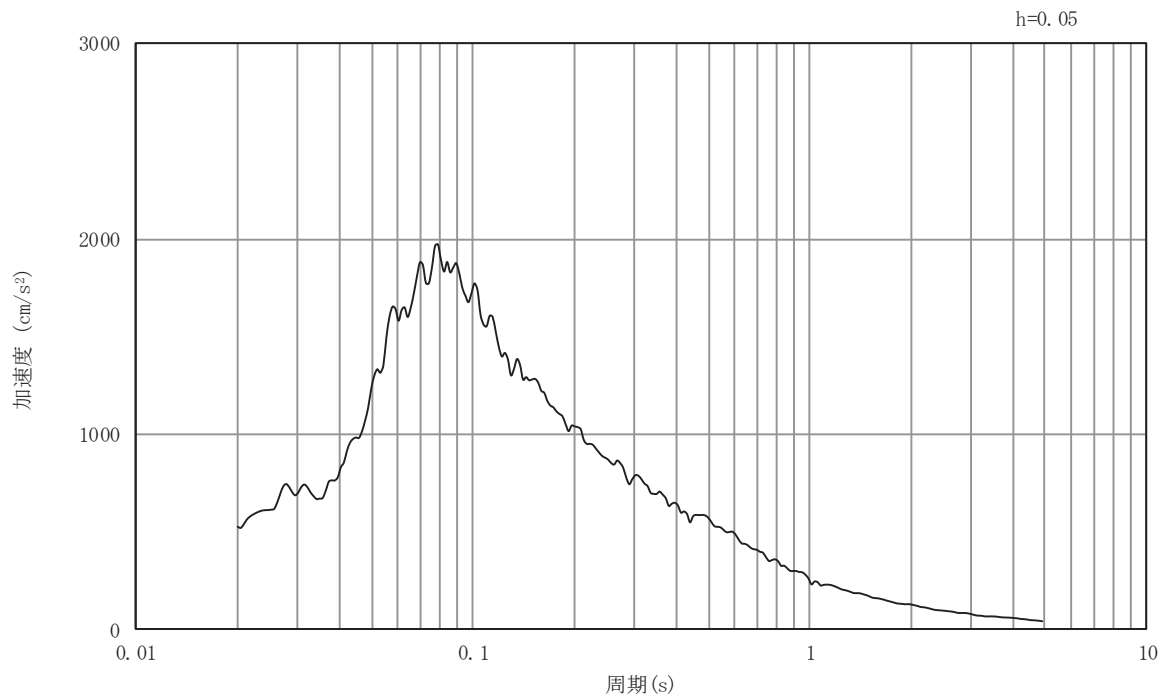


図 3-5 一次元地震応答解析の概念図

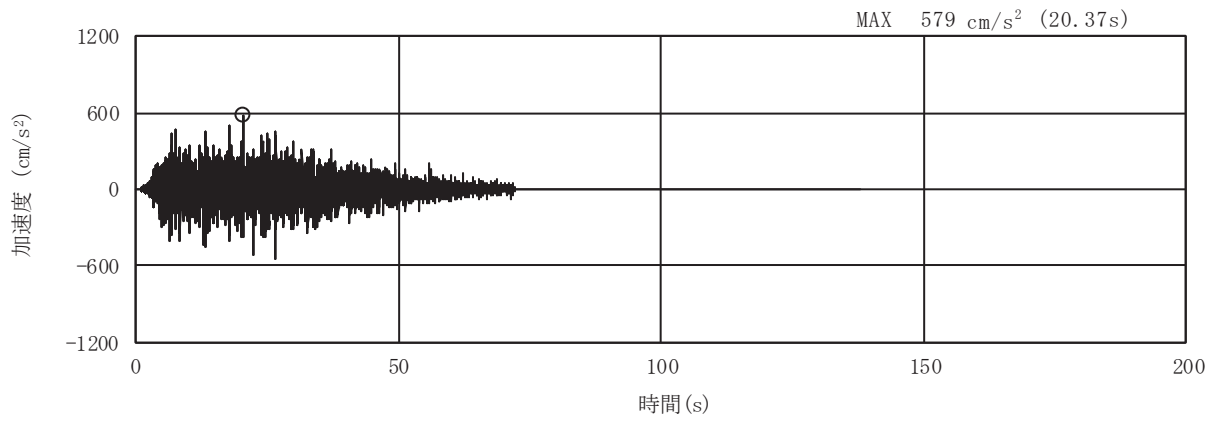


(a) 加速度時刻歴波形

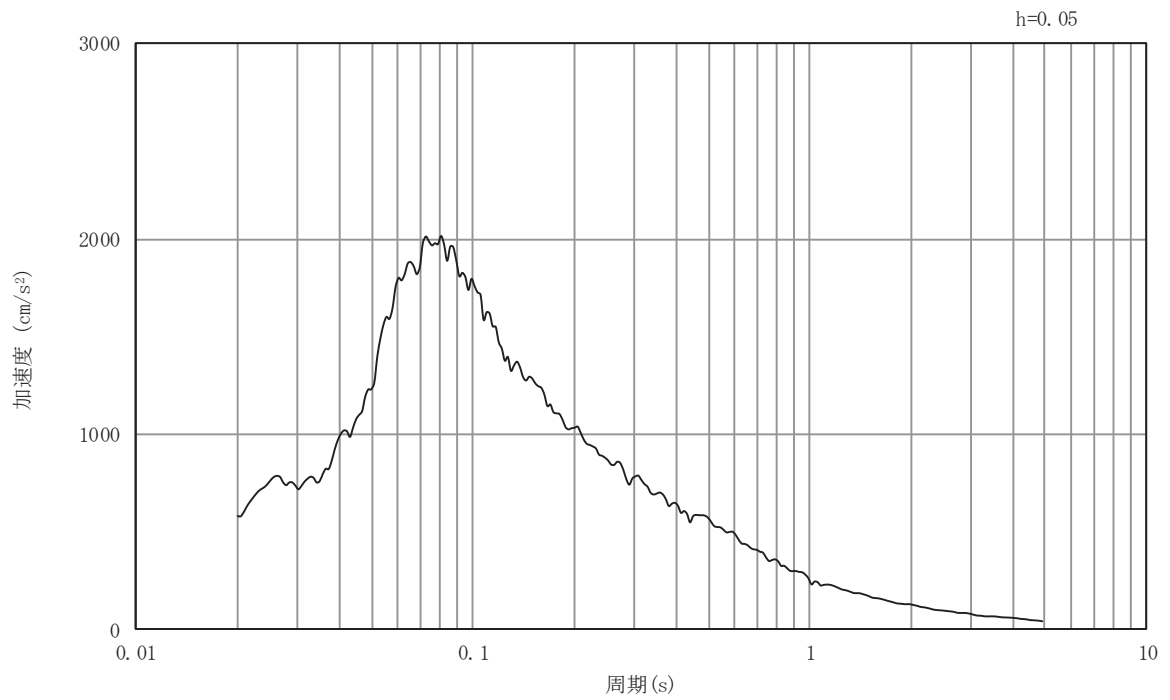


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(1) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース①, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

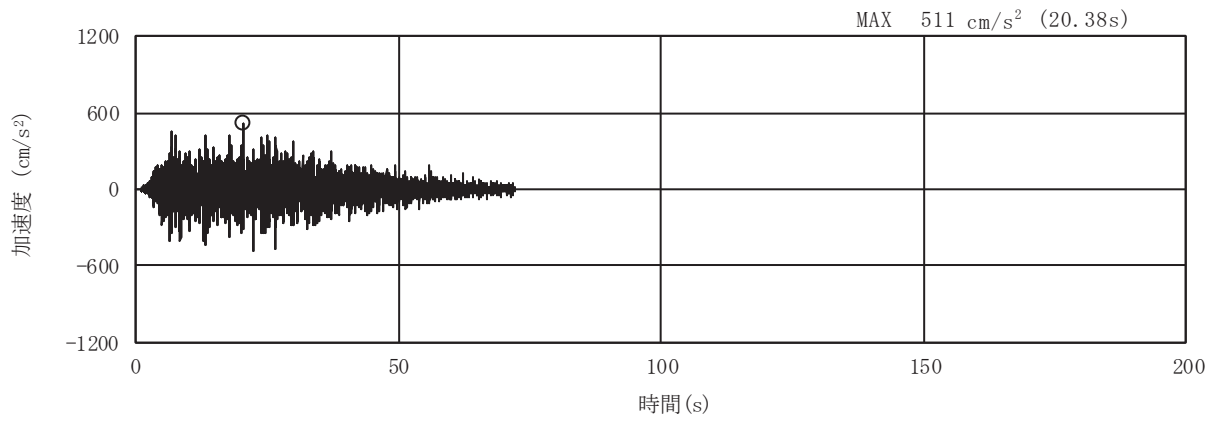


(a) 加速度時刻歴波形

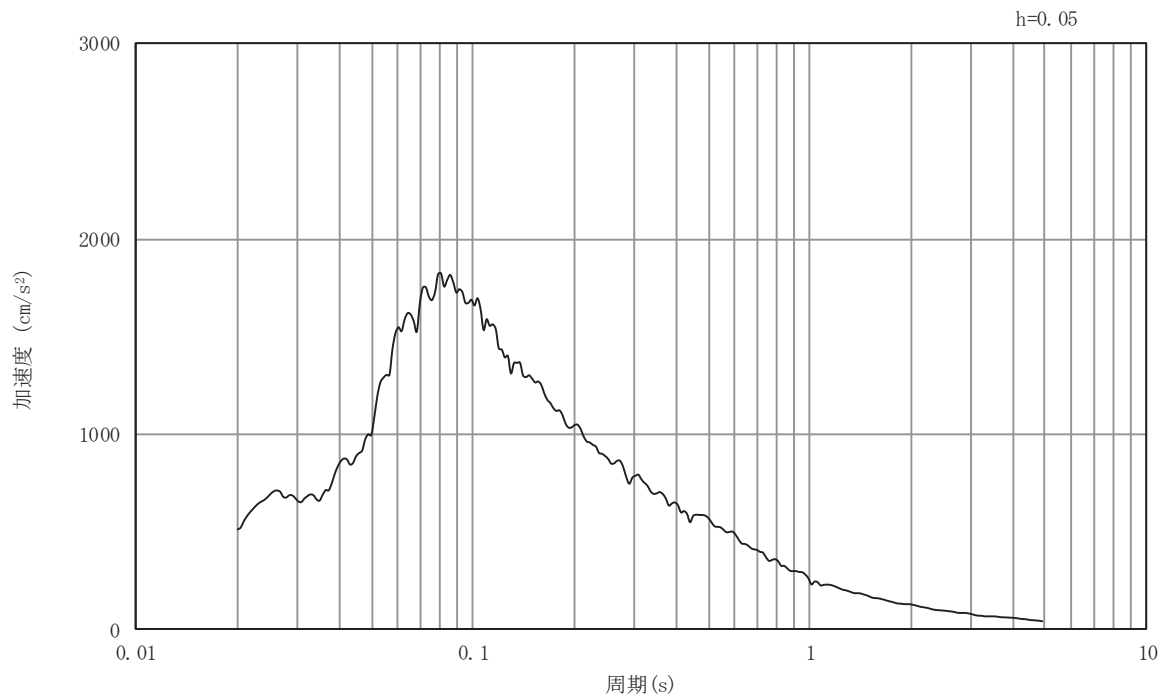


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(2) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース②, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(3) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース③, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(3) 設計水平震度の算定

貯留堰位置における最大加速度を表 3-6 に示す。

ケース②の加速度が最も大きいため、この加速度を重力加速度で除して、保守的に設計水平震度を 0.60 とする。

$$\text{設計水平震度 (k h)} = 579(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) \approx 0.60$$

表 3-6 一次元地震応答解析結果 (下線部：設計水平震度採用ケース)

解析ケース	①	②	③
	基本ケース		地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
最大加速度 (cm/s ²)	527	<u>579</u>	511

3.5.3 評価方法

貯留堰の強度評価においては、静的フレーム解析により得られた曲げモーメント及び軸力より算定した曲げ圧縮応力及び引張応力、せん断力より算定したせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ圧縮と引張に対する照査

曲げ圧縮及び引張の断面照査においては、発生断面力が許容限界以下であることを確認する。解析プログラムは「RC 断面計算 Ver8.0.6」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。

(2) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断力が許容限界以下であることを証明する。

$$\tau = \frac{V}{b w \cdot j \cdot d} = \frac{V}{b w \cdot z}$$

ここで、

V : せん断力

b w : 部材断面の腹部の幅

z = j d : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

d : 有効高さ, j = 1/1.15

3.5.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値を表 3-7 に示す。

表3-7 使用材料及び物性値

評価対象	材料	仕様	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)
貯留堰 (鉄筋コンクリート造)	コンクリート	$f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$	24.0	23.3
	鉄筋	SD345		

4. 評価条件

貯留堰は海中構造物であるため、津波波力が作用するのは、引き波により貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成27年12月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重は、若干越流している状態の静水圧差と、それより水位の低い越流直前の状態の波力とを比較して、高い方を採用することとしている。

両者を比較した結果、越流直前の津波波力が越流時の静水圧差を上回ることから、各荷重組合せケースにおける水位（水深）及び各種荷重は以下のとおり設定する（比較の詳細については「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」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。

4.1 津波時

津波時において、強度評価に用いる評価条件を表4-1に示す。設定の詳細は以下のとおり。

(1) 躯体自重

$$w_1 = 2.5\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 240.3\text{kN/m}$$

$$w_2 = 3.1\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 298.0\text{kN/m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における水深

越流直前の貯留堰天端に水面がある状態を想定し、以下のとおり設定する。

$$h_1 = 0.0\text{m}$$

$$h_2 = 1.2\text{m}$$

(3) 貯留堰の天端・下端に作用する津波波圧

津波波圧の算出には、朝倉式を適用する。海底面高さ（O.P. -11.5m）と入力津波水位（O.P. -6.3m）の1/2（2.6m）を設計用浸水深 η とすると、各水深における波圧は、

$$p = \gamma w \times (\alpha \times \eta - z) \times B$$

ここで、

p : 津波波圧 (kN/m)

γw : 海水の単位体積重量

α : 水深係数 (=3)

η : 設計用浸水深 (=2.6m)

z : 海底面高さ (O.P. -11.5m) を基準とした上向の正の座標

B : 荷重作用幅 (=4.0m)

となる。よって、

$$p_1 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-6.3\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 105.0\text{kN/m}$$

$$p_2 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-7.5\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 153.5\text{kN/m}$$

表4-1 強度評価に用いる条件（津波時）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	短期許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	短期許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	短期許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.2 重畳時1

重畳時1において、強度評価に用いる評価条件を表4-2に示す。躯体自重、貯留堰の水深、貯留堰に作用する津波波圧の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし、動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 動水圧

動水圧は、以下のとおりWestergaard式により算出する。

$$p_d = 7/8 \times \gamma_w \times kh \times \sqrt{(H \times h)} \times B$$

ここで、

γ_w : 水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

kh : 水平地震力 (=0.60)

H : 貯留堰天端における水深 (= -6.3m - (-11.5m) = 5.2m)

h : 対象個所の水深(m)

よって、

$$\begin{aligned} p_d &= 7/8 \times 10.1 \times 0.6 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \times 4.0 \\ &= 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \end{aligned}$$

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると、

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} = 53.0 \text{ kN/m}$$

表4-2 強度評価に用いる条件（重畳時1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	0.0	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	15.3	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	21.6	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	26.5	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	30.6	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	34.2	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	37.5	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	40.5	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	43.3	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	45.9	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	48.4	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	50.7	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	53.0	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.3 重畳時2

重畳時2において、強度評価に用いる評価条件を表4-3に示す。躯体自重の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし、水深、静水圧、動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 貯留堰の天端・下端における水深

重畳時2の水位として、引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際に最大水位差1.0mの高さの越流状態を想定する（詳細については「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」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。よって、

$$h_1 = 1.0\text{m}$$

$$h_2 = 2.2\text{m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における静水圧

$$p_{s1} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 1.0\text{m} \times 4.0\text{m} = 40.1\text{kN/m}$$

$$p_{s2} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 2.2\text{m} \times 4.0\text{m} = 88.9\text{kN/m}$$

(3) 動水圧

重畳時2における動水圧の算出方法は「4.2 重畳時1」と同等であるが、想定している水位が0.P. -5.3mであることから、

$$H = -5.3\text{m} - (-11.5\text{m}) = 6.2\text{m}$$

となり、

$$p_d = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times z}$$

となる。

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると、

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times 2.2} = 78.3\text{kN/m}$$

表4-3 強度評価に用いる条件（重畳時2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	1.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	2.2	m
p s 1	貯留堰の天端における静水圧	40.4	kN/m
p s 2	貯留堰の下端における静水圧	88.9	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	52.8	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	55.4	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	57.9	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	60.2	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	62.5	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	64.7	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	66.8	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	68.9	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	70.9	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	72.8	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	74.7	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	76.5	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	78.3	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	許容引張応力度	294	N/mm ²
T a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.4 解析ケースによる荷重モデル図

評価条件で使用される記号を用いた荷重モデル図を図4-1～図4-3に示す。

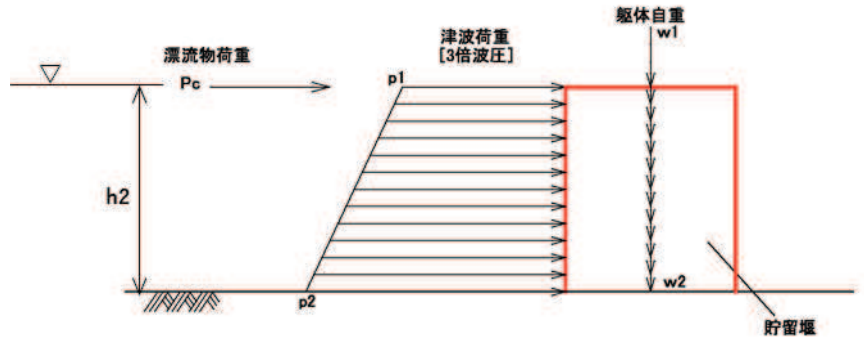


図4-1 荷重モデル図（津波時）

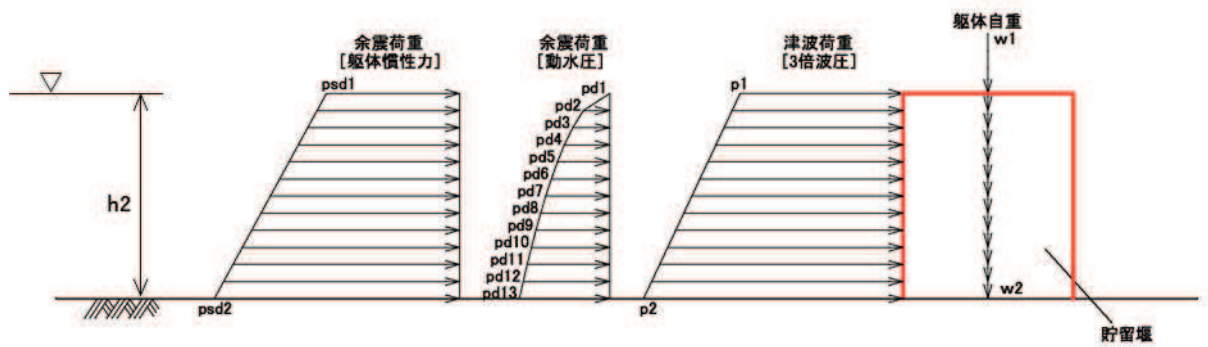


図4-2 荷重モデル図（重畳時1）

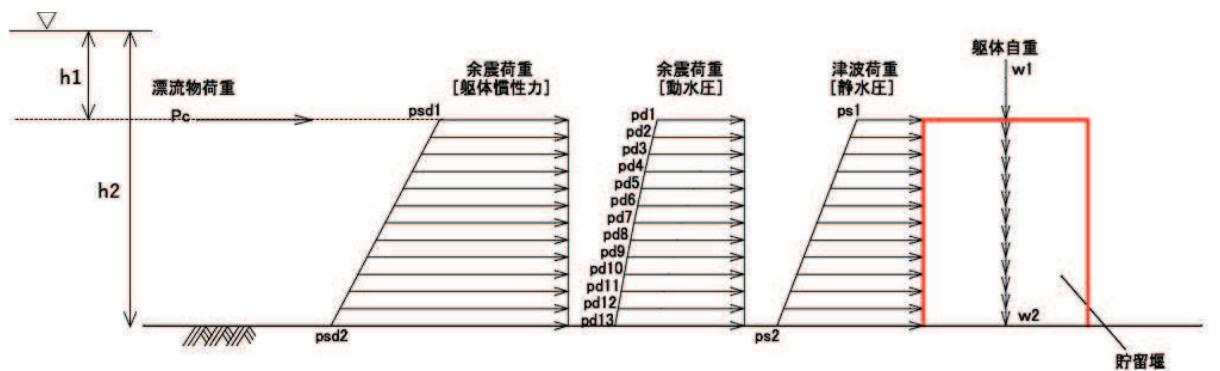


図4-3 荷重モデル図（重畳時2）

5. 強度評価結果

5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査

曲げ圧縮応力度の評価結果を表 5-1 に示す。曲げ圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。照査値が最大となる重畳時 2 における断面力図を図 5-1 に示す。

表 5-1 曲げ圧縮応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	圧縮応力度 σ	短期許容 圧縮応力度 σ'_{ca}	照査値
	kN・m	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2488	323	1.8	11.7	0.16
重畳時 1	220	323	0.1	11.7	0.01
重畳時 2	2598	323	1.8	11.7	0.16

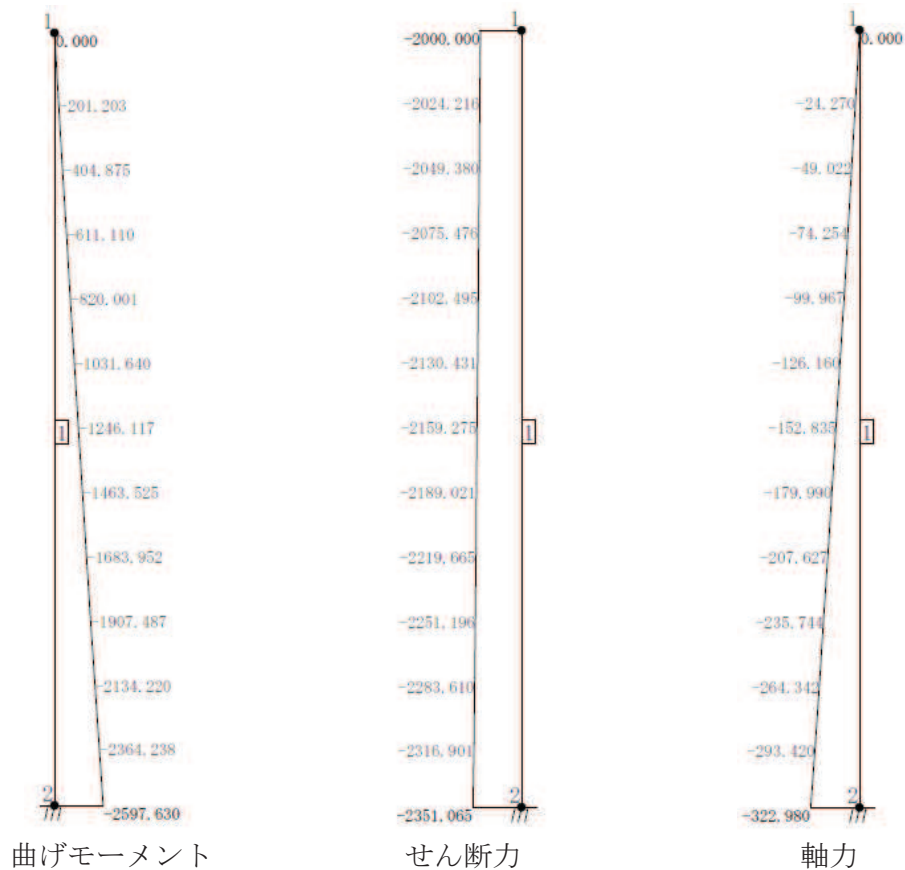


図 5-1 断面力図 (重畳時 2)

5.2 引張応力度に対する照査

引張応力度の評価結果を表 5-2 に示す。引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-2 引張応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	引張応力度 σ	短期許容 引張応力度 σ_{sa}	照査値
	kN・m	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2488	323	140	294	0.48
重畳時 1	220	323	1	294	0.01
重畳時 2	2598	323	148	294	0.51

5.3 せん断応力度に対する照査

せん断応力度の評価結果を表 5-3 に示す。せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-3 せん断応力度の評価

事象	せん断力 V	せん断応力度 τ	短期許容 せん断応力度 τ_a	照査値
	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2156	0.27	0.63	0.43
重畳時 1	392	0.05	0.63	0.08
重畳時 2	2352	0.29	0.63	0.47

- 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
- 6.5.1.7 漂流物防護工の評価について
- 6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について
- 6.5.1.9 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置変更について
- 6.5.1.10 三次元構造解析における断面力の組合せについて

- 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	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	10
3. 評価部位	12
3.1 荷重伝達経路	12
3.2 評価部位	12
3.3 評価方向の整理	14
4. 固有周期	15
4.1 固有周期の計算方法	15
4.1.1 閉門時	15
4.1.2 開門時	16
4.2 固有周期の計算結果	17
5. 構造強度評価	18
5.1 構造強度評価方法	18
5.2 荷重及び荷重の組合せ	18
5.2.1 荷重の設定	18
5.2.2 荷重の組合せ	18
5.3 許容限界	20
5.4 設計用地震力	23
5.5 計算方法	26
5.6 計算条件	43
5.7 応力計算	45
6. 評価結果	84
7. 出口側集水ピットの強度評価	86
7.1 出口側集水ピットの構造概要	86
7.2 評価方針	89
8. 地震応答解析	91
8.1 地震時荷重算出断面	91

8.2	解析方法	92
8.2.1	地震応答解析手法	92
8.2.2	構造部材	92
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	92
8.2.4	減衰定数	93
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	99
8.3	荷重及び荷重の組合せ	101
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	101
8.3.2	荷重	101
8.3.3	荷重の組合せ	103
8.4	入力地震動	104
8.5	解析モデル及び諸元	120
8.5.1	解析モデル	120
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	125
8.5.3	地盤の物性値	126
8.5.4	地下水位	129
8.6	地震応答解析結果	130
8.6.1	解析ケースと照査値	130
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	135
8.6.3	作用荷重分布図	138
8.6.4	最大加速度分布図	140
9.	三次元構造解析	157
9.1	評価対象部位	157
9.2	解析方法	157
9.3	解析モデル及び諸元	158
9.3.1	解析モデル	158
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	165
9.4	照査時刻	166
9.5	入力荷重	167
9.5.1	慣性力	168
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	170
10.	耐震評価	171
10.1	許容限界	171
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	171
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	172
10.2	評価方法	172
10.3	三次元構造解析結果	172
11.	評価結果	174

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）	174
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	180
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	183
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	183
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	188
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	190

（参考資料1）屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細について

（参考資料2）戸当りアンカーボルトの耐震評価

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。

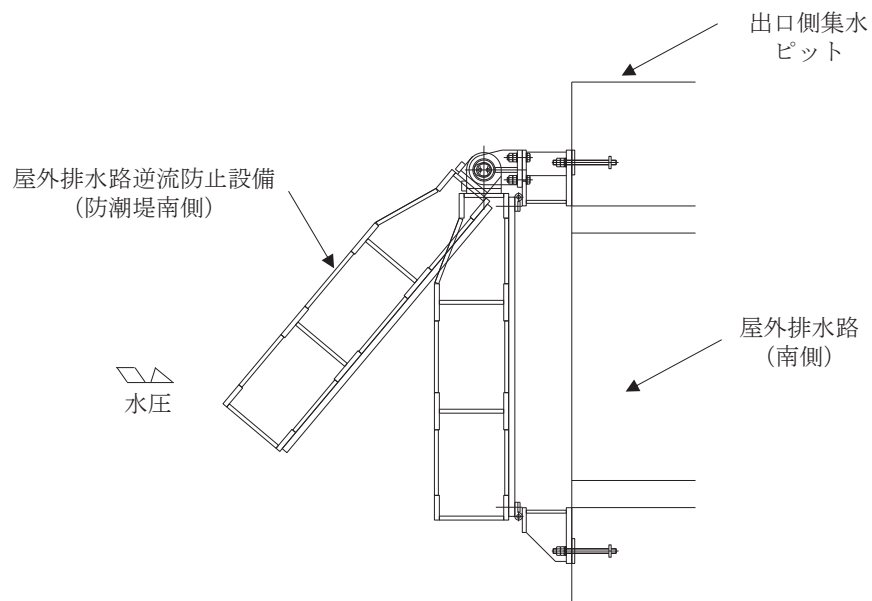
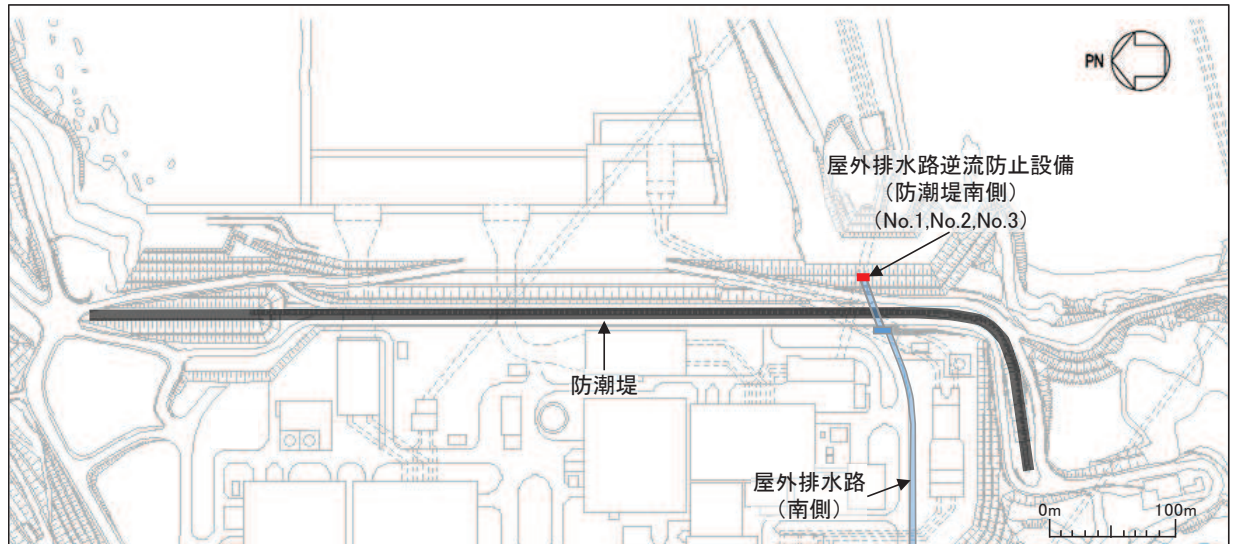


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

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。

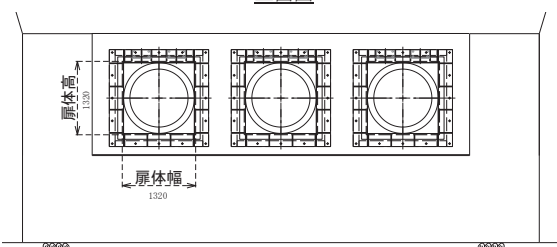
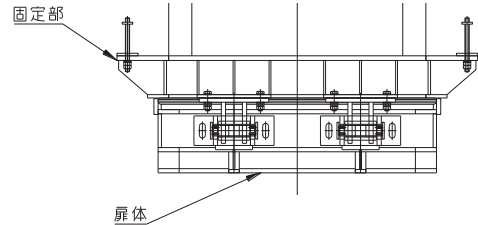
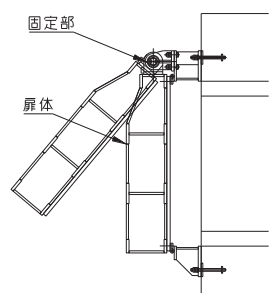
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

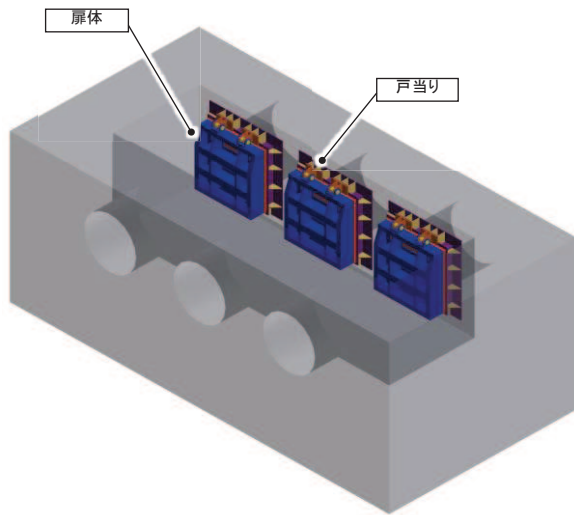
また、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

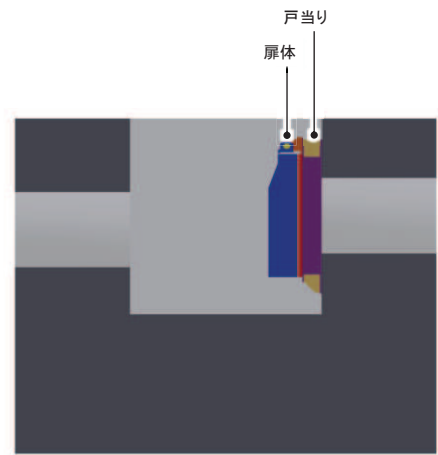
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1及び図2.2-1に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細を参考資料1に示す。

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 style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">平面図</p>  <p style="text-align: center;">断面図</p> 



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

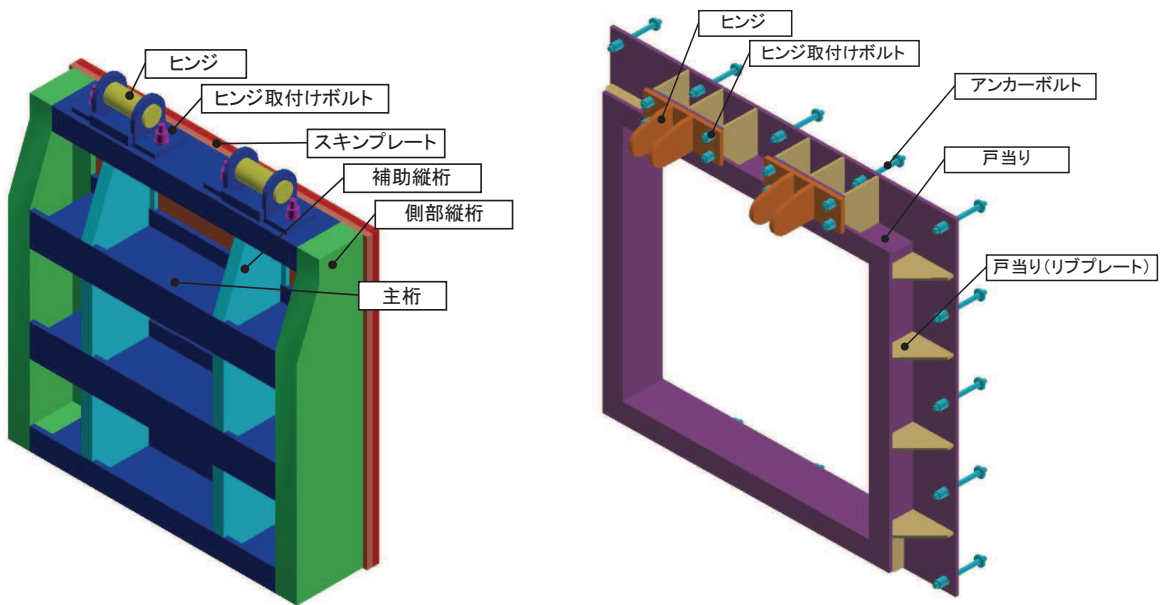


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

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

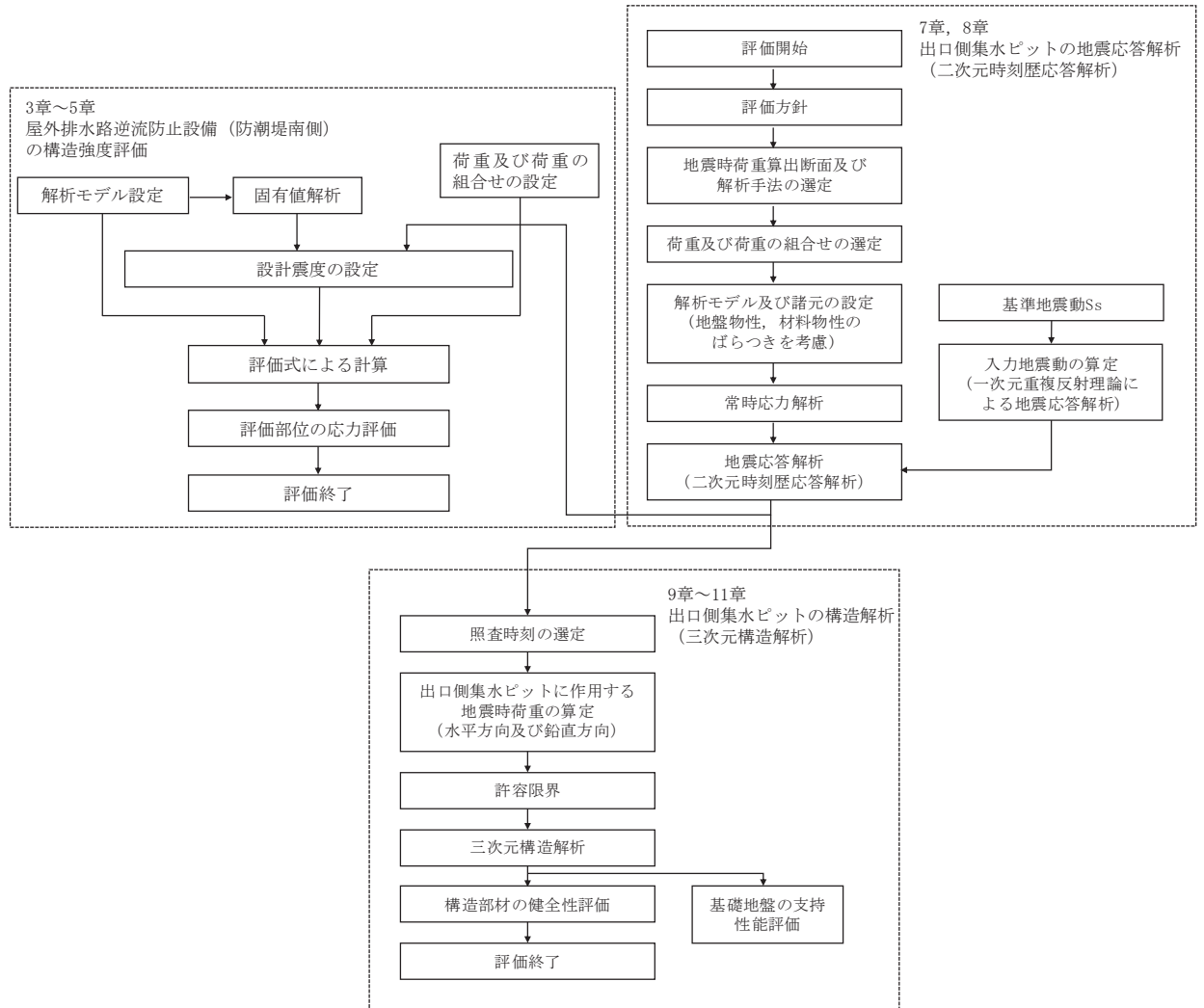


図 2.3-1 耐震評価フロー

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)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (11) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

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)	—
使用材料及び材料定数		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編] J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	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	水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編	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	日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説	
	出口側集水ピット	土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	
地震応答解析		土木学会 1986年 構造力学公式集	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)	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
構造解析		日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)

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 ²
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 ⁴
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 _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (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 ²
t ₁	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
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重	N/mm ²
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
Aw ₂	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
Aw ₃	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

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
P_{W4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	N
P_{V4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直地震力	N
P_{H4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平地震力	N
Z_4	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm ³
A_4	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm ²
P_5	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
P_{W5}	ヒンジ（プレート）に作用する自重荷重	N
P_{V5}	ヒンジ（プレート）に作用する鉛直地震力	N
P_{H5}	ヒンジ（プレート）に作用する水平地震力	N
A_{h5}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm ²
M_5	ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント	N・mm
Z_5	ヒンジ（プレート）の断面係数	mm ³
A_P	支圧抵抗面積	mm ²
A_{b6}	取付けボルトの断面積	mm ²
P_{W6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
P_{V6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する鉛直地震力	N
P_{H6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する水平地震力	N
P_7	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
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
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm
P_{p4}	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	N/mm ²
A_s	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	mm ²
l	せん断作用位置における周長	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。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

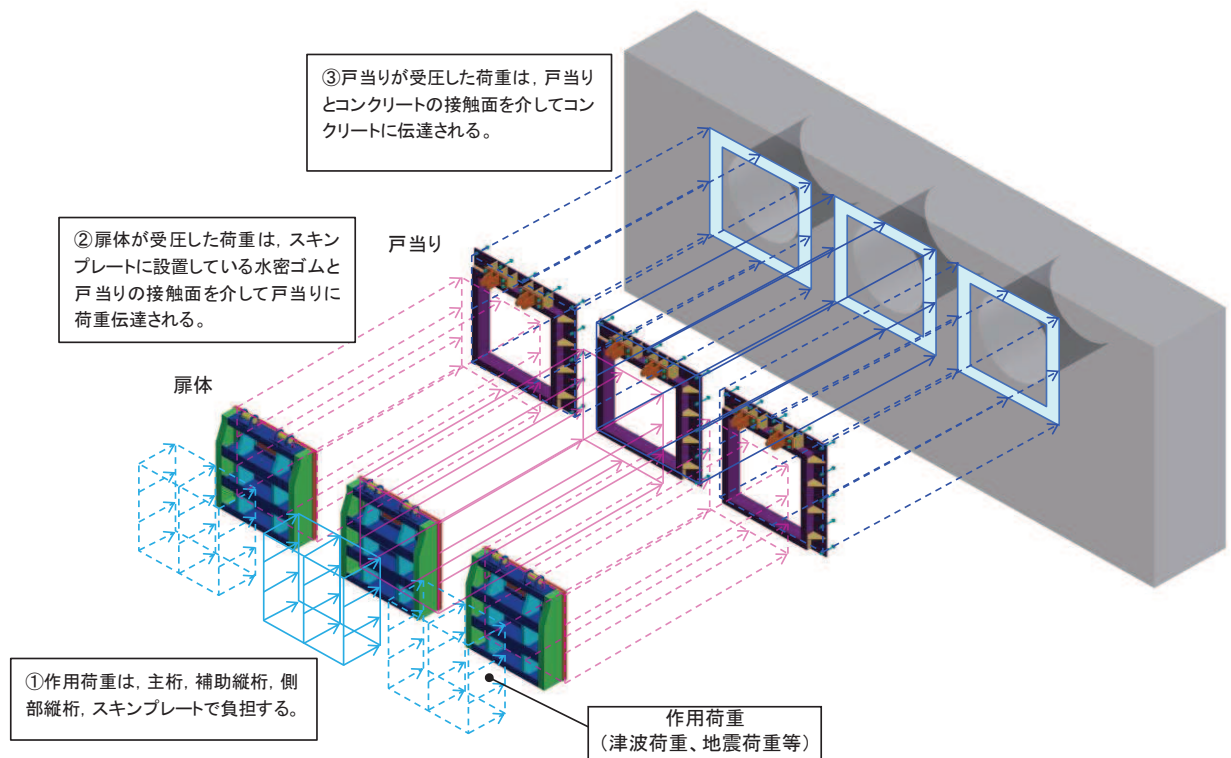


図 3.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路

3.2 評価部位

耐震評価においては、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、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。

なお、側部縦桁、戸当り（リブプレート）は表 3.2-1 に示す理由から検討対象外とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3.2-1 に示す。なお、アンカーボルトの評価は参考資料 2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> 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。 補助縦桁より部材剛性が大きい。
戸当り (リブプレート)	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の配慮として設置するものであり、戸当りのみで照査項目を満たしているため。

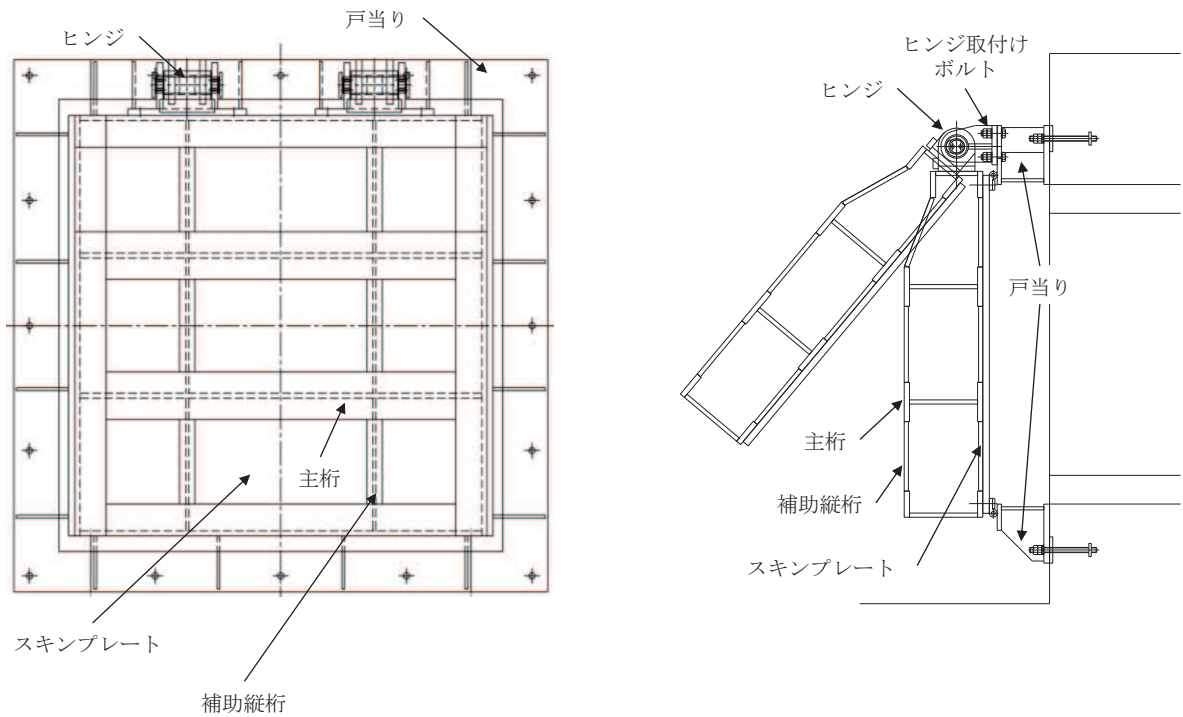


図 3.2-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の評価部位

3.3 評価方向の整理

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に支持される構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、耐震評価における主たる荷重は地震力である。したがって、各評価部位については、構造的特徴を踏まえ、評価を行う地震力の方向を設定する。

具体的には部位毎に弱軸方向や評価項目方向に作用する地震力を考慮する。

表 3.3-1 に評価を行う地震力の方向を示す。なお、「8.1 地震時荷重算出断面」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の前背面に斜面を有する水路縦断方向が弱軸方向となるが、水路横断方向の評価に対しても水路縦断方向の地震力を適用する。

評価方法の詳細は「5.5 計算方法」に示す。

表 3.3-1 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
扉体	スキンプレート	曲げ	○	—	—
	主桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	補助縦桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	固定部	ヒンジ (吊りピン)	曲げ	○	—
せん断			○	—	○
ヒンジ (プレート)		曲げ	—	○	○
		せん断	○	—	○
ヒンジ取付けボルト		引張・せん断	○	—	○
		せん断	—	○	○
戸当り		支圧	○	—	—
戸当りコンクリート		支圧	○	—	—
		せん断	○	—	—

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（閉状態）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。

また、固定部においては、扉体が戸当りから離れる状態（開状態）についても想定する。その際の固有周期の計算は、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する。

なお、横断方向（扉体軸方向）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。

4.1.1 閉門時

(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。

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

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

(3) 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 4.1-1 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	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
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	4.3883×10^8	mm ⁴
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

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

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4.1-1に示す。

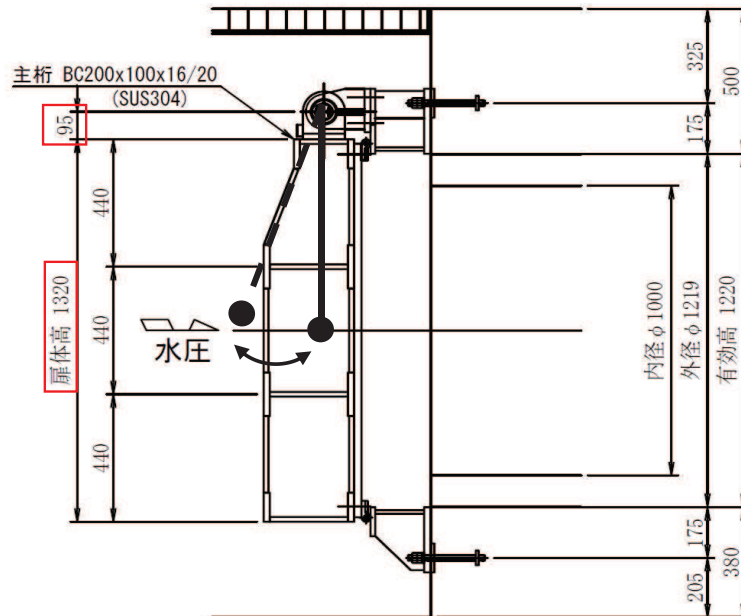


図4.1-1 解析モデル図 (単位: mm)

(2) 固有周期の計算

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_2 :振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4.1-2に示す。

表4.1-2 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
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	755	mm

4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.2-1 に示す。閉門時の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。開門時の固有周期は0.05s 以上であることから、設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮する。

表 4.2-1 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
閉門時	245	0.0041
開門時	0.574	1.743

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_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。

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 _s

G : 固定荷重

S_s : 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		—	内水の影響は小さいため考慮しない*。
	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。

注記* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があり、逆流防止設備（固定部）に一部内水圧が作用するものの、荷重としてはごくわずかであることから、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 ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{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	103	—	59	154	154	—	88	231	
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—	

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{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 _w	腹板の総断面積	2560	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

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 _w	腹板の総断面積	4160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

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 _w	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期は、閉門時は固有周期が 0.05s 以下である一方、開門時には固有周期が $T=1.743\text{ s}$ と 0.05 s 以上であることから、閉門時としての最大応答加速度と、開門時として添付書類「V-2-1-7 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より固有周期を考慮した最大応答加速度をそれぞれ算定する。設計用床応答曲線の作成に用いる解析コードは「波形処理プログラム k WAVE for

Windows ver. 6.2.0」を使用する。なお、解析コードの概要については、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。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の地震応答解析結果を図 5.4-2 に、開門時に参照する基準地震動 S_s を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

上記より設定した逆流防止設備の設計震度を表 5.4-1 に示す。なお、設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち、最大加速度となる節点の値を基に算定している。

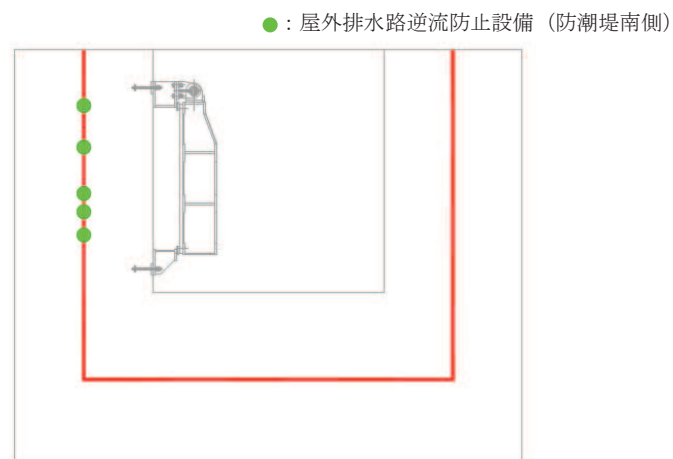
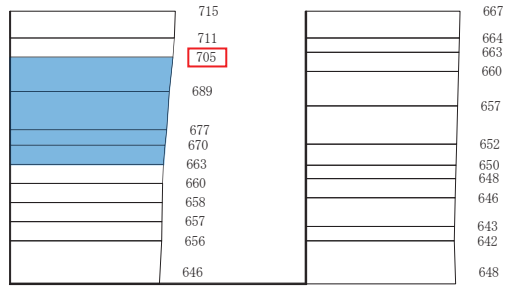
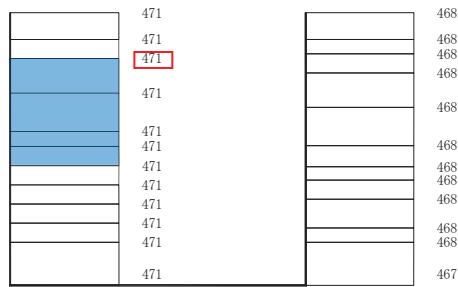


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, Sd-D2(++), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲



図 5.4-2 逆流防止設備(扉体及び固定部)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

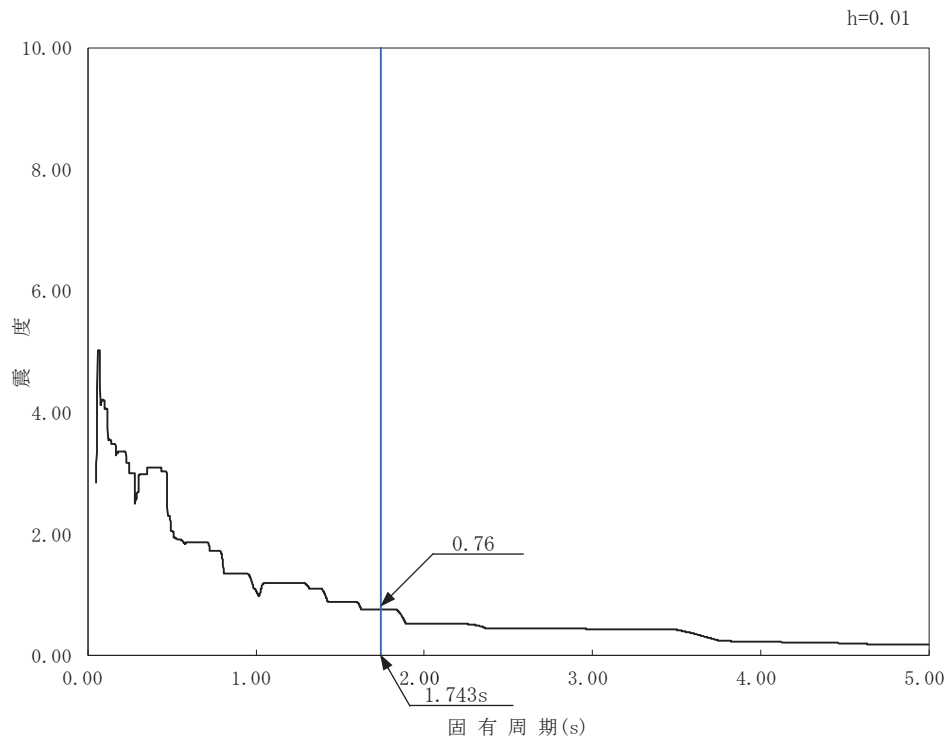


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

表 5.4-1 設計用地震力（水路縦断方向及び水路横断方向）

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 -F3 (-+)	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 -D2 (++)	解析ケース①		鉛直方向 K _V	0.5

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、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.5-1 に示す。

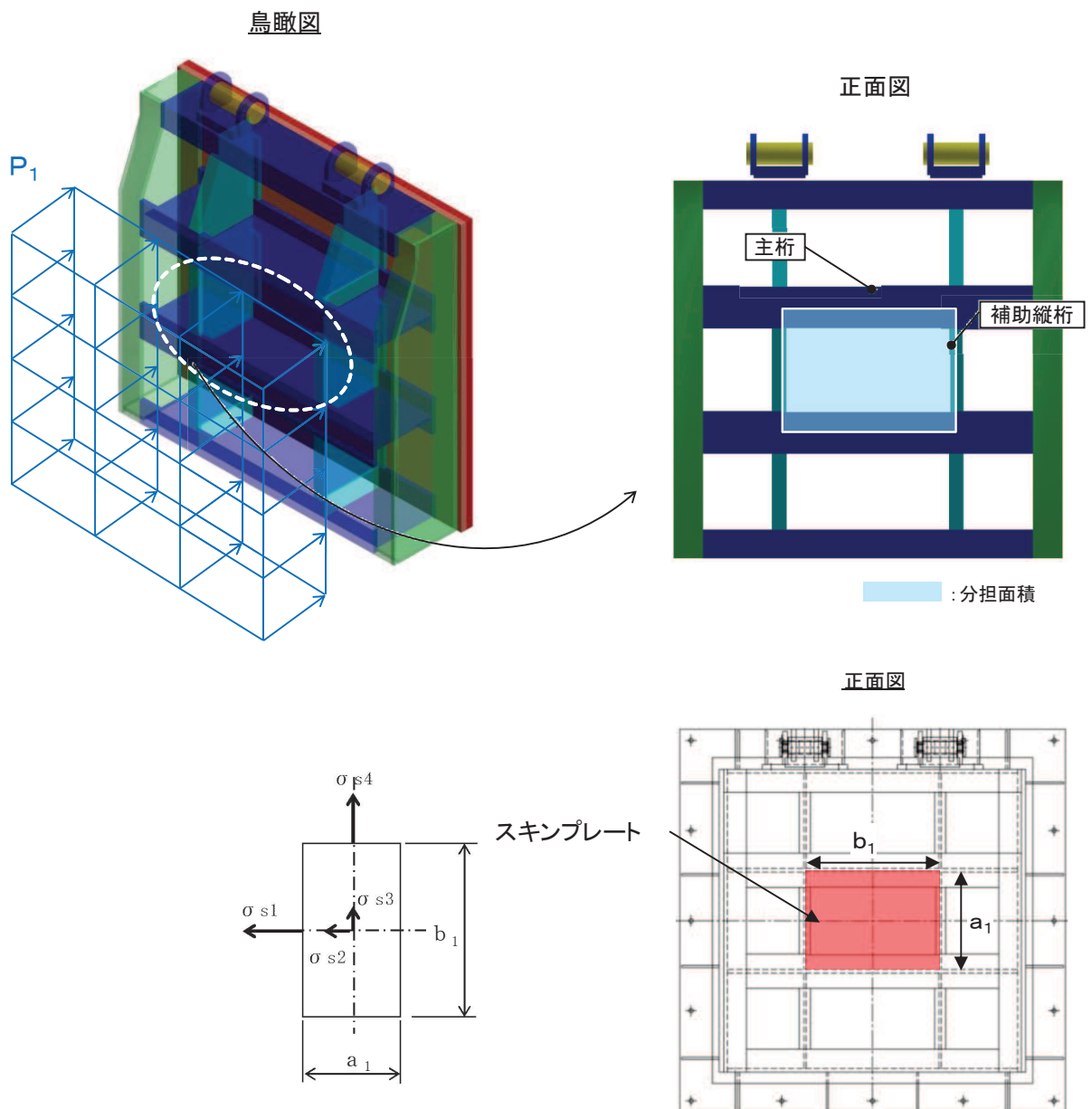


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

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

ここで,

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

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/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.5-2 に示す。

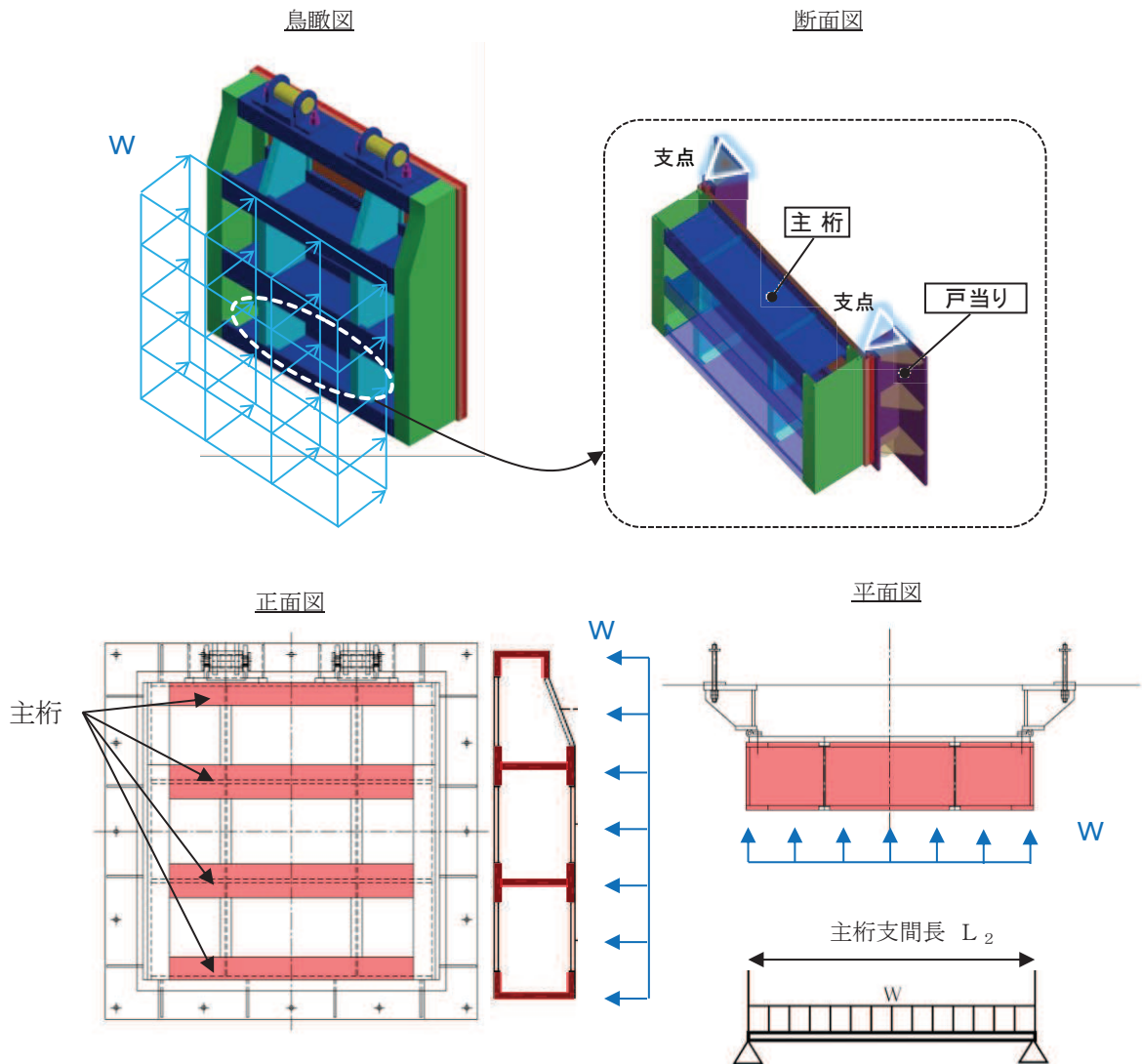


図5.5-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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、主桁によって溶接支持された両端固定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。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.5-3 に示す。

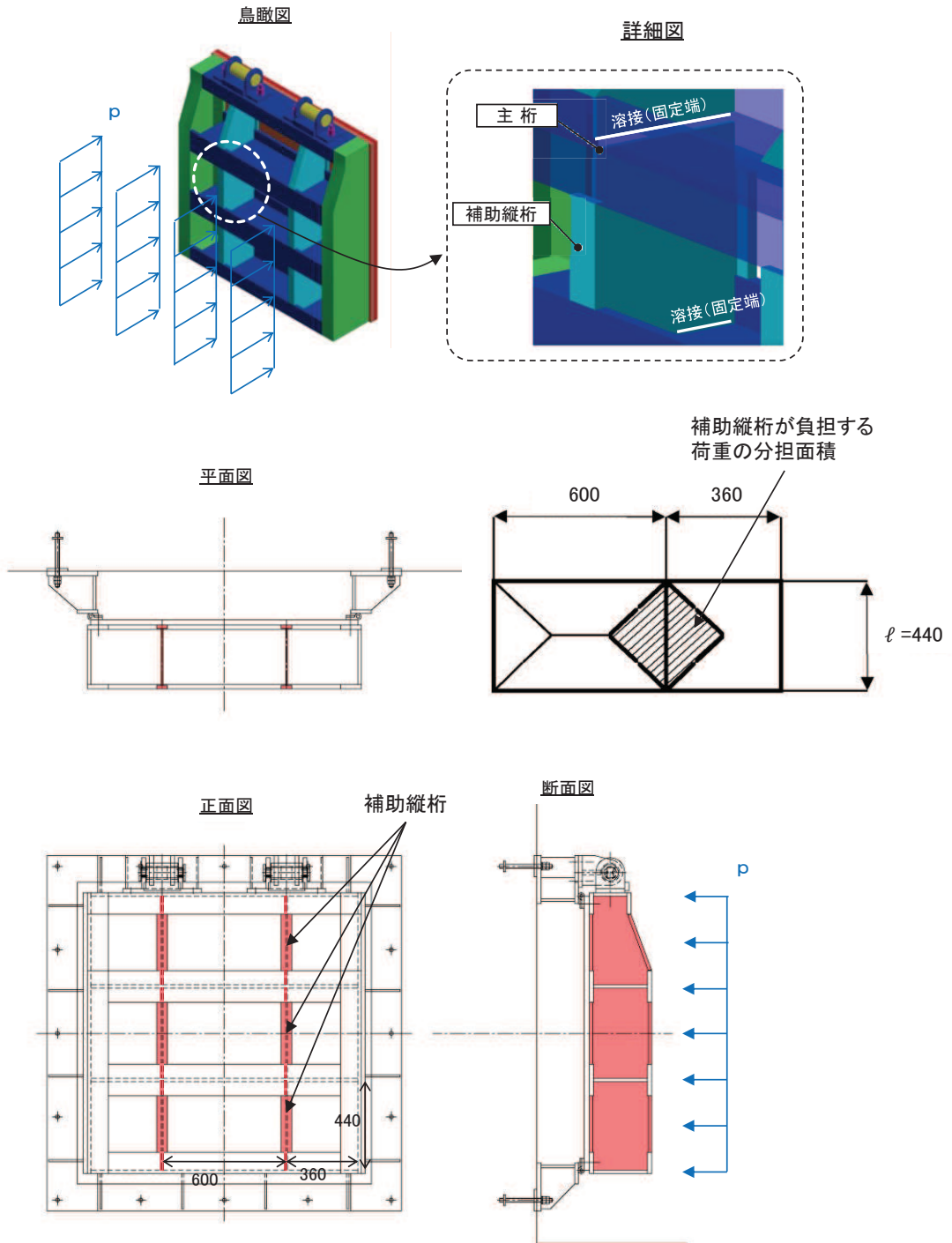


図5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、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。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレート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（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.5-4 に示す。

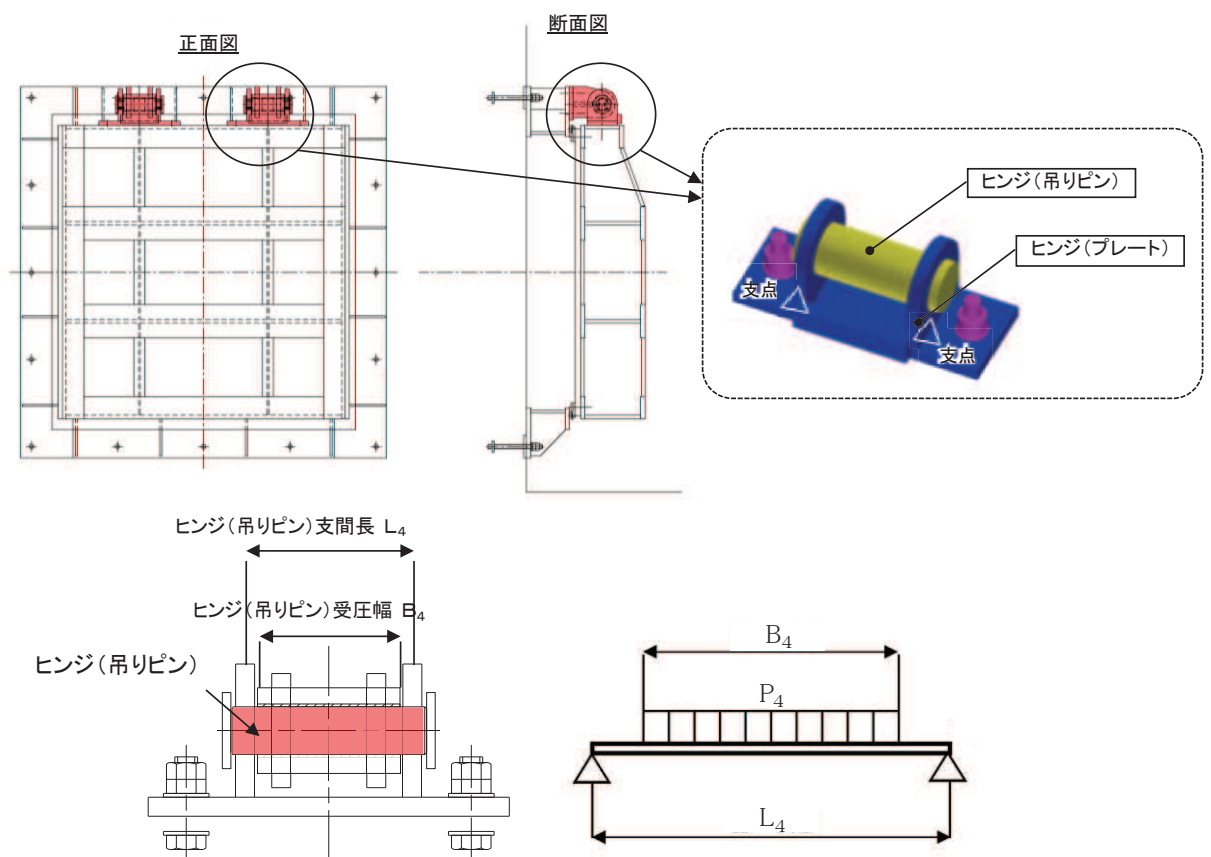


図 5.5-4(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路縦断方向）

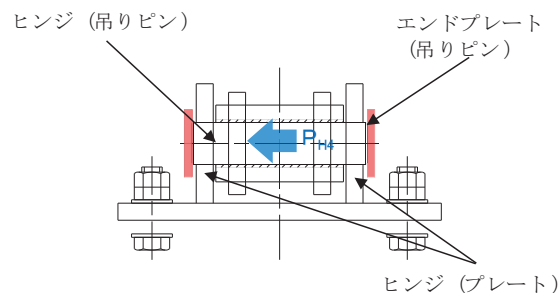


図5.5-4(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

エンドプレートのせん断力の算定式は以下のとおりである。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

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（mm³）

A_4 : ヒンジ（吊りピン）の断面積（mm²）

M_{max} : 最大曲げモーメント（N・mm）

S_{max} : 最大せん断力（N）

σ : 曲げ応力度（N/mm²）

τ : せん断応力度（N/mm²）

σ_g : 合成応力度（N/mm²）

P_{p4} : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

A_s : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

l : せん断作用位置における周長

(5) ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、ヒンジ（吊ピン）に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ（吊ピン）」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ（プレート）が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ（プレート）の照査断面はヒンジ（プレート）の最薄部とし、支点反力により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、吊ピンのエンドプレートを通じて伝達される水平地震荷重により生じる支圧応力度、ならびにヒンジ（プレート）下端の曲げ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）の構造図を図 5.5-5 に示す。

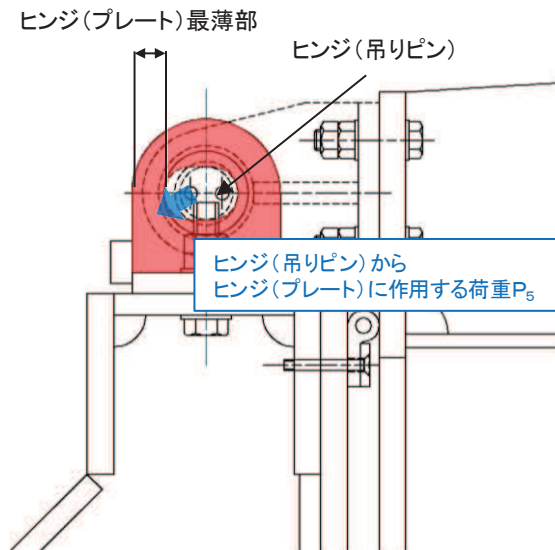


図 5.5-5(1) ヒンジ（プレート）の構造図（水路縦断方向）

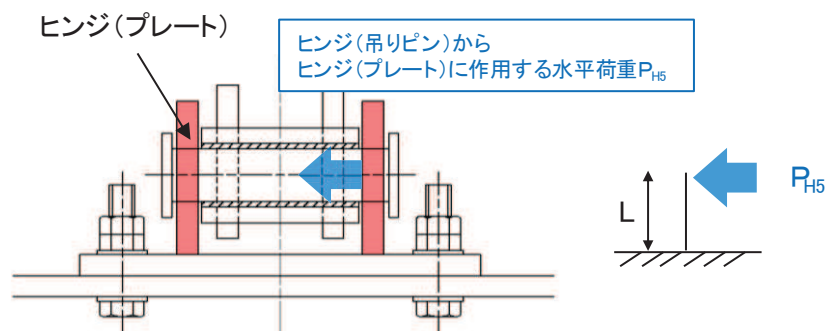


図5.5-5(2) ヒンジ（プレート）の構造図（水路横断方向）

また、ヒンジ（プレート）の応力算定式は以下のとおりである。

【水路縦断方向】

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

ここで、

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（mm²）

τ : せん断応力度（N/mm²）

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

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

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、

M_5 : ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント（N・mm）

P_{H5} : 水平地震荷重（N）

L : 吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端までの距離（mm）

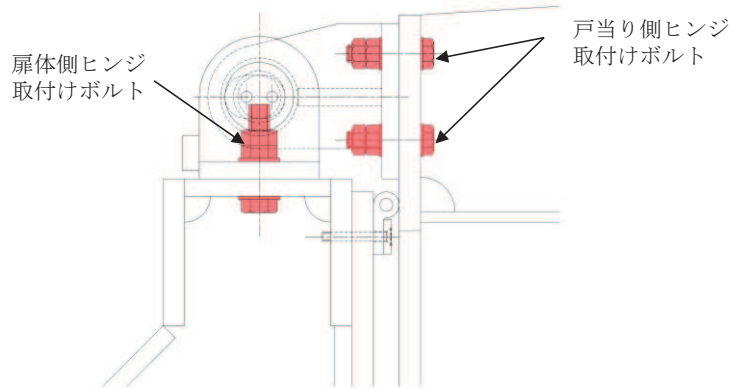
Z_5 : ヒンジ（プレート）の断面係数（mm³）

A_p : 支圧抵抗面積（mm²）

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出される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、合成応力度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5.5-6に示す。

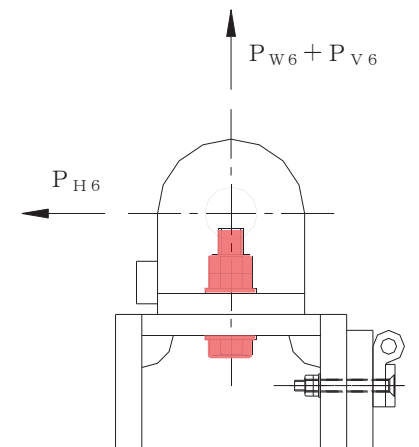
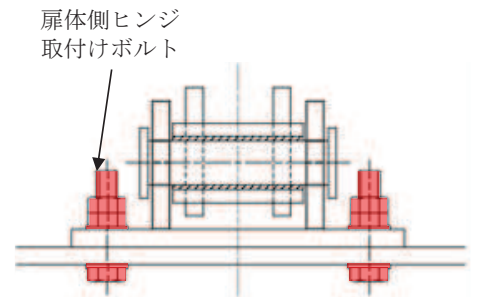


【扉体側】

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

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

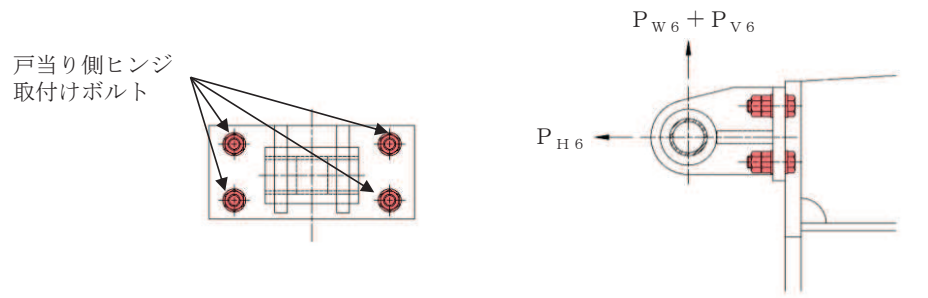
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- 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)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-6(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 (mm²)

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)

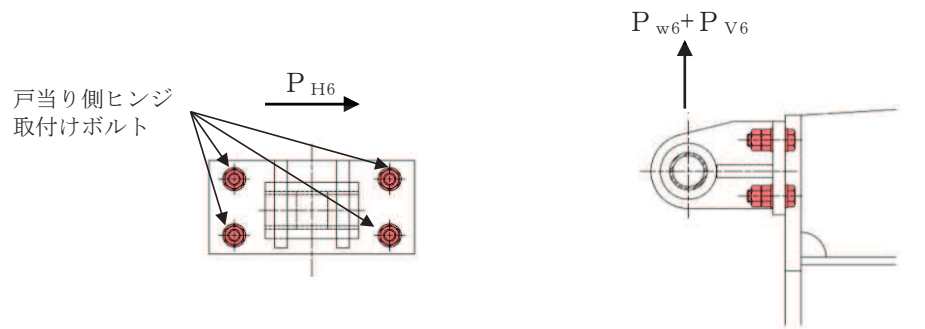
P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-6(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の構造図及び応力算定式 (水路縦断方向)



$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

- $A b$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
 P_{w6} : 扉体の自重 (N)
 P_{v6} : 鉛直地震力 (N)
 P_{H6} : 水平地震力 (N)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.5-6(3) ヒンジ取付けボルト（戸当り側）の応力算定式（水路横断方向）

(7) 戸当り

戸当りは、コンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、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 5.5-7 に示す。

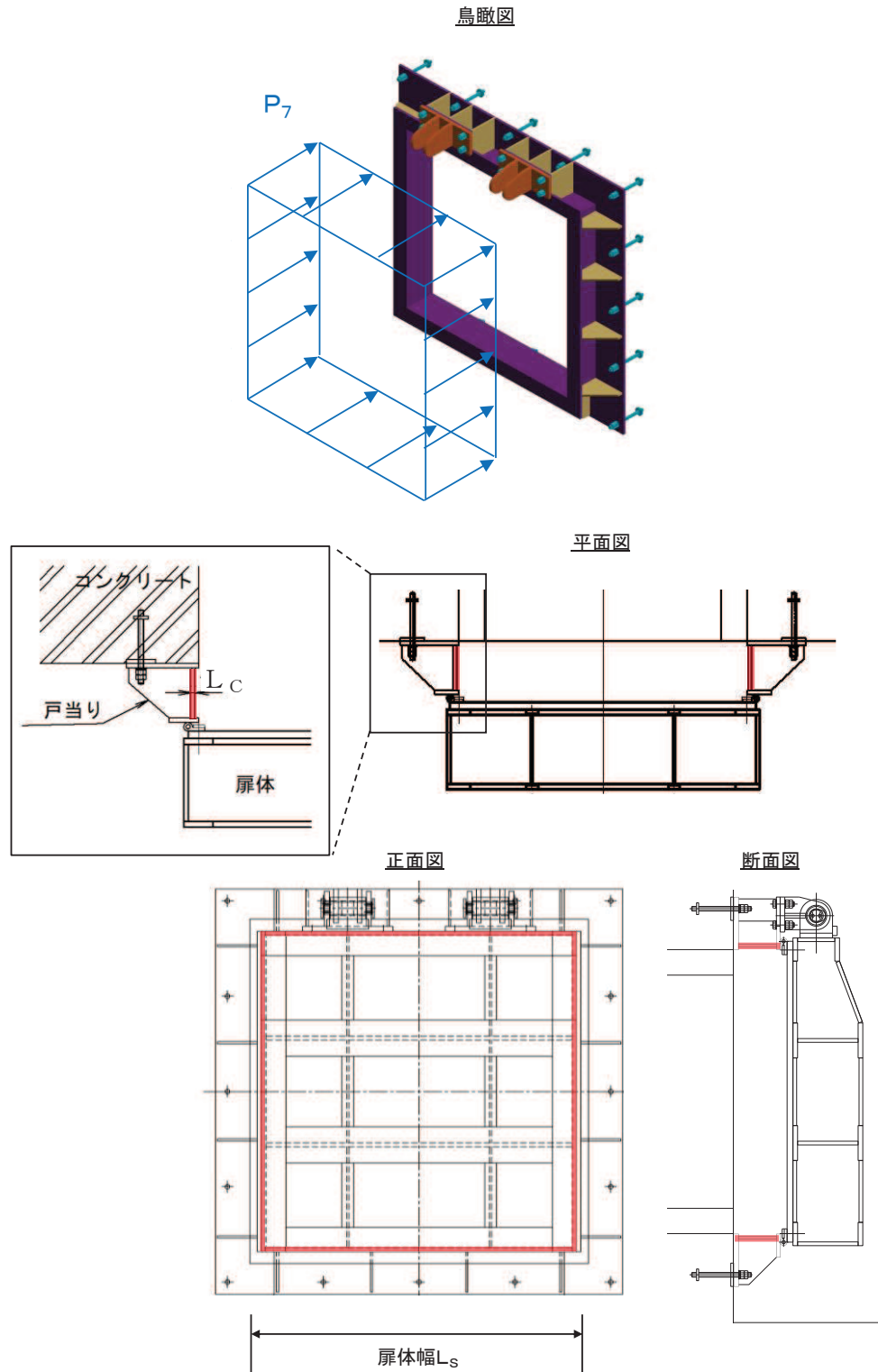


図 5.5-7 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.5-8 に示す。

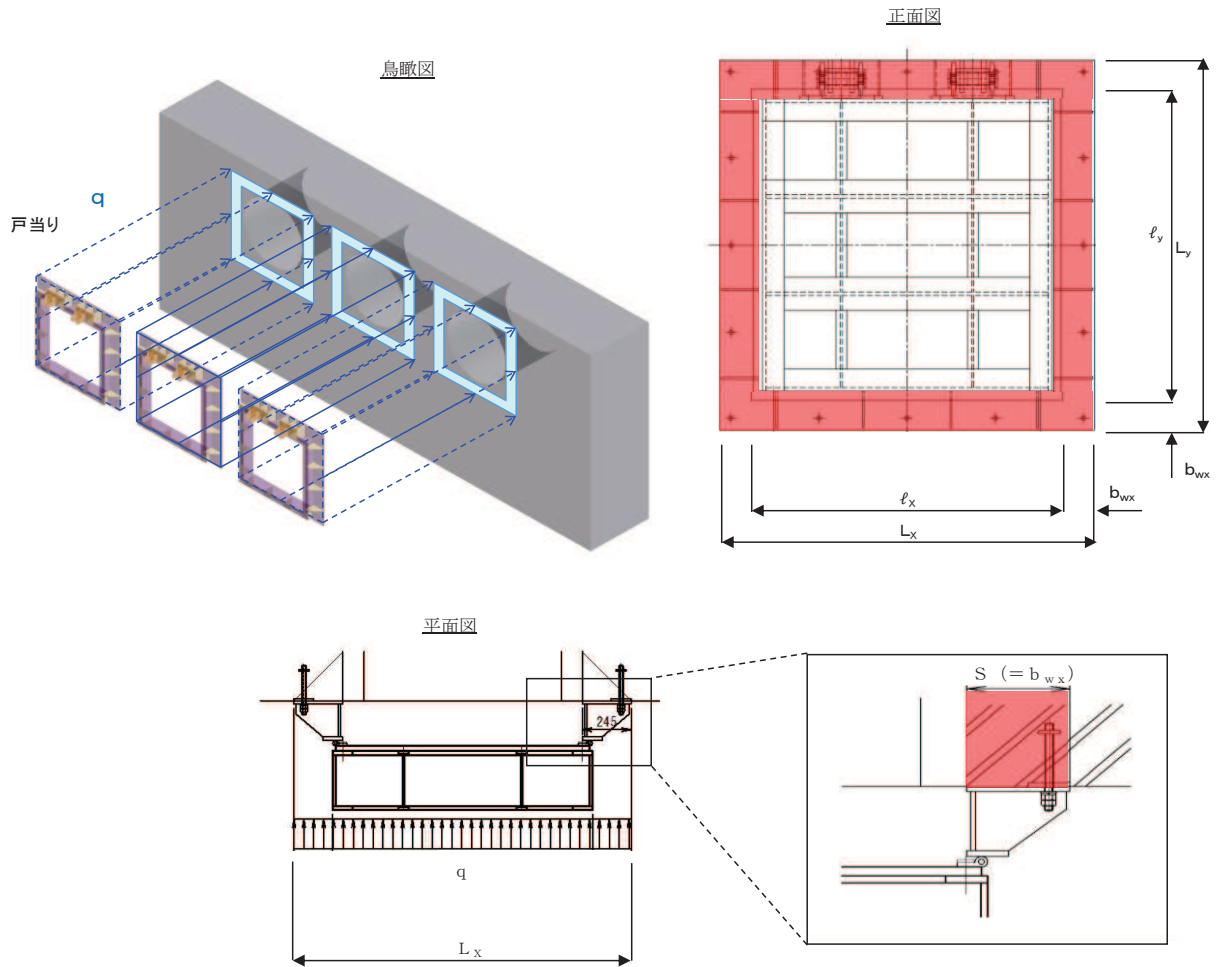


図 5.5-8 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

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

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

ここで,

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- 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)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

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 ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	1.7424×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
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 ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 ⁵	2.56×10 ³
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 ⁵	4.16×10 ³
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 ⁵	4.16×10 ³

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

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

取付けボルトの 断面積 A _{b6} (mm ²)	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P _{w6} (N)	鉛直地震力 P _{v6} (N)	水平地震力 P _{H6} (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 ²)	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 ²)	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

単位円周方向幅当たりのエンド プレート面積 A_s (mm ²)	せん断作用位置における周長 l (mm)
9	50π

5.7 応力計算

5.7.1 スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.7-1に示す。

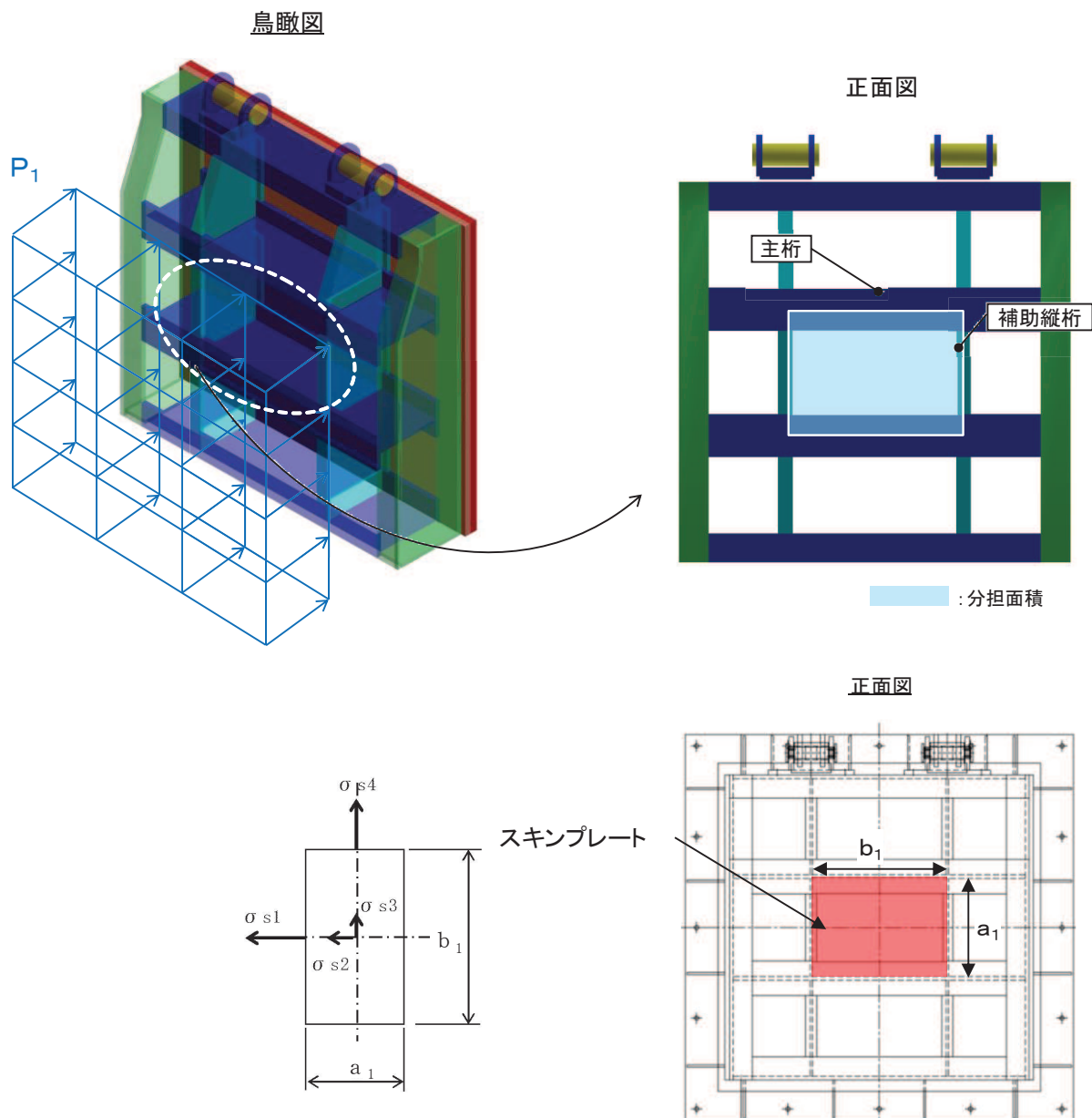


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

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/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(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。

$$P_1 = K_H \times G \times A_1$$

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	0.8	—
G	扉体の自重	1.4709975×10^4	N
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

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 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 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	σ_1	σ_2	σ_3	σ_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
∞	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 ²)	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

正面図

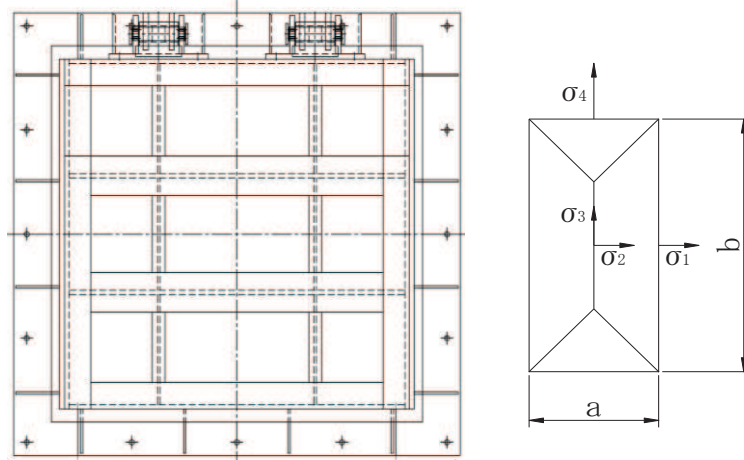


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

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

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

5.7.2 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

主桁の構造図及びモデル図を図5.7-3に示す。

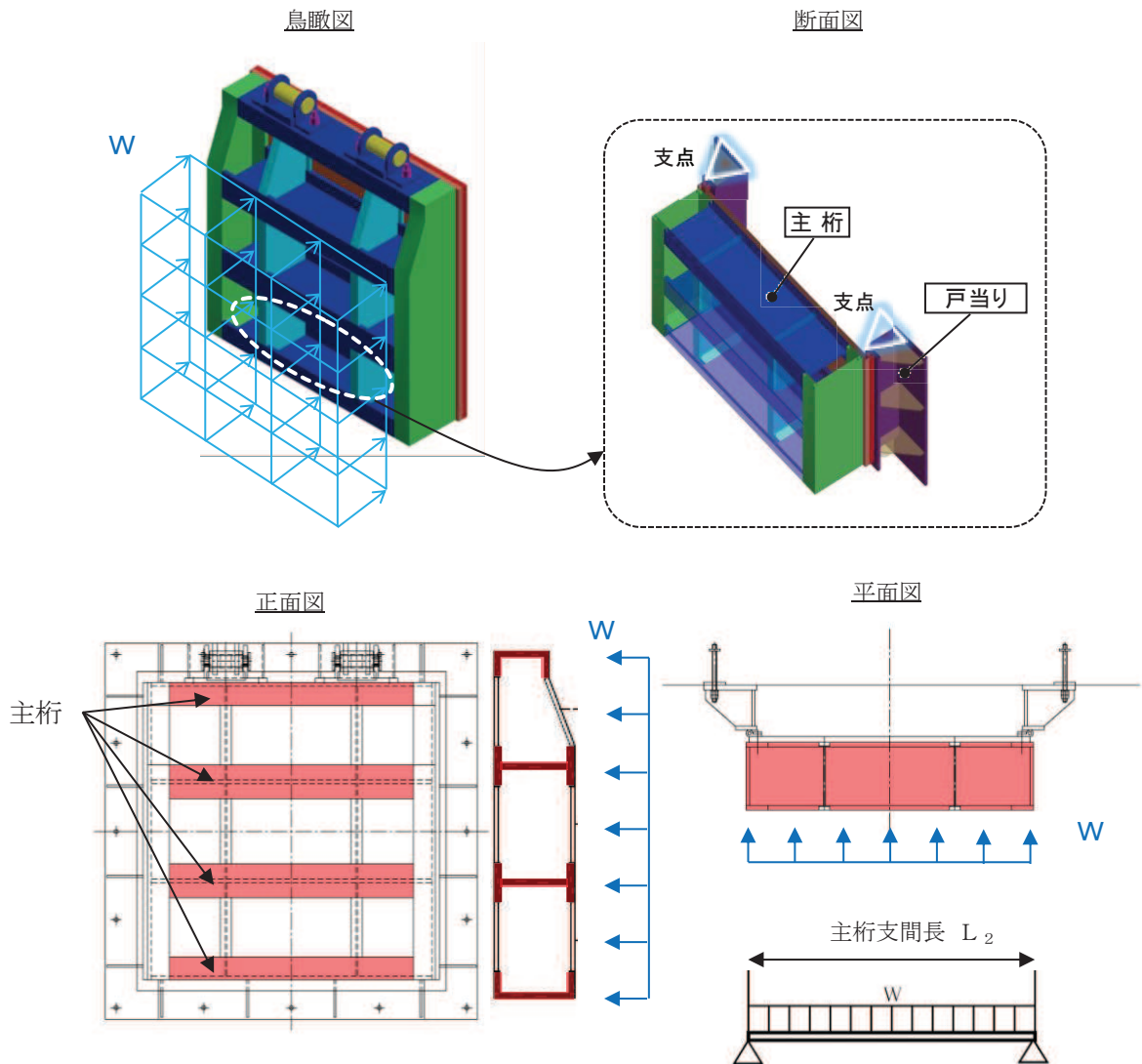


図5.7-3 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(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。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

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 ₂	主桁に作用する水平地震荷重	0.006754	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1桁, 4桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 0.006754 \times \frac{440}{2} = 1.4859 \text{ N/mm}$$

2桁, 3桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.006754 \times \frac{440}{2} \times 2 = 2.9717 \text{ N/mm}$$

(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_{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	1320	mm

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

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

2桁, 3桁

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

せん断力

1桁, 4桁

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

2桁, 3桁

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

(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

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

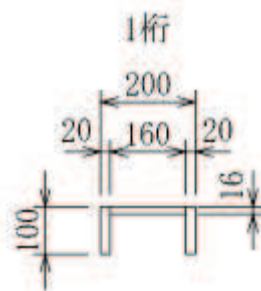


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位: mm)

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

$$A_{w2} = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

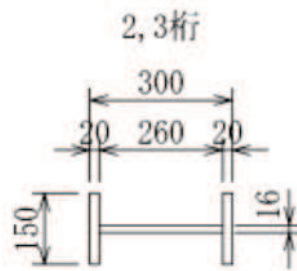


図 5.7-5 主桁（2, 3桁）の断面形状（単位：mm）

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

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

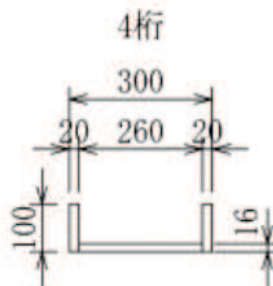


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

(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。

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

$$\tau = S_{\max} \div A_w$$

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 (1) 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
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

表 5.7-6 (2) 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	3.799467×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10^5	mm ³
Aw_2	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10^3	mm ²

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、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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，主桁によって溶接支持された両端固定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。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.7-7 に示す。

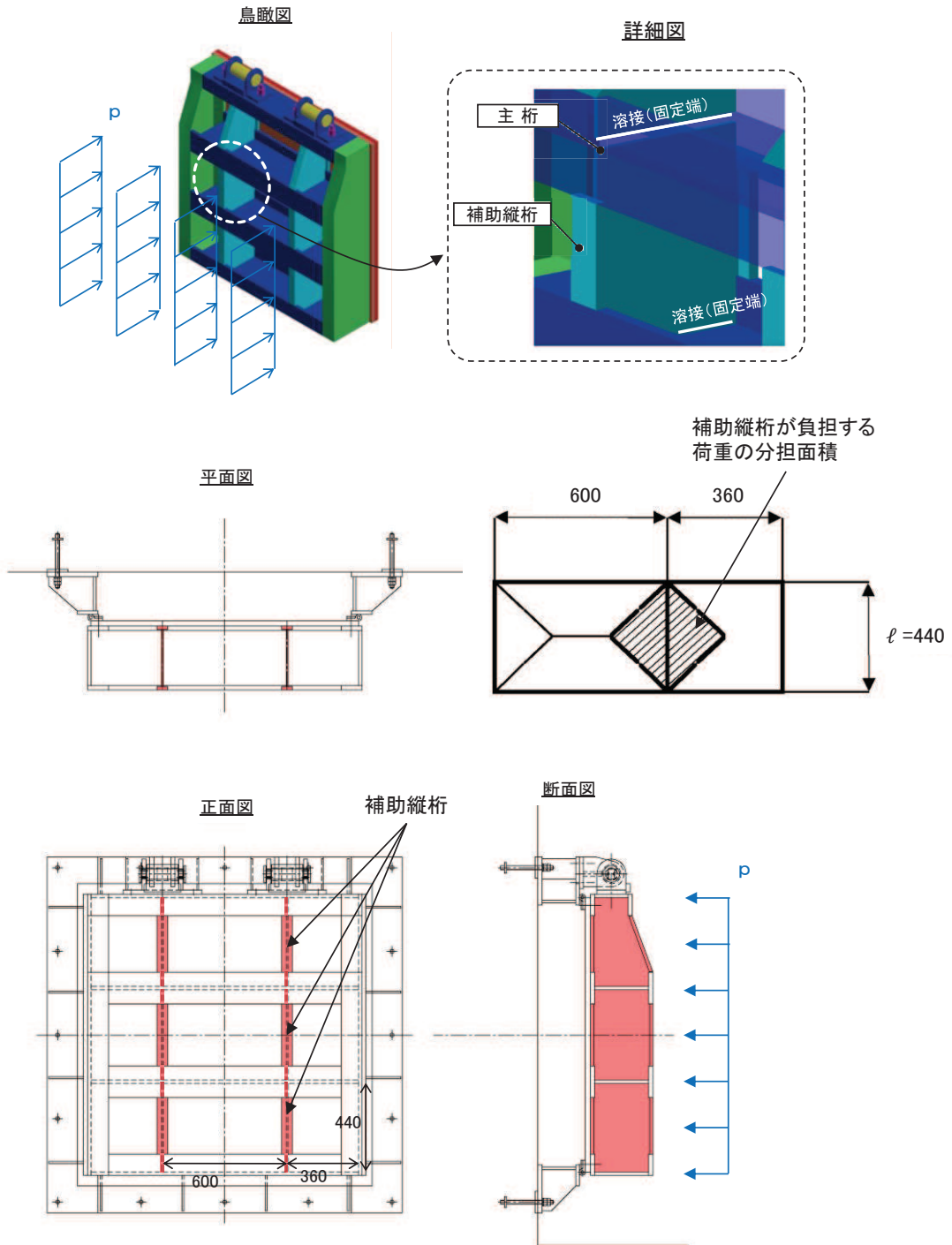


図5.7-7 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(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。

$$p = K_H \times G \times A_1$$

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 ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	0.8	—
G	扉体の自重	1.4709975×10^4	N
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

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。

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

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

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

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

(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

$$A_w3 = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

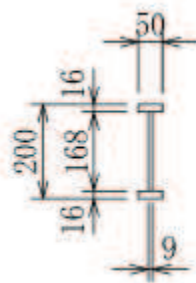


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

(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（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、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。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレート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（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.7-9 に示す。

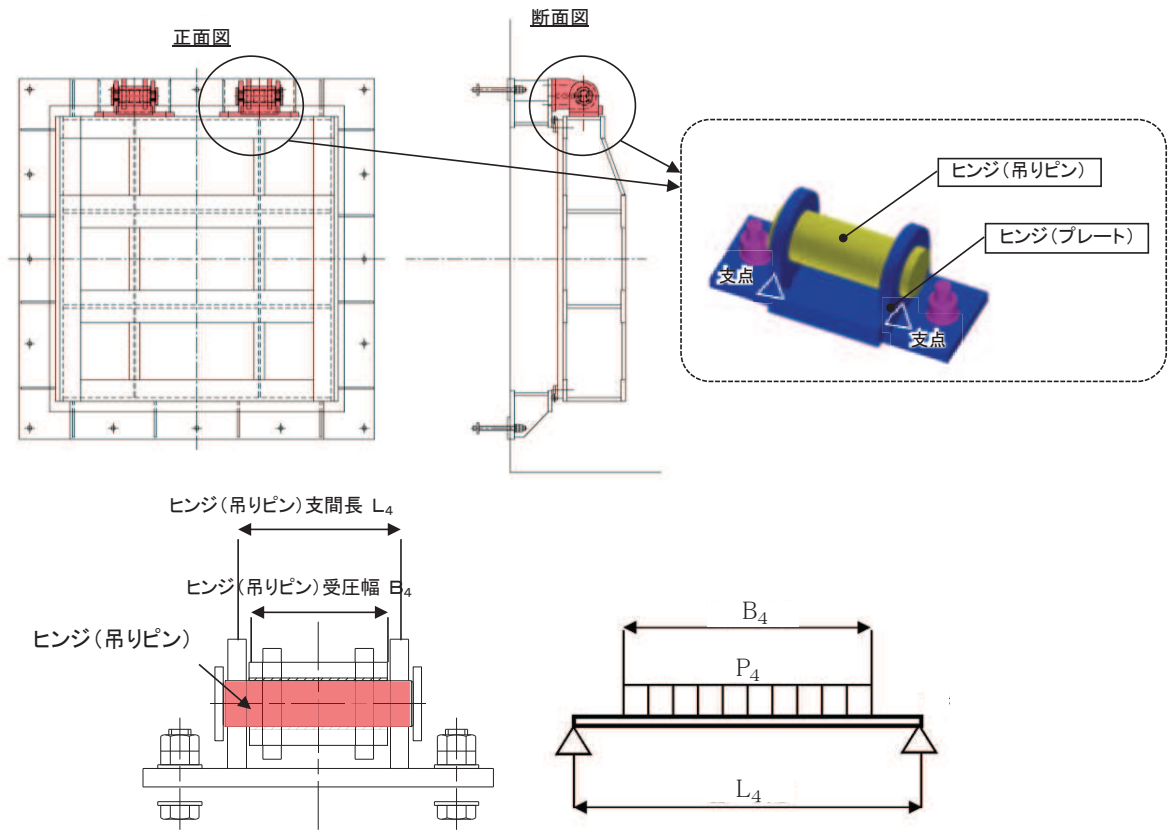


図 5.7-9(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路縦断方向）

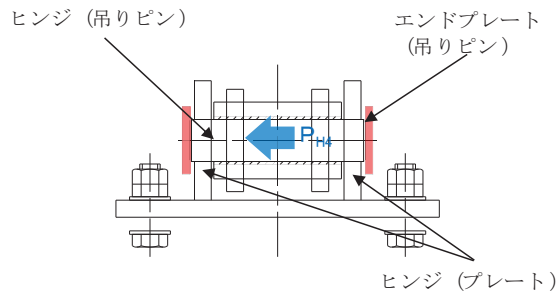


図5.7-9(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

エンドプレートのせん断力の算定式は以下のとおりである。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

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（mm³）

A_4 : ヒンジ（吊りピン）の断面積（mm²）

M_{max} : 最大曲げモーメント（N・mm）

S_{max} : 最大せん断力（N）

σ : 曲げ応力度（N/mm²）

τ : せん断応力度（N/mm²）

σ_g : 合成応力度（N/mm²）

P_{p4} : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

A_s : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

l : せん断作用位置における周長

(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。

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

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_{W4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	7354.9875	N
P_{V4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
P_{H4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
P_{p4}	ヒンジピン 1 個あたりが負担する鉛直力	11032.5	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

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

(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。

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

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

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

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

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

(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 $\phi 50$ (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。

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

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

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / 1$$

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 (1) 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	315700.75	N・mm
S_{max}	最大せん断力	6251.5	N
Z_2	断面係数	1.2272×10^4	mm ³
A_{w2}	断面積	1.963×10^3	mm ²

表 5.7-10 (2) ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

P_{p4}	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	—	N/mm ²
A_s	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	9	mm ²
1	せん断作用位置における周長	50π	mm

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

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

$$\tau = P_{p4} / A_s = 37.5 / 9 = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{p4} = P_{H4} / 1 = 5883.99 / 50\pi = 37.5 \text{ N/mm}$$

5.7.5 ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、ヒンジ（吊ピン）に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ（吊ピン）」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ（プレート）が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ（プレート）の照査断面はヒンジ（プレート）の最薄部とし、支点反力により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）の構造図を図 5.7-10 に示す。

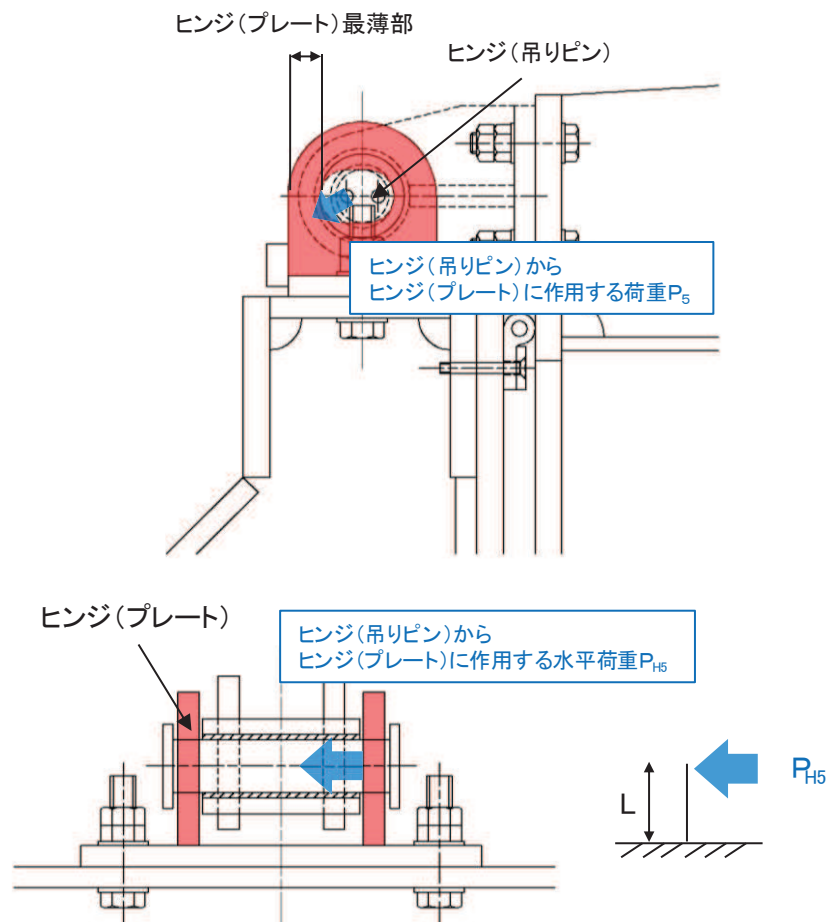


図 5.7-10 ヒンジ（プレート）の構造図

【水路縦断方向】

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

ここで、

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^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

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

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、

M_5 : ヒンジ (プレート) 下端部に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

P_{H5} : 水平地震荷重 (N)

L : 吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 (mm)

Z_5 : ヒンジ (プレート) の断面係数 (mm^3)

A_p : 支圧抵抗面積 (mm^2)

(1) 水路縦断方向

a. 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。

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

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_{W5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	7354.9875	N
P_{V5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
P_{H5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	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

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

b. ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積

$$A h_5 : 1200\text{mm}^2 = \text{PL}20 \times 30\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

c. 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
τ	せん断応力	—	N/mm ²
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 ²

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

(2) 水路横断方向

a. 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。

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

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（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_{H5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	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

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

b. 発生応力

発生応力について、以下の式にて計算を行う。

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

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

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

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（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
M_5	ヒンジ（プレート）下端部に作用する 曲げモーメント	441299.25	N・mm
P_{H5}	ヒンジ（プレート）に作用する水平荷重	5883.99	N
L	吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端 までの距離	75	mm
Z_5	ヒンジ（プレート）の断面係数	9.3333×10^3	mm ³
A_p	支圧抵抗面積	3.063×10^3	mm ²

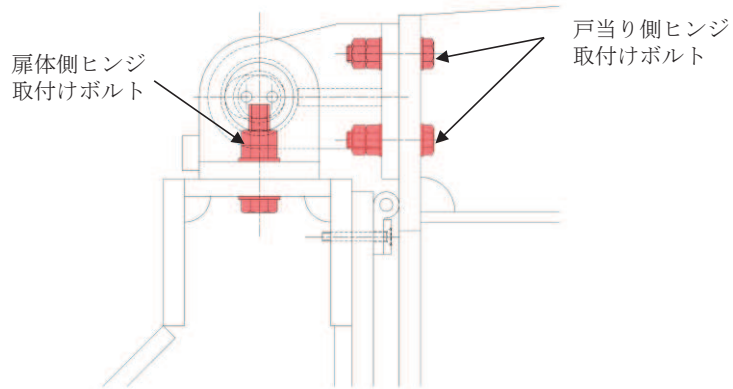
$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5} = \frac{441299.25}{9.3333 \times 10^3} = 47.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p} = \frac{5883.99}{3.063 \times 10^3} = 1.93 \text{ N/mm}^2$$

5.7.6 ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出される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、合成応力度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。



【扉体側】

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

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

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

- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- 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)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

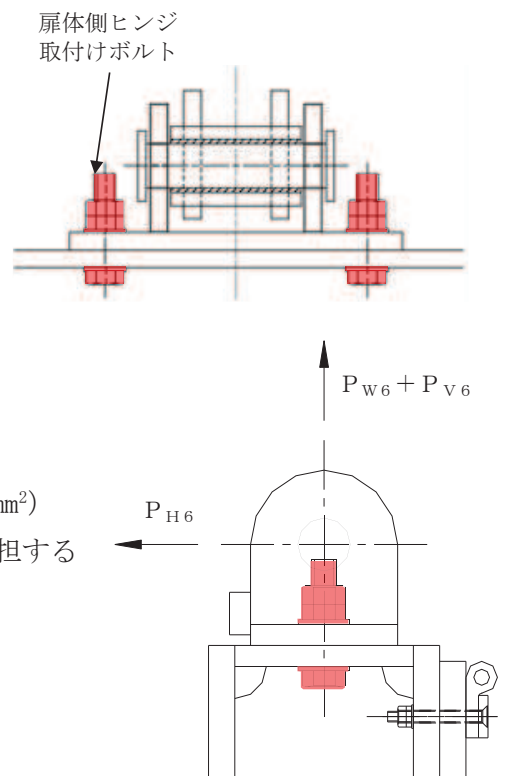
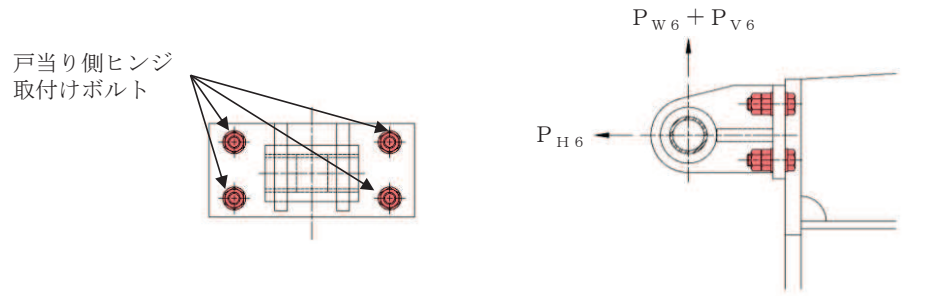


図 5.7-11(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【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 (mm²)

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)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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

(1) 水路横断方向

a. 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。

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

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

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

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（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}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する鉛直荷重	—	N
P_{H6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する水平荷重	—	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

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

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

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

b. 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 ϕ 17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

c. 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。

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

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 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 ²

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

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

d. 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 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 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

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

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

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

e. 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 ϕ 17.294mm)

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

f. 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 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 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 ²

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

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

(2) 水路縦断方向

a. 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 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 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

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

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

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

b. 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 ϕ 17.294mm)

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

c. 発生応力（戸当り側）

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W6} + P_{V6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

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 ²

せん断応力度

$$\tau = \frac{\sqrt{(7354.9875+3677.4938)^2+5883.99^2}}{234.89880 \times 4} = 13.31\text{N/mm}^2$$

5.7.7 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

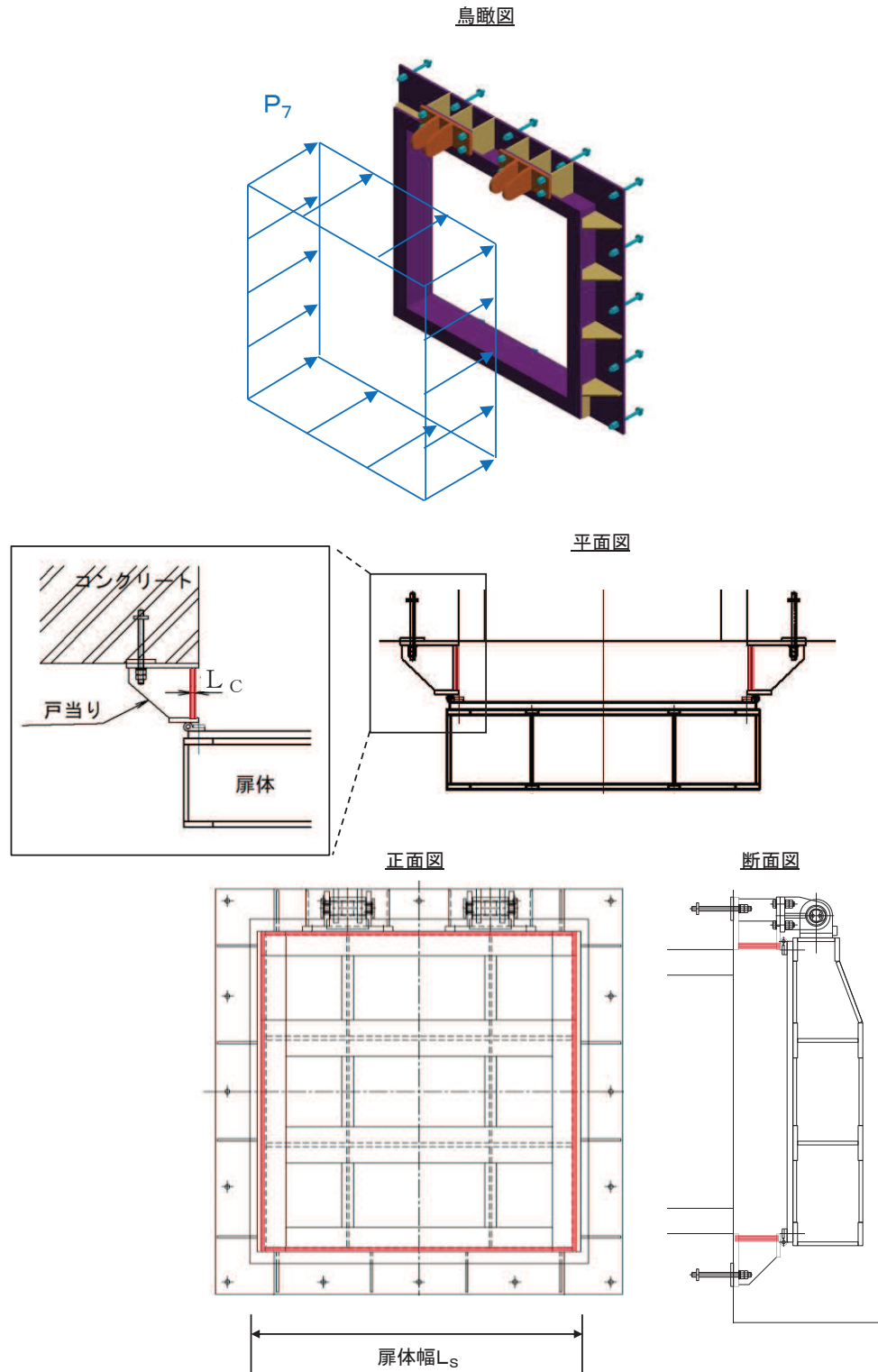


図 5.7-12 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(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 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 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
σ	支圧応力度	—	N/mm ²
P_7	戸当りへ作用する荷重	0.0101	N/mm ²
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、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.7-13 に示す。

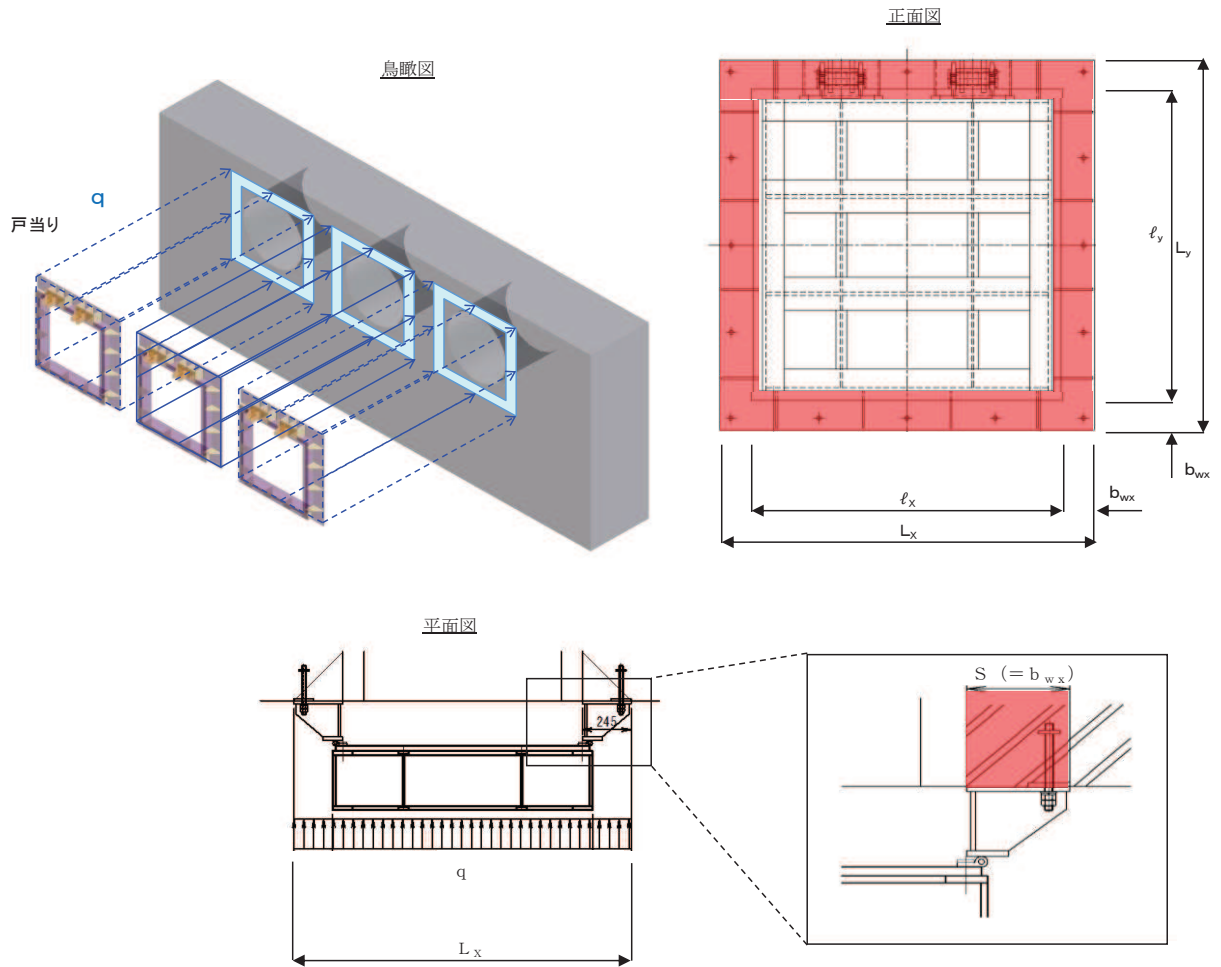


図 5.7-13 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

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

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

ここで、

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- 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)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(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 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 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
σ _{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	地震荷重	0.0101	N/mm ²
L _x	戸当り横幅	1710	mm
L _y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ _x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ _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(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		地震力方向	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	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.88	154	0.01		
	主桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	1桁	0.86	151	0.01	
				2,3桁	0.69	154	0.01	
				4桁	0.48	151	0.01	
			1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	0.39	88	0.01	
			2,3桁	0.48	88	0.01		
			4桁	0.24	88	0.01		
			1桁	-	合成応力度 (N/mm ²) *	1.10	154	0.01
			2,3桁			1.09	154	0.01
			4桁			0.64	154	0.01
	補助縦桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.29	144	0.01		
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.22	88	0.01		
		-	合成応力度 (N/mm ²) *	0.48	154	0.01		
	ヒンジ (プレート)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm ²)	10.42	88	0.12		
		水路横断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	47.29	154	0.31		
			支圧応力度 (N/mm ²)	1.93	231	0.01		
	ヒンジ(ピン)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm ²)	9.20	88	0.11		
			鉛直方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	25.73	154	0.17	
		-	せん断応力度 (N/mm ²)	4.25	88	0.05		
	エンドプレート	水路横断方向	合成応力度 (N/mm ²) *	26.77	154	0.18		
			せん断応力度 (N/mm ²)	4.2	88	0.05		
	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm ²)	23.49	154	0.16		
			鉛直方向	せん断応力度 (N/mm ²)	12.53	88	0.15	
-		合成応力度 (N/mm ²) *	31.99	154	0.21			

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。

表 6-1(2) 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		地震力方向	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
固定部	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm ²)	6.27	154	0.05
		鉛直方向	せん断応力度 (N/mm ²)	11.75	88	0.14
		—	合成応力度 (N/mm ²) *	21.30	154	0.14
		水路横断方向 鉛直方向	せん断応力度 (N/mm ²)	13.31	88	0.16
	戸当り	水路縦断方向	支圧応力度 (N/mm ²)	0.56	231	0.01
	戸当り部 コンクリート	水路縦断方向	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	13.5	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	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。

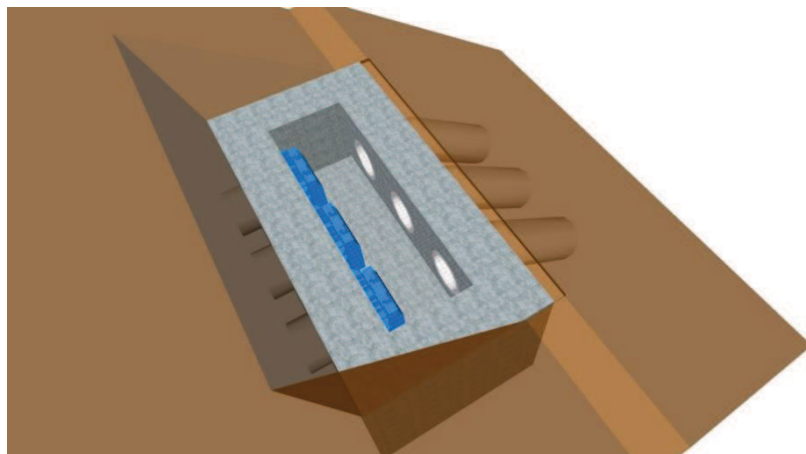
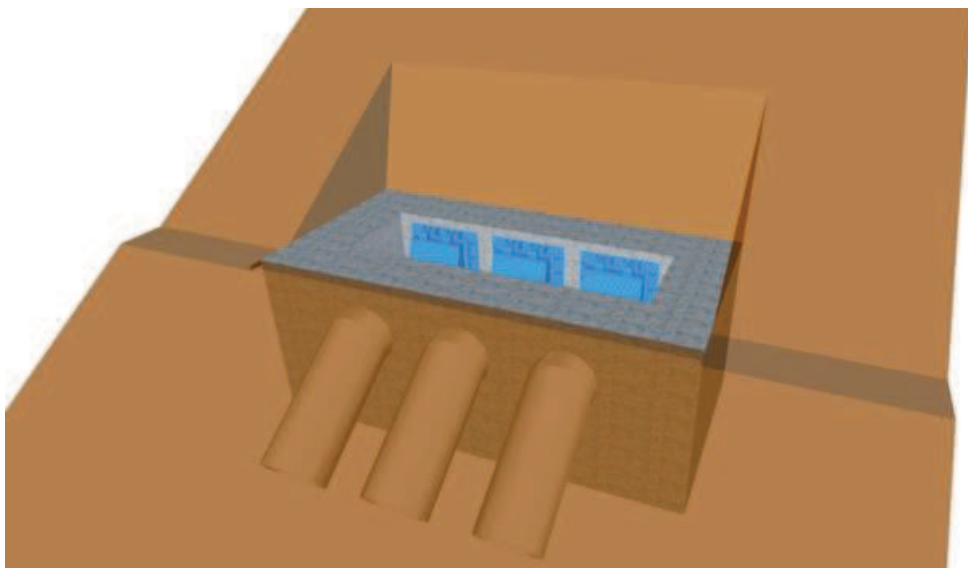


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

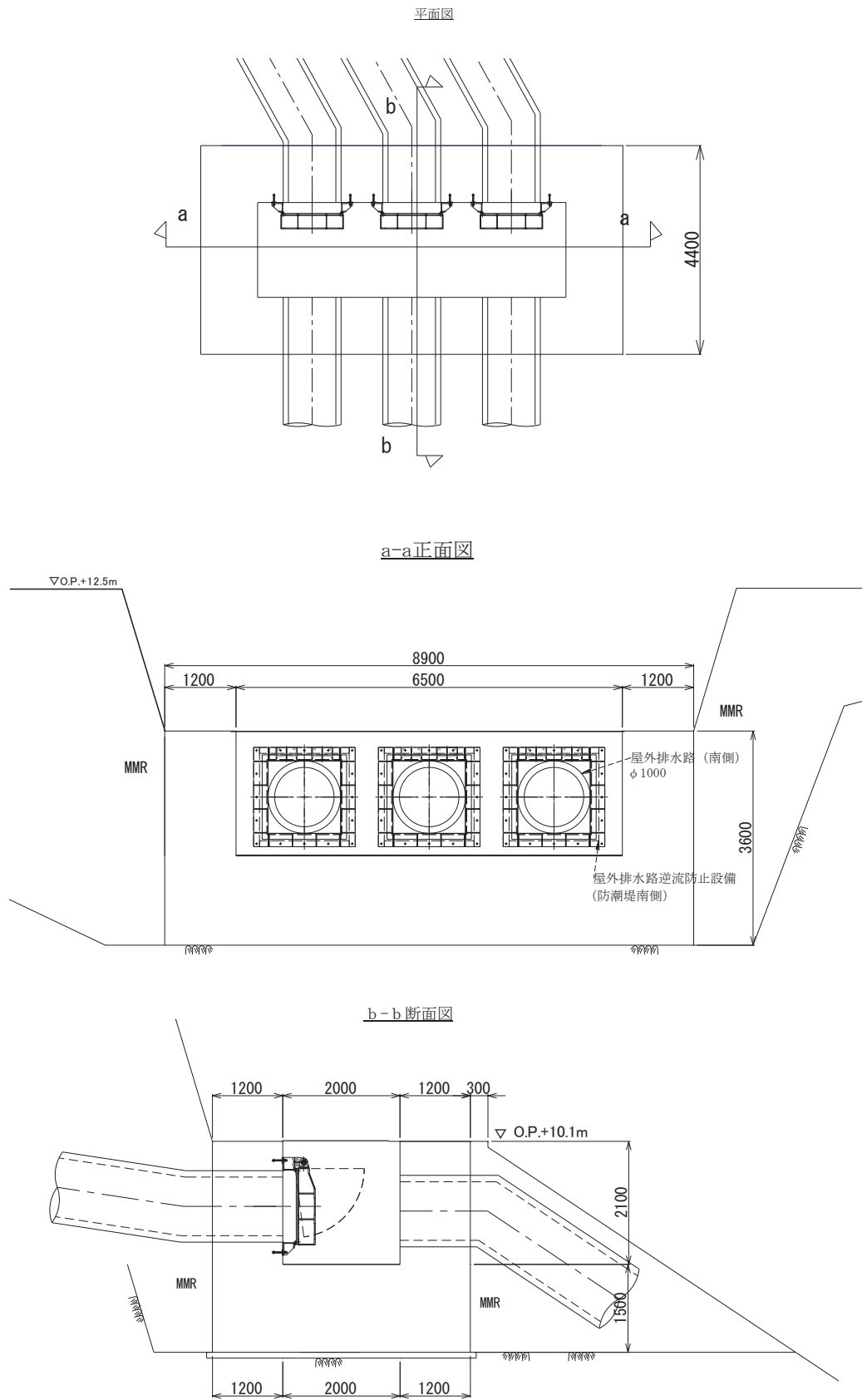
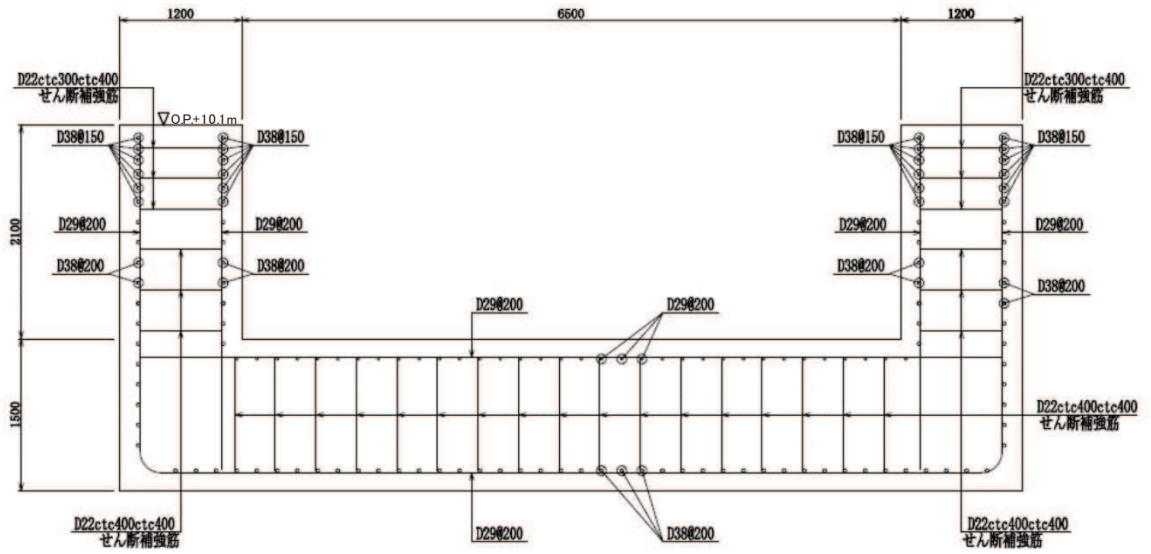


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

a-a 断面



b-b 断面

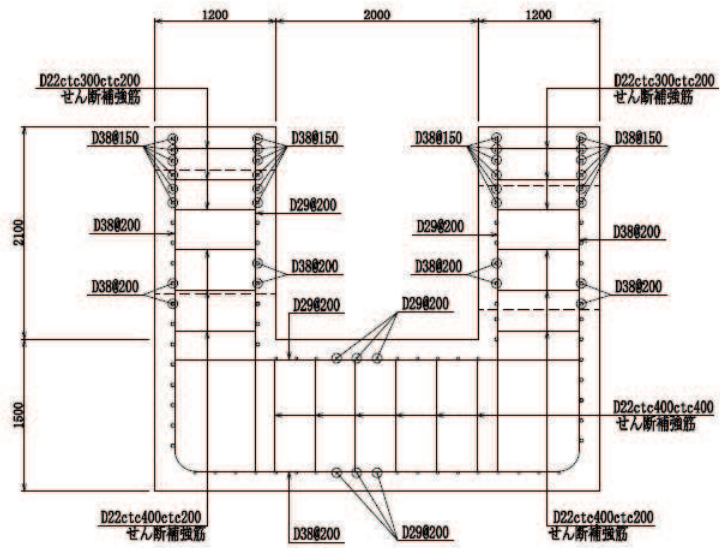


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図（特記なき寸法は mm を示す）

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	
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。

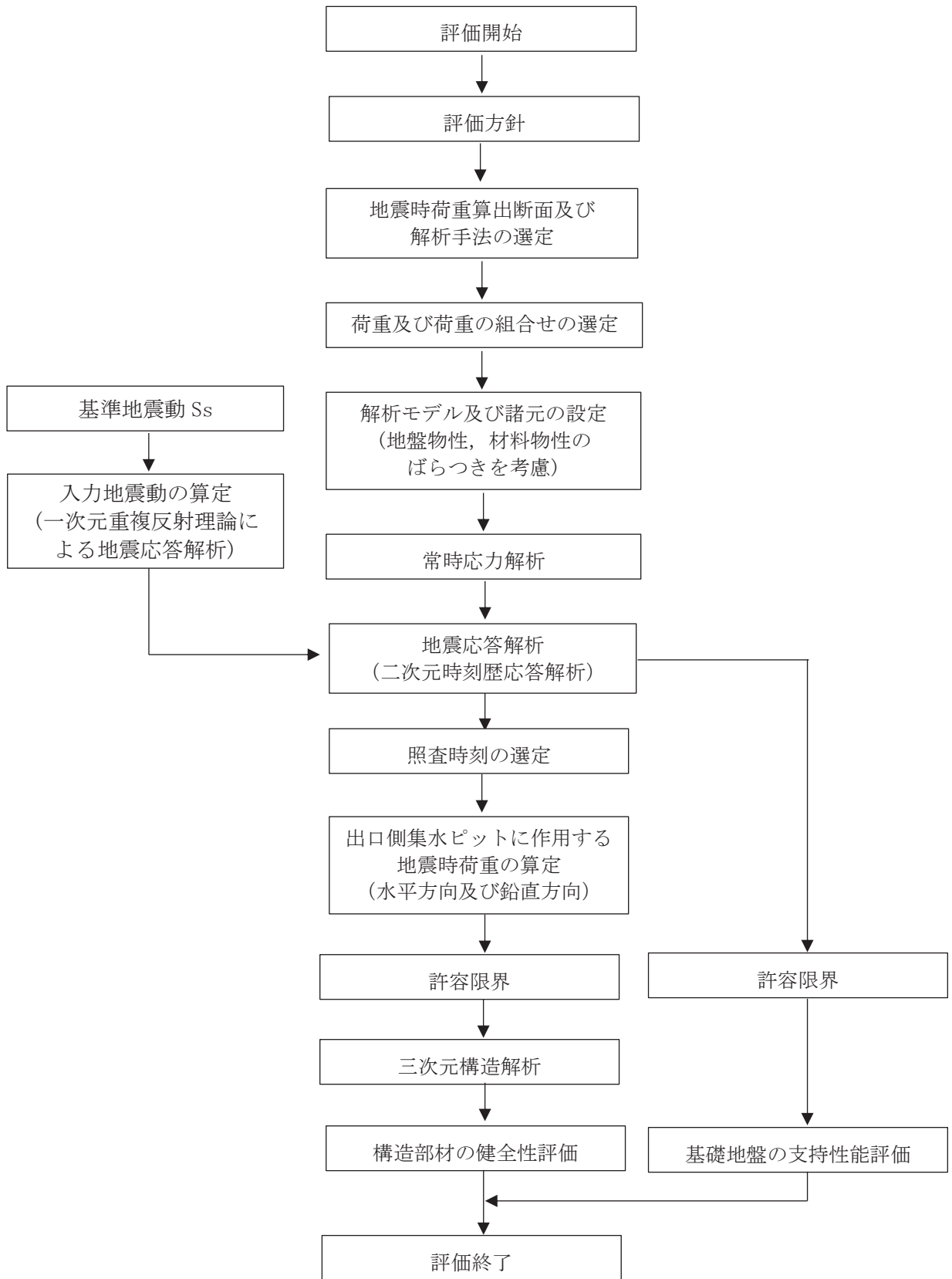


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

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。

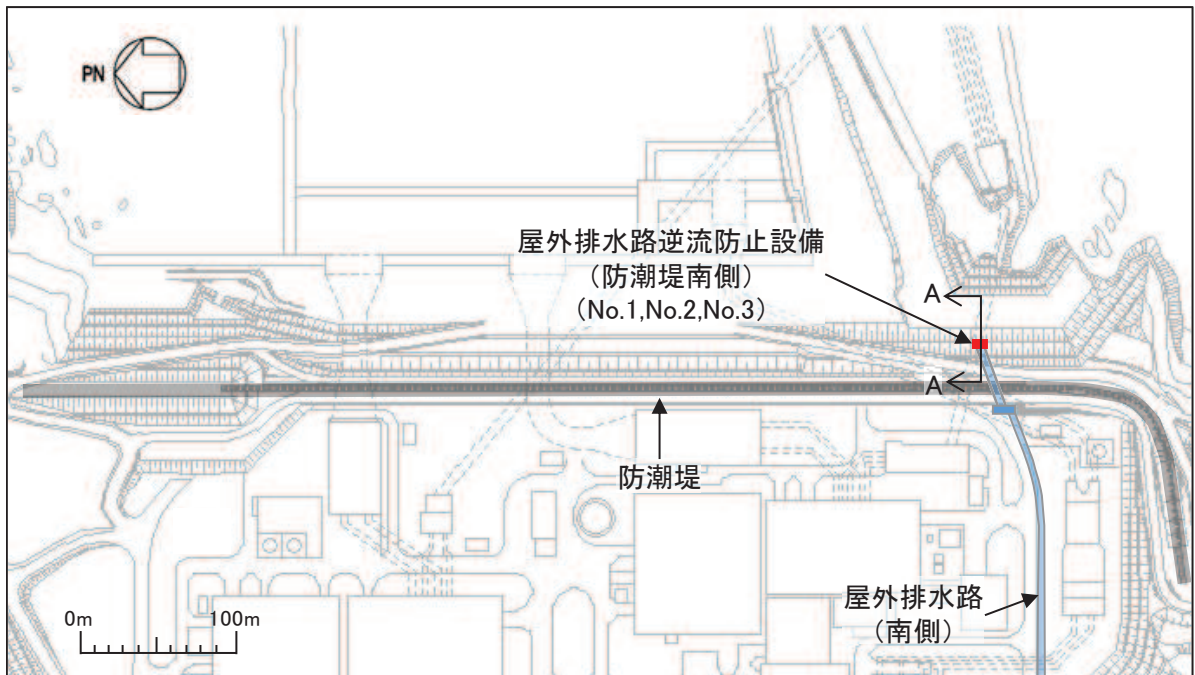


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

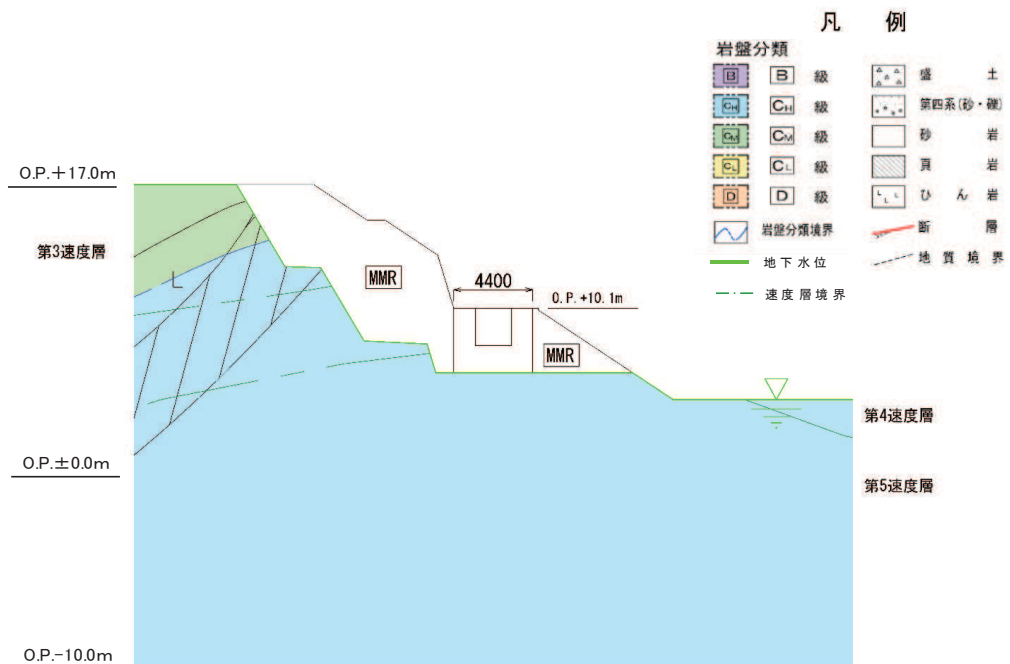


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面) (特記なき寸法は mm を示す)

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、液化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。

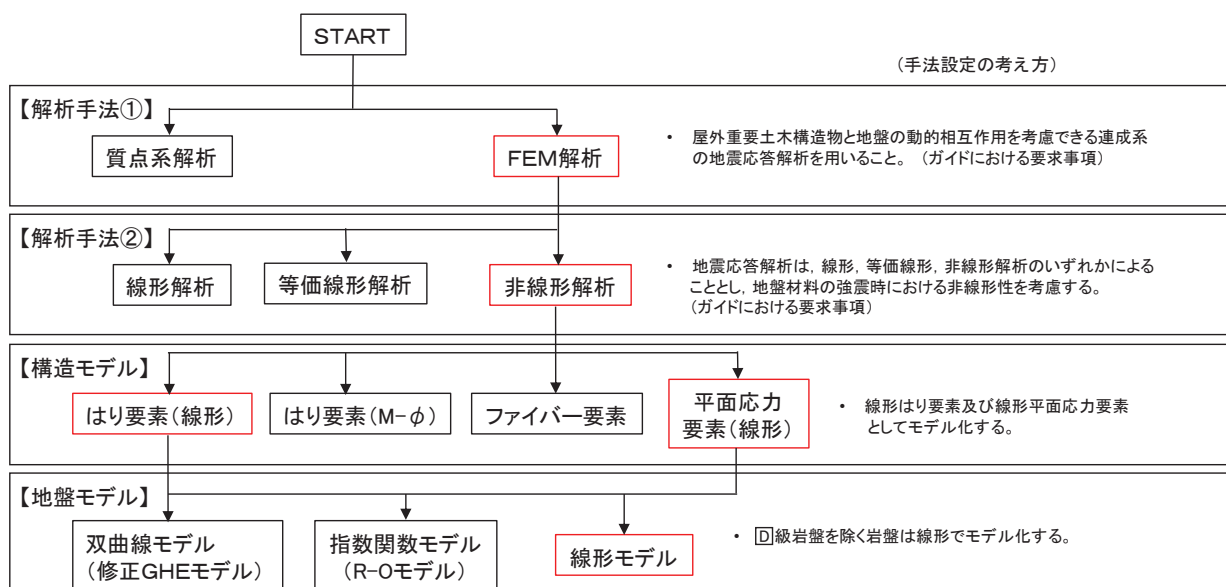


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

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 σ 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 _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 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
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。

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

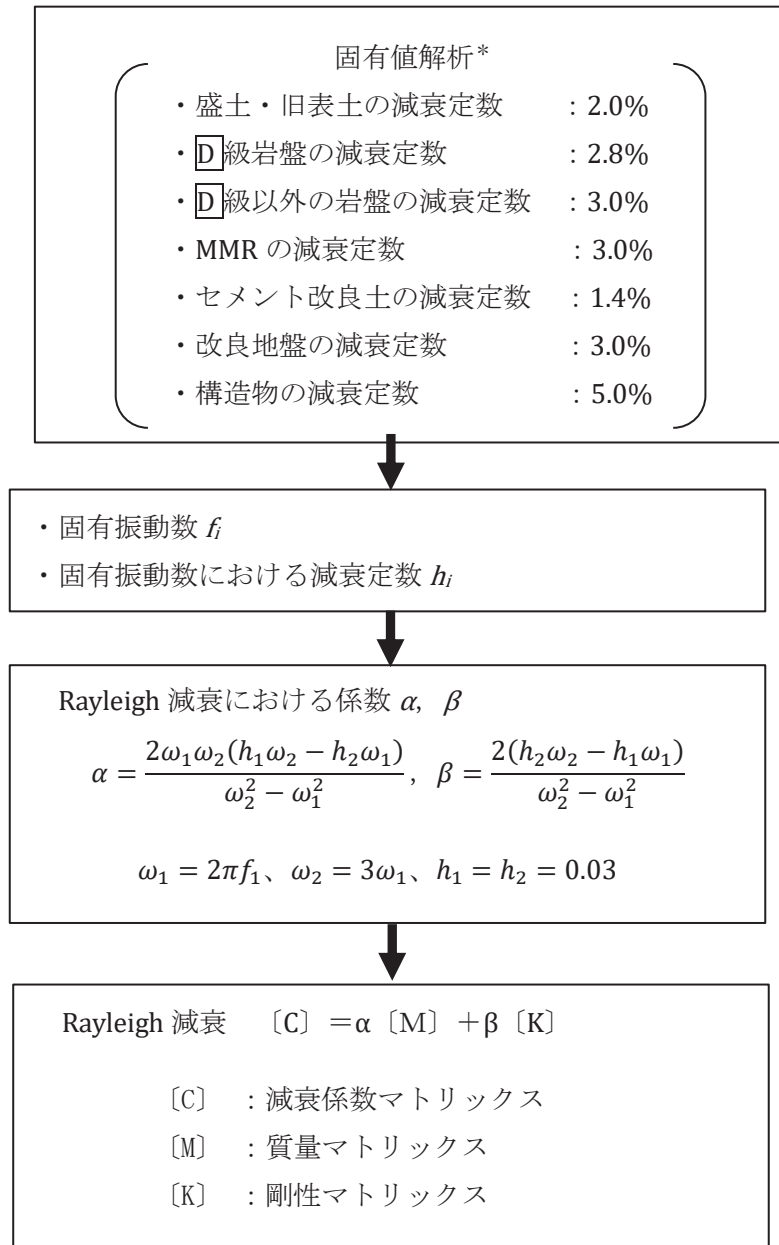
[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、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。Rayleigh減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。



注記* : 固有値解析における減衰定数は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す解析用物性値を基に設定する。また、構造物の減衰定数は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）に基づき設定する。

図 8.2-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β 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 (ω_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 (ω_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 α 、 β 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	β_x	β_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	—

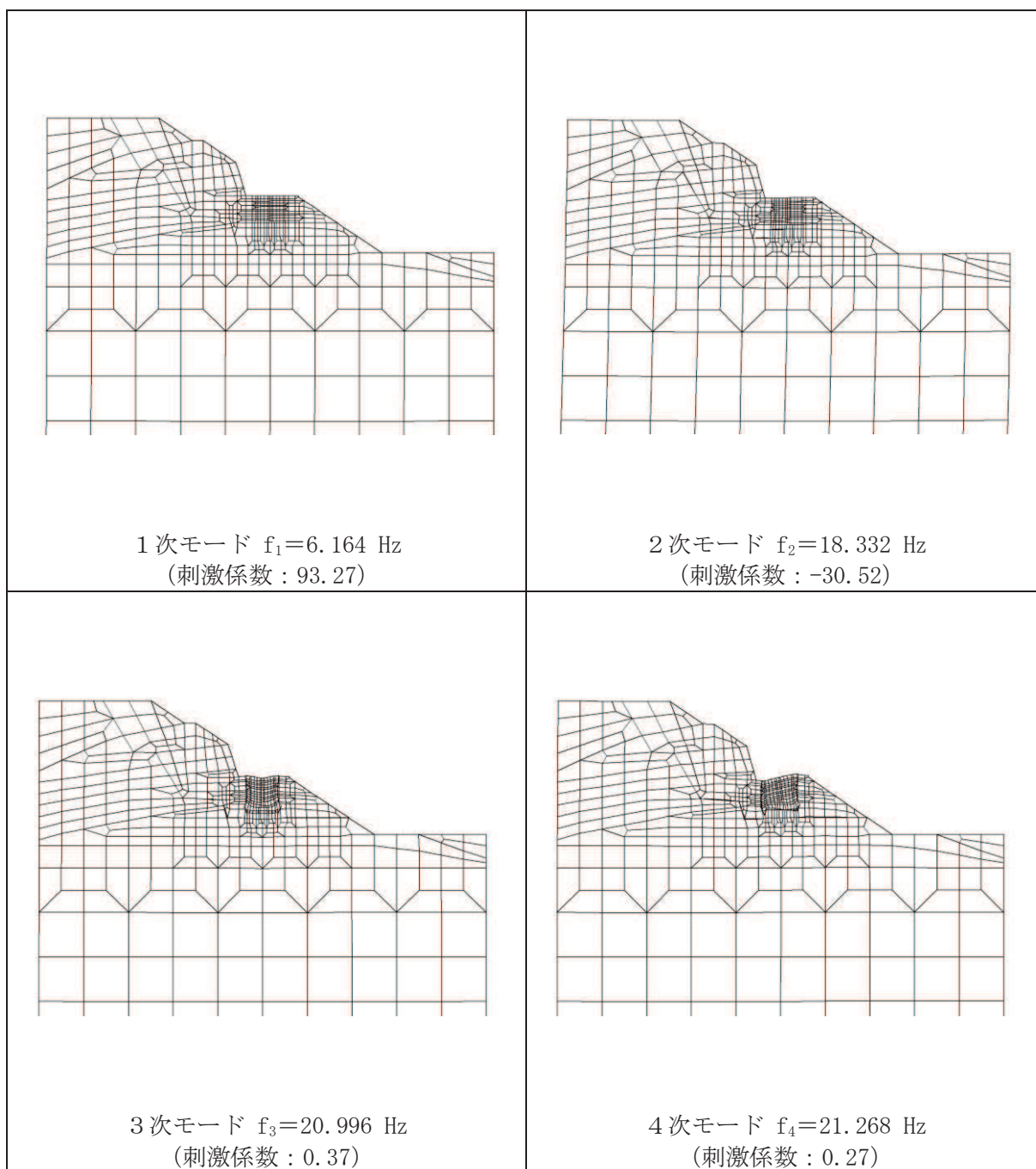


図 8.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

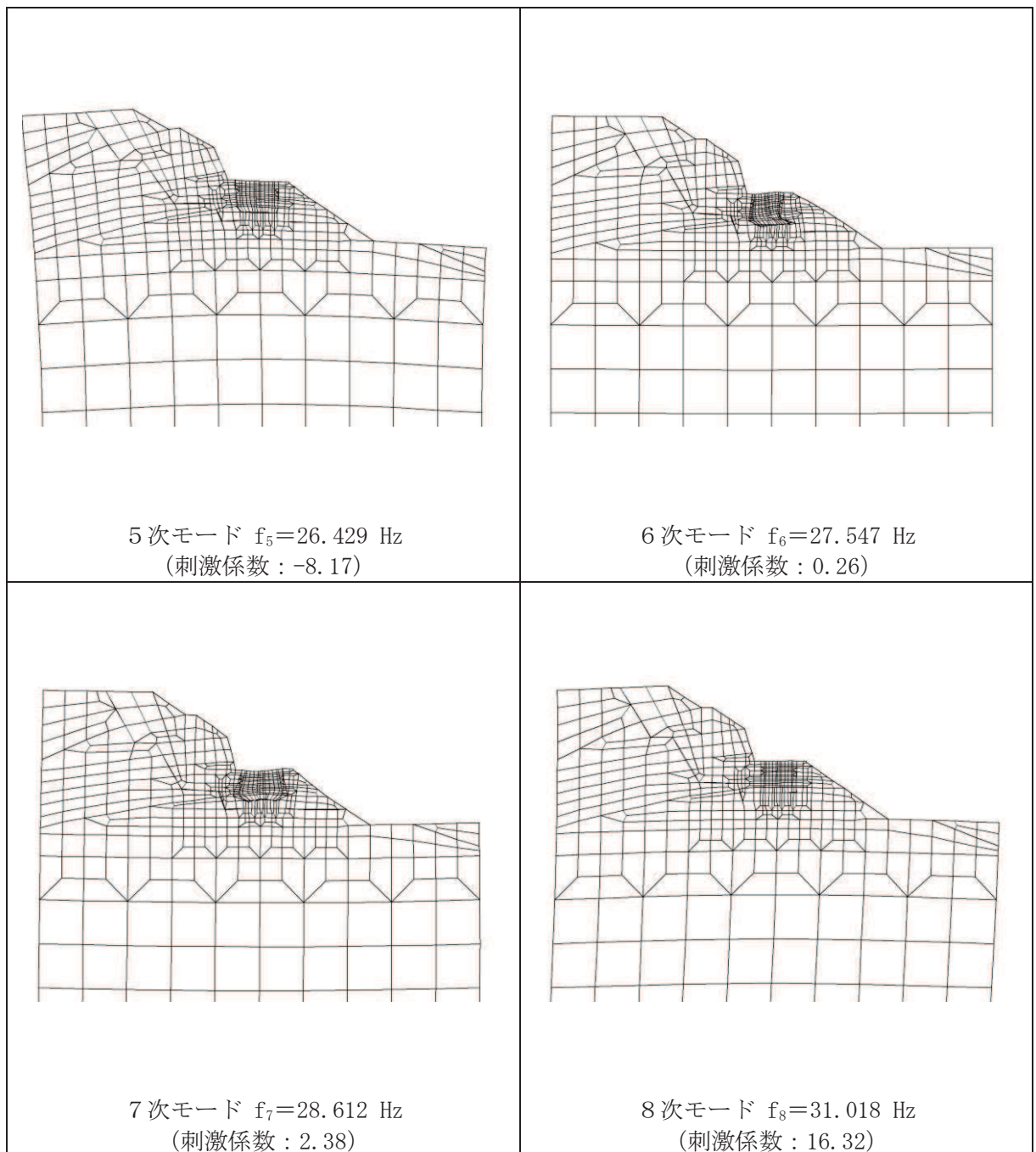


図 8.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

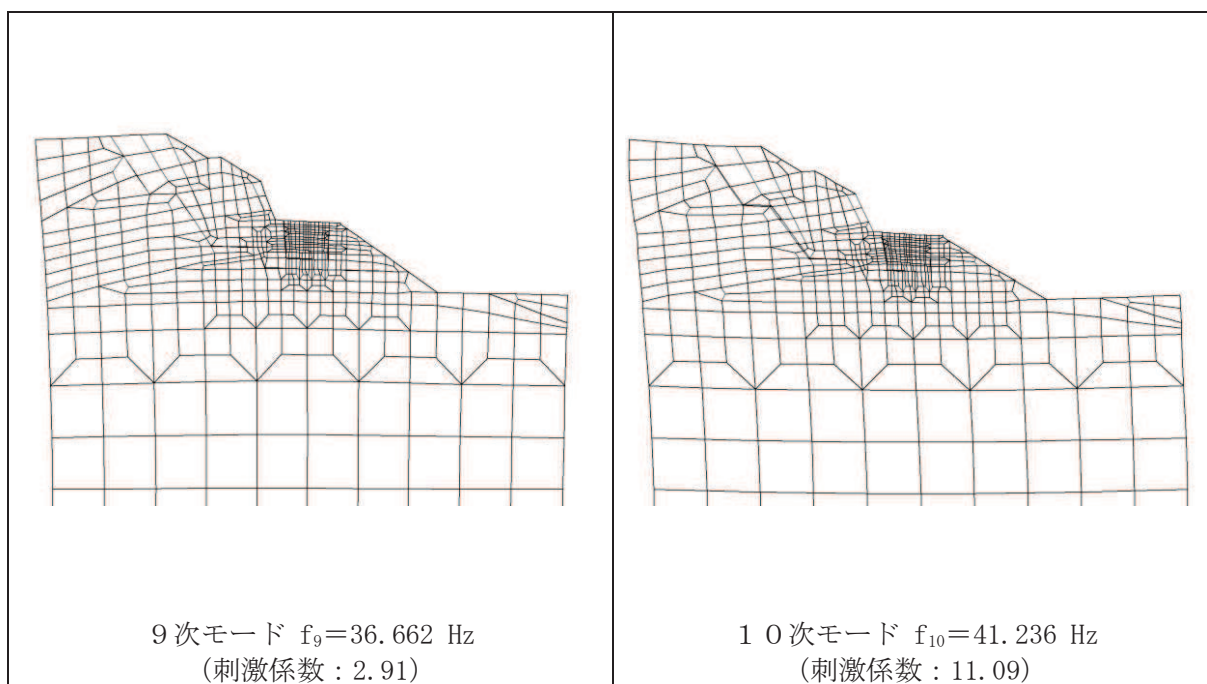


図 8.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.2-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

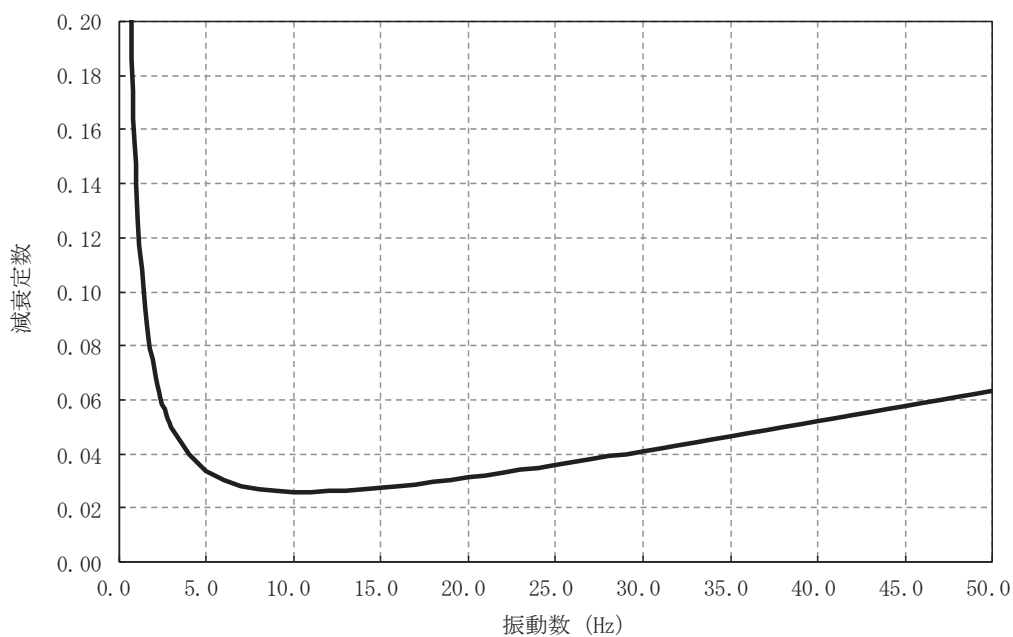


図 8.2-4 設定した Rayleigh 減衰

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 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース		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 σ		平均値 - 1 σ		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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	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 σ	平均値-1 σ	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*3	
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-

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：位相反転ケース（-+）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：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 4.9kN/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。

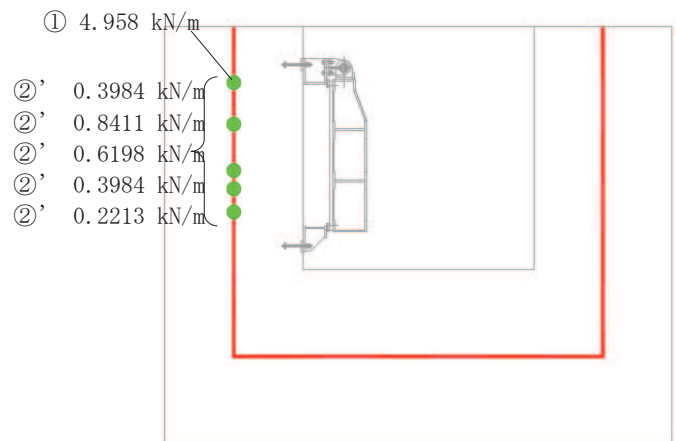


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図

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

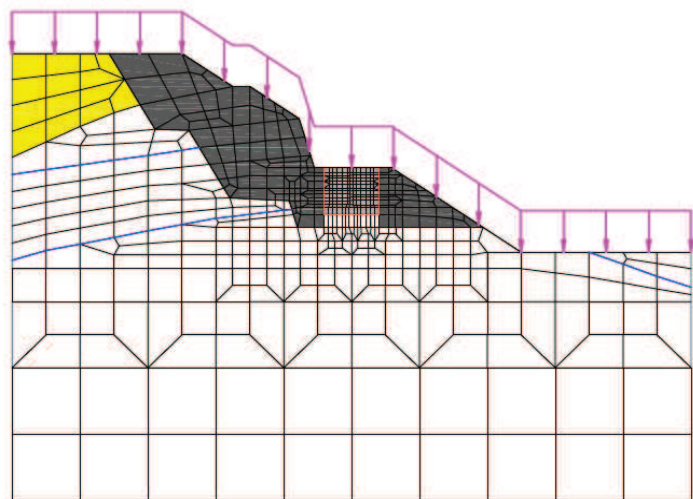


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(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 20N/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 4.9kN/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 4.9kN/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		— 内水は考慮しない*。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.301kN/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	○	
	動水圧	—	動水圧は考慮しない。

注記* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があるものの、内水を考慮する場合、出口側集水ピット壁の変形を抑制し、断面力を小さく評価することから、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。

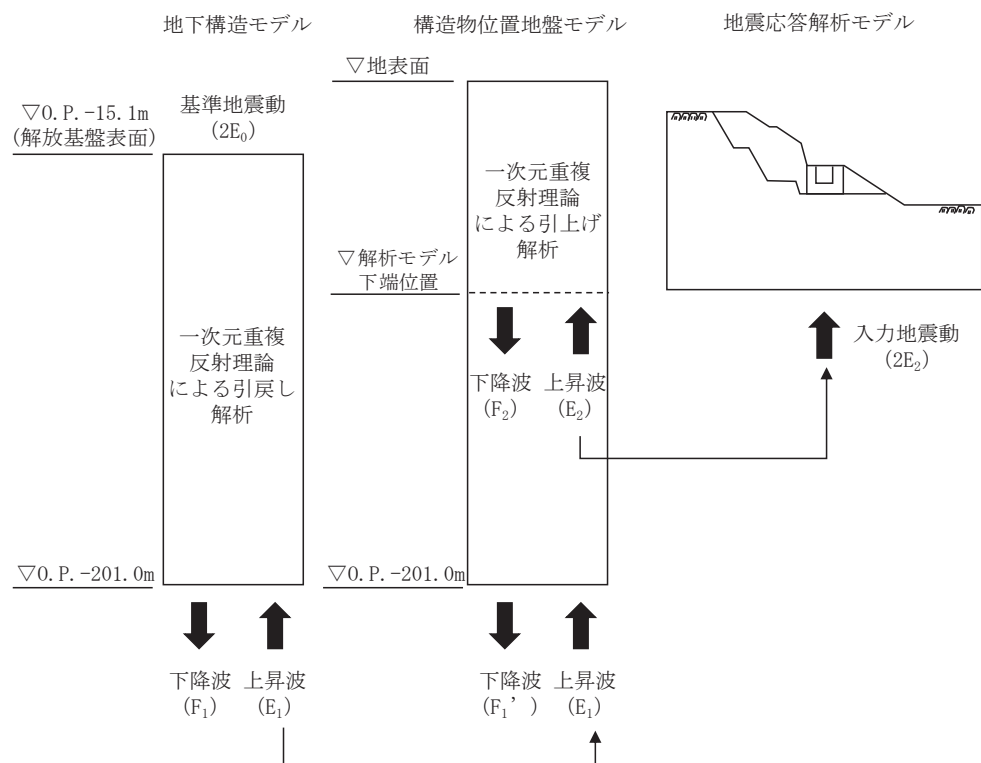


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

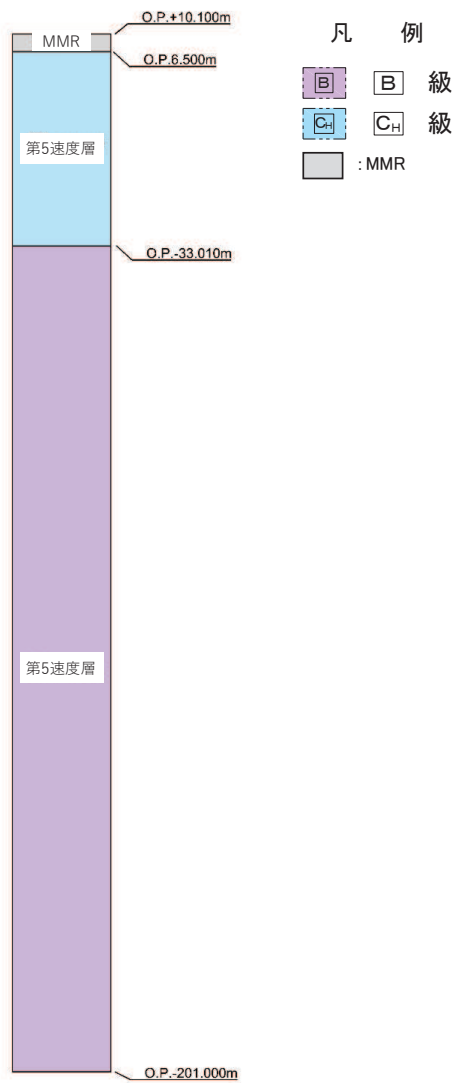
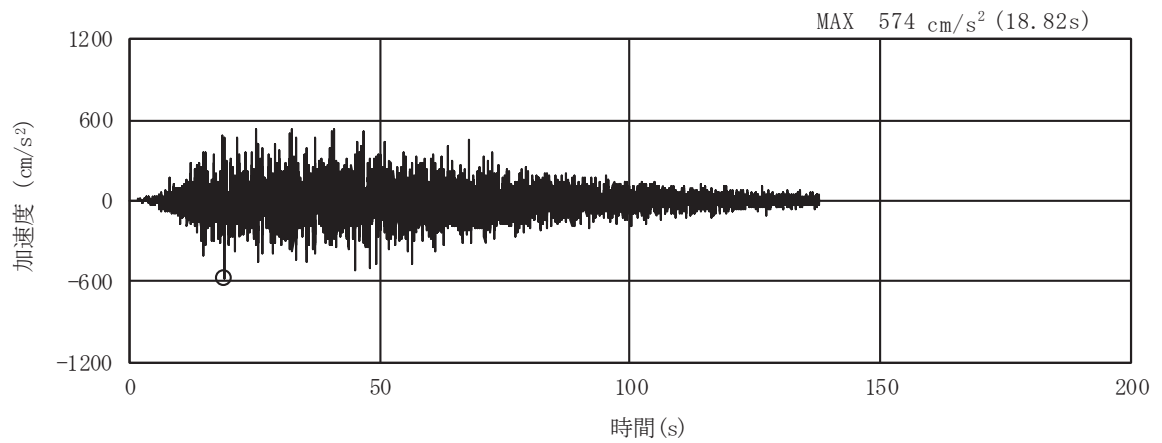
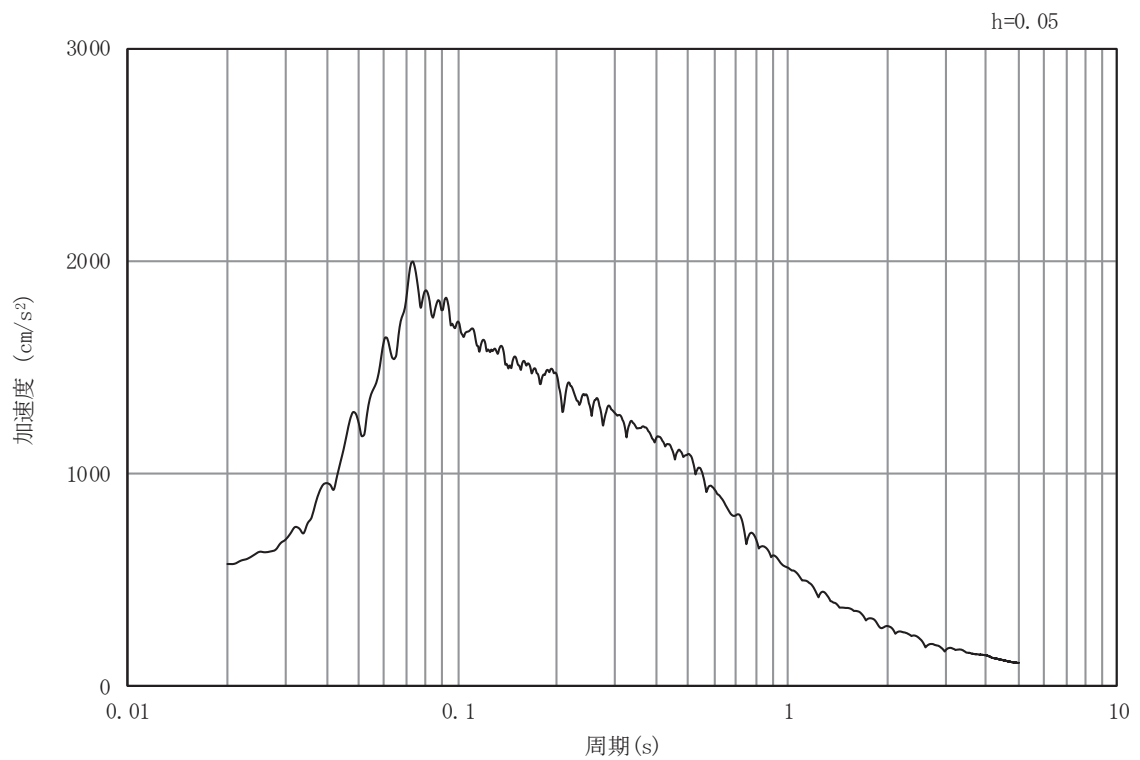


図 8.4-2 一次元解析モデル図

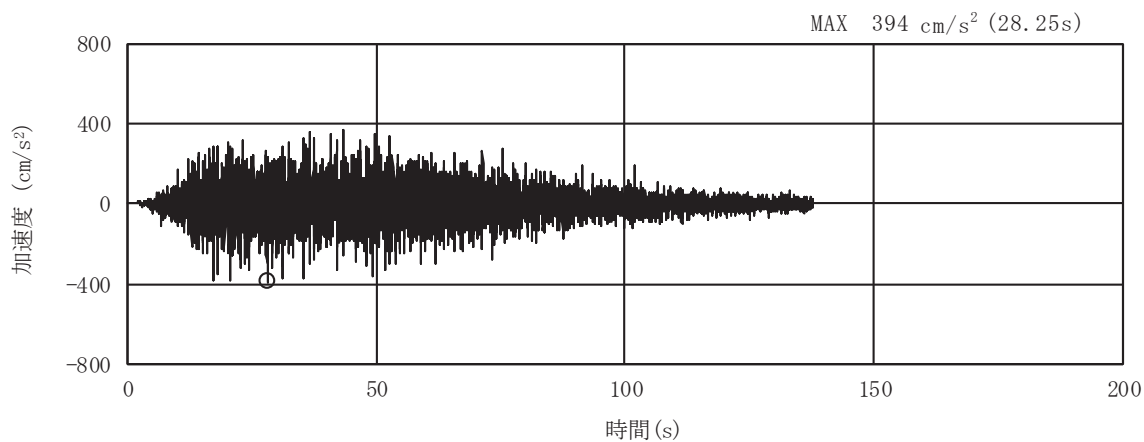


(a) 加速度時刻歴波形

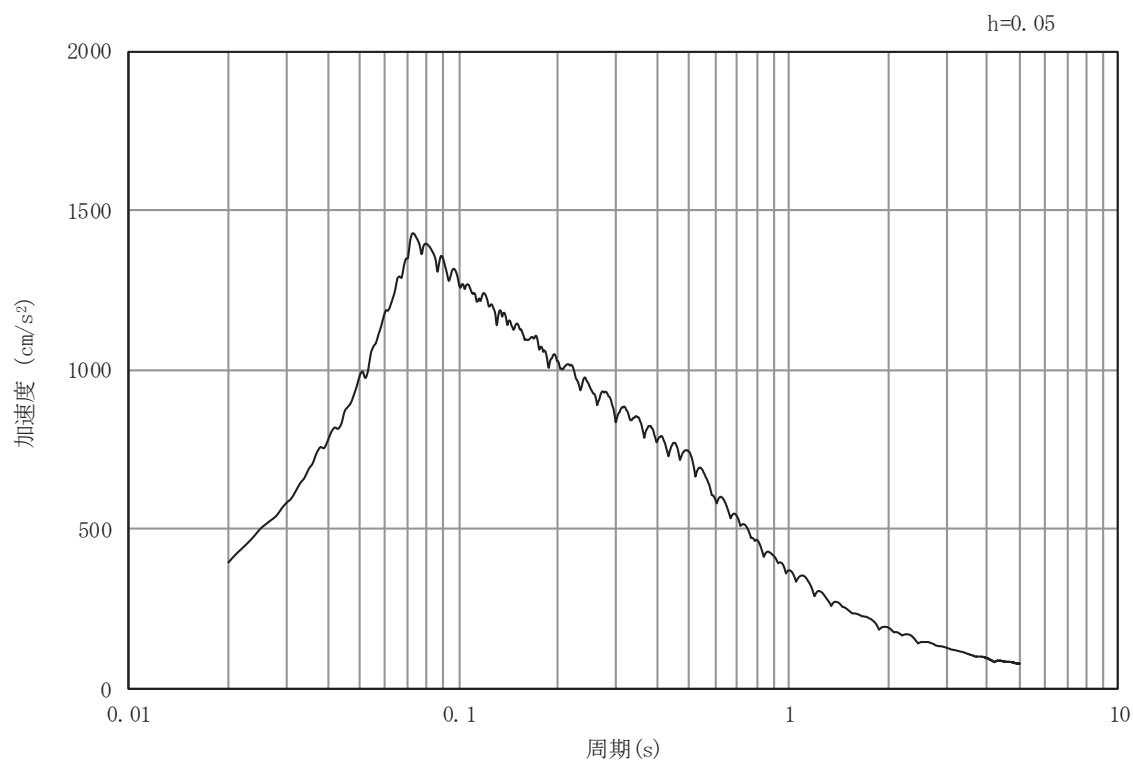


(b) 加速度応答スペクトル

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)

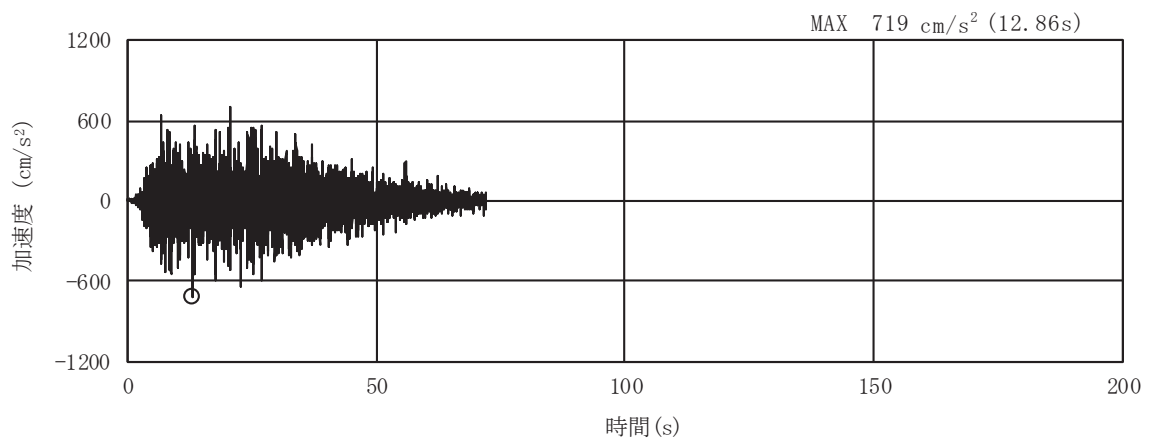


(a) 加速度時刻歴波形

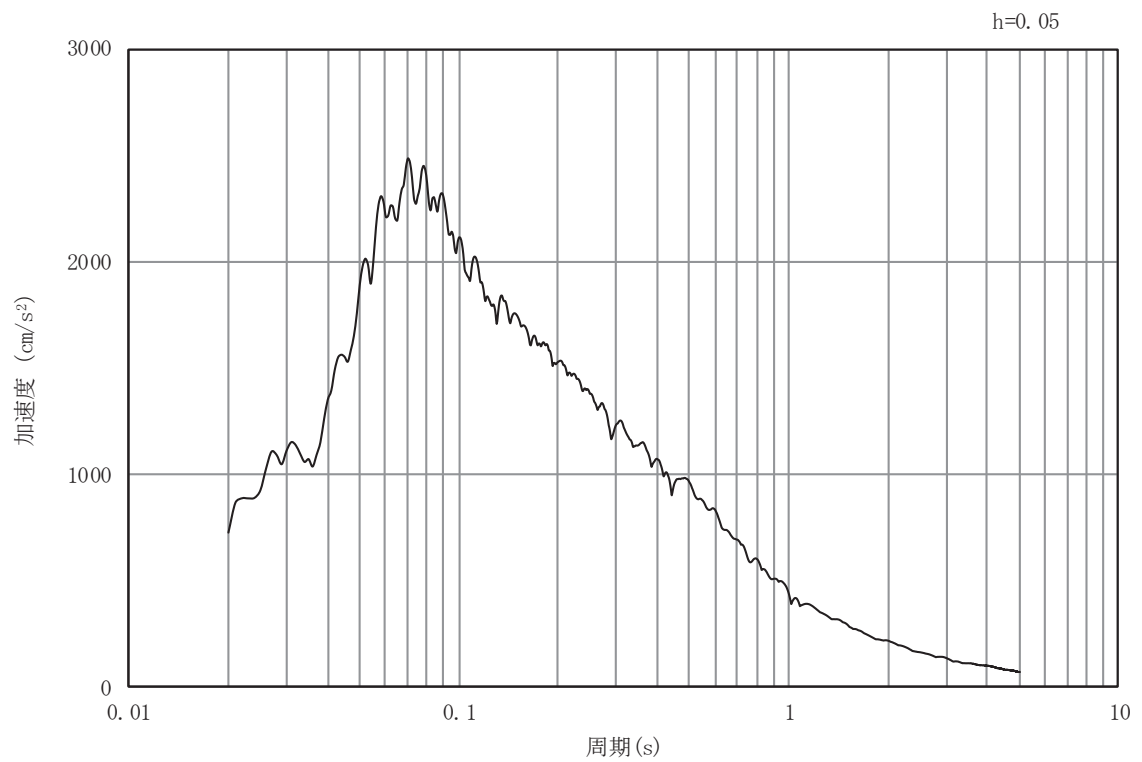


(b) 加速度応答スペクトル

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)

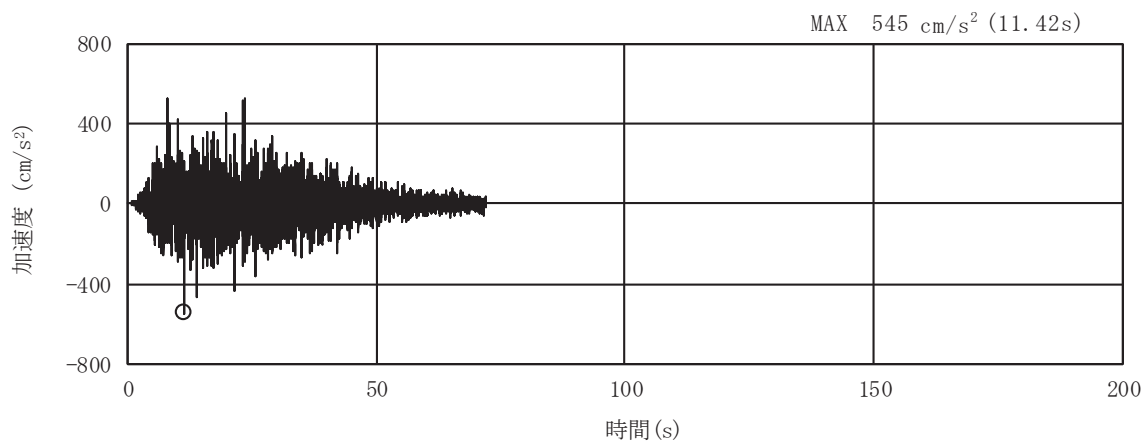


(a) 加速度時刻歴波形

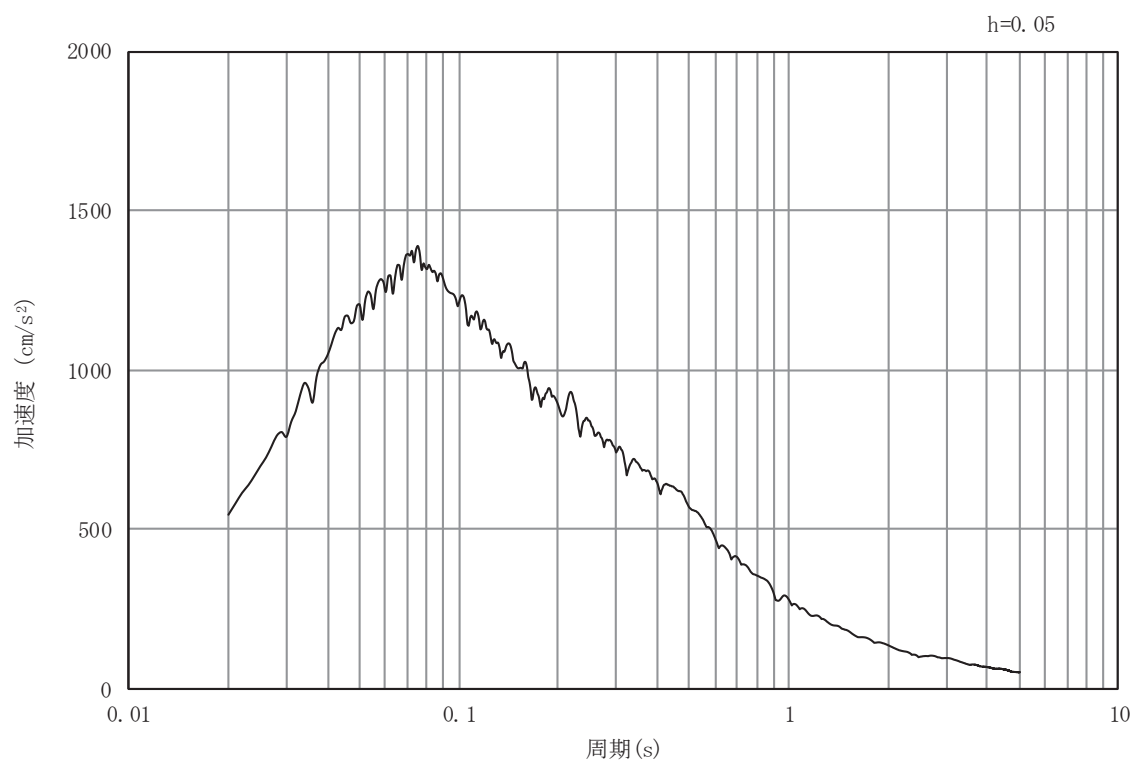


(b) 加速度応答スペクトル

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)

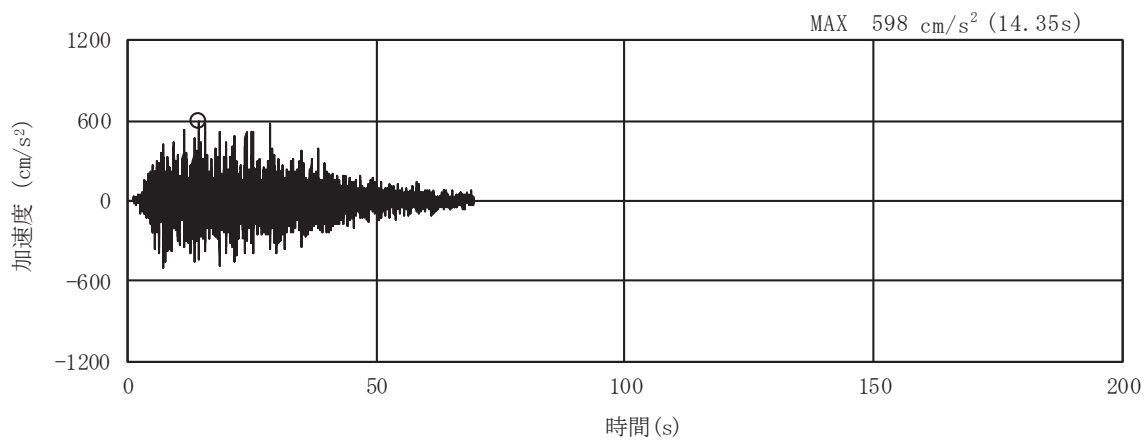


(a) 加速度時刻歴波形

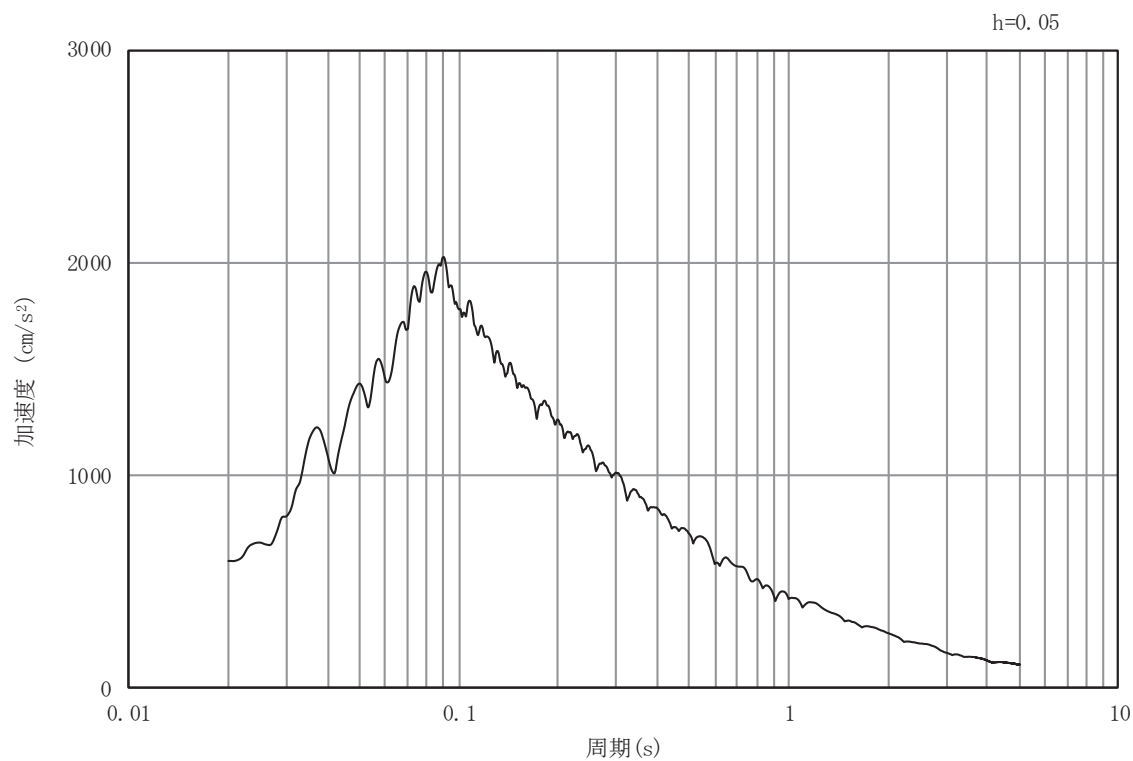


(b) 加速度応答スペクトル

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)

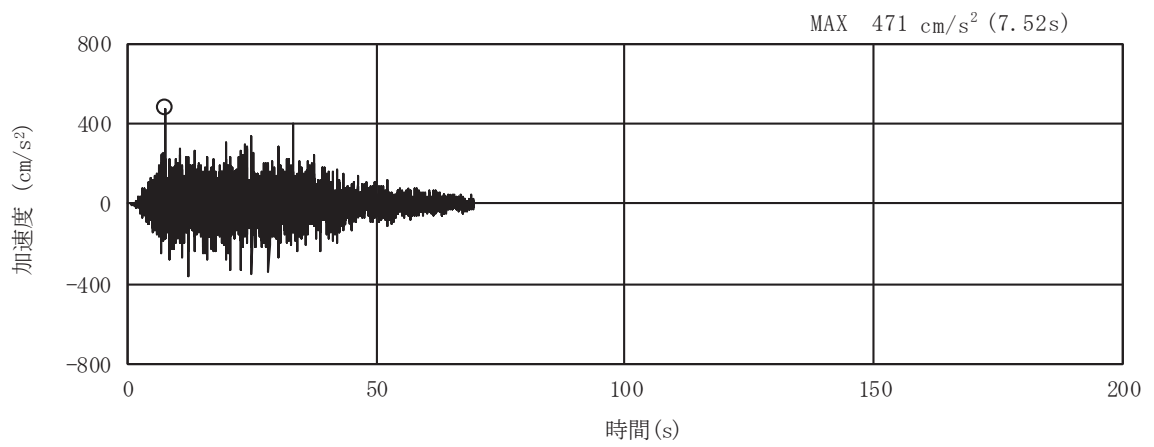


(a) 加速度時刻歴波形

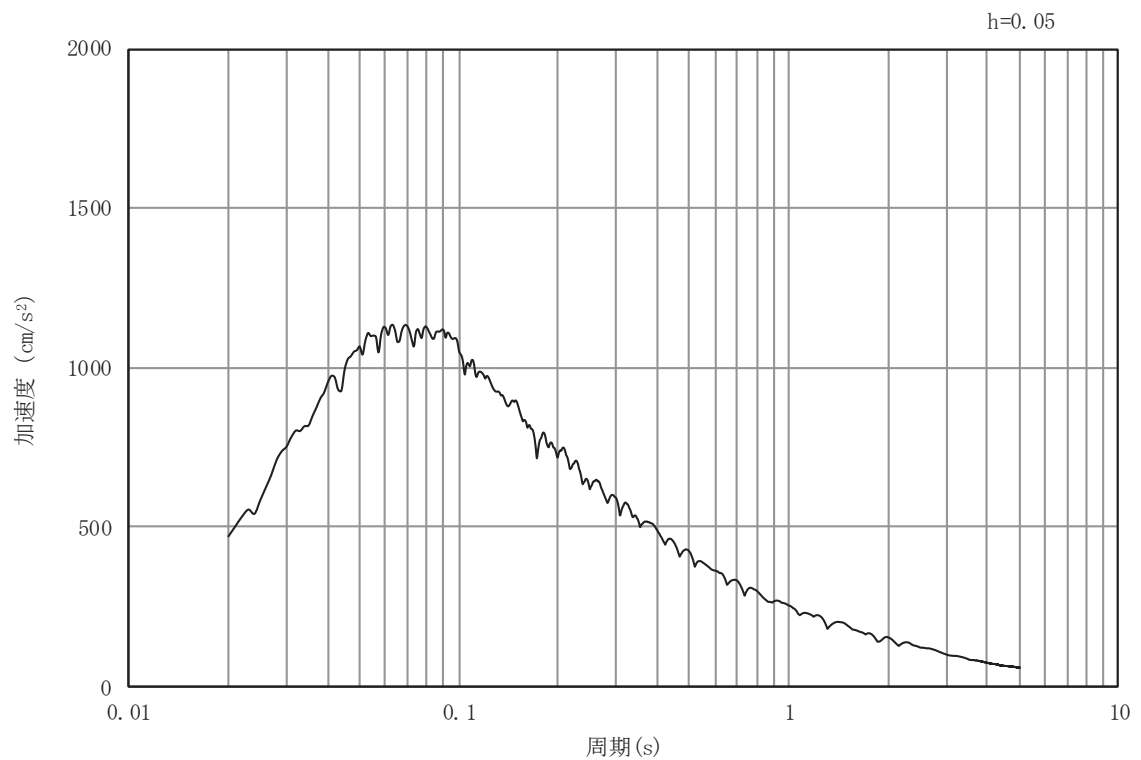


(b) 加速度応答スペクトル

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)

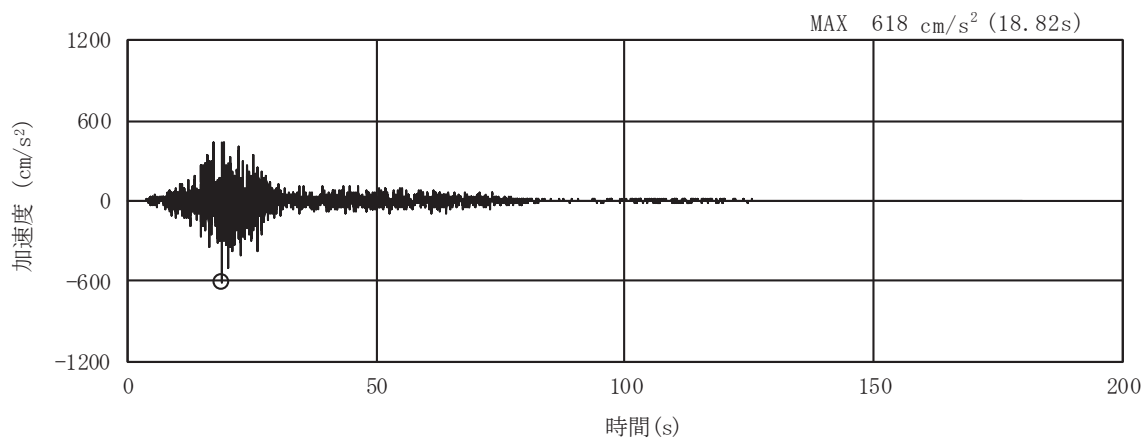


(a) 加速度時刻歴波形

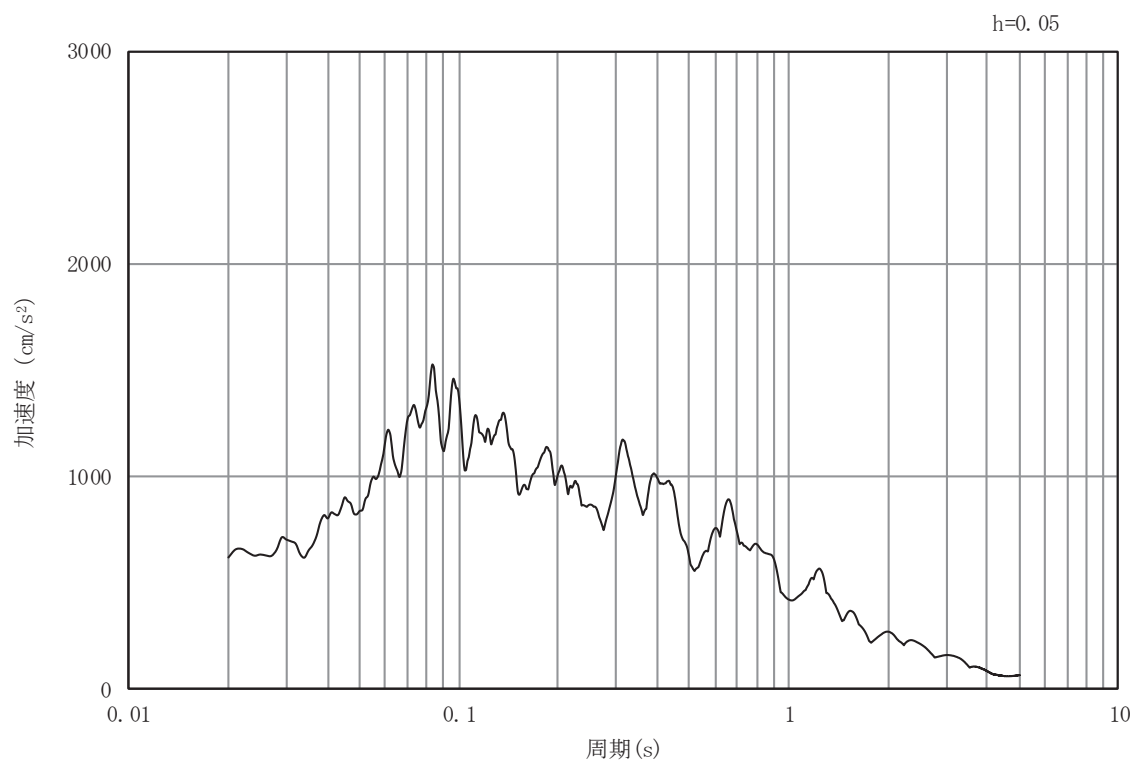


(b) 加速度応答スペクトル

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)

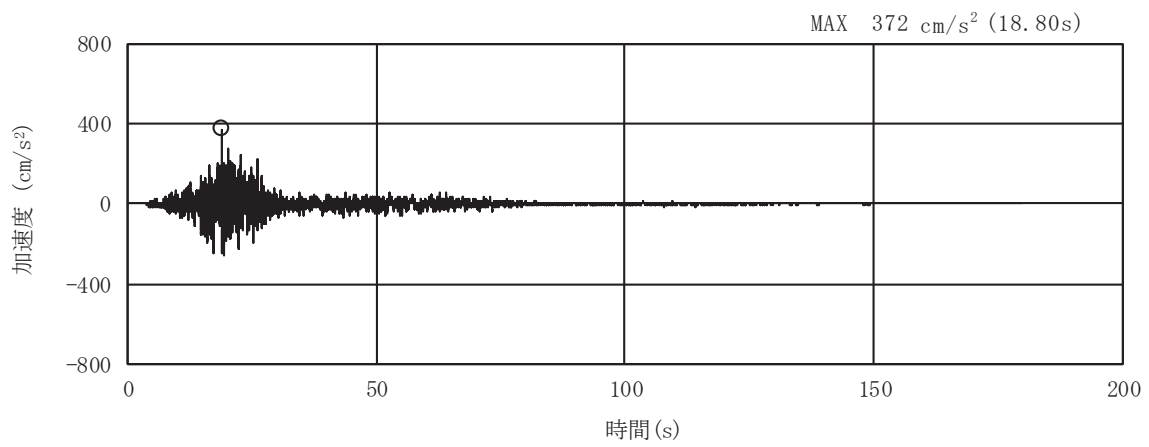


(a) 加速度時刻歴波形

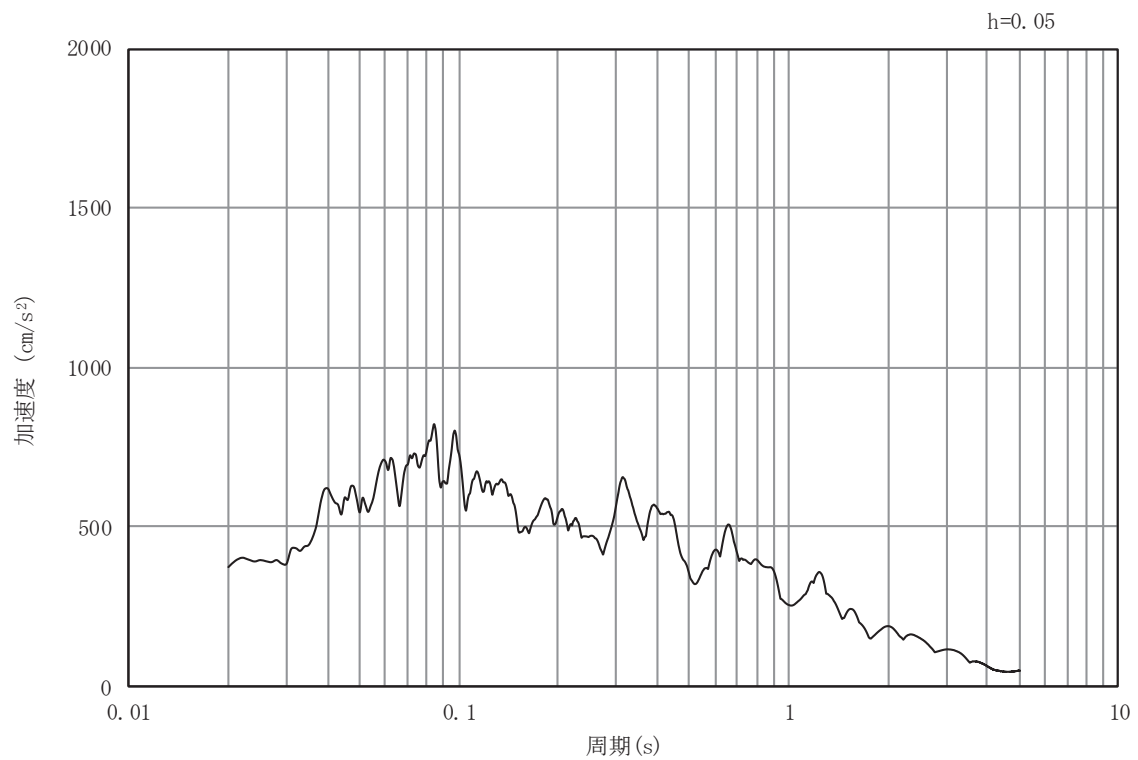


(b) 加速度応答スペクトル

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)

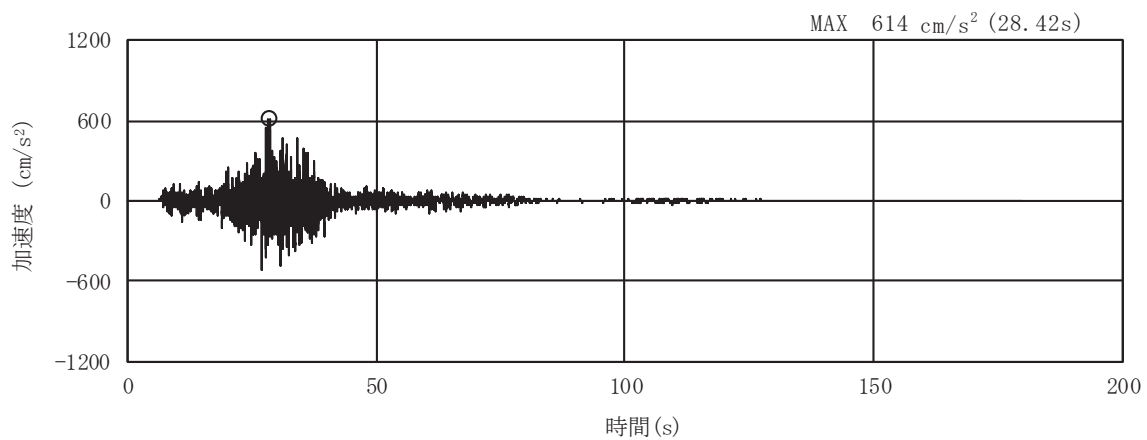


(a) 加速度時刻歴波形

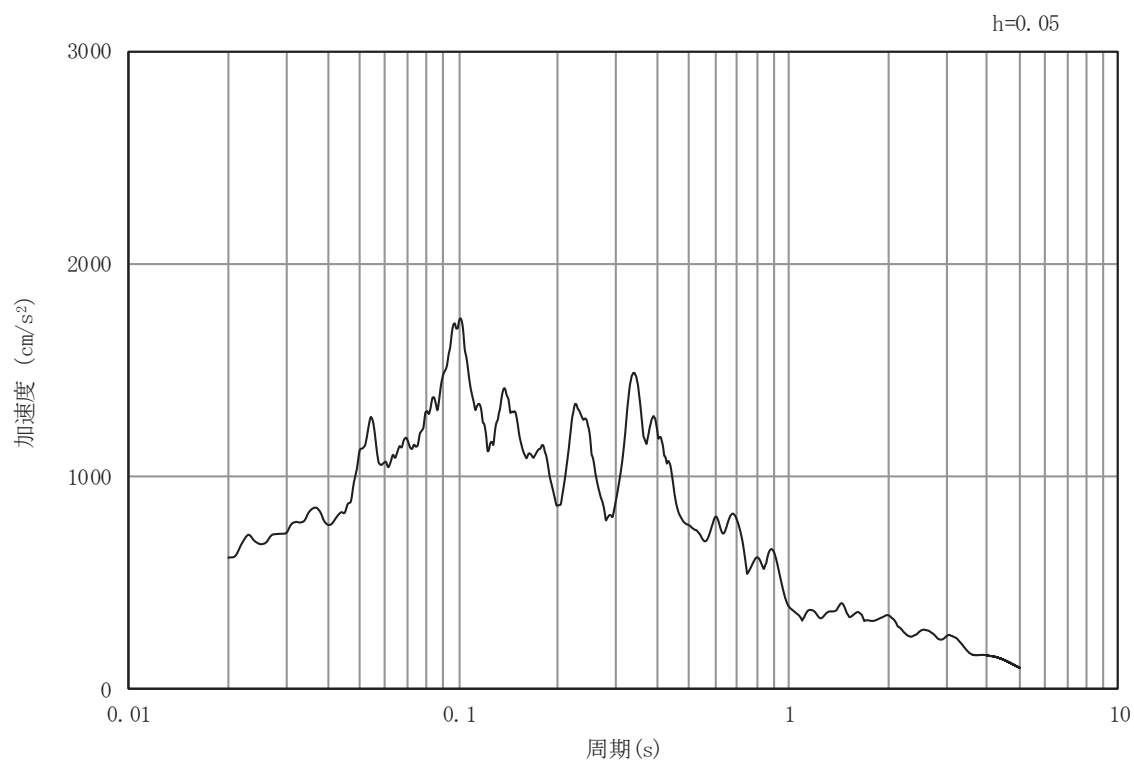


(b) 加速度応答スペクトル

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)

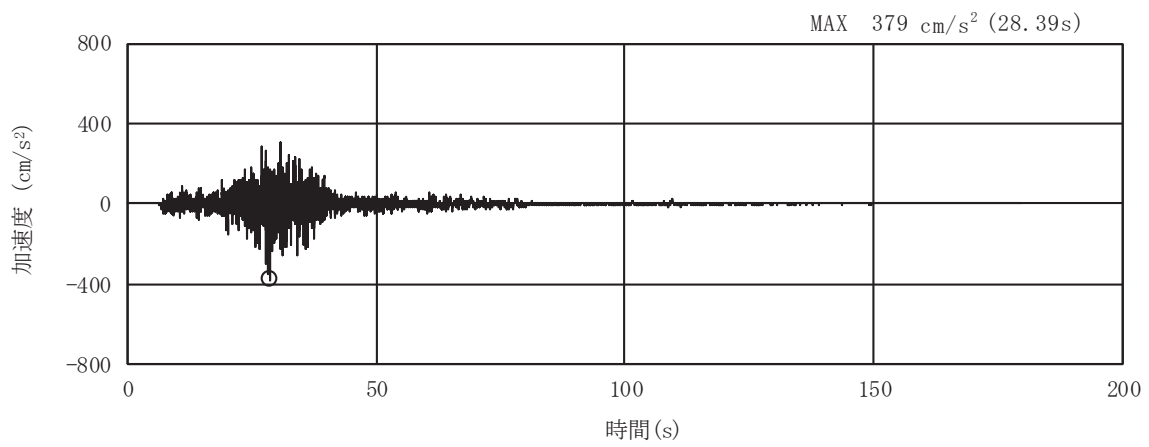


(a) 加速度時刻歴波形

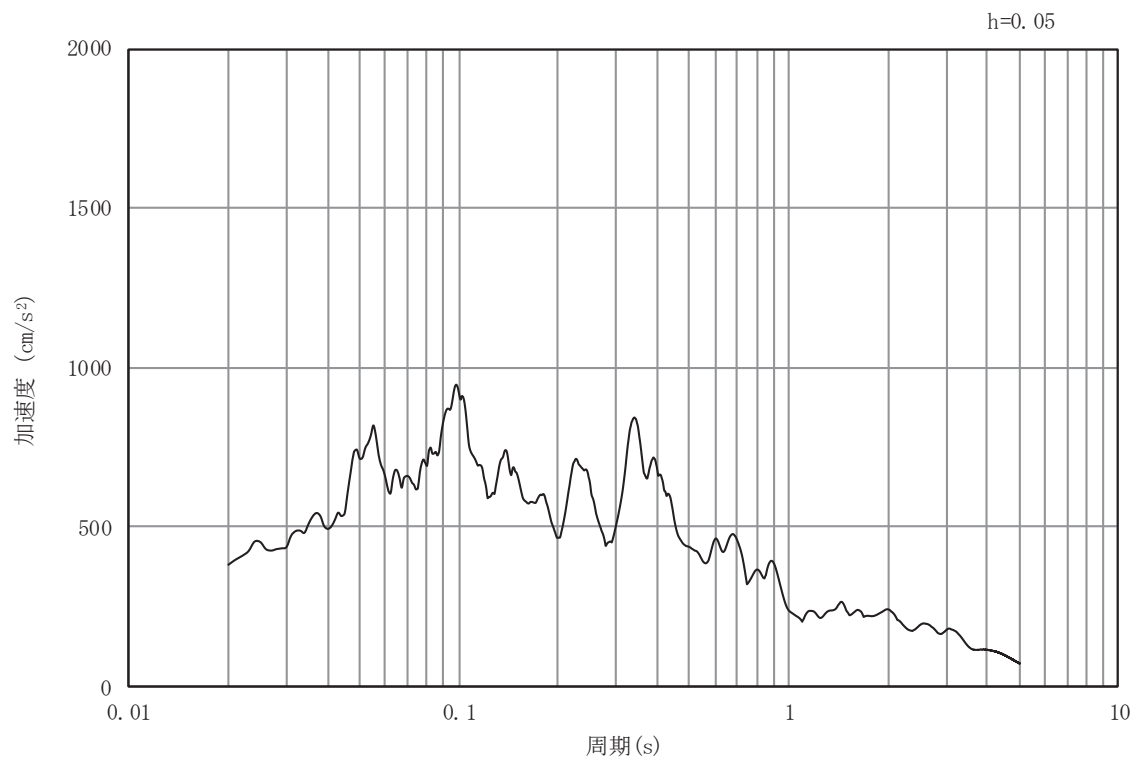


(b) 加速度応答スペクトル

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)

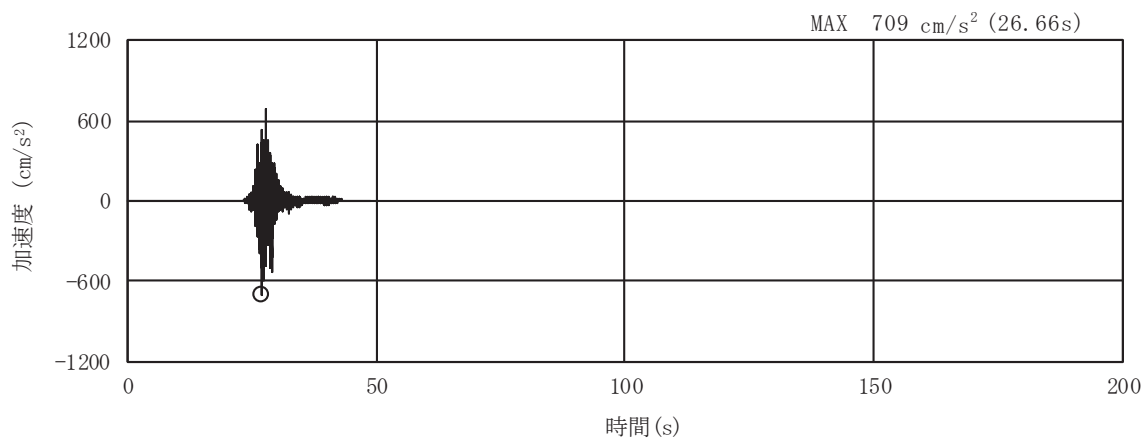


(a) 加速度時刻歴波形

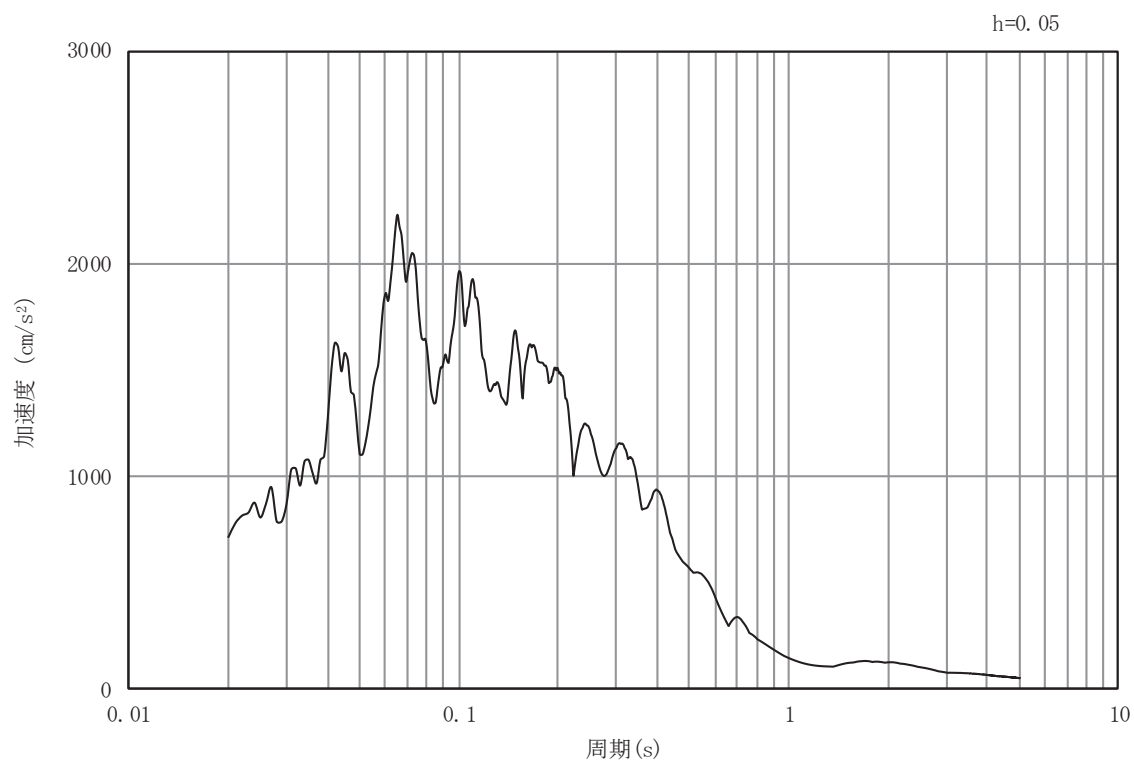


(b) 加速度応答スペクトル

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)

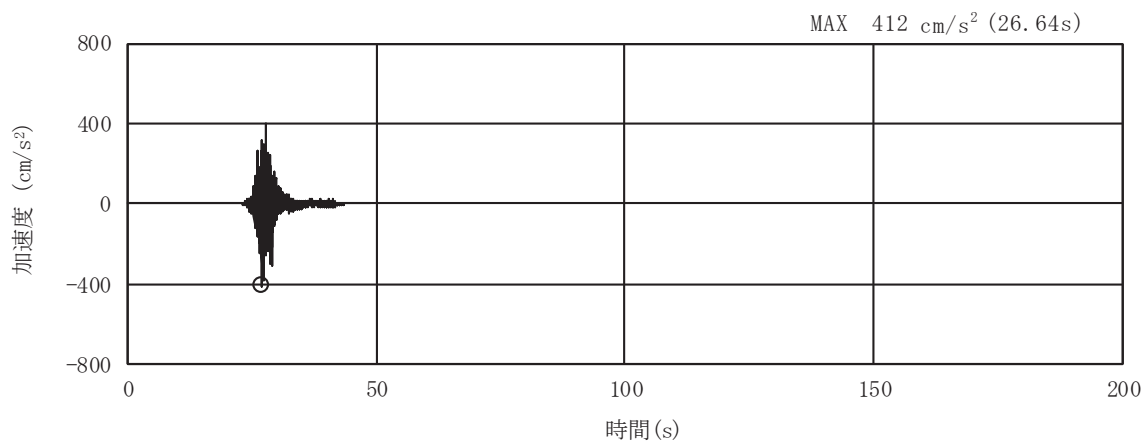


(a) 加速度時刻歴波形

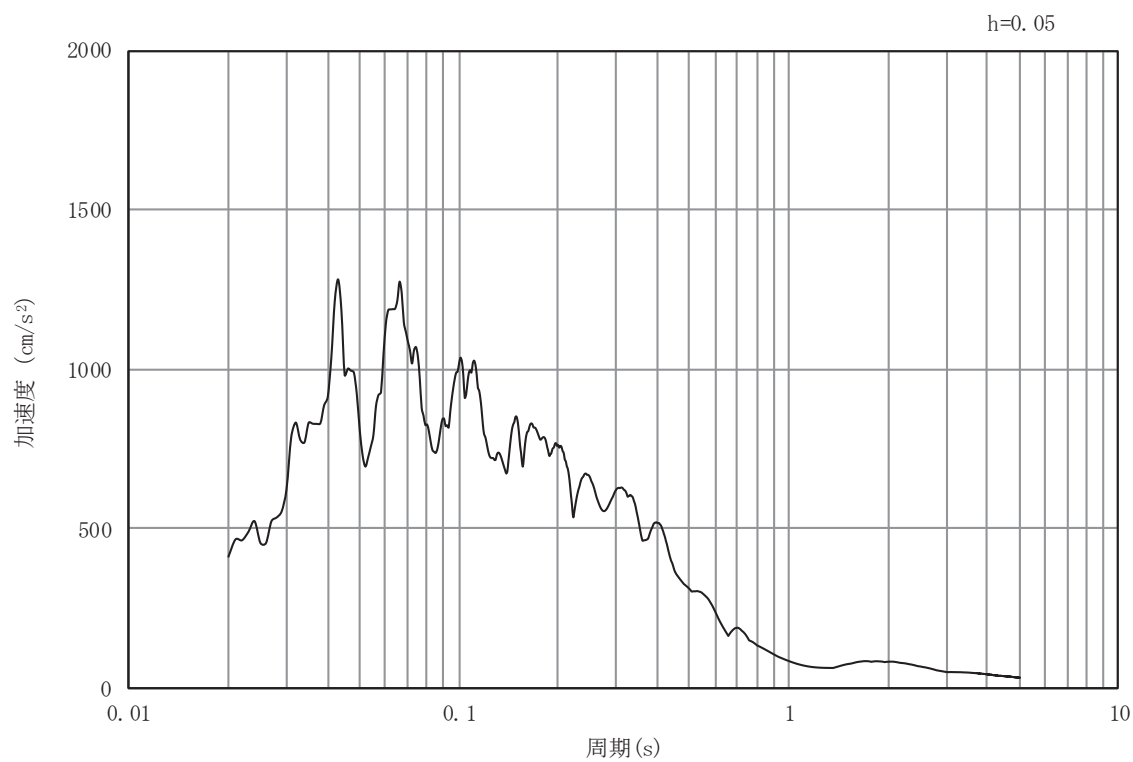


(b) 加速度応答スペクトル

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)

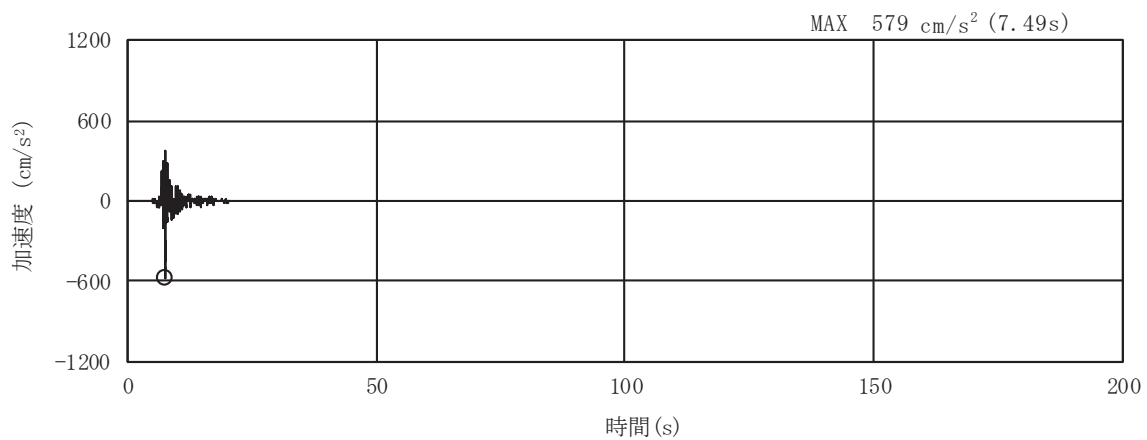


(a) 加速度時刻歴波形

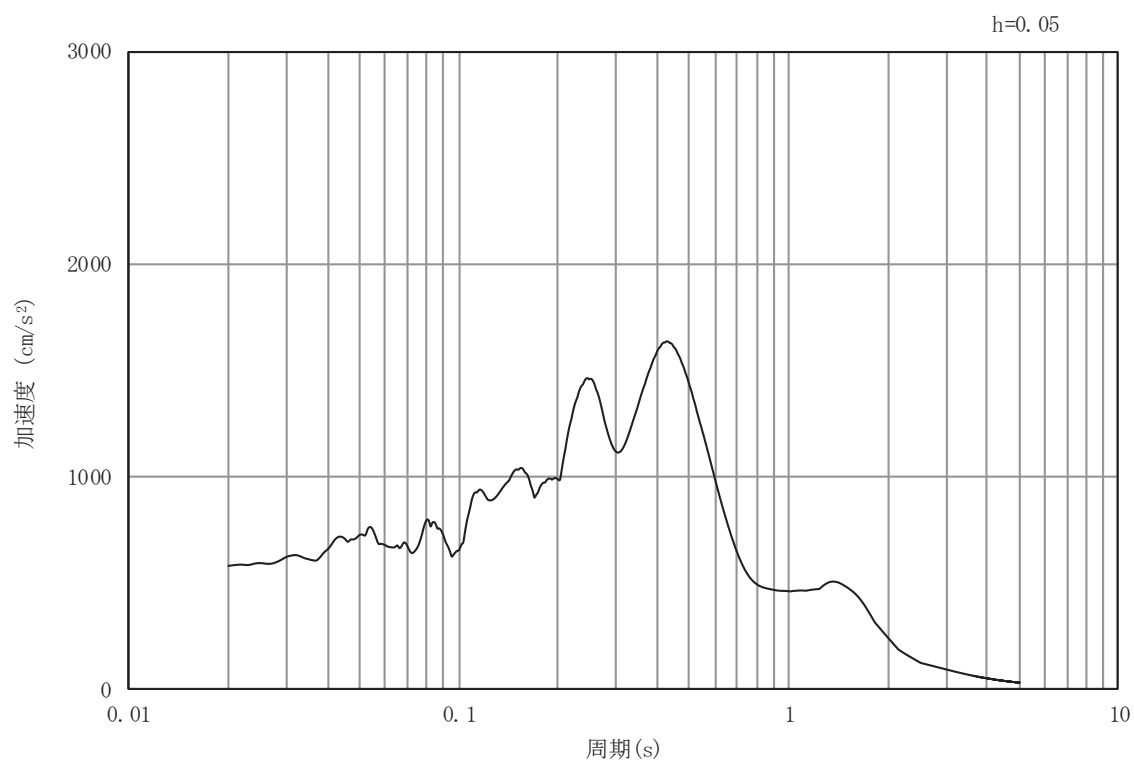


(b) 加速度応答スペクトル

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)

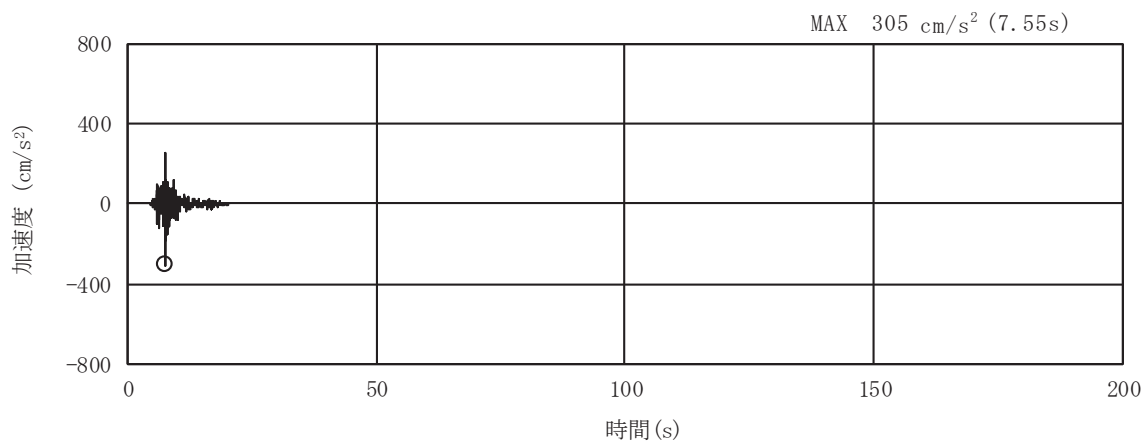


(a) 加速度時刻歴波形

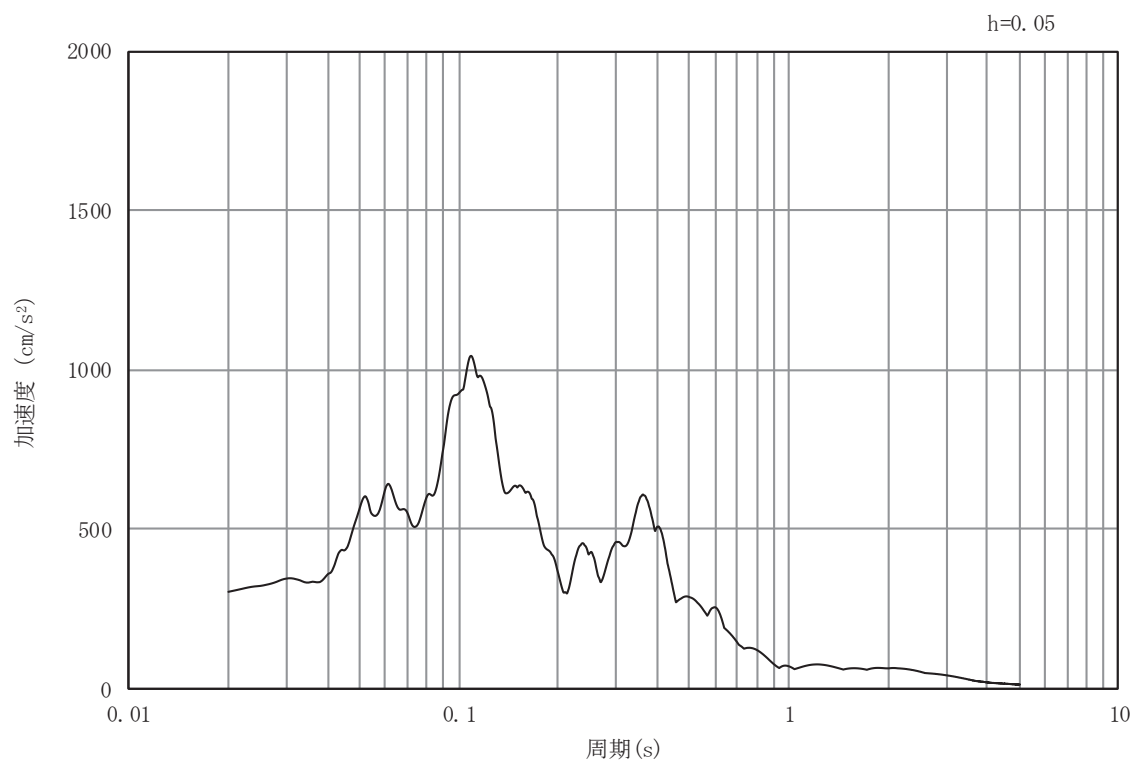


(b) 加速度応答スペクトル

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。

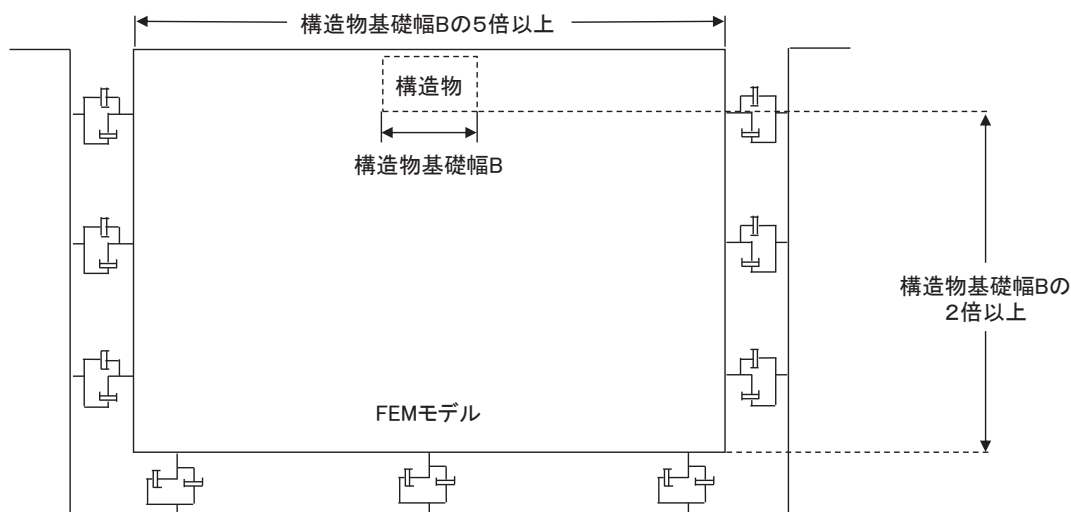


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

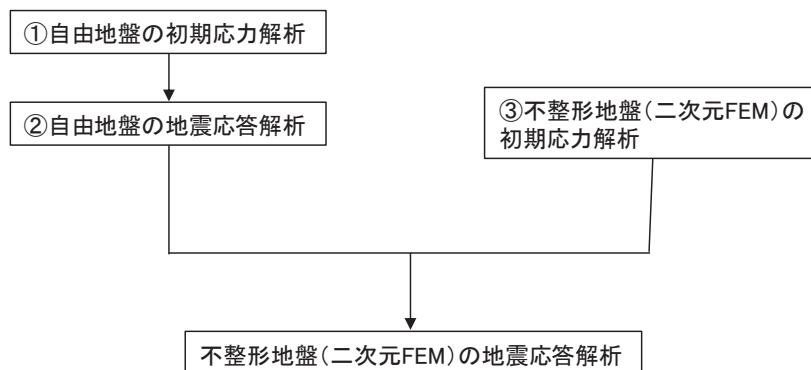


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

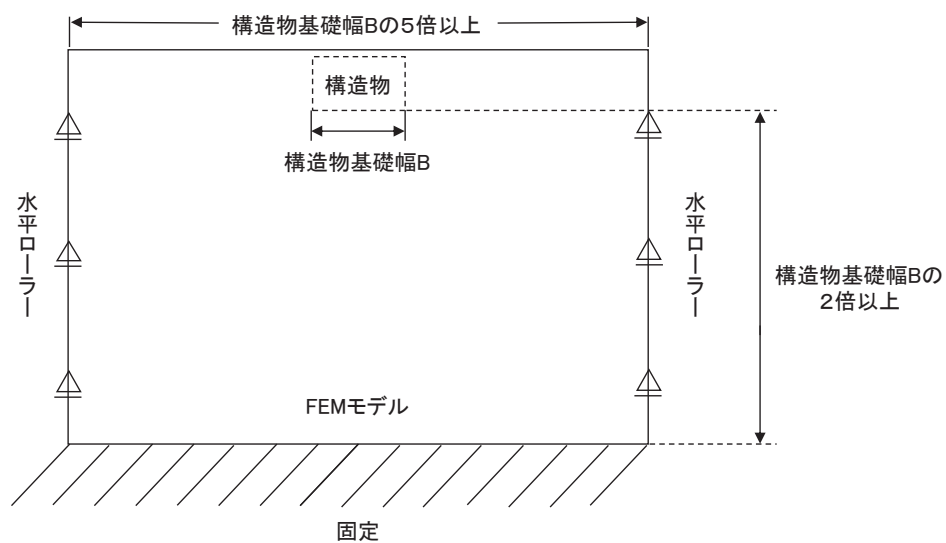


図 8.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

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。

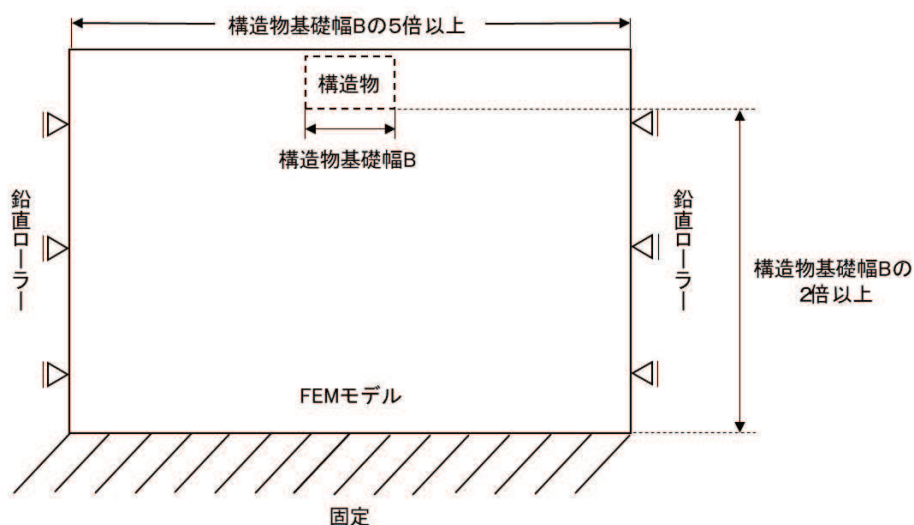


図 8.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

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整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(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。

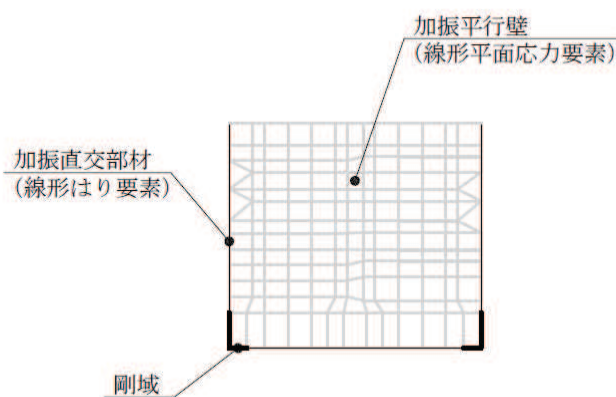


図 8.5-5 構造部材のモデル化

(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。

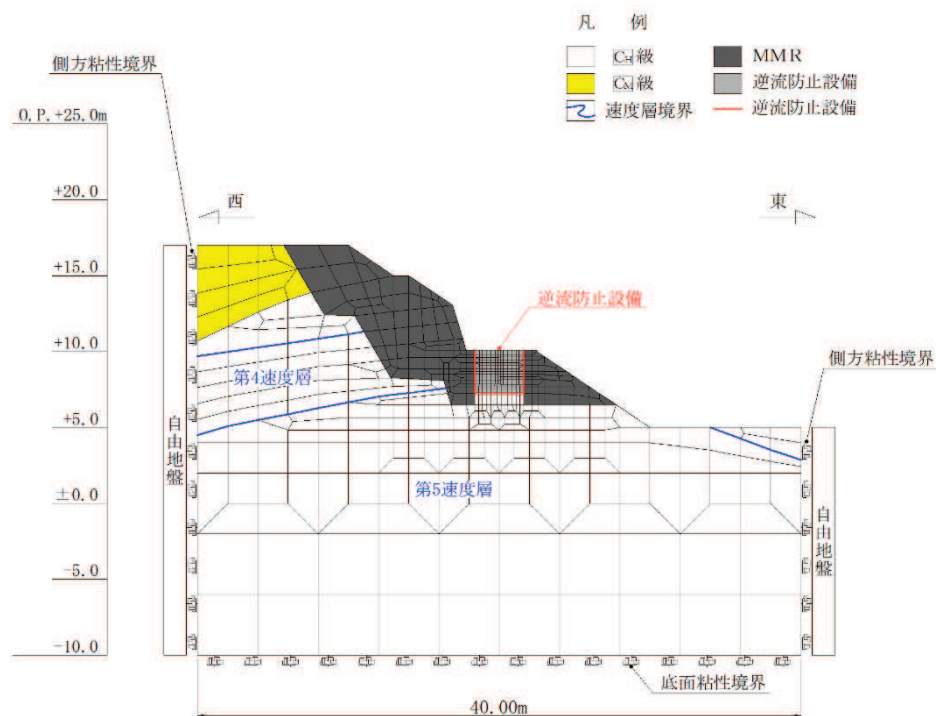


図 8.5-6 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(5) ジョイント要素のモデル化

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

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

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

せん断強度 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 ϕ

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、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

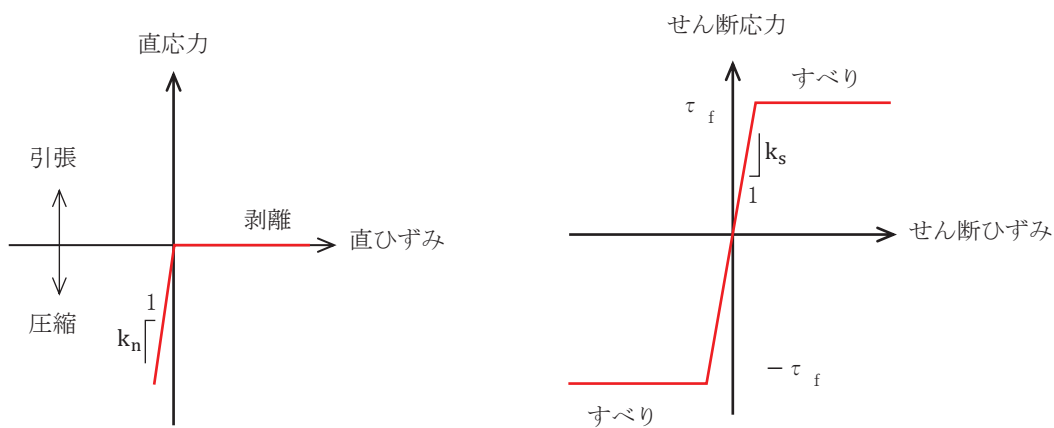


図 8.5-7 ジョイント要素の力学特性

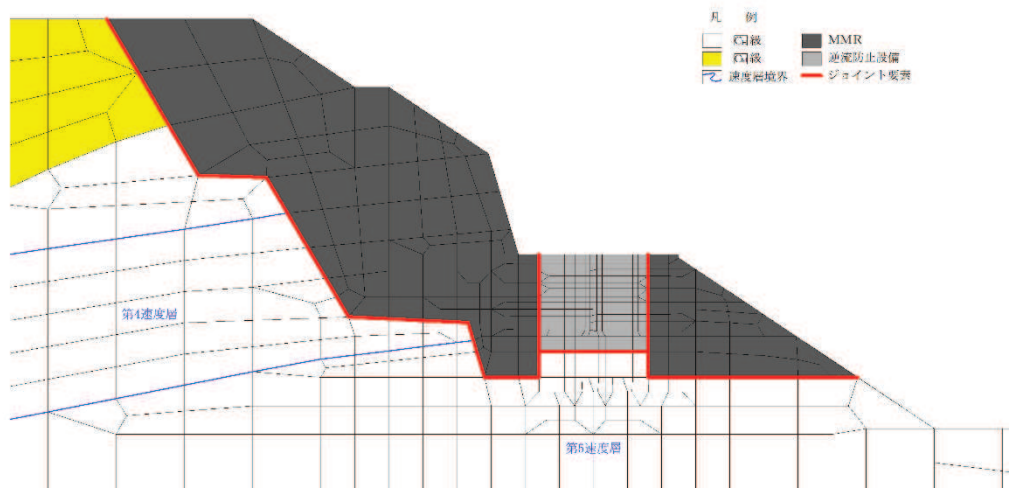


図 8.5-8 ジョイント要素の配置

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 ²

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 ⁴	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 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-8 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C _M 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 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 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.4×10^3	0.44
		第3速度層	5.5×10^3	0.40
		第1速度層	0.2×10^3	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、更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 _s -D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -D 2	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -D 3	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -F 1	++	0.11		
	-+	0.10		
S _s -F 2	++	0.10		
	-+	0.11	0.11	0.12
S _s -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S _s -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 _s -D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S _s -D 2	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -D 3	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -F 1	++	0.10		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.09		
	-+	0.10	0.10	0.11
S _s -F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -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 s - D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.06	0.06	0.07
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - 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 s - D 1	++	0.14		
	-+	0.15		
S s - D 2	++	0.15		
	-+	0.17		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.14		
	-+	0.17	0.17	0.18
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.18		
S s - 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8.6-4に示す。

表8.6-4 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 _s -D1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S _s -D2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S _s -D3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S _s -F1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S _s -F2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S _s -F3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S _s -N1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S _s -F2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S _s -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 _s -D 1	++	+277	(44.96)	
		-+	+291	(25.16)	
	S _s -D 2	++	+325	(12.87)	
		-+	+339	(20.38)	
	S _s -D 3	++	+279	(7.16)	
		-+	+303	(14.36)	
	S _s -F 1	++	+300	(18.83)	
		-+	+242	(19.44)	
	S _s -F 2	++	+286	(30.63)	
		-+	+349	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+319	(26.67)	
		-+	+381	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+309	(7.50)	
		-+	+228	(7.29)	
	②	S _s -F 2	-+	+342	(28.44)
	③	S _s -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 _s -D 1	++	+0.050	(44.97)
		-+	+0.051	(40.36)
	S _s -D 2	++	+0.056	(12.87)
		-+	+0.068	(20.38)
	S _s -D 3	++	-0.050	(28.41)
		-+	+0.056	(28.41)
	S _s -F 1	++	+0.055	(18.84)
		-+	-0.049	(18.83)
	S _s -F 2	++	-0.053	(28.32)
		-+	+0.068	(28.44)
	S _s -F 3	++	+0.064	(26.68)
		-+	+0.067	(27.64)
	S _s -N 1	++	+0.056	(7.51)
		-+	-0.048	(7.50)
②	S _s -F 2	-+	+0.065	(28.44)
③	S _s -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。

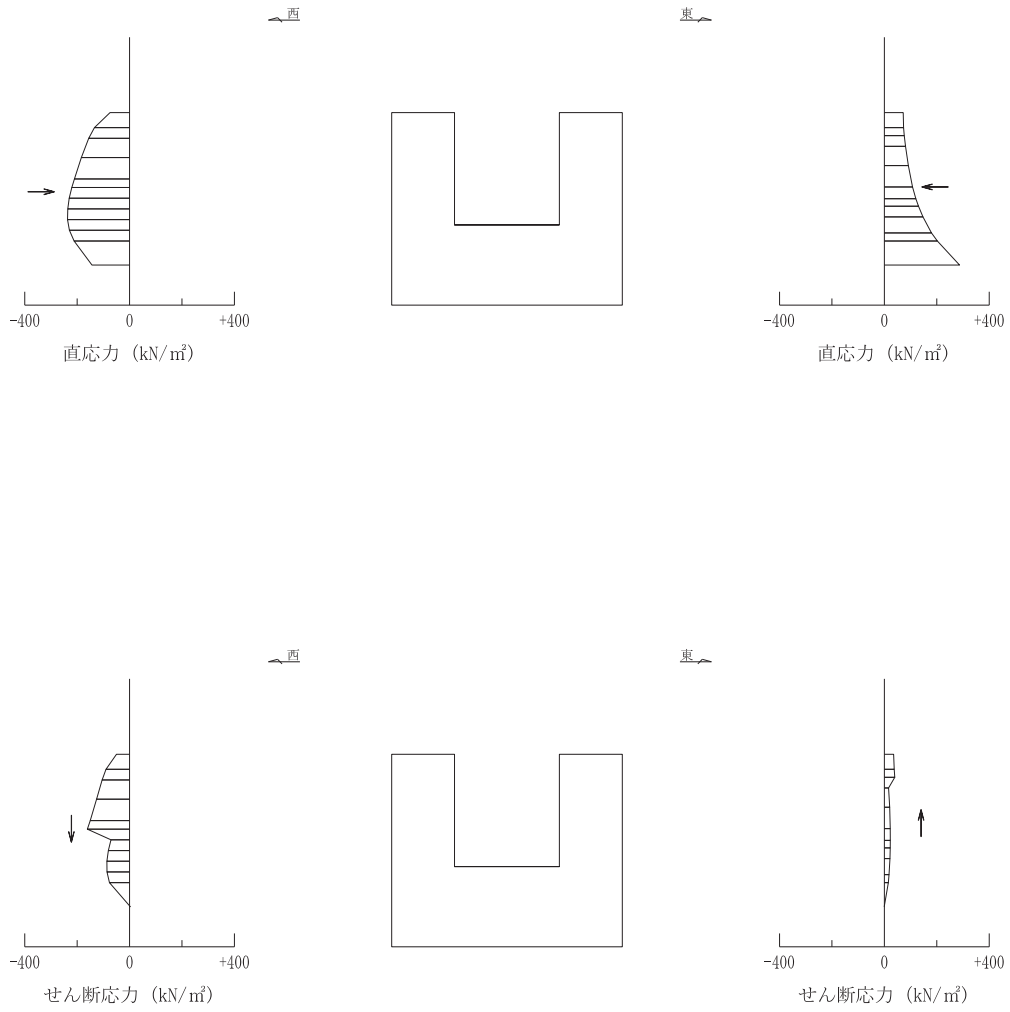


図 8.6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース①, S s - F 2 (++))

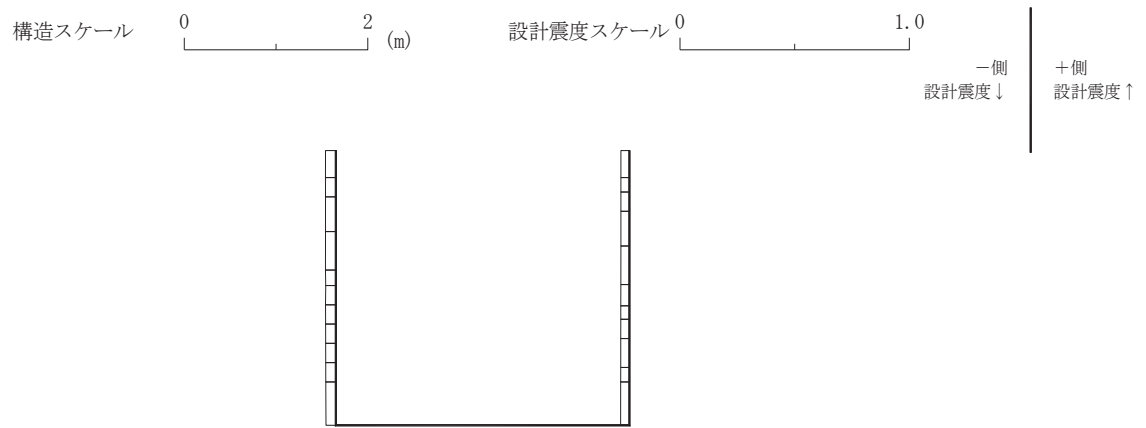
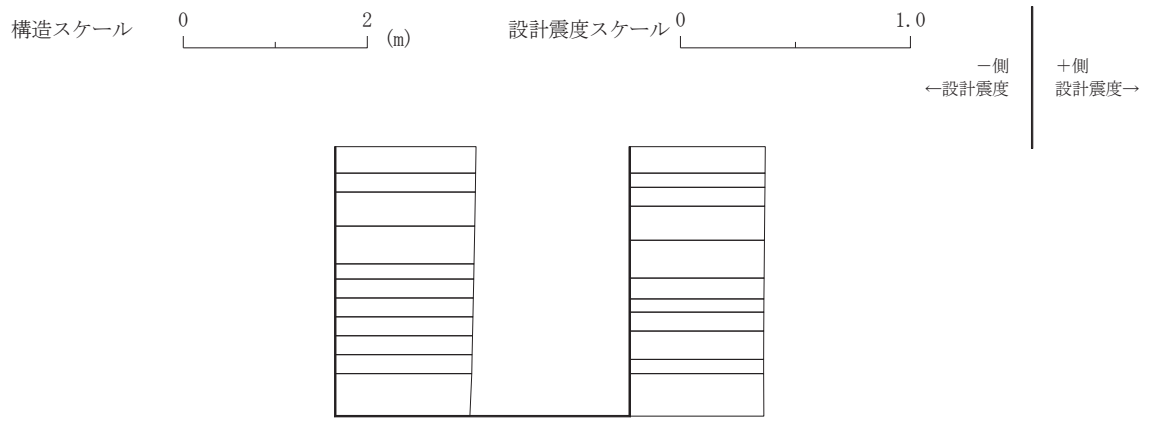
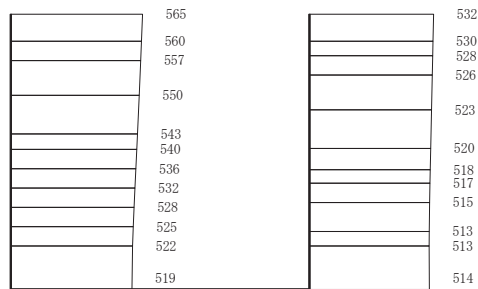


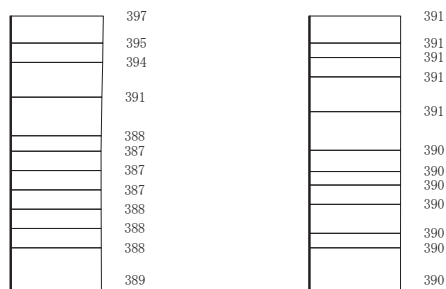
図 8.6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース①, $S_s - F_2$ (++))

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。



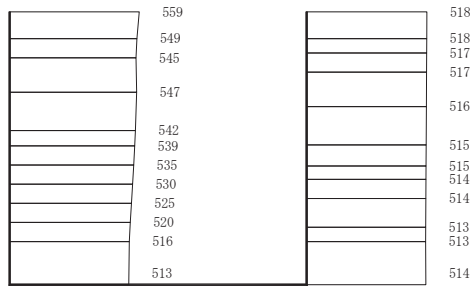
(a) S s - D 1 (++) 水平



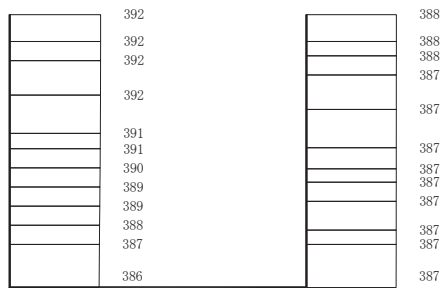
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



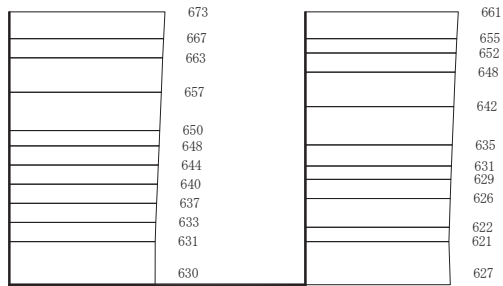
(a) S s - D 1 (- +) 水平



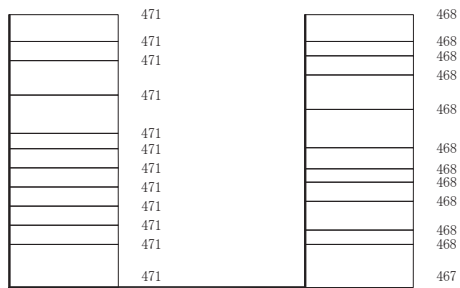
(b) S s - D 1 (- +) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



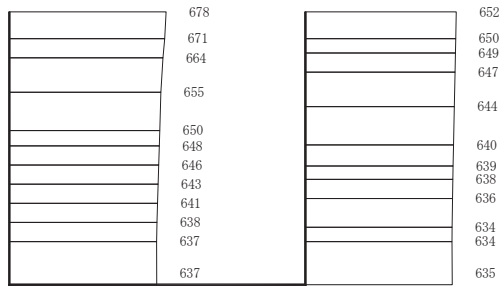
(a) $S_s - D2$ (++) 水平



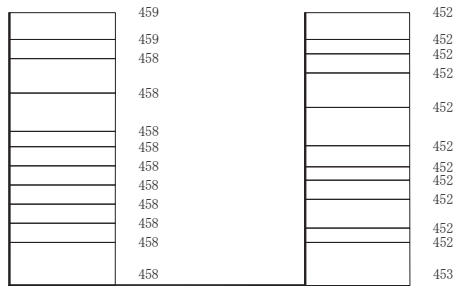
(b) $S_s - D2$ (++) 鉛直



図 8.6-3(3) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



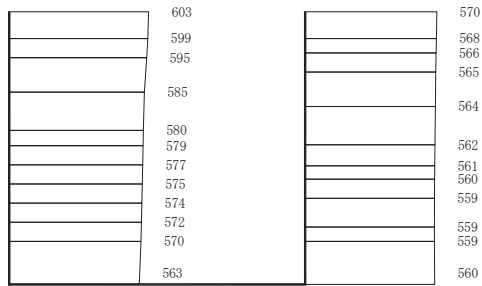
(a) $S_s - D_2$ (一十) 水平



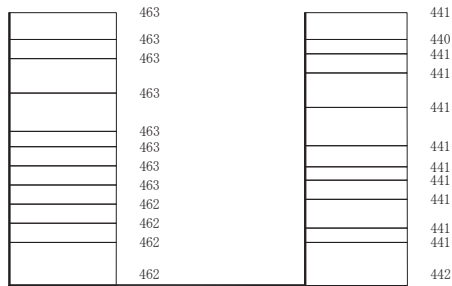
(b) $S_s - D_2$ (一十) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(4) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - D 3 (++) 水平

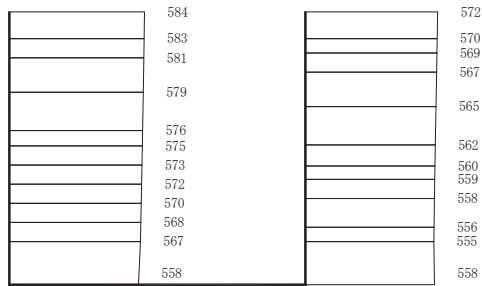


(b) S s - D 3 (++) 鉛直

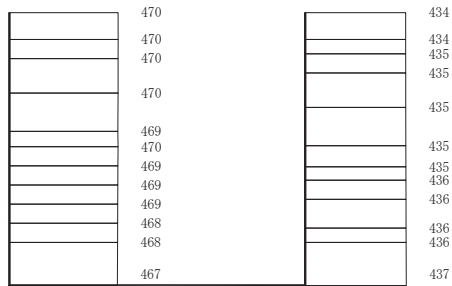


図 8.6-3(5) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



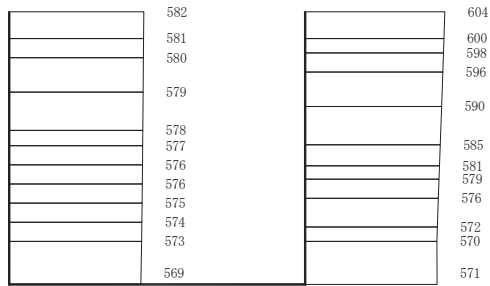
(a) S s - D 3 (- +) 水平



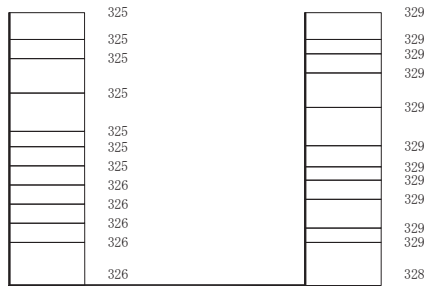
(b) S s - D 3 (- +) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(6) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



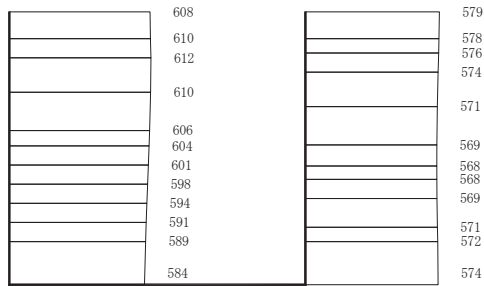
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



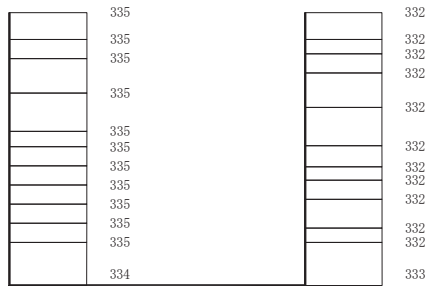
(b) $S_s - F1$ (++) 鉛直



図 8.6-3(7) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



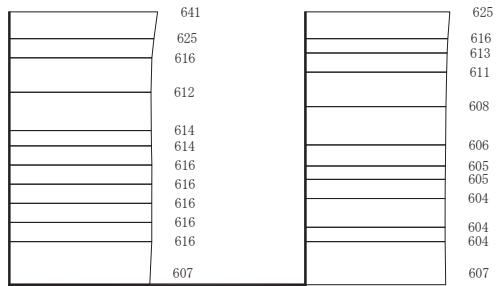
(a) S s - F 1 (- +) 水平



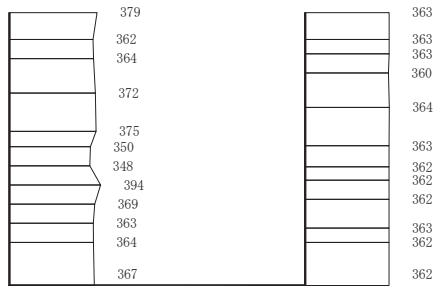
(b) S s - F 1 (- +) 鉛直



図 8.6-3(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



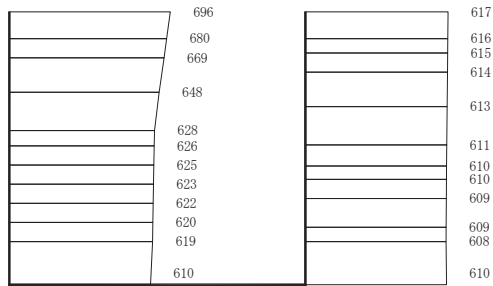
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



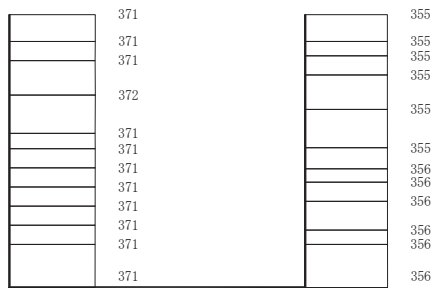
(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直



図 8.6-3(9) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



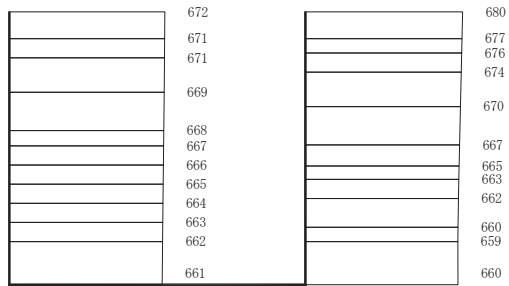
(a) $S_s - F_2 (-+)$ 水平



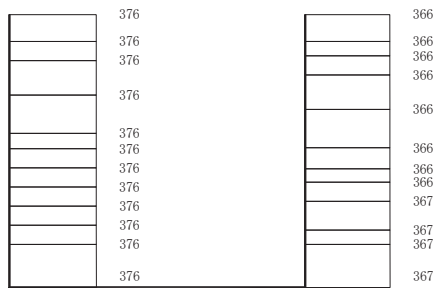
(b) $S_s - F_2 (-+)$ 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



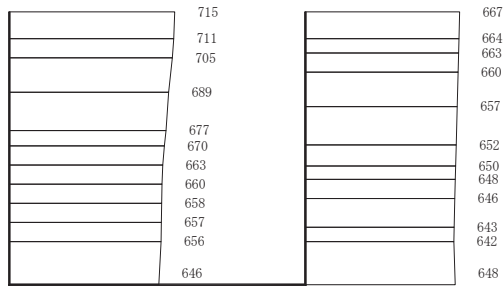
(a) $S_s - F_3$ (++) 水平



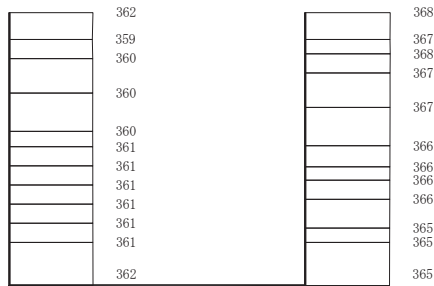
(b) $S_s - F_3$ (++) 鉛直



図 8.6-3(11) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



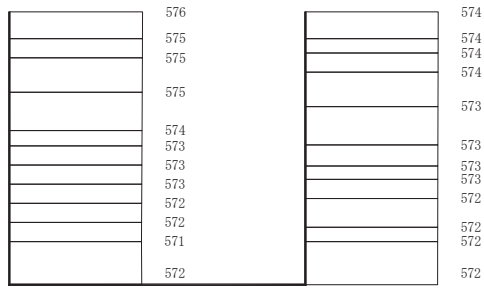
(a) $S_s - F_3$ (一十) 水平



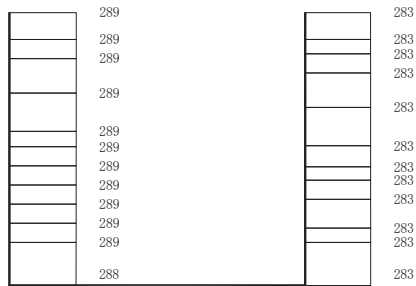
(b) $S_s - F_3$ (一十) 鉛直

構造スケール 0 └───┬───┘ 2 (m) 応答値スケール 0 └───┬───┘ 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



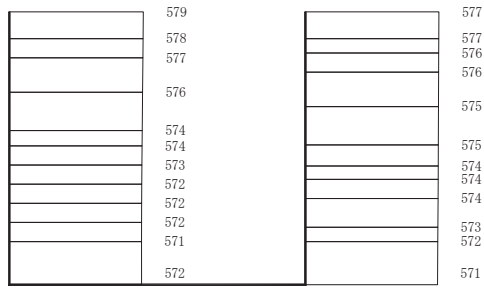
(a) S s - N 1 (++) 水平



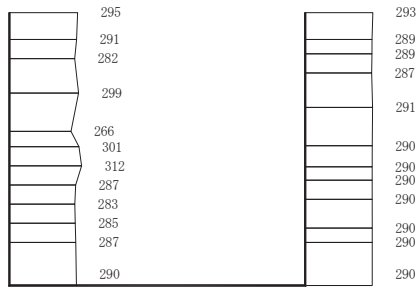
(b) S s - N 1 (++) 鉛直



図 8.6-3(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



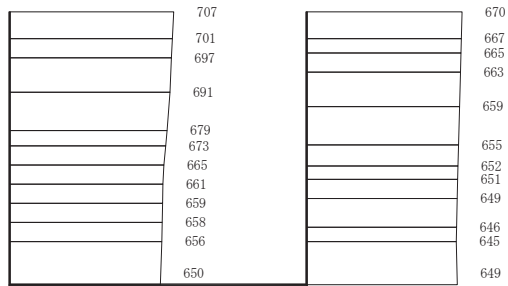
(a) $S_s - N1$ (ー+) 水平



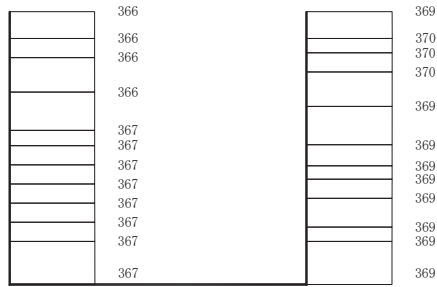
(b) $S_s - N1$ (ー+) 鉛直



図 8.6-3(14) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



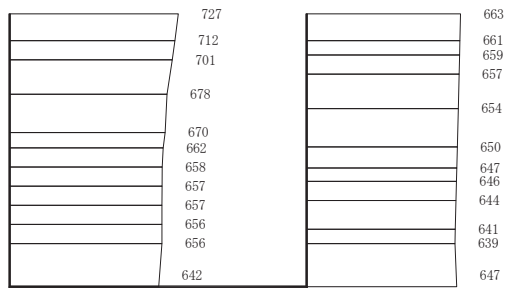
(a) S s - F 3 (- +) 水平



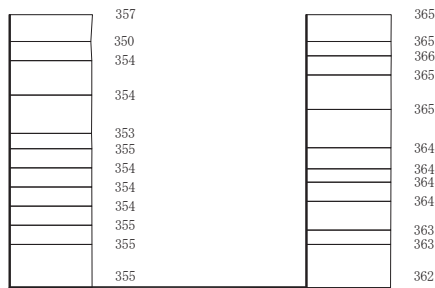
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - F 3 (- +) 鉛直

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

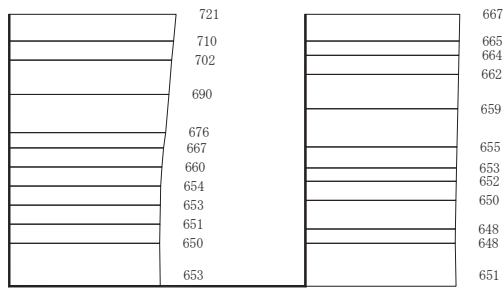


(b) S s - F 3 (-+) 鉛直

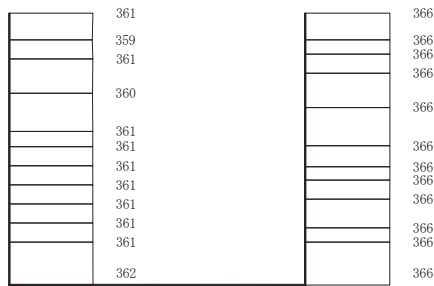
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

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 (-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/s²)

図 8.6-3(17) 最大加速度分布図

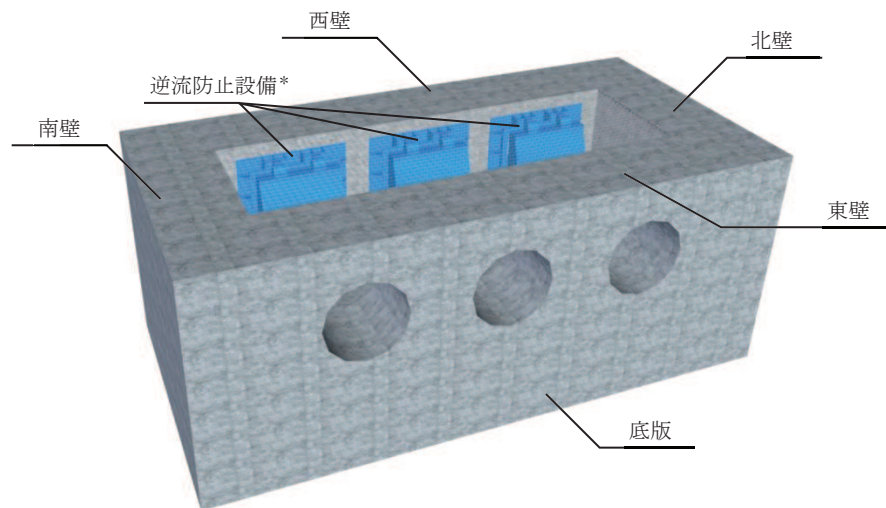
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

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。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

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。

出口側集水ピットの耐震評価は、構造的特徴や周辺状況から主たる荷重方向（弱軸方向であるピット縦断方向）を評価対象として実施する。

一方、主たる荷重（ピット縦断方向）に対し、加振方向に平行に配置される北壁及び南壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（ピット横断方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、出口側集水ピットはピット縦断方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

この水平2方向载荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動 S_s (7 波)、水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) 及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施することとし、「VI-2-12-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」に示す。

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。

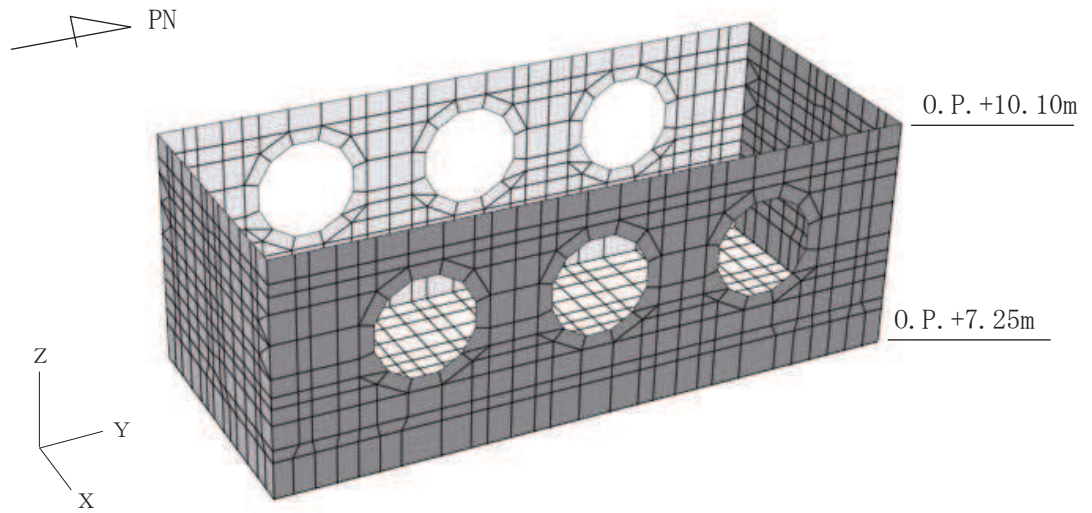


図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル

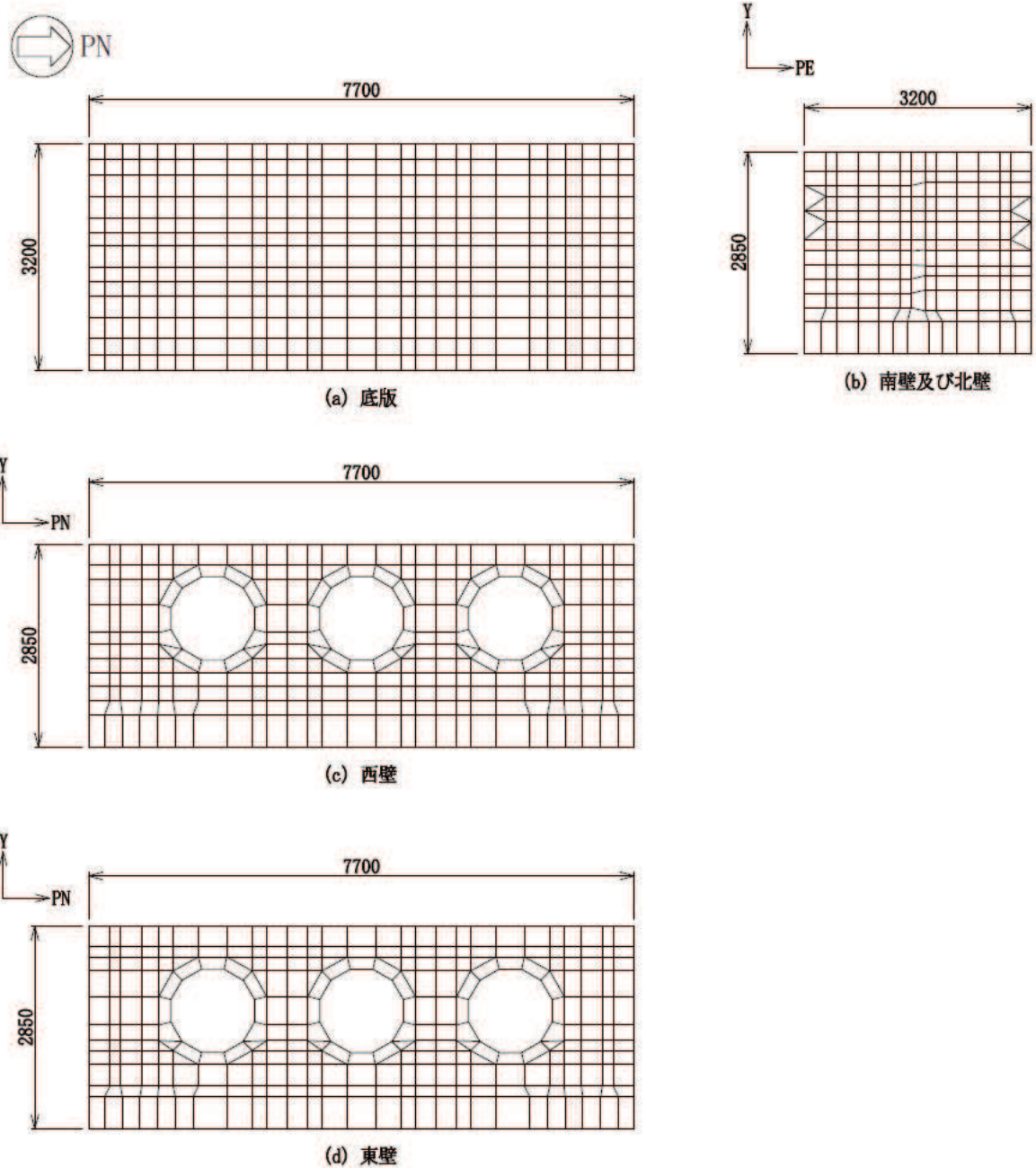


図 9.3-2 要素分割図 (単位: mm)

(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。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編]」に基づき、剛域を設ける。

(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。

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・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、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

a. 常時解析

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、設定する。

①鉛直方向地盤反力係数

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川 3 号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で、道路橋示方書 IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta)(D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

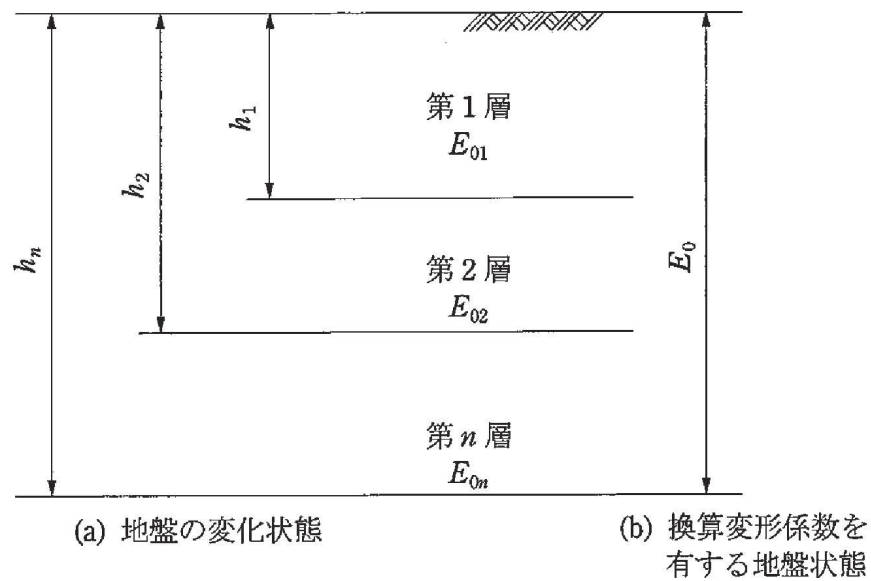


図 9.3-3 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

②水平方向せん断地盤反力係数

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに、

k_S : 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、
 $\lambda = 0.3$ とする。

b. 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、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。

①岩盤の等価せん断弾性係数

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで,

G_R : 等価せん断弾性係数 (kN/m²)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数 (kN/m²) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ (m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{l_x \cdot l_y}{\pi}}$$

$2l_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2l_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

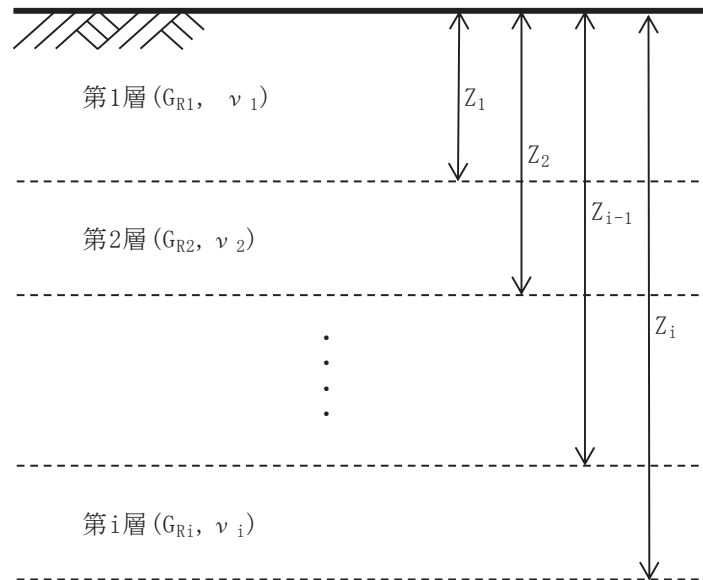


図 9.3-4 等価せん断弾性係数の算出概念図

②岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分)

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

③岩盤のせん断方向地盤反力係数

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

c. 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

①水平方向地盤反力係数

側壁部の水平方向地盤反力係数は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IV下部構造編」及び「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$

$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

②せん断方向地盤反力係数

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

k_S : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

9.3.2 使用材料及び材料の物性値


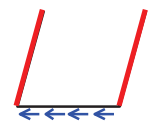
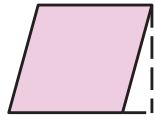
出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

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 (面外)	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 (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 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、各入力荷重の算定フローを図 9.5-1 に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図 9.5-2 に示す。常時荷重は表 8.3-3 に示す荷重を考慮する。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧		土圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

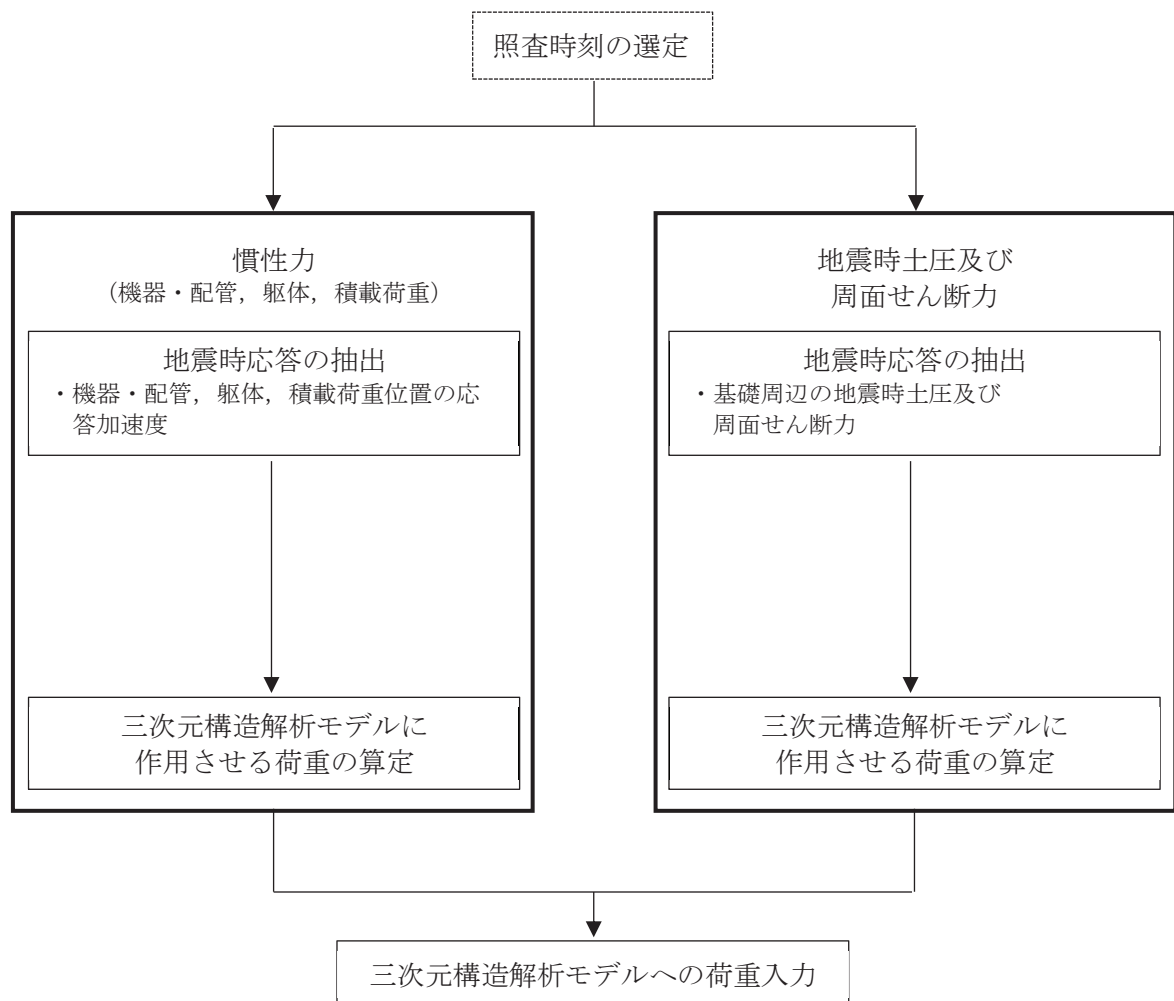


図 9.5-1 各入力荷重の算定フロー

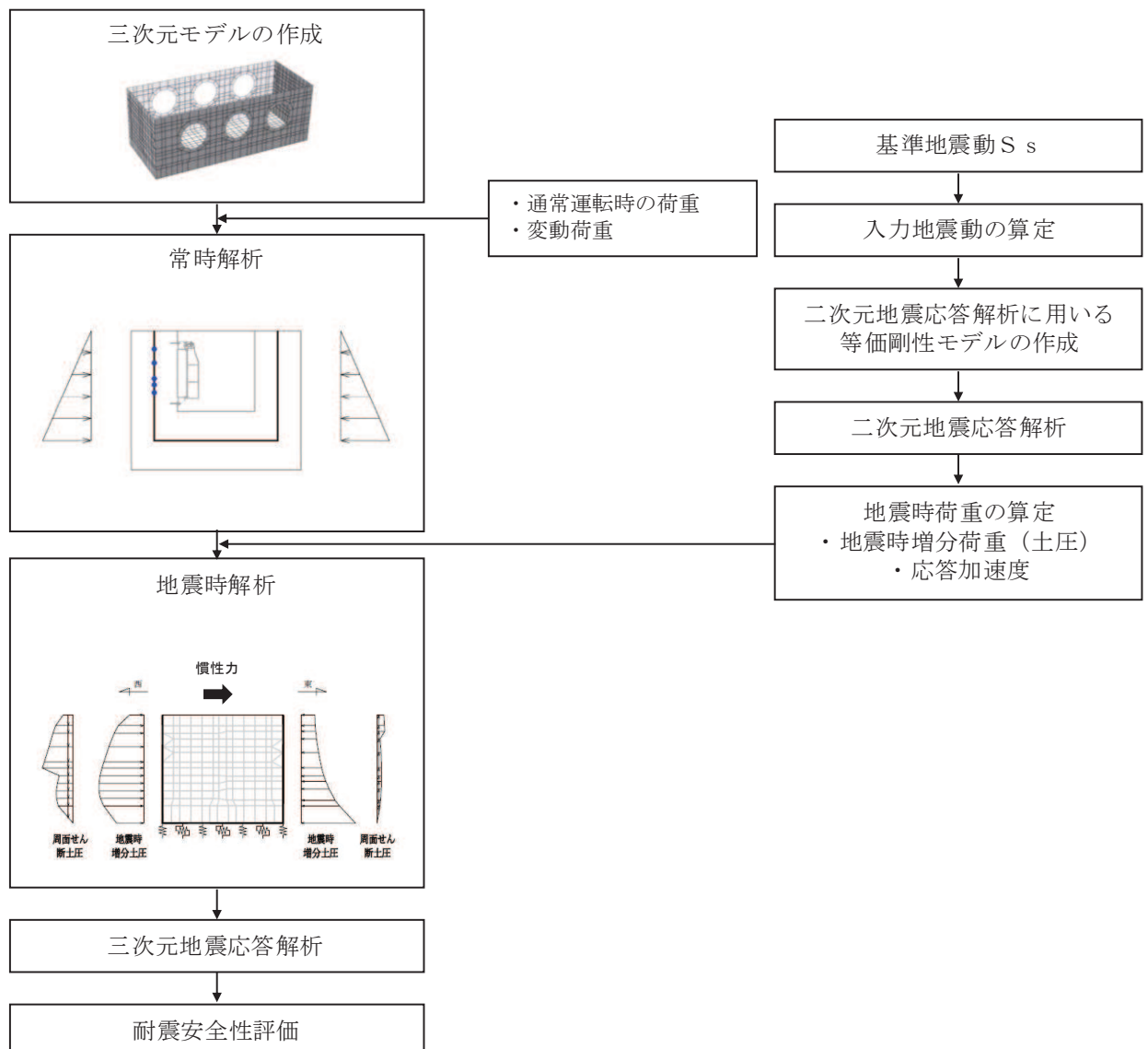


図 9.5-2 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

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鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-3 に示す。

算定した慣性力は図 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。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

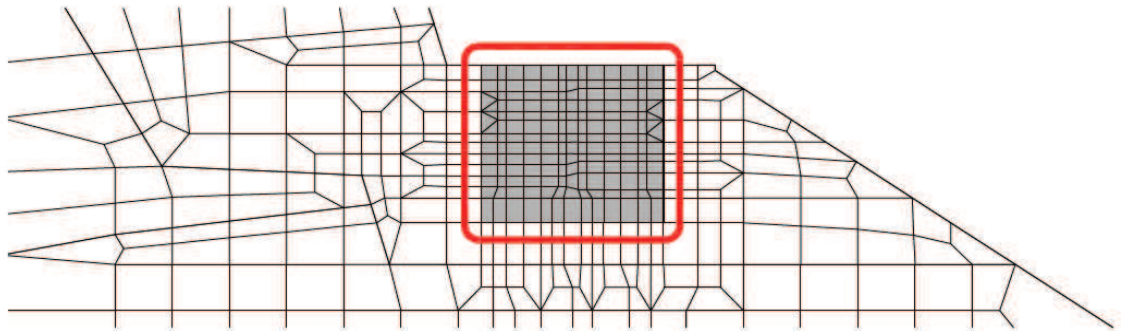
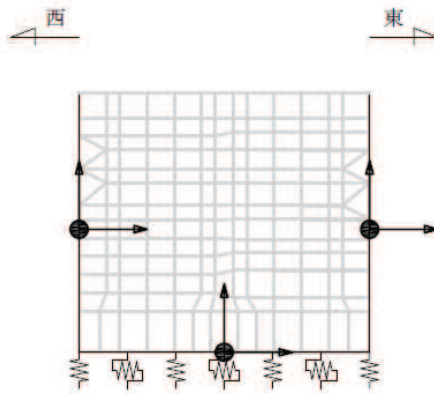


図 9.5-3 応答加速度抽出位置



注記* : 図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 9.5-4 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（直応力及びせん断応力）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9.5-5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9.5-6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。

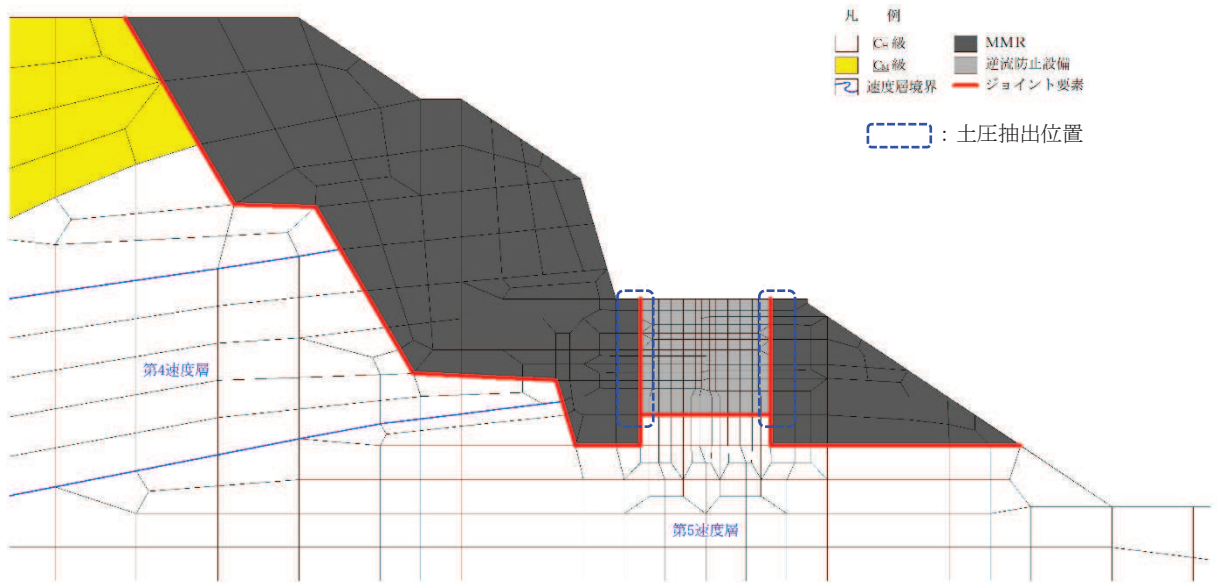


図 9.5-5 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

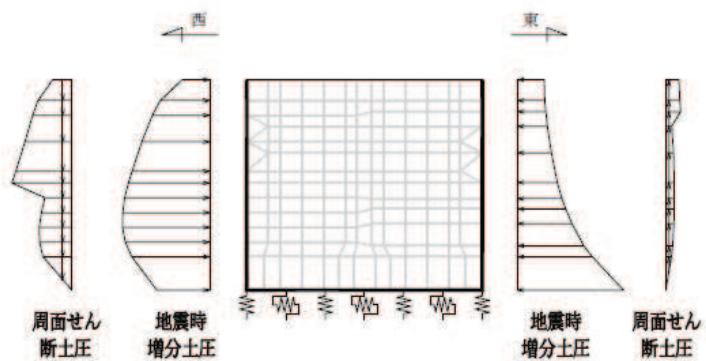


図 9.5-6 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	
許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	

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 ²)
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。

10.3 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 10.3-1 に、断面力の組合せを表 10.3-1 に示す。面内せん断力 $N_{x,y}$ については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 10.3-2 に示す。

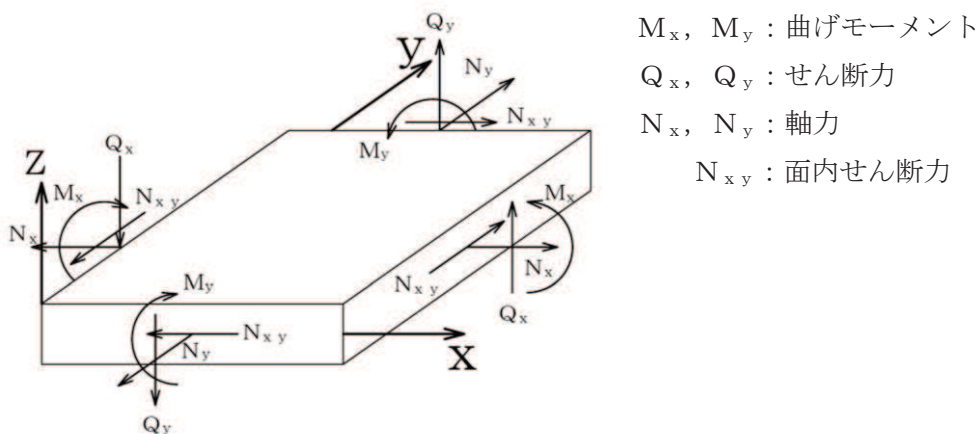


図 10.3-1 シェル要素における応答断面力

表 10.3-1 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

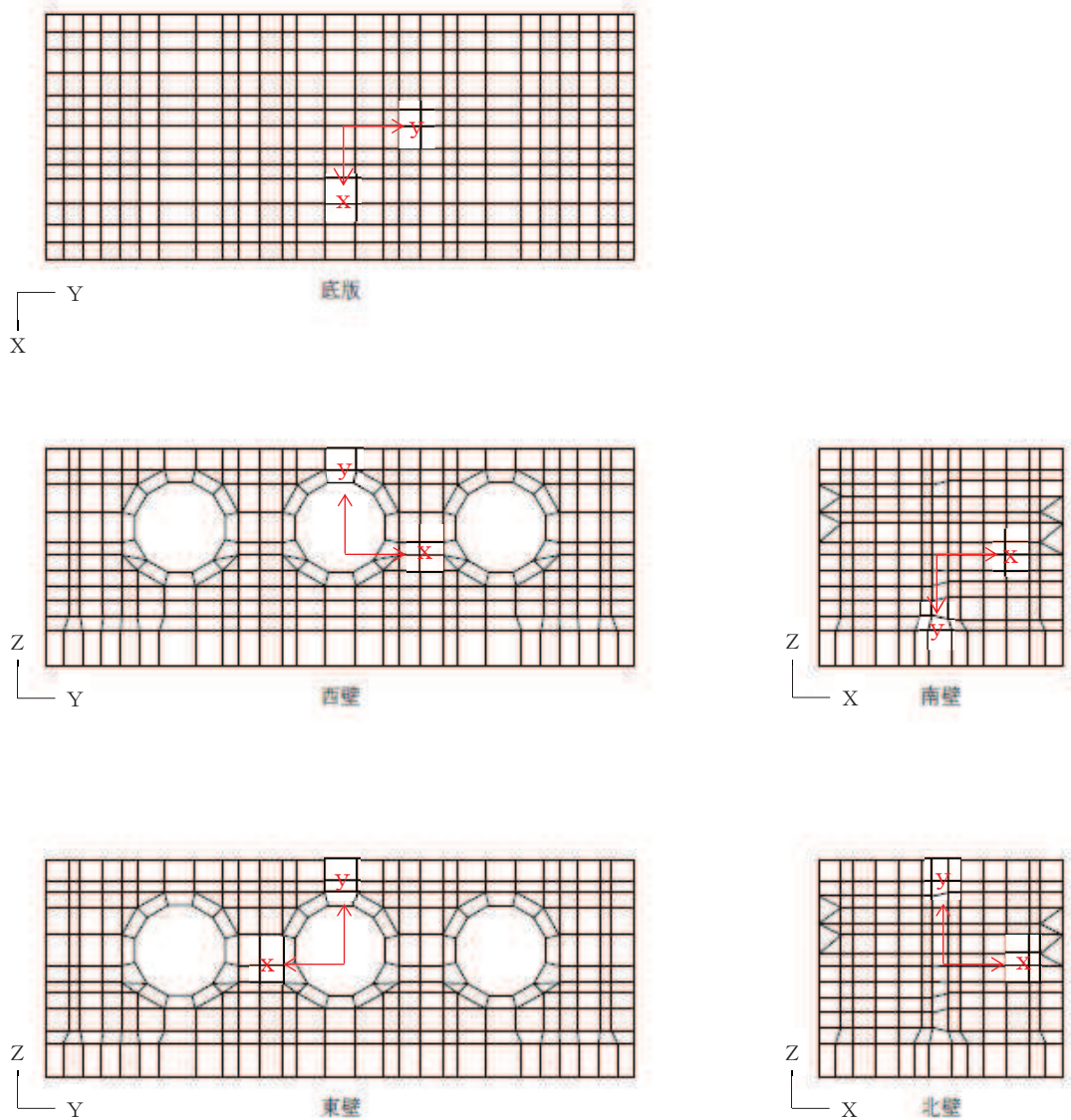


図 10.3-2 各部材の要素座標系

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 σ'_c / σ'_{ca}	
					応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)		
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 σ_s / σ_{sa}	
					応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
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。

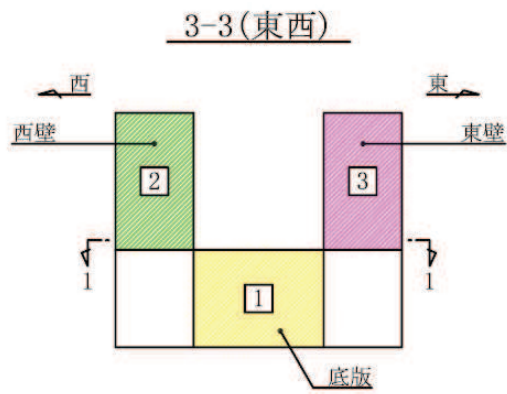
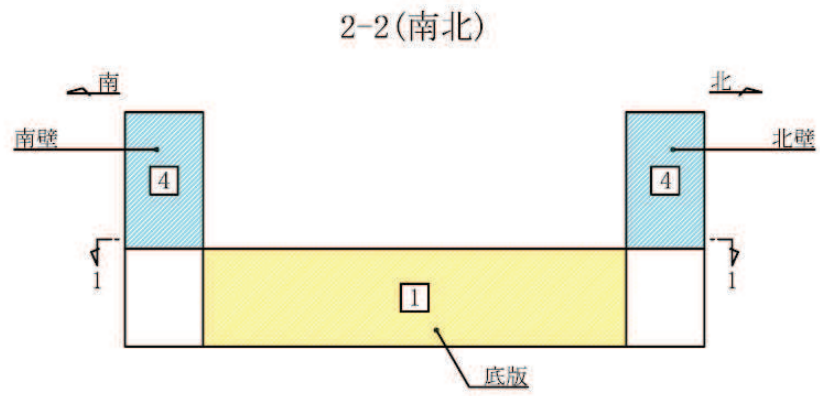
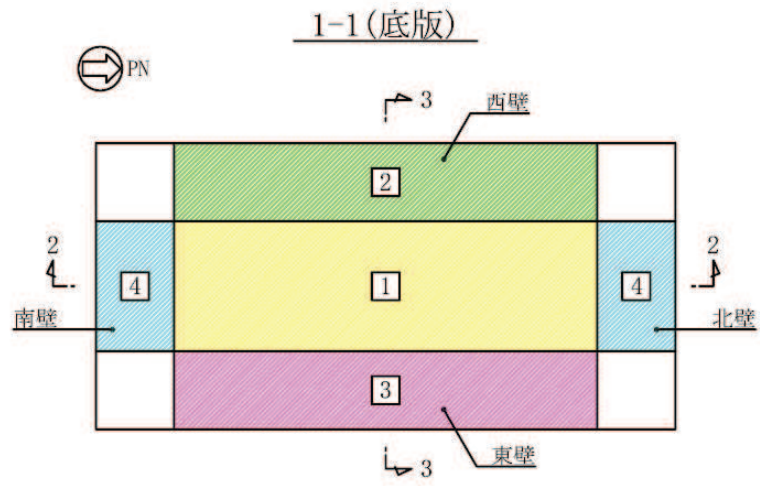


図 11. 1-1 評価位置図

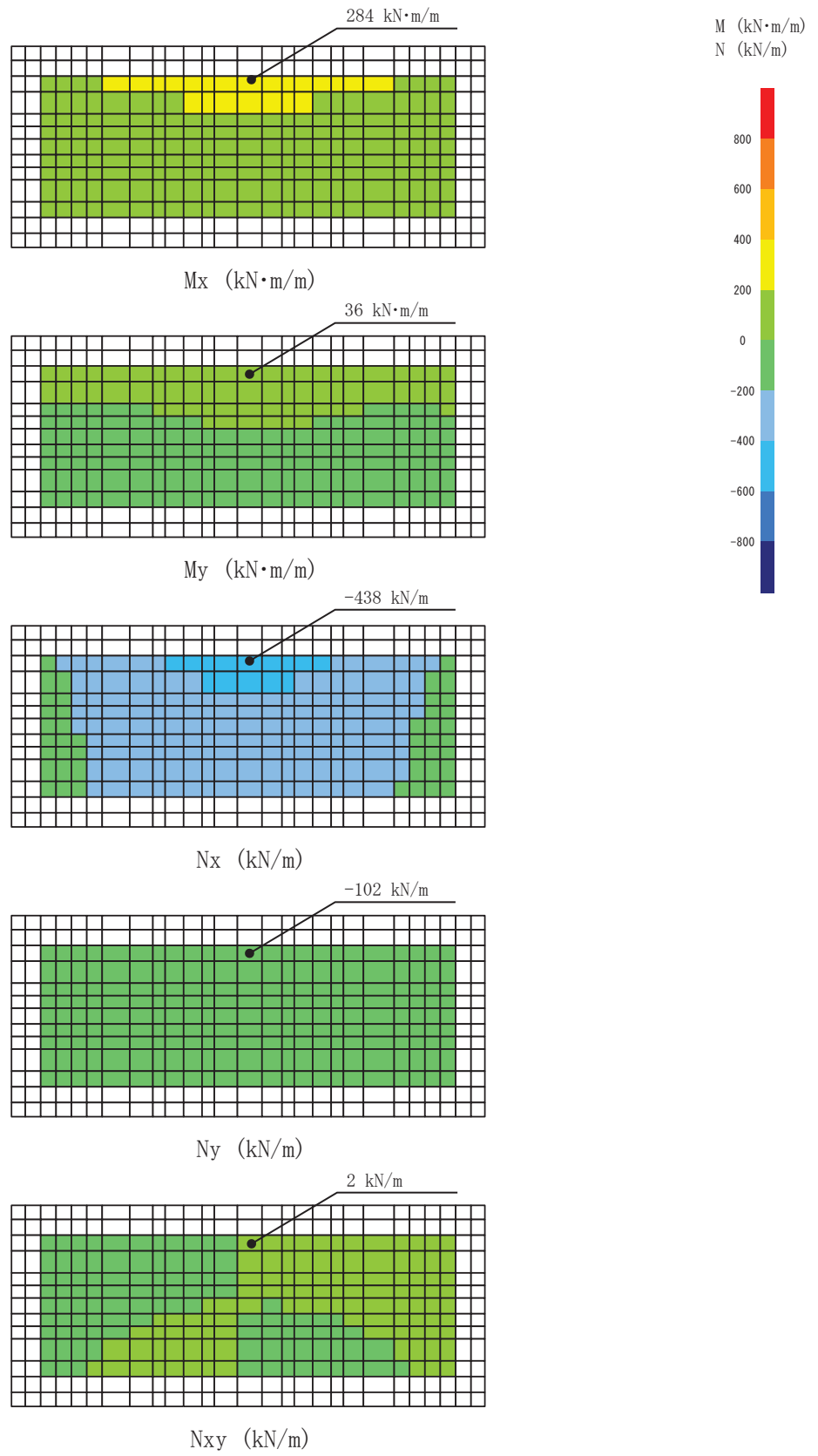


図 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

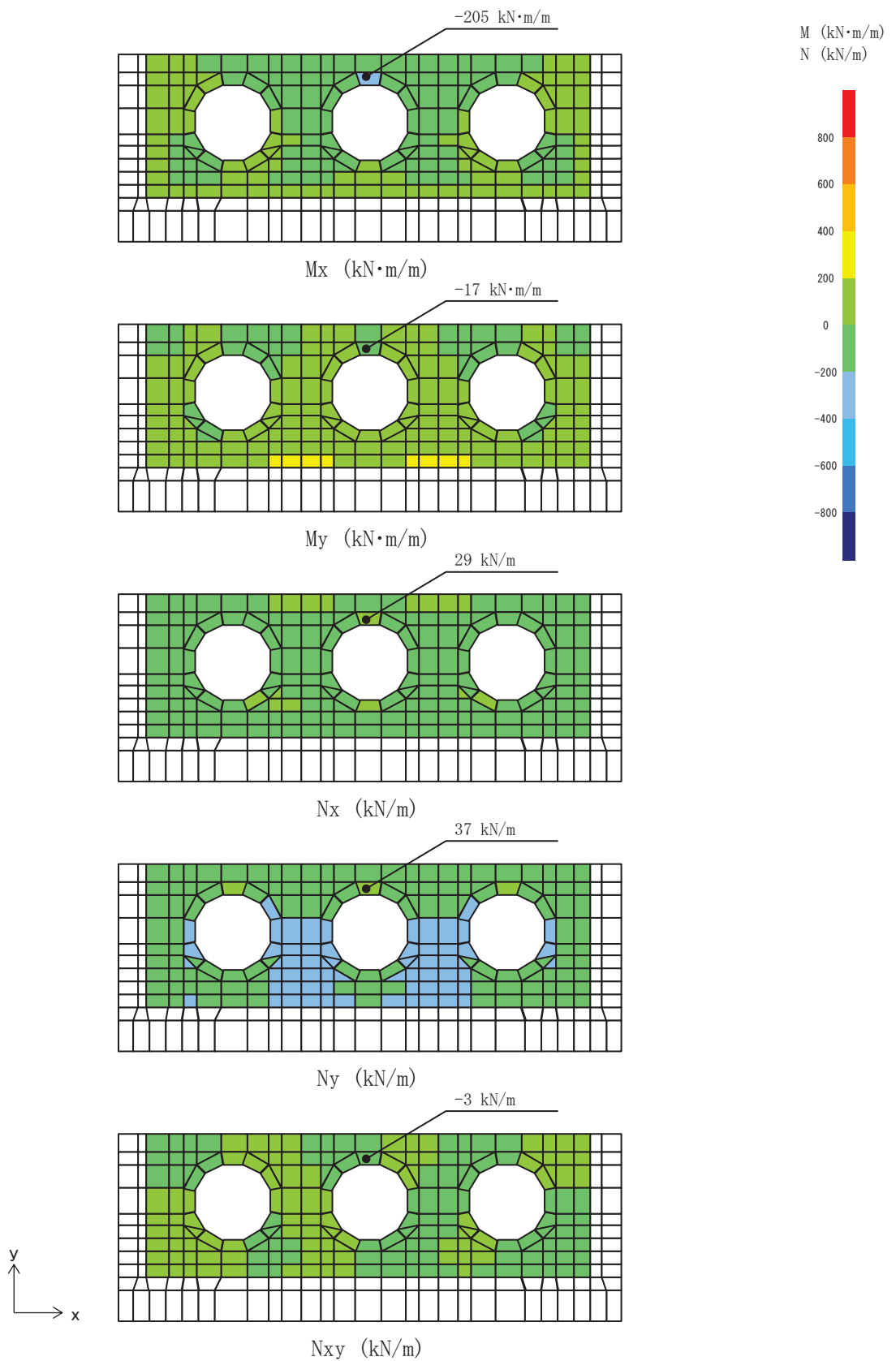


図 11.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

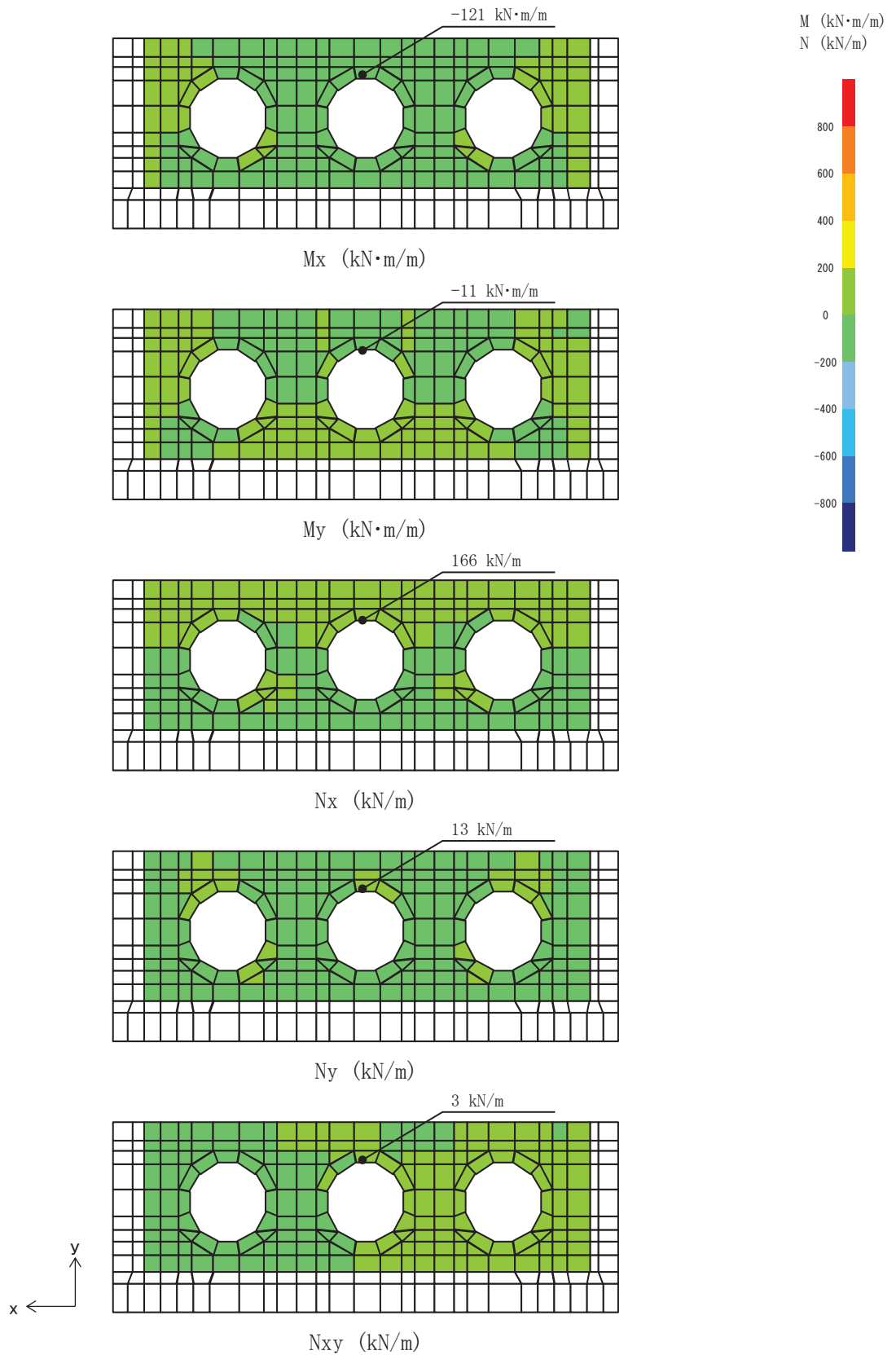


図 11.1-4 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$, $t=28.44s$)

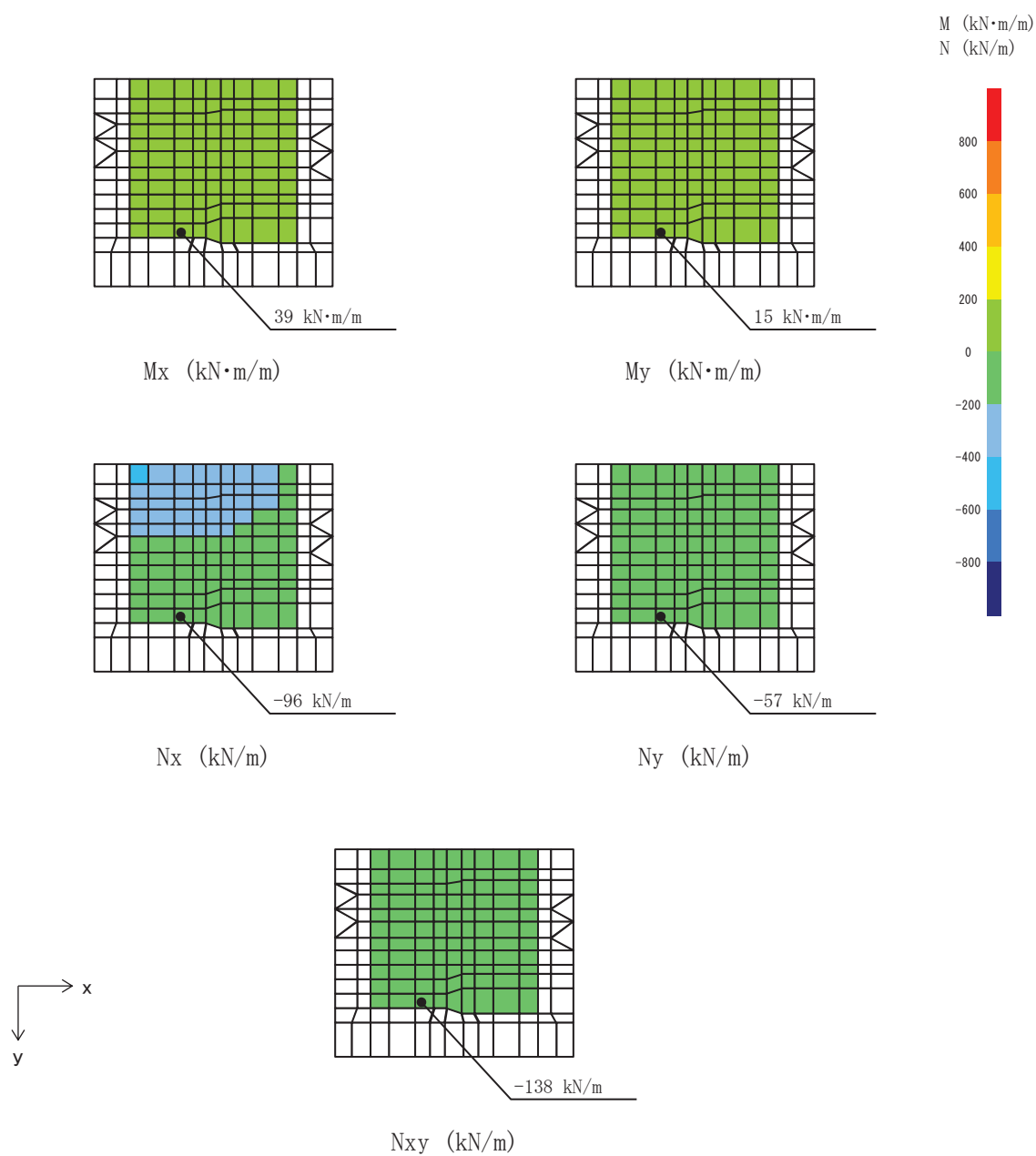


図 11.1-5 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (南壁, 解析ケース①, $S_s - F_3 (-+)$, $t=27.64s$)

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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	①	S _s -F3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S _s -F2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S _s -F2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S _s -F2 (-+)	65	944	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

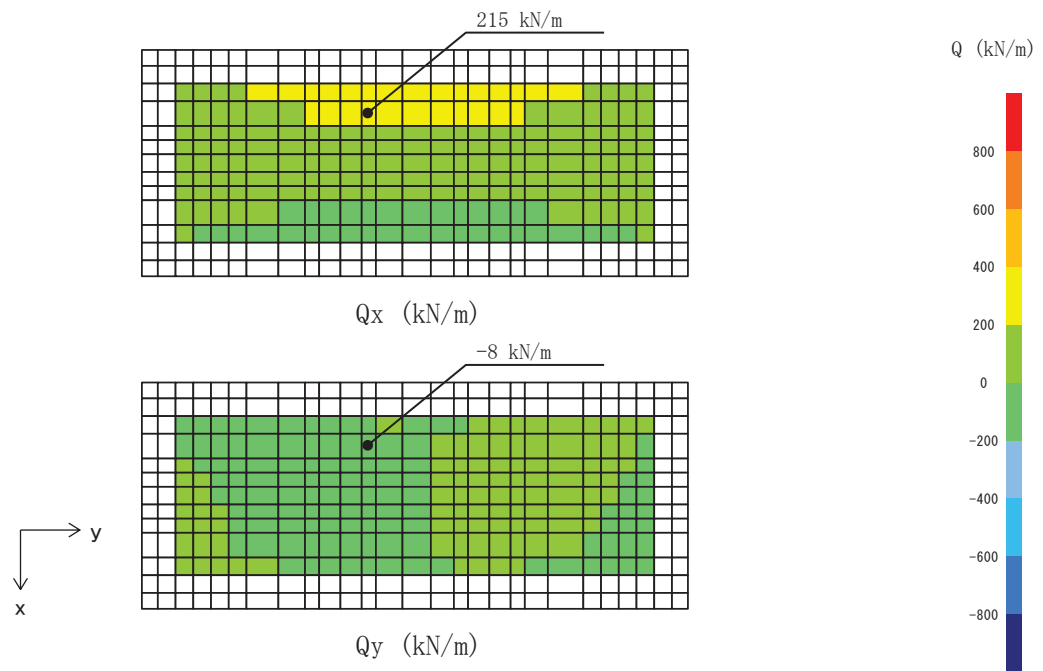


図 11.2-1 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース①, $S_s - F3$ (-+), $t=27.64s$)

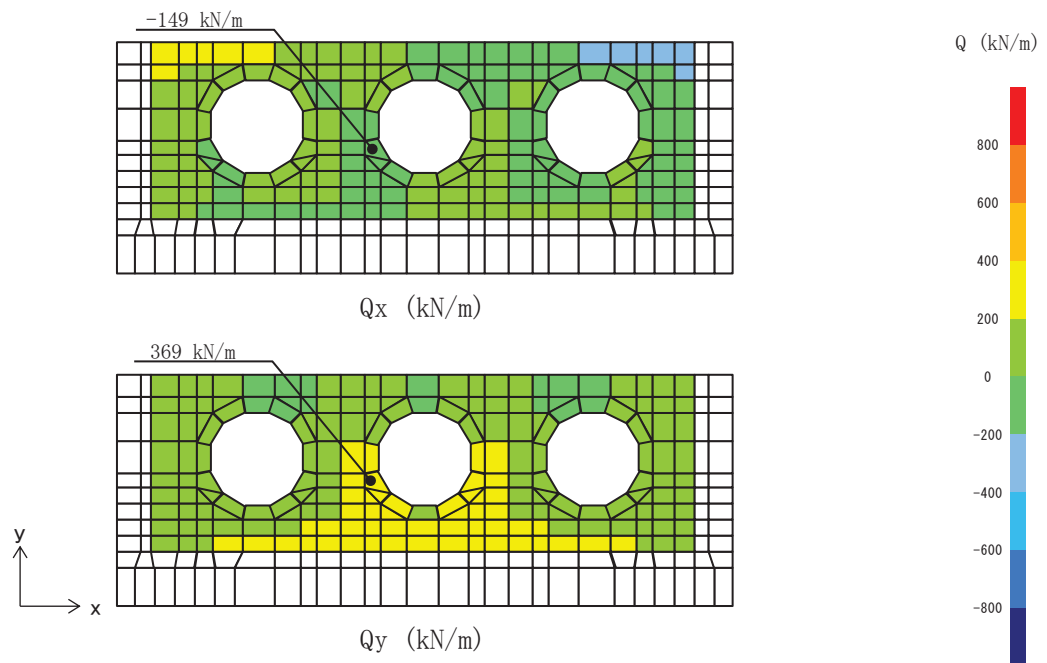


図 11.2-2 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, $S_s - F2$ (-+), $t=28.44s$)

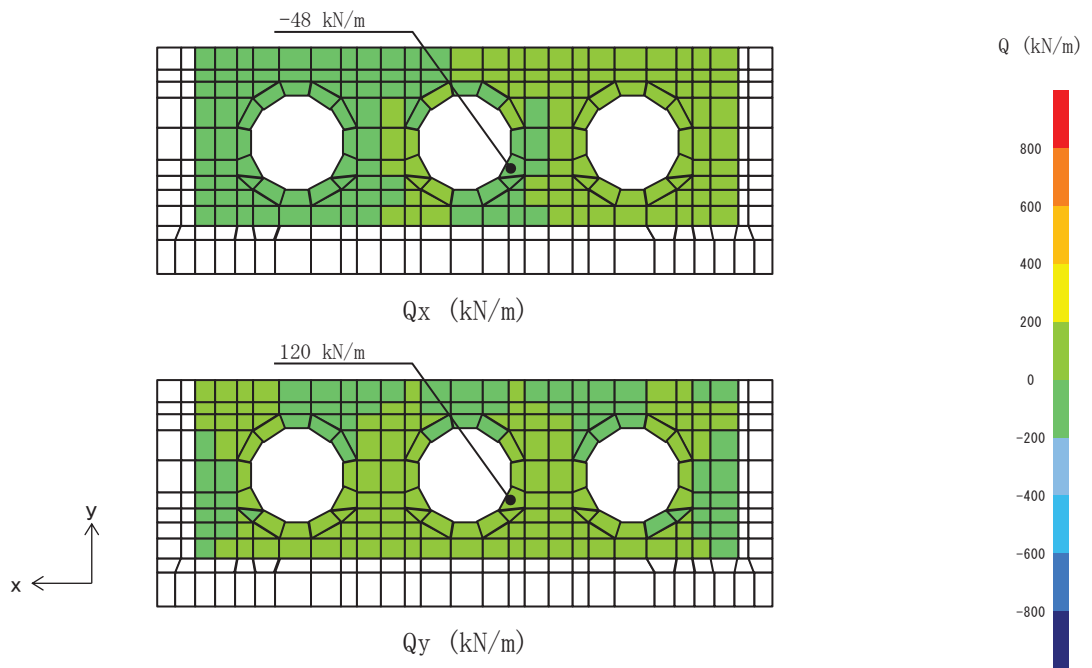


図 11.2-3 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

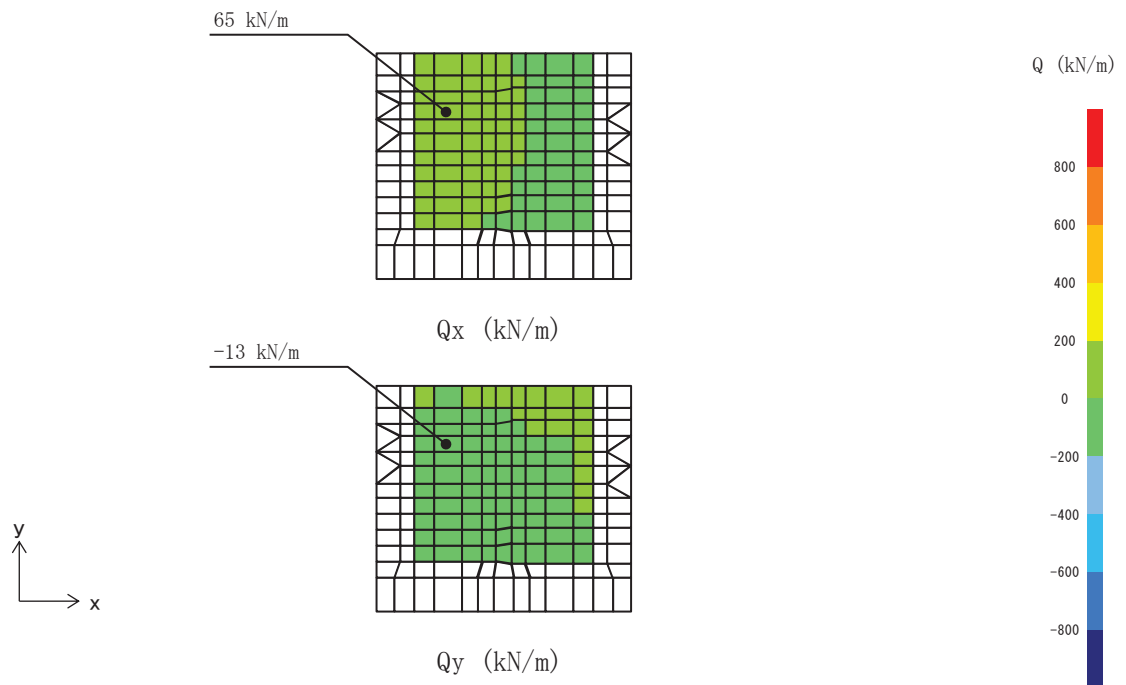


図 11.2-4 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

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 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$	
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 σ_s / σ_{sa}
				(s)	($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	(kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
							σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a	
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S _s -D 1	(++)	0.2	13.7	0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.3		0.03	
	S _s -N 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	②	S _s -F 2	(-+)		0.2	0.02
	③		(-+)		0.3	0.03

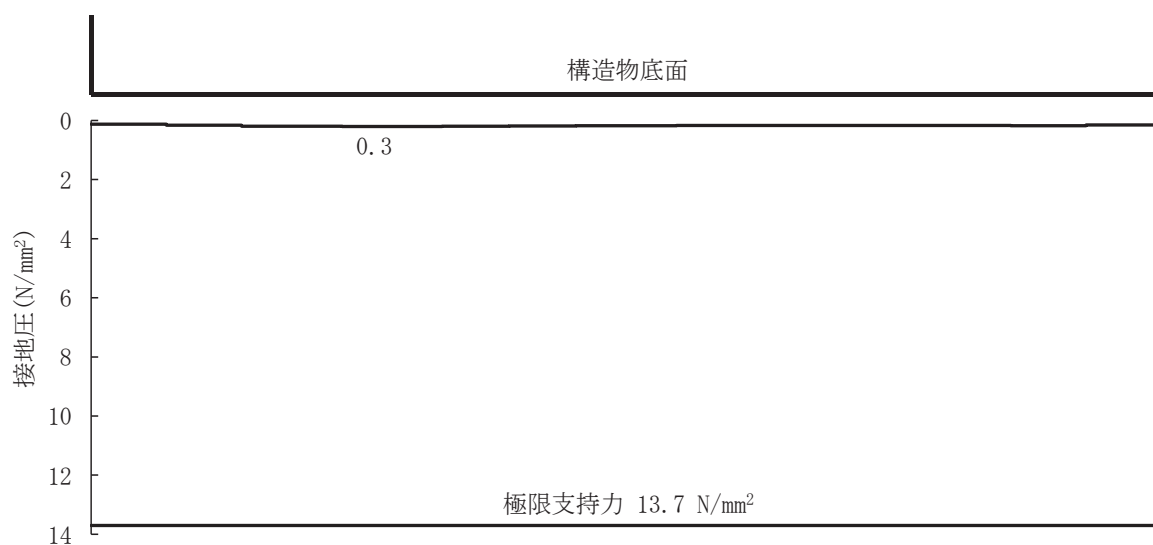


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-F3 (-+))

(参考資料 1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の構造詳細について

1. 構造概要

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。

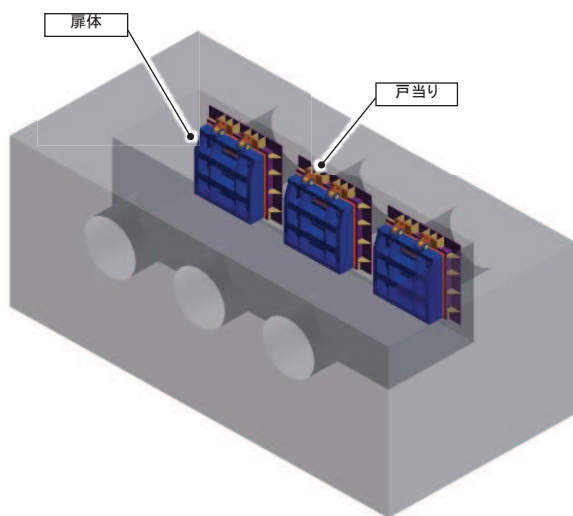
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、出口側集水ピット (鉄筋コンクリート製) にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

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。

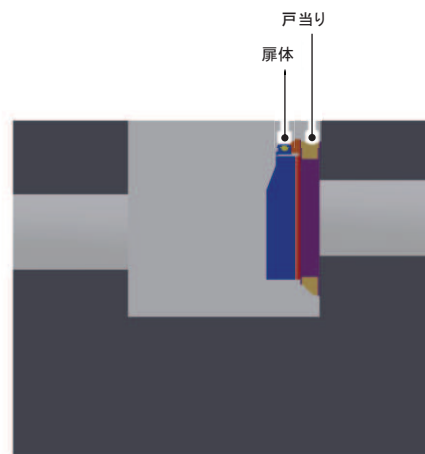
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の使用材料を表 1-1 に、構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-200x100x16/20(1 段目) BH-300x150x16/20(2, 3 段目) BC-300x150x16/20(4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-200x50x9/16(主桁 1-2 段目間) BH-300x50x9/16(その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-300x100x16/20
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	戸当り部コンクリート	コンクリート 設計基準強度 30N/mm ²
	アンカーボルト	SUS304 M20



(鳥瞰図)



(側面図)

図 1-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

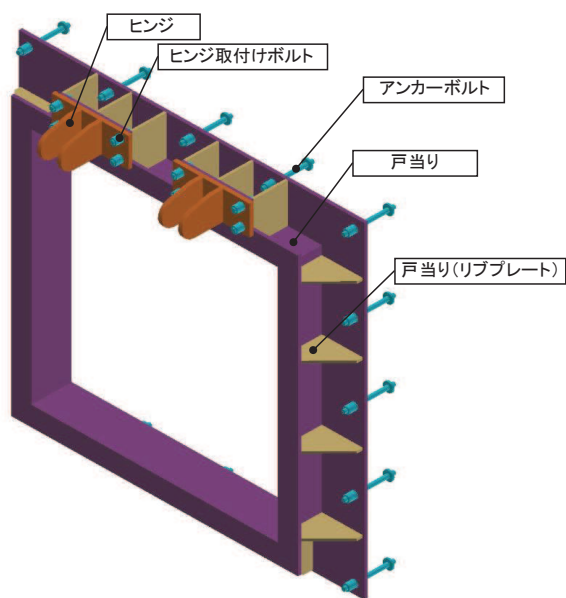
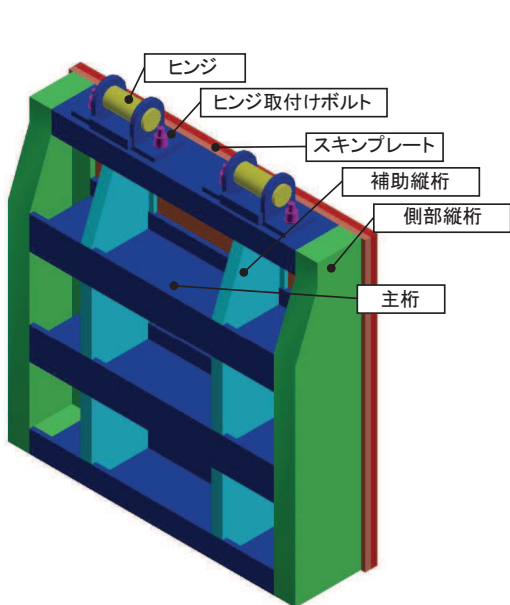


図 1-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

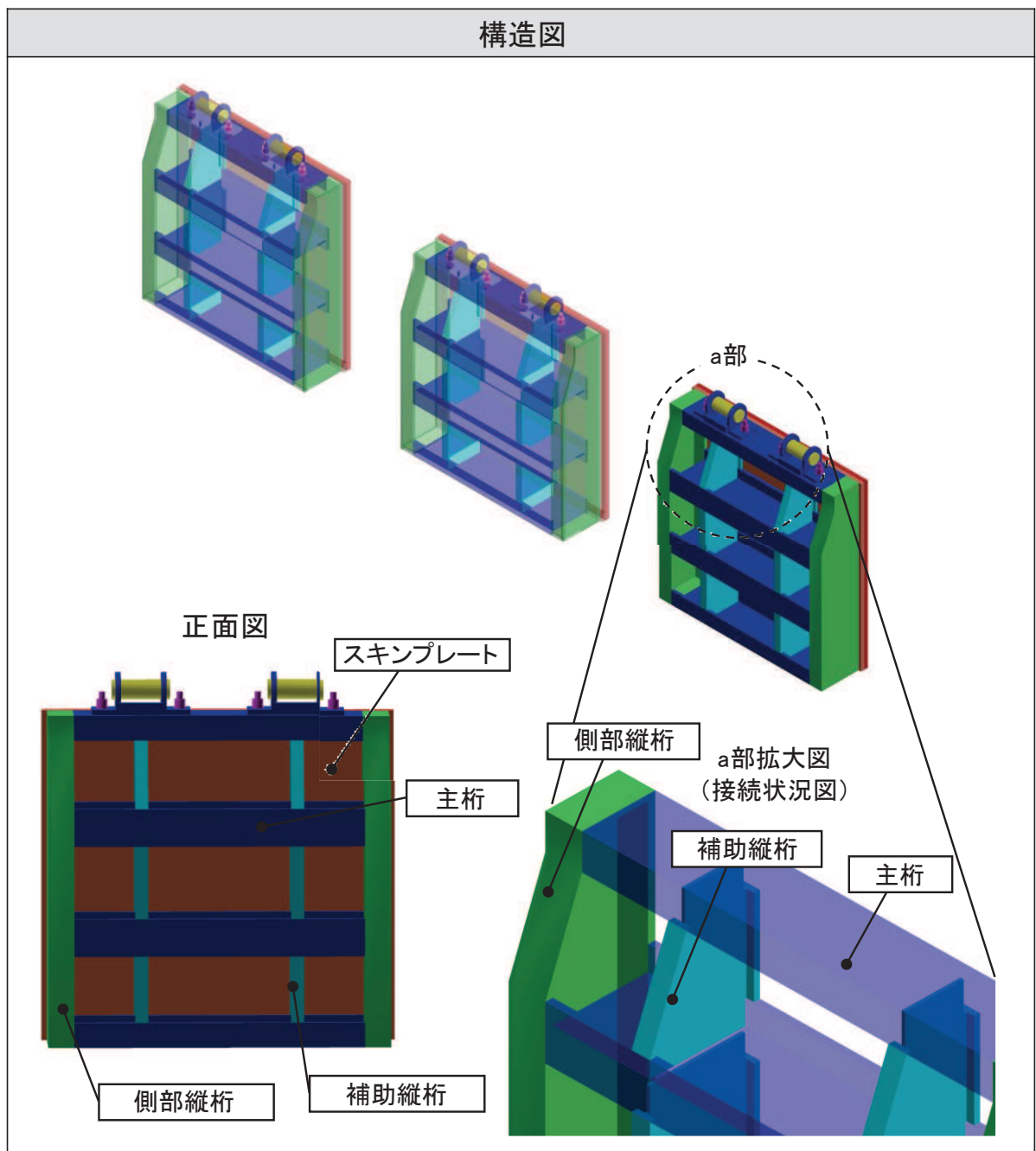


図 2-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の構造図

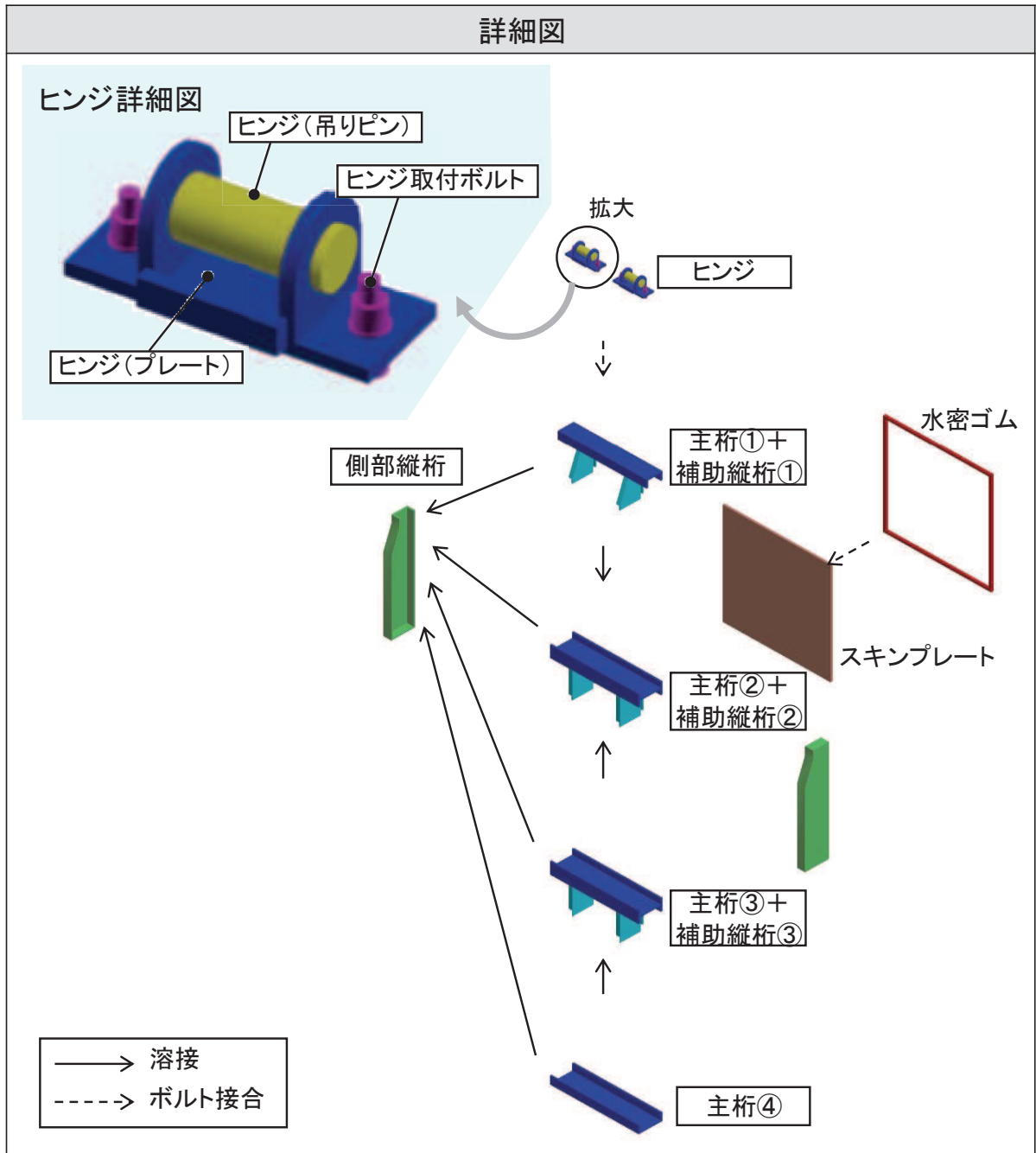


図 2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の詳細図

3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

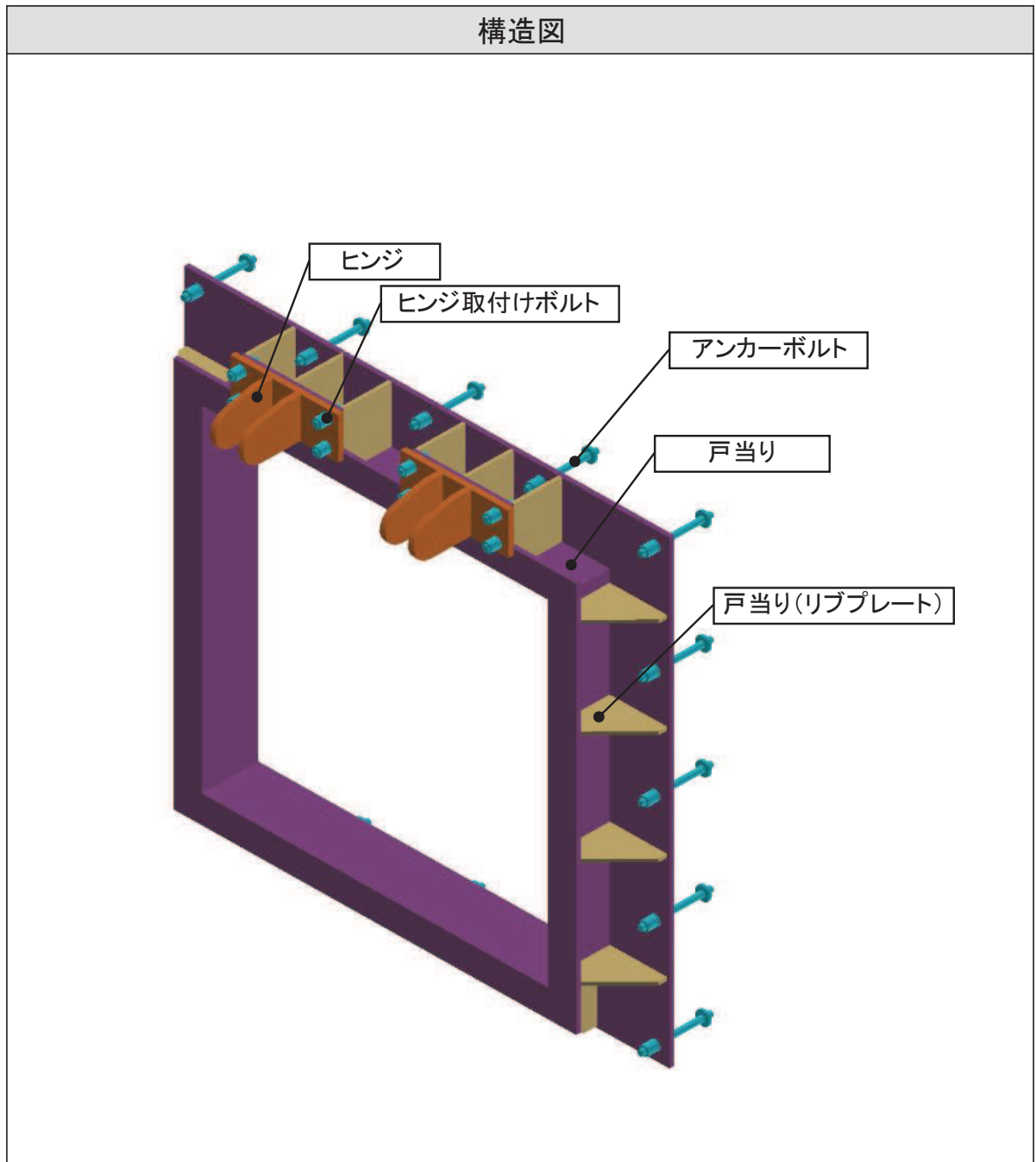


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の構造図

詳細図

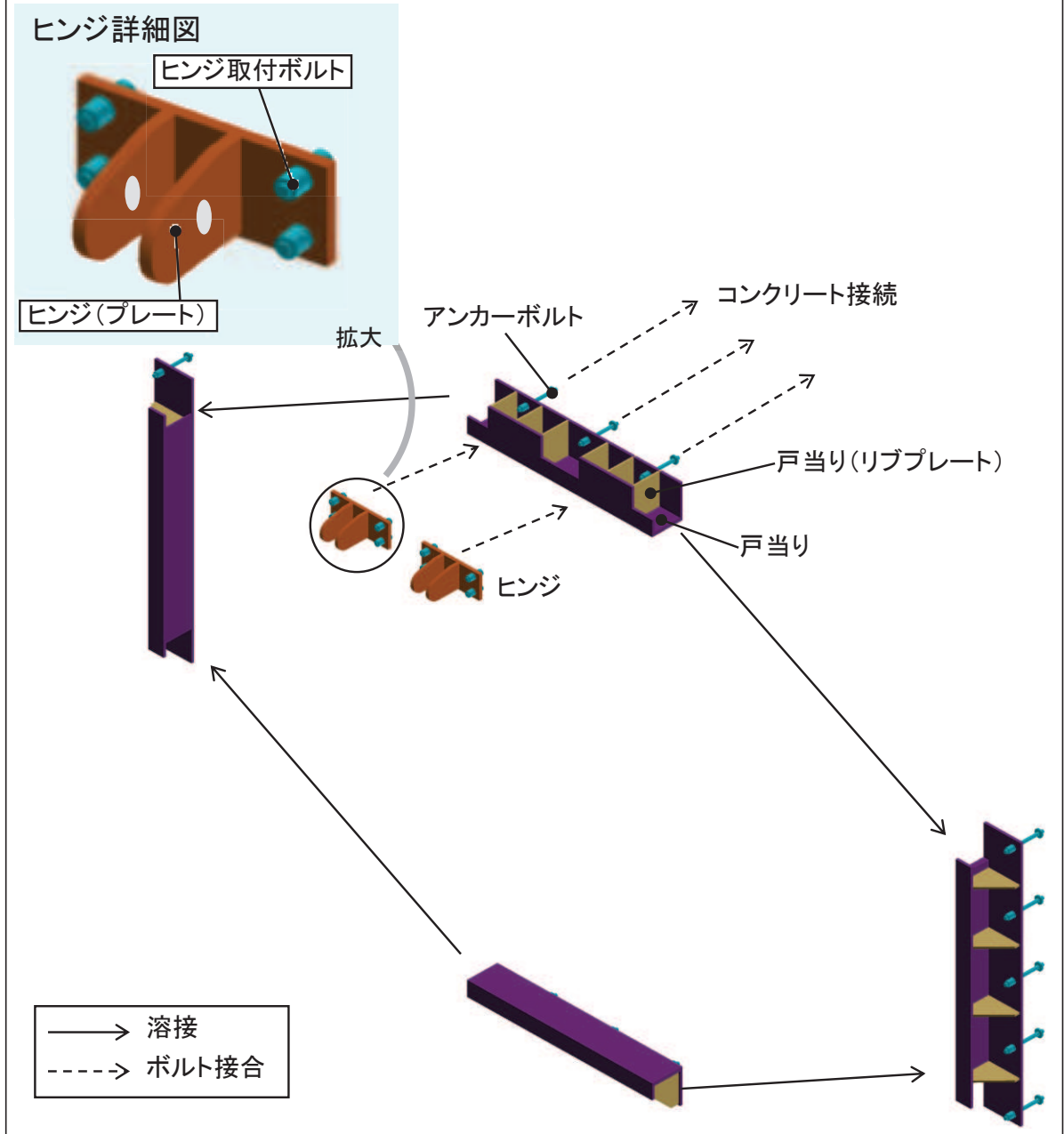


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の詳細図

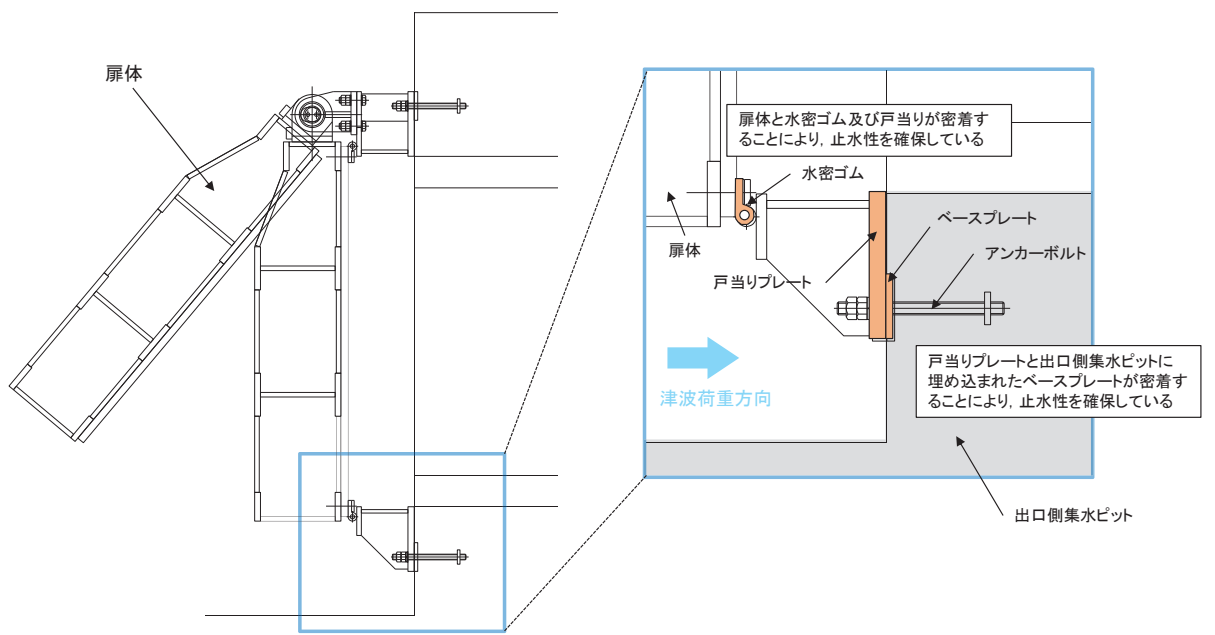


図 3-2 止水性確保の考え方

4. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 4-1 に示す。

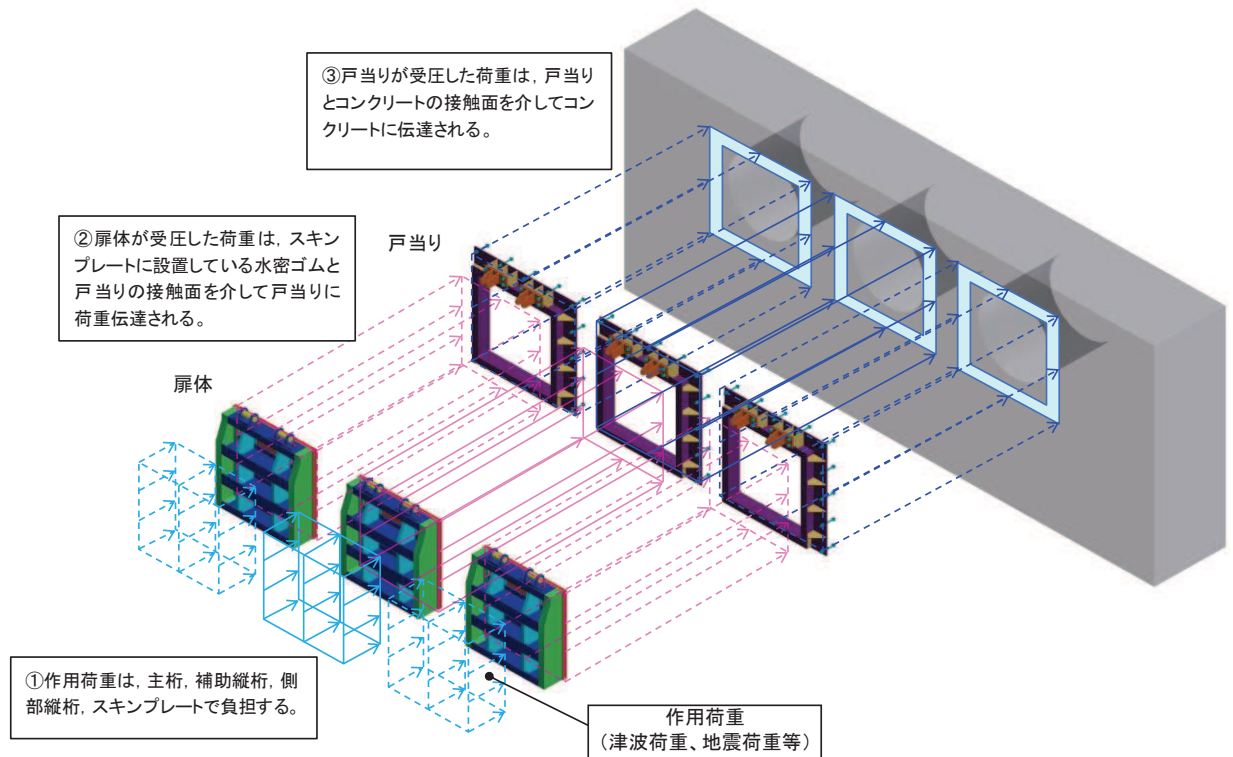


図 4-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

(参考資料 2) 戸当り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。アンカーボルトの計算は水路横断方向及び水路縦断方向の水平地震力に対して行うこととし、それぞれの計算概要図を図2-1及び図2-2に示す。

なお、アンカーボルトに作用する引張力算定に当たっては、扉体を支持するヒンジ（吊りピン）からの荷重によって、引張力が発生することも踏まえ、出口側集水ピット壁面～扉体重芯位置（＝ヒンジ（吊りピン）の中心）のモーメントを考慮した検討を行う。

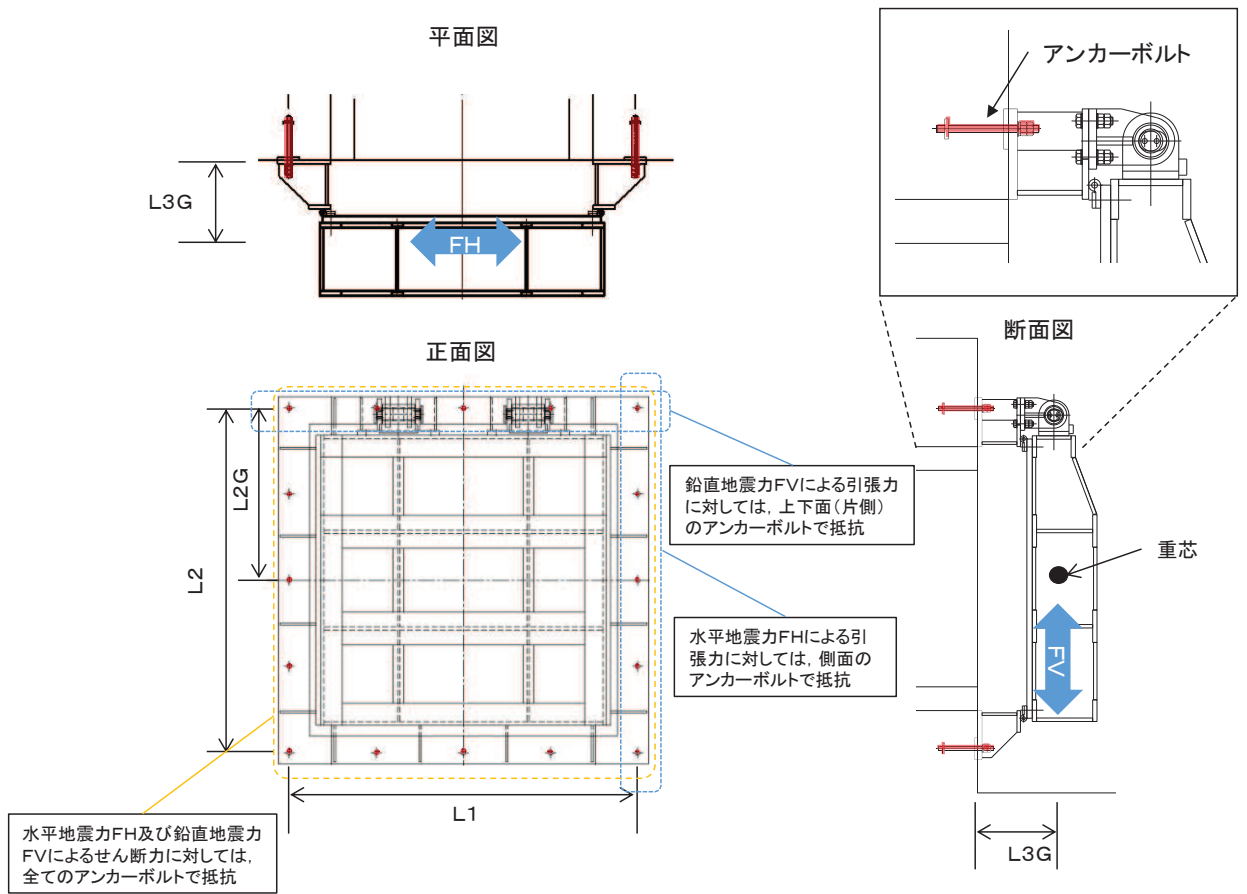


図 2-1 アンカーボルトの計算概要図 (水路横断方向)

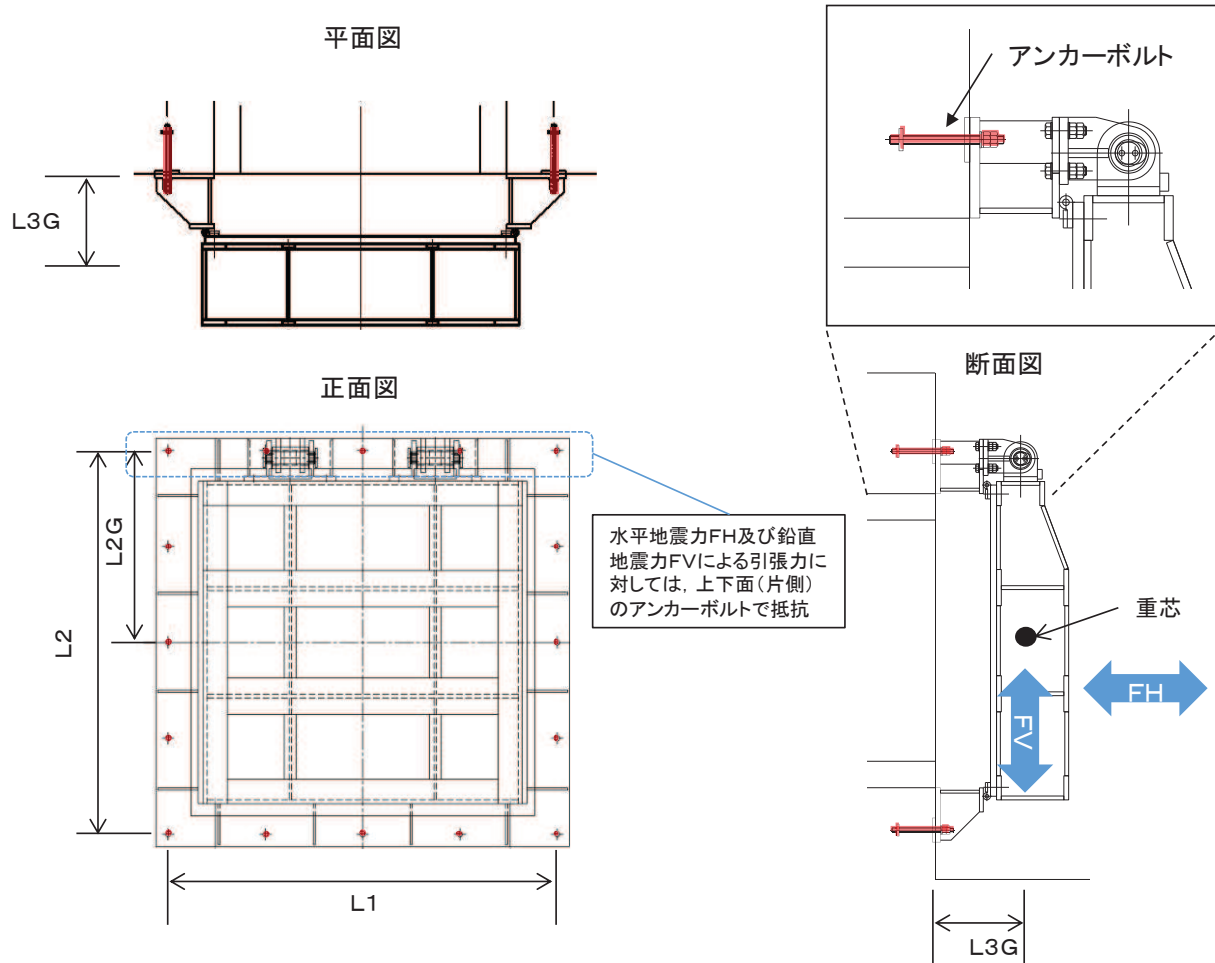


図 2-2 アンカーボルトの計算概要図 (水路縦断方向)

なお、応力算定式は以下のとおりである。

【水路横断方向】

$$P_1 = \frac{FH \cdot L_3 G}{L_1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

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

【水路縦断方向】

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L_2 - L_2 G) + (w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

ここに、

P_1 、 P_2 ：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)

L_1 ：水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L_2 ：鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L_2 G$ ：上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

$L_3 G$ ：壁面～扉体重芯（ヒンジ（吊りピン）中心）距離 (mm)

n ：アンカーボルト総本数(本)

n_1 ：上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n_2 ：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。

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 P₁ と P₂ 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 ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n ₂	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	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	10
3. 評価部材	12
3.1 荷重伝達経路	12
3.2 評価部材	13
4. 固有周期	15
4.1 固有周期の計算方法	15
4.2 固有周期の計算条件	15
4.3 固有周期の計算結果	16
5. 構造強度評価	17
5.1 構造強度評価方法	17
5.2 荷重及び荷重の組合せ	17
5.2.1 荷重の設定	17
5.2.2 荷重の組合せ	18
5.3 許容限界	20
5.4 設計用地震力	23
5.5 計算方法	25
5.6 計算条件	36
5.7 応力計算	37
6. 評価結果	59
7. 出口側集水ピットの強度評価	60
7.1 出口側集水ピットの構造概要	60
7.2 評価方針	63
8. 強度評価方法	65
8.1 記号の定義	65
8.2 荷重算出断面	66

8.3	荷重及び荷重の組合せ	67
8.3.1	荷重	67
8.3.2	荷重の組合せ	67
8.4	許容限界	69
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	69
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	70
8.5	評価方法	71
8.5.1	二次元動的解析	71
8.5.2	三次元構造解析	104
8.5.3	評価方法	128
9.	評価条件	129
10.	評価結果	130
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	130
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	130
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	132
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	133

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側)の構造詳細について

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。

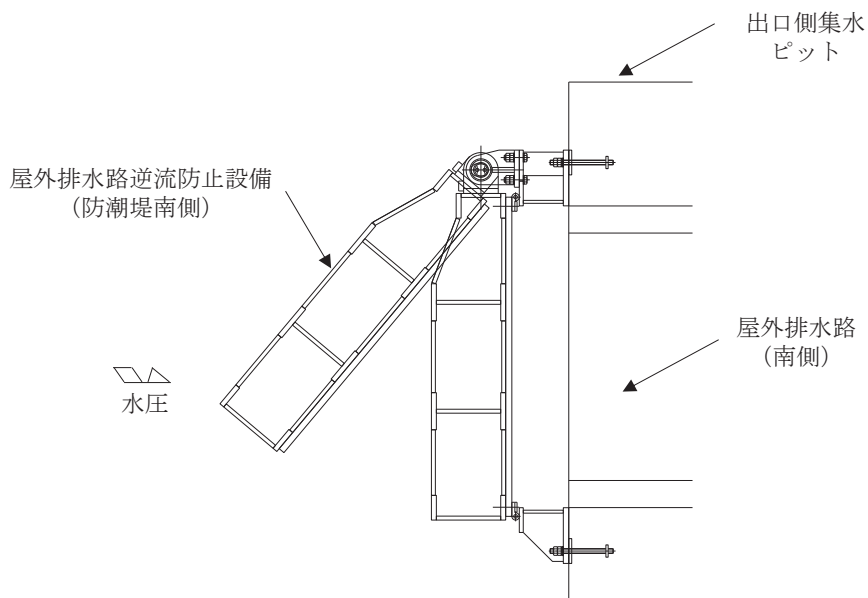
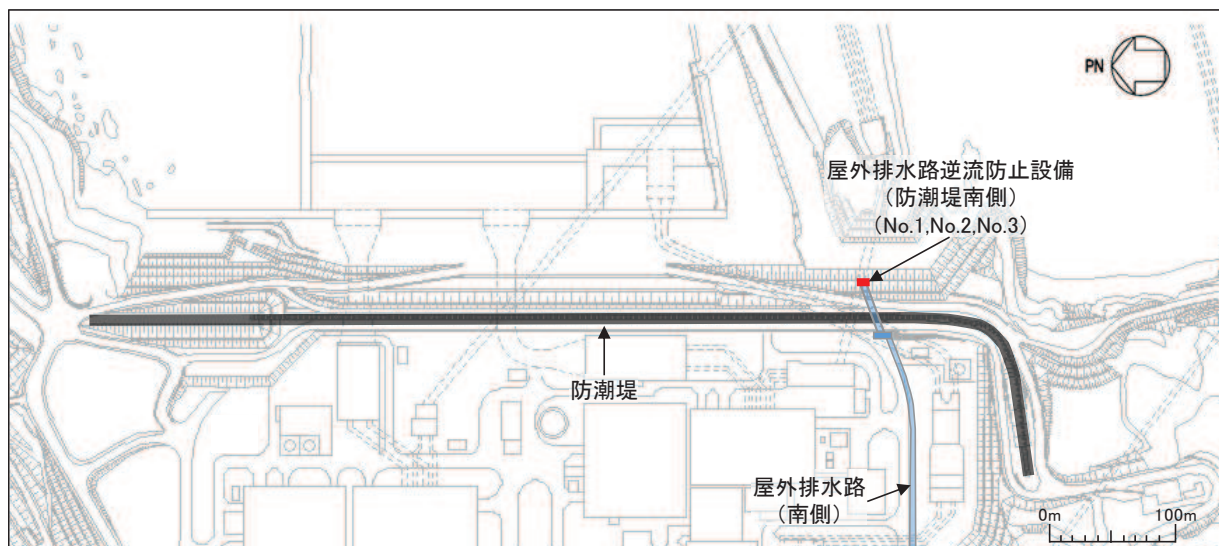


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

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。

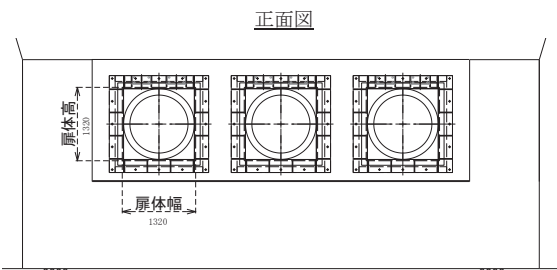
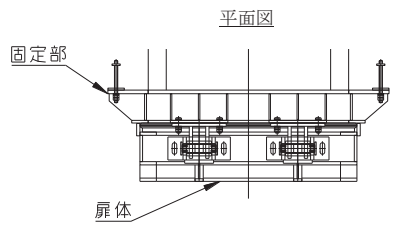
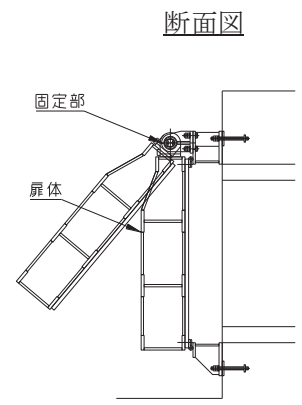
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

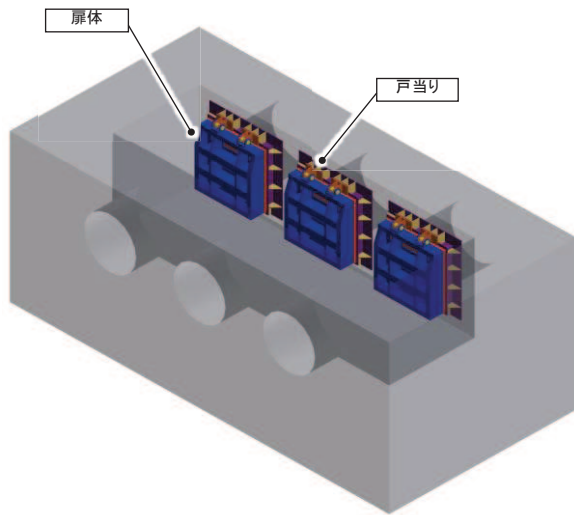
また、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

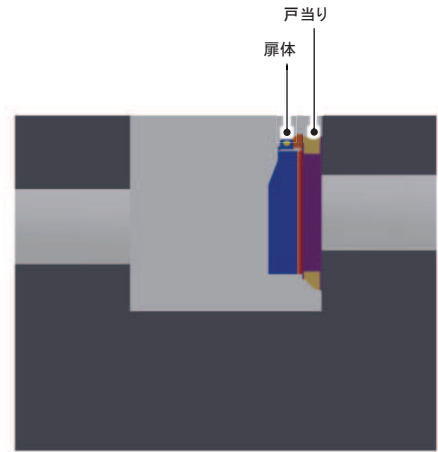
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表 2.2-1 及び図 2.2-1 に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細を参考資料 1 に示す。

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> 



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

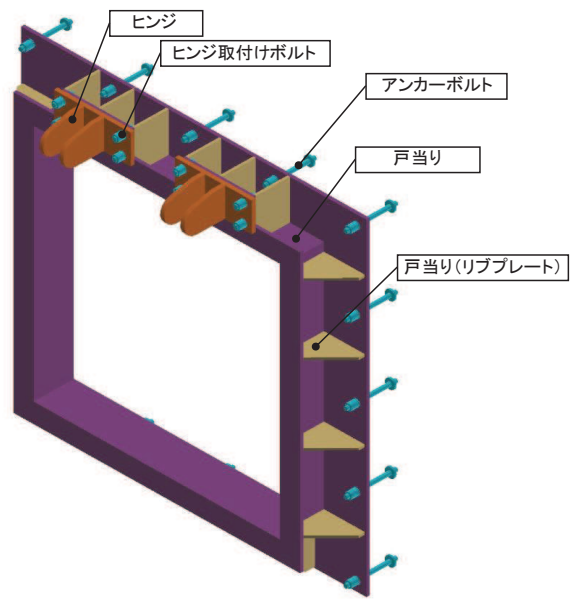
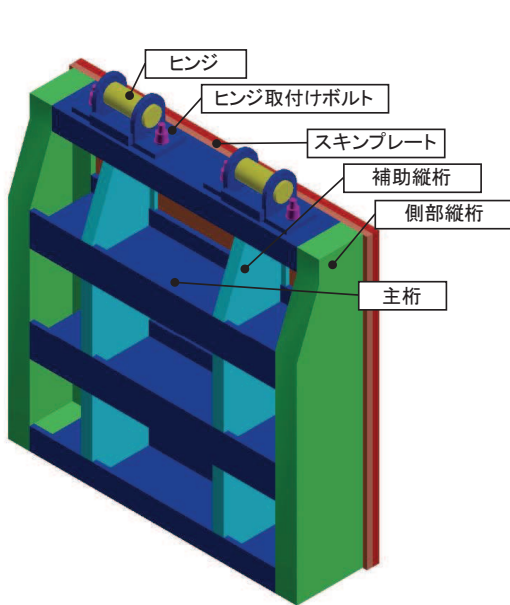


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

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）の評価部材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、評価部材を設定する。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	部材	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

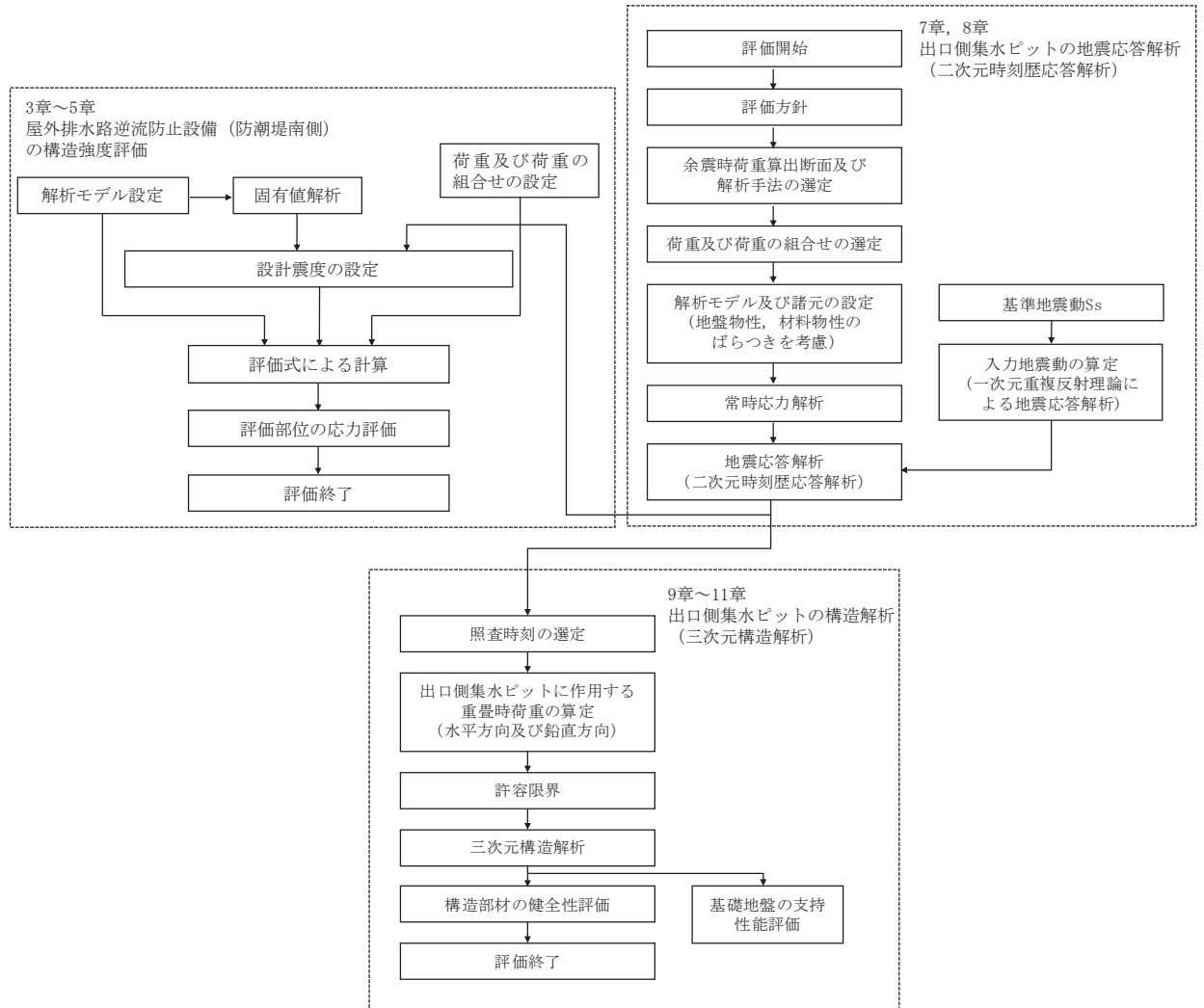


図 2.3-1 耐震評価フロー

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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (3) J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (11) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

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）	
使用材料及び材料定数		土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編] J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	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	水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編	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	日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説	
	出口側集水ピット	土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	
地震応答解析		土木学会 1986 年 構造力学公式集	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）	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
構造解析		日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)

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 ²
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 ⁴
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 _t	遡上津波荷重	N/mm ²
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (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 ²
t ₁	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
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm ²
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm ²
ℓ	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}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

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	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	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
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm
H	主桁の最大間隔	mm
ρ	海水密度	g/cm^3
g	重力加速度	m/s^2
K_{sd}	余震荷重	N/mm^2
L	圧縮フランジの固定間隔	mm
b	圧縮フランジ幅	mm
K	座屈を求めるための係数	—
A_{w1}	腹板の総断面積	mm^2
A_c	圧縮フランジの総断面積	mm^2
σ	曲げ応力度	N/mm^2
σ_{bk}	支圧応力度	N/mm^2
w_1	扉体質量	kN
w_2	戸当り質量	kN
B	水路幅	mm
M_{max}	最大曲げモーメント	$N \cdot mm$
S_{max}	最大せん断力	N
τ	せん断応力度	N/mm^2
σ_g	合成応力度	N/mm^2
P_c''	寸法の小さい漂流物荷重	kN
Z_1	スキンプレートの断面係数	mm^3

3. 評価部材

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。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

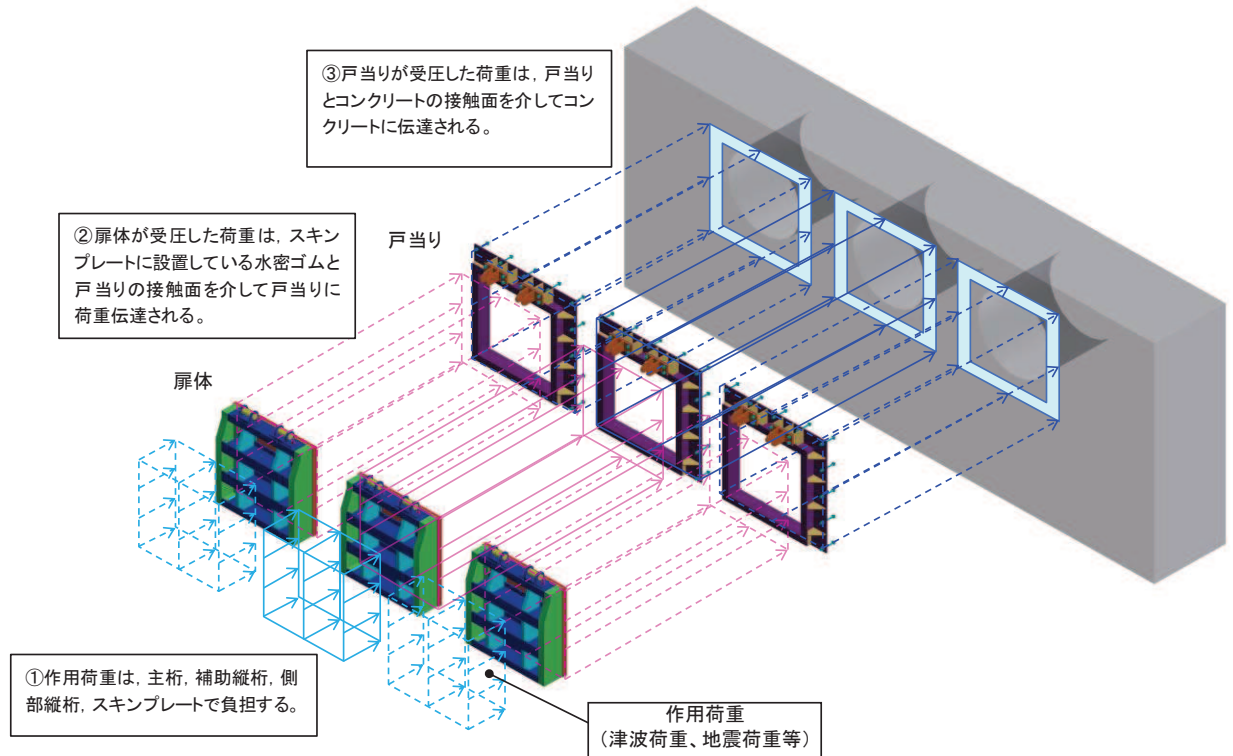


図 3.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路

3.2 評価部材

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。

なお、側部縦桁、水密ゴム、戸当り（リブプレート）は表 3.2-1 に示す理由から検討対象外とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部材を図 3.1-2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部材（重畳時）

部材	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> 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。 補助縦桁より部材剛性が大きい。
戸当り（リブプレート）	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。
ヒンジ（吊りピン）	<ul style="list-style-type: none"> 水路縦断方向は、津波荷重により、圧縮される方向であるため。 水路横断及び鉛直方向は、地震時荷重に包絡されるため。
ヒンジ（プレート）	
ヒンジ取付けボルト	

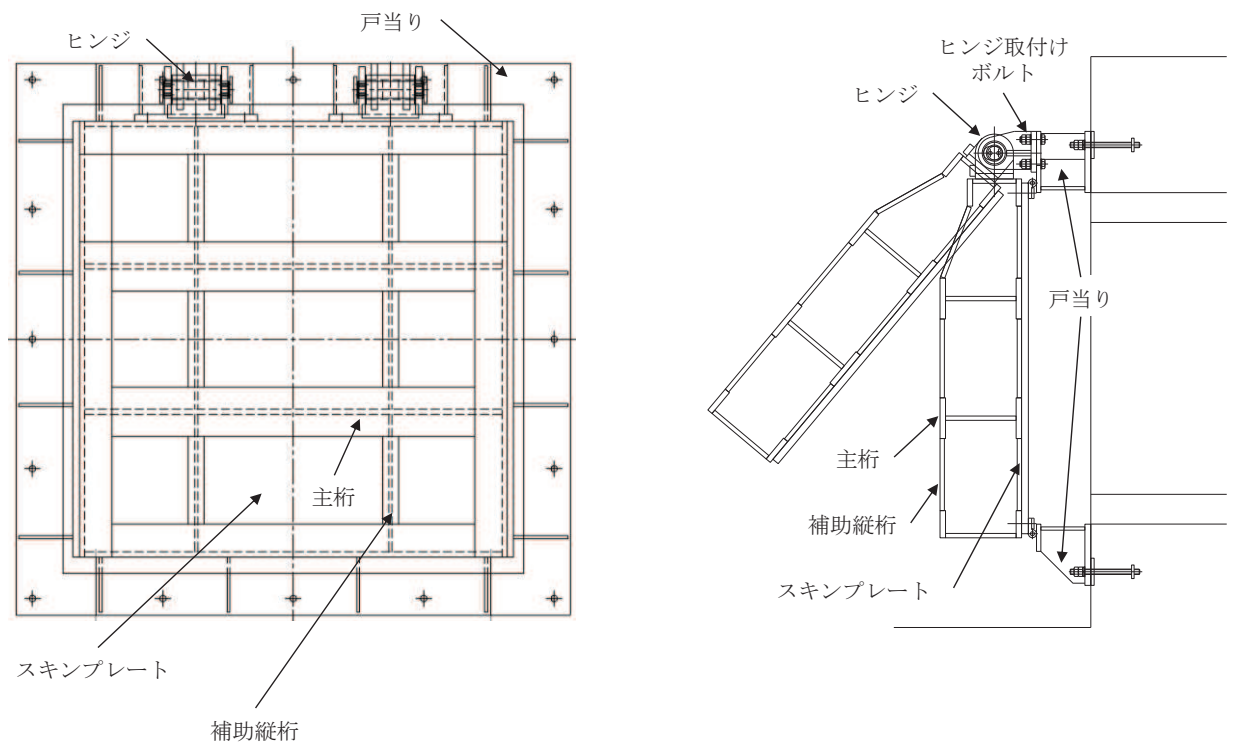


図 3.1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部材

3.3 評価方向の整理

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に取り付く構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、強度評価における主たる荷重は津波荷重である。したがって、強度評価においては、評価対象部材である扉体部の弱軸方向でもある水路縦断方向を評価方向とする。

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	1.93×10^5	N/mm ²
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	4.3883×10^8	mm ⁴
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. 評価部材」にて設定する評価部材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。

なお、衝突荷重として考慮する巡視点検用車両、小型漁船、漁船及び車両系重機は衝突しないものの、寸法の小さな漂流物による影響の評価を行うこととし、寸法の小さい漂流物荷重 25kN（木材（直径 5cm、長さ 1.45m、質量約 3kg））を考慮する。

(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 0.P.+24.4m に余裕を考慮した津波水位 0.P.+25.0m を用いることとし、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て、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、遡上津波波圧の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (0.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (0.P. (m))	設計用 浸水深 (m) h	扉体下端 での標高 (0.P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m ²) P_t
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤南側）	25.0	0.5	12.25	8.125	294.2

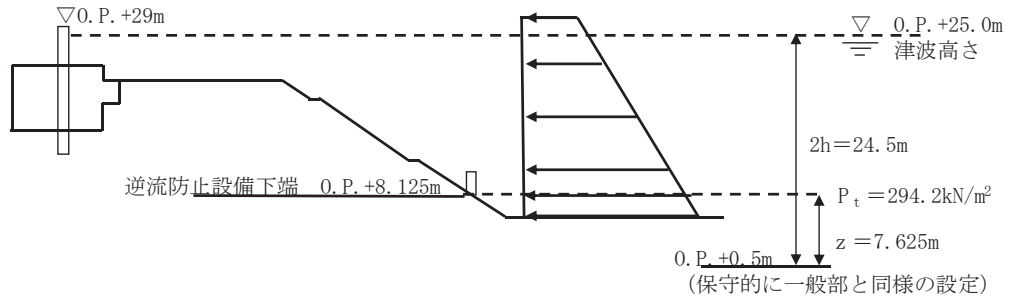


図 5.2-1 遡上津波波圧の概念図

ここで、

津波波圧の計算は以下の式を適用する。

$$P_t = \rho \times g \times (3.0 \times h - z) = 10.1 \times (3.0 \times 12.25 - 7.625) = 294.2 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 1.03 g/cm³

g : 重力加速度 9.80665m/s²

(3) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 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、評価対象部材毎に、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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

評価部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{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	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	

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

*2 : 許容限界は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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_{w1}	腹板の総断面積	2560	mm ²
A_c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_{w1}/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c < 2$ 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_{w1}	腹板の総断面積	4160	mm ²
A_c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_{w1}/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_{w1}/(2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

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

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

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

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、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.719 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(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 _{w1}	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 1512/800 = 1.89 \quad \therefore A_{w1}/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c < 2$ 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」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点を図 5.4-1 に，地震応答解析結果を図 5.4-2 に，設計震度を表 5.4-3 に示す。

なお，設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち，最大加速度となる節点の値を基に算定している。

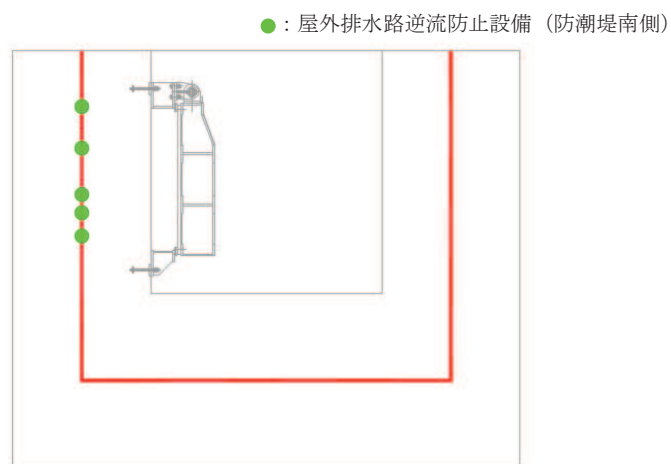
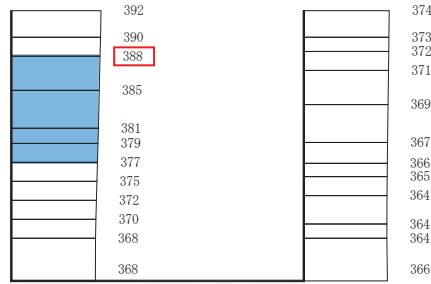
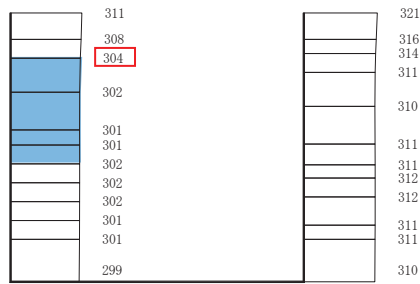


図 5.4-1 加速度抽出位置



(水平方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(++), 解析ケース②)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲

構造スケール 0 _____ 2 (m) 応答値スケール 0 _____ 1000 (cm/s²)

図 5.4-2 逆流防止設備(扉体及び固定部)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

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 _{Hsd}	鉛直方向 K _{Vsd}
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	Sd-D2 (-+)	①	出口側集水ピット O.P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _{Hsd}	0.4
	Sd-D2 (++)	②		鉛直方向 K _{Vsd}	0.4

5.5 計算方法

各評価対象部材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、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.5-1 に示す。

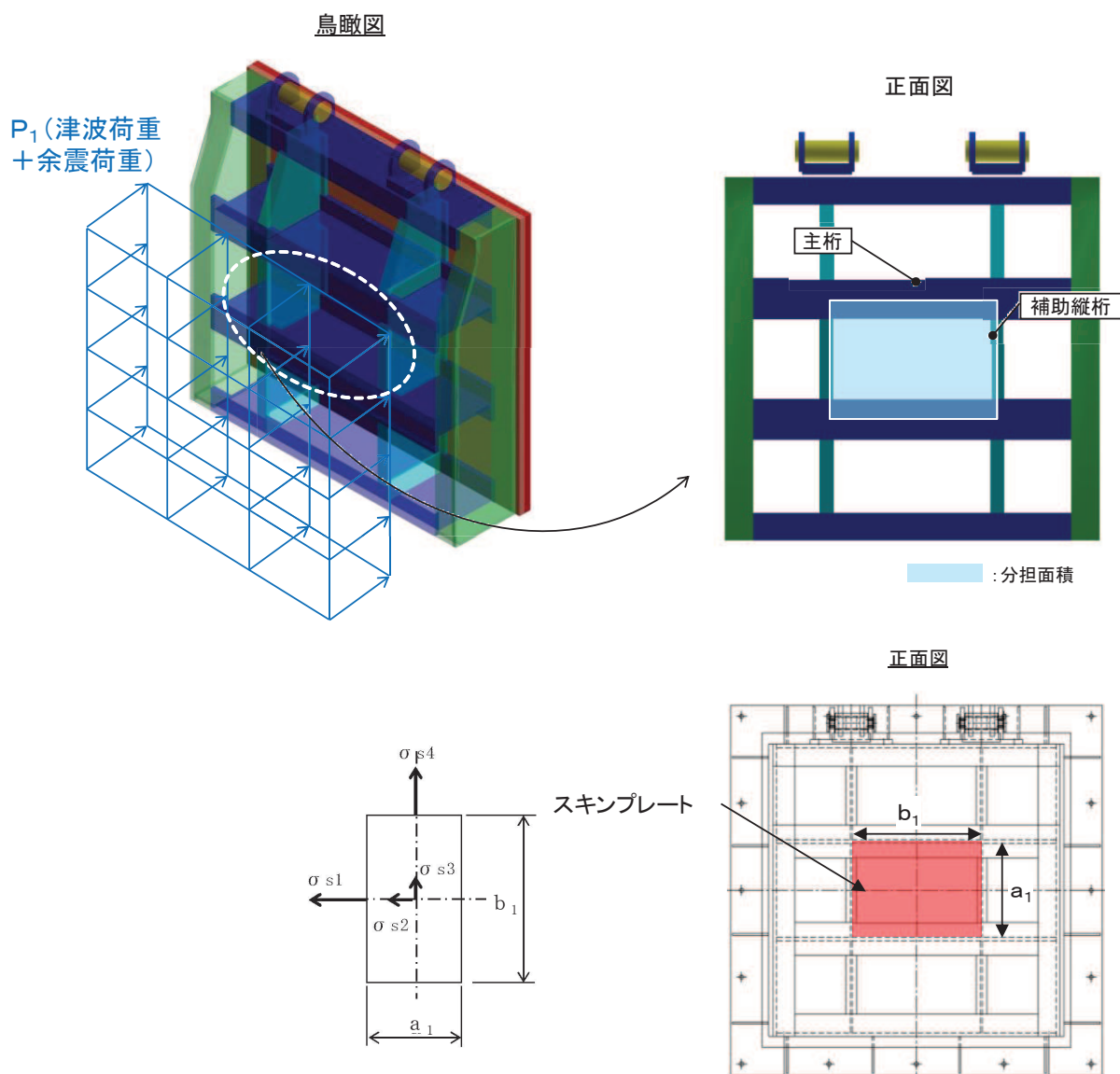


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

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

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

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/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.5-2 に示す。

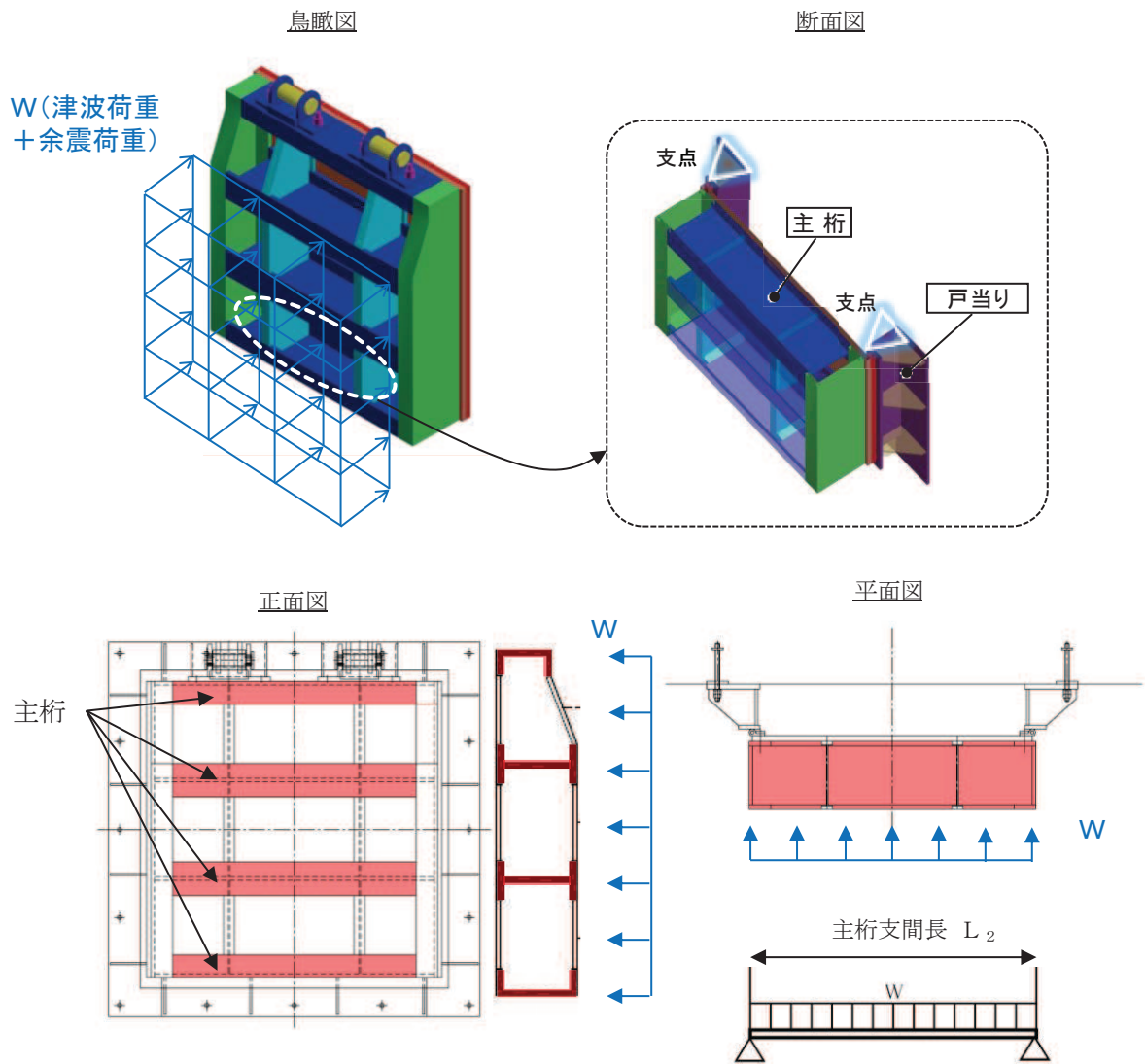


図5.5-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された両端固定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。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.5-3 に示す。

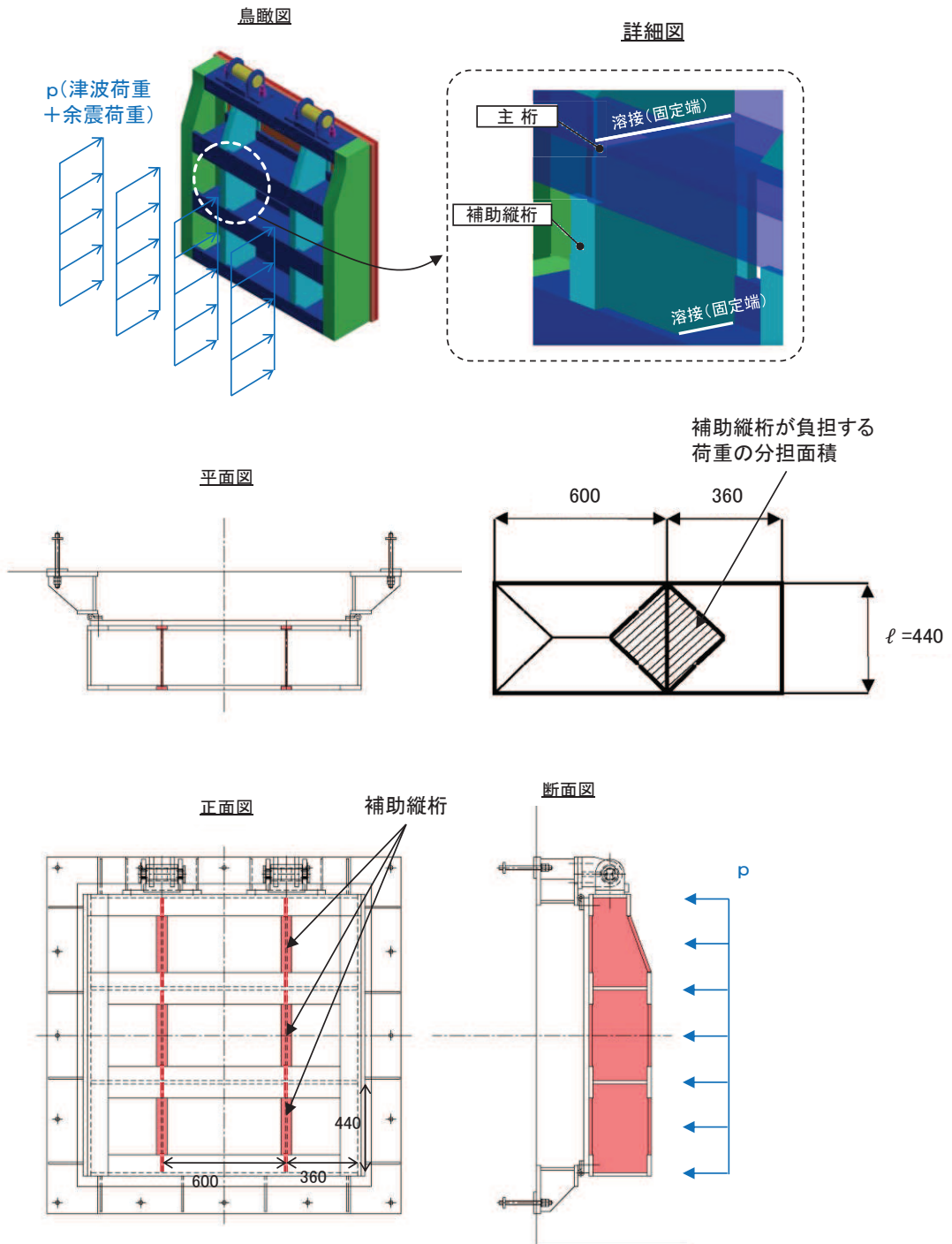


図5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図を図 5.5-4 に示す。

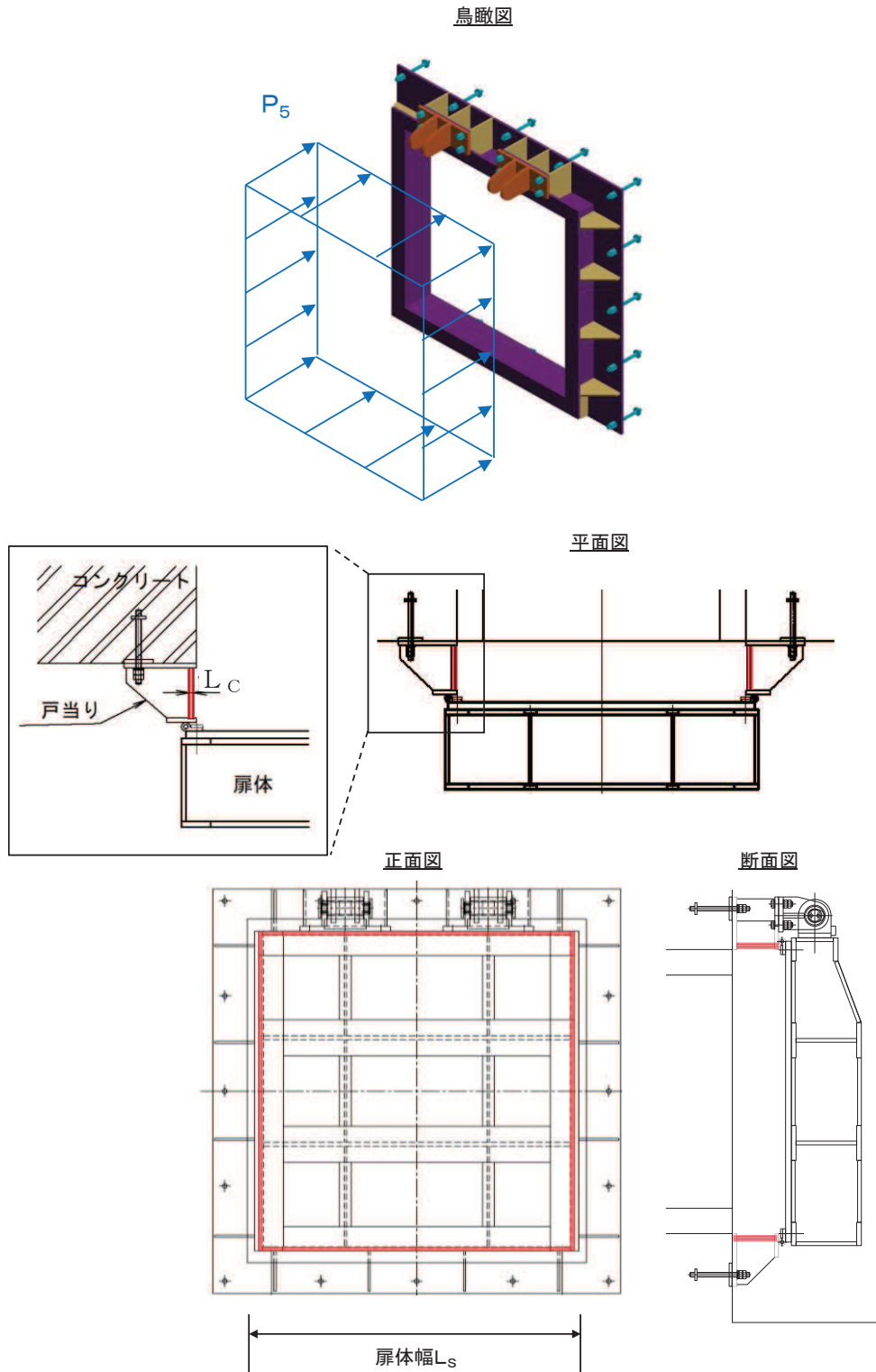


図 5.5-4 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_5 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.5-5 に示す。

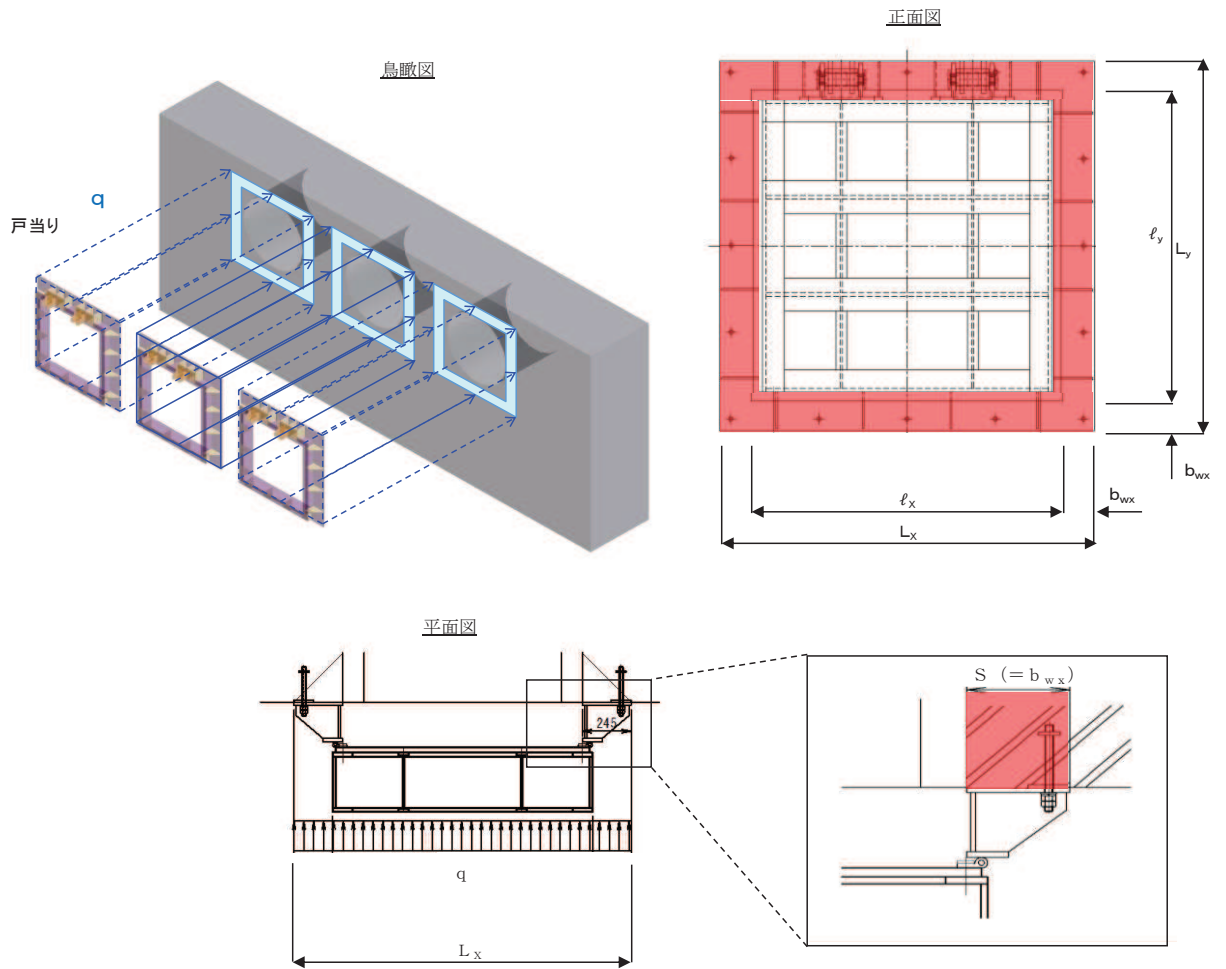


図 5.5-5 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

- q : 単位面積当たりの荷重 (N/mm²)
- 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)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(6) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度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を図 5.5-6 に示す。

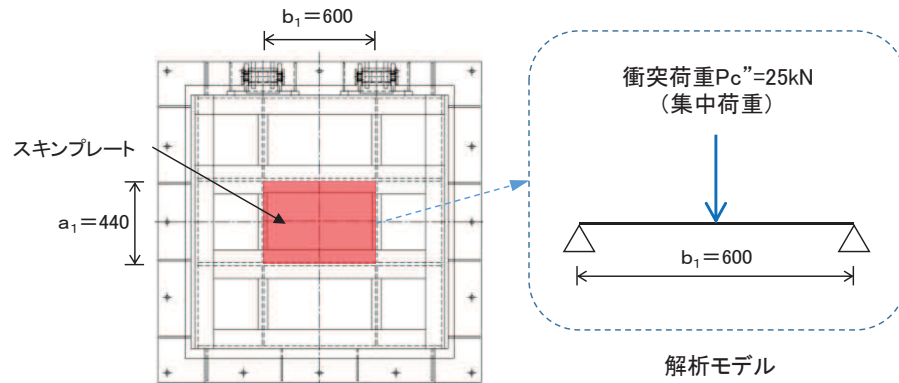


図 5.5-6 スキンプレートのモデル図（単位：mm）

また、スキンプレートの寸法の小さい漂流物荷重に対する応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_1}$$

ここで、

- P_c'' : 寸法の小さい漂流物荷重 (kN)
- b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)
- Z_1 : スキンプレートの断面係数 (mm³)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

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_1 (mm ²)	水の単位体積 重量 W_0 (N/mm ³)	入力津波高 H (m)	設計用 浸水深 h (m)	寸法の小さい漂流物 荷重 P_c ” (kN)
1.4709975×10^4	1.7424×10^6	1.01×10^{-5}	24.4	12.25	25

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	短辺 a_1 (mm)	長辺 b_1 (mm)	板厚 t_1 (mm)	単位面積当たりの 荷重 P_1 (N/mm ²)
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_2 (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 Aw_2 (mm ²)
1桁	68.2	1320	3.799467×10^5	2.56×10^3
2, 3桁	136.4	1320	9.415644×10^5	4.16×10^3
4桁	68.2	1320	6.797867×10^5	4.16×10^3

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 Aw_3 (mm ²)
0.31	440	1.713276×10^5	1.512×10^3

戸当りへ作用する 荷重 P_5 (N/mm ²)	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)
0.31	1320	12	245	245	225

水平荷重 q (N/mm ²)	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)
0.31	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、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.7-1 に示す。

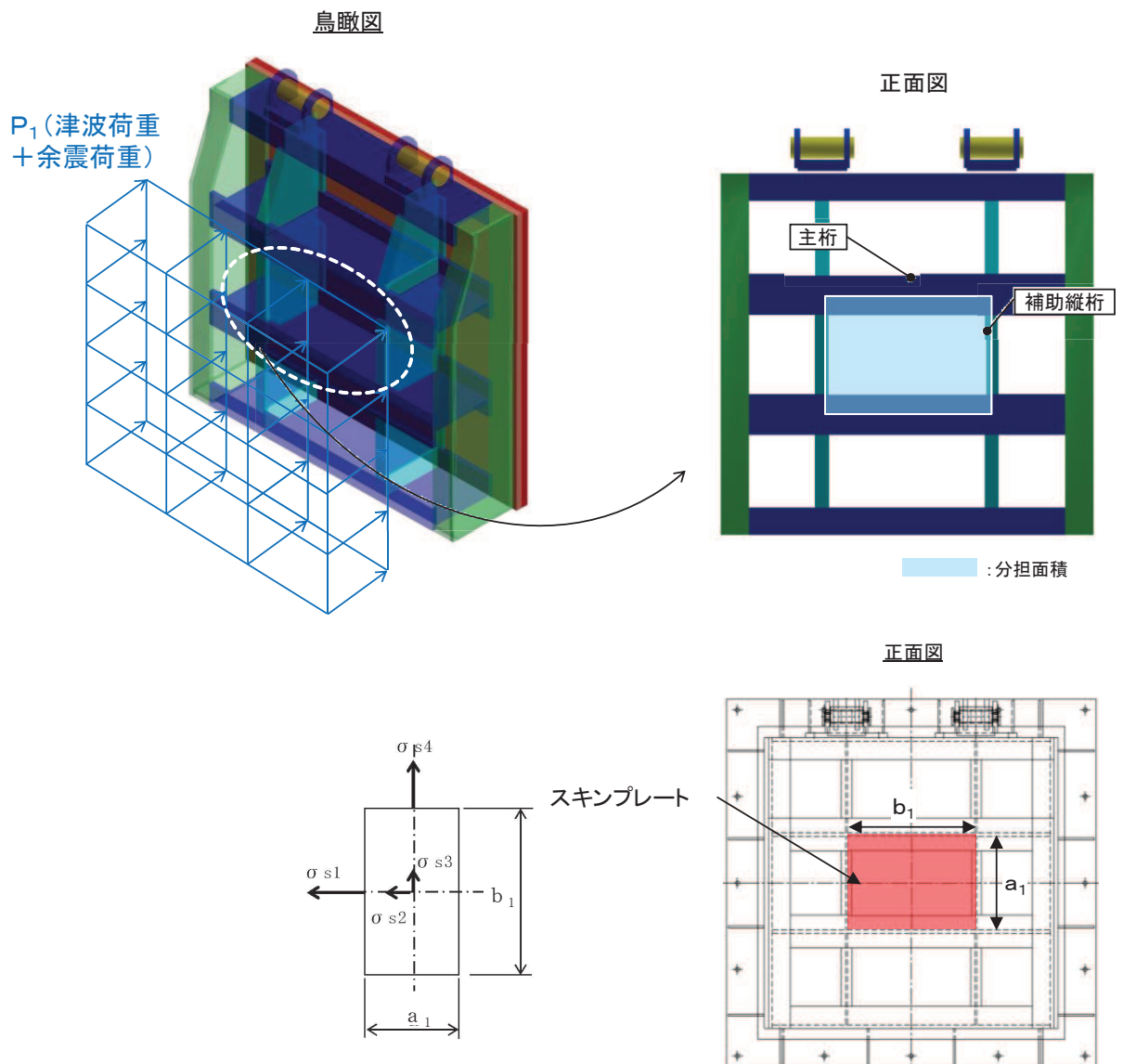


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーートの応力算定式は下式のとおりである。

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

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーートの板厚 (mm)

a. 発生荷重

スキンプレー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。

$$P_1 = P_t + K_{sd}$$

$$K_{sd} = K_h \times (w_1 + w_2) \div A_1 + p_d$$

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	スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重	—	kN/m ²
K_{sd}	余震荷重	—	kN/m ²
ρ	海水密度	1.03	g/cm ³
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
P_t	津波波圧	294.2	kN/m ²
p_d	内部水圧	8.1	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
K_{Hsd}	水平震度	0.4	—
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

津波荷重

$$P_t = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot h - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 12.25 - (8.125 - 0.50)) \\ = 294.2 \text{ kN/m}^2$$

余震荷重

$$\begin{aligned}
 K_{s d} &= K_{H s d} \times (w_1 + w_2) \div A_1 + P_d \\
 &= 0.4 \times (14.71 + 7.36) \div (1.724 \times 10^6) + 8.1 \\
 &= 13.167 \text{ kN/m}^2 = 13.2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_t + K_{s d} = 294.2 + 13.2 = 307.4 = 310 \text{ kN/m}^2$$

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。

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

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	板に生じる曲げ応力度	—	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「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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 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	σ_1	σ_2	σ_3	σ_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
∞	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 ²)	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

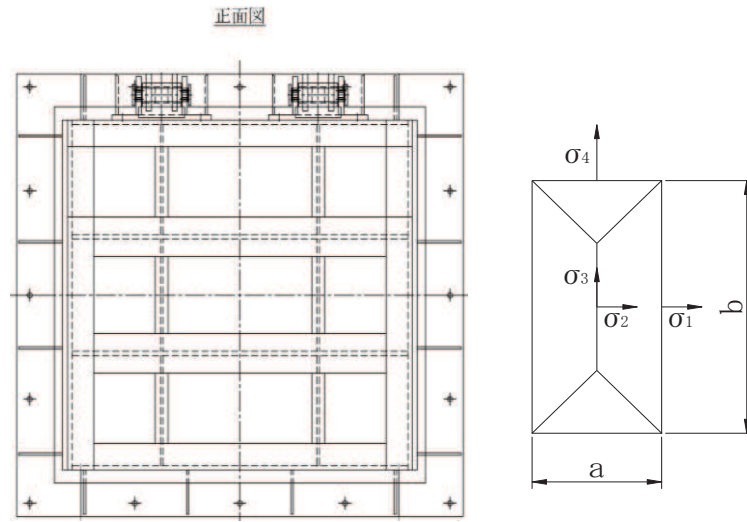


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

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

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.7-2 に示す。

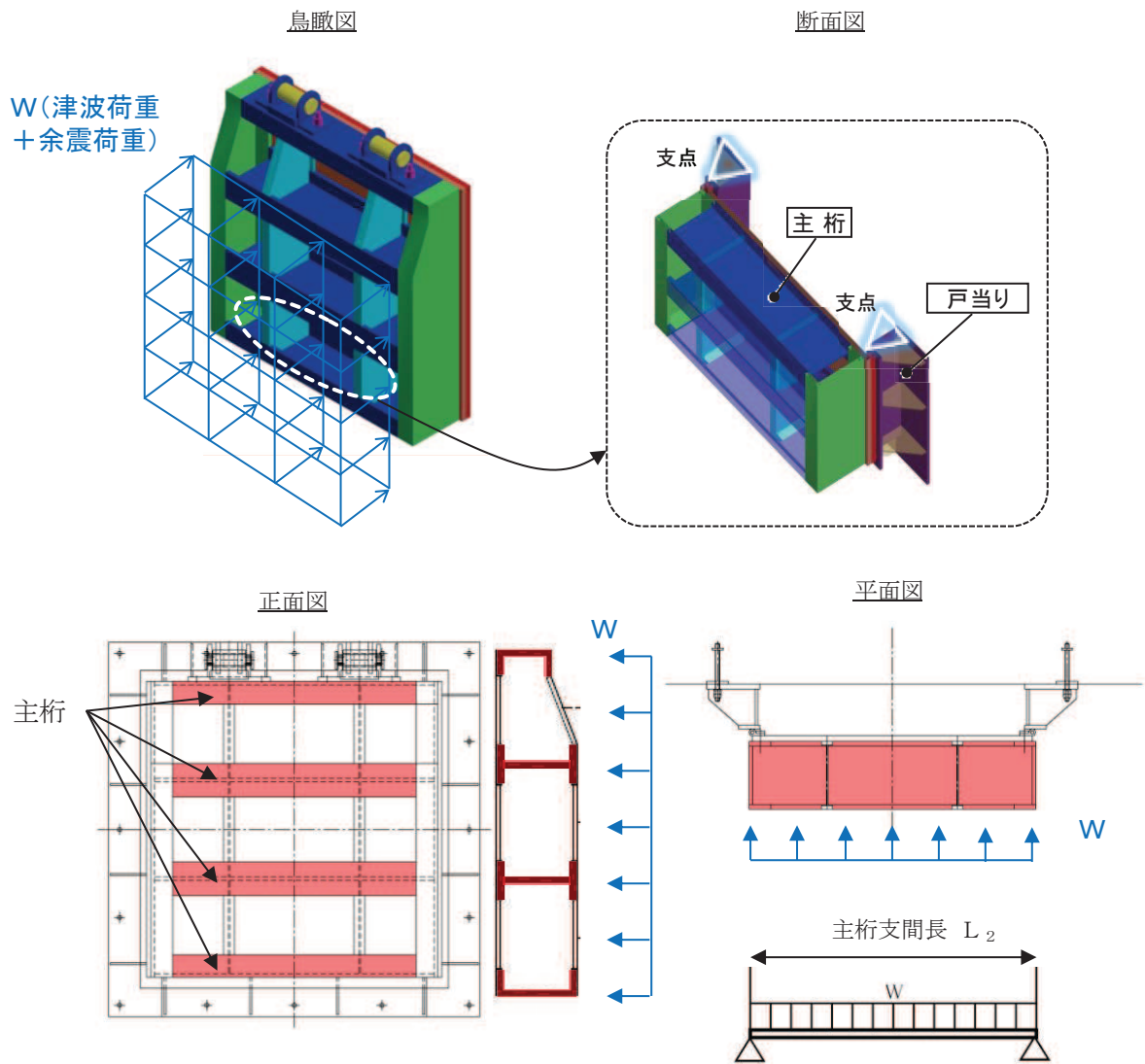


図5.7-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

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 ₂	主桁に作用する荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.31	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 0.31 \times \frac{440}{2} = 68.2 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.31 \times \frac{440}{2} \times 2 = 136.4 \text{ N/mm}$$

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。

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

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

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 _{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	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

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

c. 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

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

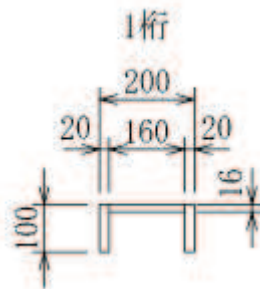


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位: mm)

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

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

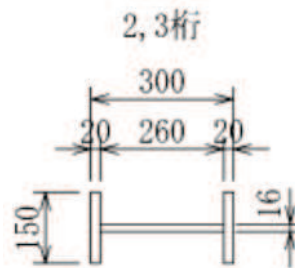


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

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

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

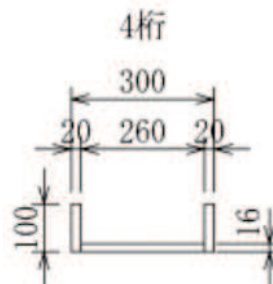


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

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。

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

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

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
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)	3.799467×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10^5	mm ³
A_{W2}	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10^3	mm ³
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10^3	mm ³

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、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された両端固定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 5.7-3 に示す。

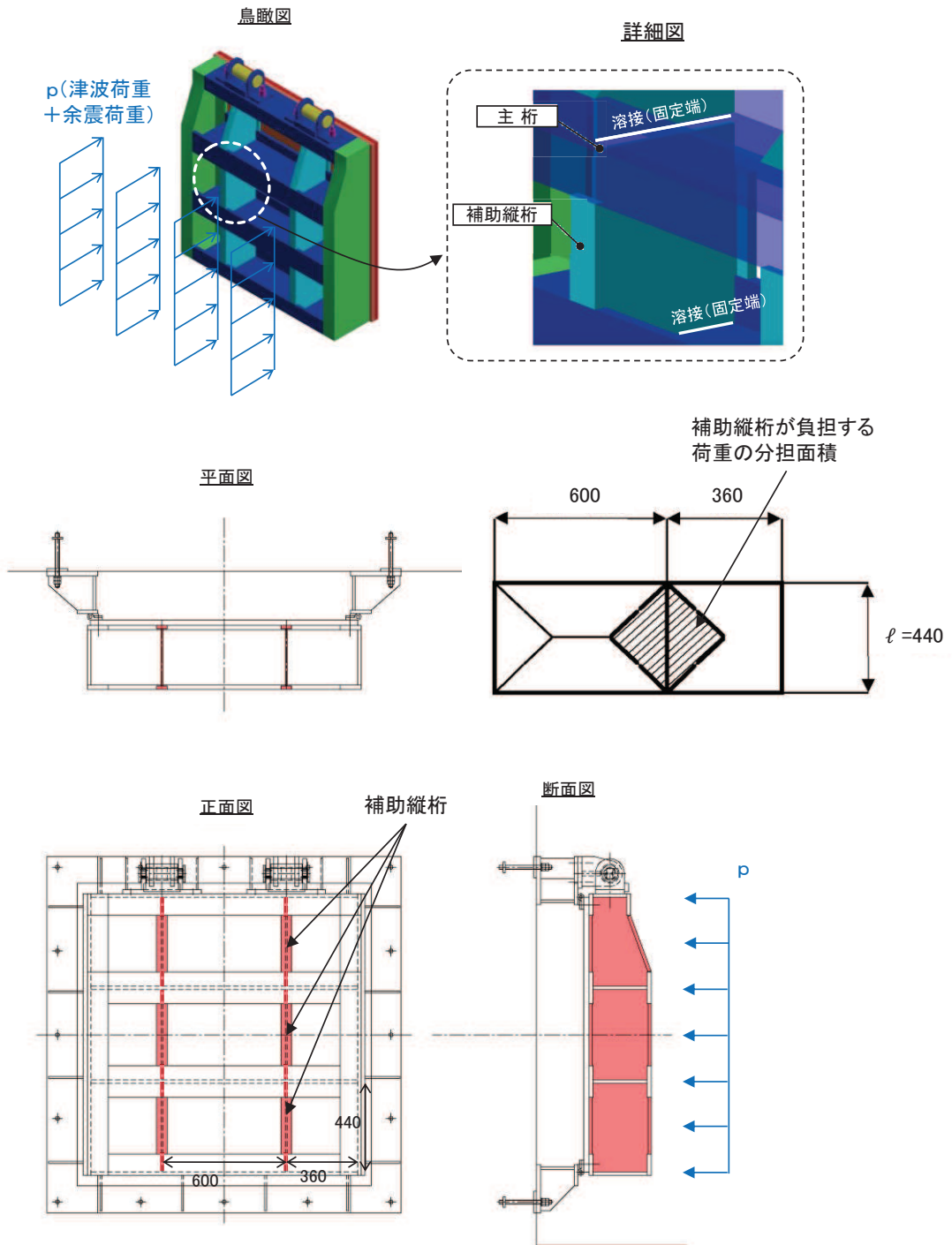


図5.7-3 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位：mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

- p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
- ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
- Z₃ : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
- A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

a. 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 (津波荷重+余震荷重)	0.31	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。

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

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

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 ²
ℓ	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	440	mm

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

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

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-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

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

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。

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

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

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

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

(4) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図及びモデル図を図 5.7-4 に示す。

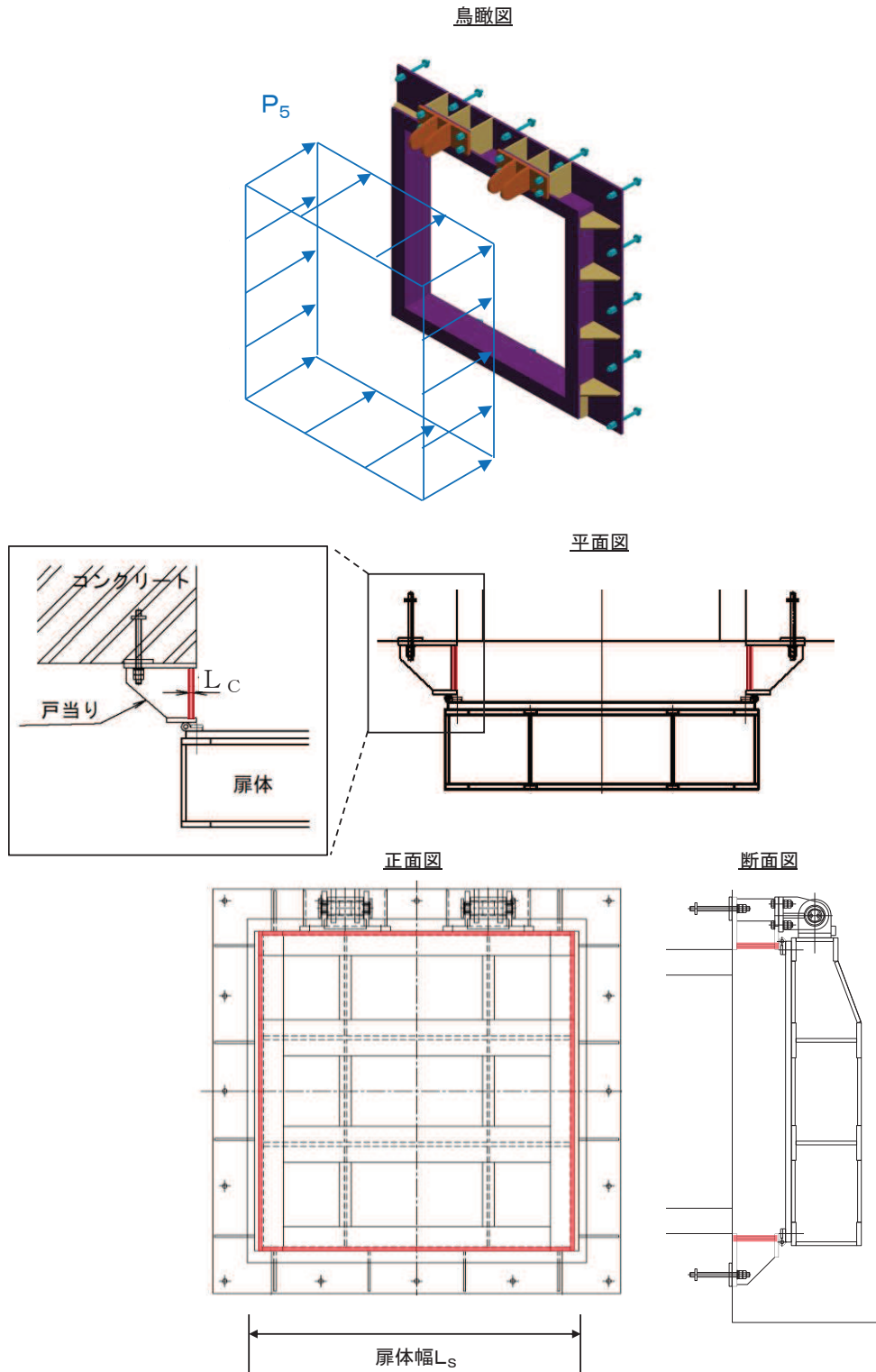


図 5.7-4 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_5 : 戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

a. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

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
σ_{bk}	支圧応力度	—	N/mm ²
P_5	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.31	N/mm ²
L_S	扉体幅	1320	mm
L_C	戸当り支圧部の板厚	12	mm

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

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.7-5 に示す。

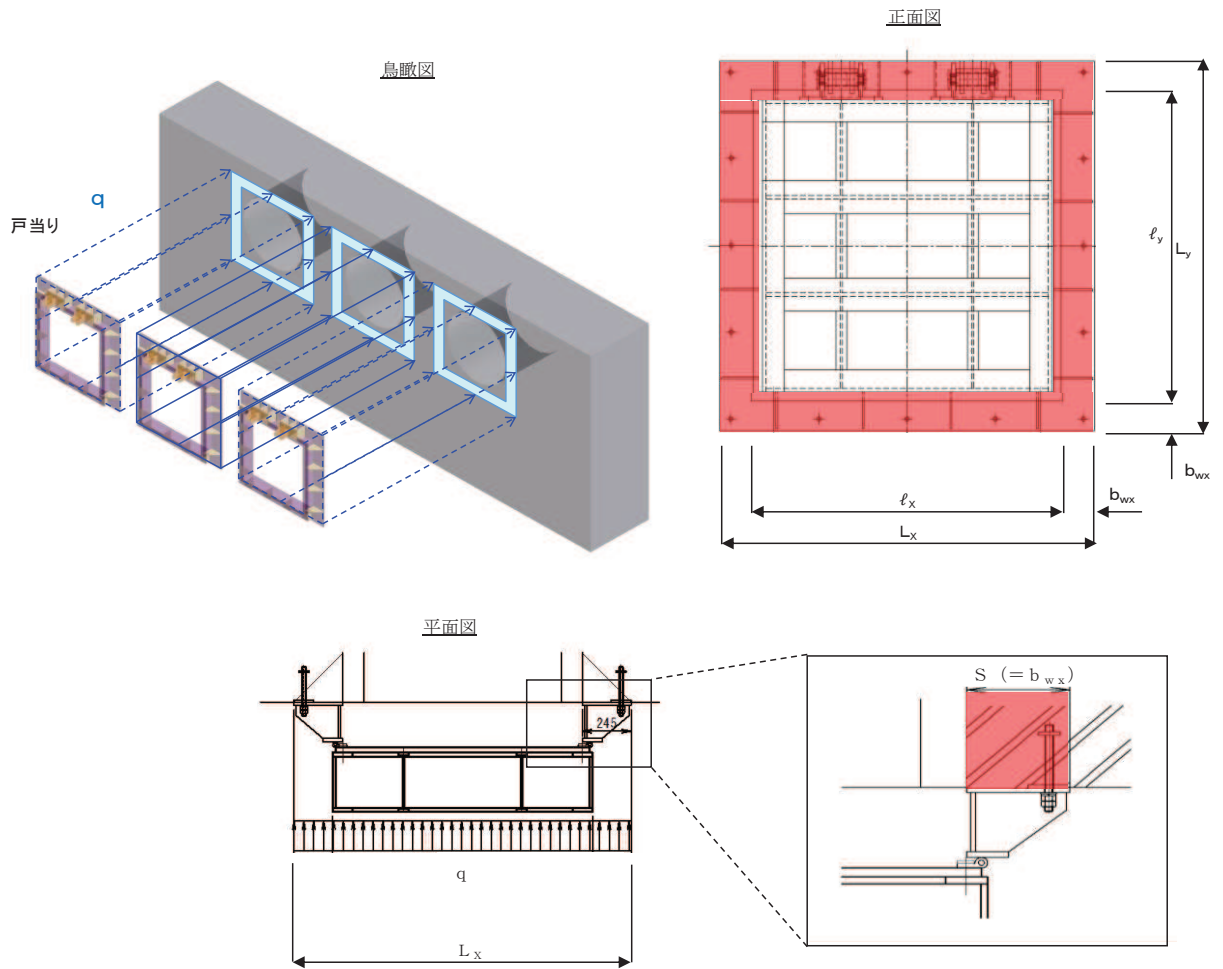


図 5.7-5 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

- q : 単位面積当たりの荷重 (N/mm²)
- 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)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

a. 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
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	0.31	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	1710	mm
L_y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ_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

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

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) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度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を図 5.7-6 に示す。

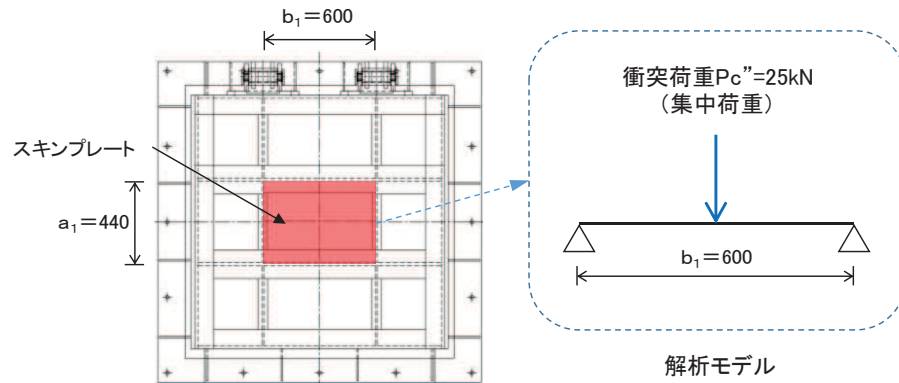


図 5.7-6 スキンプレートのモデル図（単位：mm）

また、スキンプレートの寸法の小さい漂流物荷重に対する応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_1}$$

ここで、

- P_c'' : 寸法の小さい漂流物荷重 (kN)
- b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)
- Z_1 : スキンプレートの断面係数 (mm³)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

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。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_1}$$

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 スキンプレートの応力算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
P_c''	寸法の小さい漂流物荷重	25	kN
b_1	スキンプレートの長辺	600	mm
Z_1	スキンプレートの断面係数	45833	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4} = \frac{25000 \cdot 600}{4} = 3750000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_1} = \frac{3750000}{45833} = 81.8187769 = 81.82 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

6. 評価結果

重畳時における評価部材の応力評価結果を表 6-1 に、寸法の小さい漂流物の影響評価結果を表 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（防潮堤南側））

評価部材		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 ²)	40.30	154	0.27				
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	39.10	151	0.26			
				2,3桁	31.56	154	0.21		
				4桁	21.86	151	0.15		
		2,3桁		せん断応力度 (N/mm ²)	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 ²) *	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 ²)	12.85			144	0.09		
			せん断応力度 (N/mm ²)			9.93	88	0.12	
			合成応力度 (N/mm ²) *			21.47	154	0.14	
固定部	戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	17.05	231		0.08			
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)	0.65	13.5		0.05			
		せん断応力度 (N/mm ²)	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応力度から算出する。

表 6-2 寸法の小さい漂流物の影響評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部材		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 ²)	81.82	154	0.54

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。

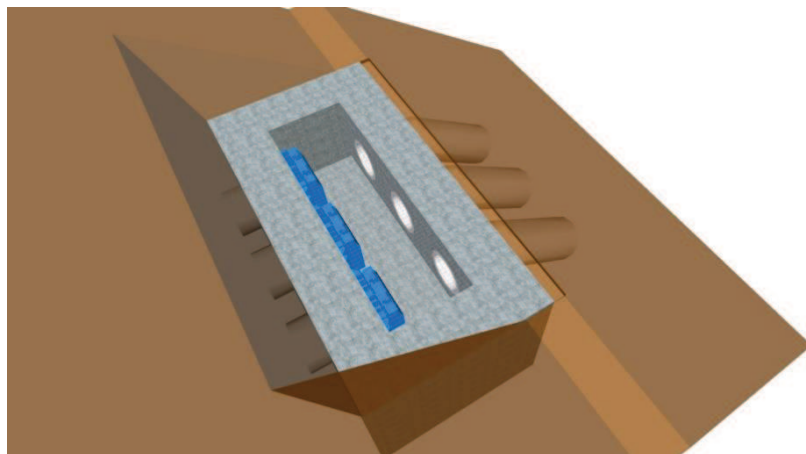
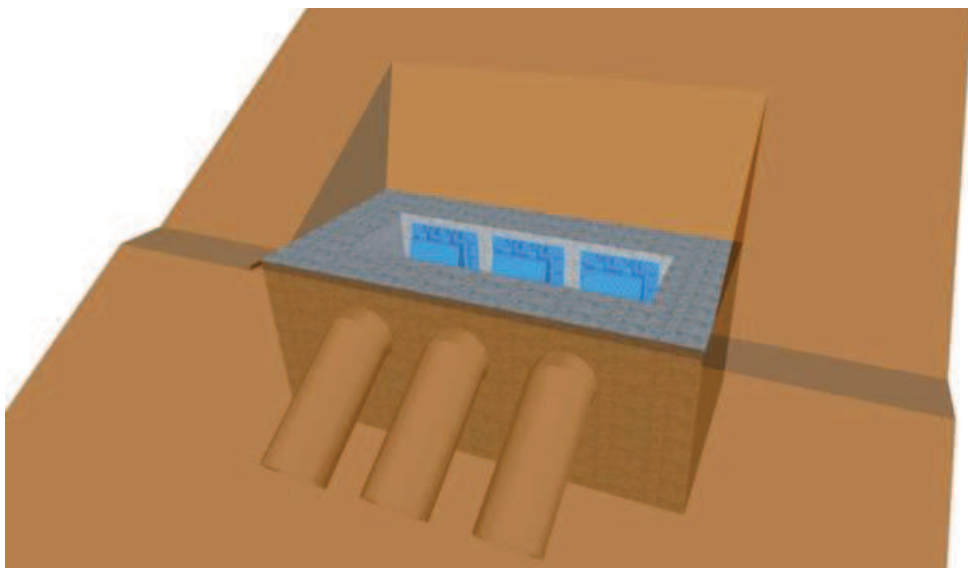


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

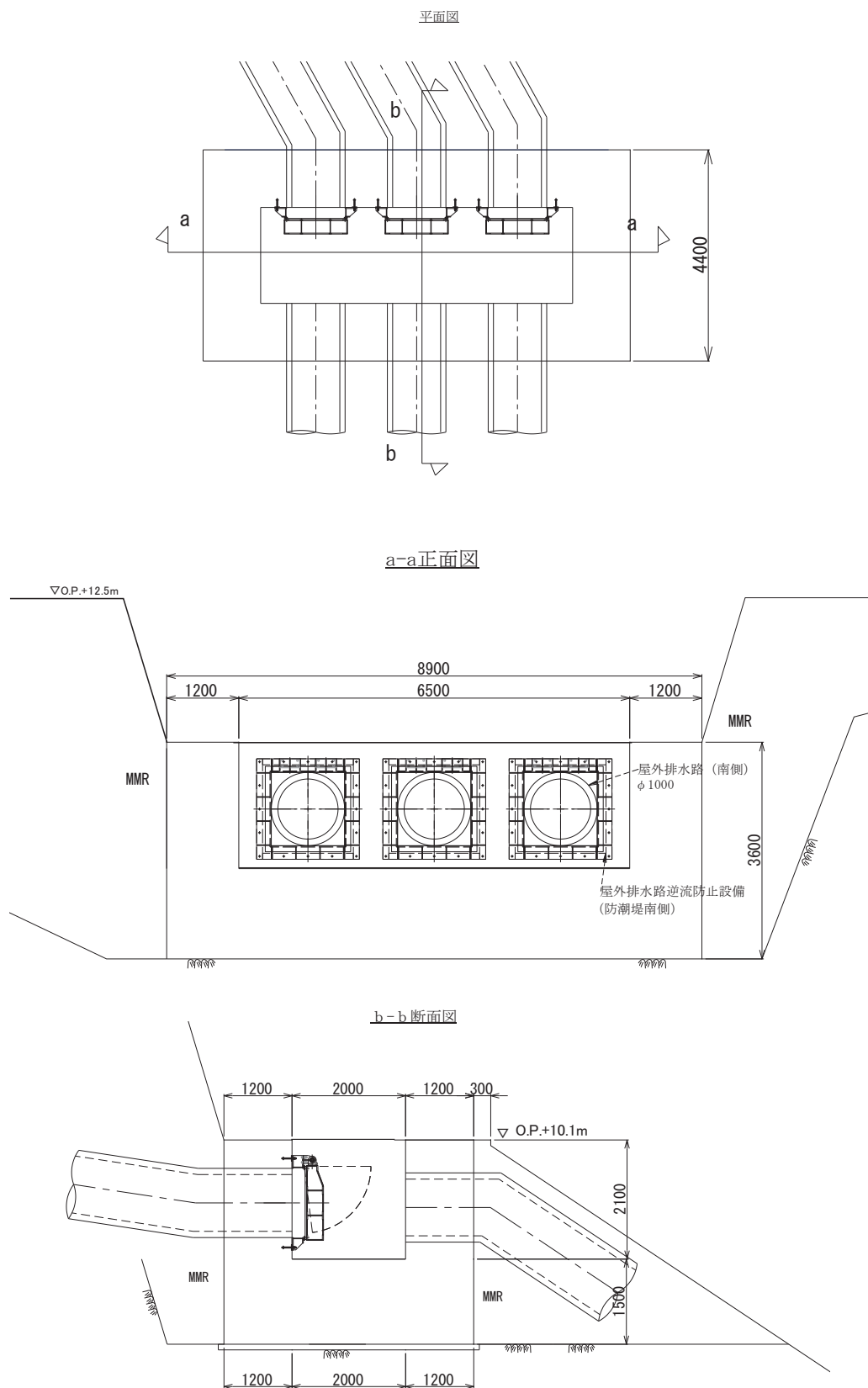
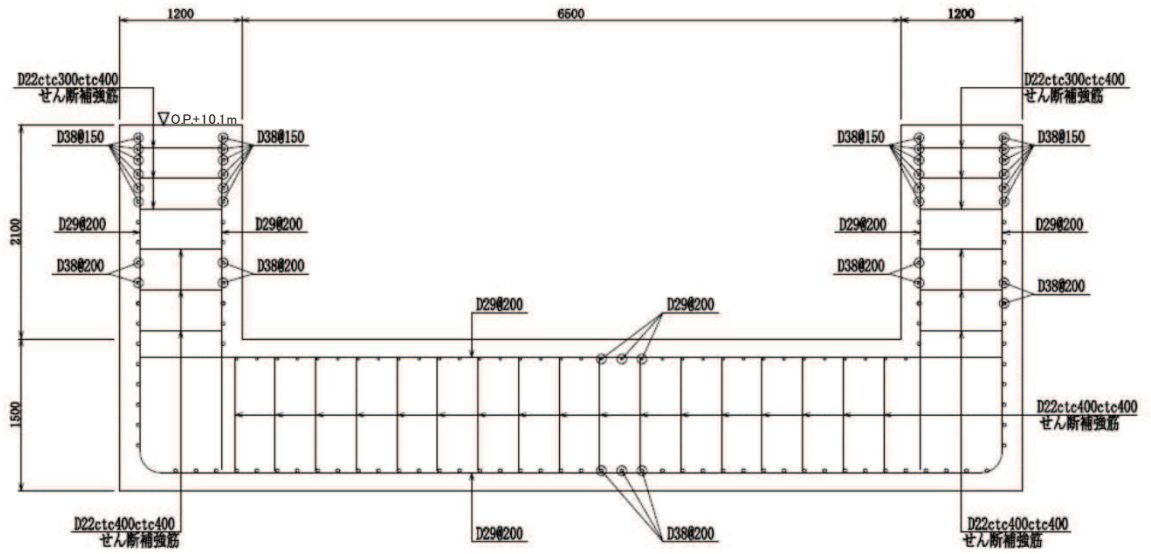


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

a-a 断面



b-b 断面

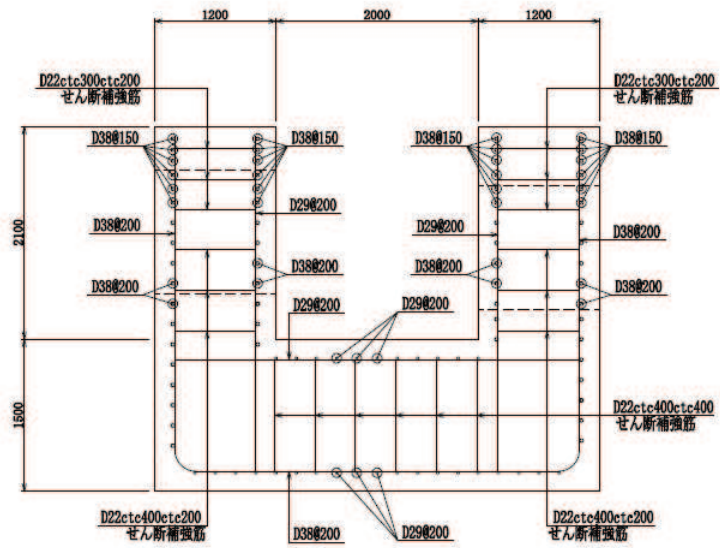


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図 (特記なき寸法は mm を示す)

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、評価対象部材を設定する。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	部材	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。

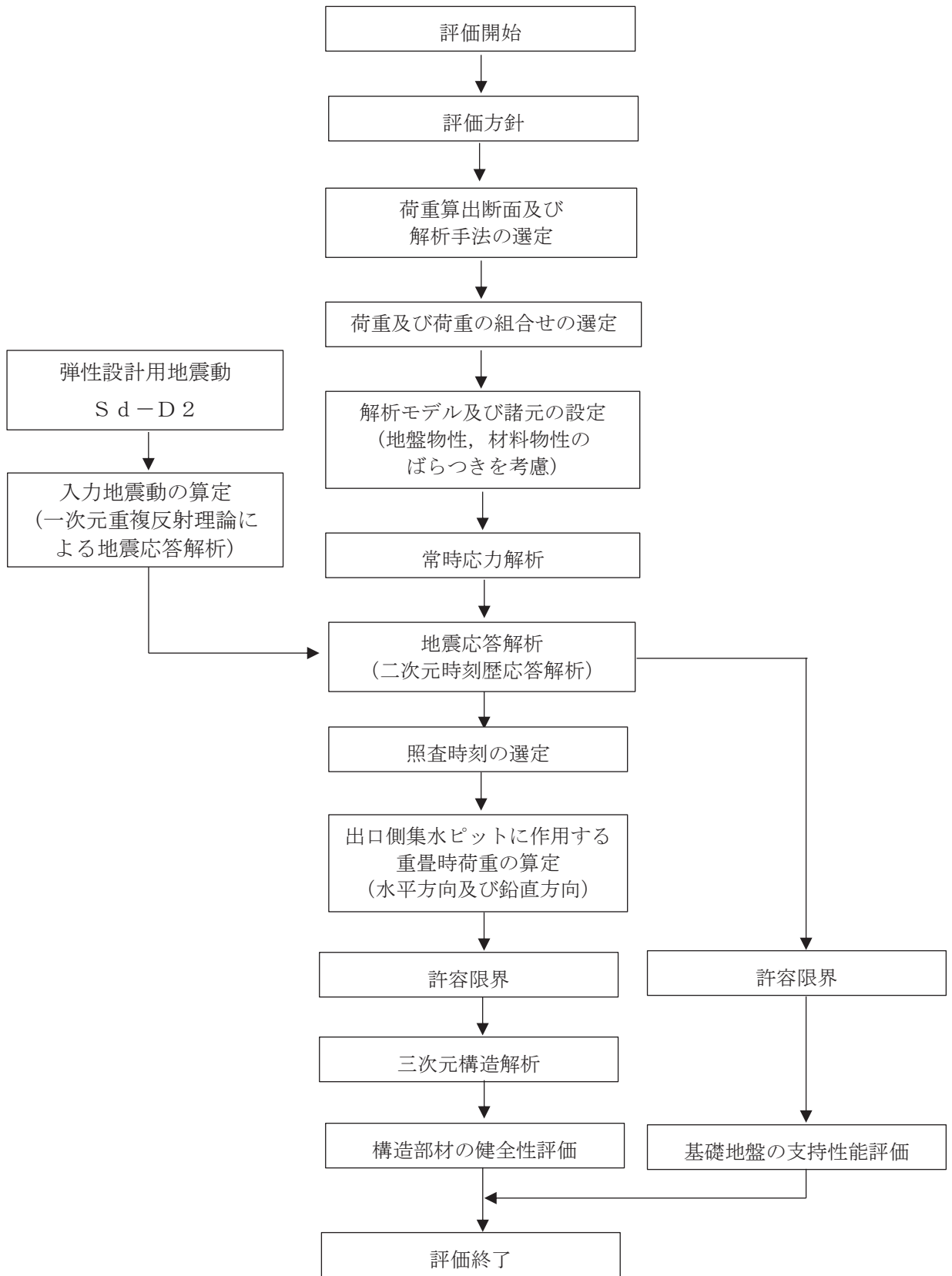


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

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	kN/m^2	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m^2	余震荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	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	cm^2	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa}	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	kN/m	面外せん断力
N_x, N_y	kN/m	軸方向力
N_{xy}	kN/m	面内せん断力
R_d	N/mm^2	最大接地圧
R_u	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。

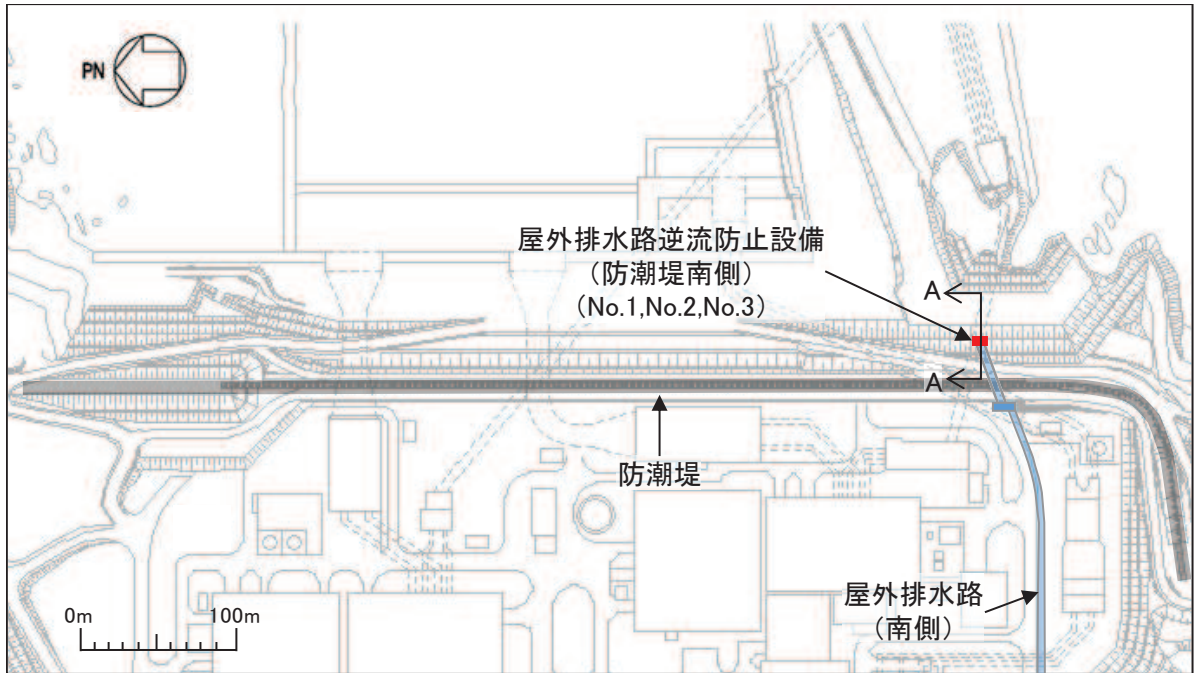


図 8.2-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

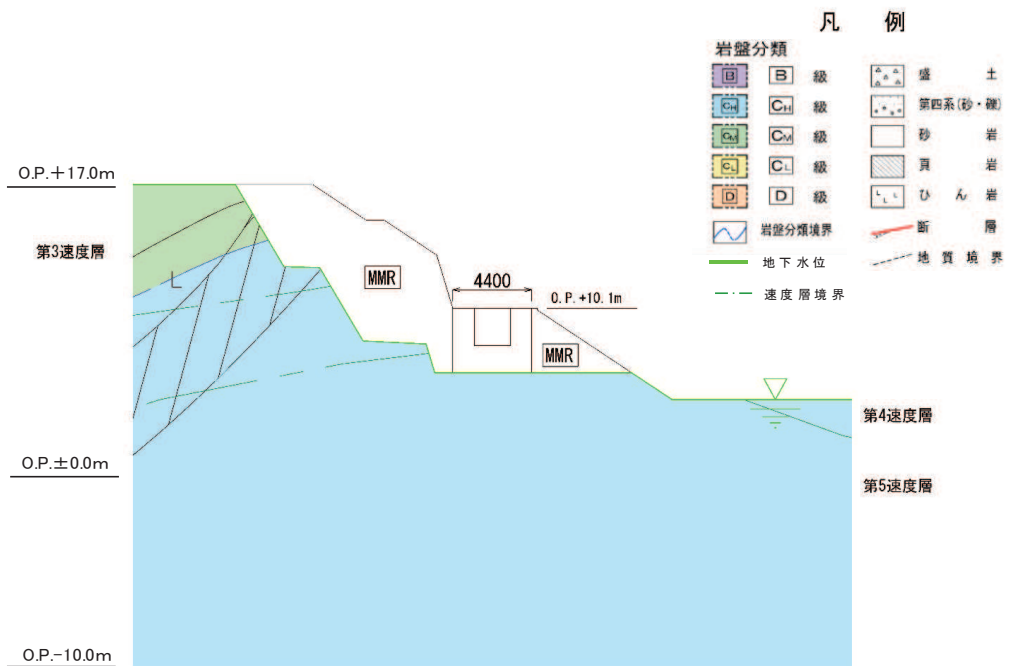


図 8.2-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面) (特記なき寸法は mm を示す)

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 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m を用いることとし、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て、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 天端の標 高 (O.P. (m))	出口側集 水ピット 下端の標 高 (O.P. (m))	出口側集 水 ピット 天端での 波圧 (kN/m ²)	出口側集水 ピット 下端での波 圧 (kN/m ²)
出口側集 水ピット	25.0	0.5	12.25	10.10	6.50	274.3	310.6

(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 4.9kN/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 (0.301kN/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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
f'ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0	16.5
	許容せん断応力度 τ_{al}	0.5	0.75

注記*：土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

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

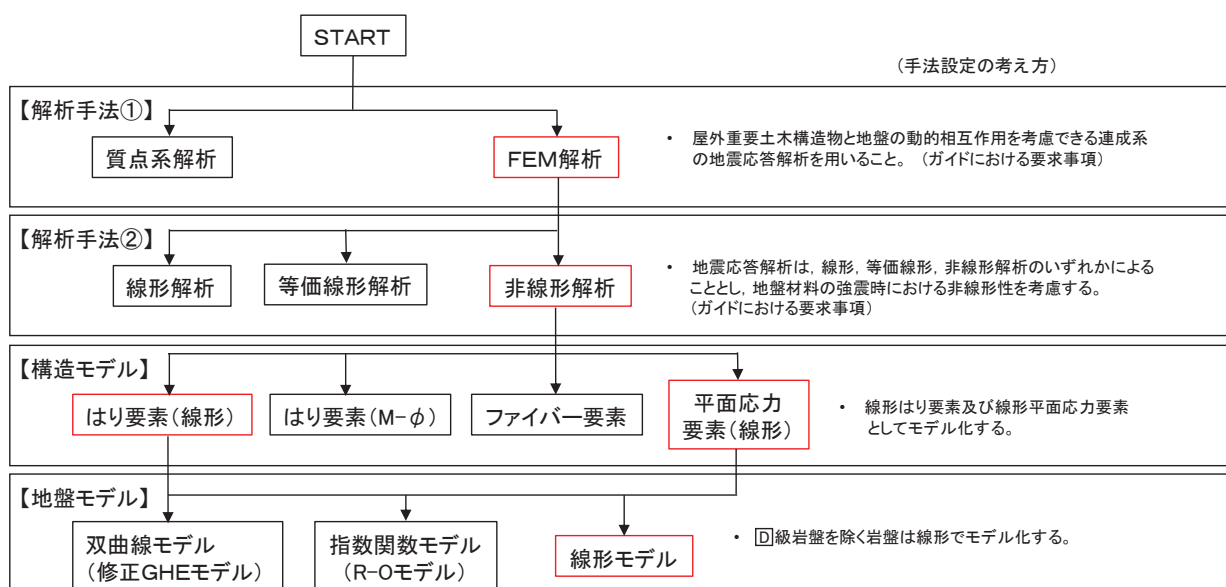


図 8.5-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

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 σ 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 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
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。

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

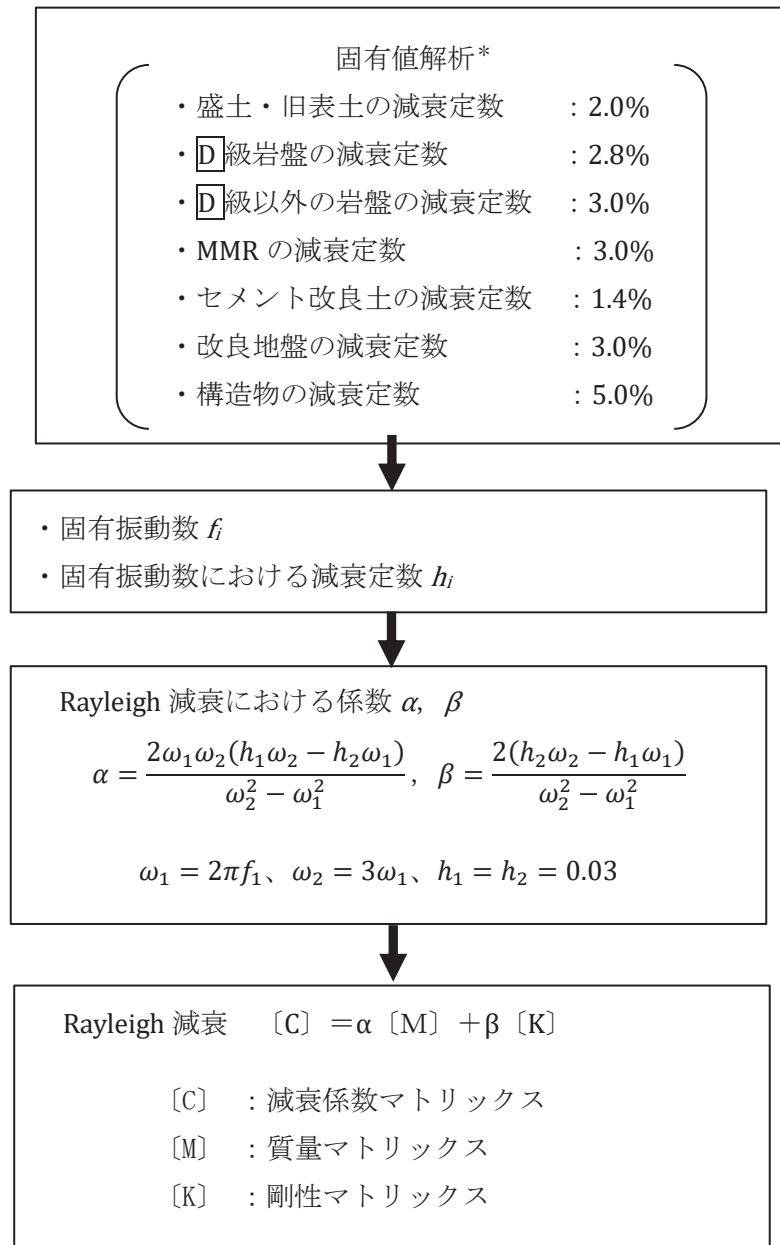
[c] : 減衰係数マトリクス

[m] : 質量マトリクス

[k] : 剛性マトリクス

α , β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、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。Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.5-2 に示す。



注記* : 固有値解析における減衰定数は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す解析用物性値を基に設定する。また、構造物の減衰定数は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）に基づき設定する。

図 8.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β 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 (ω_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 (ω_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 α 、 β 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	β_x	β_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	—

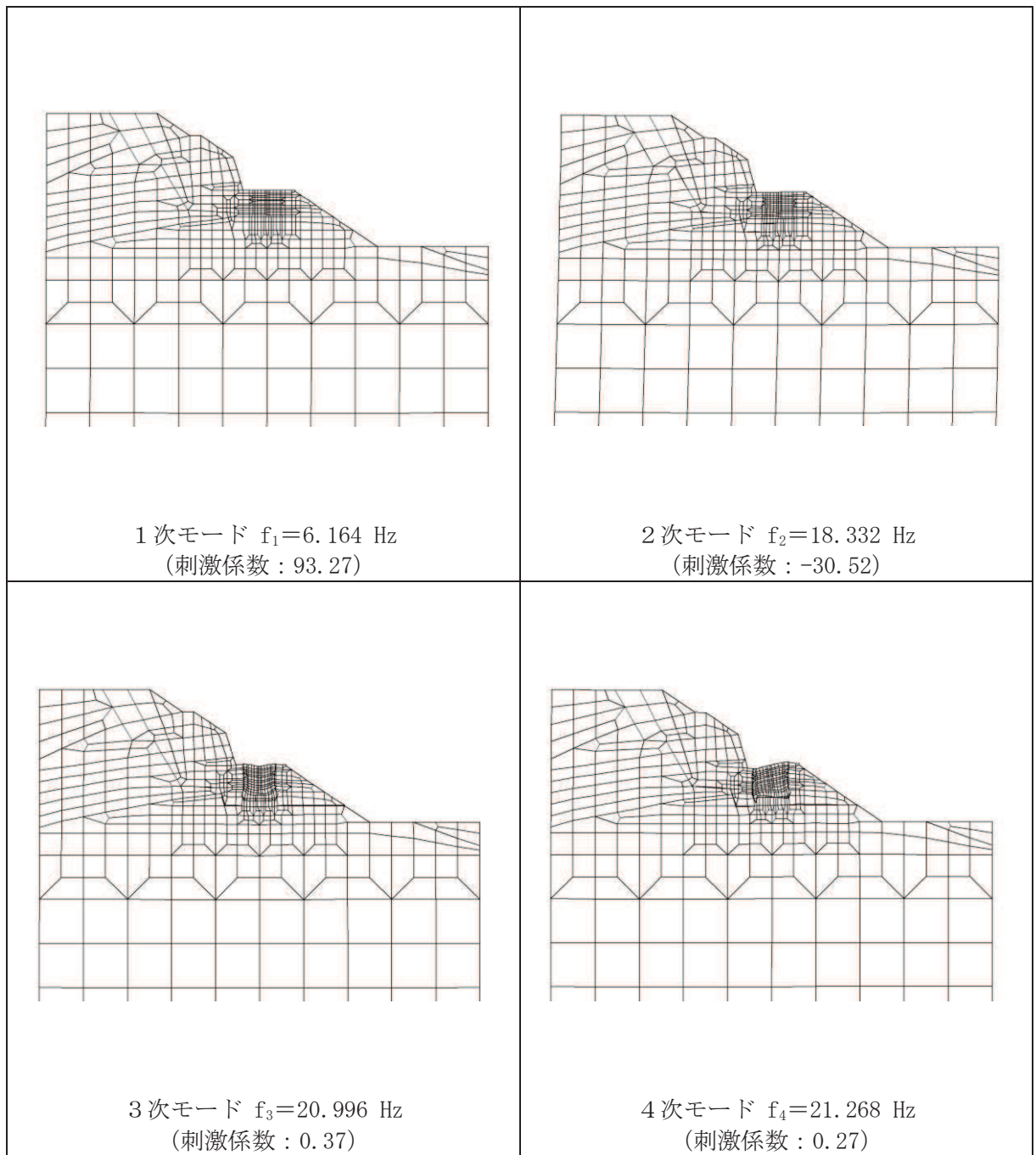


図 8.5-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

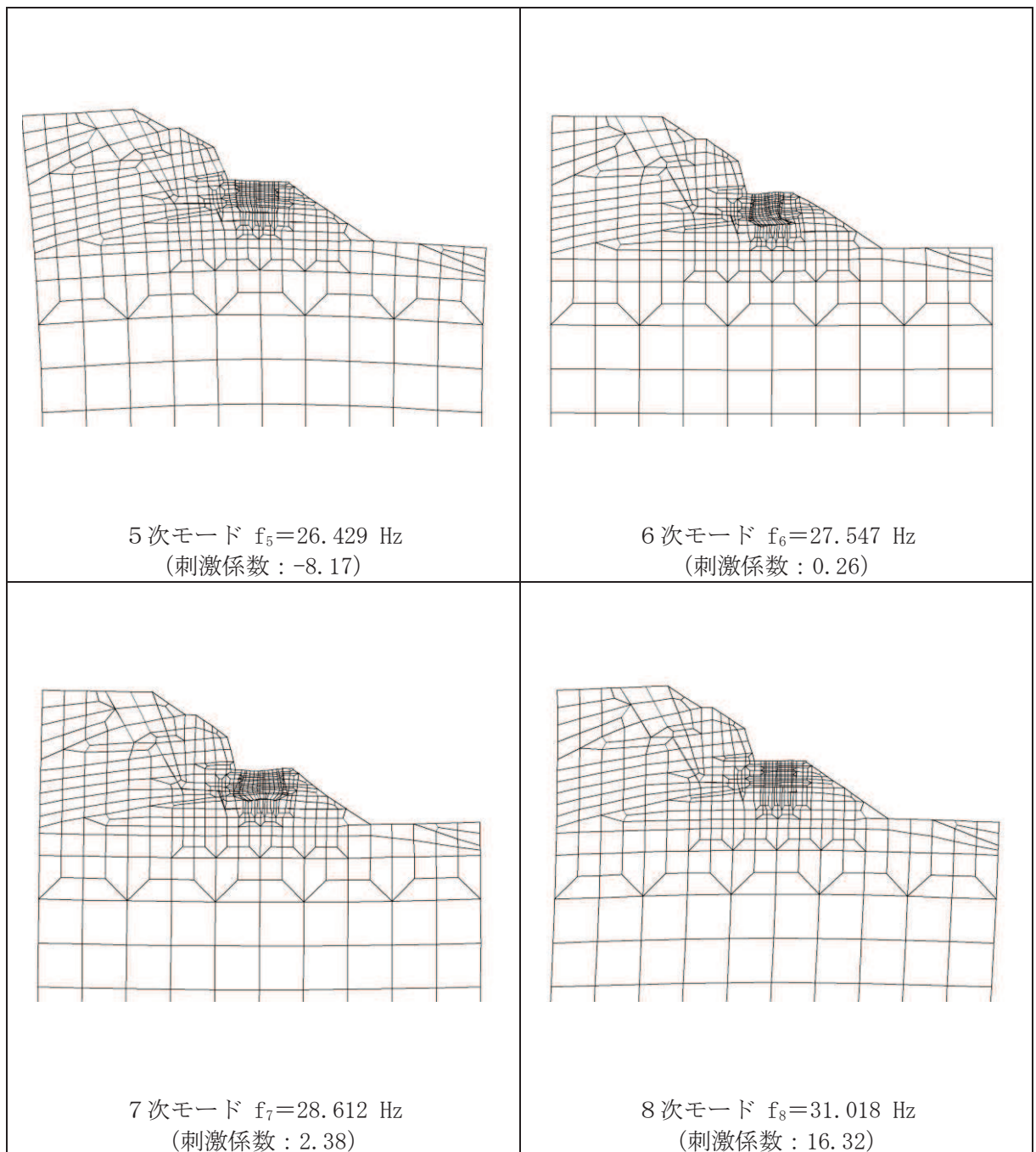


図 8.5-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

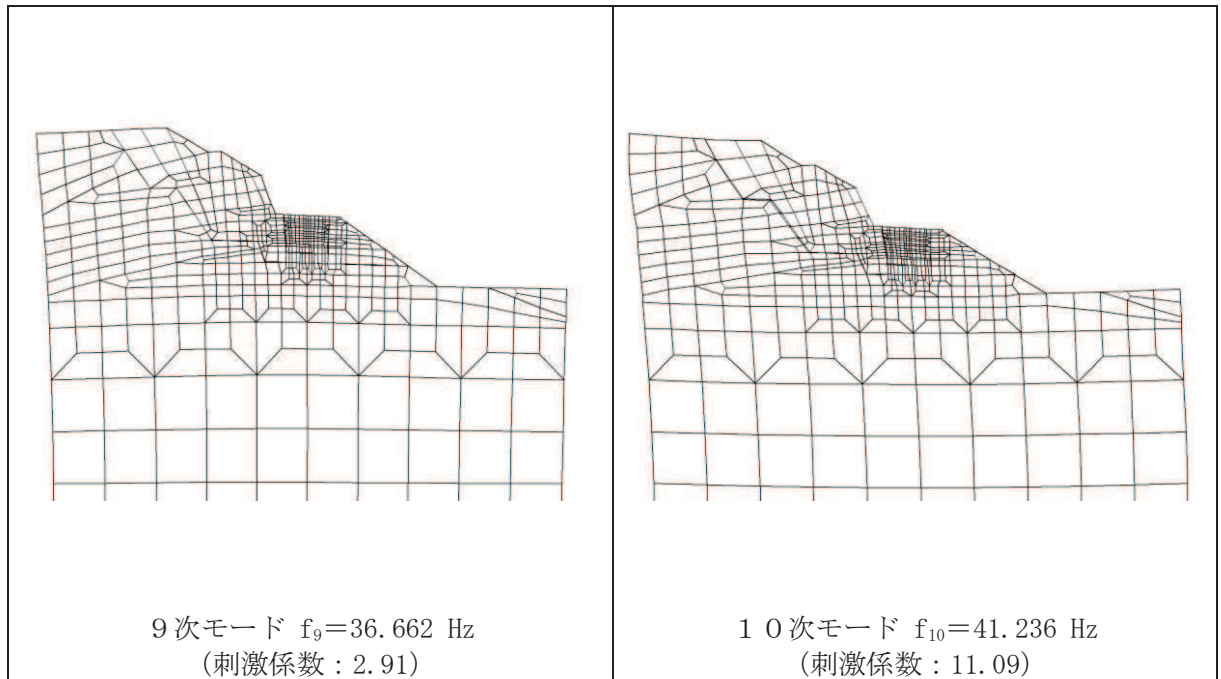


図 8.5-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.5-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

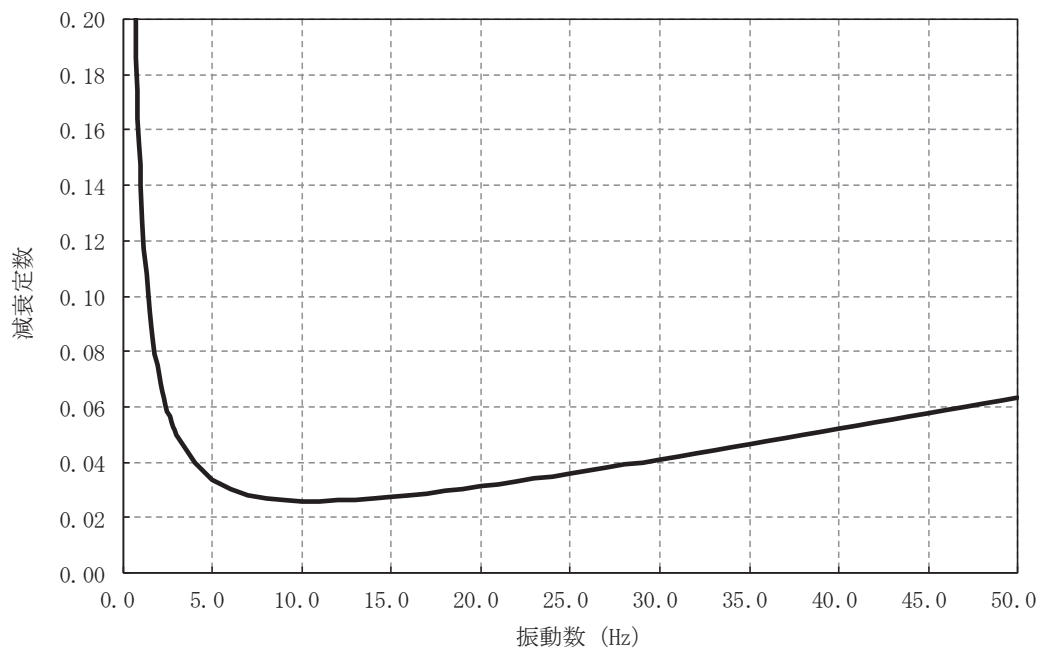


図 8.5-4 設定した Rayleigh 減衰

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。

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しない。

表 8.5-4 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
			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			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	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。	
		-+*	○		

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

- (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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	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 σ	平均値-1 σ	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	++* ¹	○	○	○
	S d - D 2	--* ^{1, 2}	○	—	—

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：位相反転ケース（--）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：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。

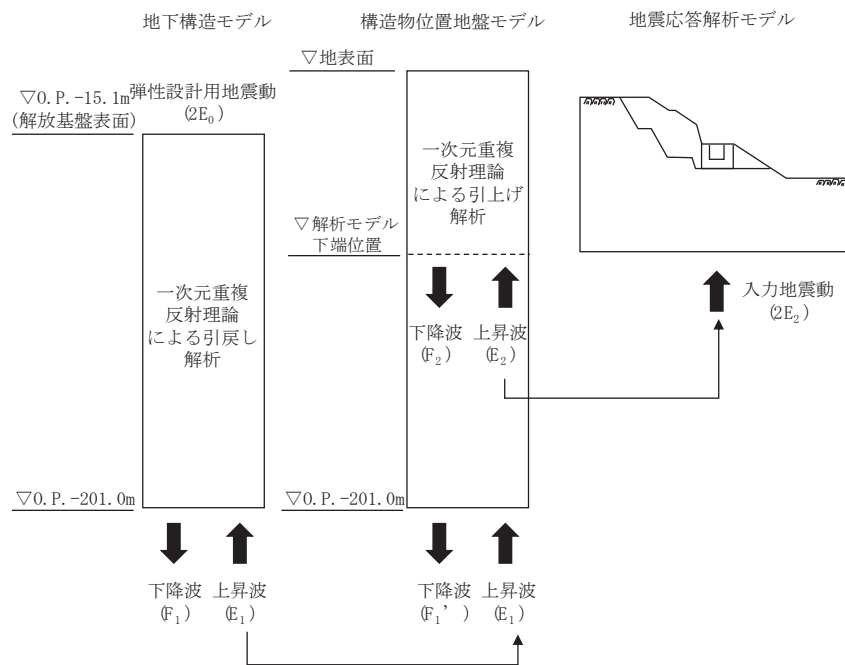


図 8.5-5 入力地震動算定の概念図

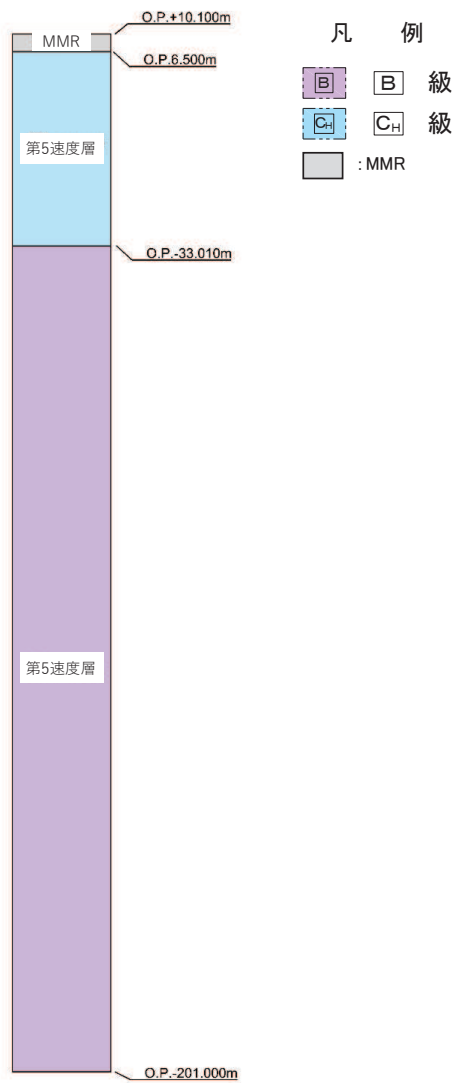
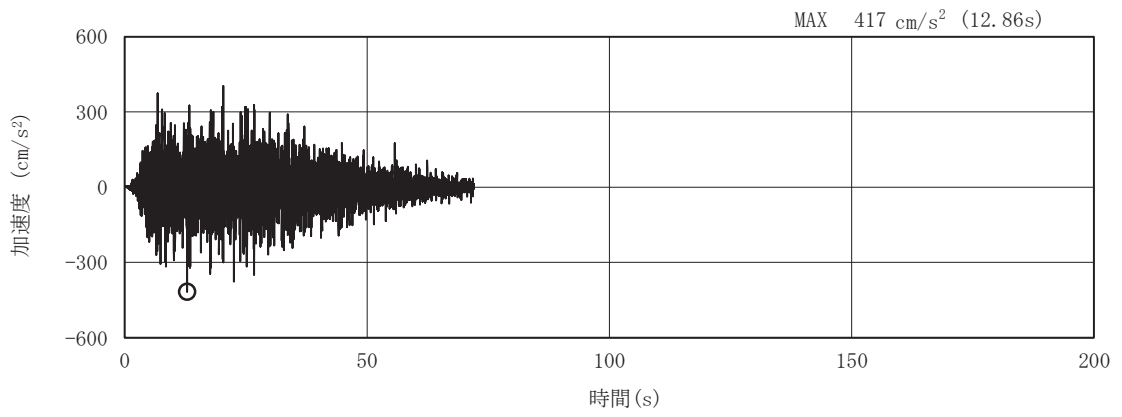
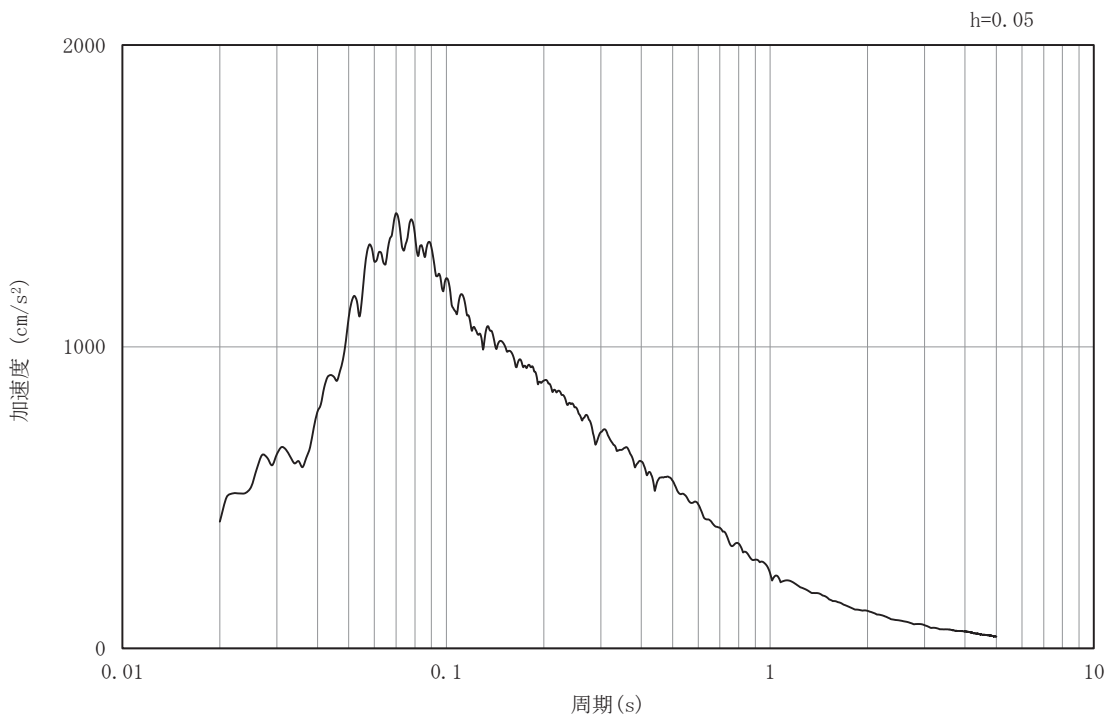


図 8.5-6 一次元解析モデル図

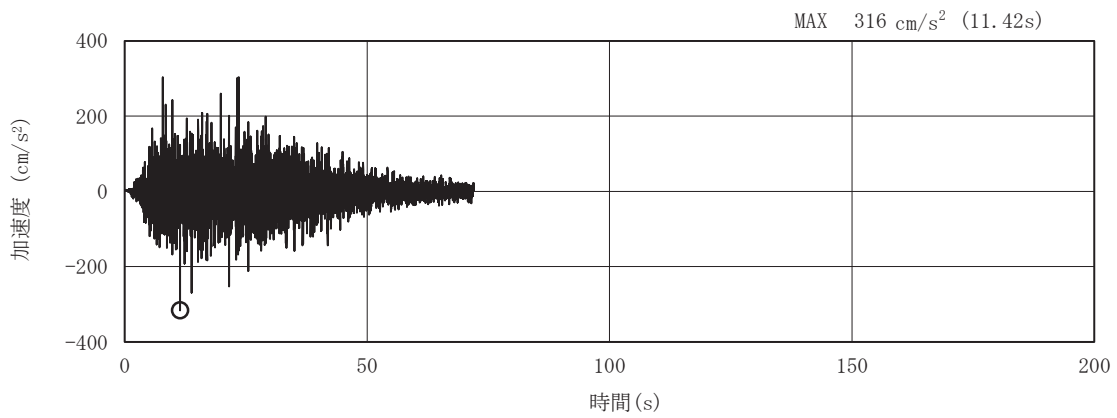


(a) 加速度時刻歴波形

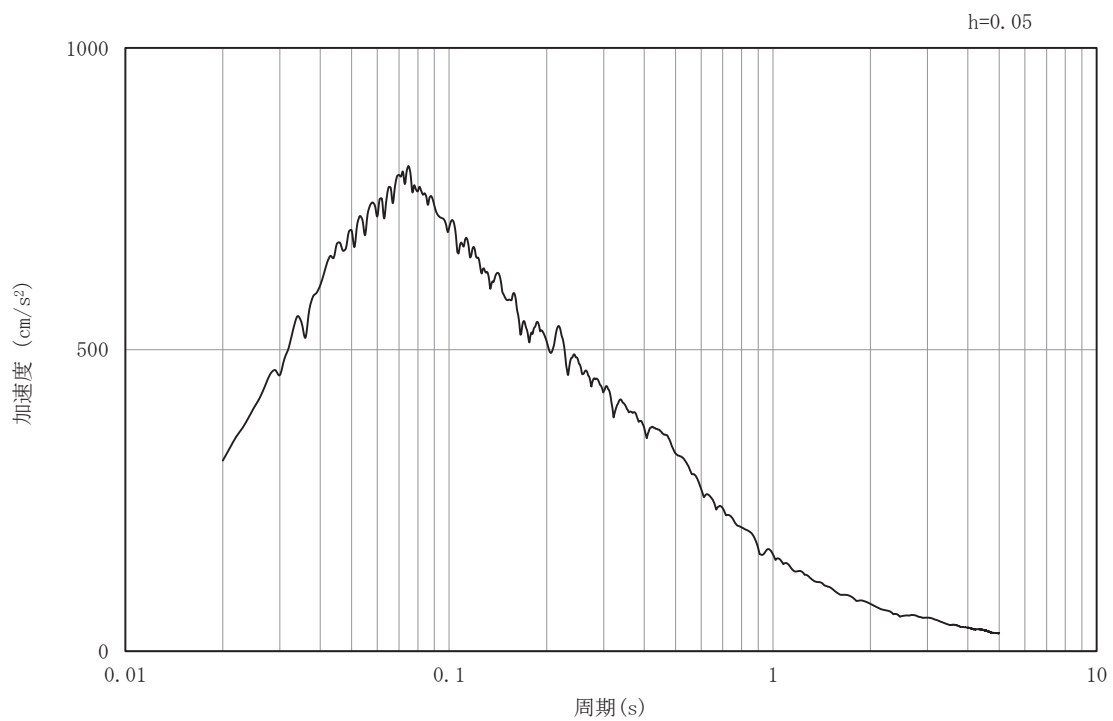


(b) 加速度応答スペクトル

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。

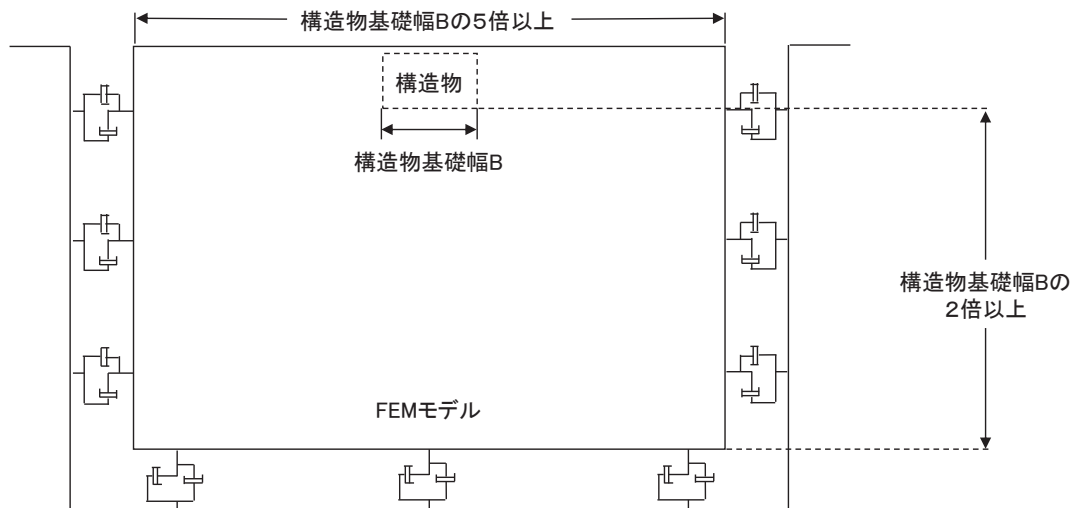


図 8.5-8 モデル化範囲の考え方

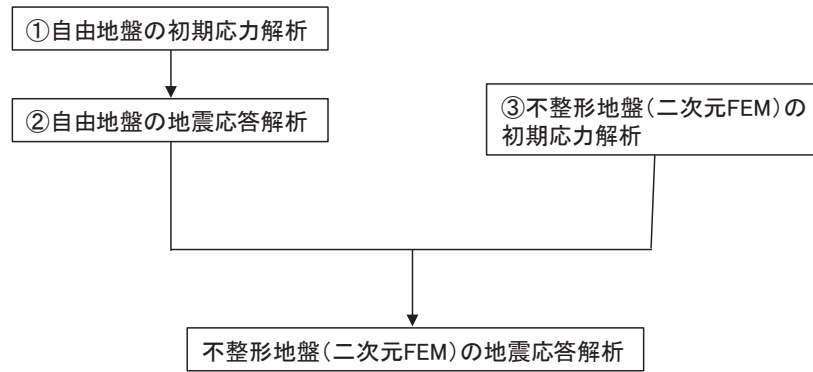


図 8.5-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

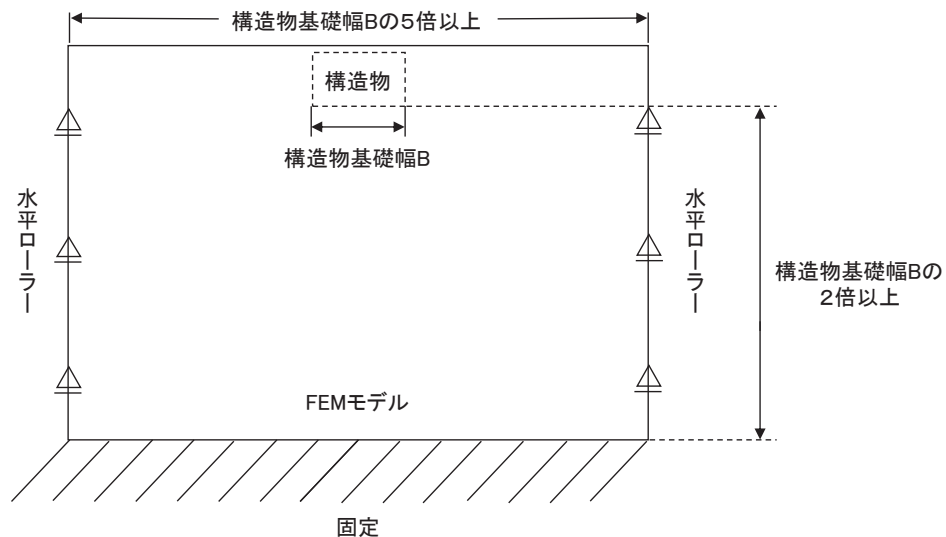


図 8.5-10 固有値解析における境界条件の概念図

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。

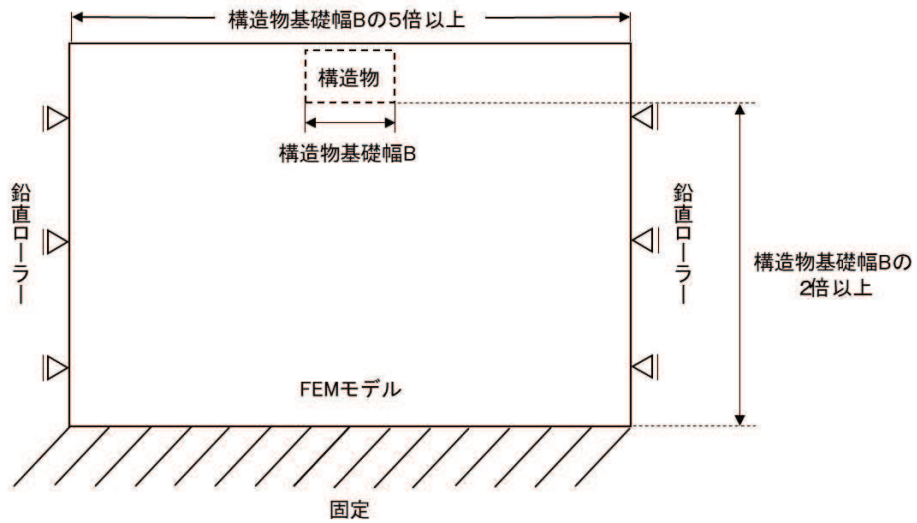


図 8.5-11 初期応力解析における境界条件の概念図

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。

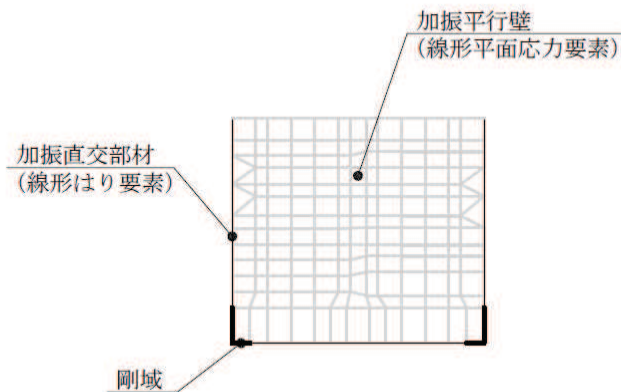


図 8.5-12 構造部材のモデル化

(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。

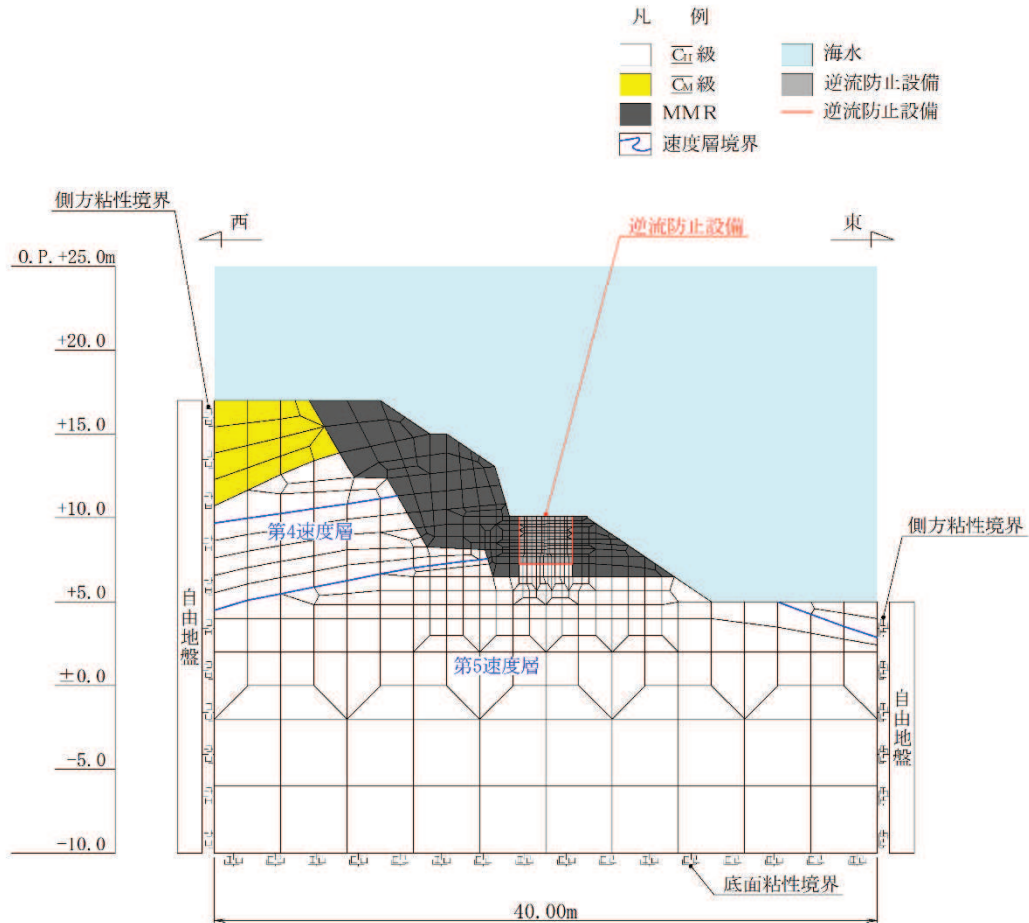


図 8.5-13 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

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

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

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

せん断強度 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 ϕ 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、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

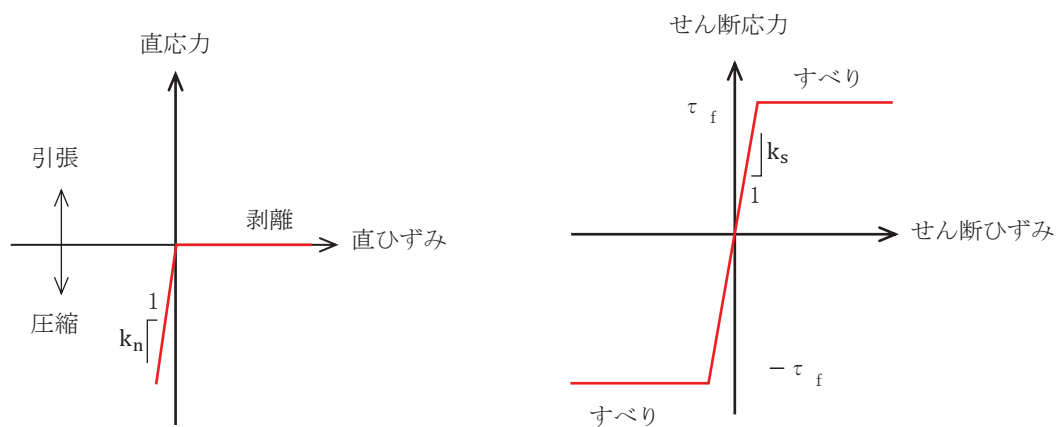


図 8.5-14 ジョイント要素の力学特性

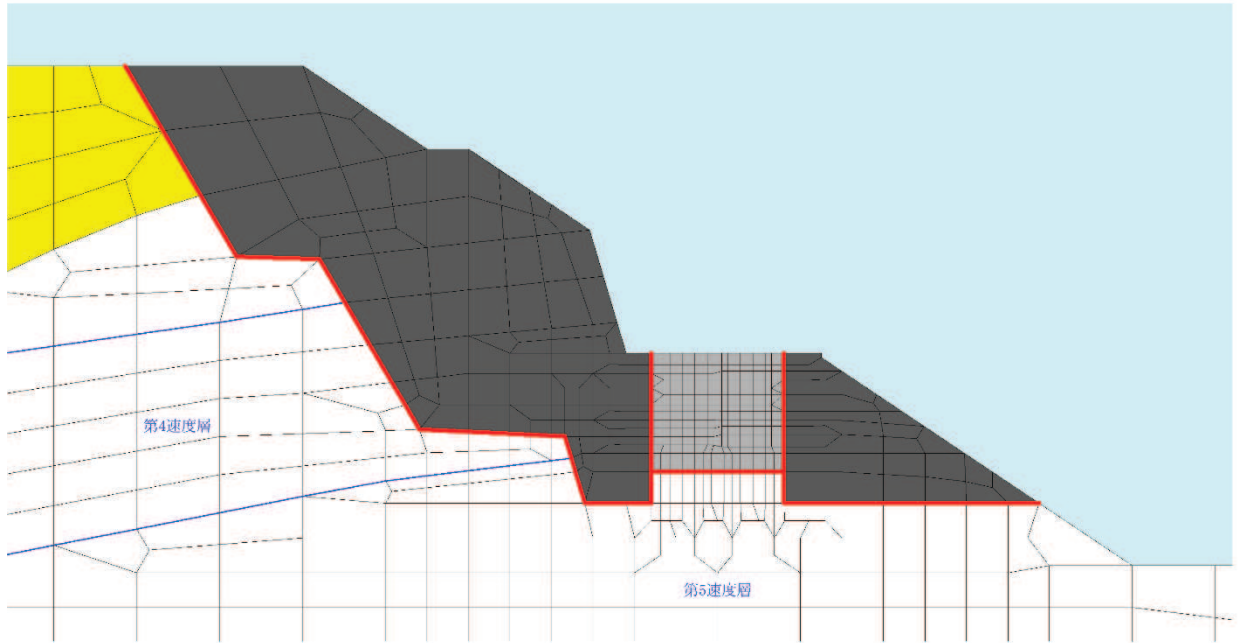
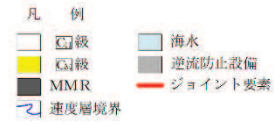


図 8.5-15 ジョイント要素の配置

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 ²

表 8.5-11 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 ⁴	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 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-13 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C _M 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 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 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.4×10^3	0.44
		第3速度層	5.5×10^3	0.40
D級	砂岩	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
	-+		0.07		

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
	-+		0.12		

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
	-+		0.13		

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	++		0.05	0.04	0.05
	-+		0.05		

(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	++		0.15	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
	-+		0.12		

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	0.16	0.17
	-+		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		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		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	++	-0.076
	-+		-0.075	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.075	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.077	(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		総水平荷重(kN/m) (時刻(s))	
	①	S d - D 2	++	+215
	-+		+202	(12.87)
②	S d - D 2	++	+211	(20.37)
③	S d - D 2	++	+218	(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	++	-0.076	(20.37)
		-+	-0.075	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.075	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.077	(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。

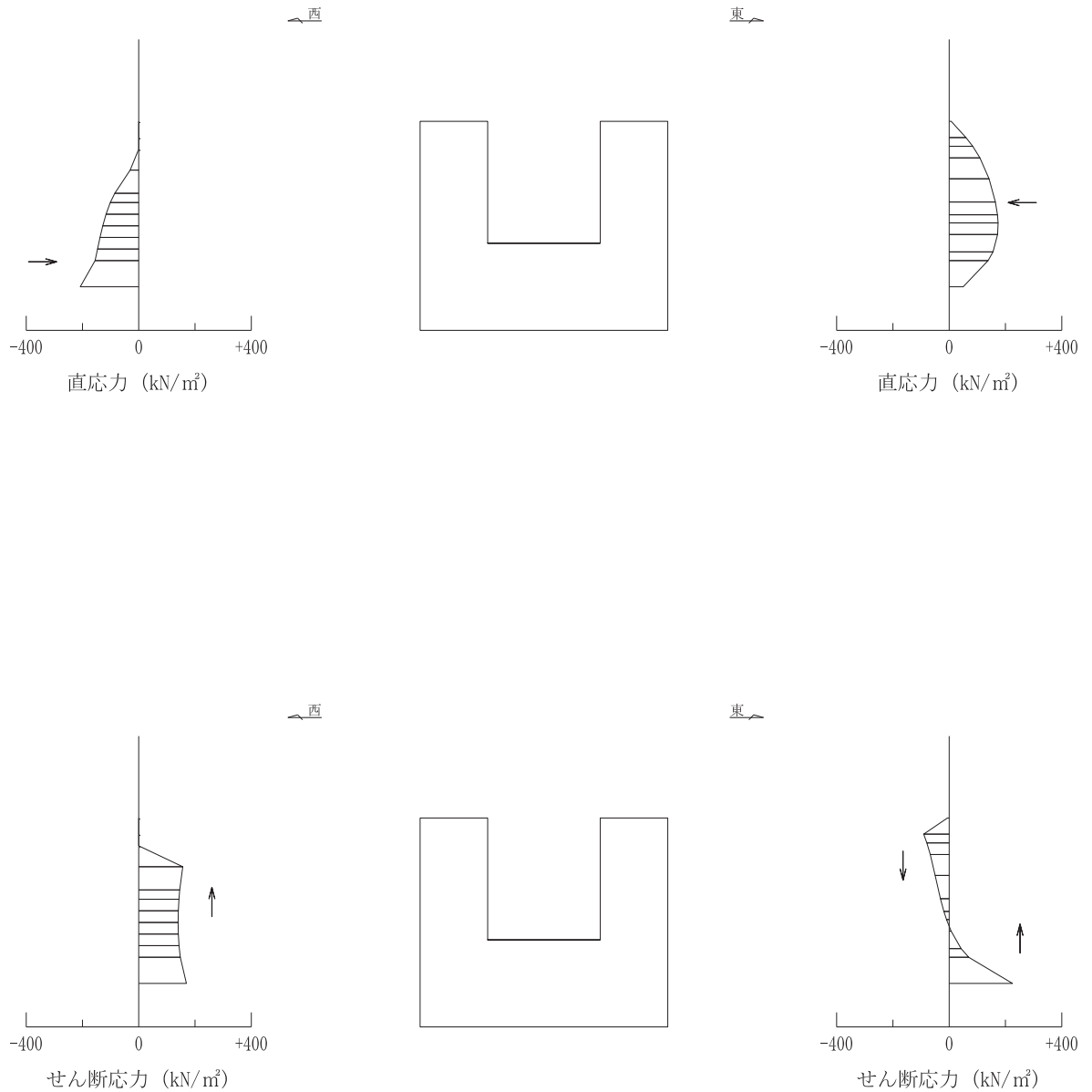
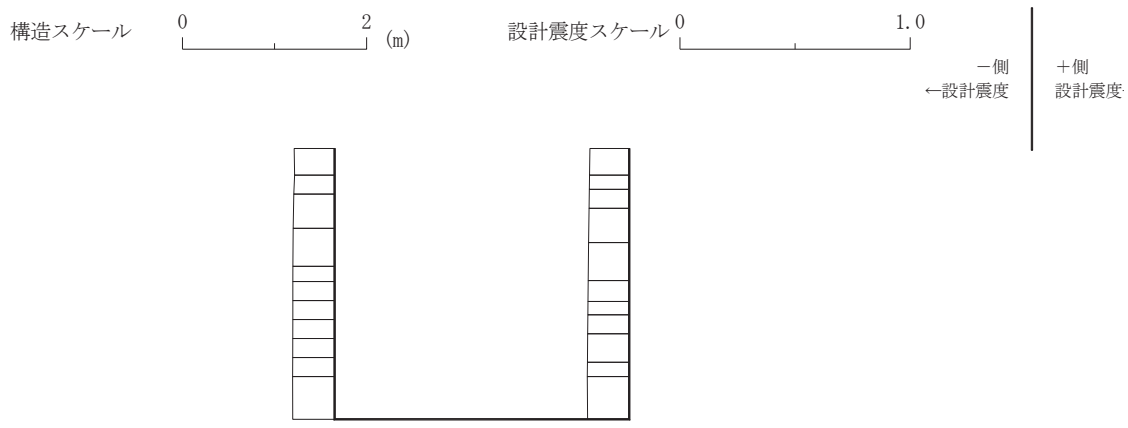
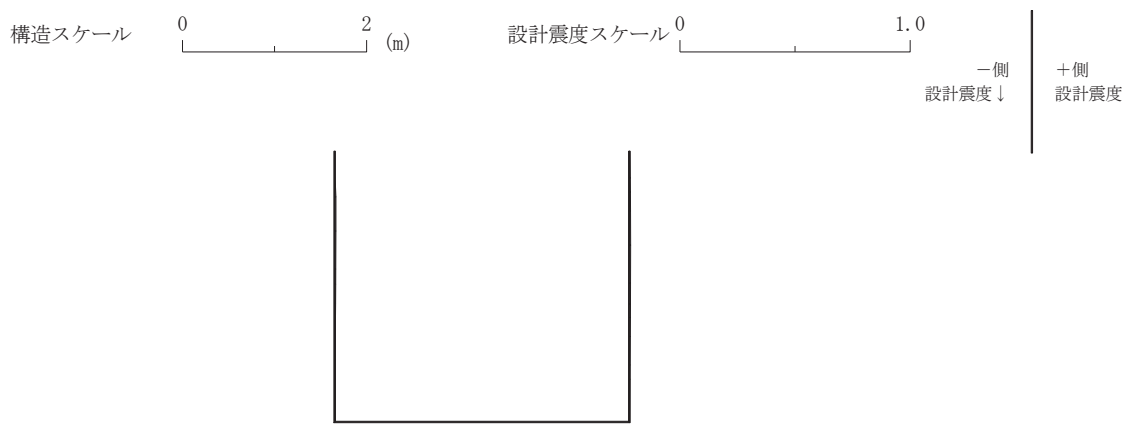


図 8.5-16 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③, S d - D 2 (++))



設計水平震度

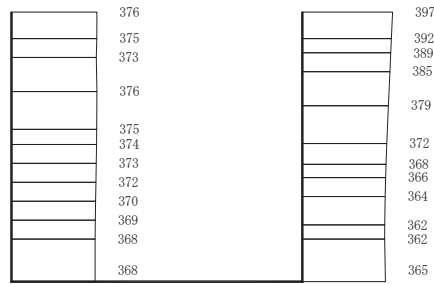


設計鉛直震度

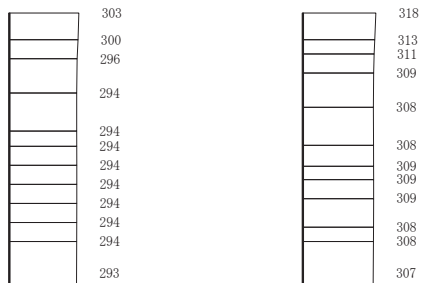
図 8.5-17 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

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。



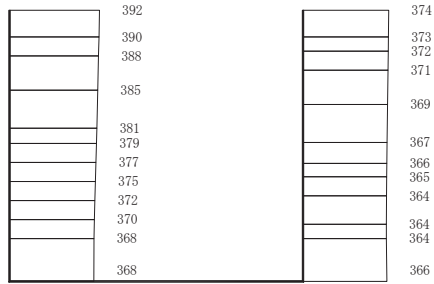
(a) S d - D 2 (++) 水平



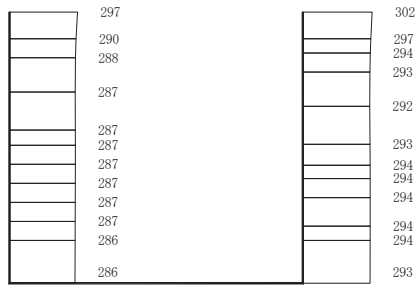
(b) S d - D 2 (++) 鉛直



図 8.5-18(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



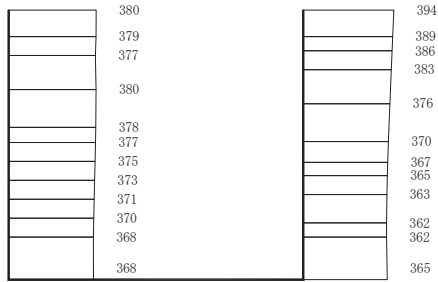
(a) S d - D 2 (- +) 水平



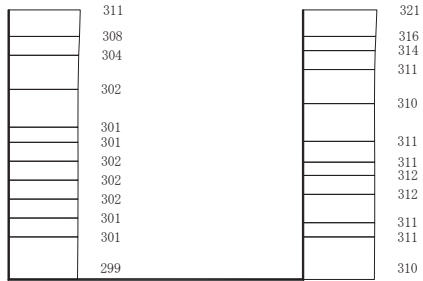
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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

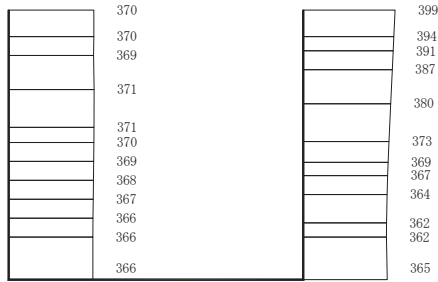


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

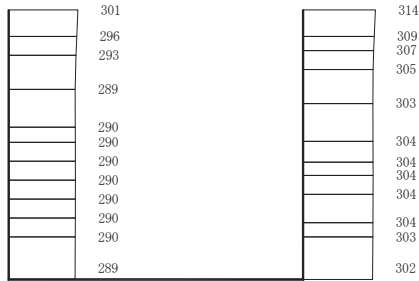
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

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

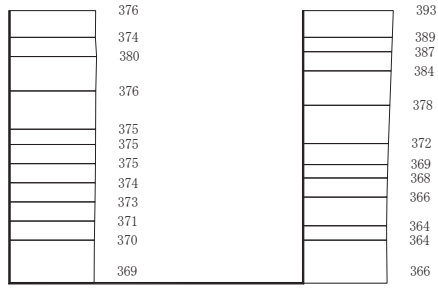


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

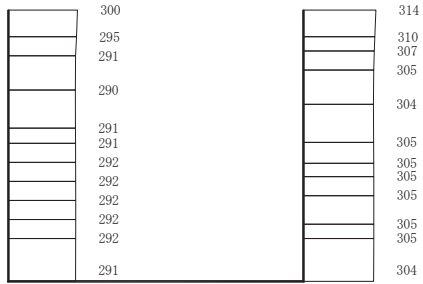
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

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/s²)

図 8.5-18 (5) 最大加速度分布図

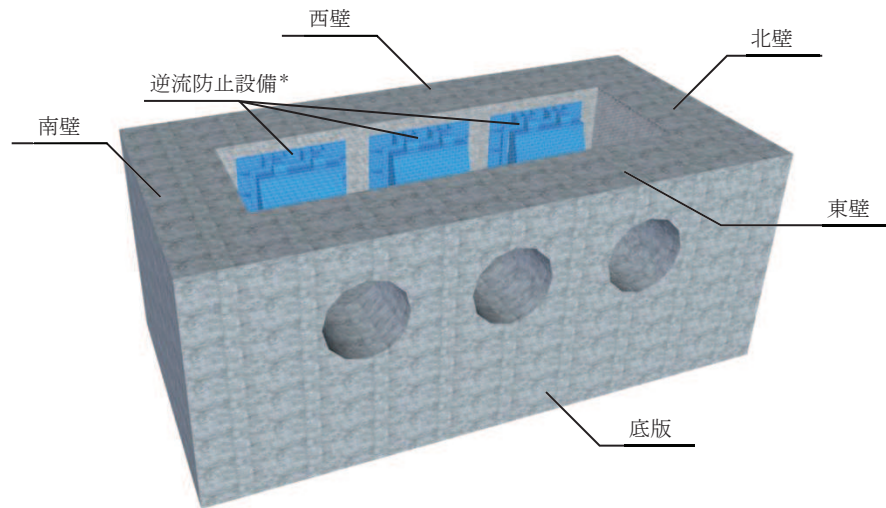
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

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。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

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。

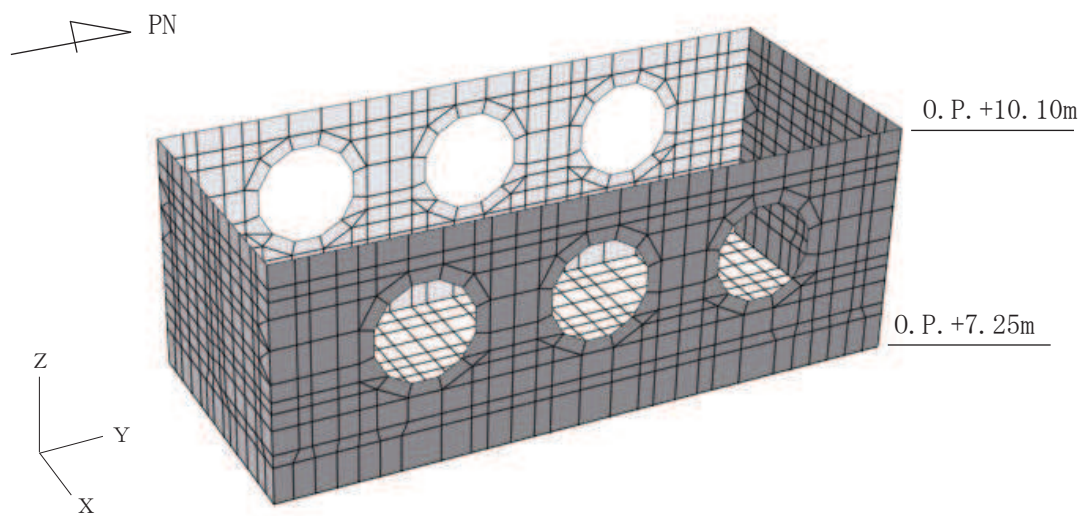


図 8.5-20 出口側集水ピットのモデル概念図

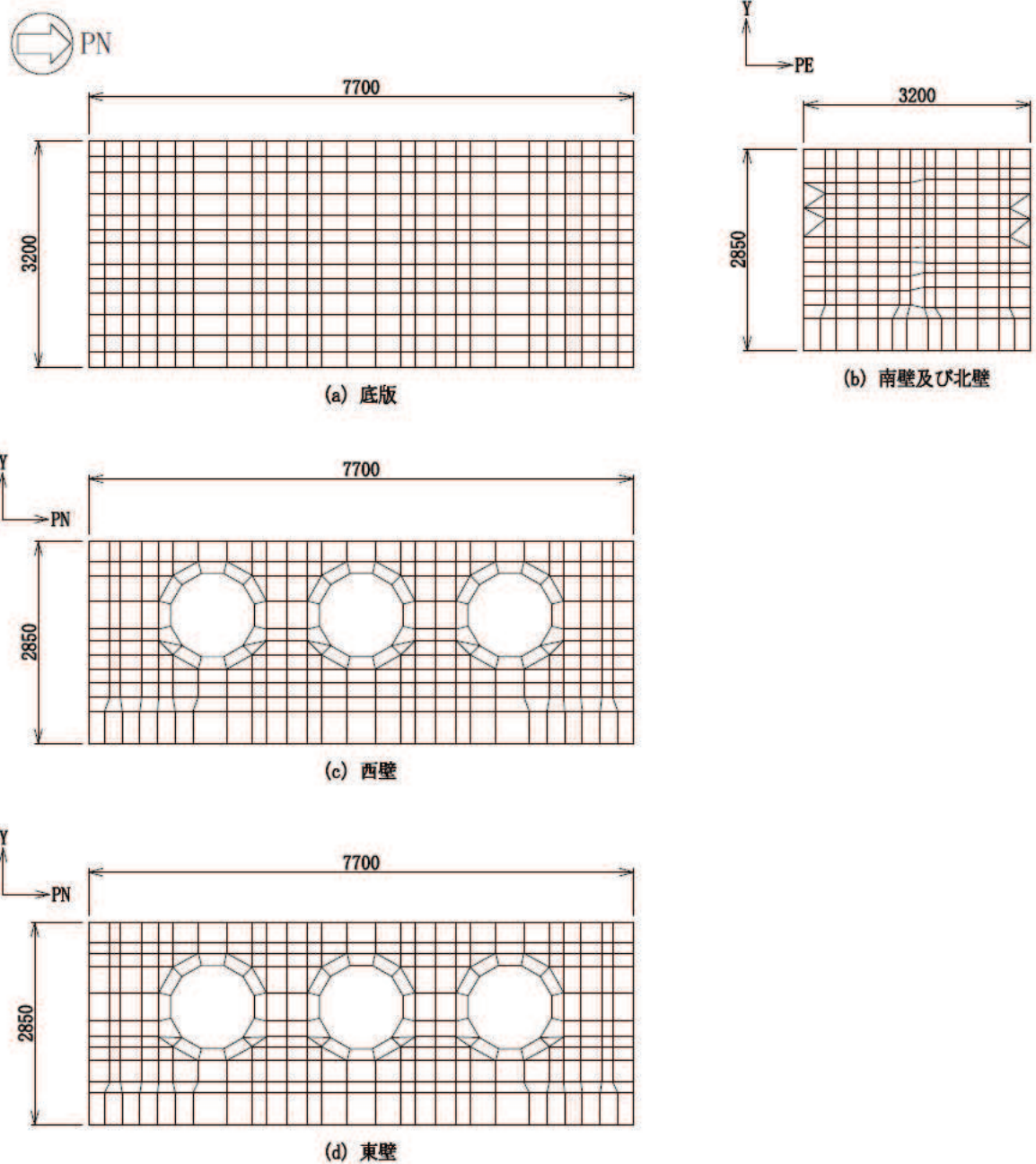


図 8.5-21 要素分割図 (単位 : mm)

(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。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]」に基づき、剛域を設ける。

(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、節点ば

ねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・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，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け，「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

イ. 常時解析

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき，設定する。

(鉛直方向地盤反力係数)

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに，

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川3号物性は，平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で，道路橋示方書IV 10.4 に従い，地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta)(D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で， $\theta = 30^\circ$ とする

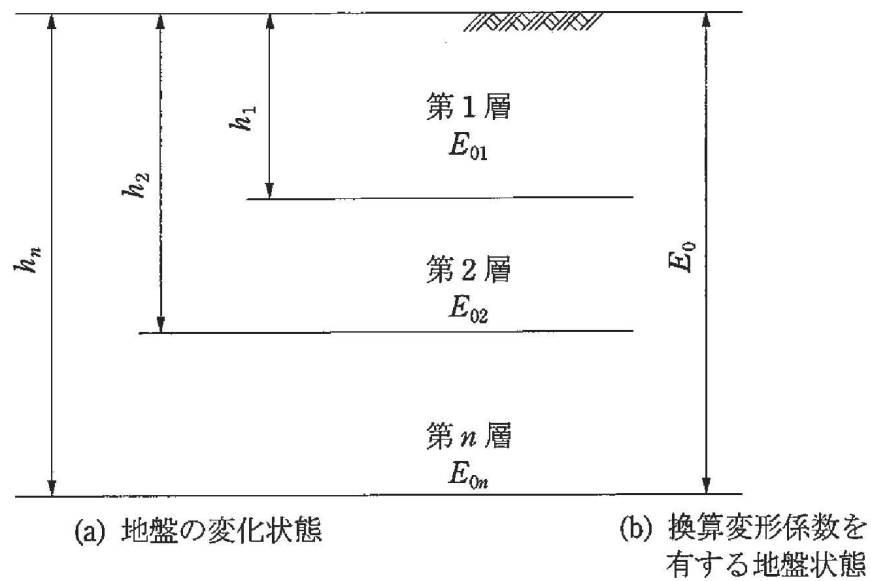


図 8.5-22 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(水平方向せん断地盤反力係数)

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに、

k_S : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、
 $\lambda = 0.3$ とする。

ロ. 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、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。

(岩盤の等価せん断弾性係数)

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで,

G_R : 等価せん断弾性係数 (kN/m²)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数 (kN/m²) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ (m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{l_x \cdot l_y}{\pi}}$$

$2l_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2l_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

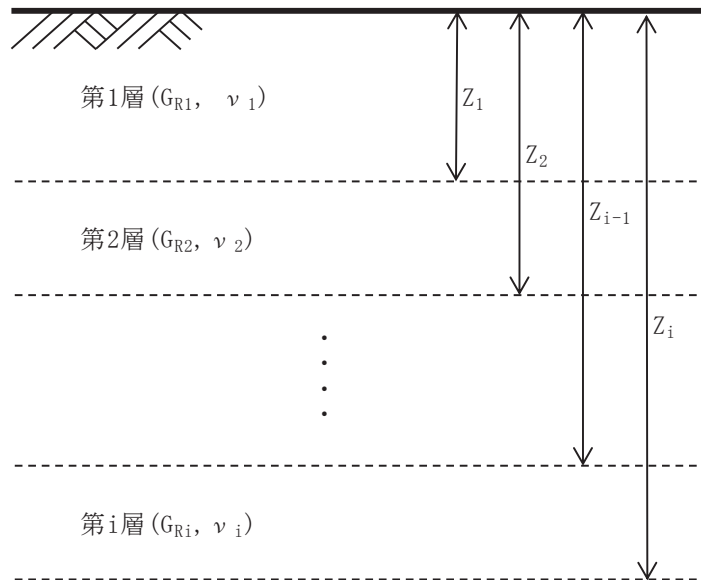


図 8.5-23 等価せん断弾性係数の算出概念図

(岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分))

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

(岩盤のせん断方向地盤反力係数)

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

（水平方向地盤反力係数）

側壁部の水平方向地盤反力係数は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IV下部構造編」及び「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$

$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

(せん断方向地盤反力係数)

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

k_S : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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。



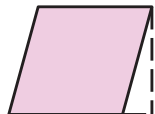
(4) 照査時刻及び入力荷重

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	着目部材		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 (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、各入力荷重の算定フローを図 8.5-24 に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図 8.5-25 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

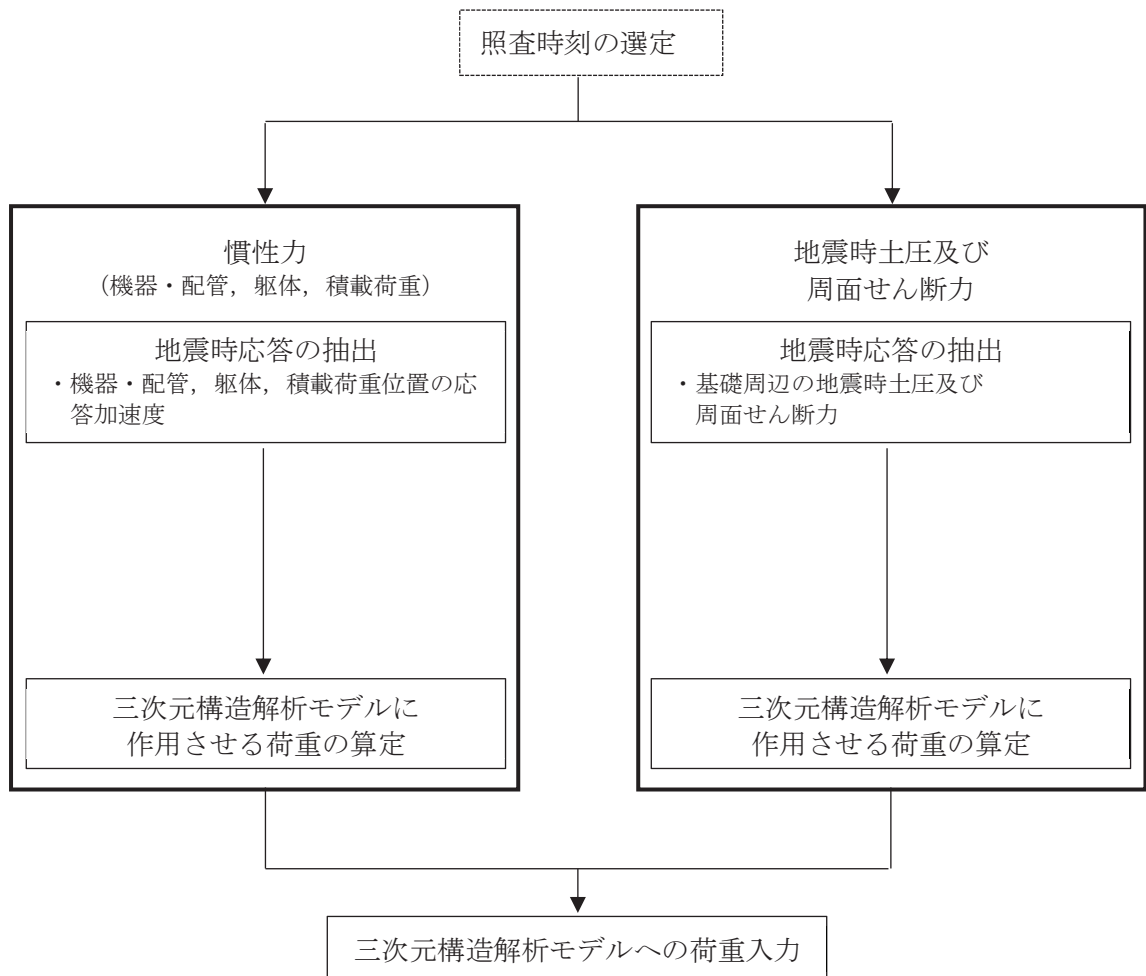


図 8.5-24 各入力荷重の算定フロー

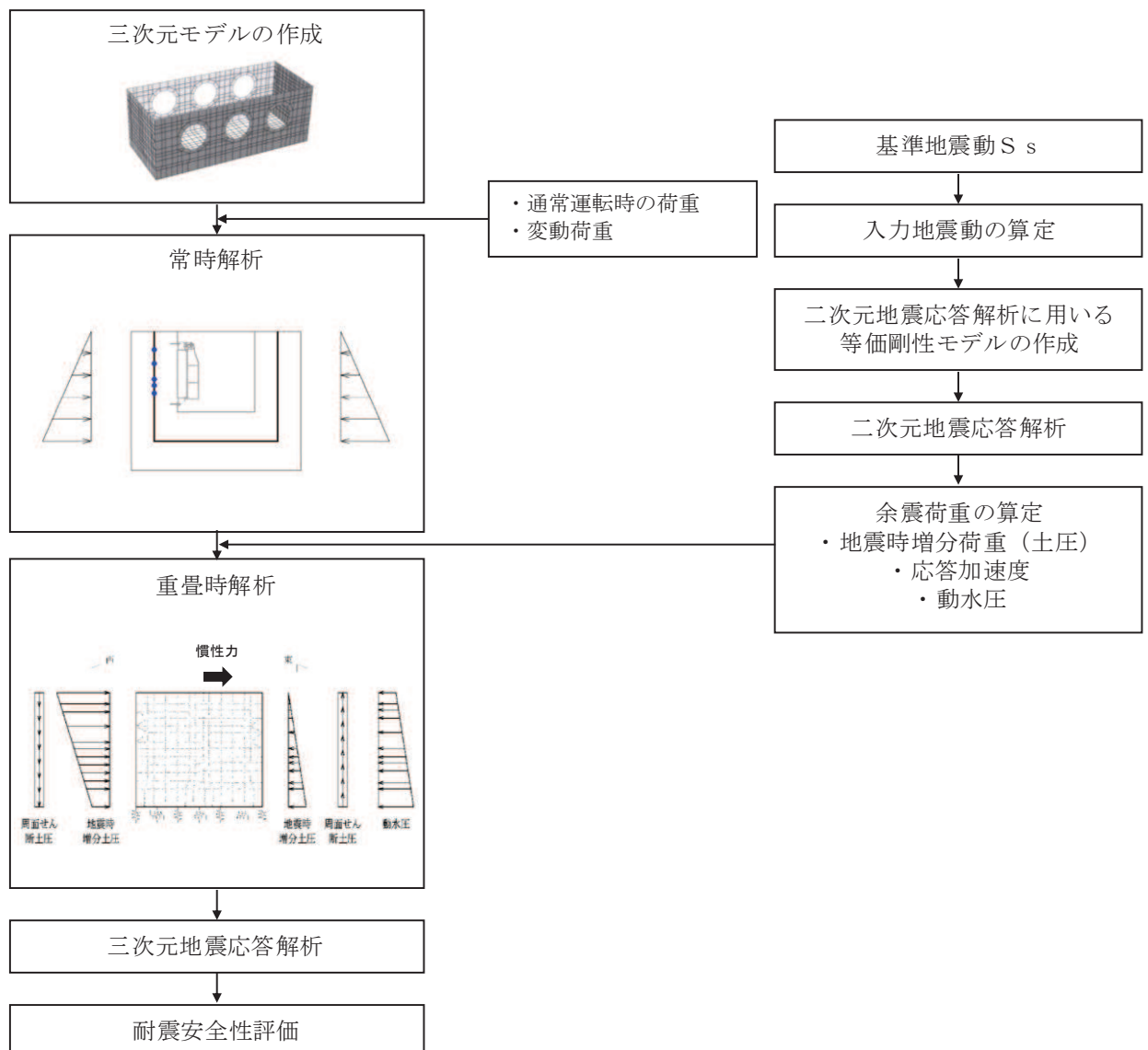


図 8.5-25 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

(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鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-26 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-27 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。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

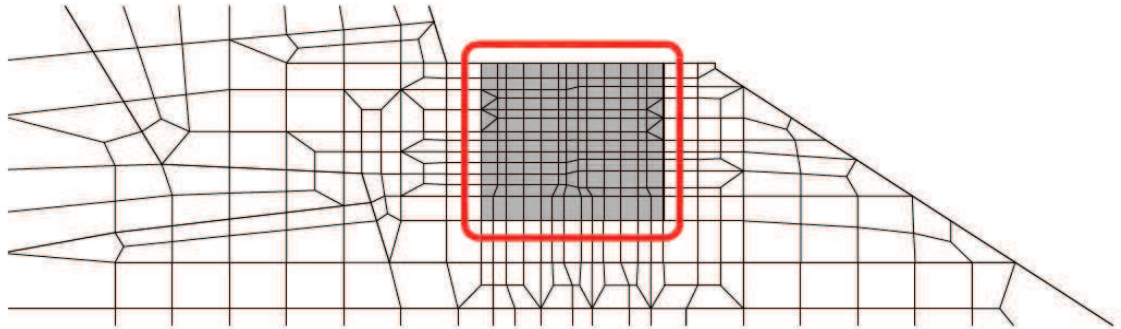
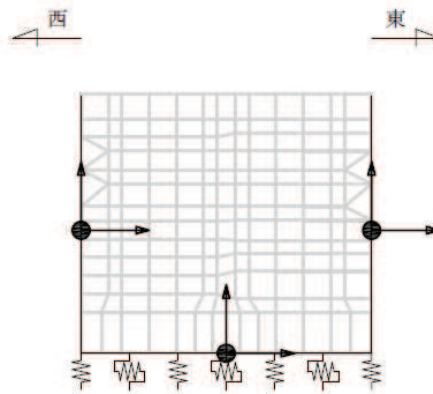


図 8.5-26 応答加速度抽出位置



注記*：図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 8.5-27 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材に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力（直応力及びせん断応力）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 8.5-28 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 8.5-29 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。

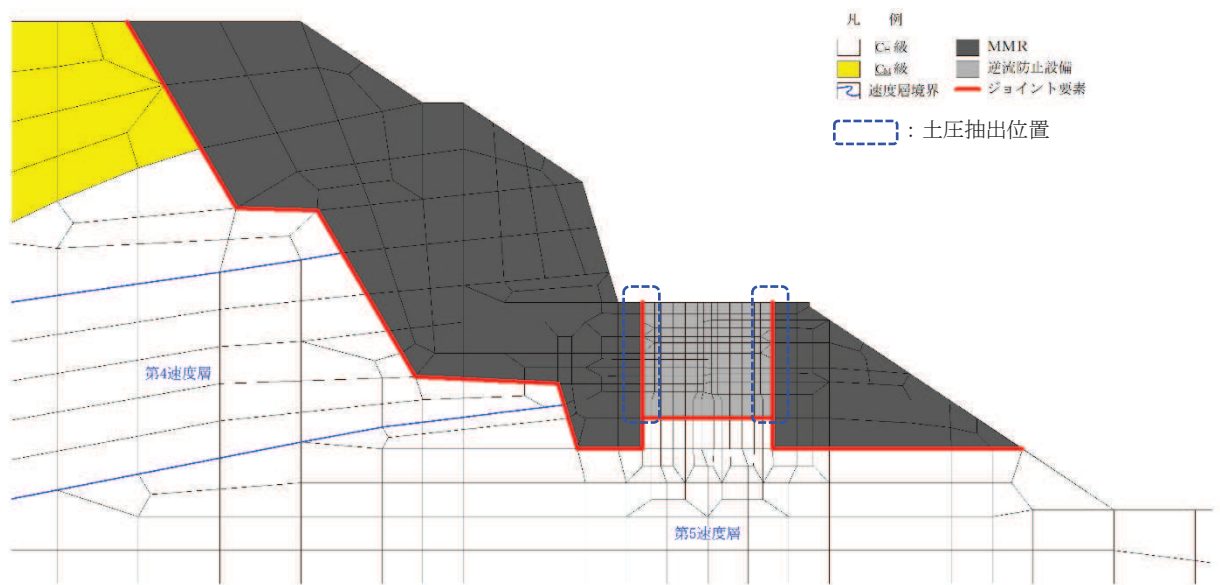


図 8.5-28 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

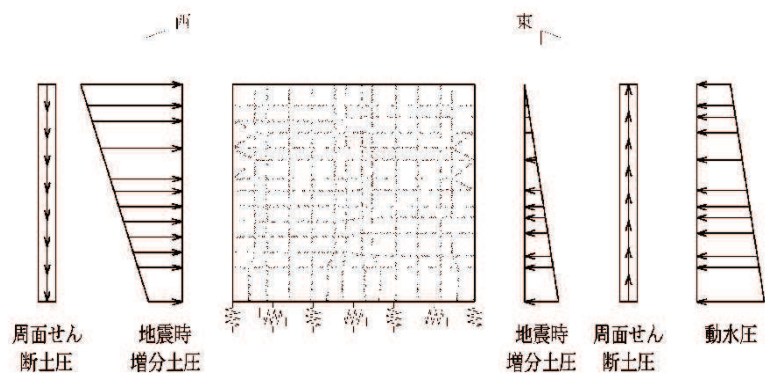
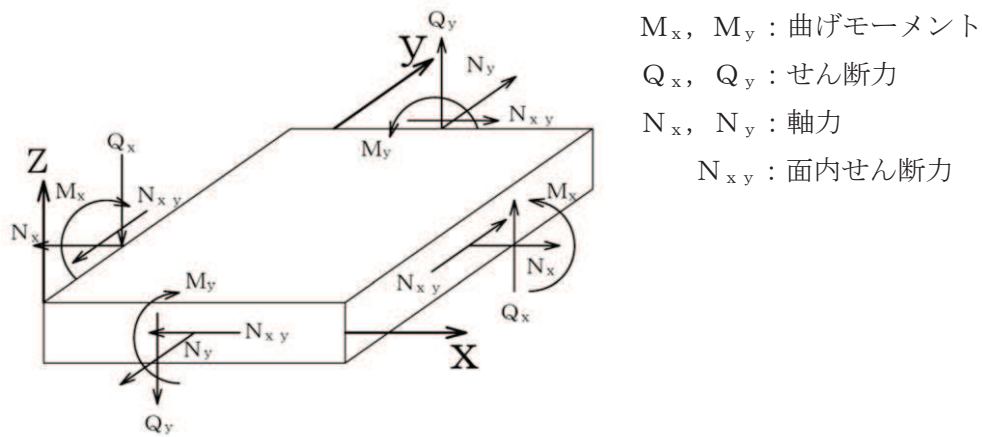


図 8.5-29 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 8.5-30 に、断面力の組合せを表 8.5-23 に示す。面内せん断力 N_{xy} については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-31 に示す。



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 8.5-30 シェル要素における応答断面力

表 8.5-23 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

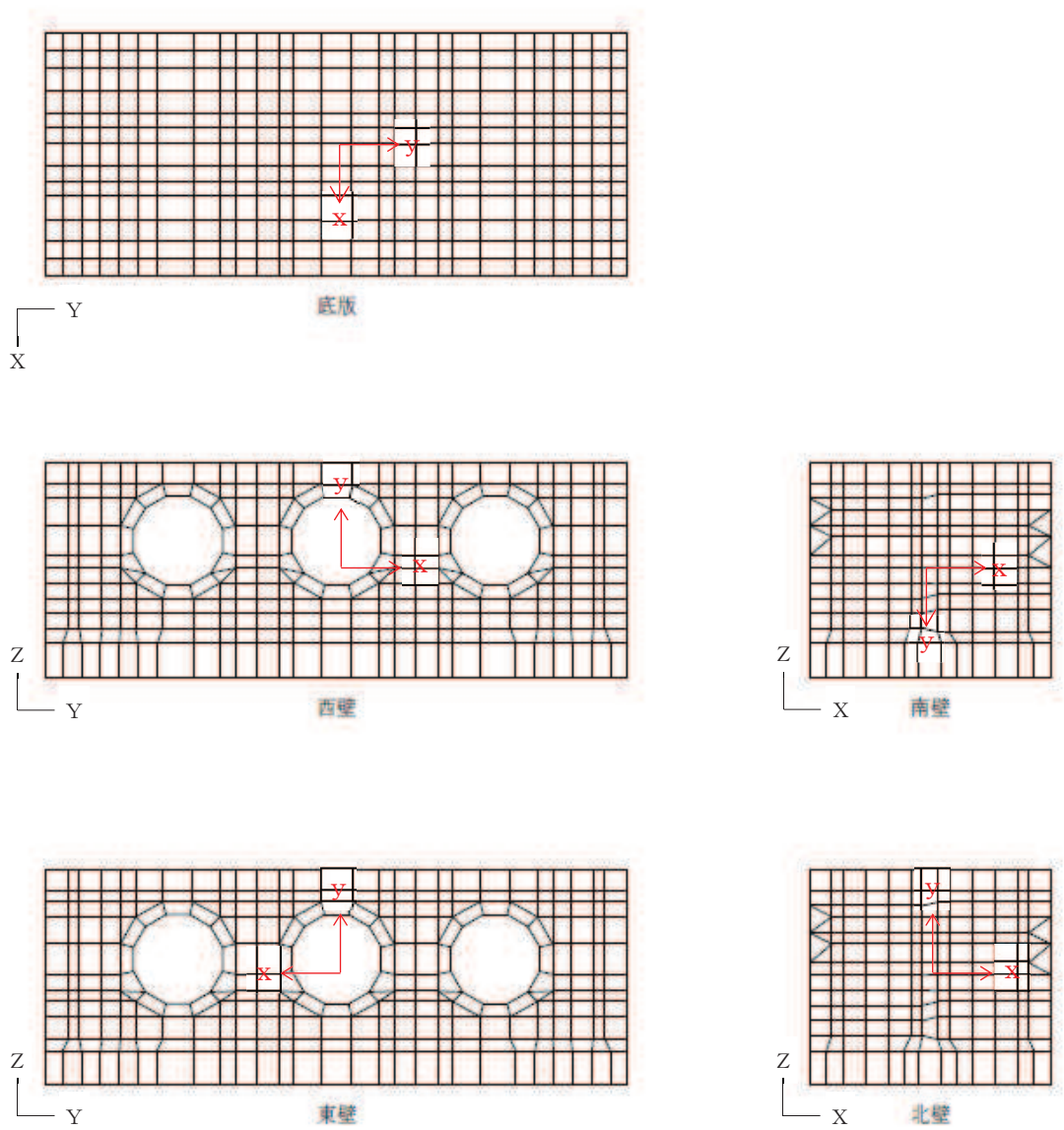


図 8.5-31 各部材の要素座標系

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 8.5-24 及び表 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（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-33～図 8.5-36 に示す。

表 8.5-24 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)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		σ'_c/σ'_{ca}
底版	1	①	Sd-D2 (-+)	242	-401	1.0	16.5	0.07
西壁	2	②	Sd-D2 (++)	-7	-1508	1.2	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	86	-1552	1.6	16.5	0.10
南北壁	4	①	Sd-D2 (-+)	124	-299	0.8	16.5	0.05

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

表 8.5-25 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)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		σ_s/σ_{sa}
底版	1	①	Sd-D2 (-+)	242	-403	-11.4	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	-81	252	39.7	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	-67	257	37.3	294	0.13
南北壁	4	①	Sd-D2 (-+)	19	29	11.4	294	0.04

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

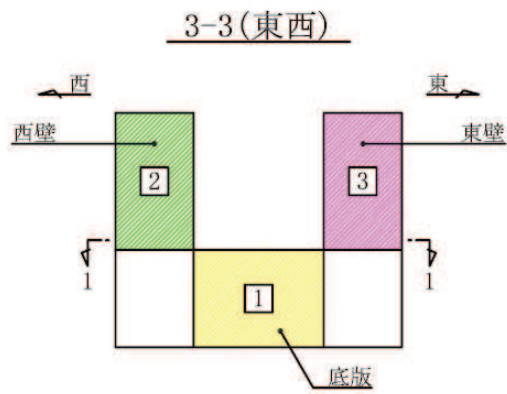
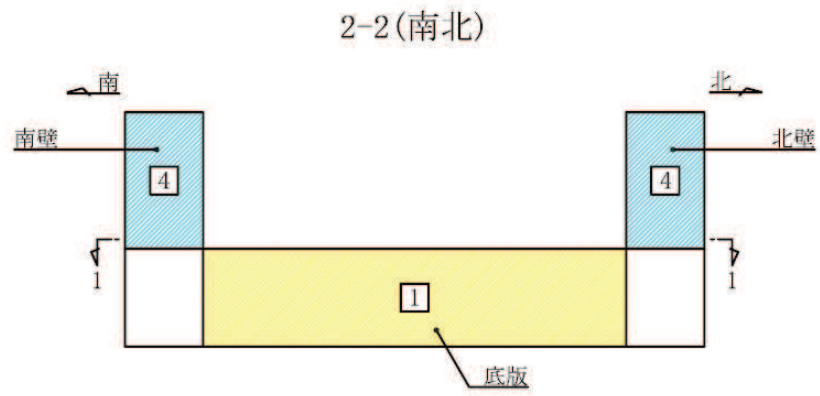
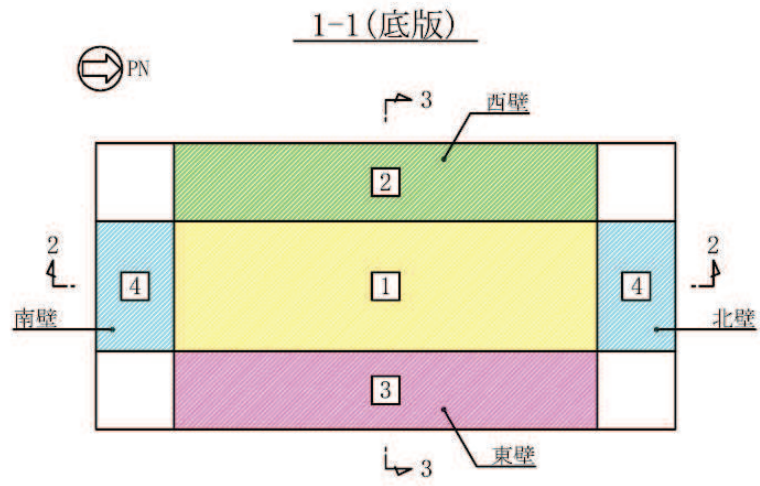


图 8.5-32 評価位置図

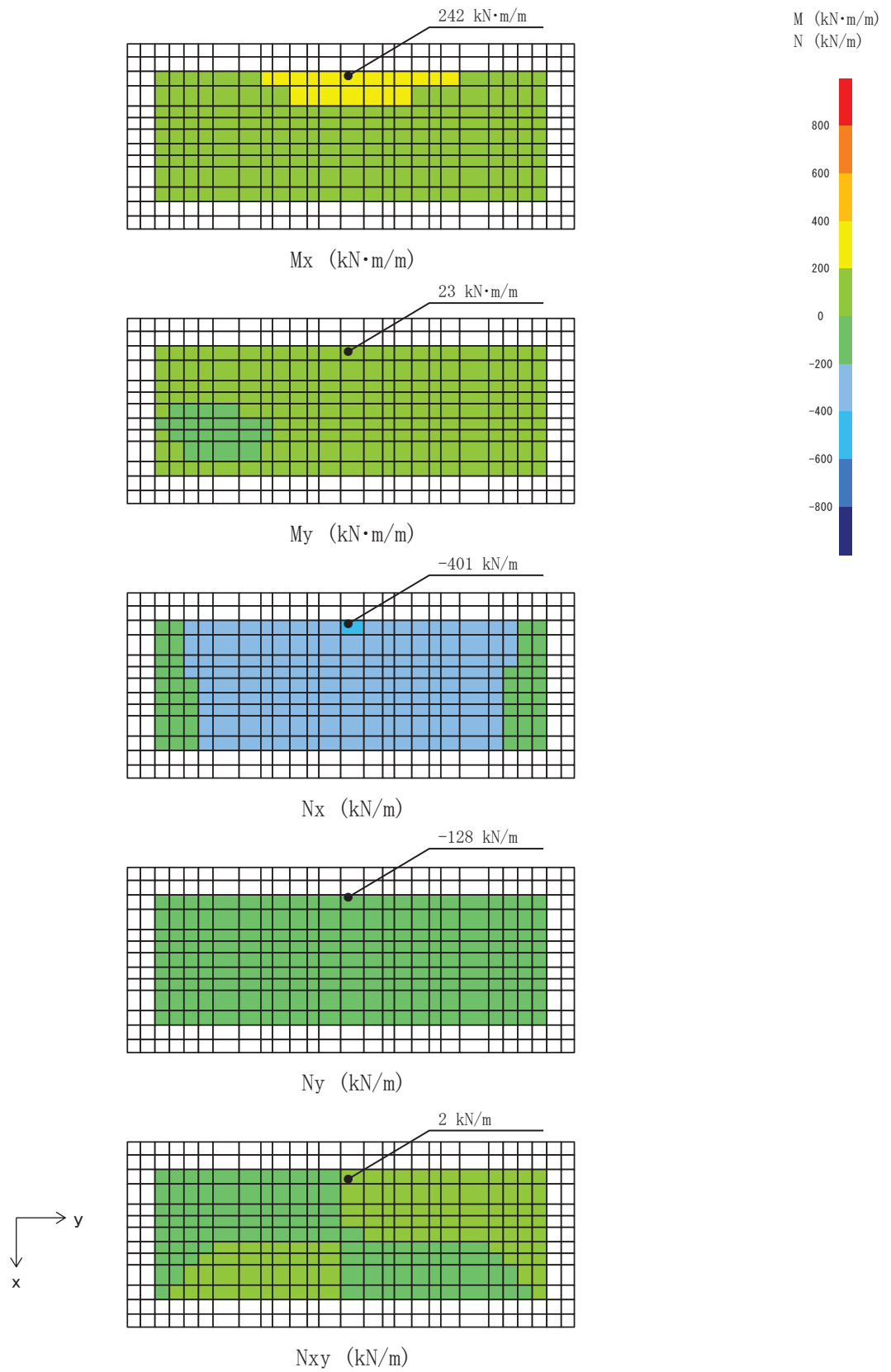


図 8.5-33 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), t=6.81s)

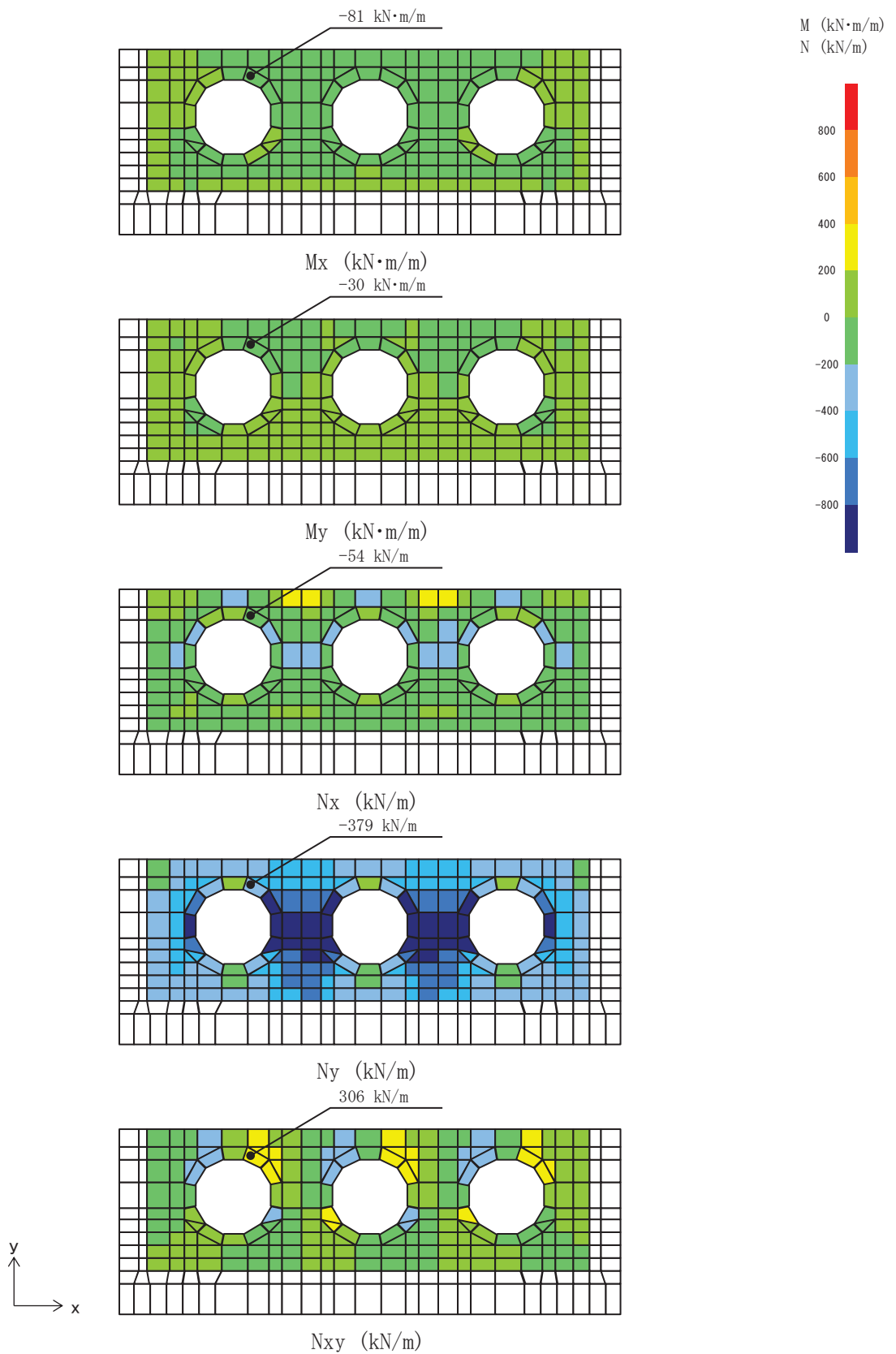


図 8.5-34 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

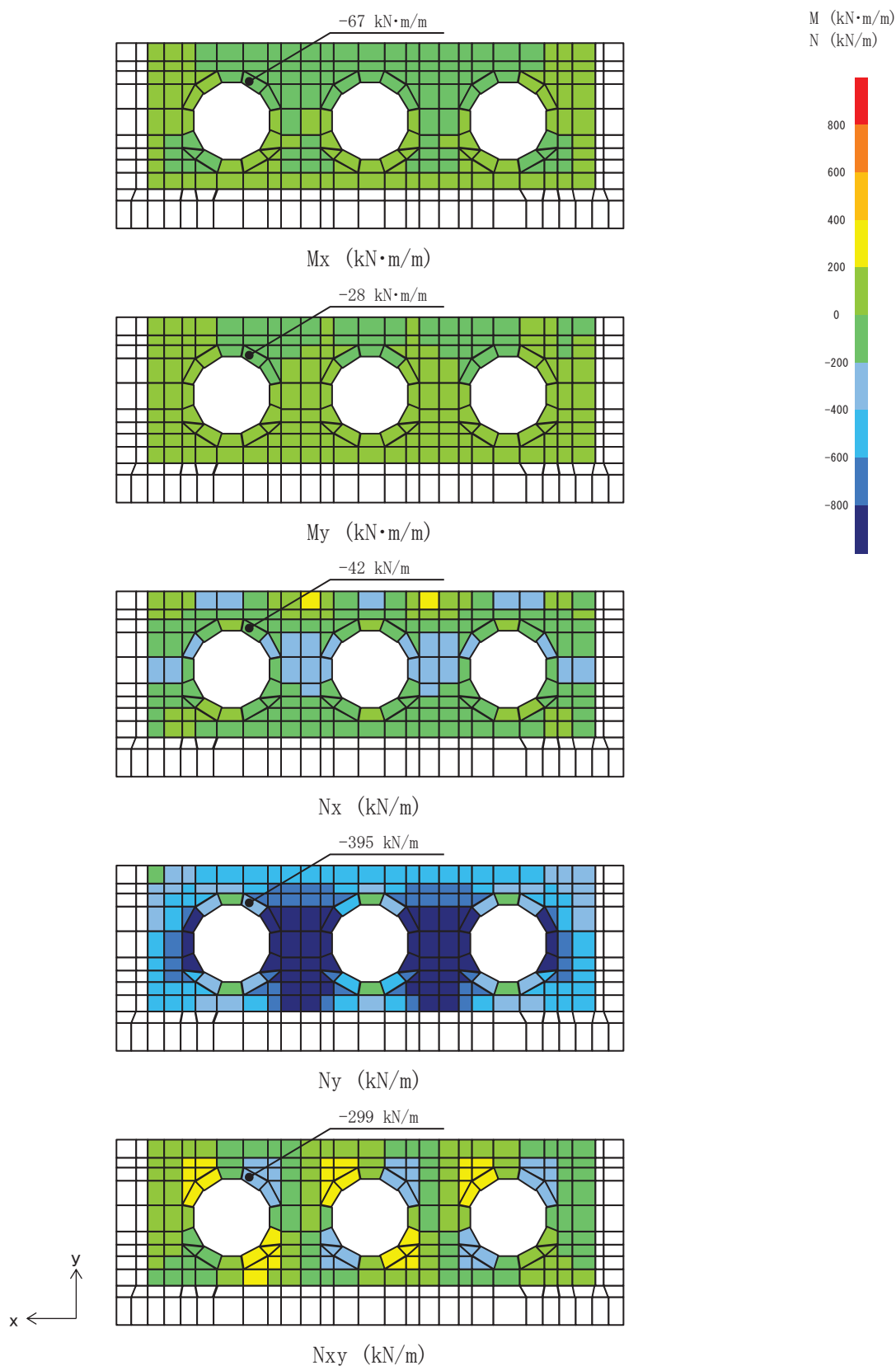


図 8.5-35 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)

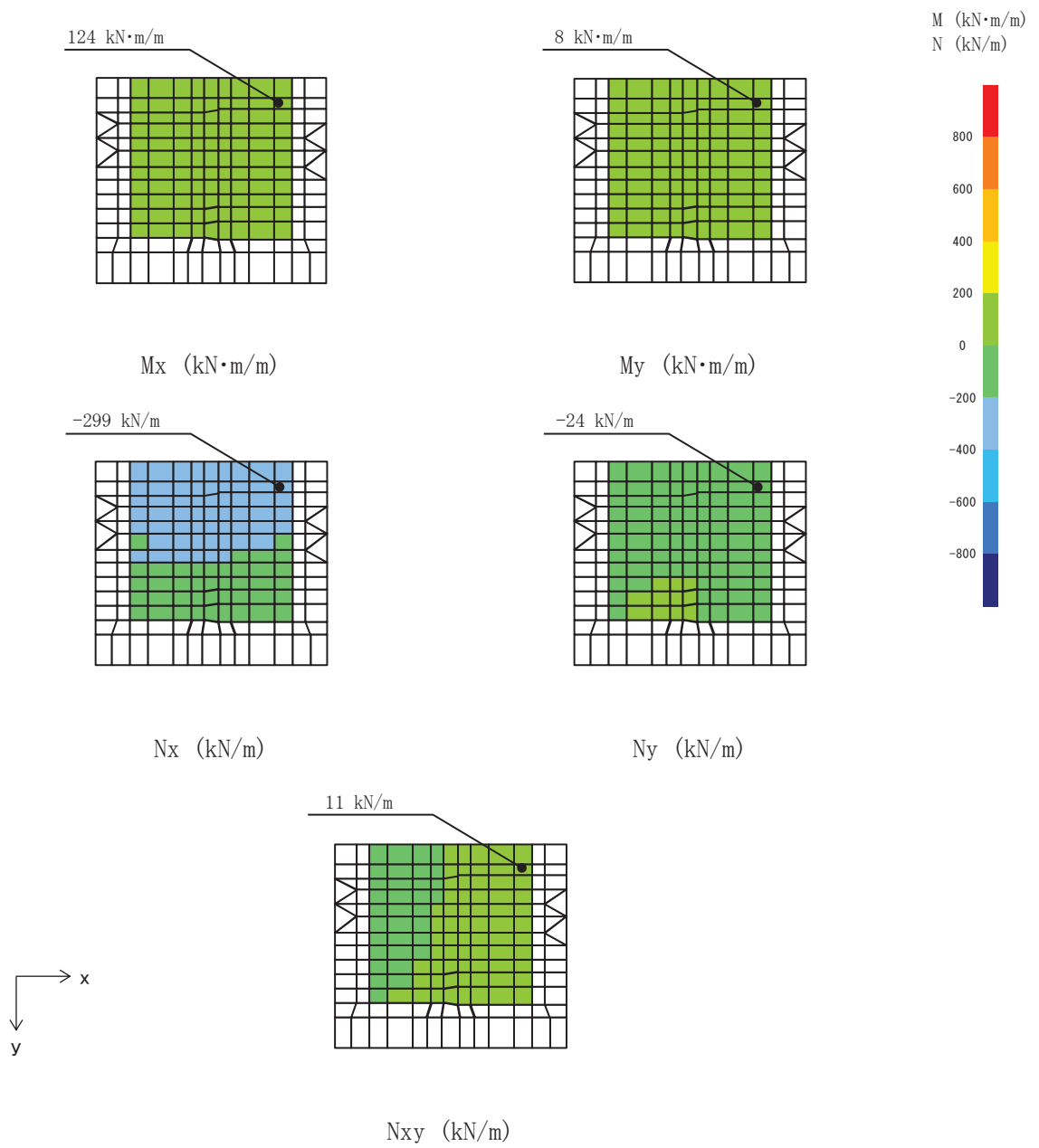


図 8.5-36 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), t=6.81s)

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 8.5-26 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 8.5-37～図 8.5-40 に示す。

表 8.5-26 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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	Sd-D2(++)	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2(++)	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2(++)	1563	0.17
南北壁	4	①	Sd-D2(-+)	944	0.06

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

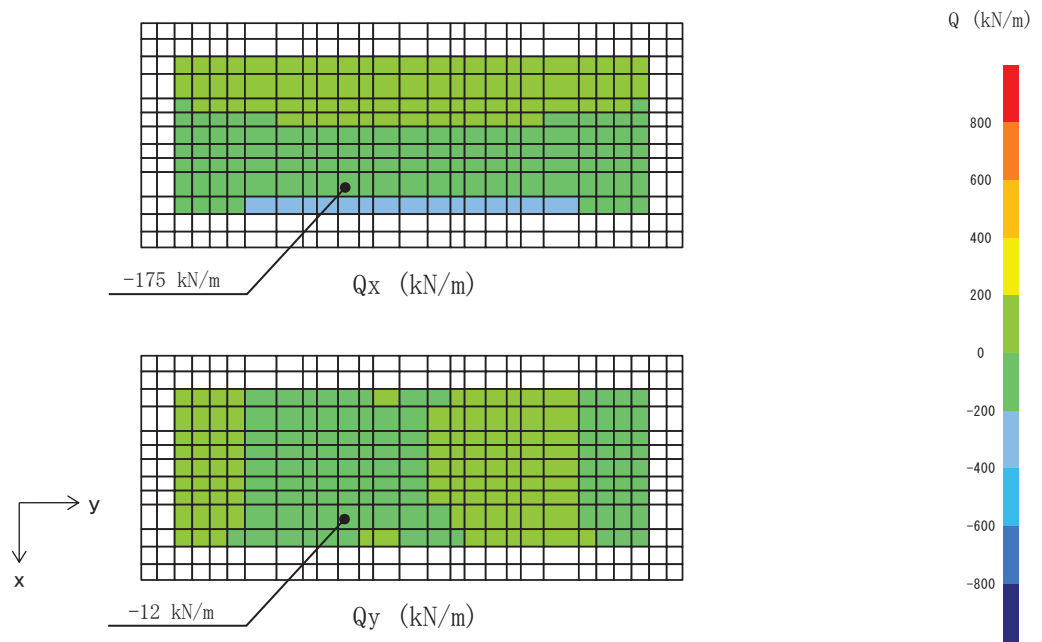


図 8.5-37 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , $t=20.37s$)

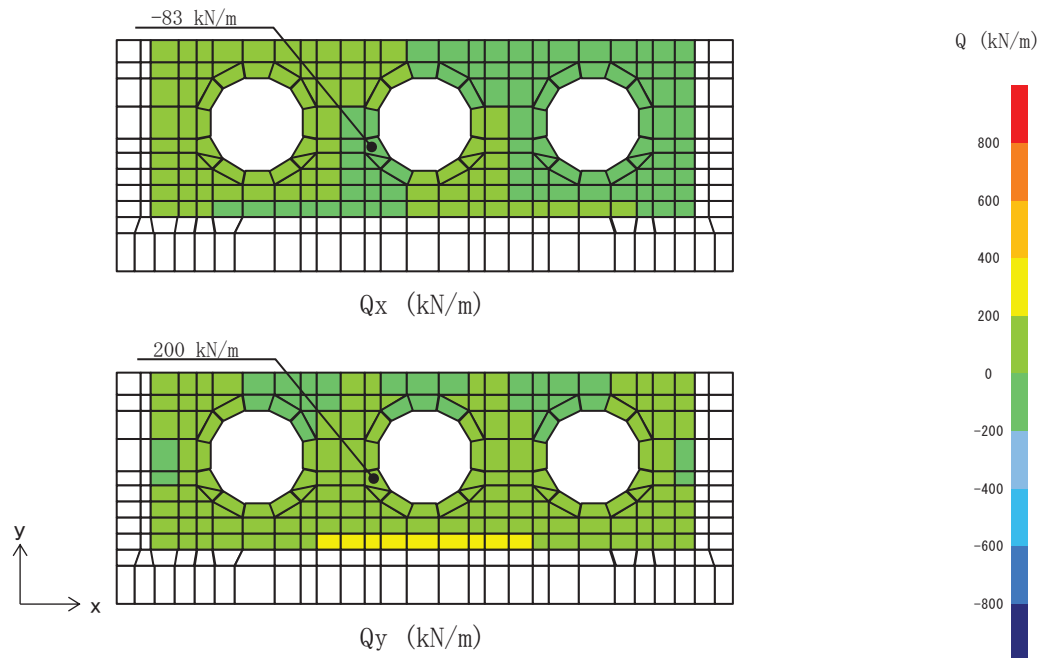


図 8.5-38 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , $t=12.87s$)

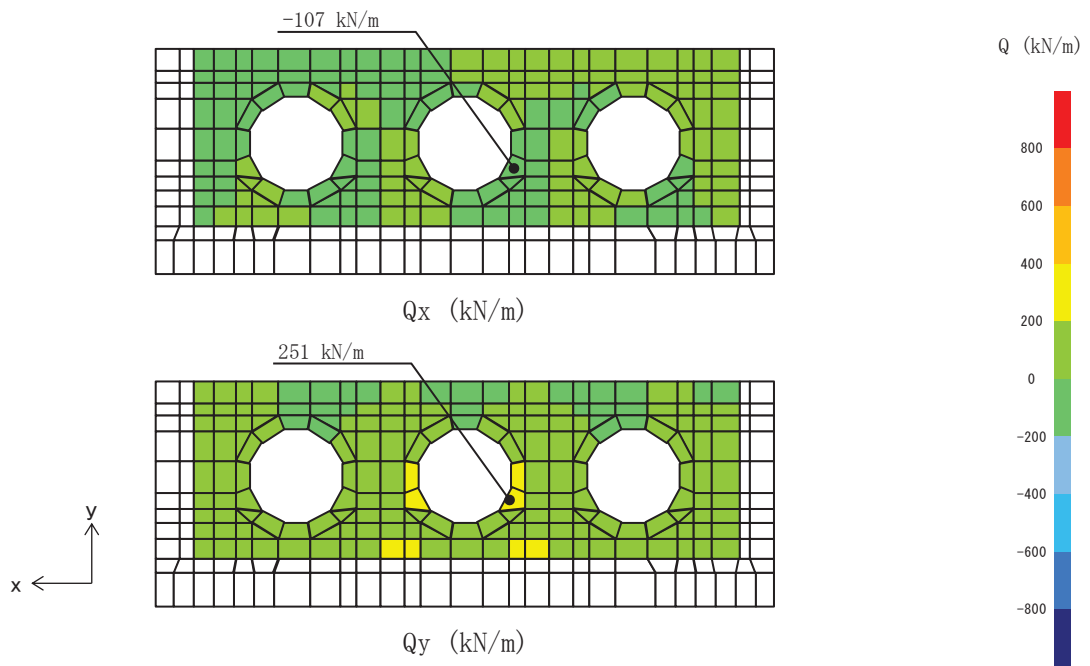


図 8.5-39 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) , t=20.37s)

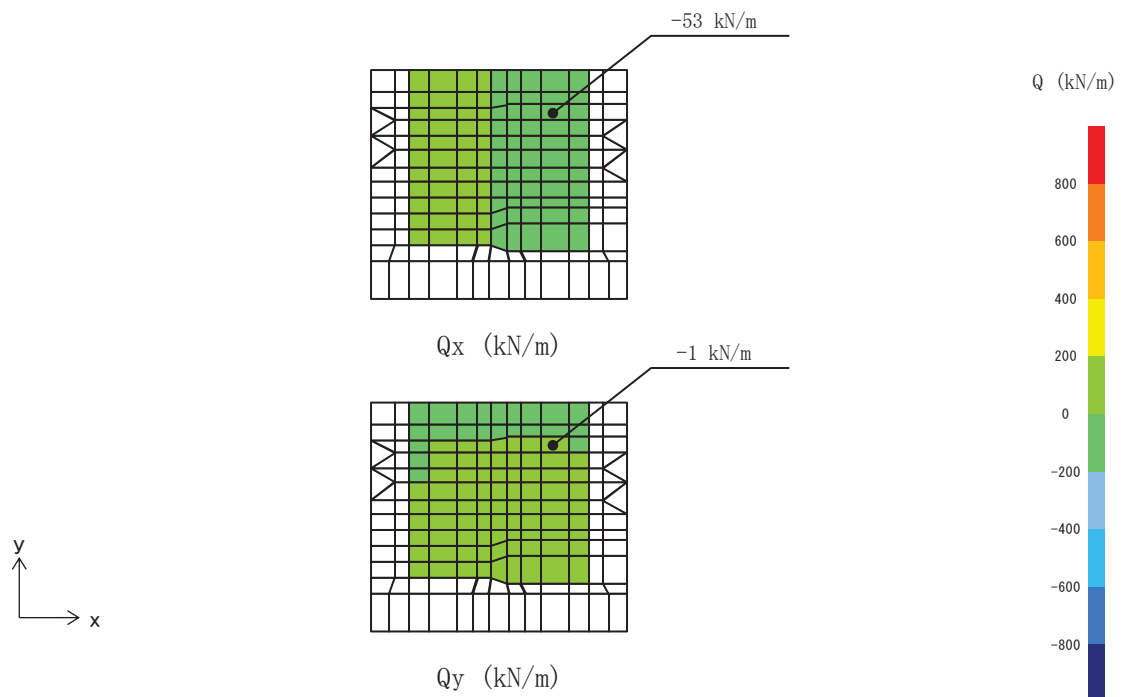


図 8.5-40 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース①, S d-D 2 (-+) , t=6.81s)

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	
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm ²	
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm ²	
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 ²	
	斜め引張鉄筋断面積（東西南北壁上方）	12.9033	cm ²	
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm ²	
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 ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	139	-369	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1503	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	84	-1556	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	102	-221	0.7	16.5	0.05
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	242	-401	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	-6	-1477	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	80	-1541	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	6.81	124	-299	0.8	16.5	0.05
②	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	132	-356	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1508	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	82	-1560	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	98	-211	0.6	16.5	0.04
③	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	147	-383	0.7	16.5	0.05
		西壁	2	20.37	-7	-1497	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	86	-1552	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	106	-232	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 σs (N/mm ²)	短期許容 応力度 σsa (N/mm ²)	照査値 $\sigma s/\sigma sa$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-60	11.0	294	0.04
		西壁	2	12.87	-77	252	38.9	294	0.14
		東壁	3	20.37	-64	259	36.8	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	48	8.5	294	0.03
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	242	-403	-11.4	294	0.04
		西壁	2	12.87	-4	372	33.6	294	0.12
		東壁	3	12.87	-58	260	35.6	294	0.13
		南北壁	4	6.81	19	29	11.4	294	0.04
②	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-59	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-74	252	38.3	294	0.14
		東壁	3	20.37	-62	260	36.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	49	8.5	294	0.03
③	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-60	11.0	294	0.04
		西壁	2	12.87	-81	252	39.7	294	0.14
		東壁	3	20.37	-67	257	37.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	25	40	8.7	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 _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	173	1227	0.15
		西壁	2	12.87	193	1563	0.13
		東壁	3	20.37	244	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	51	944	0.06
	S d - D 2 (-+)	底版	1	12.87	162	1227	0.14
		西壁	2	6.81	187	1563	0.12
		東壁	3	12.87	228	1563	0.15
		南北壁	4	6.81	54	944	0.06
②	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	170	1227	0.14
		西壁	2	12.87	186	1563	0.12
		東壁	3	20.37	239	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	50	944	0.06
③	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	176	1227	0.15
		西壁	2	12.87	200	1563	0.13
		東壁	3	20.37	251	1563	0.17
		南北壁	4	12.87	52	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 ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	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

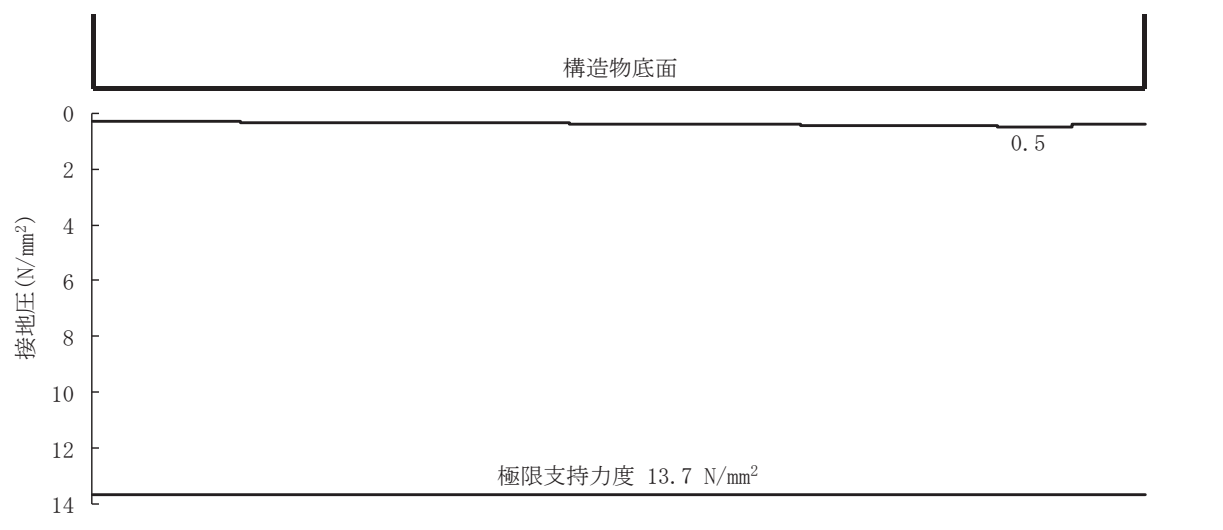


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

(参考資料 1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の構造詳細について

1. 構造概要

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。

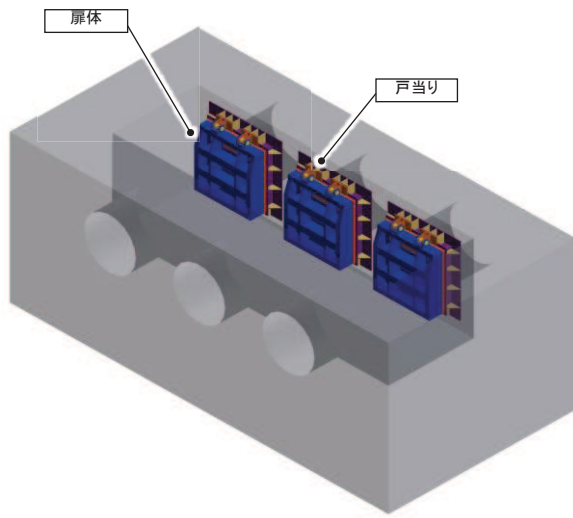
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、出口側集水ピット (鉄筋コンクリート製) にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

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。

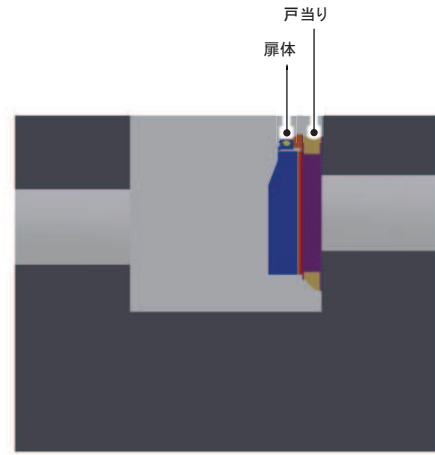
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の使用材料を表 1-1 に、構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-200x100x16/20(1 段目) BH-300x150x16/20(2, 3 段目) BC-300x150x16/20(4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-200x50x9/16(主桁 1-2 段目間) BH-300x50x9/16(その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-300x100x16/20
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	戸当り部コンクリート	コンクリート 設計基準強度 30N/mm ²
	アンカーボルト	SUS304 M20



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

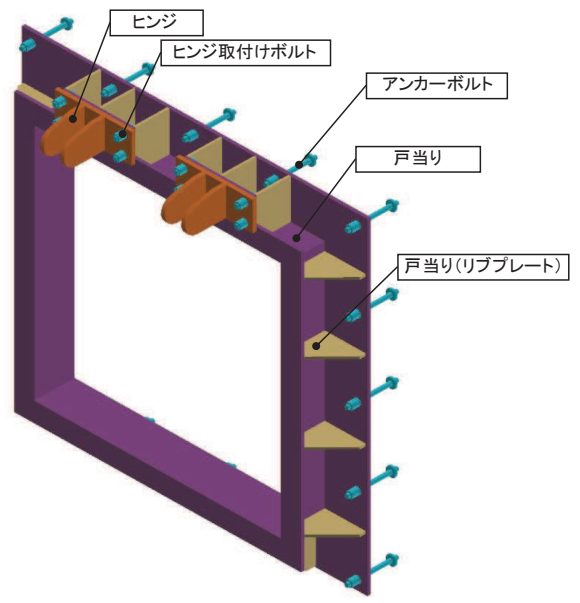
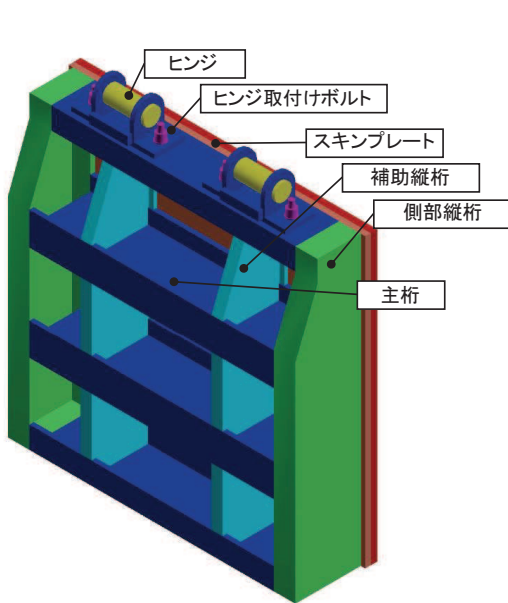


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

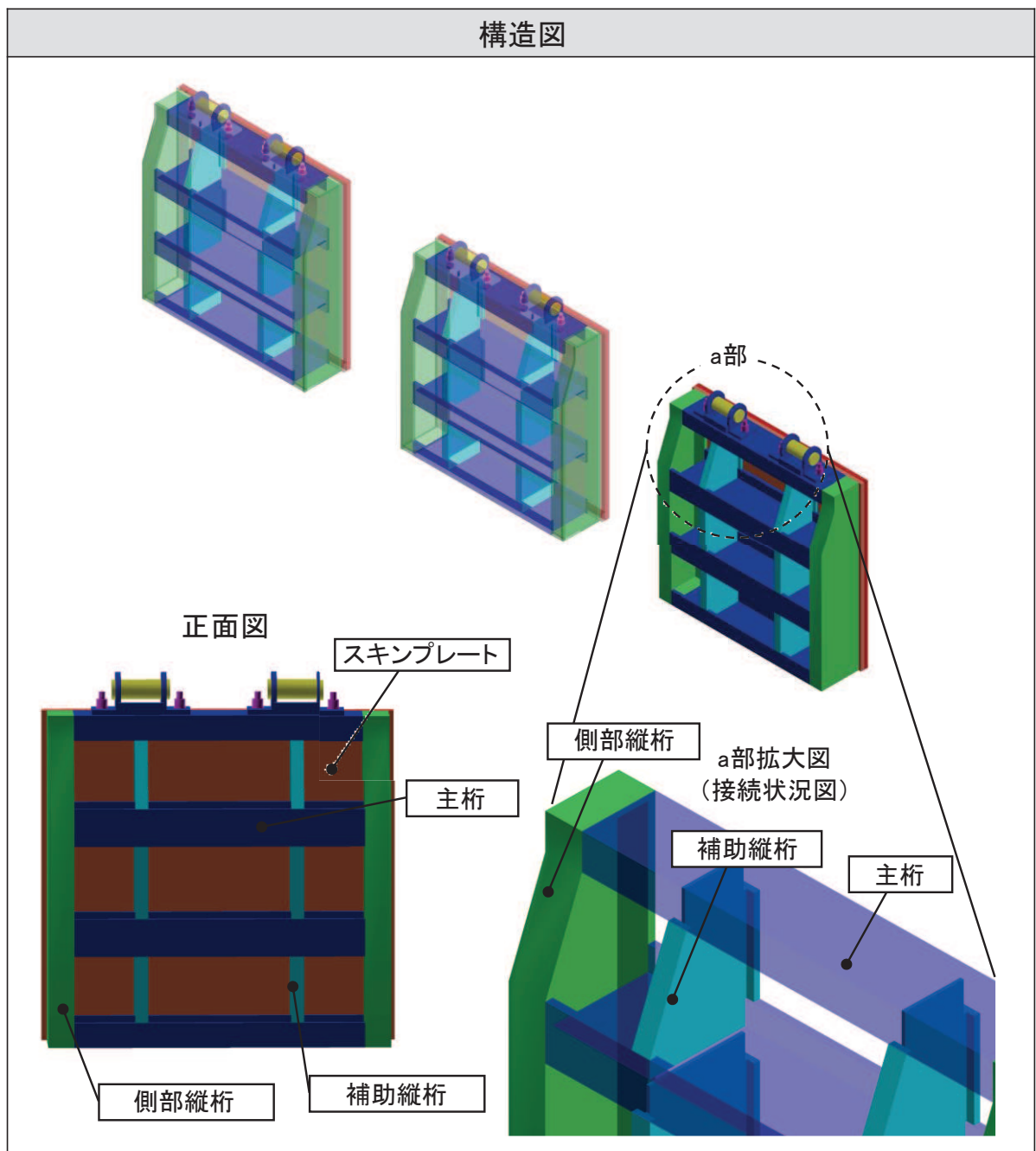


図 2-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の構造図

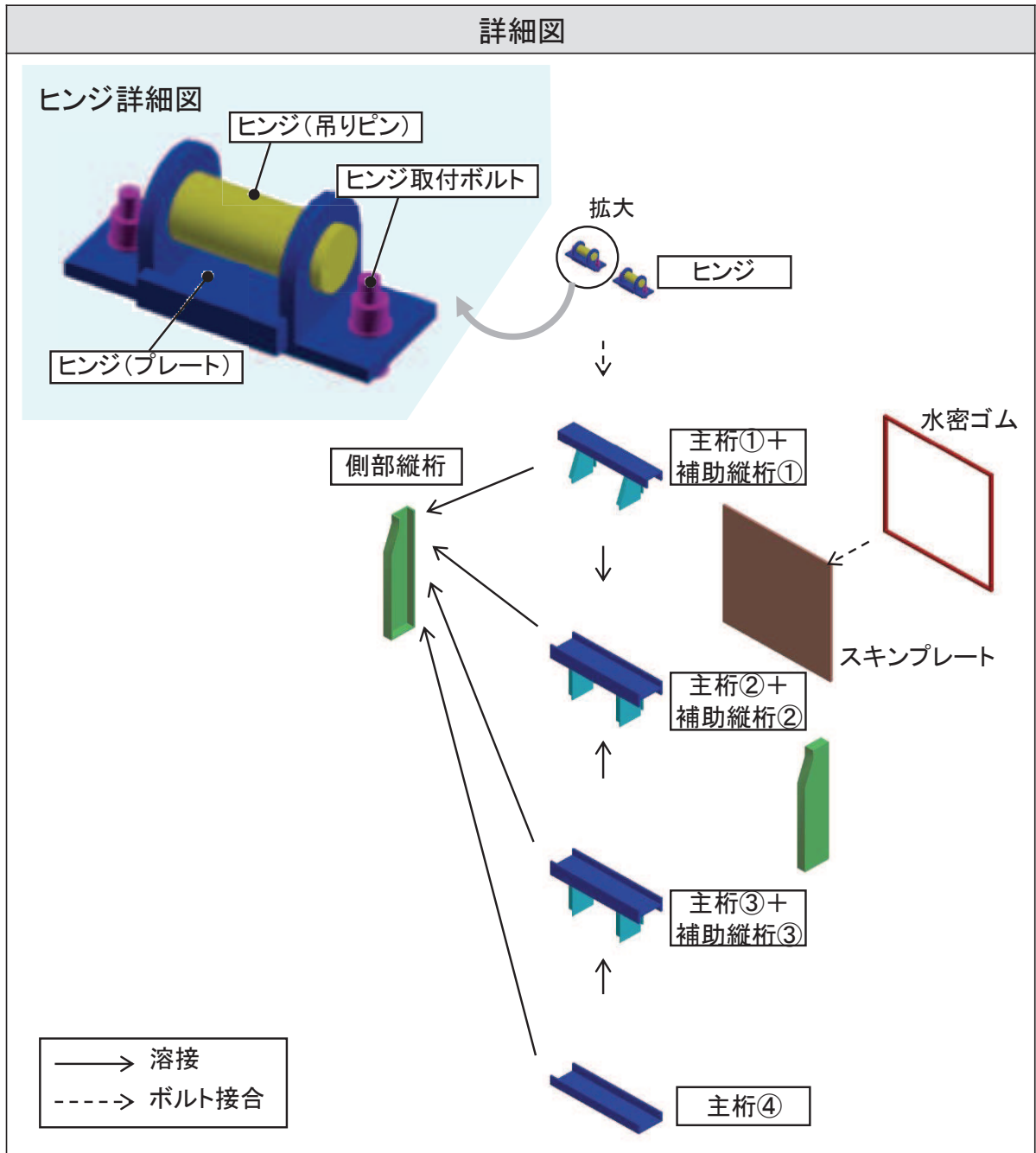


図 2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の詳細図

3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

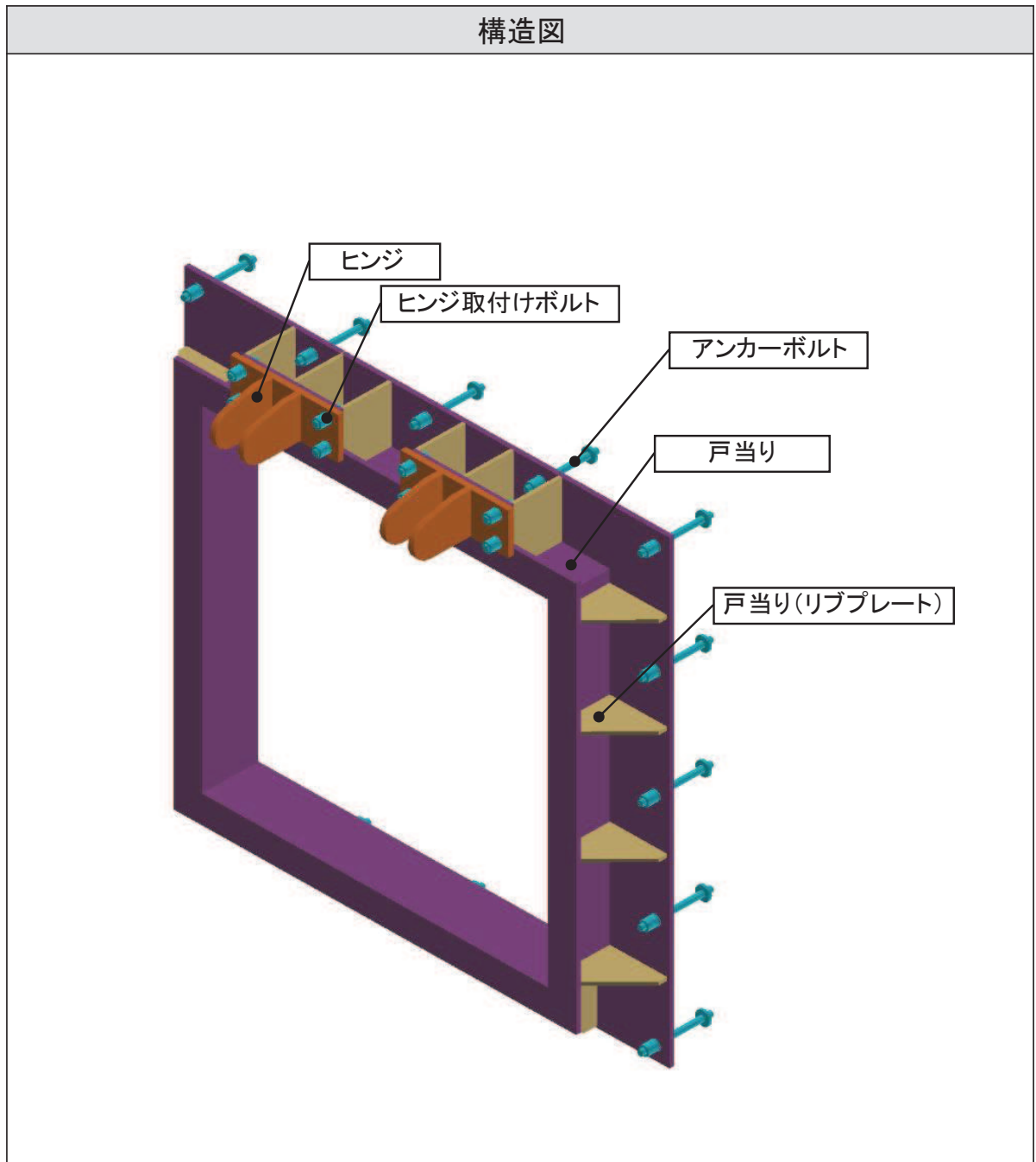


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の構造図

詳細図

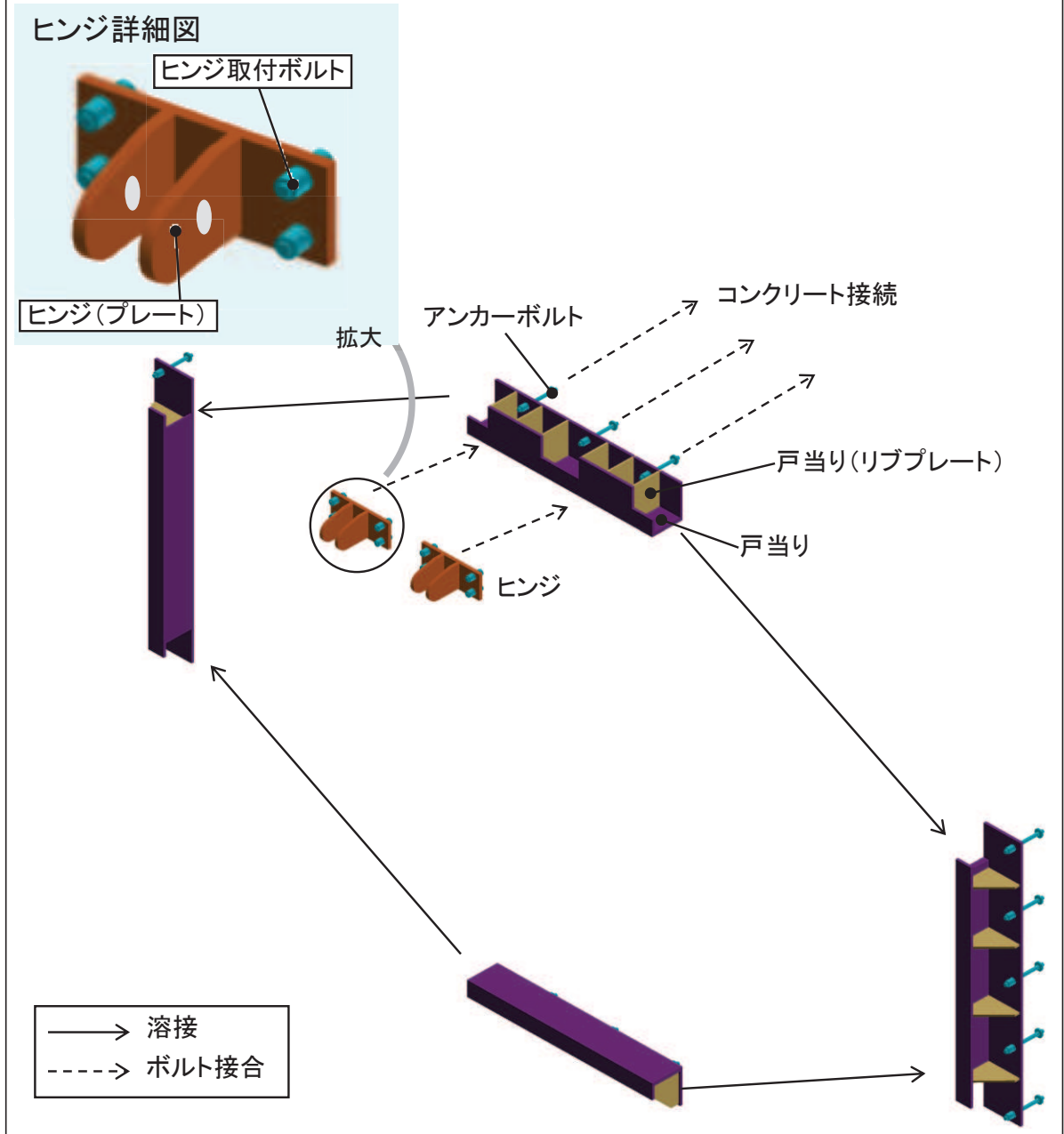


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の詳細図

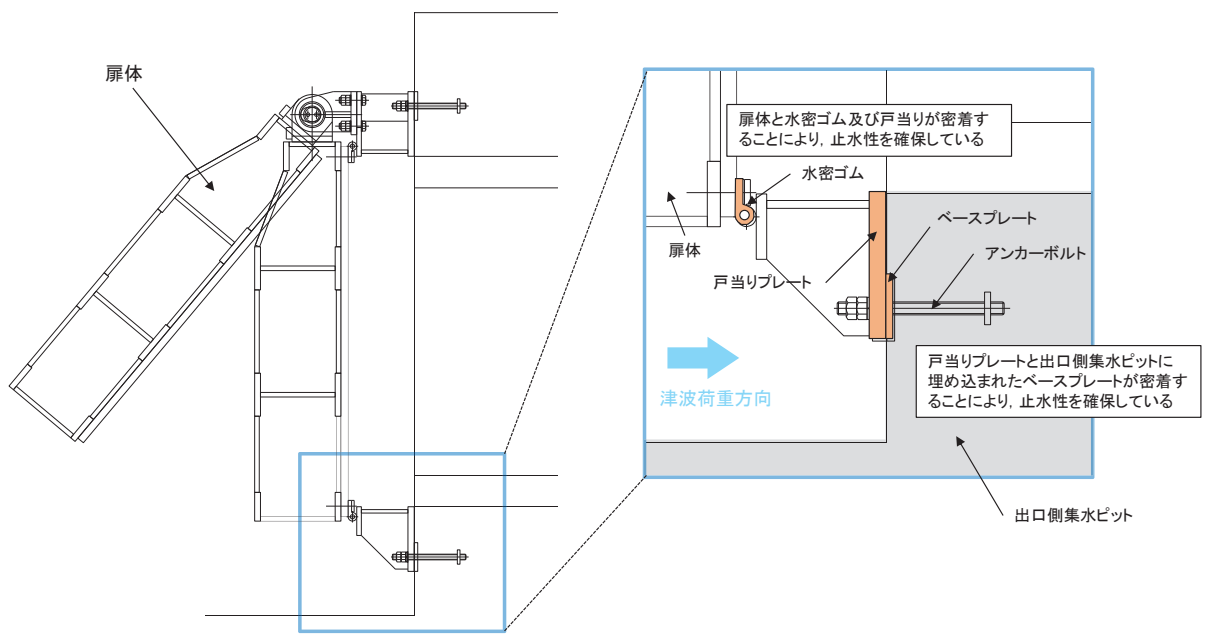


図 3-2 止水性確保の考え方

4. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 4-1 に示す。

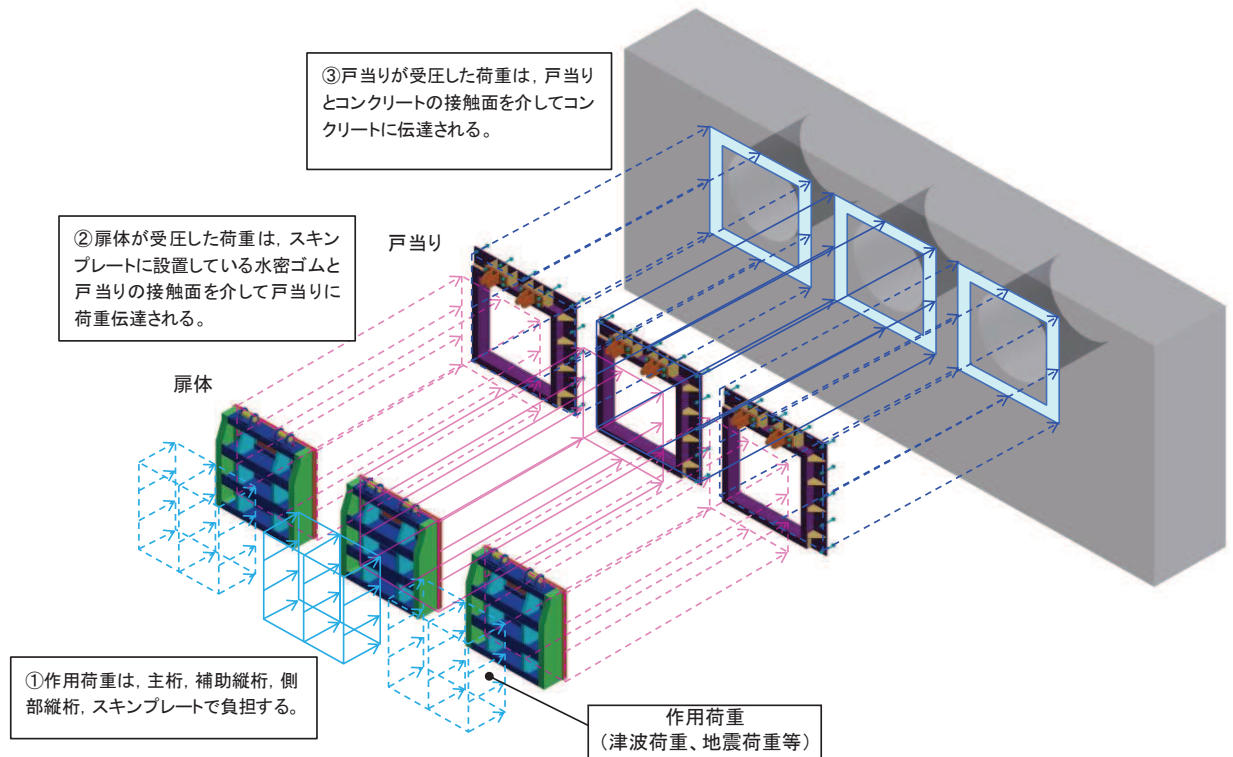


図 4-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

- 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	7
2.4 適用基準	9
2.5 記号の説明	11
3. 評価部位	15
3.1 荷重伝達経路	15
3.2 評価部位	17
3.3 評価方向の整理	20
4. 固有周期	22
4.1 固有周期の計算方法	22
4.1.1 閉門時	22
4.1.2 開門時	23
4.2 固有周期の計算結果	24
5. 構造強度評価	25
5.1 構造強度評価方法	25
5.2 荷重及び荷重の組合せ	25
5.2.1 荷重の設定	25
5.2.2 荷重の組合せ	25
5.3 許容限界	27
5.4 設計用地震力	32
5.5 計算方法	36
5.6 計算条件	75
5.7 応力計算	79
6. 評価結果	154
7. 出口側集水ピットの強度評価	157
7.1 出口側集水ピットの構造概要	157
7.2 評価方針	160
8. 地震応答解析	162
8.1 地震時荷重算出断面	162

8.2	解析方法	163
8.2.1	地震応答解析手法	163
8.2.2	構造部材	163
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	164
8.2.4	減衰定数	164
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	165
8.3	荷重及び荷重の組合せ	167
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	167
8.3.2	荷重	167
8.3.3	荷重の組合せ	169
8.4	入力地震動	170
8.5	解析モデル及び諸元	186
8.5.1	解析モデル	186
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	192
8.5.3	地盤の物性値	192
8.6	地震応答解析結果	198
8.6.1	解析ケースと照査値	198
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	203
8.6.3	作用荷重分布図	205
8.6.4	最大加速度分布図	208
9.	三次元構造解析	225
9.1	評価対象部材	225
9.2	解析方法	225
9.3	解析モデル及び諸元	226
9.4	照査時刻	233
9.5	入力荷重	234
9.5.1	慣性力	235
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	237
10.	耐震評価	238
10.1	許容限界	238
10.1.1	構造部材の健全に対する許容限界	238
10.2	評価方法	239
10.3	三次元構造解析結果	239
11.	評価結果	241
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）	241
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	248
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	252
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	252

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果	257
11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	259

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)の構造詳細について

(参考資料2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

(参考資料3) 照査時刻の妥当性について

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。

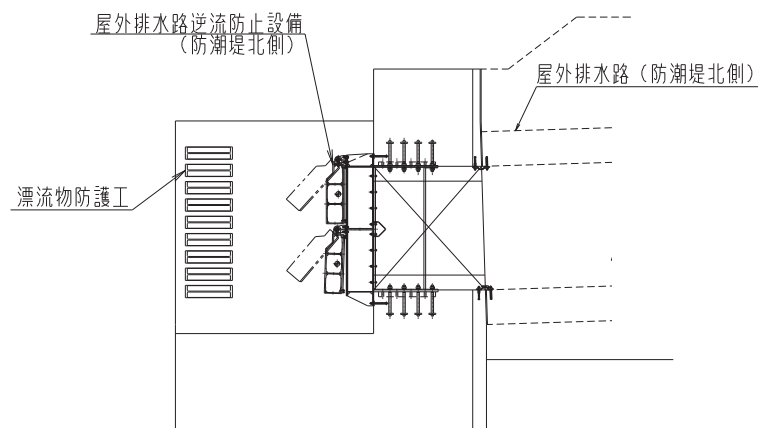
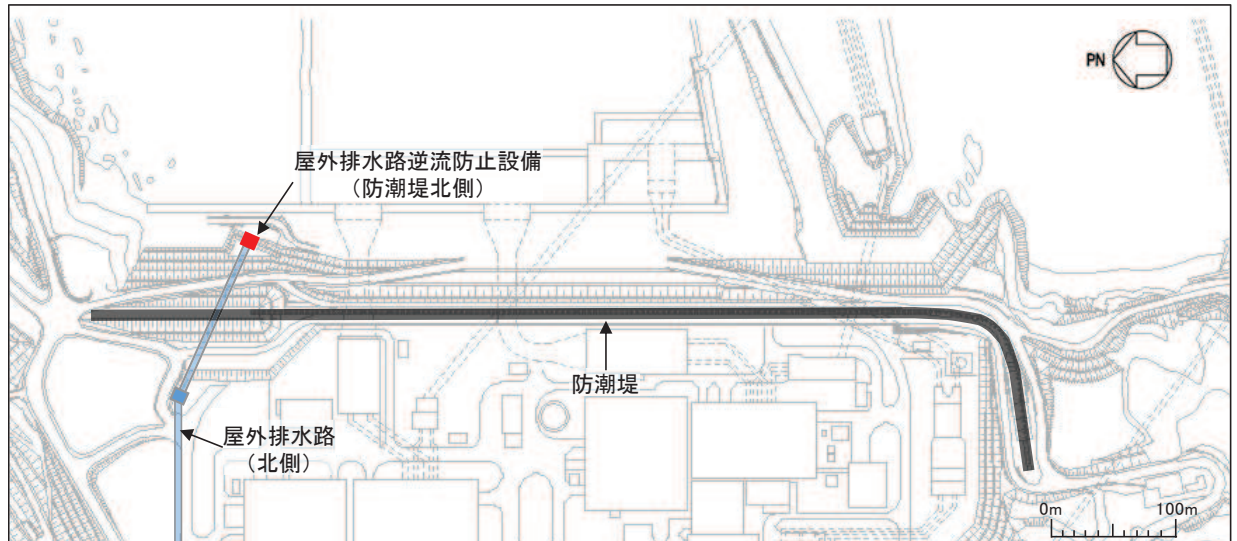


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

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。

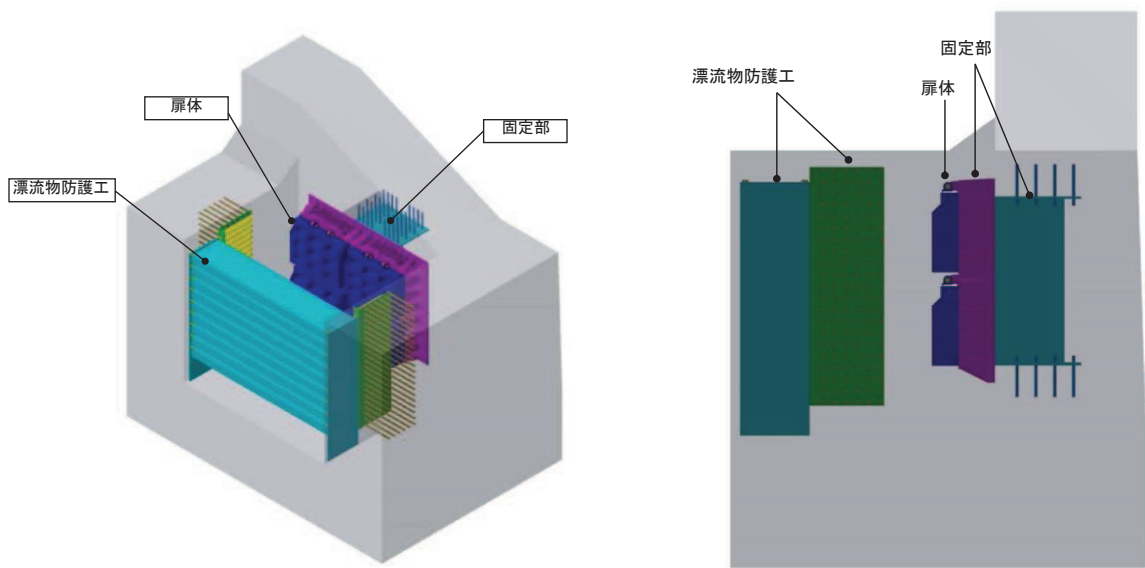
扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

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 及び図 2.2-1 に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造詳細を参考資料 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（スキムプレート、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>	



(鳥瞰図)

(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

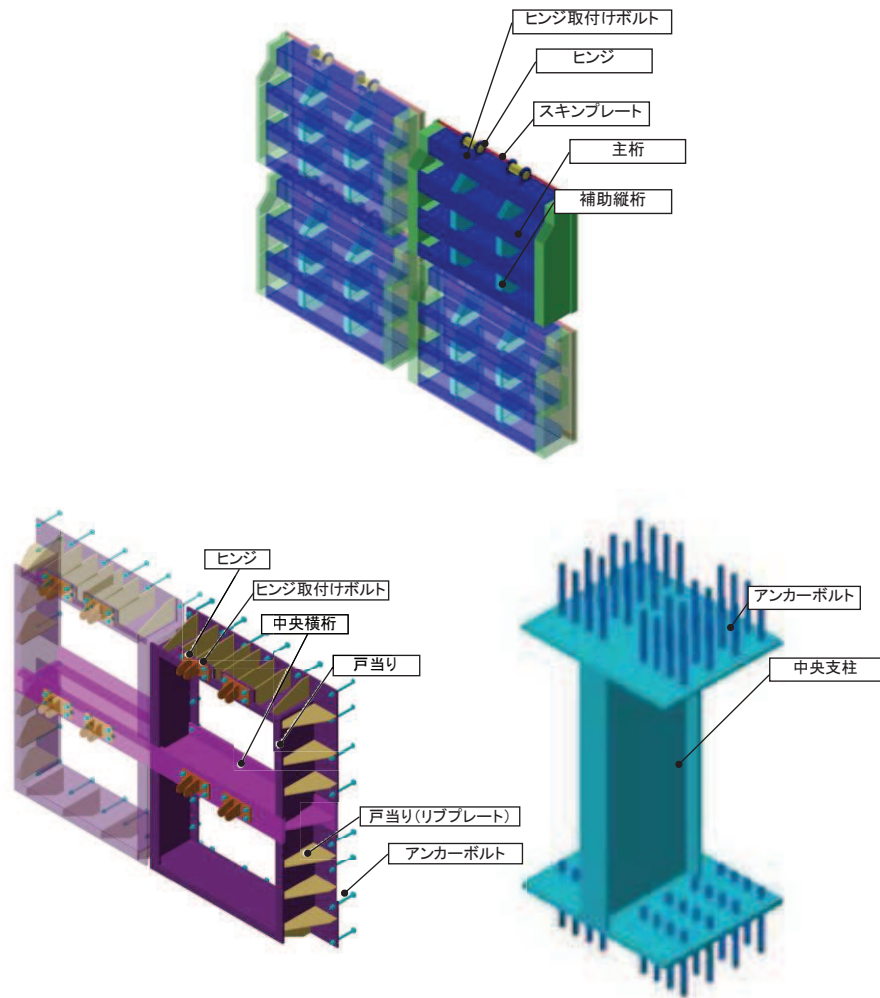


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

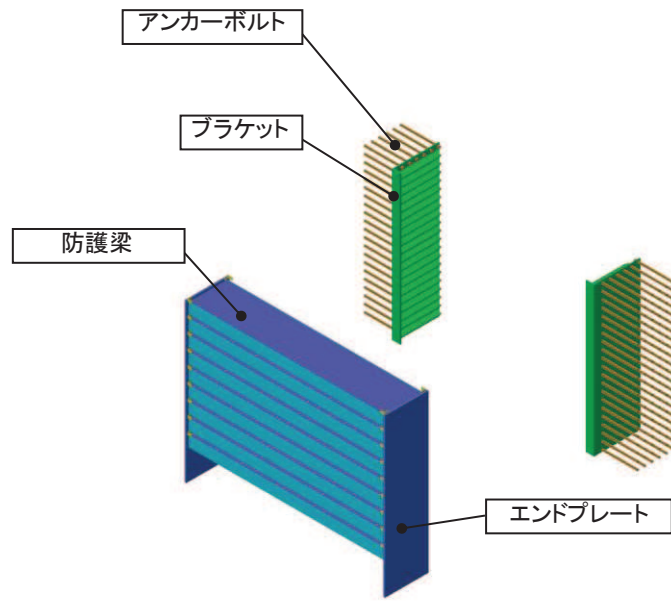


図 2.2-1(3) 構造概要図 (漂流物防護工)

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

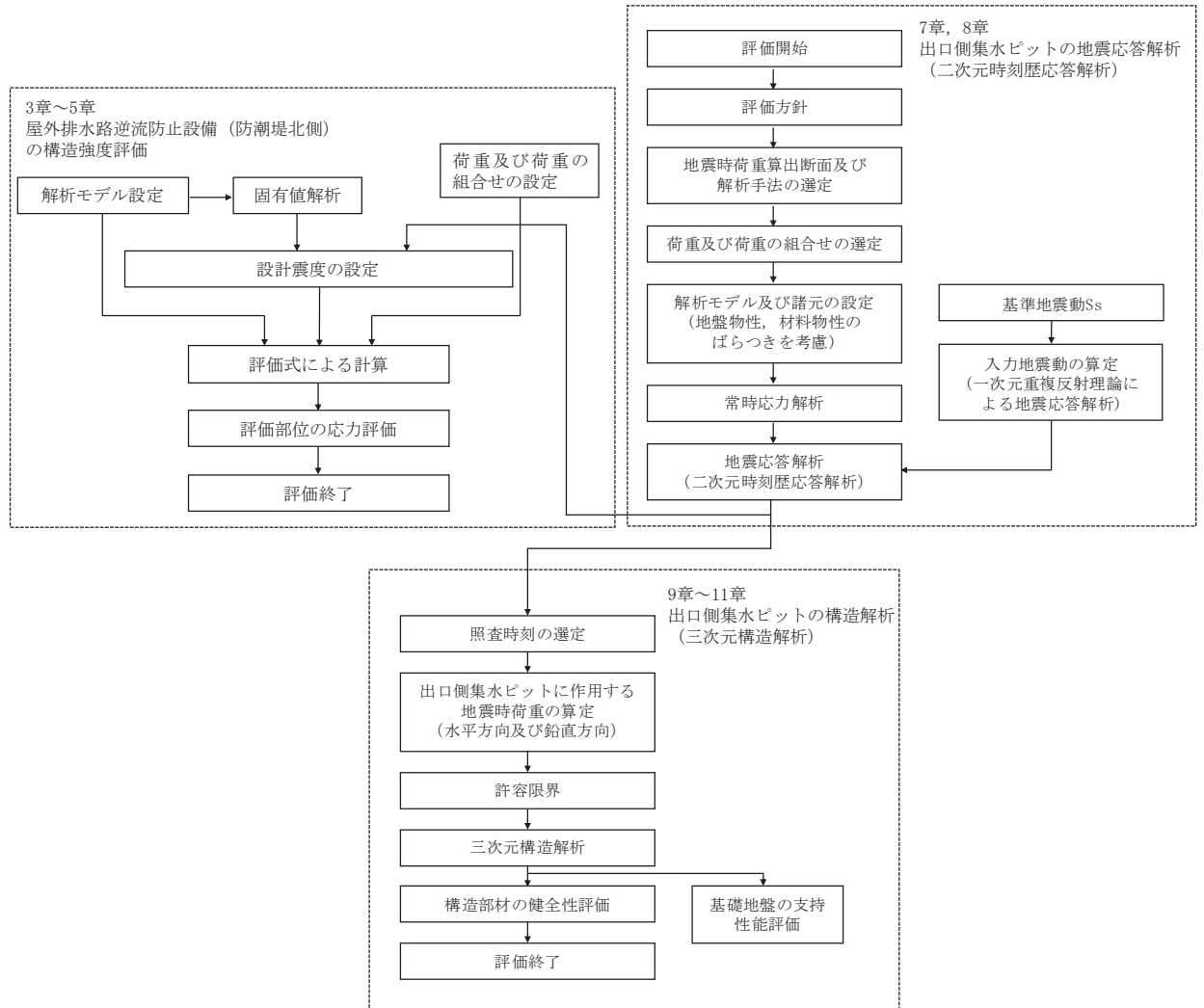


図 2.3-1 耐震評価フロー

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・補一
1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- (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）
- (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) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (6) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (7) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (8) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (9) 土木学会 1988 年 構造力学公式集
- (10) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (11) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (12) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

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) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編] 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
構造解析		日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)

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 ²
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 ⁴
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（1 門当たりの扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (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 ²
t ₁	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 ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A w ₂	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A w ₃	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

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
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	中央支柱の断面係数	mm^3
$A w_4$	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm^2
M_4	中央支柱両端に生じる曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
F_1	アンカーボルト①が負担する引張荷重 ($= 3 F_3$)	N
F_2	アンカーボルト②が負担する引張荷重 ($= 2 F_3$)	N
F_3	アンカーボルト③が負担する引張荷重	N
S_4	中央支柱両端に生じるせん断力	N
P_4	アンカーボルト1本に作用する最大引張力	N
Q_4	アンカーボルト1本に作用するせん断力	N
n_4	アンカーボルトの本数	本
w_5	中央横桁に作用する荷重	N/mm
L_5	中央横桁の支間長	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm^3
$A w_5$	中央横桁のせん断抵抗断面積	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	ヒンジに作用する荷重	N
P_{H6}	ヒンジに作用する水平地震荷重	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_6	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_{p4}	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	N/mm^2
A_s	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	mm^2
l	せん断作用位置における周長	mm
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	mm^2
P_{H7}	ヒンジ（プレート）に作用する水平地震荷重	N
L_7	吊りピン中心からヒンジ（プレート）下端までの距離	mm
Z_7	ヒンジ（プレート）の断面係数	mm^3
A_p	支圧抵抗断面積	mm^2
A_b	取付けボルトの断面積	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

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_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
q	戸当りへ作用する水平地震力	N/mm^2
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
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	N/mm
L_{b1}	防護梁のスペン長	mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm^3
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm^2
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^3
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm^2
P_{10}	エンドプレート下端の鉛直荷重	N
A_{10}	エンドプレート下端の断面積	mm^2

表 2.5-2(4) 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_{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 ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm ²
T	受け台に作用する引張力	N
a	ブラケット端部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 ³
P_{b3}	つなぎ材プレートに作用する水平力	N
ℓ_{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 ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	mm ²
B_p	有効プレート幅	mm
t_p	プレート厚さ	mm
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 ²
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
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
F'	押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力	N
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	mm ³
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	mm ²
P_{b5}	押さえ工（ボルト）1本の引張力	N
q_{b5}	押さえ工（ボルト）1本のせん断力	N
ℓ_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	mm
n_5	押さえ工（ボルト）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。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

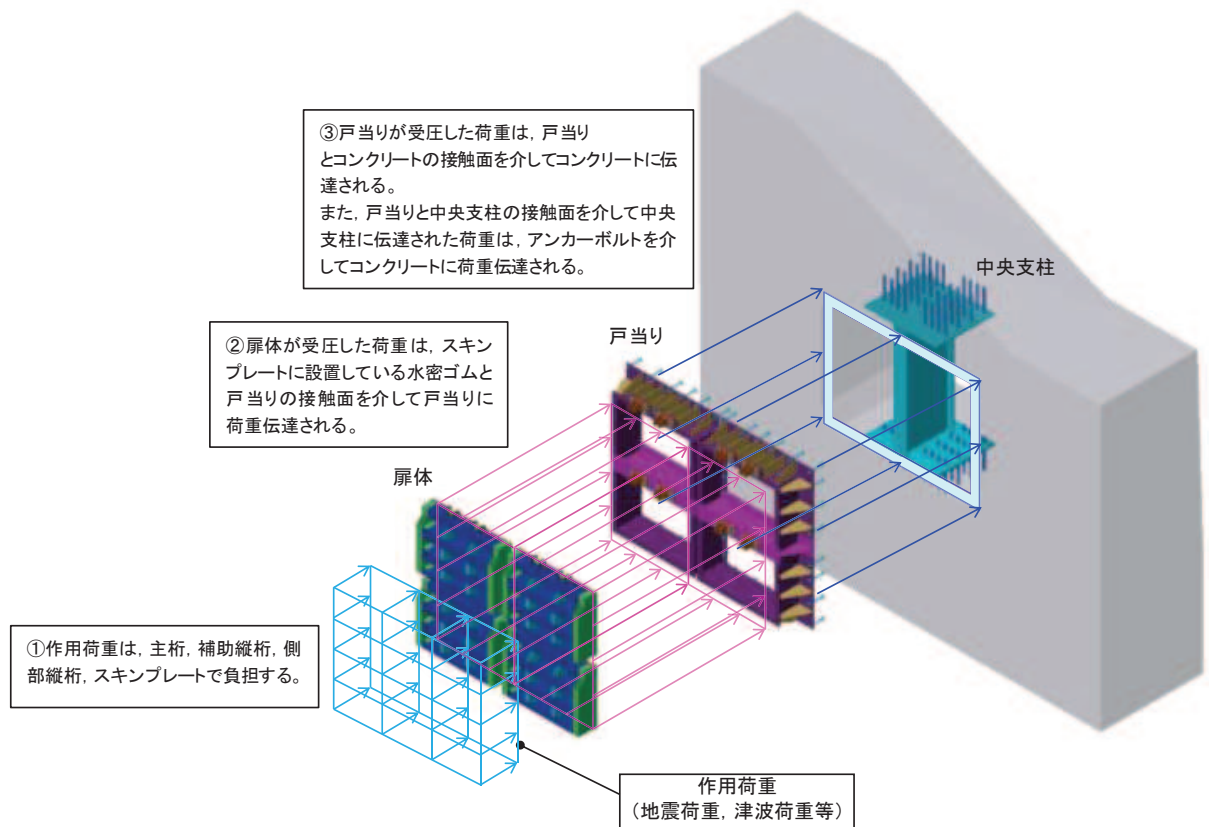


図 3.1-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

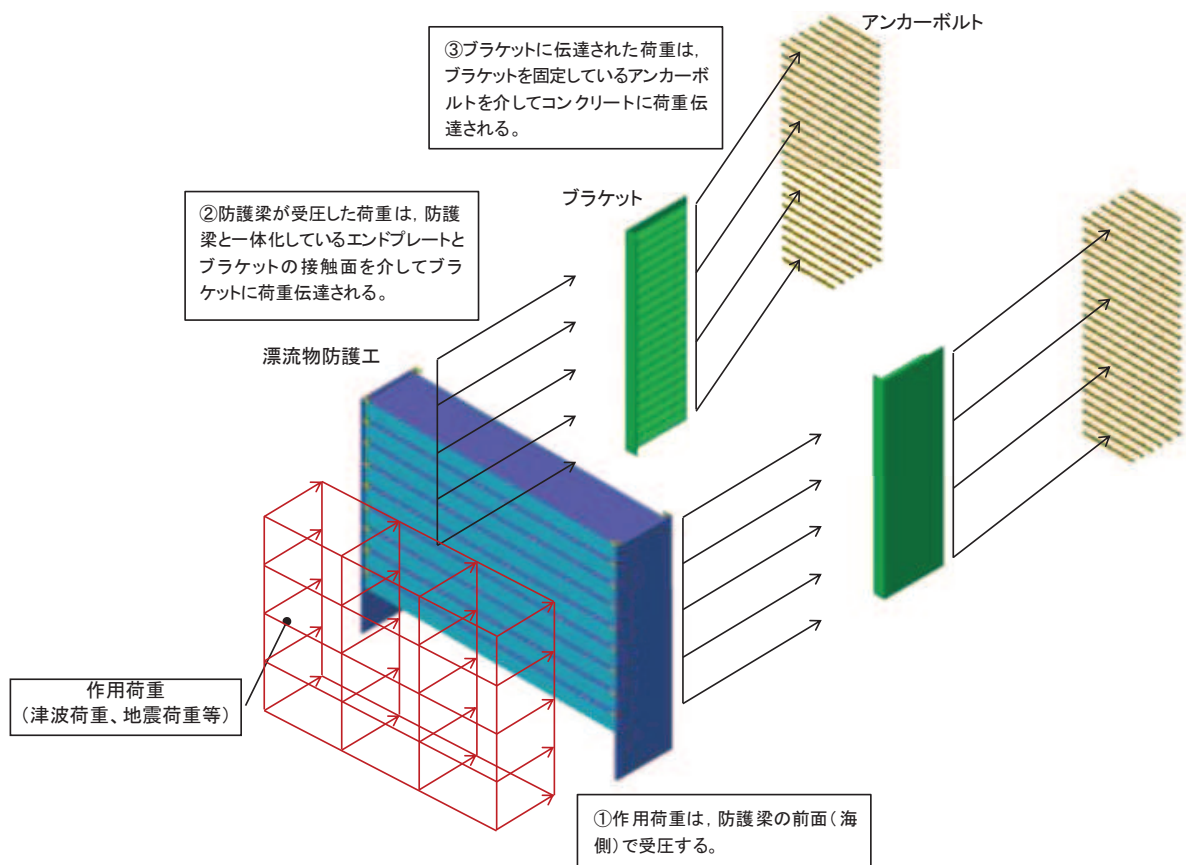


図 3. 1-1 (2) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工の荷重伝達経路

3.2 評価部位

耐震評価においては、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、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、戸当り及び漂流物防護工（防護梁（H鋼、エンドプレート及びつなぎ材（プレート））、ブラケット、つなぎ材（ボルト）、アンカーボルト及び押さえ工を、評価部位として選定する。評価対象外とする部位の考え方を表 3.2-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図 3.2-1 に示す。なお、アンカーボルト（戸当り）の評価は参考資料 2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none">・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。・補助縦桁より部材剛性が大きいため。
戸当り（リブプレート）	<ul style="list-style-type: none">・設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。

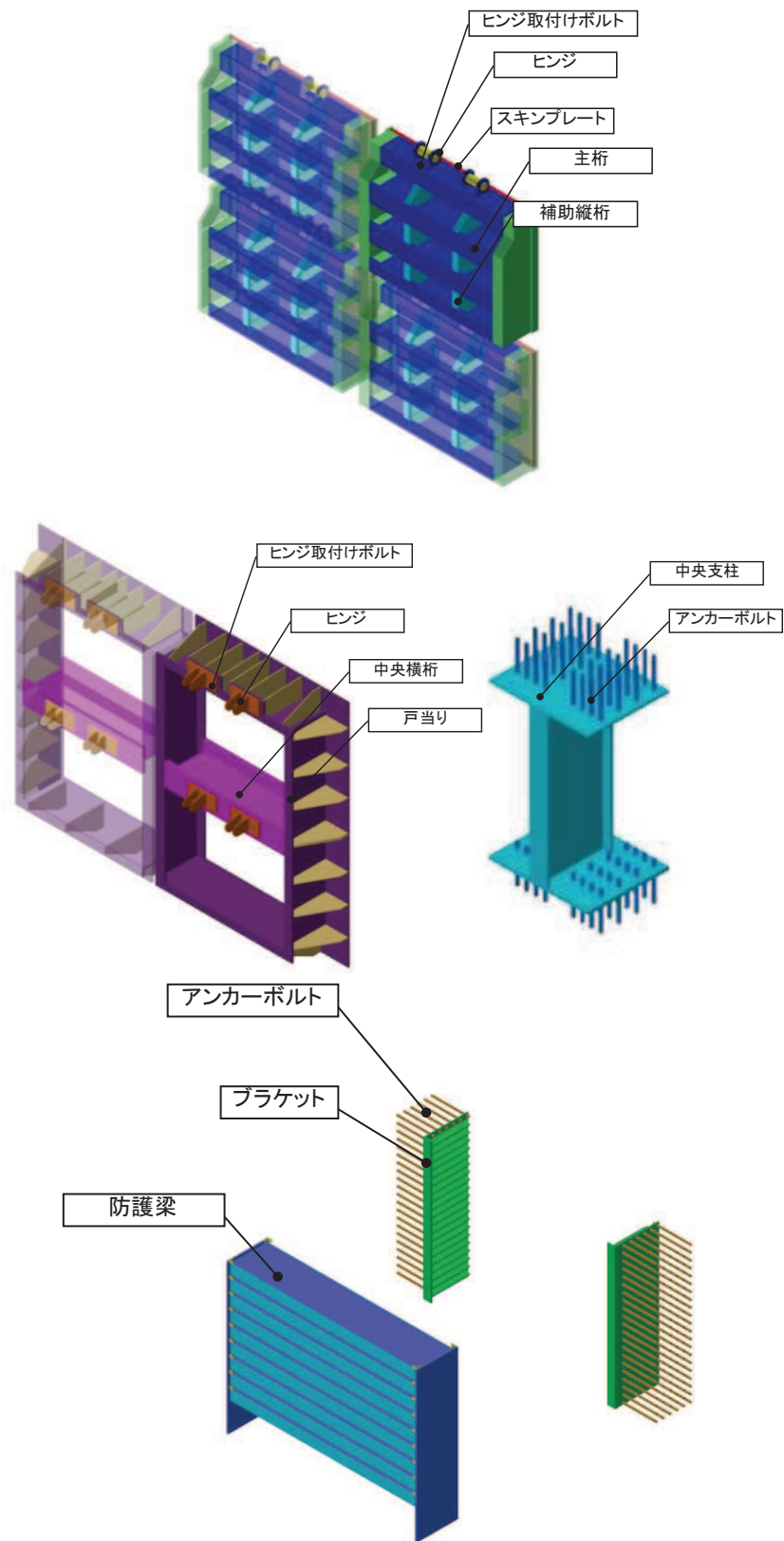


図 3.2-1 (1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

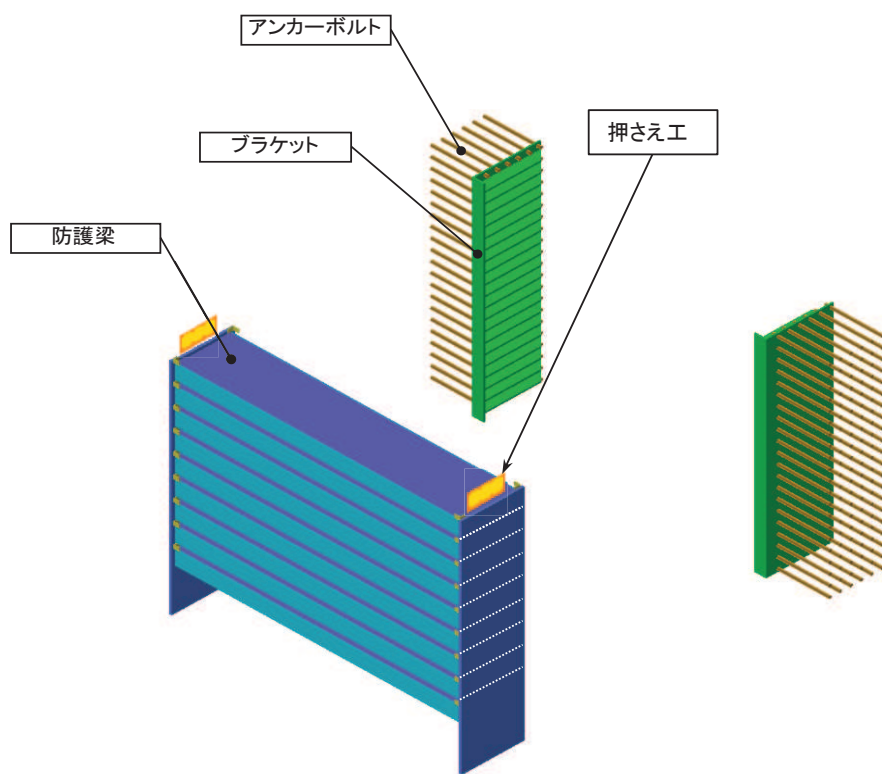


図 3.2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は出口側集水ピットに支持される構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、耐震評価における主たる荷重は地震力である。したがって、各評価部位については、構造的特徴を踏まえ、評価を行う地震力の方向を設定する。

具体的には部位毎に弱軸方向や評価項目方向に作用する地震力を考慮する。

表 3.3-1 に評価を行う地震力の方向を示す。なお、評価方法の詳細は「5.5 計算方法」に示す。

表 3.3-1(1) 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
扉体	スキンプレート	曲げ	○	—	—
	主桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	補助縦桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	固定部	中央支柱	曲げ	○	—
せん断			○	—	—
中央横桁		曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
ヒンジ（吊りピン）		曲げ	○	—	○
		せん断	○	—	○
ヒンジ（プレート）		曲げ	—	○	○
		せん断	○	—	○
ヒンジ取付けボルト		引張・せん断	○	—	○
		せん断		○	○
戸当り		支圧	○	—	—
戸当りコンクリート		支圧	○	—	—
		せん断	○	—	—

表 3.3-1(2) 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
漂流物 防護工	防護梁	曲げ	○	—	○
		せん断	○	—	○
	エンドプレート下端 コンクリート	支圧	—	—	○
	ブラケット	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	つなぎ材 (プレート)	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	つなぎ材 (ボルト)	引張	○	—	—
	アンカーボルト	引張	○	—	—
		せん断	○	—	—

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（閉状態）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。

また、扉体及び固定部は横断方向（扉体方向）に振動が生じる構造ではないと考えられるものの、念のため振動が生じた場合（開門時）についても想定する。その際の固有周期の計算は、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する。

なお、横断方向（扉体軸方向）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。

4.1.1 閉門時

(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。

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

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 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	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
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	9.47×10^8	mm ⁴
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

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

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4.1-1に示す。

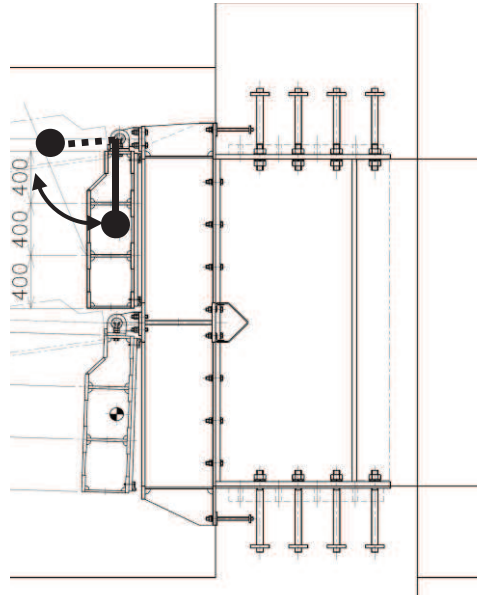


図4.1-1 解析モデル図 (単位: mm)

(2) 固有周期の計算

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_2 :振り子の長さ (=95+1200/2 =695 mm)

(3) 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
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	695	mm

4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.2-1 に示す。閉門時の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。開門時の固有周期は0.05s 以上であることから、設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮する。

表 4.2-1 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
閉門時	247	0.0040
開門時	0.598	1.673

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_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。

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 _s

G : 固定荷重

S_s : 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、表 5.3-5、表 5.3-8 及び表 5.3-9 に示す。また、計算諸元を表 5.3-2～表 5.3-4 及び表 5.3-6～表 5.3-7 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（防潮堤北側）の許容限界

評価部位		材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
			曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{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	SUS304	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 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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 _w	腹板の総断面積	2160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1500	mm ²

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 _w	腹板の総断面積	34300	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	10500	mm ²

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 _w	腹板の総断面積	15000	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	7500	mm ²

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

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

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

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

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

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 5.3-5 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	許容荷重	
	引張* (N)	せん断* (N)
アンカーボルト (中央支柱)	2.92×10^5	2.04×10^5

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力、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 26 年）」に基づき算出する。

(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。

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c \times a$$

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 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
ϕ_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	205	N/mm ²
${}_s c a$	ねじの有効断面積	1424.439	mm ²

よって、

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{pa} \times {}_s c a = 1 \times 205 \times 1424.439 = 292009.995\text{N} = 2.92 \times 10^5\text{N}$$

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_s c a$$

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7\sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 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
ϕ_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	143.5	N/mm ²
${}_s c a$	ねじの有効断面積	1424.439	mm ²

よって、

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_s c a = 1 \times 143.5 \times 1424.439 = 204406.9965\text{N} = 2.04 \times 10^5\text{N}$$

表 5.3-8 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 ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (ブラケット)	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	—
漂流物防護工 (押さえ工 (プレート))	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

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

*2: 許容限界は, 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.3-9 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*
中央支柱 (アンカーボルト)	SUS304	292	204
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85
漂流物防護工 (押さえ工 (ボルト), M20)	SS400	22.4	36.9

注記 *: 許容引張力及び許容せん断力の許容値は, 「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針同解説」に基づき算出する。

5.4 設計用地震力

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」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期は、閉門時は固有周期が 0.05s 以下である一方、開門時には固有周期が $T=1.673\text{ s}$ と 0.05 s 以上であることから、閉門時としての最大応答加速度と、開門時として添付書類「V 2 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より固有周期を考慮した最大応答加速度をそれぞれ算定する。設計用床応答曲線の作成に用いる解析コードは「波形処理プログラム k WAVE forWindows ver. 6.2.0」を使用する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の地震応答解析結果を図 5.4-2 に、開門時に参照する基準地震動 S_s を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

上記より設定した逆流防止設備（扉体及び固定部）及び逆流防止設備（漂流物防護工）設計震度を表 5.4-1 に示す。なお、設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち、最大加速度となる節点の値を基に算定している。

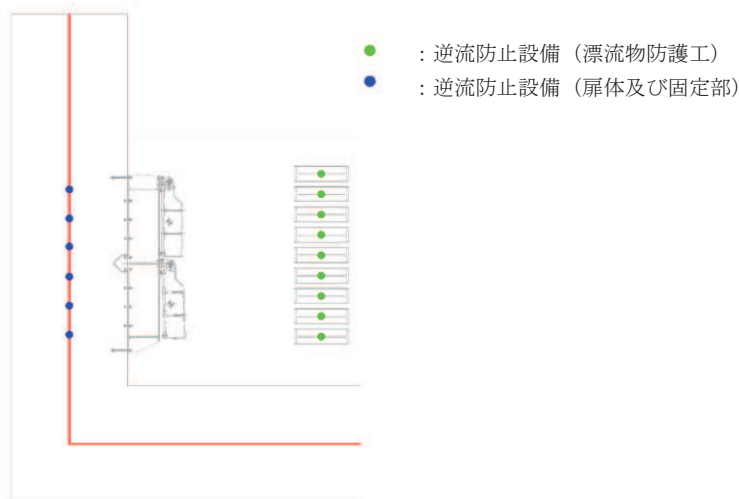
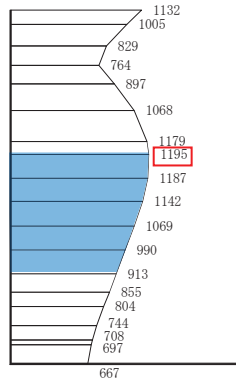
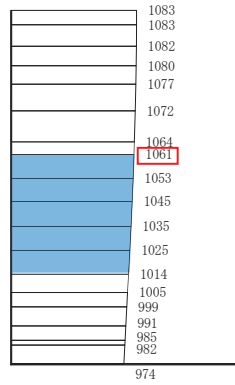


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, $S_s-D1(-+)$, 解析ケース①)

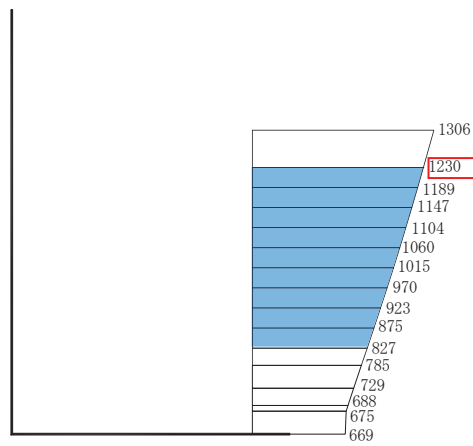


(鉛直方向, $S_s-D1(++)$, 解析ケース①)

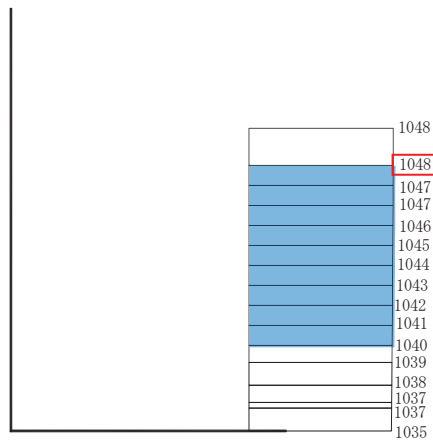
■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲

構造スケール $0 \sim 2$ (m) 応答値スケール $0 \sim 1000$ (cm/s^2)

図 5.4-2(1) 逆流防止設備(扉体及び固定部)の地震応答解析結果(最大加速度分布)



(水平方向, Ss-D1(一十), 解析ケース①)



(鉛直方向, Ss-D2(一一), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(漂流物防護工)設置範囲

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 5.4-2(2) 逆流防止設備(漂流物防護工)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

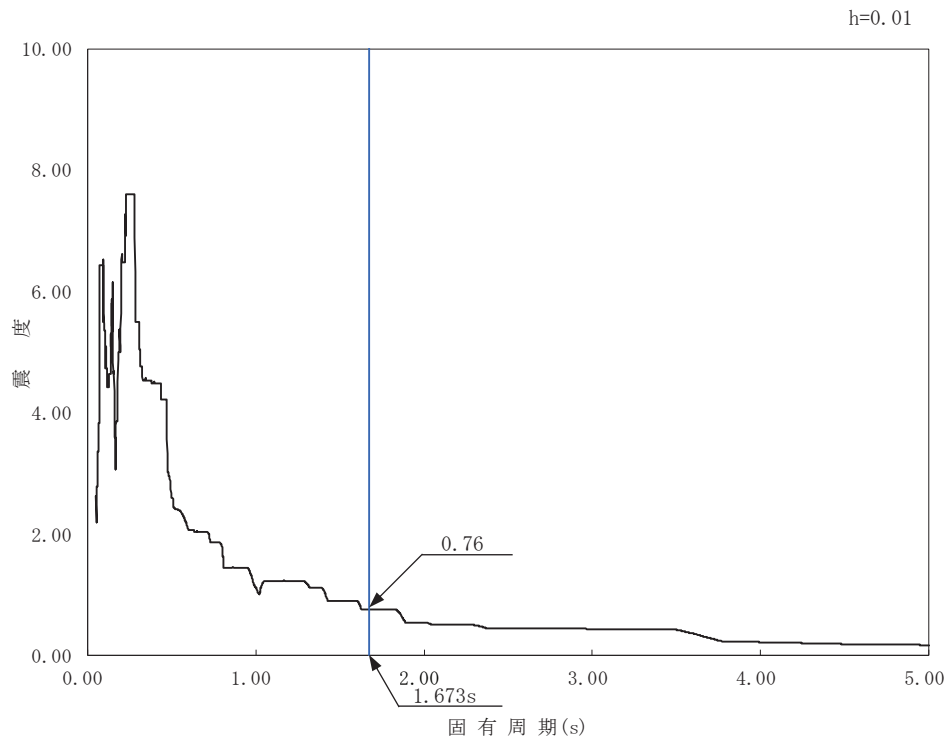


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）における設計用床応答曲線

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 (++)	解析ケース①		鉛直方向 K_V	1.1

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)	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 2 (--)	解析ケース①		鉛直方向 K_V	1.1

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、主桁、補助縦桁及び側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.5-1に示す。

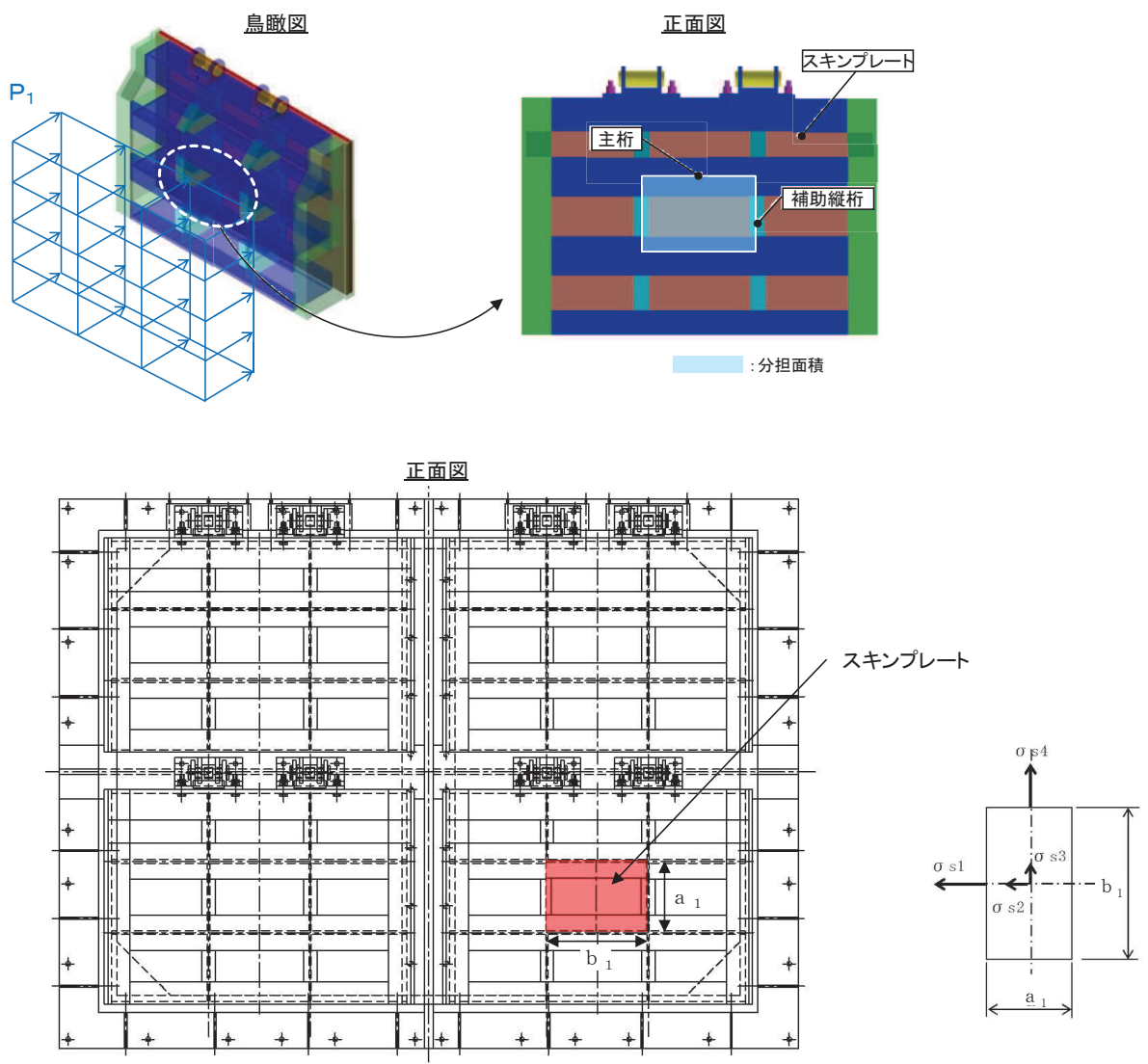


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーートの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : スキンプレーートの辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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 に示す。

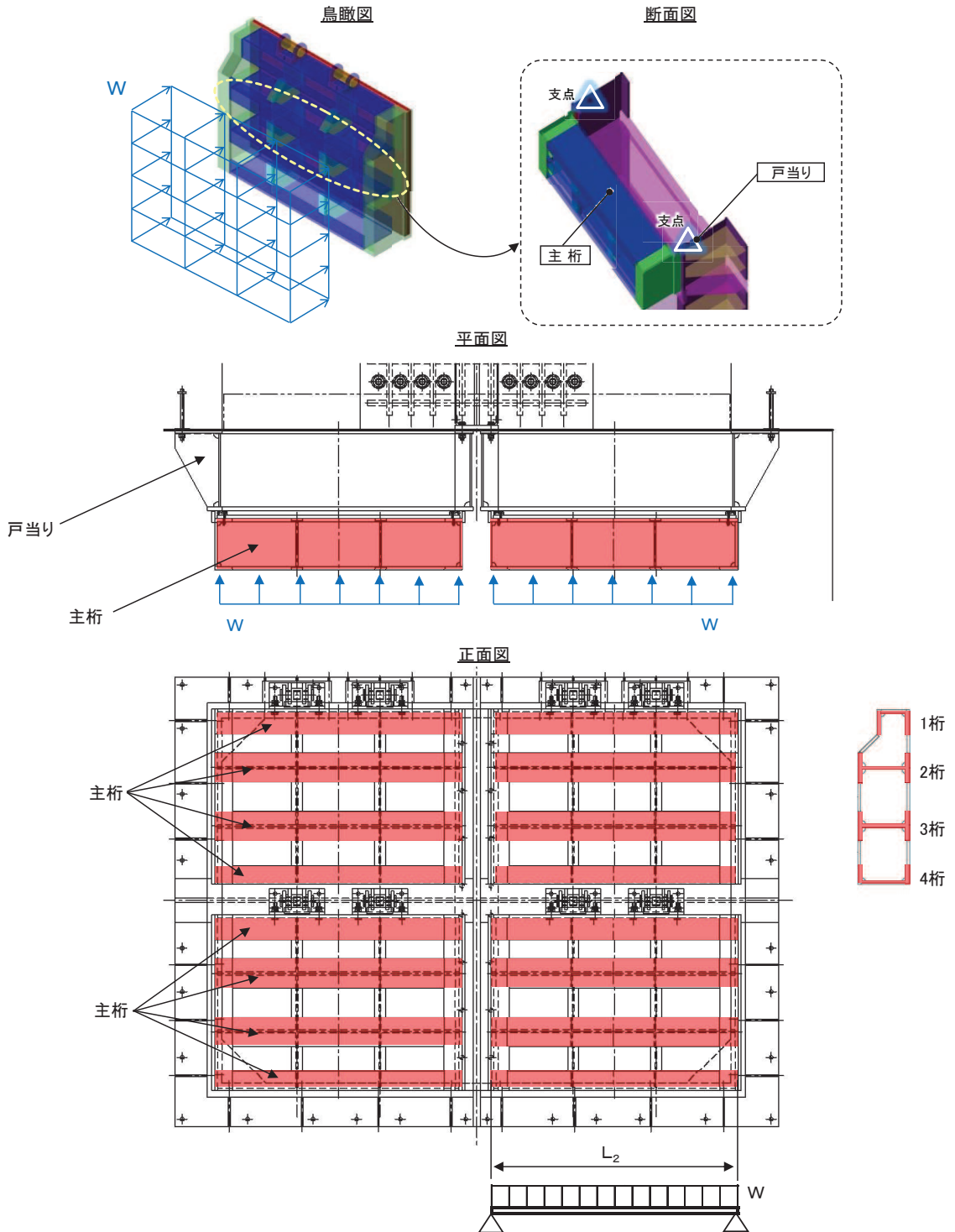


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図

また、主桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L_2 : 主桁支間長 (mm)

Z_2 : 各主桁の断面係数 (mm³)

$A w_2$: 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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，主桁によって溶接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 5.5-3 に示す。

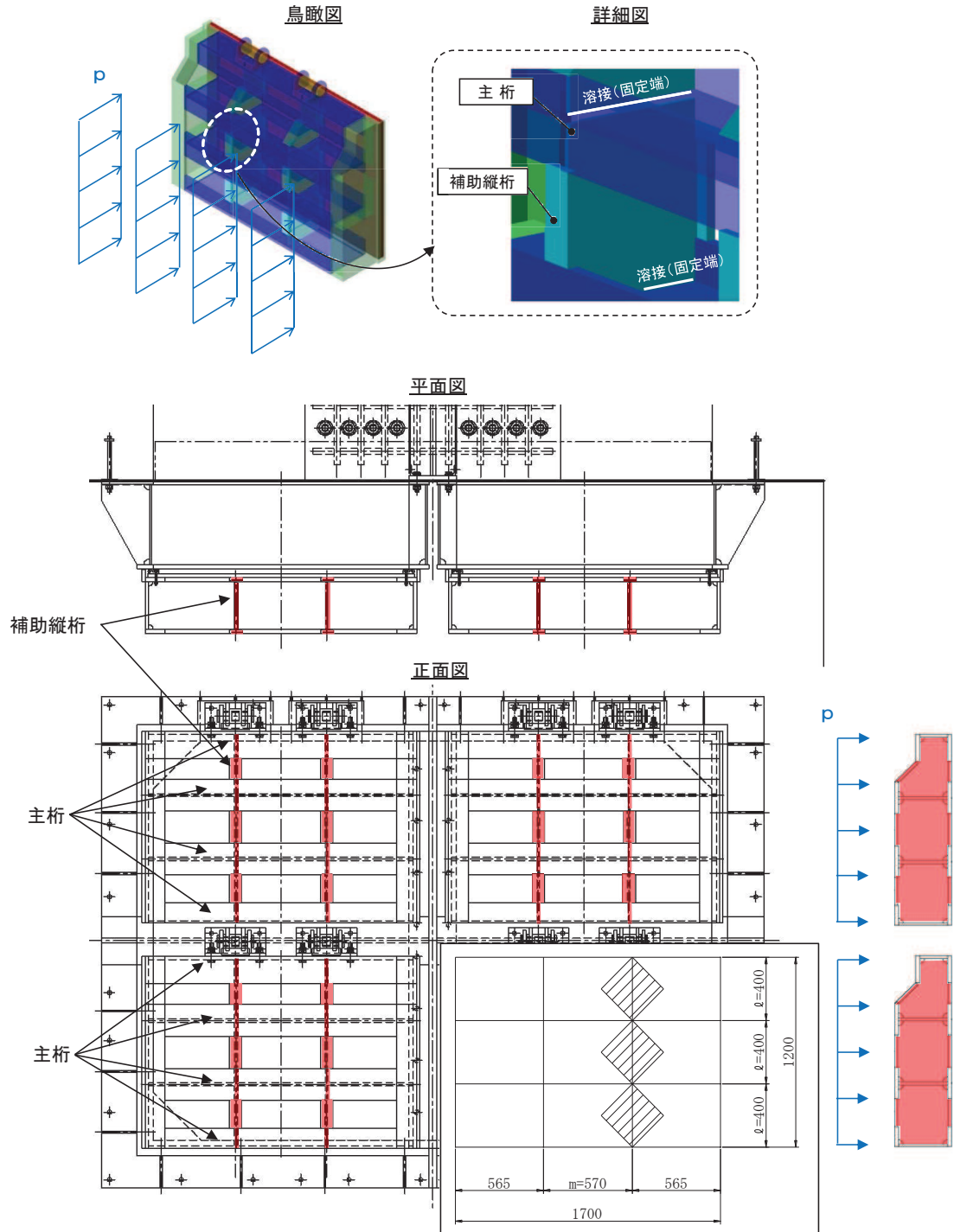


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) 中央支柱

中央支柱は、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに支持される構造である。計算方法は、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。

なお、中央支柱は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央支柱の構造図及びモデル図を図 5.5-4 に示す。

【中央支柱】

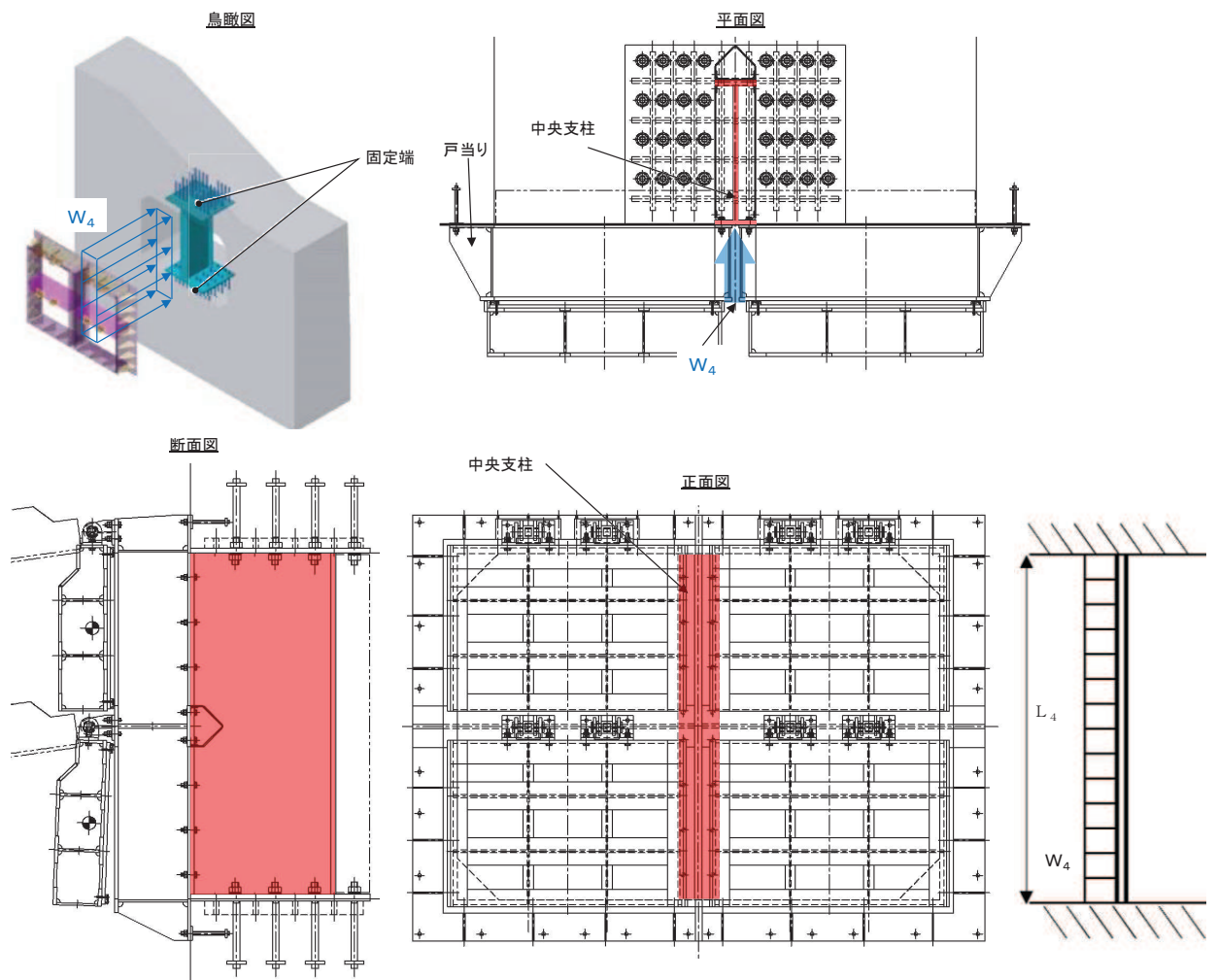


図5.5-4(1) 中央支柱の構造図及びモデル図

中央支柱の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

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

ここで、

- 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 : 中央支柱の断面係数 (mm³)
- $A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度

【中央支柱（アンカーボルト）】

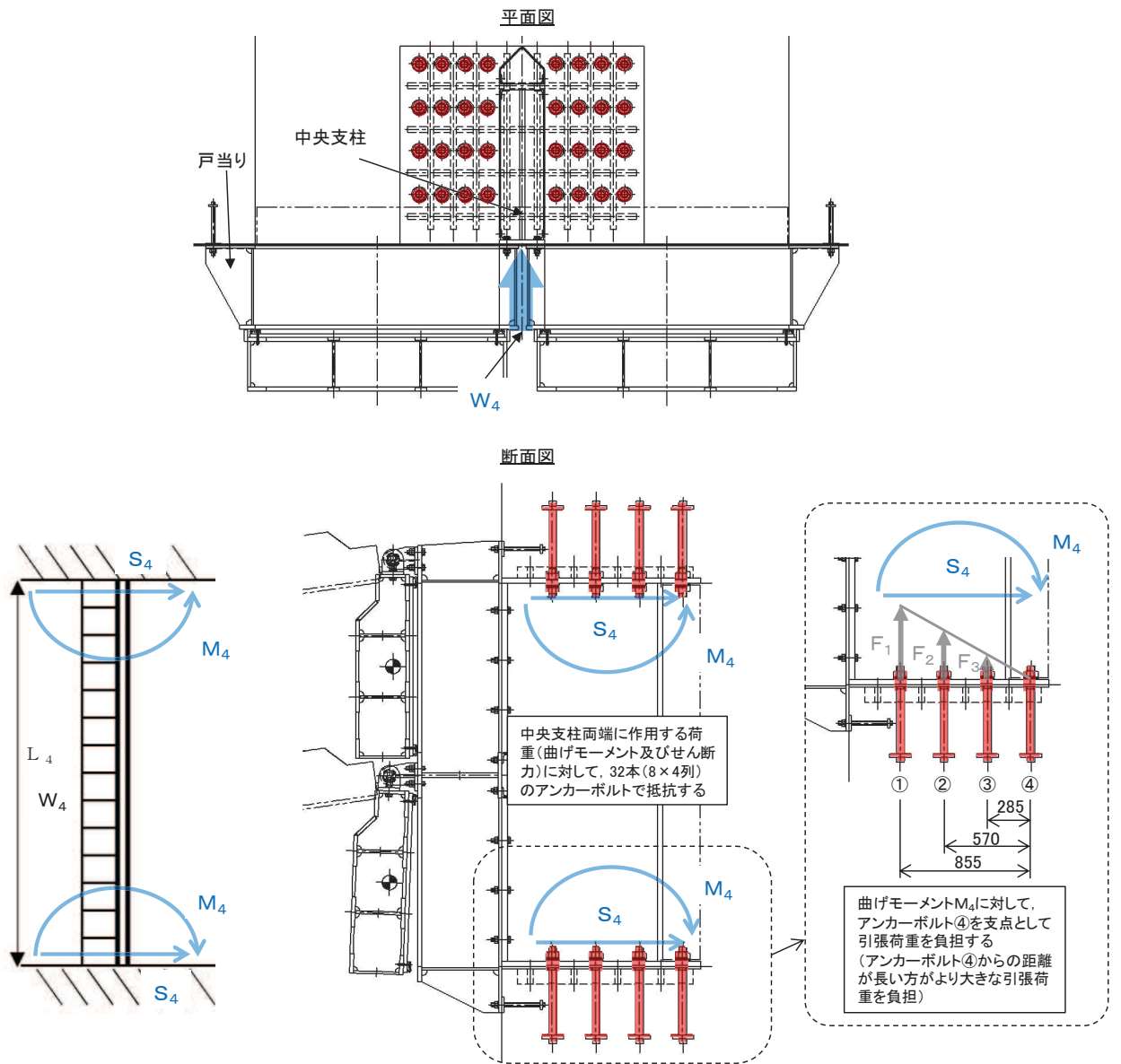


図5.5-4(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図及びモデル図（単位：mm）

中央支柱（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_4 = M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = (F_1 \cdot 855 + F_2 \cdot 570 + F_3 \cdot 285) \cdot 8$$

$$S_4 = S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\max}}{n_4}$$

ここで、

- M_4 : 中央支柱両端に生じる曲げモーメント (N・mm)
- L_4 : 中央支柱固定高 (mm)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- F_1 : アンカーボルト①が負担する引張荷重 (= $3 F_3$) (N)
- F_2 : アンカーボルト②が負担する引張荷重 (= $2 F_3$) (N)
- F_3 : アンカーボルト③が負担する引張荷重 (N)
- S_4 : 中央支柱両端に生じるせん断力 (N)
- P_4 : アンカーボルト1本に作用する最大引張力 (N)
- Q_4 : アンカーボルト1本に作用するせん断力 (N)
- n_4 : アンカーボルトの本数(本)

(5) 中央横桁

中央横桁は、コンクリートおよび中間支柱と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布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。

なお、中央横桁は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央横桁の構造図及びモデル図を図 5.5-5 に示す。

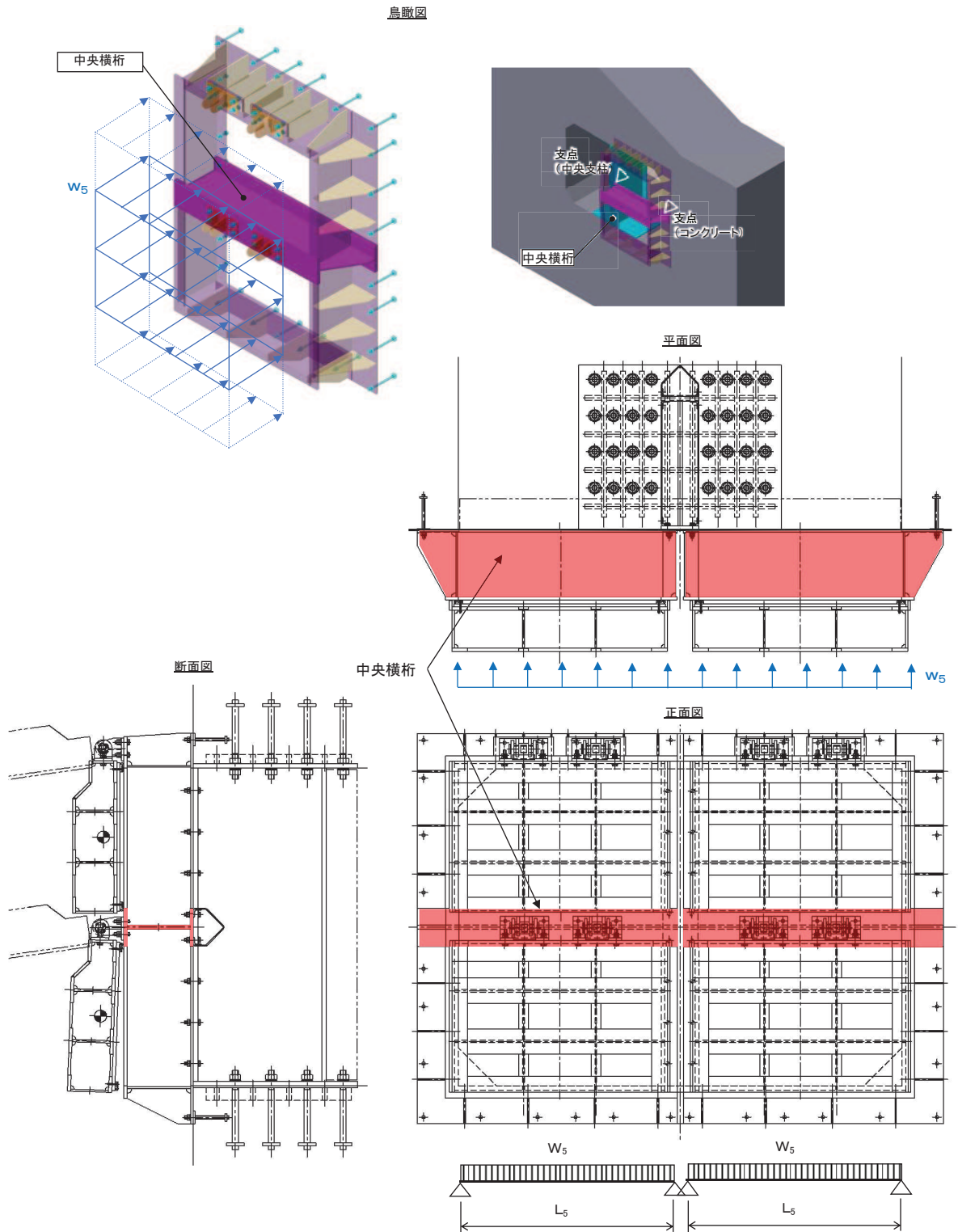


図 5.5-5 中央横桁の構造図及びモデル図

また、中央横桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

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

ここで、

- w_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)
- L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)
- Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)
- $A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(6) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって、支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、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。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレート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（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.5-6 に示す。

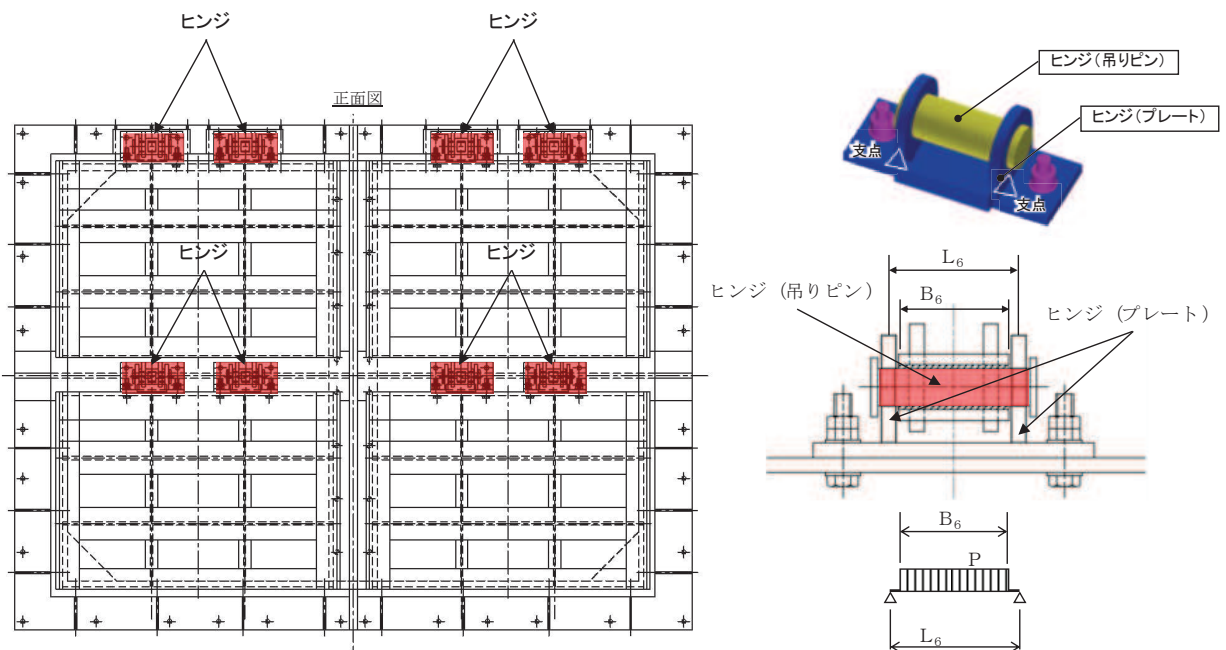


図 5.5-6(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図（水路縦断方向）

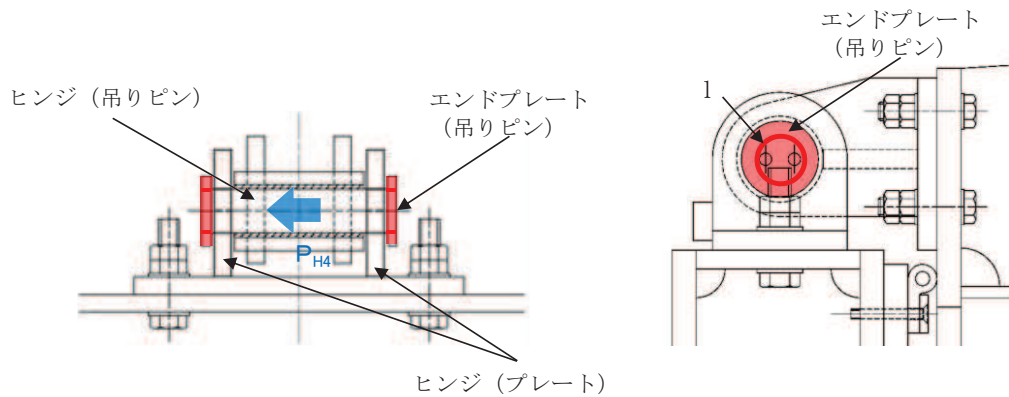


図 5.5-6(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_6 \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_6}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6}$$

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

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

L_6 : ヒンジピン支間長 (mm)

B_6 : ヒンジピン受圧幅 (mm)

P_6 : 総荷重

Z_6 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

A_6 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

P_{p4} : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

A_s : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

l : せん断作用位置における周長

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(6) ヒンジ (吊りピン)」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ (プレート) が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ (プレート) の照査断面はヒンジ (プレート) の最薄部とし、支点反力により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、吊りピンのエンドプレートを介して伝達される水平地震荷重により生じる支圧応力度、ならびにヒンジ (プレート) 下端の曲げ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) の構造図を図 5.5-7 に示す。

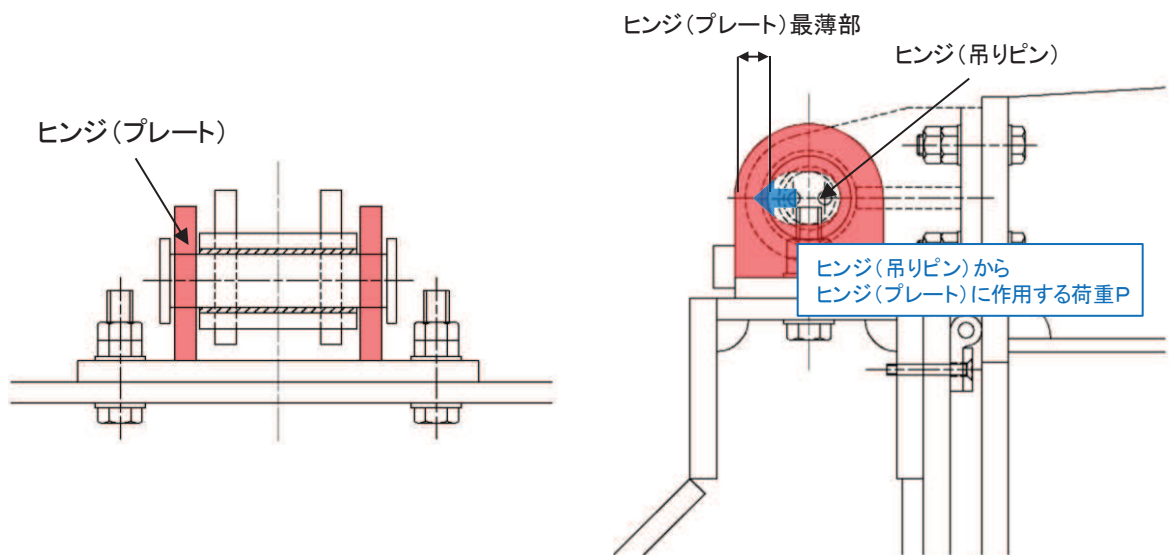


図5.5-7(1) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路縦断方向)

また、ヒンジ (プレート) の応力算定式は以下のとおりである。

$$\tau = \frac{P_7}{A h_7}$$

ここで、

P_7 : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_7$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

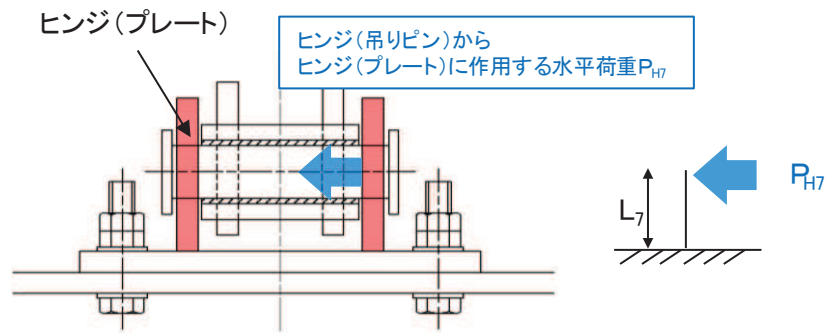


図5.5-7(2) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路横断方向)

また、ヒンジ (プレート) の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = P_{H7} \cdot L_7$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z_7}$$

$$\sigma_p = \frac{P_{H7}}{A_p}$$

ここで、

A_{h7} : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

P_{H7} : ヒンジ (プレート) に作用する水平地震荷重 (N)

L_7 : 吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 (mm)

M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Z_7 : ヒンジ (プレート) の断面係数 (mm^3)

A_p : 支圧抵抗面積 (mm^2)

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体自重および慣性力より算出される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を図5.5-8に、応力算定式を図5.5-9に示す。

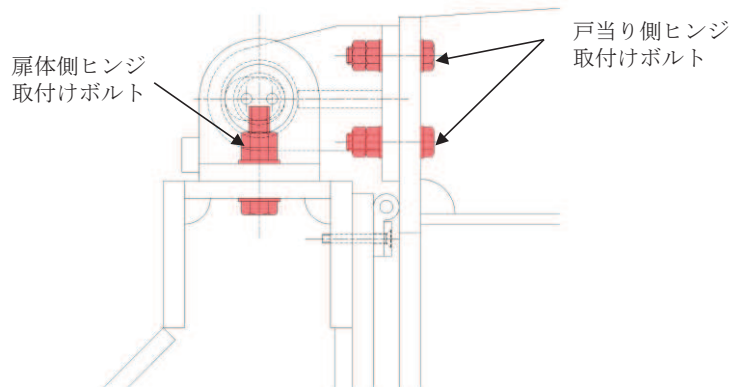
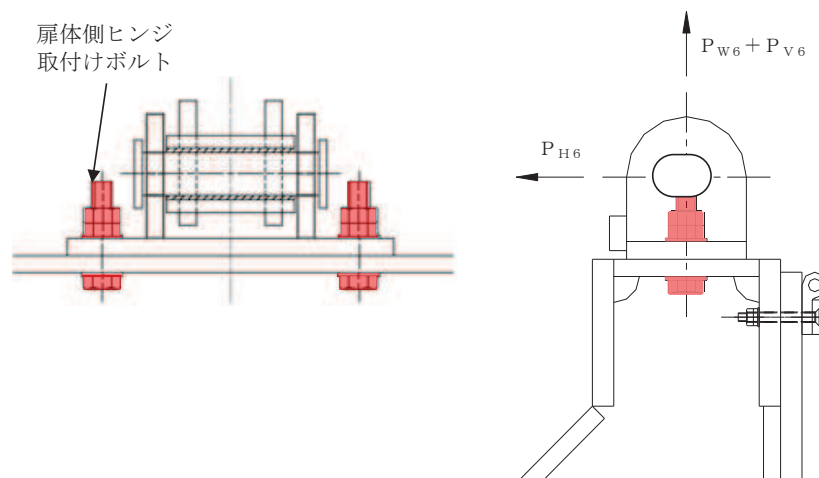


図 5.5-8 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 2}$$

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

$A b_8$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

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)

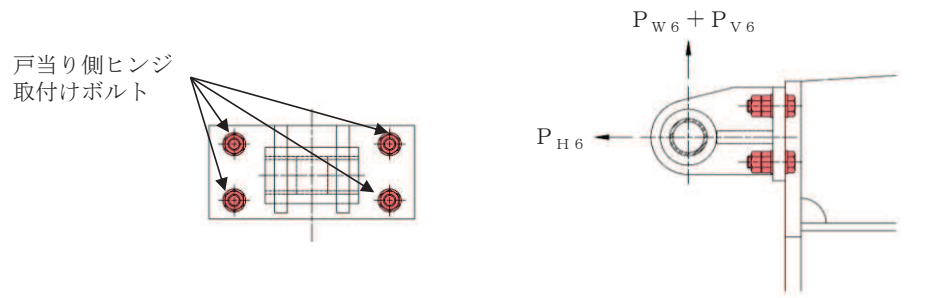
σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-9(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 4}$$

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

$A b_8$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W8} : 扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

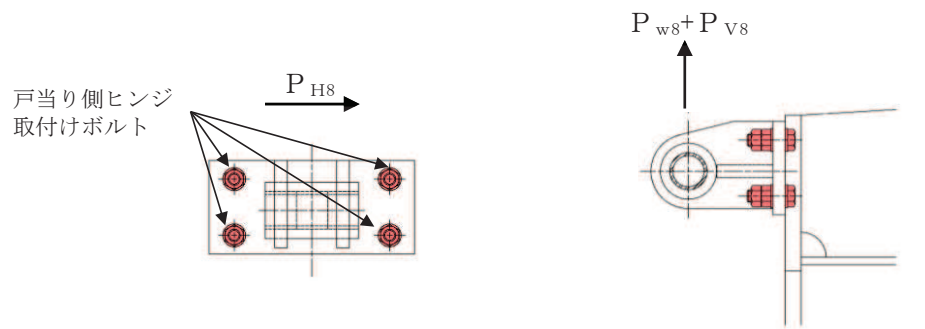
P_{H8} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-9(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式 (水路縦断方向)



$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{w8} + P_{v8})^2 + P_{H8}^2}}{Ab \cdot 4}$$

- Ab : 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{w8} : 扉体の自重 (N)
- P_{v8} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H8} : 水平地震力 (N)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.5-9(3) ヒンジ取付けボルト（戸当り側）の応力算定式（水路横断方向）

(9) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリート及び中央支柱と接触することによって支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図を図5.5-10に示す。

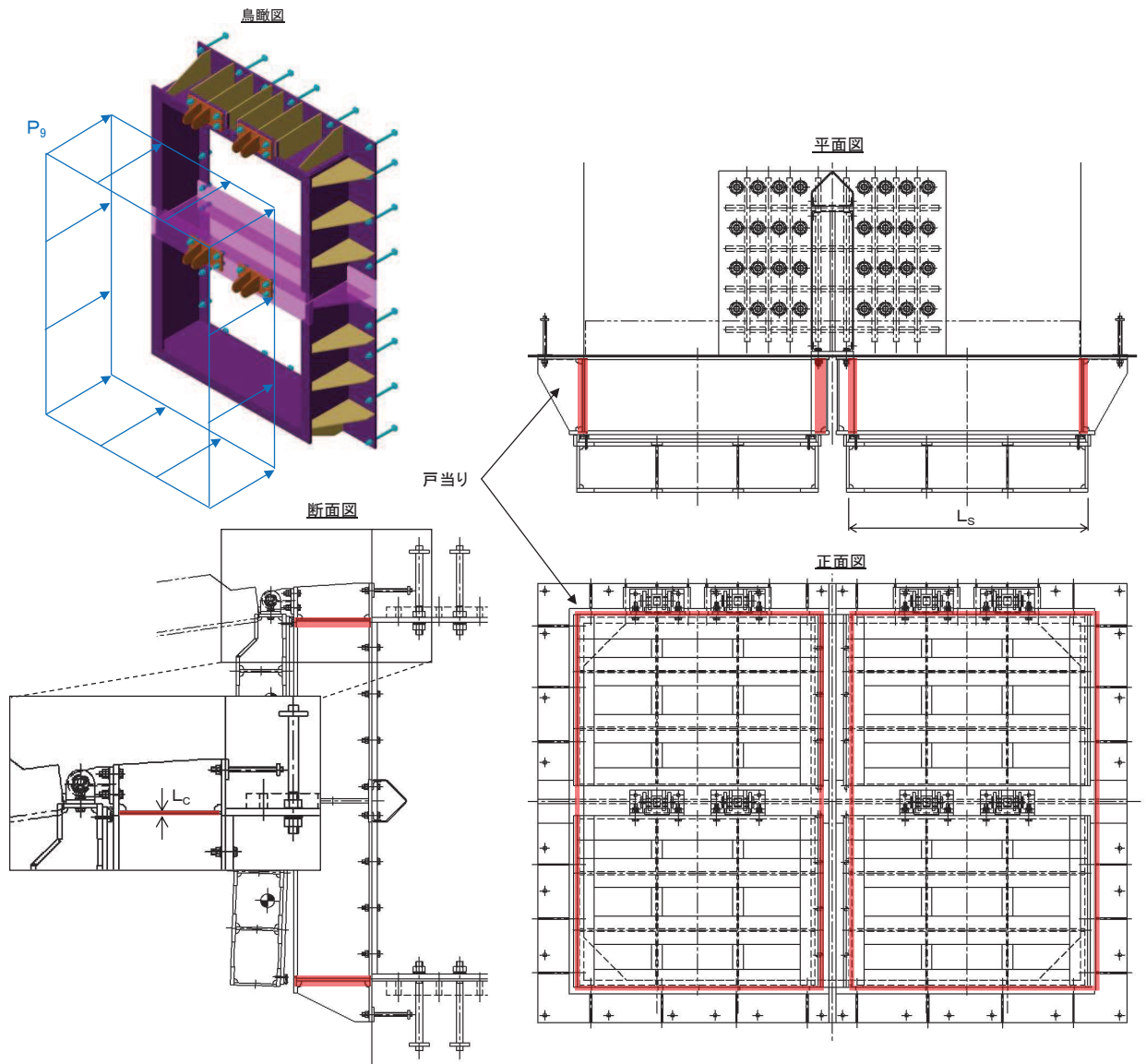


図 5.5-10 戸当りの構造図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、

P_g : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.5-11 に示す。

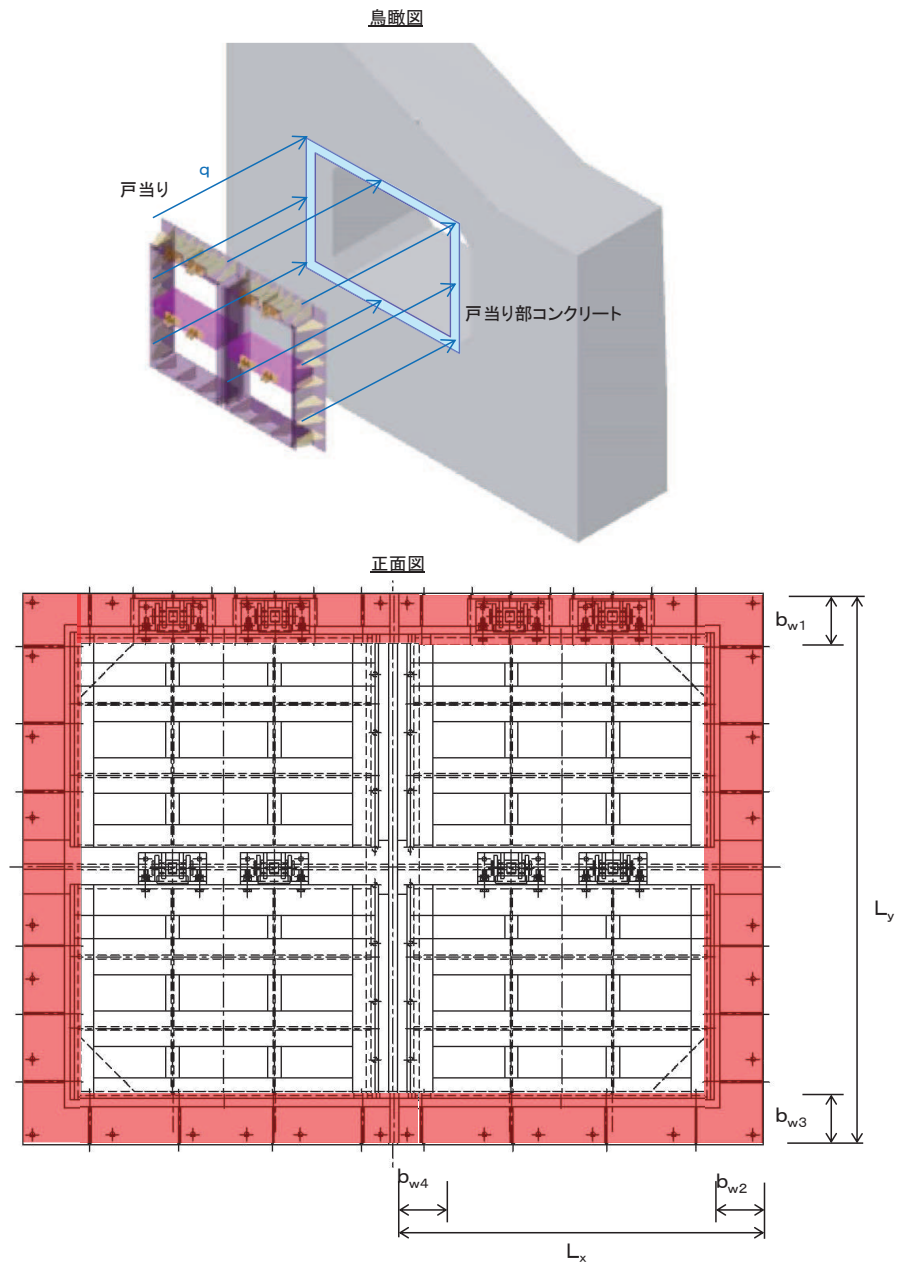


図 5.5-11 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$
$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、

q : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm²)

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)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートとブラケットが接触することによって支持される構成である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化する。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。加えて、防護梁には水平方向及び鉛直方向の荷重が同時に作用することから、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」二軸応力状態の照査について行う。

また、エンドプレート最下端が出口側集水ピット底版に接しているため、エンドプレートが接する出口側集水ピット底版コンクリートの支圧応力度についても照査を行う。

なお、防護梁と出口側集水ピット側壁の間には隙間があり、出口側集水ピットの南北方向の変形に対しても防護梁の軸方向圧縮力が作用しない構造であることから、座屈を考慮しない。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-12 に示す。

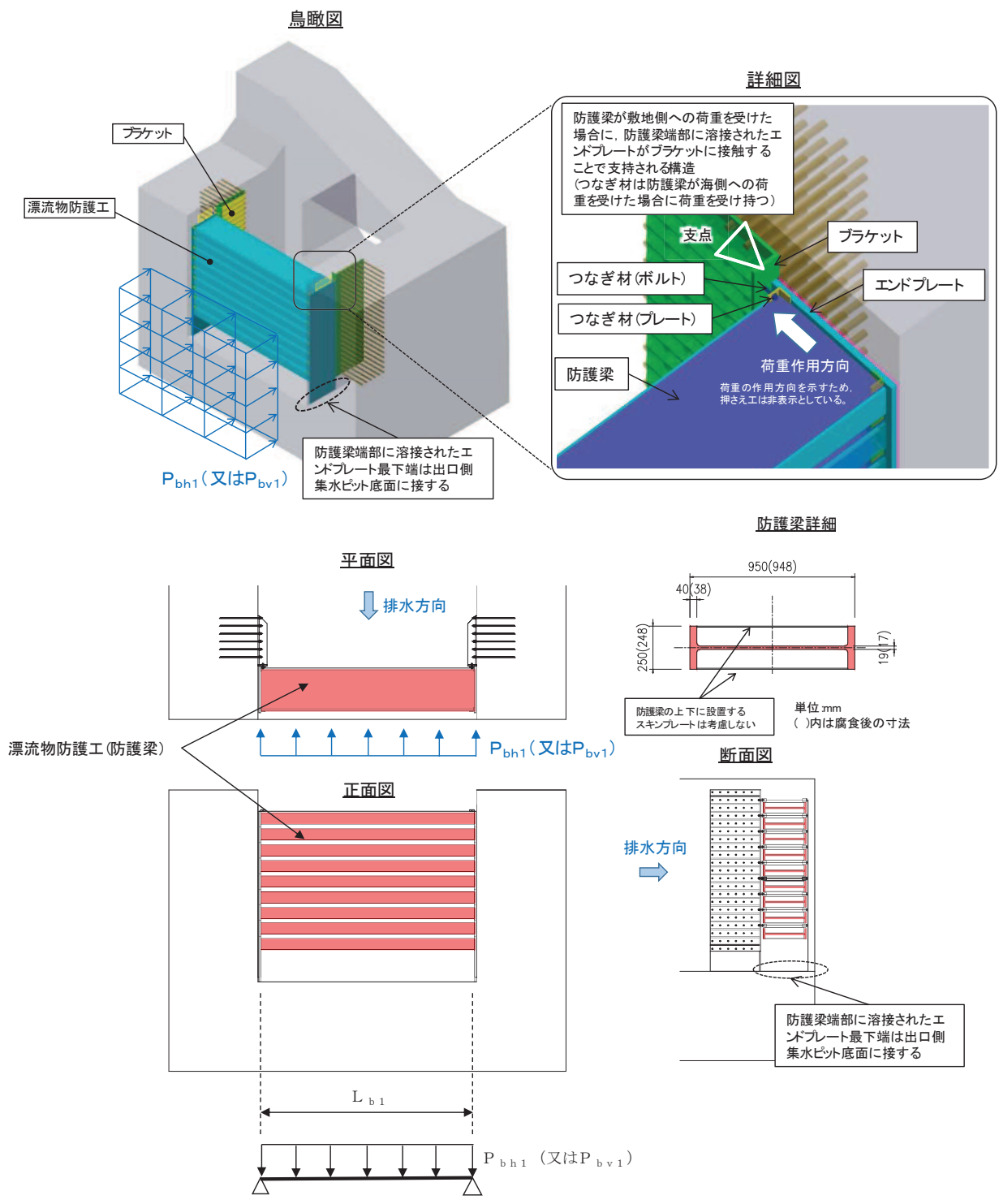


図 5.5-12 防護梁の構造及びモデル図

また、防護梁及び出口側集水ピット底板コンクリートの応力算定式は以下のとおり。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_x = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (合成応力度)$$

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 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ_x : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ_x : せん断応力度 (N/mm²)

【鉛直方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (合成応力度)$$

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 (mm³)

A_{wbv1} : 防護梁の鉛直(弱軸)方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

【二軸応力状態の照査】

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここに,

τ : 照査箇所が生じるせん断応力度 (N/mm²)

【出口側集水ピット底版コンクリート】

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{10}}{A_{10}}$$

ここで,

σ_{bk} : エンドプレート下端コンクリートに作用する支圧応力度 (N/mm²)

P_{10} : エンドプレート下端の鉛直荷重 (N)

A_{10} : エンドプレート下端の断面積 (mm²)

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、出口側集水ピットの側壁に埋め込まれたアンカーボルトを固定端として支持される構造である。計算方法は、防護梁と一体化したエンドプレートを介して伝達される荷重が作用する出口側集水ピットの側壁（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介して荷重が作用する。これらの荷重は同値であるため、アーム長が大きくなり、照査値が厳しくなると想定され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 π 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 5.5-13 に示す。

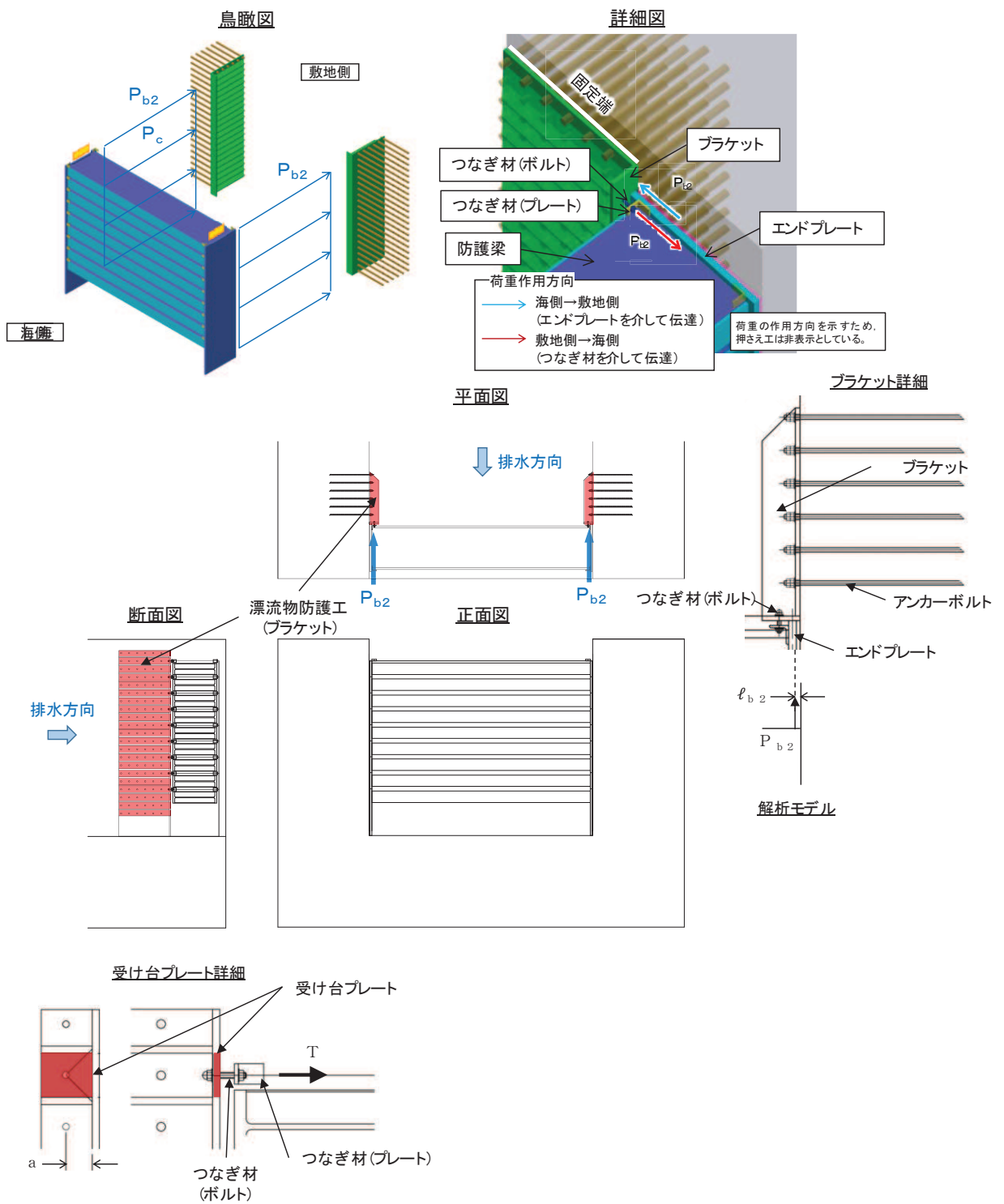


図 5.5-13 ブラケットの構造及びモデル図

また、漂流物防護工（ブラケット）の応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

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)
 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 (mm³)
 A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【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 : ブラケット端部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 (mm³)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

(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-20）からなり、敷地側から海側の荷重が作用した際に、ボルトを介してブラケットおよびアンカーボルトに荷重伝達する構造である。プレートの計算方法は、ボルトに生じる引張力が作用する片持ち梁（エンドプレートを固定端とする）としてモデル化する。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 5.5-14 に示す。

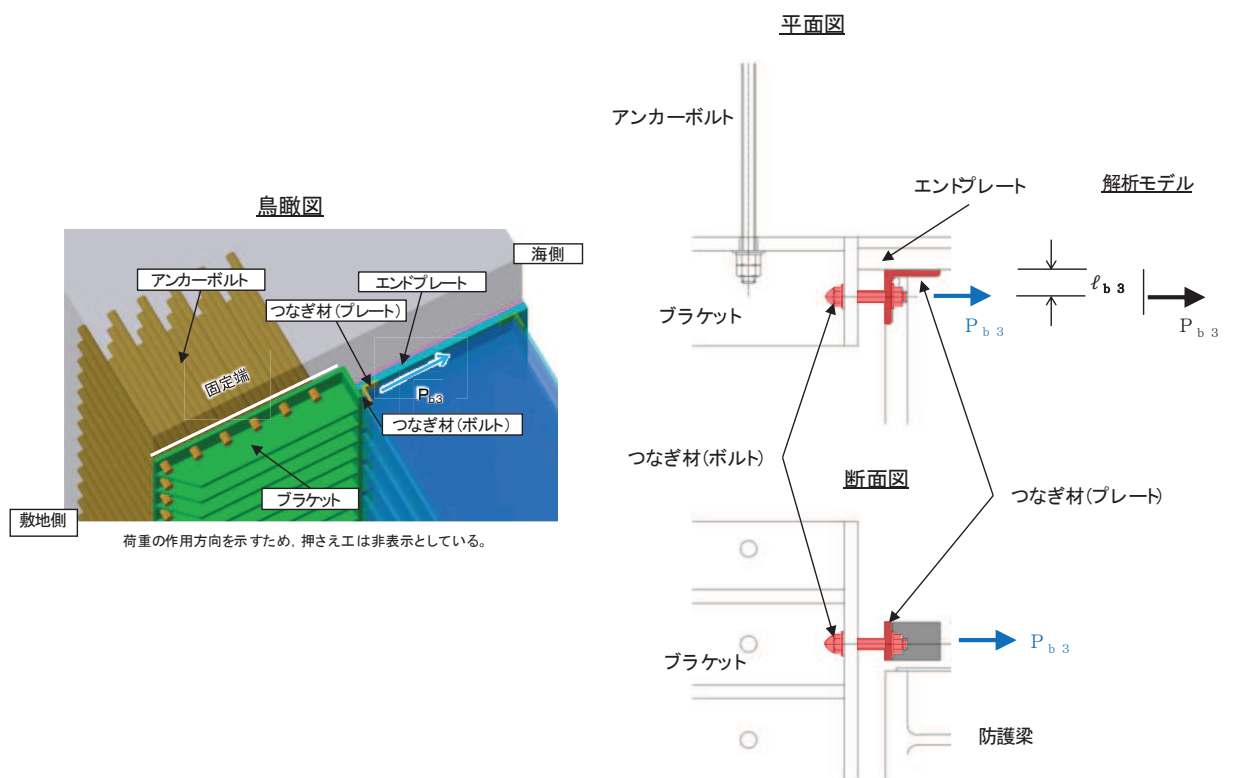


図 5.5-14(1) つなぎ材の構造図及びモデル図（水路縦断方向）

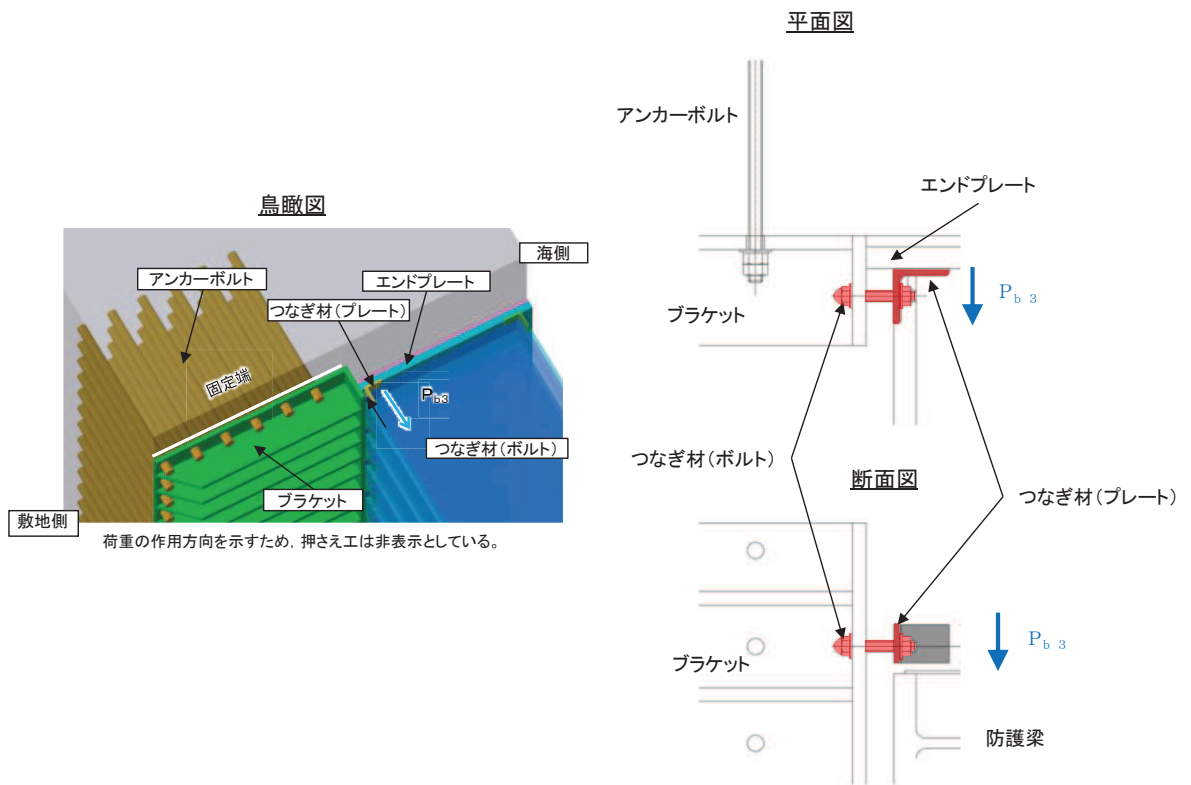


図5.5-14(2) つなぎ材の構造図及び計算モデル（水路横断方向）

また、つなぎ材の応力算定式は以下のとおりである。

【水路縦断方向】

(プレート)

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{\max} = P_{b3} \ell_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

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)
 ℓ_{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 (mm³)
 A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

(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 (mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

【水路横断方向】

(プレート)

$$\tau = \frac{P_{b3}}{B_p \cdot t_p}$$

ここで、

τ : せん断応力度 (N/mm²)

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)

B_p : 有効プレート幅 (mm)

t_p : プレート厚さ (mm)

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

漂流物防護工（アンカーボルト）は、側壁のコンクリートに埋め込むことによって、ブラケットを支持する構造である。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。

計算方法は、防護梁1本に作用する荷重に対して、図5.5-15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所要引張力および所要せん断力が確保できるか確認する。

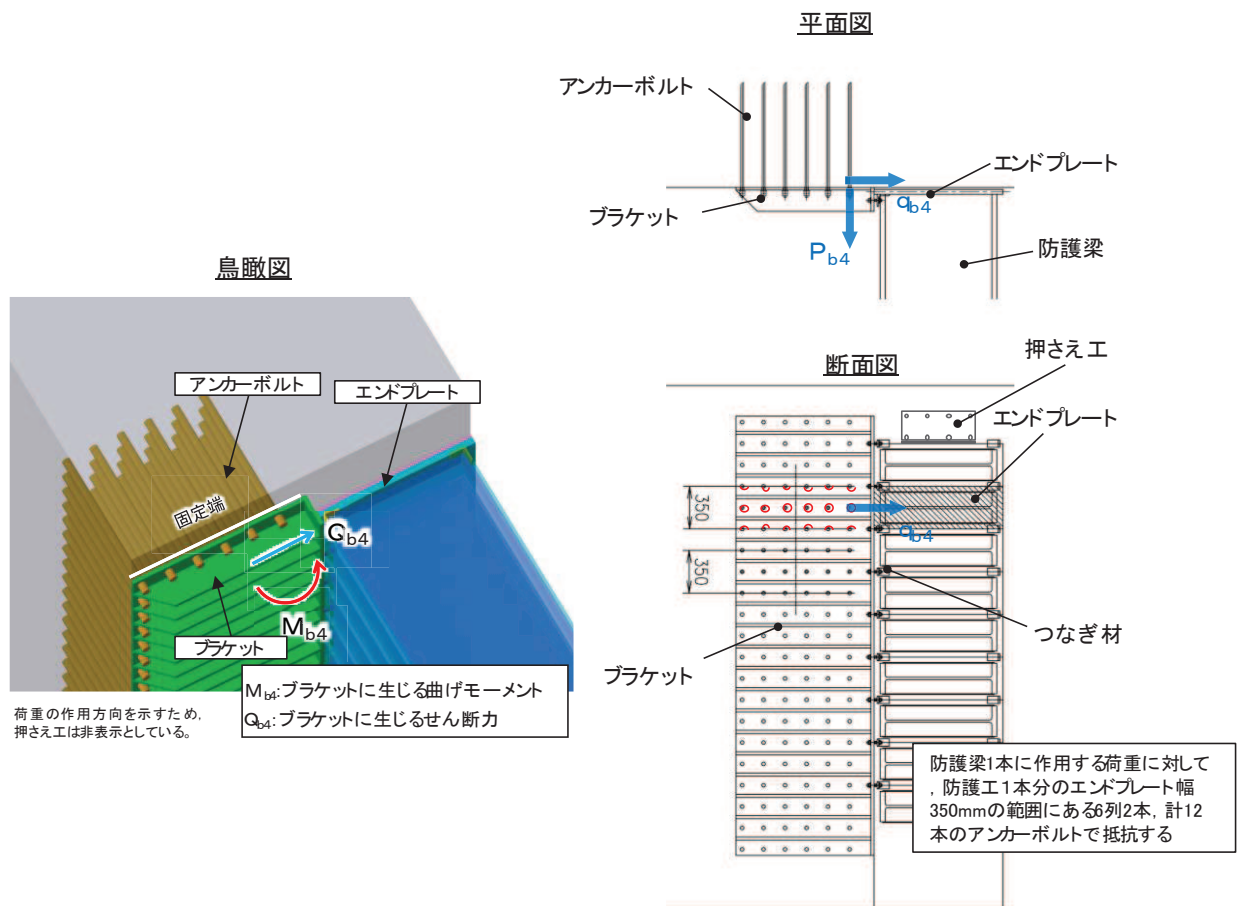


図 5.5-15 アンカーボルトの構造図

また、漂流物防護工（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- 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)
- 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)

(15) 漂流物防護工（押さえ工）

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの地震荷重に対して支持する構造である。計算方法は、図 5-19 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\text{max}} = F' \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\text{max}} = F'$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- F' : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力 (N)
- ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)
- Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)
- A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（本）

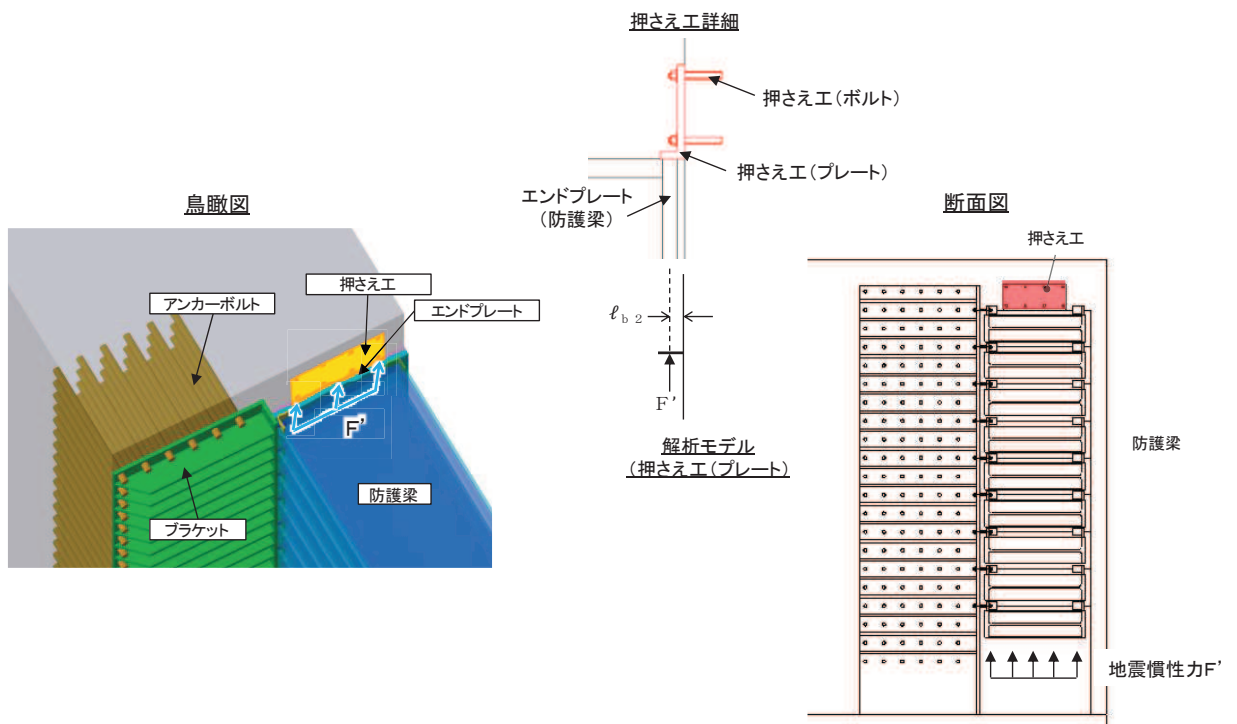


図 5.5-16 押さえ工の構造図及びモデル図

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 (1/4)

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 ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
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 ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.87	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	3.75	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	1.87	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
9.4×10 ⁻³	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

アンカーボルト の本数 n ₄ (本)	中央支柱に作用 する荷重 w ₄ (N/mm)	中央支柱固定高 L ₄ (mm)	中央支柱の 断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)
32	71.82	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/4)

中央横桁に作用する荷重 w_5 (N/mm)	中央横桁の支間長 L_5 (mm)	中央横桁の断面係数 Z_5 (mm ³)	中央横桁のせん断抵抗断面積 A_{w5} (mm ²)
52.07	1600	4.897727×10^6	1.50×10^4

ヒンジ (吊りピン)				
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 ³)	断面積 A_6 (mm ²)
176	150	18165	1.2272×10^4	1.963×10^3

単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積 A_s (mm ²)	せん断作用位置における周長 l (mm)
9	50π

ヒンジ (プレート)				
最薄部の断面積 A_{h7} (mm ²)	水平地震荷重 P_{H7} (N)	吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 L_7 (mm)	断面係数 Z_7 (mm ³)	支圧抵抗面積 A_p (mm ²)
1.2×10^3	9561.4838	75	9.3333×10^3	3.063×10^3

取付けボルトの断面積 A_b (mm ²)	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 P_{w8} (N/mm ²)	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_9 (N/mm ²)	扉体幅 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

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)	中央支柱部戸当り支圧幅 b_{w4} (mm)
275	325	300	125

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/4)

戸当りへ作用する水平地震力 q (N/mm ²)	戸当り幅 S (mm)
0.0225	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 ³)	水平（強軸）方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
6.743	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

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 ³)	鉛直（弱軸）方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)	エンドプレート 下端の鉛直荷重 P_{10} (N)	エンドプレート 下端の断面積 A_{10} (mm ²)
10.892	0.7819×10^6	18.85×10^3	3.08909475×10^5	39.824×10^3

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 ³)	ブラケットの せん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
16.3×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

受け台に作用する引張力 T (N)	ブラケット端部からつなぎ材 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 ³)
16.3×10^3	90	13.225×10^3

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 ³)	つなぎ材プレートの 断面積 A_{b3} (mm ²)
16.3×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

表 5.6-1(4) 応力評価に用いる計算条件 (4/4)

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 ²)	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)
16.3×10^3	245	1225	6

つなぎ材ボルトの有効プレート幅 B_p (mm)	つなぎ材プレート厚 t_p (mm)
36.5	23

押さえ工 (プレート) に作用する防護梁の地震慣性力 F' (N)	押さえ工 (プレート) の断面係数 Z_{b5} (mm ³)	押さえ工 (プレート) の断面積 A_{b5} (mm ²)
2.035×10^5	3.5532×10^4	1.1844×10^4

押さえ工 (ボルト) の鉛直方向のピッチ l_{b5} (mm)	押さえ工 (ボルト) の本数 n_5 (本)
200	8

5.7 応力計算

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁、補助縦桁及び側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.7-1に示す。

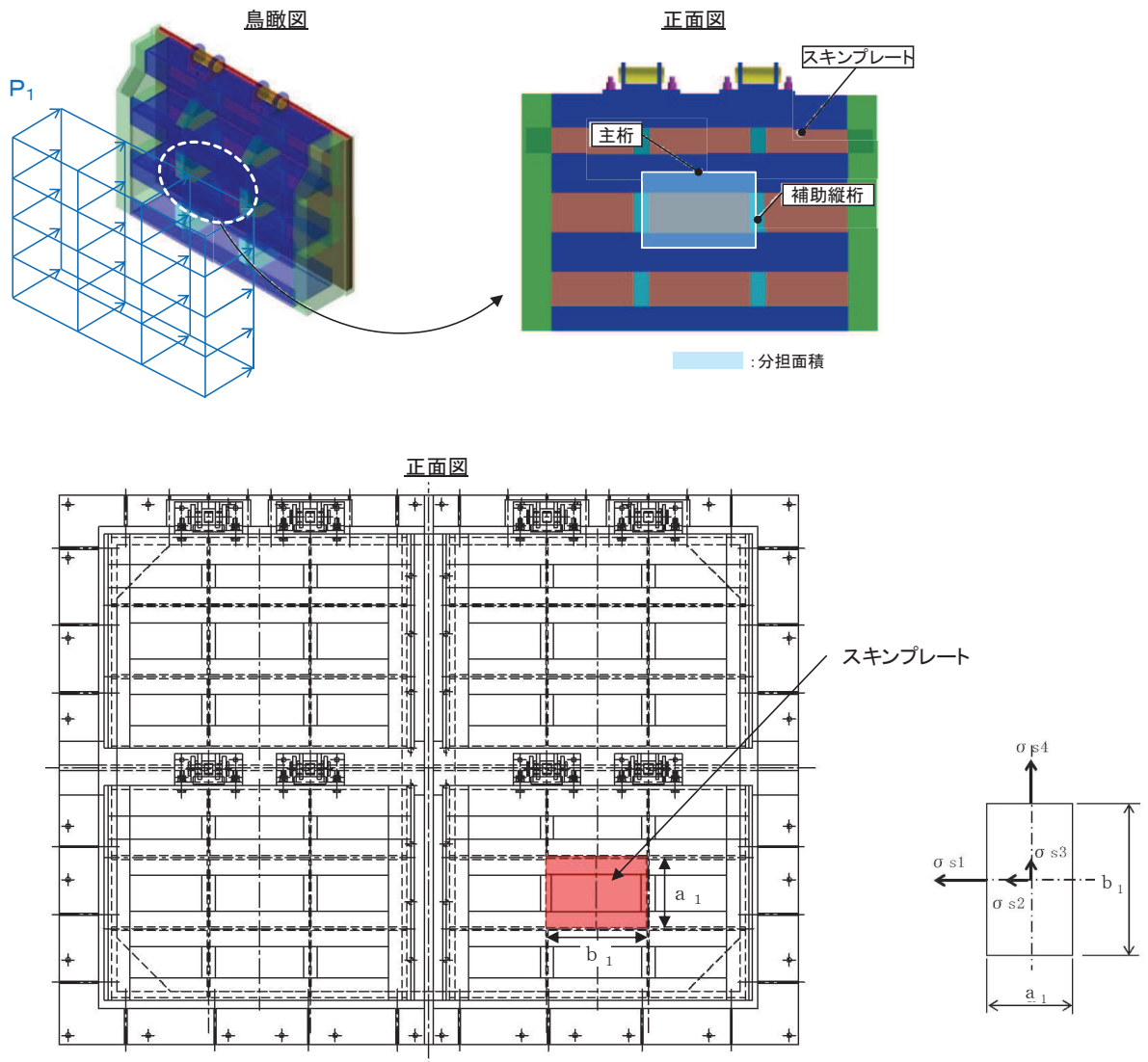


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : スキンプレートの辺長比 (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/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

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。

$$P_1 = K_H \times G \times A_1$$

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	—
G	扉体の自重	14.70998×10^3	N
A_1	扉体面積	2.04×10^6	mm ²

よって、

$$P_1 = 1.3 \times 14.70998 \times 10^3 \div (2.04 \times 10^6) = 0.00937 \text{ N/mm}^2 = 0.0094 \text{ N/mm}^2$$

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。

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

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 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	スキンプレートの辺長比 (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 σ 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	σ_1	σ_2	σ_3	σ_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
∞	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

区分	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P_1 (N/mm ²)	t_1 (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

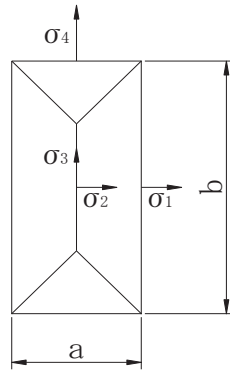


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

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、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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 に示す。

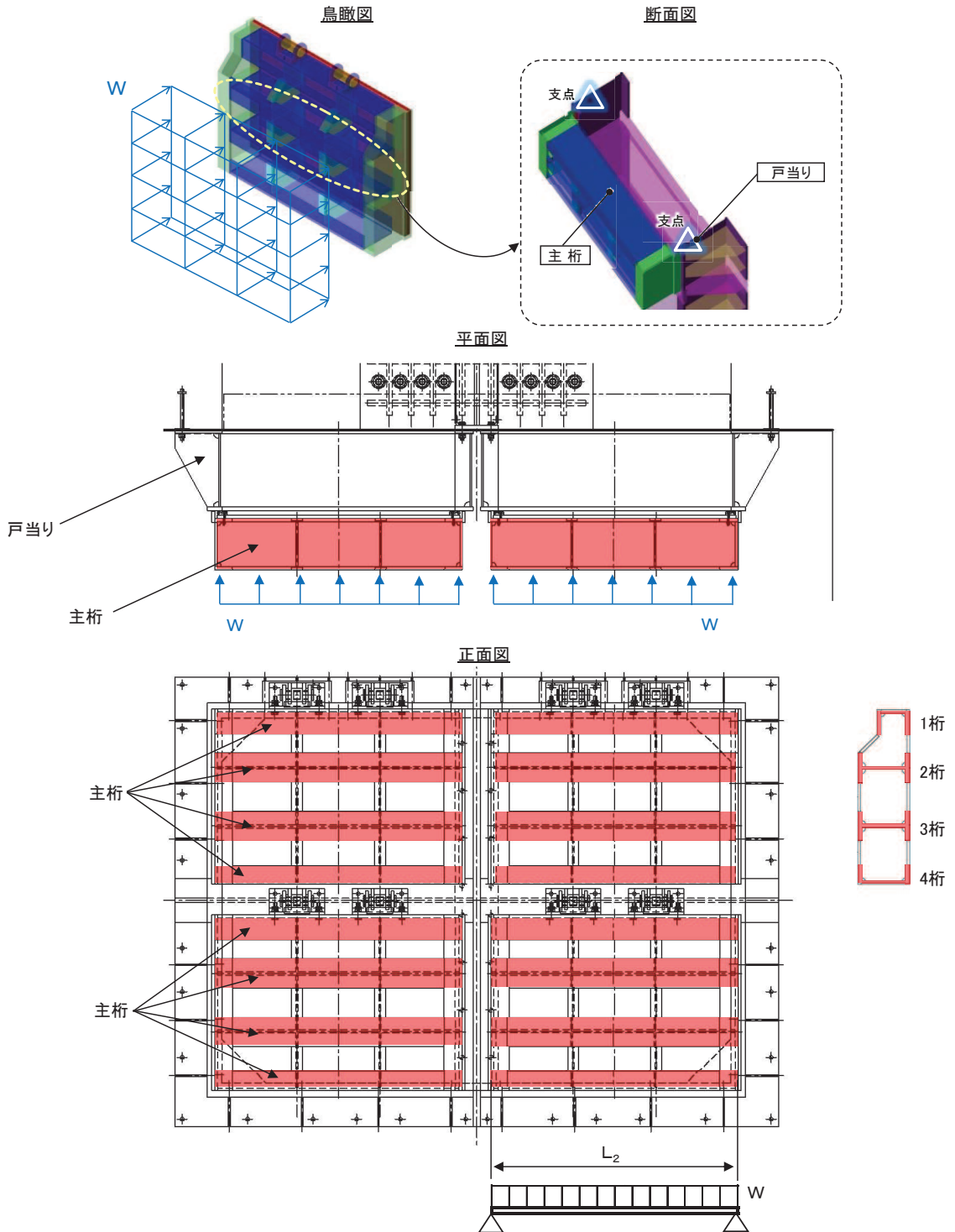


図 5.7-3 主桁の構造及びモデル図

また、主桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L_2 : 主桁支間長 (mm)

Z_2 : 各主桁の断面係数 (mm³)

$A w_2$: 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$W = P_2 \cdot \frac{H_2}{2}$$

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 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 ₂	主桁に作用する水平地震荷重 (= P ₁)	0.0093740036765	N/mm ²
H ₂	主桁の最大間隔	400	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H_2}{2} = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} = 1.87\text{N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H_2}{2} \times 2 = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} \times 2 = 3.75\text{N/mm}$$

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。

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

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

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

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{1.87 \times 1700^2}{8} = 675537.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

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 $L_2 : 1700\text{mm}$

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

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

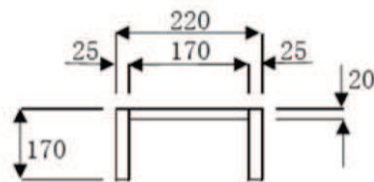


図 5.7-4 (1) 主桁 (1桁) の断面形状 (単位: mm)

扉体主桁 (2, 3桁) 断面性能及び許容応力度

使用部材 PLC-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

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

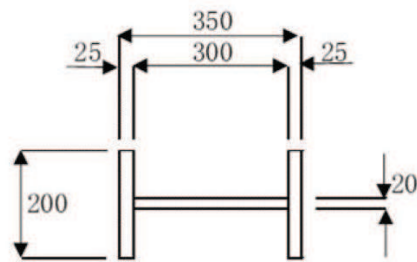


図 5.7-4 (2) 主桁 (2, 3 桁) の断面形状 (単位 : mm)

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

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{mm}^2$$

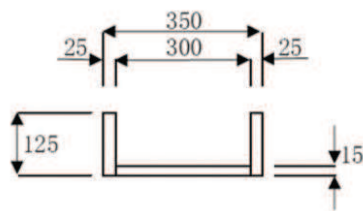


図 5.7-4 (3) 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
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	8.130379×10^5	mm ³
	主桁 (2, 3 桁) の断面係数	1.769048×10^6	mm ³
	主桁 (4 桁) の断面係数	1.137798×10^6	mm ³
Aw_2	主桁 (1 桁) のせん断抵抗断面積	3.40×10^3	mm ²
	主桁 (2, 3 桁) のせん断抵抗断面積	6.00×10^3	mm ²
	主桁 (4 桁) のせん断抵抗断面積	4.50×10^3	mm ²

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、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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、主桁によって溶接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 5.7-5 に示す。

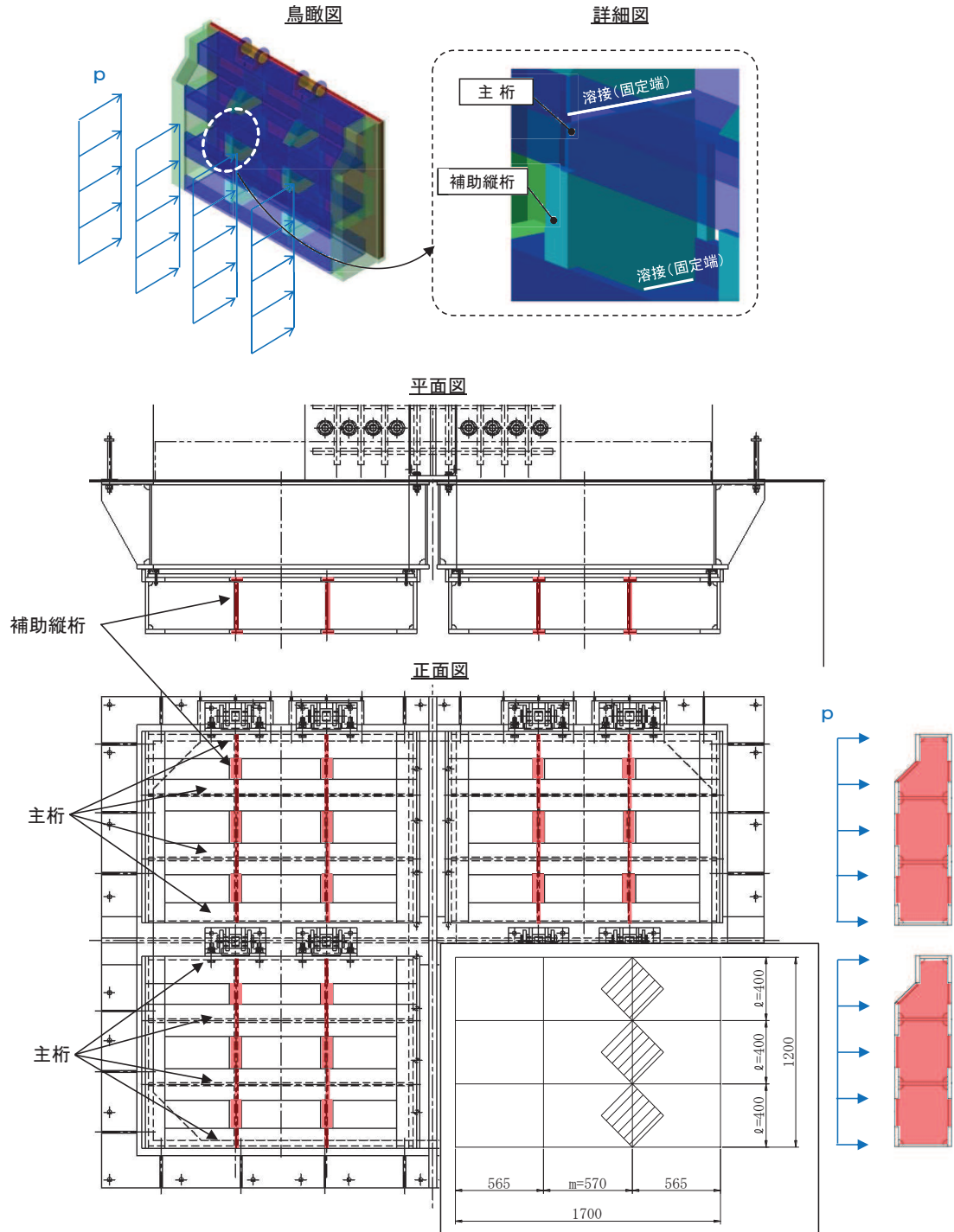


図 5.7-5 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$p = K_H \times G \div A_1$$

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	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	—	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	—
G	扉体の自重	14.70998×10 ³	N
A ₁	扉体面積	2.04×10 ⁶	mm ²

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。

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

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

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)

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.0094 \times 400^3}{12} = 50133.33333 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.0094 \times 400^2}{4} = 376 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

ただし、

補助縦桁の主桁間隔 ℓ : 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 5.7-6 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

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

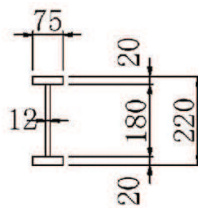


図 5.7-6 補助縦桁の断面形状 (単位: mm)

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。

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

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

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	50133.33333	N・mm
S_{max}	最大せん断力	376	N
Z_3	補助縦桁の断面係数	3.266545×10^5	mm ³
$A w_3$	補助縦桁のせん断抵抗断面積	2.16×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3} = \frac{50133.33333}{3.266545 \times 10^5} = 0.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_3} = \frac{376}{2.16 \times 10^3} = 0.18 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.16^2 + 3 \times 0.18^2} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

(4) 中央支柱

中央支柱は、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに支持される構造である。計算方法は、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。

なお、中央支柱は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央支柱の構造図及びモデル図を図 5.7-7 に示す。

【中央支柱】

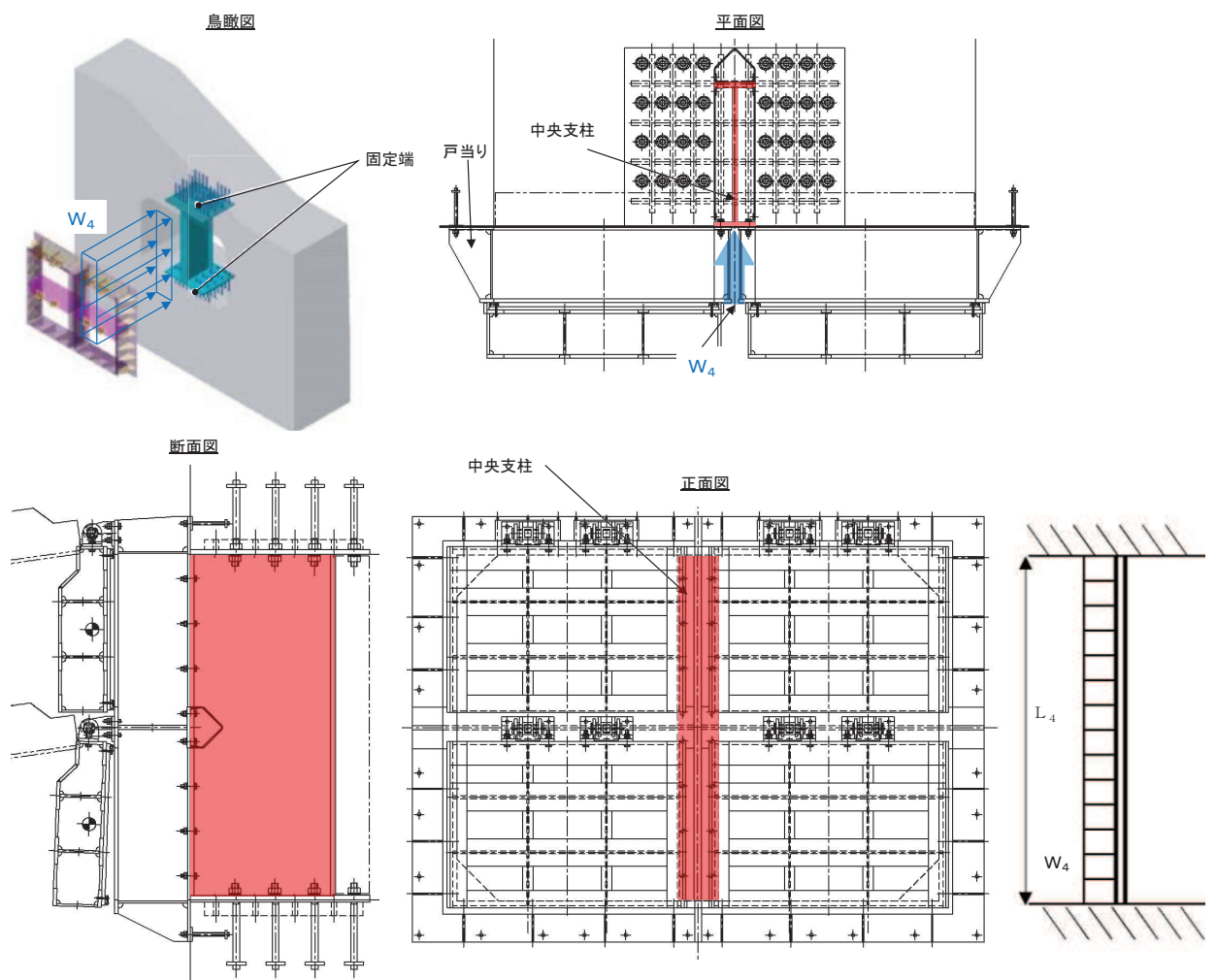


図5.7-7(1) 中央支柱の構造図及びモデル図

また、中央支柱の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

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

ここで、

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 : 中央支柱の断面係数 (mm³)

$A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

【中央支柱（アンカーボルト）】

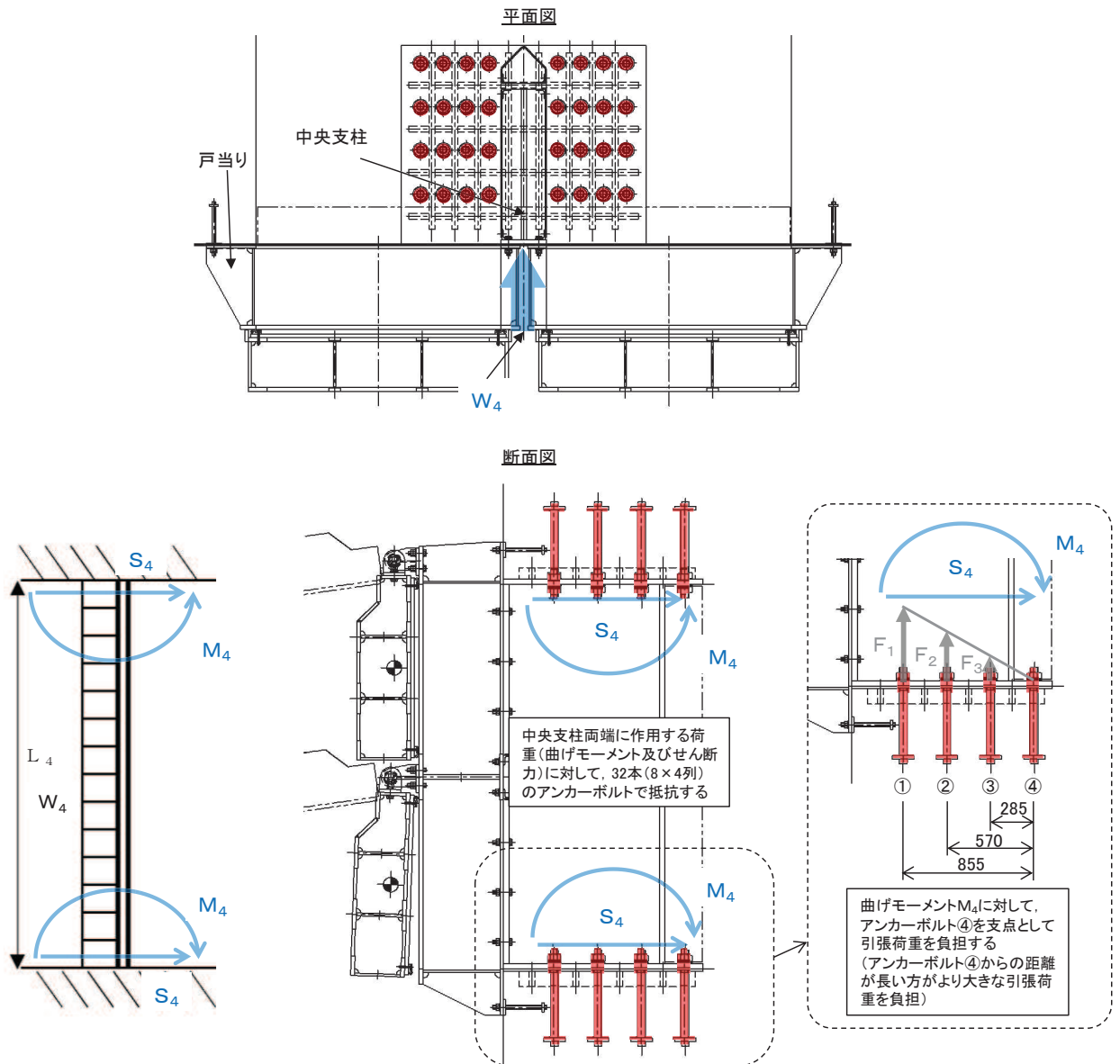


図5.5-4(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図及びモデル図（単位：mm）

中央支柱（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_4 = M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = (F_1 \cdot 855 + F_2 \cdot 570 + F_3 \cdot 285) \cdot 8$$

$$S_4 = S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\max}}{n_4}$$

ここで、

M_4 : 中央支柱両端に生じる曲げモーメント (N・mm)

S_4 : 中央支柱両端に生じるせん断力 (N)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

F_1 : アンカーボルト①が負担する引張荷重 (= $3 F_3$) (N)

F_2 : アンカーボルト②が負担する引張荷重 (= $2 F_3$) (N)

F_3 : アンカーボルト③が負担する引張荷重 (N)

S_4 : 中央支柱両端に生じるせん断力 (N)

P_4 : アンカーボルト 1 本に作用する最大引張力 (N)

Q_4 : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

n_4 : アンカーボルトの本数

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。

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (G_f + FV)^2}}{B \cdot H}$$

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 ²
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
G_f	F G 自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2} = 0.0399 \times \frac{3600}{2} = 71.82 \text{ N/mm}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (G_f + FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100 + 170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

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。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = \frac{71.82 \times 2500^2}{12} = 37406250 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2} = 71.82 \times 2500 / 2 = 89775 \text{ N}$$

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

【中央支柱】

発生応力を算定するに当たり，中央支柱の断面係数及びせん断抵抗面積を求める。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

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

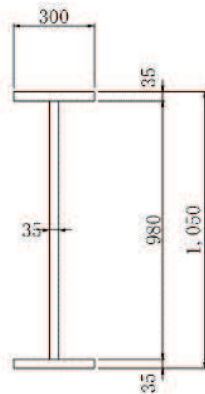


図 5.7-8 中央支柱の断面形状 (単位: mm)

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。

【中央支柱】

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

【中央支柱 (アンカーボルト)】

$$M_{\text{max}} = (F_1 \times 855 + F_2 \times 570 + F_3 \times 285) \cdot 8$$

$$= (3 \times F_3 \times 855 + 2 \times F_3 \times 570 + F_3 \times 285) \times 8 = 3990 \times F_3 \times 8$$

$$F_3 = \frac{M_{\max}}{3900 \times 8}$$

$$F_1 = 3 \times F_3 = 3 \times \frac{M_{\max}}{3900 \times 8}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\max}}{n_4}$$

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
P_4	アンカーボルト 1 本に作用する最大引張力	—	N
Q_4	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
M_{\max}	最大曲げモーメント	37406250	N・mm
S_{\max}	最大せん断力	89775	N
Z_4	中央支柱の断面係数	1.5535178×10^7	mm ³
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	3.43×10^4	mm ²
F_1	アンカーボルト①が負担する引張荷重	—	N
n_4	アンカーボルトの本数	32	本

【中央支柱】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{37406250}{1.5535178 \times 10^7} = 2.41 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4} = \frac{89775}{3.43 \times 10^4} = 2.62 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{2.41^2 + 3 \times 2.62^2} = 5.14 \text{N/mm}^2$$

【中央支柱（アンカーボルト）】

$$F_1 = 3 \times F_3 = 3 \times \frac{M_{\text{max}}}{3900 \times 8} = 3 \times \frac{37406250}{3900 \times 8} = 3596.754808 \text{N} = 3597 \text{N}$$

$$P_4 = F_1 = 3597 \text{N} = 3.60 \times 10^3 \text{N}$$

$$Q_4 = \frac{S_{\text{max}}}{n_4} = \frac{89775}{32} = 2806 \text{N} = 2.81 \times 10^3 \text{N}$$

(5) 中央横桁

中央横桁は、コンクリートおよび中間支柱と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布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。

なお、中央横桁は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央横桁の構造図及びモデル図を図 5.7-9 に示す。

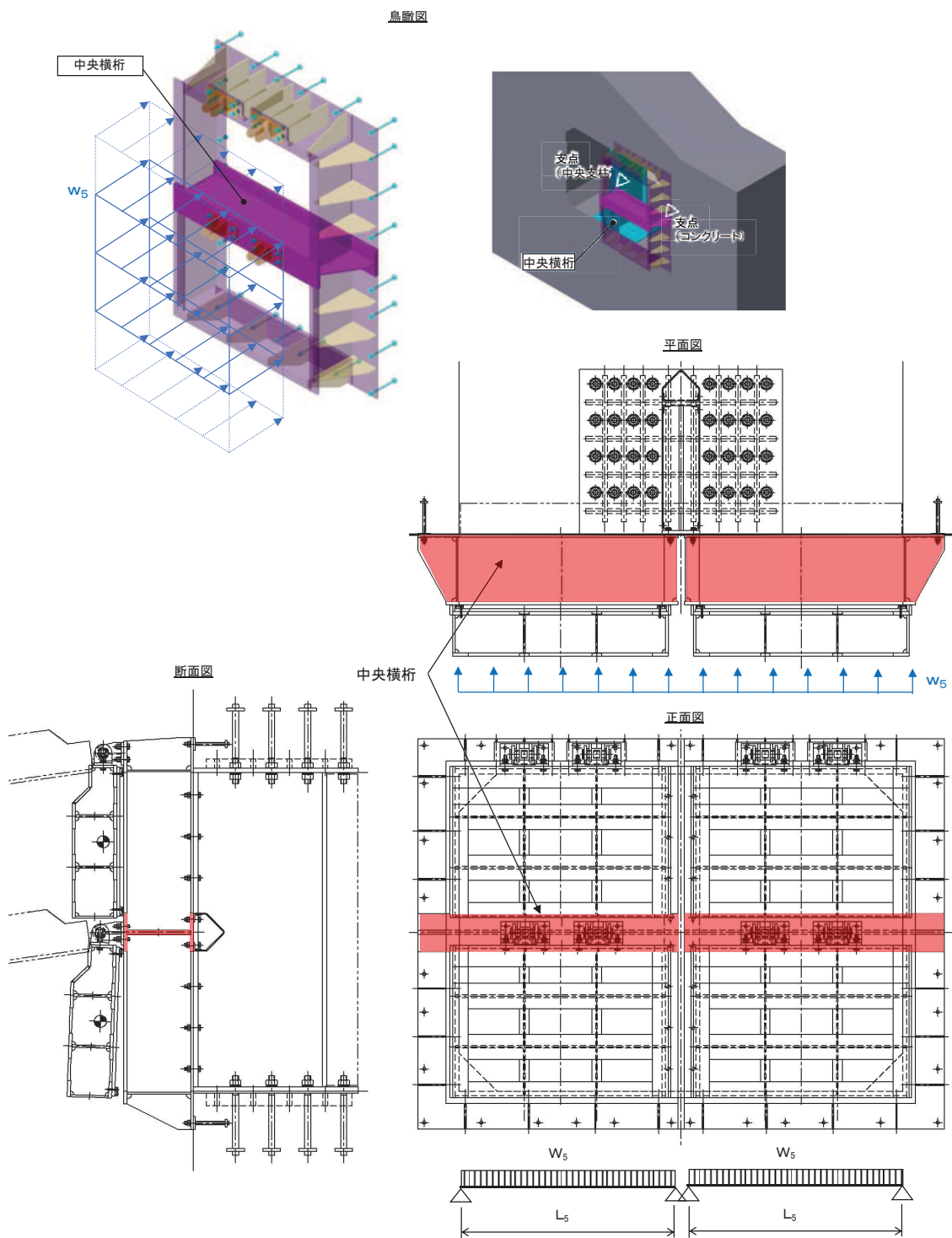


図 5.7-9 中央横桁の構造図及びモデル図

また、中央横桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

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

ここで、

- w_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)
- L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)
- Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)
- $A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (G_f + FV)^2}}{B \cdot H}$$

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 ²
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
G_f	FG自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2} = 0.0399 \times \frac{2610}{2} = 52.07 \text{ N/mm}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (G_f + FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100 + 170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

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

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

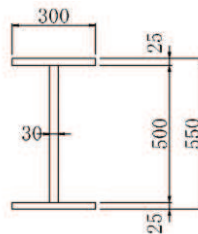


図 5.7-10 中央横桁の断面形状 (単位: mm)

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。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	16662400	N・mm
S_{max}	最大せん断力	41656	N
Z_5	中央横桁の断面係数	4.897727×10^6	mm ³
$A w_5$	中央横桁のせん断抵抗断面積	1.50×10^4	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5} = \frac{16662400}{4.897727 \times 10^6} = 3.41 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5} = \frac{41656}{1.50 \times 10^4} = 2.78 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{3.41^2 + 3 \times 2.78^2} = 5.9002 \text{N/mm}^2 = 5.91 \text{N/mm}^2$$

(6) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって、支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、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。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレート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（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.7-11 に示す。

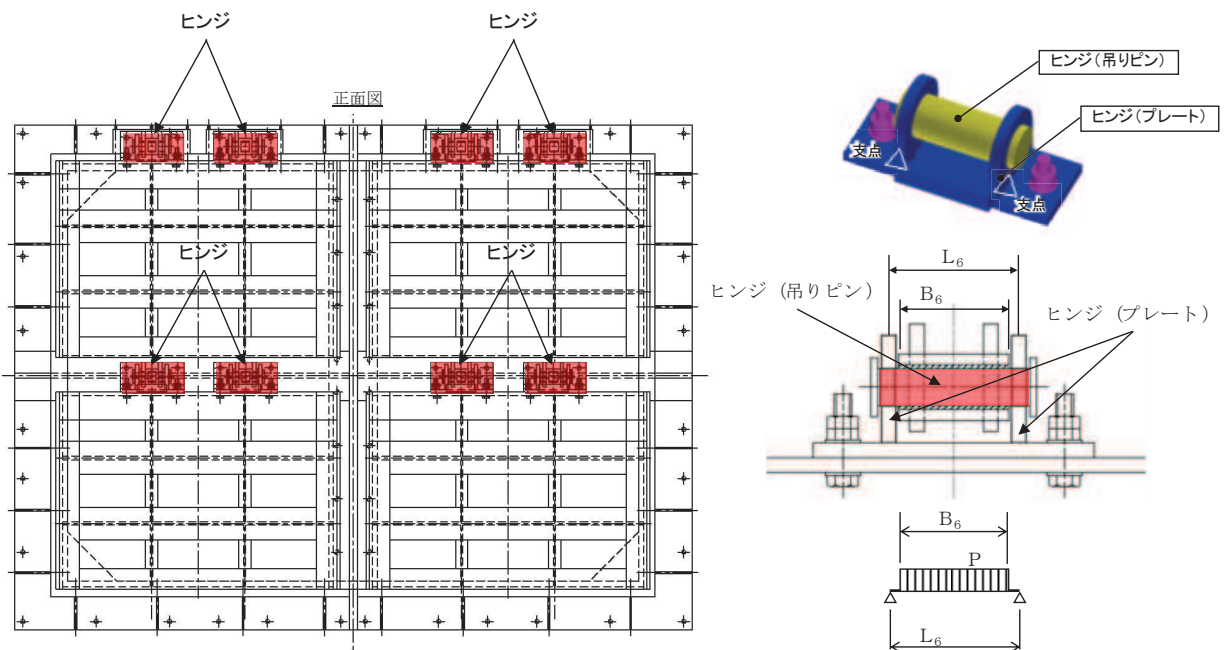


図 5.7-11(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図（水路縦断方向）

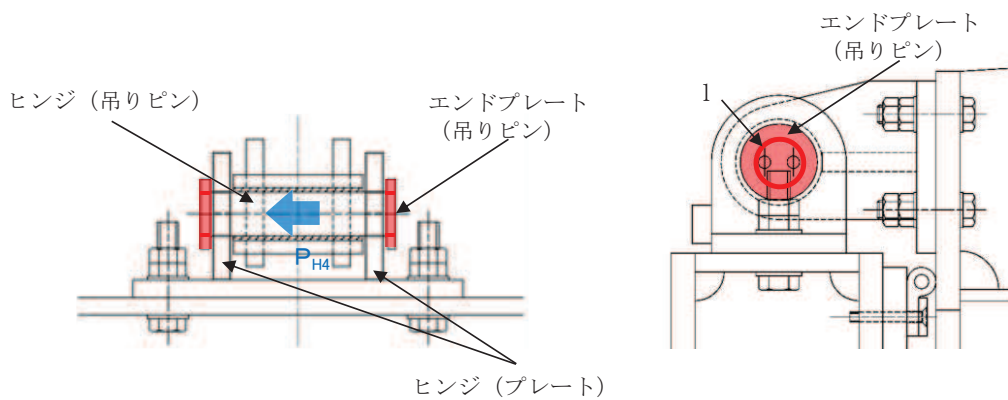


図 5.7-11(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_6 \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_6}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6}$$

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

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

L_6 : ヒンジピン支間長 (mm)

B_6 : ヒンジピン受圧幅 (mm)

P_6 : 総荷重

Z_6 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

A_6 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

P_{p4} : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

A_s : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

l : せん断作用位置における周長

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。

$$P_6 = \sqrt{\left(P_{w6} + P_{v6}\right)^2 + P_{H6}^2}$$

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_6	総荷重		
P_{w6}	自重による荷重	7354.9875	N
P_{v6}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P_{H6}	水平地震荷重	9561.4838	N

$$P_6 = \sqrt{\left(P_{w6} + P_{v6}\right)^2 + P_{H6}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 8090.4863)^2 + 9561.4838^2} = 18165 \text{ N}$$

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。

$$M_{\max} = \frac{P_6 \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8} = \frac{18165 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 458666.25 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{P_6}{2} = \frac{18165}{2} = 9082.5 \text{ N}$$

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

$$A_{w6} = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^4 \text{mm}^2$$

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。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_{w6}}$$

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	458666.25	N・mm
S_{max}	最大せん断力	9082.5	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	1.2272×10^4	mm ³
A_{w6}	ヒンジ（吊りピン）の断面積	1.963×10^3	mm ²
P_{p4}	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	—	N/mm ²
A_s	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	9	mm ²
l	せん断作用位置における周長	50π	mm

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6} = \frac{458666.25}{1.2272 \times 10^4} = 37.38 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6} = \frac{4}{3} \times \frac{9082.5}{1.963 \times 10^3} = 6.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{37.38^2 + 3 \times 6.17^2} = 38.88 \text{ N/mm}^2$$

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力

$$\tau = P_{p4} / A_s = 60.9 / 9 = 6.8 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{p4} = P_{H4} / 1 = 9561.4838 / 50 \pi = 60.9 \text{ N/mm}$$

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(6) ヒンジ (吊りピン)」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ (プレート) が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ (プレート) の照査断面はヒンジ (プレート) の最薄部とし、支点反力により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、吊りピンのエンドプレートを介して伝達される水平地震荷重により生じる支圧応力度、ならびにヒンジ (プレート) 下端の曲げ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) の構造図を図 5.7-12 に示す。

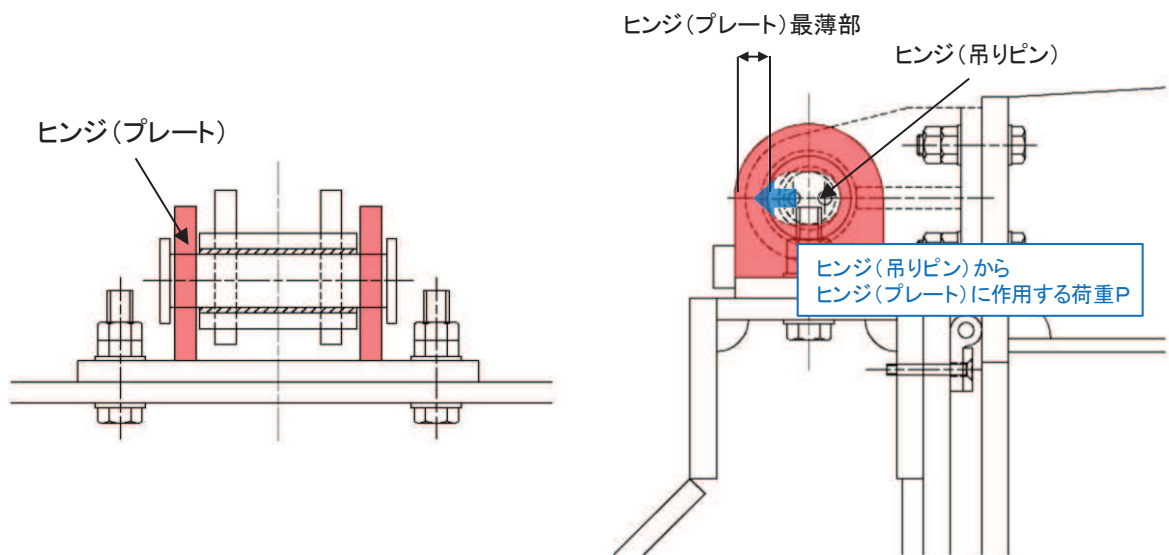


図5.7-12 ヒンジ (プレート) の構造図 (水路縦断方向)

また、ヒンジ (プレート) の応力算定式は以下のとおりである。

$$\tau = \frac{P_7}{A h_7}$$

ここで、

P_7 : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_7$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

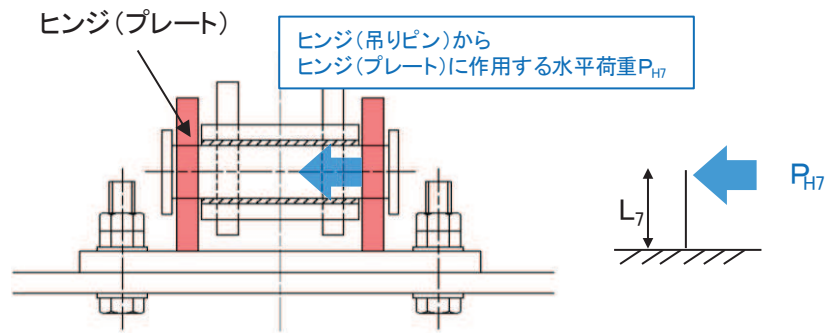


図5.7-12(2) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路横断方向)

また、ヒンジ (プレート) の応力算定式は以下のとおりである。

$$\tau = \frac{P}{A h_7}$$

$$M = P_{H7} \cdot L_7$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_7}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_H}{A_p}$$

ここで、

P : ヒンジ (プレート) に作用する鉛直荷重 (N)

$A h_7$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

P_{H7} : 水平地震荷重 (N)

L_7 : 吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 (mm)

M : ヒンジ (プレート) 下端部に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Z_7 : ヒンジ (プレート) の断面係数 (mm^3)

A_p : 支圧抵抗面積 (mm^2)

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm^2)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm^2)

a. 水路縦断方向

(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。

$$\tau = \frac{P_7}{A h_7}$$

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
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_7	ヒンジ（プレート）に作用する荷重 = (P_6)	18165	N
$A h_7$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1.2×10^3	mm

$$\tau = \frac{P_7}{A h_7} = \frac{18165}{1.2 \times 10^3} = 15.14 \text{N/mm}^2$$

b. 水路横断方向

(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。

$$\tau = \frac{P}{A h_7}$$

$$\sigma_b = \frac{M_7}{Z_7}$$

$$\sigma_p = \frac{P_{H7}}{A_p}$$

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（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
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P	ヒンジ（プレート）に作用する鉛直荷重	15445.4738	N
$A h_7$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1.2×10^3	mm
P_{H7}	水平地震荷重	9561.4838	N
L_7	吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端までの距離	75	mm
M_7	ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント	717111.29	N・mm
Z_7	ヒンジ（プレート）の断面係数	9.3333×10^3	mm ³
A_p	支圧抵抗面積	3.063×10^3	mm ²

$$\tau = \frac{P}{A h_7} = \frac{15445.4738}{1.2 \times 10^3} = 12.88 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_7}{Z_7} = \frac{717111.29}{9.3333 \times 10^3} = 76.84 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{P_{H7}}{A_p} = \frac{9561.4838}{3.063 \times 10^3} = 3.13 \text{N/mm}^2$$

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体自重および慣性力より算出される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、合成応力度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を図5.5-13に、応力算定式を図5.5-14に示す。

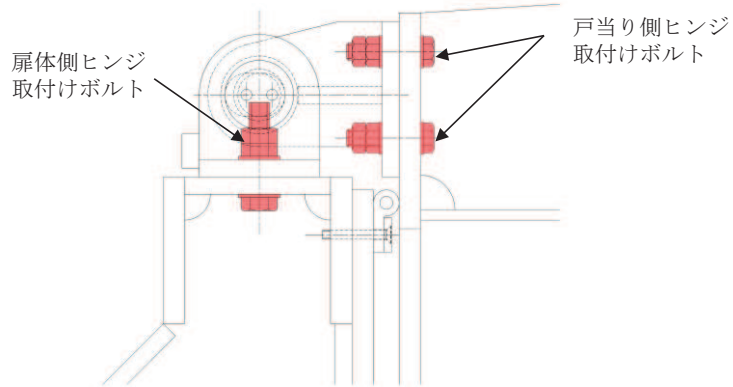
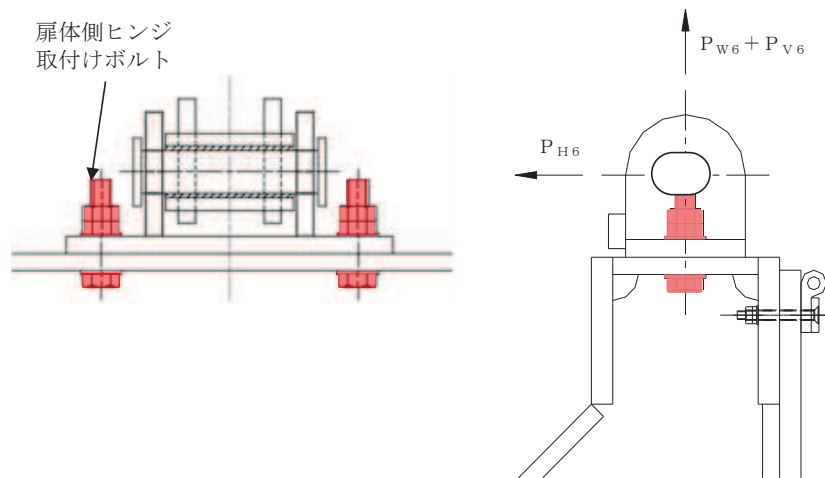


図 5.5-13 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 2}$$

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

$A b_8$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

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)

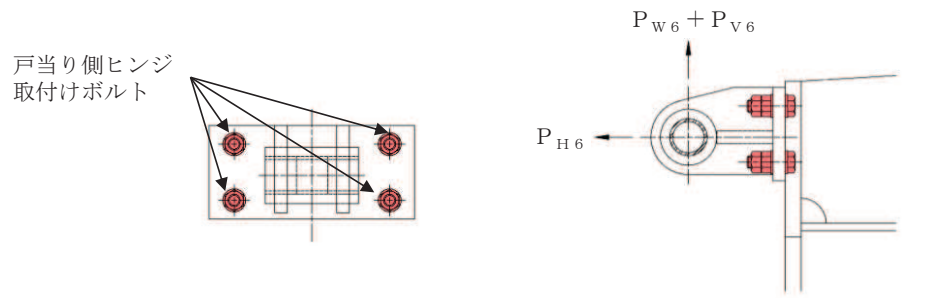
σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-14(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 4}$$

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

$A b_8$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W8} : 扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-14(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

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 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 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 (= P_{W6})	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 (= P_{V6})	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 (= P_{H6})	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。

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 2}$$

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

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_{W8}	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重 (= P_{W6})	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 (= P_{V6})	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 (= P_{H6})	9561.4838	N
$A b_8$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 2} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 2} = 32.88 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 2} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 2} = 20.36 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{32.88^2 + 3 \cdot 20.36^2} = 48.22 \text{N/mm}^2$$

b. 戸当り側

(a) 水路縦断方向

i. 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 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 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 ($= P_{W6}$)	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 ($= P_{V6}$)	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 ($= P_{H6}$)	9561.4838	N

ii. 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。

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b_8 \cdot 4}$$

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

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_{W8}	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重 ($= P_{W6}$)	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 ($= P_{V6}$)	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 ($= P_{H6}$)	9561.4838	N
$A b_8$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b_8 \cdot 4} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 4} = 10.18 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{P_{w8} + P_{v8}}{A b_8 \cdot 4} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 4} = 16.44 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{10.18^2 + 3 \cdot 16.44^2} = 30.24 \text{ N/mm}^2$$

(b) 水路横断方向

i. 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 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 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 (= P_{W6})	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 (= P_{V6})	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 (= P_{H6})	9561.4838	N

ii. 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W8} + P_{V8})^2 + P_{H8}^2}}{Ab \cdot 4}$$

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_{W8}	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重 (= P_{W6})	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重 (= P_{V6})	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重 (= P_{H6})	9561.4838	N
Ab_8	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W8} + P_{V8})^2 + P_{H8}^2}}{Ab \cdot 4} = \frac{\sqrt{(7354.9875 + 8090.4863)^2 + 9561.4838^2}}{234.89880 \times 4} = 19.34 \text{ N/mm}^2$$

(9) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリート及び中央支柱に支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図を図5.7-15に示す。

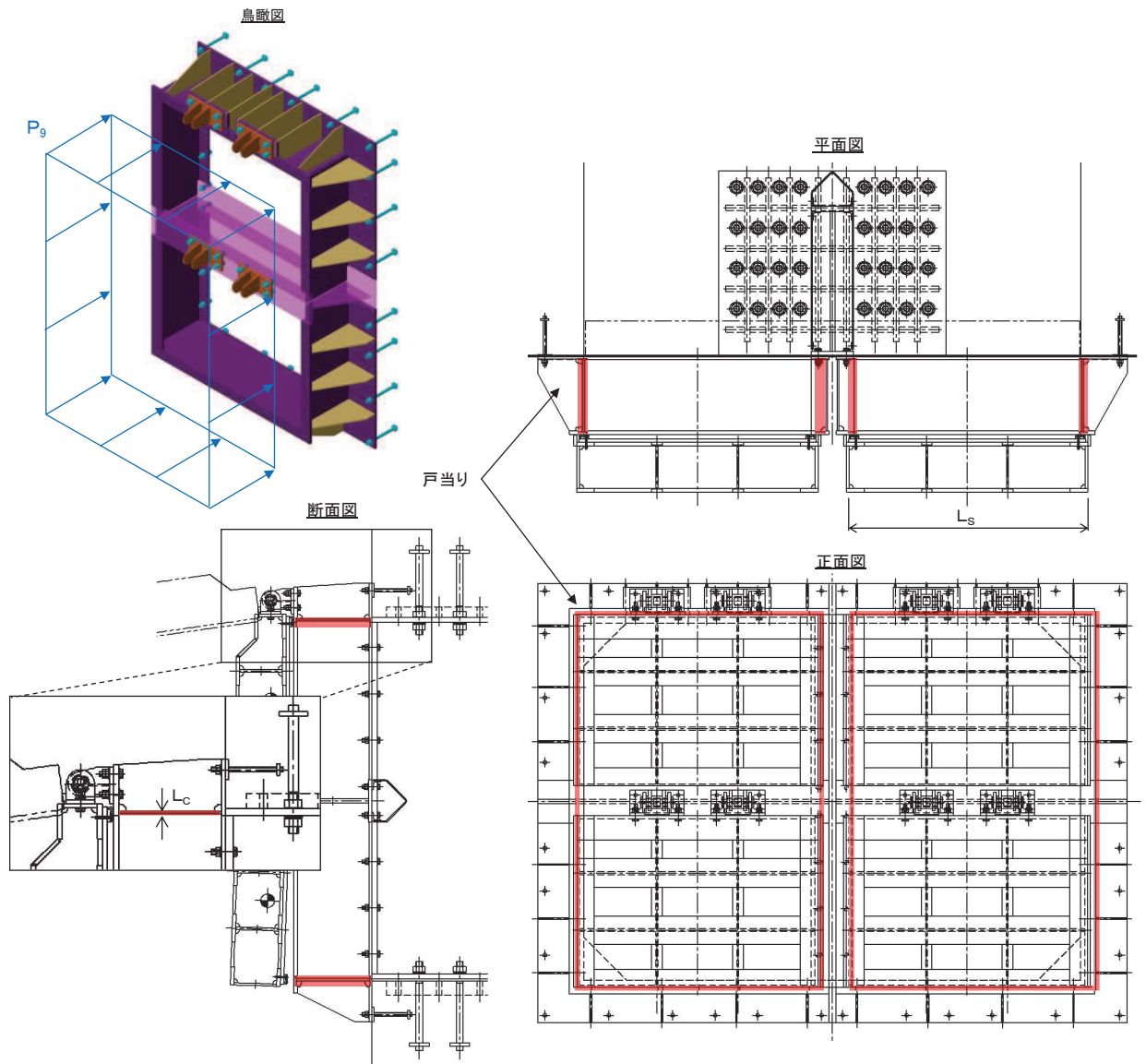


図 5.7-15 戸当りの構造図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、

P_g : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度

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 5.7-22 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
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。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_g : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度

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 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
σ_{bk}	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

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c} = \frac{0.0225 \times 1700}{2 \times 12} = 1.60 \text{ N/mm}^2$$

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.7-16 に示す。

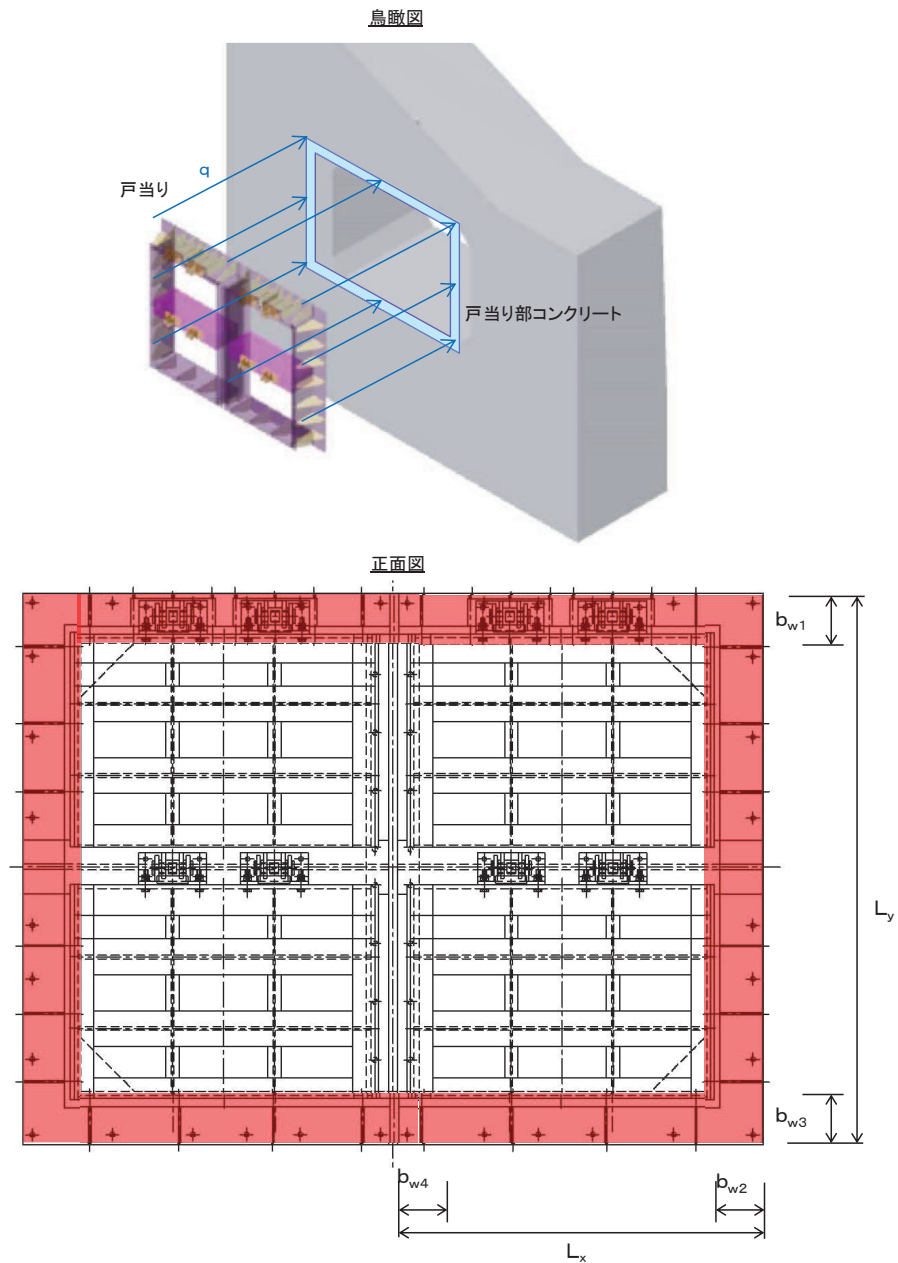


図 5.7-16 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、

- q : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm²)
- 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)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

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 5.7-24 に示す。

表 5.7-24 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 ²

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 5.7-25 に示す。

表 5.7-25 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
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	N/mm ²
q	戸当りへ作用する水平地震力	0.0225	N/mm ²
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とブラケットが接触することによって支持される構成である。計算方法は、等分布荷重が作用する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。加えて、防護梁には水平方向及び鉛直方向の荷重が同時に作用することから、二軸応力状態の照査について行う。

また、エンドプレート最下端が出口側集水ピット底版に接しているため、エンドプレートが接する出口側集水ピット底版コンクリートの支圧応力度についても照査を行う。

なお、防護梁と出口側集水ピットの間には隙間があり、出口側集水ピットの南北方向の変形に対しても防護梁の軸方向圧縮力が作用しない構造であることから、座屈を考慮しない。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.7-18 に示す。

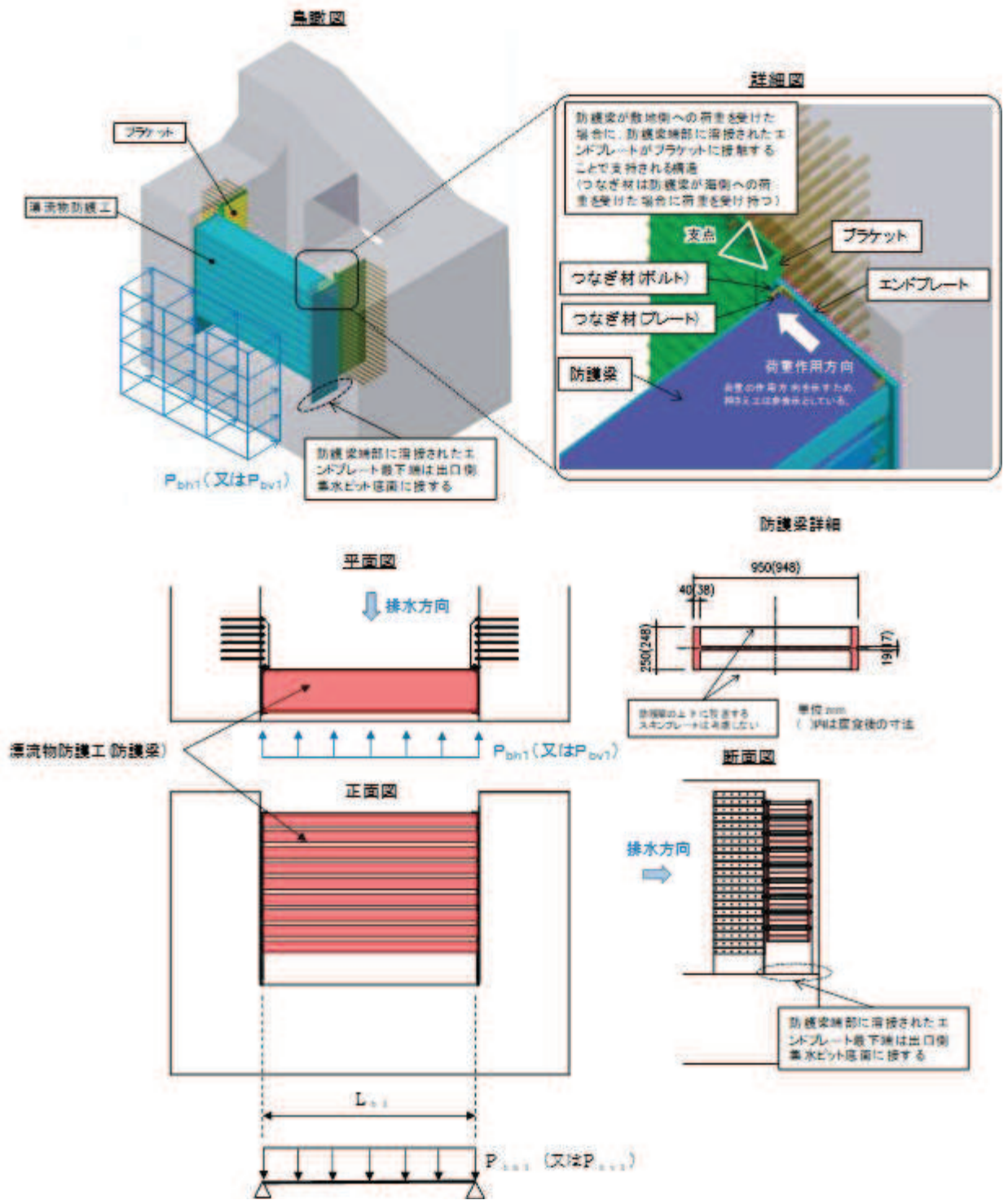


図 5.7-18 防護梁の構造及びモデル図

また、防護梁の応力算定式は以下のとおりである。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_x = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

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 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ_x : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ_x : せん断応力度 (N/mm²)

【鉛直方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

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 (mm³)

A_{wbv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

【二軸応力状態の照査】

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここに,

τ : 照査箇所が生じるせん断応力度 (N/mm²)

【出口側集水ピット底版コンクリート】

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{10}}{A_{10}}$$

ここで,

σ_{bk} : エンドプレート下端コンクリートに作用する支圧応力度 (N/mm²)

P_{10} : エンドプレート下端の鉛直荷重 (N)

A_{10} : エンドプレート下端の断面積 (mm²)

a. 防護梁

(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 5.7-26 に示す。

表 5.7-26 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 ²
P_{bv1}	防護梁に作用する鉛直荷重（自重含む）	10.892	N/mm ²

(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】

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_x = \frac{S_{max}}{A_{w_{bh1}}}$$

【鉛直方向】

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{w_{bv1}}}$$

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
$\sigma_{x,y}$	曲げ応力	—	N/mm ²
$\tau_{x,y}$	せん断応力	—	N/mm ²
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	31630912.6	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_{bh1}	水平（強軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
Z_{bv1}	鉛直（弱軸）方向の断面係数	0.7819×10^6	mm ³
$A_{w_{bh1}}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²
$A_{w_{bv1}}$	鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	18.85×10^3	mm ²

以上により,

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}} = 19582009.15 / 10.22 \times 10^6 = 1.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_{bh1}} = 16250.63 / 14.82 \times 10^3 = 1.10 \text{ N/mm}^2$$

【鉛直方向】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}} = 31630912.6 / 0.7819 \times 10^6 = 41 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_{bv1}} = 26249.72 / 18.85 \times 10^3 = 2 \text{ N/mm}^2$$

b. 二軸応力状態の照査

二軸応力状態の照査について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{1.10^2 + 1.40^2} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

よって,

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \\ &= \left(\frac{1.92}{382} \right)^2 - \left(\frac{1.92}{382} \right) \left(\frac{41}{382} \right) + \left(\frac{41}{382} \right)^2 + \left(\frac{1.79}{217} \right)^2 = 0.02 \end{aligned}$$

c. 出口側集水ピット底版コンクリート

(a) 発生荷重

出口側集水ピットに、漂流物防護工（防護梁）の自重及び鉛直方向の地震荷重作用するものとして計算を行う。数値を表 5.7-28 に示す。

$$P_{10} = \frac{1}{2} w_{10} (1 + K_v) = \frac{1}{2} \cdot 294.1995 \cdot (1 + 1.1) = 308.909475 \text{ kN}$$

表 5.7-28 エンドプレート下端コンクリー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_{10}	エンドプレート下端の鉛直荷重	—	N
w_{10}	防護梁の重量	294.1995	kN
K_v	鉛直震度	1.1	—

(b) 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{10}}{A_{10}}$$

$$A_{10} = B_e \cdot t_e$$

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（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
σ_{bk}	支圧応力度	—	N/mm ²
P_{10}	エンドプレート下端の鉛直荷重	308.909475	kN
A_{10}	エンドプレート下端の断面積	—	mm
B_e	エンドプレート幅*	1048	mm
t_e	エンドプレート厚さ*	38	mm

注記*：腐食代 2mm を考慮

以上により、

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{10}}{A_{10}} = \frac{308909.475}{1048 \cdot 38} = 7.76 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、出口側集水ピットの側壁に埋め込まれたアンカーボルトを固定端として支持される構造である。計算方法は、防護梁と一体化したエンドプレートを介して伝達される荷重が作用する出口側集水ピットの側壁（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介して荷重が作用する。これらの荷重は同値であるため、アーム長が大きくなり、照査値が厳しくなると想定され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 π 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 5.7-20 に示す。

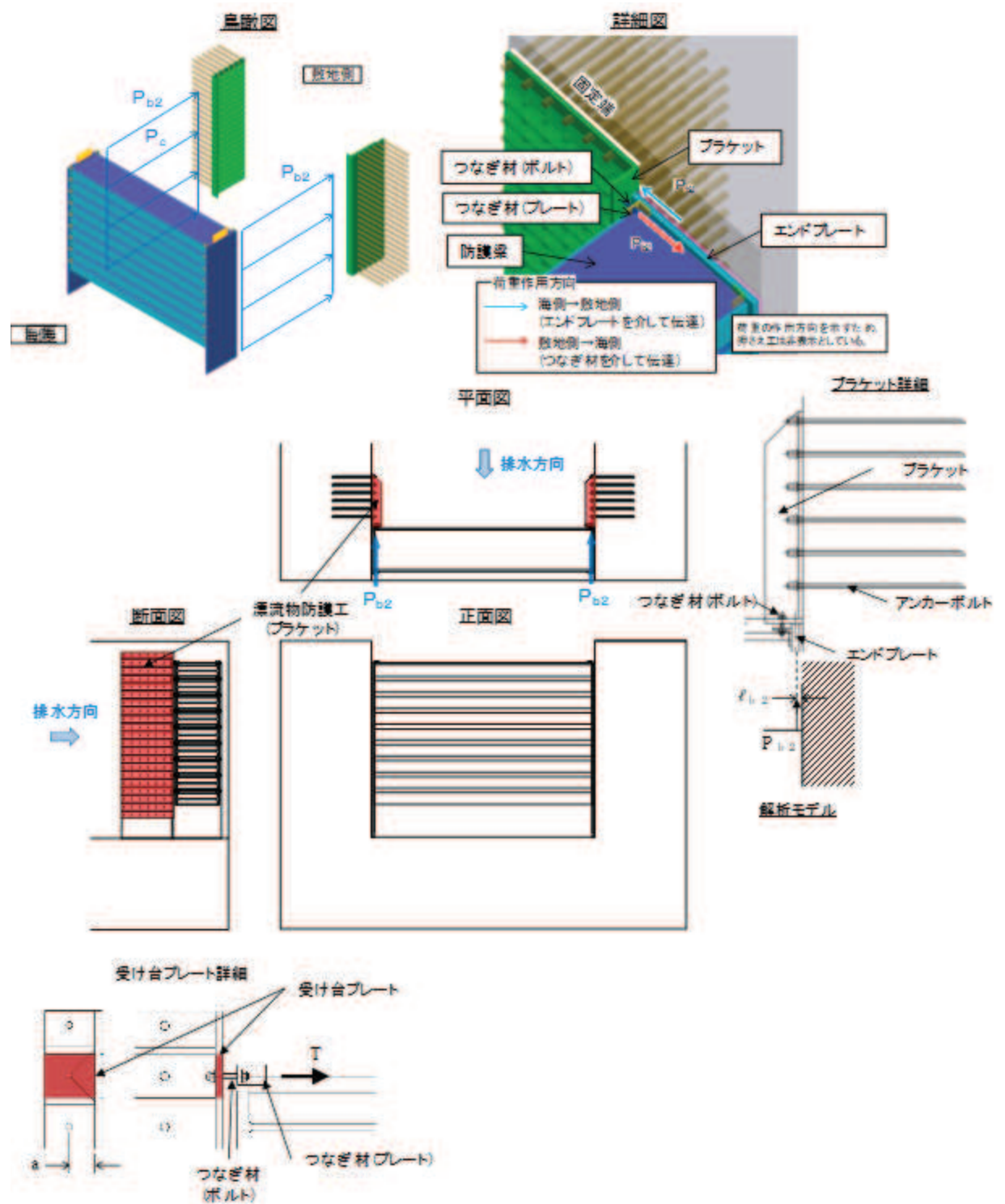


図 5.7-20 ブラケットの構造及びモデル図

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 5.7-30 に示す。

表 5.7-30 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	16.3×10^3	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】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2} = 16.3 \times 10^3 \times 110 = 1.793 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

$$S_{max} = P_{b2} = 16.3 \times 10^3 \text{N}$$

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】

$$M_{max} = T \cdot a = 16.3 \times 10^3 \times 90 = 1.467 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

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】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{w_{b2}}}$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

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

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-31 に示す。

表 5.7-31 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	1.793×10^6	N・mm
	ブラケットのうち受け台の最大曲げモーメント	1.467×10^6	N・mm
S_{\max}	ブラケット本体の最大せん断力	16.3×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
Z_c	受け台プレートとの断面係数	13.225×10^3	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²

【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-20）からなり、敷地側から海側の荷重が作用した際に、ボルトを介してブラケットおよびアンカーボルトに荷重伝達する構造である。プレートの計算方法は、ボルトに生じる引張力が作用する片持ち梁（エンドプレートを固定端とする）としてモデル化する。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 5.7-21 に示す。

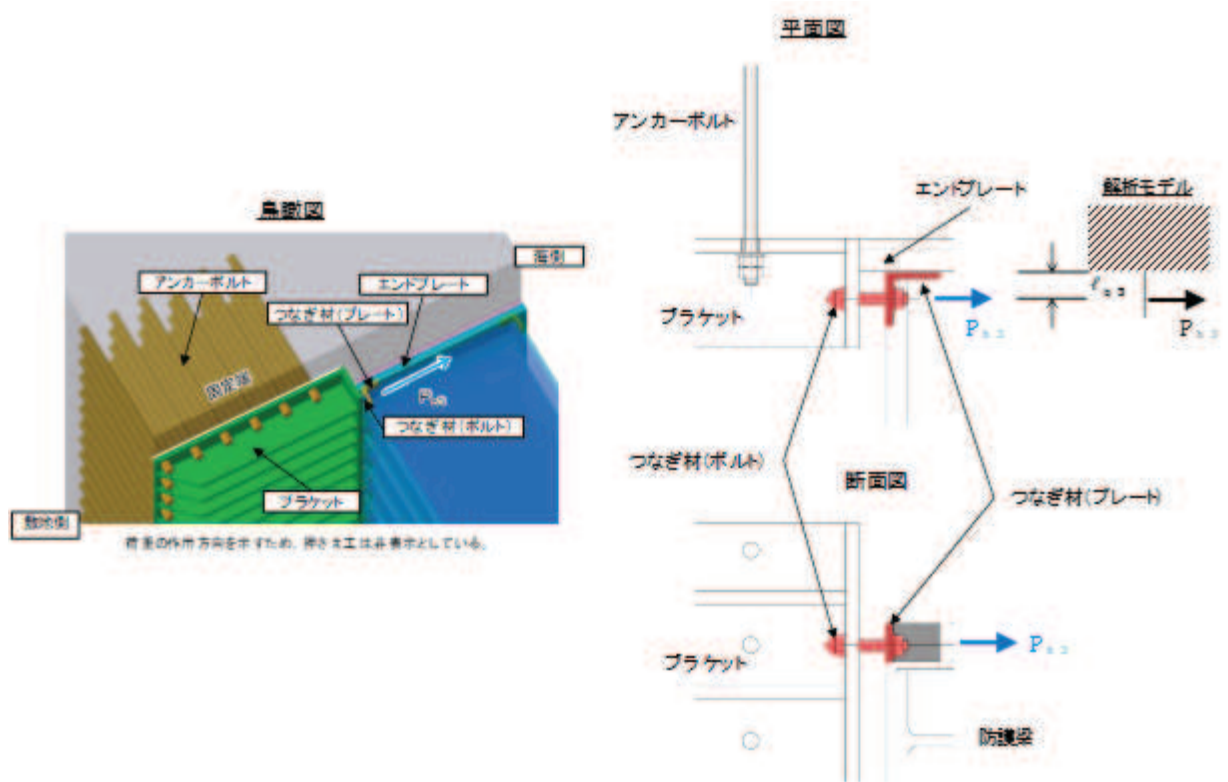


図 5.7-21(1) つなぎ材の構造図及びモデル図（水路縦断方向）

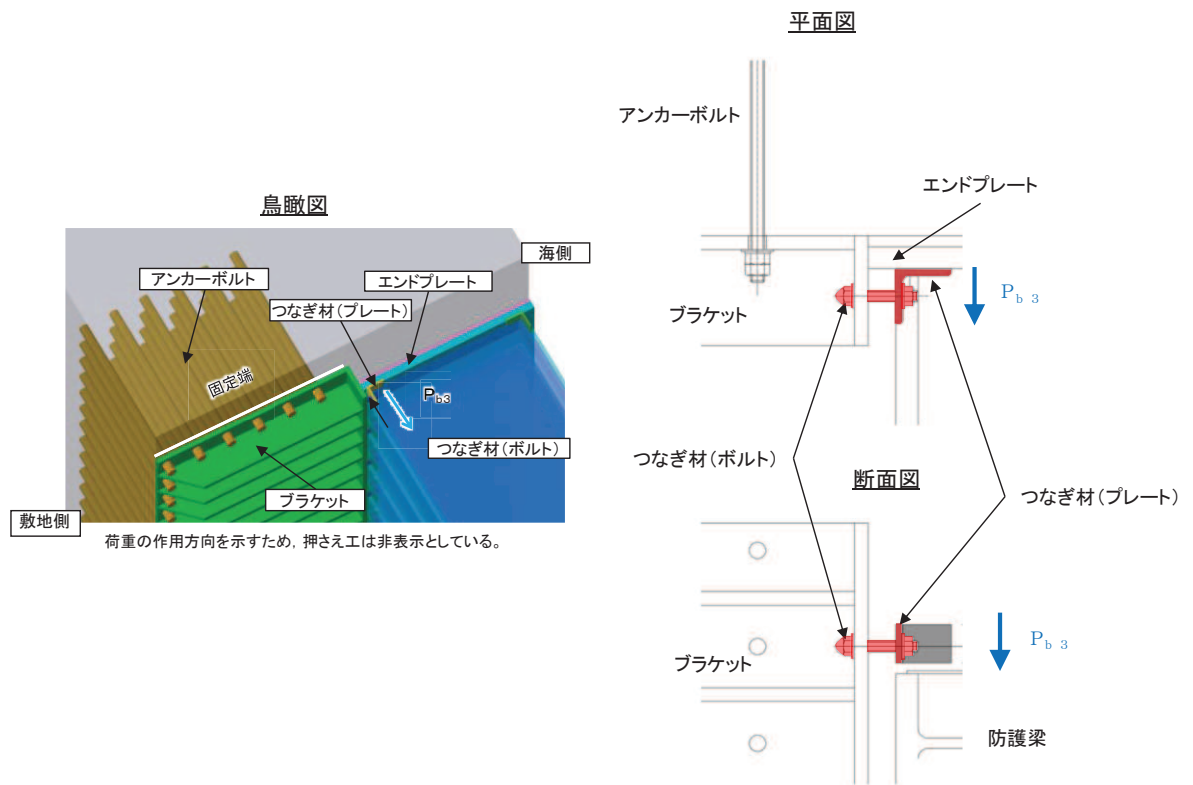


図5.7-21(2) つなぎ材の構造図 (水路横断方向)

また、つなぎ材の応力算定式は以下のとおりである。

【水路縦断方向】

(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)

ℓ_{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 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

(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 (mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

【水路横断方向】

(プレート)

$$\tau = \frac{P_{b3}}{B_p \cdot t_p}$$

ここで、

τ : せん断応力度 (N/mm²)

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)

B_p : 有効プレート幅 (mm)

t_p : プレート厚さ (mm)

a. 水路縦断方向

(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 5.7-32 に示す。

表 5.7-32 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	16.3×10^3	N
P_d	つなぎ材ボルトに作用する引張力	16.3×10^3	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】

$$M_{max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3} = 16.3 \times 10^3 \times 43 = 7.01 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = P_{b3} = 16.3 \times 10^3 \text{ N}$$

ここで、

エンドプレートからボルト中心までの長さ $\ell_{b3} : 43\text{mm}$

(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。

【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 5.7-33 に示す。

表 5.7-33 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	つなぎ材プレートの最大曲げモーメント	7.01×10^5	N・mm
S_{max}	つなぎ材プレートの最大せん断力	16.3×10^3	N
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	5.995×10^3	mm ³
A_{wb3}	つなぎ材プレートの断面係数	1.564×10^3	mm ²
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm ²

【プレート】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} = \frac{7.01 \times 10^5}{5.995 \times 10^3} = 117 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb3}} = \frac{16.3 \times 10^3}{1.564 \times 10^3} = 11 \text{N/mm}^2$$

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d} = \frac{16.3 \times 10^3}{245} = 67 \text{N/mm}^2$$

b. 水路横断方向

(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 5.7-34 に示す。

表 5.7-34 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}	つなぎ材ボルト及びつなぎ材プレート作用する水平力	16.3×10^3	N

(b) 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【プレート】

$$\tau = \frac{P_{b3}}{B_p \cdot t_p}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-35 に示す。

表 5.7-35 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
τ	せん断応力	—	N/mm ²
B_p	つなぎ材プレートの有効プレート幅	36.5	mm
t_p	つなぎ材プレート厚さ	23	mm

【プレート】

$$\tau = \frac{P_{b3}}{B_p \cdot t_p} = \frac{16.3 \times 10^3}{36.5 \cdot 23} = 20 \text{ N/mm}^2$$

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

漂流物防護工（アンカーボルト）は、側壁のコンクリートに埋め込むことによって、ブラケットを支持する構造である。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。

計算方法は、防護梁1本に作用する荷重に対して、図5.7-22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所要引張力および所要せん断力が確保できるか確認する。

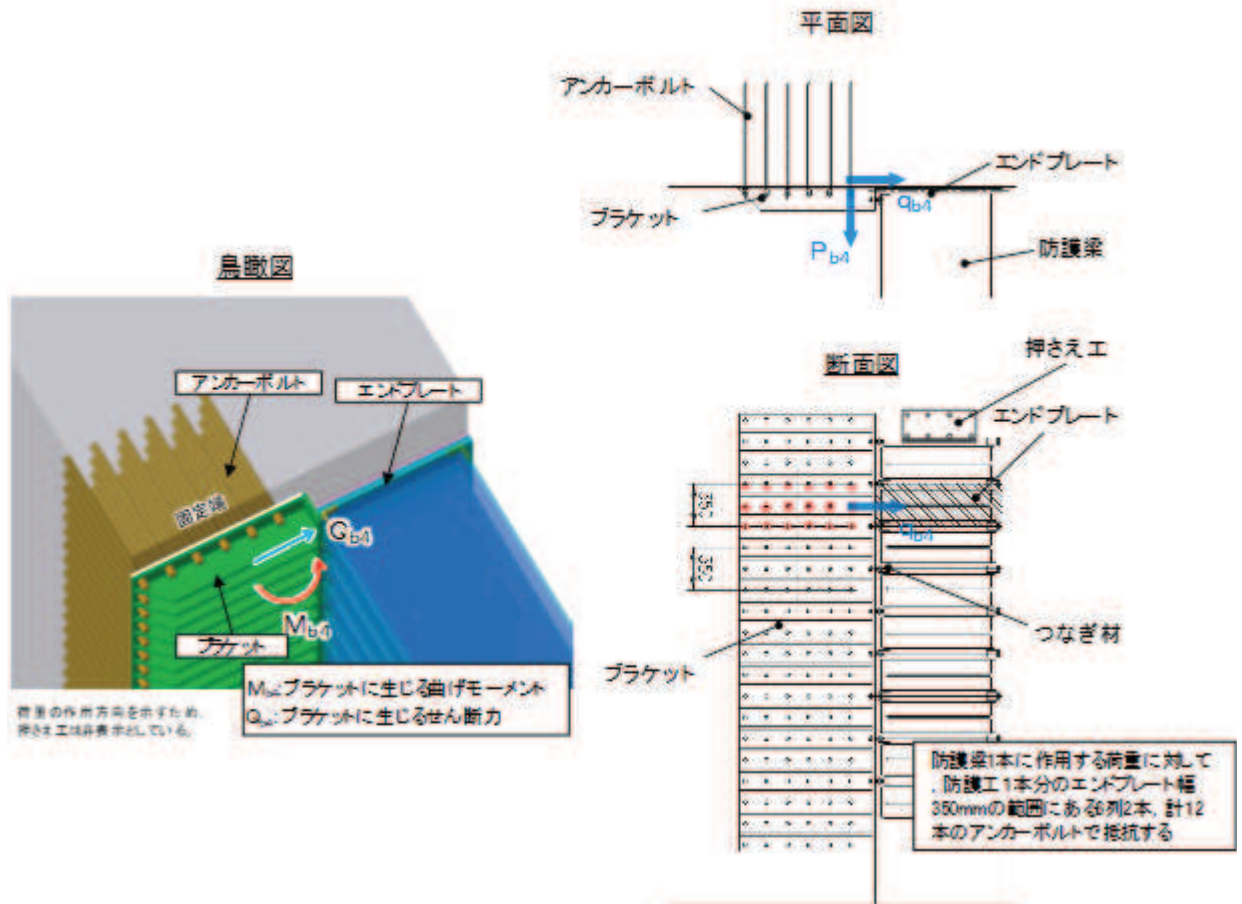


図 5.7-22 アンカーボルトの構造図

また、漂流物防護工（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- 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)
- 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)

(15) 漂流物防護工（押さえ工）

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの地震荷重に対して支持する構造である。計算方法は、図 5.7-23 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\text{max}} = F' \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\text{max}} = F'$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

F' : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力 (N)

ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)

Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)

A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（本）

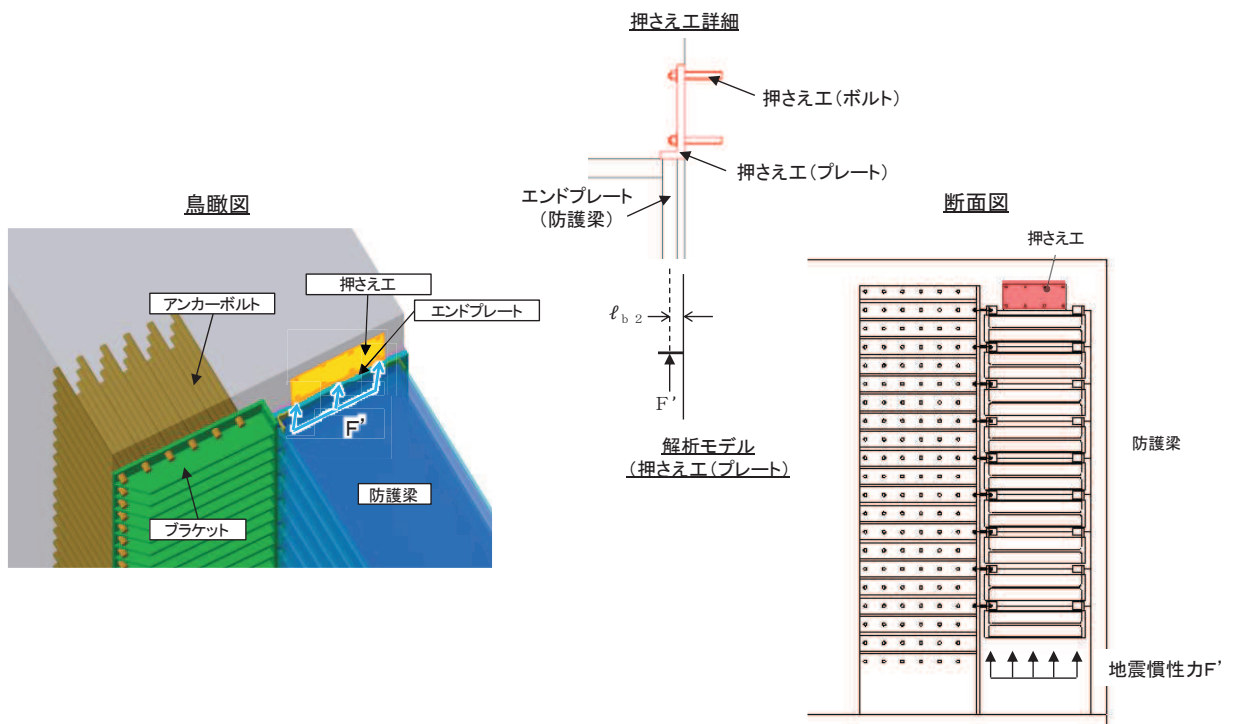


図 5.7-23 押さえ工の構造図及びモデル図

押さえ工の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-36 に押さえ工の計算諸元を示す。

表 5.7-36 押さえ工の計算諸元

記号	定義	数値	単位
F'	押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力	2.035×10^5	N
l_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	40	mm
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	3.5532×10^4	mm^3
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	1.1844×10^4	mm^2
l_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	200	mm
n_5	押さえ工（ボルト）の本数	8	本

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\max} = F' / 2 \cdot l_{b2} = 2.035 \times 10^5 / 2 \times 40 = 4.07 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$S_{\max} = F' / 2 = 1.0175 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b5}} = \frac{4.07 \times 10^6}{3.5532 \times 10^4} = 114.544636 = 115 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b5}} = \frac{1.0175 \times 10^5}{1.1844 \times 10^4} = 8.59084769 = 9 \text{ N/mm}^2$$

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{l_{b5} \cdot n_5} = \frac{4.07 \times 10^6}{200 \times 4} = 5.0875 = 6 \text{ kN}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5} = \frac{1.0175 \times 10^5}{8} = 12.71875 = 13 \text{ kN}$$

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		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b		
扉体	スキンプレート	水路縦断方向	曲げ応力度	1.06	154	0.01		
	主桁	水路縦断方向	曲げ応力度	1桁	0.84	154	0.01	
				2,3桁	0.77	154	0.01	
				4桁	0.60	154	0.01	
			せん断応力度	1桁	0.47	88	0.01	
				2,3桁	0.54	88	0.01	
				4桁	0.36	88	0.01	
			—	合成応力度	1桁	1.17	154	0.01
					2,3桁	1.22	154	0.01
					4桁	0.87	154	0.01
	補助縦桁	水路縦断方向	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	水路縦断方向	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		
	中央支柱（アンカーボルト）	水路縦断方向	引張力*	3.60×10^3	2.92×10^5	0.02		
			せん断力*	2.81×10^3	2.04×10^5	0.02		
	中央横桁	水路縦断方向	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		

注記*：アンカーボルトの照査については発生力（単位：N），許容値（単位：N）を示す。

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）のうち扉体）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
扉体	ヒンジ (プレート)	水路縦断方向	せん断応力度	15.14	88	0.18
		水路横断方向	曲げ応力度	12.88	154	0.09
			支圧応力度	76.84	231	0.34
			せん断応力度	3.13	88	0.04
	ヒンジ(ピン)	水路縦断方向	曲げ応力度	37.38	154	0.25
		鉛直方向	せん断応力度	6.17	88	0.08
		—	合成応力度	38.88	154	0.26
	エンドプレート	水路横断方向	せん断応力度	6.8	88	0.08
	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度	32.88	154	0.22
		鉛直方向	せん断応力度	20.36	88	0.24
—		合成応力度	48.22	154	0.32	

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）のうち固定部）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
固定部	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度	10.18	154	0.07
		鉛直方向	せん断応力度	16.44	88	0.19
		—	合成応力度	30.24	154	0.20
	戸当り	水路横断方向	せん断応力度	19.34	88	0.22
		鉛直方向	せん断応力度	19.34	88	0.22
	戸当り	水路縦断方向	支圧応力度	1.60	231	0.01
	戸当り部 コンクリート	水路縦断方向	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(4) 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		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物防護工	防護梁	水路縦断方向 鉛直方向	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	
		水路縦断方向 鉛直方向	二軸応力	0.02	1.2	0.02	
	出口側集水ピット 底版コンクリート		鉛直方向	支圧応力度	7.76	13.5	0.58
	ブラケット	水路縦断方向	曲げ応力度	1	382	0.01	
			せん断応力度	1	217	0.01	
		—	合成応力度	0.01	1.2	0.01	
	つなぎ材 (M20)	水路縦断方向	引張応力度	67	210	0.32	
	つなぎ材 (プレート)	水路縦断方向	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	
		水路横断方向	せん断応力度	20	217	0.10	
	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
		水路縦断方向	引張	1	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
		—	合成	0.01	1.2	0.01	
	押さえ工 (プレート)			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
		鉛直方向	曲げ応力度	115	382	0.31	
			せん断応力度	9	217	0.01	
合成応力度			0.10	1.2	0.09		
押さえ工 (ボルト)			評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
	鉛直方向	引張	6	22.4	0.27		
		せん断	13	36.9	0.36		
		合成	0.20	1.2	0.17		

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。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の間接支持機能を持つ出口側集水ピットは、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土に埋め込まれるため、漂流物が直接衝突することはない。

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。

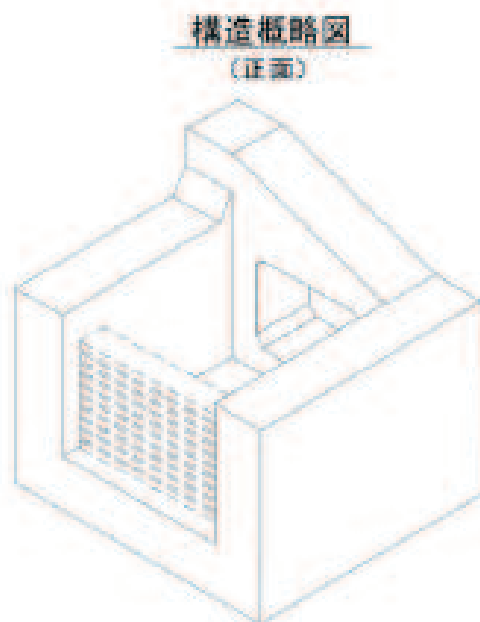
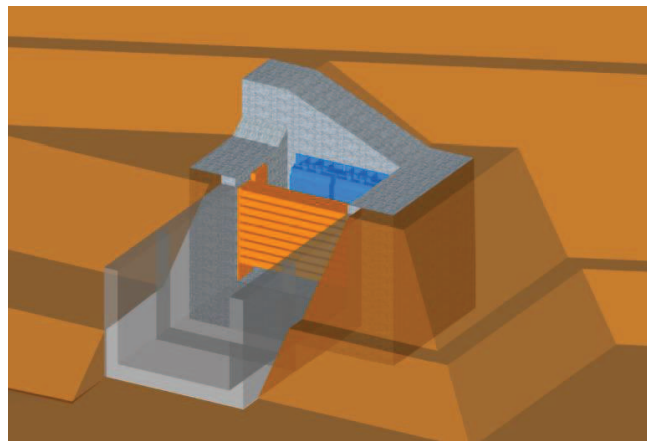


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

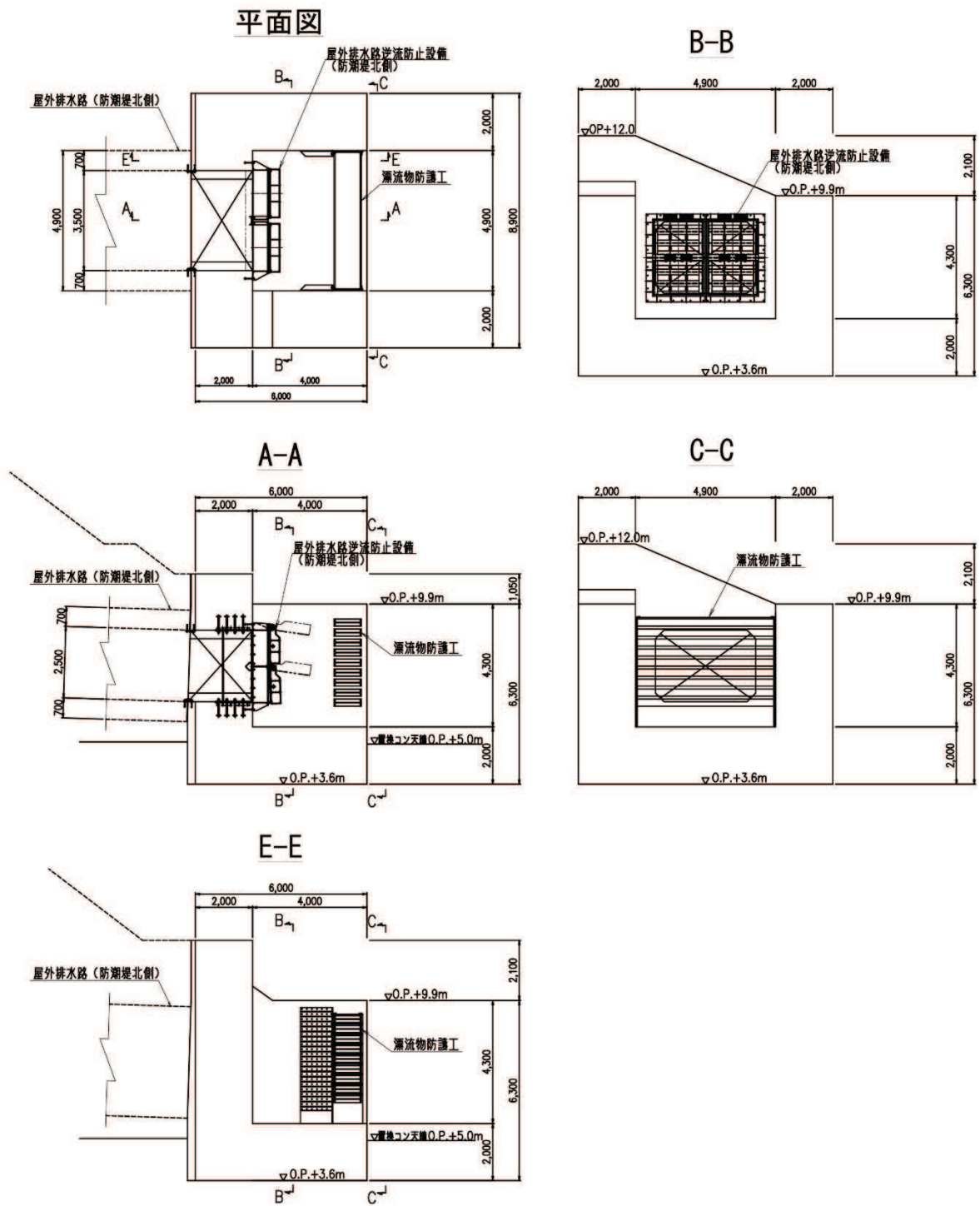
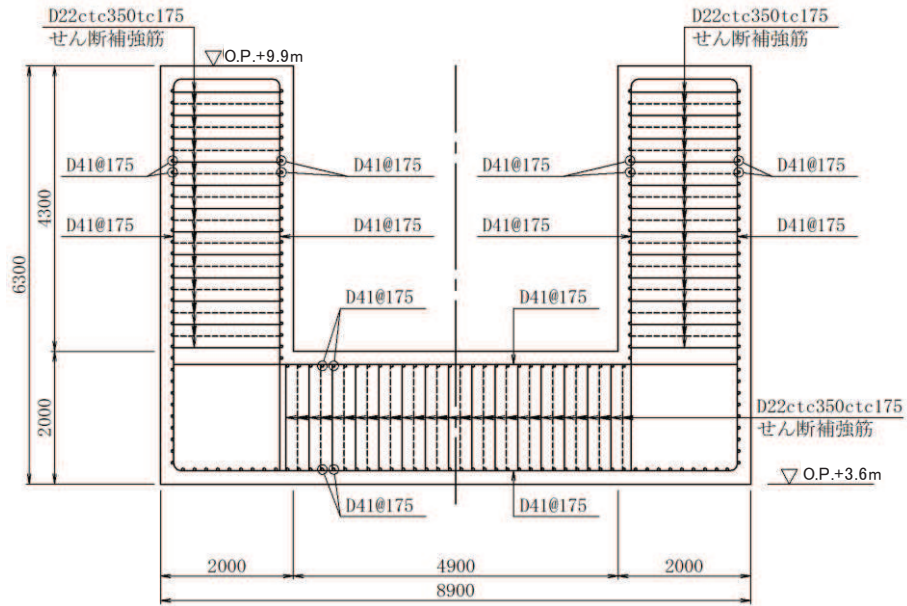


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

B-B 断面



E-E 断面

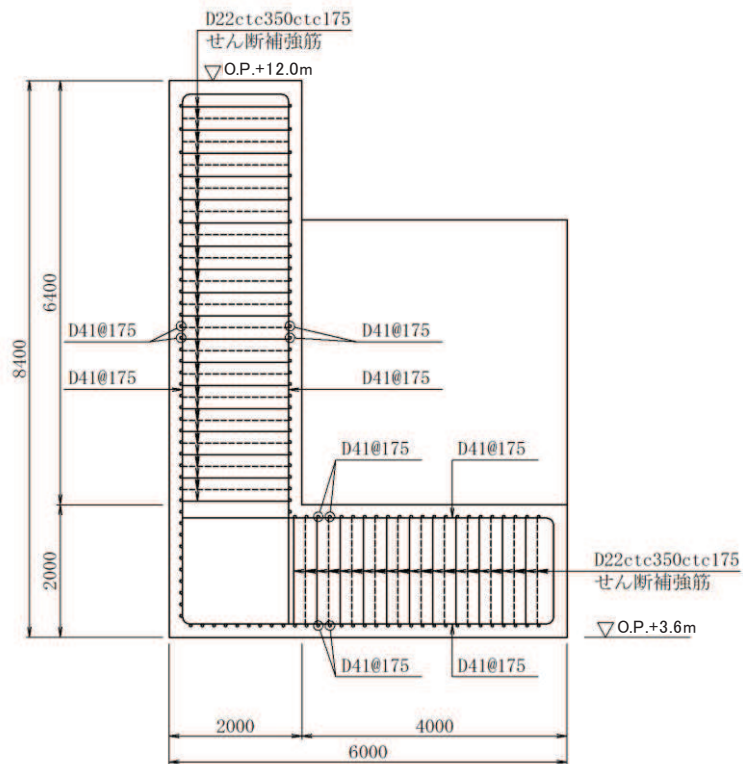


図 7.1-3 出口側集水ピット概略配筋図 (特記なき寸法は mm を示す)

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

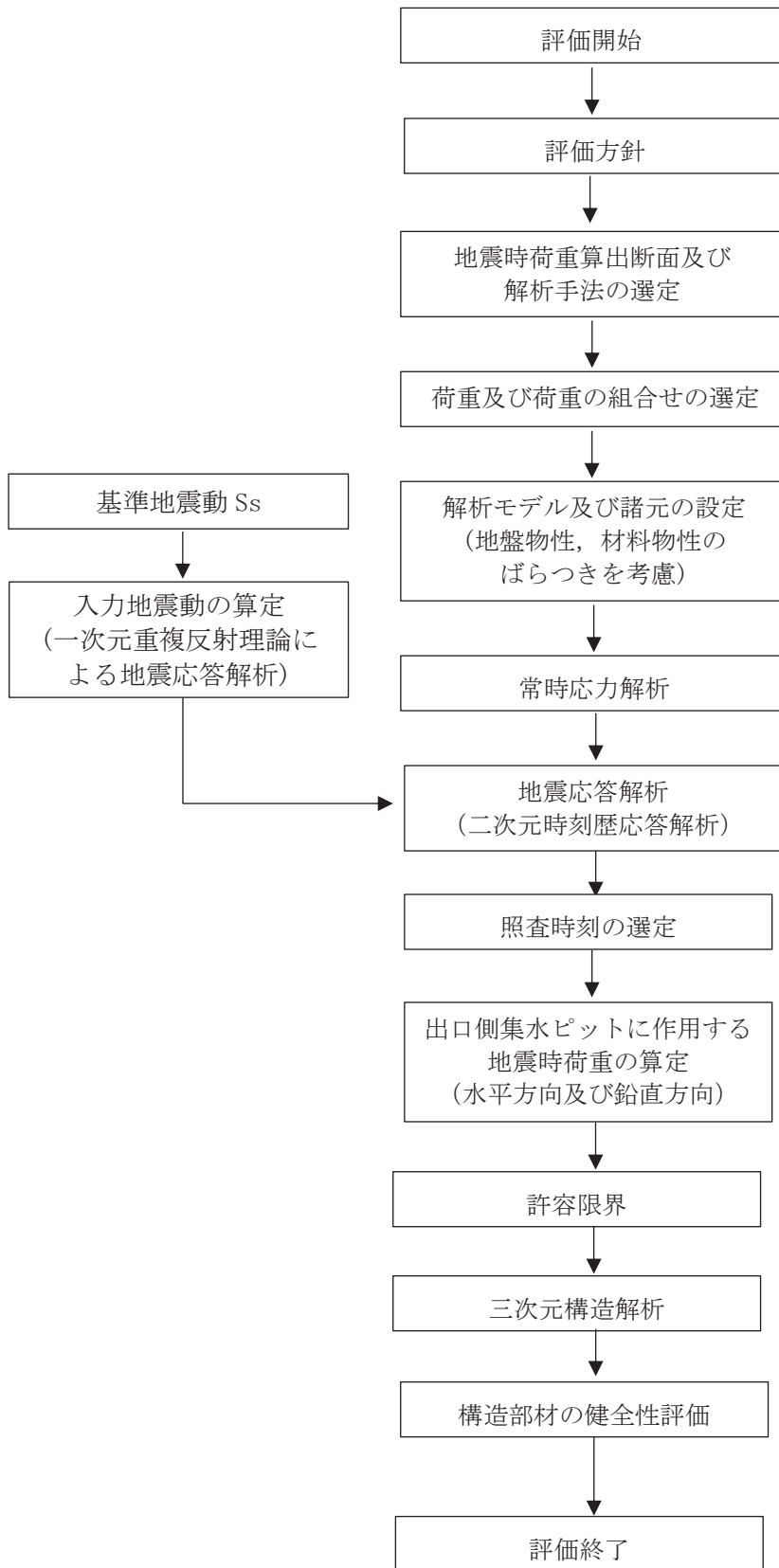


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

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。

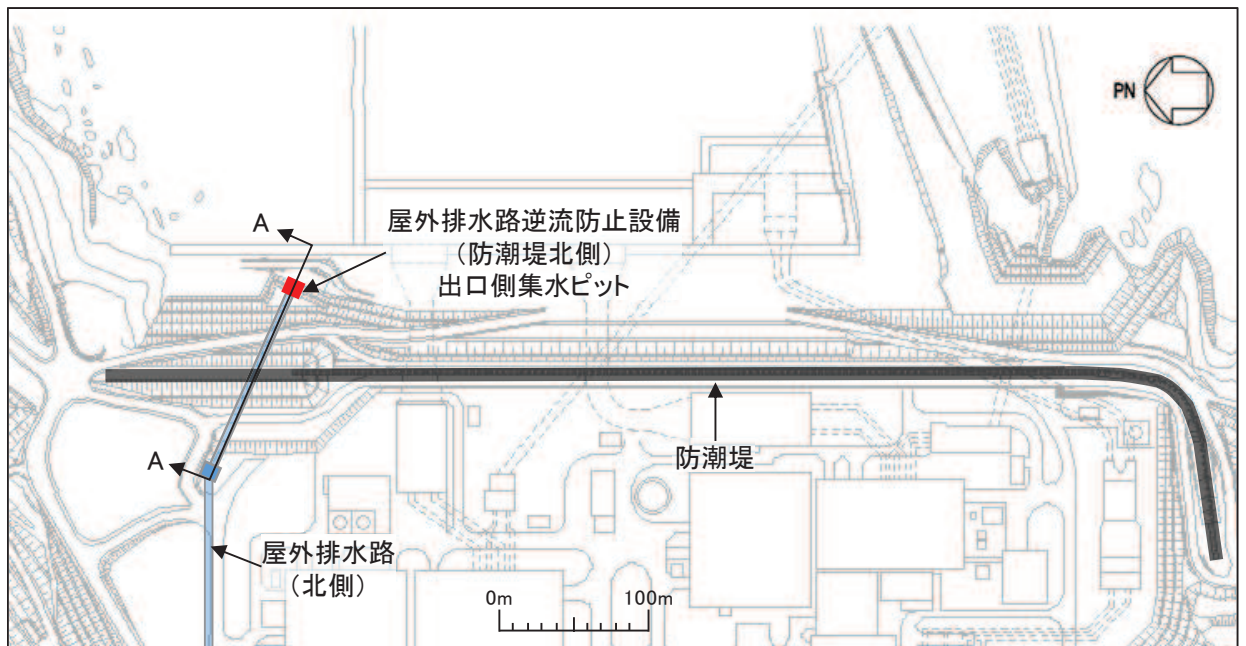


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

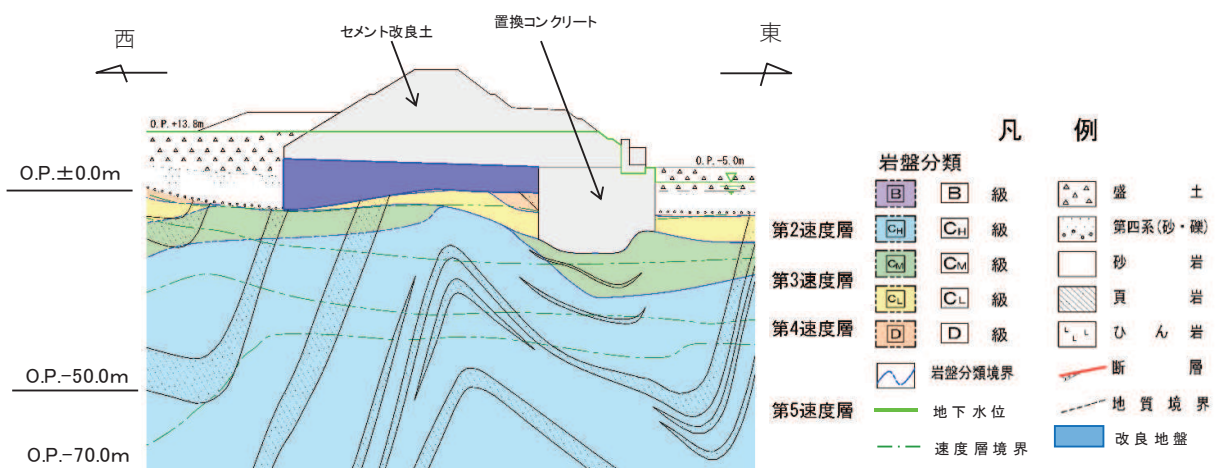


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

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。

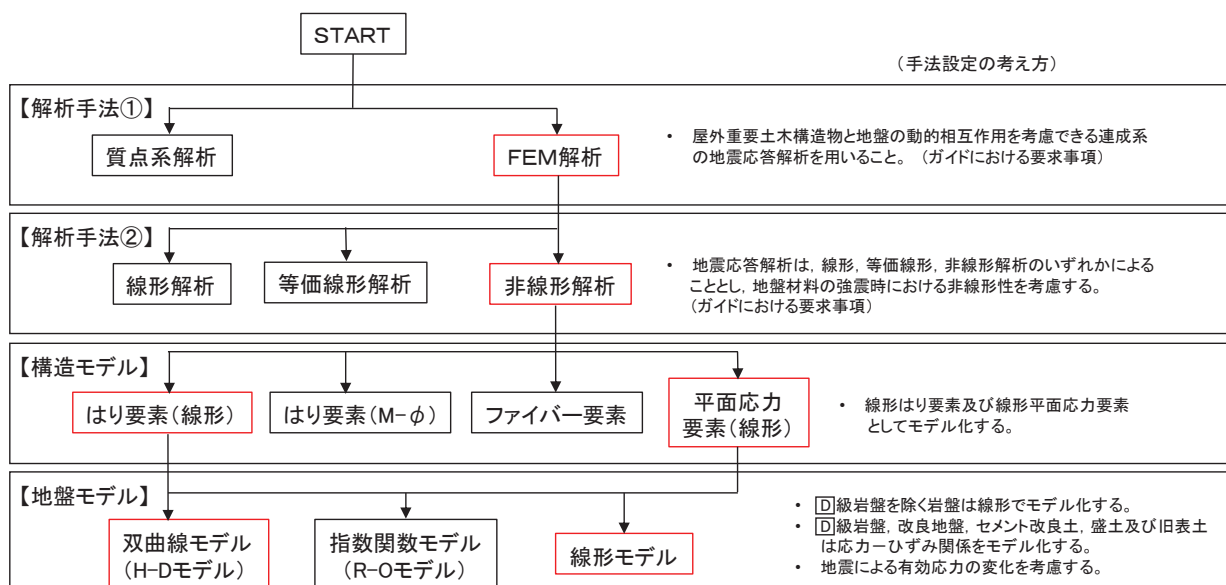


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

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 σ 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， 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 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
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 減衰については，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは有効応力解析であることから，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，地盤応答の保守的な評価が行えるように係数 α を 0 として設定し，低振動数帯で減衰 α [m] の影響がない剛性比例型減衰を考慮する。なお，係数 β 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， $\beta = 0.002$ と設定している。

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 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース		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 σ		平均値 - 1 σ		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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	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 σ	平均値-1 σ	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*3	
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-

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：位相反転ケース（-+）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：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 4.9kN/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。

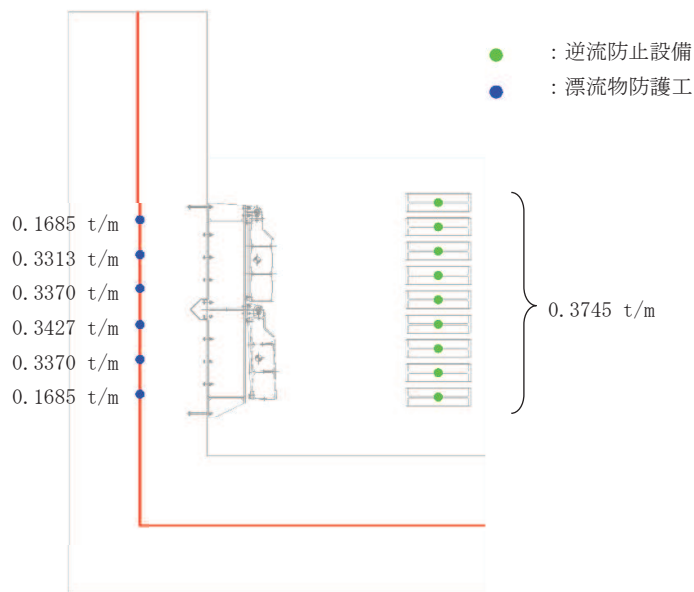


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

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

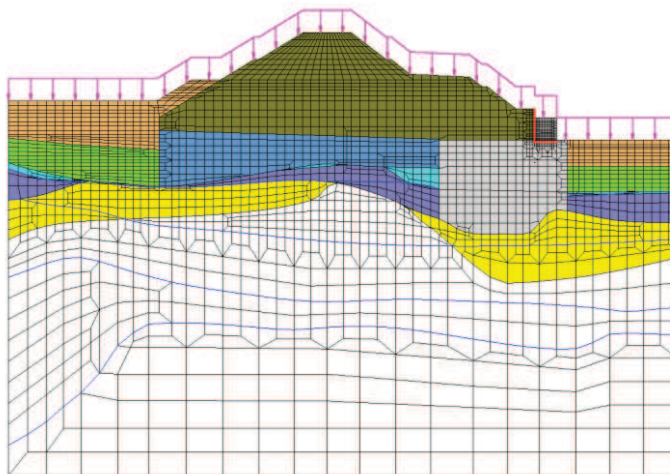


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(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 20N/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 30m/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 4.9kN/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 4.9kN/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 (0.301kN/m^2) を考慮する。
風荷重		○ 風荷重 (30m/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。

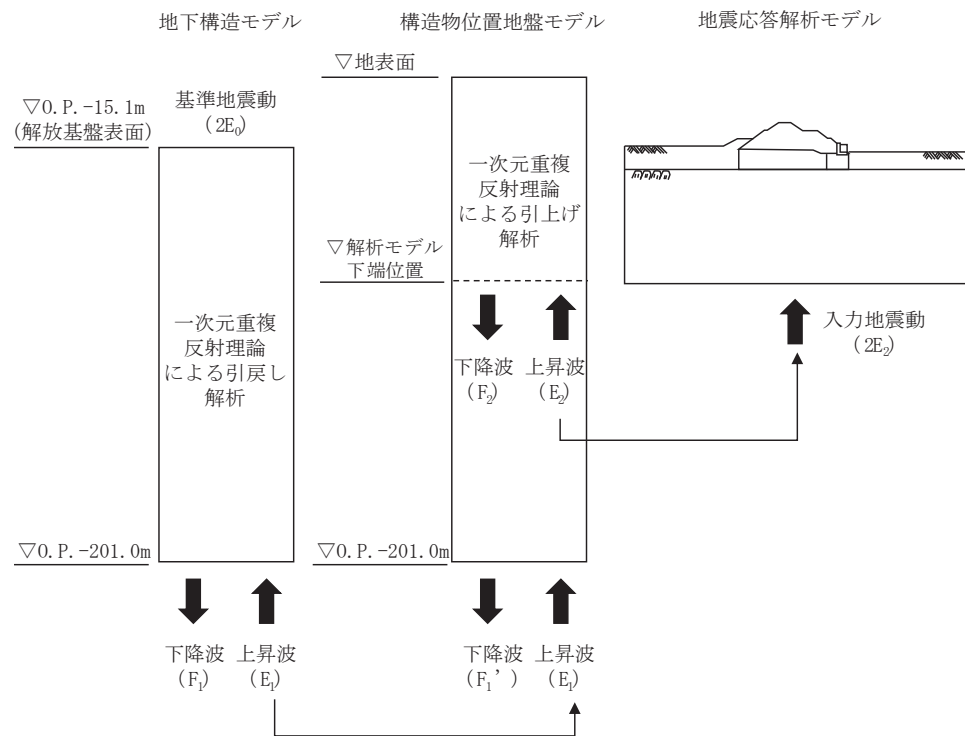


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

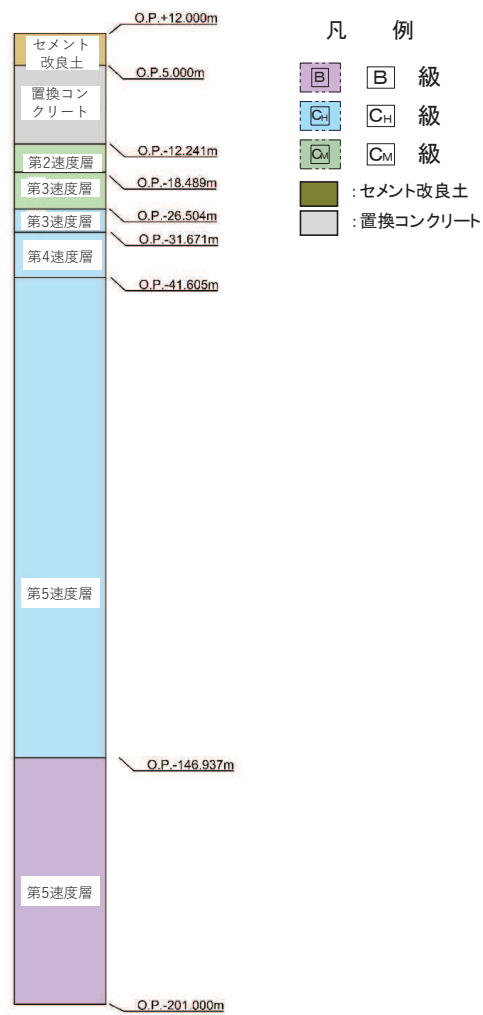
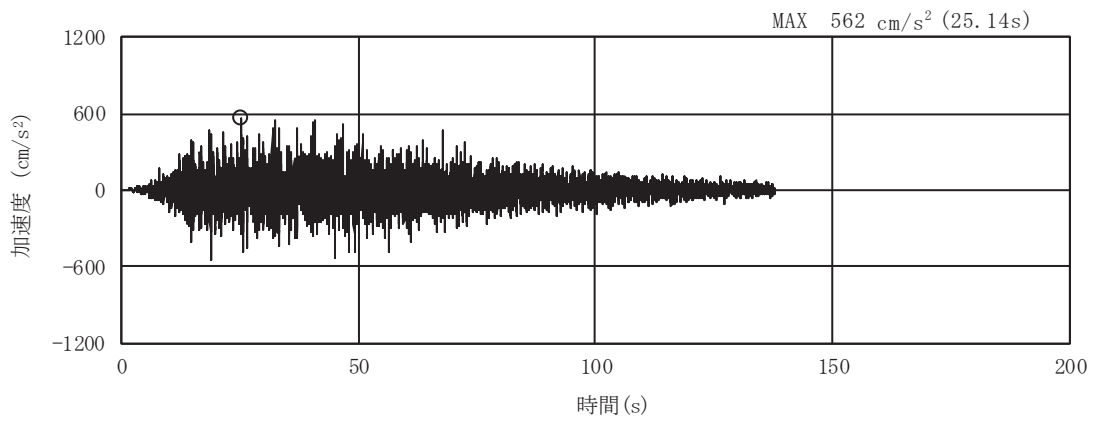
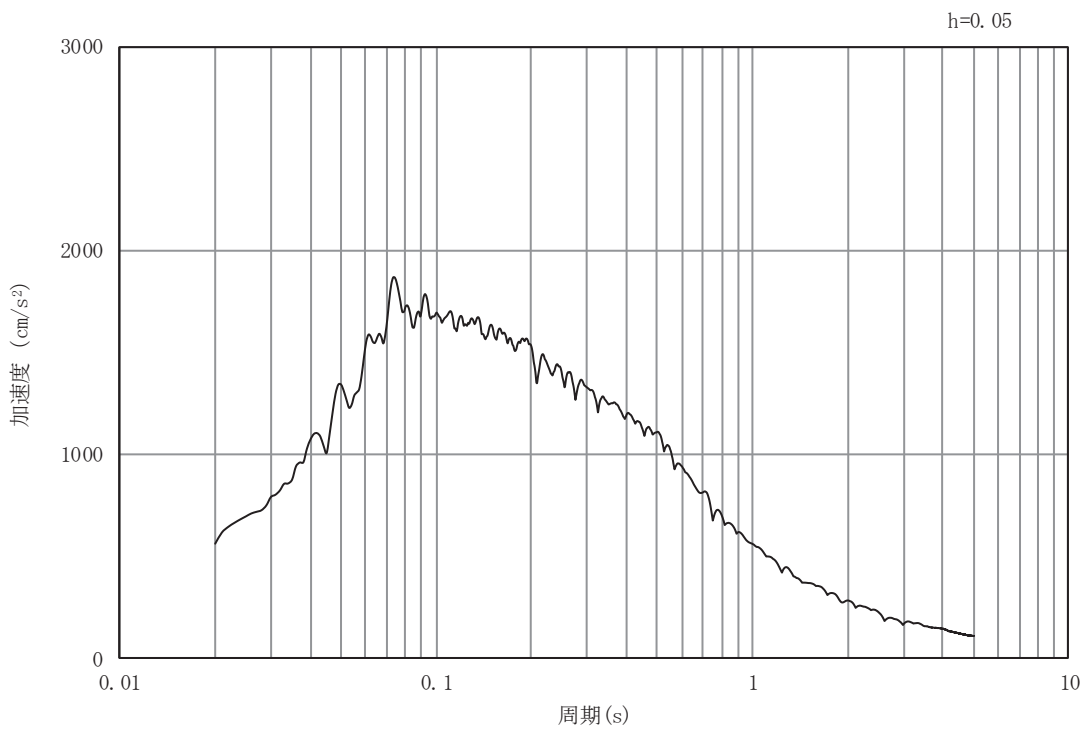


図 8.4-2 一次元解析モデル図

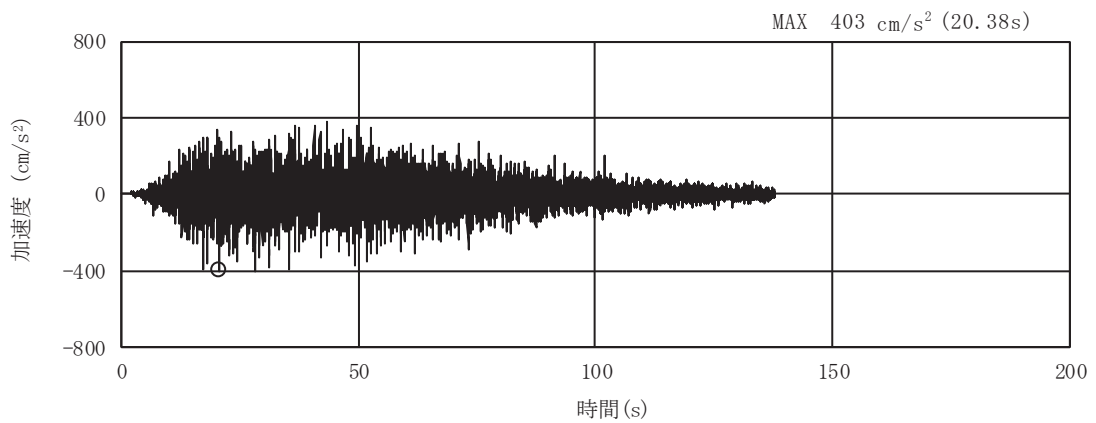


(a) 加速度時刻歴波形

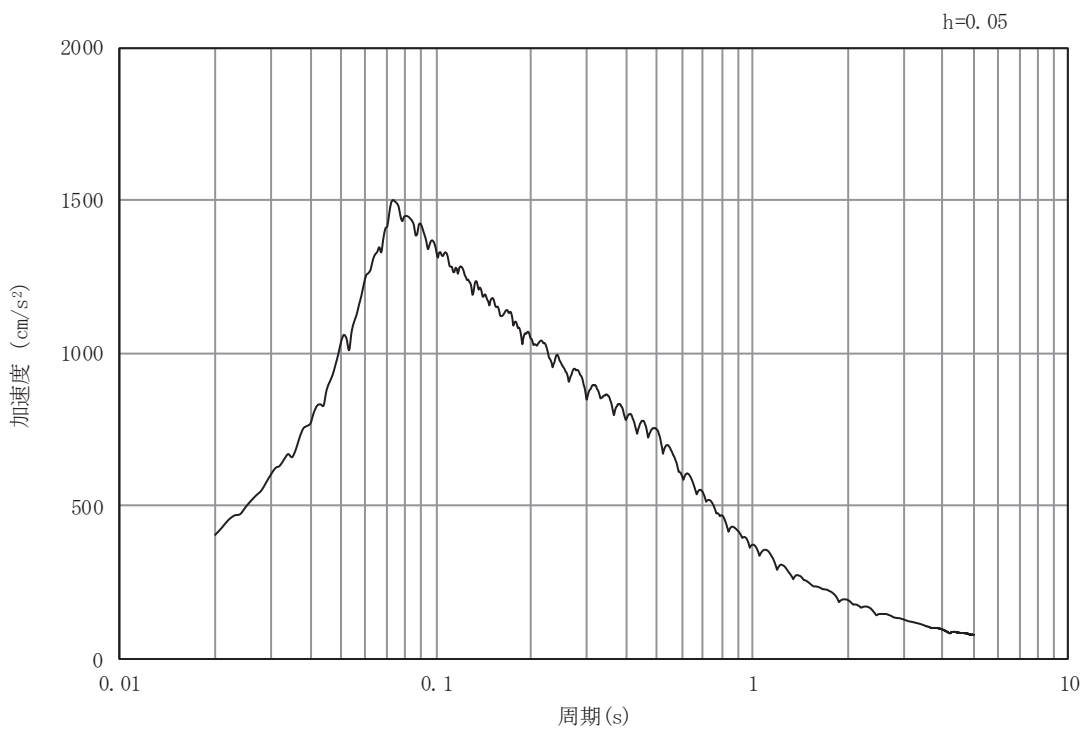


(b) 加速度応答スペクトル

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)

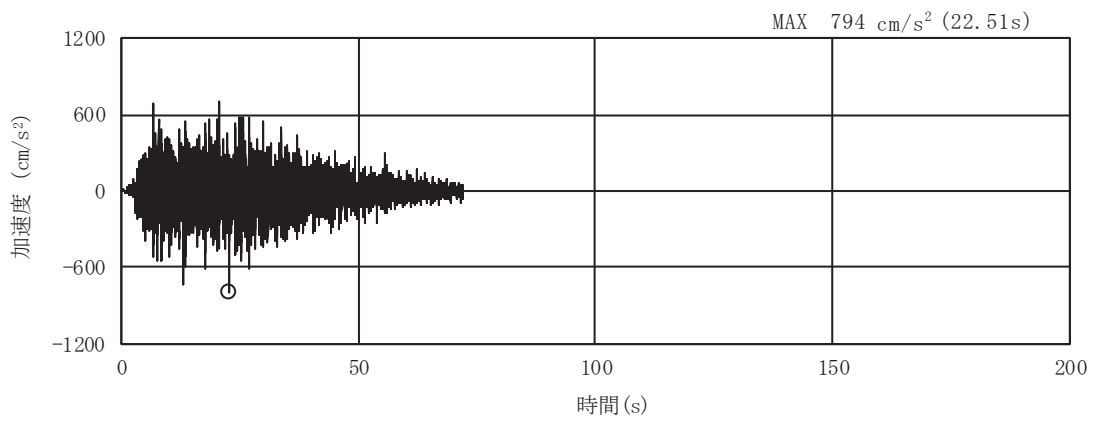


(a) 加速度時刻歴波形

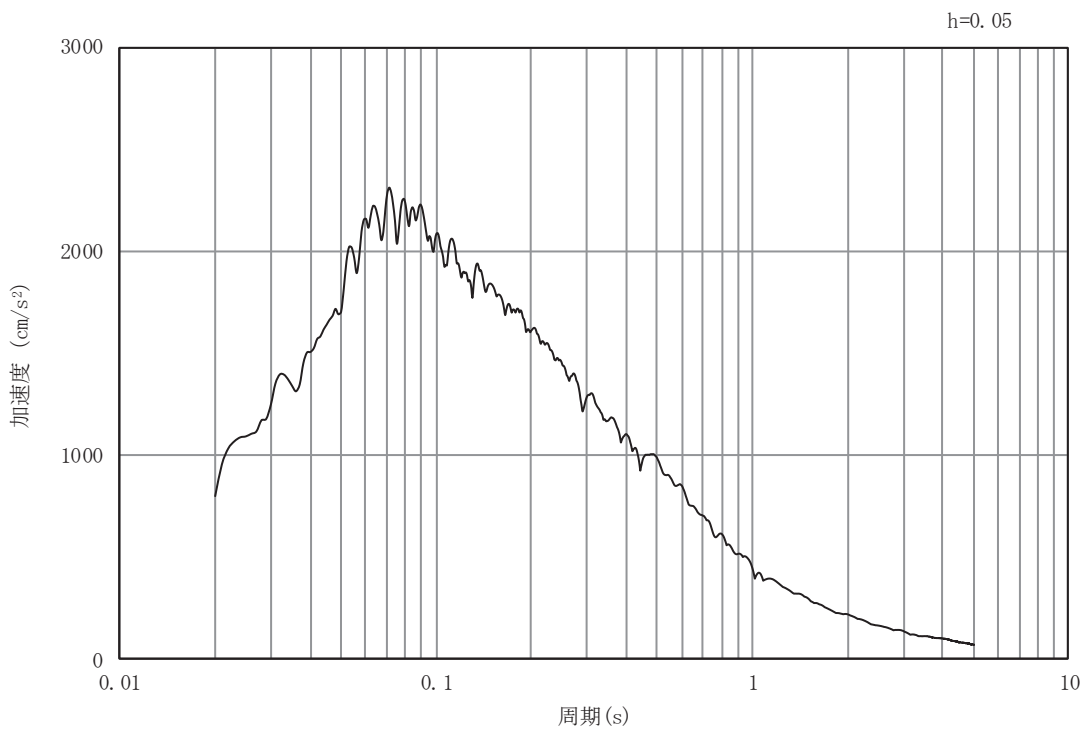


(b) 加速度応答スペクトル

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)

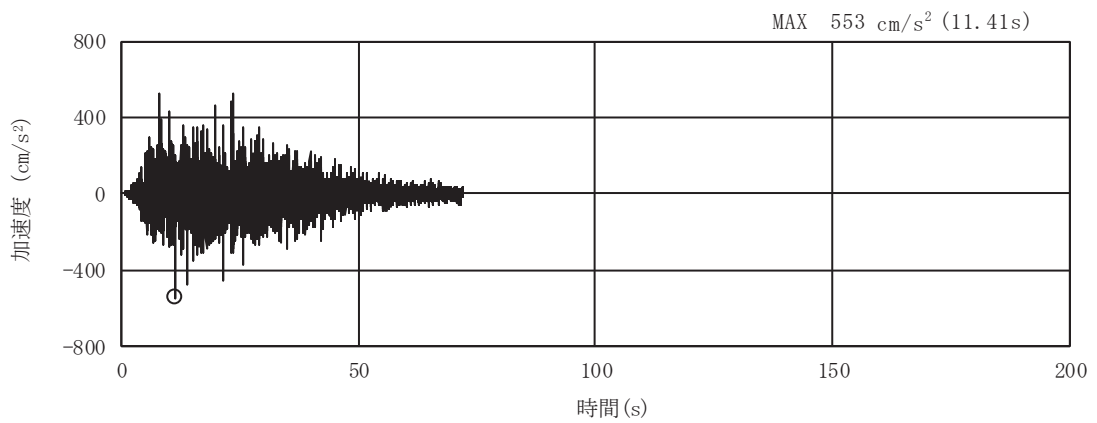


(a) 加速度時刻歴波形

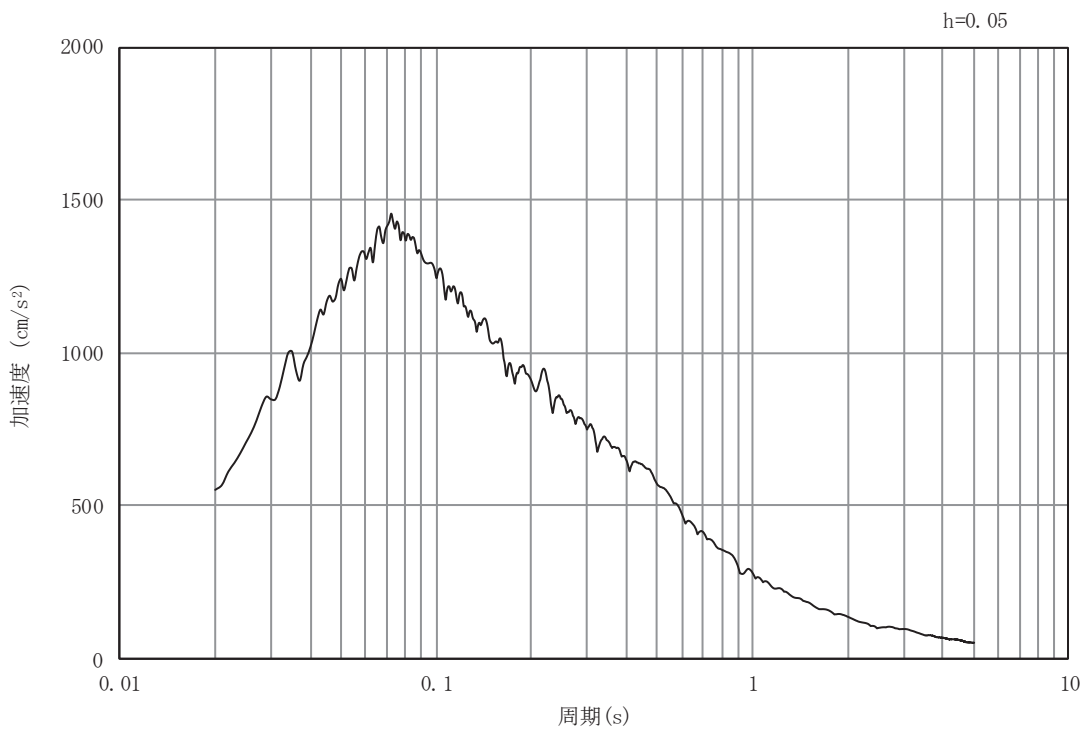


(b) 加速度応答スペクトル

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)

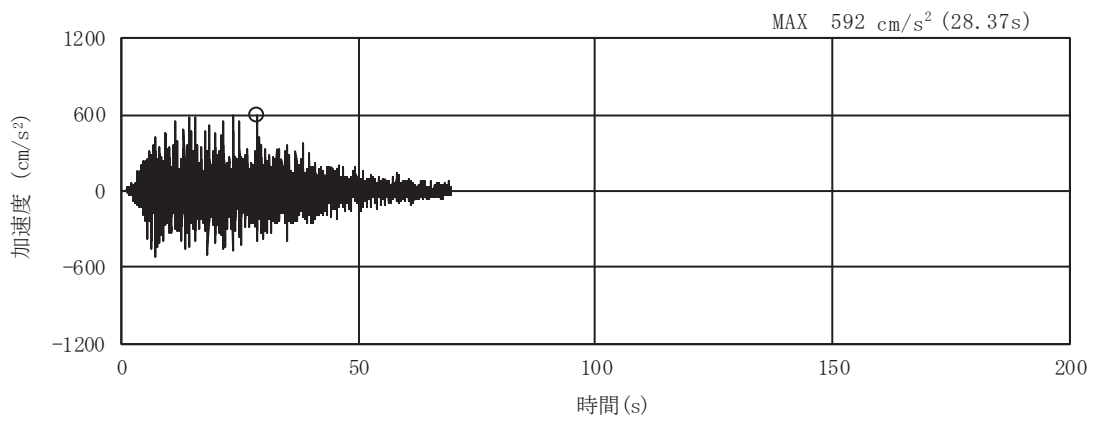


(a) 加速度時刻歴波形

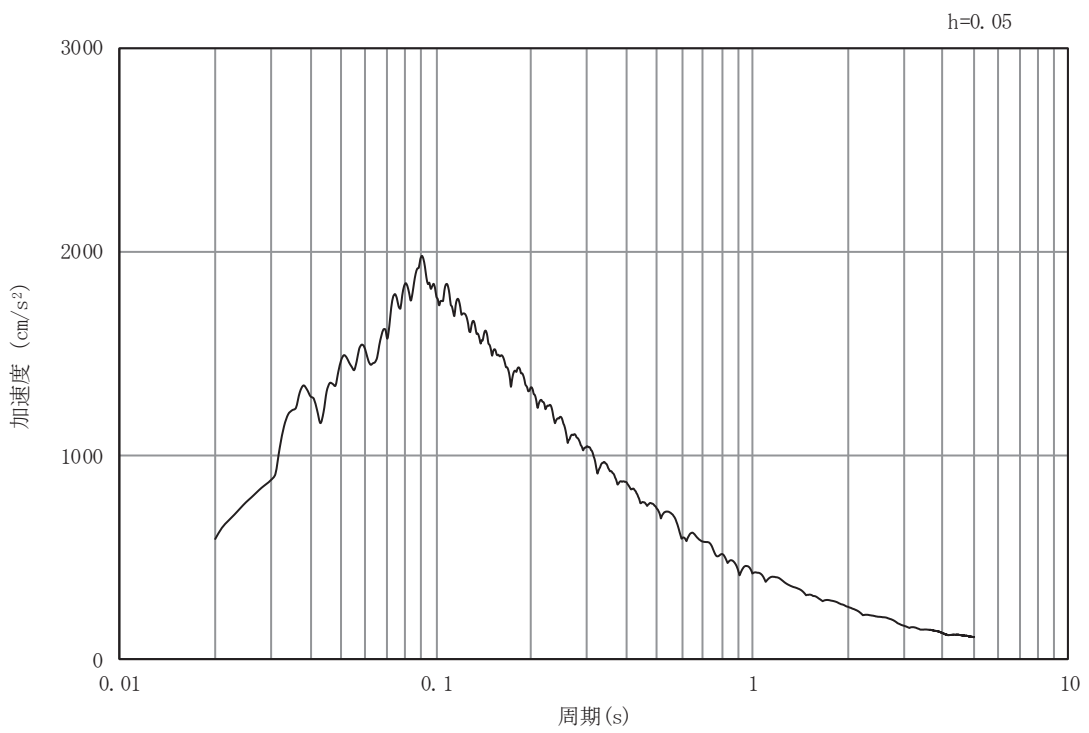


(b) 加速度応答スペクトル

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)

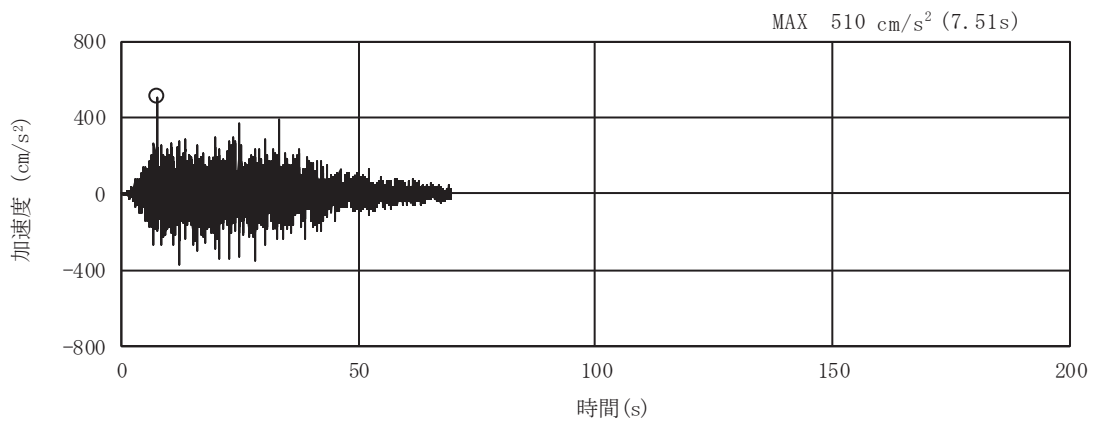


(a) 加速度時刻歴波形

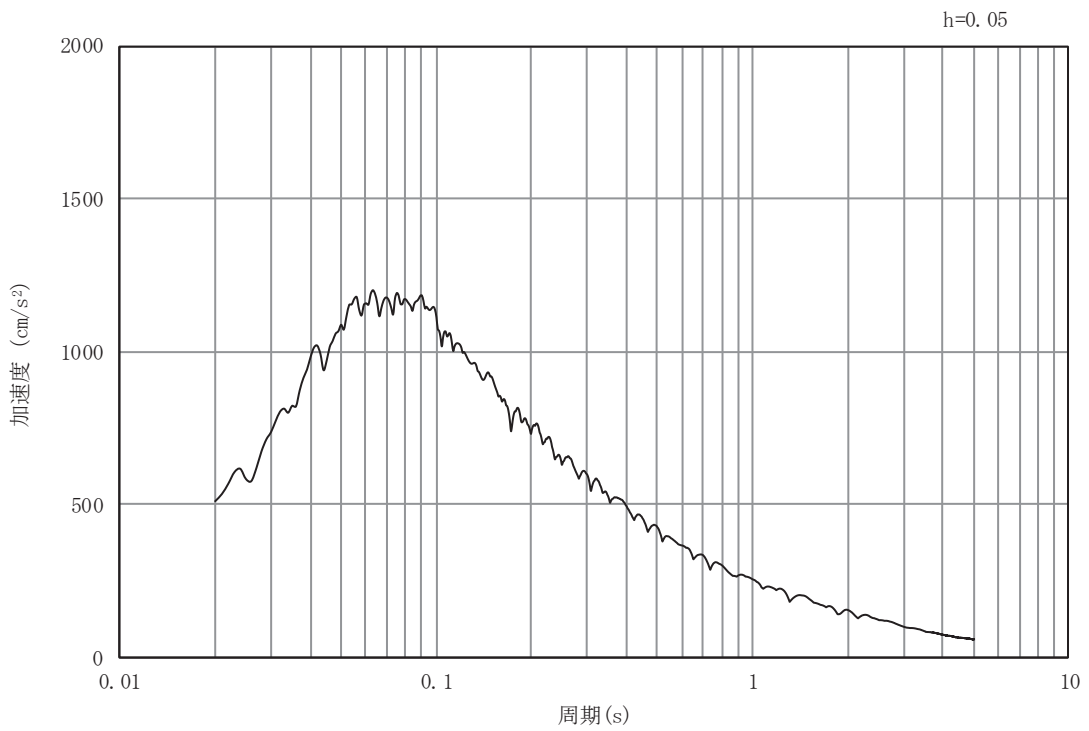


(b) 加速度応答スペクトル

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)

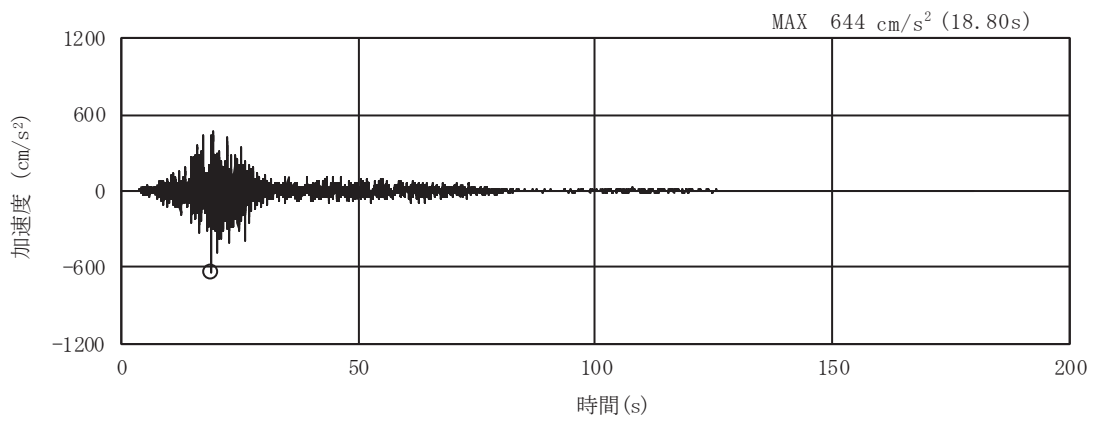


(a) 加速度時刻歴波形

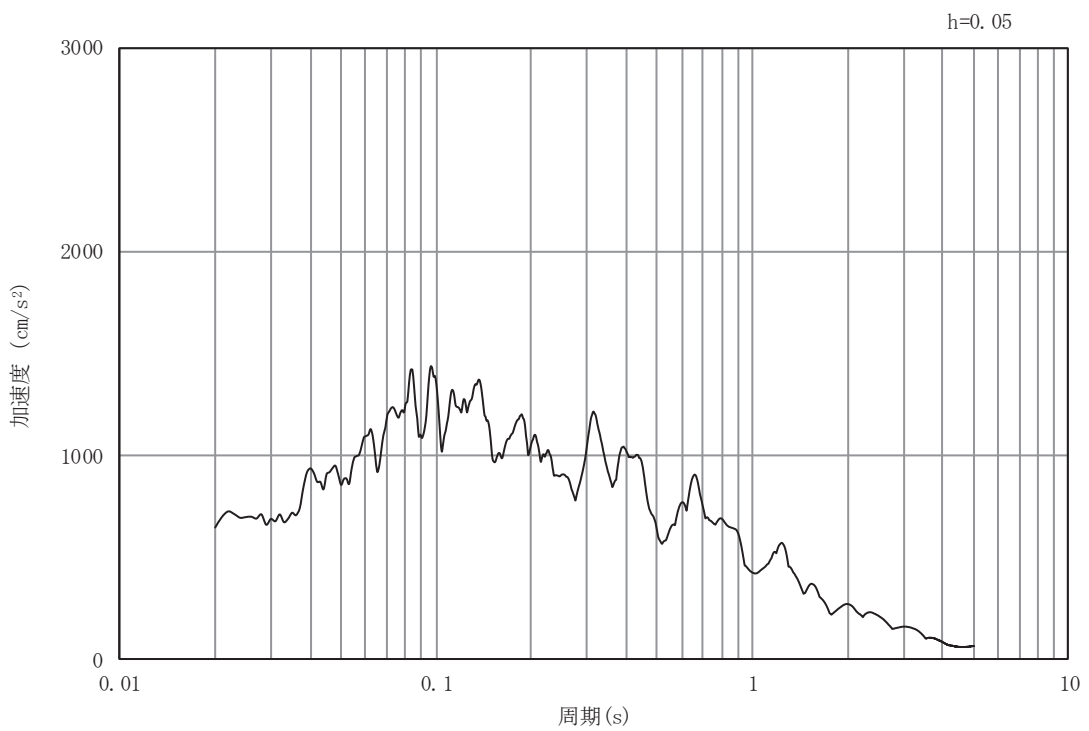


(b) 加速度応答スペクトル

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)

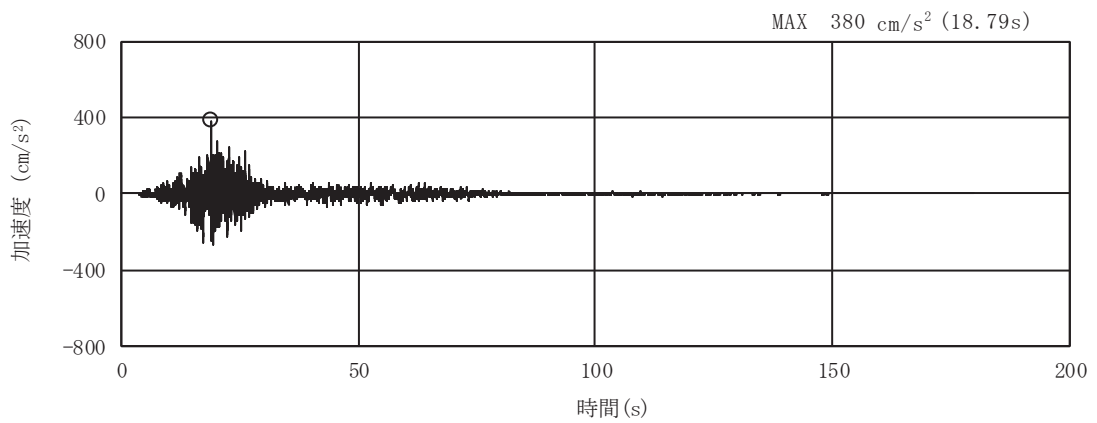


(a) 加速度時刻歴波形

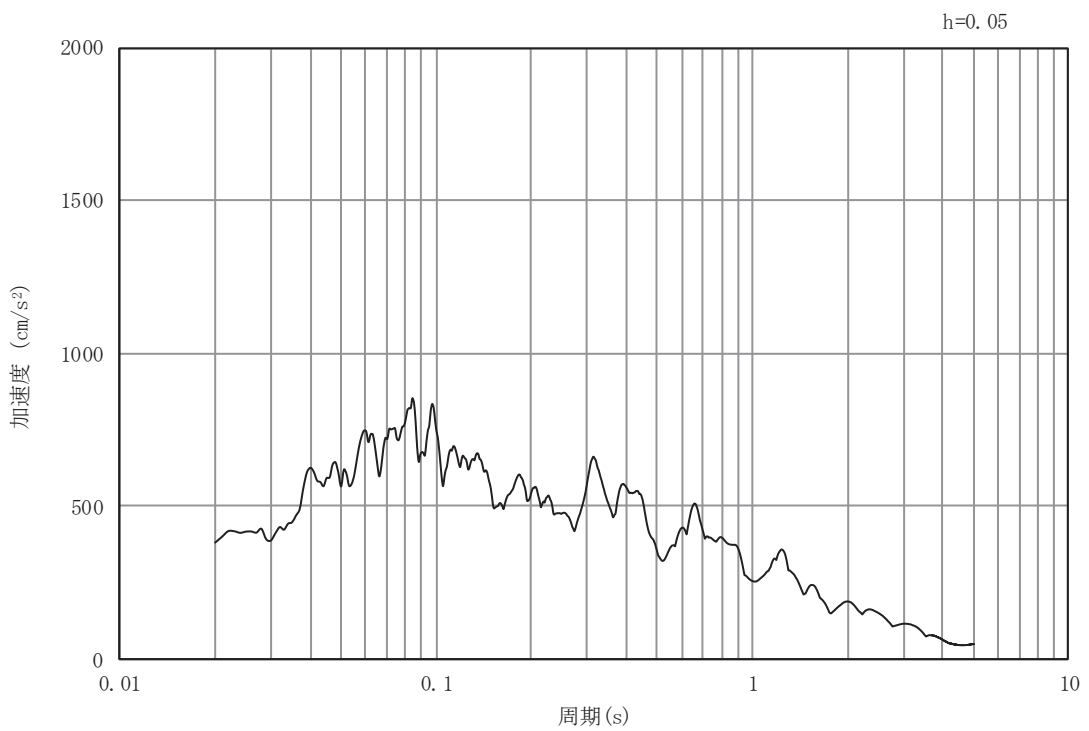


(b) 加速度応答スペクトル

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)

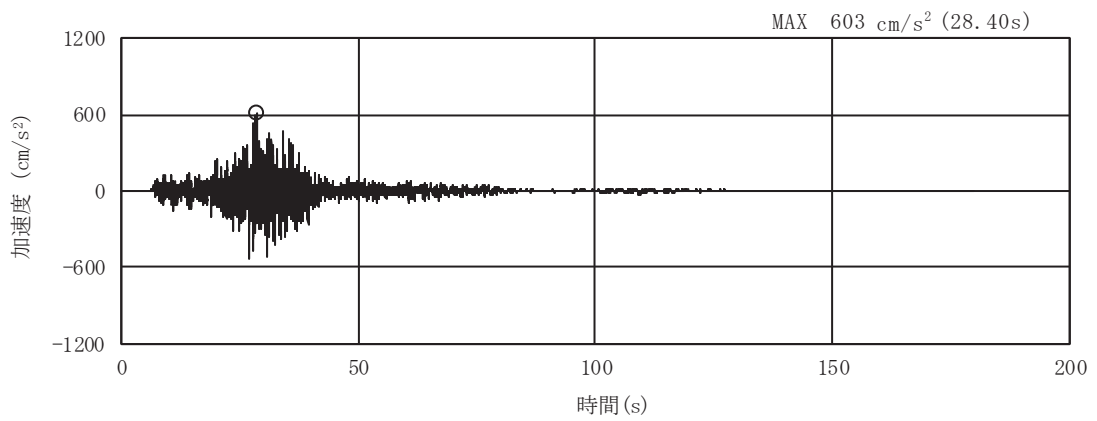


(a) 加速度時刻歴波形

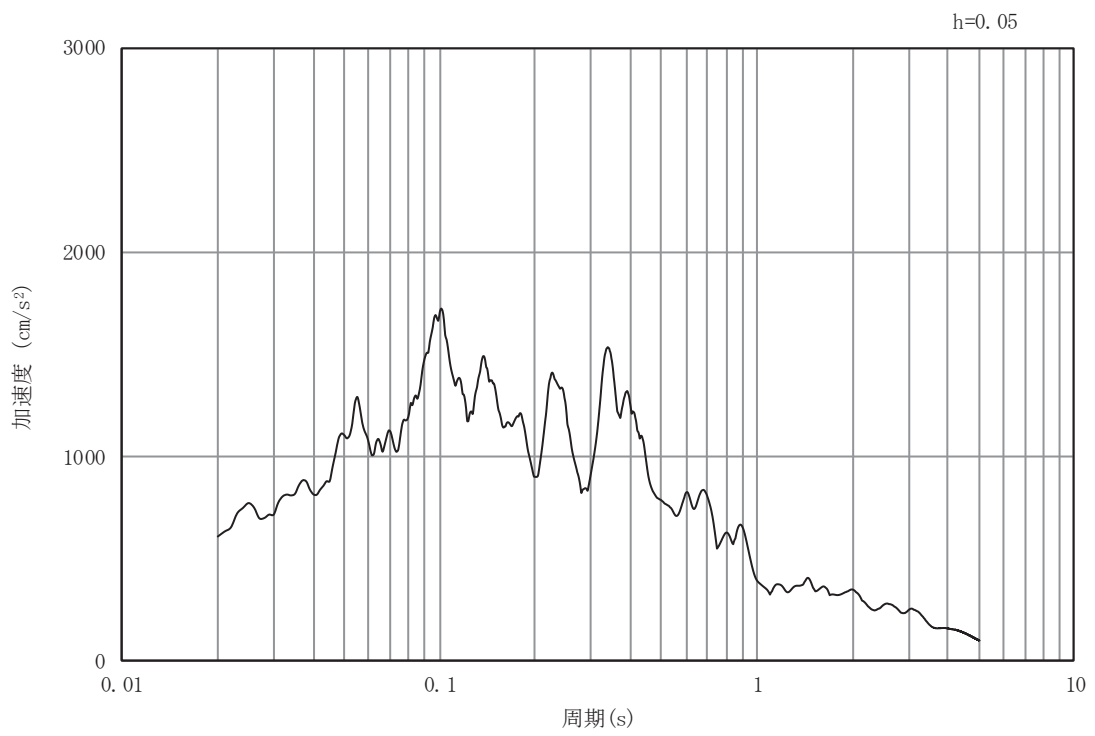


(b) 加速度応答スペクトル

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)

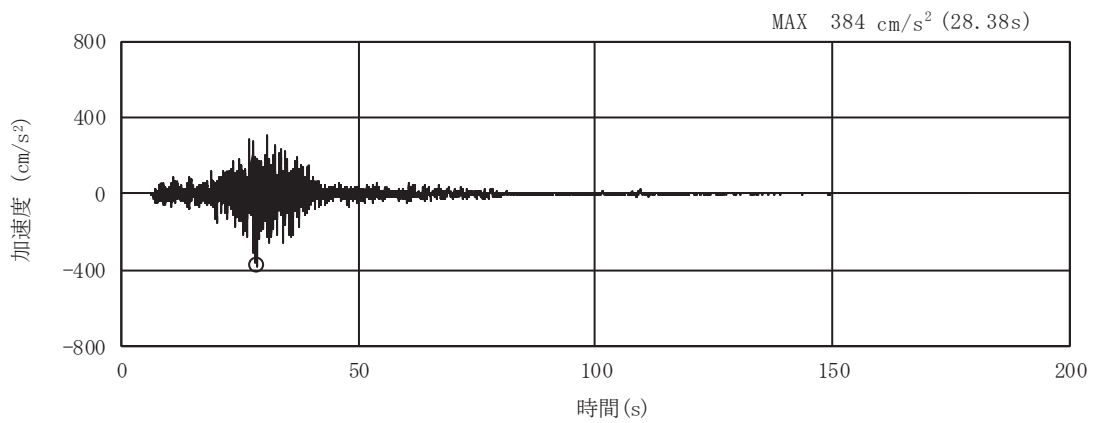


(a) 加速度時刻歴波形

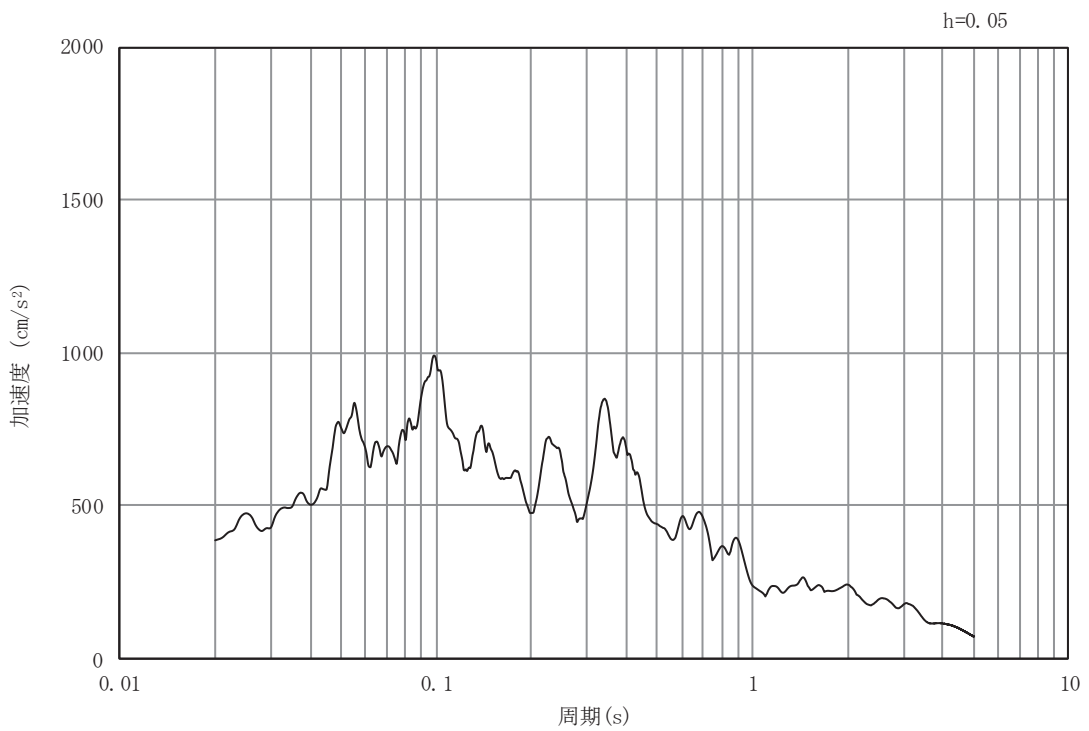


(b) 加速度応答スペクトル

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)

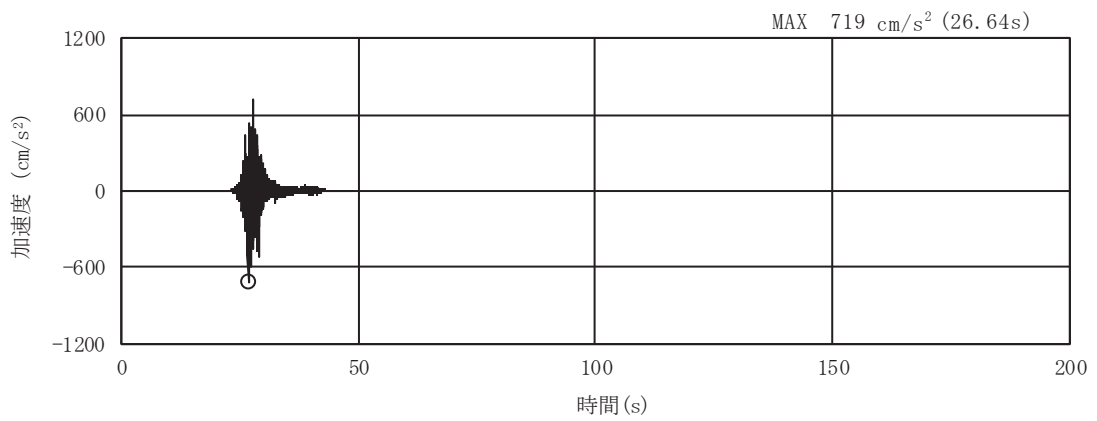


(a) 加速度時刻歴波形

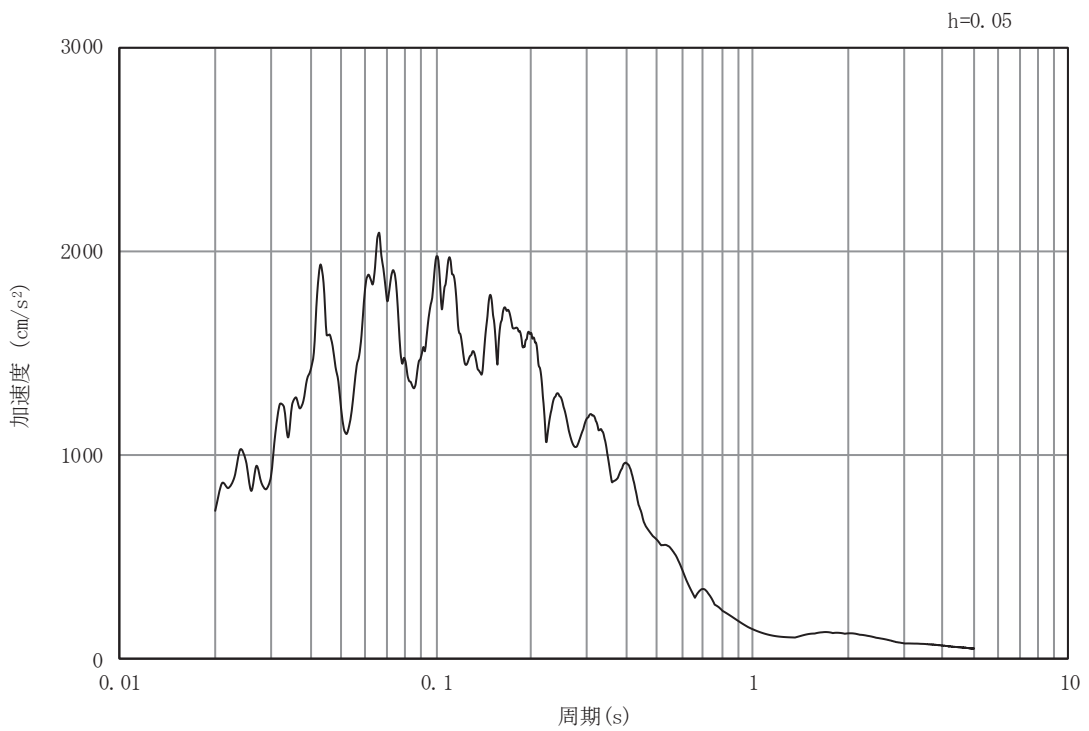


(b) 加速度応答スペクトル

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)

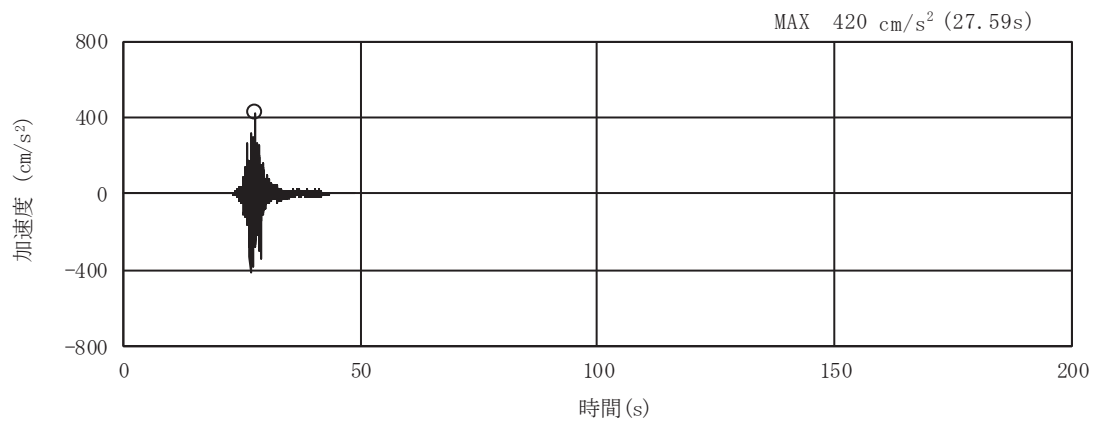


(a) 加速度時刻歴波形

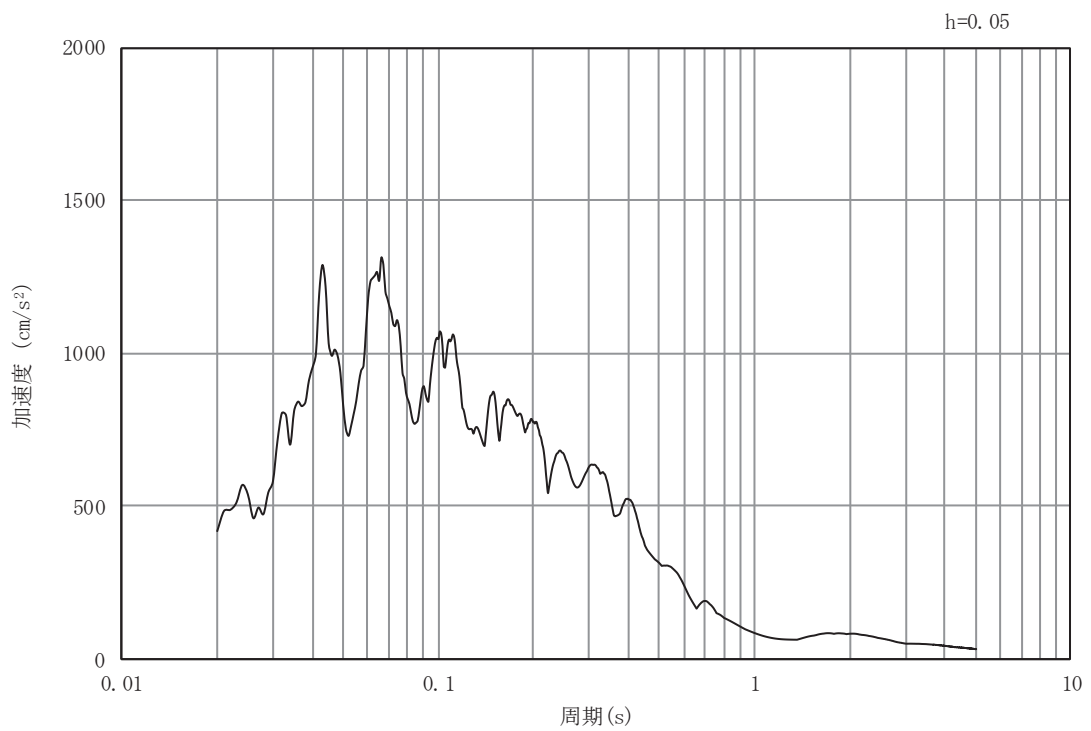


(b) 加速度応答スペクトル

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)

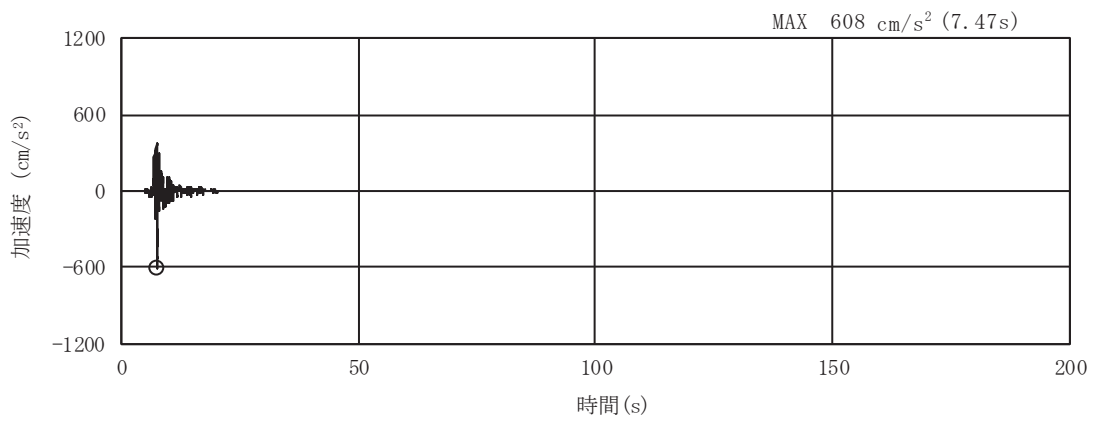


(a) 加速度時刻歴波形

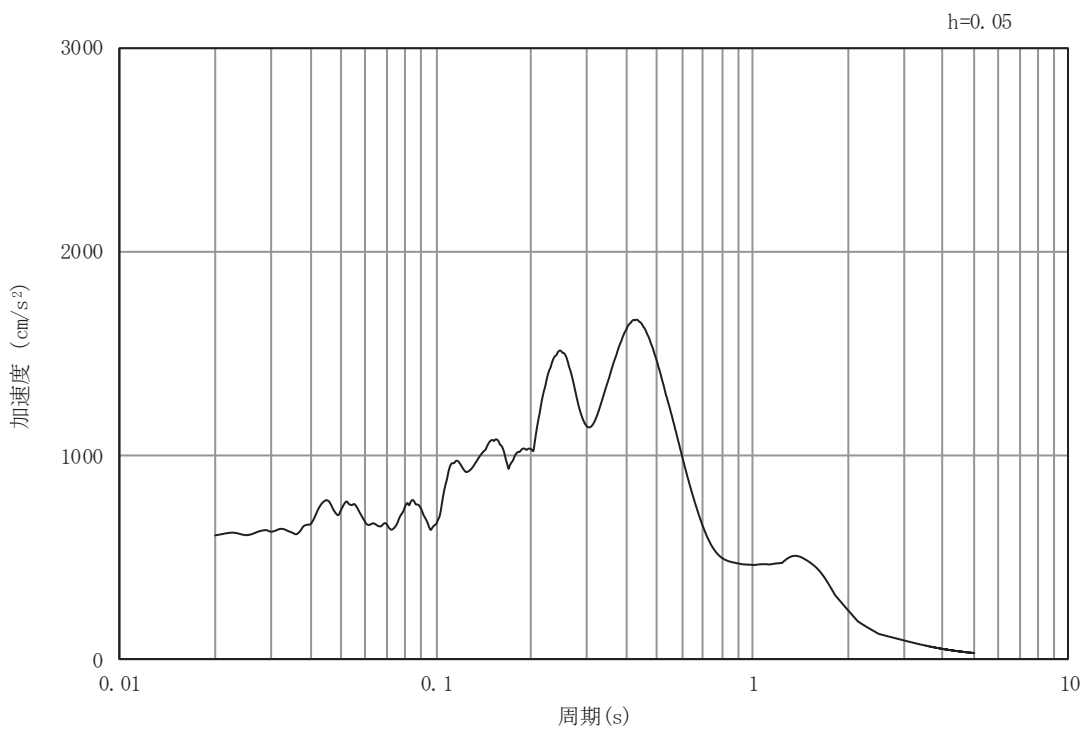


(b) 加速度応答スペクトル

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)

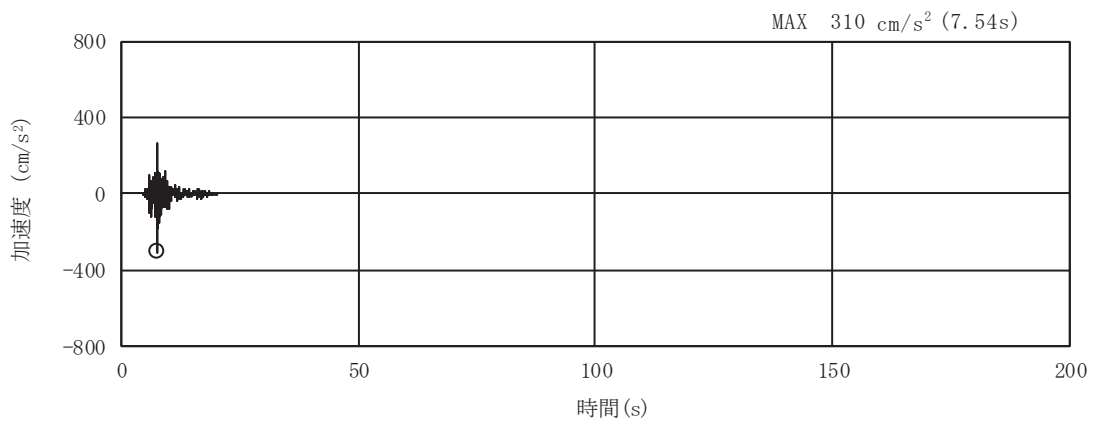


(a) 加速度時刻歴波形

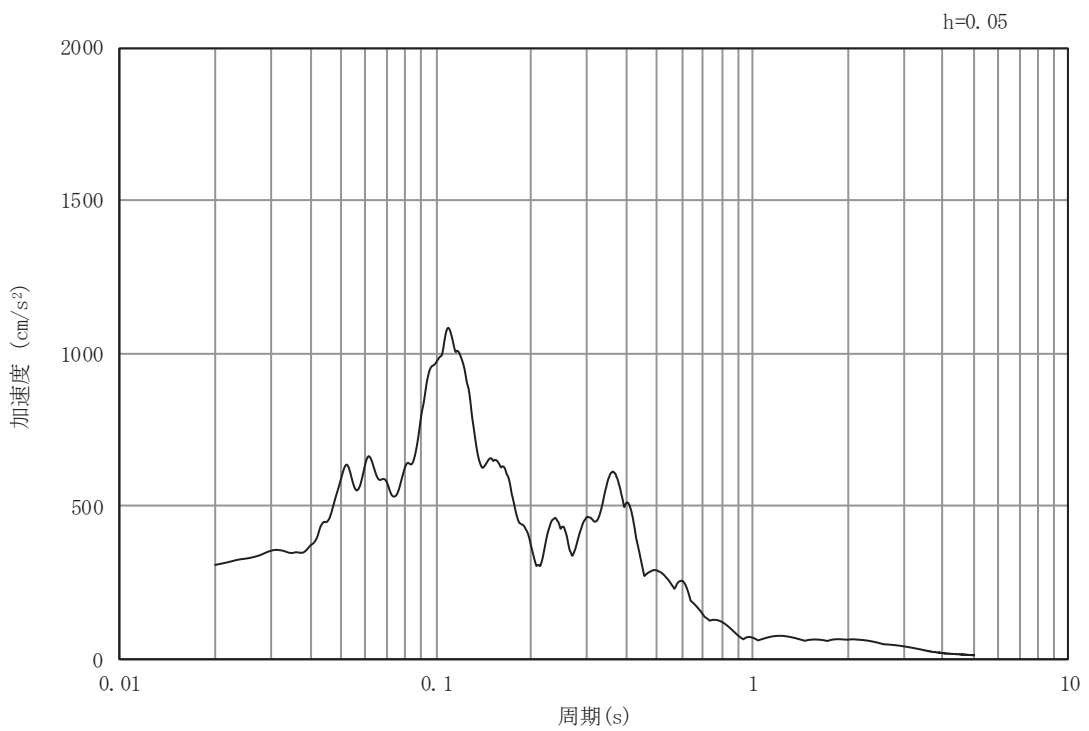


(b) 加速度応答スペクトル

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。

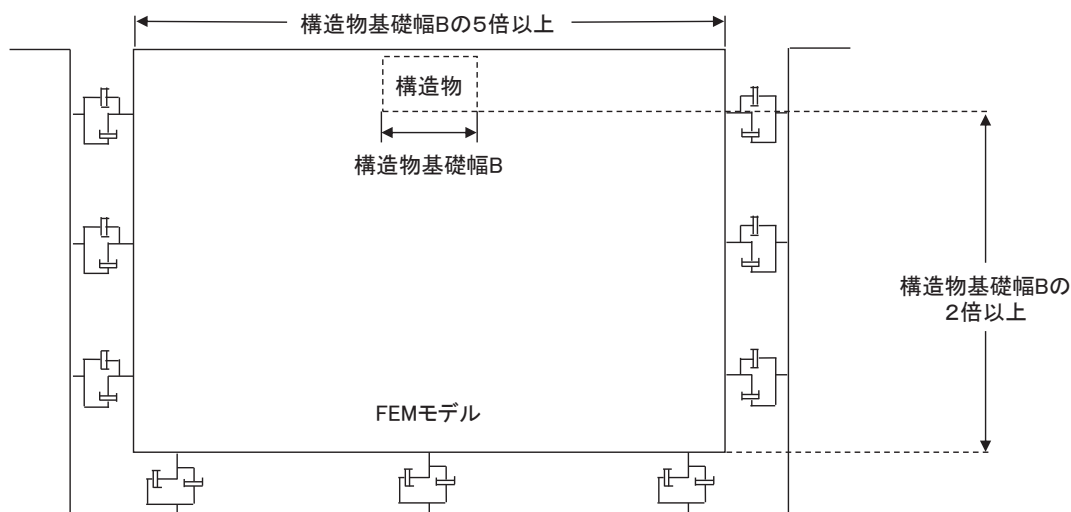


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

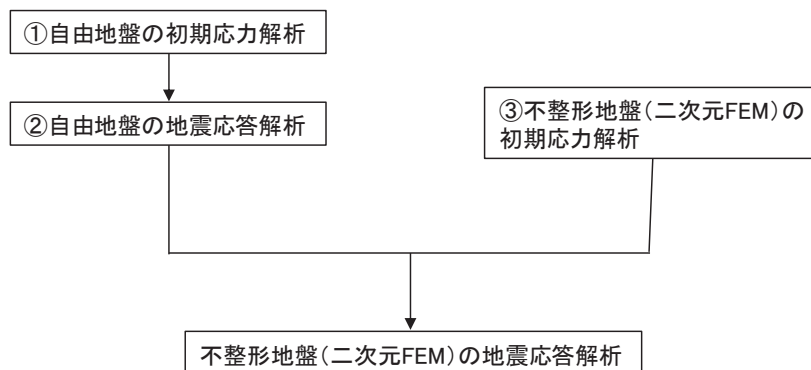


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

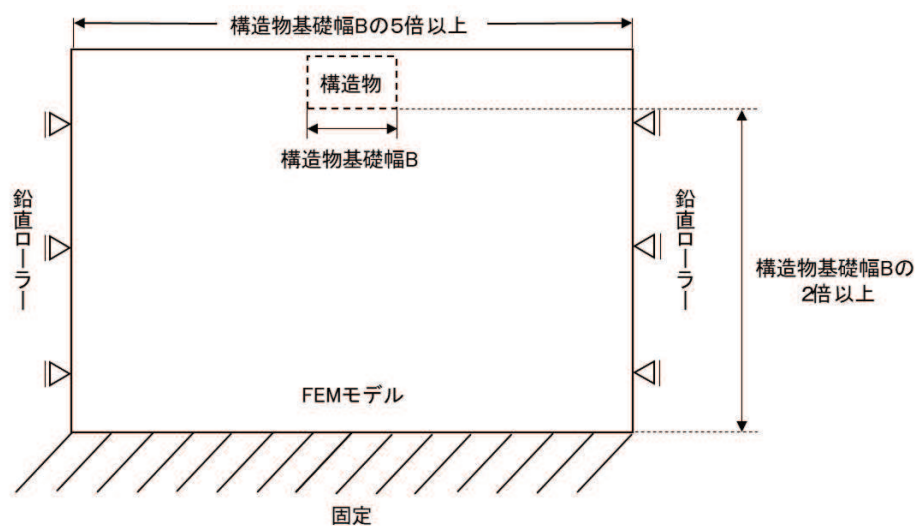


図 8.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

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。

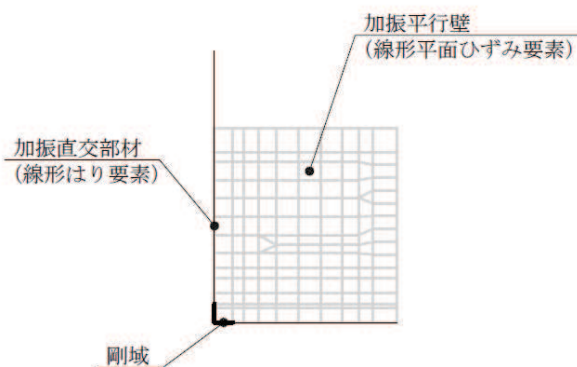


図 8.5-4 構造部材のモデル化

(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。

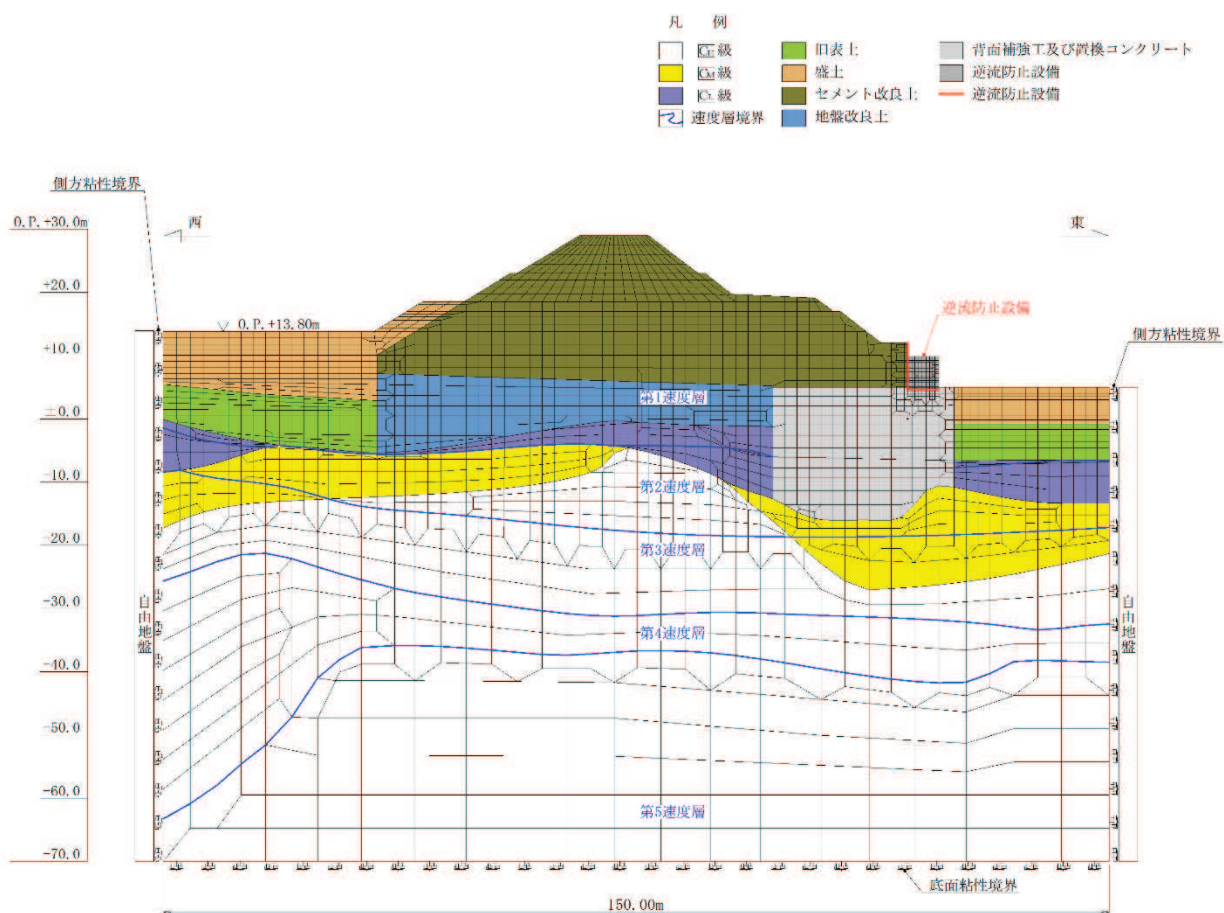


図 8.5-5 出口側集水ピットの解析モデル (A-A断面)

(5) ジョイント要素のモデル化

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

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

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。「構造物-置換コンクリート」、「構造物-岩盤」及び「置換コンクリート-岩盤」は異種材料間であることから、ジョイント要素を設定する。

せん断強度 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 ϕ 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、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (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 ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

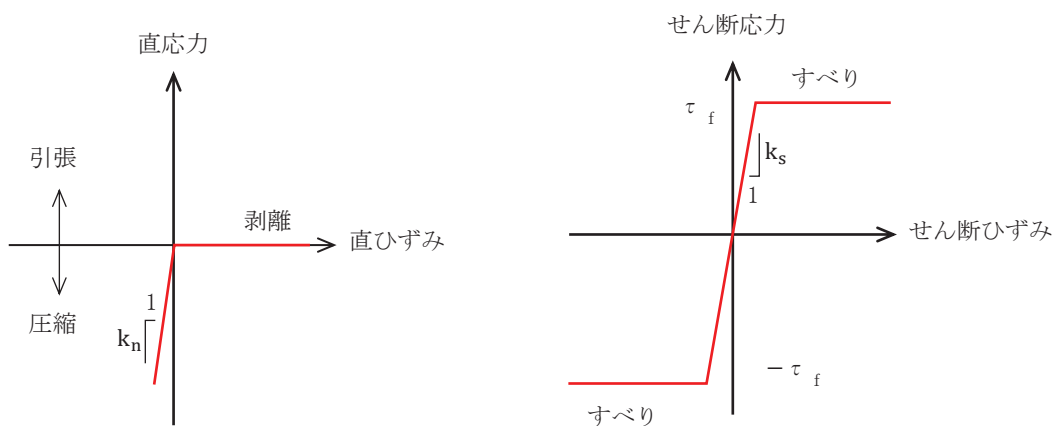


図 8.5-6 ジョイント要素の力学特性

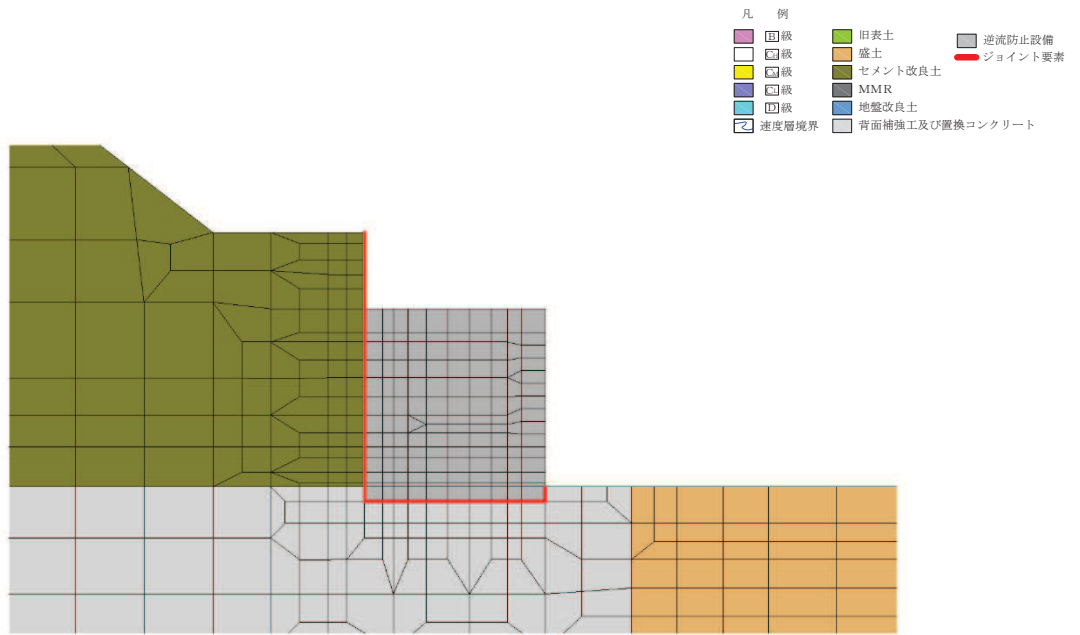


図 8.5-7 ジョイント要素の配置

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 ²
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 ⁴	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 ⁴	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	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B]級	砂岩	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 _H]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L]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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-6 (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 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
	第3速度層	4.7×10^3	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 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	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	0.08	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	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	0.65	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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2: 断層及びシームの狭在物は, 「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 ρ (g/cm ³)	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 ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	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 ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_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 ρ (g/cm ³)	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 ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	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 ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	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 _s -D1	++	0.19		
	-+	0.19		
S _s -D2	++	0.22		
	-+	0.23	0.21	0.27
S _s -D3	++	0.17		
	-+	0.16		
S _s -F1	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F2	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -F3	++	0.18		
	-+	0.17		
S _s -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 _s -D1	++	0.45		
	-+	0.37		
S _s -D2	++	0.42		
	-+	0.50	0.50	0.52
S _s -D3	++	0.35		
	-+	0.33		
S _s -F1	++	0.28		
	-+	0.31		
S _s -F2	++	0.41		
	-+	0.37		
S _s -F3	++	0.34		
	-+	0.29		
S _s -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 _s -D1	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -D2	++	0.19		
	-+	0.19	0.19	0.19
S _s -D3	++	0.16		
	-+	0.14		
S _s -F1	++	0.13		
	-+	0.14		
S _s -F2	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -F3	++	0.16		
	-+	0.14		
S _s -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 _s -D1	++	0.38		
	-+	0.31		
S _s -D2	++	0.32		
	-+	0.48	0.42	0.59
S _s -D3	++	0.26		
	-+	0.25		
S _s -F1	++	0.23		
	-+	0.23		
S _s -F2	++	0.38		
	-+	0.29		
S _s -F3	++	0.25		
	-+	0.27		
S _s -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8.6-4に示す。

表8.6-4 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 _s -D1	++	+0.421	(45.53)	
		-+	+0.385	(25.22)	
	S _s -D2	++	+0.452	(13.52)	
		-+	+0.517	(13.65)	
	S _s -D3	++	+0.344	(21.04)	
		-+	+0.308	(30.15)	
	S _s -F1	++	+0.258	(22.40)	
		-+	+0.281	(19.49)	
	S _s -F2	++	+0.404	(31.42)	
		-+	+0.386	(31.29)	
	S _s -F3	++	+0.349	(28.62)	
		-+	+0.306	(26.81)	
	S _s -N1	++	+0.457	(7.51)	
		-+	+0.311	(7.90)	
	②	S _s -D2	-+	+0.472	(13.64)
	③	S _s -D2	-+	+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 s - D 1	++	+1565	(45.52)
		-+	+1691	(25.21)
	S s - D 2	++	+1850	(13.52)
		-+	+1845	(13.65)
	S s - D 3	++	+1452	(21.03)
		-+	+1370	(29.56)
	S s - F 1	++	+1332	(18.89)
		-+	+1360	(19.49)
	S s - F 2	++	+1547	(27.84)
		-+	+1679	(31.29)
	S s - F 3	++	+1506	(28.62)
		-+	+1523	(26.81)
	S s - N 1	++	+2117	(7.50)
		-+	+1323	(7.34)
②	S s - D 2	-+	+1805	(13.64)
③	S s - 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。

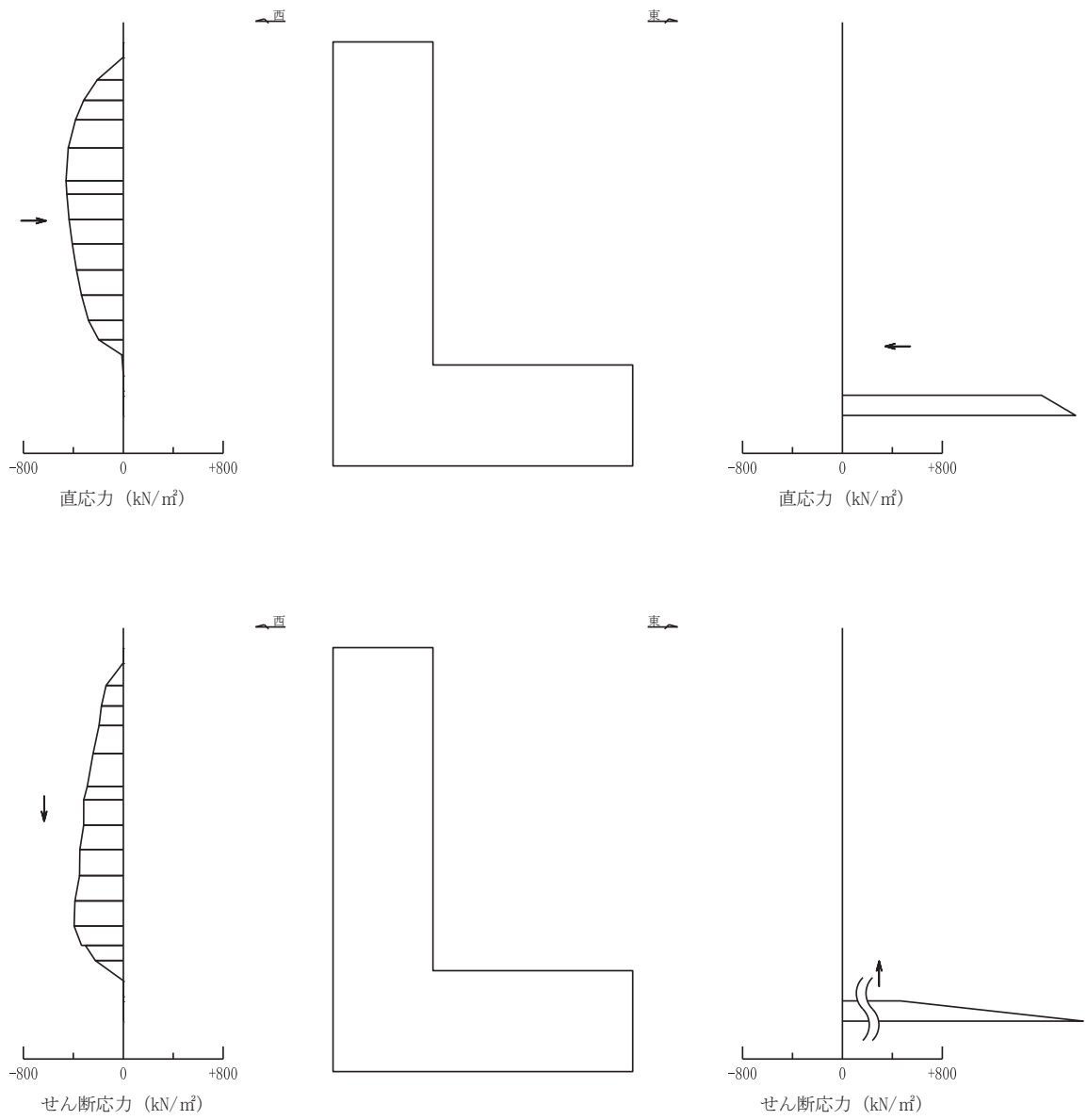
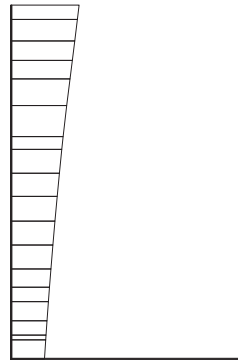


図 8.6-7 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - D 2 (-+))

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 →



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 →

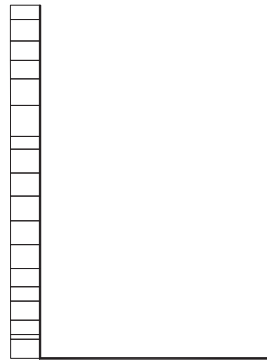
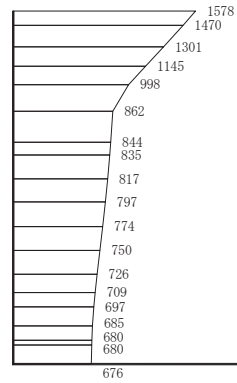


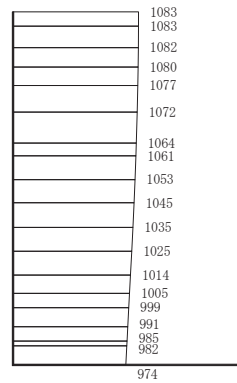
図 8.6-8 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, $S_s - D2 (-+)$)

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。



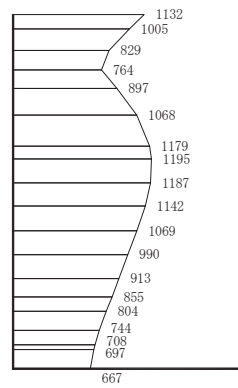
(a) S s - D 1 (++) 水平



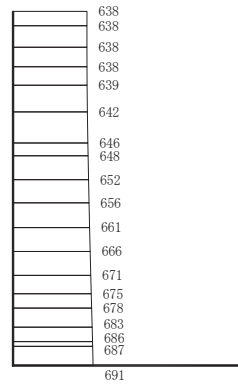
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



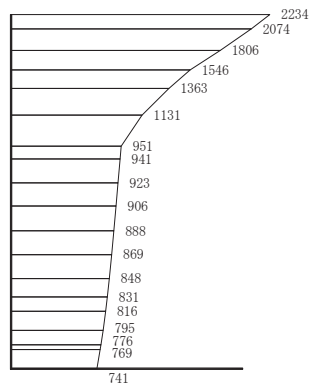
(a) S s - D 1 (- +) 水平



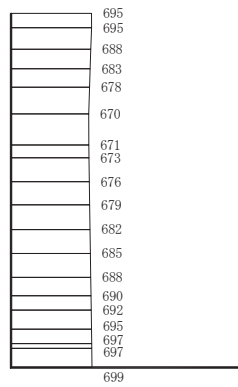
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



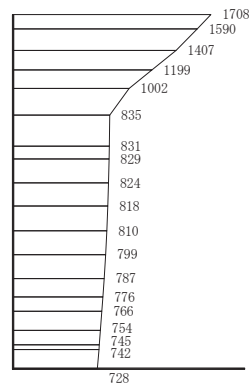
(a) S_s-D₂ (++) 水平



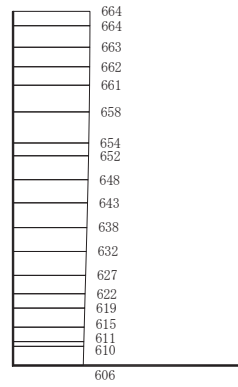
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



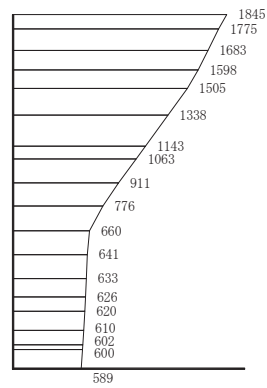
(a) $S_s - D2$ (一十) 水平



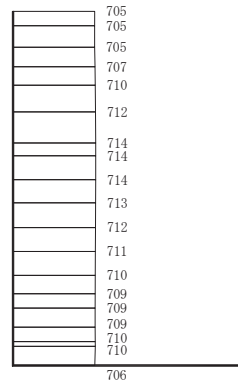
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



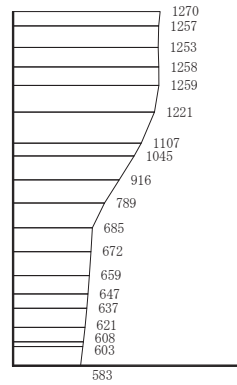
(a) S s - D 3 (++) 水平



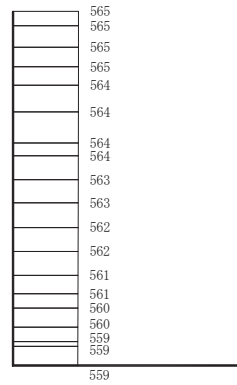
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



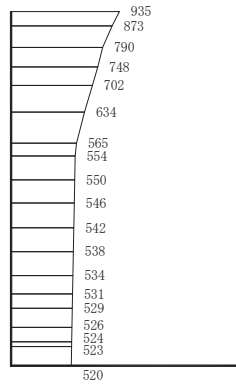
(a) $S_s - D3$ (一十) 水平



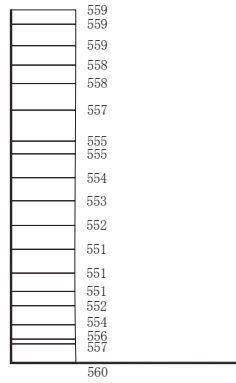
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(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)



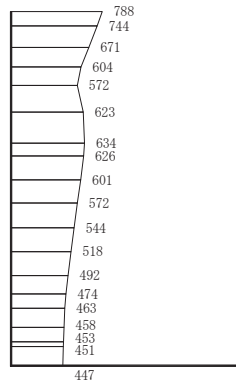
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



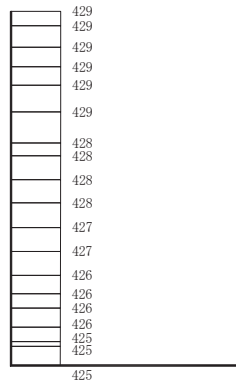
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(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)



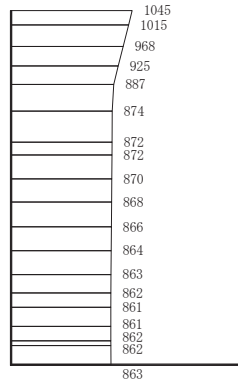
(a) $S_s - F1$ (ー+) 水平



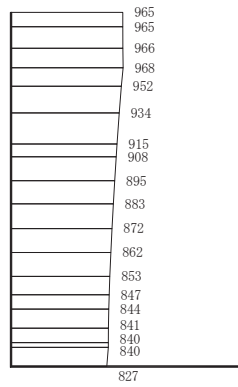
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) $S_s - F1$ (ー+) 鉛直

図 8.6-9(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



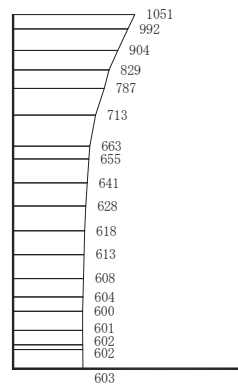
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



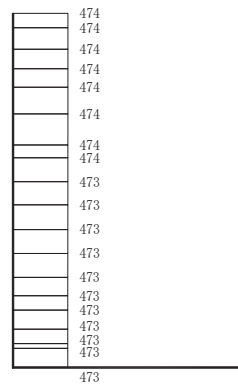
(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-9(9) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



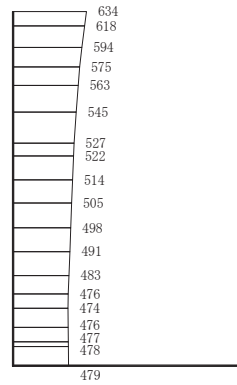
(a) S s - F 2 (-+) 水平



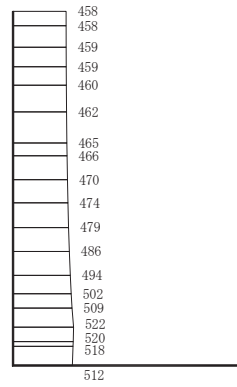
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)



(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)



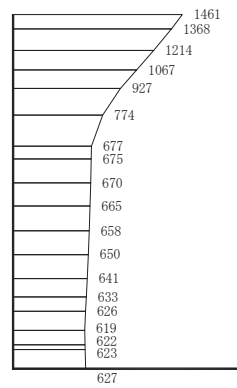
(a) S s - F 3 (++) 水平



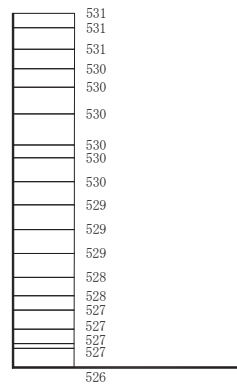
構造スケール 0  2 (m) 応答値スケール 0  1000 (cm/s²)

(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)



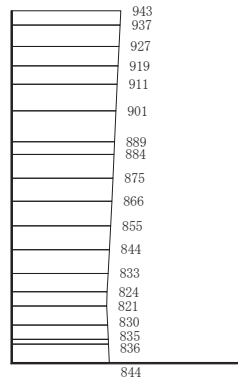
(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平



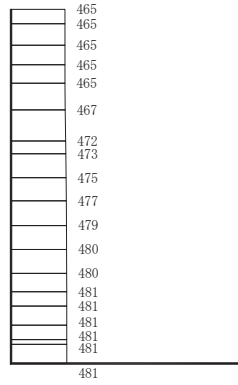
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



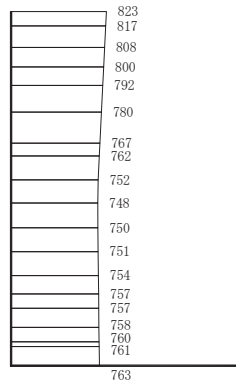
(a) $S_s - N1$ (++) 水平



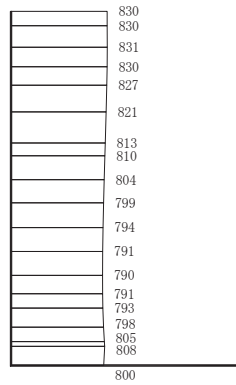
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(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)



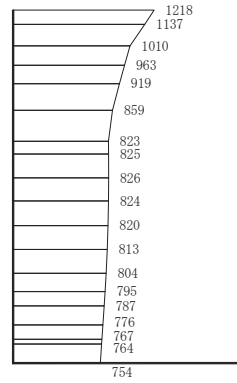
(a) $S_s - N1$ (一十) 水平



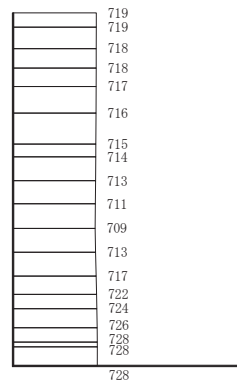
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(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)



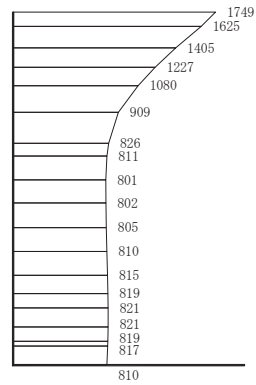
(a) $S_s - D_2 (-+) + \sigma$ 水平



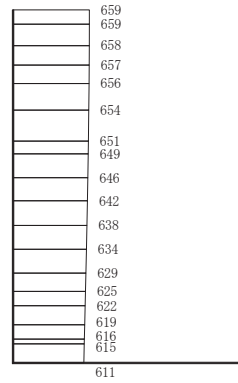
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) $S_s - D_2 (-+) + \sigma$ 鉛直

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 σ) を考慮した解析ケース)



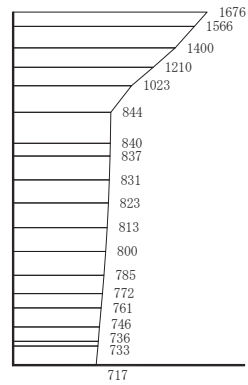
(a) S s - D 2 (- +) - σ 水平



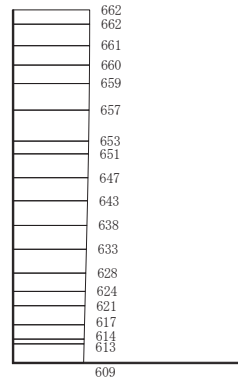
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 2 (- +) - σ 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 σ) を考慮した解析ケース)



(a) S s - D 2 (- +) 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 2 (- +) 鉛直

図 8.6-9(17) 最大加速度分布図

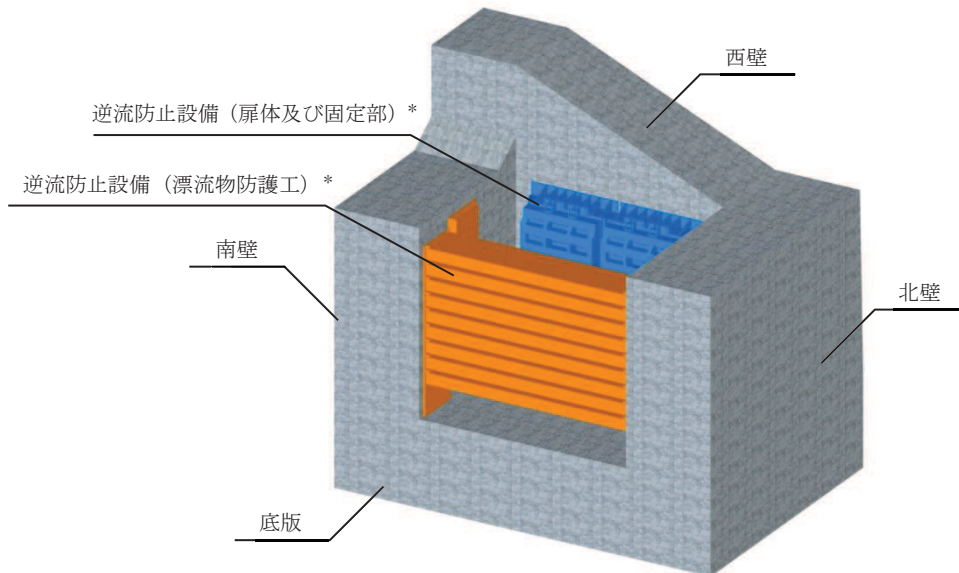
(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース

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。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

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。

出口側集水ピットの耐震評価は、構造的特徴や周辺状況から主たる荷重方向（弱軸方向であるピット縦断方向）を評価対象として実施する。

一方、主たる荷重（ピット縦断方向）に対し、加振方向に平行に配置される北壁及び南壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（ピット横断方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、出口側集水ピットはピット縦断方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

この水平2方向载荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動 S_s (7 波)、水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) 及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施することとし、「VI-2-12-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」に示す。

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。

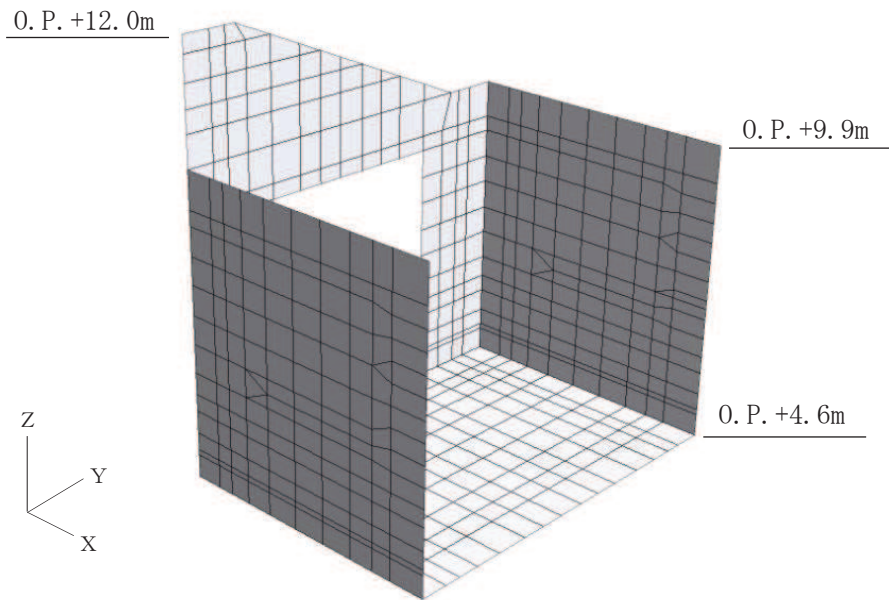
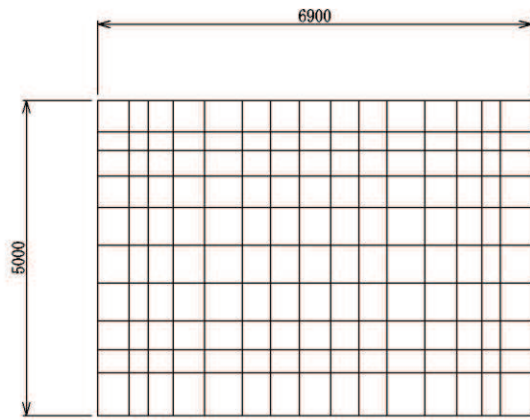
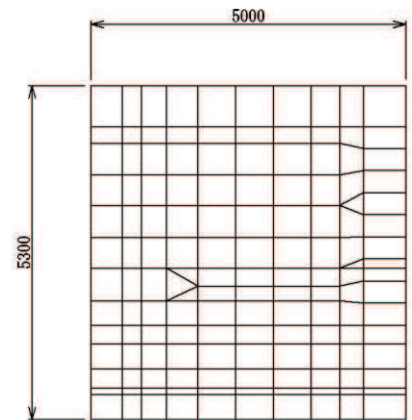


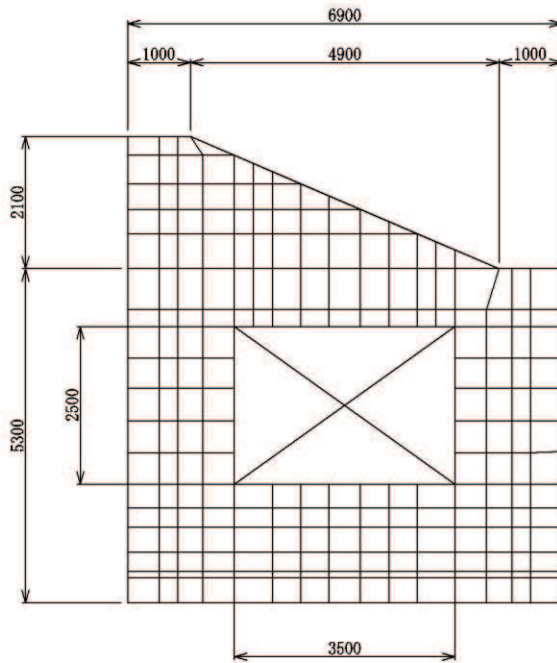
図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル



(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 9.3-2 要素分割図 (単位: mm)

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。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編]」に基づき、剛域を設ける。

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。

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・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、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

(a) 常時解析

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、設定する。

①鉛直方向地盤反力係数

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川 3 号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で、道路橋示方書 IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta)(D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

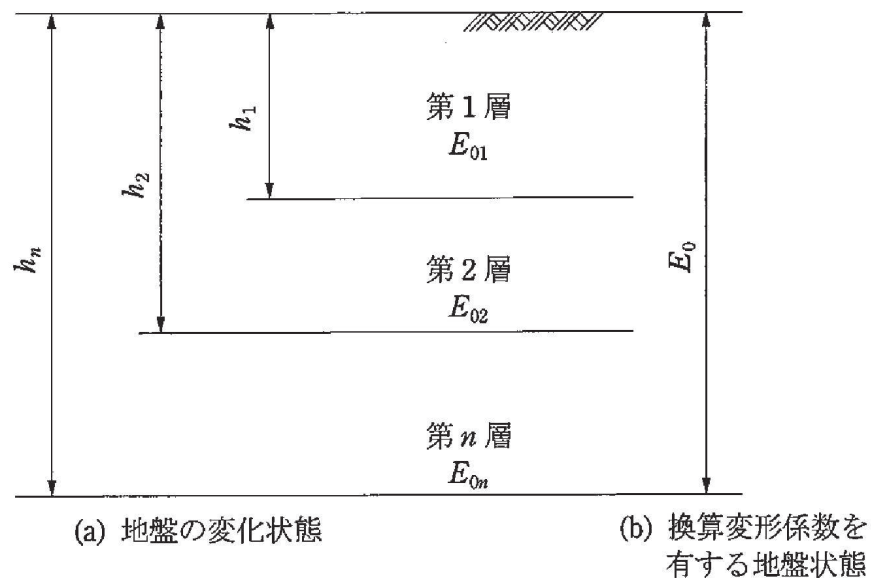


図 9.3-3 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

②水平方向せん断地盤反力係数

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに、

k_S : 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、
 $\lambda = 0.3$ とする。

(b) 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、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。

①岩盤の等価せん断弾性係数

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\zeta + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで、

G_R : 等価せん断弾性係数(kN/m²)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数(kN/m²) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ(m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{\ell_x \cdot \ell_y}{\pi}}$$

$2\ell_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2\ell_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

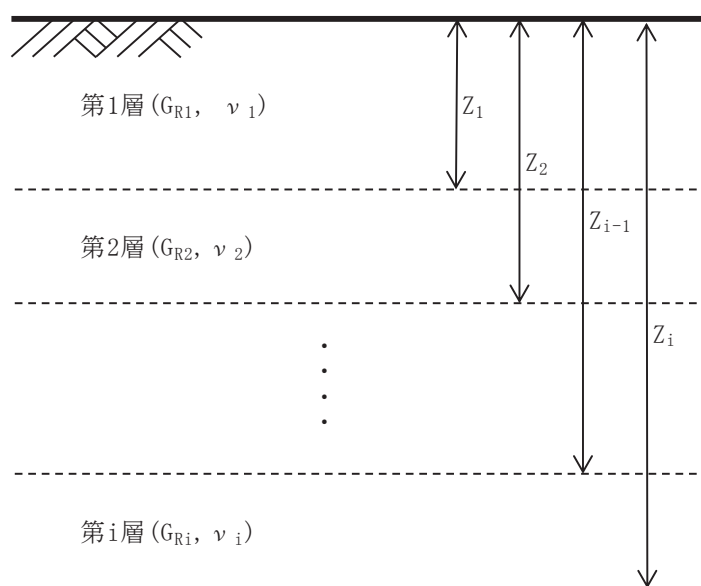


図 9.3-4 等価せん断弾性係数の算出概念図

②岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分)

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

③岩盤のせん断方向地盤反力係数

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

(c) 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

①水平方向地盤反力係数

側壁部の水平方向地盤反力係数は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IV下部構造編」及び「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$
$$B_H = \sqrt{A_H}$$
$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$
$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$
$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

②せん断方向地盤反力係数

$$k_s = 0.3k_H$$

ここで、

k_s : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

(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。

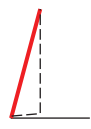

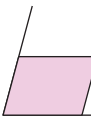
9.4 照査時刻

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。なお、照査時刻の妥当性については参考資料 3 に示す。

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 (面外)	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。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図9.5-2に示す。常時荷重は表8.3-3に示す荷重を考慮する。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧		土圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

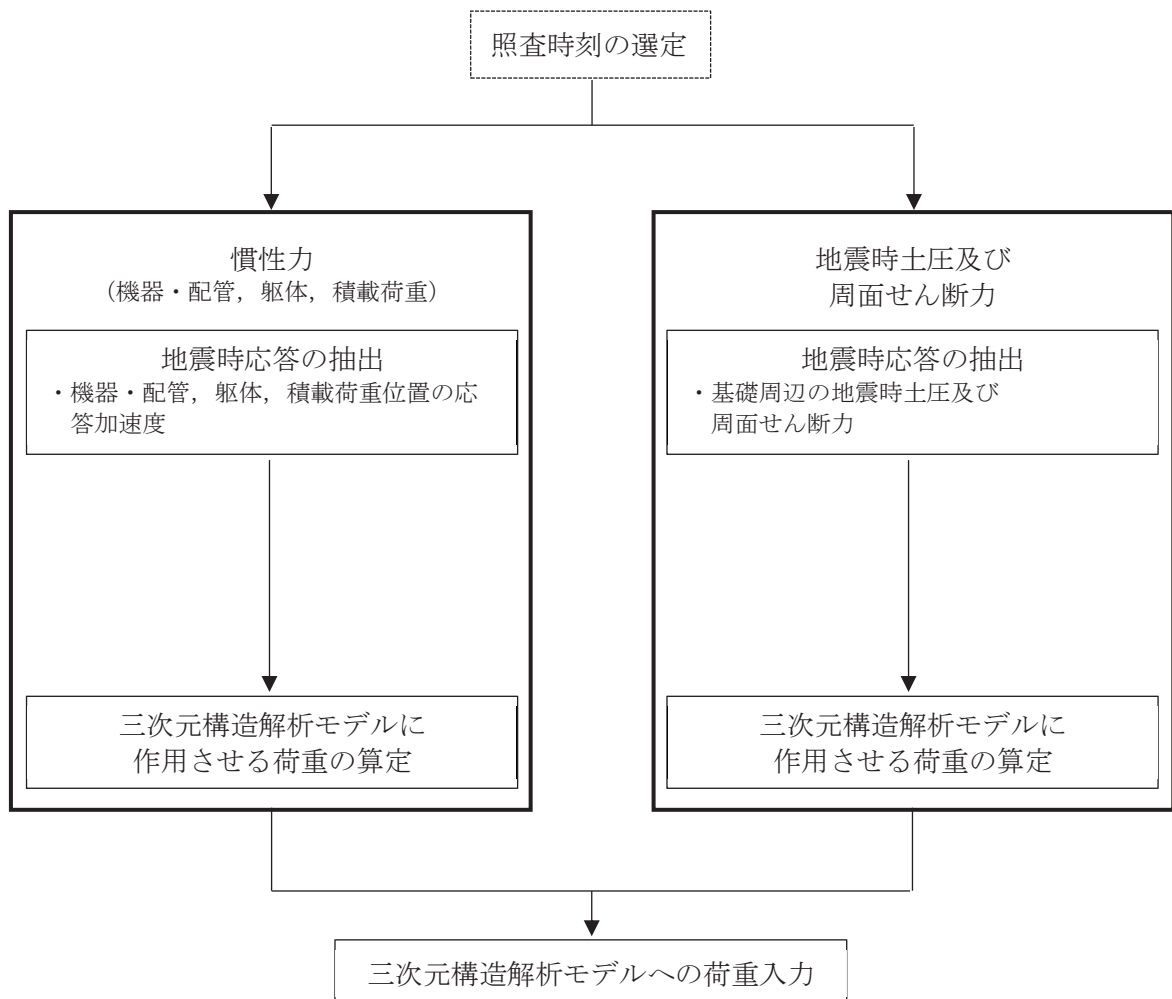


図9.5-1 各入力荷重の算定フロー

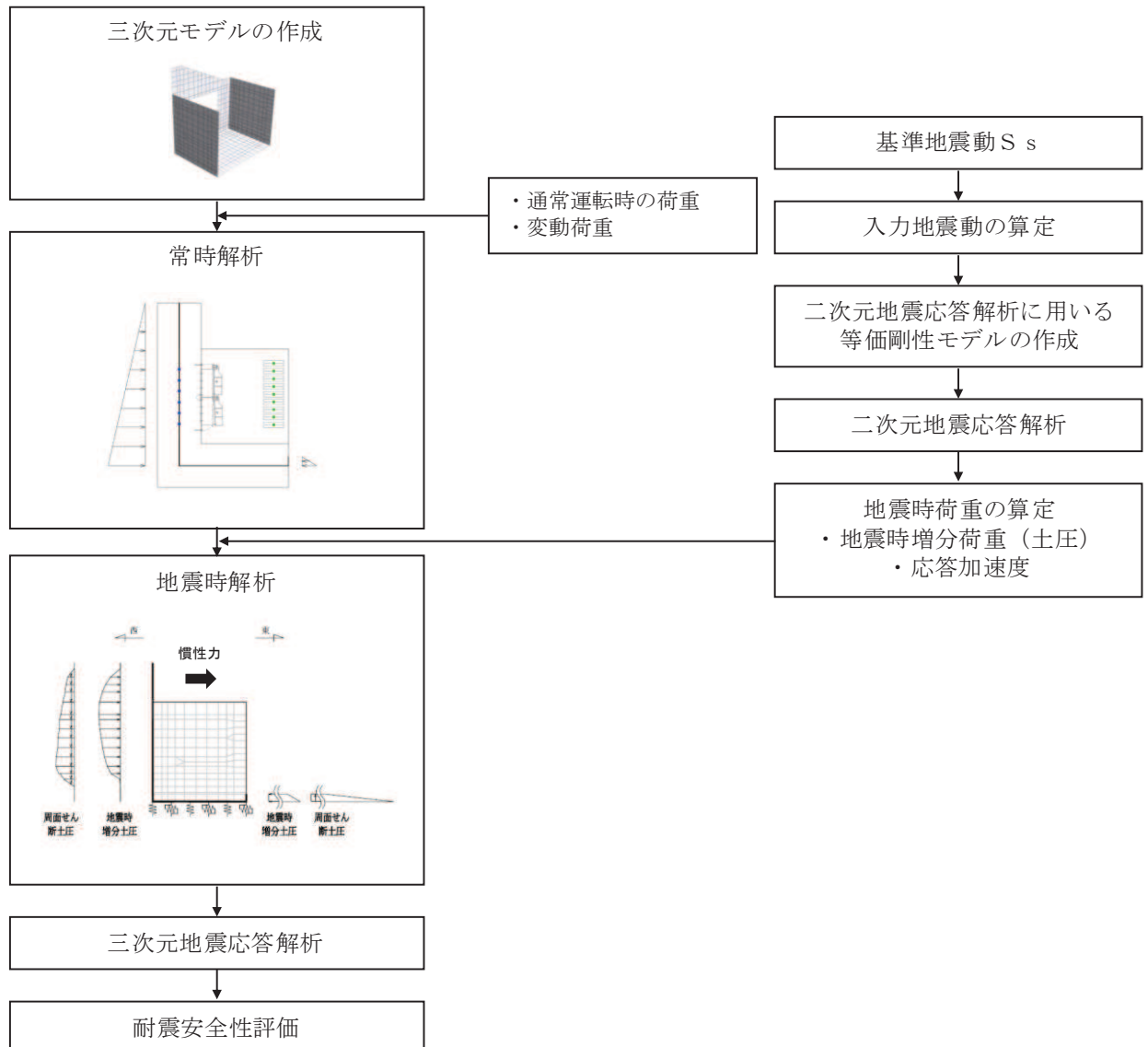


図 9.5-2 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

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鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-2 に示す。

算定した慣性力は図 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。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

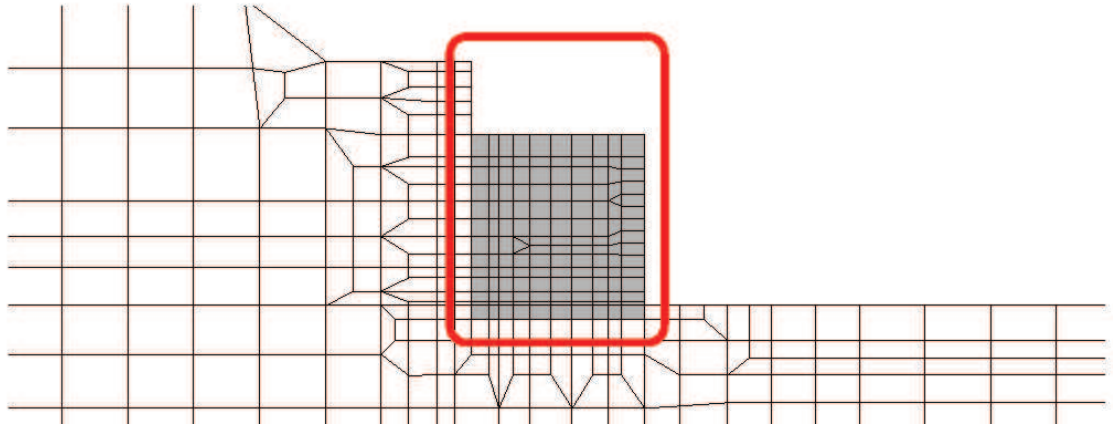
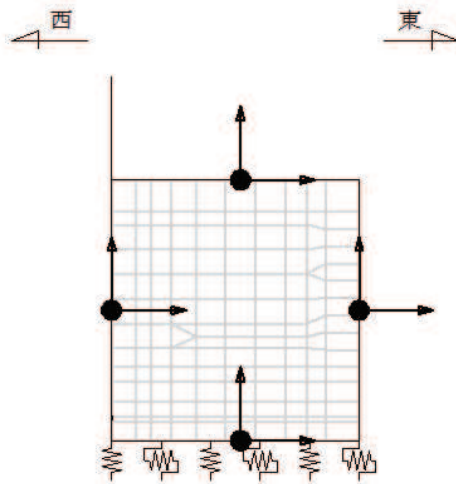


図 9.5-3 加速度抽出位置図



注記*：図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 9.5-4 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（直応力及びせん断応力）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9.5-5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9.5-6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。

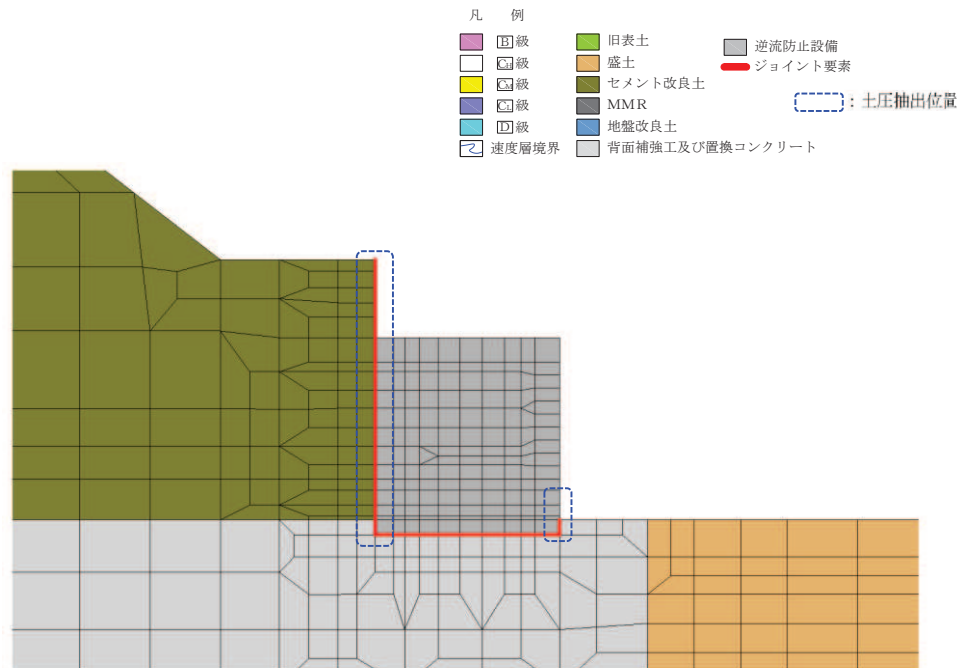


図 9.5-5 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

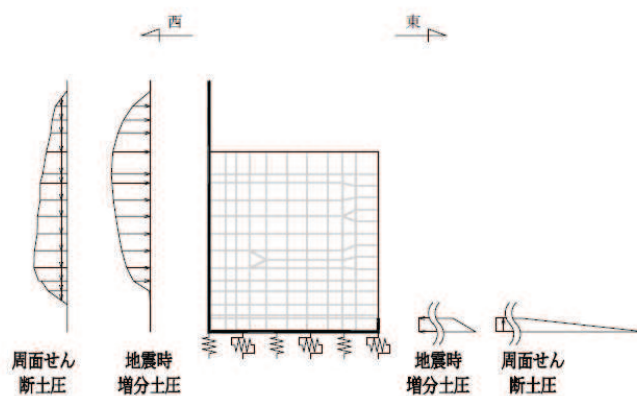


図 9.5-6 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{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 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

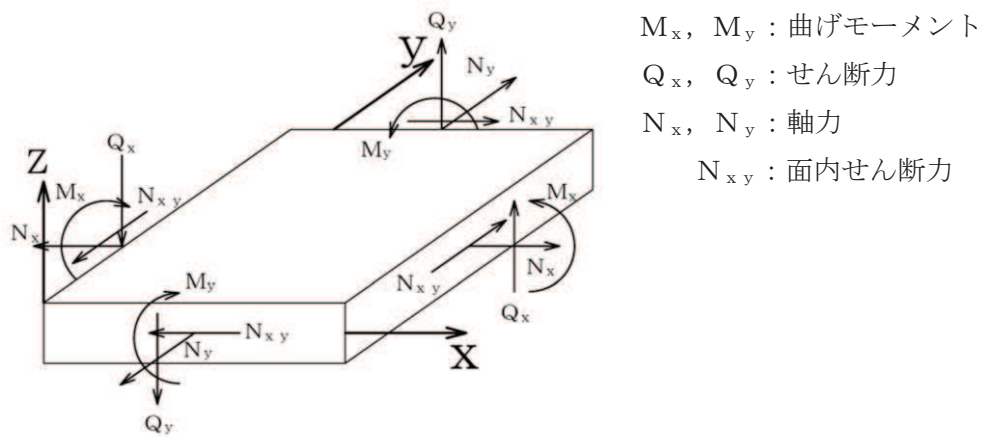
出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

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。

10.3 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 10.3-1 に、断面力の組合せを表 10.3-1 に示す。面内せん断力 N_{xy} については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 10.3-2 に示す。



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 10.3-1 シェル要素における応答断面力

表 10.3-1 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

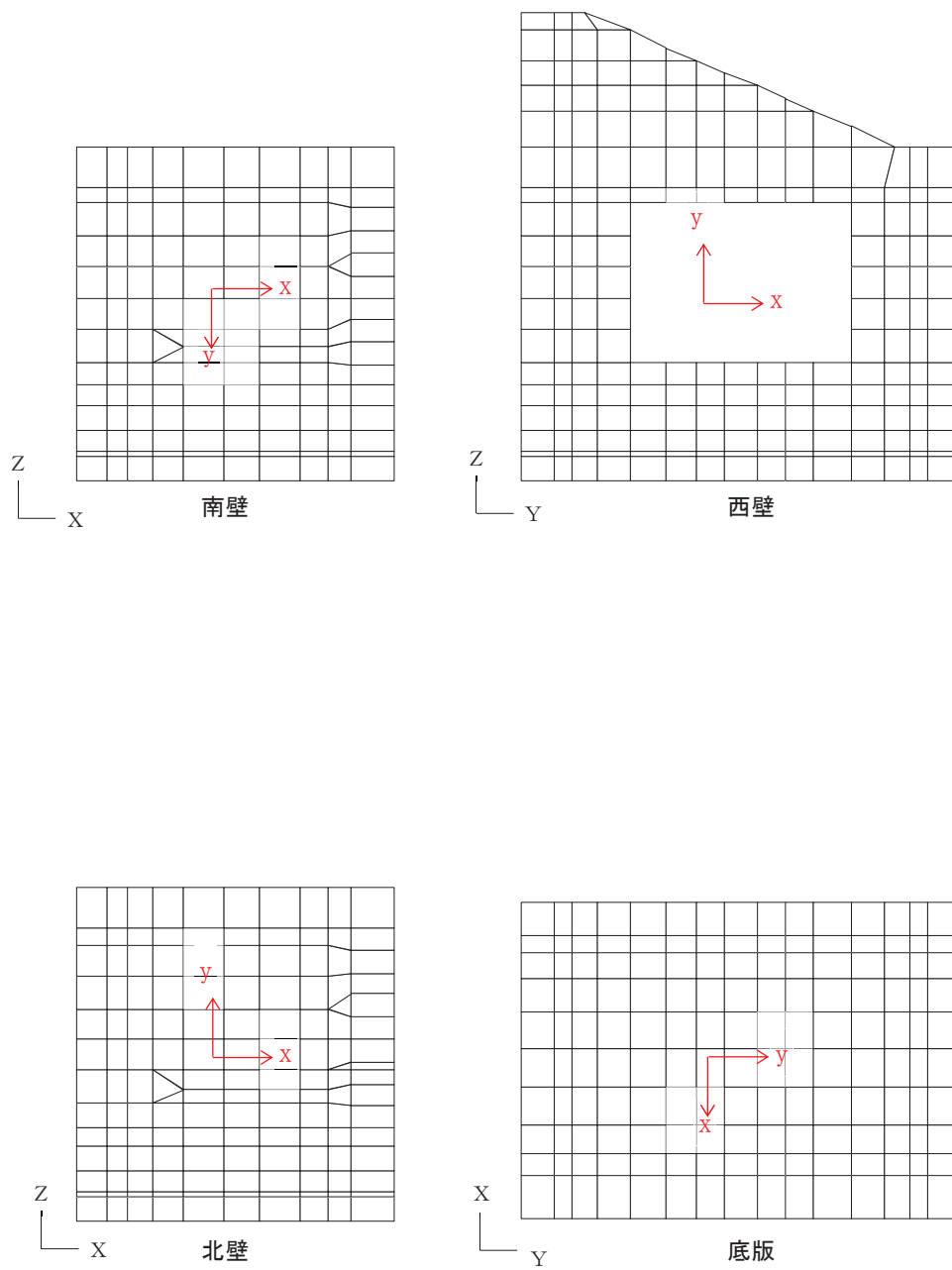


图 10.3-2 各部材の要素座標系

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)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		σ'_c / σ'_{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)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		σ_s / σ_{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。

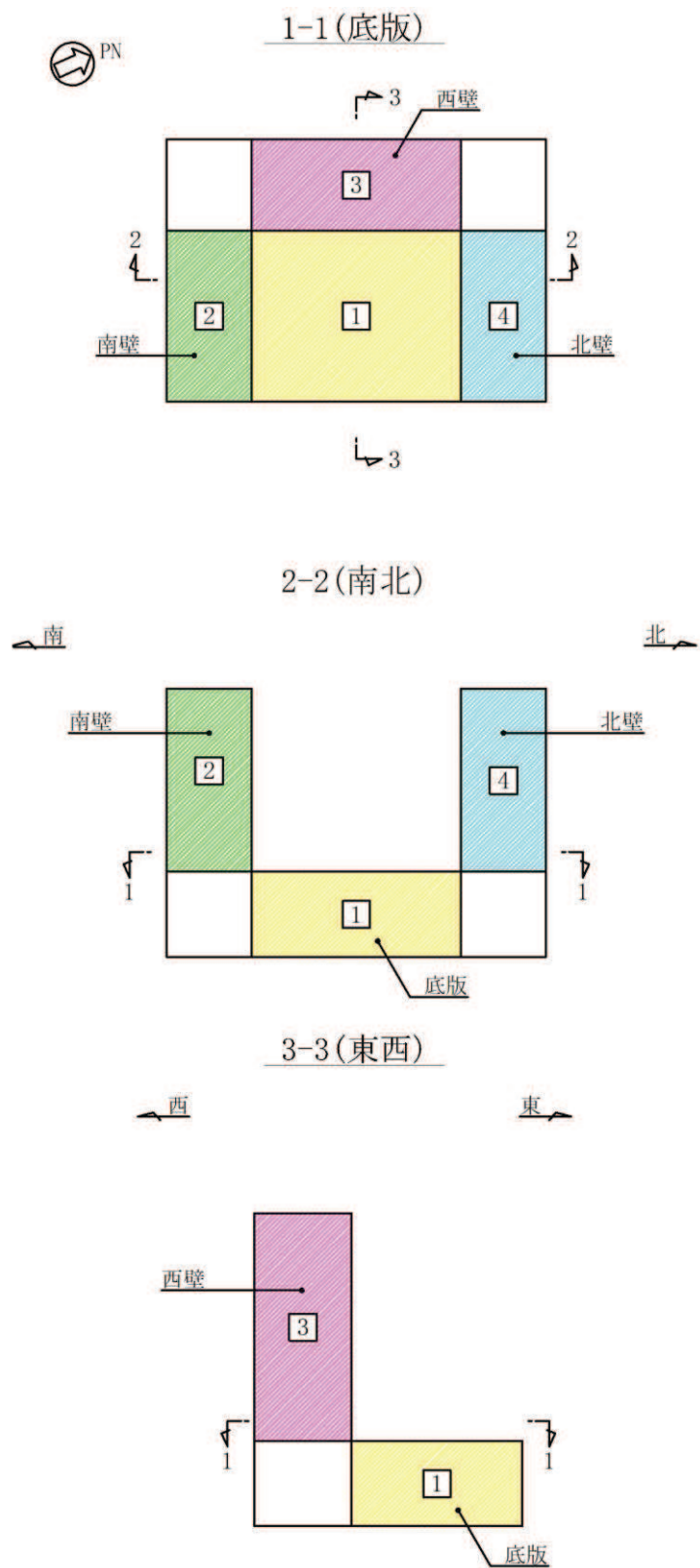


图 11.1-1 評価位置図

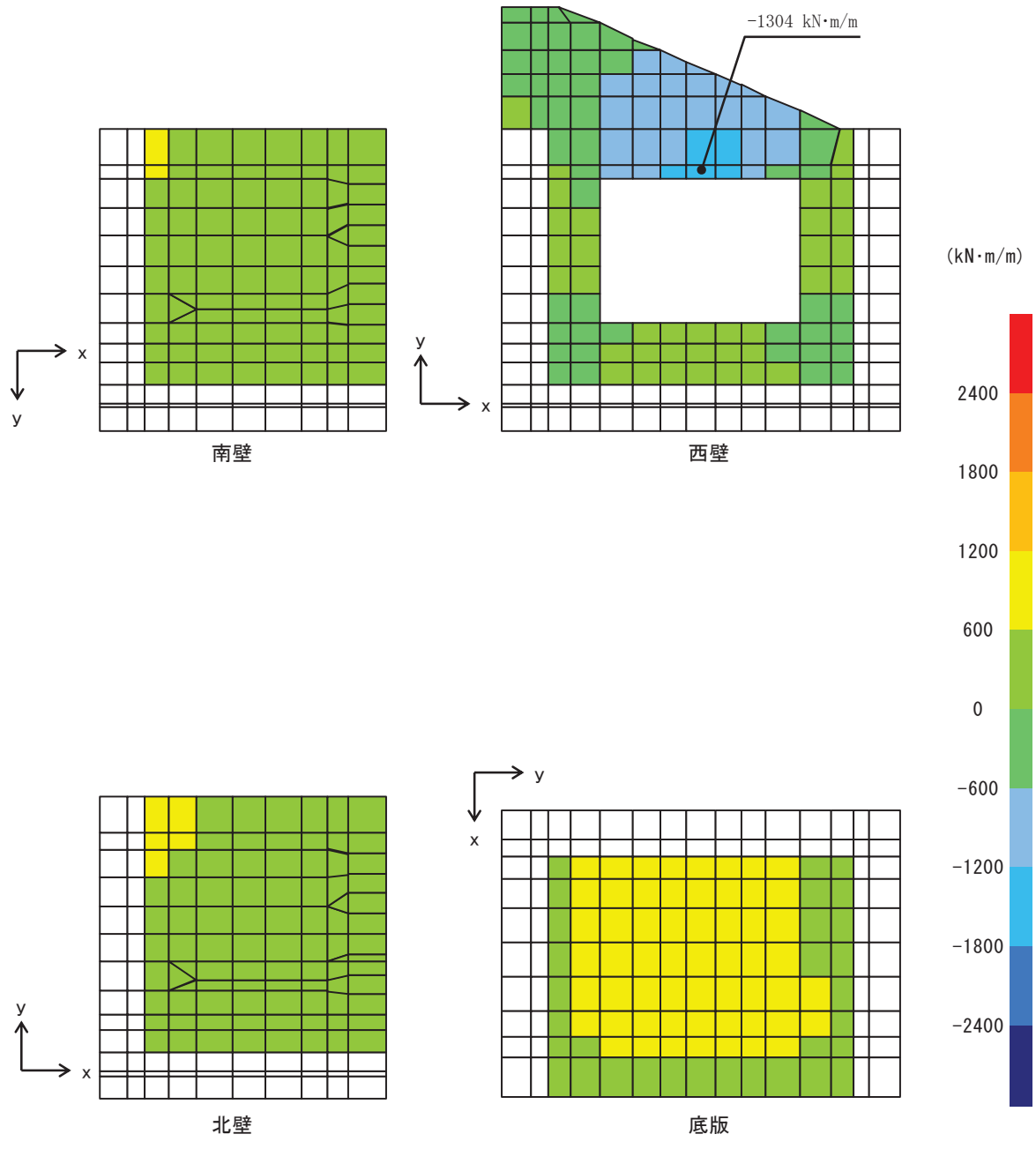


図 11.1-2 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 M_x (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

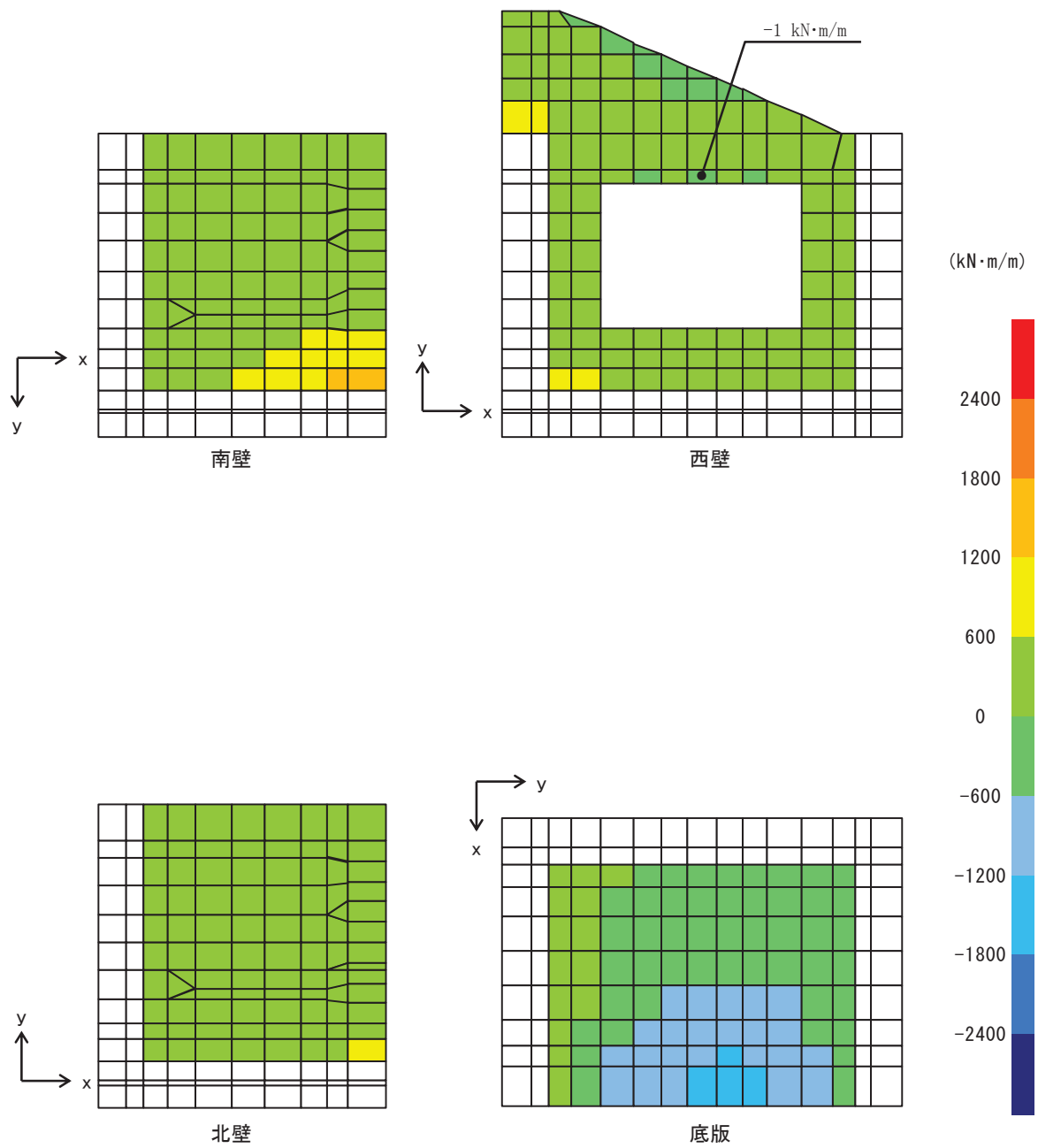


図 11.1-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 M_y (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

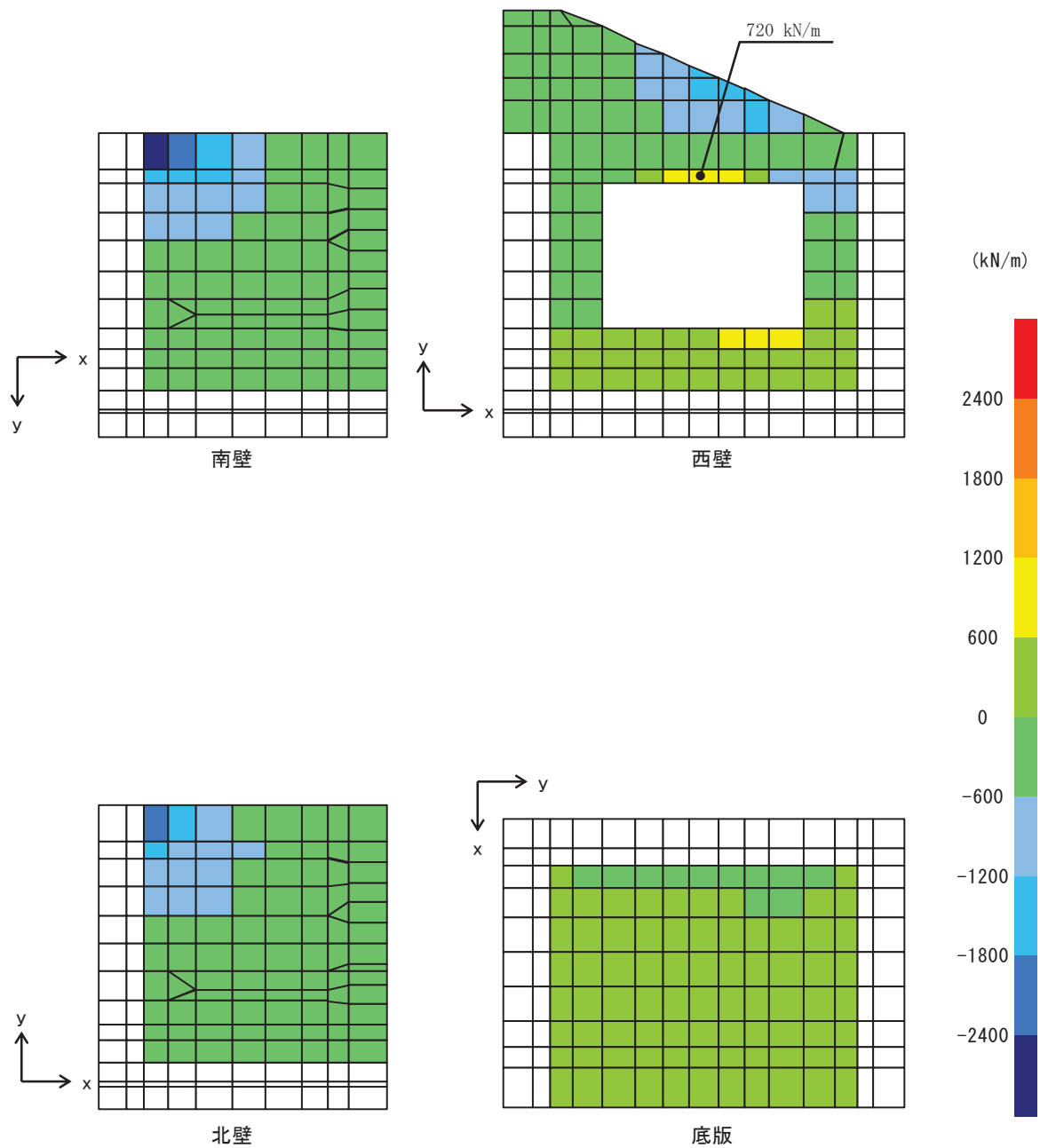


図 11.2-2 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 N_x (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

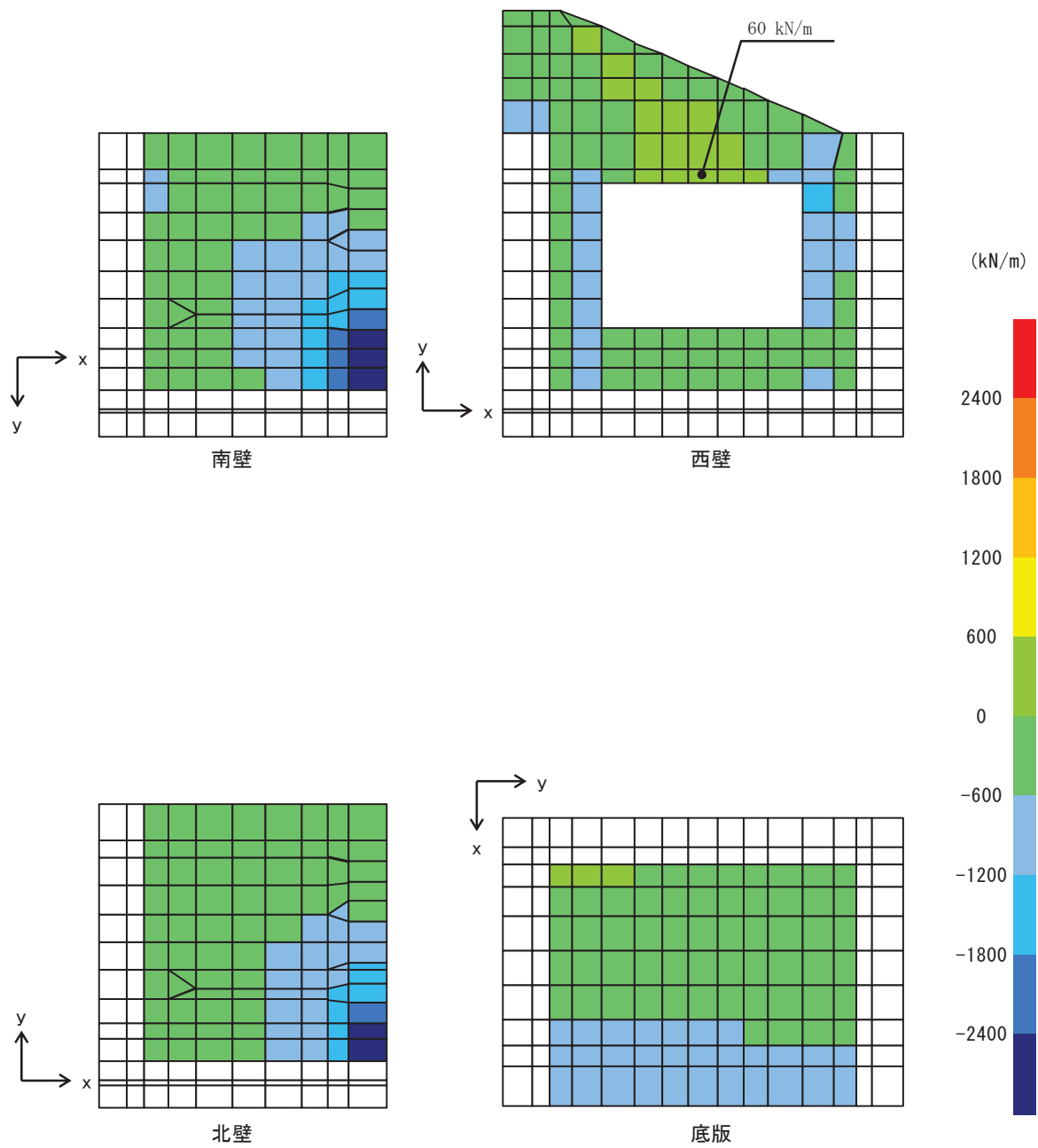


図 11.2-2 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 N_y (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

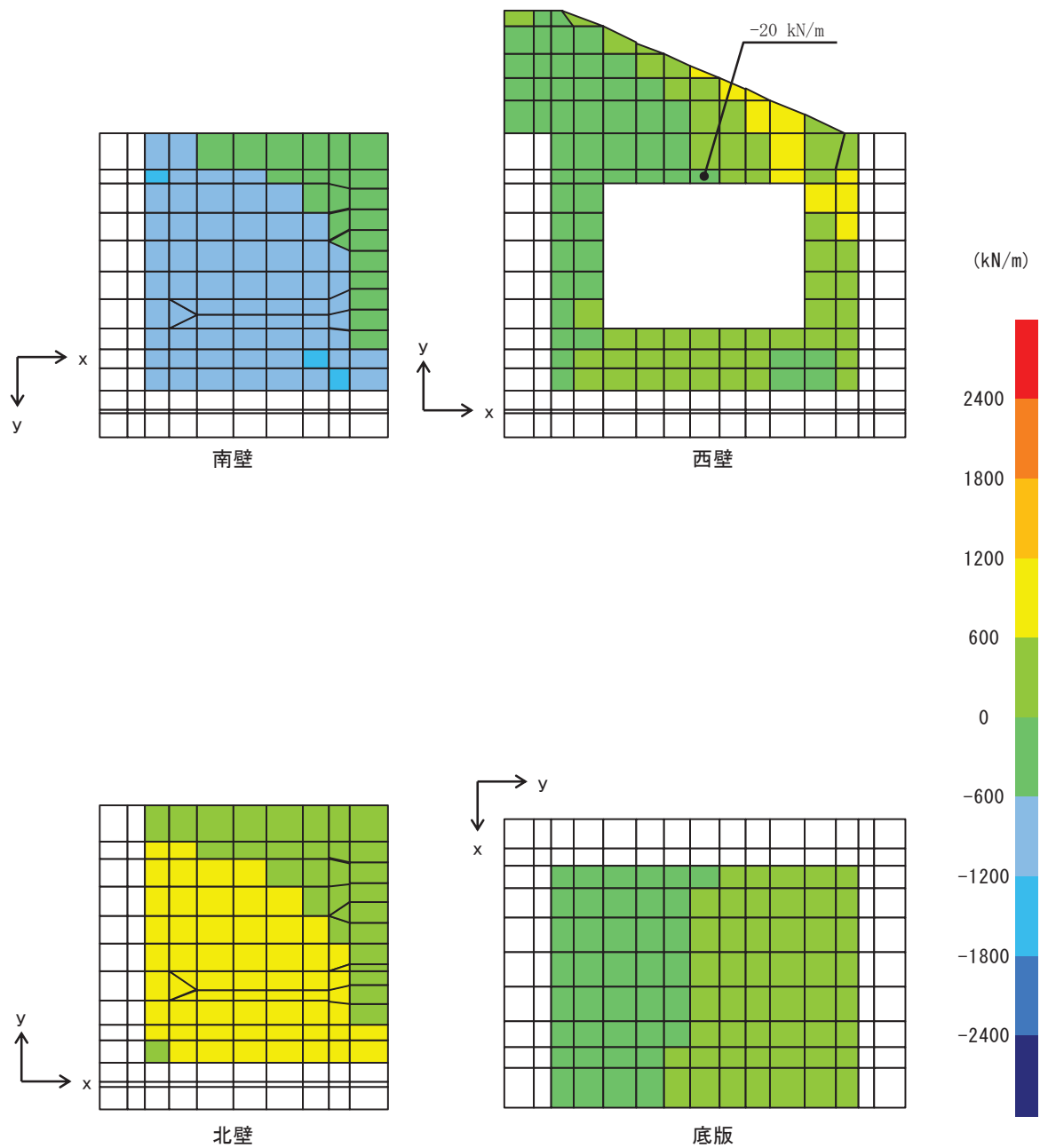


図 11.1-2 (5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 $N_{x y}$ (ケース③, $S s - D 2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	S _s -D2 (-+)	2060	3495	0.59
南壁	2	③	S _s -D2 (-+)	570	3495	0.17
西壁	3	③	S _s -D2 (-+)	1807	3495	0.52
北壁	4	③	S _s -D2 (-+)	251	3495	0.08

注記*：評価位置は図 11.2-1 に示す。

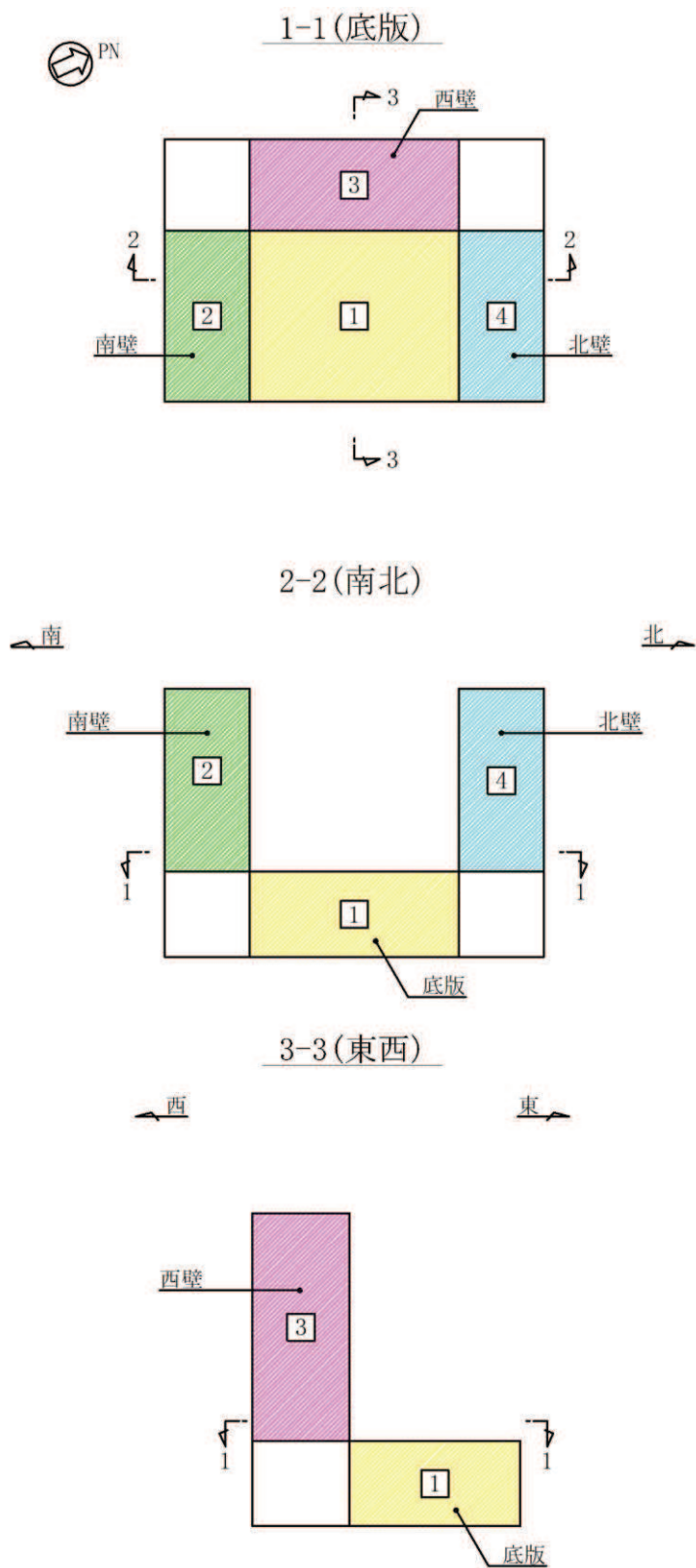


图 11.2-1 評価位置図

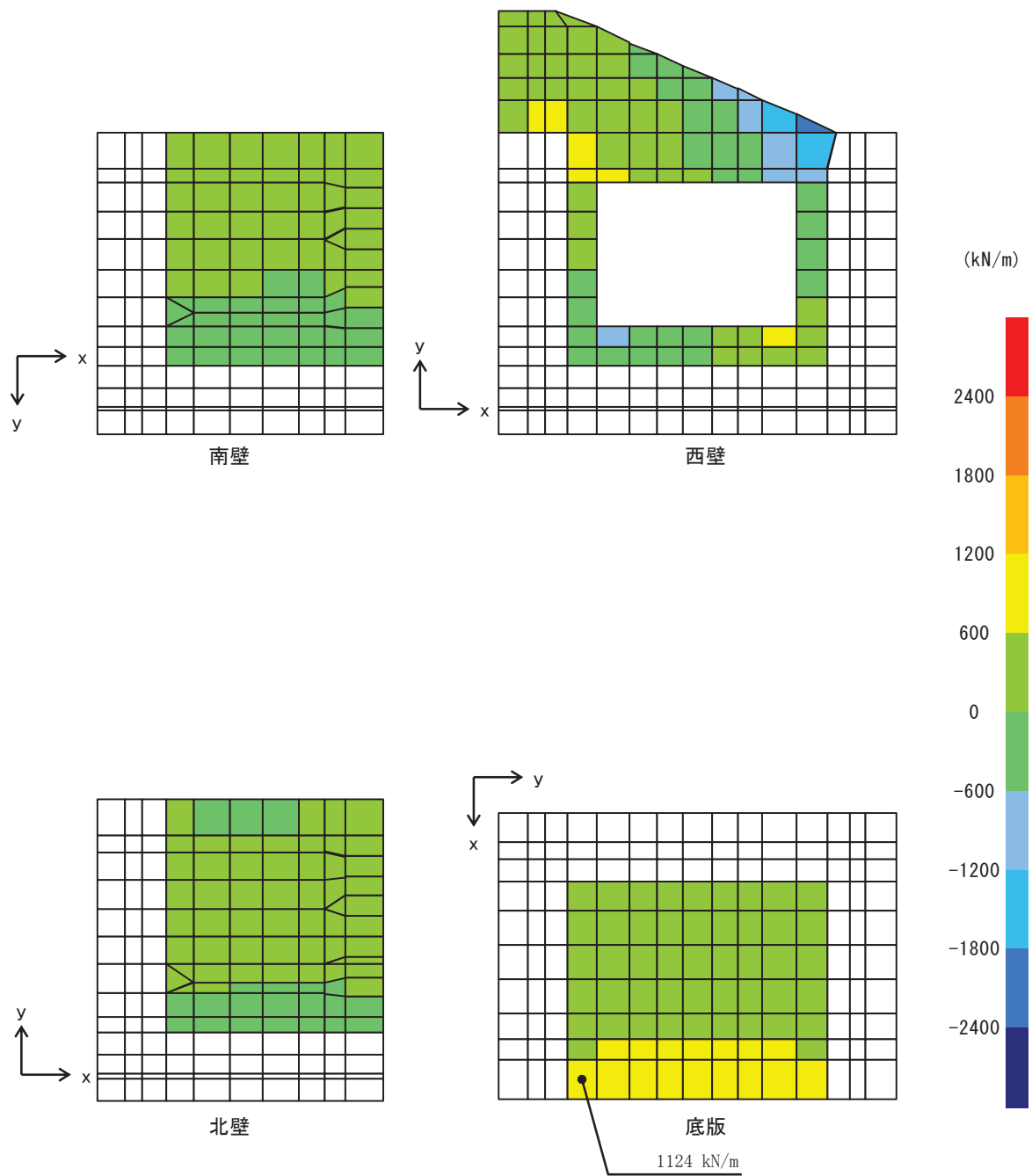


図 11.2-2 (1) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 Q_x (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

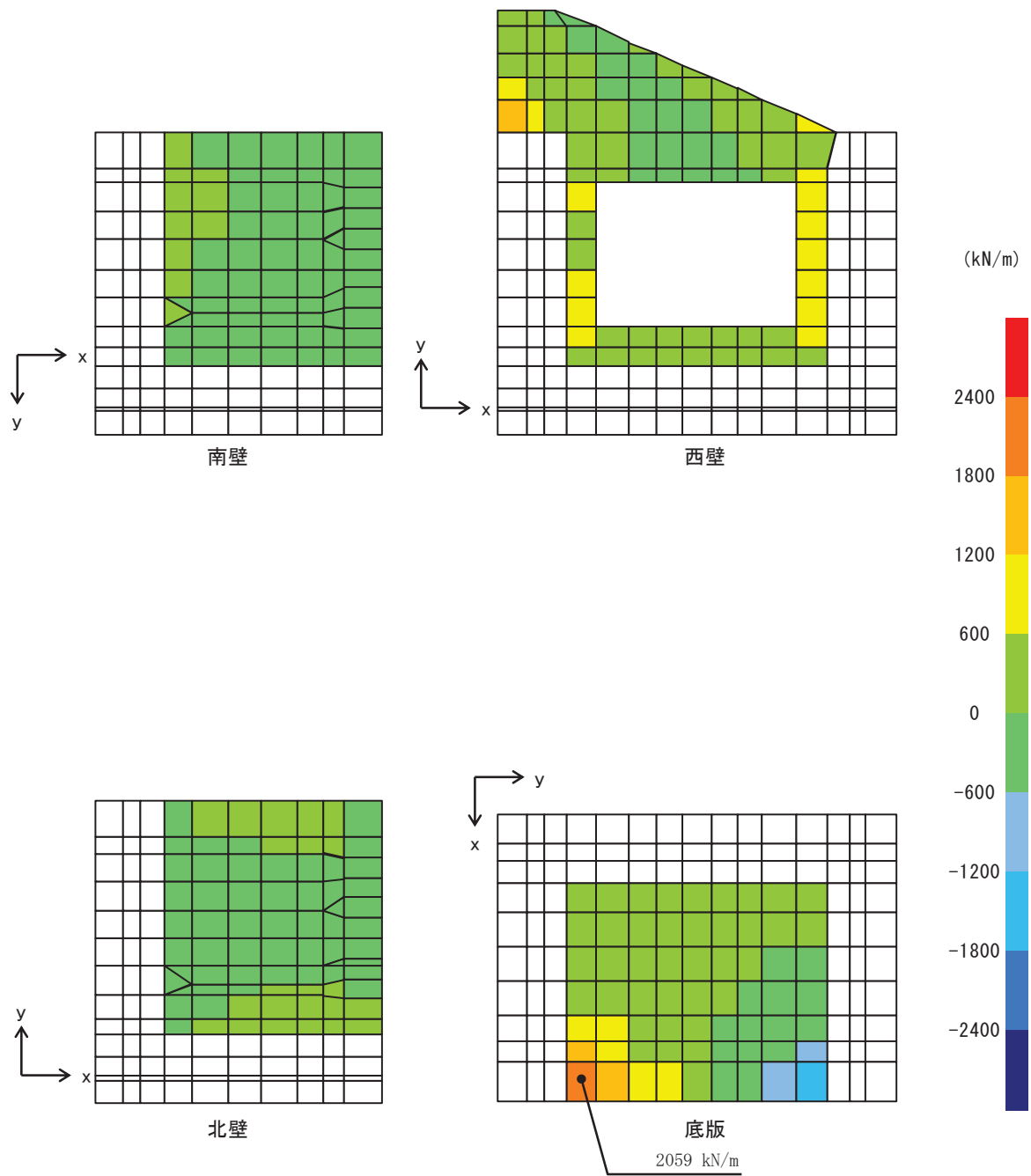


図 11.2-2 (2) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 Q_y (ケース③, $S_s-D2(-+)$, $t=13.66$ s)

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 ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 σ',s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ',sa (N/mm ²)	照査値 $\sigma',s/\sigma',sa$
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 ²)	短期許容 応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
①	S _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 _s -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 ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S s - D 1	(++)	1.1	30	0.04	
		(-+)	1.2		0.04	
	S s - D 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.3		0.05	
	S s - D 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.0		0.04	
	S s - F 1	(++)	0.8		0.03	
		(-+)	0.8		0.03	
	S s - F 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.0		0.04	
	S s - F 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	0.9		0.03	
	S s - N 1	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.5		0.05	
	②	S s - D 2	(-+)		1.2	0.04
	③		(-+)		1.5	0.05

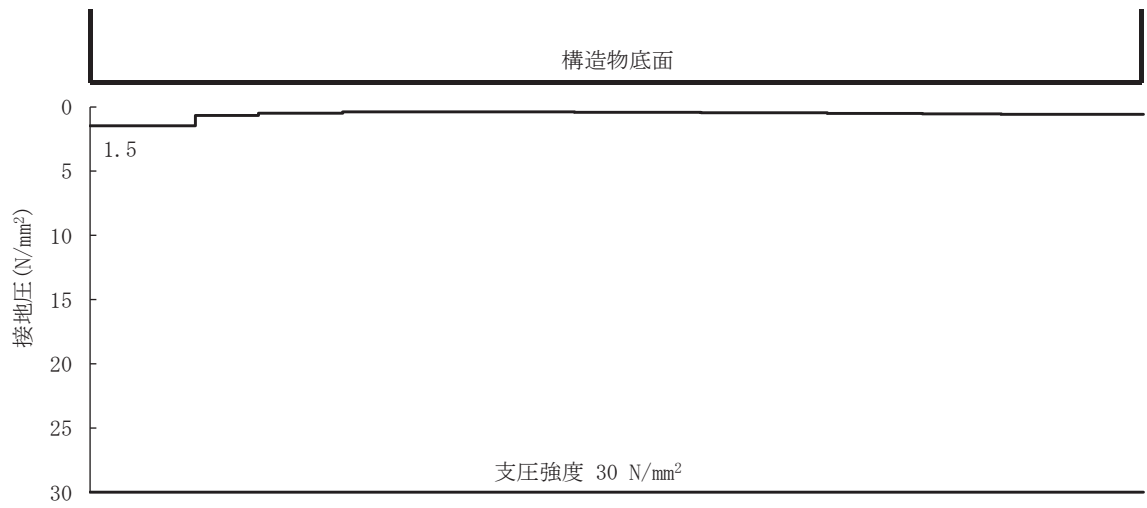


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース③, S s - D 2 (-+))

(参考資料 1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の構造詳細について

1. 構造概要

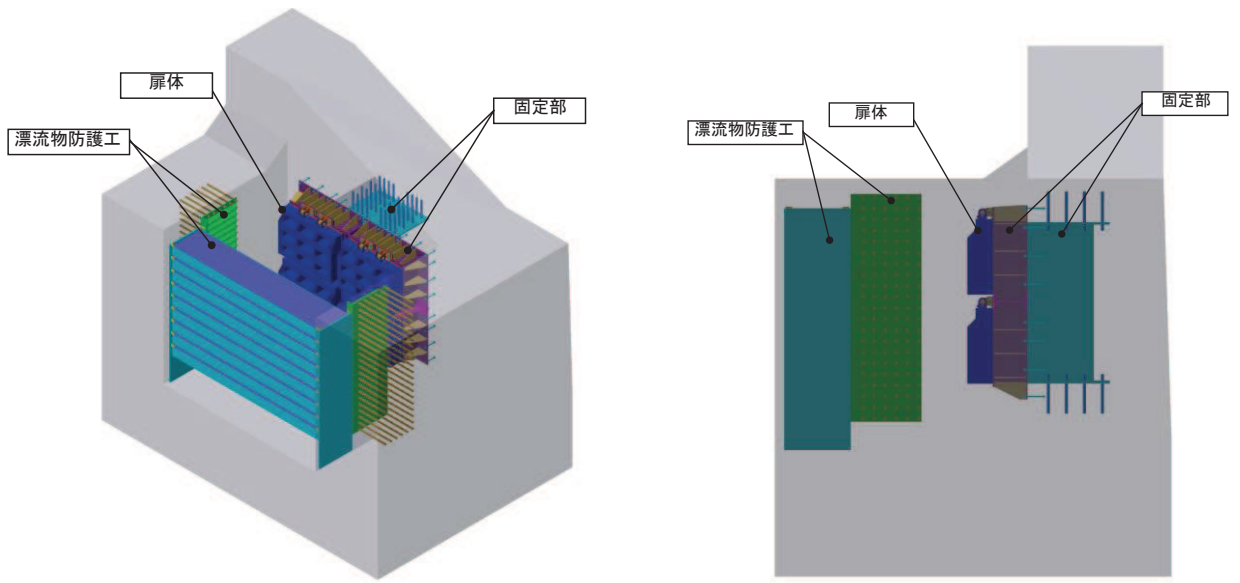
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) は, 4 門の鋼製の扉体 (スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ (吊りピン含む) 及びヒンジ取付けボルト), 固定部 (ヒンジ, ヒンジ取付けボルト, 中央支柱, 中央横桁, 戸当り及びアンカーボルト) 及び漂流物防護工で構成され, 漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

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, 屋外排水路を經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) の使用材料を表 1-1 に, 構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-220x170x20/25 (1 段目) H-350x200x20/25 (2, 3 段目) BC-350x125x15/25 (4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-220x75x12/20 (主桁 1-2 段目間) BH-350x75x12/20 (その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-350x125x20/25
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	中央支柱	SUS304 BH-1050x300x35/35
	中央横桁	SUS304 BH-550x300x30/25
	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	アンカーボルト	SUS304 頭付きアンカーボルト (M20)
漂流物防護工	防護梁	SM570 1-H-950x250x19/40 (母材) 2-PL-870x6x4780 (箱型断面用 PL) 2-PL-1050x40x350 (エンドプレート一般部) 2-PL-1050x40x1025 (エンドプレート最下段)
	ブラケット	SS400 PL-200x25x3600 (受台) PL-1100x25x4050 (ベースプレート) 20-PL-175x25x1100 (リブプレート)
	つなぎ材	強度区分 4.6 M20
	つなぎ材プレート	SM570 板厚 25mm
	アンカーボルト	SD345 D25



(鳥瞰図)

(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

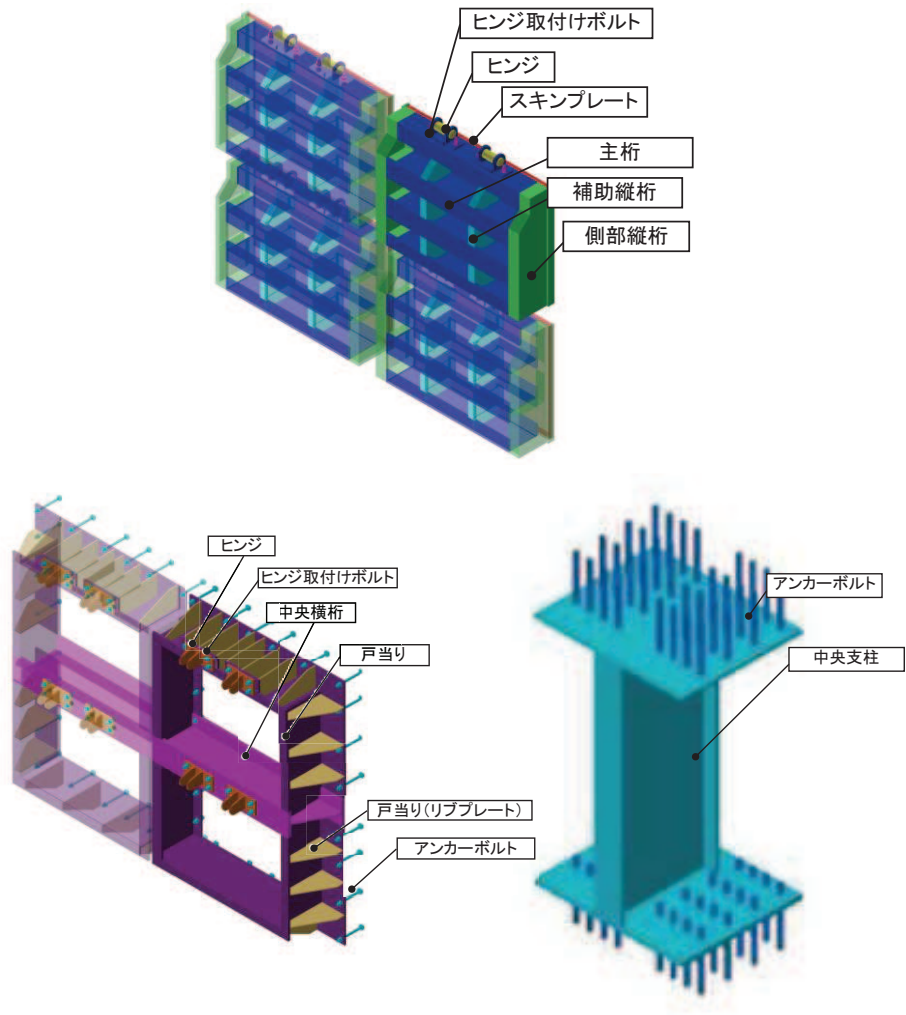


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

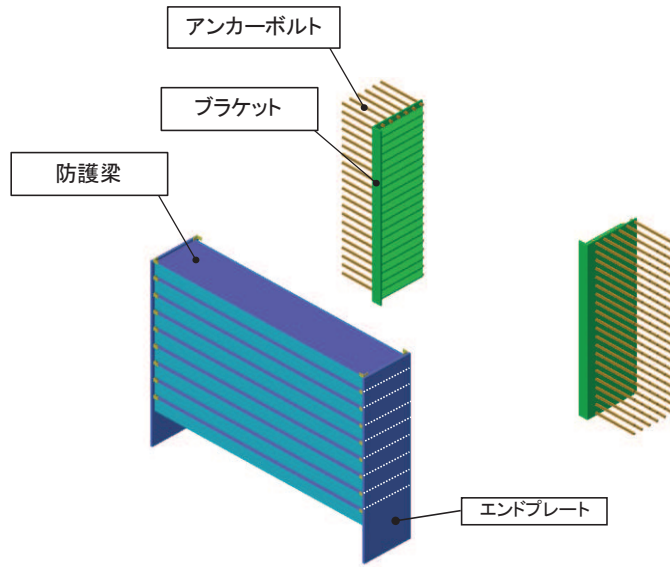


図 2.2-1(3) 構造概要図 (漂流物防護工)

2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

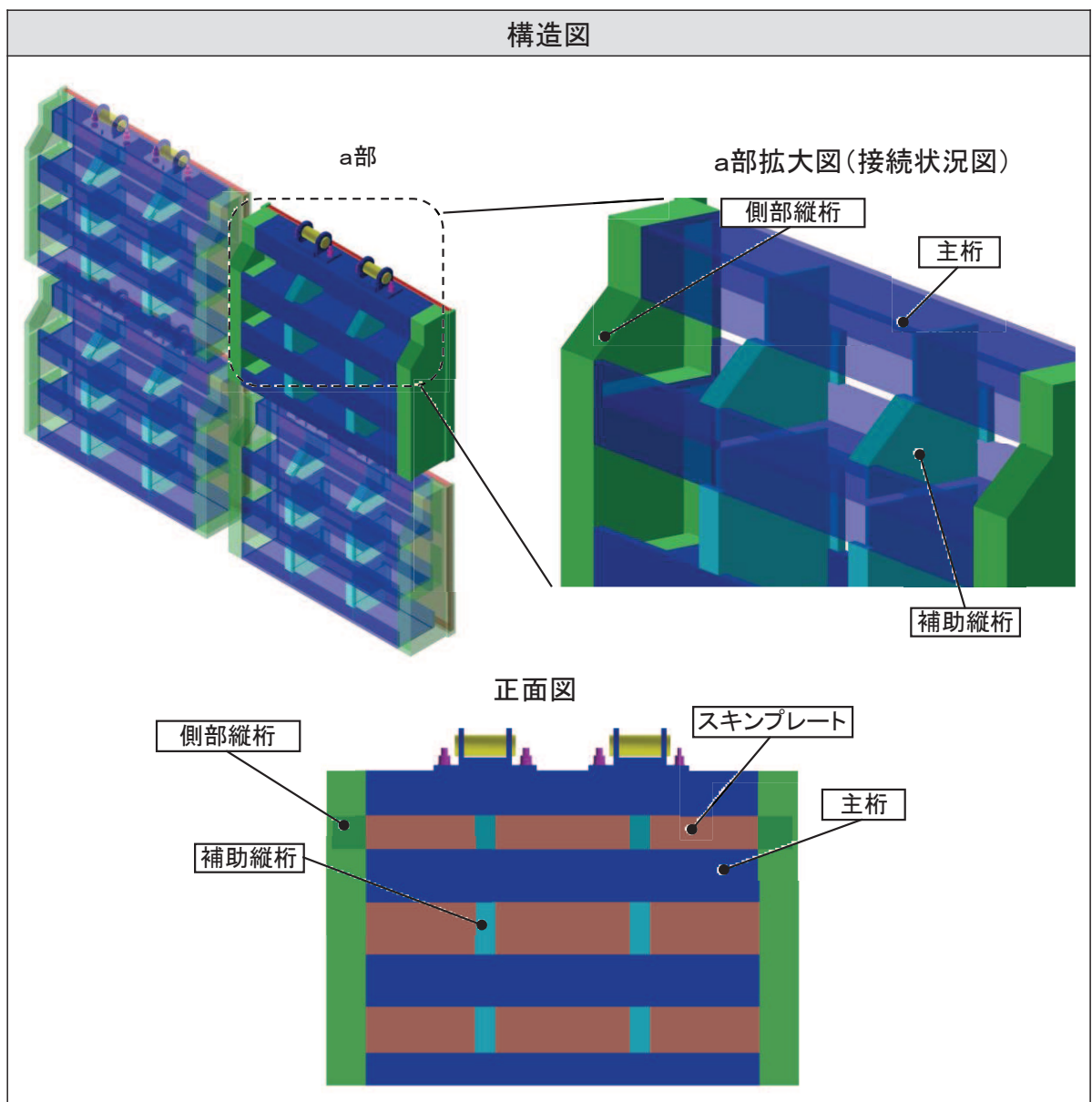


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体部の構造図

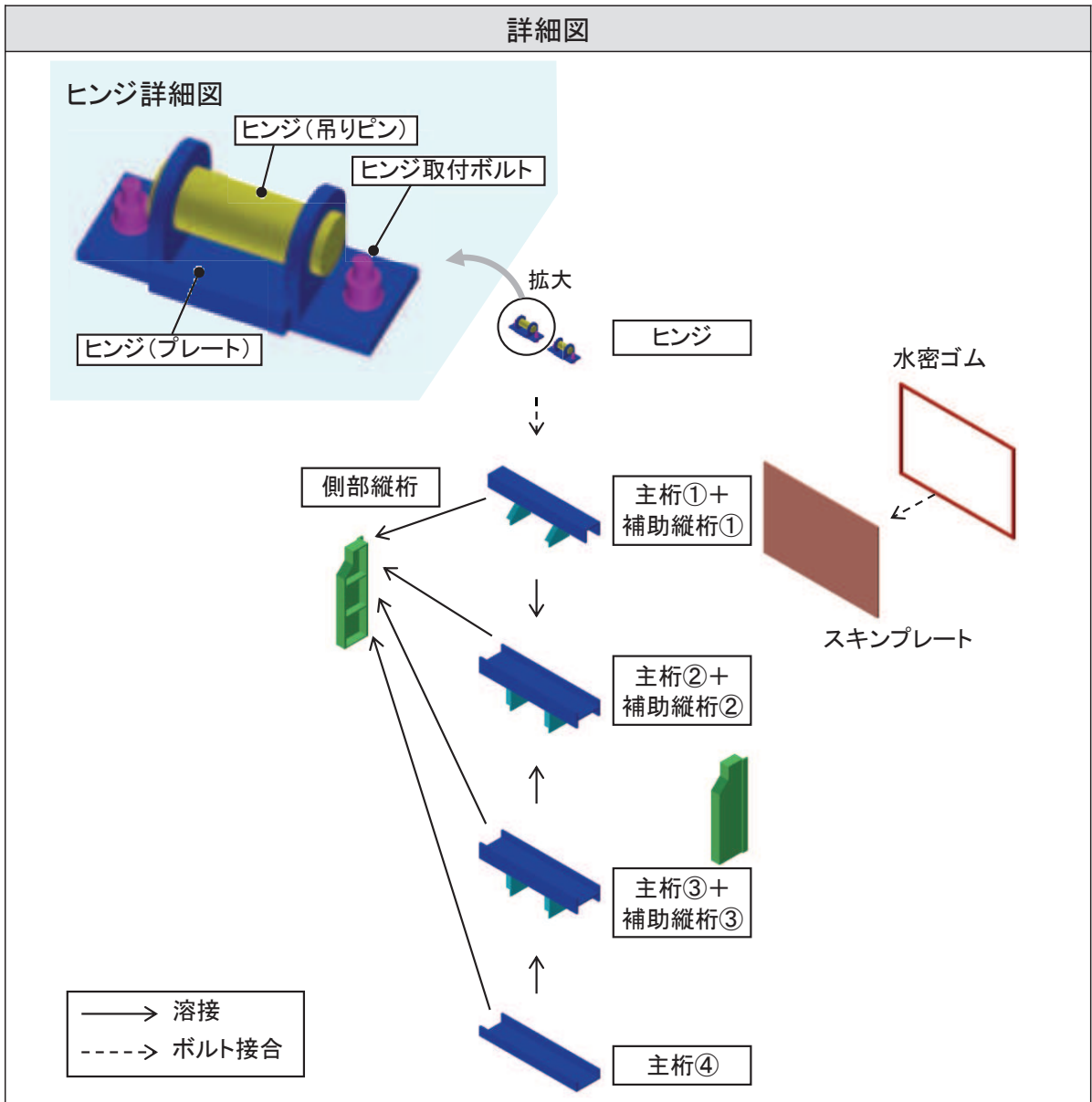


図 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体部の詳細図

3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

なお、中央支柱及び中央横桁は、北側排水路の断面が大きいことを踏まえ、扉体幅及び扉体高を小さくし、扉体を実現的な仕様とするために設置する。

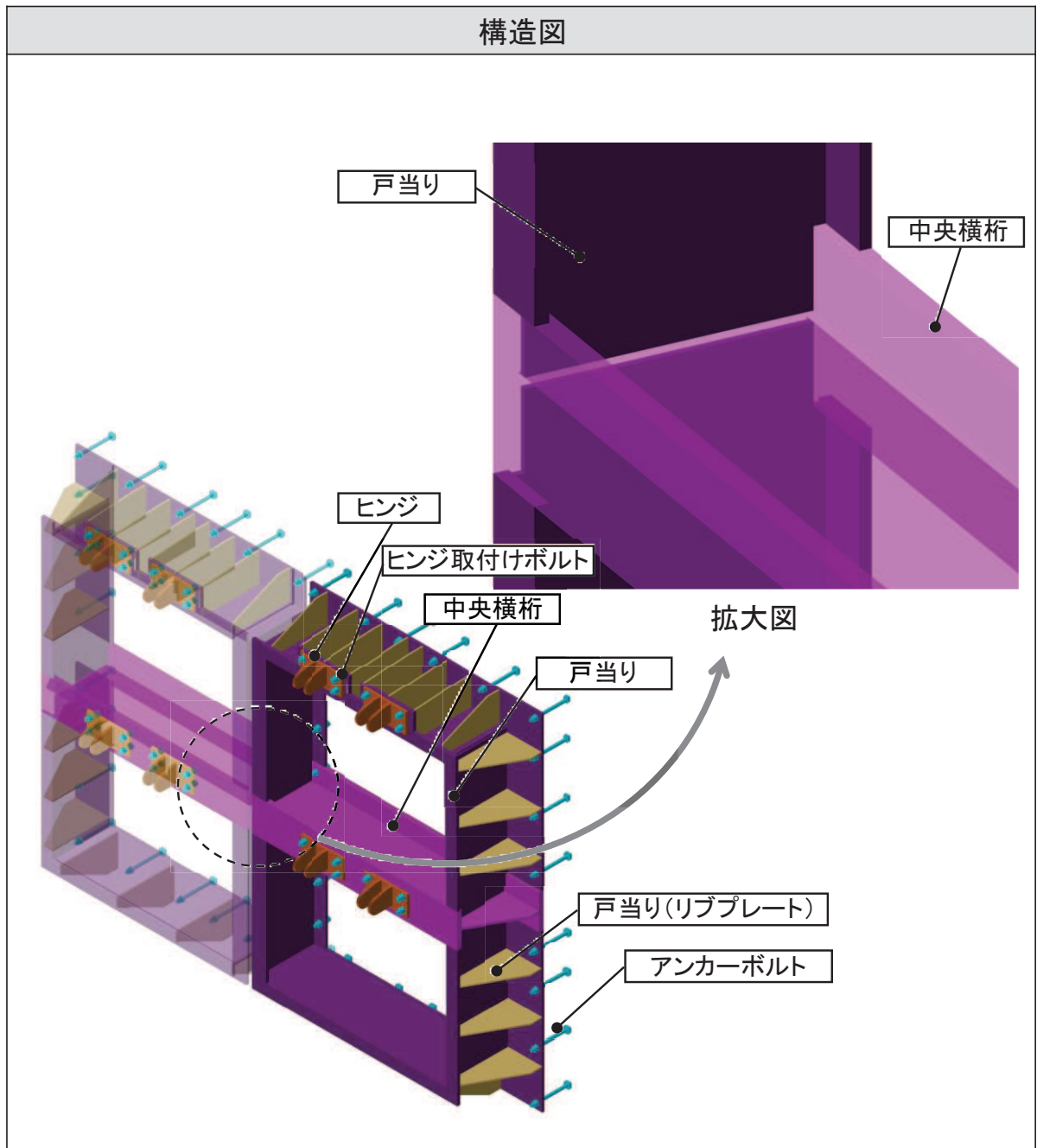


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部（戸当り）の構造図

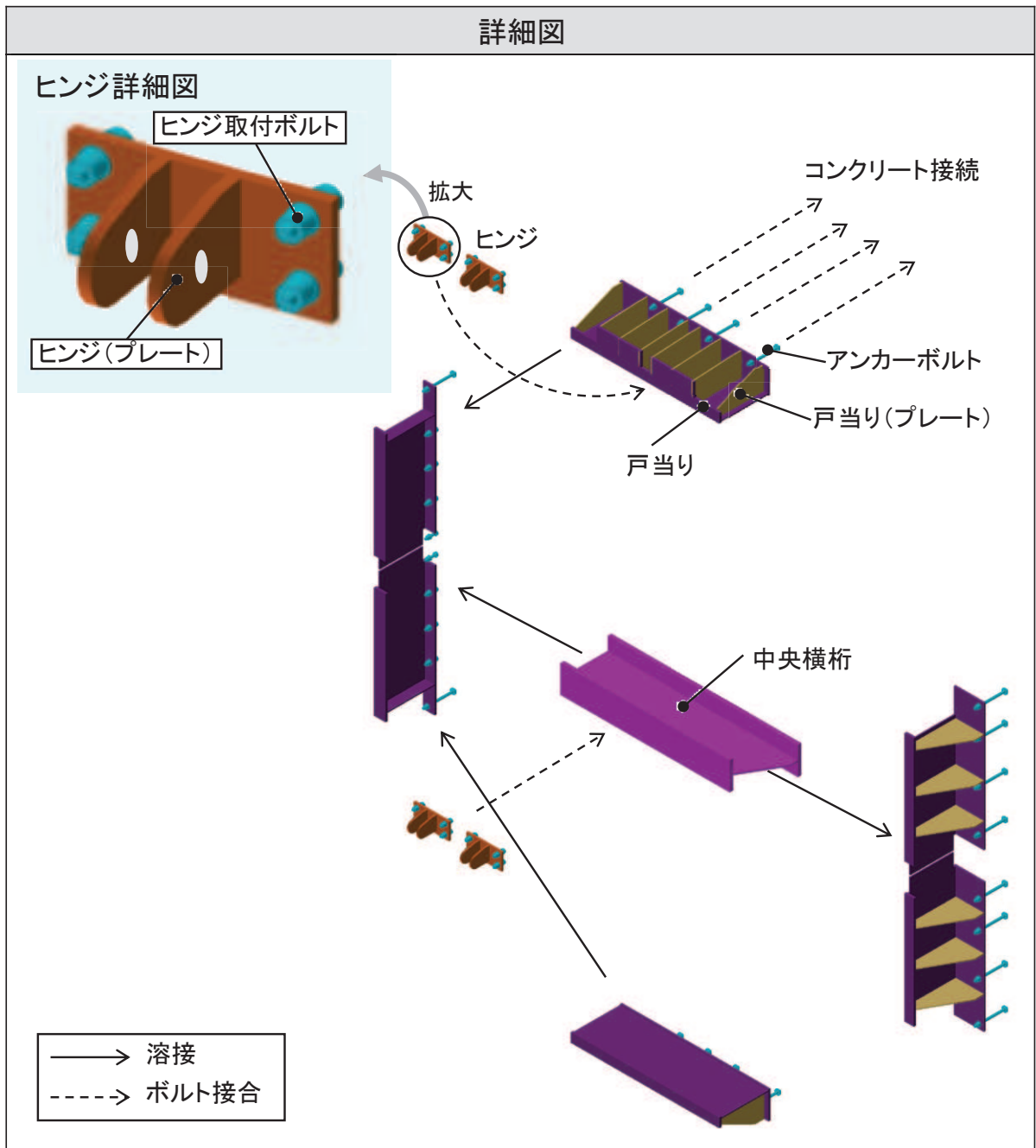


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部（戸当り）の詳細図

構造図

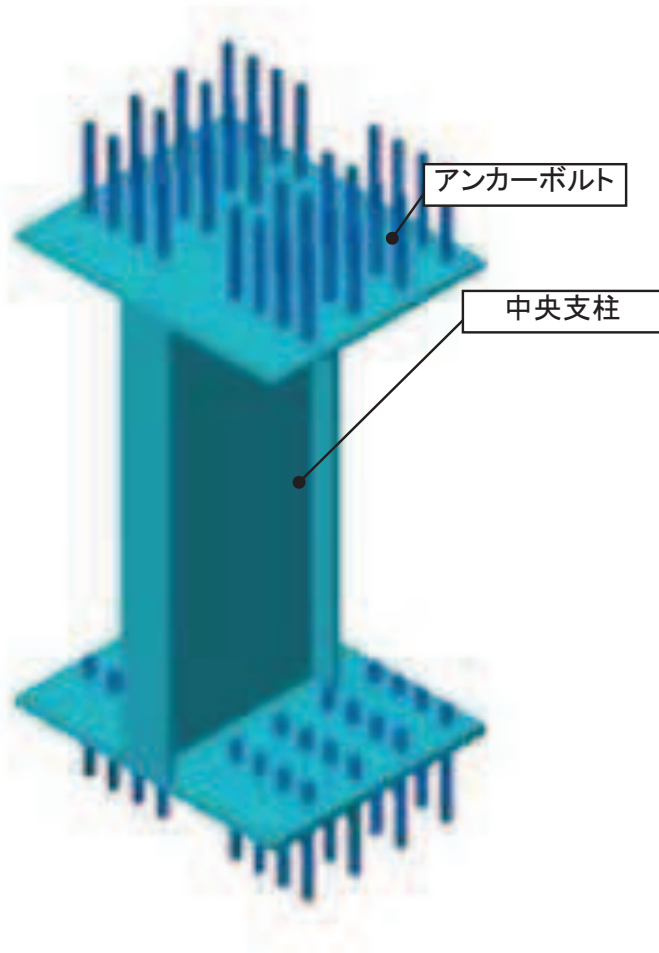


図 3-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部（中央支柱）の構造図

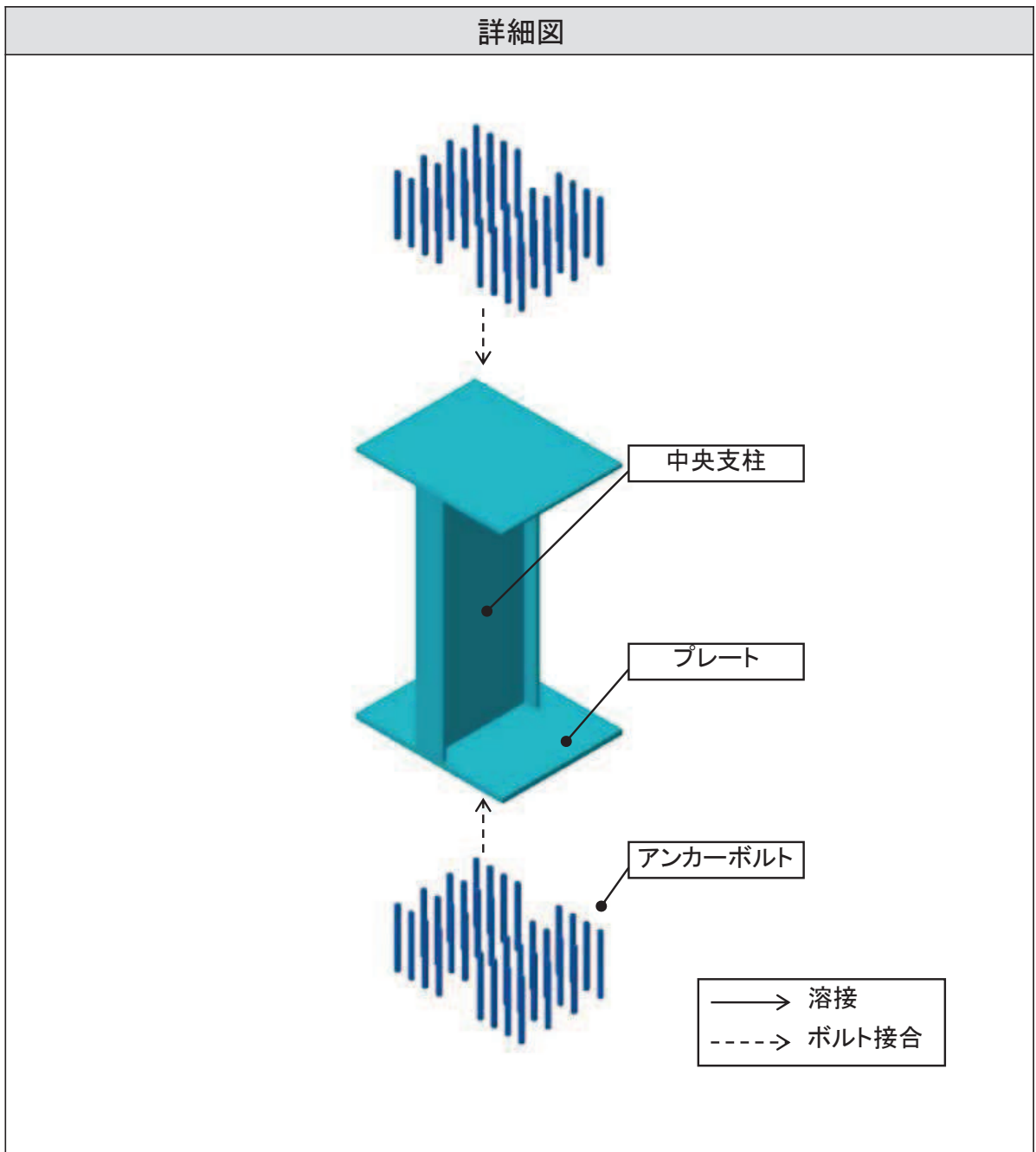


図 3-1(4) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部（中央支柱）の詳細図

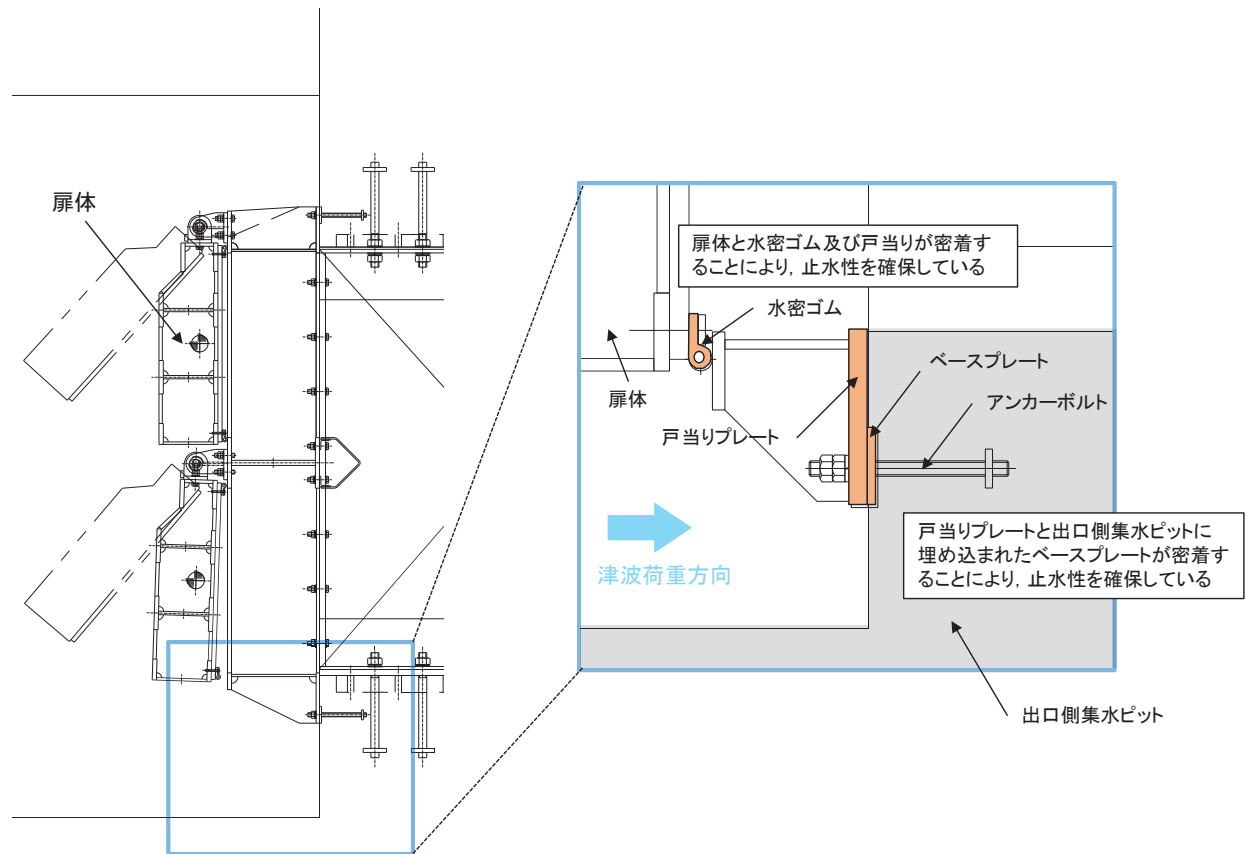


図 3-2 止水性確保の考え方

4. 漂流物防護工

漂流物防護工の詳細を図 4-1 に示す。

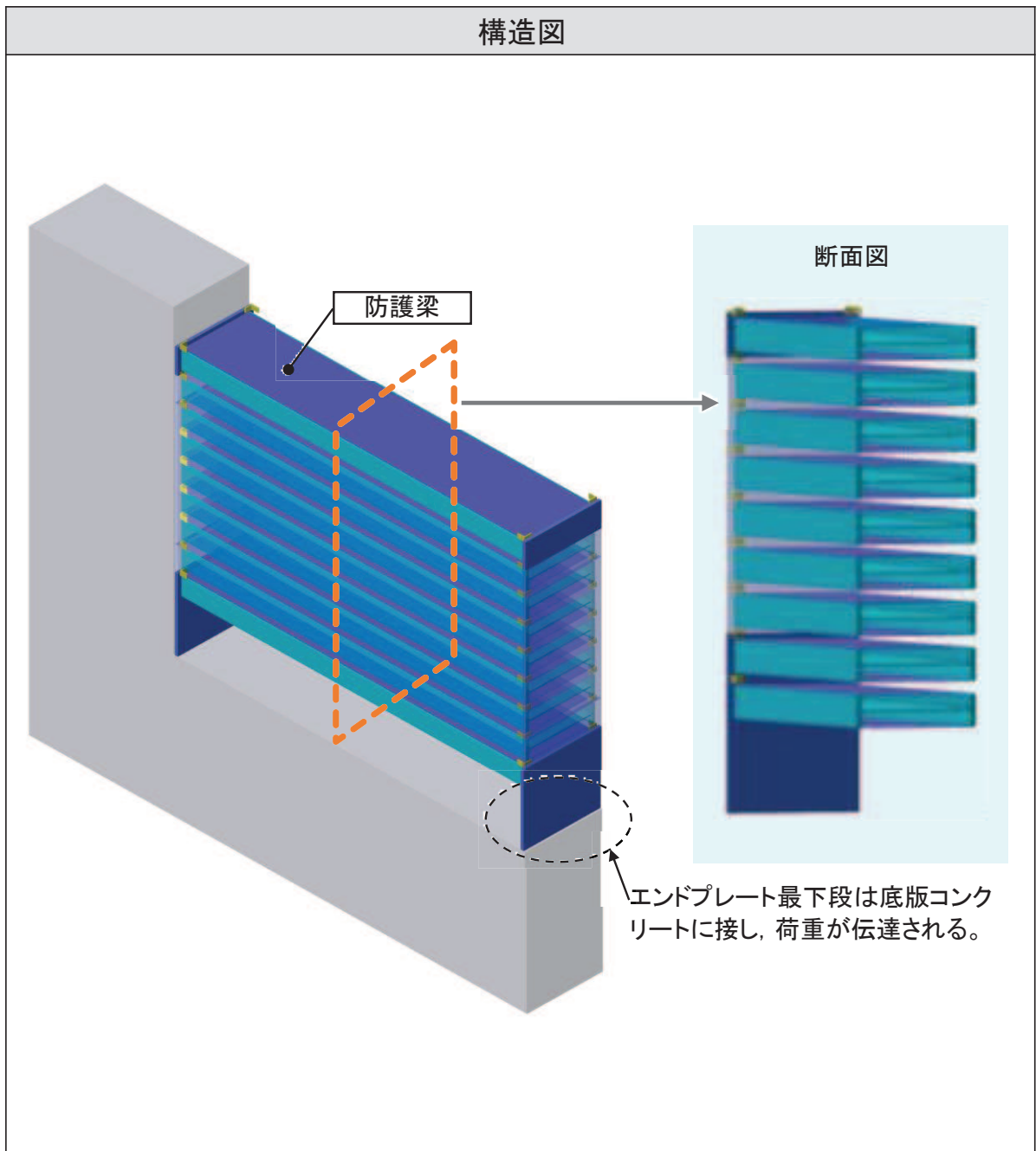


図 4-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工（防護梁）の構造図

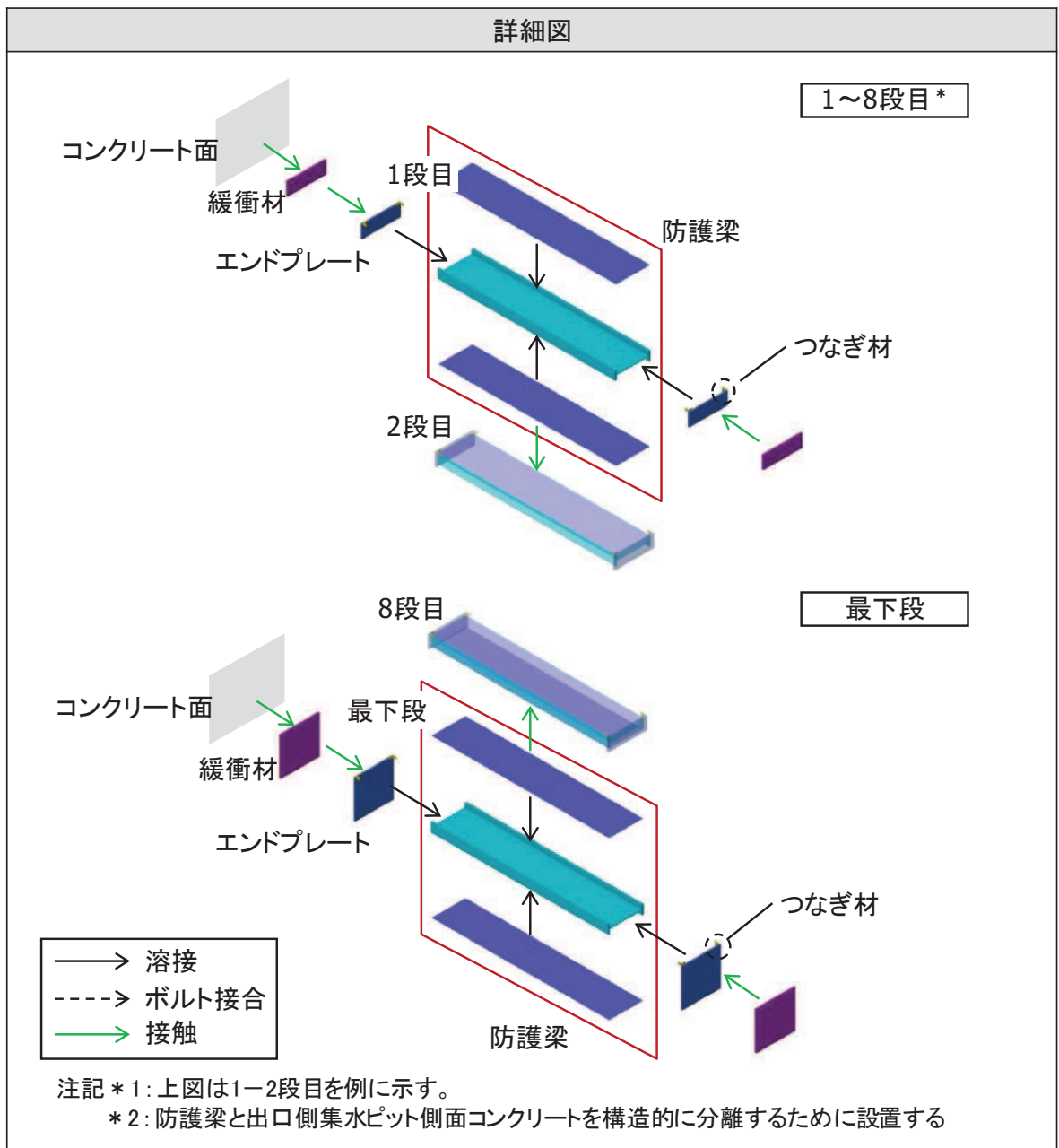


図 4-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工（防護梁）の詳細図

構造図

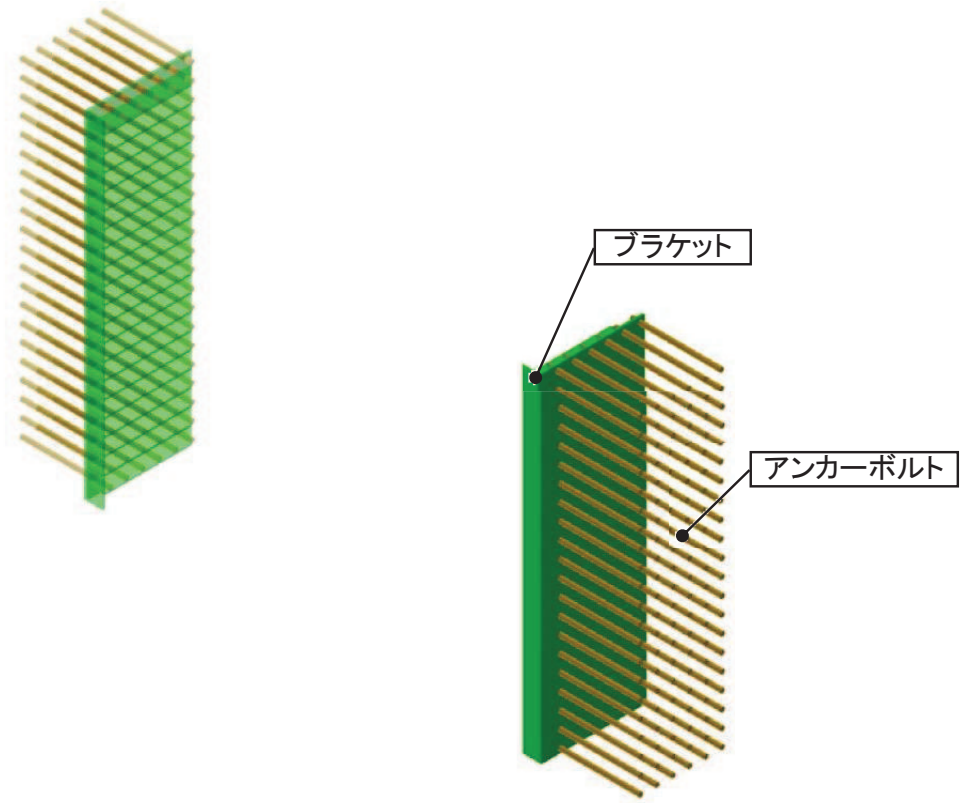


図 4-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工（ブラケット）の構造図

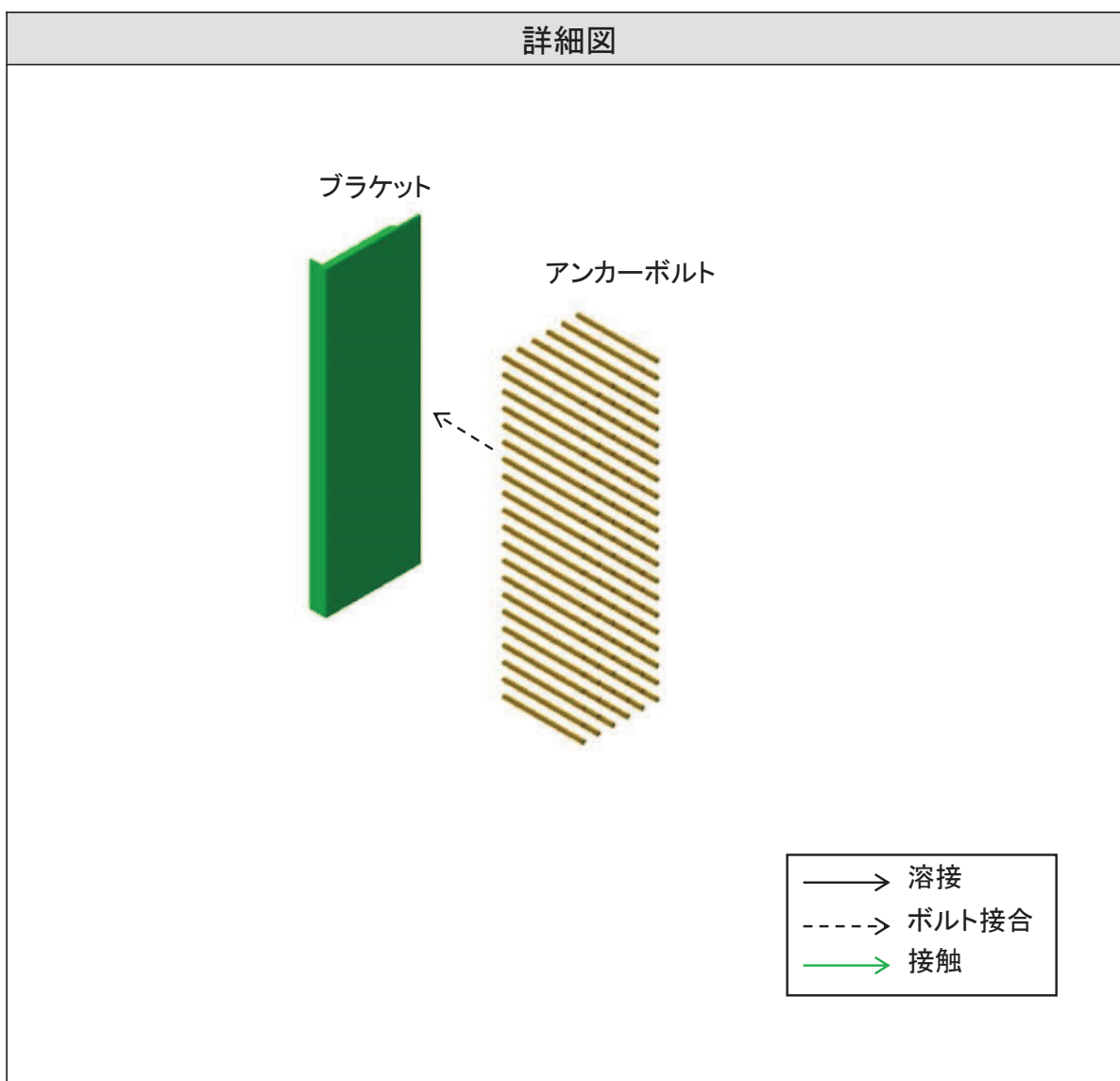


図 4-1(4) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工（ブラケット）の
詳細図

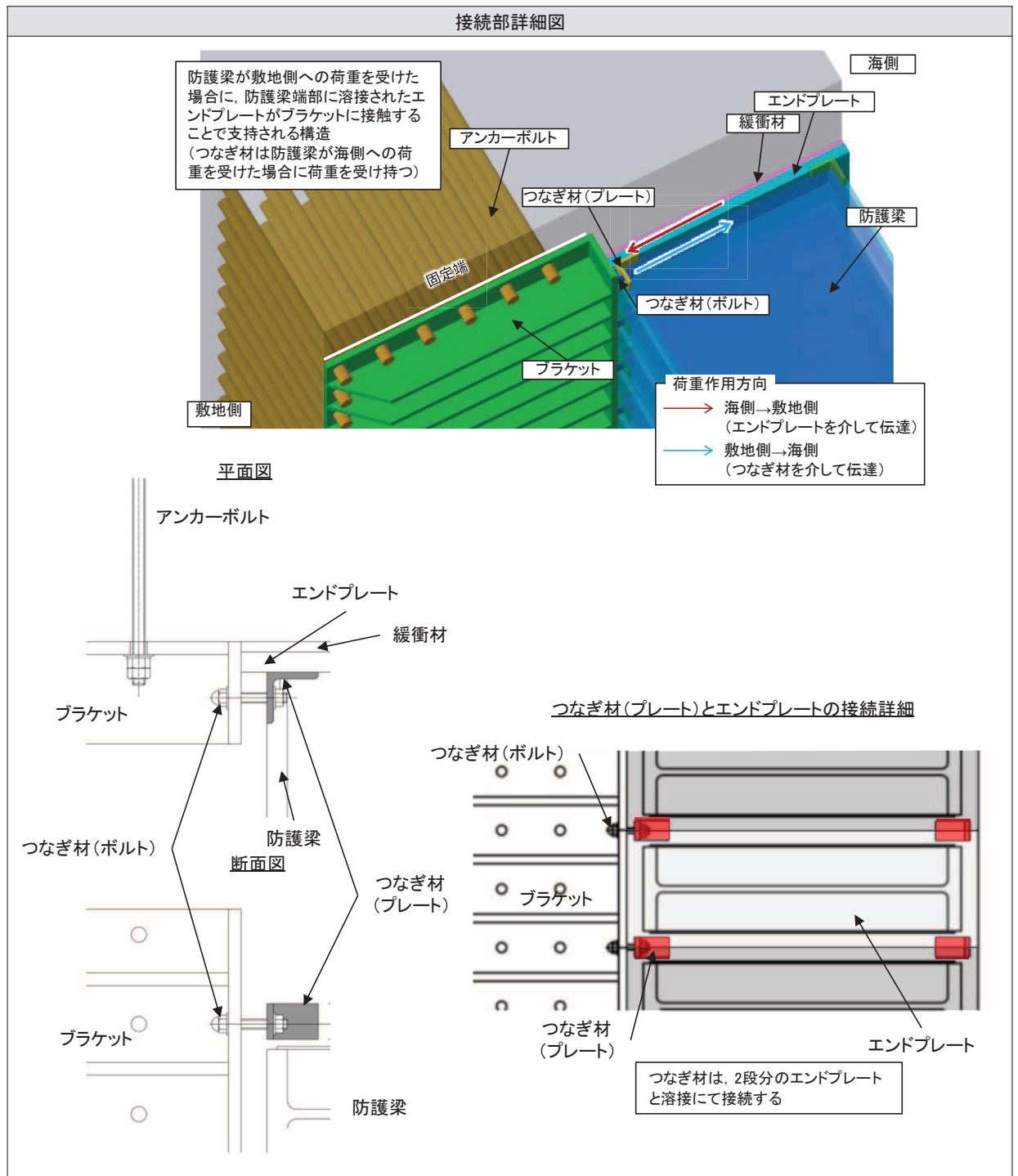


図 4-1(5) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の防護梁とブラケットの接続部詳細図

5. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重伝達経路を図 5-1 に示す。

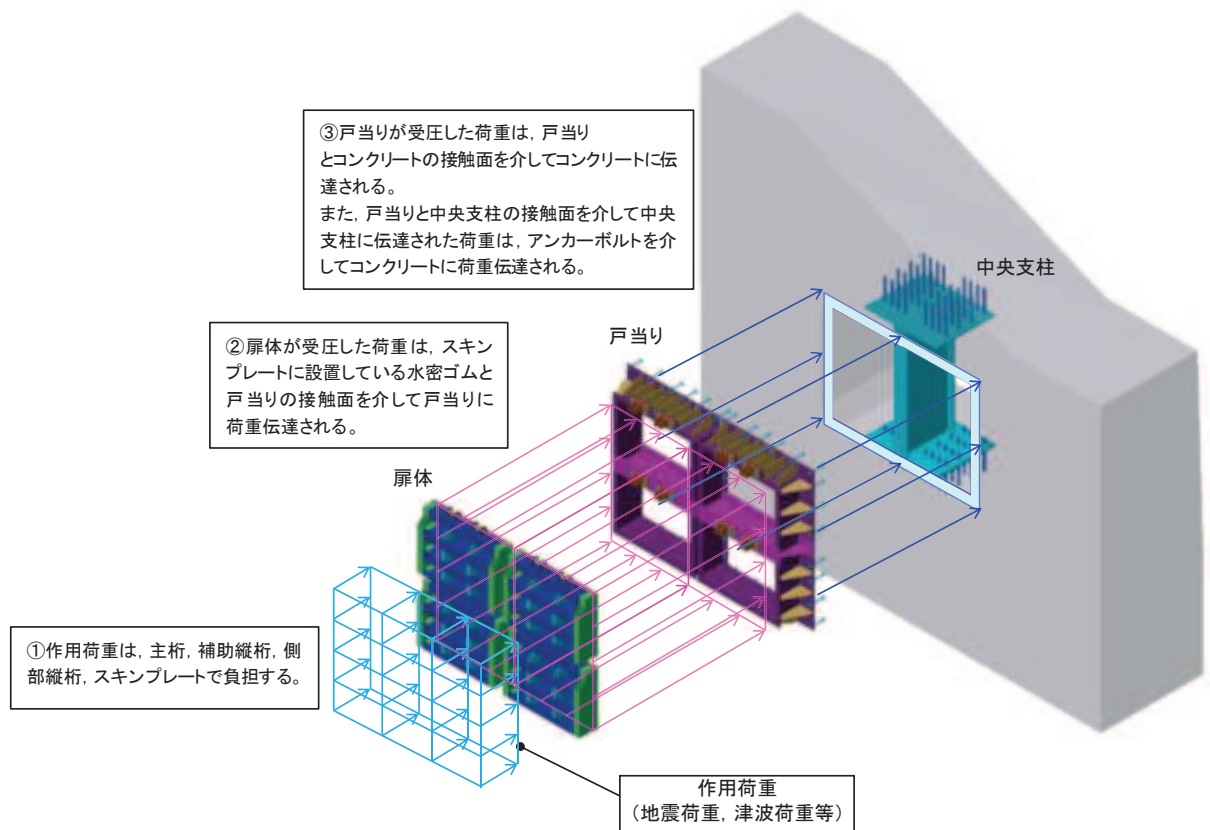


図 5-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

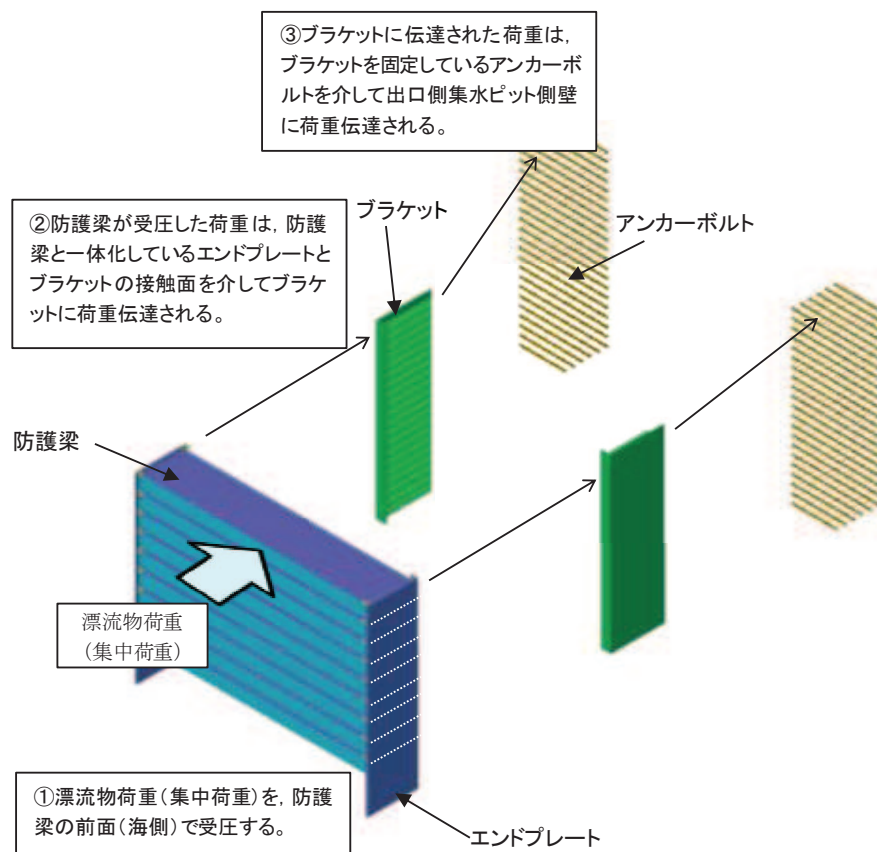


図 5-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の荷重伝達経路

(参考資料 2) 戸当りアンカーボルトの強度評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の戸当り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（防潮堤北側）の戸当り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。アンカーボルトの計算は水路横断方向及び水路縦断方向の水平地震力に対して行うこととし、それぞれの計算概要図を図2-1及び図2-2に示す。アンカーボルトの検討に当たっては、戸当りが上下の扉体2門の周囲に設置するため、2門分の荷重で検討する。

なお、アンカーボルトに作用する引張力算定に当たっては、扉体を支持するヒンジ（吊りピン）からの荷重によって、引張力が発生することも踏まえ、出口側集水ピット壁面～扉体重芯位置（＝ヒンジ（吊りピン）の中心）のモーメントを考慮した検討を行う。

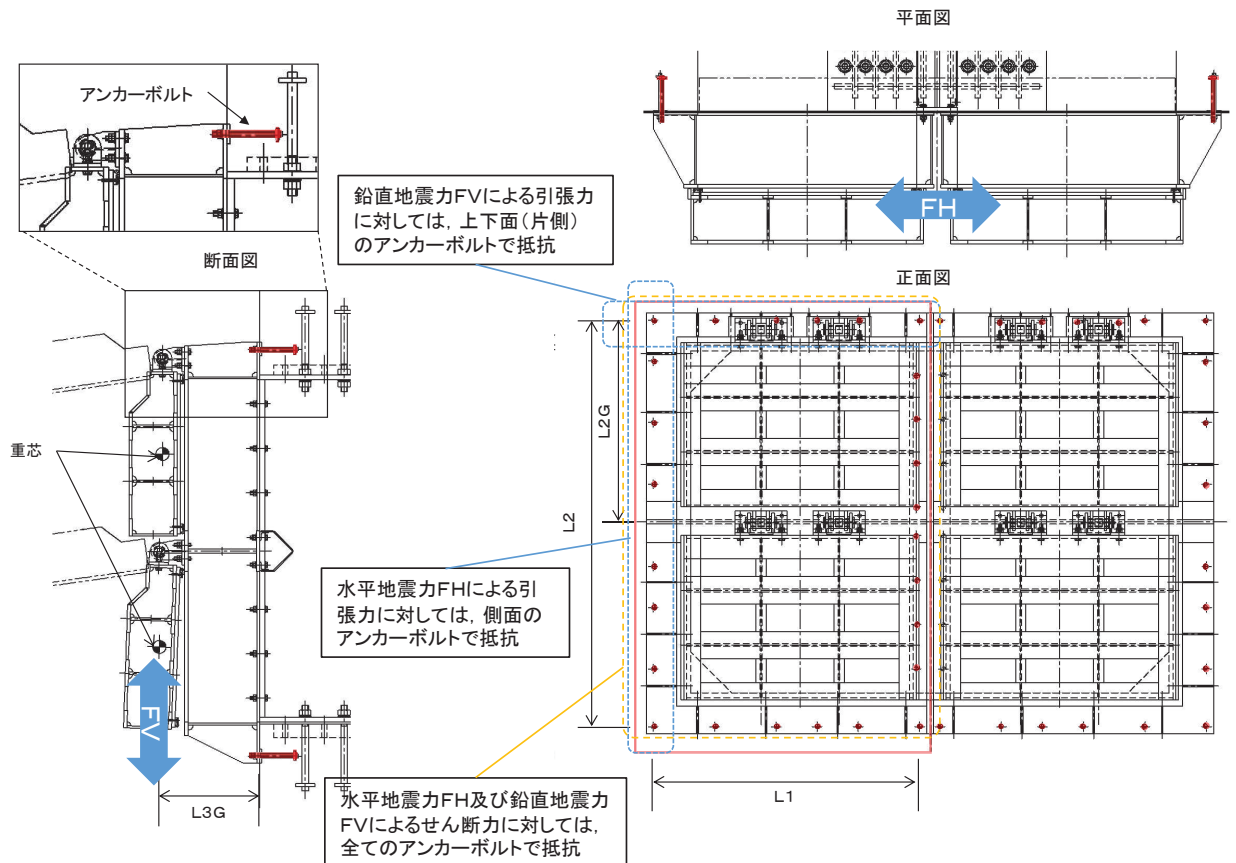


図 2-1 アンカーボルトの計算概要図（水路横断方向）

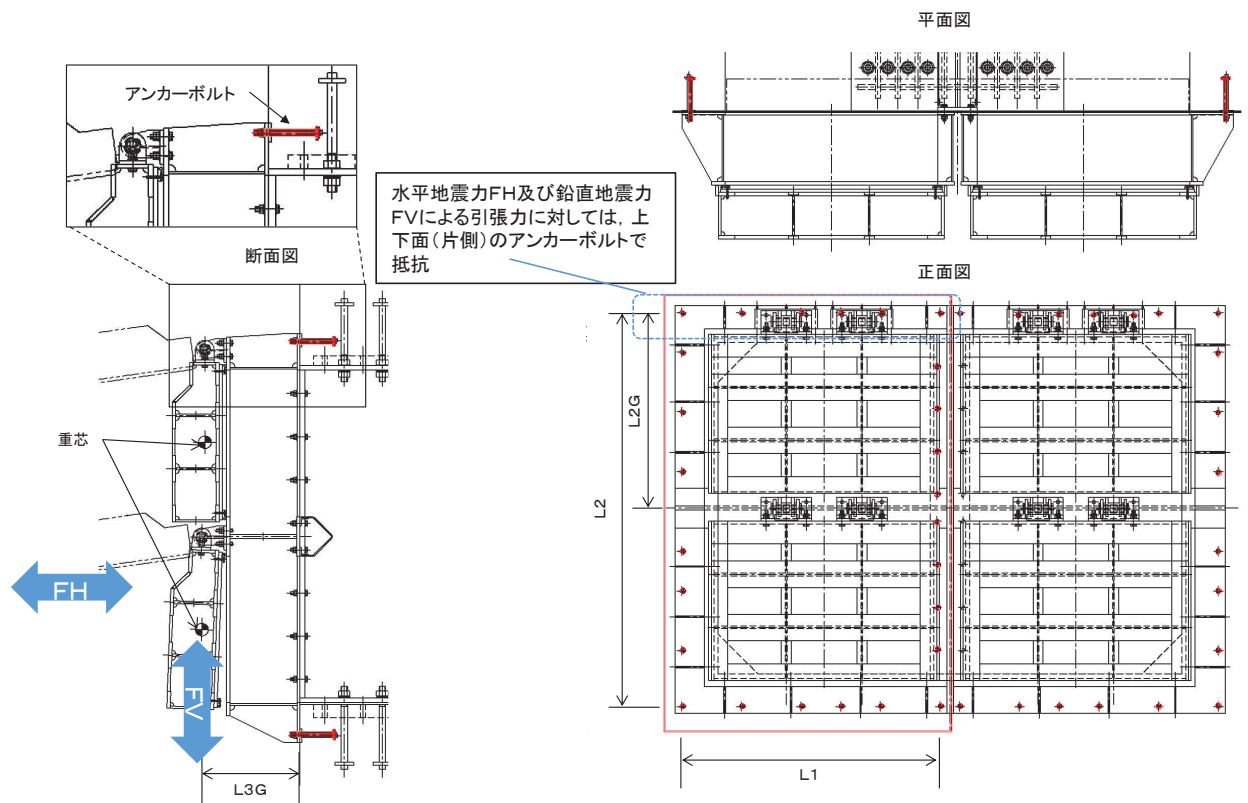


図 2-2 アンカーボルトの計算概要図 (水路縦断方向)

なお、応力算定式は以下のとおりである。

【水路横断方向】

$$P_1 = \frac{FH \cdot L_3 G}{L_1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

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

【水路縦断方向】

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L_2 - L_2 G) + (w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

ここに、

P_1 、 P_2 ：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)

L_1 ：水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L_2 ：鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L_2 G$ ：上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

$L_3 G$ ：壁面～扉体重芯（ヒンジ（吊りピン）中心）距離 (mm)

n ：アンカーボルト総本数(本)

n_1 ：上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n_2 ：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。

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 P₁ と P₂ 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	51484.91	N	
FH	水平地震力	66930.39	N	
FV	鉛直地震力	56633.40	N	
L1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1950	mm	
L2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	2975	mm	
L2G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	1470	mm	
L3G	壁面～扉体重芯距離	713	mm	
n	アンカーボルト総本数	26	本	
n ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	6	本	
n ₂	側面のアンカーボルト片側本数	扉体内側	10	本
		扉体外側	8	

以上により,

$$P_1 = \frac{66930.39 \cdot 713}{1950 \cdot 8} + \frac{(51484.91 + 56633.40) \cdot 713}{2975 \cdot 6} = 7378\text{N}$$

$$P_2 = \frac{66930.39 \cdot (2975 - 1470) + (51484.91 + 56633.40) \cdot 713}{2975 \cdot 6} = 9962\text{N}$$

$$Q = \frac{\sqrt{66930.39^2 + (51484.91 + 56633.40)^2}}{26} = 4891\text{N}$$

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	9962	48154	0.21
	せん断	4891	33707	0.15

(参考資料3) 照査時刻の選定の妥当性について



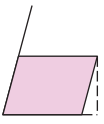
1. はじめに

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットについては表 1-1 に示す照査時刻を選定している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡値（照査時刻包絡値）と全時刻における地震時荷重の包絡値（全時刻包絡値）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、構造物の西側（山側）→東側（海側）に作用する荷重や底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 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

2. 確認手順

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、28 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 3 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価で選定した照査時刻包絡値（3 時刻の地震時荷重の包絡値）と全時刻包絡値の深度分布を比較し、照査時刻包絡値と全時刻包絡値の大小関係を確認する。照査時刻包絡値が全時刻包絡値を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットが地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

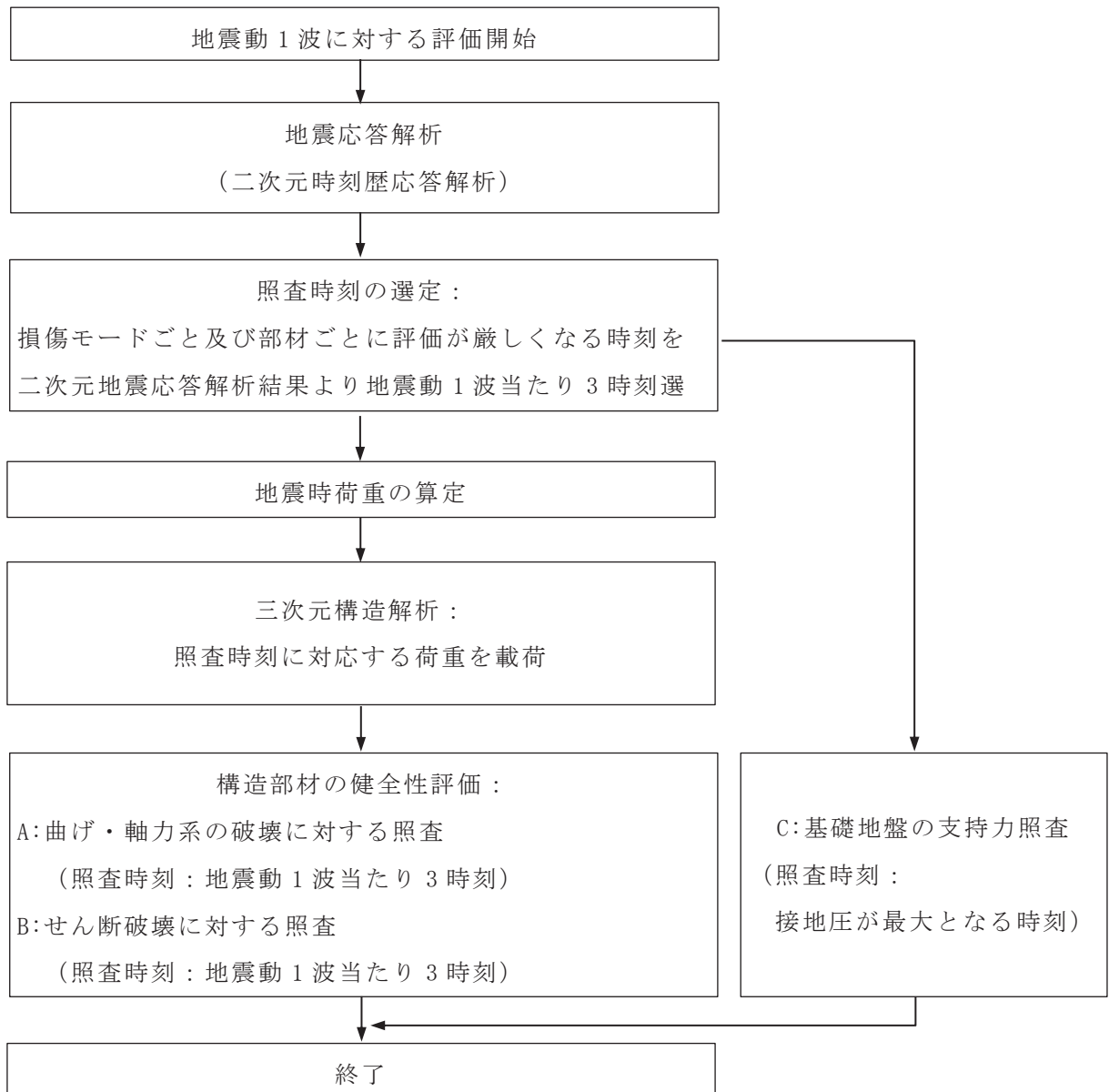


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

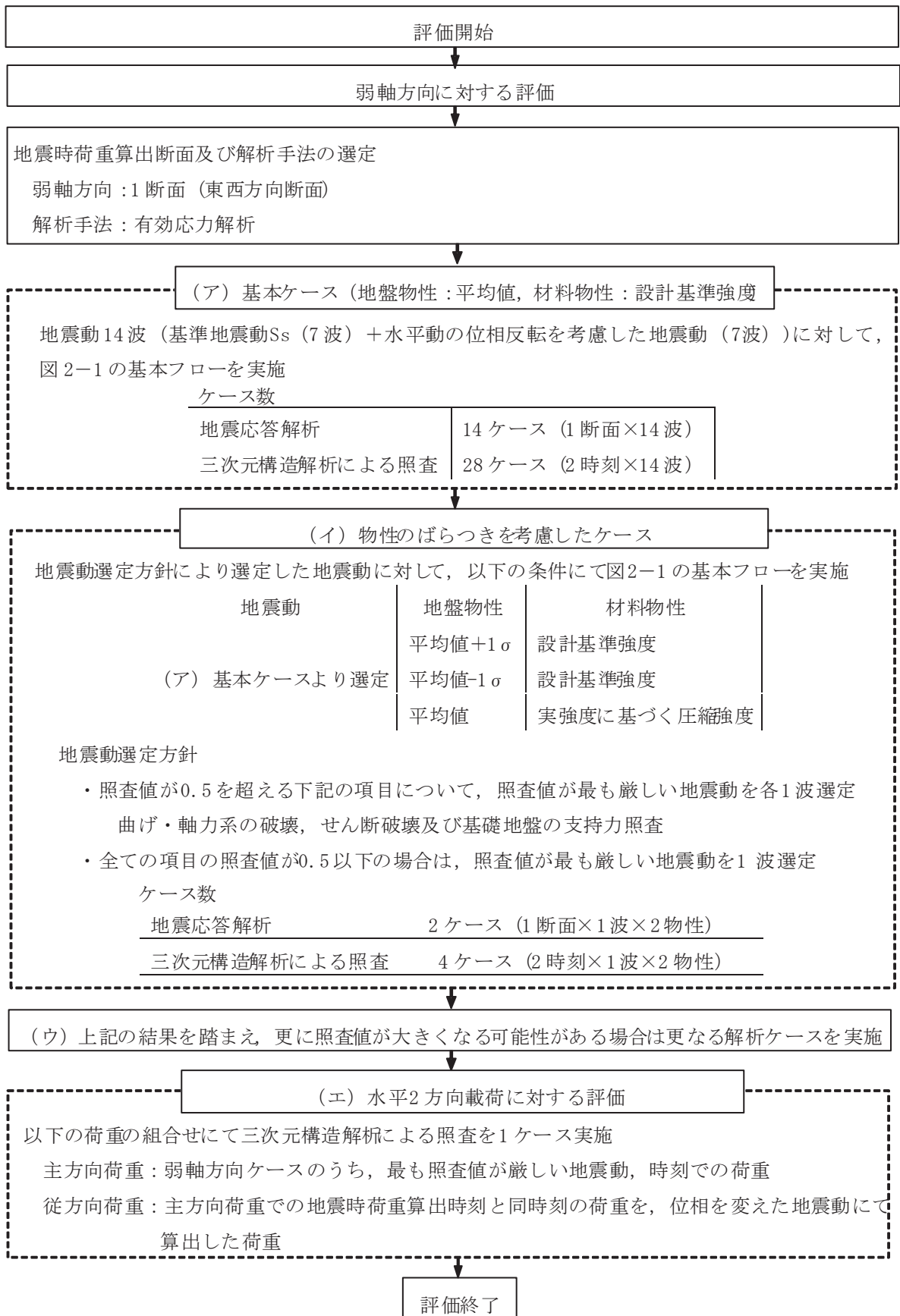
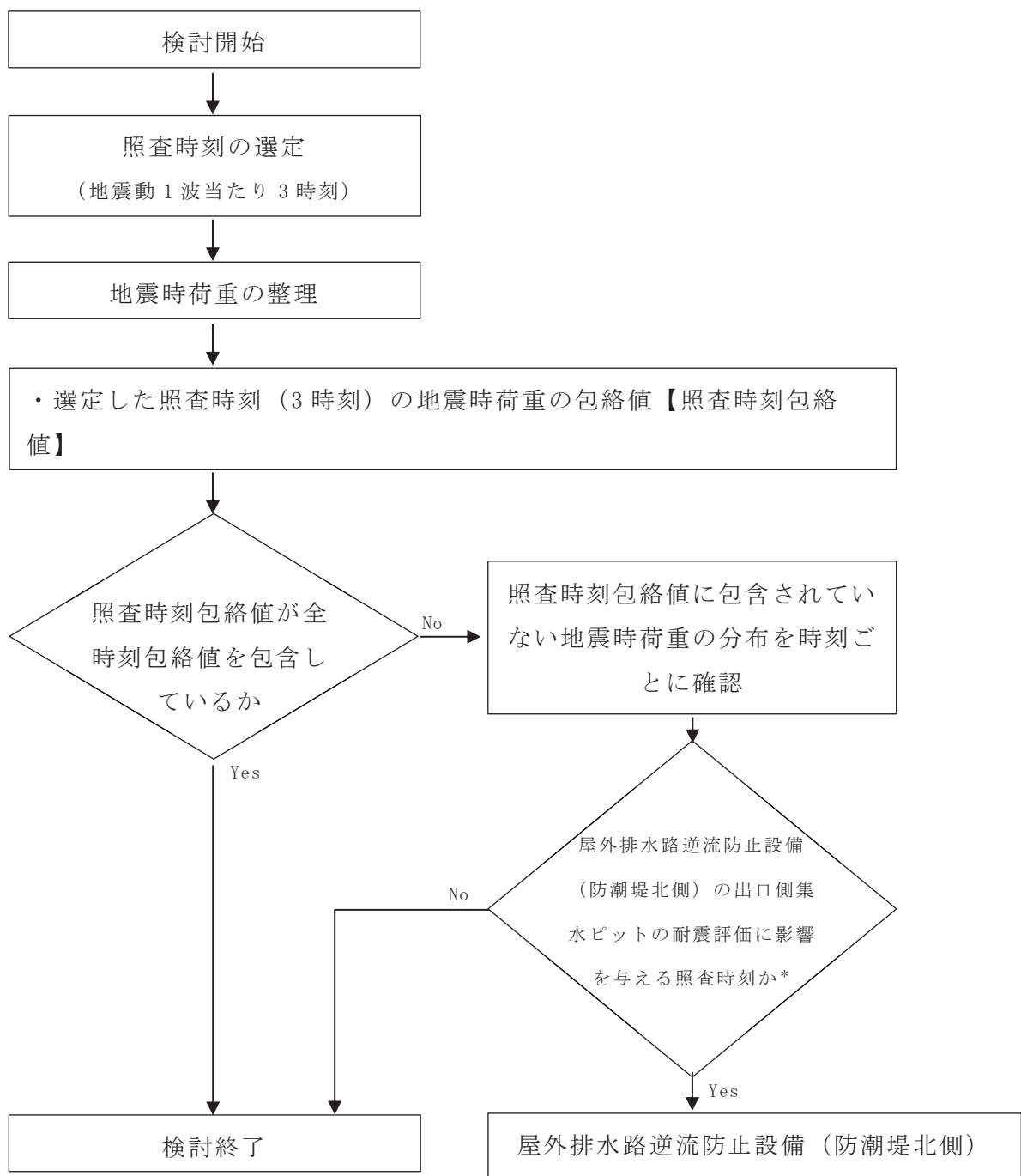


図2-2 耐震評価フロー（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

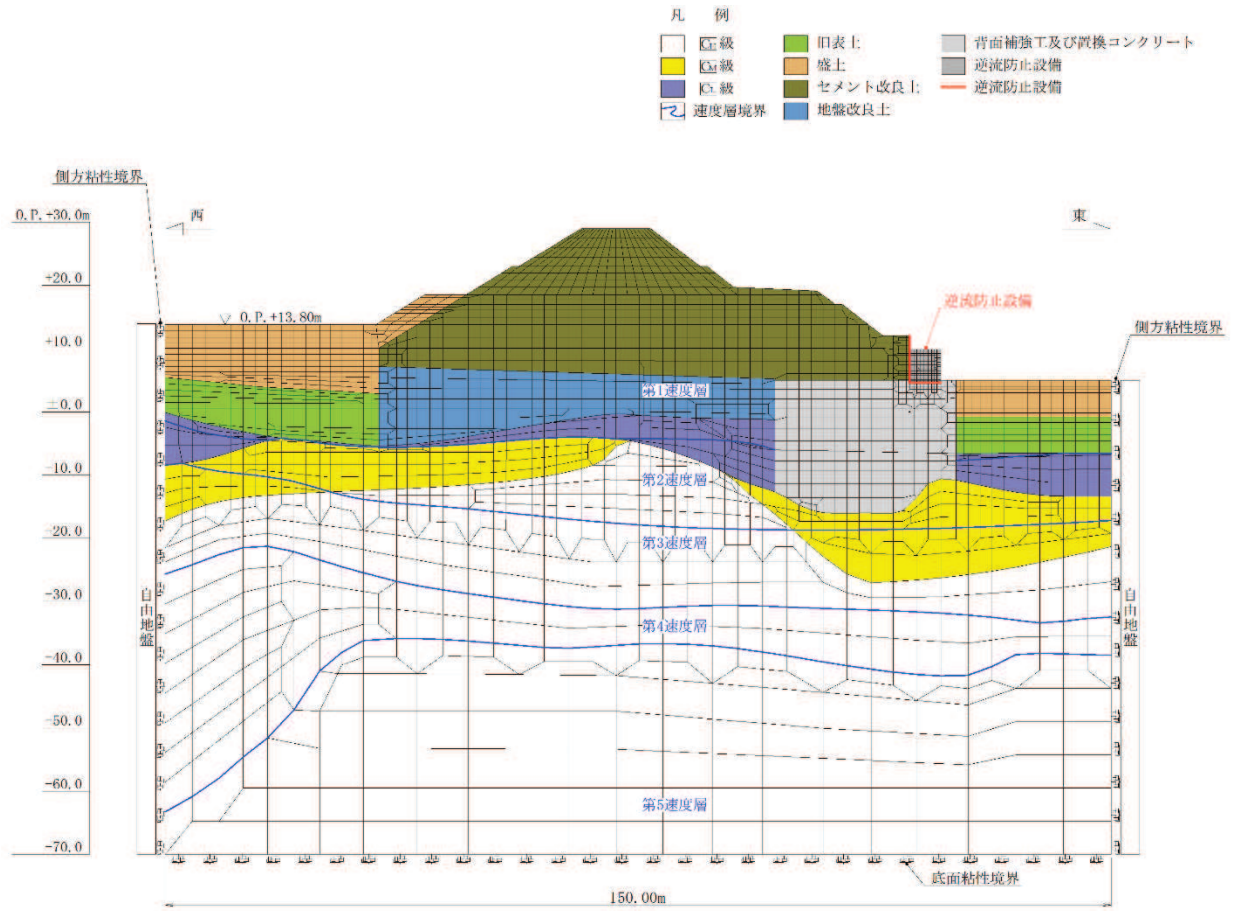
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

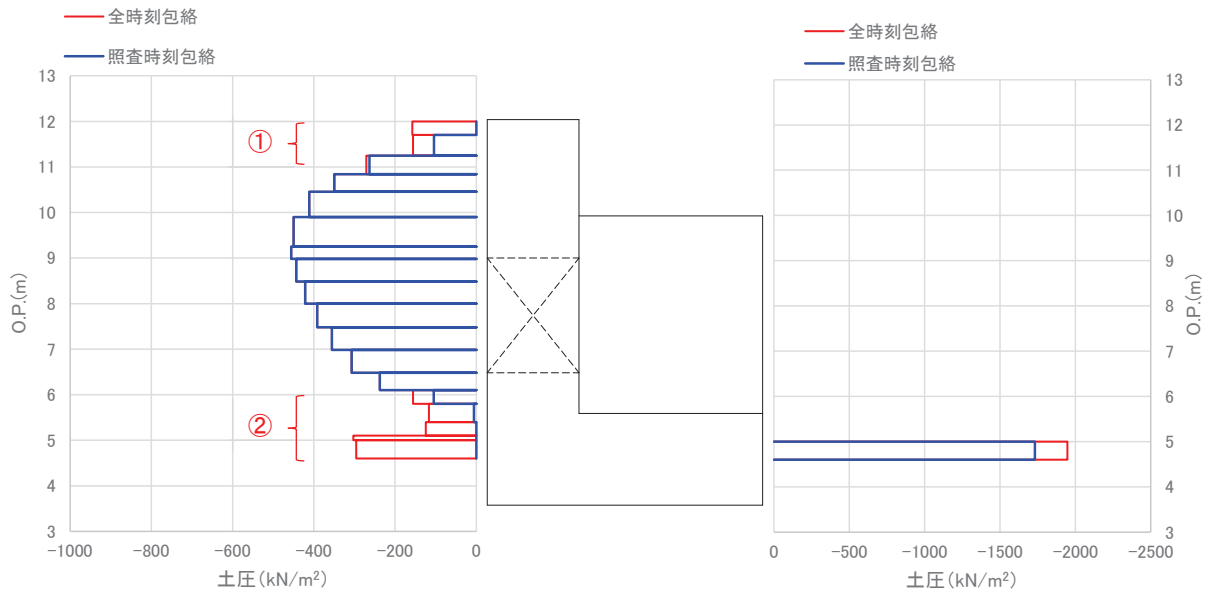
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし，確認用の地震動は，「本編 11. 評価結果」に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，照査値が厳しい $S_s - D2 (-+)$ とする。

地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較結果を図 3-1 に示す。図 3-1 に示すように，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは，西側（山側）に位置する側壁（西壁）で防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土による土圧を受ける構造となっている。一方，東側（海側）は，側壁が無く，底版の一部が防潮堤（盛土堤防）の置換コンクリートに埋め込まれているのみであるため，土圧を受ける西壁で地震時荷重の比較を実施する。

地震時荷重の比較については，西壁において，全時刻包絡値とおおむね一致していることが確認できるが，西壁頂部付近と底版の一部で照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①及び②）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較

3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響確認

照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を確認する。

図 3-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡値との差が大きい範囲は以下に示す、西壁頂部付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）及び底版付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の②）となる。

① 西壁：0. P. +11. 0m～0. P. +12. 0m 付近

② 底版：0. P. +4. 5m～0. P. +5. 0m 付近

3.2.1 「① 西壁：0. P. +11. 0m～0. P. +12. 0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25. 31 秒及び 26. 76 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡値との比較結果を図 3-2 に示す。

図 3-2 に示すとおり、西壁の 0. P. +11. 0m～0. P. +12. 0m 付近で前述の抽出時刻が包含しているが、0. P. +11. 0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。

なお、図 3-2(1)に示す抽出時刻（25. 31 秒）においては、出口側集水ピット西壁の 0. P. +5. 0m～+11. 0m 付近の地震時土圧がほぼ生じておらず、出口側集水ピット西壁上端及び下端付近に地震時土圧が生じている。当該時刻においては、図 3-3 に示すように、出口側集水ピット及び防潮堤（盛土堤防）がともに東側→西側（海→敷地側）方向へ変形するモードである。当該時刻において、出口側集水ピット西壁の 0. P. +5. 0m～+11. 0m 付近の地震時土圧がほぼ生じていない理由としては、出口側集水ピット西壁の 0. P. +5. 0m～+11. 0m 付近と防潮堤（盛土堤防）の変位差がほぼ生じていないためである。出口側集水ピット西壁上端付近の地震時土圧については、図 3-3 に示すとおり、出口側集水ピット西壁上部の張り出し部（0. P. +9. 9m～0. P. +12. 0m）が防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土を押している状態になっていることで発生している。出口側集水ピット西壁下端（底版）付近の地震時土圧については、図 3-3 に示すとおり、当該箇所は防潮堤（盛土堤防）の置換コンクリートに埋め込まれている部分であり、出口側集水ピット西壁下端（底版）が置換コンクリートを押している状態になっていることで発生している。

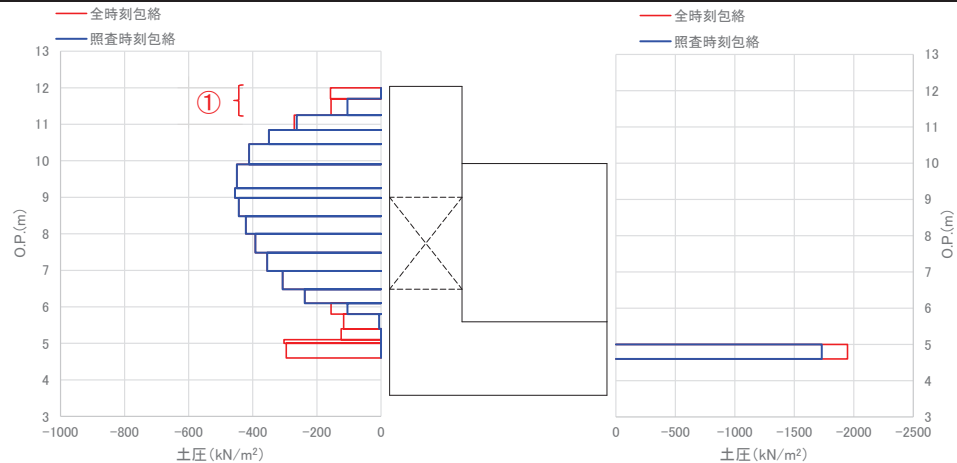
また、当該位置は図 3-4 に示すように、西壁が 0. P. +9. 9m 以浅において張り出す形状となっている。よって、西壁が 0. P. +9. 9m を固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、0. P. +9. 9m における照査時刻と抽出時刻

①-1 及び①-2 の断面力を比較する。

表 3-1 に断面力の比較結果を示す。O.P. +9.9m 位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。

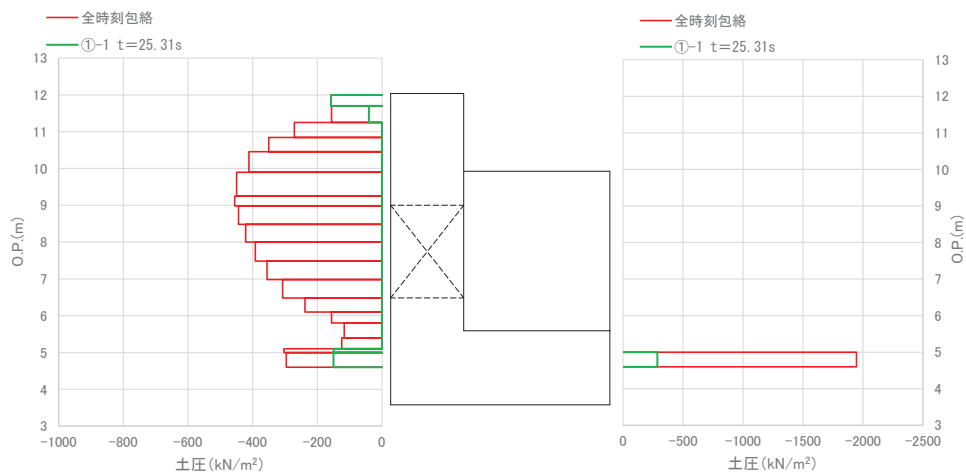
よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、25.31 秒の時刻を抽出。

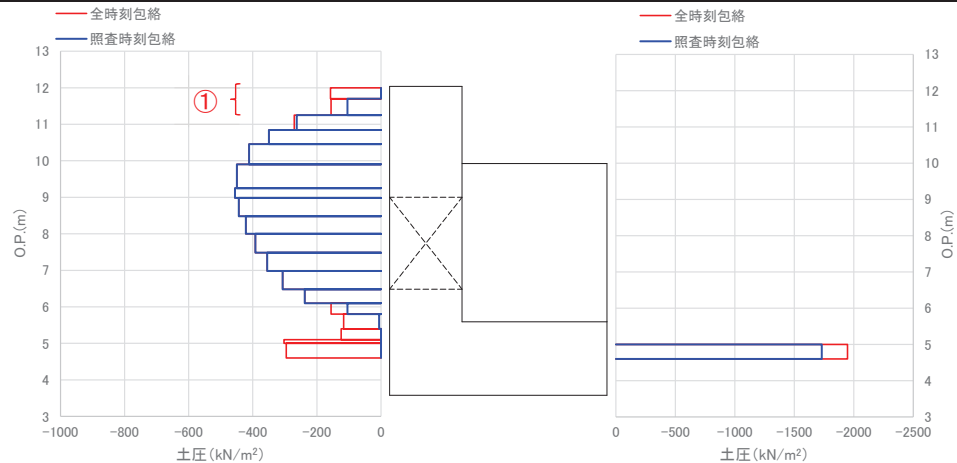
全時刻包絡値と抽出時刻（25.31 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（25.31 秒）の地震時荷重（緑線）を比較した結果、西壁の O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近で 25.31 秒が包含しているが、O.P. +11.0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 西壁が O.P. +9.9m を固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、O.P. +9.9m における照査時刻と抽出時刻①-1 及び①-2 の断面力を比較する。その結果、O.P. +9.9m 位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではない。

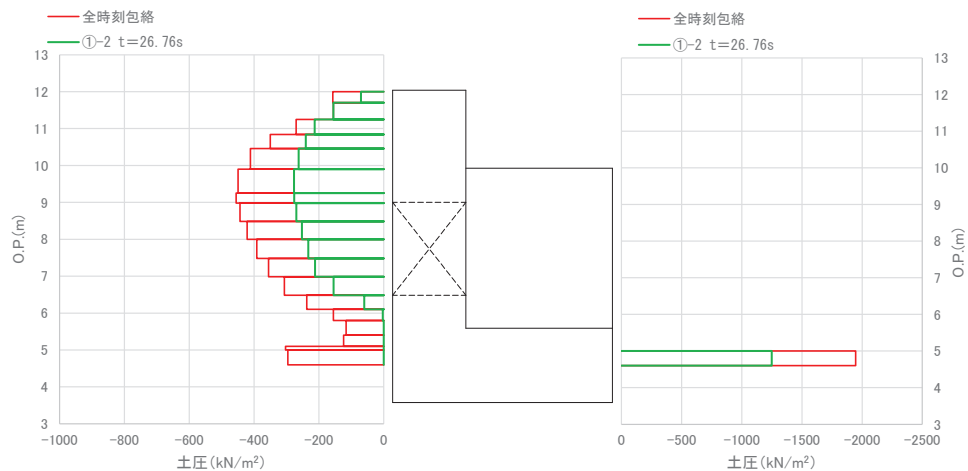
図 3-2(1) 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、26.76 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡値と抽出時刻（26.76 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（26.76 秒）の地震時荷重（緑線）を比較した結果、西壁の O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近で 26.76 秒が包含しているが、O.P. +11.0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 西壁が O.P. +9.9m を固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、O.P. +9.9m における照査時刻と抽出時刻①-1 及び①-2 の断面力を比較する。その結果、O.P. +9.9m 位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 3-2(2) 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

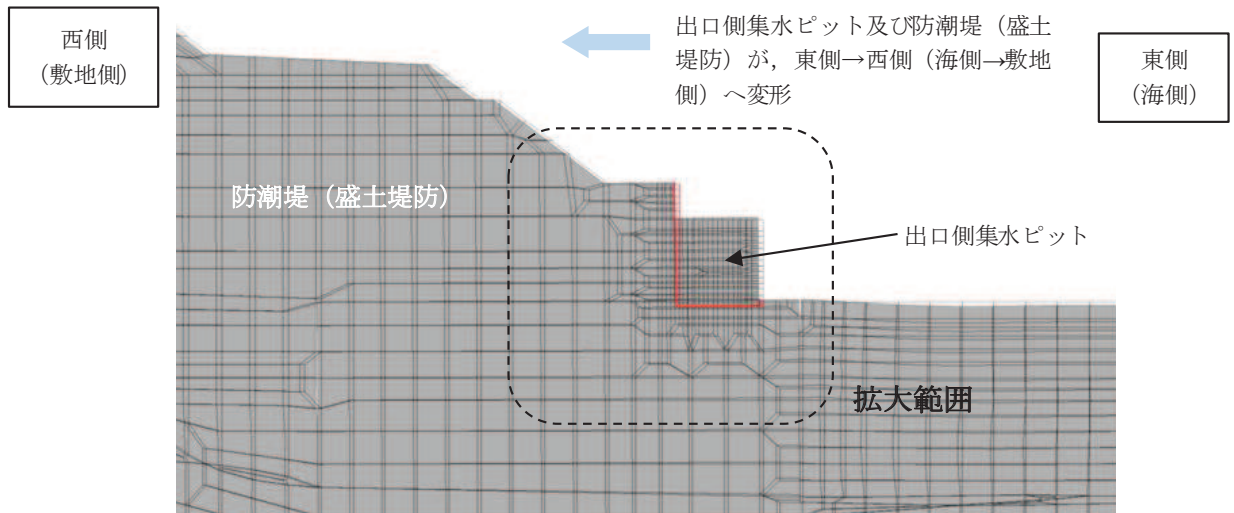


図 3-3(1) 変形図 (t=25.31s, 変形倍率 16 倍)

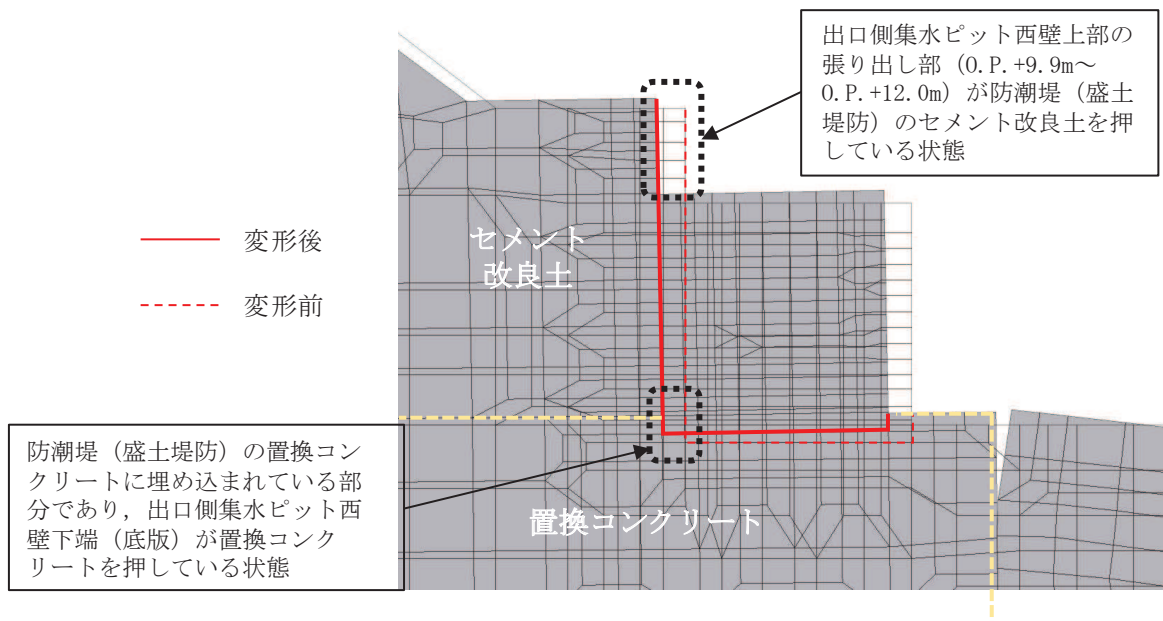


図 3-3(2) 変形図 (t=25.31s, 変形倍率 32 倍, 拡大図)

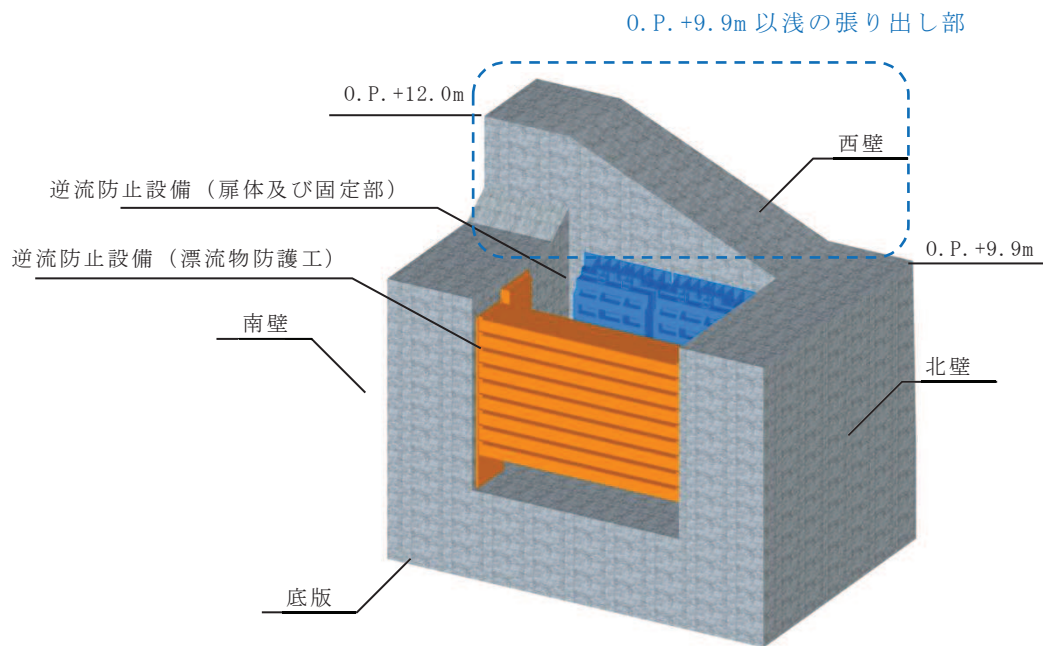


図 3-4 出口側集水ピット西壁の張り出し形状

表 3-1 0. P. +9. 9m 位置における断面力の比較

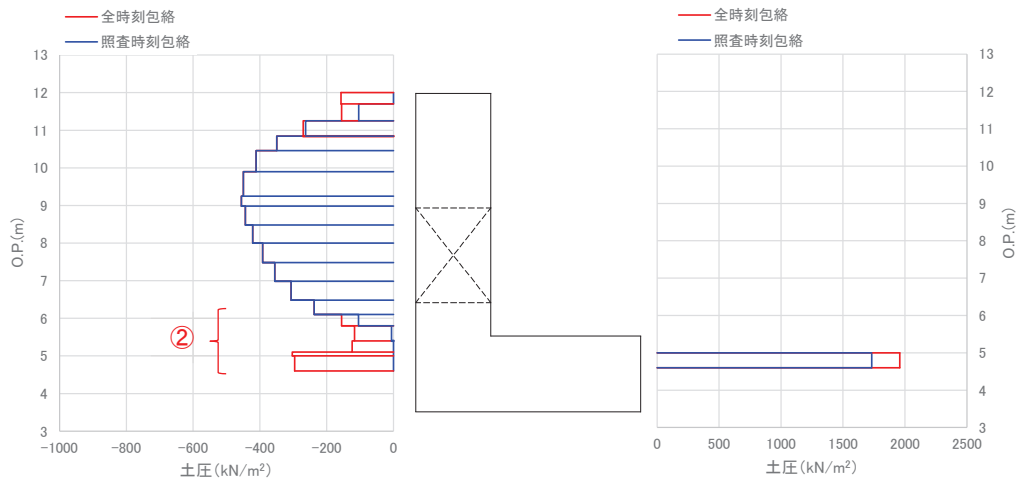
時刻	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
照査時刻	362	518
①-1	121	65
①-2	361	417

3.2.2 「① 底版：0.P.+4.5m～0.P.+5.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（13.51 秒，5.19 秒及び 7.84 秒）し，抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡値との比較結果を図 3-5 に示す。

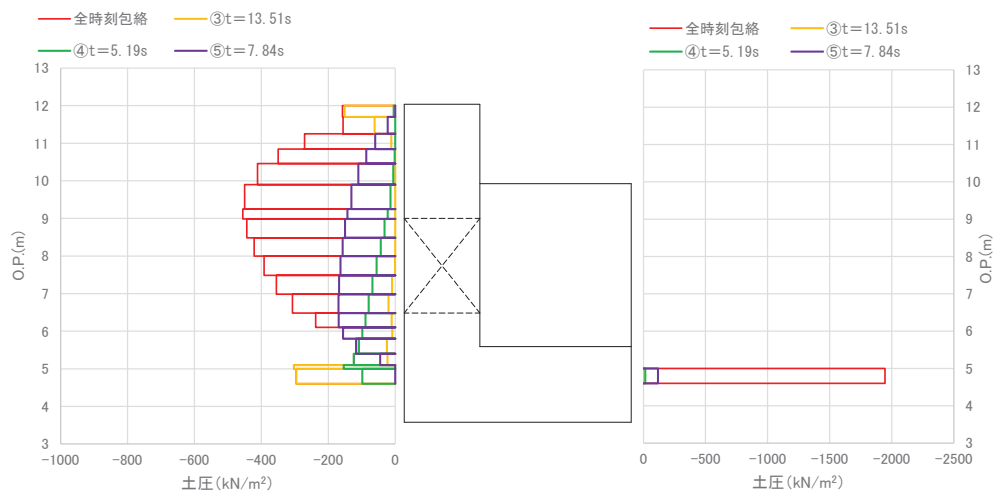
図 3-5 に示すとおり，底版の 0.P.+4.5m～0.P.+5.0m 付近で前述の抽出時刻が含まれているが，0.P.+5.0m 以浅については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。この荷重は，底版に軸圧縮力として作用するため，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットへの耐震評価に与える影響は小さい。よって，当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近（図の②部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、13.51 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡値と抽出時刻（13.51 秒，5.19 秒，7.84 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（13.51 秒）の地震時荷重（薄青）を比較した結果、底版の O.P. +4.5m～O.P. +5.0m 付近で 13.51 秒が包含しているが、O.P. +5.0m 以浅については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ この荷重は、底版に軸圧縮力として作用するため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットへの耐震評価に与える影響は小さい。

図 3-5 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

4. まとめ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価で選定した 3 時刻の地震時荷重の包絡値と全時刻の地震時荷重の包絡値との比較を行った。全時刻の包絡値と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、以下のとおり分類できる。

- ・西壁頂部で大きく作用している荷重
- ・底版に大きく作用している荷重

いずれも屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

- 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	7
2.4 適用基準	9
2.5 記号の説明	11
3. 評価部材	15
3.1 荷重伝達経路	15
3.2 評価部材	16
3.3 評価方向の整理	19
4. 固有周期	20
4.1 固有周期の計算方法	20
4.2 固有周期の計算条件	20
4.3 固有周期の計算結果	21
5. 構造強度評価	22
5.1 構造強度評価方法	22
5.2 荷重及び荷重の組合せ	22
5.2.1 荷重の設定	22
5.2.2 荷重の組合せ	26
5.3 許容限界	28
5.4 設計用地震力	37
5.5 計算方法	41
5.6 計算条件	90
5.7 応力計算	95
6. 評価結果	183
7. 出口側集水ピットの強度評価	189
7.1 出口側集水ピットの構造概要	189
7.2 評価方針	192
8. 強度評価方法	194
8.1 記号の定義	194

8.2	評価対象断面	195
8.3	荷重及び荷重の組合せ	196
8.3.1	荷重	196
8.3.2	荷重の組合せ	199
8.4	許容限界	201
8.4.1	構造部材の健全に対する許容限界	201
8.5	評価方法	202
8.5.1	津波時	202
8.5.2	重畳時	235
9.	評価条件	288
10.	評価結果	289
10.1	津波時	289
10.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	289
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	294
10.2	重畳時	295
10.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	295
10.2.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	297

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)の構造詳細について

(参考資料2) 砂移動による屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)への影響確認について

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。

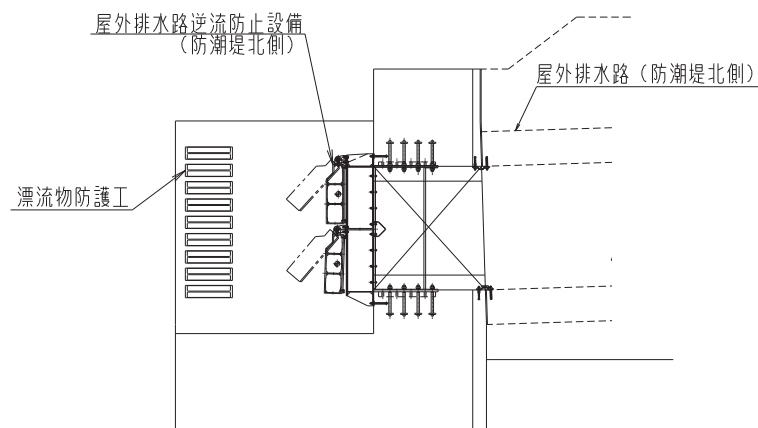
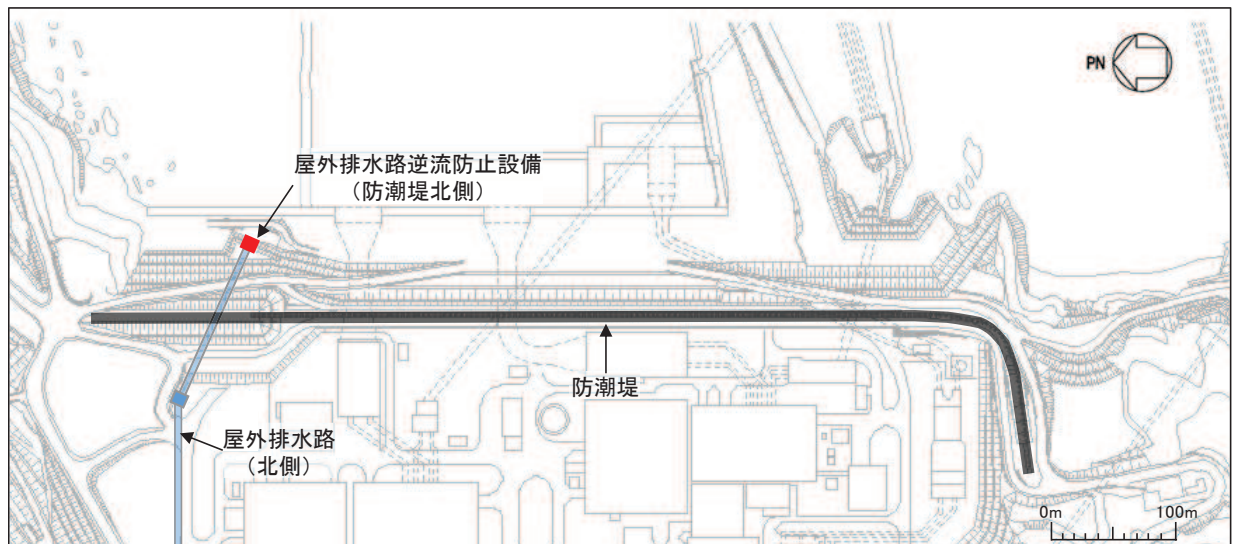


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

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。

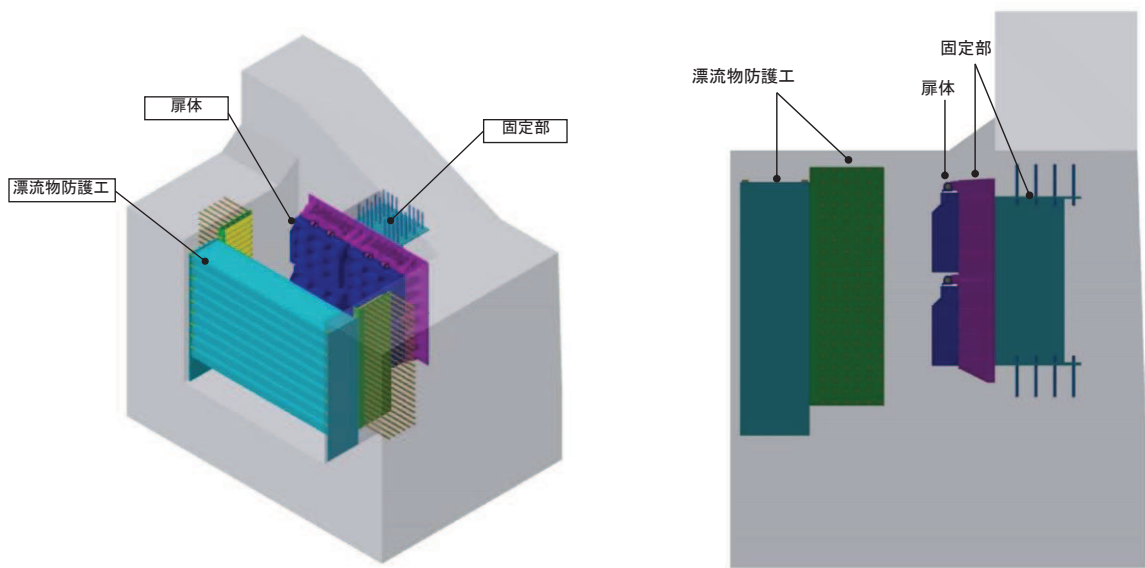
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 及び図 2.2-1 に、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造詳細を参考資料 1 に示す。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P 型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

また、津波に伴う砂移動による屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）への影響検討を参考資料 2 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（スキムプレート、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>	



(鳥瞰図)

(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

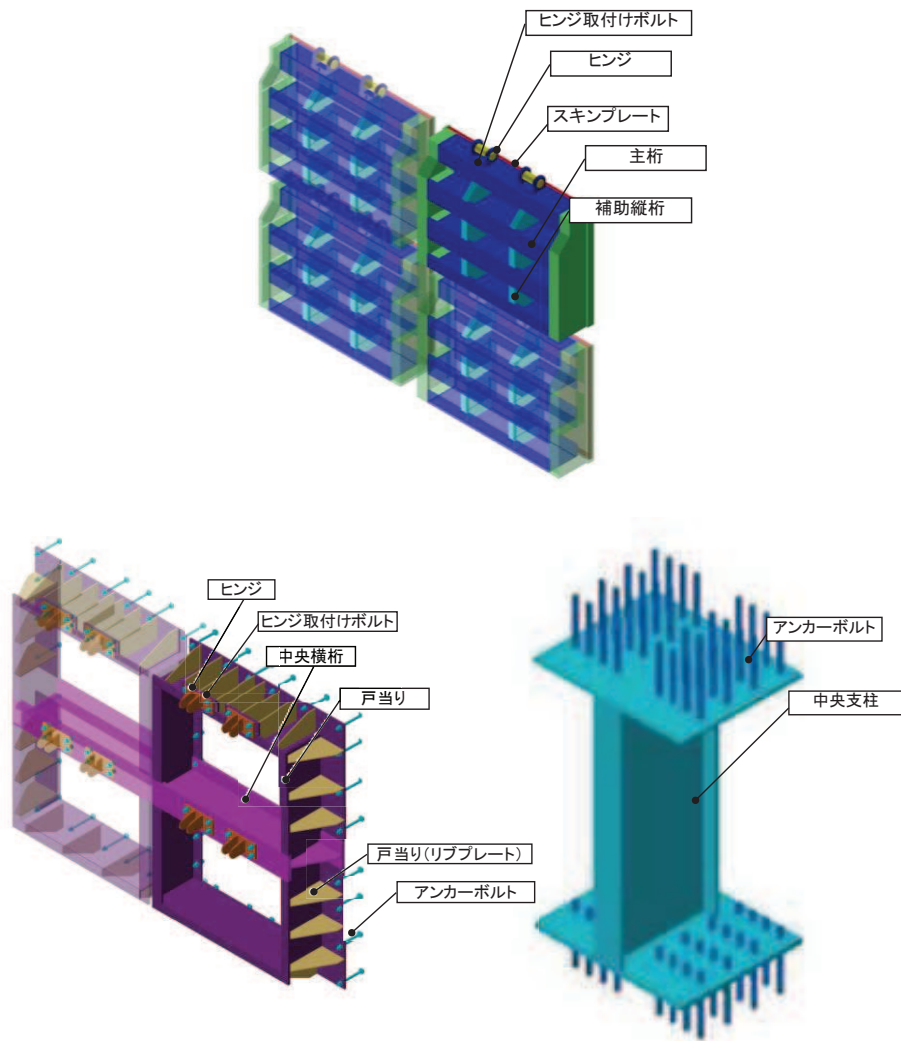


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

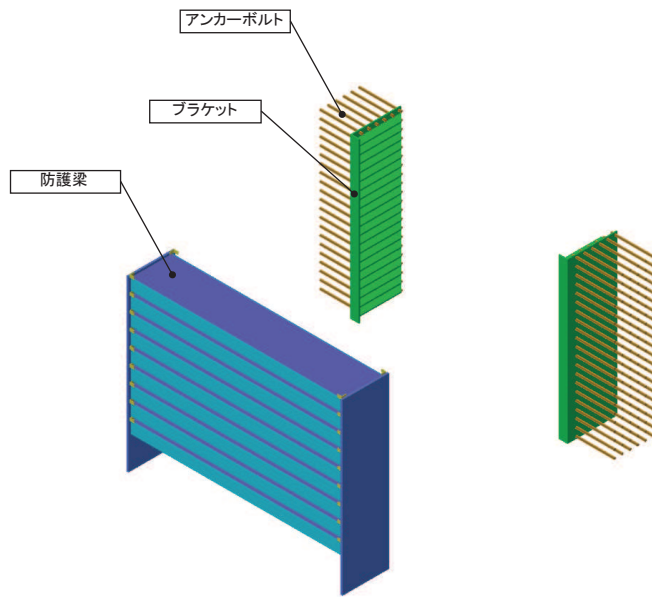


図 2.2-1(3) 構造概要図 (漂流物防護工)

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）の評価部材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、評価部材を設定する。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

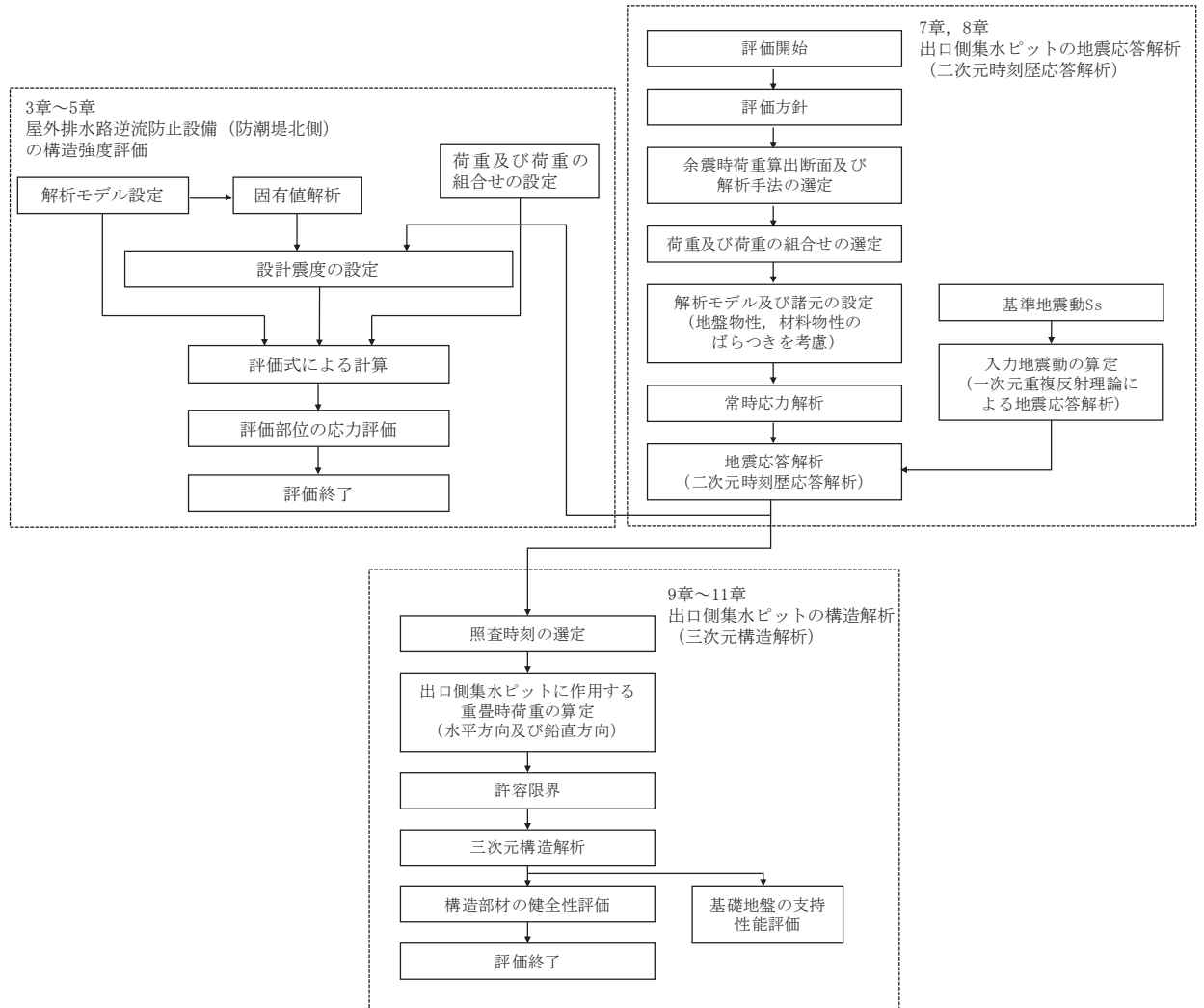


図 2.3-1 耐震評価フロー

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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (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) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (11) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

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）	
使用材料及び材料定数		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書〔設計編〕 J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕	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	水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編	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	日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説	
	出口側集水ピット	土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕	
地震応答解析		土木学会 1986 年 構造力学公式集	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）	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
構造解析		日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	地盤反力係数 （三次元構造解析に用いる係数）

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 ²
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 ⁴
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	N
P _t	遡上津波荷重	N/mm ²
P _c	衝突荷重	kN
P _c ''	寸法の小さい漂流物衝突荷重	kN
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (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 ²
t ₁	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 ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	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}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

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
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	中央支柱の断面係数	mm^3
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm^2
M_4	中央支柱両端に生じる曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
F_1	アンカーボルト①が負担する引張荷重 ($= 3 F_3$)	N
F_2	アンカーボルト②が負担する引張荷重 ($= 2 F_3$)	N
F_3	アンカーボルト③が負担する引張荷重	N
S_4	中央支柱両端に生じるせん断力	N
P_4	アンカーボルト1本に作用する最大引張力	N
Q_4	アンカーボルト1本に作用するせん断力	N
n_4	アンカーボルトの本数	本
W_5	中央横桁に作用する荷重	N/mm
L_5	中央横桁の支間長	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm^3
A_{w5}	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm^2
P_9	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	コンクリートへ作用する単位面積当たりの荷重	N/mm^2
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
Z_1	スキンプレートの断面係数	mm^3

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/mm
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_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
Z_{bv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
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 ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm 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
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
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
F	押さえ工（プレート）に作用する防護梁の浮力	N
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	mm ³
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	mm ²
P_{b5}	押さえ工（ボルト）1本の引張力	N
q_{b5}	押さえ工（ボルト）1本のせん断力	N
M_{b5}	押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント	N・mm
ℓ_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	mm
Q_{b5}	押さえ工（プレート）に生じるせん断力	N
n_5	押さえ工（ボルト）の本数	本
P_{bh1}'	引き波により防護梁に作用する水平荷重	N/mm
P_{bv1}'	引き波により防護梁に作用する鉛直荷重	N/mm
P_w	防護梁の自重	N
P_{bh}''	防護梁に作用する流水圧	kN/m
P_{b3}'	引き波によりつなぎ材プレートに作用する水平力	N

表 2.5-2(4) 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
l_{b3}	エンドプレートからつなぎ材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 ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	mm ²
P_{b3}''	寸法の小さい漂流物によりつなぎ材プレートに作用する水平力	N
P_{10}'	エンドプレート下端の鉛直荷重	N
A_{10}	エンドプレート下端の断面積	mm ²
P_{b2}'	引き波によりブラケットに作用する水平力	N
l_{b4}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
T'	引き波により受け台に作用する引張力	N
a	ブラケット端部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 ³
P_{b2}''	寸法の小さい漂流物によりブラケットに作用する水平力	N
T''	寸法の小さい漂流物により受け台に作用する引張力	N
P_d'	引き波により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 ²
P_d''	寸法の小さい漂流物によりつなぎ材ボルトに作用する引張力	N
P_{b4}'	引き波によるアンカーボルト1本の引張力	N
q_{b4}'	引き波によるアンカーボルト1本のせん断力	N
M_{b4}'	引き波によりブラケットに生じる曲げモーメント	N・mm
Z_{b4}'	引き波によりアンカーボルト群1列の断面係数	mm
Q_{b4}'	引き波によりブラケットに生じるせん断力	N
P_{b4}''	寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト1本の引張力	N
q_{b4}''	寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト1本のせん断力	N
M_{b4}''	寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じる曲げモーメント	N・mm
Q_{b4}''	寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じるせん断力	N
M_{max}	最大曲げモーメント	N・mm
S_{max}	最大せん断力	N
σ	曲げ応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
σ_g	合成応力度	—
σ_{bk}	支圧応力度	N/mm ²

3. 評価部材

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。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

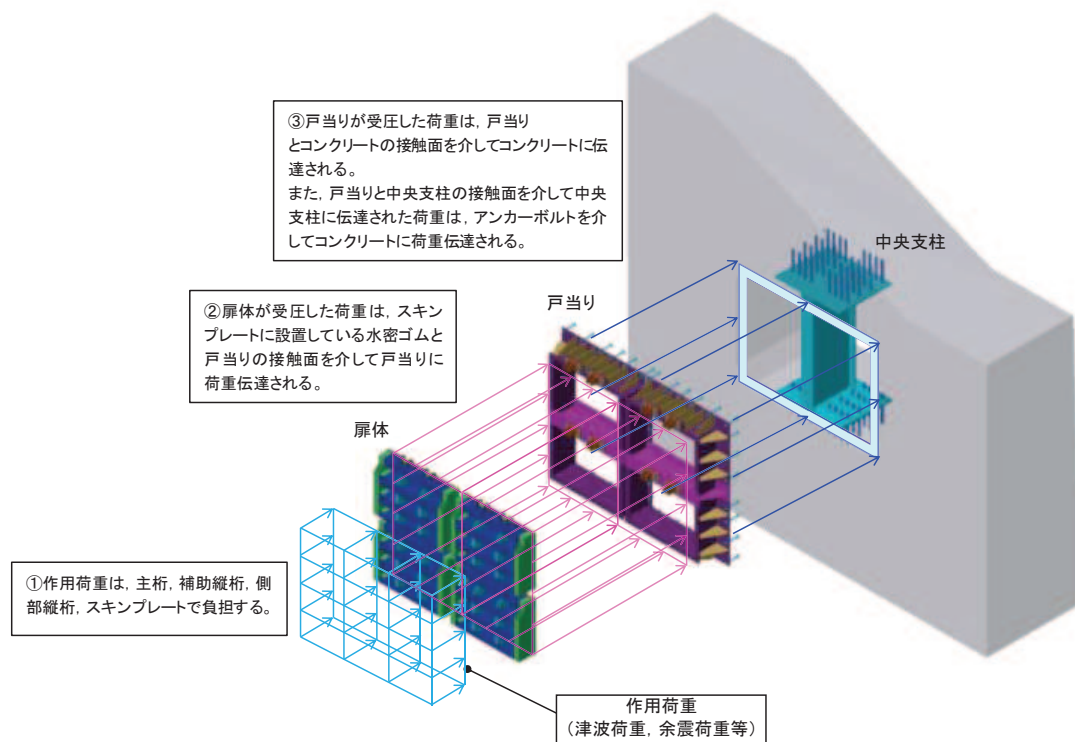


図 3.1-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

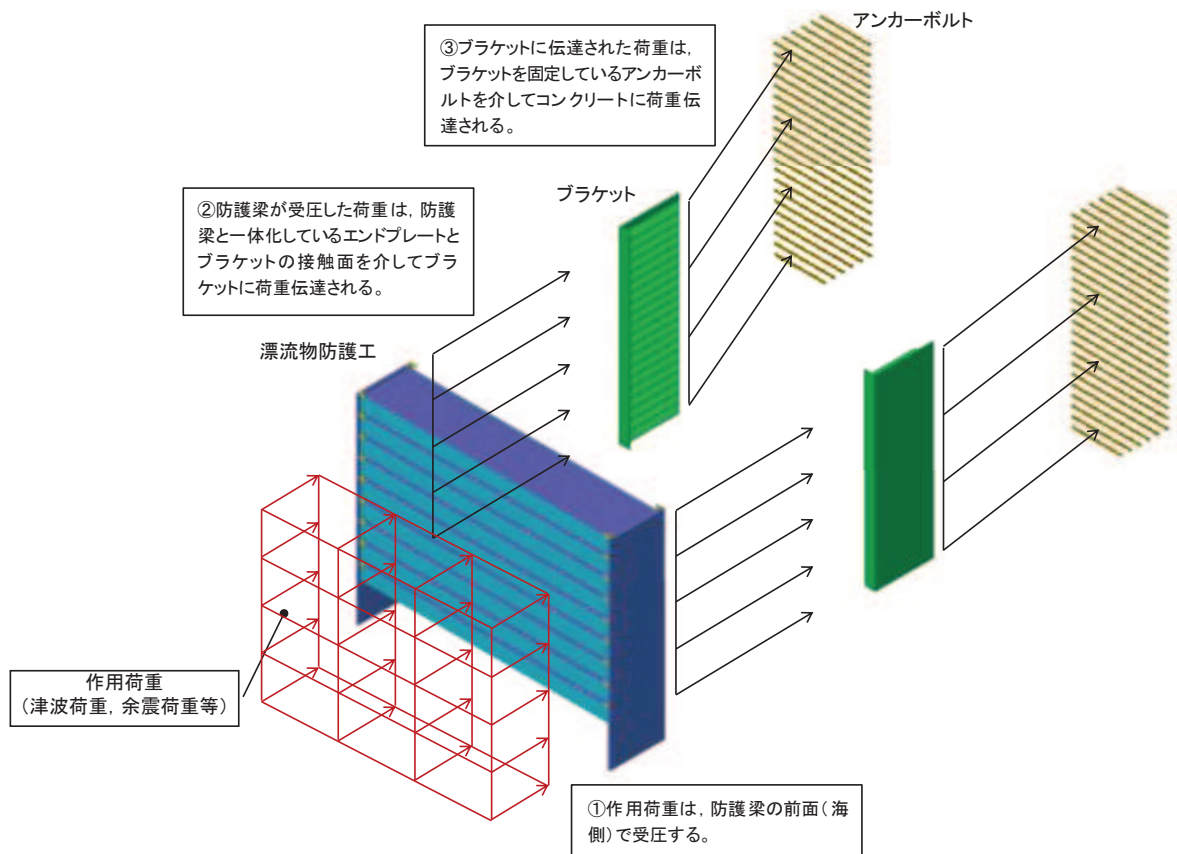


図 3. 1-1 (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の荷重伝達経路

3.2 評価部材

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、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、津波時は漂流物防護工を、重畳時は、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（防護梁（H鋼）、エンドプレート及びつなぎ材（プレート））、ブラケット、つなぎ材（ボルト）、アンカーボルト及び押さえ工を評価部材として選定する。なお、評価対象外とする部材の考え方を表 3.2-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部材を図 3.2-1 に示す。

表 3.2-1(1) 評価対象外とする部材（津波時）

部材	評価対象外とする理由
スキンプレート	<ul style="list-style-type: none"> 重畳時の作用荷重に包絡されるため。
主桁	
補助縦桁	
側部縦桁	
ヒンジ（吊ピン含む）	
水密ゴム	
中央支柱	
中央横桁	
戸当り	
戸当り（リブプレート）	
つなぎ材 （漂流物防護工）	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重作用時は、圧縮される方向であり、防護梁の荷重はエンドプレートを介してブラケットに伝達されるため。

表 3.2-1(2) 評価対象外とする部材（重畳時）

部材	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> 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。 補助縦桁より部材剛性が大きい。
ヒンジ（吊ピン含む）	<ul style="list-style-type: none"> 水路縦断方向は、津波荷重により、圧縮される方向であるため。 水路横断及び鉛直方向は、地震時荷重に包絡されるため。
戸当り（リブプレート）	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。
つなぎ材 （漂流物防護工）	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重作用時は、圧縮される方向であり、防護梁の荷重はエンドプレートを介してブラケットに伝達されるため。

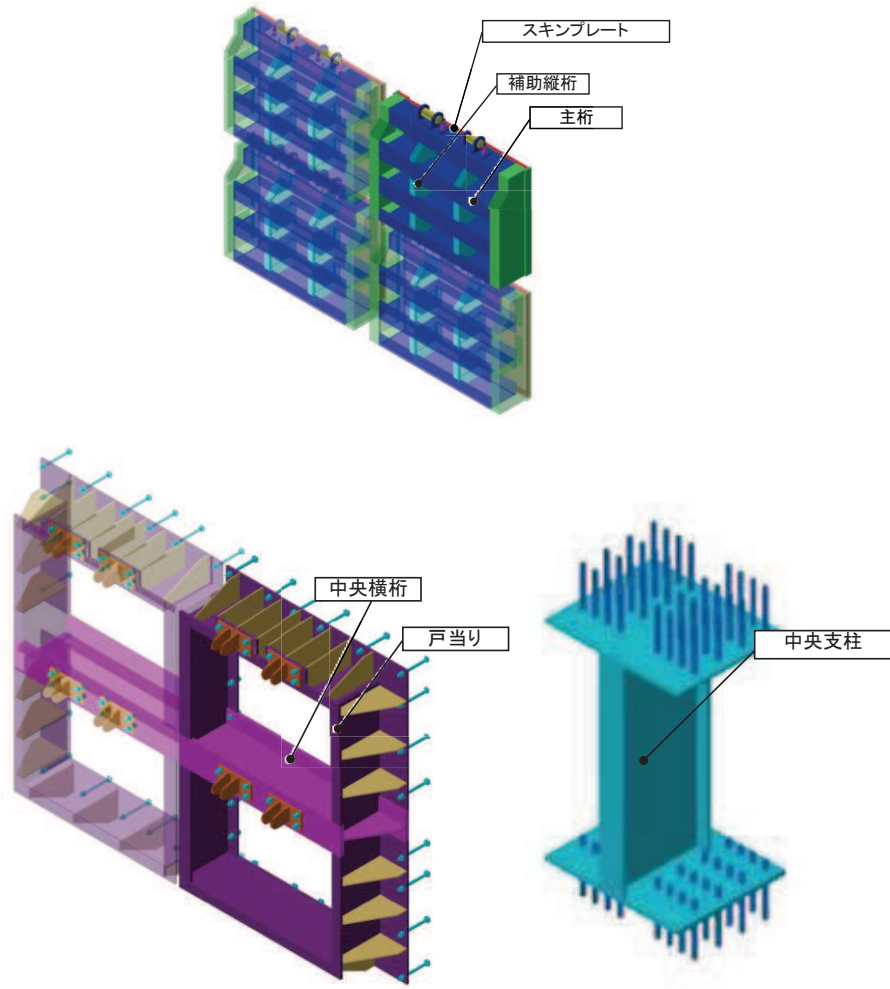


図 3.2-1 (1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部材

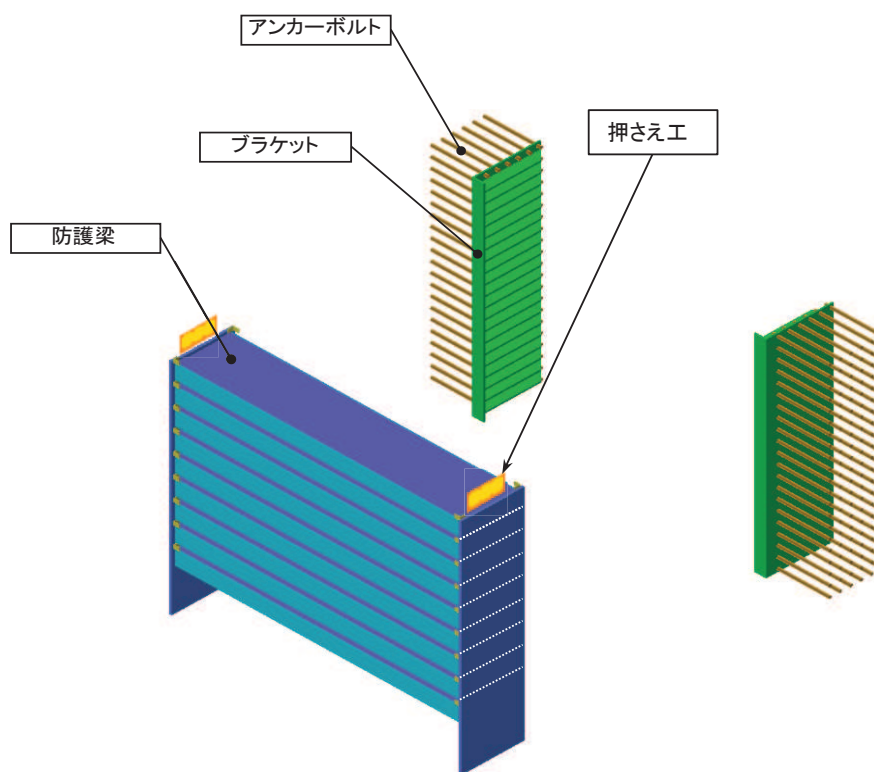


図 3.2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部材

3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は出口側集水ピットに取り付く構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、強度評価における主たる荷重は津波荷重である。したがって、強度評価においては、評価対象部位である扉体部の弱軸方向でもある水路縦断方向を評価方向とする。

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	1.93×10^5	N/mm ²
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	9.47×10^8	mm ⁴
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. 評価部材」にて設定する評価部材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_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 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m を用いることとし、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て、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。

また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤よりも海側に設置されていることから、基準津波第一波の寄せ波による津波荷重及び衝突荷重が作用した後に、一旦没水し、その後の引き波により再び露出することになる。そのため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は寄せ波に加えて引き波の影響についても検討することとする。

遡上津波波圧を表 5.2-1、遡上津波波圧の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 遡上津波荷重（津波時）

	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 η (m)	防護梁下 端の標高 (O.P. (m))	防護梁下端 での波圧 P_t (kN/m ²)
漂流物防護工	9.9	0.5	4.7	6.45	82.3

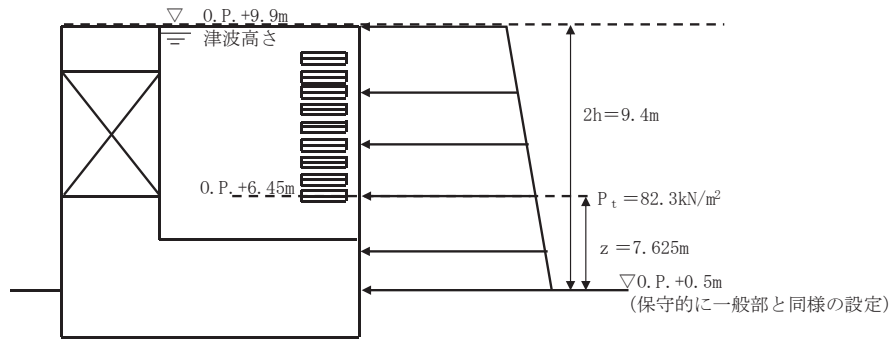


図 5.2-1 (1) 遡上津波波圧の概念図 (漂流物防護工, 津波時)

ここで,

津波波圧の計算は以下の式を適用する。

$$P_t = \rho \times g \times (3.0 \times \eta - z) = 10.1 \times (3.0 \times 4.7 - 5.95) \\ = 82.315 \text{ kN/m}^2 = 82.3 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 1.03 g/cm^3

g : 重力加速度 9.80665 m/s^2

表 5.2-1 (2) 遡上津波荷重 (重畳時)

	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 η (m)	扉体下端 の標高 (O. P. (m))	扉体下端 での波圧 P_t (kN/m ²)
扉体	25.0	0.5	12.25	6.165	320.0

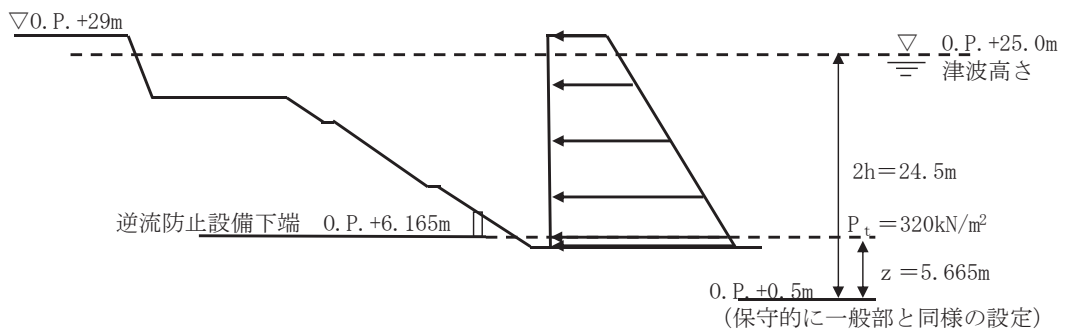


図 5.2-1 (2) 遡上津波波圧の概念図 (扉体, 重畳時)

ここで、

津波波圧の計算は以下の式を適用する。

$$P_t = \rho \times g \times (3.0 \times \eta - z) = 10.1 \times (3.0 \times 12.25 - 5.665) \\ = 313.9585 \text{ kN/m}^2 = 320 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 1.03 g/cm³

g : 重力加速度 9.80665m/s²

表 5.2-1(3) 遡上津波荷重 (重畳時)

	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 η (m)	防護梁下 端の標高 (O. P. (m))	防護梁下端 での波圧 P_t (kN/m ²)
漂流物防護工	25.0	0.5	12.25	6.45	311.1

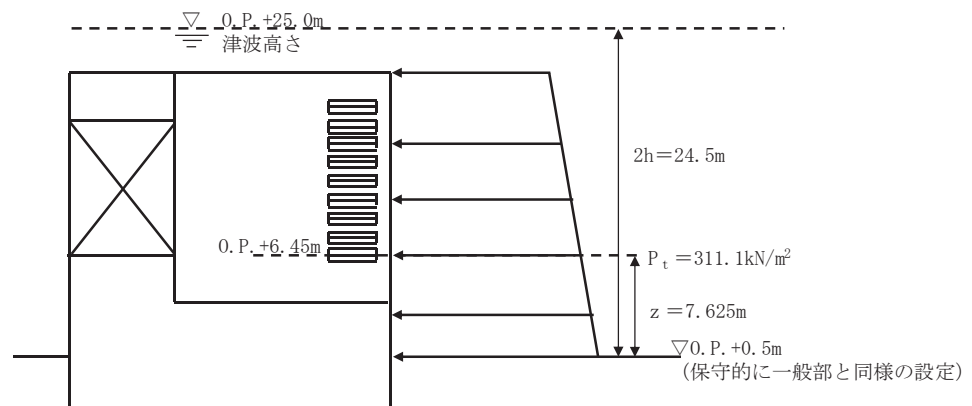


図 5.2-1(3) 遡上津波波圧の概念図 (漂流物防護工, 重畳時)

ここで、

津波波圧の計算は以下の式を適用する。

$$P_t = \rho \times g \times (3.0 \times \eta - z) = 10.1 \times (3.0 \times 12.25 - 7.625) \\ = 311.08 \text{ kN/m}^2 = 311.1 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 1.03 g/cm³

g : 重力加速度 9.80665m/s²

(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。

また、寸法の小さな漂流物による影響の評価についても行うこととし、寸法の小さい漂流物荷重 18kN (木材 (直径 5cm, 長さ 2.00m, 質量約 4kg)) を考慮する。

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_{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。

なお、動水圧は、二次元地震応答解析から得られる逆流防止設備 (扉体及び固定部) 又は逆流防止設備 (漂流物防護工) の設置範囲における動水圧のうち、最大となる値から算出する。逆流防止設備 (扉体及び固定部) 又は逆流防止設備 (漂流物防護工) の設置範囲を図 5.2-2 に示す。

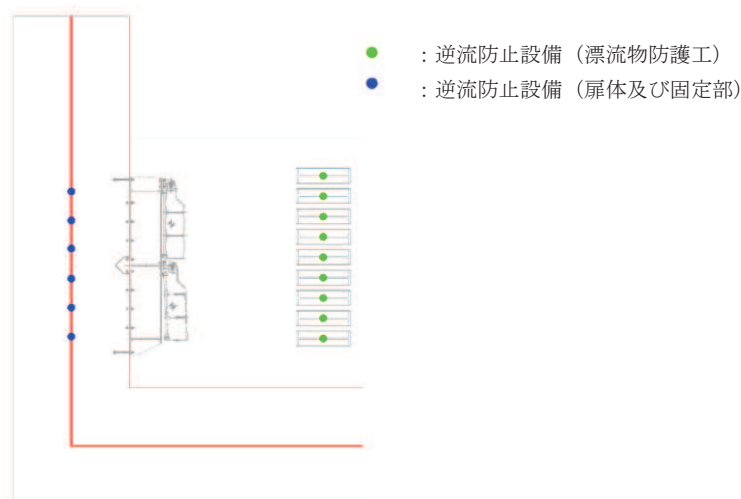


図 5.2-2 動水圧を抽出した位置 (逆流防止設備の設置範囲)

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	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{Sd} : 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、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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、表 5.3-5、表 5.3-8 及び表 5.3-9 に示す。また、計算諸元を表 5.3-2～表 5.3-4 及び表 5.3-6～表 5.3-7 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（防潮堤北側）の許容限界

評価部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{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 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」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 _{w1}	腹板の総断面積	2160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1500	mm ²

よって,

$$A_{w1}/A_c = 2160/1500 = 1.44 \quad \therefore A_{w1}/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c < 2$ 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 中央支柱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 _{w1}	腹板の総断面積	34300	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	10500	mm ²

よって,

$$A_{w1}/A_c = 34300/10500 = 3.26 \quad \therefore A_{w1}/A_c > 2$$

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

$$K = \sqrt{3 + A_{w1}/(2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 3.26/2} = 2.15$$

$$10/K = 10/2.15 = 4.646$$

$$L/b = 2500/300 = 8.33$$

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

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、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.15 \times 8.33 - 10)) \times 1.5 = 143.8 \text{ N/mm}^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

(中央横桁の許容応力)

中央横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	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 _{w1}	腹板の総断面積	15000	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	7500	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 15000/7500 = 2.00 \quad \therefore A_{w1}/A_c \geq 2$$

ここで、係数KについてはA_{w1}/A_c ≥ 2の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_{w1}/(2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2 \div 2} = 2$$

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

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

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

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 5.3-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部材	許容荷重	
	引張* (N)	せん断* (N)
アンカーボルト (中央支柱)	2.92 × 10 ⁵	2.04 × 10 ⁵

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力, 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 26 年)」に基づき算出する。

(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。

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c \times a$$

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 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
ϕ_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	205	N/mm ²
${}_s c a$	ねじの有効断面積	1424.439	mm ²

よって、

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{pa} \times {}_s c a = 1 \times 205 \times 1424.439 = 292009.995\text{N} = 2.92 \times 10^5\text{N}$$

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_s c a$$

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7\sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 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
ϕ_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	143.5	N/mm ²
${}_s c a$	ねじの有効断面積	1424.439	mm ²

よって、

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_s c a = 1 \times 143.5 \times 1424.439 = 204406.9965\text{N} = 2.04 \times 10^5\text{N}$$

表 5.3-8 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 ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (防護梁 (エンドプレート 最下段))	SM570	—	—	—	154*3	—	—	—	231*3
漂流物防護工 (ブラケット)	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	—
漂流物防護工 (押さえ工 (プレート))	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

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

*2: 許容限界は, 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3: 防護梁最下段のエンドプレートの許容限界は, 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき, 局部座屈を考慮した許容限界とする。

(エンドプレート最下段の許容応力)

【座屈を考慮する場合の許容圧縮応力度 (SM570)】

エンドプレートの許容応力度は, 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編) に準拠し, 局部座屈を考慮した許容応力度を用いることとし, 以下のとおり算出する。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図 5.3-1~図 5.3-3 に示す。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{ca1} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$r = (I / A)^{1/2}$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{b}{28.7 f} \leq t$$

$$f = 0.65 \phi^2 + 0.13 \phi + 1.0$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

ここで,

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{ca0} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 255 (N/mm²)

l : 有効座屈長 : 725 (mm)

L : 部材長 : 725 (mm)

r : 断面二次半径 : 11.0 (mm)

I : 断面二次モーメント : 4792155 (mm⁴)

A : 断面積 : 39824 (mm²)

b : 板の固定縁間距離 : 725 (mm)

t : 板厚 (mm) : 40 (mm)

f : 応力勾配による係数

ϕ : 応力勾配

σ_1, σ_2 : それぞれの板の両縁での縁応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 道路橋示方書・同解説 (Ⅱ鋼橋編) の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

*2 : 応力状態によって変化するが, ここでは保守的に $\phi = 0$ とする。

表-3.2.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

鋼種 断面 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82\left(\frac{l}{r} - 18\right): 18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2\left(\frac{l}{r} - 16\right): 16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5\left(\frac{l}{r} - 15\right): 15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1\left(\frac{l}{r} - 18\right): 18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40をこえ 75以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68\left(\frac{l}{r} - 19\right): 19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1\left(\frac{l}{r} - 16\right): 16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3\left(\frac{l}{r} - 15\right): 15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0\left(\frac{l}{r} - 17\right): 17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75をこえ 100以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3\left(\frac{l}{r} - 16\right): 16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9\left(\frac{l}{r} - 17\right): 17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$		
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 5.3-1 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長 L : 部材長 (mm)

	1	2	3	4	5	6
座屈形が 点線のよ うな場合						
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 5.3-2 有効座屈長

表-4.2.2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40以下	140 : $\frac{b}{38.7f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{38.7f}$
	40をこえ 100以下	125 : $\frac{b}{41.0f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{41.0f}$
SM490	40以下	185 : $\frac{b}{33.7f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.7f}$
	40をこえ 100以下	175 : $\frac{b}{34.6f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.6f}$
SM490Y SM520 SMA490W	40以下	210 : $\frac{b}{31.6f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{31.6f}$
	40をこえ 75以下	195 : $\frac{b}{32.8f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.8f}$
	75をこえ 100以下	190 : $\frac{b}{33.3f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.3f}$
SM570 SMA570W	40以下	255 : $\frac{b}{28.7f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{28.7f}$
	40をこえ 75以下	245 : $\frac{b}{29.3f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.3f}$
	75をこえ 100以下	240 : $\frac{b}{29.6f} \leq t$ 210,000 $\left(\frac{tf}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.6f}$

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 5.3-3 局部座屈に対する許容応力度

よって,

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0} = 154.0123974 \cdot \frac{255}{255} = 154 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right) = 255 - 2.1 \cdot \left(\frac{725}{10.97} - 18 \right) = 154.0123974$$

$$l = \beta \cdot L = 725$$

$$r = (I / A)^{1/2} = (4792155 / 39824)^{1/2} = 10.97$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{b}{28.7f} = \frac{725}{28.7} = 25.26132404 \leq 40$$

以上により，エンドプレート最下段の許容軸方向圧縮応力度 $\sigma_{c,a}=154\text{N/mm}^2$ とする。

表 5.3-9 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部材	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
中央支柱 (アンカーボルト)	SUS304	292	204
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85
漂流物防護工 (押さえ工 (ボルト), M20)	SS400	22.4	36.9

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、「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」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」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点を図 5.4-1 に，地震応答解析結果を図 5.4-2 に，設計震度を表 5.4-1 に示す。

なお，設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち，最大加速度となる節点の値を基に算定している。

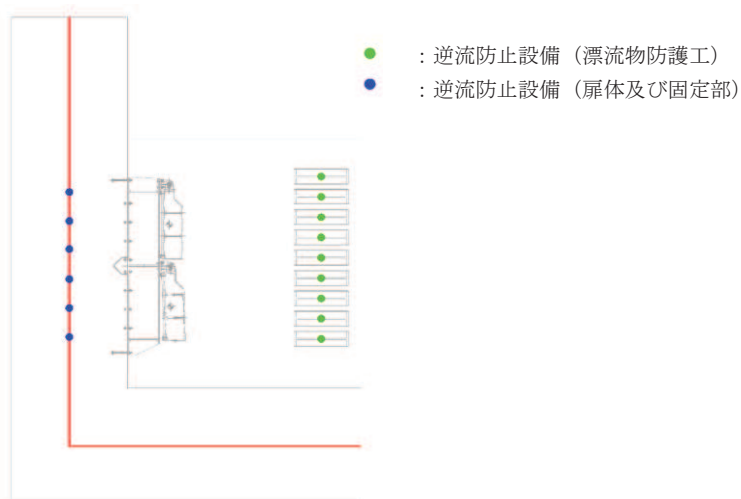
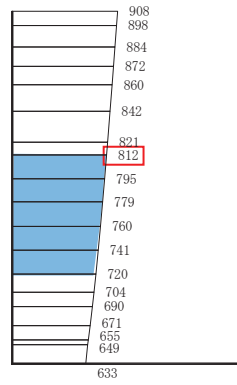
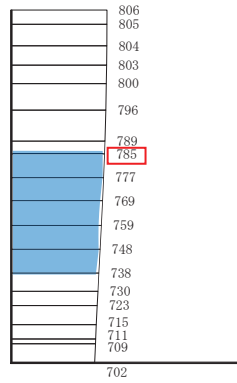


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, Sd-D2(+), 解析ケース②)



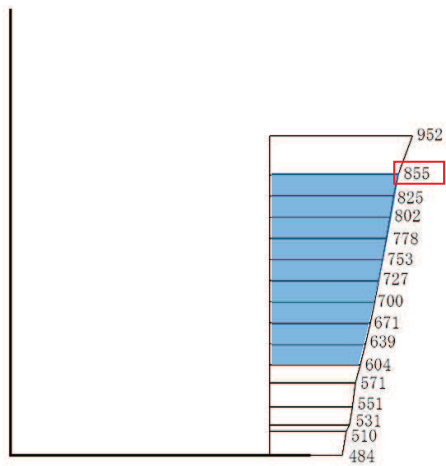
(鉛直方向, Sd-D2(-), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲

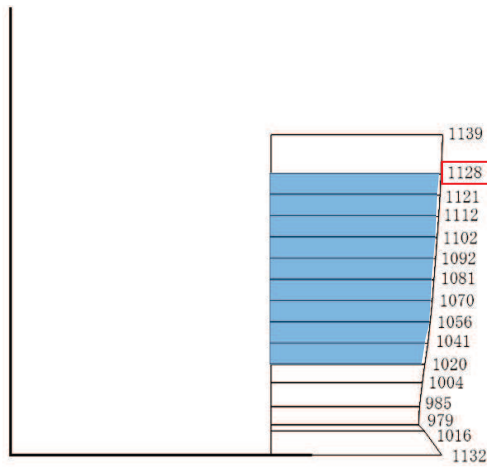
構造スケール 0 _____ 2 (m)

応答値スケール 0 _____ 1000 (cm/s²)

図 5.4-2(1) 逆流防止設備 (扉体及び固定部) の地震応答解析結果 (最大加速度分布)



(水平方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(漂流物防護工)設置範囲

構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 5.4-2(2) 逆流防止設備(漂流物防護工)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

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②	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_{Hsd}	0.9
S d - D 2 (-+)	解析ケース①		鉛直方向 K_{Vsd}	0.9

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_{Hsd}	0.9
S d - D 2 (-+)	解析ケース①		鉛直方向 K_{Vsd}	1.2

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 寄せ波時

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁、補助縦桁及び側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.5-1に示す。

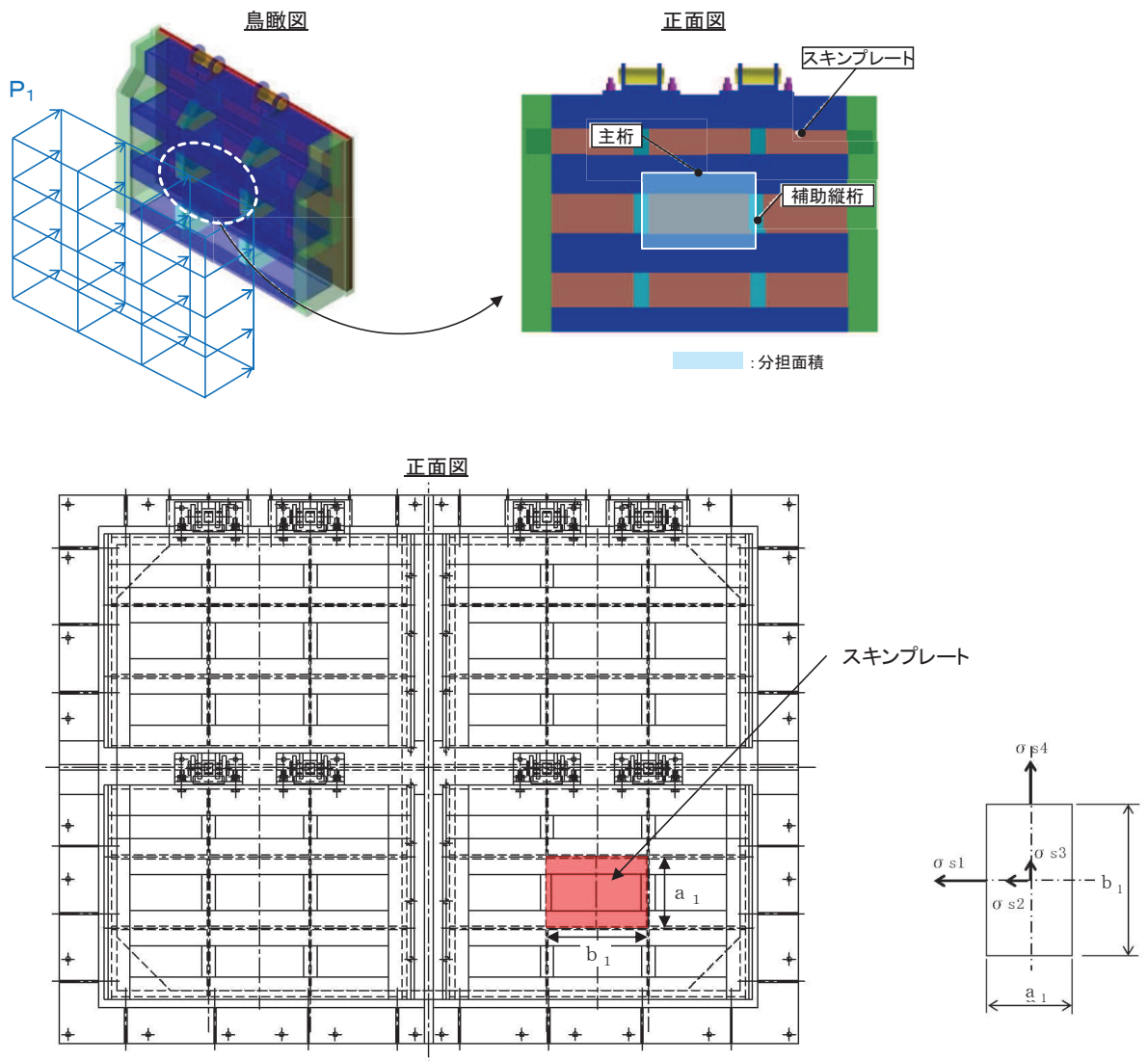


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーットの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーットの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーットの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーットに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーットの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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 に示す。

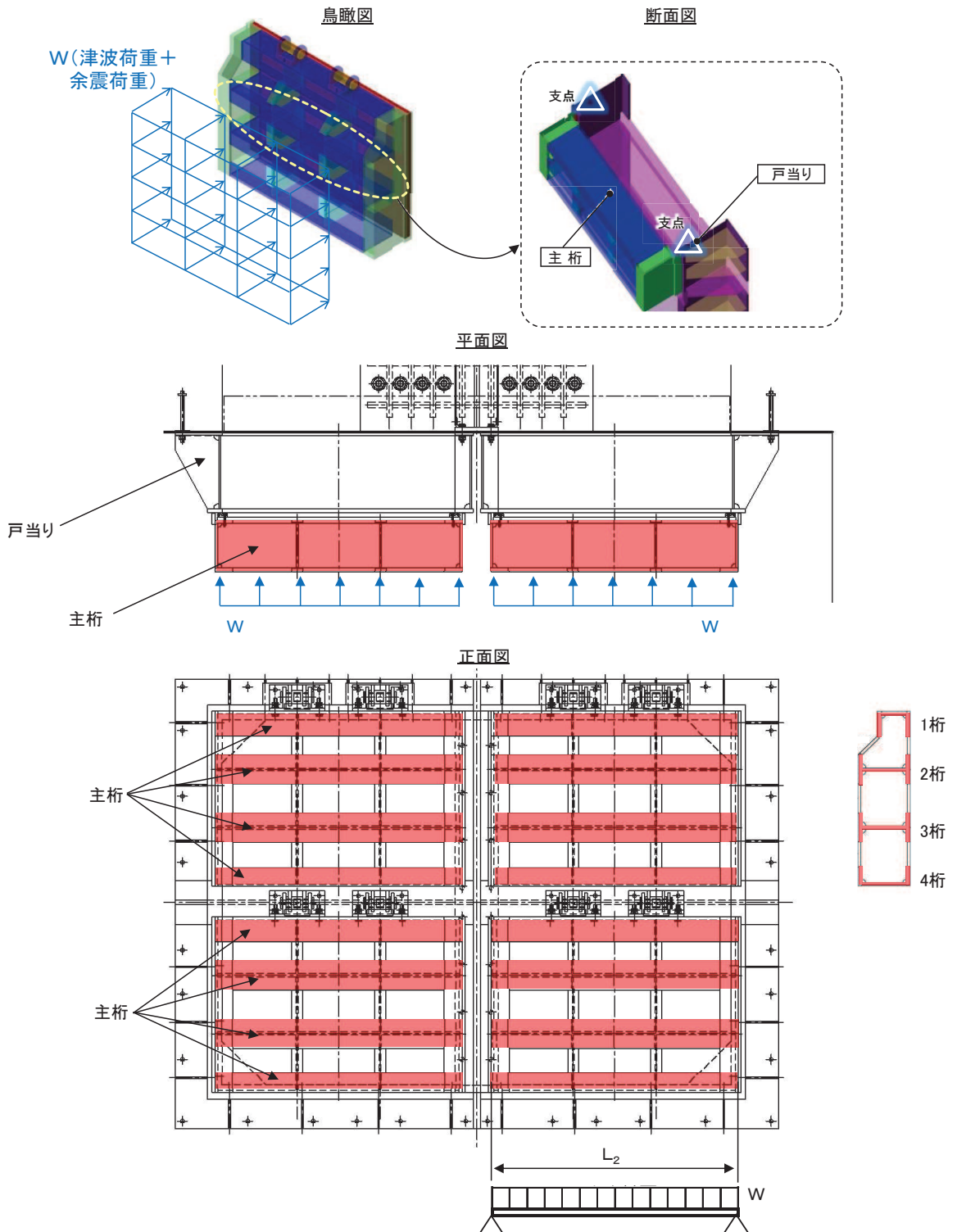


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図

また、主桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L₂ : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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，主桁によって溶接支持された両端固定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 5.5-3 に示す。

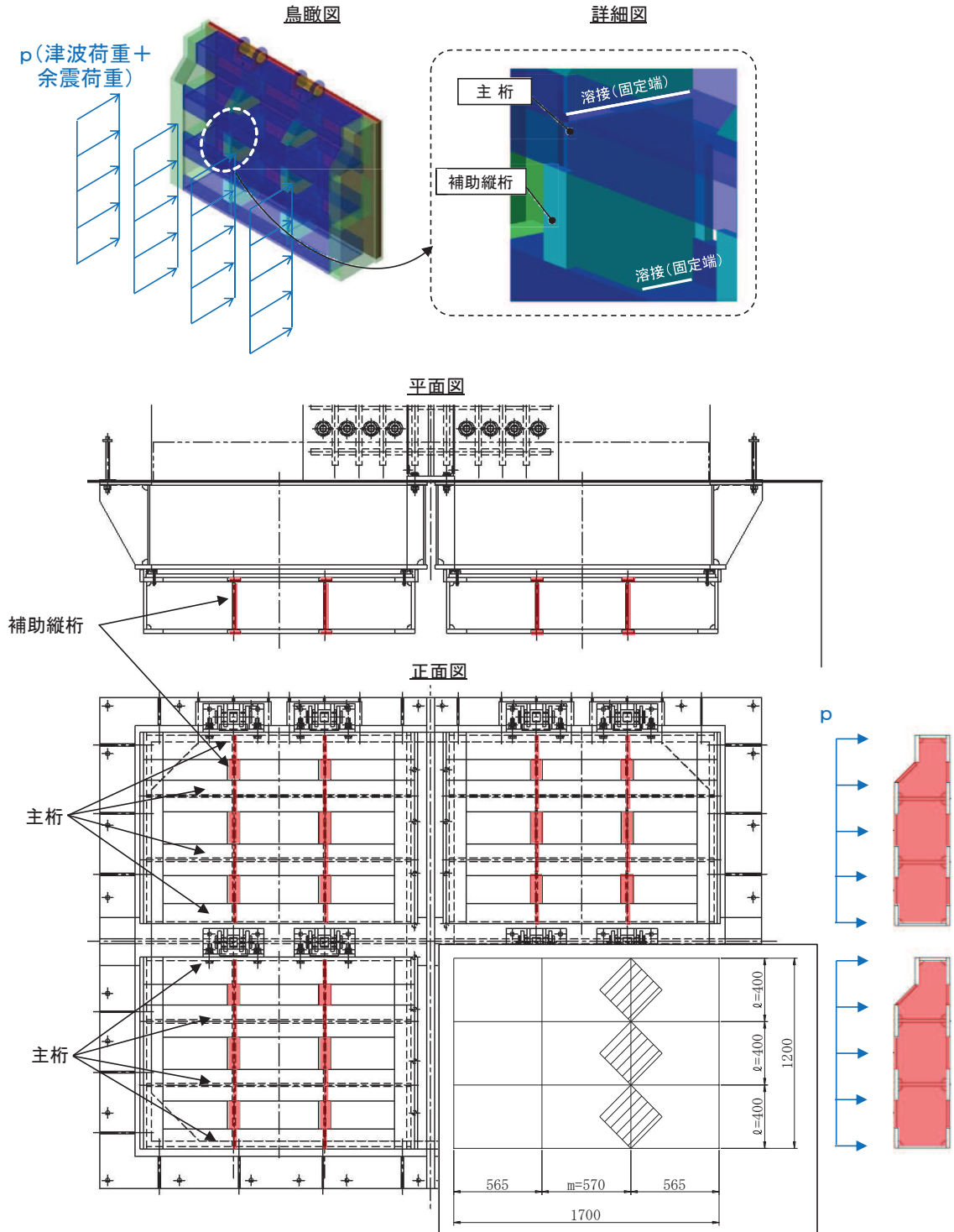


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

- p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
- ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
- Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
- A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : せん断応力度 (N/mm²)

(4) 中央支柱

中央支柱は、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、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。

なお、中央支柱は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央支柱の構造図及びモデル図を図5.5-4に示す。

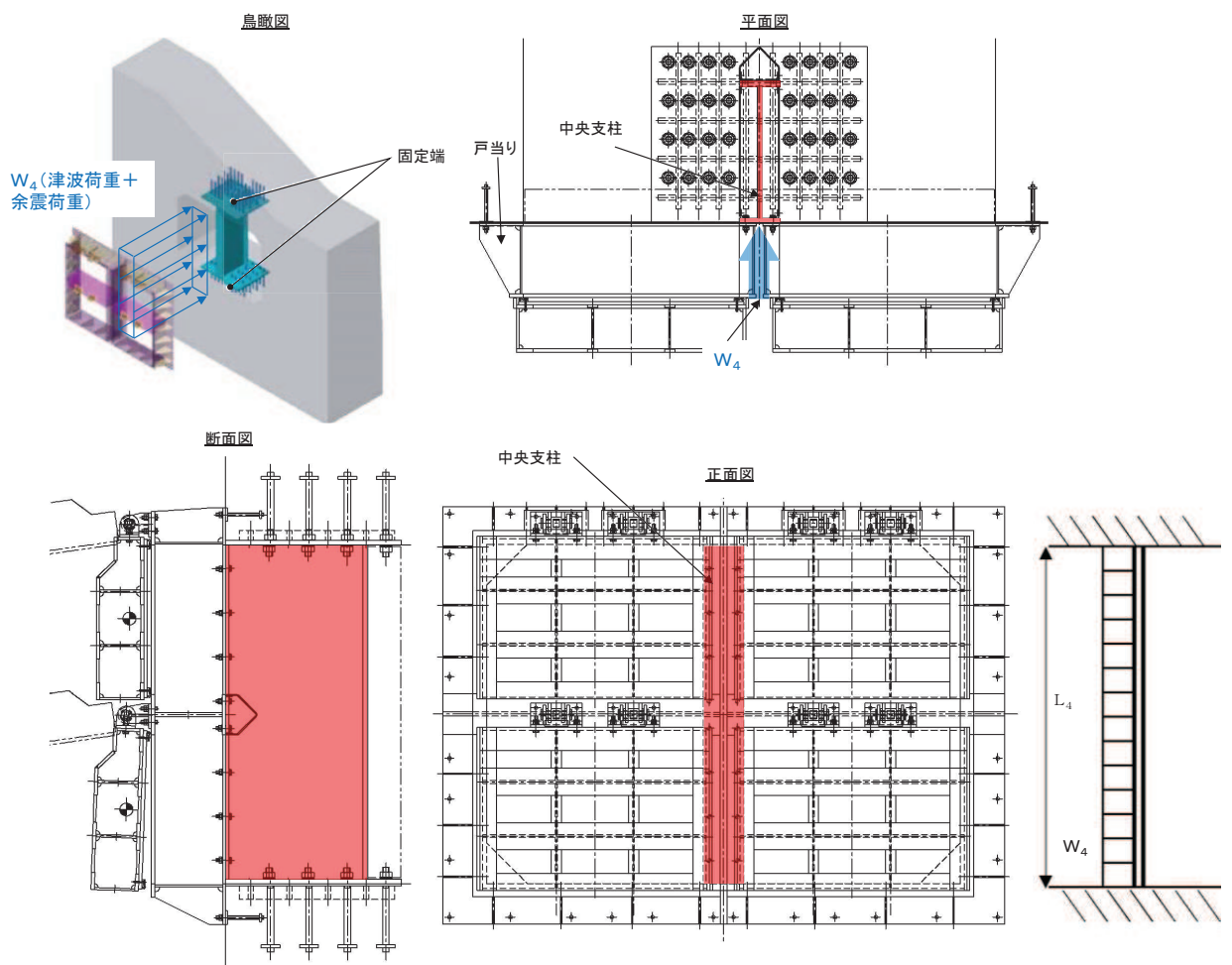


図5.5-4(1) 中央支柱の構造図及びモデル図

また、中央支柱の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4}{2}$$

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

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

ここで、

- 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 : 中央支柱の断面係数 (mm³)
- $A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : せん断応力度 (N/mm²)

【中央支柱（アンカーボルト）】

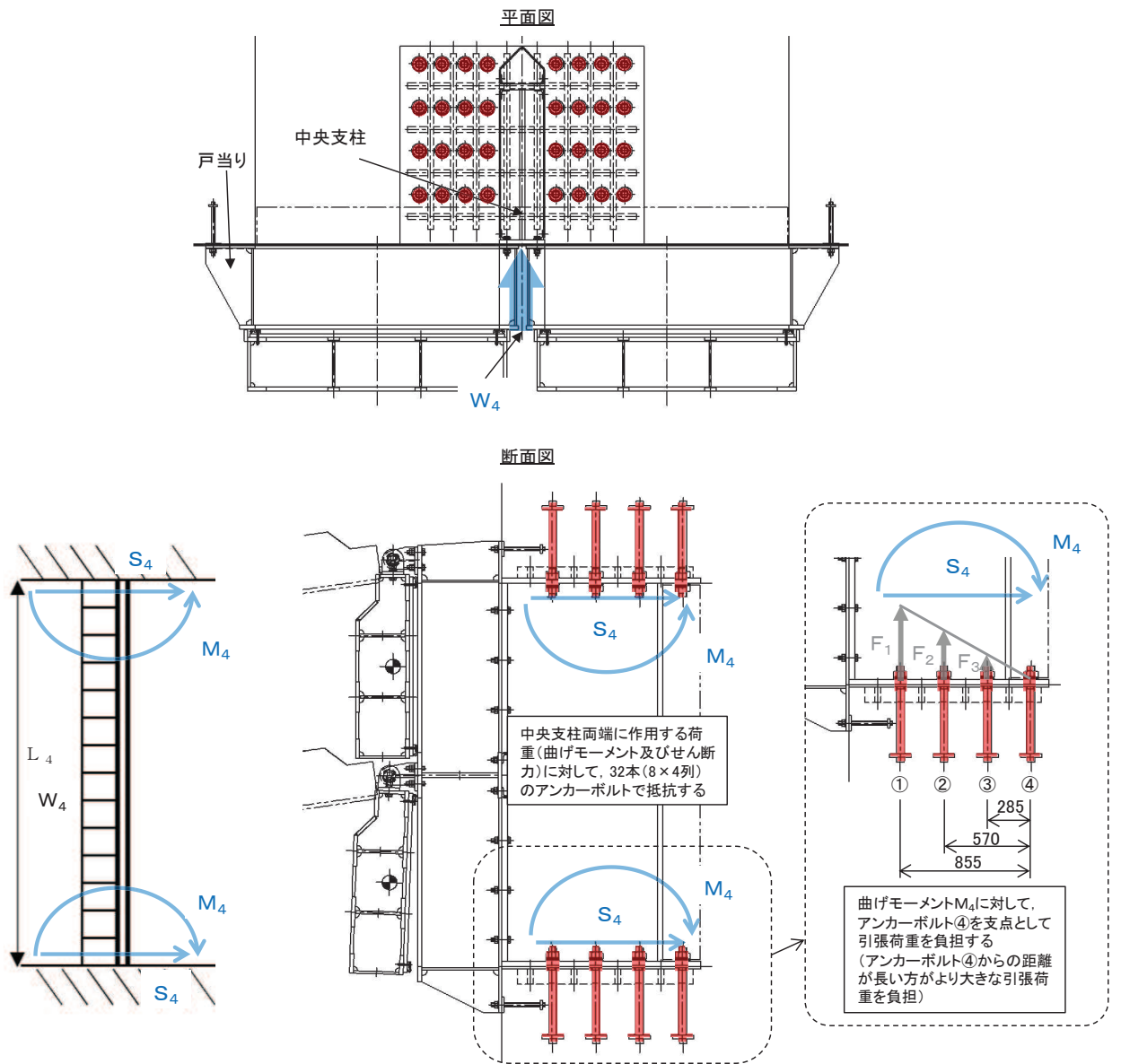


図5.5-4(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図（単位：mm）

中央支柱（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_4 = M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = (F_1 \cdot 855 + F_2 \cdot 570 + F_3 \cdot 285) \cdot 8$$

$$S_4 = S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\max}}{n_4}$$

ここで、

- M_4 : 中央支柱両端に生じる曲げモーメント (N・mm)
- 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)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- F_1 : アンカーボルト①が負担する引張荷重 (= 3 F_3) (N)
- F_2 : アンカーボルト②が負担する引張荷重 (= 2 F_3) (N)
- F_3 : アンカーボルト③が負担する引張荷重 (N)
- S_4 : 中央支柱両端に生じるせん断力 (N)
- P_4 : アンカーボルト1本に作用する最大引張力 (N)
- Q_4 : アンカーボルト1本に作用するせん断力 (N)
- n_4 : アンカーボルトの本数 (本)

(5) 中央横桁

中央横桁は、コンクリートおよび中間支柱と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布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。

なお、中央横桁は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央横桁の構造図及びモデル図を図 5.5-5 に示す。

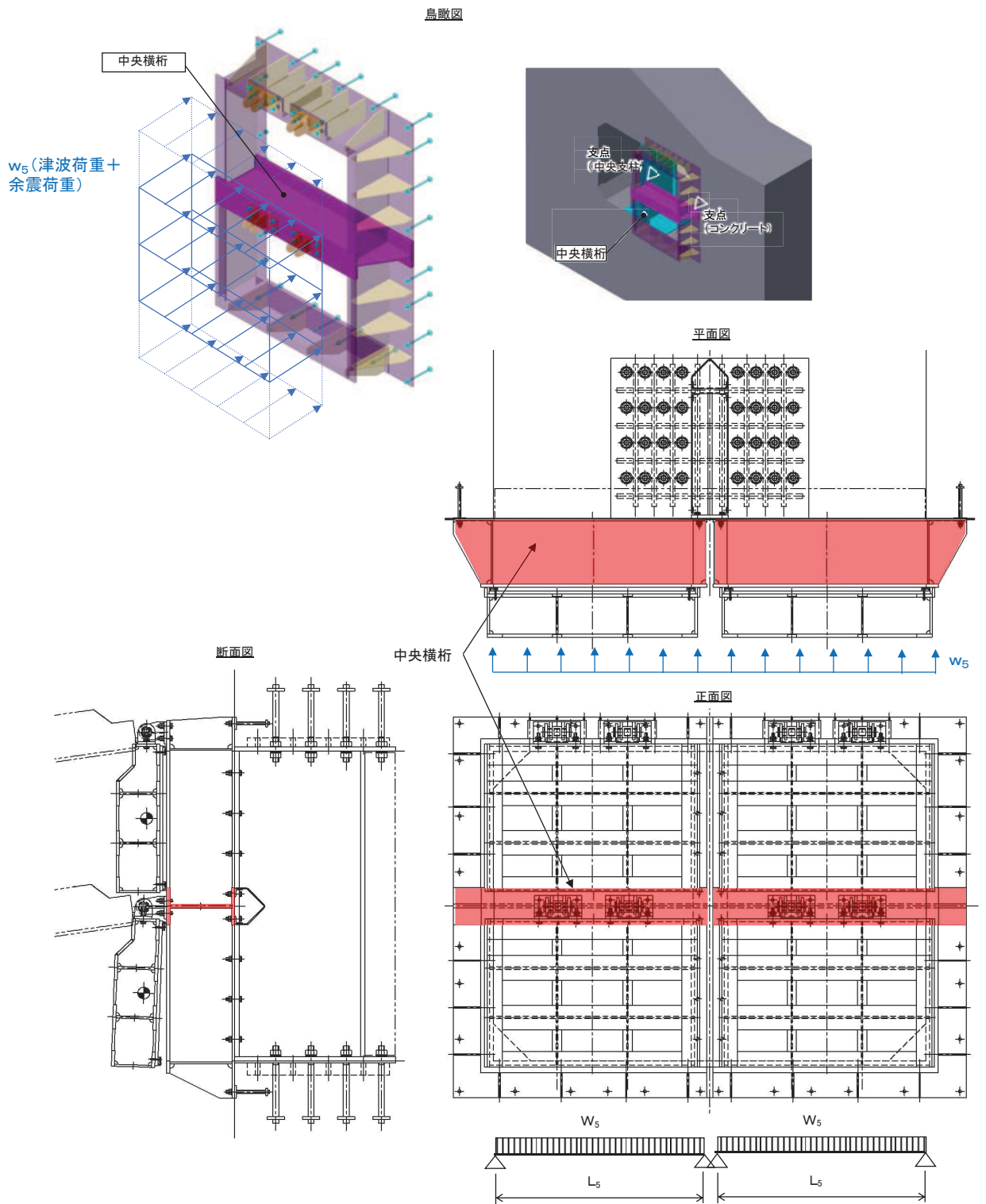


図 5.5-5 中央横桁の構造図及びモデル図

また、中央横桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

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

ここで、

- W_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm)
- L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)
- Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)
- $A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : せん断応力度 (N/mm²)

(6) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリート及び中央支柱に支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図を図5.5-6に示す。

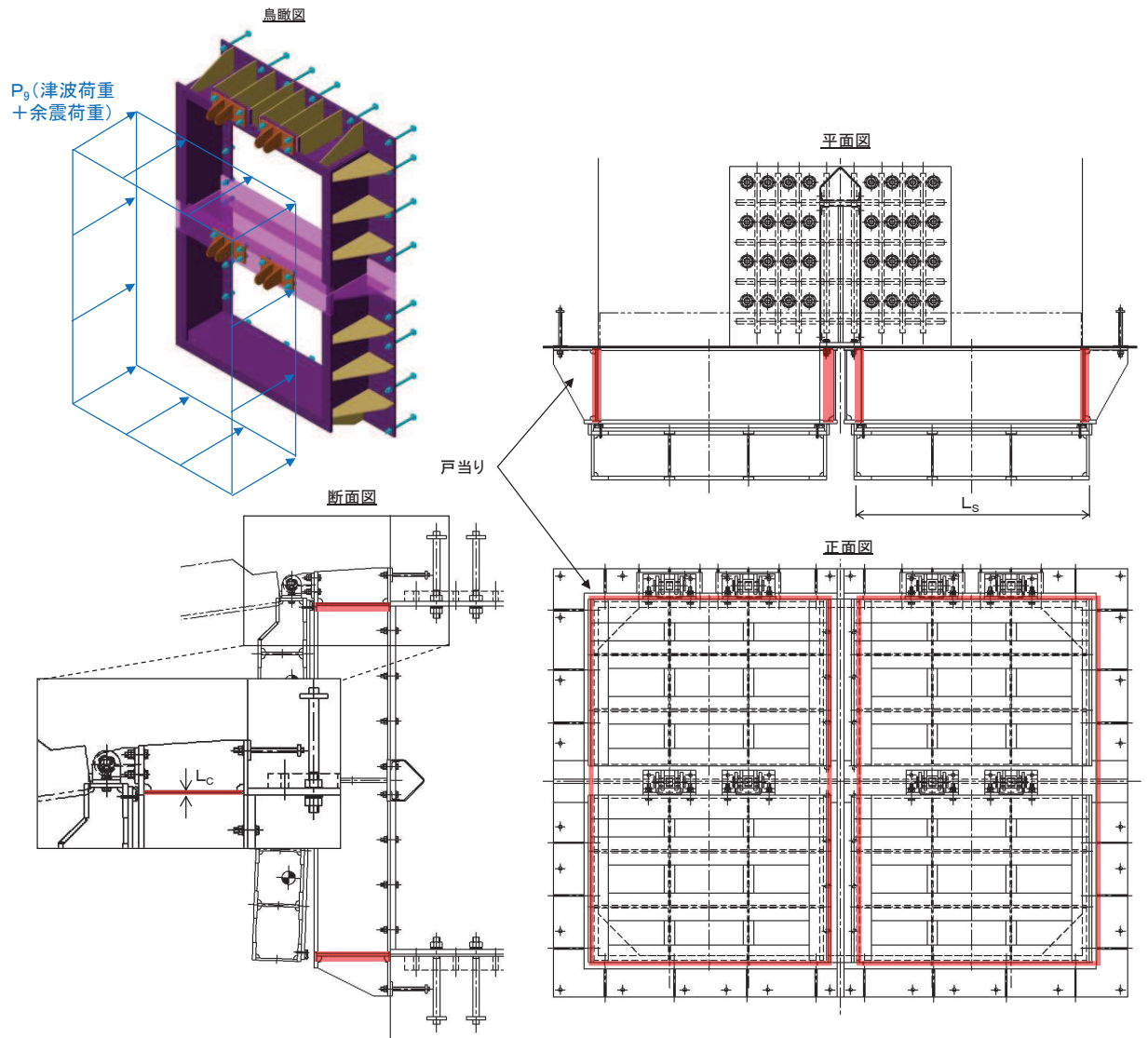


図 5.5-6 戸当りの構造図

また，戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで，

- P_g : 戸当りへ作用する荷重単位面積当たりの荷重 (N/mm²)
- L_s : 扉体幅 (mm)
- L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.5-7 に示す。

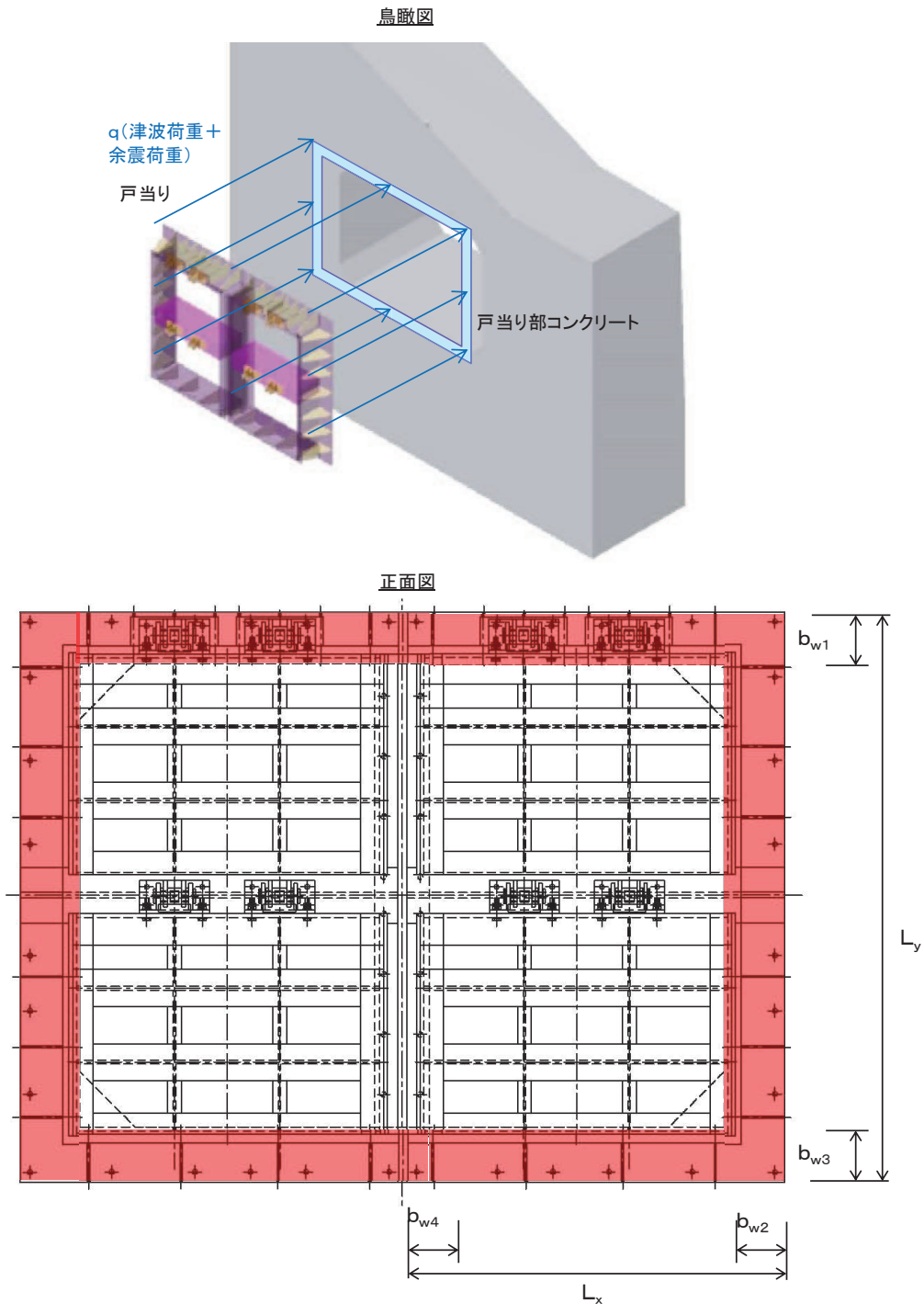


図 5.5-7 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$
$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、

- q : コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重 (N/mm²)
- 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)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(8) 防護梁

防護梁は、両端のエンドプレートとブラケットが接触することによって支持される構成である。計算方法は、等分布荷重が作用する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。

また、津波時において考慮する衝突荷重は、防護梁 1 本に対して集中荷重で考慮することとし、作用させるパターンは防護梁支間中央（曲げモーメント最大ケース）及び防護梁端部（せん断応力最大ケース）とする。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-8 に示す。

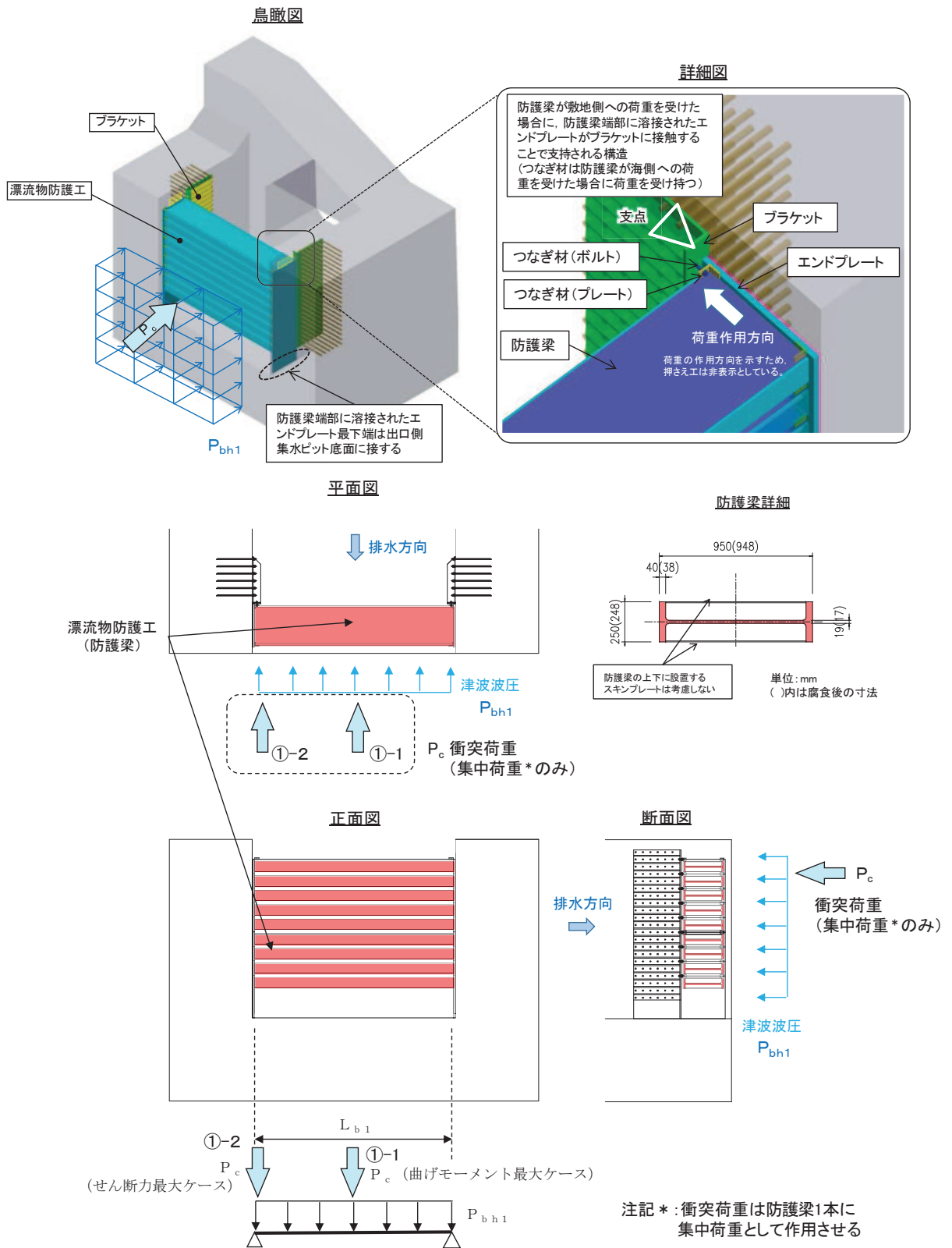


図 5.5-8 防護梁の構造及びモデル図

また、防護梁の応力算定式は以下のとおりである。

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{bh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- 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 (mm³)
- $A w_{bh1}$: 防護梁の水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(9) ブラケット

ブラケットは、側壁に埋め込まれたアンカーボルトを固定端として支持される構造である。計算方法は、防護梁と一体化したエンドプレートを通じて伝達される荷重が作用する側壁（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。

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。

ブラケットの構造図及びモデル図を図 5.5-9 に示す。

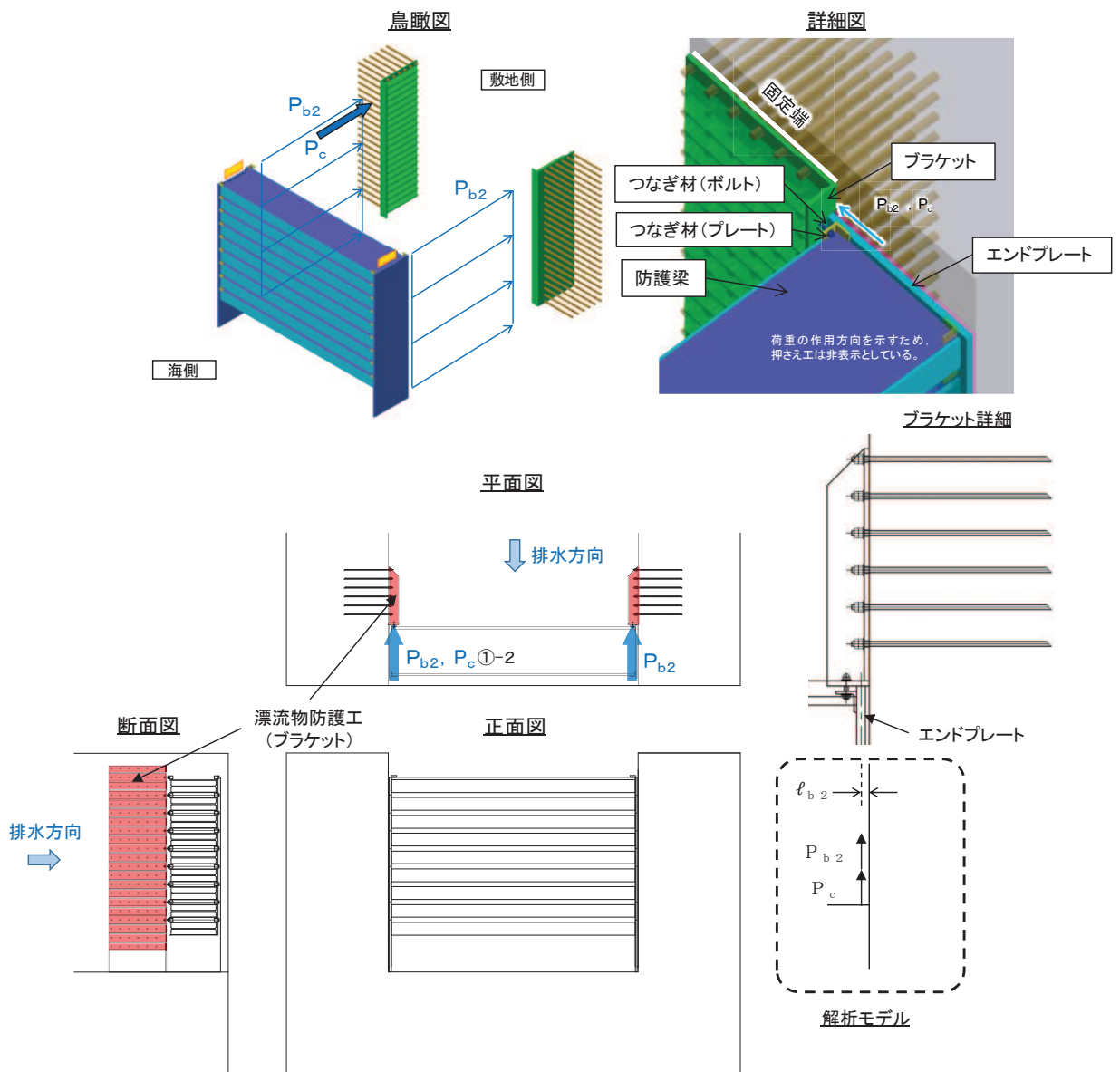


図 5.5-9 ブラケットの構造及びモデル図

また、漂流物防護工（ブラケット）の応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{b2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- 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 (mm³)
- $A w_{b2}$: ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(10) アンカーボルト

アンカーボルトは、側壁のコンクリートに埋め込むことによって、ブラケットを支持する構造である。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。

計算方法は、防護梁1本に作用する荷重に対して、図 5.5-10 に示す様に、津波波圧、津波動水圧及び余震慣性力に対してはエンドプレート幅 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 5.5-10 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° 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。

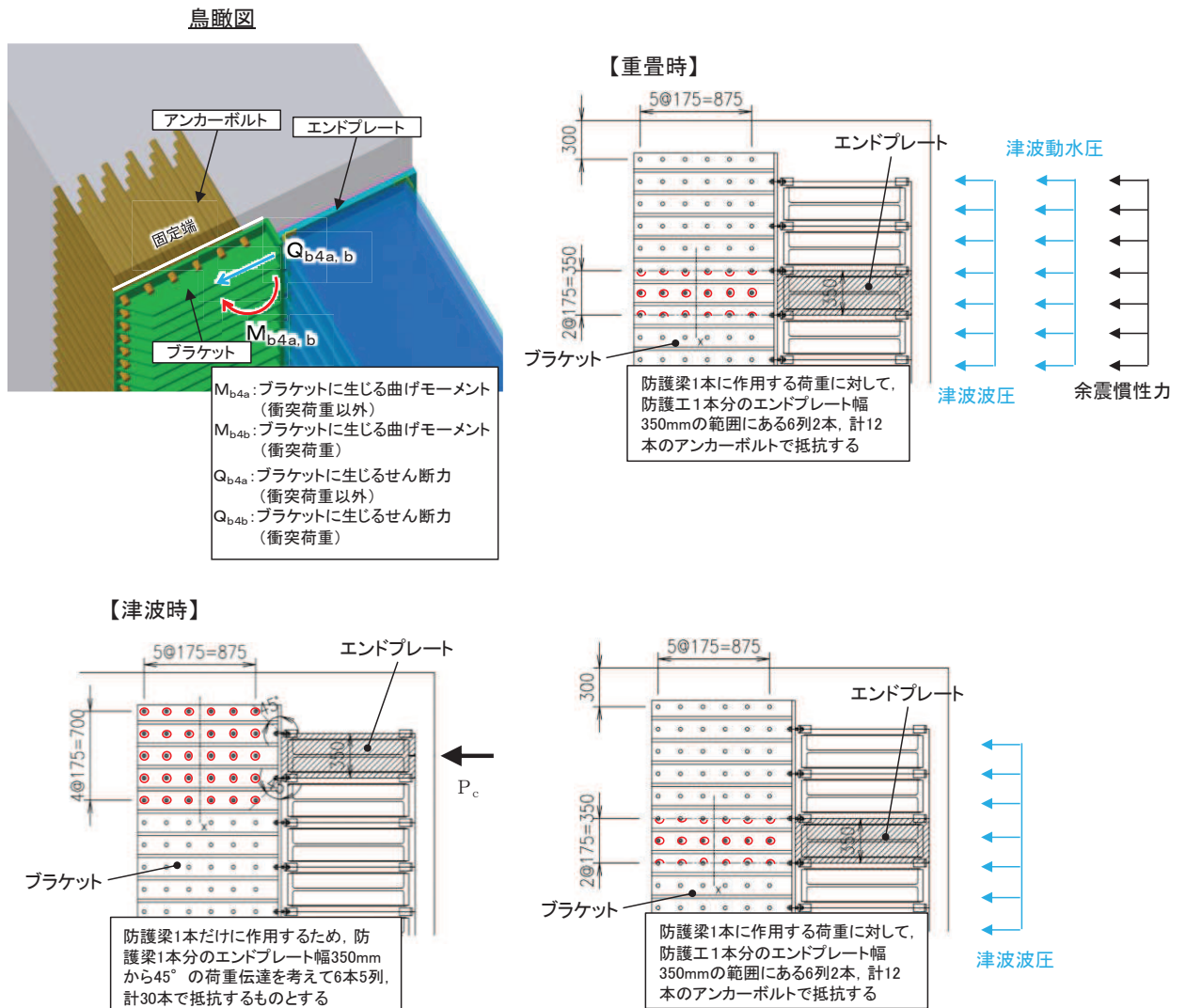


図 5.5-10 アンカーボルトの構造図

また、漂流物防護工（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- 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)

(11) 押さえ工

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの浮力に対して支持する構造である。計算方法は、図 5.5-11 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\max} = F \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\max} = F$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- F : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の浮力 (N)
- ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)
- Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)
- A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N・mm）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（N/mm²）

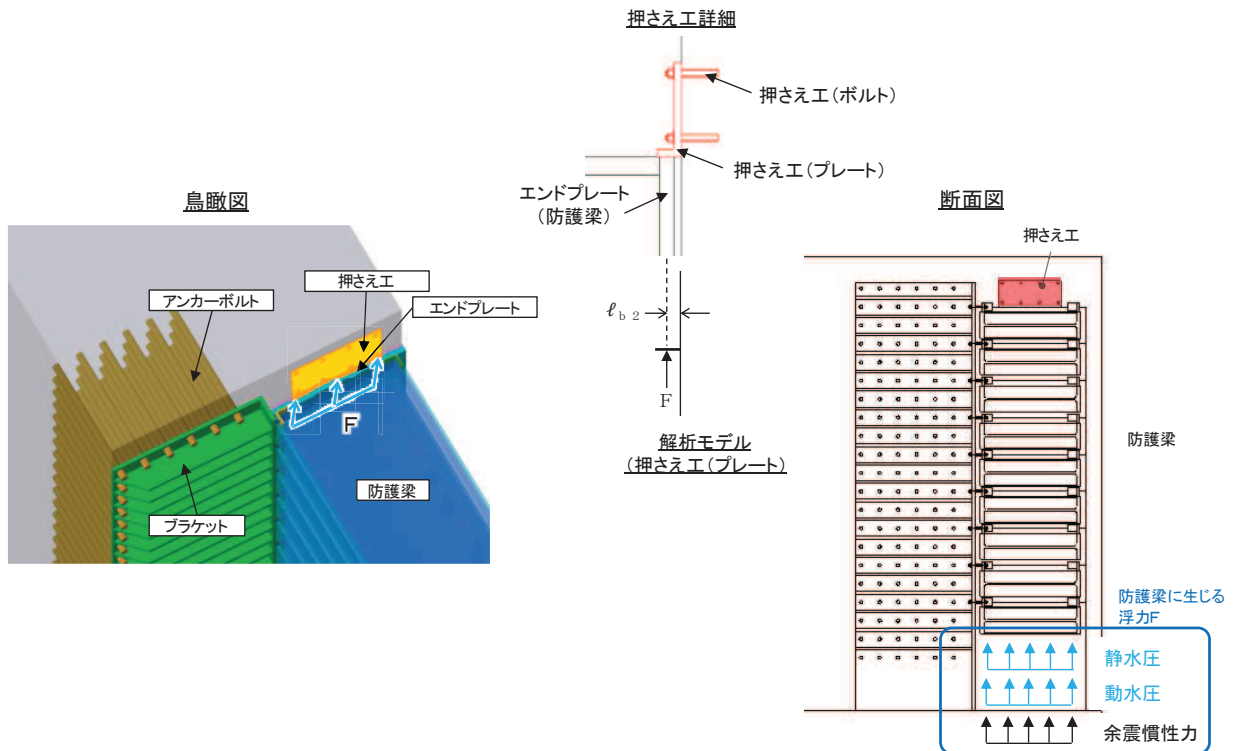


図 5.5-11 押さえ工の構造図及びモデル図

(12) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度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を図 5.5-12 に示す。

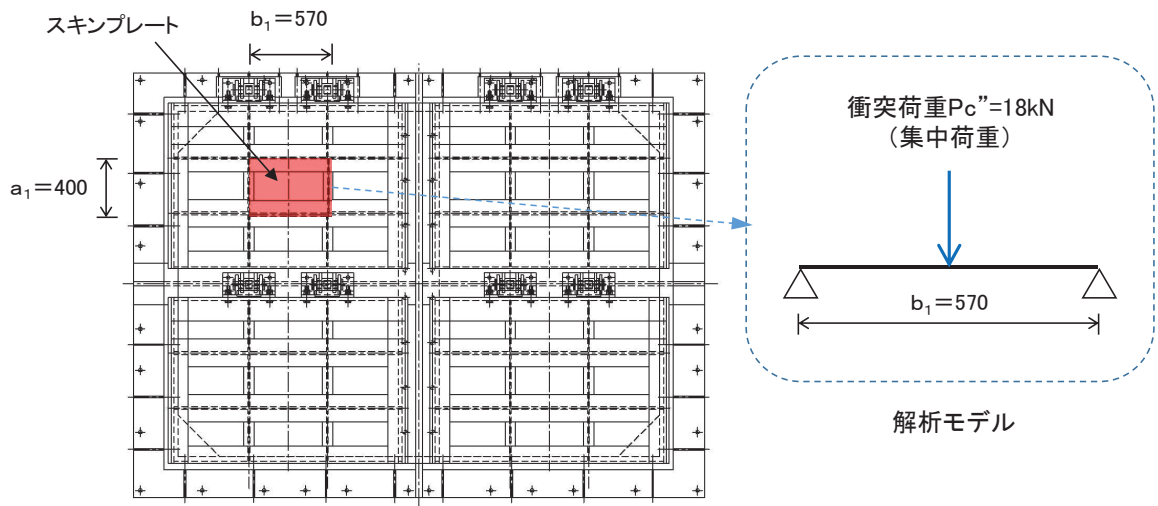


図 5.5-12 スキンプレートのモデル図（単位：mm）

また、スキンプレートの寸法の小さい漂流物荷重に対する応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_c'' \cdot t_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_1}$$

ここで、

- P_c'' : 寸法の小さい漂流物衝突荷重 (kN)
- t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)
- Z_1 : スキンプレートの断面係数 (mm^3)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)

5.5.2 引き波時

引き波時の水位の下降に伴い防護梁の上部に瞬間的ではあるが漂流物の自重が作用する可能性を考慮し、図 5.5-13 に示すとおり、第一波で敷地に到達する漂流物の中から、最大の重量である FRP 製船舶（総トン数 5t（排水トン数 15t））の自重を考慮した場合の影響を確認する（影響検討内容①）。

ただし、漂流物の自重が防護梁に作用するのは瞬間的であること、及び余震が作用した場合には防護梁上にとどまり続けることは考えられないことから、余震との重畳は考慮しない。

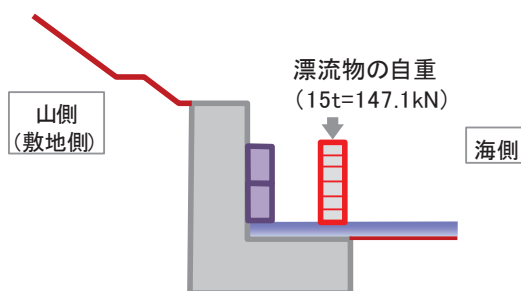


図 5.5-13 影響検討内容①のイメージ図

また、第一波来襲後の引き波時に、防護梁の山側（出口側集水ピット内）には寸法の小さな漂流物（がれき類）が取り込まれる可能性があるが、防護梁の山側と海側ではほとんど水位差がないため、漂流物が防護梁に影響を及ぼすことはない。

ただし、防護梁の山側に取り込まれたがれき類が防護梁同士の隙間に挟まる可能性を考慮し、図 5.5-14 に示すとおり、防護梁の隙間がすべてがれき類で目詰まりすることを想定して最上段の防護梁から最下段の防護梁までの高さの静水圧を山側（敷地側）から作用させた場合の影響について確認する（影響検討内容②）。

加えて、静水圧を作用させた状態に余震重畳を考慮した場合についても検討する。

さらに寸法の小さな漂流物による荷重が防護梁の山側（出口側集水ピット内側）から作用した場合の影響も確認することとし、引き波による流体力とともに考慮して検討する。

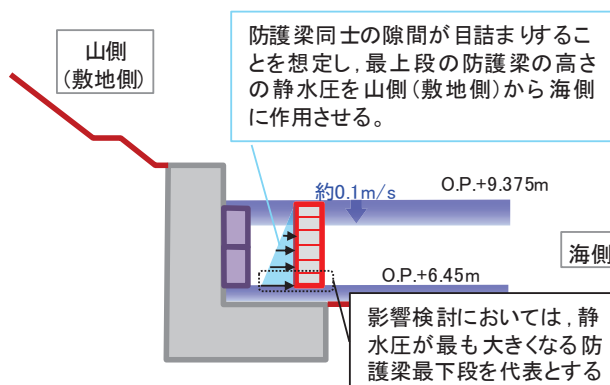


図 5.5-14 影響検討内容②のイメージ図

(1) 防護梁 (H 鋼)

a. 引き波時

防護梁 (H 鋼) の引き波時の検討概要図を図 5.5-14 に示す。防護梁 (H 鋼) はつなぎ材 (ボルト) を介してブラケットに支持される又は出口側集水ピット支持される単純梁としてモデル化する。また、影響検討内容①と影響検討内容②を同時に考慮した二軸応力状態の照査についても行う。

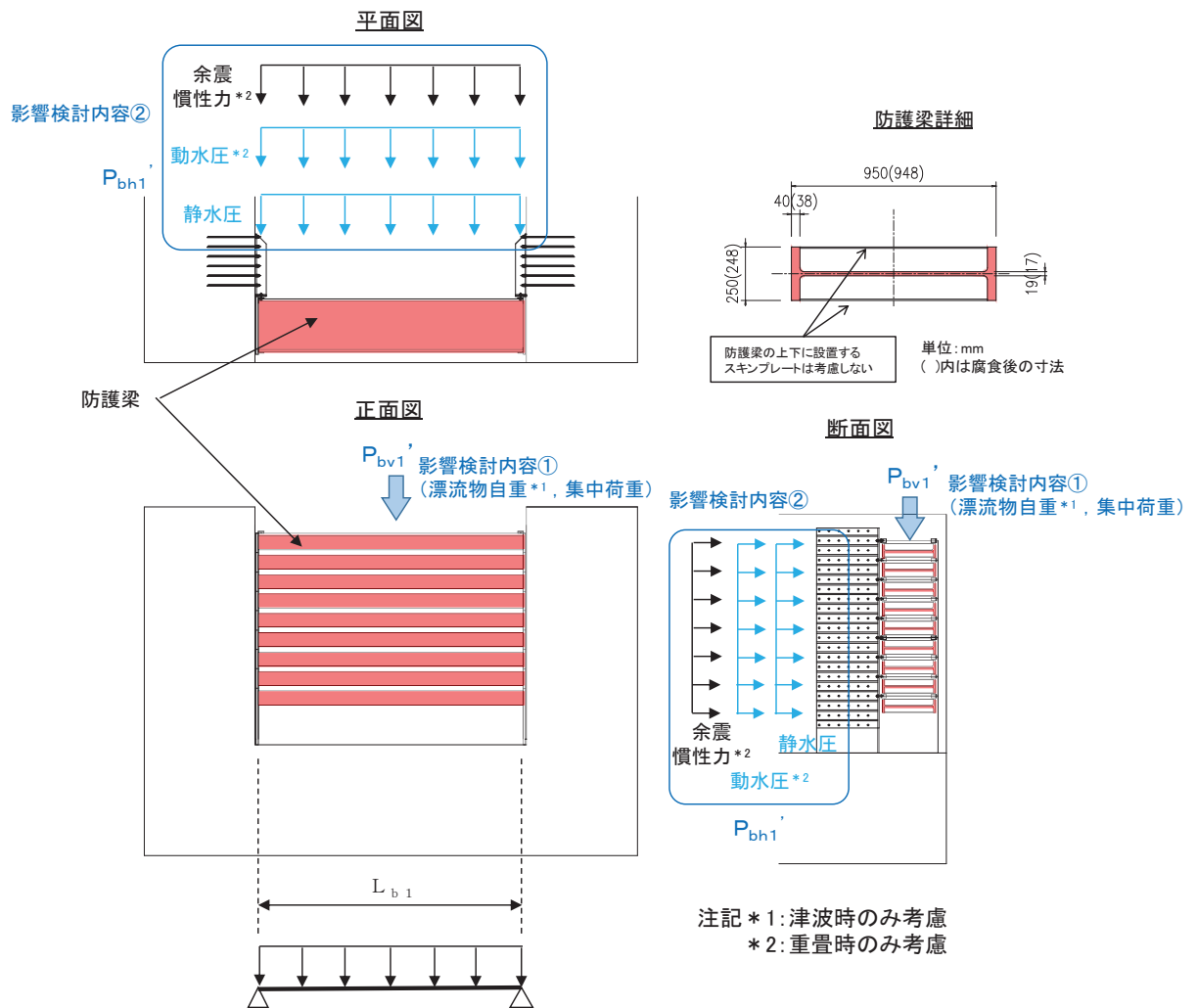


図 5.5-14 防護梁 (H 鋼) の引き波時の検討概要図

また、防護梁（H鋼）の応力算定式は以下のとおり。

【影響検討内容①】

$$M_{\max} = \frac{P_w \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = P_w + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{\max}}{A_{w_{bv1}}}$$

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{bv1}' : 引き波により防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)
- P_w : 防護梁の自重
- 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 (mm³)
- $A_{w_{bv1}}$: 防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

【影響検討内容②】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_x = \frac{S_{\max}}{A w_{bh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【二軸応力状態の照査】

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここで、

- P_{bh1}' : 引き波により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 (mm³)
- $A w_{bh1}$: 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ_x, σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_x, τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

防護梁（H鋼）の寸法の小さい漂流物衝突の検討概要図を図 5.5-15 に示す。防護梁（H鋼）はつなぎ材（ボルト）を介してブラケットに支持される又は出口側集水ピット支持される単純梁としてモデル化する。

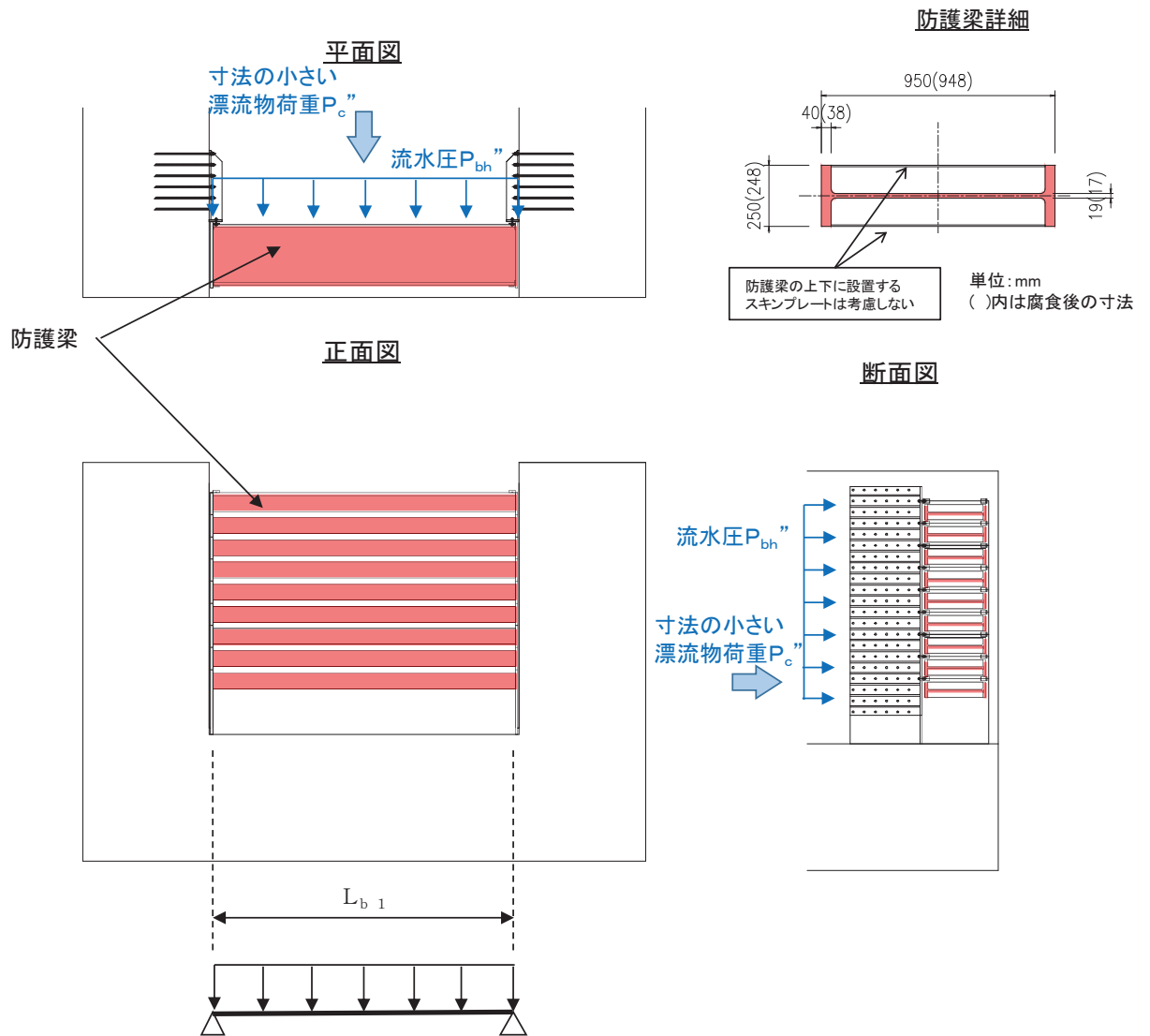


図 5.5-15 防護梁（H鋼）の寸法の小さい漂流物衝突の検討概要図

また、防護梁（H鋼）の応力算定式は以下のとおり。

$$M_{\max} = \frac{P_c'' \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bh}'' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = P_c'' + \frac{P_{bh}'' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{\max}}{A_{w_{bh1}}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{bh}'' : 防護梁に作用する流水圧 (kN/m)
- P_c'' : 寸法の小さい漂流物衝突荷重 (kN)
- 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 (mm³)
- $A_{w_{bh1}}$: 防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(2) 防護梁（つなぎ材（プレート））

a. 引き波時

防護梁（つなぎ材（プレート））の引き波時の検討概要図を図 5.5-16 に示す。つなぎ材（プレート）は、エンドプレートを固定端とした片持ち梁でモデル化する。

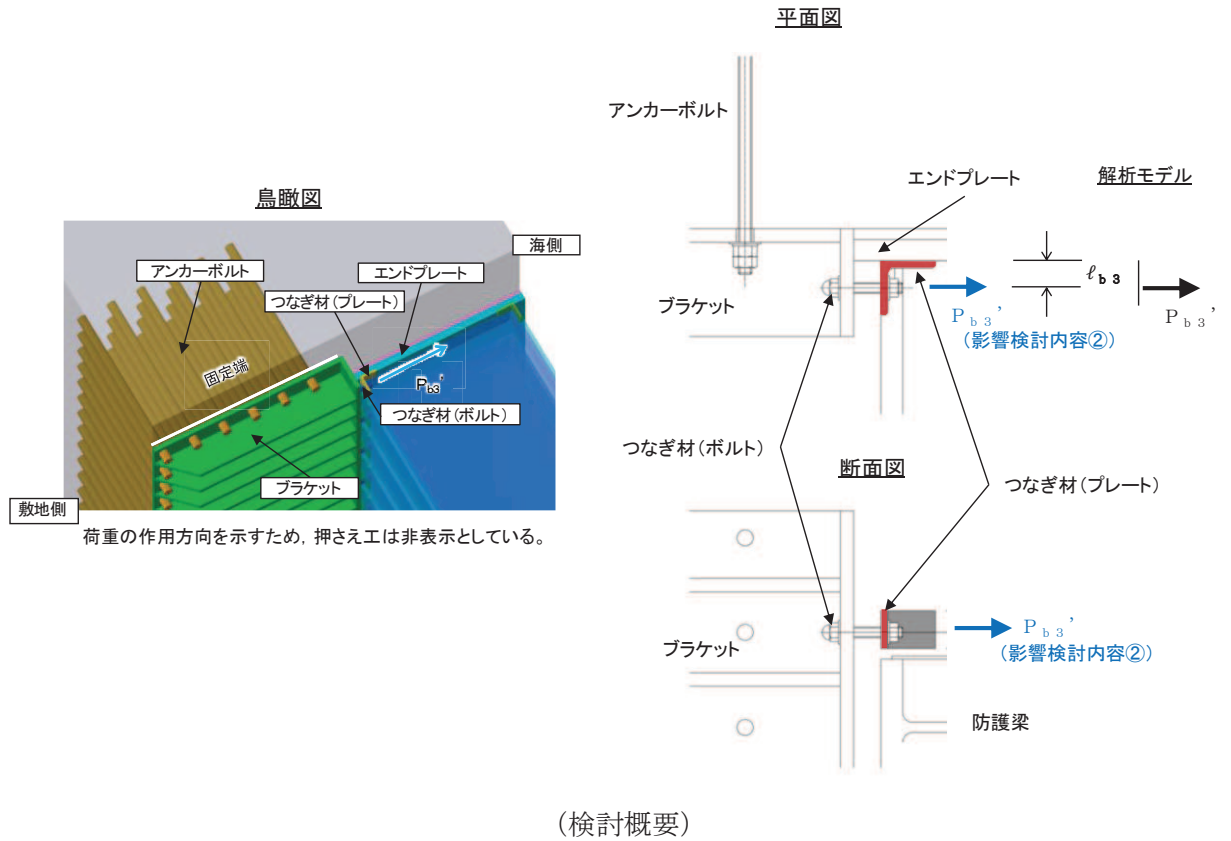


図 5.5-16 防護梁（つなぎ材（プレート））の引き波時検討概要図

また、防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定式は以下のとおり。
【影響検討内容②】

$$M_{\text{max}} = P_{b3}' \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{\text{max}} = P_{b3}'$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

P_{b3}' : 引き波により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)

ℓ_{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 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

防護梁（つなぎ材（プレート））の寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.5-17 に示す。つなぎ材（プレート）は、エンドプレートを固定端とした片持ち梁でモデル化する。

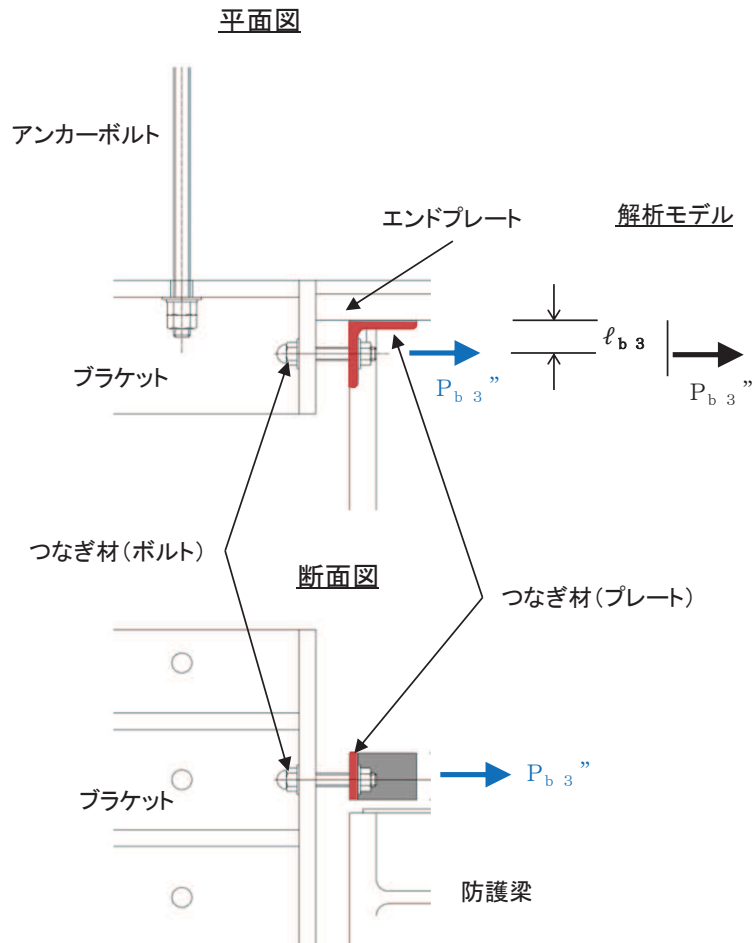


図 5.5-17 防護梁（つなぎ材（プレート））の寸法の小さい漂流物検討概要図

また、防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定式は以下のとおり。

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{\max} = P_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

P_{b3} : 寸法の小さい漂流物により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)

ℓ_{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 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

(3) 防護梁（エンドプレート）

a. 引き波時

防護梁（エンドプレート）の引き波時の検討概要を図 5.5-18 に示す。エンドプレート下端に発生する支圧応力に対する照査を行うこととし，エンドプレートの支圧に対して最も厳しくなるように，エンドプレート直上に漂流物自重が作用する場合を想定する。

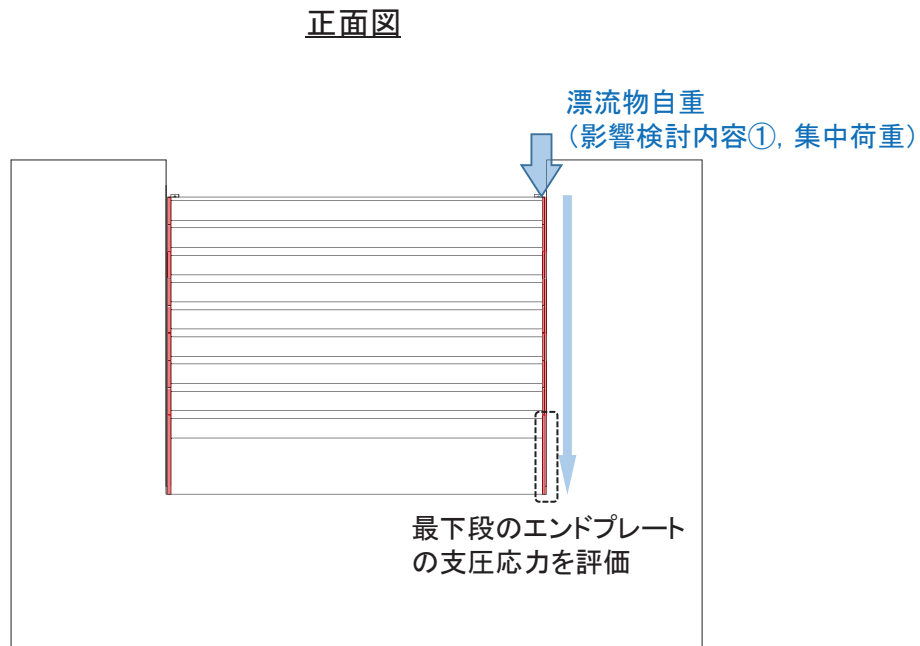


図 5.5-18 エンドプレートの引き波時の検討概要図

また，防護梁（エンドプレート）の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma_c = \frac{P_{10}'}{A_{10}}$$

ここで，

σ_c : エンドプレート下端に作用する支圧応力度 (N/mm²)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

P_{10}' : エンドプレート下端の鉛直荷重 (N)

A_{10} : エンドプレート下端の断面積 (mm²)

(4) ブラケット

a. 引き波時

ブラケットの引き波時の検討概要図を図 5.5-19 に示す。ブラケットは、出口側集水ピット側壁を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

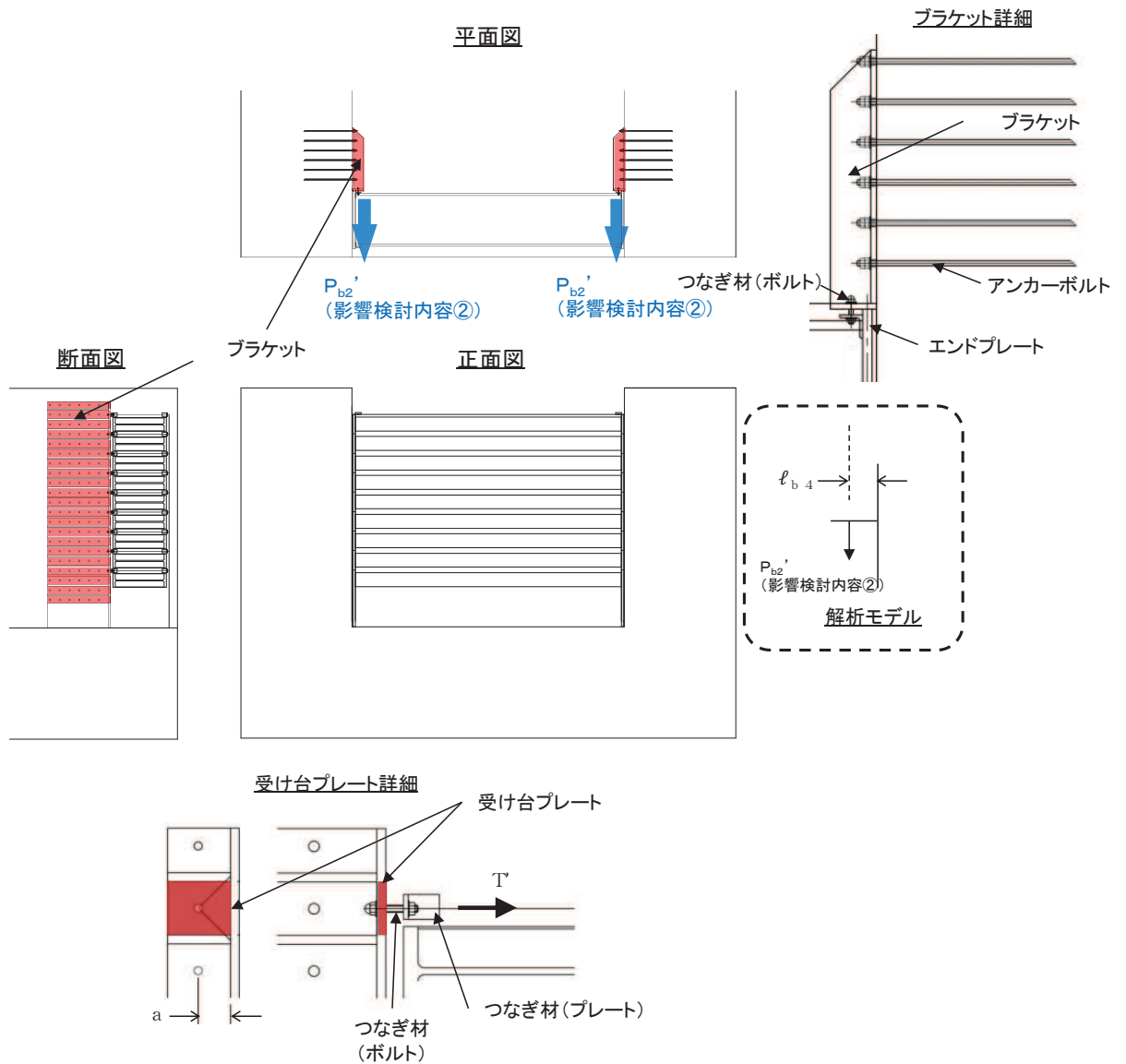


図 5.5-19 ブラケットの引き波時の検討概要図

また、漂流物防護工（ブラケット）の応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = P_{b2}' \cdot \ell_{b4}$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{b2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b2}' : 引き波により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)
- ℓ_{b4} : 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 (mm³)
- $A w_{b2}$: ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\text{max}} = T' \cdot a$$

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

ここで、

- T' : 引き波により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 (mm³)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

ブラケットの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.5-20 に示す。ブラケットは、出口側集水ピット側壁を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

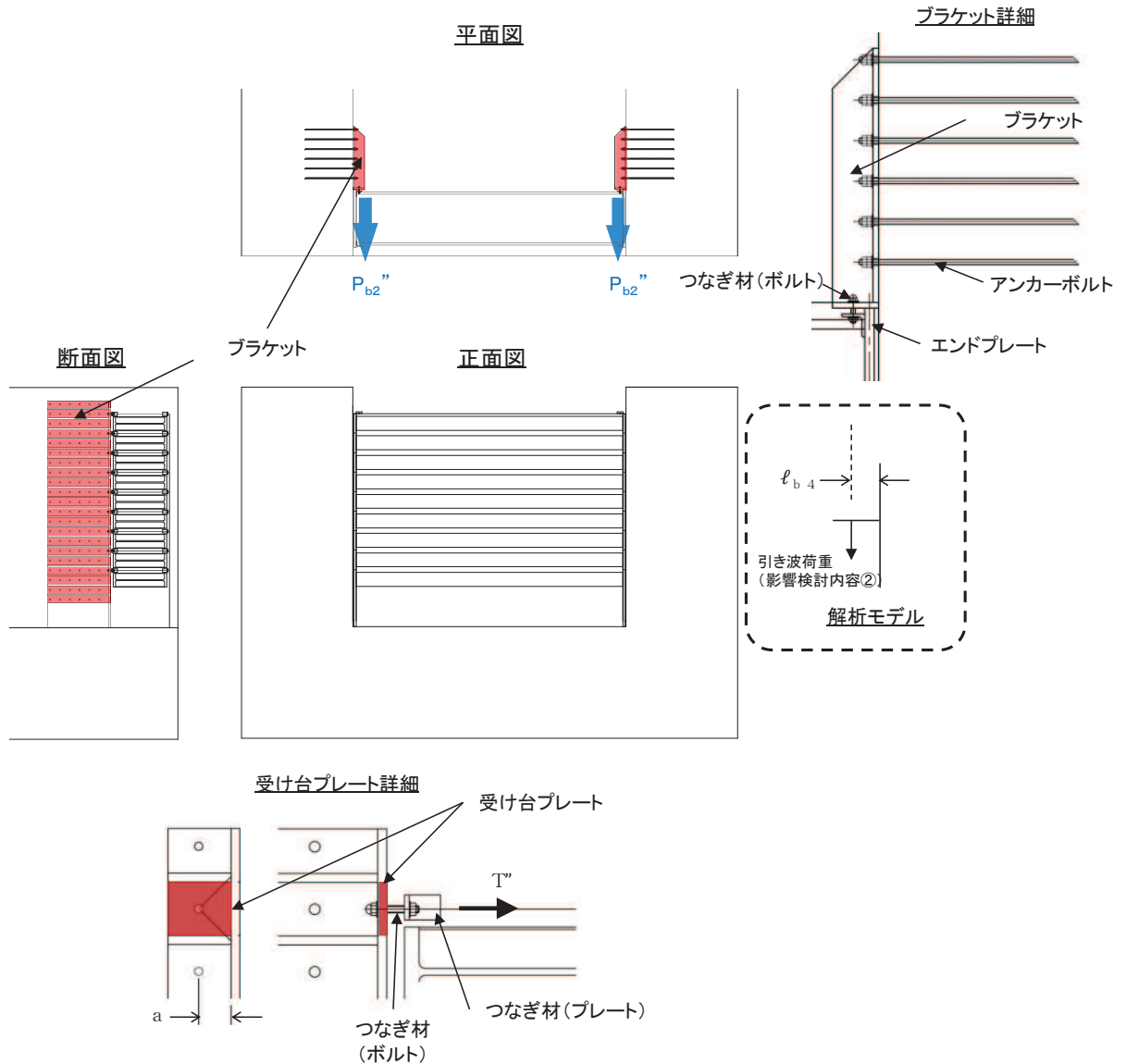


図 5.5-20 ブラケットの寸法の小さい漂流物の検討概要図

また、ブラケットの応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\max} = P_{b2} \cdot \ell_{b4}$$

$$S_{\max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b2}} \quad (\text{合成応力度})$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- P_{b2} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに作用する水平力 (N)
- ℓ_{b4} : 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 (mm³)
- $A w_{b2}$: ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(5) つなぎ材 (ボルト)

a. 引き波時

つなぎ材 (ボルト) の引き波時の検討概要図を図 5.5-21 示す。つなぎ材 (ボルト) は引き波荷重に対して引張応力度の照査を行う。

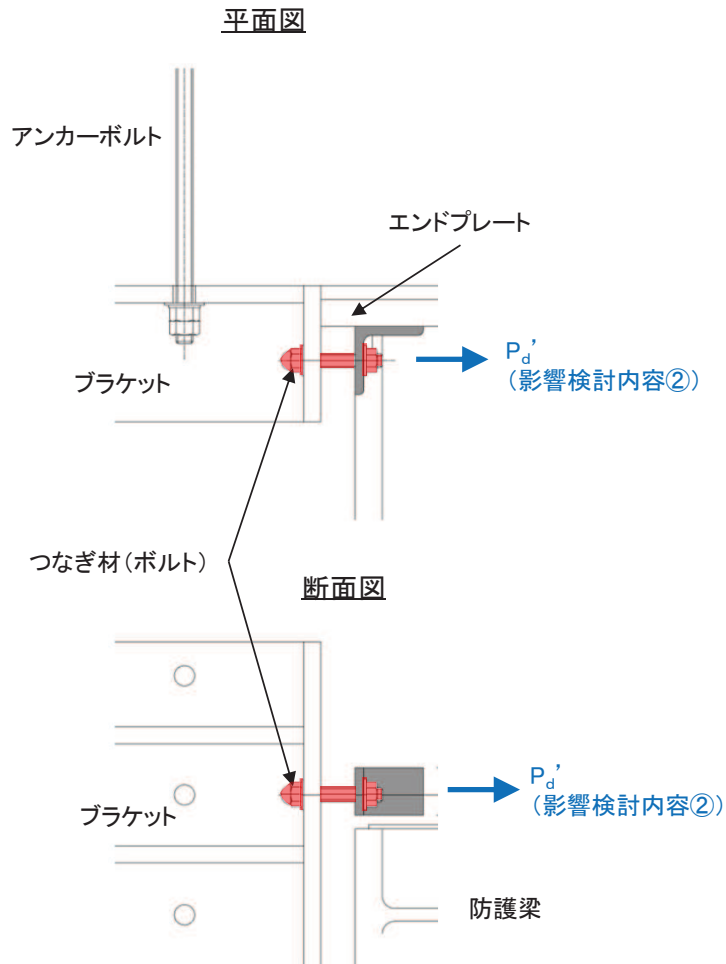


図 5.5-21 つなぎ材 (ボルト) の引き波時の検討概要図

また、つなぎ材 (ボルト) の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma = \frac{P_d'}{A_d}$$

ここで、

P_d' : 引き波により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 (mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

つなぎ材（ボルト）の寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.5-22 に示す。つなぎ材（ボルト）は引張応力度の照査を行う。

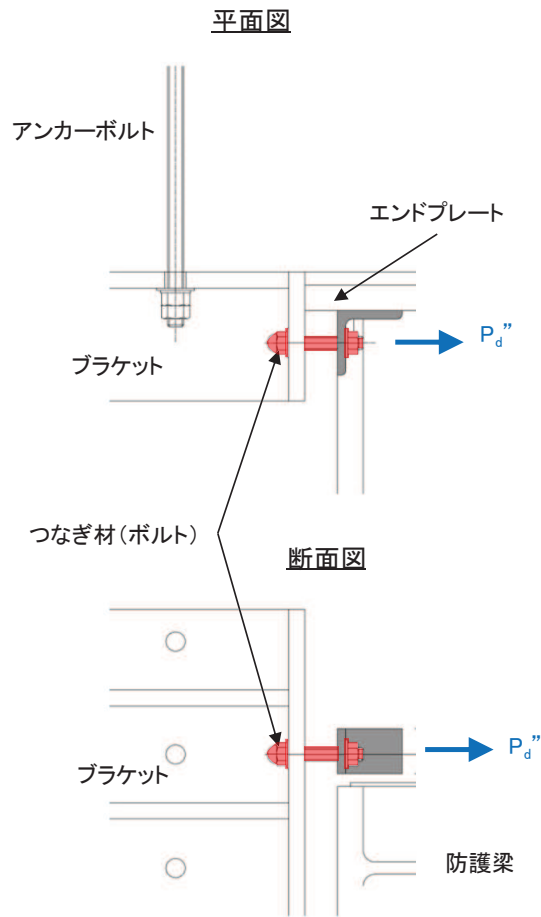


図 5.5-22 つなぎ材（ボルト）の寸法の小さい漂流物の検討概要図

また、つなぎ材（ボルト）の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma = \frac{P_d''}{A_d}$$

ここで、

P_d'' : 寸法の小さい漂流物により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 (mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

(6) アンカーボルト

a. 引き波時

アンカーボルトの引き波時の検討概要図を図 5.5-23 に示す。アンカーボルトは引き波荷重に対して引張及びせん断の照査を行う。

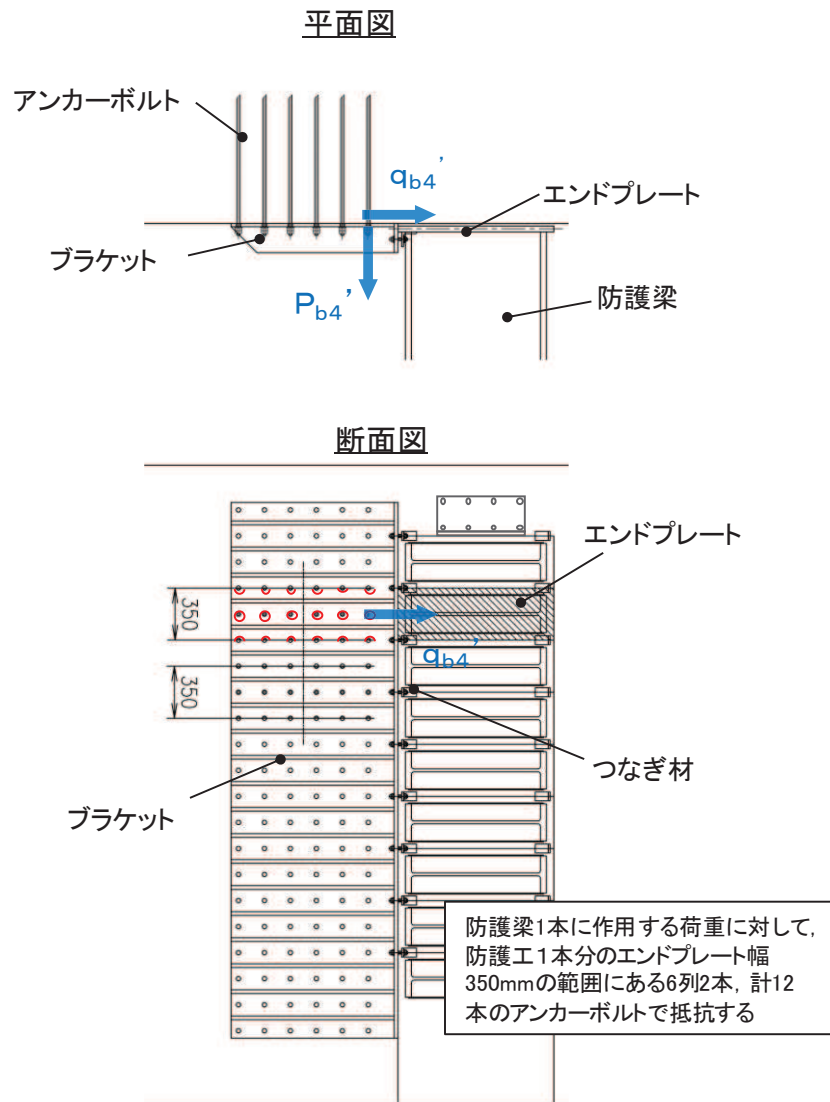


図 5.5-23 アンカーボルトの引き波時の検討概要図

また、アンカーボルトの応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4}' = \frac{(M_{b4}' / 2)}{Z_{b4}'}$$

$$q_{b4}' = \frac{(Q_{b4}' / 2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}'}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}'}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b4}' : 引き波によるアンカーボルト1本の引張力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
- q_{b4}' : 引き波によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)
- M_{b4}' : 引き波によりブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Z_{b4}' : 引き波によりアンカーボルト群1列の断面係数 (mm)
- Q_{b4}' : 引き波によりブラケットに生じるせん断力 (N)
- n : アンカーボルト群1列の本数 (本)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

アンカーボルトの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.5-24 に示す。アンカーボルトは引張及びせん断の照査を行う。

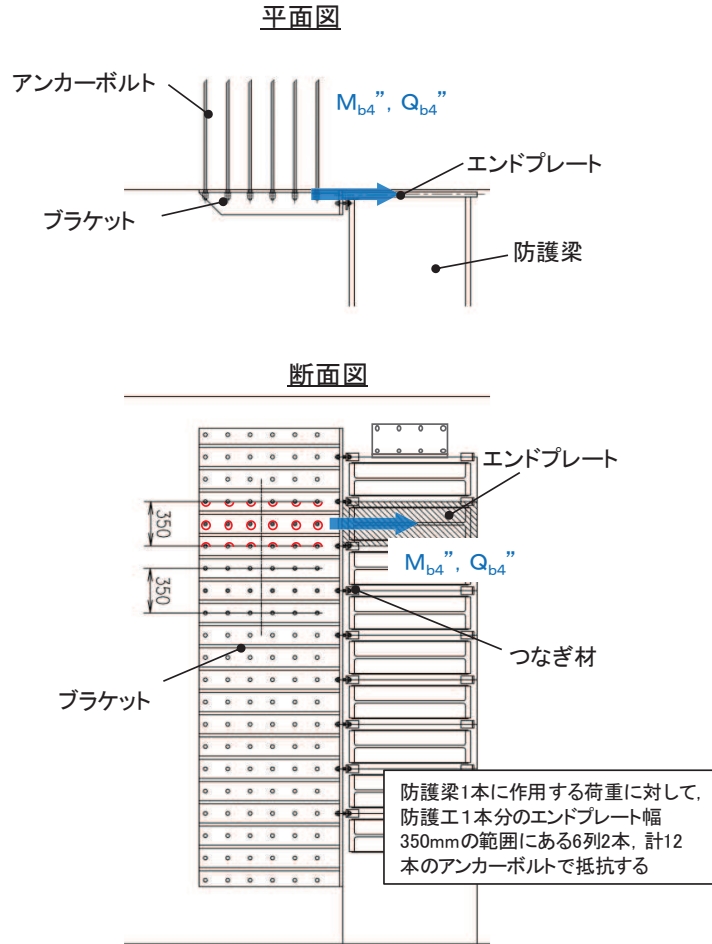


図 5.5-24 アンカーボルトの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図

また、アンカーボルトの応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}'' / 2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}'' / 2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで,

- P_{b4} : 寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
- q_{b4} : 寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- M_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Z_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりアンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm)
- Q_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じるせん断力 (N)
- n : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)

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及び表5.6-2に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件（寄せ波時）

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 ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数 k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1～2桁	43.94	400	570	25	0.50
2～3桁	43.94	400	570	25	0.50
3～4桁	43.94	400	570	25	0.50

区画	主桁に作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	100	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	200	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	100	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
0.50	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

中央支柱に作用する 荷重 W ₄ (N/mm)	中央支柱固定 高 L ₄ (mm)	中央支柱の断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)	中央支柱（アンカー ボルト）の本数 n ₄ (本)
900.0	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴	32

中央横桁に作用する 荷重 W ₅ (N/mm)	中央横桁の 支間長 L ₅ (mm)	中央横桁の断面係数 Z ₅ (mm ³)	中央横桁の せん断抵抗断面積 A _{w5} (mm ²)
652.5	1600	4.897727×10 ⁶	1.50×10 ⁴

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件（寄せ波時）

コンクリートへ作用する単位面積当たりの荷重 P_g (N/mm ²)	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 ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.50	1220	12	1.376	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 ³)	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
(津波時)20.58 (重畳時)120.0	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

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 ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
(津波時) 50.4×10^3 (重畳時) 294.0×10^3	40	14.67×10^6	50.6×10^3

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) 2.016×10^6 (重畳時) 11.8×10^6	80×10^6

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) 50.4×10^3 (重畳時) 294.0×10^3	400×10^3	1225	6

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件（寄せ波時）

押さえ工（プレート）に作 用する防護梁の浮力 F (N)	押さえ工（プレート）の 断面係数 Z_{b5} (mm ³)	押さえ工（プレート） の断面積 A_{b5} (mm ²)
3.6×10^5	3.5532×10^4	1.1844×10^4

押さえ工（ボルト） の鉛直方向のピッチ l_{b5} (mm)	押さえ工（ボルト）の本数 n_5 (本)
200	8

表 5.6-2(1) 応力評価に用いる計算条件 (引き波時)

防護梁				
作用する鉛直荷重 P_{bv1}' (N)	1段分の自重 (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	鉛直 (弱軸) 方向 の断面係数 Z_{bv1} (mm ³)	鉛直 (弱軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)
(津波時) 147.1×10^3 (重畳時) 11.411×10^3	5.187	4820	0.7819×10^6	18.85×10^3

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 ³)	水平 (強軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
(津波時) 7.386 (重畳時) 16.371	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

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 ³)	つなぎ材プレートの 断面積 A_{wb3} (mm ²)
17.80026×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

エンドプレート下端 の鉛直荷重 P_{10}' (N)	エンドプレート下端の 断面積 A_{10} (mm ²)
236.55×10^3	18.85×10^3

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_{b4} (mm)	ブラケットの 断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットの せん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
(津波時) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

引き波により受け台に 作用する引張力 T' (N)	ブラケット端部からつなぎ材 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 ³)
(津波時) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	90	13.225×10^3

表 5.6-2(2) 応力評価に用いる計算条件 (引き波時)

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 ²)	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) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	245	1225	6

表 5.6-2(3) 応力評価に用いる計算条件 (寸法の小さい漂流物影響)

防護梁				
作用する流水圧 P_{bh}'' (kN/m)	寸法の小さい漂流物衝突荷重 P_c'' (kN)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平 (強軸) 方向の断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
2.33	18	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

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 ³)	つなぎ材プレートの断面積 A_{b3} (mm ²)
23.7×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

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_{b4} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 $A_{wb2} : (mm^2)$
23.7×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

寸法の小さい漂流物により受け台に作用する引張力 T'' (N)	ブラケット端部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 ³)
23.7×10^3	90	13.225×10^3

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 ²)	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)
23.7×10^3	245	1225	6

5.7 応力計算

5.7.1 寄せ波時

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁、補助縦桁及び側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「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，発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.7-1に示す。

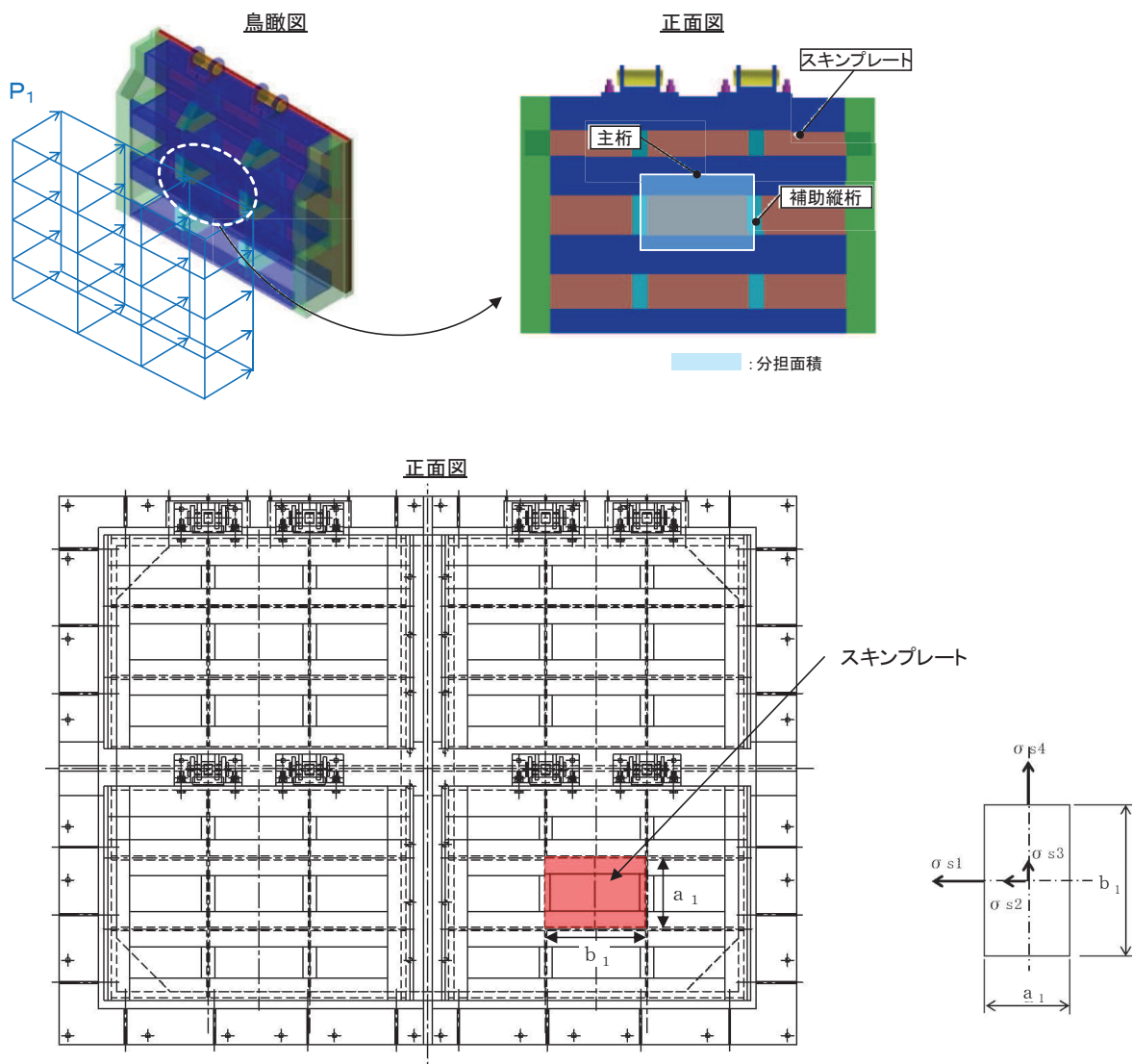


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーートの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーートの板厚 (mm)

a. 発生荷重

スキンプレー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。

$$P_1 = P_t + K_{s d}$$

$$K_{s d} = K_h \times (w_1 + w_2) \div A_1 + p_d$$

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	スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重	—	kN/m ²
$K_{s d}$	余震荷重	—	kN/m ²
ρ	海水密度	1.03	g/cm ³
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
P_t	津波波圧	320	kN/m ²
p_d	動水圧	160	kN/m ²
w_1	扉体重量 (4 門分)	58.83990	kN
w_2	戸当り重量 (2 組分)	44.12993	kN
w_3	中央支柱質量	44.12993	kN
$K_{H s d}$	水平震度	0.9	—
A_1	扉体面積 (4 門分)	9.396×10^6	mm ²

津波荷重

$$P_t = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot h - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 12.25 - (6.165 - 0.50)) \\ = 313.9585 \text{ kN/m}^2 = 320 \text{ kN/m}^2$$

余震荷重

$$K_{s,d} = K_{H,s,d} \times (w_1 + w_2 + w_3) \div A_1 + P_d \\ = 0.9 \times (58.83990 + 44.12993 + 44.12993) \div 9.396 \times 10^6 + 160 \\ = 174.09 \text{ kN/m}^2 = 180 \text{ kN/m}^2$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_t + K_{s,d} = 320 + 180 = 500 \text{ kN/m}^2$$

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。

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

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 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
σ	板に生じる曲げ応力度	—	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
σ_a	SUS304 の許容引張応力度	103	N/mm ²

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 及びスキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 P_1 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 5.7-2、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	σ_1	σ_2	σ_3	σ_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
∞	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_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P_1 (N/mm ²)	t (mm)
1~2桁	400	570	1.425	43.940	0.50	25
2~3桁	400	570	1.425	43.940	0.50	25
3~4桁	400	570	1.425	43.940	0.50	25

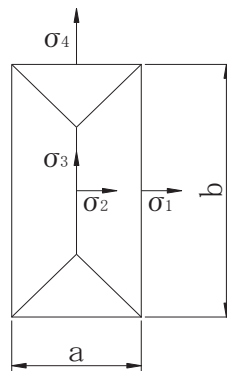


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

以上により,

$$\sigma = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 43.94 \cdot 400^2 \cdot \frac{0.50}{25^2} = 56.25 \text{N/mm}^2$$

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、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 に示す。

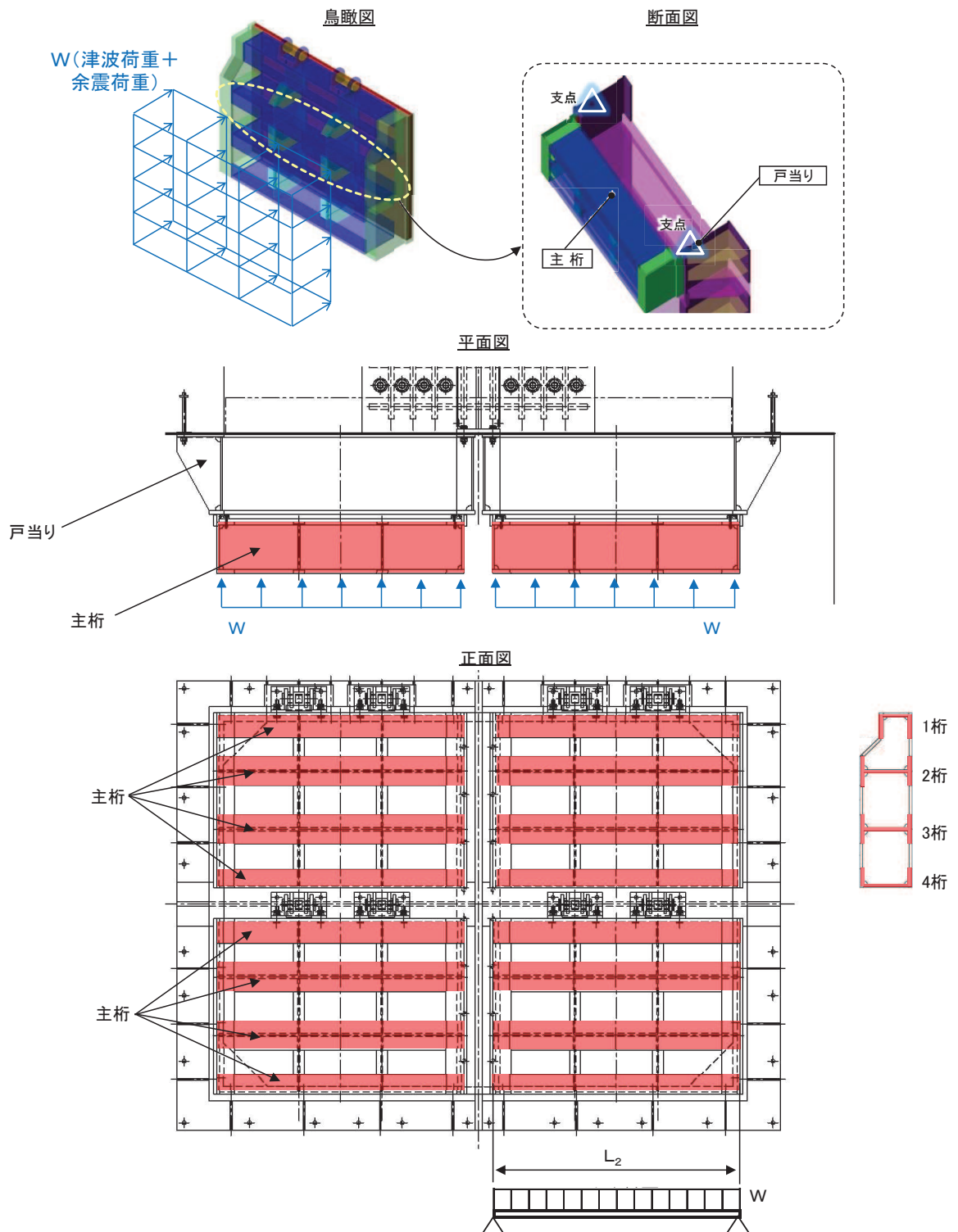


図 5.7-3 主桁の構造及びモデル図

また、主桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

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

ここで、

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L_2 : 主桁支間長 (mm)

Z_2 : 各主桁の断面係数 (mm³)

$A w_2$: 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

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	主桁に作用する等分布荷重	—	N/mm
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	500	kN/m ²
H	主桁の最大間隔	0.400	m

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 500 \times \frac{0.400}{2} = 100 \text{ kN/m} = 100 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 500 \times \frac{0.400}{2} \times 2 = 200 \text{ kN/m} = 200 \text{ N/mm}$$

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。

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

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

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 _{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

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{100 \times 1700^2}{8} = 36125000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{200 \times 1700^2}{8} = 72250000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{100 \times 1700}{2} = 85000.0 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{200 \times 1700}{2} = 170000.0 \text{ N}$$

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

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

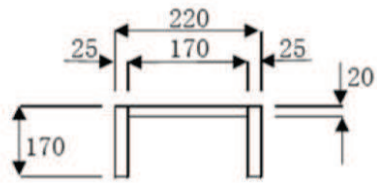


図 5.7-4 (1) 主桁 (1 桁) の断面形状 (単位 : mm)

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

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

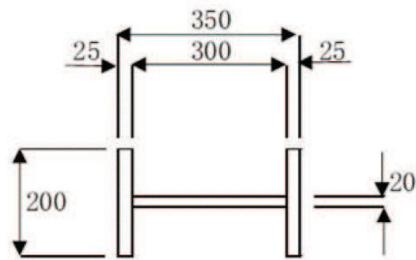


図 5.7-4 (2) 主桁 (2, 3 桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁 (4 桁) 断面性能

使用部材 PLC-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

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{mm}^2$$

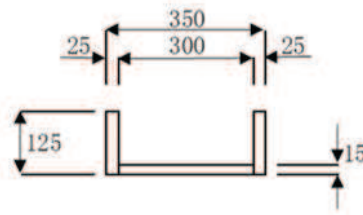


図 5.7-4 (3) 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	36125000	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	72250000	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	36125000	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	85000.0	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	170000.0	N
	最大せん断力 (4 桁)	85000.0	N
Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	8.130379×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	1.769048×10^6	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	1.137798×10^6	mm ³
Aw_2	主桁のせん断抵抗断面積 (1 桁)	3.40×10^3	mm ²
	主桁のせん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	6.00×10^3	mm ²
	主桁のせん断抵抗断面積 (4 桁)	4.50×10^3	mm ²

以上により,

曲げ応力度

1桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{36125000}{8.130379 \times 10^5} = 44.44 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{72250000}{1.769048 \times 10^6} = 40.85 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{36125000}{1.137798 \times 10^6} = 31.75 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{85000}{3.40 \times 10^3} = 25.00 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{170000}{6.00 \times 10^3} = 28.34 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{85000}{4.50 \times 10^3} = 18.89 \text{ N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「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、主桁によって溶接支持された両端固定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 5.7-5 に示す。

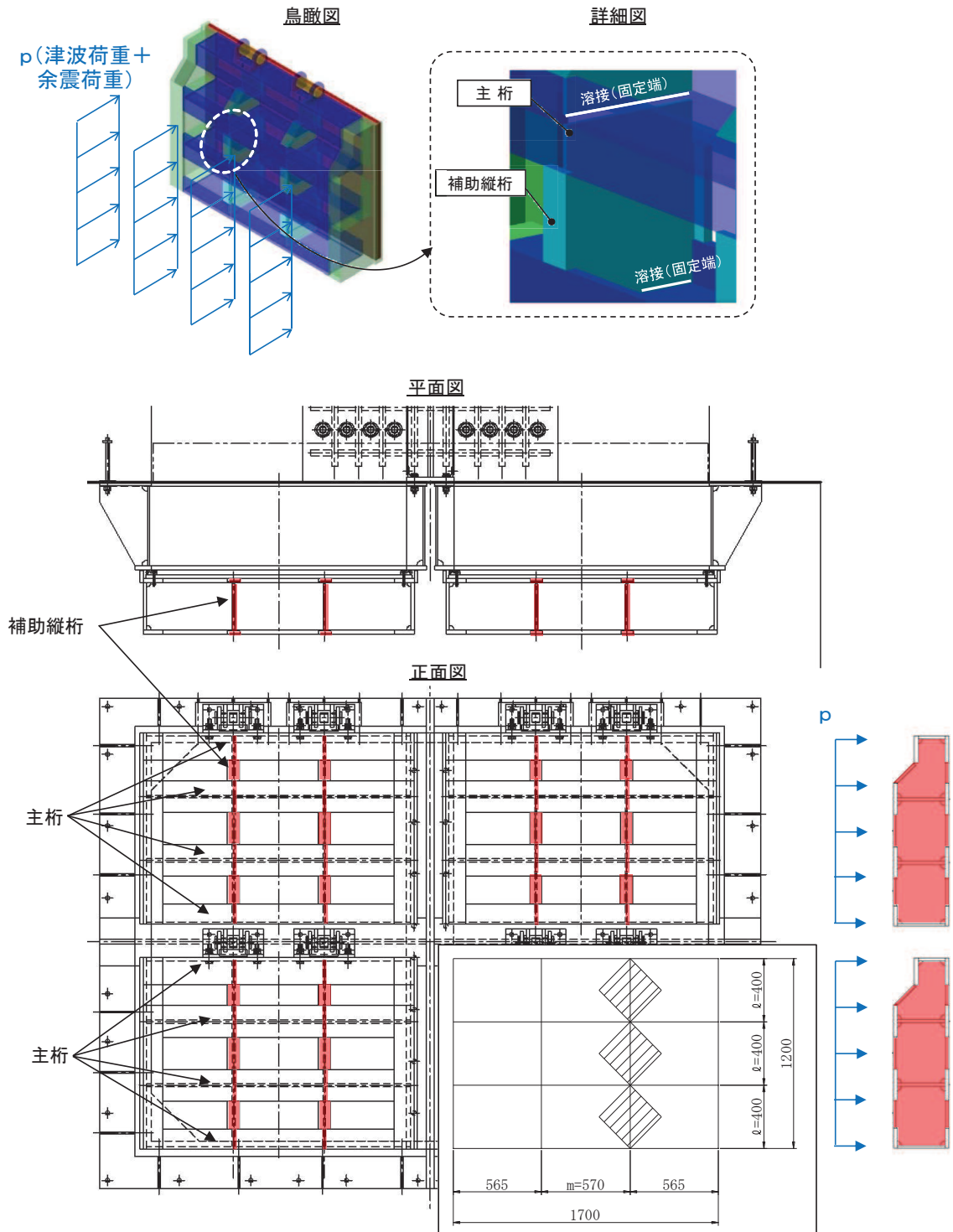


図 5.7-5 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$p = P_t + K_{s d}$$

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 (津波荷重+余震荷重)	—	kN/m ²
P _t	津波荷重	320	kN/m ²
K _{s d}	余震荷重	180	kN/m ²

$$p = P_t + K_{s d} = 320 + 180 = 500 \text{ kN/m}^2$$

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。

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

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

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	0.50	N/mm ²
ℓ	主桁間隔 (補助縦桁の支持間隔)	400	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.50 \times 400^3}{12} = 2666667 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.50 \times 400^2}{4} = 20000 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

補助縦桁断面性能

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

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

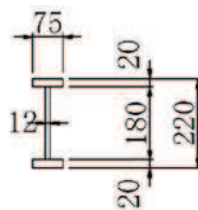


図 5.7-6 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

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。

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

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

$$\sigma = \frac{2666667}{3.266545 \times 10^5} = 8.17 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{20000}{2.16 \times 10^3} = 9.26 \text{N/mm}^2$$

(4) 中央支柱

中央支柱は、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、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。

なお、中央支柱は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央支柱の構造図及びモデル図を図5.7-7に示す。

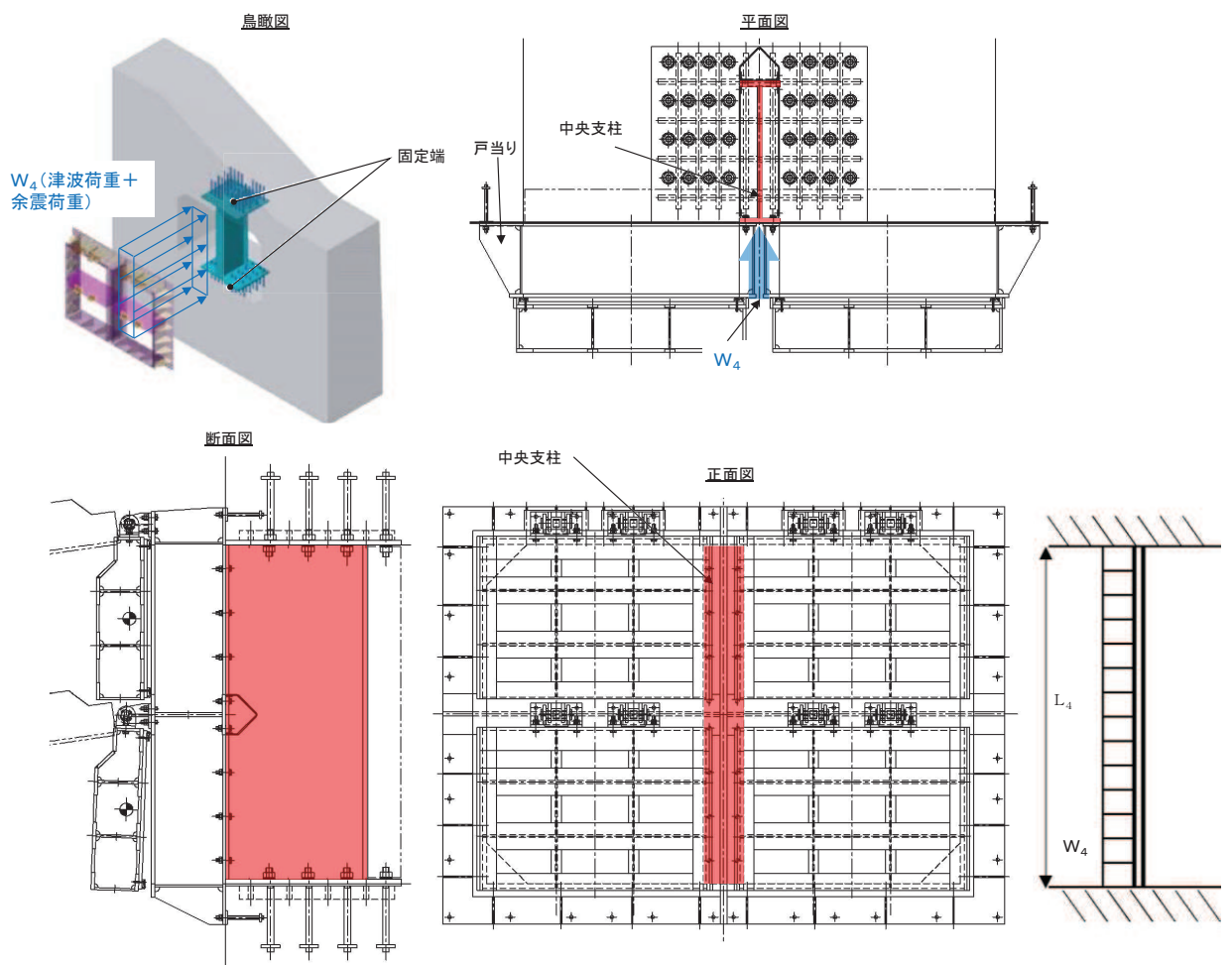


図5.7-7(1) 中央支柱の構造図及びモデル図

また、中央支柱の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4}{2}$$

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

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

ここで、

- 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 : 中央支柱の断面係数 (mm³)
- $A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度

【中央支柱（アンカーボルト）】

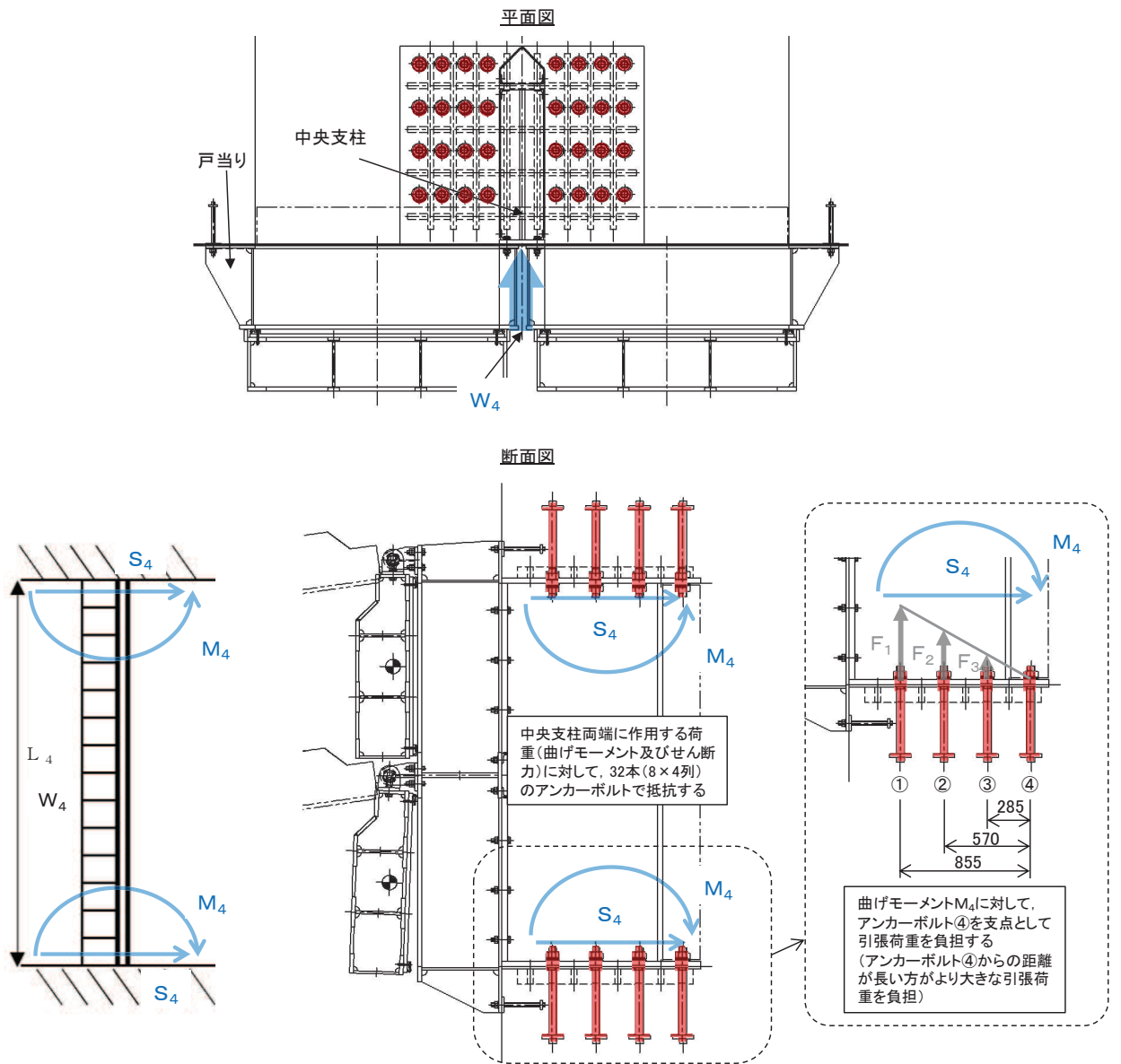


図5.7-7(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図（単位：mm）

中央支柱（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_4 = M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = (F_1 \cdot 855 + F_2 \cdot 570 + F_3 \cdot 285) \cdot 8$$

$$S_4 = S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\max}}{n_4}$$

ここで、

- M_4 : 中央支柱両端に生じる曲げモーメント (N・mm)
- 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)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- F_1 : アンカーボルト①が負担する引張荷重 (= 3 F_3) (N)
- F_2 : アンカーボルト②が負担する引張荷重 (= 2 F_3) (N)
- F_3 : アンカーボルト③が負担する引張荷重 (N)
- S_4 : 中央支柱両端に生じるせん断力 (N)
- P_4 : アンカーボルト1本に作用する最大引張力 (N)
- Q_4 : アンカーボルト1本に作用するせん断力 (N)
- n_4 : アンカーボルトの本数 (本)

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。

$$W_4 = P_4 \times \frac{H}{2} = 500 \times \frac{3.60}{2} = 900 \text{ kN/m} = 900 \text{ N/mm}$$

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
W_4	中央支柱に作用する分布荷重	—	N/mm
P_4	中央支柱に作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	500	kN/m ²
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。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4^2}{12} = \frac{900 \times 2500^2}{12} = 468750000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_4 \cdot L_4}{2} = 900 \times 2500 / 2 = 1125000 \text{ N}$$

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_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
W_4	中央支柱に作用する分布荷重	900	N/mm
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

【中央支柱】

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

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{mm}^2$$

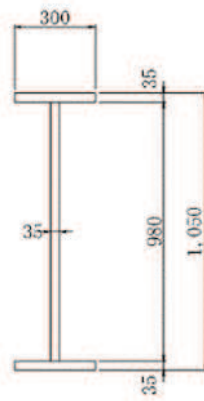


図 5.7-8 中央支柱の断面形状 (単位 : mm)

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。

【中央支柱】

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

【中央支柱（アンカーボルト）】

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= (F_1 \times 855 + F_2 \times 570 + F_3 \times 285) \cdot 8 \\ &= (3 \times F_3 \times 855 + 2 \times F_3 \times 570 + F_3 \times 285) \times 8 = 3990 \times F_3 \times 8 \end{aligned}$$

$$F_3 = \frac{M_{\text{max}}}{3900 \times 8}$$

$$F_1 = 3 \times F_3 = 3 \times \frac{M_{\text{max}}}{3900 \times 8}$$

$$P_4 = F_1$$

$$Q_4 = \frac{S_{\text{max}}}{n_4}$$

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 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
P_4	アンカーボルト 1 本に作用する最大引張力	—	N
Q_4	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
M_{max}	最大曲げモーメント	468750000	N・mm
S_{max}	最大せん断力	1125000	N
Z_4	中央支柱の断面係数	1.5535178×10^7	mm ³
$A w_4$	中央支柱のせん断抵抗断面積	3.43×10^4	mm ²
F_1	アンカーボルトの最大引張荷重	—	N
n_4	アンカーボルトの本数	32	本

【中央支柱】

$$\sigma = \frac{468750000}{1.5535178 \times 10^7} = 30.18 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{1125000}{3.43 \times 10^4} = 32.80 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{30.18^2 + 3 \times 32.80^2} = 64.34 \text{N/mm}^2$$

【中央支柱（アンカーボルト）】

$$F_1 = 3 \times F_3 = 3 \times \frac{M_{\text{max}}}{3900 \times 8} = 3 \times \frac{468750000}{3900 \times 8} = 44055.45113 = 44056 \text{N}$$

$$P_4 = F_1 = 44056 \text{N} = 4.41 \times 10^4$$

$$Q_4 = \frac{S_{\text{max}}}{n_4} = \frac{1125000}{32} = 35156.25 = 35157 \text{N} = 3.52 \times 10^4$$

(5) 中央横桁

中央横桁は、コンクリートおよび中間支柱と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布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。

なお、中央横桁は剛性が高く、たわみによる止水性への影響は小さいと考えられることから、たわみの評価は省略する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。

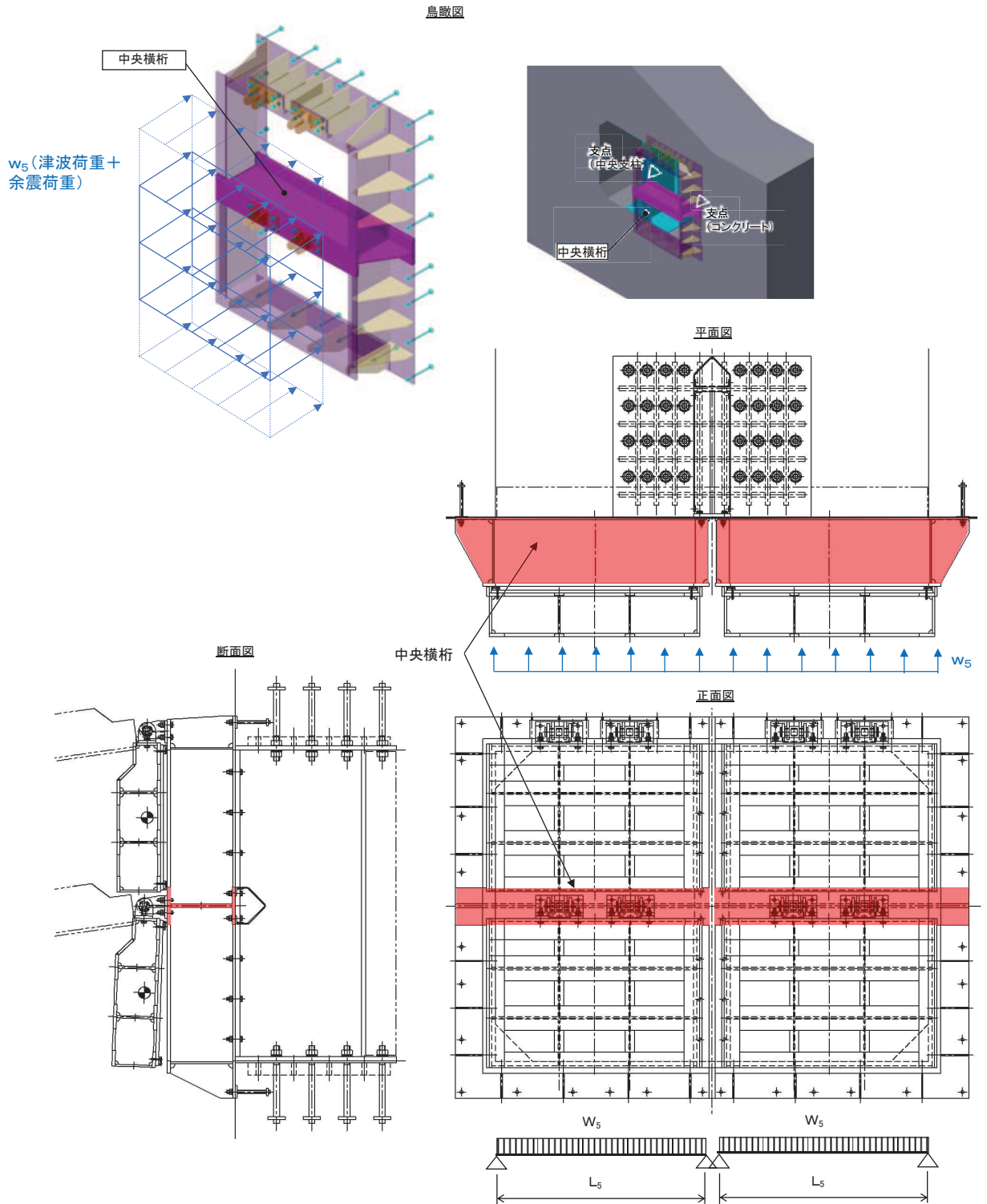


図 5.7-9 中央横桁の構造図及びモデル図

また、中央横桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w5}}$$

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

ここで、

- W_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)
- L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)
- Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)
- A_{w5} : 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

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。

$$W_5 = P_5 \times \frac{H}{2} = 500 \times \frac{2.61}{2} = 652.5 \text{ kN/m} = 652.5 \text{ N/mm}$$

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
W_5	中央横桁に作用する分布荷重	—	N/mm
P_5	中央横桁に作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	500	kN/m ²
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。

$$M_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5}{2}$$

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_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
W_5	中央横桁に作用する分布荷重	652.5	N/mm
L_5	中央横桁支間長	1600	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5^2}{8} = \frac{652.5 \times 1600^2}{8} = 208800000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W_5 \cdot L_5}{2} = 652.5 \times \frac{1600}{2} = 522000 \text{ N}$$

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

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{mm}^2$$

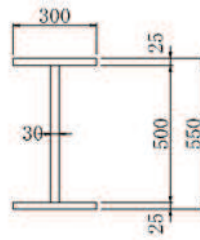


図 5.7-10 中央横桁の断面形状 (単位: mm)

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。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

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 中央横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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	208800000	N・mm
S_{max}	最大せん断力	522000	N
Z_5	中央横桁の断面係数	4.897727×10^6	mm ³
$A w_5$	中央横桁のせん断抵抗断面積	1.50×10^4	mm ²

$$\sigma = \frac{208800000}{4.897727 \times 10^6} = 42.64 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{522000}{1.50 \times 10^4} = 34.80 \text{N/mm}^2$$

(6) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリート及び中央支柱に支持される構造である。計算方法は、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。

戸当りの構造図を図5.7-10に示す。

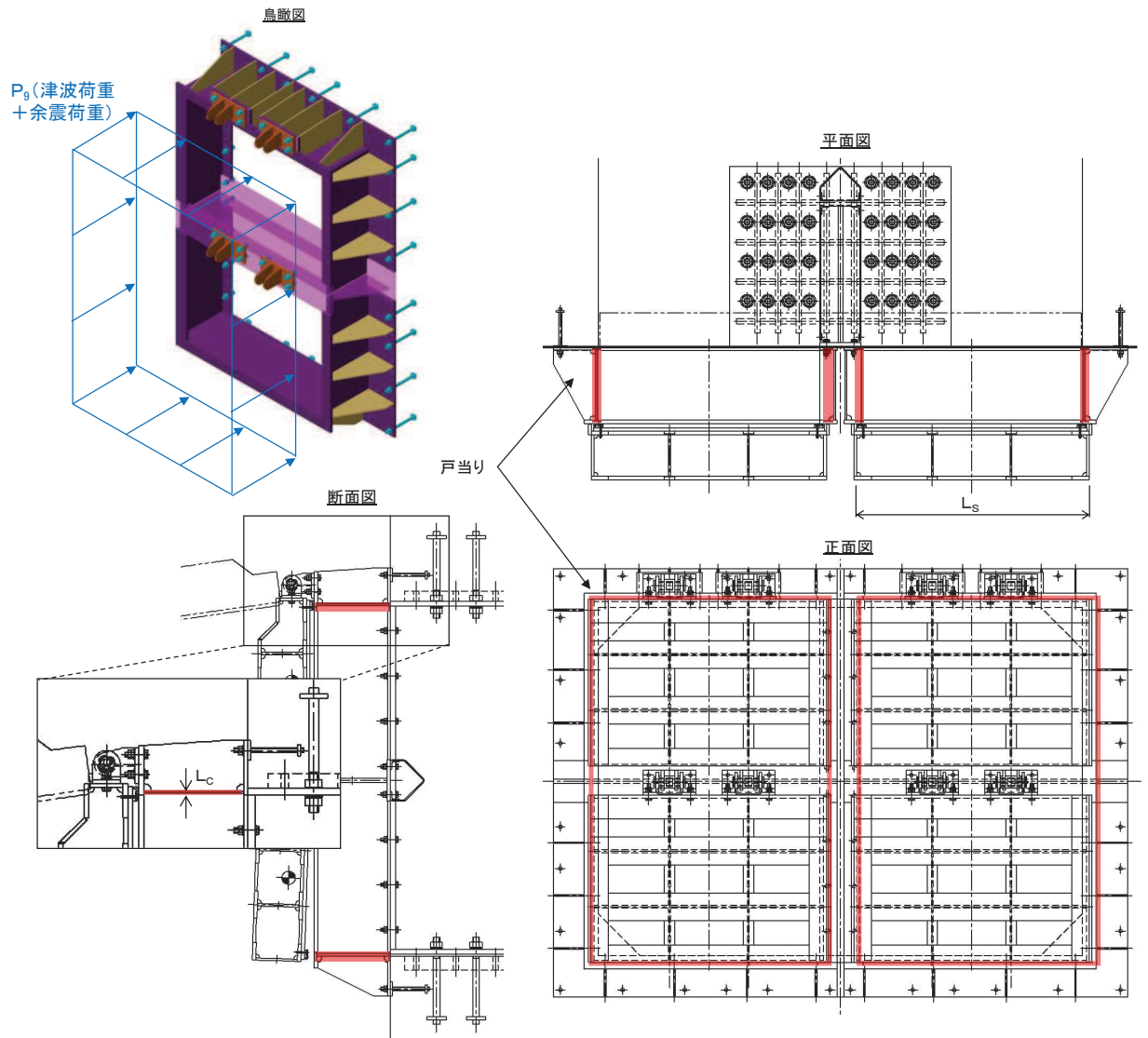


図 5.7-10 戸当りの構造図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_g : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度

a. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

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
σ_{bk}	支圧応力度	—	N/mm ²
P_g	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.50	N/mm ²
L_s	扉体幅	1700	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma_{bk} = \frac{0.50 \times 1700}{2 \times 12} = 36.00 \text{ N/mm}^2$$

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、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を図 5.7-11 に示す。

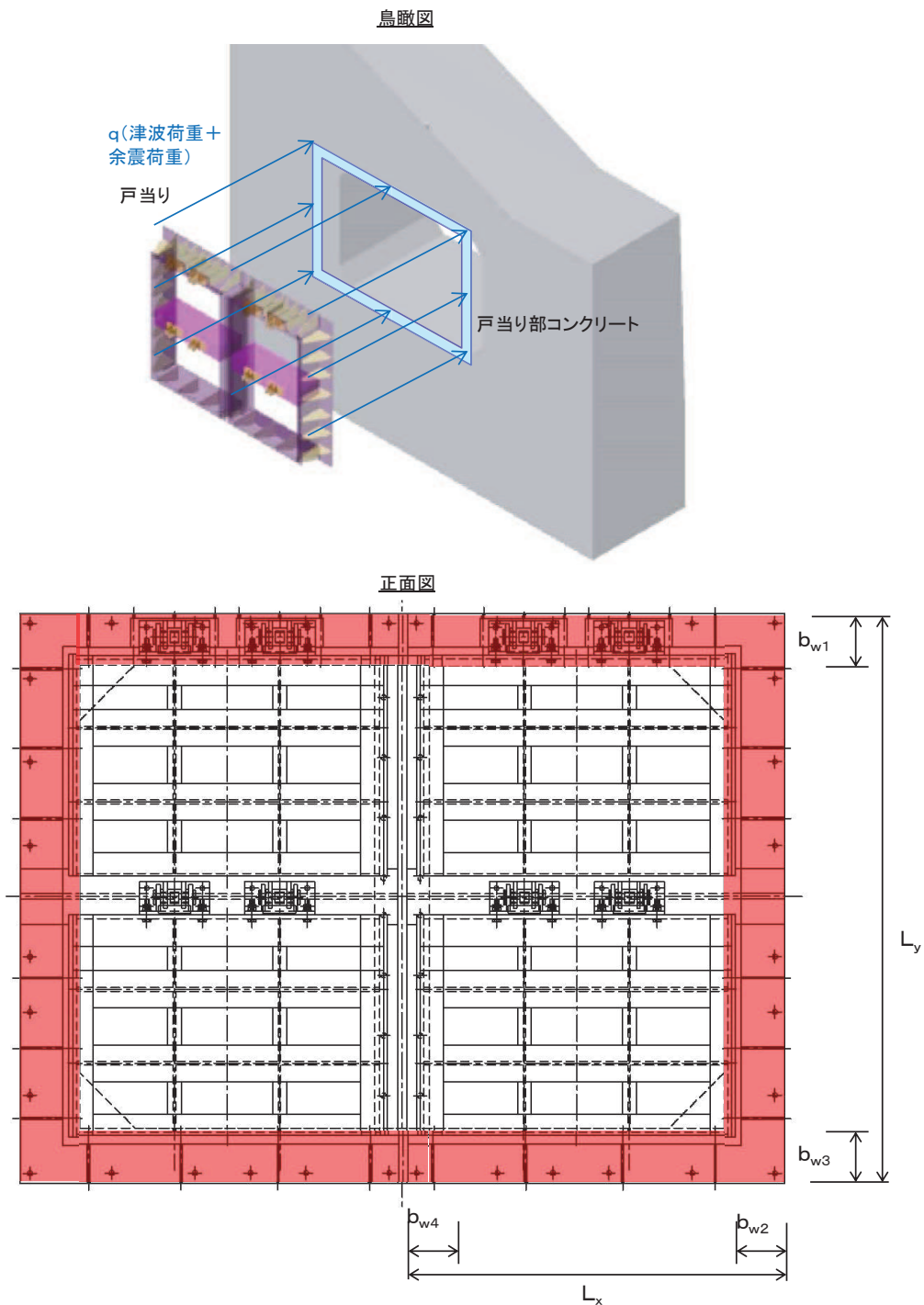


図 5.7-11 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、

q : コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

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)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$= \frac{0.50 \cdot (2075 \times 3075)}{2075 \times (275+300) + (3075-275-300)(325+125)} = 1.38 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S} = \frac{1.38 \cdot 275}{2 \cdot 275} = 0.69 \text{ N/mm}^2$$

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
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ	コンクリートせん断応力度	—	N/mm ²
q	コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.50	N/mm ²
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) 防護梁 (H 鋼)

防護梁 (H 鋼) は、両端のエンドプレートとブラケットが接触することによって支持される構成である。(H 鋼) の計算方法は、等分布荷重が作用する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。

また、津波時において考慮する衝突荷重は、防護梁 1 本に対して集中荷重で考慮することとし、作用させるパターンは防護梁支間中央 (曲げモーメント最大ケース) 及び防護梁端部 (せん断応力最大ケース) とする。

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、重畳時で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 5.7-12 に示す。

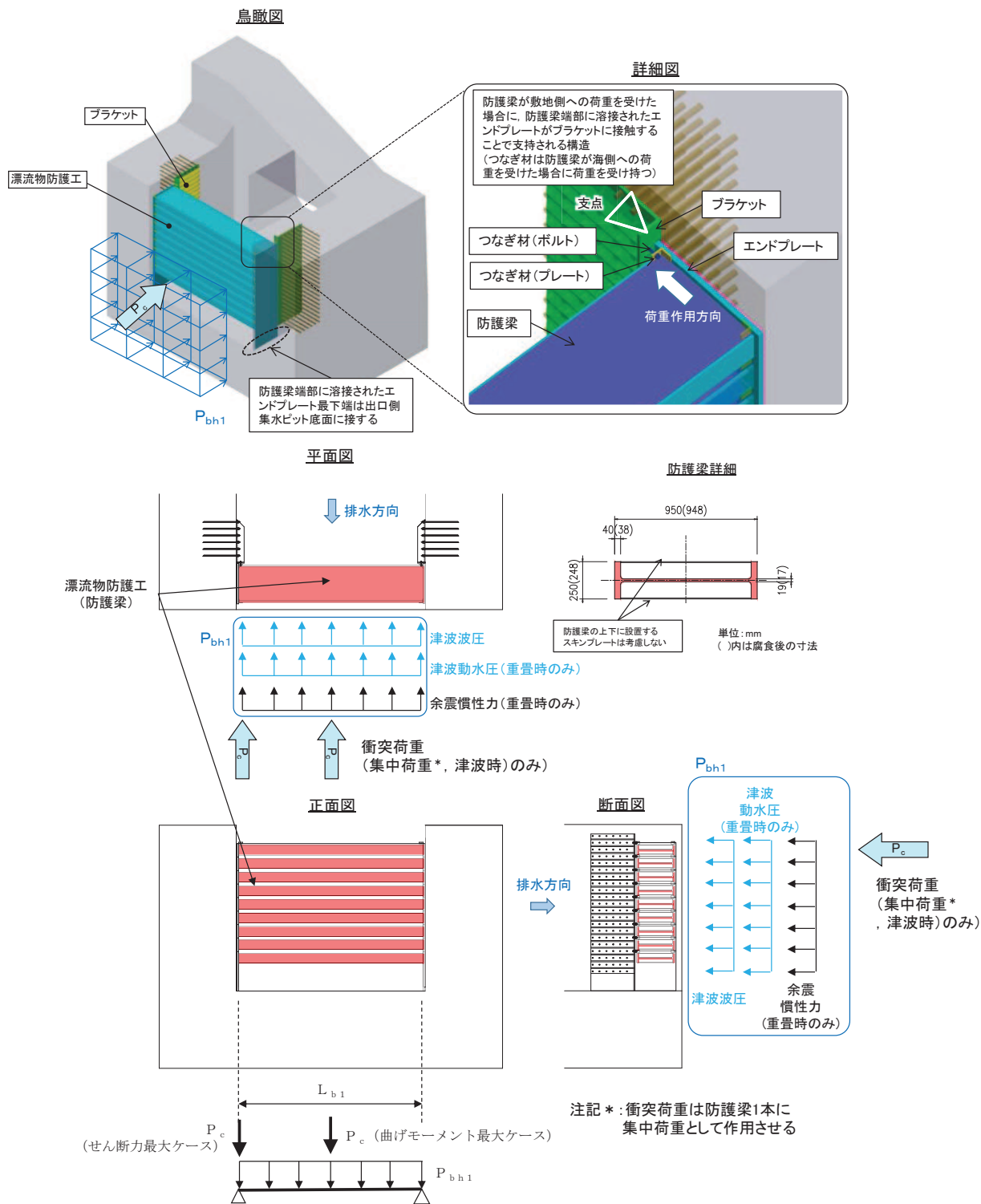


図 5.7-12 防護梁の構造及びモデル図

また、防護梁の応力算定式は以下のとおりである。

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{bh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- 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 (kN) (津波時のみ考慮)
- Z_{bh1} : 防護梁の水平(強軸)方向の断面係数 (mm³)
- $A w_{bh1}$: 防護梁の水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

a. 津波時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に津波荷重及び漂流物衝突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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
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	10.22×10^6	mm ³
$A w_{bh1}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = \frac{2469765349}{10.22 \times 10^6} = 242 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{bh1}} = \frac{2049597.8}{14.82 \times 10^3} = 139 \text{N/mm}^2$$

b. 重畳時

(a) 発生荷重

漂流物防護工(防護梁)に津波荷重及び余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	120.0	N/mm
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】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} = \frac{120.0 \times 4820^2}{8} = 348486000 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} = \frac{120.0 \times 4820}{2} = 289200 \text{N}$$

(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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力		N/mm ²
M_{max}	水平方向の最大曲げモーメント	348486000	N・mm
S_{max}	水平方向の最大せん断力	289200	N
Z_{bh1}	水平（強軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
$A w_{\text{bh1}}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}} = \frac{348486000}{10.22 \times 10^6} = 35 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}} = \frac{289200}{14.82 \times 10^3} = 20 \text{N/mm}^2$$

(9) ブラケット

ブラケットは、側壁に埋め込まれたアンカーボルトを固定端として支持される構造である。計算方法は、防護梁と一体化したエンドプレートを通じて伝達される荷重が作用する側壁（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。

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、モデル図を図 5.7-13 に示す。

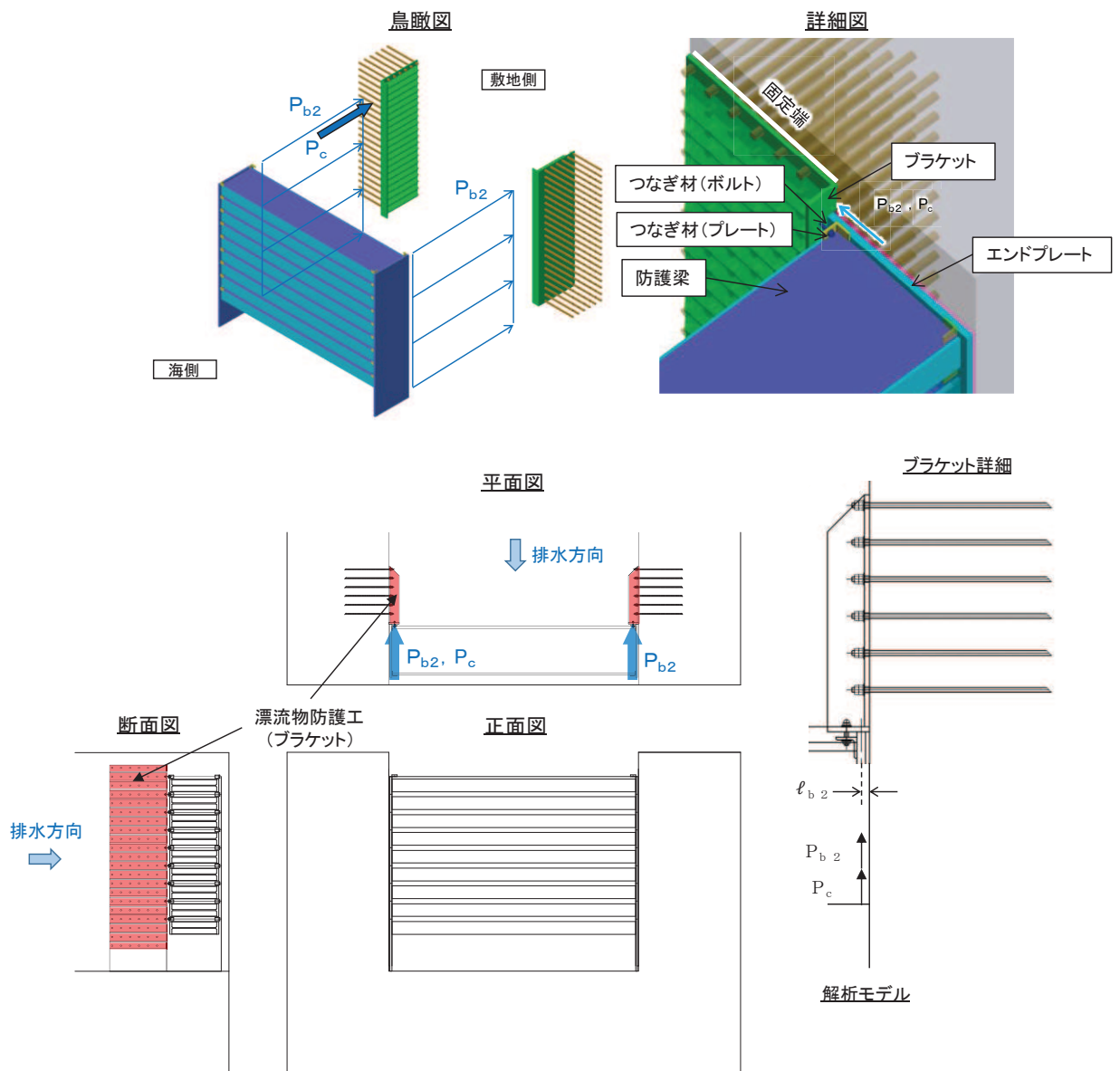


図 5.7-13 ブラケットの構造及びモデル図

また、漂流物防護工（ブラケット）の応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

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 (mm³)
 A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

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	50.4×10^3	N
P_c	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	2000×10^3	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。

$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2} = (50.4 \times 10^3 + 2000 \times 10^3) \times 40 = 82016000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c = 2050.4 \times 10^3 \text{ N}$$

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	—	N・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	50.4×10^3	N
P_c	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	2000×10^3	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。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

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 (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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	82016000	N・mm
S_{max}	ブラケット本体の最大せん断力	2050.4×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{82016000}{14.67 \times 10^6} = 6\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}} = \frac{2050.4 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 41\text{N/mm}^2$$

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	294.0×10^3	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。

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2} = 294.0 \times 10^3 \times 40 = 11.76 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 11.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_{b2} = 294.0 \times 10^3 \text{ N}$$

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	—	N・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	294.0×10^3	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 5.7-26 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
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	11800000	N・mm
S_{max}	ブラケット本体の最大せん断力	294.0×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
$A w_{b2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{11800000}{14.67 \times 10^6} = 1 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}} = \frac{294.0 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 6 \text{N/mm}^2$$

(10) アンカーボルト

アンカーボルトは、側壁のコンクリートに埋め込むことによって、ブラケットを支持する構造である。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。

計算方法は、防護梁1本に作用する荷重に対して、図 5.7-14 に示す様に、津波波圧、津波動水圧及び余震慣性力に対してはエンドプレート幅 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 5.5-10 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° の荷重伝達を考えて 6 本 5 列、計 30 本で抵抗するものとする。

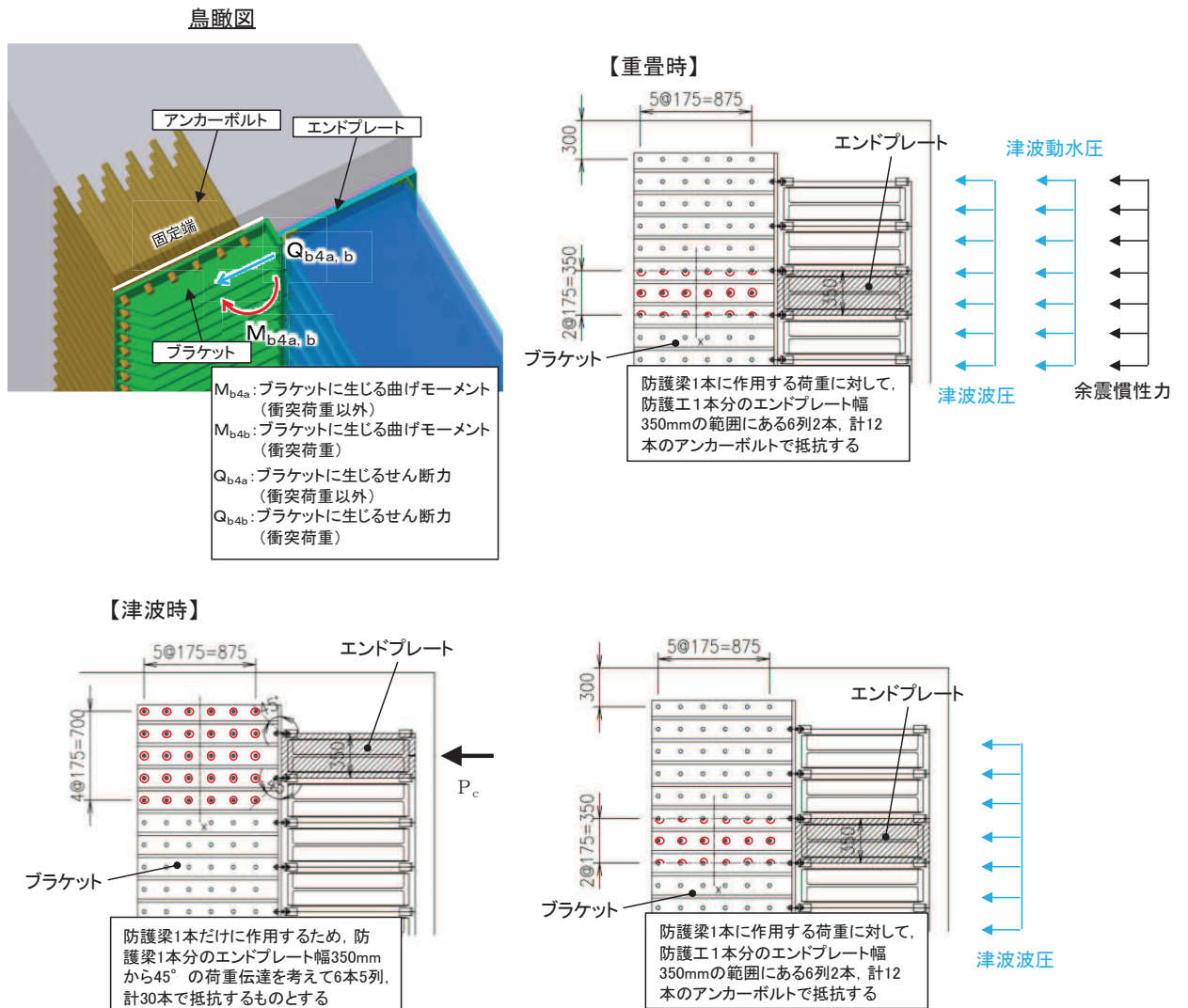


図 5.7-14 アンカーボルトの構造図

また、漂流物防護工（アンカーボルト）の応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- 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)

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	2.016×10^6	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)	80×10^6	N・mm
Q_{b4a}	ブラケットに生じるせん断力	50.4×10^3	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)	2000×10^3	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm
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	11.8×10^6	N・mm
Q_{b4a}	ブラケットに生じるせん断力	294.0×10^3	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = P_{b4a} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} = \frac{(11.8 \times 10^6 / 2)}{1225} = 5 \text{ kN}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} = \frac{(294.0 \times 10^3 / 2)}{6} = 25 \text{ kN}$$

(11) 押さえ工

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの浮力に対して支持する構造である。計算方法は、図 5.7-15 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\text{max}} = F \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\text{max}} = F$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- F : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の浮力 (N)
- ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)
- Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)
- A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N・mm）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（N/mm²）

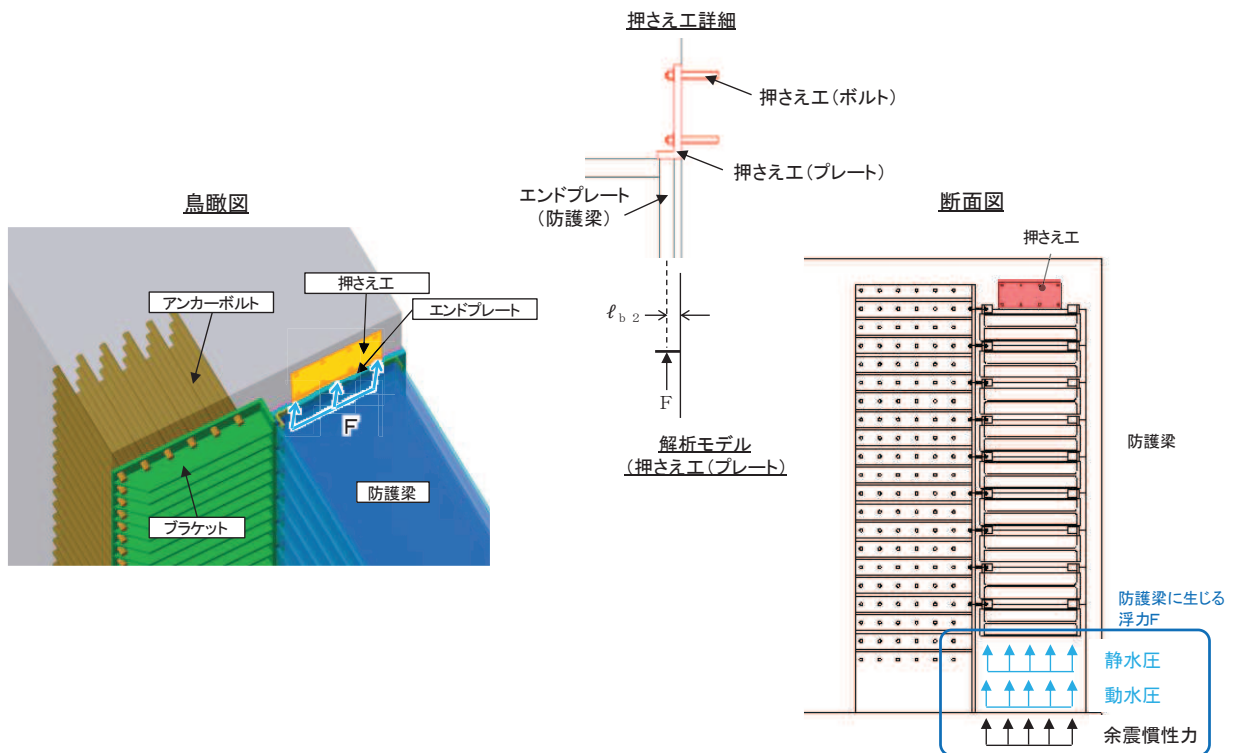


図 5.7-15 押さえ工の構造図及びモデル図

押さえ工の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-36 に押さえ工の計算諸元を示す。

表 5.7-29 押さえ工の計算諸元

記号	定義	数値	単位
F	押さえ工（プレート）に作用する浮力	3.6×10^5	N
l_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	40	mm
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	3.5532×10^4	mm ³
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	1.1844×10^4	mm ²
l_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	200	mm
n_5	押さえ工（ボルト）の本数	8	本

【押さえ工（プレート）】

$$M_{max} = F' / 2 \cdot l_{b2} = 3.6 \times 10^5 / 2 \times 40 = 7.2 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = F' / 2 = 1.8 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b5}} = \frac{7.2 \times 10^6}{3.5532 \times 10^4} = 202.634245 = 203 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b5}} = \frac{1.8 \times 10^5}{1.1844 \times 10^4} = 15.1975684 = 16 \text{ N/mm}^2$$

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{l_{b5} \cdot n_5} = \frac{7.2 \times 10^6}{200 \times 4} = 9 \text{ kN}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5} = \frac{1.8 \times 10^5}{8} = 22.5 = 23 \text{ kN}$$

5.7.2 引き波時

(1) 防護梁 (H鋼)

a. 引き波時

防護梁 (H鋼) の引き波時の検討概要図を図 5.7-15 に示す。防護梁 (H鋼) はつなぎ材 (ボルト) を介してブラケットに支持される又は出口側集水ピット支持される単純梁としてモデル化する。また、影響検討内容①と影響検討内容②を同時に考慮した二軸応力状態の照査についても行う。

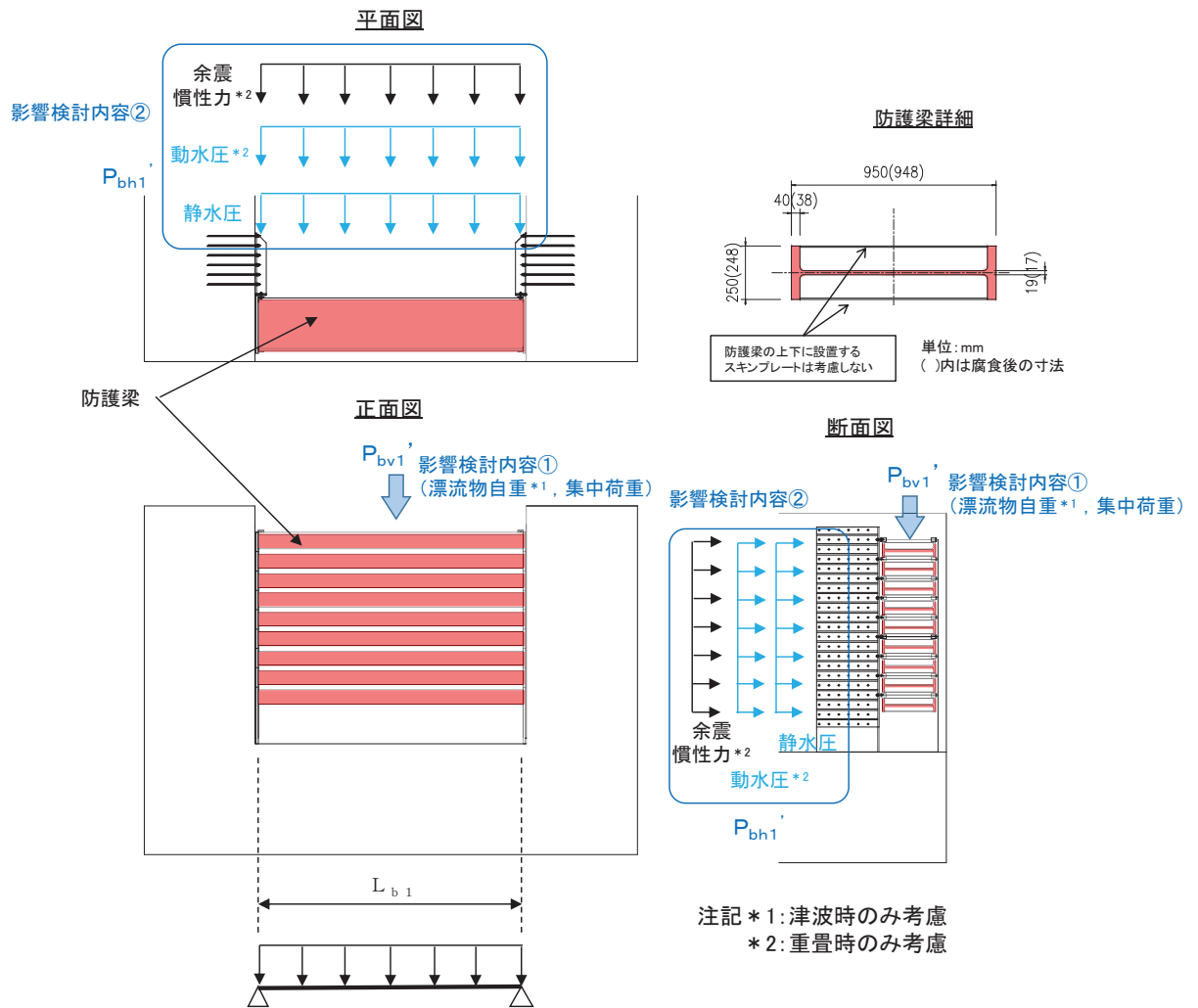


図 5.7-15 防護梁 (H鋼) の引き波時の検討概要図

また、防護梁（H鋼）の応力算定式は以下のとおり。

【影響検討内容①】

$$M_{\max} = \frac{P_w \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = P_w + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{\max}}{A_{w_{bv1}}}$$

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{bv1}' : 引き波により防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)
- P_w : 防護梁の自重
- 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 (mm³)
- $A_{w_{bv1}}$: 防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

【影響検討内容②】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_x = \frac{S_{\max}}{A w_{bh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【二軸応力状態の照査】

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここで、

- P_{bh1}' : 引き波により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 (mm³)
- $A w_{bh1}$: 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ_x, σ_y : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_x, τ_y : せん断応力度 (N/mm²)

(a) 津波時

防護梁（H鋼）の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-29 に防護梁（H鋼）の計算諸元を示す。

表 5.7-29 防護梁（H鋼）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bv1}'	引き波により防護梁に作用する鉛直荷重	147.1×10^3	N
P_w	防護梁 1 段分の自重	5.187	N/mm
L_{b1}	防護梁のスパン長	4820	mm
Z_{bv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	0.7819×10^6	mm ³
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	18.85×10^3	mm ²
P_{bh1}'	引き波により防護梁に作用する鉛直荷重	7.386	N/mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（弱軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

【影響検討内容①】

$$M_{max} = \frac{P_w \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}^2}{8} = 147.1 \times 10^3 \times 4820 / 4 + 5.187 \times 4820^2 / 8$$

$$= 192318807.4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = P_w + \frac{P_{bv1}' \cdot L_{b1}}{2} = 147.1 \times 10^3 + 5.187 \times 4820 / 2 = 159600.67 \text{ N}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}} = 192.3188074 \times 10^6 / 781,900 = 245.963 = 246 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{wbv1}} = 159.60067 \times 10^3 / 18,850 = 8.467 = 9 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 = (246/382)^2 + (9/217)^2 = 0.4161 = 0.42$$

【影響検討内容②】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}^2}{8} = 7.386 \times 4820^2 / 8 = 21449331.3 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}}{2} = 7.386 \times 4820 / 2 = 17800.26 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = 21.44493313 \times 10^6 / 10,220,000 = 2.103 = 3\text{N/mm}^2$$

$$\tau_x = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}} = 17.80026 \times 10^3 / 14,820 = 1.202 = 2\text{N/mm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 = (3/382)^2 + (2/217)^2 = 0.0001 = 0.01$$

【二軸応力状態の照査】

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$$

$$= (3/382)^2 - (3/382)(246/382) + (246/382)^2 + (9/217)^2 = 0.4115 = 0.42$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここに、

τ : 照査箇所に生じるせん断応力度 (N/mm²)

(b) 重畳時

防護梁 (H鋼) の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-30 に防護梁 (H鋼) の計算諸元を示す。

表 5.7-30 防護梁 (H鋼) の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bv1}'	引き波により防護梁に作用する鉛直荷重	11.411×10^3	N
L_{b1}	防護梁のスパン長	4820	mm
Z_{bv1}	防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数	0.7819×10^6	mm ³
A_{wbv1}	防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積	18.85×10^3	mm ²
P_{bh1}'	引き波により防護梁に作用する水平荷重	16.371	N/mm
Z_{bh1}	防護梁の水平 (弱軸) 方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

【影響検討内容②】

(水平方向)

$$M_{max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}^2}{8} = 16.371 \times 4820^2 / 8 = 47542202.55\text{N}\cdot\text{m}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1}' \cdot L_{b1}}{2} = 16.371 \times 4820 / 2 = 39454.11\text{N}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = 47.54220255 \times 10^6 / 10,220,000 = 4.652 = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_x = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}} = 39.45411 \times 10^3 / 14,820 = 2.662 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 = (5/382)^2 + (3/217)^2 = 0.0004 = 0.01$$

(鉛直方向)

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8} = 11.411 \times 10^3 \times 4820^2 / 8 = 33138114.55 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2} = 11.411 \times 10^3 \times 4820 / 2 = 27500.51 \text{ kN}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}} = 33.13811455 \times 10^6 / 781,900 = 42.382 = 43 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{wbv1}} = 27.50051 \times 10^3 / 18,850 = 1.459 = 9 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 = (43/382)^2 + (2/217)^2 = 0.0128 = 0.02$$

【二軸応力状態の照査】

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \\ & = (5/382)^2 - (5/382)(43/382) + (43/382)^2 + (4/217)^2 = 0.0117 = 0.02 \end{aligned}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

ここに,

τ : 照査箇所に生じるせん断応力度 (N/mm²)

b. 寸法の小さい漂流物の影響

防護梁（H鋼）の寸法の小さい漂流物衝突の検討概要図を図 5.7-16 に示す。防護梁（H鋼）はつなぎ材（ボルト）を介してブラケットに支持される又は出口側集水ピット支持される単純梁としてモデル化する。

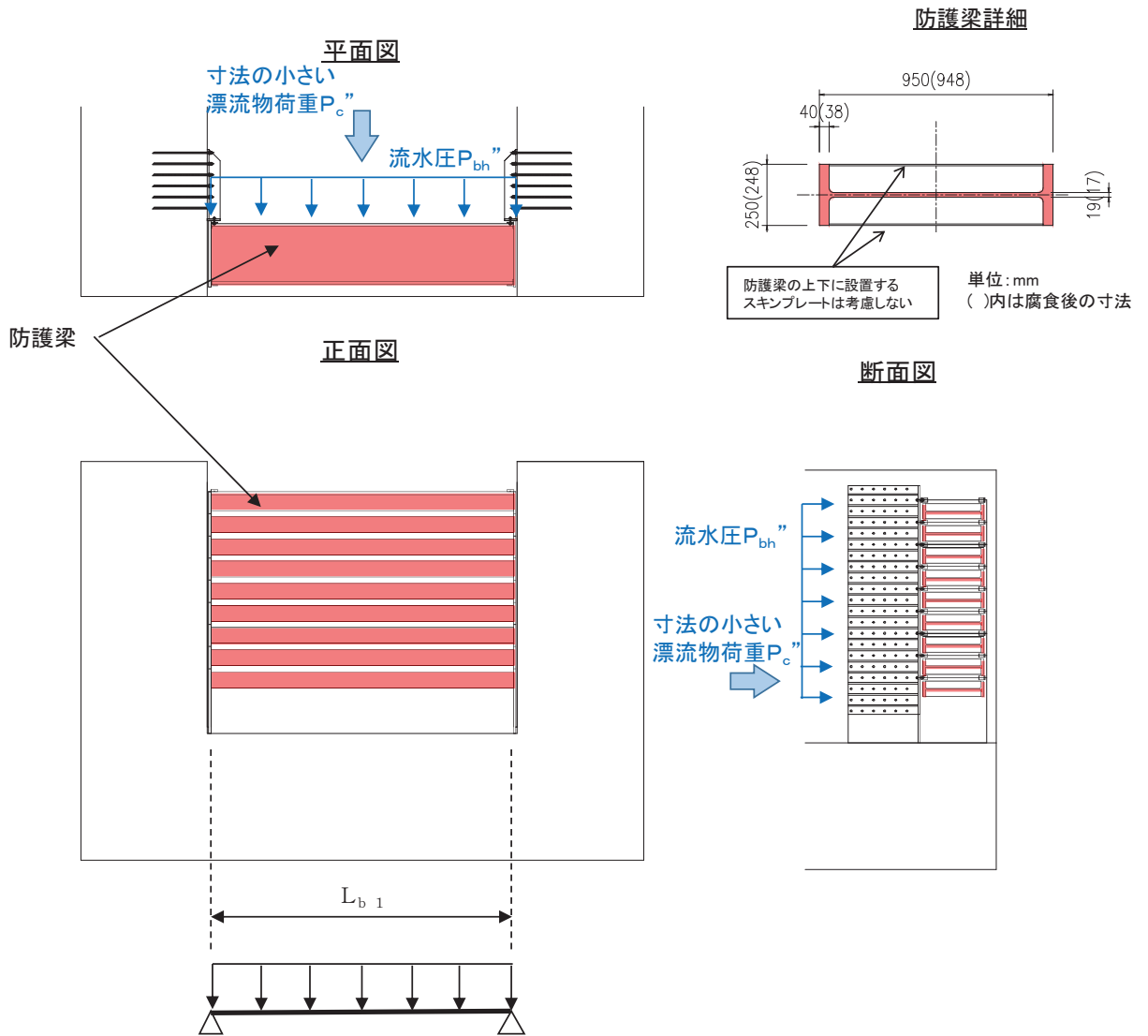


図 5.7-16 防護梁（H鋼）の寸法の小さい漂流物衝突の検討概要図

また、防護梁（H鋼）の応力算定式は以下のとおり。

$$M_{\max} = \frac{P_c'' \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bh}'' \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = P_c'' + \frac{P_{bh}'' \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau_y = \frac{S_{\max}}{A_{w_{bh1}}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{bh}'' : 防護梁に作用する流水圧 (kN/m)
- P_c'' : 寸法の小さい漂流物衝突荷重 (kN)
- 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 (mm³)
- $A_{w_{bh1}}$: 防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

防護梁（H鋼）の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-31 に防護梁（H鋼）の計算諸元を示す。

表 5.7-31 防護梁（H鋼）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bh}	防護梁に作用する流水圧	2.33	N/mm
P_c	寸法の小さい漂流物衝突荷重	18	kN
L_{b1}	防護梁のスパン長	4820	mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（弱軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm^3
A_{wbh1}	防護梁の水平（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm^2

よって、

$$M_{max} = \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4} + \frac{P_{bh} \cdot L_{b1}^2}{8} = 18 \times 10^3 \times 4820 / 4 + 2.33 \times 4820^2 / 8$$

$$= 28456436.5 = 28.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_c + \frac{P_{bh} \cdot L_{b1}}{2} = 18 \times 10^3 + 2.33 \times 4820 / 2 = 23.6153 = 23.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_y = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = 28.5 \times 10^6 / 10,220,000 = 2.7887 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}} = 23.7 \times 10^3 / 14,820 = 1.5992 = 2 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a} \right)^2 = (3/382)^2 + (2/217)^2 = 0.0002 = 0.01$$

(2) 防護梁（つなぎ材（プレート））

a. 引き波時

防護梁（つなぎ材（プレート））の引き波時の検討概要図を図 5.7-17 に示す。つなぎ材（プレート）は、エンドプレートを固定端とした片持ち梁でモデル化する。

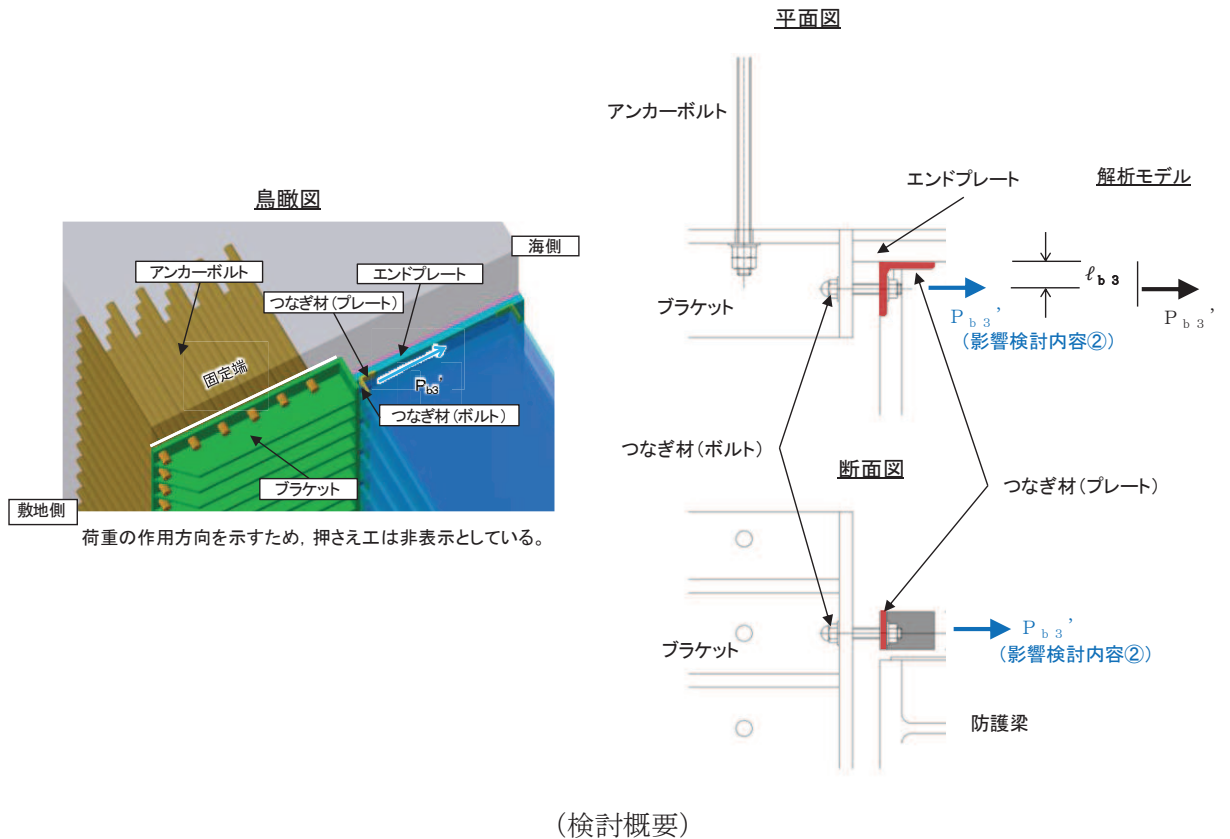


図 5.7-17 防護梁（つなぎ材（プレート））の引き波時検討概要図

また、防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定式は以下のとおり。
【影響検討内容②】

$$M_{max} = P_{b3}' \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{max} = P_{b3}'$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

P_{b3}' : 引き波により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)

ℓ_{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 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

(a) 津波時

防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定結果は以下のとおり。また，表 5.7-32 に防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元を示す。

表 5.7-32 防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b3}	引き波によりつなぎ材プレートに作用する水平力（＝防護梁に作用する水平の最大せん断力）	17.80026×10^3	N
l_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	43	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	5.995×10^3	mm ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	1.564×10^3	mm ²

$$M_{max} = P_{b3} \cdot l_{b3} = 17.80026 \times 0.043 = 0.76541118 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_{b3} = 17.80026 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} = 0.7654 \times 10^6 / 5,995 = 127.675 = 128 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}} = 17.80026 \times 10^3 / 1,564 = 11.382 = 12 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (128/382)^2 + (12/217)^2 = 0.116 = 0.12$$

(b) 重畳時

防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-33 に防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元を示す。

表 5.7-33 防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b3}	引き波によりつなぎ材プレートに作用する水平力（＝防護梁に作用する水平の最大せん断力）	39.4511×10^3	N
l_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	43	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	5.995×10^3	mm ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	1.564×10^3	mm ²

$$M_{max} = P_{b3} \cdot l_{b3} = 39.45411 \times 0.043 = 1.69652673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_{b3} = 39.45411 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} = 1.69652673 \times 10^6 / 5,995 = 282.991 = 283 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}} = 39.45411 \times 10^3 / 1,564 = 25.227 = 26 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (283/382)^2 + (26/217)^2 = 0.564 = 0.57$$

b. 寸法の小さい漂流物の影響

防護梁（つなぎ材（プレート））の寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.7-18 に示す。つなぎ材（プレート）は、エンドプレートを固定端とした片持ち梁でモデル化する。

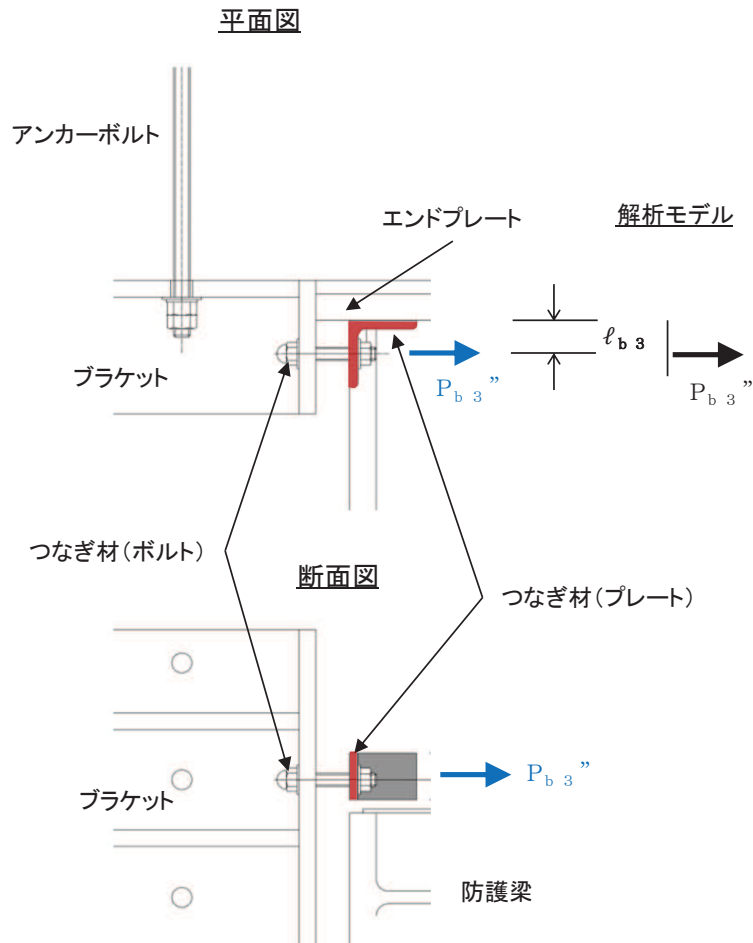


図 5.7-18 防護梁（つなぎ材（プレート））の寸法の小さい漂流物検討概要図

また、防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定式は以下のとおり。

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot l_{b3}$$

$$S_{\max} = P_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b3} : 寸法の小さい漂流物により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)
- l_{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 (mm³)
- A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

防護梁（つなぎ材（プレート））の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-34 に防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元を示す。

表 5.7-34 防護梁（つなぎ材（プレート））の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b3}	寸法の小さい漂流物によりつなぎ材プレートに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	23.7×10^3	N
l_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	43	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	5.995×10^3	mm ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	1.564×10^3	mm ²

$$M_{max} = P_{b3} \cdot l_{b3} = 23.7 \times 0.043 = 1.0191 = 1.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_{b3} = 23.7 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} = 1.02 \times 10^6 / 5,995 = 170.1418 = 171 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}} = 23.7 \times 10^3 / 1,564 = 15.1535 = 16 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (171/382)^2 + (16/217)^2 = 0.2059 = 0.21$$

(3) 防護梁（エンドプレート）

a. 引き波時

防護梁（エンドプレート）の引き波時の検討概要を図 5.7-19 に示す。エンドプレート下端に発生する支圧応力に対する照査を行うこととし，エンドプレートの支圧に対して最も厳しくなるように，エンドプレート直上に漂流物自重が作用する場合を想定する。

正面図

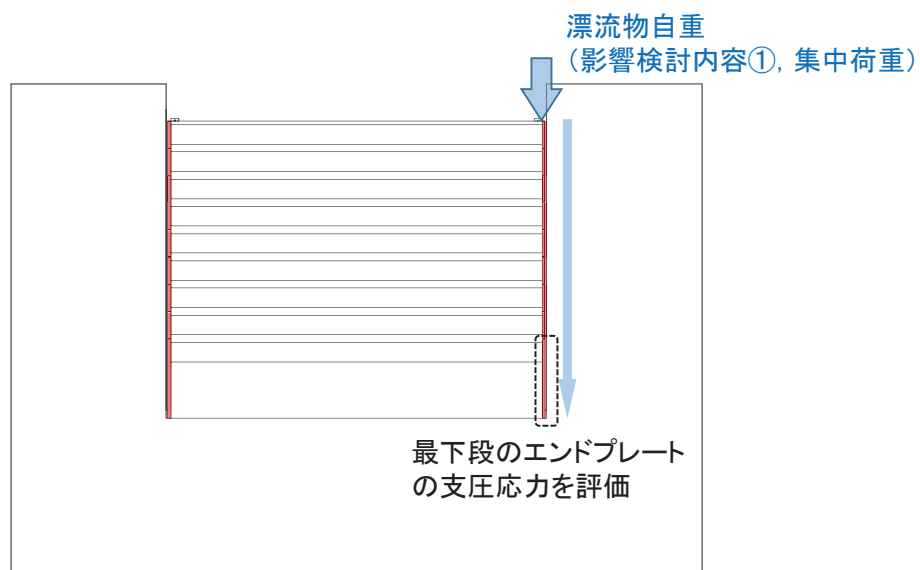


図 5.7-19 エンドプレートの引き波時の検討概要図

また，防護梁（エンドプレート）の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma_c = \frac{P_{10}'}{A_{10}}$$

ここで，

σ_c : エンドプレート下端に作用する支圧応力度 (N/mm²)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

P_{10}' : エンドプレート下端の鉛直荷重 (N)

A_{10} : エンドプレート下端の断面積 (mm²)

防護梁（エンドプレート）の応力算定結果は以下のとおり。また，表 5.7-35 に防護梁（エンドプレート）の計算諸元を示す。

表 5.7-35 防護梁（エンドプレート）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{10}'	エンドプレート下端の鉛直荷重	236.55×10^3	N
A_{10}	エンドプレート下端の断面積	18.85×10^3	mm ²

$$\sigma_c = \frac{P_{10}'}{A_{10}} = \frac{236.55 \times 10^3}{39824} = 5.940 = 6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(4) ブラケット

a. 引き波時

ブラケットの引き波時の検討概要図を図 5.7-20 に示す。ブラケットは、出口側集水ピット側壁を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

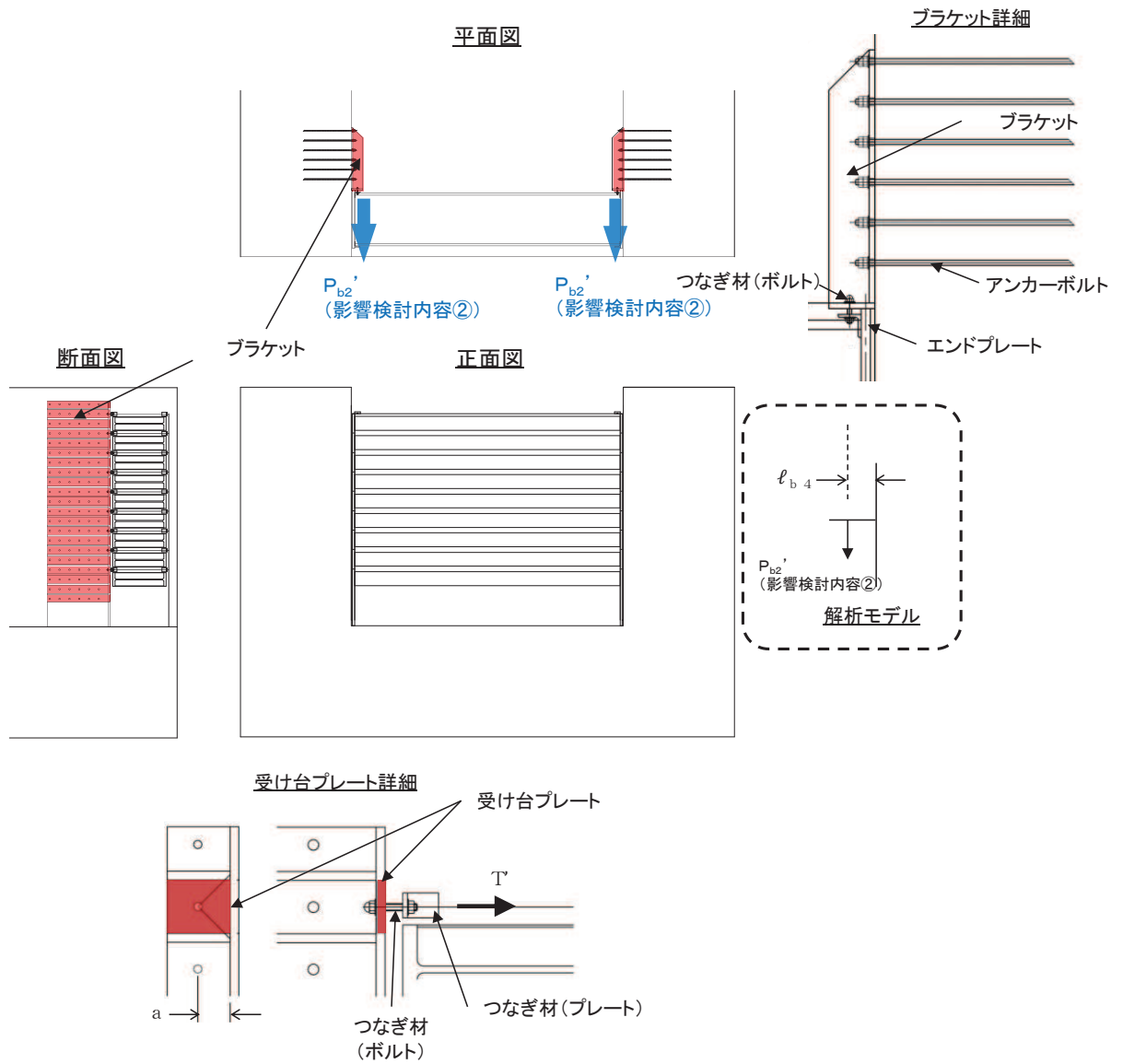


図 5.7-20 ブラケットの引き波時の検討概要図

また、漂流物防護工（ブラケット）の応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = P_{b2}' \cdot \ell_{b4}$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{b2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b2}' : 引き波により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)
- ℓ_{b4} : 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 (mm³)
- $A w_{b2}$: ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\max} = T' \cdot a$$

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

ここで、

- T' : 引き波により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 (mm³)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

(a) 津波時

ブラケットの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-36にブラケットの計算諸元を示す。

表 5.7-36 ブラケットの計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b2}'	引き波によりブラケットに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	17.80026×10^3	N
ℓ_{b4}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	110	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²
T'	引き波により受け台プレートに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	17.80026×10^3	kN
Z_c	受け台プレートの断面係数	13.225×10^3	mm ³

【ブラケット本体】

$$M_{\max} = P_{b2}' \cdot \ell_{b4} = 0.110 \times 17.80026 = 1.9580286 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{\max} = P_{b2} = 17.80026 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}} = 1.9580286 \times 10^6 / 14,670,000 = 0.134 = 1\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}} = 17.80026 \times 10^3 / 50,600 = 0.352 = 1\text{N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (1/210)^2 + (1/120)^2 = 0.0001$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\max} = T' \cdot a = 17.80026 \times 0.09 = 1.6020234\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_c} = \frac{1.6020234 \times 10^6}{13,225} = 121.136 = 122\text{N/mm}^2$$

(b) 重畳時

ブラケットの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-37にブラケットの計算諸元を示す。

表 5.7-37 ブラケットの計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b2}'	引き波よりブラケットに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	39.4511×10^3	N
ℓ_{b4}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	110	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²
T'	引き波により受け台プレートに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	39.4511×10^3	N
Z_c	受け台プレートの断面係数	13.225×10^3	mm ³

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2}' \cdot \ell_{b4} = 0.110 \times 39.4511 = 4.3399521 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_{b2} = 39.45411 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = 4.3399521 \times 10^6 / 14,670,000 = 0.296 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}} = 39.45411 \times 10^3 / 50,600 = 0.780 = 1 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (1/210)^2 + (1/120)^2 = 0.0001$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T' \cdot a = 39.45411 \times 0.09 = 3.5508699 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c} = \frac{3.5508699 \times 10^6}{13,225} = 268.497 = 269 \text{ N/mm}^2$$

b. 寸法の小さい漂流物の影響

ブラケットの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.7-21 に示す。ブラケットは、出口側集水ピット側壁を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

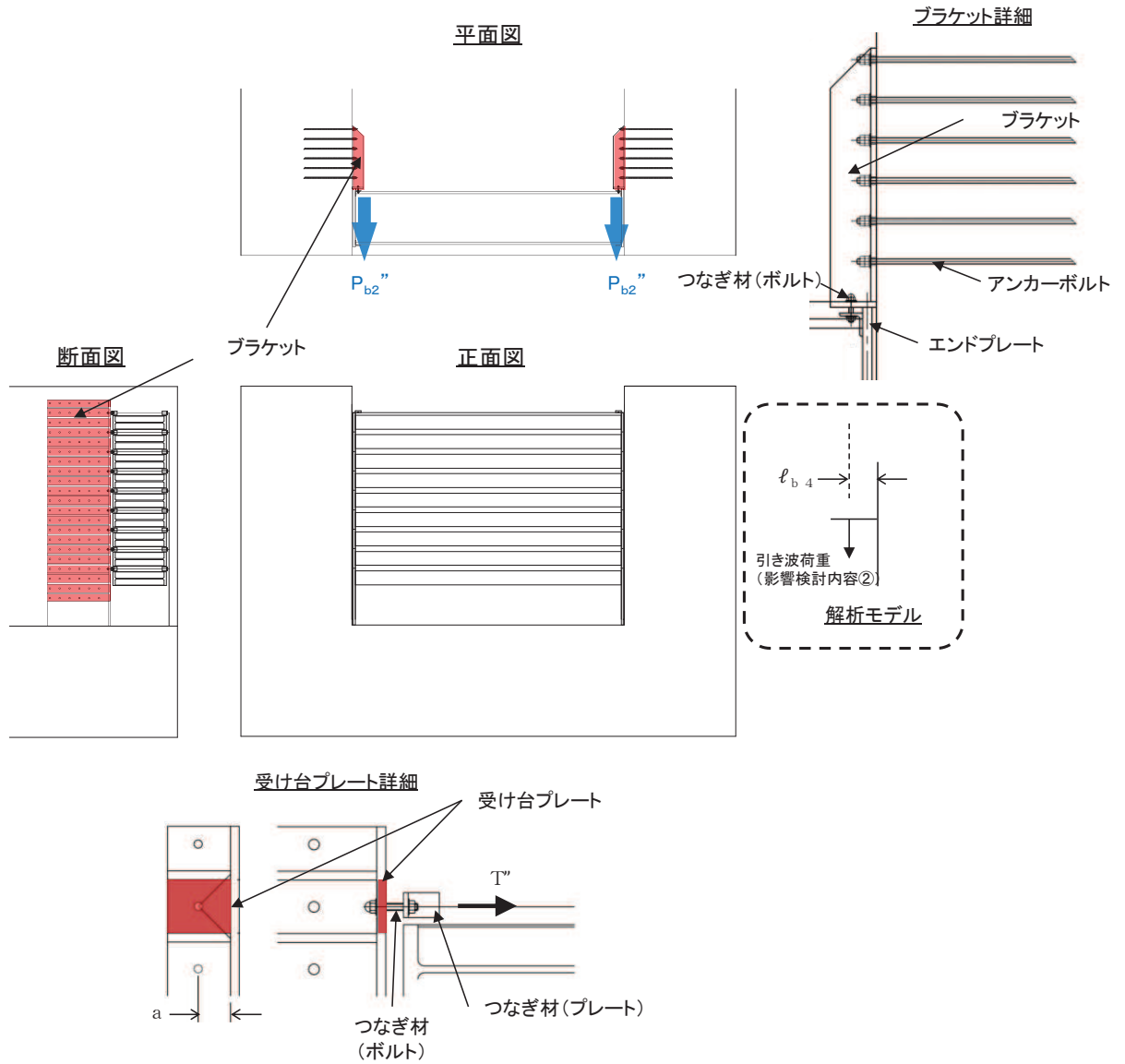


図 5.7-21 ブラケットの寸法の小さい漂流物の検討概要図

また、ブラケットの応力算定式は以下のとおりである。

【ブラケット本体】

$$M_{\max} = P_{b2} \cdot \ell_{b4}$$

$$S_{\max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b2}} \quad (\text{合成応力度})$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- P_{b2} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに作用する水平力 (N)
- ℓ_{b4} : 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 (mm³)
- $A w_{b2}$: ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

ブラケットの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-38にブラケットの計算諸元を示す。

表 5.7-38 ブラケットの計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b2}	寸法の小さい漂流物によりブラケットに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	23.7×10^3	N
ℓ_{b2}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	110	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm^3
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm^2
T	寸法の小さい漂流物により受け台プレートに作用する水平力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	23.7×10^3	N
Z_c	受け台プレートの断面係数	13.225×10^3	mm^3

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = P_{b2} \cdot \ell_{b2} = 0.110 \times 23.7 = 2.607 = 2.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2} = 23.7 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}} = 2.61 \times 10^6 / 14,670,000 = 0.1780 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{wb2}} = 23.7 \times 10^3 / 50,600 = 0.4684 = 1 \text{ N/mm}^2$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = (1/210)^2 + (1/120)^2 = 0.0001$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\text{max}} = T \cdot a = 23.7 \times 0.09 = 2.133 = 2.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_c} = \frac{2.14 \times 10^6}{13,225} = 161.8148 = 162 \text{ N/mm}^2$$

(5) つなぎ材 (ボルト)

a. 引き波時

つなぎ材 (ボルト) の引き波時の検討概要図を図 5.7-22 示す。つなぎ材 (ボルト) は引き波荷重に対して引張応力度の照査を行う。

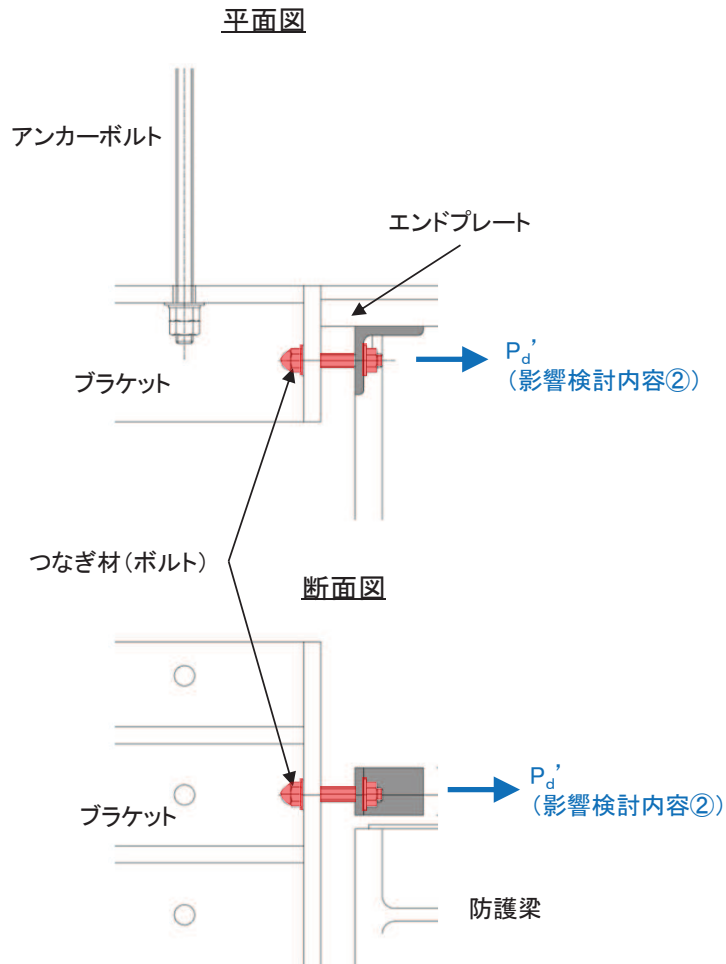


図 5.7-22 つなぎ材 (ボルト) の引き波時の検討概要図

また、つなぎ材 (ボルト) の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma = \frac{P_d'}{A_d}$$

ここで、

P_d' : 引き波により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 (mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

(a) 津波時

つなぎ材（ボルト）の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-39 につなぎ材（ボルト）の計算諸元を示す。

表 5.7-39 つなぎ材（ボルト）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_d'	引き波によりつなぎ材ボルトに作用する引張力（=防護梁に作用する水平の最大せん断力）	17.80026×10^3	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm^2

$$\sigma = \frac{P_d'}{A_d} = 17.80026 \times 10^3 / 245 = 72.655 = 73 \text{N/mm}^2$$

(b) 重畳時

つなぎ材（ボルト）の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-40 につなぎ材（ボルト）の計算諸元を示す。

表 5.7-40 つなぎ材（ボルト）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_d'	引き波によりつなぎ材ボルトに作用する引張力（=防護梁に作用する水平の最大せん断力）	39.4511×10^3	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm^2

$$\sigma = \frac{P_d'}{A_d} = 39.4511 \times 10^3 / 245 = 161.038 = 162 \text{N/mm}^2$$

b. 寸法の小さい漂流物の影響

つなぎ材（ボルト）の寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.7-23 に示す。つなぎ材（ボルト）は引張応力度の照査を行う。

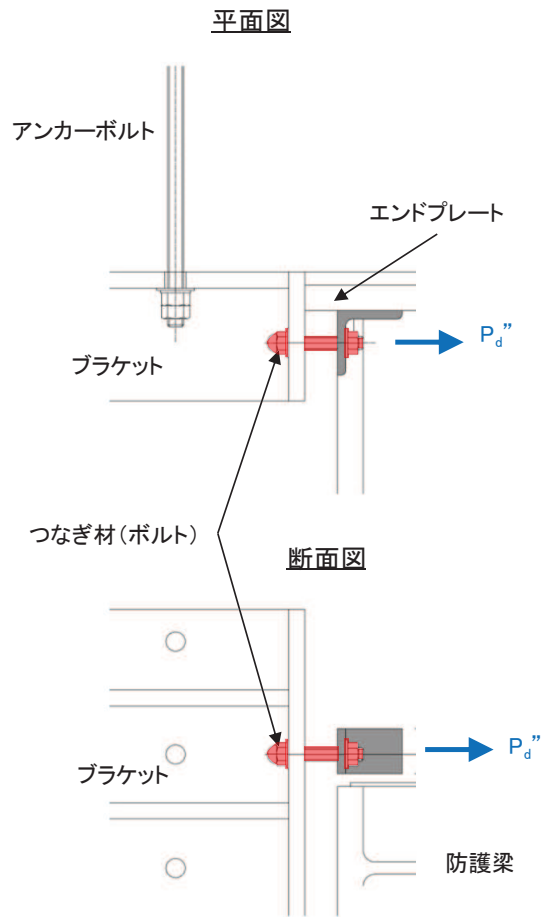


図 5.7-23 つなぎ材（ボルト）の寸法の小さい漂流物の検討概要図

また、つなぎ材（ボルト）の応力算定式は以下のとおり。

$$\sigma = \frac{P_d''}{A_d}$$

ここで、

P_d'' : 寸法の小さい漂流物により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 (mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

つなぎ材（ボルト）の応力算定結果は以下のとおり。また，表 5.7-41 につなぎ材（ボルト）の計算諸元を示す。

表 5.7-41 つなぎ材（ボルト）の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_d''	寸法の小さい漂流物により つなぎ材プレートに作用する引張力 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)	23.7×10^3	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm ²

$$\sigma = \frac{P_d''}{A_d} = 23.7 \times 10^3 / 245 = 96.7347 = 97 \text{N/mm}^2$$

(6) アンカーボルト

a. 引き波時

アンカーボルトの引き波時の検討概要図を図 5.7-24 に示す。アンカーボルトは引き波荷重に対して引張及びせん断の照査を行う。

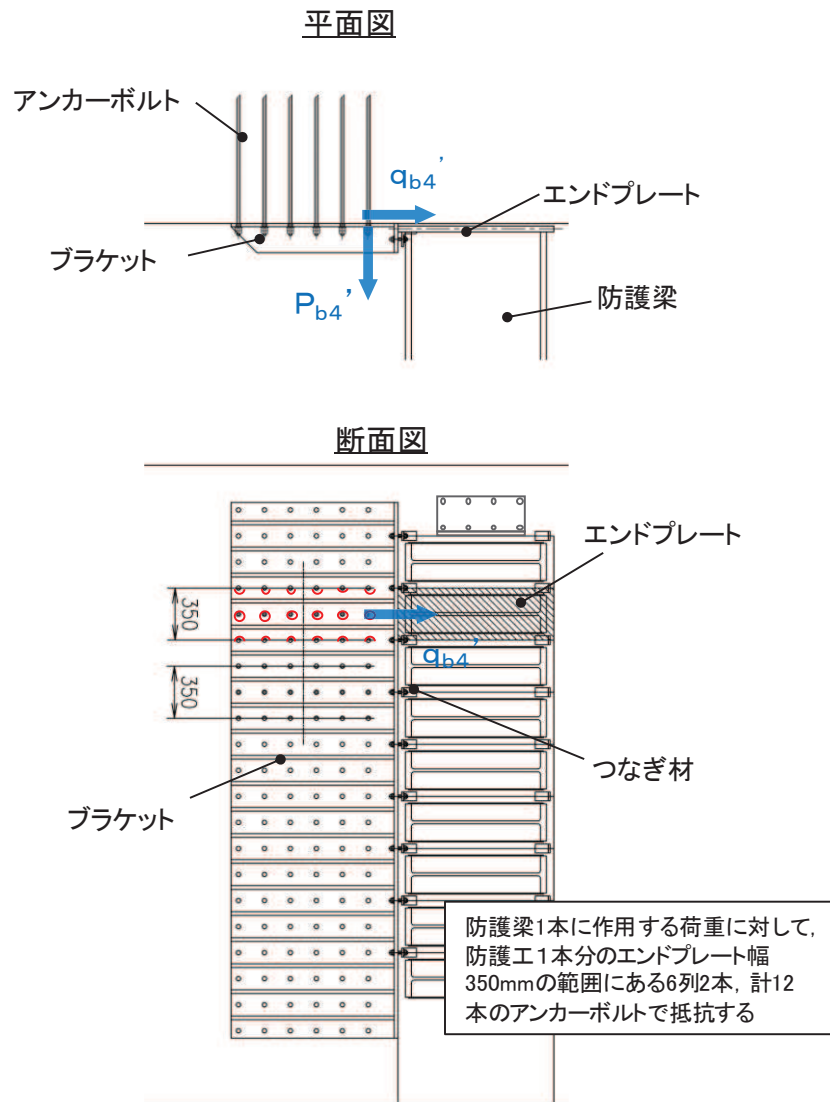


図 5.7-24 アンカーボルトの引き波時の検討概要図

また、アンカーボルトの応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4}' = \frac{(M_{b4}' / 2)}{Z_{b4}'}$$

$$q_{b4}' = \frac{(Q_{b4}' / 2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}'}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}'}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b4}' : 引き波によるアンカーボルト1本の引張力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
- q_{b4}' : 引き波によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)
- M_{b4}' : 引き波によりブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Z_{b4}' : 引き波によりアンカーボルト群1列の断面係数 (mm)
- Q_{b4}' : 引き波によりブラケットに生じるせん断力 (N)
- n : アンカーボルト群1列の本数 (本)

(a) 津波時

アンカーボルトの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-42にアンカーボルトの計算諸元を示す。

表 5.7-42 アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{b4}'	引き波によりブラケットに生じる曲げモーメント	1958028.6	N・mm
Z_{b4}	アンカーボルト群1列の断面係数	1225	mm
Q_{b4}'	引き波によりブラケットに生じるせん断力	17.80026×10^3	N
n	アンカーボルト群1列の本数	6	本

$$P_{b4}' = \frac{(M_{b4}'/2)}{Z_{b4}} = 1.9580286/2/1.225 = 0.800 = 1\text{kN}$$

$$q_{b4}' = \frac{(Q_{b4}'/2)}{n} = 17.80026/2/12 = 1.484 = 2\text{kN}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{P_{b4}'}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}'}{q_a}\right)^2 = (1/105)^2 + (2/85)^2 = 0.0007 = 0.01$$

(b) 重畳時

アンカーボルトの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-43にアンカーボルトの計算諸元を示す。

表 5.7-43 アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{b4}'	引き波によりブラケットに生じる曲げモーメント	4339952.1	N・mm
Z_{b4}	アンカーボルト群1列の断面係数	1225	mm
Q_{b4}'	引き波によりブラケットに生じるせん断力	39.45411×10^3	N
n	アンカーボルト群1列の本数	6	本

$$P_{b4}' = \frac{(M_{b4}'/2)}{Z_{b4}} = 4.3399521/2/1.225 = 1.772 = 2\text{kN}$$

$$q_{b4}' = \frac{(Q_{b4}'/2)}{n} = 39.45411/2/12 = 3.288 = 4\text{kN}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{P_{b4}'}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}'}{q_a}\right)^2 = (2/105)^2 + (4/85)^2 = 0.003 = 0.01$$

b. 寸法の小さい漂流物の影響

アンカーボルトの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図を図 5.7-25 に示す。アンカーボルトは引張及びせん断の照査を行う。

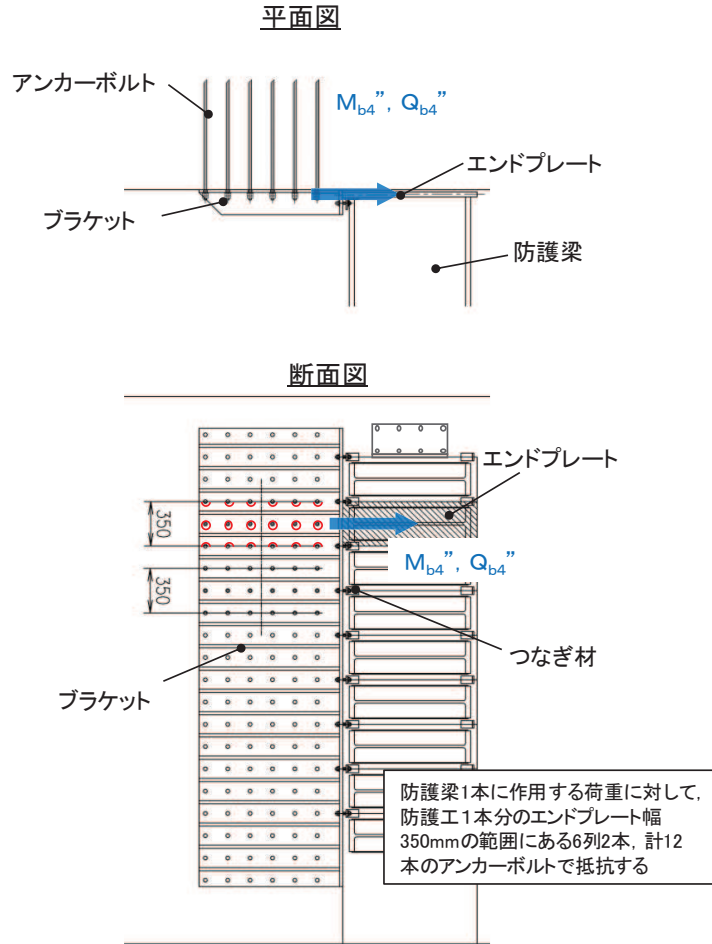


図 5.7-25 アンカーボルトの寸法の小さい漂流物の検討イメージ図

また、アンカーボルトの応力算定式は以下のとおりである。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}'' / 2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}'' / 2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a} \right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- P_{b4} : 寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
 q_{b4} : 寸法の小さい漂流物によるアンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
 M_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
 Z_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりアンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm)
 Q_{b4} : 寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じるせん断力 (N)
 n : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)

アンカーボルトの応力算定結果は以下のとおり。また、表5.7-44にアンカーボルトの計算諸元を示す。

表 5.7-44 アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{b4}	寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じる曲げモーメント	2.61×10^6	N・mm
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm
Q_{b4}	寸法の小さい漂流物によりブラケットに生じるせん断力	23.7×10^6	N
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4} / 2)}{Z_{b4}} = 2.61 \times 10^6 / 2 / 1.225 = 1.0654 = 2\text{kN}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4} / 2)}{n} = 23.7 \times 10^3 / 2 / 12 = 1.975 = 2\text{kN}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 = (2/105)^2 + (2/85)^2 = 0.001 = 0.01$$

6. 評価結果

津波時及び重畳時における評価部材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(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)

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b		
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	56.25	154	0.37		
	主桁	1桁	曲げ応力度	44.44	154	0.29	
				2,3桁	40.85	154	0.27
				4桁	31.75	154	0.21
		1桁		せん断応力度	25.00	88	0.29
		2,3桁			28.34	88	0.33
		4桁			18.89	88	0.22
		1桁		合成応力度*1	62.05	154	0.41
		2,3桁			63.87	154	0.42
		4桁			45.60	154	0.30
	補助縦桁	曲げ応力度	8.17	153	0.06		
		せん断応力度	9.26	88	0.11		
		合成応力度*1	18.00	154	0.12		
	中央支柱	曲げ応力度	30.18	143	0.22		
		せん断応力度	32.80	88	0.38		
		合成応力度*1	64.34	154	0.42		
	中央支柱 (アンカーボルト)	引張力*2	4.41×10^4	2.92×10^5	0.16		
		せん断力*2	3.52×10^4	2.04×10^5	0.18		
	中央横桁	引張応力度	42.64	153	0.28		
		せん断応力度	34.80	88	0.40		
合成応力度*1		73.84	154	0.48			
固定部	戸当り	支圧応力度	36.00	231	0.15		
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	1.38	13.5	0.10		
		せん断応力度	0.69	1.5	0.46		

注記*1: 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。

*2: アンカーボルトの照査については発生力 (単位: N), 許容値 (単位: N) を示す。

表 6-1(2) 寸法の小さい漂流物の影響評価結果
(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体)

評価部材		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 ²)	61.56	154	0.40

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)

評価部材			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	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	382	0.02
			せん断応力度	41	217	0.19
			合成応力度*	0.04	1.2	0.04
	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
	押さえ工 (プレート)		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
			曲げ応力度	203	382	0.54
			せん断応力度	16	217	0.08
			合成応力度	0.29	1.2	0.25
	押さえ工 (ボルト)		評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
			引張	9	22.4	0.41
			せん断	23	36.9	0.63
			合成	0.55	1.2	0.46

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力から算出する。

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)

評価部材			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	35	382	0.10
			せん断応力度	20	217	0.10
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼 (鉛直)	曲げ応力度	43	382	0.12
			せん断応力度	2	217	0.01
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼	二軸応力	0.02	1.2	0.02
		ブラケット	曲げ応力度	1	382	0.01
			せん断応力度	6	217	0.03
	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	25	85	0.30	
		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。

表 6-2(3) 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 (引き波時))

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値 a/b		
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)			
漂流物 防護工	影響検討 内容① (漂流物 の自重)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	246	382	0.65	
				せん断応力度	9	217	0.05	
				合成応力度*	0.42	1.2	0.35	
			エンド プレート	圧縮応力度	6	231	0.03	
			防護梁	H 鋼	二軸応力	0.42	1.2	0.35
		影響検討 内容② (引き波 による静 水圧)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
	せん断応力度				2	217	0.01	
	合成応力度*				0.01	1.2	0.01	
				つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	128	382	0.34
	せん断応力度				12	217	0.06	
	合成応力度*				0.12	1.2	0.10	
			ブラケット	曲げ応力度	122	382	0.32	
			つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	73	210	0.35	
			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		

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(4) 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
(寸法の小さい漂流物の影響))

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値 a/b	
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)		
漂流物 防護工	影響検討 内容② (引き波 による寸 法の小さ い漂流物 の影響)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
				せん断応力度	2	217	0.01
				合成応力度*	0.01	1.2	0.01
			つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	171	382	0.45
				せん断応力度	16	217	0.08
				合成応力度*	0.21	1.2	0.18
		ブラケット	曲げ応力度	162	382	0.43	
		つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	97	210	0.47	
		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	2	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
			合成*	0.01	1.2	0.01	

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(5) 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 (引き波時))

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	5	382	0.02
			せん断応力度	3	217	0.02
			合成応力度*	0.01	1.2	0.01
		H 鋼 (鉛直)	曲げ応力度	43	382	0.12
			せん断応力度	2	217	0.01
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼	二軸応力	0.02	1.2	0.02
		つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	283	382	0.75
			せん断応力度	26	217	0.12
	合成応力度*		0.57	1.2	0.48	
	ブラケット	曲げ応力度	269	382	0.71	
	つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	162	210	0.78	
	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	2	105	0.02	
せん断		4	85	0.05		
合成*		0.01	1.2	0.01		

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。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の間接支持機能を持つ出口側集水ピットは、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土に埋め込まれるため、漂流物が直接衝突することはない。

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。

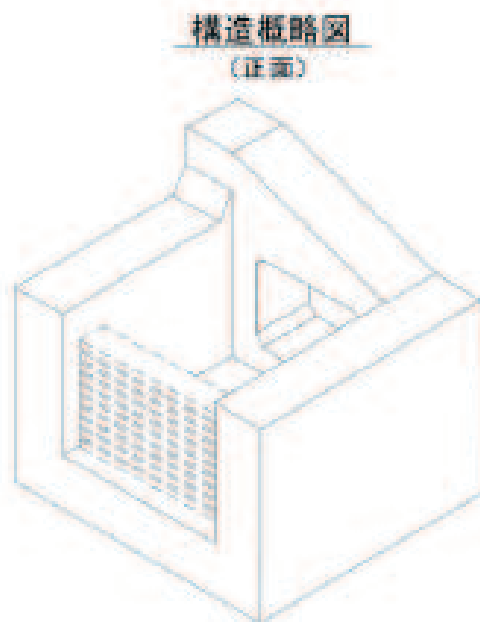
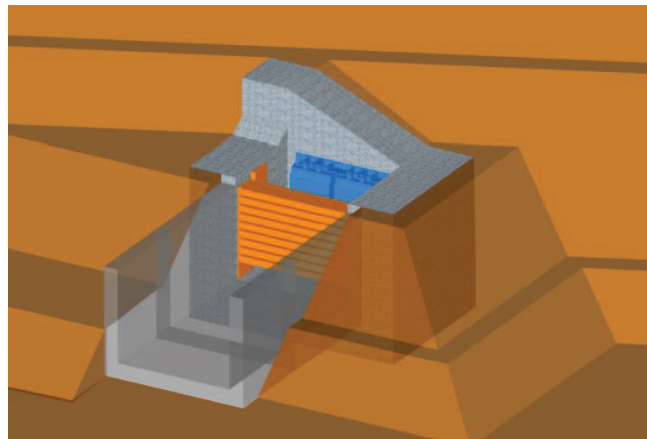


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

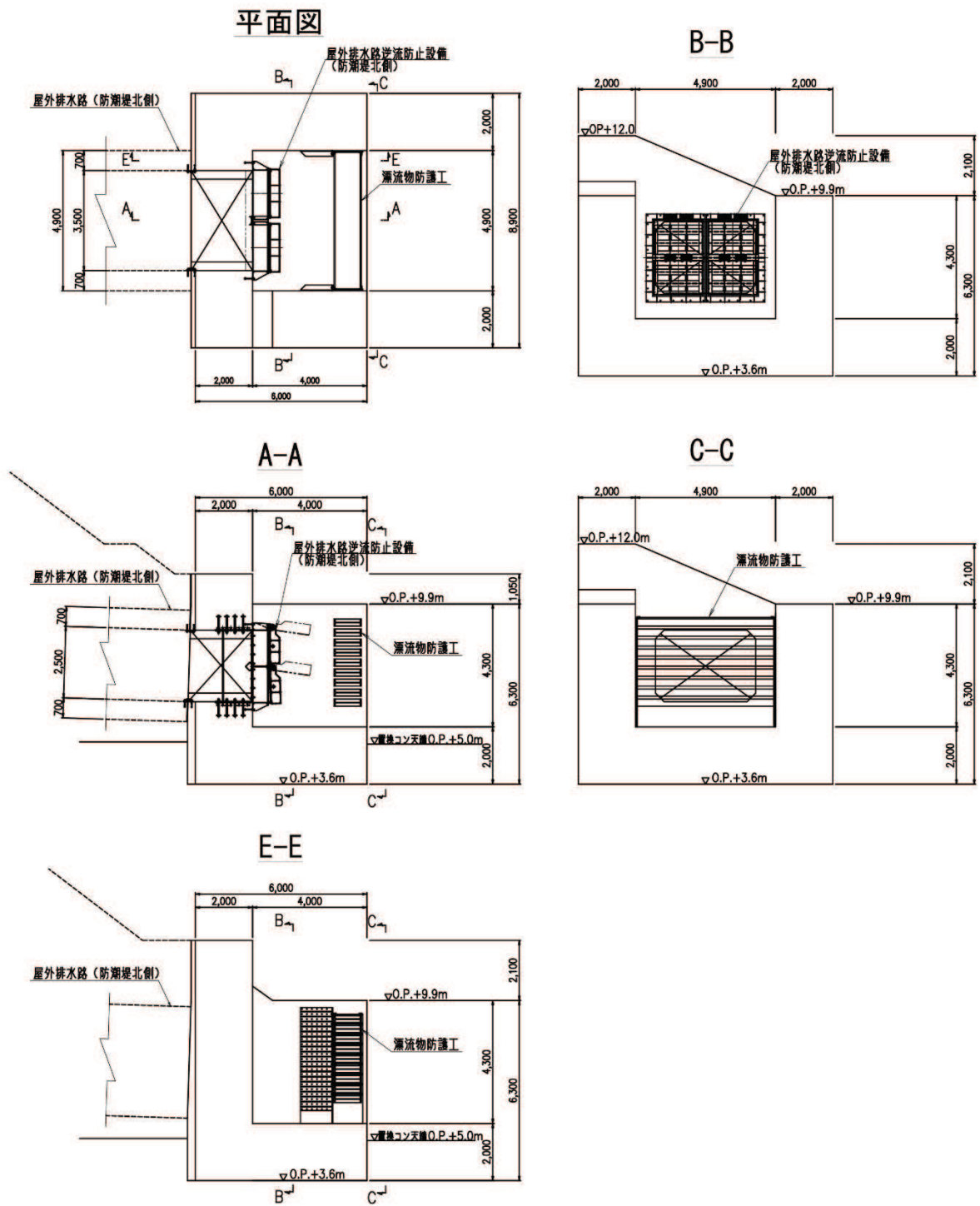
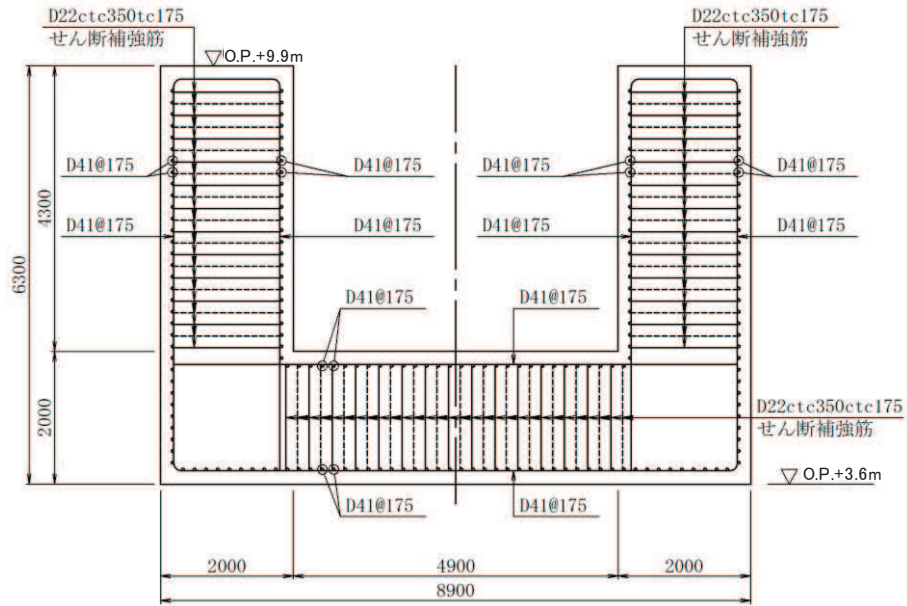


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

B-B 断面



E-E 断面

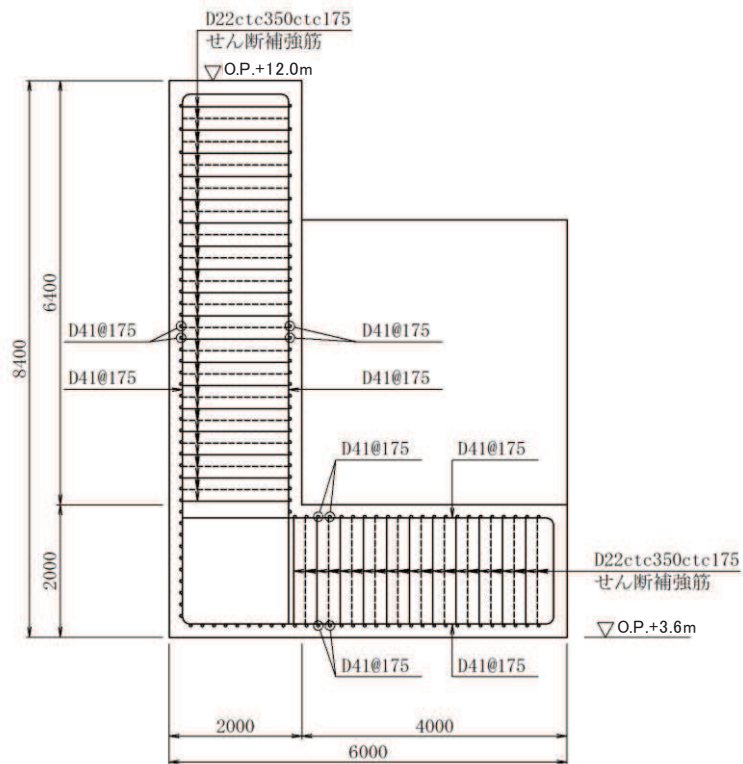


図 7.1-3 出口側集水ピット概要配筋図 (特記なき寸法は mm を示す)

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

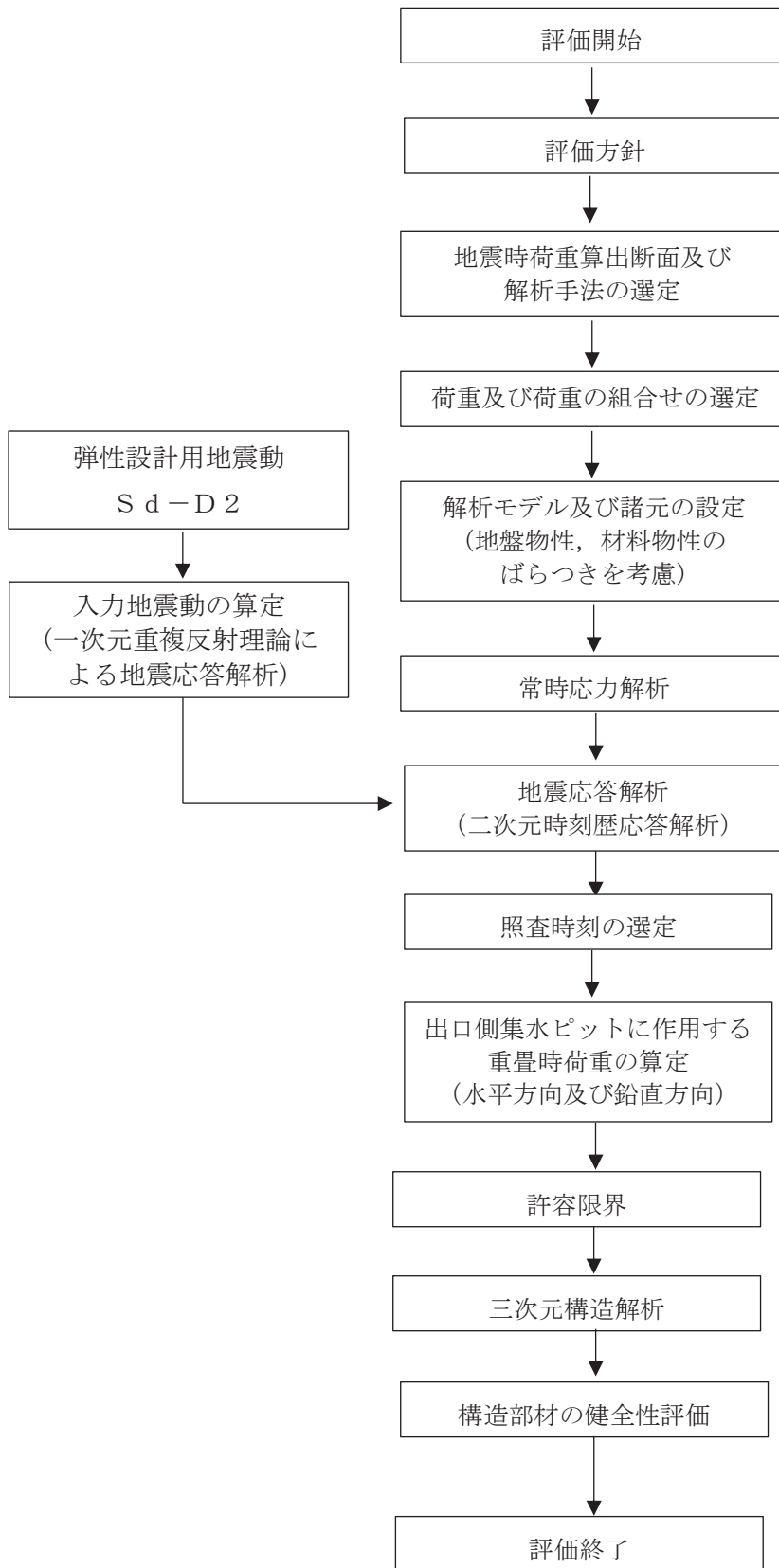


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

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	kN/m^2	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m^2	余震荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ_{sa}	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	kN/m	面外せん断力
N_x, N_y	kN/m	軸方向力
N_{xy}	kN/m	面内せん断力
R_d	N/mm^2	最大接地圧
R_u	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。

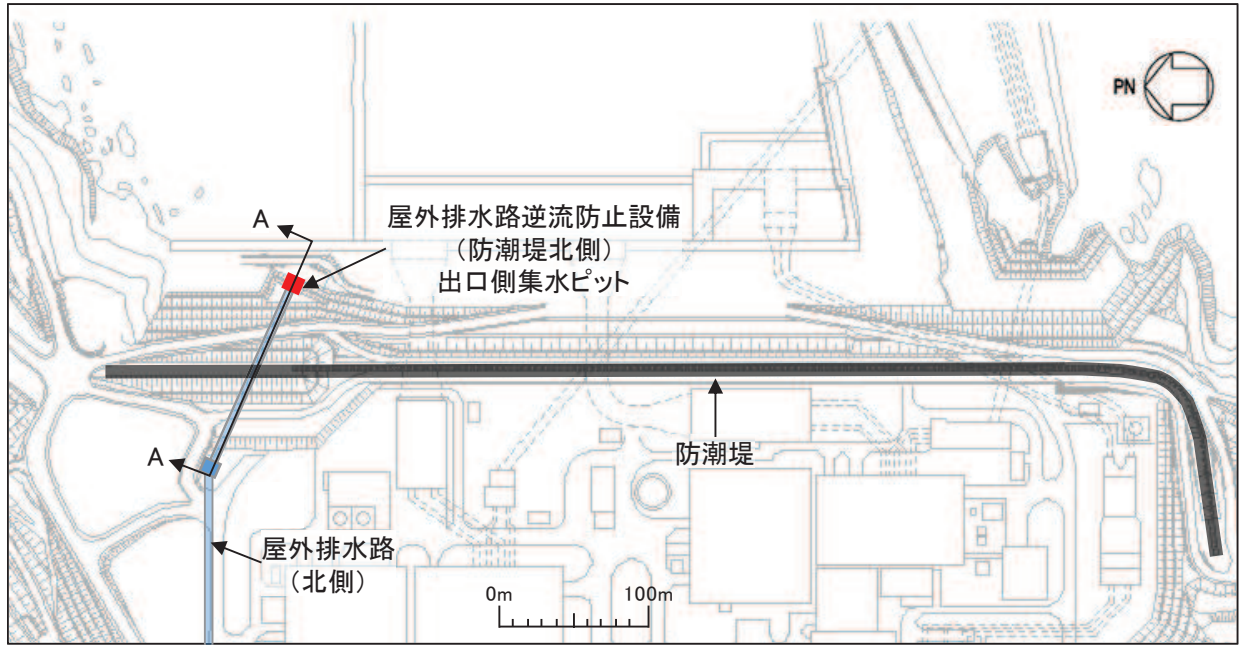


図 8.2-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

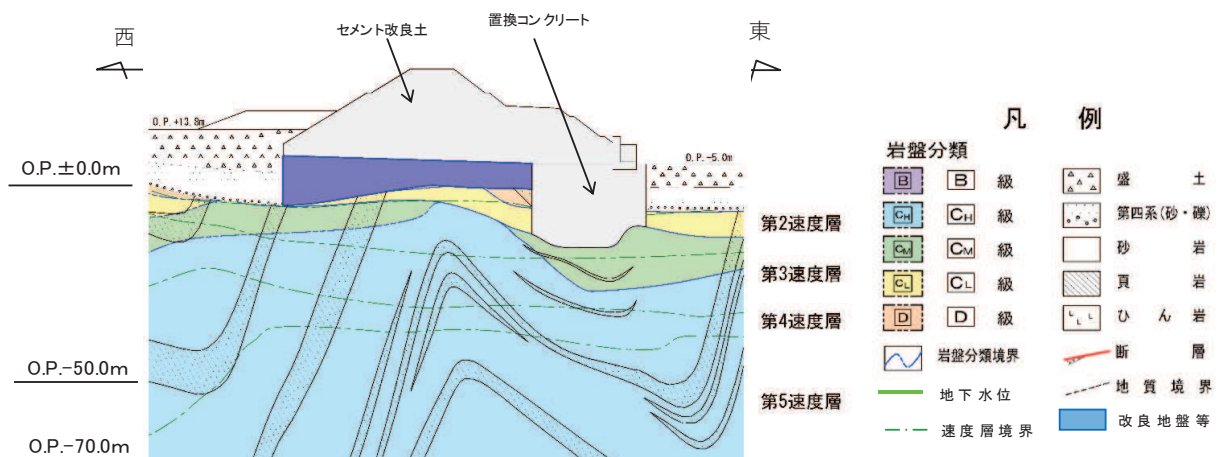


図 8.2-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

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 4.9kN/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。

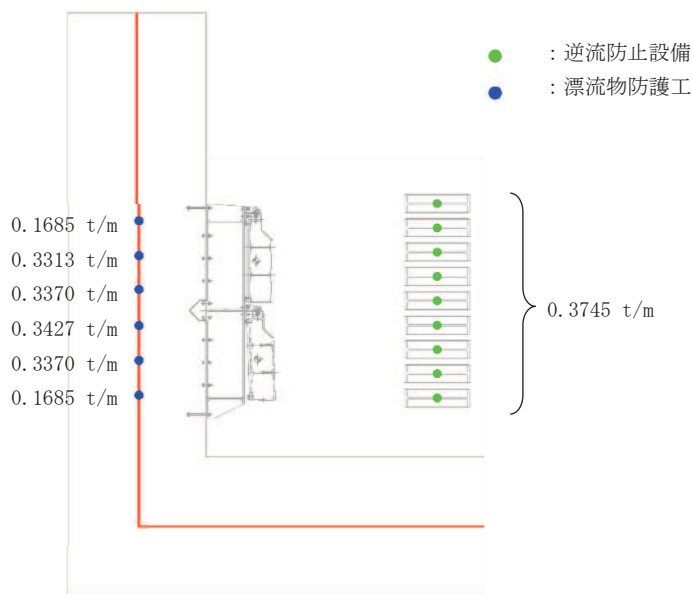


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

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

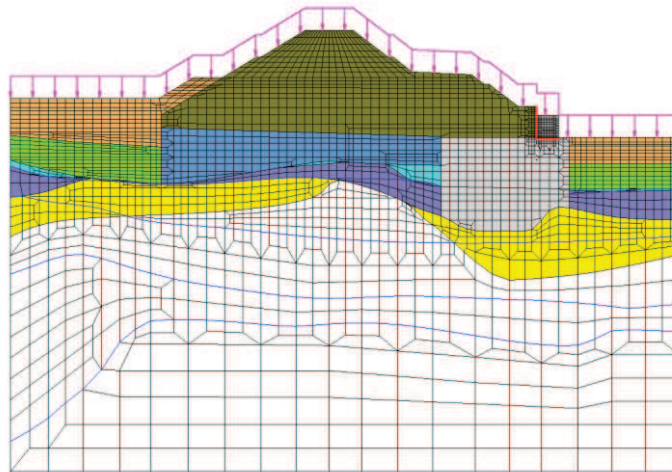


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(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 20N/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 8.3-2 遡上津波荷重（出口側集水ピット）

	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 ²)	出口側集 水ピット 下端波圧 (kN/m ²)
津波時	9.9	0.5	4.7	12.000	5.000	26.26	96.96
重畳時	25.0	0.5	12.25	12.000	5.000	255.0	325.7

(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。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）及び出口側集水ピットの西壁上部に漂流物が衝突する可能性があるが、出口側集水ピットの西壁上部は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）よりも上方にあり、間接支持機能には関係しない範囲となることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）に衝突荷重を作用させることとする。

衝突荷重を表 8.3-3 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 8.3-3 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 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。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-4, 荷重の種別及び算定方法を表 8.3-5 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 8.3-4 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
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^2)
- P_t : 遡上津波荷重
- P_c : 衝突荷重
- K_{Sd} : 余震荷重

表 8.3-5 (1) 荷重の種類及び算定方法 (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 4.9kN/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 (0.301kN/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 8.3-5 (2) 荷重の種類及び算定方法 (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 4.9kN/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 (0.301kN/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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f'ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{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、構造的な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。

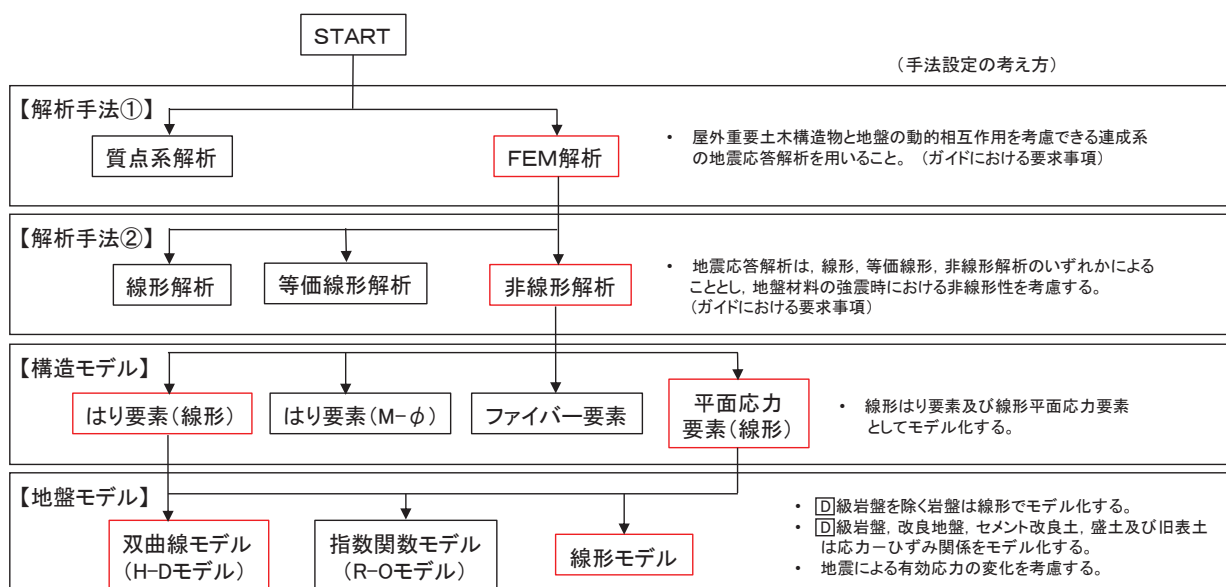


図 8.5-1 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

(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 σ 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 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	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。

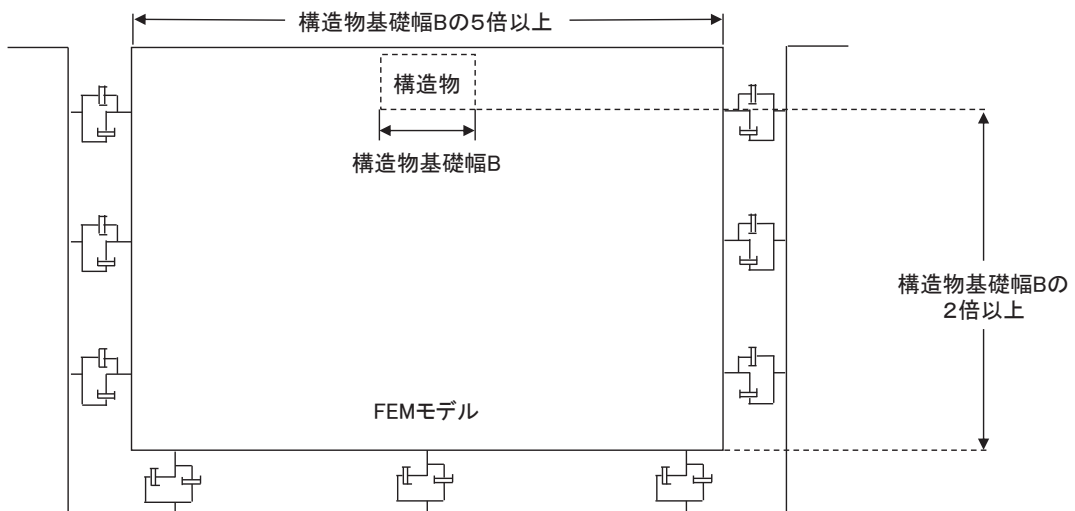


図 8.5-3 モデル化範囲の考え方

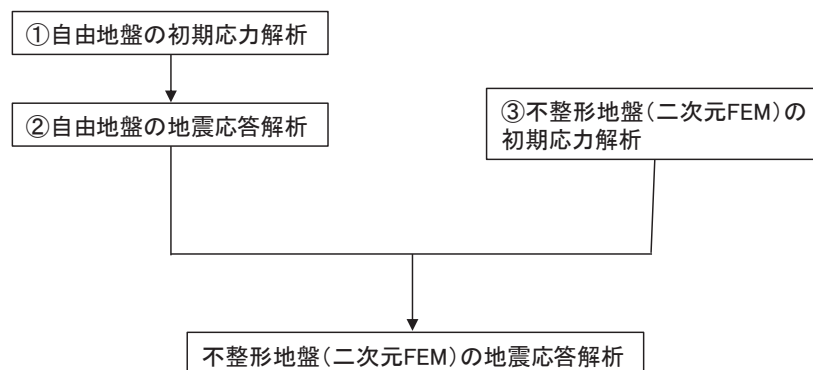


図 8.5-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

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。

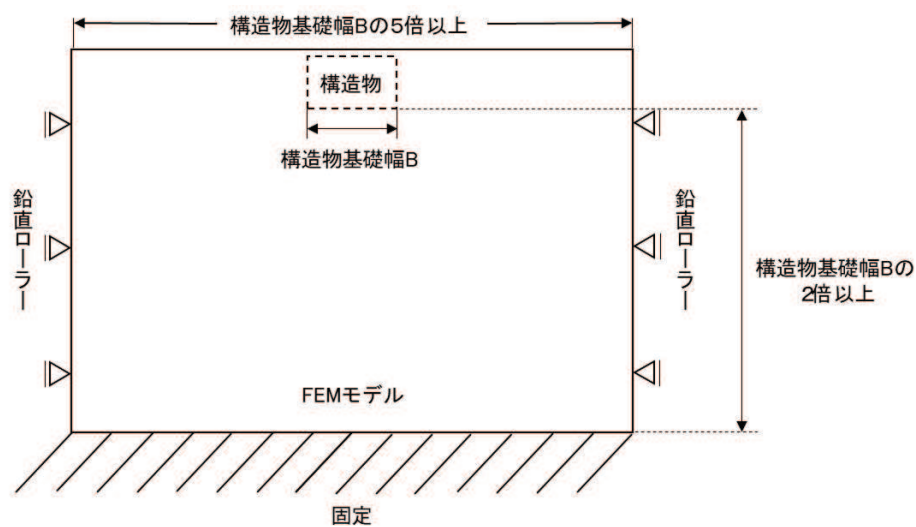


図 8.5-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(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。

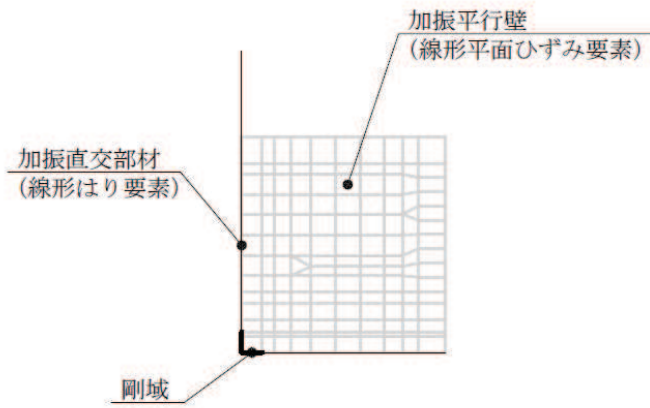


図 8.5-7 構造部材のモデル化

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。

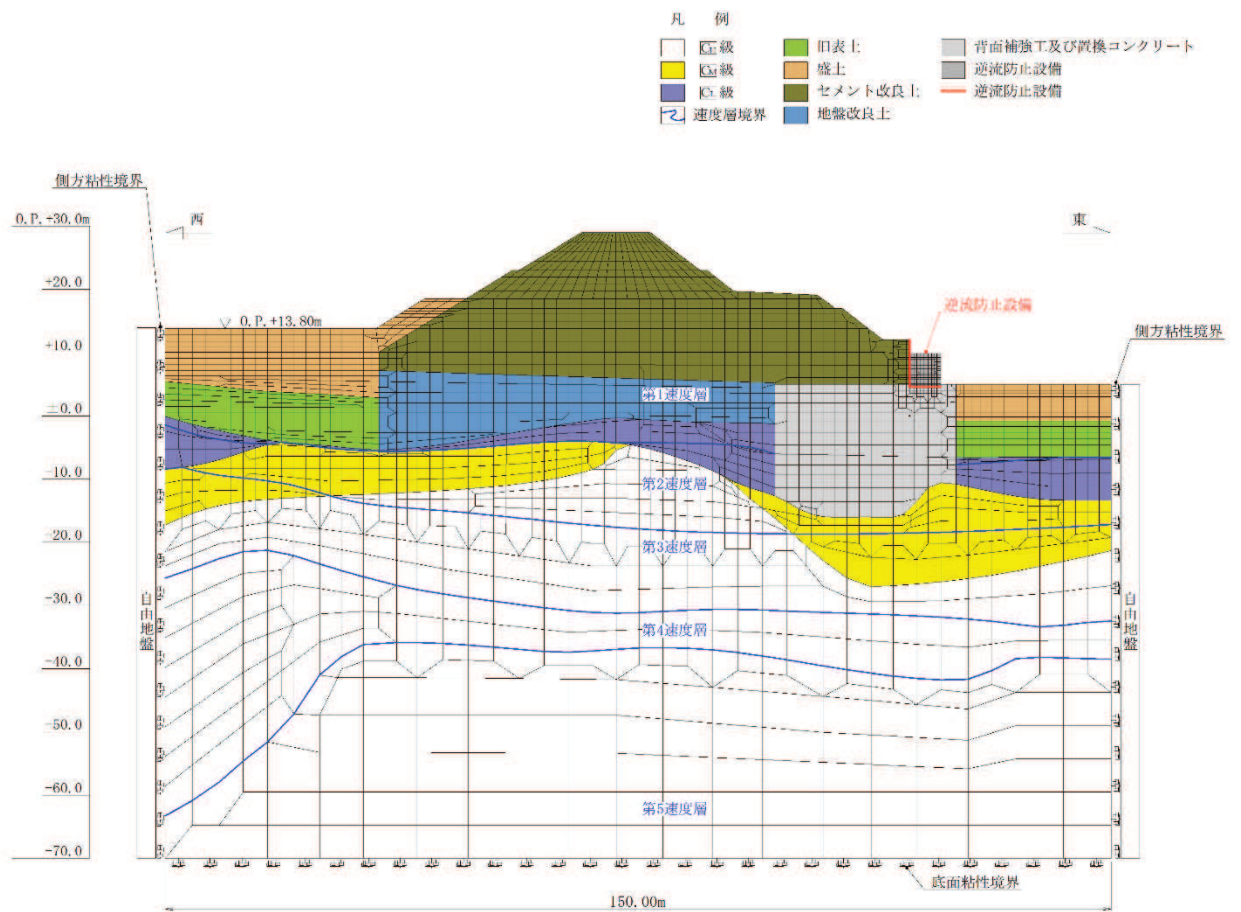


図 8.5-8 出口側集水ピットの解析モデル (A-A断面, 津波時)

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 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 ϕ 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、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 ²)	内部摩擦角 ϕ (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 ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

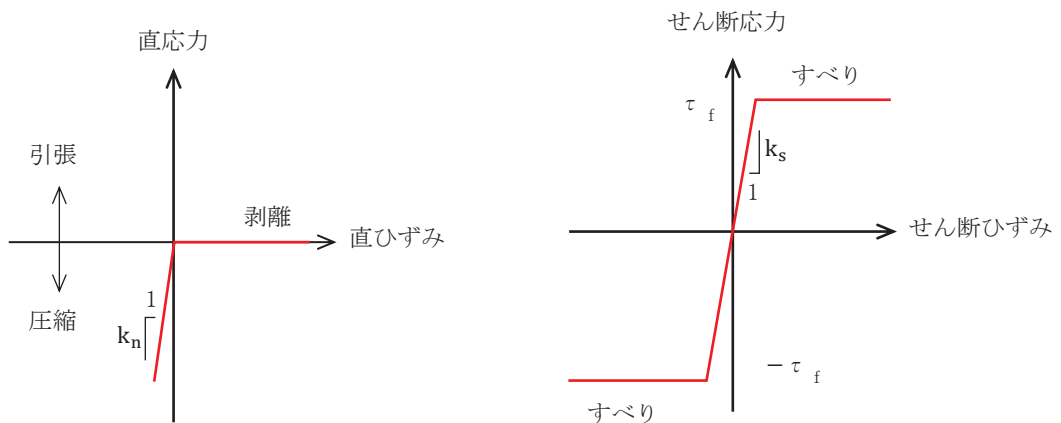


図 8.5-9 ジョイント要素の力学特性

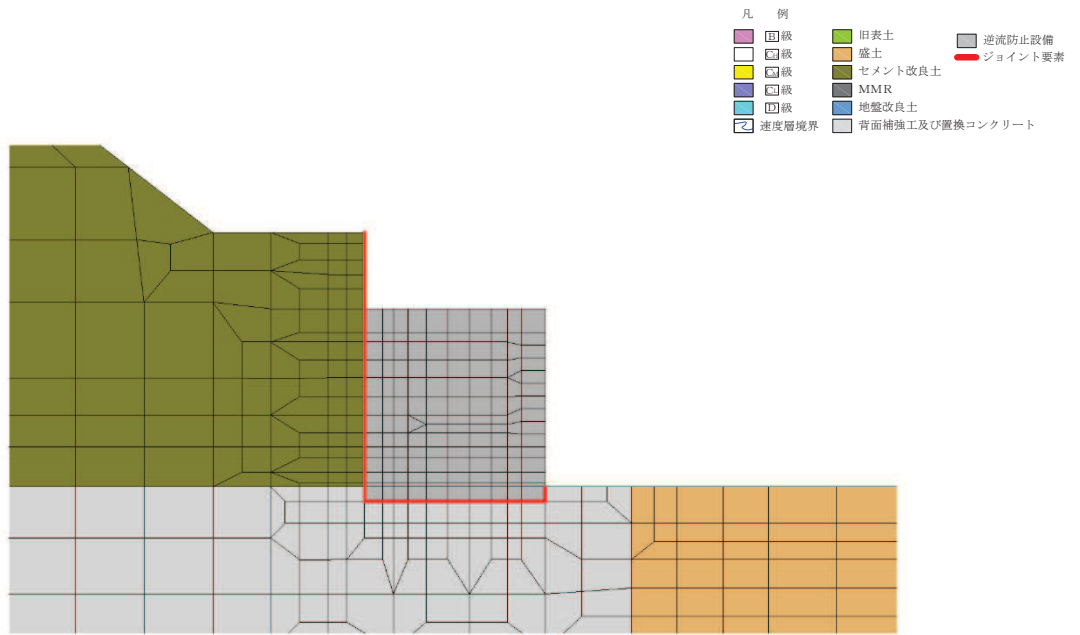


図 8.5-10 ジョイント要素の配置

(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 ²
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 ⁴	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 ⁴	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	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B]級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 8.5-7(2) 参照	0.03	
[C _H]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L]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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

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 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
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 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	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	0.08	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	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	0.65	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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2: 断層及びシームの狭在物は, 「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 ρ (g/cm ³)	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 ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{ma} x	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_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 ρ (g/cm ³)	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_{max} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	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 ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	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。

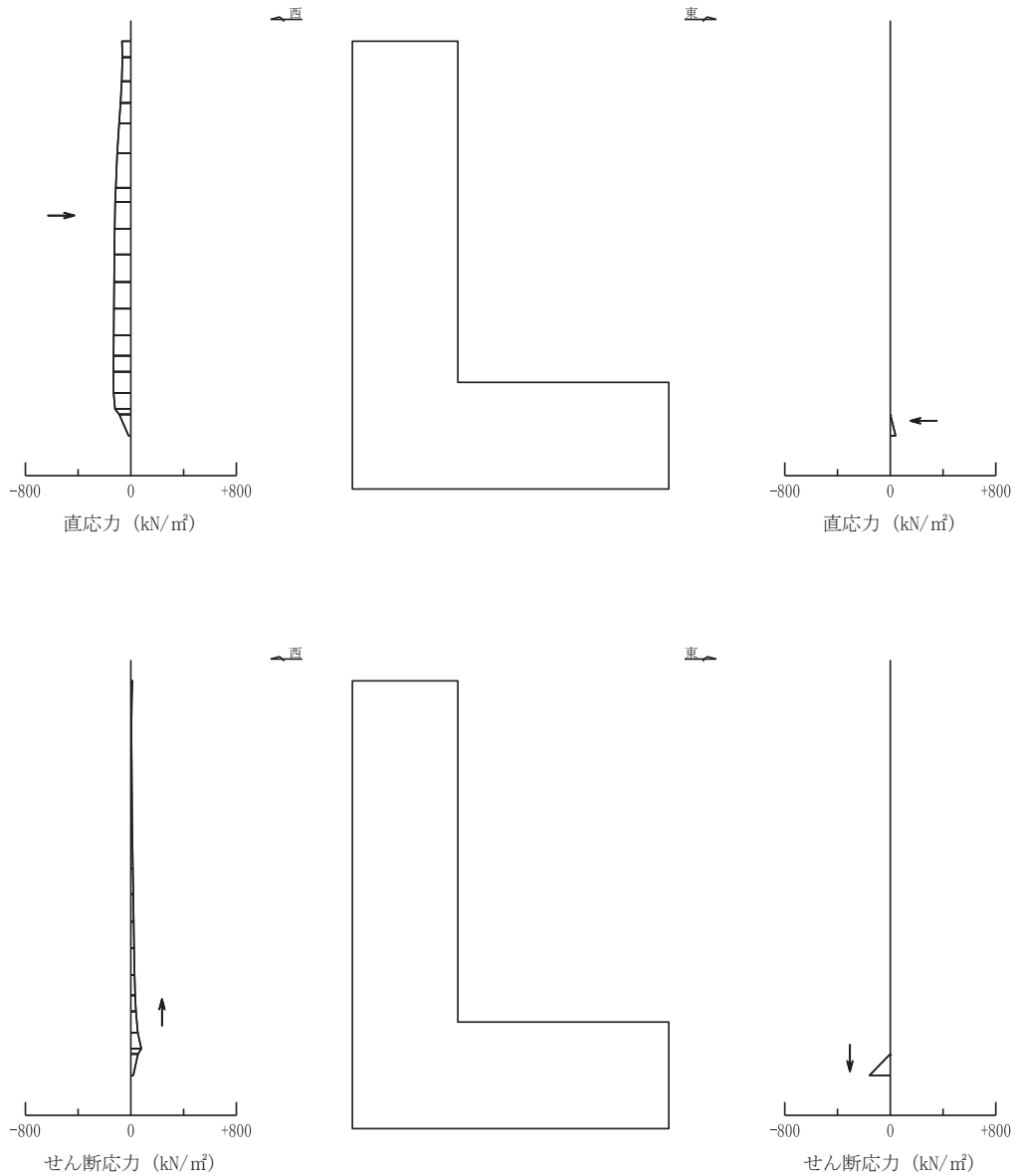


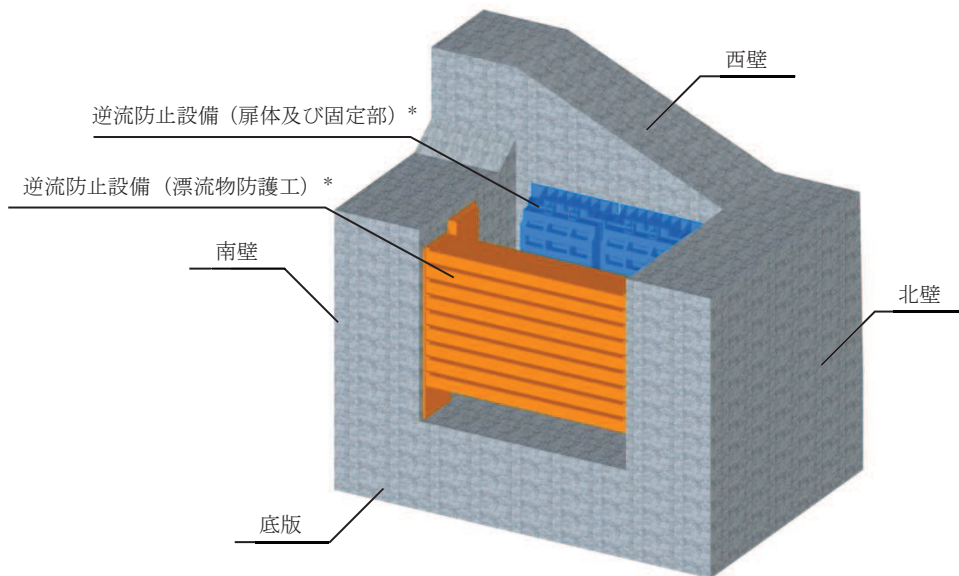
図 8.5-11 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③)

(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。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

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。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書〔設計編〕」に基づき、剛域を設ける。

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，節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・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，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け，「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

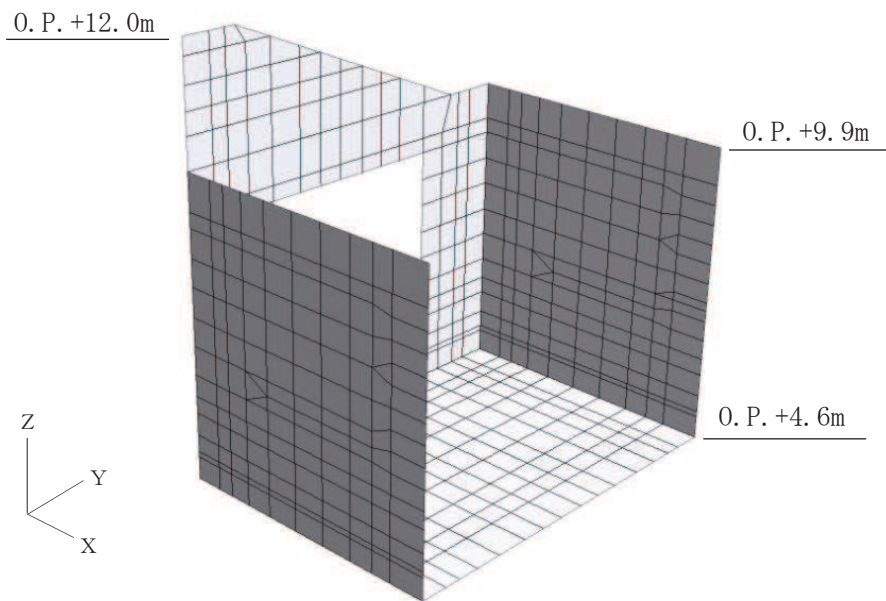
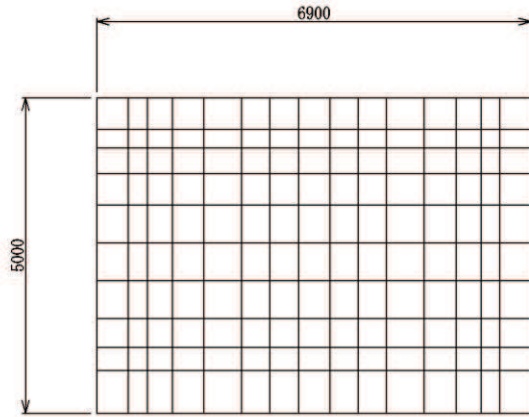
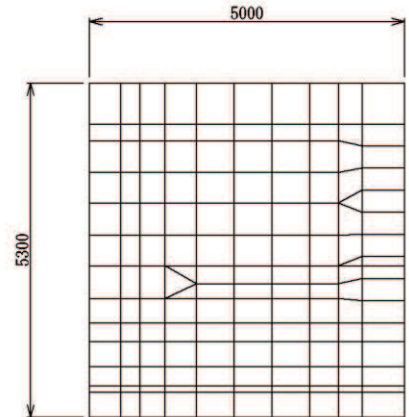


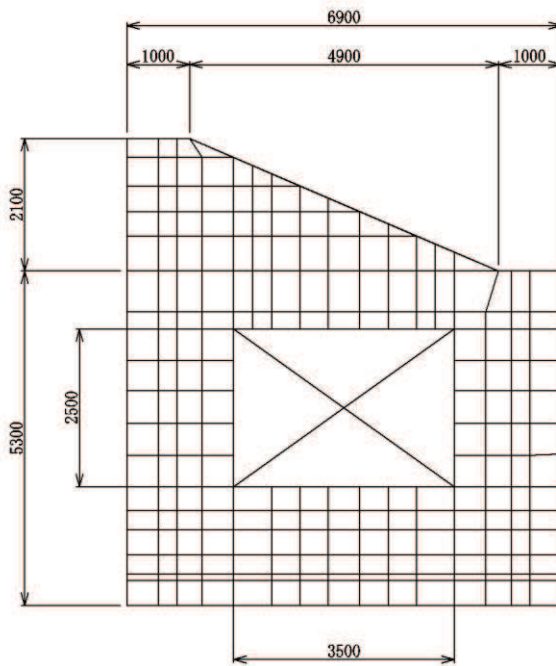
図 8.5-13 出口側集水ピットのモデル概念図



(a) 底板



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

图 8.5-14 要素分割图 (单位: mm)

(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。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）及び出口側集水ピットの西壁上部に漂流物が衝突する可能性があるが、出口側集水ピットの西壁上部は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）よりも上方にあり、間接支持機能には関係しない範囲となることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）に衝突荷重を作用させることとする。また、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こととし、剛ビームを介して出口側集水ピット側壁に作用させる。

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	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。

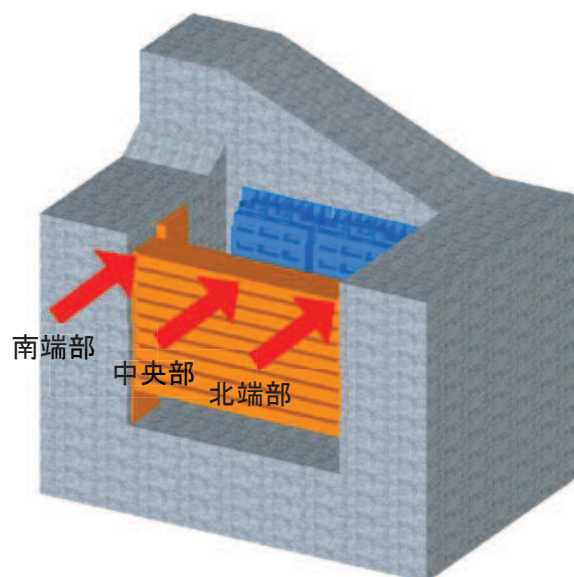


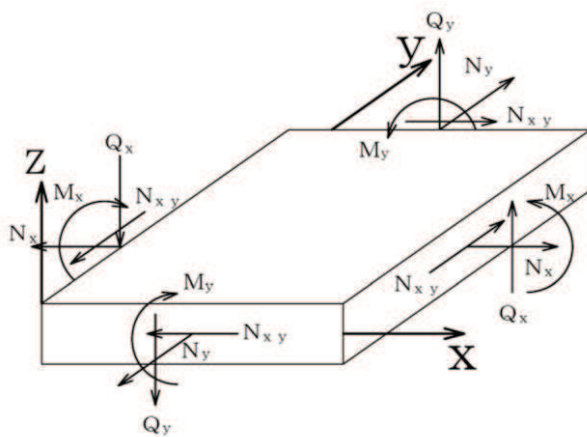
図 8.5-15 衝突荷重作用位置

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 8.5-16 に、断面力の組合せを表 8.5-13 に示す。面内せん断力 N_{xy} については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

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 : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 8.5-16 シェル要素における応答断面力

表 8.5-13 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

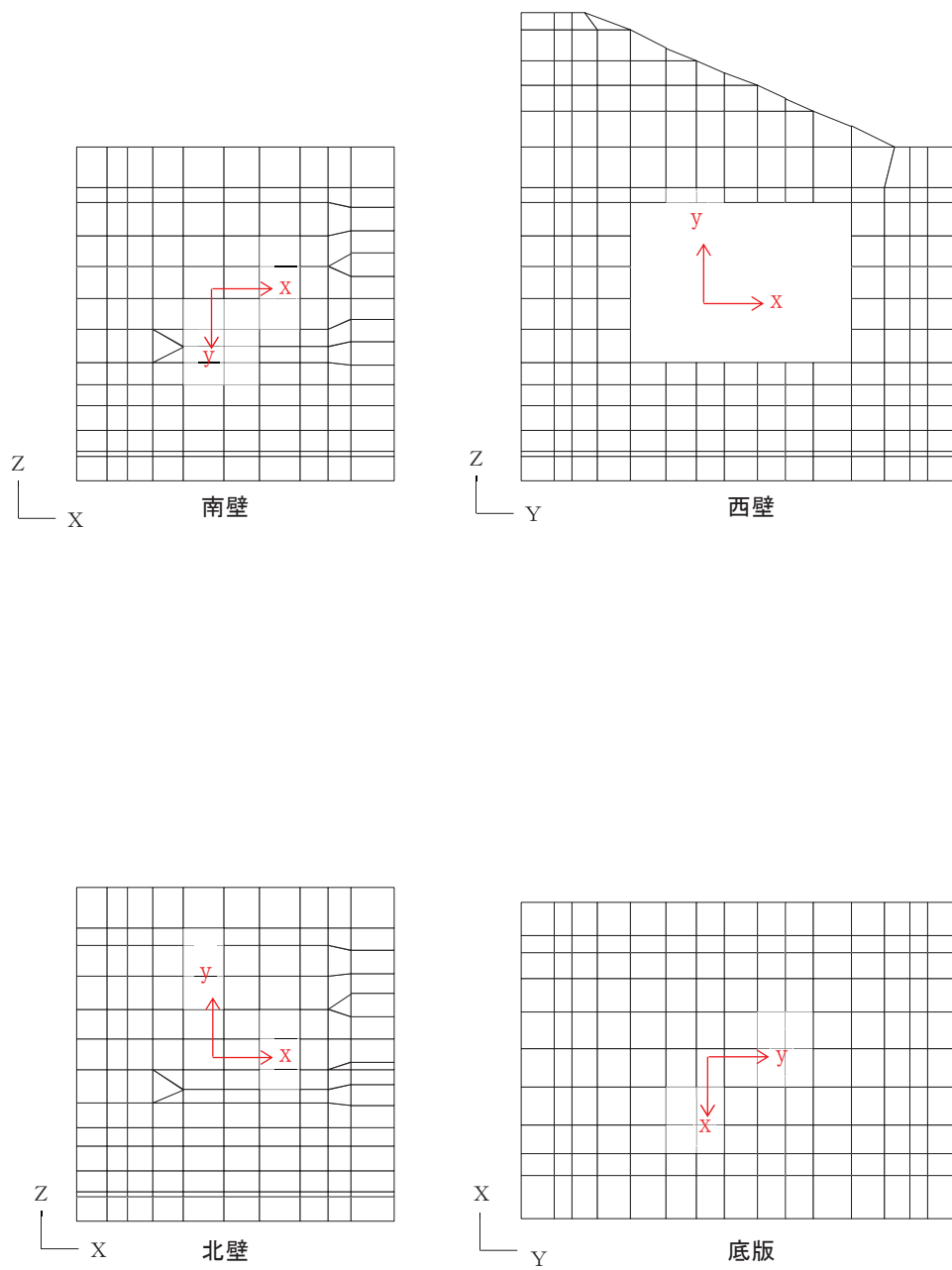


図 8.5-17 各部材の要素座標系

(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 8.5-14 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 8.5-14 (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 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{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 8.5-14 (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 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{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。

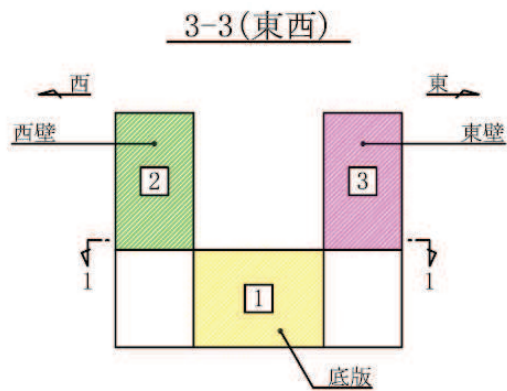
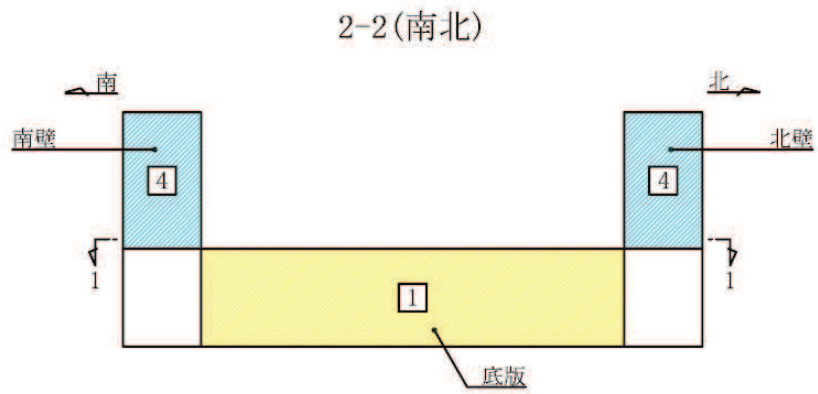
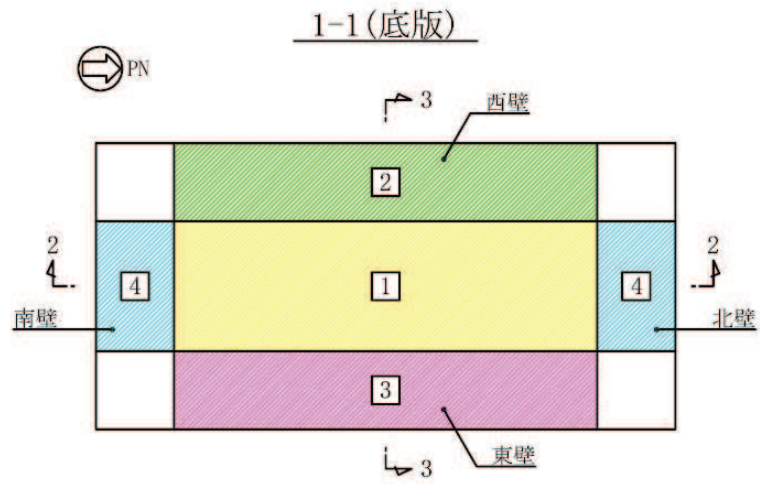


图 8.5-18 評価位置図

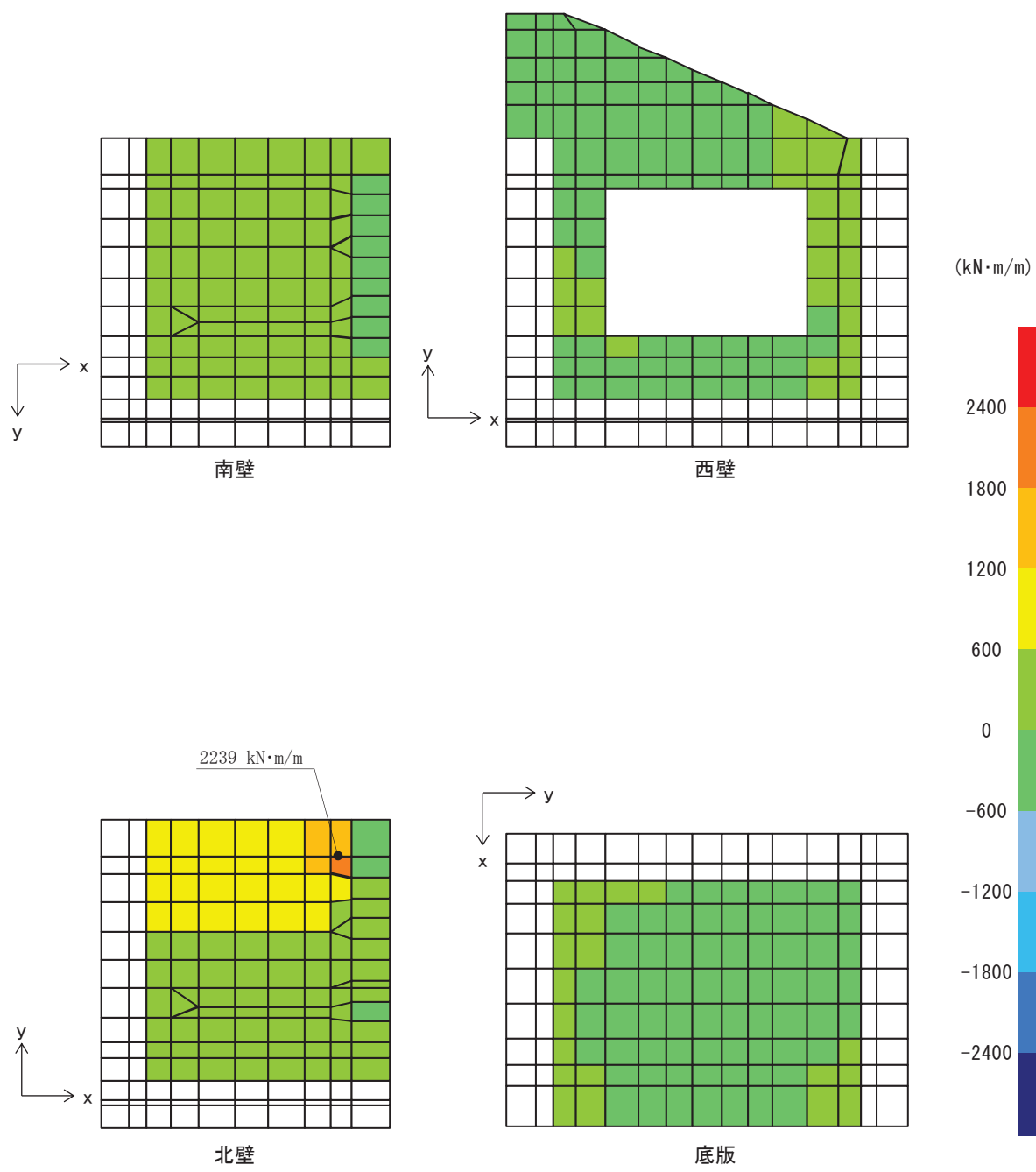


図 8.5-19(1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 M_x (解析ケース③)

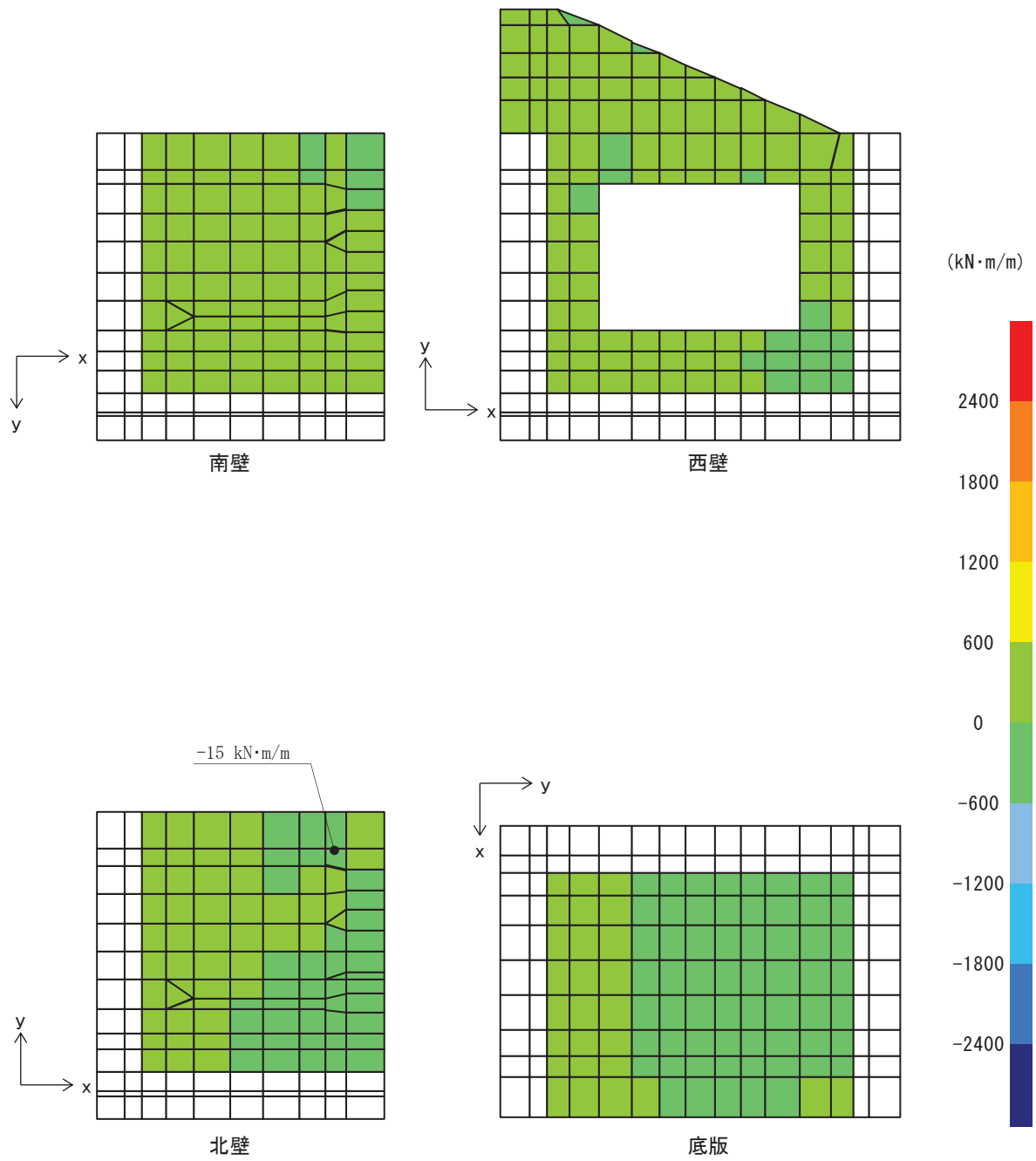


図 8.5-19(2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 M_y (解析ケース③)

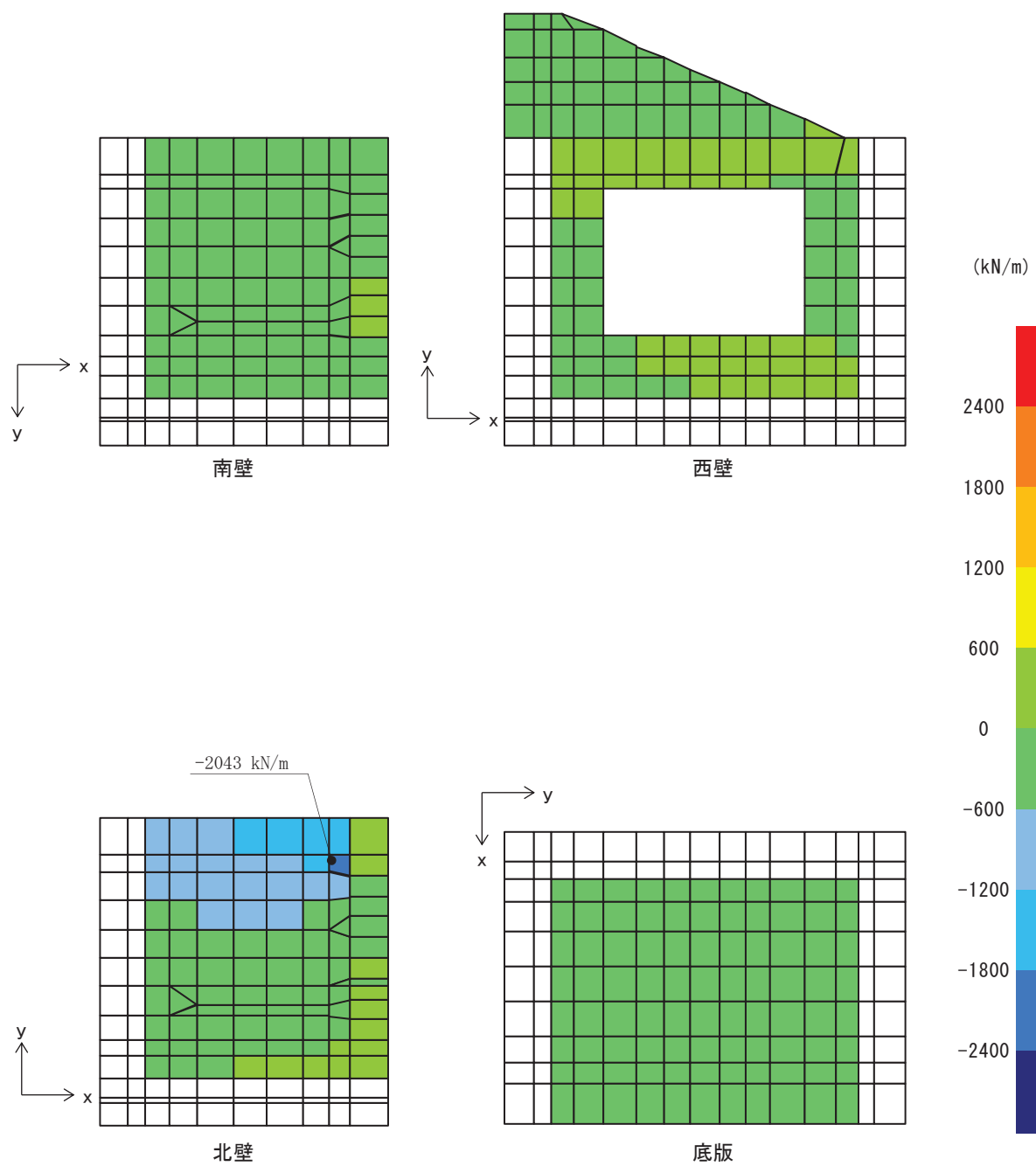


図 8.5-19(3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 N_x (解析ケース③)

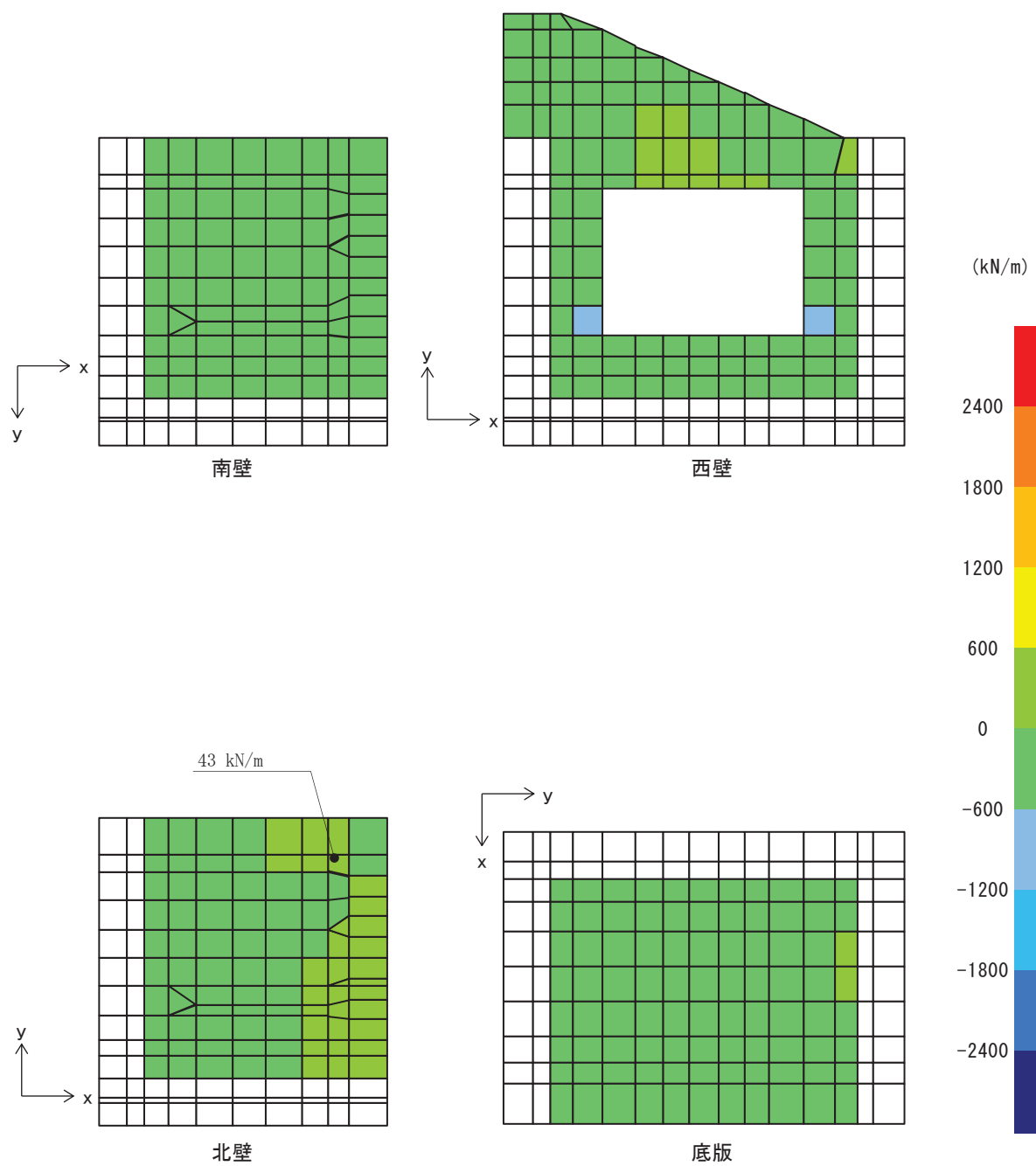


図 8.5-19(4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 N_y (解析ケース③)

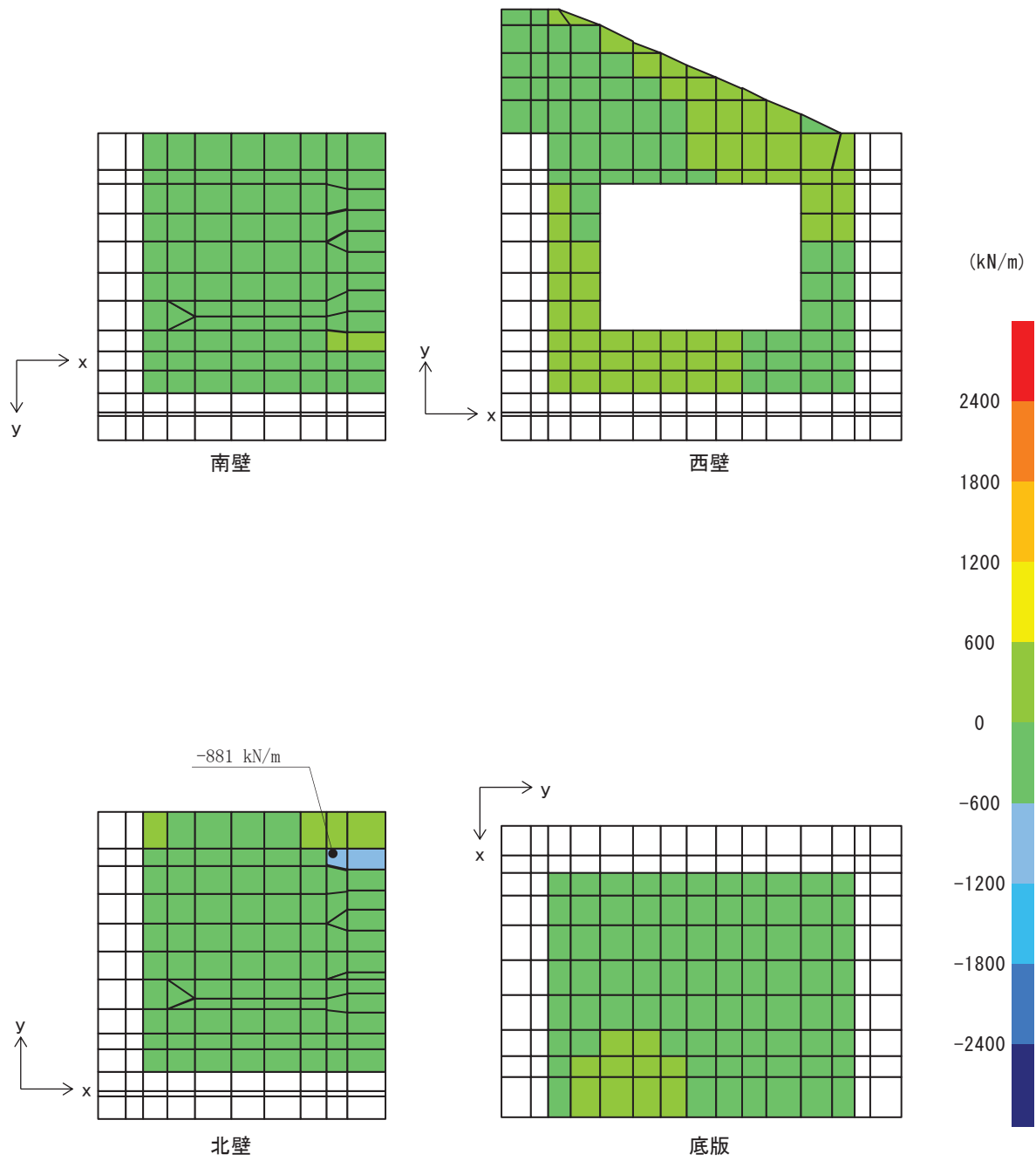


図 8.5-19(5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 $N_{x y}$ (解析ケース③)

(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 8.5-15 に示す。また、断面力分布（せん断力）を図 8.5-20 に示す。

表 8.5-15 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 _a (kN/m)	照査値 V/V _a
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。

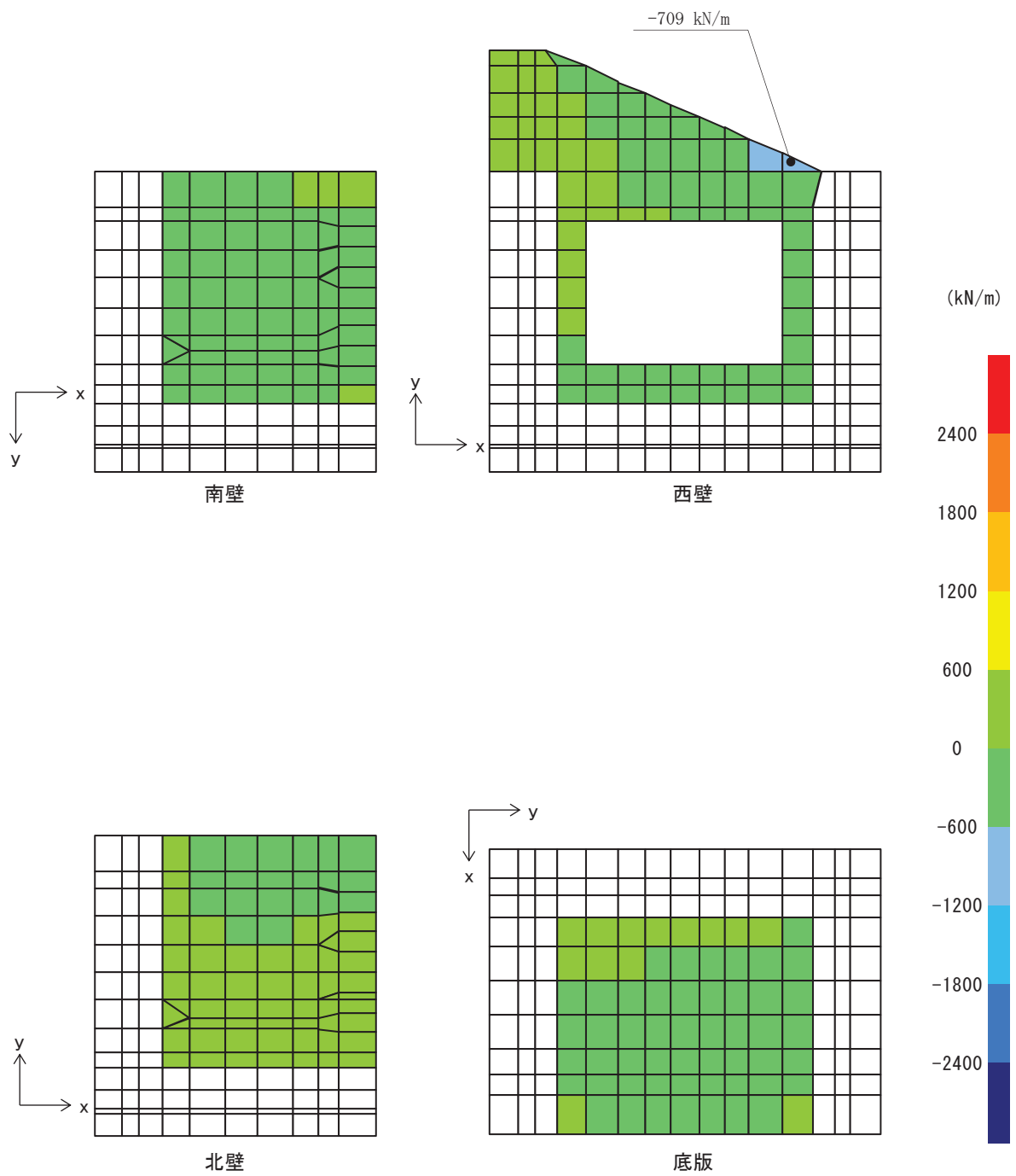


図8.5-20(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力(kN/m) : Q_x)

(西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

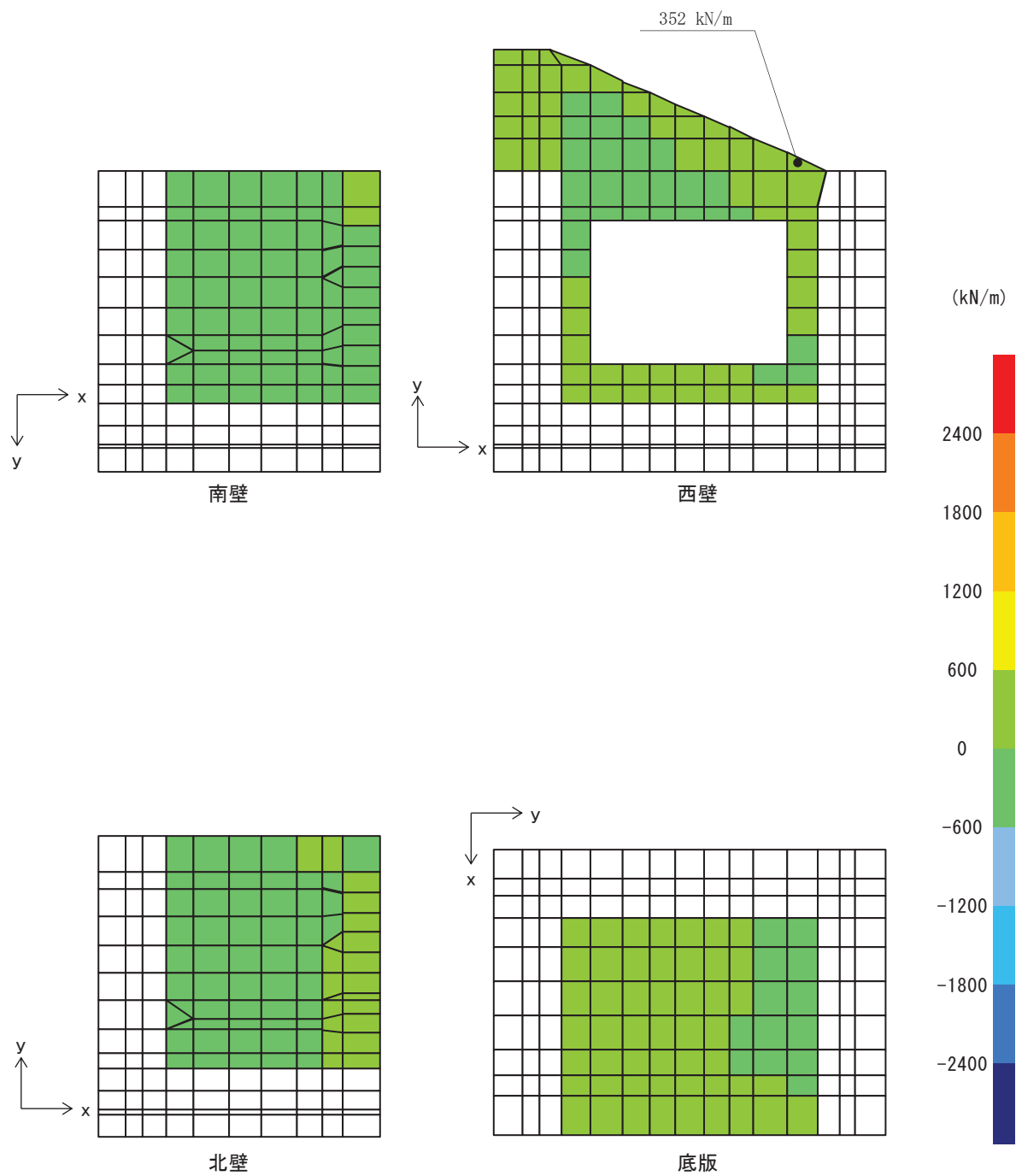


図8.5-20(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力(kN/m) : Q_y)
 (西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

(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 8.2-2 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。

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。

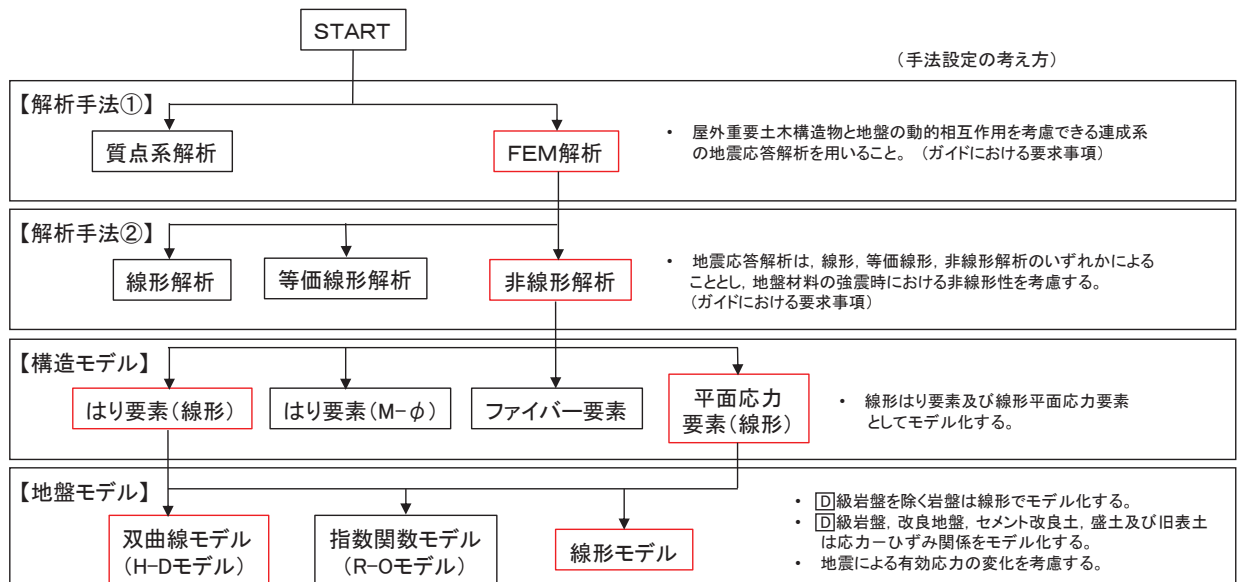


図 8.5-21 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

(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 8.5-16 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 8.5-16 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 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	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 減衰について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは有効応力解析であることから、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、地盤応答の保守的な評価が行えるように係数 α を 0 として設定し、低振動数帯で減衰 α [m] の影響がない剛性比例型減衰を考慮する。なお、係数 β 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、 $\beta = 0.002$ と設定している。

(e) 解析ケースの選定

イ. 強度評価における解析ケース

重畳時においては、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 8.5-17 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しない。

表 8.5-17 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
			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			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	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。	
		-+*	○		

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

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 8.5-18 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.5-18 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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	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 σ	平均値-1 σ	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*3
地震動 (位相)	S d - D 2	++ *1	○	○	○
	S d - D 2	-- *1, 2	○	—	—

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：位相反転ケース（--）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：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 8.5-24 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。

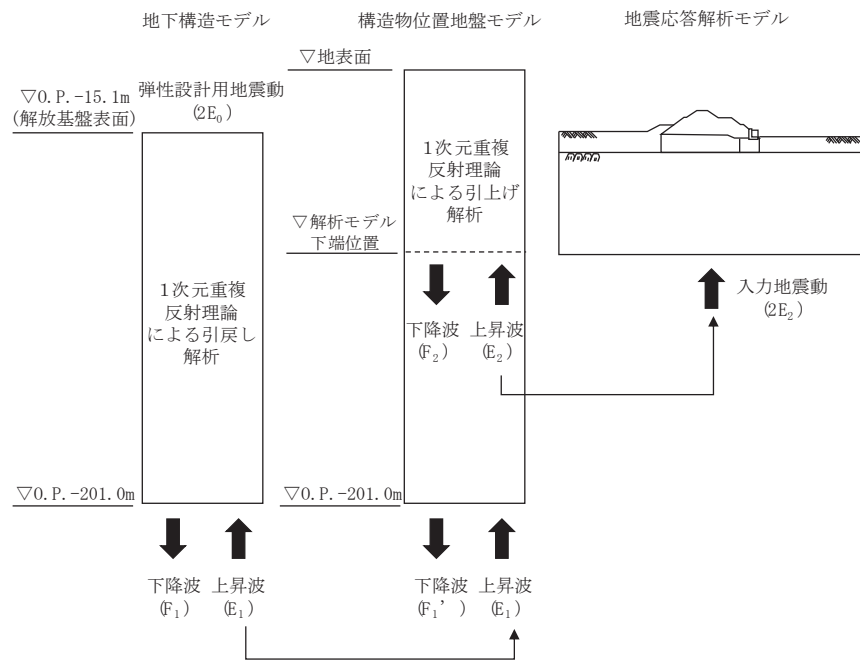


図 8.5-22 入力地震動算定の概念図

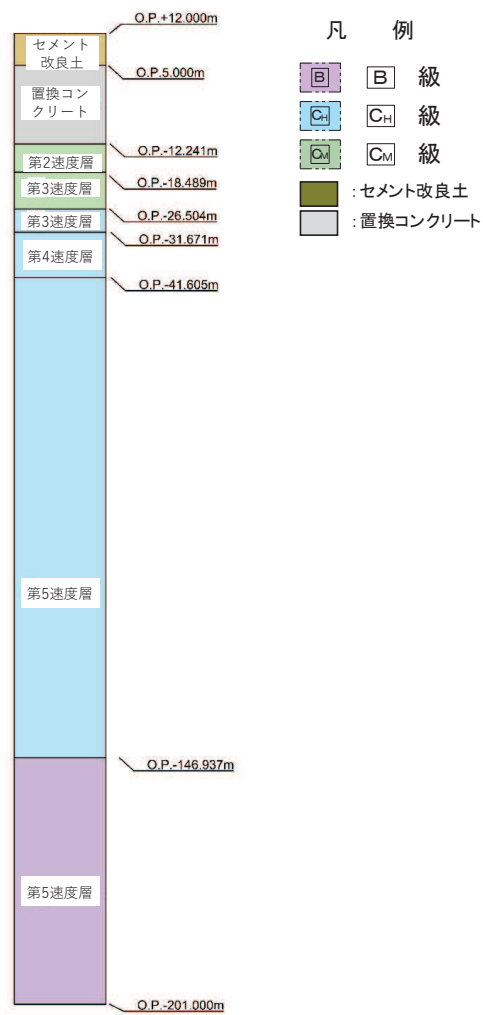
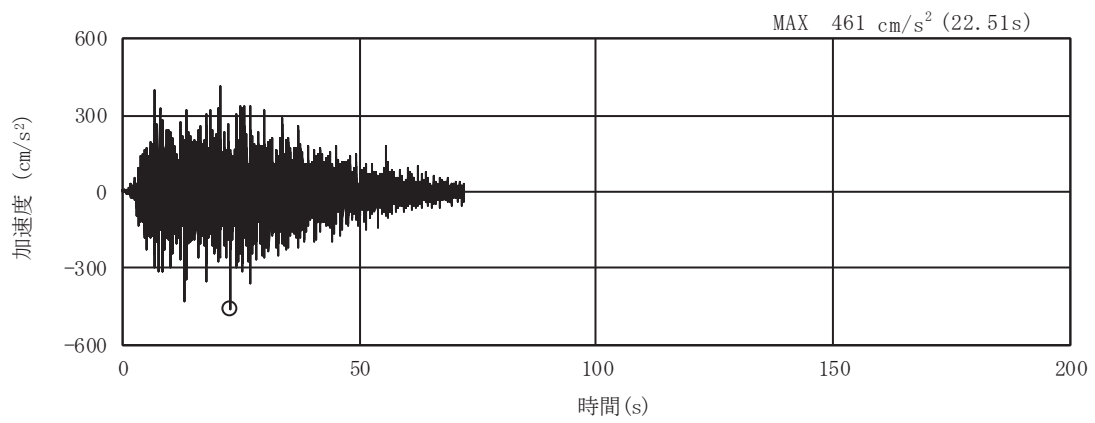
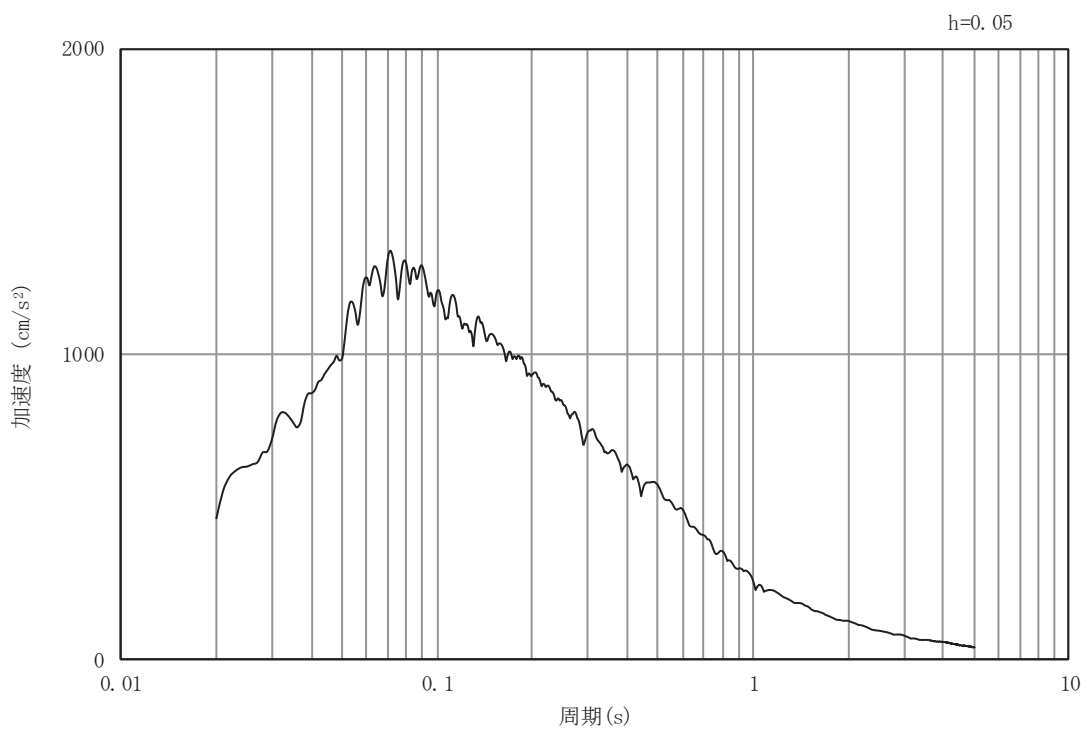


図 8.5-23 一次元解析モデル図

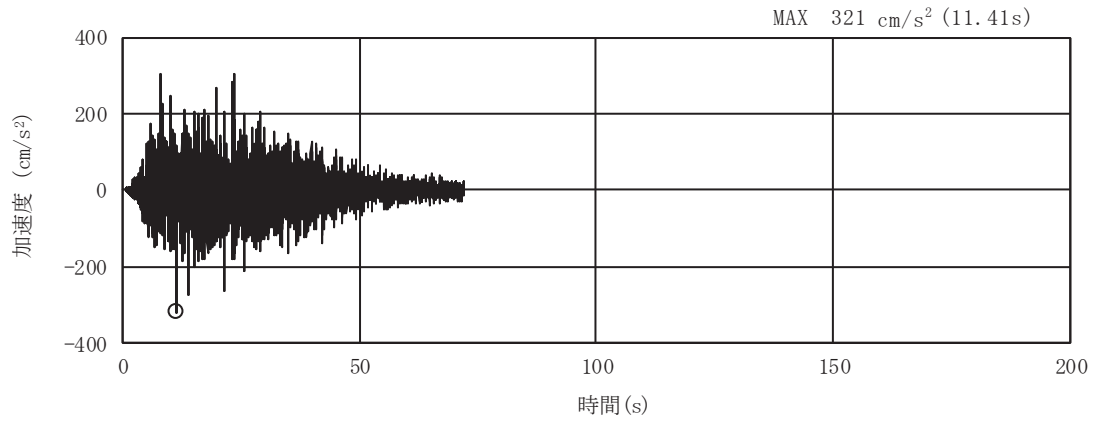


(a) 加速度時刻歴波形

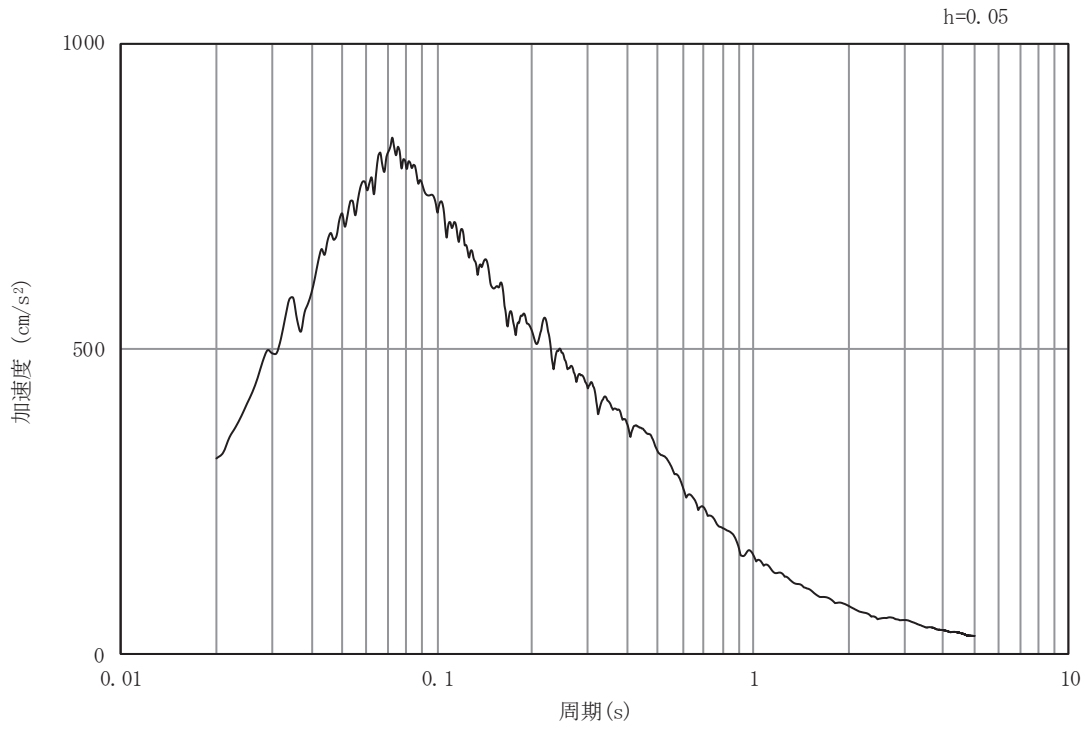


(b) 加速度応答スペクトル

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。

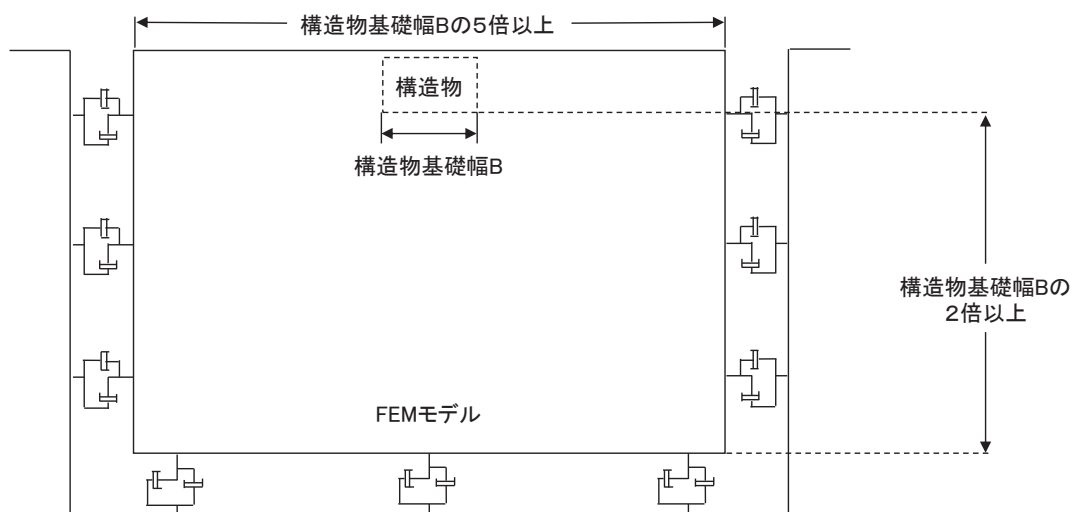


図 8.5-25 モデル化範囲の考え方

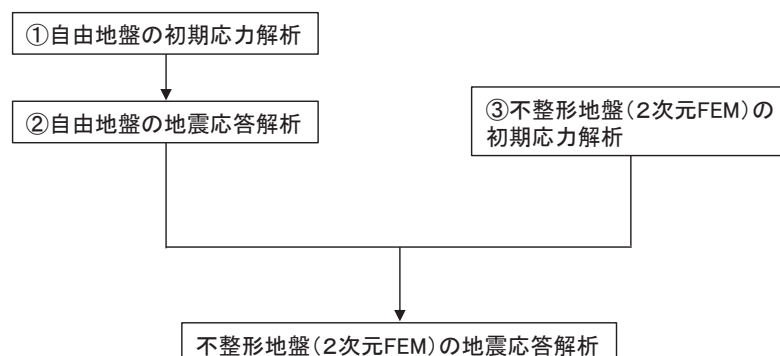


図 8.5-26 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

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。

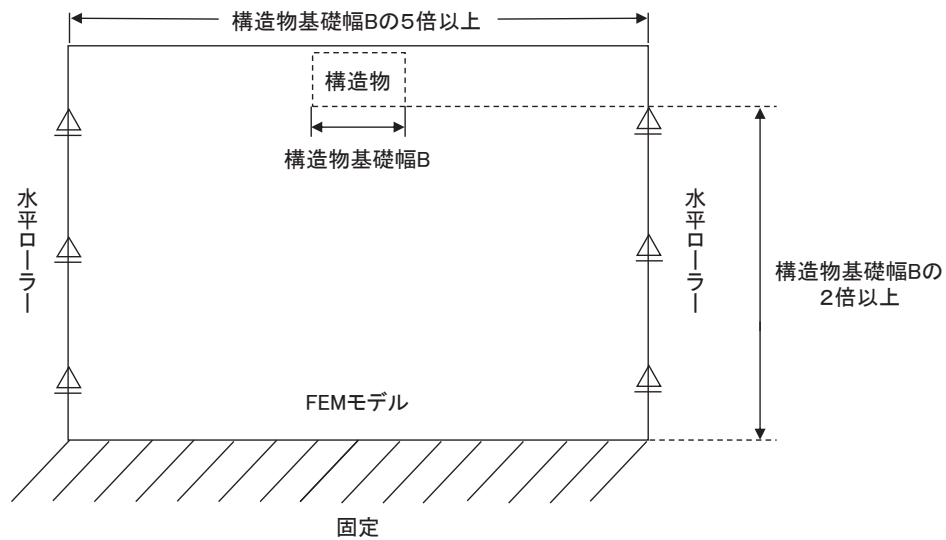


図 8.5-27 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

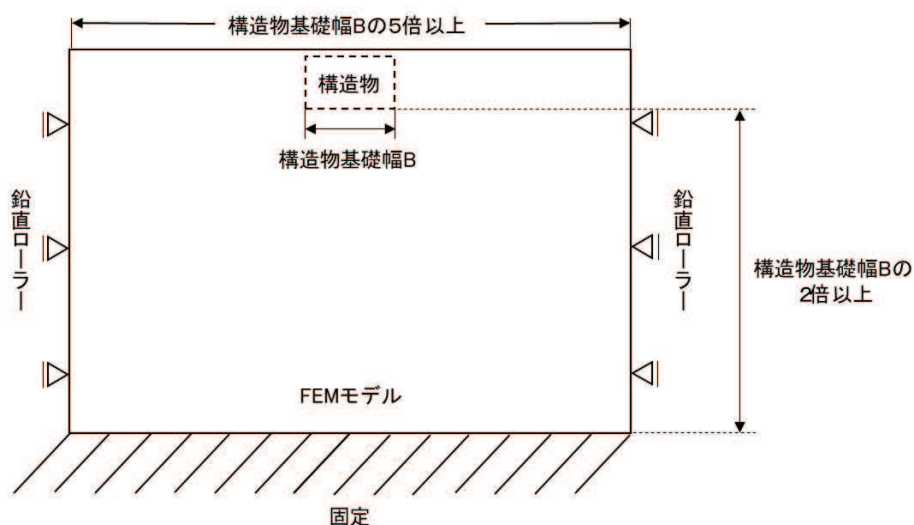


図 8.5-28 初期応力解析における境界条件の概念図

(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。

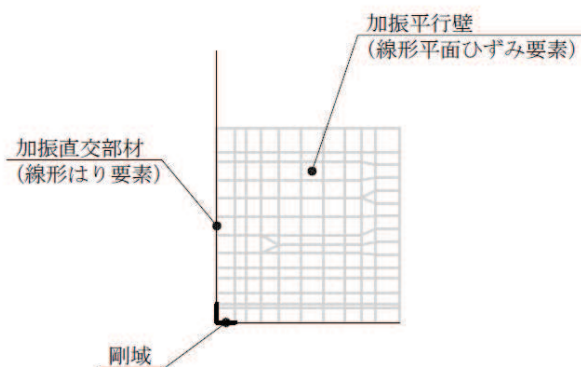


図 8.5-29 構造部材のモデル化

二. 地盤のモデル化

Ⅱ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Ⅱ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。

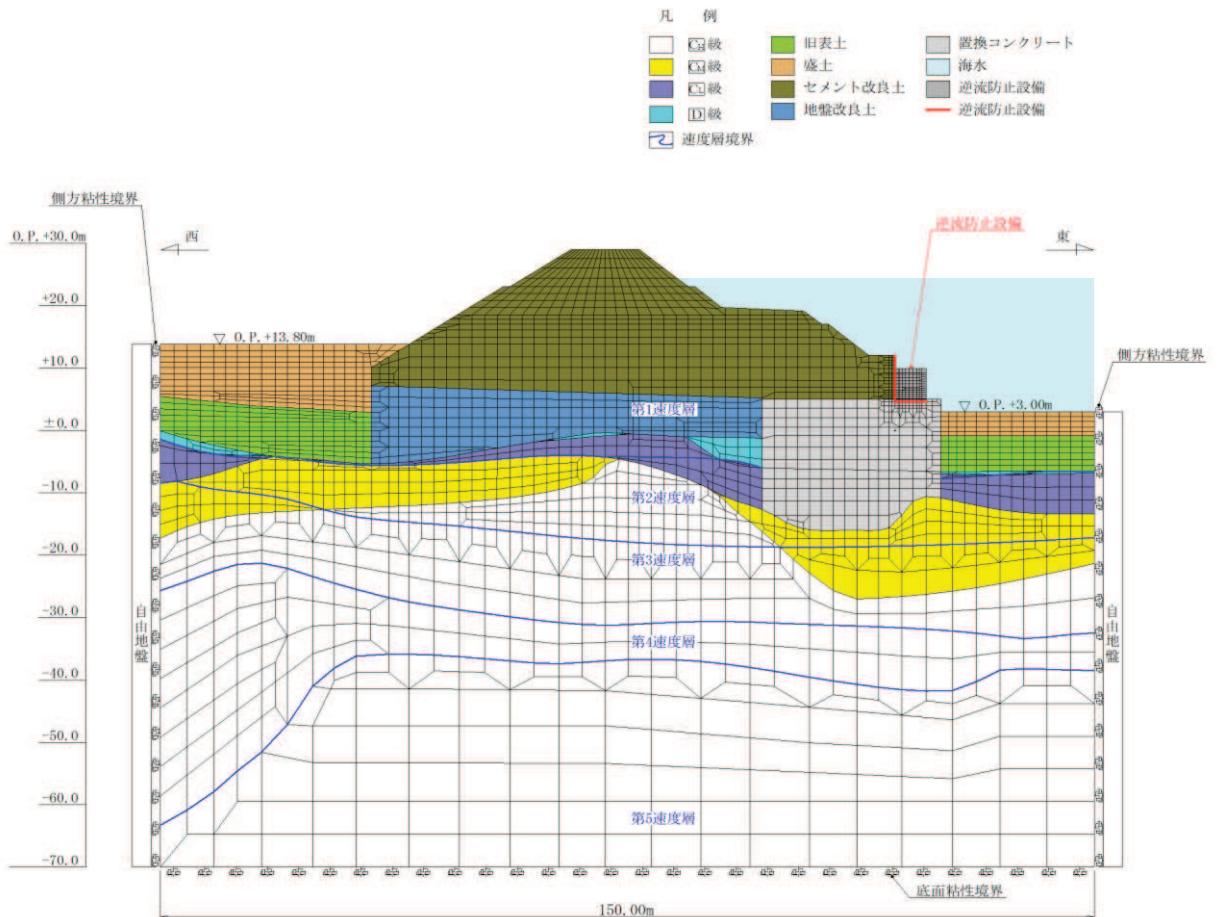


図 8.5-30 出口側集水ピットの解析モデル (重畳時)

ホ. ジョイント要素の設定

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

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

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。「構造物-置換コンクリート」、「構造物-岩盤」及び「置換コンクリート-岩盤」は異種材料間であることから、ジョイント要素を設定する。

せん断強度 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 8.5-19 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ 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 8.5-20 のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-19 (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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-19 (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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-20 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 8.5-21 のとおり設定する。

表 8.5-21 ジョイント要素のばね定数

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

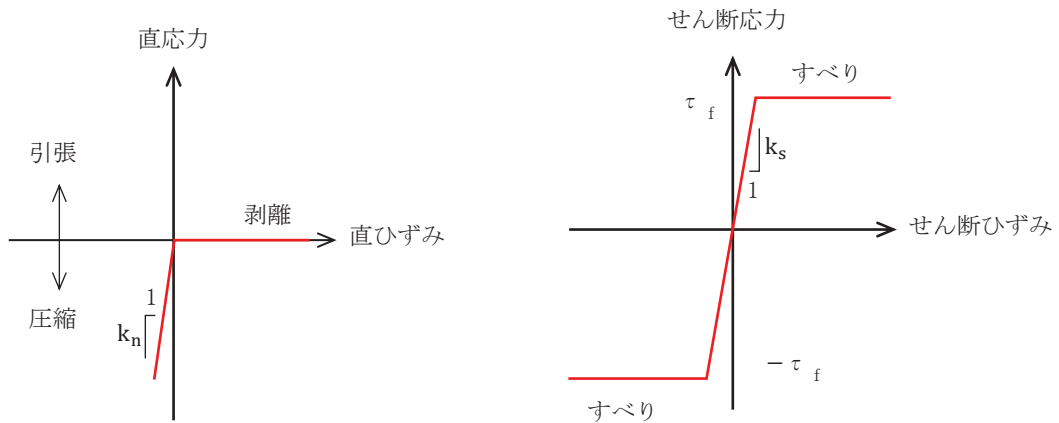


図 8.5-31 ジョイント要素の力学特性

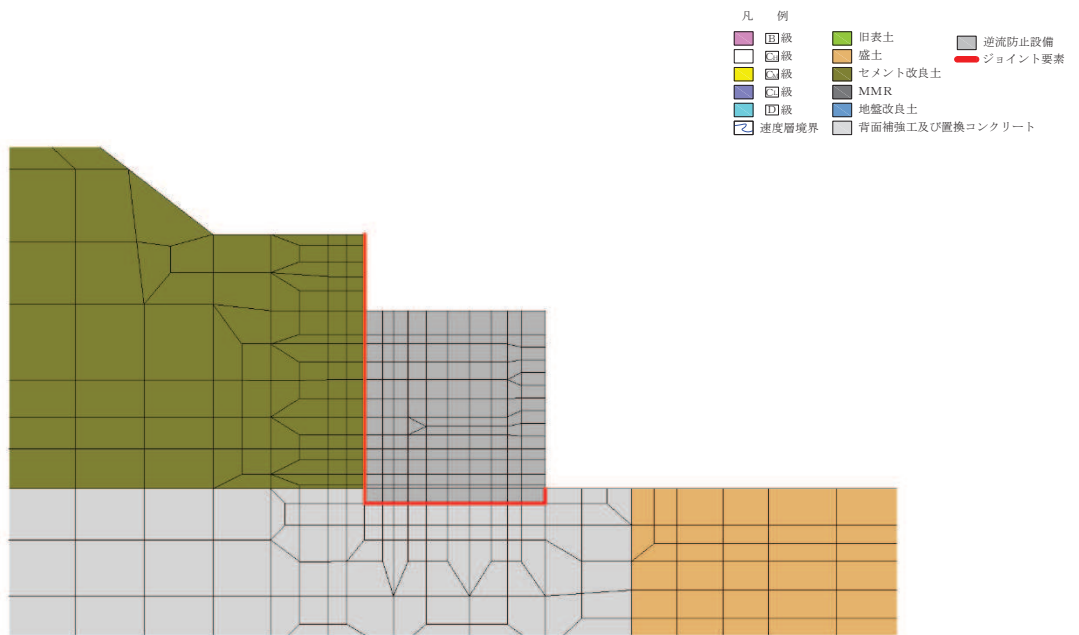


図 8.5-32 ジョイント要素の配置

- (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 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）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 8.5-22 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 8.5-22 (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	++		0.13		
	-+		0.10	0.15	0.14

表 8.5-22 (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 d - D 2	++		0.12		
	-+		0.13	0.13	0.14

表 8.5-22 (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 d - D 2	++		0.34		
	-+		0.38	0.37	0.36

表 8.5-22 (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 d - D 2	++		0.13		
	-+		0.13	0.13	0.13

ロ. せん断破壊に対する照査

表 8.5-23 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 8.5-23 (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	0.16	0.20

表 8.5-23 (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 8.5-23 (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	++		0.28		
	-+		0.30	0.31	0.36

表 8.5-23 (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 d - D 2	++		0.16		
	-+		0.15	0.16	0.16

ハ. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-24 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 8.5-24 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 \ 解析ケース		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 8.5-25 に示す。

表 8.5-25 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	++	+0.249
-+			+0.275	(13.63)
②	S d - D 2	-+	+0.245	(29.99)
③	S d - D 2	-+	+0.339	(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 8.5-26 に示す。

表 8.5-26 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	++	+1074
-+			+771	(13.63)
②	S d - D 2	-+	+1007	(13.62)
③	S d - D 2	-+	+654	(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 8.5-27 に示す。

表 8.5-27 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	++	+0.249
-+			+0.275	(13.63)
②	S d - D 2	-+	+0.245	(29.99)
③	S d - D 2	-+	+0.339	(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。

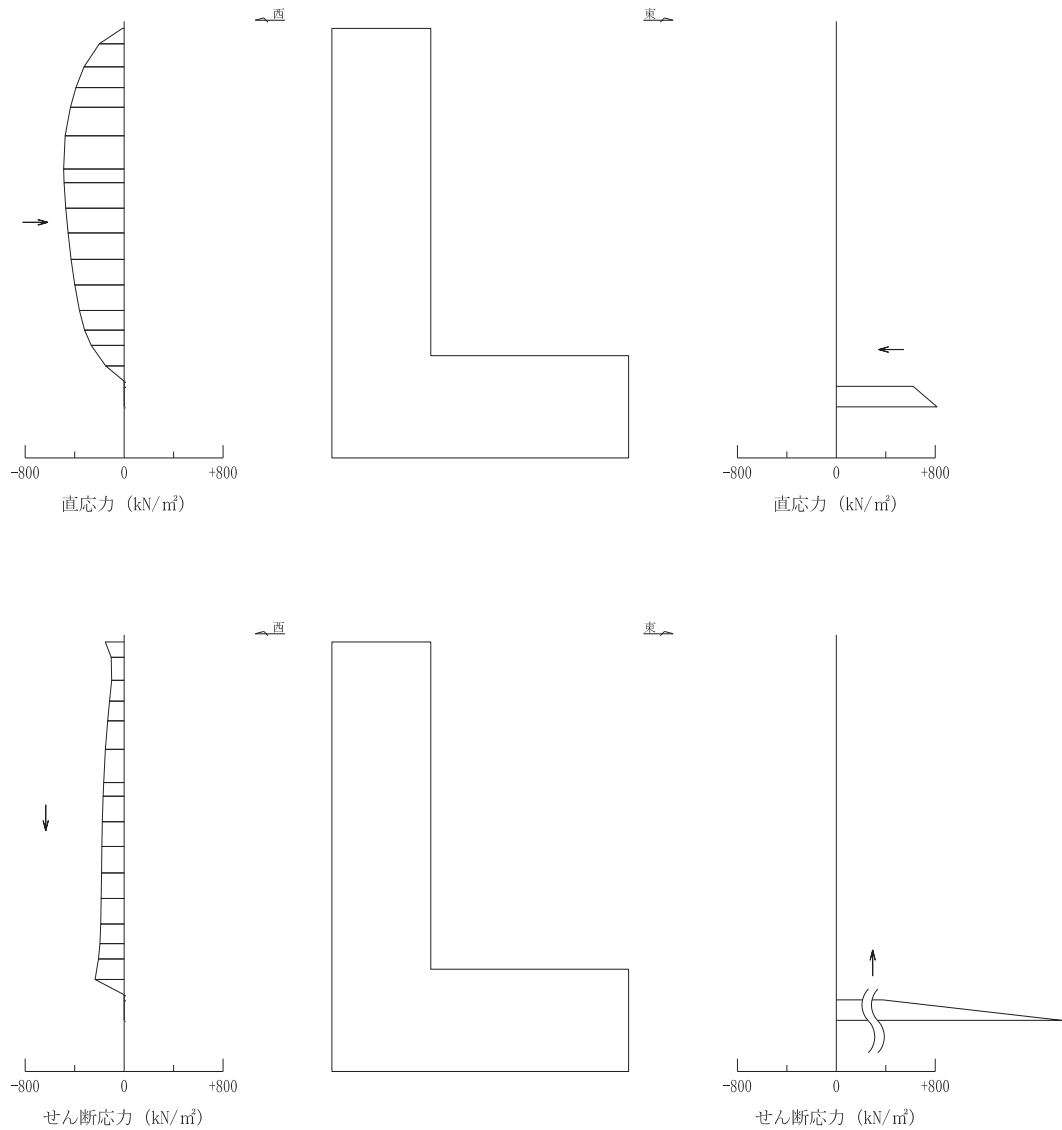
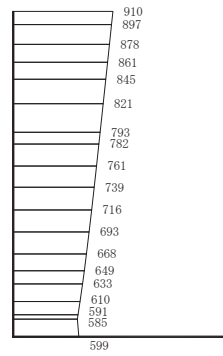


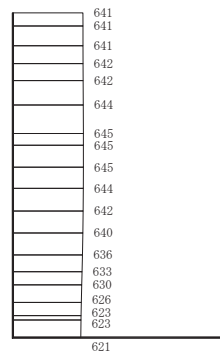
図 8.5-33 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース①, 地震動 S d - D 2 (- +) , t = 13.63 s)

(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

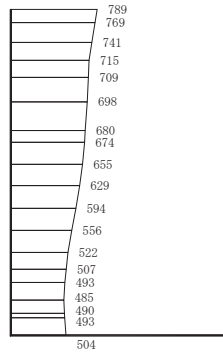


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

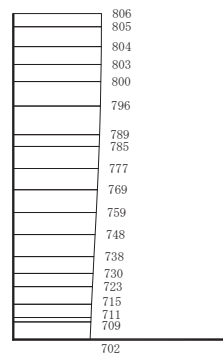
構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-35 (1) 最大加速度分布図
(解析ケース①：基本ケース)



(a) S d - D 2 (- +) 水平

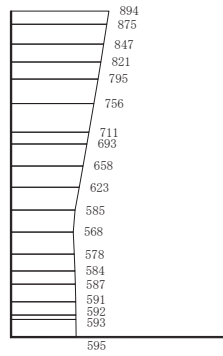


構造スケール 0 2 (m)

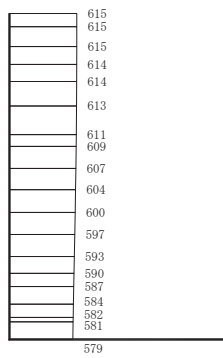
応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8.5-35 (2) 最大加速度分布図
(解析ケース①：基本ケース)



(a) S d - D 2 (- +) 水平

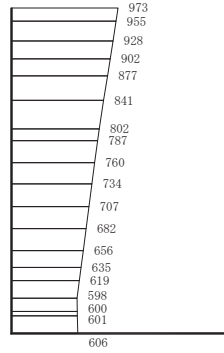


(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

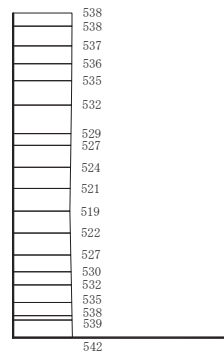
構造スケール 0  2 (m) 応答値スケール 0  1000 (cm/s²)

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 (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (- +) 水平

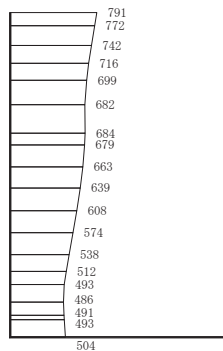


(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

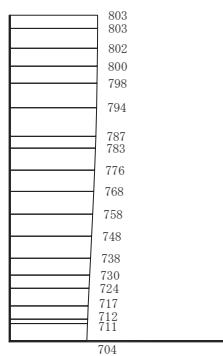
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

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 (-1σ) 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/s²)

(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8.5-35 (5) 最大加速度分布図

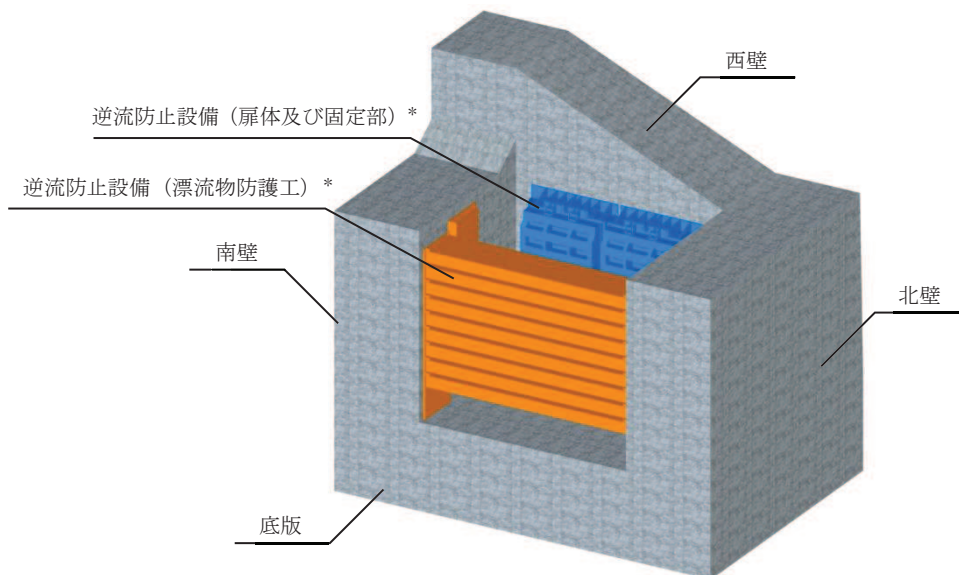
(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) の実剛性を考慮した解析ケース

(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。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

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 ver.6.64」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。

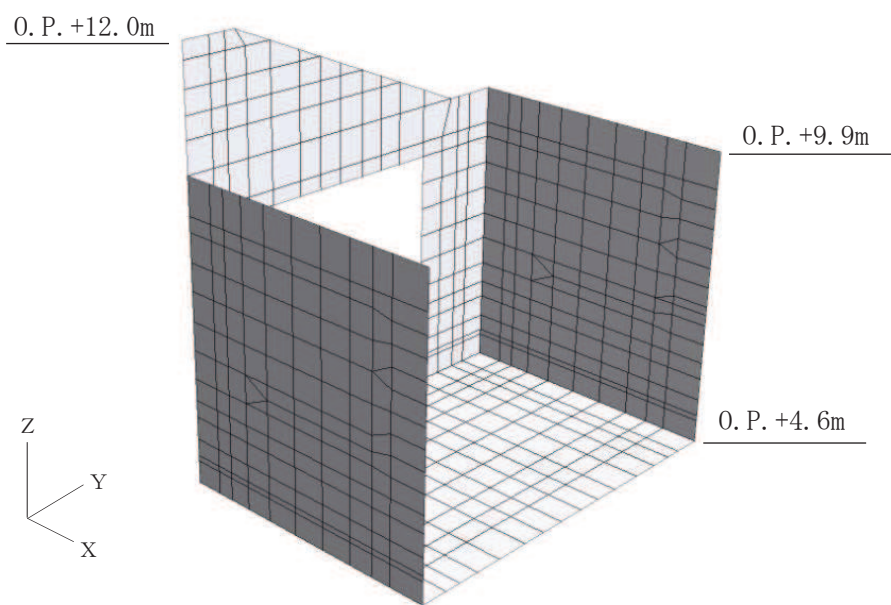


図 8.5-37 出口側集水ピットのモデル概念図

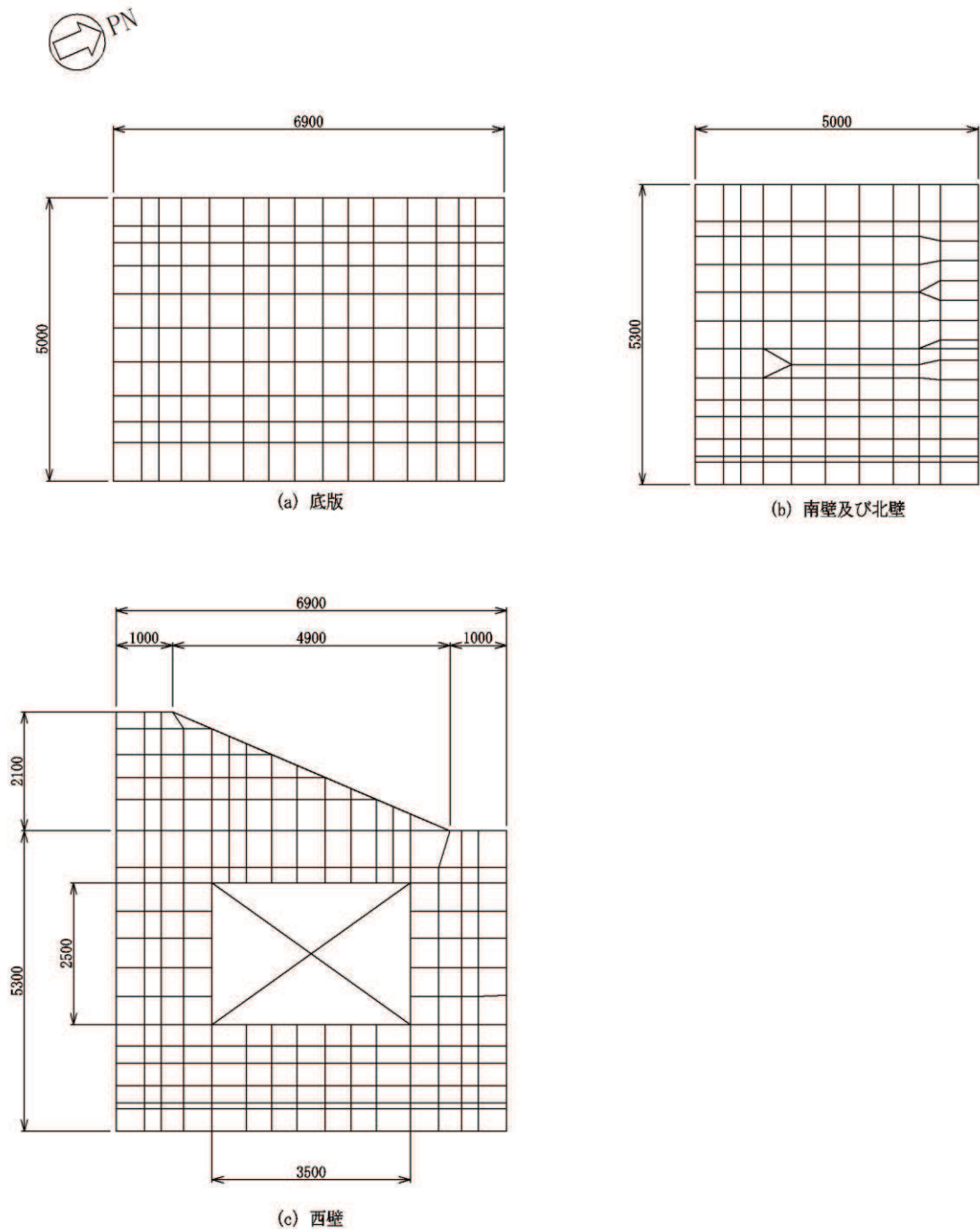


図 8.5-38 要素分割図 (単位 : mm)

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。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編]」に基づき、剛域を設ける。

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、節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・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ッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

① 常時解析

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき、設定する。

(鉛直方向地盤反力係数)

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川3号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で、道路橋示方書IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta) (D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta) (B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

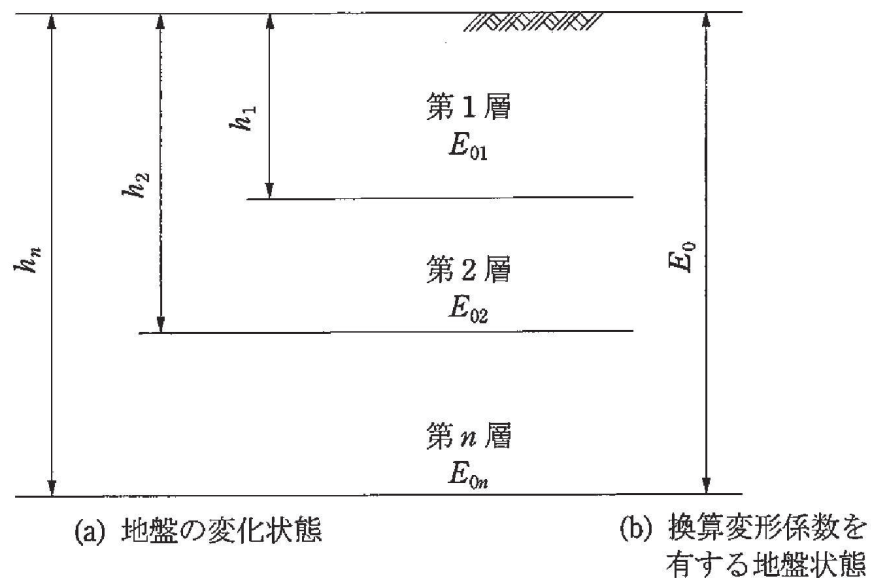


図 8.5-39 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(水平方向せん断地盤反力係数)

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに,

k_S : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で,
 $\lambda = 0.3$ とする。

② 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、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。

(岩盤の等価せん断弾性係数)

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで,

G_R : 等価せん断弾性係数 (kN/m^2)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数 (kN/m^2) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ (m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{\ell_x \cdot \ell_y}{\pi}}$$

$2\ell_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2\ell_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

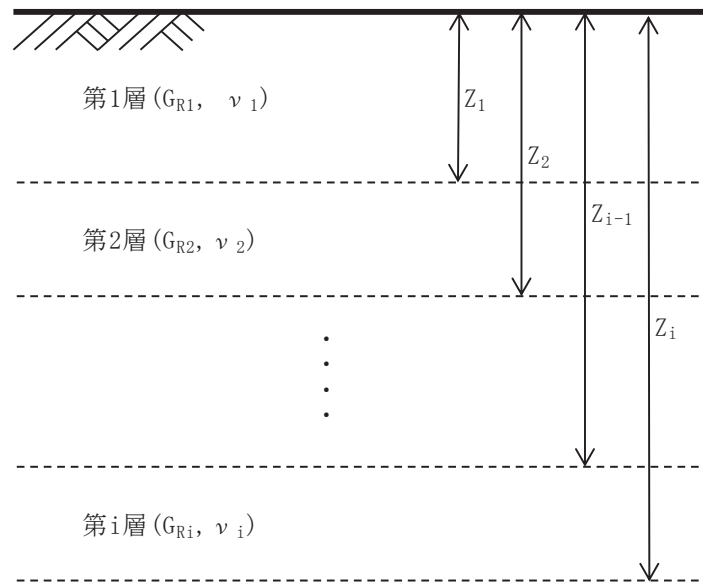


図 8.5-40 等価せん断弾性係数の算出概念図

(岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分))

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

(岩盤のせん断方向地盤反力係数)

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

③ 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

（水平方向地盤反力係数）

側壁部の水平方向地盤反力係数は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I共通編・IV下部構造編」及び「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$
$$B_H = \sqrt{A_H}$$
$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$
$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$
$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

(せん断方向地盤反力係数)

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

k_S : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

(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

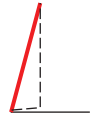

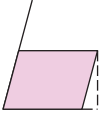
(a) 照査時刻

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 8.5-28 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 8.5-28 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 (面外)	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 8.5-29 に各入力荷重の算定フローを図 8.5-41 に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図 8.5-42 に示す。

表8.5-29 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。

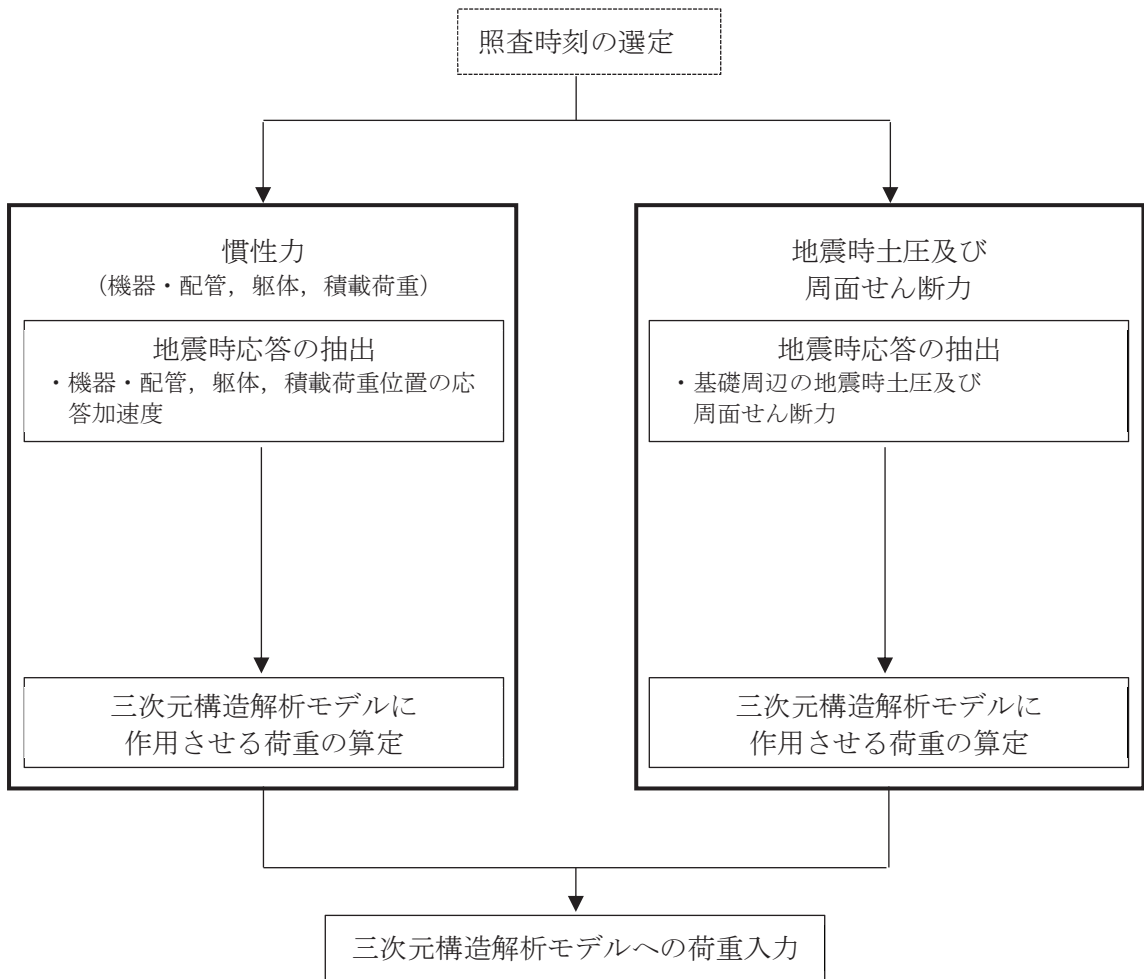


図 8.5-41 各入力荷重の算定フロー

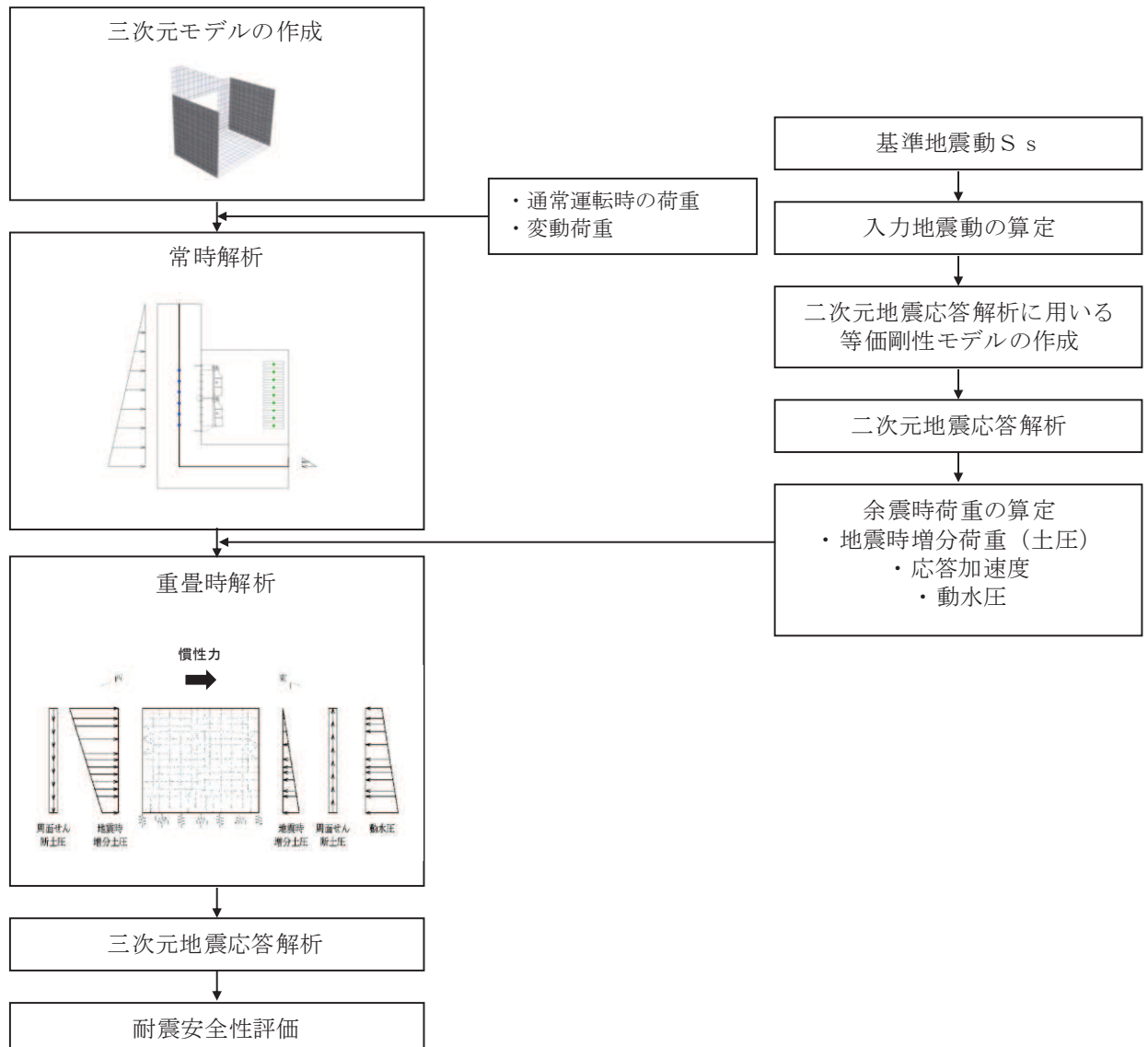


図 8.5-42 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

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鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-43 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-44 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。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。