

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 33
提出年月日	2021年10月20日

02-補-E-01-0140-1\_改 32 (2021年10月19日提出)  
から説明範囲のみ抜粋

## 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料

## 目次

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

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
- 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について
- 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について
- 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について
- 5.23 タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について
- 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価
  - 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価
  - 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価
  - 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価
  - 5.24.4 2号機および3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
  - 5.24.5 2号機および3号機海水系配管・弁の津波に対する強度評価
- 5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転の影響について
- 5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について
- 5.27 防潮壁の止水構造について
- 5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 6.1 防潮堤に関する補足説明
  - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
  - 6.3 防潮壁に関する補足説明
  - 6.4 貯留堰に関する補足説明
  - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
    - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
    - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
    - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
    - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
    - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
    - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
  - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
    - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明

## 6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

: 本日の説明範囲

(参考3) 取放水路流路縮小工の貫通部径について

1. はじめに

取放水路流路縮小工は、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路及び第1号機放水路に設置する。取放水路流路縮小工の設置位置を図1-1に示す。

取放水路流路縮小工は、貫通部を設けたコンクリートにより流路を縮小する構造とし、第1号機取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止する設計とする。また、第1号機の取水路内及び放水路内に設置するため、第1号機の廃止措置期間中に性能を維持すべき施設（以下「性能維持施設」という。）である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプの維持が必要であることを踏まえ、通常時及び外部電源喪失時（以下「非常時」という。）における第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水機能及び放水機能への影響がない設計とする。取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の構造概要を図1-2に、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の構造概要を図1-3に示す。

貫通部径について、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値（上限値）及び第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水機能、放水機能を確保するための設計確認値（下限値）を設定する。貫通部径の公称値は、設計確認値（上限値）及び設計確認値（下限値）の範囲内に設定することとし、設定結果を表2-1～2-2及び表3-2～3-5に示す。

以上の検討は、第1号機取放水路の水理特性を考慮した管路解析により行い、潮位、地殻変動等を考慮して安全側に算定する。検討に用いた管路解析モデルの詳細は、「1.4 管路解析モデルについて」に示す。

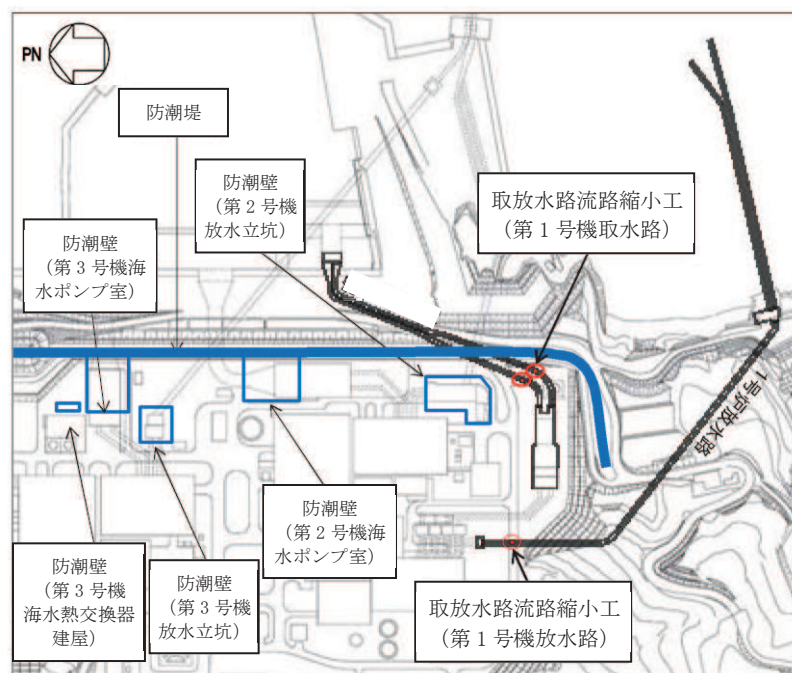


図 1-1 取放水路流路縮小工の設置位置（全体平面図）

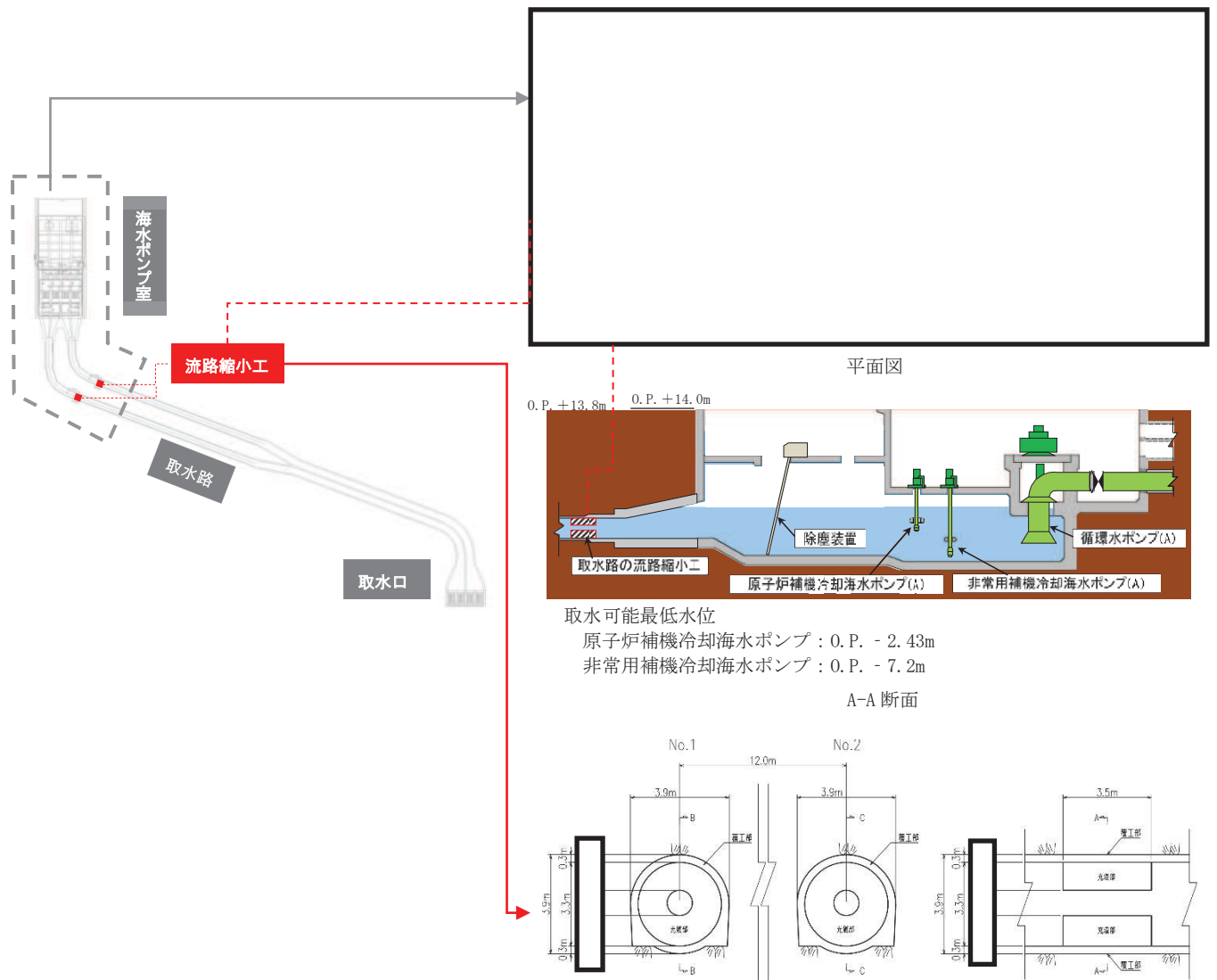


図 1-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）構造概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

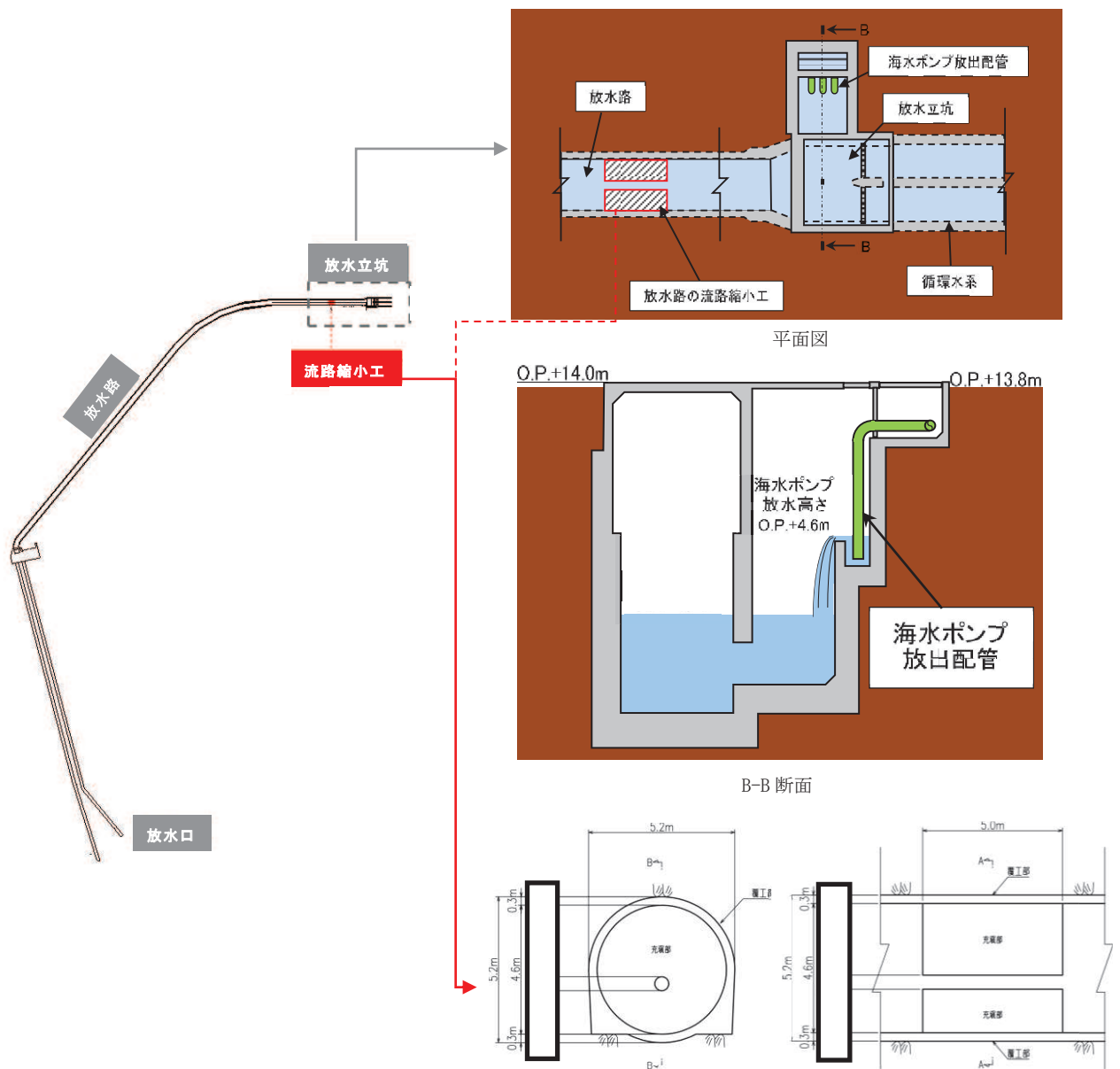


図 1-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）構造概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2. 津波防護機能に対する貫通部径の評価

### 2.1 設計方針

第2号機の津波防護施設である取放水路流路縮小工（第1号機取水路）、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の貫通部径は、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止する設計とし、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値（上限値）を設定する。

### 2.2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）

第1号機海水ポンプ室での入力津波高さが、第1号機海水ポンプ室の天端高さを上回らない貫通部径として、設計確認値（上限値）を□ m、公称値については□ mとする。

入力津波高さの検討にあたって考慮した不確かさの詳細は、本文「1.5(3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて」に示す。また、海水ポンプの運転条件について、第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプが検討の対象になるが（詳細は「3.2 評価対象とする海水系について」に示す）、本検討では保守的に第1号機運転段階に必要であった海水ポンプ（通常時、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B））の最大台数運転を考慮する。なお、第1号機の廃止措置中に必要となる海水ポンプ（通常時、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ（A）もしくは（B））1台運転を考慮した場合の第1号機海水ポンプ室の入力津波高さ及び入力津波波形に与える影響については、「（参考）第1号機の廃止措置中に必要となる海水ポンプを用いた場合の第1号機海水ポンプ室の入力津波高さ及び入力津波波形に与える影響」に示す。

評価結果を表2-1に示す。

表2-1 津波防護機能に対する貫通部径の評価結果  
(取放水路流路縮小工（第1号機取水路）)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第1号機海水 ポンプ室での 津波高さ (m)	第1号機海水 ポンプ室の 天端高さ (m)
	0.53 <sup>*1</sup>		0. P. +10.38 <sup>*2</sup>	0. P. +14.0 <sup>*3</sup>
	0.53 <sup>*1</sup>		0. P. +13.81 <sup>*2</sup>	

#### 注記

\*1：第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B）運転時の流量（960 m<sup>3</sup>/h×2台）

\*2：入力津波高さは、津波高さが最大となる「防波堤あり」、「1m沈下（地盤沈下あり）」、「貝付着なし」、「スクリーン損失なし」、「地形改変なし」の条件として設定している。また、潮位変動として「朔望平均満潮位」（0. P. +1.43m）及び「潮位のばらつき」（0.16m）、地殻変動として「東北地方太平洋沖型の地震（基準断層モデル③）」で生じる地殻変動（0.72mの沈降）を考慮している。

\*3：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



### 2.3 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）

第1号機放水立坑での入力津波高さが、第1号機放水立坑の天端高さを上回らない貫通部径として、設計確認値（上限値）を□ m、公称値については□ mとする。

入力津波高さの検討にあたって考慮した不確かさの詳細は、本文「1.5(3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて」に示す。また、海水ポンプの運転条件について、第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプが検討の対象になるが（詳細は、「3.2 評価対象とする海水系について」に示す）、本検討では保守的に第1号機運転段階に必要なであった海水ポンプ（通常時、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B））の最大台数運転を考慮する。

評価結果を表 2-2 に示す。

表 2-2 津波防護機能に対する貫通部径の評価結果  
（取放水路流路縮小工（第1号機放水路））

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第1号機 放水立坑での 津波高さ (m)	第1号機 放水立坑の 天端高さ (m)
	0.53 <sup>*1</sup>		O. P. +11.79 <sup>*2</sup>	O. P. +14.0 <sup>*3</sup>
	0.53 <sup>*1</sup>		O. P. +13.03 <sup>*2</sup>	

#### 注記

\* 1 : 第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B）運転時の流量（960 m<sup>3</sup>/h×2台）

\* 2 : 入力津波高さは、津波高さが最大となる「防波堤あり」、「現地形（地盤沈下なし）」、「貝付着あり」、「スクリーン損失なし」、「地形改変なし」の条件として設定している。また、潮位変動として「朔望平均満潮位」（O. P. +1.43m）及び「潮位のぼらつき」（0.16m）、地殻変動として「東北地方太平洋沖型の地震（基準断層モデル③）」で生じる地殻変動（0.72mの沈降）を考慮している。

\* 3 : 東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 第1号機の性能維持施設への影響を踏まえた貫通部径の評価

3.1 設計方針

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の貫通部径は、第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプの維持が必要であることを踏まえ、通常時及び非常時における第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水機能、放水機能への影響がない設計とし、取水機能、放水機能を確保するための設計確認値(下限値)を設定する。

3.2 評価対象とする第1号機の性能維持施設について

本検討で対象とする第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプを表3-1に示す。

表 3-1(1) 第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ (A系)

	ポンプ名称	維持台数	流量 (m <sup>3</sup> /h)	用途
通常時	第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ(A)	1	960	使用済燃料プールの冷却
非常時	第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ(A)	1	960	
	第1号機非常用補機冷却海水ポンプ(A)	1	390	非常用ディーゼル発電機(A)の補機冷却

表 3-1(2) 第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ (B系)

	ポンプ名称	維持台数	流量 (m <sup>3</sup> /h)	用途
通常時	第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ(B)	1	960	使用済燃料プールの冷却
非常時	第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ(B)	1	960	
	第1号機非常用補機冷却海水ポンプ(B)	1	450*	非常用ディーゼル発電機(B)の補機冷却

注記\*：女川1号機は非常用補機冷却海水ポンプを4台設置している（図1-2）。

(A系 ((A), (C)) : 390 m<sup>3</sup>/h, B系 ((B), (D)) : 450 m<sup>3</sup>/h)

### 3.3 取水機能に対する評価（取放水路流路縮小工（第1号機取水路））

第1号機海水ポンプ室の水位が、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ取水可能水位並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ取水可能最低水位を下回らない貫通部径を検討し、設計確認値（下限値）、公称値を設定する。

各ポンプの運転状態に対して（表 3-1）、貫通部径を変化させた際の第1号機海水ポンプ室の水位と第1号機補機冷却海水ポンプ取水可能最低水位の関係を図 3-1 に示す。第1号機の取水機能に影響を及ぼさないために必要な貫通部径は  m 以上となったことから、余裕を考慮して、 m を設計確認値（下限値）と設定する。公称値については  m とする。

第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ（A系）に対する通常時、非常時の評価結果を表 3-2 に、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ（B系）に対する非常時\*の評価結果を表 3-3 に示す。

注記\*：第1号機原子炉補機冷却海水ポンプについては、A系とB系の流量が同一であることから、B系については、非常時の評価結果を示す。

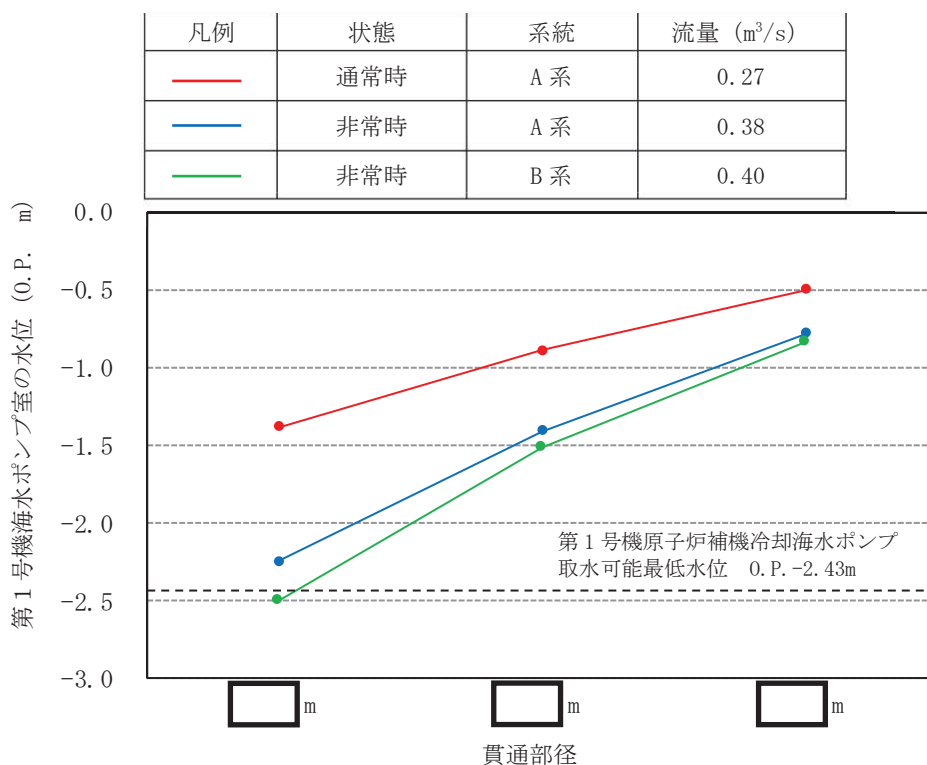


図 3-1 貫通部径を変化させた際の第1号機海水ポンプ室の水位と第1号機補機冷却海水ポンプ取水可能最低水位の関係

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-2(1) 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A 系)  
の評価結果 (通常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機 取水口の 水位 (m)	第 1 号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.27 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.50	0. P. -2.43 <sup>*3</sup> (第 1 号機原子炉補 機冷却海水ポンプ)
	0.27 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.15	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均干潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

表 3-2(2) 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A 系)  
の評価結果 (非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機 取水口の 水位 (m)	第 1 号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.38 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.78	0. P. -2.43 <sup>*3</sup> (第 1 号機原子炉補 機冷却海水ポンプ) 0. P. -7.2 <sup>*3</sup> (第 1 号機非常用補 機冷却海水ポンプ)
	0.38 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.15	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台) +  
第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (390 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均干潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

表 3-3 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (B 系)  
の評価結果 (非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機 取水口の 水位 (m)	第 1 号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.40 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.84	0. P. -2.43 <sup>*3</sup> (第 1 号機原子炉補 機冷却海水ポンプ) 0. P. -7.2 <sup>*3</sup> (第 1 号機非常用補 機冷却海水ポンプ)
	0.40 <sup>*1</sup>		0. P. -0.14 <sup>*2</sup>	0. P. -0.15	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台) +  
第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (450 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均干潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 3.4 放水機能に対する評価（取放水路流路縮小工（第1号機放水路））

第1号機原子補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時に、第1号機放水立坑の水位が、第1号機補機冷却海水ポンプの放水高さを上回らない貫通部径を検討し、設計確認値（下限値）、公称値を設定する。

各ポンプ運転状態に対して（表 3-1）、貫通部径を変化させた際の第1号機放水立坑の水位と第1号機補機冷却海水ポンプの放水高さの関係を図 3-2 に示す。第1号機の放水機能に影響に影響を及ぼさないために必要な貫通部径は  m 以上となったことから、余裕を考慮して、 m を設計確認値（下限値）と設定する。公称値については  m とする。

第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ（A系）に対する通常時、非常時の評価結果を表 3-4 に、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ（B系）に対する非常時\*の評価結果を表 3-5 に示す。

注記\*：第1号機原子炉補機冷却海水ポンプについては、A系とB系の流量が同一であることから、B系については、非常時の評価結果を示す。

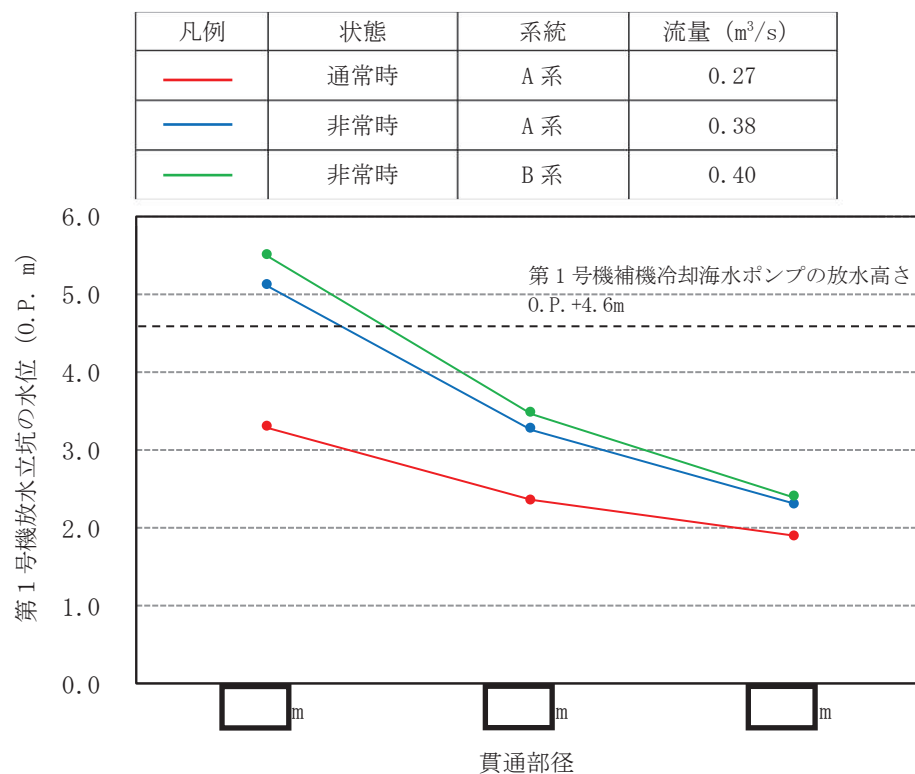


図 3-2 貫通部径を変化させた際の第1号機放水立坑の水位と第1号機補機冷却海水ポンプの放水高さの関係

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-4(1) 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A 系) の評価結果 (通常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機放水口の水位 (m)	第 1 号機放水立坑の水位 (m)	第 1 号機補機冷却海水ポンプの放水高さ (m)
	0.27 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +1.89	0. P. +4.6 <sup>*3</sup>
	0.27 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +1.61	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均満潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

表 3-4(2) 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A 系) の評価結果 (非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機放水口の水位 (m)	第 1 号機放水立坑の水位 (m)	第 1 号機補機冷却海水ポンプの放水高さ (m)
	0.38 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +2.30	0. P. +4.6 <sup>*3</sup>
	0.38 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +1.77	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台) + 第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (390 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均満潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

表 3-5 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (B 系) の評価結果 (非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流路面積 (m <sup>2</sup> )	第 1 号機放水口の水位 (m)	第 1 号機放水立坑の水位 (m)	第 1 号機補機冷却海水ポンプの放水高さ (m)
	0.40 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +2.39	0. P. +4.6 <sup>*3</sup>
	0.40 <sup>*1</sup>		0. P. +1.43 <sup>*2</sup>	0. P. +1.81	

注記\*1 : 第 1 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (960 m<sup>3</sup>/h×1 台) + 第 1 号機非常用補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (450 m<sup>3</sup>/h×1 台)

\*2 : 朔望平均満潮位。

\*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(参考) 第1号機の廃止措置中に必要となる海水ポンプを用いた場合の第1号機海水ポンプ室の  
 入力津波高さ及び入力津波波形に与える影響

第2号機の津波防護機能に対する評価（入力津波評価）で考慮する海水ポンプは、プラント  
 運転時（通常時）に使用する海水ポンプとし、第1号機については原子炉補機冷却海水ポンプ  
 (A) (B) の2台運転（流量：0.53m<sup>3</sup>/s）\*としている。

第1号機廃止措置中（通常時）に使用するポンプは原子炉補機冷却海水ポンプ（A）もしくは  
 (B) の1台運転（流量：0.27m<sup>3</sup>/s）としており、プラント運転時（通常時）よりも流量が小さ  
 いことから、津波防護機能への影響が懸念される第1号機取水設備を対象に検討を実施した。  
 プラント運転時（通常時）及び廃止措置段階（通常時）に使用する海水ポンプを表4-1に示す。

検討の結果、入力津波高さ（表4-2）及び入力津波波形（図4-1）に及ぼす影響はないことを  
 確認した。

なお、水位下降側の評価に対して、第1号機取水設備は、補機冷却海水ポンプが15分間取水  
 するための貯留量（2,155m<sup>3</sup>）以上を確保する設計としており、流路縮小工設置後の貯留量は  
 2,600m<sup>3</sup>である（図4-2）。第1号機海水ポンプ室の最低水位は、O.P. -1.97m から O.P. -2.01m  
 に変化するが、流路縮小工下端（貯留水の上面）O.P. -4.55m を下回らないことから、引き波に  
 対する評価に対しても影響はないことを確認した。

注記\*：循環水ポンプは大津波警報で停止する運用としていることから、評価上考慮していない。

表4-1 第1号機プラント運転時（通常時）及び廃止措置段階（通常時）に使用する海水ポンプ

	ポンプ名称	流量
第1号機プラント運転時 （通常時）	第1号機原子炉補機冷却 海水ポンプ(A) (B)	0.53m <sup>3</sup> /s (960m <sup>3</sup> /h×2台)
第1号機廃止措置段階 （通常時）	第1号機原子炉補機冷却 海水ポンプ(A) もしくは(B)	0.27m <sup>3</sup> /s (960m <sup>3</sup> /h×1台)

表4-2 第1号機海水ポンプ室での津波高さ及び入力津波高さ

（貫通部径： m）

	第1号機海水ポンプ室での津波高さ	入力津波高さ
第1号機プラント運転時 （通常時）	O.P. +10.38m (O.P. +10.379m)	O.P. +10.4m
第1号機廃止措置段階 （通常時）	O.P. +10.39m (O.P. +10.386m)	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

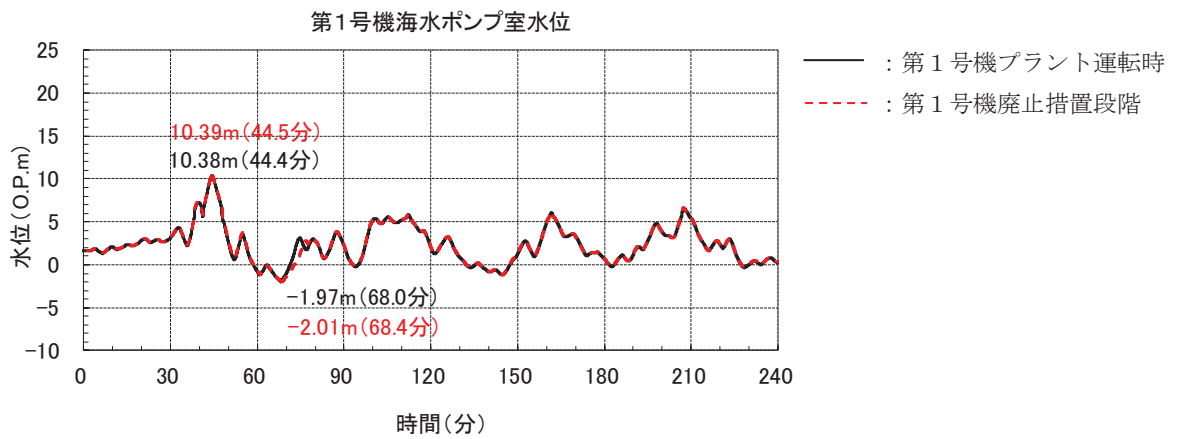


図 4-1 第1号機海水ポンプ室の水位時刻歴波形

■ : 貯留水 (2,600m<sup>3</sup>)

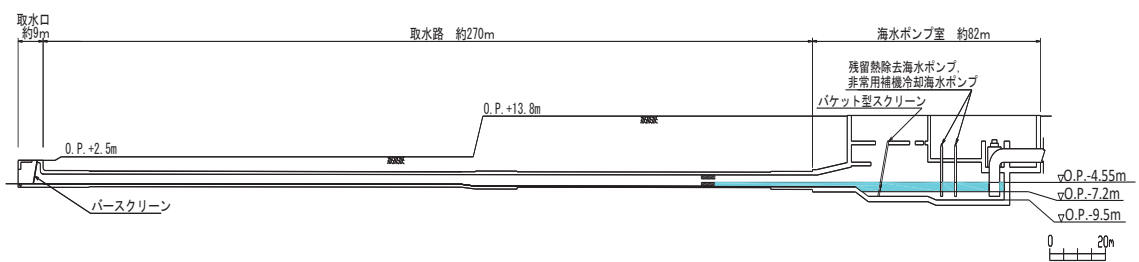


図 4-2 第1号機取水路～海水ポンプ室縦断面図



## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価

#### (1) 概要

2号機及び3号機海水ポンプについては、津波による圧力により設備が損傷した場合、津波が敷地へ流入する可能性があるため、津波に対して健全性を維持する必要がある。

本資料は、2号機及び3号機海水ポンプに対して、津波による圧力を考慮した荷重に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

#### (2) 評価対象機器

評価対象機器について表 5.24.4-1 に示す。

表 5.24.4-1 評価対象機器

機器名称	設置場所
2号原子炉補機冷却海水ポンプ	2号海水ポンプ室補機ポンプエリア
2号タービン補機冷却海水ポンプ	2号海水ポンプ室補機ポンプエリア
2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	2号海水ポンプ室補機ポンプエリア
2号循環水ポンプ	2号海水ポンプ室循環水ポンプエリア
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	3号海水熱交換器建屋
3号タービン補機冷却海水ポンプ	3号海水熱交換器建屋
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	3号海水熱交換器建屋
3号循環水ポンプ (ケーシング開口部への閉止板含む)	3号海水ポンプ室

#### (3) 構造強度評価方法

津波のバウンダリとなるポンプケーシングについては、津波来襲時に取水ピット部に津波が到達し、津波高さに応じた圧力が作用することから、考慮する津波高さによる静水頭が内圧としてポンプケーシングに作用した場合の健全性について評価する。

また、3号海水系の評価については、保守的に津波高さによる静水頭に加えて、運転圧を考慮した評価を実施する。津波高さについては表 5.24.4-2、運転圧力については表 5.24.4-3 に示す。許容値は各系統の最高使用圧力とし、表 5.24.4-4 に示す。

なお、3号循環水ポンプは系統を停止しており、設備保護の観点からポンプシャフトの取外しを行っている。このため、ポンプケーシングに開口部が生じることから、閉止板を設置している。閉止板については津波バウンダリとなることから、閉止板及びボルトの強度評価を実施し、許容値を満足することを確認する。ポンプケーシング開口部への閉止板の取付概要を図 5.24.4-1, 2 に示す。

表 5. 24. 4-2 津波高さによる静水頭の算出条件

機器名称	設計津波高さ* <sup>1</sup> (m)	ポンプ設置高さ (m)	備考
2号原子炉補機冷却海水ポンプ	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0	
2号タービン補機冷却海水ポンプ	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0	
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0	
2号循環水ポンプ	0. P. +18. 6	0. P. -0. 8	
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0	
3号タービン補機冷却海水ポンプ	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0	
3号循環水ポンプ	0. P. +19. 0	0. P. -0. 8	

\* 1 : 設計津波高さ = 入力津波高さ + 余裕 (0. 5m)

表 5. 24. 4-3 評価時の運転条件

機器名称	運転 有無	運転圧力* <sup>1</sup> (MPa)	備考
2号原子炉補機冷却海水ポンプ	有	0. 58	津波時に運転を継続
2号タービン補機冷却海水ポンプ	無	—	津波時に停止する
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	有	0. 57	津波時に運転を継続
2号循環水ポンプ	無	—	津波時に停止する
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	—* <sup>2</sup>	0. 54	
3号タービン補機冷却海水ポンプ	—* <sup>2</sup>	0. 518	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	—* <sup>2</sup>	0. 53	
3号循環水ポンプ	無	—	系統停止 (乾燥保管運用)

注記 \* 1 : 運転圧力は保守的に工場試験で実施した締切運転時の全揚程実測値とする。

\* 2 : 保守的に運転圧力を考慮する。

表 5. 24. 4-4 各系統の最高使用圧力（許容値）

機器名称	最高使用圧力（MPa）
2号原子炉補機冷却海水ポンプ	0.78
2号タービン補機冷却海水ポンプ	0.69
2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0.78
2号循環水ポンプ	0.38
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	0.80
3号タービン補機冷却海水ポンプ	0.70
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0.80
3号循環水ポンプ	0.38

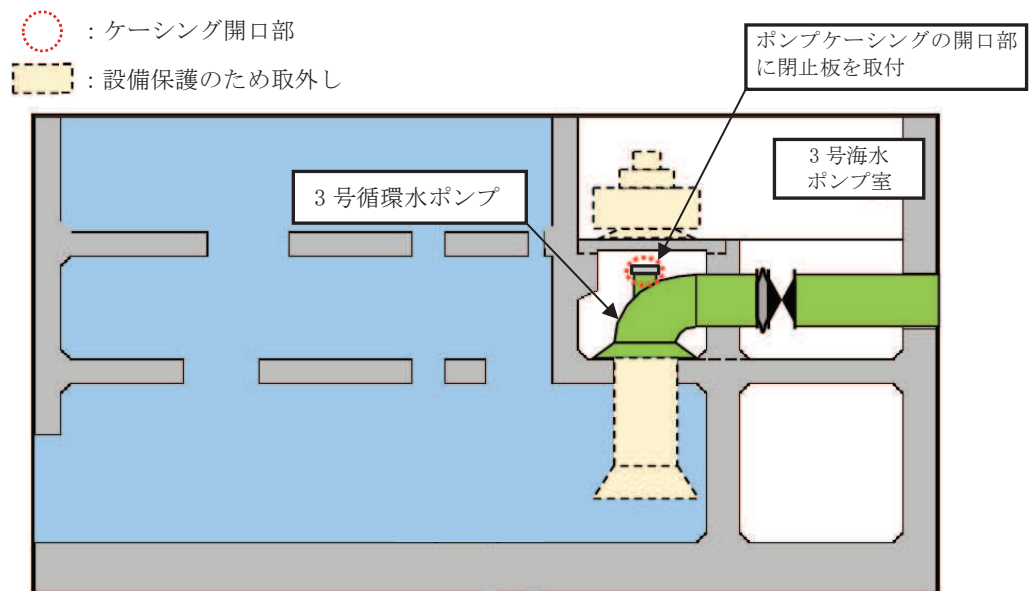


図 5. 24. 4-1 3号循環水ポンプケーシング開口部への閉止板設置箇所

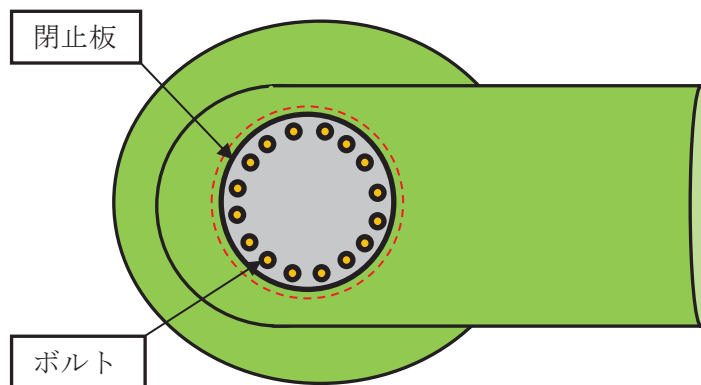


図 5. 24. 4-2 ポンプケーシングの開口部閉止板の取付概要（平面図）

(4) 計算条件

3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板及びボルトの計算条件について表 5. 24. 4-5, 6 に示す。なお、3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板及びボルトの評価においては、津波高さによる静水頭 (0. 2MPa) に対する健全性を確認するにあたり、循環水ポンプと同様の強度を確認する観点から、循環水ポンプの最高使用圧力 (0. 38MPa) が部材に加わった場合の強度評価を実施する。

表5. 24. 4-5 3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板の計算条件

閉止板の材質	評価温度 (°C)	最高使用圧力 P (MPa)	閉止板の外径 d (mm)	閉止板の厚さ (mm)	
				呼び厚さ	最小厚さ
SUS316	50	0. 38	990	60	59. 2

表 5. 24. 4-6 ボルトの計算条件

ボルトの材質	評価温度 (°C)	最高使用圧力 P (MPa)	閉止板の外径 d (mm)	ボルト 呼び径	ボルトの 本数
SUS304	50	0. 38	990	M36	16

(5) 計算方法

- a. 津波発生時にポンプが継続運転となる系統

$$\text{内圧} = \text{運転圧力} + \text{津波高さによる静水頭} (\rho_0 \cdot g \cdot H)$$

- b. 津波発生時にポンプが停止となる系統

$$\text{内圧} = \text{津波高さによる静水頭} (\rho_0 \cdot g \cdot H)$$

$\rho_0$  : 海水の密度 (1030 kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (9. 80665 m/s<sup>2</sup>)

$H$  : 評価高さ (設計津波高さ - ポンプ設置高さ)

- c. ケーシング開口部閉止板の必要板厚の計算

平板の計算上必要な厚さについては、発電用原子力設備規格 設計・建設規格 PMD-3410 を適用する。また、ボルトの強度評価については、(b) の評価式を適用する。

- (a) 平板の計算上必要な厚さ

$$t = d \sqrt{\frac{K \cdot P}{S}} = 990 \cdot \sqrt{\frac{0.17 \cdot 0.38}{129}} = 22.15 \approx 23.0 \text{ (mm)}$$

$t$  : 平板の計算上必要な厚さ (mm)

$d$  : 平板の外径 (mm)

$K$  : 取付方法による係数 (=0. 17) ※設計・建設規格 PMD-3410

$P$  : 最高使用圧力 (MPa)

$S$  : 設計・建設規格付録材料図表 Part5 表5に規定する材料の許容引張応力 (MPa) (=129MPa)

(b) ボルトの評価式

(イ) ボルトの許容引張応力（許容値）

設計・建設規格付録材料図 表 Part5 表 7 SUS304 より、129MPa (40°C)、115MPa (75°C) であるため、50°C の場合の許容引張応力について以下の式により算出する。

$$S_b = 129 + \frac{(115-129)}{(75-40)} \cdot (50-40) = 125.0 \text{ (MPa)}$$

$S_b$  : ボルトの許容引張応力（最高使用温度における付録材料図 表 Part5 表5 に規定する材料の許容引張応力 (MPa) )

(ロ) ボルトの最小断面積

ボルト呼び径 M36 のボルト谷径は 31.670mm であることから、ボルトの最小断面積について以下の式により算出する。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 31.670^2 = 787.74 \div 787.7 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$A_b$  : ボルトの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

$d_b$  : ボルト谷径 (mm)

(ハ) 閉止板にかかる荷重

閉止板全体に最高使用圧力が加わるものとして、以下の式により算出する。

$$W = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot P = \frac{\pi}{4} \cdot 990^2 \cdot 0.38 = 2.9251 \times 10^5 \div 2.926 \times 10^5 \text{ (N)}$$

$W$  : 閉止板にかかる荷重 (N)

$d$  : 閉止板の外径 (mm)

$P$  : 最高使用圧力 (MPa)

(ニ) ボルト 1 本あたりの引張応力

閉止板にかかる荷重にボルト本数とボルトの最小断面積から、ボルト 1 本あたりの引張応力を算出する。

$$\sigma = \frac{W}{n \cdot A_b} = \frac{2.926 \times 10^5}{16 \cdot 787.7} = 23.21 \div 23.3 \text{ (MPa)}$$

$\sigma$  : ボルト 1 本あたりの引張応力 (MPa)

$W$  : 閉止板にかかる荷重 (N)

$n$  : ボルト本数

$A_b$  : ボルトの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

(5) 評価結果

a. 内圧評価結果

表 5.24.4-7 に示すとおり，算出した内圧が許容値以下であることを確認した。

表 5.24.2-7 内圧評価結果

機器名称	内圧 (MPa)			許容値 (MPa)
	運転圧力	津波高さによる静水頭	合計	
2号原子炉補機冷却海水ポンプ	0.58	0.17	0.75	0.78
2号タービン補機冷却海水ポンプ	—	0.17	0.17	0.69
2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0.57	0.17	0.74	0.78
2号循環水ポンプ	—	0.20	0.20	0.38
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	0.54	0.18	0.72	0.80
3号タービン補機冷却海水ポンプ	0.518	0.18	0.70 (0.698)	0.70
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	0.53	0.18	0.71	0.80
3号循環水ポンプ	—	0.20	0.20	0.38

b. 閉止板の構造強度評価結果

(a) 表 5.24.4-8 に示すとおり，3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板について，閉止板の最小厚さは計算上必要な厚さを満足していることを確認した。

表5.24.4-8 3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板の構造強度評価結果

評価対象	計算上必要な厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
閉止板	23.0	59.2

(b) 表 5.24.4-9 に示すとおり，ボルトの発生引張応力は許容引張応力を満足していることを確認した。

表 5.24.4-9 ボルトの構造強度評価結果

評価対象	許容引張応力 (MPa)	発生引張応力 (MPa)
ボルト	125.0	23.3

## 5.27 防潮壁の止水構造について

### 1. 概要

杭基礎構造防潮壁については、津波防護施設に該当し、地震後の津波の敷地への流入を防止する役割を担っている。杭基礎構造防潮壁については、他設備との取り合いや干渉等を考慮し止水性を確保していることから、止水性確保について様々な構造を有している。

止水に当たっては津波による水圧の他、ボイリングによる影響も踏まえ評価を行っている。

本書では、杭基礎防潮壁の止水構造について、後述する止水パターンにおける止水性確保(ボイリング対策を含む)の考え方を示す。計 13 パターンの止水構造があるが、それぞれについて止水性が十分に有されていることを示した。

## 2. 構造物位置

杭基礎防潮壁の位置を図2-1に示す。杭基礎防潮壁は、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機放水立坑の周囲に設置される。なお、第2号機放水立坑並びに第3号機放水立坑については、一面が杭基礎防潮壁にて囲われており、他設備との取り合いが無いことから、止水性確保の考え方については後述する第2号機海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の止水性確保の考え方に包含される。

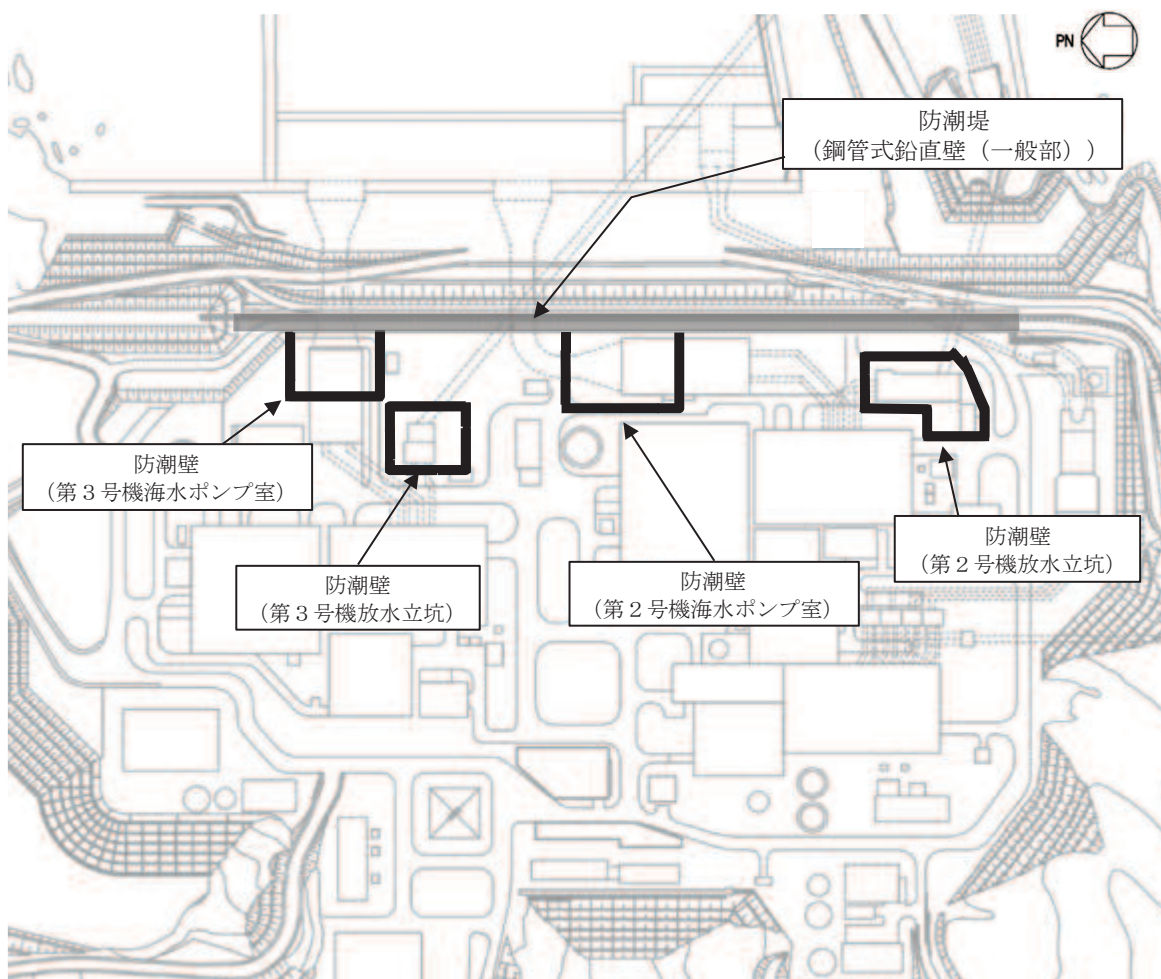


図2-1 対象構造物の配置



### 3. 止水パターンについて

#### 3.1 各止水パターン位置

各止水パターンの位置を図 3.1-1 及び図 3.1-2 に示す。止水パターンについては、止水性確保に資する構造的特徴を踏まえて網羅的に抽出した。止水性確保に資する構造的特徴を表 3.1-1 に示す。また、ボーリング対策の考え方を表 3.1-2 に示す。

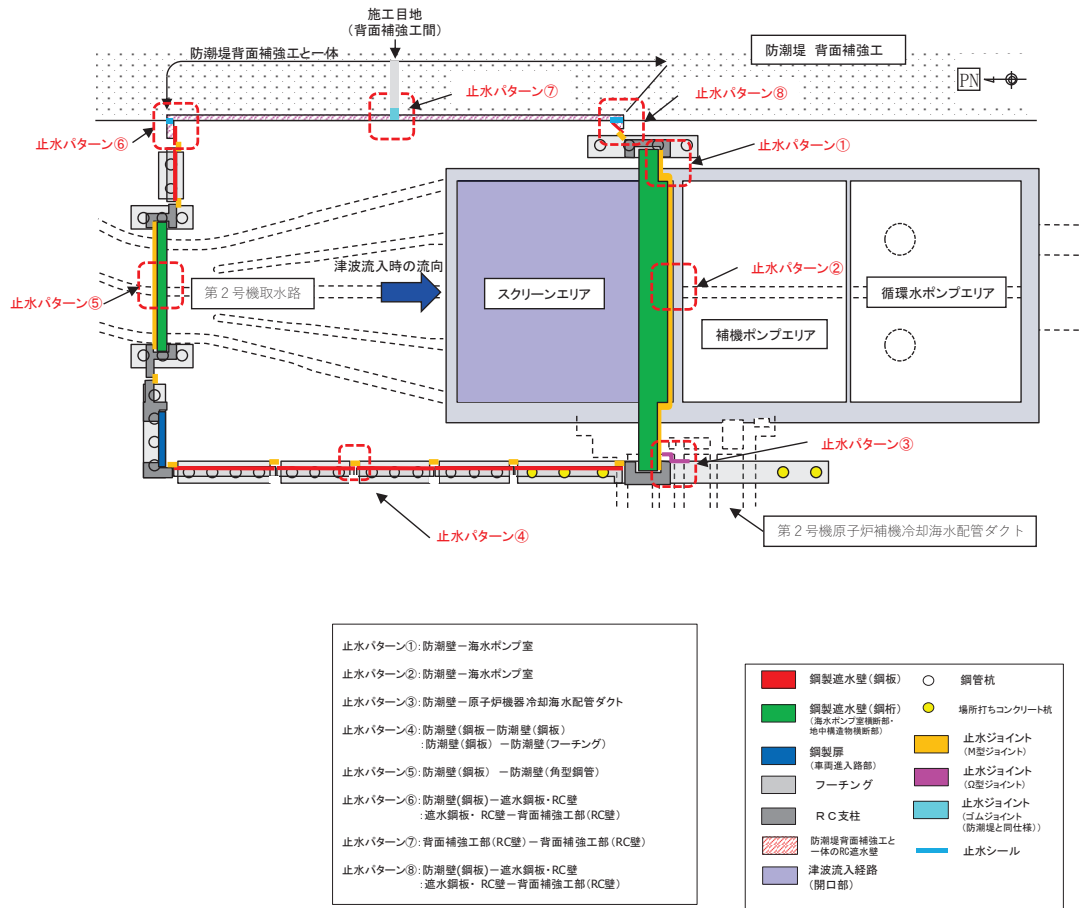


図 3.1-1(1) 各止水パターンの位置 (第2号機海水ポンプ室)

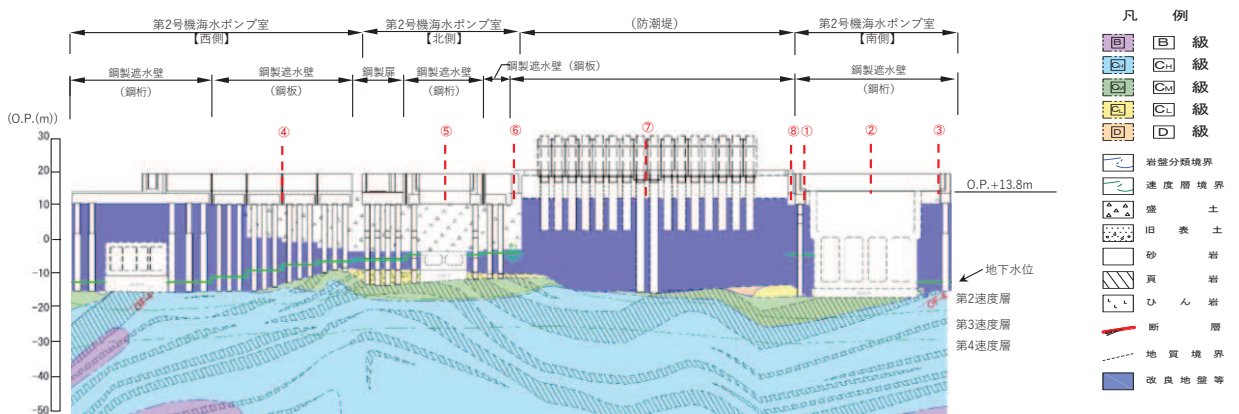


図 3.1-1(2) 各止水パターンの位置 (第2号機海水ポンプ室)

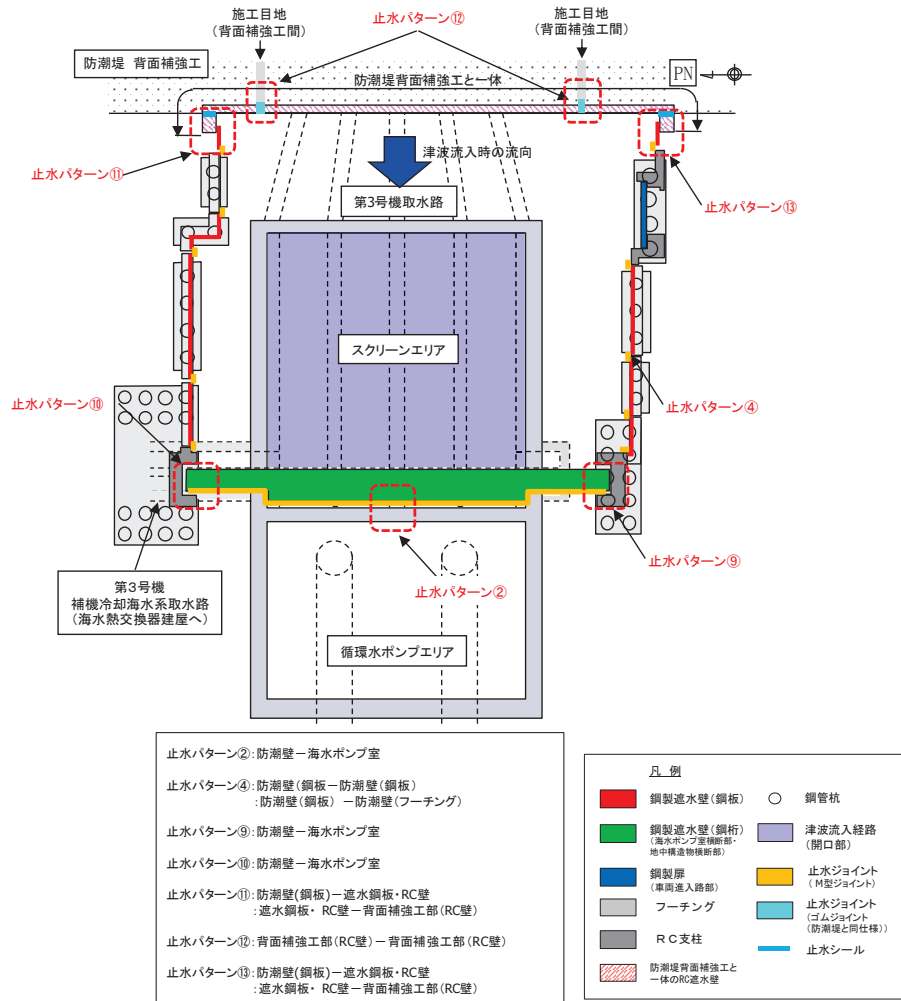


図 3.1-2(1) 各止水パターンの位置(第3号機海水ポンプ室)

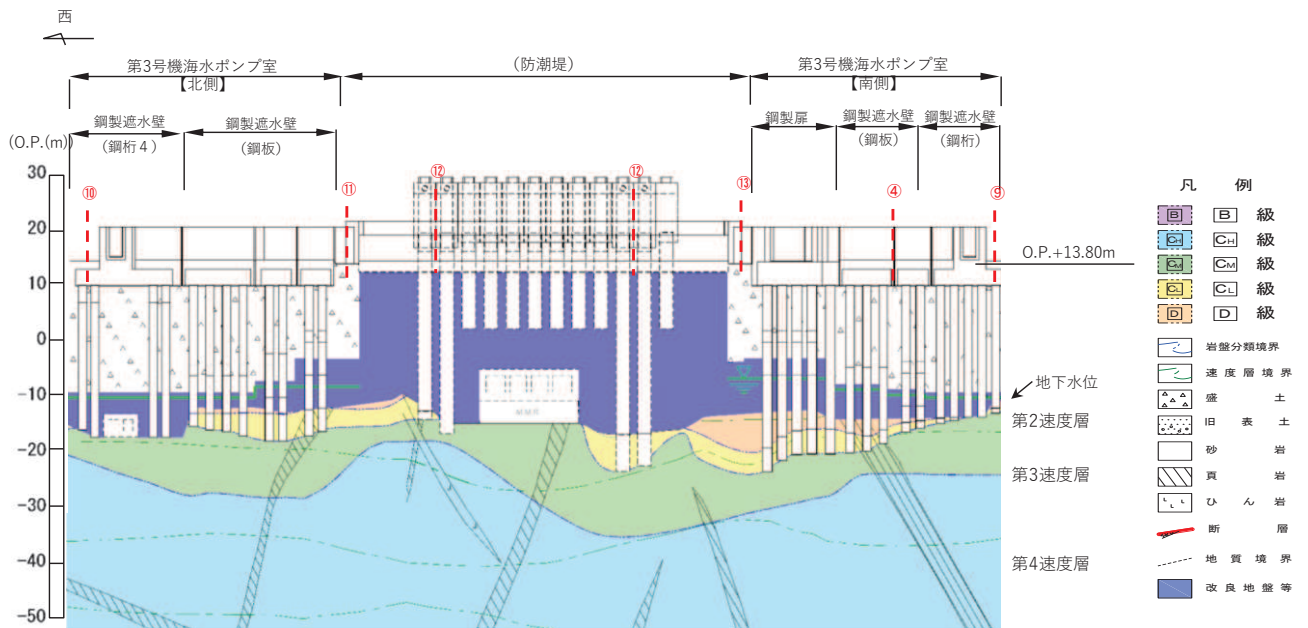


図 3.1-2(2) 各止水パターンの位置(第3号機海水ポンプ室)

表 3.1-1 各止水パターンにおける構造的特徴

止水パターン	天端高さ (m)	接続される構造物	止水部材
①	0. P. +19. 0	防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3
②		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3
③		防潮壁－原子炉機器冷却海水配管ダクト	止水ジョイント (M型ジョイント及びΩ型ジョイント) *1, 3
④		防潮壁(鋼板)－防潮壁(鋼板) 防潮壁(鋼板)－防潮壁(フーチング)	止水ジョイント (M型ジョイント及びΩ型ジョイント) *1, 3
⑤		防潮壁(鋼桁)－防潮壁(角型鋼管)	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3
⑥	0. P. +19. 0 0. P. +20. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC壁 鋼板・RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3 止水シール*1
⑦		背面補強工RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (ゴムジョイント) *2
⑧		防潮壁(鋼板)－鋼板・RC壁 鋼板・RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3 止水シール*1
⑨	0. P. +20. 0	防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3
⑩		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3
⑪	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC壁 鋼板・RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3 止水シール*1
⑫	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	背面補強工RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (ゴムジョイント) *2
⑬	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC壁 鋼板・RC壁－背面補強工RC壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1, 3 止水シール*1

注記\*1：止水ジョイント(M型ジョイント，Ω型ジョイント，止水シール)の止水試験結果については，「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に，相対変位の評価結果については，「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

\*2：止水ジョイント(ゴムジョイント)の止水試験結果については，「6.1.5 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の止水ジョイント部材について」に，相対変位の評価結果については，「6.1.6 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

\*3：止水ジョイントの相対変位の評価については，「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示すとおり，フーチング周辺の埋込効果を考慮しないモデルにおいて解析を行った上で，止水ジョイントが設置される上下区間において最も変位の生じやすい防潮壁天端の値を用いて評価しており問題ないことを確認している。なお，土中部に埋め込む止水ジョイントには土圧が作用するが，両側から作用するため止水ジョイントの健全位に有意な影響を与えるものではない。

表 3.1-2 ボイリングに対する止水性確保の考え方

ボイリング対策		ボイリングに対する 止水性確保の考え方	対応する 止水パターン
タイプ	構造		
A	フーチング +周辺埋戻し*	フーチングによる根入れ長を確保するとともに前後の埋戻土により止水性を確保	フーチング設置箇所全般
B	M型ジョイント (or Ω型 ジョイント) +周辺埋戻し*	M型ジョイント或いはΩ型ジョイントを土中に埋め込み根入れ長を確保するとともに前後の埋戻土により止水性を確保	パターン①, ③, ④
C	<M型ジョイント+鋼矢板> +周辺埋戻し*	M型ジョイント並びに鋼矢板を土中に埋め込み根入れ長を確保するとともに前後の埋戻土により止水性を確保	パターン⑤, ⑥, ⑨, ⑩, ⑪, ⑬
D	セメント改良土	防潮堤と海水ポンプ室間に囲まれ下方に地盤改良体が構築されていることから相対変位は微小と考えられ, 当該箇所をセメント改良土で埋め戻すとともに, さらにM型ジョイントを改良体まで埋め込むことで止水性を確保	パターン⑧
E	ゴムジョイント +改良地盤	防潮堤施工目地部にゴムジョイントを下部の改良地盤まで設置し止水性を確保	パターン⑦, ⑫

注記\* : ボイリングに対する所定の安全率が盛土で確保されない場合に, 浸透圧に対する抵抗重量確保のためセメント改良土による埋戻しを行う (防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室), 防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室) のうちパターン④の一部, ⑤, ⑥)

#### 4 各止水パターンにおける止水性の確保詳細

##### 4.1 止水パターン①

止水パターン①の構造概要を図 4.1-1 に示す。止水パターン①（防潮壁と第 2 号機海水ポンプ室間）については、構造物に鋼製ブラケットを介してM型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水性を確保する。止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、M型ジョイント前後については盛土にて埋戻しを行うことから、「6.3 防潮壁に関する補足説明 参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について」のとおりボイリングによる津波の回り込みは生じない。

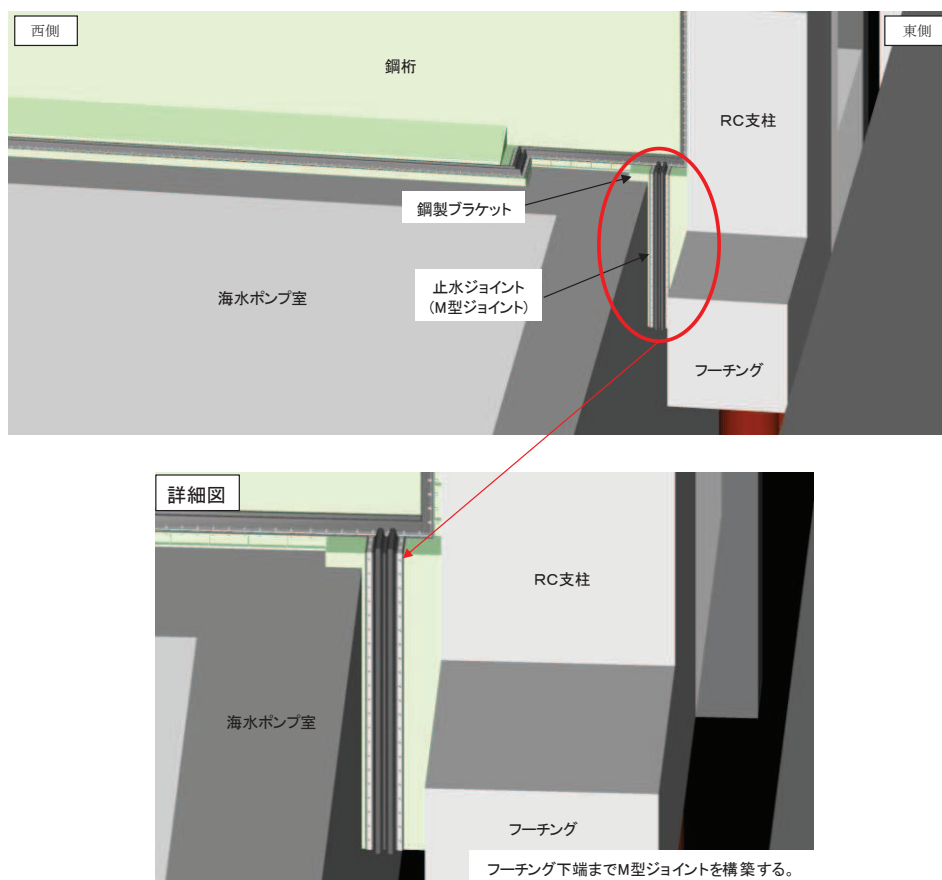


図 4.1-1(1) 止水パターン①の構造概要(概要図)

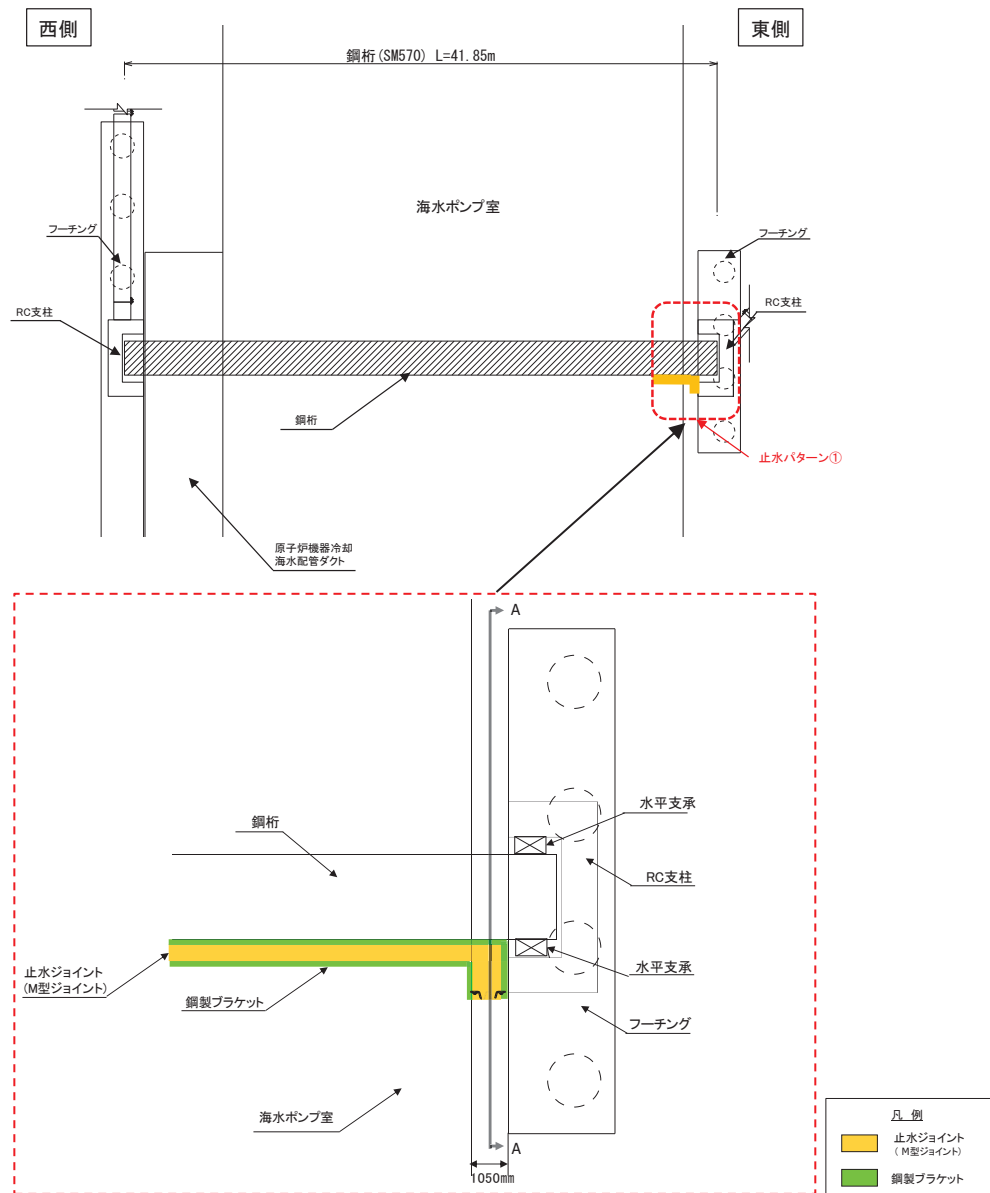


図 4.1-1(2) 止水パターン①の構造概要(平面図)

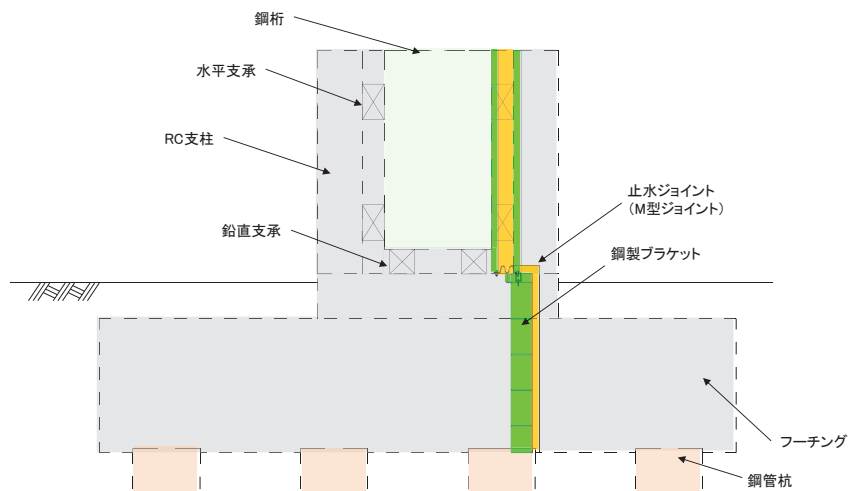


図 4.1-1(3) 止水パターン①の構造概要(断面図(A-A))

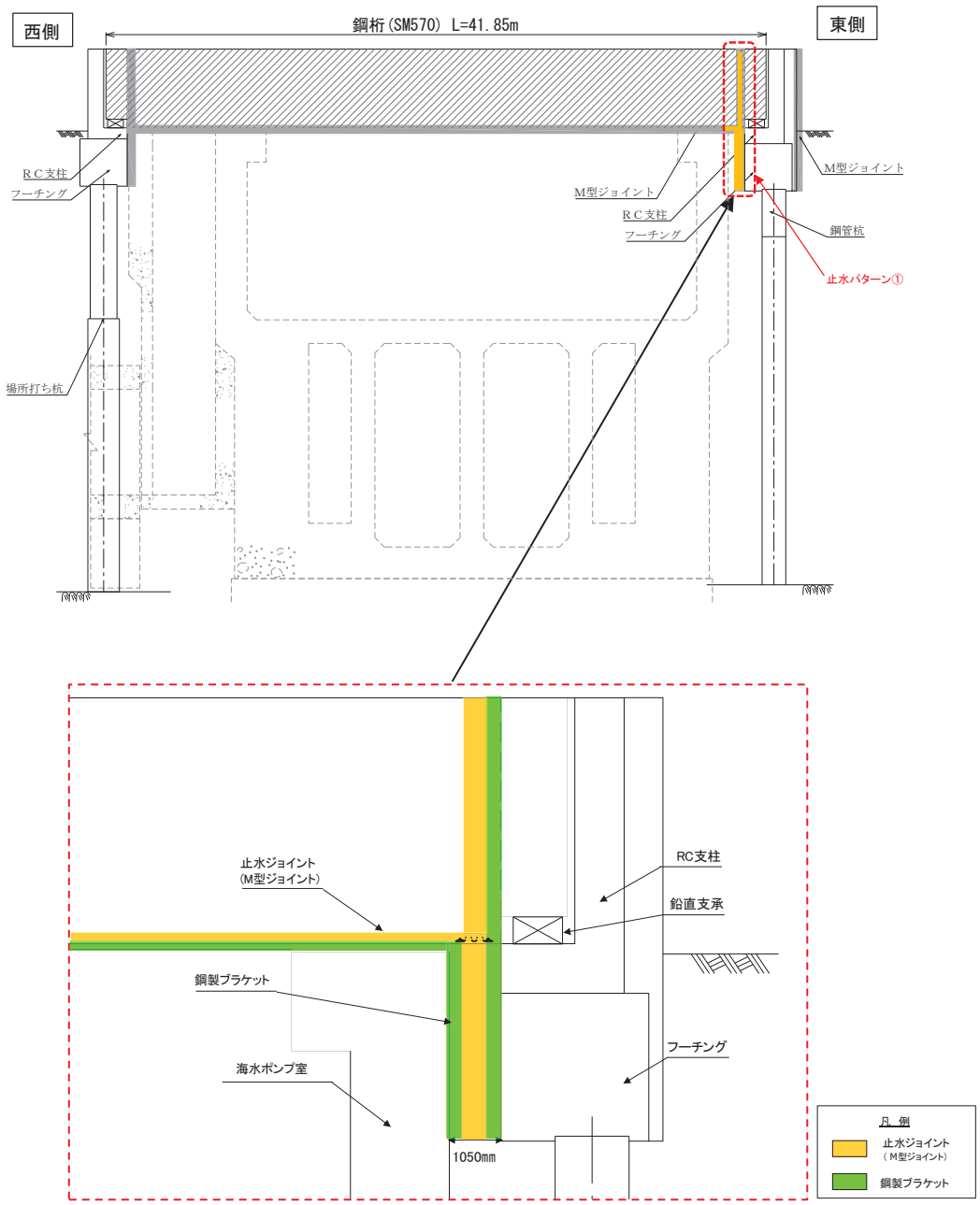


図 4.1-1(4) 止水パターン①の構造概要(正面図)

#### 4.2 止水パターン②

止水パターン②の構造概要を図4.2-1に示す。止水パターン②（防潮壁と第2号機海水ポンプ室間）については、第2号機海水ポンプ室と鋼桁に鋼製ブラケットを介してM型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、ブラケットの評価結果については、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

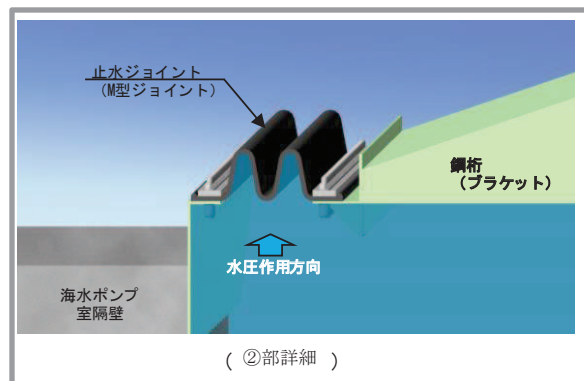
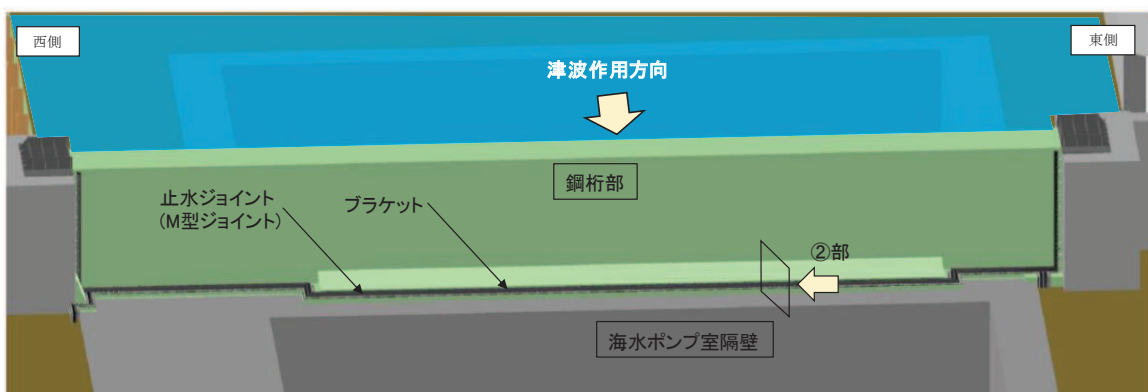


図4.2-1 止水パターン②の構造概要



#### 4.3 止水パターン③

止水パターン③の構造概要を図 4.3-1 に示す。止水パターン③（防潮壁の RC 支柱・フーチングと原子炉機器冷却海水配管ダクト間）については、RC 支柱に鋼製ブラケットを介して M 型ジョイント及び Ω 型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水性を確保する。止水ジョイント (M 型ジョイント) の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、

「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、M 型ジョイントと Ω 型ジョイントの接合部については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」にて示すとおり、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。なお、構造物間については、約 10 cm 程度のクリアランスがあることから、適切に密度管理した埋戻し材にて埋め戻すこととする。埋戻し材を適切に密度管理することにより、「6.3 防潮壁に関する補足説明 参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について」のとおりボイリングによる津波の回り込みは生じない。

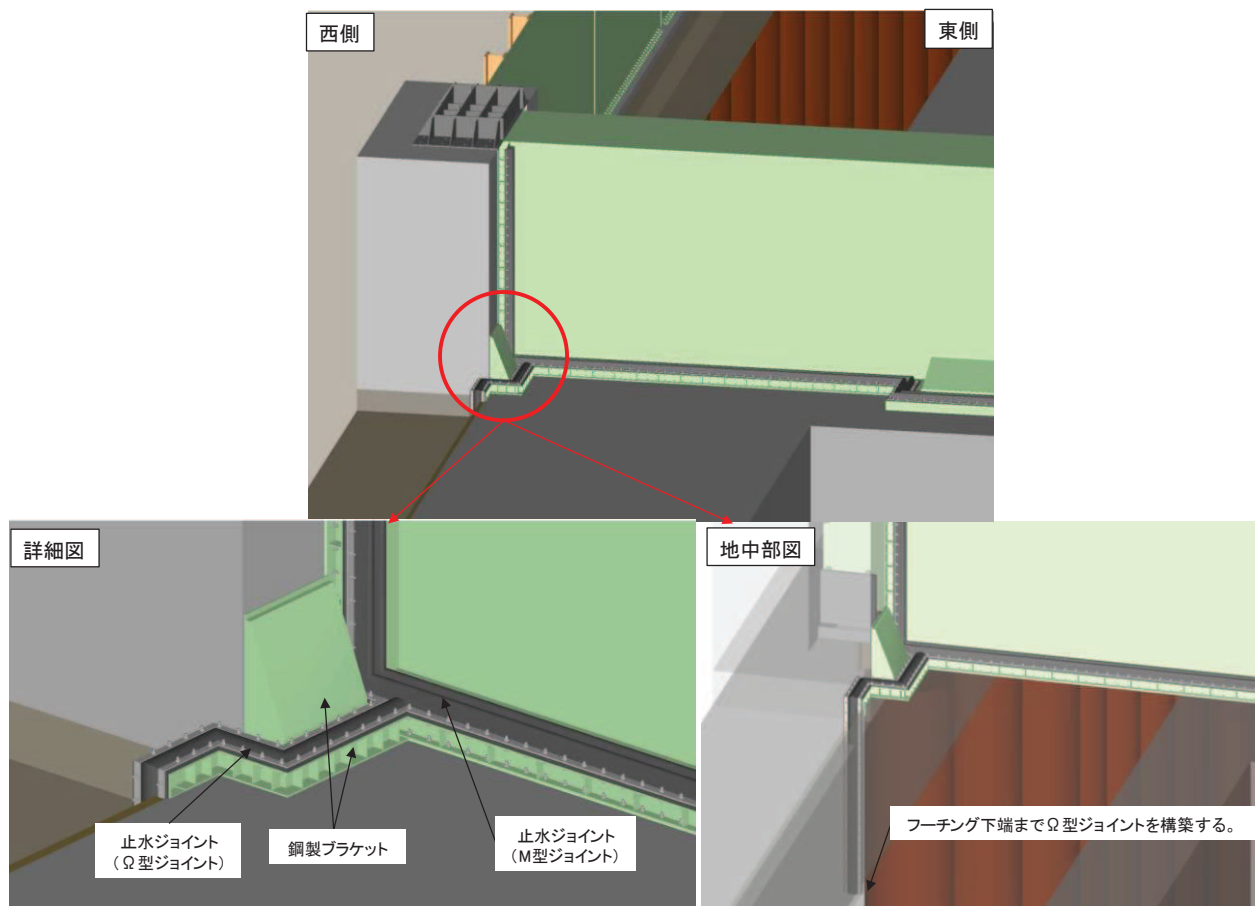


図 4.3-1(1) 止水パターン③の構造概要（概要図）

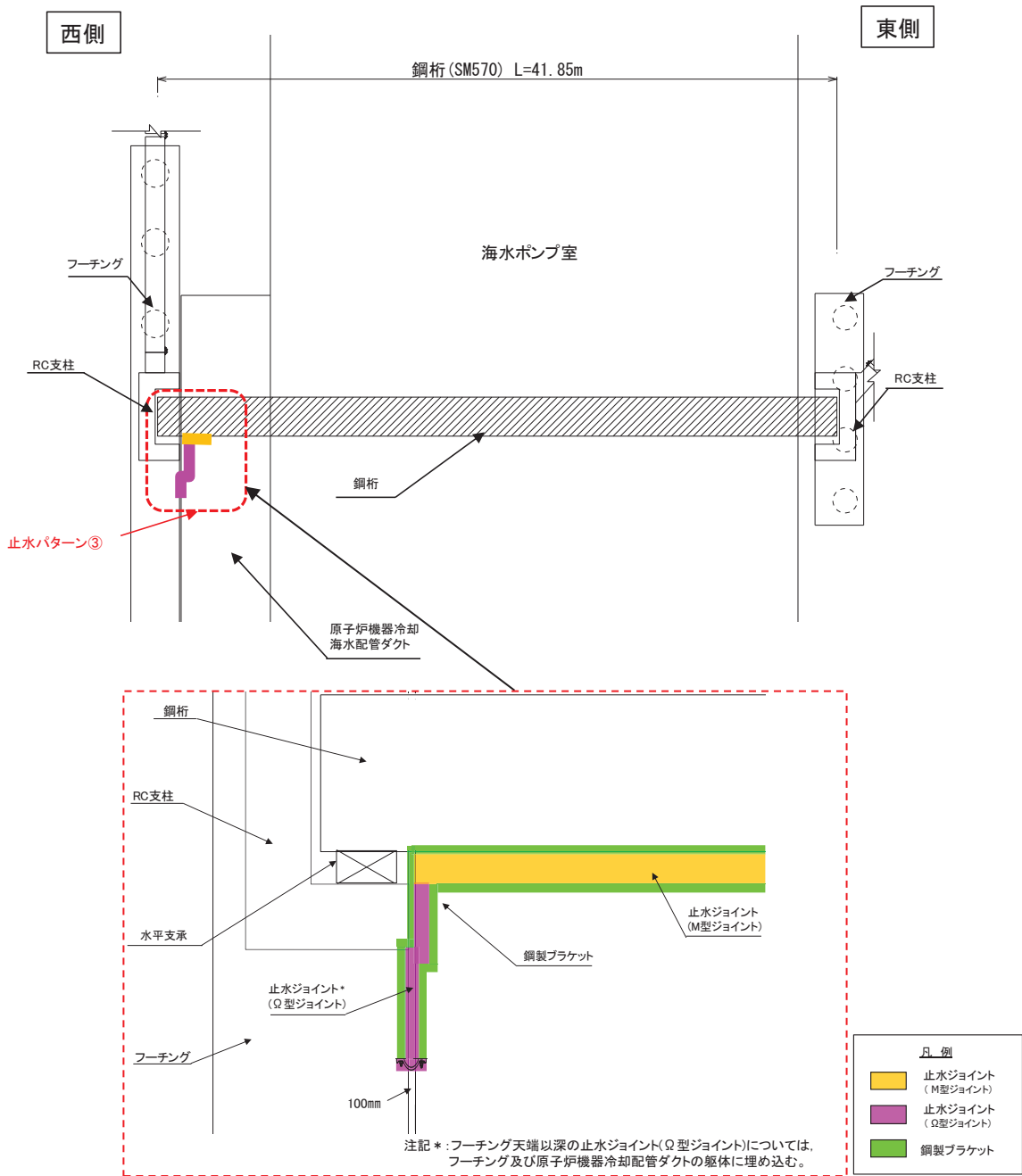


図 4.3-1(2) 止水パターン③の構造概要(平面図)

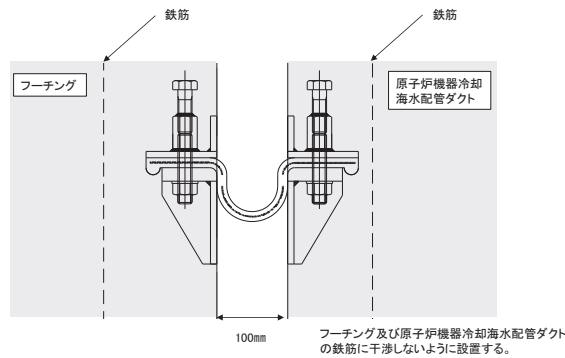


図 4.3-1(3) 止水パターン③の止水ジョイント構造概要(Q型ジョイント施工イメージ)

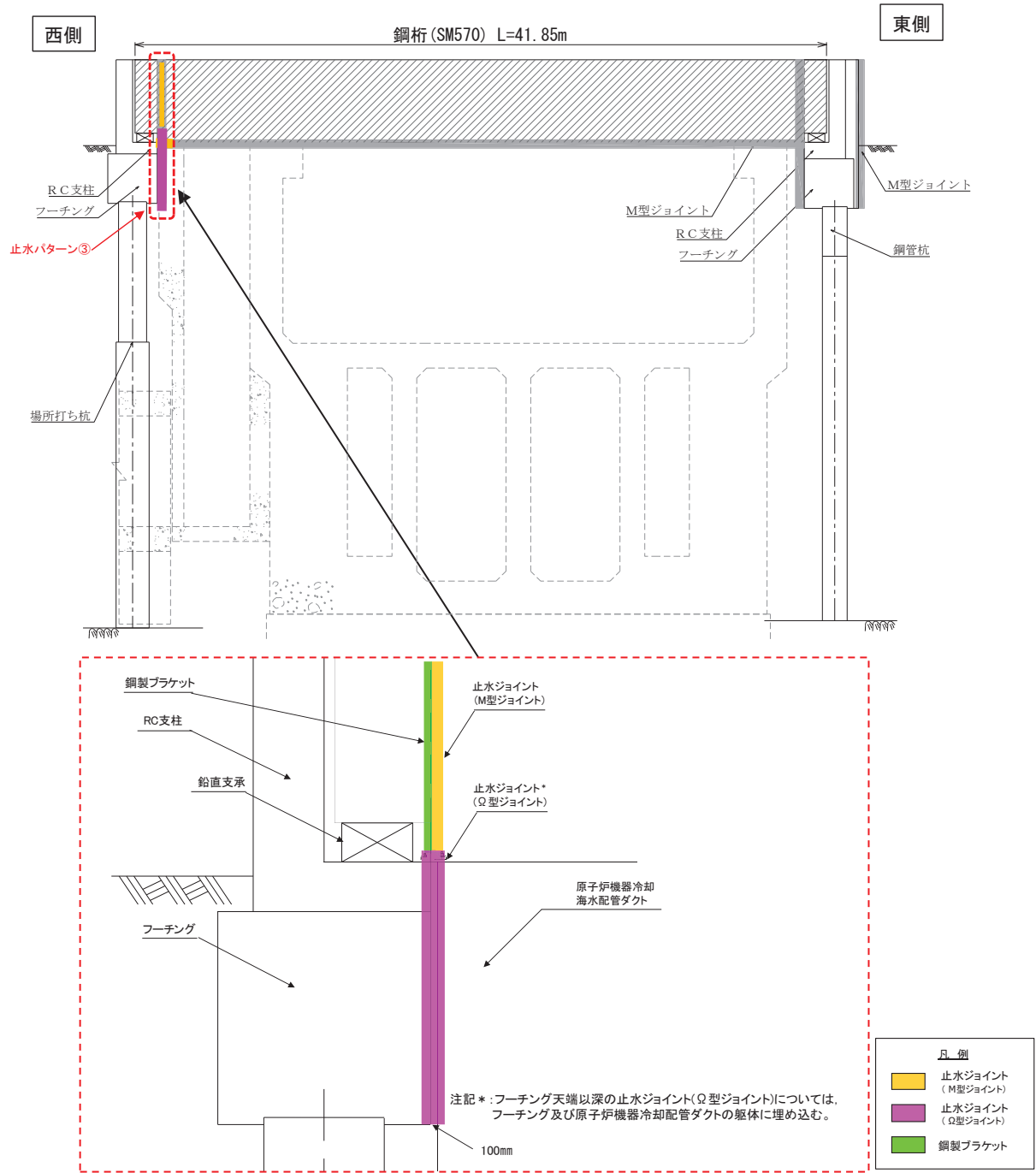


図 4.3-1(4) 止水パターン③の構造概要(正面図)

#### 4.4 止水パターン④

止水パターン④の構造概要を図4.4-1に示す。止水パターン④（防潮壁（鋼板）と防潮壁（鋼板）間）については、鋼板及びフーチング張り出し部同士をM型ジョイントで接続することにより止水性を確保し、また、鋼板とフーチング間については、Ω型ジョイントで接続することにより止水性を確保する。なお、止水ジョイント（M型ジョイント、Ω型ジョイント）の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、M型ジョイントとΩ型ジョイントの接合部については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」にて示すとおり、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。

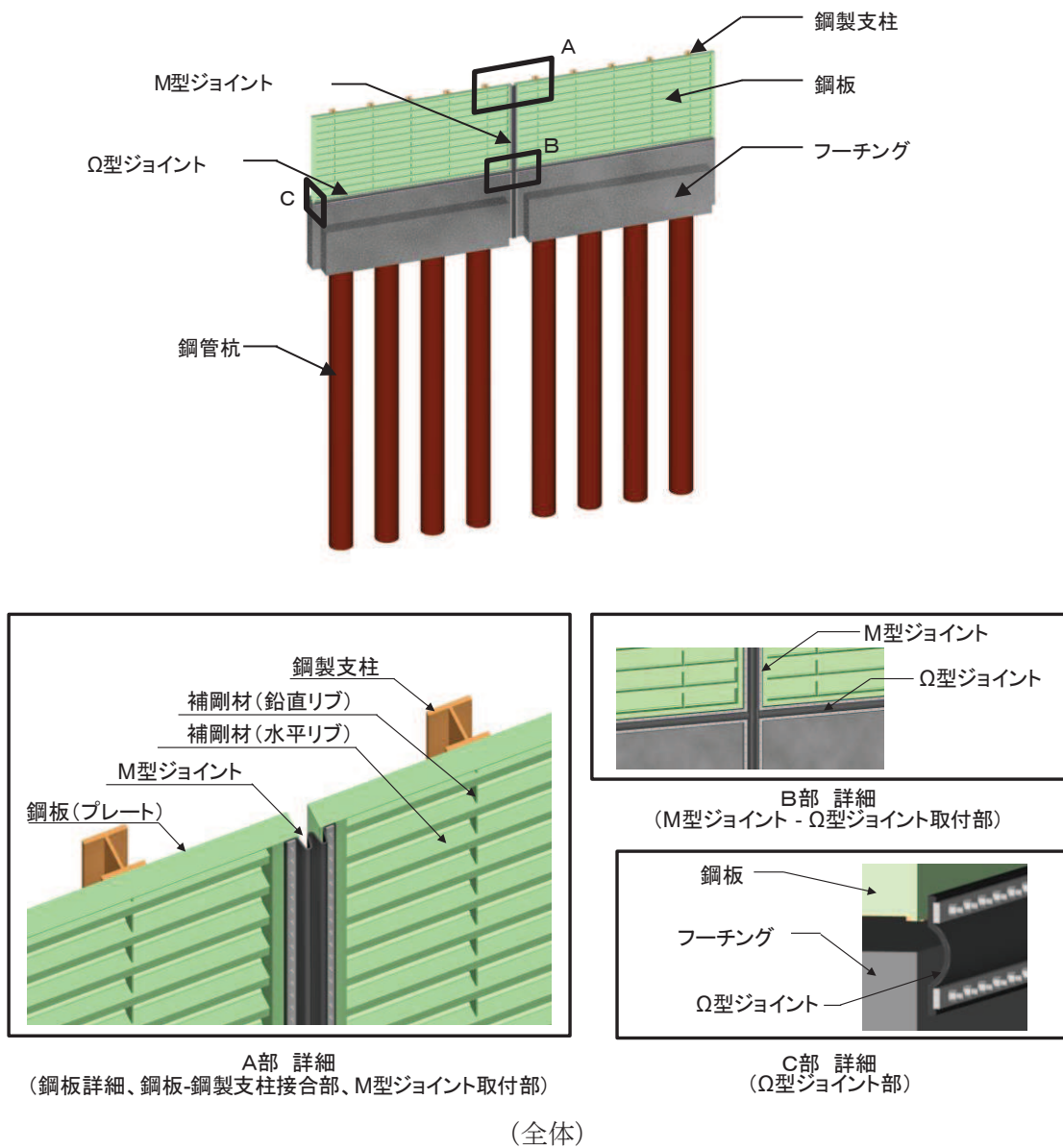


図4.4-1 止水パターン④の構造概要

#### 4.5 止水パターン⑤

止水パターン⑤の構造概要を図4.5-1に示す。止水パターン⑤（防潮壁の鋼桁の角型鋼管間）については、鋼桁と角型鋼管間にM型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、鋼桁下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

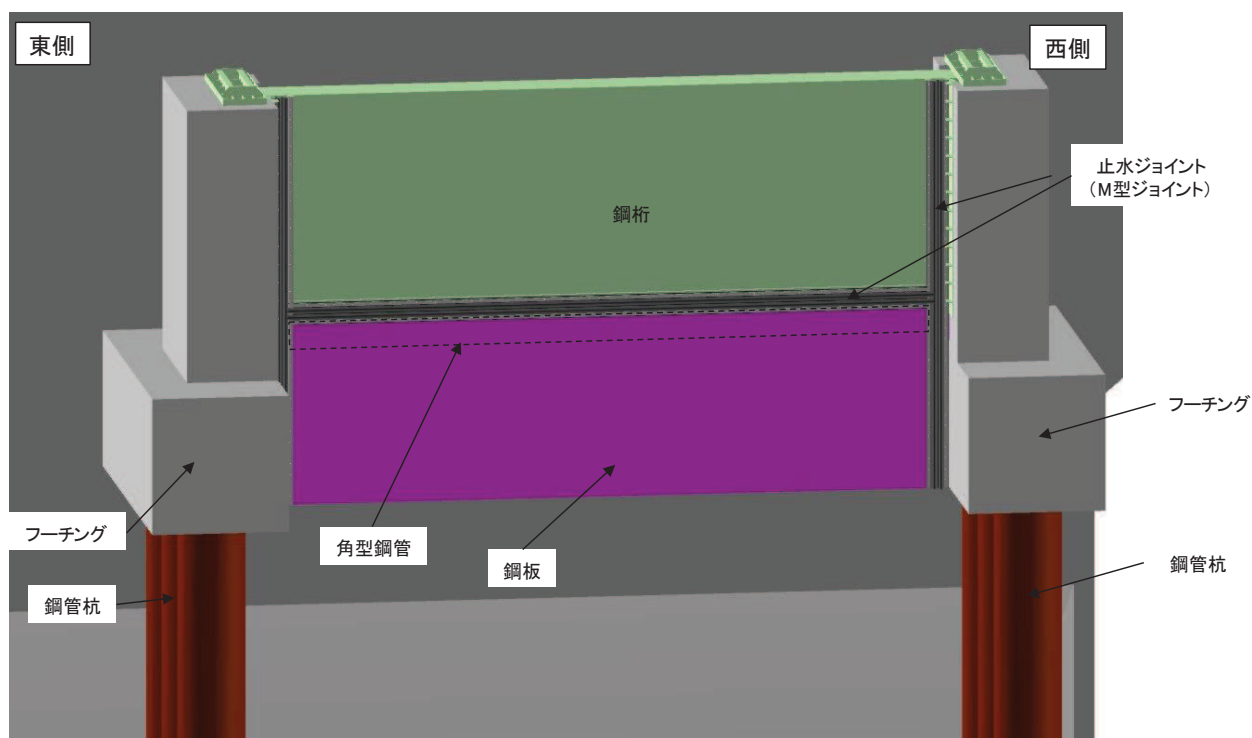
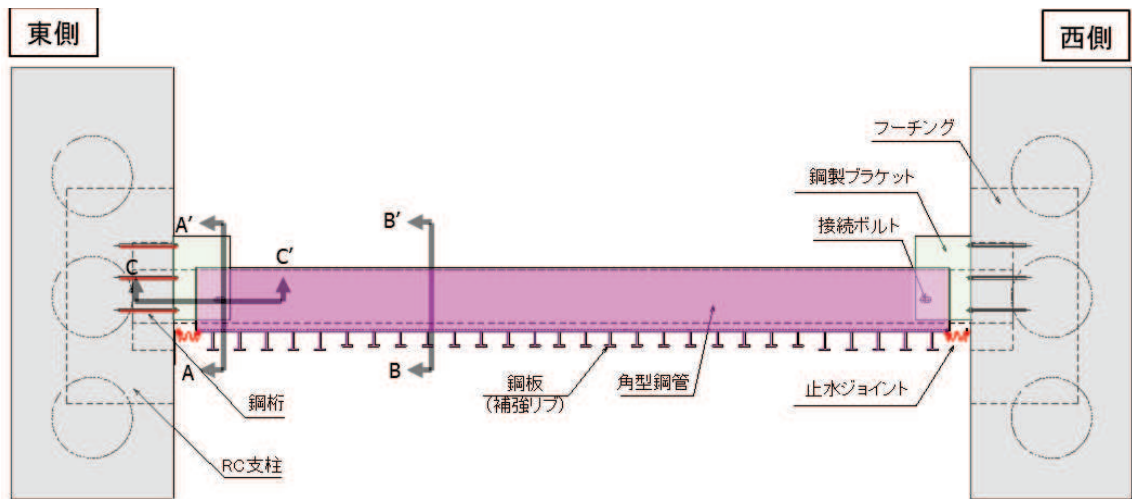
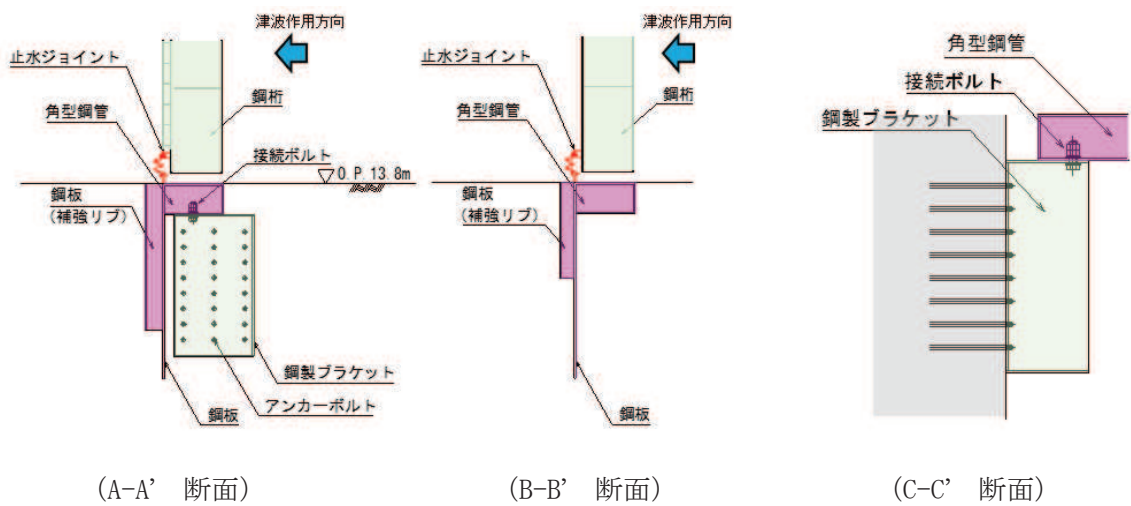


図4.5-1(1) 止水パターン⑤の構造概要(概要図)



(平面図)



(A-A' 断面)

(B-B' 断面)

(C-C' 断面)

図 4.5-1 止水パターン⑤の構造概要 (平面図, 断面図)

#### 4.6 止水パターン⑥, ⑦, ⑧

止水パターン⑥, ⑦, ⑧の構造概要を図 4.6-1 に示す。止水パターン⑥, ⑦, ⑧については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、RC 壁という。）に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイント（M型ジョイント）を取り付けることで、止水性を確保する。また、RC 壁と防潮堤背面補強工を接続するため、防潮堤背面補強工と一体の鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工 RC 壁という。）を設置し、止水性を確保する。また、RC 壁と背面補強工 RC 壁の構造目地間には、止水ジョイント（止水シール）を設置することで止水性を確保する。また、止水パターン⑥及び⑧の下部について、止水パターン⑥は、鋼矢板を設置することでボイリングに対する止水性を確保する。止水パターン⑧については防潮堤と海水ポンプ室間に囲まれ下方に地盤改良体が構築されており当該箇所における相対変位は微小で不同沈下のおそれはないものと考えられることから、地盤改良体とフーチングとの間をセメント改良土で埋め戻すことで止水性を確保する。また、上部に設置するM型ジョイントについては、セメント改良体との境界部における止水性を確保するため下部まで埋め込むこととする。なお、止水ジョイント（M型ジョイント、止水シール）の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、止水ジョイント（ゴムジョイント）の止水試験結果については、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に、相対変位の評価結果については、「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、RC 壁及び鋼板の評価結果については、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」に、背面補強工部（RC 壁）の評価結果については「6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明」に示す。また、止水パターン⑥の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

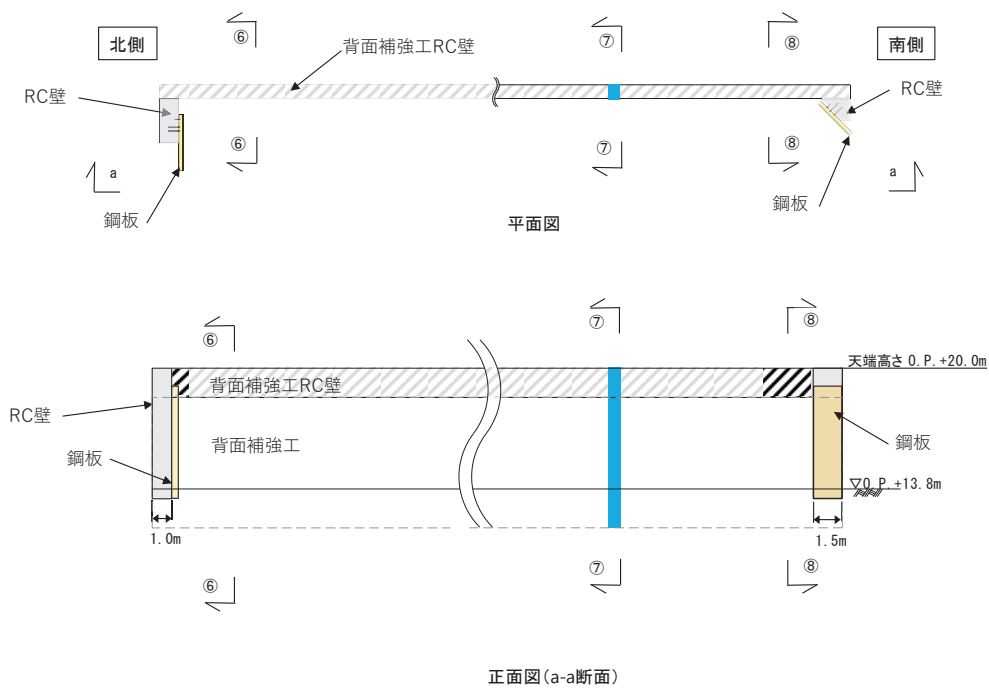


図 4.6-1(1) 止水パターン⑥, ⑦, ⑧の構造概要(平面図, 正面図)

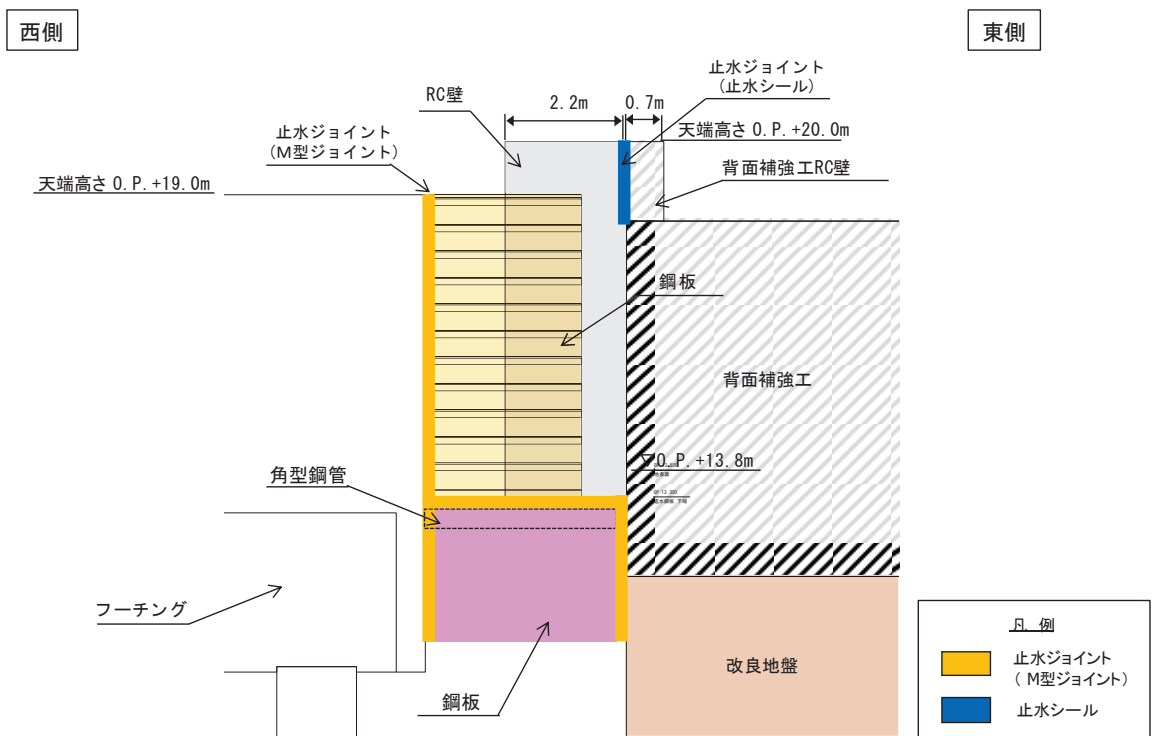


図 4.6-1(2) 止水パターン⑥の構造概要(⑥-⑥断面図)



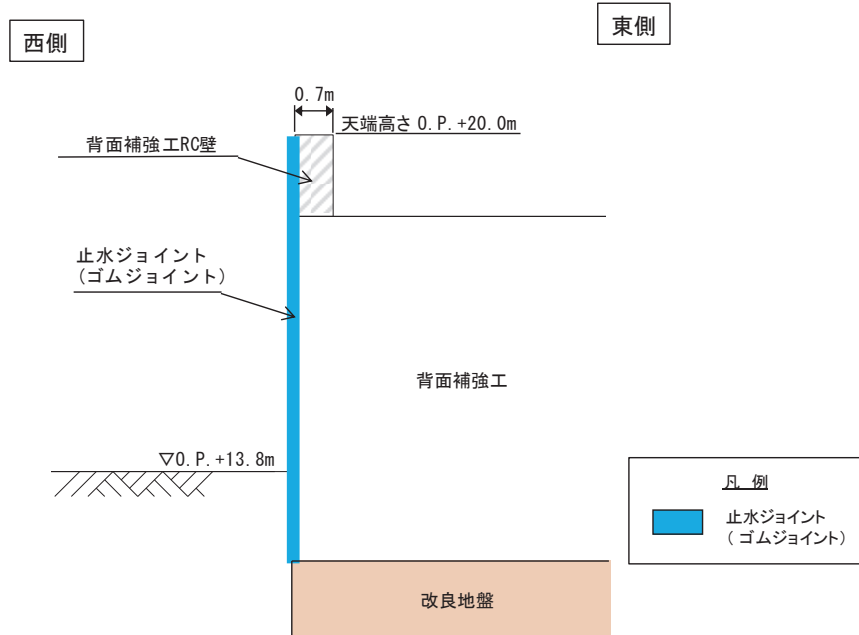
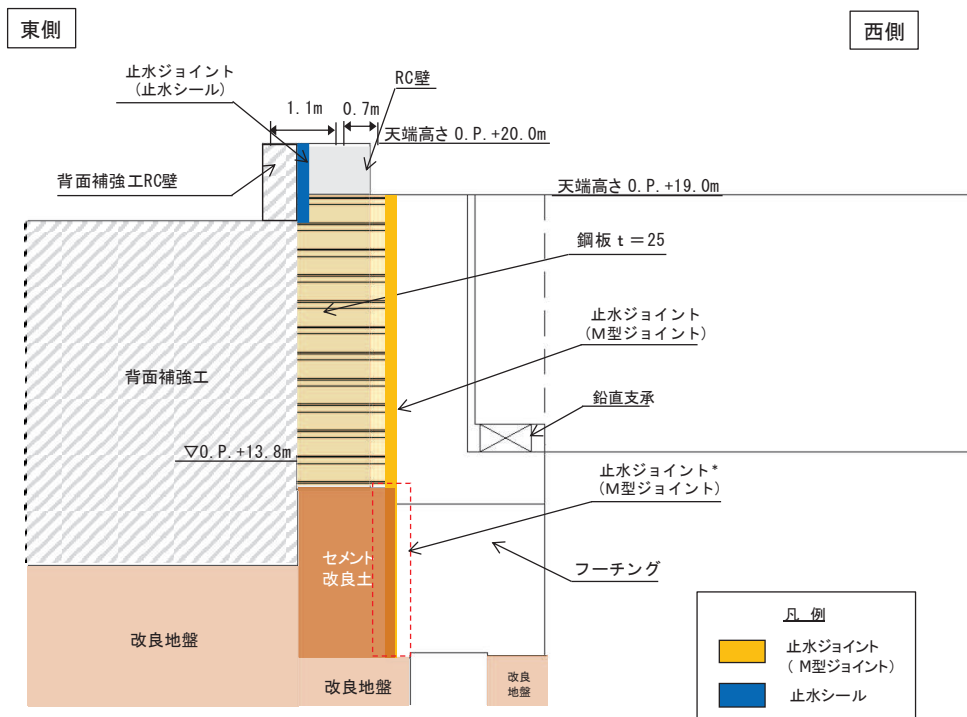


図 4.6-1(3) 止水パターン⑦の構造概要(⑦-⑦断面図)



注記\* : セメント改良土とフーチング間については、  
止水ジョイントをセメント改良土に埋め込む構造とする。

図 4.6-1(4) 止水パターン⑧の構造概要(⑧-⑧断面図)

#### 4.7 止水パターン⑨, ⑩

止水パターン⑨, ⑩の構造概要を図4.7-1に示す。防潮壁と第3号機海水ポンプ室間については、構造物に鋼製ブラケットを介してM型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、防潮壁と第3号機海水ポンプ室間の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

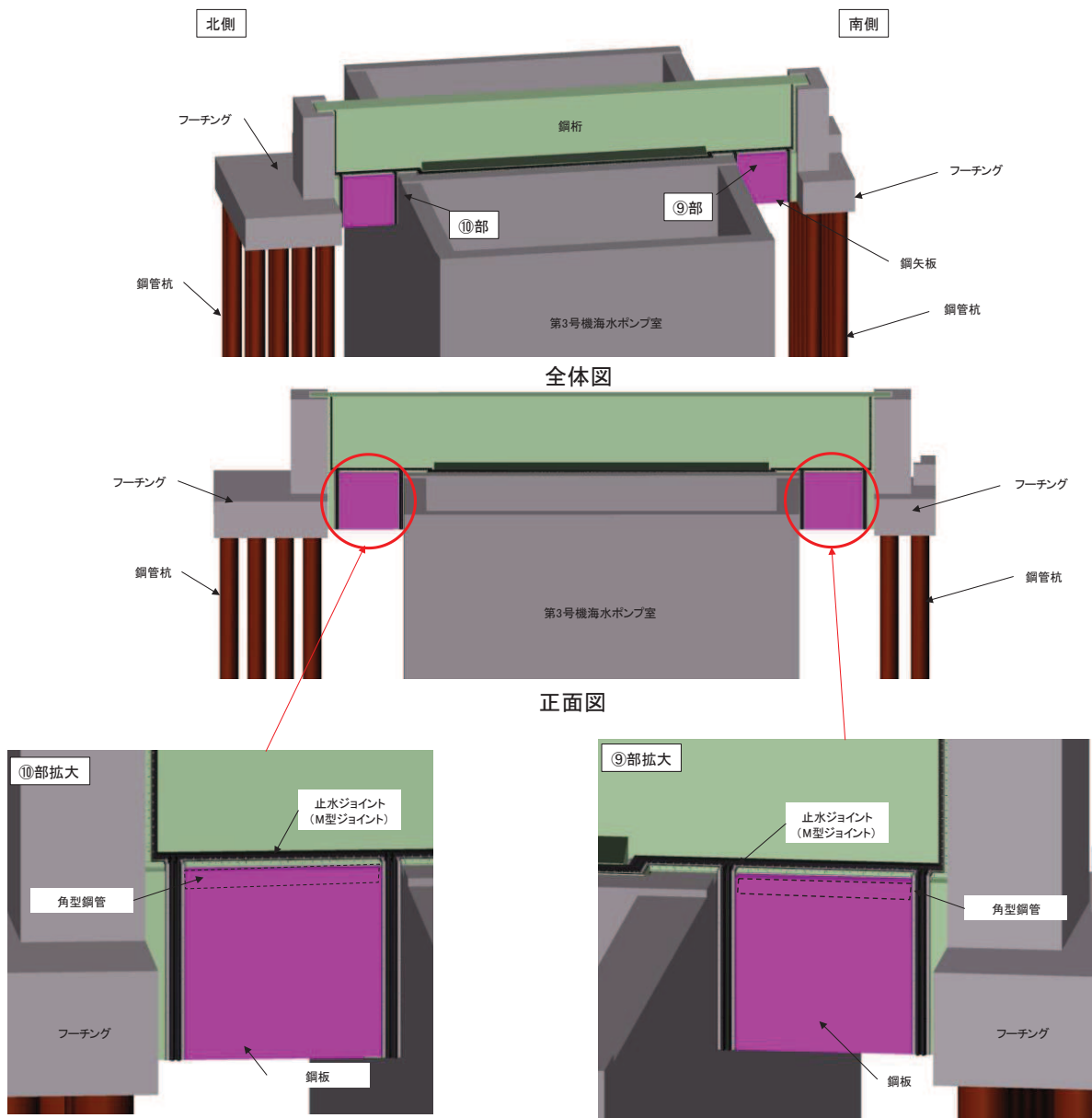


図4.7-1(1) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(概要図)

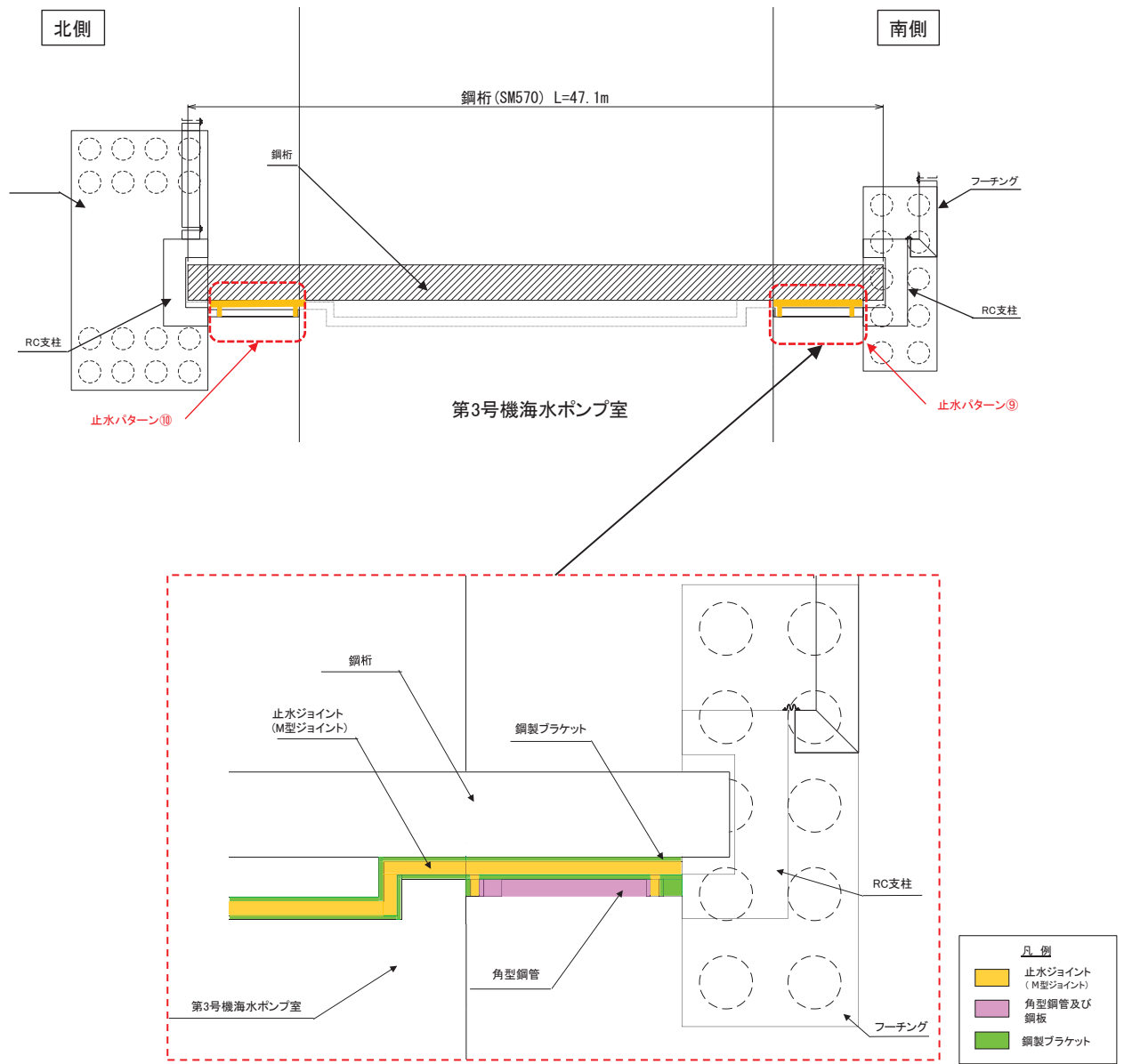


図 4.7-1(2) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(平面図)

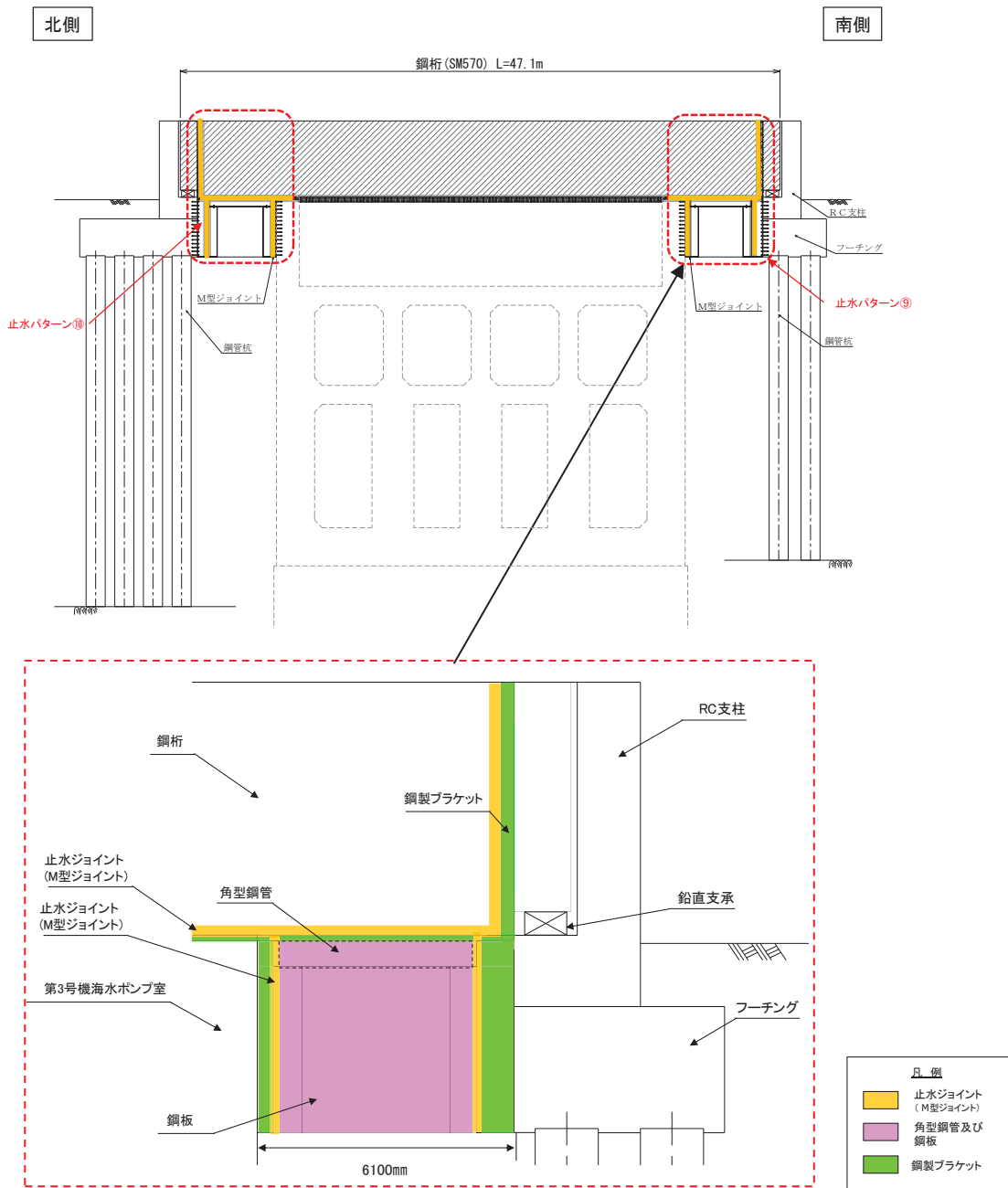
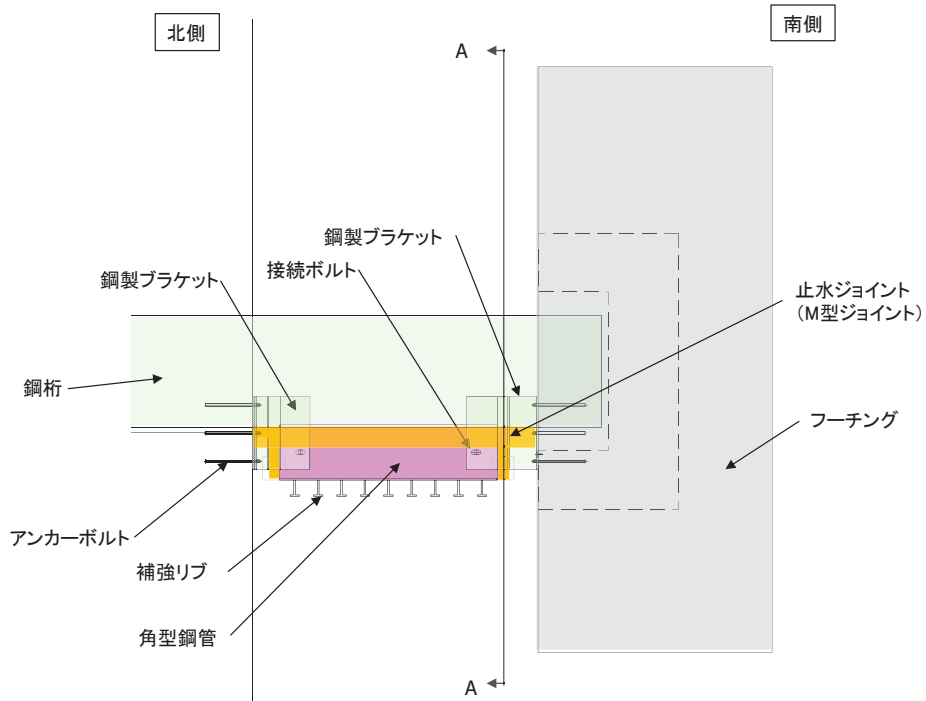
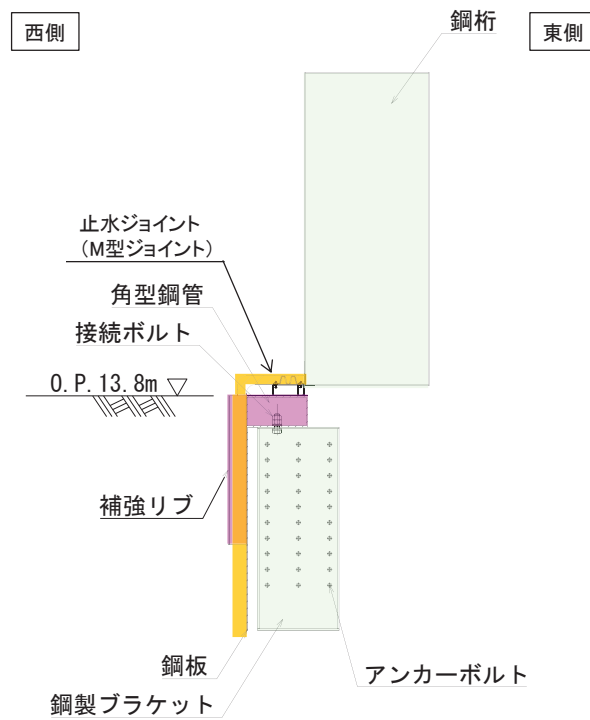


図 4.7-1 (3) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(正面図)

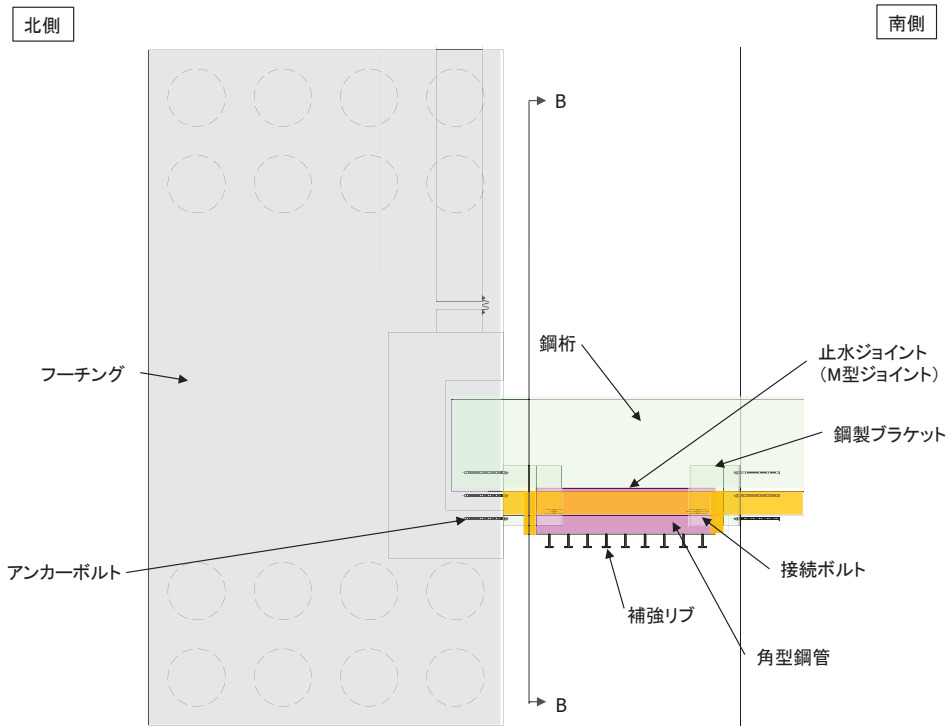


(平面図) (止水パターン⑨)

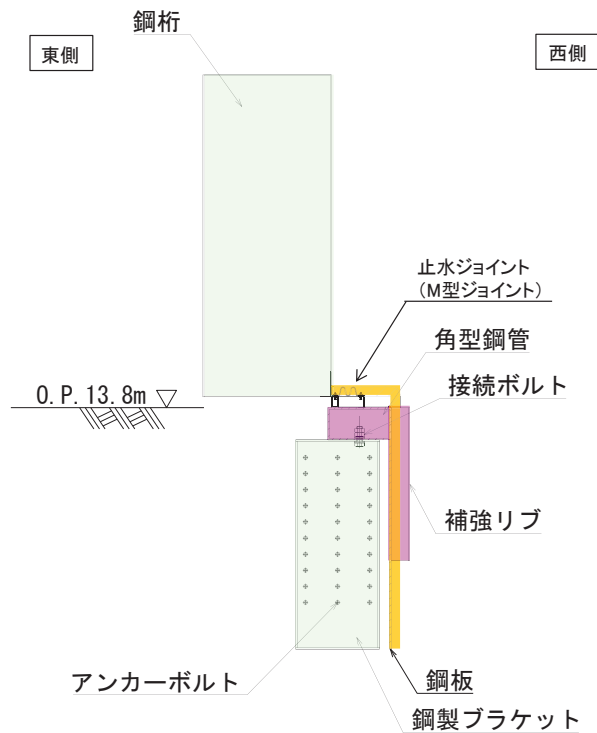


(断面図(A-A)) (止水パターン⑨)

図 4.7-1(4) 止水パターン⑨の構造概要(詳細図)



(平面図) (止水パターン⑩)



(断面図(B-B)) (止水パターン⑩)

図 4.7-1(5) 止水パターン⑩の構造概要(詳細図)

#### 4.8 止水パターン⑪, ⑫, ⑬

止水パターン⑪, ⑫, ⑬の構造概要を図4.8-1に示す。止水パターン⑩, ⑪, ⑫については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、RC壁という。）に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイント（M型ジョイント）を取り付けることで、止水性を確保する。また、RC壁と防潮堤背面補強工を接続するため、防潮堤背面補強工と一体の鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工RC壁という。）を設置し、止水性を確保する。また、RC壁と背面補強工RC壁の構造目地間には、止水ジョイント（止水シール）を設置することで止水性を確保する。また、止水パターン⑪及び⑬の下部については鋼矢板を設置することでボーリングに対する止水性を確保する。なお、止水ジョイント（M型ジョイント、止水シール）の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、止水ジョイント（ゴムジョイント）の止水試験結果については、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に、相対変位の評価結果については、「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、RC壁及び鋼板の評価結果については、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」に、背面補強工RC壁の評価結果については「6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明」に示す。また、止水パターン⑪及び⑬の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

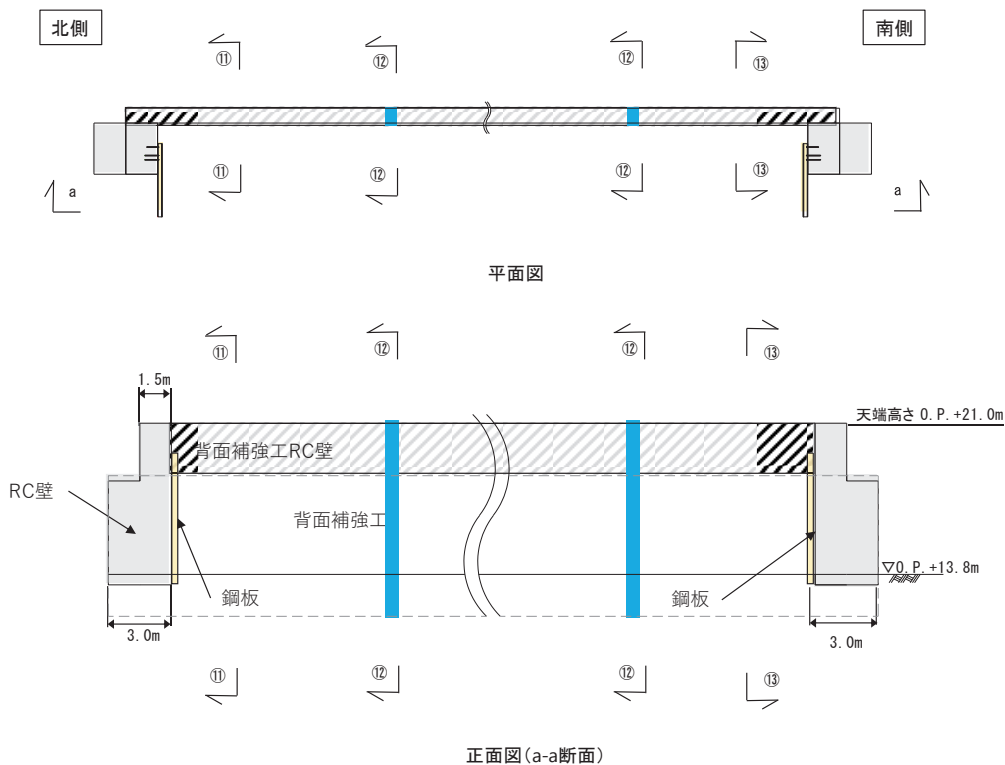


図4.8-1(1) 止水パターン⑪, ⑫, ⑬の構造概要(平面図, 正面図)

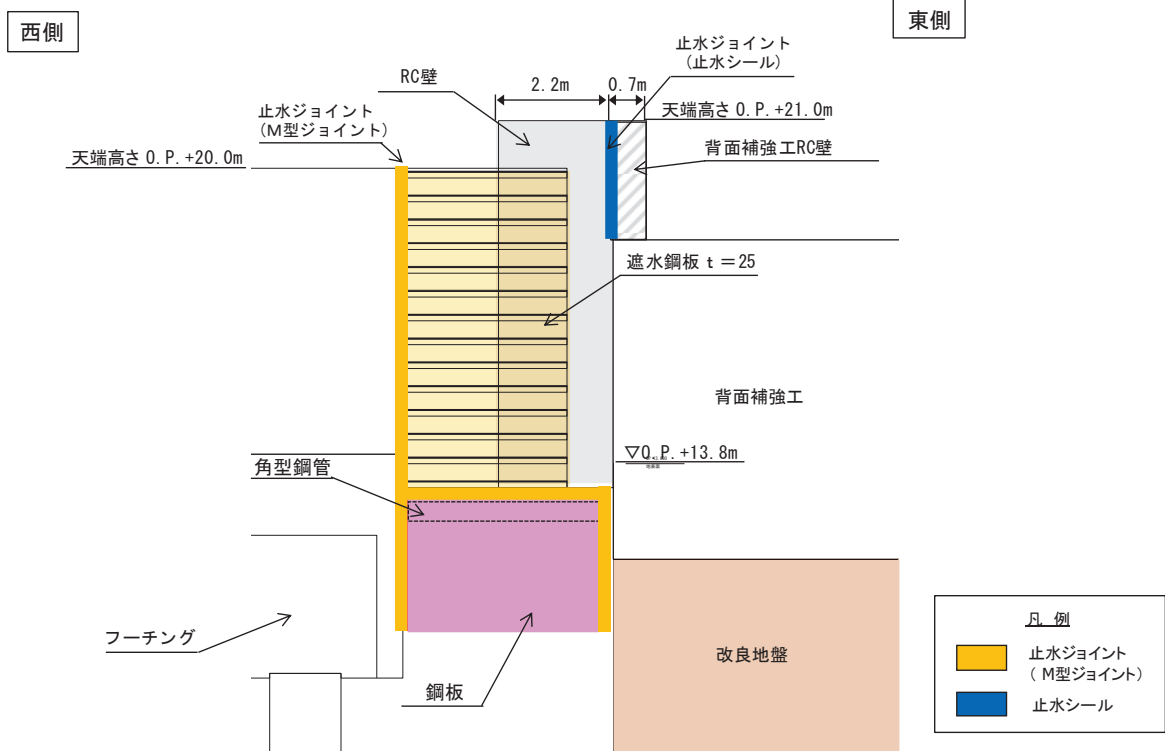


図 4.8-1(2) 止水パターン⑪の構造概要(⑪-⑪断面図)

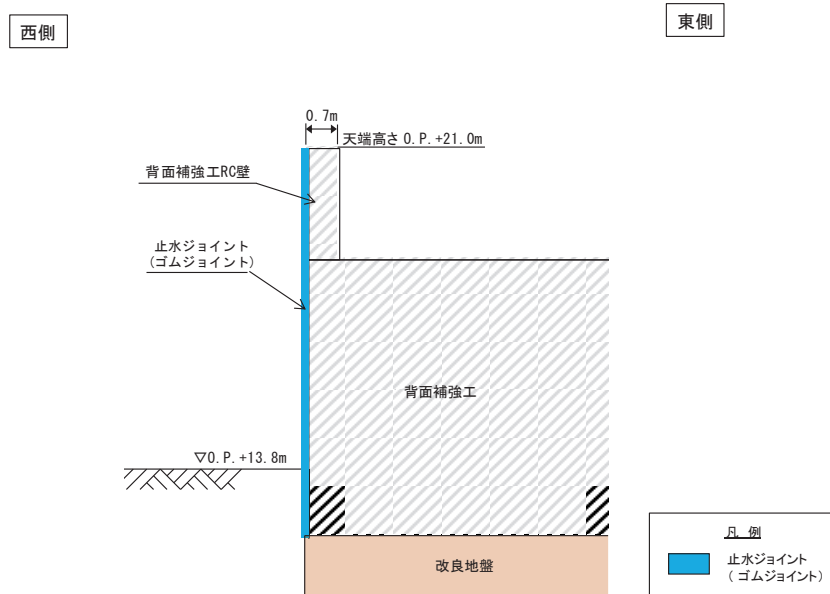


図 4.8-1(3) 止水パターン⑫の構造概要(⑫-⑫断面図)



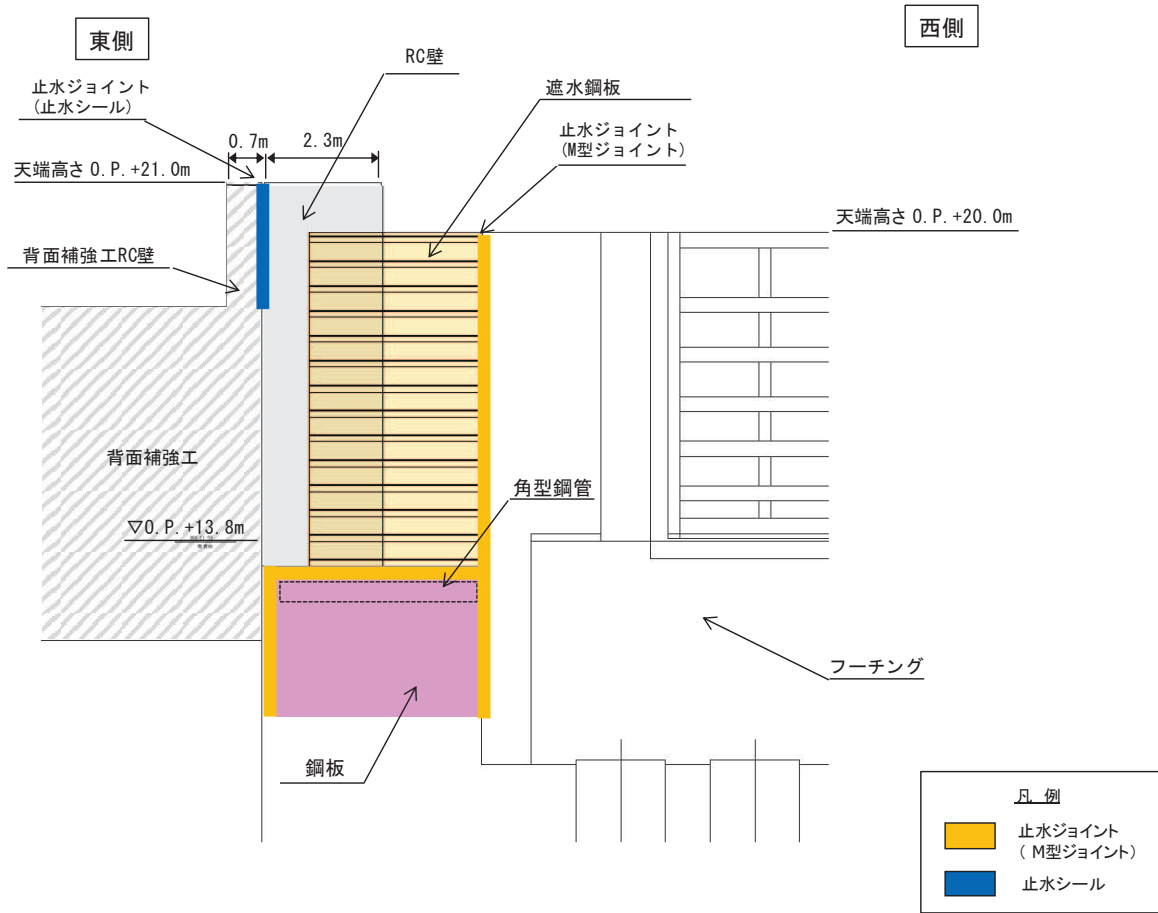


図 4.8-1(4) 止水パターン⑬の構造概要(⑬-⑬断面図)

## 5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について

### 1. 概要

3号機海水系設備については、津波の敷地への流入防止の観点で耐震評価及び津波に対する強度評価を実施し、外郭防護1として敷地への直接的な流入がないことを確認している。(補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料「5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価」)

これらの海水系設備は、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続していることから、各建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認する。また、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響についても確認する。

### 2. 津波時の敷地への影響

#### (1) 3号タービン建屋からの敷地への津波影響

3号循環水系については、3号海水ポンプ室に設置した循環水ポンプから3号タービン建屋内の復水器水室入口弁及び伸縮継手を介して、復水器の入口側に接続している。

また、復水器の出口側については、伸縮継手及び復水器水室出口弁を介して3号放水立坑に接続している。(図1参照)

3号タービン建屋については、復水器に接続する伸縮継手部からの津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号タービン建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。

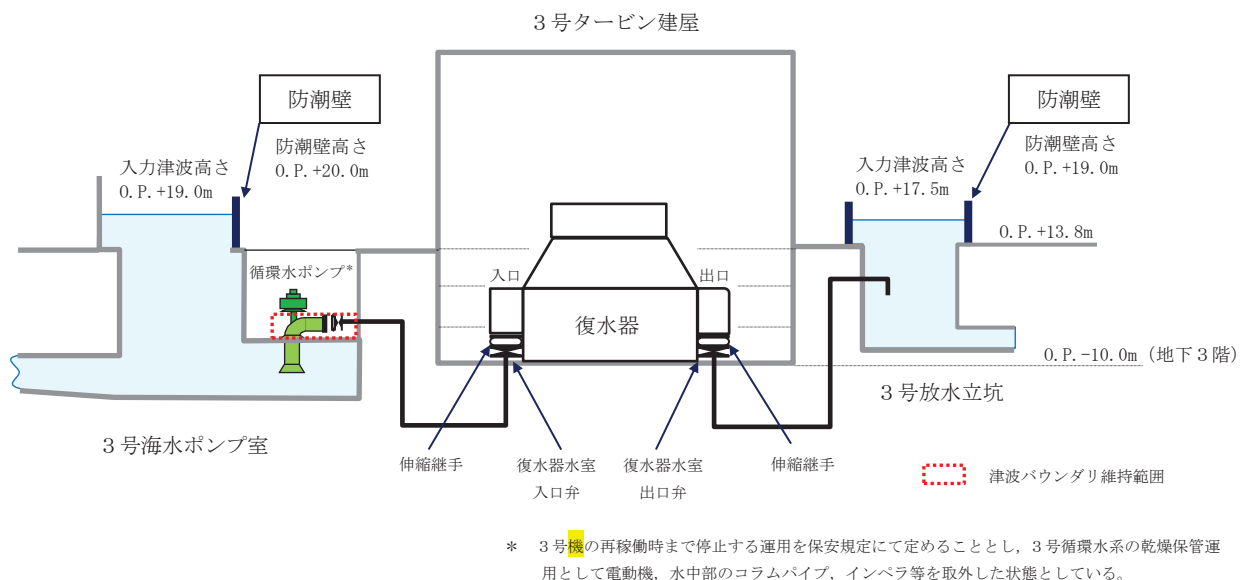


図1 3号タービン建屋の循環水系の概要

a. 評価条件

- (a) 破断を想定する伸縮継手は復水器水室出入口弁全台（8台）に接続する部位とし、破断想定箇所数は8箇所とする。循環水系配管の評価仕様を表1に示す。
- (b) 循環水系の津波の経路となる弁は全開状態と設定し、伸縮継手は全円周状の破断を想定する。
- (c) 流入速度は取水側（3号海水ポンプ室）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、伸縮継手の破断箇所高さ又は3号タービン建屋の浸水水位の水頭差とする。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。
- (d) 3号タービン建屋の最地下階面積は、大型構造物である復水器の設置面積を除いた最地下階の床面積に対して、内部溢水の評価と同様に0.7倍した値を使用する。基準床面より盛り上がっている部分（機器基礎、床ハッチ、スロープ、サンプ周りのカーブ、サポート類等）は0.7の係数に含まれるものとする。

表1 循環水系配管の評価仕様

項目		仕様
循環水系配管 伸縮継手部	内径D <sub>1</sub>	φ2.5m
	継手幅w	0.065m
	破断箇所高さ	O.P. -6.68m
3号タービン建屋	最地下階 (B3F O.P. -10.0m) 面積概算	3200m <sup>2</sup>

b. 流入量と浸水水位の評価

流入量については、図2に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を算出し積算する。

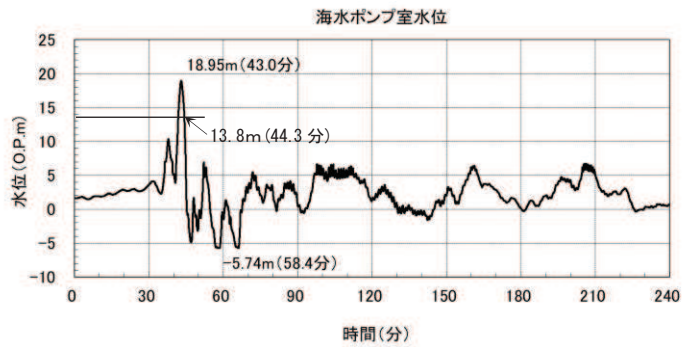
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

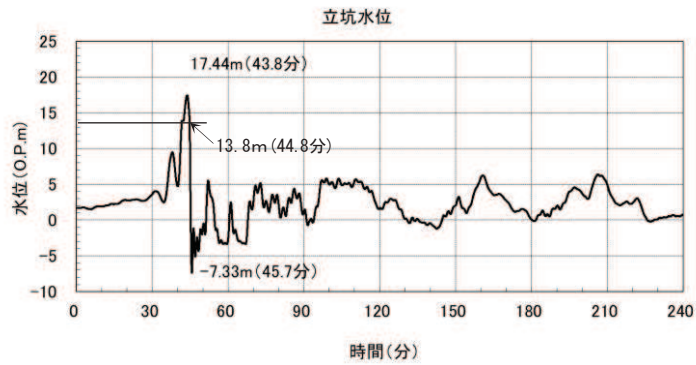
- Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)  
A : 破断面積 (= π · D<sub>1</sub> · w)  
C : 損失係数 (=0.82)  
g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
h : 入力津波高さとし破断箇所高さによる水頭差 (m)  
n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水ポンプ室）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O.P.13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。

浸水高さを確認した結果、表2に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O.P.13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水ポンプ室)



(放水側：3号機放水立坑)

図2 入力津波の時刻歴波形 (3号タービン建屋評価)

表2 津波の流入による3号タービン建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3号タービン 建屋	積算流入量 ( $m^3$ )	$2.373 \times 10^4$	$3.752 \times 10^4$	$4.218 \times 10^4$	$4.951 \times 10^4$	$5.908 \times 10^4$
	建屋浸水高さ (O.P.m) *1	-2.6	1.8	3.2	5.5	8.5

\*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 ( $m^3$ ) /  $3200m^2$  (3号タービン建屋最地下階面積)  
+ O.P. -10.0m (3号タービン建屋最地下階基準床面高さ)

(2) 3号海水熱交換器建屋からの敷地への津波影響

3号海水熱交換器建屋には、3号原子炉補機冷却海水系、3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系及びタービン補機冷却海水系のポンプ及び配管等が設置されており、3号海水熱交換器建屋内の機器に接続している。また、これらの系統からの放水は3号海水熱交換器建屋の補機冷却海水系放水ピットに排出され、3号放水立坑に接続している。(図3及び図4参照)

3号海水熱交換器建屋については、建屋内での津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号海水熱交換器建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。

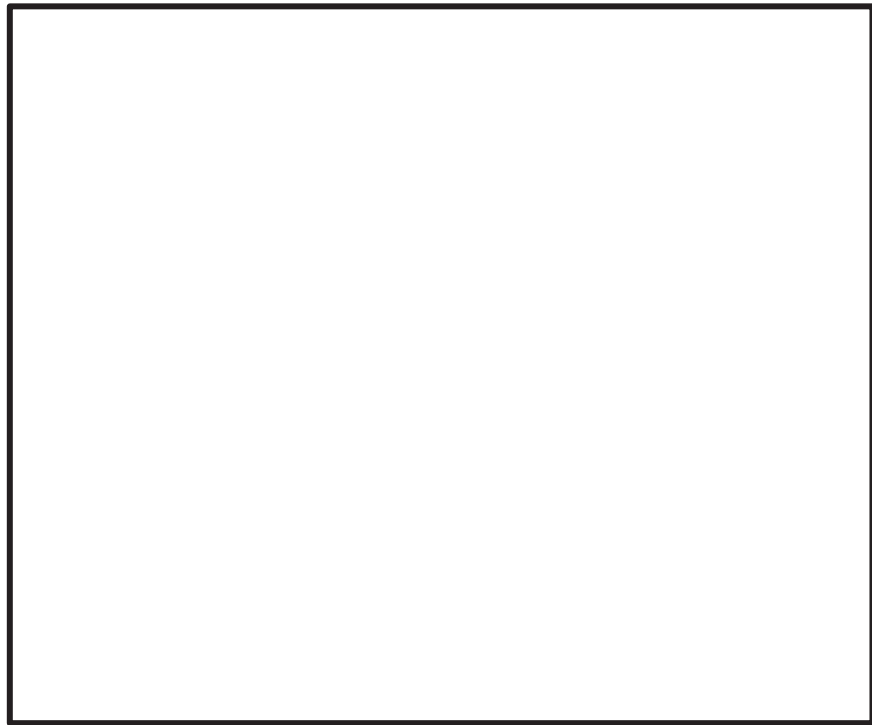


図3 3号海水熱交換器建屋の海水系の配置図

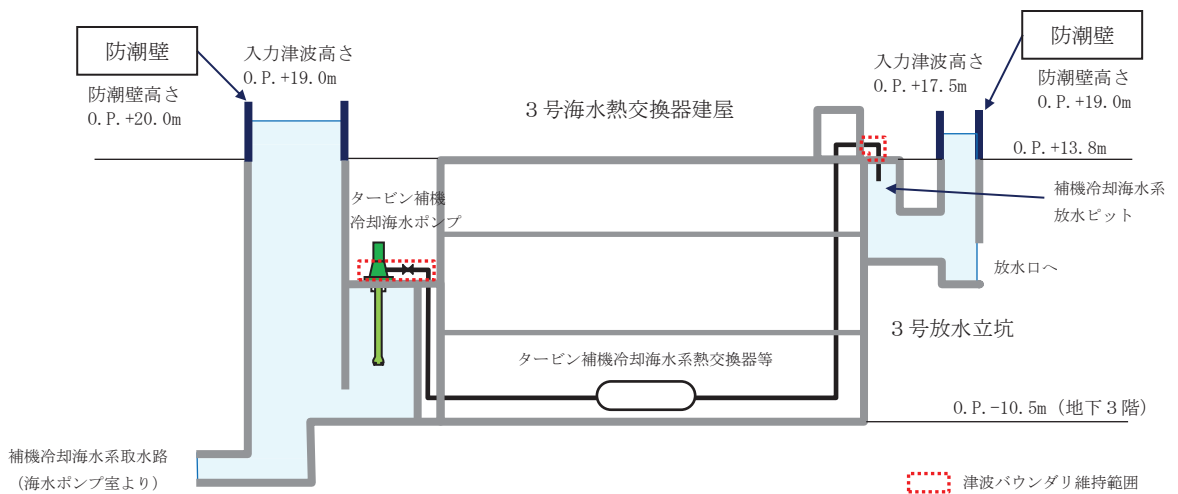


図4 3号海水熱交換器建屋のタービン補機冷却海水系の概要

a. 評価条件

- (a) 破断を想定する3号海水熱交換建屋に接続する配管の評価仕様及び3号海水熱交換建屋の評価仕様は表3及び表4に示すとおりであり、各系統の主配管が保守的に最地下階の基準床面において破断することを想定する。
- (b) 津波の経路となる弁は全開状態と設定し、配管のギロチン破断を想定する。
- (c) 流入速度は取水側（3号海水熱交換器建屋）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、破断箇所高さ又は3号海水熱交換器建屋の浸水水位の水頭差とする。考慮する水頭差は、取水側及び放水側の水位の時刻歴を比較し、高いほうの値を採用する。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。
- (d) 3号海水熱交換器建屋の最地下階面積は、内部溢水の評価と同様に最地下階の床面積を0.7倍した値を使用する。基準床面より盛り上がっている部分（機器基礎、床ハッチ、スロープ、サンプ周りのカーブ、サポート類等）は0.7の係数に含まれるものとする。

表3 3号海水熱交換器建屋に接続する配管の評価仕様

系統	内径D <sub>2</sub>	破断想定箇所数	破断箇所高さ	破断想定理由
原子炉補機冷却海水系	0.489m	4箇所	O.P. -10.5m	A系、B系に対してそれぞれポンプ、熱交換器等が2台ずつ設置されている系統構成であることを考慮し、計4箇所の破断を想定
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	0.200m	1箇所		1系統のため
タービン補機冷却海水系	0.489m	3箇所		A系、B系、C系の3系統のため
非放射性ドレン系	0.055m	1箇所		1系統のため

表4 3号海水熱交換器建屋の評価仕様

項目	仕様
3号海水熱交換器建屋	最地下階 (B3F O.P. -10.5m) 面積概算 600m <sup>2</sup>

b. 流入量と浸水水位の評価結果

流入量については、図5に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を系統ごとに算出し積算する。

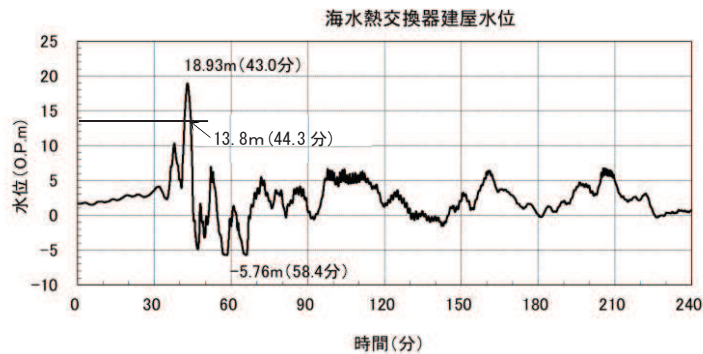
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

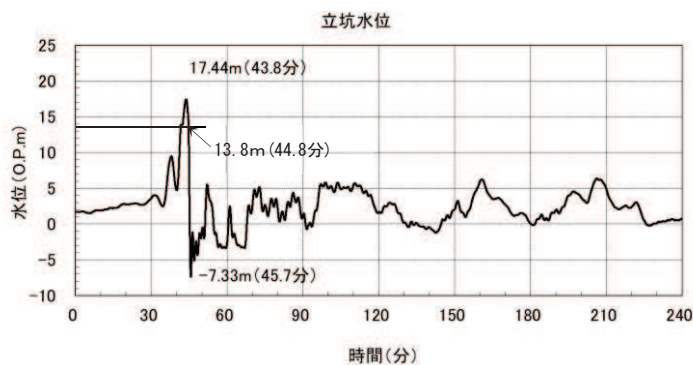
- Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)
- A : 破断面積 (=  $\pi \cdot D_2^2 / 4$ )
- C : 損失係数 (=0.82)
- g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- h : 入力津波高さとの破断箇所高さによる水頭差 (m)
- n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水熱交換器建屋）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。

浸水高さを確認した結果、表5に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水熱交換器建屋)



(放水側：3号機放水立坑)

図5 入力津波の時刻歴波形（3号海水熱交換器建屋評価）

表 5 津波の流入による 3 号海水熱交換器建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3 号海水熱交換器 建屋	積算流入量 ( $m^3$ )	$0.671 \times 10^4$	$0.800 \times 10^4$	$0.830 \times 10^4$	$1.027 \times 10^4$	$1.277 \times 10^4$
	建屋浸水高さ (O. P. m) *1	0.7	2.9	3.4	6.7	10.8

\*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 ( $m^3$ ) /  $600m^2$  (3 号海水熱交換器建屋最地下階面積)  
+ O. P. -10.5m (3 号海水熱交換器建屋最地下階基準床面高さ)

(3) まとめ

3 号タービン建屋及び 3 号海水熱交換器建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認した結果、敷地への津波の流入は無く、外郭防護 1 に対して影響を与えないことを確認した。



3. 3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響  
3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、接続する地下トレンチ等からの影響について確認する。

(1) 3号タービン建屋に接続する地下トレンチ

3号タービン建屋から2号の浸水防護重点化範囲に接続するトレンチとして2号機～3号機連絡トレンチ（以下、3T-1トレンチという）があり、2号制御建屋に接続している。3T-1トレンチの配置について図6に示す。また、3T-1トレンチの断面概要を図7に示す。

3T-1トレンチと接続する2号制御建屋の外壁は浸水防護重点化範囲の境界であり、内郭防護として貫通部止水処置を実施していることから、津波が浸水防護重点化範囲に流入することはない。

また、3号タービン建屋に津波が流入すると仮定して評価した最大の建屋浸水高さは0.P.8.5mであり、仮に3号タービン建屋側から3T-1トレンチに流入するとした場合であっても、2号制御建屋側の3T-1トレンチの床面が高く、津波が到達することはない構造となっている。



図6 3T-1トレンチの配置図



※ 1 : 3号タービン建屋外壁の貫通部にはシール材を充填しているが、3 T-1 トレンチ (3号タービン建屋側) の水位は3号タービン建屋の最大の浸水深と同様の高さを想定

図7 3 T-1 トレンチ断面概要 (3号タービン建屋～2号制御建屋)

(2) 3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ

3号海水熱交換器建屋から浸水防護重点化範囲に接続するトレンチはないため、影響を及ぼすおそれはない。

(3) その他設備

3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋から、浸水防護重点化範囲へ接続する設備はないため、影響を及ぼすおそれはない。(EP まとめ資料 12条-別紙 2-1-1 共用・相互接続設備抽出表にて確認)

(4) まとめ


3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ等の状況を確認した結果、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、浸水防護重点化範囲に影響を及ぼすおそれはないことを確認した。

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.1 防潮堤に関する補足説明

#### 目 次

- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について
- 6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明
- 6.1.10 漂流物防護工の評価について
- 6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

 : 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

目 次

13. 鋼管杭下方の MMR 置換について	119
13.1 概要	119
13.2 施工方法及び品質管理	121
13.3 設計上の考慮事項	125
13.3.1 MMR の支持力の取り扱い	125
13.3.2 解析モデル上の取り扱い	126
13.3.3 解析結果を踏まえた解析条件の妥当性確認	128
13.3.4 まとめ	133

### 13. 鋼管杭下方の MMR 置換について

#### 13.1 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭については、十分な支持力を有する地盤に支持する方針であり、短杭は改良地盤に、長杭は岩盤に支持することとしている。

また、長杭については、図 13.1-1 及び図 13.1-2 の防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①を例に示すとおり、 $C_M$  級以上の岩盤に支持することとし、 $D$  級岩盤及び  $C_L$  岩盤は MMR に置換する。

本資料においては、鋼管杭下方の  $C_L$  級岩盤部における、施工方法及び品質管理、MMR 置換の設計への考慮事項について示す。

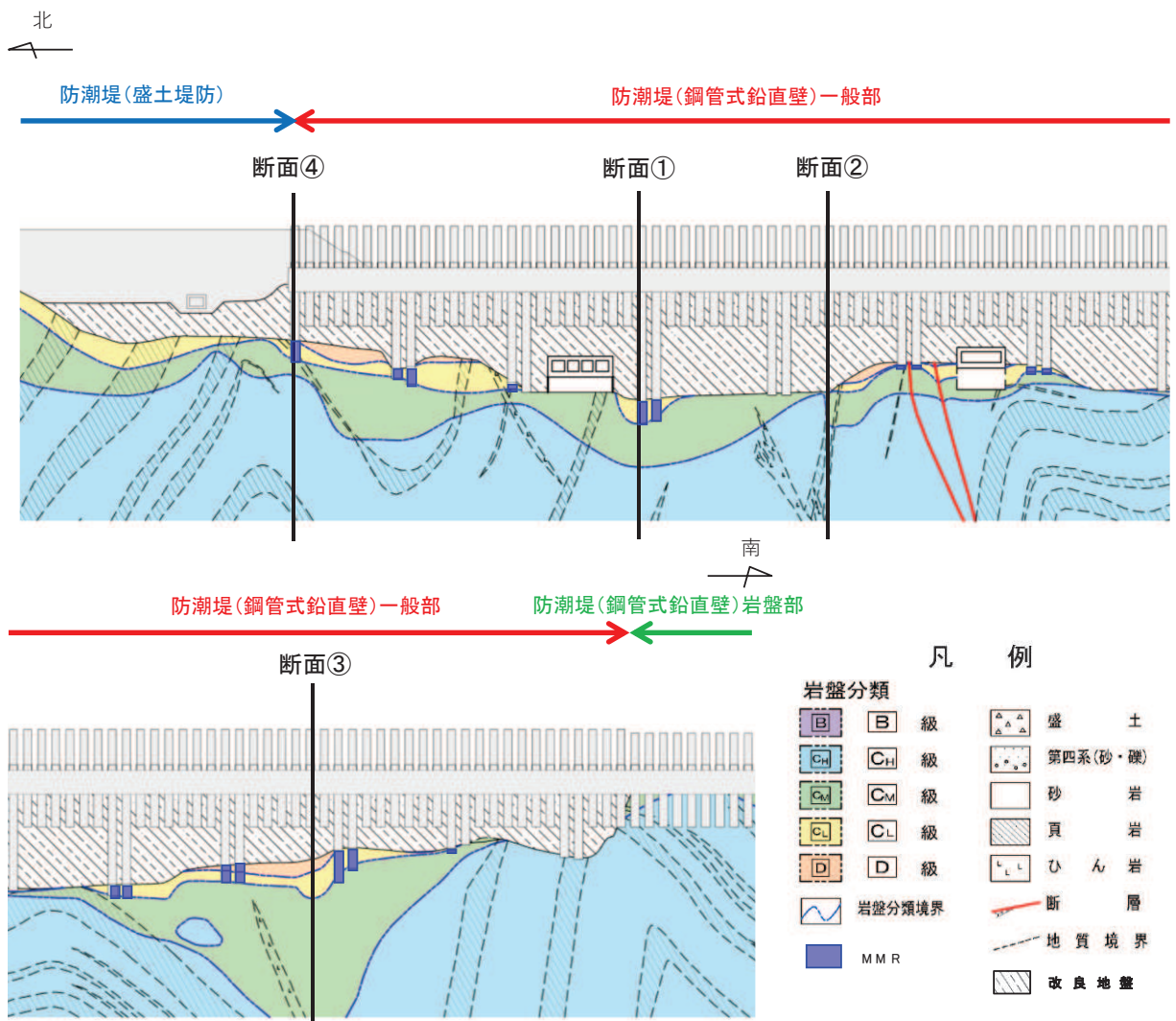


図 13.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面縦断面図

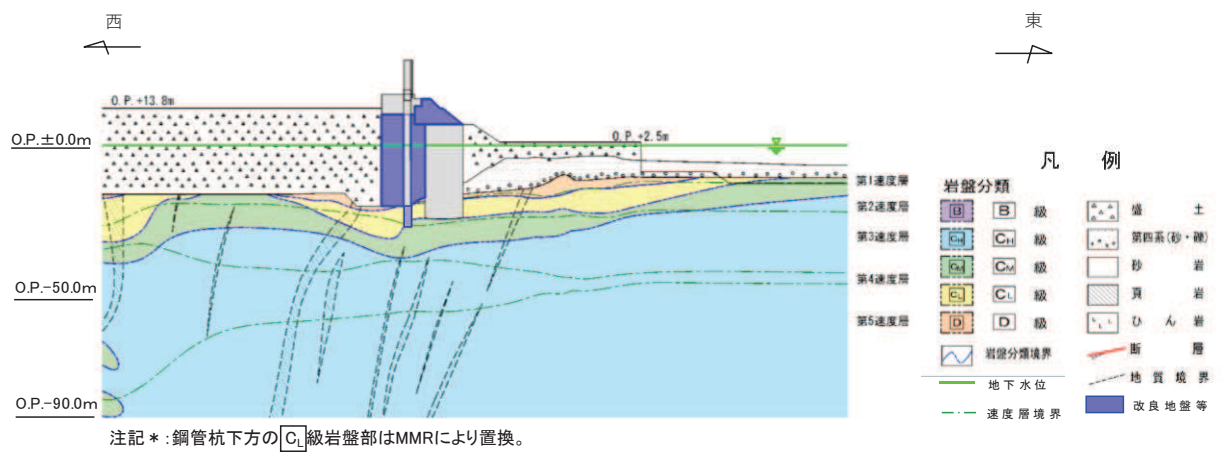


図 13.1-2 評価対象断面 (断面①)

## 13.2 施工方法及び品質管理

鋼管杭下方の MMR の施工手順を図 13.2-1 に示す。

鋼管杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いることとしている。オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマグラブで排土する工法である（図 13.2-1 の①及び②に対応）。

所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行い、岩級の確認をする（図 13.2-1 の③に対応）。岩級の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。岩級の確認について、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。

C<sub>M</sub>級岩盤まで掘削されていることを確認した後、鋼管杭（下杭）の建込を行う（図 13.2-1 の④に対応）。鋼管杭（下杭）の長さは岩盤表面までとする。

鋼管杭（下杭）の建込後、MMR を打設する（図 13.2-1 の⑤に対応）。MMR の打設に当たっては、鋼管杭を確実に MMR に支持させるために、鋼管杭先端から上方に直径 1D 分（2500mm）程度の余盛を行う。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭の施工時の写真を図 13.2-2 に、岩盤確認状況を図 13.2-3 に、参照する岩級区分基準を表 13.2-1 に示す。

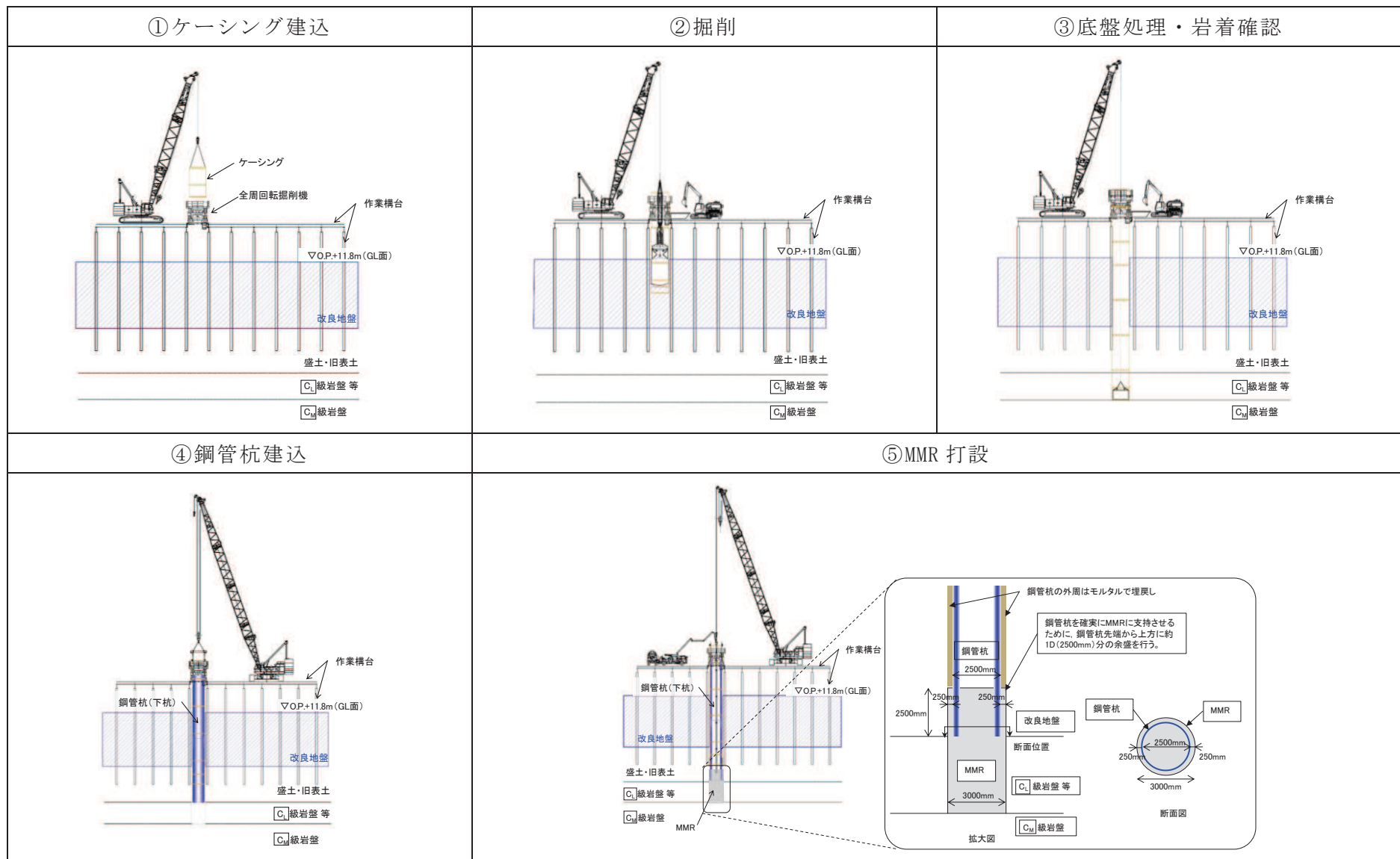


図 13.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭施工手順





図 13.2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭施工写真



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)



採取された岩ズリの例

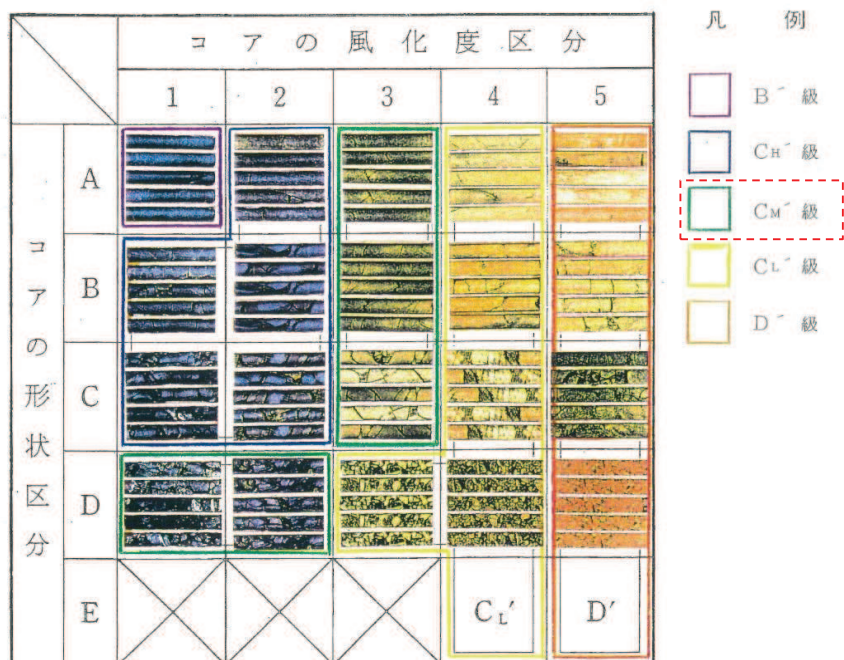
(C<sub>M</sub>級着岩位置付近で採取される岩ズリの例。掘削による衝撃の履歴を受けているが、C<sub>M</sub>級岩盤の割れ目間隔の目安(主として3~10cm程度)に対して十分大きい。)

図 13.2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭施工時の岩盤確認状況

表 13.2-1 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。</li> <li>割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。</li> <li>割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>H</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。</li> <li>割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。</li> <li>割れ目間隔は主として5～20cm程度である。</li> <li>ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>M</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。</li> <li>割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。</li> <li>ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。</li> <li>割れ目間隔は主として3～10cm程度である。</li> <li>ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。</li> </ul>
C <sub>L</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。</li> <li>割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>
D”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>割れ目は不鮮明なものが多い。</li> <li>ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。</li> <li>指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



### 13.3 設計上の考慮事項

#### 13.3.1 MMR の支持力の取り扱い

設置変更許可時において、図 13.3-1 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁及び盛土堤防）の基礎地盤安定性評価を実施しており、その際は、MMR についてはより強度の小さい  $C_L$  級もしくは  $D$  級岩盤としてモデル化した上で、所定のすべり安全率を確保している。

よって、詳細設計段階においては、鋼管杭下方の MMR について、 $C_M$  級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 $C_M$  級岩盤へ軸力を伝達する地盤として考慮する。

表 13.3-1 に鋼管杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と  $C_M$  級岩盤の極限支持力の関係を示す。

すべり面形状	基準地震動※1 (位相)	発生時刻 (秒)	すべり安全率	
 防潮堤 (盛土堤防) 岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (3.3)	— : すべり面 — : 岩盤部のみのすべり面 — : 断層・シーム ( ) は岩盤のみのすべり面の安全率 ※1: 基準地震動の(+,+)は正位相, (-,+ )は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤を通るすべり	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (3.0)	

図 13.3-1 防潮堤における基礎地盤安定性評価

(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-1 p. 146 一部加筆)

表 13.3-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 ( $C_M$ 級岩盤)
孤崎部層	27 N/mm <sup>2</sup>	13.7 N/mm <sup>2</sup>
牧の浜部層		11.4 N/mm <sup>2</sup>

### 13.3.2 解析モデル上の取り扱い

鋼管杭及び MMR はいずれも線形のビーム要素でモデル化する。

なお、13.2 に示すとおり、鋼管杭下方には、 $C_L$ 級岩盤を掘削し MMR を打設しており、鋼管杭からの荷重は主に MMR を介して  $C_M$ 級岩盤に伝達される。一方、荷重の分散により MMR 周辺の岩盤にも荷重は伝達されると考えられるものの、 $C_M$ 級岩盤の支持力照査をより保守的に行うため、MMR はビーム要素でモデル化している。

また、鋼管杭と MMR の接合部分の境界条件を図 13.3-2 に示す。MMR を含めた鋼管杭の施工方法は 13.2 に示すとおり、鋼管杭は先端から直径 1D 分 (2500mm) 程度の範囲を、直径 3000mm の MMR にて余盛されるため、鋼管杭先端から直径 1D 分の範囲においては、鋼管杭の外周に約 250mm の厚さの MMR が設置される。鋼管杭と MMR の接合詳細を図 13.3-3 に示す。

一方、鋼管杭は岩盤内に根入れする構造ではないこと、鋼管杭周辺は剛性の高い改良地盤を設置し、さらにその海側に置換コンクリートを設置することから、鋼管杭先端付近に発生する水平変位は小さいと考えられること、MMR は鋼管杭の軸力を  $C_M$ 級岩盤に伝達する役割を持った材料であることを踏まえ、モデル化においては、MMR の拘束効果は考慮しないこととし、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、水平方向はフリー、鉛直方向はノーテンションばねとする。

なお、解析結果を踏まえた、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件設定の妥当性については、13.3.3 に示す。

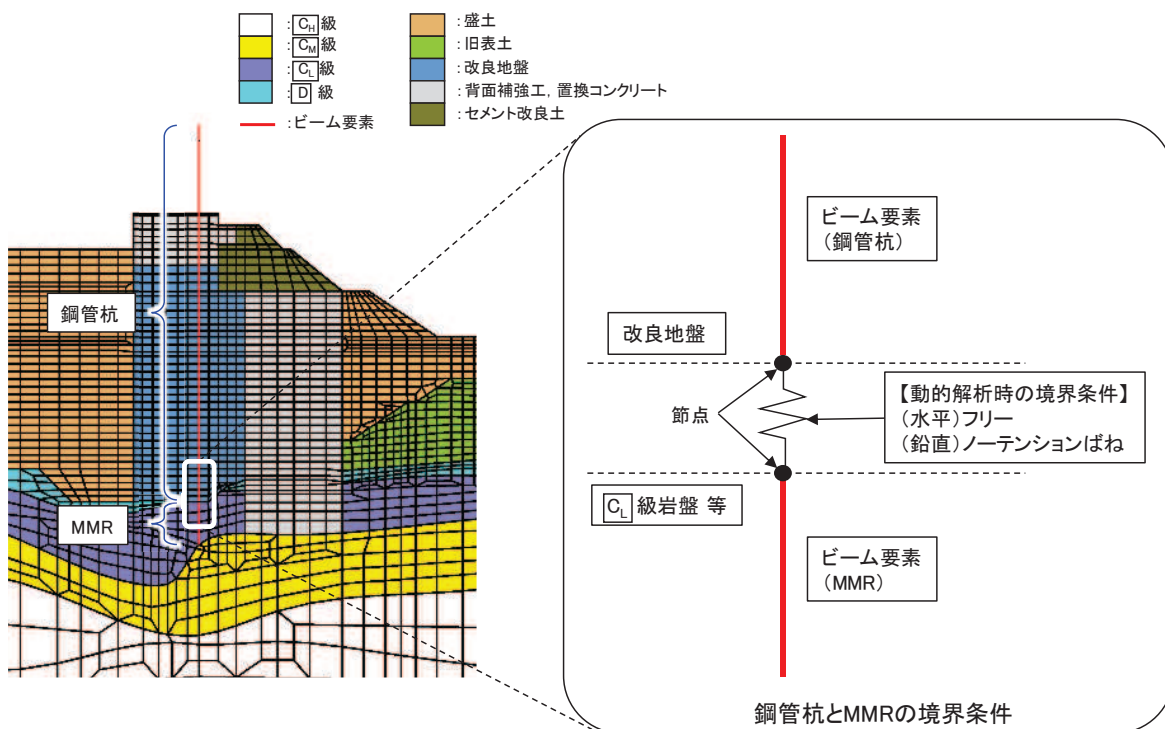


図 13.3-2 鋼管杭と MMR の境界条件

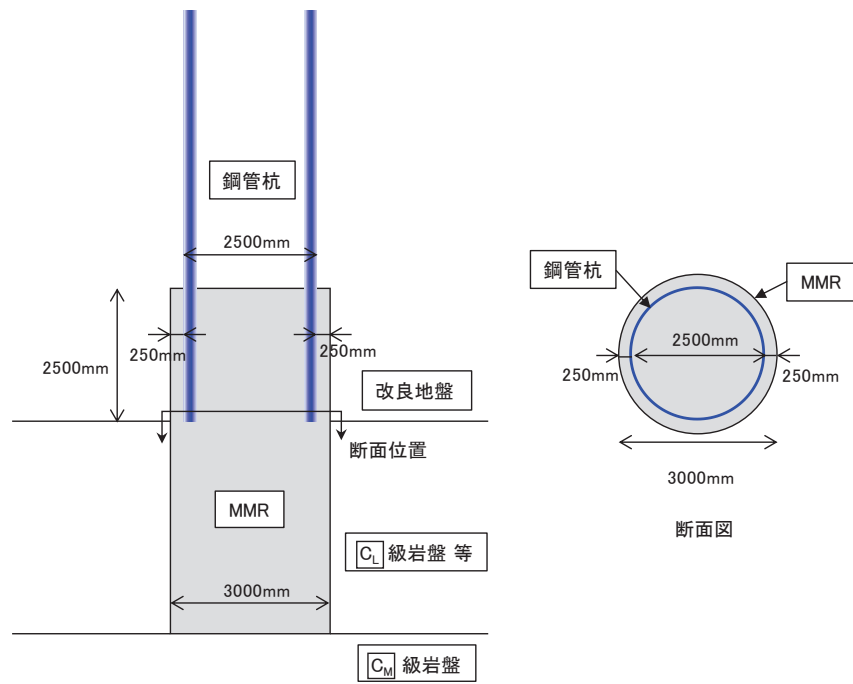


図 13.3-3 鋼管杭と MMR の接合詳細

### 13.3.3 解析結果を踏まえた解析条件の妥当性確認

13.3.2 で示した鋼管杭と MMR の境界条件設定の妥当性について、鋼管杭に発生する断面力及び鋼管杭と MMR の水平方向の相対変位によって確認する。

検討断面は、長杭が設置され、改良地盤及び置換コンクリートが縦長であり、盛土・旧表土の土圧が大きく作用することで、鋼管杭の下端部の変位量が大きくなると想定される断面①とする。

#### (1) 鋼管杭の発生断面力

断面①における、鋼管杭の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における最大照査値時刻における断面力図を、図 13.3-4 及び図 13.3-5 に示す。

この結果により、改良地盤が設置される O.P.+11.8m 以深においては、鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力はほとんど発生せず、軸力が主な発生応力であることから、その軸力を  $C_M$  級岩盤に伝達することができるようにモデル化している。

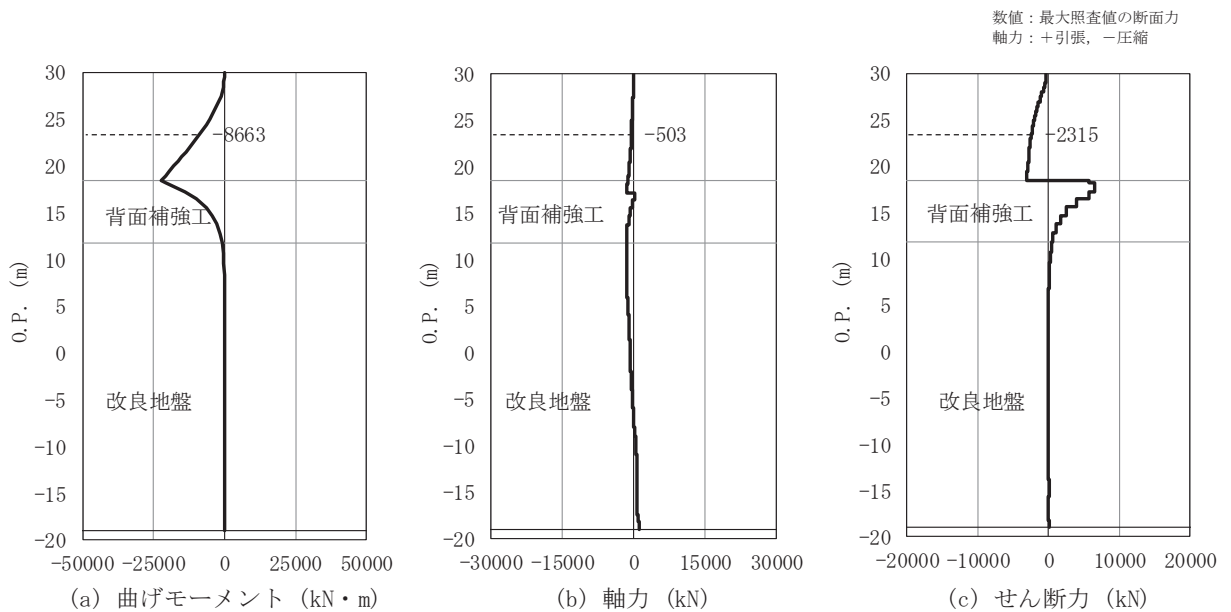


図 13.3-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面①,  $S_s-D2$  (---),  $t=6.92s$ )

解析ケース①：基本ケース

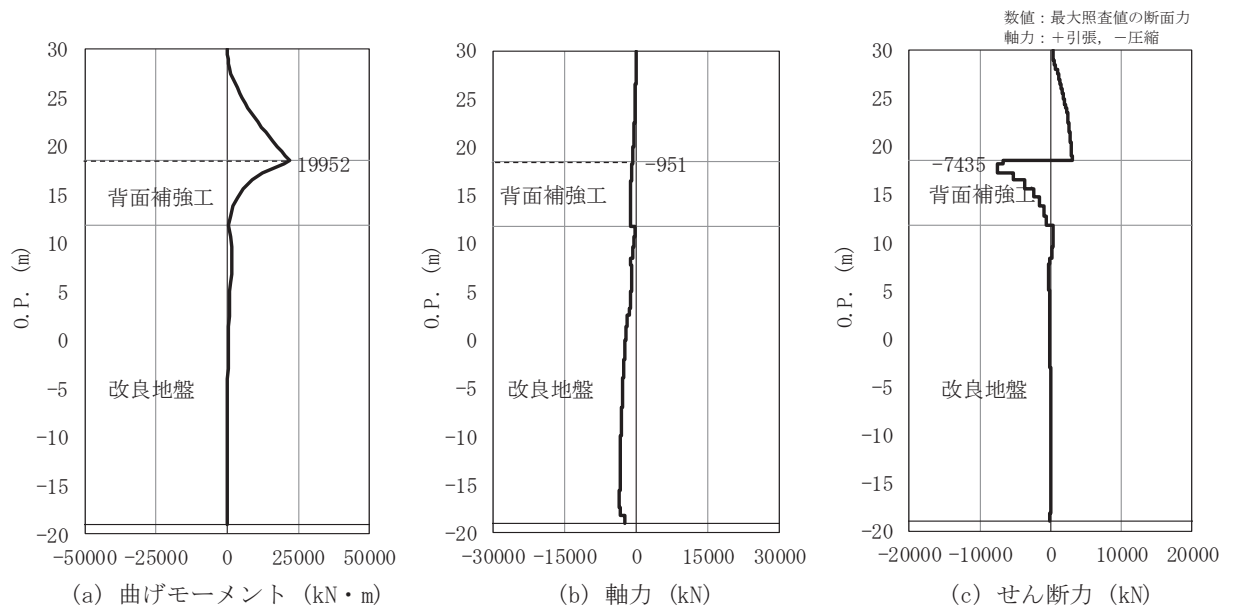


図 13.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度

(断面①, S s - D 2 (++) , t=6.92s)

解析ケース①: 基本ケース

(2) 鋼管杭と MMR の水平方向の相対変位

鋼管杭先端と MMR の水平方向の相対変位を表 13.3-2 に示す。鋼管杭先端と MMR の水平方向の相対変位は、地震時（基準地震動  $S_s$ ，計 20 波，位相反転含む）及び重畳時（弾性設計用地震動  $S_{d-D2}$ ，計 4 波，位相反転含む）を対象として算出する。なお，鋼管杭先端の変位に影響を及ぼす要因は，主に地震慣性力及び津波波圧による地盤変形であり，重畳時（余震慣性力＋津波波圧）の検討で津波時（津波波圧）を包絡されると判断できることから，津波時の検討は省略する。

表 13.3-2 によると，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位は  $S_s - N1$ （++）における 1.12cm（11.2mm）である。

鋼管杭と MMR の水平相対変位が小さくなるのは，鋼管杭周辺に剛性の高い改良地盤を設置し，さらにその海側に置換コンクリートを設置したためと考えられる。

一方，図 13.3-3 に示すとおり，鋼管杭は  $\phi 2500\text{mm}$ ，MMR は  $\phi 3000\text{mm}$  であり，MMR は鋼管杭の外周に対して 250mm 大きいことから，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位 11.2mm を考慮しても，鋼管杭は MMR の範囲内で支持される。

また，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位時の変形図を図 13.3-6 に示す。最大水平相対変位 11.2mm は，改良地盤及び置換コンクリートを含めた防潮堤全体が海側へ倒れるようなモードになる場合に防潮堤全体が傾くことで，鋼管杭が MMR から剥離し，生じるものである。

なお，不陸や鋼管杭の施工上の誤差により， $C_L$  岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが，表 13.2-2 に示すとおり，鋼管杭先端の変位量は小さいことから，設計上は問題とならない。

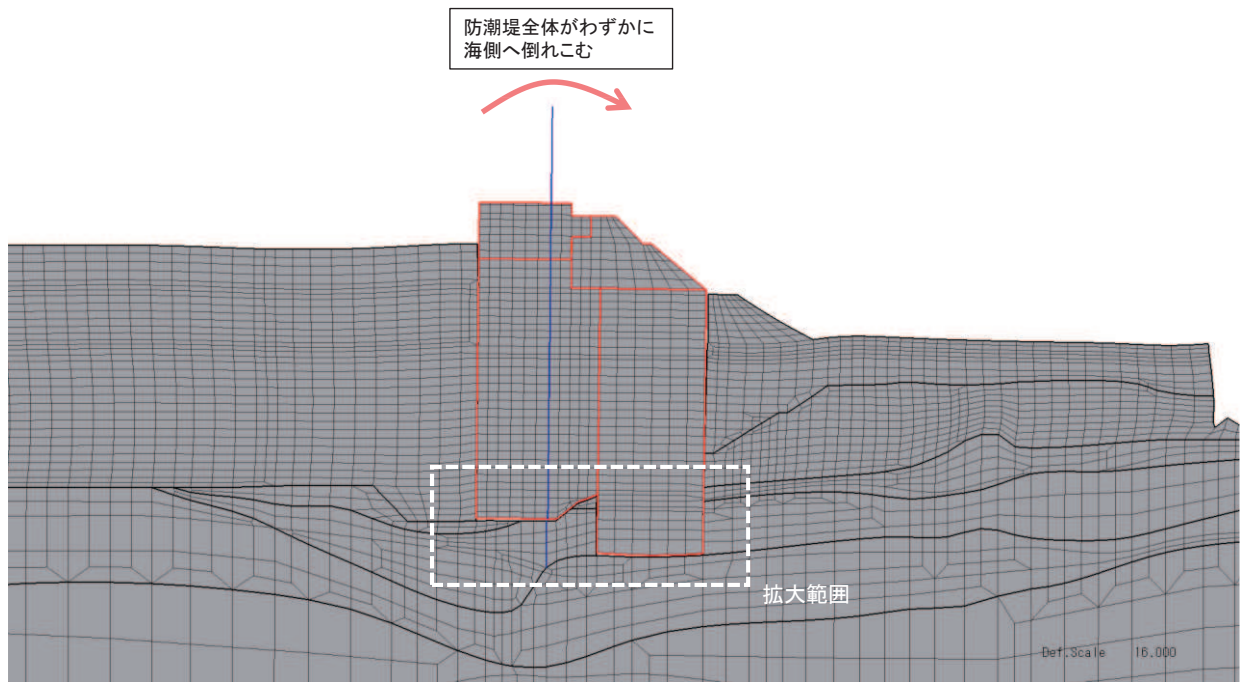


表 13.3-2 鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位 (断面①)

事象	地震動 (位相)		最大水平相対変位* <sup>1</sup>	
			時刻 (s)	相対変位 (cm)* <sup>2</sup>
地震時	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.65	0.68
		(-+)	25.34	0.72
		(+-)	47.10	0.72
		(--)	25.34	0.78
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	25.33	0.67
		(-+)	25.54	0.65
		(+-)	25.34	0.64
		(--)	25.55	0.67
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.89	0.40
		(-+)	15.67	0.49
		(+-)	21.50	0.37
		(--)	15.68	0.45
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	20.18	0.47
		(-+)	16.00	0.55
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	36.30	0.53
		(-+)	28.48	0.97
S <sub>s</sub> -F3	(++)	27.90	0.24	
	(-+)	26.92	0.48	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.61	1.12	
	(-+)	7.41	0.61	
重畳時	S <sub>d</sub> -D2	(++)	13.20	-0.05
		(-+)	25.38	-0.04
		(+-)	25.50	-0.05
		(--)	25.39	-0.04

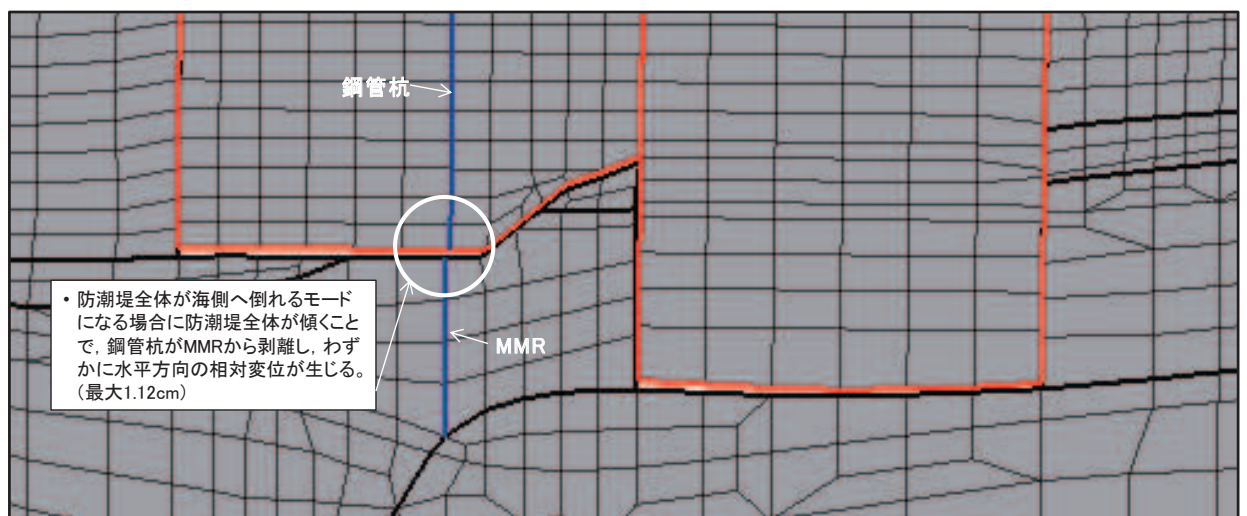
注記\*1: 赤字は、最大水平相対変位及びその時刻を示す。

\*2: 正の値が海側への変位、負の値が敷地側への変位を示す。



変形倍率16倍

図 13.3-6(1) 変形図 (断面①,  $S_s - N1 (+ +)$ ,  $t=7.61s$ )



変形倍率16倍

図 13.3-6(2) 変形図 (断面①,  $S_s - N1 (+ +)$ ,  $t=7.61s$ , 拡大図)

#### 13.3.4 まとめ

- ・ 鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、鋼管杭は岩盤内に根入れする構造ではないこと、鋼管杭周辺は剛性の高い改良地盤を設置し、さらにその海側に置換コンクリートを設置することから、鋼管杭先端付近に発生する水平変位や応力は小さいと考えられること、MMR は鋼管杭の軸力を C<sub>M</sub> 級岩盤に伝達する役割を持った材料であることから、モデル化においては、MMR の拘束効果は考慮しないこととし、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、水平方向はフリー、鉛直方向はノーテンションばねとして設定する。
- ・ 解析の結果、鋼管杭周辺に改良地盤が施工される範囲においては、断面力（曲げモーメント及びせん断力）がほとんど発生しないこと、鋼管杭下端と MMR の水平方向の最大相対変位は 11.2mm と小さいことから、上記境界条件にて設定することは妥当であると判断した。
- ・ なお、鋼管杭は φ 2500mm、MMR は φ 3000mm であり、MMR は鋼管杭の外周に対して 250mm 大きいことから、鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位 11.2mm を考慮しても、鋼管杭は MMR の範囲内で支持される。

## 6.1.10 漂流物防護工の評価について

### 目 次

1. 概要	1
2. 漂流物による影響要因の整理	2
2.1 基準津波の特徴	2
2.2 漂流物による衝突荷重の主たる方向	3
2.3 各施設・設備の構造的特徴を踏まえた漂流物による影響確認方針	4
3. 漂流物防護工の構造選定及び役割	5
3.1 構造選定	5
3.2 詳細設計の方針	6
3.3 詳細設計の方針を踏まえた漂流物による影響確認方法	9
3.4 漂流物防護工を構成する各部材に期待する役割	10
4. 漂流物防護工の評価方法	11
4.1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方	11
4.2 評価方法	12
5. 許容限界	43
6. 評価結果	46
6.1 地震時	46
6.2 津波時	49
6.3 重畳時	50
6.4 漂流物防護工の偏心影響検討	53
7. 漂流物防護工の評価に関する補足	56
7.1 架台縦リブのスキンプレートへの影響について	56
7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について	68

(参考資料1) 漂流物防護工の構造選定の詳細



: 本日の説明範囲

## 7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について

防護工取付けボルトの津波時の評価については、図 7.2-1 に示すとおり、津波遡上荷重及び衝突荷重は圧縮方向であるため、評価を省略することとしているが、漂流物が斜めから衝突した場合の影響検討を行う。

防護工取付けボルトを対象とした衝突荷重の作用方法

検討項目	検討結果	考慮の有無
①-1 防護工に対して 垂直に衝突	防護工及び架台には大きな荷重が伝達されるが、防護工取付けボルトには荷重が作用しない。	—
①-2 防護工に対して 斜めに衝突	防護工及び架台に伝達される荷重は①-1よりも小さくなるが、防護工取付けボルトにも荷重が作用する	○*

注記\*：鋼管杭及び止水ジョイントに対する評価としては、衝突荷重を防護工の端部(斜め含む)に作用させた場合の検討も行う(前頁)。

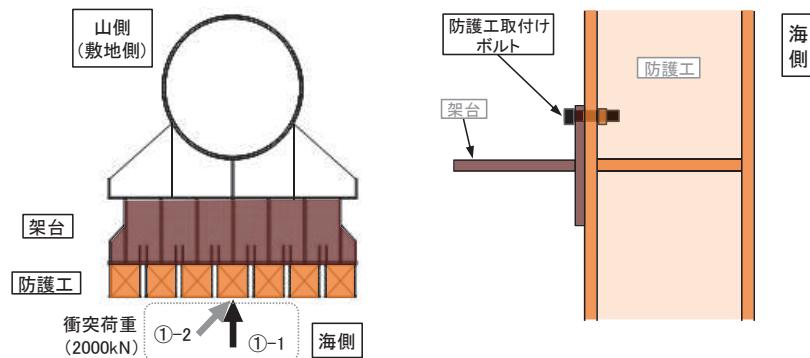


図 7.2-1 防護工取付けボルトの衝突荷重の作用方法

### 7.2.1 検討方法

#### (1) 荷重条件

漂流物が防護工に対して斜めから衝突する場合には、衝突荷重の汀線方向成分が防護工取付けボルトに作用する。

防護工取付けボルトに作用する荷重条件の算出に当たっては、漂流物と防護工の間に衝突荷重の汀線直交方向成分に起因する摩擦抵抗力が生じることを踏まえて、図 7.2-2 に示す状況を想定し検討する。

衝突荷重（汀線方向成分）＜摩擦抵抗力

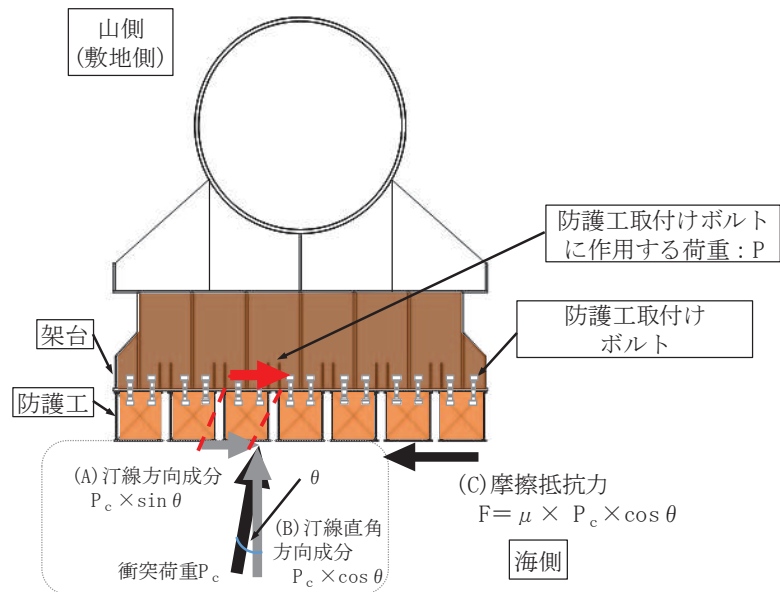


図 7.2-2(1) 防護工取付けボルトに作用する荷重  
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも小さい状況)

摩擦抵抗力＜衝突荷重（汀線方向成分）

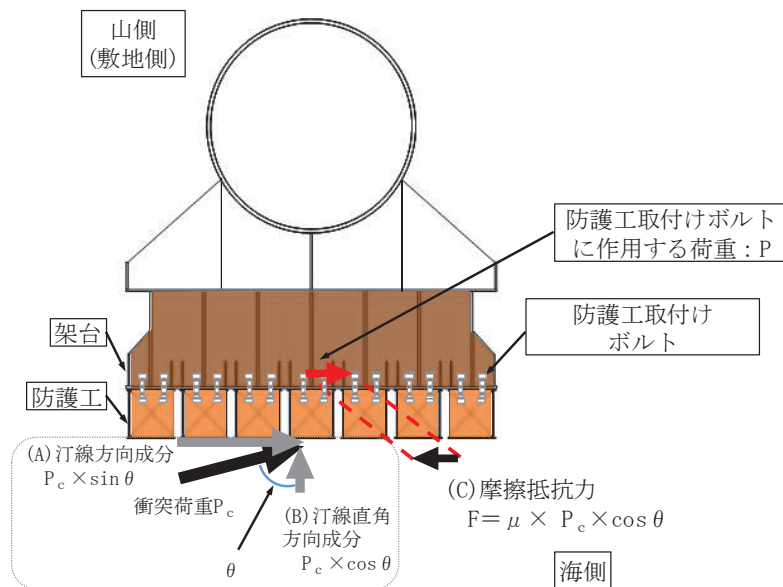


図 7.2-2(2) 防護工取付けボルトに作用する荷重  
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも大きい状況)

図 7.2-2(1)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より小さい場合，衝突荷重の汀線方向成分がそのまま防護工取付けボルトに作用する荷重となる。

図 7.2-2(2)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より大きい場合，漂流物は防護工の汀線方向に滑るため，防護工取付けボルトに作用する荷重は，摩擦抵抗力の最大値が上限となる。

防護工取付けボルトに作用する荷重の算出方法としては，漂流物が防護工に衝突する角度を  $0^{\circ}$  から  $90^{\circ}$  までの範囲において検討し，算出した荷重の最大値を荷重条件とした。代表的な検討ケースを表 7.2-1，荷重条件を表 7.2-2 に示す。

なお，防護工取付けボルトに生じる摩擦抵抗力の算定に当たり，摩擦係数は機械工学便覧に記載されている，鉄と鉄の摩擦係数  $\mu (=0.52)$  を使用する。

表 7.2-1 防護工取付けボルトに作用する荷重の検討ケース（代表として  $10^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ）

角度 $\theta$ * <sup>1</sup> ( $^{\circ}$ )	(A)衝突荷重の 汀線方向成分* <sup>2</sup> (kN)	(B)衝突荷重の 汀線直交方向成分* <sup>2</sup> (kN)	(C)摩擦 抵抗力* <sup>3</sup> (kN)	防護工取付けボルト に作用する荷重(kN) $\min((A), (c))$
10	347	1970	1024	347
15	518	1932	1005	518
20	684	1879	977	684
25	845	1813	943	845
26	877	1798	935	877
27	908	1782	927	908
28	939	1766	918	918
29	970	1749	910	910
30	1000	1732	901	901
35	1147	1638	852	852
40	1286	1532	797	797
45	1414	1414	735	735
50	1532	1286	668	668

注記 \*1：汀線直交方向からの傾きを示す。 $5^{\circ}$  毎に検討した上で，(A)が(C)よりも大きくなる状況を含む  $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$  については， $1^{\circ}$  毎に検討した。

\*2：衝突荷重 2000(kN)を汀線方向及び汀線直交方向に分解して算出する。

\*3：摩擦抵抗力 = (B)衝突荷重の汀線直交方向成分  $\times$  摩擦係数  $\mu (=0.52)$

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明

目 次

- 6.2.1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の強度計算書に関する補足説明
- 6.2.4 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度計算書に関する補足説明
- 6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について
- 6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

参考資料 1 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について

参考資料 2 取放水路流路縮小工の保守管理について

参考資料 3 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

参考資料 4 取放水路流路縮小工の施工要領について

参考資料 5 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について

 : 本日の説明範囲



(参考資料 5) 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について

## 1. 概要

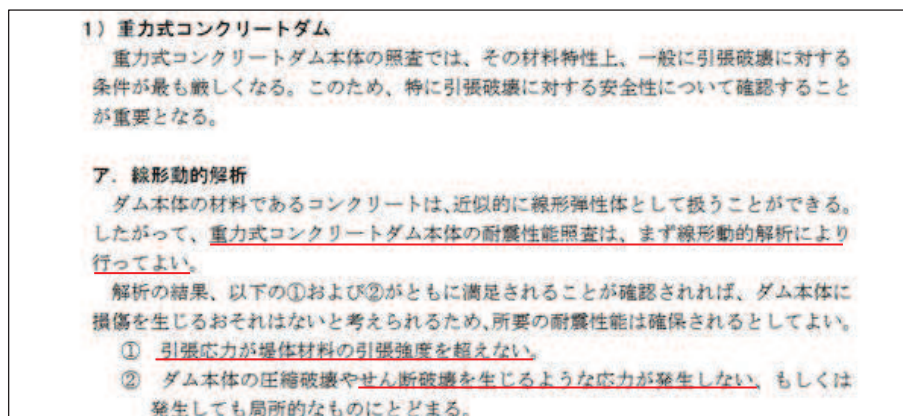
取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）の耐震設計については，コンクリート躯体である取放水路流路縮小工（充填部，覆工部）を平面ひずみ要素（線形）でモデル化し，二次元動的有限要素法解析（SuperFLUSH）による地震応答解析（以下，地震応答解析（SuperFLUSH）という。）を行い，コンクリート躯体である覆工部及び充填部が発生応力に対して引張破壊又はせん断破壊しないこととして，許容限界は引張強度，せん断強度としている。

上記の耐震評価手法は，取放水路流路縮小工が既設の取放水路を充填した直径 3m～4m 程度のマッシュな無筋コンクリート\*1 構造であることから，構造的に類似し既工認において設計実績のある屋外重要土木構造物等の MMR の設計や重力式コンクリートダム設計\*2 を参照しているものである。なお，せん断強度について，「コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）（土木学会，2013 年制定）」に基づき圧縮強度の 1/5 を用いており，これは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートの評価におけるせん断強度の設定においても同様である\*3。

本資料は，マッシュな無筋コンクリート構造であるものの，円形のトンネル構造である取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）について，許容限界の設定を含め上記の耐震評価手法の妥当性を確認するために，コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや，ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析（WCOMD）を実施し，基準地震動 S s 時におけるコンクリートの状態や健全性を確認し，評価手法の妥当性について確認した。

注記\*1：覆工部については，鉄筋コンクリート構造であるものの，充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ，耐震評価においては，保守的に鉄筋に期待しないこととして，無筋コンクリートとして構造強度を評価する方針としている。

\*2：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説（平成 17 年 3 月 国土交通省河川局）



\*3：防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートについては，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に記載のとおり，すべり安全率の評価を行い，その際のせん断強度について圧縮強度の 1/5 としているが，新規制基準対応工認として美浜第 3 号機（防潮堤地盤改良部）において実績があることを確認している。

## 2. 評価方針

「6.2.1 取放水路流路縮小工(第1号機取水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.2.2 取放水路流路縮小工(第1号機放水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」で示した耐震評価結果に対して、コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや、ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析を用い、地震応答解析(SuperFLUSH)における荷重状態を再現(躯体上端と下端の層間変位を一致させる)し、その状態での荷重-変位関係やひび割れ発生状況の確認を行うことで、地震応答解析(SuperFLUSH)による耐震評価結果の妥当性を確認する。

妥当性確認は、取水路と放水路で構造的な違いは無く、周辺地質が岩盤であることは共通であるため、発生応力(照査値)が大きい放水路を代表に行う。

なお、鉄筋コンクリート部材である覆工部については、耐震評価時には鉄筋を<sup>黄</sup>保守的に考慮しないこととしており、本検討においても考慮しないことを基本として検討を行うが、鉄筋コンクリート部材として扱う場合についても影響確認を行う。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」を使用する。

図2-1に材料非線形解析(WCOMD)の耐震評価フローにおける解析モデル及び解析手法の概要(選定フロー)を示す。

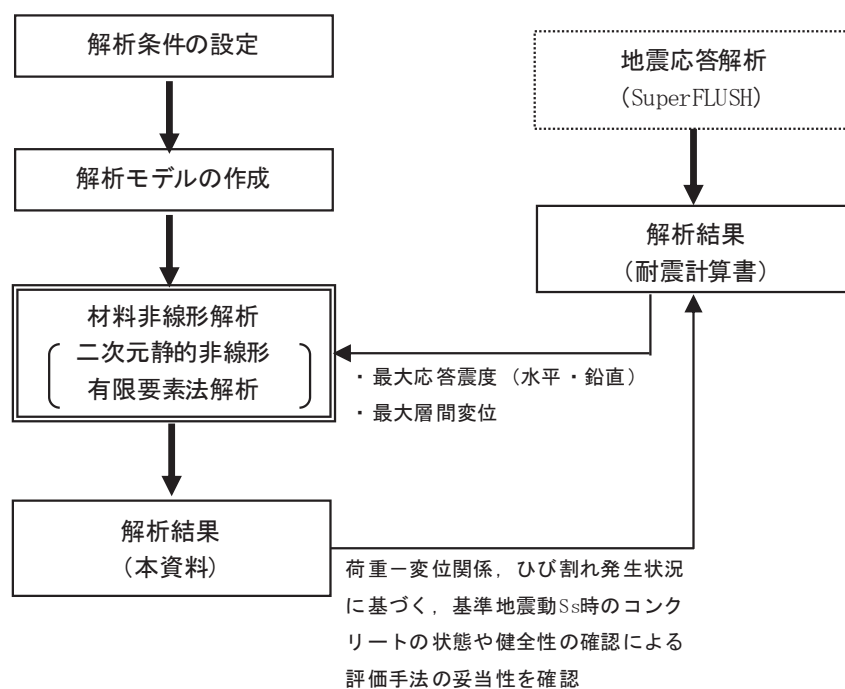


図2-1 材料非線形解析(WCOMD)評価フロー

### 3. 評価条件（材料非線形解析（WCOMD））

#### 3.1 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

#### 3.2 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 コンクリートの材料定数

項目	設定値		諸元
	覆工部	充填部	
単位体積重量	24.0 kN/m <sup>3</sup>	23.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm <sup>2</sup>	38.5 N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度（覆工部：設計図書20.5N/mm <sup>2</sup> 、充填部：設計図書50.0N/mm <sup>2</sup> ）／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm <sup>2</sup>	2.40 N/mm <sup>2</sup>	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.2%	0.3%	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ－せん断伝達係数	1.0	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	0.0917 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記\*：材料係数を 1.3 として算出

表 3-2 鉄筋の材料定数

項目	設定値	諸元
ヤング係数	200 kN/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>	設計図書（SD345）

### 3.3 解析モデル

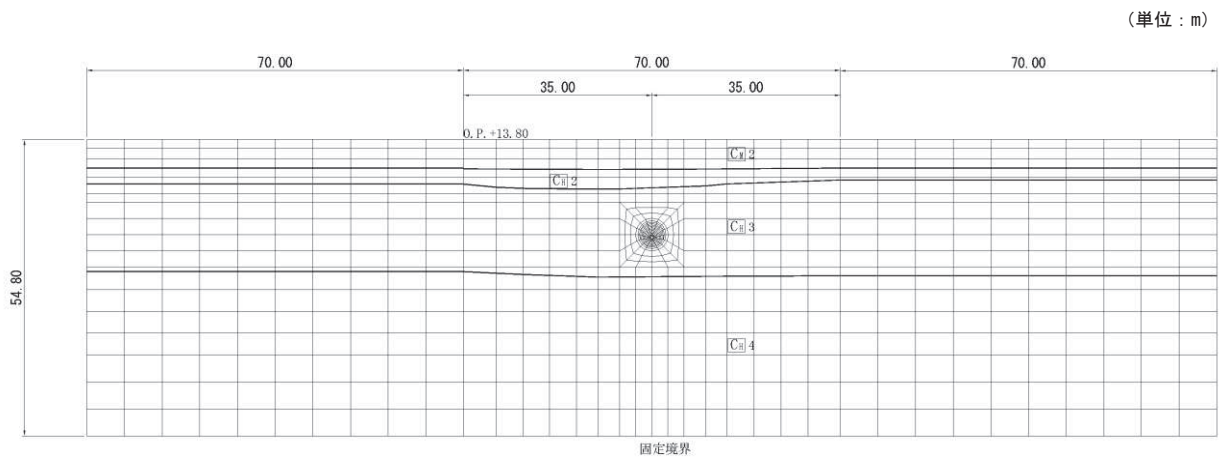
#### a. 解析モデル

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。

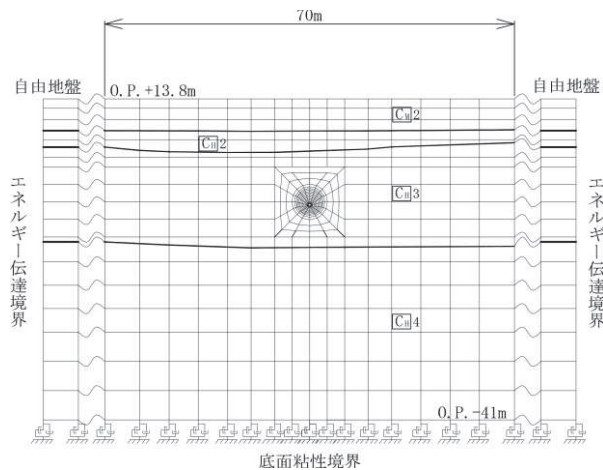
モデル幅は、側方の変形影響が取放水路流路縮小工近傍に発生しないよう、地震応答解析 (SuperFLUSH) の解析モデルをベースに十分な幅に設定する。

鉄筋コンクリート部材である覆工部についても、前述のとおり覆工部は無筋コンクリート要素としてモデル化する。ただし、鉄筋コンクリート部材として扱った場合の影響確認を行う検討では、鉄筋コンクリート要素としてモデル化する。

要素分割図を図 3-1 に示す。



(材料非線形解析 (WCOMD) )



(参考 : 地震応答解析 (SuperFLUSH))

注)  $C_{H5}$  は  $C_H$  級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3-1 解析モデル図

b. コンクリートの非線形特性

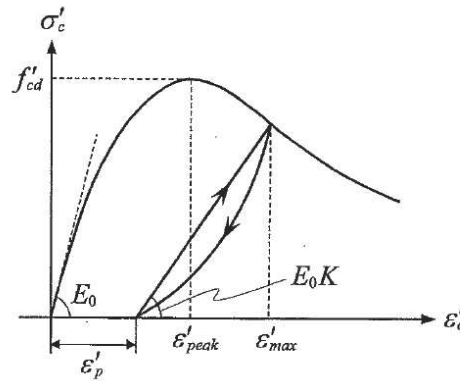
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 3-2 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 3-3 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left( 1 - \exp \left( -1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left( -0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

$\varepsilon'_{peak}$  : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 3-2 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

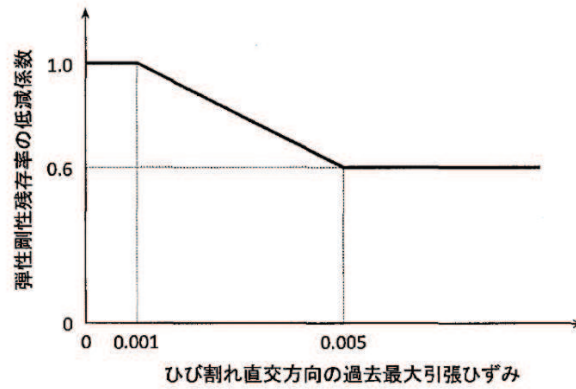
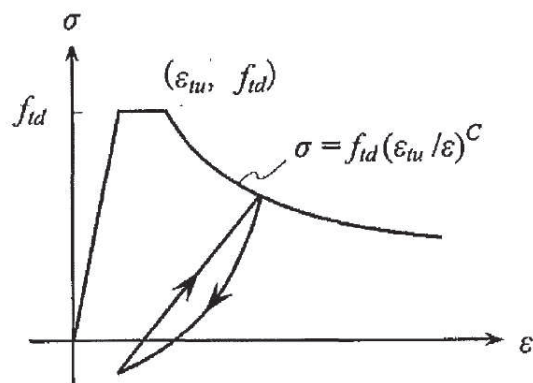


図 3-3 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 3-4 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー ( $G_f$ ) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 3-5 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が  $G_f / L_e$  (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数  $C$  を用いる。



- $f_t$  : 設計引張強度
- $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ
- $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 3-4 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの  
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)  
(参考) 5-6

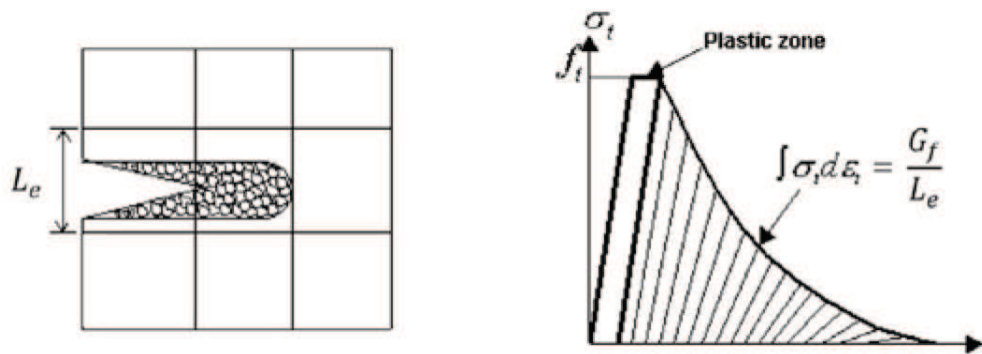
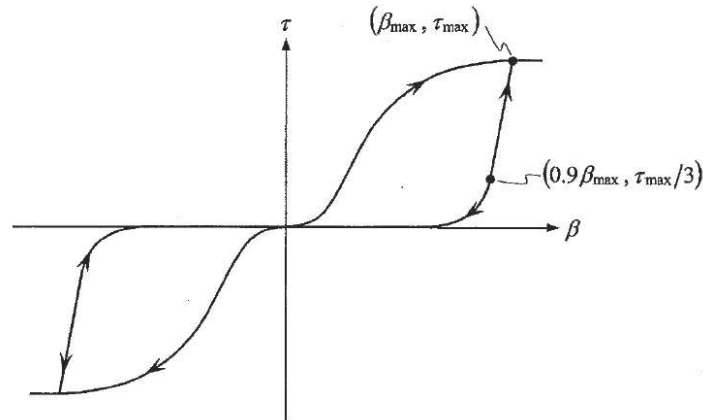


図 3-5 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 3-6 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比  
( $\gamma / \varepsilon$ )

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

$\tau_{\max}$  : 除荷開始時せん断応力

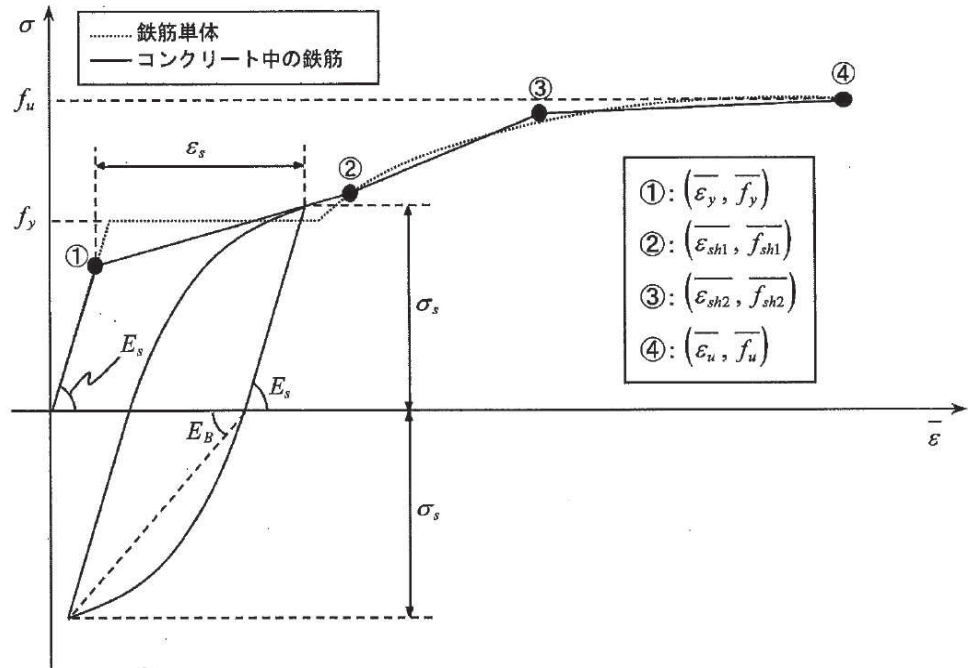
$\beta_{\max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比

図 3-6 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

c. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図3-7に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- $f_y$  : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_u$  : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_y$  : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- $\epsilon_{sh}$  : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- $p$  : 鉄筋比
- $f_1$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

図3-7 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)



d. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \overline{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \overline{\sigma}_C$$

ここに、 $\overline{\sigma}_S$ ,  $\overline{\sigma}_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

$A_S$ ,  $A_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積,  $A_{RC} = A_S + A_C$

e. 荷重の載荷方法

材料非線形解析にて考慮する荷重は、常時荷重と地震応答解析 (SuperFLUSH) から得られる地震時荷重を考慮する。地震時荷重は、地震応答解析 (SuperFLUSH) において照査結果が最も厳しくなる地震波 (解析ケース①, 地震動 S s - F 1 (++) ) の、躯体全要素の最大応答加速度を抽出し、その最大応答加速度に基づく最大応答震度を目標に、全要素に慣性力荷重を漸増載荷する (地震時荷重載荷①)。その上で、地震応答解析で得られた層間変位最大時刻 (=照査値最大時刻) の層間変位を再現できるまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷②)。さらにピーク強度に達するまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷③)。

荷重の作用手順を図 3-8 に、地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度を表 3-3 に、地震時荷重の載荷方法を図 3-9 に、層間変位の算定結果を図 3-10 に示す。

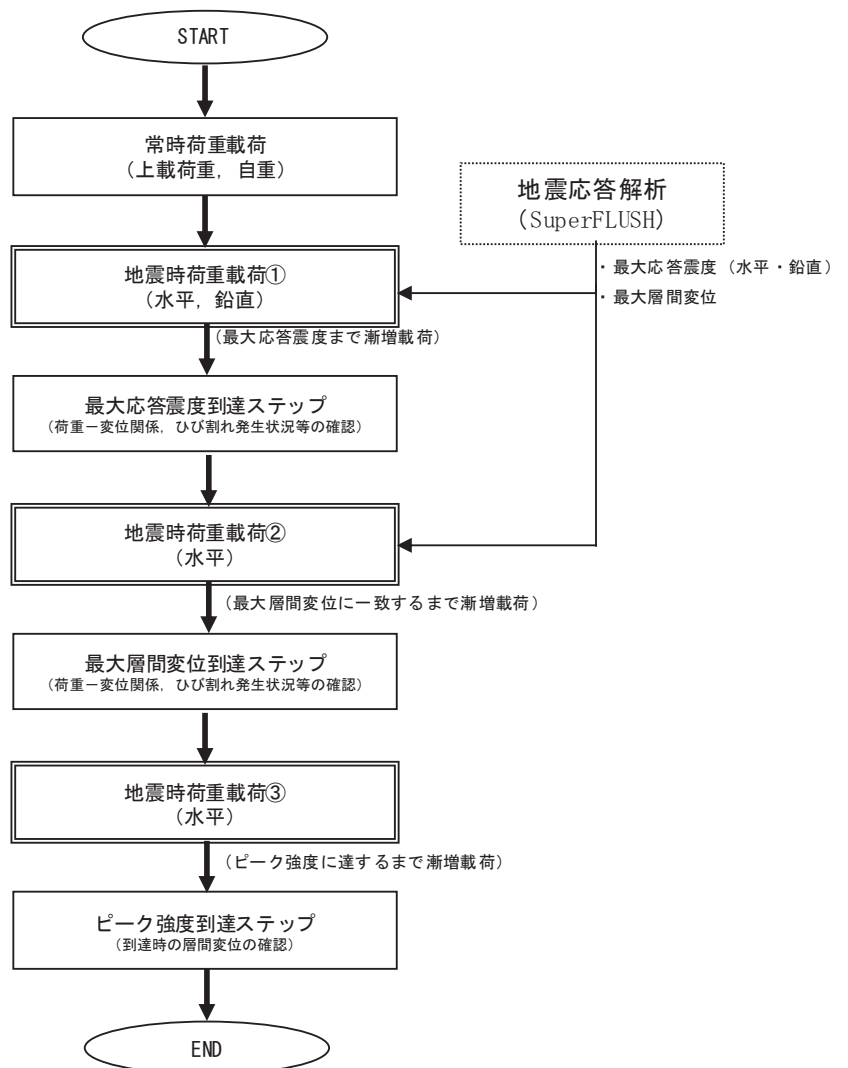
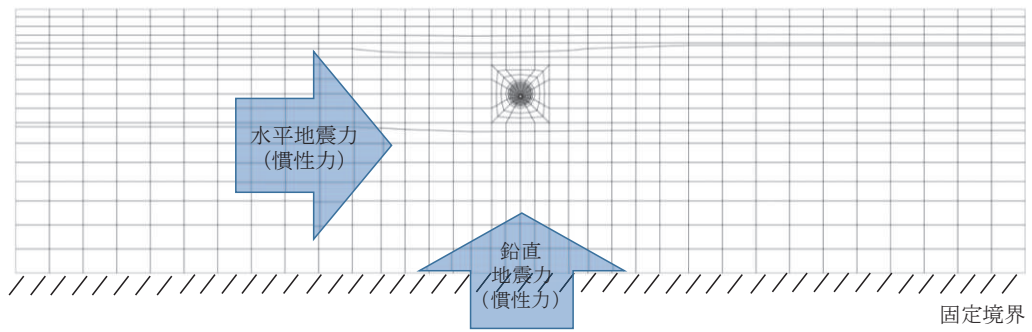
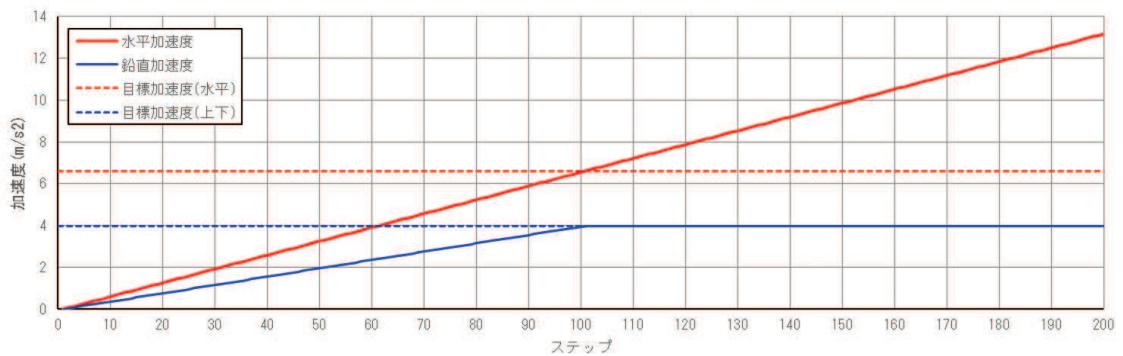


図 3-8 荷重の載荷フロー



(荷重作用概念図)

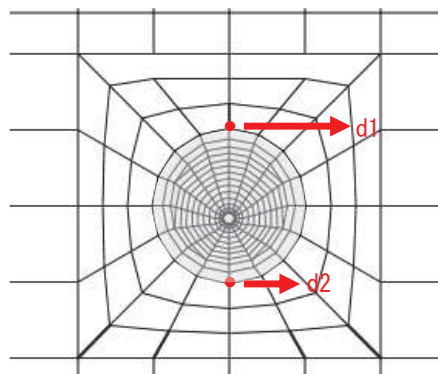


(載荷ステップ)

図 3-9 地震時荷重の載荷方法

表 3-3 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度

地震波	解析ケース	震度	
		水平	鉛直
S s - F 1 (++)	①	0.68	0.41



$ d1-d2 $ (m)	時刻 (sec)
$2.865 \times 10^{-4}$	27.64*

注記\* : 照査値最大時刻と同時刻

図 3-10 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大層間変位  
(地震動 S s - F 1 (++) , 解析ケース①)

(参考) 5-11

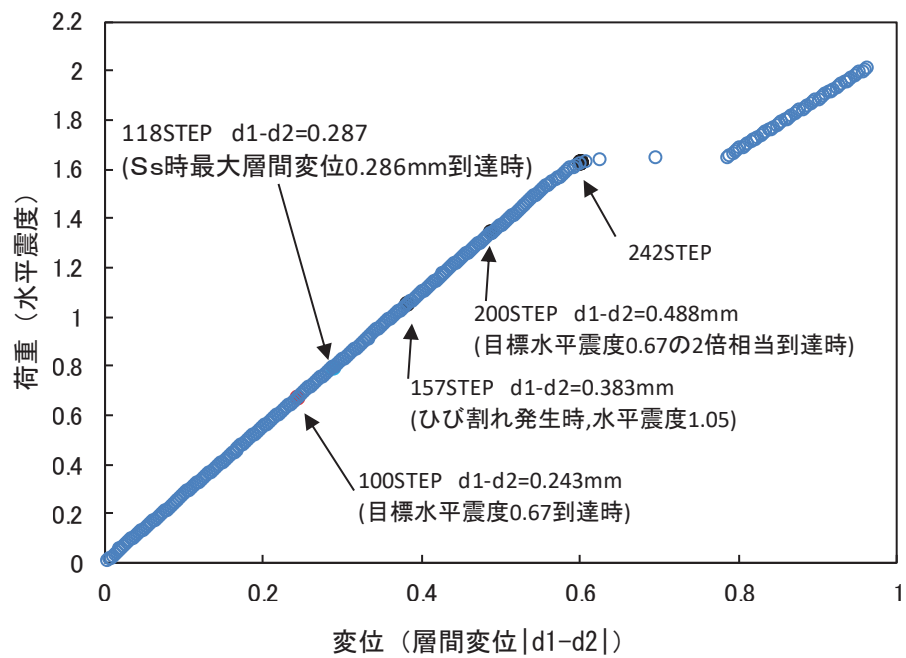
#### 4. 評価結果

##### 4.1 材料非線形解析結果

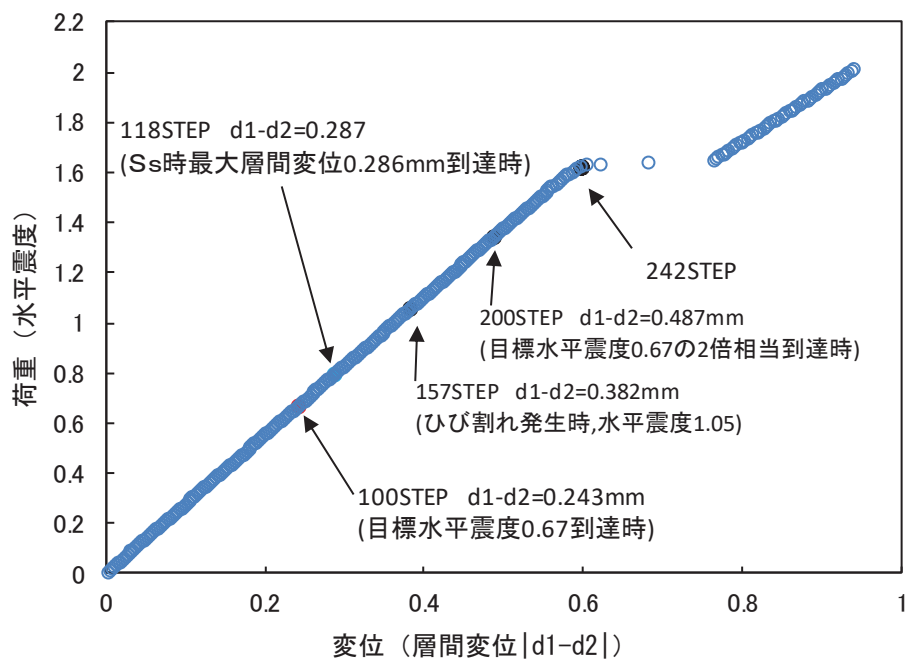
荷重（震度）－変位曲線を図 4-1 に示す。また、最大層間変位時（118 ステップ）における変形図を図 4-2 に、初期ひび割れ発生時（157 ステップ）及び最大応答震度の 2 倍時（200 ステップ）におけるひび割れ図を図 4-3 に示す。

荷重（震度）－変位曲線において、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動  $S_s$  時の最大応答震度に達した 100 ステップ、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動  $S_s$  時の最大層間変位を再現した 118 ステップ、さらに漸増載荷し、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても、荷重（震度）－変位曲線は一定の勾配を維持している。さらに漸増を続け、242 ステップ以降で水平変位の急増が認められた。なお、初期ひび割れが発生したのは、最大層間変位時（118 ステップ）よりも層間変位が約 1.3 倍程度となる 157 ステップで、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても有意なひび割れは生じていない。なお、覆工部の鉄筋考慮・非考慮の差は極めて小さい結果となっている。

以上のことから、基準地震動  $S_s$  時（最大層間変位時（118 ステップ））におけるコンクリートの挙動は線形状態に留まり、さらにピーク強度に達するまでに十分な安全余裕を有していることが確認される。

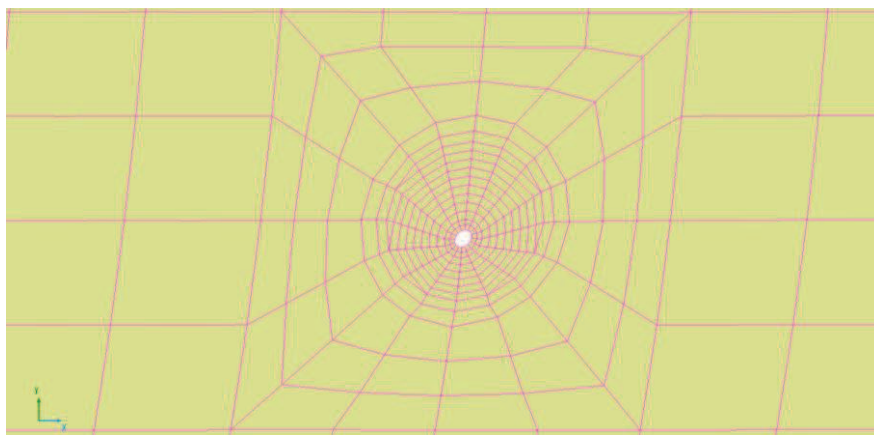
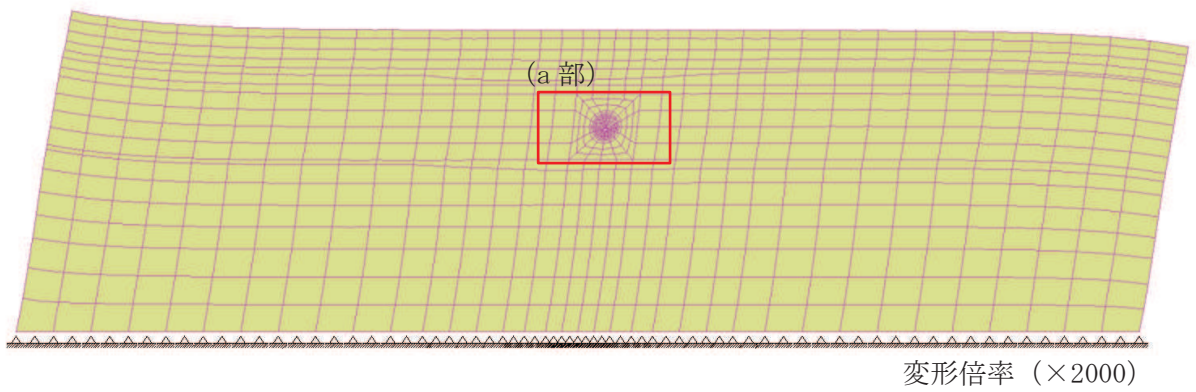


(覆工部：鉄筋非考慮)



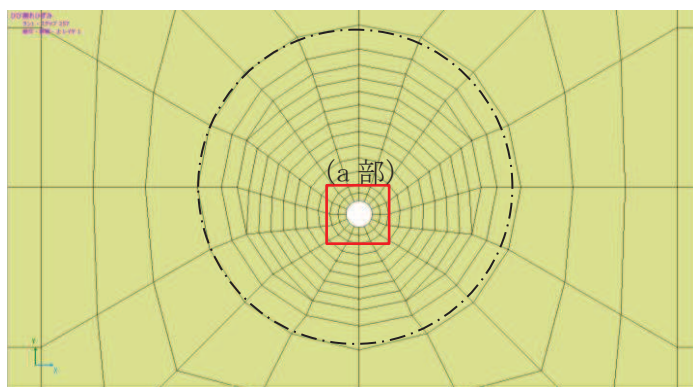
(覆工部：鉄筋考慮)

図 4-1 荷重-変位曲線

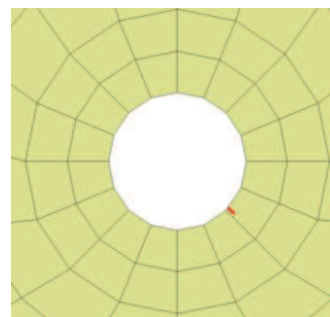


(a 部拡大)

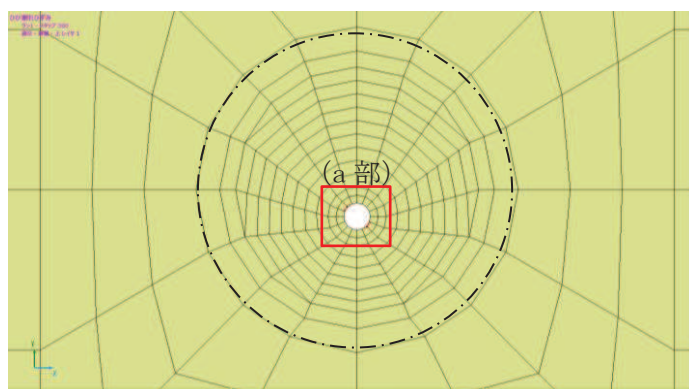
図 4-2 最大層間変位時 (118 ステップ) における変形図  
(覆工部：鉄筋非考慮)



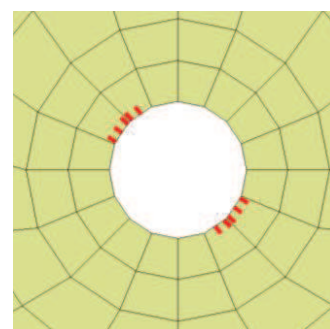
(157 ステップ (初期ひび割れ発生時))



(a 部拡大)



(200 ステップ)



(a 部拡大)

図 4-3 ひび割れ分布図  
(覆工部：鉄筋非考慮)

#### 4.2 耐震評価手法の妥当性について

材料非線形解析の解析結果より、基準地震動  $S_s$  時に対応する層間変形時において、ひび割れは生じず、さらに漸増载荷した 2 倍弱の層間変形時においても荷重-変位関係も線形状態で概ね弾性範囲に収まっており、線形材料でモデル化した地震応答解析 (SuperFLUSH) において、地震時における変形状態や応力状態を適切に評価できていると判断される。なお、今回実施した材料非線形解析から求まるピーク強度 (図 4-1 に示す層間変位が急増する直前の点 (242 ステップ)) に達する時の層間変位量は最大層間変位時 (118 ステップ) の 2 倍相当の変位量となっており、基準地震動  $S_s$  時における部材の健全性が十分な安全裕度を有していると判断される。

また、前述のとおり、層間変位が約 1.3 倍程度となる 157 ステップで、最大層間変位時 (118 ステップ) の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても有意なひび割れは生じておらず、発生するひび割れ範囲についても、コンクリート躯体をくり抜いた形状となる貫通部付近に限定的に発生しており、はりや柱等のせん断破壊に特徴付けられる斜めひび割れのような破壊モードの兆候は見られない。したがって、取放水路流路縮小工のせん断破壊の照査としては、コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定) に示されるはりや柱等のようなコンクリート部材の斜めせん断破壊に対するせん断照査よりも、コンクリート標準示方書 (ダムコンクリート編) (土木学会, 2013 年制定) に示されるコンクリート式ダムのようにマッシュな無筋コンクリートの場合のせん断照査の考え方の方が適用範囲として近く、同示方書に示される  $\tau_0 = f'_{ck}/5$  をせん断照査における許容限界に設定することは適用性の面で問題ないものと判断される。なお、表 4-1~表 4-2 に示すとおり、せん断の発生応力は小さく、引張に対する発生応力が卓越している。

ここで、「コンクリート標準示方書 (ダムコンクリート編) (土木学会, 2013 年制定)」を参照し、せん断強度としては  $\tau_0 = f'_{ck}/5$  のみ見込み、コンクリート中における骨材の噛み合わせによる  $\phi$  成分も期待できるものの、 $\sigma \tan \phi$  は考慮しないこととしている。これについては、「補足 600-1 【地盤の支持性能について】 参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり、一面せん断試験の結果及び既往文献からもせん断強度  $\tau_0 = f'_{ck}/5$  の保守性を確認している。この一面せん断試験は要素試験を示しているもので、取放水路流路縮小工の耐震評価において応力照査を行う要素単位と試験サイズは概ね同スケールであることから、同示方書に示される  $\tau_0 = f'_{ck}/5$  を流路縮小工の耐震評価の許容限界に用いることの適用性を補強する内容になっていると考えられる。



表 4-1 材料非線形解析における引張破壊に対する発生応力  
(最大層間変位時 (118 ステップ))

部位	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	0.615	1.019	0.61
充填部	1.239	1.847	0.68

表 4-2 材料非線形解析におけるせん断破壊に対する発生応力  
(最大層間変位時 (118 ステップ))

部位	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	0.484	4.1	0.12
充填部	0.601	10.0	0.07

## 5. まとめ

取放水路流路縮小工(第1号機取水路, 第1号機放水路)の耐震評価手法の妥当性を確認するために, コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや, ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析(WCOMD)により, 基準地震動S<sub>s</sub>時の荷重載荷状況を再現し, 以下について確認した。

- ① 基準地震動S<sub>s</sub>時におけるコンクリートの挙動は概ね弾性範囲に留まり, ひび割れの発生も認められず, 構造部材の健全性が保持されることを確認した。また, 基準地震動S<sub>s</sub>を上回る変形量まで漸増載荷を続け, ピーク強度に達するまでにS<sub>s</sub>時の層間変位の2倍程度の安全余裕を有し, 構造健全性に十分な安全余裕を有する事を確認した。
- ② 耐震計算における解析手法の妥当性の観点においても, 荷重-変位関係から線形解析とすることの妥当性を確認した。また, ひび割れ発生状況から, はりや柱等のせん断破壊に特徴付けられる斜めひび割れのような破壊モードの兆候は見られず, マッシブな無筋コンクリートとして「コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)(土木学会, 2013年制定)」に示されるせん断強度( $\tau_0 = f' c k / 5$ )を許容限界に適用することは問題無いことを確認した。

以上, 基準地震動S<sub>s</sub>に対して, 取放水路流路縮小工の応力状態は弾性域に収まり要求される機能(止水機能, 通水機能)を保持できること, また, その機能維持を確認するにあたって, 許容限界の設定を含め耐震評価手法として問題ないことを確認した。

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.3 防潮壁に関する補足説明

#### 目次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 鋼製扉支承部の構造について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について

参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

: 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	38
2.4 適用基準	42
3. 耐震評価	45
3.1 評価対象	45
3.2 解析方法	56
3.3 荷重及び荷重の組合せ	130
3.4 入力地震動	133
3.5 解析モデル及び諸元	162
3.6 評価対象部位	198
3.7 許容限界	199
3.8 評価方法	244
4. 耐震評価結果	307
4.1 地震応答解析結果	307
4.2 鋼桁	1027
4.3 RC 支柱	1036
4.4 水平支承・鉛直支承	1190
4.5 上揚力反力梁	1196
4.6 フーチング	1207
4.7 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	1207
4.8 基礎地盤	1543

  : 本日の説明範囲

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2.2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は，防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）に各 2 箇所，防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）に各 1 箇所，合計 6 箇所に設置する。

鋼桁，支承（鉛直支承・水平支承），RC 支柱及び上揚力反力梁（鋼桁の浮き上がり防止）による上部構造と，鋼管杭及びフーチングによる下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。

鋼桁 1,4 においては，スパン長が大きく，津波時における鋼桁下部からの浮力の影響を軽減するために鋼桁の TopPL（津波作用方向に対して前面側）及び Rweb（津波作用方向に対して底部）に開口を設ける構造としている。なお，Rweb に設ける開口により，津波時に流入する海水や常時において流入する雨水等は排水される。また，2 号機及び 3 号機海水ポンプ室の隔壁との間に止水ジョイントを設置するためにブラケットを有する。

また，鋼桁 2,3,5,6 においては，鋼桁下部の土中部の津波の回り込み（ボイリング）に対応するために，鋼矢板（角型鋼管＋鋼板）を設置する（鋼矢板の耐震評価については「6.3.12 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に示す）。

鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図を図 2.2-1 に，構造概要を表 2.2-2 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の配置概要を図 2.2-2 に，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図を図 2.2-3 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造図を図 2.2-4～図 2.2-9 に，支承部の構造図 2.2-10 に，止水ジョイントの構造図を図 2.2-11，図 2.2-12 に，RC 支柱の配筋概要図を図 2.2-13 に，フーチングの配筋概要図を図 2.2-14 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +19.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	24
2.4 適用基準	28
3. 耐震評価	30
3.1 評価対象	30
3.2 解析方法	39
3.3 荷重及び荷重の組合せ	53
3.4 入力地震動	56
3.5 解析モデル及び諸元	86
3.6 評価対象部位	113
3.7 許容限界	114
3.8 評価方法	150
4. 耐震評価結果	230
4.1 地震応答解析結果	230
4.2 扉体	433
4.3 RC 支柱	537
4.4 フーチング	560
4.5 鋼管杭	587
4.6 基礎地盤	599

  : 本日の説明範囲

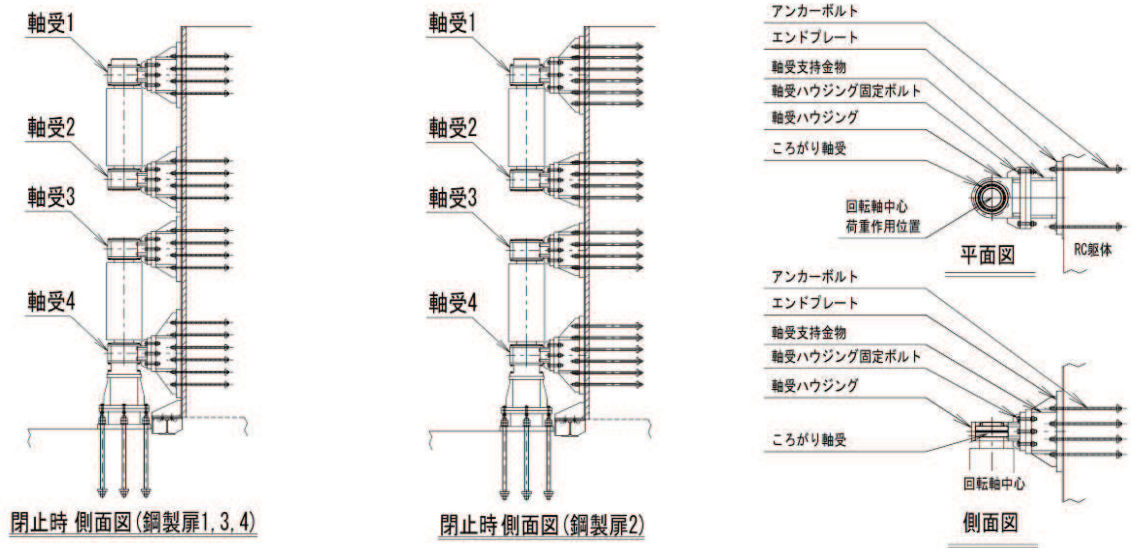


図 2.2-8(2) 扉体の構造詳細図

【ヒンジ部水平荷重支承部】

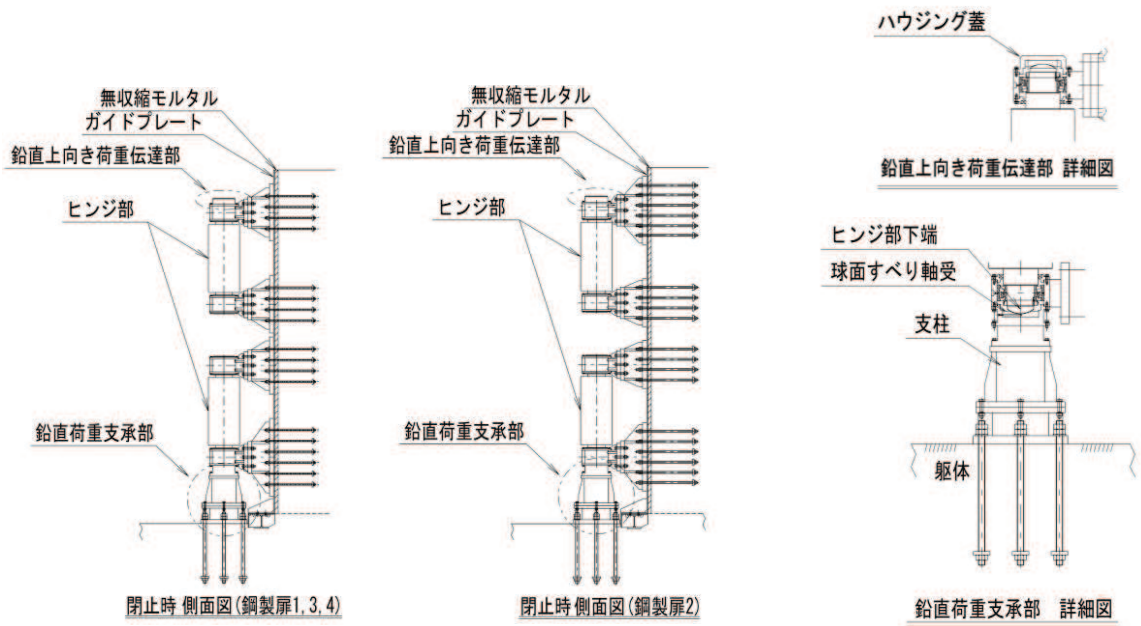


図 2.2-8(3) 扉体の構造詳細図

【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】



表 3.5-2(2) 使用材料 (鋼製扉 2)

材料		諸元
鋼材	扉体部	スキンプレート : SM570, t=12mm 主桁 : SM570, BH 588×300×12×22 軸側鉛直桁 : SM570, BCH 588×300×60×36 扉体端側鉛直桁 : SM570, BCH 588×250×12×22 補助鉛直桁 : SM570, BH 588×250×12×22
	ヒンジ部	ヒンジリブ : SM490, BT 480×460×60×60 回転軸 : SM490, PIPE φ457.2, t=19mm RB φ180~250 軸受ハウジング円筒部 : SM490, PIPE φ420, t=40mm 軸受ハウジング接続部 : SM490 軸受ハウジング固定ボルト : SCM435, M30 軸受支持金物 : SM490, t=30mm 軸受ハウジングエンドプレート : SM490, t=55mm アンカーボルト : SNR490B, M30 エンドプレート : SM490, t=60mm 鉛直荷重支承部 すべり軸受 : 自己潤滑形軸受 鉛直荷重支承部 支柱 : SM490 t=25mm
	固定部	扉体フック部(先端側) : SM570, BH 160×125×30×30 扉体フック部(扉体側) : SM570, BH 210×150×30×30 摺動ブロック : S45C-H 回転アーム : SCM435, t=30mm アーム回転軸 : S45C-H, φ100 アーム軸受架台 : SM490, BH 150×125×16×19 アーム軸受架台基部 : SM490 ベースプレート : SM490, t=30mm アンカーボルト : SNR490B, M30
	鋼管杭*	φ1500, SM570, t=25mm

注記\* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-3(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
鋼材	扉体部	スキンプレート : SM570, t=9mm 主桁 : SM570, BH 588×300×12×22 軸側鉛直桁 : SM570, BCH 588×300×22×36 扉体端側鉛直桁 : SM570, BCH 588×250×12×22 補助鉛直桁 : SM570, BT 588×250×12×22
	ヒンジ部	ヒンジリブ : SM490, BT 480×460×60×60 回転軸 : SM490, PIPE φ457.2, t=19mm RB φ180~250 軸受ハウジング円筒部 : SM490, PIPE φ420, t=40mm 軸受ハウジング接続部 : SM490 軸受ハウジング固定ボルト : SCM435, M30 軸受支持金物 : SM490, t=30mm 軸受ハウジングエンドプレート : SM490, t=55mm アンカーボルト : SNR490B, M30 エンドプレート : SM490, t=60mm 鉛直荷重支承部 すべり軸受 : 自己潤滑形軸受 鉛直荷重支承部 支柱 : SM490 t=25mm
	固定部	扉体フック部(先端側) : SM570, BH 160×125×30×30 扉体フック部(扉体側) : SM570, BH 210×150×30×30 摺動ブロック : S45C-H 回転アーム : SCM435, t=30mm アーム回転軸 : S45C-H, φ100 アーム軸受架台 : SM490, BH 150×125×16×19 アーム軸受架台基部 : SM490 ベースプレート : SM490, t=30mm アンカーボルト : S45C-H, M30
	鋼管杭*	φ1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) に基づき腐食代1mmを考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代1mmによる断面積の低減を考慮する。

(4) ヒンジ鉛直荷重支承部

ヒンジ鉛直荷重支承部の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，表 3.7-16～表 3.7-18 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-16 すべり軸受の許容限界（鋼製扉 2，3）

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{Ka}$	許容支圧応力度	45	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{Kas}$	短期許容支圧応力度	67	N/mm <sup>2</sup>

表 3.7-17 支柱の許容限界（鋼製扉 2，3）

記号	定義	数値	単位
—	材質	SM490	—
$\sigma_{as}$	短期許容軸方向圧縮応力度	237	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{as}$	短期許容せん断力度	136	N/mm <sup>2</sup>

表 3.7-18 ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部（固定ボルト）の許容限界

種別		許容荷重* (kN)
固定ボルト M16 SS400	鋼製扉 2	444
	鋼製扉 3	333

注記\*：許容荷重は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき設定した，固定ボルトの短期許容応力度より鉛直上向き荷重を全ボルトで負担するものとして，下記の式により算出する。

$$P_{as} = \sigma_{as} \times N \times A$$

ここで， $\sigma_{as}$ ：短期許容軸引張応力度（177N/mm<sup>2</sup>）

N：鋼製扉 2 ボルトの本数（16），鋼製扉 3 ボルトの本数（12），

A：ボルトの有効断面積（157mm<sup>2</sup>）を示す。

### 3.8.3 ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受，支柱，鉛直上向き荷重伝達部）

水平荷重支承部の評価は，扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度，せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。ヒンジ鉛直荷重支承部の構造概要を図 3.8-22 に示す。

前述のとおり，鉛直荷重支承は，「ダム・堰施設技術基準（案）（一般社団法人ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 10 月）」に示される構造などが類似するダムフラップゲート構造を参照し，回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する構造として設け，鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造としていることから，前述の扉体の評価モデル（フレーム解析）から得られた鉛直方向の支点反力をヒンジ鉛直支承部の外力として評価を行う。

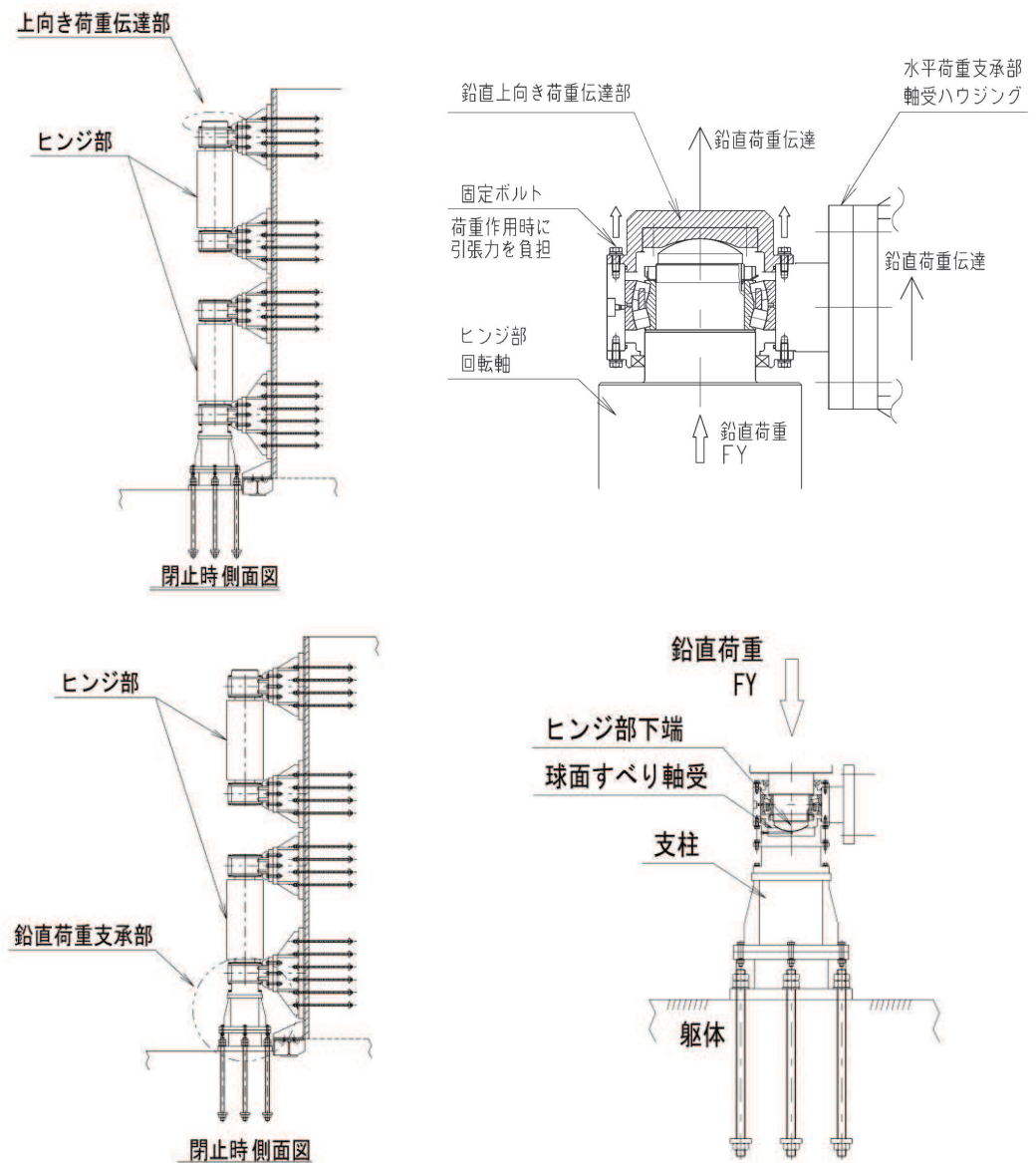


図 3.8-22 鉛直荷重支承部の構造概要

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントによる発生応力度について評価する。支柱の構造概要を図 3.8-24 に示す。

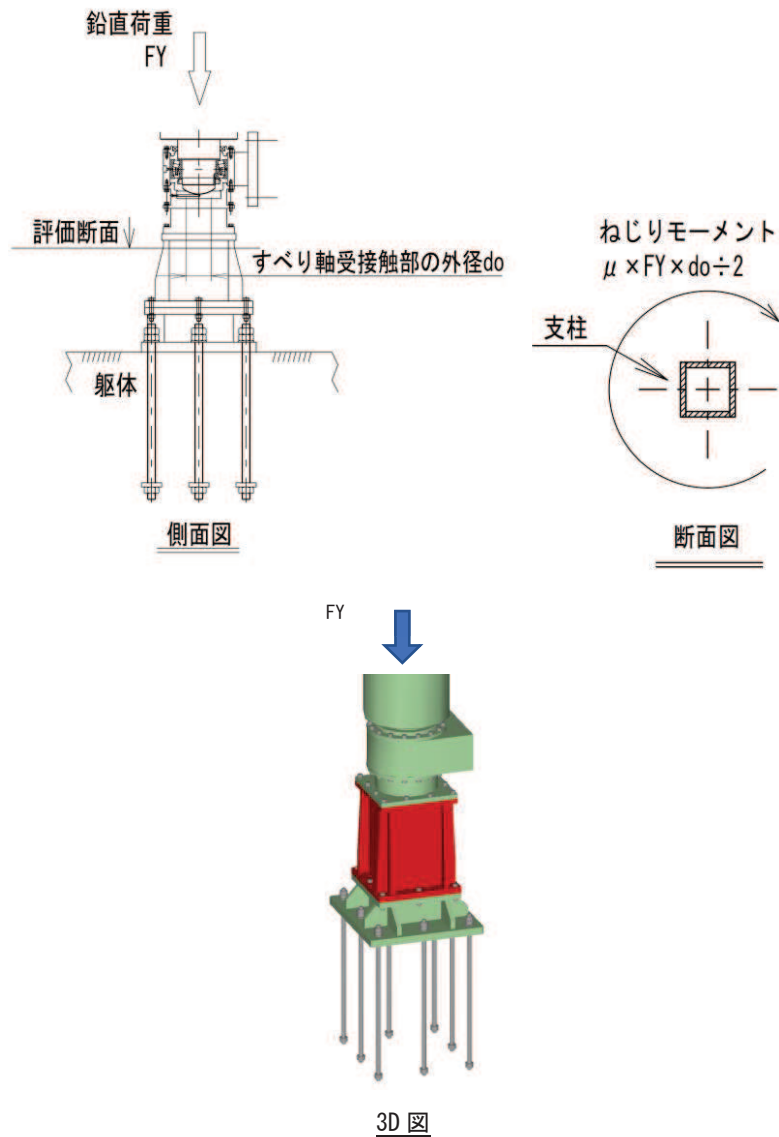


図 3.8-24 支柱の構造概要

支柱に生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = F_Y \div A$$

$$\tau = \mu \times F_Y \times d_o \div 2 \div Z_p$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 3.8-15 に示す。

表 3.8-15 支柱の計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma$	垂直応力度	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	合成応力度	—
$F_Y$	鉛直荷重	kN
$D$	支柱の外径	mm
$d$	支柱の内径	mm
$A$	断面積	mm <sup>2</sup>
$Z_p$	極断面係数	mm <sup>3</sup>
$d_o$	接触部外径	mm
$\mu$	摩擦係数	—

4.2.12 ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.2-25～表 4.2-26 に示す。

表 4.2-25 ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）の照査結果（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
鋼製扉2	鉛直荷重軸受4	1 ( $G + 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	3	237	0.02
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.02	1.1	0.02
		2 ( $G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	10	237	0.05
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.04	1.1	0.04
		3 ( $G - 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	3	237	0.02
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.02	1.1	0.02
		4 ( $G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	10	237	0.05
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.04	1.1	0.04
		5 ( $G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	1	237	0.01
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.01	1.1	0.01
		6 ( $G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	1	237	0.01
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.01	1.1	0.01
		7 ( $G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	15	237	0.07
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	2	136	0.02
			合成応力度 (—)	0.07	1.1	0.07
		8 ( $G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	15	237	0.07
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	2	136	0.02
			合成応力度 (—)	0.07	1.1	0.07

表 4.2-26 ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）の照査結果（鋼製扉 3）

部位		荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉3	鉛直荷重軸受4	1 ( $G + 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	4	237	0.02
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.02	1.1	0.02
		2 ( $G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	9	237	0.04
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.04	1.1	0.04
		3 ( $G - 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	4	237	0.02
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.02	1.1	0.02
		4 ( $G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	9	237	0.04
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.04	1.1	0.04
		5 ( $G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	1	237	0.01
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.01	1.1	0.01
		6 ( $G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	1	237	0.01
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	1	136	0.01
			合成応力度 (—)	0.01	1.1	0.01
		7 ( $G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	13	237	0.06
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	2	136	0.02
			合成応力度 (—)	0.06	1.1	0.06
		8 ( $G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	13	237	0.06
			せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	2	136	0.02
			合成応力度 (—)	0.06	1.1	0.06



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明

## 目次

1. 概要	1
2. 設置位置及び構造概要	2
3. 評価方針	27
4. 評価対象	28
5. 荷重及び荷重の組合せ	30
5.1 荷重の設定	30
5.2 荷重の組合せ	33
5.3 設計用地震力	40
6. 評価方法及び材料諸元	47
6.1 鋼板・角型鋼管	47
6.2 接続ボルト	61
6.3 鋼製ブラケット	64
6.4 アンカーボルト	70
7. 評価結果	78
7.1 評価結果	78
7.2 断面力分布	85

## 1. 概要

鋼矢板の構造強度評価は、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準じ、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

## 2. 設置位置及び構造概要

鋼矢板の設置位置を図 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する鋼桁 2, 3, 5, 6 及び鋼桁 4 の一部）及び防潮堤の取り合い部（以下、防潮堤取り合い部という。）の下部（防潮堤取り合い部②・③・④）については、下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットとそれに支持される角型鋼管及び鋼板（土中部）により構成される鋼矢板を鋼桁下部に設置し、鋼矢板と鋼桁及びフーチング間に止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。

なお、鋼矢板（鋼桁 5, 6）については、防潮壁を横断するトレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板の役割も兼ねる。また、遮水鋼板には配管等が貫通するため、貫通部には貫通部止水処置を行うことで、貫通部の止水性を確保する。

本書では、鋼矢板の構造強度について示すものとし、トレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板及びトレンチの止水対策の概要については、「6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明」及び参考資料 9 に、配管貫通部の構造の概要及び止水性評価結果については「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」及び「6.5.6 2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

鋼矢板の構造概要を図 2-2 に、構造図を図 2-3～図 2-10 に、接続ボルト及びブラケットの構造詳細を図 2-11 に、設置位置周辺の地質分布を図 2-12 に示す。

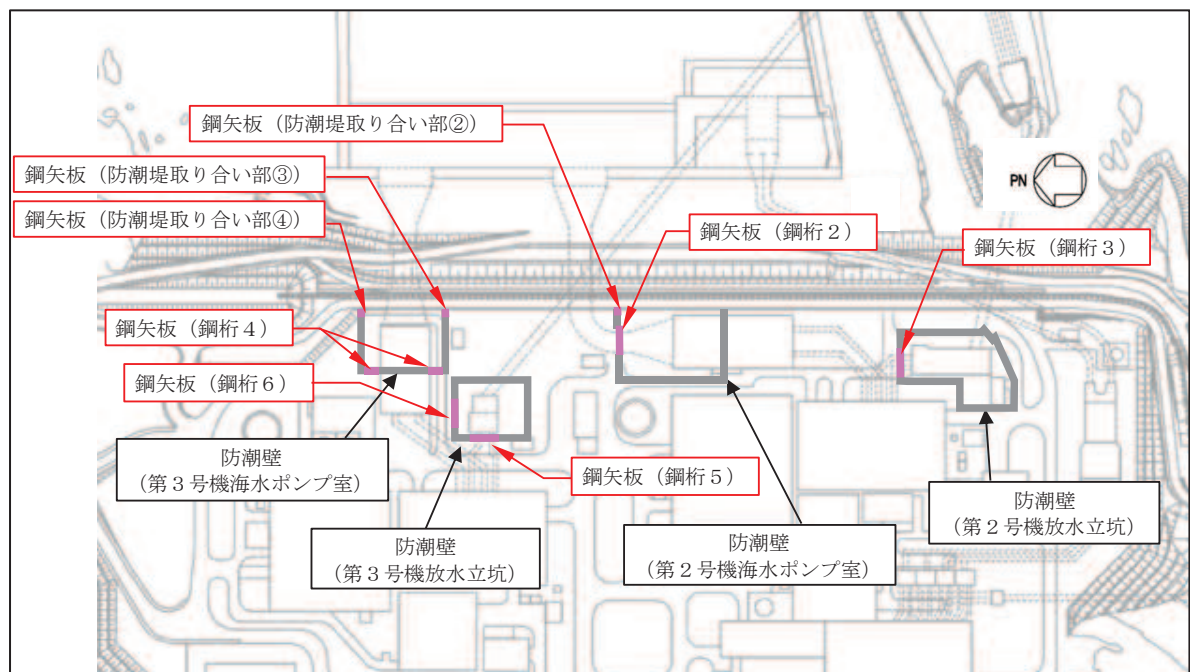


図 2-1 鋼矢板設置位置

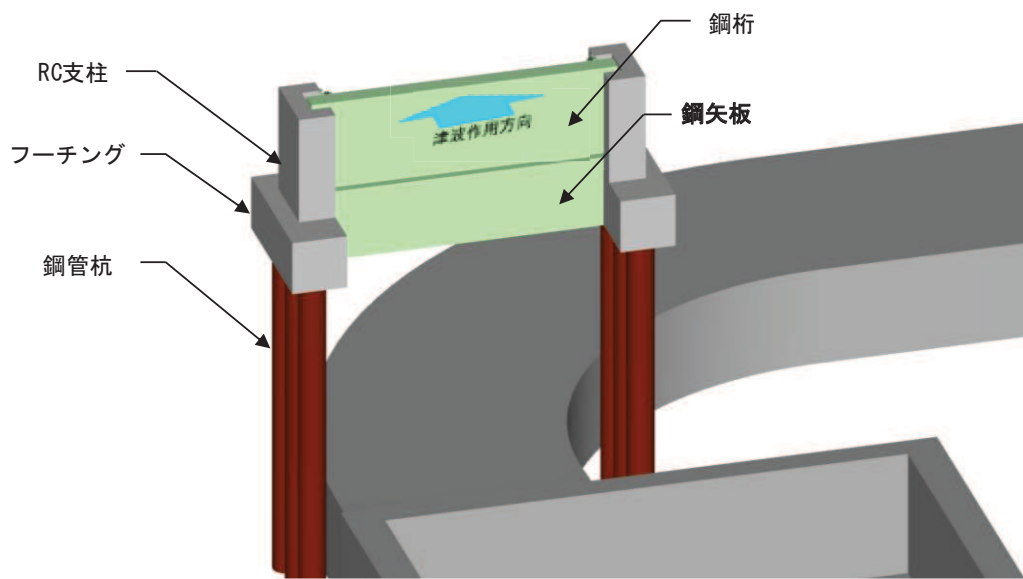
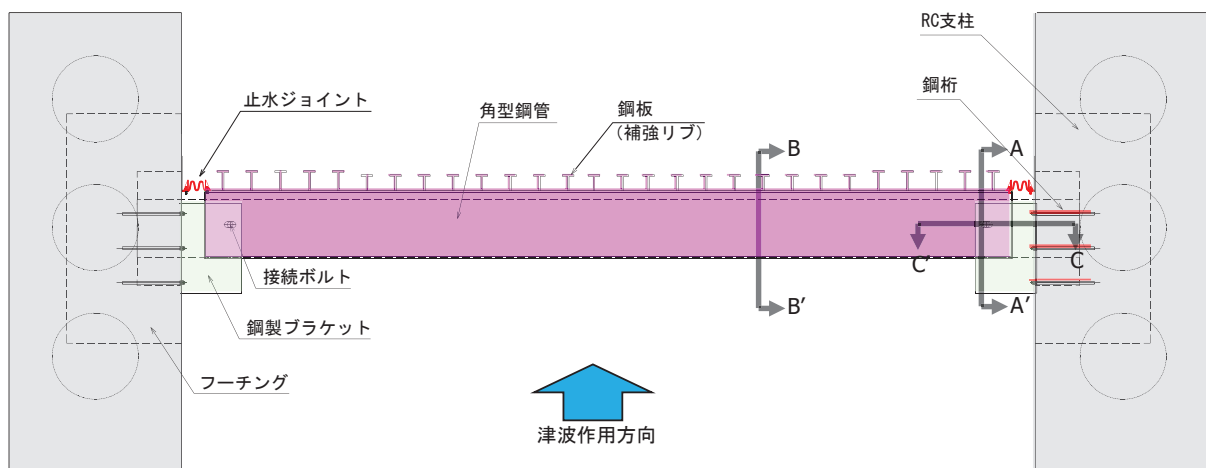


図 2-2(1) 鋼矢板の構造概要



(平面図)

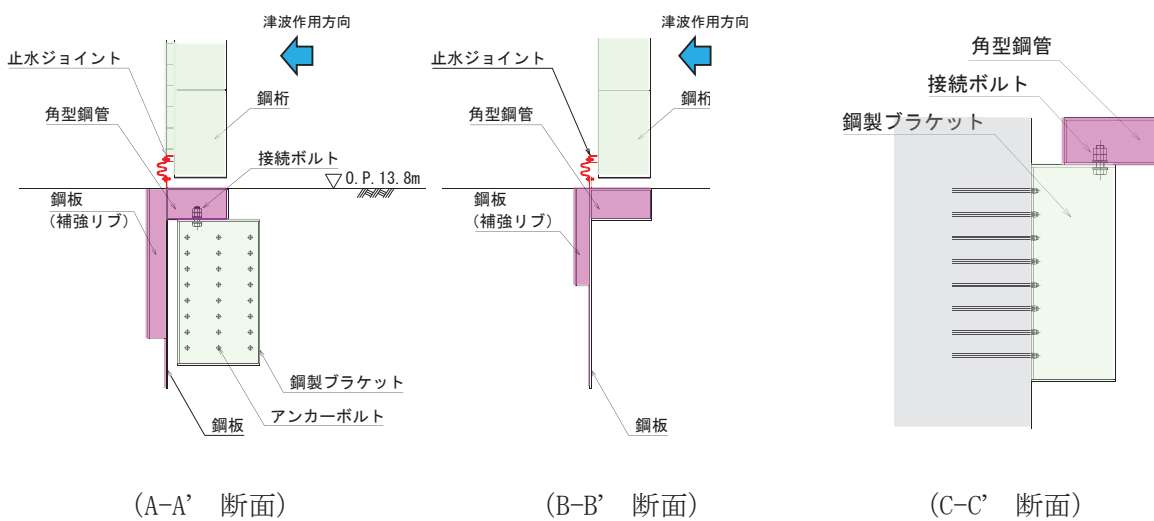
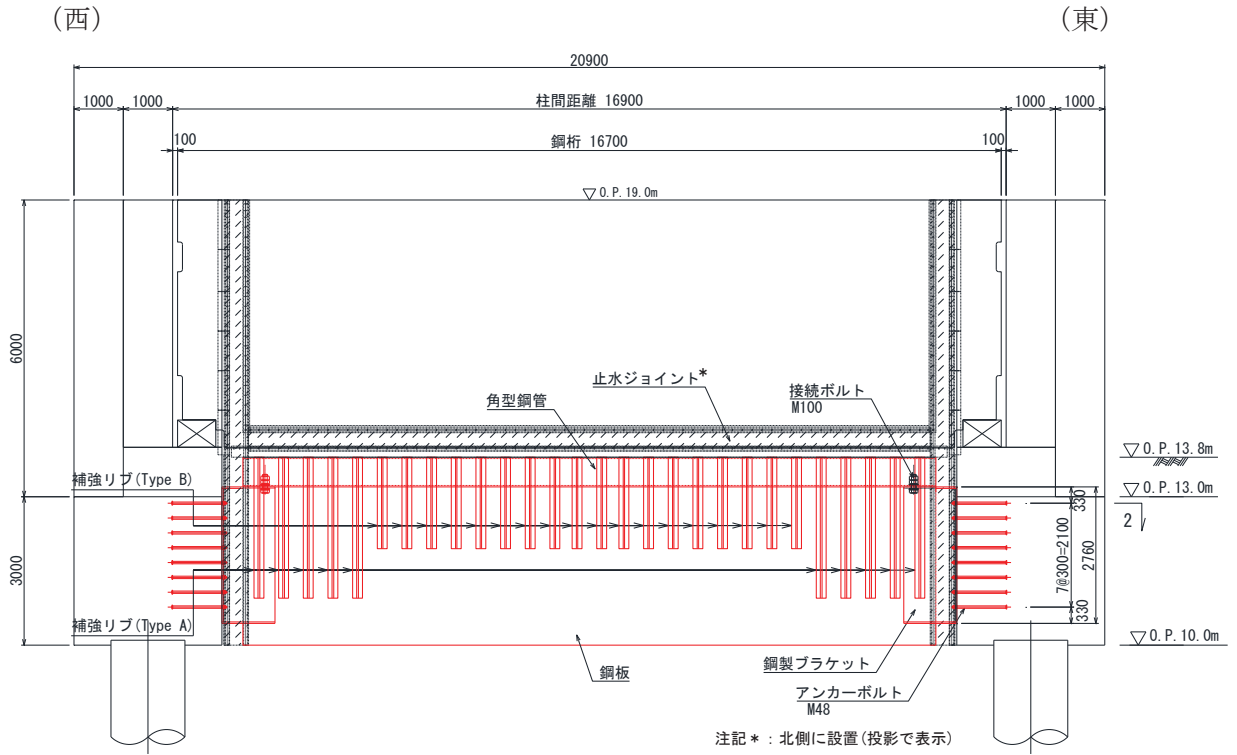
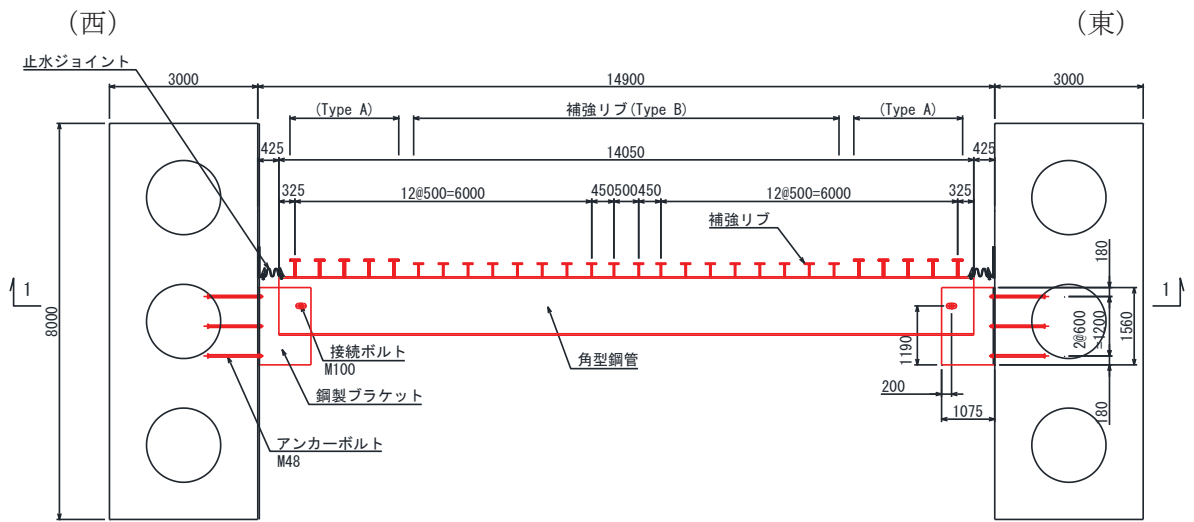


図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要



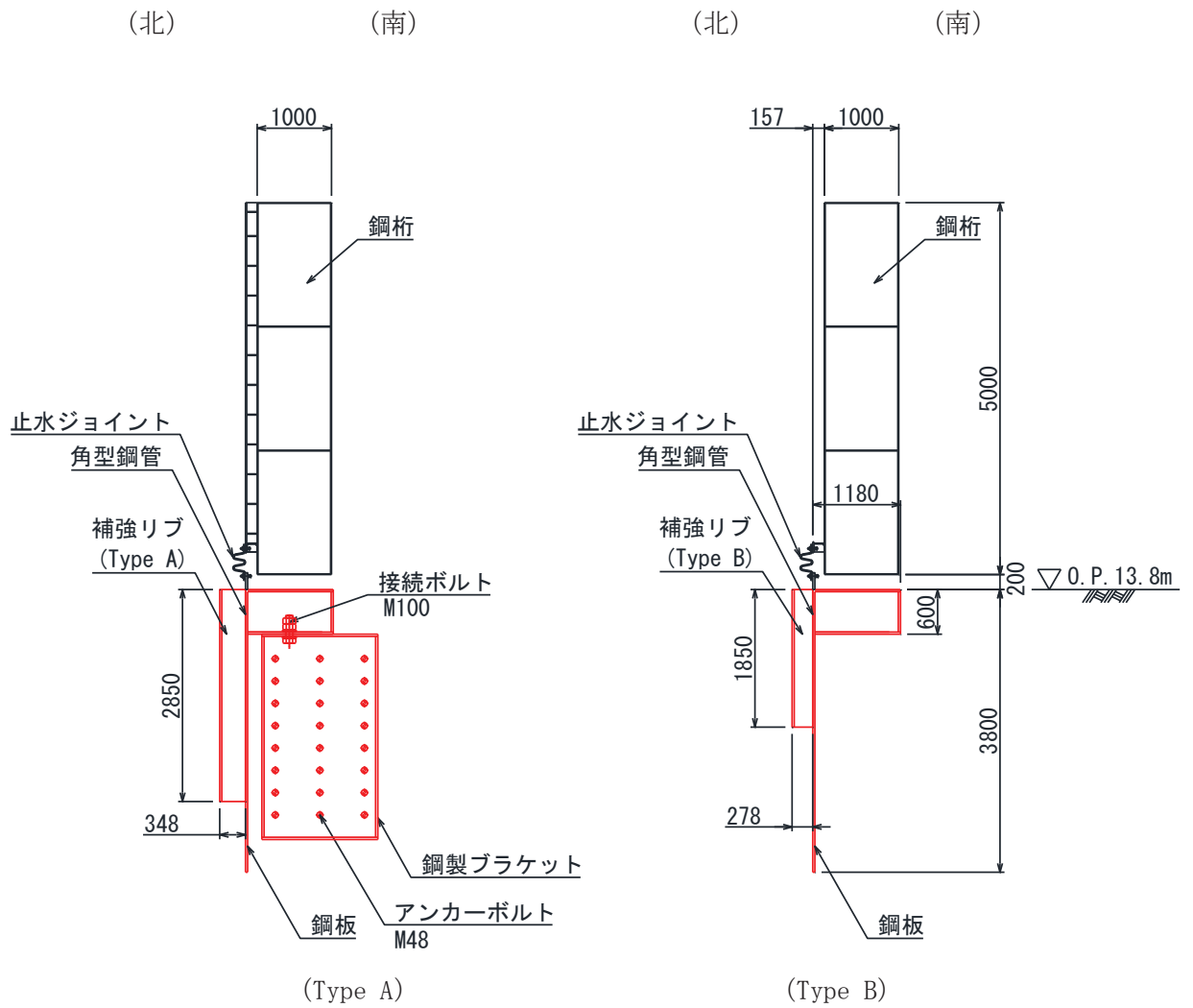
(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

部材名	材質	仕様
鋼桁2		
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図

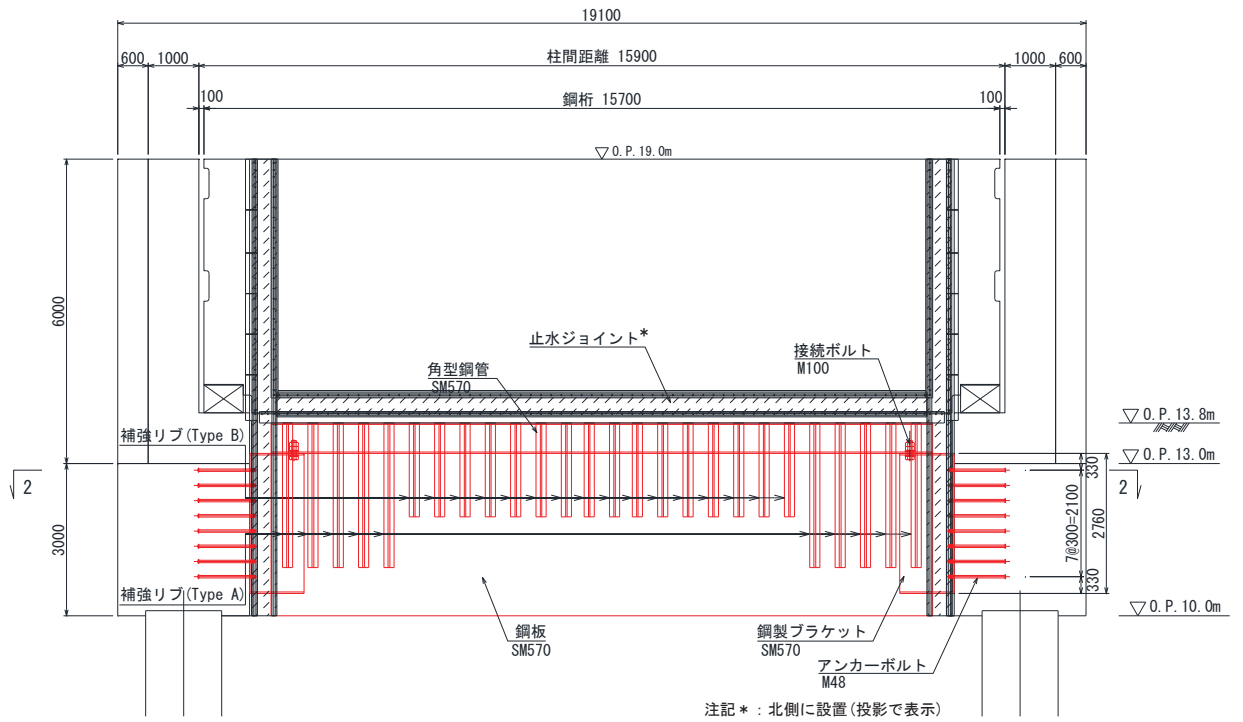


(断面図)

図 2-3 (2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図

(西)

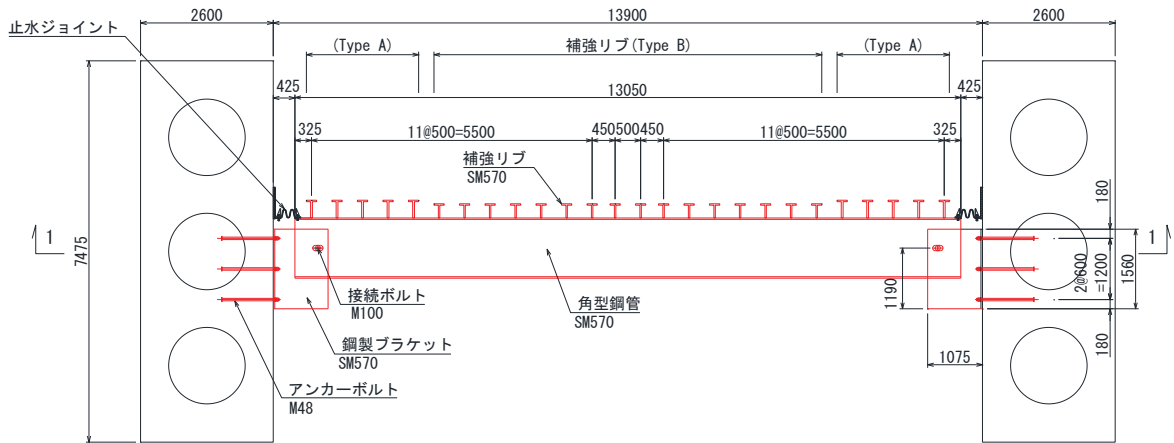
(東)



(正面図(1-1断面))

(西)

(東)



(平面図(2-2断面))

鋼桁3	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図



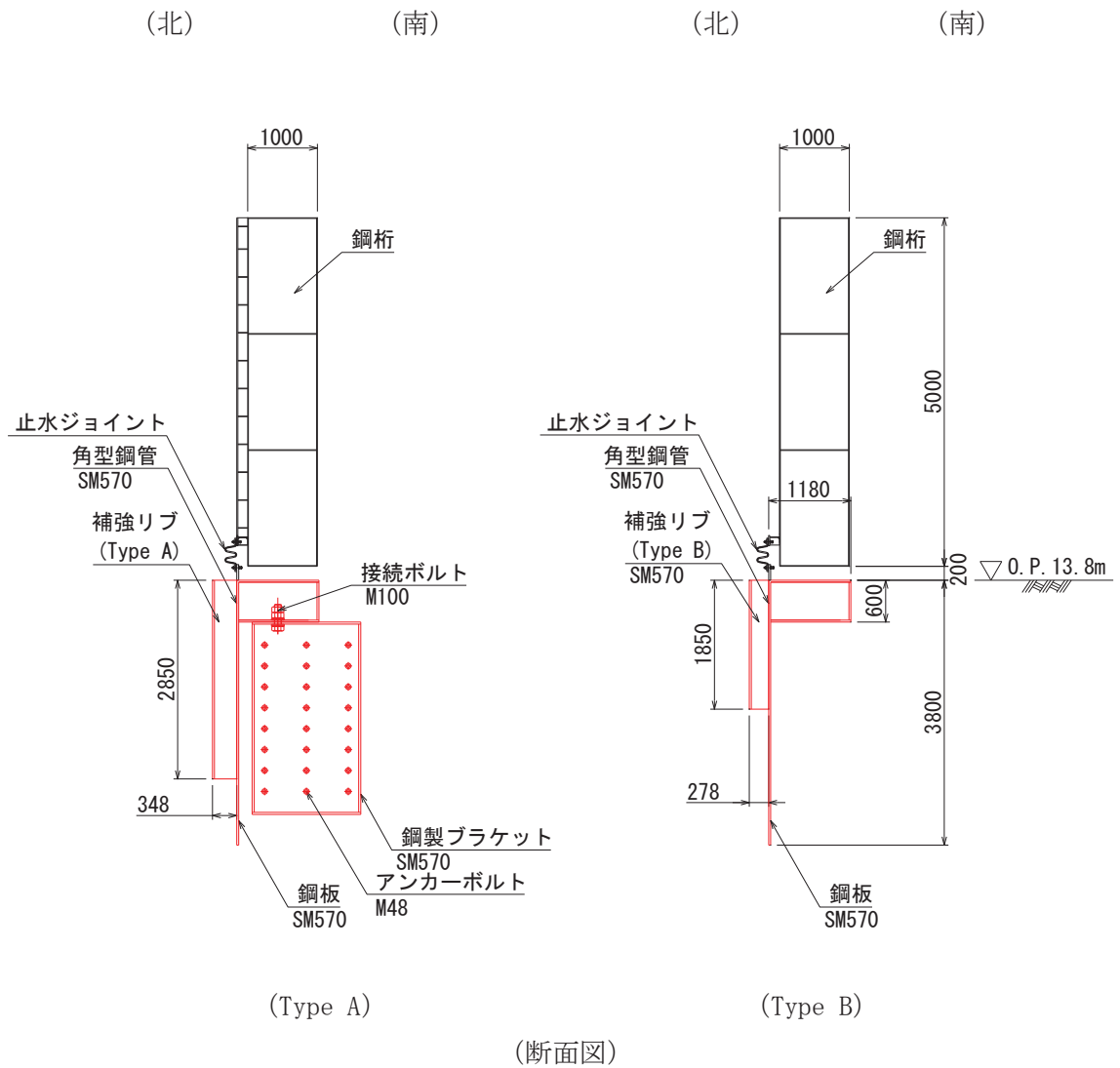
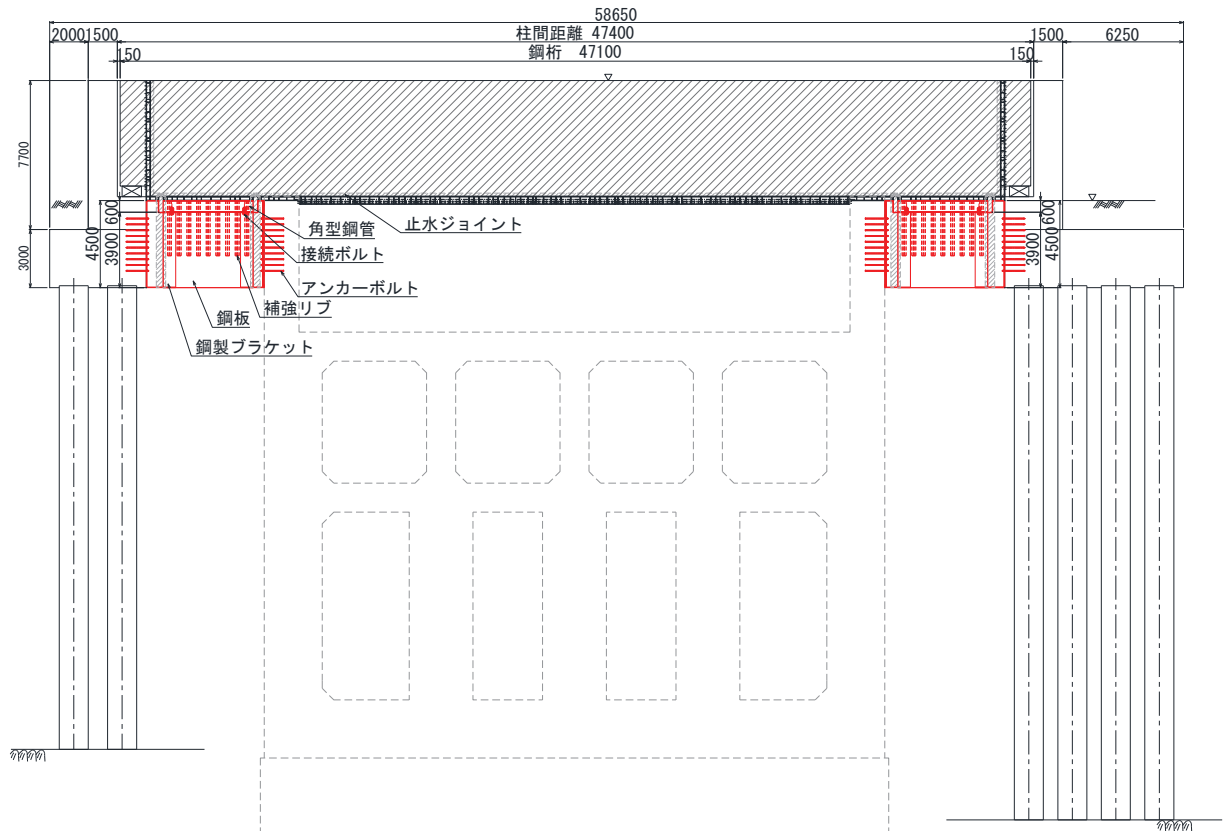


図 2-4(2) 鋼矢板（鋼桁 3）の構造図

(南)

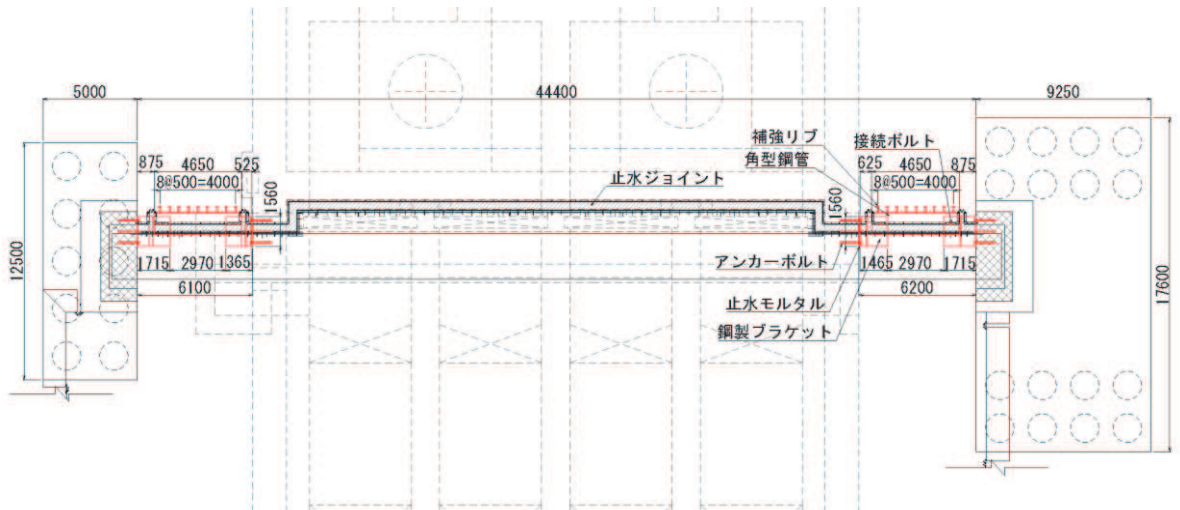
(北)



(全体正面図)

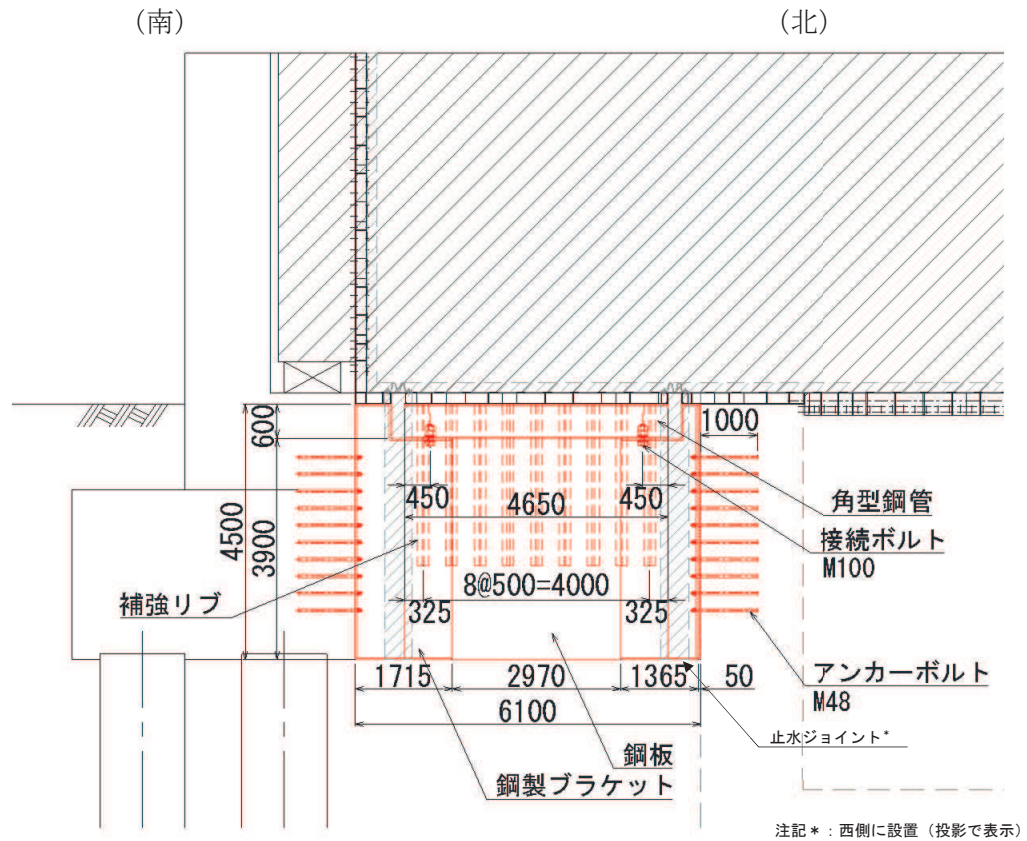
(南)

(北)

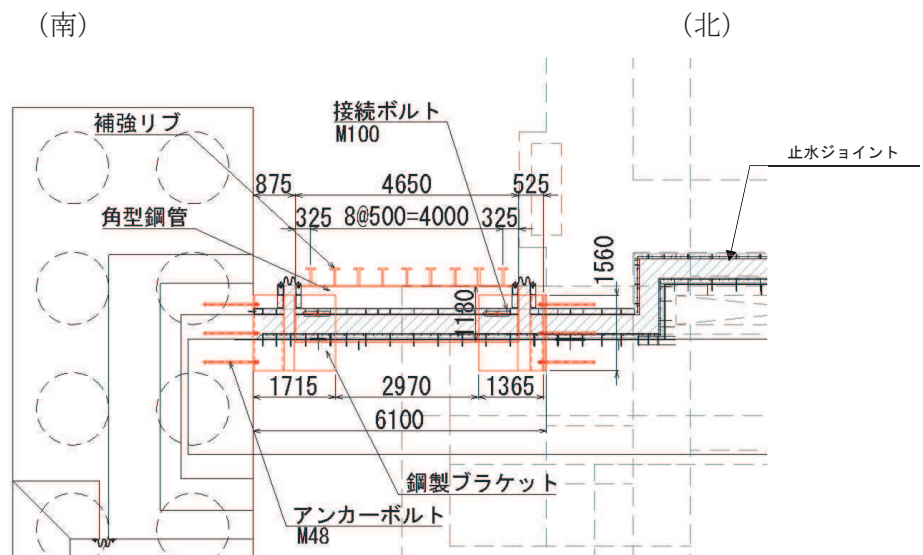


(全体平面図)

図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



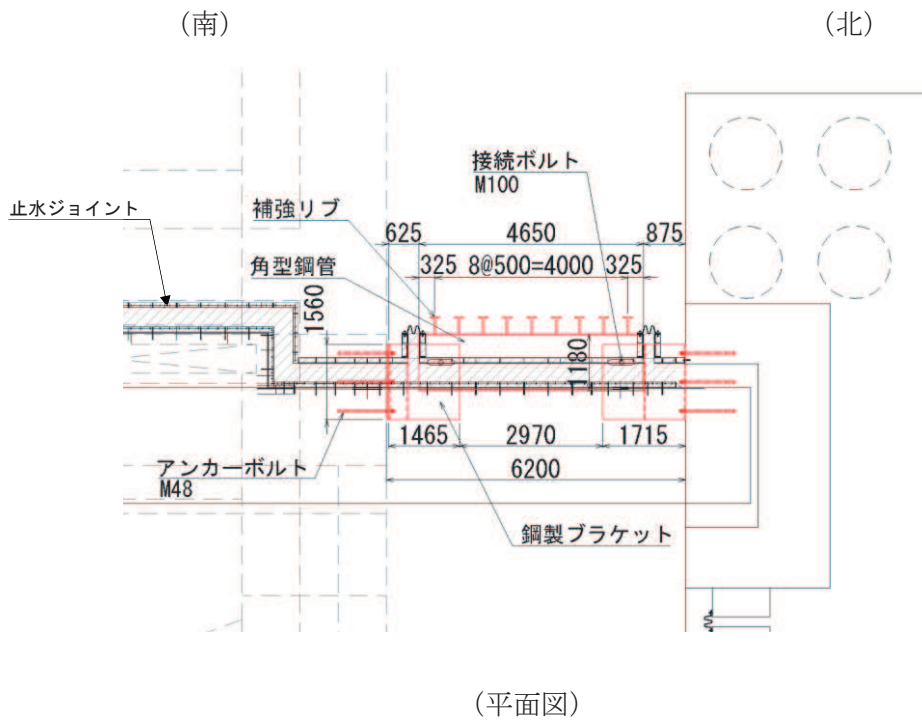
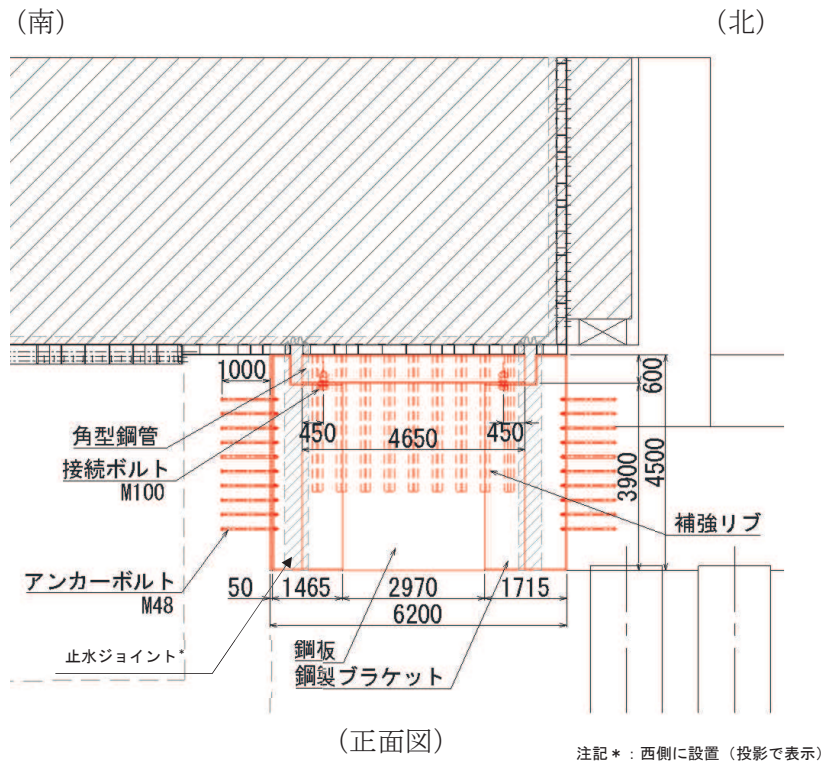
(正面図)



(平面図)

鋼桁4(南側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット(南側)	SM570	□1560×3900×30-L1715, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット(北側)	SM570	□1560×3900×30-L1365, ベースプレート40mm

図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図  
(詳細図 : 南側)



鋼桁4(北側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (南側)	SM570	□1560×3900×30-L1465, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (北側)	SM570	□1560×3900×30-L1715, ベースプレート40mm

図 2-5(3) 鋼桁板 (鋼桁 4) の構造図  
(詳細図 : 北側)

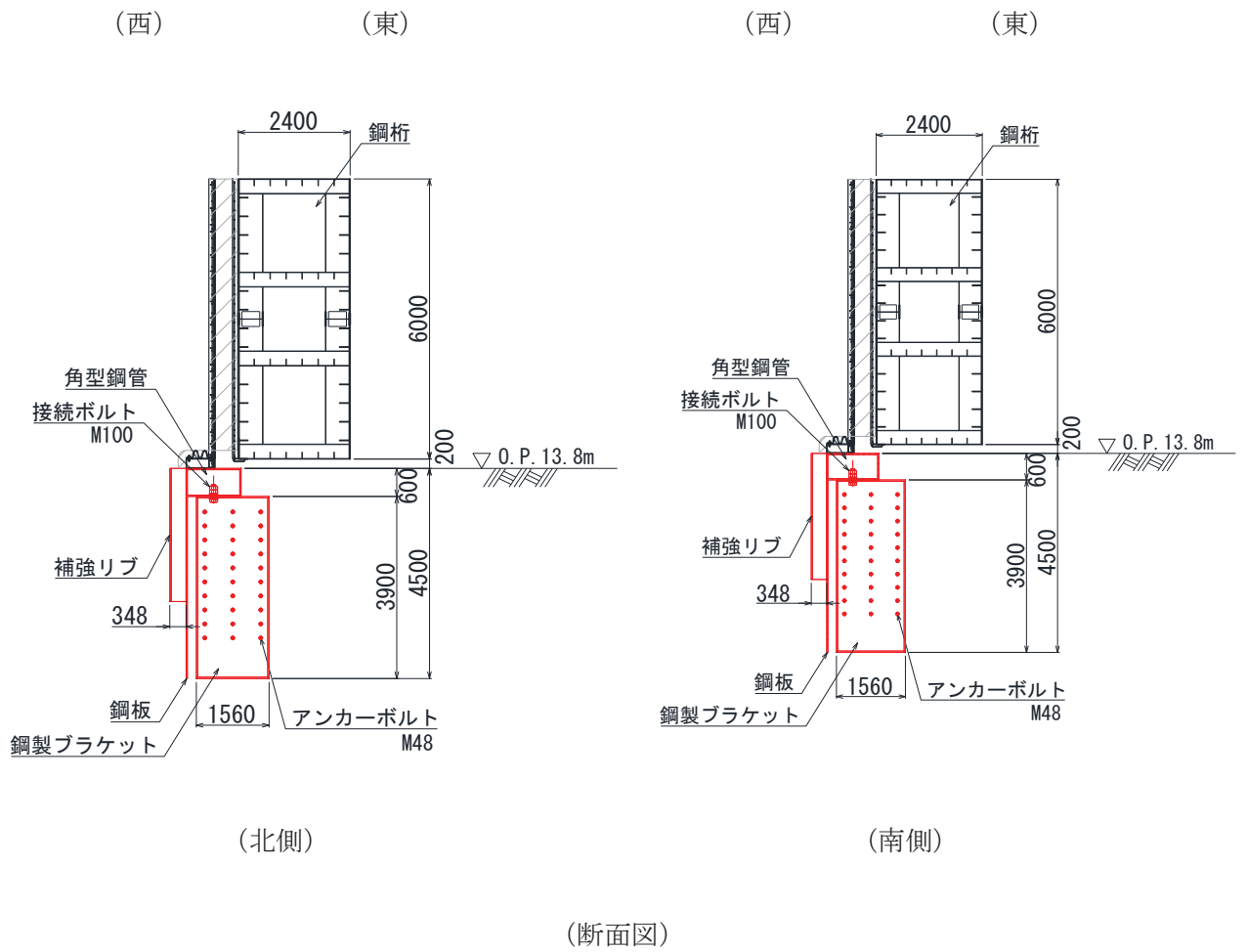
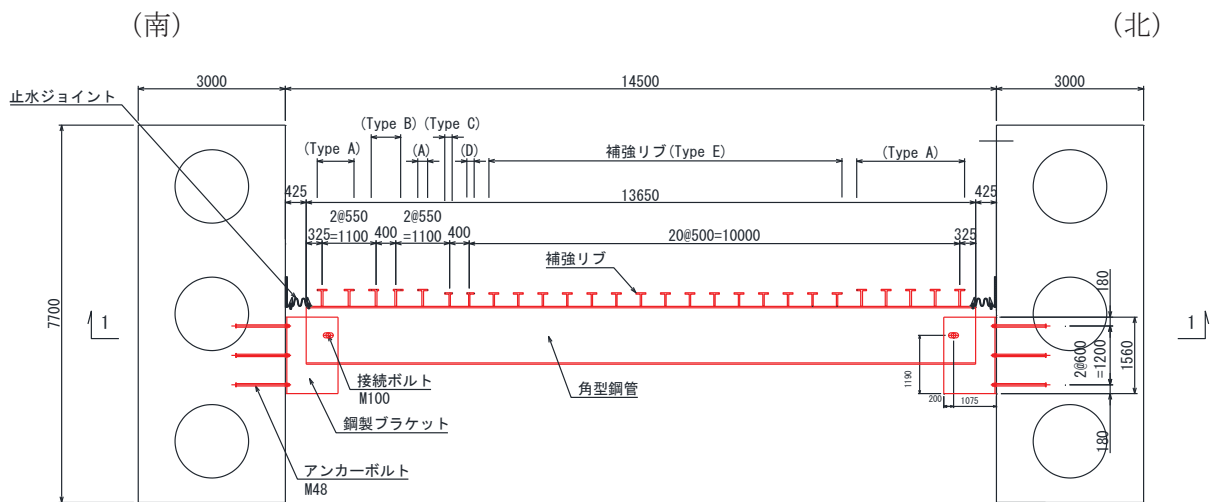
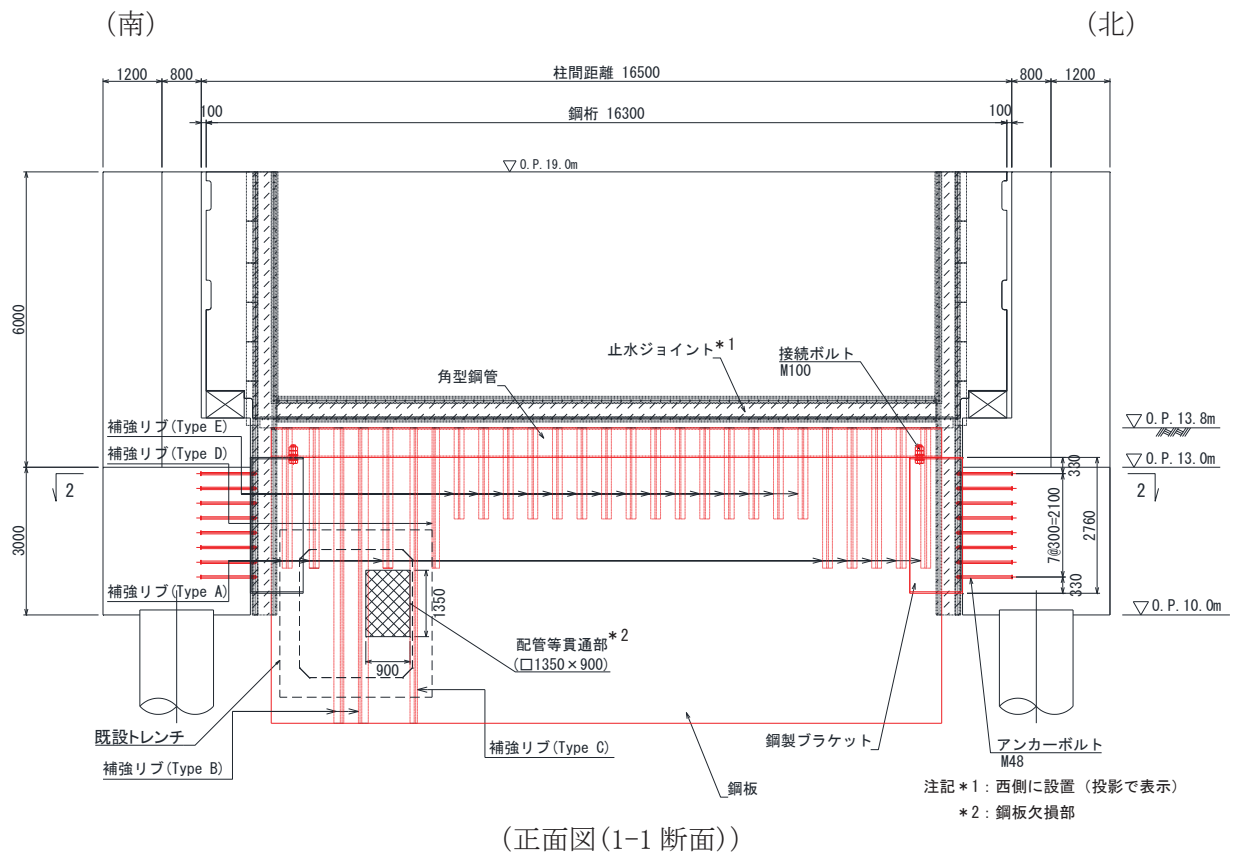


図 2-5(4) 鋼矢板（鋼桁 4）の構造図

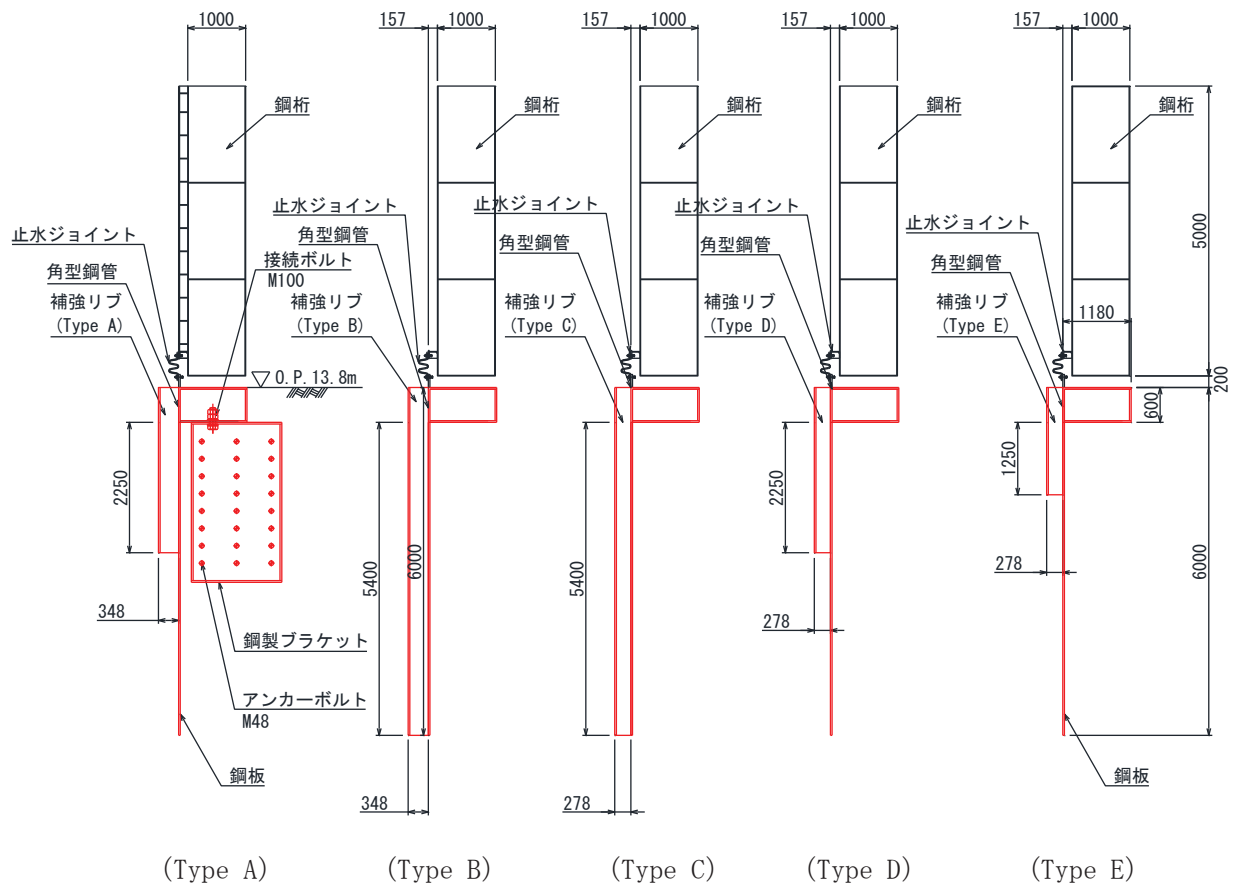


鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeD)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeE)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

図 2-6(1) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図

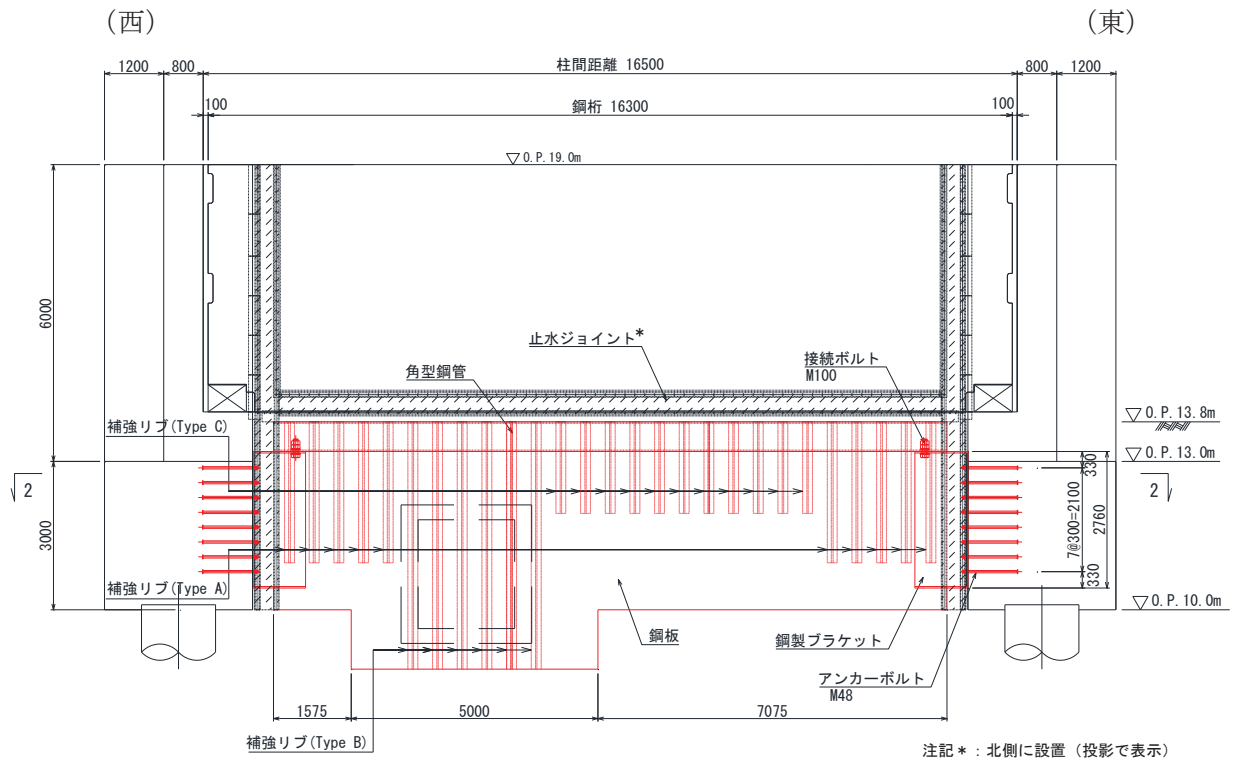
(西)

(東)

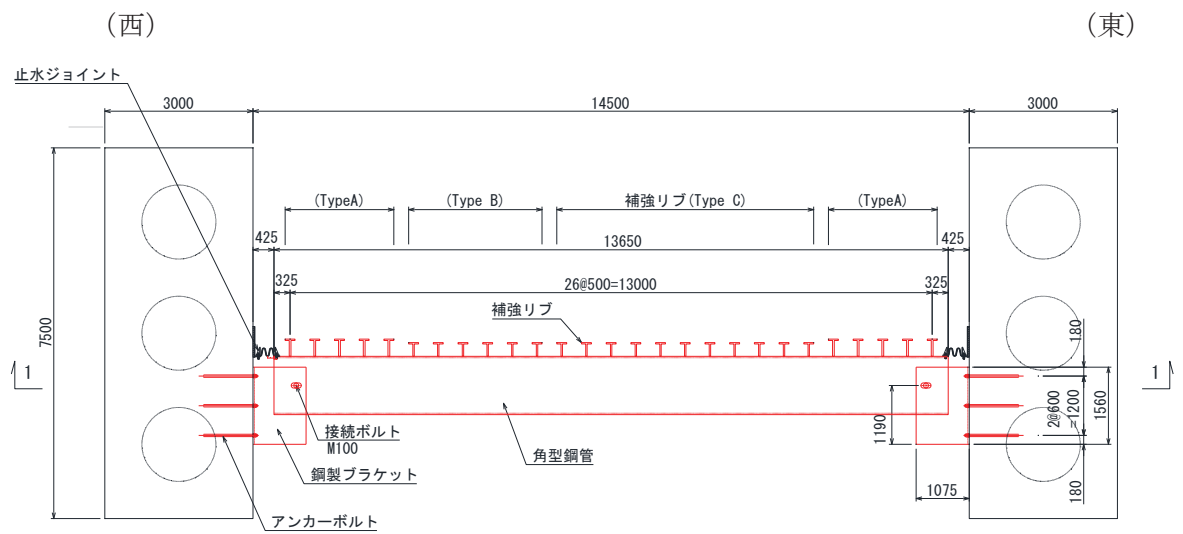


(断面図)

図 2-6 (2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1断面))



(平面図(2-2断面))

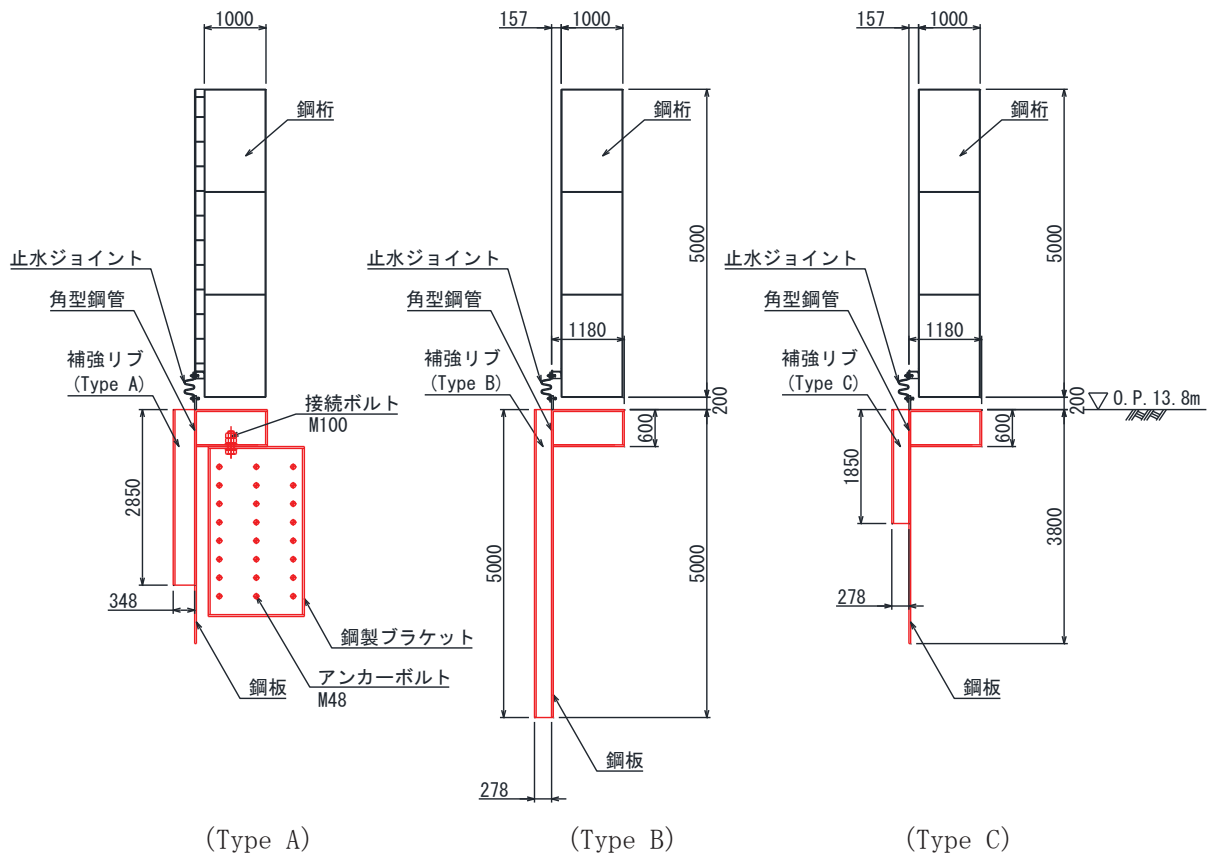
鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図



(北)

(南)

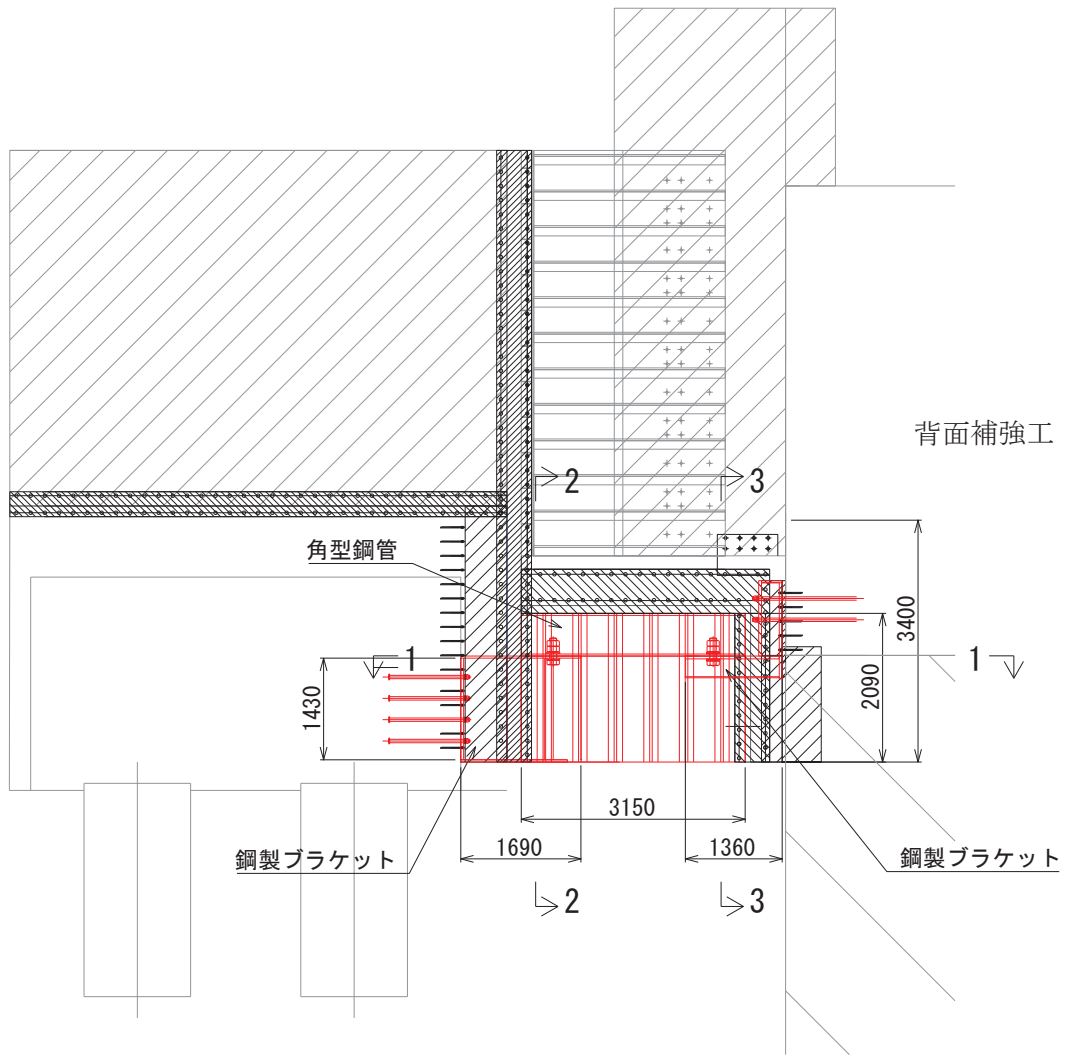


(断面図)

図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(西)

(東)

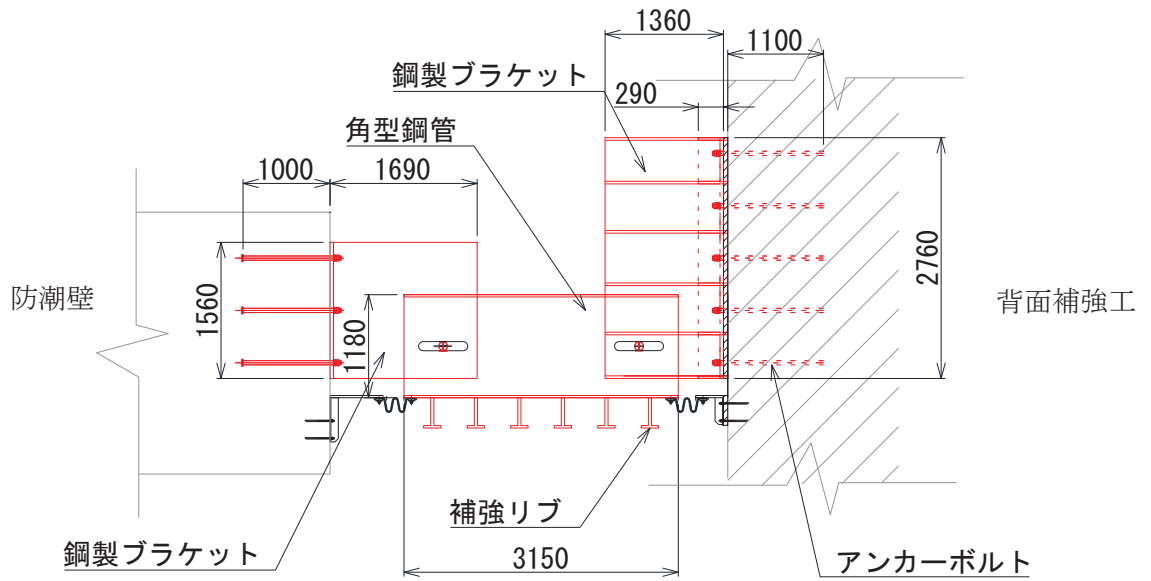


(正面図)

図 2-8(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(東)

(西)



(平面図, 1-1)

取り合い部②	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (東側)	SM570	□1560×1490×30-L1690, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (西側)	SM570	2760×1380×30-L1360、ベースプレート40mm

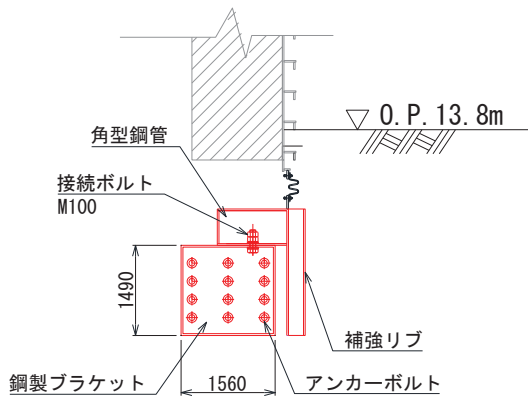
図 2-8(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(北)

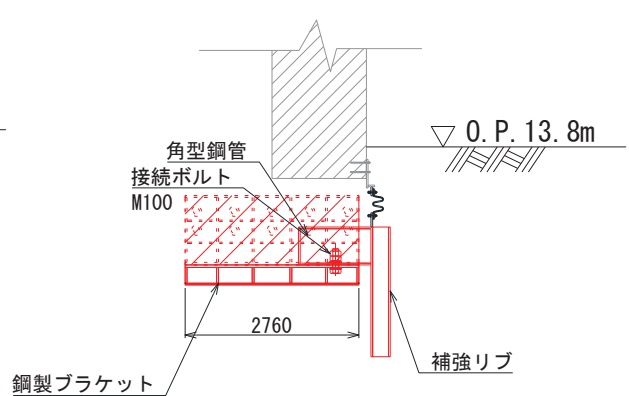
(南)

(北)

(南)



(断面図2-2)



(断面図3-3)

図 2-8(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(西)

(東)

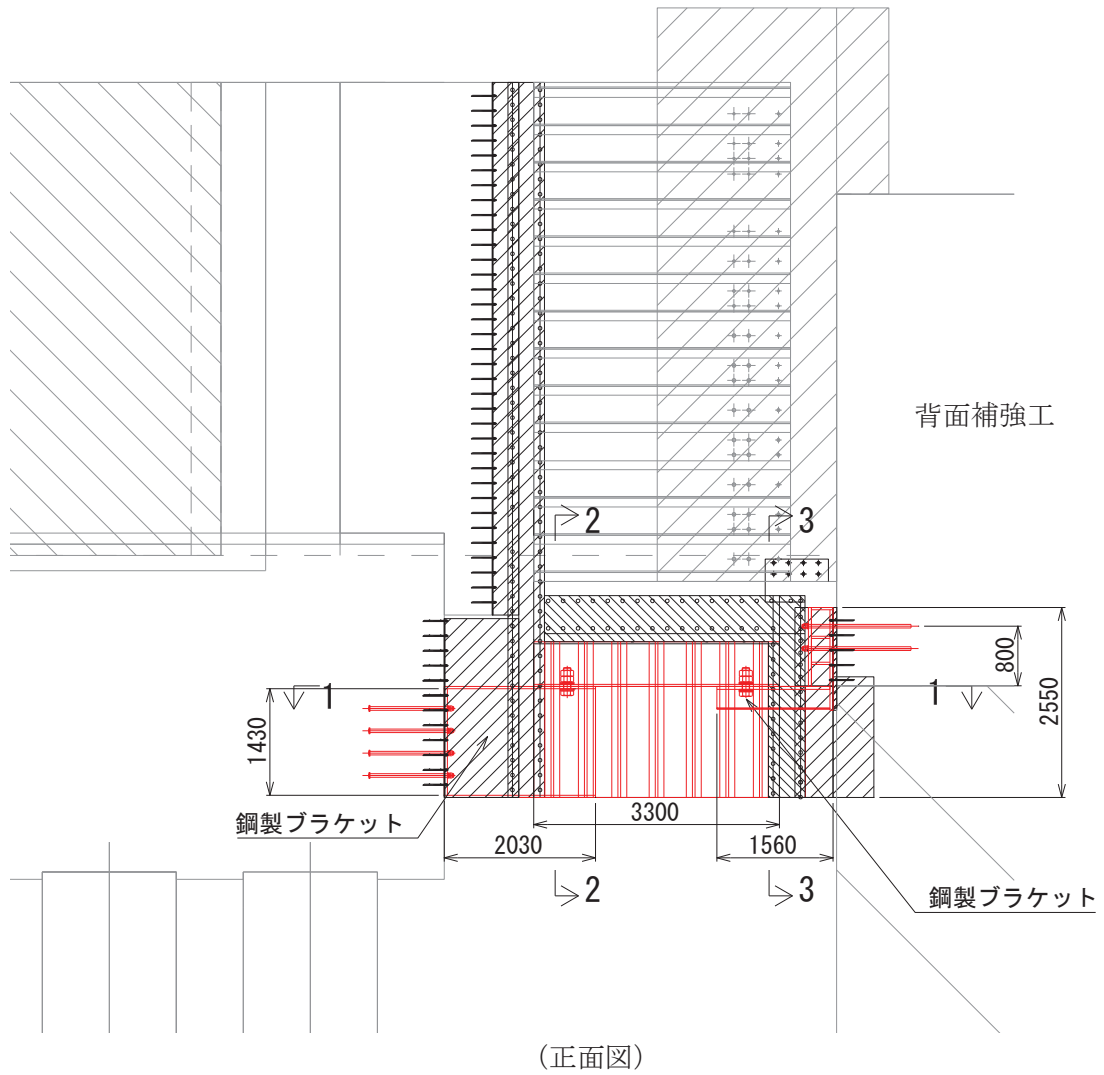


図 2-9(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図 (正面図)

(西)

(東)

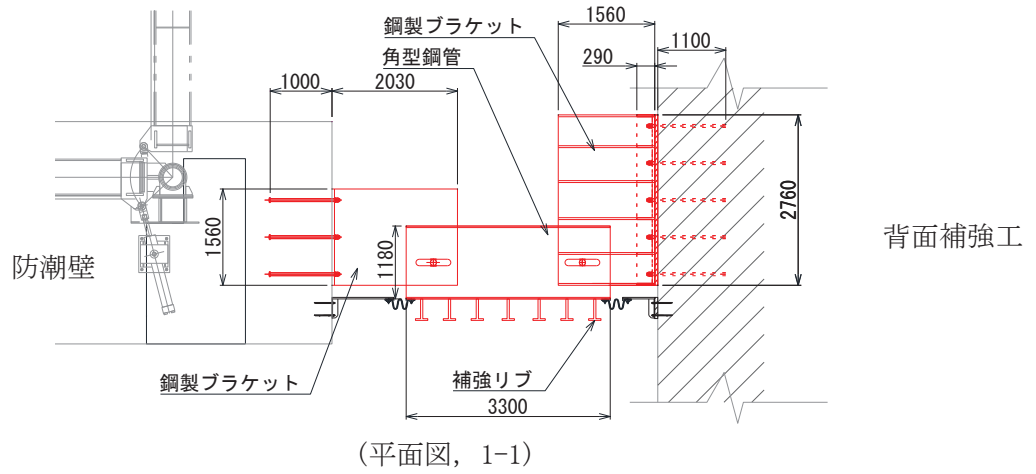


図 2-9(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

取り合い部③	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L2030, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560、ベースプレート40mm

(北)

(南)

(北)

(南)

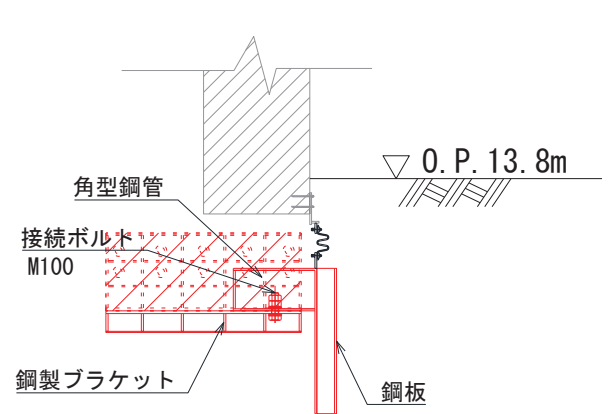
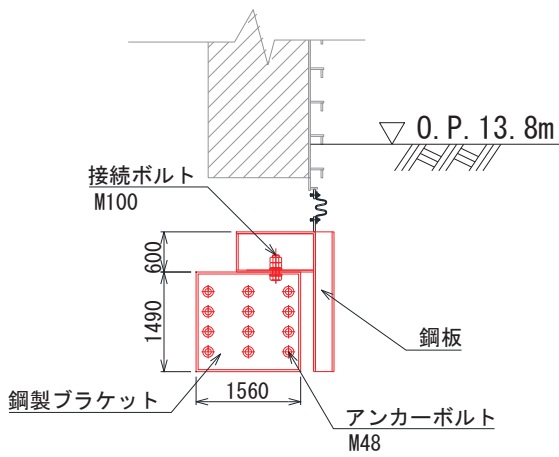
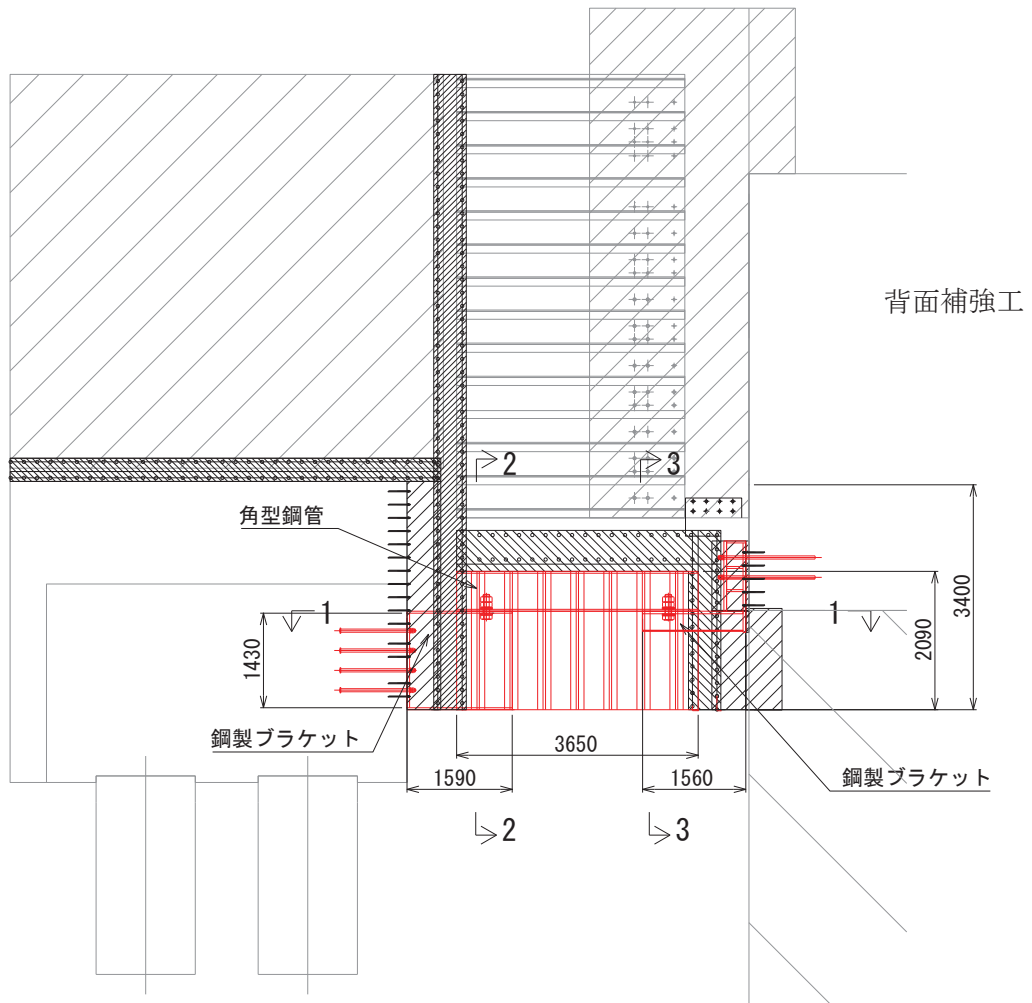


図 2-9(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図 (断面図)

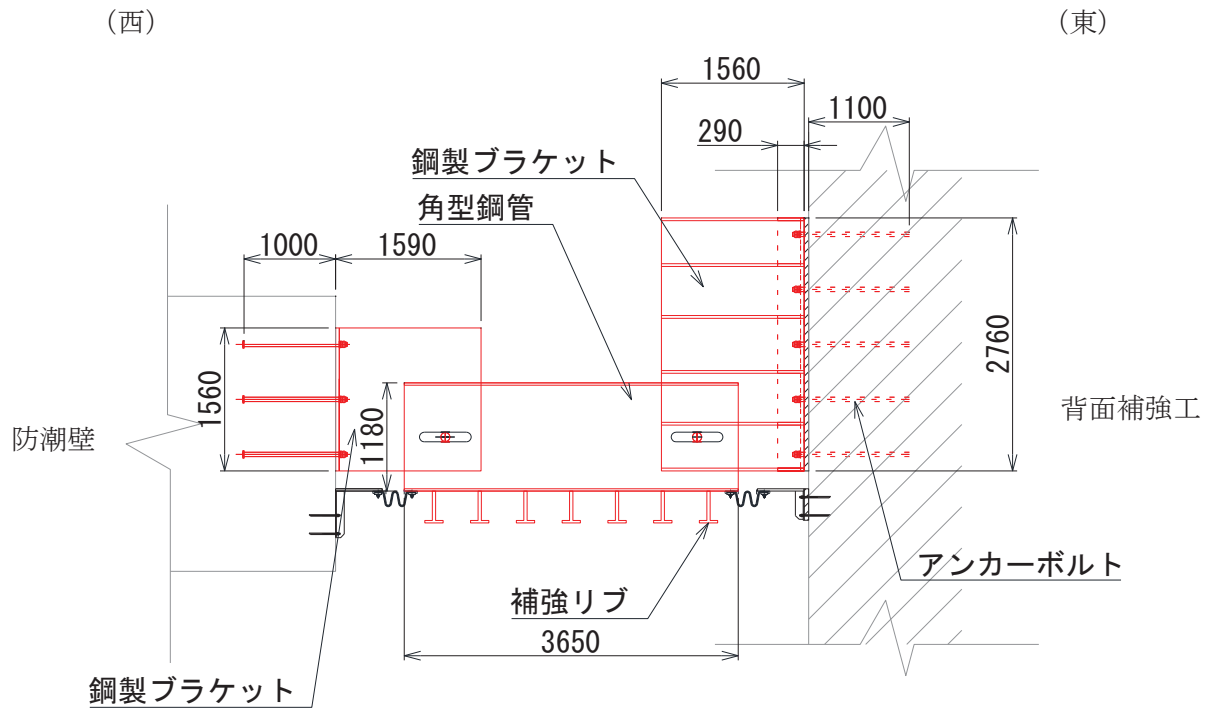
(西)

(東)



(正面図)

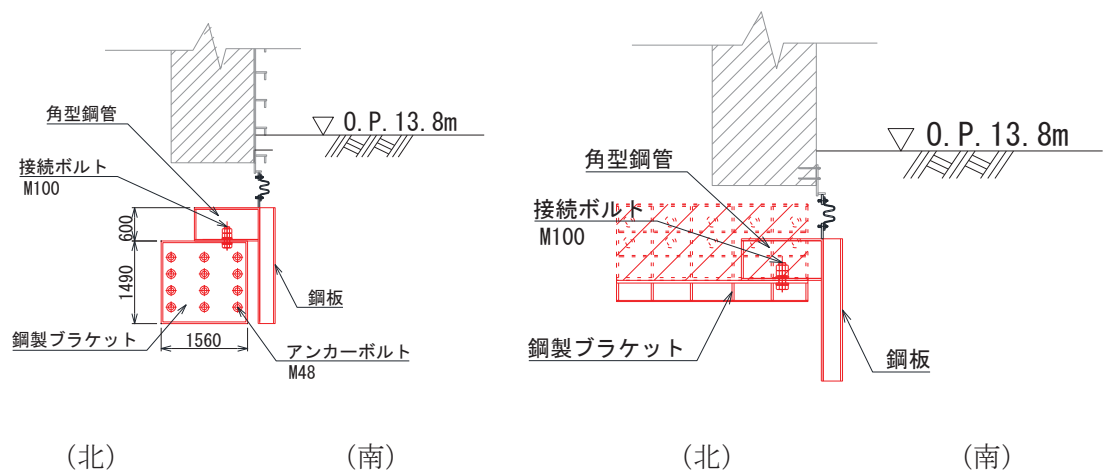
図 2-10(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図 (正面図)



(平面図, 1-1)

取り合い部④	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L1590, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560, ベースプレート40mm

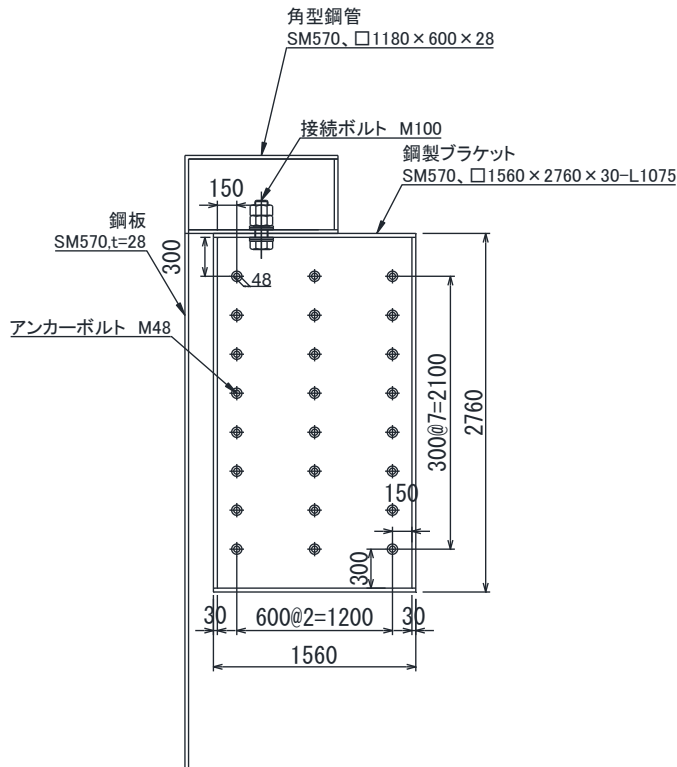
図 2-10(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



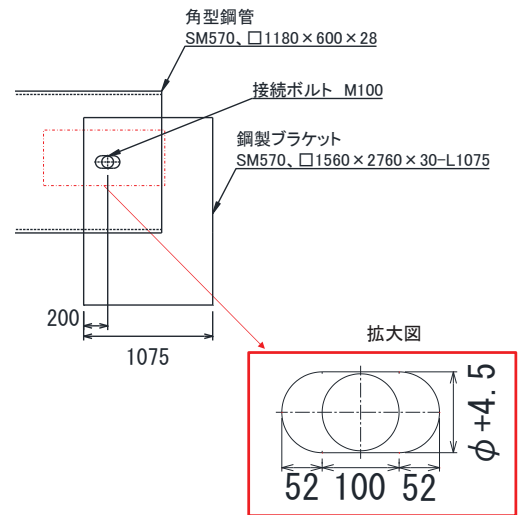
(断面図, 2-2)

(断面図, 3-3)

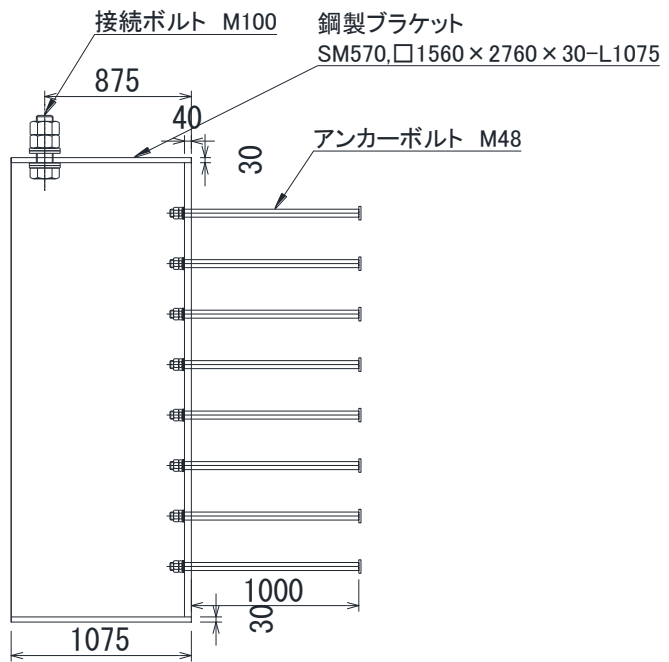
図 2-10(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



(断面図 (桁軸直交方向))



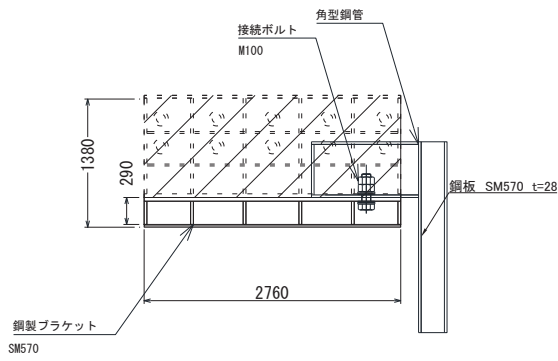
(平面図)



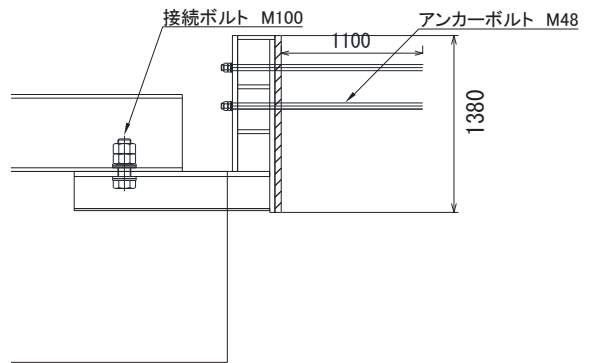
(断面図 (桁軸方向))

図 2-11(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図 (鋼桁 1~6)

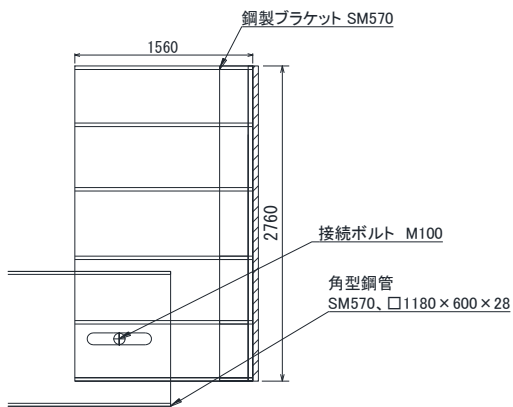




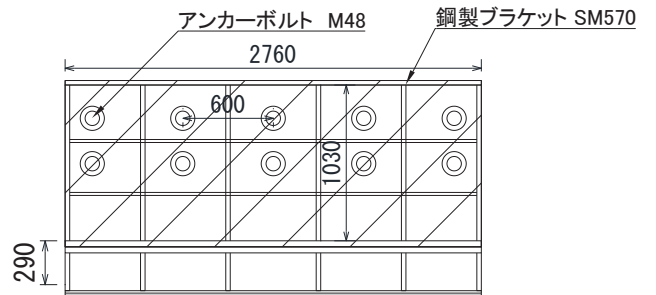
断面図（軸方向）



断面図（軸直交方向）

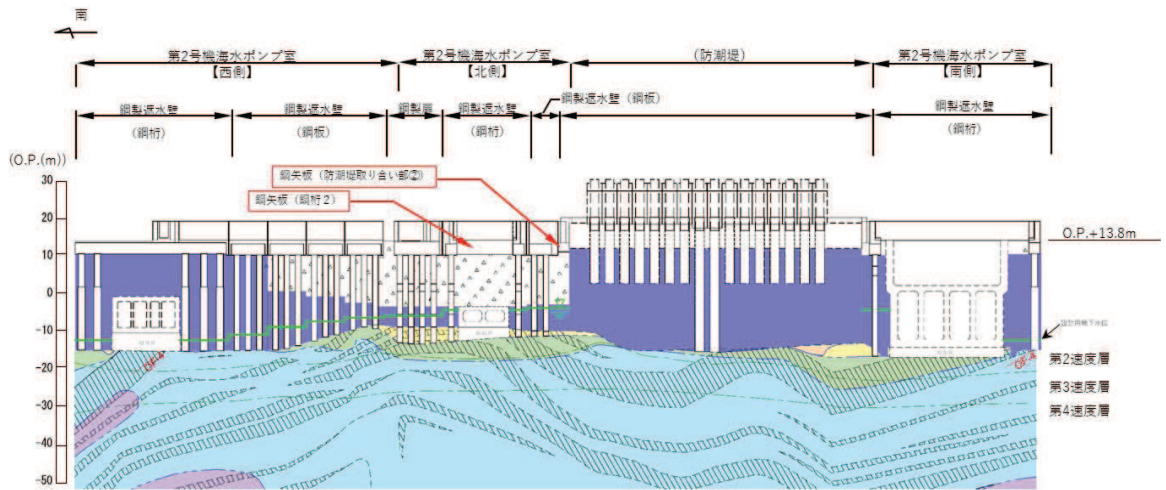


平面図

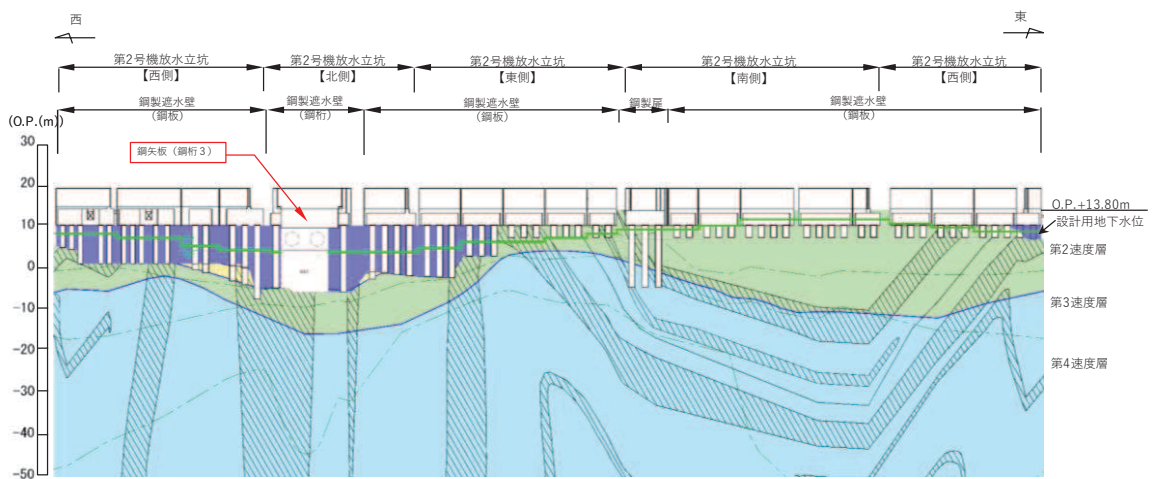


ブラケット断面図（軸方向）

図 2-11 (2) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図  
 (防潮堤取り合い部②・③・④ 防潮堤側)



(第2号機海水ポンプ室)



(第2号機放水立坑)

凡 例					
	B 級		盛 土		改良地盤等
	C+ 級		旧 表 土		設計用地下水位
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩		
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩		
	D 級		ひ ん 岩		
	岩盤分類境界		断 層		
	速度層境界		地 質 境 界		

図 2-12(1) 鋼矢板設置位置周辺の地質分布  
(鋼桁 2, 3, 防潮堤取り合い部②)



### 3. 評価方針

鋼矢板の構造強度評価は、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準じ、その構造を踏まえ、地震荷重や津波及び余震荷重の作用や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定し、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。鋼矢板の評価項目を表3-1に、健全性評価フローを図3-1に示す。

表3-1 鋼矢板の評価部位

部位	評価方法	許容限界
鋼板	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
角型鋼管	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
接続ボルト	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
鋼製ブラケット	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
アンカーボルト	引張力，せん断力に対する発生荷重が許容限界以下であることを確認	許容荷重

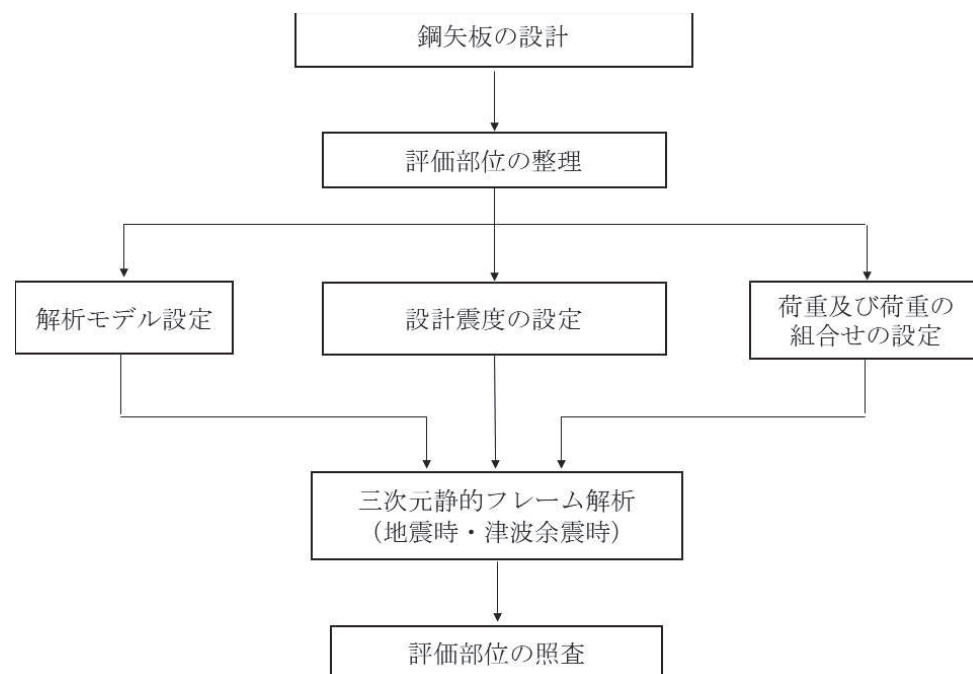


図3-1 鋼矢板の評価フロー

#### 4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。ここで、鋼矢板（鋼桁 5,6）については、第3号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良が矢板下端付近まで分布するため、この地盤改良を考慮することを基本とするが、一方でこの地盤改良が防潮壁に対する地盤の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認（参考資料2）した地盤改良幅（地盤改良高さの2倍（以下、改良幅 2D という））を有していないため、考慮しない場合（原地盤の盛土・旧表土として扱う）の影響についても確認する。

なお、防潮堤取り合い部下部の鋼矢板においては、図2-8～図2-9に示すとおり、防潮堤側の鋼製ブラケット及びアンカーボルト形状が他の鋼桁下部の鋼矢板とは異なることから、防潮堤取り合い部下部に設置する3箇所の鋼矢板のうち、水平作用荷重が最も大きい防潮堤取り合い部④を評価対象として選定する。

表4-1に評価対象断面の諸元を、表4-2に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい鋼桁5の鋼矢板を評価対象に選定する。

表4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計水平震度		スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
		地震時	重畳時		
鋼桁2	O. P. +18.6m (第2号機海水ポンプ室)	0.7	0.4	14.1m	3.8m (O. P. 10.0m)
鋼桁3	O. P. +17.9m (第2号機放水立坑)	1.3	1.1	13.1m	3.8m (O. P. +10.0m)
鋼桁4	O. P. +19.3m (第3号機海水ポンプ室)	0.7	0.4	4.65m	4.5m (O. P. +9.3m)
鋼桁5	O. P. +18.0m (第3号機放水立坑)	1.4 (1.0)* <sup>1</sup>	0.8 (0.6)* <sup>1</sup>	13.7m	6.0m (O. P. +7.8m)
鋼桁6	O. P. +18.0m (第3号機放水立坑)	1.1 (0.8)* <sup>1</sup>	0.7 (0.5)* <sup>1</sup>	13.7m	5.0m (O. P. +8.8m)
取り合い部②	O. P. +18.6m (第2号機海水ポンプ室)	2.0	1.0	3.15m	2.09m (O. P. +10.4m)
取り合い部③	O. P. +19.3m (第3号機海水ポンプ室)	2.0	1.0	3.30m	2.09m (O. P. +10.4m)
取り合い部④	O. P. +19.3m (第3号機海水ポンプ室)	2.0	1.0	3.65m	2.09m (O. P. +10.4m)

注記\*：括弧内の数値は地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

表 4-2 作用荷重\*1の整理

断面	総荷重 (kN)		単位奥行き当たりの荷重 (kN/m)	
	地震時	重畳時	地震時	重畳時
鋼桁 2	1969	1914	140	136
鋼桁 3	3022	3005	231	230
鋼桁 4	936	683	201	147
鋼桁 5	6949 (5198) *2	5575 (4486) *2	509 (381) *2	408 (329) *2
鋼桁 6	2841 (2193) *2	2461 (2387) *2	208 (161) *2	180 (175) *2
取り合 い部②	817	369	259	82
取り合 い部③	854	385	259	78
取り合 い部④	939	424	257	70

注記\*1：地震時は風荷重と地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

\*2：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

## 5. 荷重及び荷重の組合せ

### 5.1 荷重の設定

鋼矢板の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の外→内方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

なお、地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ、それによって鋼板等に負の周面摩擦力が作用する可能性がある。負の周面摩擦力については、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」において「v）検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは、負の周面摩擦力が作用している地盤中であっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり、場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。」との記載があり、一般的には常時における評価が求められているものと判断される。しかしながら、地震時の挙動と負の周面摩擦力の影響については、必ずしも明確になっていないとも考えられることから、地震時並びに重畳時における設計成立性を把握するため、負の周面摩擦力を節点荷重として保守的に線形足し合わせで加えた場合の影響評価を行う。

ここで、評価対象に選定した鋼矢板（鋼桁 5）は、前述のとおり、矢板下端付近から岩盤上面まで地盤改良により盛土が分布しないため、有意な地盤沈下が生じず負の周面摩擦力の影響が生じない。しかし、評価対象に選定していない鋼矢板（鋼桁 2）においては地盤沈下が生じる可能性があるため、設計代表性の観点から、負の周面摩擦力が鋼板等へ生じる場合の影響評価を行う。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、鋼矢板自重を考慮する。

#### (2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N}/\text{m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に  $0.98\text{kN}/\text{m}^2$  を考慮する。

#### (3) 風荷重 ( $P_k$ )

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

(4) 地震荷重 (S s)

基準地震動 S s による荷重 (慣性力, 地震時土圧) を考慮する。

a. 地震による慣性力

地震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 地震時土圧

地震時土圧は, 「道路橋示方書 (V耐震設計編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_S)$$

ここで, 土圧係数  $K_{EA}$  は以下の式により算定する。

$$K_{EA} = 0.24 + 1.08 K_H$$

(5) 浸水津波荷重 (P h)

浸水津波荷重については, 設計用津波水位 (入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位) に基づく静水圧を考慮する。なお, 浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし, 保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

(6) 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, 動水圧及び地震時土圧を考慮する (重畳時のみ)。

a. 余震による慣性力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

c. 余震による地震時土圧

余震時の地震土圧は, (4)地震時荷重と同様の方法により算定する。

地震力の算出に用いる設計震度  $K_H$ ・ $K_{HSd}$  及び  $K_V$ ・ $K_{VSd}$  については, 「3.3.3 設計用地震力」に示す。

(7) 負の周面摩擦力

揺すり込み沈下による負の周面摩擦力として, 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 鋼矢板 (鋼桁 5) において地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮条件とし周面摩擦力の総和として算定した上で, 鉛直方向荷重として鋼板の自重に足し合わせる。



(負の周面摩擦力の算定方法)

負の周面摩擦力は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，最大周面摩擦力度として算定し，軸方向荷重として考慮する。なお，中立軸位置については，保守的に沈下対象層である盛土の下端（岩盤上面又は改良地盤上面）として算定する。

評価に用いる負の周面摩擦の算出結果を図5.1-1に示す。

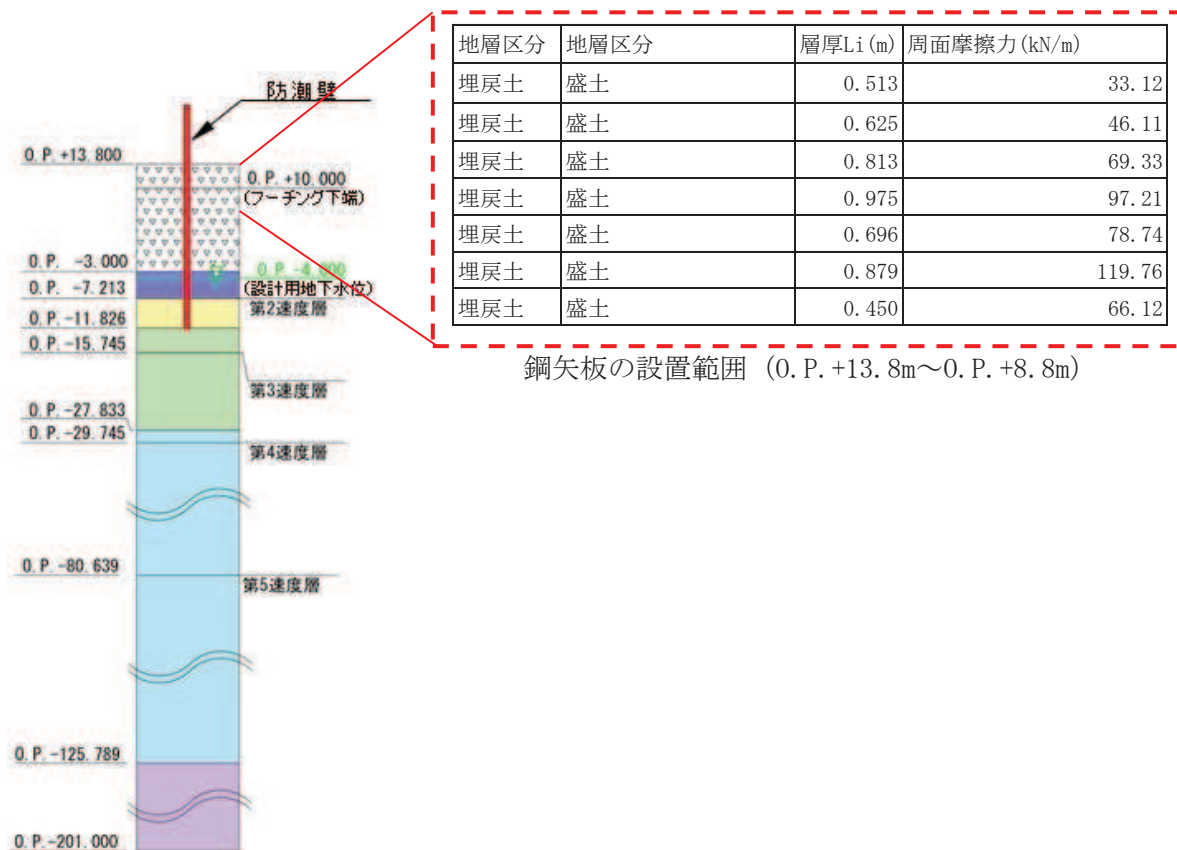


図5.1-1 負の周面摩擦力の算定結果

## 5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5.2-2 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。ここで、主たる荷重は地震時においては土圧、重畳時においては津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

なお、防潮堤取り合い部の鋼製ブラケット及びアンカーボルトに対する評価においては、形状が左右対称であるため、荷重の方向性が評価結果に影響を与えないことから一方向のみ実施する。また、重畳時の評価については、地中部に設置するため津波の影響を受けないことから、評価については地震時に包含されるため評価は省略する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ（地震時）

区分	荷重の組合せ
地震時①	$G + P_s + P_k + S_s$
地震時②	$G + P_s + P_k + S_s$ (負の周面摩擦力を考慮)

G : 固定荷重  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重  
 P<sub>k</sub> : 風荷重  
 S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ（地震時）

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。*1
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		—	つり合うため考慮しない。
	外水圧		—	外水はないため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。*2
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	外水及び内水はないため考慮しない。
	負の周面摩擦力		○	揺すり込み沈下による負の周面摩擦力を考慮する（地震時②）。

注記\*1：防潮堤取り合い部については地中部のため角型鋼管上部の土被り荷重を考慮する。

\*2：防潮堤取り合い部については地中部のため考慮しない。

表 5.2-1(3) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時①	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$
重畳時②	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$ (負の周面摩擦力含む)

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 5.2-1(4) 荷重の組合せ (重畳時)

種別	荷重	算定方法
永久荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
	常時考慮荷重 機器・配管自重	－ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
	土被り荷重	－ 土被りはないため考慮しない。
	積載荷重	－ 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧	－ つり合うため考慮しない。
	外水圧	－ 外水はないため考慮しない。
	内水圧	－ 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重	○ 積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
風荷重	○ 風荷重を考慮する。	
偶発荷重	浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
	余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
	余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による動水圧を考慮する。
	負の周面摩擦力	○ 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力を考慮する (重畳時②)。

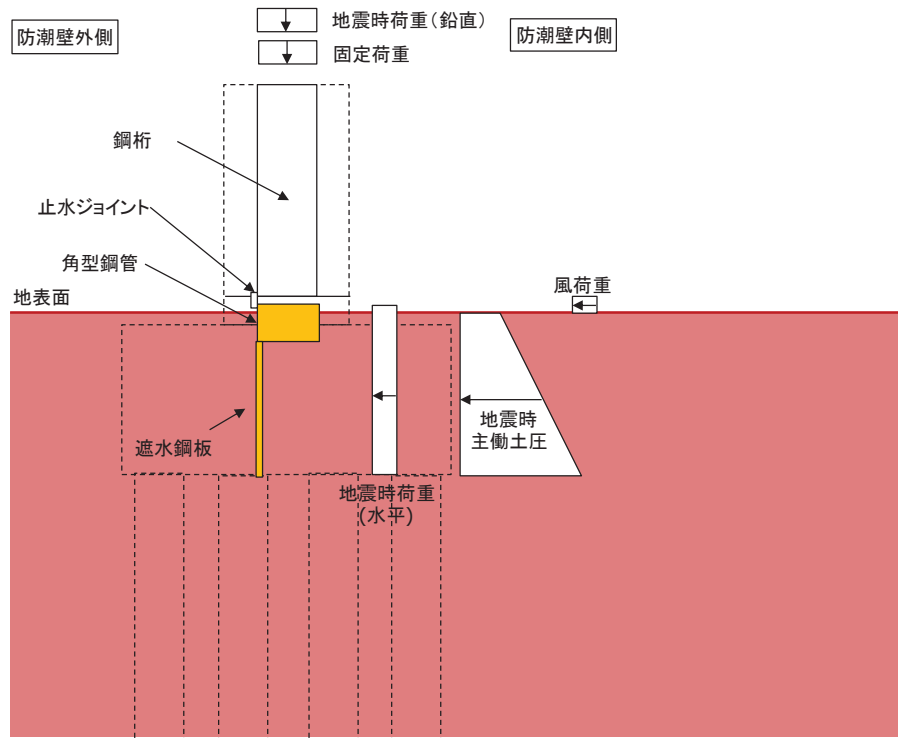


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時①) (鋼桁 1~6)

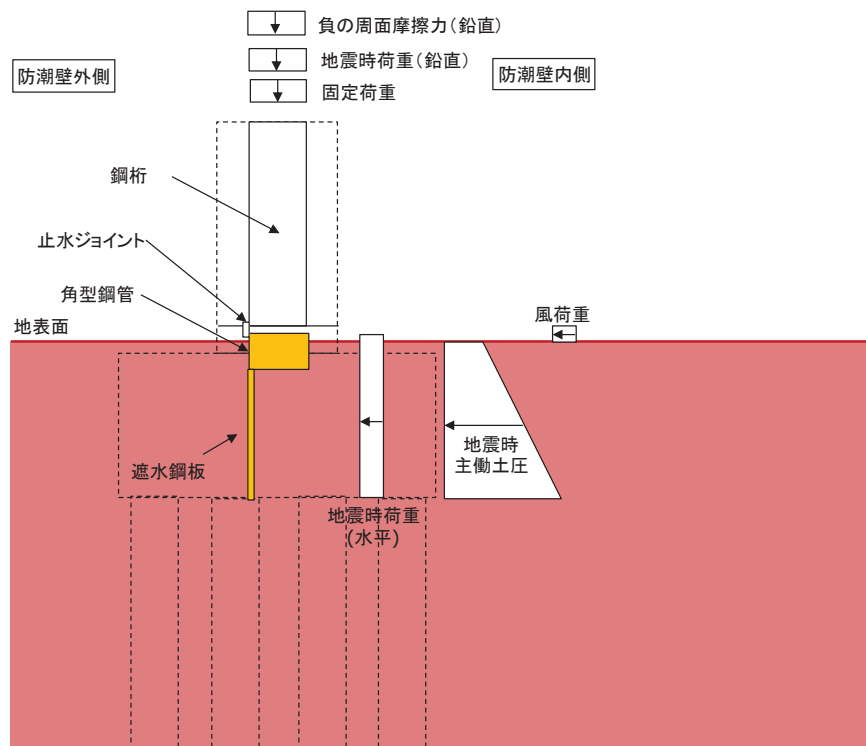


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (地震時②) (鋼桁 1~6)

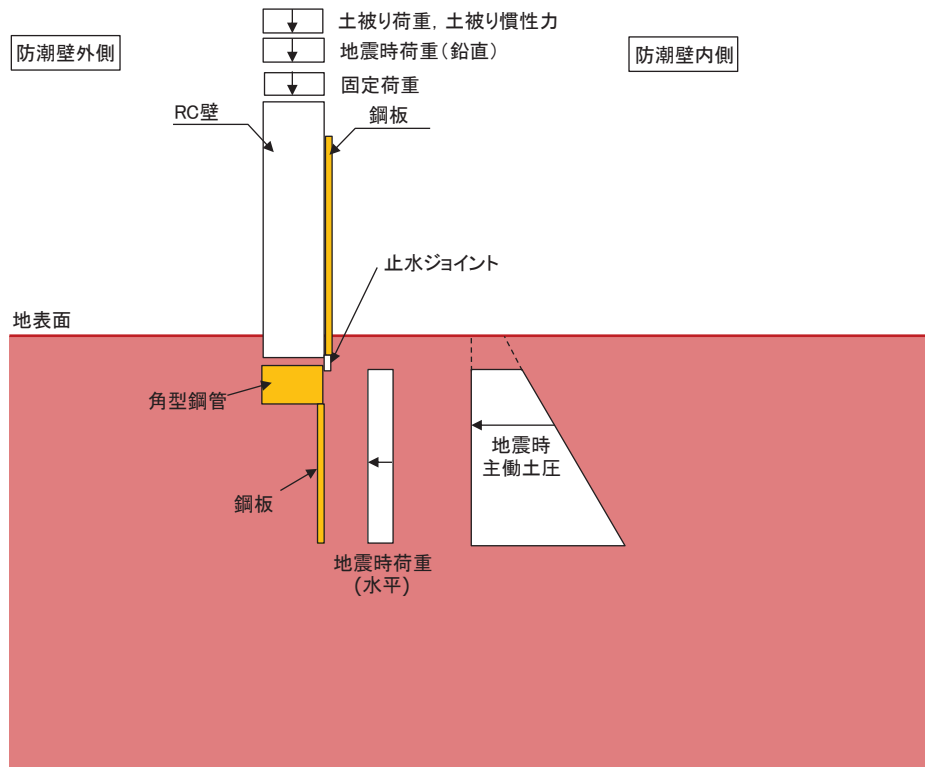


図 5.2-1(3) 荷重の概念図 (地震時①) (防潮堤取り合い部②・③・④)

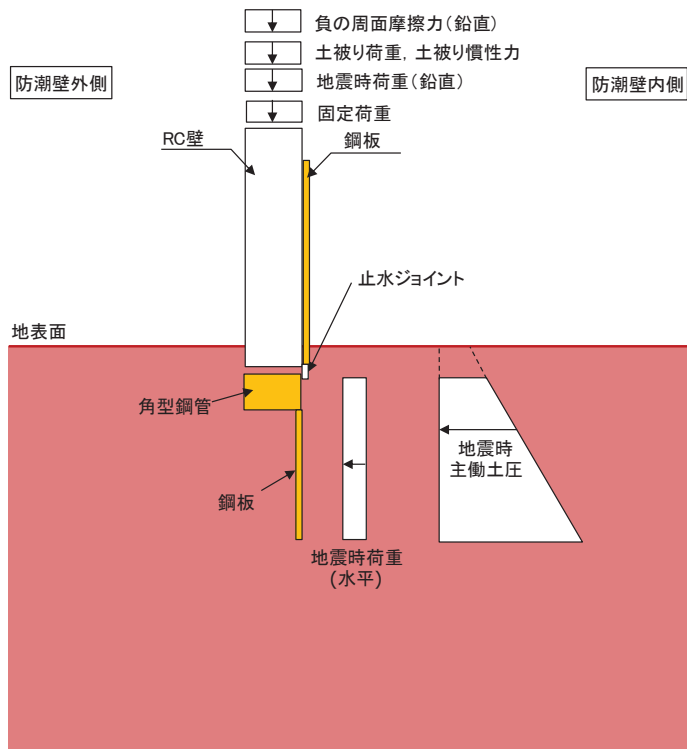


図 5.2-1(4) 荷重の概念図 (地震時②) (防潮堤取り合い部②・③・④)

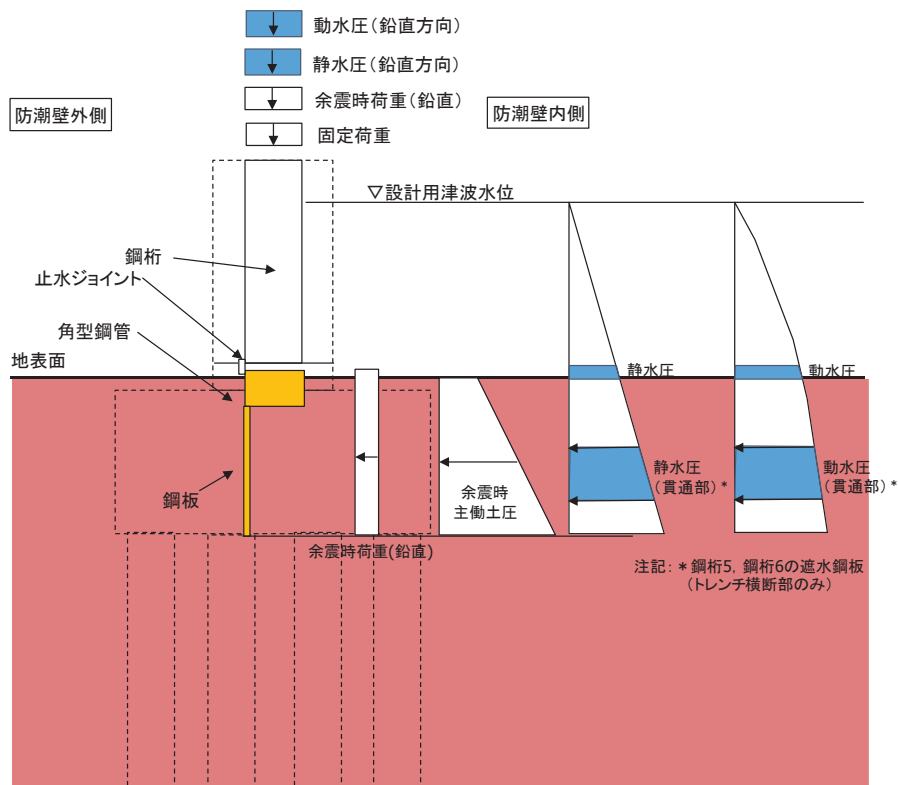


図 5.2-1(5) 荷重の概念図 (重畳時①)

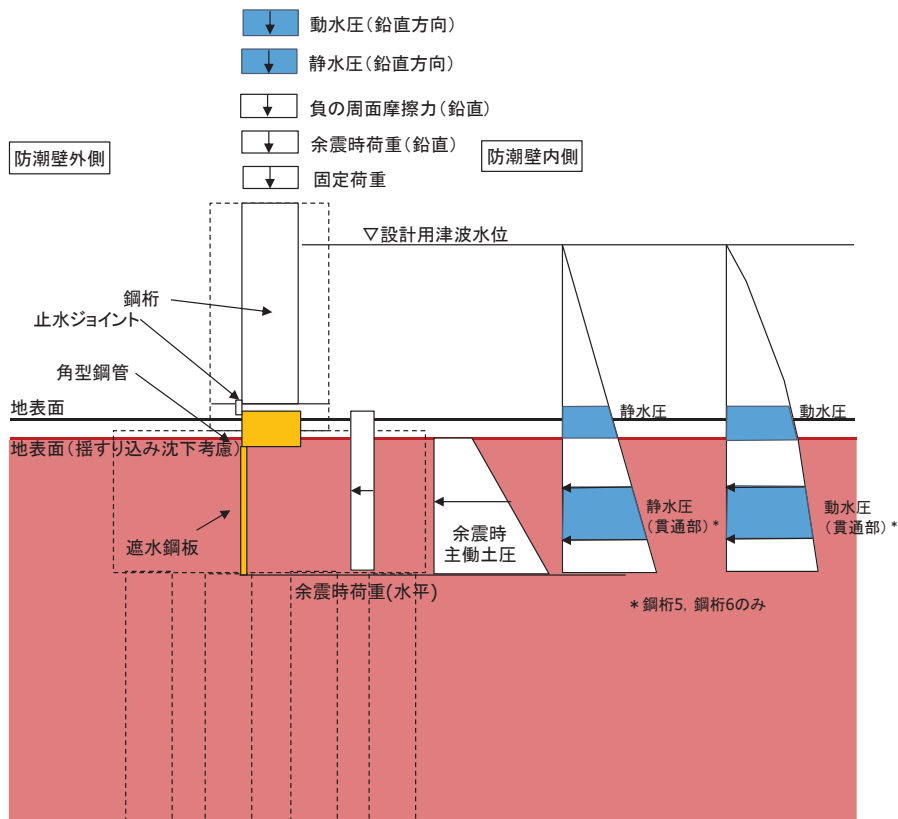


図 5.2-1(6) 荷重の概念図 (重畳時②)

表 5.2-2 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時①	○	○
地震時②	(+1.0 S <sub>sH</sub> , +0.4 S <sub>sV</sub> )	(-1.0 S <sub>sH</sub> , +0.4 S <sub>sV</sub> )
重畳時①	○	—
重畳時②	(+1.0 S <sub>dH</sub> , +0.4 S <sub>dV</sub> )	—

\*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S<sub>sH</sub> (S<sub>dH</sub>) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S<sub>sV</sub> (S<sub>dV</sub>) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重



### 5.3 設計用地震力

鋼矢板（鋼桁5）の設計震度は、鋼矢板を支持する防潮壁の鋼製遮水壁（鋼桁5）（フーチング）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する地盤の加速度の両者を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧並びに動水圧を算定するための設計震度を設定する。

ここで、鋼製遮水壁（鋼桁）は、概ね左右対称な構造であり、また、地盤応答を成層地盤で扱うことの妥当性について参考資料2にて検証しているため、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられるため、全ての基準地震動  $S_s$  又は 弾性設計用地震動  $S_d-D2$  に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析ケースを表5.3-1に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁5）の加速度応答の算定は「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」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。

鋼矢板（防潮堤取り合い部④）の設計震度は、鋼矢板同様の考え方により、支持する背面補強工部の加速度と当該位置における地盤の加速度を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧を算定するための設計震度を設定する。背面補強工部の加速度は、主たる荷重である土圧の作用方向が同じであるため、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」における防潮堤取り合い部の設計震度（防潮堤の背面補強工部の応答加速度より設定）とする。地盤の加速度応答は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」により算定する。

フーチング震度抽出モデルを図5.3-1、地震応答解析の実施個所を図5.3-2に、地震応答解析の結果を表5.3-2に、設定した設計震度を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性		設計基準強度		設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	基準地震動 S s (7波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。		
	S s - D 2	++	○			
	S s - D 3	++	○			
	S s - F 1	++	○			
	S s - F 2	++	○			
	S s - F 3	++	○			
	S s - N 1	++	○			

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-1(2) 重畳時における解析ケース

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

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

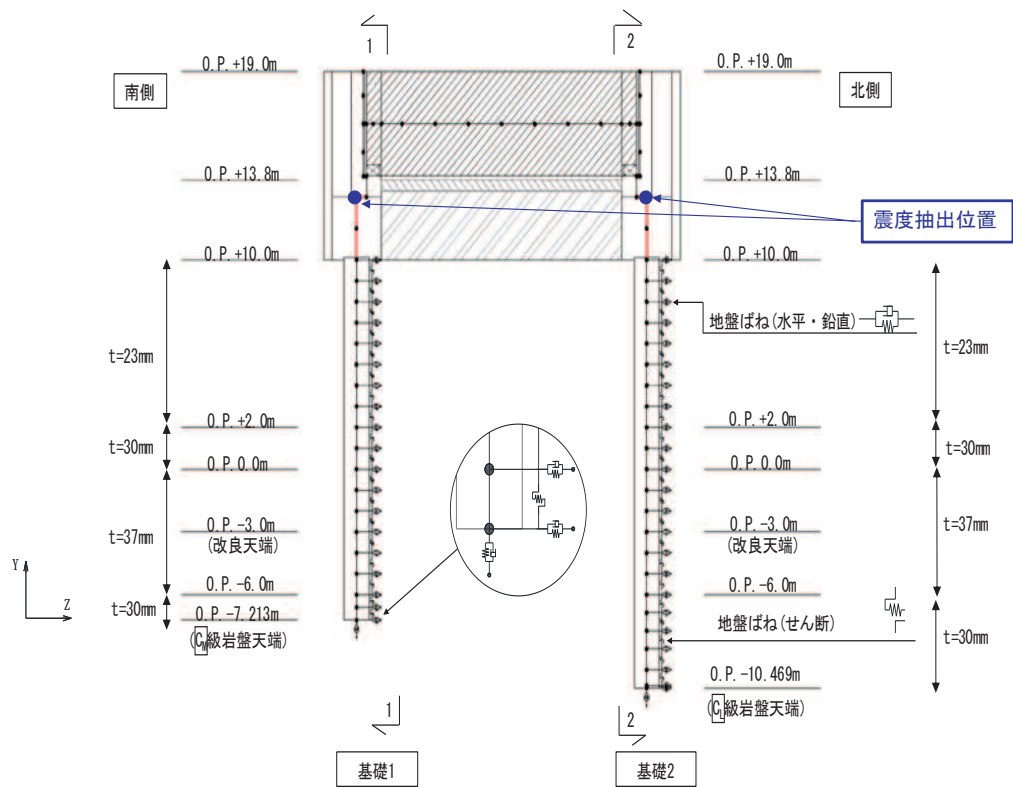
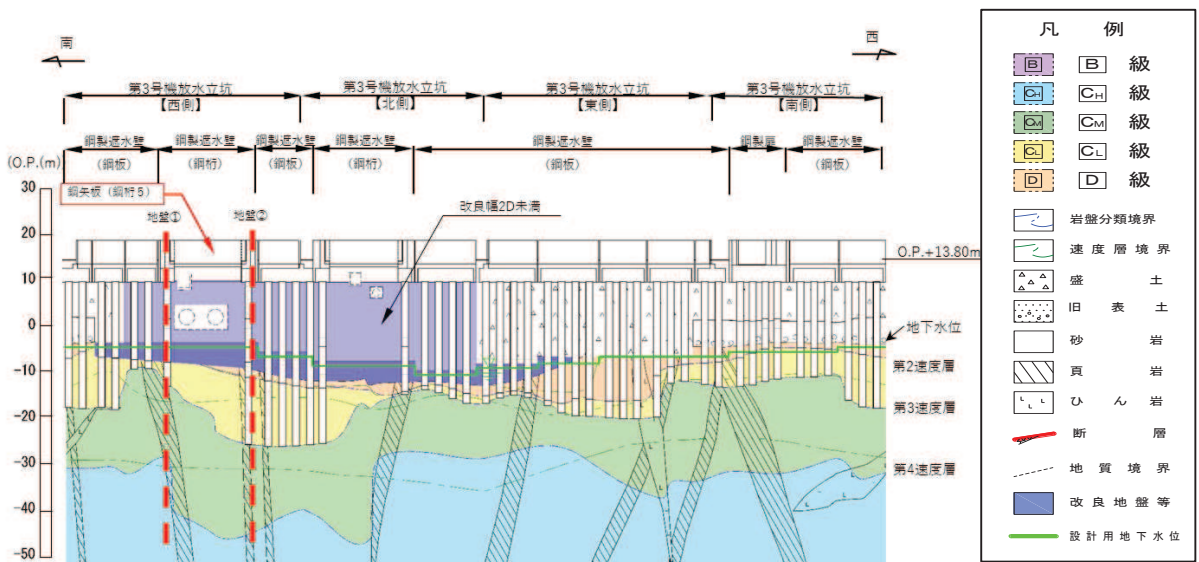


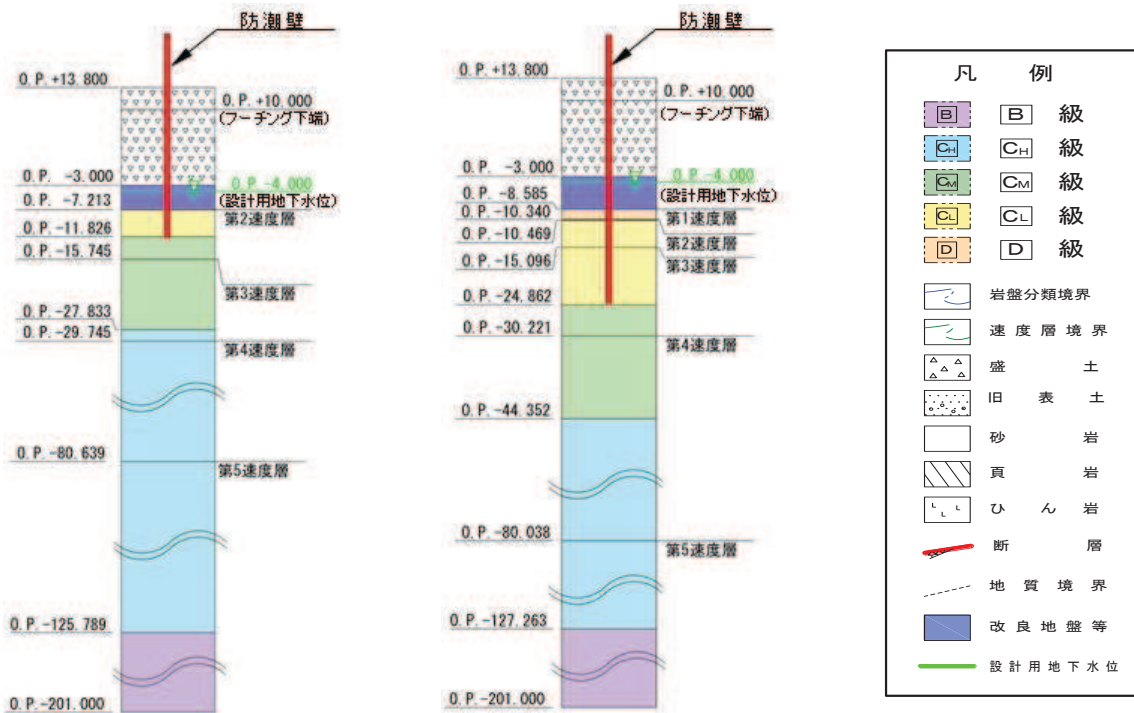
図 5.3-1 フーチング震度抽出モデル  
(鋼製遮水壁 (鋼桁 5))



(防潮壁(第3号機放水立坑)縦断方向)

図 5.3-2(1) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (鋼桁 5))  
(全体位置図)

地盤① (鋼桁5南側基礎)  
 地盤② (鋼桁5北側基礎)  
 (地盤改良(改良幅2D未満)非考慮)



(地盤改良(改良幅2D未満)考慮)

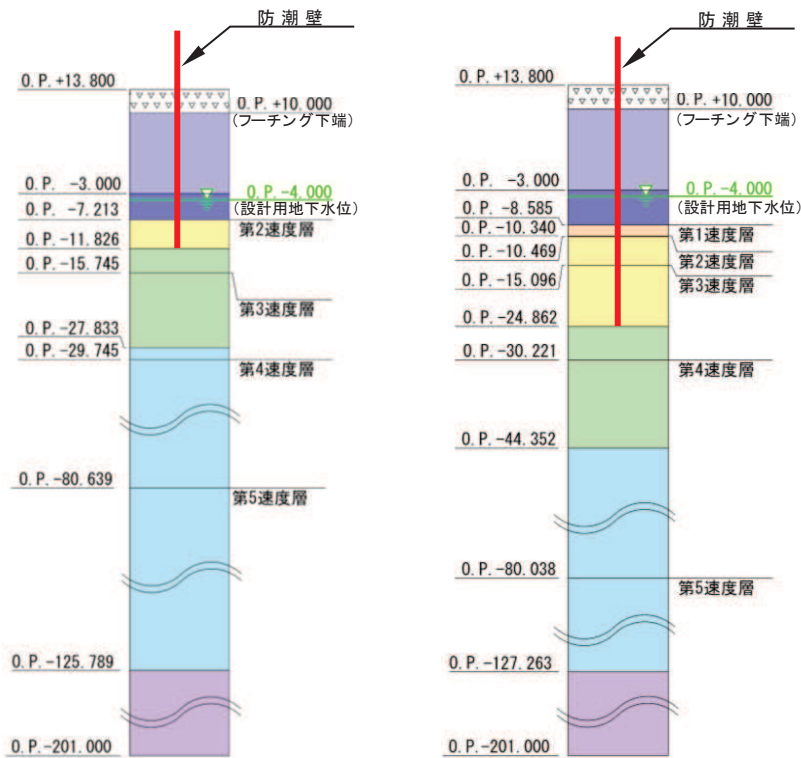
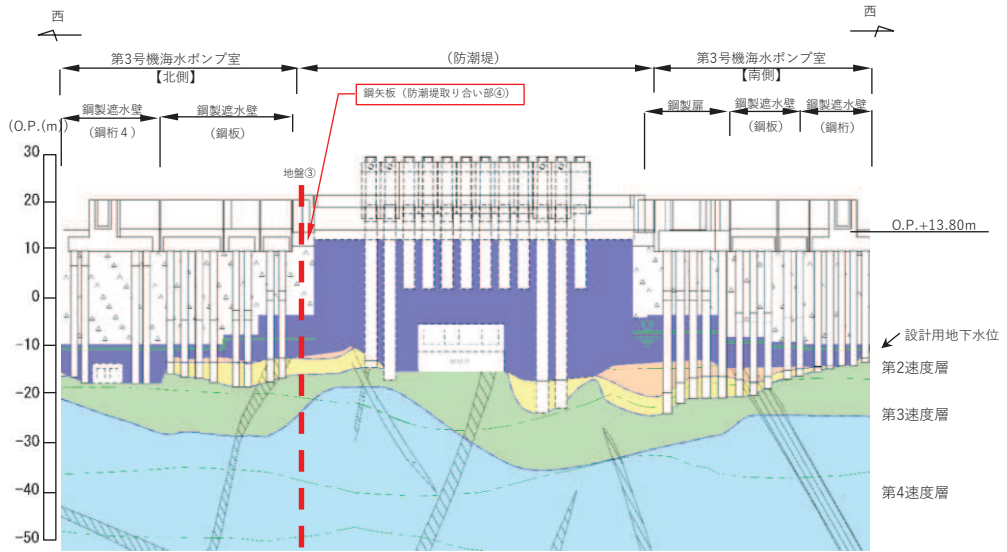
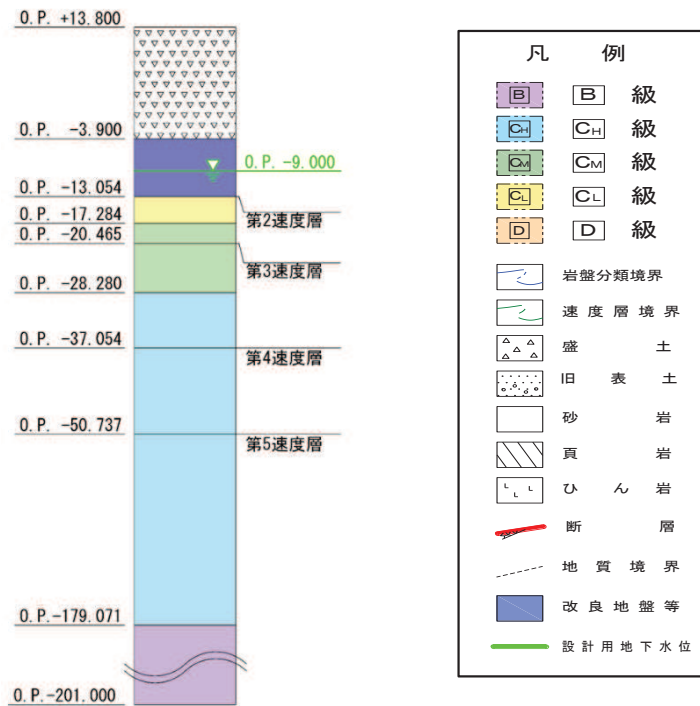


図 5.3-2(2) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板(鋼桁5))  
 (地質モデル図)



(全体位置図)

地盤③  
(防潮堤取り合い部④)



(地質モデル図)

図 5.3-2(3) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (防潮堤取り合い部④))

表 5.3-2(1) 地震応答解析結果 (鋼矢板 (鋼桁 5) )

加速度抽出 位置	最大応答加速度 (地震時) * <sup>1</sup>		最大応答加速度 (重畳時) * <sup>1</sup>	
	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )
フーチング	921 (Ss-D2, ケース①)	813* <sup>2</sup> (Ss-D2, ケース①)	550* <sup>2</sup> (Sd-D2, ケース②)	498* <sup>2</sup> (Sd-D2, ケース③)
地盤	<u>1399</u> (Ss-N1, ケース③)	<u>1266</u> * <sup>2</sup> (Ss-D1, ケース③)	<u>797</u> (Sd-D2, ケース③)	<u>746</u> * <sup>2</sup> (Sd-D2, ケース③)

注記\* 1 : 下線部は最大値を示す。

\* 2 : 地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮

表 5.3-2(2) 地震応答解析結果 (鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) )

加速度抽出 位置	最大応答加速度 (地震時)	
	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )
地盤	571 (Ss-N1, ケース③)	1364 (Ss-D2, ケース③)

表 5.3-3(1) 設計震度 (鋼矢板 (鋼桁 5))

検討ケース	地震動 ・検討ケース	抽出箇所	設計震度*	
			(最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
地震時	S s - N 1 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面) )	水平方向 K <sub>H</sub>	1. 5 (1399)
	S s - D 1 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面) )	鉛直方向 K <sub>V</sub>	1. 5 (1266)
重畳時	S d - D 2 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面) )	水平方向 K <sub>H s d</sub>	1. 0 (797)
	S d - D 2 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面) )	鉛直方向 K <sub>V s d</sub>	1. 0 (746)

注記\* : 最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980. 665cm/s<sup>2</sup>により設定。

表 5.3-3(2) 設計震度 (鋼矢板 (防潮堤取り合い部④))

検討ケース	地震動 ・検討ケース	抽出箇所	設計震度*	
			(最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
地震時	S s - N 1 ・ケース③	防潮堤 (取り合い部④) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K <sub>H</sub>	2. 0 (1133)
	S s - D 2 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面) )	鉛直方向 K <sub>V</sub>	1. 5 (1364)

注記\* : 最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980. 665cm/s<sup>2</sup>により設定。

## 6. 評価方法及び材料諸元

### 6.1 鋼板・角型鋼管

#### (1) 解析モデル

鋼板及び角型鋼管の評価は、三次元フレームモデルによる静的解析により行う。鋼板及び角型鋼管を線形はり要素でモデル化し、角型鋼管と鋼板の接合部はそれぞれの重心位置でモデル化した要素間を剛要素で接合する。

縦方向のはり要素はリブ位置で、リブ配置箇所ではリブとフランジ（鋼板）、リブ配置箇所以外ではフランジ（鋼板）のみの断面諸元でモデル化する。横方向のはり要素は、縦方向の要素の変化点（リブ端部等）等に合わせて、フランジ（鋼板）の断面諸元でモデル化する。なお、鋼板欠損部（配管等貫通部）周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。

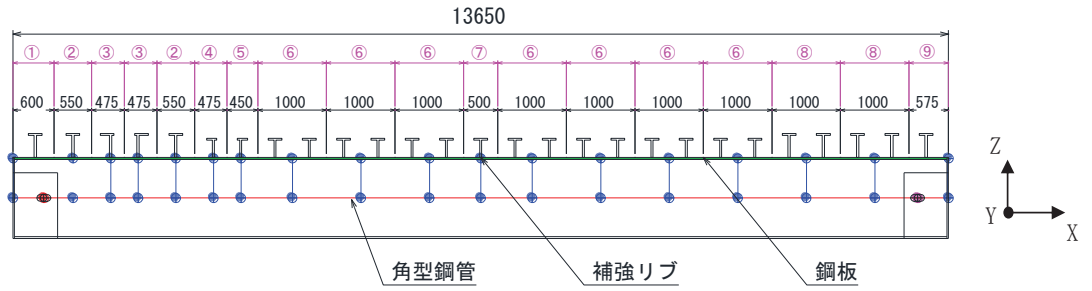
また、鋼板欠損部に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については、開口周囲の縦方向のはり要素に考慮する。

支点条件は、角型鋼管と一体化された鋼板が鋼製ブラケットと接続ボルトにより支持される構造であることを踏まえ、接続ボルトの接続位置で支点条件を設定する（鋼板とフーチング間は構造的に縁を切って止水ジョイントを設置しているためフリー条件である）。

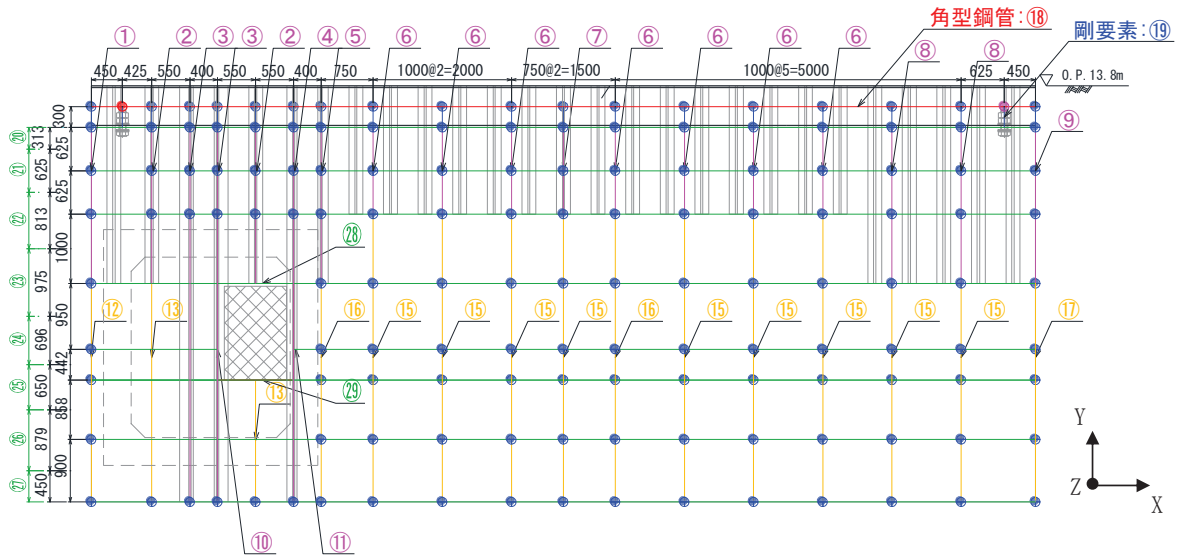
また、鋼板部の桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付ける。なお、重畳時②においては地盤の揺すり込み沈下（保守的に全範囲を包絡する0.4m）を考慮した範囲設定とする。

解析モデルの概要を図6.1-1に、支点部の境界条件を表6.1-1に示す。

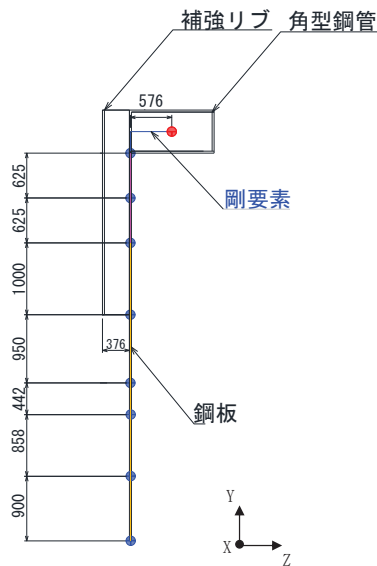




(平面図)



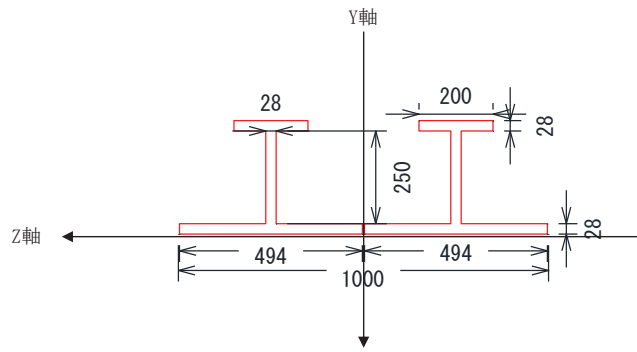
(正面図)



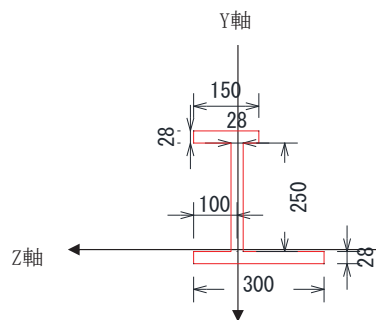
(断面図)

No.	凡例	部材名称	断面二次剛性	
			$I_y (\text{m}^4)$	$I_z (\text{m}^4)$
①		補強リブ (TypeA) 端部2	4.87E-04	6.59E-04
②		補強リブ (TypeA) 貫通部1	3.83E-04	6.41E-04
③		補強リブ (TypeB) 貫通部2	2.72E-04	6.10E-04
④		補強リブ (TypeC) 貫通部3	2.54E-04	3.09E-04
⑤		補強リブ (TypeD) 貫通部4	2.20E-04	3.04E-04
⑥		補強リブ (TypeE) 一般部	3.90E-03	7.27E-04
⑦		補強リブ (TypeE) 中央部	3.00E-04	3.64E-04
⑧		補強リブ (TypeA) 一般部2	4.47E-03	1.24E-03
⑨		補強リブ (TypeA) 端部1	4.41E-04	6.51E-04
⑩		補強リブ (TypeB) 貫通部2開口部周辺	1.17E-04	5.14E-04
⑪		補強リブ (TypeC) 貫通部3開口部周辺	8.99E-05	2.63E-04
⑫		縦桁鋼板 端部2	5.04E-04	1.10E-06
⑬		縦桁鋼板 貫通部1	3.88E-04	1.01E-06
⑭		縦桁鋼板 貫通部4	2.13E-04	8.23E-07
⑮		縦桁鋼板 一般部	2.33E-03	1.83E-06
⑯		縦桁鋼板 中央部	2.92E-04	9.15E-07
⑰		縦桁鋼板 端部1	4.44E-04	1.05E-06
⑱		角型鋼管	1.78E-02	6.16E-03
⑲		剛	1.78E+01	6.16E+00
⑳		横梁1	7.12E-05	5.72E-07
㉑		横梁2	5.70E-04	1.14E-06
㉒		横梁3	1.25E-03	1.49E-06
㉓		横梁4	2.16E-03	1.78E-06
㉔		横梁5	7.87E-04	1.27E-06
㉕		横梁6	6.41E-04	1.19E-06
㉖		横梁7	1.58E-03	1.61E-06
㉗		横梁8	8.23E-07	2.13E-04
㉘		横梁9	3.72E-04	9.91E-07
㉙		横梁10	1.84E-04	7.85E-07

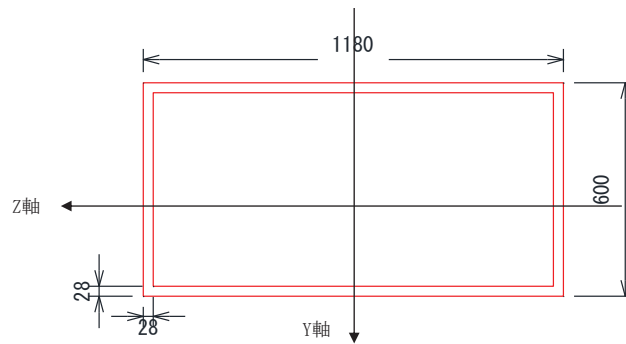
図 6.1-1(1) 解析モデルの概要



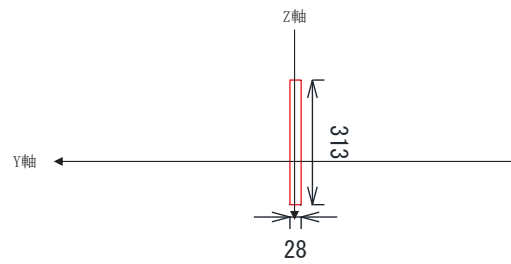
(⑥補強リブ (TypeE) 一般部の例)



(⑪補強リブ (TypeC) 貫通部 3 開口部周辺の例)



(⑱角型鋼管の例)



(⑳横梁 1 の例)

図 6.1-1(2) 解析モデルの概要  
(はり要素の断面諸元)

表 6.1-1 支点部の境界条件

方向	拘束条件	
	支点部 1	支点部 2
桁軸方向(X 軸方向)	拘束 <sup>*1</sup>	自由 <sup>*1</sup>
鉛直方向(Y 軸方向)	拘束	拘束
桁軸直交方向(Z 軸方向)	拘束	拘束
桁軸方向(X 軸方向)周り	拘束	拘束
鉛直方向(Y 軸方向)周り	自由 <sup>*1</sup>	自由 <sup>*1</sup>
桁軸直交方向(Z 軸方向)周り	自由 <sup>*2</sup>	自由 <sup>*2</sup>

注記\*1:接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向(X 軸方向)に長孔構造とし変位に対して追従する構造を考慮し自由条件とするが、計算の安定上、支点部1側の桁軸方向(X 軸方向)については拘束条件とする。

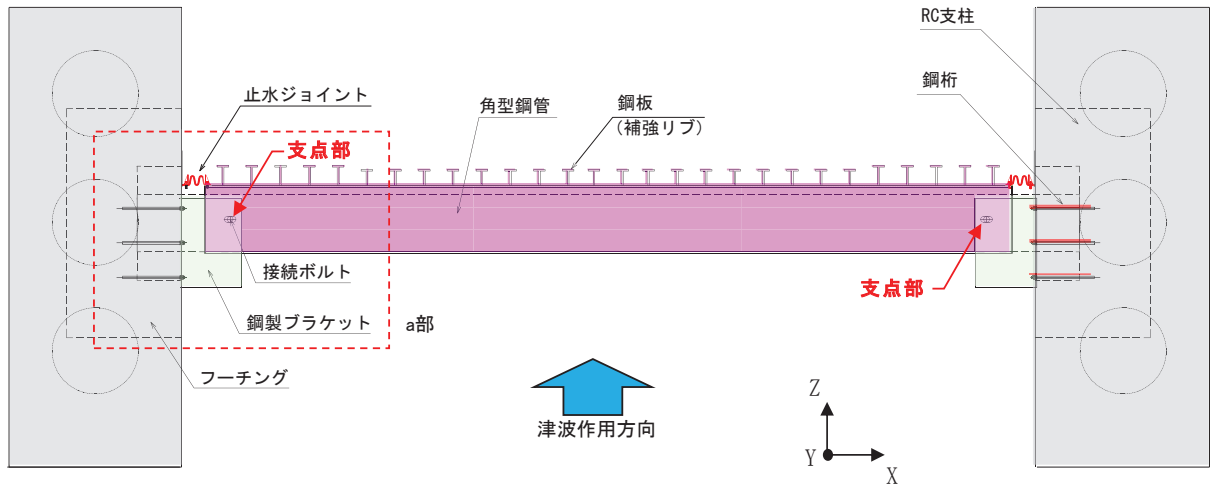
\*2:角型鋼管の支間長(L=13.65m)に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長(0.65m)が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。

(境界条件の概要)

支点部（角型鋼管と鋼製ブラケットのボルト接合部）の構造概要を図 6.1-2 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）に対しては、角型鋼管と鋼製ブラケットが接続する接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向（X 軸方向）に長孔構造とし変位に対して追従する構造としているため、桁軸方向（X 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）廻りを自由条件とする。桁軸直交（Z 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）は拘束条件とする。なお、長孔構造における桁軸方向（X 軸方向）への変位追従性については、参考資料 12 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）廻りはブラケットと角型鋼管の幅が概ね同一であるため、拘束条件とするが、桁軸直交（Z 軸方向）廻りについては、角型鋼管の支間長（ $L=13.65\text{m}$ ）に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長（ $0.65\text{m}$ ）が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。



(平面図)

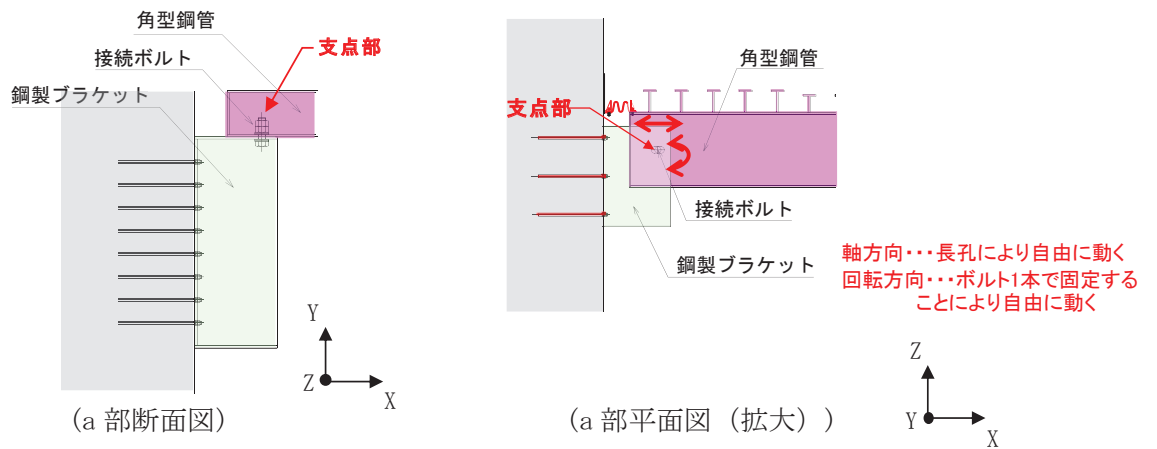


図 6.1-2 鋼矢板の構造概要  
(角型鋼管と鋼製ブラケットの接合部)

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、水平地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

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

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで、

- $k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)
- $k_{H0}$  : 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水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) (図 6.1-3)
- $E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅  $B_H$

基礎形式	$B_H$	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	常時、暴風時及びレベル 1 地震時
	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	レベル 2 地震時
地中連続壁基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
深礎基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	柱状体深礎基礎
	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	組杭深礎基礎

$E_0$  : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

$A_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$B_c$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

$L_c$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$  : 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で、基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$\beta$  : 基礎の特性値  $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  (m<sup>-1</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 6.1-3 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平地盤ばねは、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，受働土圧を上限とした非線形ばねとする。ばねの上限値を算出するにあたって参照した受働土圧係数の算定方法を図 6.1-4 に示す。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は，地盤調査や土質試験を行うことによって，基礎周面地盤の粘着力  $c$ ，せん断抵抗角  $\phi$  等を推定し，これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合，受働土圧係数は式（解 11.5.10）により求める。

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

..... (解 11.5.10)

ここに，

- $K_P$  : 常時の受働土圧係数
- $K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数
- $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/3$  とする。
- $\delta_E$  : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/6$  とする。
- $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°) で，その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

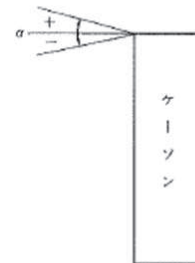


図-解 11.5.2  $\alpha$  の符号の取り方

図 6.1-4 受働土圧係数の算定方法  
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(鉛直地盤ばねのモデル化)

鉛直地盤ばねのモデル化は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

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

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_V$  : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 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水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

鉛直地盤ばねは，「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。ここで，鉛直ばねの上限値算出に当たって参照した最大周面摩擦力度の算定方法を図 5.1-5 に示す。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度  
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の  
上限値は，式（解 11.5.13）により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式（解 11.5.13）により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + \rho_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + \rho_0 \tan \phi) \leq 100$$

（解 11.5.13）

ここに，

$f$  : 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験の  $N$  値

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_0$  : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

図 6.1-5 最大周面摩擦力度の算定方法

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(配管等貫通部に作用する荷重の考慮方法)

配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については周囲の鋼板にその反力が作用するため，図 6.1-6 に示すとおり，配管等貫通部周囲の鉛直方向のフレーム要素に開口部の荷重を作用させる。

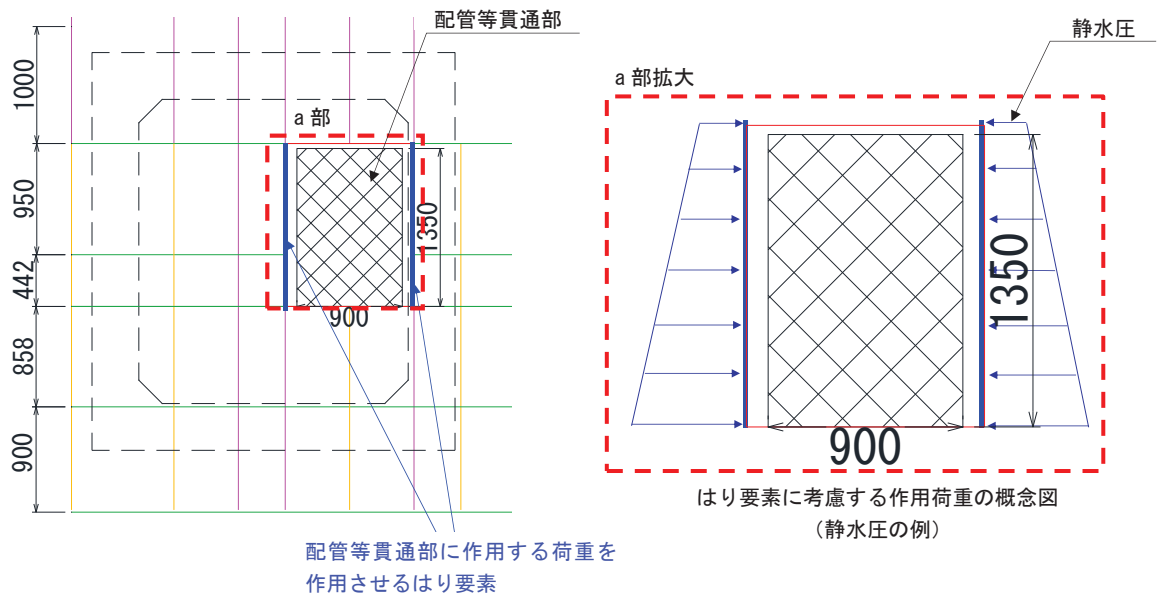


図 6.1-6 配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する津波荷重の考慮方法



(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.1-2 に、材料の物性値を表 6.1-3 に示す。

表 6.1-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL28mm
角型鋼管	SM570	PL28mm

表 6.1-3 材料の物性値

材料		単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比
コンクリート	$f_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	$3.3 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「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）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6.1-4 に示す短期許容応力度とする。

表 6.1-4 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )		短期許容応力度*2 ( $\text{N/mm}^2$ )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ *1	255
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記\*1：鋼板は「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）」に示される，圧縮応力を受ける板であることから，局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し，許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

\*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法)

鋼板の曲げに対する許容限界は、曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図 6.1-7 に許容限界算定フローを示す。

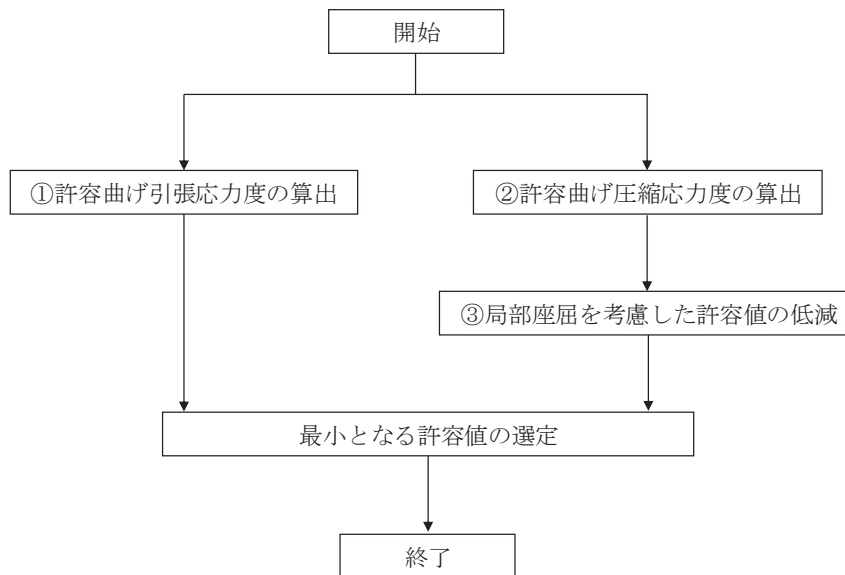


図 6.1-7 鋼板の許容限界算定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「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）」に基づき，表 6.1-5 のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は，材質が SM570，板厚が 40mm 以下であるため，許容曲げ引張応力度は  $255\text{N/mm}^2$  である。

表 6.1-5 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

鋼材の 板厚(mm)	鋼 種			
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「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

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は，「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）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 6.1-6 に示す。なお，鋼板は地表面に深に設置されるため，地盤抵抗により圧縮フランジの固定点間距離  $l=0.0\text{m}$  となるため，許容曲げ圧縮応力度は  $255\text{N/mm}^2$  となる。

表 6.1-6 許容曲げ圧縮応力度の算出 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm<sup>2</sup>)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$
	$255 - 6.6 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$
	$255 - 3.3 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板のリブ  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板  
 $l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「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

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については, 「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)」に基づき, 断面の種類によって局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表 6.1-7 に示す。

表 6.1-7 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm<sup>2</sup>)

局部座屈に対する 許容応力度	t の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$

「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

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6.1-8 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「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）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

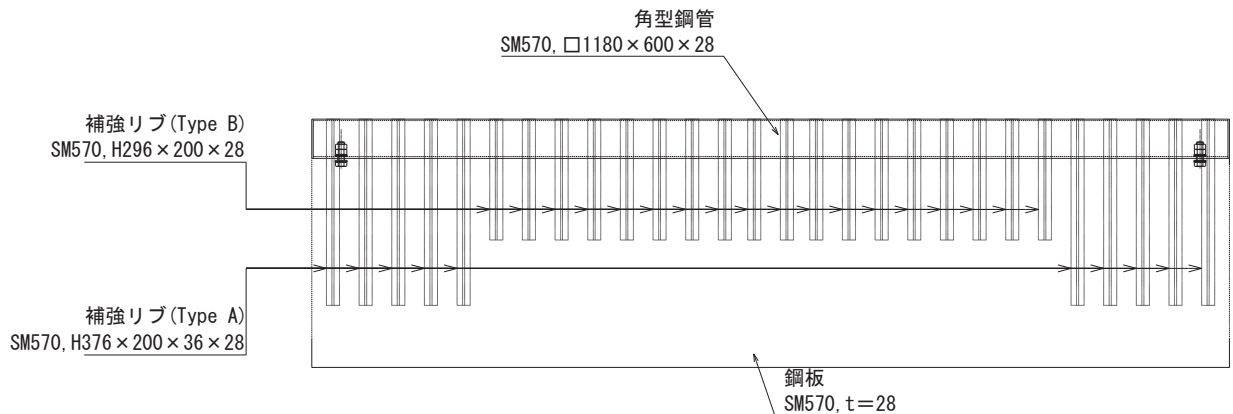


図 6.1-8 鋼板の構造図（正面図，断面図）

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、各はり要素に生じる断面力に基づき、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に  $N, M_y, M_z$  ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

$\sigma_1$  : 遮水鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_1$  : 遮水鋼板の軸力 (kN)

$A_1$  : 遮水鋼板の有効断面積 (m<sup>2</sup>)

$M_{Y1}$  : 遮水鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Y1}$  : 遮水鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

$M_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Z1}$  : 遮水鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

② せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

$\tau_1$  : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 遮水鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

## 6.2 接続ボルト

### (1) 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造概要を図 6.2-1 に示す。

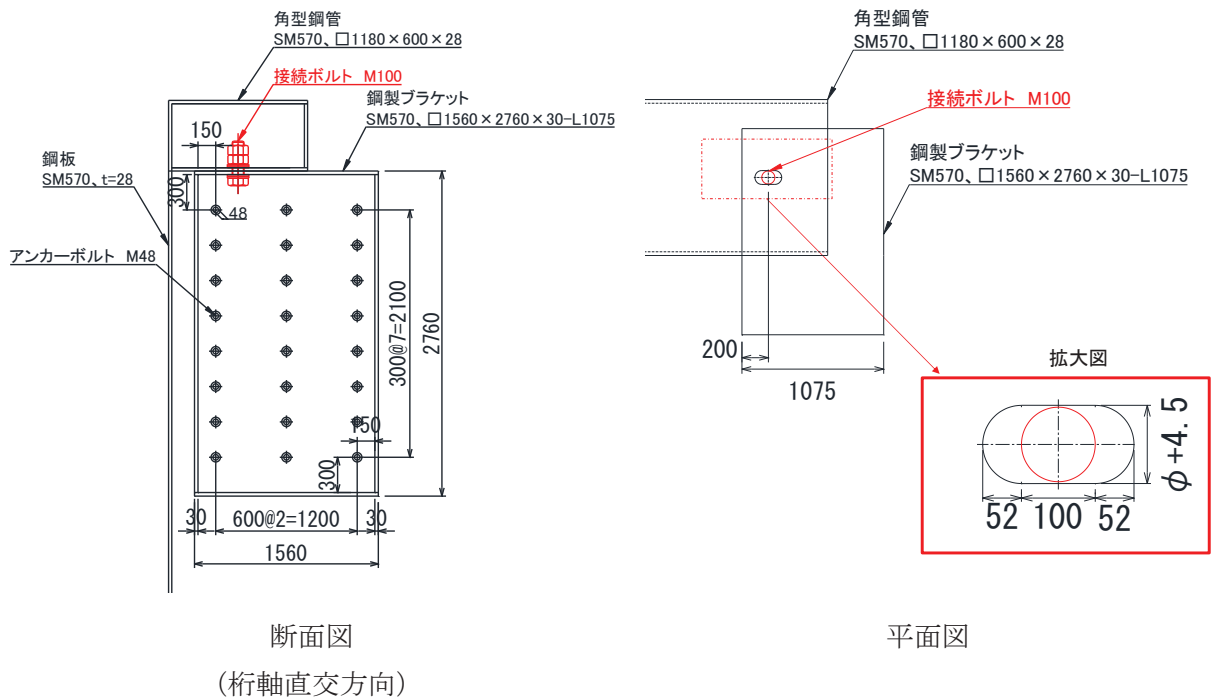


図 6.2-1 接続ボルトの構造概要

### (2) 使用材料及び物性値

接続ボルトの使用材料を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

### (3) 許容限界

接続ボルトの許容限界は、「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）」に基づき，表 6.2-2 に示す短期許容応力度とする。

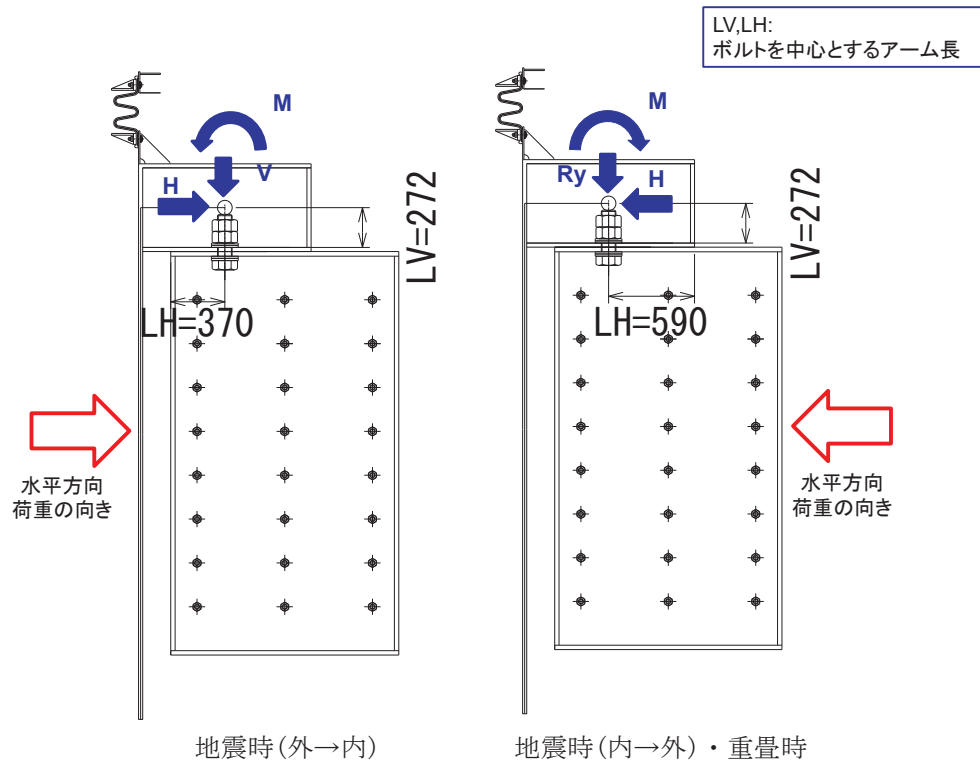
表 6.2-2 接続ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	10.9	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	470
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		270	405

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

(4) 評価方法

接続ボルトの評価は，接続ボルトに発生する引張力，せん断力が，許容限界以下となることを確認する。接続ボルトの引張力，せん断力の算出式を図 6.2-2 に示す。



$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

ここに、

- P : 接続ボルトに作用する引張力(N)
- S : 接続ボルトに作用するせん断力(N)
- V : 接続ボルトに作用する鉛直荷重 (N)
- H : 接続ボルトに作用する水平荷重 (N)
- M : 接続ボルトに作用する回転荷重 (N・m)
- $V_M$  : 回転荷重によって生じる引張力(N)
- $V_H$  : 水平荷重によって生じる押し込み力(N)
- $L_H$  : 水平方向のアーム長(m)
- $L_v$  : 鉛直方向のアーム長(m)

図 6.2-2 接続ボルトの発生力算定方法



### 6.3 鋼製ブラケット

#### (1) 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図 6.3-1 に示す。

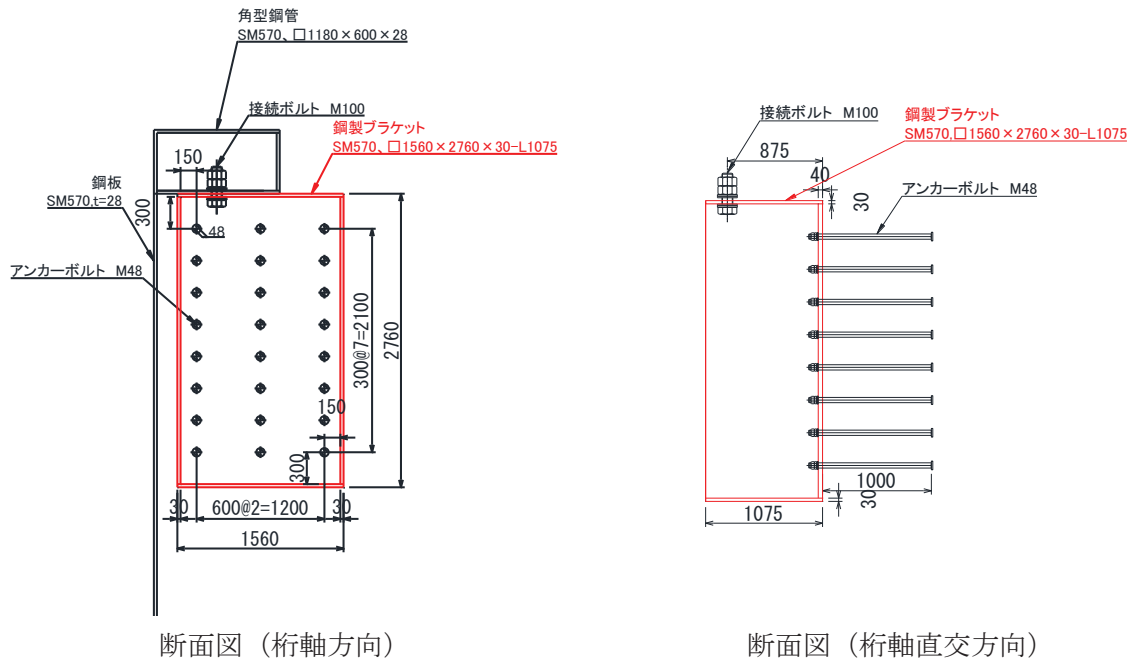


図 6.3-1(1) 鋼製ブラケットの構造概要 (鋼桁 5)

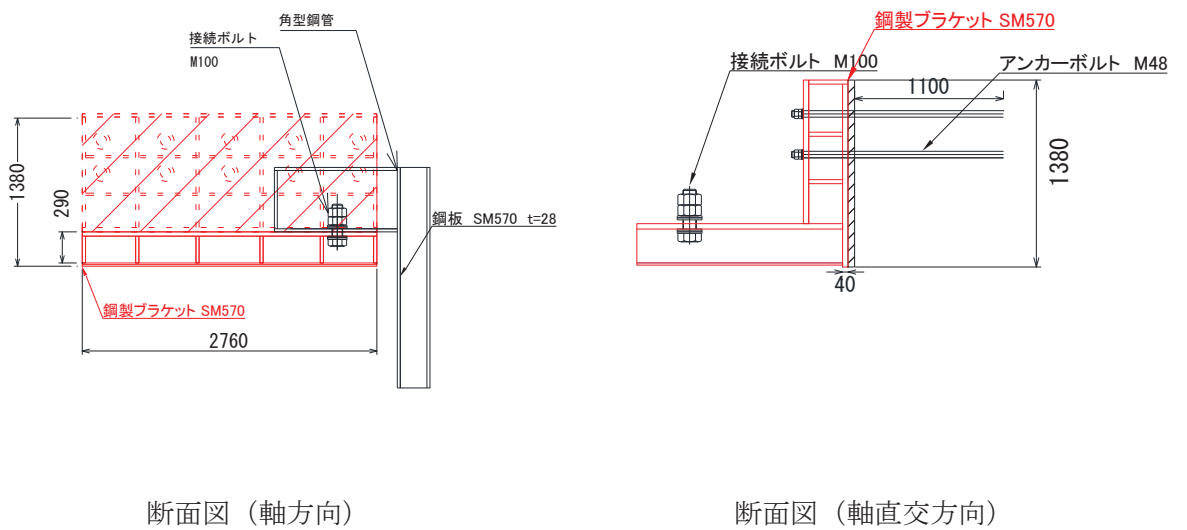


図 6.3-1(2) 鋼製ブラケットの構造図 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

(2) 使用材料及び物性値

鋼製ブラケットの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼製ブラケット	SM570	PL30mm、PL40 mm

(3) 許容限界

鋼製ブラケットの許容限界は、「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）」に基づき，表 6.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 6.3-2 鋼製ブラケットの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	255
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

(4) 評価方法

鋼製ブラケットの作用荷重として 3.3.2 節で算出した接続ボルトに発生する力を用いる。

鋼桁 5 における鋼製ブラケットに作用する荷重図を図 6.3-3 に、防潮堤取り合い部④における鋼製ブラケットに作用する荷重図を図 6.3-4 に示す。

鋼製ブラケットは接続ボルトに発生する荷重を入力荷重とするフーチングに固定された片持ち梁として、鋼桁 5 においては図 6.3-5 に、防潮堤取り合い部④においては図 6.3-6 に示すようにモデル化し、発生断面力を算定する。算定した断面力を用い、鋼製ブラケットが補強リブと側面プレートによって構成される断面として、図 6.3-4 及び図 6.3-6 に示す応力度照査により応力度を算出する。

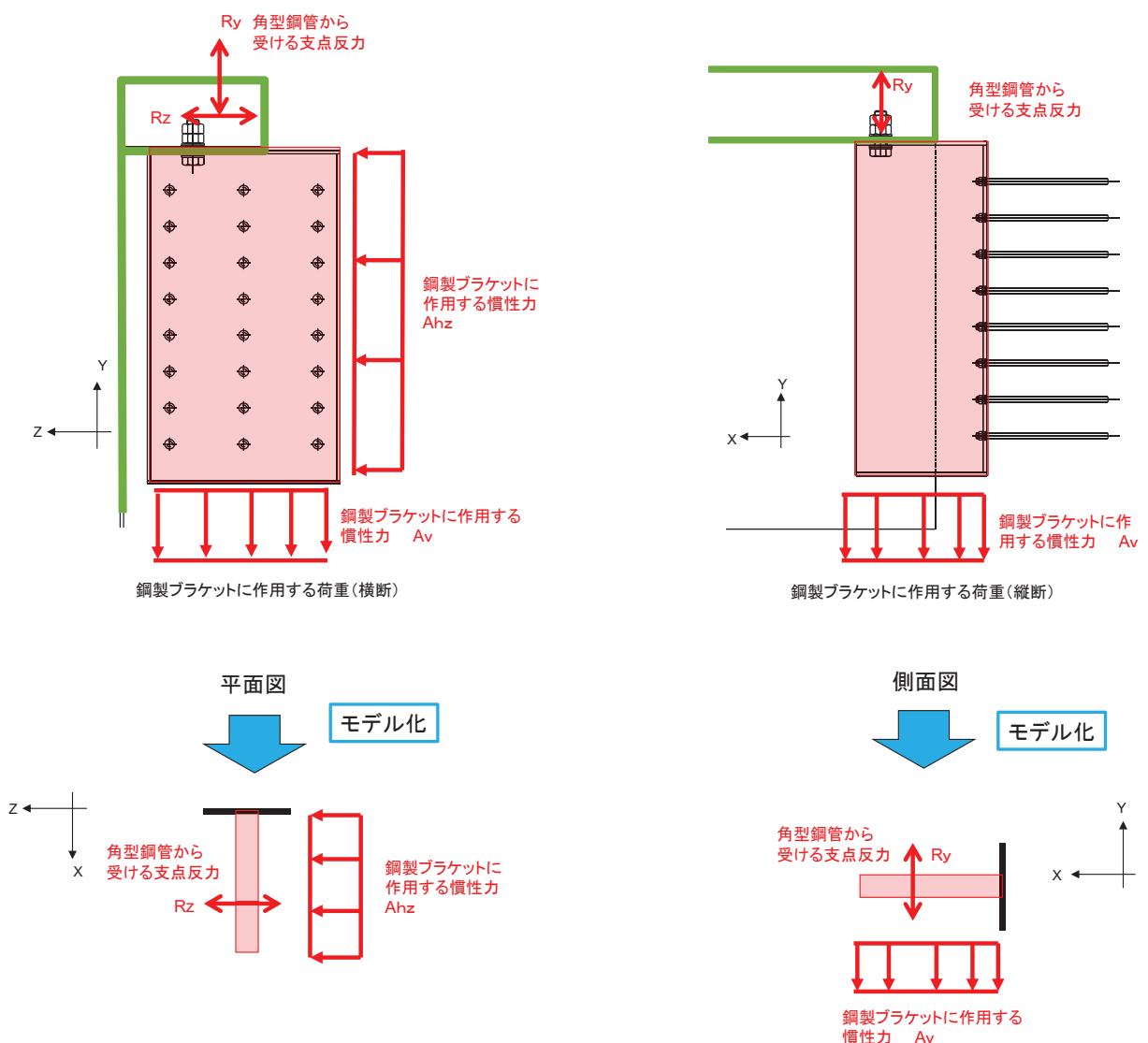


図 6.3-3 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要 (鋼桁 5)

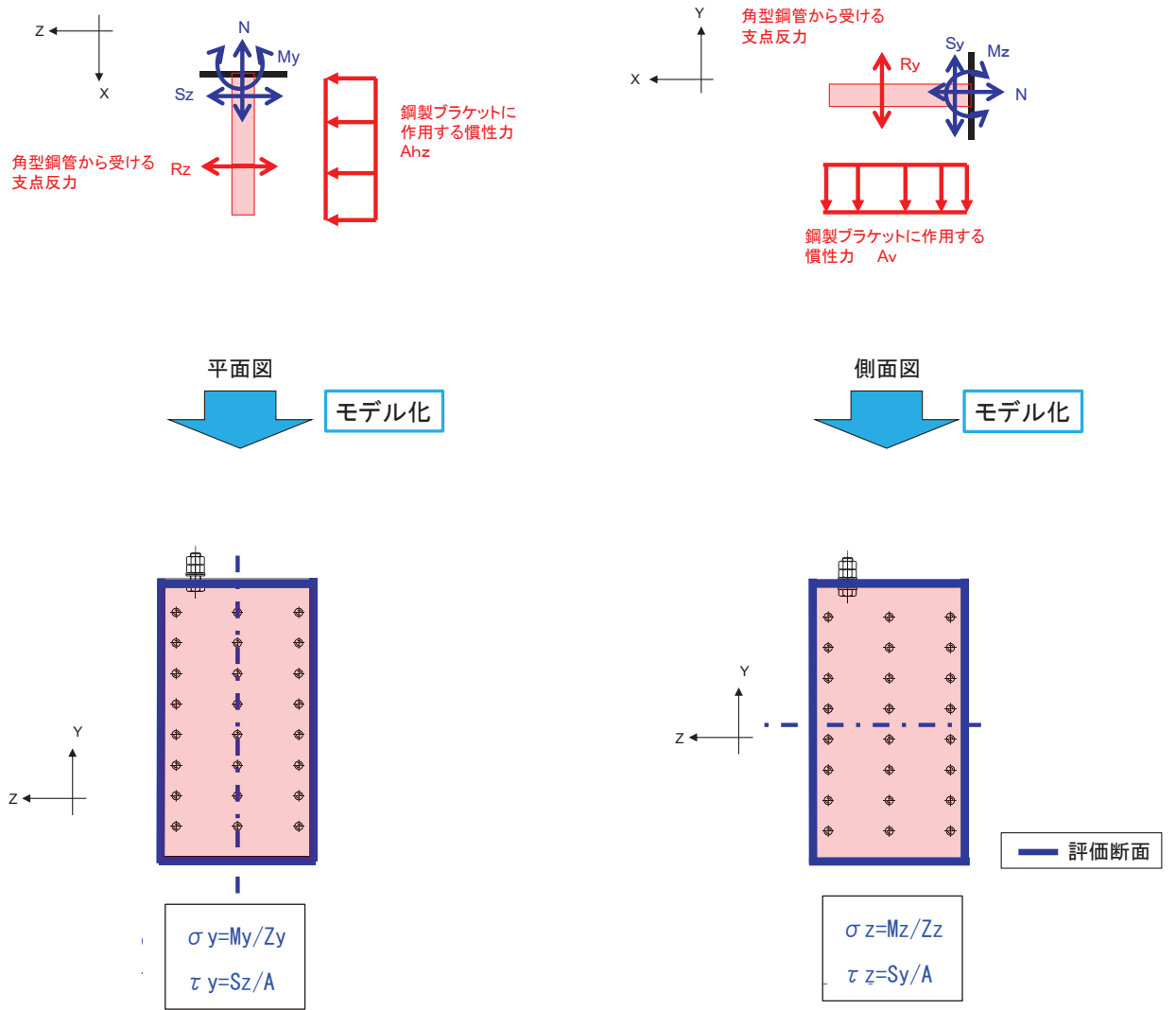


図 6.3-4 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図 (鋼桁 5)

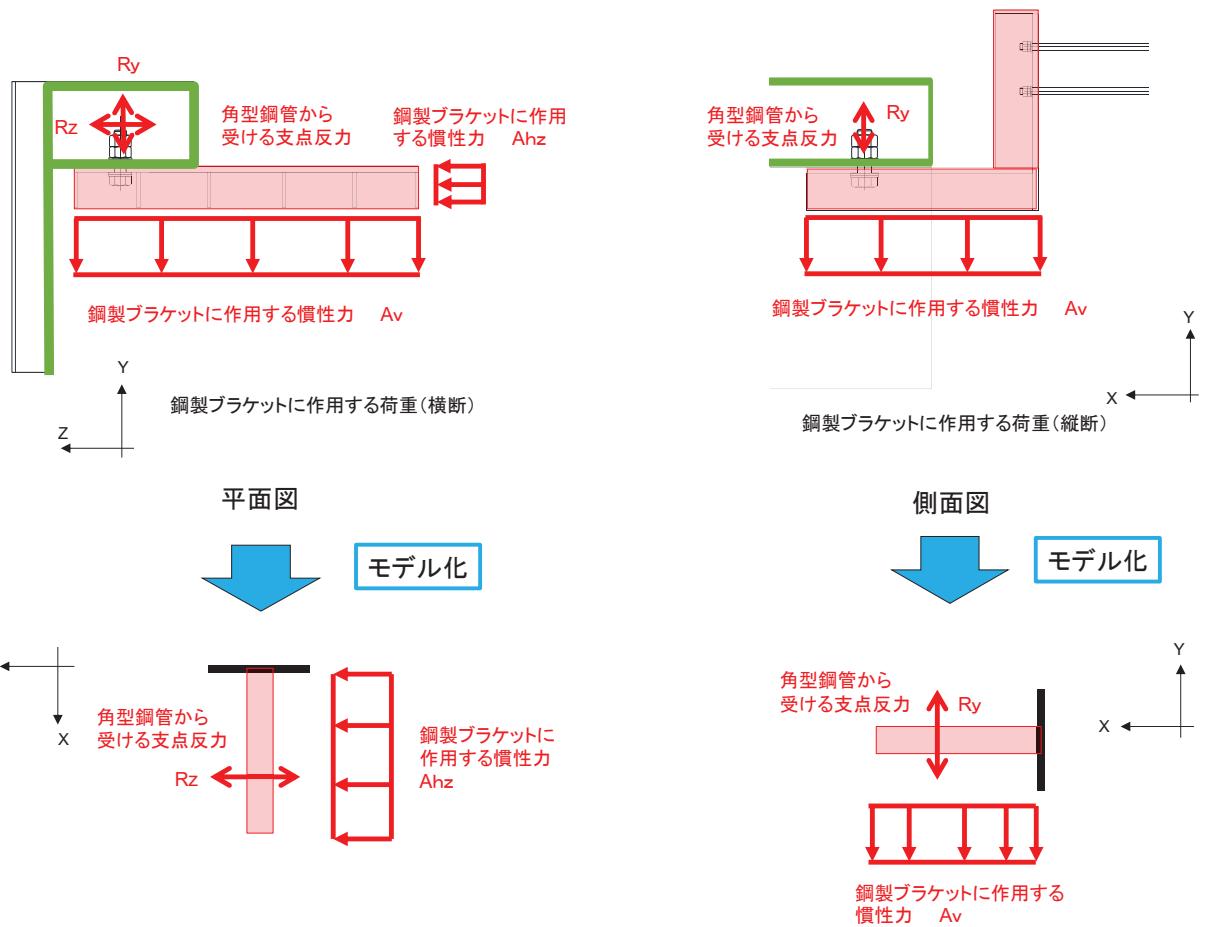


図 6.3-5 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

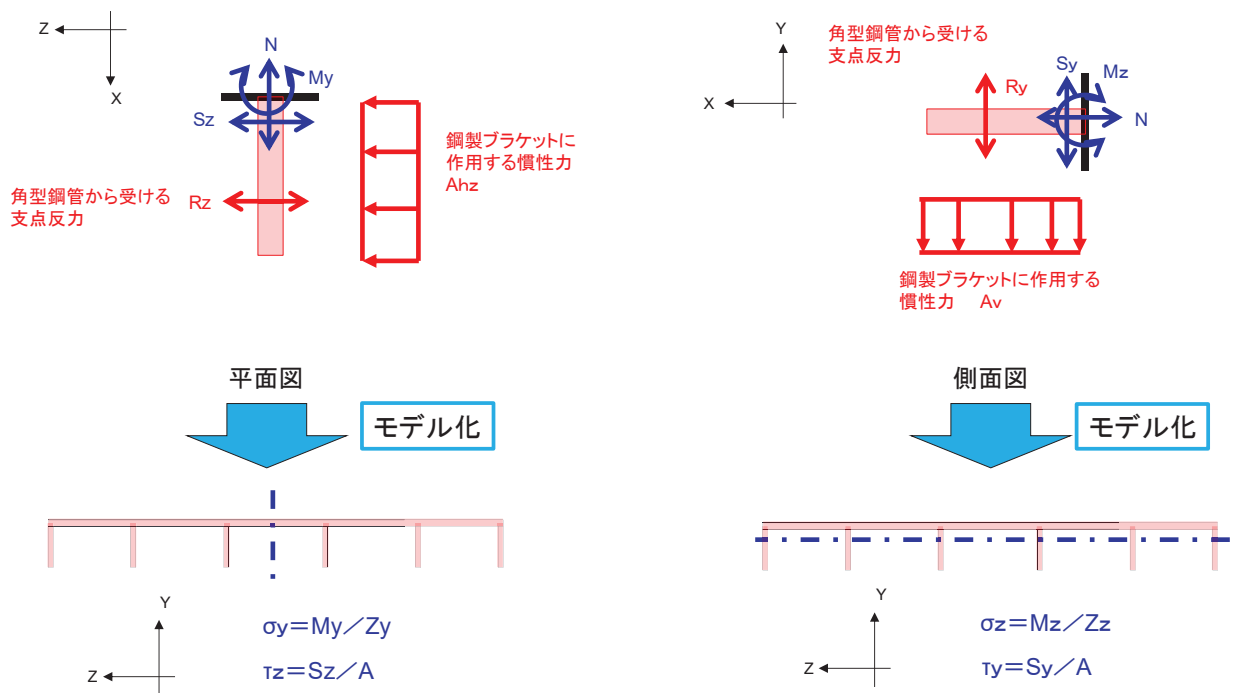


図 6.3-6 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ，評価用応力度とする。なお，  
応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_y}{Z_y} \pm \frac{M_z}{Z_z}$$

## 6.4 アンカーボルト

### (1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.4-1 に示す。

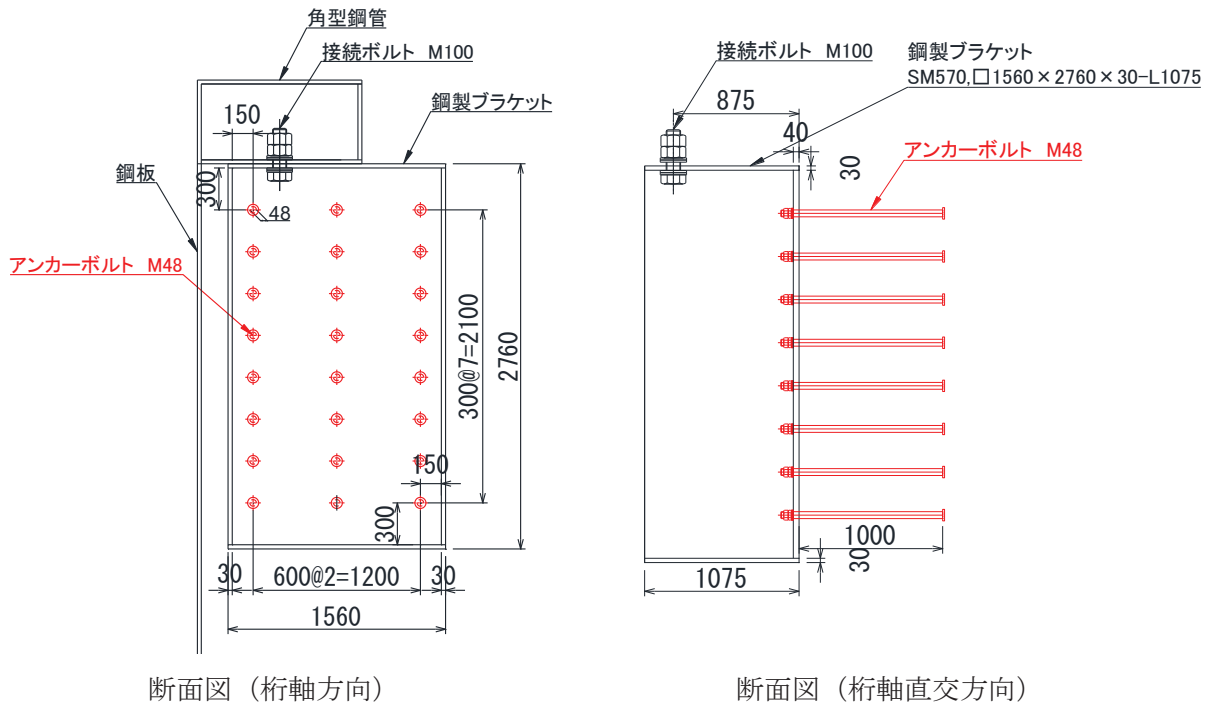


図 6.4-1(1) アンカーボルトの構造概要(鋼桁 5)

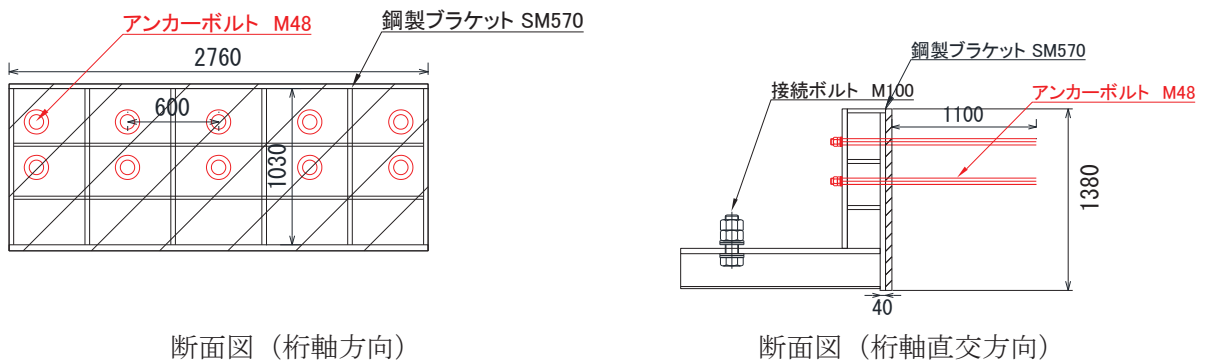


図 6.4-1(2) アンカーボルトの構造概要(防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1(1) 使用材料 (鋼桁 5, 防潮堤取り合い部 (防潮壁側) )

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M48)

表 6.4-1(2) 使用材料 (防潮堤取り合い部④ (防潮堤側) )

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト (M48)

(3) 許容限界

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。

アンカーボルトの許容限界算出結果を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 許容限界算出結果

評価部位		許容荷重		
		引張 (N)	せん断 (N)	合成力 (-)
アンカーボルト		$4.33 \times 10^5$	$3.03 \times 10^5$	1.0
コンクリートの コーン状破壊	接続ボルトが受ける荷重 (鉛直方向) が下向きの場合	$8.09 \times 10^5$	$1.25 \times 10^6$	-
	接続ボルトが受ける荷重 (鉛直方向) が上向きの場合	$7.68 \times 10^5$	$8.74 \times 10^5$	-



(アンカーボルトの許容限界の算出方法)

アンカーボルトの許容引張力は以下の式により算出する。

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

$$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

$$P_a = \text{Min}(P_{a1}, P_{a2})$$

ここで、

$p_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当りの降伏に対する許容引張力 ( kN)

$p_{a2}$  : アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力 ( kN)

$p_a$  : 許容引張力 ( kN)

$\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)

$\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)

$s \sigma_{pa}$  : アンカーボルトの引張強度(  $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ ) ( N/mm<sup>2</sup>)

$s \sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度(SNR490B) ( N/mm<sup>2</sup>)

$sc a$  : アンカーボルトの断面積 M48 ( mm<sup>2</sup>)

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリート設計基準強度 ( N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積 ( mm<sup>2</sup>)

アンカーボルトの許容せん断力は以下の式で算出する。

$$q_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_{qa} \times sc a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_{qa} \times sc a$$

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

$$q_a = \text{Min} (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$s \sigma_{qa} = 0.7 \times s \sigma_y$$

$$c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2$$

ここで、

- $q_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当りのせん断強度に対する許容せん断力 (kN)
- $q_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体の支圧強度に対する許容せん断力 (kN)
- $q_{a3}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊に対する許容せん断力 (kN)
- $q_a$  : 許容せん断力 (kN)
- $\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)
- $\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)
- ${}_s\sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_s\sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_{sc}a$  : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)
- ${}_c\sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $F_c$  : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $A_{qc}$  : せん断方向の側面におけるコーン状破壊面積の有効投影面積

(4) 評価方法

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、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6.4-2及び図6.4-3に示す。

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left( \frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

$T_x$  : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力

$T_{x1}$  : Z軸周りのモーメント  $M_z$  によって生じる引抜力

$$T_{x1} = \sigma_{sz} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sz}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$T_{x2}$  : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sy}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$S$  : アンカーボルトに作用するせん断力

$S_y$  : Y軸方向に作用するせん断力

$S_z$  : Z軸方向に作用するせん断力

$s$  : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力

$n$  : 本数

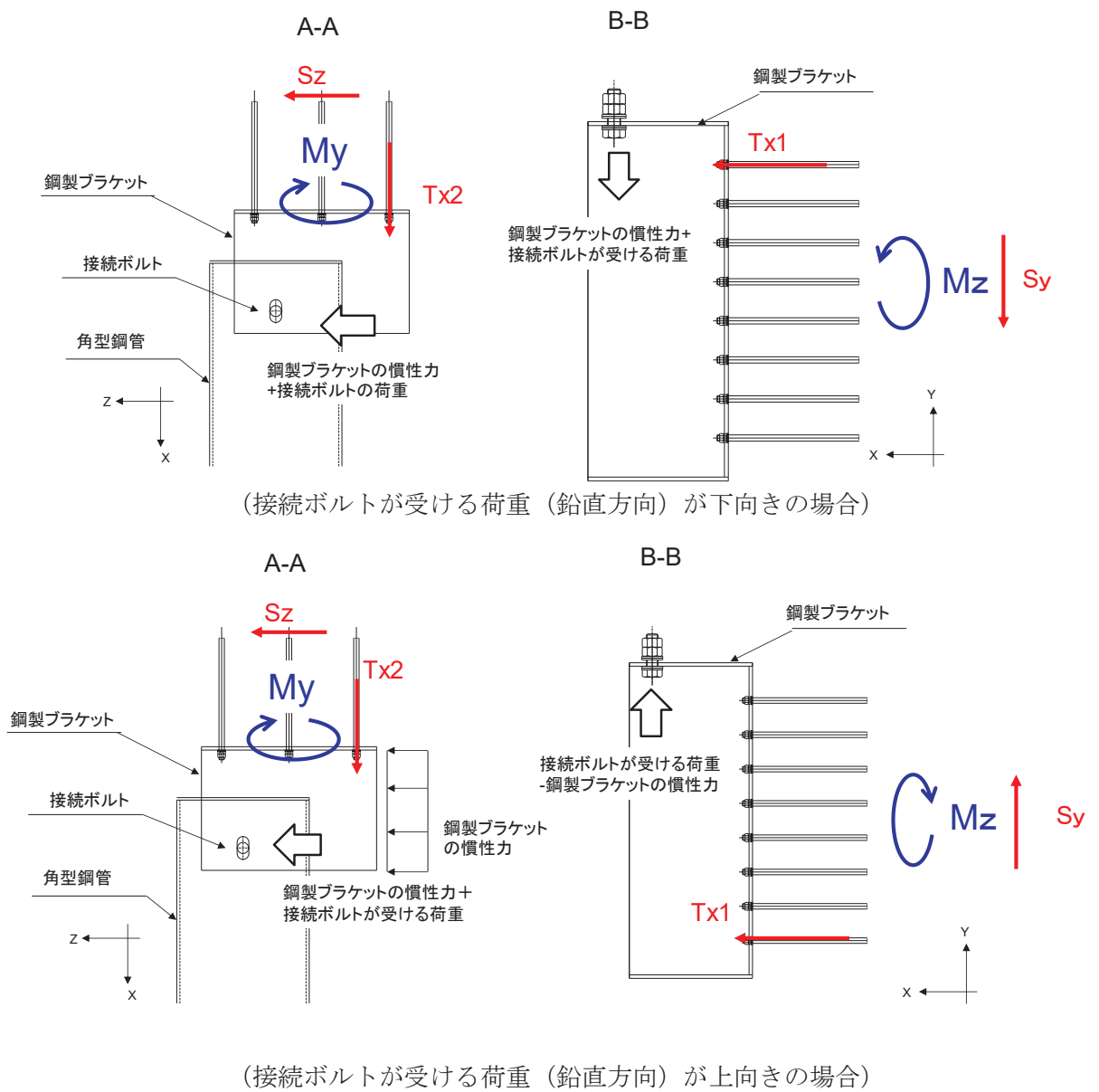


図 6.4-2 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式 (鋼桁 5)

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left( \frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここに,

$T_x$  : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力

$T_{x1}$  : Z軸周りのモーメント  $M_z$  によって生じる引抜力

$$T_{x1} = M_z / (L_y \times n)$$

$M_z$  : Z軸周りの曲げモーメント

$L_y$  : コンクリート下端から最外縁のアンカーボルトまでの距離

$n$  : 1行当たりのアンカーボルトの本数

$T_{x2}$  : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト1本あたりの断面積

$\sigma_{sy}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$S$  : アンカーボルトに作用するせん断力

$S_y$  : Y軸方向に作用するせん断力

$S_z$  : Z軸方向に作用するせん断力

$s$  : アンカーボルト1本あたりに作用するせん断力

$n$  : 本数

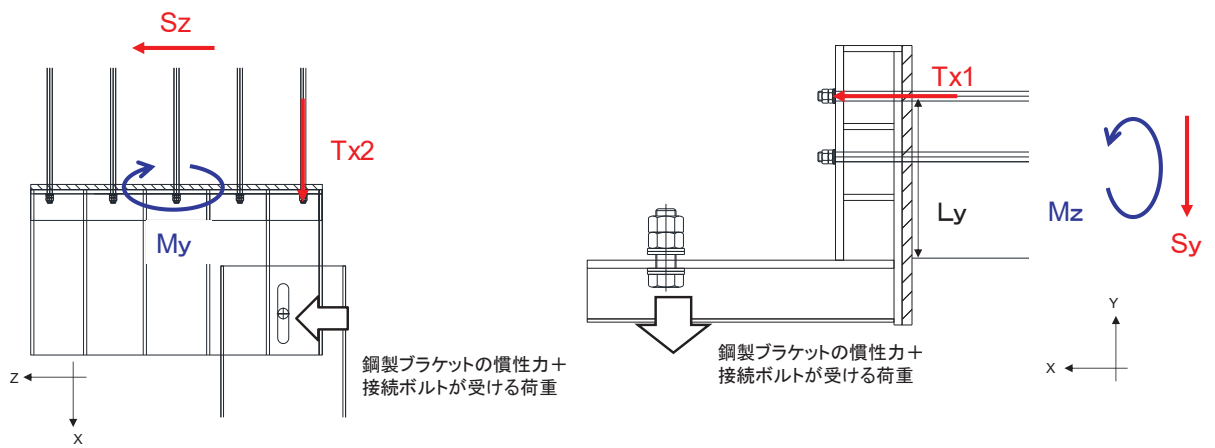


図 6.4-3 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式 (防潮堤取り合い部④(防潮堤側))

## 7. 評価結果

### 7.1 評価結果

鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7.1-1～表7.1-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから，構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 評価結果 (地震時① : 内→外方向) (鋼矢板 (鋼桁 5))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	222	382	0.59
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力 (N)	$4.30 \times 10^5$	$4.92 \times 10^6$	0.09
	せん断力 (N)	$7.90 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.28
	合成力	0.09	1.0	0.09
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	217	0.09
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	$1.22 \times 10^5$	$4.33 \times 10^5$	0.29
	せん断力 (N)	$6.10 \times 10^4$	$3.03 \times 10^5$	0.21
	合成力	0.12	1.0	0.12
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$1.22 \times 10^5$	$8.09 \times 10^5$	0.16
	せん断力 (N)	$6.10 \times 10^4$	$1.25 \times 10^6$	0.05



表 7.1-1(2) 評価結果 (地震時① : 外→内方向) (鋼矢板 (鋼桁 5))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	221	382	0.58
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	217	0.16
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力 (N)	1.84×10 <sup>6</sup>	4.92×10 <sup>6</sup>	0.38
	せん断力 (N)	7.93×10 <sup>5</sup>	2.83×10 <sup>6</sup>	0.29
	合成力	0.22	1.0	0.22
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	382	0.05
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	217	0.12
	合成応力度	0.02	1.2	0.02
アンカーボルト	引張力 (N)	1.61×10 <sup>5</sup>	4.33×10 <sup>5</sup>	0.38
	せん断力 (N)	8.50×10 <sup>4</sup>	3.03×10 <sup>5</sup>	0.29
	合成力	0.22	1.0	0.22
アンカーボルト (付着力) (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.61×10 <sup>5</sup>	7.68×10 <sup>5</sup>	0.21
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	8.50×10 <sup>4</sup>	8.74×10 <sup>5</sup>	0.10

表 7.1-1(3) 評価結果 (地震時①) (鋼矢板 (取り合い部④))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	72	382	0.19
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力 (N)	1.54×10 <sup>5</sup>	4.33×10 <sup>5</sup>	0.36
	せん断力 (N)	7.40×10 <sup>4</sup>	3.03×10 <sup>5</sup>	0.25
	合成力	0.19	1.0	0.19
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.54×10 <sup>5</sup>	4.50×10 <sup>5</sup>	0.35
	せん断力 (N)	7.40×10 <sup>4</sup>	4.44×10 <sup>5</sup>	0.17

表 7.1-2(1) 評価結果（地震時②：内→外方向（負の周面摩擦力の影響を考慮））

（鋼矢板（鋼桁 5））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	226	382	0.60
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	106	217	0.49
	合成応力度	0.37	1.2	0.31
接続ボルト	引張力 (N)	$3.00 \times 10^5$	$4.92 \times 10^6$	0.07
	せん断力 (N)	$5.47 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.20
	合成力	0.04	1.0	0.04
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	35	382	0.10
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	41	217	0.19
	合成応力度	0.05	1.2	0.05
アンカーボルト	引張力 (N)	$2.95 \times 10^5$	$4.33 \times 10^5$	0.69
	せん断力 (N)	$2.04 \times 10^5$	$3.03 \times 10^5$	0.68
	合成力	0.92	1.0	0.92
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$2.95 \times 10^5$	$8.09 \times 10^5$	0.37
	せん断力 (N)	$2.04 \times 10^5$	$1.25 \times 10^6$	0.17

表 7.1-2(2) 評価結果（地震時②：外→内方向（負の周面摩擦力の影響を考慮））

(鋼矢板（鋼桁5）)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	249	382	0.66
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	94	217	0.44
	合成応力度	0.45	1.2	0.38
接続ボルト	引張力(N)	3.93×10 <sup>6</sup>	4.92×10 <sup>6</sup>	0.80
	せん断力(N)	5.13×10 <sup>5</sup>	2.83×10 <sup>6</sup>	0.19
	合成力	0.68	1.0	0.68
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	382	0.09
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	217	0.19
	合成応力度	0.05	1.2	0.05
アンカーボルト	引張力(N)	2.88×10 <sup>5</sup>	4.33×10 <sup>5</sup>	0.67
	せん断力(N)	2.01×10 <sup>5</sup>	3.03×10 <sup>5</sup>	0.67
	合成力	0.89	1.0	0.89
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N)	2.88×10 <sup>5</sup>	8.09×10 <sup>5</sup>	0.36
	せん断力(N)	2.01×10 <sup>5</sup>	1.25×10 <sup>6</sup>	0.17

表 7.1-2(3) 評価結果（地震時②：（負の周面摩擦力の影響を考慮））

(鋼矢板（取り合い部④）)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	222	382	0.59
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	217	0.13
	合成応力度	0.36	1.2	0.30
アンカーボルト	引張力(N)	2.91×10 <sup>5</sup>	4.33×10 <sup>5</sup>	0.68
	せん断力(N)	9.60×10 <sup>4</sup>	3.03×10 <sup>5</sup>	0.32
	合成力	0.56	1.0	0.56
アンカーボルト(付着力) (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N)	2.91×10 <sup>5</sup>	4.50×10 <sup>5</sup>	0.65
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力(N)	9.60×10 <sup>4</sup>	4.44×10 <sup>5</sup>	0.22

表 7.1-3(1) 評価結果 (重畳時①) (鋼矢板 (鋼桁 5) )

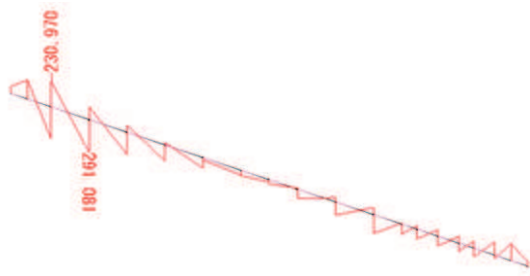
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	212	382	0.56
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.19
	合成応力度	0.31	1.2	0.26
接続ボルト	引張力 (N)	$4.60 \times 10^5$	$4.92 \times 10^6$	0.10
	せん断力 (N)	$9.07 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.33
	合成力	0.11	1.0	0.11
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	217	0.09
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	$1.23 \times 10^5$	$4.33 \times 10^5$	0.29
	せん断力 (N)	$5.90 \times 10^4$	$3.03 \times 10^5$	0.20
	合成力	0.12	1.0	0.12
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$1.23 \times 10^5$	$8.09 \times 10^5$	0.16
	せん断力 (N)	$5.90 \times 10^4$	$1.25 \times 10^6$	0.05

表 7.1-4(1) 評価結果 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮)) (鋼矢板 (鋼桁 5))

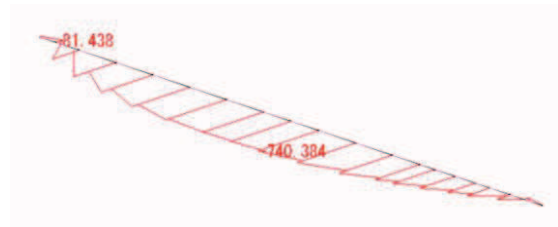
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	341	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	97	217	0.45
	合成応力度	0.83	1.2	0.70
接続ボルト	引張力 (N)	$1.77 \times 10^6$	$4.92 \times 10^6$	0.36
	せん断力 (N)	$8.43 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.30
	合成力	0.22	1.0	0.22
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	32	382	0.09
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力 (N)	$2.73 \times 10^5$	$4.33 \times 10^5$	0.64
	せん断力 (N)	$1.88 \times 10^5$	$3.03 \times 10^5$	0.63
	合成力	0.79	1.0	0.79
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$2.73 \times 10^5$	$8.09 \times 10^5$	0.34
	せん断力 (N)	$1.88 \times 10^5$	$1.25 \times 10^6$	0.16

## 7.2 断面力分布

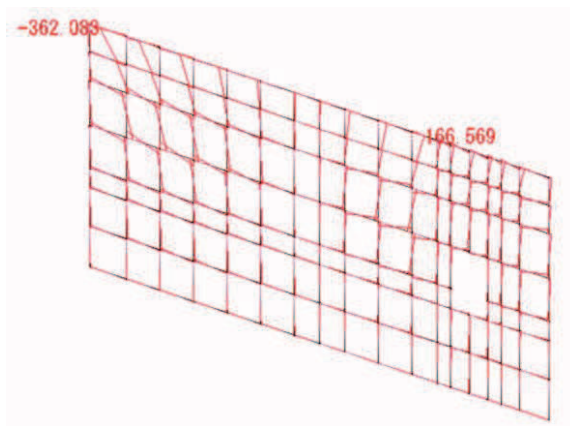
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7.2-1～図 7.2-4 に示す



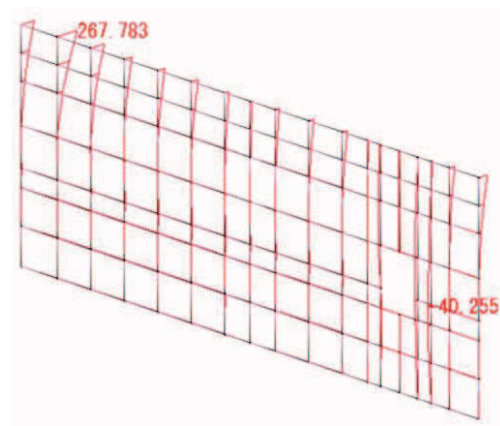
Mz 図 角型鋼管



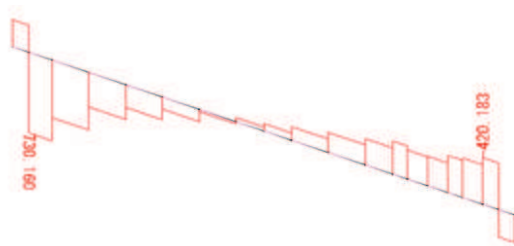
My 図 角型鋼管



Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板  
My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

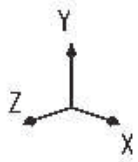
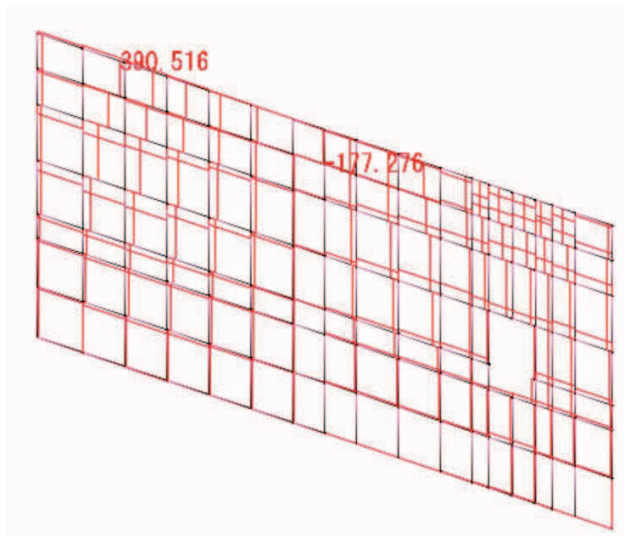
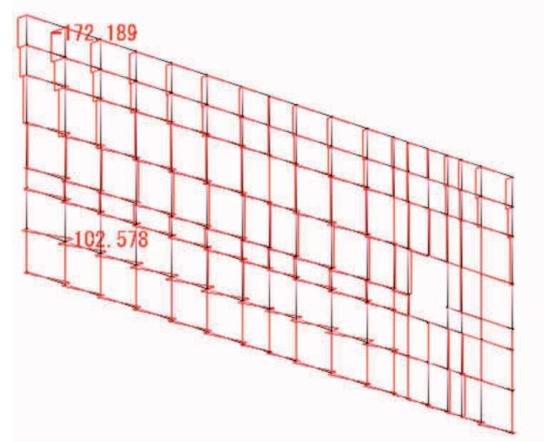


図 7.2-1(1) 断面力図 (地震時: 内→外方向)

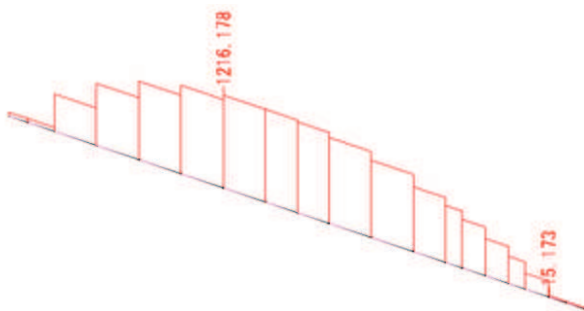


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板

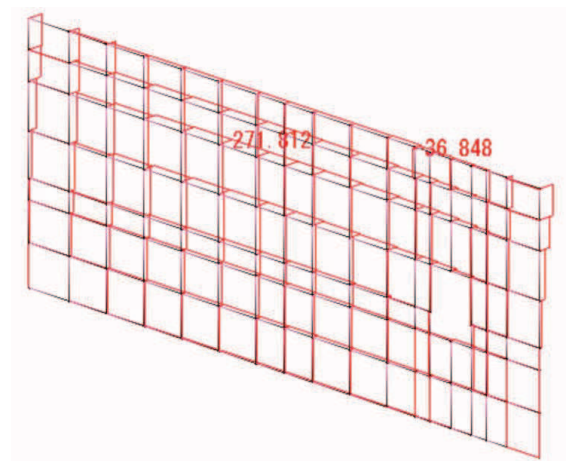
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

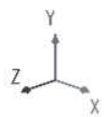


図 7.2-1(2) 断面力図 (地震時: 内→外方向)

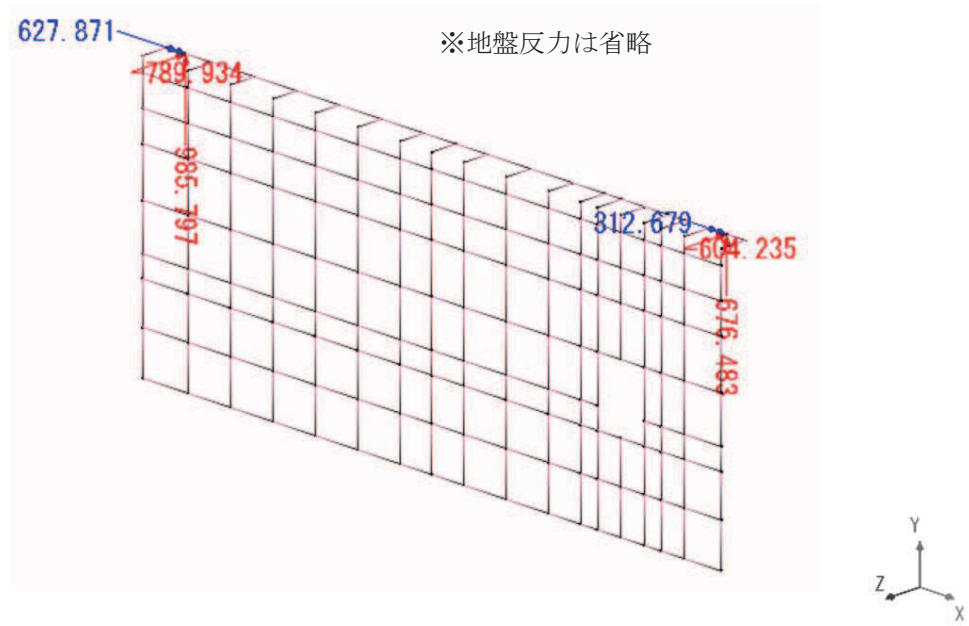


図 7.2-1(3) 反力図 (地震時 正の方向)

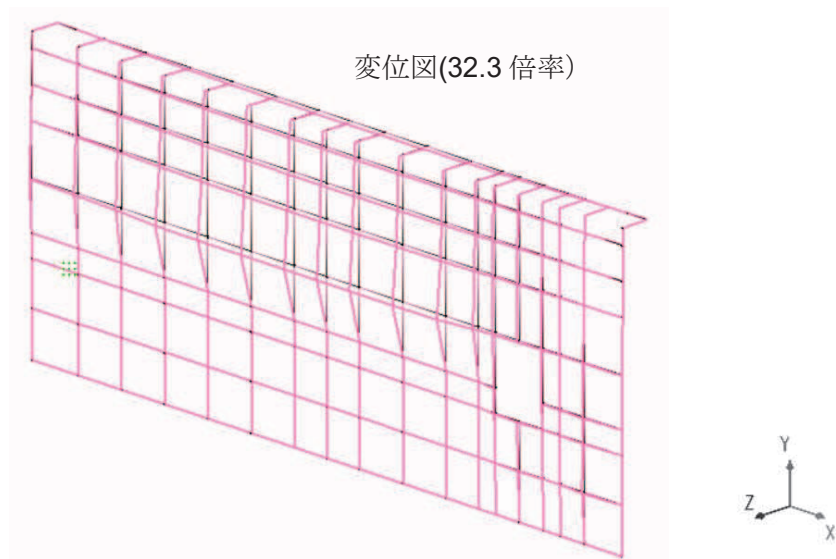
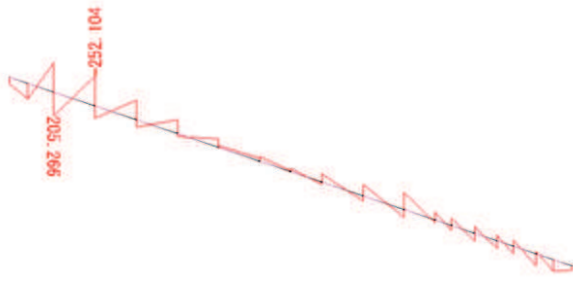
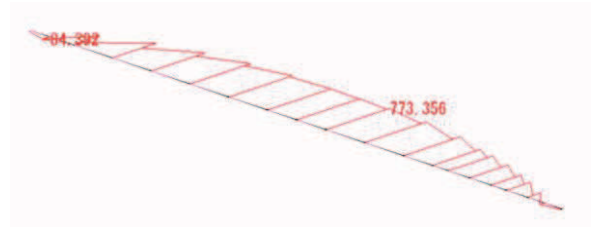


図 7.2-1(4) 変形図 (地震時：内→外方向)

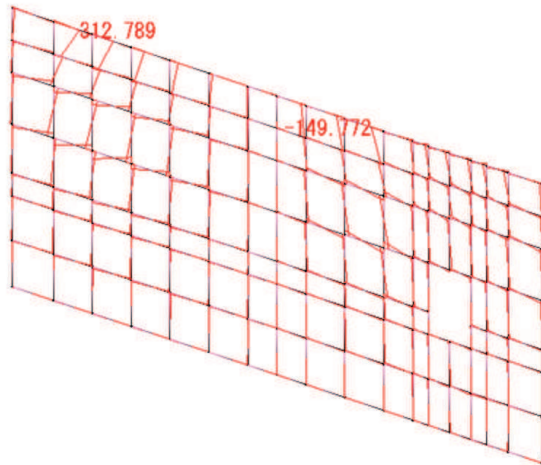




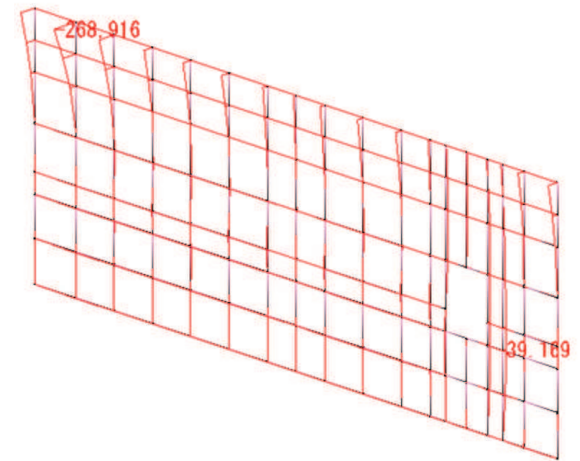
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

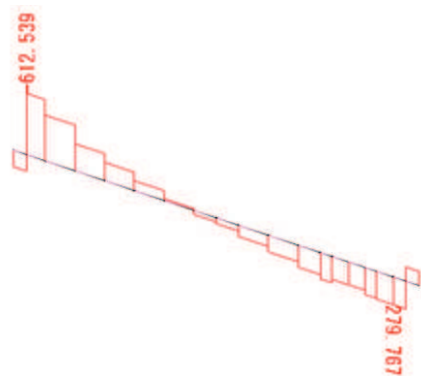


Mz 図 鋼板

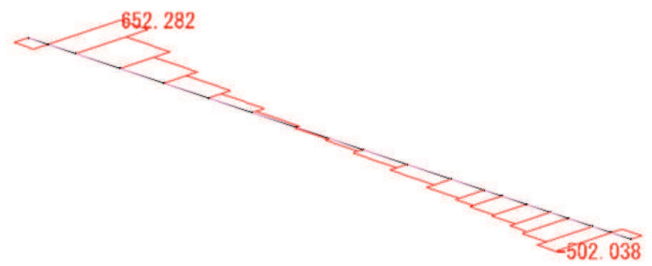


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

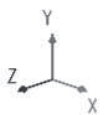
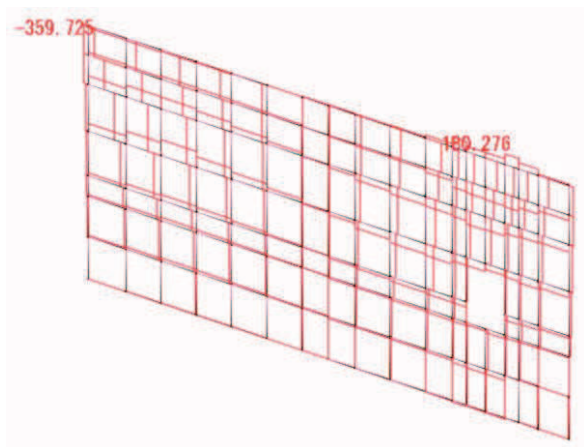
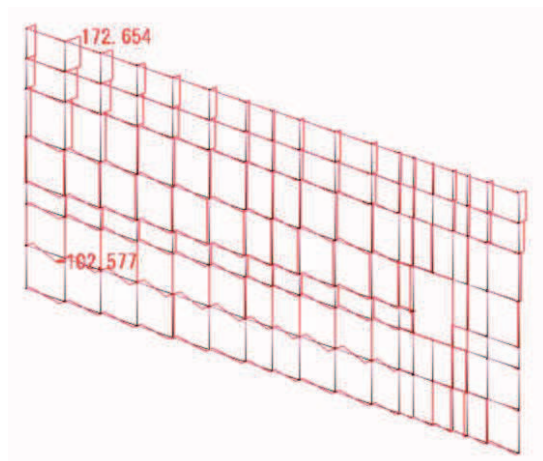


図 7.2-2(1) 断面力図 (地震時: 外→内方向)

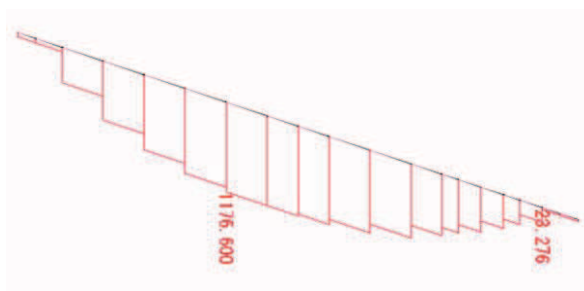


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板

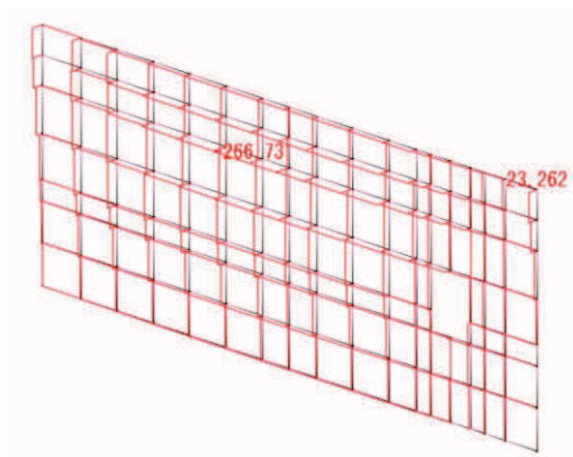
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

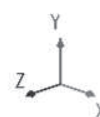


図 7.2-2(2) 断面力図 (地震時: 外→内方向)

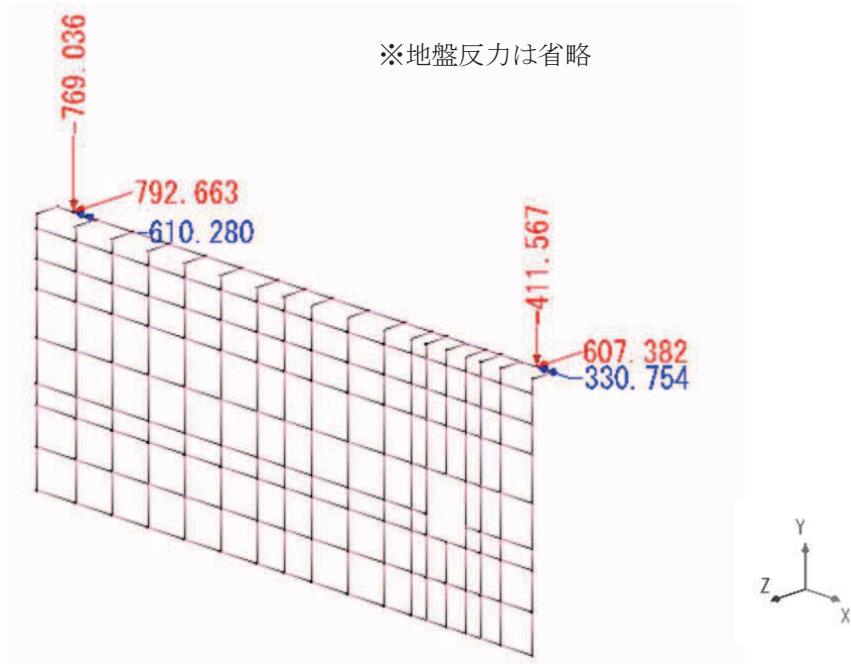


图 7.2-2(3) 反力图 (地震時：外→内方向)

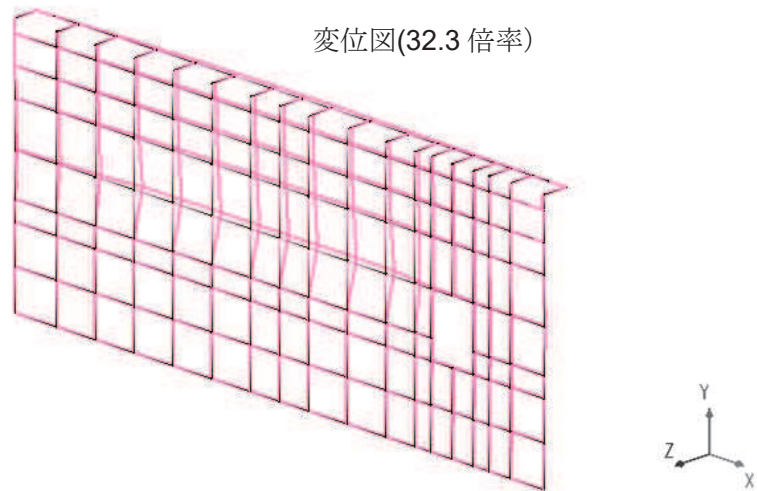
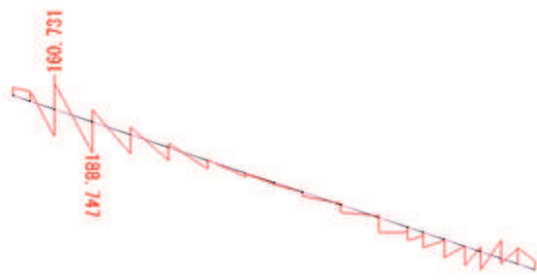
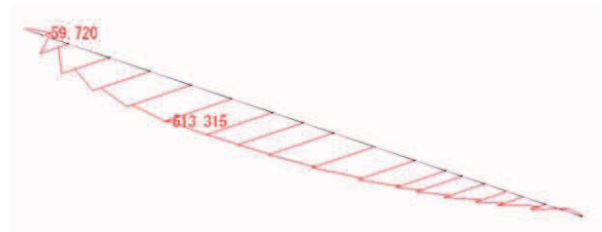


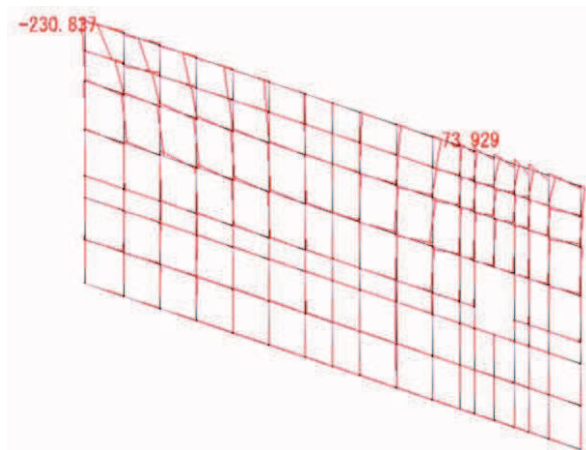
图 7.2-2(4) 変形图 (地震時：外→内方向)



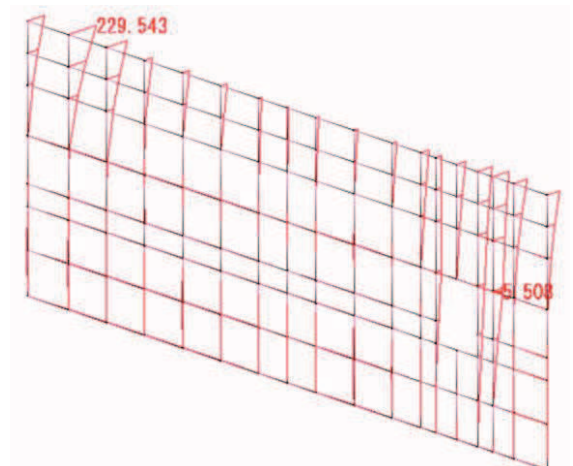
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

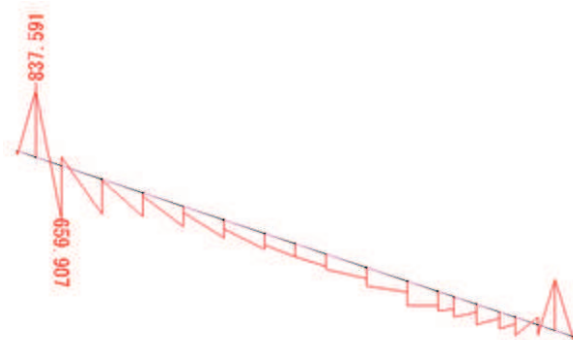


Mz 図 鋼板

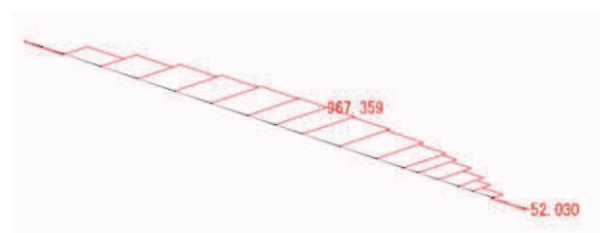


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

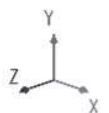
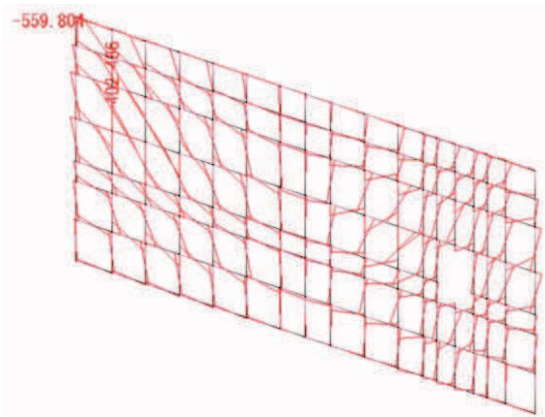
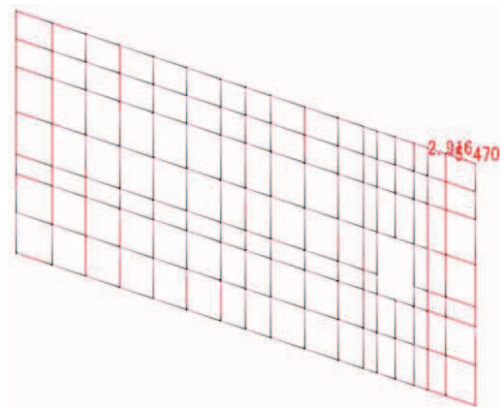


図 7.2-3(1) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

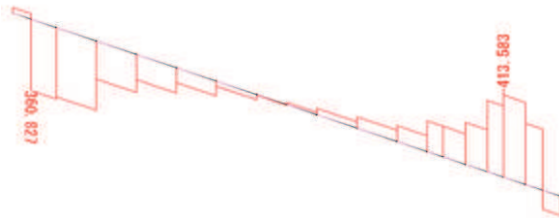


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

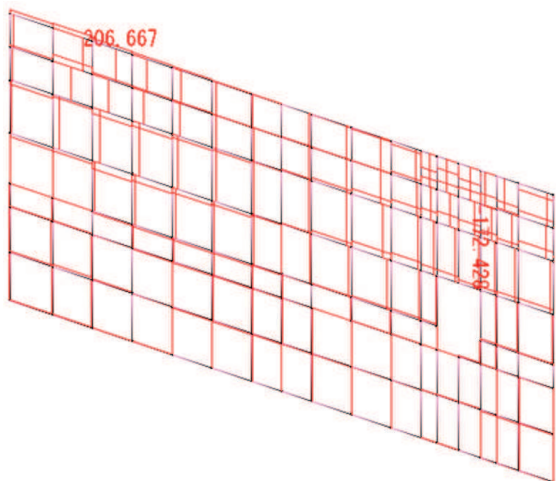
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

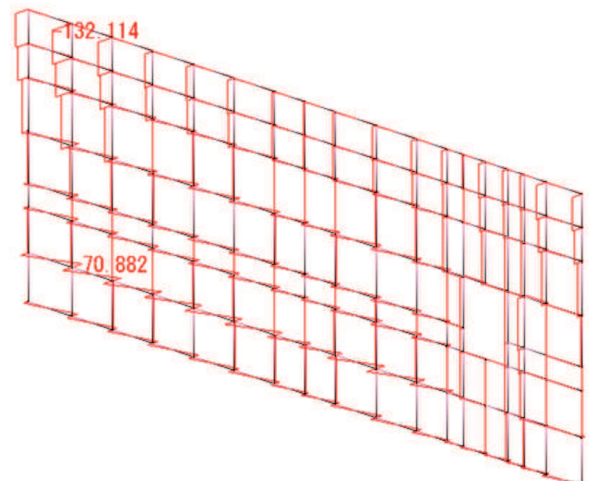


Sz 図 角型鋼管



Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

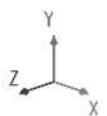
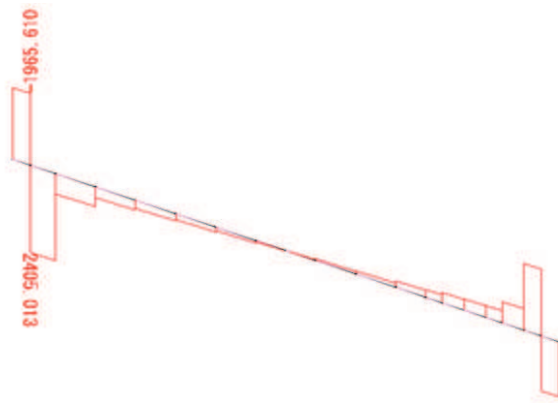


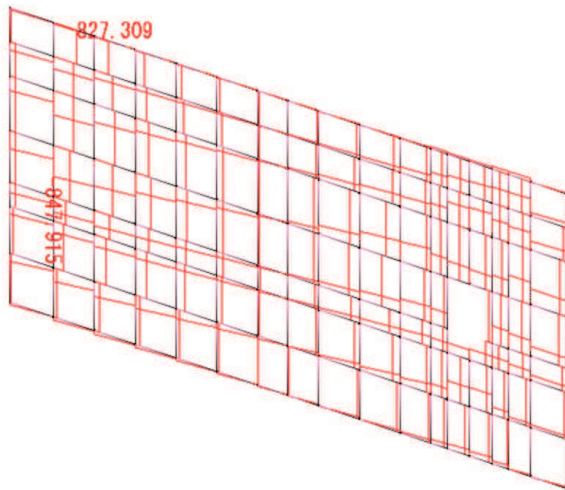
図 7.2-3(2) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



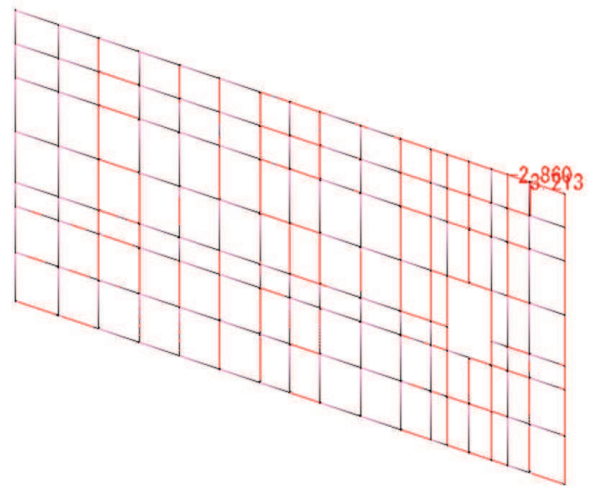
Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



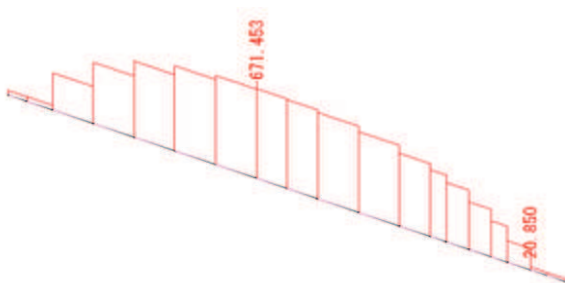
Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



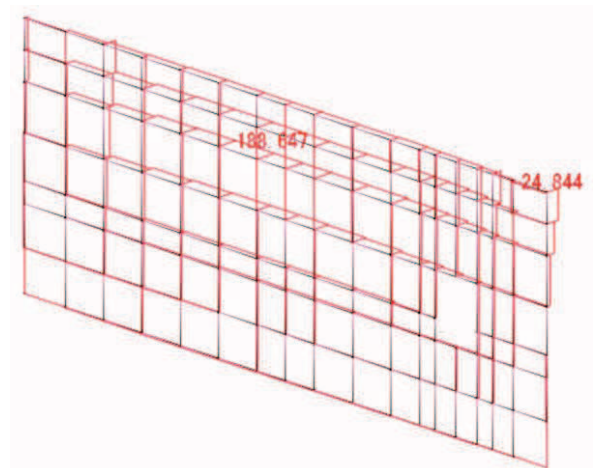
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)  
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板(負の周面摩擦力)

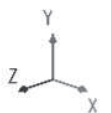


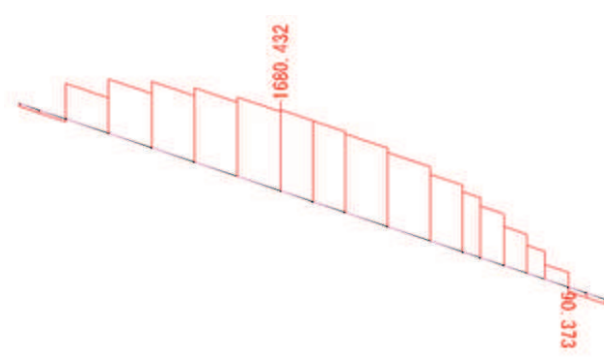
N 図 角型鋼管



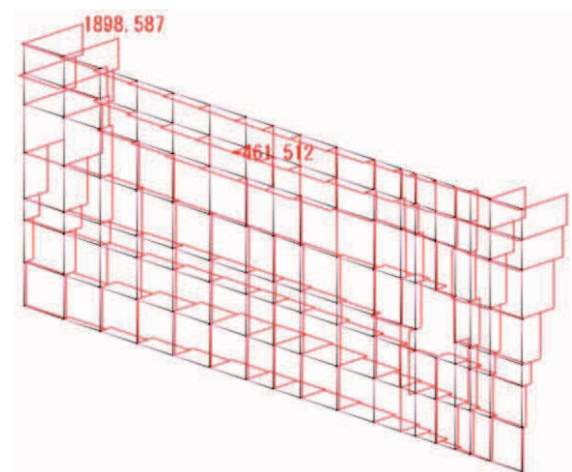
N 図 鋼板

図 7.2-3(3) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮





N図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N図 鋼板(負の周面摩擦力)

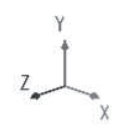


図 7.2-3(4) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

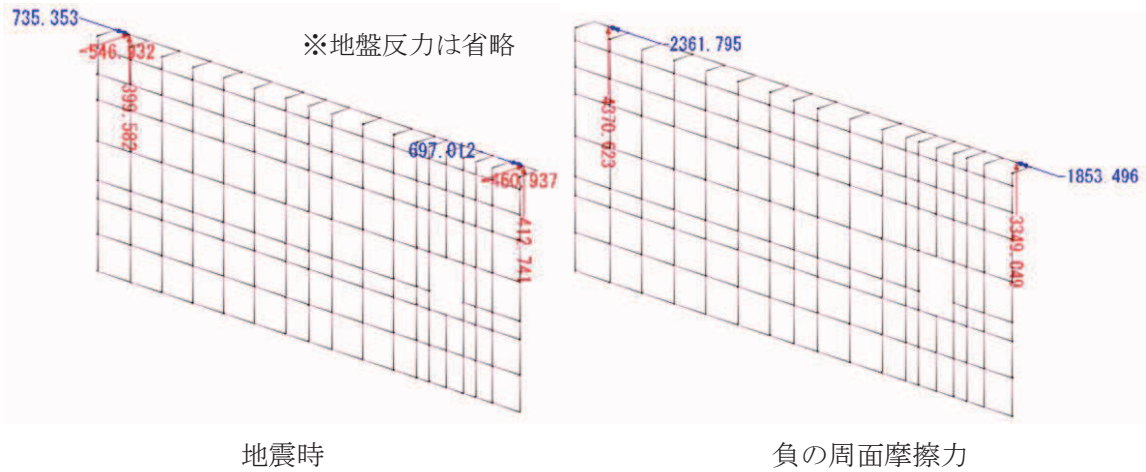


図 7.2-3(5) 反力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

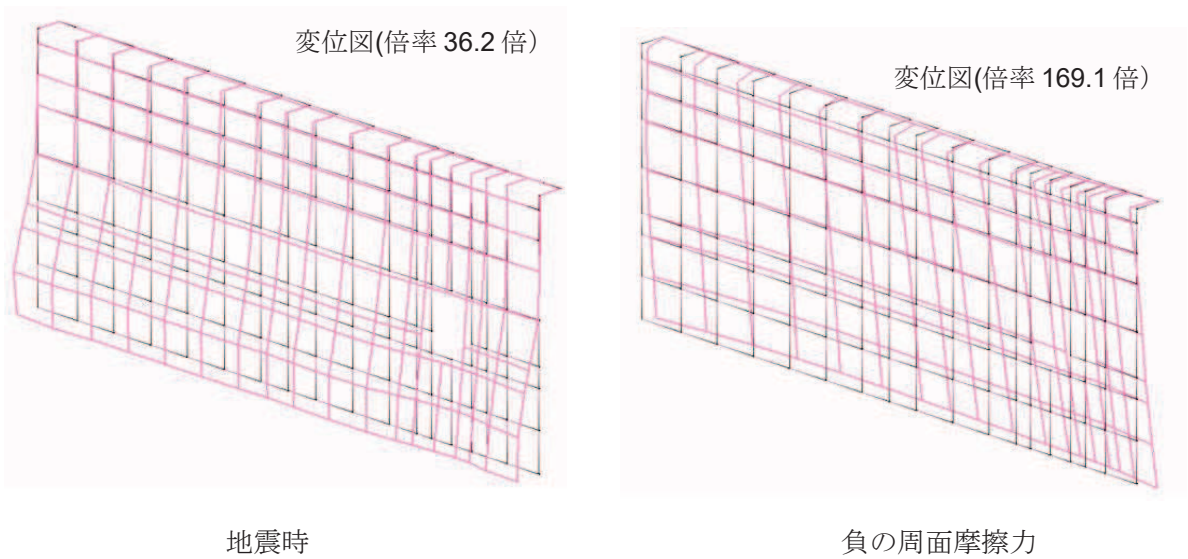
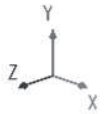
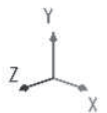
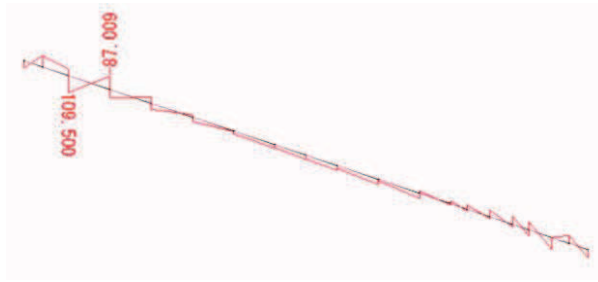


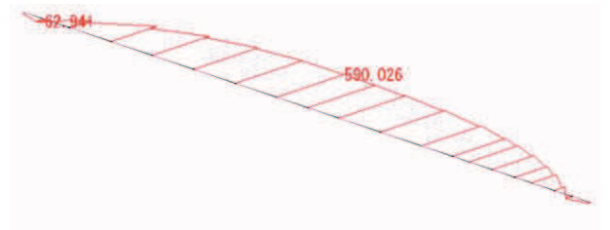
図 7.2-3(6) 変形図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



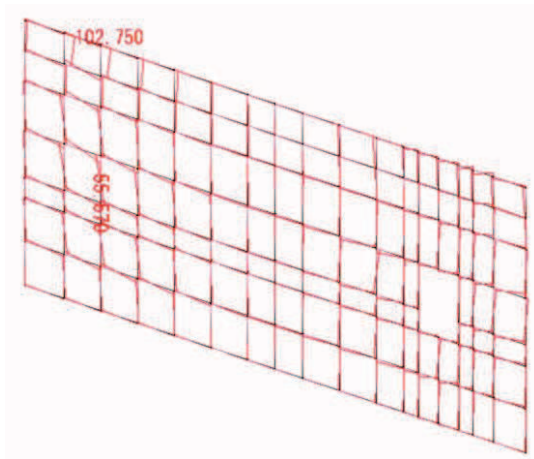




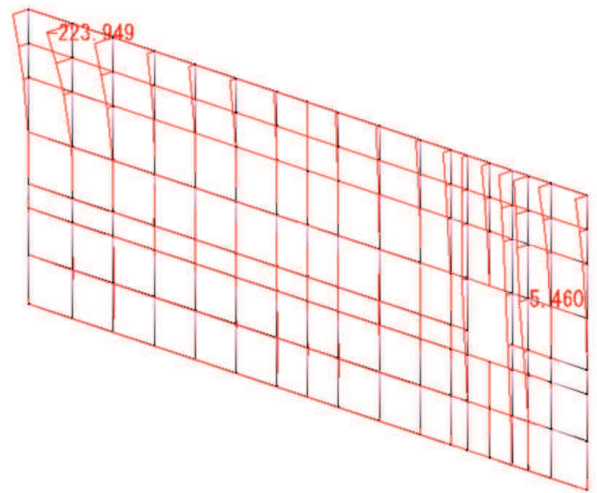
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

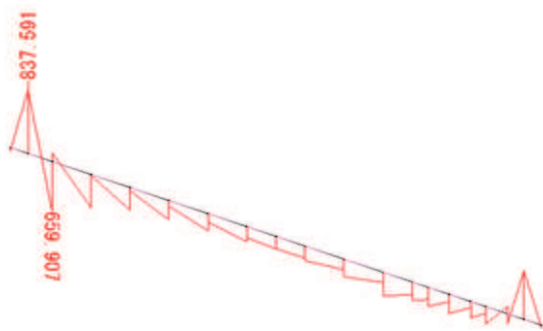


Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

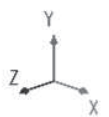
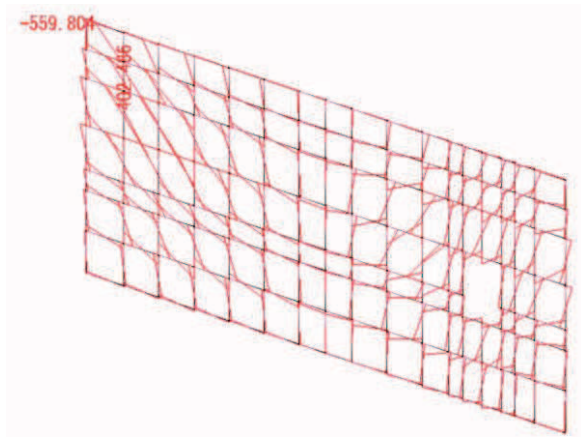
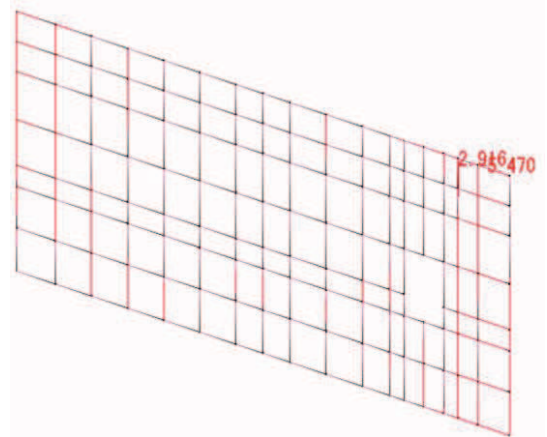


図 7.2-4(1) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

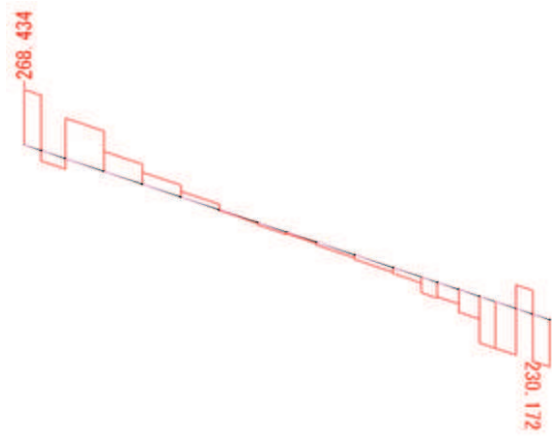


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)

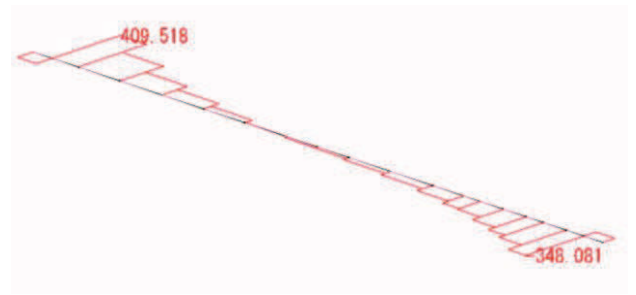


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

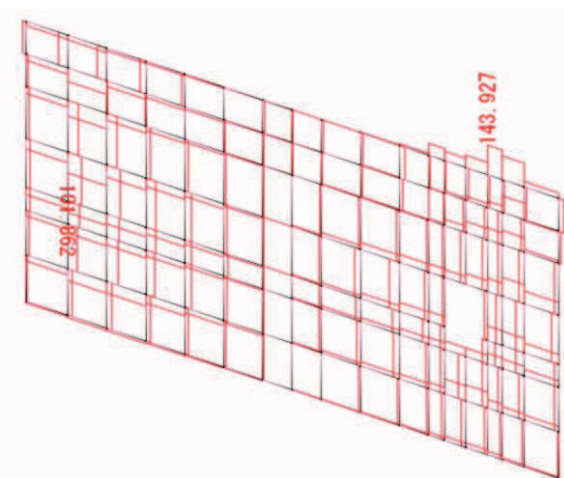
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

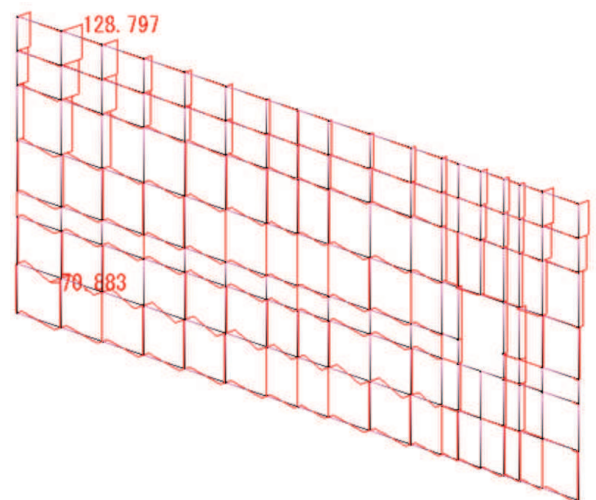


Sz 図 角型鋼管



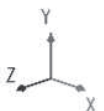
Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

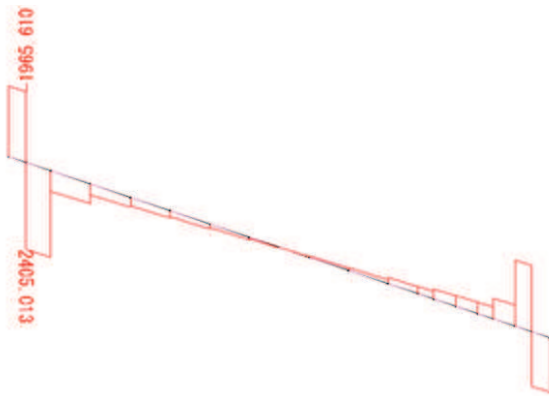
Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

図 7.2-4(2) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮

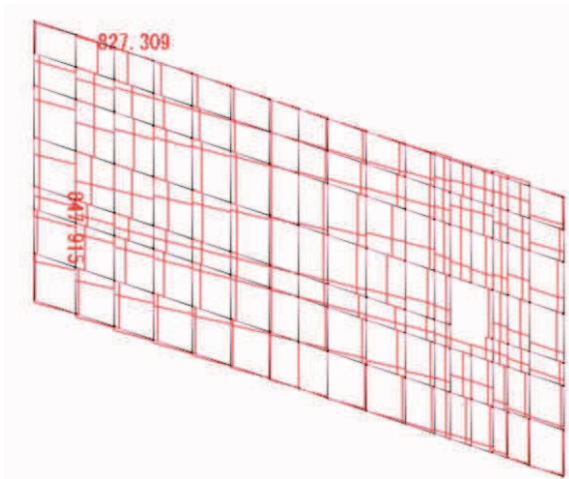




Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

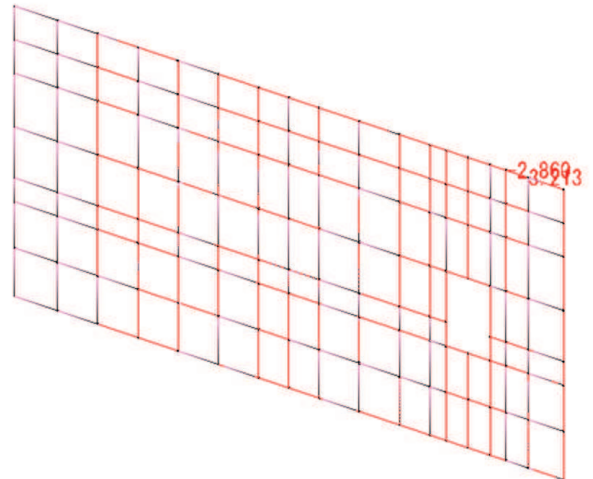


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

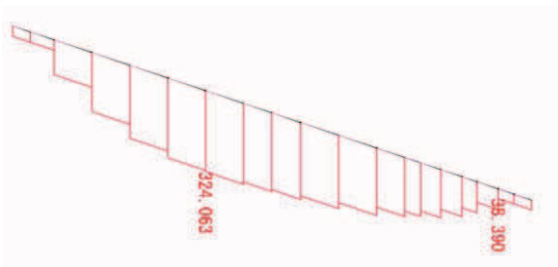


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

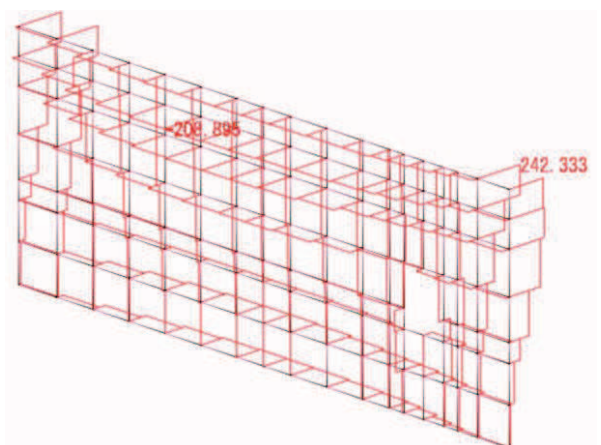
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板

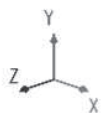


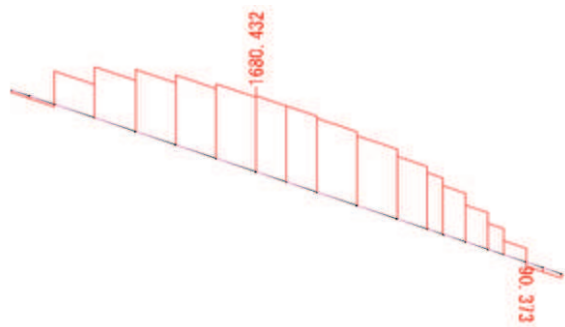
N 図 角型鋼管



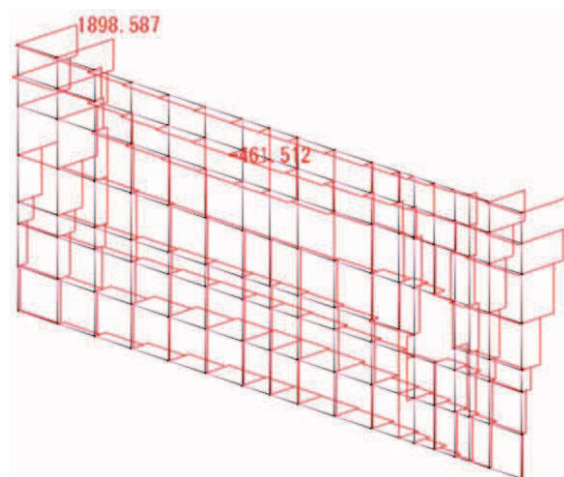
N 図 鋼板

図 7.2-4(3) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮





N図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N図 鋼板(負の周面摩擦力)

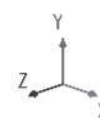
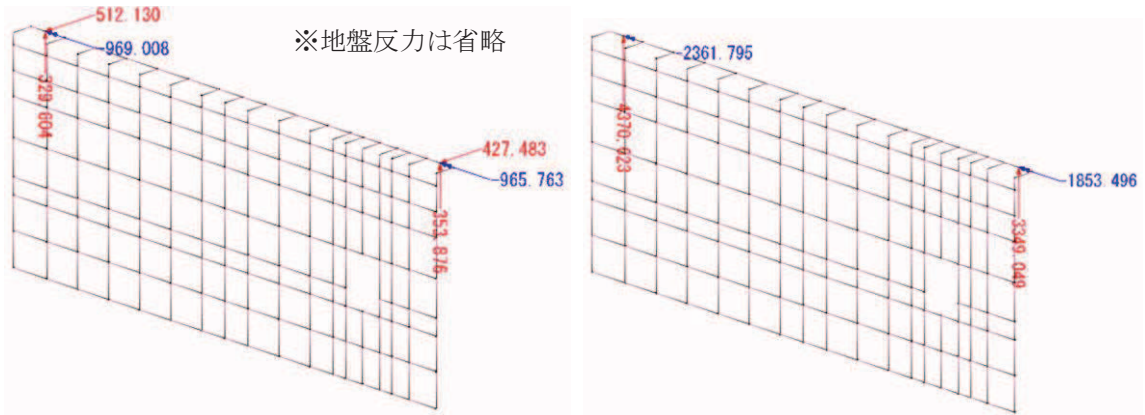


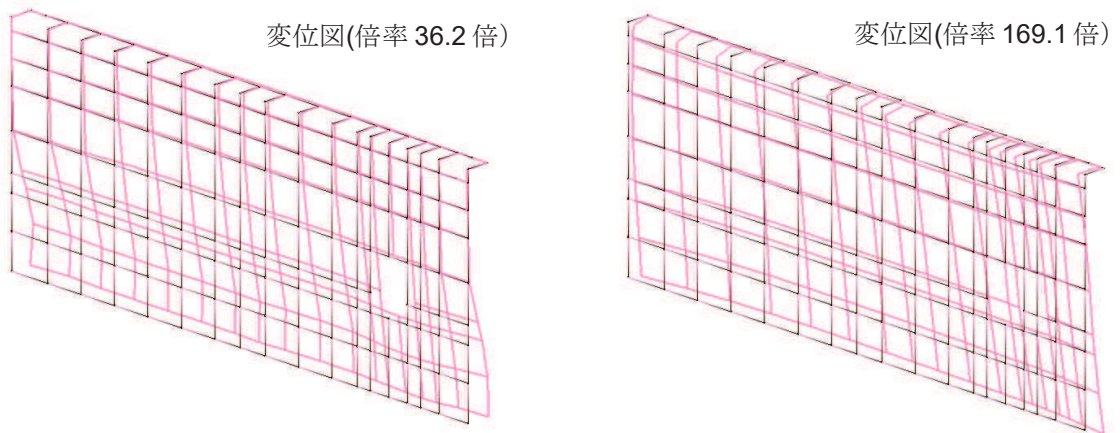
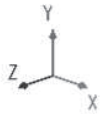
図 7.2-4(4) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



地震時

負の周面摩擦力

図 7.2-4(5) 反力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



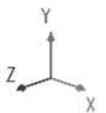
変位図(倍率 36.2 倍)

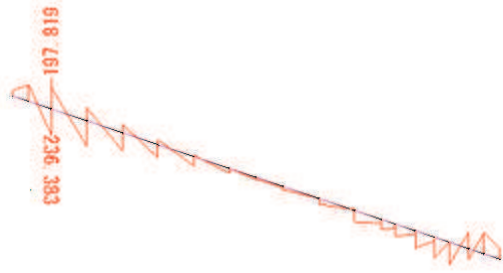
変位図(倍率 169.1 倍)

地震時

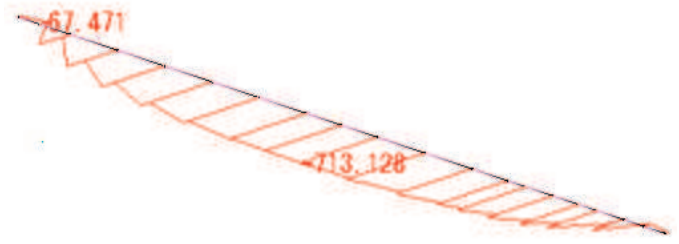
負の周面摩擦力

図 7.2-4(6) 変形図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

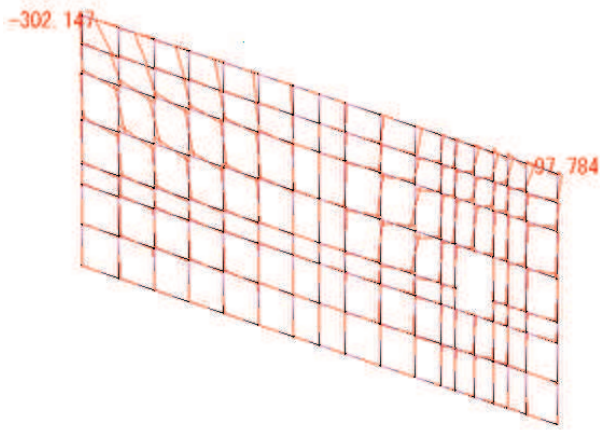




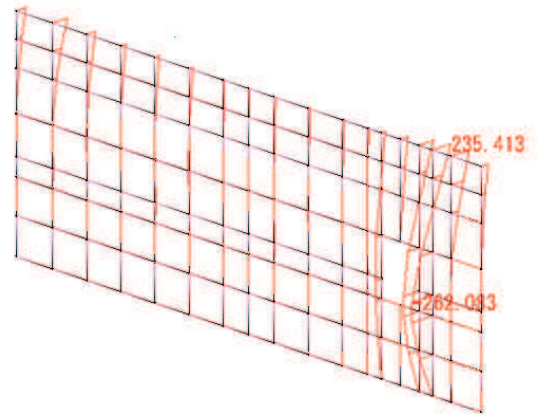
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管



Mz 図(面内) 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



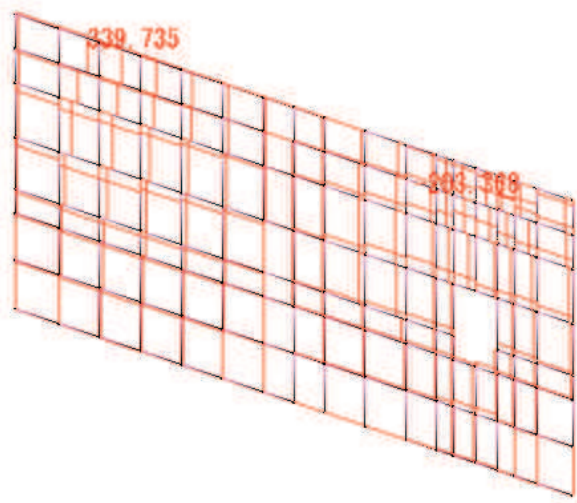
Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

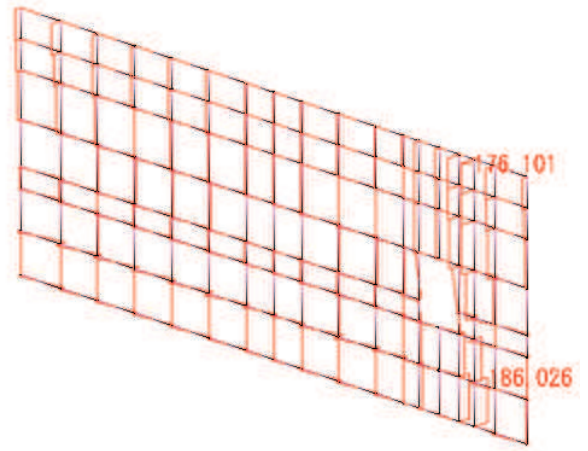


図 7.2-5(1) 断面力図 (重畳時①)

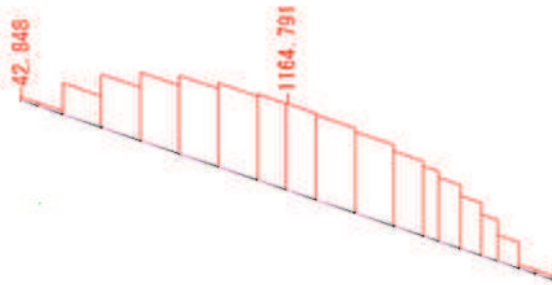


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板

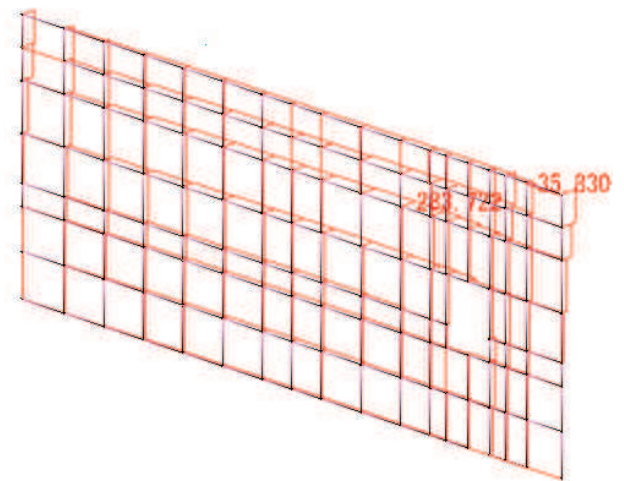
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

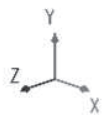


図 7.2-5(2) 断面力図 (重畳時①)

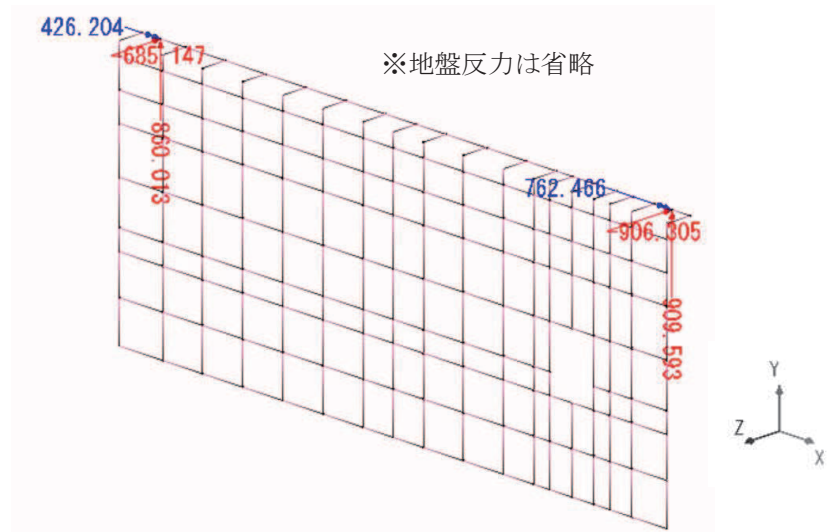


图 7.2-5(3) 反力图 (重叠时①)

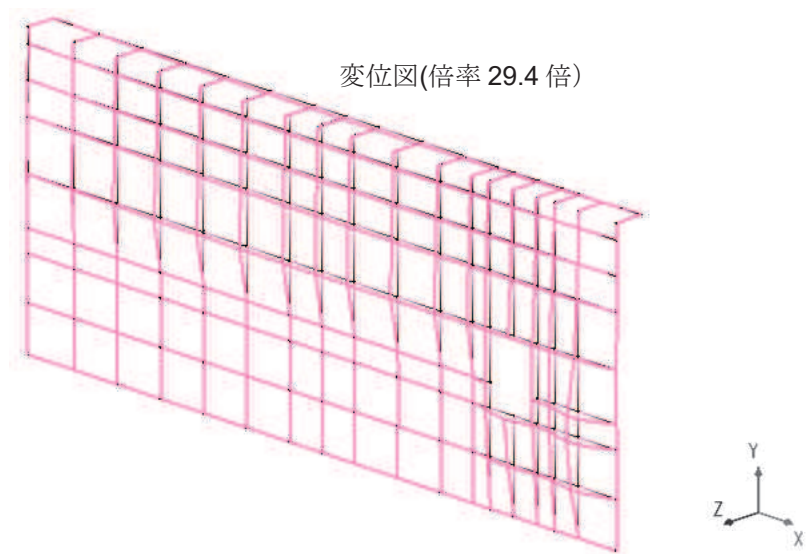
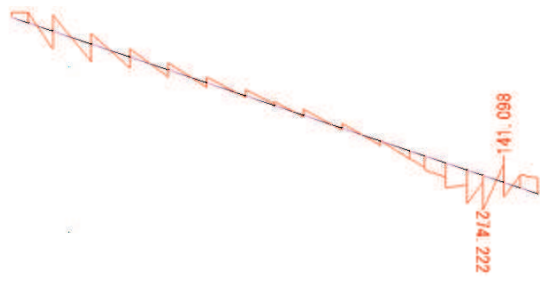
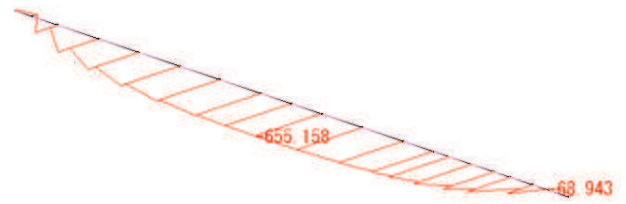


图 7.2-5(4) 变形图 (重叠时①)

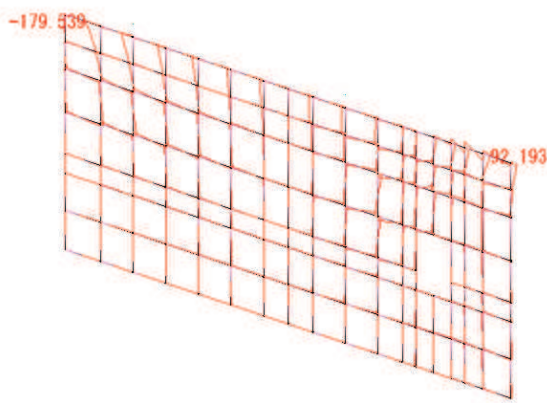




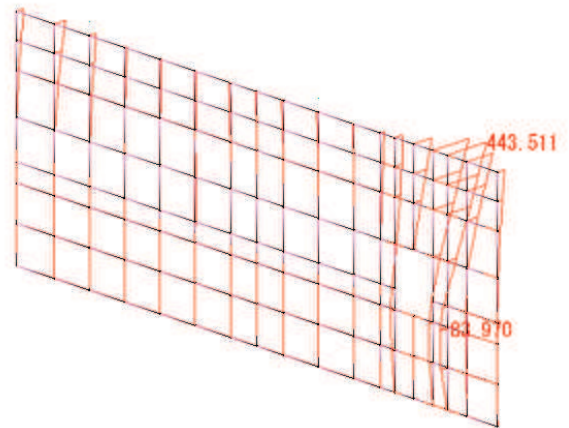
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

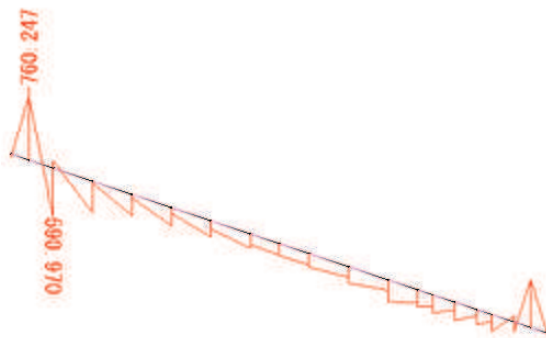


Mz 図 鋼板

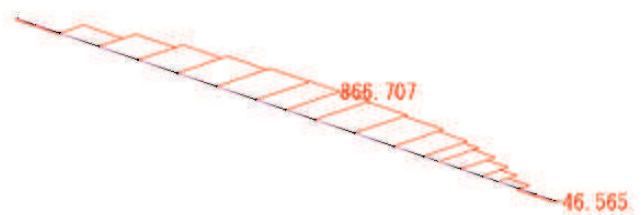


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

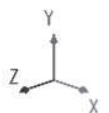
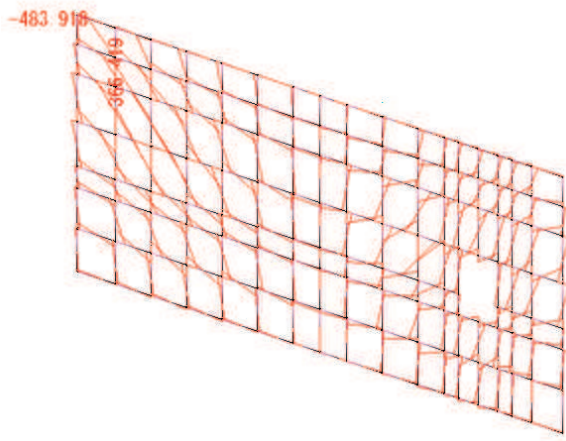
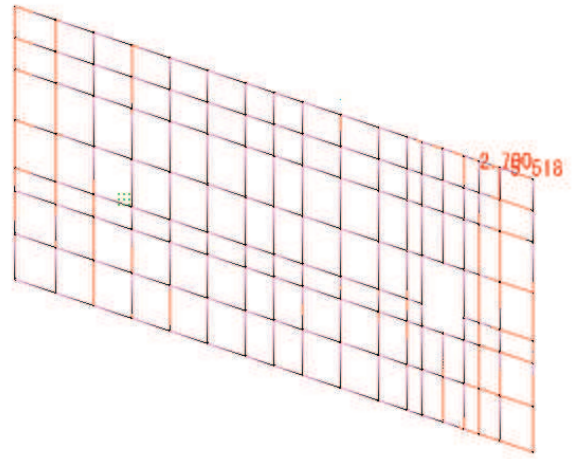


図 7.2-6(1) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

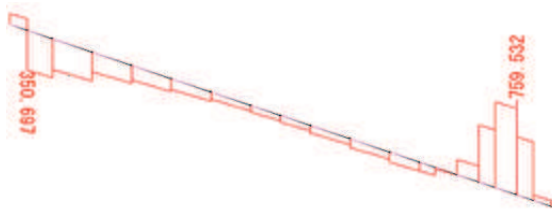


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

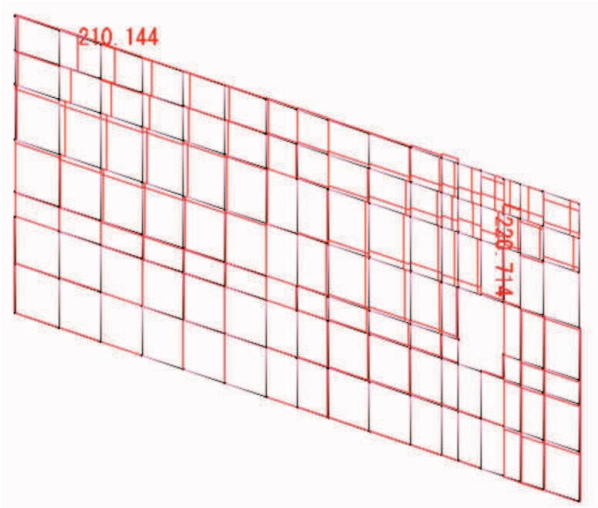
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

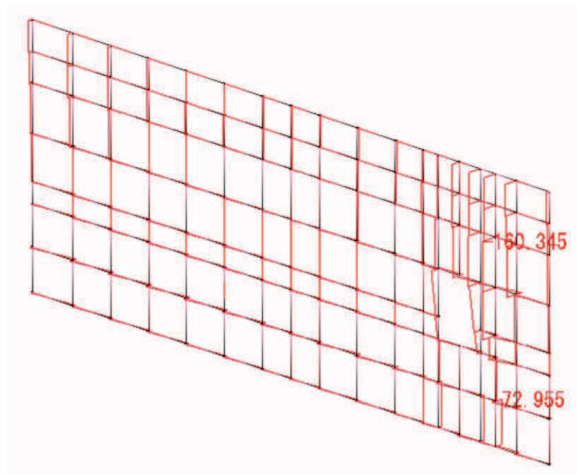


Sz 図 角型鋼管



Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

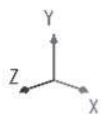
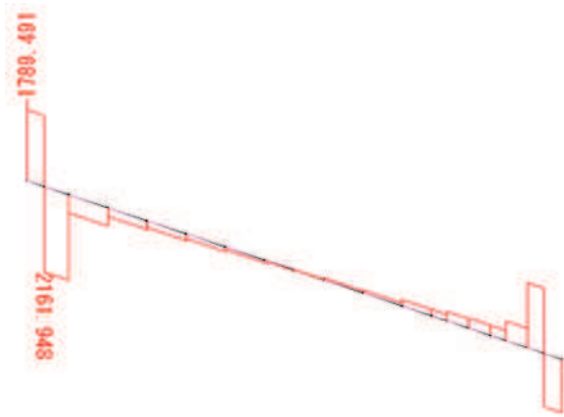


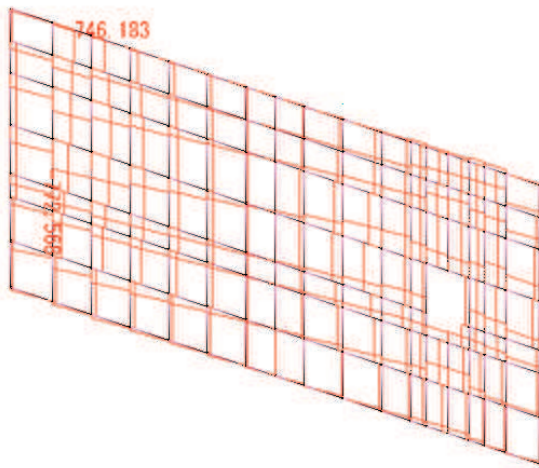
図 7.2-6(2) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

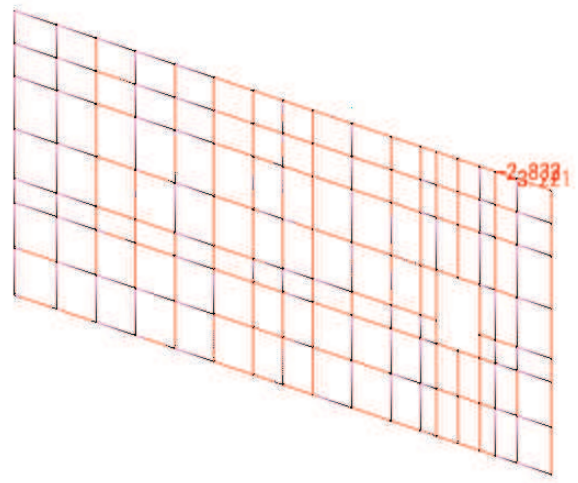


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

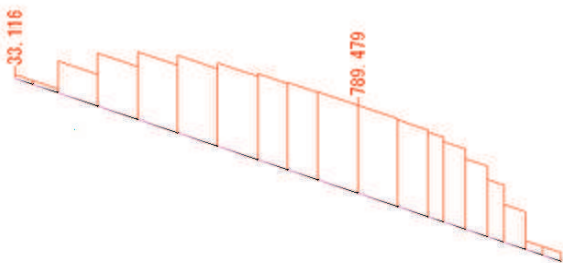


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

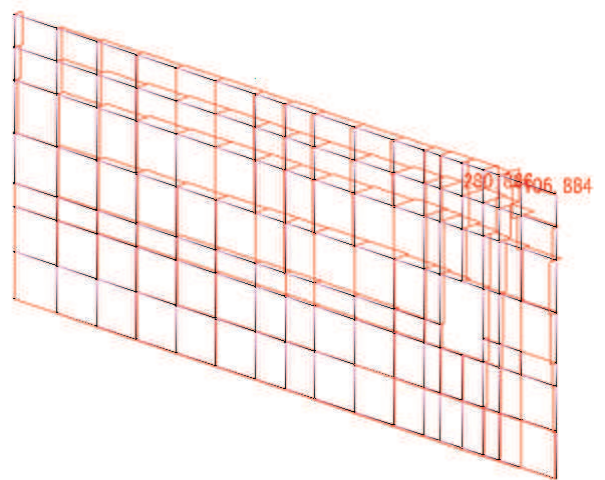
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

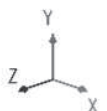
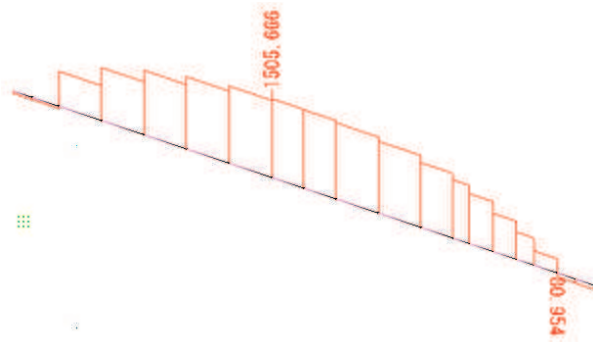
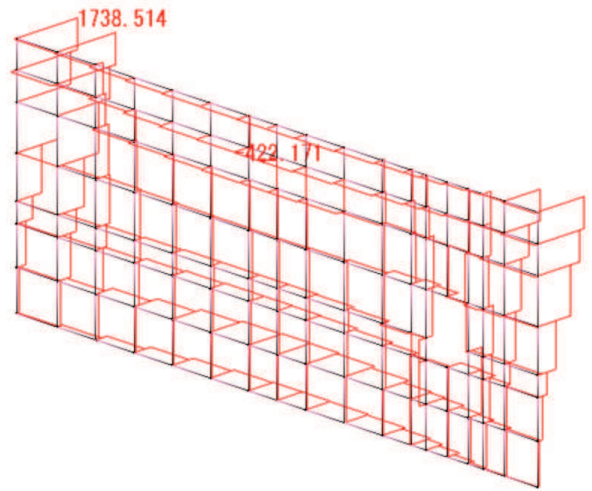


図 7.2-6(3) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



N 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

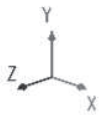


図 7.2-6(4) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

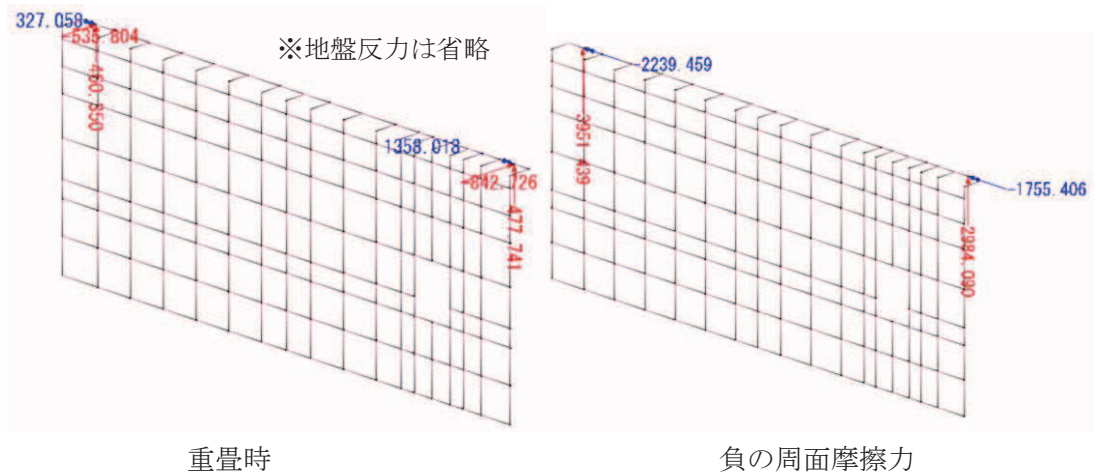


図 7.2-6(5) 反力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

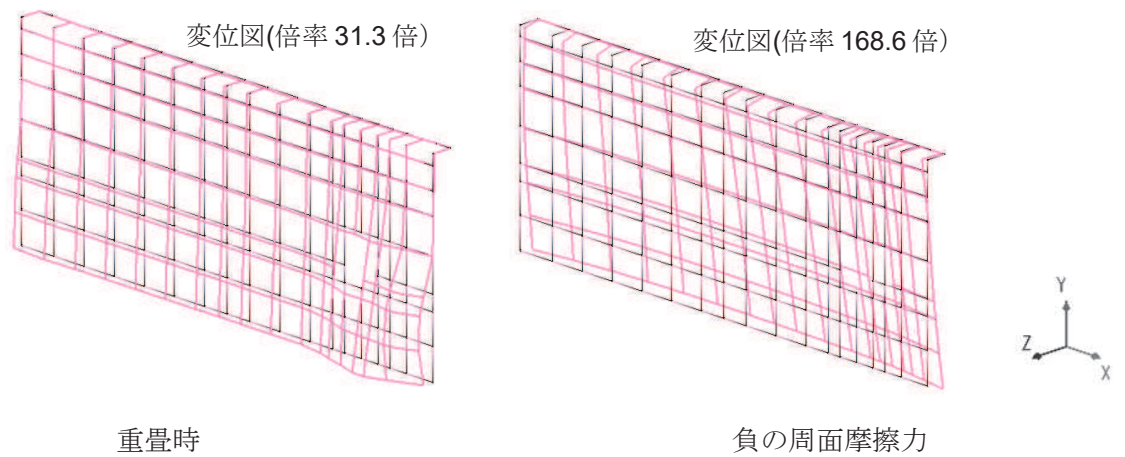


図 7.2-6(6) 変形図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

- 6 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明

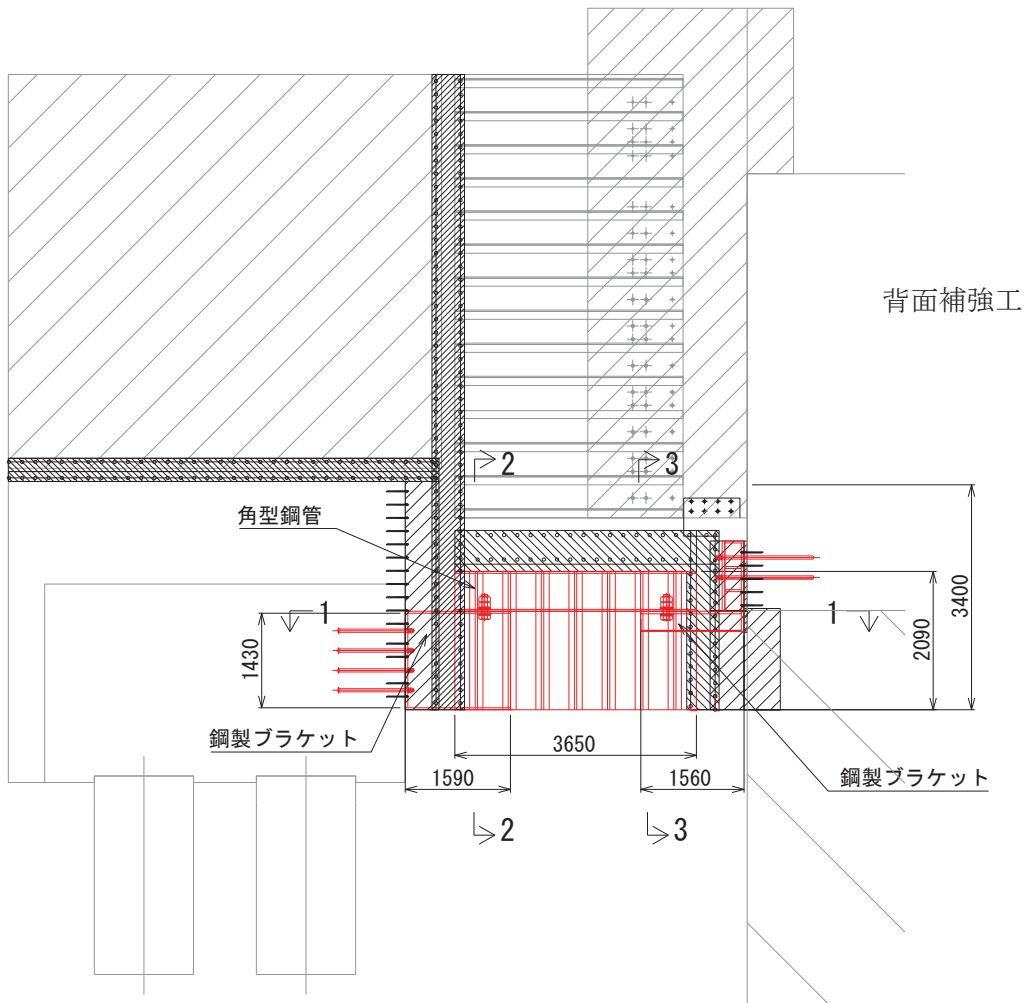
目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	19
3. 評価対象	24
4. 固有周期の計算	25
4.1 RC壁	25
4.2 鋼板	36
5. 荷重及び荷重の組合せ	51
5.1 荷重の設定	51
5.2 荷重の組合せ	53
5.3 設計用地震力	57
6. 評価方法及び材料諸元	65
6.1 RC壁	65
6.2 鋼板	77
6.3 アンカーボルト	87
7. 評価結果	99
7.1 評価結果	99
7.2 断面力図等	107

   : 本日の説明範囲

(西)

(東)



(正面図)

図 1-10 (2) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要  
(取り合い部④の例)

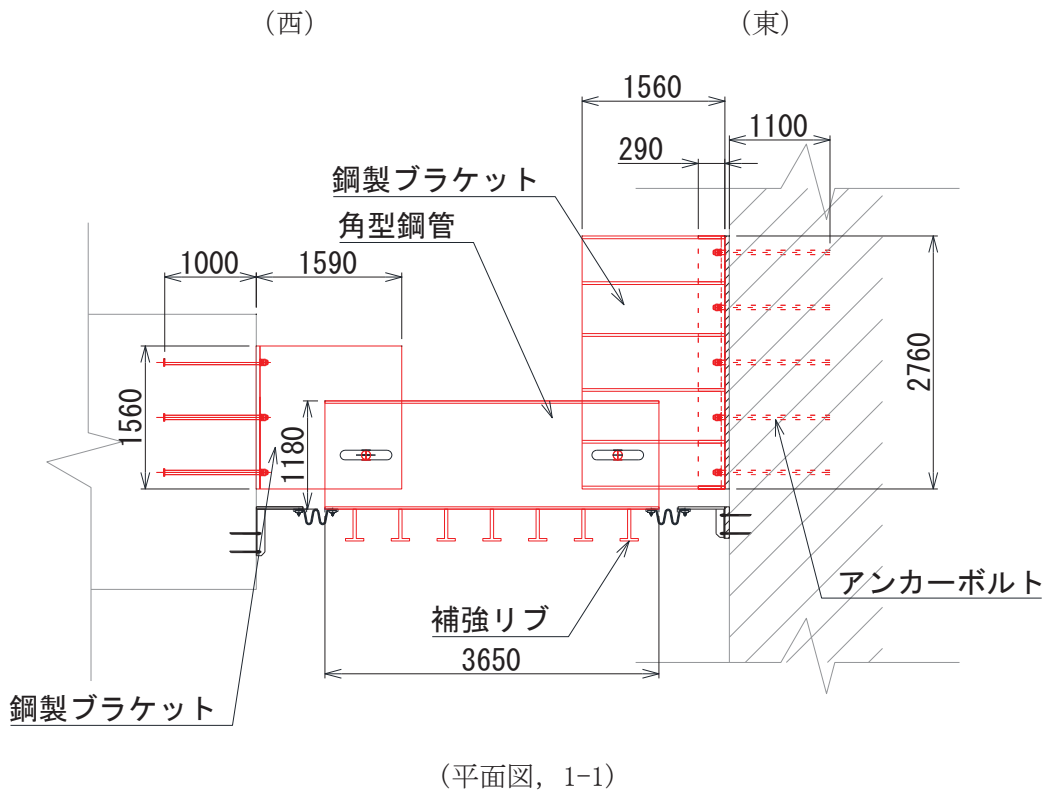


図 1-10 (3) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要  
(取り合い部④の例)

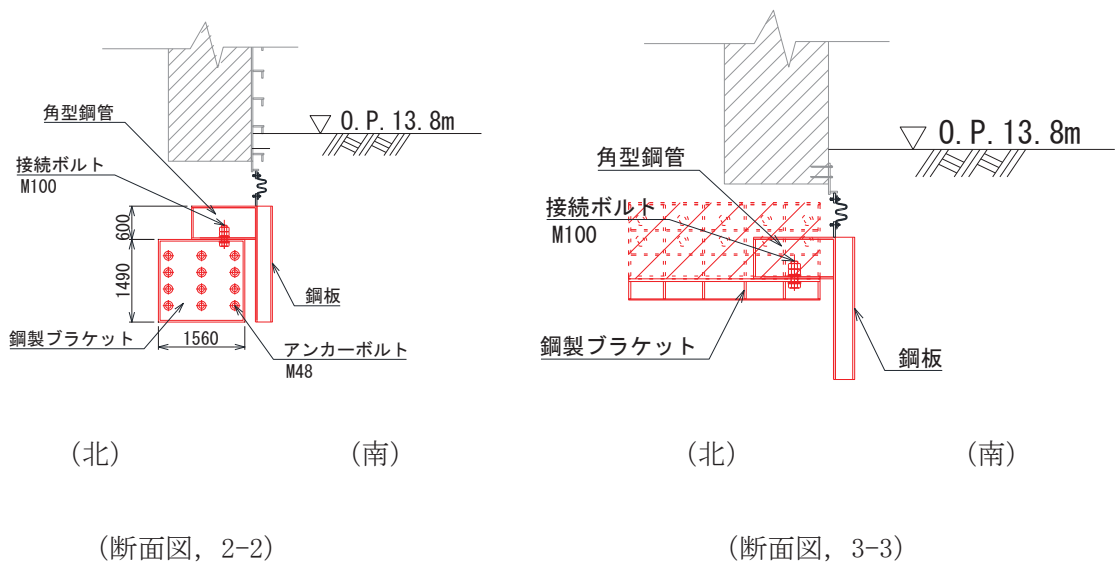


図 1-10 (4) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要  
(取り合い部④の例)



(参考資料2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

## 目 次

1.	概要	1
1.1	地震応答解析手法の概要	1
1.2	キャスク <b>規程</b> の適用性について	3
1.3	妥当性確認の方針	9
2.	変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討1】	13
3.	地盤改良の計画について	18
4.	実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】	26
4.1	検討方針	26
4.2	検討用モデル	30
4.3	解析手法	34
4.4	検討結果	35
5.	不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】	48
5.1	検討方針	48
5.2	検討用モデル	48
5.3	解析手法	60
5.4	検討結果	60
6.	斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【補足検討①】	102
6.1	岩盤斜面部（第2号機放水立坑）	104
6.2	岩盤不陸部（第3号機放水立坑）	110
7.	フーチンダー地盤間の相互作用の影響検討【補足検討②】	114
7.1	検討方針	114
7.2	検討用モデル	115
7.3	検討結果	119
8.	静的評価に基づく杭応力の検討【補足検討③】	126
8.1	検討方針	126
8.2	検討方法	127
8.3	検討結果	131
9.	地盤ばねの設定に係る妥当性検討【補足検討④】	141
9.1	検討方針	141
9.2	検討結果	143
10.	検討結果	145
11.	解析条件（FEMモデル）	147
11.1	解析手法	147
11.2	解析モデル	148

11.3	構造物のモデル化	159
11.4	地盤のモデル化	165
11.5	減衰定数	165
11.6	地盤の物性値	167
12.	最大応答値分布	168

その上で、防潮壁の構造が上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）（以下、キャスク規程という。）を参照し、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

## 1.2 キャスク規程の適用性について

キャスク規程における「第1編 総則」には、その適用範囲が以下のように記載されている。

各記載に対して、杭基礎構造物への適用性を確認する。

### (1)対象とする建屋

本規程は、「金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設のための安全審査指針」（原子力安全委員会）（以下、「貯蔵施設安全審査指針」という。）で規定される使用済燃料貯蔵施設における中間貯蔵建屋（以下、「中間貯蔵建屋」という。）の基礎構造の設計に適用する。

#### 【解説】

また、本規程の技術的な内容は、建物の重量、剛性等の構造特性が同等の他の施設の基礎構造の設計において参考にすることができる。

→杭基礎構造防潮壁は中間貯蔵建屋よりも比較的規模が小さいが、基準地震動 $S_s$ による上部工の応答が杭体に与える影響を適切に考慮する観点から、より規模が大きい中間貯蔵建屋の基礎構造の設計が示されているキャスク規程を適用し、地盤-杭基礎-上部工連成系における耐震設計を実施することは問題ないものと考えられる。

### (2)対象とする基礎形式

本規程で対象とする基礎形式は、杭基礎、及び直接基礎の2種類とする。何れの基礎形式においても、支持地盤としては、基準地震動 $S_s$ に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定する。

#### 【解説】

基準地震動 $S_s$ に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持しうる地盤としては、地質時代区分の観点から見ると、第三紀の地盤又は第三紀より古期の地盤・岩体、及び第四紀の地盤（十分な支持力のある更新統）が相当する。

→杭基礎構造防潮壁は、第三紀より古期の岩体（狐崎部層及び牧の浜部層）を支持地盤とした杭基礎構造である。また、杭基礎周辺地盤についても、設計用地下水位以深の液状化検討対象層（盛土及び旧表土）による液状化による変形の影響が及ばないように地盤改良を行う方針としている。以上のことから、キャスク規程の適用範囲内であると考えられる。

## (参考資料 15) 鋼製扉支承部の構造について

### 1. 概要

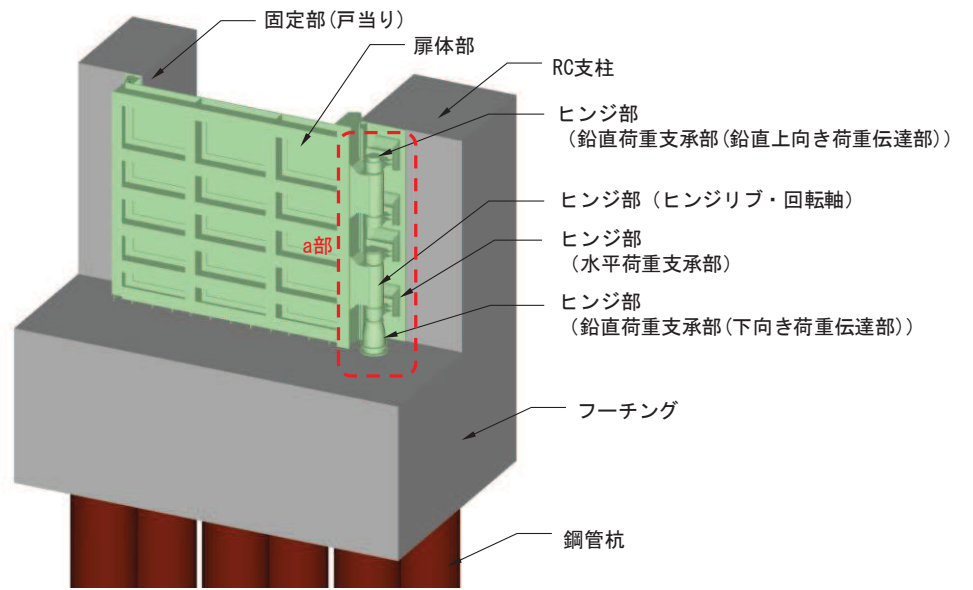
鋼製扉は、扉体（扉体部・固定部・ヒンジ部）及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、扉体部と固定部間には止水ゴム（P 型ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、隣接する構造境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。

扉体は、車両が進入するため、ヒンジ部（扉取付部）により RC 支柱に接合した片開き式の構造で、常時は固定部にて RC 支柱及びフーチングに密着させ、開閉時には人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

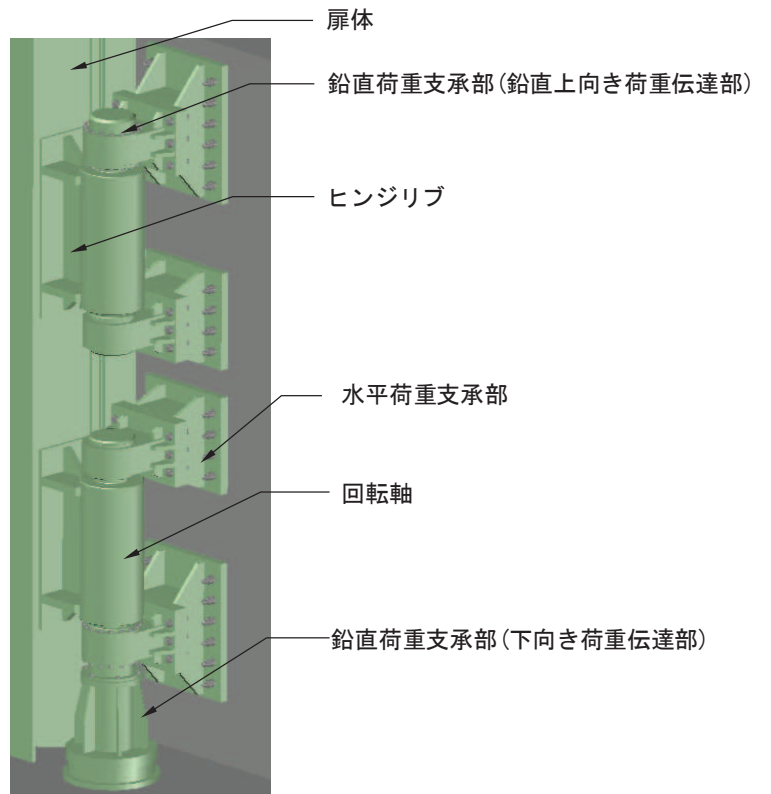
ヒンジ部は、構造が類似する「ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月 ダム・堰施設技術基準（案）」（以下「ダム・堰技術基準」という。）に示されるゲート構造を参照し、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とし、水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。また、鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造としている。

鋼製扉の構造概要を図 15.1-1 に示す。

本資料では、支承部の構造概要を示した上で、類似するダム・堰技術基準に示される水門構造との比較並びに支承部の設計方法について示す。



(全体概要)



(支承部 (a 部) 拡大)

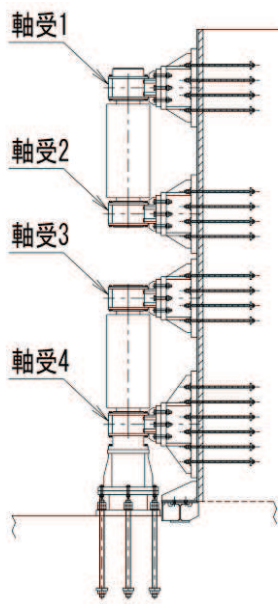
図 15.1-1 鋼製扉の構造概要

## 2. 支承部の構造について

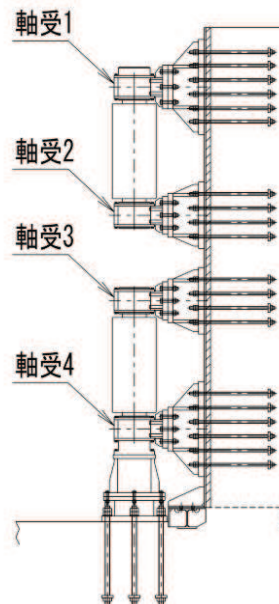
### 2.1 構造概要

鋼製扉の支承部（ヒンジ部）は、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とし、水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。また、鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造としている。

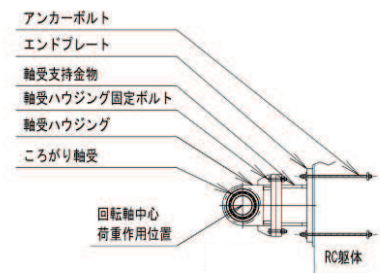
支承部の構造概要図及び鉛直荷重支承部軸受け部詳細を図 15.2-1～図 15.2-2 に、荷重伝達経路を図 15.2-3 に示す。



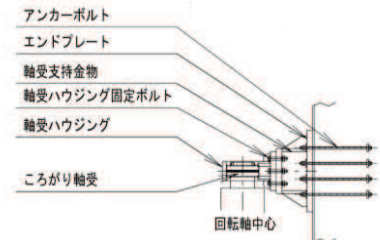
側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



側面図（鋼製扉 1, 3, 4）

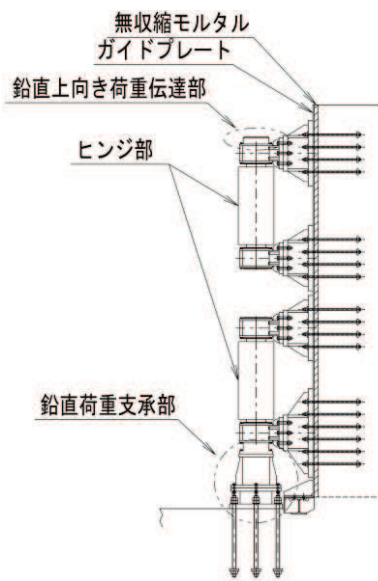


支承部拡大（平面図）

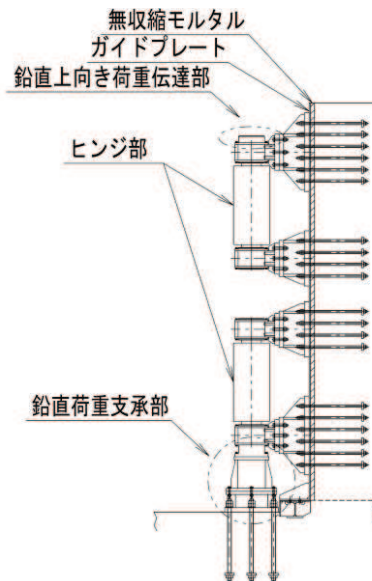


支承部拡大（側面図）

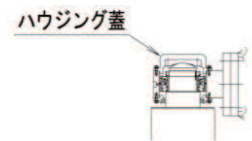
【ヒンジ部水平荷重支承部】



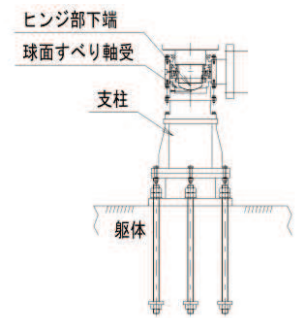
側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



鉛直上向き荷重伝達部

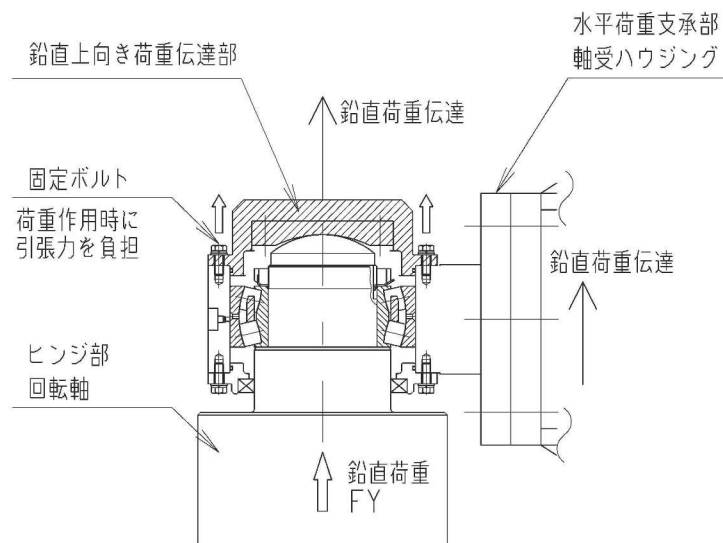


鉛直荷重支承部

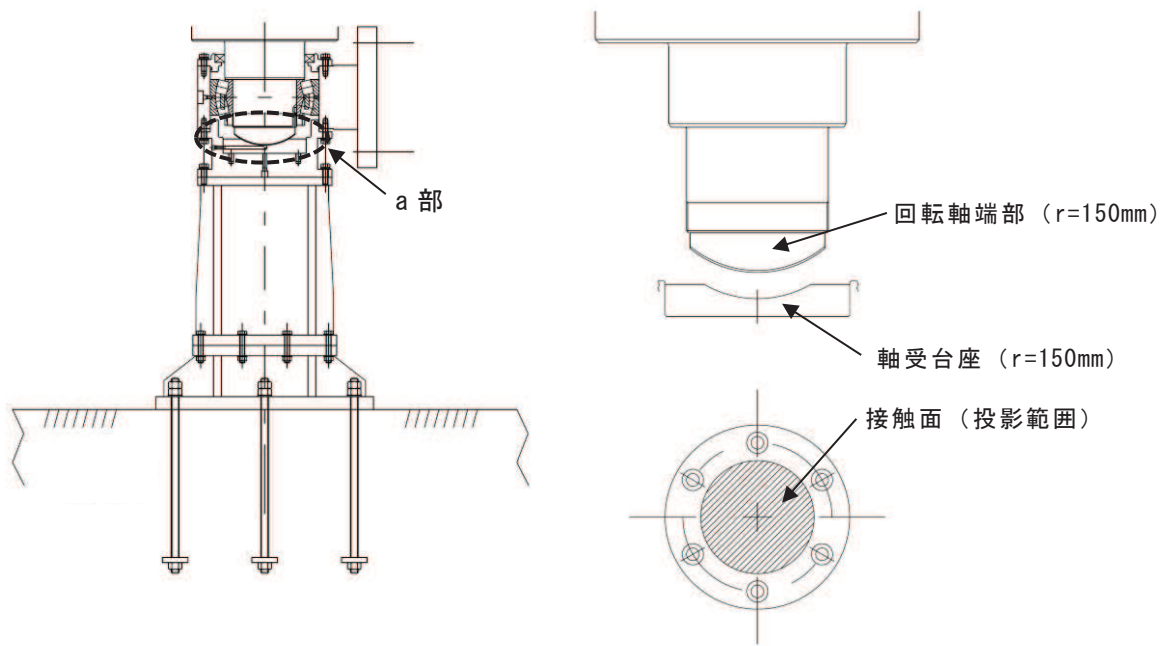
【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

図 15.2-1 支承部の構造





鉛直上向き荷重伝達部

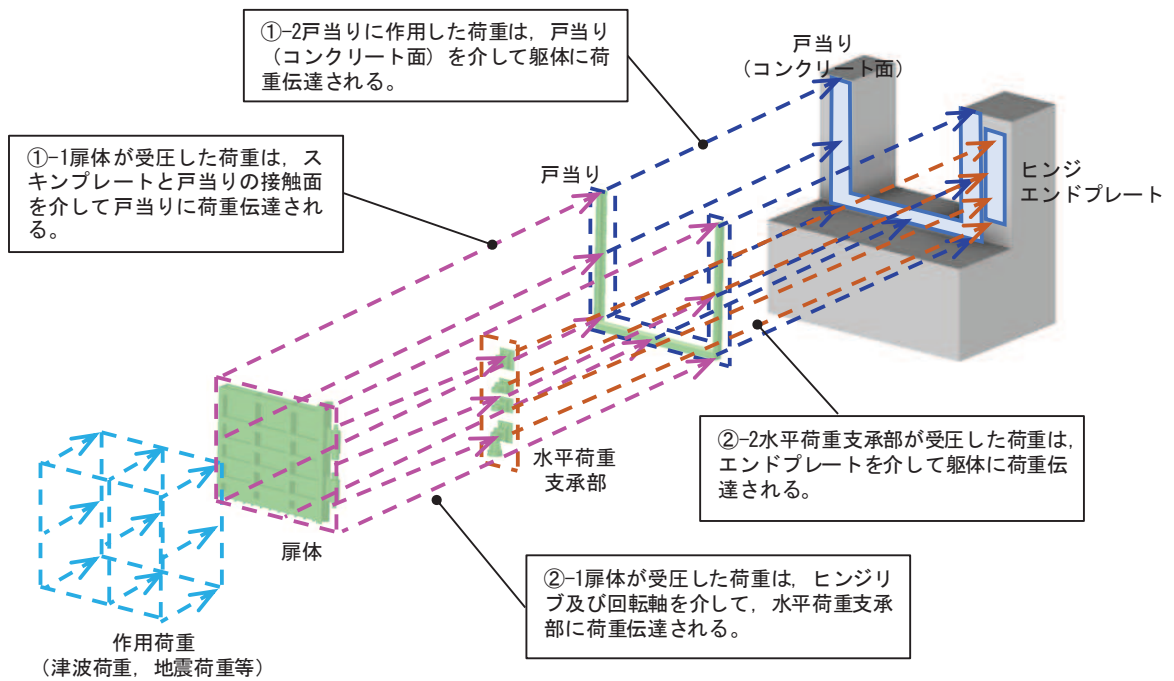


側面図

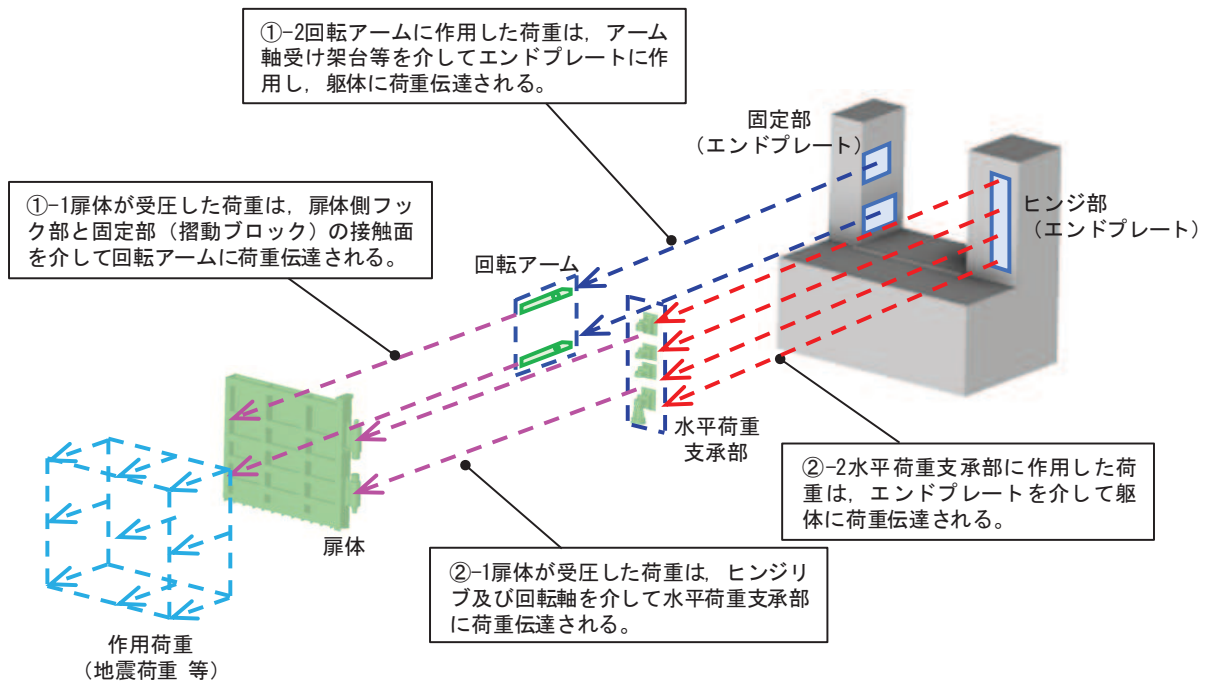
接触部 拡大図

鉛直荷重伝達部

図 15.2-2 鉛直荷重支承部軸受け部の構造詳細

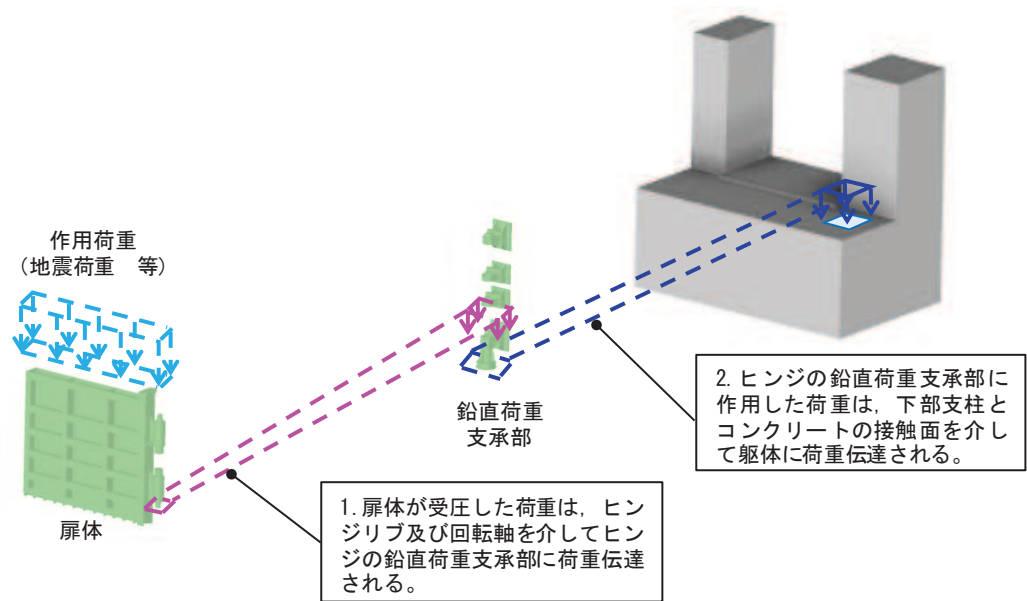


（面外方向荷重作用時（防潮壁内→外向き））

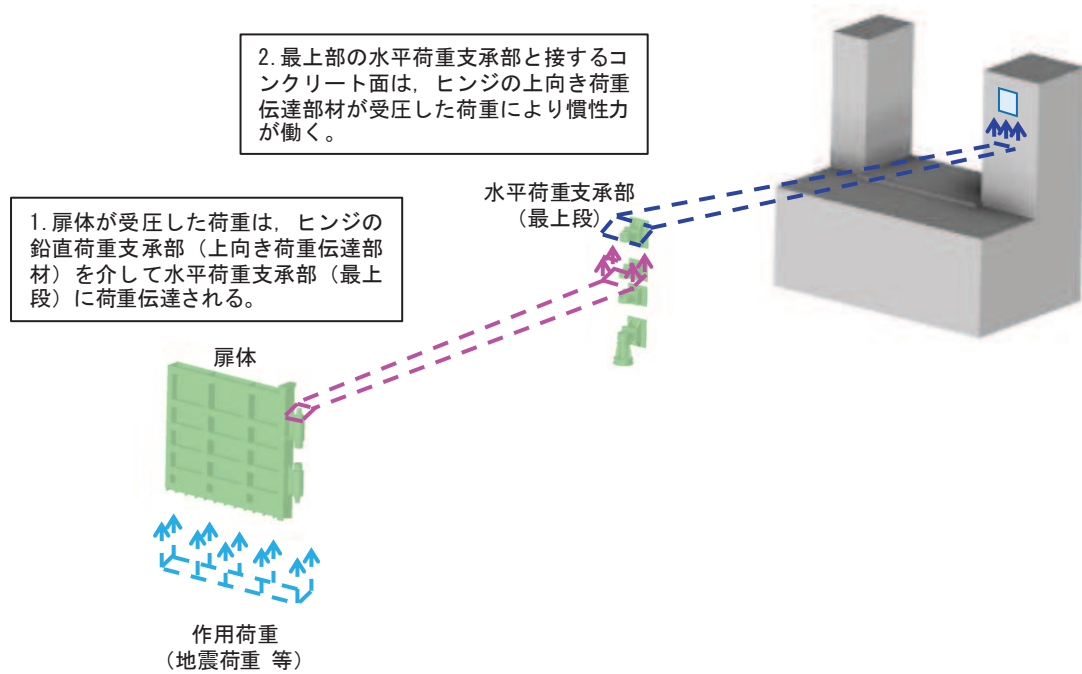


（面外方向荷重作用時（防潮壁外→内向き））

図 15.2-3(1) 支承部の荷重伝達経路

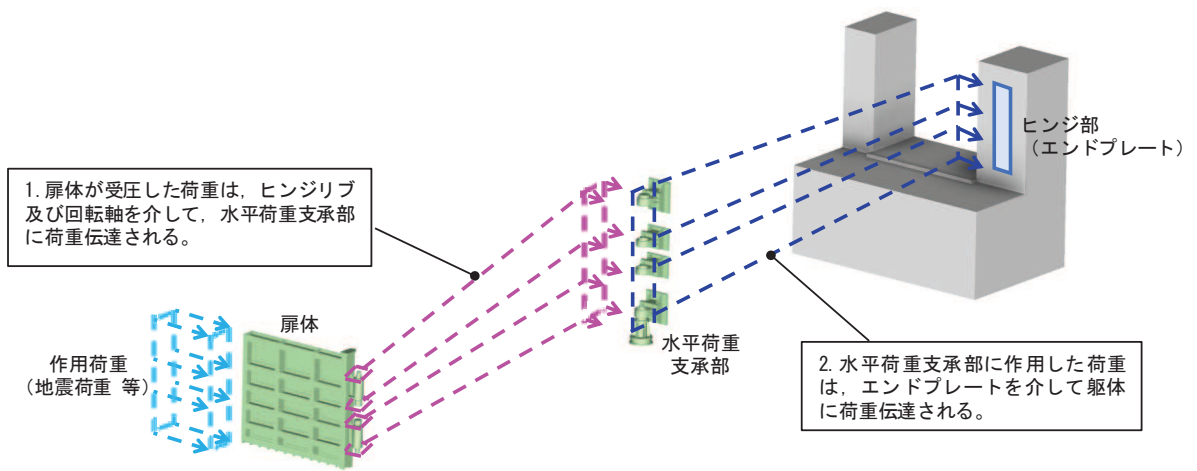


(鉛直方向荷重作用時 (下向き))



(鉛直方向荷重作用時 (上向き))

図 15.2-3(2) 支承部の荷重伝達経路



(面内方向荷重作用時)

図 15.2-3(3) 支承部の荷重伝達経路

## 2.2 各種基準との比較

### 2.2.1 ダム・堰技術基準との比較

支承部の構造は、前述のとおり、構造や用途が類似する水門構造物等に係る設計や施工に関する事項が記されているダム・堰技術基準に示されるゲート構造を参照した構造としている。

ダム・堰技術基準に示される支承構造は、ローラー形式とスライド形式、ヒンジ形式に分類され、そのうちヒンジ形式の支承構造を参照している。ヒンジ形式のうち、ラジアルゲート、ダムフラップゲートを代表に、支承部における鋼製扉支承部との構造の比較を表 15.2-1 に、構造概要例を図 15.2-4～図 15.2-6 に示す。

ラジアルゲート、ダムフラップゲートにおいて、ヒンジ部における回転軸の軸方向荷重と軸直角方向荷重及び回転荷重を伝達する機構については分離する構造が示されている。また、軸受け部の構造についても、すべり軸受けと、ころがり軸受けの2種類の軸受け構造が示されており、これらを参照した構造としている。

以上のことから、鋼製扉の支承構造は、一般産業施設としてダム・堰技術基準に示される水門等を参照した構造であり、特異性の無い構造であると判断できる。

なお、ダム・堰技術基準に示される水門の構造規模は大小あるが、今回比較対象としたラジアルゲート等は大型のダムにも設置されるゲートであり、支承部に作用する水圧やゲートの自重、慣性力等の設計条件は、鋼製扉と遜色ない若しくはより厳しい設計条件となる場合も想定される。また、要求される安全性能のレベルにおいても大きな差異は無いと判断されることから、鋼製扉支承部の設計においてダム・堰技術基準を適用することは問題ないと判断される。

ここで、回転軸の軸方向荷重を支持する球面のすべり軸受け部については、ダム・堰技術基準においては詳細が記載されていないため、道路橋の上部工と下部工の接点である支承部の構造選定や設計について記されている「日本道路協会道路橋支承便覧」の支承構造との対比について 2.2.2 に示す。

表 15.2-1 鋼製扉とダム・堰技術基準の構造比較

項目	防潮壁鋼製扉	ダム・堰技術基準	差異
<p>支承構造</p>	<p>作用する荷重は以下の構造の組合せにより支持する。</p> <p>回転軸方向荷重（鉛直荷重）：鉛直支承部により支持する（①）。</p> <p>回転軸直交方向荷重（水平荷重）：水平荷重支承部により支持する（②）。</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載                      支承部の構造として，“扉体には補助支承部として操作時または休止時に横方向の移動を規制するためのサイドローラーまたはサイドシューを設ける。なお、荷重条件は風荷重及び地震時荷重に対応する。”との記載がある。</p> <p>【2-9 章ダムフラップゲート】の記載                      “扉体が地震時慣性力及び偏流等による横荷重を受けた場合には、荷重を確実に伝達するスラスト軸受けを設け、扉体が横方に移動しない構造（②）とする”との記載がある（図 15-4 参照）。</p> <p>【2-2 章ラジアルゲート】の記載                      脚柱から伝達される荷重のうち、回転軸（トラニオンピン）の軸方向荷重に対してはコンクリートピアに伝達（①）し、軸直角方向荷重をトラニオンゲーターに伝達（②）する構造が示されている（図 15-5 参照）。</p>	<p>作用する荷重の方向別に支持構造（軸方向（①）、軸直角方向（②）に構造を用意）を分離する構造が示され、同様の構造であることから、差異はない。</p>
<p>軸受け構造</p>	<p>軸受けの構造は、以下のとおりとする。</p> <p>鉛直支承部：すべり軸受け（③）</p> <p>水平支承部：ころがり軸受け（④）</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載                      軸受け部は、代表的な構造として、すべり軸受と、ころがり軸受について示されている（図 15-6 参照）。なお、ころがり軸受は，“開閉荷重が非常に大きくなる高圧ローラーゲートや、高圧ラジアルゲートのトラニオンピン等の軸受けに使用される”との記載がある。</p>	<p>基本的な軸受け構造として示されている構造と同様の構造であることから差異はない。</p>

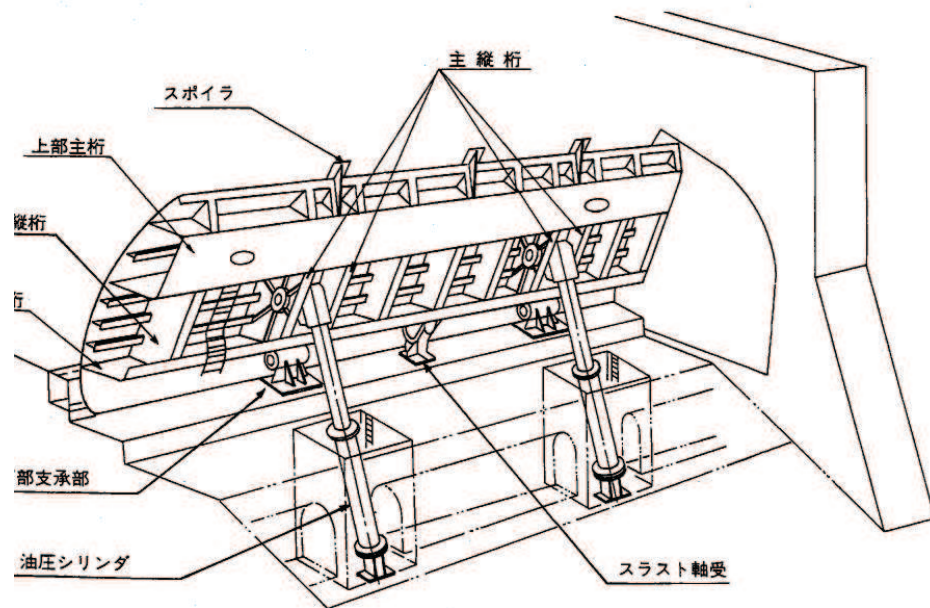


図2.9.1-1 ダムフラップゲートの例

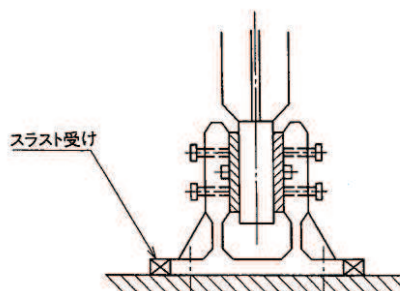


図2.9.3-1 スラスト軸受

4. 扉体が地震時慣性力および偏流等による横荷重を受けた場合には、荷重を確実に基礎コンクリートに伝達するスラスト軸受を設け、扉体が軸方向に移動しない構造とする。スラスト軸受は、本ゲートが静定構造であることより、構造の対称性を確保するのが望ましく、径間中央に設けるものとする。また、中央1箇所では支持できない場合は、2箇所中央に設けるものとする。

図 15.2-4 ダムフラップゲート構造の概要  
(ダム・堰技術基準より引用)

## 2-2-7 固定部

1. トラニオン軸受は、扉体支承部からの荷重を安全にトラニオンガーダ、アンカ材に伝達できるとともに、確実に回転できる構造とする。
2. トラニオンガーダは、予想される荷重に対して強度と剛性を有し、温度変化による伸縮等に対応できる構造とする。
3. アンカレージは扉体支承部からの荷重を安全にコンクリートピアに伝達できる形式・構造とする。

この水平分力をコンクリートピアに伝達するためのスラスト受けは、アンカ材（テンションビーム、附着板、PC鋼材）と干渉しないよう配慮する（図2.2.7-1）。

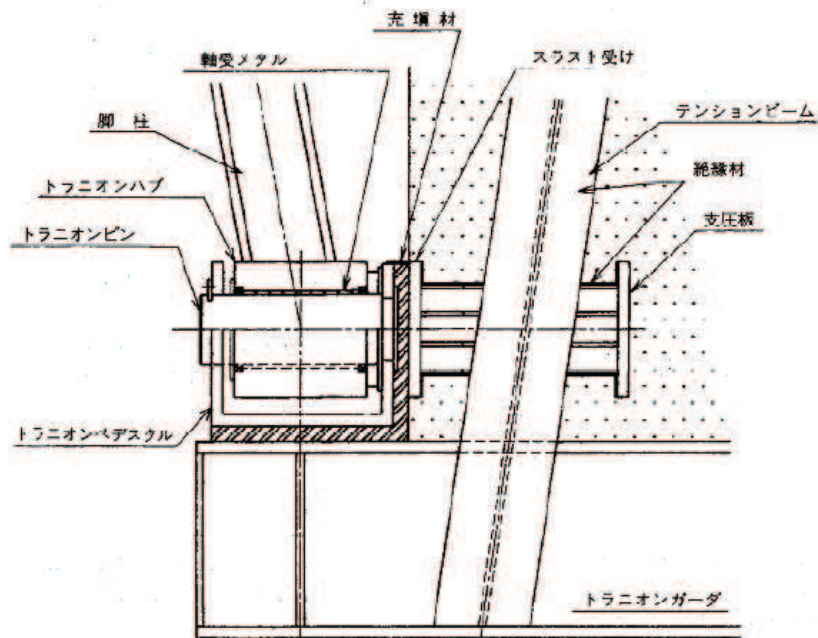


図 15.2-5 ラジアルゲート構造の概要  
(ダム・堰技術基準より引用)



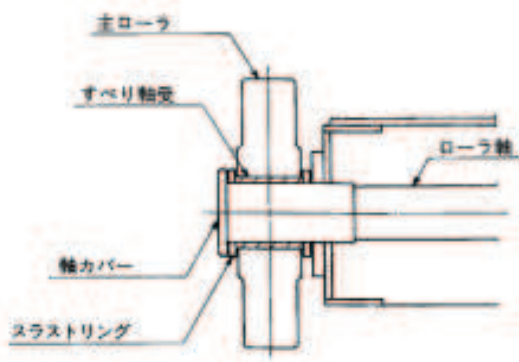


図2.1.4-1 すべり軸受形式の一例

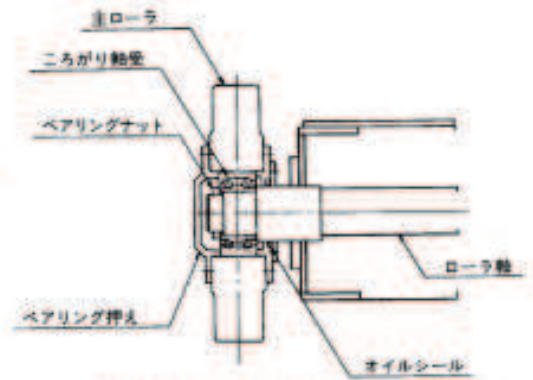


図2.1.4-2 ころがり軸受形式の一例

図 15.2-6 軸受け構造の概要  
(ダム・堰技術基準より引用)

## 2.2.2 道路橋支承便覧との比較

道路橋支承便覧において、支承部に求められる機能については図 15.2-7 に示すとおり分類されている。

基本的な機能と振動に対する付加的な機能に大きく分類されるが、鋼製扉の支承部において期待している機能は、基本的な機能である荷重伝達機能と常時開閉時における変位追従機能（回転機能）で、鉛直荷重支承はすべり軸受けにより鉛直力支持機能と回転機能を、水平荷重支承はころがり軸受により水平力支持機能と回転機能を有する構造としている。

これらの構造的な特徴は、ダム・堰技術基準同様。道路橋支承便覧においても一般的な支承構造として示されている。

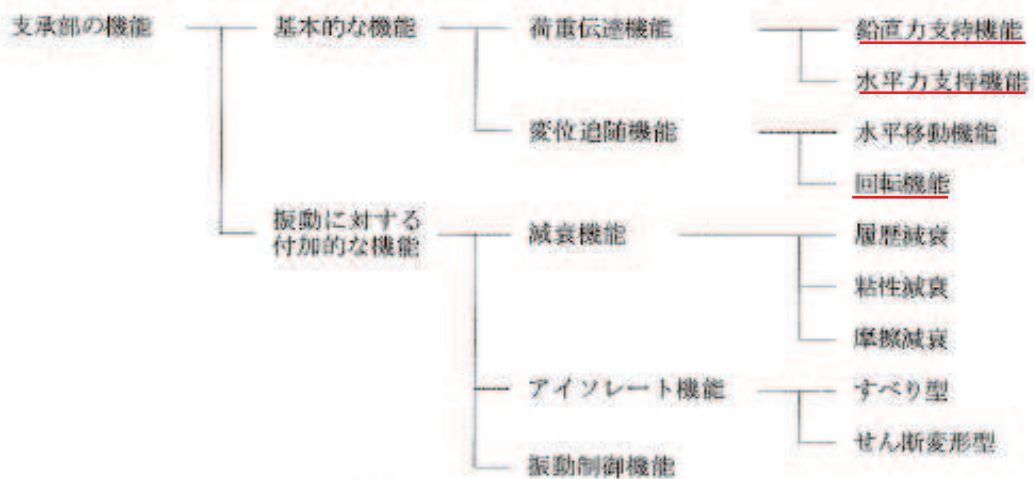


図-2.2.1 支承部の機能分類

— 鋼製扉ヒンジ部に期待する機能

図 15.2-7 支承部の機能分類  
(道路橋支承便覧より引用)

球面形状のすべり軸受けについては、鋼製支承の球面支承形式が示されており（図 15.2-8）、この球面支承は、期待する荷重伝達機構は鉛直力支持と回転機能を期待できる構造分類となっている（図 15.2-9）。よって、鋼製扉の鉛直荷重支承部と道路橋の球面支承形式は、構造形状及び期待する荷重伝達機構は整合している。

また、性能照査については、(1)鉛直力支持（a. 支圧応力度，b. 曲げ応力度・せん断応力度）、(2)水平力支持（a. 支圧応力度，b. 曲げ応力度・せん断応力度）(3)変位追従（a. 水位移動，b. 回転）を確認することが求められている。このうち、地震時や重畳時において照査すべき内容としては、(1)及び(2)となるが、「6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉 の強度計算書に関する補足説明」に示すとおり、軸受け部本体に対する支圧応力度と軸受けを支持し躯体に荷重伝達する各支持部材に対して軸方向応力度等の照査を実施しており、性能照査項目においても道路橋支承便覧の要求を満足している。

なお、(3)b. 回転機能については、常時の開閉時に要求される項目であるが、図 15.2-10 に示すとおり、構造細目として潤滑剤の塗布や構造的に回転機能を妨げないような構造とすることが要求されているが、定期的な保全が可能かつ開閉を阻害するような構造ではないことから、いずれの要求も満足する構造となっている。

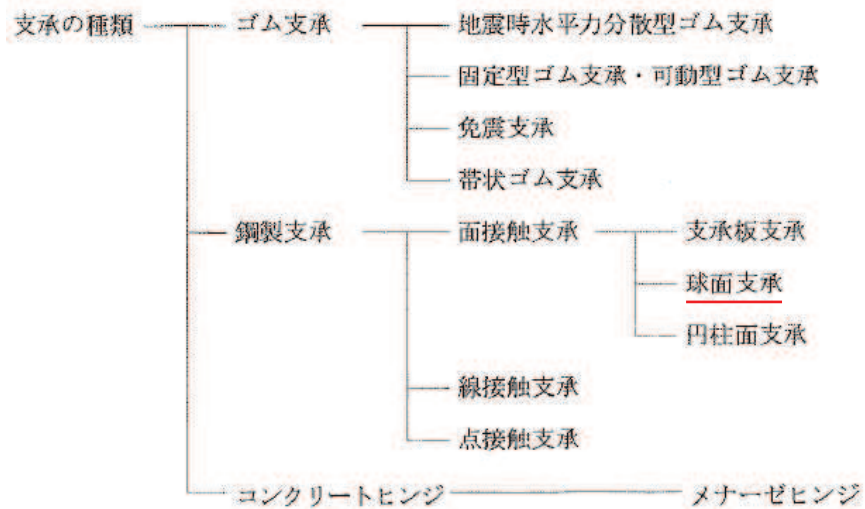


図-2.5.1 支承の種類

## 2) 球面支承

球面支承は、図-2.5.13 に示すように上沓を凹面状に下沓を凸面状にそれぞれ球面仕上げして組合せた支承で、従来ピボット支承と呼ばれている支承の内、組合せた球面の半径差が小さく接触面積が大きい構造を面接触支承として分類した。

球面支承は鉛直力を支持する凸球面と凹球面の半径差を小さくすることによって、比較的大きな力を支持することが出来るが、回転には接触面のすべりがともなうため、球面接触部のかじりや防せい防食に配慮する必要がある。また、水平方向の伸縮を全く許容しない固定支承であるため、幅員の大きな橋などに使用する場合には十分な検討が必要である。

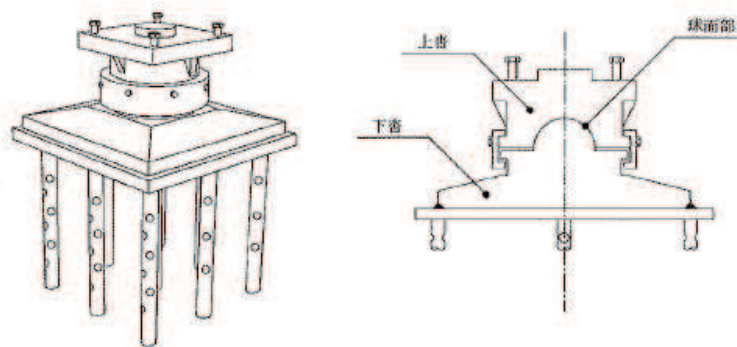


図 15.2-8 球面支承の概要  
(道路橋支承便覧より引用)

表-2.3.1 鉛直力支持の機構

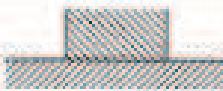
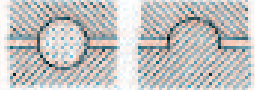
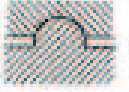
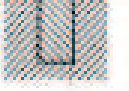


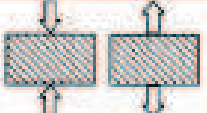
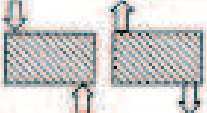
支持機構	形態例	主な材料	設計断面力	備 考	
接 触 機 構	平面		鉄鋼 コンクリート ゴム	支圧力	支圧応力度を小さくでき、最も安定的
	円柱面		鉄鋼	支圧力	一方向の回転が自由 (すべり)
	球面		鉄鋼	支圧力	全方向の回転が自由 (すべり)
	その他		鉄鋼 コンクリート	付着力	偏り力や偏心による引張力を支持
	線接触		鉄鋼	支圧力 (Hertz 理論)	一方向の回転,あるいは移動が自由 (ころがり・すべり)
点接触		鉄鋼	支圧力 (Hertz 理論)	全方向の回転が自由 (すべり)	
伝 達 機 構	圧縮・引張		鉄鋼 コンクリート ゴム	圧縮力 引張力	接触機構との組合せ
	せん断		鉄鋼	曲げモーメント せん断力	接触機構との組合せ

図 15.2-9(1) 支承部の荷重伝達機構 (鉛直力)  
(道路橋支承便覧より引用)

表-2.3.4 回転の機構

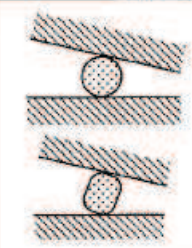
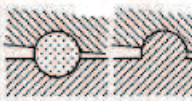

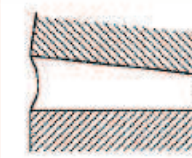
移動機構	形態例	方向性	主な材料	設計断面力	備考
ころがり		一方向 (円柱) 全方向(球)	鉄鋼	摩擦力	・最も抵抗が小さい ・方向性が強い(円柱)
すべり (円柱面)		一方向	鉄鋼 PTFE その他	摩擦力	・摩擦面性状の影響が大きい ・方向性が大きい
すべり (球面)		全方向	鉄鋼 PTFE その他	摩擦力	・摩擦面性状の影響が大きい ・方向性がない
弾性回転 変形		全方向	ゴム	ゴム内部圧力 局部せん断ひずみ	・変形に応じた曲げモーメントが発生

図 15.2-9(2) 支承部の荷重伝達機構 (水平移動・回転)  
(道路橋支承便覧より引用)

(1) 鉛直力支持

鉛直力支持に対し、以下の項目について照査する。

1) 支圧応力度

鉛直力支持として各荷重の組合せにより生じる反力に対し、支圧応力度について照査する。照査にあたっては、以下に示す式を満足する。なお、許容応力度は、組合せケースに応じて割増し係数を考慮する。

① 面接触による支持機構

平面同士の接触の場合、支圧応力度の照査は、式 (3.6.40) による。

$$\sigma_b \leq \sigma_{ba} \quad \text{..... (3.6.40)}$$

$$\sigma_b = \frac{R}{A} \quad \text{..... (3.6.41)}$$

ここに、

- $\sigma_b$  : 面接触部の支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $R$  : 全反力 (N)
- $A$  : 接触面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ba}$  : 許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

② 円柱面または球面のすべりによる回転の確保

円柱面または球面のすべりを利用して回転を期待する場合は、すべり面の摩擦力を極力小さくすることが望ましい。このため、すべり面の凝着（焼きつき）を防止し、かつ摩擦係数を低減するため、潤滑剤などをすべり面に塗布するなどの処置を行うのがよい。また、構造的な要因により回転の妨げとならないように、図-3.6.21 に示すとおりすき間を設けるのがよい。

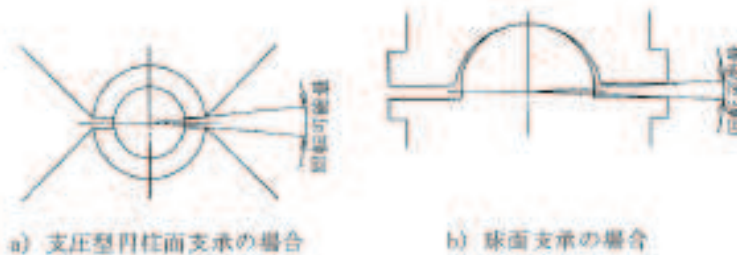


図-3.6.21 上下各間のすき間確保の例

図 15.2-10 球面支承における性能照査  
(道路橋支承便覧より引用)

ここで、球面支承の接触機構は面接触支承として分類されており、耐震及び強度評価においても接触面積を考慮した支圧応力度の照査を実施している。面接触の定義としては、図 15.2-8 に示すとおり上沓と下沓の凹凸面の球面の半径差が小さい場合との記載があるが、その定義としては同便覧において、1%未満の場合に面接触として支圧応力度を照査することが示されている。これに対して、鋼製扉の軸受け部は、図 15.2-2 に示すとおり、軸受け部の軸側（凸側）と受け側（凹側）の球面の半径は一致する設計としており、メーカー基準の製作公差（0.1%の計画）を考慮したとしても、面接触支承に分類することは妥当と考えられる（ただし、後述のとおり不確実性を考慮し点接触とした場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことは確認している）。

また、球面支承は図 15.2-8 や図 15.2-9 に示すとおり、球面の凹凸を半球程度呑み込ませることで、水平荷重支持の機能も付加することが可能な形式ではあるが、水平方向の接触面積は、一般産業施設における道路橋球面支承（図 15.2-11）の構造例における接触面積比（半球に対する比率）が約 72%となっているのに対して、鋼製扉鉛直支承部においては 6%程度と非常に小さい。よって、鋼製扉の軸受け部において水平方向の支持機構を期待することは難しく、水平荷重支承部を別途設けたダム・堰技術基準に示される構造（回転軸の軸方向荷重と軸直角方向荷重及び回転荷重を伝達する機構については分離する構造）を適用することは、軸受け部の形状を踏まえても問題ないものと考えられる（ただし、後述のとおり不確実性を考慮し水平力が作用した場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことは確認している）。

道路橋球面支承と鋼製扉軸受け部の凹凸部の接触面積の比較（概念図）を図 15.2-12 に示す。

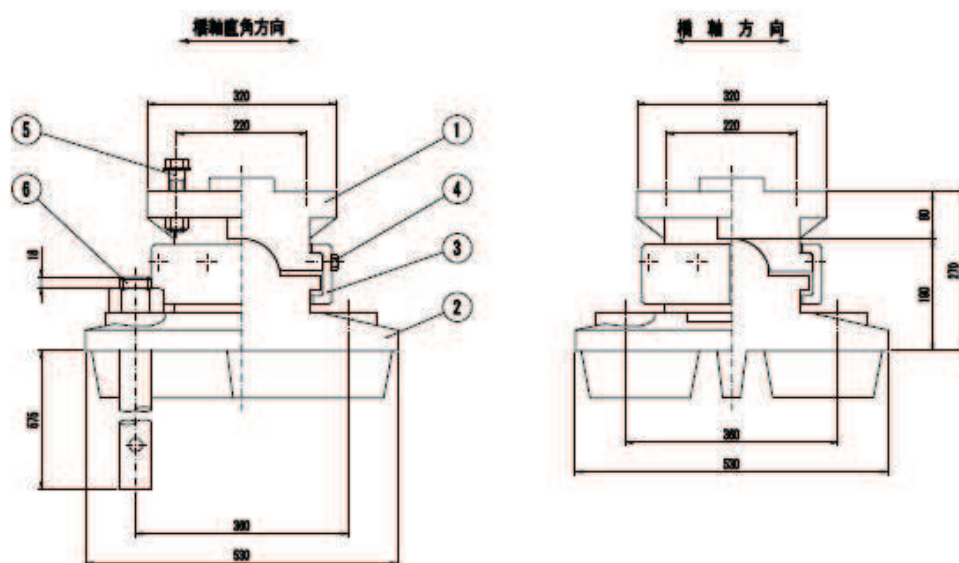
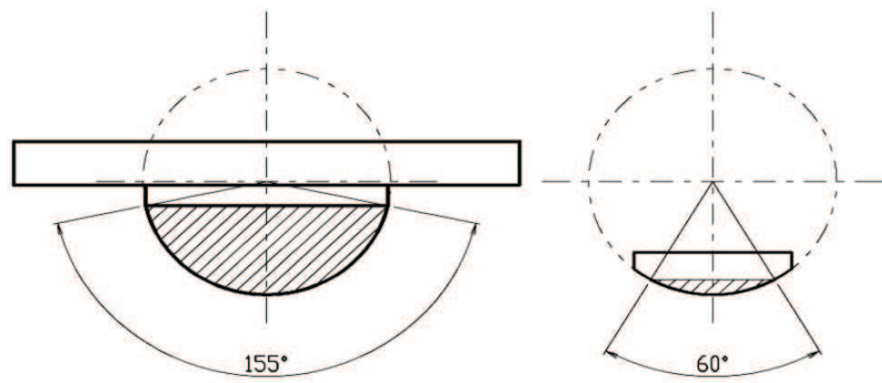


図 15.2-11 一般産業施設における道路橋用球面支承の例





(道路橋用球面支承の例)

(鋼製扉)

図 15.2-12 球面支承と鋼製扉軸受け部の凹凸部の接触面積の比較 (概念図)

以上を纏めると、以下のとおりである。

- ・ 鋼製扉の支承構造において、ダム・堰技術基準では明確に示されていない軸受け構造（球面すべり軸受け）も含め、支承部に期待する機能や照査項目等は道路橋支承部に要求される内容を満足しており、一般産業施設と対比しても特異性の無い構造であると判断できる。
- ・ 球面形状につき、水平荷重支持の機能も付加することが可能な形式ではあるが、水平方向の接触面積は、一般産業施設における道路橋球面支承の構造例での接触面積比（半球に対する比率）が約 72%に対して、鋼製扉鉛直支承部においては6%程度と非常に小さいゆえ、荷重伝達機構は、ダム堰技術基準に近い構造と考えられ、同基準を適用することは問題無いものと判断される。
- ・ なお、不確実性を考慮し水平力が作用した場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことを確認している。

なお、道路橋支承便覧で扱う道路橋と本構造を含めダム・堰技術基準で扱う水門では構造種別は異なるものの、支承部に要求される機能や構造に大きな違いがないことに加え、支承部に作用する主要構造の自重、慣性力等の設計条件は、鋼製扉と遜色ない若しくはより厳しい設計条件となる場合も想定される。また、要求される安全性能のレベルにおいても大きな差異は無いと判断されることから、構造及び設計事項の整理に道路橋支承便覧を引用することは、適用性の観点で問題ないと判断される。

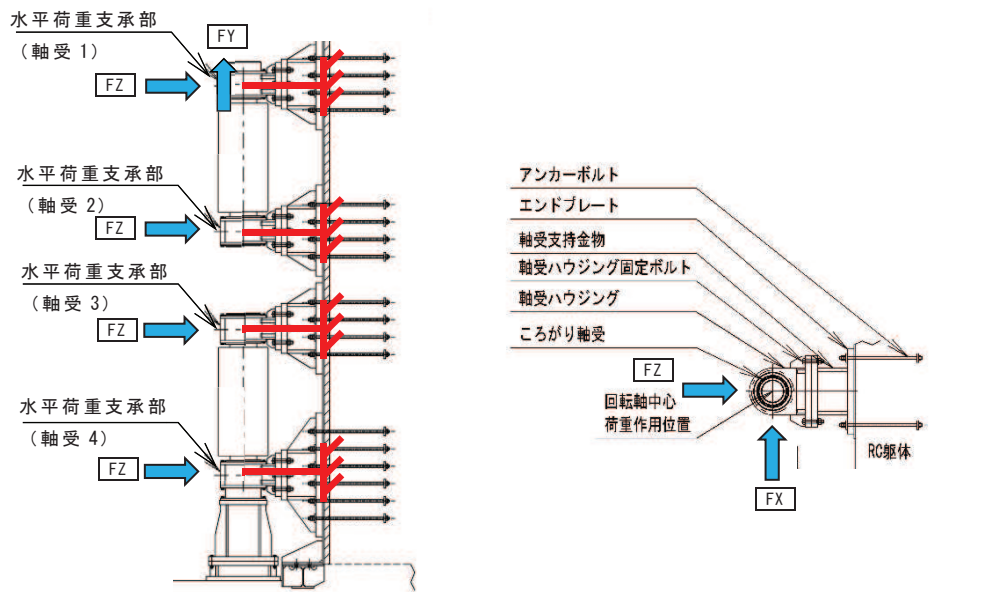
### 3. 支承部の設計について

荷重支承部においては、前述の整理のとおり、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を分離する構造とし、それぞれに支持機能と回転機能を有する軸受け（ころがり及び球面すべり軸受け）を設けた構造とすることで、回転軸直交方向（水平方向）荷重に対しては水平荷重支承部が分担し、回転軸方向（鉛直方向）荷重に対しては鉛直荷重支承が分担するという設計は一般的な手法であると判断される。

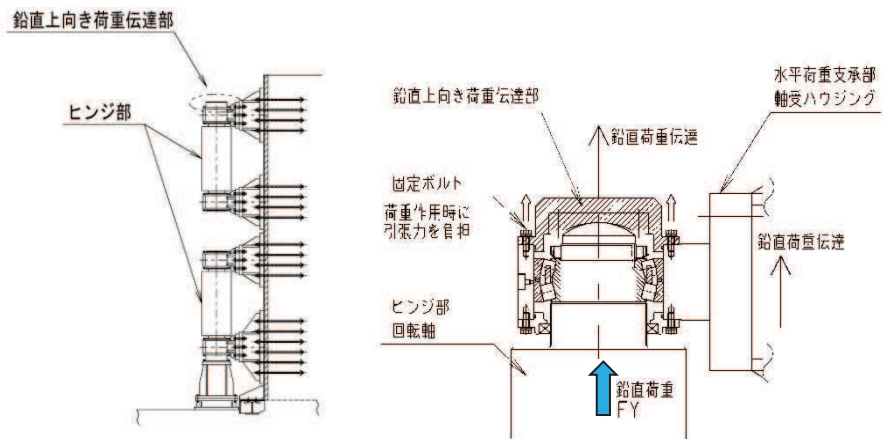
したがって、耐震計算においては、図 15.3-1 に示すとおり、水平方向荷重支承では、扉体の構造解析モデル（フレーム解析）から得られた水平方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている（なお、水平荷重支承部のうち軸受 1 においては、鉛直上向き荷重伝達部を介して鉛直方向の荷重（上向き）が作用するため、軸受 1 においては上向き反力も考慮する）。同様に鉛直荷重支承では、鉛直方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている。

しかしながら、鉛直荷重支承部については球面構造であり、拘束効果は十分に小さいものの、荷重伝達の不確実性等を考慮し、鉛直荷重支承部に水平荷重が作用した場合の設計成立性を確認する。

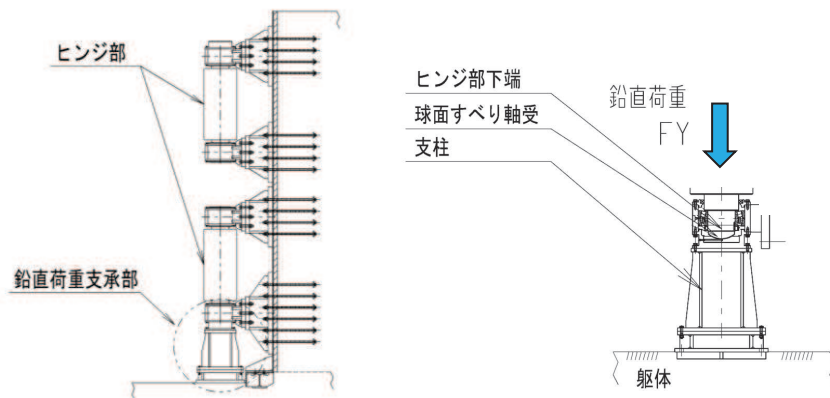
また、水平荷重支承部についても、耐震及び強度計算においては、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向に対しての荷重に対する照査を行っているが、これは地震時においては慣性力の影響が大きくなると考えられ、津波時及び重畳時においても津波の作用範囲が大きく津波荷重が支配的となると考えられるためである。しかしながら、鉛直荷重支承部同様に、設計成立性の観点から扉体軸方向に対して荷重が作用した場合についての影響を確認する。



(水平荷重支承部)



(鉛直上向き荷重伝達部)



(鉛直上向き荷重伝達部)

図 15.3-1 支承部の耐震評価に用いる荷重の概念図

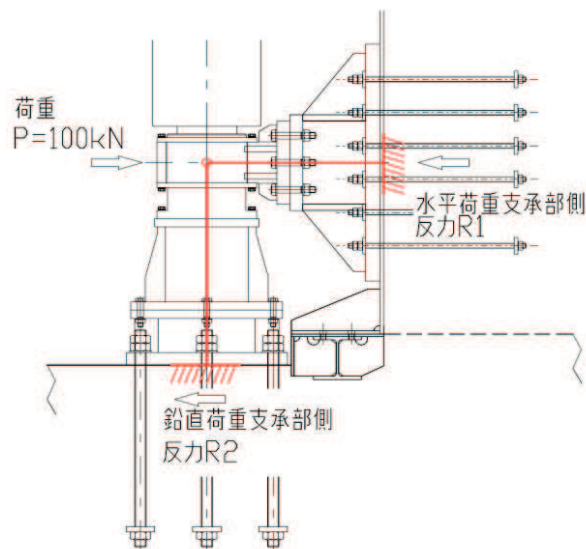
### 3.1 鉛直荷重支承部に水平力が作用した場合の評価結果

#### 3.1.1 評価方針

鉛直荷重支承部に鉛直力に加え水平力が作用した場合の評価は、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す耐震評価用の鉛直荷重に、軸受け4に作用する水平反力のうち鉛直荷重支承部が分担すると考えられる水平荷重を組み合わせた場合の評価を実施する。なお、設計震度が大きい地震時を代表に確認する。

水平反力の分担比は、回転軸の先端と鉛直荷重支承部の球面接触部が保守的に剛結していると仮定し、水平支承部と鉛直支承部をはり要素でモデル化しその端部（回転軸側）を接合させたモデルを用いて、その節点位置に水平方向の単位荷重（100kN）を作用させた場合の鉛直荷重支承部側と水平支承部側に発生する水平反力の比率から設定する。解析モデルの概念図を図15.3-2に示す。

上記モデルより求めた水平反力の分担比を、軸受け4で耐震評価に用いている全ケースの中の最大水平反力に乗じて、鉛直荷重支承部の影響評価用の水平力とする。鉛直荷重支承部の水平荷重の分担率は約13%となっていることから、これを丸めて、軸受け4において耐震評価に用いる最大水平反力のうち20%を作用させる。水平反力の分担比を表15.3-1に、評価部位を表15.3-2に示す。



(断面図)

図15.3-2 水平反力の分担比算定モデル

表 15.3-1 水平反力の分担比算定結果

水平荷重 作用方向	解析結果		水平反力の分担比 (R2/100(%))
	R1 (kN)	R2 (kN)	
扉体軸直角	96.976	3.024	3.024
扉体軸	86.813	13.187	13.187

表 15.3-2 鉛直荷重支承部の評価部位

部位		評価方法	許容限界
ヒンジ部 (鉛直荷重 支承部)	すべり軸受	発生する応力（支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度
	支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	支柱接続部ボルト	支柱接続ボルトに生じる引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	接続ボルトの許容荷重（引張、せん断）
	エンドプレート	発生する応力（曲げ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認。	アンカーボルトの許容荷重（引張、せん断）
	エンドプレート下面 コンクリート	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重

### 3.1.2 評価方法

#### (1) 荷重条件

評価に用いる荷重は、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」に示す扉体部の静的フレーム解析結果より抽出した軸受け4部及び鉛直荷重支承部位置の支点反力を用いて、前述の分担比を考慮して設定する。評価に用いる荷重を表 15.3-3 に示す。

表 15.3-3 (1) 評価に用いる荷重 (鋼製扉 2)

荷重の組み合わせケース	水平荷重支承部 (軸受け 4) の支点反力×0.2		鉛直荷重支承部 の支点反力
	扉体軸直角方向 水平荷重 $F_z$ (kN)	扉体軸方向 水平荷重 $F_x$ (kN)	鉛直方向荷重 $F_y$ (kN)
1 ( $G+1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$ )	59.416	-15.617	-75.828
2 ( $G+1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$ )	59.416	-55.368	-268.840
3 ( $G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$ )	-84.119	-15.617	-75.828
4 ( $G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$ )	-84.119	-55.368	-268.840
5 ( $G+0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$ )	23.734	9.575	4.000
6 ( $G-0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$ )	-33.815	9.575	4.000
7 ( $G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$ )	23.734	-85.184	-413.610
8 ( $G-0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$ )	-33.815	-85.184	-413.610

表 15.3-3 (2) 評価に用いる荷重 (鋼製扉)

荷重の組み合わせケース	水平荷重支承部 (軸受け 4) の支点反力×0.2		鉛直荷重支承部 の支点反力
	扉体軸直角方向 水平荷重 $F_z$ (kN)	扉体軸方向 水平荷重 $F_x$ (kN)	鉛直方向荷重 $F_y$ (kN)
1 ( $G+1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$ )	26.867	-16.065	-89.607
2 ( $G+1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$ )	26.867	-45.721	-255.027
3 ( $G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$ )	-34.764	-16.065	-89.607
4 ( $G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$ )	-34.764	-45.721	-255.027
5 ( $G+0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$ )	10.737	3.796	2.000
6 ( $G-0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$ )	-14.085	3.796	2.000
7 ( $G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$ )	10.737	-67.966	-379.100
8 ( $G-0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$ )	-14.085	-67.966	-379.100



(2) ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受）

鋼製扉に生じる鉛直荷重は、ヒンジ部を通してヒンジ部の下端に設けられた球面すべり軸受によって支持される。鉛直荷重及び水平荷重により接触部に発生する支圧応力度について評価する。

すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-3 に示す。

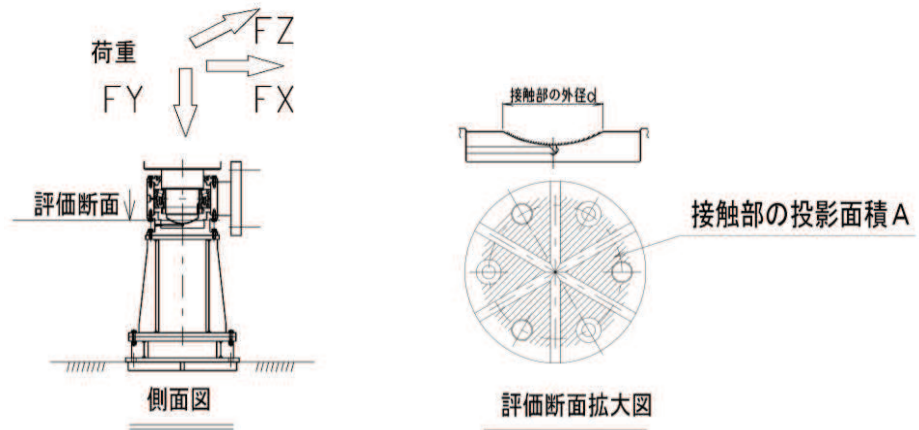


図 15.3-3 すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図

地震時に鉛直方向荷重軸受に生じる面圧について、以下により計算する。

$$\sigma_K = |P \div A|$$

$$P = \sqrt{F_Z^2 + F_X^2 + F_Y^2}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-4 に示す。

表 15.3-4 すべり軸受の計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma_K$	球面軸受の支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>
$F_Z$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
$F_X$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
$F_Y$	鉛直荷重支承部に作用する鉛直方向荷重	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	mm <sup>2</sup>

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、鉛直支承を躯体に固定された片持ち梁としてモデル化し、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントに加え、水平荷重により生じる曲げモーメント、鉛直荷重により生じる軸力によって生じる発生応力度について評価する。

支柱の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-4 に示す。

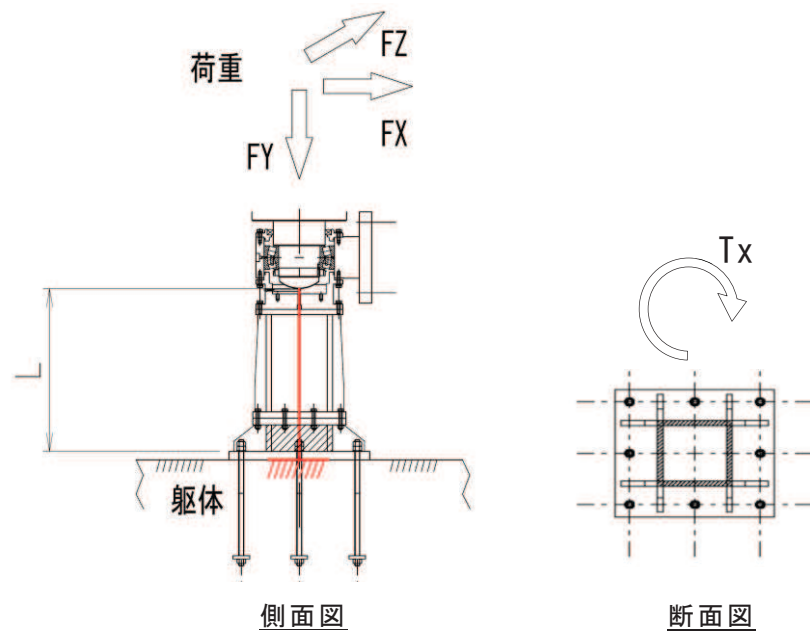


図 15.3-4 支柱の構造概要及び計算モデルの概念図

支柱に生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = |F_Z \times L \div Z_x| + |F_X \times L \div Z_Z| + |F_Y \div A|$$

$$\tau = |F_Z \div A_Z| + |F_X \div A_X| + |T_x \div Z_p|$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

$$T_x = \mu \times F_Y \times d_o \div 2$$

ここで，各記号及び計算諸元を表 15.3-5 に示す。

表 15.3-5 支柱の計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma$	垂直応力度	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	合成応力度	—
$F_Z$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
$F_X$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
$F_Y$	鉛直荷重	kN
$T_x$	摩擦によるねじりモーメント	kN・m
A	断面積	mm <sup>2</sup>
$A_Z$	扉体軸直角方向荷重に対するせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$A_X$	扉体軸方向荷重に対するせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
L	荷重作用点から固定部までの距離	mm <sup>2</sup>
$Z_p$	極断面係数	mm <sup>3</sup>
$d_o$	接触部外径	mm
$\mu$	摩擦係数	—

(4) ヒンジ鉛直荷重支承部（接続ボルト）

支柱間を接合し固定するボルトに関する応力を評価する。評価にあたっては、鉛直支承を躯体に固定された片持ち梁としてモデル化し、接合位置における断面力からボルト 1 本あたりに作用する荷重を算出し、評価を行う。連結ボルトの評価モデルの概念図を図 15.3-5 に示す。

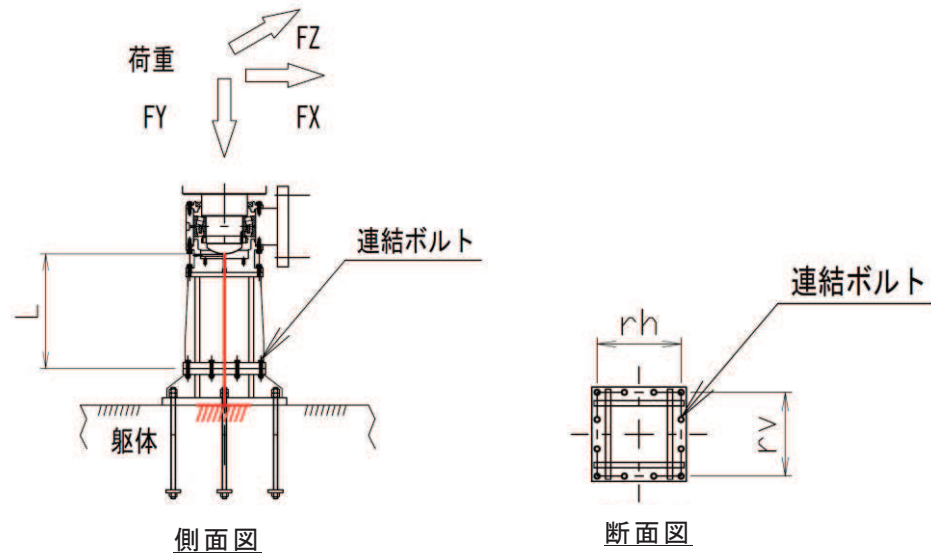


図 15.3-5 連結ボルトの評価モデルの概念図

連結ボルトに生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

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

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

$$P = \frac{F_Y}{N} + \frac{|F_Z| \times L}{r_v \times N_h} + \frac{|F_X| \times L}{r_h \times N_v}$$

$$Q = \frac{|F_Z|}{N} + \frac{|F_X|}{N} + \frac{|T_x|}{R}$$

$$T_x = \mu \times F_Y \times d_o \div 2$$

ここで，各記号及び計算諸元を表 15.3-6 に示す。

表 15.3-6 連結ボルトの計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma$	垂直応力度	$\text{N}/\text{mm}^2$
$\tau$	せん断応力度	$\text{N}/\text{mm}^2$
$\kappa$	合成応力度	—
$F_z$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
$F_x$	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
$F_y$	鉛直荷重	kN
P	ボルトに生じる引張力	kN
Q	ボルトに生じるせん断力	kN
$T_x$	摩擦によるねじりモーメント	$\text{kN}\cdot\text{m}$
$N_v$	壁直角方向のボルト1列本数	本
$N_h$	壁軸方向のボルト1列本数	
N	固定ボルト全本数	
$r_v$	壁直角方向ボルト最遠距離	
$r_h$	壁軸方向ボルト最遠距離	
A	ボルト断面積	$\text{mm}^2$

(5) ヒンジ鉛直荷重支承部（アンカーボルト）

鉛直荷重支承部を躯体に固定するアンカーボルトに対する評価を行う。

アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-6 に示す。

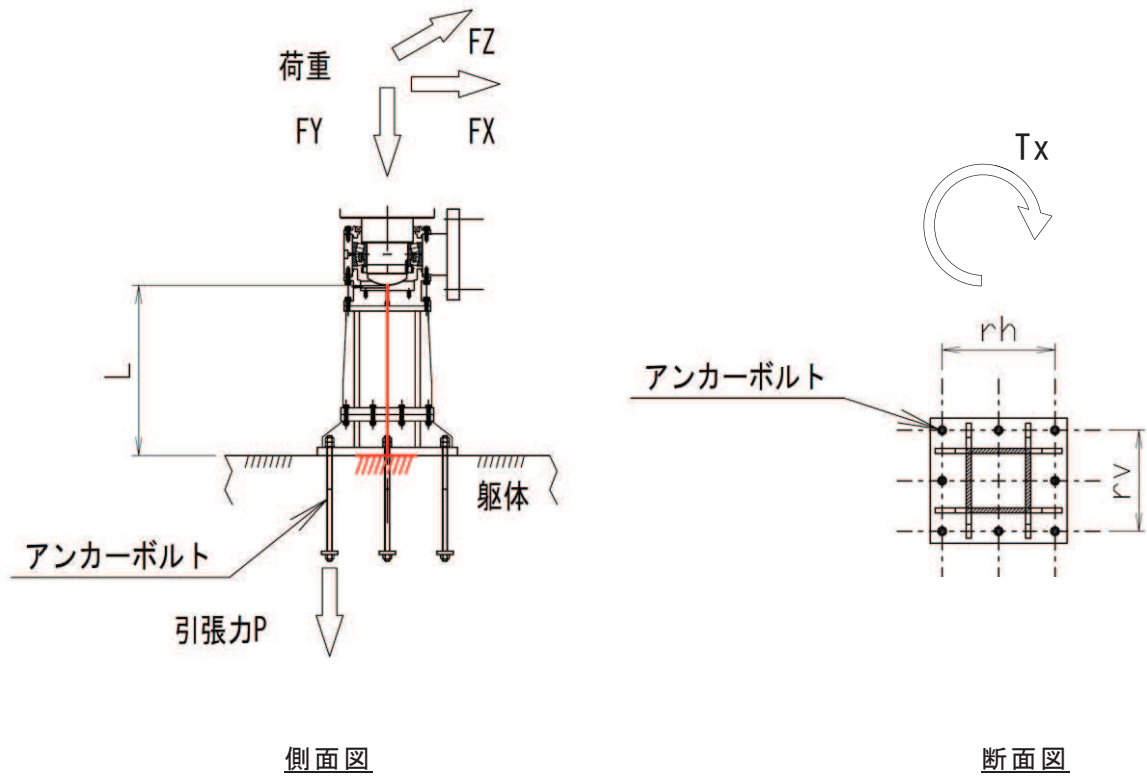


図 15.3-6 アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図

アンカーボルトにはたらく最大荷重は下記の式により計算する。

$$P = \frac{F_Y}{N} + \frac{|F_Z| \times L}{r_v \times N_h} + \frac{|F_X| \times L}{r_h \times N_v}$$

$$Q = \left| \frac{F_Z}{N} \right| + \left| \frac{F_X}{N} \right| + \left| \frac{T_x}{R} \right|$$

$$\kappa = \left( \frac{P}{p_a} \right)^2 + \left( \frac{Q}{q_a} \right)^2$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-7 に示す。

表 15.3-7 アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	kN
$\kappa$	合成応力度	—
P <sub>a</sub>	アンカーボルトの許容引張力	kN
Q <sub>a</sub>	アンカーボルトの許容せん断力	kN
F <sub>Z</sub>	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F <sub>X</sub>	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F <sub>Y</sub>	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
T <sub>X</sub>	摩擦によるねじりモーメント	kN・m
N <sub>v</sub>	軸受 1 箇所アンカーボルト縦列本数	本
N <sub>h</sub>	軸受 1 箇所アンカーボルト横方向本数	本
N	軸受部 1 つあたりのアンカーボルト本数	本
r <sub>h</sub>	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r <sub>v</sub>	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm
L	荷重作用点から評価位置までの距離	mm

(6) ヒンジ鉛直荷重支承部（エンドプレート）

アンカーボルト引張力によってエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。

エンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-7 に示す。

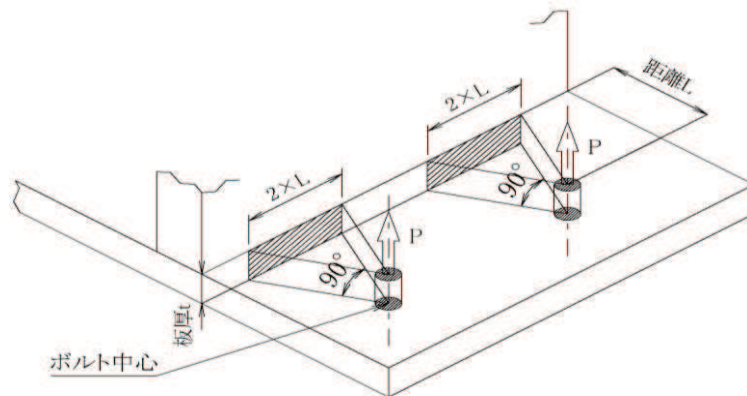


図 15.3-7 エンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図

エンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{P \times L}{2 \times L \times t^2 \div 6} = \frac{P}{2 \times t^2 \div 6}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-8 に示す。

表 15.3-8 エンドプレート曲げ応力度の計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma_b$	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>
P	アンカーボルトに生じる引張力	kN
L	柱のフランジ面からボルト中心までの距離	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
M	1断面あたりの曲げモーメント	kN・m
Z	1断面あたりの断面係数	mm <sup>3</sup>



- (7) ヒンジ鉛直荷重支承部（エンドプレート下面コンクリート）  
 エンドプレート下面のコンクリートに生じる支圧応力度の評価を行う。  
 エンドプレート下面コンクリートの支圧応力度の計算概念図を図 15.3-8 に示す。

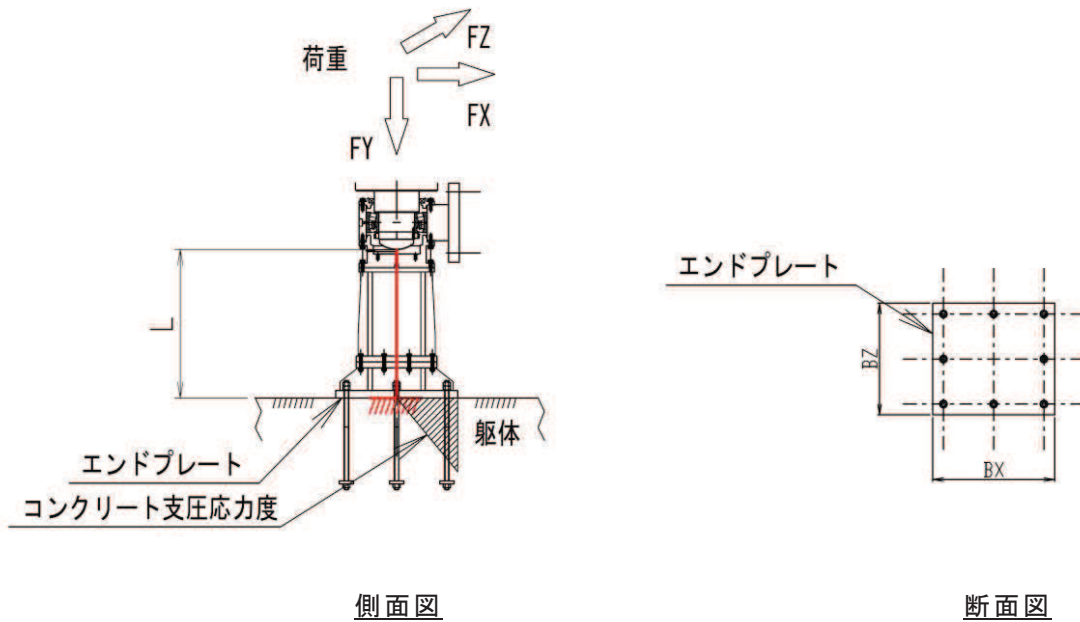


図 15.3-8 エンドプレート下面コンクリートの支圧応力度の計算概念図

コンクリートの支圧応力度（圧縮側の荷重を正とする）は以下の式により計算する。

$$\sigma_K = \frac{|F_Z| \times L}{B_Z^2 \times B_X \div 6} + \frac{|F_X| \times L}{B_Z \times B_X^2 \div 6} + \frac{-F_Y}{B_Z \times B_X}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-9 に示す。

表 15.3-9 コンクリート支圧応力度の計算諸元

記号	定義	単位
$\sigma_K$	コンクリートにはたらく支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm
$F_Z$	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
$F_X$	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
$F_Y$	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
BZ	壁直角方向のプレート幅	mm
BX	壁軸方向のプレート幅	mm

### 3.1.3 評価結果

ヒンジ鉛直荷重支承部に、鉛直力に加え水平力が作用した場合の照査結果を表 15.3-10～表 15.3-15 に示す。

この結果から、荷重伝達の不確実性等を考慮し、鉛直荷重支承部に水平荷重が作用した場合においても、発生応力等は僅かな上振れに留まり、十分な安全裕度を有する事を確認した。

表 15.3-10(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	34	67	0.51

表 15.3-10(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	35	67	0.53

表 15.3-11(1) 照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (支柱)) (鋼製扉 2)

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 (G-0.4S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	垂直応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	50	237	0.22
4 (G-0.4S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	136	0.09
4 (G-0.4S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.23	1.1	0.21

表 15.3-11(2) 照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (支柱)) (鋼製扉 3)

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	垂直応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	237	0.16
8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	136	0.06
8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16

表 15.3-12(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（連結ボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	208	588	0.36
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	85	339	0.26
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.43	1.1	0.40

表 15.3-12(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（連結ボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	79	588	0.14
8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	59	339	0.18
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.20	1.1	0.19

表 15.3-13(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	45	114	0.40
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	20	80	0.25
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.19	1	0.19

表 15.3-13(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	16	114	0.15
8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	13	80	0.17
4 ( $G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.03	1	0.03

表 15.3-14(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	84	237	0.36

表 15.3-14(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	30	237	0.13

表 15.3-15(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部  
（エンドプレート下面コンクリート））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	3.2	8.8	0.37

表 15.3-15(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部  
（エンドプレート下面コンクリート））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	2.3	8.8	0.27

なお、軸受け部の支圧応力度の照査結果については、前述のとおり、軸側（凸側）と受け側（凹側）の球面の半径は一致する設計としており、メーカー基準の製作公差（0.1%の計画）を考慮したとしても、面接触支承に分類することは妥当と考えられるが、保守的に凸球面と凹球面に仮に10%程度の半径差が生じたと仮定して、図15.3-9に示す接触応力度の算定式により計算した場合でも、照査値（接触応力度 $\sigma_c$ /許容応力度 $\sigma_{ca} \times 1.5$ ）は0.41程度であり、設計成立性には問題ないことを確認している。

（接触面の許容応力度は図15.3-10に示す水門鉄管技術基準（水門偏）より算定）。

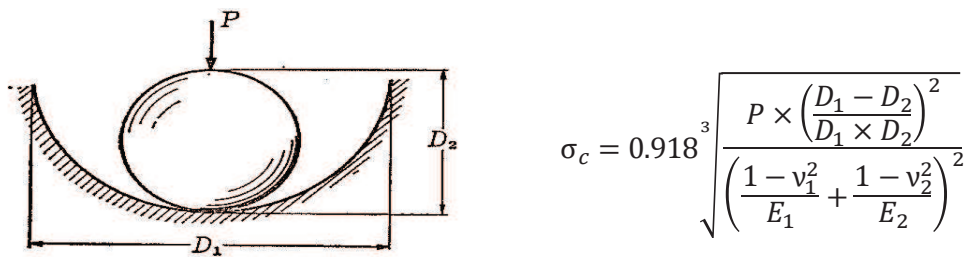


図 15.3-9 凸球面と凹球面の接触応力度の算定式  
（構造力学公式集より引用）

(3) 接触面の許容応力度<sup>1)2)3)</sup>

$$P_a = \frac{9.807}{2\nu} \cdot H_B \dots\dots\dots (56-5)$$

ここに、 $P_a$ ：許容接触応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\nu$ ：安全率=1.3（線接触の場合）

安全率=1.0（点接触の場合）

$H_B$ ：ローラ踏面のブリネル硬さ

ただし、ローラ踏面板の硬さが主ローラの硬さより低い場合は、ローラ踏面板の硬さを用いる。

図 15.3-10 接触面の許容応力度の算定式  
（水門鉄管技術基準（水門偏）より引用）

### 3.2 面内方向荷重が作用した場合の評価結果

#### 3.2.1 評価方針

扉体軸方向（面内方向）荷重が作用した場合の評価は、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す評価方針に準じて実施する。

評価部位は、ヒンジ部（水平荷重支承部及び鉛直荷重支承部）とする。

なお、固定部については、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示すとおり、扉体軸方向の拘束効果が無いため、主たる荷重である扉体からの反力が作用せず、評価としては扉体軸直角方向に荷重を作用させた場合よりも発生応力が小さくなることは明白であるため、評価を省略する。

また、その他の主要な構造部位（扉体、RC 支柱、フーチング、鋼管杭）については、耐震及び強度計算において、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向（面外方向）に対しての荷重に対する照査を行っており、地震時には慣性力の影響が大きくなると考えられ、津波時及び重畳時においても津波の作用範囲が大きく津波荷重が支配的となる断面に対して照査を実施しているため、耐震及び強度計算における評価結果に包含されると考えられるため、評価を省略する。

設計震度は、保守的に「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」に示す、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向における地震応答解析により設定した設計震度を用いる。面内方向荷重作用時の評価部位を表 15.3-16 に示す。

表 15.3-16 面内方向荷重作用時の評価部位

部位		評価方法	許容限界
ヒンジ部 （水平荷重 支承部）	ころがり軸受	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重
	軸受ハウジング、軸受ハウジング固定ボルト、軸受支持金物、エンドプレート、アンカーボルト	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
ヒンジ部 （鉛直荷重 支承部）	すべり軸受	発生する応力（支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度
	支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	蓋固定ボルト	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重



### 3.2.2 評価方法

各部位の評価は、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」における地震応答解析から抽出した扉体部の最大応答震度を用い、扉体軸方向及び鉛直方向に地震力を作用させた静的フレーム解析を行い、取り出した支点反力により発生応力等の評価を行う。

荷重の組合せを表 15.3-17 に、静的解析に用いる荷重の組合せケースを表 15.3-18 に示す。また、静的フレーム解析に用いる設計震度を表 15.3-19 に、静的フレーム解析の境界条件を図 15.3-11 に示す。

表 15.3-17 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 15.3-18 荷重の組合せケース (扉体の静的解析)

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{sH} + 0.4 S_{sV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{sH} - 0.4 S_{sV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{sH} + 0.4 S_{sV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{sH} - 0.4 S_{sV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{sH} + 1.0 S_{sV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{sH} + 1.0 S_{sV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{sH} - 1.0 S_{sV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{sH} - 1.0 S_{sV}$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

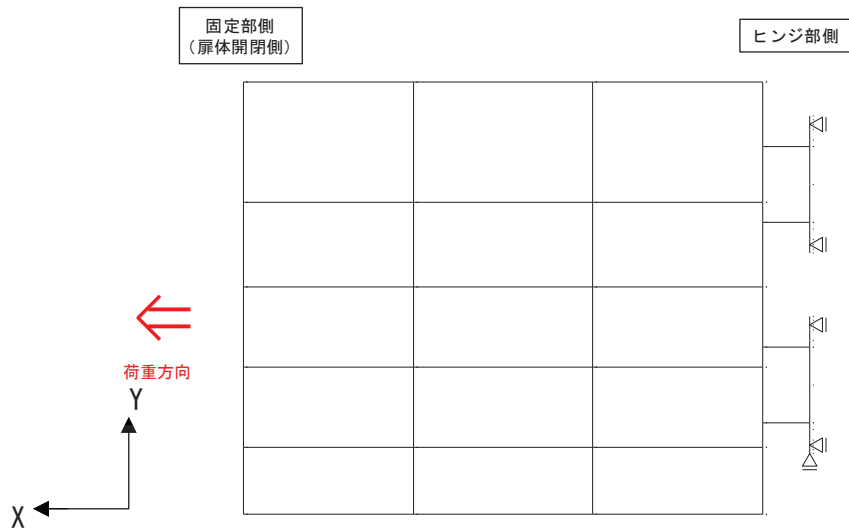
$P_k$  : 風荷重

$S_{sH}$  : 水平方向地震荷重 (自重  $\times K_H$ )

$S_{sV}$  : 鉛直方向地震荷重 (自重  $\times K_V$ )

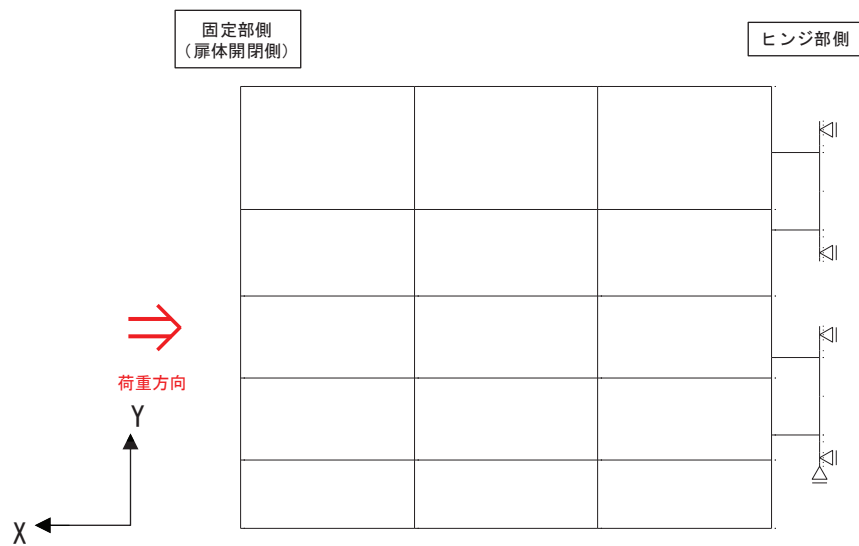
表 15.3-19 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
鋼製扉 2	5.6 ( $S_s - D 2 (++)$ )	1.4 ( $S_s - D 2 (++)$ )
鋼製扉 3	2.4 ( $S_s - N 1 (++)$ )	1.2 ( $S_s - D 2 (+-)$ )



方向	拘束条件	
	固定部側	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

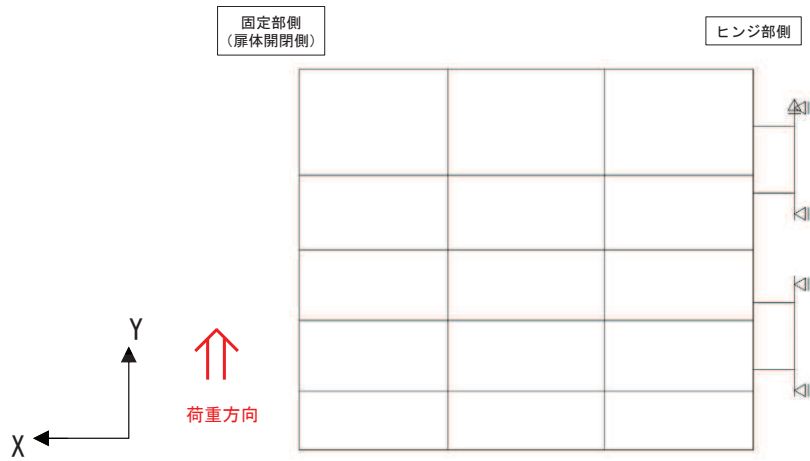
(水平荷重作用時 (+Z 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

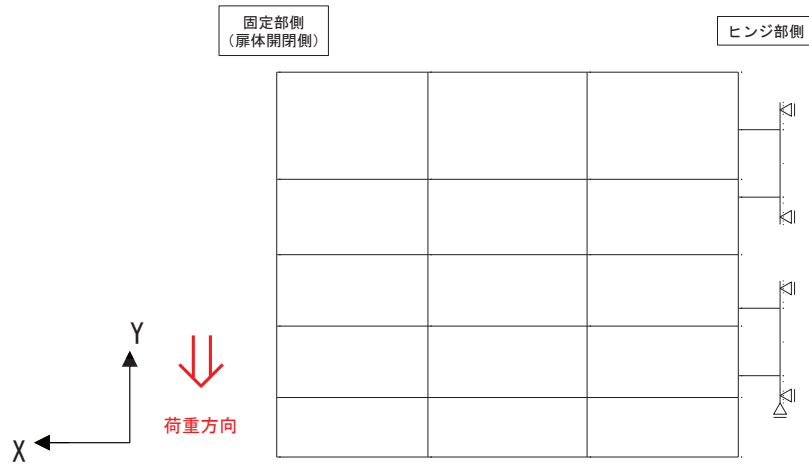
(水平荷重作用時 (-Z 方向))

図 15.3-11(1) 扉体部における静的フレーム解析時の境界条件



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (上端部)

(鉛直荷重作用時 (+Y 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

(鉛直荷重作用時 (-Y 方向))

図 15.3-11(2) 扉体部における静的フレーム解析の境界条件

### 3.2.3 評価結果

ヒンジ部水平荷重支承部及び鉛直荷重支承部における扉体軸方向荷重が作用した場合の照査結果を表 15.3-20～表 15.3-30 に示す。

部材によっては断面形状の違い等から、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向に対しての荷重に対する照査から若干の上振れはあるものの、発生応力等が許容限界以内に収まっており、保守的な設計震度を用いていることも踏まえ、十分な安全裕度を有する事を確認した。

表 15.3-20(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	作用荷重 (KN)	457	1670	0.28
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		313	1670	0.19
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		361	1670	0.22
軸受 4	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		636	1670	0.39

表 15.3-20(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	作用荷重 (KN)	221	1670	0.14
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		160	1670	0.10
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		233	1670	0.14
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )		397	1670	0.24

表 15.3-21(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))  
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	31	127	0.25
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.24	1.1	0.22
軸受 2	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	22	127	0.18
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.17	1.1	0.16
軸受 3	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	25	127	0.20
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.19	1.1	0.18
軸受 4	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	42	127	0.34
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.33	1.1	0.30

注記\* : 軸応力度方向 (壁軸直交方向) 荷重が生じていない

表 15.3-21(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))  
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	16	127	0.13
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.12	1.1	0.11
軸受 2	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	12	127	0.10
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.09	1.1	0.09
軸受 3	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	16	127	0.13
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.13	1.1	0.12
軸受 4	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	—*	222	—*
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	28	127	0.23
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (—)	0.22	1.1	0.20

注記\* : 軸応力度方向 (壁軸直交方向) 荷重が生じていない

表 15.3-22(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))  
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	26	222	0.12
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	6	127	0.05
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.13	1.1	0.12
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	18	222	0.09
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	4	127	0.04
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	21	222	0.10
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	5	127	0.04
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
軸受 4	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	35	222	0.16
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	8	127	0.07
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16



表 15.3-22(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))  
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	13	222	0.06
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	3	127	0.03
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	10	222	0.05
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	3	127	0.03
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	14	222	0.07
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	3	127	0.03
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	24	222	0.11
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	6	127	0.05
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.12	1.1	0.11

表 15.3-23(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))  
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	197	447	0.45
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	100	258	0.39
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.59	1.1	0.54
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	143	447	0.32
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	69	258	0.27
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.42	1.1	0.39
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	162	447	0.37
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	79	258	0.31
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.48	1.1	0.44
軸受 4	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	271	447	0.61
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	137	258	0.54
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.81	1.1	0.74

表 15.3-23(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))  
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	108	447	0.25
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	50	258	0.20
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.31	1.1	0.29
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	83	447	0.19
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	37	258	0.15
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.24	1.1	0.22
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	112	447	0.26
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	52	258	0.21
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.32	1.1	0.30
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	190	447	0.43
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	89	258	0.35
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.55	1.1	0.50

表 15.3-24(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部  
（軸受けハウジングエンドプレート））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	126	222	0.57
軸受 2	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )		91	222	0.41
軸受 3	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )		103	222	0.47
軸受 4	4 (G - 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )		173	222	0.78

表 15.3-24(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部  
（軸受けハウジングエンドプレート））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	7 (G + 0.4 S <sub>SH</sub> - 1.0 S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	80	222	0.37
軸受 2	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )		62	222	0.28
軸受 3	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )		83	222	0.38
軸受 4	8 (G - 0.4 S <sub>SH</sub> - 1.0 S <sub>SV</sub> )		141	222	0.64

表 15.3-25(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	53	237	0.23
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	22	136	0.17
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.28	1.1	0.26
軸受 2	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	37	237	0.16
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	16	136	0.12
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.19	1.1	0.18
軸受 3	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	42	237	0.18
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	18	136	0.14
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	72	237	0.31
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	31	136	0.23
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35

表 15.3-25(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	26	237	0.11
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	11	136	0.09
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.14	1.1	0.13
軸受 2	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	20	237	0.09
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	9	136	0.07
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
軸受 3	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	28	237	0.12
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	12	136	0.09
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	47	237	0.20
	7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	20	136	0.15
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.25	1.1	0.23

表 15.3-26(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	103	222	0.47
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		105	222	0.48
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		119	222	0.54
軸受 4	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		135	222	0.61

表 15.3-26(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	78	222	0.36
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		60	222	0.28
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )		81	222	0.37
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )		93	222	0.42

表 15.3-27(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	引張力 (kN)	104	182	0.58
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	せん断力 (kN)	40	103	0.39
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.48	1	0.48
軸受 2	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	引張力 (kN)	111	182	0.61
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	せん断力 (kN)	42	103	0.41
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.53	1	0.53
軸受 3	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	引張力 (kN)	125	182	0.69
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	せん断力 (kN)	48	103	0.47
	2 (G + 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.69	1	0.69
軸受 4	4 (G - 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	引張力 (kN)	140	182	0.77
	4 (G - 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	せん断力 (kN)	55	103	0.54
	4 (G - 1.0 S <sub>SH</sub> - 0.4 S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.87	1	0.87



表 15.3-27(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	82	182	0.46
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	30	112	0.27
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.27	1	0.27
軸受 2	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	63	182	0.35
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	23	112	0.21
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.16	1	0.16
軸受 3	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	85	182	0.47
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	32	112	0.29
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.30	1	0.30
軸受 4	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	引張力 (kN)	96	182	0.53
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断力 (kN)	36	112	0.33
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.38	1	0.38

表 15.3-28(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	33	67	0.50

表 15.3-28(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	支圧応力度 ( $N/mm^2$ )	34	67	0.51

表 15.3-29(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	25	160	0.16
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	3	93	0.04
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.16	1.1	0.15

表 15.3-29(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	垂直応力度 ( $N/mm^2$ )	23	160	0.15
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	3	93	0.04
7 ( $G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14

表 15.3-30(1) 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	作用荷重 (KN)	65	444	0.15

表 15.3-30(2) 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	作用荷重 (KN)	33	333	0.10

- 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

: 本日の説明範囲

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.3 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

: 本日の説明範囲

(参考資料3) 照査時刻の選定の妥当性について



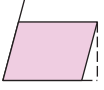
1. はじめに

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。

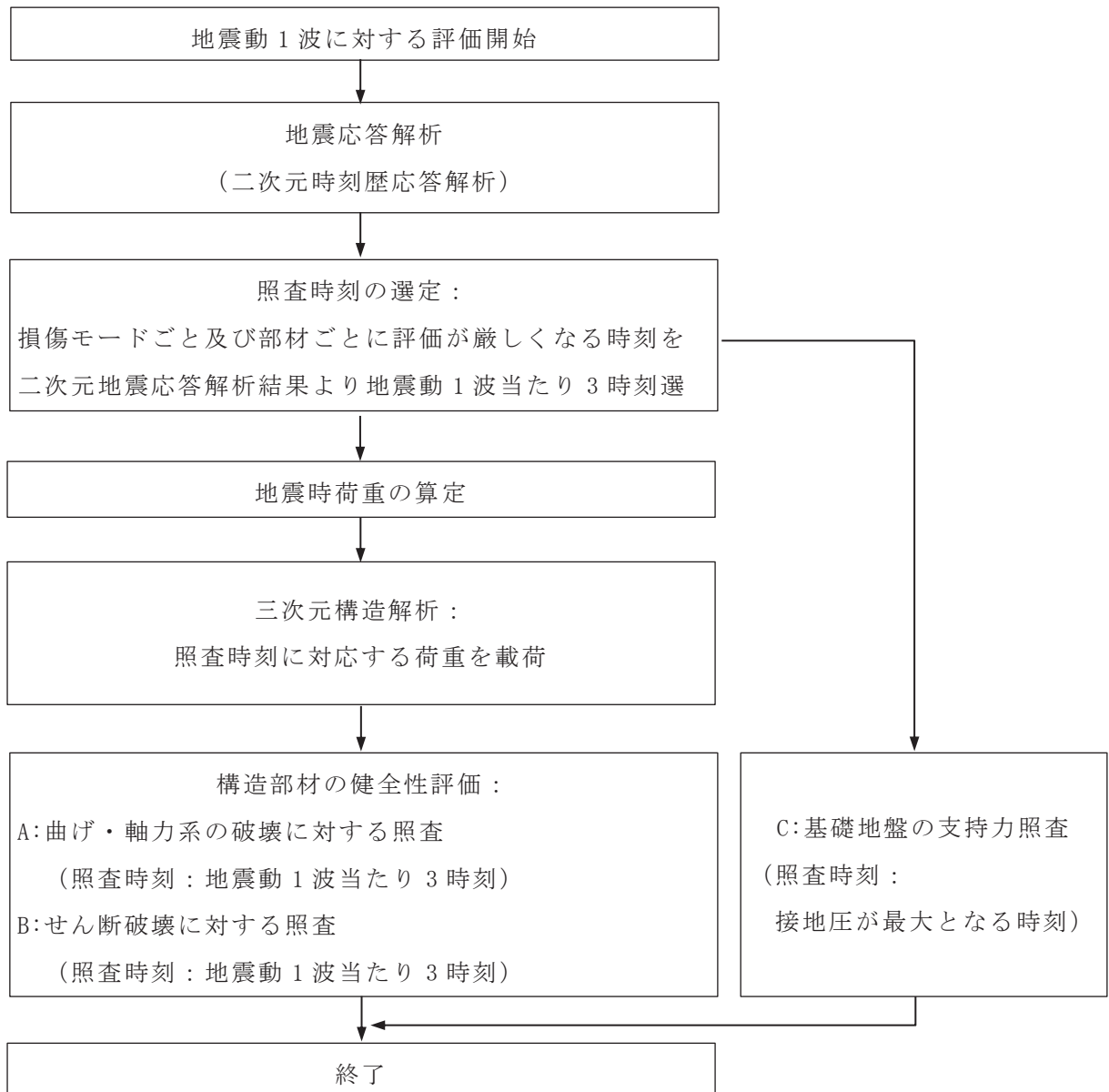


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

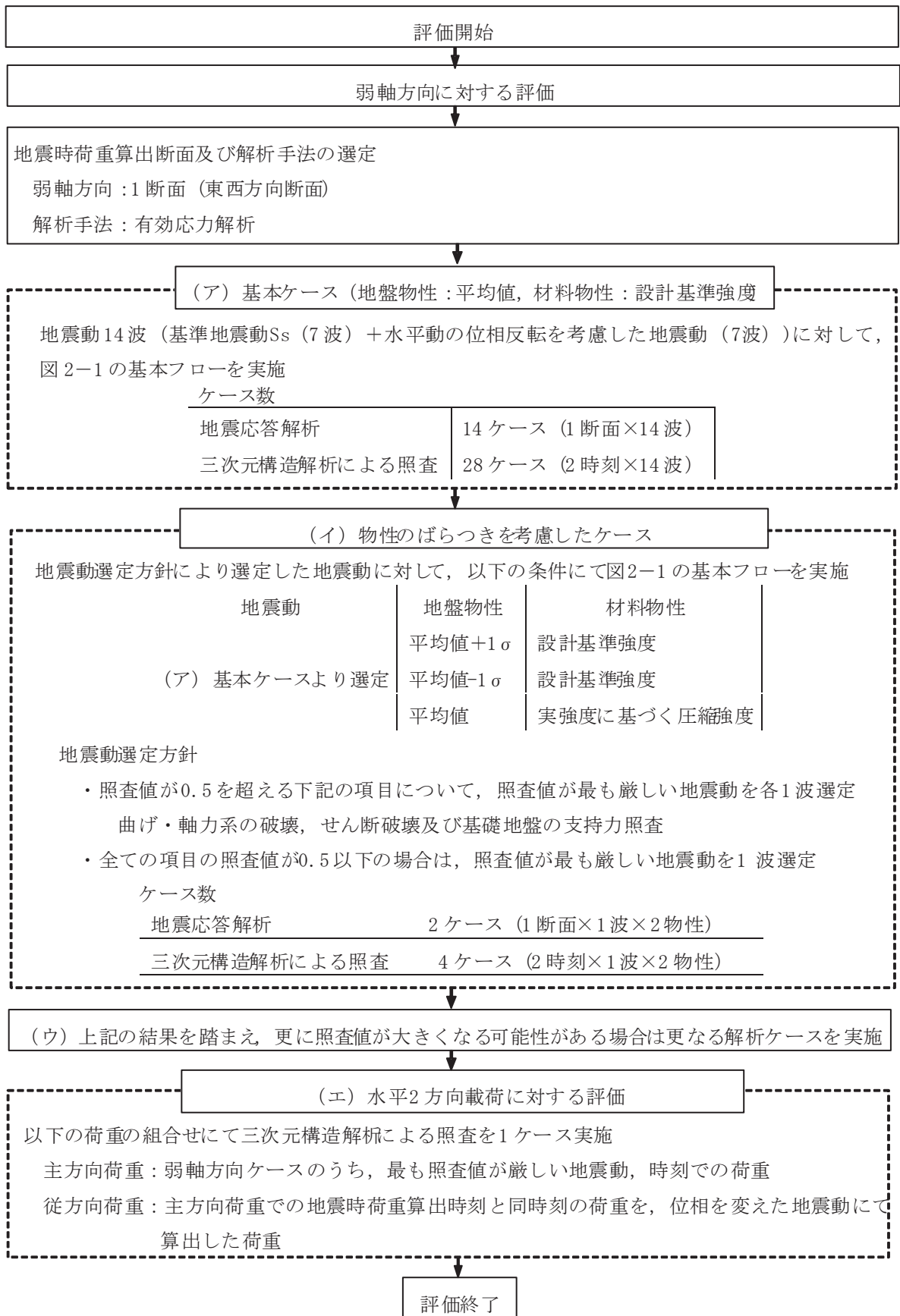
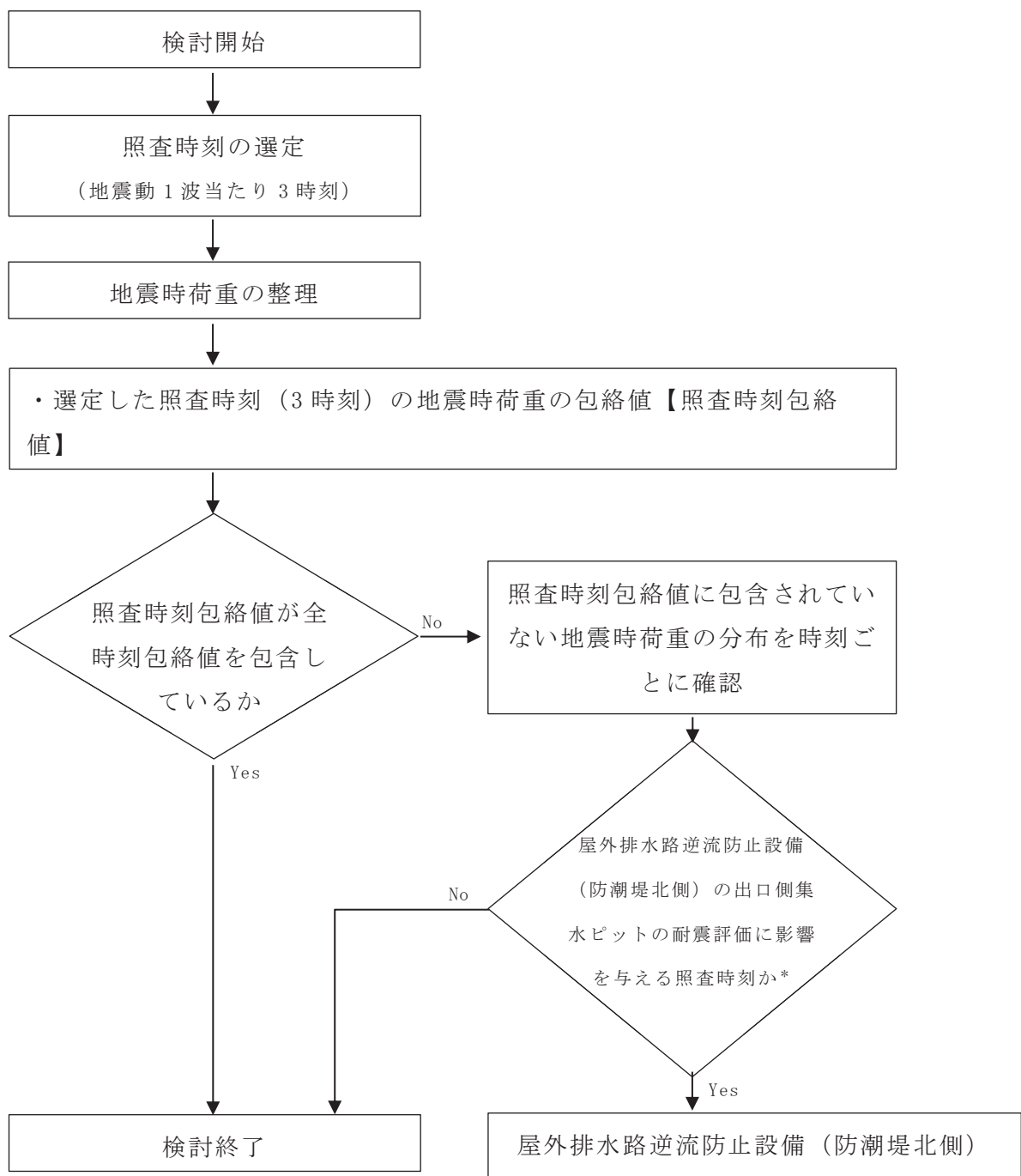


図2-2 耐震評価フロー（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの三次元構造解析フロー）



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

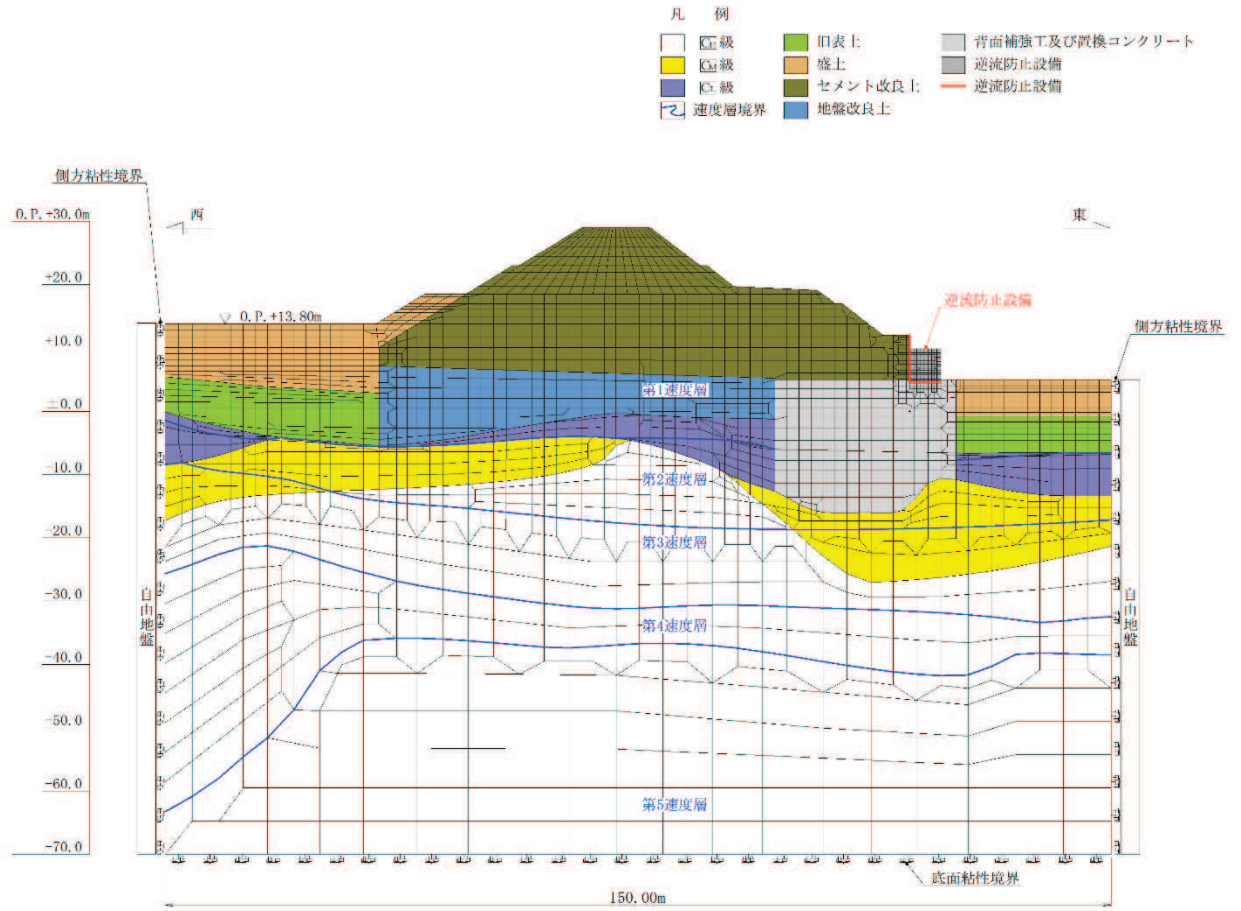
### 3. 確認結果

#### 3.1 地震時荷重の整理

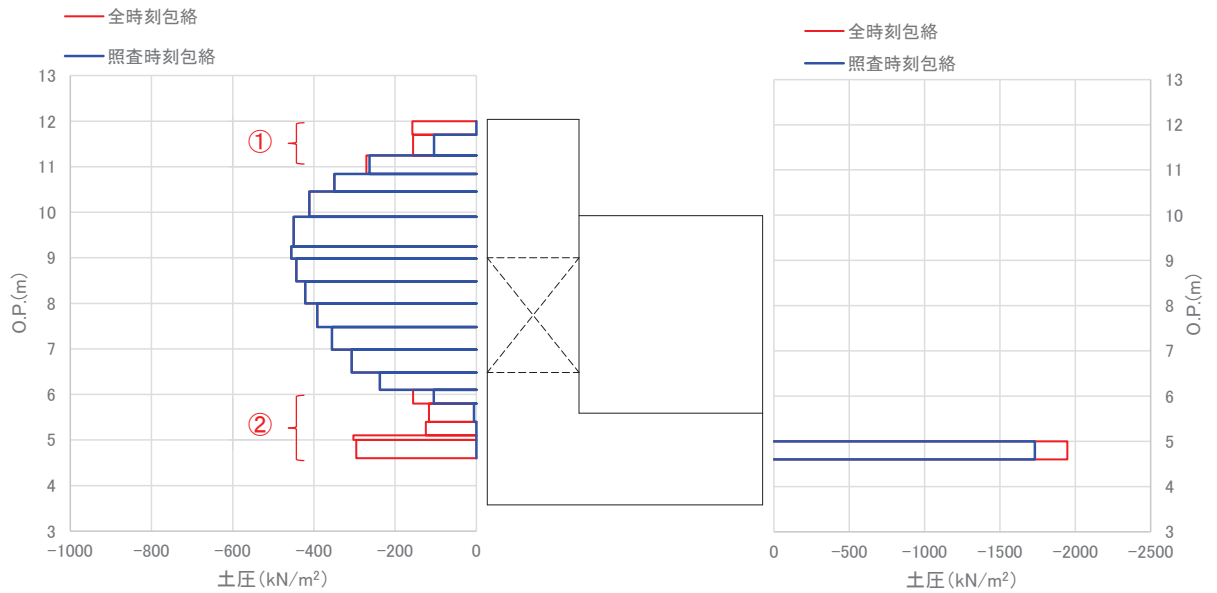
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし，確認用の地震動は，「本編 11. 評価結果」に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，照査値が厳しい  $S_s - D2 (-+)$  とする。

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

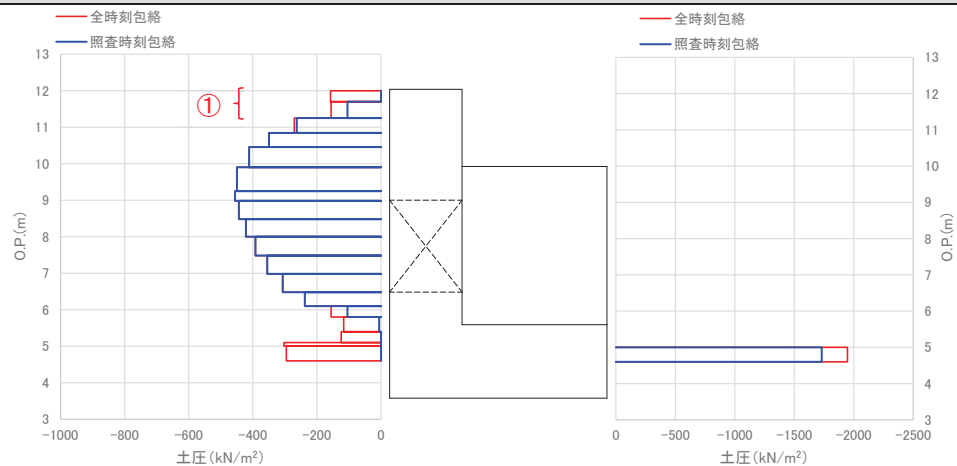
①-1 及び①-2 の断面力を比較する。

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。

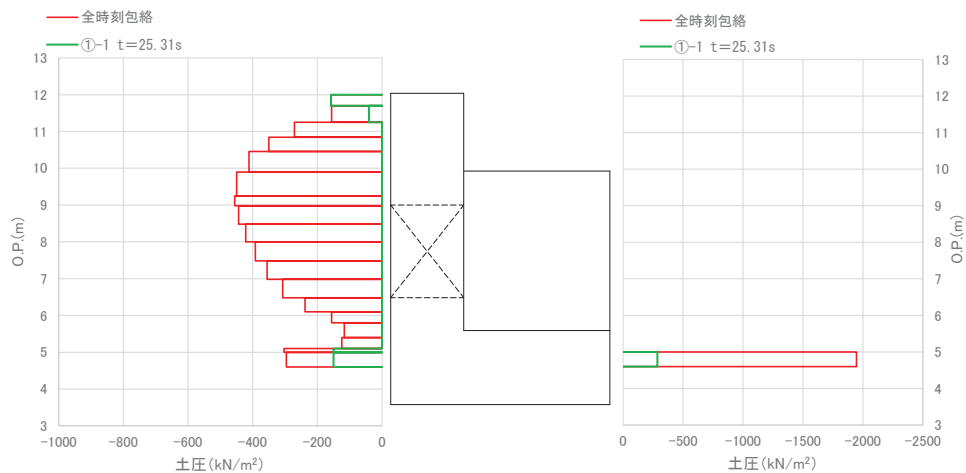


### 全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 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。

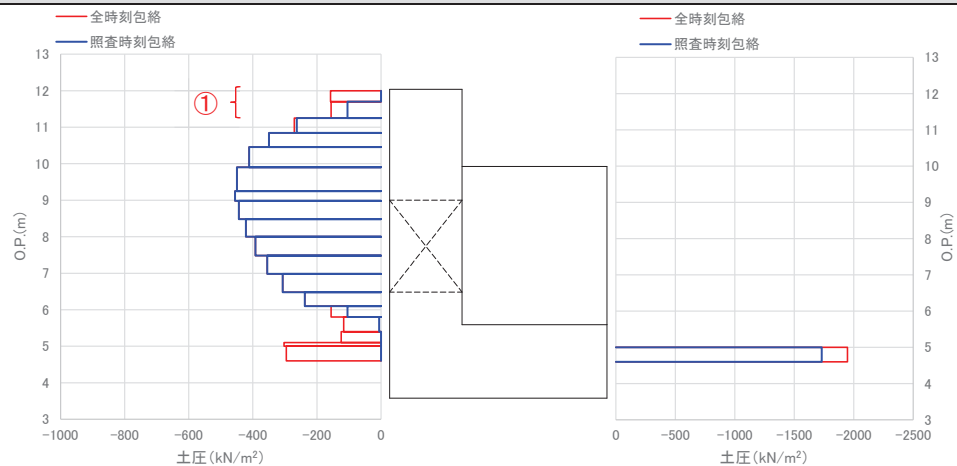
### 全時刻包絡値と抽出時刻（25.31 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 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。

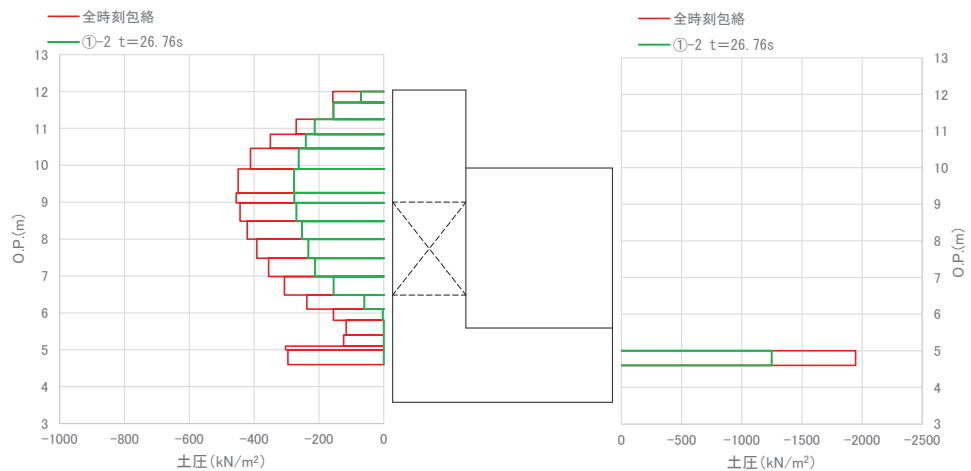
図 3-2(1) 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

### 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）

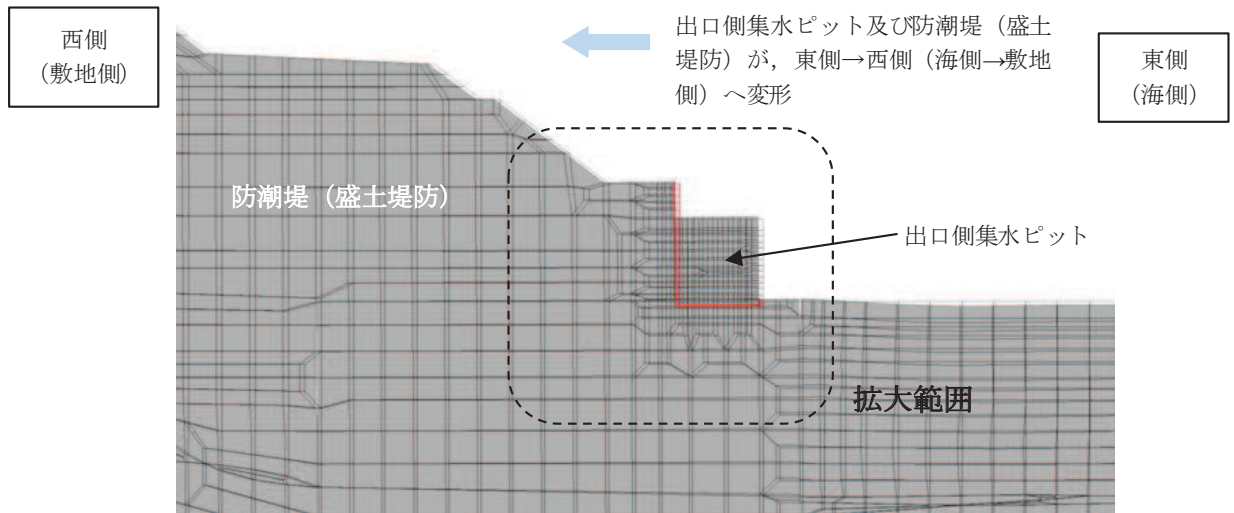


図 3-3(1) 変形図 (t=25.31s, 変形倍率 16 倍)

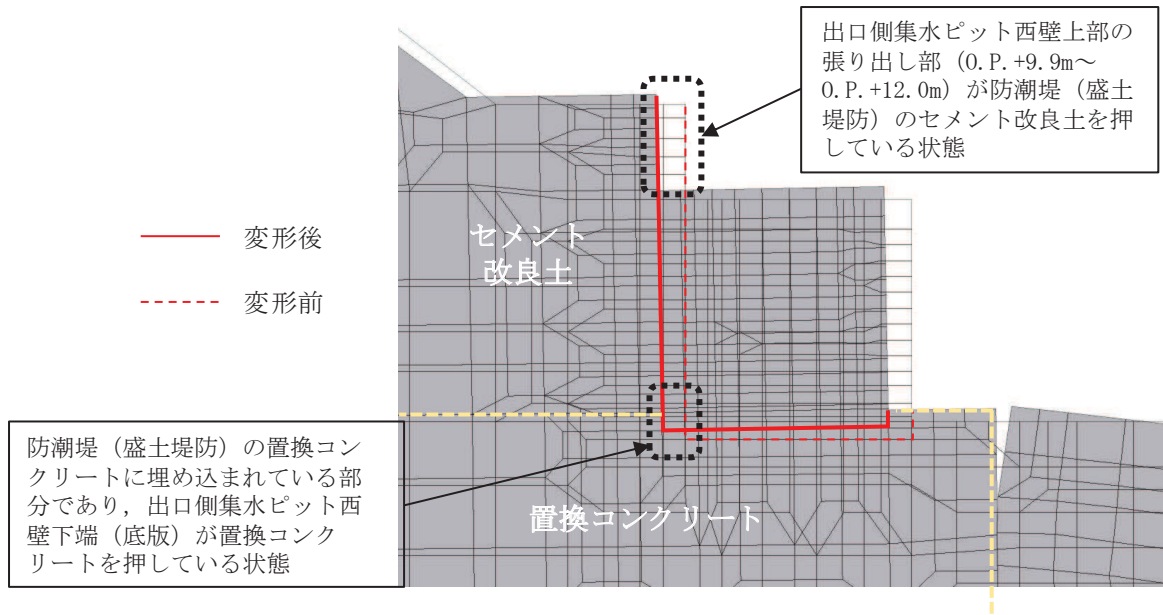


図 3-3(2) 変形図 (t=25.31s, 変形倍率 32 倍, 拡大図)

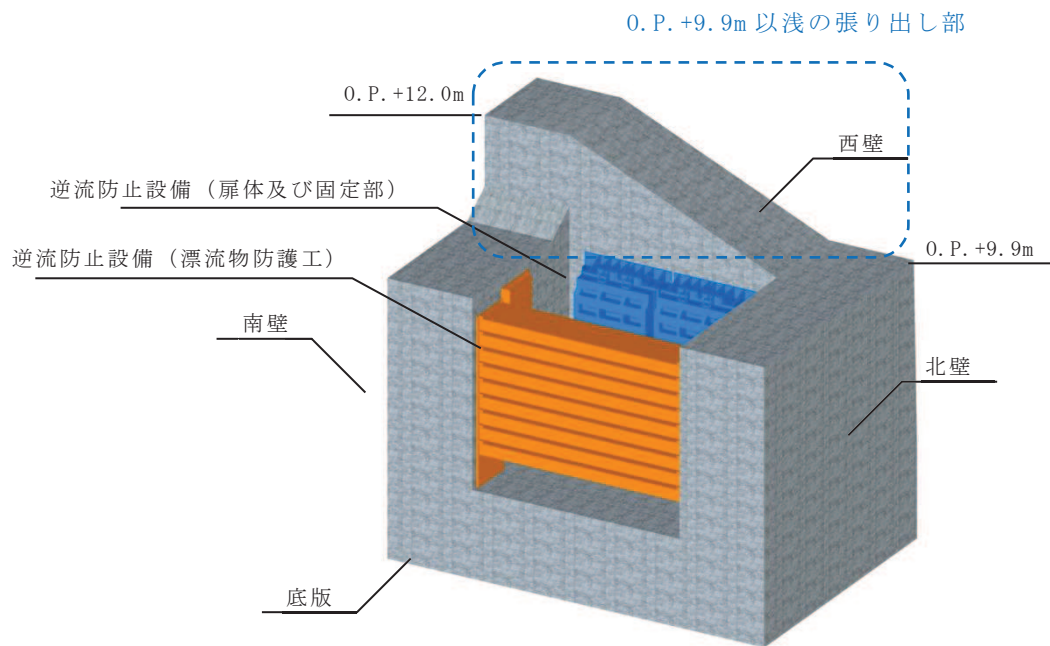


図 3-4 出口側集水ピット西壁の張り出し形状

表 3-1 0. P. +9.9m 位置における断面力の比較

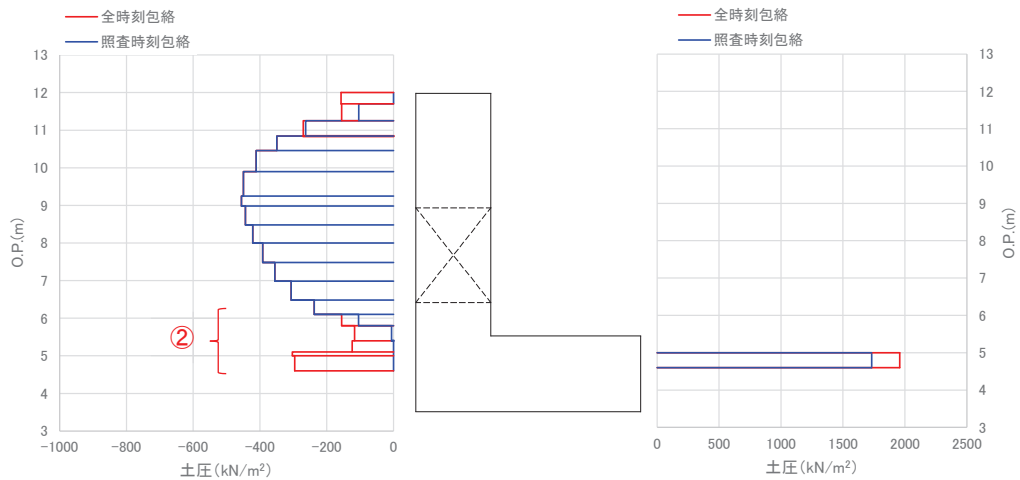
時刻	曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ )	せん断力 ( $\text{kN}/\text{m}$ )
照査時刻	362	518
①-1	121	65
①-2	361	417

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。

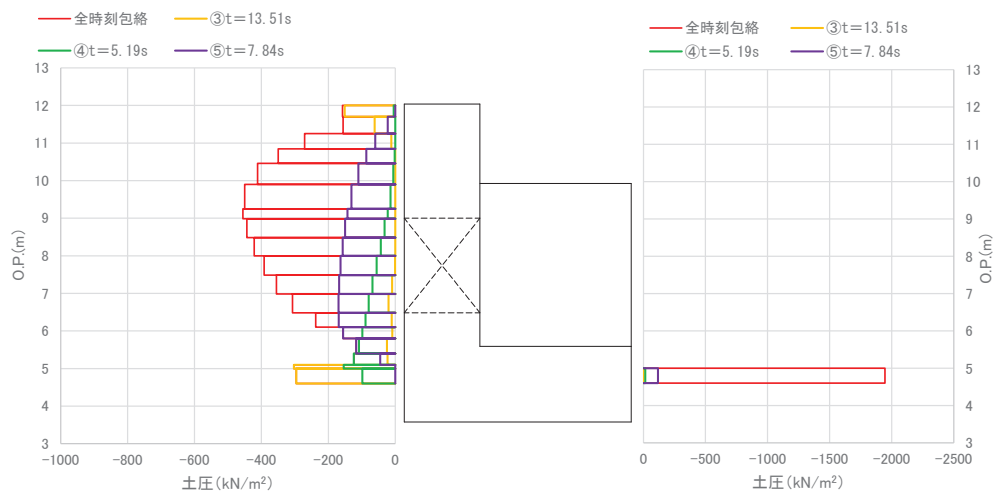
図 3-5 に示すとおり，底版の 0.P.+4.5m～0.P.+5.0m 付近で前述の抽出時刻が包含しているが，0.P.+5.0m 以浅については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。この荷重は，底版に軸圧縮力として作用するため，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットへの耐震評価に与える影響は小さい。よって，当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

### 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

 : 今回説明範囲

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

#### 8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

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

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

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

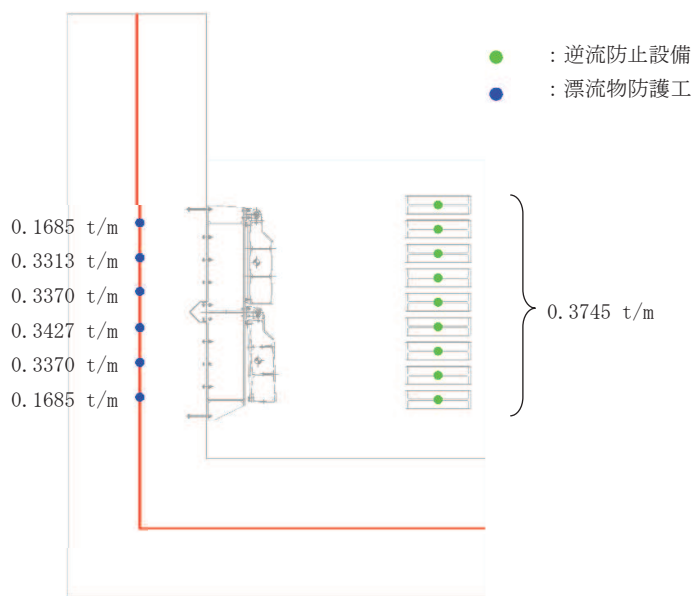


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

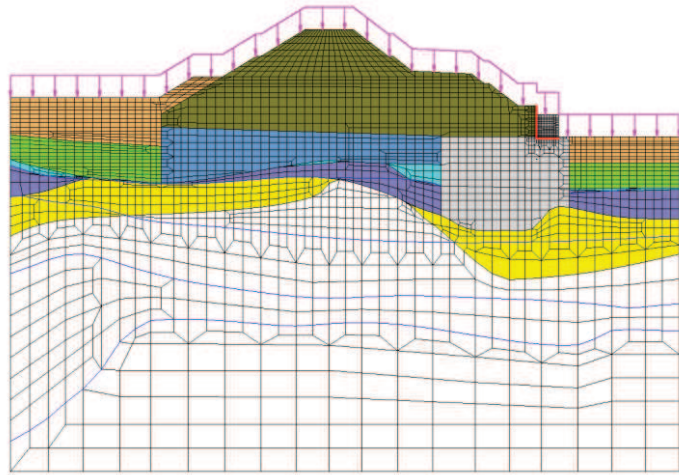


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

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

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

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、衝突荷重と組み合わせる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 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 <sup>2</sup> )	出口側集 水ピット 下端波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
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<sub>c</sub>)

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、背面に防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土が存在し、かつ壁厚が厚い（2.0m）ため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に影響を及ぼすような変形及び損傷が発生するものではないことから、出口側集水ピットの西壁上部には衝突荷重を考慮しない。

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<sub>Sd</sub>)

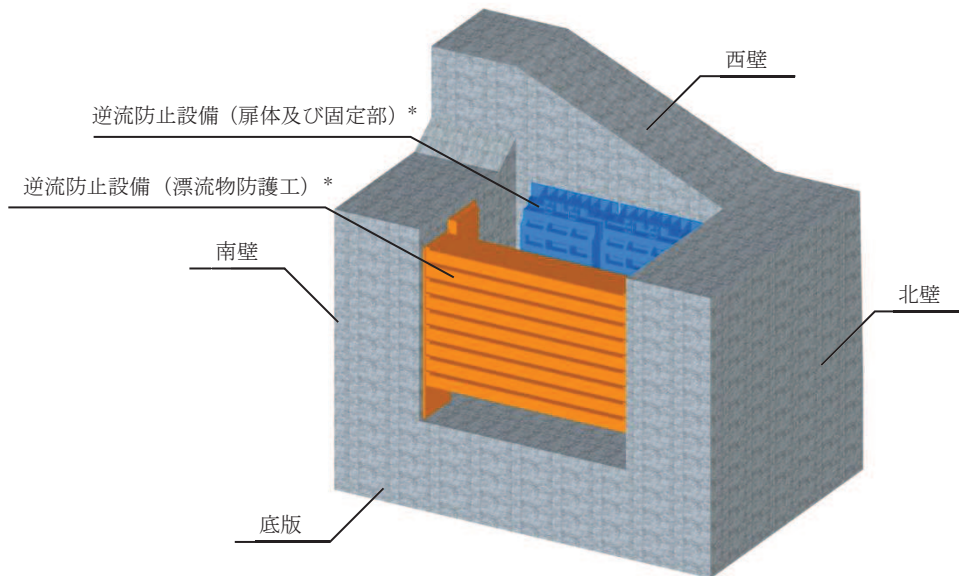
余震荷重として、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による地震力及び動水圧を考慮する。

(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。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には，地盤ばね要素を配置する。

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

津波時の解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

側方地盤は，弾性ばねでモデル化し，妻壁の法線方向に取り付け，「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

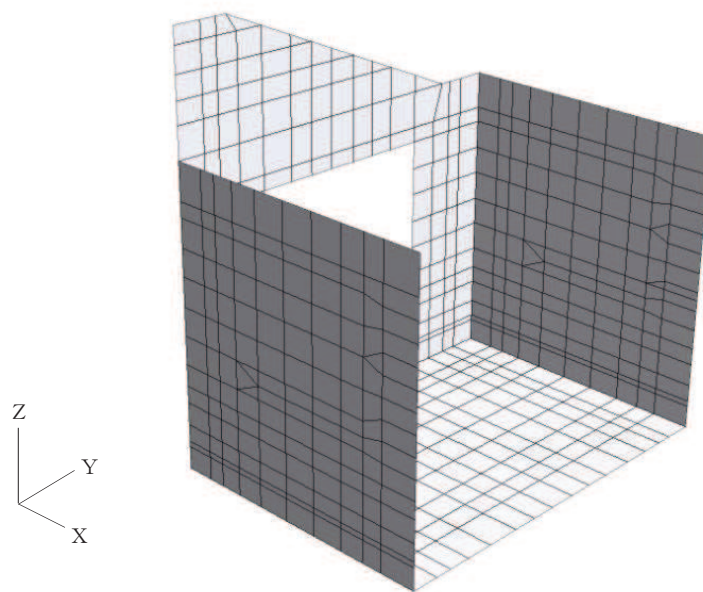
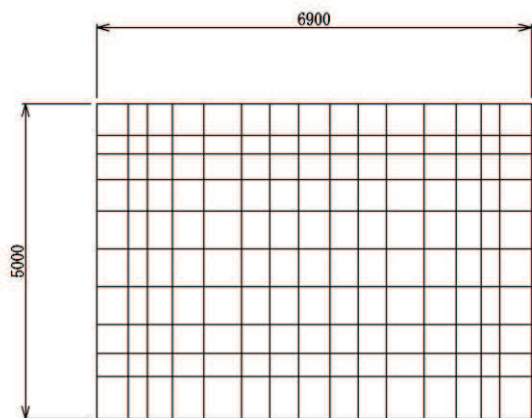
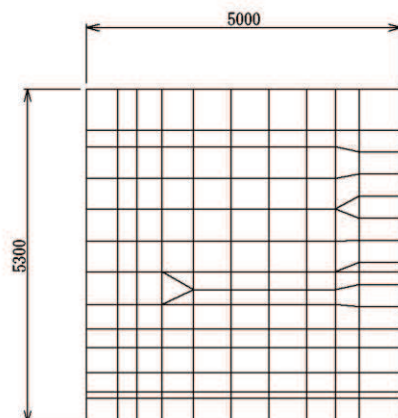


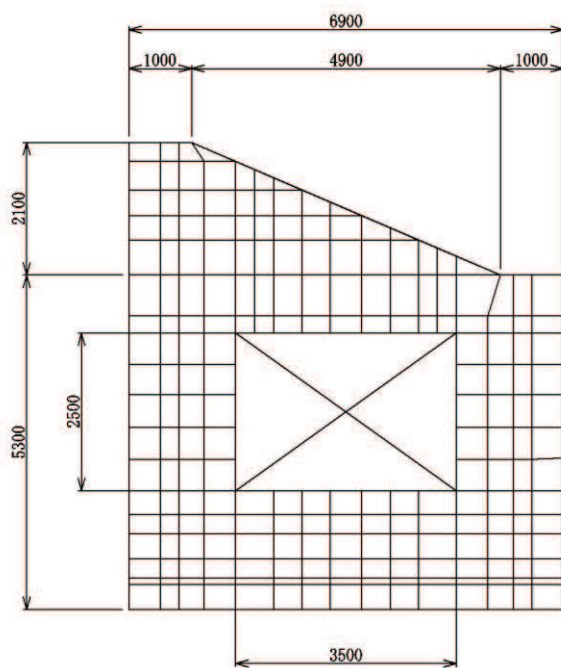
図 8.5-13 出口側集水ピットのモデル概念図



(a) 底板



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

图 8.5-14 要素分割图

(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、背面に防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土が存在し、かつ壁厚が厚い（2.0m）ため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に影響を及ぼすような変形及び損傷が発生するものではないことから、出口側集水ピットの西壁上部には衝突荷重を考慮しない。

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。

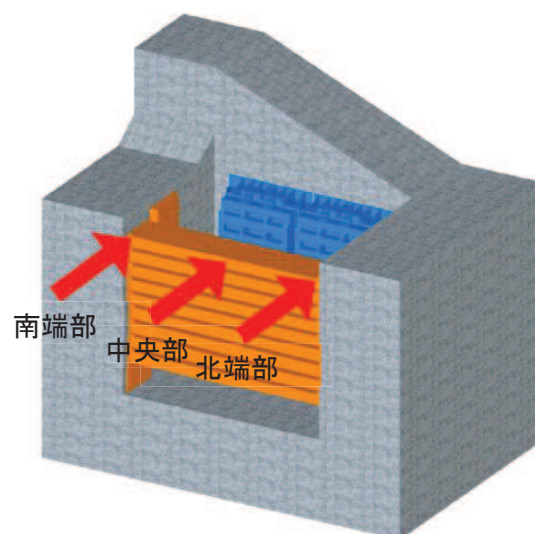


図 8.5-15 衝突荷重作用位置



## 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

### 1. 概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）は、敷地内（O.P. +13.8m）の雨水排水を海域まで自然流下させる屋外排水路の出口側（防潮堤よりも海側）に設置して、屋外排水路から津波が流入することを防止する機能を有している。

基準津波の波源は、基準地震動 $S_s$ の震源と同一であるため、基準地震動 $S_s$ 後の約40分後に基準津波が来襲することが想定される。

そのため、本資料では、基準地震動 $S_s$ 後に来襲する基準津波に対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の開閉機能が有効な状態にあることを確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）、屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）及び屋外排水路の位置図を図1-1に示す。なお、屋外排水路は敷地内の北側（以下、「北側排水路」という）及び南側（以下、「南側排水路」という）に設置している。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）は、添付書類「VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」に示すとおり基準地震動 $S_s$ に対して健全性を有することを確認しており、それぞれの間接支持構造物である出口側集水ピットについても添付書類「VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」において基準地震動 $S_s$ に対して健全性を有することを確認している。さらに、添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」では敷地側集水ピット（北側）、添付書類「VI-2-11-2-19 北側排水路の耐震性についての計算書」では防潮堤（盛土堤防）を横断する北側の屋外排水路が基準地震動 $S_s$ に対して健全性を有することを確認しており、防潮堤（鋼管式鉛直壁）を横断する南側の屋外排水路については、岩盤内に設置されることから地震後においても健全性を保持できるものと考えられる。

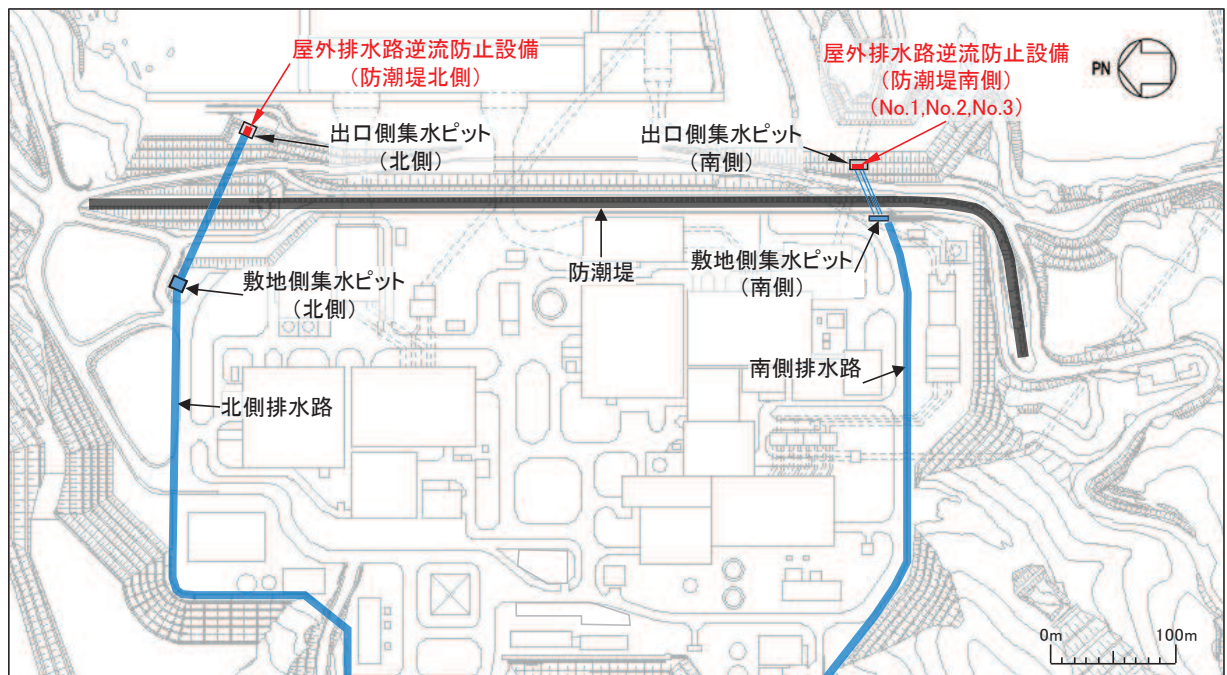


図 1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側），屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）  
及び屋外排水路の位置図

## 2. 屋外排水路逆流防止設備の閉機能の維持について

基準津波の波源は、基準地震動  $S_s$  の震源と同一であるため、基準地震動  $S_s$  後の約 40 分後に基準津波が来襲することが想定される。

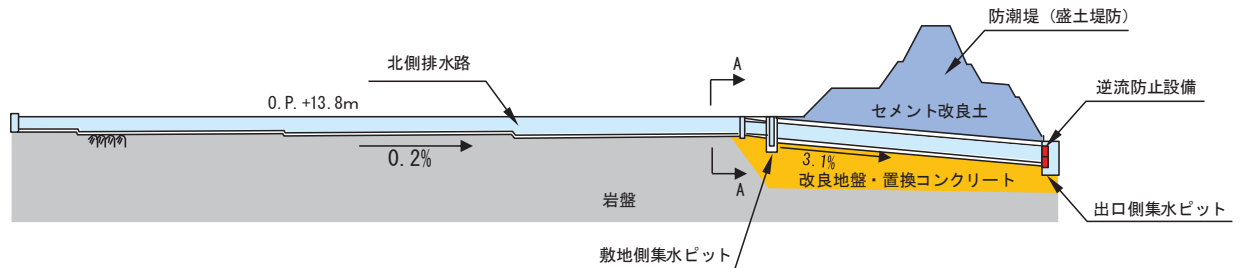
そのため、基準地震動  $S_s$  によって敷地内では溢水が生じて、その溢水が屋外排水路を經由して海域に排水されている状態、及び敷地内の溢水がほぼ排水された後の状態で基準津波が来襲することを想定し、この2つの想定事象に対して屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の閉機能が維持されることを確認する。

なお、基準津波の波源と基準地震動  $S_s$  の震源が同じであるため、基準地震動  $S_s$  後には津波警報等が発令されている状況となる。そのため、防潮堤よりも海側のエリアからは原則退避することとなり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の閉機能について直接確認（異物が挟まっているか否かの確認）することはできないこととする。

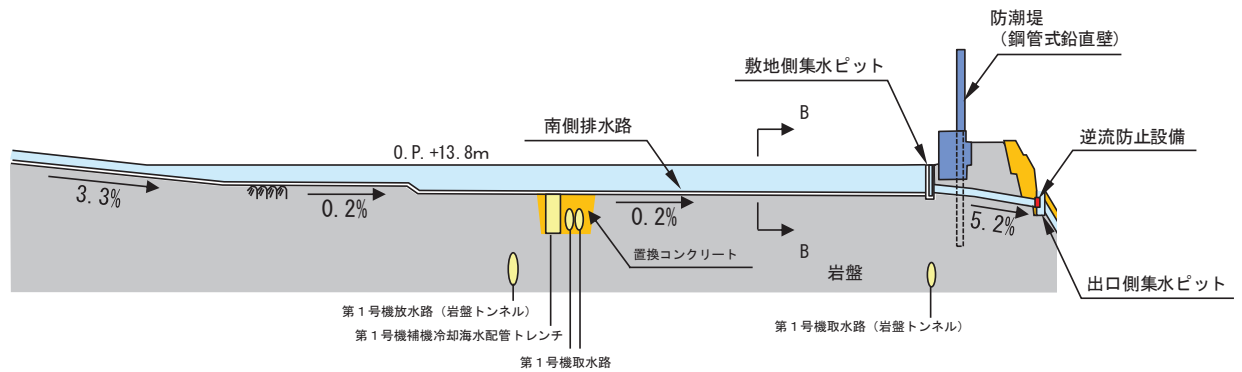
## 2.1 屋外排水路の概要

北側排水路及び南側排水路の排水能力は、石巻特別地域気象観測所における既往最大1時間雨量の91.0mm/hを考慮しても十分排水可能となるよう設定している。

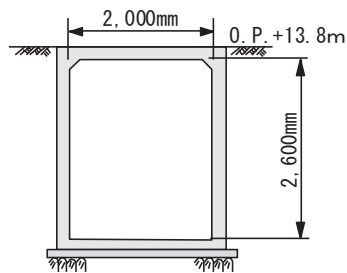
図2-1に北側排水路及び南側排水路の断面図を、表2-1に各排水路の排水能力を示す。



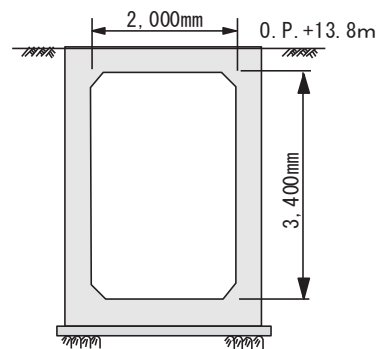
(北側排水路)の縦断面図



(南側排水路)の縦断面図



(A-A断面)



(B-B断面)

(横断面図)

図2-1 屋外排水路の断面図

表 2-1 屋外排水路の仕様と排水能力\*

排水路名	仕様	91.0 mm/h 降水時の 雨水流入量 [m <sup>3</sup> /s]	排水可能流量 [m <sup>3</sup> /s]
北側排水路	ボックスカルバート B3500, H2500	12.0	51.1
南側排水路	ダブルプレスト管 φ1000×3	9.4	16.2

注記\*：林地開発許可申請書（2020年3月）より抜粋，加筆

## 2.2 地震起因による溢水

地震起因による溢水については、添付書類「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」に詳細が示されており、基準地震動S<sub>s</sub>による地震力に対して耐震性が確保されない屋外タンク等がすべて破損した場合の溢水評価が敷地内の浸水深の観点で最も厳しくなる評価である。

このときの評価の前提条件として、以下の2点が考慮されており、溢水量は19700 (m<sup>3</sup>)、敷地内 (O.P.+13.8m) での浸水深は0.18 (m) である。

- a. 敷地に広がった溢水は雨水排水路からの流出や地盤への浸透は考慮しない。
- b. 屋外タンク等から漏えいした溢水は、敷地全体に均一に広がるものとする。

ただし、本資料での検討は、屋外排水路から海域に排出されることを想定しているため、敷地内の浸水深は0.18 (m) よりも浅くなる。

## 2.3 溢水により生じる敷地内の漂流物

敷地内 (O.P.+13.8m) に水が滞留した状態では、敷地内の物品が漂流物化するおそれがあるが、「2.2 地震起因による溢水」から、その浸水深は0.18 (m) 以下となるため、敷地内の物品が漂流物となる可能性は低い。また、敷地内 (O.P.+13.8m) はほぼ平坦となるよう整地されていることから、敷地内で滞留した水は強い流れとはならず、滑動によって物品が流される可能性も低い。

ただし、敷地内 (O.P.+13.8m) には多く砂利が敷かれており、浸水深が浅く流れが緩やかであったとしても形状も小さいため流されやすい (滑動しやすい)。また、比重が小さく浮く可能性のあるものとして資機材としての木材が考えられる。そのため、地震起因による溢水で砂利及び木材が敷地側集水ピットまで到達することを想定する。なお、添付書類「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」において、竜巻評価で考慮する設計飛来物として、鋼製材及び砂利を選定しているが、このうち鋼製材は上記浸水深及び比重から敷地内に水が滞留した状態で浮くことはない。

また、敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び敷地内に張り巡らされている側溝等の支線排水路は、コンクリート製で低耐震クラスの設備であり、地震により排水路の躯体が破損

する可能性があるため、破損した躯体のコンクリート片が敷地側集水ピットまで到達することを想定する。

なお、敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び支線排水路には鋼製のグレーチング又はコンクリート製の蓋がかけられていることから、これらの排水路が地震後も健全である場合には排水路上部から形状の大きなものは流入することはないが、仮に、敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び支線排水路から長尺の木材が流れてきたとしても、北側の敷地側集水ピットについては敷地側集水ピットと接続される直前で排水路は屈曲した構造となっていることから長尺の木材が敷地側集水ピットまで到達することはない、南側の敷地側集水ピットは上流側の排水路と下流側の排水路がほぼ直角になるように接続されていることから、長尺の木材が下流側の排水路に流れるこむことはない（図 2-2 参照）。

#### 2.4 屋外排水路を流れる漂流物

図 2-1 で示したように、屋外排水路は敷地側集水ピットから下流側で水路勾配が大きくなっている。また、敷地側集水ピットは、図 2-2 に示すように、屋外排水路の底版よりも深い構造となっており、屋外排水路の底版よりも深い部分の容量は北側排水路で 21.1m<sup>3</sup>、南側排水路で 5.7m<sup>3</sup>となっている。

そのため、砂利、木材及びコンクリート片のうち、比重の大きい砂利及びコンクリート片は、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に接続される屋外排水路には流れず、敷地側集水ピットの下部に沈降すると考えられる。

ただし、砂利については、形状が小さいため、流下中に巻き上げられて敷地側集水ピットでは沈降せずに下流側の屋外排水路に流される可能性がある。

また、敷地側集水ピットの上部にはグレーチングを設置することとしているため、敷地（O.P. +13.8m）から長尺の木材が敷地側集水ピット内に流れ込まむことはないが、小さな木材（以下、「木片」という）についてはグレーチングの隙間から敷地側集水ピット内に流れ込んで下流側の屋外排水路に流される可能性がある。

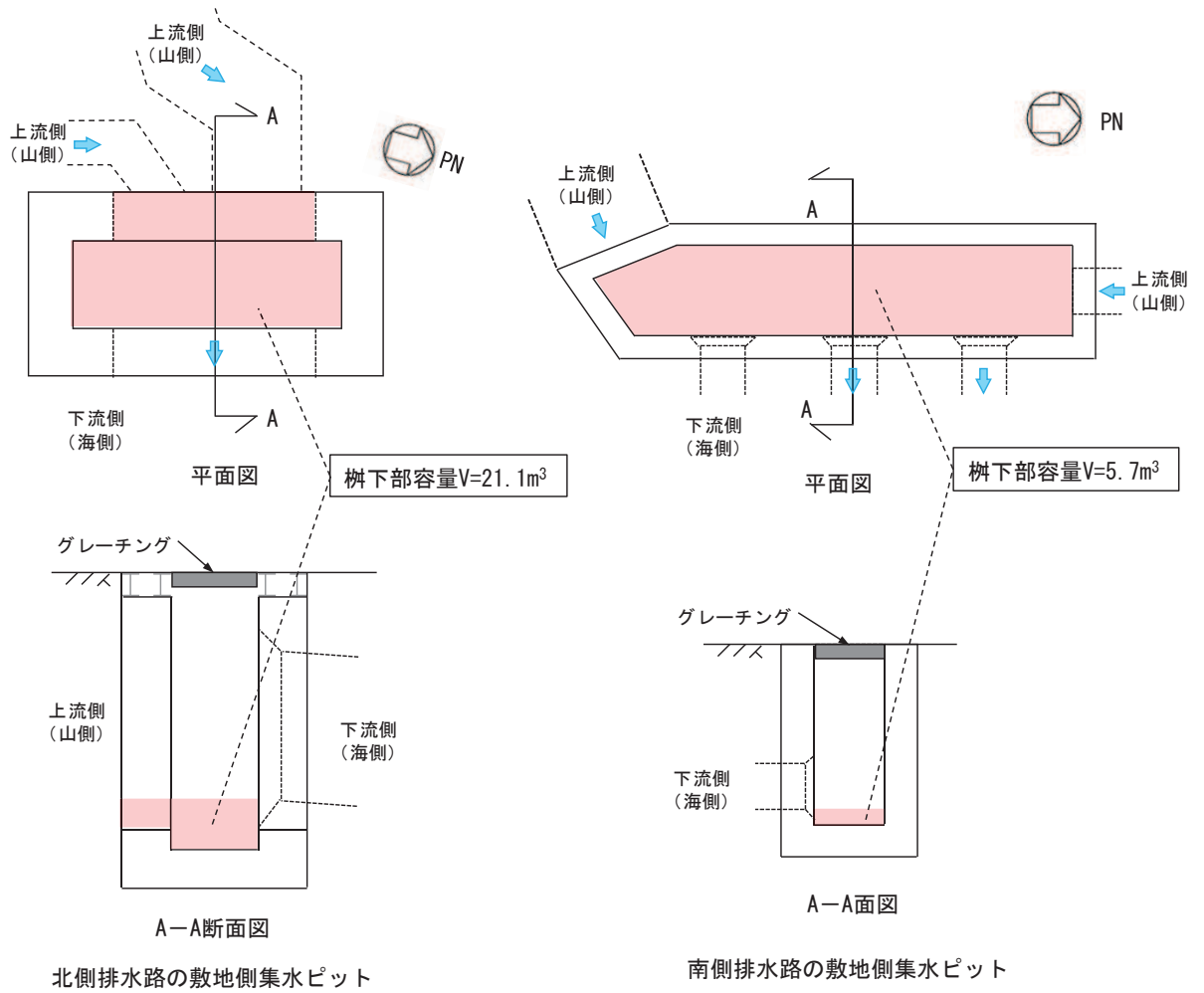


図 2-2 北側排水路及び南側排水路の敷地側集水ピットの構造及び敷地側集水ピット下部の容量 (イメージ)

## 2.5 逆流防止設備から排出される漂流物

敷地側集水ピットから下流側に流れて屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達する漂流物としては、砂利及び木片が考えられる。なお、砂利は、敷地内の敷砂利として4cm程度のものを想定する。

なお、地震による溢水により、敷地内（O.P. +13.8m）は浸水深18cmとなっているため、敷地側集水ピットは満水状態を仮定する。



### 2.5.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価

地震による溢水により、敷地内（O.P.+13.8m）に浸水深18cmとなっている状態では、敷地側集水ピットは満水となっているため、表2-1に示す排水可能流量（51.1m<sup>3</sup>/s）を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速約10m/sとなり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は約90cm開いた状態で排水していることになる。

そのため、屋外排水路を流れる砂利及び木片は、この非常に速い流速（約10m/s）及び開口（約90cm開いた状態）により屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）で詰まったり、挟まったりすることはなく、海側に流下する。また、約10m/sの流速によって、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を流下した漂流物はそのまますべて出口側集水ピットを流れ、漂流物防護工の下部の開口（約70cm）から海側へ排出される。仮に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）近傍に堆積することを想定したとしても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体下端から出口側集水ピットの底版までは約70cmあることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

また、敷地内（O.P.+13.8m）の溢水がほぼ排水されて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）から排水される流量が少なくなった場合についても、敷地側集水ピットから下流側の屋外排水路の水路勾配が大きいことから、少ない流量でも漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）へと流される。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は排水流量がない場合の開口は約3.8cmであるため、この開口よりも小さいものは海側へ排出されるが、開口よりも大きい砂利及び木片は扉体よりも上流側に溜まることが想定される。ただし、この時の屋外排水路の流れは非常に小さいため、砂利及び木片が扉体部に挟まるようなことはなく、津波来襲前に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

次に、津波来襲時においては、津波とともに漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に到達するが、津波水位が扉体下端から約18cmの水位で扉体は閉となることから、津波が到達するのとほぼ同時に閉となる。したがって、漂流物が排水路側に入ることはない。また、排水路側からある程度の排水量があり、扉体が十分に開いている状態では、出口側集水ピット内の水位も高く、海側への流れもあることから、漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）まで到達することはない。以上のことから、津波来襲時においても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

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概念図を図2-3に、構造図を図2-4に示す。

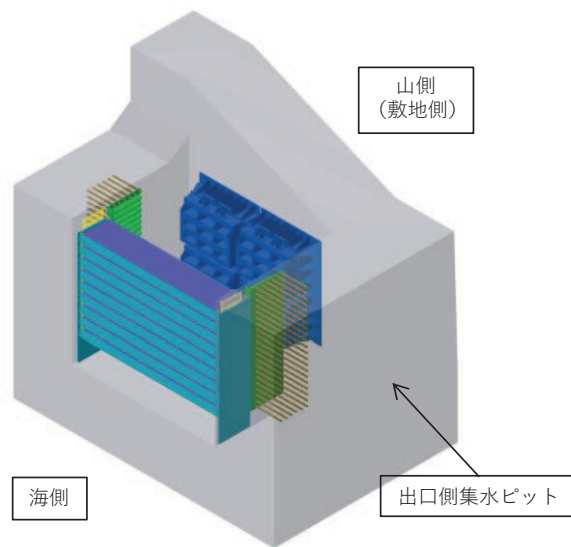


図 2-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの概念図

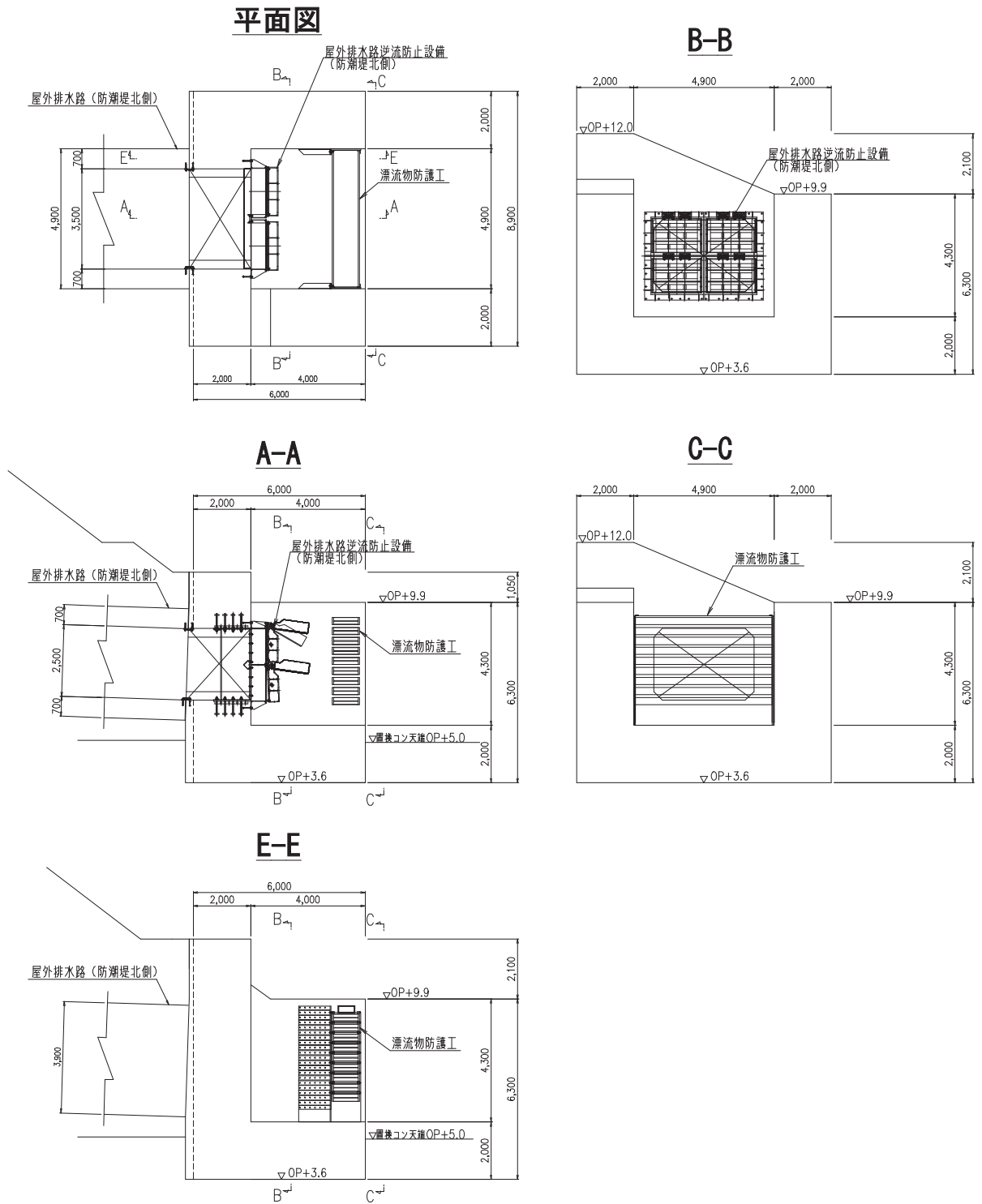


図 2-4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピット構造図

## 2.5.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価

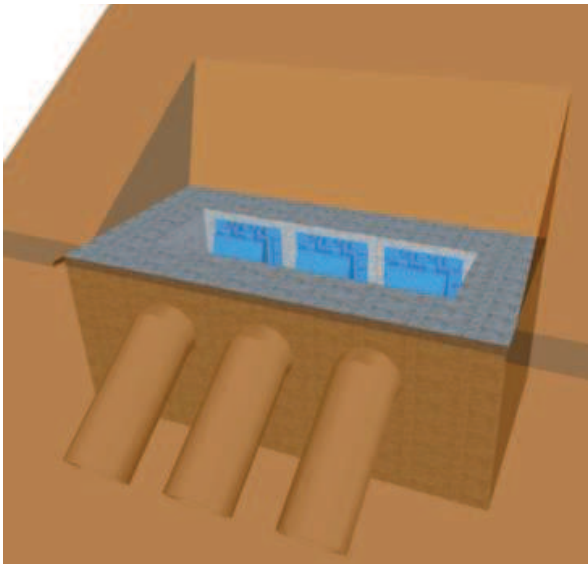
南側排水路についても、敷地側集水ピットは満水となっているため、表 2-1 に示す排水可能流量(16.2m<sup>3</sup>/s)を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速約 10m/s となり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は約 60cm 開いた状態で排水していることになる。

そのため、屋外排水路を流れる砂利及び木片は、この非常に速い流速（約 10m/s）及び開口（約 60cm 開いた状態）により屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）で詰まったり、挟まったりすることはなく、海側に流下する。また、約 10m/s の流速によって、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を流下した漂流物はそのまま出口側集水ピットを流れ、出口側集水ピットの下流側の排水路を通じて海側へ排出される。仮に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）近傍に堆積することを想定したとしても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体下端から出口側集水ピットの底版までは約 30cm あること、出口側集水ピットの下流側にはそれよりも低い位置に排水路があることから、砂利及び木片は海側へ排出され、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

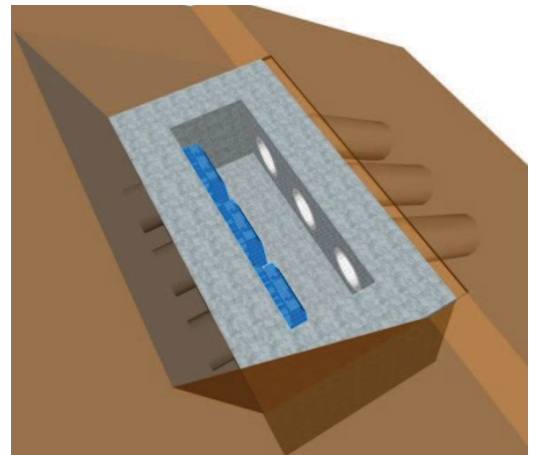
また、敷地内（O.P.+13.8m）の溢水がほぼ排水されて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）から排水される流量が少なくなった場合についても、敷地側集水ピットから下流側の屋外排水路の水路勾配が大きいことから、少ない流量でも漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）へと流される。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は排水流量がない場合の開口は約 3cm であるため、この開口よりも小さいものは海側へ排出されるが、開口よりも大きい砂利及び木片は扉体よりも上流側に溜まることが想定される。ただし、この時の屋外排水路の流れは非常に小さいため、砂利及び木片が扉体部に挟まるようなことはなく、津波来襲前に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の閉機能が喪失することはない。

次に、津波来襲時においては、津波とともに漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達するが、津波水位が扉体下端から約 16cm の水位で扉体は閉となることから、津波が到達するのとほぼ同時に閉となる。したがって、漂流物が排水路側に入ることはない。また、排水路側からある程度の排水量があり、扉体が十分に開いている状態では、出口側集水ピット内の水位も高ことから、寸法の小さな漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）まで到達することはない。以上のことから、津波来襲時においても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の閉機能が喪失することはない。

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の概念図を図 2-5 に、構造図を図 2-6 に示す。



(海側からみたイメージ)



(上方からみたイメージ)

図 2-5 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の概念図

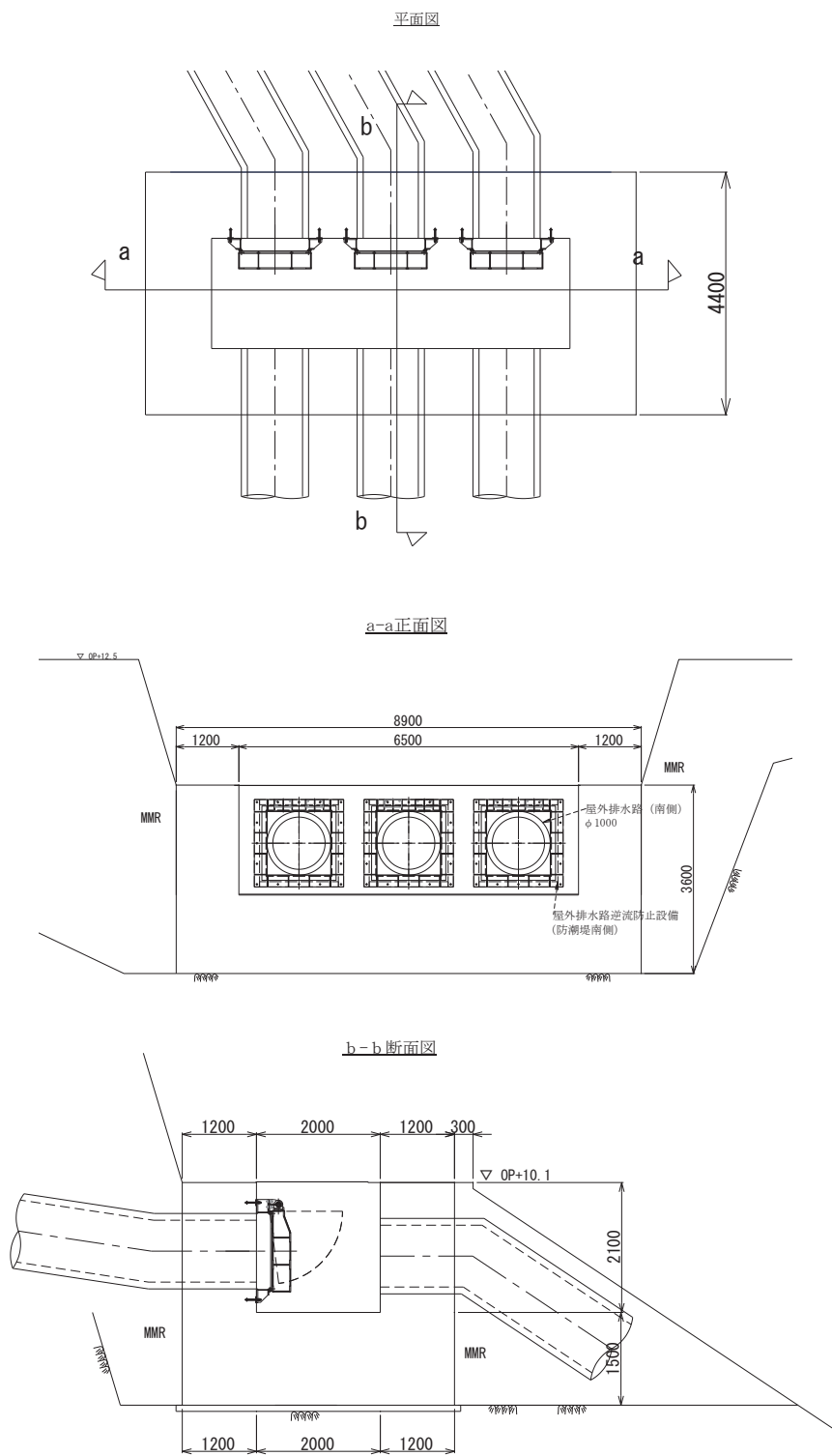


図 2-6 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南侧）の出口側集水ピット構造図

### 3. 屋外排水路逆流防止設備の開機能の維持について

ここでは、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開機能の維持について確認する。

「2. 屋外排水路逆流防止設備の開機能の維持について」の評価から、地震起因による溢水で敷地内からの漂流物は砂利であると整理している。そのため、これらの砂利が大量に流下し、出口側集水ピット内に堆積する可能性が想定されるが、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体が4枚、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は3枚となっており、すべての扉体が開かなくなる可能性は極めて低い。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び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閉構造ではなく、海側へ流れる構造としていていること、出口側集水ピット内に砂利が溜まり続けることは考えにくい。

津波来襲時においては、「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」で整理したとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に基準津波第一波のみが到達する。この津波第一波とともに、漂流物が出口側集水ピット内に入る可能性があり、寸法の小さな漂流物として想定している木片又は流木が、扉体と漂流物防護工又は扉体と逆側の側壁に挟まり、開機能が喪失するおそれがあるが、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体が4枚、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は3枚となっているため、すべての扉体が開かなくなる可能性は極めて低い。

また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波において、発電所で確認された漂流物は表4.2-1に示すとおり小型船舶（船外機）、車両、水槽（工事用の仮設物）、タンク（重油タンク）、木片・混合ごみ・流木及び漁具があった。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺の漂流物の堆積状況は写真3-1（写真4.2-1(2)の再掲）のとおりであり、寸法の小さな漂流物は確認されるものの、それらは散らばった状態であり集積していないことから、基準津波第一波で到達する寸法の小さな漂流物についても出口側集水ピット内に集積することはなく、開機能が喪失することはない。

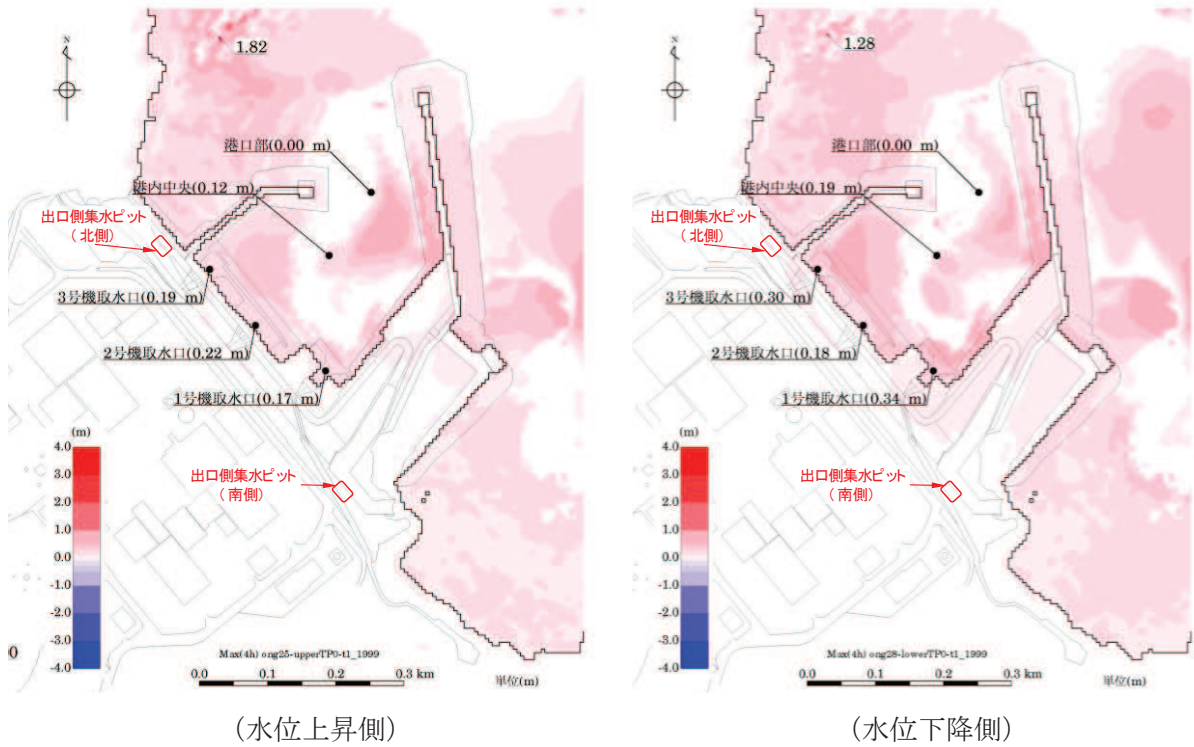
さらに、「3.1 砂移動による影響確認について」では基準津波による砂移動解析を実施しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺において、砂の堆積はほとんどなく、取水口上部のO.P.+2.5m盤全体でも最大で10cm以下である（図2.7参照）。これに対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のそれぞれの扉体下端から出口側集水ピット底版までの高さは、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が70cm、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が30cmであり、砂の堆積厚さよりも十分高いことから、津波による砂移動によって開機能が喪失することはない。

以上のことから、地震後及び津波後において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体がすべて開かなくなることはない。

なお、「2.2 地震起因による溢水」で示したとおり、地震起因による溢水の評価においては、「敷地に広がった溢水は雨水排水路からの流出や地盤への浸透は考慮しない。」との前提条件としていることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の開機能の維持が溢水評価に及ぼす影響はない。



写真 3-1 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物  
 (岸壁全体の漂流物状況 (平成 23 年 3 月 18 日撮影)) 【写真 4. 2-1(2)を再掲】



(水位上昇側)

(水位下降側)

図 2-7 最大堆積厚分布図 【図 3. 1. 1-4 を再掲】



#### 4. 維持管理

「ダム堰施設技術協会 平成 28 年 ダム堰施設技術基準（案）（基準解説編設備計画マニュアル編）」では、「ダム・堰・水門に設置する取水・制水・放流設備を良好な状態に維持し、正常な機能を確認するため、適切かつ効率的・効果的な保守管理を行わなければならない。」とされており、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」では、「水門扉の保守管理は、各設備の機能を長期にわたり、いつでも安全確実に発揮させるために行う。」とされている。

##### 4.1 通常時の維持管理

通常時において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体の開閉機能が有効であることを確認するため、日常点検及び定期点検を実施する方針であることを保安規定に定める。

そのため、地震発生前の通常時では屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能は維持される。

##### 4.2 津波警報発令中の維持管理

地震発生後の津波警報発令中（津波来襲前）においては、防潮堤よりも海側のエリアから退避するため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の状態を直接確認することはできないものの、敷地側集水ピット内の流れの状態を確認することで屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能が維持されているかを判断することが可能である。また、敷地内（O.P. +13.8m）の漂流物が敷地側集水ピットに流れてきた場合、「2.4 屋外排水路を流れる漂流物」で示したように、敷地側集水ピットの上部にはグレーチングを設置することとしており、長尺の木材は敷地側集水ピット内に流れ込むことはないため、敷地側からの漂流物が屋外排水路逆流防止設備の開閉機能に影響を及ぼすことはないが、大量の木片及び砂利が敷地側集水ピット内に流れ込まないよう漂流物の除去作業を行うこととする。

以上を踏まえ、地震発生後の津波警報発令中（津波来襲前）においては、敷地側集水ピット内の流れの状態の確認及び敷地側集水ピット付近の漂流物の除去作業の実施を保安規定に定めることとする。なお、敷地側集水ピット内で水の流れがなく、滞留している状態が確認された場合には、津波警報解除後に速やかに復旧作業を行う必要があることから、復旧作業の準備を行うこととする。

##### 4.3 津波警報解除後の維持管理

津波警報解除後において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体の開閉機能が有効であることを確認するため、臨時点検を実施する方針であることを保安規定に定める。また、開閉機能が喪失されていることが確認された場合には速やかに復旧作業を行うこととする。

これらの方針により、津波警報解除後においても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能は維持される。

#### 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

### 目 次

1. 概要	1
2. 位置変更の経緯	2
3. 位置変更による設計条件への影響	3
3.1 津波遡上解析への影響	3
3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計条件への影響	4
4. まとめ	5

## 1. 概要

本資料は、詳細設計段階において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置を約4m移動したことから、その経緯と影響について取りまとめたものである。

## 2. 位置変更の経緯

屋外排水路については、防潮堤を横断して原子炉建屋等を設置するエリアと海側のエリアを接続していることから、海側の出口に屋外排水路逆流防止設備を設置することにより津波が敷地に流入しない設計としている。

設置変更許可段階において、防潮堤の設計が変更となり海側に置換コンクリートを設置することとなったことから、**詳細設計段階において**、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、安定性の確保のため堅固な置換コンクリート上に設置するよう、図 2-1 に示すとおり約 4m 位置の変更を行った。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、当初から岩盤上に設置する計画となっており、位置の変更は行っていない。

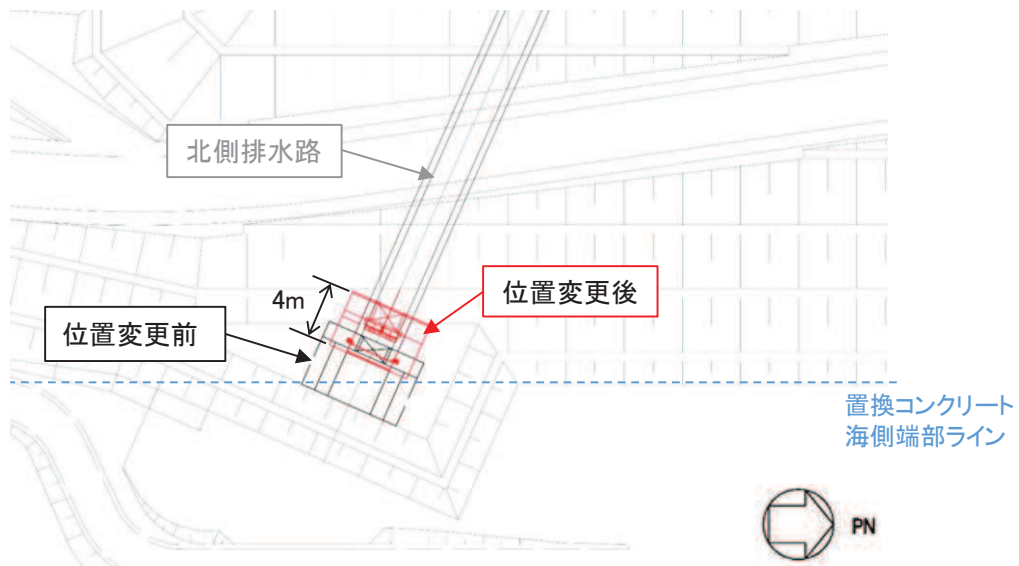


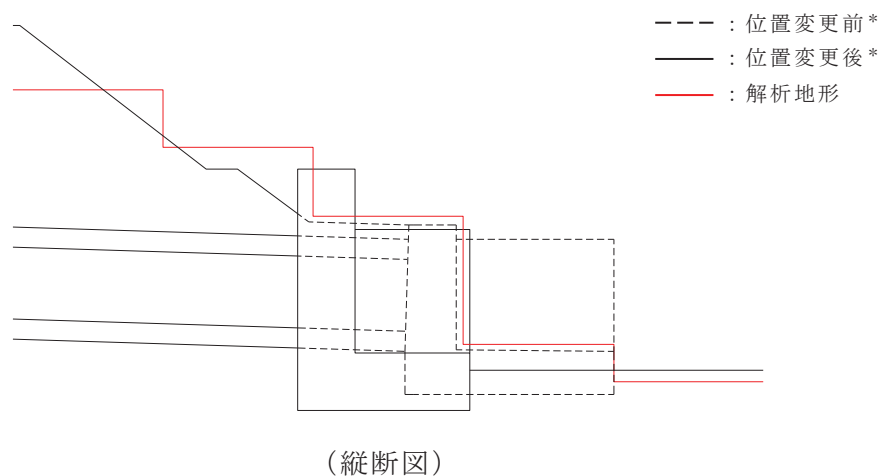
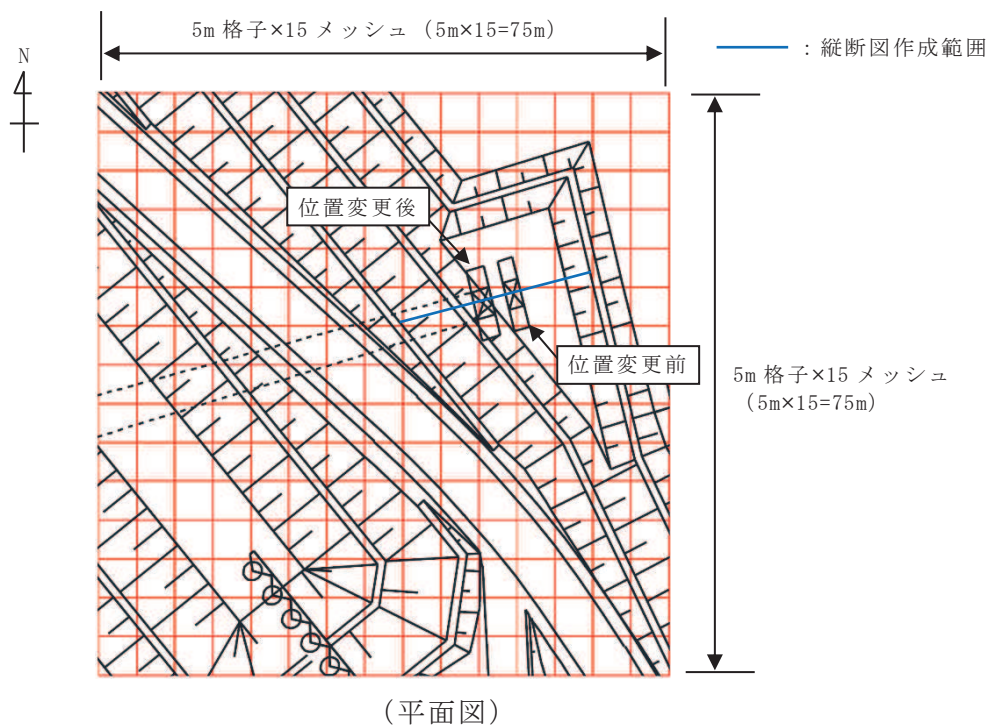
図 2-1 屋外逆流防止設備（防潮堤北側）の位置（変更前及び変更後）

### 3. 位置変更による設計条件への影響

#### 3.1 津波遡上解析への影響

図 2-1 に示すとおり，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置を約 4m 変更したが，図 3-1 に示すとおり，敷地形状を 5m 格子で表現している津波遡上解析の地形データを変更する必要はない。

また，防潮堤は入力津波 O.P. +24.4m に対し天端高 O.P. +29.0m と十分な余裕をもって設計されており，津波の浸水範囲に変更はない。



注記\* : 位置変更前は，出口側集水ピットがセメント改良土前面に張り出していた。  
位置変更後は，出口側集水ピットの周囲をセメント改良土が取り囲む。

図 3-1 津波遡上解析の地形データと屋外排水路逆流防止設備の位置変更の関係

### 3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計条件への影響

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の入力津波は、防潮堤前面の最高水位に基づいて設定しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置が変更になっても設計に用いる津波水位に変更はない。

なお、浸水防護施設の設計に用いる津波水位は、入力津波に余裕を考慮して設定している。

また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の詳細設計に用いる地質モデル及び解析モデルは、変更後の位置に基づいており、入力地震動を含む荷重条件に変更はない。

#### 4. まとめ

以上のとおり，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）について設置変更許可時と詳細設計時で位置を若干変更しているものの，設計条件に変更はない。

- 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
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明

目 次

- 6.5.3.1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.2 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.5 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.6 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.7 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.8 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.9 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.10 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.11 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.12 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の強度計算書に関する補足説明

参考資料1 浸水防止蓋の開閉運用について

  : 本日の説明範囲




- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要 .....	1
2. 一般事項 .....	2
2.1 配置概要 .....	2
2.2 構造計画 .....	4
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用規格・基準等 .....	6
2.5 記号の説明 .....	7
3. 評価対象部位 .....	9
3.1 応力評価の評価対象部位 .....	9
3.2 変形性評価の評価対象部位 .....	11
4. 固有値解析 .....	12
4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法 .....	12
4.2 固有振動数の解析結果 .....	14
5. 耐震評価 .....	18
5.1 応力評価方法 .....	18
5.2 変形性評価方法 .....	38
6. 評価結果 .....	44
7. 第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価の概要 .....	62
8. 耐震評価の基本方針 .....	63
8.1 位置 .....	63
8.2 構造概要 .....	64
8.3 評価方針 .....	71
8.4 適用基準 .....	75
9. 地震応答解析 .....	76
9.1 地震時荷重算出断面 .....	76
9.2 解析方法 .....	78
9.3 荷重及び荷重の組合せ .....	94
9.4 入力地震動 .....	97

9.5	解析モデル及び諸元 .....	126
9.6	地震応答解析結果 .....	138
10.	耐震評価 .....	140
10.1	構造部材の健全性及び止水機能に対する評価方法.....	140
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法.....	155
10.3	許容限界 .....	156
10.4	耐震評価結果 .....	158

 : 本日の説明範囲

### 5.1.3 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「V-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。なお、水平方向の回転動により生じる鉛直動の応答が含まれている観測記録をシミュレーション解析結果が上回っていることを確認している。（詳細は「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.25」を参照）

地震応答解析ケースを表 5-5 に、設計震度を表 5-6 に示す。荷重の組合せは表 5-7 のとおり、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

表 5-5 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性		
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね	
基準地震動 S <sub>s</sub> (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEG 式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤	
	ケース 2	同上	同上	同上		標準地盤 + <i>a</i>	
	ケース 3	同上	同上	同上		標準地盤 - <i>a</i>	
	ケース 4	基本ケースの 0.53 倍*	同上	同上		同上	標準地盤
	ケース 5						標準地盤 + <i>a</i>
	ケース 6						標準地盤 - <i>a</i>
基準地震動 S <sub>s</sub> (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤	
	ケース 2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + <i>a</i>	
	ケース 3					標準地盤 - <i>a</i>	

注記\*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S<sub>s</sub> 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S<sub>s</sub> について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S<sub>s</sub> 入力前後の 1 次固有振動数の比 ( $f_{S_s \text{入力後}}/f_{S_s \text{入力前}}$ ) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

### 10.1.3 鉛直断面に対する耐震評価

#### (1) 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

第3号機補機冷却海水系放水ピットは選定された断面（南北方向）を解析断面として選定し、二次元地震応答解析を実施し部材の設計を行う。鉛直鉄筋は二次元地震応答解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い、構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。図10-5に線形はり要素の鉛直断面設計概念図を示す。

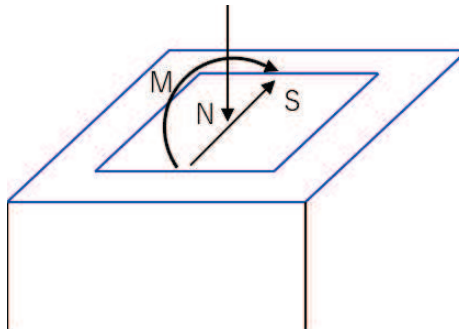


図10-5 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

図10-6に鉛直鉄筋配置の概念図を示す。鉛直鉄筋を配置する範囲は長辺方向の側壁内とする。側壁の開口幅は側壁よりも大きいため、この区間は開口部以外に配置される鉄筋のみを有効として照査を行うことで開口の影響を考慮する。

なお、ここに示されていない区間（南北方向側壁及び隔壁）の鉛直鉄筋は南北方向の設計計算により算出された必要鉄筋量と同じ鉄筋量とする。

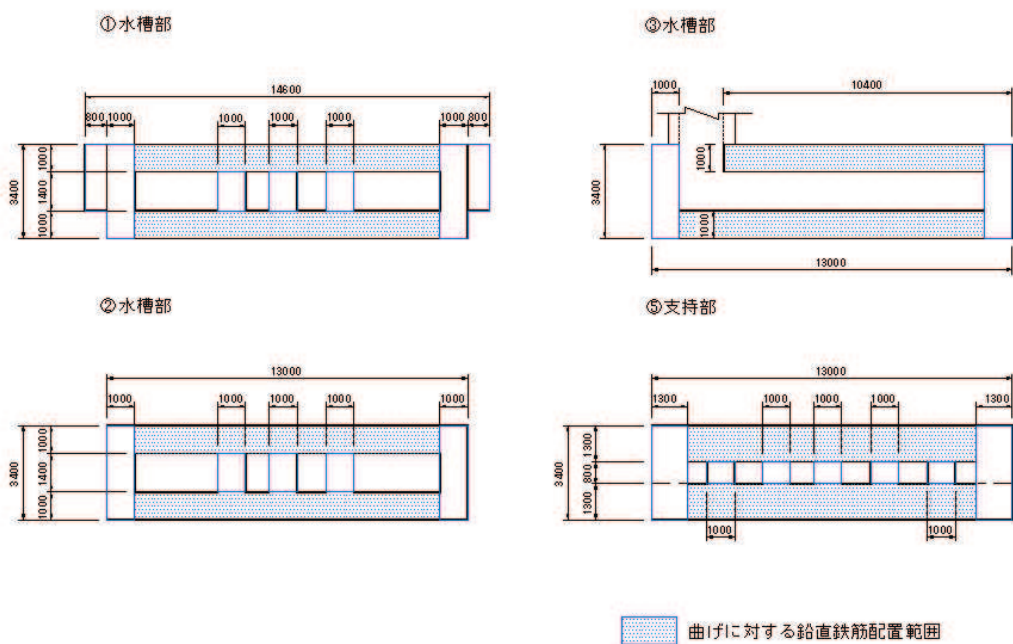
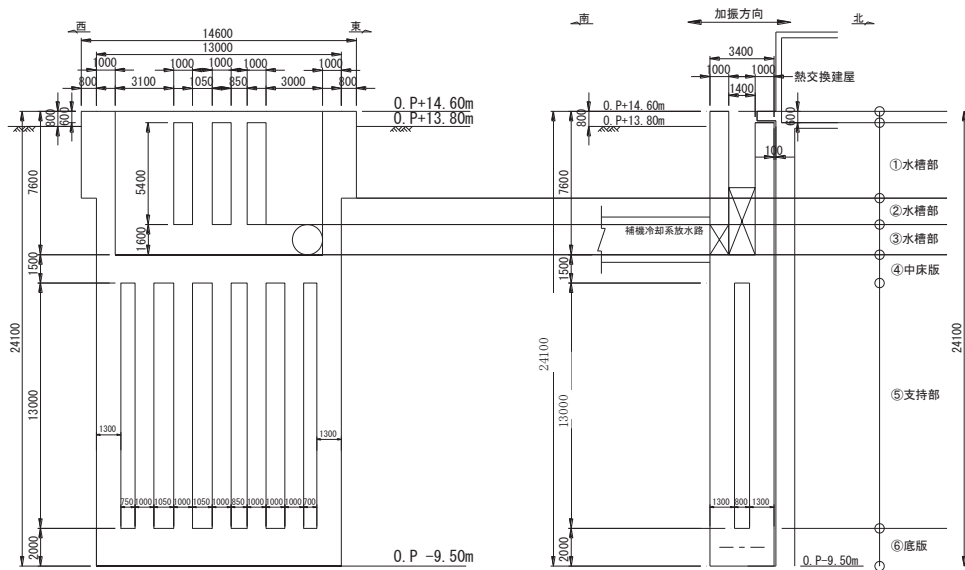


図 10-6 鉛直鉄筋配置概念図

(2) 鉛直断面のせん断力に対する評価

鉛直断面のせん断照査については、二次元地震応答解析により算出される線形はり要素の発生せん断力（ $S$ ）に対して図 10-7 に示す有効断面積部分（ $A_w$ ，図中赤塗範囲）のコンクリートとせん断補強筋（ $A_{s1}$ ）が抵抗するものとし、構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力 $V_a$ 以下であることを確認する。

本構造物を 1 本の線形はりとしてモデル化した場合、加振方向の側壁（耐震壁）ははり要素のウェブとして機能する。はり要素に発生する面外せん断力に対し、はり要素のウェブでせん断に抵抗するものとし、はり要素のせん断応力度 $\tau$ を算定する。このときの $A_w$ ははりの有効せん断面積（=ウェブの断面積）である。

なお、配筋については、「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通・III コンクリート橋編」，「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」並びに「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」が示す細目を確認し、構造物の特性を考慮した規定を採用する。

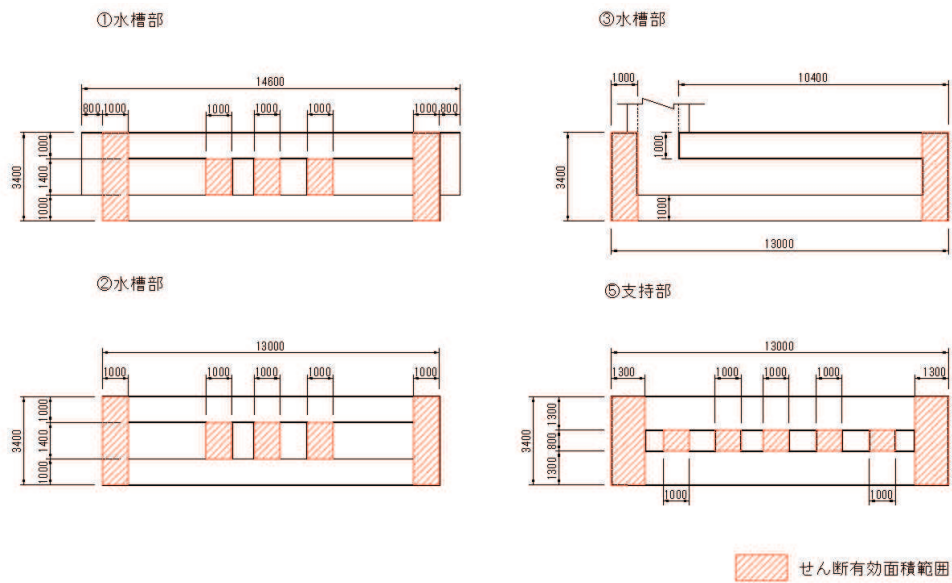
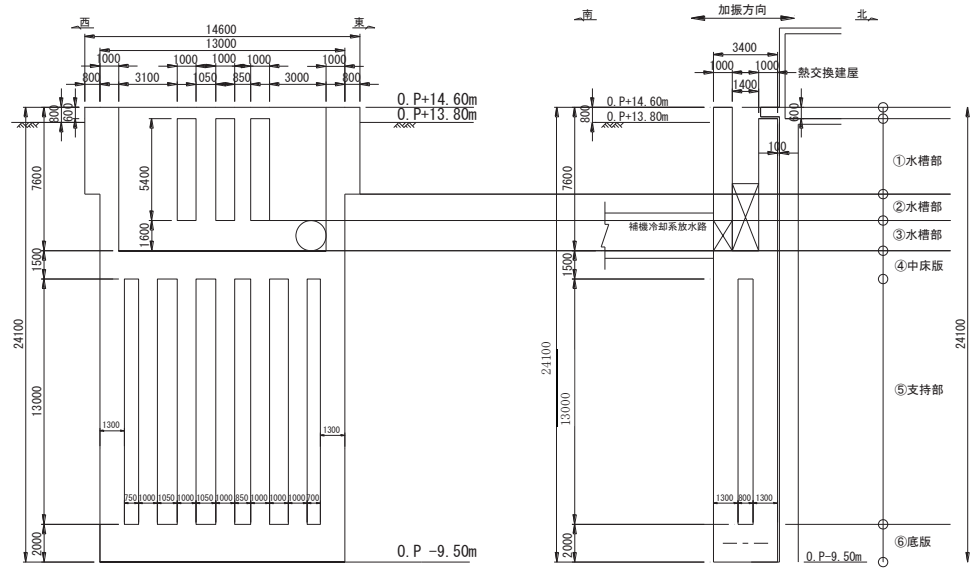


図 10-7 せん断有効断面積概念図

- 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
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	6.5.6.2-1
2. 一般事項	6.5.6.2-2
2.1 配置概要	6.5.6.2-2
2.2 構造概要	6.5.6.2-2
2.3 評価方針	6.5.6.2-6
2.4 適用規格・基準等	6.5.6.2-8
2.5 記号の説明	6.5.6.2-9
3. 評価対象部位	6.5.6.2-11
4. 構造強度評価	6.5.6.2-12
4.1 構造強度評価方法	6.5.6.2-12
4.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.2-12
4.2.1 荷重の設定	6.5.6.2-12
4.2.2 荷重の組合せ	6.5.6.2-15
4.3 許容限界	6.5.6.2-16
4.4 設計用地震力	6.5.6.2-18
4.5 計算方法	6.5.6.2-21
4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）	6.5.6.2-21
4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）	6.5.6.2-21
4.6 計算条件	6.5.6.2-22
5. 評価結果	6.5.6.2-27
(参考1) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について	6.5.6.2-28
(参考2) 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価について	6.5.6.2-34



## 1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち貫通部止水処置が、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重、地震による溢水に加えて津波の流入又は内部溢水の浸水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、貫通部止水処置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する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

貫通部止水処置は、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「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。

### 2.2 構造概要

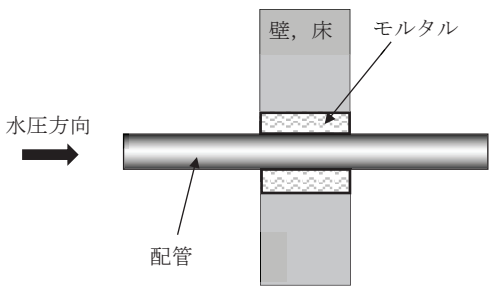
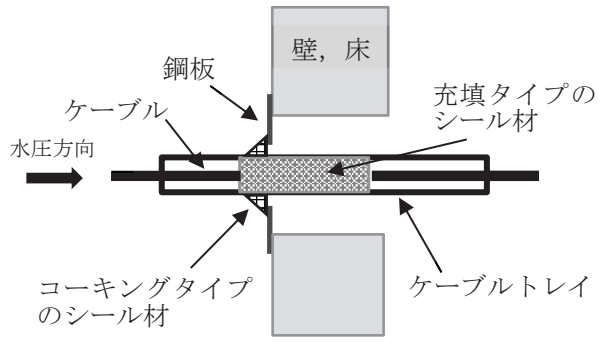
貫通部止水処置の構造は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

貫通部止水処置は、貫通部の位置条件及び貫通物の強度条件に応じて、シール材又はモルタルを使用し、各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁又は床面等の貫通口と貫通物のすき間に施工し、壁又は床面等と貫通物を接合する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画

計画の概要		説明図*
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にシリコンシーリング材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	充填タイプのシリコンシーリング材にて構成する。	<p style="text-align: center;">説明図*</p> <p style="text-align: center;">シリコンシーリングの構造例（押さえ板有り）</p> <p style="text-align: center;">シリコンシーリングの構造例（押さえ板無し）</p> <p style="text-align: center;">シリコンシーリングの構造例（電線管）</p> <p style="text-align: center;">シリコンシーリングの構造例（ケーブルトレイ）</p>

注記\*：水圧方向は、主たる作用方向を示す。

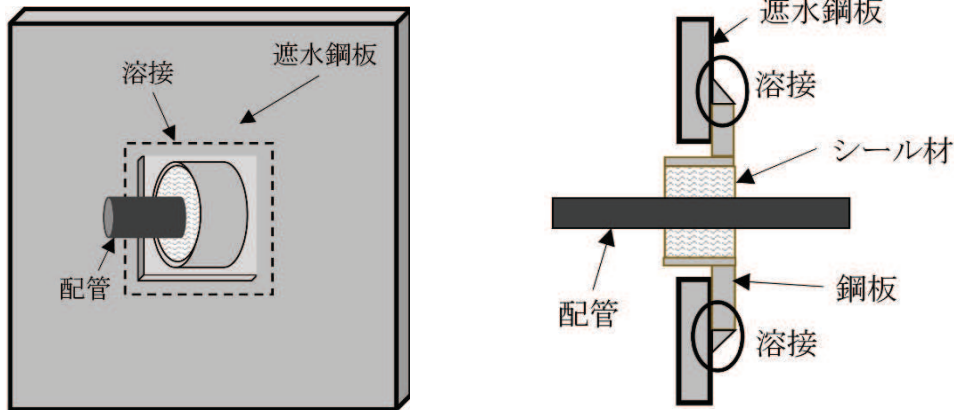
計画の概要		説明図*
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	モルタルにて構成する。	 <p>モルタルの構造例</p>
開口部にケーブルトレイを囲うように、壁床に鋼板を溶接する。ケーブルトレイとの隙間はコーキングタイプのシリコンシーリング材を施工する。ケーブルトレイの内部は充填タイプのシリコンシーリング材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、コーキングタイプのシーリング材は鋼板及びケーブルトレイ外面と、充填タイプのシーリング材はケーブルトレイ内面と一定の付着力によって接合する。	ケーブルトレイと壁、床間の開口部は、鋼板及びコーキングタイプのシリコンシーリング材にて構成する。ケーブルトレイの内部は充填タイプのシリコンシーリング材にて構成する。	 <p>シリコンシーリングの構造例（ケーブルトレイ）</p>

注記\*：水圧方向は、主たる作用方向を示す。

(遮水鋼板へ施工する貫通部止水処置の構造)

(1) 配管の貫通部止水処置 (構造概要)

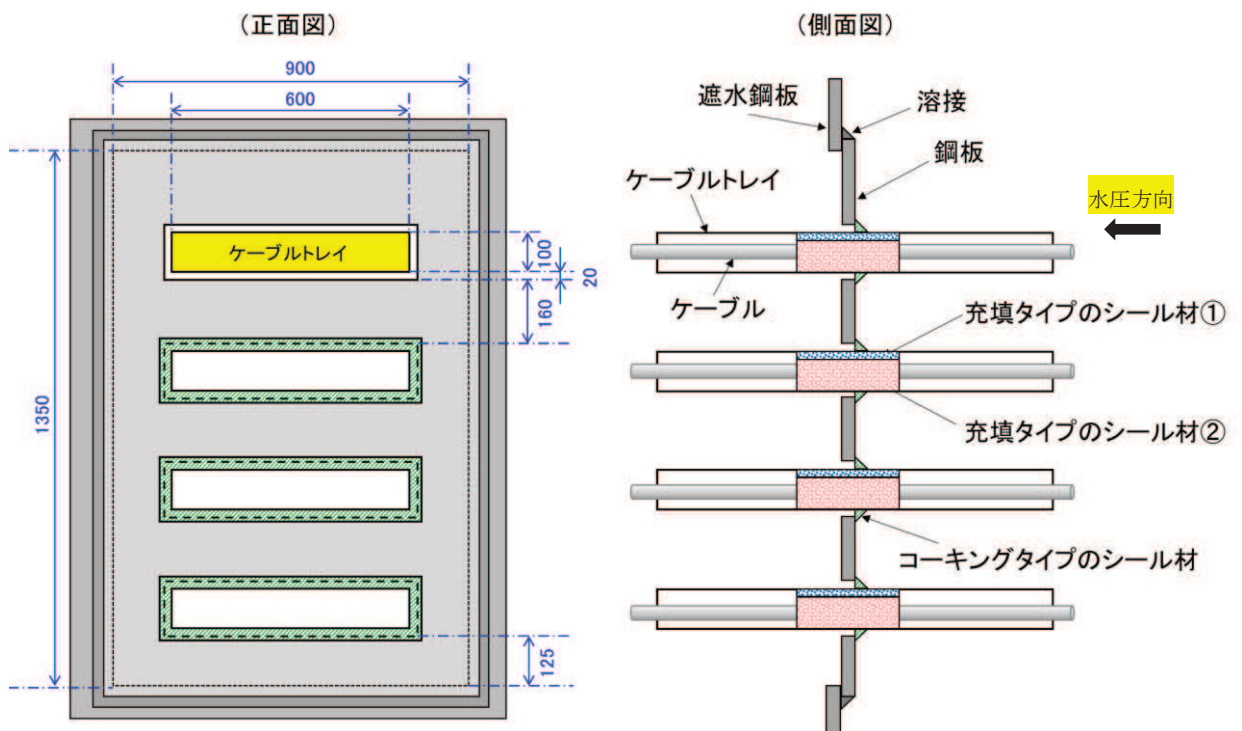
遮水鋼板を貫通する配管貫通部の止水をするため、配管を囲うように鋼板及び鋼製スリーブを遮水鋼板に溶接し、鋼製スリーブと配管の隙間に対し充填タイプのシール材を施工する。



(2) ケーブルトレイの貫通部止水処置 (構造概要)

遮水鋼板を貫通するケーブルトレイ貫通部の止水をするため、ケーブルトレイを囲うように鋼板を遮水鋼板に溶接し、鋼板とケーブルトレイの隙間に対しコーキングタイプのシール材を施工する。ケーブルトレイの内部については充填タイプのシール材を施工する。

また、コーキングタイプのシール材の強度評価については参考2に示す。



注記\*1：水圧方向は、主たる作用方向を示す。

\*2：構造の説明のために正面図の最上段トレイのシール材は記載せず。

### 2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、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、貫通部止水処置の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シーラ材並びにモルタルに分けて設計を行うこととする。シーラ材の強度評価フローを図 2-1 に、モルタルの強度評価フローを図 2-2 に示す。

シーラ材については、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「4.2 許容限界」にて設定しているとおり、計算により求めた圧力が、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

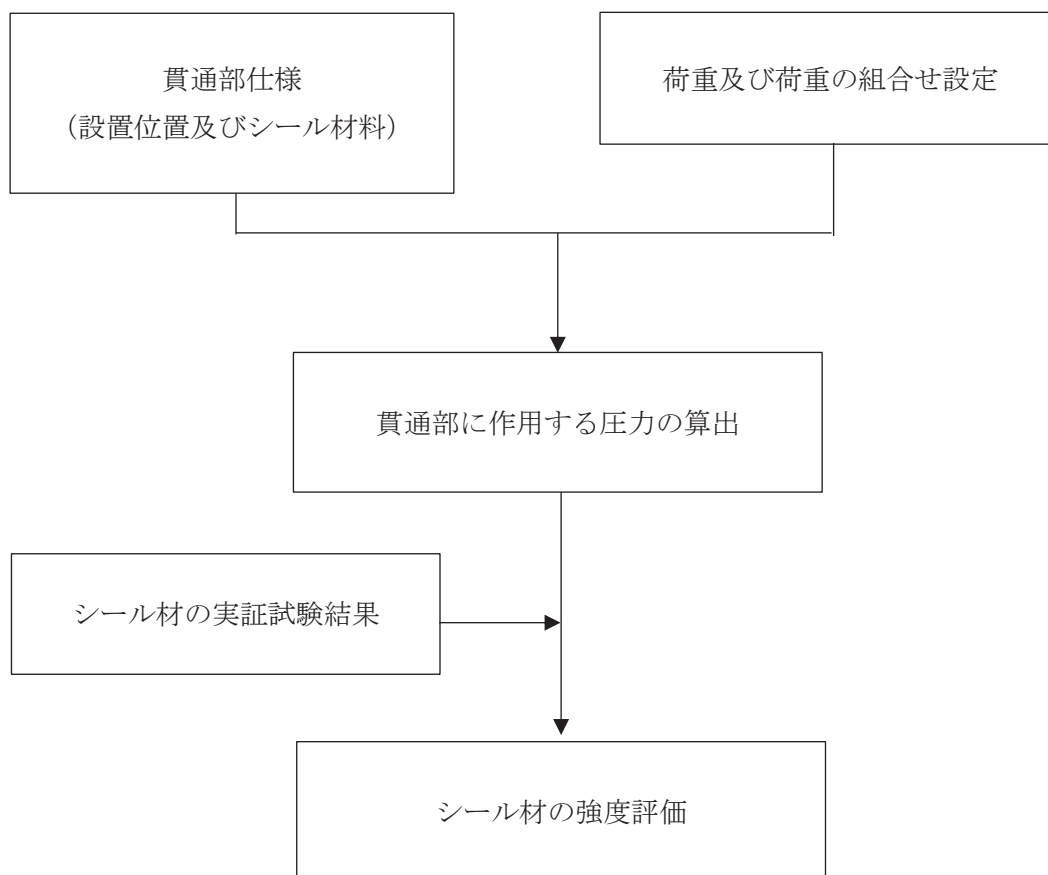


図 2-1 シーラ材の強度評価フロー

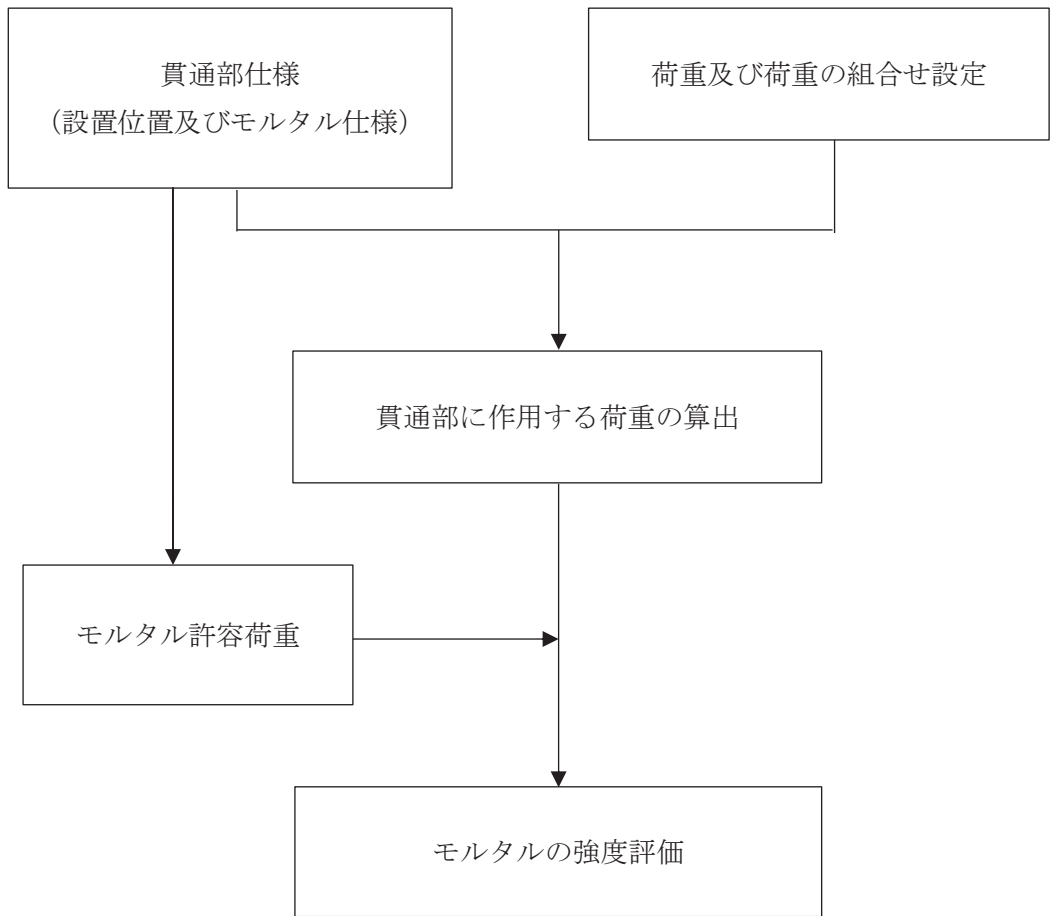


図 2-2 モルタルの強度評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) JSME S NC 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格  
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (JEAG 4601・補-1984)
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1991 追補版)  
(以下「JEAG 4601」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説
- (6) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]



## 2.5 記号の説明

貫通部止水処置の強度評価に用いる記号を表 2-2、表 2-3 に示す。

表 2-2 シール材の強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
$C_H$	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の設計震度	—
$C_v$	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による鉛直方向の設計震度	—
$g$	重力加速度	$m/s^2$
$h$	貫通部にかかる水頭	m
$H$	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
$\beta$	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
$\rho$	海水の密度	$kg/m^3$
$C_D$	抗力係数	—
$U$	貫通部に加わる流体の速度	m/s
$P_d$	余震による動水圧	MPa
$P_h$	浸水津波荷重	MPa
$P_t$	突き上げ津波荷重	MPa
$P_{s_d}$	余震による慣性力	MPa
$P_{H\ total}$	貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材に加わる荷重	MPa
$P_{v\ total}$	貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材に加わる荷重	MPa

表 2-3 モルタルの強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
$A'$	モルタルが水圧を受ける面積	$\text{mm}^2$
$f_s$	モルタルの許容付着強度	N
$f'_{bok}$	モルタルの付着強度	$\text{N}/\text{mm}^2$
$f'_{ck}$	モルタルの圧縮強度	$\text{N}/\text{mm}^2$
$F_H$	貫通物の軸方向に作用する荷重	N
$F_S$	貫通物の自重によりモルタルに生じるせん断荷重	N
$F_{S\ total}$	モルタル部に生じる合計せん断荷重	N
$g$	重力加速度	$\text{m}/\text{s}^2$
$h$	貫通部にかかる水頭	m
$H$	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
$K S d$	弾性設計用地震動に伴う余震荷重	N
$L$	モルタルの充てん深さ	m
$P_d$	動水圧	$\text{N}/\text{m}^2$
$P_h$	静水圧荷重	$\text{N}/\text{m}^2$
$C_H$	弾性設計用地震動 $S_d$ による水平方向の設計震度	—
$C_{HW}$	動水圧算出用の水平方向震度（余震）	—
$C_v$	弾性設計用地震動 $S_d$ による鉛直方向の設計震度	—
$S$	貫通物の周長	m
$W$	貫通物の支持間隔の質量	kg
$\beta$	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
$\rho$	海水の密度	$\text{kg}/\text{m}^3$
$\gamma_c$	材料定数	—

### 3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価部位は、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」に示している評価対象部位を踏まえて、「2.2 構造概要」に示す構造計画にて設定している構造に基づき、荷重の方向及び伝達過程を考慮し設定する。

地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重，地震による溢水に加えて津波の流入によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重は，止水処置全体へ伝達される。このことから，シール材及びモルタルを用いた止水処置の全体を評価部位として設定する。

シール材については，作用する圧力による荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。モルタルについては，作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、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」にて設定している方法を用いて実施する。

貫通部止水処置の強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「4.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「4.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

###### 4.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

###### (1) 固定荷重 (D)

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

###### (2) 浸水津波荷重 (P<sub>h</sub>)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 $\rho$  : 海水の密度 (=1030kg/m<sup>3</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)  
 $h$  : 貫通部ににかかる水頭 (m)

###### (3) 突き上げ津波荷重 (P<sub>t</sub>)

貫通部止水処置に加わる津波速度を考慮する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2 + \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 $C_D$  : 抗力係数 (=2.01)  
 $\rho$  : 海水の密度 (=1030kg/m<sup>3</sup>)  
 $U$  : 貫通部に加わる流体の速度 (=1.0m/s)  
 $g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)  
 $h$  : 貫通部ににかかる水頭 (m)

###### (4) 余震荷重

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」に示すとおり、弾性設計用地震動 S<sub>d-D2</sub> に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

ただし、モルタルの余震荷重の算出においては、弾性設計用地震動 S<sub>d-D2</sub> よりも保守的な値である弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>（7波包絡）に伴う地震力を用いることとする。

a. シール材

(a) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで,  $\beta$  : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (= ) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

$\rho$  : 海水の密度 (=1030kg/m<sup>3</sup>)

$C_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度

$g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

$H$  : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ

$h$  : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(b) 余震による慣性力 (S d)

津波による静水頭が余震を受けた場合の慣性力を考慮する。

$$P_{s d} = h \cdot \rho \cdot g \cdot C_v$$

ここで,  $h$  : 貫通部ににかかる水頭 (m)

$\rho$  : 海水の密度 (=1030kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

$C_v$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による鉛直方向の設計震度

b. モルタル

(a) 余震による地震力

イ. 貫通物による余震荷重

貫通物からモルタルに作用する荷重として、支持構造物間の固定荷重及び地震力を考慮する。図 4-1 にモルタルへの付着方向の地震力(余震荷重)の作用図を示す。

また、貫通物は柔構造となる場合があることから、貫通物の設置場所における床応答スペクトルを用いて設計震度を算出する。

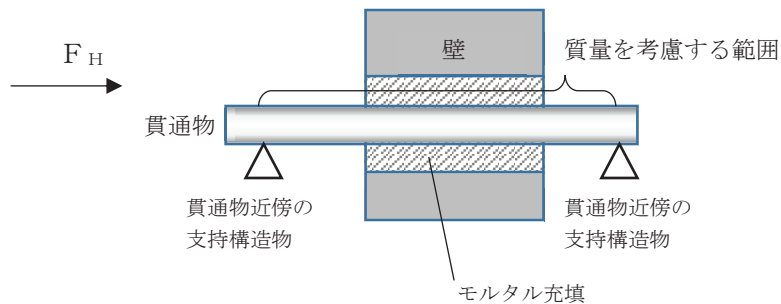


図 4-1 モルタルへの付着方向の余震荷重作用図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ロ. 評価において考慮する貫通部  
評価においては、イ. に基づく余震荷重と最も荷重が大きくなる貫通物を考慮して算出する。

ハ. モルタルに作用する付着荷重  
モルタルに作用する余震による付着荷重については、イ. に示す支持構造物間の貫通物に作用する余震荷重から算出する。

(b) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がモルタルに作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_{HW} \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 $\beta$  : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数  (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

$\rho$  : 海水の密度 (=1030kg/m<sup>3</sup>)

$C_{HW}$  : 動水圧算出用の水平方向震度 (余震)

$g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

$H$  : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ (m)

$h$  : 貫通部ににかかる水頭 (m)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表4-1に示す。

表4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通部)	$D + P_h + K S_d^{*1*3*4}$
	貫通部止水処置 (第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部)	$D + P_t + S_d^{*2*3*5}$

注記 \*1 : Dは固定荷重,  $P_h$ は浸水津波荷重,  $K S_d$ は弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による余震荷重 (余震による動水圧  $P_d$ ) を示す。ただし, モルタルは弾性設計用地震動  $S_d$  (7波包絡) による余震荷重 (貫通物による余震荷重及び余震による動水圧  $P_d$ ) を示す。

\*2 : Dは固定荷重,  $P_t$ は突き上げ津波荷重,  $S_d$ は弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による余震荷重 (余震による慣性力  $P_{s,d}$ ) を示す。

\*3 : 固定荷重 (D) について, シール材を施工する配管貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍の配管に支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

\*4 : 水平方向に荷重を受ける箇所に適用する。

\*5 : 鉛直方向に荷重を受ける箇所に適用する。

### 4.3 許容限界

#### (1) シール材

シール材の許容限界値は、実機で使用している形状、寸法の試験体にて静水压を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。シール材の水圧試験の概要を図4-2に示す。実機施工時には、試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

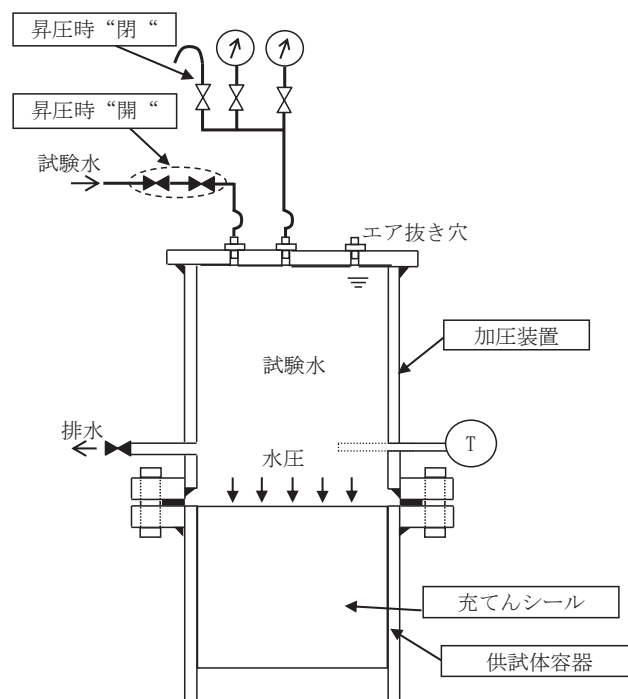


図4-2 シール材の水圧試験の概要



(2) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。また、モルタルの施工例を図 4-3 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の許容限界 (許容荷重)

状態	許容限界*
	付着荷重
短期	$f_s$

注記\* :モルタルの許容限界は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]によりモルタルの許容付着荷重  $f_s$ , モルタル付着強度  $f'_{bok}$  を算出する。モルタル圧縮強度  $f'_{ck}$  は設計値を用いる。また、評価において最も裕度が小さくなる貫通物の口径=50A, モルタル充填深さ  $L=1000\text{mm}$  とする。

$$f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_c$$

ここで,  $S$  : 周長 (=外径  $60.5\text{mm} \times \pi = 190.0664\text{mm}$ )

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	$f'_{ck}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\gamma_c$ (-)
モルタル	30	1.3

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界
		付着荷重 (kN)
短期	モルタル	158

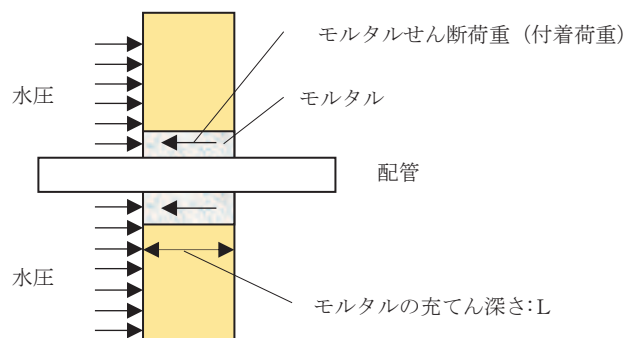


図 4-3 モルタルの施工例

#### 4.4 設計用地震力

##### (1) シール材

シール材の強度評価における弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-5、表 4-6、表 4-7 に示す。

表 4-5 シール材の強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* <sup>1</sup>	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* <sup>2</sup>	
	O. P. (m)			
弾性設計用地震動 S d - D 2	13.8	第 3 号機放水立坑防潮壁横断部 (第 3 号機放水立坑)	水平方向 C <sub>H</sub>	0.40
	14.0	第 3 号機補機冷却海水系放水 ピット浸水防止蓋貫通部 (第 3 号機海水熱交換器建屋)	鉛直方向 C <sub>V</sub>	0.89

注記 \*1：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

\*2：最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-6 女川 3 号機放水立坑に設置する機器等の評価用震度（余震評価用）

（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O. P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)					
	水平			鉛直		
	鋼桁 5	鋼桁 6	水平 包絡	鋼桁 5	鋼桁 6	鉛直 包絡
14.800	0.40	0.37	0.40	0.85	0.95	0.95
11.000	0.37	0.32	0.37	0.78	0.88	0.88

注記 \*：耐津波設計においては、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う、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため、表記 O. P. より -1m した値を記載する。

表 4-7 3号海水熱交換器建屋内機器等の評価用震度（余震評価用）  
（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高 * O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	1.89	1.66	1.89	0.89
8.0	1.40	1.32	1.40	0.77
-1.1	0.89	0.90	0.90	0.60
-9.5	0.51	0.51	0.51	0.46

注記 \*：耐津波設計においては，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う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

(2) モルタル

モルタルの強度評価における弾性設計用地震動 S d に伴う地震力については，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-8 に示す。また，固有周期毎の水平方向の震度を図 4-4 に示す。

表 4-8 モルタルの強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* <sup>1</sup> O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* <sup>2</sup>	
			水平方向 C <sub>H</sub>	鉛直方向 C <sub>V</sub>
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)	水平方向 C <sub>H</sub>	8.62
			鉛直方向 C <sub>V</sub>	6.77

注記 \*<sup>1</sup>：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

\*<sup>2</sup>：モルタルは評価対象箇所が多いことから，設計震度の算出については，設置場所である軽油タンク室 (A, B) (タンク室) の全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また，保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5% を適用した。

構造物名：軽油タンクピット(A)(B)-タンク側 標高：O.P. 14.800m  
減衰定数：0.5 波形名：Sd-AL

図番：02\_DOT\_Sd-AL\_C00\_0.5\_HH\_14.800\_h\_Rev00\_h2

— 水平方向

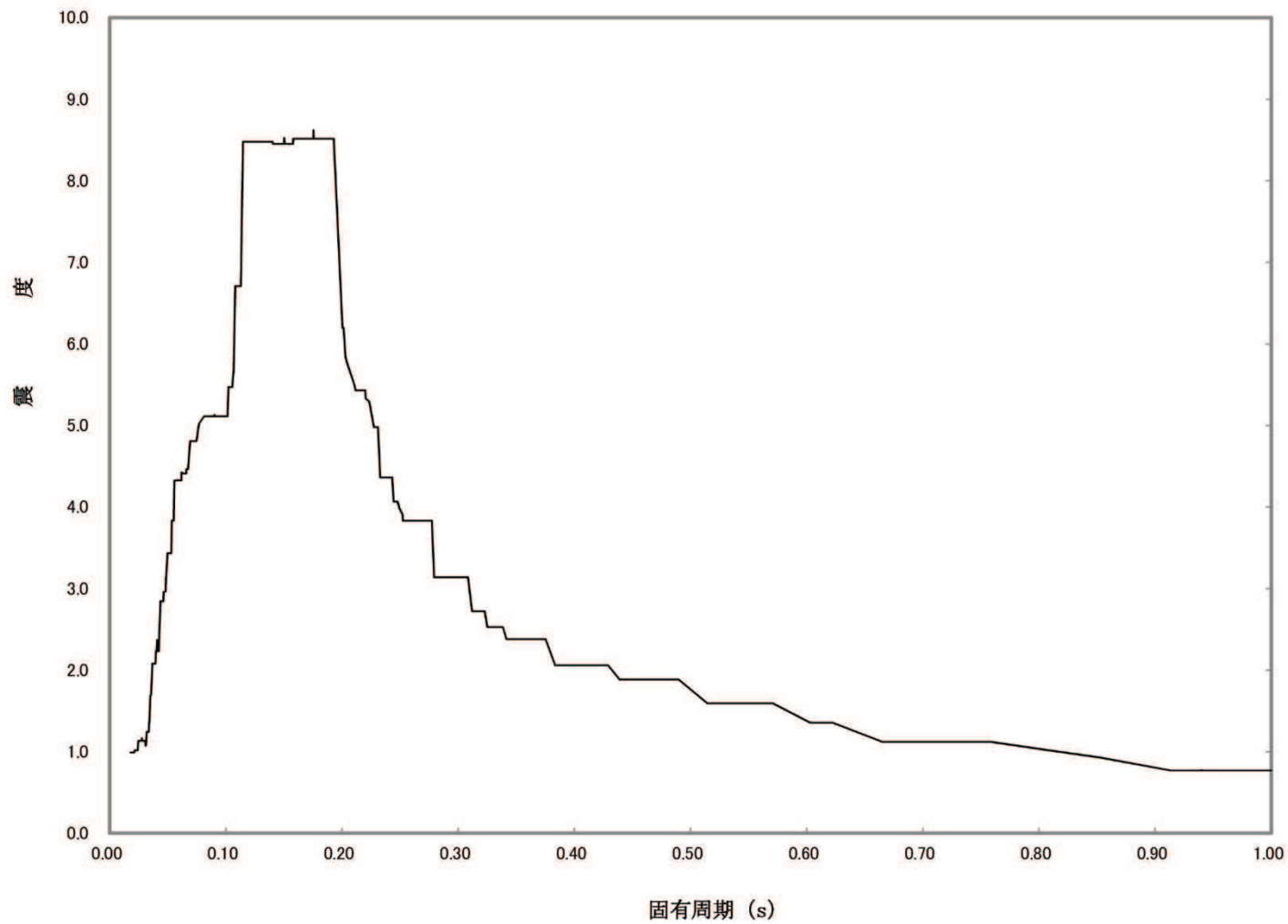


図 4-4 固有周期毎の水平方向の震度

#### 4.5 計算方法

##### 4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）

貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材は，浸水津波荷重 $P_h$ と余震による動水圧 $P_d$ を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材は，津波による突き上げ津波荷重 $P_t$ と余震による慣性力 $P_{s d}$ を考慮する。

$$P_{v \text{ total}} = P_t + P_{s d}$$

##### 4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）

###### (1) 貫通物の反力により生じる荷重

固定荷重及び地震時の貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重は，次のとおり算出する。せん断荷重は，水平反力と貫通軸上の貫通物の質量から次のとおり算出する。

$$F_H = W \cdot g \cdot (1 + C_H)$$

$$F_S = F_H$$

###### (2) 合計荷重

モルタルに発生する合計せん断荷重 $F_{S \text{ total}}$ は次のとおり算出する。

$$F_{S \text{ total}} = F_S + (P_h + P_d) \cdot A'$$

ここで， $A'$  : モルタルが水圧を受ける面積 (=0.011 m<sup>2</sup>)

ここでは，モルタルの面積が保守的になるように，貫通物の面積を考慮しない，スリーブ口径（100A=外径 114.3mm）の面積を適用している。

#### 4.6 計算条件

##### (1) シール材

シール材の強度評価に用いる計算条件を表 4-9 及び表 4-10 に示す。また、貫通部止水処置に加わる津波概要を図 4-5 及び図 4-6 に示す。

表 4-9 シール材（貫通軸：水平）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 $\beta$	海水の密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* <sup>1</sup> H (m)
第 3 号機放水立坑防 潮壁横断部 (シール材)	□	1030	21.2

貫通部位置における浸水深さ* <sup>2</sup> h (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 $C_H$	重力加速度 g (m/s <sup>2</sup> )
9.164	0.40	9.80665

注記 \* 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ(H)は、貫通部施設エリアの床面(0. P. -3. 2m)から入力津波水位に 0. 5mの余裕を考慮した津波水位 (0. P. 18. 0m) までの寸法。

\* 2 : 貫通部位置における浸水深さ h は開口下端高さ (0. P. 8. 836m) から入力津波水位に 0. 5 mの余裕を考慮した津波水位 (0. P. 18. 0m) までの寸法。

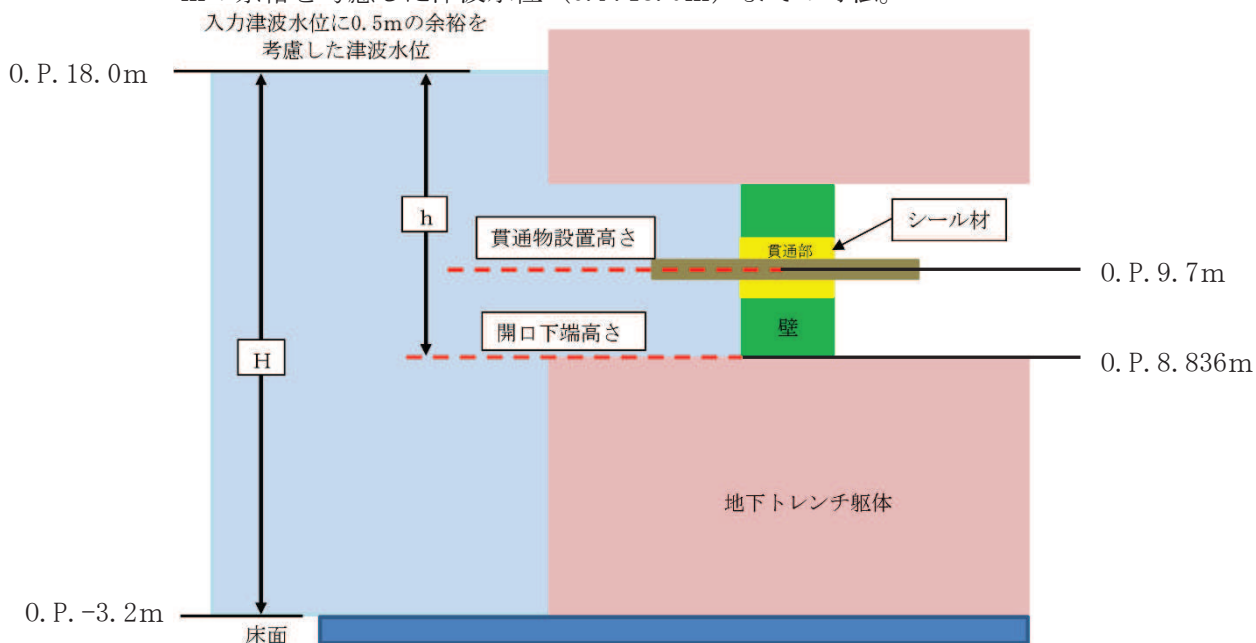


図 4-5 貫通部止水処置（貫通軸：水平）に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-10 シール材（貫通軸：鉛直）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	海水の密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	抗力係数 $C_D$ (-)	貫通部に加わる流体 の流速 $U$ (m/s)
第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部* <sup>1</sup> (シール材)	1030	2.01	1.0

貫通部位置における浸水深さ $h$ (m)	重力加速度 $g$ (m/s <sup>2</sup> )
3.4* <sup>2</sup>	9.80665

注記 \* 1 : 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管については剛構造であり、地震時において有意な相対変位が発生しないことを確認したうえでシール材の施工を適用している。

\* 2 : 貫通部位置における浸水深さは、第3号機補機冷却海水系放水ピット躯体の天端高さ (O. P. 14.6m) から入力津波水位に 0.5mの余裕を考慮した津波水位 (O. P. 18.0m) までの寸法。

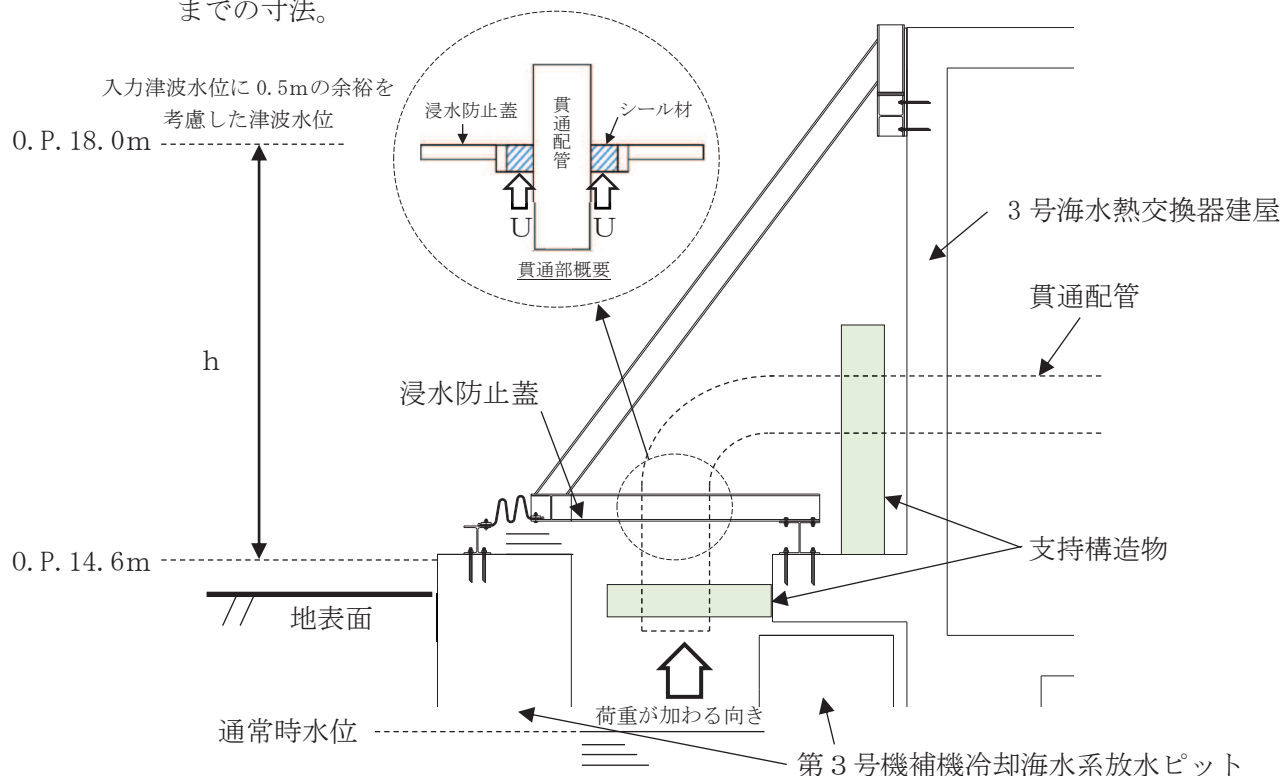


図 4-6 貫通部止水処置（貫通軸：鉛直）に加わる津波の概要

(2) モルタル

モルタルの強度評価に用いる計算条件を表 4-11 に示す。また、貫通部止水処置に加わる荷重の概要を図 4-7 に示す。

表 4-11 モルタルの強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 $\beta$	海水の密度 $\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	貫通部敷設エリアの 床面からの浸水深さ H (m)
第 2 号軽油 タンクエリア (モルタル)	□	1030	5.48 <sup>*1</sup>

貫通部位置における 浸水深さ h (m)	貫通物の支持間隔 の質量 (kg)	モルタルが水圧を 受ける面積 A' ( $\text{m}^2$ )	動水圧算出用の 水平方向震度 C <sub>HW</sub>
2.27	□	0.011	0.99 <sup>*2</sup>

注記 \* 1 : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さHは、軽油タンク室が没水するとして、軽油タンク室の床面(0. P. 8. 5m)から屋外タンク等の破損による浸水深(0. P. 13. 8m+0. 18m)までの高さ。

\* 2 : 動水圧算出用の水平方向震度は、弾性設計用地震動S<sub>d</sub> (7波包絡)に伴う地震力として、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。動水圧算出用の水平方向震度を表 4-12、表 4-13 に示す

\* 3 : 貫通物の支持間隔の質量の算出



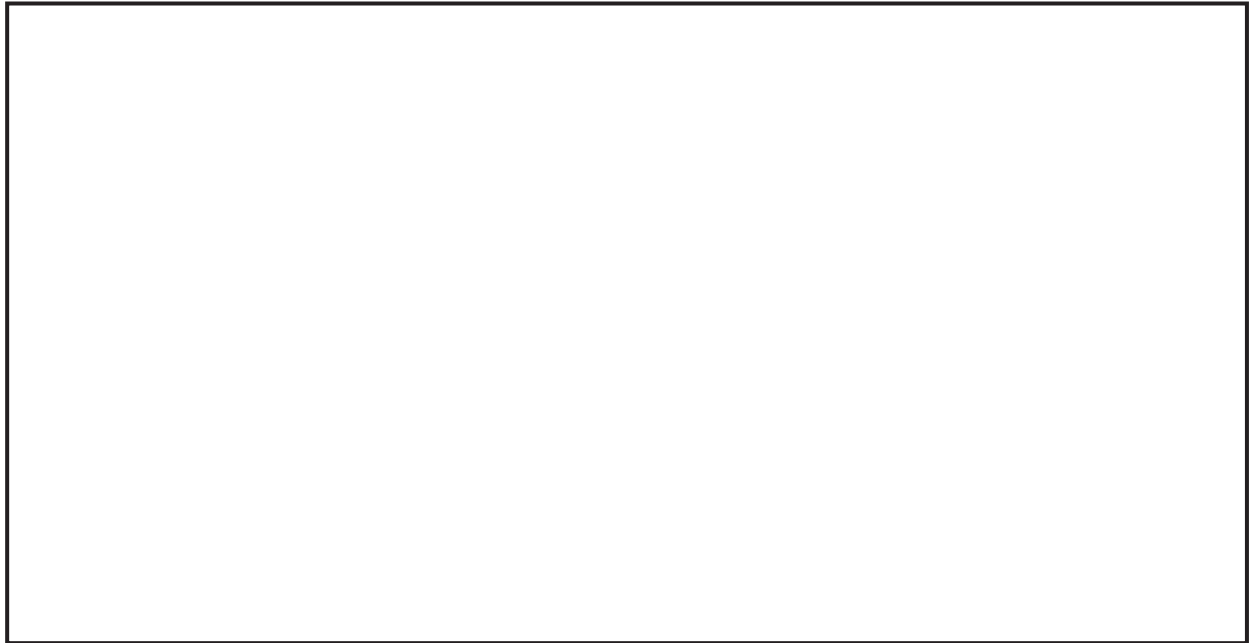


表 4-12 動水圧算出用の水平方向震度

地震動	床面高さ* <sup>1</sup> O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* <sup>2</sup>	
			水平 方向震度 C <sub>HW</sub>	0.99
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)		

注記 \*1: 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

\*2: 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-13 軽油タンク室 (A, B) (タンク室) 内機器等の評価用震度 (余震評価用)  
(強度評価用: 1.2ZPA) (弾性設計用地震動 S d 7波包絡, 不確かさ包絡)

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(タンク室)	EW(タンク室)	水平包絡	鉛直
14.8	<u>0.99</u>	0.88	<u>0.99</u>	0.64
9.5	<u>0.79</u>	0.78	<u>0.79</u>	0.60

注記 \*: 耐津波設計においては, 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う, 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため, 表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

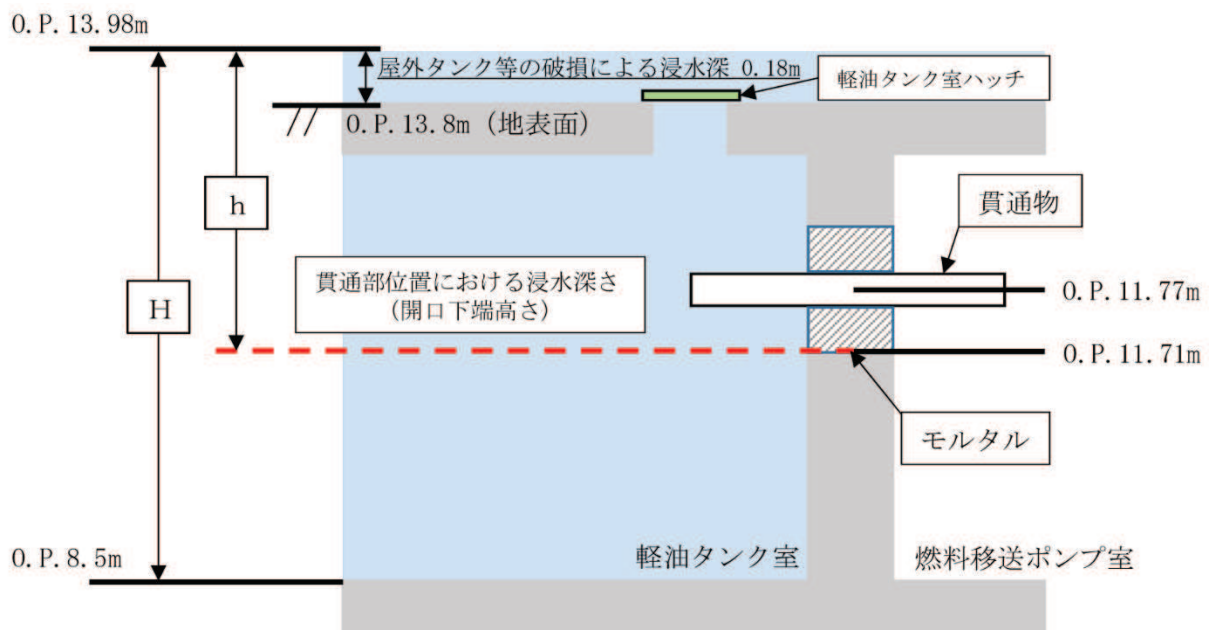


図 4-7 貫通部止水処置（モルタル）に加わる荷重の概要

5. 評価結果

シーラ材及びモルタルの強度評価結果をそれぞれ表 5-1, 表 5-2 に示す。シーラ材, モルタルの発生圧力又は発生荷重は, 許容圧力又は許容荷重以下であることを確認した。

表 5-1 シーラ材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シーラ材 (貫通軸：水平)	0.15	0.40
シーラ材 (貫通軸：鉛直)	0.07	0.40

表 5-2 モルタルの浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)
モルタル	せん断荷重 (付着荷重)	□	159

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(参考1) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について

## 1. 概要

第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋（以下、浸水防止蓋という。）には配管が貫通しており、貫通部には貫通部止水処置を実施している。浸水防止蓋及び貫通配管については、3号機海水熱交換器建屋から定着部を設定しているが、地震時において、浸水防止蓋及び貫通配管に有意な変位が発生した場合には、貫通部止水処置の性能に影響を与える可能性があるため、地震時の影響について確認する。

## 2. 浸水防止蓋と貫通配管の支持構造

### (1) 貫通配管の支持構造

第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置されている浸水防止蓋と貫通配管の配置の概要について、図-1に示す。

屋外部の貫通配管を支持する支持構造物は2箇所設置しており、3号機海水熱交換器建屋から支持している。

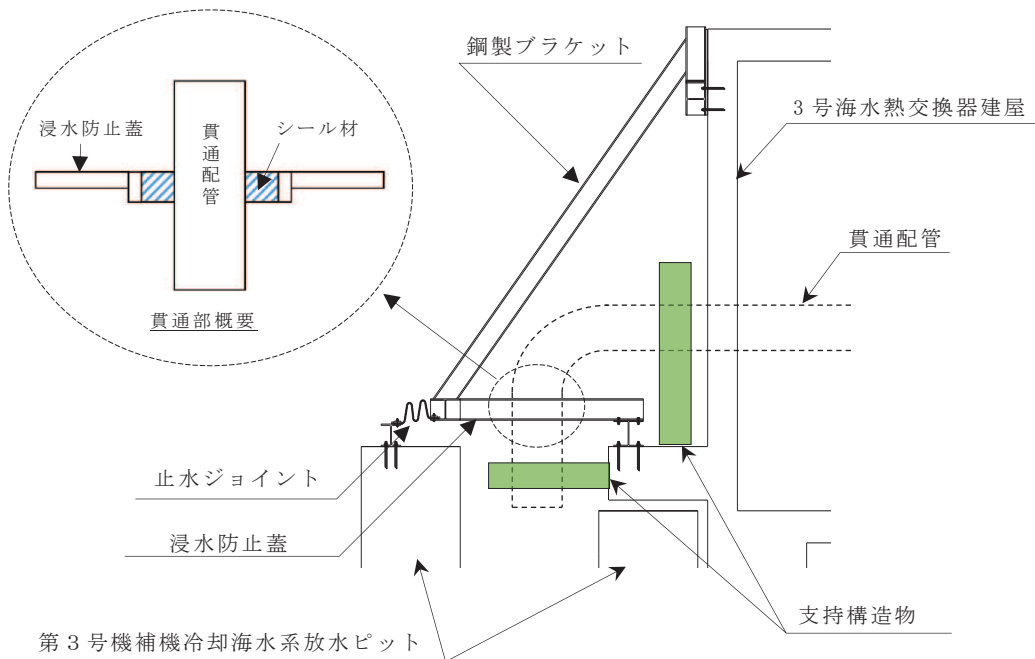


図-1 浸水防止蓋と貫通配管の配置概要

(2) 浸水防止蓋の支持構造について

浸水防止蓋，鋼製ブラケットで構成され，3号海水熱交換器建屋に支持する構造としている。また，第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）が設置されおり，第3号機補機冷却海水系放水ピット側の相対変位の影響を受けない構造としている。

3. 貫通配管の地震時の影響

「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価」において，基準地震動  $S_s$  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している。また，図-2～5に示す評価モデルにより固有値解析を実施している。

評価の結果，表-1に示すように固有周期が0.050s以下であることから，剛構造であり，地震時は建屋と配管系が一体で動く構造であることを確認している。また，配管の支持構造物は，配管貫通部の前後の2箇所を設置し，それぞれ軸直角方向にて拘束することで，地震における発生する変位が小さくなるように設計している。浸水防止蓋との貫通部における基準地震動  $S_s$  における最大変位は表-2に示すとおり，非放射性ドレン移送系の8mmであり，非放射性ドレン移送系におけるシール材については，50mmの変位に対応できることを確認しているため，変位の影響は十分小さい。

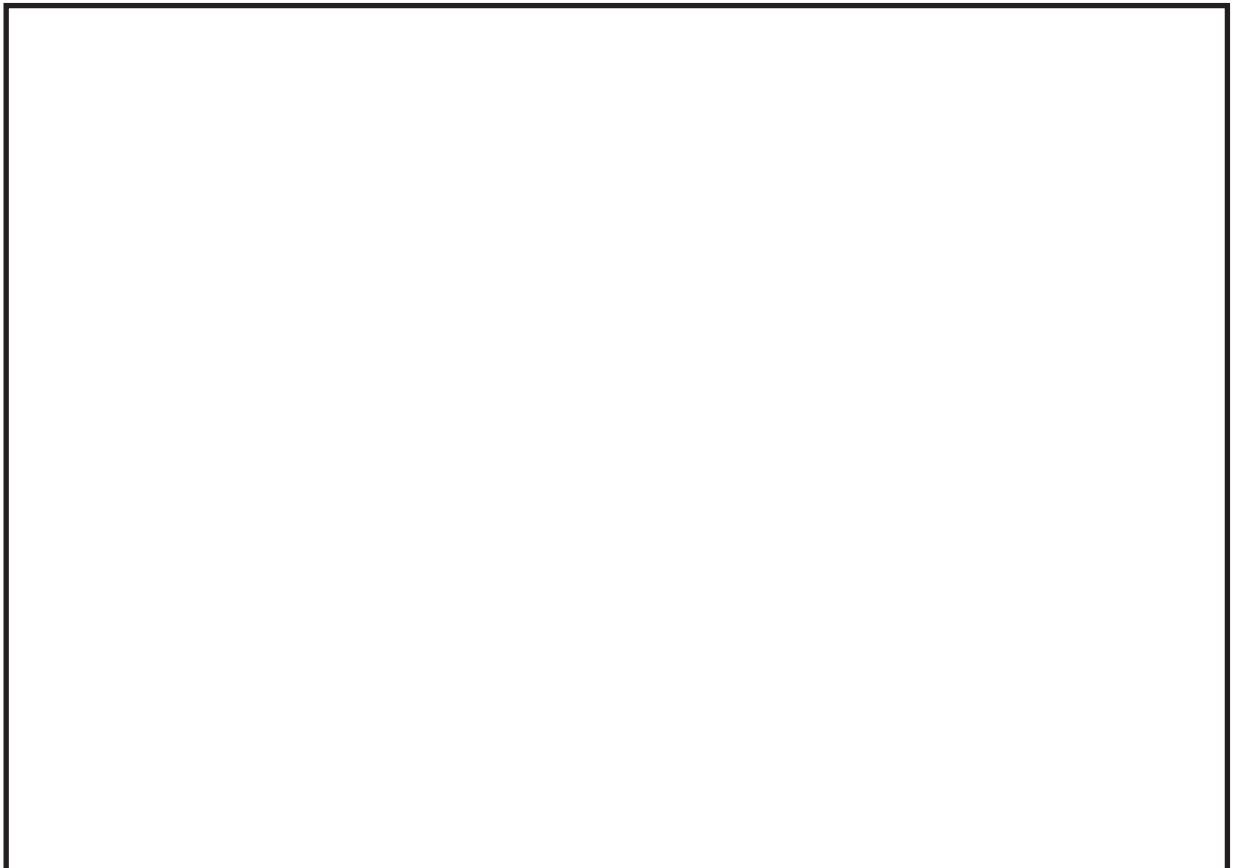


図-2 タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

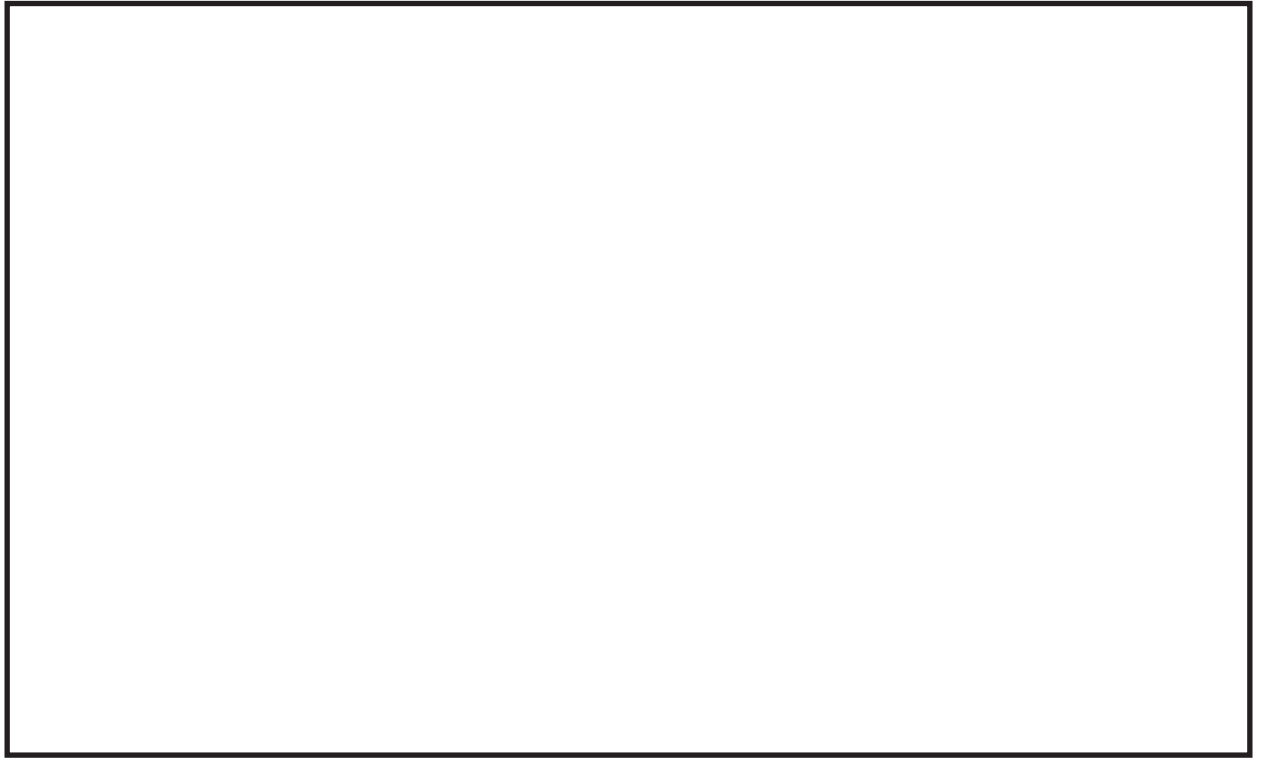


図-3 原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

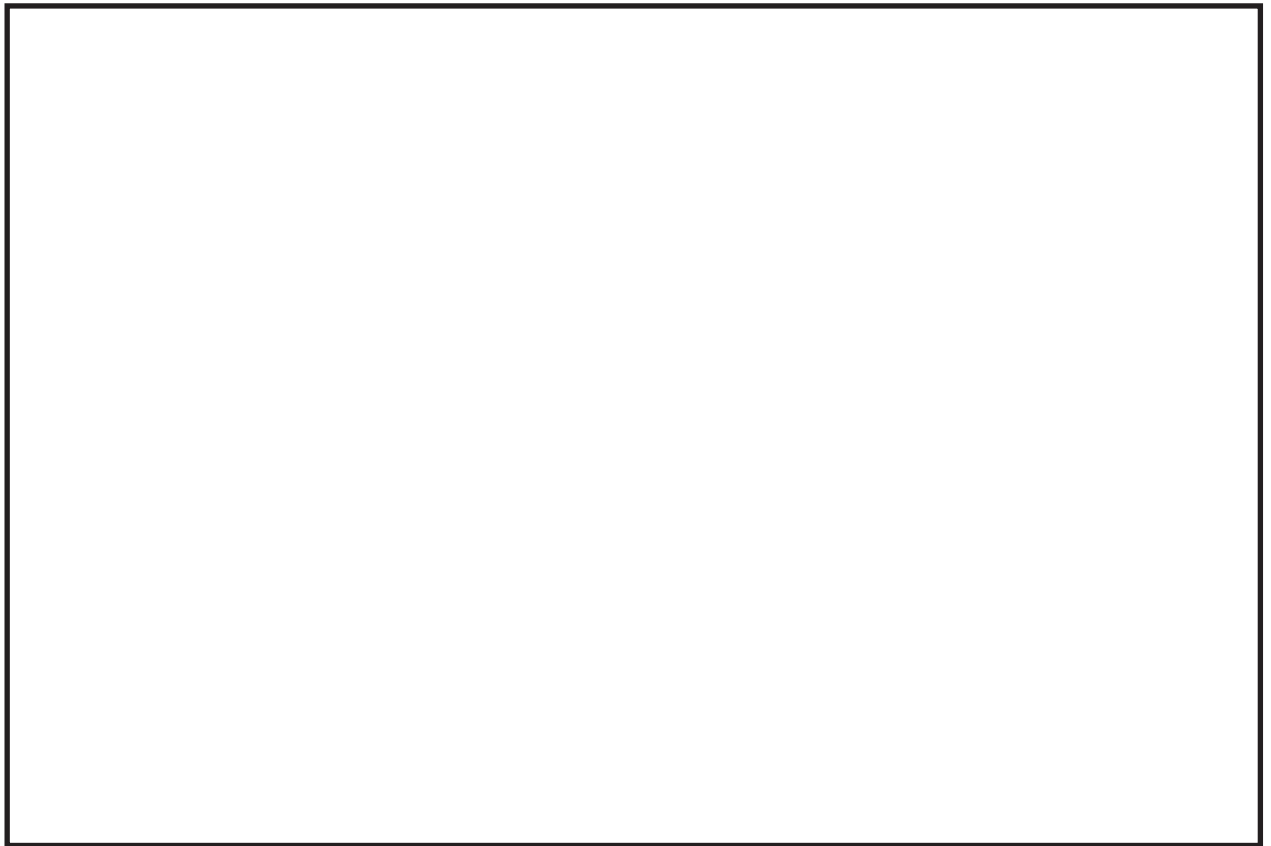


図-4 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

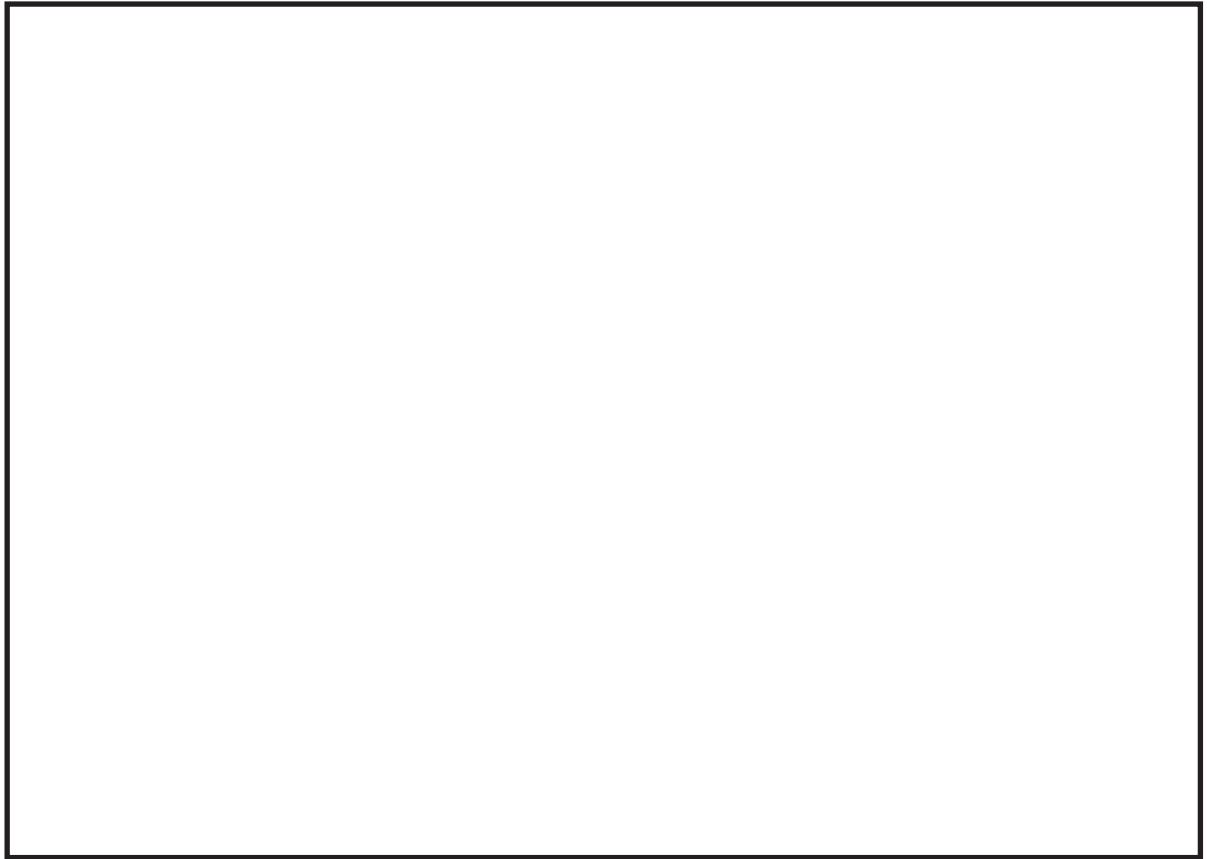


図-5 非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

表-1 固有周期

対象系統	固有周期 (s)	(参考) 固有振動数 (Hz)
タービン補機冷却海水系 (500A)	0.037	27.02
原子炉補機冷却海水系 (500A)	0.028	35.71
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	0.025	40.00
非放射性ドレン移送系 (50A)	0.046	21.73

表-2 浸水防止蓋部における3号海水熱交換器建屋に対する最大相対変位

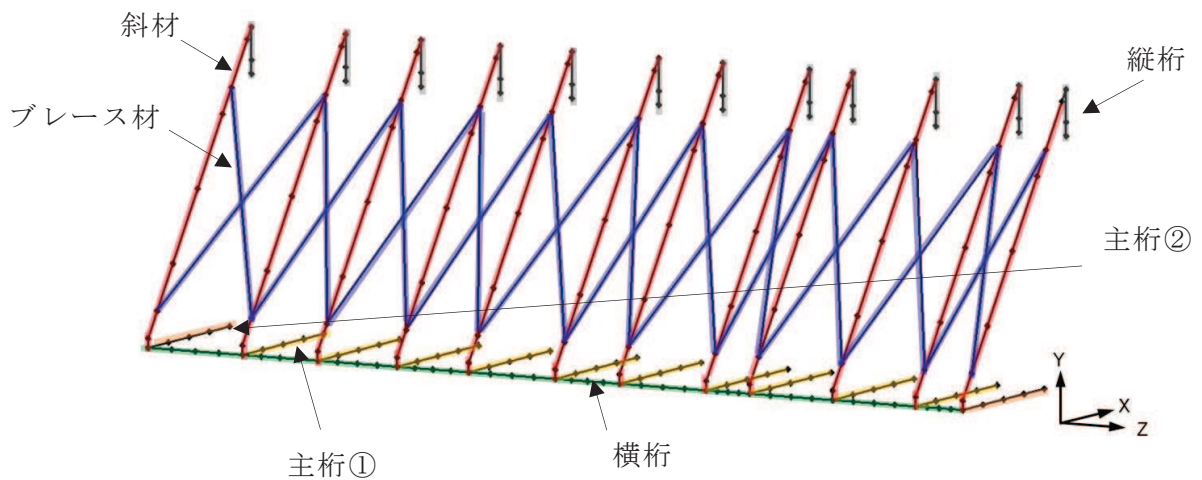
対象系統	最大相対変位 (mm)
タービン補機冷却海水系 (500A)	3
原子炉補機冷却海水系 (500A)	1
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	1
非放射性ドレン移送系 (50A)	8

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4. 浸水防止蓋の地震時の影響

添付資料「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）耐震計算書」において、基準地震動  $S_s$  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している。また、図-6 に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施しており、表-3 に示すとおり固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であることを確認している。

評価の結果、表-3 に示すとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であり、地震時は建屋と浸水防止蓋が一体で動く構造であり、変位量は十分小さいことを確認している。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図-6 固有値解析モデル



表-3 固有値解析結果

振動モード 次数	卓越 方向	固有振動数 f (Hz)
1	Z	24.17
38	Y	108.71
95	X	276.20

#### 5. 貫通部止水処置への影響

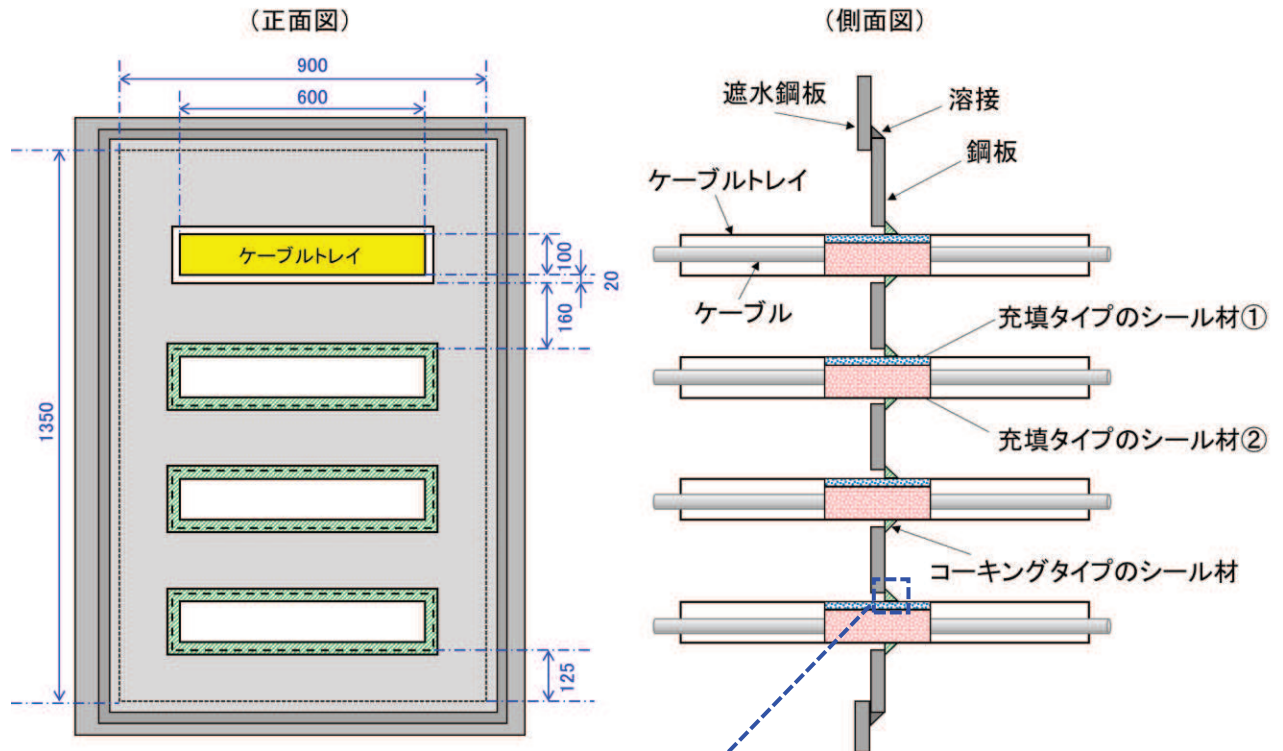
貫通する配管の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は最大で8mmである。また、浸水防止蓋の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は十分に小さいことを確認しており、貫通する配管とシール材を施工する浸水防止蓋との間には十分なすき間を確保する設計としていることから、貫通する配管と浸水防止蓋が干渉することはない。

貫通部止水処置については、貫通する配管と浸水防止蓋の相対変位が小さいことに加えて、シール材は柔軟性に優れたゴム系材料を使用しており、地震時における相対変位についても、十分追従できるように設計していることから、シール材に対して有意な配管荷重は発生しない。このため、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であり、地震時において貫通部止水処置の性能に影響を与えない。

(参考2) 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価について

1. 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置方法

遮水鋼板を貫通するケーブルトレイ貫通部の止水をするため、ケーブルトレイを囲うように鋼板を遮水鋼板に溶接し、鋼板とケーブルトレイの隙間（20mm）に対しコーキングタイプのシール材を施工する。ケーブルトレイの内部については2種類の充填タイプのシール材を施工する。



注記\*1：構造の説明のために正面図の最上段トレイのシール材は記載せず。

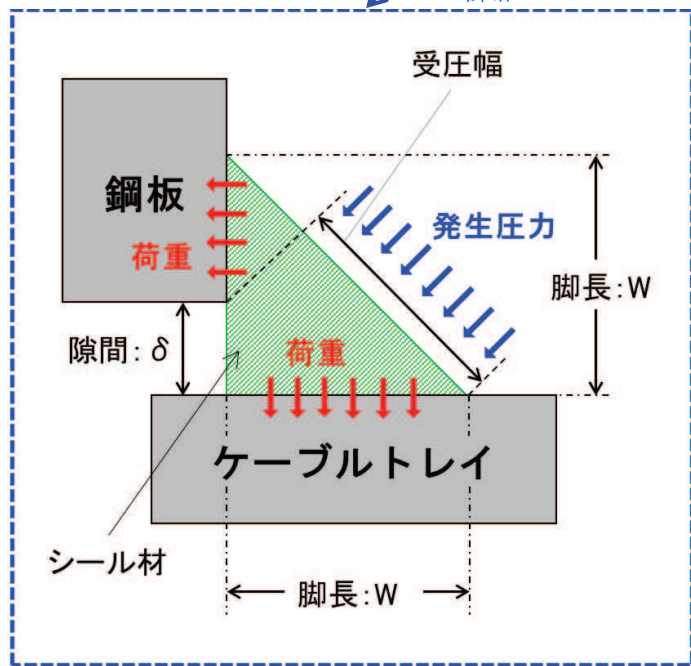


図1 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置方法

## 2. 構造強度評価

ケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価は、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部に対し、「3. 荷重及び荷重の組合せ」及び「4. 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「6. 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

## 3. 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

### (1) 荷重の設定

ケーブルトレイ貫通部のシール材（コーキングタイプ及び充填タイプ）の評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

#### (a) 固定荷重（D）

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（ケーブルトレイを示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

#### (b) 浸水津波荷重（ $P_h$ ）

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 $\rho$  : 海水の密度（=1030kg/m<sup>3</sup>）  
 $g$  : 重力加速度（=9.80665m/s<sup>2</sup>）  
 $h$  : 貫通部ににかかる水頭（m）

#### (c) 余震荷重

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」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による動水圧（ $K S d$ ）がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 $\beta$  : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数（= ）（「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より）  
 $\rho$  : 海水の密度（=1030kg/m<sup>3</sup>）  
 $C_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度  
 $g$  : 重力加速度（=9.80665m/s<sup>2</sup>）  
 $H$  : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ  
 $h$  : 貫通部ににかかる水頭（m）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 荷重の組合せ

シール材 (コーキングタイプ及び充填タイプ) の評価にて考慮する荷重の組合せを表 1 に示す。

表 1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	$D + P_h + K S d$

注記 \*1 :  $D$  は固定荷重,  $P_h$  は浸水津波荷重,  $K S d$  は弾性設計用地震動  $S d - D 2$  による余震荷重 (余震による動水圧  $P_d$ ) を示す。

\*2 : 固定荷重 ( $D$ ) について, シール材を施工するケーブルトレイ貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍のケーブルトレイに支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

4. 許容限界

(1) コーキングタイプのシール材

コーキングタイプのシール材の許容限界値は, 実機で使用している形状, 寸法の試験体にて静水圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。試験より得られたシール材の許容圧力を表 2, シール材の水圧試験の概要を図 2 に示す。

実機施工時においては, 鋼板とケーブルトレイ間の隙間に対し, シール材の脚長は試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し, かつ, 想定するシール材に加わる圧力が, 許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

表 2 コーキングタイプのシール材の浸水に対する許容圧力

評価部位	隙間 (mm)	脚長 (mm)	許容圧力 (MPa)
シール材 (コーキングタイプ)	20	31	0.38

ケーブルトレイ貫通部に施工するコーキングタイプのシール材は, 鋼板の変形によりコーキングシールの付着面に隙間が生じた場合には上記試験条件を満たさないことになる。

第 2 号機海水ポンプ室防潮壁横断部に適用する鋼板はケーブルトレイの貫通部が複数あり, 単純形状ではないことから鋼板の変形のおそれがあるため, 実機への適用にあたっては, 変形や応力集中等がないか確認するために有限要素法により構造強度評価を実施し, 変形が発生しない鋼板の厚さ及び材質を決定する設計とする。

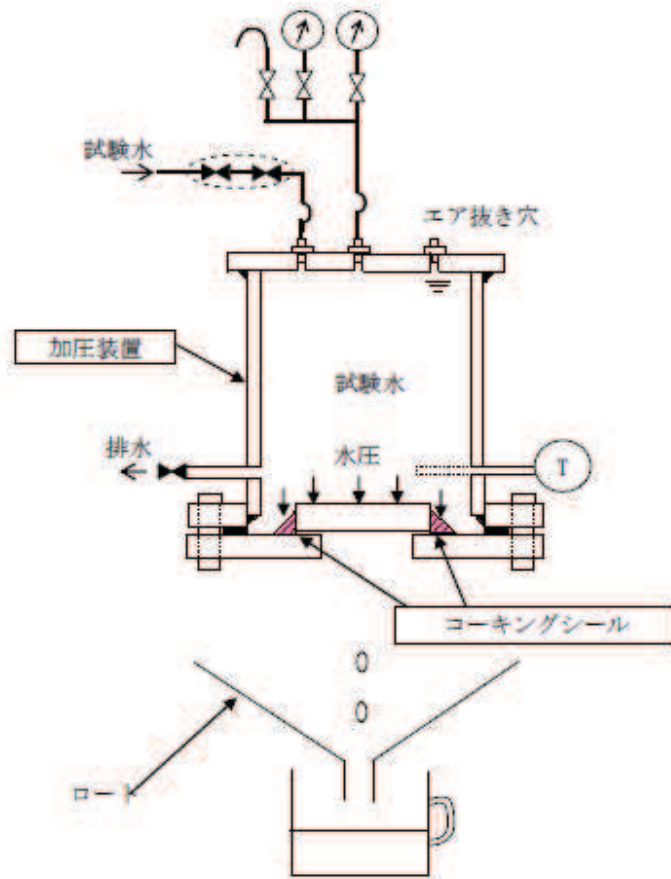


図2 コーキングタイプのシール材の水圧試験の概要

(2) 充填タイプのシール材

ケーブルトレイ内部に施工する充填タイプのシール材の許容限界値は、ケーブルトレイを模擬した試験体にて0.4MPaの静水圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。試験の結果、圧力0.4MPaにおいて、いずれのケーブル占積率においても漏えいが無かったことから、試験より得られたシール材の許容圧力を表3、充填タイプのシール材の水圧試験の概要を図3に示す。

実機施工時においては、ケーブルトレイの内部に施工幅600mm以上となるようにシール材を施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

表3 充填タイプのシール材の浸水に対する許容圧力

評価部位	ケーブル占積率 (%)	施工幅 (mm)	許容圧力 (MPa)
シール材 (充填タイプ)	40	600	0.4
	21.4	600	0.4

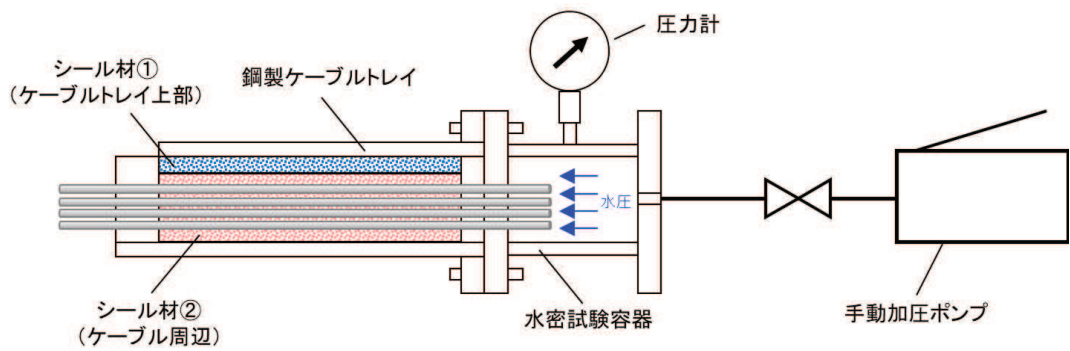


図3 充填タイプのシール材の水圧試験の概要

5. 設計用地震力

弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 3 に示す。

表 3 シール部の評価に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* <sup>1</sup> O.P. (m)	貫通部止水処置の 設置場所	余震による設計震度* <sup>2</sup>	
			水平方向 C <sub>H</sub>	
弾性設計用地震動 S d - D 2	13.8	第 2 号機海水ポンプ室 防潮壁横断部	0.70	

注記 \* 1 : 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

\* 2 : 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

6. 計算方法 (発生圧力計算)


貫通軸が水平方向であるため、浸水津波荷重 P<sub>h</sub> と余震による動水圧 P<sub>d</sub> を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

7. 計算条件

評価に用いる計算条件を表 4 に示す。また、ケーブルトレイ貫通部止水処置に加わる津波概要を図 3 に示す。

表4 シール部の評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による補正係数 $\beta$	海水の密度 $\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* <sup>1</sup> $H$ (m)
第2号機海水ポンプ室 防潮壁横断部 (シール材)		1030	15.1

貫通部位置における浸水深さ* <sup>2</sup> $h$ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 $C_H$	重力加速度 $g$ ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
8.95	0.40	9.80665

注記 \* 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ ( $H$ ) は、貫通部施設エリアの床面 (O. P. 2.8m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O. P. 17.9m) までの寸法。

\* 2 : 貫通部位置における浸水深さ  $h$  は開口下端高さ (O. P. 8.95m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O. P. 17.9m) までの寸法。

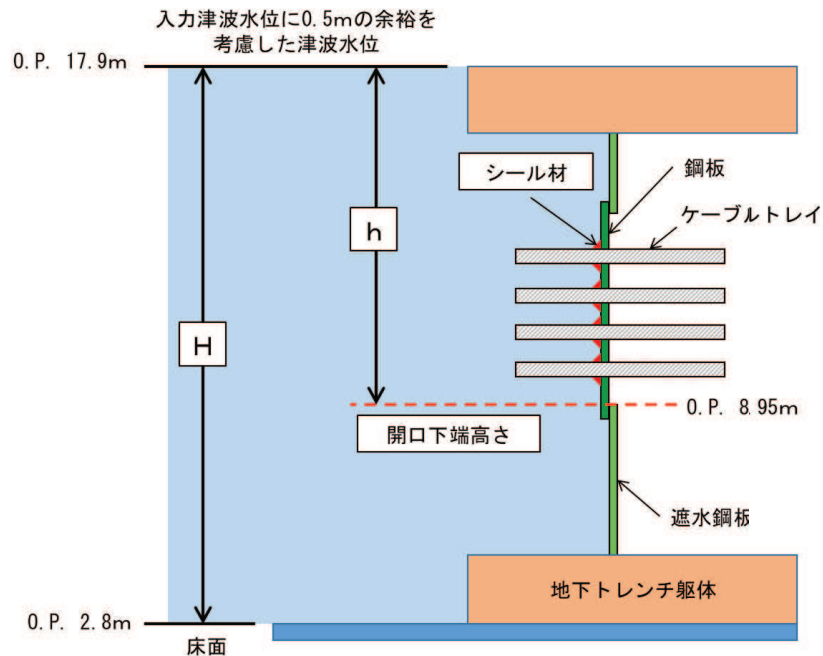


図3 貫通部止水処置に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

8. 評価結果

シール材の評価結果を表 5 に示す。シール材の発生圧力は、許容圧力以下であることを確認した。

表 5 シール材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シール材 (コーキングタイプ)	0.14	0.38
シール材 (充填タイプ)	0.14	0.40

9. 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置に使用するシール材

遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置について、実機施工時には水圧試験において使用した表 6 に示すシール材を使用する設計とする。

表 6 ケーブルトレイ貫通部止水処置に使用するシール材

対象部位	メーカー	型式
シール材 (コーキングタイプ)		
シール材① (充填タイプ) ケーブルトレイ上部		
シール材② (充填タイプ) ケーブル周辺		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。