

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-工-B-13-0002_改2
提出年月日	2021年9月29日

VI-3-別添 3-2-2 防潮壁の強度計算書

2021年9月

東北電力株式会社

## 目 次

- VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の  
強度計算書

## 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	12
2.4	適用基準	16
3.	強度評価方法	17
3.1	記号の定義	17
3.2	評価対象断面及び部位	19
3.2.1	評価対象断面	19
3.2.2	評価対象部位	36
3.3	荷重及び荷重の組合せ	37
3.3.1	荷重	37
3.3.2	荷重の組合せ	38
3.4	許容限界	40
3.4.1	鋼板	40
3.4.2	鋼製支柱	42
3.4.3	固定ボルト	42
3.4.4	フーチング	43
3.4.5	鋼管杭	49
3.4.6	止水ジョイント部材	49
3.4.7	基礎地盤	50
3.5	評価方法	51
3.5.1	地震応答解析手法	51
3.5.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	54
3.5.3	減衰定数	56
3.5.4	重畳時の解析ケースの選定	59
3.5.5	入力地震動	61
3.5.6	解析モデル及び諸元	67
3.5.7	使用材料及び材料の物性値	87
3.5.8	地盤の物性値	93
3.5.9	地下水位	93
3.5.10	評価方法	94
4.	評価条件	107
5.	評価結果	118
5.1	鋼板の評価結果	118

5.1.1	鋼板	118
5.1.2	水平部材	126
5.1.3	鋼板リブ間	127
5.2	鋼製支柱の評価結果	129
5.3	固定ボルトの評価結果	142
5.4	フーチングの評価結果	143
5.4.1	フーチング（本体）	143
5.4.2	フーチング（ペDESTAL部）	191
5.4.3	フーチング（接続部）	195
5.5	鋼管杭の評価結果	198
5.5.1	曲げ軸力照査（杭体）	198
5.5.2	せん断力照査（杭体）	205
5.5.3	曲げ軸力照査（杭頭）	211
5.6	止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果	213
5.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	220

(別紙1) 防潮堤取り合い部及び背面補強工部の強度について

(別紙2) 遮水鋼板の強度について

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

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

また、防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工であり、杭基礎構造防潮壁と防潮堤（背面補強工）との取り合い部には止水ジョイントを設置し、止水性を確保する。この、防潮堤（背面補強工）側の取り合い部が基準地震動  $S_s$  に対する構造強度の確認結果については、本資料の別紙 1 にまとめて示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼板）の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室），防潮壁（第2号機放水立坑），防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所に設置され，それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算結果を示す。

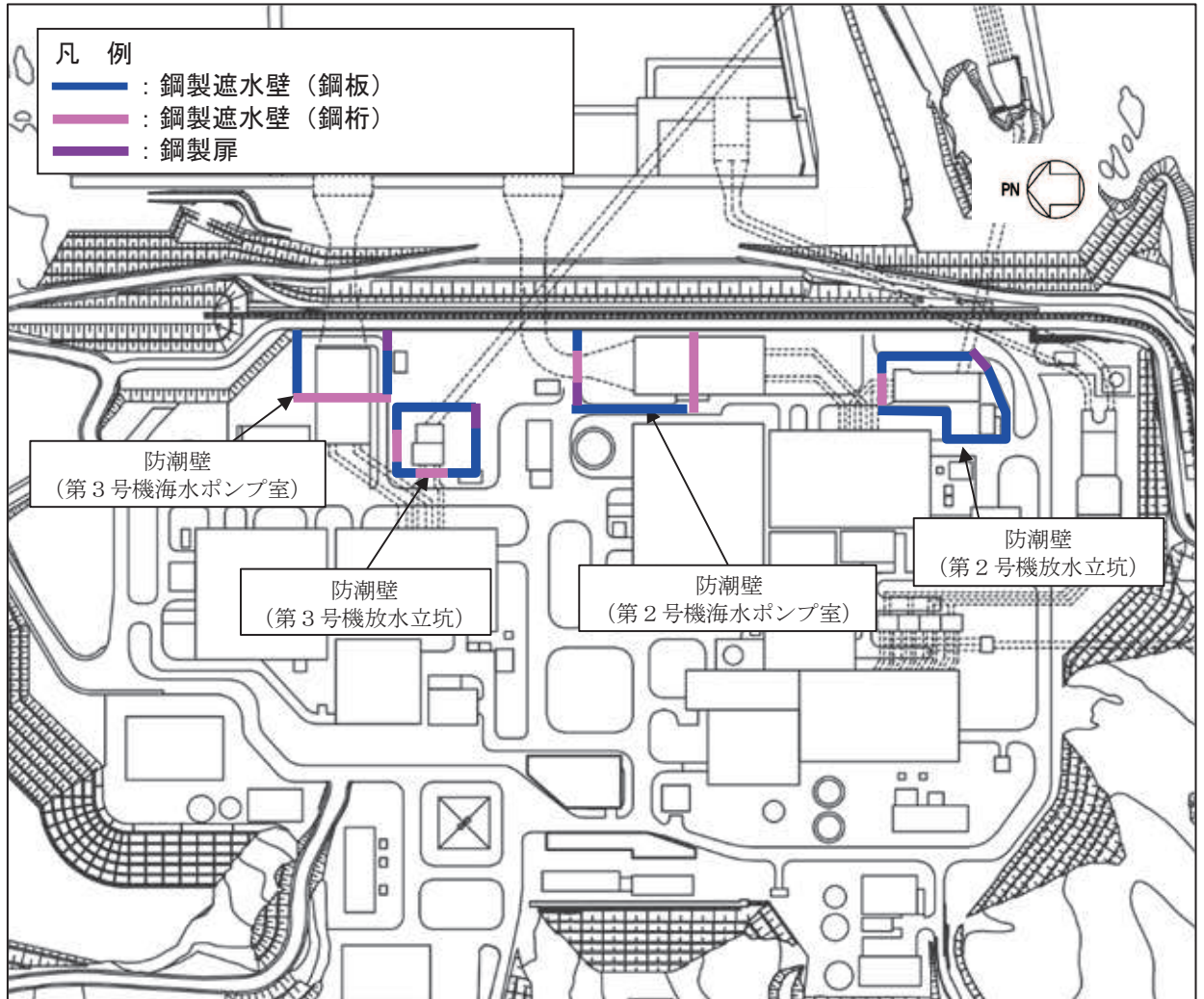


図2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼板）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。

なお，強度評価には入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位（設計用津波水位）を用いる。

防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さ及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位）と防潮壁の天端高さの関係を表 2.2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板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，Ω 型ジョイント）を設置する。また，第 2 号機放水立坑のフーチング下部をトレンチが横断する箇所（後述する断面⑤及び断面⑦）においては，鋼板端部の張り出し長が大きいため，補強部材として水平部材（鋼材）を，間詰鋼材を介して鋼製支柱間に設置する。

なお，第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑の防潮壁下部を横断するトレンチについては，杭基礎構造防潮壁に一体化させた遮水鋼板（以下，遮水鋼板という。）により，止水性を確保する。遮水鋼板の構造強度の確認結果については，本資料の別紙 2 に示す。

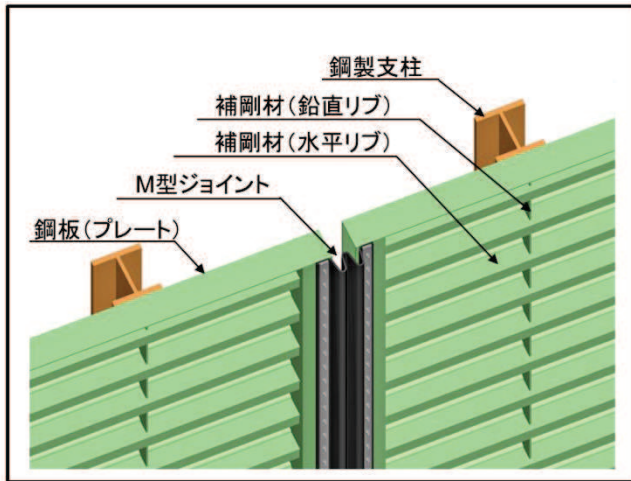
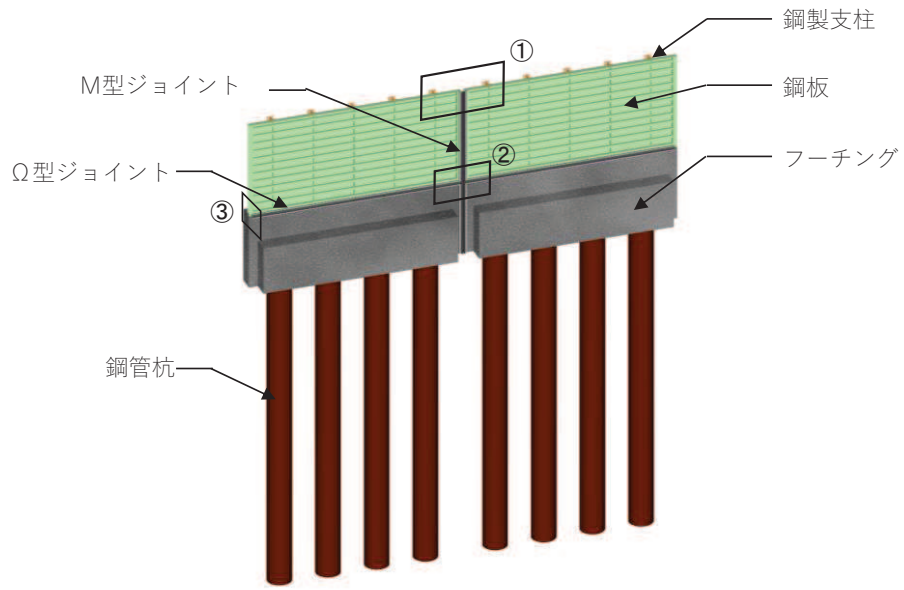
鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，Ⅰ区間～Ⅴ区間に大別される。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2-2 に示す。また，配置概要を図 2-3 に，区間配置図を図 2-4 に，区間ごとの構造を表 2-2 に，区間ごとの構造図を図 2-5～図 2-8 に，フーチング配筋概要図を図 2-9 に，止水ジョイントの構造図を図 2-13 に示す。

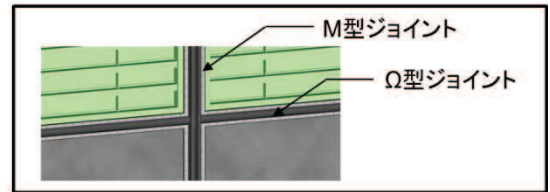
表 2-1 入力津波による浸水高さ と 防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	設計用津波水位 (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. +18.6	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +17.9	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +19.5	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +18.0	O. P. +19.0

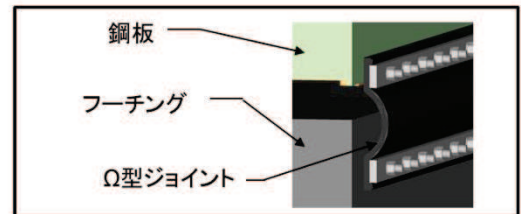




①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 2-2 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

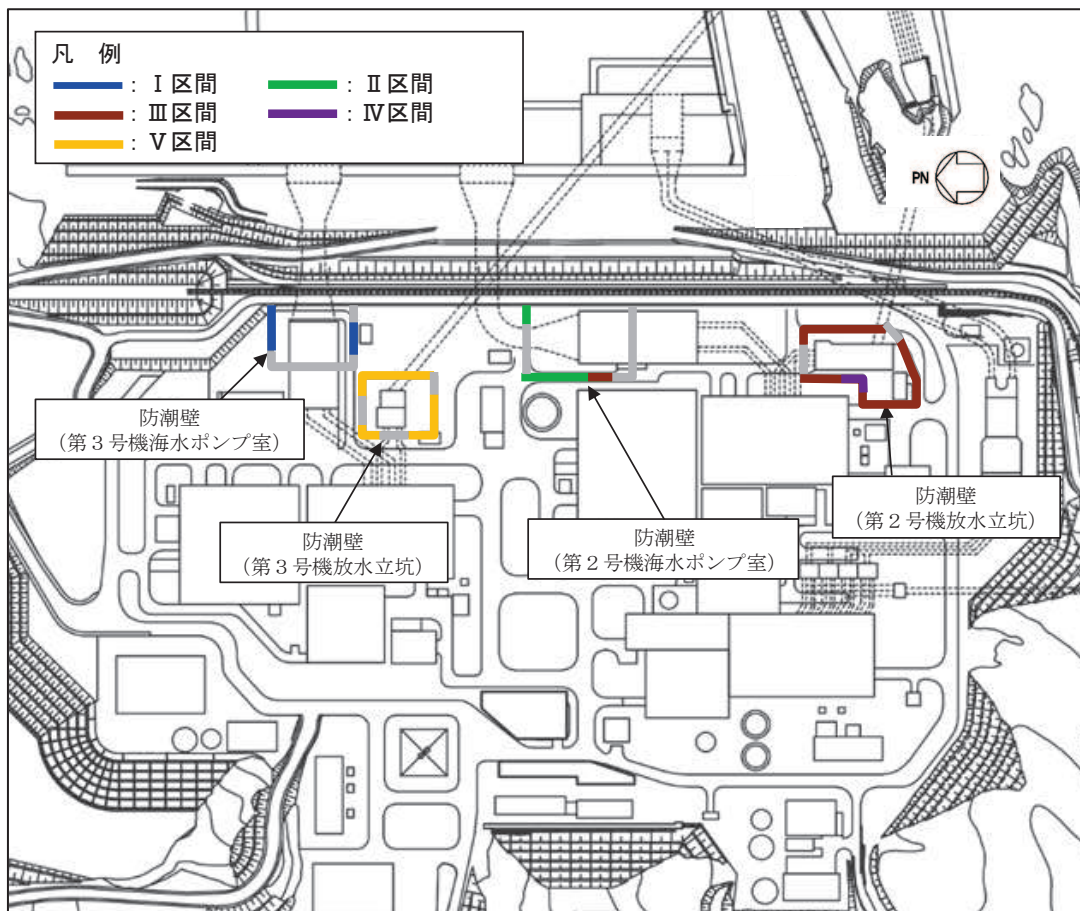


図 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)	
		鋼板 (SM570) 板厚 (mm)	杭径 (mm)      板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20.0	16	φ 1500      23, 30, 37
II 区間	O. P. +19.0	16	φ 1500      30
III 区間	O. P. +19.0	20	φ 1500      25
IV 区間	O. P. +19.0	16	φ 1200      20
V 区間	O. P. +19.0	20	φ 1500      30

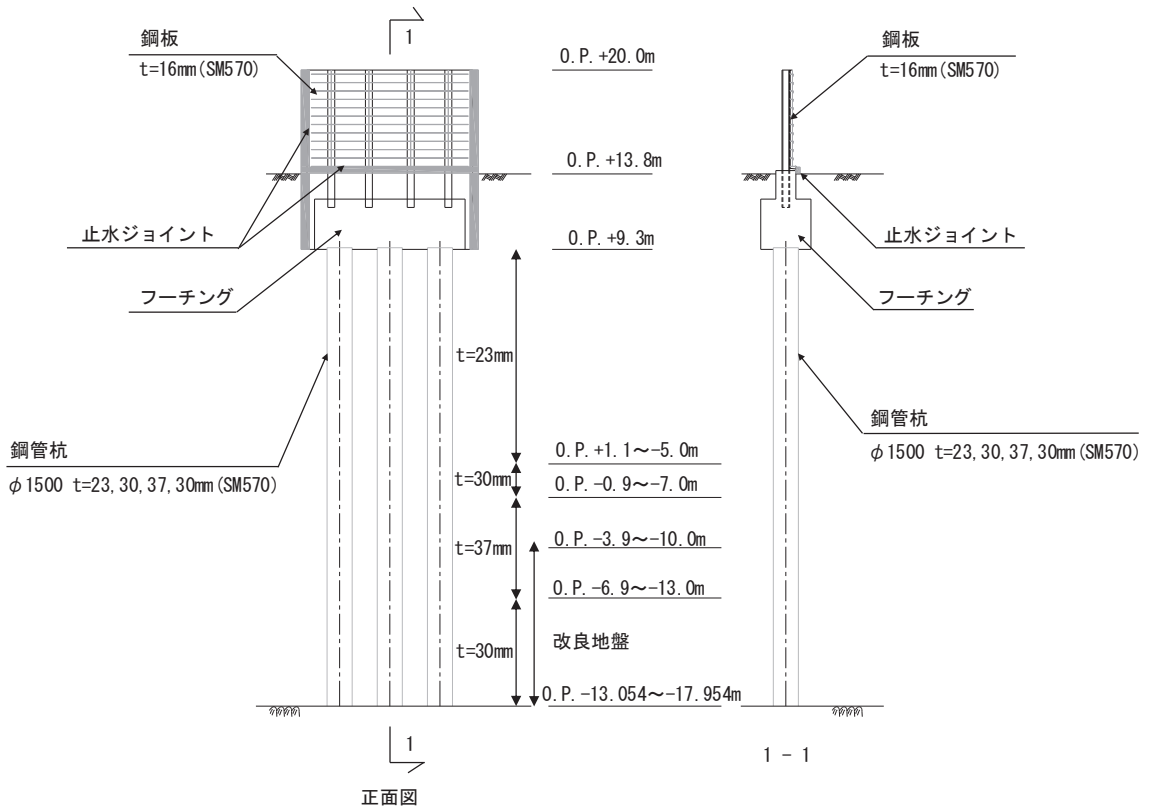


図 2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

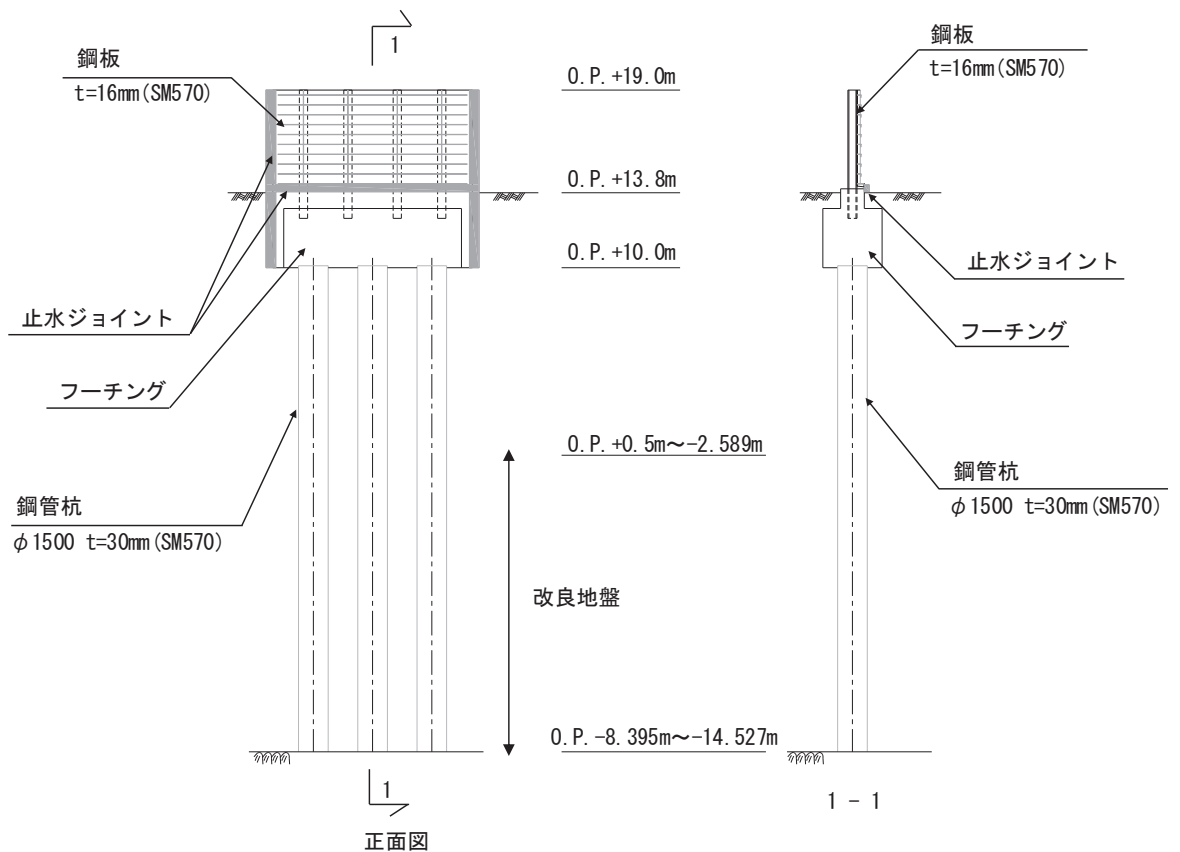
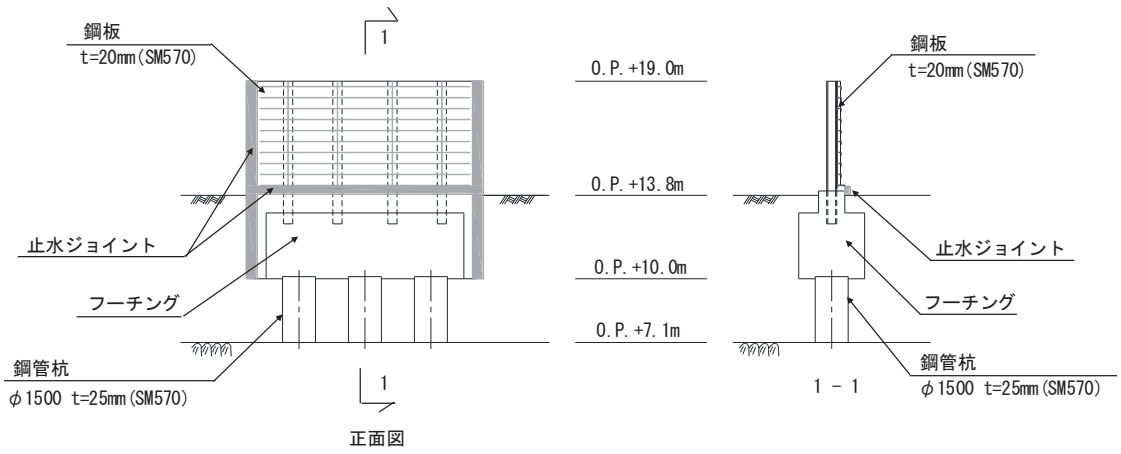
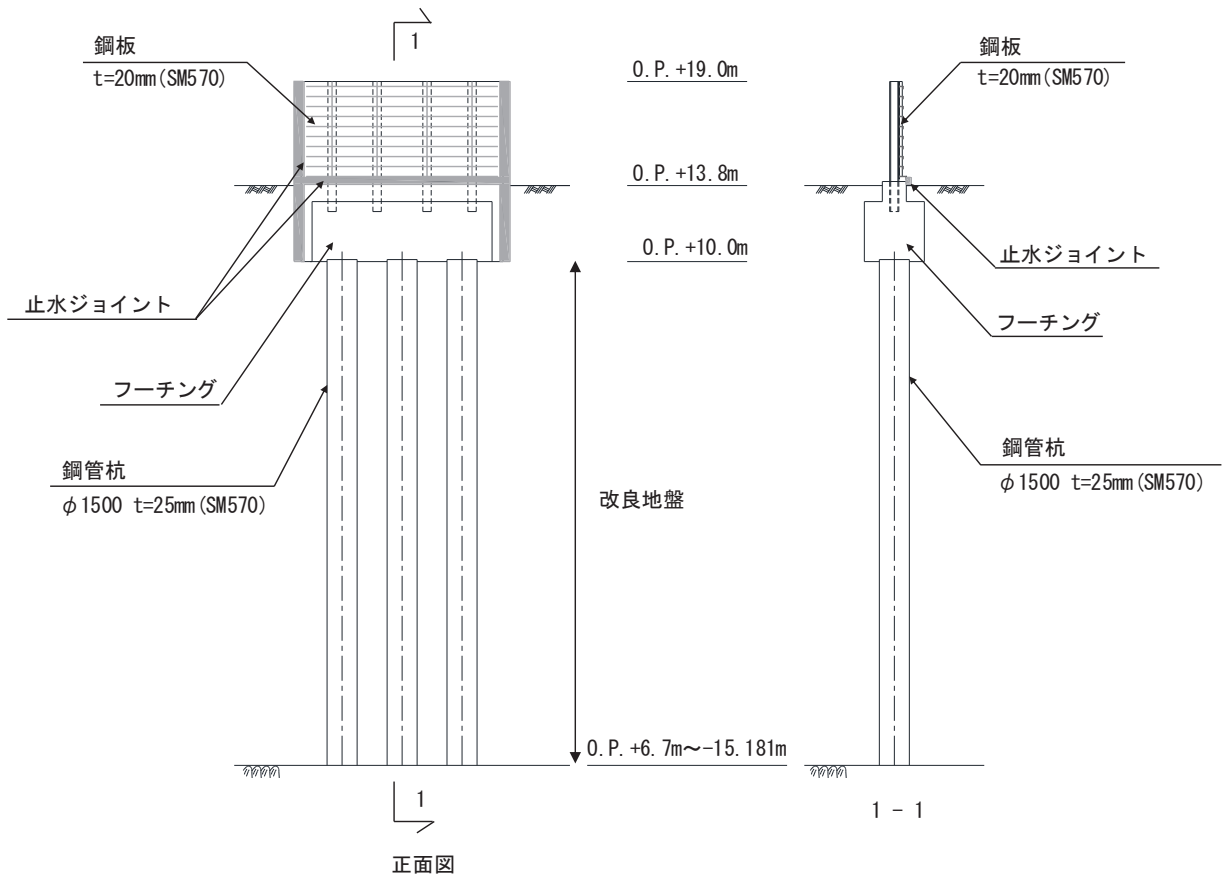


図 2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）

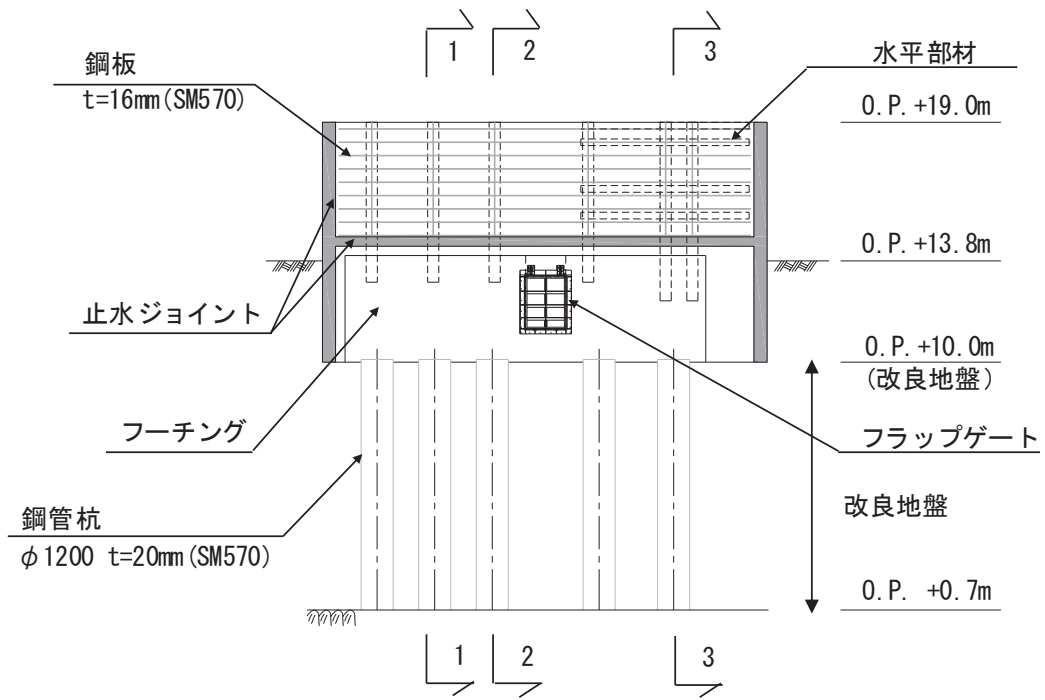


(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図: III 区間)



正面図

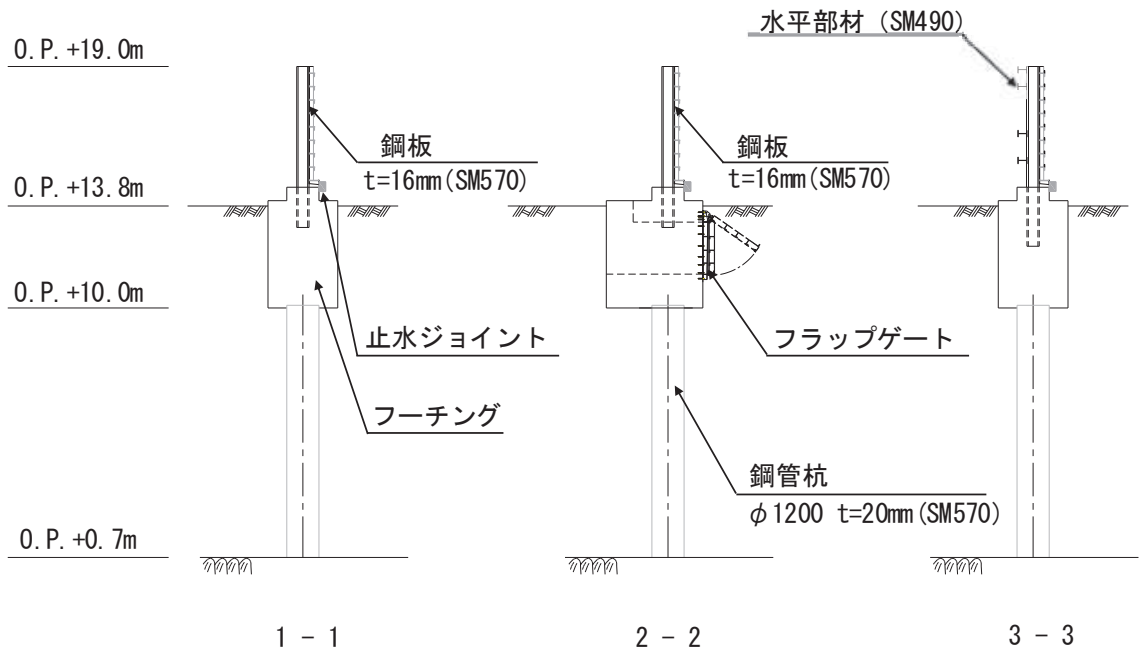
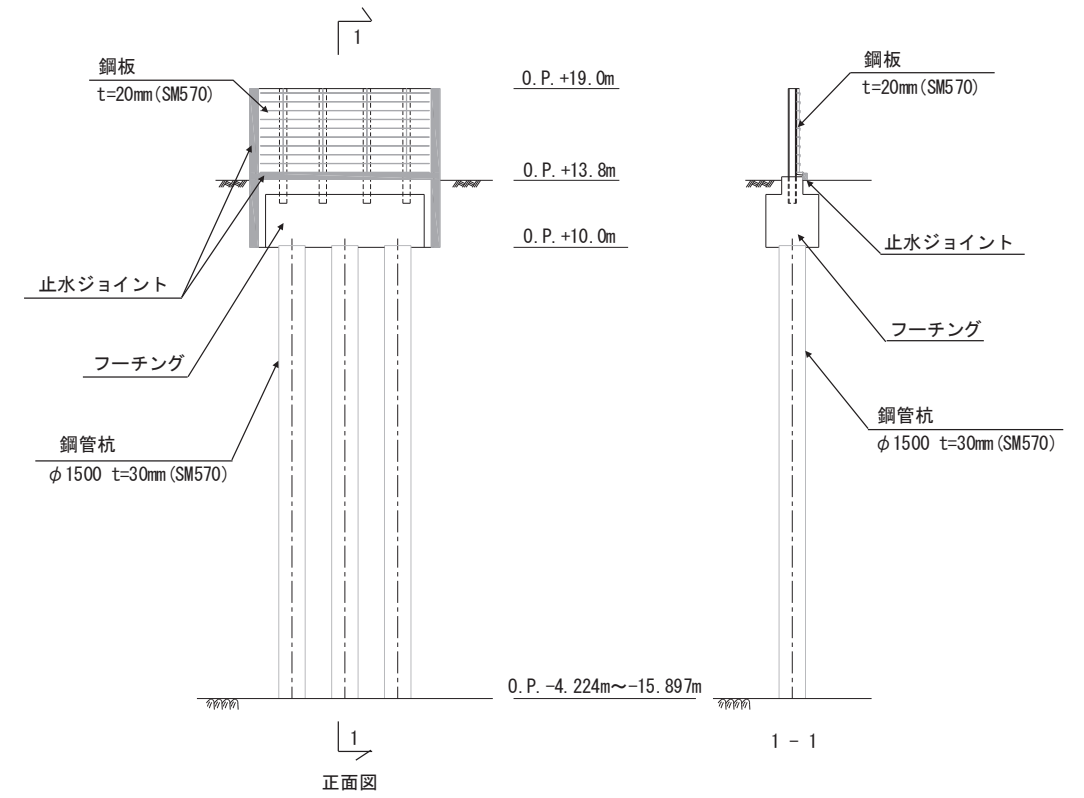
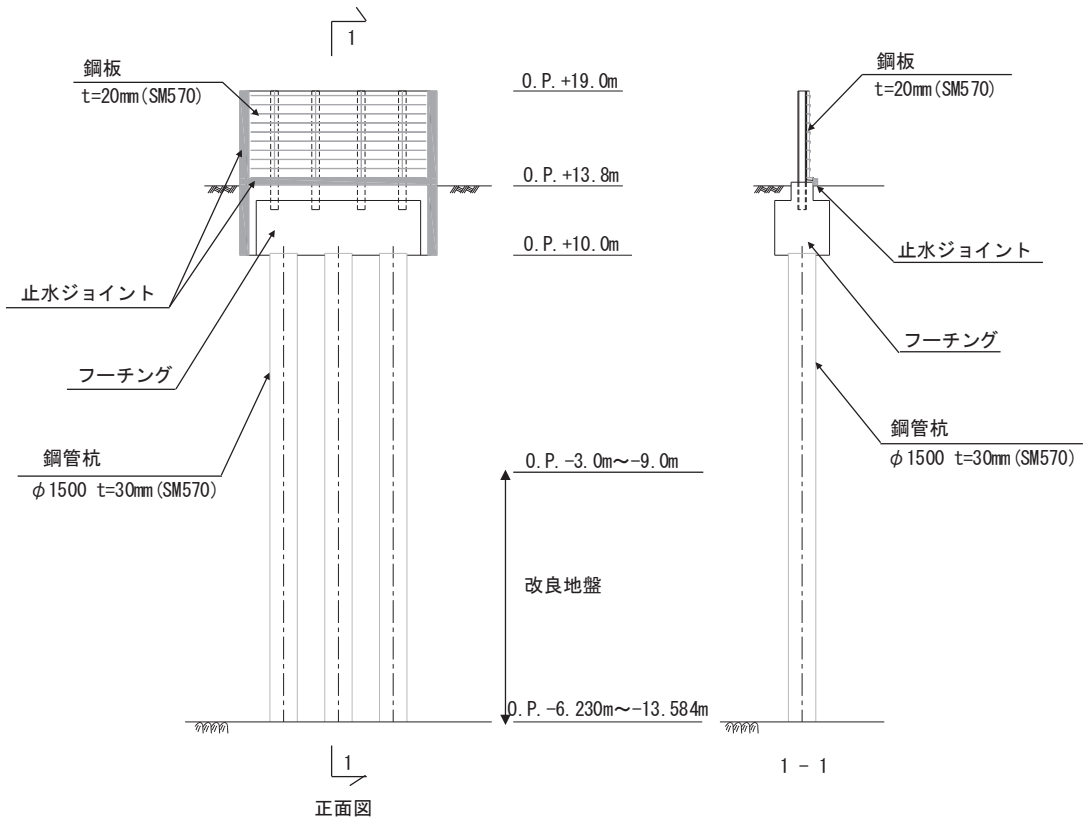


図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図 : IV 区間)

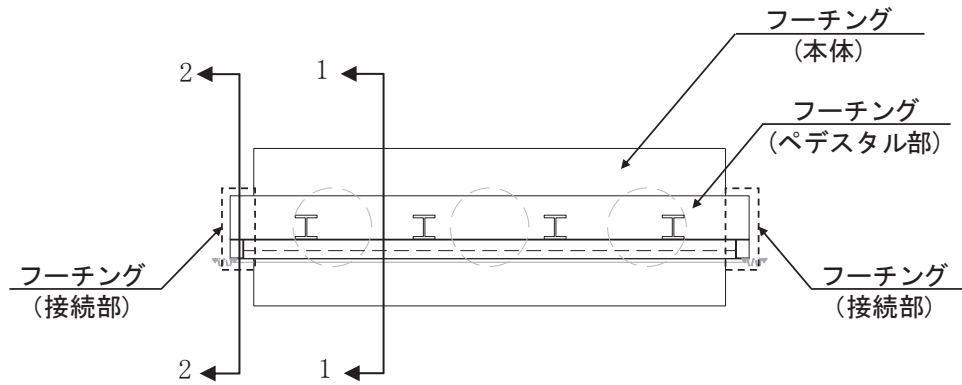


(改良地盤なし)

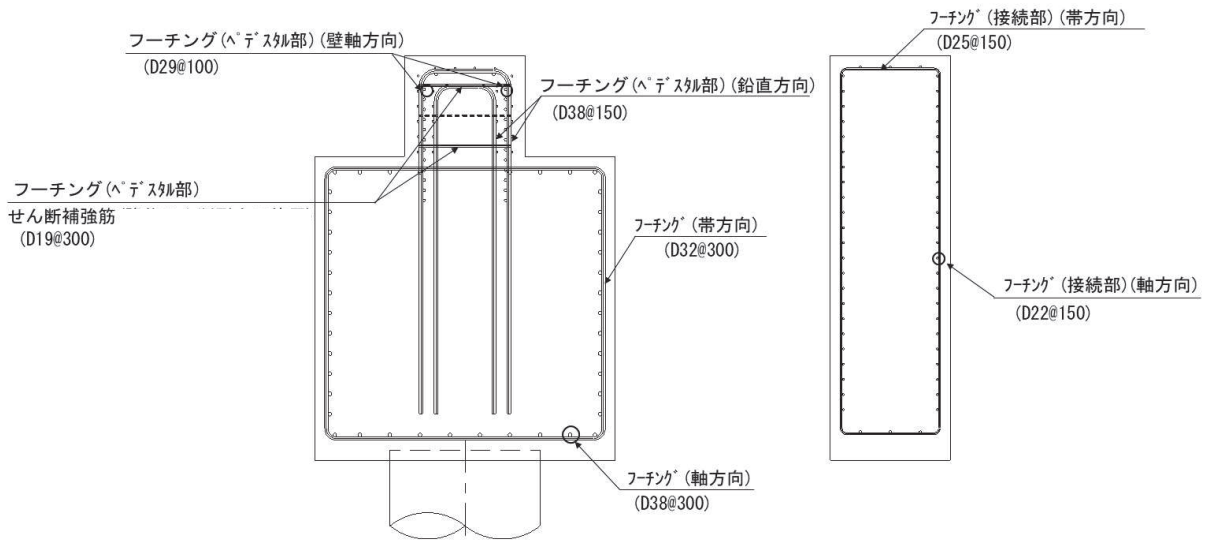


(改良地盤あり)

図 2-8 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図: V 区間)

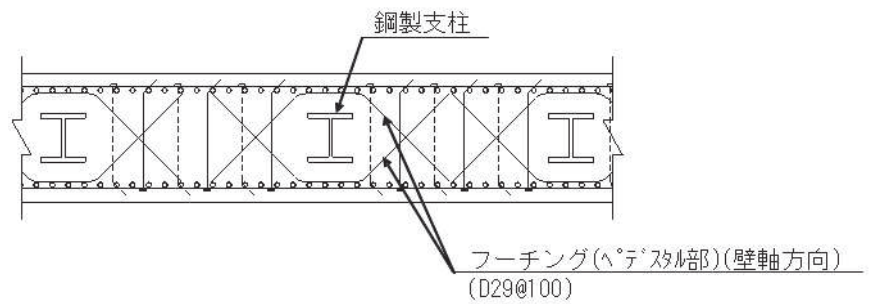


(平面図)



(1-1 断面)

(2-2 断面 (接続部))



(ペDESTAL部 (平面図))

図 2-9 フーチング配筋概要図  
(区間Ⅲの例)

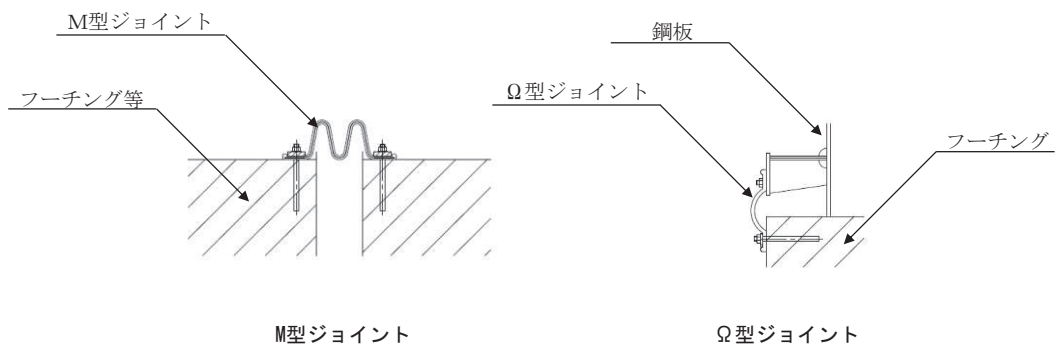


図 2-10 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図



### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4. 評価条件」より、鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象部位の発生応力が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価の検討フローを図 2-11 に示す。

表 2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	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
		鋼製支柱	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
		固定ボルト	発生する応力（引張力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング (本体・接続部)	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力*1,2
		フーチング (ペDESTAL部)	発生する応力等（支圧、押し抜きせん断、曲げモーメント、せん断力）が許容限界以下であることを確認	支圧強度、押し抜きせん断耐力、降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力*1,2
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*1
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*1

注記\*1：妥当な安全余裕を考慮する。

\*2：断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力を下回れば、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）についてはコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を、せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

表 2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
止水性を損なわないこと	施設の健全性	鋼板	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
		鋼製支柱	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
		固定ボルト	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
		フーチング (本体・接続部)	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力*1,2
		フーチング (ペDESTAL部)	発生する応力等（支圧、押し抜きせん断、曲げモーメント、せん断力）が許容限界以下であることを確認	支圧強度、押し抜きせん断耐力、降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力*1,2
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*1
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*1
施設の变形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量	

注記\*1：妥当な安全余裕を考慮する。

\*2：断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力を下回れば、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）についてはコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を、せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

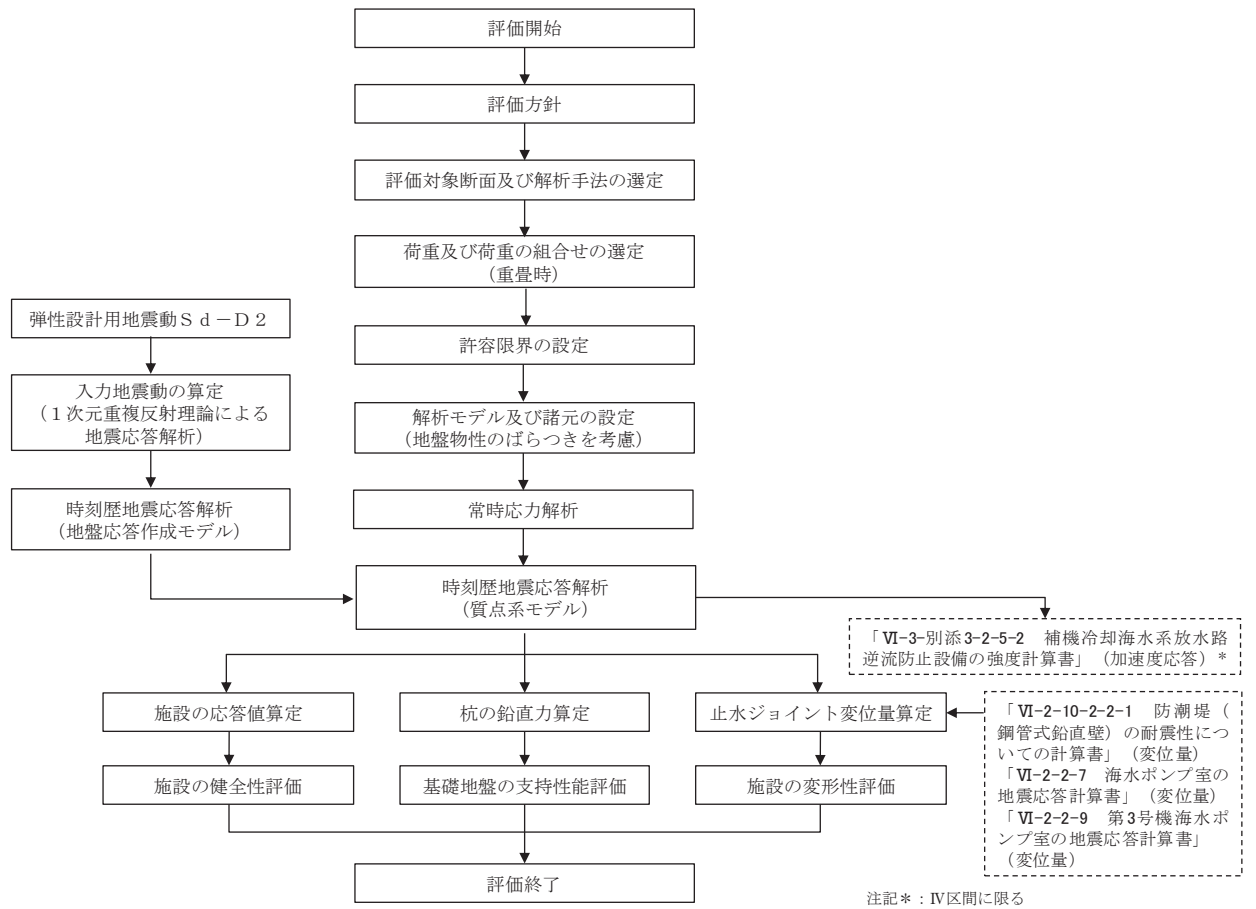


図 2-11 鋼製遮水壁 (鋼板) の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- ・日本道路協会 平成 22 年 3 月 道路土工—カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・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・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
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- ・土木学会 2014 年 複合構造標準示方書[設計編]
- ・鉄道総合技術研究所，平成 16 年 鉄道構造物等設計基準・同解説 コンクリート構造物
- ・日本建築学会 2012 年 鋼構造接合部設計指針
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・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）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$P_s$	$kN/m^2$	積雪荷重
$P_k$	$kN/m^2$	風荷重
$P_h$	$kN/m^2$	浸水津波荷重
$\gamma_w$	$kN/m^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$kg/m^3$	海水の密度
$\sigma_{sa}$	$N/mm^2$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{sa}$	$N/mm^2$	鋼材の短期許容せん断応力度
$\sigma_{ca}$	$N/mm^2$	鋼材の短期許容圧縮応力度
$\sigma_1$	$kN/m^2$	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
$M_{Y1}$	$kN \cdot m$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント
$M_{Z1}$	$kN \cdot m$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント
$N_1$	kN	鋼製パネルの軸力
$A_1$	$m^2$	鋼製パネルの有効断面積
$Z_{Y1}$	$m^3$	鋼製パネルの Y 軸断面係数
$Z_{Z1}$	$m^3$	鋼製パネルの Z 軸断面係数
$\tau_1$	$N/mm^2$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力
$S_{Y1}$	kN	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力
$S_{Z1}$	kN	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力
$A_{Y1}$	$m^2$	鋼製パネルの断面積
$A_{Z1}$	$m^2$	鋼製パネルの断面積
$\sigma_2$	$kN/m^2$	水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_2$	$kN \cdot m$	水平部材に発生する曲げモーメント
$N_2$	kN	水平部材の軸力
$A_2$	$m^2$	水平部材の有効断面積
$Z_2$	$m^3$	水平部材の断面係数
$\tau_2$	$N/mm^2$	水平部材のせん断力より算定されるせん断応力
$S_2$	kN	水平部材に発生するせん断力
$A_2$	$m^2$	水平部材の断面積

表 3-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_3$	kN/m <sup>2</sup>	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_3$	kN・m	鋼製支柱に発生する曲げモーメント
$N_3$	kN	鋼製支柱の軸力
$\tau_3$	N/mm <sup>2</sup>	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度
$S_3$	kN	鋼製支柱に発生するせん断力
$A_3$	m <sup>2</sup>	鋼製支柱の断面積
$Z_3$	m <sup>3</sup>	鋼製支柱の断面係数
$\sigma_4$	kN/m <sup>2</sup>	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力
$N_4$	kN	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力
$A_4$	m <sup>2</sup>	固定ボルトの断面積
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
$M_y$	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
$N_5$	kN	鋼管杭に発生する軸力
$\tau_5$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
$S_5$	kN	鋼管杭に発生するせん断力
$A_5$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_5$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
$\kappa_1$	—	せん断応力の分布係数

### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す断面位置とし、線状構造物であり、相対的に断面係数が大きい軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面の選定理由を下記に、地質断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-3 に、各断面の構造概要図を図 3-4～3-11 に示す。

ここで、防潮壁基礎杭周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、地盤の変形抑制及び液状化対策のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は側方地盤の液状化等の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍（以下、改良幅 2D という。）としている。なお、地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

また、第 3 号機放水立坑防潮壁においては、放水立坑の損傷による影響を抑制するため、放水立坑周辺を地盤改良する。この地盤改良についても、地盤の変形抑制及び液状化対策に寄与するものと考えられるが、改良幅 2D を有していないことから、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価においては評価上考慮しない方針とする。ただし、変形性評価においては相対変位の観点から考慮する。

#### （Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、上部工に生じる断面力が大きくなることが考えられる断面。また、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、上部工に生じる断面力が大きくなることが考えられる断面。また、地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P. +19.0m となる区間の中で、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高く、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅢ-(1)断面）



断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじり等の影響が大きくなることが想定される断面。

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第3速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

(IV区間)

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

(V区間)

断面⑧：第3号機放水立坑を取り囲む区間（盛土・旧表土が分布する断面と地盤改良により盛土・旧表土が分布しない断面が混在）の中で、杭長が最も長い断面のため、地盤全体の变形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

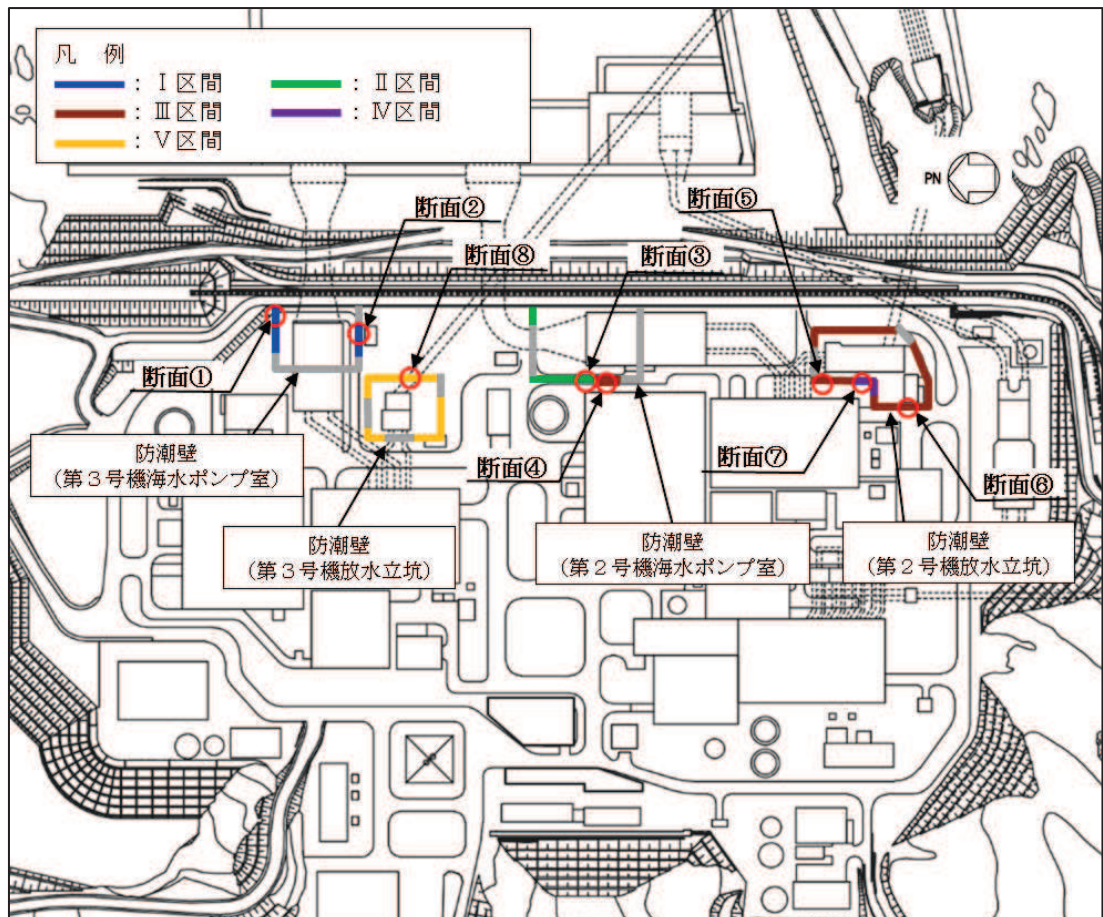
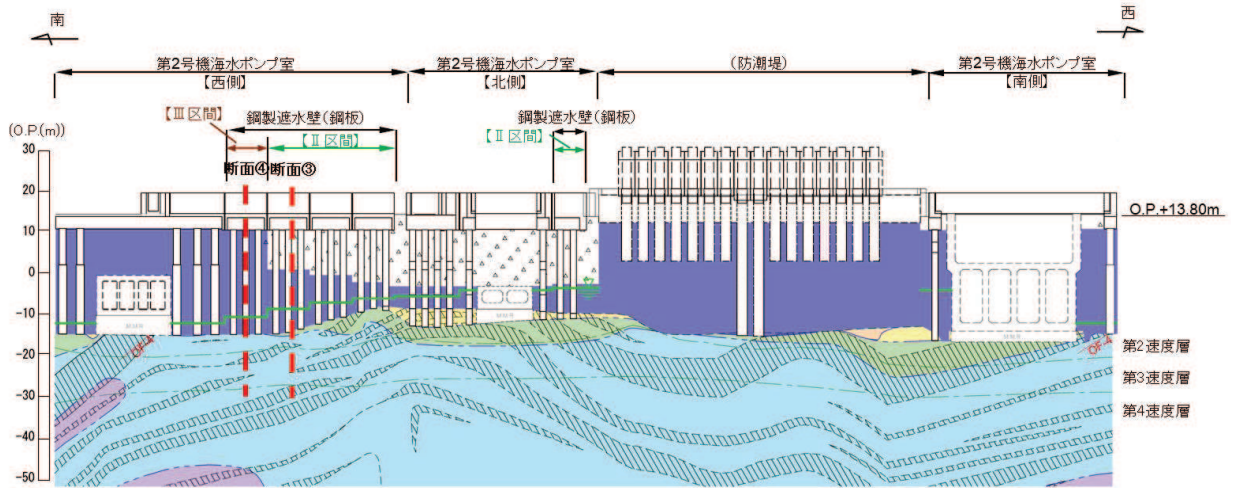
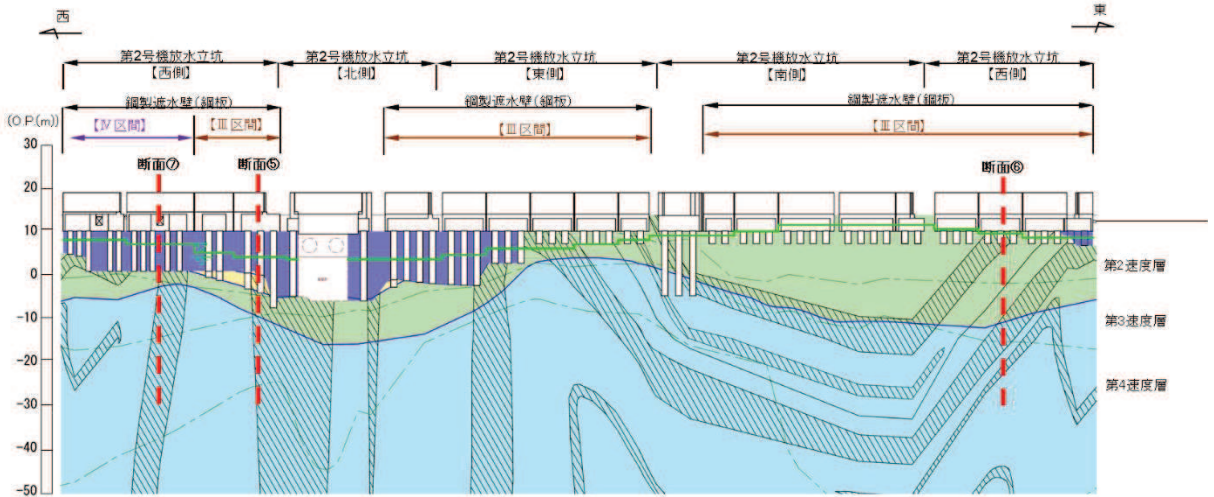


図 3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(第2号機海水ポンプ室\*)



(第2号機放水立坑\*)

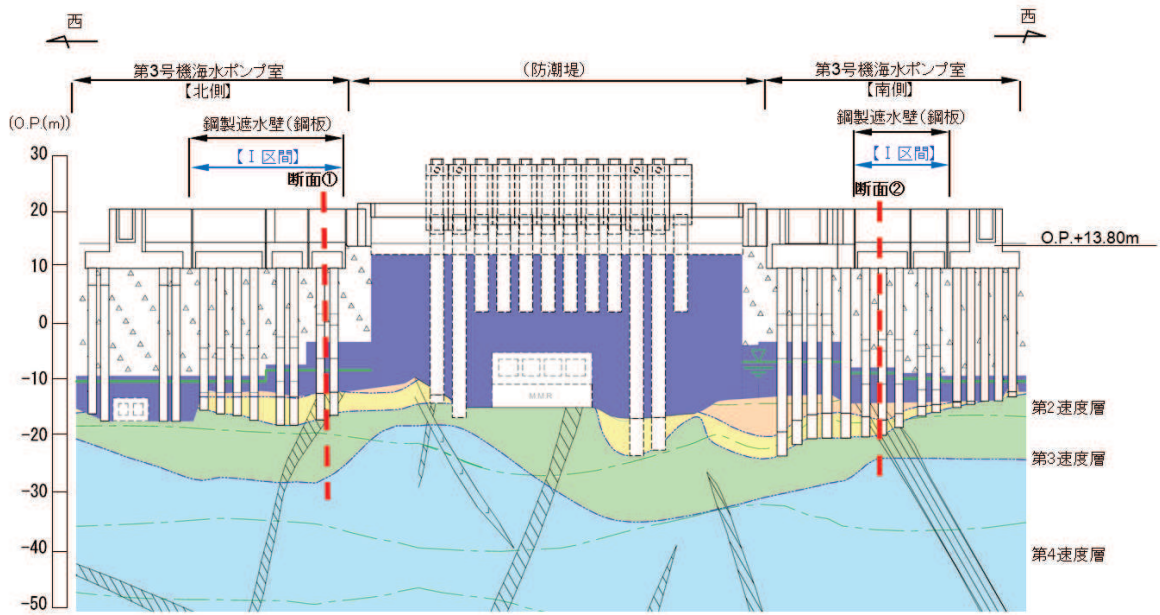
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>n</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>m</sub> 級		砂 岩
	C <sub>c</sub> 級		頁 岩
	C <sub>d</sub> 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地 下 水 位

注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>c</sub>級岩盤上面（又はC<sub>m</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>c</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

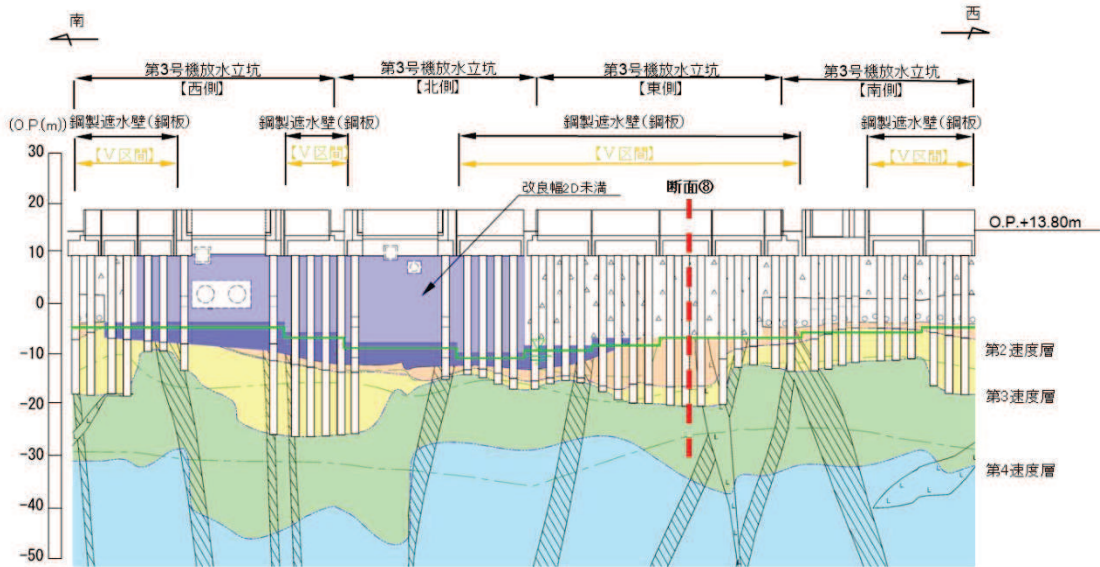
\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-2(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の地質断面図

（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑：縦断方向）



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>R</sub> 級		旧 表 土
	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
	改良地盤等		地下水位

注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>L</sub>級岩盤上面（又はC<sub>M</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-2(2) 鋼製遮水壁（鋼板）地質断面図  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑：縦断方向)

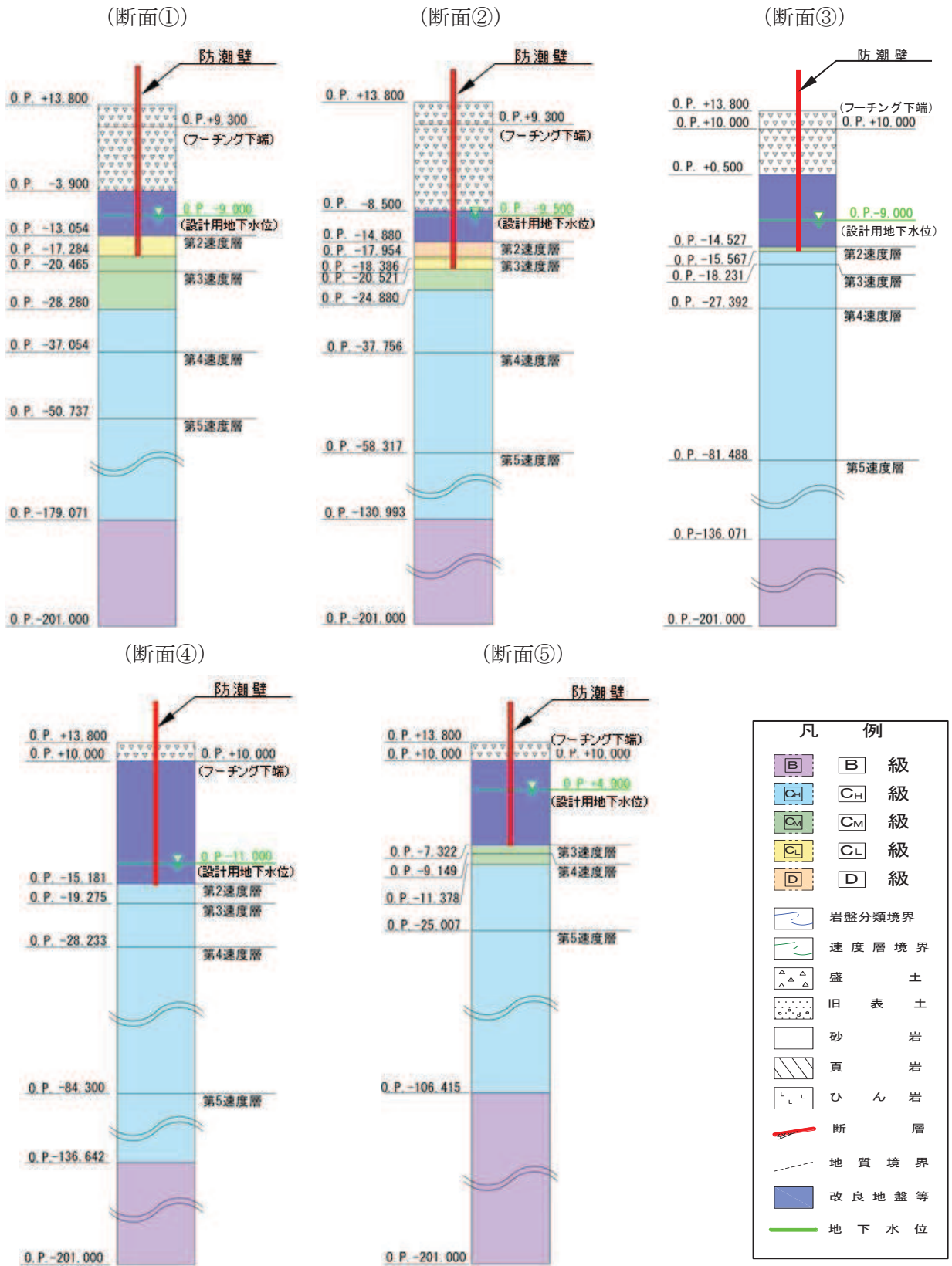
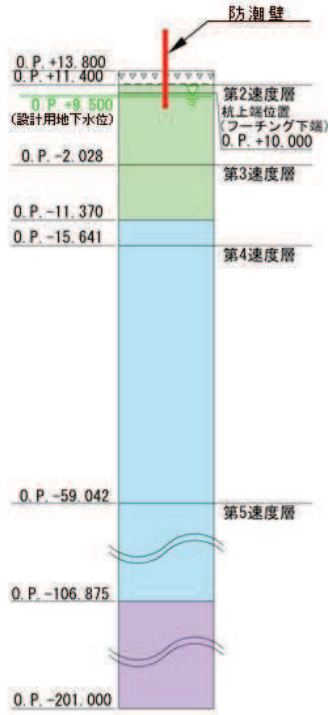
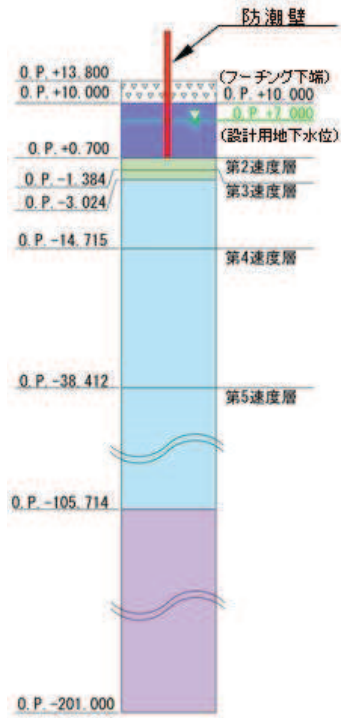


図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①~⑤)

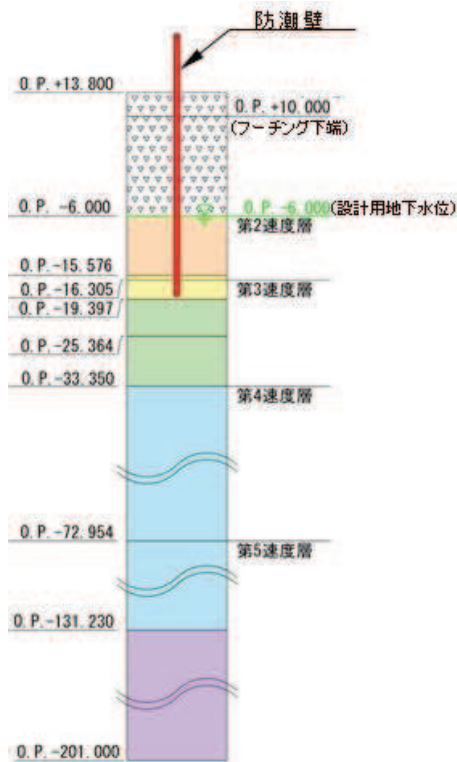
(断面⑥)



(断面⑦)



(断面⑧)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	地 下 水 位

図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦・⑧)

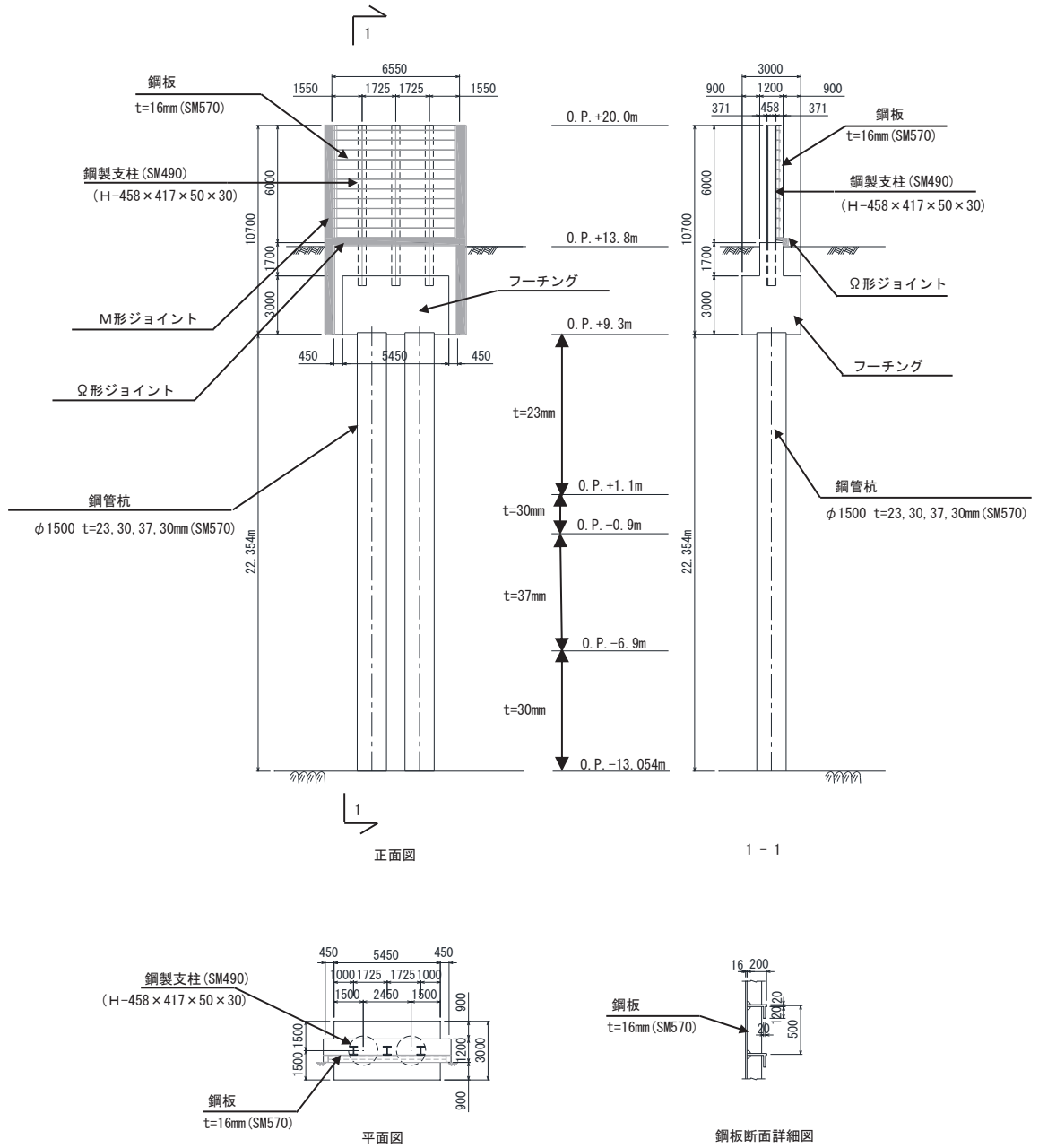


図 3-4 評価対象断面の構造図 (断面①)

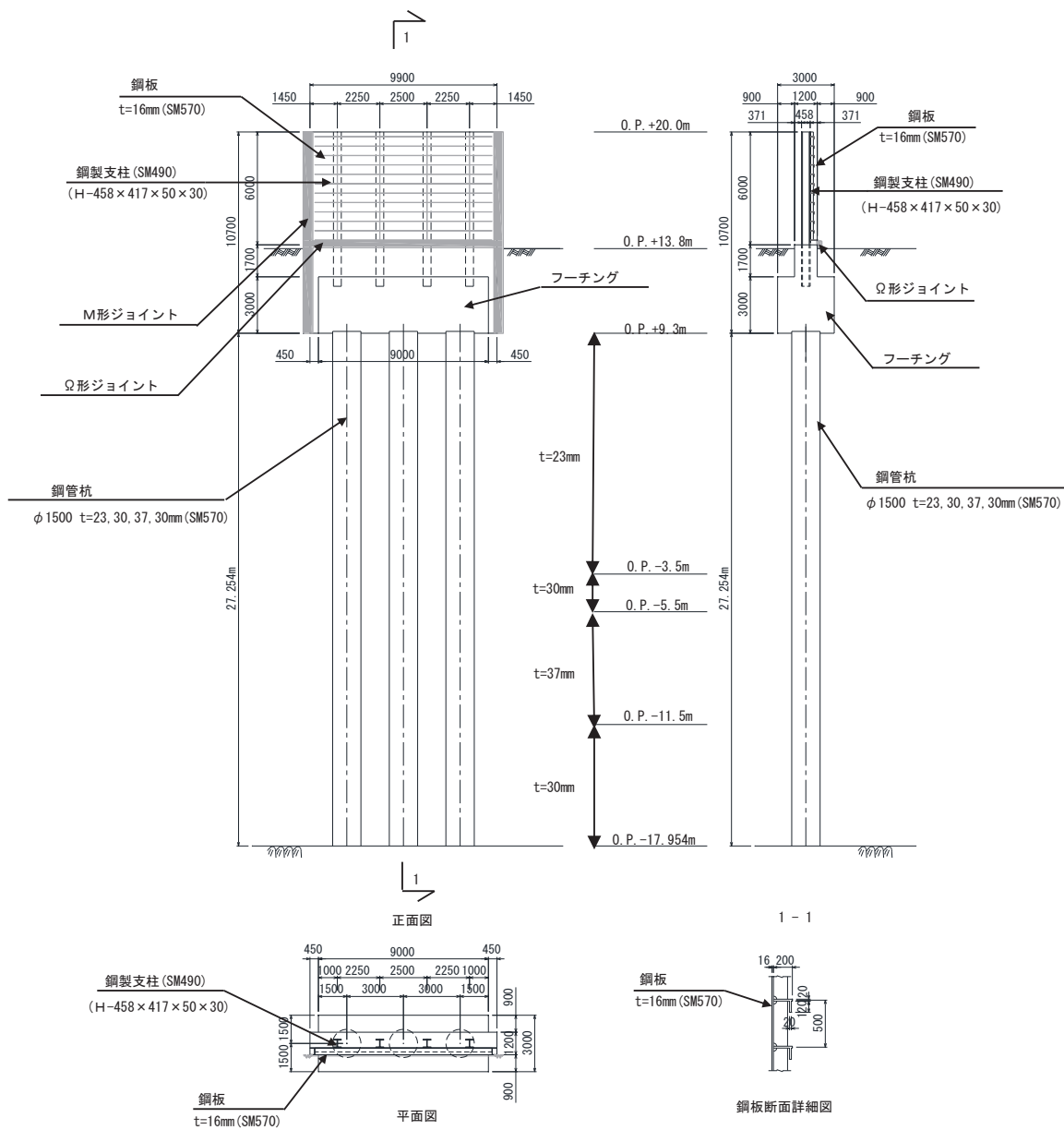


図 3-5 評価対象断面の構造図 (断面②)

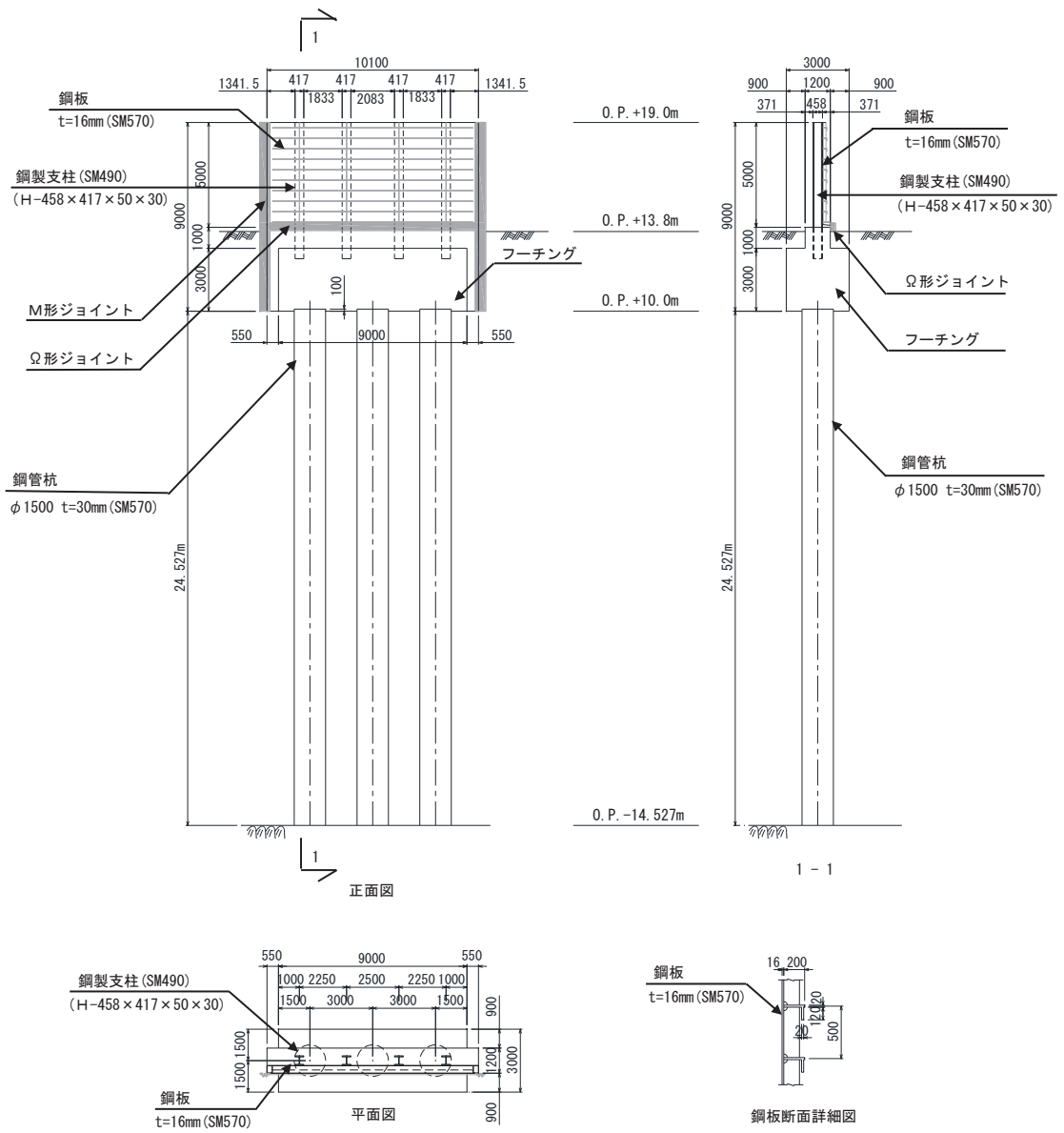


図 3-6 評価対象断面の構造図 (断面③)



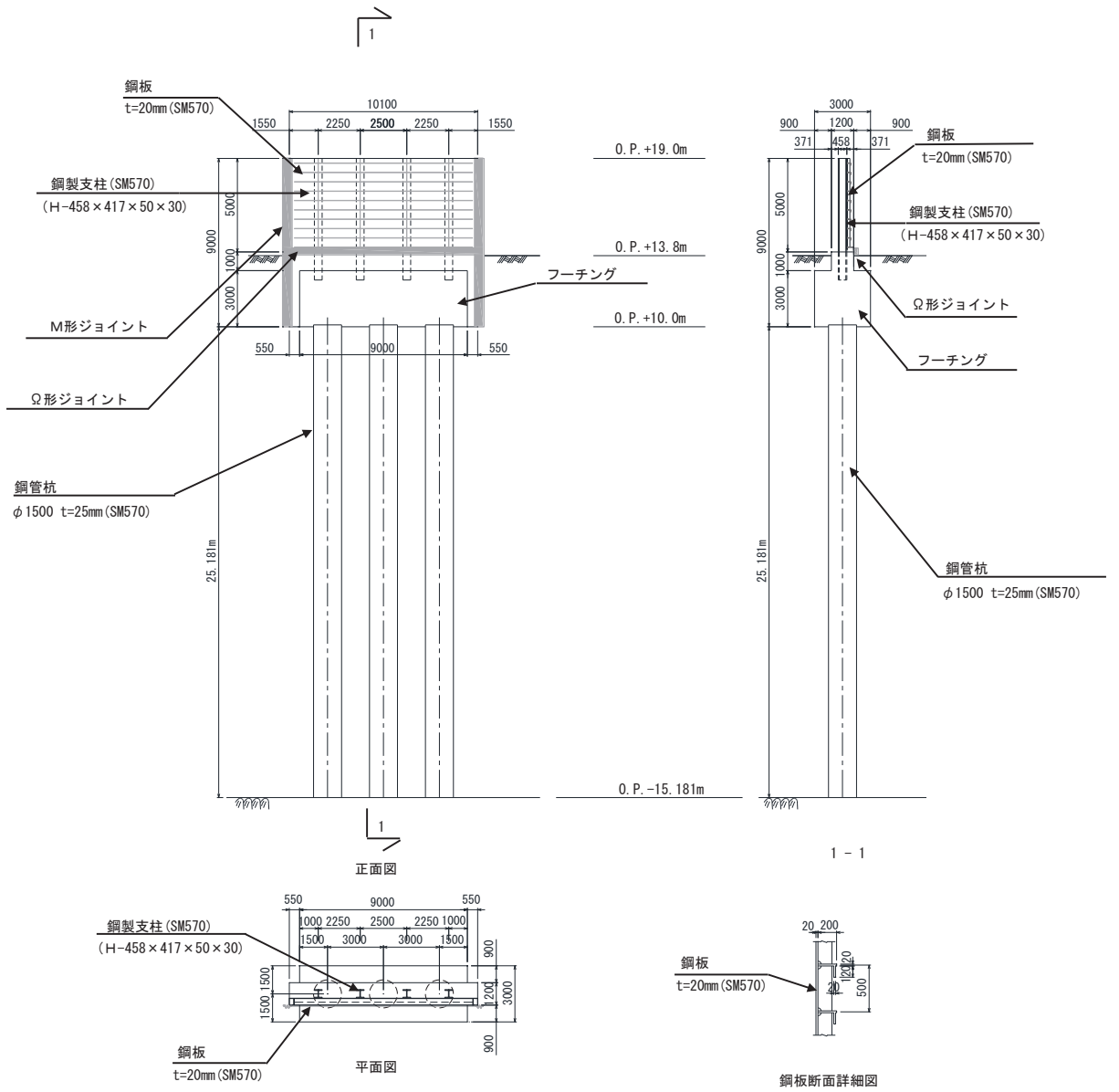


図 3-7 評価対象断面の構造図 (断面④)

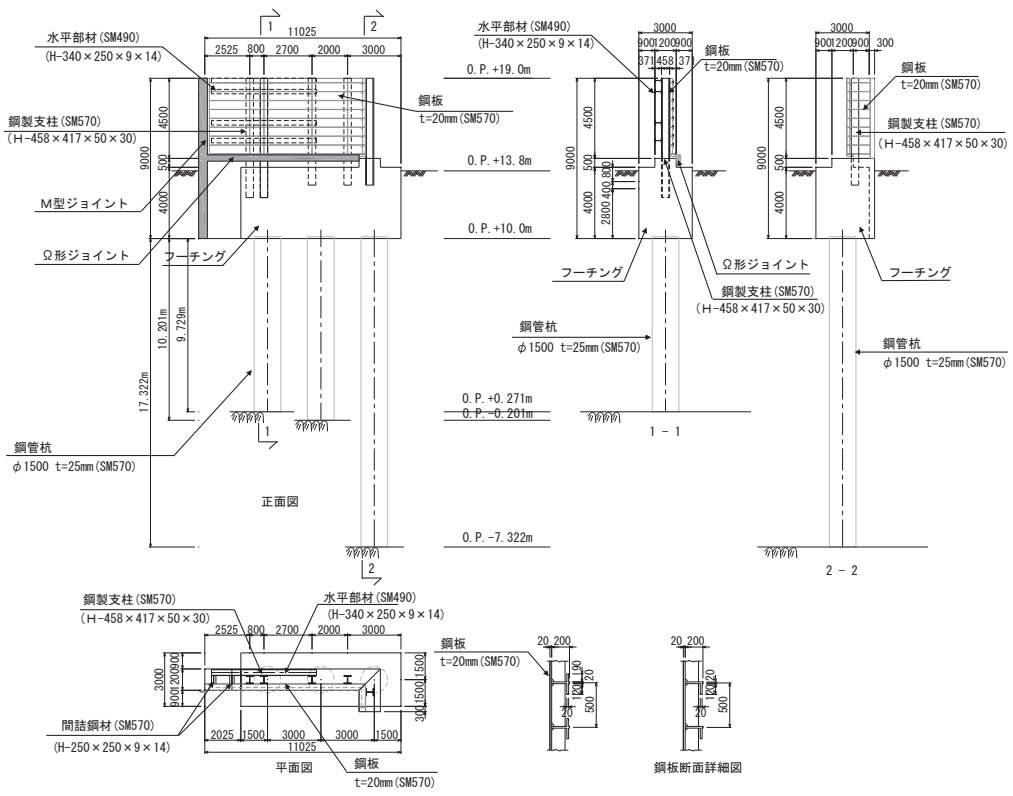


図 3-8 評価対象断面の構造図 (断面⑤)

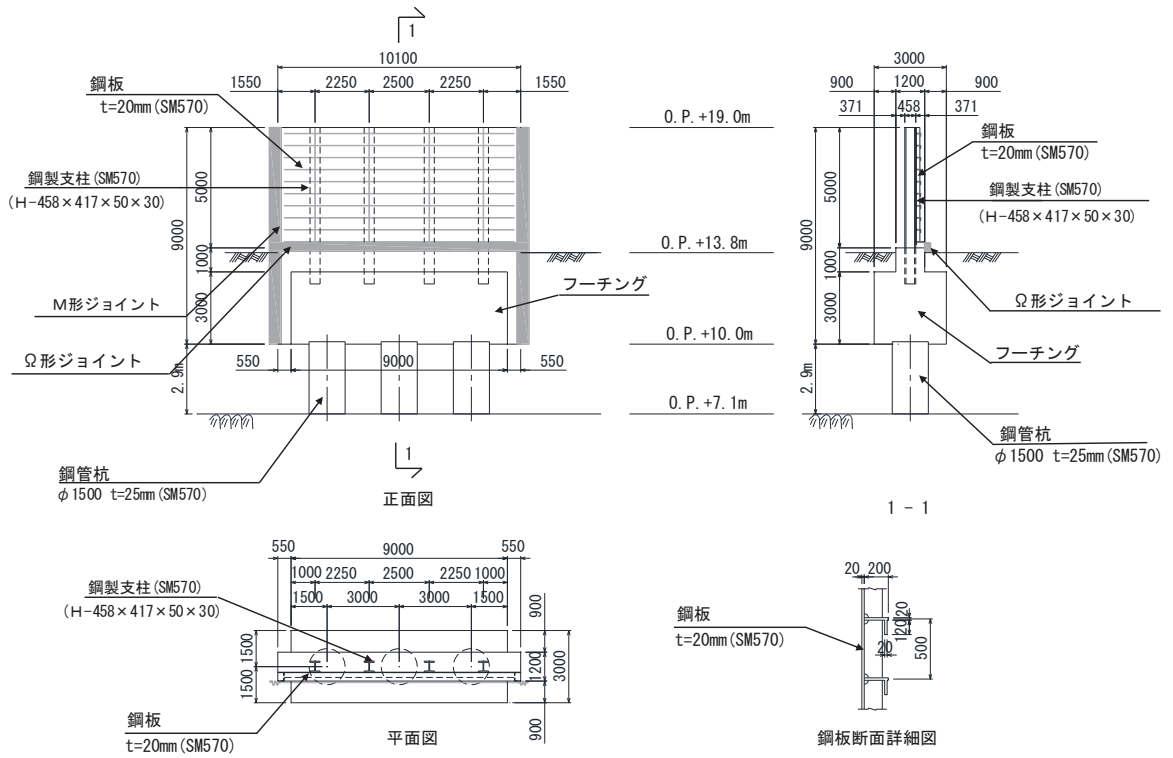


図 3-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)

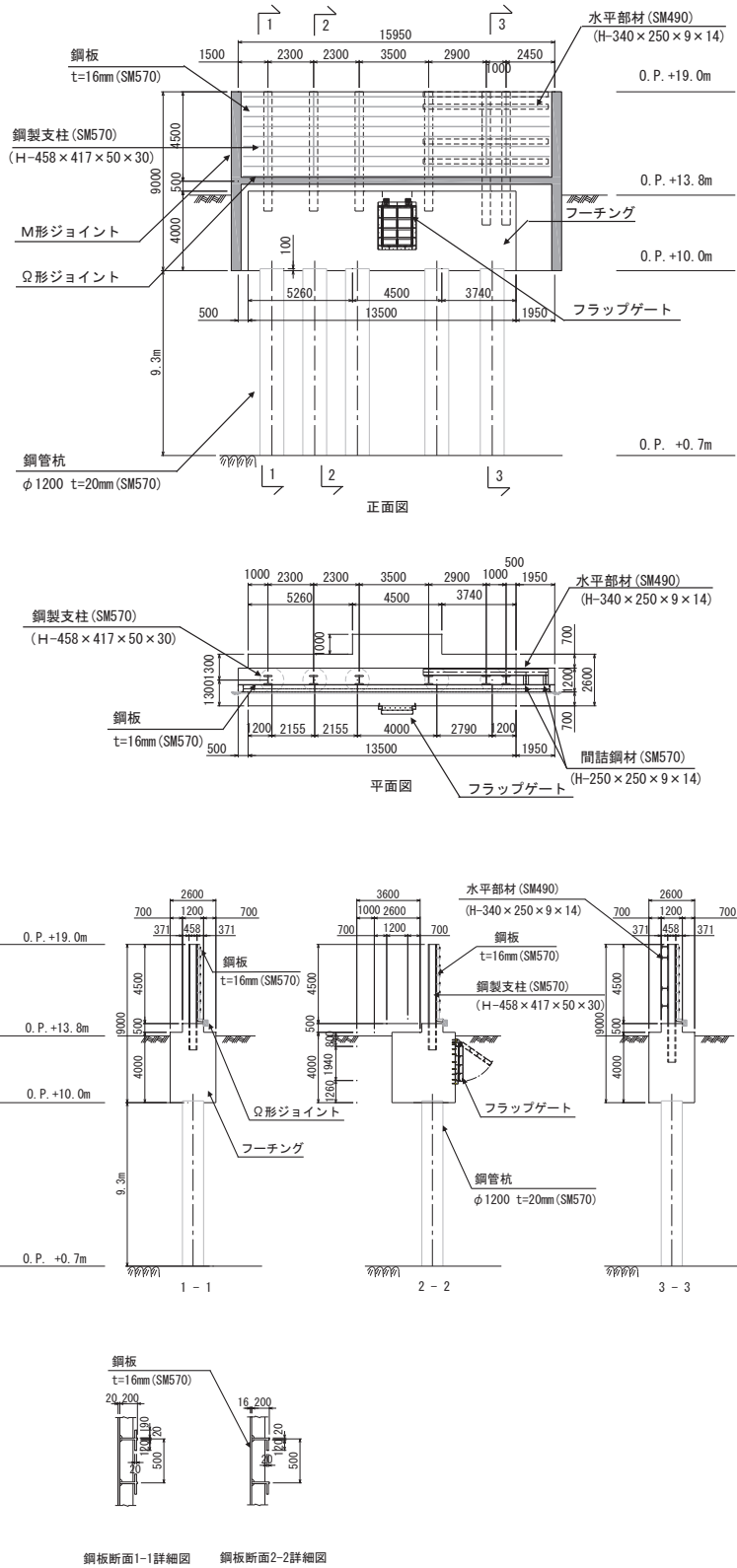


図 3-10 評価対象断面の構造図 (断面⑦)

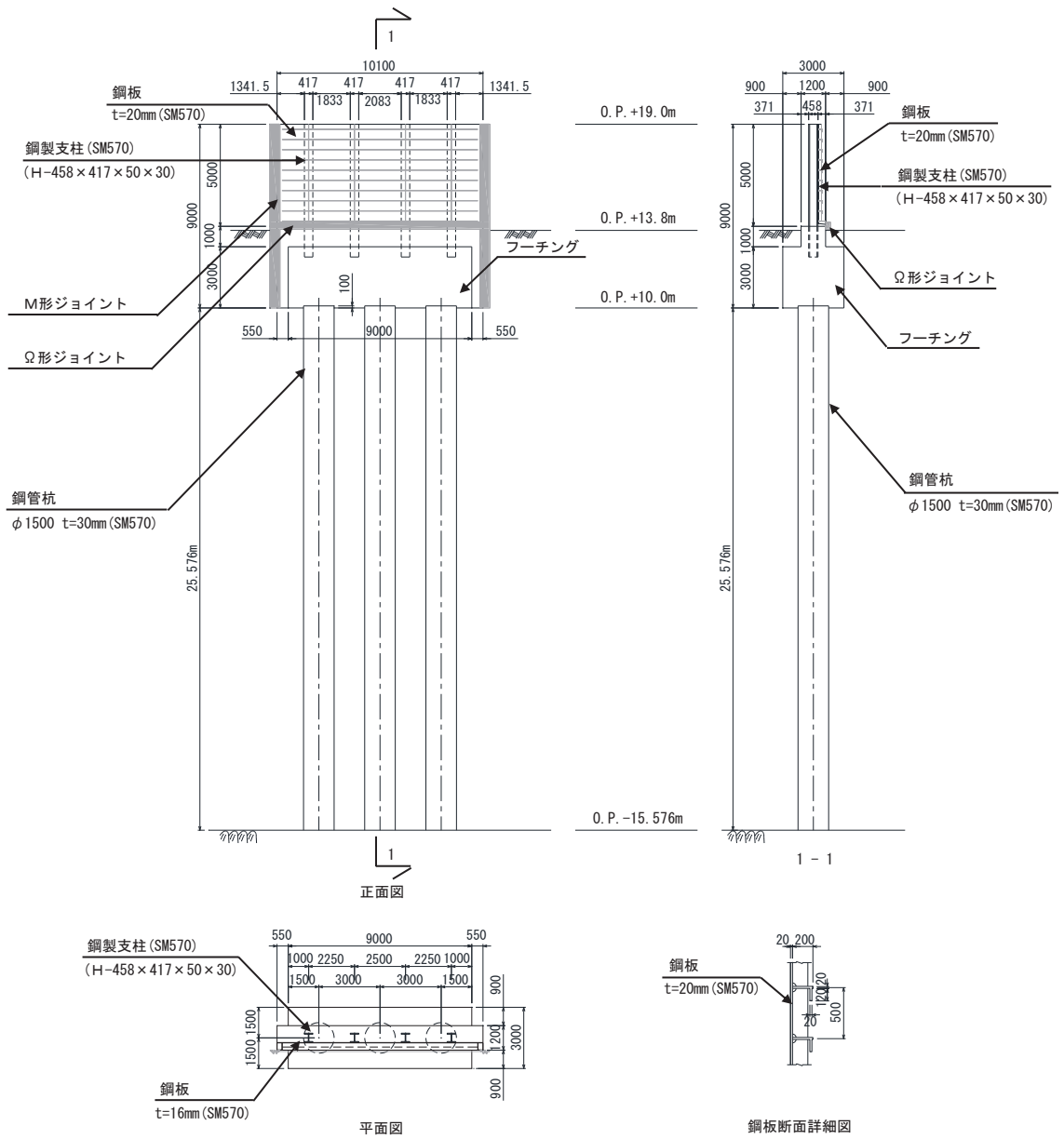
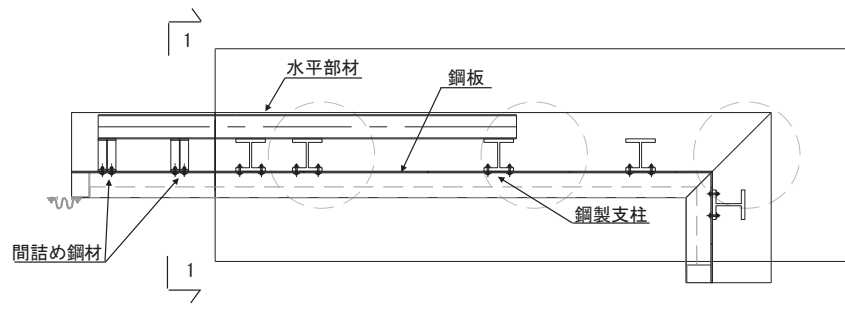
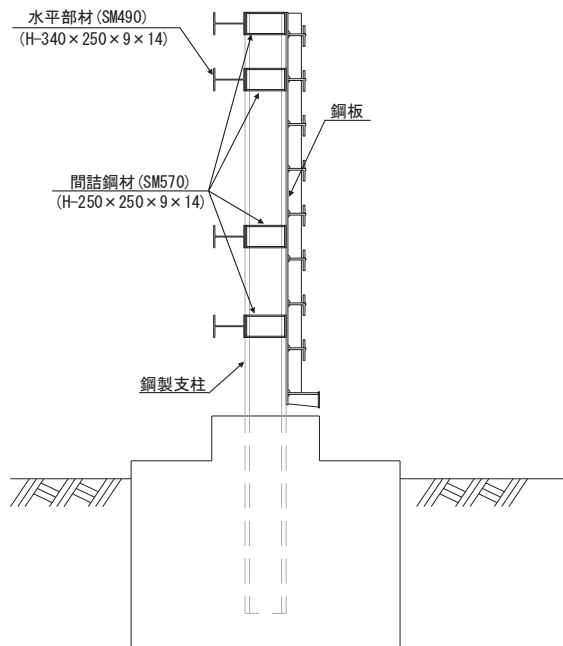


図 3-11 評価対象断面の構造図 (断面⑧)



(平面図)



(1-1 断面)

図 3-12 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (水平部材, 間詰め鋼材設置部)

(断面⑤の例)

なお、断面⑤及び断面⑦においては、鋼板の一部に水平部材を設置するため図 3-13 に示すとおり、一般部と張出部に分類する。

また、断面⑦においてフーチング（本体）に開口部を有するため、図 3-14 に示すとおり、一般部と開口部に分類する。

さらに、断面⑤及び断面⑦において、フーチング（ペDESTAL部）が断面位置により断面形状等が異なるため、図 3-15 に示すとおり一般部と張り出し部に分類する。

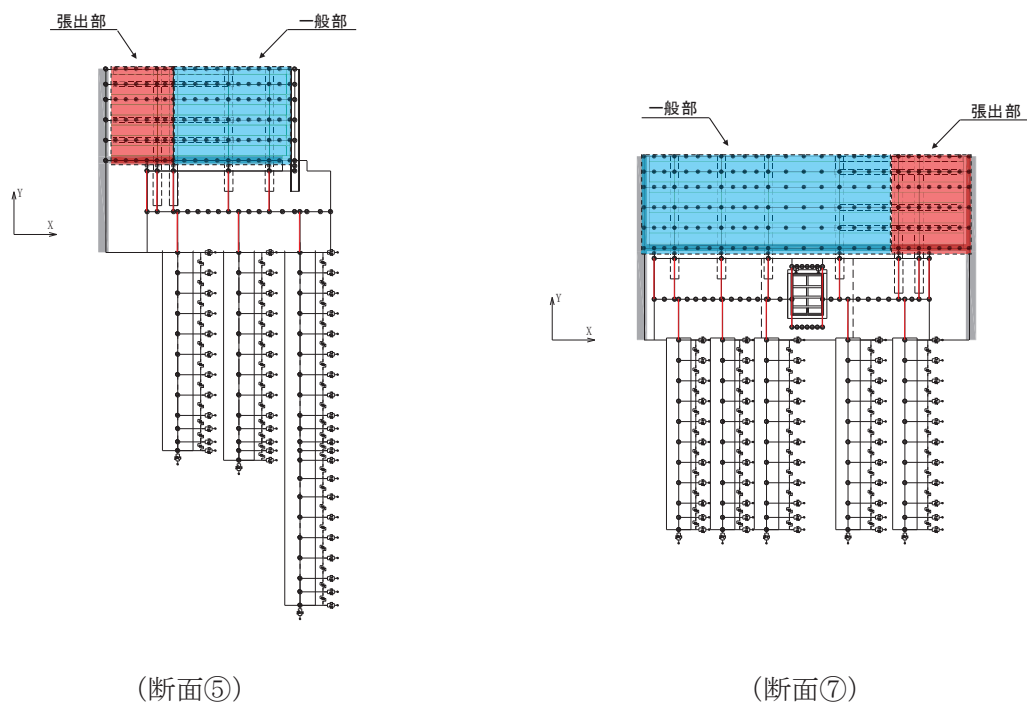


図 3-13 断面⑤, ⑦に関する鋼板の分類

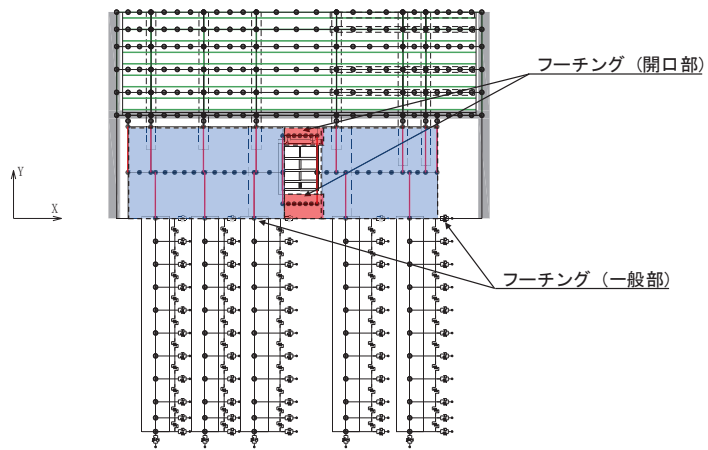


図 3-14 断面⑦に関するフーチング (本体) の分類

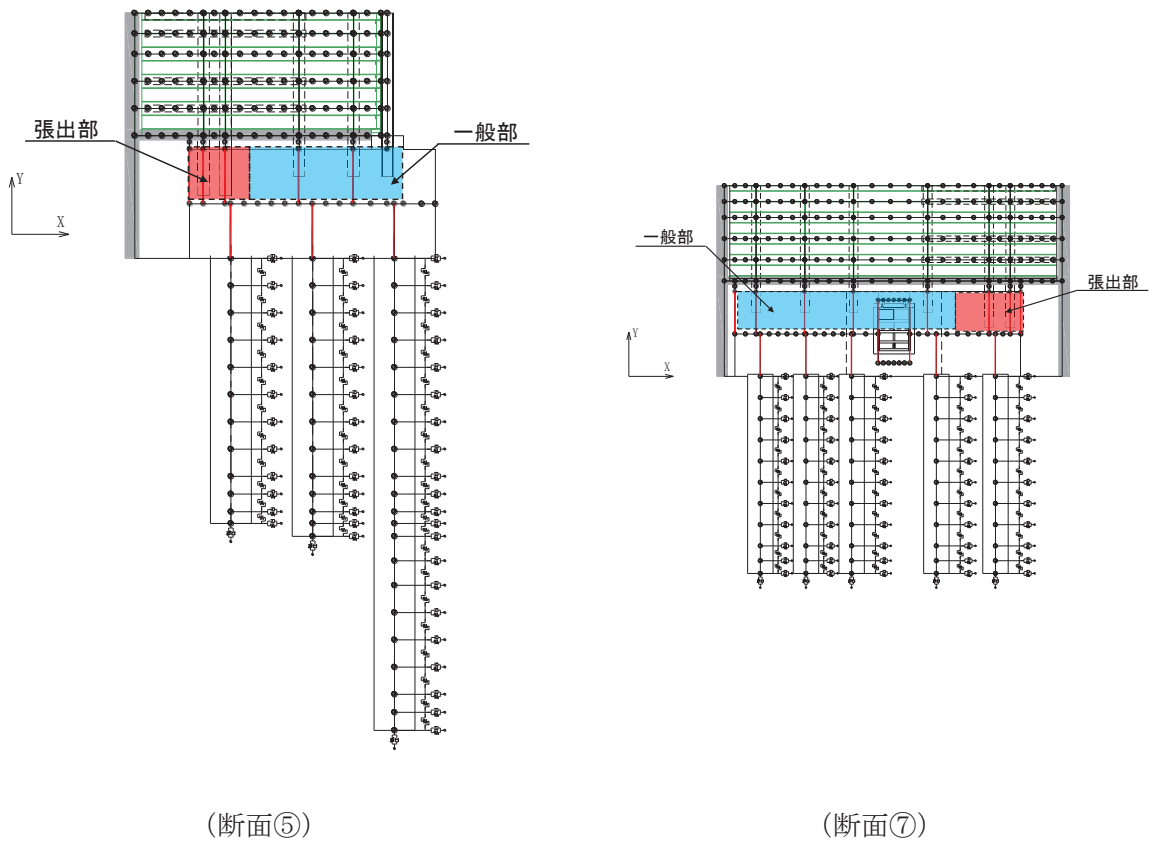


図 3-15 断面⑤, ⑦に関するフーチング (ペデスタル部) の分類



### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、フーチング及び鋼管杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、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し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 風荷重 ( $P_k$ )

入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき選定する。

また、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水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。

(4) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の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、断面①～断面④（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について  $0.4\text{m}$  の沈下を考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3-2 に示す。

表 3-2 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	浸水津波荷重の算定 に用いる浸水高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +18. 6
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +17. 9
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +19. 5
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +18. 0

(5) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。なお、動水圧の算定においても表 3-2 に示す浸水高さを考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-16 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{sd}$  : 余震荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

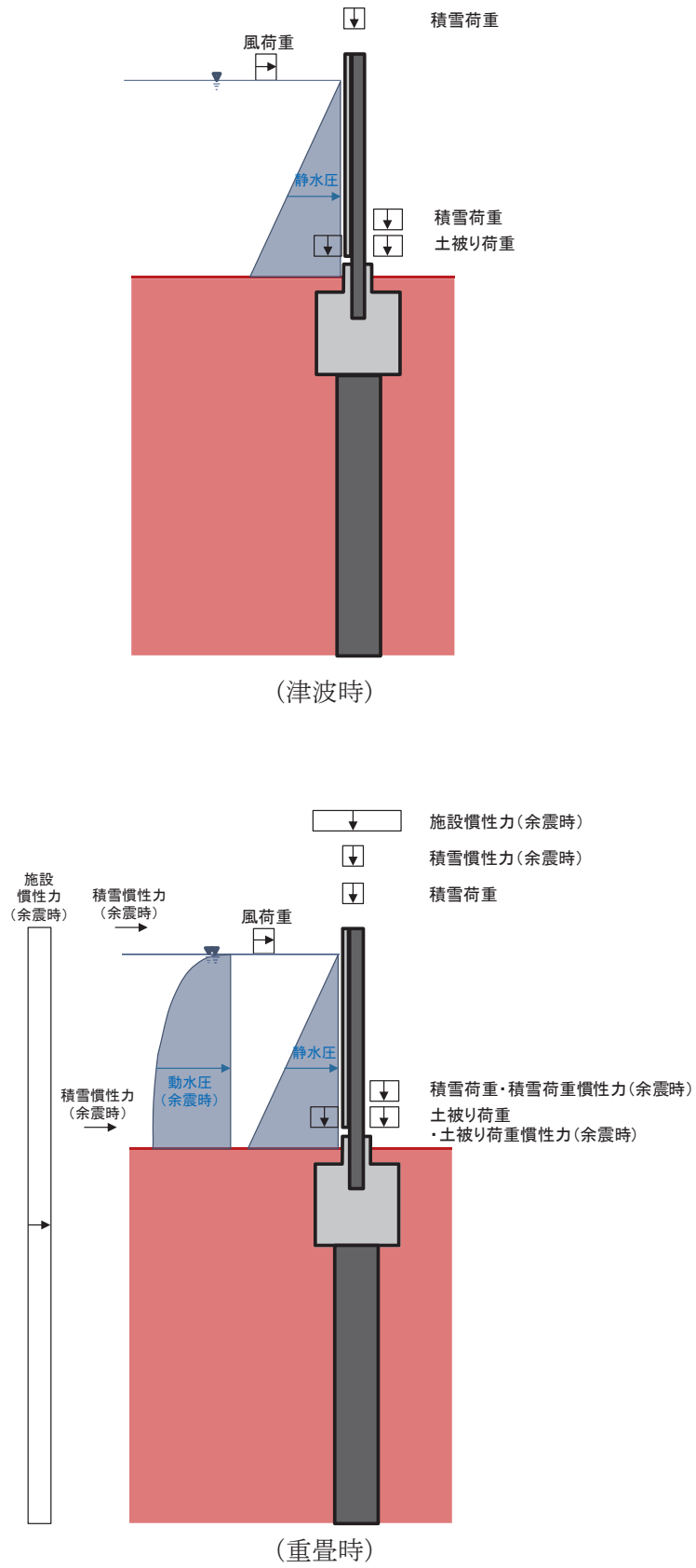


図 3-16 荷重の作用概念図

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼板

##### (1) 鋼板

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，表3-4に示す短期許容応力度とする。

表3-4 鋼板の許容限界

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>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記 \*1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*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。

(2) 水平部材

断面⑤及び断面⑦の鋼板張出部に設置する水平部材及び間詰鋼材の許容限界は、「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3-5に示す短期許容応力度とする。水平部材，間詰鋼材の構造図を図3-17に示す。

表 3-5 水平部材及び間詰鋼材の許容限界

名称	鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
		許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	
水平部材	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185	277
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	105	157
間詰鋼材	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：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。

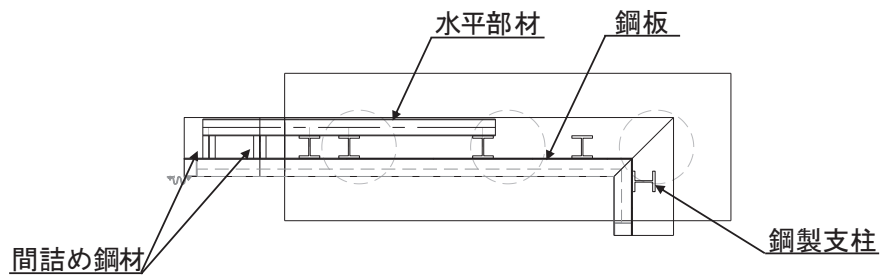


図 3-17 水平部材，間詰鋼材（断面⑤の例）

### 3.4.2 鋼製支柱

鋼製支柱の許容限界は、「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3-6に示す短期許容応力度とする。

表3-6 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

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。

### 3.4.3 固定ボルト

固定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3-7に示す短期許容応力度とする。

表3-7 固定ボルトの許容限界

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> )
	8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360

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。

### 3.4.4 フーチング

フーチングの許容限界は、フーチングの照査範囲毎に設定する。照査範囲を図3-18に示す。

フーチング（本体）の曲げ・軸力については、「道路土工カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき，表3-8(1)に示す短期許容応力度とする。せん断については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とし，表3-8(2)に示すせん断耐力とする。また，ねじりについては，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，表3-8(3)に示す短期許容応力度とする。

フーチング（ペDESTAL部）の許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（社）土木学会，2002年制定）」及び「鉄道構造物等設計基準・同解説 コンクリート構造物（鉄道総合技術研究所，平成16年）」に基づき，表3-8(4)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。また，曲げ及びせん断に対しては，鋼構造接合部設計指針（日本建築学会，2012年）における根巻き柱脚の設計方法を参照し，表3-8(5)に示す降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力を許容限界とする。

フーチング（接続部）は，曲げ・軸力については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づく，表3-8(6)に示す短期許容応力度とする。せん断については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まる，表3-8(7)に示すせん断耐力とする。

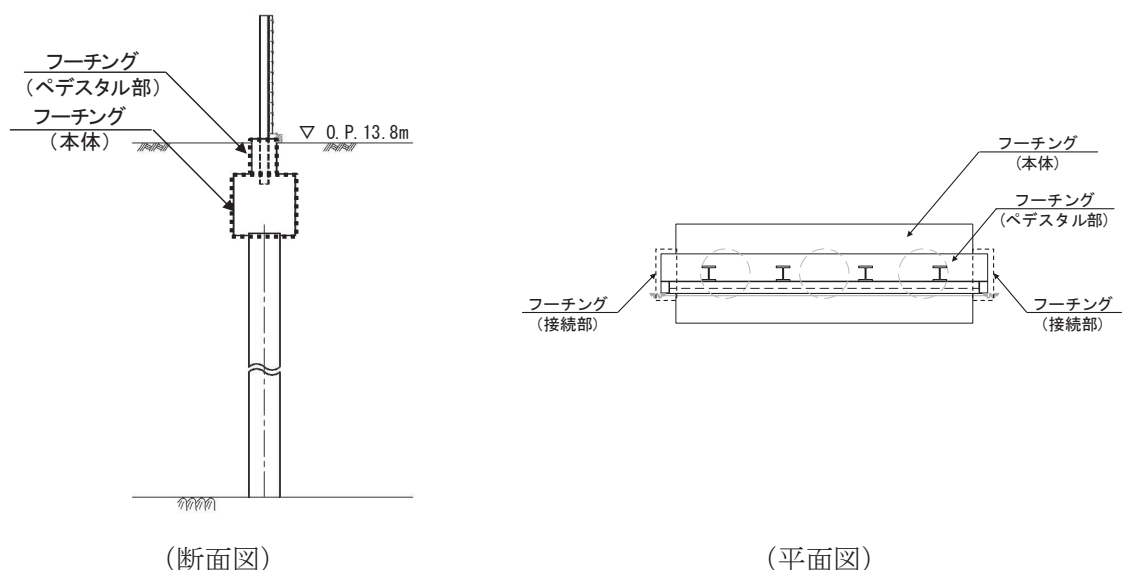


図3-18 フーチングの照査範囲の概念図



表 3-8(1) フーチング (本体) の許容限界 (曲げ・軸力)

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 3-8(2) フーチング (本体) の許容限界 (せん断)

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D32@300)	断面①	Sy : 20754 Sz : 19933
	せん断補強筋 (D32@300)	断面②	Sy : 18298 Sz : 17454
	せん断補強筋 ((D32@300))	断面③	Sy : 16884 Sz : 17294
	せん断補強筋 (D32@300)	断面④	Sy : 17658 Sz : 18084
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑤	Sy : 24540 Sz : 25093
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑥	Sy : 17658 Sz : 18084
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑦ 一般部	Sy : 22783 Sz : 17708
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑦ 開口部	開口上部 Sy : 1657 開口上部 Sz : 5144 開口下部 Sy : 4312 開口下部 Sz : 7983
	せん断補強筋 ((D32@300))	断面⑧	Sy : 17658 Sz : 18084

表 3-8(3) フーチング（本体）の許容限界（ねじり）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 3-8(4) フーチング（ペDESTAL部）の許容限界（支圧・押し抜きせん断）

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	2357
	断面④	38.4	3912
	断面⑤ 一般部	38.4	3912
	断面⑤ 張出部	38.4	3782
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦ 一般部	38.4	3912
	断面⑦ 張出部	38.4	2927
	断面⑧	38.4	3912

表 3-8(5) フーチング（ペデスタル部）の許容限界（曲げ）

種別			降伏曲げ耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面①	6317
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面②	8122
	軸方向鉄筋 (D38@150)	断面③	4061
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面④	8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑤ 一般部	4512
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑤ 張出部	5415
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑥	8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑦ 一般部	8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑦ 開口部	4512
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑧	8122

表 3-8(6) フーチング (ペDESTAL部) の許容限界 (せん断)

種別			降伏せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D19@300)	断面①	4567
	せん断補強筋 (D19@300)	断面②	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面③	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面④	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑤ 一般部	4528
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑤ 張出部	2402
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑥	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑦ 一般部	5476
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑦ 開口部	2625
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑧	5397

表 3-8(7) フーチング (接続部) の許容限界 (曲げ)

種別	許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )		短期許容応力度* ( $\text{N/mm}^2$ )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$		
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 3-8(8) フーチング (接続部) の許容限界 (せん断)

種別		せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D29@150)	断面① 10902
	せん断補強筋 (D29@150)	断面② 11526
	せん断補強筋 (D25@150)	断面③ 9064
	せん断補強筋 (D25@150)	断面④ 9064
	せん断補強筋 (D29@150)	断面⑤ 4907
	せん断補強筋 (D25@150)	断面⑥ 9064
	せん断補強筋 (D29@150)	断面⑦ 5052
	せん断補強筋 (D25@150)	断面⑧ 9064

### 3.4.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、杭体部については、表 3-9 に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については、表 3-10 に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-9(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t<40mm)	450	260

表 3-9(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-11 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮する。

表 3-11 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-11 基礎地盤の支持力に対する許容限界（押し込み）

杭種		極限支持力 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4
	断面② (牧の浜部層)	11.4
	断面③ (狐崎部層)	13.7
	断面④ (狐崎部層)	13.7
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7
	断面⑧ (牧の浜部層)	11.4

### 3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、前述のとおり、津波時において、「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、「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。

#### 3.5.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、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、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 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

ここで、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、前述のとおり、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土及び盛土は、改良幅 2D を確保するよう地盤改良を行う計画としている。

よって、地盤応答作成に係る解析手法については、図 3-19 に示す解析手法の選定フローに基づき全応力解析とし、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は概ね水平成層をなしていること及び地層境界部付近の剛性差の影響を保守的に評価することの観点から、水平成層地盤を仮定した一次元地震応答解析（全応力非線形解析及び等価線形解析（岩盤部））により作成した地盤応答を用い、上述の連成モデルにて時刻歴応答解析を行う。

防潮壁の解析手法の選定フローを図 3-19 に、地震応答解析手法の選定フローを図 3-20 に示す。

地震応答解析については「TDAPIII Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



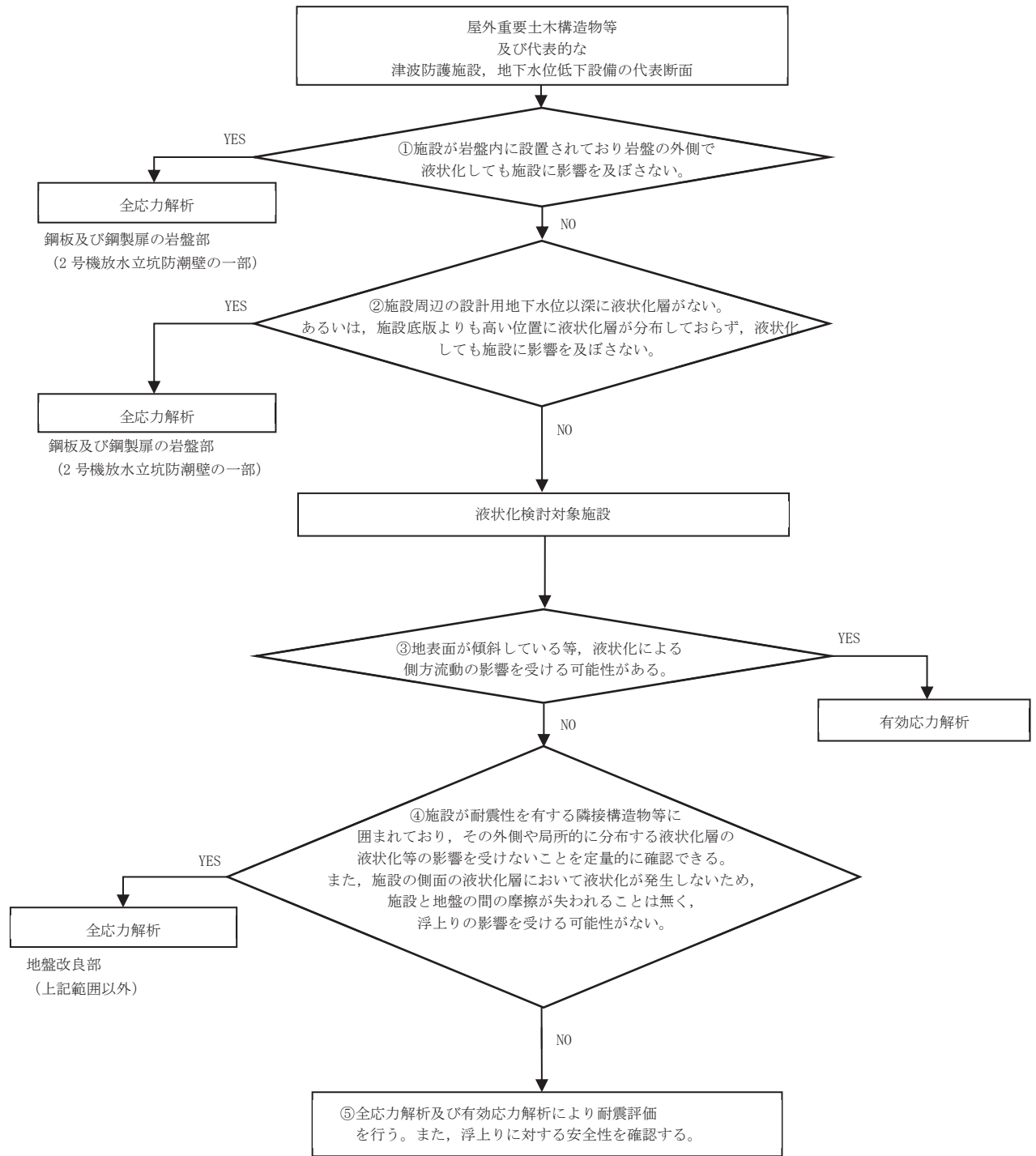


図 3-19 防潮壁の解析手法の選定フロー

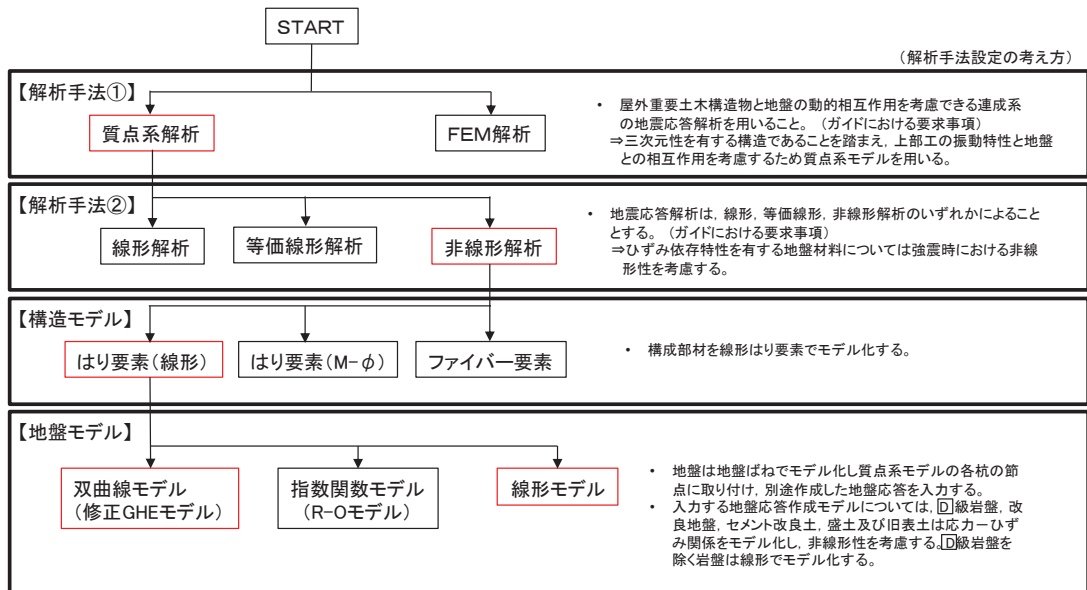


図 3-20(1) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部以外：断面①～⑤, ⑦, ⑧)

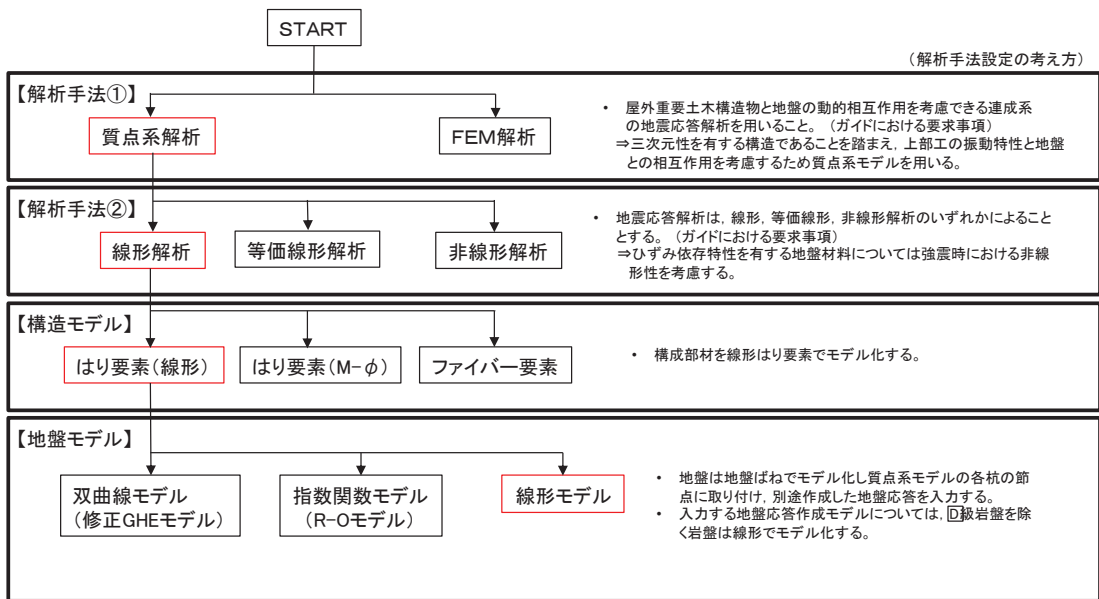


図 3-20(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部：断面⑥)

### 3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-12～表 3-14 に示す解析ケースを設定する。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦・⑧と、**C<sub>L</sub>**級岩盤、**C<sub>M</sub>**級岩盤、**C<sub>H</sub>**級岩盤及び**B**級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ断面ごとに周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

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

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

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計としていることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.5.4 重畳時の解析ケースの選定」に示す。

表 3-12 解析ケース（断面①～⑤, 断面⑧）

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

表 3-13 解析ケース（断面⑥）

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

表 3-14 解析ケース（断面⑦）

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

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.5.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の $\alpha$ 、 $\beta$ を算定する際の減衰定数は、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，表3-15に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-21に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ， $\beta$  : 係数

表3-15 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼板，鋼製支柱)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	—	5% (フーチング)

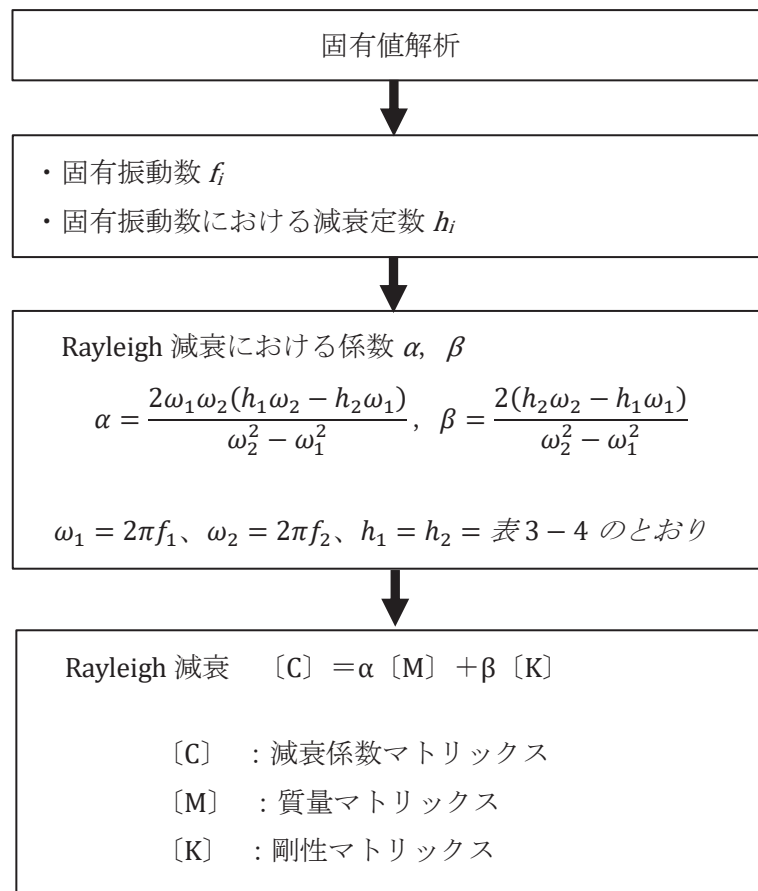


図 3-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha, \beta$  を表 3-16 に示す。

表 3-16(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.384	0.0007
断面②	0.381	0.0008
断面③	0.515	0.0005
断面④	1.198	0.0002
断面⑤	1.241	0.0003
断面⑥	1.439	0.0002
断面⑦	1.351	0.0002
断面⑧	0.570	0.0004

表 3-16(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.577	0.0011
断面②	0.572	0.0011
断面③	0.772	0.0008
断面④	1.797	0.0004
断面⑤	1.862	0.0005
断面⑥	2.158	0.0003
断面⑦	2.027	0.0003
断面⑧	0.855	0.0006

表 3-16(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.961	0.0018
断面②	0.953	0.0019
断面③	1.286	0.0013
断面④	2.995	0.0006
断面⑤	3.103	0.0008
断面⑥	3.597	0.0005
断面⑦	3.378	0.0006
断面⑧	1.426	0.0011

### 3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

#### (1) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-17 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-17 解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	

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



- (2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 3-18 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3-18 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度抽出のための解析ケース

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

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.5.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-22 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (断面③~⑦) は図 3-23 に、第 3 号機側 (断面①, ②, ⑧) は図 3-24 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3-23 に示す 2E 波に対して、図 3-22 (2) に示すとおり E 波として入力する。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

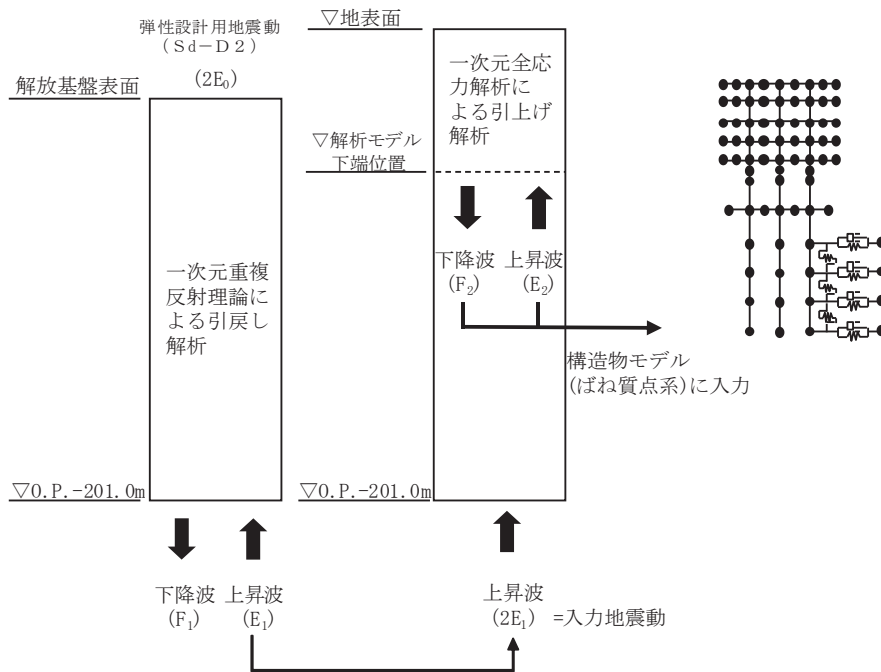


図 3-22 (1) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦，⑧)

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

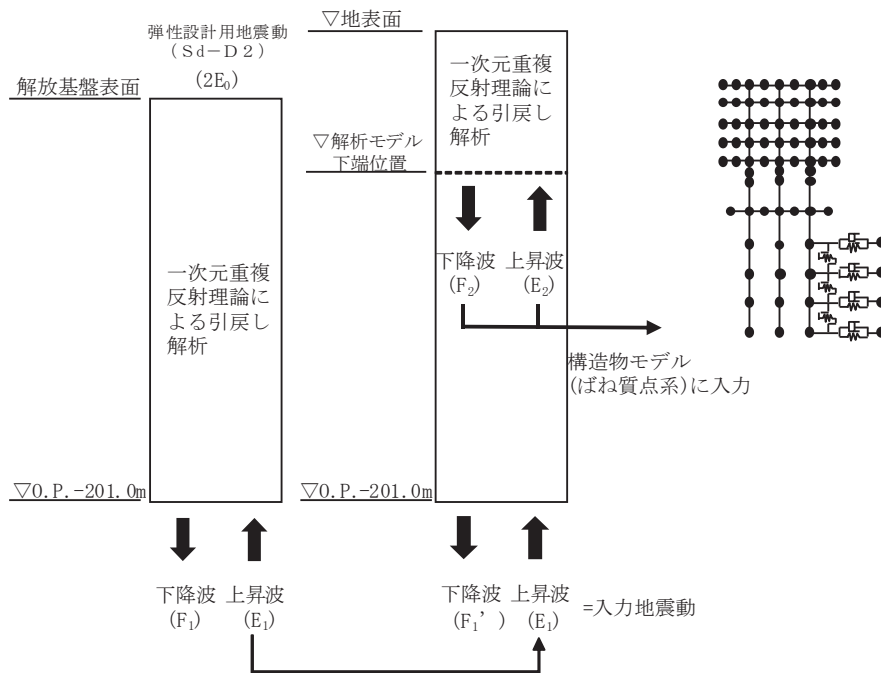
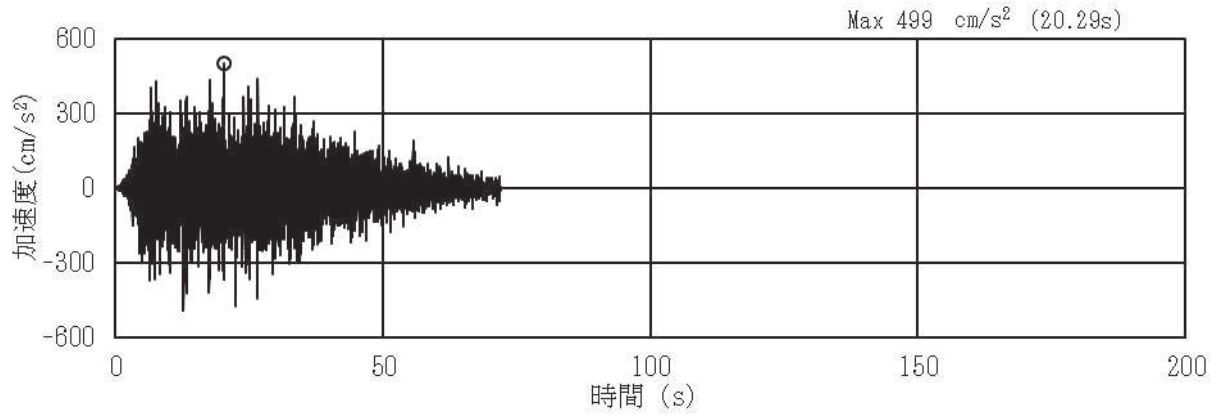
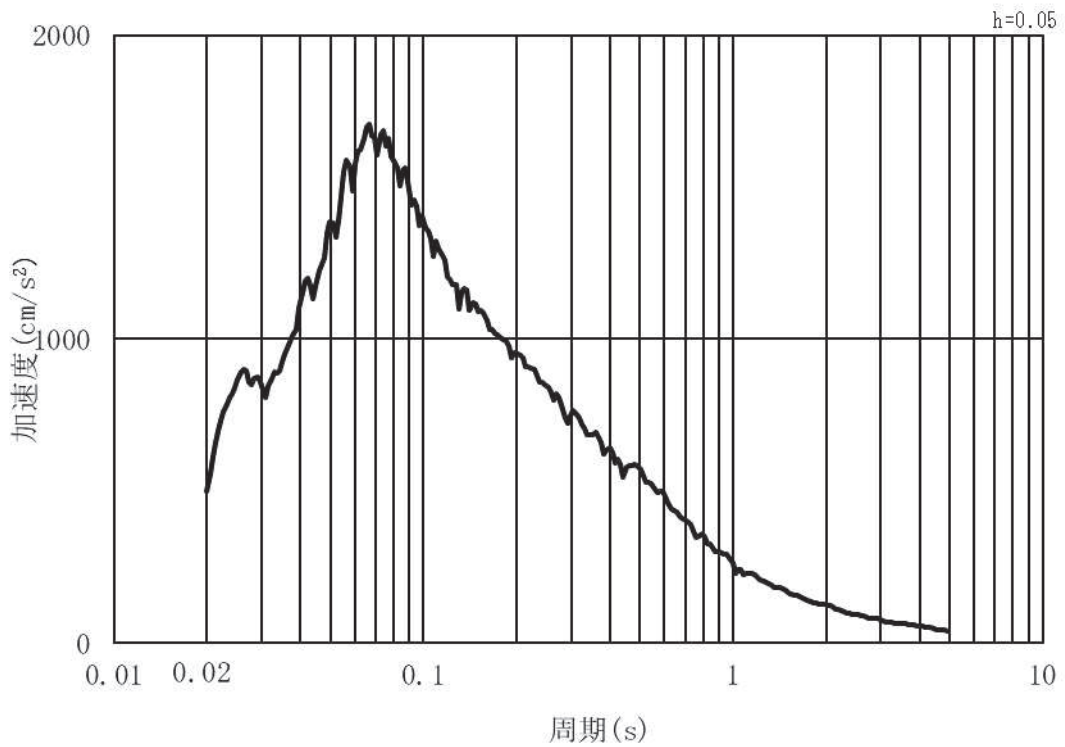


図 3-22 (2) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面③・④・⑤・⑥・⑦ (第2号機側)

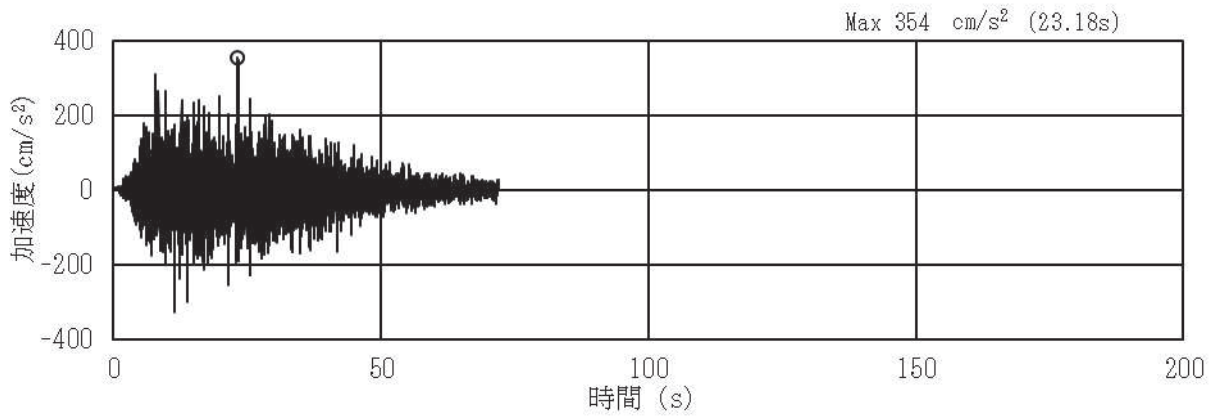


(a) 加速度時刻歴波形

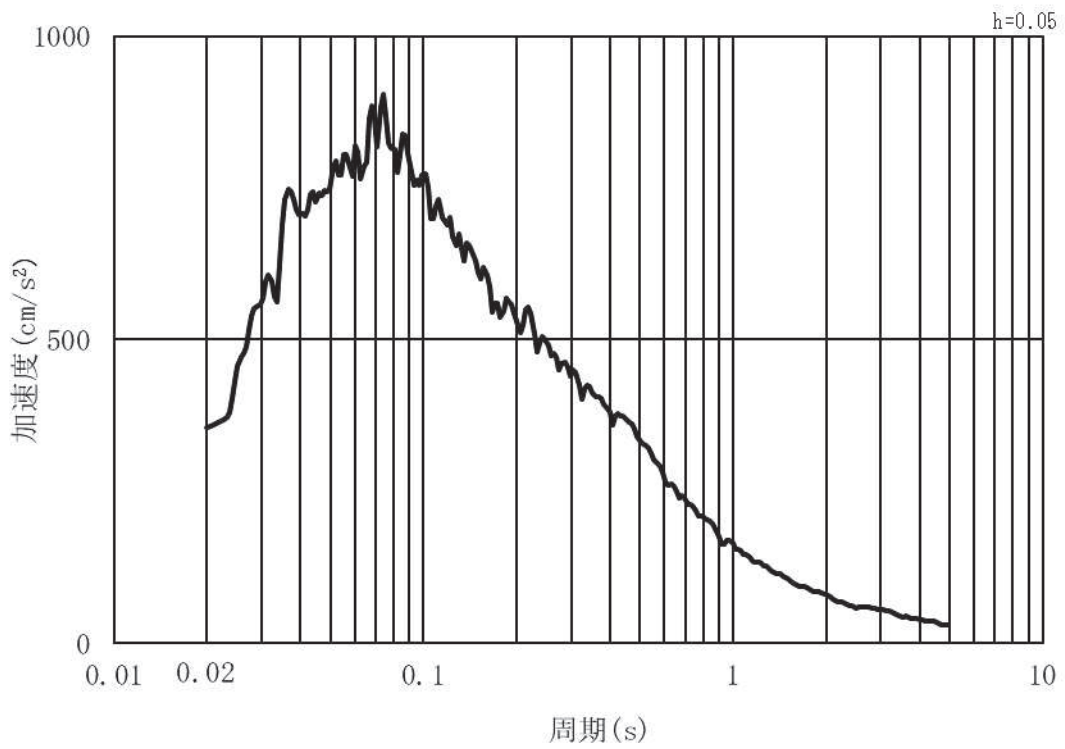


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-23(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S d - D 2) 第 2 号機側



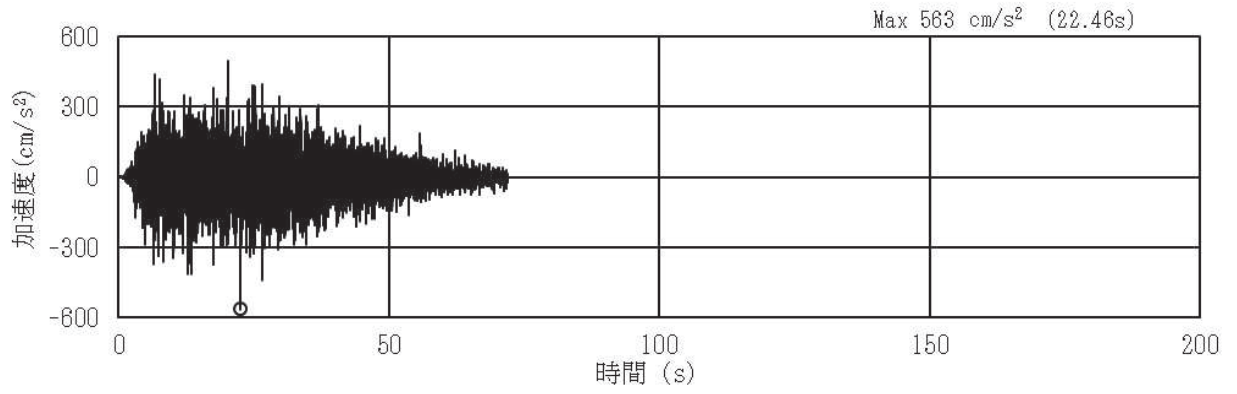
(a) 加速度時刻歴波形



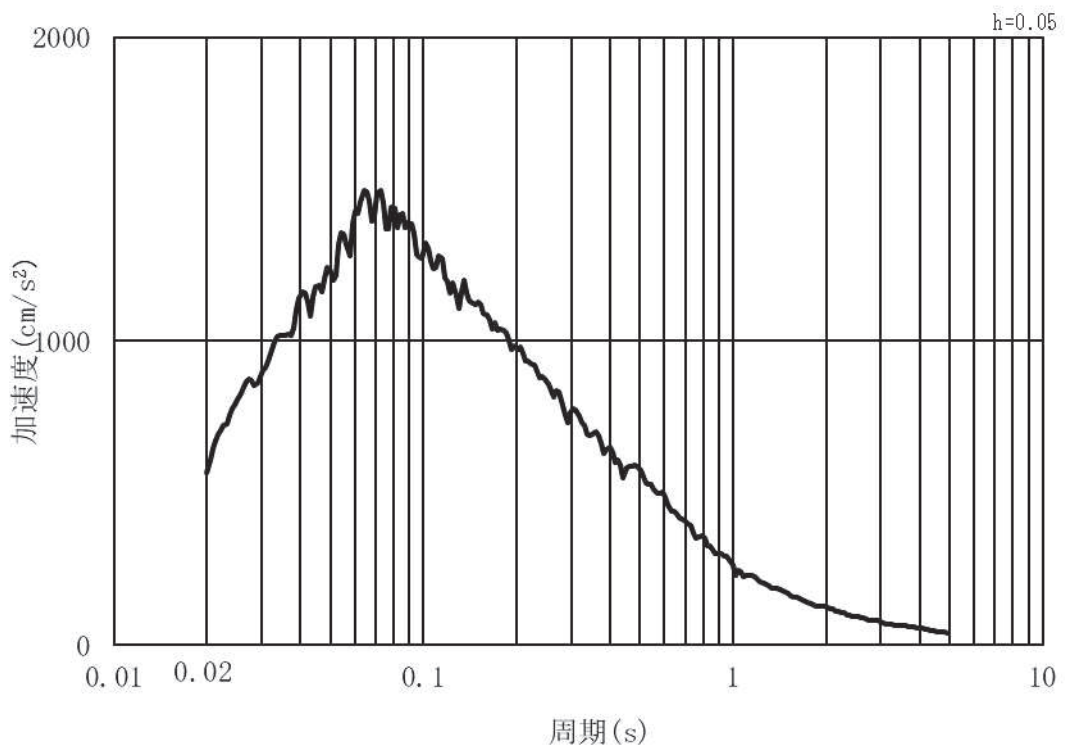
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-23(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

(2) 断面①・②・⑧ (第3号機側)

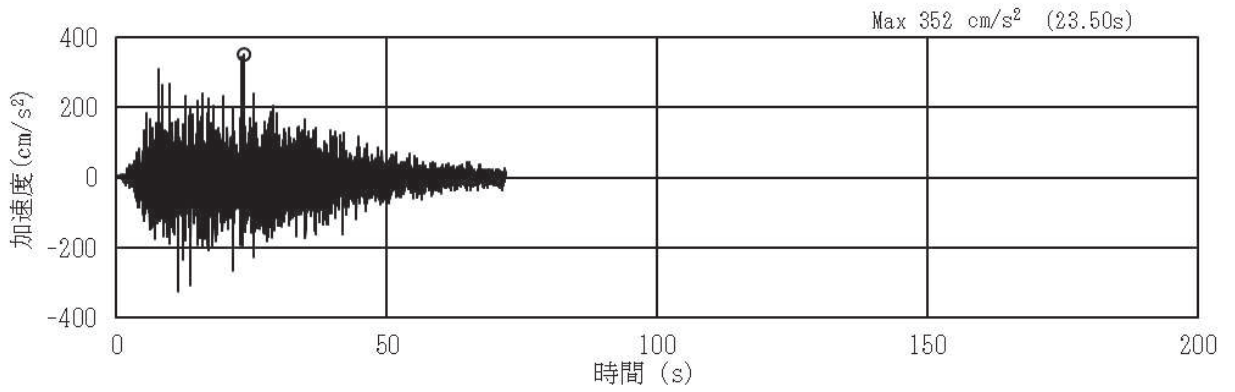


(a) 加速度時刻歴波形

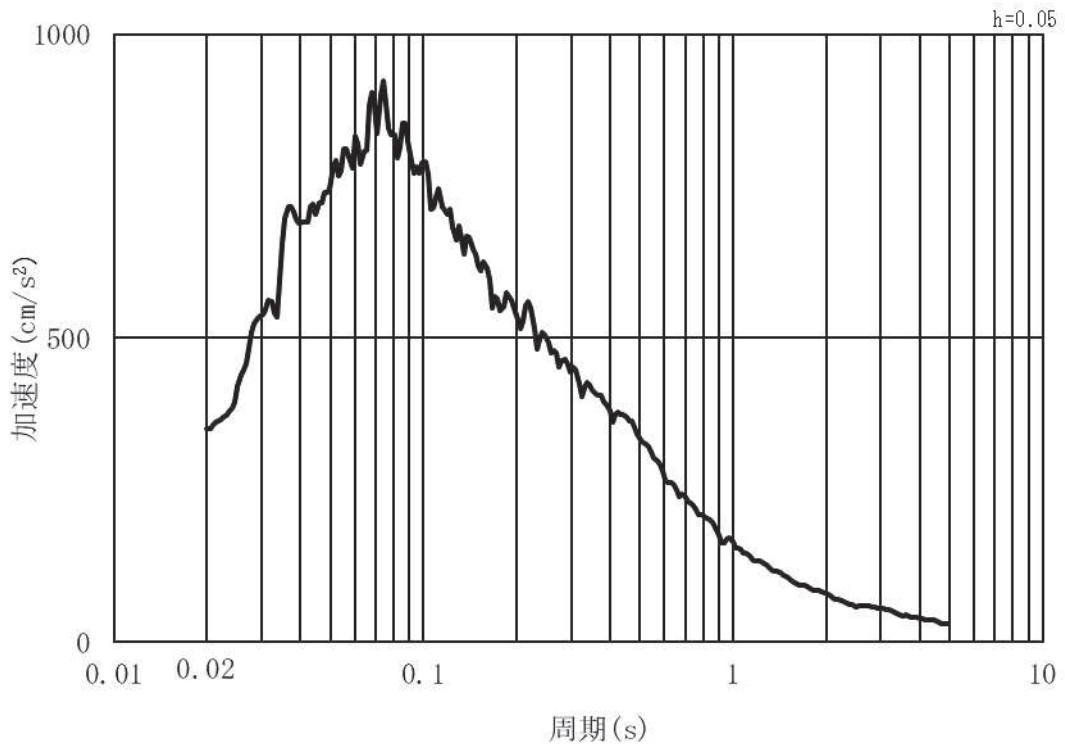


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-24(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-24(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

### 3.5.6 解析モデル及び諸元

#### (1) 解析モデル

##### a. 構造物のモデル化

鋼製支柱前面に取り付く鋼板は、主要な構造部材である補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）位置で、格子上のビーム要素でモデル化し断面性能と質量を付与する。鋼板の重心位置で鋼製支柱との接合部（ボルト固定部）と剛要素で接合する（補剛材分の重心ずれがあるものの、その値は小さく、その影響は軽微と判断される）。

なお、支柱間の要素分割は鋼製支柱に支持され面外荷重を受ける連続梁的な挙動が生じることを踏まえ、支間中央部（鋼製支柱間）における断面力を適切に考慮できるように設定する。また、水平方向のビーム要素についても、面外方向の変形が卓越すること、鋼製支柱とのボルト接合部がリブ2段の中央に位置することから2段分のリブを集約してモデル化することを基本とする。（断面⑤、⑦については、鋼製支柱とボルト接合部高さが異なることから、一部2段分集約したモデルとはしていない）。断面剛性は、「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）」に基づき有効フランジ幅を考慮する（詳細は後述）。

フーチングについては、断面形状に対してスパン長が長い構造であること道路橋示方書やコンクリート標準示方書に規定される剛体フーチングに該当することから、部材の重心位置で、水平方向のビーム要素でモデル化し、断面性能と質量を付与する。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については、杭及び鋼製支柱と接続する箇所に節点を設け、剛要素で接続する。フーチングの接続部は端部の節点質量として考慮する。また、断面⑦については、支持する補機冷却海水系放水路逆流防止設備に作用する荷重（慣性力、津波荷重）による反力の影響を考慮するために、付加質量として開口部上下部の節点に考慮する。

解析モデル図を図3-25～図3-32に示す。



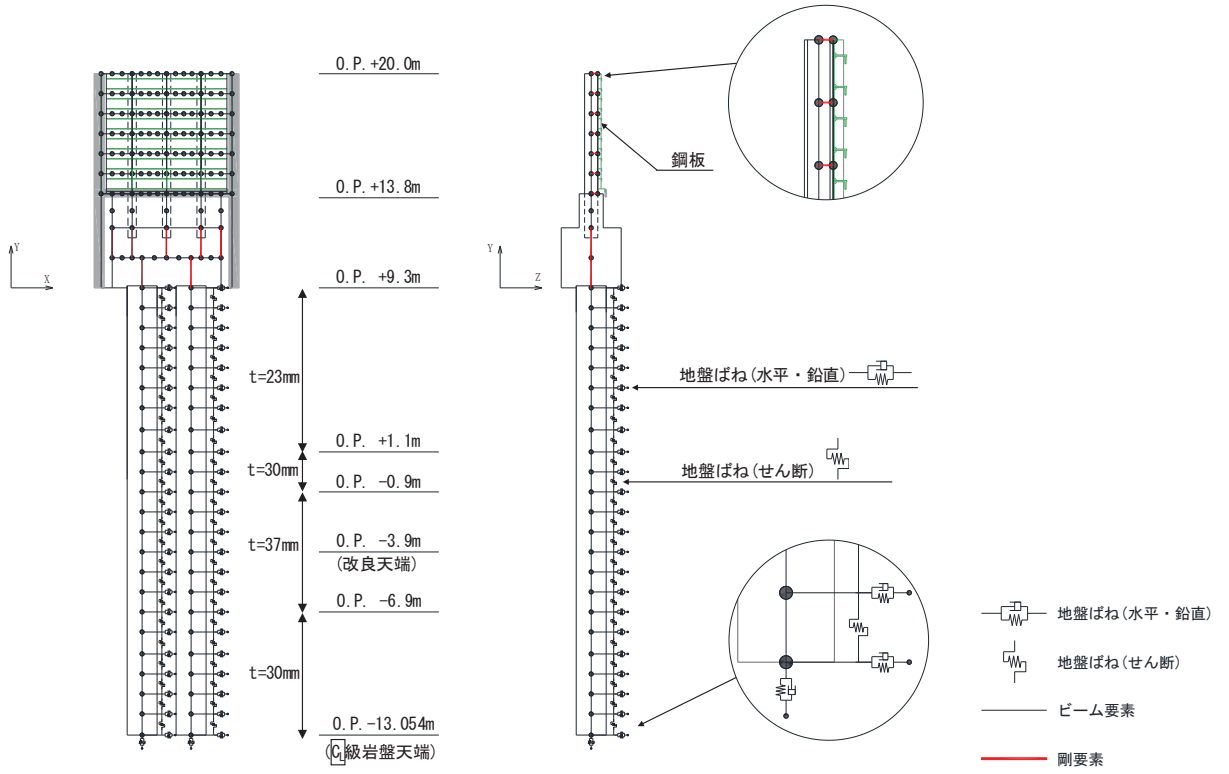


図 3-25 解析モデル (断面①)

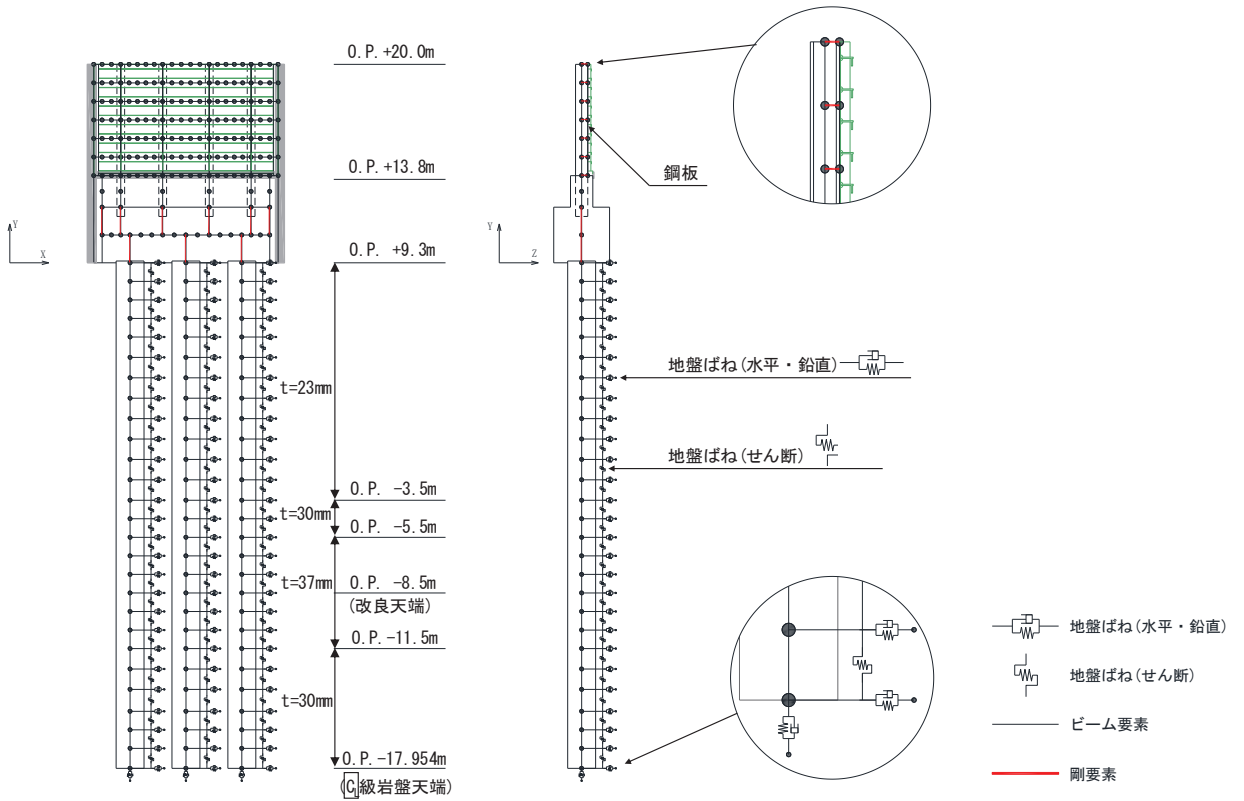


図 3-26 解析モデル (断面②)

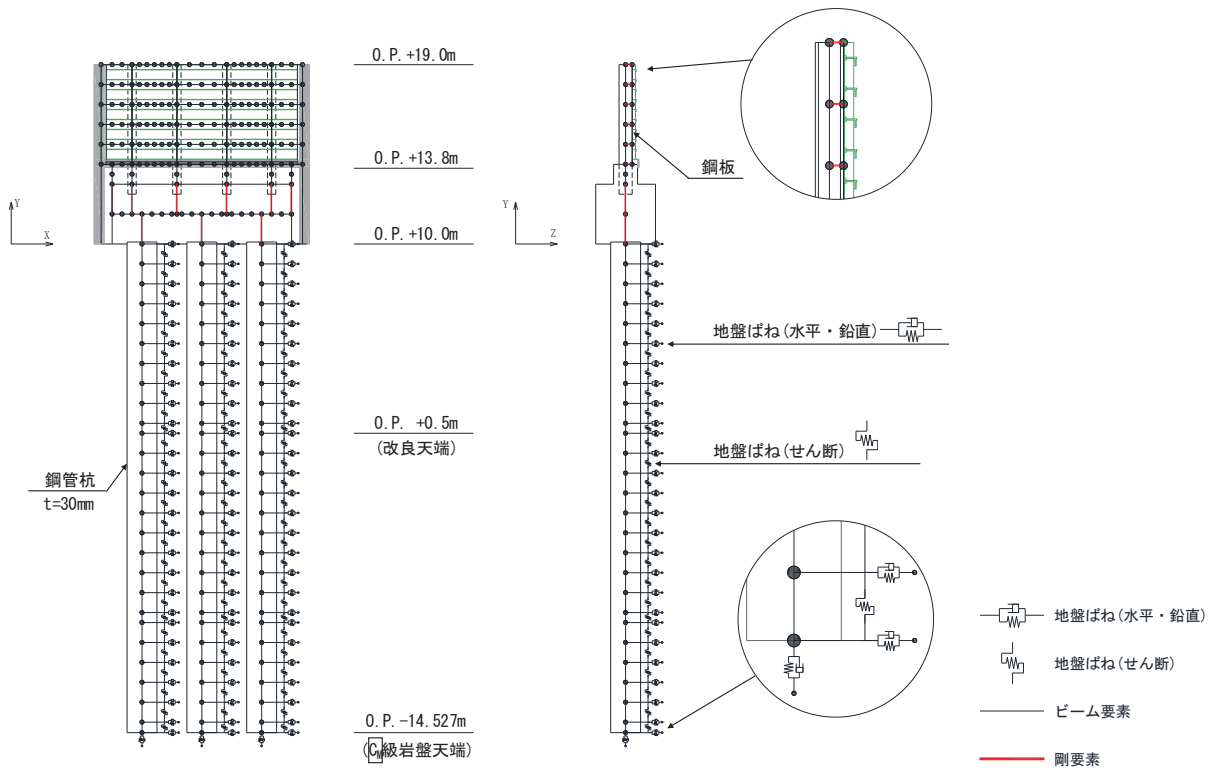


図 3-27 解析モデル (断面③)

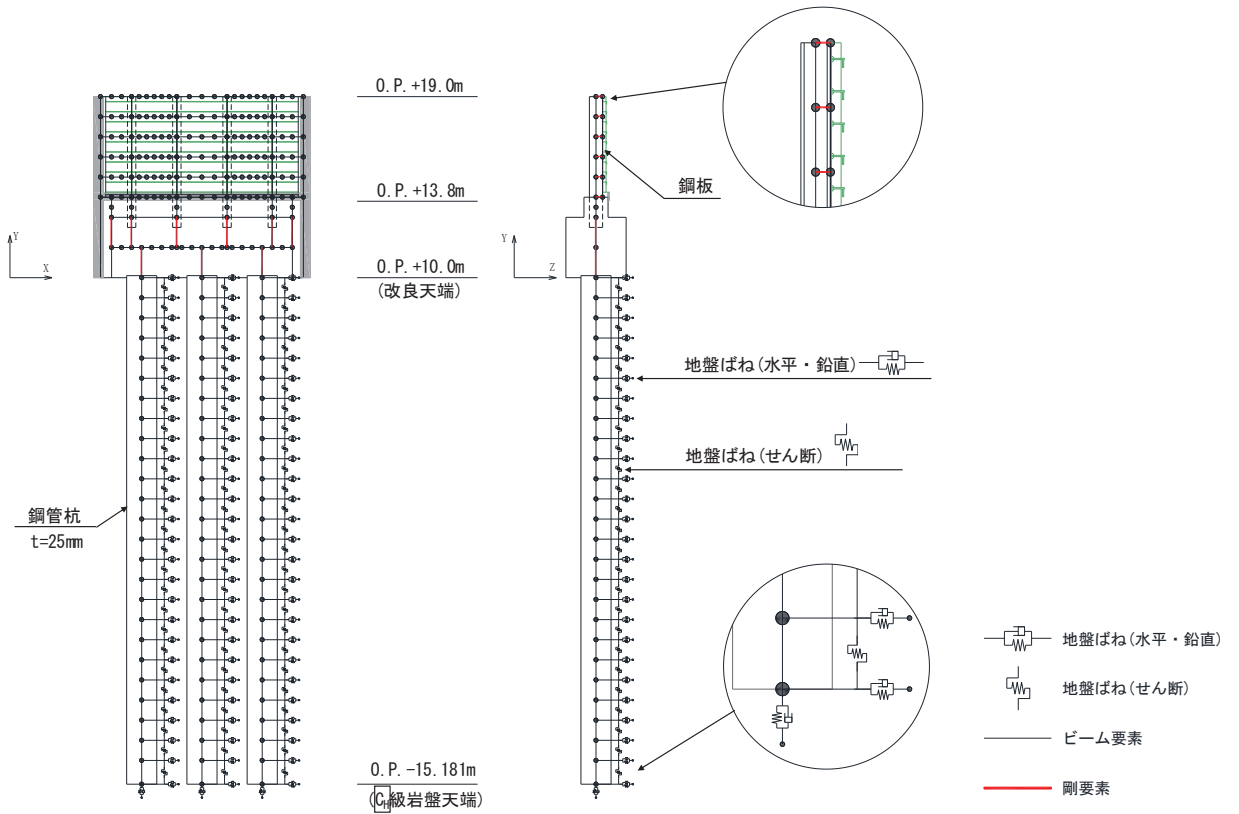


図 3-28 解析モデル (断面④)

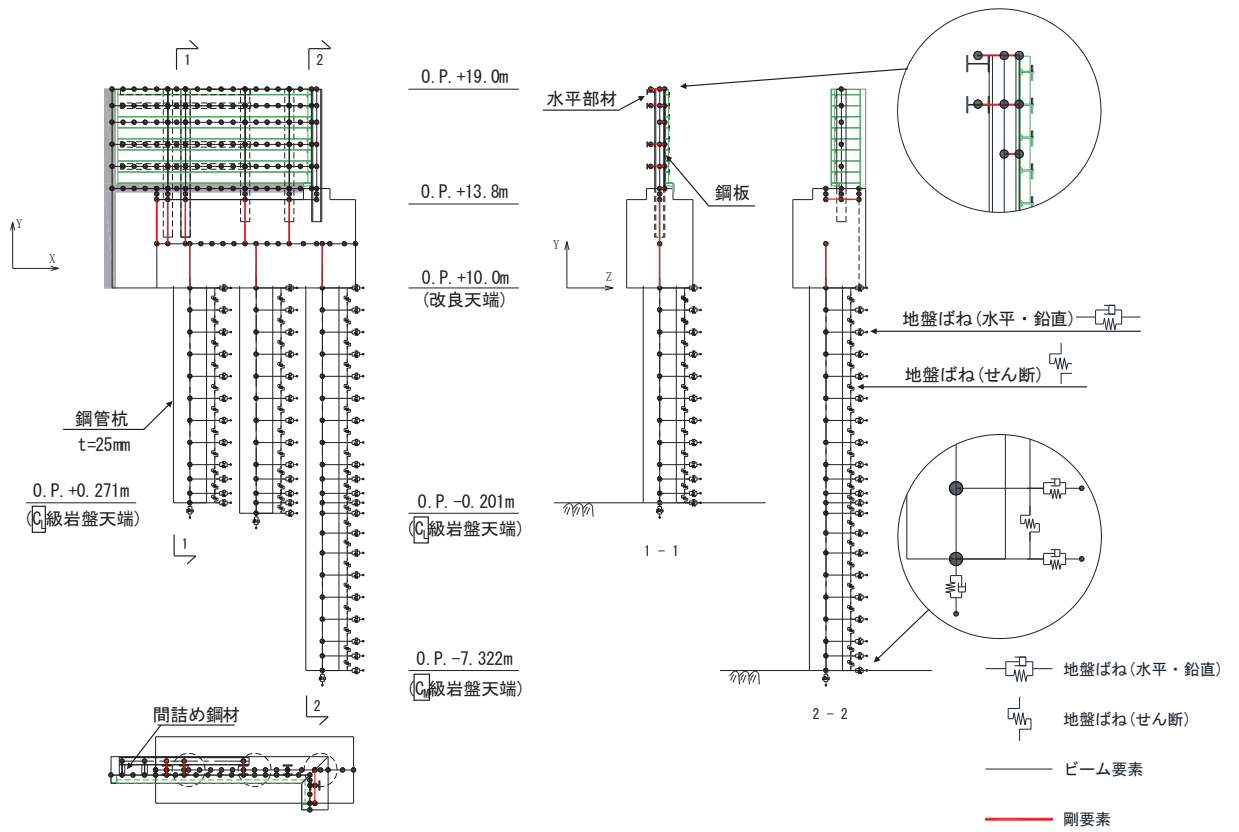


図 3-29 解析モデル (断面⑤)

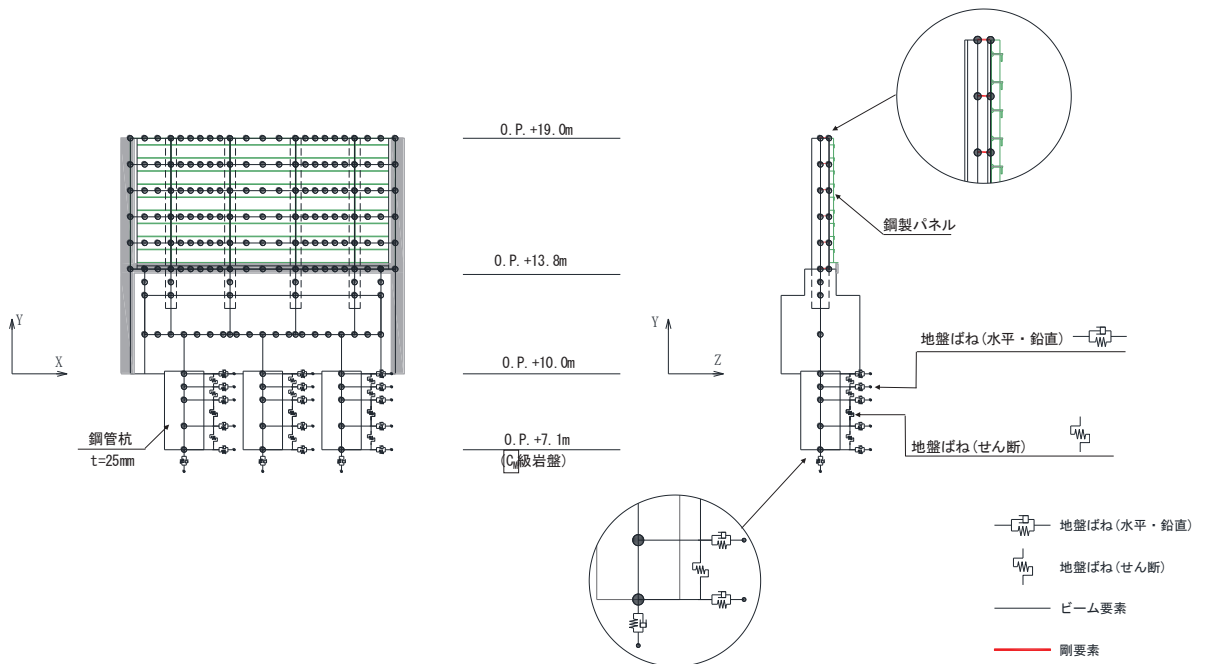


図 3-30 解析モデル (断面⑥)

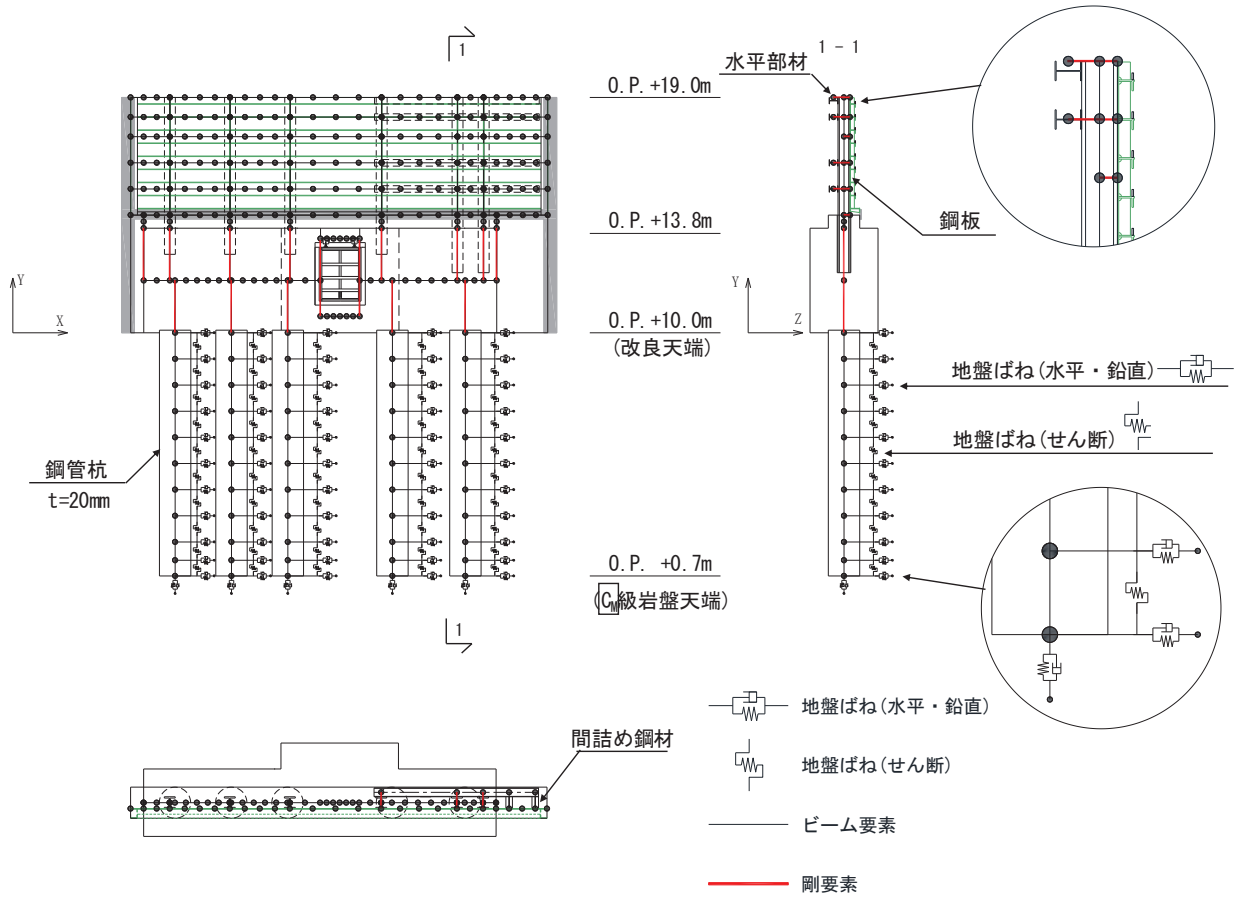


図 3-31 解析モデル (断面⑦)

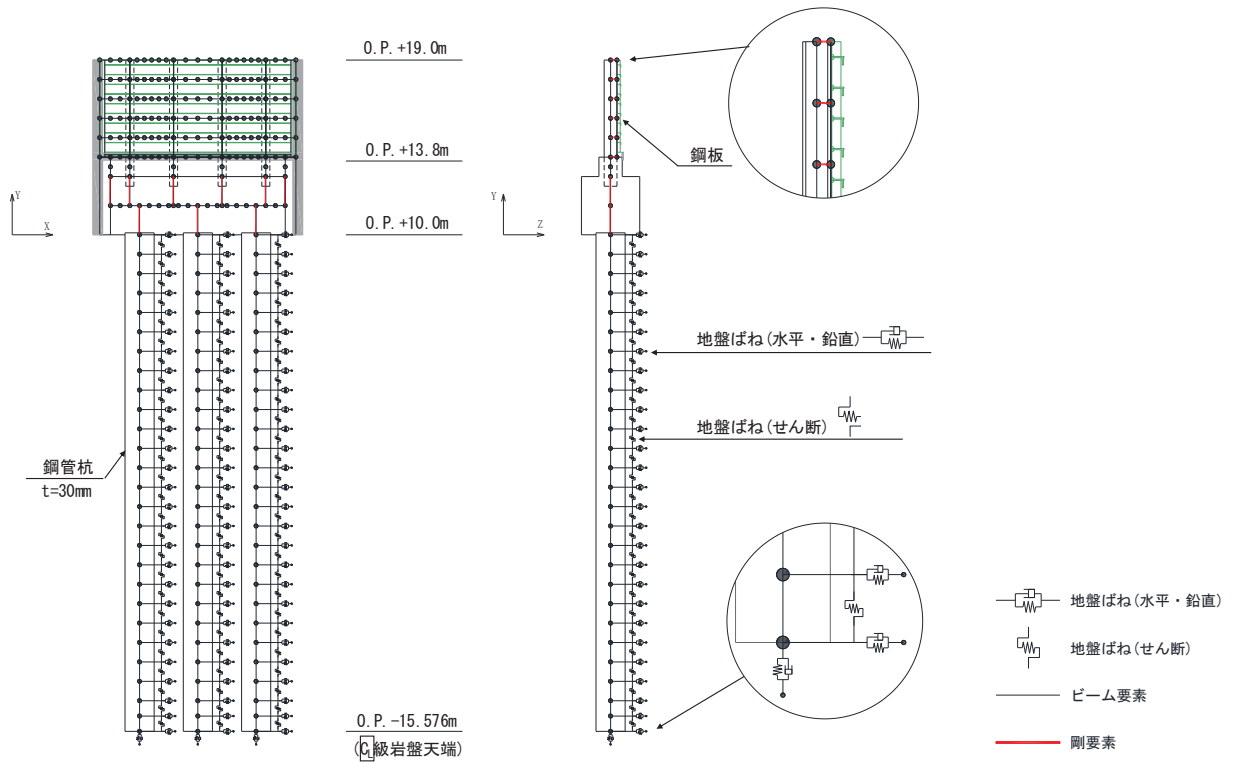


図 3-32 解析モデル (断面⑧)

**b. 地盤ばねのモデル化**

(a) 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「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定 (JEAC4616-2009)」に基づき, Francis・Randolf のばねを用いて, 水平地盤ばね, 鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。

① 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき, 以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

**【剛性】**

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left( \frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで,

- $K_a$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)
- $k_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)  
(kN/m<sup>2</sup>)
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_p$  : 杭本数
- $D$  : 杭径 (m)
- $E_s$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数
- $E_p \times I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$  : Francis のばねに考慮する群杭効果\*

注記\* : 杭の配置状況を踏まえ考慮しない ( $\alpha_{HH}=1$ )

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで,

$C_a$  : 減衰定数

$c_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平減衰定数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_{La}$  : Lysmer の波動速度 (m/s)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

② 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left( \frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

$K_v$  : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)

$K'_v$  : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)

$S_v$  : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)

$e_v$  : 鉛直分布ばねの群杭効果\*

$N_p$  : 杭本数

$G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 杭長 (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

$D$  : 杭径 (m)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

注記\* : 杭の配置状況を踏まえ考慮しない ( $e_v = 1$ )

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで,

$C_{V(G)}$  : 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

$C_{V(S)}$  : 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)

$C'_V$  : 杭底面の減衰係数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)



③ せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

$K_{b(G)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$K_{b(S)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)

$A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)

$A_{S0(S)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 杭径 (m)

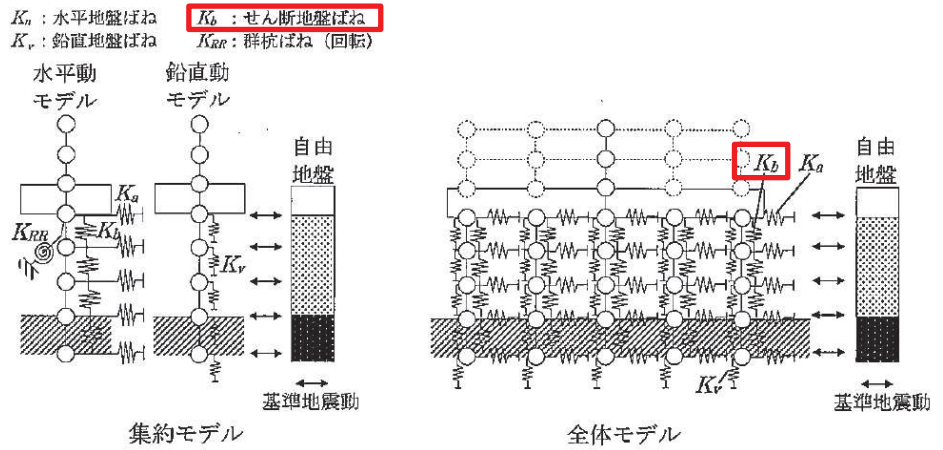
$\nu$  : 地盤のポアソン比

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3-33 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。



附図2.6-1 質点系モデル

図 3-33 せん断地盤ばねの概要図

(「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  
 関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋)

(b) 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形性を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3-34 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点から踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

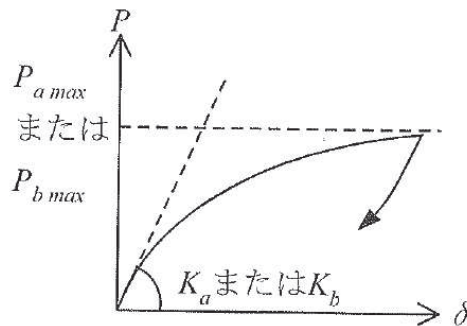


図 3-34 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- $K_a$  : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{amax}$  : 水平地盤ばねの最大耐力（極限地盤反力）(kN)
- $K_b$  : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)

- $P_{bmax}$  : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)  
 $P$  : ばね反力 (kN)  
 $\delta$  : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

ここで、

- $\sigma_0$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K_p$  : 受働土圧係数  
 $D$  : 杭の直径 (m)  
 $\ell$  : 杭の節点の分担長 (m)  
 $N_p$  : 杭本数  
 $C_u$  : 非排水せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\varphi$  : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで、

- $A_s$  : 有効せん断面積 (m<sup>2</sup>)  
 $\tau_{max}$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 杭の直径 (m)  
 $\ell$  : 杭の節点間距離 (m)  
 $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

**c. フーチング側面部について**

フーチング側面の地盤との相互作用については、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとする。道路橋示方書においては、「杭基礎の様に基礎全体におけるフーチング重量の影響が大きいような場合には、基礎の耐震係  $k_e$  以上はフーチングの慣性力の影響を考慮しておくことが望ましい」との記載があり、これを踏まえた考え方である。図 3-35 に道路橋示方書の耐震設計上の地盤面の概念図を示す。

なお、上記の考え方は道路橋のように上部工全体重量が大きい構造物を対象とした設計体系であり、鋼板部のように鋼材で比較的軽量な上部工を有する構造の場合における適用性については確認する必要がある。

そこで、参考資料 2 において、上記モデルによる質点系モデルの構造物の応答とフーチング側面の地盤との相互作用を考慮した 2 次元有限要素モデル（有効応力解析）による構造物の応答との比較を行い、構造物の応答値（加速度、曲げモーメント、変位）が質点系モデルによる応答値の方が保守的な結果を示していることを確認している。よって、フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しない現行モデルにおいて、妥当な評価ができるモデル設定であることを確認している。

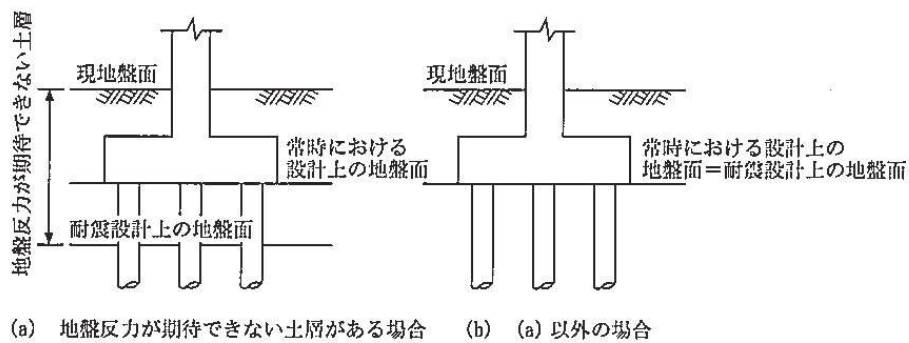


図-解 4.6.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

図 3-35 道路橋示方書における耐震設計上の地盤面の考え方  
(道路橋示方書 V 耐震設計編 (H14) 抜粋)

**d. 境界条件**

解析モデルの境界条件は、図 3.5-23～図 3.5-30 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

(a) 静的解析

静的解析は構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することにより、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3-36 に示す。

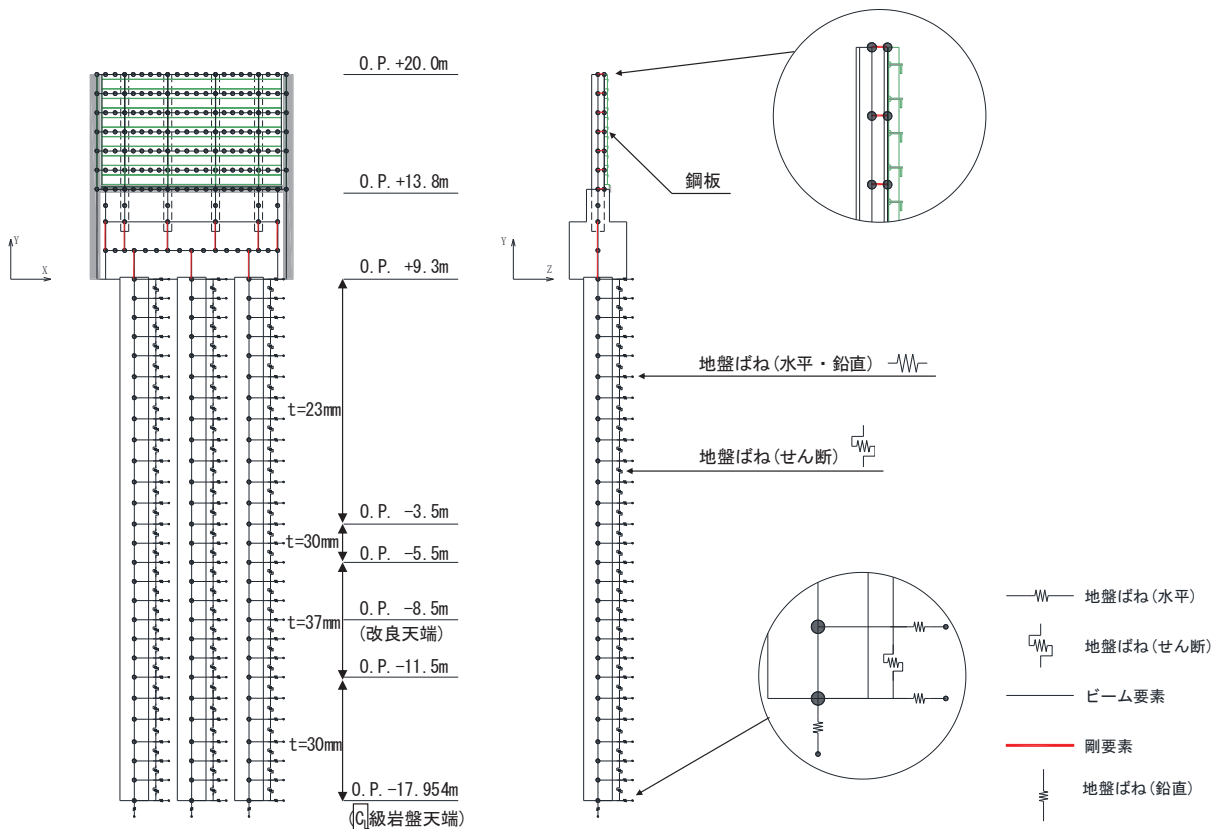


図 3-36 静的解析モデル (断面②の例)

(b) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3-37 に示す。

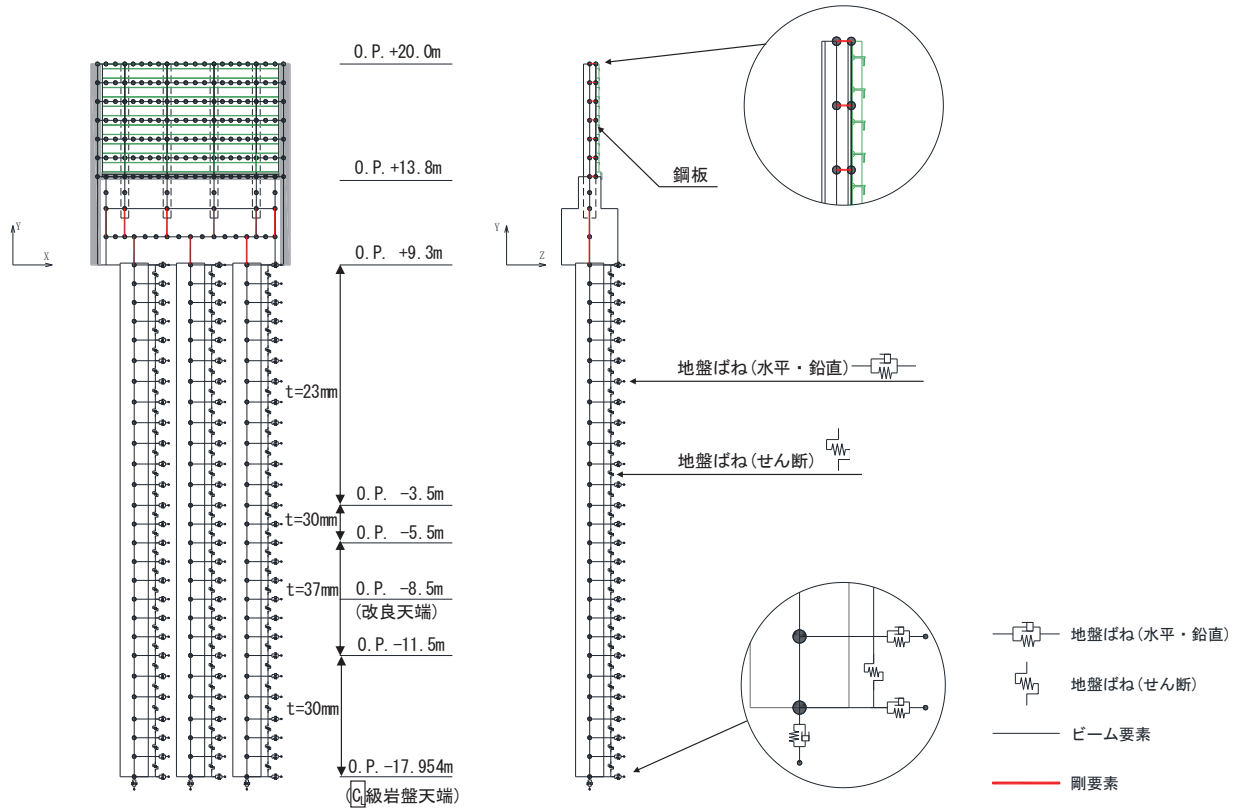


図 3-37 固有値解析モデル (断面②の例)

(c) 静的解析

静的解析は構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することにより、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3-38 に示す。

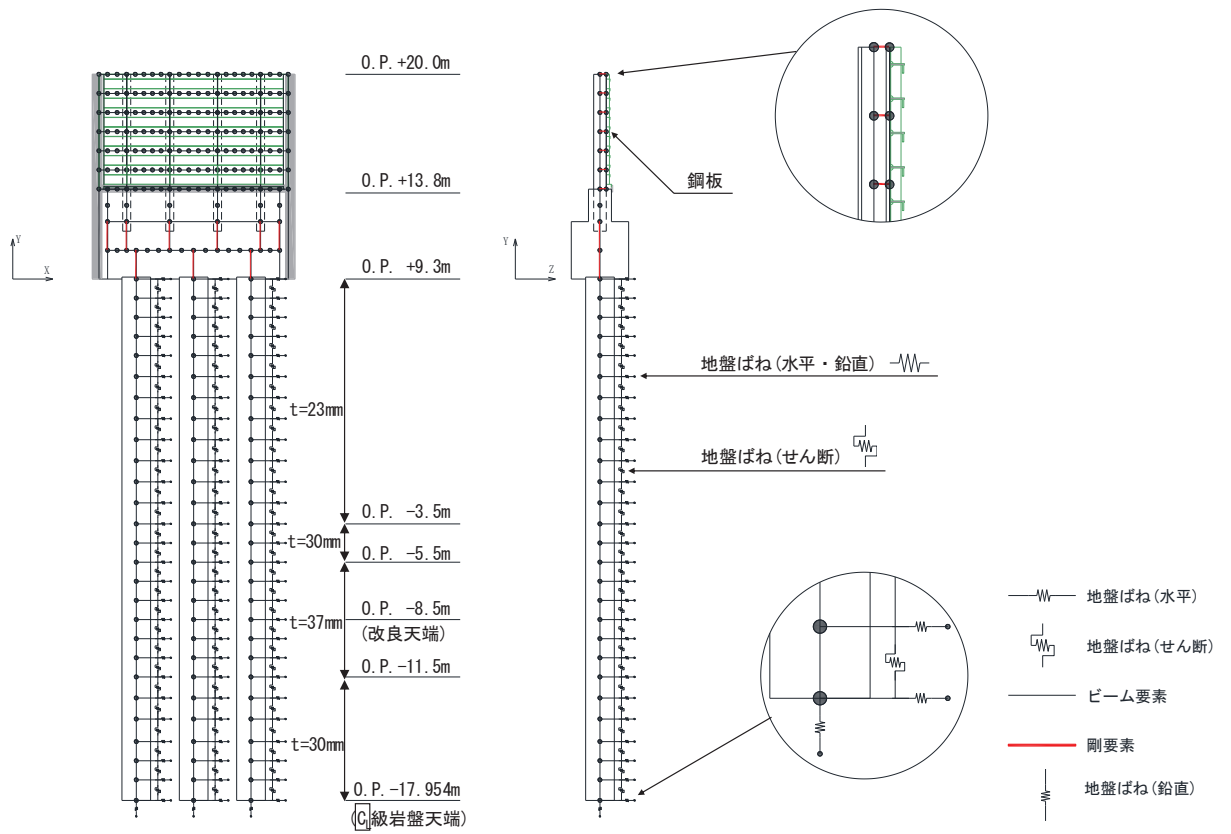


図 3-38 静的解析モデル (断面②の例)



(d) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3-39 に示す。

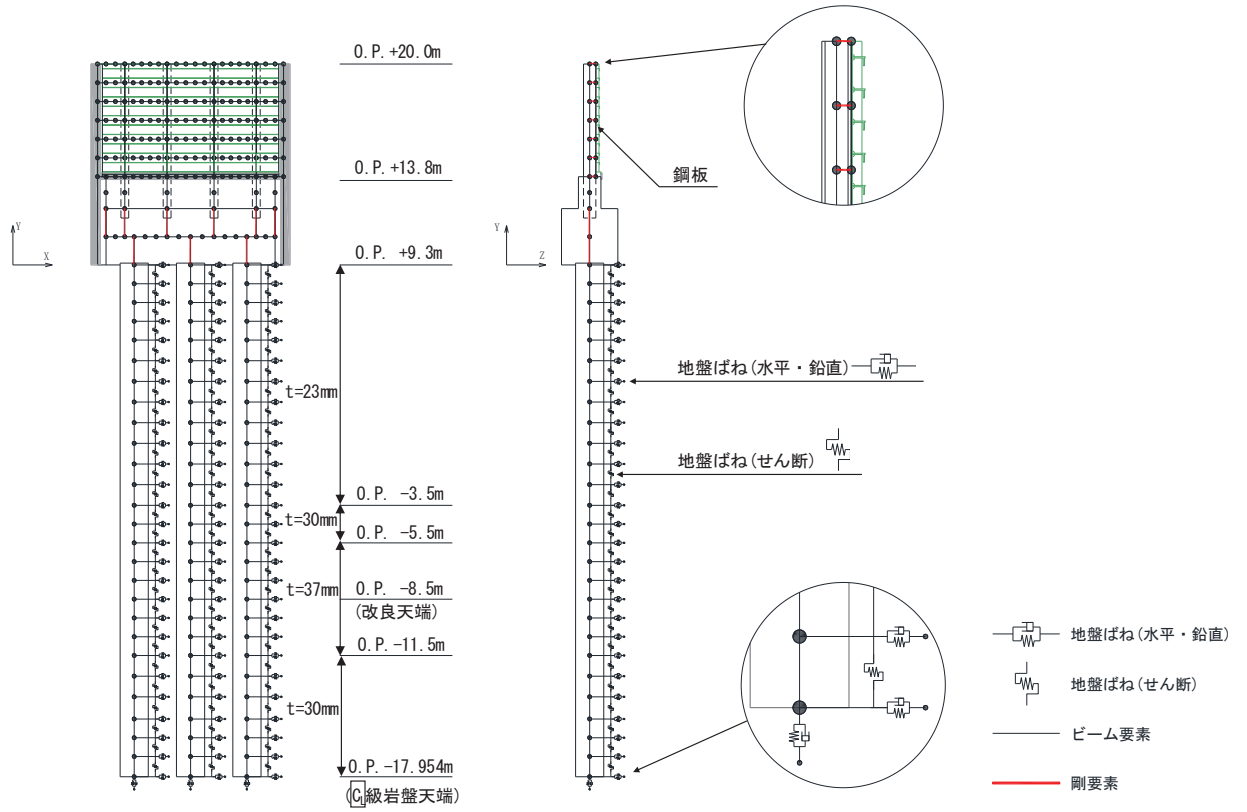


図 3-39 固有値解析モデル (断面②の例)

**e. 地盤応答作成モデル**

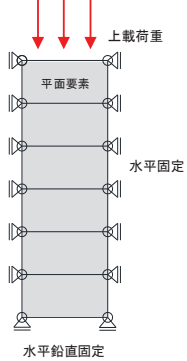
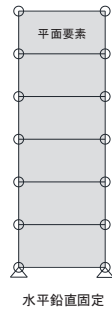
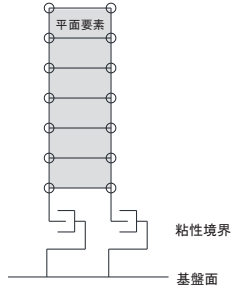
地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は、断面⑥を除く断面においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは、3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき、各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。要素分割は、最大要素幅は4m、奥行きは1.0m、最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の5分の1程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義しているO.P.-201mとする。

減衰は3.2.3に示すRayleigh減衰を考慮する。

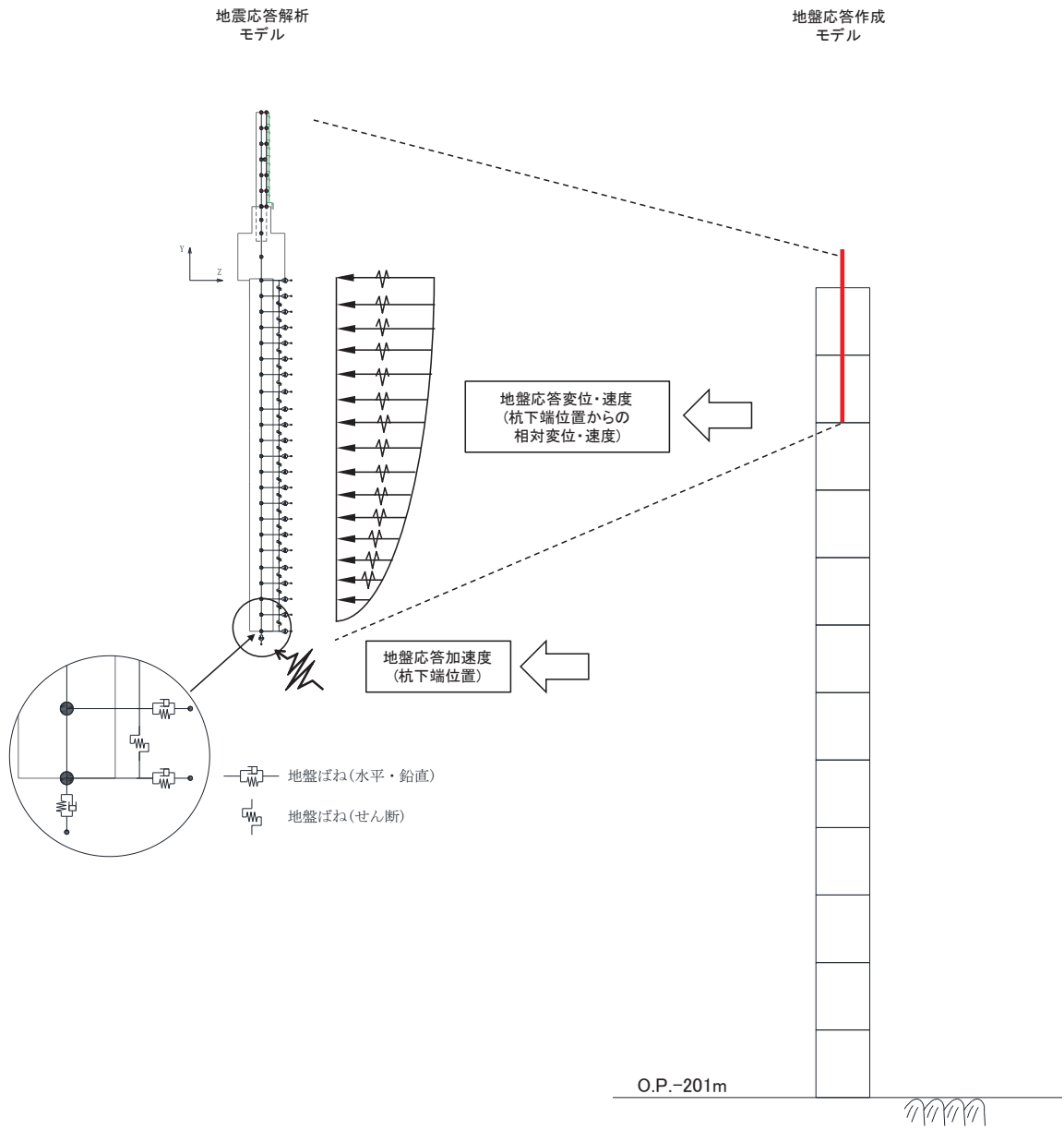
非線形特性については、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については、修正GHEモデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により、地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。

地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）における境界条件について、表3-20に示す。

表3-20 地盤応答作成モデルの境界条件

	静的解析	固有値解析	地震応答解析
境界条件	底面：固定 側面：鉛直ローラー  上載荷重 平面要素 水平固定 水平鉛直固定	底面：固定 側面：自由  平面要素 水平鉛直固定	底面：粘性境界 節点接合部：左右同一変位拘束  平面要素 粘性境界 基盤面

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を入力する。また変位・速度については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図3-40に示す。



(地盤応答作成モデルの赤線は防潮壁の位置関係の概念を示す。)

図 3-40 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

### 3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-21 に、材料の物性値を表 3-22 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-21(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2 段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D22@150 (壁軸方向) *2
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM490, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8*3)
	鋼管杭*1	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

注記\*1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で、ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3 : 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3-21(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D35@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D22@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM490, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\*1: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2: 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3: 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3-21(3) 使用材料 (断面④・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\*1: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2: 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3: 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3-21(4) 使用材料 (断面⑤)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼板水平部材	SM490, H-340×250×9×14 SM570, H-250×250×9×14
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\*1: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2: 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3: 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3-21(5) 使用材料 (断面⑦)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼板水平部材	SM490, H-340×250×9×14 SM570, H-250×250×9×14
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1200, SM570, t = 20mm

注記\*1: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2: 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3: 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。



表 3-21(6) 使用材料 (断面⑧)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\*1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 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 による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3 : 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3-22 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.8. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

### 3.5.9. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量に考慮する。

設計用地下水位の一覧を表 3-23 に示す。

表 3-23 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

3.5.10. 評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。

(1) 鋼板

a. 鋼板

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 3-41 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曲げ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。

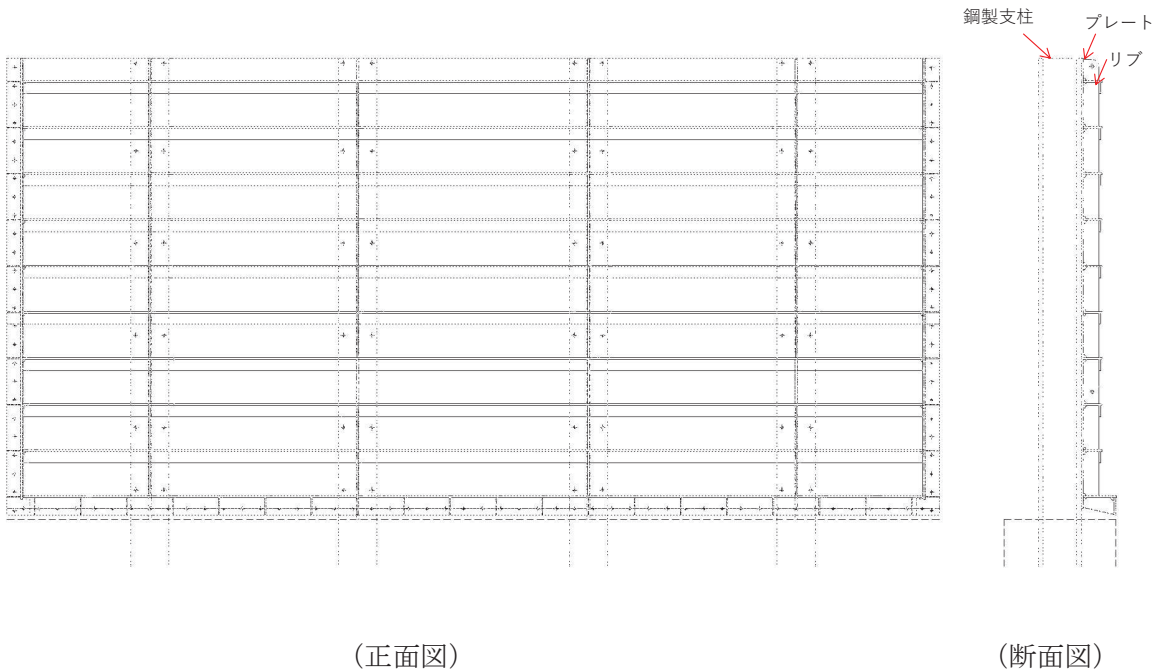


図 3-41 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-42 に示す断面形状にて、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。応力度は二軸合成応力度として算出する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

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 (kN/m<sup>2</sup>)

- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルのY軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルのZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

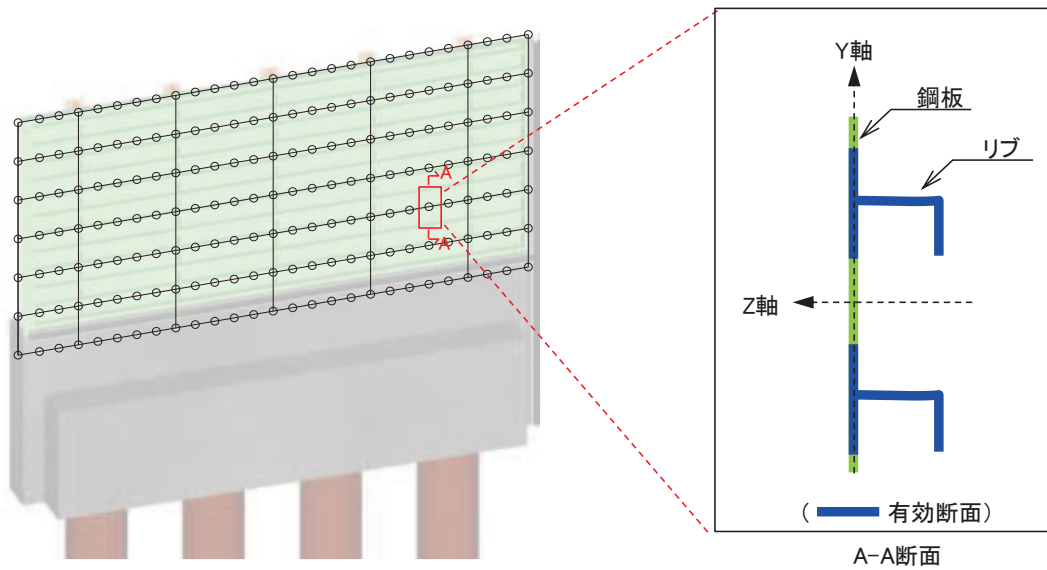


図 3-42 鋼製パネル断面形状

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- $\tau_1$  : 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>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (図 3-42 に示すリブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

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 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

**b. 水平部材**

水平部材の評価は、水平部材及び間詰鋼材に発生す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応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 水平部材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>)

$M_2$  : 水平部材に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : 水平部材の断面係数 (m<sup>3</sup>)

$N_2$  : 水平部材の軸力 (kN)

$A_2$  : 水平部材の断面積 (m<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

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

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

- $\tau_2$  : 水平部材のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_2$  : 水平部材に発生するせん断力 (N)
- $A_2$  : 水平部材 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 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。

$$\left( \frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_2}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 水平部材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>)
- $\tau_2$  : 水平部材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)

**c. 鋼板リブ間**

a. 鋼板及び b. 水平部材（断面⑤・⑦のみ）により，鋼板に重畳時荷重が作用した際の鋼板全体としての健全性について評価しているが，部分的にリブとリブ間のスキンプレートに津波荷重が作用した際の局所的な荷重に対して評価を行う。

鋼板リブ間の評価は，作用荷重（津波水圧，慣性力）をリブ間のスキンプレートに作用させ，リブ間をスパンとする両端固定梁として算出した曲げモーメントにより算定される応力及びせん断力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。

作用水圧に関しては，保守的にリブ間の下端の荷重（最大荷重）を等分布荷重として両端固定梁モデルに作用させる。設計水平震度については，地震応答解析の結果に基づき，鋼板に発生する最大水平加速度を用いて最大水平震度を算定し作用させる。鋼板リブ間検討箇所を図 3-43 に，検討モデル図を図 3-44 に，設計震度を表 3-24 に示す。

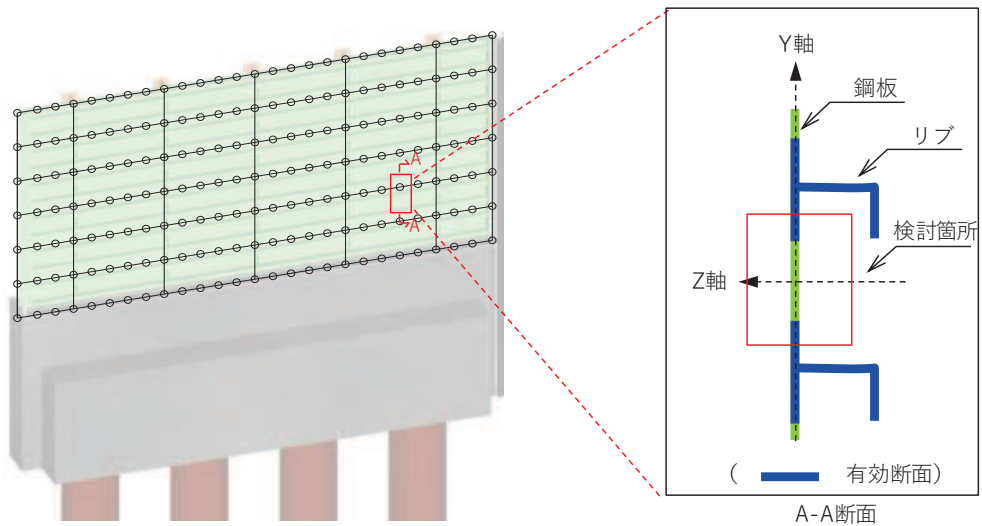


図 3-43 鋼板リブ間検討箇所

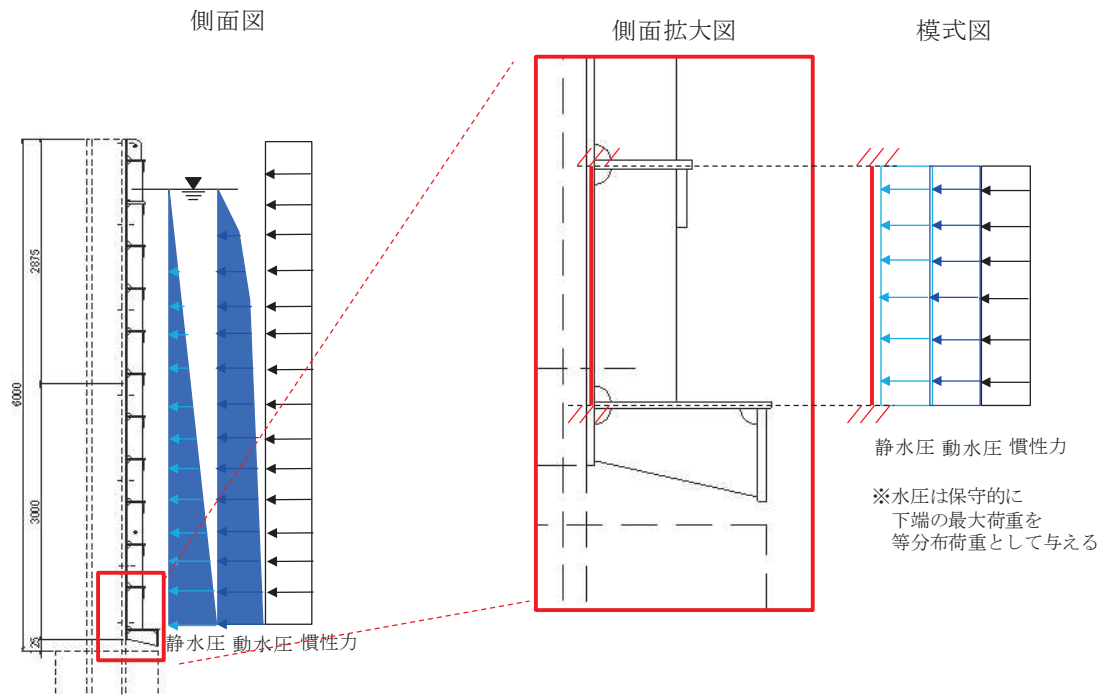


図 3-44 検討モデル図例

表 3-24 設計震度

	余震による設計震度
	水平方向 $K_H$
断面①	2.8
断面②	2.6
断面③	2.0
断面④	8.5
断面⑤	16.8
断面⑥	12.7
断面⑦	9.6
断面⑧	2.5



(a) 曲げ軸力照査

鋼板リブ間の曲げ軸力照査は両端固定梁モデルから算出した曲げモーメントを用いて、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。

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{Z_1} \leq \sigma_{a1}$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼板リブ間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>)

$M_1$  : 鋼板リブ間に発生する曲げモーメント (N・mm)

$Z_1$  : 鋼板リブ間の有効断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{a1}$  : 鋼板リブ間の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_1} \leq \tau_{a1}$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼板リブ間のせん断力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 鋼板リブ間に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 鋼板リブ間の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : 鋼板リブ間の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{a1}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{a1}} \right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼板リブ間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>)

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

$\sigma_{a1}$  : 鋼板リブ間の短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : 鋼板リブ間の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)

(2) 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力及びせん断力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。

a. 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 鋼製支柱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>)
- $M_2$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_2$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $N_2$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- $A_2$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

b. せん断力照査

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

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

- $\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_2$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)
- $A_2$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

c. 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_2}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 鋼製支柱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>)
- $\tau_2$  : 鋼製支柱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 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(3) 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)
- $A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)

(4) フーチング

a. フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力及びねじりモーメントによる応力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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。

ねじりモーメントによる応力度算定は、「道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づき算定する。算定したねじり応力に対して、曲げとねじり、せん断とねじりが同時に作用すると考え、それぞれの応力を組合せて、許容限界以下となることを確認する。

b. フーチング (ペDESTAL部)

フーチング (ペDESTAL部) は、複合構造標準示方書 (土木学会, 2014 年) における異種部材接合部の設計方法を参考に、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に発生する支圧応力及び押し抜きせん断力が許容限界以下であることを確認する。また、鋼構造接合部設計指針 (日本建築学会, 2012 年) における根巻き柱脚の設計方法を参考に、ペDESTAL部に作用する曲げモーメント及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図を図 3-45 に示す。

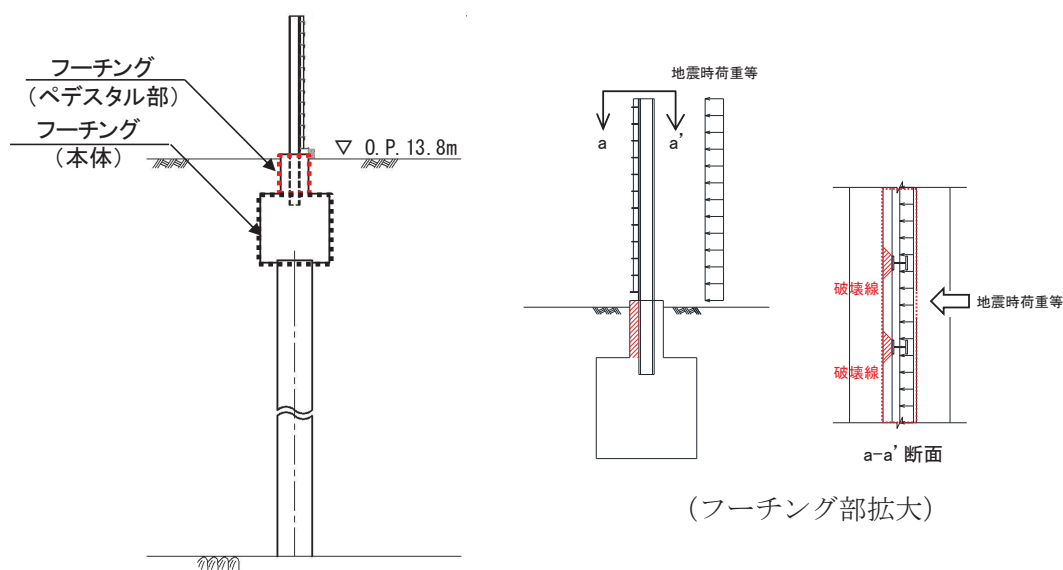


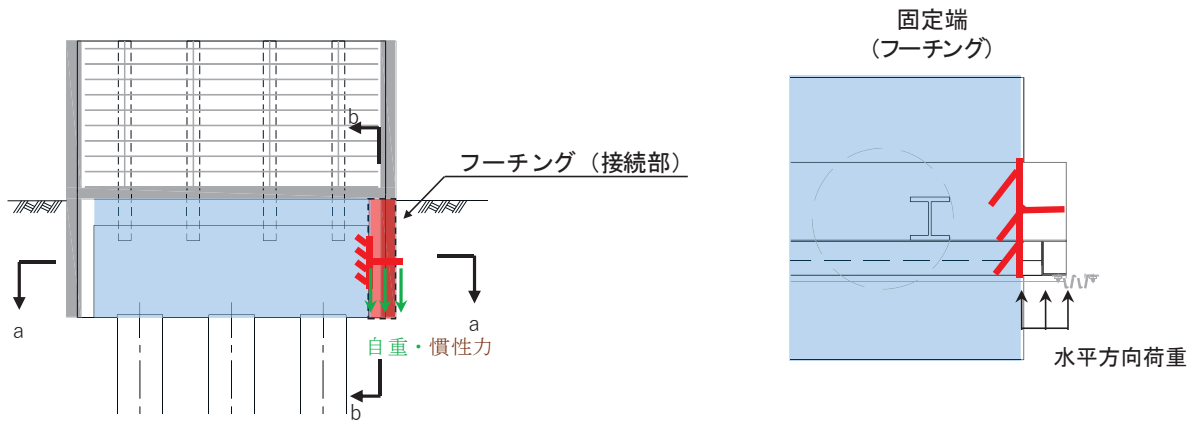
図 3-45 フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図

**c. フーチング（接続部）**

フーチング（接続部）は、フーチング（本体）を固定端とした片持ち梁に作用する荷重による断面力を算定する。算定した断面力よりコンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力、部材に作用するせん断力を算定し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。フーチング（接続部）の評価用モデル概念を図 3-46 に示す。

余震荷重については、フーチング（接続部）の重量に設計水平震度・設計鉛直震度を乗じて慣性力として算出する。その他主働土圧、積雪荷重、静水圧、動水圧を作用させる。設計水平震度・設計鉛直震度については、地震応答解析の結果に基づき、フーチング（本体）に発生する最大水平加速度および最大鉛直加速度から最大水平震度  $k_h$ ・設計鉛直震度  $k_v$  を算定し、作用させる。主働土圧は、「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）」に基づき算定する。

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力の算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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。



(正面図)

(片持ち梁模式図 (a-a 断面))

図 3-46 フーチング（接続部）評価用モデル概念図

(5) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

ここで、

$M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_4$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_4$  : 鋼管杭の断面積 (m<sup>2</sup>)

$Z_4$  : 鋼管杭の断面係数 (m<sup>3</sup>)

b. せん断力照査（杭体）

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

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.11)$$

ここで、

$\tau_4$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

$A_4$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

c. 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、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、図3-47に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下（許容限界以下）であることを確認する。

杭頭部の降伏曲げモーメント算定は、地震応答解析に基づき算定した杭頭部の断面力を用いて解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

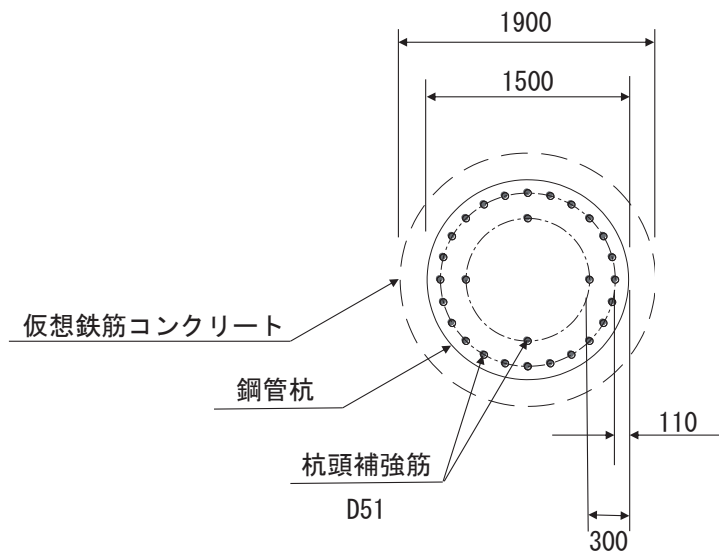


図3-47 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、重畳時荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため、本資料に、添付書類「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁鋼製扉の強度計算書」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

表4-1(1) 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	95	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	82	kN
	固定荷重 (フーチング)	1593	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	466	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.34	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	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	96	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	110	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	48	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	31	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.610 \times 10^{-2}$	m <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	19	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	57	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	112	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.330 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.215 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$4.153 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	190	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1235	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2018	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	68	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	729	kN



表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (断面①) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	$m^2$
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	$m^3$
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	19	$N/mm^2$
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	11	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	$m^2$
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	$kN/m^3$
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	5.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	$N/mm^2$
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.610 \times 10^4$	$kN \cdot m$
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1617	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	54	$N/mm^2$
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4444	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.653 \times 10^{-1}$	$m^2$
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$5.901 \times 10^{-2}$	$m^3$

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	140	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	106	kN
	固定荷重 (フーチング)	2507	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	822	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	$kN/m^2$
$P_k$	風荷重	0.34	$kN/m^2$
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	$kN/m^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$kN/m^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$kg/m^3$
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	$N/mm^2$
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	$N/mm^2$
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	$N/mm^2$

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$\sigma_1$	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	81	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	91	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	54	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	31	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.588 \times 10^{-2}$	m <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	18	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	63	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	98	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.308 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.213 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$4.134 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	204	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1300	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2320	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	70	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	744	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	23	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	14	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.619 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1376	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	61	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4966	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.653 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$5.901 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (断面③) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	685	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	41.41	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	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	66	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	78	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	19	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	18	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.610 \times 10^{-2}$	m <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	12	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	23	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	79	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.330 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.215 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$7.793 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	85	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	550	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	915	kN

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (断面③) (2/2)

$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	38	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	405	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	16	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	10	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	4.1	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$2.124 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1258	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	15	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1003	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.338 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.822 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (断面④) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	674	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	KN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	KN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	43.43	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>

表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (断面④) (2/2)

$\sigma_1$	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	174	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	209	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	89	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	50	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.942 \times 10^{-2}$	m <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	32	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	116	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	198	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.662 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.263 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$8.819 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	299	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1861	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	3764	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	109	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	1164	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	94	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	57	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
$F$	ボイリングに対する安全率	1.49	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
$D$	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	4.3	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.769 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1232	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	121	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	6723	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	130	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	100	kN
	固定荷重 (フーチング)	2981	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	333	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	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	166	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	304	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	64	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	320	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$3.464 \times 10^{-2}$	m <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	75	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	485	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	131	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$8.400 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.809 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$5.323 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	304	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1916	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	3638	kN

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (2/2)

$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	124	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	1322	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	250	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	152	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.782 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	867	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	84	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4616	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	78	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (2/2)

$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	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	229	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	280	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	81	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	62	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.942 \times 10^{-2}$	m <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	37	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	113	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	235	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.662 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.263 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$8.819 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	222	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1338	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2748	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	88	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	942	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	125	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	76	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.775 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1050	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	156	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	8664	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>



表 4-1(7) 強度評価に用いる条件 (断面⑦) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	165	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	118	kN
	固定荷重 (フーチング)	4034	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	266	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	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	140	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	164	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	40	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	29	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.600 \times 10^{-2}$	m <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	53	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	322	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	77	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$7.488 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.214 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$4.144 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	174	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1130	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	1853	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	88	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	945	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	121	N/mm <sup>2</sup>

表 4-1(7) 強度評価に用いる条件 (断面⑦) (2/2)

$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	74	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	$m^2$
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	$kN/m^3$
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	$N/mm^2$
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$8.824 \times 10^3$	$kN \cdot m$
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1252	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	127	$N/mm^2$
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4490	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$0.704 \times 10^{-1}$	$m^2$
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$0.204 \times 10^{-2}$	$m^3$

## 5. 評価結果

### 5.1 鋼板の評価結果

#### 5.1.1 鋼板

鋼板における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-8に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1(1) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	116	345	0.34
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	217	0.11
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.13	1.20	0.11
断面② (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	121	345	0.36
	S d - D 2 (-+)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	217	0.10
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.13	1.20	0.11
断面③ (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	345	0.29
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	217	0.09
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08
断面④ (SM570)	S d - D 2 (+-)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	256	345	0.75
	S d - D 2 (+-)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	42	217	0.20
	S d - D 2 (+-)	③	合成応力度 (-)	0.59	1.20	0.50

表 5-1(2) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ 一般部 (SM570)	S d - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	183	345	0.54
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	217	0.32
	S d - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.29	1.20	0.25
断面⑤ 張出部 (SM570)	S d - D 2 (--)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	259	345	0.76
	S d - D 2 (+-)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	120	217	0.56
	S d - D 2 (--)	③	合成応力度 (-)	0.68	1.20	0.57
断面⑥ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	245	345	0.72
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39	217	0.18
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.54	1.20	0.45
断面⑦ 一般部 (SM570)	S d - D 2 (+-)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	192	345	0.56
	S d - D 2 (+-)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	217	0.14
	S d - D 2 (+-)	③	合成応力度 (-)	0.33	1.20	0.28
断面⑦ 張出部 (SM570)	S d - D 2 (-+)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	210	345	0.61
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	59	217	0.28
	S d - D 2 (-+)	③	合成応力度 (-)	0.40	1.20	0.34
断面⑧ (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	76	345	0.23
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.06	1.20	0.05

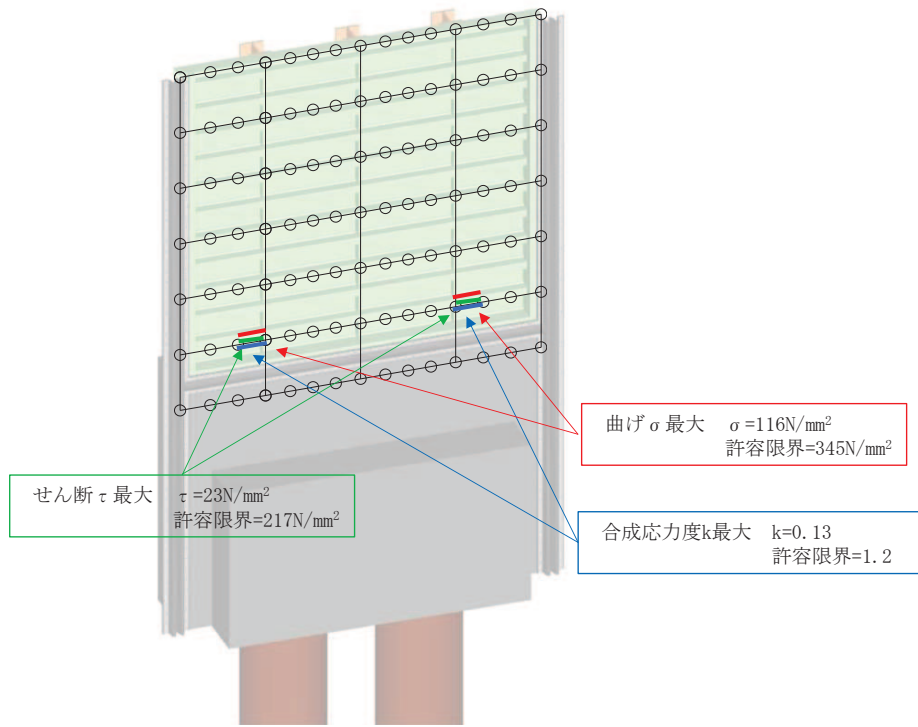


図 5-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面①)

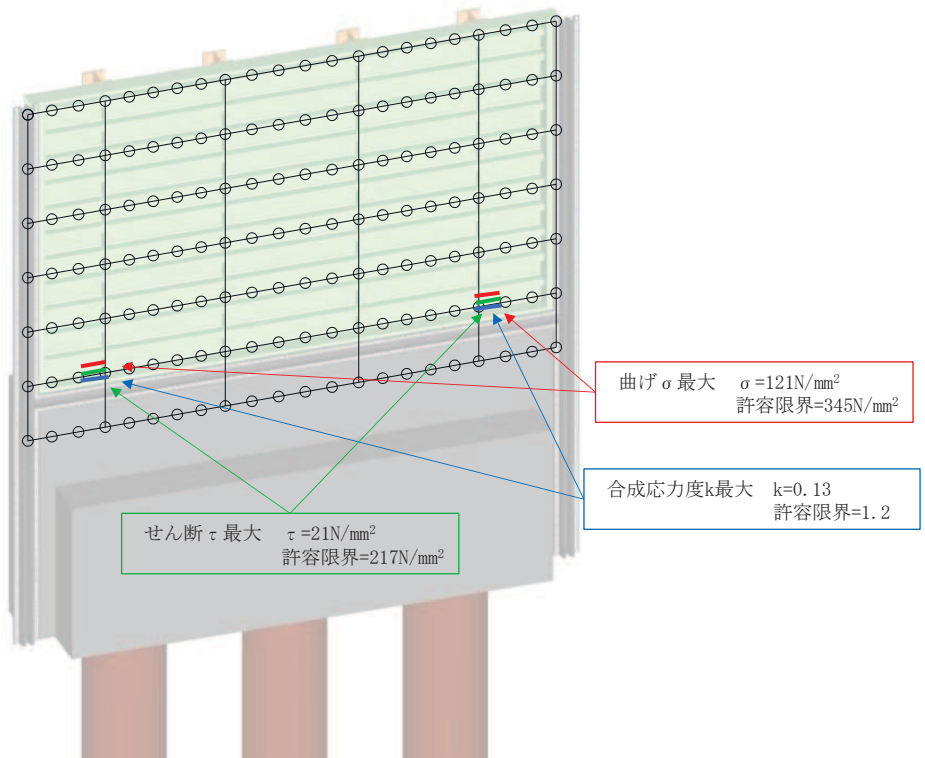


図 5-2 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面②)

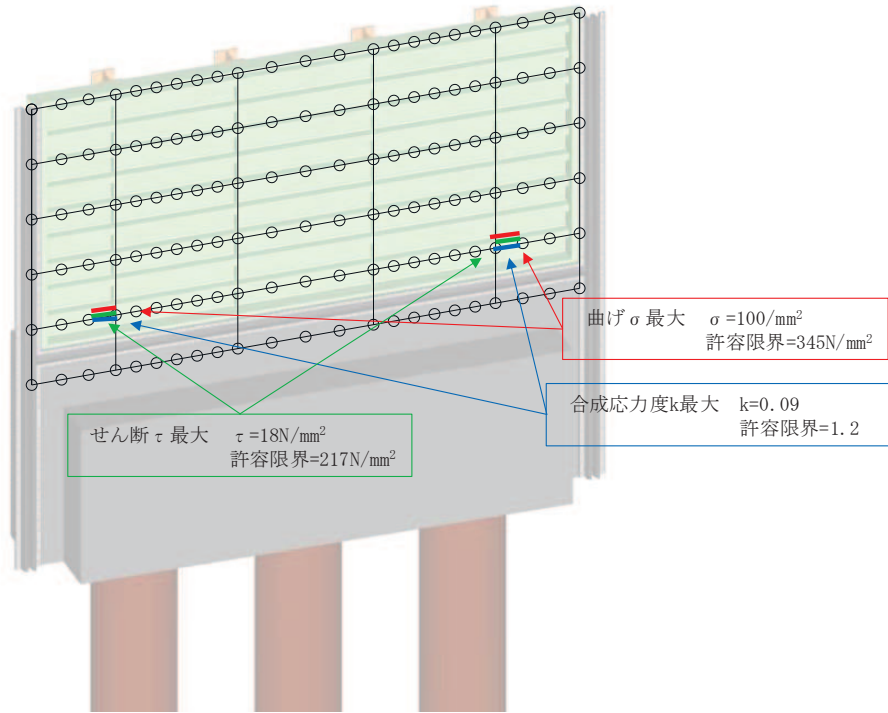


図 5-3 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面③)

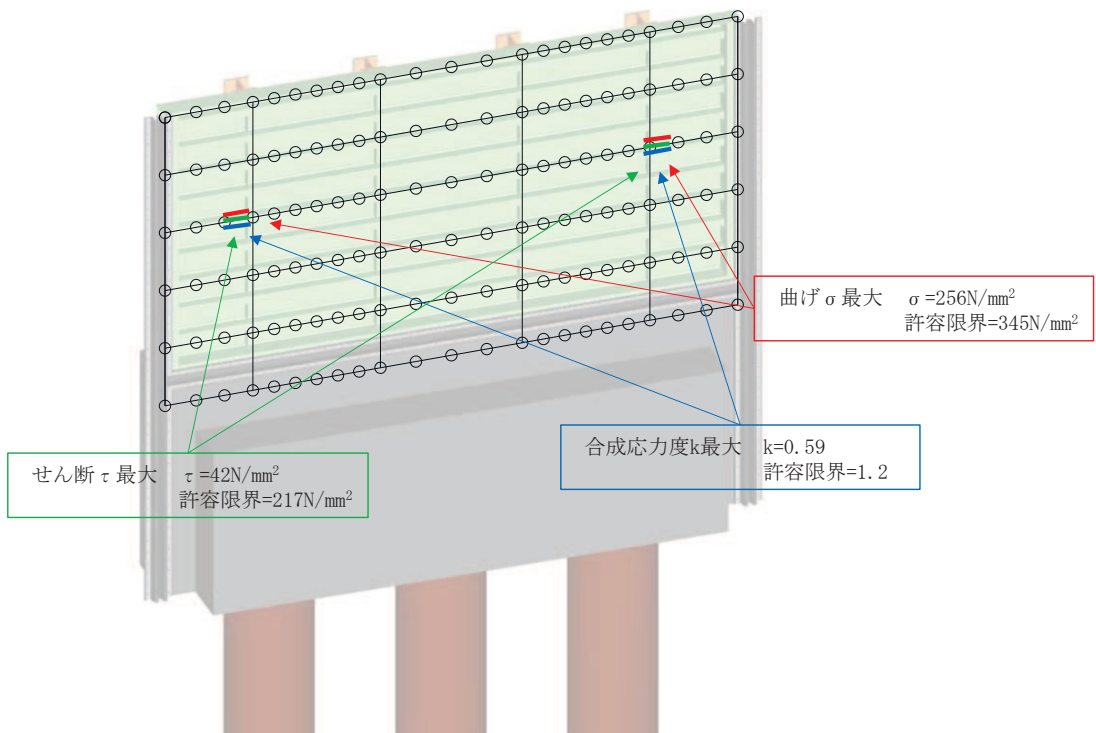


図 5-4 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面④)

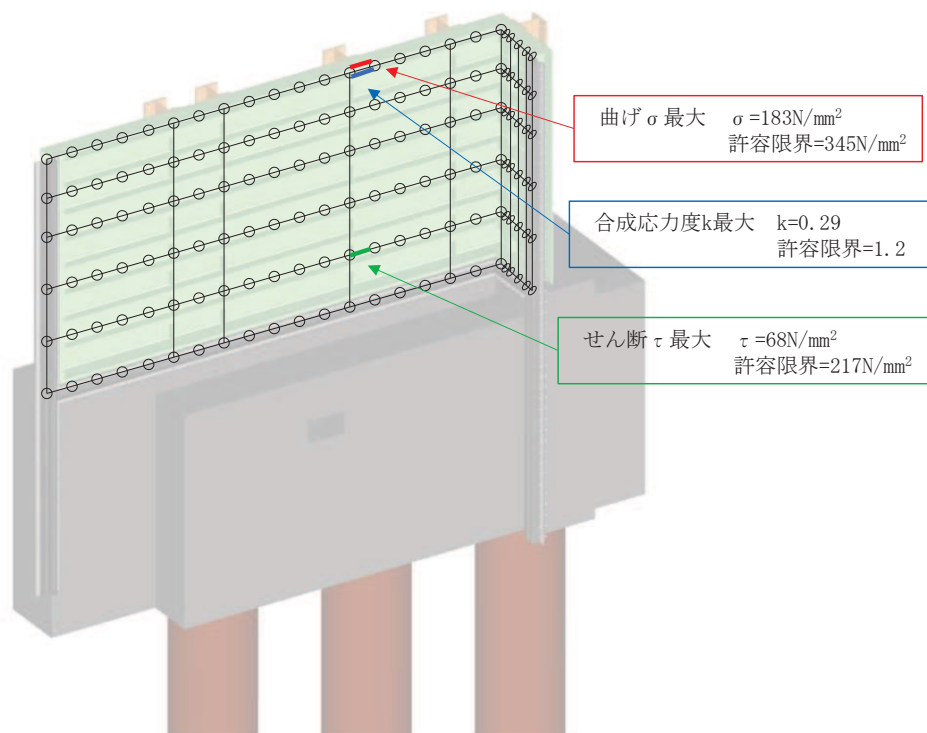


図 5-5(1) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑤一般部)

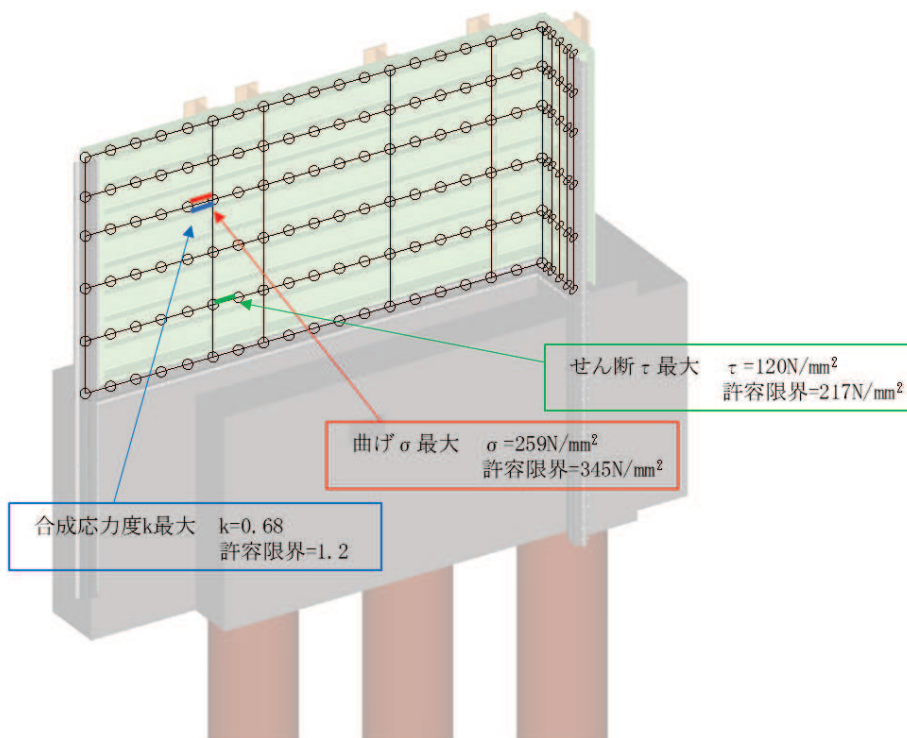


図 5-5(2) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑤張出部)



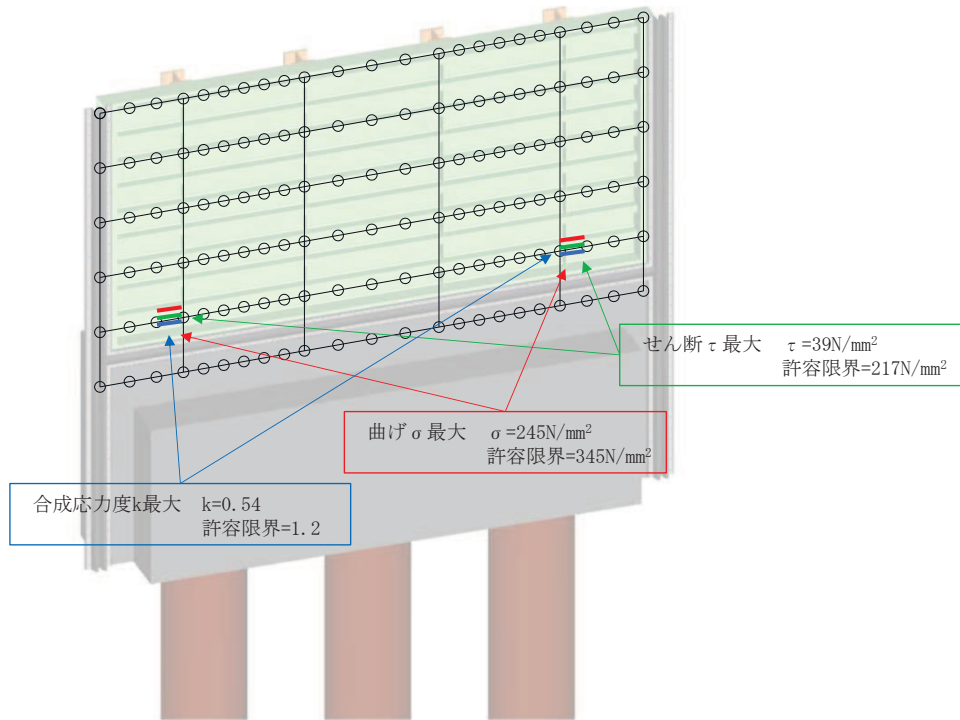


図 5-6 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (断面⑥)

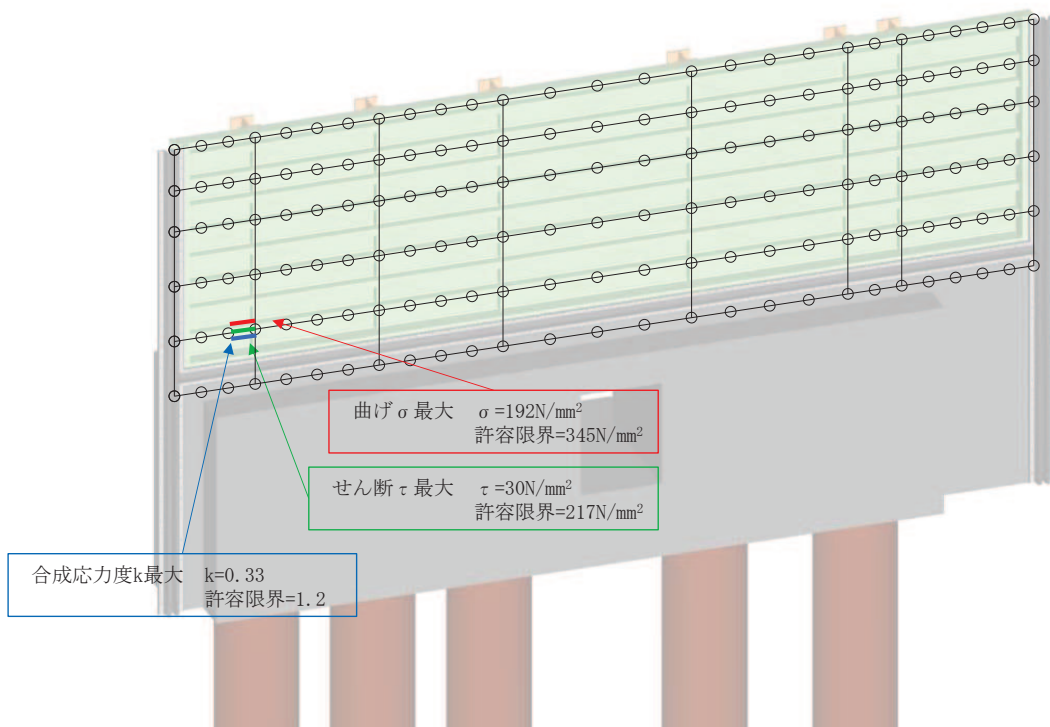


図 5-7(1) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (断面⑦一般部)

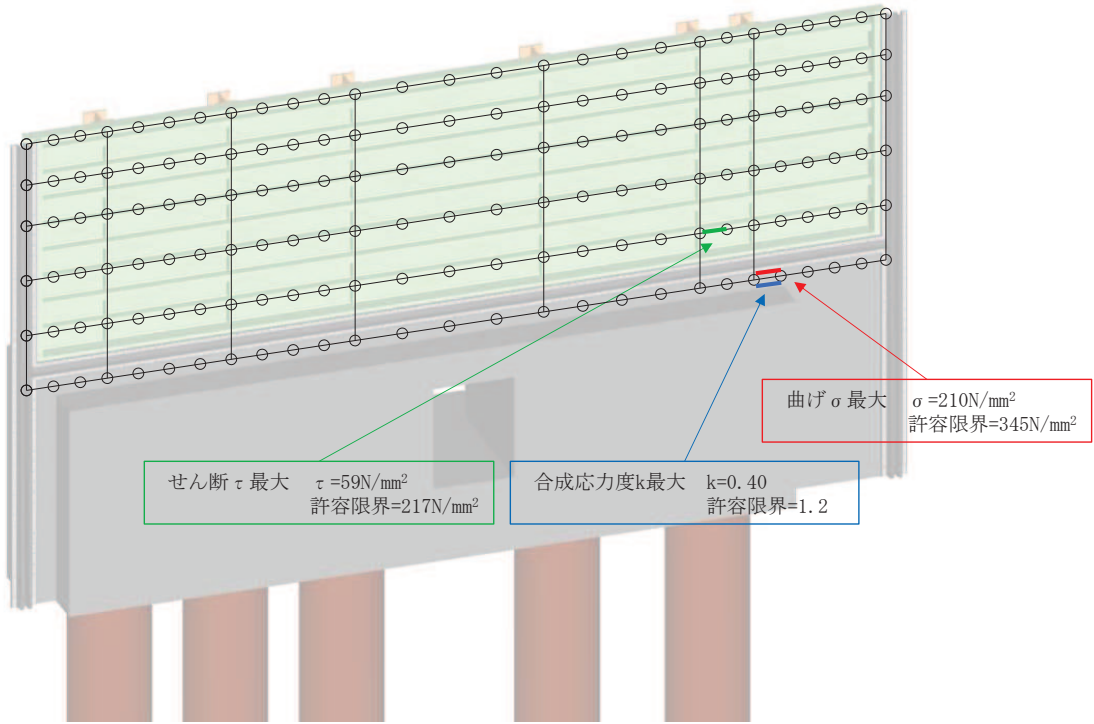


図 5-7(2) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (断面⑦張出部)

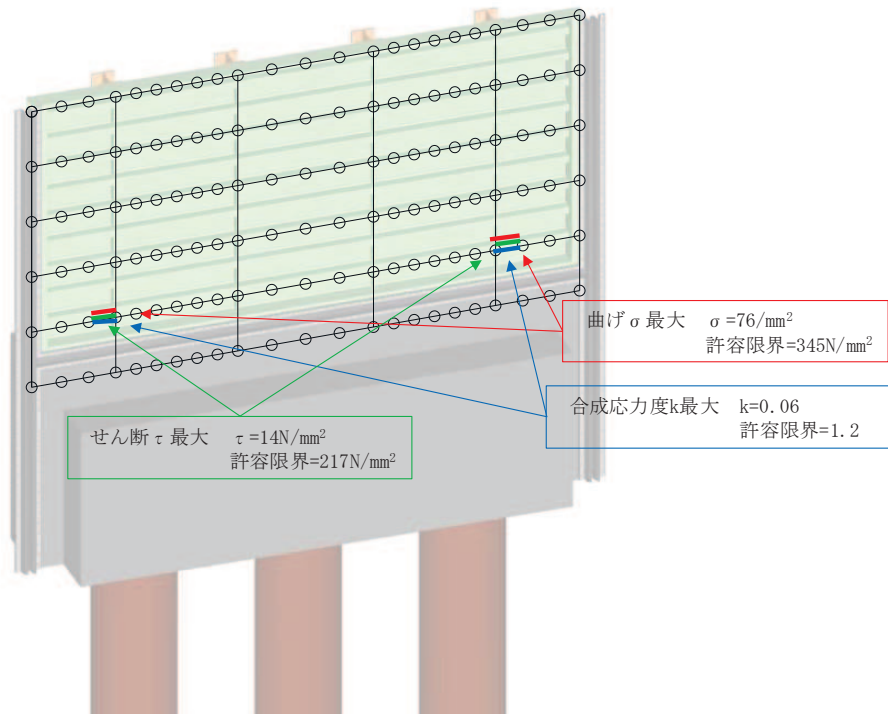


図 5-8 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (断面⑧)

### 5.1.2 水平部材

水平部材及び間詰鋼材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 5-2 に示す。この結果から、水平部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-2(1) 水平部材の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	S d - D 2 (++)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	207	277	0.75
	S d - D 2 (++)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	66	157	0.43
	S d - D 2 (++)	③	合成応力度 (-)	0.74	1.20	0.62
断面⑦ (SM570)	S d - D 2 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	119	277	0.43
	S d - D 2 (+-)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	42	157	0.27
	S d - D 2 (+-)	②	合成応力度 (-)	0.26	1.20	0.27

表 5-2(2) 間詰鋼材の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	S d - D 2 (++)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	150	382	0.40
	S d - D 2 (++)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	183	217	0.85
	S d - D 2 (++)	③	合成応力度 (-)	0.87	1.20	0.73
断面⑦ (SM570)	S d - D 2 (+-)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	91	382	0.24
	S d - D 2 (+-)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	111	217	0.52
	S d - D 2 (+-)	②	合成応力度 (-)	0.32	1.20	0.27

### 5.1.3 鋼板リブ間

鋼板リブ間における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 5-3 に示す。  
この結果から、鋼板リブ間の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3(1) 補強リブ間の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	118	345	0.35
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.12	1.20	0.10
断面② (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	94	345	0.28
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.08	1.20	0.07
断面③ (SM570)	S d - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	45	345	0.14
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	S d - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.02	1.20	0.02
断面④ (SM570)	S d - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	135	345	0.40
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
	S d - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14

表 5-3(2) 補強リブ間の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	180	345	0.53
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	217	0.04
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.28	1.20	0.24
断面⑥ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	165	345	0.48
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	217	0.04
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.23	1.20	0.20
断面⑦ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	165	345	0.48
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.23	1.20	0.20
断面⑧ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	94	345	0.28
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.08	1.20	0.07

## 5.2 鋼製支柱の評価結果

鋼製支柱の照査時刻における断面力図を図 5-9～図 5-17 に、照査結果を表 5-4 に示す。なお、断面力図の座標について、部材軸方向（鉛直方向）を x 軸、部材軸直交（壁軸方向）を y 軸、部材軸直交方向（壁軸直交方向）を z 軸とした要素座標系に基づき記載する。

この結果から、鋼製支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

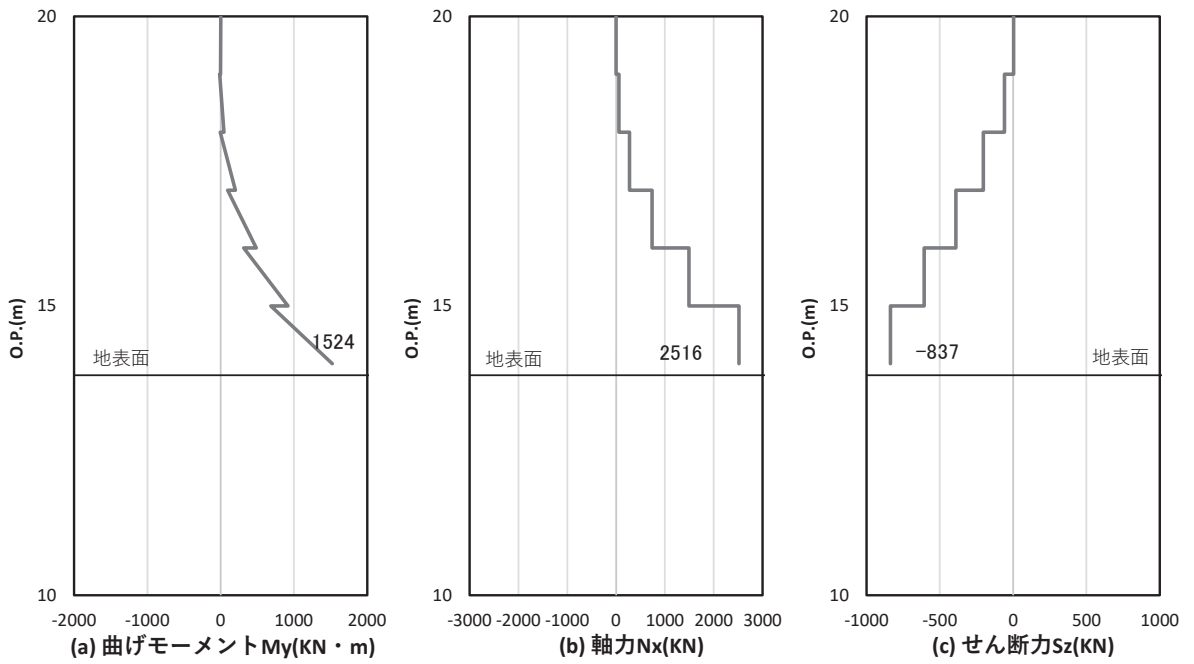


図 5-9(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面①, S d-D 2 (++) , t = 25.55s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

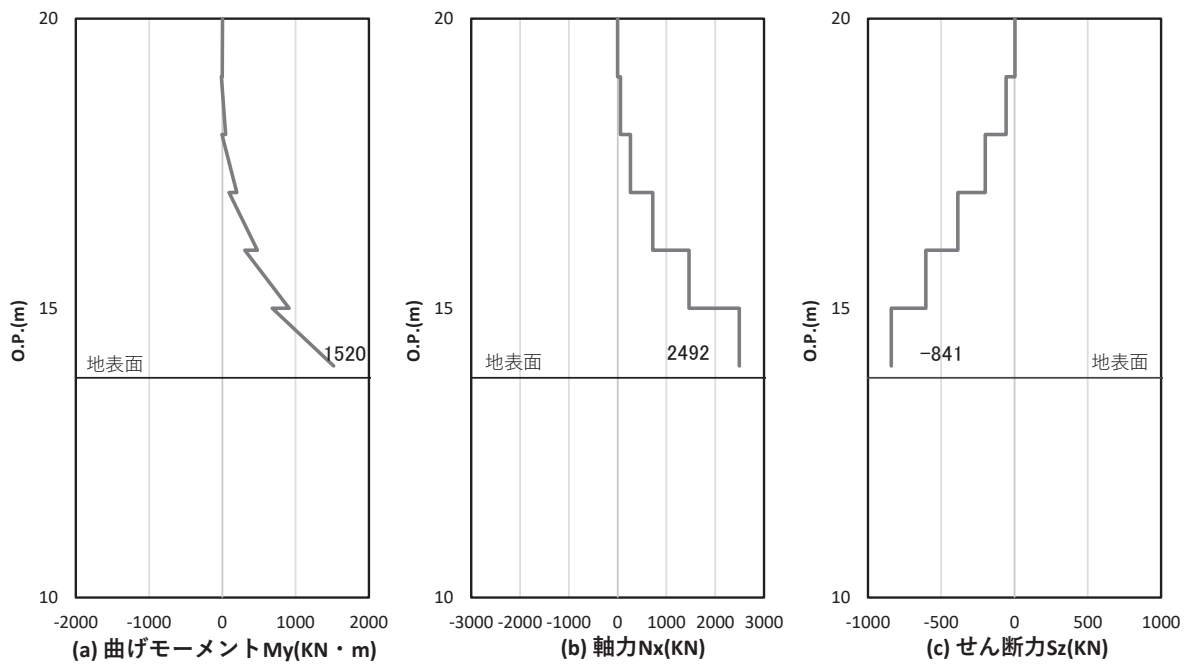


図 5-9(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面①, S d-D 2 (++) , t = 25.54s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

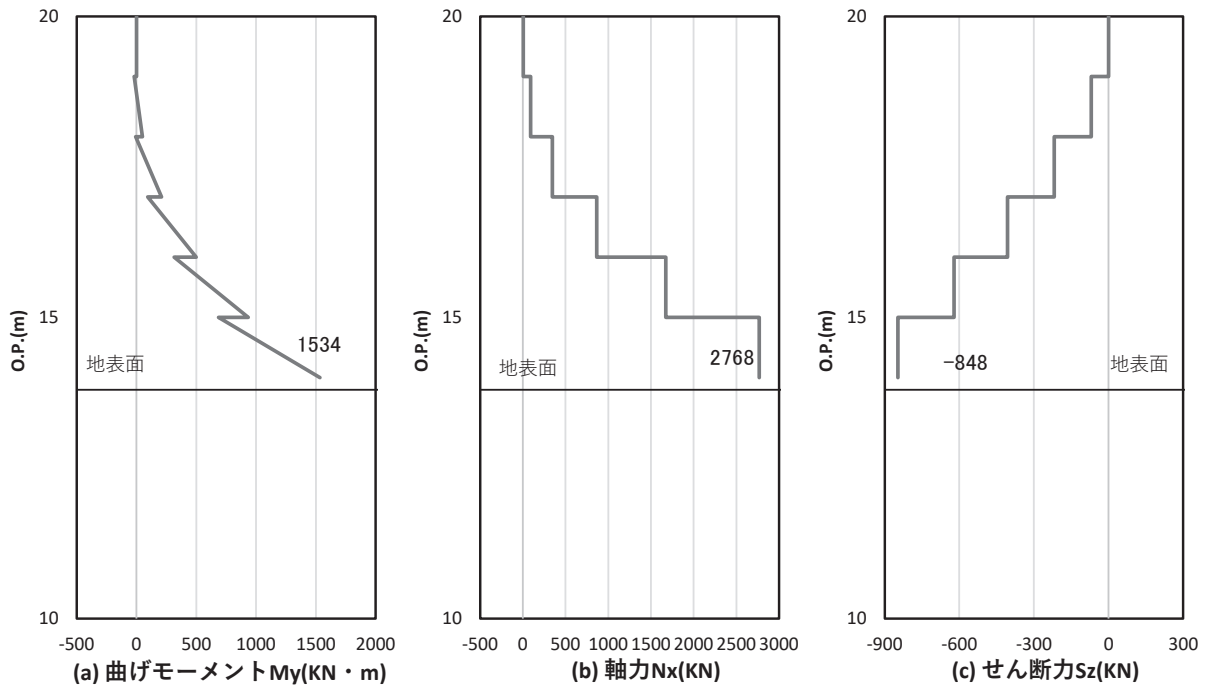


図 5-10(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (-+), t=25.59s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

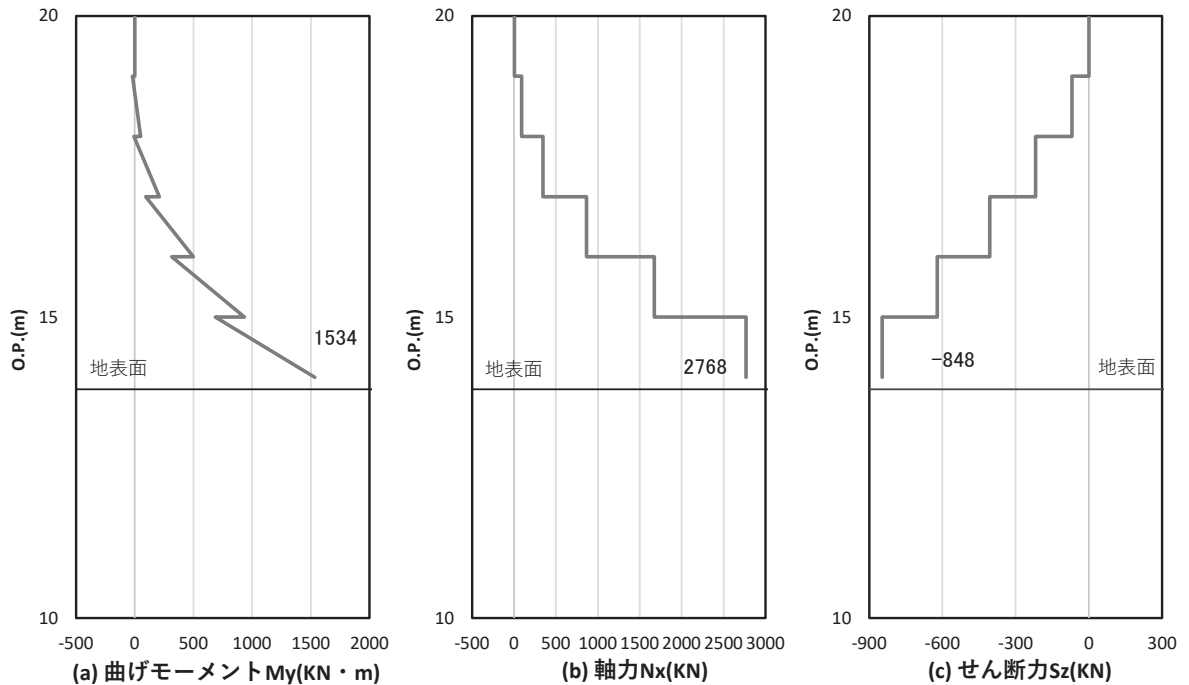


図 5-10(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (-+), t=25.59s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



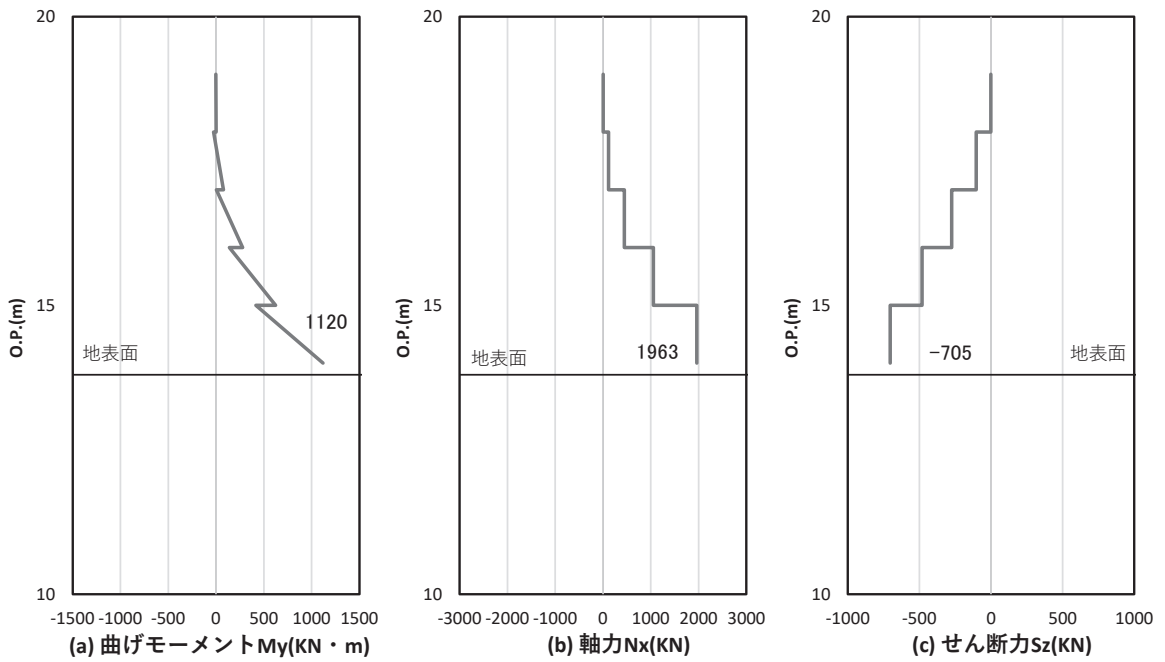


図 5-11(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d-D 2 (++) , t = 25.72s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

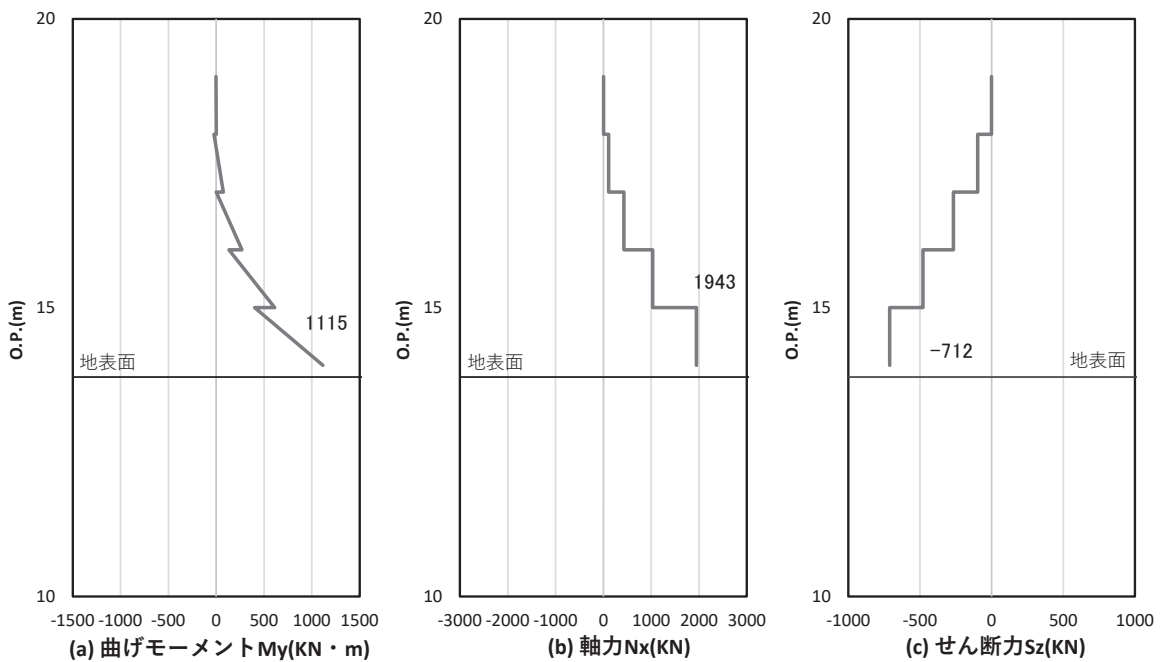


図 5-11(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d-D 2 (++) , t = 25.71s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

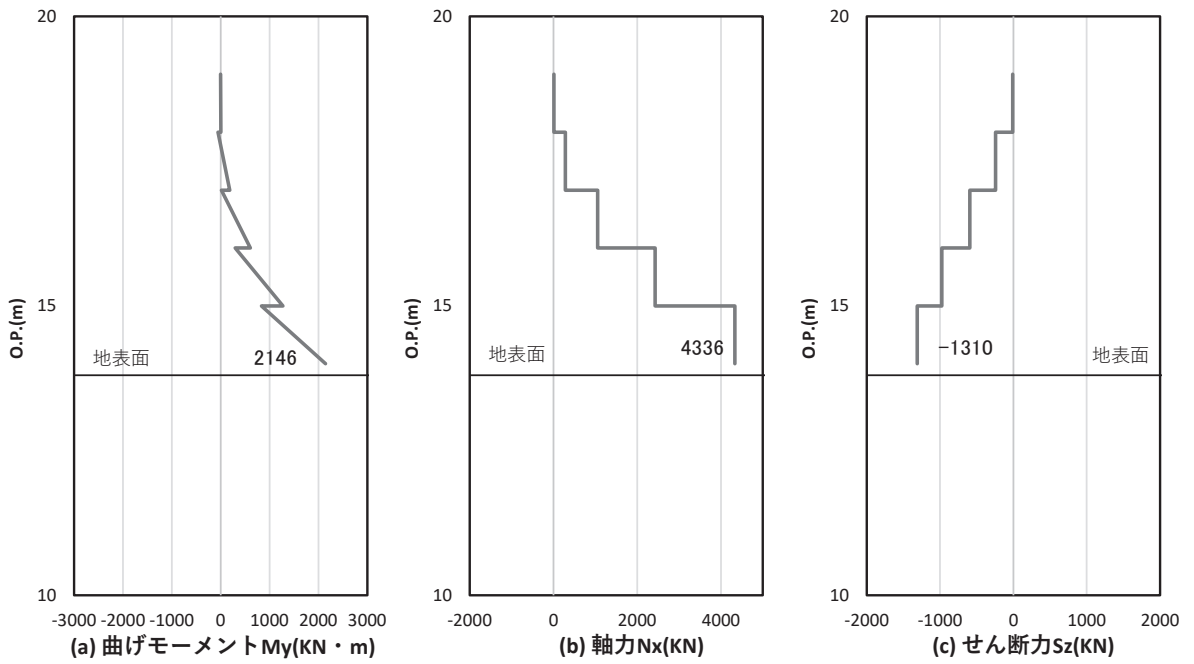


図 5-12(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S d-D 2 (---), t = 25. 21s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

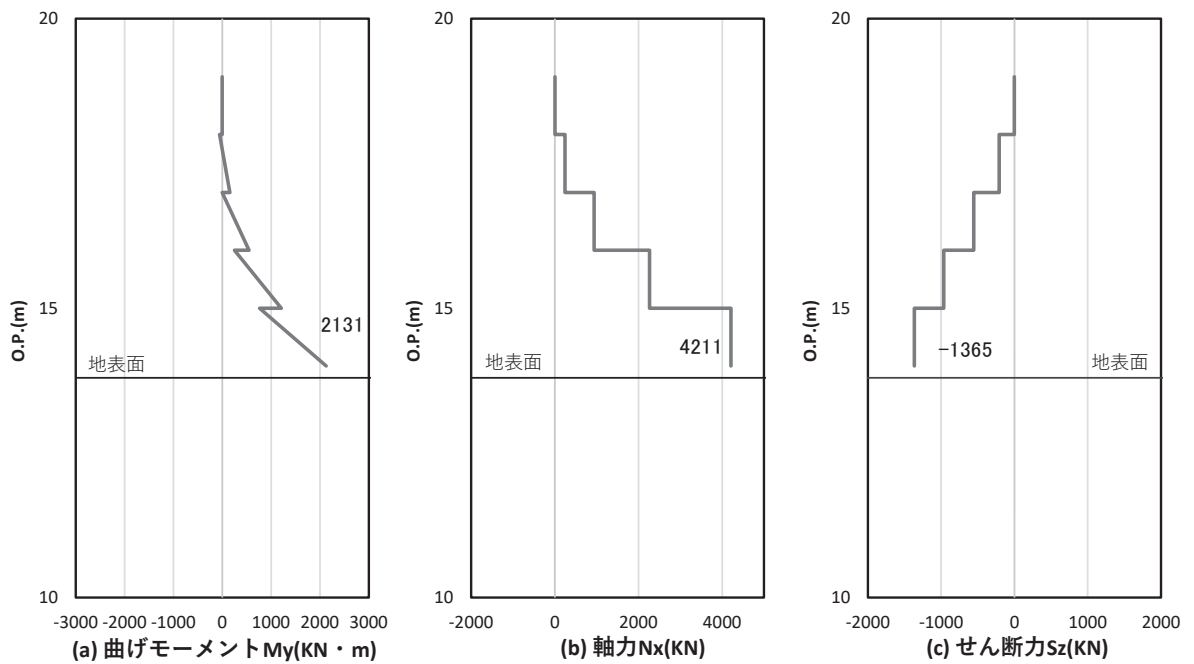


図 5-12(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S d-D 2 (---), t = 25. 20s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

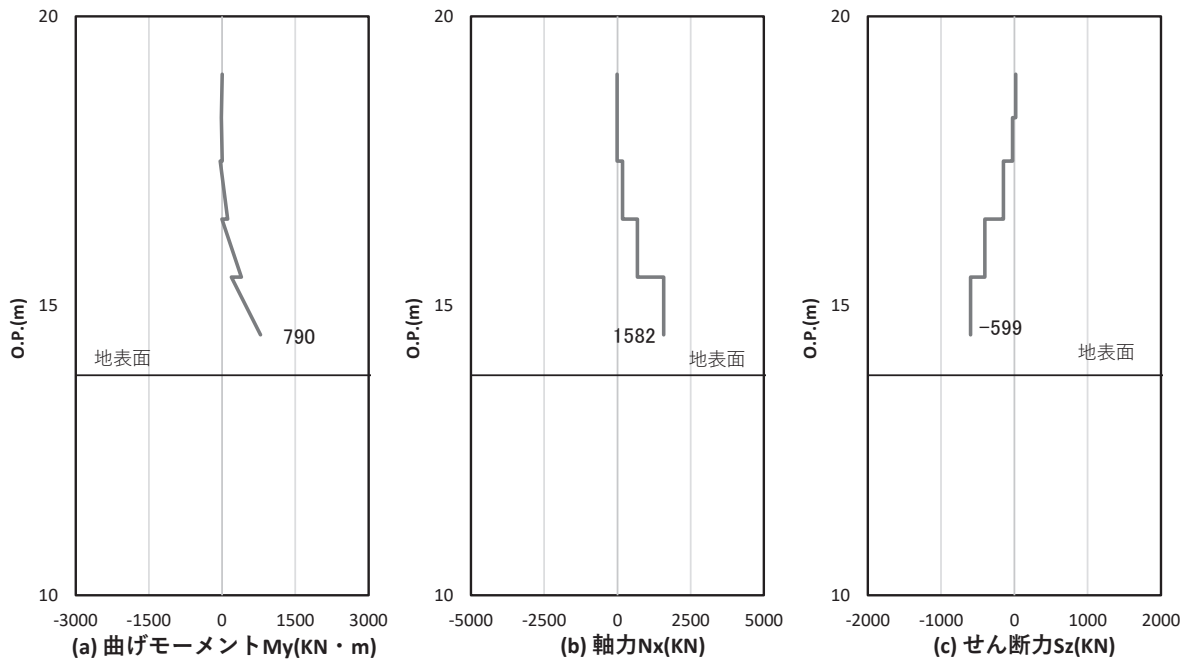


図 5-13(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤一般部, S d - D 2 (++) , t = 26.79s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

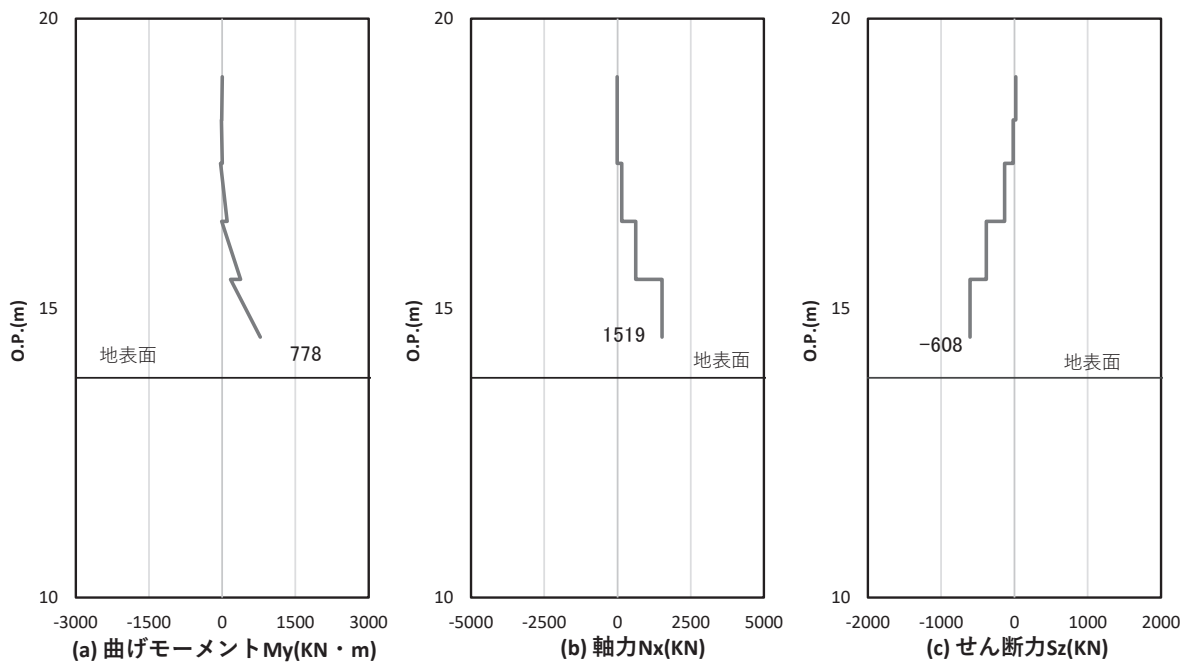


図 5-13(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤一般部, S d - D 2 (-+) , t = 27.01s)

解析ケース①：基本ケース

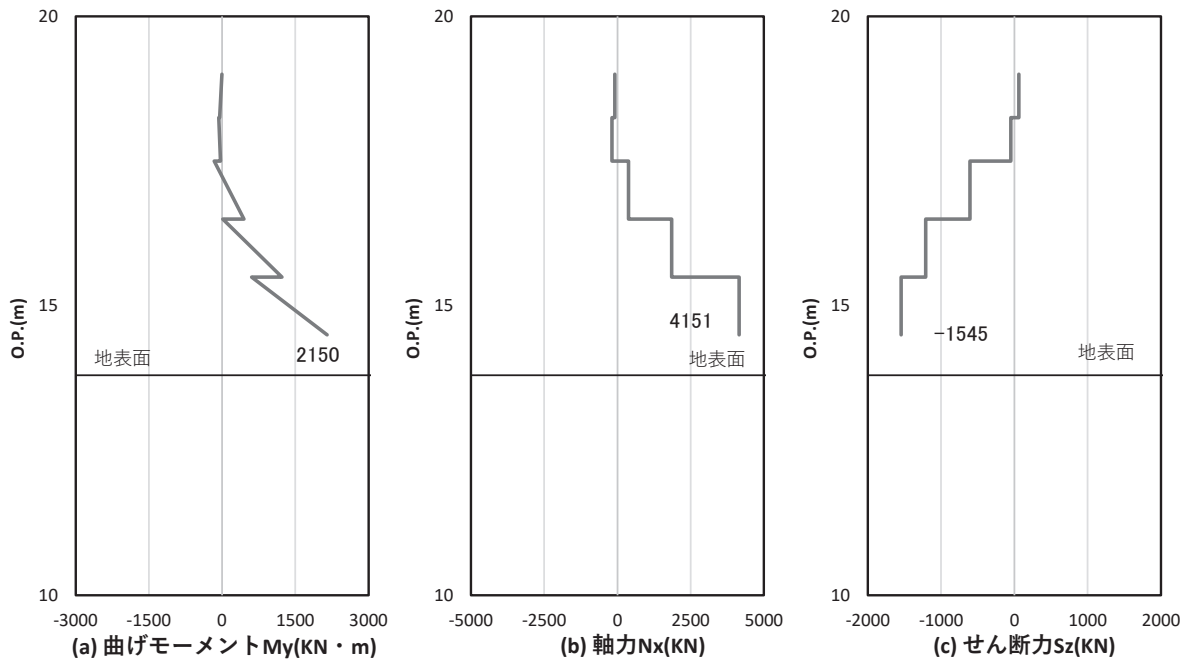


図 5-13(3) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤張出部, S d - D 2 (++) , t = 6. 96s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

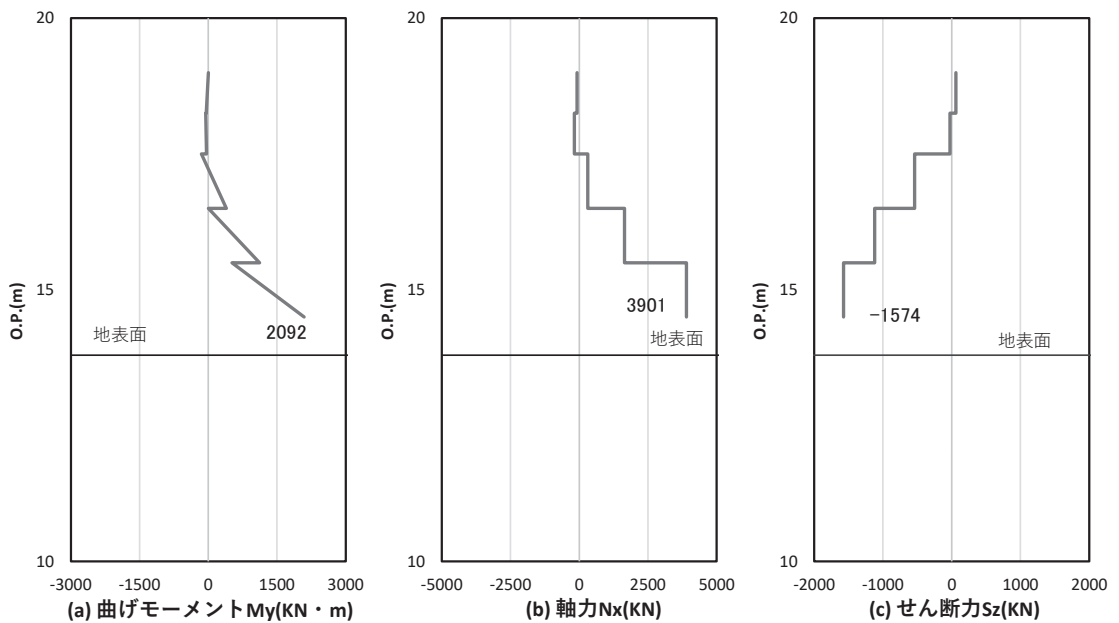


図 5-13(4) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤張出部, S d - D 2 (+-) , t = 8. 63s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

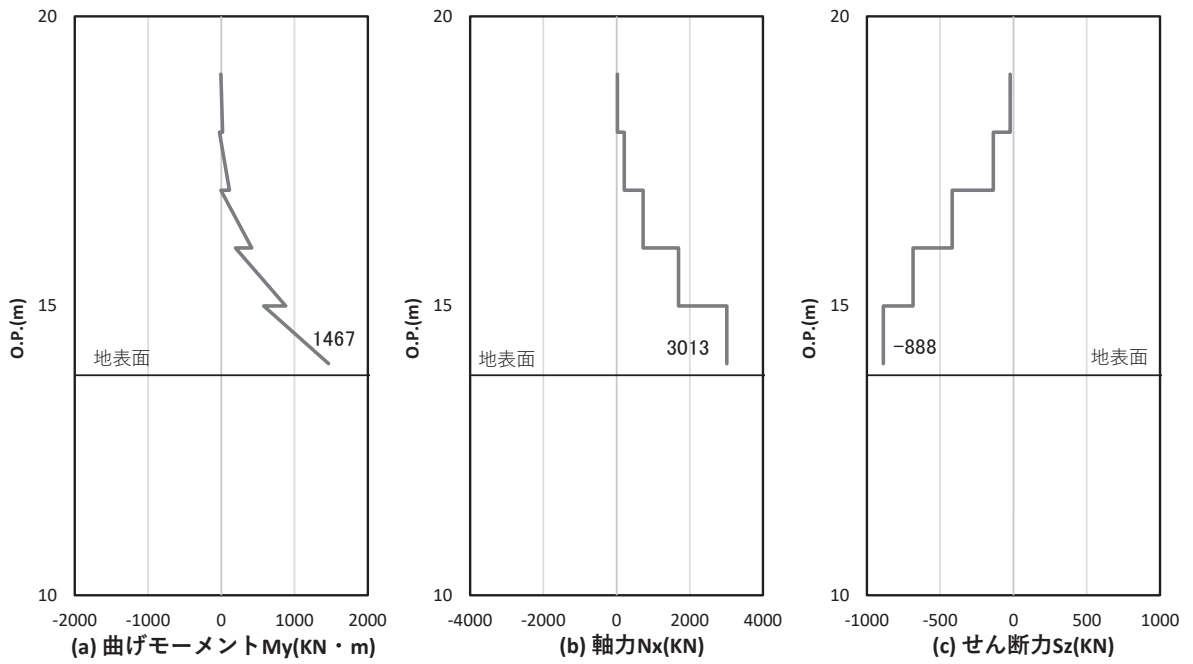


図 5-14(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 (-+), t = 8.57s)

解析ケース①：基本ケース

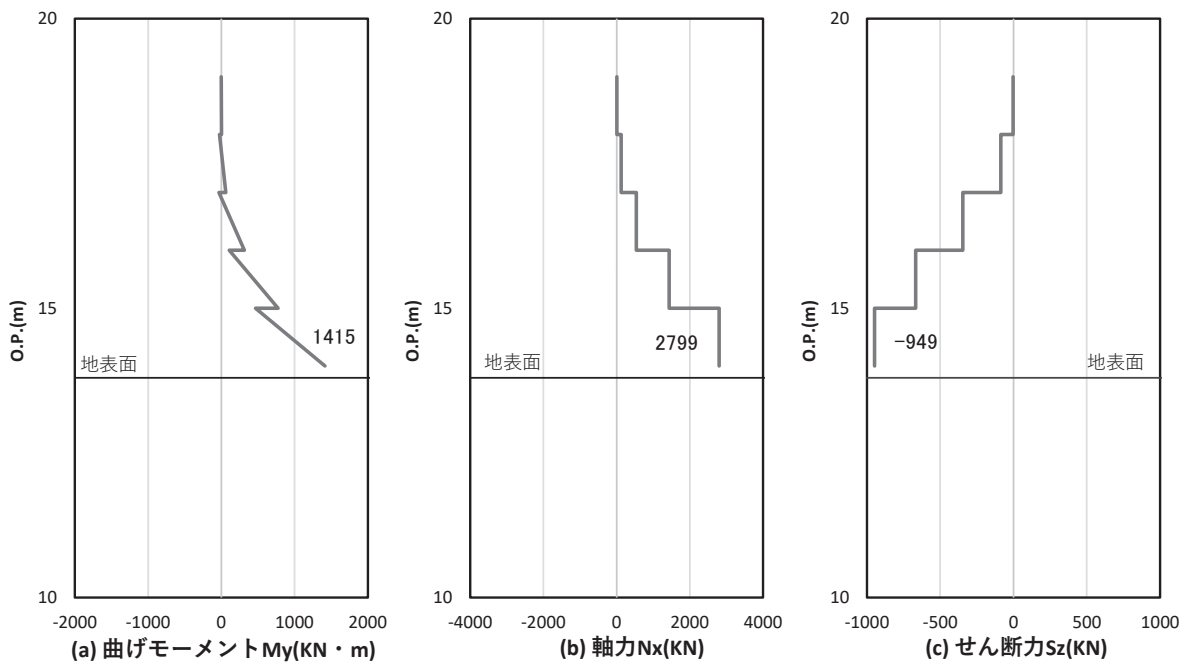


図 5-14(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 (+-), t = 8.63s)

解析ケース①：基本ケース

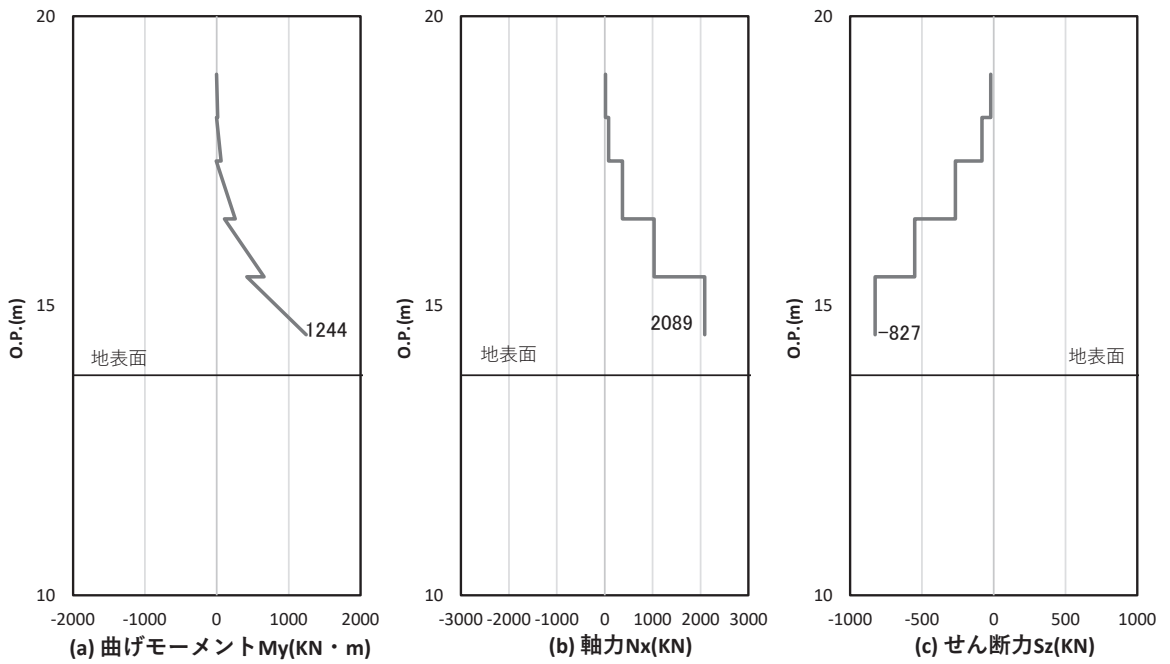


図 5-15(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d-D 2 (+-), t = 6.85s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

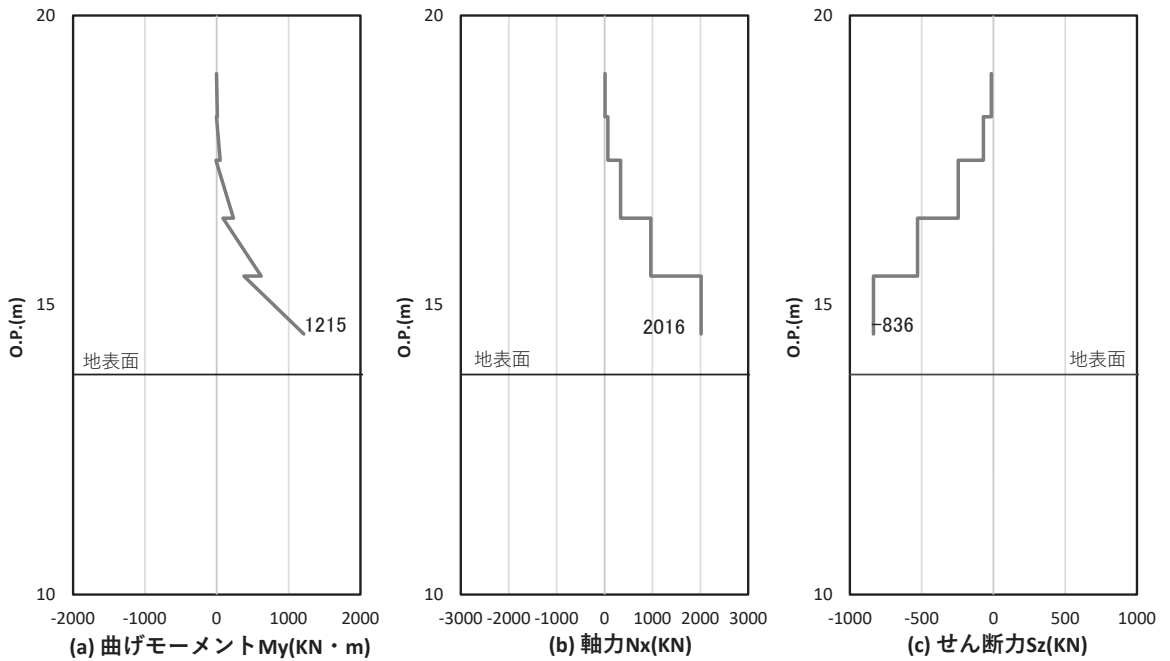


図 5-15(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d-D 2 (-+), t = 7.09s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

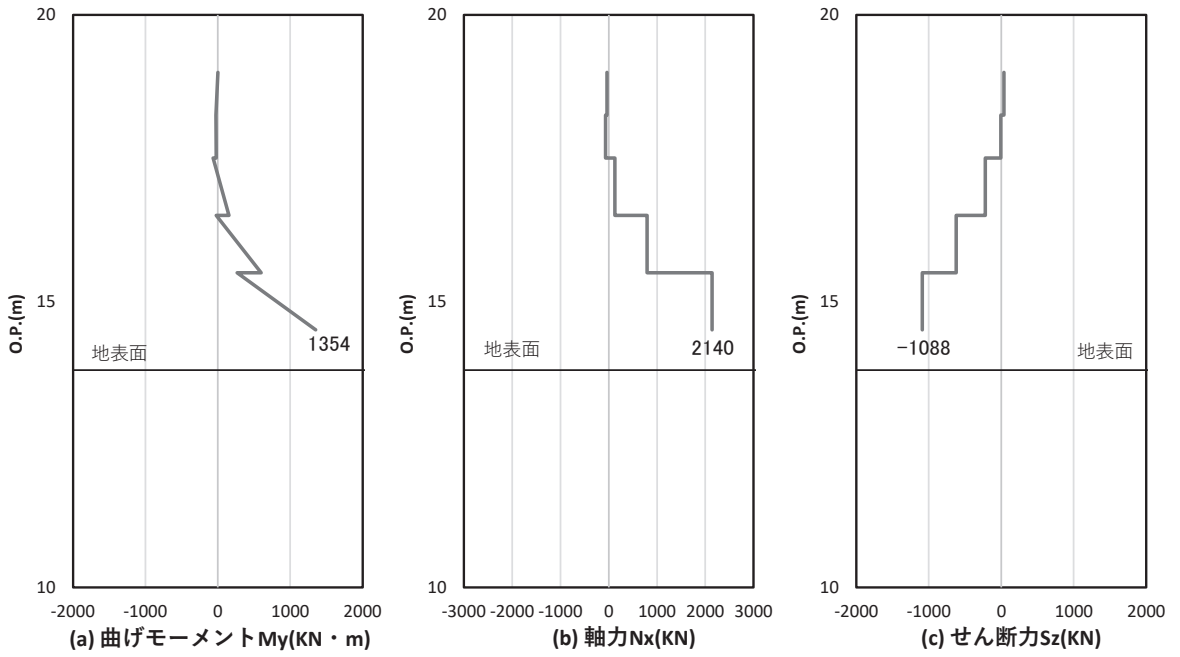


図 5-16(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦張出部, S d - D 2 ( - - ),  $t = 6.92s$ )

解析ケース①：基本ケース

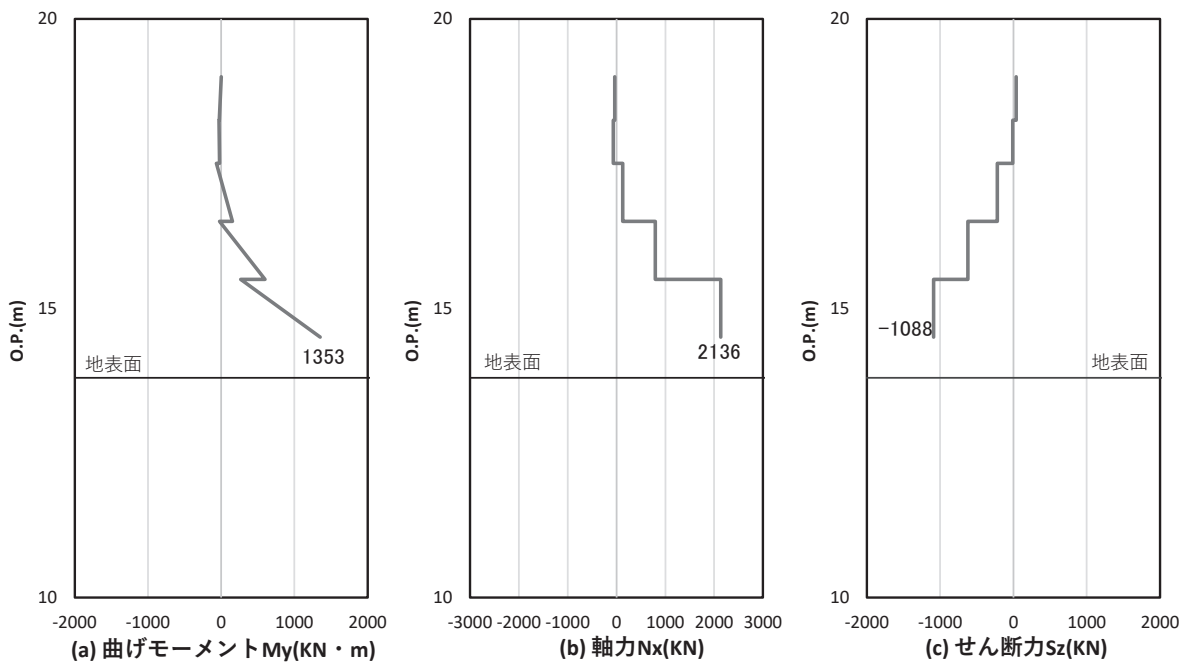


図 5-16(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦張出部, S d - D 2 ( - + ),  $t = 6.92s$ )

解析ケース①：基本ケース

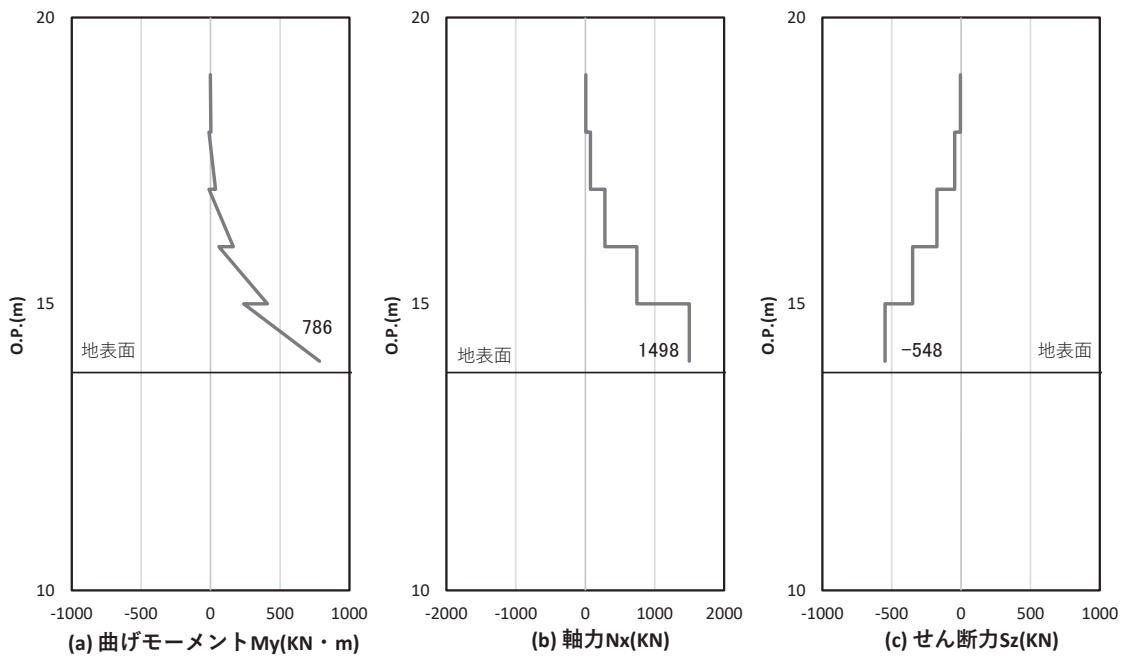


図 5-17(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑧, S d-D 2 (++) , t = 20.52s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

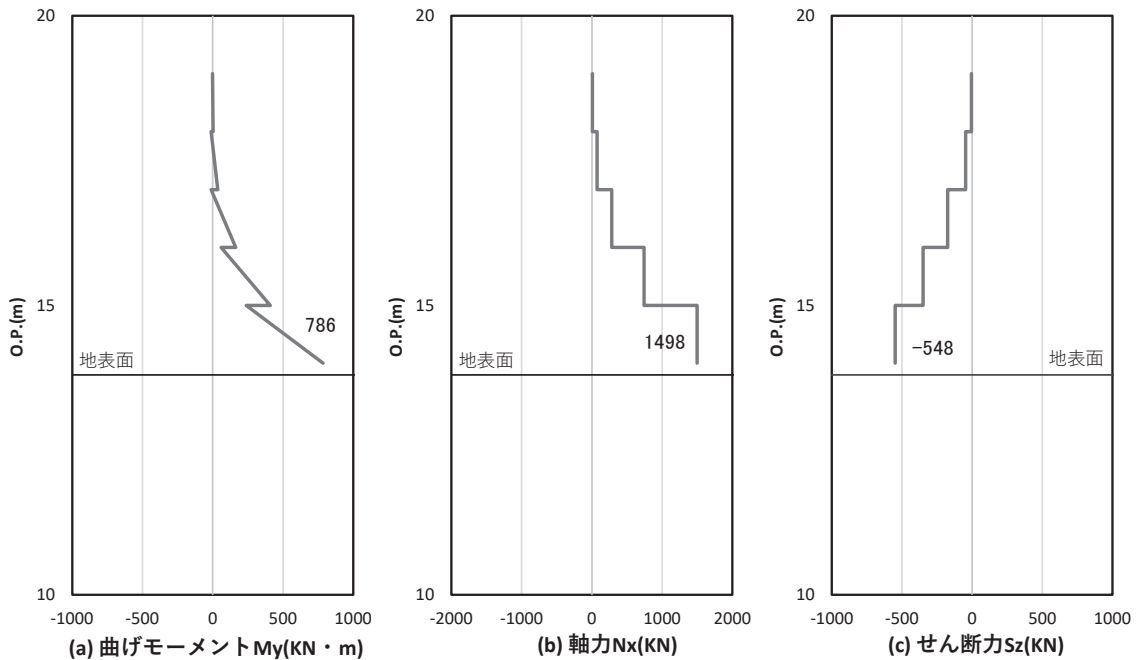


図 5-17(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑧, S d-D 2 (++) , t = 20.52s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



表 5-4(1) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM490)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	235	277	0.85
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	79	157	0.51
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.97	1.20	0.81
断面② (SM490)	S d - D 2 (-+)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	241	277	0.88
	S d - D 2 (-+)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	79	157	0.51
	S d - D 2 (-+)	②	合成応力度 (-)	1.01	1.20	0.85
断面③ (SM490)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	175	277	0.64
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	67	157	0.43
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.58	1.20	0.49
断面④ (SM570)	S d - D 2 (--)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	295	382	0.78
	S d - D 2 (--)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	128	217	0.59
	S d - D 2 (--)	③	合成応力度 (-)	0.94	1.20	0.79
断面⑤ 一般部 (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	127	382	0.34
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	217	0.27
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.18	1.20	0.15

表 5-4(2) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ 張出部 (SM570)	S d - D 2 (++)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	293	382	0.77
	S d - D 2 (+-)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	147	217	0.68
	S d - D 2 (+-)	③	合成応力度 (-)	1.05	1.20	0.88
断面⑥ (SM570)	S d - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	237	382	0.63
	S d - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	89	217	0.42
	S d - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.54	1.20	0.45
断面⑦ 一般部 (SM570)	S d - D 2 (+-)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	192	382	0.51
	S d - D 2 (-+)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	78	217	0.36
	S d - D 2 (+-)	③	合成応力度 (-)	0.38	1.20	0.32
断面⑦ 張出部 (SM570)	S d - D 2 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	207	382	0.55
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	102	217	0.48
	S d - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.51	1.20	0.43
断面⑧ (SM570)	S d - D 2 (++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	125	382	0.33
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	217	0.24
	S d - D 2 (++)	②	合成応力度 (-)	0.17	1.20	0.15

### 5.3 固定ボルトの評価結果

固定ボルトの照査結果を表 5-5 に示す。この結果から、固定ボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-5 固定ボルトの照査結果

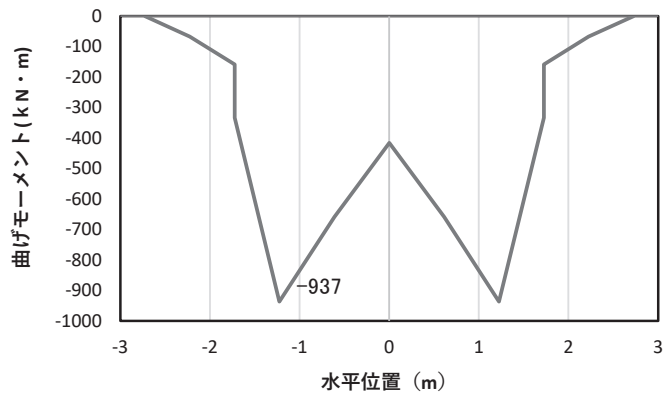
部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
断面① (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	②	引張応力度	23	540	0.05
断面② (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	②	引張応力度	25	540	0.05
断面③ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	③	引張応力度	23	540	0.05
断面④ (区分 8.8)	S d - D 2 (+-)	③	引張応力度	75	540	0.14
断面⑤ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	③	引張応力度	225	540	0.42
断面⑥ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	③	引張応力度	115	540	0.22
断面⑦ (区分 8.8)	S d - D 2 (-+)	①	引張応力度	120	540	0.23
断面⑧ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	②	引張応力度	21	540	0.04

#### 5.4 フーチングの評価結果

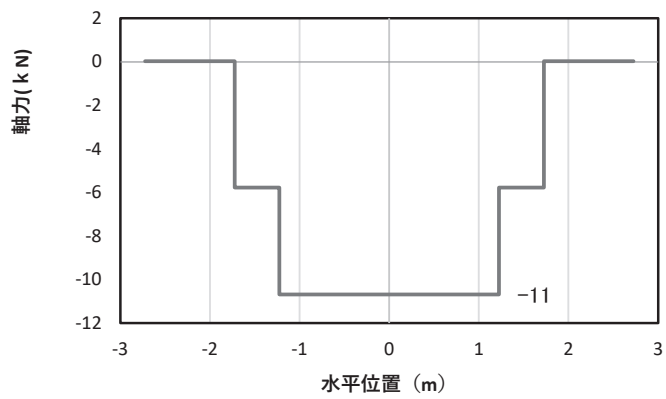
##### 5.4.1 フーチング（本体）

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-18～図 5-26 に、照査結果を表 5-6～表 5-11 に示す。

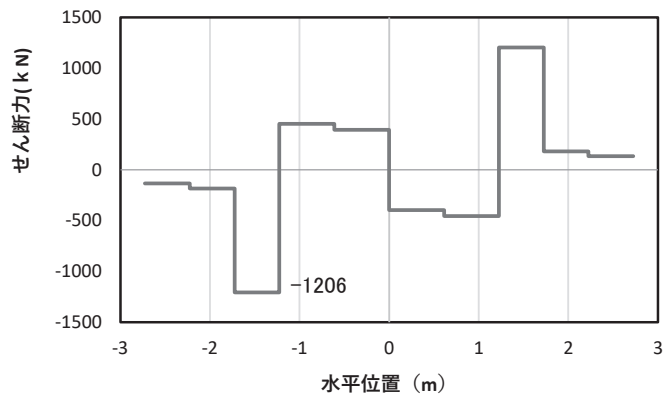
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN・m)



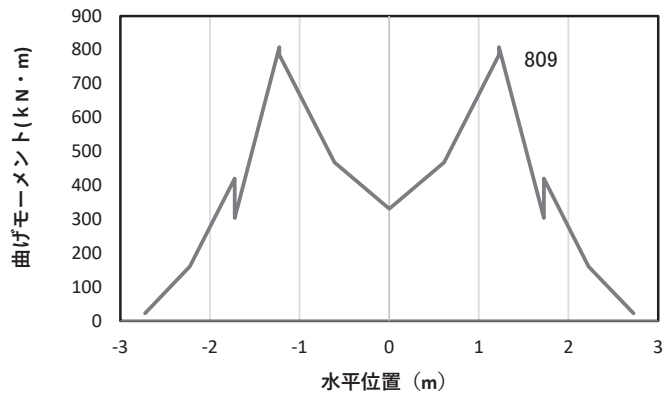
(b) 軸力  $N_x$ (KN)



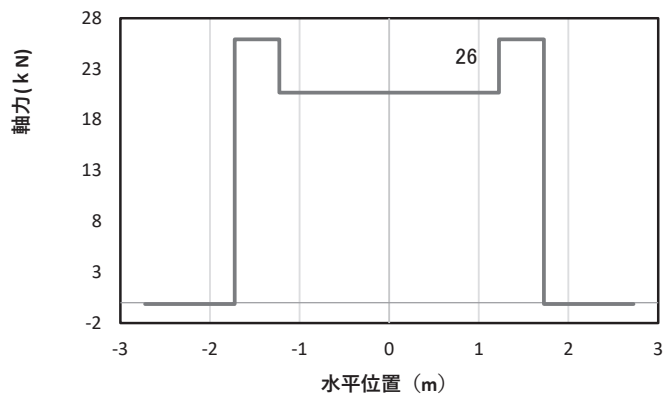
(c) せん断力  $S_z$ (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

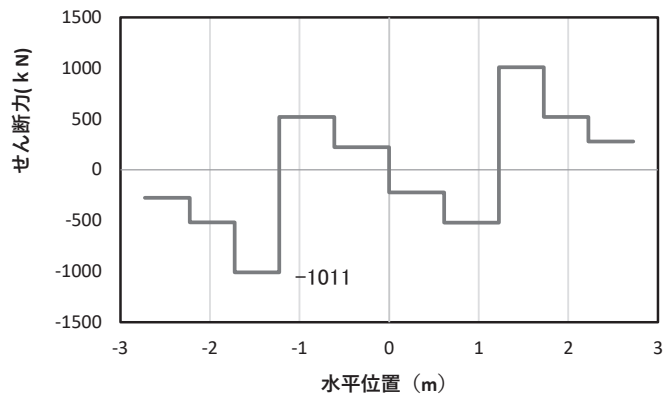
図 5-18(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①,  $S_d-D2$  (++) ,  $t=5.45s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

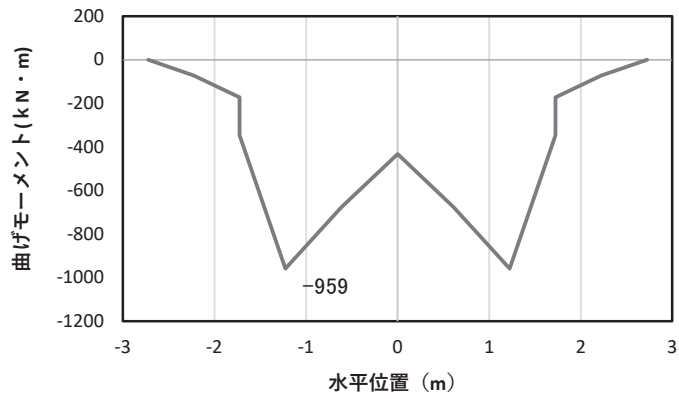
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-18(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

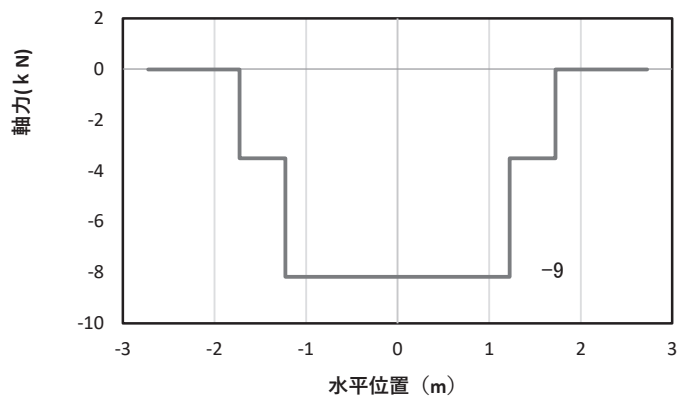
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面①,  $S_d - D_2$  (++) ,  $t = 23.56s$ ,  $M_z$  最大)

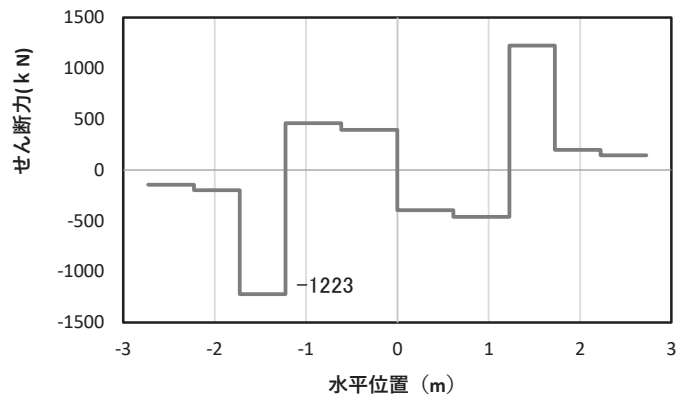
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

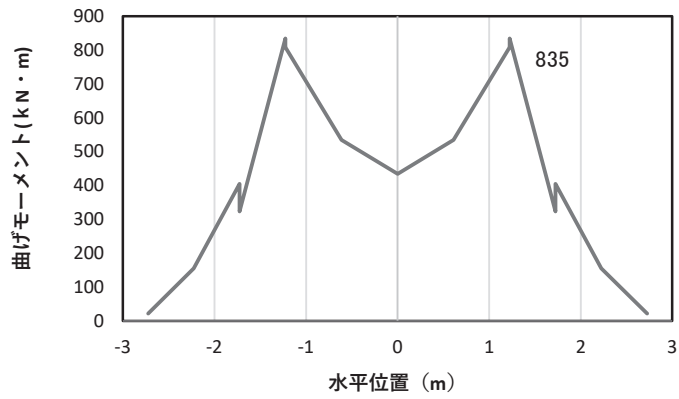
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-18(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

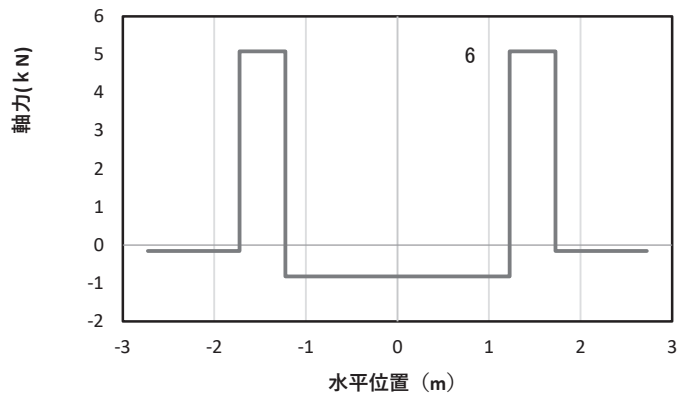
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面①,  $S_d - D2$  (—),  $t = 25.85s$ ,  $M_y$  最大)

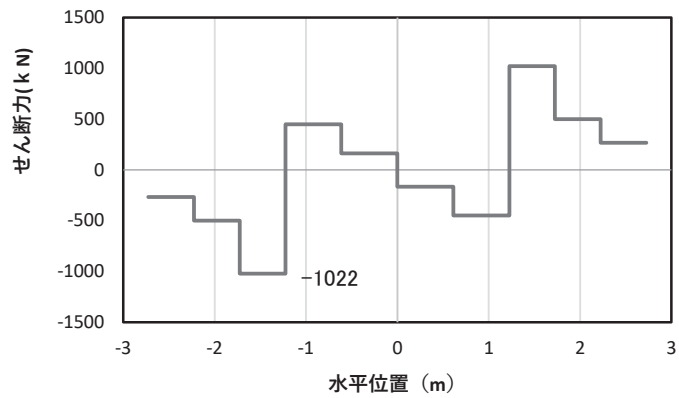
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)

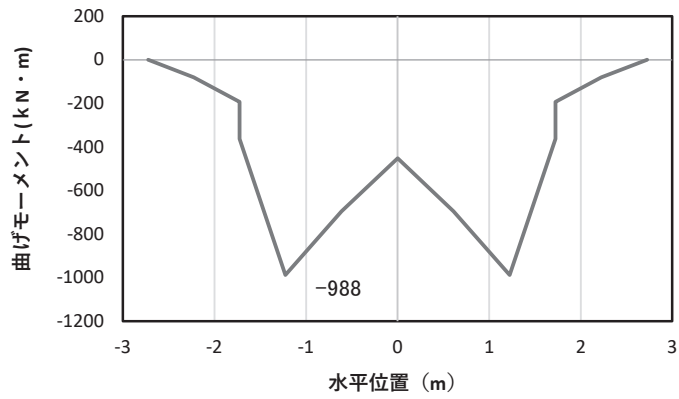


(c) せん断力  $S_y$  (KN)

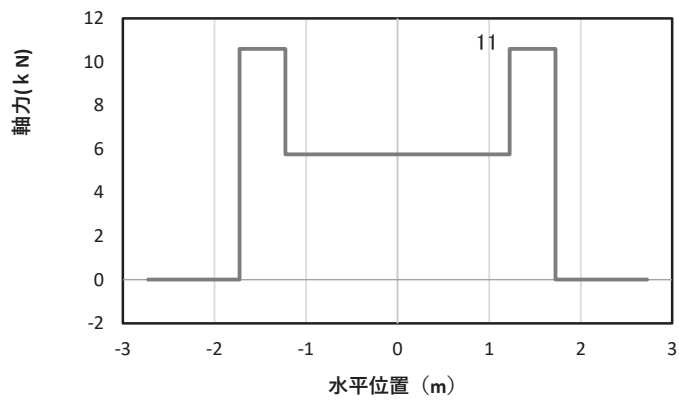
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-18(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①, S d - D 2 (---), t = 11.44s,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

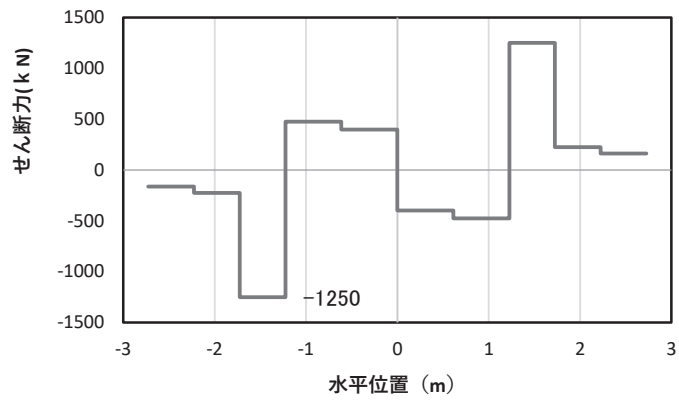




(a) 曲げモーメント  $M_y$  (kN·m)



(b) 軸力  $N_x$  (kN)



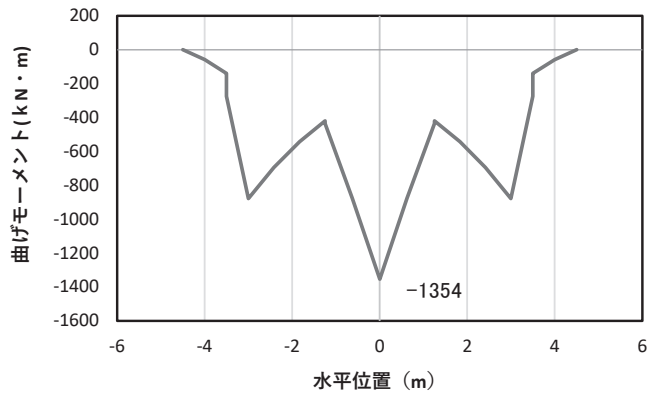
(c) せん断力  $S_z$  (kN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

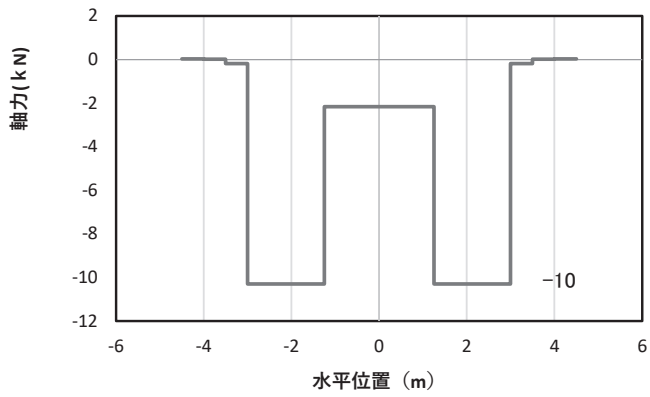
図 5-18(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面①, S d - D 2 (++) ,  $t = 26.10s$ )

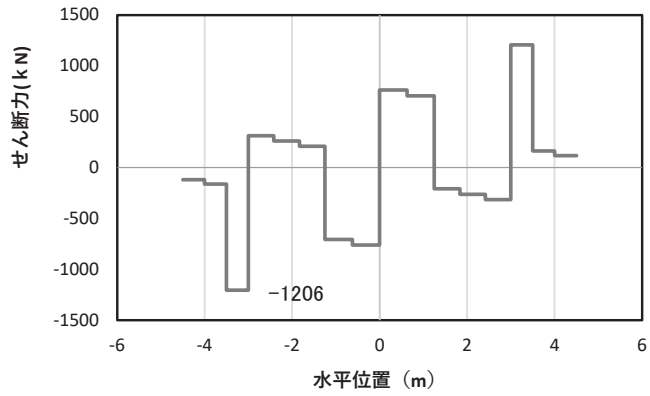
解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



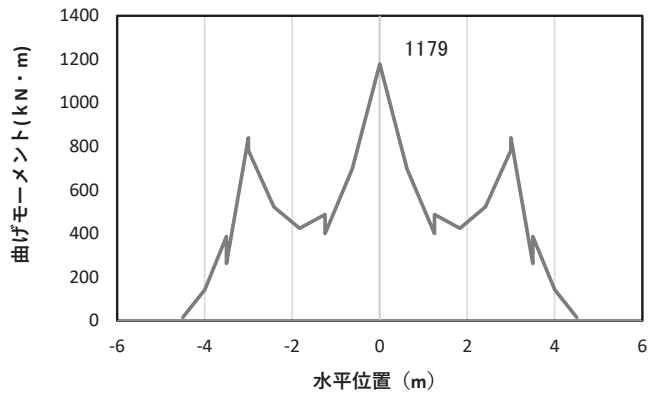
(b) 軸力  $N_x$  (KN)



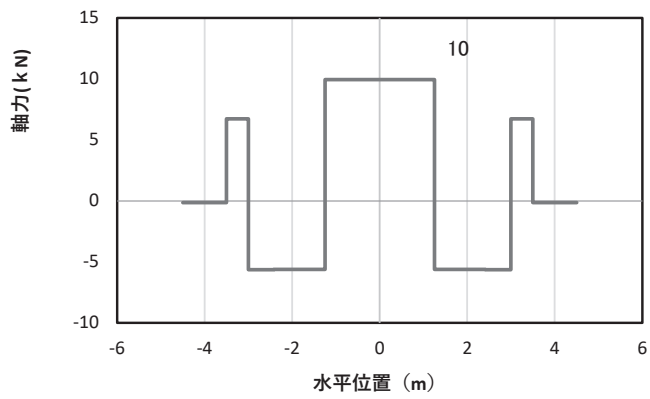
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

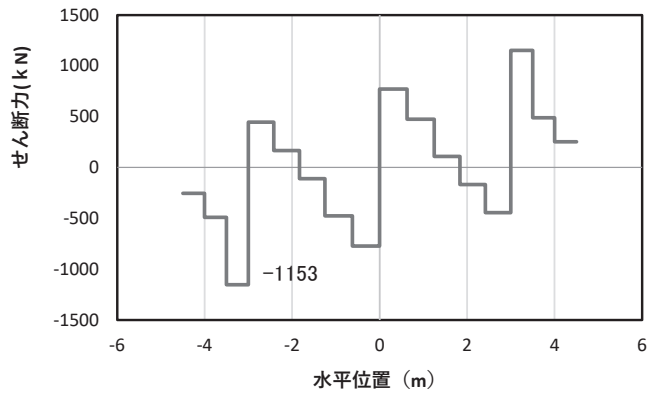
図 5-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 5.18s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z(\text{KN}\cdot\text{m})$



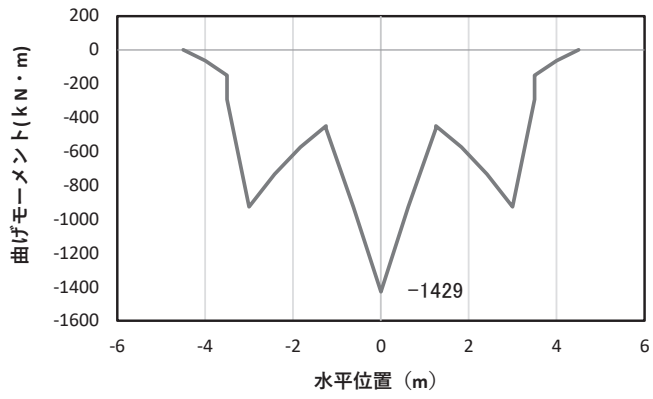
(b) 軸力  $N_x(\text{KN})$



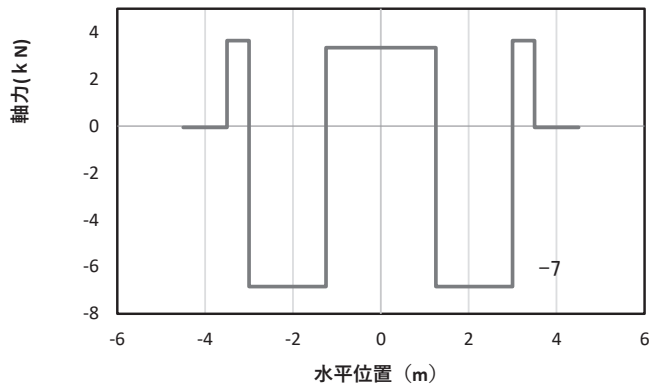
(c) せん断力  $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

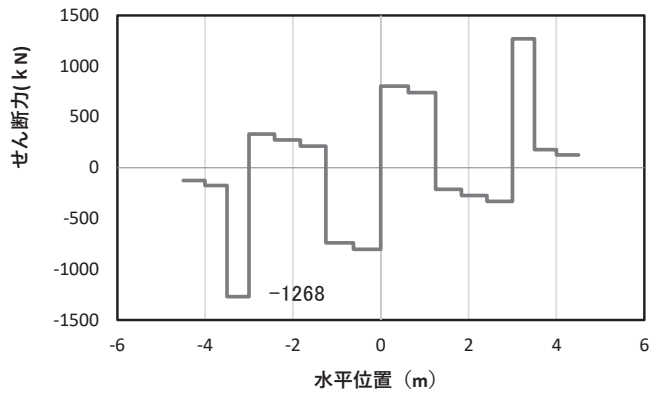
図 5-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②,  $S_d - D2$  (++) ,  $t = 9.87\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

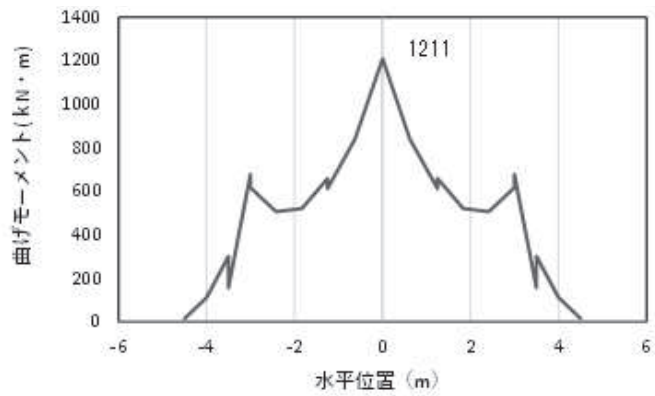
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

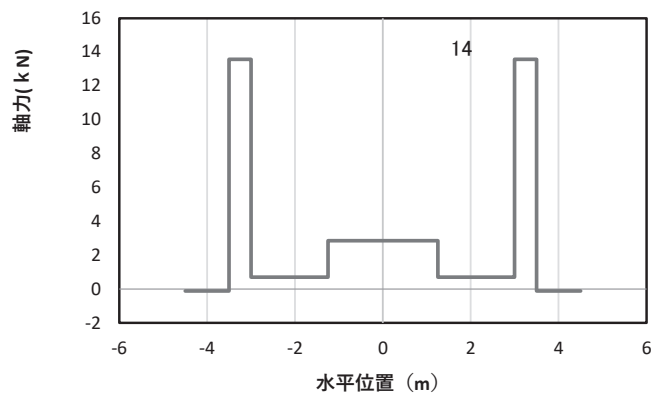
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面②, S d - D 2 (-+), t = 5.48s,  $M_y$  最大)

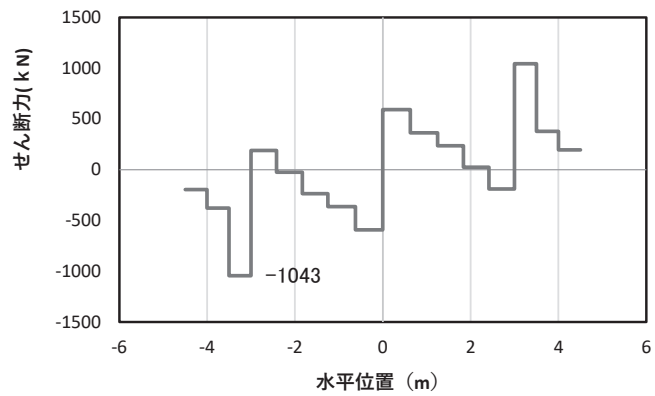
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z(\text{KN}\cdot\text{m})$



(b) 軸力  $N_x(\text{KN})$



(c) せん断力  $S_y(\text{KN})$

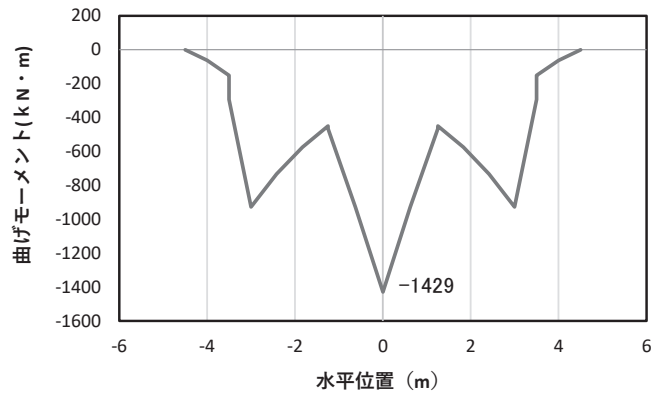
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

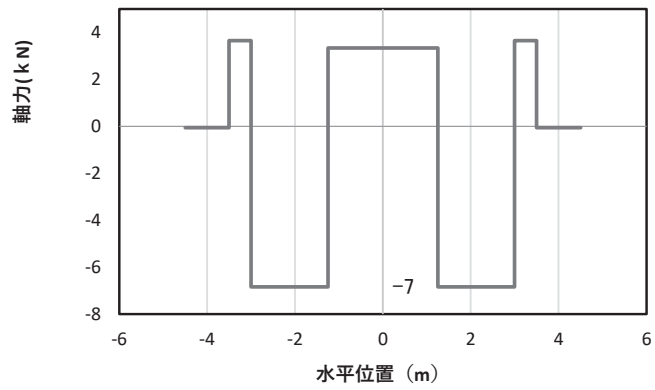
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面②,  $S_d-D2$  (-+),  $t=16.94\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

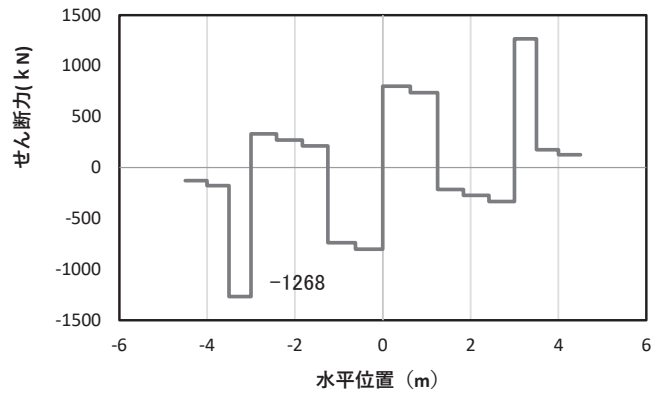
解析ケース②: 地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



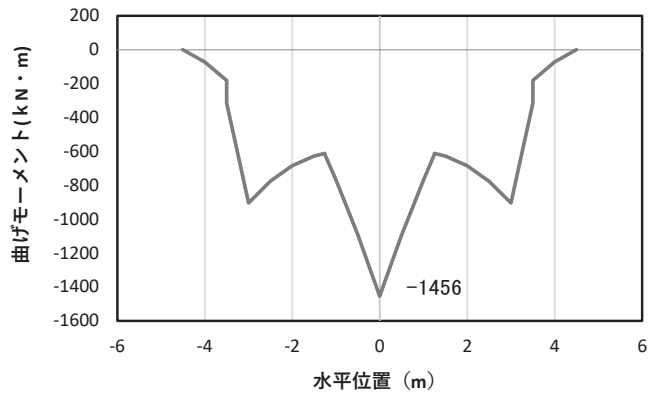
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

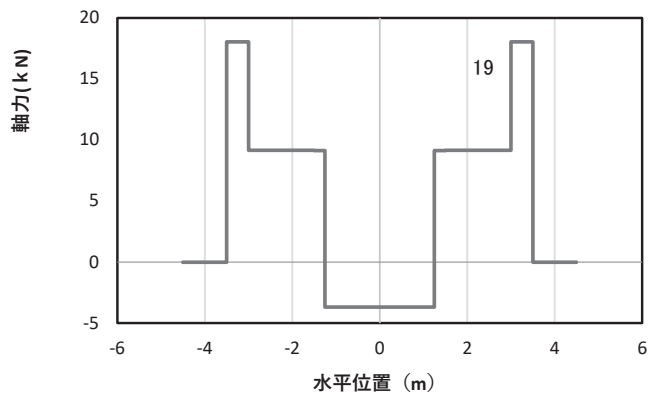
図 5-19(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面②,  $S_d - D 2 (-+)$ ,  $t = 5.48s$ )

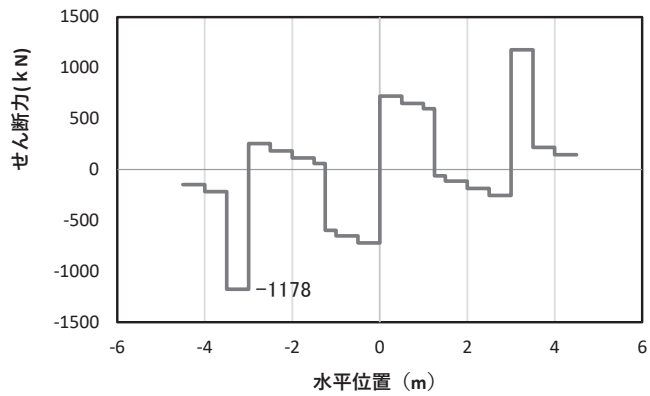
解析ケース②: 地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



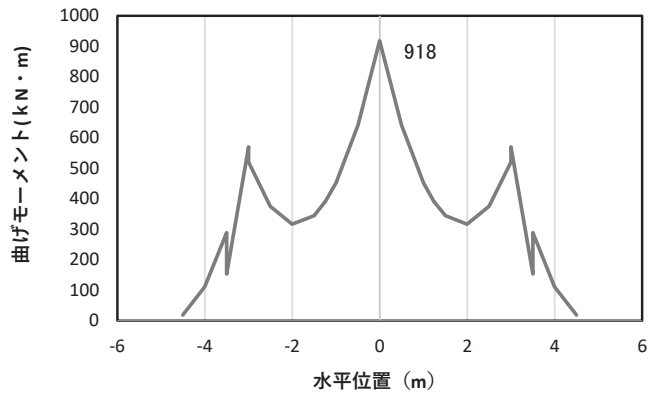
(b) 軸力  $N_x$  (KN)



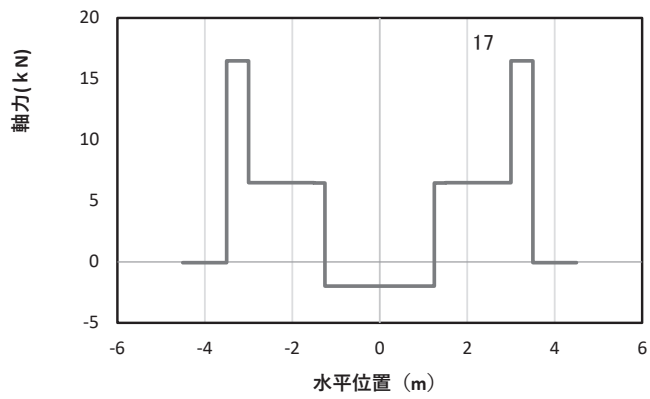
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

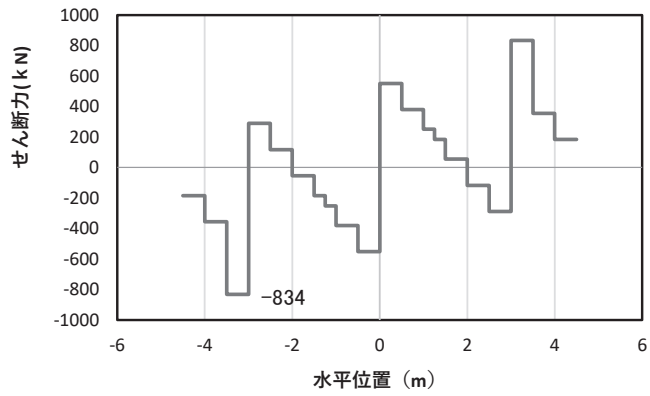
図 5-20(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面③,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 13.34s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$ (KN・m)



(b) 軸力  $N_x$ (KN)



(c) せん断力  $S_y$ (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

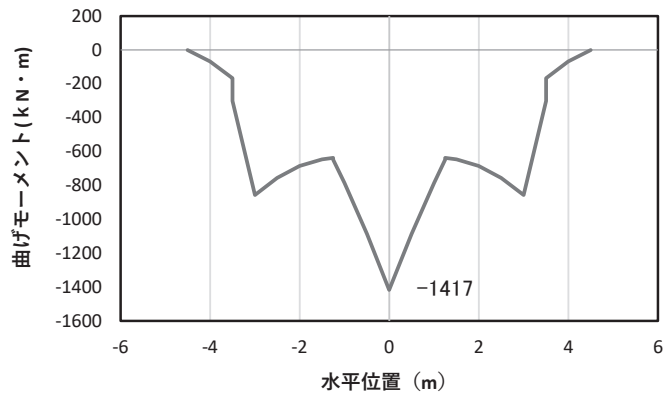
図 5-20(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

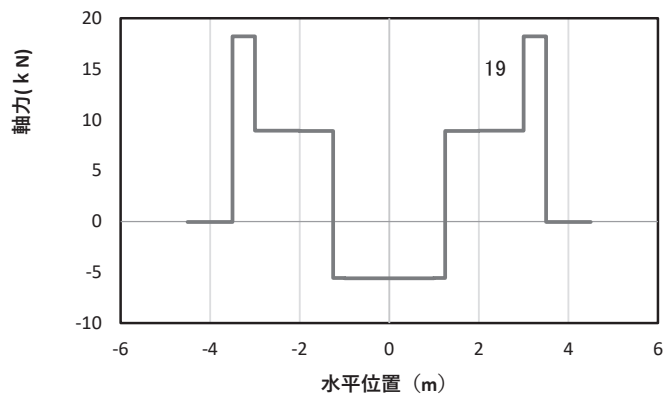
(断面③,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 18.56s$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース② : 地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した解析ケース

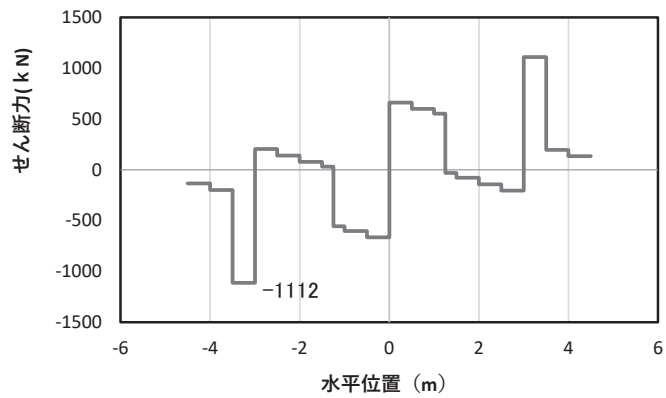




(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

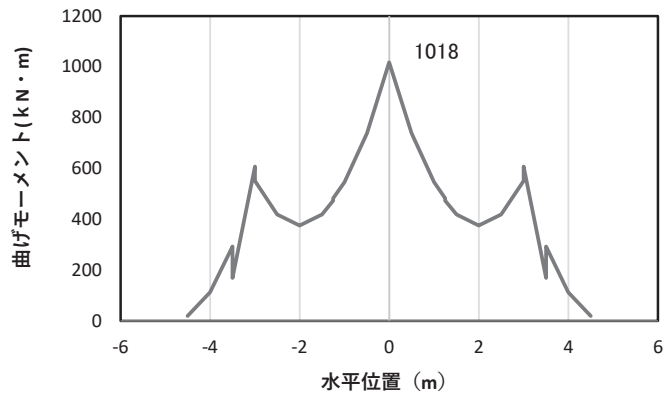
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-20(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

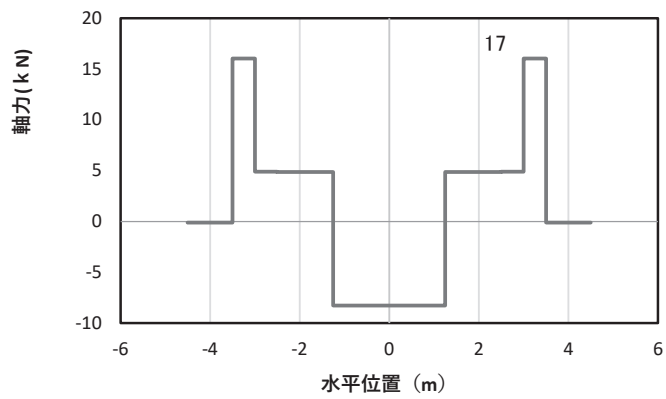
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面③,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 13.35s$ ,  $M_y$  最大)

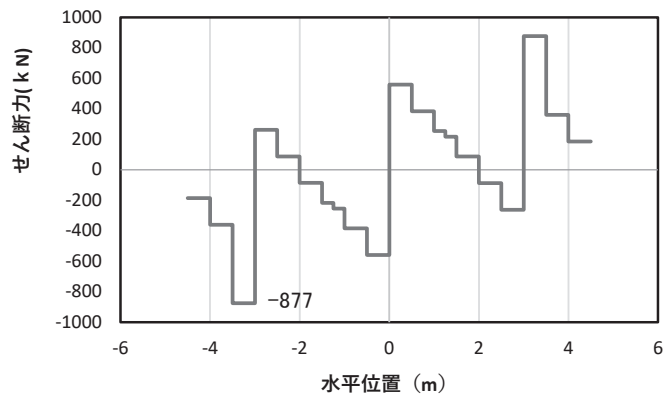
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

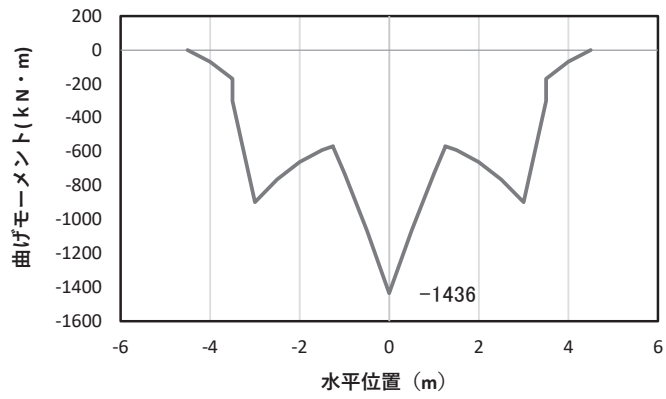
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-20(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

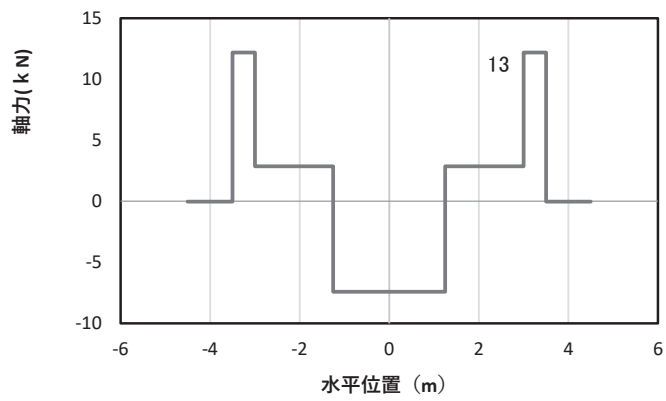
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面③, S d - D 2 (++) , t = 6.66s,  $M_z$  最大)

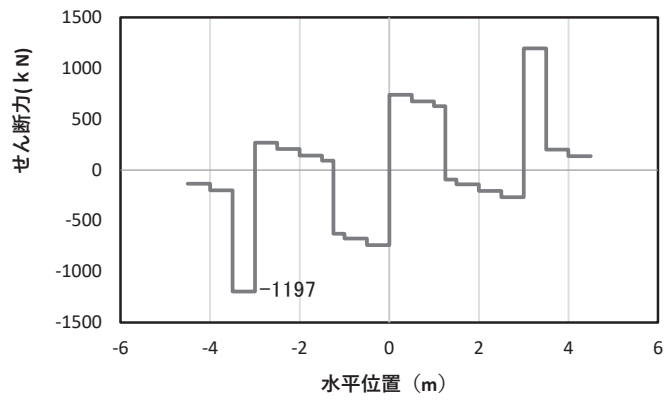
解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1  $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



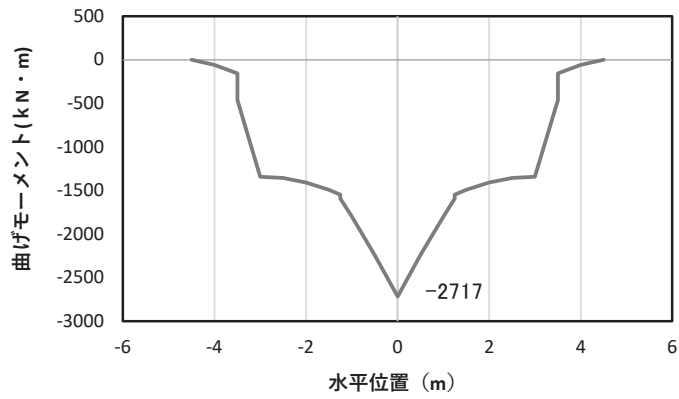
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

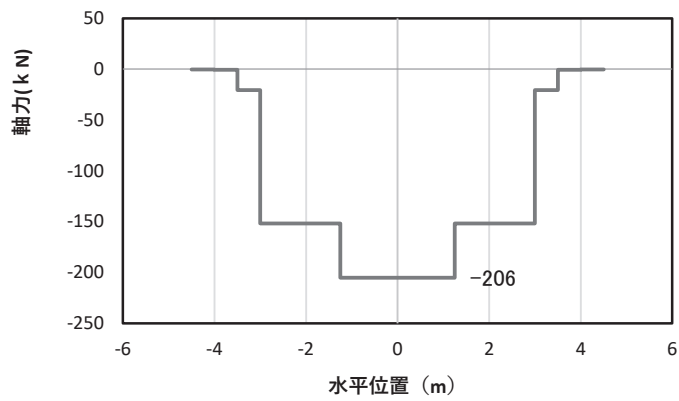
図 5-20(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面③, S d-D 2 (++) , t = 25.71s)

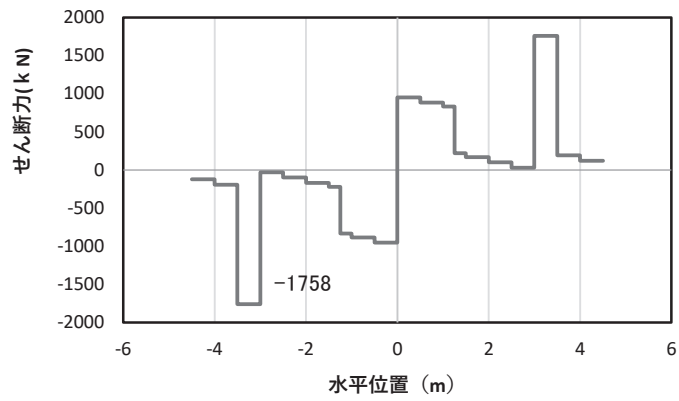
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN・m)



(b) 軸力  $N_x$ (KN)

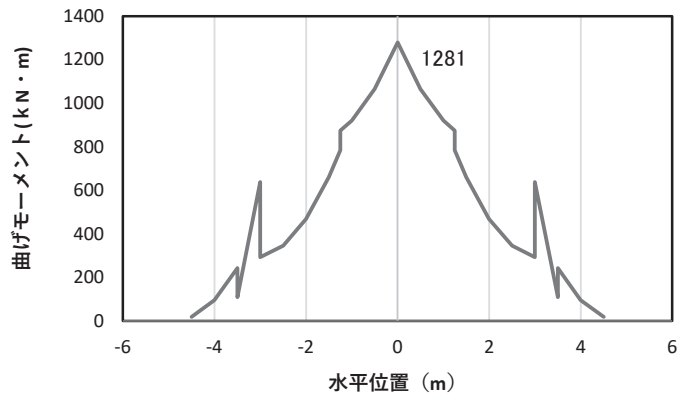


(c) せん断力  $S_z$ (KN)

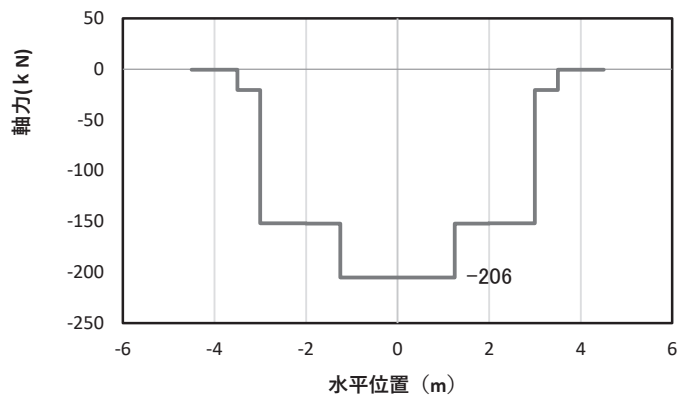
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-21(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面④, S d-D 2 (---), t = 6.98s,  $M_y$  最大)

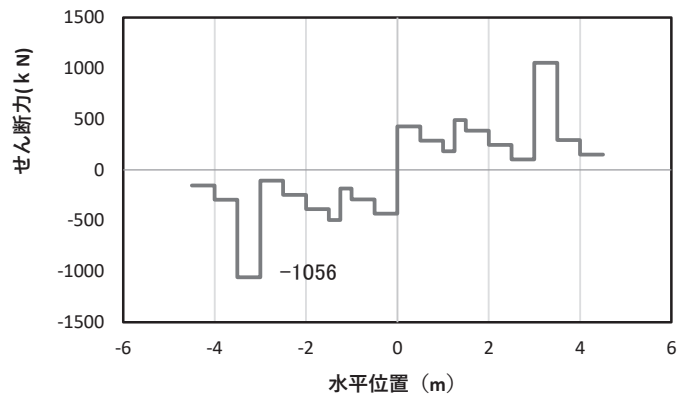
解析ケース③：地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

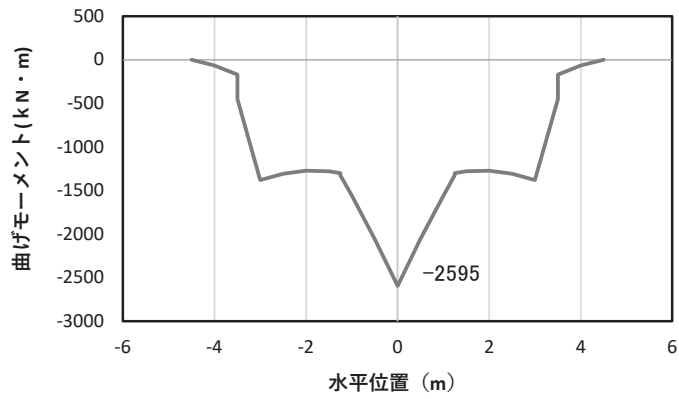
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-21(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

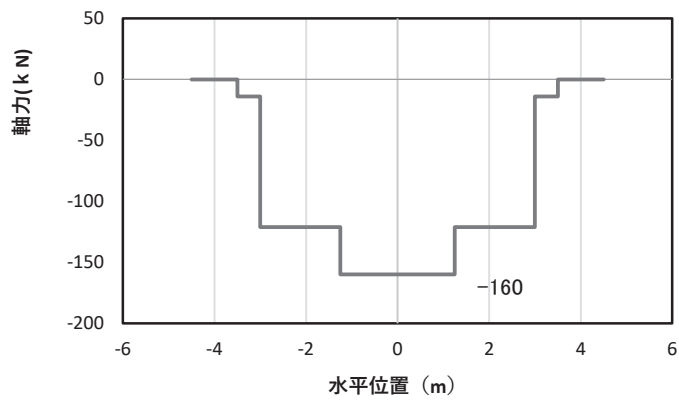
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面④,  $S_d - D2$  (---),  $t = 6.98s$ ,  $M_z$  最大)

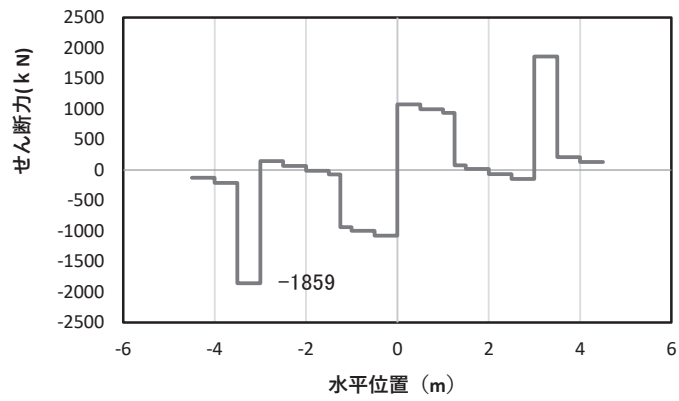
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



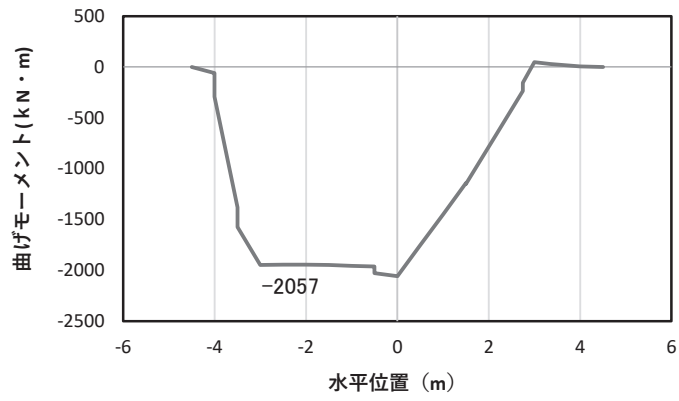
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

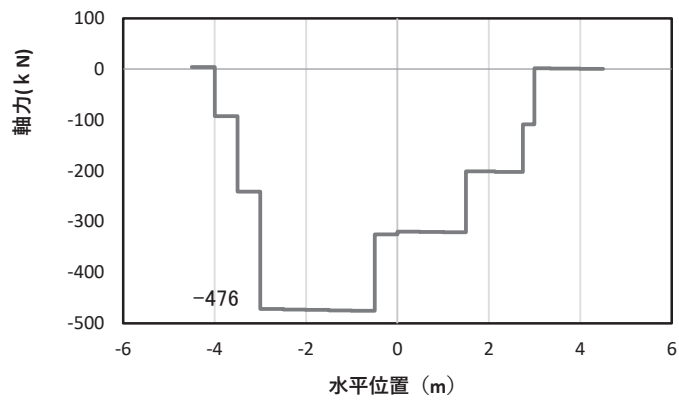
図 5-21 (3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面④, S d - D 2 (---), t = 25.20s)

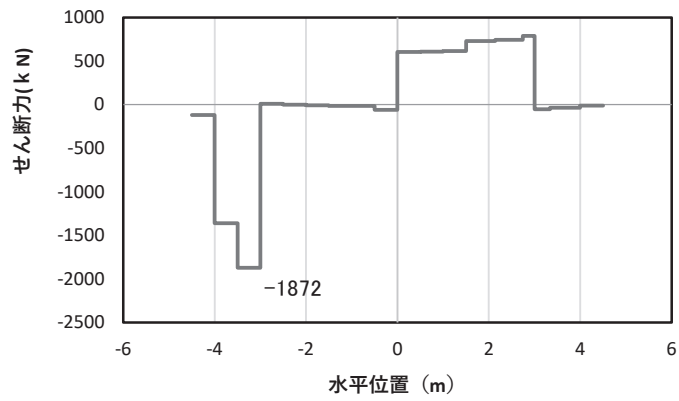
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

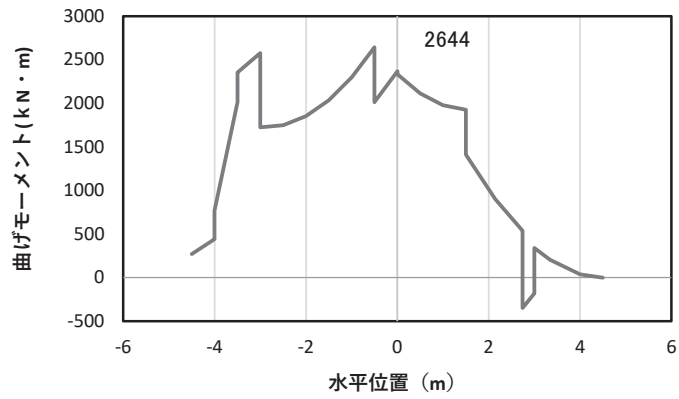
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-22(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

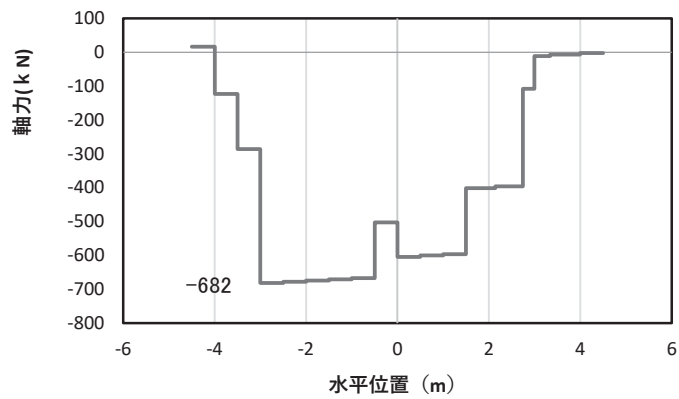
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑤, S d - D 2 (++) , t = 8.61s,  $M_y$  最大)

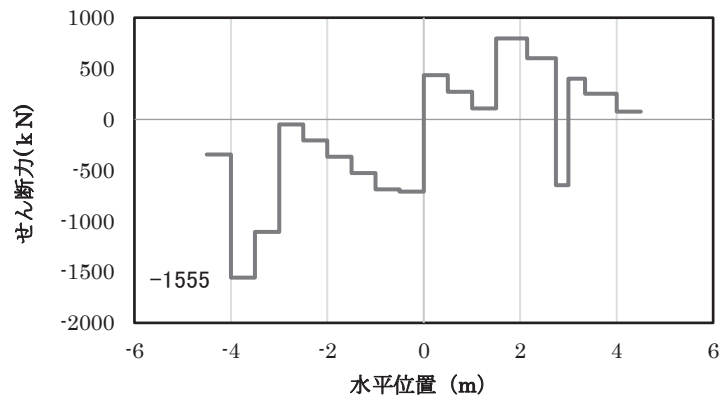
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z(\text{KN}\cdot\text{m})$



(b) 軸力  $N_x(\text{KN})$



(c) せん断力  $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

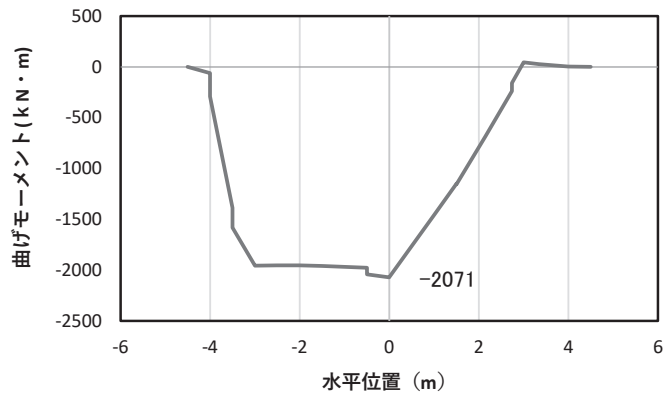
図 5-22(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

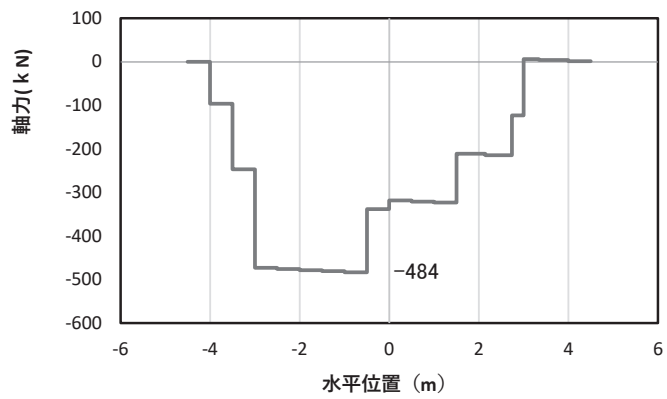
(断面⑤,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 26.84\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース①：基本ケース

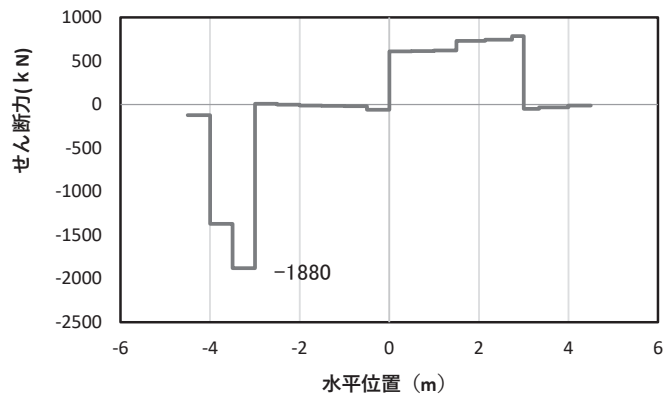




(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN・m)



(b) 軸力  $N_x$ (KN)



(c) せん断力  $S_z$ (KN)

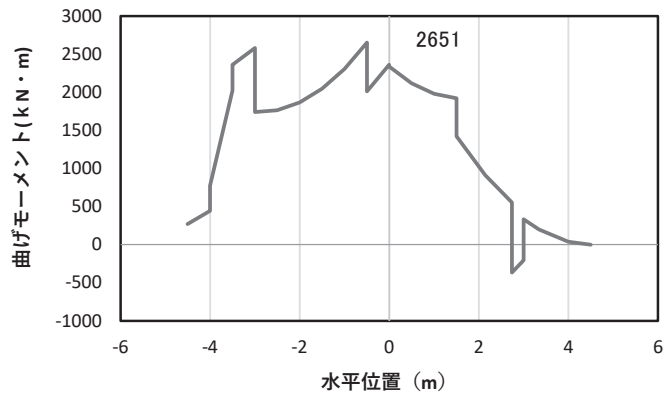
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-22(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

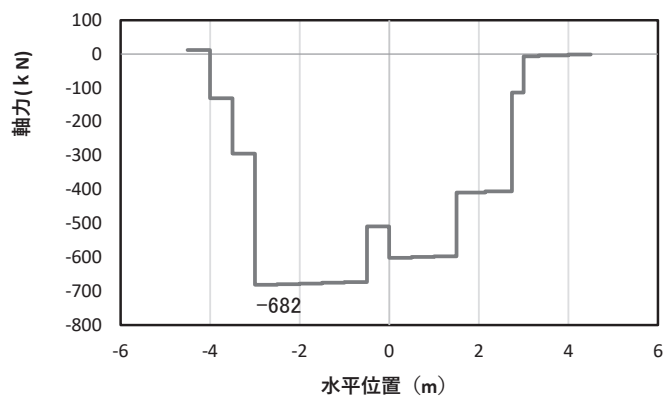
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑤, S d - D 2 (+-), t = 8.61s,  $M_y$  最大)

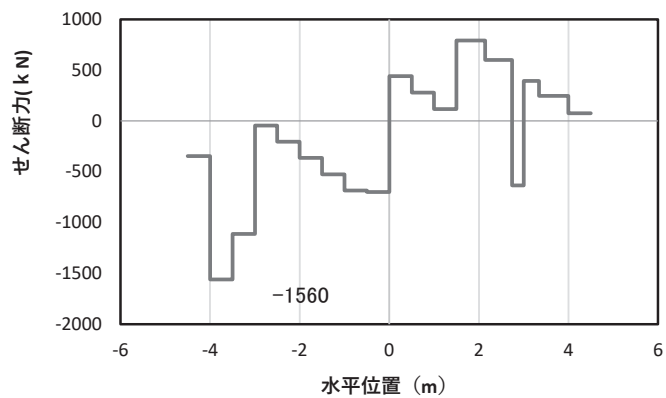
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z(\text{KN}\cdot\text{m})$



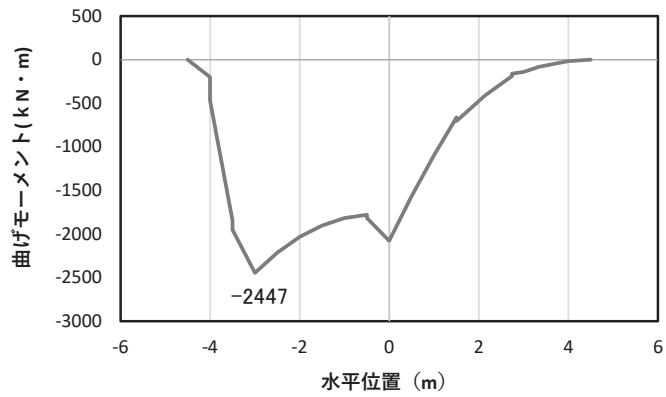
(b) 軸力  $N_x(\text{KN})$



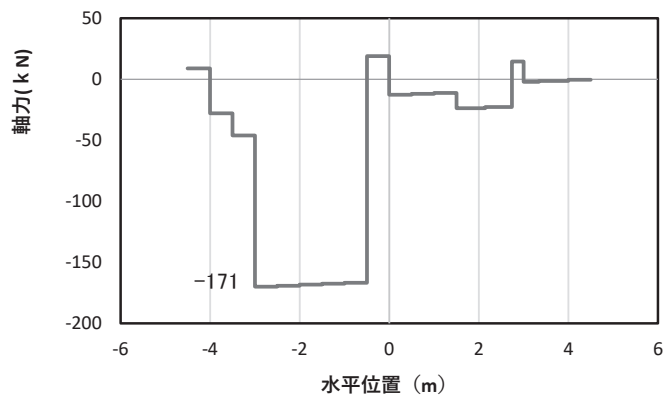
(c) せん断力  $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

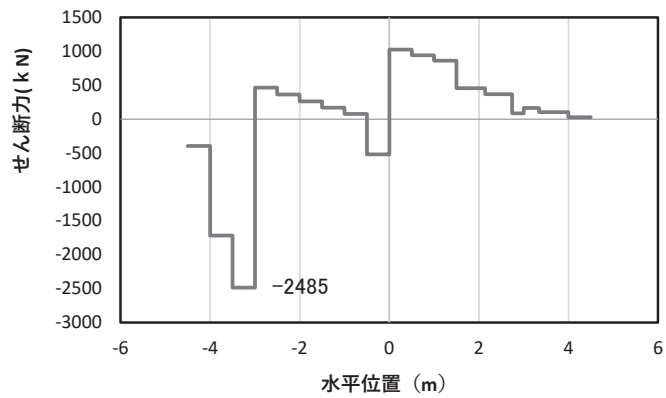
図 5-22(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤,  $S_d - D2 (+)$ ,  $t = 26.84\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



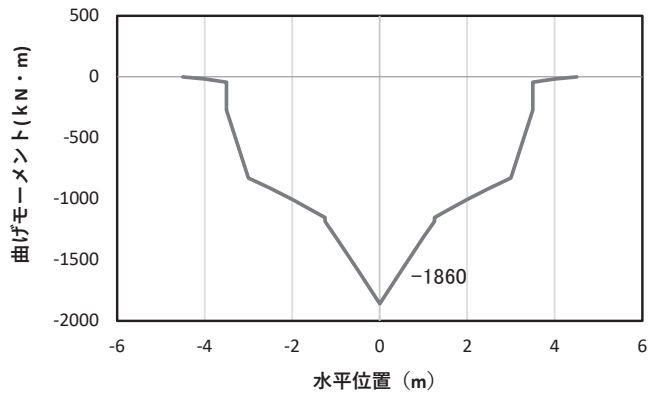
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

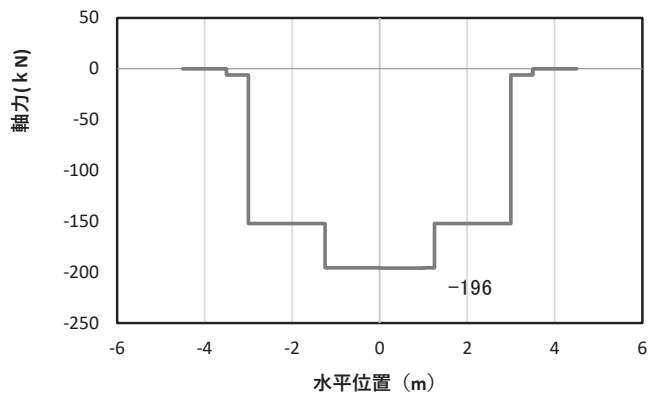
図 5-22(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑤,  $S_d - D2$  (—),  $t = 8.56s$ )

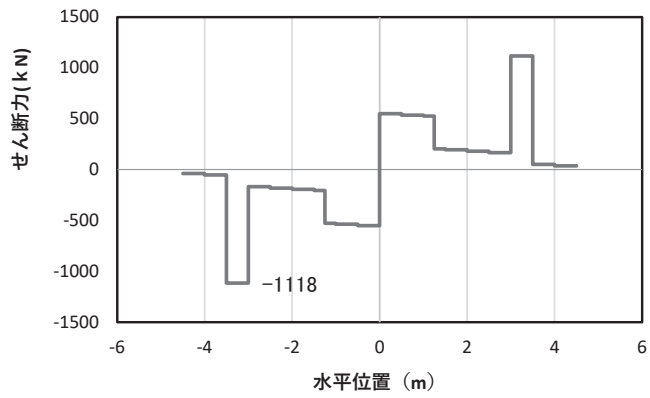
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (kN·m)



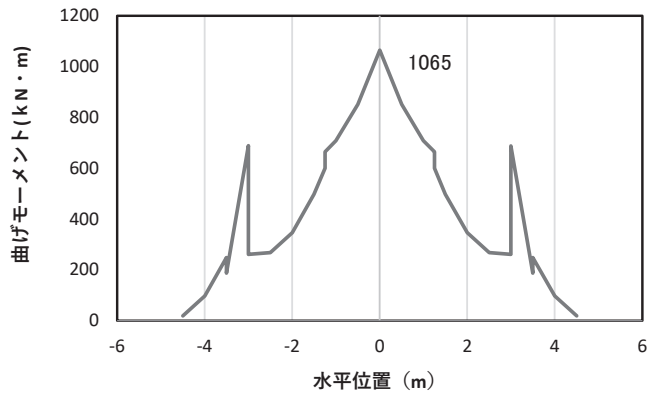
(b) 軸力  $N_x$  (kN)



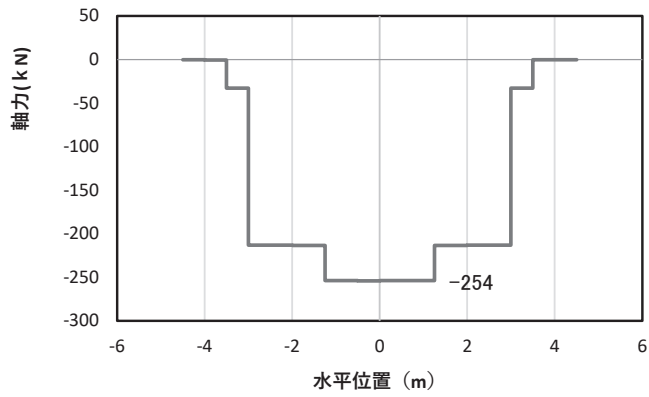
(c) せん断力  $S_z$  (kN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

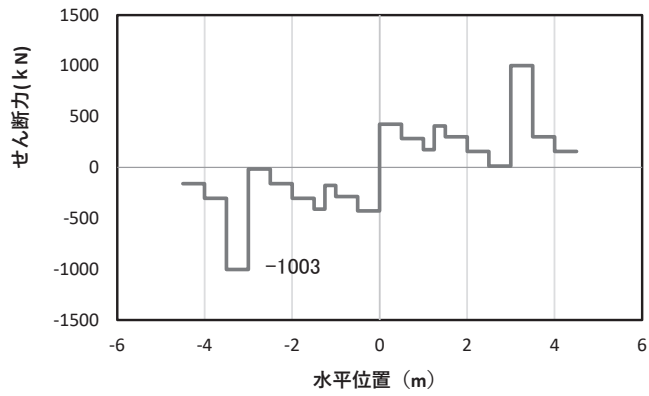
図 5-23(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_d - D2$  (++) ,  $t = 8.63s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$ (KN・m)



(b) 軸力  $N_x$ (KN)



(c) せん断力  $S_y$ (KN)

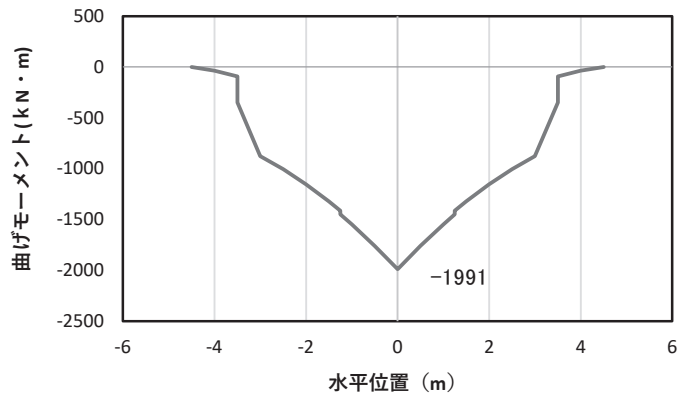
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-23 (2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

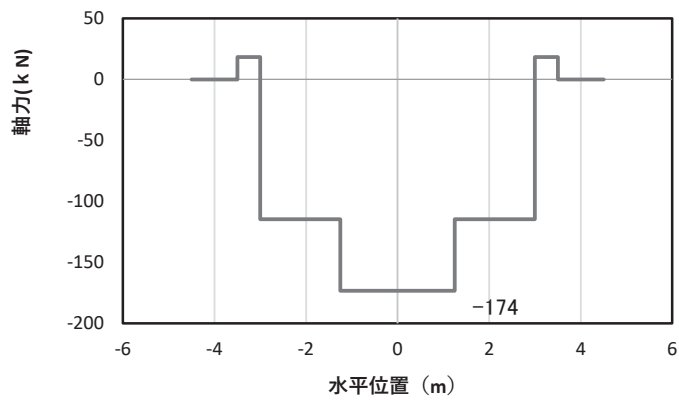
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑥,  $S_d - D 2$  (++) ,  $t = 6.96s$ ,  $M_z$  最大)

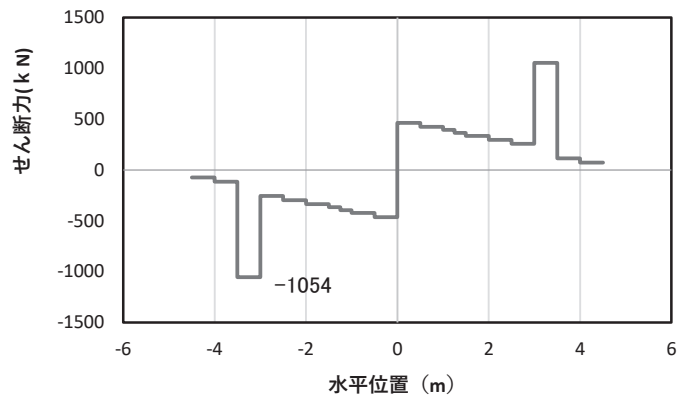
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

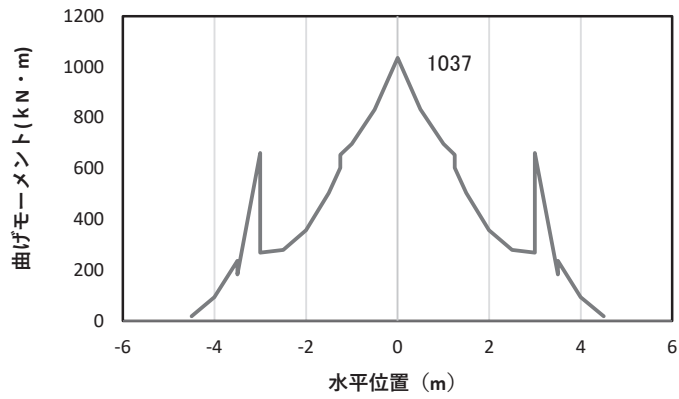
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-23(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

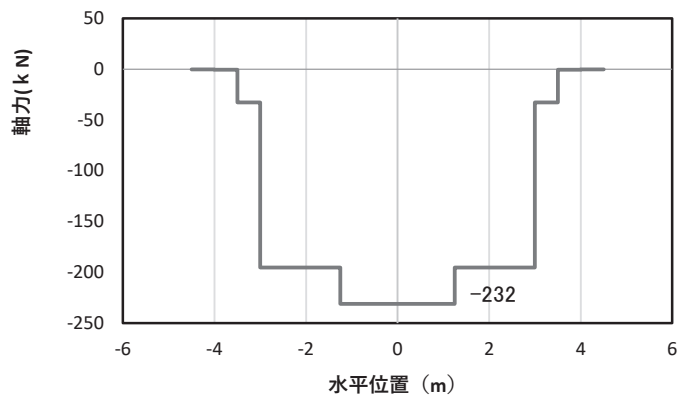
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑥, S d - D 2 (-+), t = 7.02s,  $M_y$  最大)

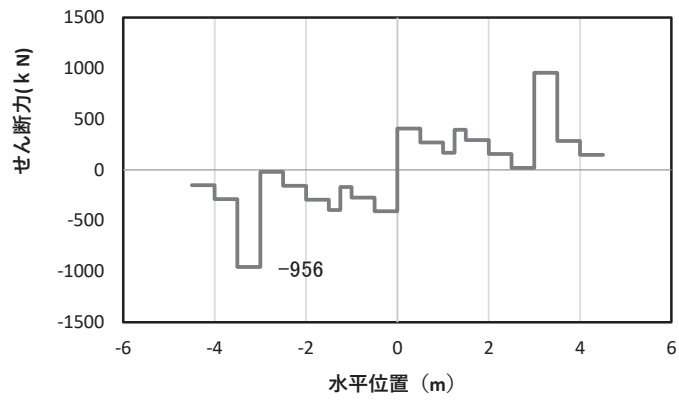
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

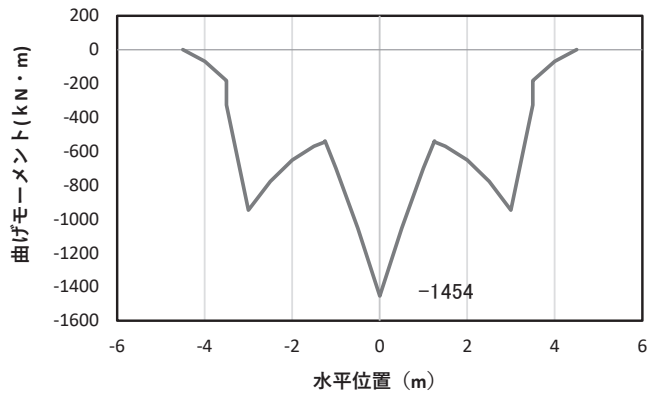
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-24(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

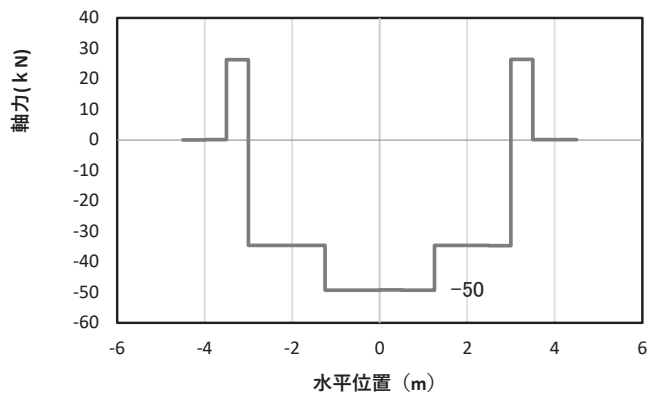
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑥,  $S_d - D 2 (-+)$ ,  $t = 6.92s$ ,  $M_z$  最大)

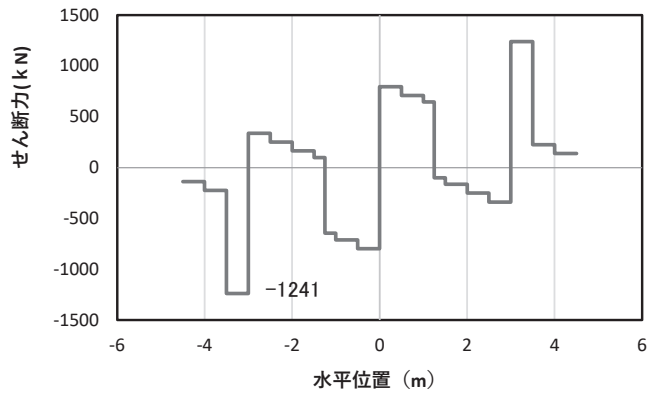
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

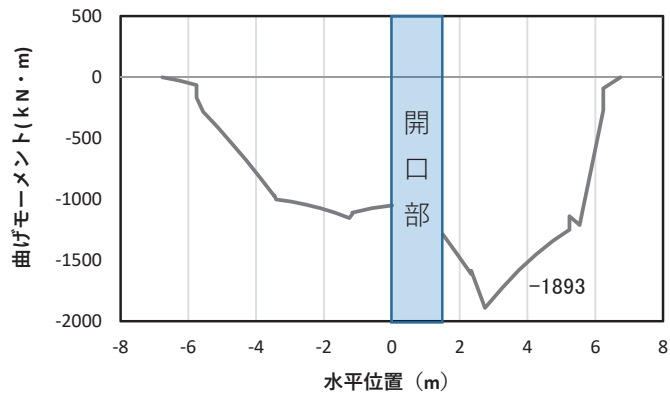
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-24(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

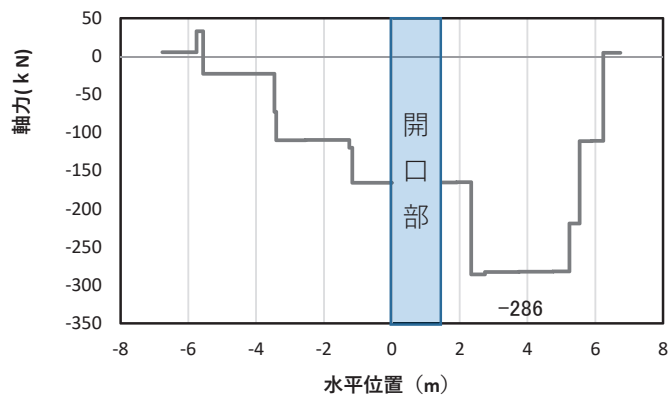
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t = 12.24s)

解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

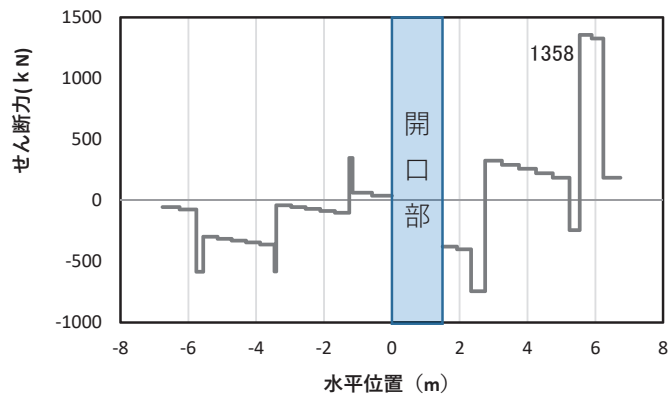




(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN・m)



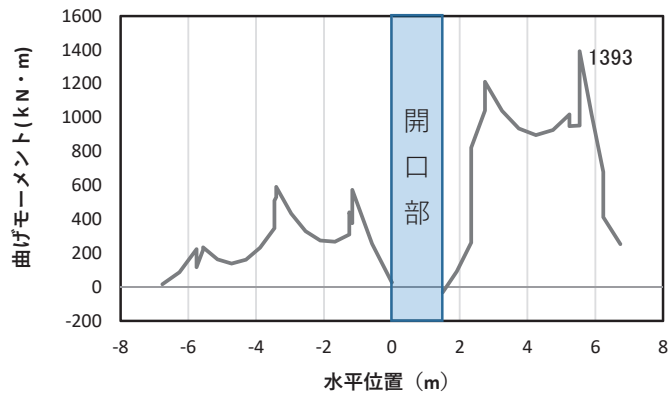
(b) 軸力  $N_x$ (KN)



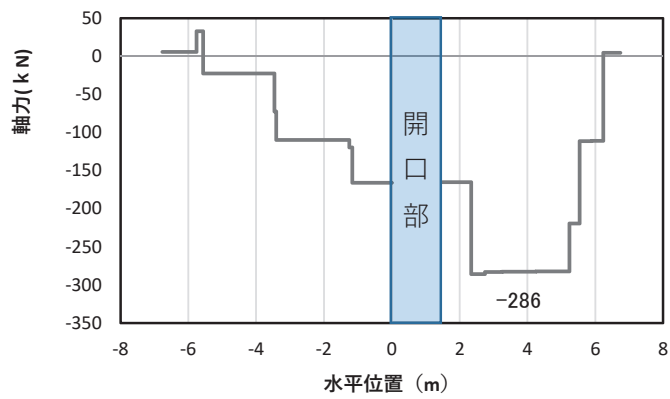
(c) せん断力  $S_z$ (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

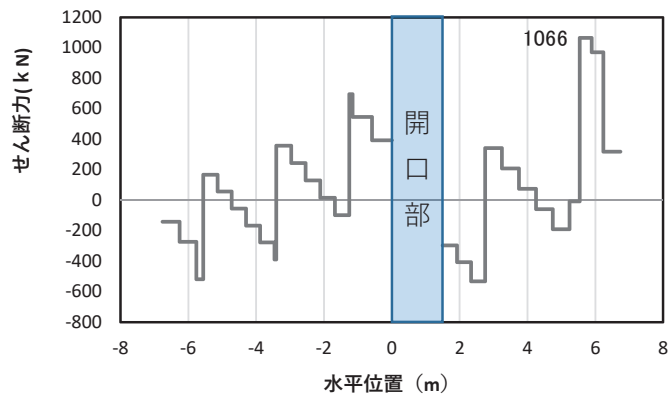
図 5-25(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d - D 2 (-+), t = 6.92s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

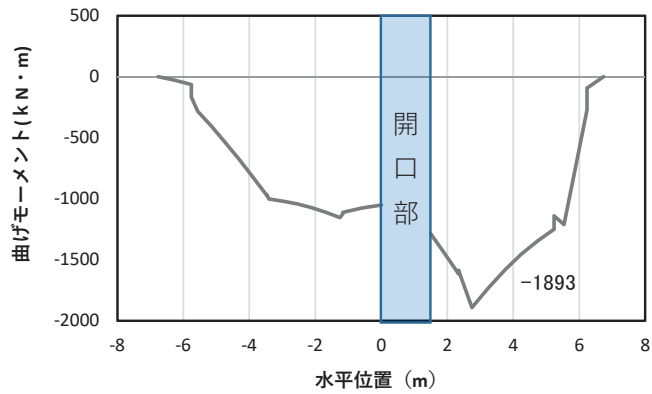
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-25(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

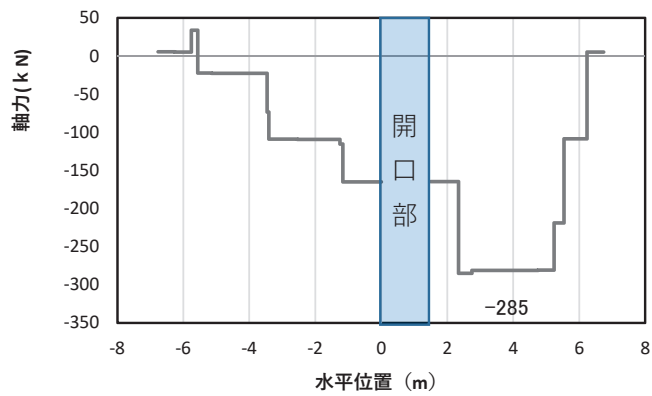
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑦一般部, S d - D 2 (-+), t = 6.92s,  $M_z$  最大)

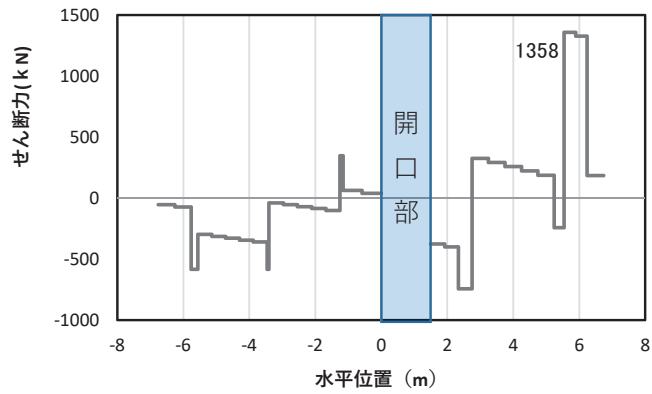
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN · m)



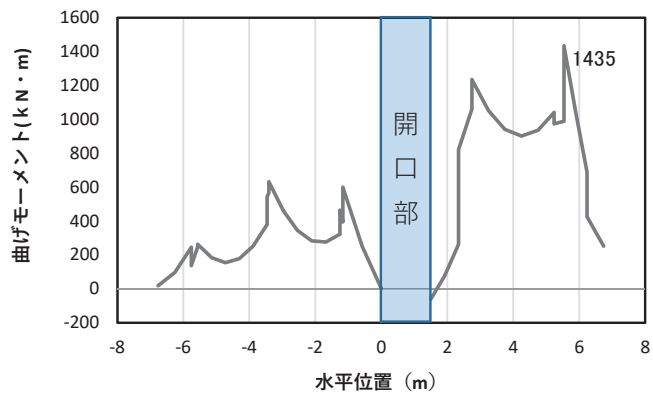
(b) 軸力  $N_x$ (KN)



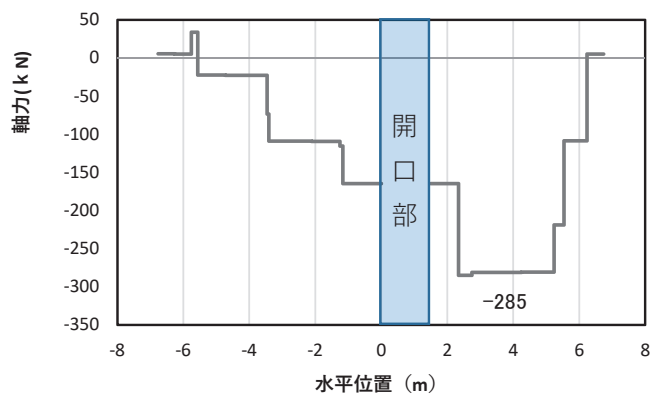
(c) せん断力  $S_z$ (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

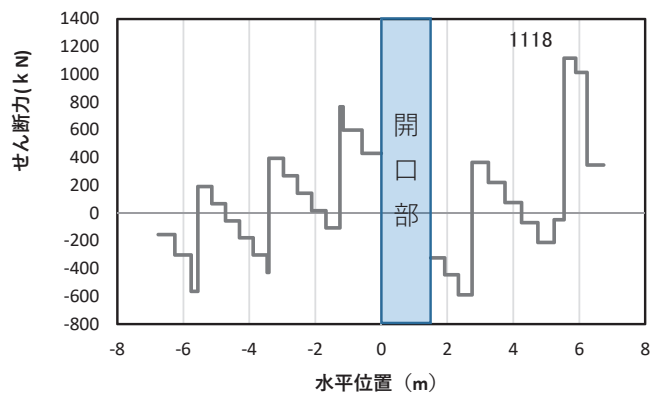
図 5-25(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部,  $S_d - D 2$  (---),  $t = 6.92s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



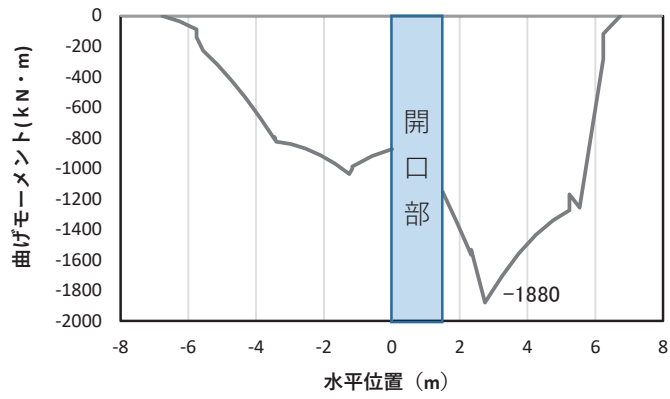
(b) 軸力  $N_x$  (KN)



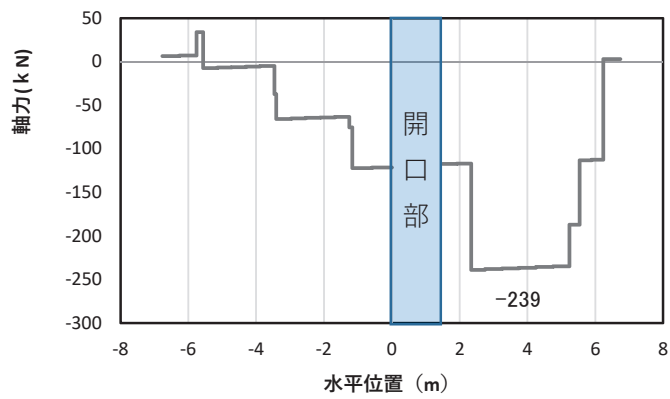
(c) せん断力  $S_y$  (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

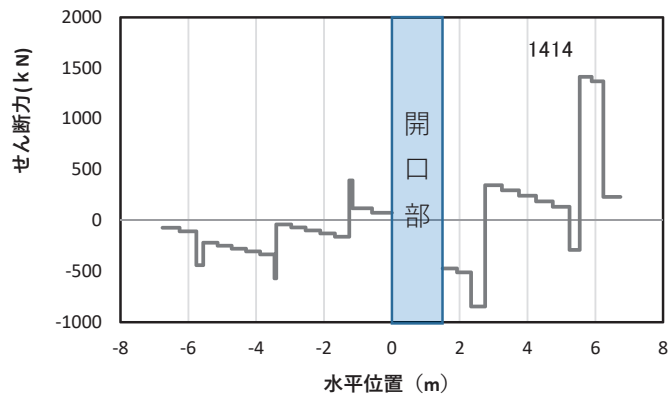
図5-25(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部,  $S_d - D2$  (---),  $t = 6.92s$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



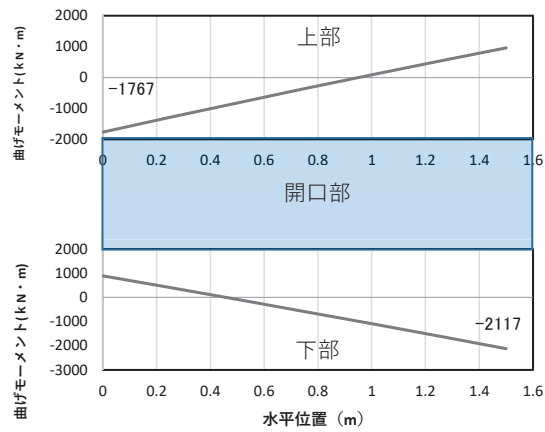
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

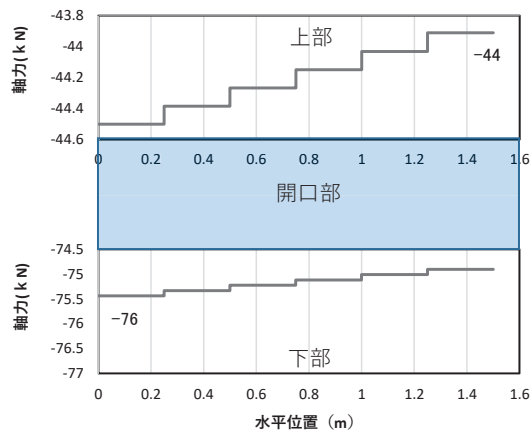
図 5-25(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑦一般部,  $S_d-D2(-+)$ ,  $t=6.93s$ )

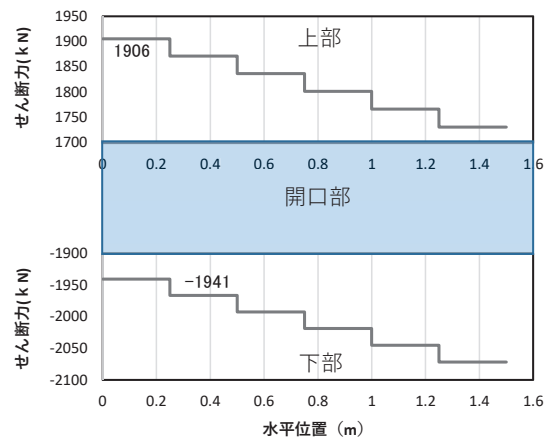
解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (kN·m)



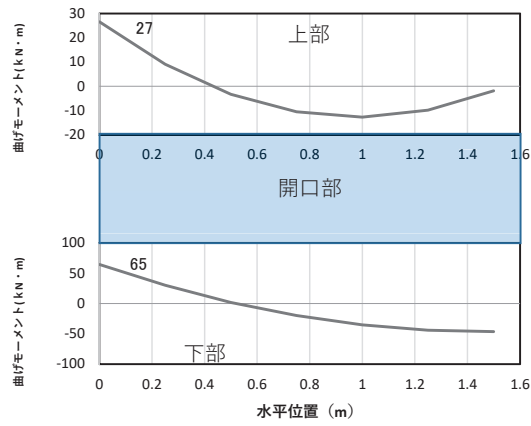
(b) 軸力  $N_x$  (kN)



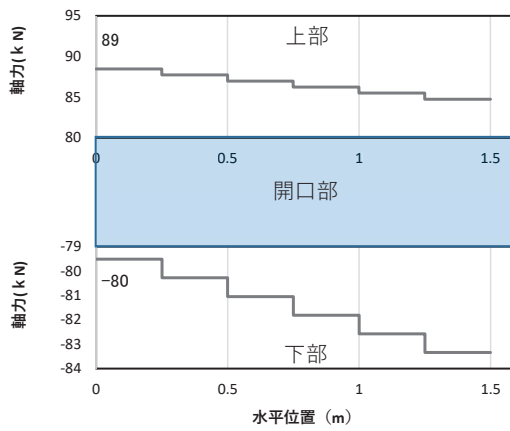
(c) せん断力  $S_z$  (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

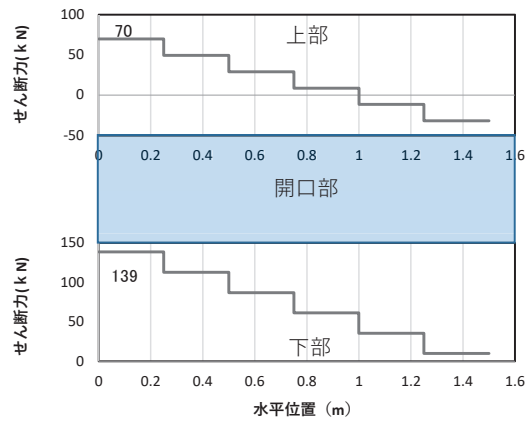
図 5-25(6) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部,  $S_d - D2 (-+)$ ,  $t = 6.93s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN·m)



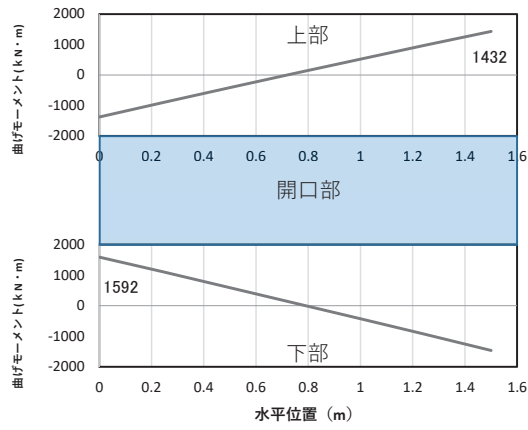
(b) 軸力  $N_x$  (KN)



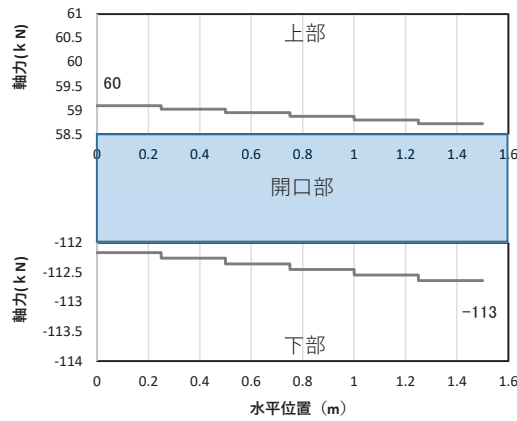
(c) せん断力  $S_y$  (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

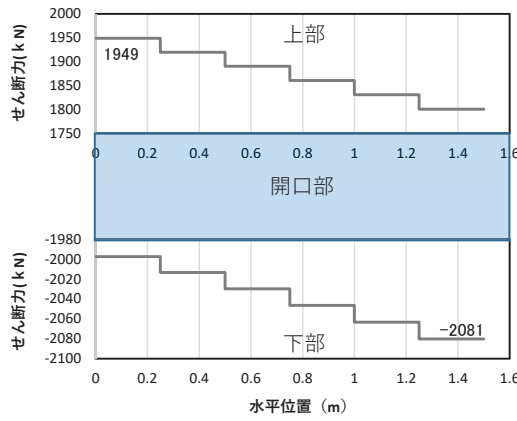
図 5-25(7) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部,  $S_d-D2$  (-+),  $t=11.48s$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (kN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (kN)



(c) せん断力  $S_z$  (kN)

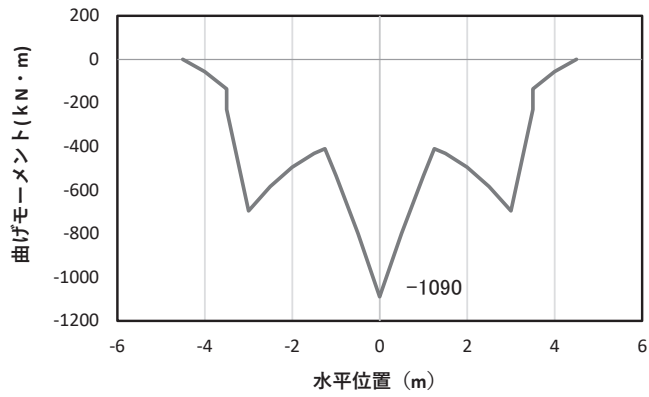
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-25 (8) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

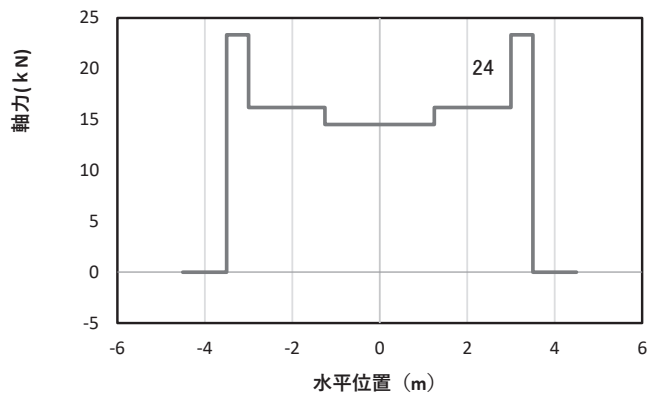
(断面⑦開口部,  $S_d - D2 (-+)$ ,  $t = 7.04s$ )

解析ケース②: 地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した解析ケース

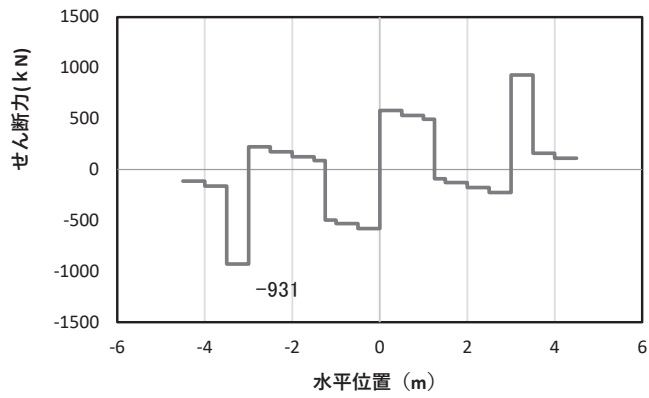




(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



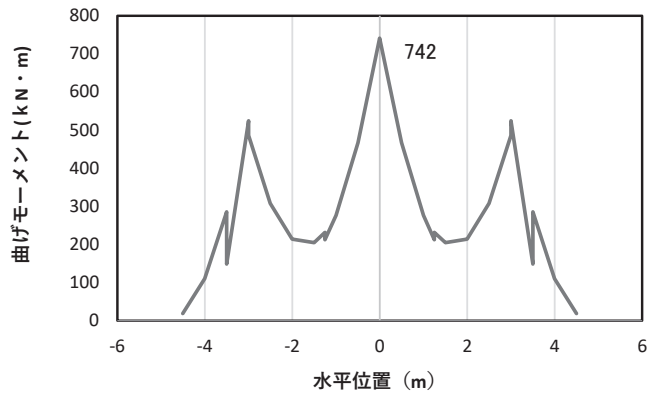
(b) 軸力  $N_x$  (KN)



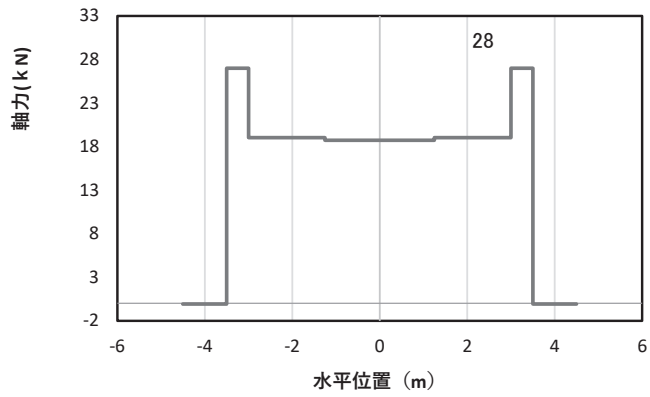
(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

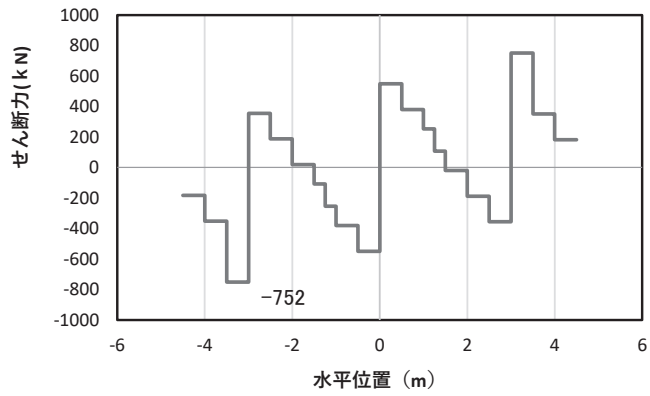
図 5-26(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑧, S d - D 2 (++) , t = 20.54s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (kN·m)



(b) 軸力  $N_x$  (kN)



(c) せん断力  $S_y$  (kN)

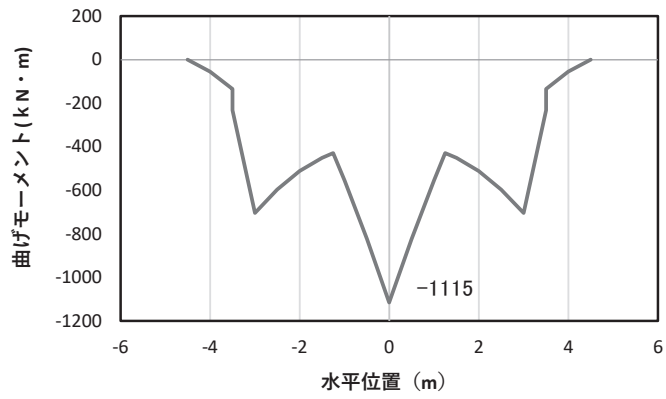
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-26(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

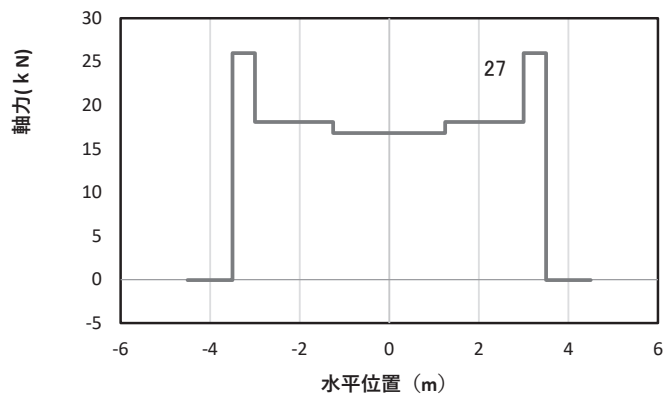
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑧, S d - D 2 (++) , t = 20.52s,  $M_z$  最大)

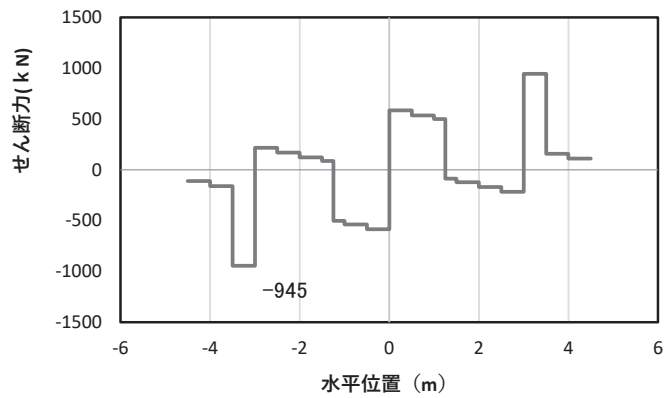
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$ (KN・m)



(b) 軸力  $N_x$ (KN)



(c) せん断力  $S_z$ (KN)

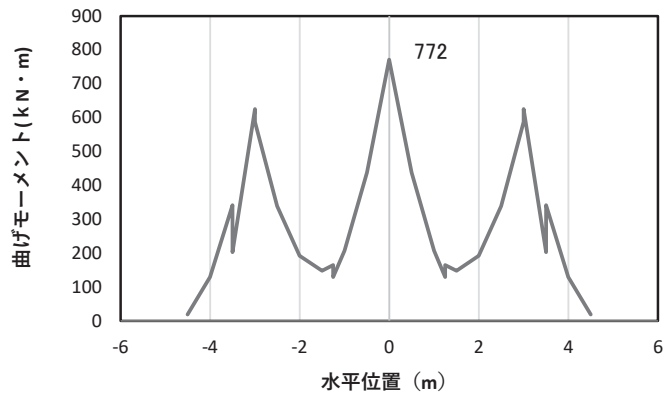
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-26(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

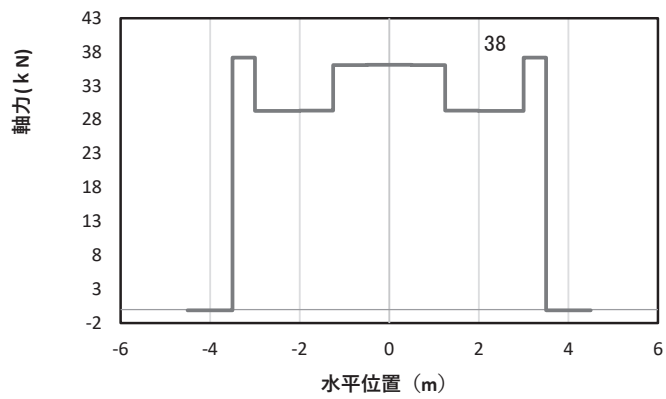
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑧, S d - D 2 (++) , t = 20.52s,  $M_y$  最大)

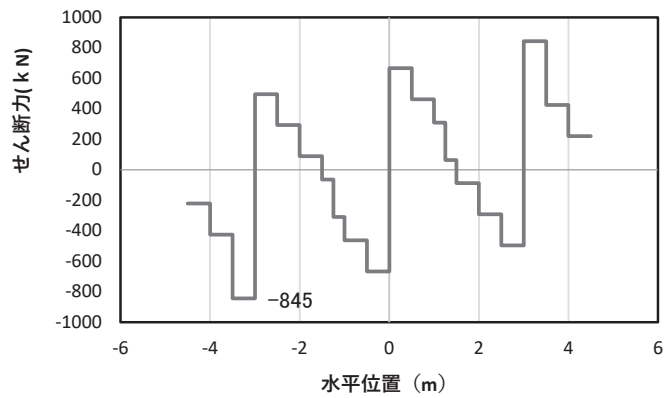
解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_z$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_y$  (KN)

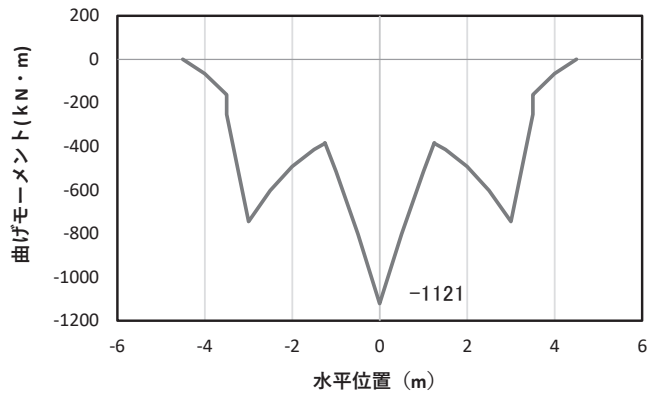
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-26(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

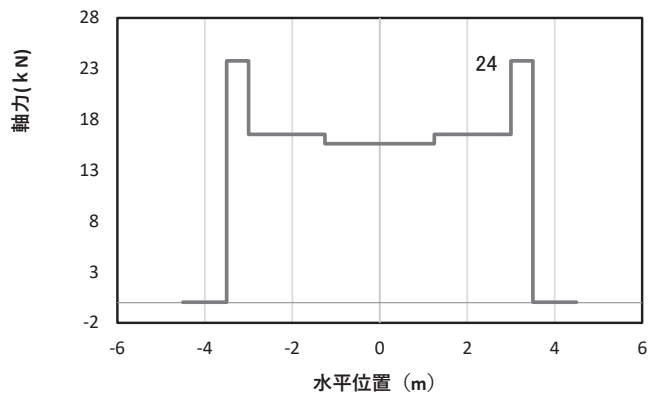
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑧,  $S_d - D2$  (++) ,  $t = 9.87s$ ,  $M_z$  最大)

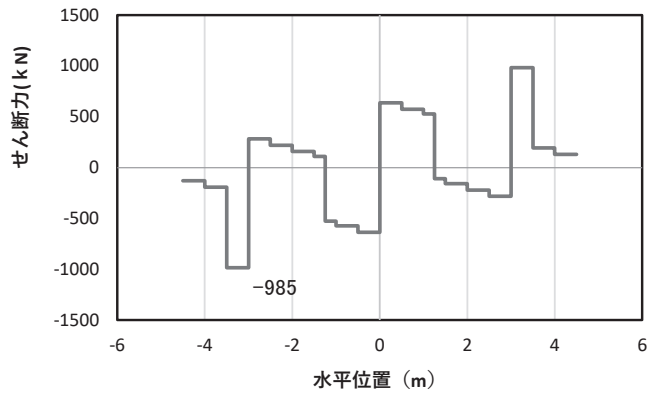
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント  $M_y$  (KN · m)



(b) 軸力  $N_x$  (KN)



(c) せん断力  $S_z$  (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-26 (5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑧, S d - D 2 (-+), t = 13.37s)

解析ケース①: 基本ケース

表 5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 937 M <sub>z</sub> : -809	53	0.9	24.0	0.04
断面②	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 1354 M <sub>z</sub> : -1179	49	1.3	24.0	0.06
断面③	S d - D 2 (++)	②	M <sub>y</sub> : 1456 M <sub>z</sub> : -918	58	1.3	24.0	0.06
断面④	S d - D 2 (--)	③	M <sub>y</sub> : 2717 M <sub>z</sub> : -1281	182	1.9	24.0	0.08
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 2057 M <sub>z</sub> : -2644	506	1.5	24.0	0.07
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 1860 M <sub>z</sub> : -1065	178	1.4	24.0	0.06
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (-+)	①	M <sub>y</sub> : 1893 M <sub>z</sub> : -1393	214	1.6	24.0	0.07
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (-+)	③	M <sub>y</sub> : 1767 M <sub>z</sub> : 27	240	3.6	24.0	0.15
断面⑧	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 1090 M <sub>z</sub> : -742	44	0.9	24.0	0.04

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また，曲げモーメントについては，全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し，軸力については全時刻の最大値を抽出した上で，曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析ケース	配筋	発生断面力*		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (--)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 959 M <sub>z</sub> : -835	-24	31	294	0.11
断面②	S d - D 2 (-+)	②	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1429 M <sub>z</sub> : -1211	-24	45	294	0.16
断面③	S d - D 2 (++)	③	D35 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1417 M <sub>z</sub> : -1018	-17	49	294	0.17
断面④	S d - D 2 (--)	③	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 2717 M <sub>z</sub> : -1281	-206	72	294	0.25
断面⑤	S d - D 2 (+-)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 2071 M <sub>z</sub> : -2651	-682	71	294	0.25
断面⑥	S d - D 2 (-+)	③	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1991 M <sub>z</sub> : -1037	-232	57	294	0.20
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (--)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1893 M <sub>z</sub> : -1435	-285	83	294	0.29
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (-+)	③	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1767 M <sub>z</sub> : 27	-67	164	294	0.56
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1115 M <sub>z</sub> : -772	-1	32	294	0.11

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-8 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケー ス	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	②	D32@300	1250	1313	19933	0.07
断面②	S d - D 2 (-+)	②	D32@300	1268	1332	17454	0.08
断面③	S d - D 2 (++)	②	D32@300	1197	1257	17294	0.08
断面④	S d - D 2 (--)	③	D32@300	1859	1952	18084	0.11
断面⑤	S d - D 2 (--)	③	D32@300	2485	2610	25093	0.11
断面⑥	S d - D 2 (++)	③	D32@300	1241	1304	18084	0.08
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (-+)	③	D32@300	1414	1485	17708	0.09
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (-+)	②	D32@300	1949	2046	5144	0.40
断面⑧	S d - D 2 (-+)	①	D32@300	985	1035	18084	0.06

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)



表 5-9 ねじり破壊(軸方向鉄筋)に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生 断面力	ねじり モーメン トによる 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	曲げ・ せん断 による 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	応力度 合計値 (N/mm <sup>2</sup> ) (a+b)	許容 限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (c)	照査値 (a+b)/c
				ねじり モーメ ント (kN・m)					
断面 ①	S d - D 2 (++)	②	D38@ 200, 300	5526	104	31	135	294	0.46
断面 ②	S d - D 2 (--)	②	D38@ 200, 300	5672	107	46	153	294	0.53
断面 ③	S d - D 2 (++)	②	D35@ 200, 300	3964	91	47	138	294	0.47
断面 ④	S d - D 2 (--)	③	D38@ 200, 300	6985	131	72	203	294	0.70
断面 ⑤	S d - D 2 (+-)	③	D38@ 200, 300	10390	137	71	208	294	0.71
断面 ⑥	S d - D 2 (+-)	①	D38@ 200, 300	4644	88	56	144	294	0.49
断面 ⑦ 一般 部	S d - D 2 (+-)	③	D38@ 200, 300	7387	138	82	220	294	0.75
断面 ⑦ 開口 部	S d - D 2 (-+)	③	D38@ 200, 300	25	5	164	169	294	0.58
断面 ⑧	S d - D 2 (++)	②	D38@ 200, 300	3044	59	32	91	294	0.31

表 5-10 ねじり破壊(帯方向鉄筋(鉛直))に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生 断面力	ねじり モーメン トによる 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	曲げ・ せん断 による 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	応力度 合計値 (N/mm <sup>2</sup> ) (a+b)	許容 限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (c)	照査値 (a+b)/c
				ねじり モーメ ント (kN・m)					
断面 ①	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	5526	177	0	177	294	0.61
断面 ②	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	5673	182	0	182	294	0.62
断面 ③	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	3964	134	0	134	294	0.46
断面 ④	S d - D 2 (--)	③	D32 @ 300	6985	223	0	223	294	0.76
断面 ⑤	S d - D 2 (+-)	③	D32 @ 300	10390	242	0	242	294	0.83
断面 ⑥	S d - D 2 (+-)	①	D32 @ 300	4644	149	0	149	294	0.51
断面 ⑦ 一般 部	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	7664	219	0	219	294	0.75
断面 ⑦ 開口 部	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	94	12	0	12	294	0.05
断面 ⑧	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	3044	103	0	103	294	0.36

表 5-11 ねじり破壊(帯方向鉄筋(水平))に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生 断面力	ねじり モーメン トによる 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	曲げ・ せん断 による 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	応力度 合計値 (N/mm <sup>2</sup> ) (a+b)	許容 限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (c)	照査値 (a+b)/c
				ねじり モーメ ント (kN・m)					
断面 ①	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	5526	177	0	177	294	0.61
断面 ②	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	5673	182	0	182	294	0.62
断面 ③	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	3964	134	0	134	294	0.46
断面 ④	S d - D 2 (--)	③	D32 @ 300	6985	223	0	223	294	0.76
断面 ⑤	S d - D 2 (+-)	③	D32 @ 300	10390	242	0	242	294	0.83
断面 ⑥	S d - D 2 (+-)	①	D32 @ 300	4644	149	0	149	294	0.51
断面 ⑦ 一般 部	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	7664	219	0	219	294	0.75
断面 ⑦ 開口 部	S d - D 2 (-+)	②	D32 @ 300	94	12	0	12	294	0.05
断面 ⑧	S d - D 2 (++)	②	D32 @ 300	3044	103	0	103	294	0.36

#### 5.4.2 フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の照査結果を表5-12～表5-15に示す。

この結果から、フーチング（ペDESTAL部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-12 支圧破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		支圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	1526	837	8.6	38.4	0.23
断面②	S d - D 2 (-+)	②	1534	848	8.6	38.4	0.23
断面③	S d - D 2 (++)	②	1120	712	13.1	38.4	0.35
断面④	S d - D 2 (--)	③	2146	1365	25.1	38.4	0.66
断面⑤ (一般部)	S d - D 2 (++)	②	790	599	9.9	38.4	0.26
断面⑤ (張出部)	S d - D 2 (++)	③	2150	1565	13.6	38.4	0.36
断面⑥	S d - D 2 (-+)	①	1467	888	16.9	38.4	0.45
断面⑦ (一般部)	S d - D 2 (+-)	③	1244	827	14.8	38.4	0.39
断面⑦ (張出部)	S d - D 2 (-+)	①	1353	1088	9.0	38.4	0.24
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	786	548	9.5	38.4	0.25

表 5-13 押し抜きせん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平押し 抜きせん 断力(kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	D22@150	837	1894	2357	0.81
断面②	S d - D 2 (-+)	②	D22@150	848	1915	2357	0.82
断面③	S d - D 2 (++)	②	D22@100	712	1909	2357	0.81
断面④	S d - D 2 (--)	③	D29@100	1365	3663	3912	0.94
断面⑤ (一般部)	S d - D 2 (-+)	①	D29@100	608	1438	3912	0.37
断面⑤ (張出部)	S d - D 2 (++)	③	D29@100	1565	3031	3782	0.81
断面⑥	S d - D 2 (-+)	①	D29@100	888	2466	3912	0.64
断面⑦ (一般部)	S d - D 2 (+-)	③	D22@150	827	2163	3912	0.56
断面⑦ (張出部)	S d - D 2 (-+)	①	D22@150	1088	2004	2927	0.69
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D29@100	548	1388	3912	0.36

表 5-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)		
断面①	S d - D 2 (++)	②	D38@150	M <sub>y</sub> : 3877	6317	0.62
断面②	S d - D 2 (-+)	②	D38@150	M <sub>y</sub> : 3974	8122	0.49
断面③	S d - D 2 (++)	②	D38@150	M <sub>y</sub> : 2459	4061	0.61
断面④	S d - D 2 (--)	③	D38@150	M <sub>y</sub> : 4572	8122	0.57
断面⑤ (一般部)	S d - D 2 (++)	③	D38@150	M <sub>y</sub> : 2052	4512	0.46
断面⑤ (張出部)	S d - D 2 (++)	③	D38@150	M <sub>y</sub> : 3624	5415	0.67
断面⑥	S d - D 2 (-+)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 3074	8122	0.38
断面⑦ (一般部)	S d - D 2 (+-)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 2169	8122	0.27
断面⑦ (張出部)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 2299	4512	0.51
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D38@150	M <sub>y</sub> : 1840	8122	0.23

表 5-15 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)		
断面①	S d - D 2 (++)	②	D19@300	1170	4567	0.26
断面②	S d - D 2 (-+)	②	D19@300	1191	5397	0.23
断面③	S d - D 2 (++)	②	D19@300	1050	5397	0.20
断面④	S d - D 2 (--)	③	D19@300	1692	5397	0.32
断面⑤ (一般部)	S d - D 2 (--)	③	D19@300	668	4528	0.15
断面⑤ (張出部)	S d - D 2 (+-)	③	D19@300	1708	2402	0.72
断面⑥	S d - D 2 (+-)	①	D19@300	1160	5397	0.22
断面⑦ (一般部)	S d - D 2 (+-)	①	D19@300	1072	5476	0.20
断面⑦ (張出部)	S d - D 2 (+-)	①	D19@300	1248	2625	0.48
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D19@300	840	5397	0.16

### 5.4.3 フーチング（接続部）

フーチング（接続部）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結果を表5-16～表5-18に示す。この結果から、フーチング（接続部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表4-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	M y : 78 M z : 35	0.2	16.5	0.02
断面②	S d - D 2 (++)	①	M y : 46 M z : 26	0.1	16.5	0.01
断面③	S d - D 2 (++)	②	M y : 60 M z : 30	0.2	16.5	0.02
断面④	S d - D 2 (+-)	③	M y : 104 M z : 30	0.3	16.5	0.02
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	M y : 1234 M z : 443	2.4	16.5	0.15
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	M y : 119 M z : 30	0.3	16.5	0.02
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	M y : 931 M z : 386	1.8	16.5	0.11
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	M y : 56 M z : 30	0.2	16.5	0.02



表 4-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鉄筋)

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)				
断面①	S d - D 2 (++)	①	D22@150	M <sub>y</sub> : 78 M <sub>z</sub> : 35		8	294	0.03
断面②	S d - D 2 (++)	①	D22@150	M <sub>y</sub> : 46 M <sub>z</sub> : 26		5	294	0.02
断面③	S d - D 2 (++)	②	D22@150	M <sub>y</sub> : 60 M <sub>z</sub> : 30		7	294	0.03
断面④	S d - D 2 (+-)	③	D22@150	M <sub>y</sub> : 104 M <sub>z</sub> : 30		12	294	0.05
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	D25@150	M <sub>y</sub> : 1234 M <sub>z</sub> : 443		99	294	0.34
断面⑥	S d - D 2 (++)	③	D22@150	M <sub>y</sub> : 127 M <sub>z</sub> : 30		15	294	0.06
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	D25@150	M <sub>y</sub> : 931 M <sub>z</sub> : 386		75	294	0.26
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D22@150	M <sub>y</sub> : 56 M <sub>z</sub> : 30		7	294	0.03

表 4-18 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	251	264	10902	0.03
断面②	S d - D 2 (++)	②	D29@ 150	195	205	11526	0.02
断面③	S d - D 2 (++)	②	D29@ 150	192	202	9064	0.03
断面④	S d - D 2 (+-)	③	D29@ 150	335	352	9064	0.04
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	1179	1238	4907	0.26
断面⑥	S d - D 2 (++)	③	D25@ 150	408	429	9064	0.05
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	920	966	5052	0.20
断面⑧	S d - D 2 (++)	②	D25@ 150	181	191	9064	0.03

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

## 5.5 鋼管杭の評価結果

### 5.5.1 曲げ軸力照査（杭体）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-19 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-27～図 5-34 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-20 に示す。なお、断面力図の座標について、部材軸方向（鉛直方向）を x 軸、部材軸直交（壁軸方向）を y 軸、部材軸直交方向（壁軸直交方向）を z 軸とした要素座標系に基づき記載する。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-19(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
断面①	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9.3m~ O. P. +1.1m	22	1.020 × 10 <sup>5</sup>	0.371 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +1.1m~ O. P. -0.9m	29	1.338 × 10 <sup>5</sup>	0.482 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -0.9m~ O. P. -6.9m	36	1.653 × 10 <sup>5</sup>	0.590 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -6.9m~ O. P. -13.054m	29	1.338 × 10 <sup>5</sup>	0.482 × 10 <sup>8</sup>
断面②	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9.3m~ O. P. -3.5m	22	1.020 × 10 <sup>5</sup>	0.371 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. -3.5~ O. P. -5.5m	29	1.338 × 10 <sup>5</sup>	0.482 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -5.5~ O. P. -11.5m	36	1.653 × 10 <sup>5</sup>	0.590 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -11.5~ O. P. -17.954m	29	1.338 × 10 <sup>5</sup>	0.482 × 10 <sup>8</sup>
断面③ 断面⑧	φ 1500	SM570 (t = 30mm)	—	29	1.338 × 10 <sup>5</sup>	0.482 × 10 <sup>8</sup>
断面④ 断面⑤ 断面⑥	φ 1500	SM570 (t = 25mm)	—	24	1.111 × 10 <sup>5</sup>	0.403 × 10 <sup>8</sup>
断面⑦	φ 1200	SM570 (t = 20mm)	—	19	0.704 × 10 <sup>5</sup>	0.204 × 10 <sup>8</sup>

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。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。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 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

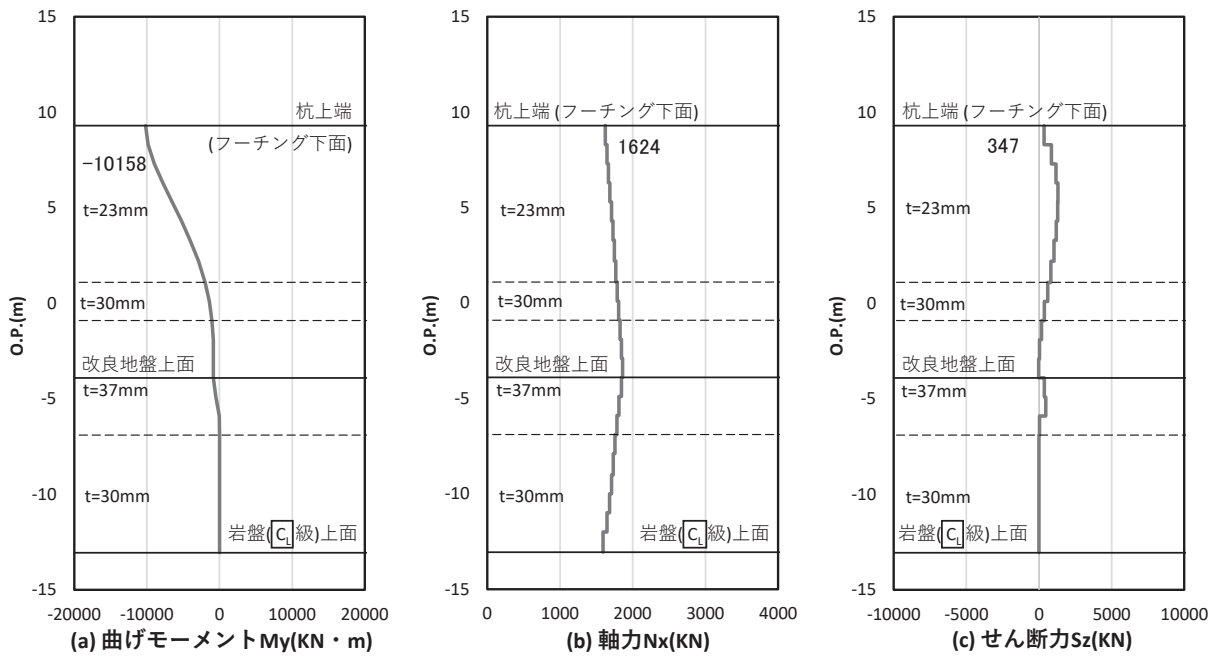


図 5-27 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S d - D 2 (+ -), t = 25.54s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

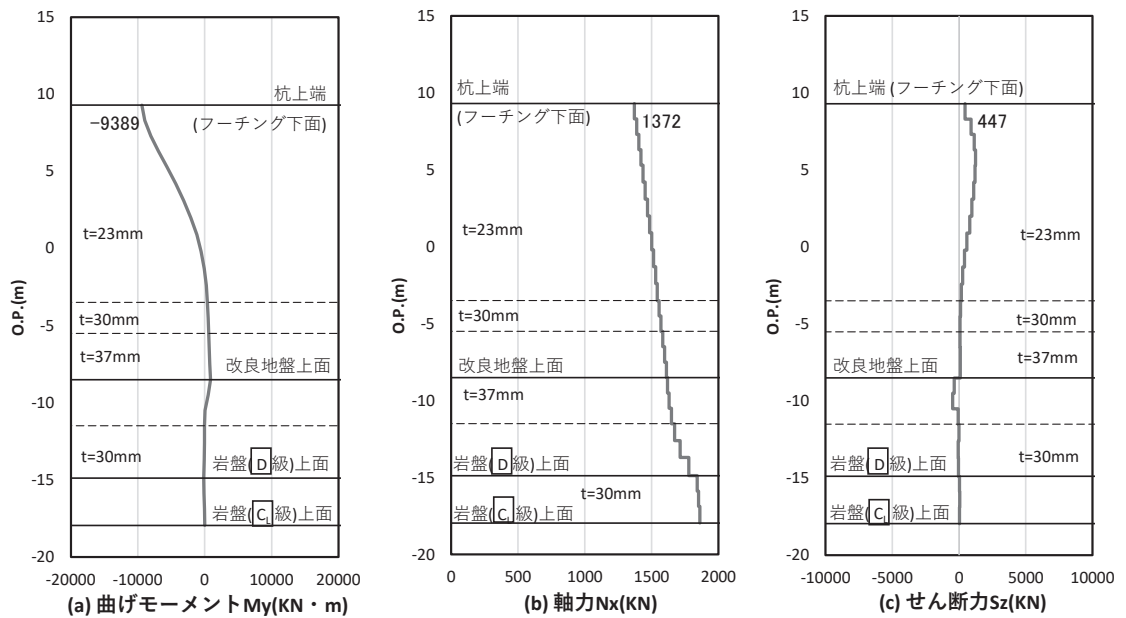


図 5-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S d - D 2 (- +), t = 25.59s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

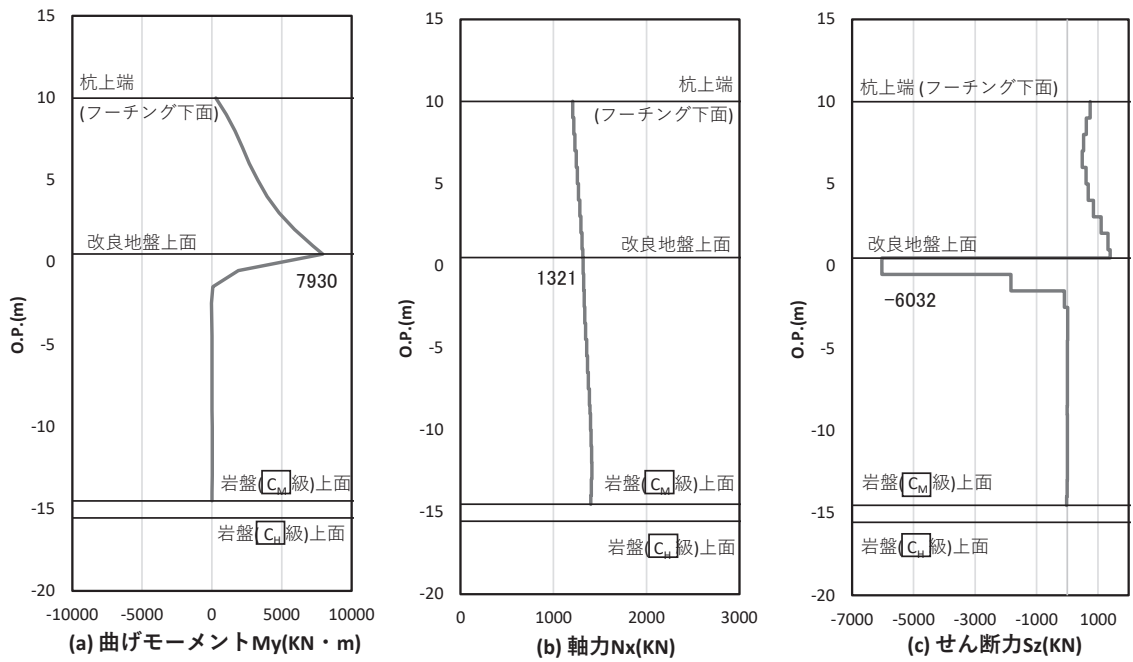


図 5-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面③, S d - D 2 (++) , t = 25.41s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

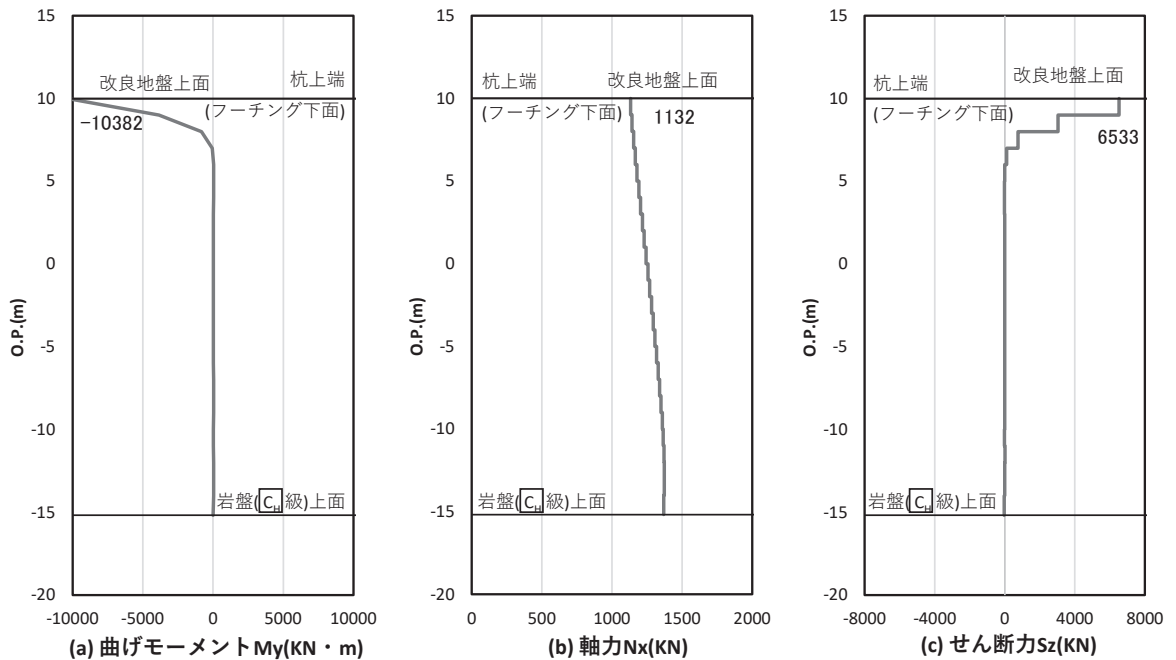


図 5-30 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④, S d - D 2 (--) , t = 25.20s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

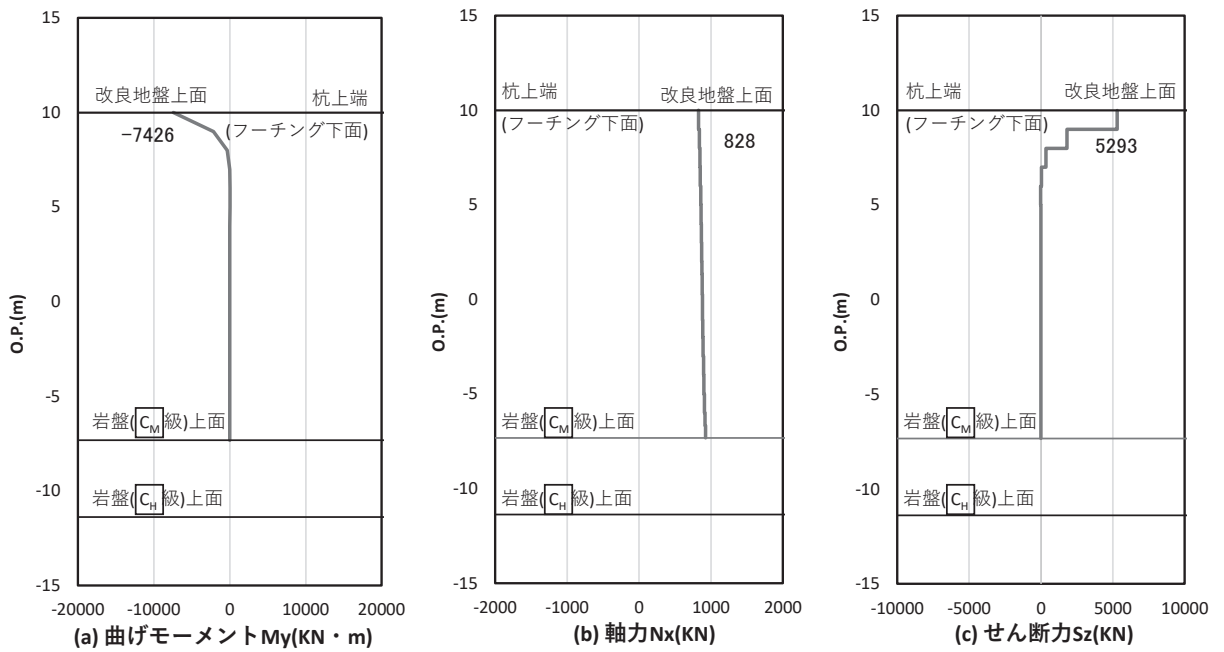


図 5-31 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤, S d - D 2 ( -- ), t = 8.56s)

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

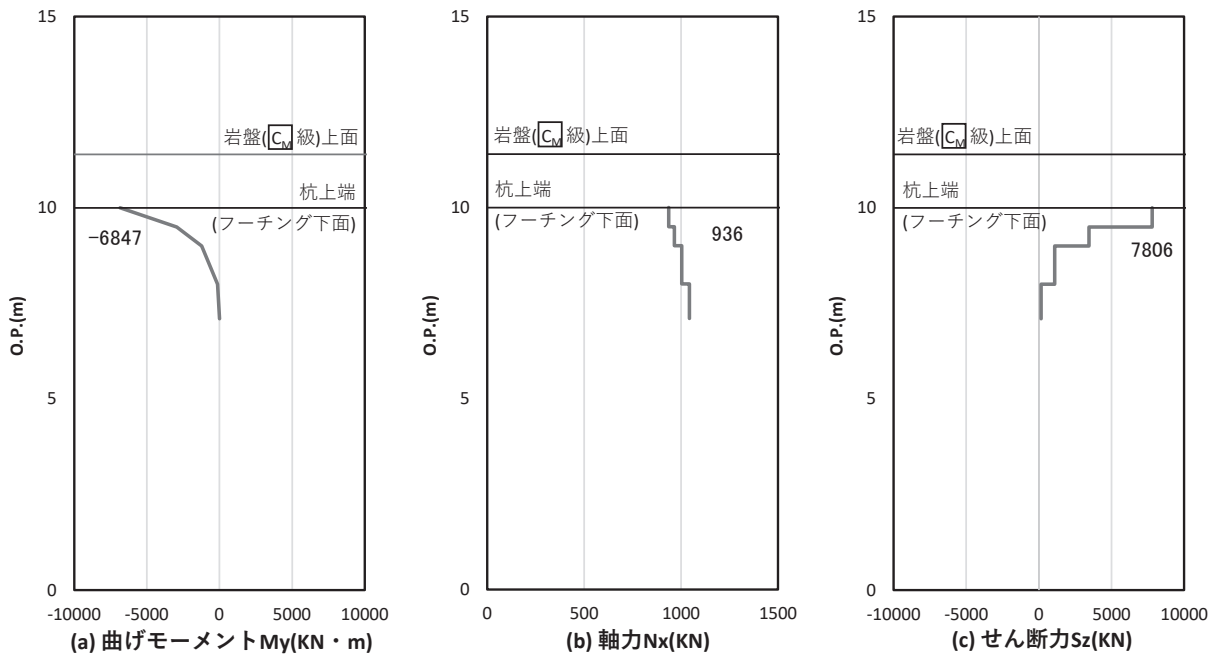


図 5-32 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S d - D 2 ( ++ ), t = 29.96s)

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

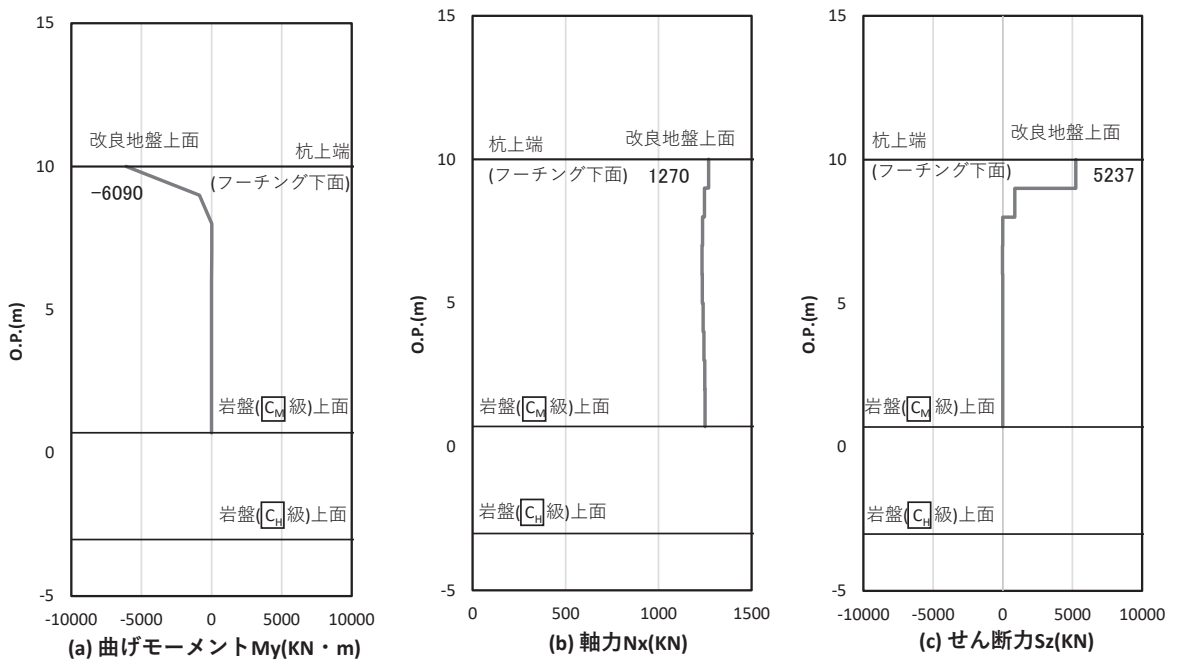


図 5-33 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑦, S d - D 2 (++) , t = 6.84s)

解析ケース①：基本ケース

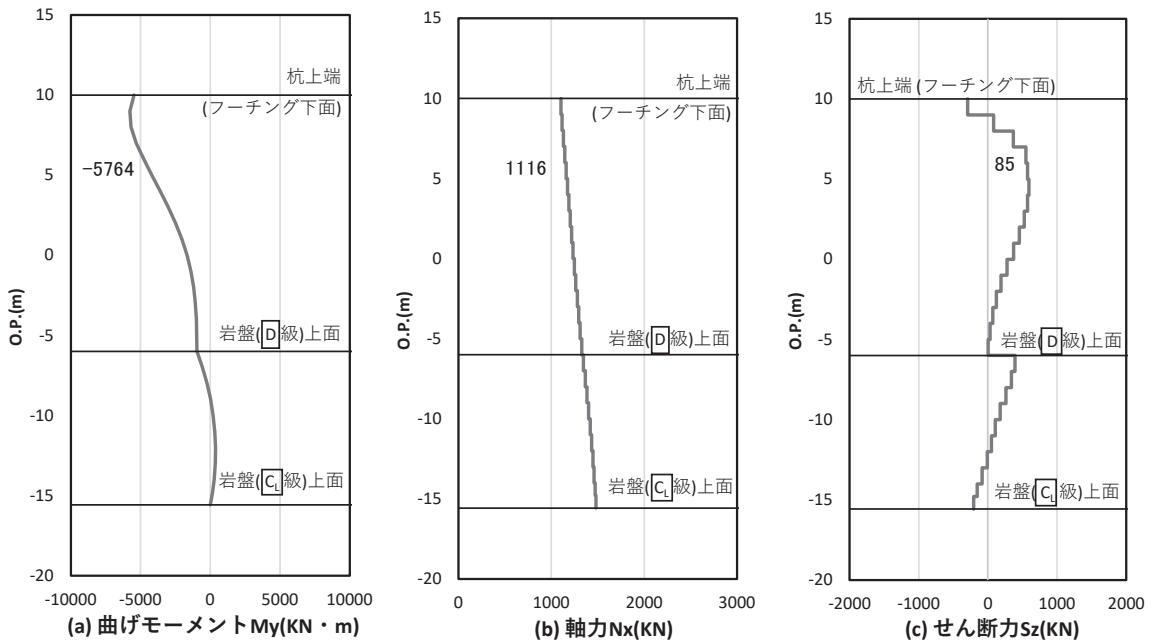


図 5-34 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑧, S d - D 2 (-+), t = 13.37s)

解析ケース①：基本ケース



表 5-20 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
断面① (上杭)	S d - D 2 (+-)	②	10158	1624	16105	0.64
断面② (上杭)	S d - D 2 (-+)	②	9389	1372	16197	0.58
断面③	S d - D 2 (++)	②	7930	1321	21225	0.38
断面④	S d - D 2 (--)	③	10382	1132	17727	0.59
断面⑤	S d - D 2 (--)	③	7426	828	17837	0.42
断面⑥	S d - D 2 (++)	③	6847	936	17798	0.39
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	6090	1270	8819	0.70
断面⑧	S d - D 2 (-+)	①	5764	1116	21298	0.28

### 5.5.2 せん断力照査（杭体）

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-35～図 5-42 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-21 に示す。なお、断面力図の座標について、部材軸方向（鉛直方向）を  $x$  軸，部材軸直交（壁軸方向）を  $y$  軸，部材軸直交方向（壁軸直交方向）を  $z$  軸とした要素座標系に基づき記載する。

この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

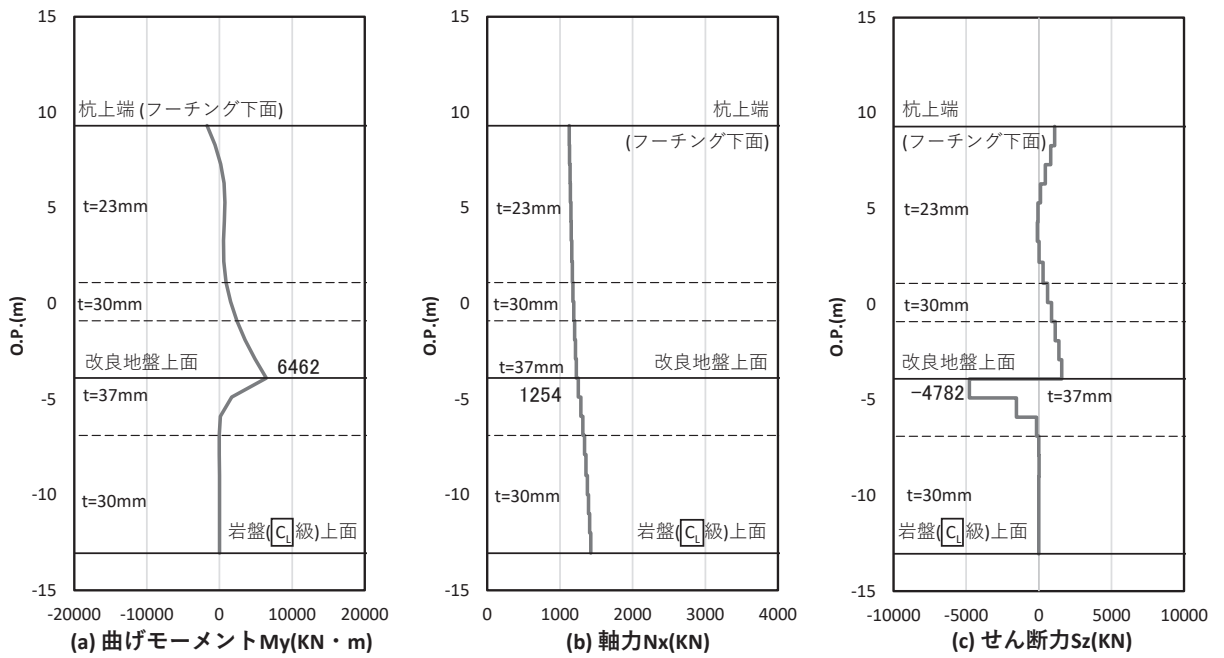


図 5-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面①, S d - D 2 (++) , t = 25.14s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

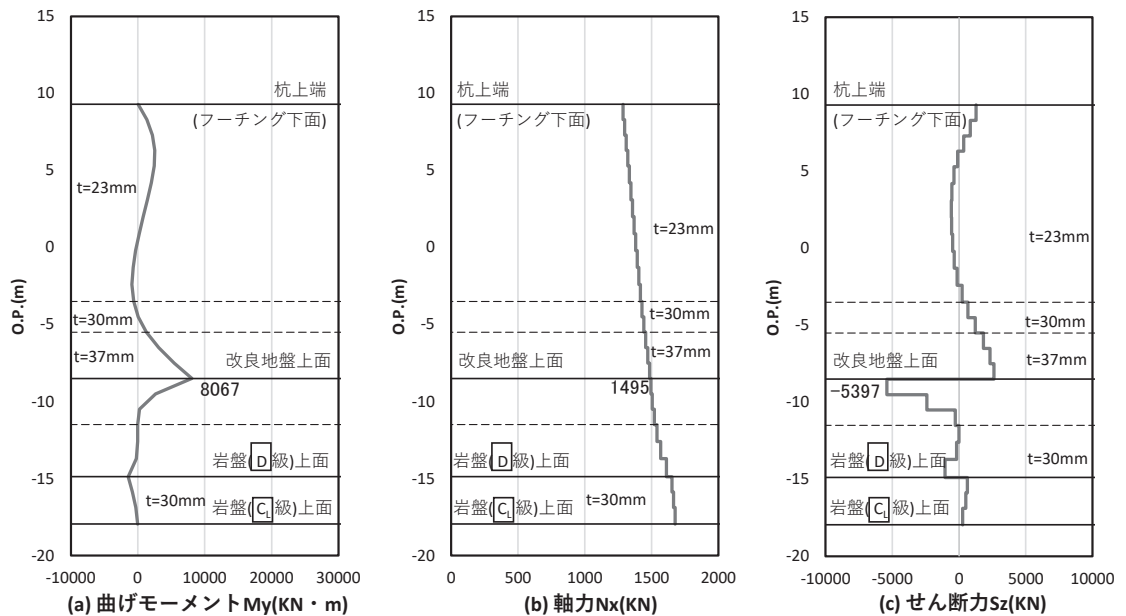


図 5-36 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面②, S d - D 2 (-+) , t = 13.46s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

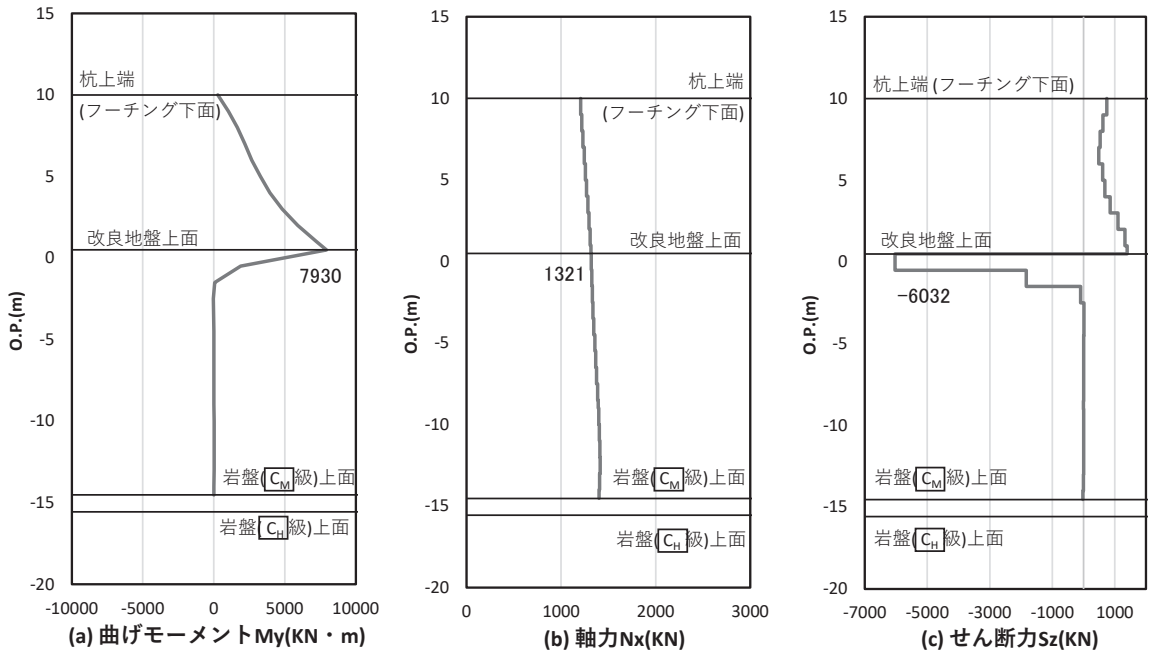


図 5-37 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面③, S d - D 2 (++) , t = 25.41s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

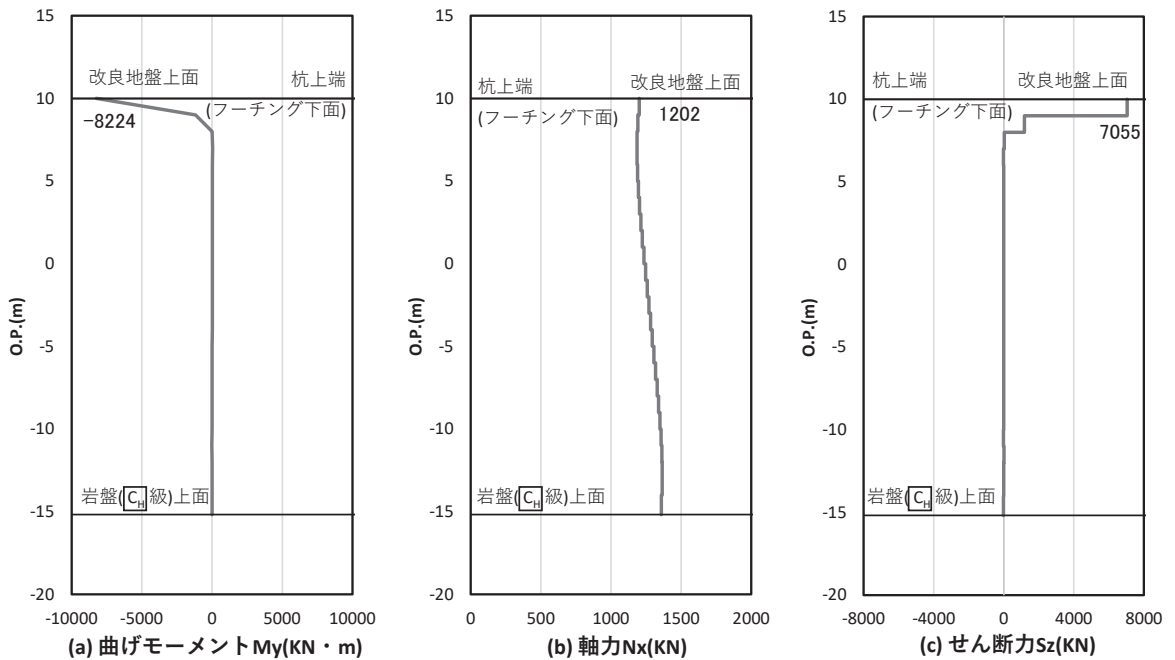


図 5-38 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面④, S d - D 2 (+-) , t = 25.07s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

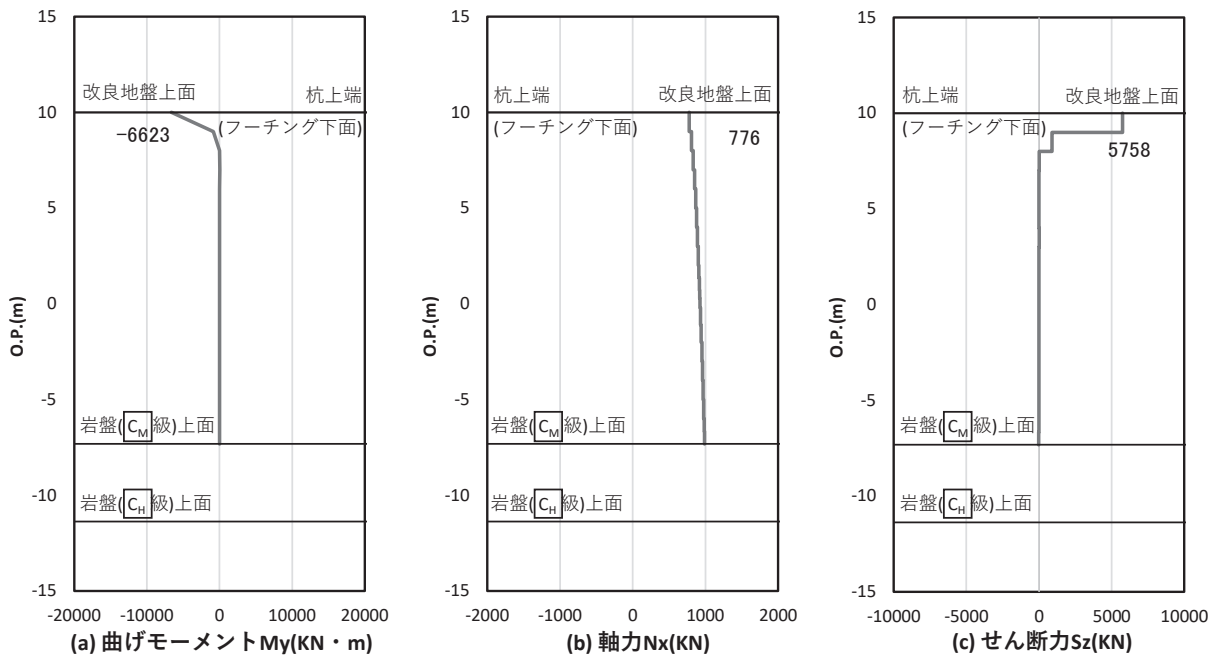


図 5-39 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤, S d - D 2 ( - - ) , t = 13.49s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

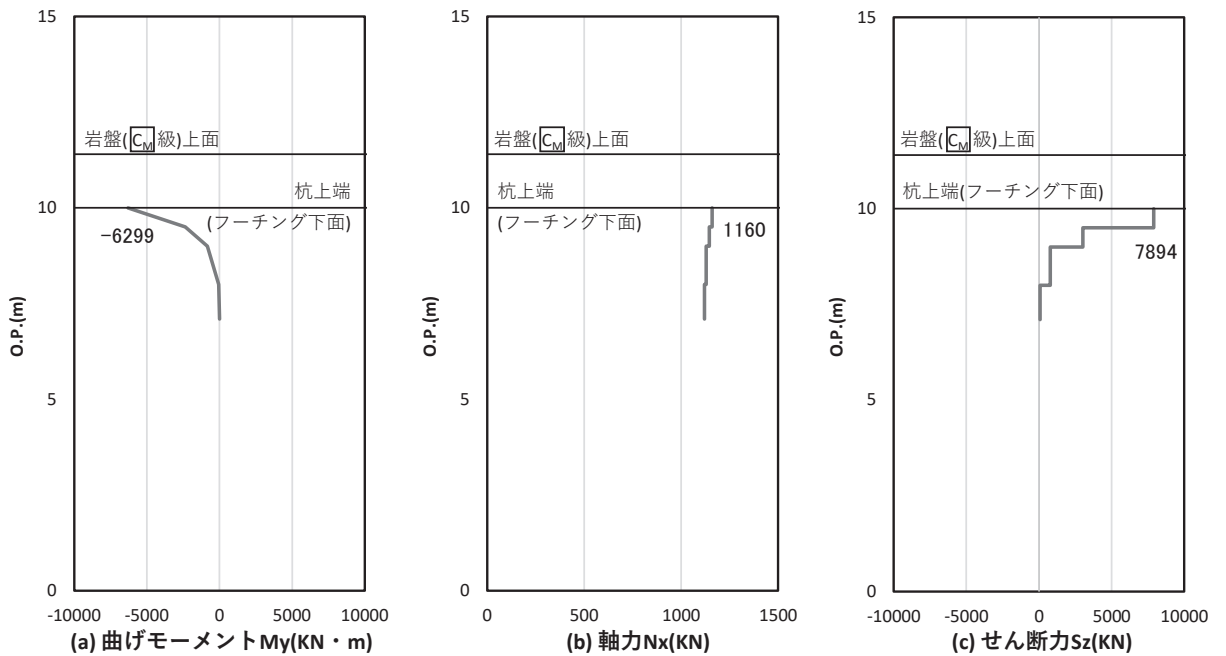


図 5-40 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S d - D 2 ( - + ) , t = 8.55s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

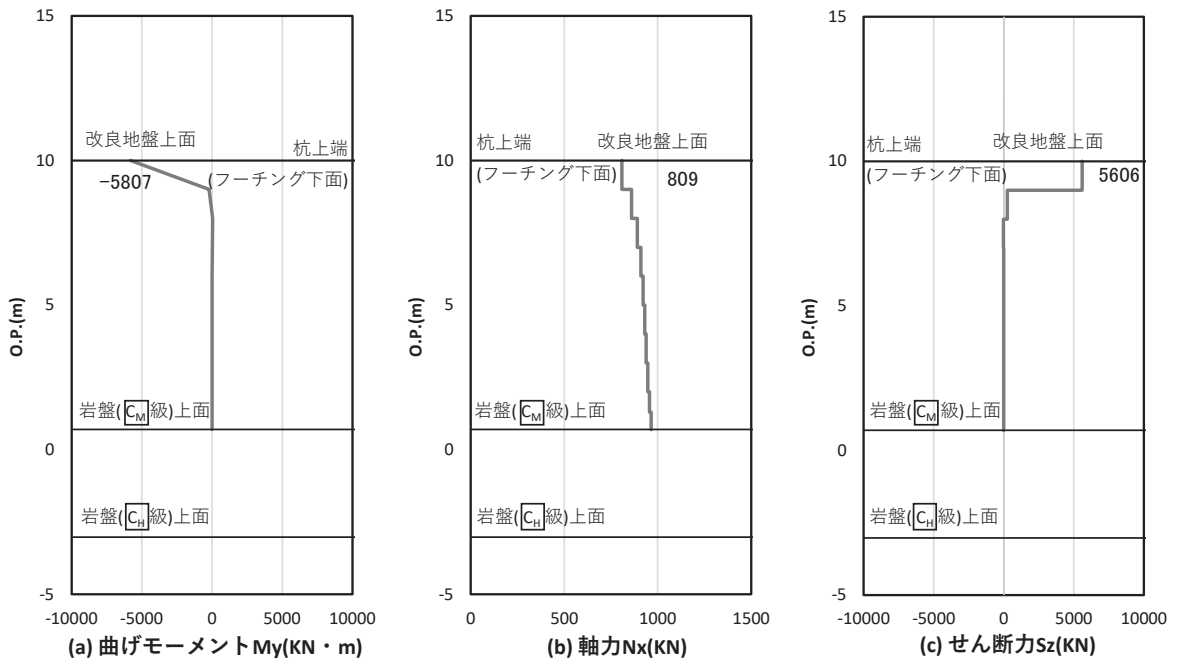


図 5-41 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S d - D 2 (++) , t = 29.96s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

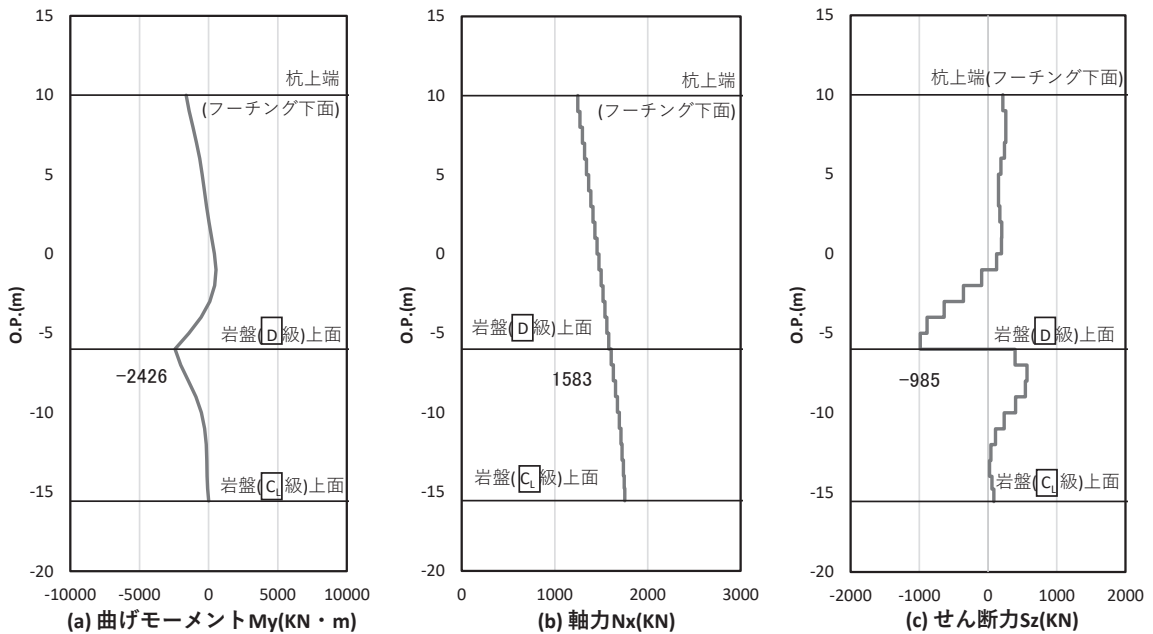


図 5-42 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑧, S d - D 2 (-+) , t = 13.47s)

解析ケース①：基本ケース

表 5-21 鋼管杭の照査結果 (せん断力照査)

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
断面① (中杭②)	S d - D 2 (++)	②	4782	58	260	0.23
断面② (中杭②)	S d - D 2 (-+)	②	5397	66	260	0.26
断面③	S d - D 2 (++)	②	6032	91	260	0.35
断面④	S d - D 2 (+-)	②	7055	127	260	0.49
断面⑤	S d - D 2 (--)	②	5758	104	260	0.40
断面⑥	S d - D 2 (-+)	②	7894	143	260	0.55
断面⑦	S d - D 2 (++)	②	5606	160	260	0.62
断面⑧	S d - D 2 (-+)	①	985	15	260	0.06

5.5.3 曲げ軸力照査（杭頭）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-22 に、杭頭配筋概要図を図 5-43 に、照査値を表 5-23 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-22 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
断面① 断面② 断面③	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面④ 断面⑤ 断面⑥ 断面⑧	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	440, 640
断面⑦	1200	1600	50	SD490	D51	20	500

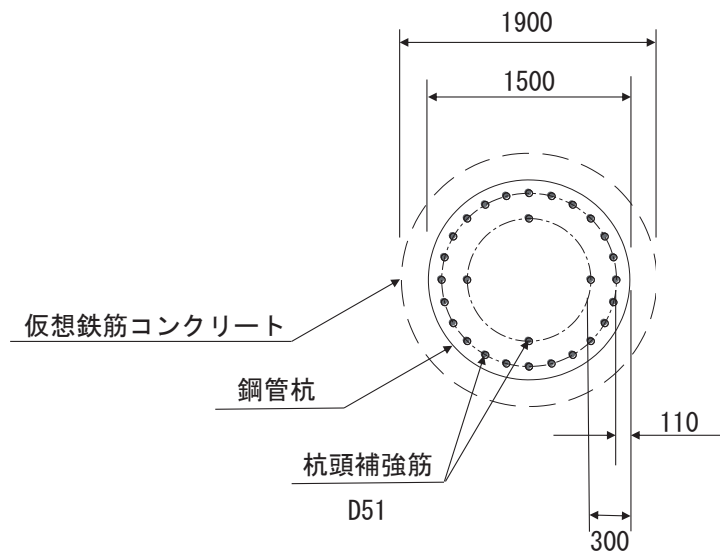


図 5-43 杭頭配筋概要図（断面④の例）



表 5-23 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
断面①	S d - D 2 (++)	②	10161	11661	0.88
断面②	S d - D 2 (-+)	②	9389	11661	0.81
断面③	S d - D 2 (++)	②	7013	11661	0.61
断面④	S d - D 2 (--)	③	10398	12928	0.81
断面⑤	S d - D 2 (--)	③	7426	12928	0.58
断面⑥	S d - D 2 (++)	③	6847	12928	0.53
断面⑦	S d - D 2 (+-)	①	6093	7891	0.78
断面⑧	S d - D 2 (--)	①	5472	12928	0.43

## 5.6 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁間（鋼板-鋼板間、鋼板-鋼桁間、鋼板-鋼製扉間、鋼桁-鋼製扉間）並びに防潮壁と異種構造物間（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）に区分される。

止水ジョイント部材の照査については、これらの区分毎に、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位の算定位置を表4-24並びに図4-44に示す。

重畳時を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる許容限界以下であることを確認する。なお、津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に一樣に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

最大相対変位の算出は、防潮壁境界部（鋼板-鋼板間、鋼板-鋼桁間、鋼板-鋼製扉間、鋼桁-鋼製扉）については時刻歴相対変位により算出し、防潮壁と異種構造物間（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）については、基礎構造の違いや構造規模の違いによる位相のずれが生じる可能性が考えられることから各々の最大変形量の足し合わせにより最大相対変位を算出する。なお、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤の変位量は「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」、「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」、「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づき算定する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 $+1\sigma$ 、平均値 $-1\sigma$ ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

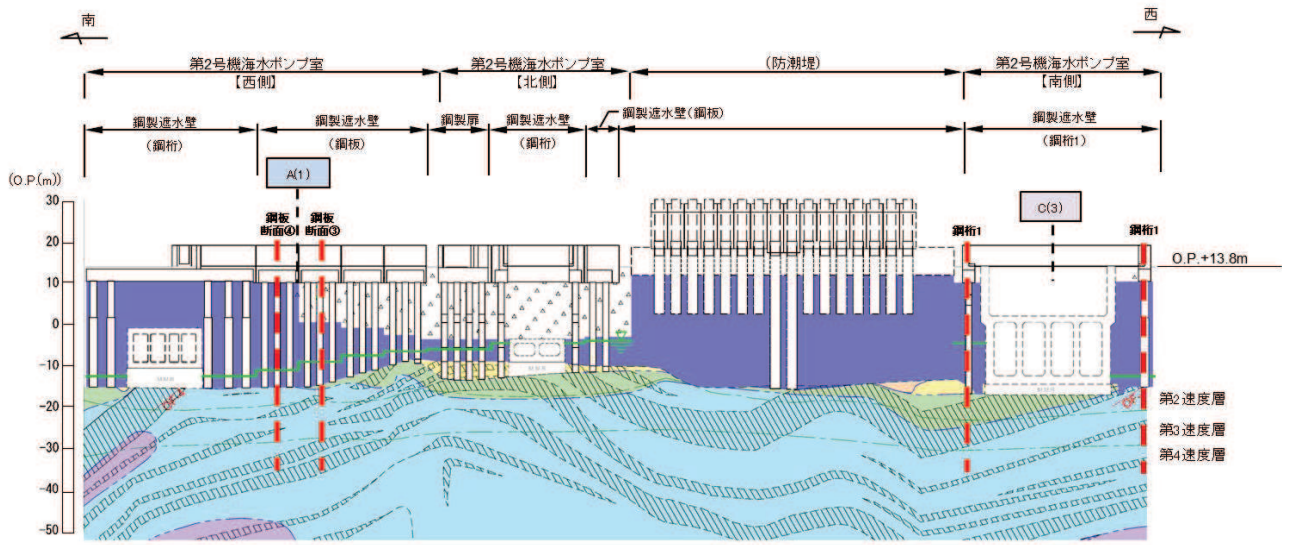
地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、表5-25に示すとおり、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-24(1) 相対変位量の算定位置

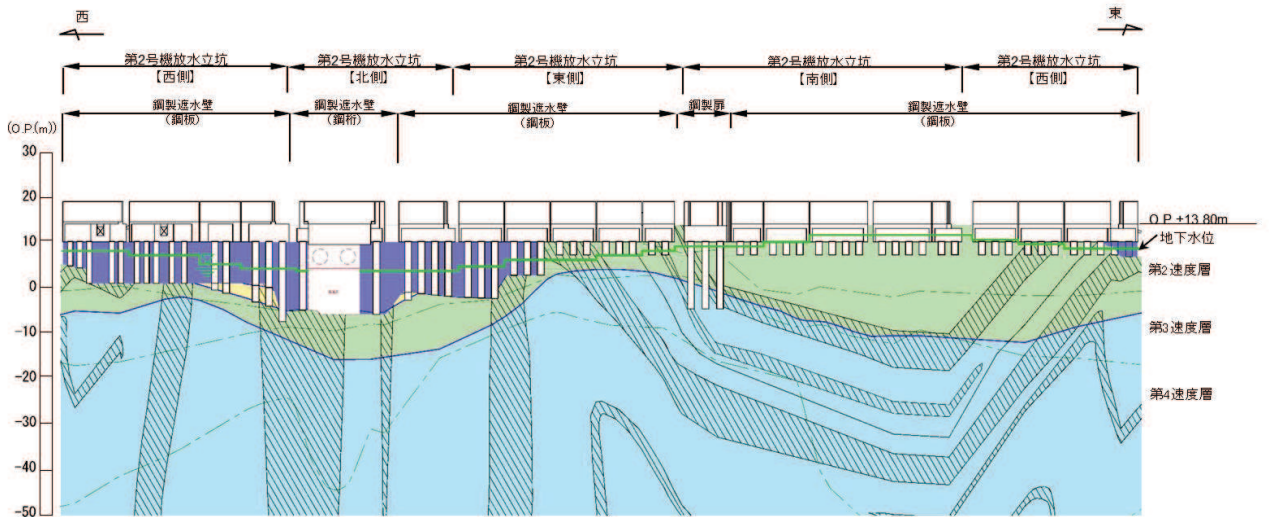
地点	区分	選定理由	備考
A(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼板間)	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面の境界部で、盛土層厚差が大きく、さらに第2号機海水ポンプ室及び第2号機原子炉建屋躯体端部に位置し、隣接効果の有無による影響が生じることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部となる組合せ（鋼板断面④-鋼板断面③）の組合せによる、時刻歴相対変位量を算定する。また、隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位（鋼板断面③）についても相対変位として算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、地盤改良断面（部分深度）の境界部で最も盛土層厚差が大きく、第3号機海水ポンプ室躯体端部に位置し、隣接効果の有無による影響が生じることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部と概ね同様な地盤条件である組合せ（鋼板断面①-鋼板断面②）の時刻歴相対変位量を算定する。また、第3号機海水ポンプ室の隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位についても相対変位（鋼板断面①、②）として算定する。
A(3)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面の境界部で盛土層厚差が最も大きく、地盤変形量の違いにより相対変位が大きくなることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部と概ね同様な地盤条件である鋼板断面④-断面②の時刻歴相対変位量を算定する。また、隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位（鋼板断面②）についても相対変位として算定する。

表 5-24(2) 相対変位量の算定位置(2/2)

地点	区分	選定理由	備考
B(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁間, 鋼板-鋼製扉間, 鋼桁-鋼製扉間)	防潮壁間(鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)の中で, 盛土が最も厚く分布し, 壁高が高く単独での変位量が大きくなると考えられ, フーチングや上部工の規模の違いによる相対変位量が大きくなると考えられる境界部のため。	照査においては, 保守的に, 実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる組合せ(鋼板断面①-鋼桁4)による相対変位量を算定する。
B(2)		防潮壁間(鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)の中で, 境界部で最も盛土層厚差が大きく, 壁高も高い鋼製扉3と鋼板の境界部	照査においては, 実際の境界部となる組合せ(鋼板断面②-鋼製扉3)の組合せによる, 相対変位量を算定する。
C(1)	異種 構造物間	防潮壁(鋼板)と防潮堤の境界部(C-3(1), C-3(3))の中で盛土層厚差が最も大きい境界部のため	照査においては, 防潮壁(鋼板)側で地盤条件に有意な差が無いため, 壁高が高く相対的に変位量が大きくなる鋼板断面①と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁(鋼桁及び鋼製扉)と防潮堤の境界部(C-3(2), C-3(4))の中で盛土層厚差が最も大きい境界部のため。	照査においては, 鋼製扉3と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁(鋼桁1)と第2号機海水ポンプ室(隔壁)間	構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい, 防潮壁と防潮堤間の相対変位量(C(1)及びC(2))の結果を代表に算定する
C(4)		防潮壁(鋼桁4)と第3号機海水ポンプ室(隔壁)間	



(第2号機海水ポンプ室防潮壁)

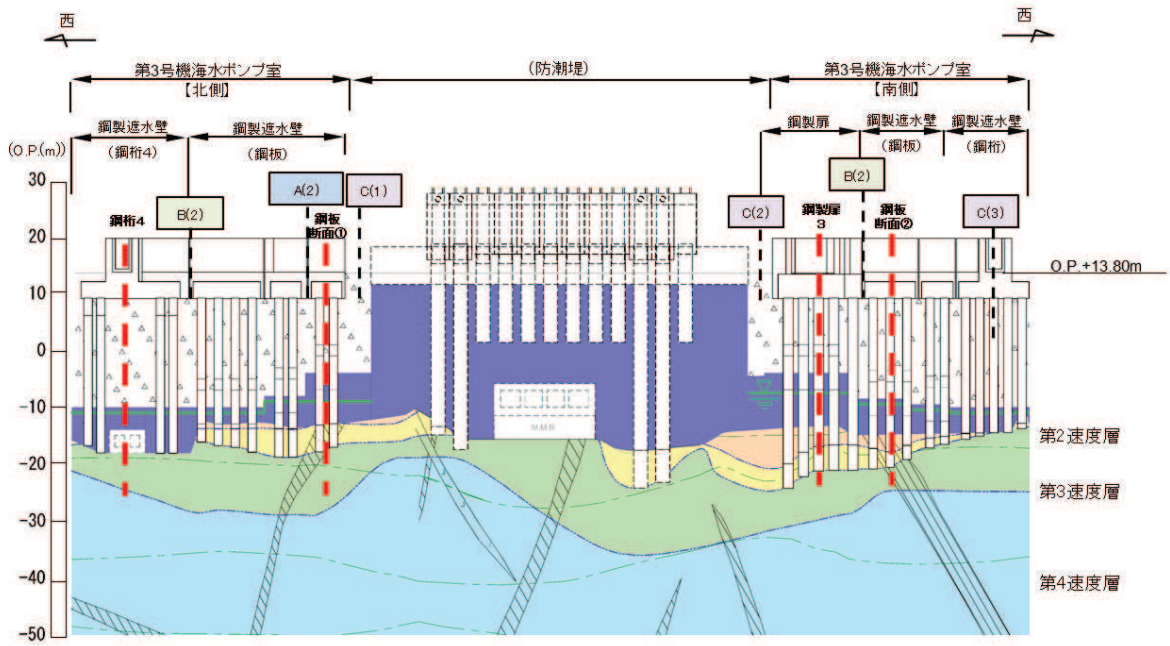


(第2号機放水立坑室防潮壁)

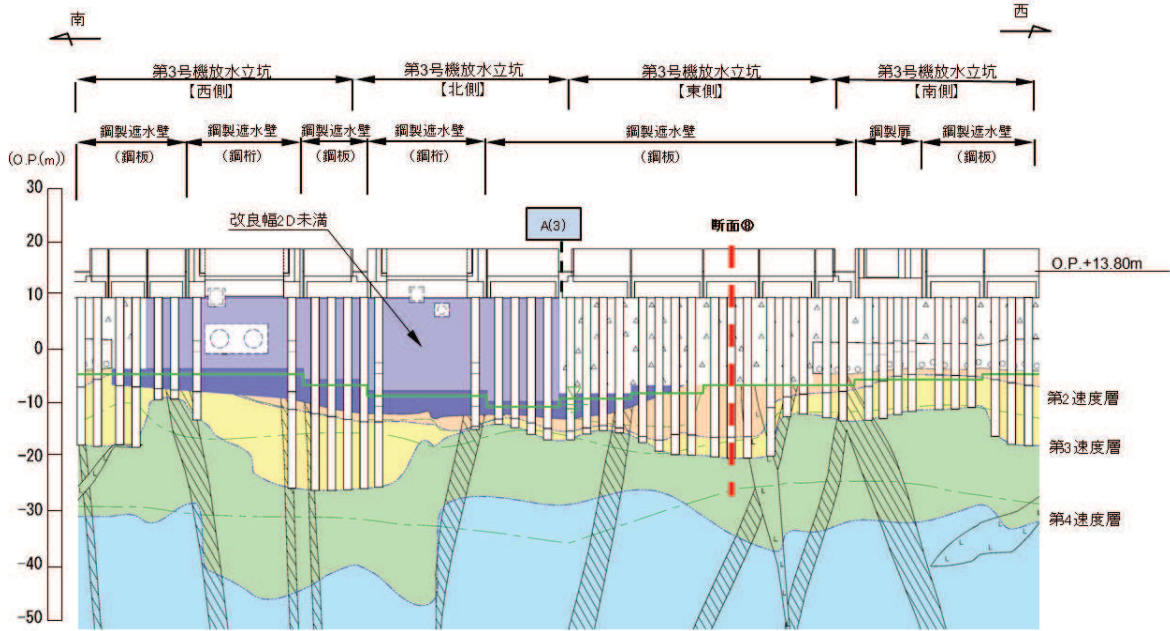
防潮壁間 (鋼板-鋼板)
  防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)
  異種構造物間 (防潮壁-海水ポンプ室, 防潮堤)

	B級		盛土		改良地盤等
	C-M級		旧表土		地下水位
	C-L級		砂岩		
	D級		頁岩		
	岩盤分類境界		ひん岩		
	速度層境界		断層		
			地質境界		

図 5-44 評価用断面位置図(1/2)



(第3号機海水ポンプ室防潮壁)



(第3号機放水立坑防潮壁)

防潮壁間 (鋼板-鋼板)
  防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)
  異種構造物間 (防潮壁-海水ポンプ室, 防潮堤)

地質縦断面凡例			
	B級		盛土
	C級		旧表土
	D級		砂岩
	E級		頁岩
	F級		ひん岩
			断層
			地質境界
			改良地盤等
			地下水位

図 5-45 評価用断面位置図(1/2)

表 5-25(1) 止水ジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量の算定結果

(防潮壁間 (鋼板-鋼板))

区分		地震動	解析 ケース	重畳時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
A(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	166.1	350	鋼板断面④- 鋼板断面③
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	62.0	350	
A(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (-+)	①	174.1	350	鋼板断面①- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	46.6	350	
A(3)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (-+)	①	207.2	350	鋼板断面④- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	61.3	350	

表 5-25(2) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時絶対変位量

(防潮壁間 (鋼板-鋼板))

区分		地震動	解析 ケース	重畳時 絶対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
A(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	115.8	350	鋼板断面③
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	50.1	350	
A(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	172.8	350	鋼板断面①
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	42.4	350	
A(3)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	167.5	350	鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	49.7	350	

表 5-25(3) 止水ジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量の算定結果

(防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉))

区分		地震動	解析 ケース	重畳時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
B(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (+-)	①	176.3	350	鋼板断面① - 鋼桁 4
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	113.8	350	
B(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (--)	①	33.2	350	鋼板断面② - 鋼製扉 3
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	33.5	350	

表 5-25(4) 止水ジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量の算定結果

(異種構造物間 (防潮壁-防潮堤間))

区分		地震動	解析 ケース	地震時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
C(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	196.2	350	鋼板断面① - 防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (-+)	①	139.6	350	
C(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	188.9	350	鋼製扉 3 - 防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	130.1	350	
C(3)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	106.1	245	鋼板断面① - 防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (++)	①	67.3	245	
C(4)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2 (-+)	①	211.6	245	鋼製扉 3 - 防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2 (-+)	①	124.4	245	



## 5.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力を図 5-46～図 5-53 に、支持性能照査結果を表 5-26 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。なお、引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

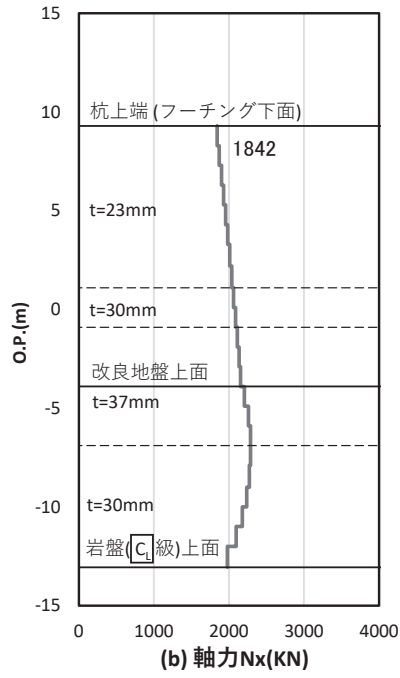


図 5-46 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)

(断面①, S d - D 2 (++) , t = 23.56s)

解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

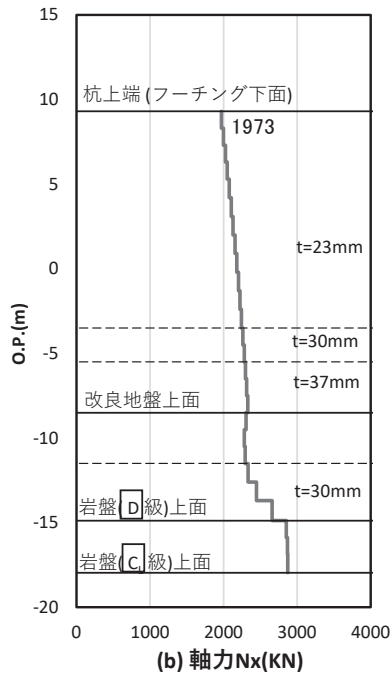


図 5-47 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)

(断面②, S d - D 2 (++) , t = 23.56s)

解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

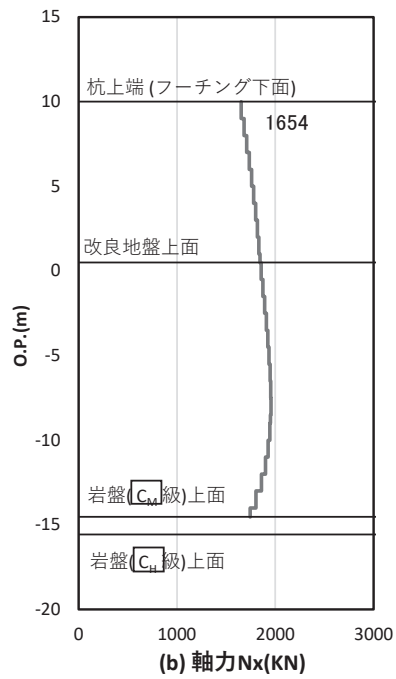


図 5-48 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面③，S d-D 2（- -），t = 11.44s）

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

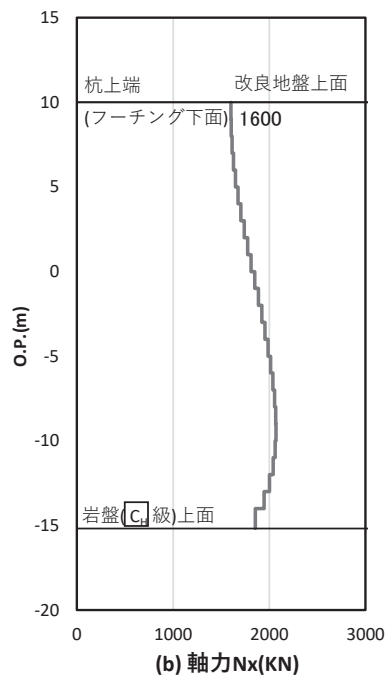


図 5-49 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面④，S d-D 2（+-），t = 21.56s）

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

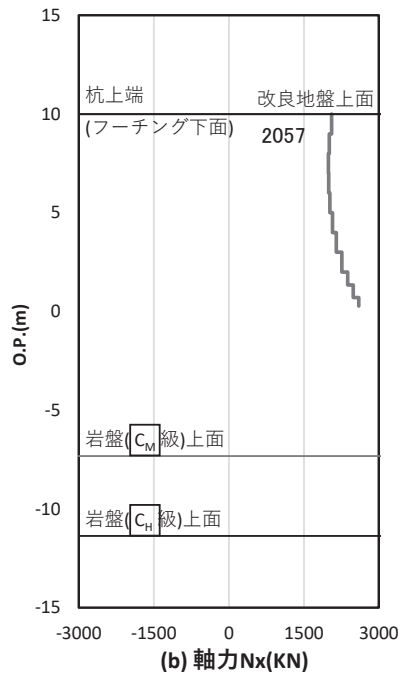


図 5-50 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）

（断面⑤， S d - D 2 （+-） ， t = 25.53s）

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

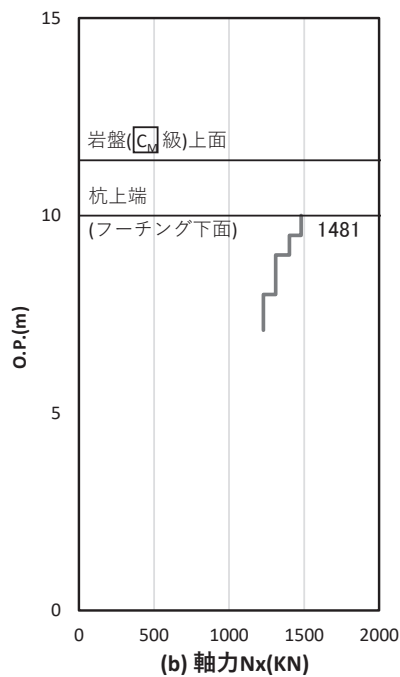


図 5-51 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）

（断面⑥， S d - D 2 （--） ， t = 11.43s）

解析ケース①：基本ケース

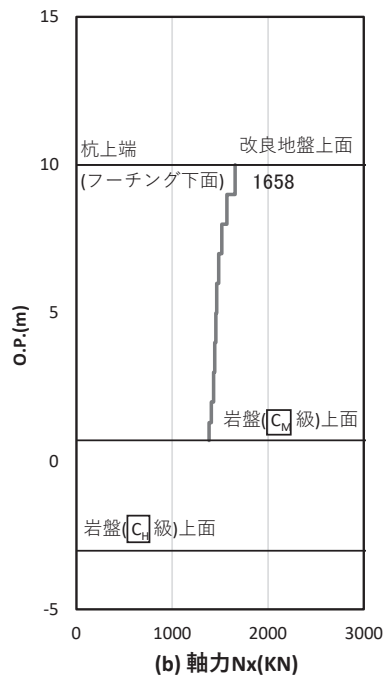


図 5-52 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）

（断面⑦，S d-D 2（+-），t = 11.43s）

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

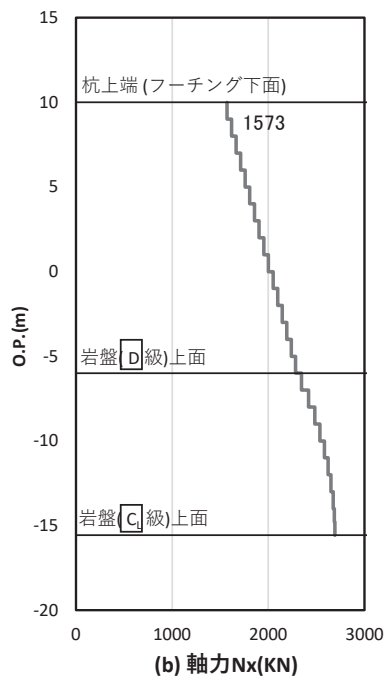


図 5-53 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）

（断面⑧，S d-D 2（++），t = 9.87s）

解析ケース①：基本ケース

表 5-26 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み)

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	
断面①	S d - D 2 (++)	③	1842	1.1	11.4	0.10
断面②	S d - D 2 (++)	②	1973	1.2	11.4	0.11
断面③	S d - D 2 (--)	③	1654	1.0	13.7	0.08
断面④	S d - D 2 (+-)	③	1600	1.0	13.7	0.08
断面⑤	S d - D 2 (+-)	③	2057	1.2	13.7	0.09
断面⑥	S d - D 2 (--)	①	1481	0.9	13.7	0.07
断面⑦	S d - D 2 (+-)	③	1658	1.5	13.7	0.11
断面⑧	S d - D 2 (++)	①	1573	0.9	11.4	0.08

(別紙 1)防潮堤取り合い部及び背面補強工部の強度について

目 次

1.	概要	1
2.	評価方針	21
3.	評価対象	23
3.1	防潮堤取り合い部	23
3.1	背面補強工部	24
4.	固有周期の計算	25
4.1	防潮堤取り合い部	25
4.2	背面補強工部	47
5.	荷重及び荷重の組合せ	49
5.1	荷重の設定	49
5.2	荷重の組合せ	51
5.3	設計用地震力	54
6.	評価方法及び材料諸元	69
6.1	防潮堤取り合い部	69
6.2	背面補強工部	94
7.	評価結果	98
7.1	防潮堤取り合い部	98
7.2	断面力図等	103
7.2	背面補強工部	119

## 1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤との取り合い部については、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を取り付けることで、止水性を確保する。なお、RC 壁と鋼板間は無収縮モルタルにより充填し、一体性と止水性を確保する。また、防潮堤背面補強工部（RC 壁）との接続部には止水シール材を設置することで止水性を確保する。さらに、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、表層地盤改良（セメント改良土）と鋼矢板（鋼板）を設置し、止水ジョイントを介して鋼板と上方の防潮堤取り合い部（鋼板・RC 壁）及び左右に隣り合う防潮壁フーチング、防潮堤（背面補強工・改良地盤）を接合することで、揺すり込み沈下に伴うセメント改良体の不同沈下等に対しても変形追従し、肌離れ等が発生した場合に対して水みちの形成を防止する構造とする。

また、杭基礎構造防潮壁の防潮堤背面補強工部については、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。本書では、防潮堤取り合い部（RC 壁及び鋼板）及び背面補強工 RC 壁の構造強度について示す。防潮堤との取り合い部の位置を図 1-1 に、構造概要を図 1-2 に、構造図及び配筋概要図を図 1-3～図 1-8 に、アンカーボルトの概要を図 1-9 に、RC 壁下部の止水対策の概要を図 1-10 に示す。また、背面補強工 RC 壁の位置を図 1-11 に、構造図及び配筋概要図を図 1-12～図 1-13 に、止水ジョイントの概要図を図 1-14 に示す。

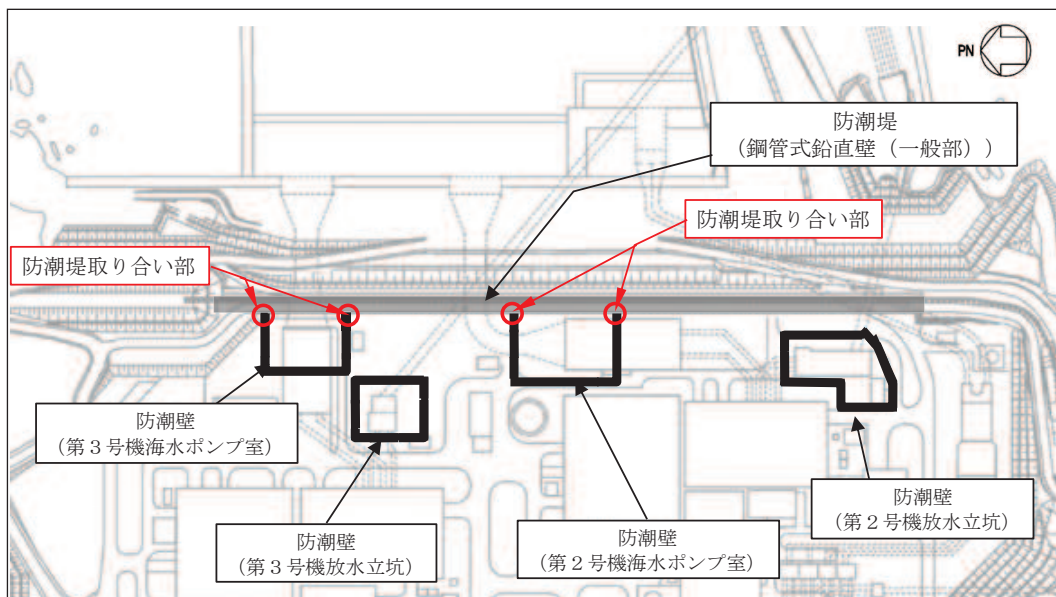


図 1-1 防潮堤取り合い部の配置図



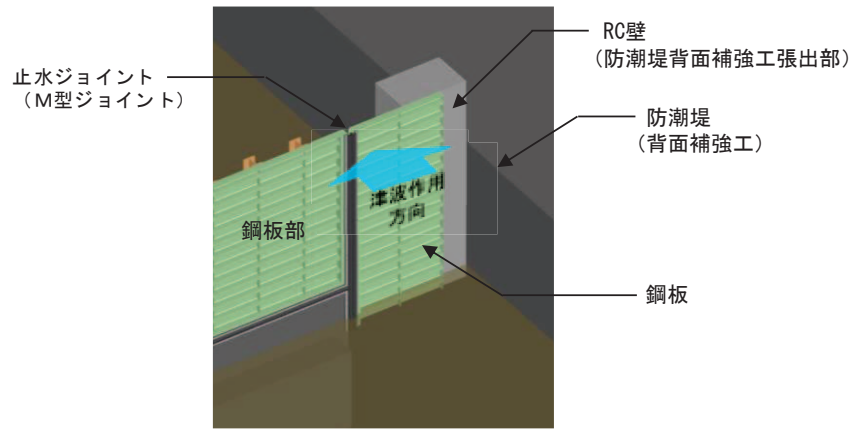
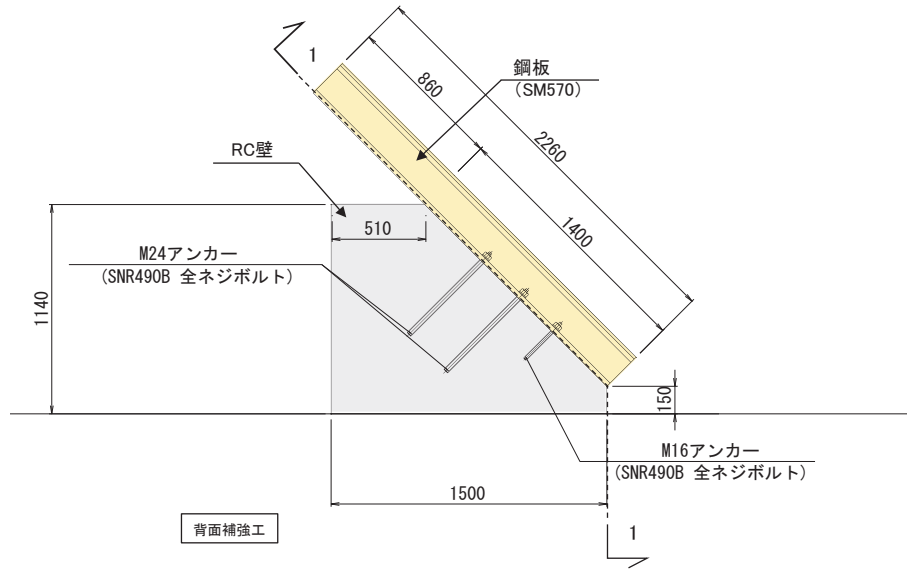


図 1-2(1) 防潮堤取り合い部の構造概要

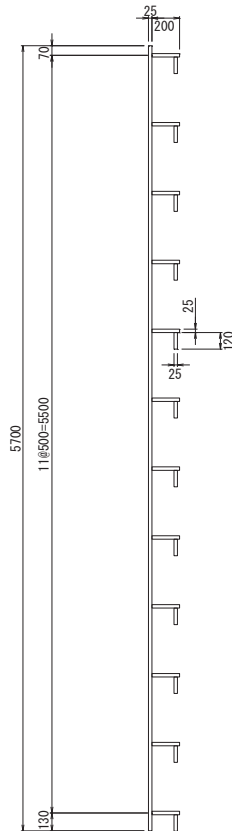


(南)

(北)



(平面図：2-2 断面)



(鋼板断面図)

図 1-3 (2) 防潮堤取り合い部の構造概要図 (取り合い部①)



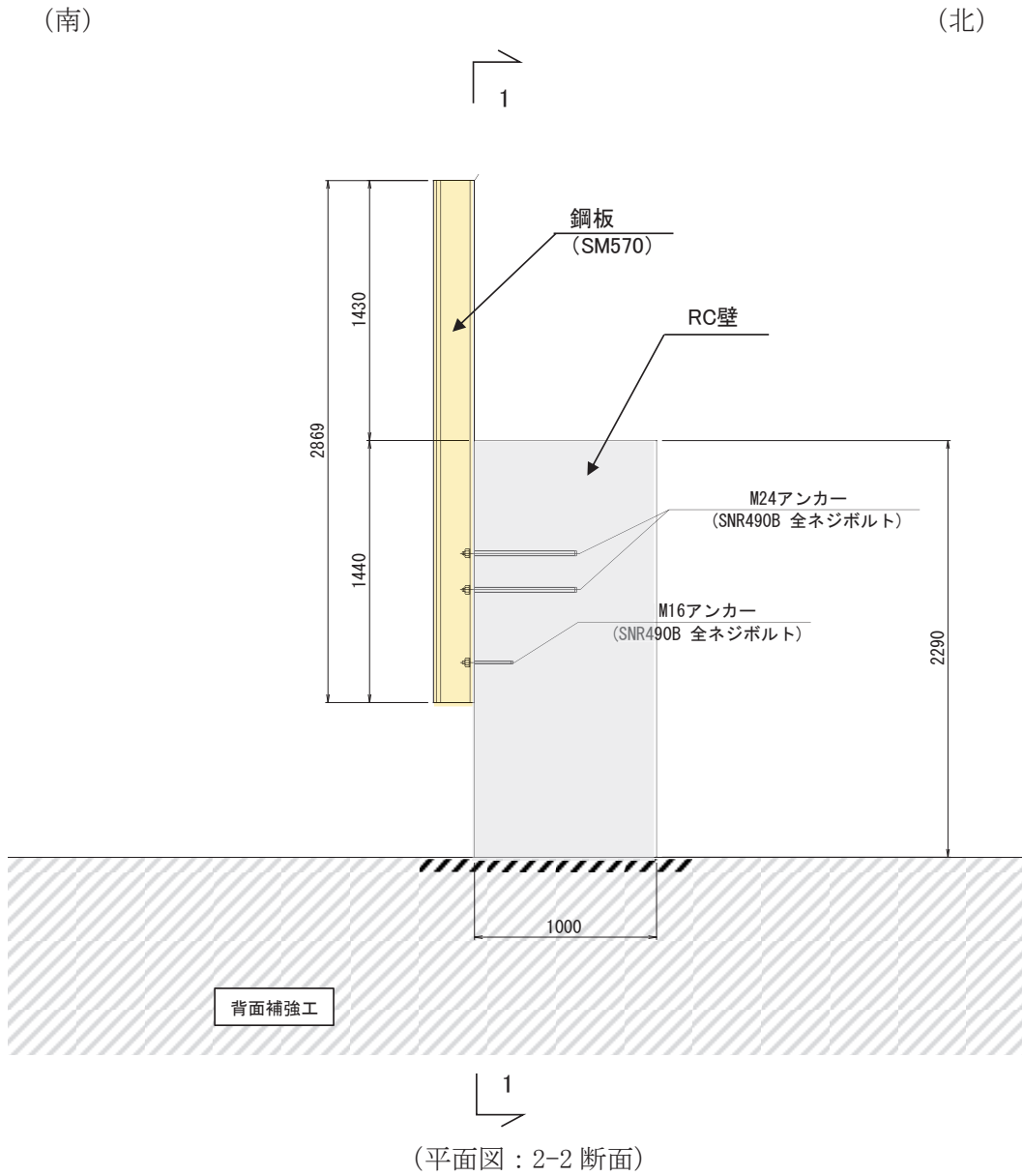
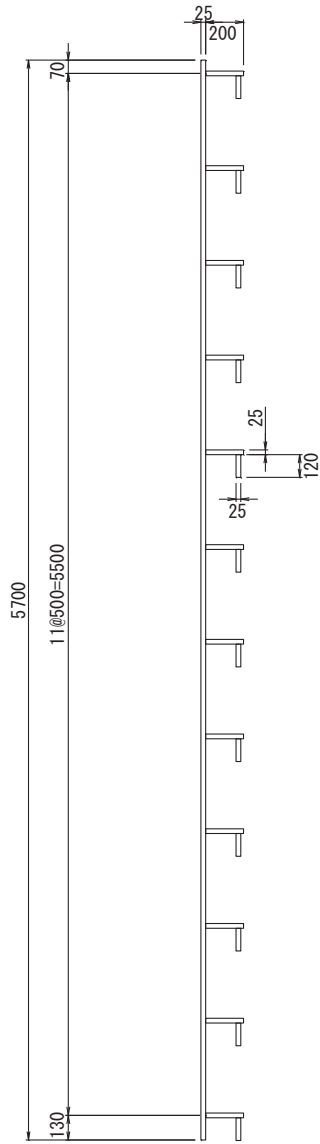
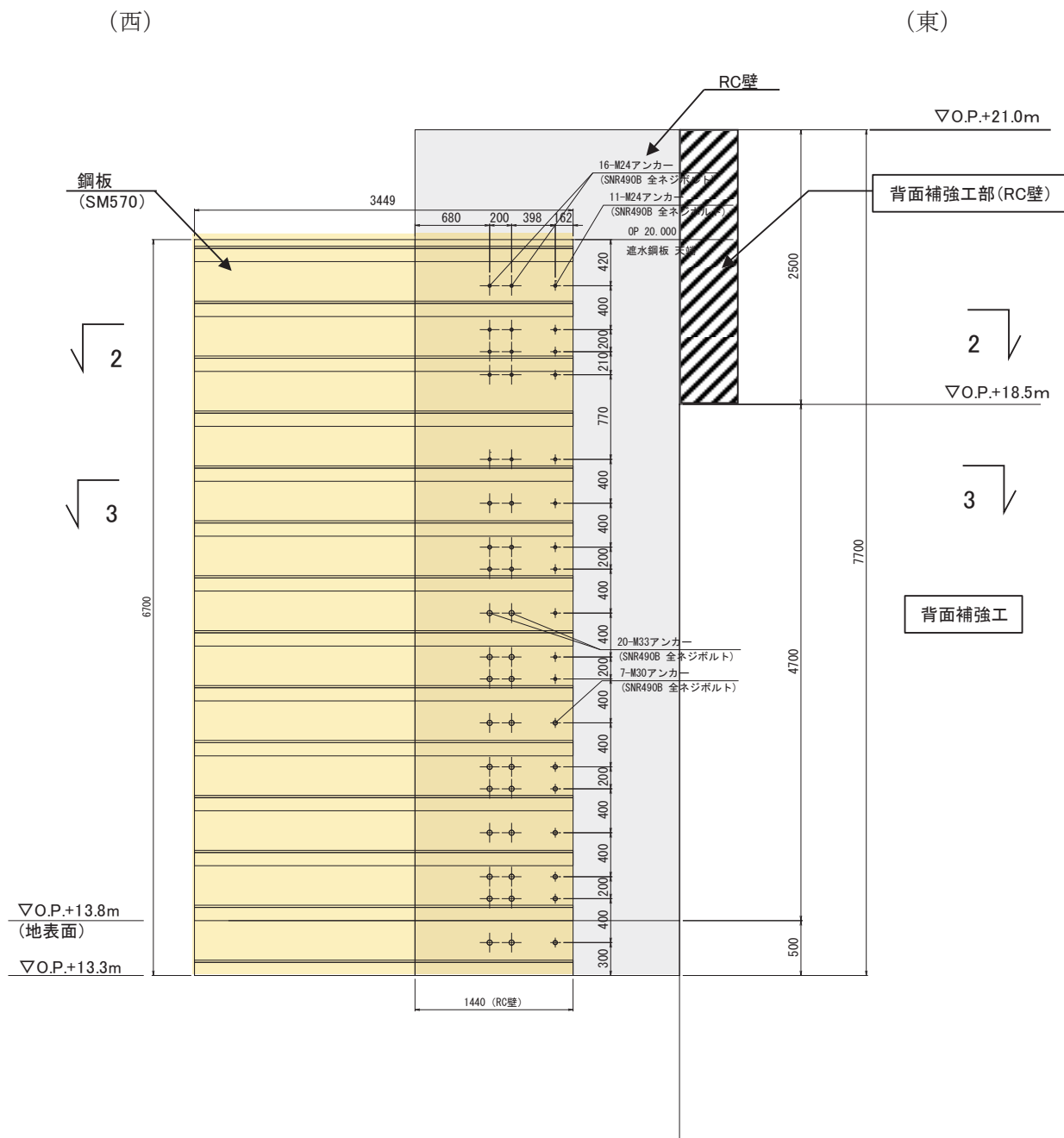


図 1-4 (2) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部②)



(鋼板断面図)

図 1-4(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部②)

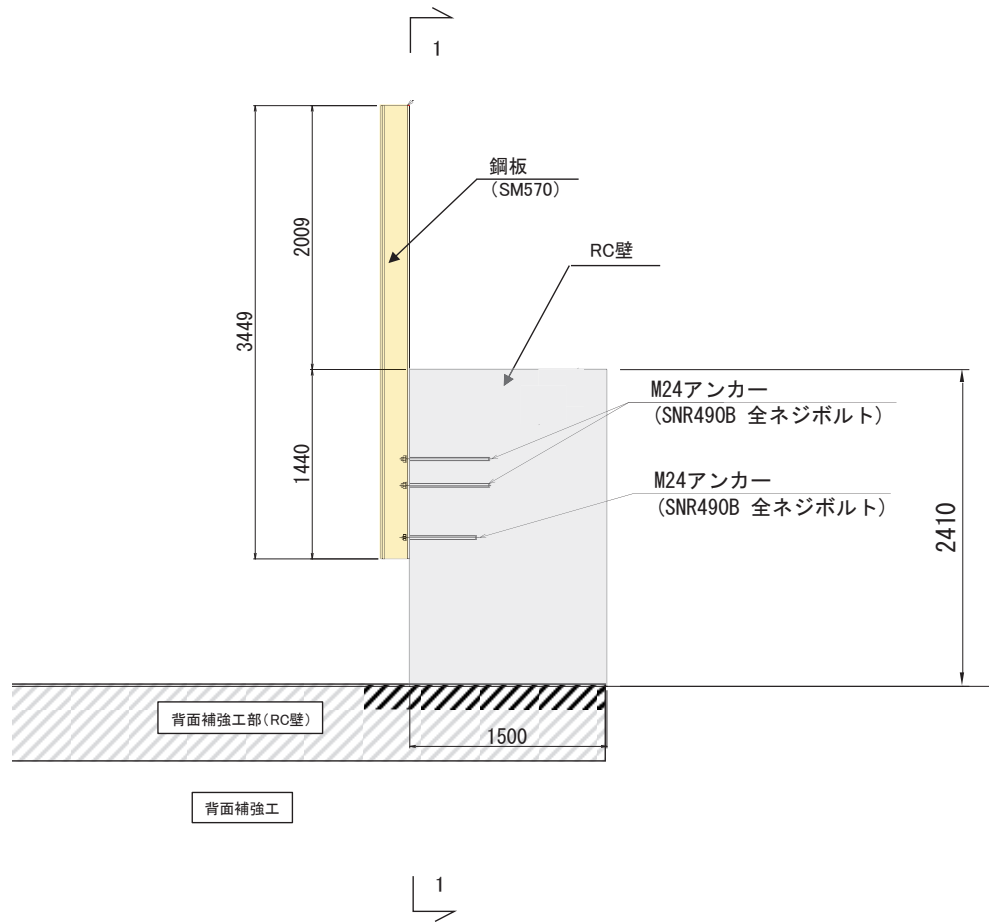


(正面図：1-1 断面)

図 1-5(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

(南)

(北)



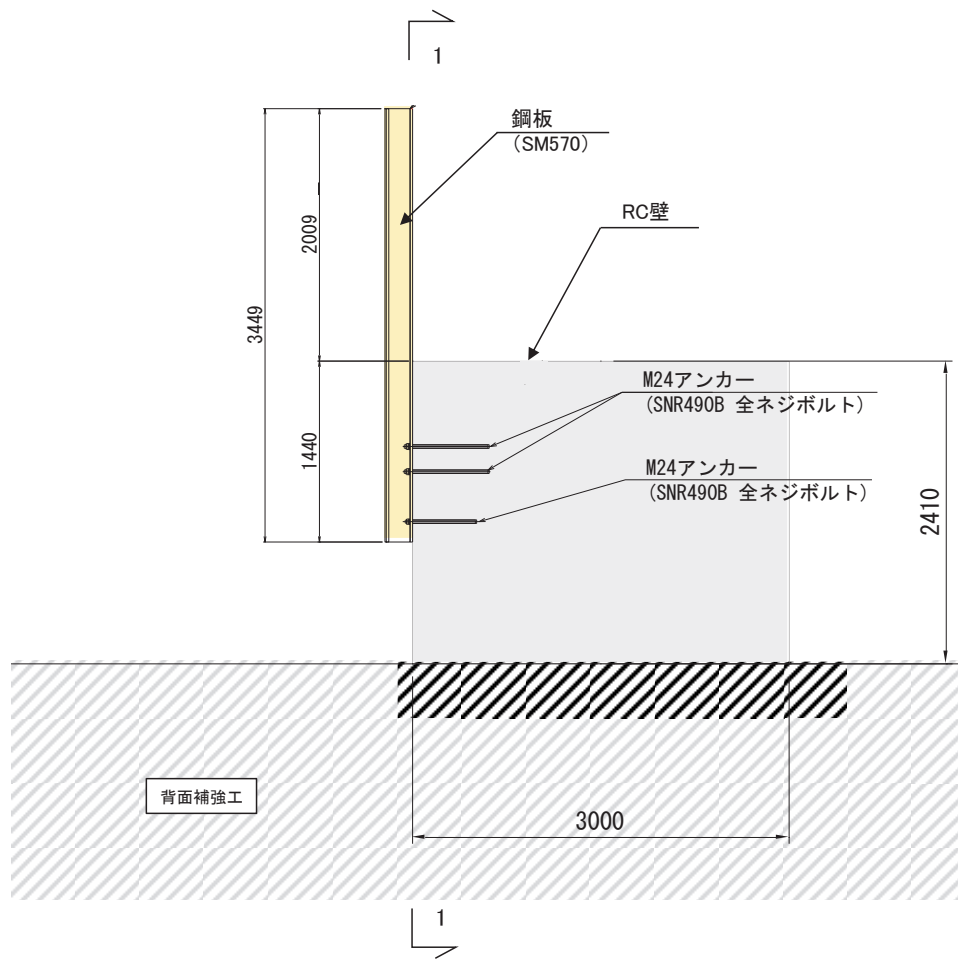
(平面図：2-2 断面)

図 1-5 (2) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)



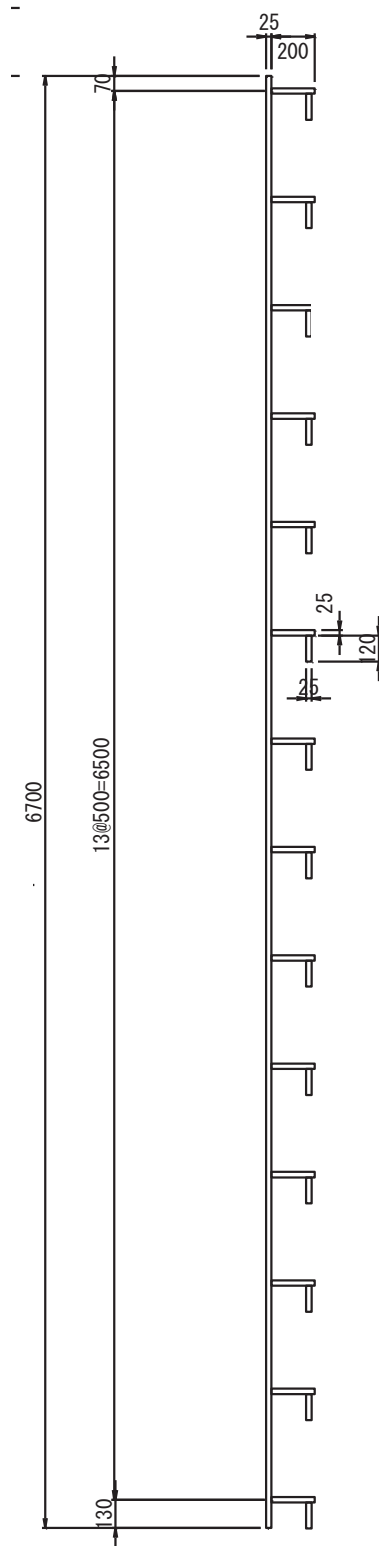
(南)

(北)



(平面図：3-3断面)

図1-5(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)



(鋼板断面図)

図 1-5(4) 防潮堤取り合い部の構造概要図  
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

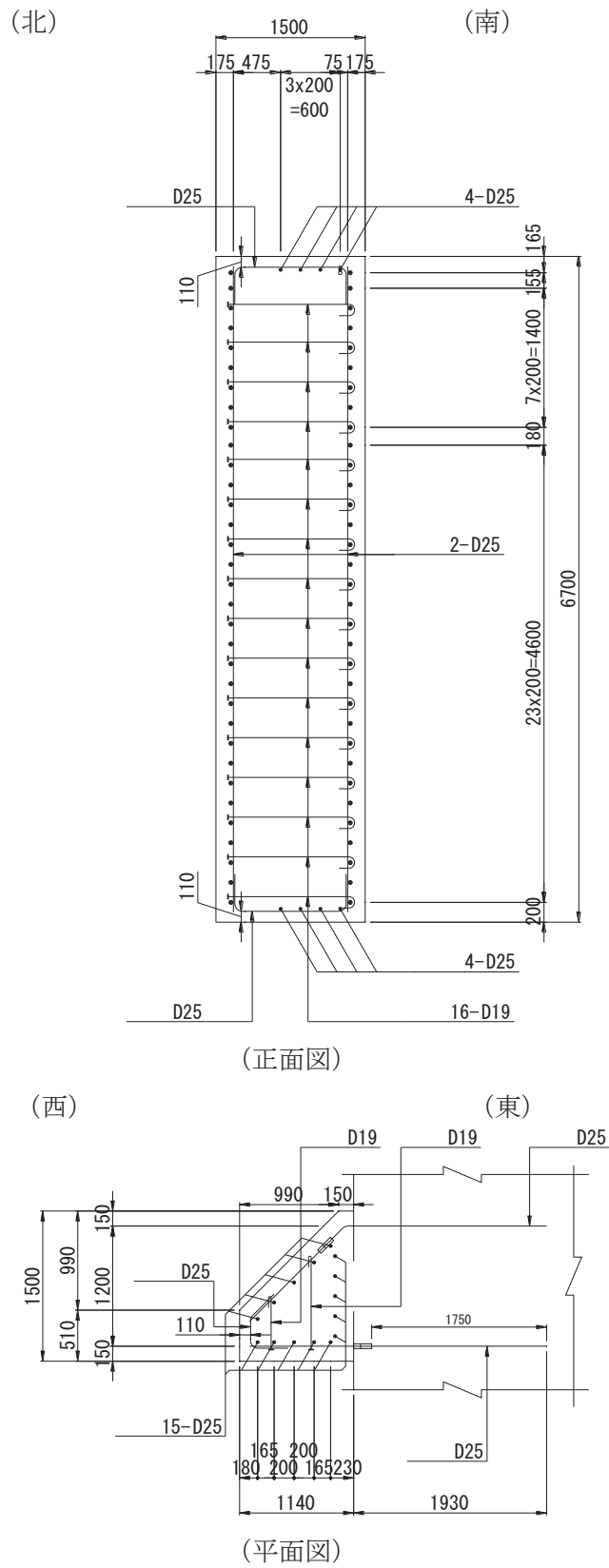


図 1-6 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部①)

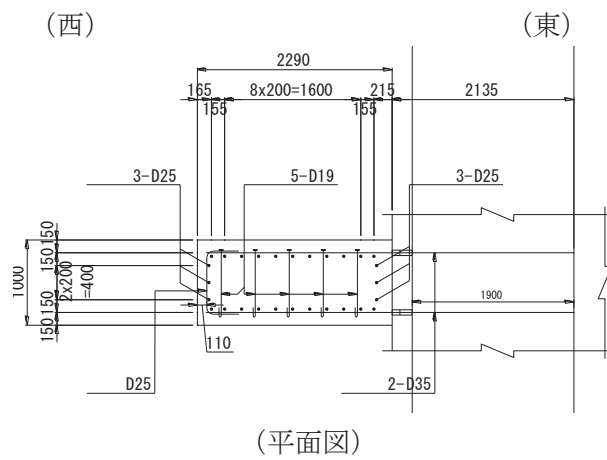
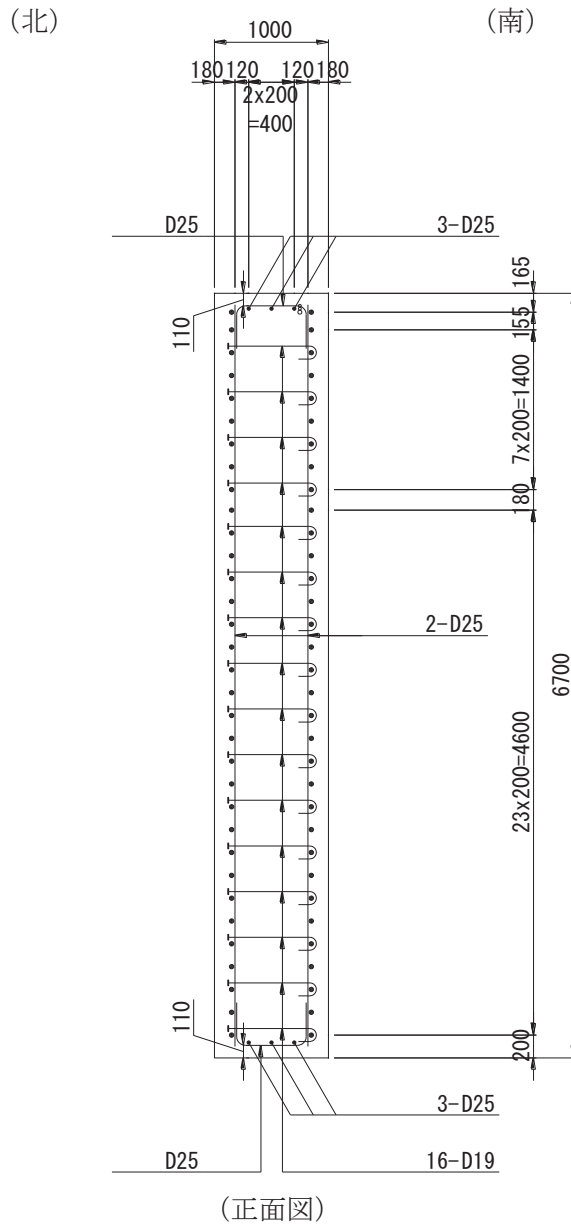


図 1-7 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部②)

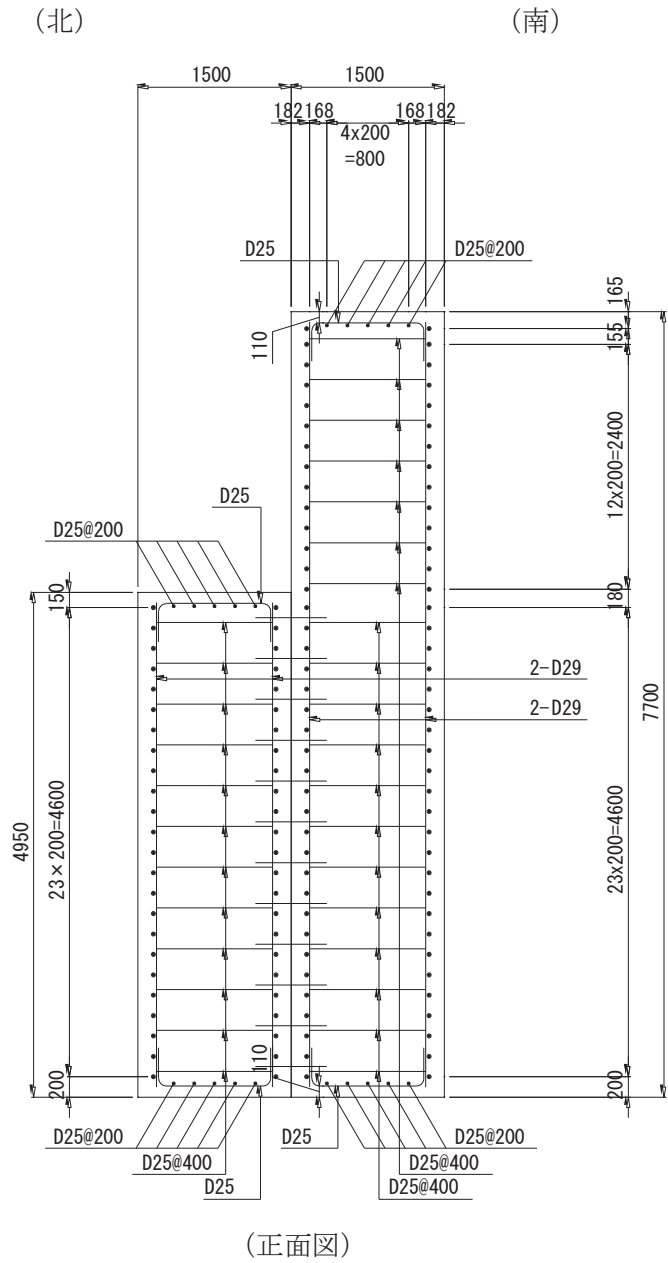


図1-8(1) RC壁の配筋概要図  
 (取り合い部③・④：取り合い部④の例)

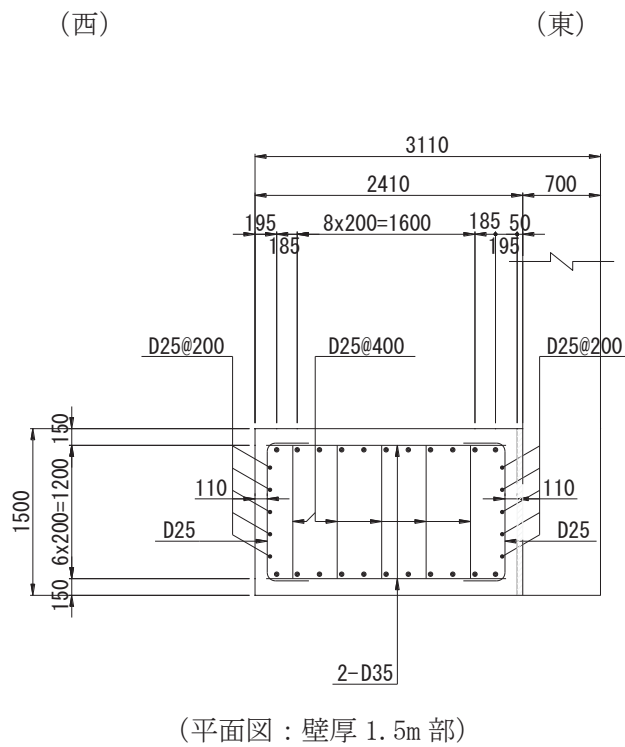
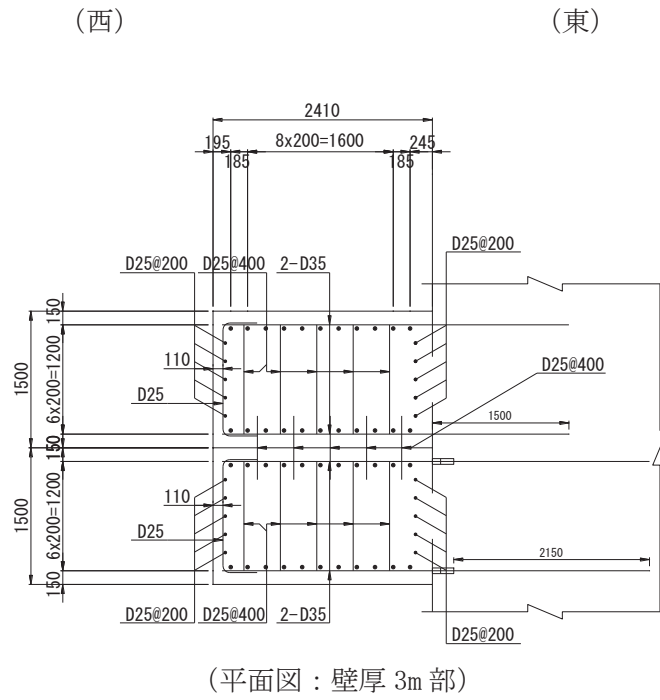


図 1-8 (2) RC 壁の配筋概要図  
 (取り合い部③・④：取り合い部④の例)

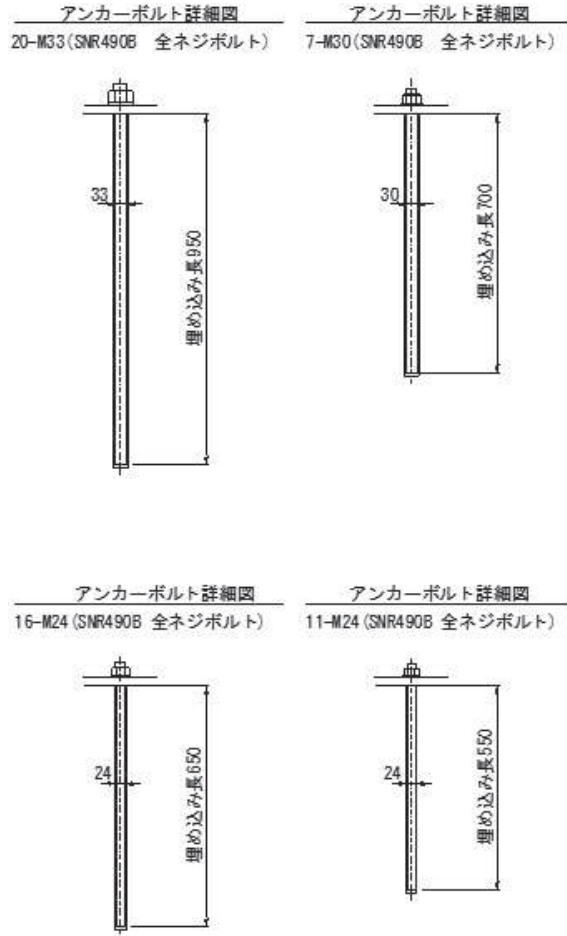


図 1-9 アンカーボルトの構造図  
(取り合い部④の例)

追而

図 1-10 取り合い部下部の概要

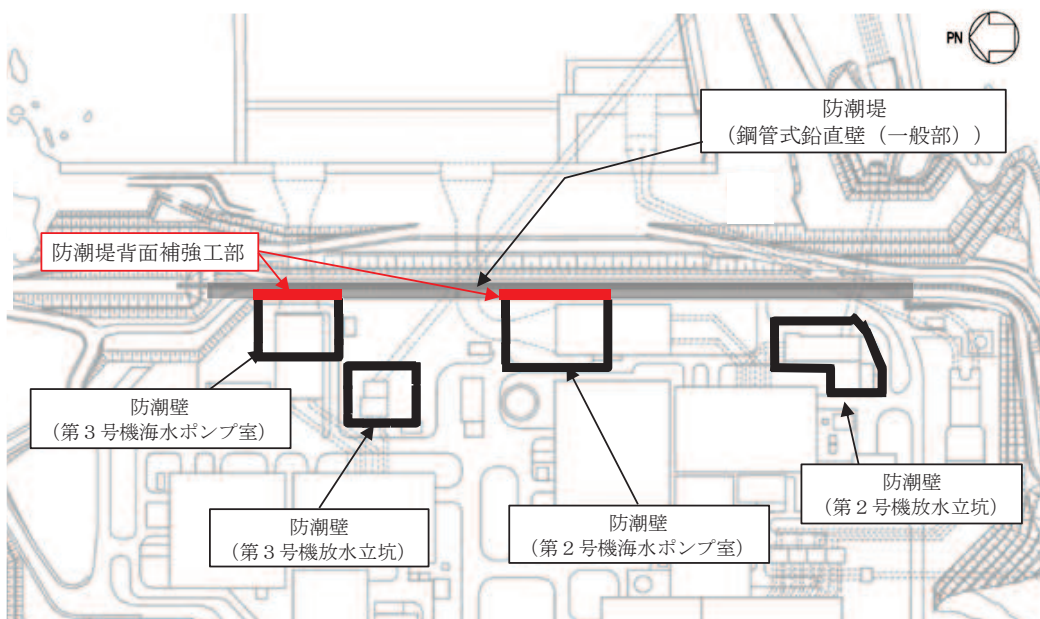


図 1-11 防潮堤背面補強工部の配置図



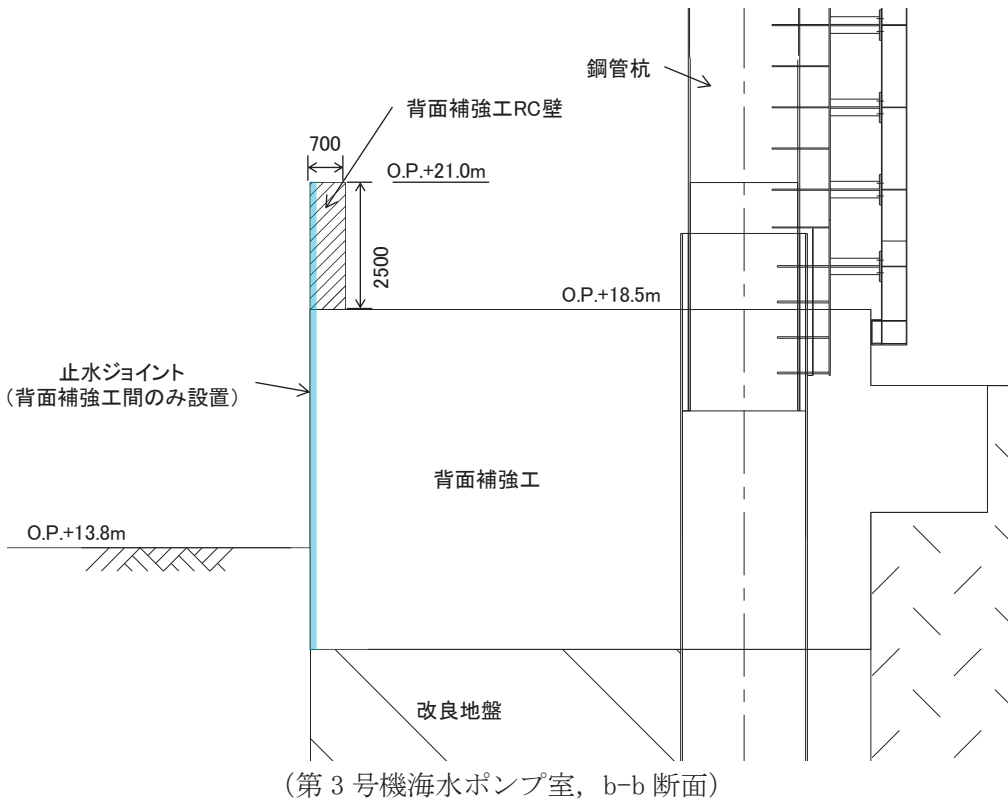
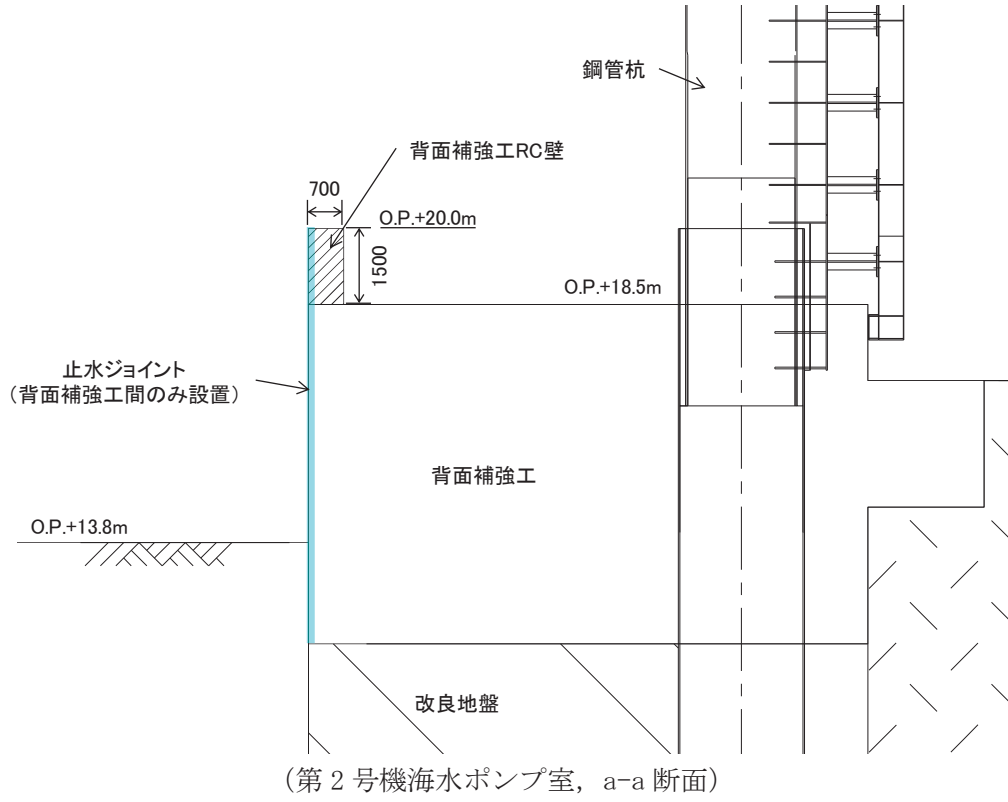
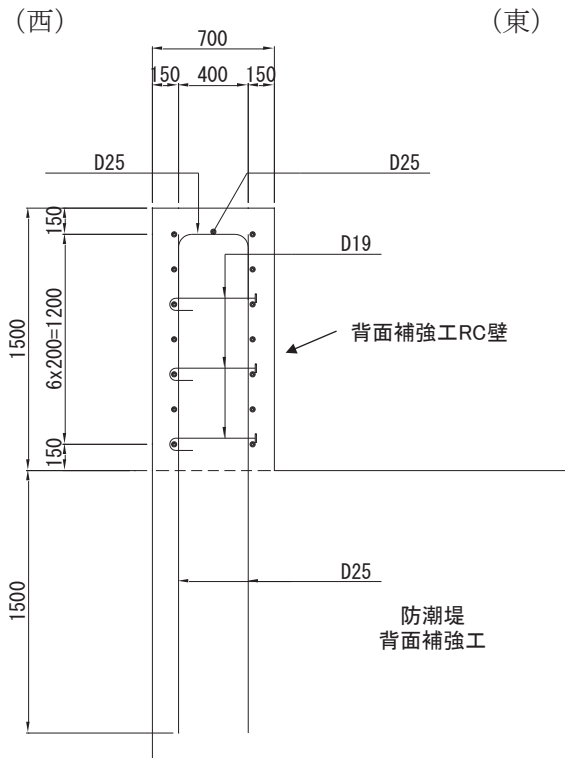
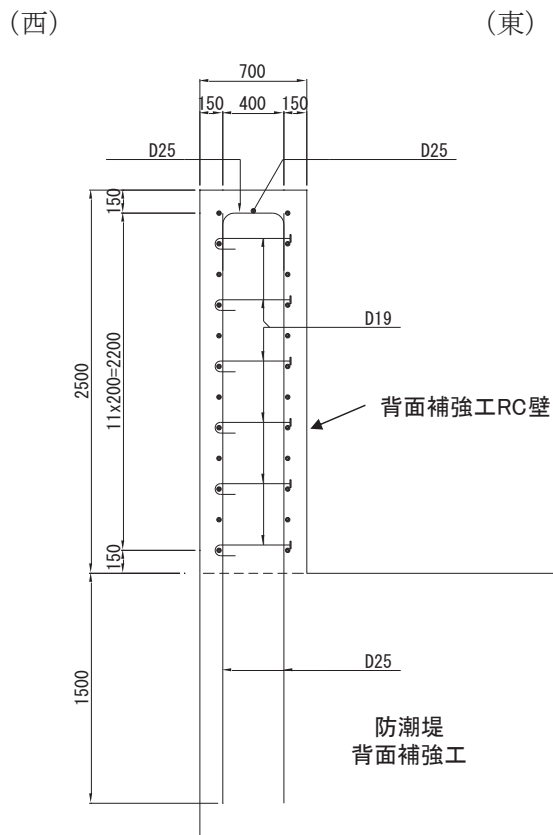


図 1-12 防潮堤背面補強工部の構造概要図 (断面図)



(第 2 号機海水ポンプ室)



(第 3 号機海水ポンプ室)

図 1-13 背面補強工 RC 壁の配筋概要図

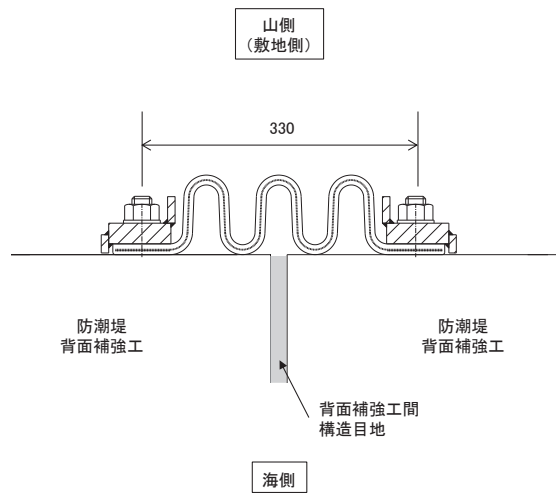


図 1-14 止水ジョイントの概要 (ゴムジョイント)

2. 評価方針

防潮堤取り合い部及び防潮堤背面補強工部の構造強度評価は、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、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤取り合い部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に、防潮堤背面補強工部の評価項目を表 2-2 に、評価フローを図 2-2 に示す。

表 2-1 防潮堤取り合い部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	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
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

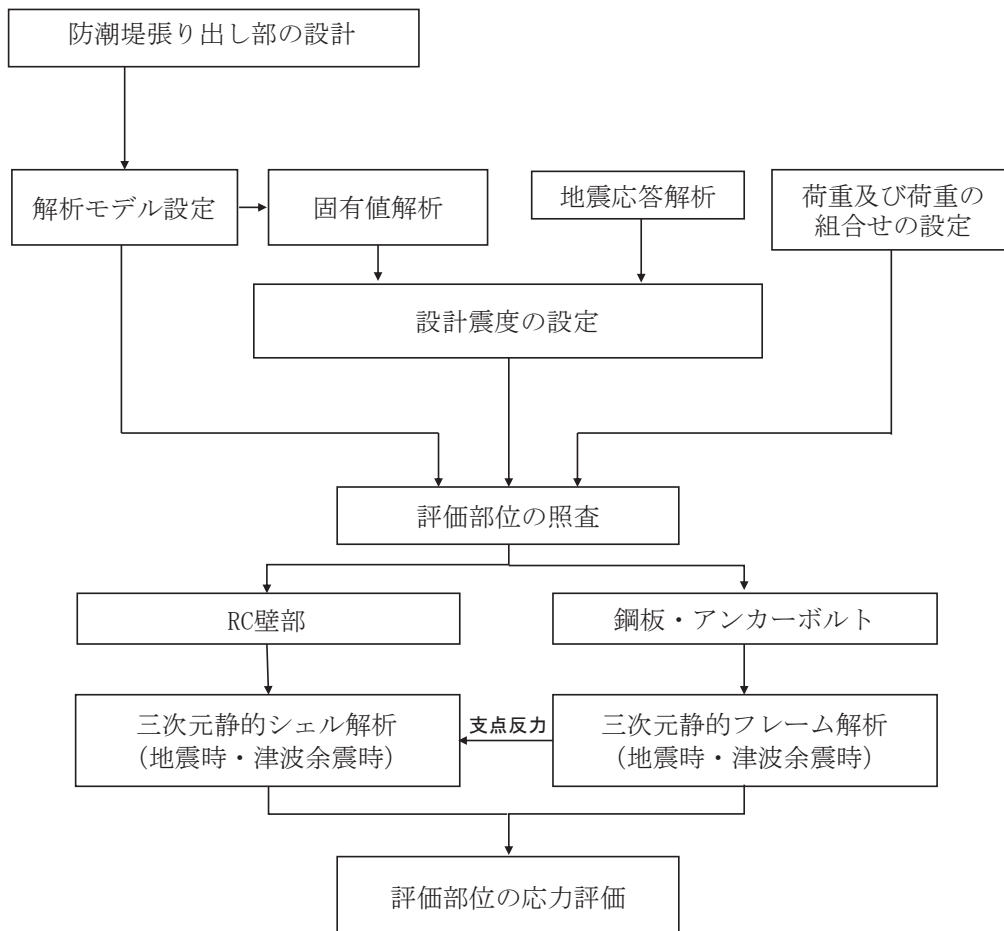


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

表 2-2 防潮堤背面補強工部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
背面補強工 RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水ジョイント*	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記\*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同仕様のゴムジョイントとするため評価を省略。

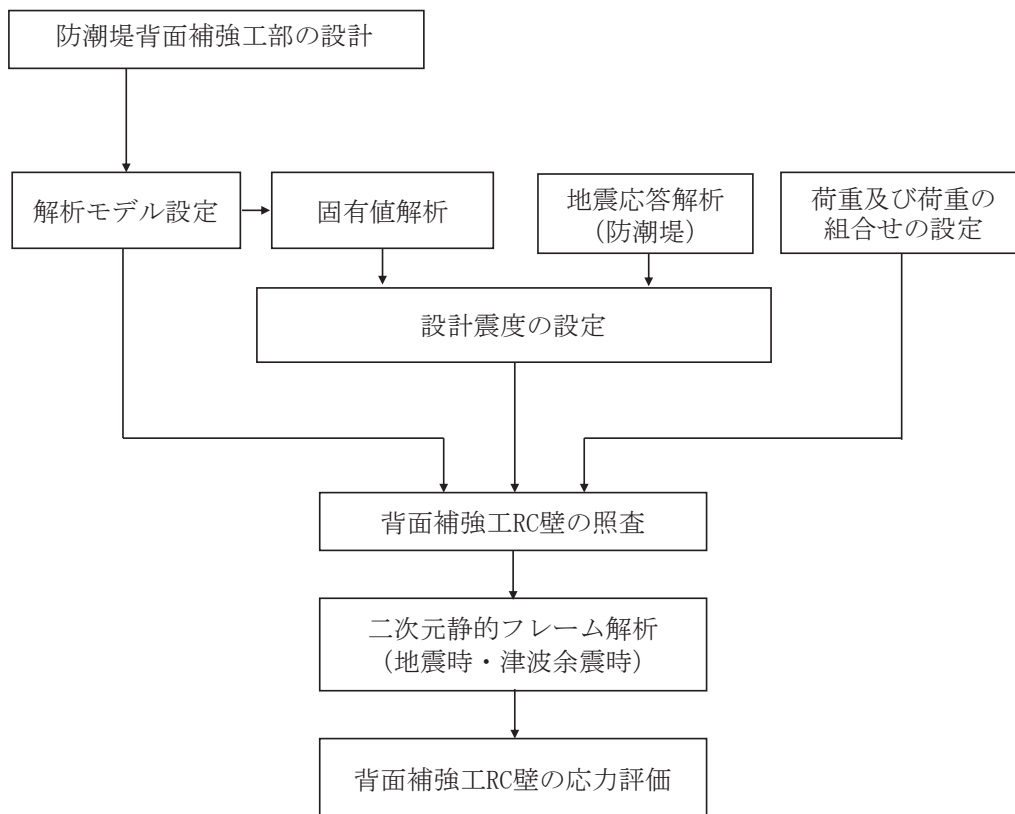


図 2-2 防潮堤背面補強工部の評価フロー

### 3. 評価対象

#### 3.1 防潮堤取り合い部

防潮堤取り合い部の構造は、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁と鋼板及びそれらを接合するアンカーボルトで構成されていることから、これらの部材を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤取り合い部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤縦断方向）とし、評価ケースは、津波作用方向（防潮壁の内→外方向）において、鋼板が RC 壁に受圧する構造であり、地震時荷重よりも重畳時荷重が卓越するため、耐震評価における津波作用方向（防潮壁の内→外方向）は、強度評価に包含されることから評価を省略する。

また、取り合い部①・②及び取り合い部③・④については、それぞれ津波水位等が同じで鋼板及び RC 壁の構造仕様が同様であるが、構造上、鋼板の張り出し長（RC 壁先端からの張出長さ）の長さが異なるため、設計用地震力が同じ場合、張り出し長が大きいほど、慣性力や津波荷重により生じる断面力等が大きくなることから、それぞれの断面位置での地震力を包含する設計用地震力を用い、取り合い部①・②においては取り合い部②、取り合い部③・④においては取り合い部④にて評価を行うことで、評価を代表させる。

なお、取り合い部①と②では、鋼板やアンカーボルト仕様は同様であるが、張り出し長とアンカーボルト配置が異なる。ただし、張り出し長が大きく作用荷重が大きくなる取り合い部②の方が、1 本当たりのアンカーボルトに生じる荷重は大きくなると考えられるため、取り合い部②の評価で代表する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
重畳時	○	—

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ		張出長 (mm)	評価対象断面
		RC 壁	鋼板		
取り合い部 ①	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	861	
取り合い部 ②	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	1429	○
取り合い部 ③	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	1659	
取り合い部 ④	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	2009	○

### 3.1 背面補強工部

防潮堤背面補強工部の構造は、背面補強工 RC 壁を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤背面補強工部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤横断方向）とし、評価ケースは、構造や固定条件が荷重方向で左右対称かつ、重畳時においては防潮壁の内→外方向において、RC 壁が津波波圧を受圧する構造であるため、防潮壁の外→内方向は、内→外方向の評価に包含されることから評価を省略する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-2 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	防潮壁内→外	防潮壁外→内
重畳時	○	— (内→外方向の評価に包含されるため省略)

表 3-3 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ
第 2 号機海水ポンプ室	O. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +20. 0m
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +21. 0m

4. 固有周期の計算

4.1 防潮堤取り合い部

4.1.1 RC 壁

(1) 解析モデル

RC 壁の固有周期の算定用モデルは、6.1 節で後述する構造解析モデル同様に、部材を線形シェル要素でモデル化し、防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。鋼板については、鋼板重量を RC 壁先端部に付加質量として考慮する。なお、回転慣性の影響は RC 壁の全長に対して鋼板の張り出し長が短く、重量も軽いため、軽微と考えられるため考慮しないが、その影響確認結果については本節巻末に示す。

RC 壁の固有周期の算定用モデルを図 4-1 に示す。

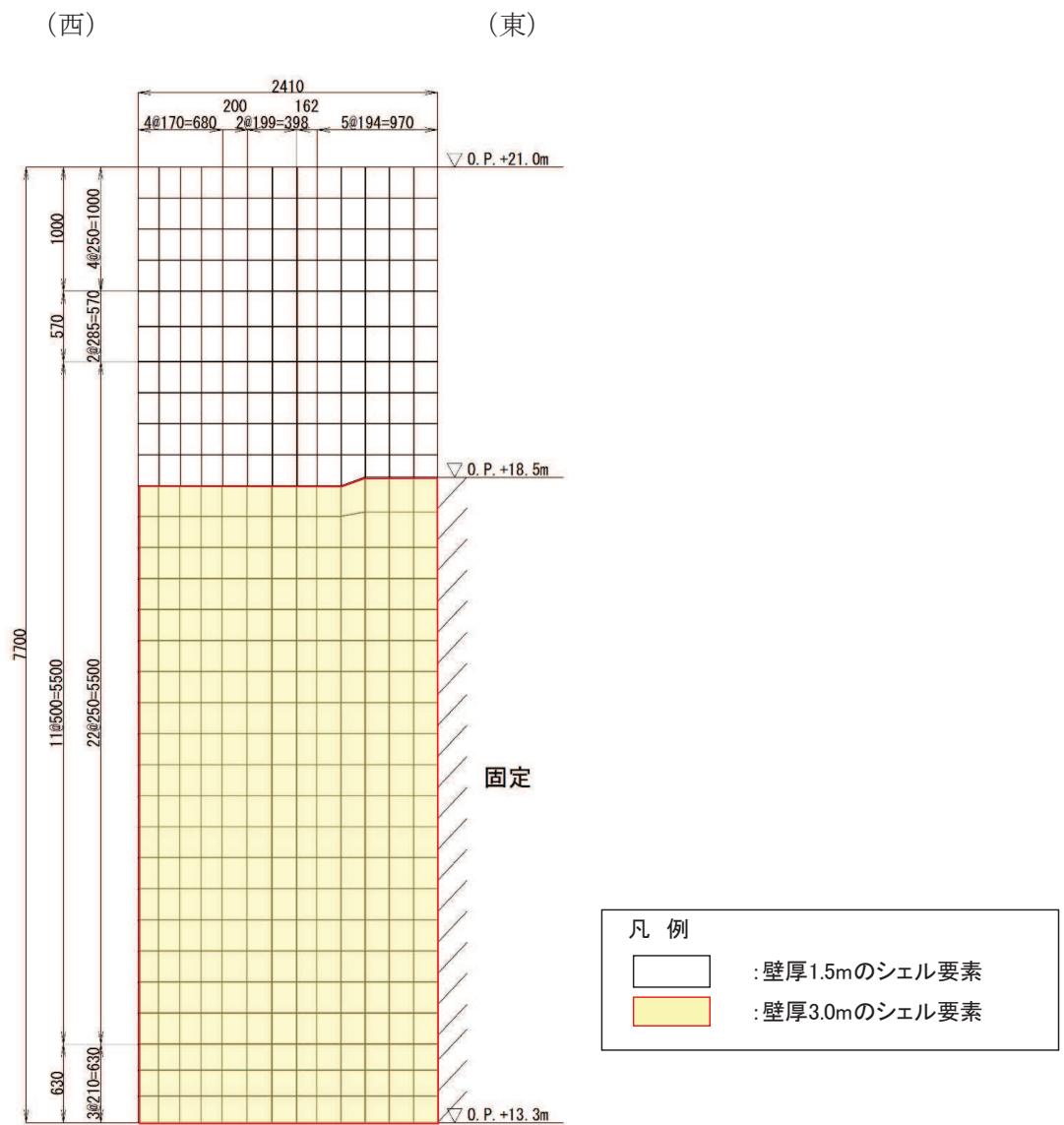


図 4-1 固有値解析モデル (RC 壁)  
(取り合い部④の例)

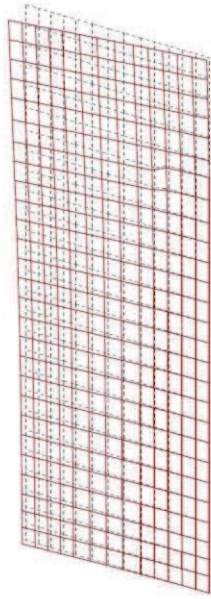


(2) 計算結果

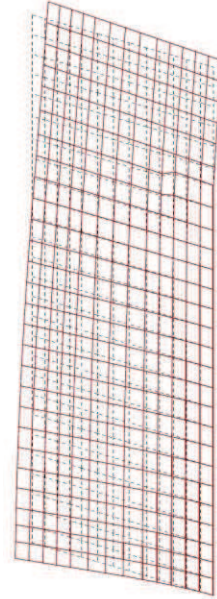
RC 壁の固有周期の計算結果を表 4-1～表 4-3 に、固有値解析結果のモード図を図 4-2～図 4-3 に示す。固有周期は 0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-1 固有値解析結果 (取り合い部②)

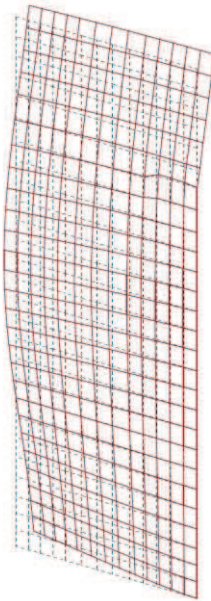
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	60.12	0	0	62	0.00	0.00	5.32	1次として採用
2	75.66	0	0	71	0.00	0.00	2.03	—
3	111.75	0	0	72	0.00	0.00	-0.60	—
4	117.76	8	42	72	1.91	4.39	0.00	—
5	169.03	8	42	73	0.00	0.00	0.94	—
6	192.29	17	69	73	2.07	-3.45	0.00	—
7	230.06	17	69	76	0.00	0.00	1.08	—
8	263.87	34	83	76	2.81	-2.59	0.00	—
9	293.66	84	86	76	4.75	1.20	0.00	—
10	297.41	84	86	77	0.00	0.00	-0.57	—



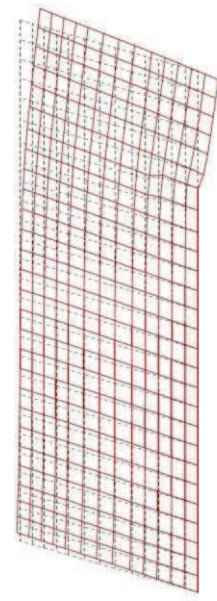
1次モード  $f_1=60.117$  Hz



2次モード  $f_2=75.657$  Hz

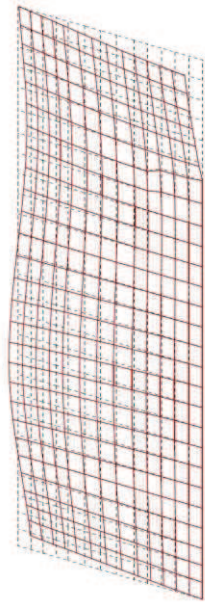


3次モード  $f_3=111.752$  Hz

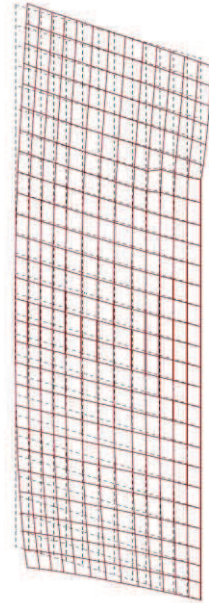


4次モード  $f_4=117.761$  Hz

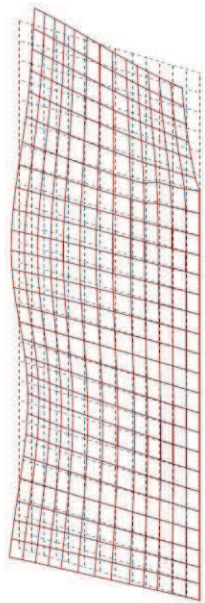
図4-2(1) 固有値解析結果(取り合い部②:モード図)



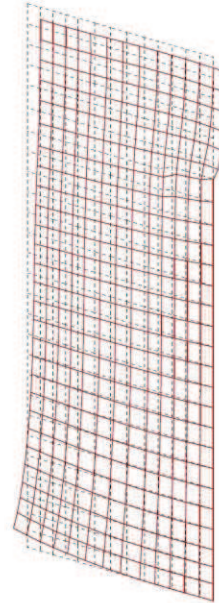
5次モード  $f_5=169.033$  Hz



6次モード  $f_6=192.286$  Hz

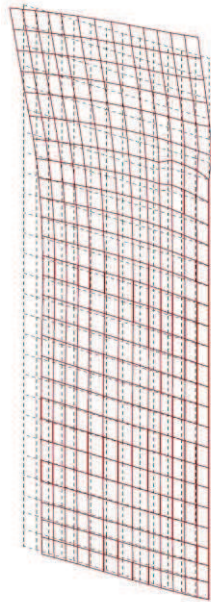


7次モード  $f_7=230.064$  Hz

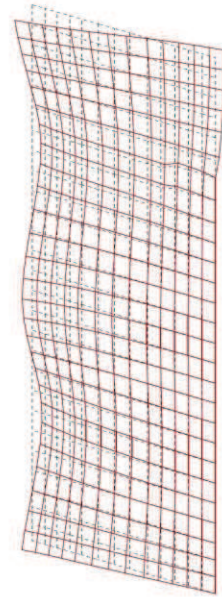


8次モード  $f_8=263.873$  Hz

図4-2(2) 固有値解析結果(取り合い部②:モード図)



9次モード  $f_9=293.656$  Hz

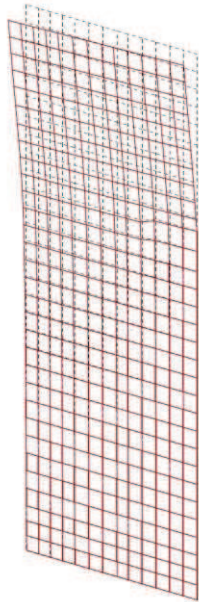


10次モード  $f_{10}=297.407$  Hz

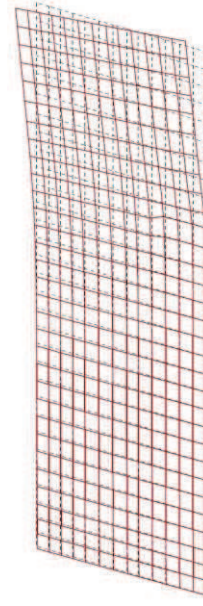
図4-2(3) 固有値解析結果(取り合い部②:モード図)

表 4-2 固有値解析結果（取り合い部④）

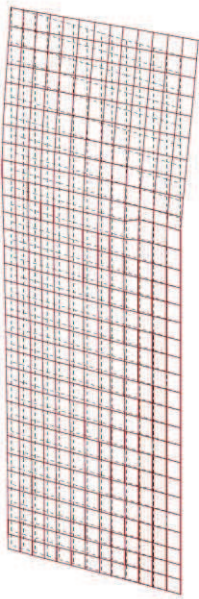
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	$\beta$ x	$\beta$ y	$\beta$ z	
1	73.39	0	0	26	0.00	0.00	5.90	1次として採用
2	87.70	14	13	26	-4.35	-4.19	0.00	—
3	130.69	14	13	56	0.00	0.00	6.36	—
4	165.29	14	13	80	0.00	0.00	-5.58	—
5	170.40	16	80	80	-1.51	9.40	0.00	—
6	199.47	16	80	82	0.00	0.00	-1.50	—
7	242.11	17	80	82	1.14	0.00	0.00	—
8	249.42	44	82	82	-6.06	1.95	0.00	—
9	284.10	44	82	82	0.00	0.00	-0.40	—
10	324.73	85	83	82	-7.33	-0.77	0.00	—



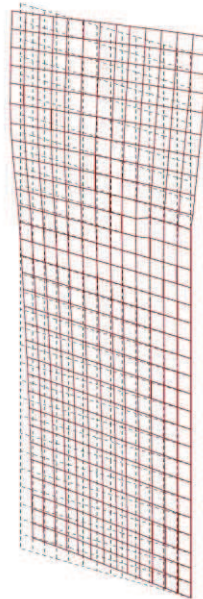
1次モード  $f_1=73.394$  Hz



2次モード  $f_2=87.702$  Hz

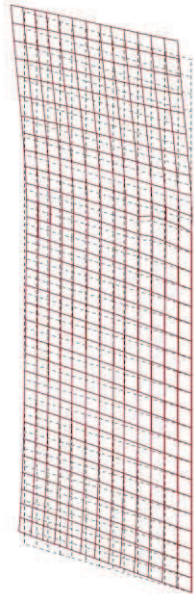


3次モード  $f_3=130.692$  Hz

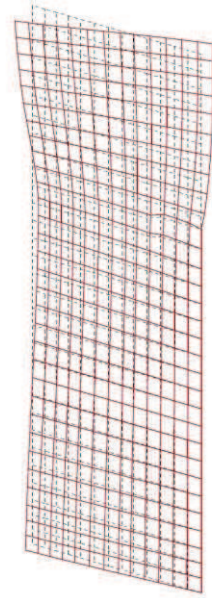


4次モード  $f_4=165.292$  Hz

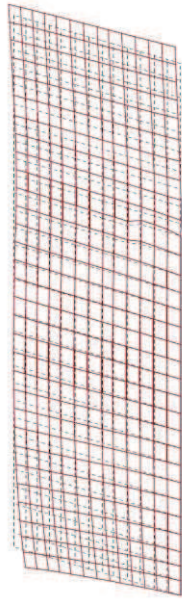
図4-3(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図)



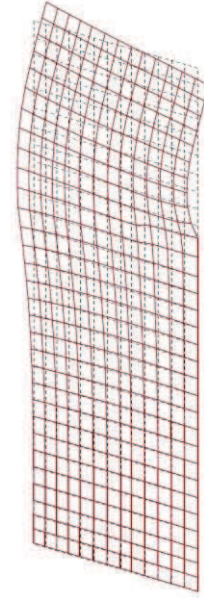
5次モード  $f_5=170.397$  Hz



6次モード  $f_6=199.468$  Hz

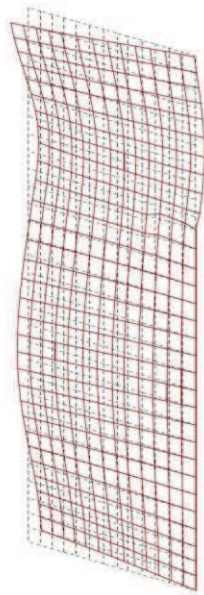


7次モード  $f_7=242.106$  Hz

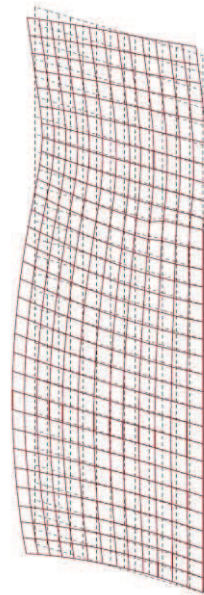


8次モード  $f_8=249.422$  Hz

図4-3(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図)



9次モード  $f_9=284.095$  Hz



10次モード  $f_{10}=324.731$  Hz

図 4-3(3) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図)

表 4-3 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	60	0.017
取り合い部④	73	0.014



(鋼板の回転慣性の影響について)

RC 壁の固有値解析において、鋼板の回転慣性の影響について確認する。

回転慣性の影響を考慮するモデルの概念図を図 4-4 に示す。回転慣性考慮モデルでは、RC 壁先端からの鋼板重心位置までの距離を回転アーム長  $L=1.0\text{m}$  (取り合い部②) ~  $1.5\text{m}$  (取り合い部④) として考慮する。

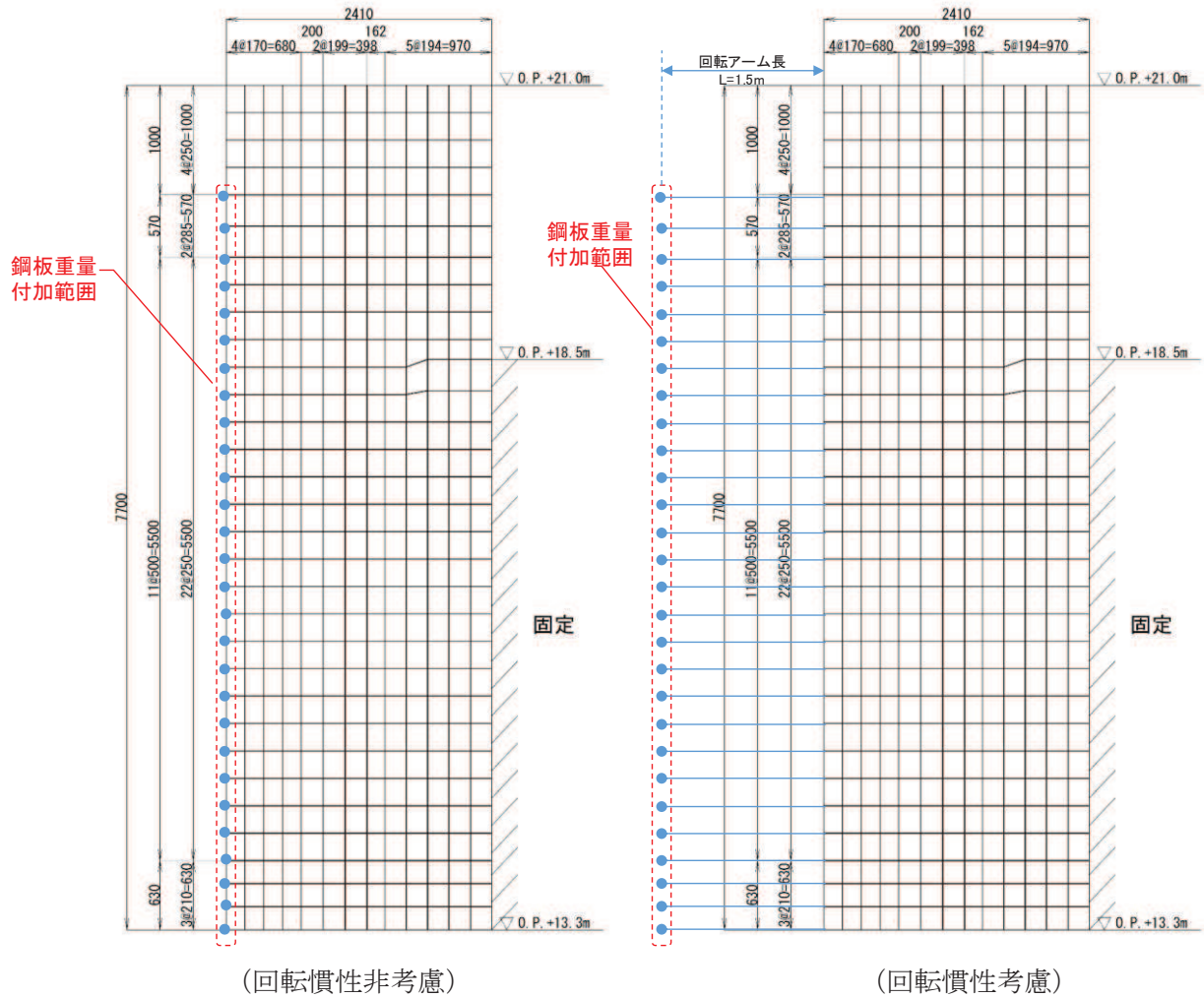


図 4-4(1) 回転慣性の影響を考慮した固有値解析モデルの概念図  
(取り合い部④の例)

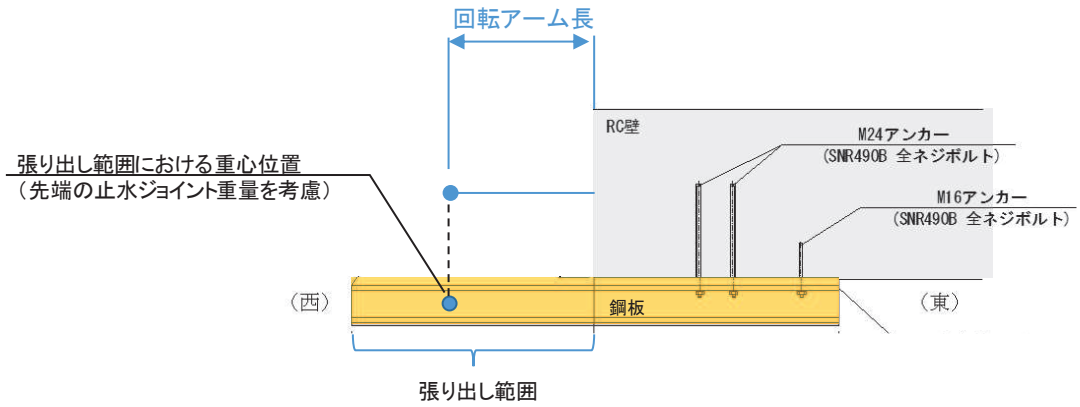


図 4-4(2) 回転慣性の影響を考慮した固有値解析モデルの概念図  
(取り合い部④の例)

固有値解析の結果を表 4-4 に示す。固有値解析の結果、僅かに固有周期が長くなったが、0.05s 以下であり、影響は軽微であることを確認した。

表 4-4 回転慣性の影響を考慮した固有値解析結果の比較

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	回転慣性 非考慮	60	0.017
	回転慣性 考慮	58	0.018
取り合い部④	回転慣性 非考慮	74	0.014
	回転慣性 考慮	74	0.014

#### 4.1.2 鋼板

##### (1) 解析モデル

鋼板の固有周期の算定用モデルは、6.2 節で後述する構造解析モデル同様に、鋼板を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

RC 壁との接合部の境界条件は、図 4-5 に示すよう、鋼板が RC 壁に押し付けられるような状態においては、コンクリート面が抵抗し、鋼板が RC 壁から離れるような状態においては、アンカーボルトが抵抗すると考えられる。3. 評価対象に示すとおり、地震時は防潮壁の外→内方向を、重畳時は内→外方向を評価対象とすることから、地震時の評価を想定した固有値解析モデルにおいては RC 壁との接触面にコンクリートの圧縮抵抗を模擬したばね要素を、重畳時の評価を想定した固有値解析モデルにおいてはアンカーボルト位置にアンカーボルトの引張抵抗を模擬したばね要素を設ける。

鋼板の固有周期の算定用モデルを図 4-6 に示す。

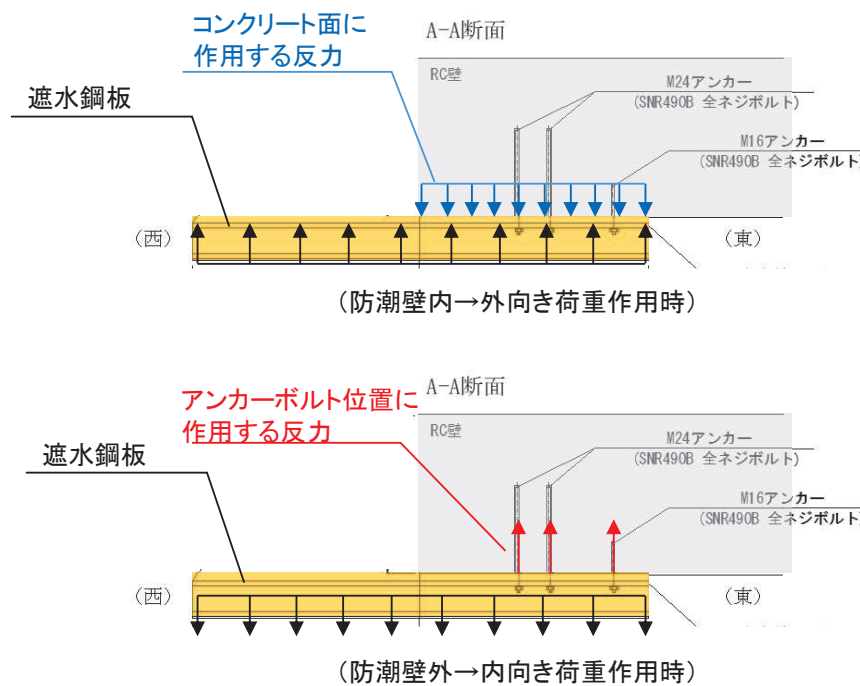
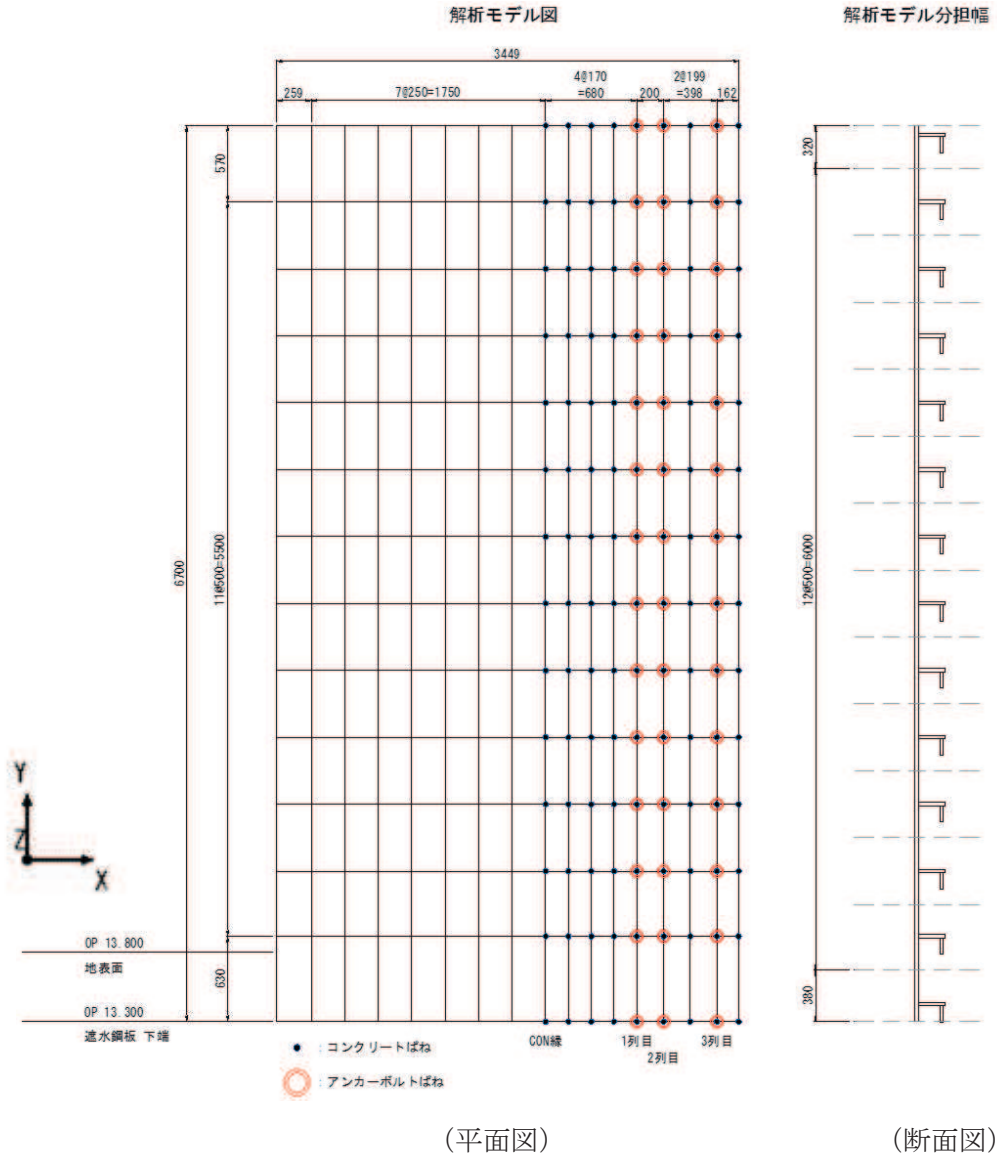


図 4-5 遮水鋼板と RC 壁の荷重作用概念図

(西)

(東)



(平面図)

(断面図)

境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

図 4-6 固有値解析モデル (鋼板)  
(取り合い部④の例)

なお、固有値解析モデルにおける各ばね要素は、解析の制約上、6.2 節で後述する構造解析モデルで考慮する、圧縮のみ（コンクリート）又は引張のみ（アンカーボルト）抵抗するような非線形ばねの設定が困難のため、図 4-7 に示すように、重畳時の評価ケースとしている防潮壁の内→外方向への荷重作用時に分けて、ばね要素を圧縮・引張両方向に抵抗する線形ばねとしてそれぞれのケース毎に設定している。

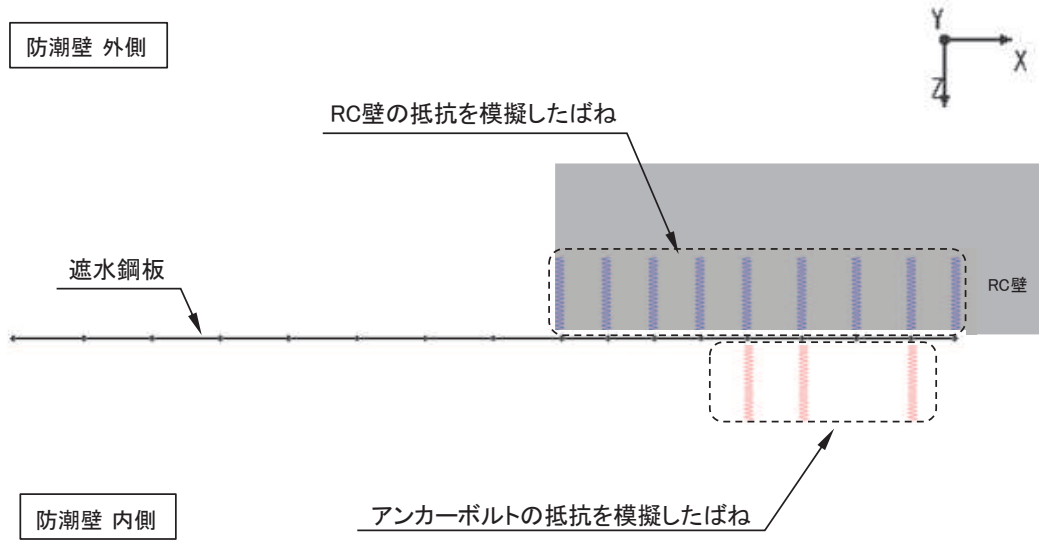
この固有値解析モデルにおいて「4.2 固有周期の計算結果」に示す固有値解析の結果のとおり、鋼板は重畳時について周期 0.05s 以下の剛体判定となっている。

固有値解析モデルは、構造解析モデルとの境界条件の相違があるものの、検討ケースで想定する主たる荷重の向きに対して抵抗する側の境界条件をそれぞれのケースにて考慮している。

「4.2(2)固有周期の計算結果」に示すとおり、重畳時よりも固有周期が長い地震時には、構造解析モデルにて考慮するコンクリート面のばね要素を考慮しない分、境界位置からの張り出し長が長くなることで、実際の地震時の挙動よりも長めの固有周期が算定されていると考えられる。なお、重畳時には、防潮壁の内→外向きの津波荷重が卓越するため、境界条件の相違による影響は軽微と考えられる。

よって、固有値解析モデルが設計震度の設定における剛柔判定を目的としていることも鑑み、構造解析と固有値解析のモデルには相違があるものの、保守的な結果が得られる境界条件にて固有値解析を行っているとは判断される。

【構造解析モデル】



【固有値解析モデル】

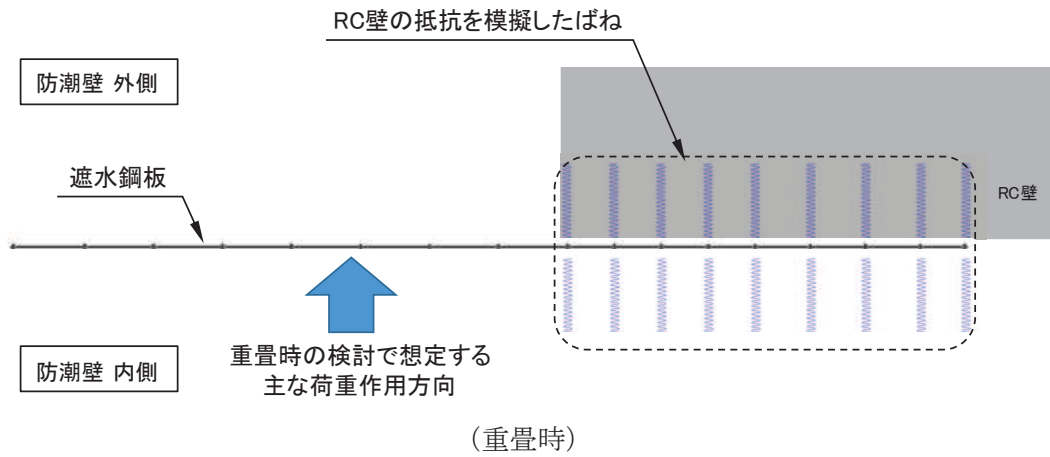


図 4-7(1) 固有値解析モデルにおける境界条件の設定

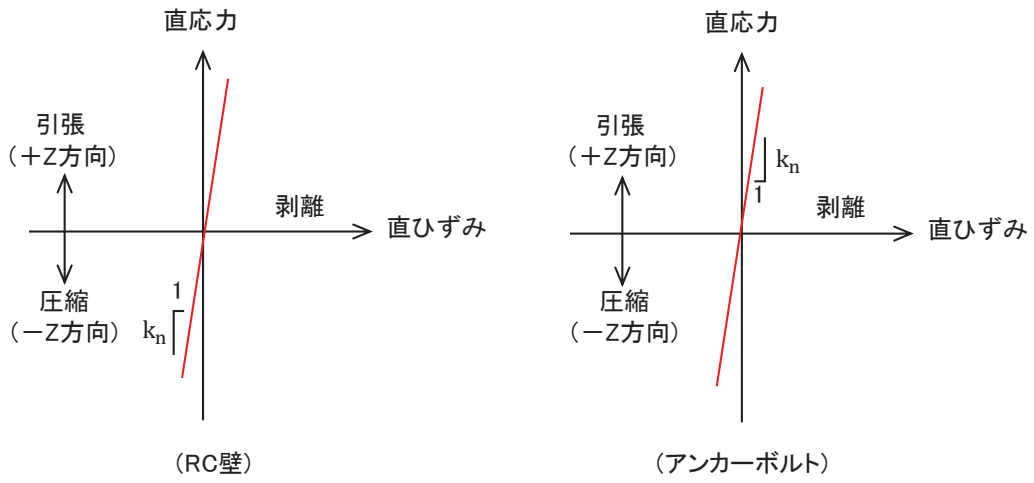


図 4-7(2) 固有値解析モデルにおける境界条件の設定  
 (ばね特性)

(2) 計算結果

鋼板の固有周期の計算結果を表 4-5～表 4-7 に、固有値解析結果のモード図を図 4-8～図 4-9 に示す。固有周期は 0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-5 固有値解析結果（取り合い部②：重畳時）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	62.48	0	0	15	0.00	0.00	-1.10	1次として採用
2	62.87	0	0	19	0.00	0.00	-1.24	—
3	63.34	0	0	1	0.00	0.00	0.21	—
4	64.55	0	0	0	0.00	0.00	0.11	—
5	66.82	0	0	0	0.00	0.00	0.14	—
6	70.19	0	0	0	0.00	0.00	0.02	—
7	73.21	0	64	0	0.03	-2.25	0.00	—
8	74.38	0	0	0	0.00	0.00	-0.20	—
9	79.26	0	0	0	0.00	0.00	-0.02	—
10	85.48	0	0	0	0.00	0.00	0.12	—



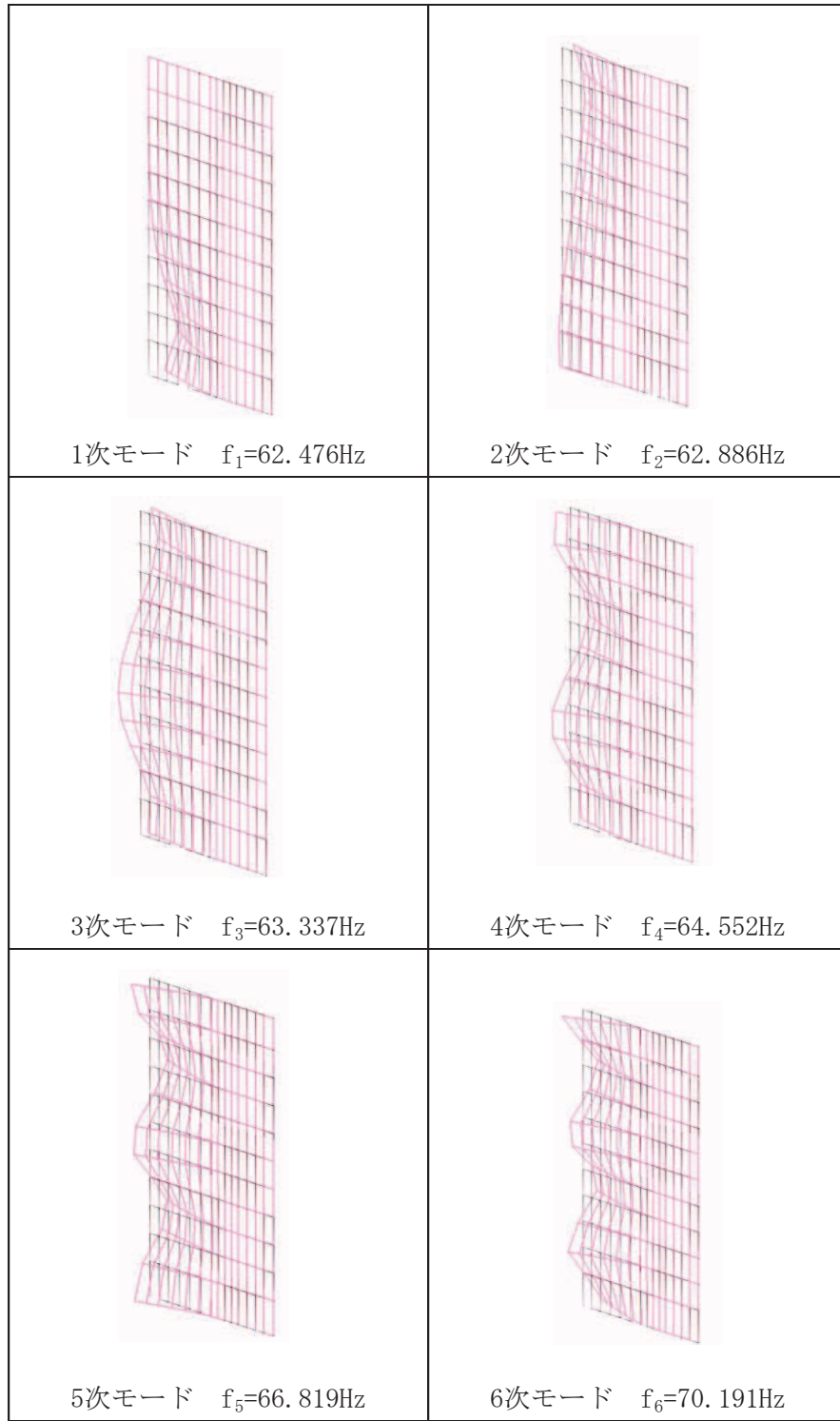


図 4-8(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部② : 重畳時)

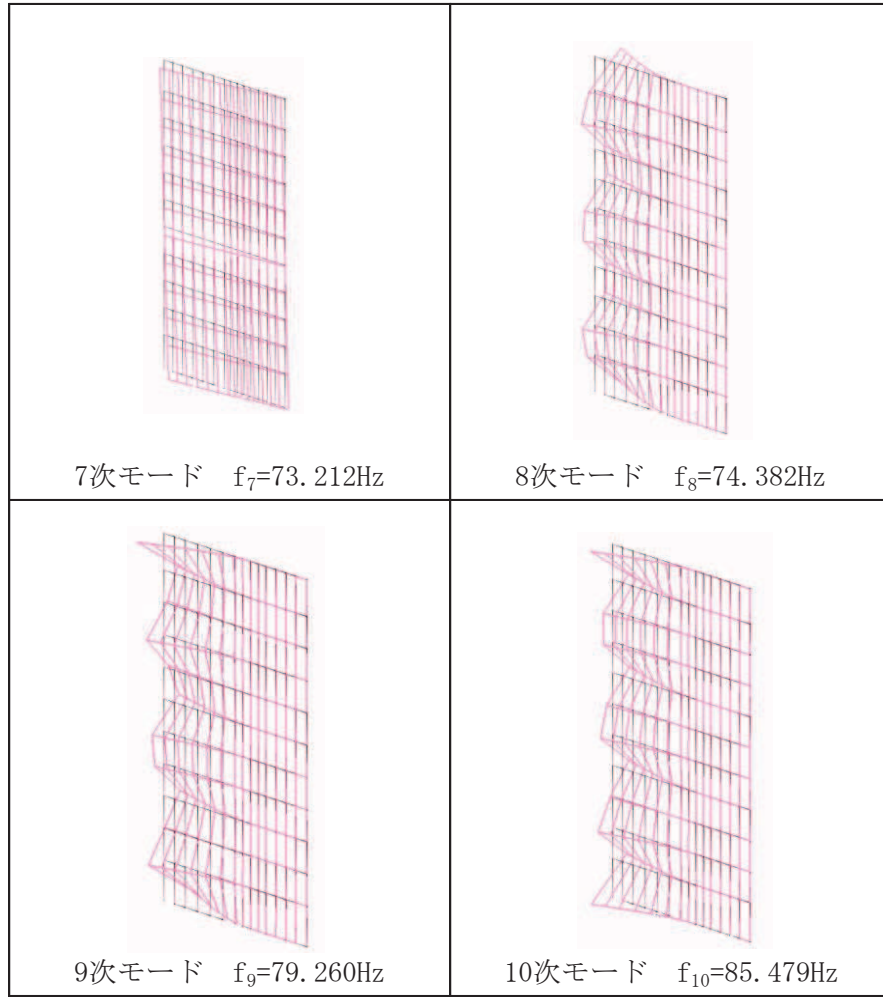


図 4-8(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部② : 重畳時)

表 4-6 固有値解析結果（取り合い部④：重畳時）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	$\beta$ x	$\beta$ y	$\beta$ z	
1	34.26	0	0	38	0.00	0.00	2.08	1次として採用
2	34.44	0	0	1	0.00	0.00	0.41	—
3	34.96	0	0	1	0.00	0.00	0.34	—
4	36.05	0	0	0	0.00	0.00	0.06	—
5	37.83	0	0	1	0.00	0.00	0.24	—
6	40.37	0	0	0	0.00	0.00	0.00	—
7	43.87	0	0	0	0.00	0.00	0.15	—
8	48.64	0	0	0	0.00	0.00	0.01	—
9	54.94	0	0	0	0.00	0.00	0.06	—
10	62.82	0	0	0	0.00	0.00	0.00	—

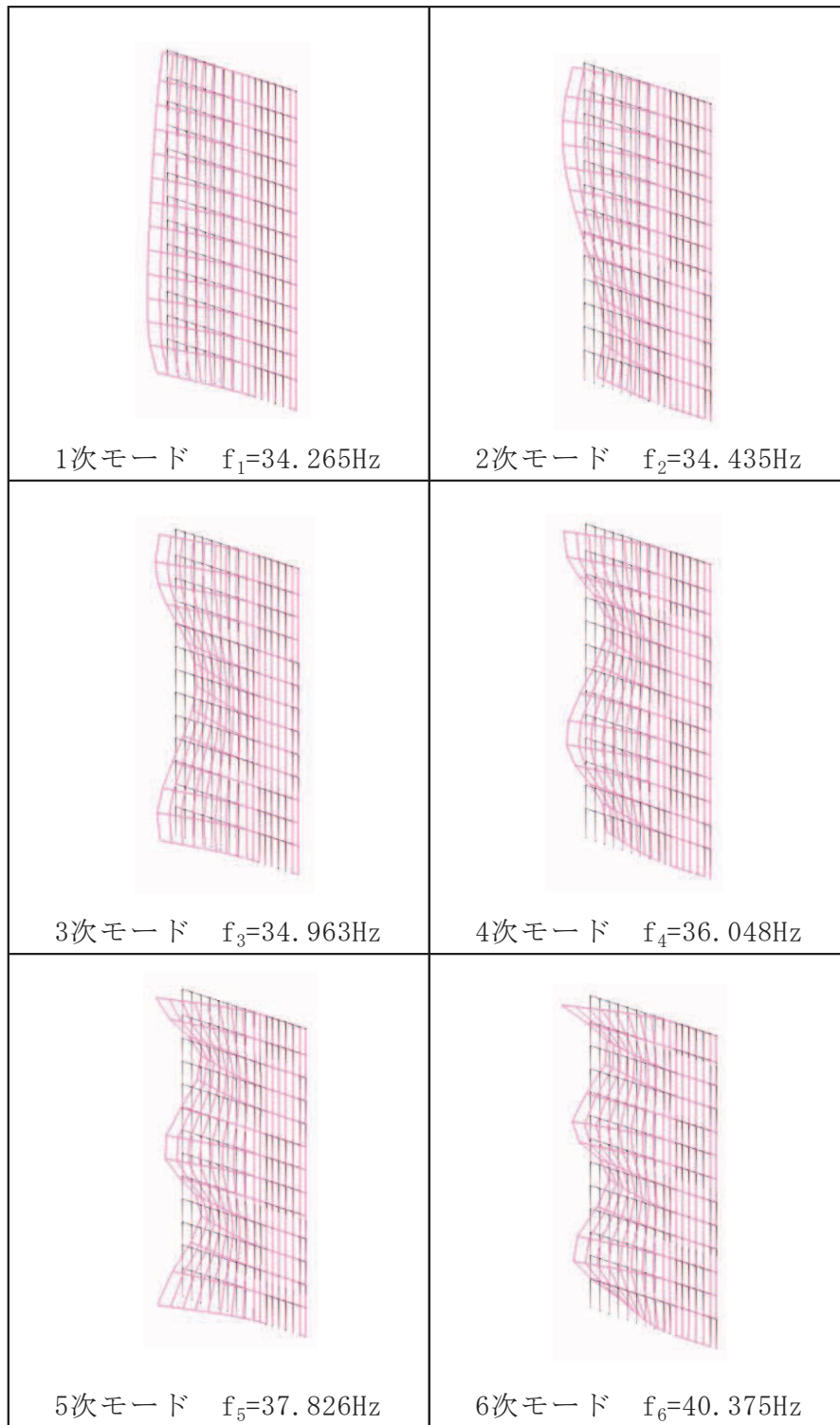


図4-9(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

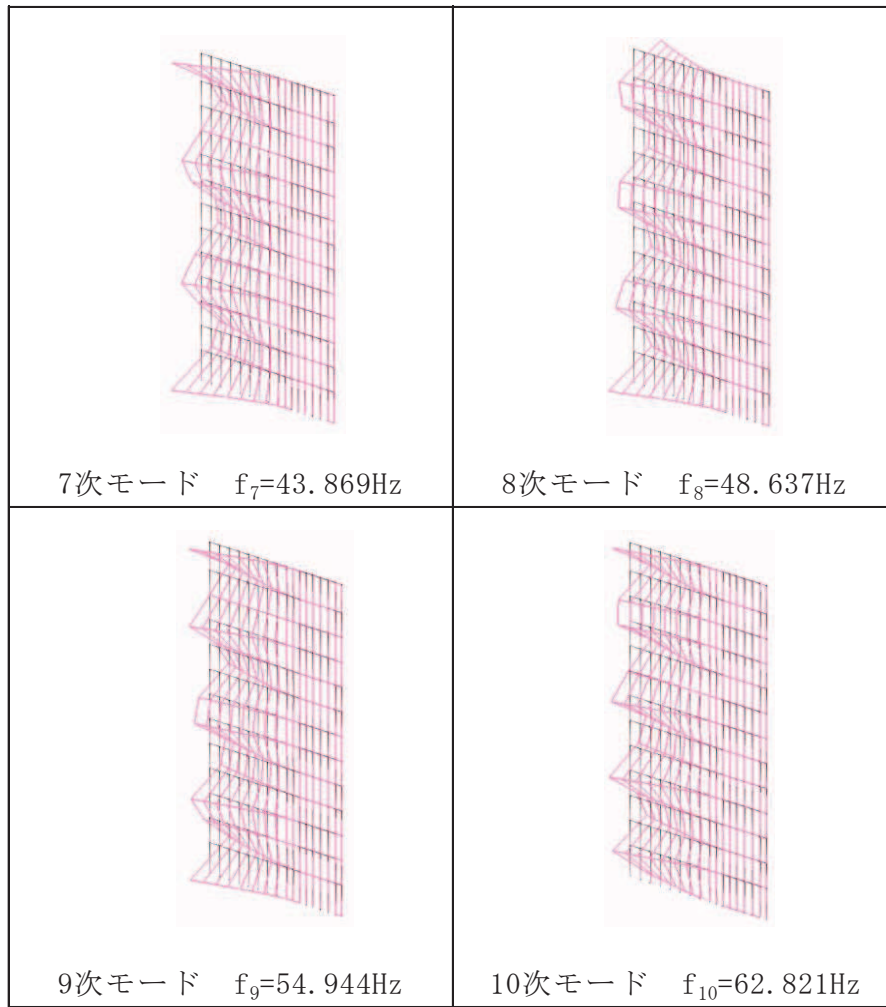


図 4-9(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④ : 重畳時)

表 4-7 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	重畳時 (内→外)	62	0.016
取り合い部④	重畳時 (内→外)	35	0.029

## 4.2 背面補強工部

### 4.2.1 背面補強工 RC 壁

#### (1) 解析モデル

背面補強工 RC 壁の固有周期は，背面補強工 RC 壁下端を固定端とした片持ち梁としてモデル化する。固有周期の算定用モデルを図 4-10 に示す。

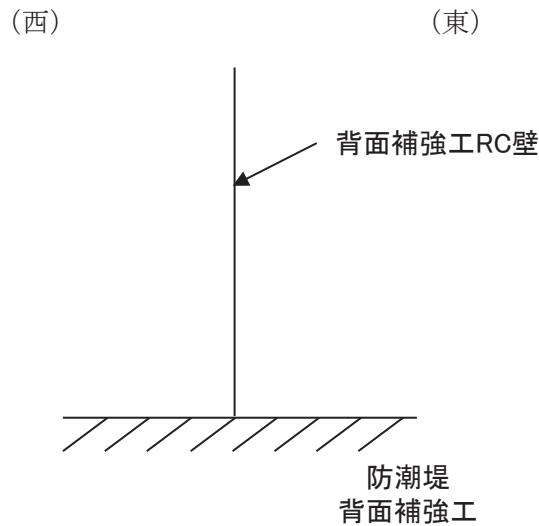


図 4-10 固有値解析モデル（背面補強工 RC 壁（第 2 号・第 3 号機海水ポンプ室）共通）

#### (2) 固有周期の計算

「構造力学公式集（土木学会，1986 年）」より，自重を考慮した片持ち梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。また，背面補強工 RC 壁の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-8 に示す。

$$f = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\lambda}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{E I}{\rho A}}$$

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

ここで，

$\lambda$  : 係数 (1 次モード : 1.8751)

$L$  : 梁の長さ (m)

$E$  : ヤング率 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$\rho$  : 密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$A$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

表 4-8 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値		単位
		第 2 号機海水ポンプ室	第 3 号機海水ポンプ室	
T	固有周期	—		s
f	一次固有振動数	—		Hz
$\lambda$	係数	1.8751	1.8751	—
L	梁の長さ	1.5	2.5	m
E	ヤング係数	$2.8 \times 10^7$	$2.8 \times 10^7$	kN/m <sup>2</sup>
I	断面二次モーメント	0.029	0.029	m <sup>4</sup>
$\rho$	密度	$2.45 \times 10^3$	$2.45 \times 10^3$	kg/m <sup>3</sup>
A	断面積	0.7	0.7	m <sup>2</sup>

(3) 固有周期の計算結果

背面補強工 RC 壁の固有周期の計算結果を表 4-9 に示す。

表 4-9 固有値解析結果

評価対象断面	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
第 2 号機 海水ポンプ室	170.0	0.006
第 3 号機 海水ポンプ室	61.2	0.016

## 5. 荷重及び荷重の組合せ

### 5.1 荷重の設定

防潮堤取り合い部及び防潮堤背面補強工部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、RC 壁及び鋼板自重を考慮する。

#### (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  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に  $0.98\text{kN/m}^2$  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  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

#### (4) 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  $+0.5\text{m}$  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  $0.4\text{m}$  の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)	備考
取り合い部②	0. P. +18. 6	第 2 号機海水ポンプ室
取り合い部④	0. P. +19. 5	第 3 号機海水ポンプ室

#### (6) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

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



a. 余震による地震力

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。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

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

ここに、 $W_o = 10.1 \text{ kN/m}^3$

地震力の算出に用いる設計震度 $K_{HSd}$ 及び $K_{VSd}$ については、「5.3 設計用地震力」に示す。

## 5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。また、防潮堤取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5-1 に、評価ケースを表 5-2 に、背面補強工 RC 壁に作用する荷重の概念図を図 5-2 に、評価ケースを表 5-3 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。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。なお、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。

表 5-1(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

- 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 5-1(2) 荷重の組合せ (重畳時)

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。
		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 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

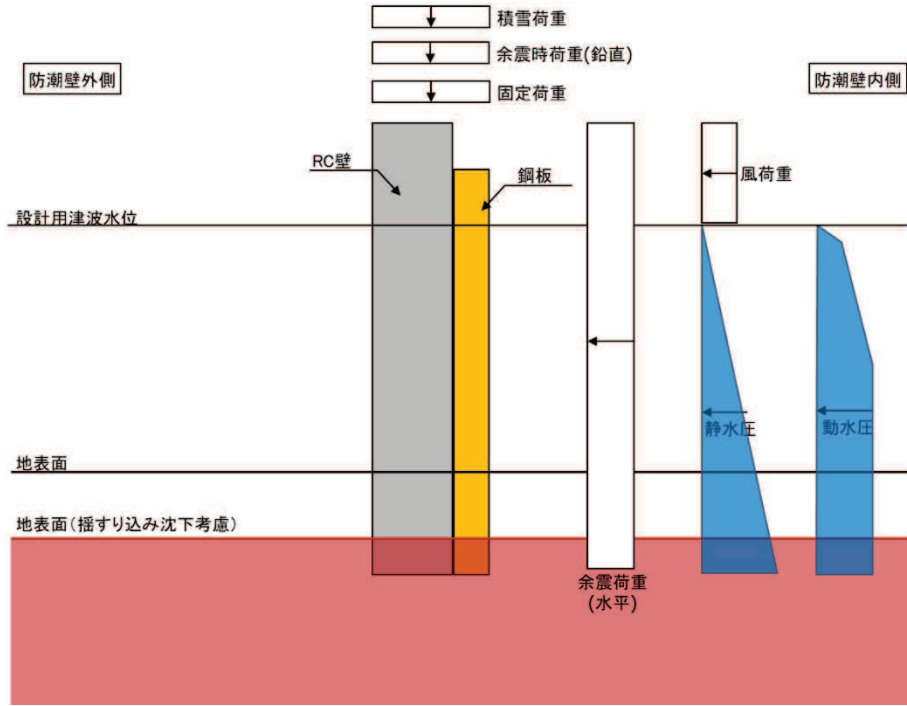


図 5-1 荷重の概念図 (重畳時) (防潮堤取り合い部)

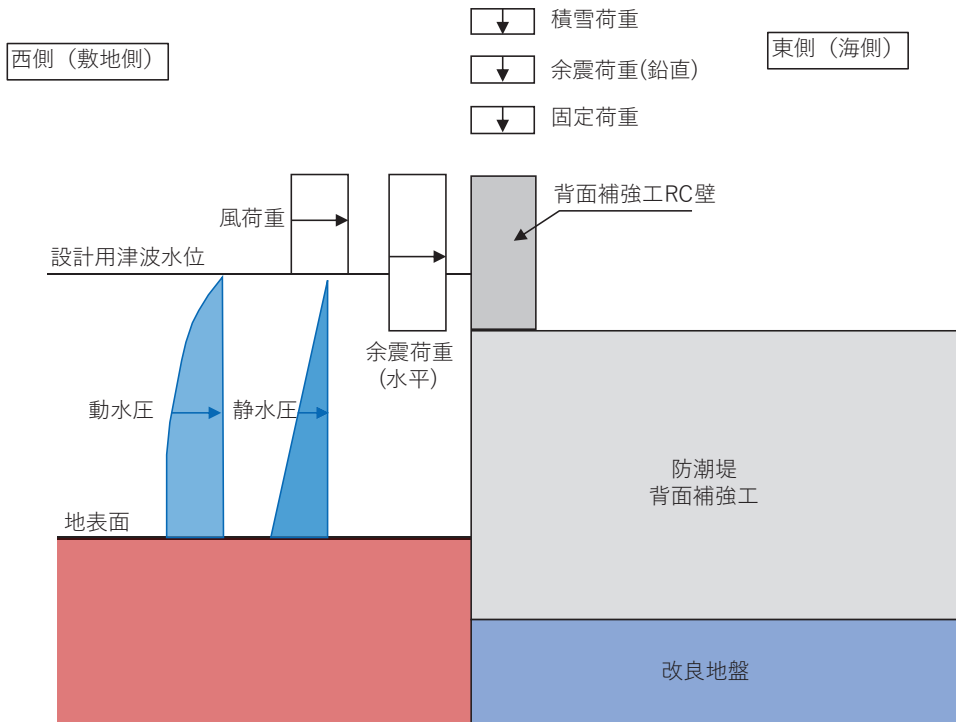


図 5-2 荷重の概念図 (重畳時) (背面補強工 RC 壁)

表 5-2 評価ケースの整理 (防潮堤取り合い部)

評価ケース	荷重作用方向*	
	内→外	外→内
重畳時	○ (+1.0S <sub>dH</sub> , +0.4S <sub>dV</sub> ) (+0.4S <sub>dH</sub> , +1.0S <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>) : 水平方向余震荷重

S<sub>SV</sub> (S<sub>dV</sub>) : 鉛直方向余震荷重 (+は下向きを示す)

表 5-3 評価ケースの整理 (背面補強工 RC 壁部)

評価ケース	荷重作用方向*	
	防潮壁内→外向き	防潮壁外→内向き
重畳時	○ (+1.0S <sub>dH</sub> , +0.4S <sub>dV</sub> ) (+0.4S <sub>dH</sub> , +1.0S <sub>dV</sub> ) (+1.0S <sub>dH</sub> , -0.4S <sub>dV</sub> ) (+0.4S <sub>dH</sub> , -1.0S <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>) : 水平方向余震荷重

S<sub>SV</sub> (S<sub>dV</sub>) : 鉛直方向余震荷重 (+は下向きを示す)

### 5.3 設計用地震力

#### 5.3.1 防潮堤取り合い部

設計地震力は、防潮堤取り合い部の評価断面（弱軸方向である防潮堤の縦断方向）及び防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、防潮堤取り合い部においては支持する防潮堤背面補強工が岩盤上面まで地盤改良を行っていること及び改良地盤やコンクリート（背面補強工）が縦断方向に連続し概ね成層構造であることを踏まえ、一次元地震応答解析により算出する。防潮堤背面補強工部においては、「VI-3-別添3-2-1 防潮堤の強度計算書」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

解析ケースを表5-4に示す。弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）、②及び③を実施する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

設計震度の設定を行うが、設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各検討位置（取り合い部①～④）における応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5-5に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5-3、地盤モデルを図5-4に、地震応答解析の結果を表5-6に示す。

表 5-4 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	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。

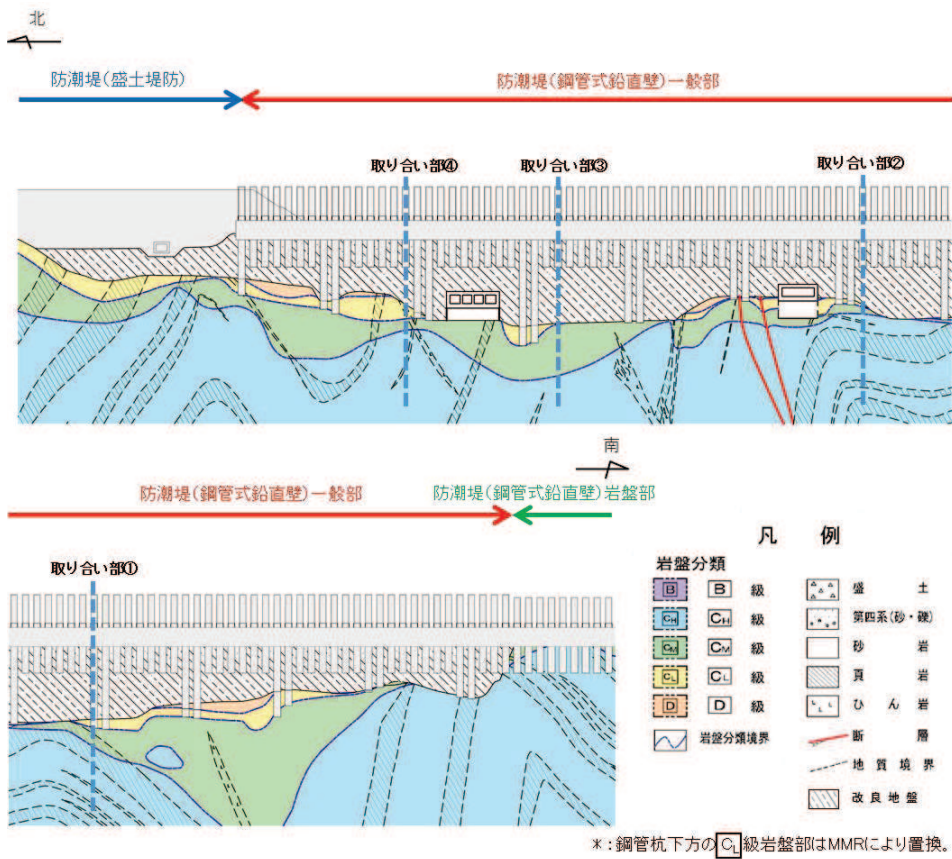


図 5-3 各取り付け部の位置 (防潮堤縦断面図)

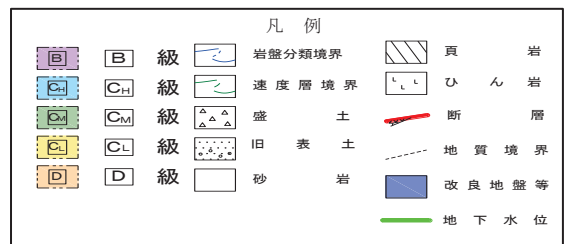
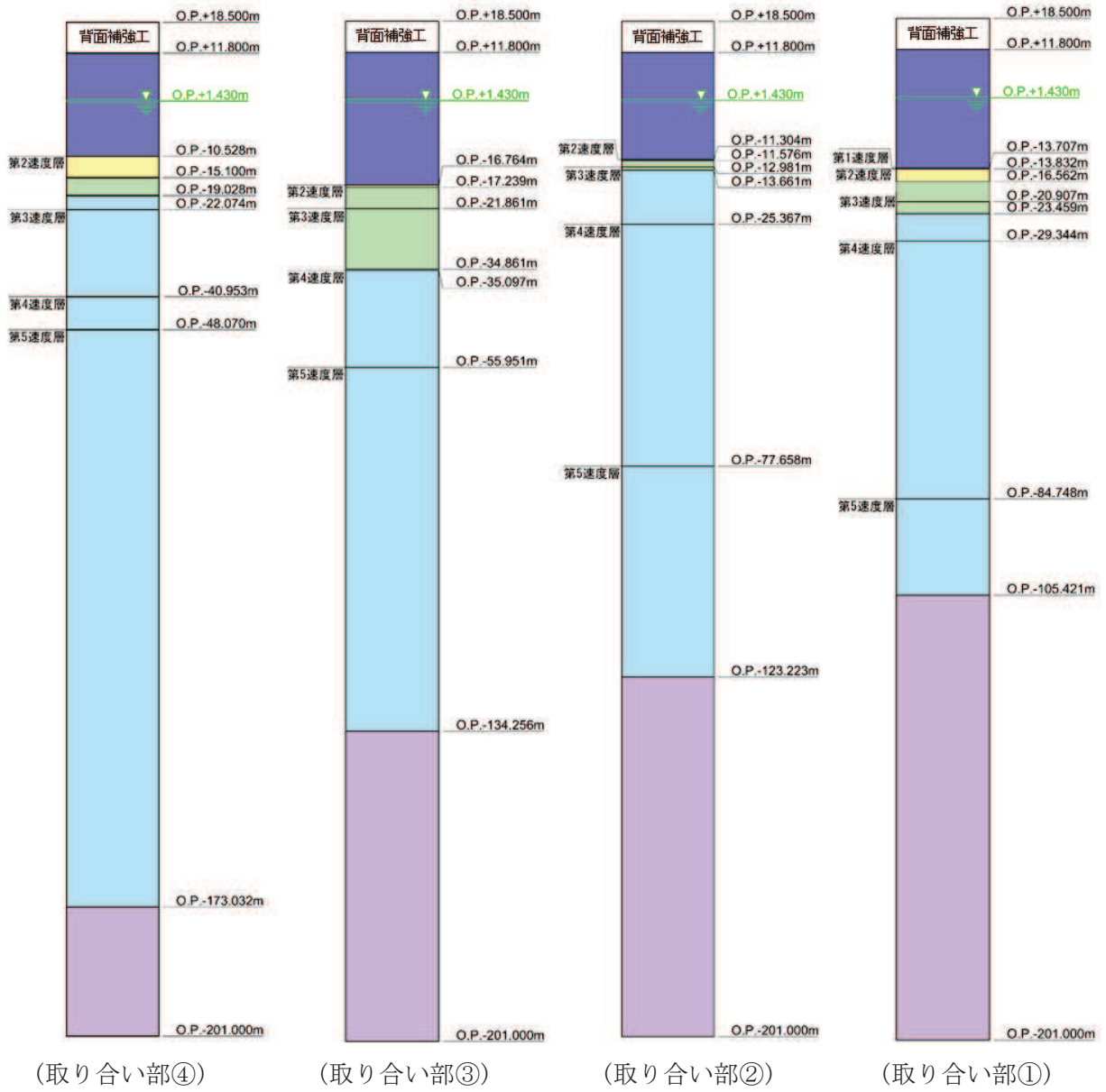


図 5-4 地盤モデル

表 5-5(1) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 5%)

断面位置	最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース
取り合い部 ①	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ②	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ③	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ④	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	ケース③

注記\* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

表 5-5(2) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 2%)

断面位置	最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース
取り合い部 ①	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ②	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ③	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ④	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	ケース③

注記\* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。



表 5-6 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
				水平方向 K <sub>H</sub>	鉛直方向 K <sub>V</sub>
RC 壁 (減衰 5%)	S d - D 2	ケース③	防潮堤 (取り合い部①~④)  O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向 K <sub>H</sub>	1.0* (631)
	S d - D 2	ケース③		鉛直方向 K <sub>V</sub>	1.0* (441)
鋼板 (減衰 2%)	S d - D 2	ケース③		水平方向 K <sub>H</sub>	1.0* (631)
	S d - D 2	ケース③		鉛直方向 K <sub>V</sub>	1.0* (441)

注記 \* : 「4. 固有周期」より, 防潮堤取り合い部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度 / 980.665cm/s<sup>2</sup>) を設定した。

ここで、設計震度の妥当性確認として、防潮堤縦断方向（防潮堤取り合い部の弱軸方向）の変形量照査に用いた解析モデル（断面⑧）を用い、全箇所でも加速度が最も大きい取り合い部④位置における加速度を抽出し、設計震度の妥当性について確認する。

解析モデルを図5-5に、取り合い部④位置における地震応答解析結果を表5-7に示す。

表5-6に示した設計震度（地震時：水平2.0，鉛直1.0）を下回ることを確認した。

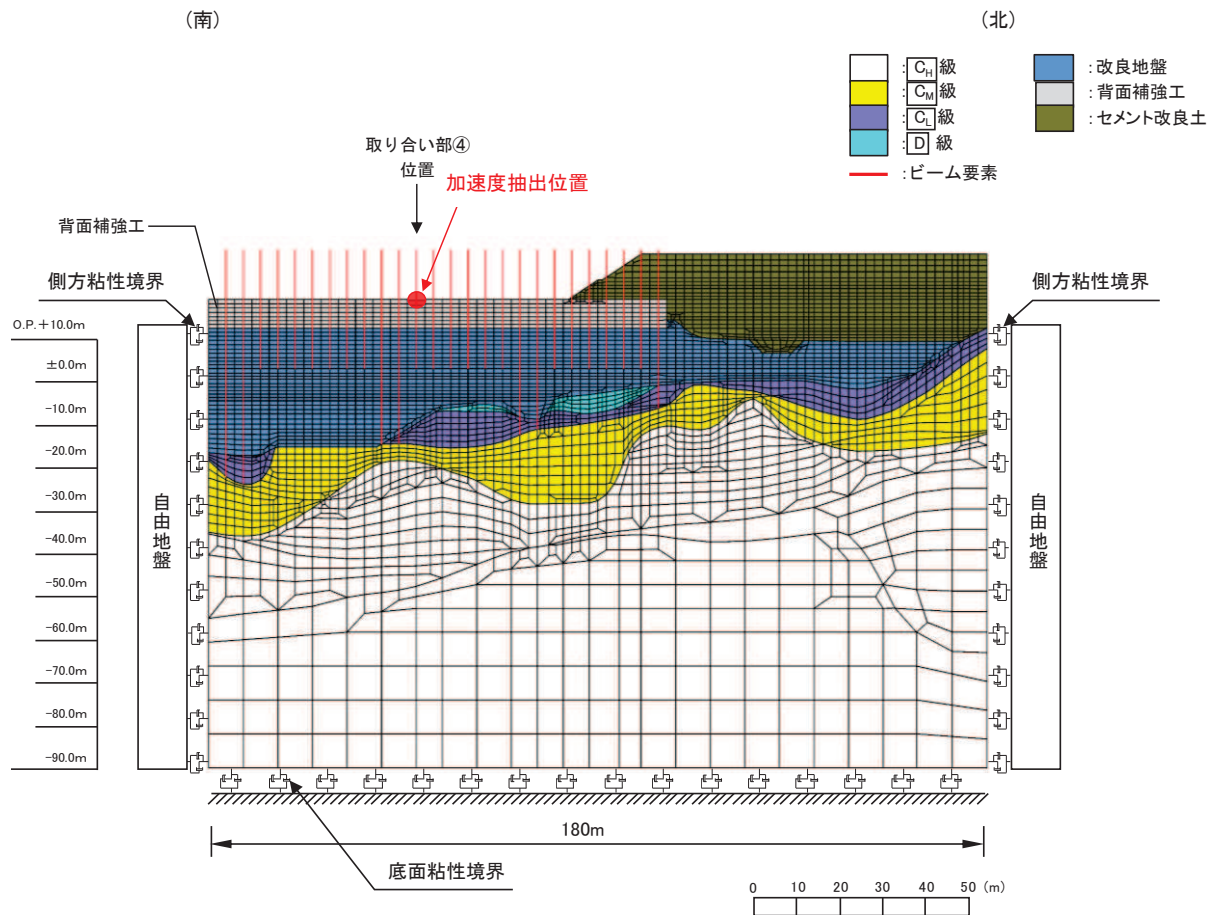


図 5-5(1) 防潮堤縦断方向の解析モデル（断面⑧）

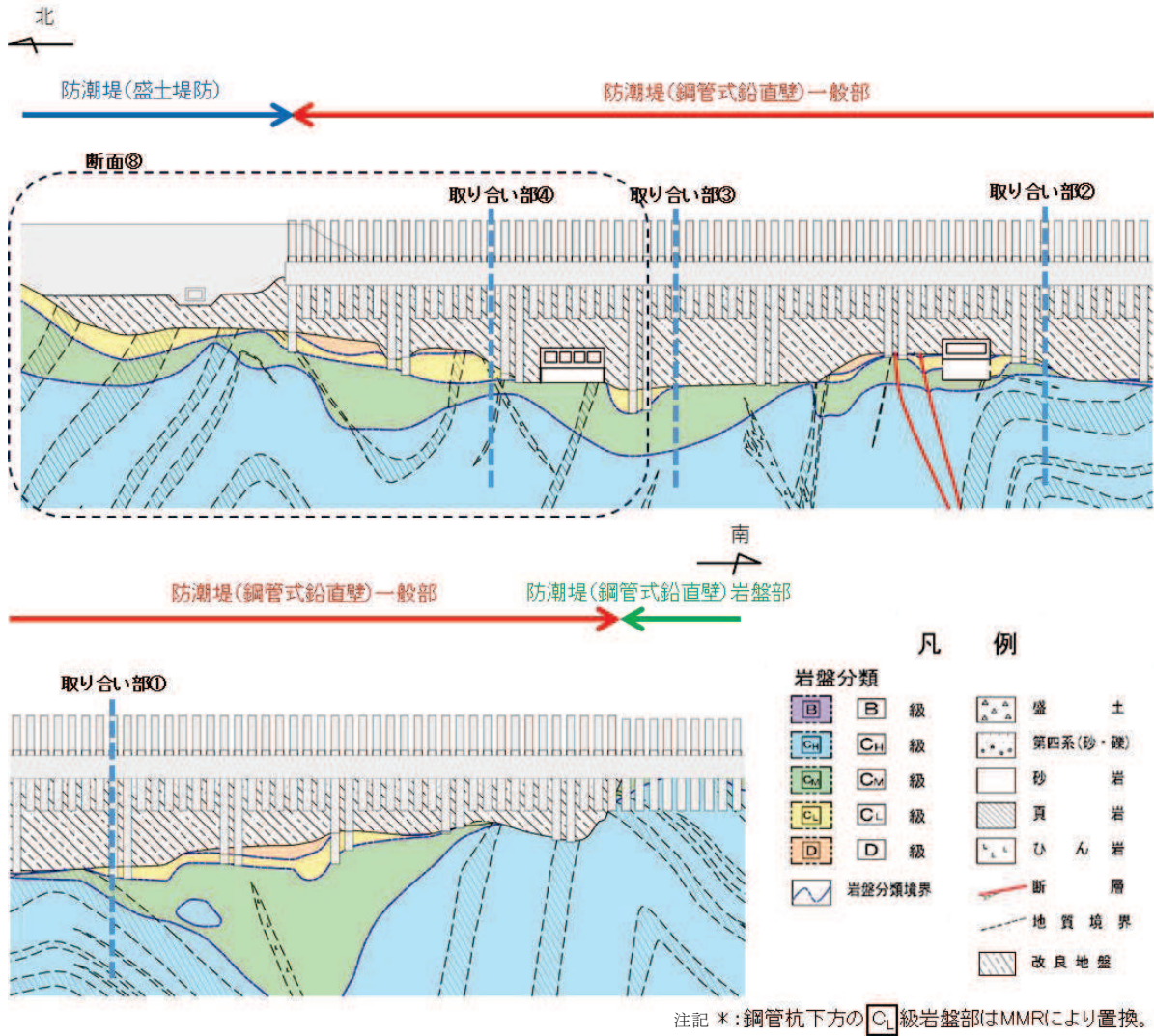


図 5-5(2) 防潮堤縦断方向の解析モデル (断面⑧)

表 5-7 防潮堤縦断方向の解析モデル（断面⑧）における地震応答解析結果との比較  
（取り合い部④：重畳時）

部位		地震動	解析ケース	最大応答加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	最大応答震度*
RC 壁 (減衰 5%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	635	0.7
	鉛直方向	S s - D 1 (+-)	ケース①	377	0.4
鋼板 (減衰 2%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	635	0.7
	鉛直方向	S s - D 1 (++)	ケース①	377	0.4

注記\*：「4. 固有周期」より，防潮堤取り合い部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度 / 980.665 $\text{cm/s}^2$ ）を設定した。

### 5.3.2 背面補強工部

設計用地震力は、防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、「VI-3-別添3-2-1 防潮堤の強度計算書」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

解析ケースを表5-8に示す。弾性設計用地震動Sd-D2に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。なお、解析ケース①（基本ケース）で得られた最大応答加速度から十分に保守的となる設計震度を設定することから解析ケース②及びケース③の検討を省略する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

設計震度の設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③）における背面補強工敷地側天端の応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5-9に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5-6に、解析モデルを図5-7に、応答加速度抽出位置を図5-8に、地震応答解析の結果を表5-10に示す。

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
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++* <sup>1</sup>	○	基本ケースで得られた最大応答加速度から、十分に保守的となる設計震度を設定すること及び照査値に十分な余裕を持たせた設計とすることから、ケース②及びケース③の検討を省略する。	
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		

注記 \*1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5-9 設計震度（重畳時）

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
				水平方向 K <sub>H</sub>	鉛直方向 K <sub>V</sub>
背面補強工 RC 壁	S d - D 2 (--)	①	防潮堤背面補強工部 (第 2 号機海水ポンプ室及 び第 3 号機海水ポンプ室)	水平方向 K <sub>H</sub>	2.0* (1557)
	S d - D 2 (-+)	①	0. P. +18.5m (背面補強工天端部)	鉛直方向 K <sub>V</sub>	2.0* (991)

注記\*：「4. 固有周期」より、背面補強工 RC 壁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度/980.665cm/s<sup>2</sup>）を設定した。

O 2 ③ VI-3-別添 3-2-2-1 R 1

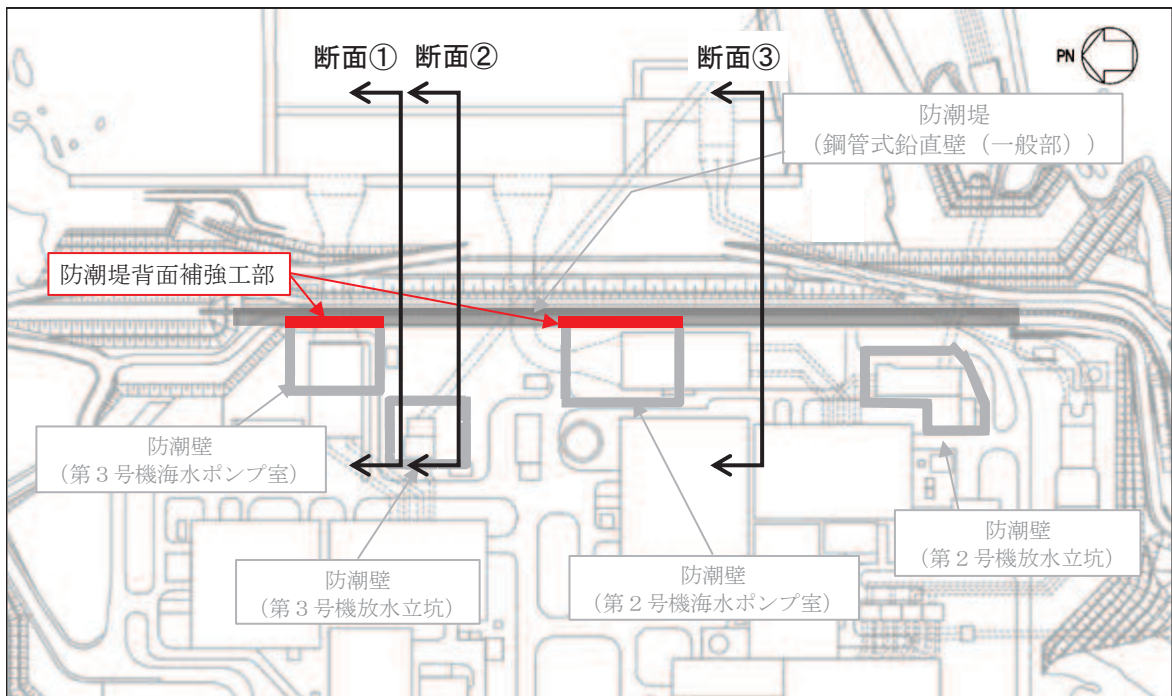


図 5-6(1) 地震応答解析の実施位置（平面図）

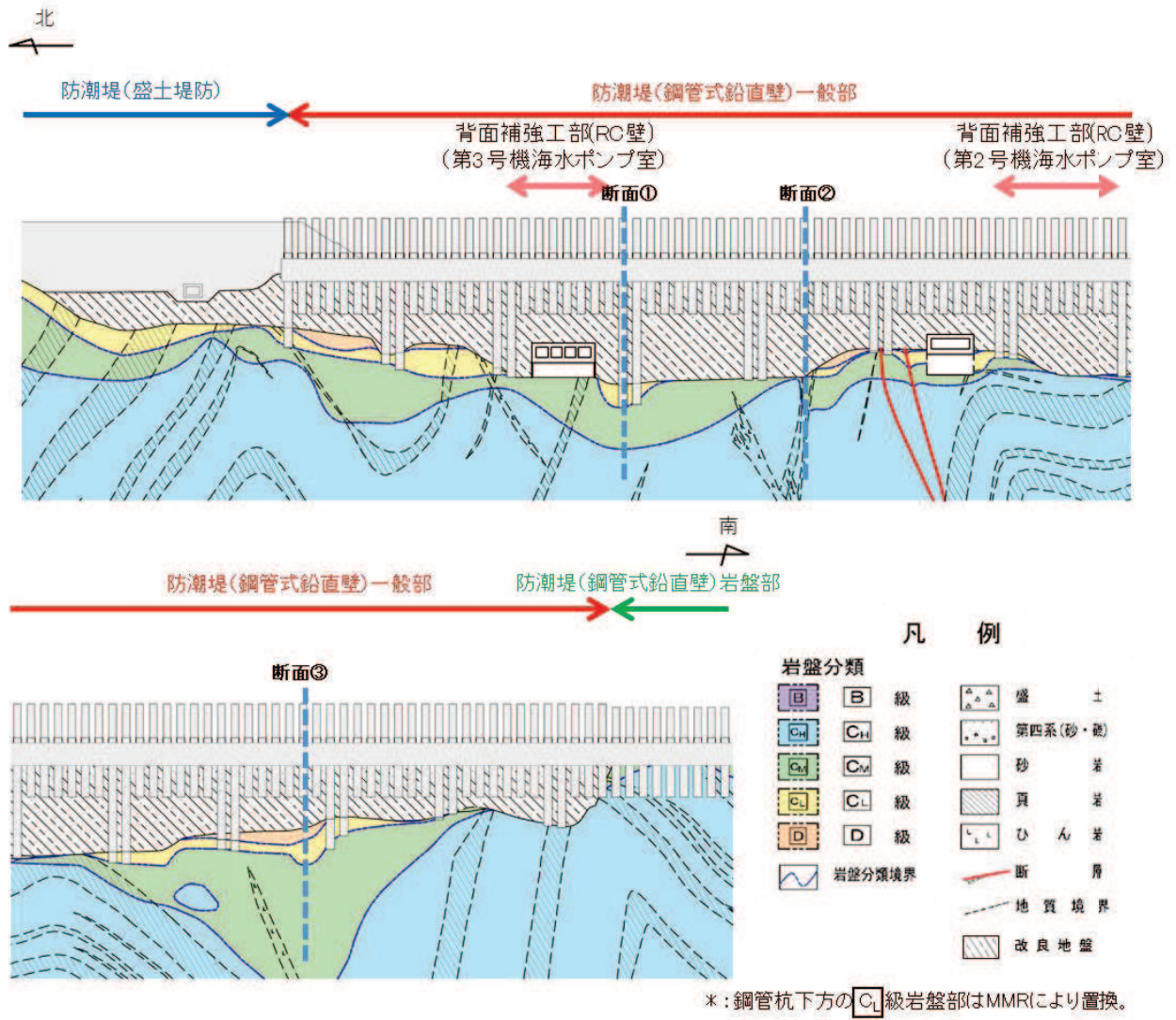


図 5-6(2) 地震応答解析の実施位置 (防潮堤縦断図)



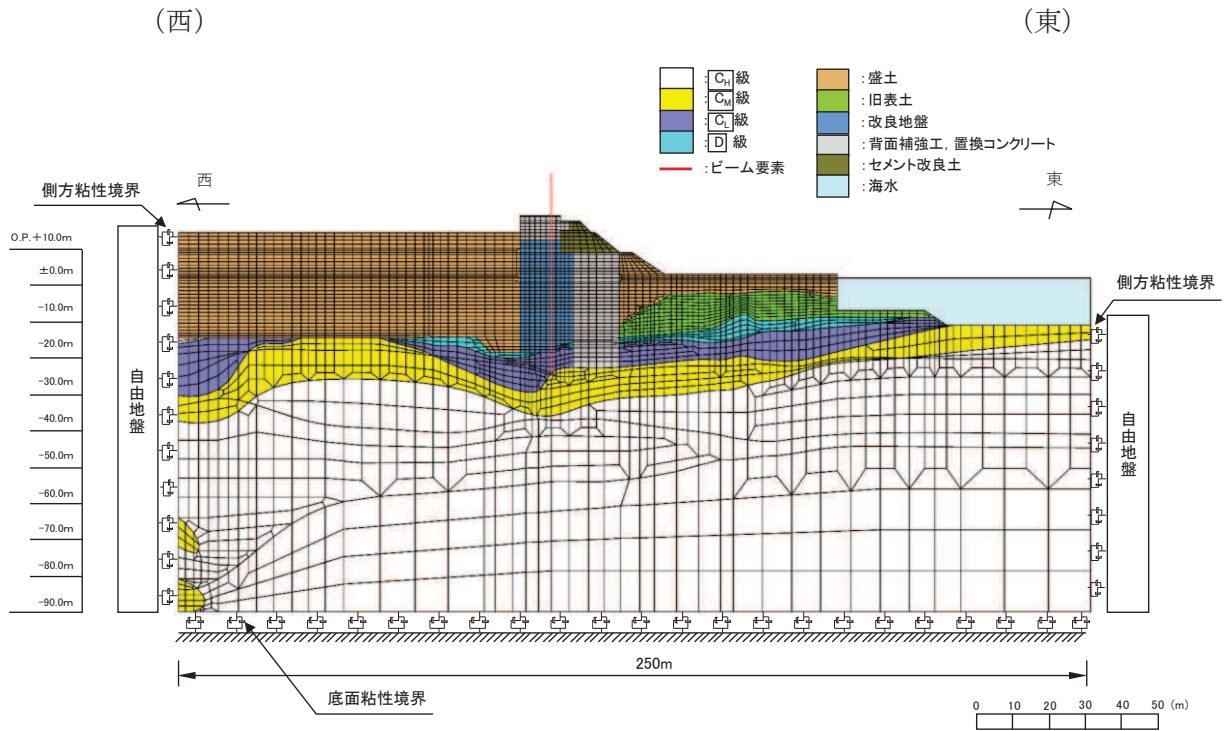


図 5-7(1) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面①)

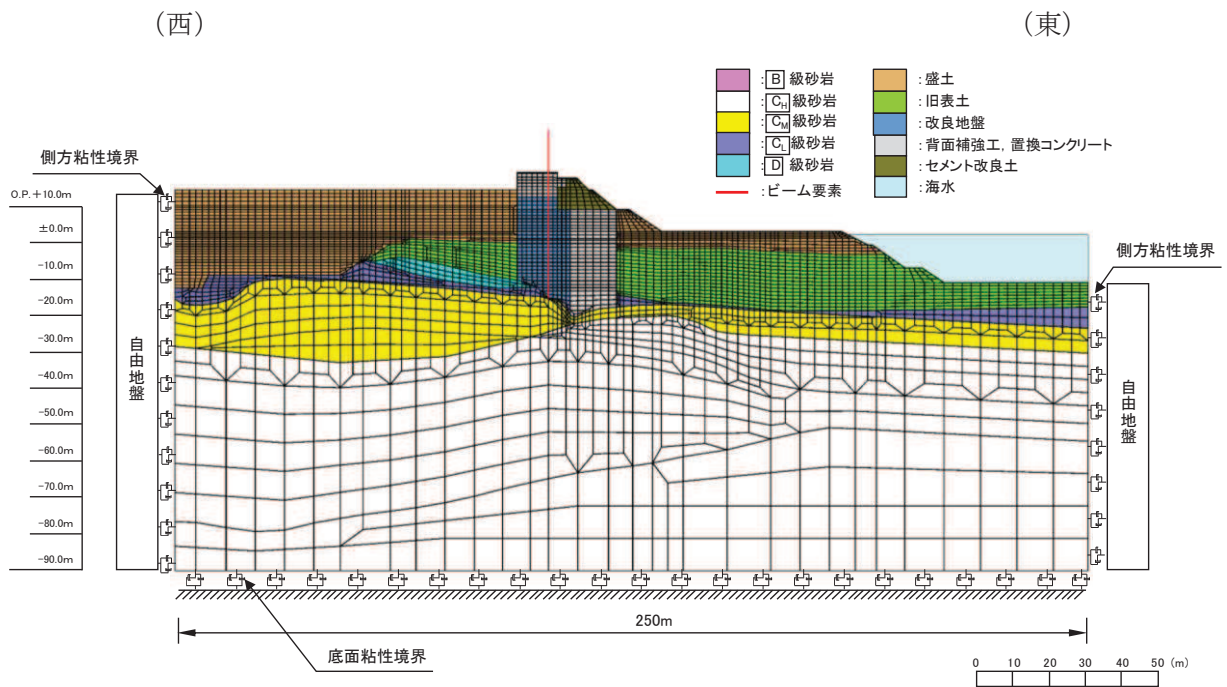


図 5-7(2) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②)

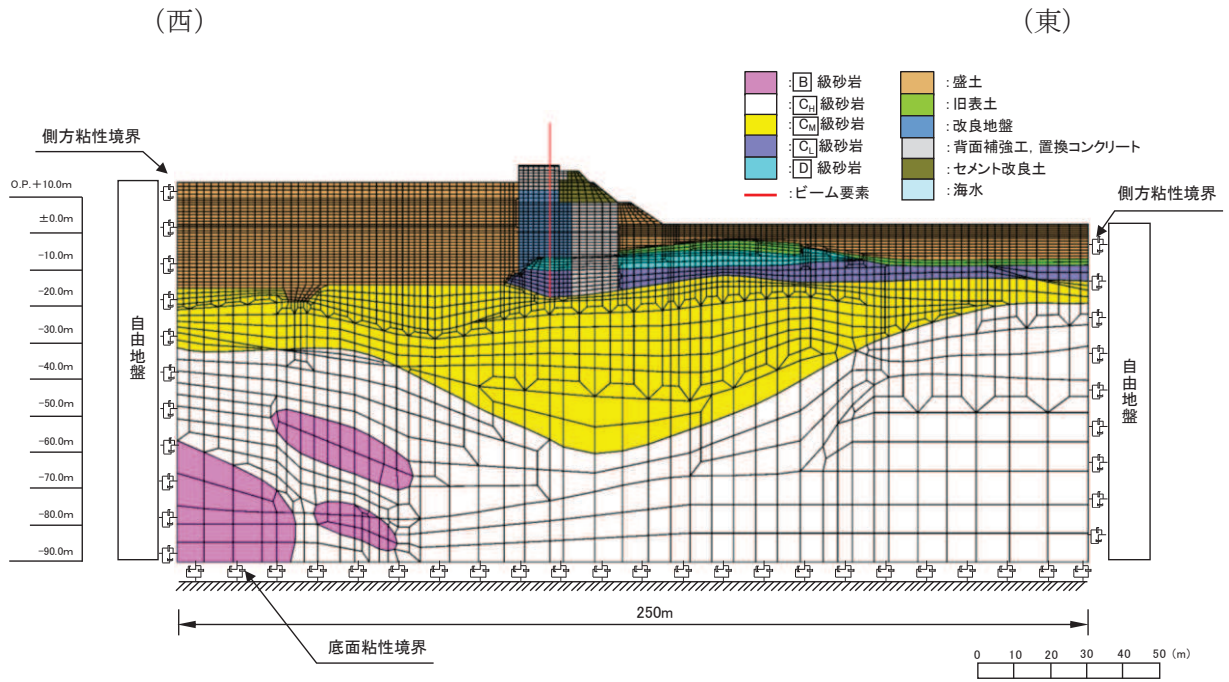


図 5-7(3) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面③)

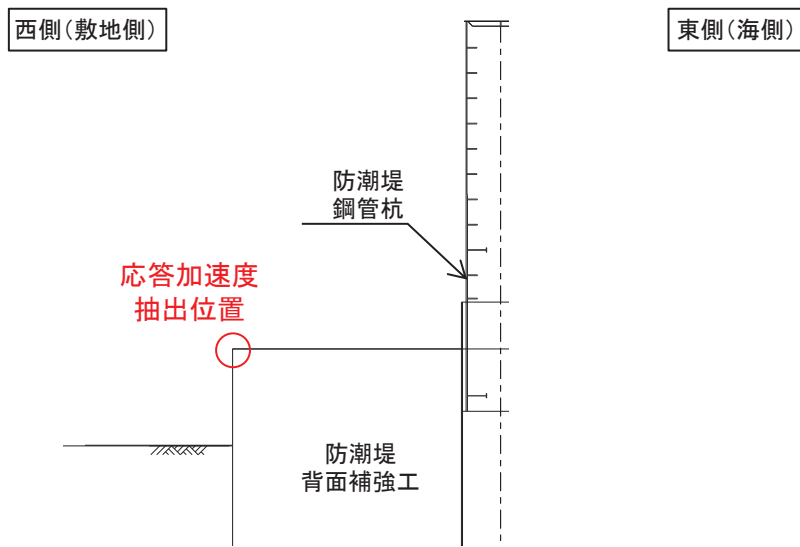


図 5-8 応答加速度の抽出位置

表 5-10 各断面における地震応答解析結果

断面位置	最大応答加速度（重畳時）	
	水平 ( $\text{cm/s}^2$ )	鉛直 ( $\text{cm/s}^2$ )
断面①	1369 (S d - D 2 (++) )	802 (S d - D 2 (+-) )
断面②	1486 (S d - D 2 (++) )	884 (S d - D 2 (++) )
断面③	1557 (S d - D 2 (--) )	991 (S d - D 2 (-+) )

## 6. 評価方法及び材料諸元

### 6.1 防潮堤取り合い部

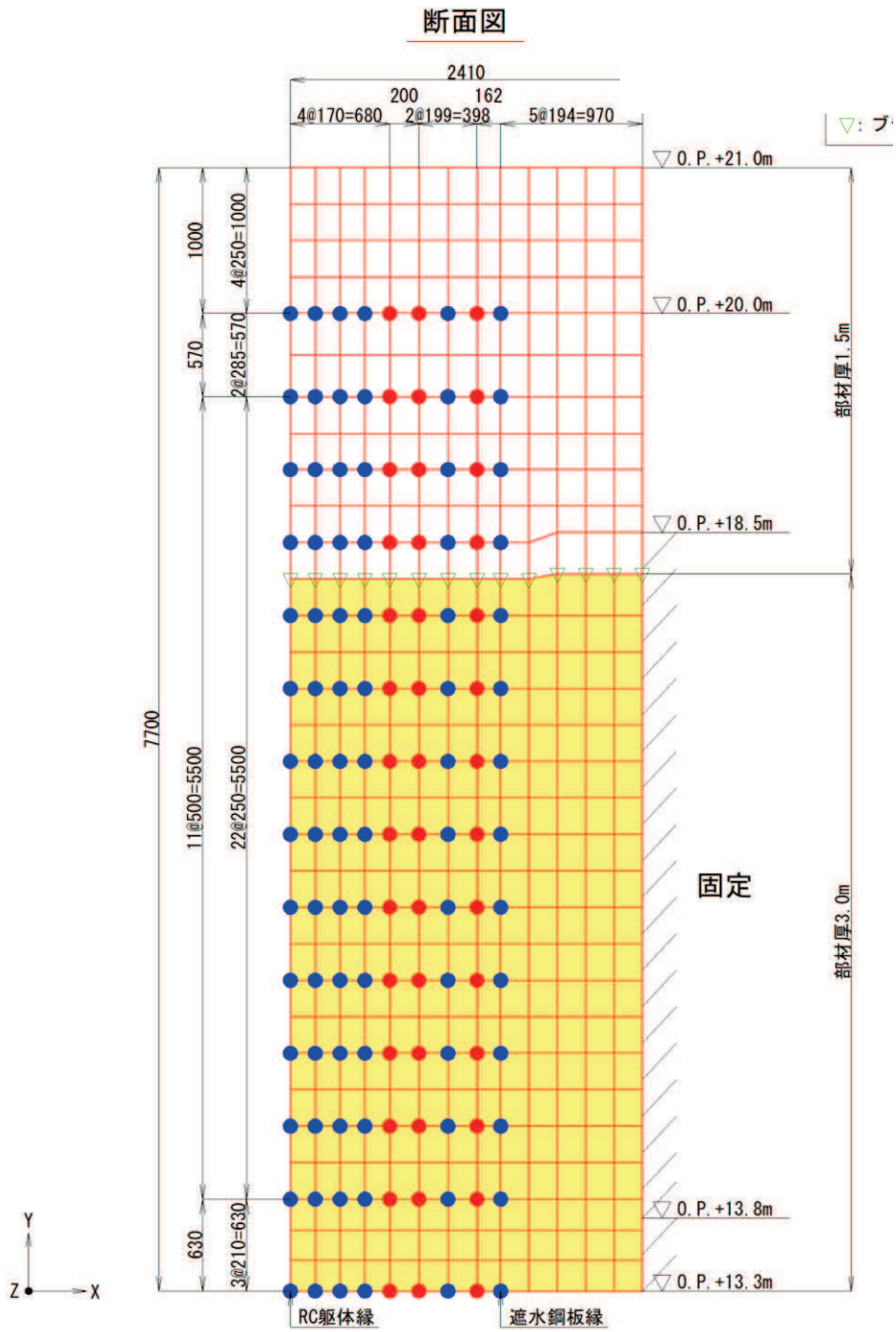
#### 6.1.1 RC 壁

##### (1) 解析モデル

RC 壁の解析モデルを図 6-1 に示す。

RC 壁は、線形シェル要素でモデル化する。防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。なお、鋼板から受ける反力については「6.1.2 鋼板(1)解析モデル」に詳細を示す。

取り合い部③・④においては、既設 RC 壁と補強 RC 壁については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成 13 年 3 月）」（以下，「鉄道標準」という）に基づき、ジベル筋により一体化を行うことから、一体部材として評価する。接合部の評価については、「(4)評価方法 b. RC 壁(ジベル筋)」に示す。



凡例	
<span style="border: 1px solid red; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	: 壁厚1.5mのシェル要素
<span style="background-color: yellow; border: 1px solid red; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	: 壁厚3.0mのシェル要素
<span style="color: red; font-size: 12px;">●</span>	: 鋼板反力入力位置(アンカーボルト)
<span style="color: blue; font-size: 12px;">●</span>	: 鋼板反力入力位置(RC壁)

図 6-1 RC 壁のモデル図

(2) 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6-1 に示す。

表 6-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.5 kN/m <sup>3</sup>
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>
	コンクリートのヤング係数	2.8×10 <sup>4</sup> N/m <sup>2</sup>
	ポアソン比	0.2

(3) 許容限界

RC壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。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」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

RC壁の許容応力度を表 6-2 に示す。

表 6-2(1) RC壁の許容限界 (曲げ軸力系の破壊)

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =30 N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 6-2(2) RC壁の許容限界 (せん断破壊)

項目		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 $\tau_{a1}$	はりの場合	0.5	0.75
斜め引張鉄筋の計算をする場合 $\tau_{a2}$	せん断力のみの場合	2.2	3.3

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

表 6-2(3) RC 壁の許容限界 (ジベル筋)

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	鉄筋 (SD345)	許容せん断応力度 $\sigma_{sa}$	196

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

(4) 評価方法

a. RC 壁（本体）

RC 壁の設計は、背面補強工に固定された版として、二次元 FEM 解析を実施する。RC 壁に作用する各荷重を静的に载荷し、FEM 解析結果より抽出した断面力より RC 断面照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる断面力に対して照査を行う。以下のように、断面力の組合せには面内せん断力を考慮する。

各断面力の組合せに対して、曲げ及び軸力に対するコンクリート及び鉄筋の応力度を算出する。シェル要素における断面力の方向を図 6-2 に示す。

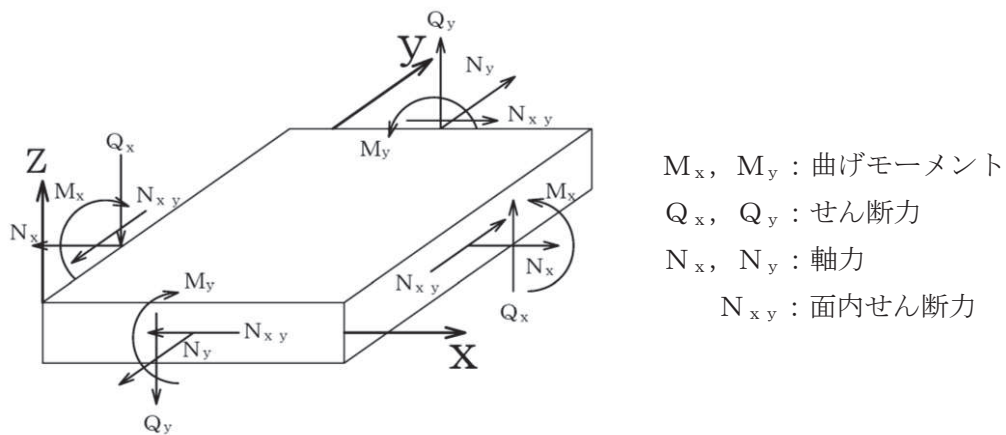


図 6-2 シェル要素における断面力の方向



② せん断力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる X 方向及び Y 方向のせん断力に対して照査を行う。

1) 斜め引張破壊に対する許容限界

$$V = V_c + V_s$$

ここに、

$V$  : 許容せん断耐力 (N)

$V_c$  : コンクリートが分担するせん断力 (N)

$V_s$  : せん断補強筋が分担するせん断力 (N)

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$\tau_{a1}$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 単位幅 (mm)

$d$  : 有効高 (mm)

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot z}{s}$$

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$s$  : せん断補強筋の部材軸方向の間隔 (mm)

2) 斜め圧縮破壊に対する許容限界

斜め圧縮破壊に対する許容限界は許容応力度 ( $\tau_{a2}$ ) とする。なお、部材に生じるせん断応力は下式により算出する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$

b. RC 壁 (ジベル筋)

取り合い部③・④においては、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強を行っている。既設部材と増厚補強部は一体部材として耐震・強度評価を行っていることから、図 6-3 に示す検討方法により検討を行う。接合面に作用する荷重概念図を 6-4 に接合面の評価に用いる応力成分を図 6-5 に示す。

### 8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

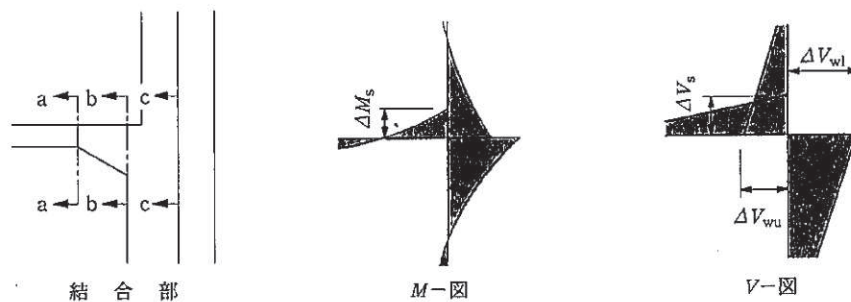
(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

【解説】

(1) について

解説図 8.4.5-1 に示す床版のハンチ始点 (a-a 断面) あるいはハンチ終点 (b-b 断面) は、通常のラーメン計算で設計を行ってよい。c-c 断面には、床版の節点曲げモーメント ( $M_0$ ) の一部 ( $M_s$ ) が伝達されると考えられる。ここで、c-c 断面を介して地下連続壁に伝達される曲げモーメントは、b-b 断面における設計曲げモーメントより小さく、さらに有効高さは b-b 断面よりも大きいことから鉄筋は、b-b 断面における必要鉄筋量を c-c 断面を超えて地下連続壁に定着しておけば十分であると考えられる。



解説図 8.4.5-1 結合部の曲げモーメント、せん断力図の例

(2) について

一体壁の地下連続壁と内壁との接合面 (解説図 8.4.5-1 c-c 断面) に作用するせん断力としては、

- a) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力
- b) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

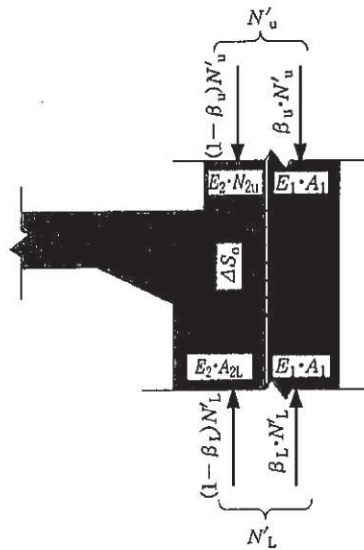
が考えられ、これらのせん断力に抵抗しうるジベル筋を配置する必要がある。

1) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力

接合面に作用する鉛直せん断力は、

- a) 床版から伝達された鉛直せん断力のうち地下連続壁が負担して下方へ軸力として伝える力
- b) 床版位置の上下で内壁の断面が変化する場合、内壁と地下連続壁の軸力分担率が変化することにより両者の間でやりとりされる力

図 6-3(1) 床版と側壁との接合部の検討方法  
(「鉄道標準」より抜粋)



解説図 8.4.5-2 一体壁結合部の鉛直せん断力  $V_0$

の二つが考えられ、前記 a) および b) のせん断力は合わせて、解説図 8.4.5-2 に示す力のやりとりから式 (解 8.4.5-1) により求める。

$$V_0 = \beta_L \cdot N'_L - \beta_u \cdot N'_u \quad (\text{解 8.4.5-1})$$

ここに、 $V_0$  : 鉛直せん断力

$N'_u$  : 床版節点より上側で側壁に作用している軸力

$N'_L$  : 床版節点より下側で側壁に作用している軸力

$\beta_u$  : 床版節点より上側の地下連続壁の軸力分担率

$\beta_L$  : 床版節点より下側の地下連続壁の軸力分担率

$$\beta_u = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2u}}$$

$$\beta_L = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2L}}$$

$E_1$  : 地下連続壁コンクリートのヤング係数

$E_2$  : 内壁コンクリートのヤング係数

$A_1$  : 地下連続壁断面積

$A_{2u}$  : 床版節点より上側の内壁断面積

$A_{2L}$  : 床版節点より下側の内壁断面積

2) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

内壁と地下連続壁との接合面に生じるずれせん断力は、側壁の曲げによるせん断応力度より求める。

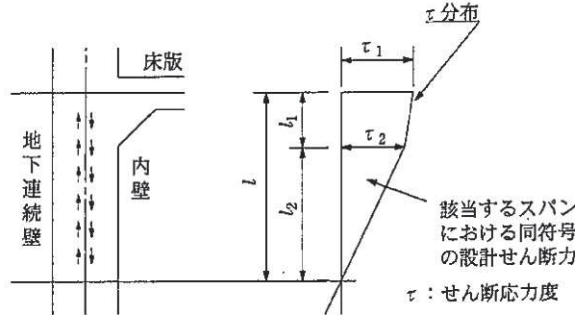
すなわち、解説図 8.4.5-3 に示すようなせん断応力度分布における区間のずれせん断力は式 (解 8.4.5-2) で求める。

$$V_B = \frac{1}{2} (\tau_1 + \tau_2) \cdot h \cdot b + \frac{1}{2} \tau_2 \cdot l_2 \cdot b \quad (\text{解 8.4.5-2})$$

ここに、 $V_B$  : 接合面に生じる区間のずれせん断力

図 6-3(2) 床版と側壁との接合部の検討方法  
(「鉄道標準」より抜粋)

$\tau_1, \tau_2$  : 各変化点におけるせん断応力度  
 $l_1, l_2$  : 各変化点の距離  
 $b$  : 単位幅



解説図 8.4.5-3 当該スパンにおける同符号の設計せん断力

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_1 \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 8.4.5-3})$$

$$V_u = V_{ug} + V_{u1}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{u1} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{u1} / \gamma_c$$

□ : コンクリートの摩擦分は考慮しない

ここに、 $V$  : 床版接合面の作用せん断力

$V_u$  : 接合面における全せん断耐力

$V_{ug}$  : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

$V_{u1}$  : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

$\mu$  : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合<sup>1)</sup>)

$n$  : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

$A_{rg}$  : ジベル筋1本当りの断面積

$f_{ryd}$  : ジベル筋の設計引張降伏強度

$\sigma_N$  : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

$A_{cg}$  : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

$A_{u1}$  : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

$\gamma_a, \gamma_1$  : 「4.5 安全係数」による。

$\gamma_b$  : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

$\gamma_c$  : コンクリートの材料係数

なお、ジベル筋の配置区間としては、支点から  $l/4$  ( $l$ : 側壁のスパン長) の範囲としてよい。

重ね壁および単独壁におけるジベル筋の設置範囲は、解説図8.4.5-4に示す範囲 ( $f$ 区間) とする。

図6-3(3) 床版と側壁との接合部の検討方法

(「鉄道標準」より抜粋)

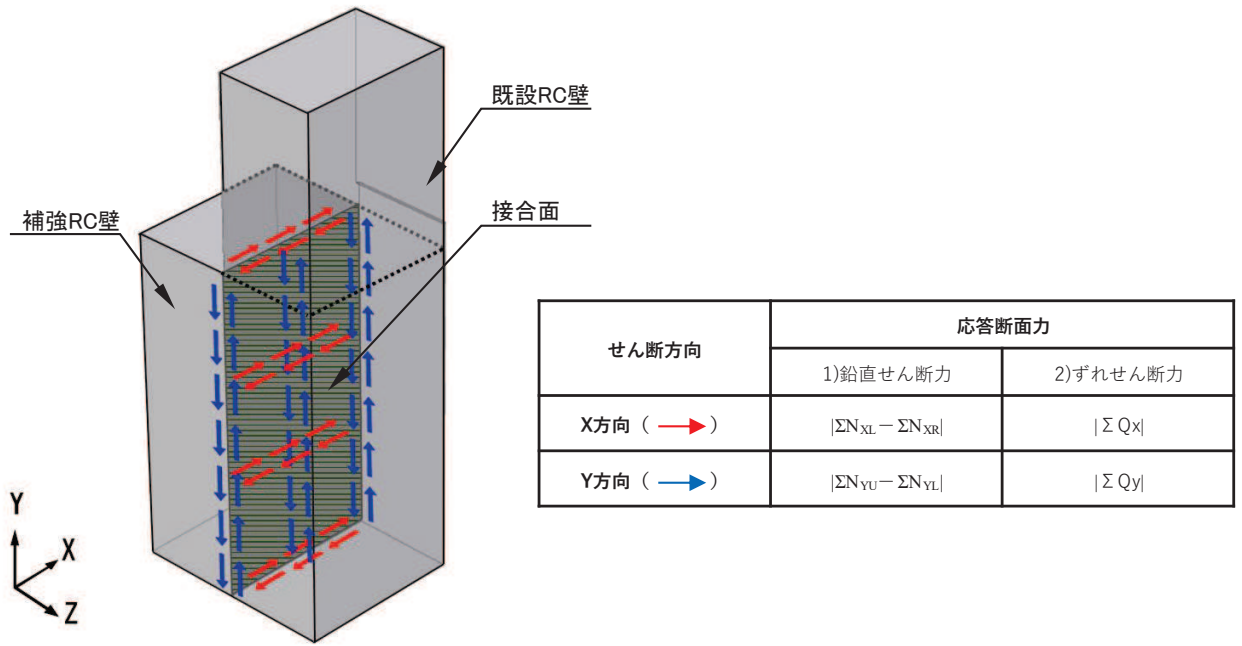


図 6-4 接合面に作用する荷重概念図

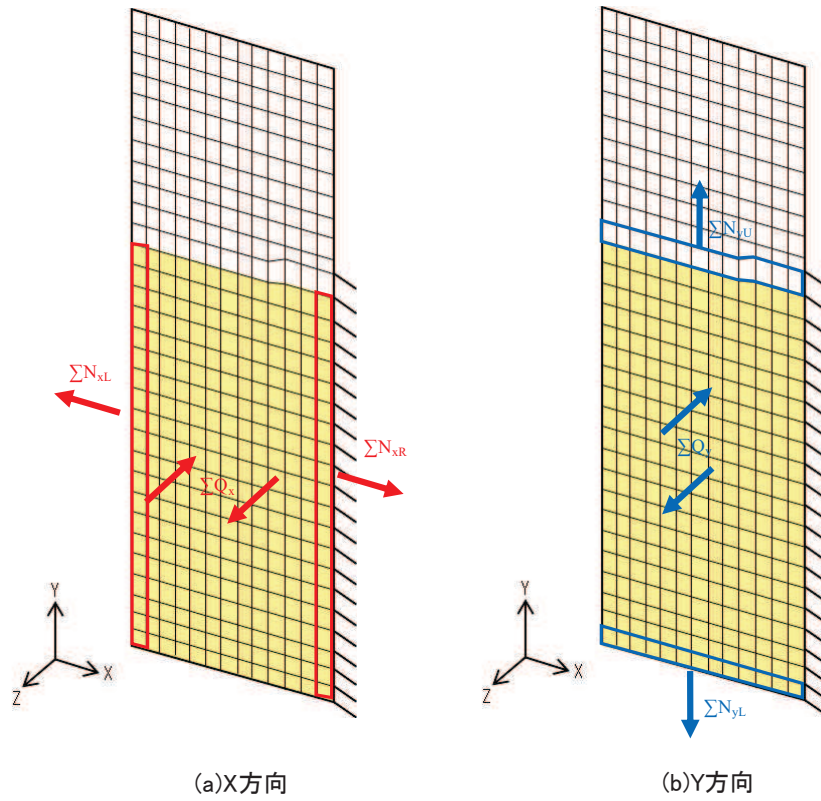


図 6-5 接合面の評価に用いる応力成分

c. RC 壁（背面補強工定着部）

RC 壁の定着部（防潮堤背面補強工）は、定着させている主筋（水平方向）に対して、「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、定着部の安定性について確認する。

安定性の評価は、アンカーボルト（アンカー筋）に作用する引張力、せん断力及び付着力に対して行う。

引張力（降伏）及びせん断力については、RC 壁（本体）部の照査に含まれることから、評価を省略する。付着力に対しては、アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張荷重よりも付着力による決まる場合の許容引張荷重が大きくなるように埋め込み長を確保する設計とすることで、付着力の評価を省略する。

アンカーボルトの降伏及び付着力による許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの付着力に対する計算諸元を表 6.1-3 に、付着力の評価と引張に対する評価における許容荷重の比較結果を表 6.1-4 に示す。アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張荷重よりも付着力による決まる場合の許容引張荷重が大きいことを確認した。

なお、コーン破壊については、張り出し壁と定着部（背面補強工）のコンクリート強度が同一（ $30\text{N/mm}^2$ ）であり、定着部（背面補強工）はせん断方向に対して RC 壁よりも十分な広がりをも有し、安全性については十分な裕度を有することは明白であるため評価を省略する。

表 6-3(1) 主筋定着部の降伏に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$s\sigma_{pa}$	アンカーボルトの降伏点強度	345	$\text{N/mm}^2$
$sca$	ねじの有効断面積	956.6	$\text{mm}^2$

表 6-3 (2) 主筋定着部の付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a3}$	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
$\phi_3$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
$\tau_a$	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{bavg}$	接着系アンカーボルト (主筋) の基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合は $7\sqrt{(f'_{ck}/21)}$ とする	—	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_n$	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ( $n=1, 2, 3$ ), もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
$C_n$	へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ $\alpha$ の 1/2 で $C_n = \alpha_n/2$ ( $n=1, 2, 3$ ) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし, $(C_n/1_e) \geq 1.0$ の場合は, $(C_n/1_e) = 1.0$ , $1_e \geq 10d_a$ の場合は, $1_e = 10d_a$ とする	—	mm
$f'_{ck}$	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm <sup>2</sup>
$d_a$	接着系アンカーボルト (主筋) の径	35	mm
$l_{ce}$	接着系アンカーボルト (主筋) の強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = 1_e - 2d_a$ とする。	1395	mm
$1_e$	接着系アンカーボルト (主筋) の有効埋込み長さ	1465	mm

表 6-4 降伏と付着に対する許容引張力の比較

応力成分	降伏により決まる場合の許容引張力	付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
許容引張力 (kN)	330	353

### 6.1.2 鋼板

#### (1) 解析モデル

鋼板は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。水平方向は補剛材（水平リブ）位置でリブと有効幅分の鋼板の断面性能を、鉛直方向は支配面積当たりの鋼板の断面性能を与えたはり要素でモデル化し、格子状にモデル化する。なお、水平方向のはり要素は、補強リブにより支持される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考慮する。

RC壁との接合部の境界条件は、図6-6に示すように、鋼板がRC壁に押し付けられるような状態においては、コンクリート面が抵抗し、鋼板がRC壁から離れるような状態においては、アンカーボルトが抵抗すると考えられ、解析においてもこれらの現象を適切に表現するために、コンクリート面には圧縮側のみ抵抗するばねを面的に設け、アンカーボルト部には引抜側のみ抵抗するばねを設ける。なお、アンカーボルト位置の境界条件の設定においては、節点位置とアンカーボルト位置が一致しないため、各接点におけるアンカーボルトの分担本数に基づき、集約したばね値を設定する。

解析モデル図を図6-7に、アンカーボルトの分担本数の考え方を図6-8に示す。

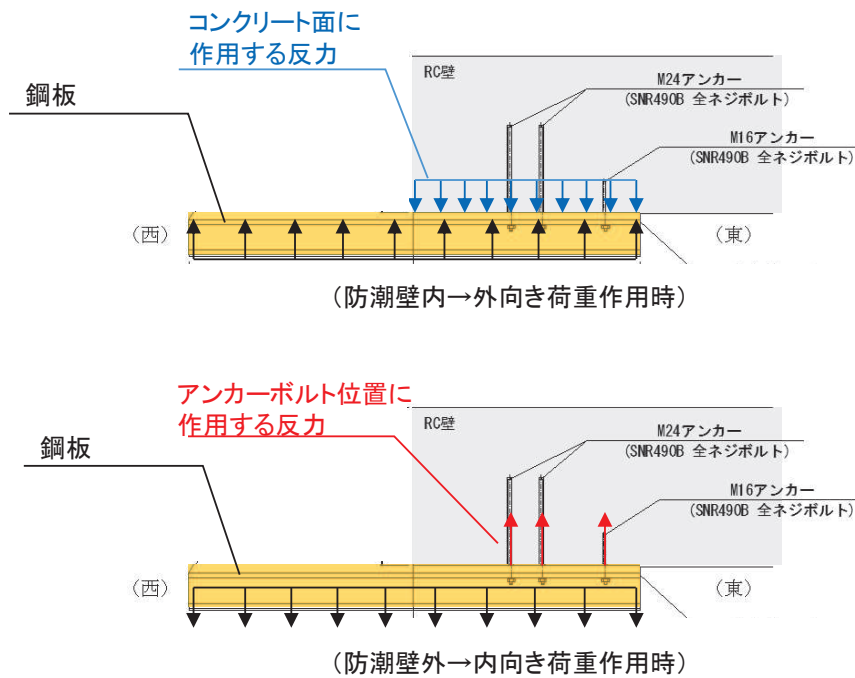
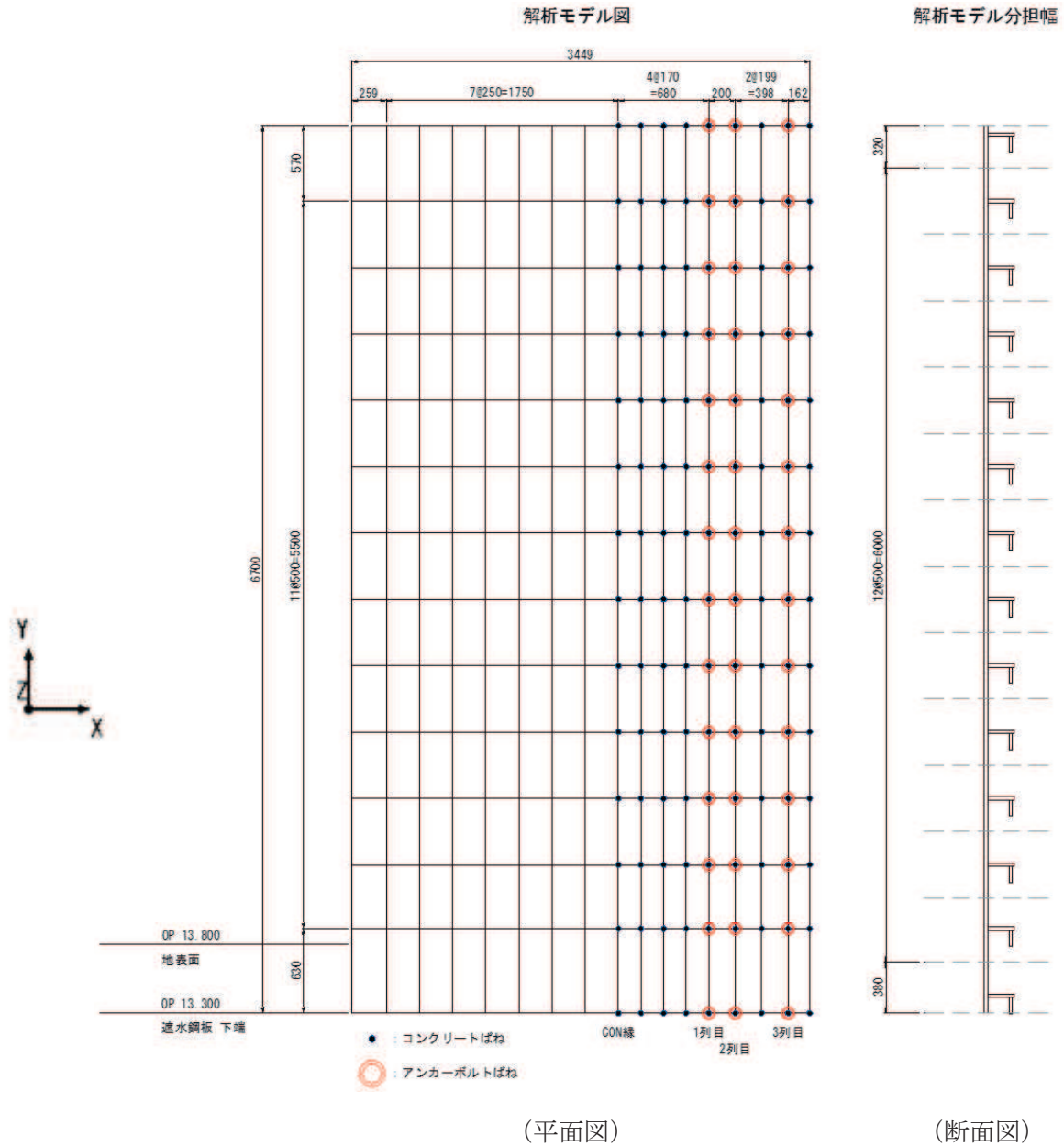


図6-6 遮水鋼板とRC壁の荷重作用概念図



(西)

(東)



(平面図)

(断面図)

境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>◎ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

図6-7(1) 遮水鋼板のモデル化  
(取り合い部④の例)

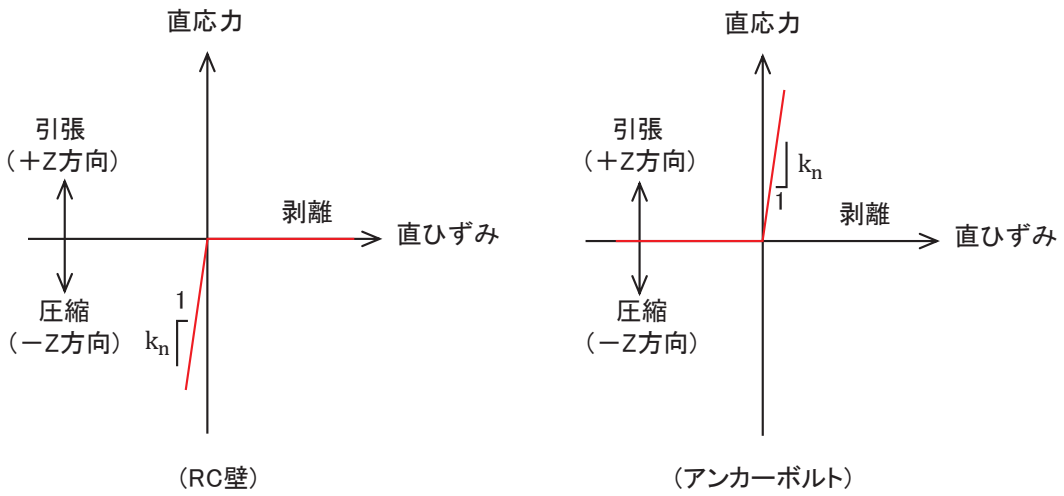
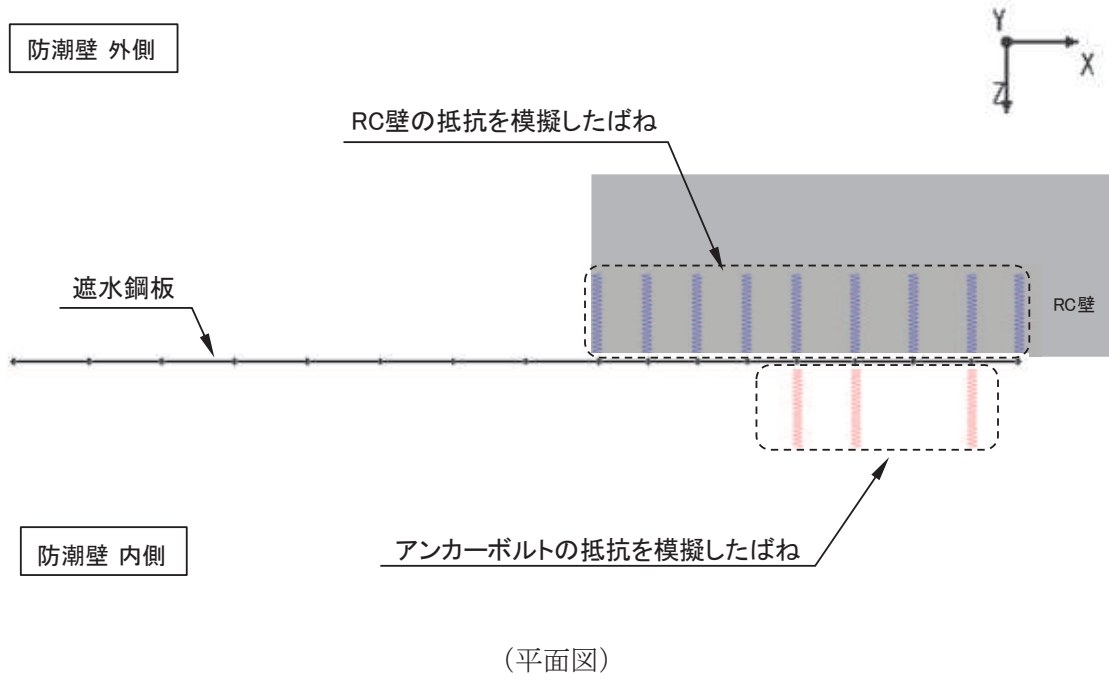


図 6-7(2) 遮水鋼板のモデル化  
(RC 壁との境界条件)

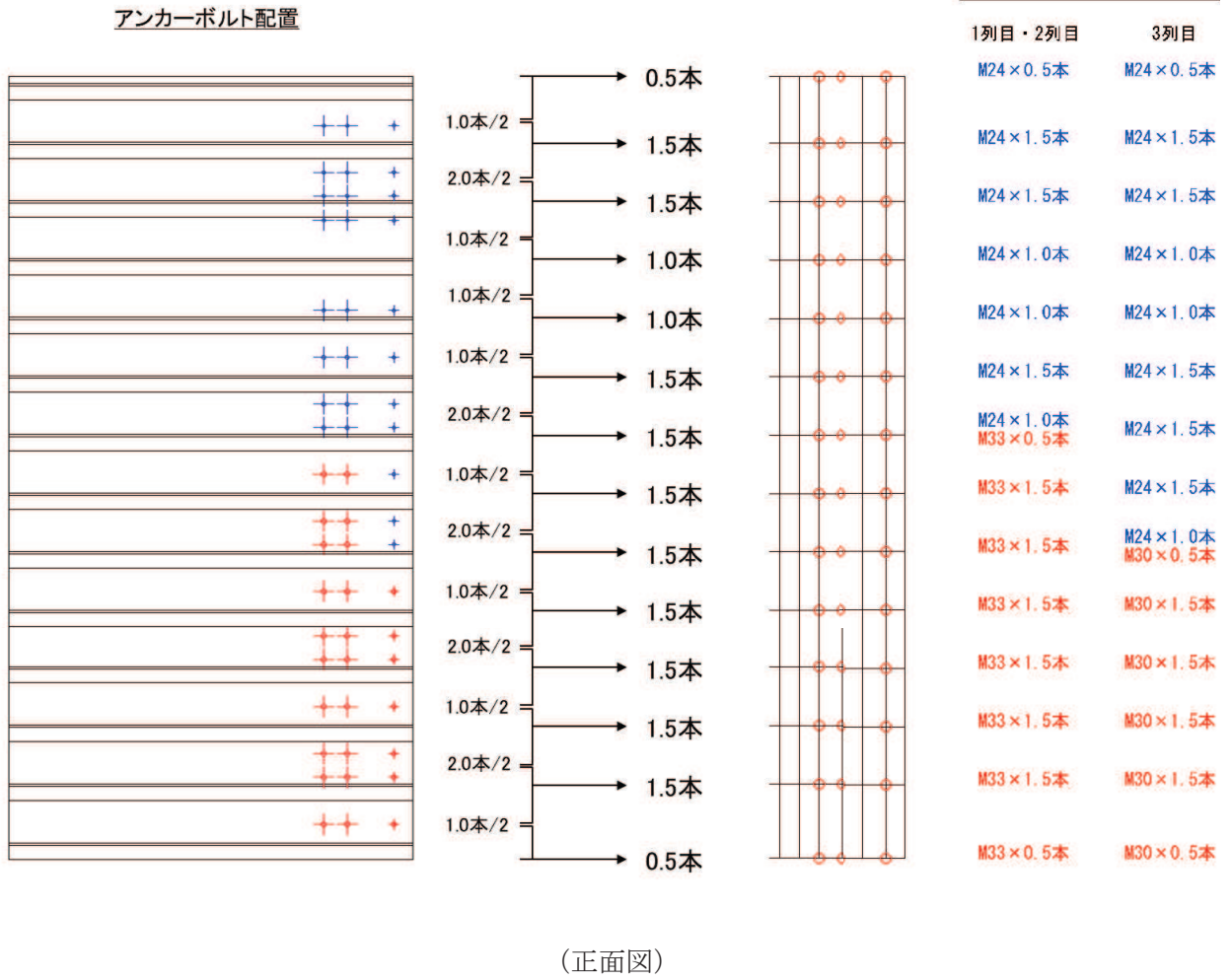


図 6-8 アンカーボルトの分担本数の考え方  
(取り合い部④の例)

(ばね要素のばね定数について)

ばね要素のばね定数は、RC 壁側については、コンクリートの支圧方向となるためコンクリートのヤング係数を、アンカーボルト側については、ボルトの引張方向となるため、鋼材のヤング係数を用い、下記の式により設定する。ばね要素のばね定数を表 6.2-1 に示す。

・RC 壁

$$K = E/B$$

ここに、

E：コンクリートのヤング係数 ( $2.8 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ )

B：RC 壁幅 ( $1.5\text{m} \cdot 3.0\text{m}$ )

・アンカーボルト

$$K = E \cdot A/t$$

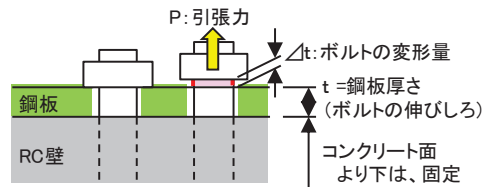
ここに、

E：鋼材ヤング係数 ( $2.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$ )

A：アンカーボルト断面積

t：鋼板厚さ (25mm)

なお、アンカーボルトのばね定数は下図に示す力の釣り合いより算定する。



$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \Delta t/t$$

$$\sigma \cdot A/\Delta t = E \cdot A/t$$

$$P/\Delta t = E \cdot A/t$$

以上より、アンカーボルトのバネ定数  $K$  は、下式により求める。

$$K = P/\Delta t = E \cdot A/t$$

表 6-5 ばね要素のばね定数

種類	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	引張剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
RC 壁	$1.867 \times 10^7$	—
アンカーボルト	—	$8.000 \times 10^3$

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6-6 に、材料の物性値を表 6-7 に示す。

表 6-6 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
RC 壁	鉄筋コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	接着式アンカーボルト

表 6-7 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	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.80 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	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 6-8 に示す短期許容応力度とする。

表 6-8 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。

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図6-9に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、前述のフレーム要素から得られた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。

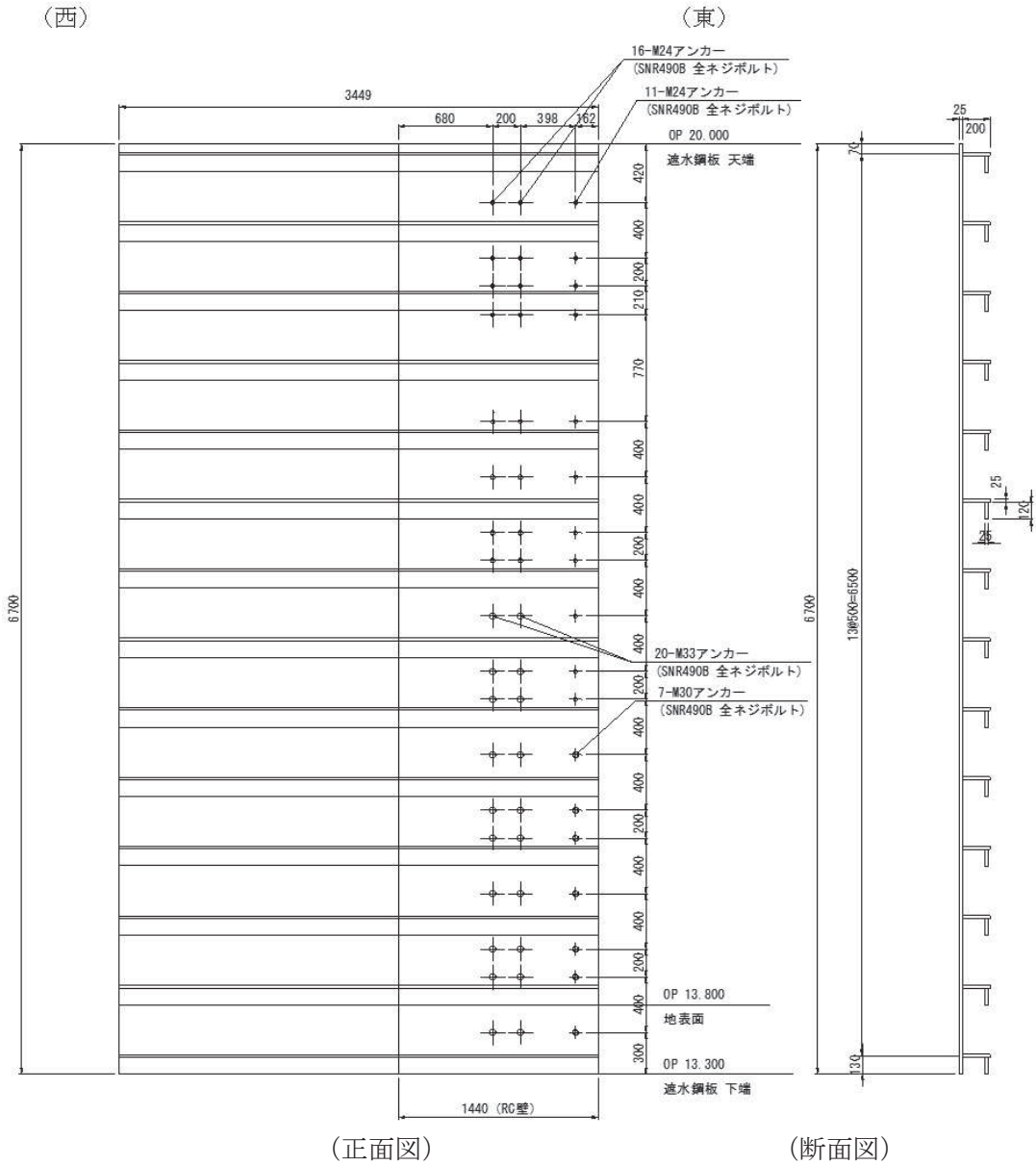


図6-9 鋼板の構造図  
(取り合い部④の例)

### 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6.2-5 に示す断面形状にて、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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

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 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)

$M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Y1}$  : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

$M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Z1}$  : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

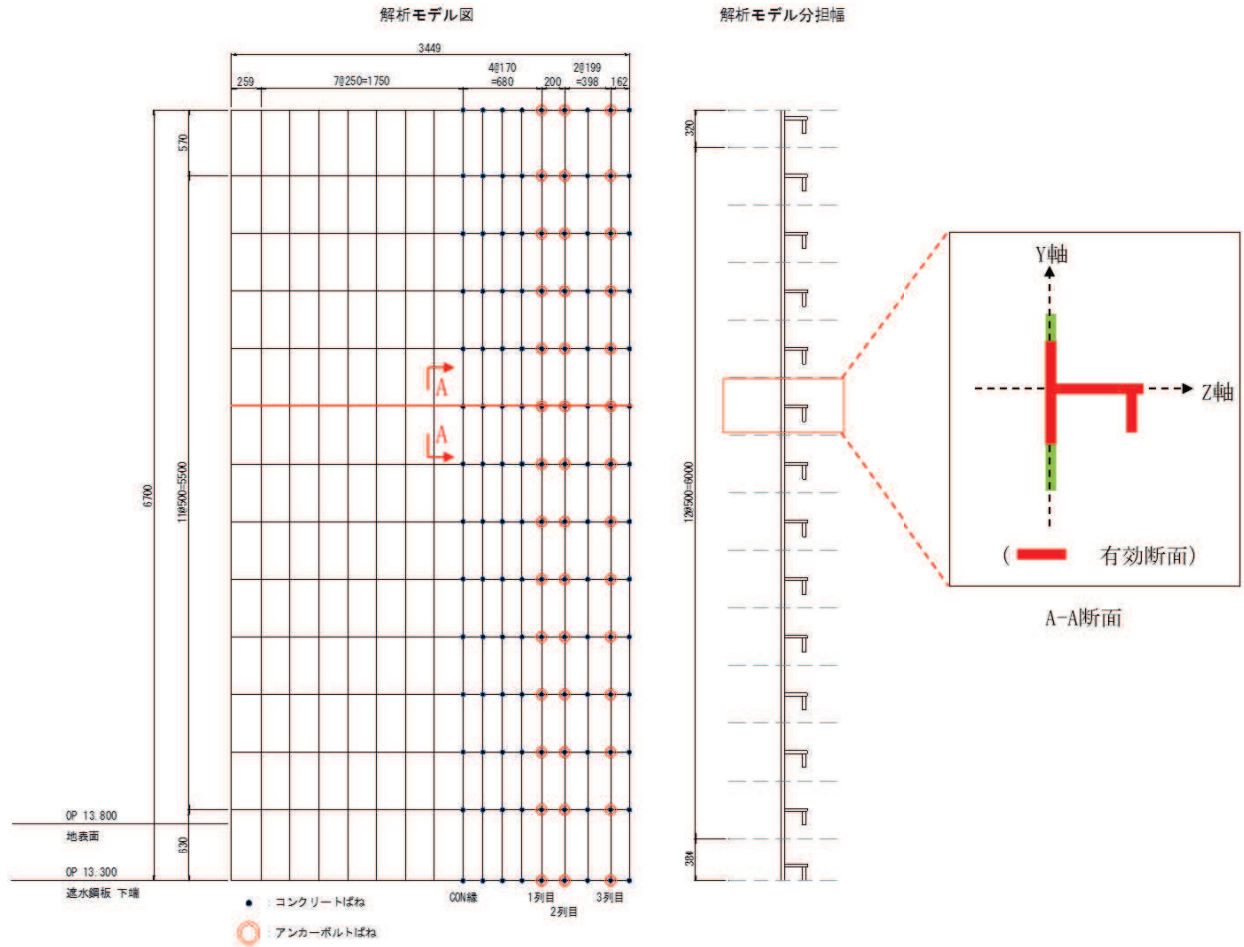


図 6-10 鋼製パネル断面形状

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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

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。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

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)

### 6.1.3 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 6-11 に示す。

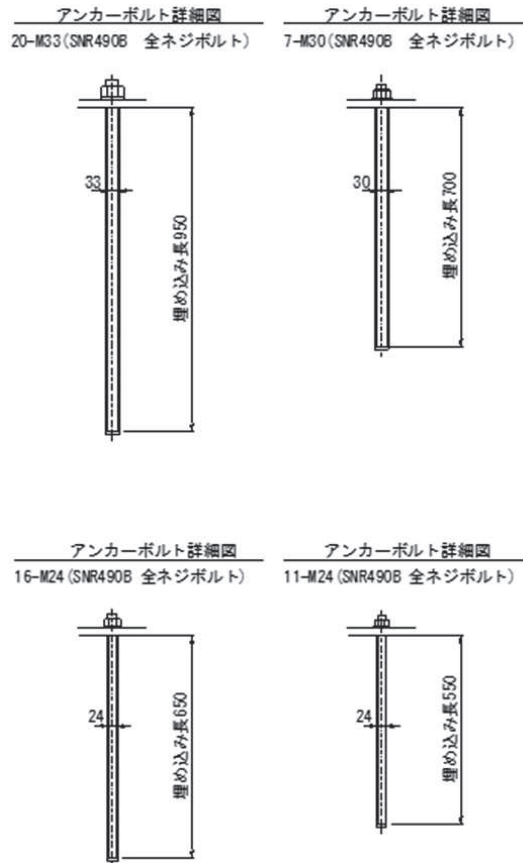


図 6-11 アンカーボルトの構造図  
(取り合い部④の例)

#### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6-9 に示す。

表 6-9 使用材料

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

(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」における接着系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の算出結果を表 6-10 に示す。

表 6-10(1) アンカーボルトの許容限界算出結果(取り合い部② 重畳時)

評価部位	許容荷重		
	引張* <sup>1, 2, 3</sup> (N)	せん断* <sup>1, 2, 3</sup> (N)	合成応力* <sup>1</sup> (-)
アンカーボルト	$1.24 \times 10^5$	$8.70 \times 10^4$	1.0
アンカーボルトの付着力	$0.97 \times 10^5$	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	$1.60 \times 10^5$	—

表 6-10(2) アンカーボルトの許容限界算出結果(重畳時：取り合い部④)

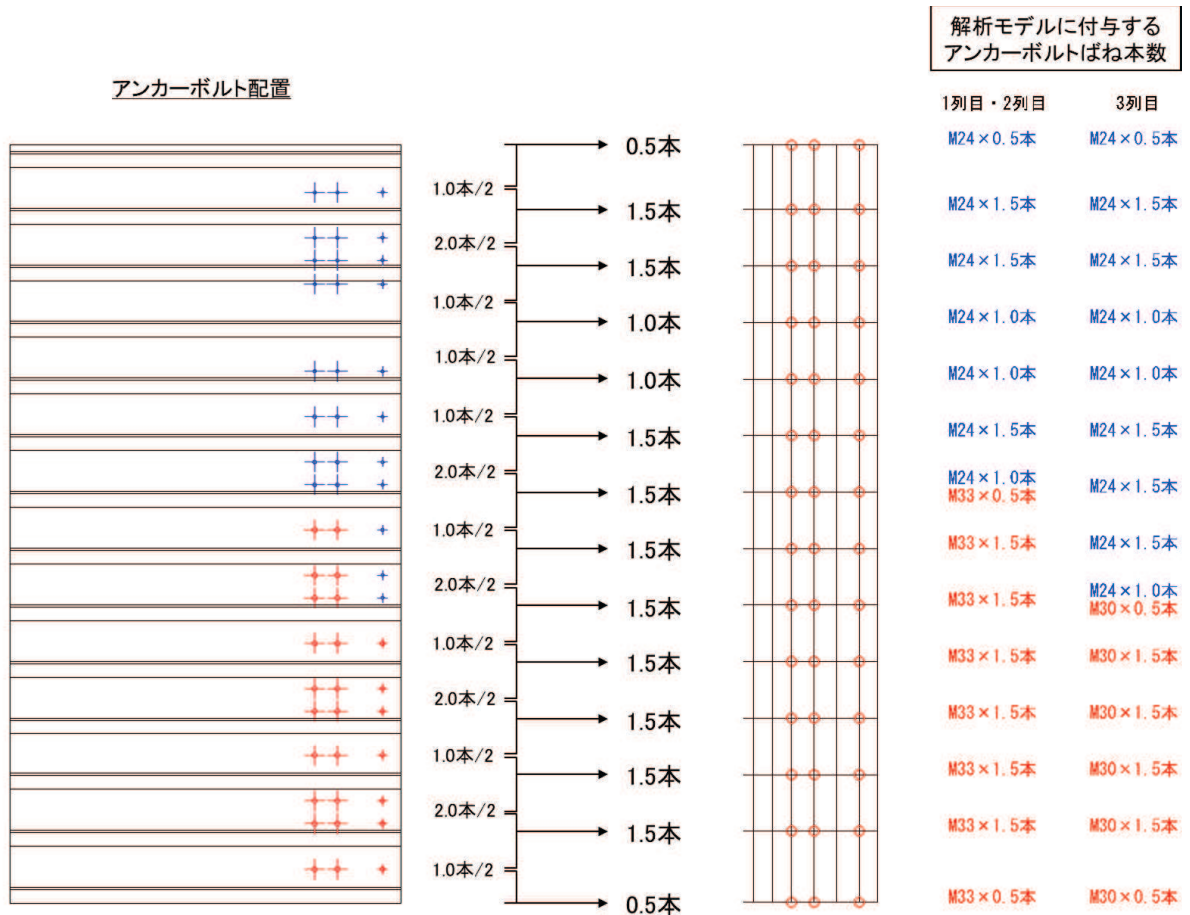
評価部位	許容荷重		
	引張* <sup>1, 2</sup> (N)	せん断* <sup>1, 2</sup> (N)	合成応力* <sup>1</sup> (-)
アンカーボルト	$2.47 \times 10^5$	$8.70 \times 10^4$	1.0
アンカーボルトの付着力	$1.74 \times 10^5$	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	$1.60 \times 10^5$	—

- 注記 \*1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- \*2：接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- \*3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

(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1本当たりの発生荷重は、アンカーボルト位置のばね反力から、分担本数に応じて割り返すことで求める。アンカーボルトの評価方法の概要を図6-12に示す。



$$\kappa = \left(\frac{P_1}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_1}{Q_a}\right)^2$$

ここに、

- P<sub>1</sub> : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)
- Q<sub>1</sub> : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)
- n : 支点条件のアンカーボルトの本数 (本)
- κ : アンカーボルトの合成応力
- P<sub>a</sub> : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- Q<sub>a</sub> : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図6-12 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

## 6.2 背面補強工部

### 6.2.1 背面補強工 RC 壁

#### (1) 解析モデル

背面補強工 RC 壁の解析モデルを図 6-13 に示す。

背面補強工 RC 壁は、背面補強工を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

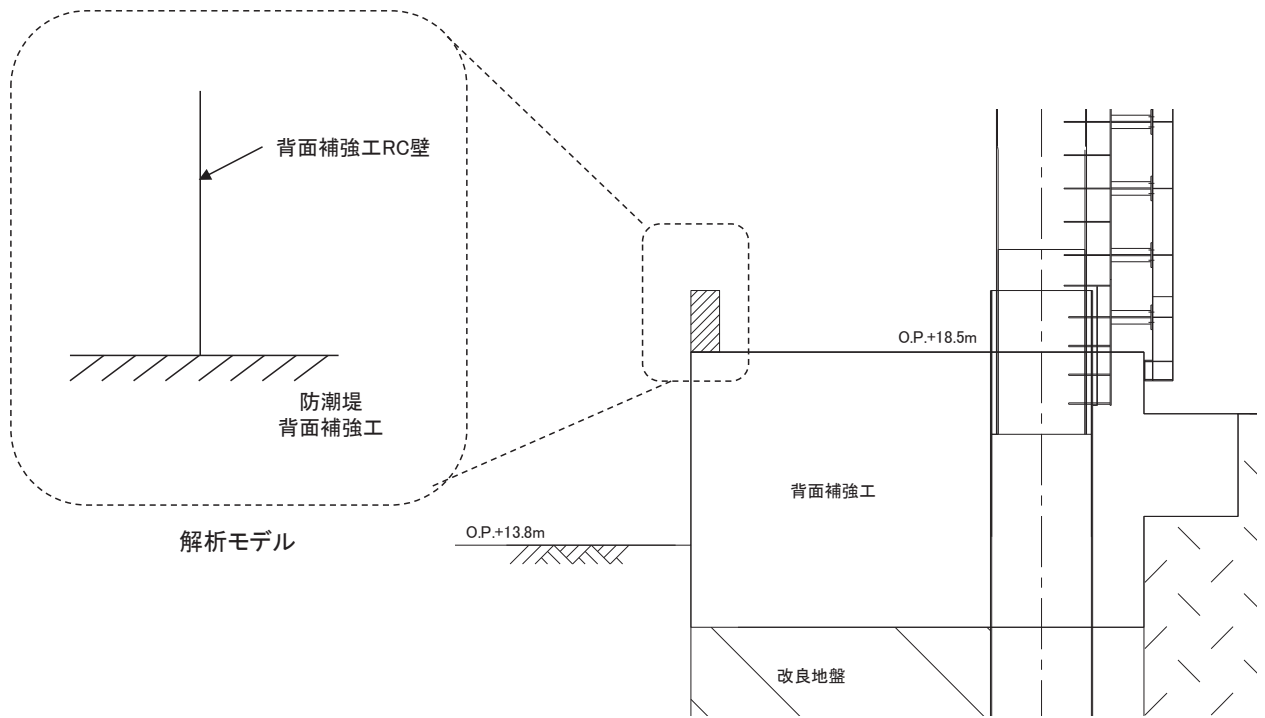


図 6-13 背面補強工 RC 壁のモデル図

#### (2) 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6-11 に示す。

表 6-11 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.0 kN/m <sup>3</sup>
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>
	コンクリートのヤング係数	2.8 × 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
	ポアソン比	0.2

(3) 許容限界

背面補強工 RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

背面補強工 RC 壁の許容応力度を表 6-12 に示す。

表 6-12(1) 背面補強工 RC 壁の許容限界（曲げ軸力系の破壊）

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f'ck=30 N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 6-12(2) 背面補強工 RC 壁の許容限界（せん断破壊）

項目		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート (f'ck=30 N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断応力度 $\tau_{al}$	0.5	0.75

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

#### (4) 評価方法

背面補強工 RC 壁の設計は、背面補強工天端を固定端とした片持ち梁モデルに、背面補強工 RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し、算出した断面力より照査を行う。

##### ① 曲げ・軸力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver8.0.7」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。

##### 【コンクリート】

$$\sigma_c \leq \sigma_{c a}$$

ここで、

$\sigma_c$  : コンクリートの発生曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{c a}$  : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### 【鉄筋】

$$\sigma_s \leq \sigma_{s a}$$

ここで、

$\sigma_s$  : 鉄筋の発生曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{s a}$  : 鉄筋の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

② せん断力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は、せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$$\tau \leq \tau_{a1}$$

ここで、

$\tau_{a1}$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : せん断力 (N)

$b_w$  : 単位幅 (mm)

$d$  : 有効高 (mm)



## 7. 評価結果

### 7.1 防潮堤取り合い部

防潮堤取り合い部の RC 壁（ジベル筋含む）及び鋼板、アンカーボルトの評価結果を表 7-1～表 7-3 に示す。

全ての部材が、重畳時において発生する応力度やせん断力が、許容応力度や許容せん断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) RC 壁の評価結果 (重畳時 (取り合い部②))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	5. 3	16. 5	0. 33
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	177	294	0. 61
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	3. 5	16. 5	0. 22
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	140	294	0. 48
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	544	627	0. 87
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	377	627	0. 61

表 7-1(2) RC 壁の評価結果 (重畳時 (取り合い部④))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1. 8	16. 5	0. 11
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	201	294	0. 69
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1. 0	16. 5	0. 07
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	204	294	0. 70
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	918	3018	0. 31
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	638	3018	0. 22

表 7-2(1) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (評価用断面力)

せん断方向	検討ケース		鉛直せん断力 (kN)		ずれせん断力 (kN)		合計 (kN)
			$ \Sigma N_{xL} - \Sigma N_{xR} $		$\Sigma  Q_x $		
X 方向	重畳時	1.0H+0.4V (下向き)	$ \Sigma N_{xL} - \Sigma N_{xR} $	958	$\Sigma  Q_x $	5723	<u>6681</u>
		0.4H+1.0V (下向き)	$ \Sigma N_{xL} - \Sigma N_{xR} $	1368	$\Sigma  Q_x $	3446	4814
Y 方向	重畳時	1.0H+0.4V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $	436	$\Sigma  Q_y $	757	1193
		0.4H+1.0V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $	622	$\Sigma  Q_y $	474	1096

表 7-2(2) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (照査)

検討ケース		鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
重畳時	1.0H+0.4V (下向き)	D25@400×400	6681	12513	0.54

表 7-3(1) 鋼板・アンカーボルトの評価結果 (重畳時 (取り合い部②))

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	1. 0H+0. 4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	111	382	0. 30
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	217	0. 11
		合成応力度	0. 09	1. 20	0. 08
	0. 4H+1. 0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	111	382	0. 30
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	217	0. 08
		合成応力度	0. 09	1. 20	0. 08
アンカーボルト	1. 0H+0. 4V (下向き)	引張力 (N)	$5. 30 \times 10^4$	$1. 24 \times 10^5$	0. 43
		せん断力 (N)	$1. 00 \times 10^4$	$8. 70 \times 10^4$	0. 12
		合成力	0. 20	1. 00	0. 20
	0. 4H+1. 0V (下向き)	引張力 (N)	$3. 70 \times 10^4$	$1. 24 \times 10^5$	0. 30
		せん断力 (N)	$1. 40 \times 10^4$	$8. 70 \times 10^4$	0. 17
		合成力	0. 12	1. 00	0. 12
アンカーボルト (付着力)	1. 0H+0. 4V (下向き)	引張力 (N)	$4. 00 \times 10^4$	$9. 70 \times 10^4$	0. 42
	0. 4H+1. 0V (下向き)	引張力 (N)	$2. 80 \times 10^4$	$9. 70 \times 10^4$	0. 29
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1. 0H+0. 4V (下向き)	せん断力 (N)	$1. 00 \times 10^4$	$1. 60 \times 10^5$	0. 07
	0. 4H+1. 0V (下向き)	せん断力 (N)	$1. 40 \times 10^4$	$1. 60 \times 10^5$	0. 09

表 7-3(2) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	1. 0H+0. 4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	156	382	0. 41
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	46	217	0. 22
		合成応力度	0. 17	1. 20	0. 15
	0. 4H+1. 0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	156	382	0. 41
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	217	0. 16
		合成応力度	0. 17	1. 20	0. 15
アンカーボルト	1. 0H+0. 4V (下向き)	引張力 (N)	$1. 59 \times 10^5$	$2. 47 \times 10^5$	0. 65
		せん断力 (N)	$3. 80 \times 10^4$	$8. 70 \times 10^4$	0. 44
		合成力	0. 47	1. 0	0. 47
	0. 4H+1. 0V (下向き)	引張力 (N)	$1. 12 \times 10^5$	$2. 47 \times 10^5$	0. 46
		せん断力 (N)	$5. 30 \times 10^4$	$8. 70 \times 10^4$	0. 61
		合成力	0. 38	1. 0	0. 38
アンカーボルト (付着力)	1. 0H+0. 4V (下向き)	引張力 (N)	$1. 15 \times 10^5$	$1. 74 \times 10^5$	0. 67
	0. 4H+1. 0V (下向き)	引張力 (N)	$8. 00 \times 10^4$	$1. 74 \times 10^5$	0. 46
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1. 0H+0. 4V (下向き)	せん断力 (N)	$4. 00 \times 10^4$	$1. 60 \times 10^5$	0. 25
	0. 4H+1. 0V (下向き)	せん断力 (N)	$5. 70 \times 10^4$	$1. 60 \times 10^5$	0. 36

7.2 断面力図等

(1) RC 壁 (張り出し部②)

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図 7-1~図 7-4 に示す。

1) 重畳時 (1.0H+0.4V)

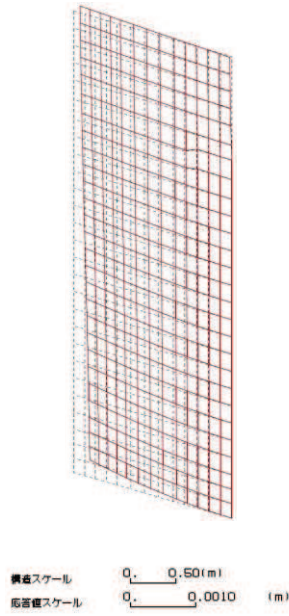


図 7-1(1) 変形図

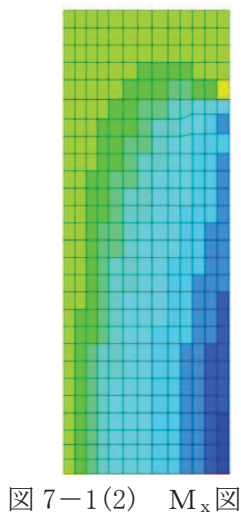


図 7-1(2)  $M_x$  図

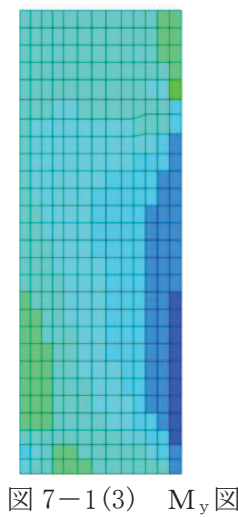
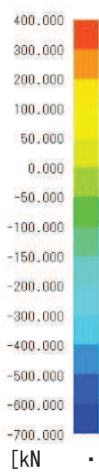
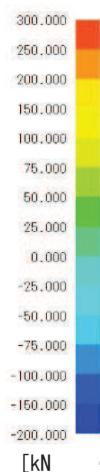


図 7-1(3)  $M_y$  図



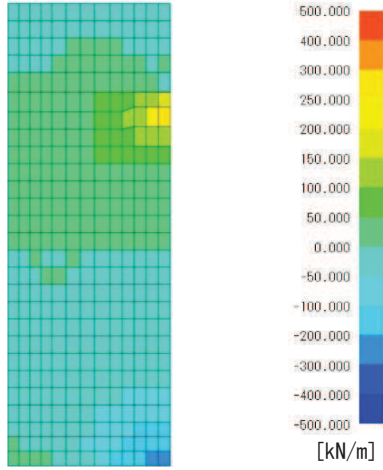


図 7-1(4)  $N_x$  図

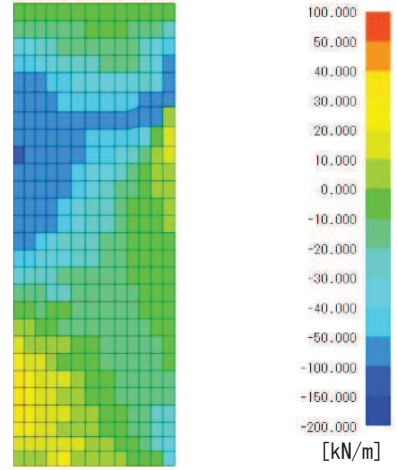


図 7-1(5)  $N_y$  図

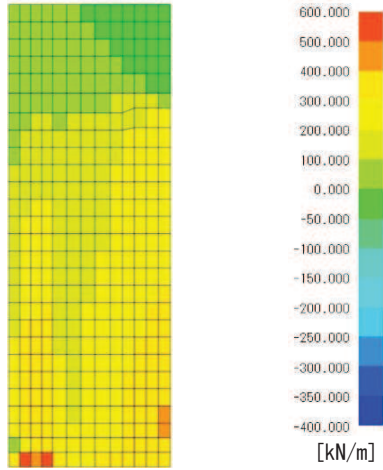


図 7-1(6)  $Q_x$  図

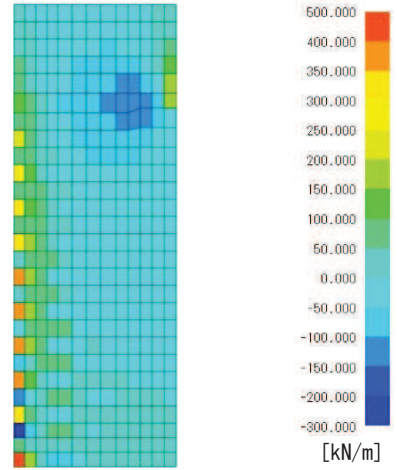


図 7-1(7)  $Q_y$  図

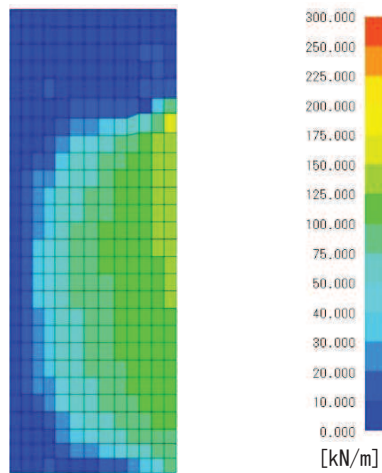
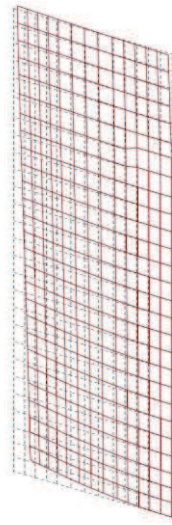


図 7-1(8)  $N_{xy}$  図

2) 重畳時 (0.4H+1.0V)



構造スケール 0.50 (m)  
応答値スケール 0.00050 (m)

図 7-2(1) 変形図

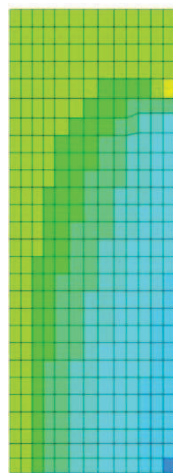


図 7-2(2) Mx 図

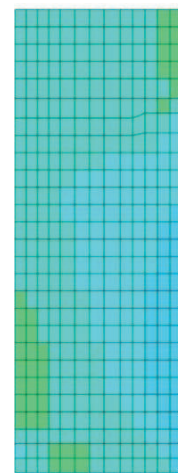
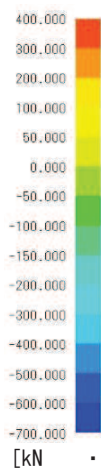
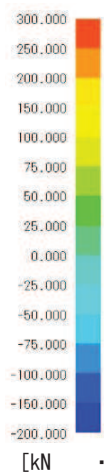


図 7-2(3) My 図





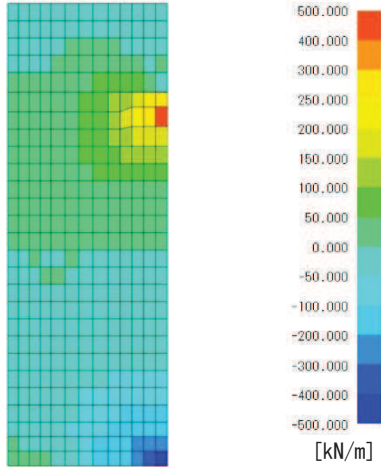


図 7-2 (4)  $N_x$  図

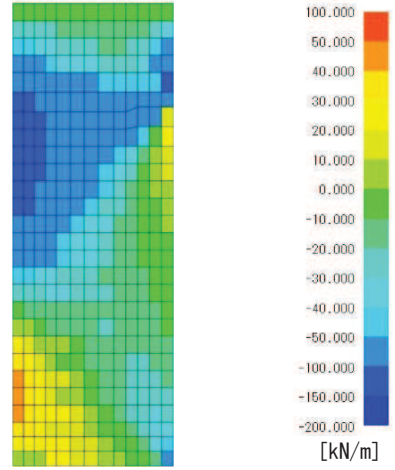


図 7-2 (5)  $N_y$  図

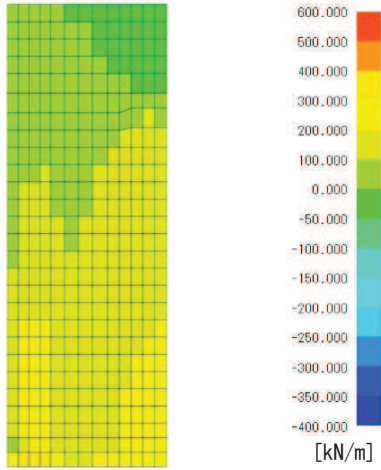


図 7-2 (6)  $Q_x$  図

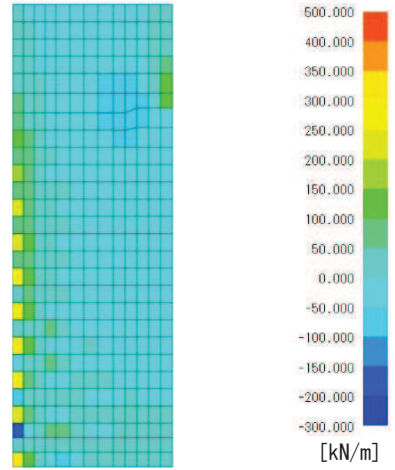


図 7-2 (7)  $Q_y$  図

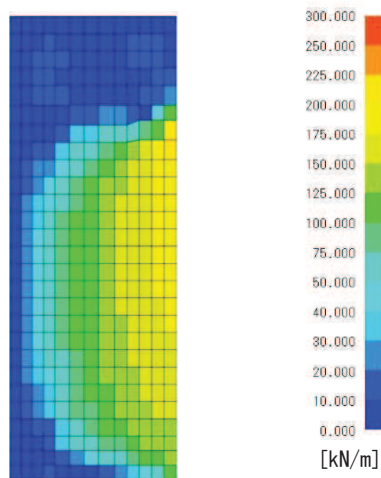


図 7-2 (6)  $N_{xy}$  図

(2) 鋼板（張り出し部②）

評価部位における断面力図及び RC 壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7.2-5～図 7.2-8 に示す。

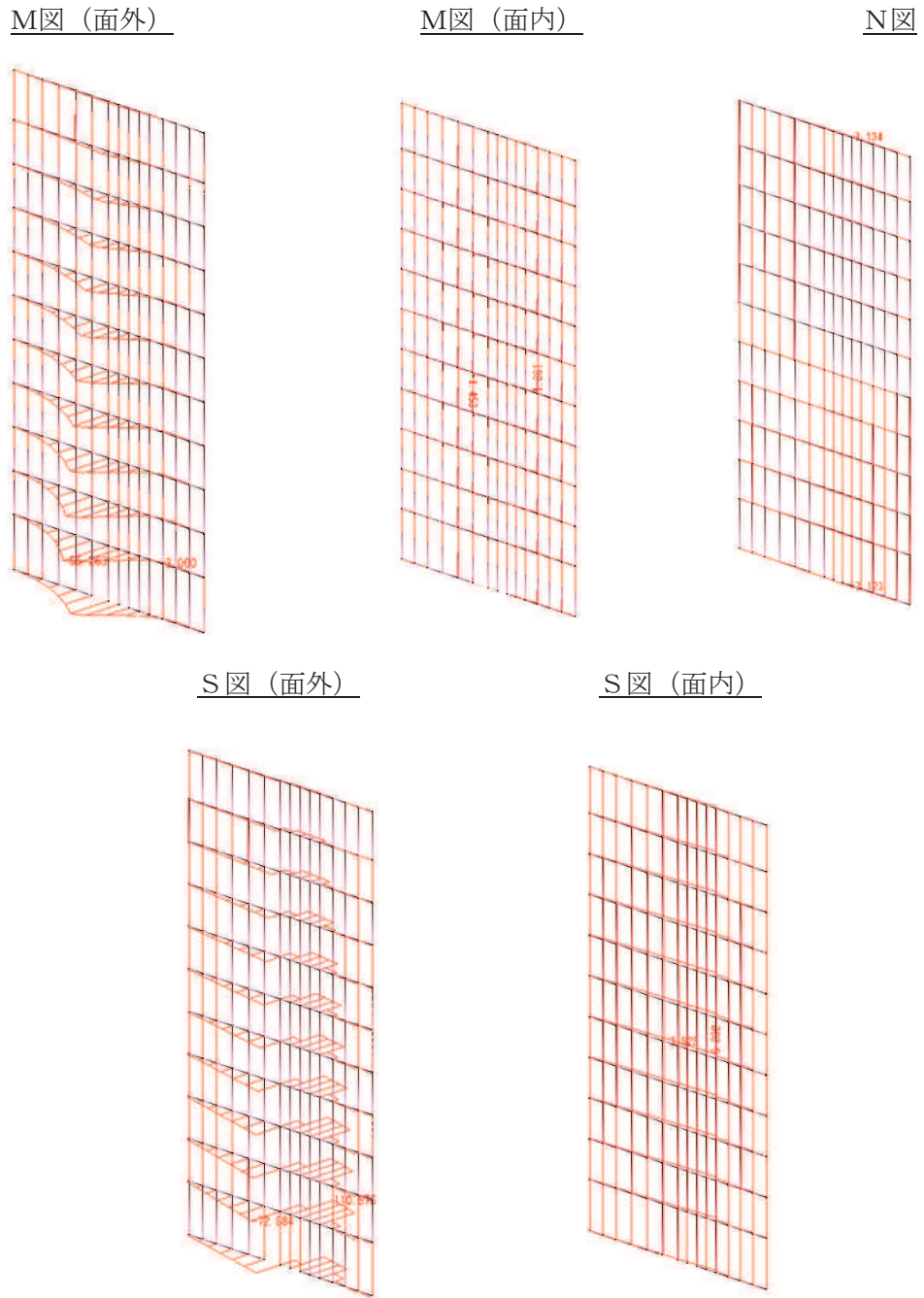


図 7-3(1) 断面力図（重畳時 1.0Sd 水平\_0.4Sd 鉛直）

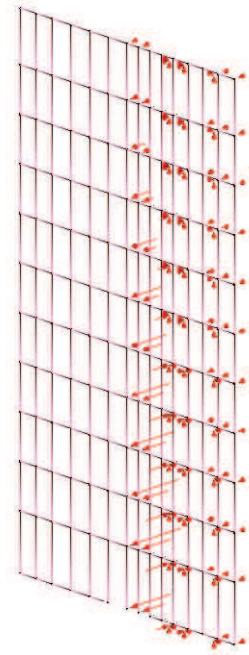
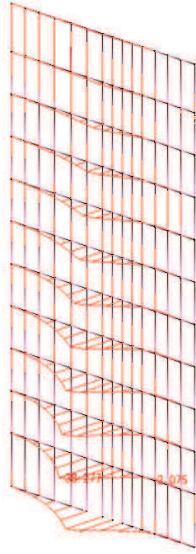


图 7-3(2) 反力图 (重叠時 1.0Sd 水平\_0.4Sd 鉛直)

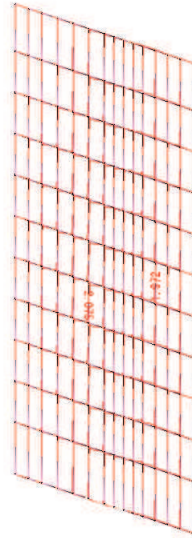


图 7-3(3) 変形图 (重叠時 1.0Sd 水平\_0.4Sd 鉛直)

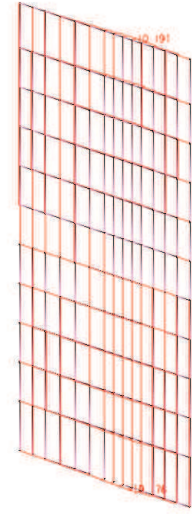
M図 (面外)



M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)

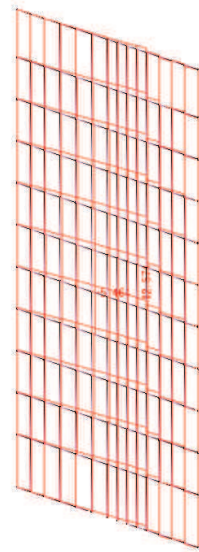


图 7-4(1) 断面力图 (重叠時 0.4Sd 水平\_-1.0Sd 鉛直)

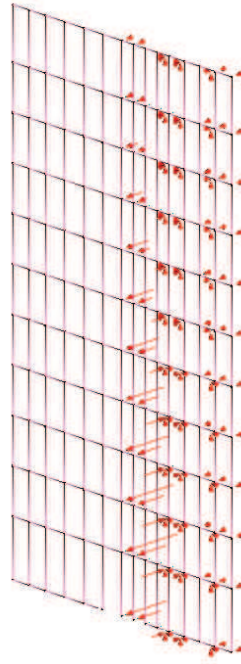


図 7-4(2) 反力図 (重畳時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)



図 7-4(3) 変形図 (重畳時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)

(3) RC壁（張り出し部④）

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図7-5～図7-6示す。

3) 重畳時（1.0H+0.4V）

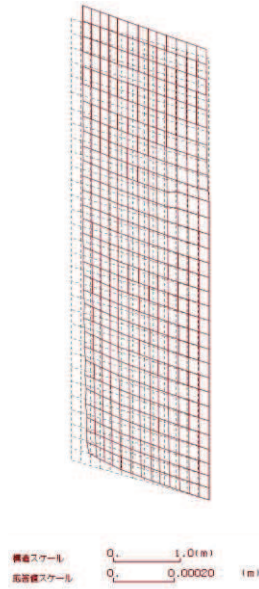


図7-5(1) 変形図

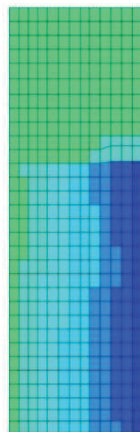


図7-5(2)  $M_x$ 図



[kN · m/m]

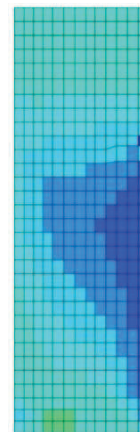
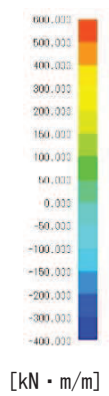


図7-5(3)  $M_y$ 図



[kN · m/m]

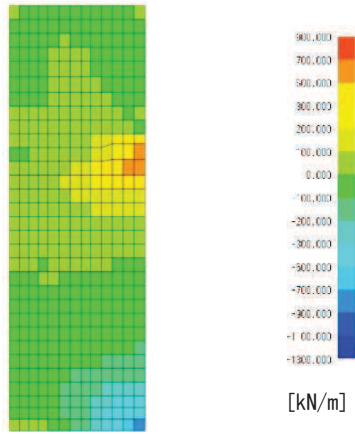


図 7-5(4)  $N_x$  図

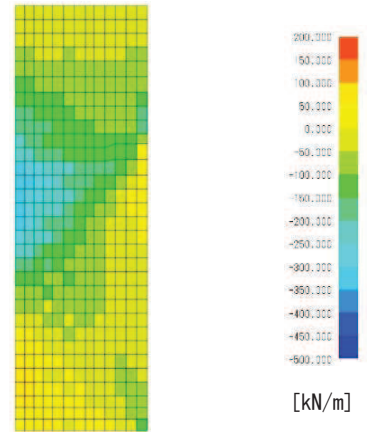


図 7-5(5)  $N_y$  図

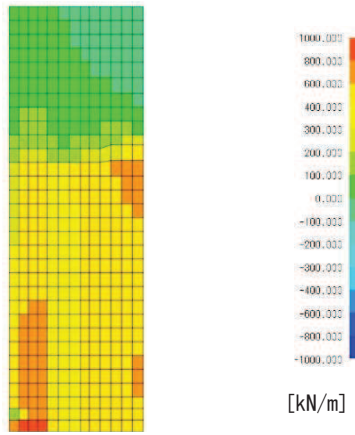


図 7-5(6)  $Q_x$  図

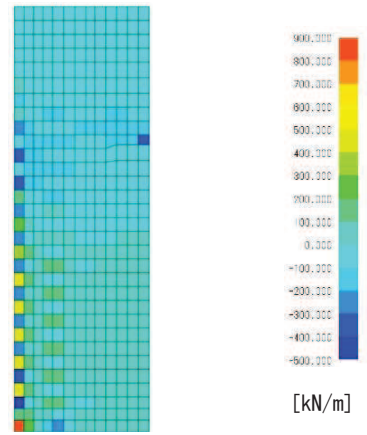


図 7-5(7)  $Q_y$  図

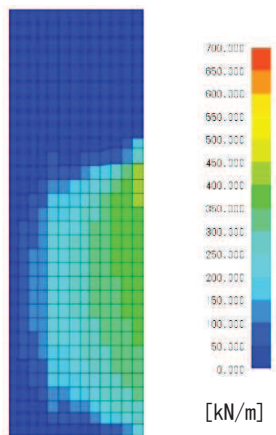


図 7-5(8)  $N_{x y}$  図

4) 重疊時 (0.4H+1.0V)

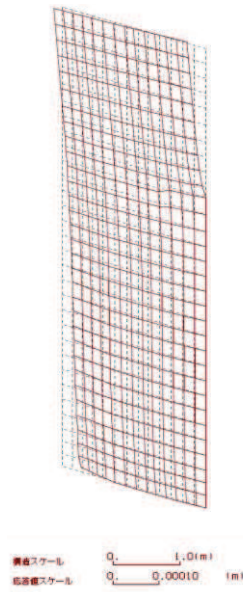
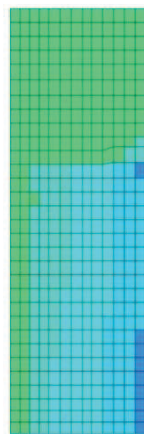
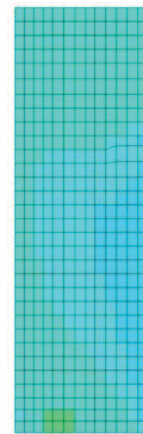


図 7-6(1) 変形図



[kN · m/m]

図 7-6(2)  $M_x$  図



[kN · m/m]

図 7-6(3)  $M_y$  図



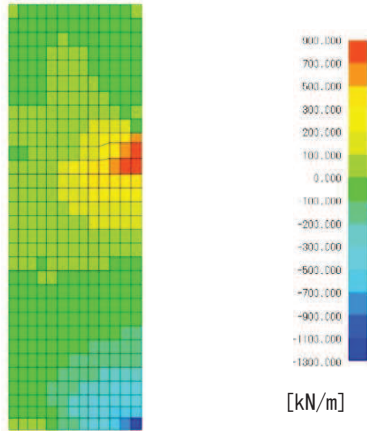


図 7-6(4)  $N_x$  図

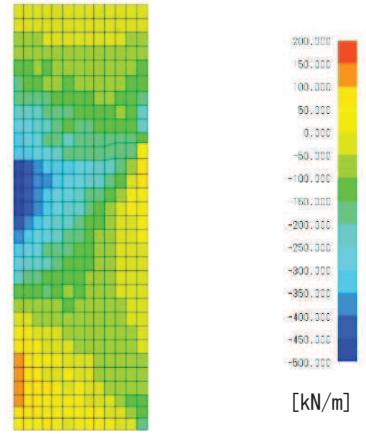


図 7-6(5)  $N_y$  図

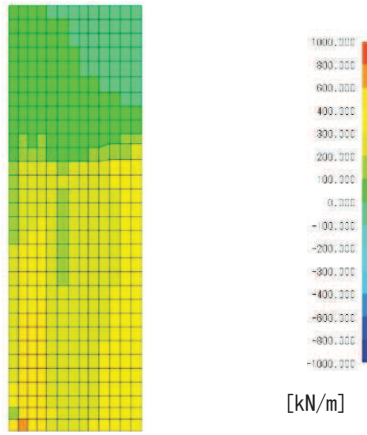


図 7-6(6)  $Q_x$  図

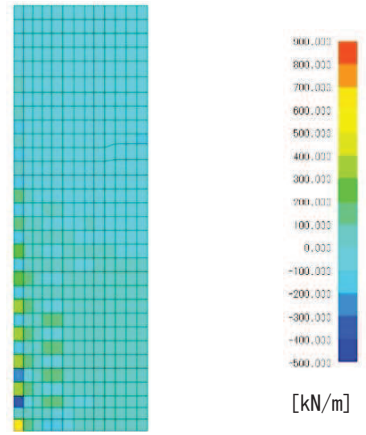


図 7-6(7)  $Q_y$  図

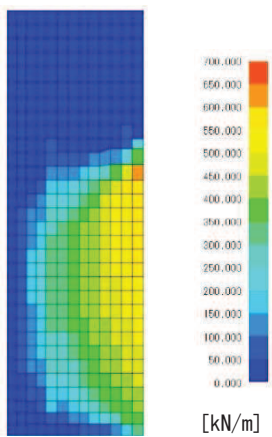


図 7-6(8)  $N_{xy}$  図

(4) 鋼板（張り出し部④）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-7～図7-8に示す。

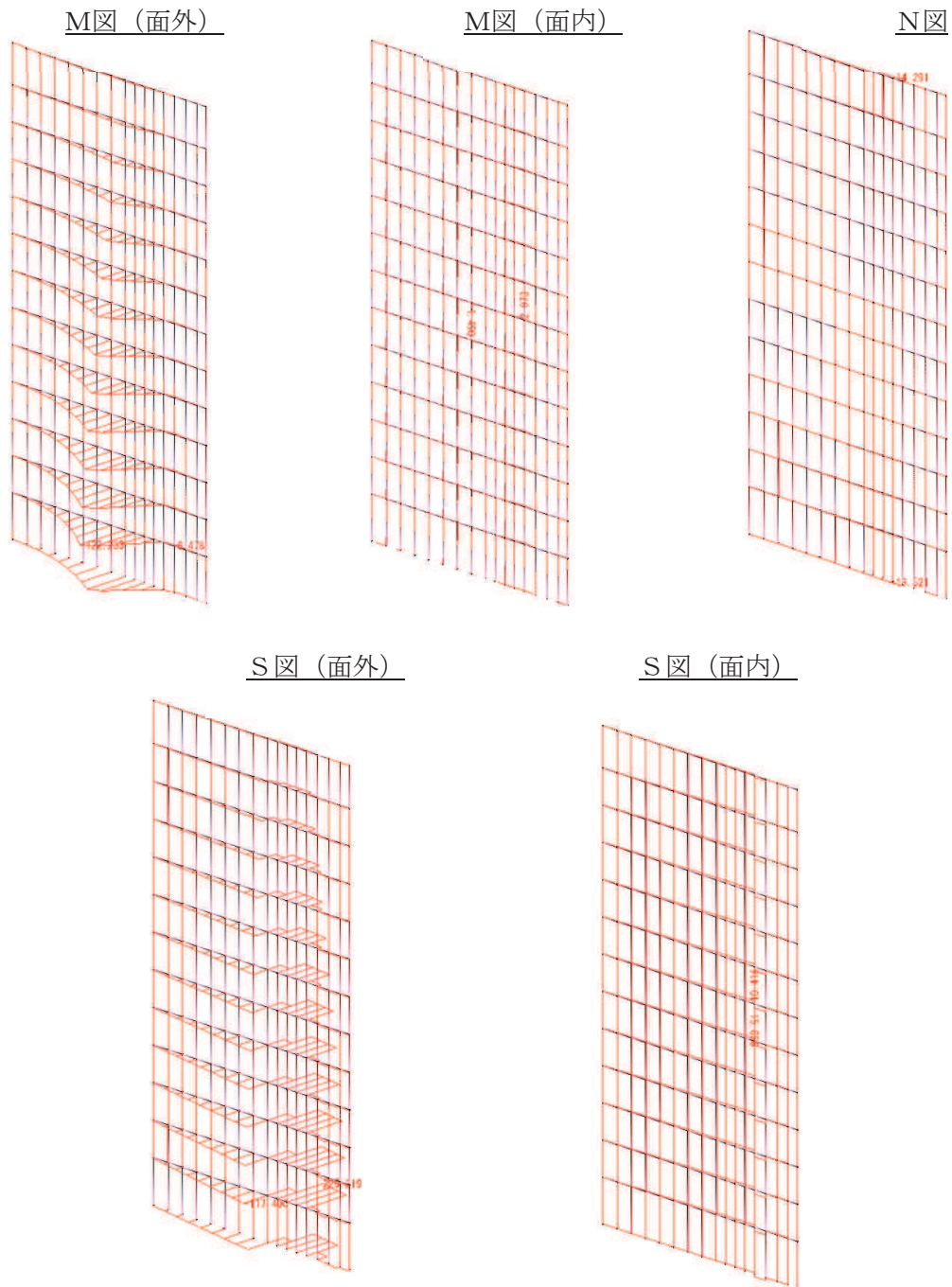


図7-7(1) 断面力図（重畳時 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 鉛直）

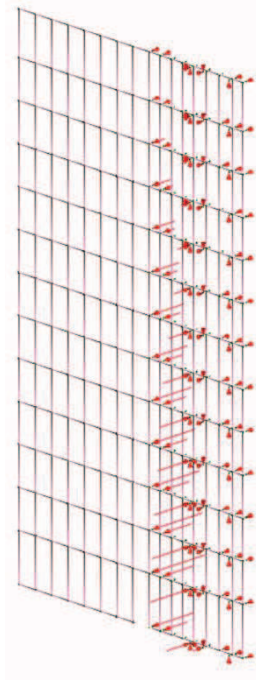


図 7-7(2) 反力図 (重疊時 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 鉛直)

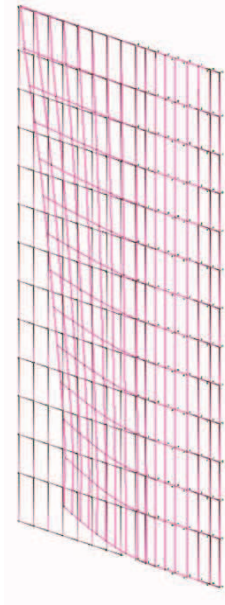


図 7-7(3) 変形図 (重疊時 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 鉛直)

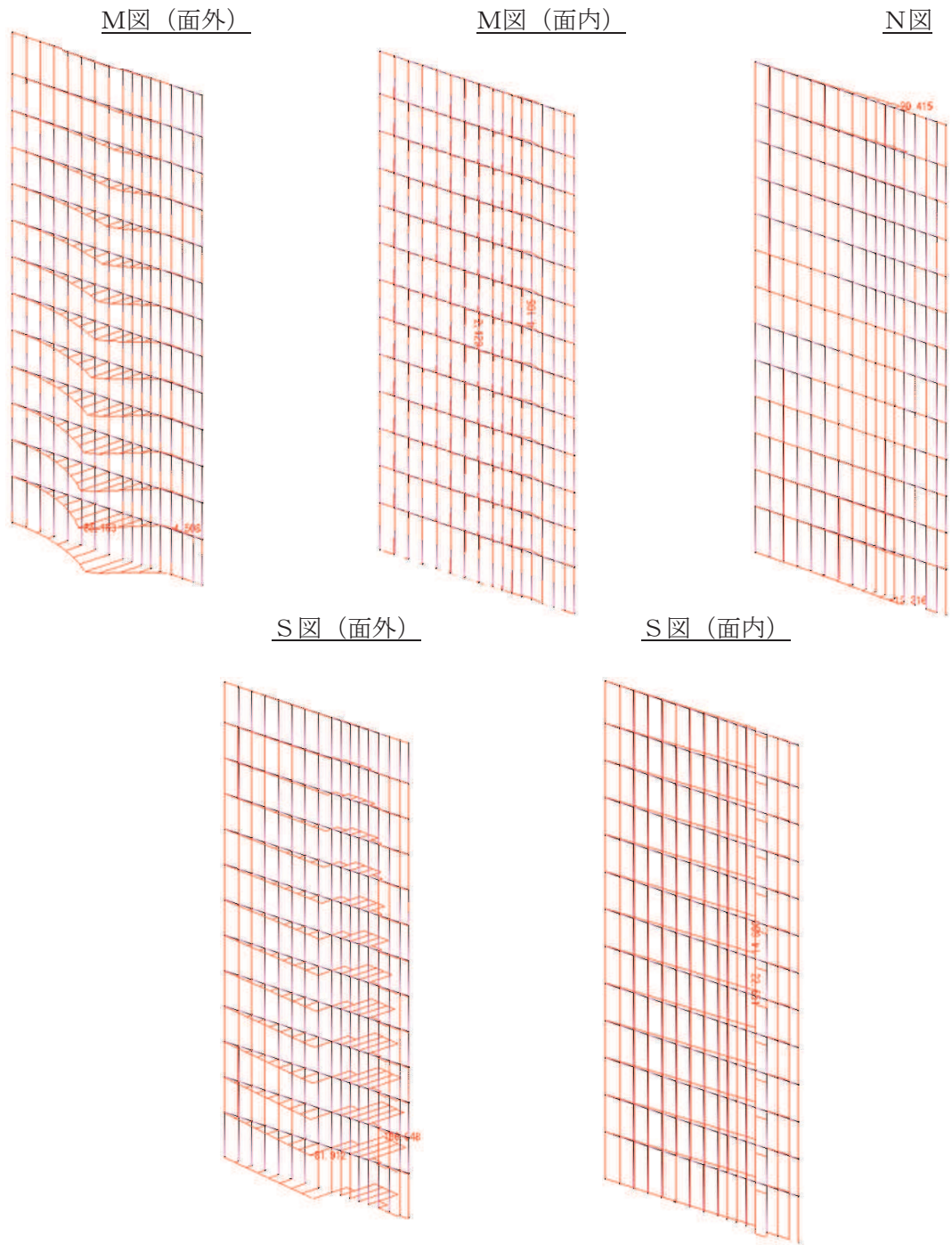


图 7-8(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平\_-1.0Sd 鉛直 ok)

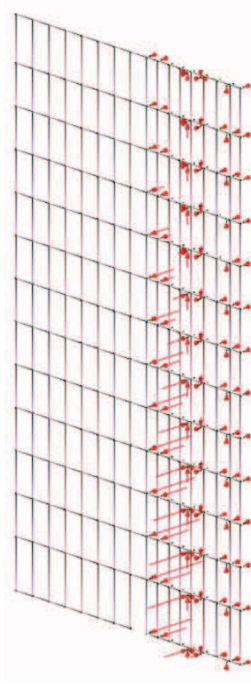


図 7-8(2) 反力図 (重畳時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)

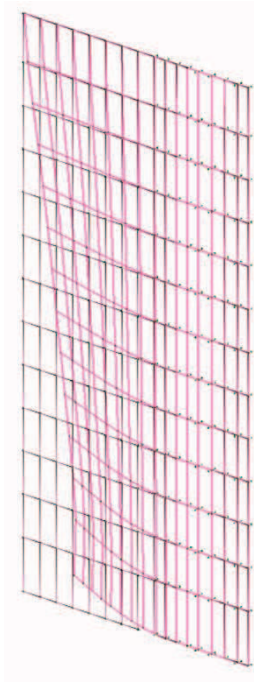


図 7-8(3) 変形図 (重畳時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)

## 7.2 背面補強工部

防潮堤背面補強工部RC壁部の評価結果を表7-4に示す。

発生応力度が許容限界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 7-4(1) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 2 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	$\sigma_c$	0.9	16.5	0.06	
			$\sigma_s$	26	294	0.09	
		0.4H+1.0V (下向き)	$\sigma_c$	0.3	16.5	0.02	
			$\sigma_s$	1	294	0.01	
		1.0H-0.4V (上向き)	$\sigma_c$	0.9	16.5	0.06	
			$\sigma_s$	35	294	0.12	
		0.4H-1.0V (上向き)	$\sigma_c$	0.4	16.5	0.03	
			$\sigma_s$	19	294	0.07	
	面外 せん断力	1.0H+0.4V (下向き)	$\tau$	0.12	0.75	0.16	
			0.4H+1.0V (下向き)	$\tau$	0.05	0.75	0.07
				1.0H-0.4V (上向き)	$\tau$	0.12	0.75
			0.4H-1.0V (上向き)		$\tau$	0.05	0.75

表 7-4(2) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 3 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	$\sigma_c$	2.9	16.5	0.18
			$\sigma_s$	89	294	0.31
		0.4H+1.0V (下向き)	$\sigma_c$	1.3	16.5	0.08
			$\sigma_s$	22	294	0.08
		1.0H-0.4V (上向き)	$\sigma_c$	2.9	16.5	0.18
			$\sigma_s$	103	294	0.36
	0.4H-1.0V (上向き)	$\sigma_c$	1.3	16.5	0.08	
		$\sigma_s$	56	294	0.20	
	面外 せん断力	1.0H+0.4V (下向き)	$\tau$	0.26	0.75	0.35
			$\tau$	0.15	0.75	0.20
		0.4H+1.0V (下向き)	$\tau$	0.15	0.75	0.20
			$\tau$	0.26	0.75	0.35
1.0H-0.4V (上向き)	$\tau$	0.26	0.75	0.35		
	$\tau$	0.15	0.75	0.20		
0.4H-1.0V (上向き)	$\tau$	0.15	0.75	0.20		
	$\tau$	0.26	0.75	0.35		

(別紙 2) 遮水鋼板の強度について

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	7
3. 評価対象	8
4. 荷重及び荷重の組合せ	9
5. 評価方法及び材料諸元	16
5.1 鋼板	16
5.2 アンカーボルト	25
6. 評価結果	32
6.1 評価結果	32
6.2 断面力図等	33



## 1. 概要

第2号機放水立坑及び第3号機放水立坑の防潮壁下部を横断するトレンチについては、杭基礎構造防潮壁に一体化させた遮水鋼板（以下、遮水鋼板という。）により、止水性を確保する方針としている。

ここで、防潮壁下部を横断するトレンチは、防潮壁フーチング間に位置するため、遮水鋼板については相対変位への影響を踏まえ、独立した2枚の鋼板をそれぞれのフーチングに支持を取り、止水ジョイントを介して接合する構造とする。なお、止水ジョイントは防潮壁間と同一ラインとする。

なお、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、遮水鋼板の構造強度について示すものとし、配管等貫通部の概要及び貫通部の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」なお、遮水鋼板③・④は、「VI-2-10-2-3-2 杭基礎防潮壁 鋼製遮水壁(鋼桁)の耐震性についての計算書別紙1 鋼矢板の耐震性について」に示す鋼桁5,6の鋼矢板と一体構造として評価しているため、遮水鋼板の構造強度評価については遮水鋼板①・②を評価対象とする。

遮水鋼板の設置位置を図1-1に、構造図を図1-2～図1-5に、遮水鋼板設置位置周辺の地質分布を図1-6に示す。

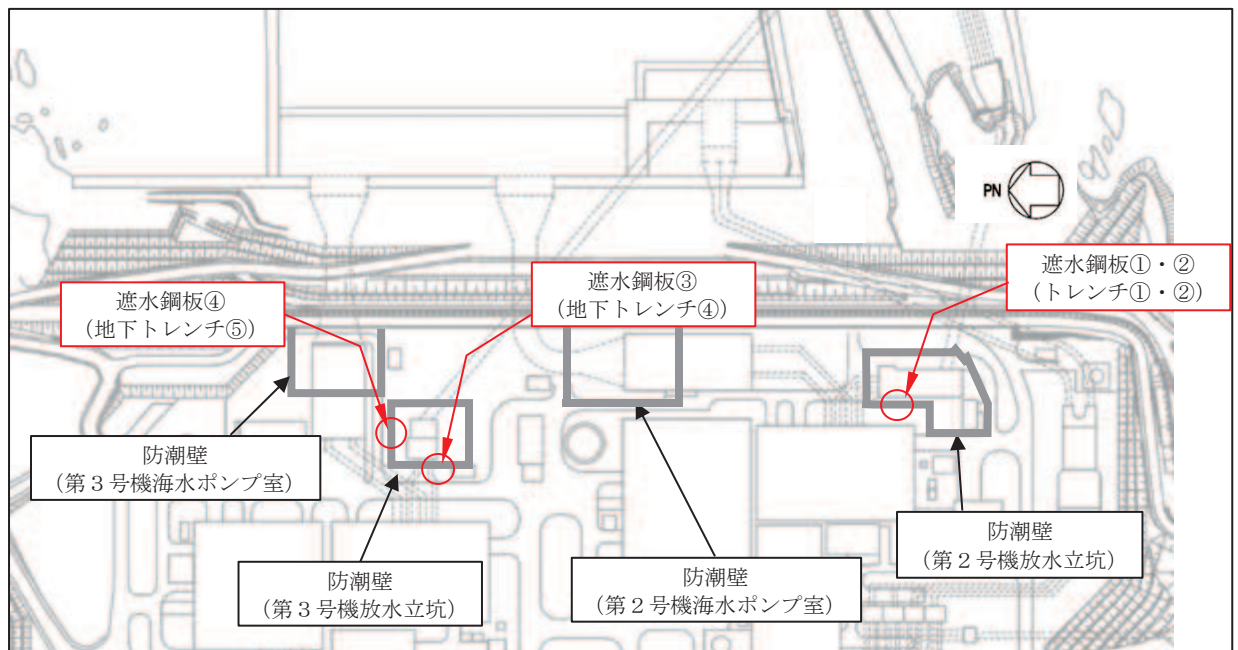
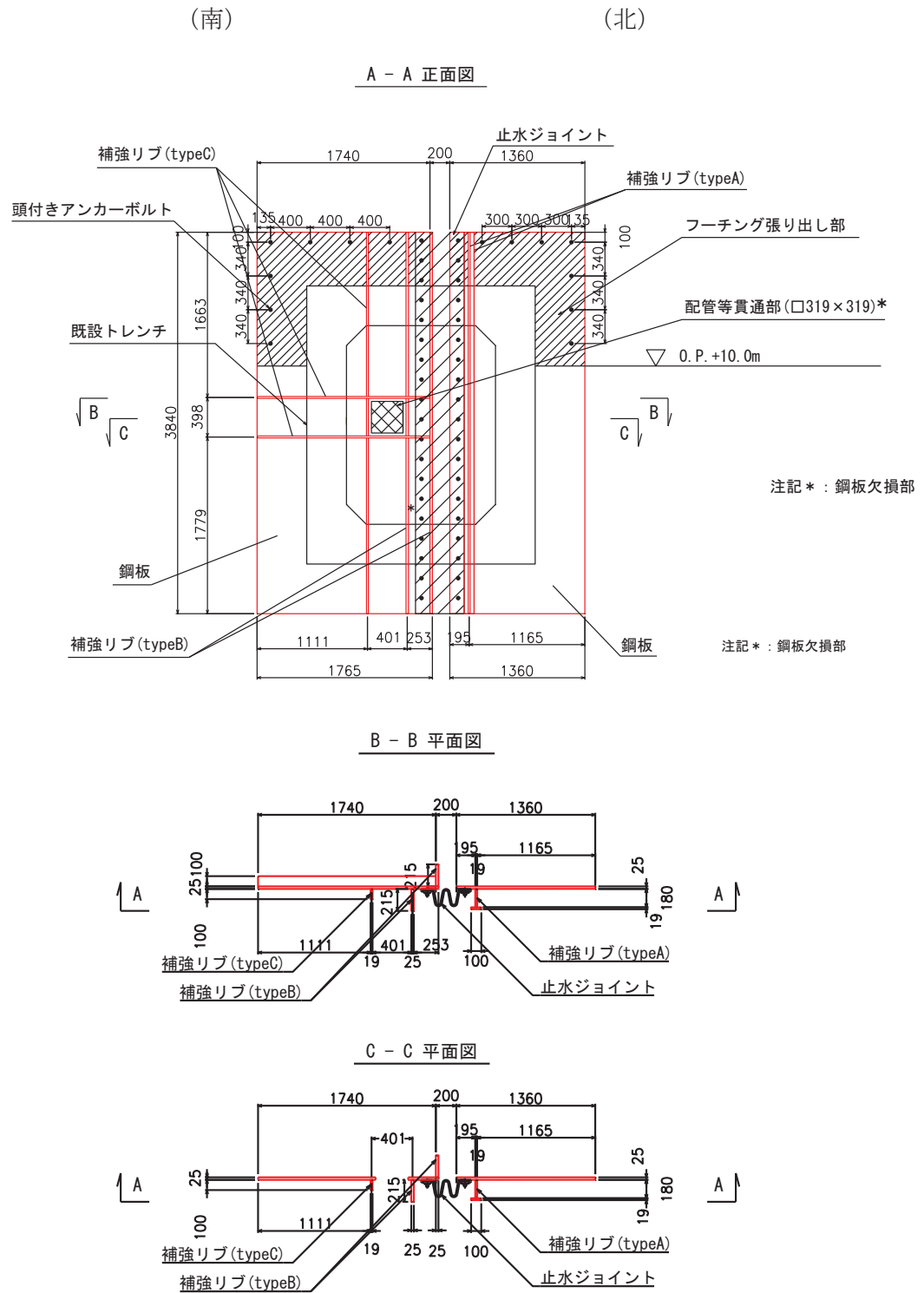
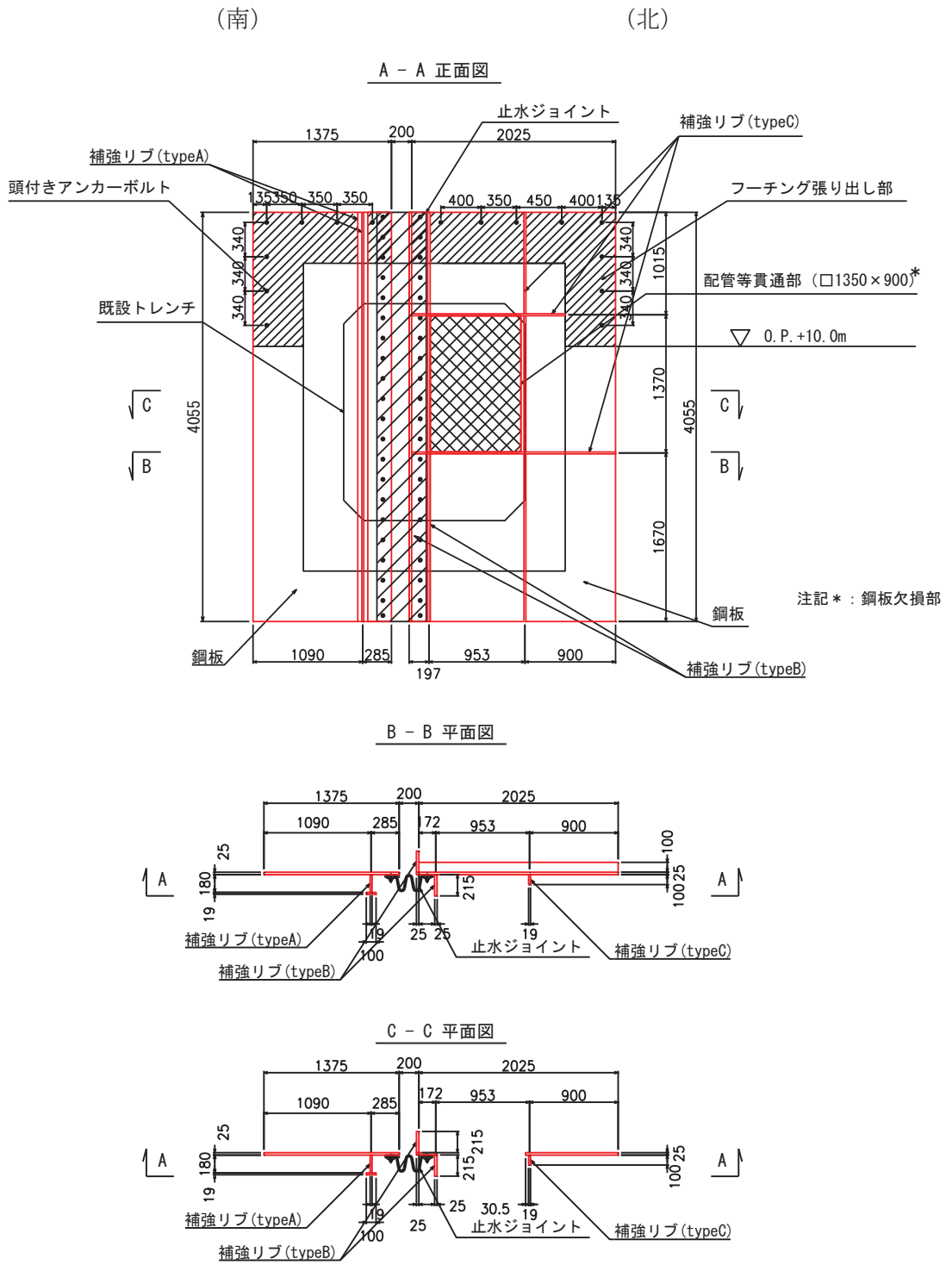


図1-1 遮水鋼板（トレンチ横断面）の配置図



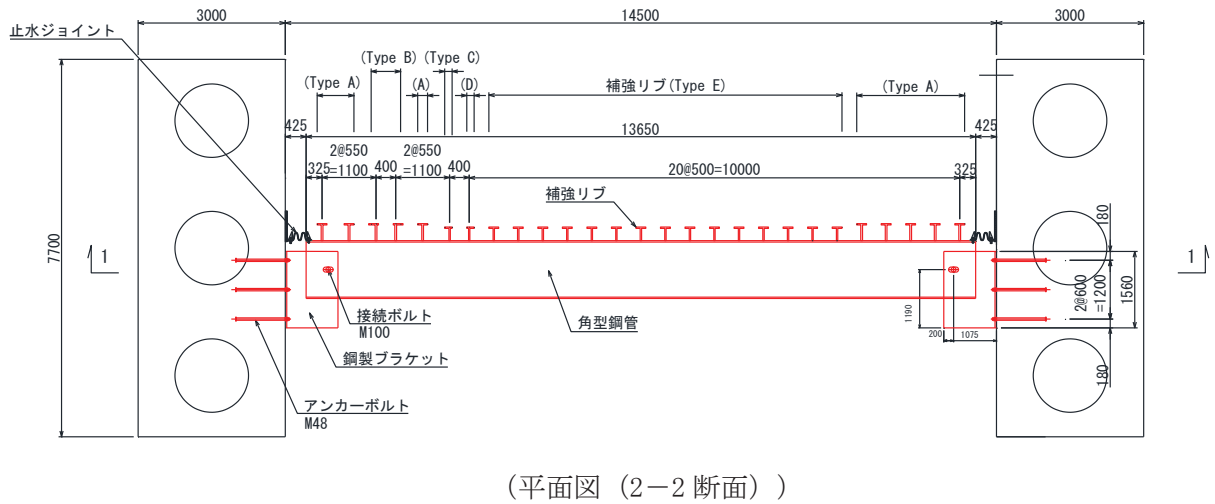
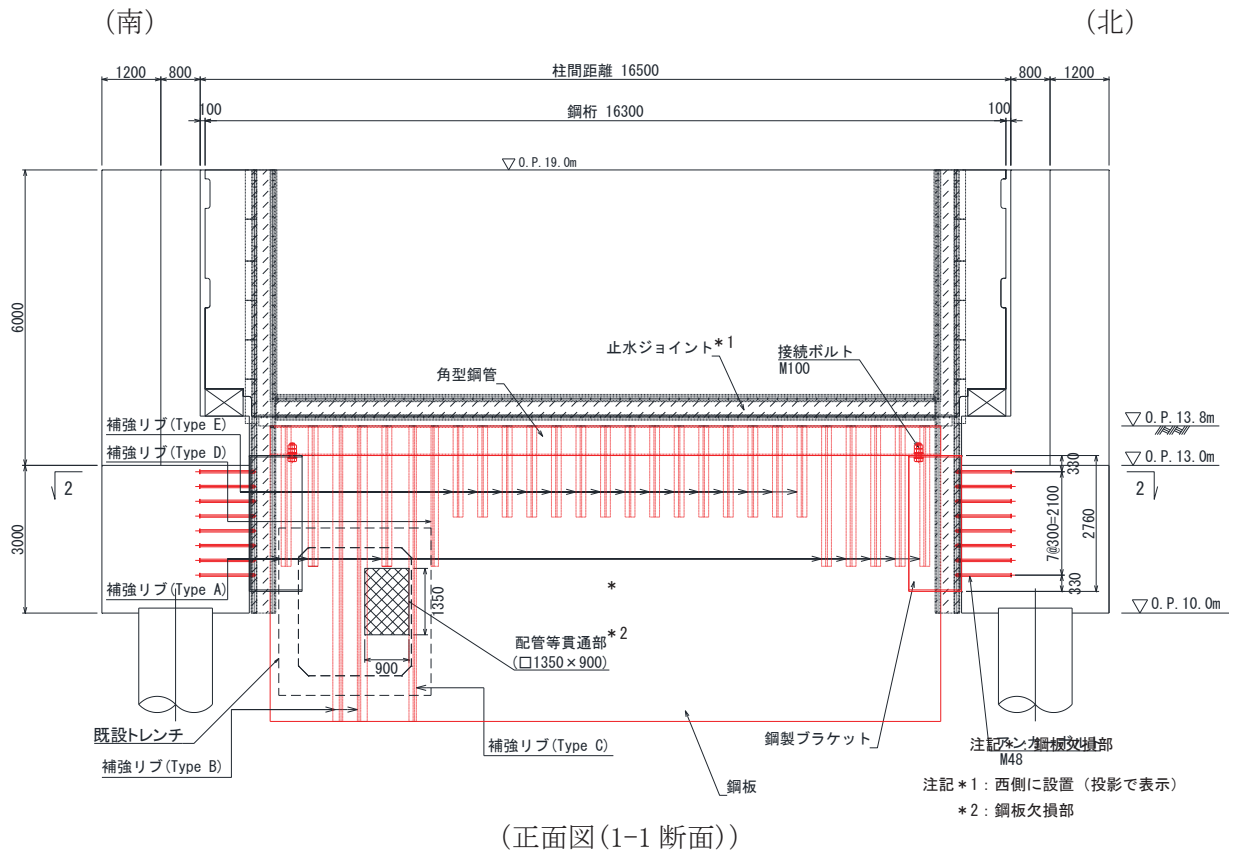
遮水鋼板①	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ(typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ(typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ(typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

図 1-2 遮水鋼板①の構造図



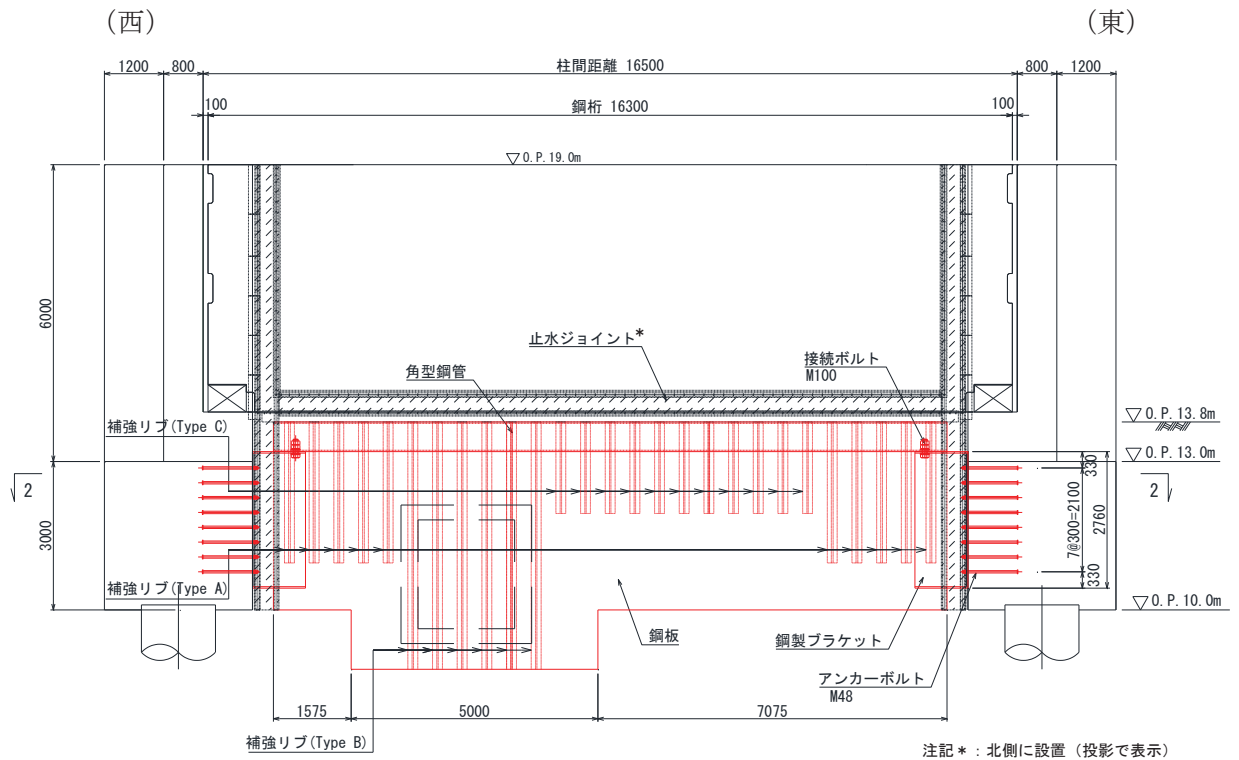
遮水鋼板②	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ (typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ (typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ (typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

図 1-3 遮水鋼板②の構造図

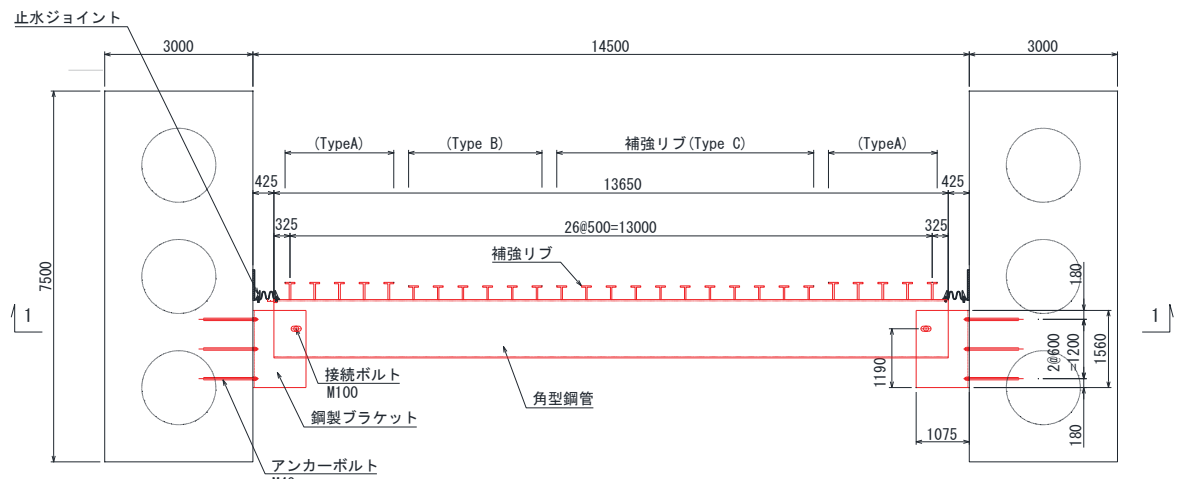


鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeD)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeE)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット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

図 1-4 遮水鋼板③の構造図  
(鋼矢板：鋼桁 5 と一体構造)



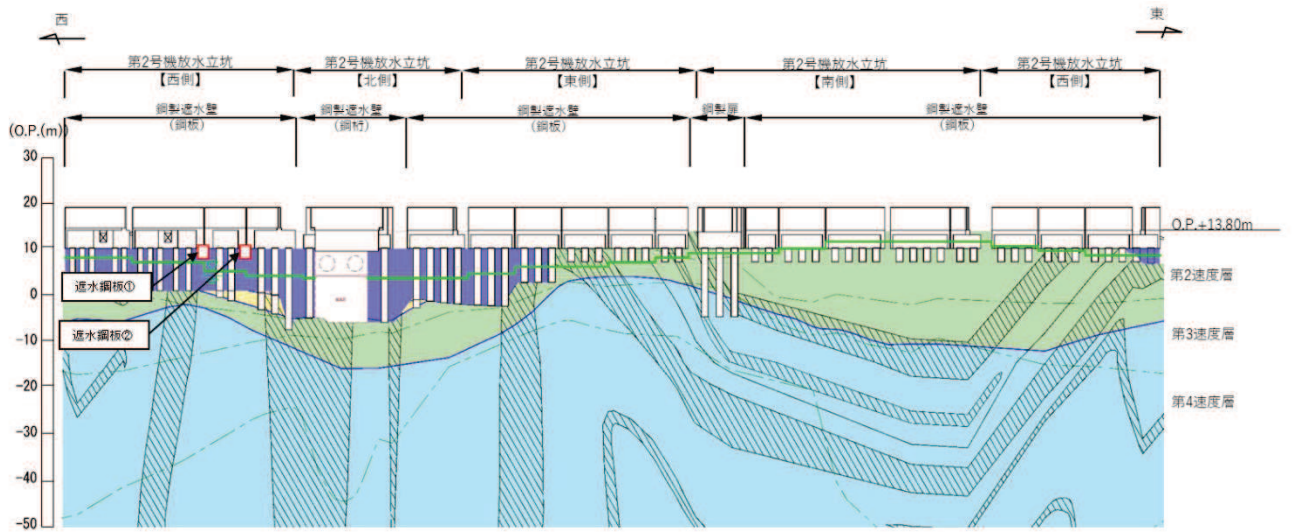
(正面図(1-1 断面))



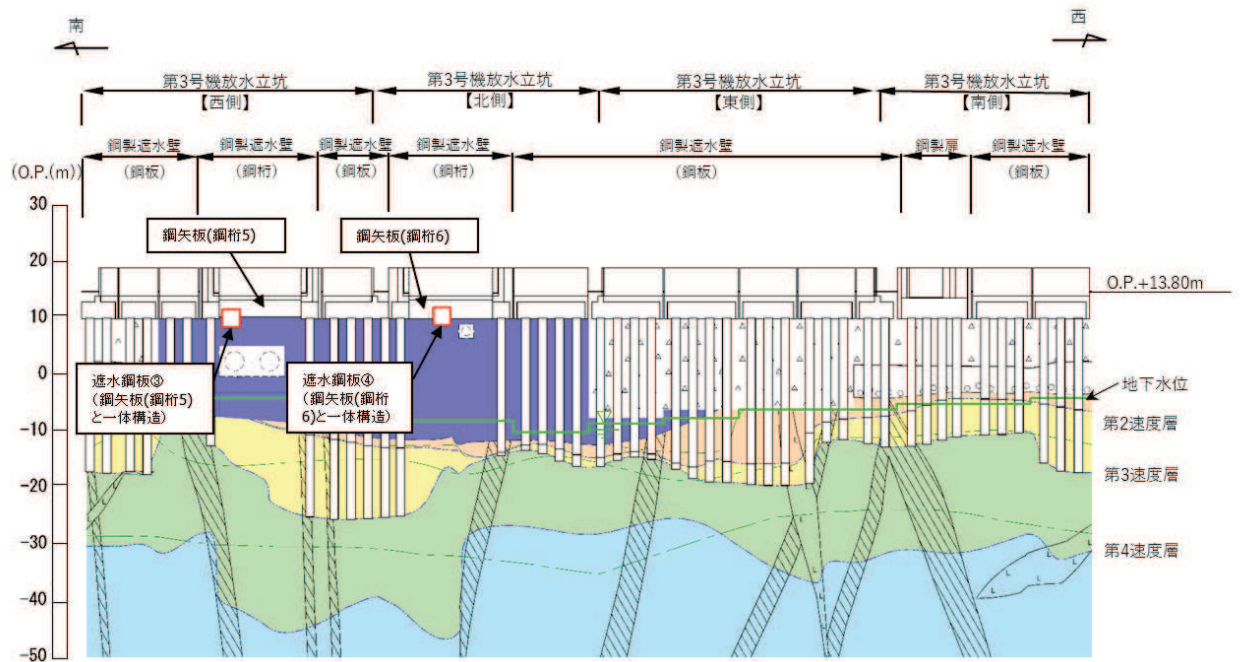
(平面図(2-2 断面))

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
補強リブ (TypeC)	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

図 1-5 遮水鋼板④の構造図  
(鋼矢板 : 鋼桁 6 と一体構造)



(第 2 号機放水立坑)



(第 3 号機放水立坑)

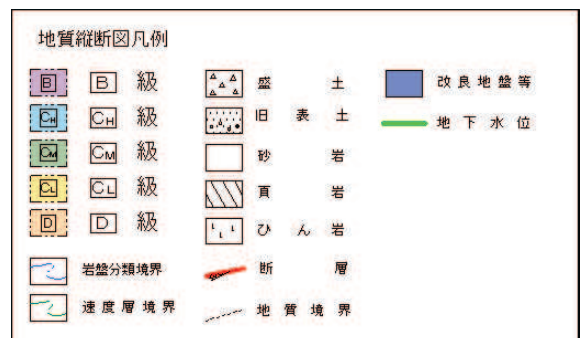


図 1-6 遮水鋼板設置位置周辺の地質分布

2. 評価方針

遮水鋼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、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

遮水鋼板の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 遮水鋼板の評価項目

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
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

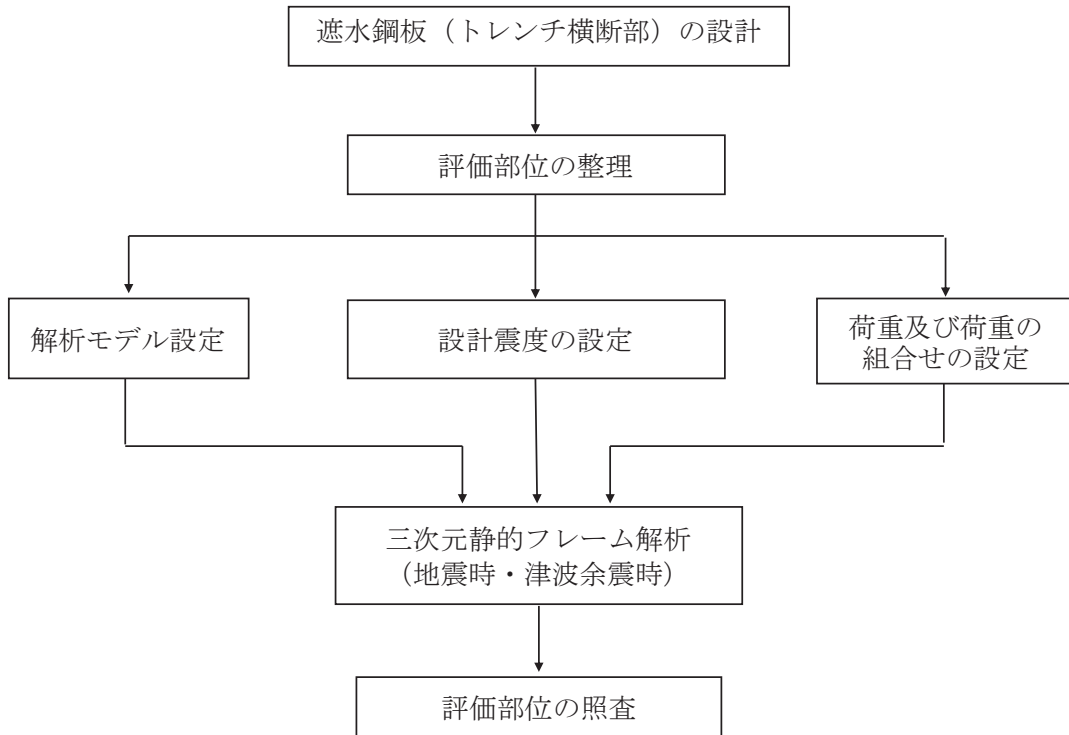


図 2-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価フロー

### 3. 評価対象

遮水鋼板①・②は、いずれも設置位置が近接し材料諸元についても同様であるが、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における加速度応答を用い、重畳時に作用する荷重について算定し、断面力が大きくなる方を評価対象として選定する。

表 3-1 に評価対象の諸元を、表 3-2 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遮水鋼板②の鋼矢板を評価対象に選定する。

なお、鋼板の開口寸法については、図 1-2、図 1-3 に示すとおり、遮水鋼板①は 378.5mm×378.5mm、遮水鋼板②は 930.5mm×1350mm となっており、開口部の大きさに応じ開口周りの部材で分担する荷重が大きくなるため、遮水鋼板②の方が、開口寸法が小さい遮水鋼板①より、構造的特徴の観点からも代表性を有していると判断できる。また、トレンチ寸法についても、水圧の受圧面及び鋼板の支持範囲に影響するが、遮水鋼板①・②間でトレンチの大きさは同程度であり有意な差は無いため、代表性には影響しない。

表 3-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	応答震度	鋼板幅 (mm)	鋼板高さ (mm)
		重畳時		
遮水鋼板①	O. P. +17.9m (第2号機放水立坑)	0.7	3300	3840
遮水鋼板②		0.9	3600	4055

表 3-2 作用荷重の整理\*

断面	総荷重	単位幅あたりの荷重
	重畳時作用荷重合計 (kN)	重畳時作用荷重合計 (kN/m)
遮水鋼板①	469	270
遮水鋼板②	708	350

注記\* 津波荷重と余震時主働土圧の合計



#### 4. 荷重及び荷重の組合せ

##### 4.1 荷重の設定

遮水鋼板（トレンチ横断部）の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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（防潮壁の内→外方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、鋼板自重を考慮する。

##### (2) 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 0.P. +17.9m（第2号機放水立坑における入力津波水位 0.P. +17.4m による浸水高さに+0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。

##### (3) 余震荷重（ $K_{S_d}$ ）

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

##### a. 余震による地震力

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。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

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

地震力の算出に用いる設計震度  $K_{HS_d}$  及び  $K_{VS_d}$  については、「5.3 設計用地震力」に示す。

#### 4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に、荷重の概念図を図 4-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 4-2 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、主たる荷重は津波荷重となり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。

表 4-1(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_h + K_{sd}$

G : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{sd}$  : 余震荷重

表 4-1(2) 荷重の組合せ (重畳時)

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。
		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		—	地中部のため考慮しない。
	風荷重		—	地中部のため考慮しない。
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。

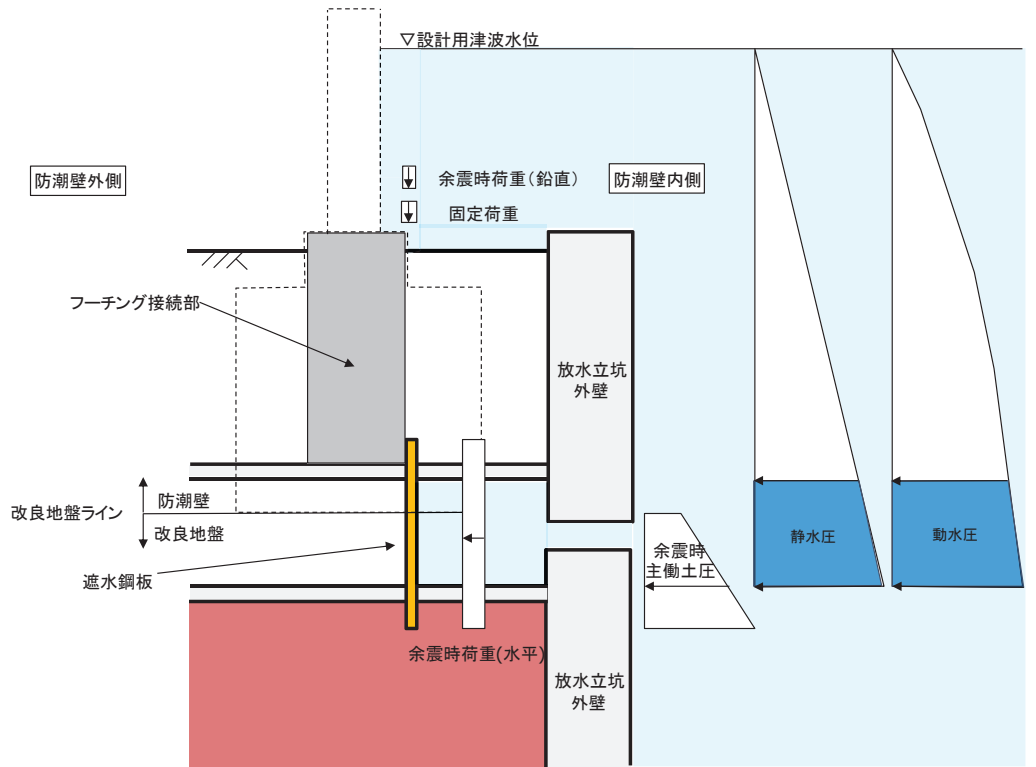


図 4-1 荷重の概念図（重畳時）

表 4-2 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向*	
	内→外	外→内
重畳時	○ (+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>dH</sub>：水平方向余震荷重

S<sub>dV</sub>：鉛直方向余震荷重

#### 4.3 設計用地震力

設計震度は、遮水鋼板②を支持する防潮壁（フーチング）の鋼製遮水壁（鋼板断面⑤）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する当該位置の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（鋼板）は、概ね左右対称な構造であり、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられることから、弾性設計用地震動 S d - D 2 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4-3に示す。

鋼製遮水壁（鋼板断面⑤）の加速度応答の算定は「VI-3-別添3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」に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。

フーチング震度抽出モデルを図4-2に、地震応答解析の実施個所を図4-3に、地震応答解析の結果を表4-4に、設定した設計震度を表4-5に示す。

表 4-3 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 d - D 2    ++	○	○	○	○

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

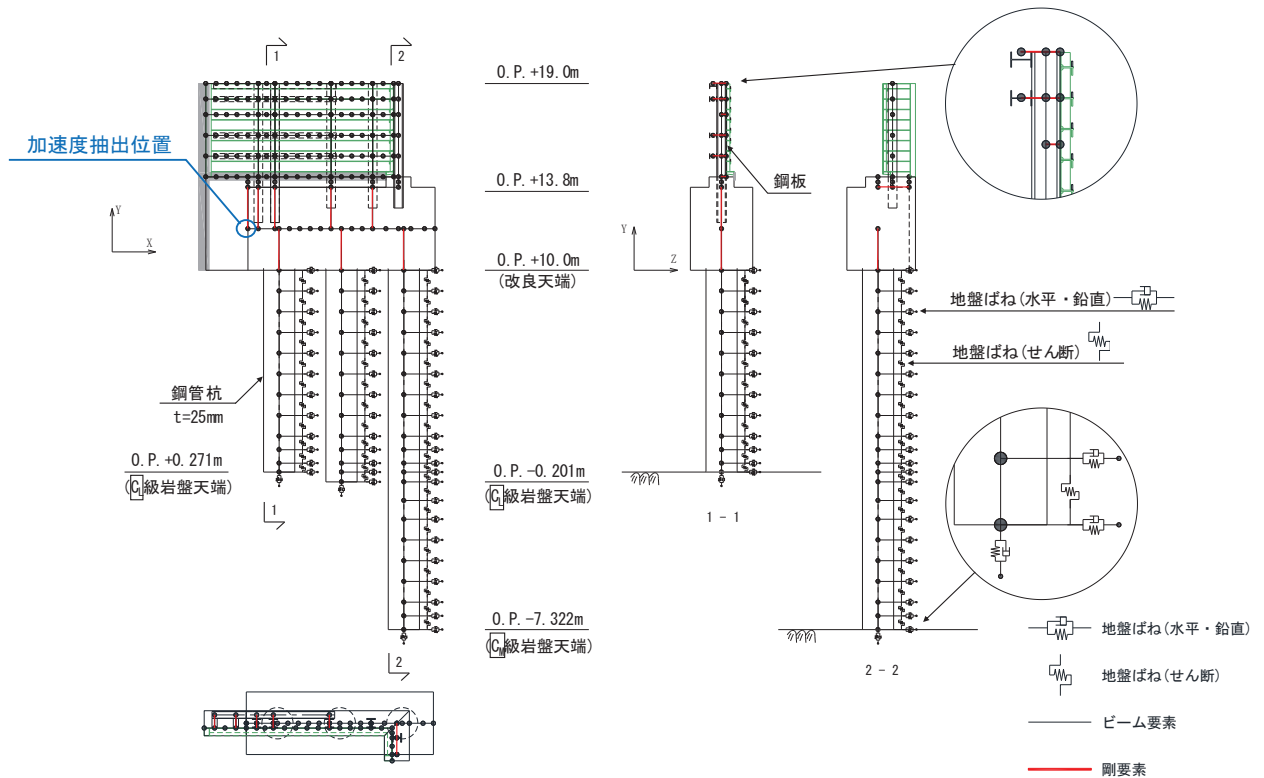
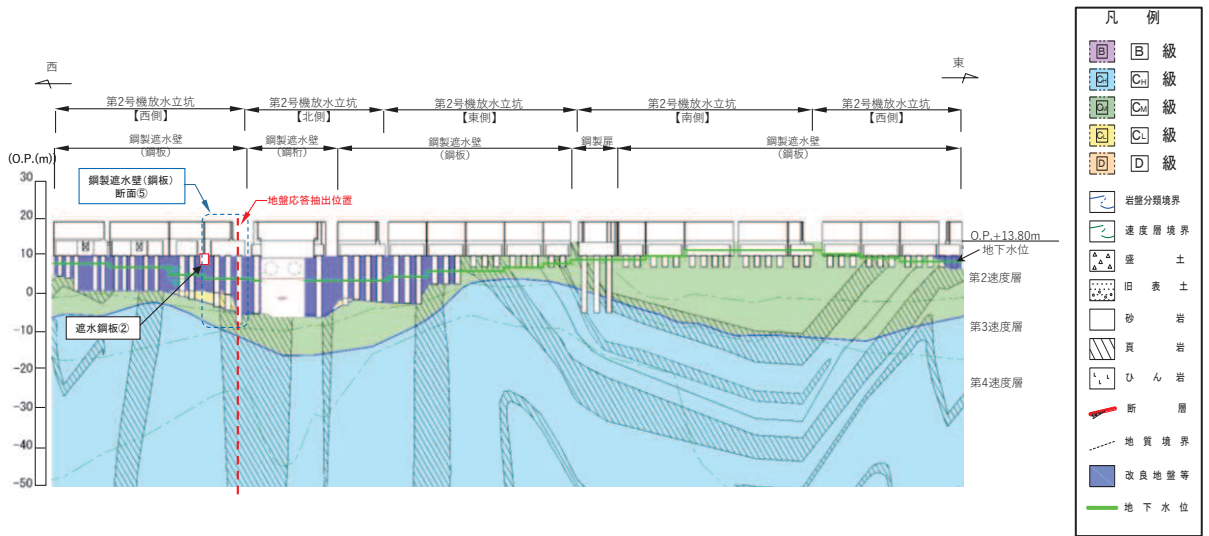
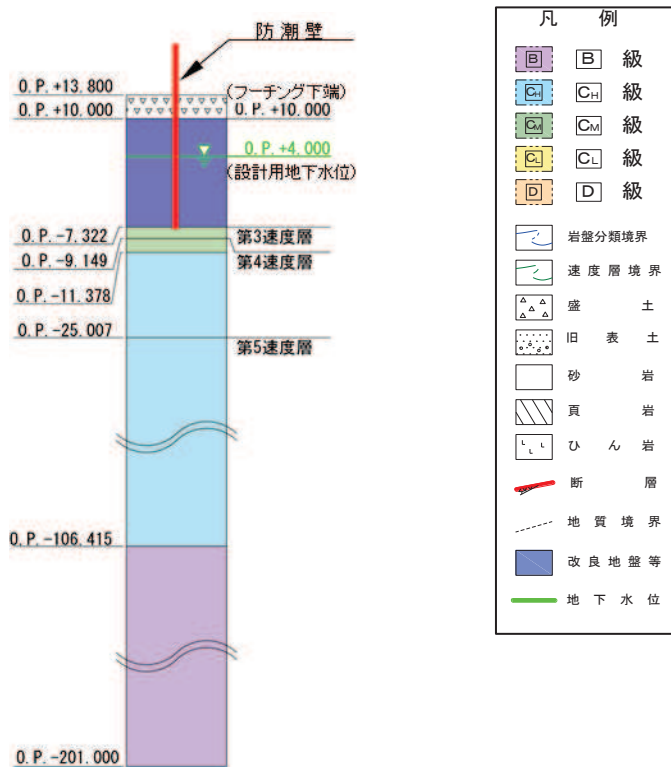


図 4-2 フーチング震度抽出モデル  
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑤)



(地盤応答抽出モデル位置)



(地質モデル図)

図 4-3 地盤応答抽出用モデル

表 4-4 地震応答解析結果

加速度抽出位置	最大応答加速度（重畳時）*	
	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )
フーチング	<u>864</u> (Sd-D2, ケース③)	437 (Sd-D2, ケース③)
地盤	563 (Sd-D2, ケース③)	<u>563</u> (Sd-D2, ケース③)

注記\*：下線部はフーチングと地盤の加速度の大きい方の値を示す。

表 4-5 設計震度

部位	地震動	解析ケース	抽出位置 (m)	設計震度*	
				(最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
重畳時	S d - D 2	ケース③	0. P. +12. 0m (フーチング中央部)	水平方向K <sub>H</sub>	1. 0 (864)
	S d - D 2	ケース③	0. P. +13. 8m (地表面)	鉛直方向K <sub>V</sub>	1. 0 (563)

注記\*：設計震度は最大応答加速度/980. 665cm/s<sup>2</sup>より設定。

## 5. 評価方法及び材料諸元

### 5.1 鋼板

#### (1) 解析モデル

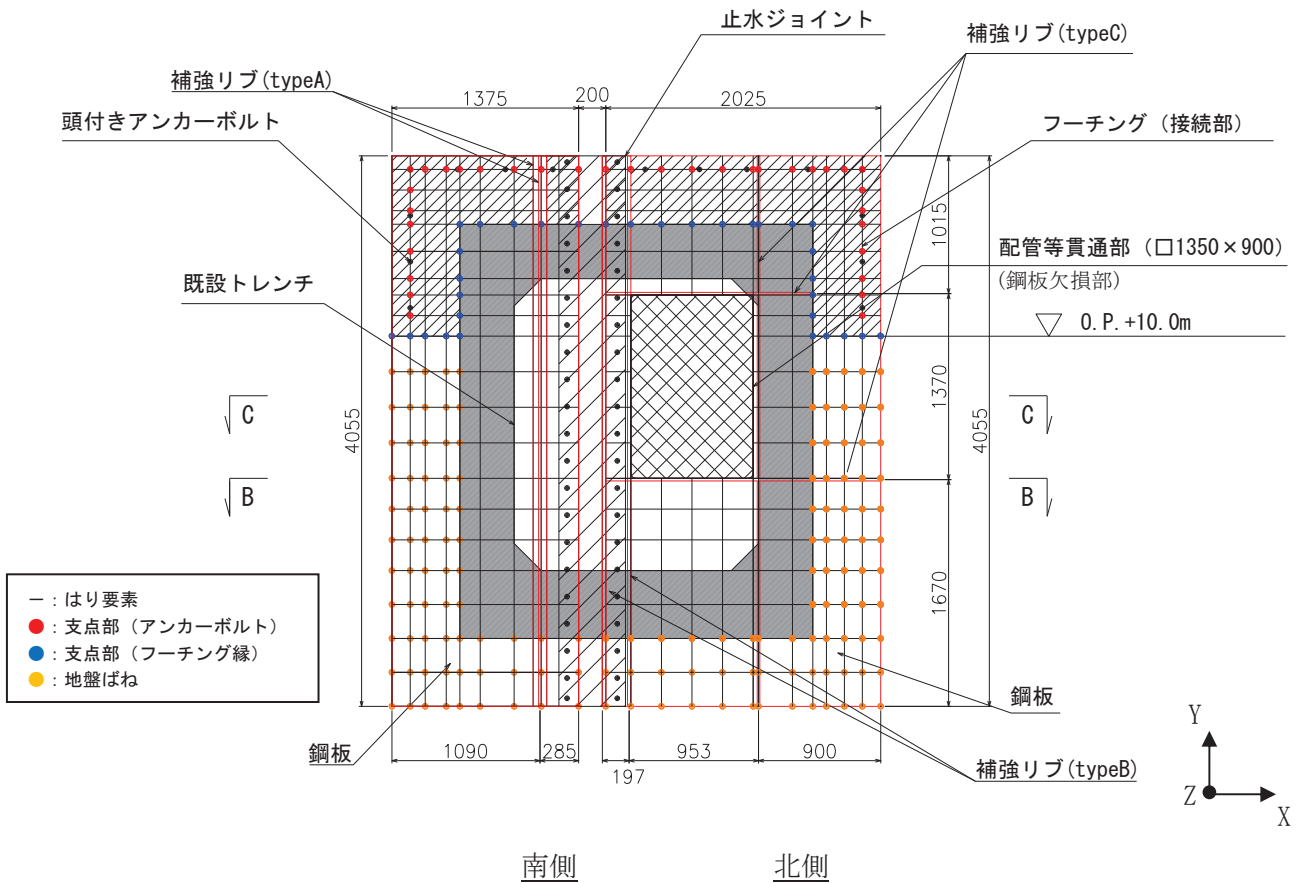
鋼板の評価は、3次元フレームモデルによる静的解析により行う。

鋼板を線形はり要素でモデル化する。はり要素は、横方向のはり要素は、断面諸元の変化点（リブ配置箇所や断面欠損部（配管等貫通部））や境界位置等に合わせ、平均的な支配長さとなるよう要素分割し、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。なお、開口部周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。また、開口部に作用する荷重（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。

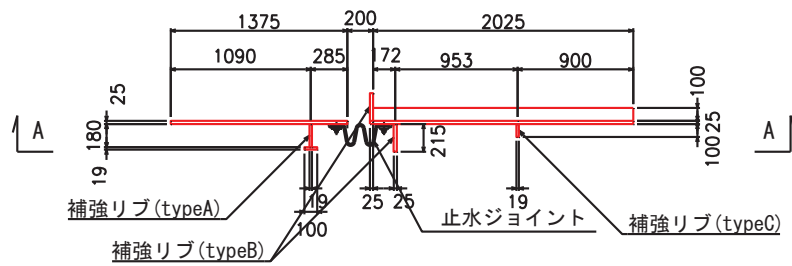
支点条件は、フーチング（接続部）へのアンカーボルト固定位置において全方向拘束条件とする。なお、防潮壁内→外向き荷重作用時（重畳時）においては、フーチング（接続部）躯体縁を支点とした変形モードとなるため、躯体縁にZ方向拘束条件（防潮壁内→外向き）とする。また、鋼板の地盤中に設置する部分には桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付け、鋼板の既設トレンチ側壁に接する部分には、荷重作用時に抵抗する効果が見込まれるが、耐震下位クラスであることを踏まえ、地盤ばね等は設けずにフリー条件とする。

解析モデル図を図5-1に、支点部の境界条件を表5-1に示す。





B - B 平面図



C - C 平面図

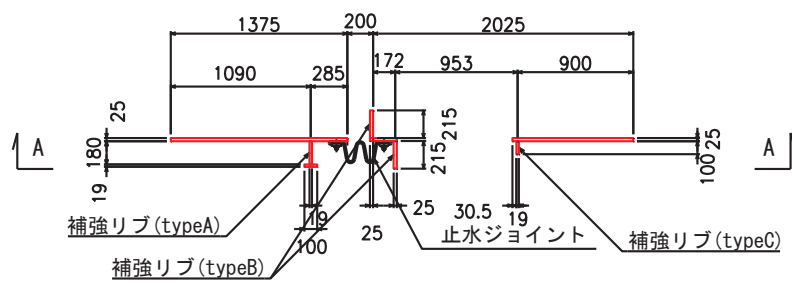
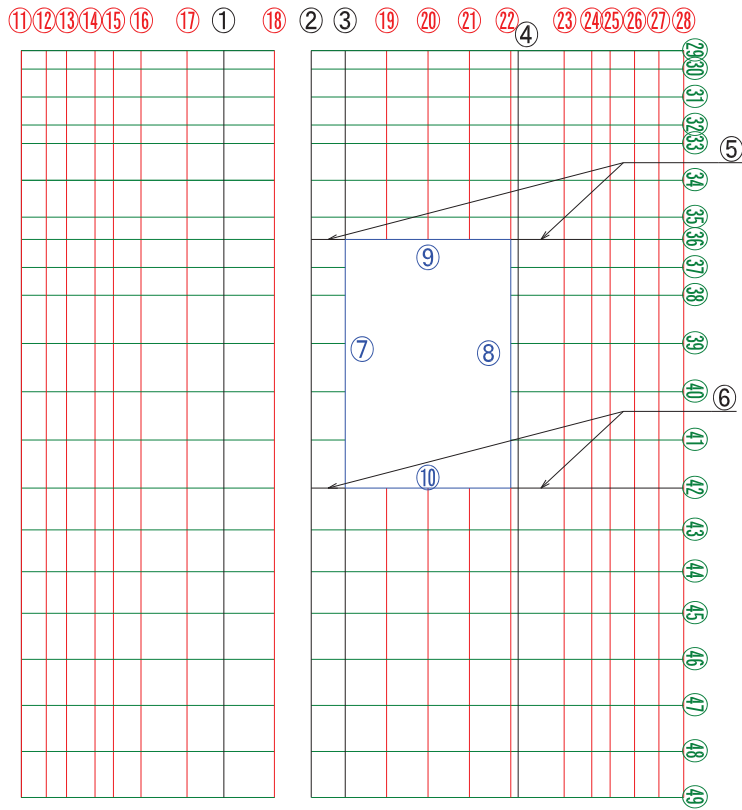


図 5-1(1) 解析モデル図  
(メッシュ分割)



No.	凡例	部材名称	断面二次剛性		⑭	⑮	⑯	⑰	
			Iy (m4)	Iz (m4)					⑱
①	(補強リブ)	x1100	1.99.E-04	9.09.E-05	⑳	(縦梁)	1509	4.07.E-06	1.63.E-07
②		x1575	5.31.E-06	4.40.E-05	㉑		1510	3.27.E-06	1.51.E-07
③		x1760	7.33.E-05	6.67.E-05	㉒		1511	4.85.E-06	1.73.E-07
④		x2700	5.94.E-05	7.77.E-06	㉓		1512	4.98.E-06	1.74.E-07
⑤		y3030	3.32.E-05	7.61.E-06	㉔		1513	6.41.E-07	8.79.E-08
⑥	y1680	1.39.E-04	8.36.E-06	㉕	(横梁)	401, 1401	2.60.E-07	6.51.E-08	
⑦	x1760open	5.31.E-06	4.40.E-05	㉖		381, 1381	4.17.E-06	1.64.E-07	
⑧	1506open	1.67.E-08	2.60.E-08	㉗		361, 1361	7.32.E-06	1.98.E-07	
⑨	y3030open	6.69.E-06	6.17.E-06	㉘		341, 1341	4.17.E-06	1.64.E-07	
⑩	y1680open	2.73.E-05	7.15.E-06	㉙		321, 1321	7.03.E-06	1.95.E-07	
⑪	(縦梁)	501	6.41.E-07	8.79.E-08		㉚	301, 1301	1.67.E-05	2.60.E-07
⑫		502	3.83.E-06	1.60.E-07		㉛	281, 1281	8.61.E-06	2.09.E-07
⑬		503	4.85.E-06	1.73.E-07		㉜	261, 1261	5.30.E-06	1.78.E-07
⑭		504	4.32.E-06	1.66.E-07		㉝	241, 1241	7.24.E-06	1.97.E-07
⑮		505	4.07.E-06	1.63.E-07		㉞	221, 1221	1.83.E-05	2.69.E-07
⑯		506	1.67.E-05	2.60.E-07	㉟	201, 1201	3.75.E-05	3.41.E-07	
⑰		507	2.37.E-05	2.93.E-07	㊱	181, 1181	3.75.E-05	3.41.E-07	
⑱		509	5.42.E-06	1.79.E-07	㊲	161, 1161	3.73.E-05	3.40.E-07	
⑲		1503	2.37.E-05	2.93.E-07	㊳	141	3.03.E-05	3.18.E-07	
⑳		1504	2.37.E-05	2.93.E-07	㊴	121, 1121	2.44.E-05	2.96.E-07	
㉑		1505	2.37.E-05	2.93.E-07	㊵	101, 1101	2.42.E-05	2.95.E-07	
㉒		1506	4.85.E-06	1.73.E-07	㊶	81, 1081	2.81.E-05	3.10.E-07	
㉓		1508	1.67.E-05	2.60.E-07	㊷	61, 1061	3.26.E-05	3.26.E-07	
㉔		1509	4.07.E-06	1.63.E-07	㊸	41, 1041	3.26.E-05	3.26.E-07	
					21, 1021	3.26.E-05	3.26.E-07		
					1, 1001	4.07.E-06	1.63.E-07		

図 5-1(2) 解析モデル図  
(要素諸元)

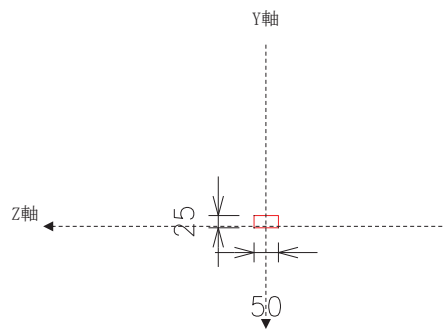
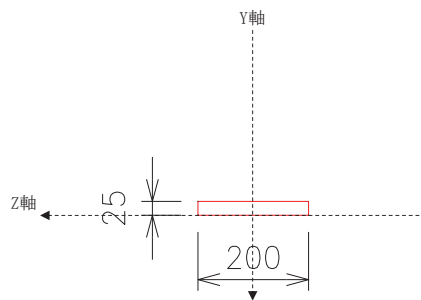
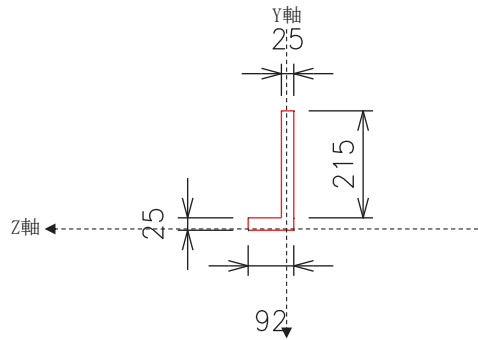
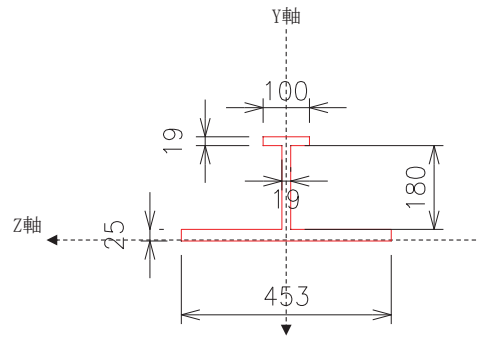


図 5-1(3) 解析モデル図  
(はり要素の断面諸元)

表 5-1 支点部の境界条件

方向	拘束条件	
	アンカーボルト	フーチング縁
軸方向(X方向)	拘束	自由
鉛直方向(Y方向)	拘束	自由
軸直交方向(Z方向)	拘束	拘束
軸方向(X方向)周り	自由	自由
鉛直方向(Y方向)周り	自由	自由
軸直交方向(Z方向)周り	自由	自由

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 5-2 に、材料の物性値を表 5-3 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
防潮壁フーチング (接合部)	鉄筋コンクリート	$f'_{c,k}=48\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M39)

表 5-3 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	$f'_{c,k}=30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.80 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	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 5-4 に示す短期許容応力度とする。

表 5-4 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* <sup>2</sup> ( $\text{N/mm}^2$ )
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{s,a}$ * <sup>1</sup>	255
	許容せん断応力度 $\tau_{s,a}$	145

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。

\*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。

(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5-2に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、格子状のはり要素でモデル化した地震応答解析モデルにて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、その有効幅単位で照査を行う。

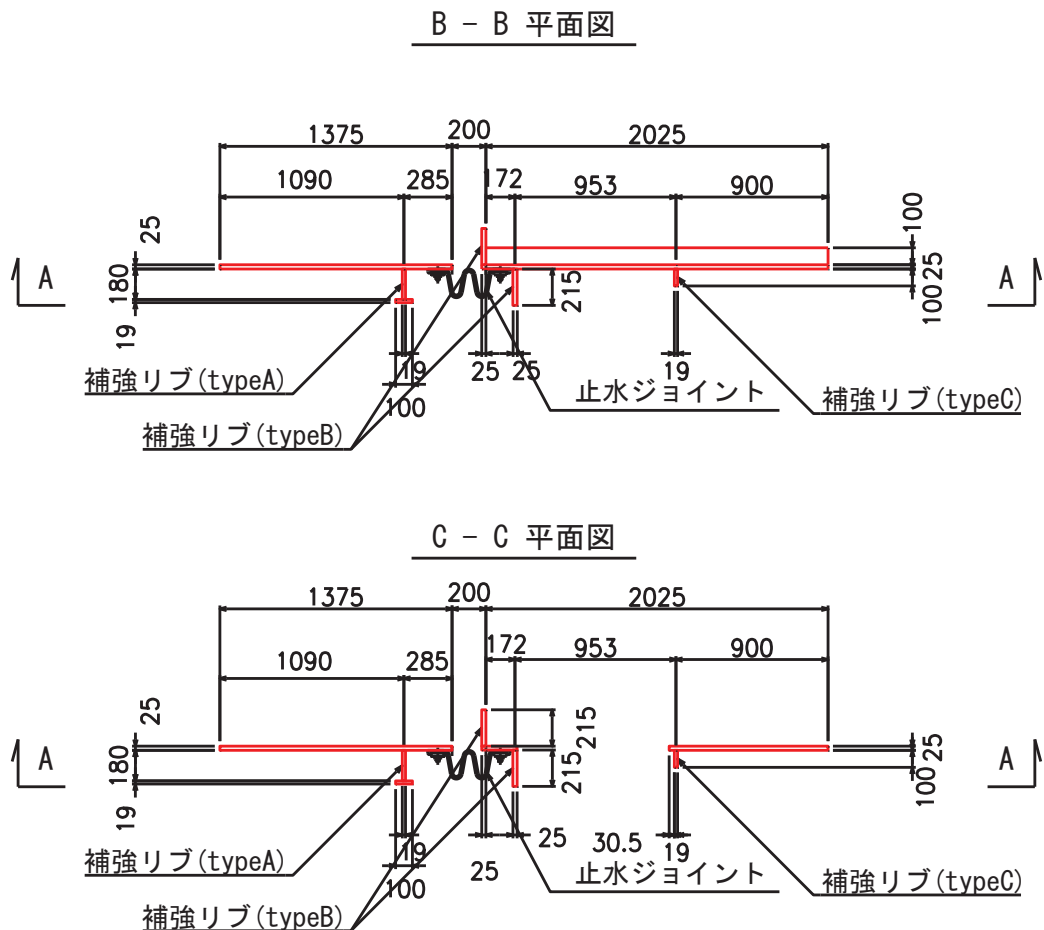


図5-2 鋼板の構造図

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 5-2 に示す断面形状にて、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、

$\sigma_1$  : 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>)

$N_1$  : 鋼板の軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼板の有効断面積 (m<sup>2</sup>)

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

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

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

$Z_{Z1}$  : 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、

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

$S_{Z1}$  : 鋼板に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 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、

$\sigma_1$  : 鋼板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>)

$\tau_1$  : 鋼板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)



## 5.2 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 5-3 に示す。

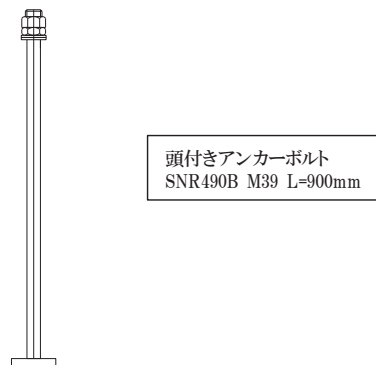


図 5-3 アンカーボルトの構造概要

### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 5-5 に示す。

表 5-5 使用材料

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 (M39)

### (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応力算出結果を表 5-6 に示す。

表 5-6 アンカーボルトの許容限界算出結果

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 3 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	$3.17 \times 10^5$	$2.22 \times 10^5$	1.0
コンクリートの コーン状破壊	$7.97 \times 10^5$	$3.67 \times 10^5$	—

- 注記 \*1: アンカーボルトに対する許容引張力, 許容せん断力及び合成応力の許容値は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき算出する。
- \*2: 頭付きアンカーボルトの付着力に対する許容引張力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき以下の式により算出する。
- \*3: アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

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

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表5-7に示す。

表5-7 アンカーボルトの許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a1}$	アンカーボルト1本当りの許容引張力	$3.17 \times 10^5$	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm <sup>2</sup>
$s_c a$	ねじの有効断面積	976	mm <sup>2</sup>

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

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

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

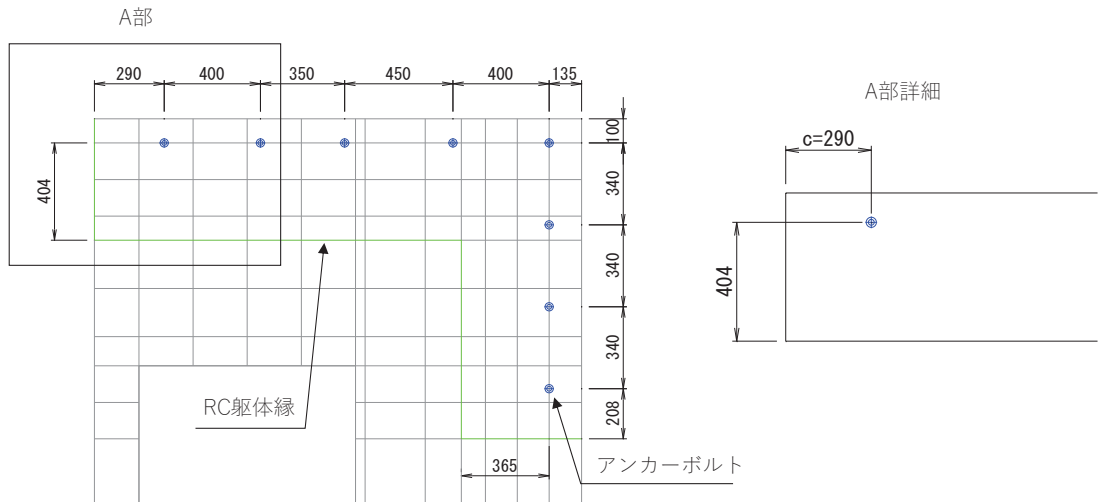
ここで、各記号の定義及び数値を表5-8に示す。

表5-8 アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元

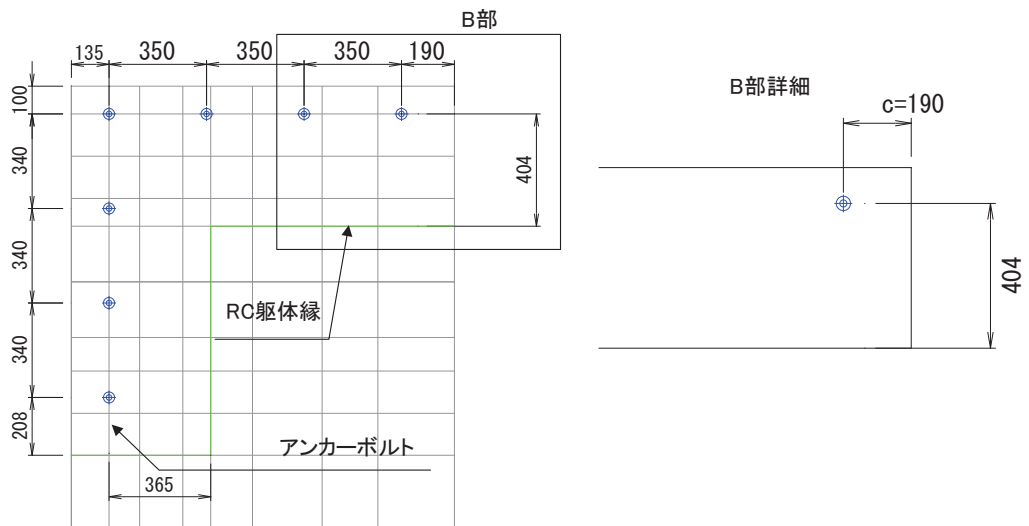
記号	定義	数値	単位
$Q_{a1}$	アンカーボルト1本当りの許容せん断力	$2.22 \times 10^5$	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	227.5	N/mm <sup>2</sup>
$s_c a$	頭付きアンカーボルトの断面積で軸部面積とねじ部有効断面積の小なる方の値とする	976	mm <sup>2</sup>

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図5-4に、コーン状破壊面の概要について図5-5に示す。



【鋼板右側のアンカーボルト位置図】



【鋼板左側のアンカーボルト位置図】

図 5-4 アンカーボルトの配置図

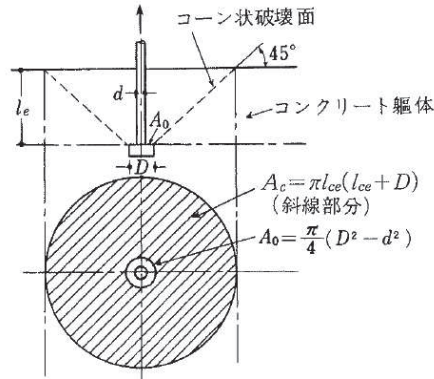


図1 頭付きアンカーボルトの有効水平投影面積  $A_c$

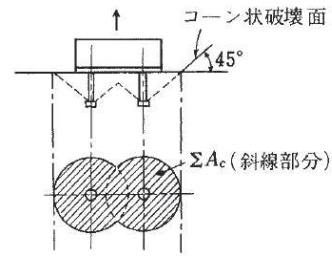
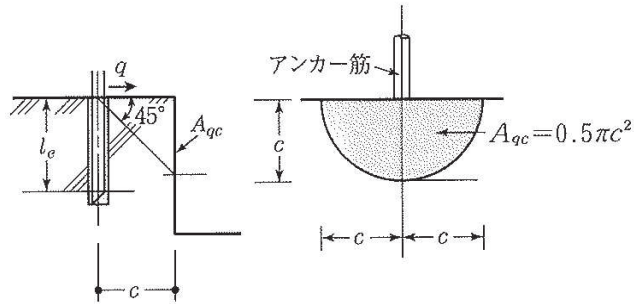


図2 頭付きアンカーボルトが複数の場合の有効水平投影面積  $\Sigma A_c$

(引張)



(せん断)

図5-5 コンクリートのせん断力によるコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 5-9 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

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

$$\alpha_n = 0.5 \times \left( \frac{c_n}{l_{ce}} \right) + 0.5$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

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

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

表 5-9 頭付きアンカーボルトのコーン状破壊に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a2}$	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	$7.97 \times 10^5$	N
$\phi_2$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
$Q_{a3}$	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力	$3.67 \times 10^5$	N
$c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	2.147	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	コーン状破壊面の有効投影面積	$5.57 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
$A_{qc}$	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	$5.57 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
$F_c$	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm <sup>2</sup>
$d_a$	頭付きアンカーボルト軸部の直径	39	mm
$D$	頭付きアンカーボルト頭部の直径	65	mm
$l_{ce}$	頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e$ とする。	900	mm
$l_e$	頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ	900	mm
$c$	アンカーボルトの最小へりあき寸法	404	mm

(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。

アンカーボルトの評価用荷重は、解析モデルの支点反力より抽出する。

6. 評価結果

6.1 評価結果

鋼板、アンカーボルトの評価結果を表6-1に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 評価結果 (重畳時 (遮水鋼板② 北側) )

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> )	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	217	0.24
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	2.44×10 <sup>5</sup>	3.17×10 <sup>5</sup>	0.77
	せん断力 (N)	1.30×10 <sup>4</sup>	2.22×10 <sup>5</sup>	0.06
	合成力	0.73	1.0	0.73
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	2.44×10 <sup>5</sup>	7.97×10 <sup>5</sup>	0.31
	せん断力 (N)	1.30×10 <sup>4</sup>	3.67×10 <sup>5</sup>	0.04

表 6-1(2) 評価結果 (重畳時 (遮水鋼板② 南側) )

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> )	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	58	217	0.27
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	1.77×10 <sup>5</sup>	3.17×10 <sup>5</sup>	0.56
	せん断力 (N)	8.00×10 <sup>3</sup>	2.22×10 <sup>5</sup>	0.04
	合成力	0.39	1.0	0.39
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.77×10 <sup>5</sup>	7.40×10 <sup>5</sup>	0.24
	せん断力 (N)	8.00×10 <sup>3</sup>	3.67×10 <sup>5</sup>	0.03



6.2 断面力図等

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 6-1～図 6-2 に示す。

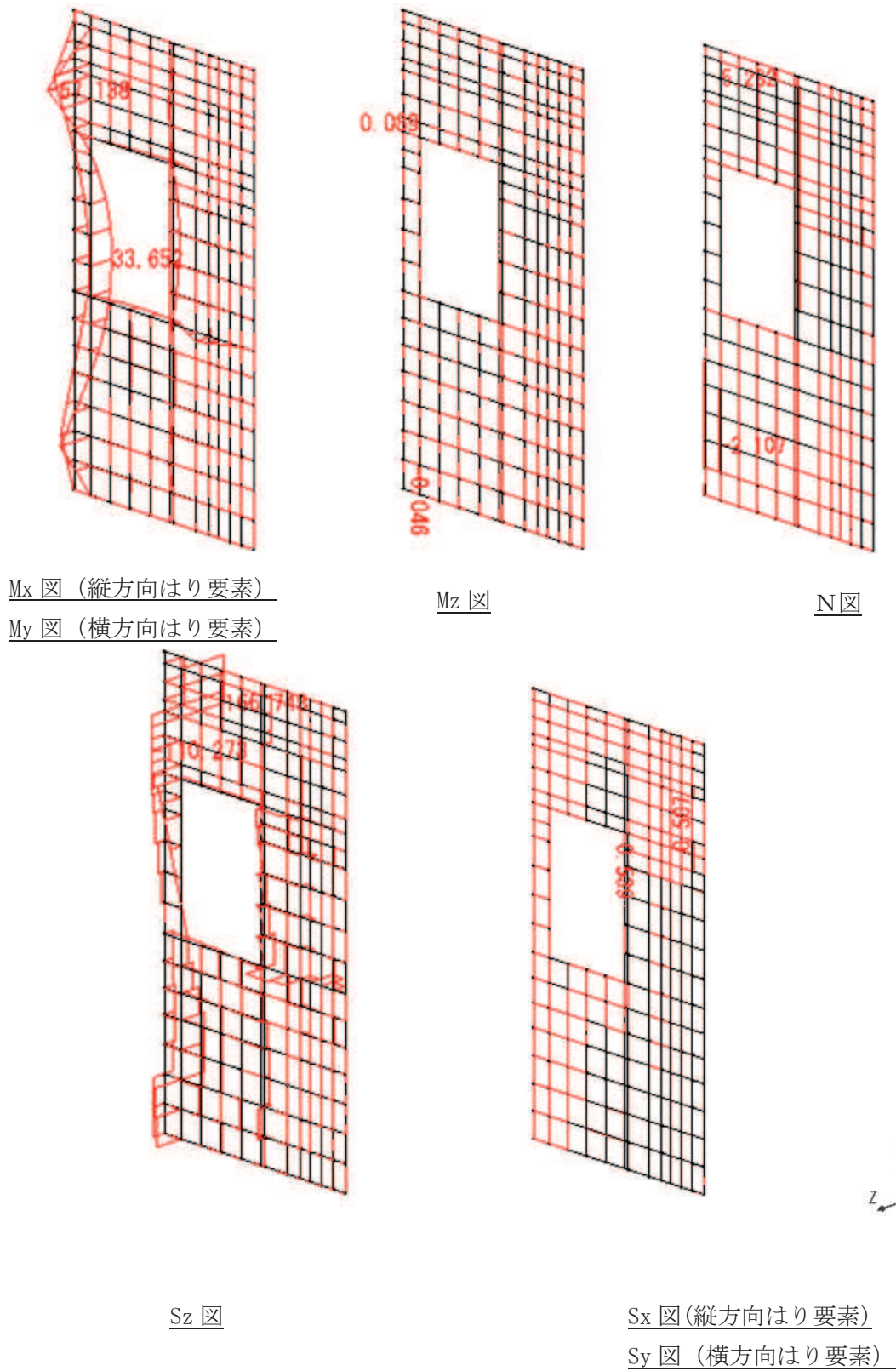


図 6-1(1) 断面力図 (重畳時 (地下トレンチ② 右側))

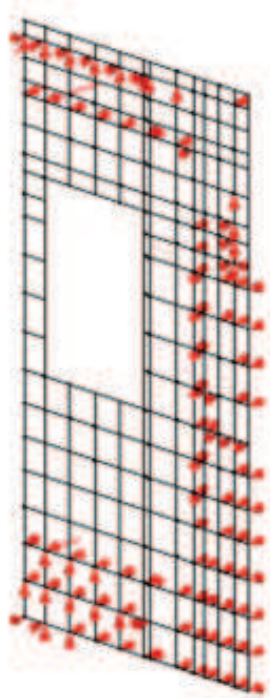
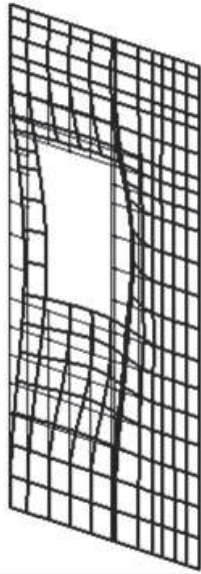
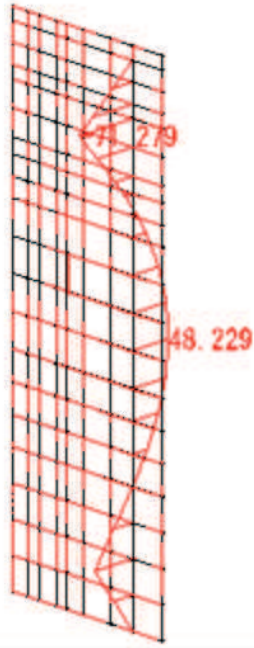


図 6-1(2) 反力図 (重畳時 (地下トレンチ② 右側))

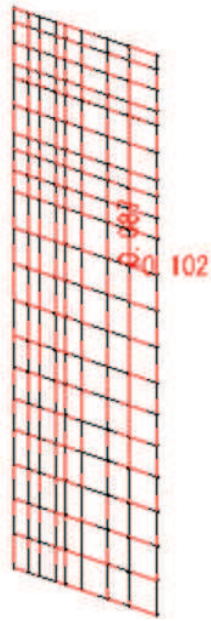


表示倍率 :  $\times 83.3$

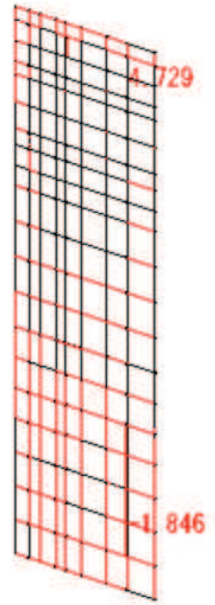
図 6-1(3) 変形図 (重畳時 (地下トレンチ② 右側))



Mx 図 (縦方向はり要素)

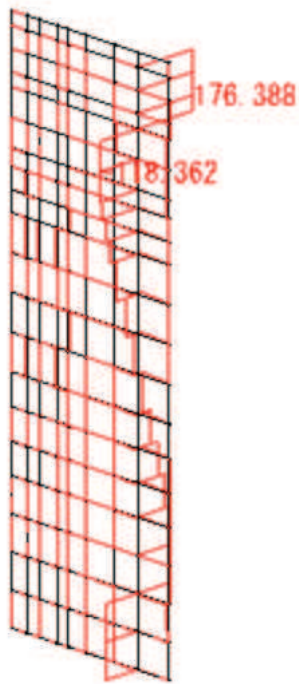


Mz 図



N 図

My 図 (横方向はり要素)



Sz 図



Sx 図 (縦方向はり要素)

Sy 図 (横方向はり要素)

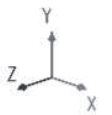


図 6-2(1) 断面力図 (重畳時 (地下トレンチ② 左側))

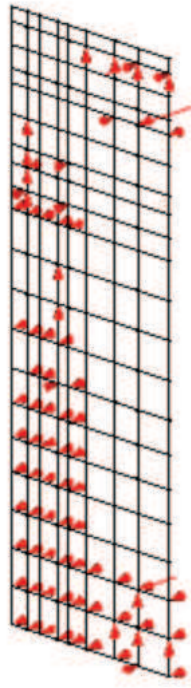


図 6-2(2) 反力図 (重畳時 (地下トレンチ② 左側))



表示倍率 :  $\times 81.0$

図 6-2(3) 変形図 (重畳時 (地下トレンチ② 左側))

VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の  
強度計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	19
2.4	適用基準	23
3.	強度評価方法	24
3.1	記号の定義	24
3.2	評価対象断面及び部位	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	34
3.4	許容限界	38
3.5	評価方法	55
4.	評価条件	133
5.	評価結果	147
5.1	鋼桁の評価結果	147
5.2	RC 支柱の評価結果	155
5.3	水平支承・鉛直支承の評価結果	177
5.4	上揚力反力梁	180
5.5	フーチングの評価結果	188
5.6	鋼管杭の評価結果	225
5.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	252

(別紙) 鋼矢板の強度について

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）（以下「鋼製遮水壁（鋼桁）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所を設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算結果を示す。

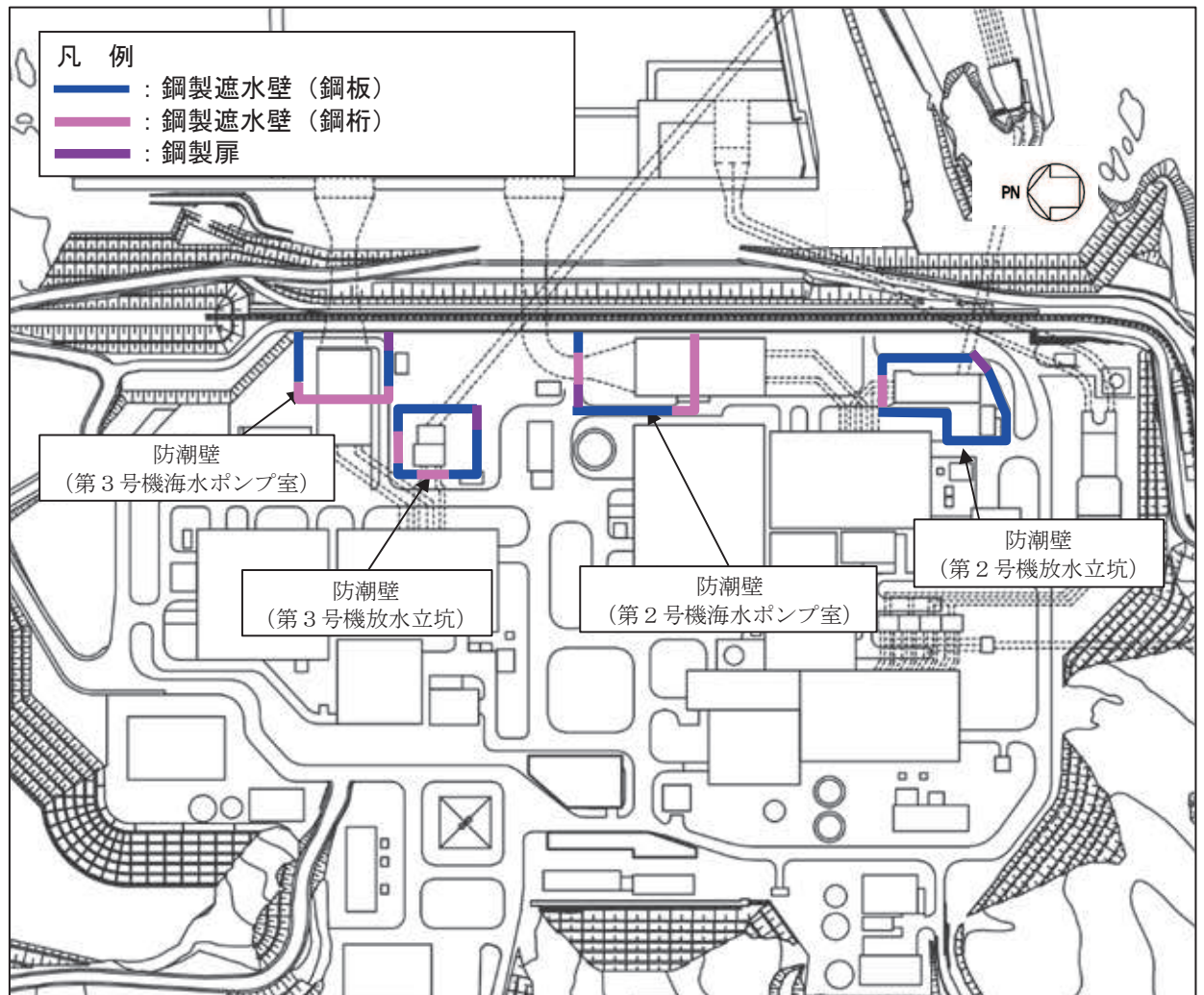


図2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図



## 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。なお，強度評価には入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位（設計用津波水位）を用いる。

防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さ及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位）と防潮壁の天端高さの関係を表 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。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, 4, 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。鋼矢板の構造強度の確認結果については，本資料の別紙に示す。

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

表 2-1 入力津波による浸水高さ と 防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	設計用津波水位 (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. +18.6	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +17.9	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +19.5	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +18.0	O. P. +19.0

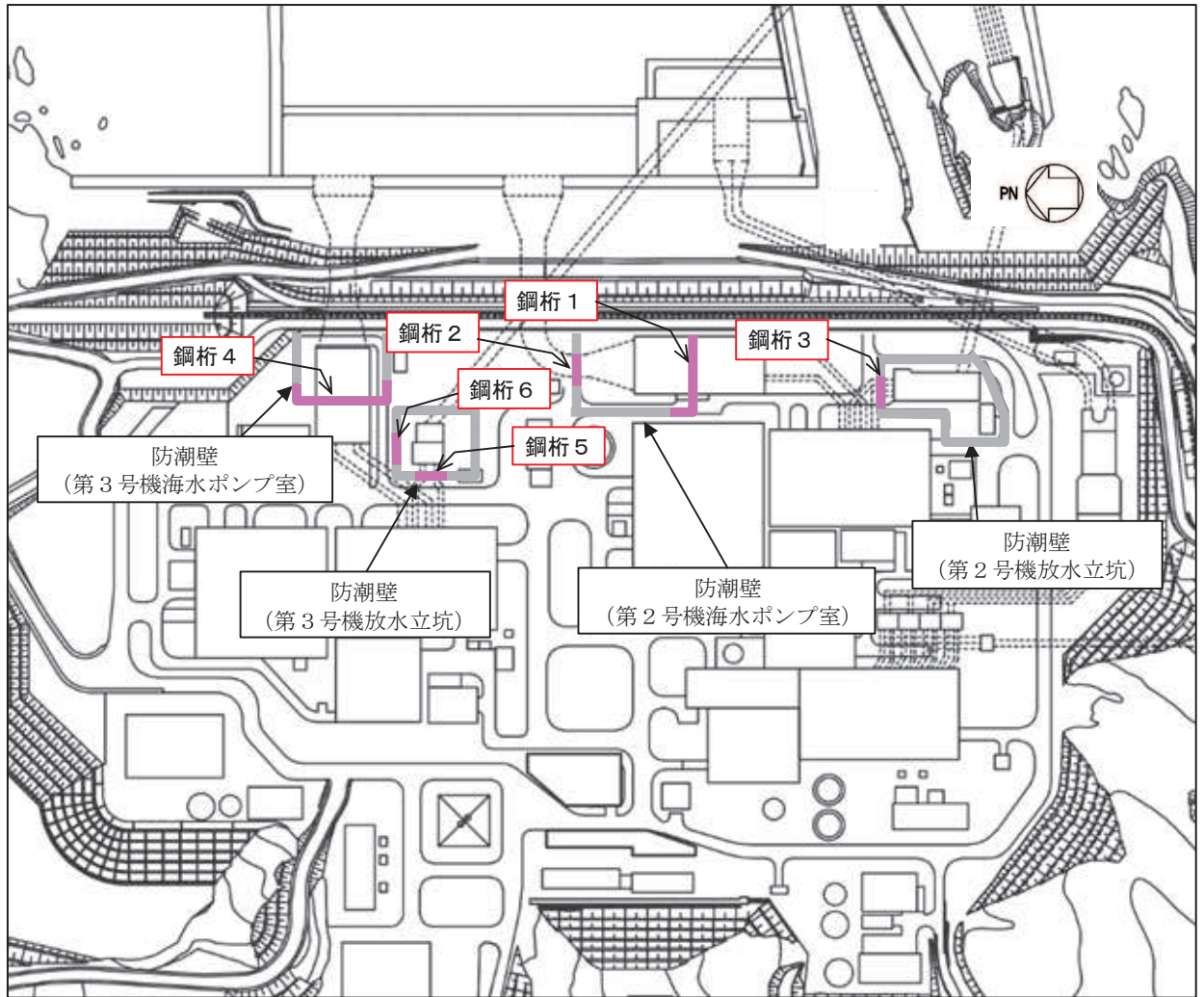
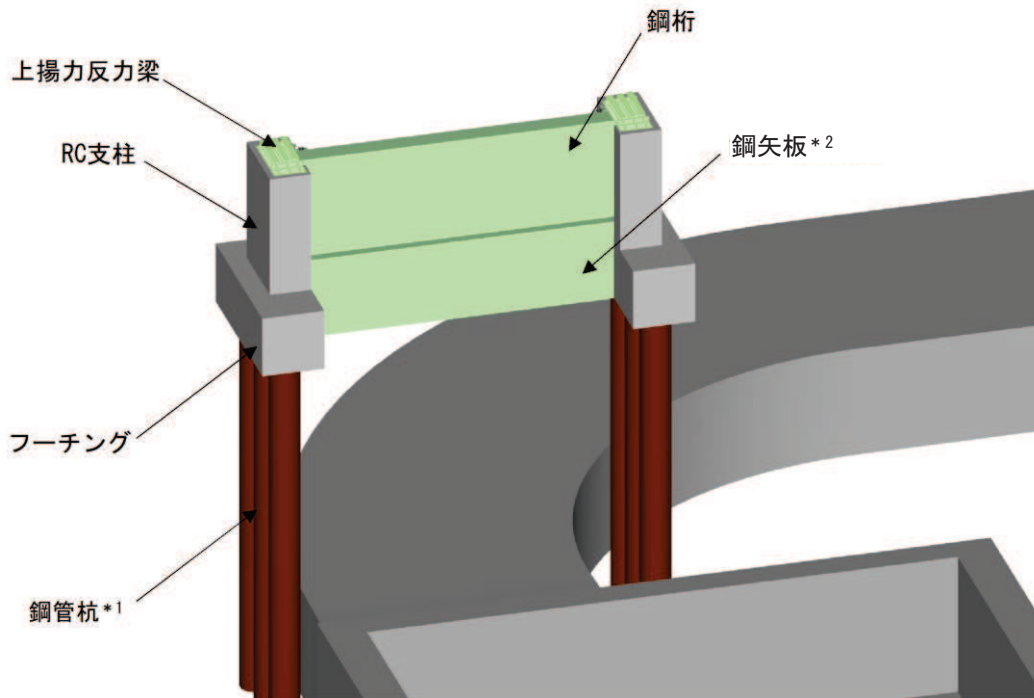


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

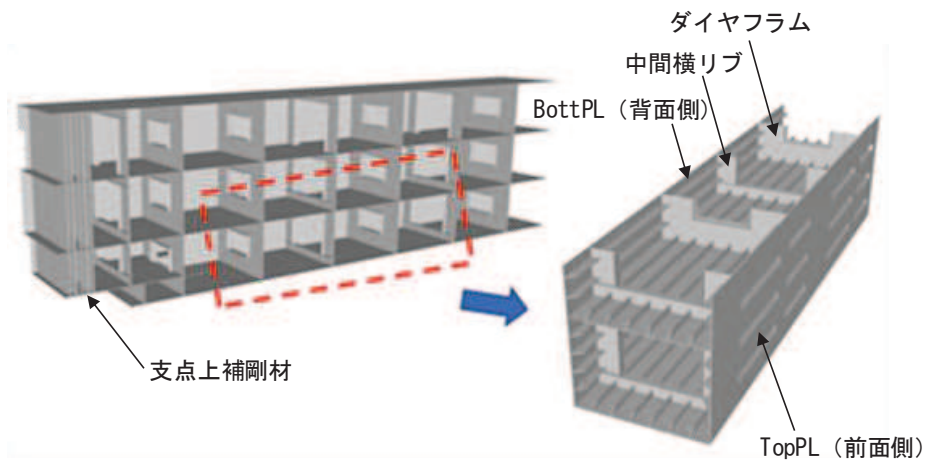
断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



注記\*1：一部、場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）

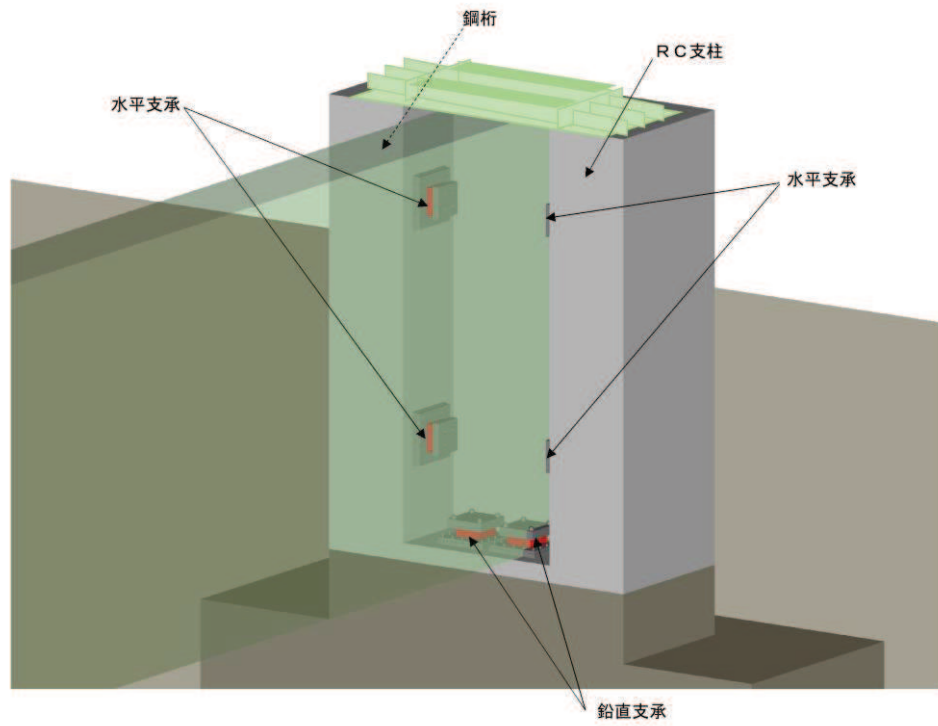
\*2：ボイリング対策（鋼桁1以外）

（全体図）



（鋼桁詳細図）

図 2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要



(支柱との取り付け部)

図 2-3 (2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要

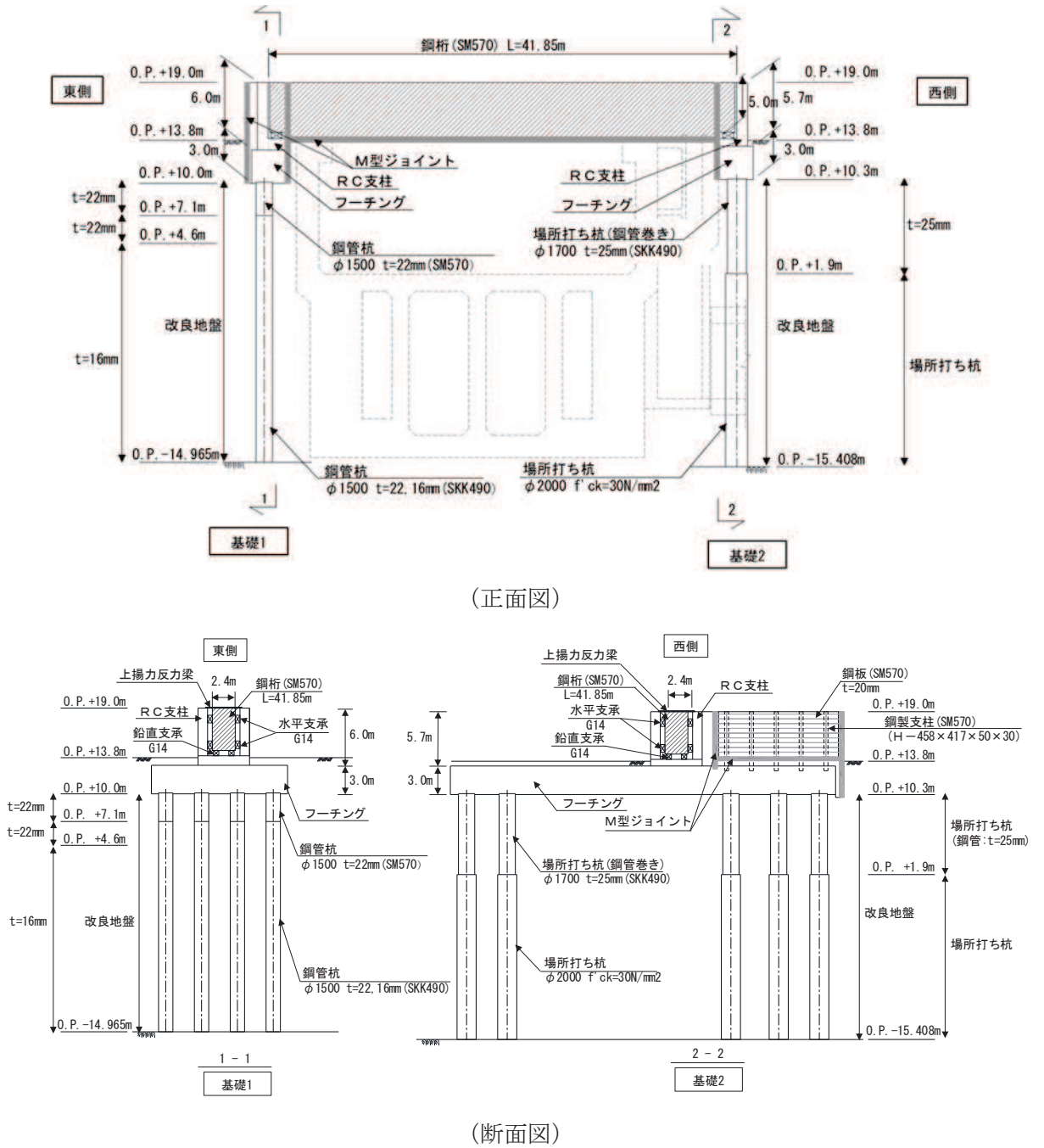
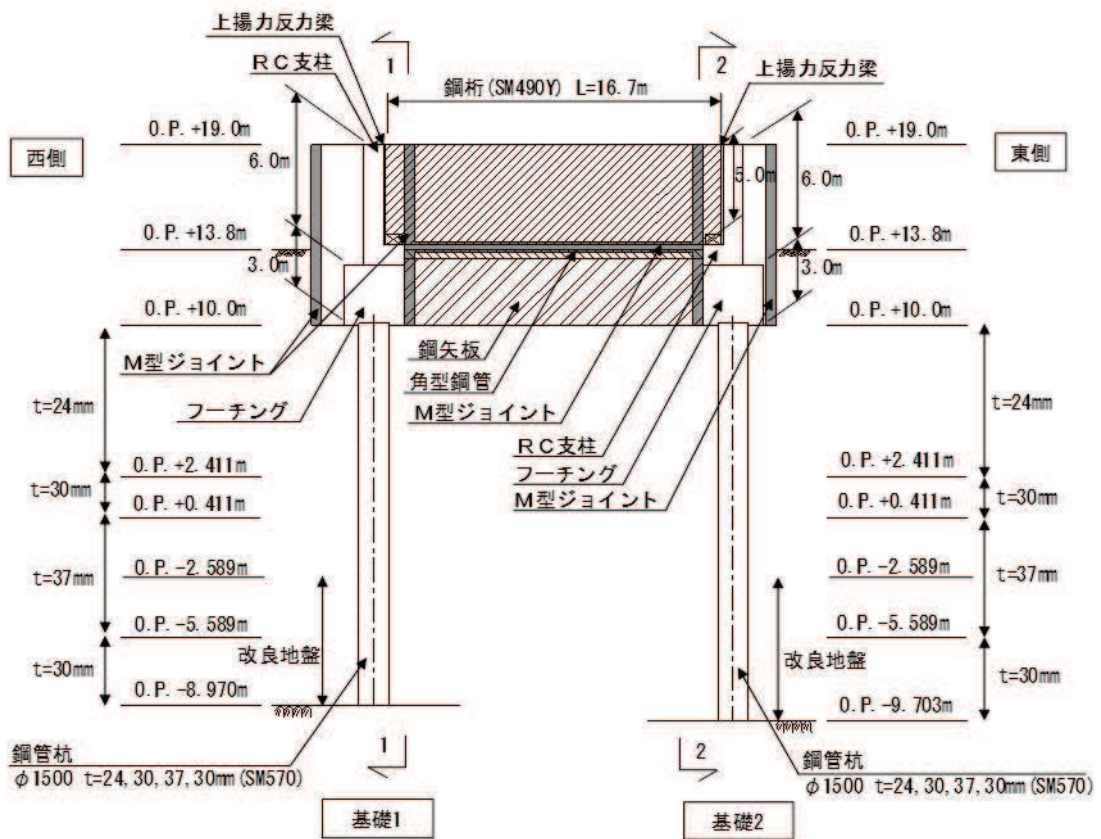
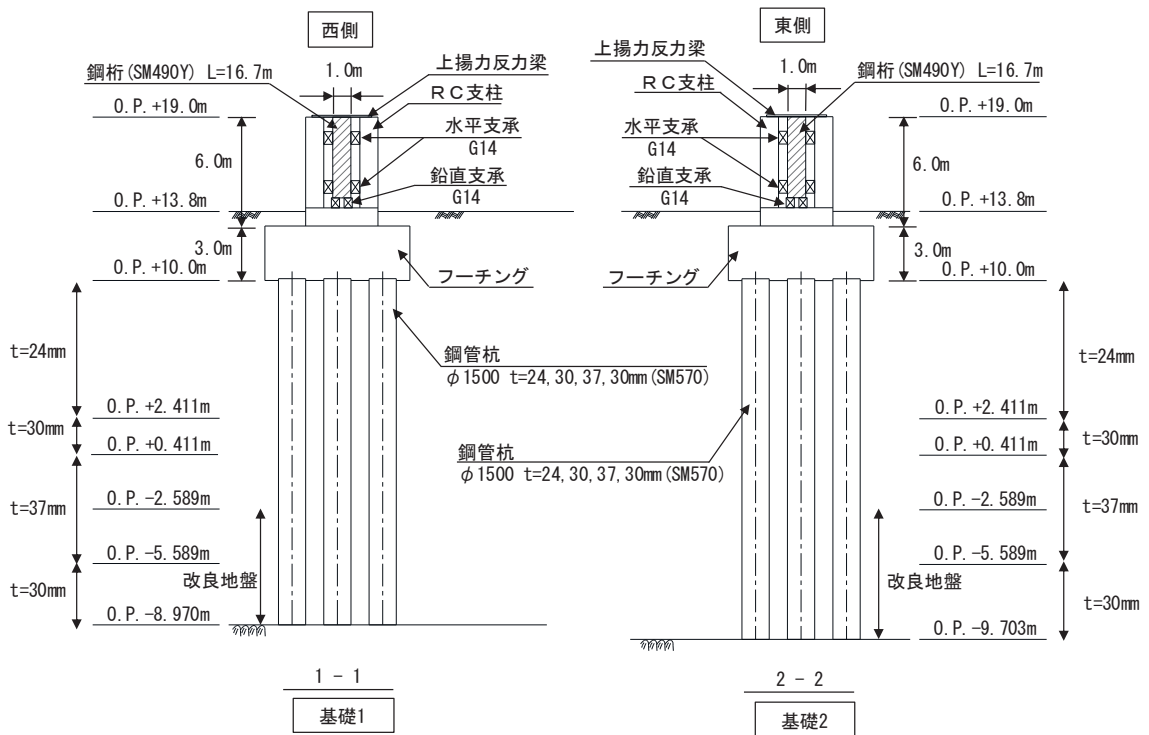


図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

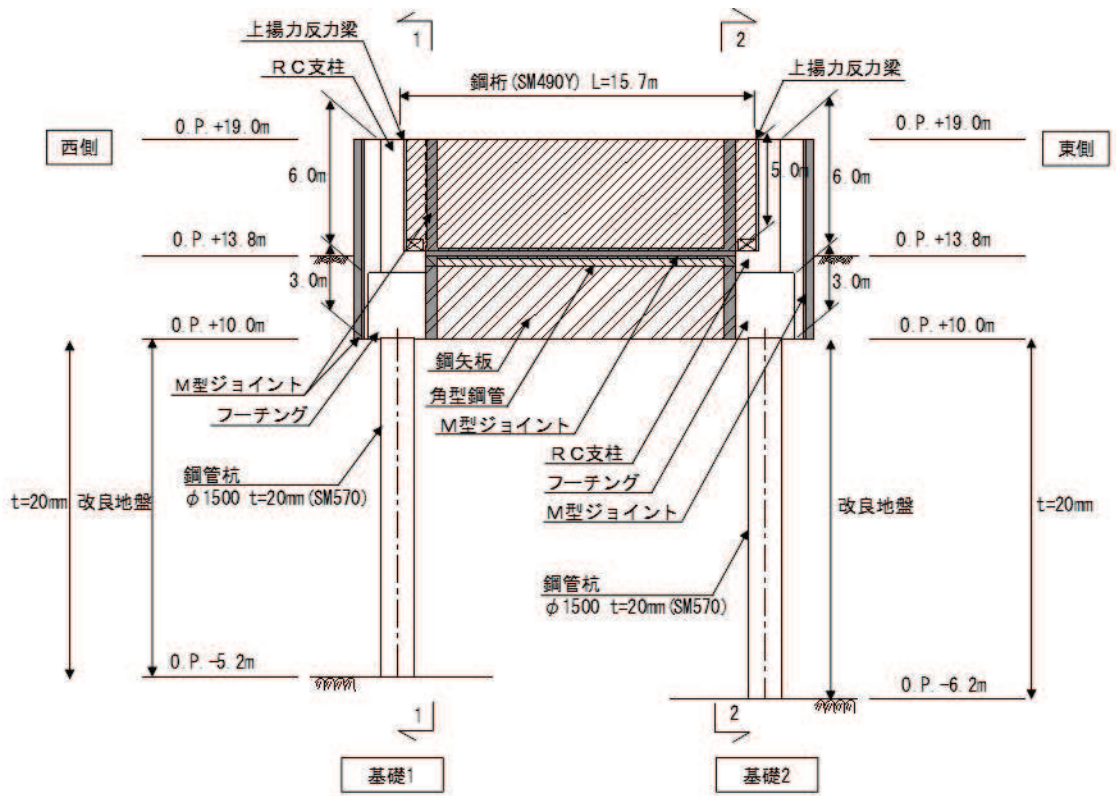


(正面図)

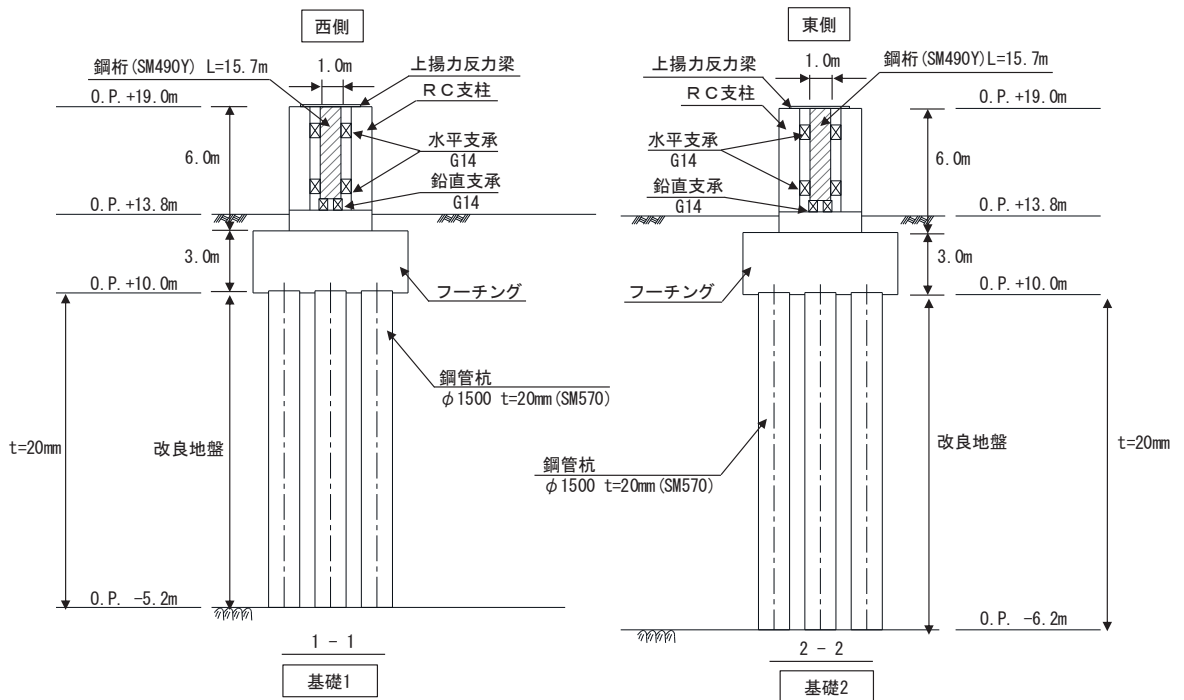


(断面図)

図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

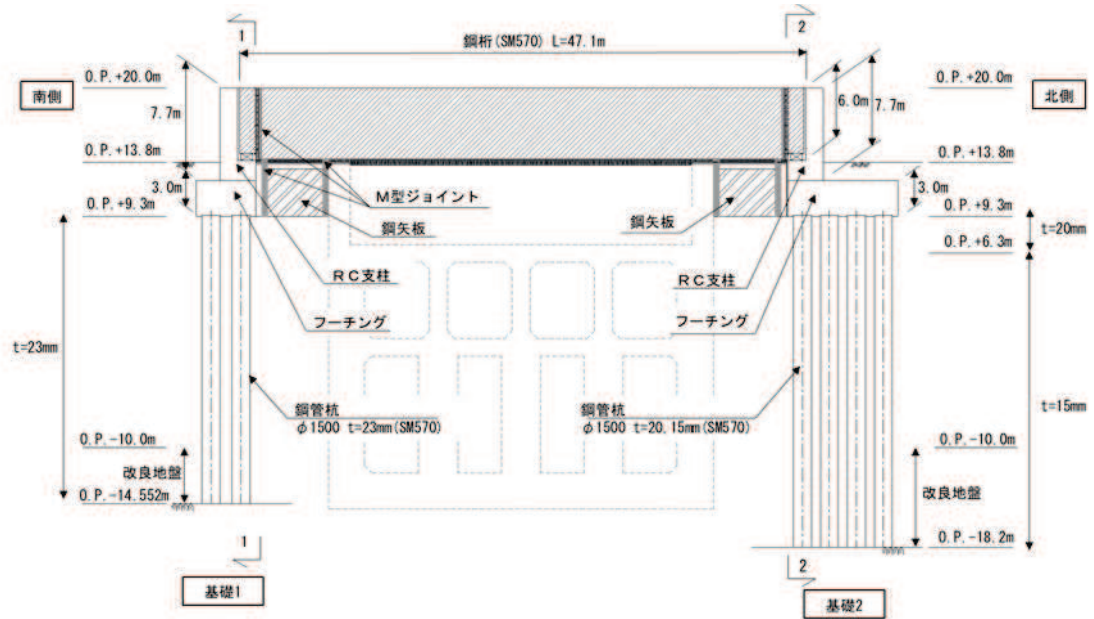


(正面図)

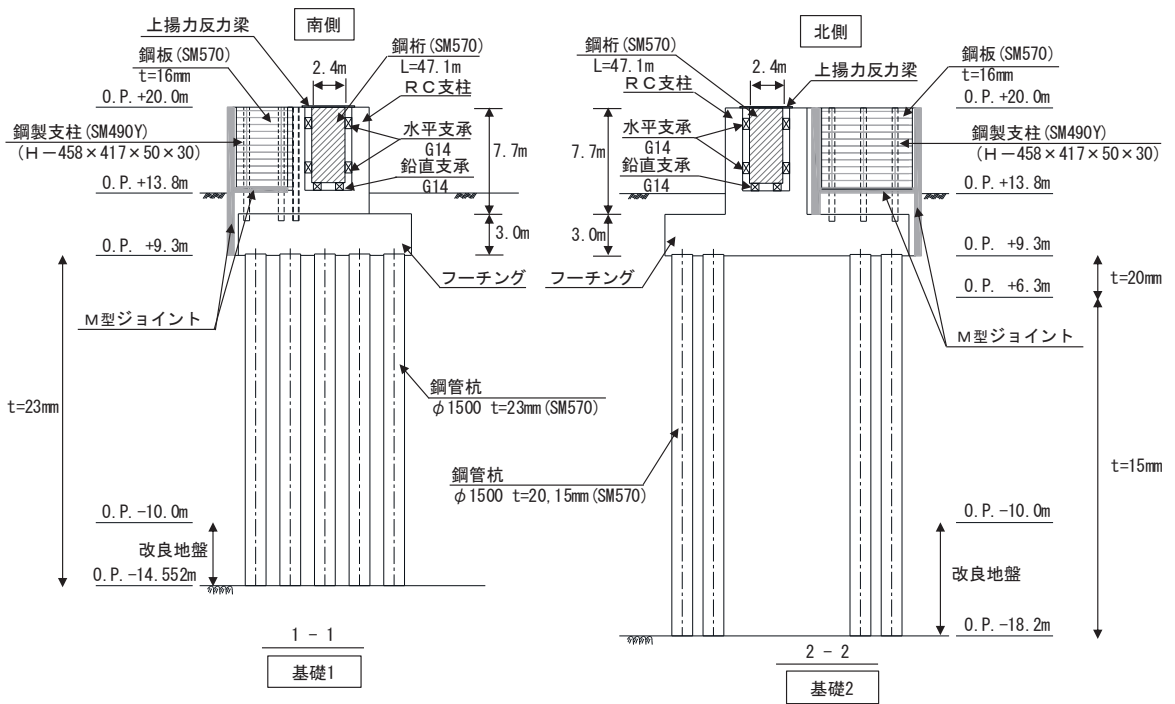


(断面図)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図



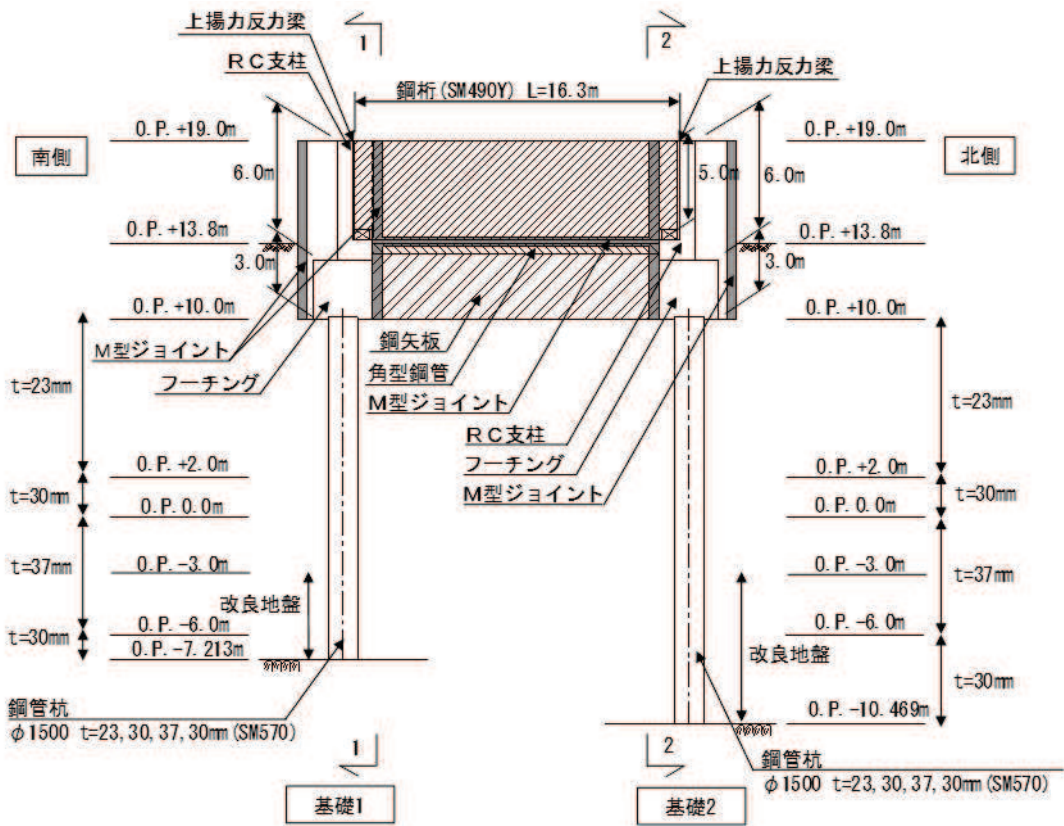
(正面図)



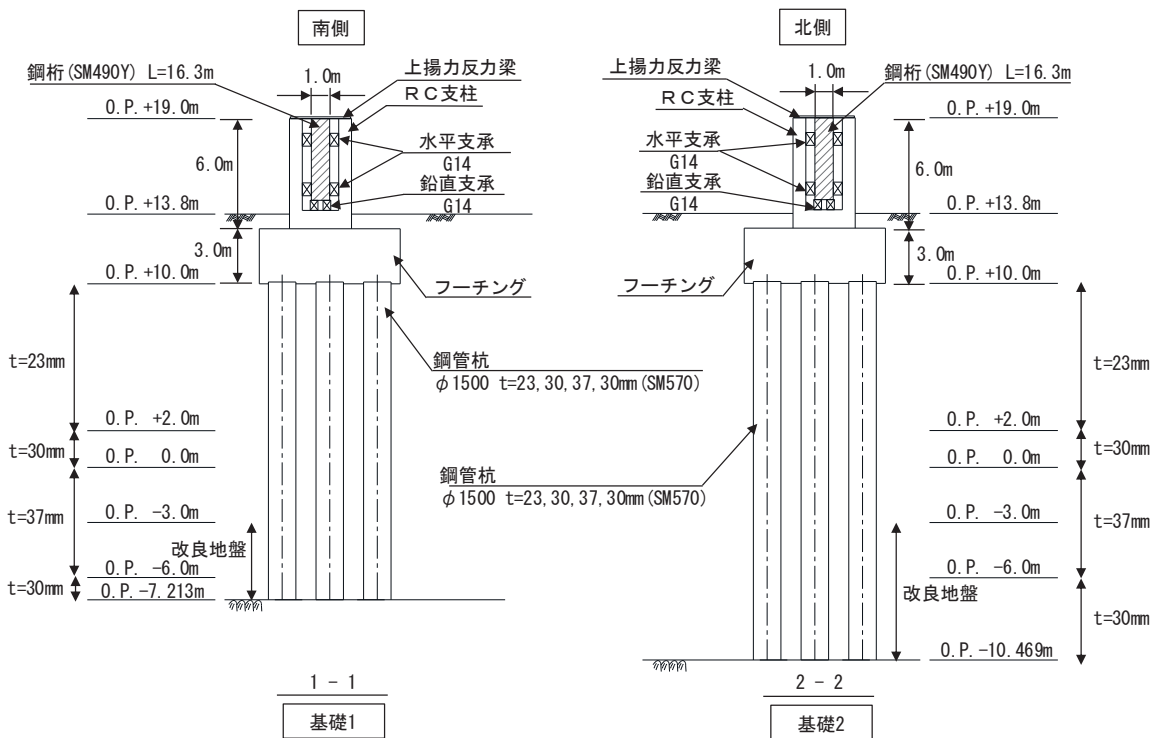
(断面図)

図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図



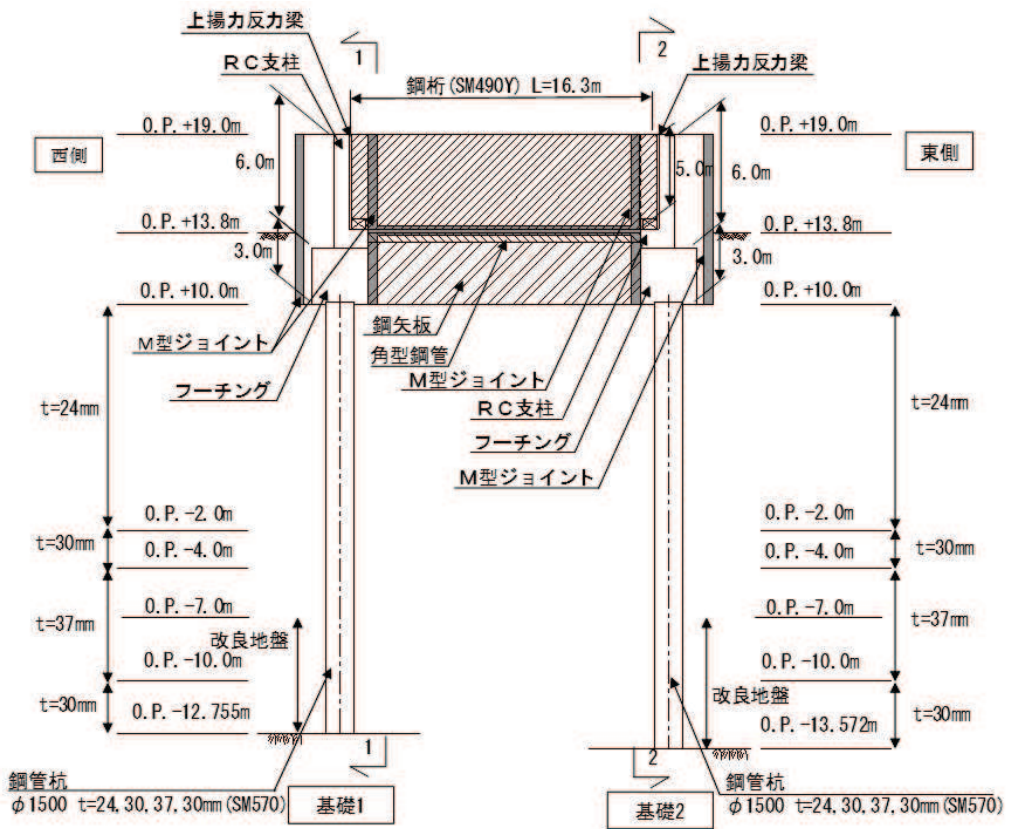


(正面図)

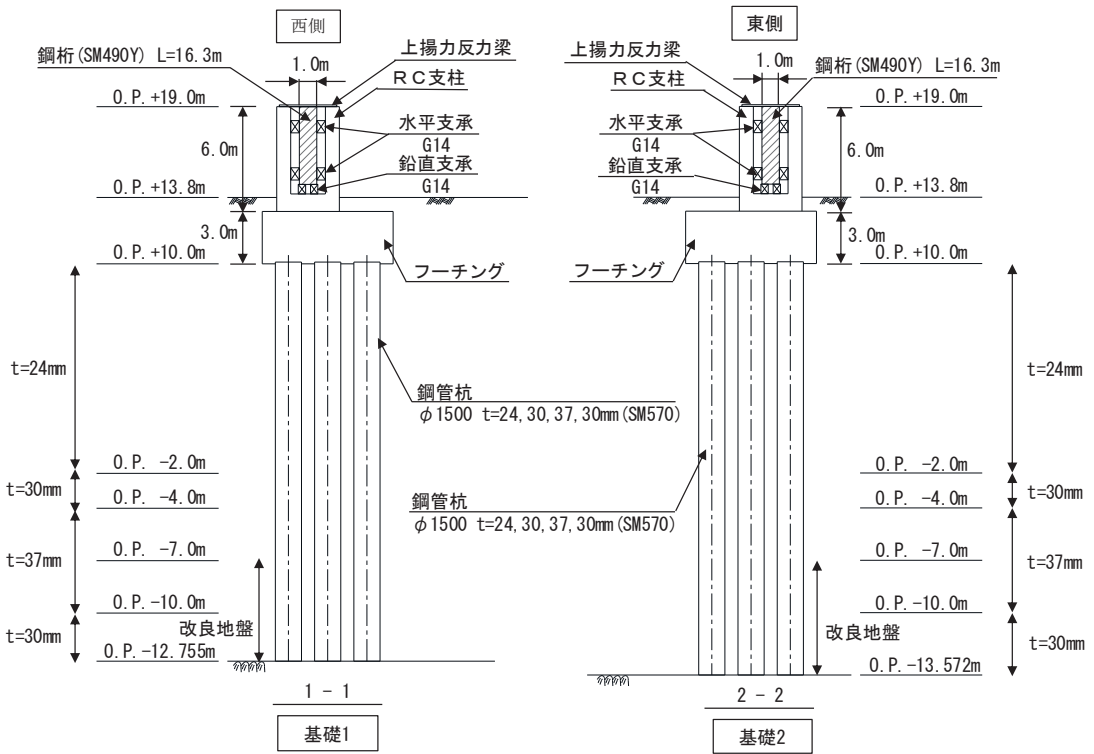


(断面図)

図 2-8 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図

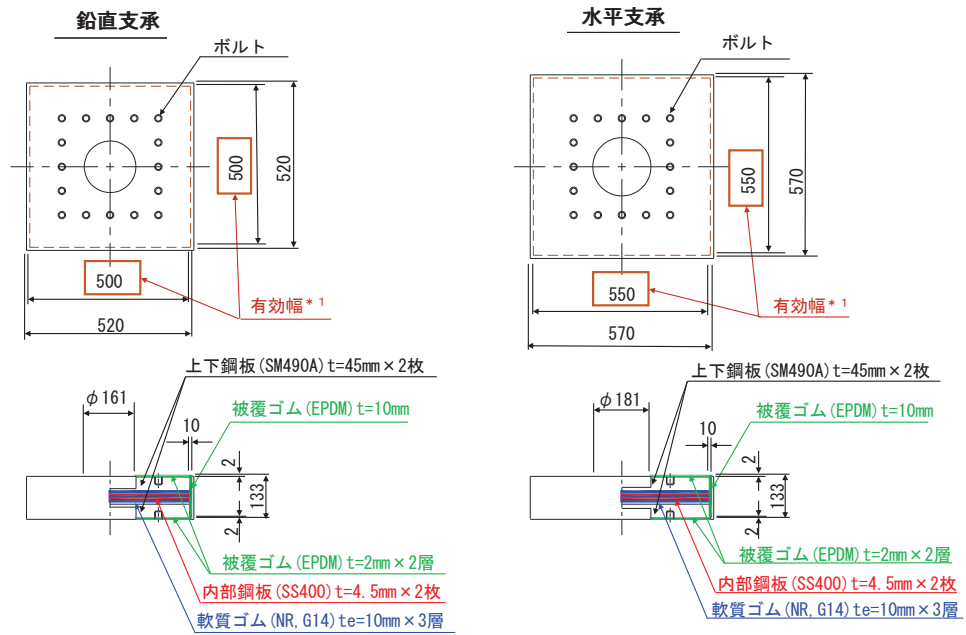


(正面図)

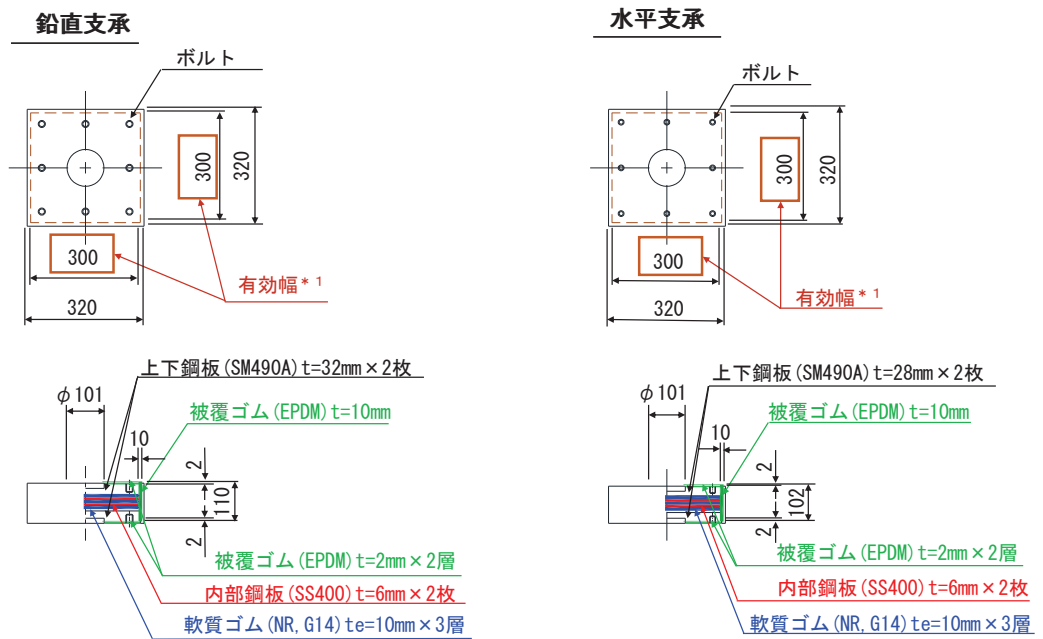


(断面図)

図 2-9 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図

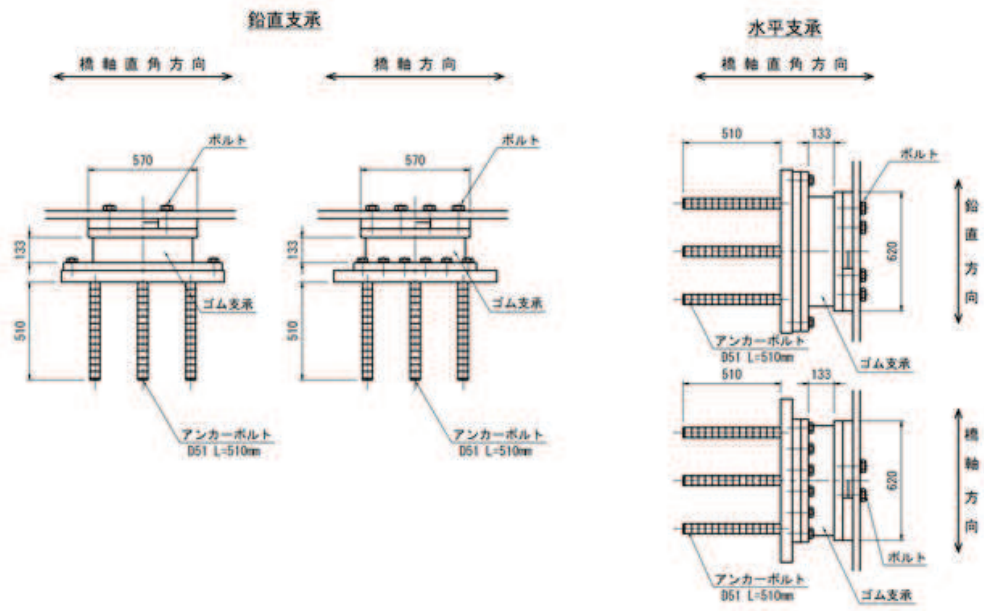


(鋼桁 1, 4)

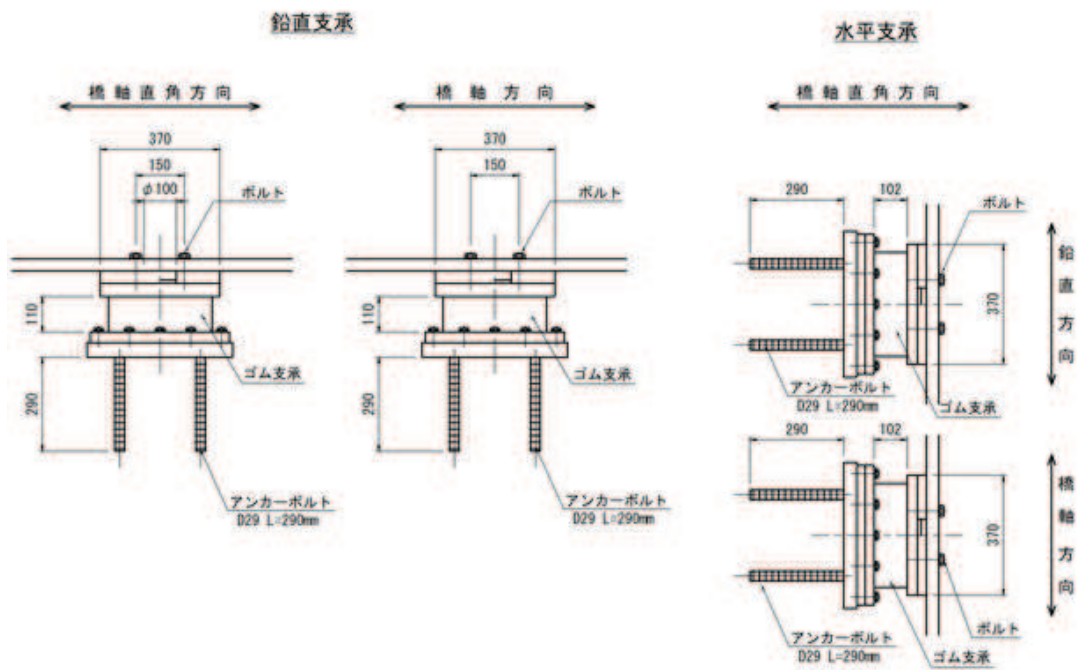


(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承取付部概要図

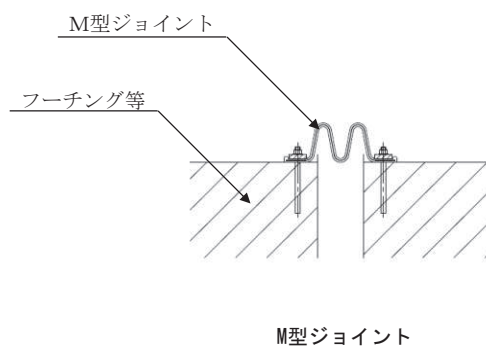


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

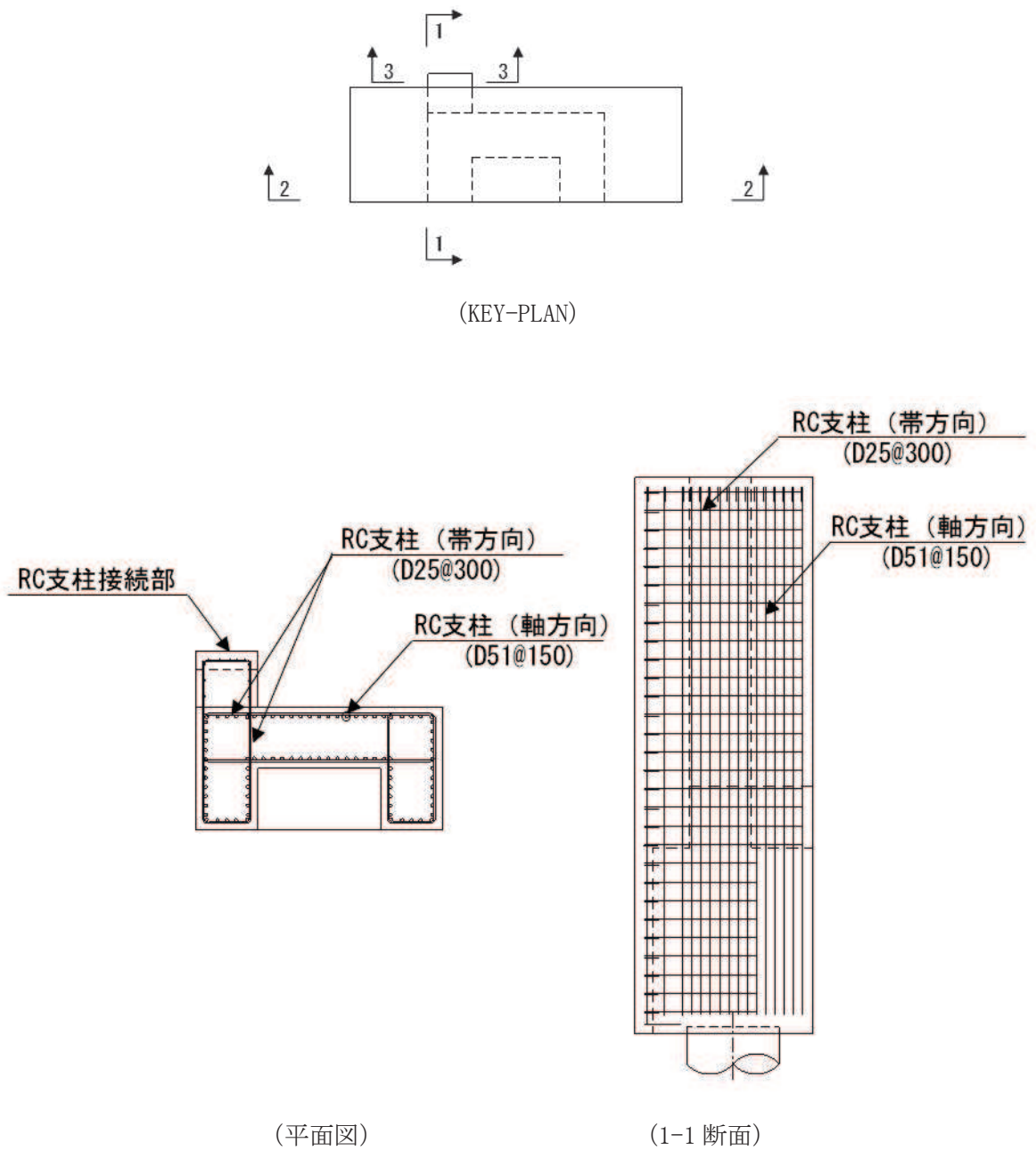
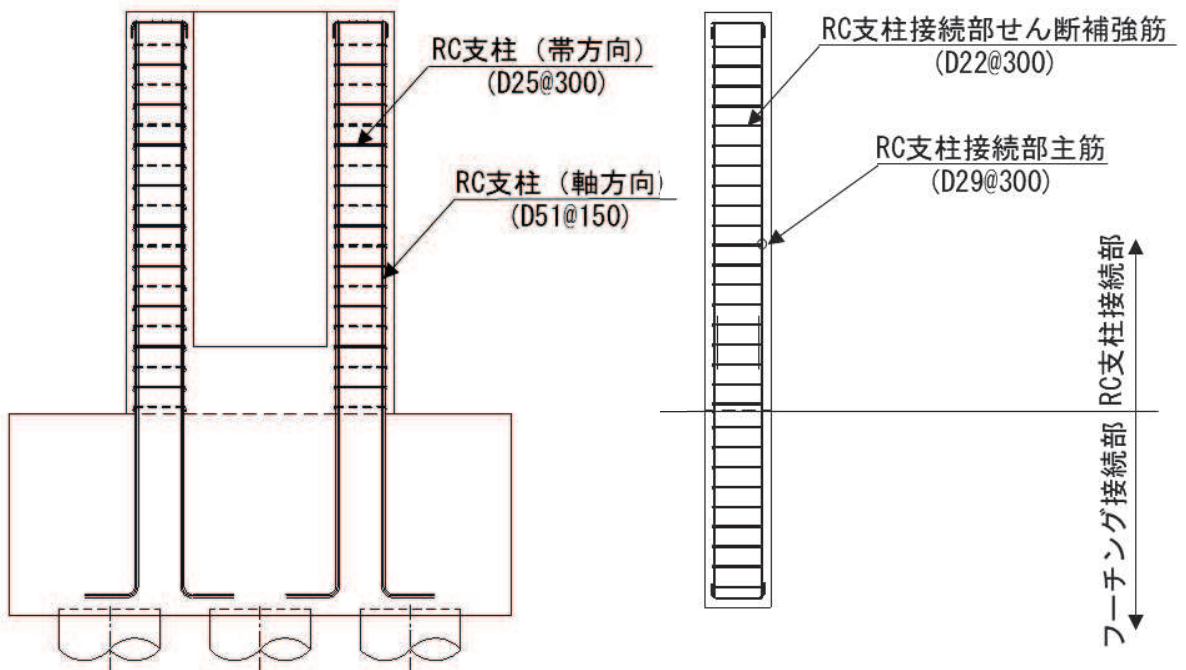
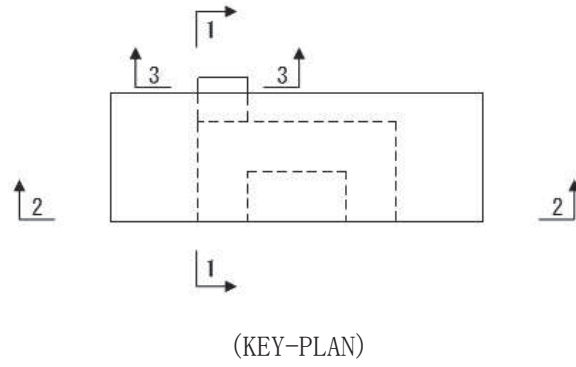


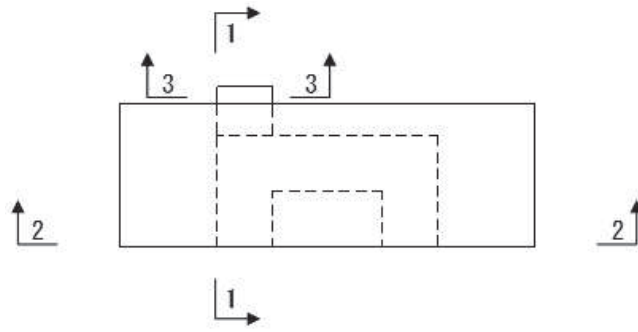
図 2-12(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図  
(鋼桁 3 の例)



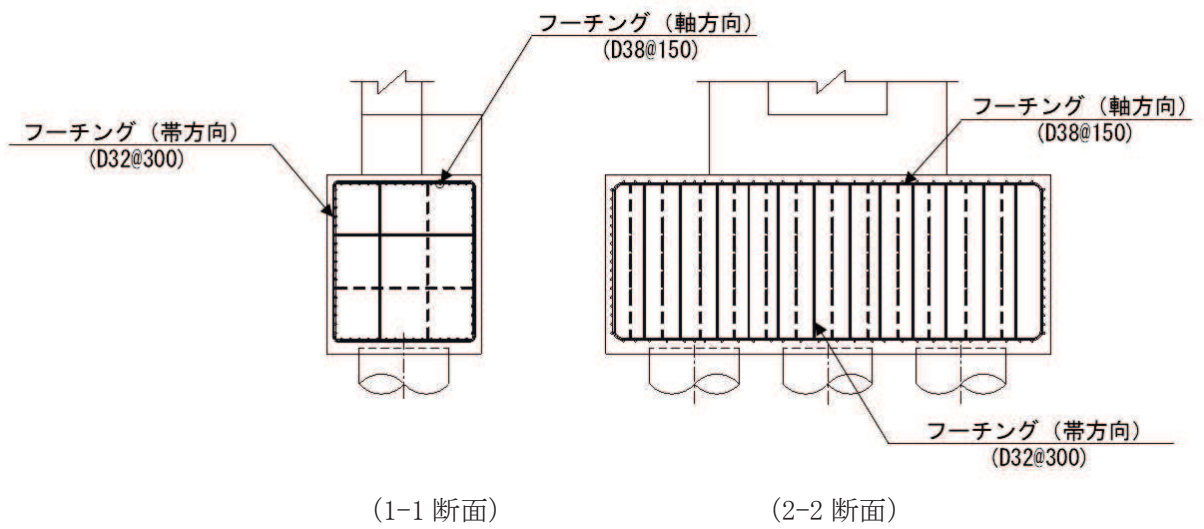
(2-2 断面)

(3-3 断面 (接続部))

図 2-12(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図  
(鋼桁 3 の例)

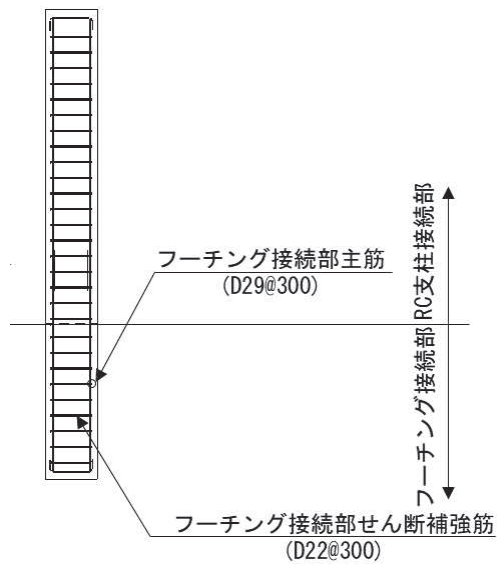


(KEY-PLAN)



(1-1 断面)

(2-2 断面)



(3-3 断面 (接続部))

図 2-13 鋼製遮水壁 (鋼桁) のフーチング配筋概要図  
(鋼桁 3 の例)



### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼桁）が設置される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼桁）の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フローを図 2-14 に示す。

表 2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 性能を有 すること	施設の 健全性	鋼桁	発生する応力等(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
		RC 支柱	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下で あることを確認	短期許容応力度 (曲げ・軸力)及び せん断強度*1,2
		鉛直支承, 水平支 承	発生する応力(圧縮)及びひ ずみ量が許容限界以下であ ることを確認。 また, 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。	許容圧縮応力度及 び許容せん断ひず み並びにアンカー ボルトの許容荷重 (引張, せん断)
		上揚力反力梁	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下で あることを確認 また, 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。	短期許容応力度及 びアンカーボルト の許容荷重(引張, せん断)
		フーチング	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下で あることを確認	短期許容応力度 (曲げ・軸力)及び せん断強度*1,2
		鋼管杭・場所打ち コンクリート杭	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下で あることを確認	降伏強度及びせん 断強度*1
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する押し込み力及び引 き抜き力(杭頭の鉛直力) が許容限界以下であること を確認	極限支持力*1

注記\*1： 妥当な安全余裕を考慮する。

\*2： 断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力 を下回れば、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）については コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を、せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

表 2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
止水性を損なわないこと	施設の健全性	鋼桁	発生する応力等(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
		RC 支柱	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*1,2
		鉛直支承, 水平支承	発生する応力(圧縮)及びひずみ量が許容限界以下であることを確認。 また, 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。	許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみ並びにアンカーボルトの許容荷重(引張, せん断)
		上揚力反力梁	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認 また, 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。	短期許容応力度及びアンカーボルトの許容荷重(引張, せん断)
		フーチング	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*1,2
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力等(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*1
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する押し込み力及び引き抜き力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*1
	施設の变形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量

注記\*1： 妥当な安全余裕を考慮する。

\*2： 断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力を下回れば、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）についてはコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を、せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

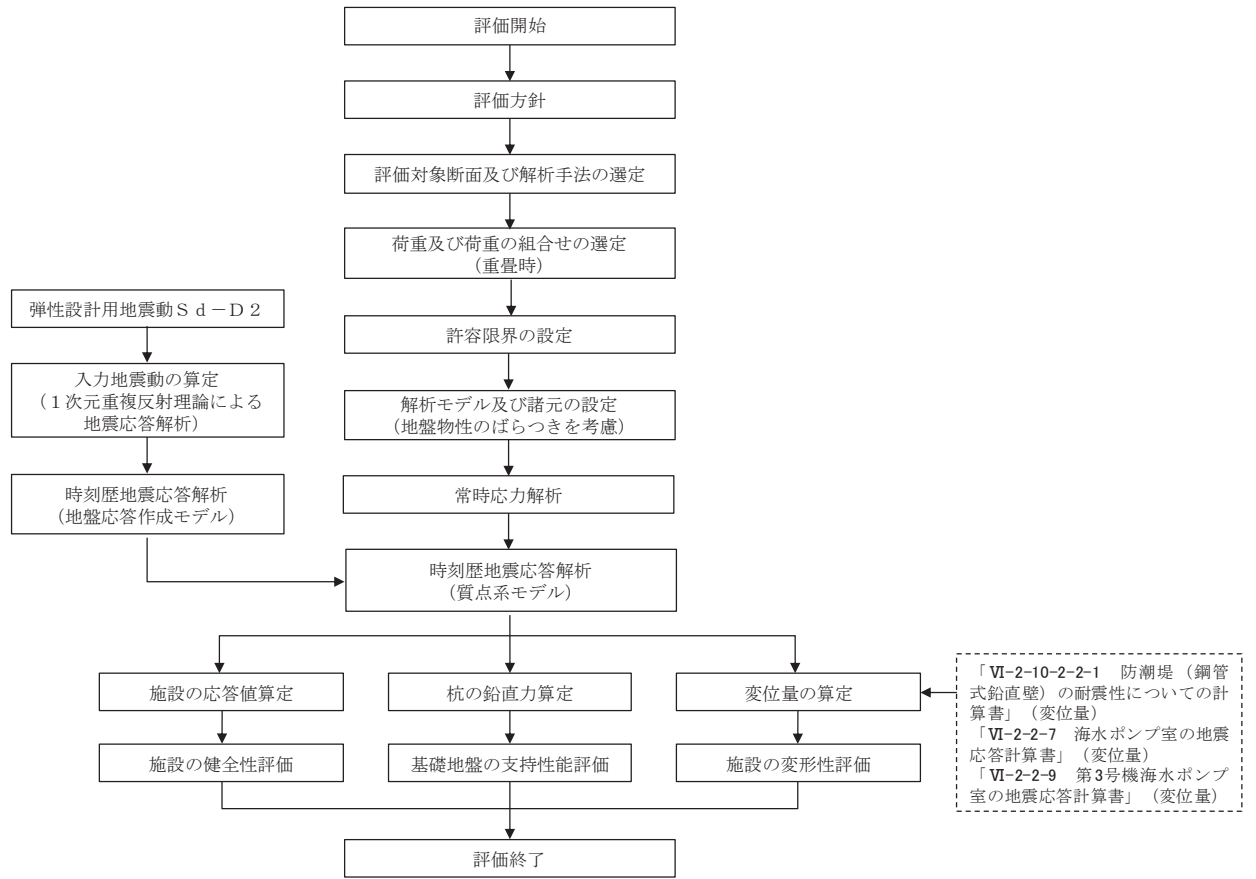


図 2-14 鋼製遮水壁 (鋼桁) の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- ・日本道路協会 平成 16 年 4 月 道路橋支承便覧
- ・日本道路協会 平成 22 年 3 月 道路土工—カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・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・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
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- ・日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・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）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重 (鋼桁)
	kN	固定荷重 (RC 支柱)
	kN	固定荷重 (フーチング)
	kN	固定荷重 (鋼管杭)
	kN	固定荷重 (場所打ちコンクリート杭)
$P_s$	$\text{kN/m}^2$	積雪荷重
$P_k$	$\text{kN/m}^2$	風荷重
$P_h$	$\text{kN/m}^2$	浸水津波荷重
$\gamma_w$	$\text{kN/m}^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$\text{kg/m}^3$	海水の密度
$\sigma_1$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットの曲げ応力度
$N_1$	kN	ブラケットに発生する軸力
$A_1$	$\text{mm}^2$	ブラケットの断面積
$M_1$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	ブラケットに発生する曲げモーメント
$Z_1$	$\text{mm}^3$	ブラケットの断面係数
$\sigma_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットの許容曲げ応力度
$\tau_1$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットのせん断応力度
$S_1$	kN	ブラケットに発生する最大せん断力
$A_{web1}$	$\text{mm}^2$	ブラケットのウェブ断面積
$\tau_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットの許容せん断応力度
$\sigma_2$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットベースプレートの曲げ応力度
$M_2$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	ブラケットベースプレートに発生する曲げモーメント
$Z_2$	$\text{mm}^3$	ブラケットベースプレートの断面係数
$\sigma_{a2}$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットベースプレートの許容曲げ応力度
$\tau_2$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットベースプレートのせん断応力度
$S_2$	kN	ブラケットベースプレートに発生するせん断力
$t_2$	mm	ブラケットベースプレートの板厚
$a_2$	mm	ブラケットベースプレートのリブ間隔
$b_2$	mm	ブラケットベースプレートのリブ間隔
$\tau_{a2}$	$\text{N/mm}^2$	ブラケットベースプレートの許容せん断応力度

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_{ce}$	N/mm <sup>2</sup>	地震時の圧縮応力
$R_L$	kN	下向きの反力
$A_{ce}$	m <sup>2</sup>	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積
$\sigma_{cra}$	N/mm <sup>2</sup>	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値
$\tau_3$	N/mm <sup>2</sup>	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度
$R H_{eq}$	kN	地震時の鋼桁軸方向水平力
$A_{s3}$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの断面積
$\Sigma m$	本	アンカーボルトの総本数
$\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	支承アンカーボルトの許容せん断応力度
$\sigma_4$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁の曲げ応力度
$N_4$	kN	上揚力反力梁に発生する軸力
$A_4$	mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁の断面積
$M_4$	kN・m	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント
$Z_4$	mm <sup>3</sup>	上揚力反力梁の断面係数
$\sigma_{a4}$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁の許容曲げ応力度
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁のせん断応力度
$S_4$	kN	上揚力反力梁に発生する最大せん断力
$A_{web4}$	mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁のウェブ断面積
$\tau_{a4}$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁の許容せん断応力度
$\sigma_5$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度
$M_5$	kN・m	上揚力反力梁支点部ベースプレートに発生する曲げモーメント
$Z_5$	mm <sup>3</sup>	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数
$\sigma_{a5}$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度
$\sigma_6$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度
$M_6$	kN・m	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント
$Z_6$	mm <sup>3</sup>	上揚力反力梁支点部リブの断面係数
$\sigma_{a6}$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度
$\tau_6$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度
$S_6$	kN	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力
$A_{web6}$	mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積
$\tau_{a6}$	N/mm <sup>2</sup>	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度

表 3-1 (3) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$T_{d7}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの引張力
$P_{a7}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力
$F_7$	kN	アンカーボルト 1 本あたりのせん断力
$q_{a7}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力
$\sigma_7$	N/mm <sup>2</sup>	アンカープレートの曲げ応力度
$M_7$	kN・m	アンカープレートに発生する曲げモーメント
$Z_7$	mm <sup>3</sup>	アンカープレートの断面係数
$\sigma_{a7}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカープレートの許容曲げ応力度
$\tau_7$	N/mm <sup>2</sup>	アンカープレートのせん断応力度
$S_7$	kN	アンカープレートに発生する最大せん断力
$A_{07}$	mm <sup>2</sup>	アンカープレート断面積
$\tau_{a7}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカープレートの許容せん断応力度
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
$My_8$	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
$M_8$	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
$N_8$	kN	鋼管杭の軸力
$\tau_8$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度
$S_8$	N	鋼管杭に発生するせん断力
$A_8$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_8$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
$\kappa_8$	—	せん断応力の分布係数



## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

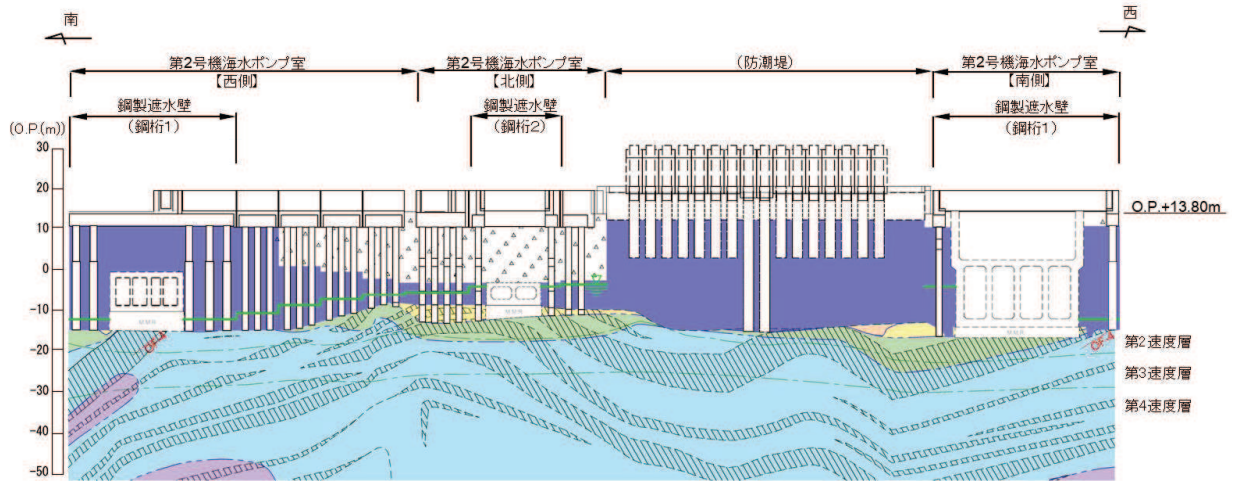
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい桁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の桁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎及び場所打ちコンクリート杭が連続的に配置されていることから、桁軸直角方向が強軸方向となる。そのため、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から桁軸方向及び桁軸直角方向それぞれの方向に加振した場合の影響を評価する。

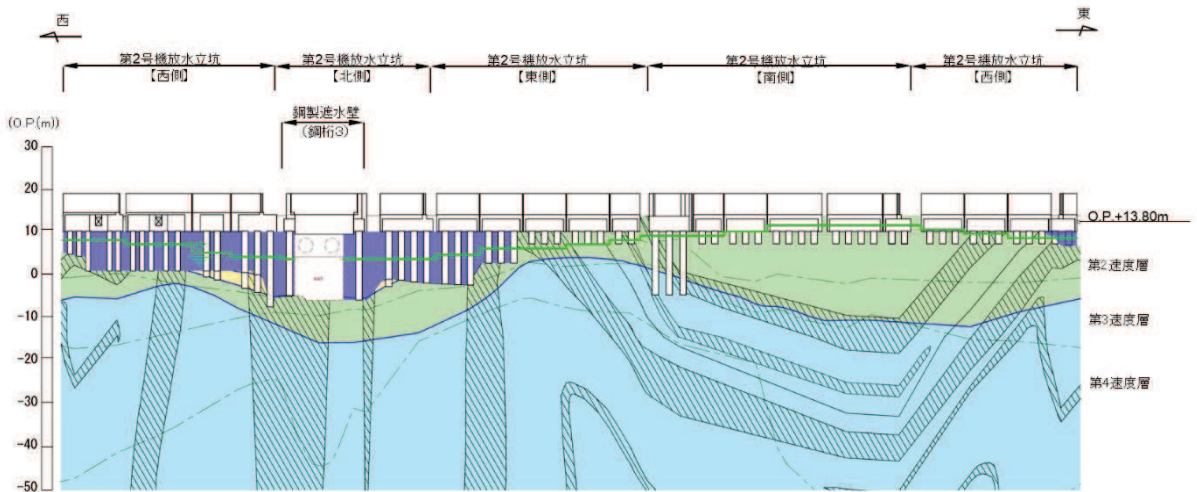
鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

ここで、防潮壁基礎杭周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、地盤の変形抑制及び液状化対策のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は側方地盤の液状化等の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍（以下、改良幅 2D という。）としている。なお、地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

また、第 3 号機放水立坑防潮壁においては、放水立坑の損傷による影響を抑制するため、放水立坑周辺を地盤改良する計画としている。この地盤改良についても、地盤の変形抑制及び液状化対策に寄与するものと考えられるが、改良幅 2D を有していないことから、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価においては評価上考慮しない方針とする。ただし、変形性評価においては相対変位の観点から考慮する。



(第2号機海水ポンプ室)



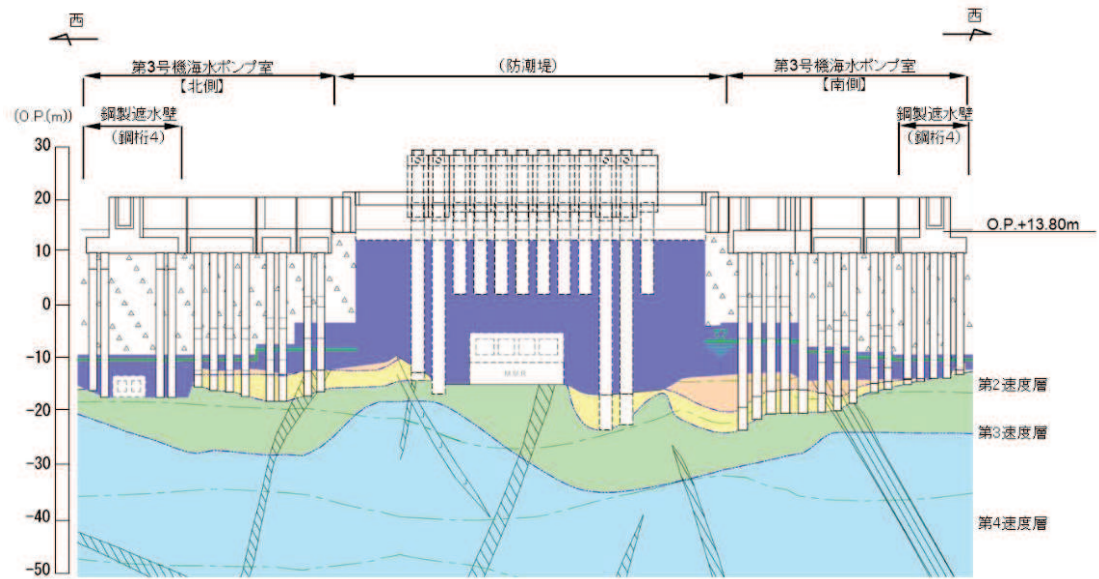
(第2号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	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
	改良地盤等		地下水位

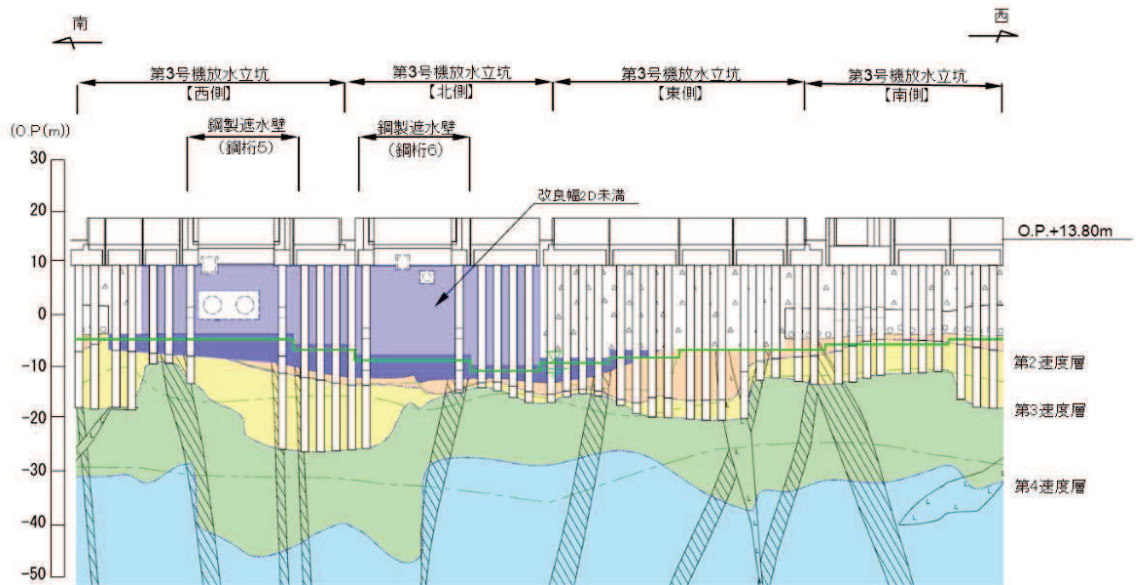
注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>L</sub>級岩盤上面（又はC<sub>M</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図3-1(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図  
(第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室\*1,\*2)



(第3号機放水立坑\*1,\*2)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	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
	改良地盤等		地 下 水 位

注記：\*1：鋼管杭下端は  $C_L$  級岩盤上面（又は  $C_M$  級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図  
(第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑)

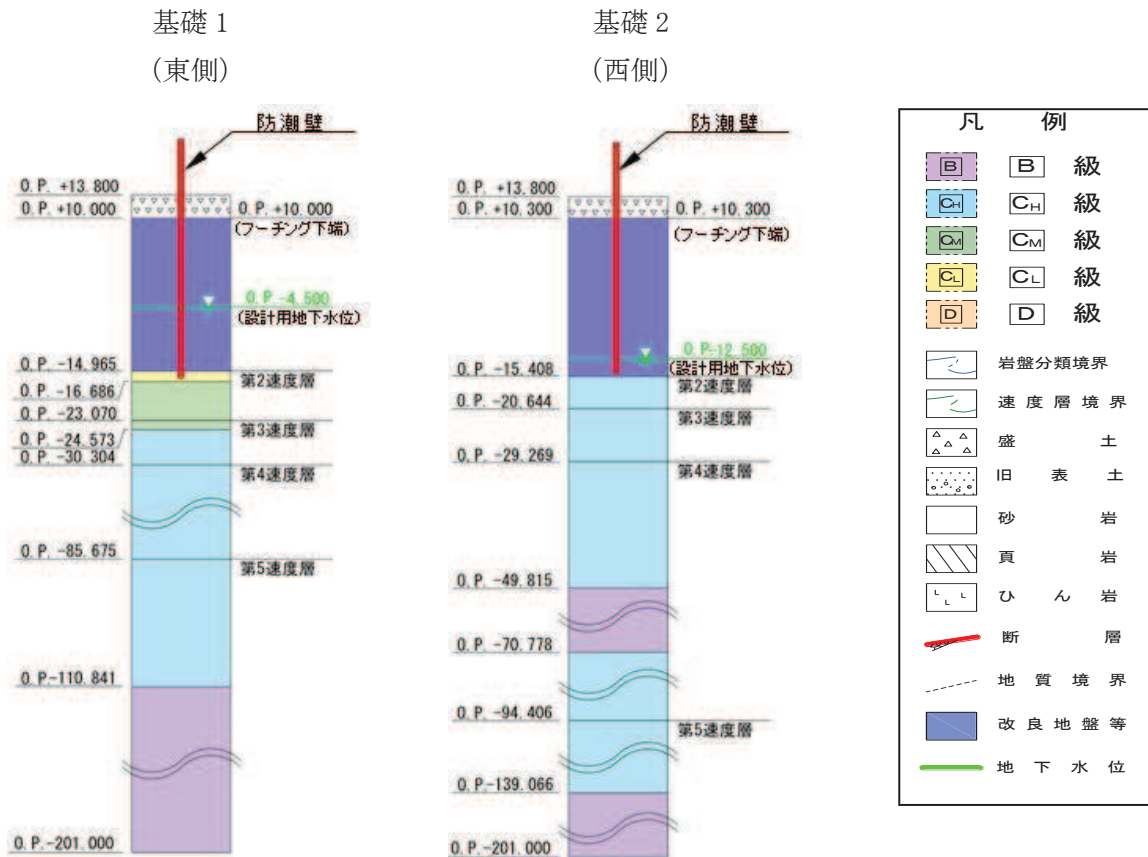


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

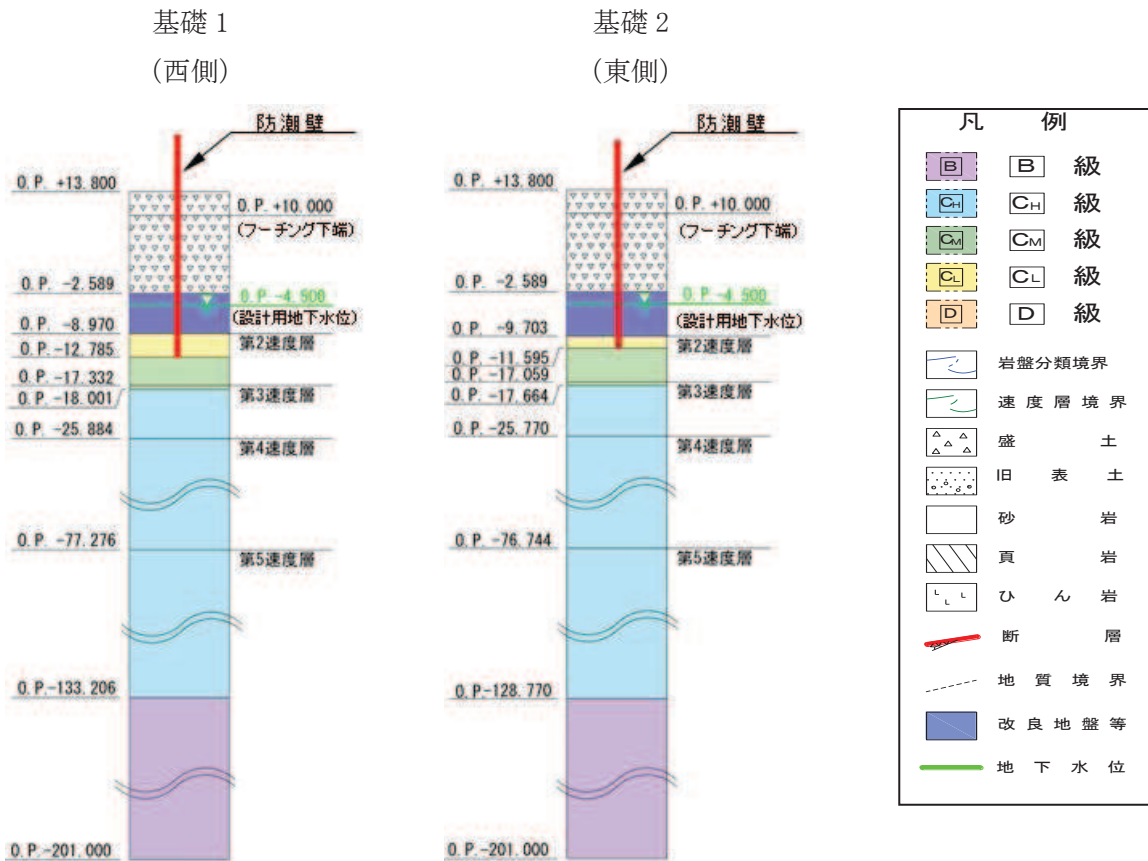


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)

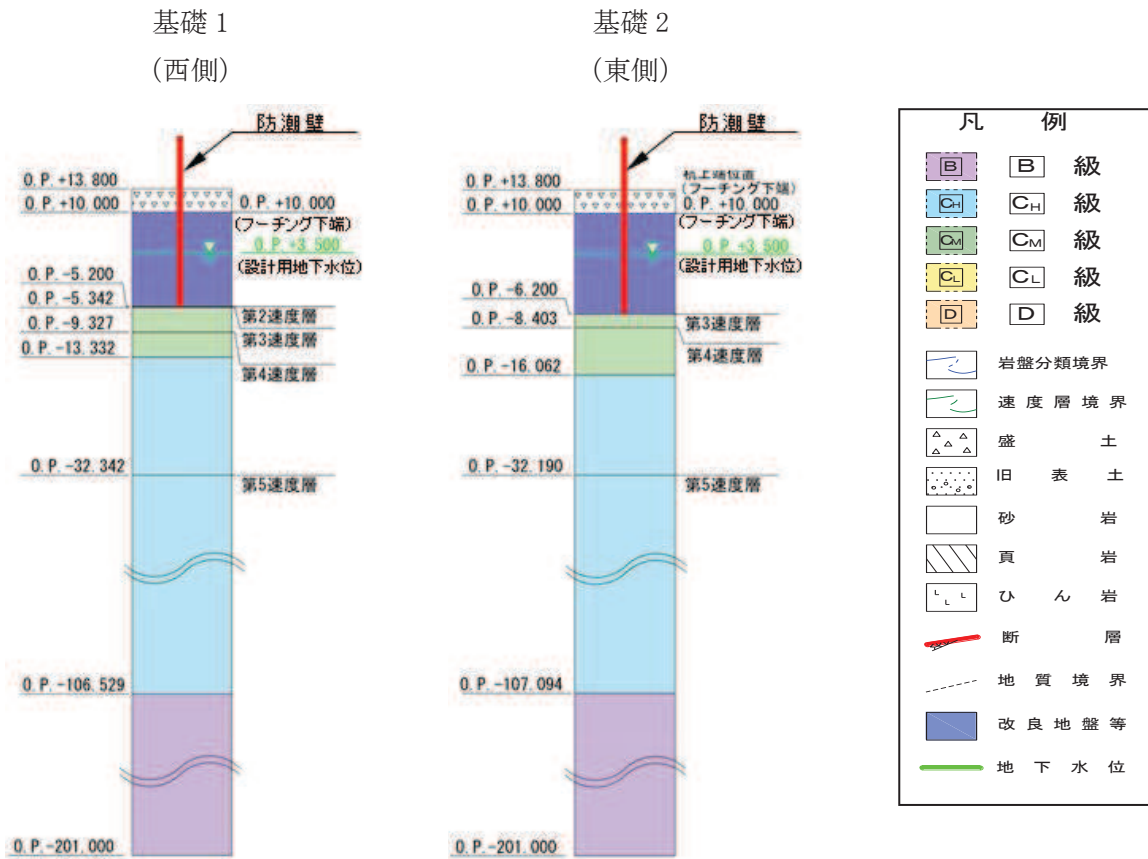


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

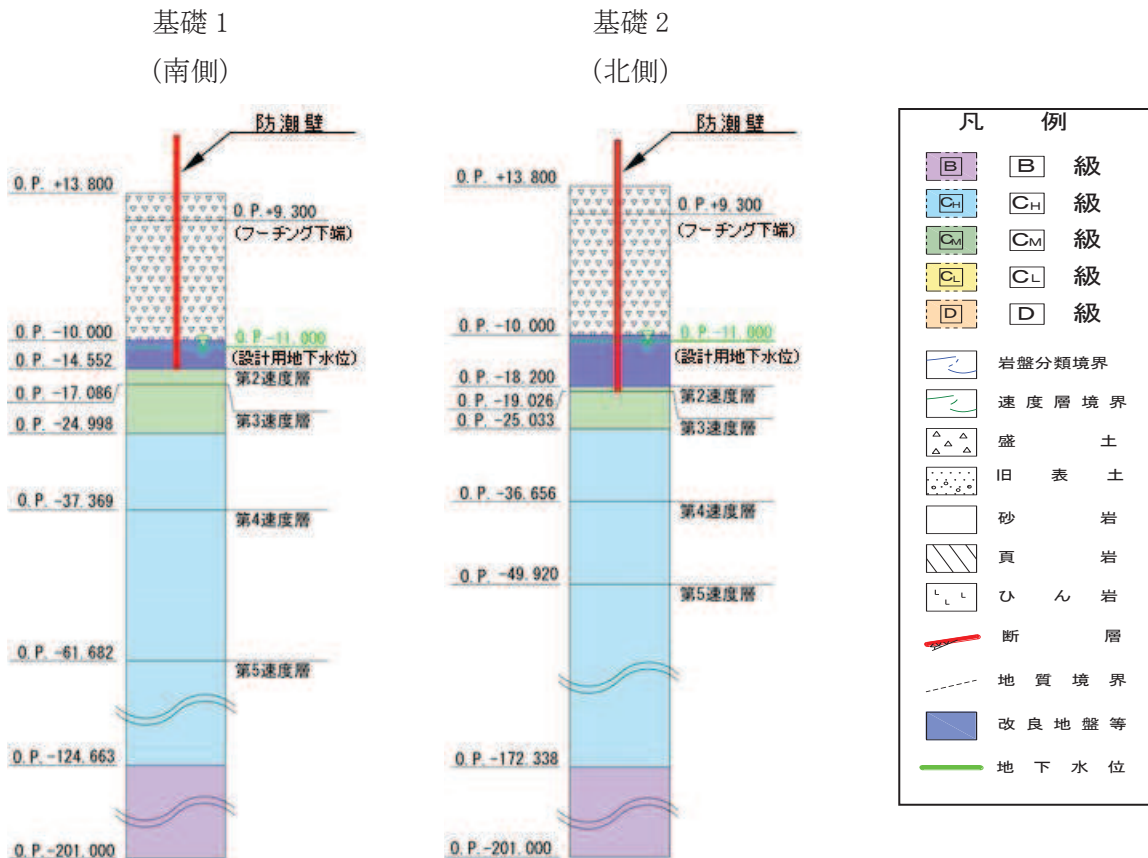


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)

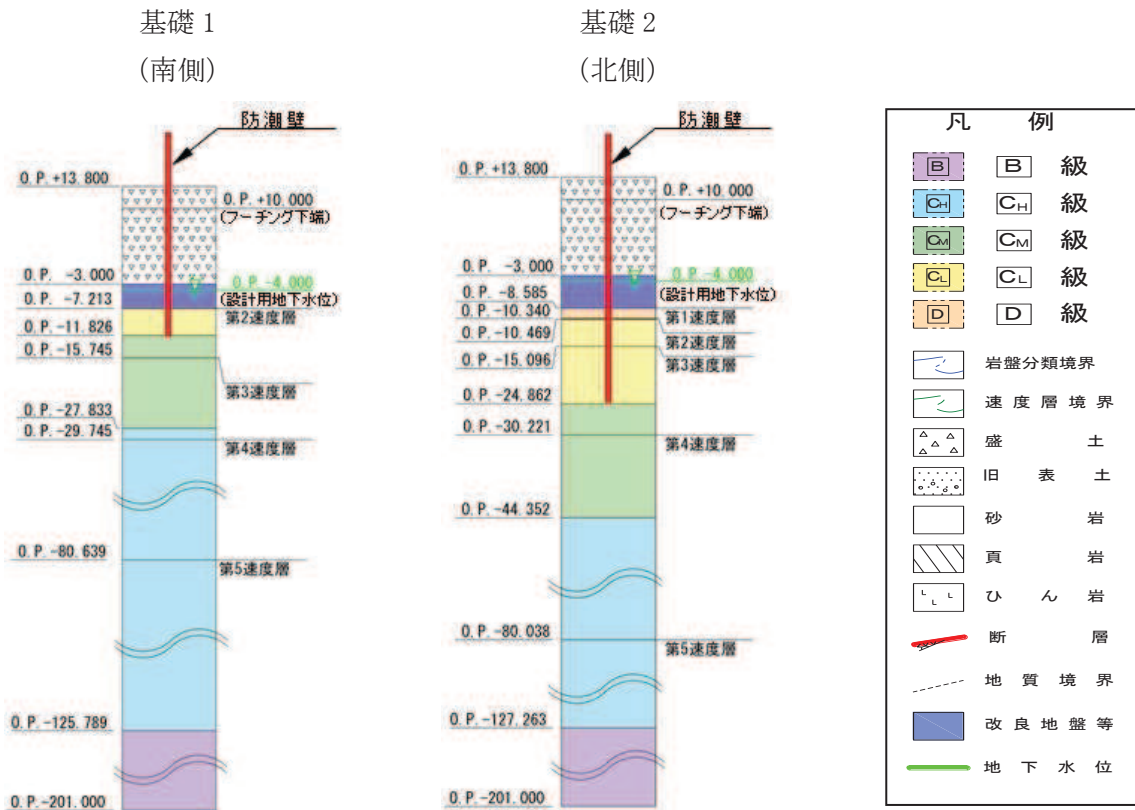


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

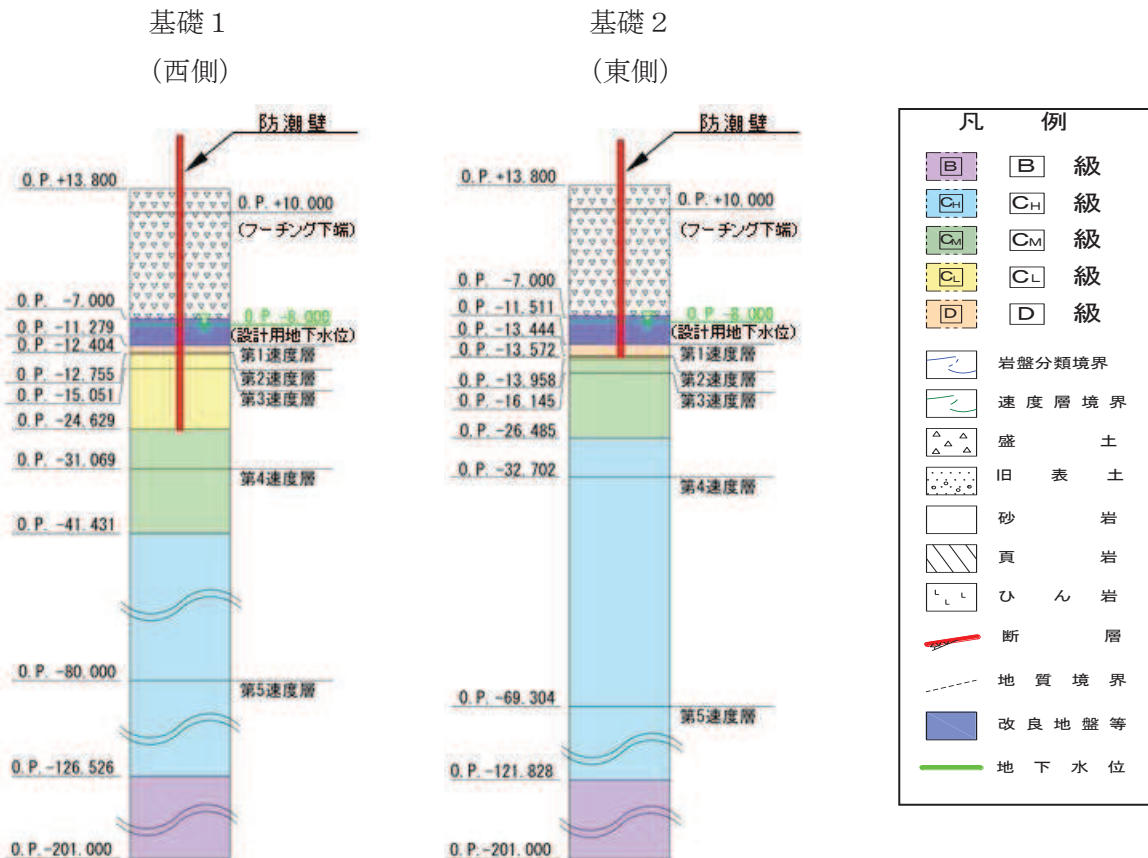


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼桁、RC支柱、鉛直支承、水平支承、上揚力反力梁、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、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し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。荷重は、設計基準風速を  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水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。

##### (4) 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  $+0.5\text{m}$  の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の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、鋼桁 2, 4, 5, 6（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について  $0.4\text{m}$  の揺すり込み沈下を考慮する。

浸水津波荷重については鋼桁下部に作用する上向きの荷重（揚圧力）も考慮するが、鋼桁 1, 4 においては、揚圧力軽減のために鋼桁側部及び底部に開口を設ける構造としているため、鋼桁 2, 3, 5, 6 のみ考慮する。ただし、鋼桁 1, 4 においては 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ことから、ブラケット部（止水ジョイント部含む）に作用する荷重も考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3-2 に示す。



表 3-2 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	設計用津波水位 (m)	備考
鋼桁 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 6	
鋼桁 2 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 6	0. 4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 3 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 9	
鋼桁 4 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 5	0. 4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 5 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +18. 0	0. 4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 6 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +18. 0	0. 4m の揺すり込み沈下を考慮

(5) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

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

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。荷重の算定方法を表 3-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

$G$  : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

表 3-4(1) 荷重の算定方法 (津波時)

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	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	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	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	－	考慮しない

表 3-4(2) 荷重の算定方法 (重畳時)

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	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	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	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。また、浸水高さに応じた動水圧を考慮する。

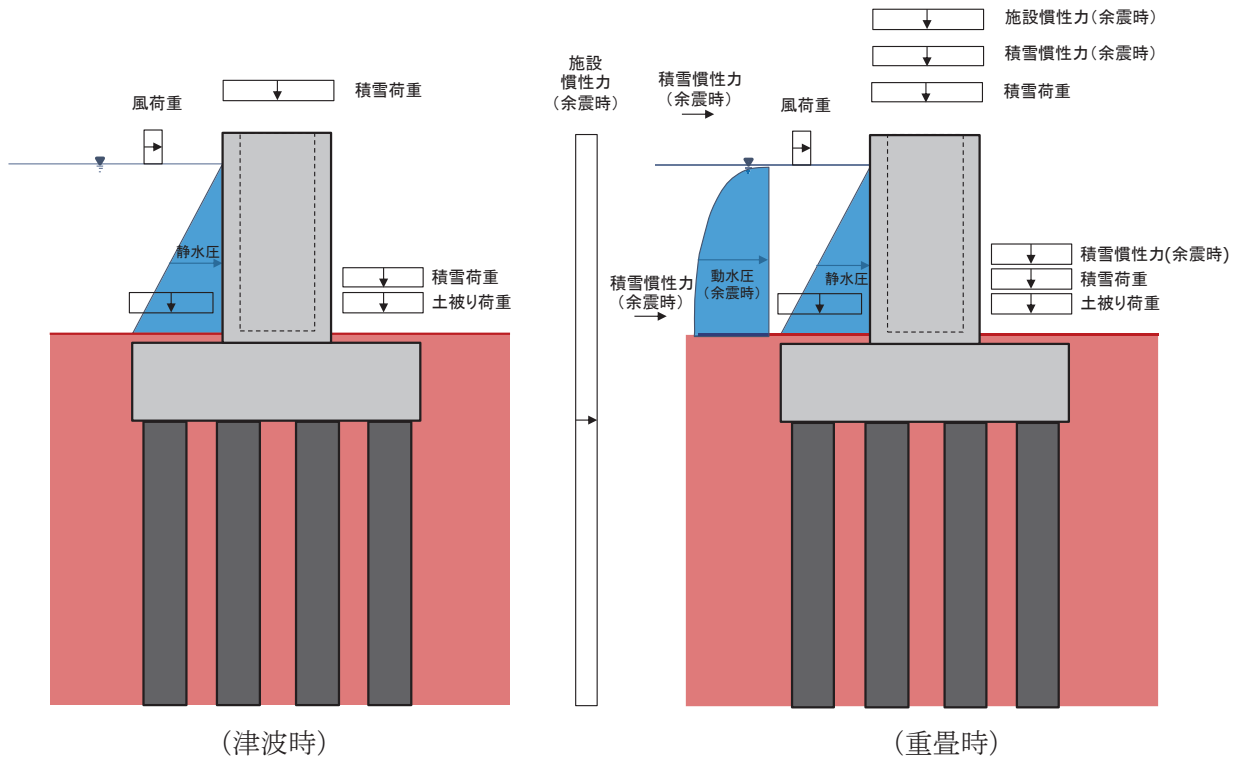


図 3-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図(RC 支柱部)

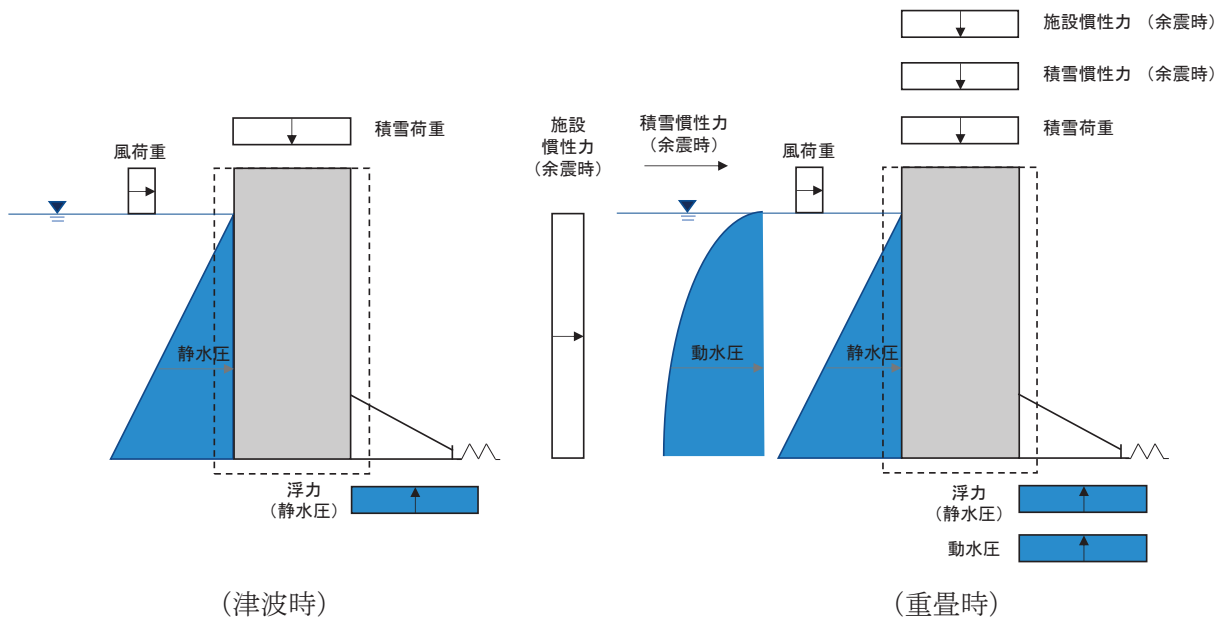


図 3-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 1, 4）の荷重作用図(鋼桁部)

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「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3-5に示す短期許容応力度とする。

表3-5(1) 鋼桁の許容限界（鋼桁1）

種別		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	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	215	322
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*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。

表3-5(2) 鋼桁の許容限界（鋼桁2, 3, 5, 6）※余震時

種別		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> )
SM490Y	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	174	261
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	210	315
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180

注記\*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*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。

表 3-5(3) 鋼桁の許容限界 (鋼桁 4)

種別		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	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	177	265
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*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。

(2) ブラケット

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 3-6 に示す短期許容応力度とする。

表 3-6 ブラケットの許容限界

種別	鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力 度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ブラケット	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：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。

### 3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・軸力については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，表 3-7(1)に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木建造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とし，表 3-7(2)に示すせん断耐力とする。また，ねじりについては，また，ねじりについては，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 3-17(3)に示す短期許容応力度とする。

RC 支柱（接続部）及び RC 支柱（張出部）の許容限界は，曲げについては「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，表 3-7(4)に示す短期許容応力度とする。せん断については，「原子力発電所屋外重要土木建造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とし，表 3-7(5) (6)に示すせん断耐力とする。

表 3-7(1) RC 支柱の許容限界 (曲げ・軸力)

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

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

表 3-7(2) RC 支柱の許容限界 (せん断)

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 1 (基礎 1)	17693
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	17094
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	5457
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	5455
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	9696
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	9696
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 1)	30546
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 2)	30546
	せん断補強筋* (D25@150)	鋼桁 5 (基礎 1)	8321
	せん断補強筋* (D25@150)	鋼桁 5 (基礎 2)	8321
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 1)	7457
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 2)	7457

注記\* : SD345 の降伏強度 (345N/mm<sup>2</sup>) を用いて算定

表 3-7(3) RC 支柱の許容限界（ねじり）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$		
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	290	435

表 3-7(4) RC 支柱（接続部・張出部）の許容限界（曲げ・軸力）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	290	435

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



表 3-7(5) RC 支柱（接続部）の許容限界（せん断）

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 1 (基礎 1)	4086
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 1 (基礎 2)	5557
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	4673
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	6137
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	8396
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	9408
	せん断補強筋 (D29@600)	鋼桁 4 (基礎 2)	19421
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 5 (基礎 1)	3814
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 5 (基礎 2)	3777
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 6 (基礎 1)	3777
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 6 (基礎 2)	3777

表 3-7(6) RC 支柱（張出部）の許容限界（せん断）

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 1 (基礎 1)	12297
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	12297
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	3384
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	3384
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	3860
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	3860
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 4 (基礎 1)	12359
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 4 (基礎 2)	12359
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 5 (基礎 1)	2565
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 5 (基礎 2)	2565
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 1)	2685

### 3.4.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承（ゴム支承）の許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）」に基づき，表3-8に示す許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみとする。

また，アンカーボルトの許容限界は，「道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）」に基づき短期荷重時として表3-9に示す。

表3-8 水平支承・鉛直支承（ゴム支承）の許容限界

種別	許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断ひずみ (%)
水平支承 (鋼桁 1, 4)	235	250
鉛直支承 (鋼桁 1, 4)	194	
水平支承 ・鉛直支承 (鋼桁 2, 3, 5, 6)	70	

表3-9 水平支承・鉛直支承（アンカーボルト）の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	異形棒鋼 (SD345)	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	200
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		115	172

注記\*1：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。

### 3.4.4 上揚力反力梁

上揚力反力梁の許容限界は、「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3-10に示す短期許容応力度とする。

また，アンカーボルトの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として表3-11に示す。

表3-10 上揚力反力梁の許容限界（反力梁，アンカープレート）

種別	鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
		許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	
上揚力反力梁 (鋼桁 1, 4)	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
上揚力反力梁 (鋼桁 2, 3, 5, 6)	SM490Y	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
アンカープレート (鋼桁 1, 4)	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
アンカープレート (鋼桁 2, 3, 5, 6)	SM490Y	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180

注記\*1：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。

表3-11 上揚力反力梁の許容限界（アンカーボルト）

断面	種別	引張 (kN)	せん断 (kN)
鋼桁 1	アンカーボルト M48 SNR490B 有効埋め込み長 2000mm	453	183
鋼桁 2	アンカーボルト M30 SNR490B 有効埋め込み長 600mm	201	116
鋼桁 3	アンカーボルト M30 SNR490B 有効埋め込み長 600mm	201	116
鋼桁 4	アンカーボルト M48 SNR490B 有効埋め込み長 2000mm	453	183
鋼桁 5	アンカーボルト M30 SNR490B 有効埋め込み長 600mm	201	116
鋼桁 6	アンカーボルト M30 SNR490B 有効埋め込み長 600mm	201	116

### 3.4.5 フーチング

フーチング(本体)の許容限界は、曲げ・軸力については「道路土一カルバート工指針(日本道路協会、平成21年度版)」及び「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会、2002年制定)」並びに「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、表3-12(1)に示す短期許容応力度とする。せん断については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会 原子力土木委員会、2005年6月)」に基づき、「(1)棒部材式」、「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とし、表3-12(2)に示すせん断耐力とする。また、ねじりについては、「道路橋示方書(I共通編・IIIコンクリート橋編)・同解説(日本道路協会、平成14年3月)」に基づき、表3-17(3)に示す短期許容応力度とする。

フーチング(接続部)の許容限界は、曲げ・軸力については「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会、2002年制定)」に基づき、表3-17(4)に示す短期許容応力度とする。せん断については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会 原子力土木委員会、2005年6月)」に基づき、「(1)棒部材式」、「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まる、表3-17(5)に示すせん断耐力とする。

表3-12(1) フーチングの許容限界 (曲げ・軸力)

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3-12(2) フーチング (本体) の許容限界 (せん断)

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D29@300)	鋼桁 1 (基礎 1)	Sy:16998 Sz:17328
	せん断補強筋 (D29@300)	鋼桁 1 (基礎 2)	Sy:18023 Sz:19945
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	Sy:21872 Sz:21569
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	Sy:21872 Sz:21569
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	Sy:17678 Sz:18047
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	Sy:17678 Sz:18047
	せん断補強筋 (D19@300)	鋼桁 4 (基礎 1)	Sy:36962 Sz:38336
	せん断補強筋 (D19@300)	鋼桁 4 (基礎 2)	Sy:71574 Sz:65306
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 5 (基礎 1)	Sy:21820 Sz: 22191
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 5 (基礎 2)	Sy:21820 Sz: 22191
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 6 (基礎 1)	Sy:26713 Sz:27804
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 6 (基礎 2)	Sy:26713 Sz:27804

表 3-12(3) フーチング (本体) の許容限界 (ねじり)

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$		
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	290	435

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

表 3-12(4) フーチング (接続部) の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$		
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

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

表 3-12(5) フーチング (接続部) の許容限界 (せん断)

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 1 (基礎 1)	3644
	せん断補強筋 (D25@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	8843
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	2836
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	5972
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	6364
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	5272
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 4 (基礎 1)	6653
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 4 (基礎 2)	6119
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 5 (基礎 1)	4128
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 5 (基礎 2)	3675
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 6 (基礎 1)	4962
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼桁 6 (基礎 2)	4962



### 3.4.6 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

鋼管杭及び場所打ちコンクリートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，鋼管杭については，表3-13に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。場所打ちコンクリート杭については，表3-14に示す鉄筋の降伏応力度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。

杭頭部については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・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，表3-15に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表3-13 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SKK490 ( t < 40mm)	315	160
	SM570 ( t < 40mm)	450	260

表 3-14 場所打ちコンクリート杭の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
場所打ち コンクリート杭	軸方向鉄筋(SD490)	490
	帯鉄筋(SD345)	345

表 3-15 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.4.7 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-16 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-16 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 350 (245* <sup>1</sup> ) せん断方向 350 (245* <sup>1</sup> )

注記\*1：鋼桁（鋼桁 1 及び鋼桁 4）と海水ポンプ室間においては、設置時に初期遊間として試験で止水性を確認しているボルトの初期間隔より +105mm で設置しているため、許容限界は 105mm を引いた値とする。

### 3.4.8 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

押し込みについては、杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮する。

引き抜き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）の杭基礎（中掘り杭工法）に基づき周面摩擦力及び自重による極限支持力を設定する。

表3-17に基礎地盤の許容限界を示す。

表3-17 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)	
極限支持力	鋼桁1 (狐崎部層)	基礎1	13.7	10890
		基礎2	13.7	13970
	鋼桁2 (狐崎部層)	基礎1	13.7	8194
		基礎2	13.7	8546
	鋼桁3 (狐崎部層)	基礎1	13.7	7254
		基礎2	13.7	7730
	鋼桁4 (牧の浜部層)	基礎1	11.4	11943
		基礎2	11.4	13617
	鋼桁5 (牧の浜部層)	基礎1	11.4	7384
		基礎2	11.4	8947
	鋼桁6 (牧の浜部層)	基礎1	11.4	10623
		基礎2	11.4	11015

### 3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、前述のとおり、津波時において、「3.3.5 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、「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。

#### 3.5.1 地震応答解析手法

鋼製遮水壁（鋼桁）は、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、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

ここで、前述のとおり、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土及び盛土は改良幅 2D を確保するよう地盤改良を行う計画としている。

よって、地盤応答作成に係る解析手法については、図 3-4 に示す解析手法の選定フローに基づき全応力解析とし、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は概ね水平成層をなしていること及び地層境界部付近の剛性差の影響を保守的に評価すること等の観点から、水平成層地盤を仮定した一次元地震応答解析（全応力非線形解析）により作成した地盤応答を用い、上述の連成モデルにて時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-5 に示す。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

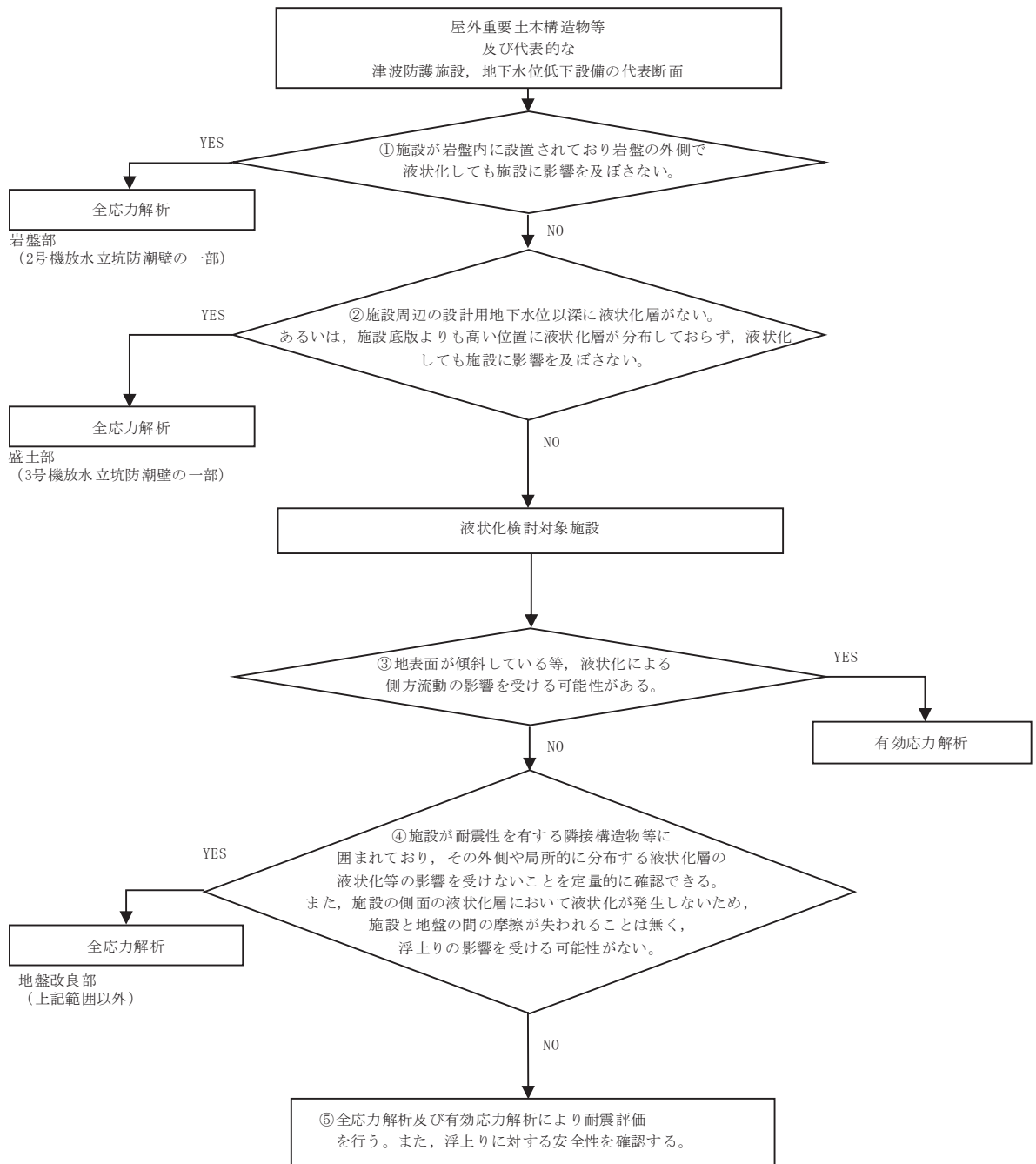


図 3-4 防潮壁の解析手法の選定フロー

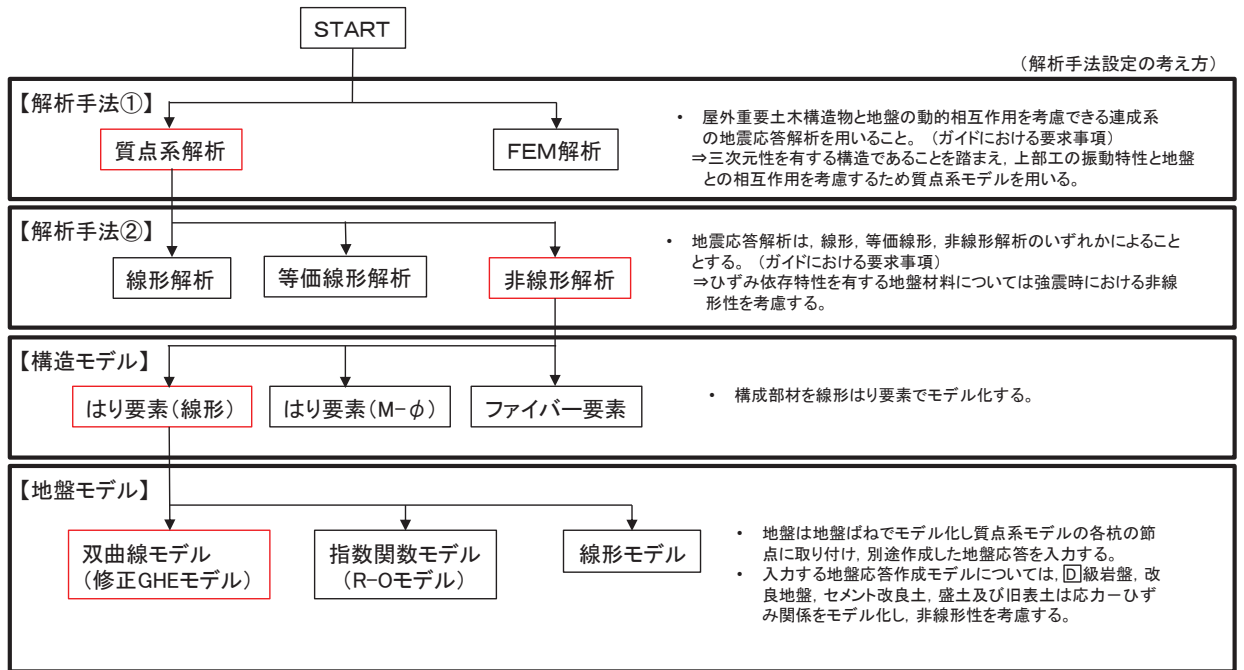


図 3-5 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼桁の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。表 3-18 に解析ケースを示す。

図 3-1 及び図 3-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼桁）の周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、これらの地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

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

詳細な解析ケースの考え方は、「3.5.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-18 解析ケース

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



### 3.5.3 減衰定数

地震応答解析における減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、「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、表 3-19 に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-6 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-19 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼桁)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	3% (RC 支柱)	5% (フーチング)
ゴム支承	5.5% (水平支承, 鉛直支承)	—

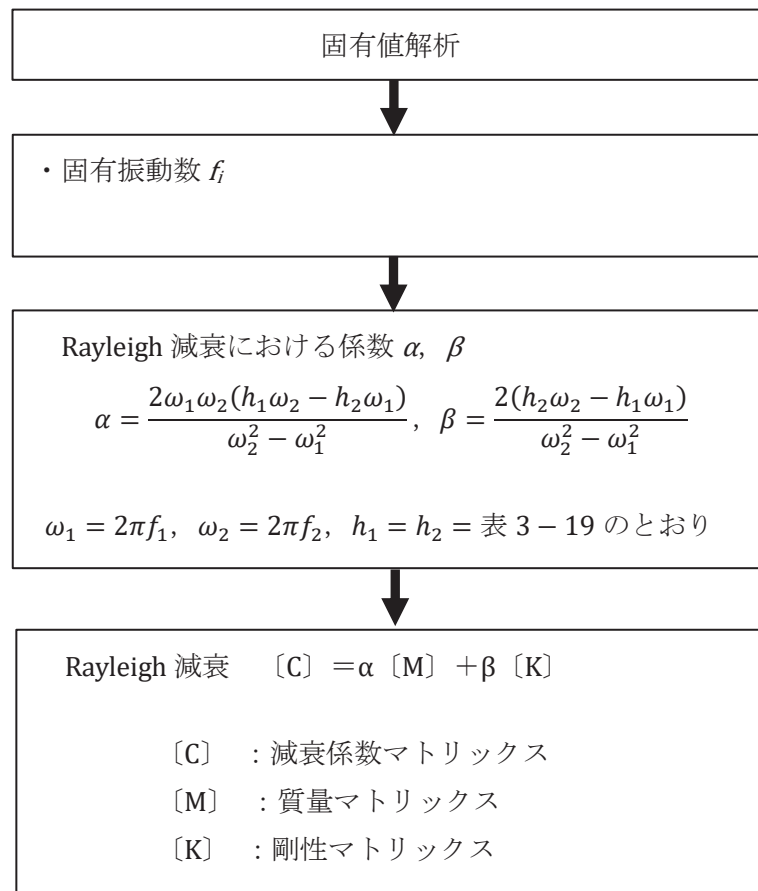


図 3-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤及び構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 3-20 に示す。

表 3-20(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	0.379	0.0003
鋼桁 2	0.492	0.0008
鋼桁 3	1.025	0.0003
鋼桁 4	0.267	0.0011
鋼桁 5	0.567	0.0007
鋼桁 6	0.501	0.0007

表 3-20(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	0.568	0.0004
鋼桁 2	0.738	0.0012
鋼桁 3	1.538	0.0004
鋼桁 4	0.400	0.0017
鋼桁 5	0.850	0.0010
鋼桁 6	0.751	0.0011

表 3-20(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	0.947	0.0007
鋼桁 2	1.229	0.0019
鋼桁 3	2.563	0.0007
鋼桁 4	0.666	0.0028
鋼桁 5	1.417	0.0016
鋼桁 6	1.252	0.0018

表 3-20(4) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5.5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	1.042	0.0008
鋼桁 2	1.352	0.0021
鋼桁 3	2.819	0.0008
鋼桁 4	0.733	0.0031
鋼桁 5	1.559	0.0018
鋼桁 6	1.378	0.0020

#### 3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-21 に示すケース②及び③を実施する

表 3-21 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		---*	○	

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

### 3.5.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-7 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (鋼桁 1~3) は図 3-8 に、第 3 号機側 (鋼桁 4~6) は図 3-9 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

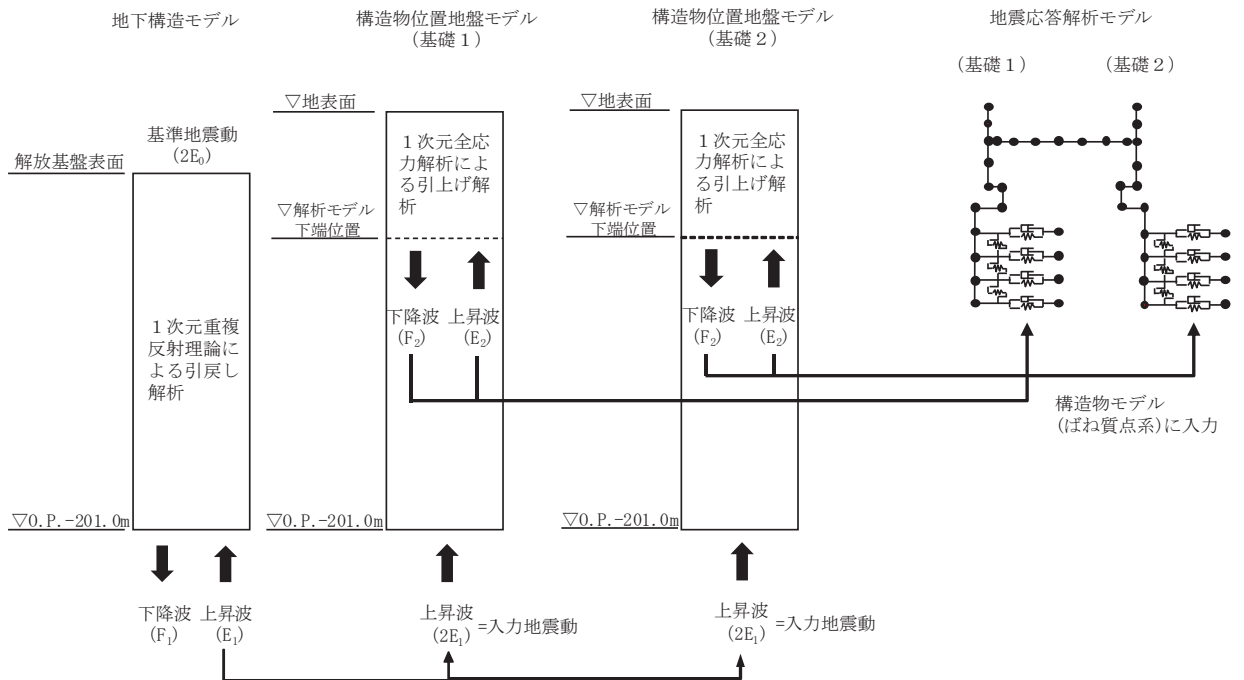
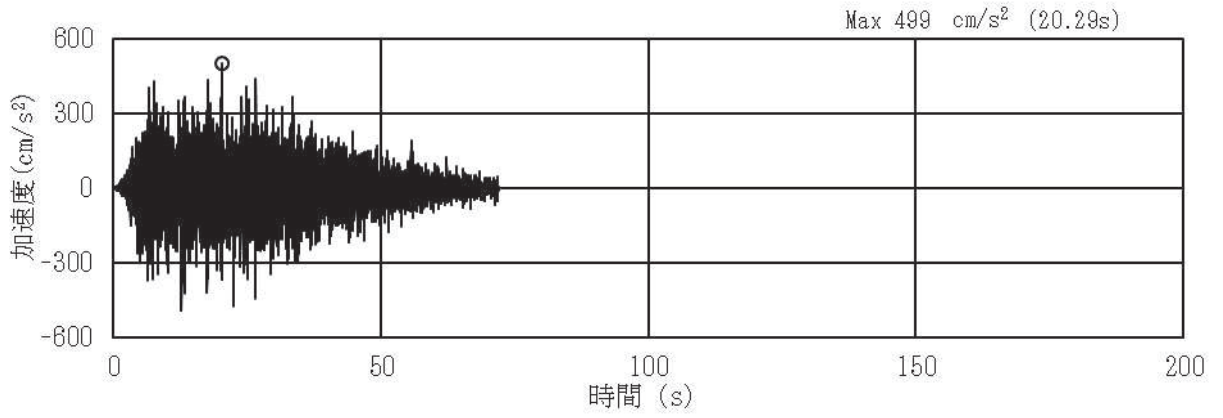
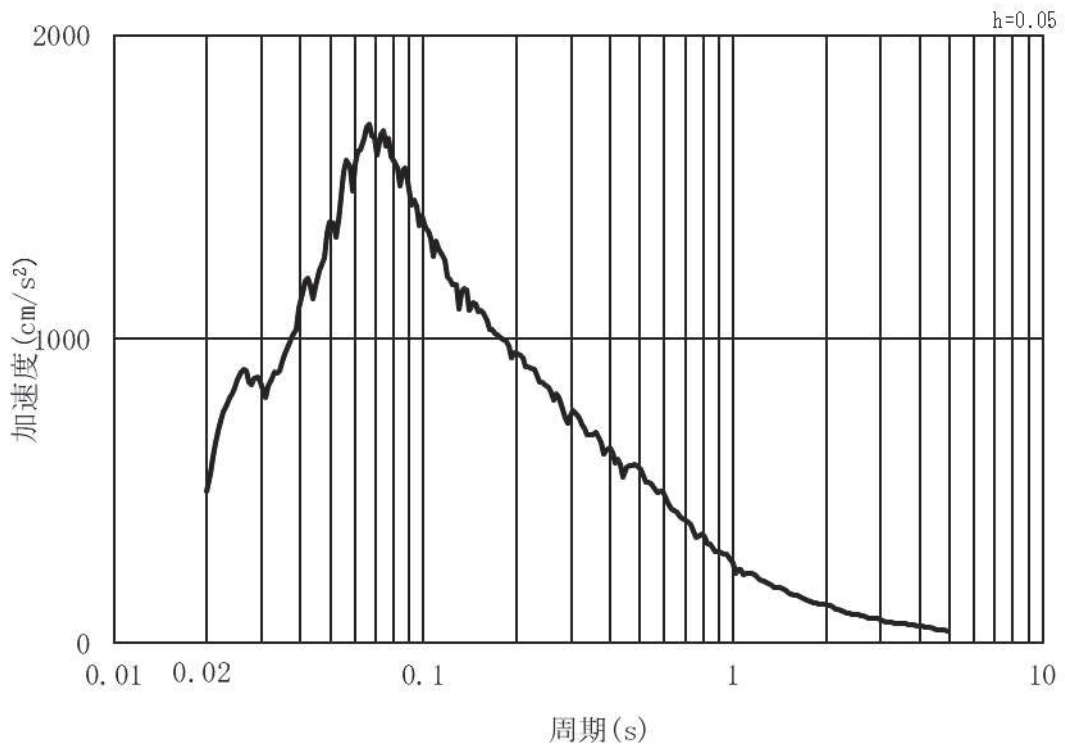


図 3-7 入力地震動算定の概念図

a. 鋼桁 1, 鋼桁 2, 鋼桁 3



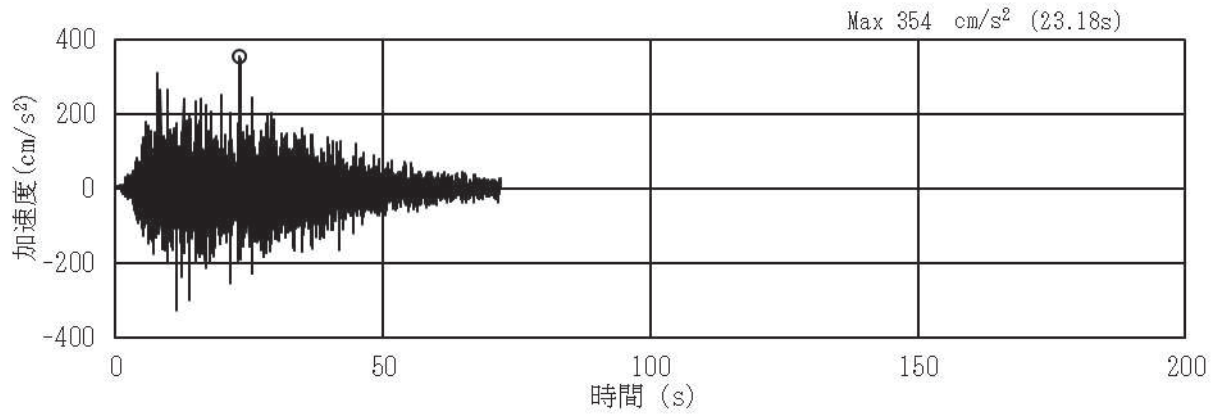
(a) 加速度時刻歴波形



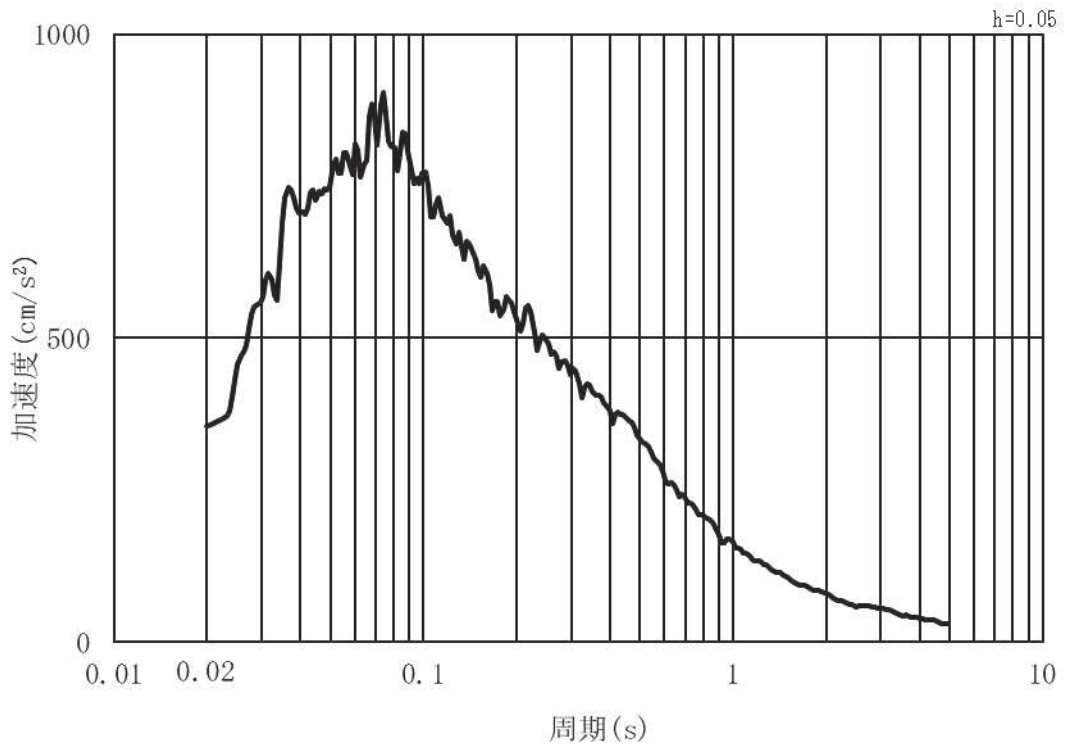
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S d - D 2) 第 2 号機側





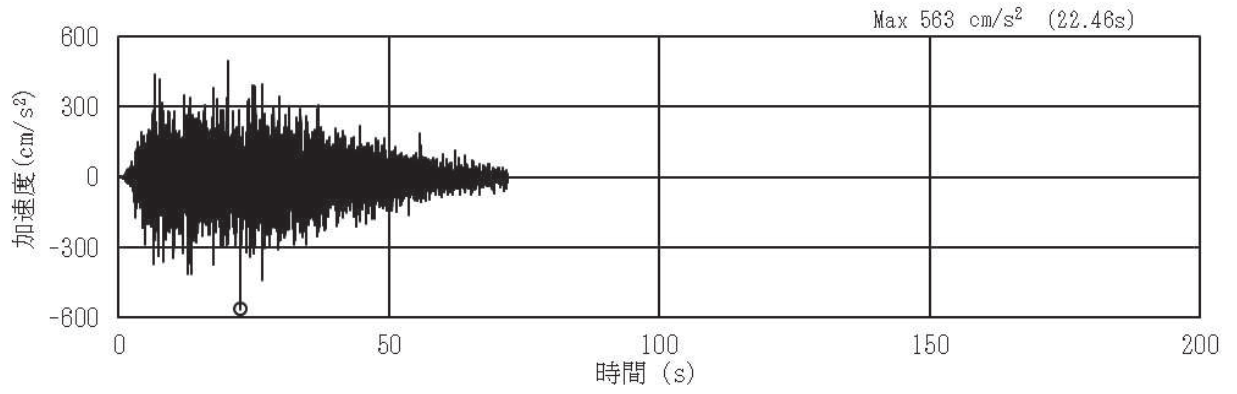
(a) 加速度時刻歴波形



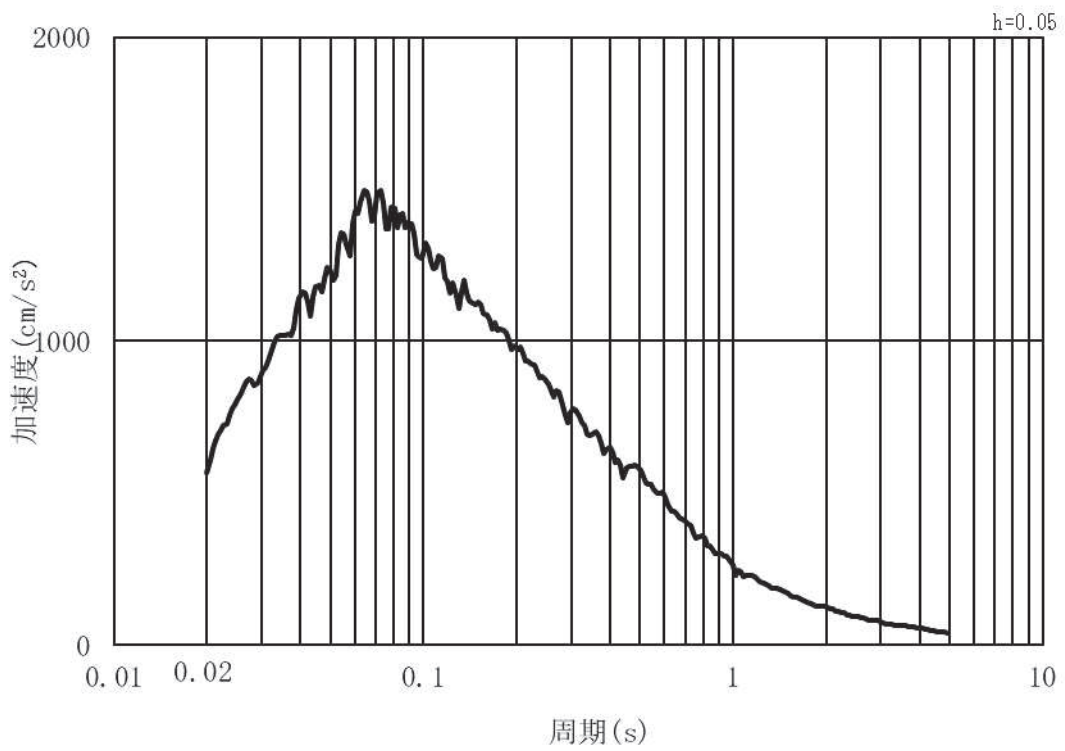
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

b. 鋼桁 4, 鋼桁 5, 鋼桁 6

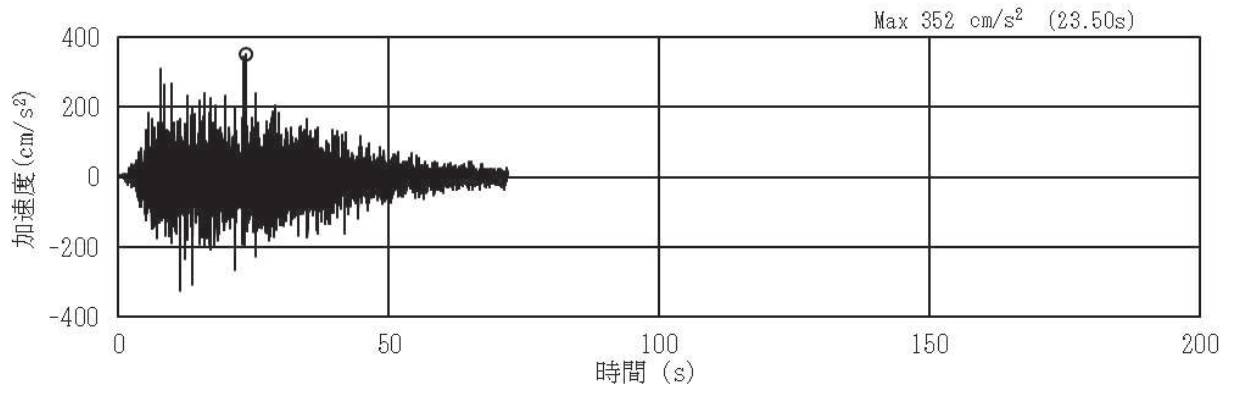


(a) 加速度時刻歴波形

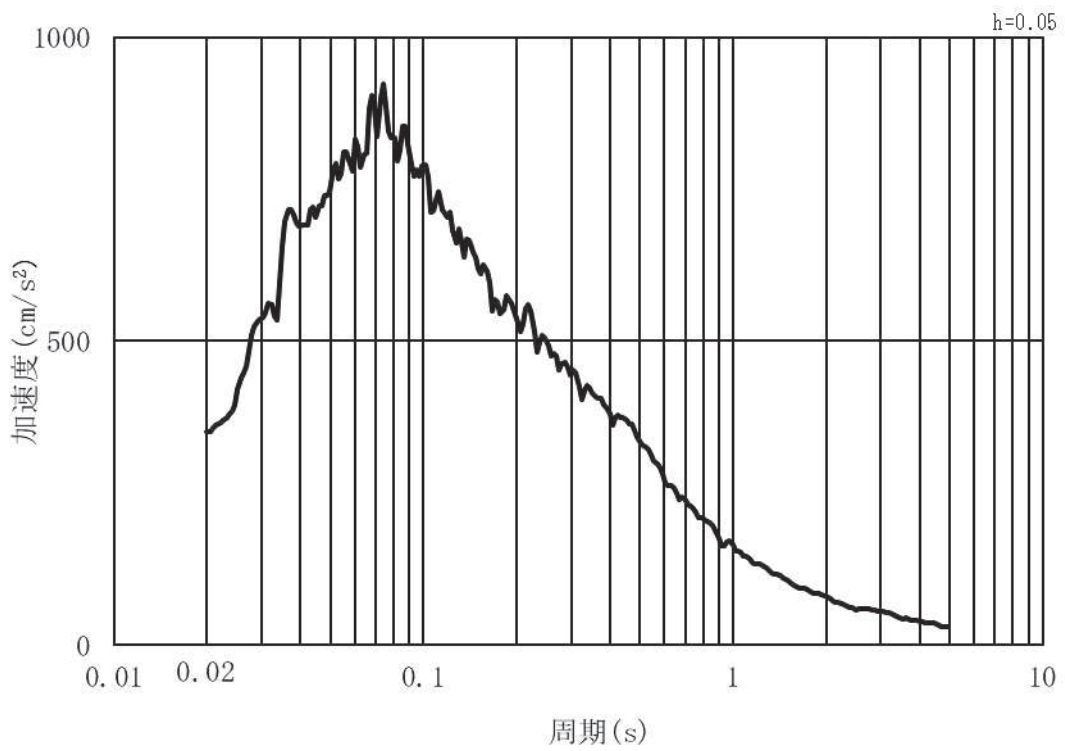


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S d - D 2) 第 3 号機側

### 3.5.6 解析モデル

#### (1) 構造物のモデル化

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析モデルを図 3-10 に示す。

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

鋼桁については、別途格子状の三次元フレームモデルを用いた静的解析を行うための慣性力算定に用いる応答震度を算定することが目的であるため、格子状のモデルと同等の応答を得られるよう、主要な構造部材であるダイヤフラム（鉛直部材）位置で節点分割し、はり要素及び節点に分担幅あたりの断面性能及び質量を付与する。断面性能の算定においては、鋼桁は 3 連の箱形断面とする。なお、鋼桁 1, 4 においては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ため、開口の面積比率を考慮した換算板厚として断面性能を付与する。

RC 支柱とフーチングについては各部材の重心位置でモデル化し断面性能と質量を付与する。RC 支柱の鉛直方向座標の節点位置は、鋼桁の静的解析へ入力する変位抽出を目的に水平支承位置に設ける。フーチングの節点位置については、杭及び鋼製支柱と接続する箇所に節点を設け、剛要素で接続する。RC 支柱の張出部は RC 支柱と節点質量として考慮する。また、ビーム要素にはねじり剛性を考慮する。

RC 支柱上部に設置する上揚力反力梁は RC 支柱頂部の節点に、鋼桁下部に設置する鋼矢板は左右のフーチング節点に、節点質量として考慮する。

解析モデル図を図 3-11～図 3-16 に示す。

（ゴム支承のモデル化については、(3) に詳細を示す）

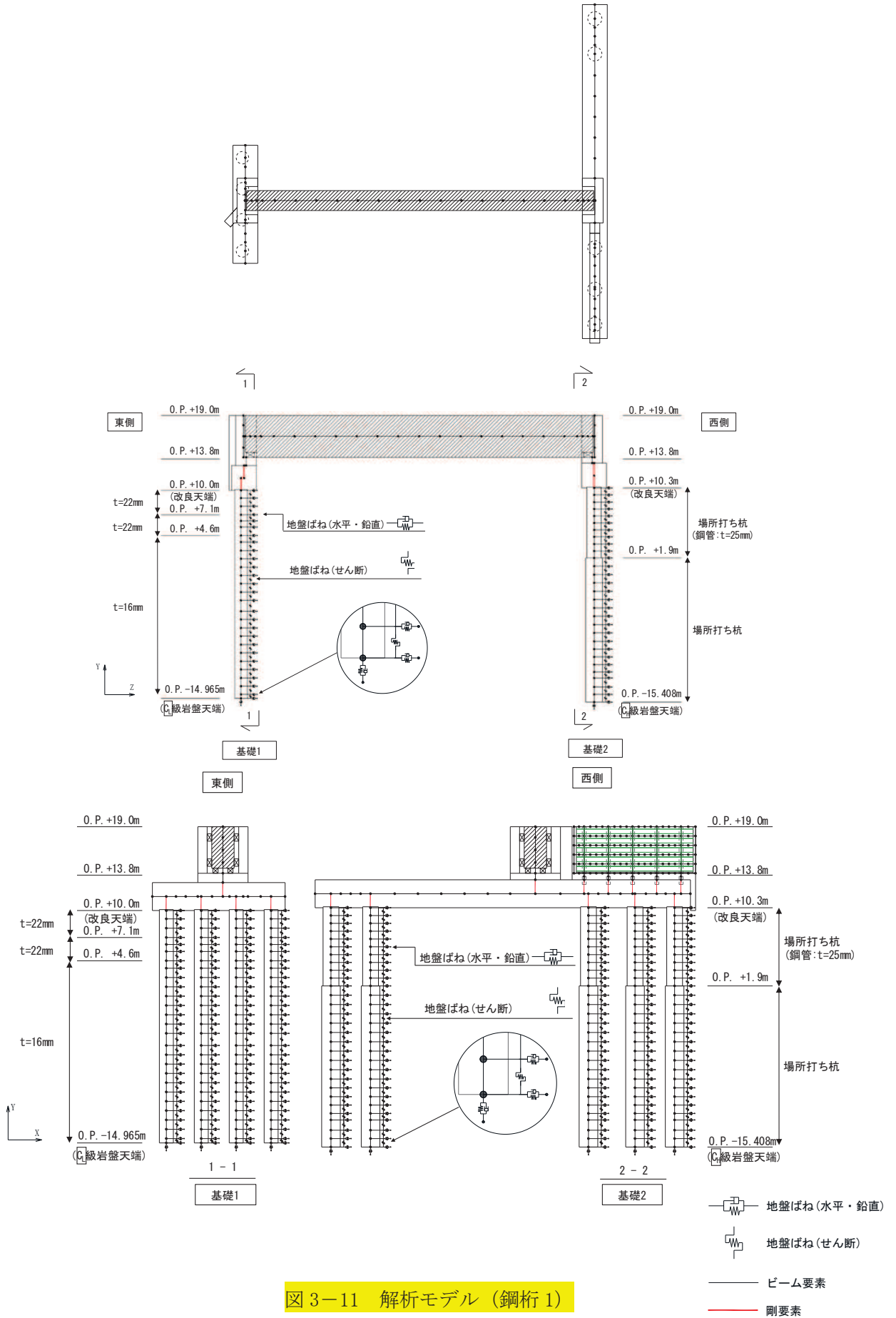


図 3-11 解析モデル (鋼桁 1)

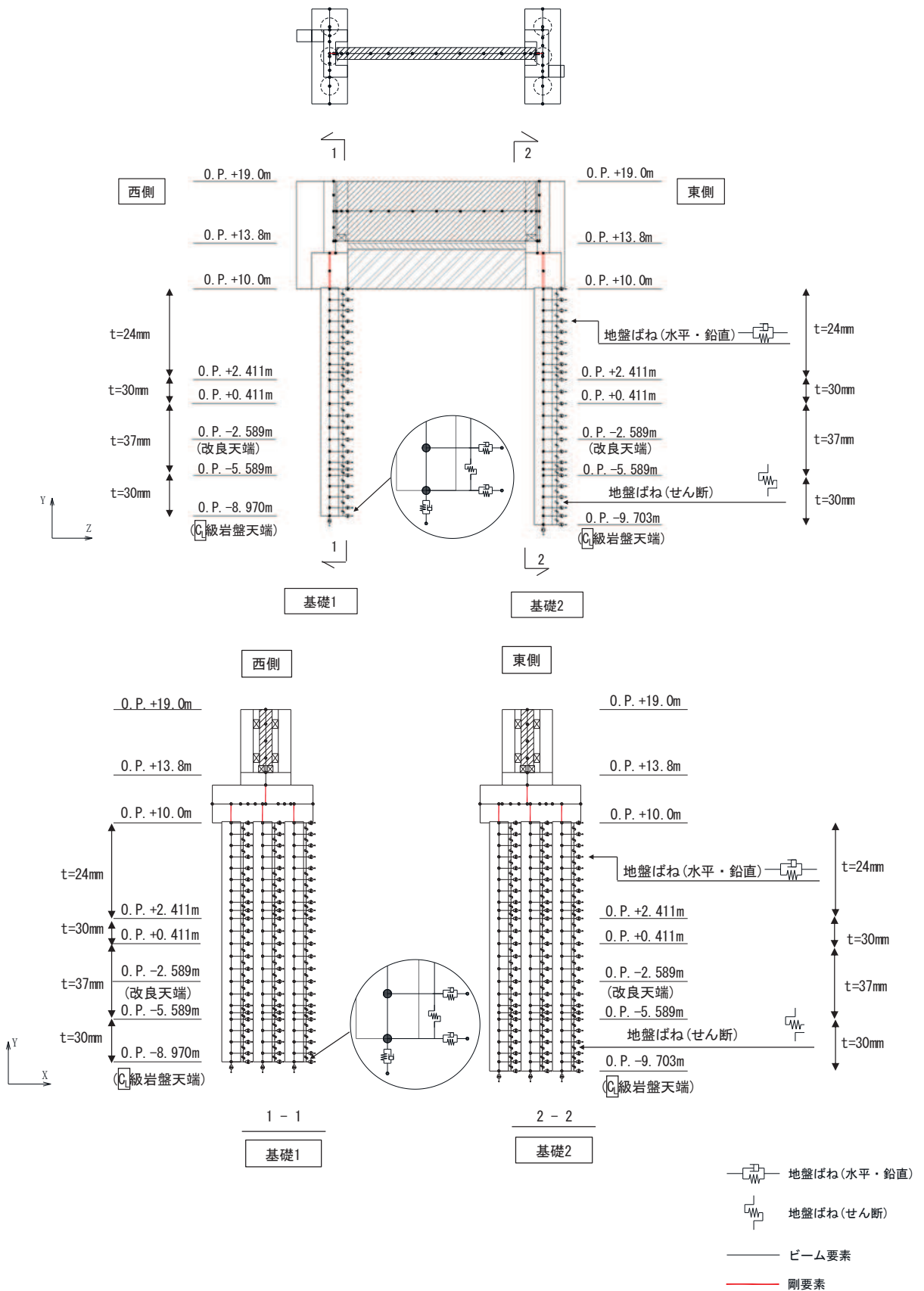


図 3-12 解析モデル (鋼桁 2)

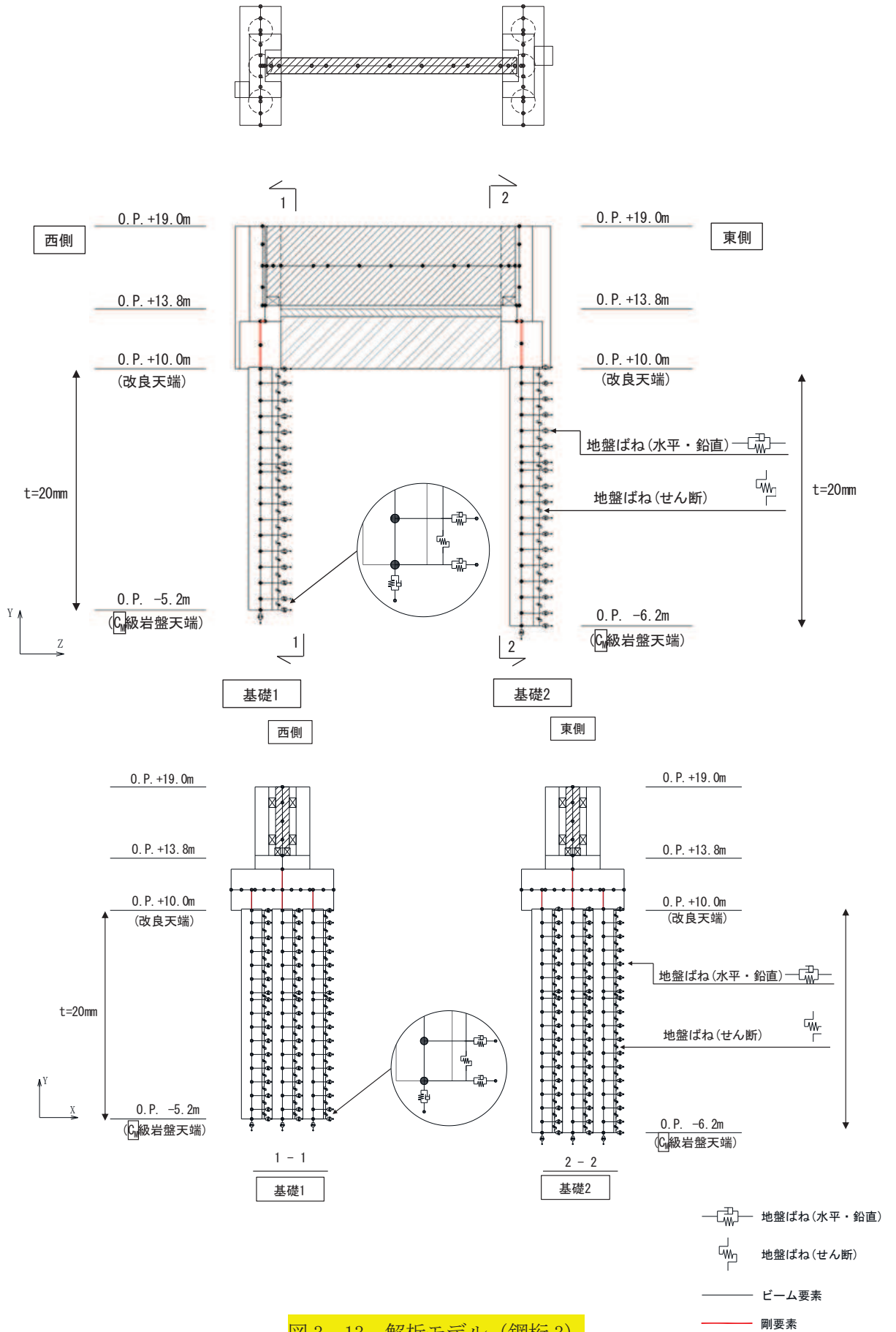


図 3-13 解析モデル (鋼桁 3)

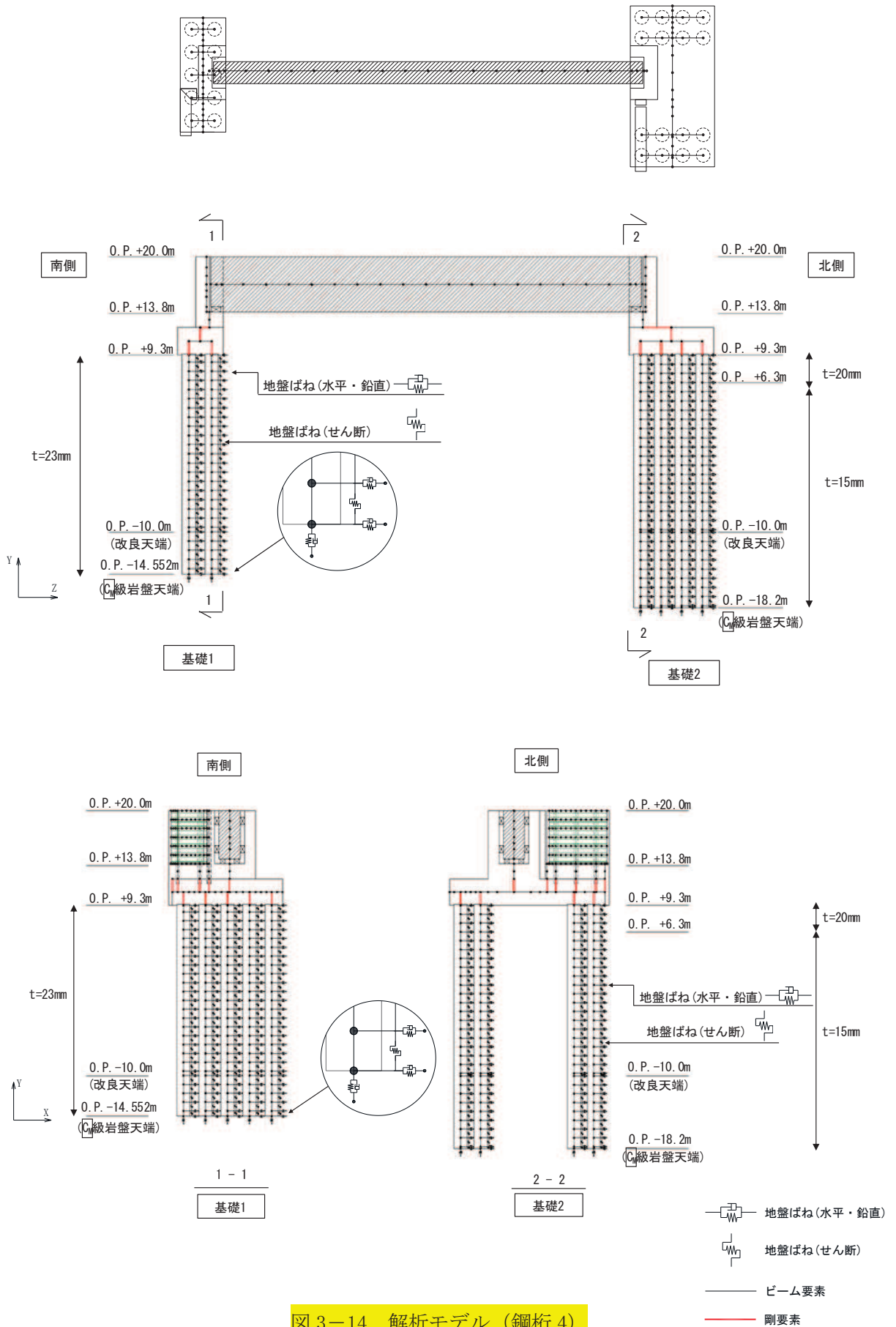


図 3-14 解析モデル (鋼桁 4)



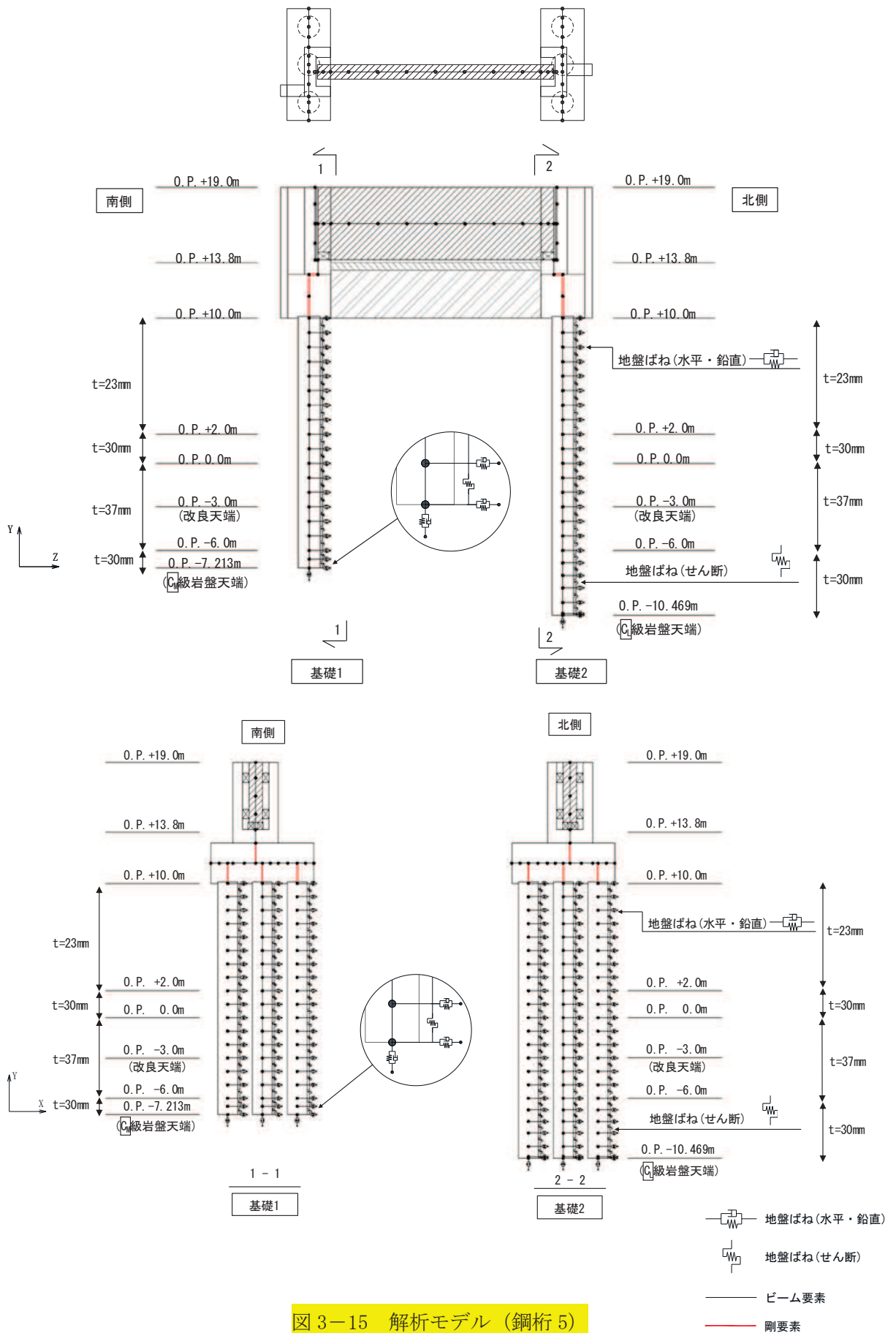


図 3-15 解析モデル (鋼桁 5)

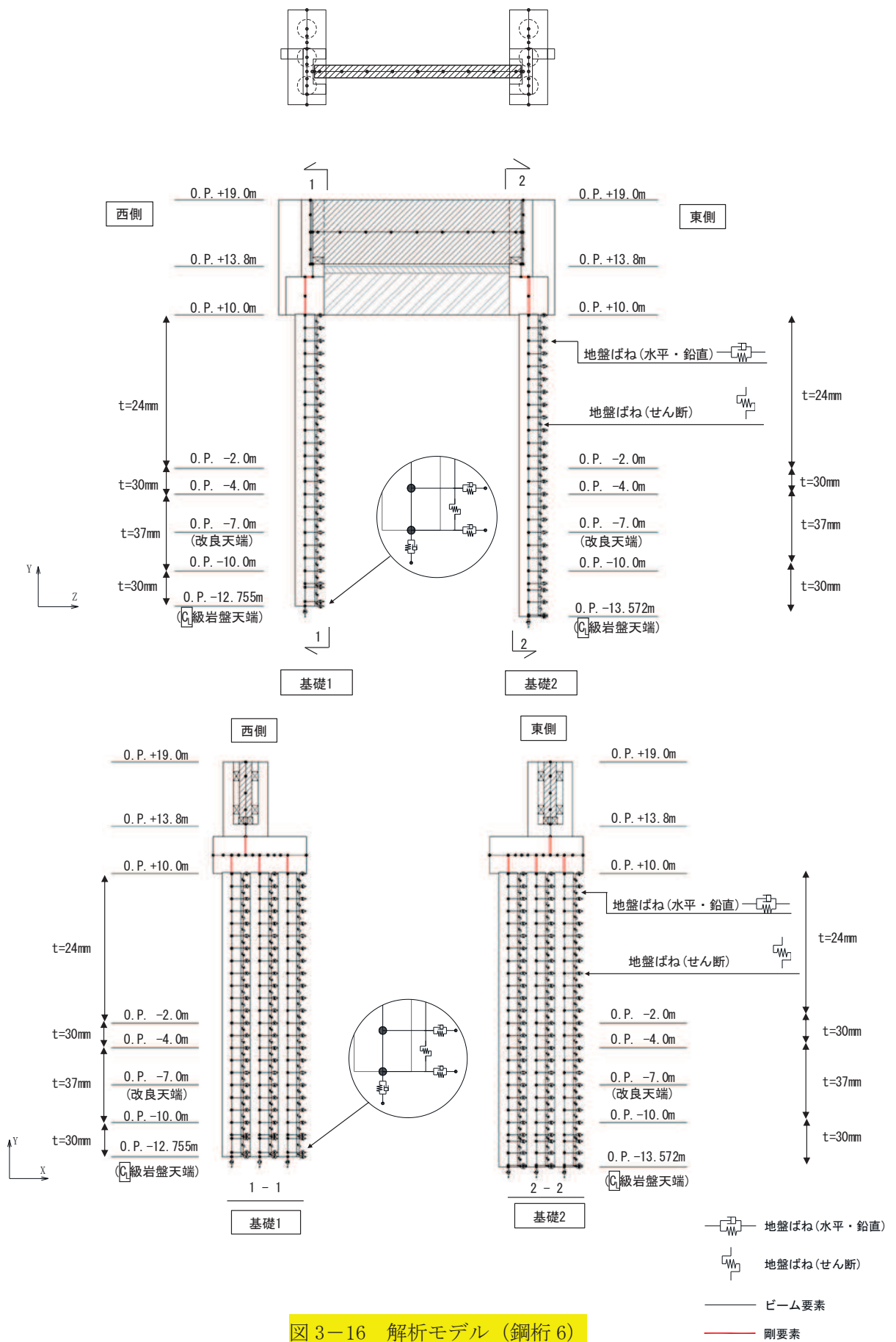


図 3-16 解析モデル (鋼桁 6)

(2) 地盤ばねのモデル化

a. 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「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定 (JEAC4616-2009)」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。

(3) 支承部のモデル化

支承部 (ゴム支承) 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)」に基づきモデル化する。

「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)」の支承部のモデル化例を表3-22に、鋼桁の支承部のモデル化方法を表3-23に示す。

ここで、線形ばねのモデル化 (桁軸方向) においては、桁軸直交方向と鉛直方向を拘束条件とし、桁軸方向の動きは一様に動くと考えられるため、水平支承4基と鉛直支承2基を集約しモデル化する。

表 3-22 ゴム支承のモデル化例

表-解 6.2.2 支承部のモデル化の例 (上下部構造間の相対変位の拘束)

支 承 条 件	橋軸方向	橋 軸 直角方向	鉛 方 直 向	橋軸回り	橋 軸 直角回り	鉛 直 軸 回 り
固 定 支 承	拘 束	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由
可 動 支 承	自 由	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由
ゴ ム 支 承	バ ネ*	バ ネ*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**
免 震 支 承	バ ネ*	バ ネ*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**

注1) \*の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向にゴム支承あるいは免震支承で支持される場合について示した。

注2) \*\*の条件は、厳密にはバネ支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよいものとした。

注3) 変位制限構造等により支承の移動を拘束する場合には、その条件をモデル化に考慮する。

「道路橋示方書 (I 共通編・V耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)」より抜粋

表 3-23 ゴム支承のモデル化（境界条件）

方向	モデル化位置	条件	参考 (道路橋示方書の例)
桁軸直交方向(X方向)	RC支柱中央-鋼桁間でモデル化	拘束*1 (拘束(1))	バネ
鉛直方向(Y方向)	RC支柱下端-鋼桁間でモデル化	拘束*2 (拘束(2))	拘束
桁軸方向(Z方向)	RC支柱下端-鋼桁間でモデル化	バネ (バネ(1))	バネ
桁軸直交方向周り	—	回転自由	回転自由
鉛直方向周り	—	回転自由	回転自由
桁軸方向周り	—	回転拘束	回転拘束

注記\*1：桁軸直交方向(X方向)は、道路橋示方書のモデル化例では、バネでモデル化となっているが、鋼桁の場合、水平支承を介してRC支柱に支持され、鋼桁とRC支柱が一体の動きをすると考え、道路橋示方書のモデル化例の鉛直方向を参照し拘束（剛ばね）としてモデル化した。

\*2：鉛直方向(Y方向)は、慣性力による浮き上がり等に対して上揚力反力梁により抵抗し、鋼桁の浮き上がりを防止しているため、鋼桁とRC支柱が一体の動きをすると考え、道路橋示方書のモデル化例の鉛直方向を参照し拘束条件（剛ばね）とした。

**(4) 境界条件**

解析モデルの境界条件は、図 3-11～図 3-16 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

a. 静的解析

静的解析は構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することにより、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3-17 に示す。

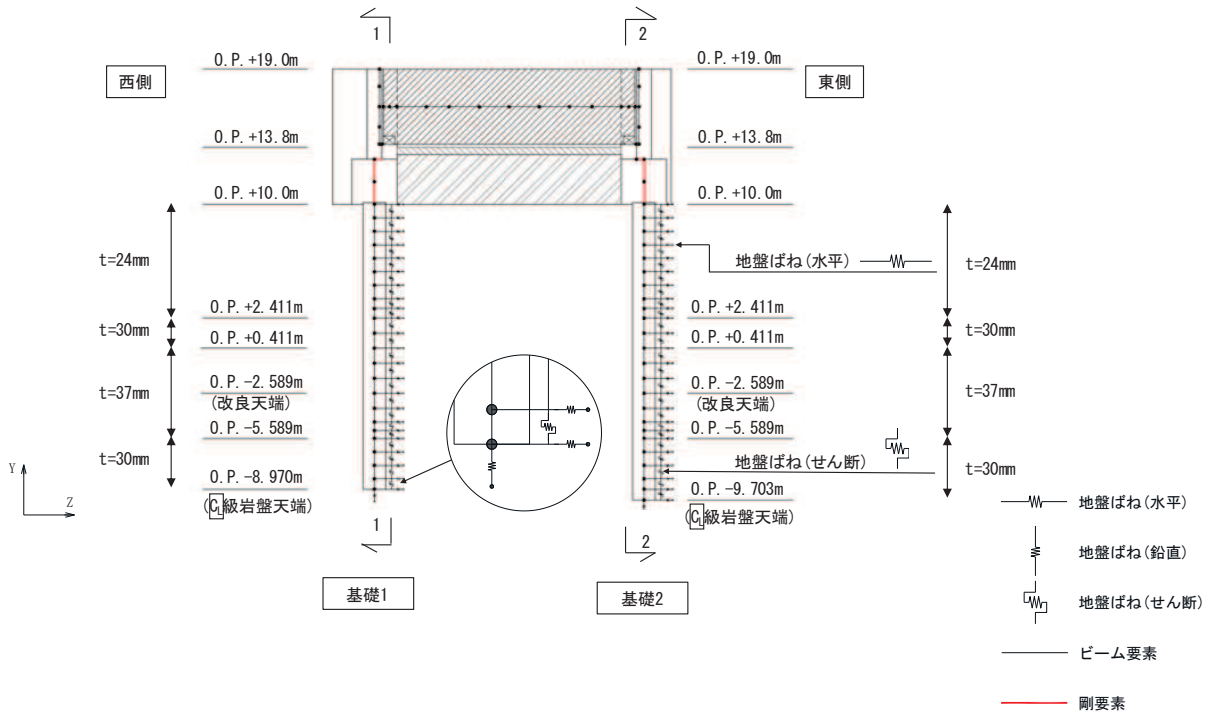


図 3-17 静的解析モデル (鋼桁 2 の例)

b. 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3-18 に示す。

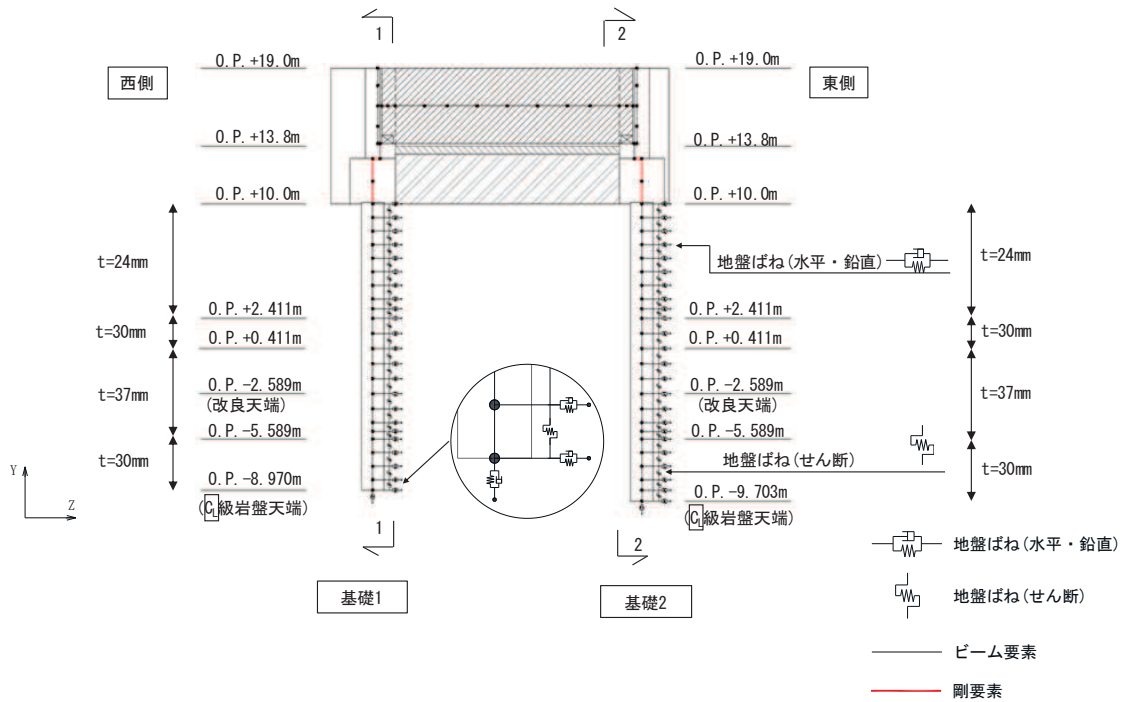


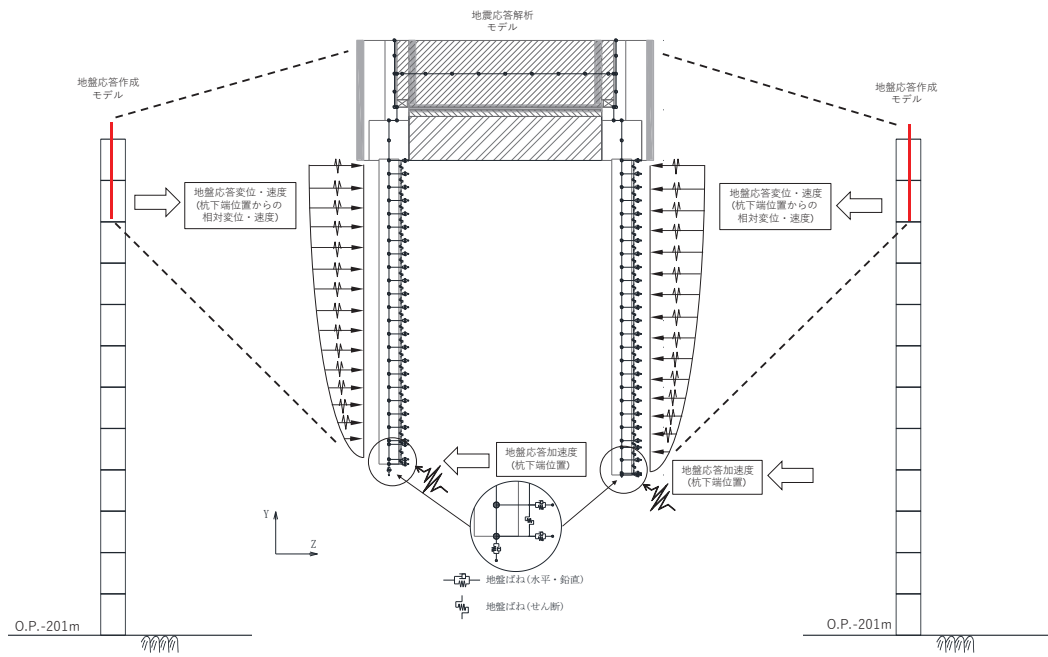
図 3-18 固有値解析モデル (鋼桁 2 の例)

(5) 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル (ばね質点系) に入力する地盤応答は、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端 (杭下端) 位置における応答加速度波形 (E+F) を構造物全体に一律で入力する。

また変位・速度については、杭周地盤ばね (水平・鉛直) を介し、モデル下端 (杭下端) からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3-19 に示す。



(地盤応答作成モデルの赤線は防潮壁の位置関係の概念を示す。)

図 3-19 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-24 に、材料の物性値を表 3-25 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-24(1) 使用材料（鋼桁 1）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	基礎 1:SD490, D41@150 (軸方向) 基礎 2:SD490, D51@150 (2 段) (軸方向) SD345, D29@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	基礎 1:SD345, D25@300 (軸方向) 基礎 2:SD345, D22@150 (軸方向) 基礎 1:SD345, D22@300 (帯方向) 基礎 2:SD345, D25@150 (帯方向)
	RC 支柱	SD490, D41@150 (軸方向) SD490, D32@150 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM570, t = 19mm, 22mm
	上揚力反力梁	SM570, t = 22mm, 25mm, 32mm
	鋼製ブラケット	SM570, t = 8mm, 9mm, 10mm
	鋼管杭*	φ 1500, SKK490, SM570 t = 16mm, 22mm
		φ 1700, SKK490, t = 25mm
場所打ちコンクリート杭		φ 2000, SD345, SD490 設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 による断面性能の低減を考慮する。



表 3-24(2) 使用材料 (鋼桁 2)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D25@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	SD345, D32@300 (軸方向) SD490, D25@300 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	上揚力反力梁	SM490Y, t = 16mm, 25mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 による断面性能の低減を考慮する。

表 3-24(3) 使用材料 (鋼桁 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	SD345, D29@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	SD490, D51@150 (軸方向) SD490, D25@300 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D29@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	上揚力反力梁	SM490Y, t = 16mm, 25mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 20mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 による断面性能の低減を考慮する。

表 3-24(4) 使用材料（鋼桁 4）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD490, D51@150 (軸方向) SD345, D19@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
	RC 支柱	SD345, D35@150 (軸方向) SD490, D32@150 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D29@300 (軸方向) SD345, D29@600 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	上揚力反力梁	SM570, t = 22mm, 25mm, 32mm
	鋼製ブラケット	SM570, t = 8mm, 9mm, 10mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 による断面性能の低減を考慮する。

表 3-24(5) 使用材料（鋼桁 5）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D32@150 (帯方向)
	フーチング (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	SD345, D51@300 (軸方向) SD490, D25@150 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	上揚力反力梁	SM490Y, t = 16mm, 25mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 23mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 による断面性能の低減を考慮する。

表 3-24(6) 使用材料（鋼桁 6）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D32@150 (帯方向)
	フーチング (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	SD345, D32@150 (軸方向) SD490, D25@300 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D25@300 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	上揚力反力梁	SM490Y, t = 16mm, 25mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

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 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1 mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-25(1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.8 \times 10^4$	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	$3.3 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3

表 3-25(2) 材料の物性値

材料		水平剛性 (kN/mm) *	
		水平支承	鉛直支承
ゴム支承	鋼桁 1, 4	14.117	11.667
	鋼桁 2, 3, 5, 6	4.200	4.200

\* : 支承 1 基当たりの剛性

### 3.5.8 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

### 3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量において考慮する。

設計用地下水位の一覧を表 3-26 に示す。

表 3-26 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼桁）	鋼桁 1	0. P. -4. 50m（基礎 1） 0. P. -12. 50m（基礎 2）
	鋼桁 2	0. P. -4. 50m
	鋼桁 3	0. P. +3. 50m
	鋼桁 4	0. P. -11. 00m
	鋼桁 5	0. P. -4. 00m
	鋼桁 6	0. P. -8. 00m

### 3.5.10 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

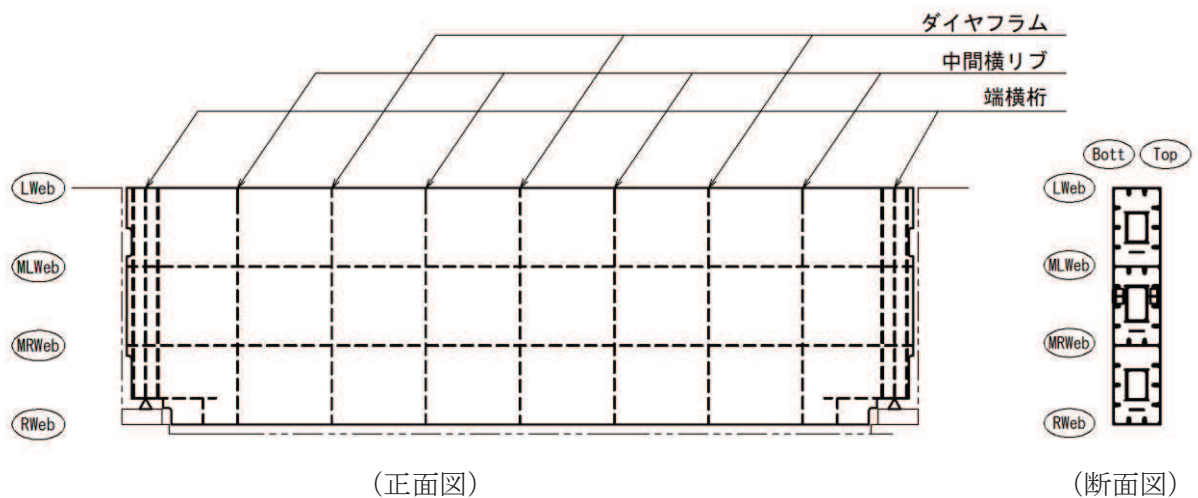
#### (1) 鋼桁

鋼桁は、鋼板（TopPL 及び BottomPL）、鉛直方向の隔壁（ダイヤフラム）、水平方向の隔壁（ウェブ）で構成されている。鋼桁の構造図を図 3-20 に示す。

鋼桁の評価は、これらの各部材について、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、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を算定し、許容限界以下であることを確認する。

鋼桁の応力度算定は、解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」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。



Lweb : 水平方向に配置される最上段の隔壁（ウェブ）

MLWeb : 水平方向に配置される上から 2 段目の隔壁（ウェブ）

MRWeb : 水平方向に配置される上から 3 段目の隔壁（ウェブ）

Rweb : 水平方向に配置される最下段の隔壁（ウェブ）

Top : 鉛直方向（前面側（津波作用側））に配置される鋼板

Bott : 鉛直方向（背面側）に配置される鋼板

図 3-20 鋼桁の構造図（正面図，断面図）



a. 鋼桁のモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化の概念を図3-21に示す。

(a) 主桁部材（水平方向）は、鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなしたI断面としてモデル化する（赤色表示部分）。節点位置はダイヤフラム位置に設ける。

(b) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁（ダイヤフラム）をウェブとみなしたI断面としてモデル化する。（青色表示部分）。節点位置は水平隔壁（ウェブ）位置（Lweb, MLweb, MRweb, Rweb）に設ける。

(c) ねじり剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじり剛性を両部材に考慮する。

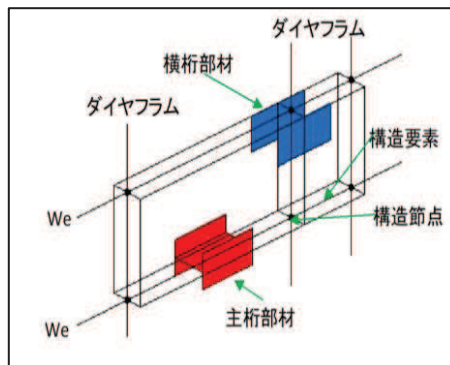
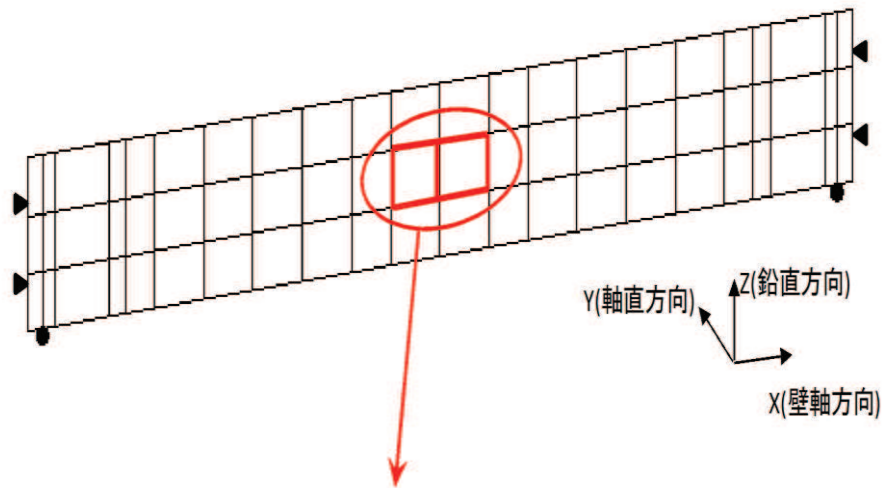
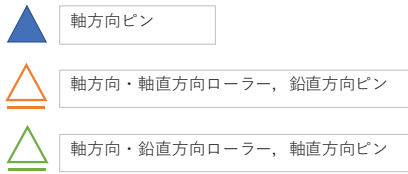
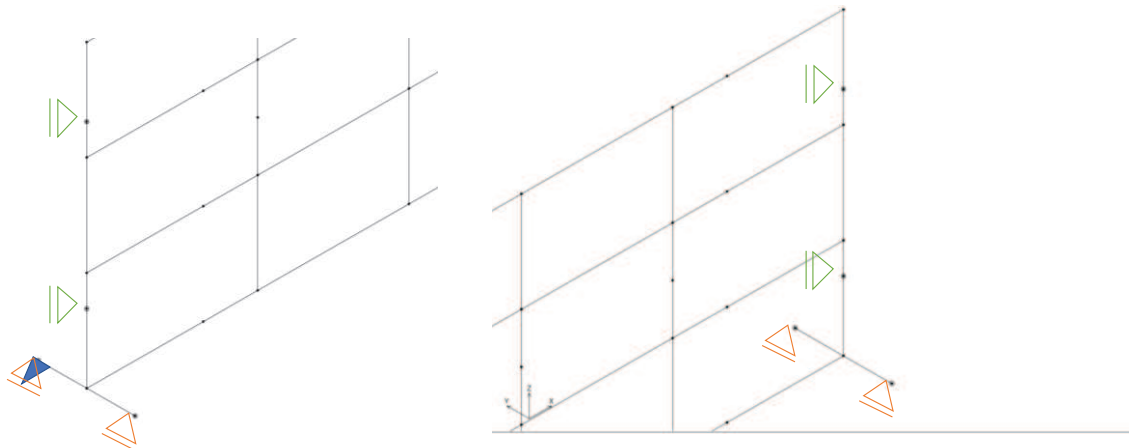


図3-21(1) 鋼桁評価モデル（概念図）



方向	水平支承	鉛直支承
桁軸直交方向 (X 方向)	ピン	自由
鉛直方向 (Y 方向)	自由	ピン <sup>*1</sup>
桁軸方向 (Z 方向)	自由	自由 <sup>*2</sup>

注記\*1：鉛直方向(Y方向)は、慣性力による浮き上がり等に対して上揚力反力梁により抵抗し、鋼桁の浮き上がりを防止しているため、ピン条件とする。

\*2：解析安定のため一点は拘束条件とする。

図 3-21(2) 鋼桁評価モデルの概念図  
(支承部の境界条件)

## b. 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、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。また、左右の基礎間の応答差による鋼桁のねじりの影響を考慮するため、RC 支柱の水平支承位置における基礎間の相対変位が最大となる時刻の変位を強制変位として作用させる。

荷重の組合せケースを表 3-27 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-28 に示す。

表 3-27 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

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

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

表 3-28(1) 鋼桁の静的解析に用いる応答値 (設計震度)

	地震による設計震度	
	桁軸直交方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
鋼桁 1	1.6	1.5
鋼桁 2	1.0	0.7
鋼桁 3	2.4	0.8
鋼桁 4	1.5	1.0
鋼桁 5	1.5	0.6
鋼桁 6	1.1	0.7

表 3-28(2) 鋼桁静的解析に用いる応答値 (設計変位)

断面	地震波	入力変位* <sup>1</sup>			
		基礎 1 水平支承 上部節点変位 ①	基礎 1 水平支承 下部節点変位 ②	基礎 2 水平支承 上部節点変位 ③	基礎 1 水平支承 下部節点変位 ④
鋼桁 1	S d - D 2 (+-)	-0.005	-0.003	-0.001	-0.001
鋼桁 2	S d - D 2 (++)	-0.036	-0.033	-0.036	-0.033
鋼桁 3	S d - D 2 (+-)	-0.003	-0.002	-0.004	-0.001
鋼桁 4	S d - D 2 (++)	-0.052	-0.048	-0.043	-0.042
鋼桁 5	S d - D 2 (+-)	-0.015	-0.013	-0.023	-0.021
鋼桁 6	S d - D 2 (+-)	-0.032	-0.028	-0.035	-0.031

注記\*1：入力変位については，水平支承位置に該当する RC 支柱の節点の変位(変位①～④)に対して，基礎間の対角線上の相対変位(変位①-変位④，変位③-変位②)をそれぞれ算出し，相対変位(絶対値)が最大となるケース，時刻の各節点の変位として算定する。

**c. ブラケット (本体)**

ブラケット (本体) はフランジとリブにより構成されている。

ブラケット (本体) の断面力の算定は、浮力、動水圧及び鉛直方向上向き地震荷重を受ける鋼桁から張り出した片持ち梁として断面力を算出する。

発生する曲げモーメント及び軸力を用いて曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、その値が許容限界以下であることを確認する。

ブラケットの構造図を図 3-22 に、解析モデル図を図 3-23 示す。

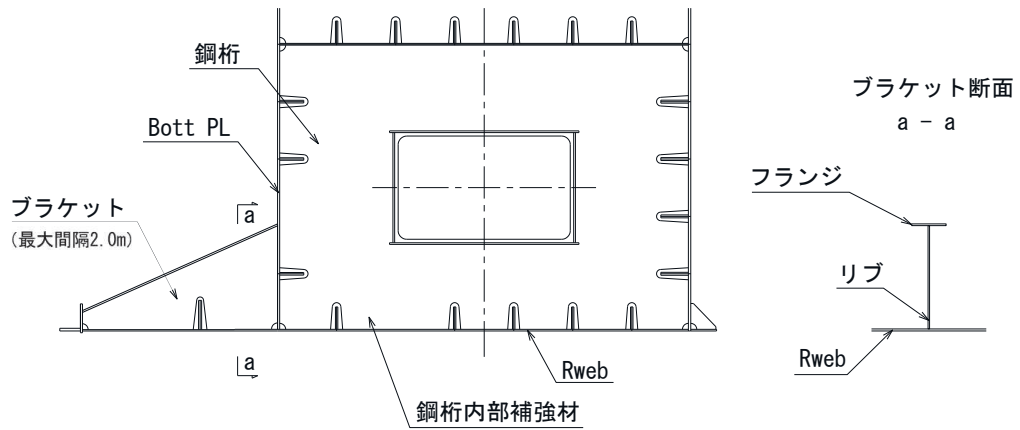


図 3-22 ブラケットの構造図 (断面図)

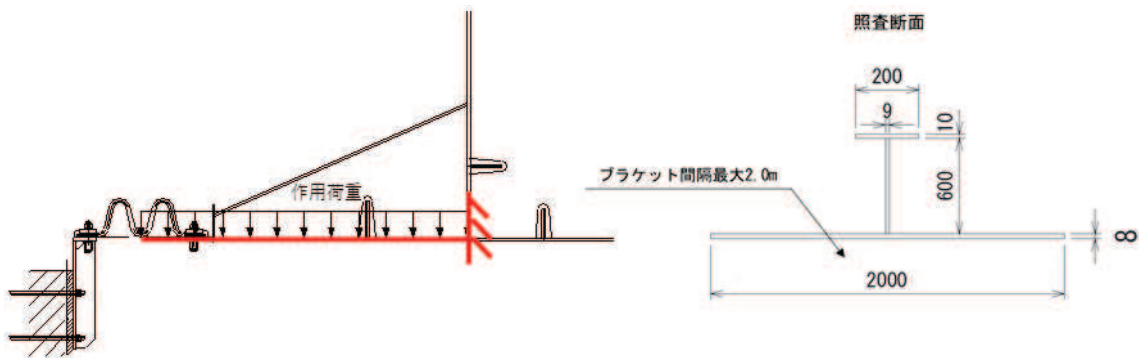


図 3-23 ブラケットの解析モデル図 (断面図)

(荷重条件)

ブラケットに作用する荷重の組合せケースを表 3-29 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-30 に示す。鉛直方向慣性力はブラケットに発生する断面力が大きくなる上向き方向を考慮する。

作用荷重図を図 3-24 に示す。

表 3-29 荷重の組合せ

断面力	荷重の組合せ
曲げ・せん断	$G + P_h + K_{SdV} + P_s$
軸力	$K_{SdH}$

- G : 固定荷重
- $P_h$  : 浸水津波荷重
- $K_{SdV}$  : 鉛直方向地震荷重 (自重  $\times K_V$ )
- $P_s$  : 積雪荷重
- $K_{SdH}$  : 水平方向余震荷重 (自重  $\times K_H$ )

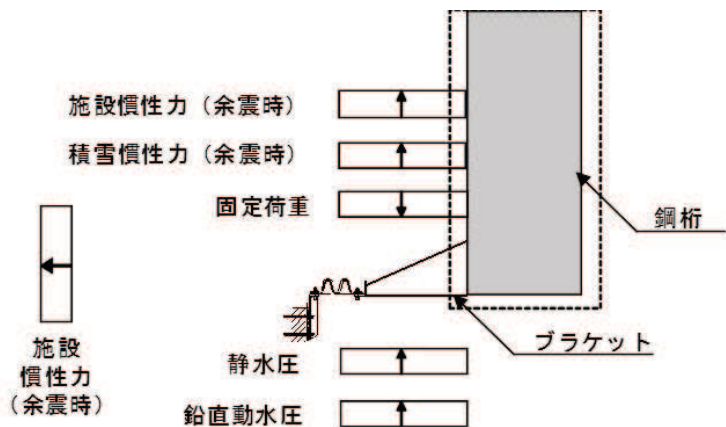


図 3-24 作用荷重図

表 3-30 ブラケットの設計に用いる応答値 (設計震度)

	余震による設計震度	
	桁軸直交方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
鋼桁 1	1.6	1.5
鋼桁 4	1.5	1.0



(a) 曲げ軸力照査

ブラケット本体の曲げ軸力照査は荷重の組合せにより求めた曲げモーメント及び軸力を用いて、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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \leq \sigma_{a1}$$

ここで、

$\sigma_1$  : ブラケット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>)

$N_1$  : ブラケットの軸力 (N)

$A_1$  : ブラケットの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_1$  : ブラケットに発生する曲げモーメント (N・mm)

$Z_1$  : ブラケットの有効断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{a1}$  : ブラケットの許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_1} \leq \tau_{a1}$$

ここで、

$\tau_1$  : ブラケットのせん断力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : ブラケットに発生するせん断力 (N)

$A_1$  : ブラケット (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : ブラケットの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{a1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{a1}}\right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_1$  : ブラケット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>)

$\tau_1$  : ブラケットのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{a1}$  : ブラケットの短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

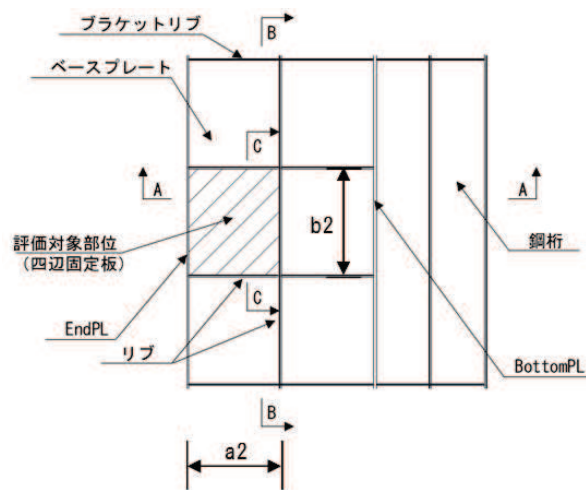
$\tau_{a1}$  : ブラケットの短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

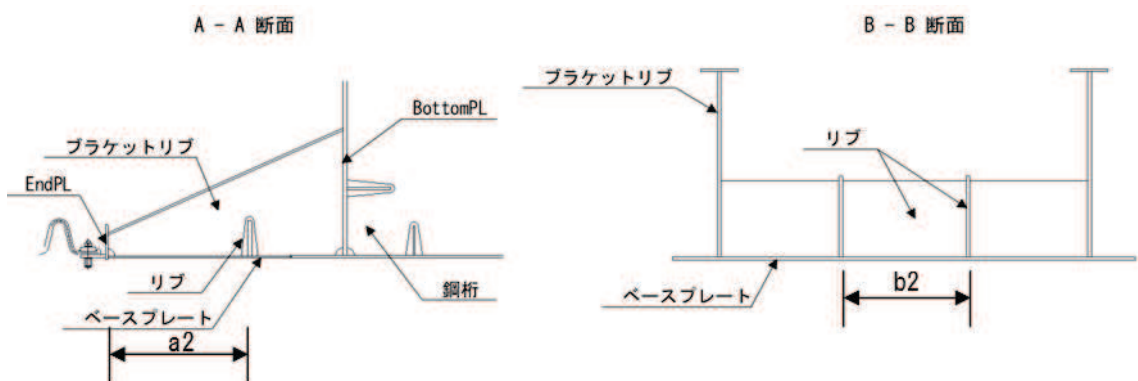
d. ブラケット（ベースプレート）

ブラケット（ベースプレート）は、ブラケット（本体）に支持されたプレート状の構造である。このベースプレートが重畳時に上向き向き慣性力を受けたとき、浮力、鉛直動水圧及び鉛直上向き余震荷重によって発生する断面力に対し、断面の照査を行う。

曲げ照査は、ベースプレートがブラケットリブ及びリブ並びに EndPL、鋼桁 (BottomPL) に 4 辺を囲まれた構造となっていることから、4 辺を支持された板でモデル化し、断面力を算出する。算出した断面力に対し、以下に示した式により曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、その値が許容限界以下であることを確認する。ベースプレートの詳細図を図 3-25 に、荷重概略図を図 3-26 に示す。



(平面図)



(断面図)

図 3-25 ブラケット（ベースプレート）の詳細図

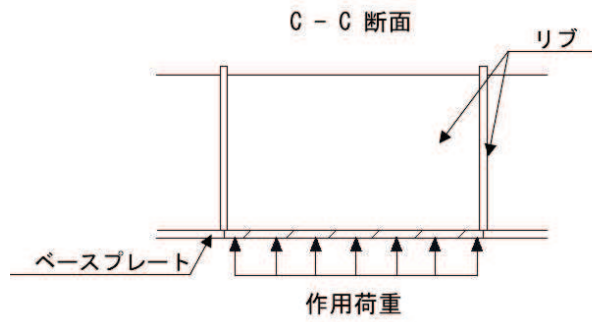


図 3-26 荷重概略図

(a) 曲げ照査

等分布荷重を受ける周辺固定板の曲げモーメントを用いて、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。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \leq \sigma_{a2}$$

ここで、

$\sigma_2$  : ベースプレートの曲げモーメントより算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$  : ベースプレートが等分布荷重を受ける周辺固定板の曲げモーメント (N・mm)

$Z_2$  : ベースプレートの有効断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{a2}$  : ベースプレートの許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

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

$$\tau_2 = \frac{S_2}{t_2(a_2+b_2) \times 2}$$
$$\leq \tau_{a2}$$

ここで、

$\tau_2$  : ベースプレートのせん断力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_2$  : ベースプレートに発生するせん断力 (N)

$t_2$  : ベースプレートの板厚 (mm)

$a_2$  : ベースプレートのリブ間隔 (mm)

$b_2$  : ベースプレートのリブ間隔 (mm)

$\tau_{a2}$  : ベースプレートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_2}{\sigma_{a2}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_2}{\tau_{a2}} \right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_2$  : ベースプレートの曲げモーメントより算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : ベースプレートのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{a2}$  : ベースプレートの短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a2}$  : ベースプレートの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)

e. 鋼桁リブ間

鋼板に重畳時荷重が作用した際の鋼板全体としての健全性について評価しているが、部分的にリブとリブ間のスキンプレートに津波荷重が作用した際の局所的な荷重に対して評価を行う。

評価対象部位としては、図 3-27 に示すとおり、横リブまたはダイヤフラム間隔が異なる支間部と端部のリブ間に挟まれた外壁鋼板 (Bott PL もしくは Top PL) とする。鋼桁 1、鋼桁 4 は津波が当たる Top PL 側には開口があり、Top PL 及び Bott PL 両方に津波水圧を受ける構造となっているが、ここでは安全側に板厚が薄い Bott PL を対象とする。鋼桁 2, 3, 5, 6 は Top PL に津波水圧を受けるので、Top PL を対象とする。

荷重は保守的に最も水圧の大きい下端部の断面力を使用して評価する。設計水平震度については、鋼桁の設計で用いる水平震度を使用して作用させる。

評価にあたっては、作用荷重 (津波水圧、慣性力) をダイヤフラムや横リブ間隔の荷重載荷幅で作用させ、リブ間をスパンとする両端固定梁として断面力を算出する。

発生する曲げモーメントにより算定される応力及びせん断力により算定されるせん断応力度及び合成応力度が許容限界以下であることを確認する。ここで、荷重作用図及び評価対象箇所例を図 3-28 に示す。

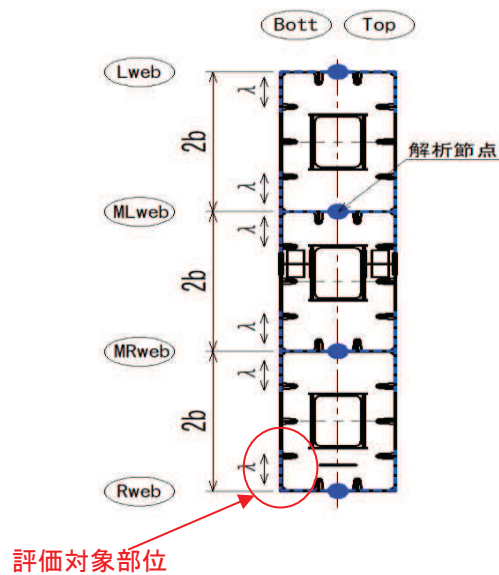


図 3-27 評価対象部位

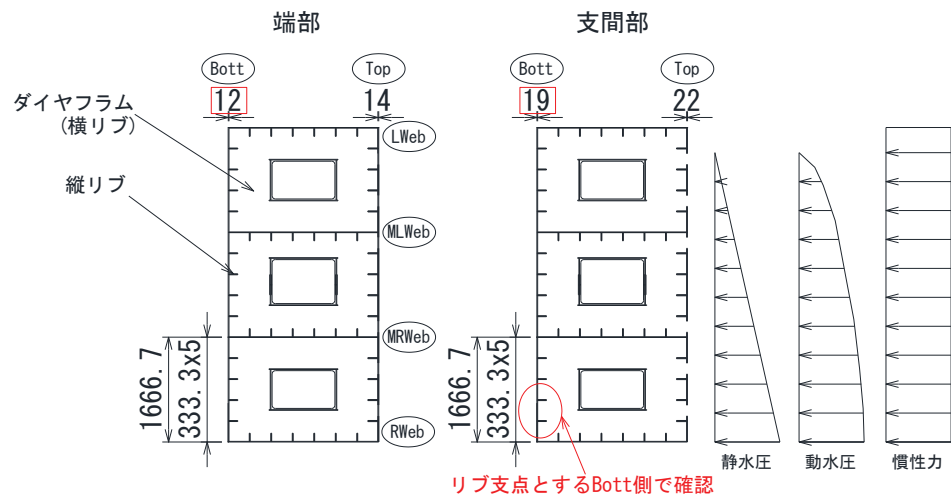


図 3-28 荷重作用図及び評価対象箇所例（鋼桁 1 の例）

(a) 曲げ軸力照査

鋼桁リブ間の曲げ軸力照査は両端固定梁モデルから算出した曲げモーメントを用いて、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。

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{Z_1} \leq \sigma_{a1}$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼桁リブ間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>)
- $M_1$  : 鋼桁リブ間に発生する曲げモーメント (N・mm)
- $Z_1$  : 鋼桁リブ間の有効断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $\sigma_{a1}$  : 鋼桁リブ間の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_1} \leq \tau_{a1}$$

ここで、

- $\tau_1$  : 鋼桁リブ間のせん断力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_1$  : 鋼桁リブ間に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 鋼桁リブ間の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : 鋼桁リブ間の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{a1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{a1}}\right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼桁リブ間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>)

$\tau_1$  : 鋼桁リブ間のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{a1}$  : 鋼桁リブ間の短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : 鋼桁リブ間の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)



## (2) RC 支柱

### a. RC 支柱

RC 支柱は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力及びねじりモーメントによる応力が許容限界以下であることを確認する。

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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。

ねじりモーメントによる応力の算定は、扉体の構造照査で求まる支点位置に発生する最大反力を用い、支点位置と RC 支柱の軸心位置のずれを考慮してねじりモーメントを求め、求めたねじりモーメントに対して「道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき算定したねじり応力に対して、曲げとねじり、せん断とねじりが同時に作用すると考え、それぞれの応力を組合せて、許容限界以下となることを確認する。

### b. RC 支柱 (接続部)

RC 支柱 (接続部) は、RC 支柱本体を固定端とする片持ち梁モデルにより、RC 支柱 (接続部) に作用する荷重から算定される断面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。RC 支柱接続部照査用のモデル概念を図 3-25 に示す。

また、荷重作用図を図 3-26 に示す。地震荷重については、RC 支柱 (接続部) の重量に設計水平震度・設計鉛直震度を乗じて慣性力として算出する。その他主働土圧、積雪荷重を作用させる。設計水平震度・設計鉛直震度については、地震応答解析の結果に基づき、フーチング (本体) に発生する最大水平加速度および最大鉛直加速度から最大水平震度  $k_h$ ・設計鉛直震度  $k_v$  を算定し、作用させる。主働土圧は、「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)」に基づき算定する。

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力の算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

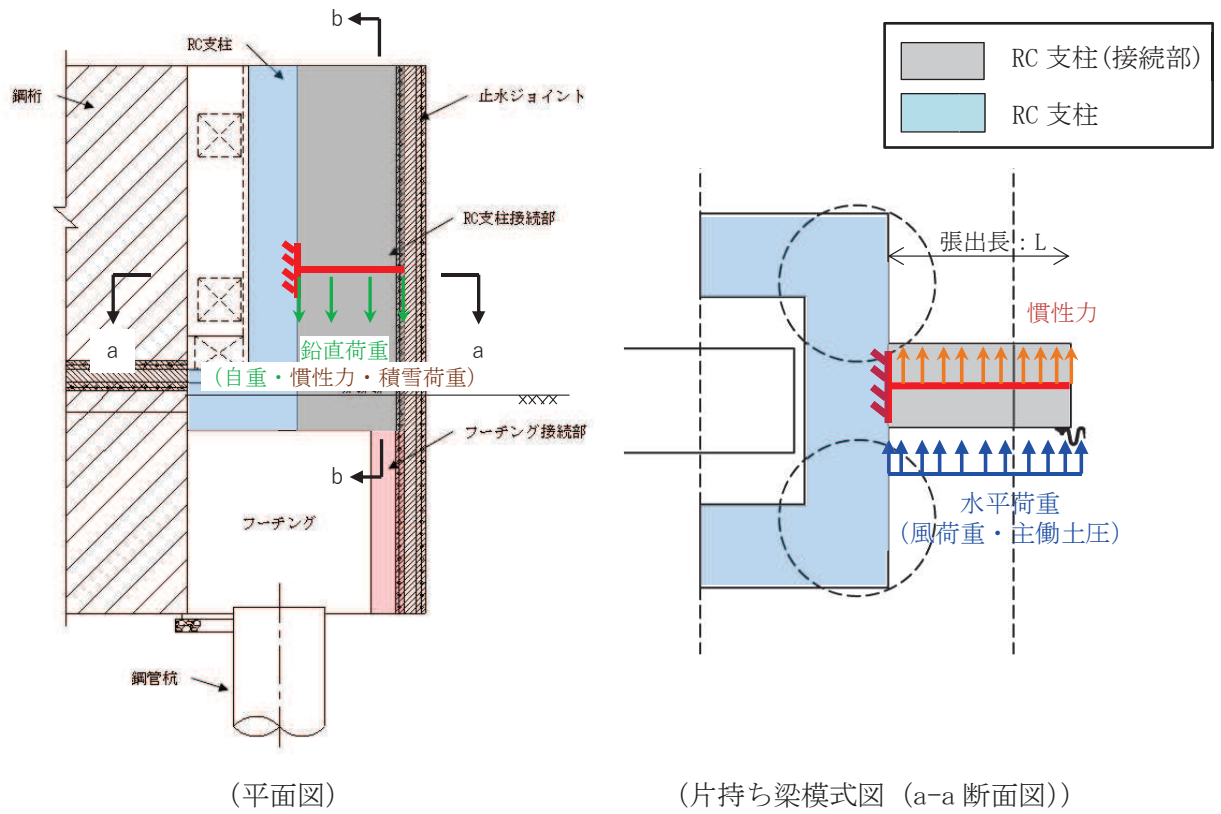


図 3-25 RC 支柱接続部照査用モデル概念図

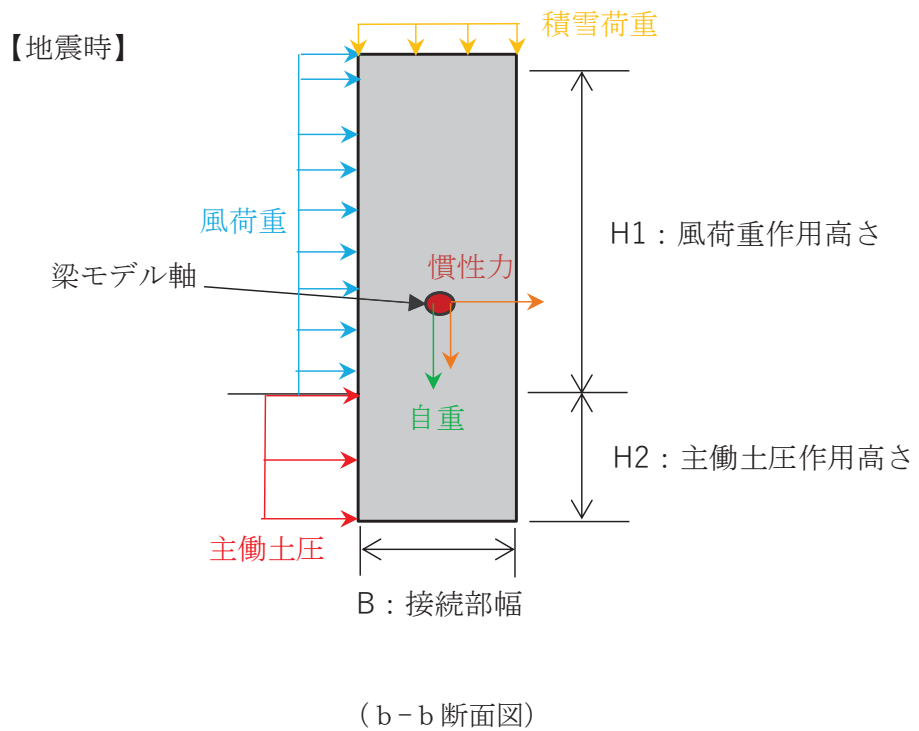


図 3-26 RC 支柱 (接続部) 作用荷重イメージ図

c. RC 支柱（張出部）

RC 支柱張出部については，水平支承反力が RC 支柱張出部に作用した際に発生する曲げモーメント及びせん断力が，許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱張出部に作用する荷重概念を図 3-27 に示す。

RC 支柱張出部は，RC 支柱（本体）を固定端とした片持ち梁に作用する水平支承反力を集中荷重として作用距離を掛け合わせて断面力を算定する。算定した断面力より，破壊線内の有効断面のコンクリートの曲げ圧縮応力，鉄筋の引張応力，部材に作用するせん断力を算定し，それぞれ許容限界以下であることを確認する。評価断面としては，水平支承の上部と下部により有効高さが異なるため上部と下部に切り分け、それぞれの支承反力にて評価を行う。

コンクリートの曲げ圧縮応力，鉄筋の引張応力の算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

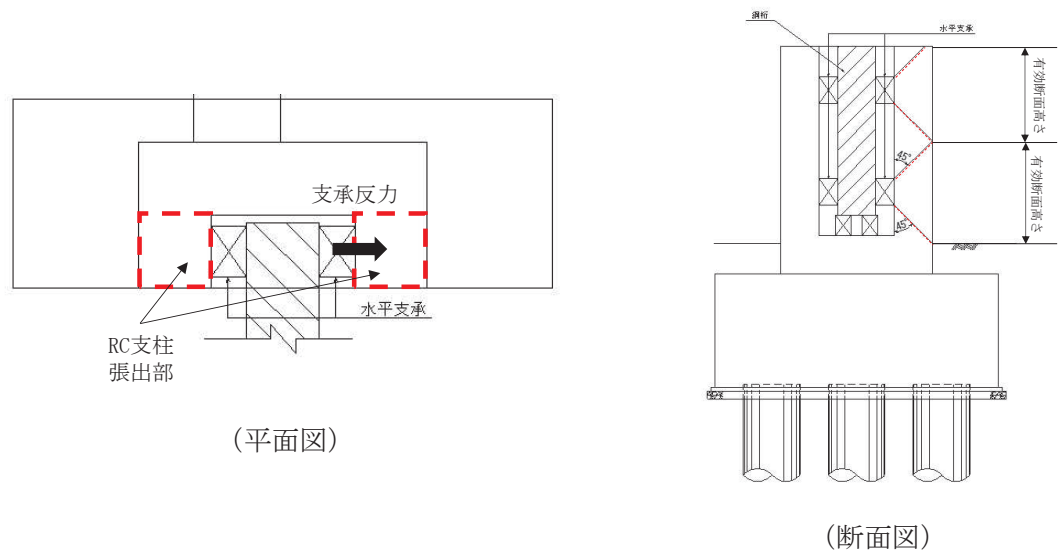


図 3-27 RC 支柱張出部に作用する荷重概念図

(3) 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力及びせん断ひずみが許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、3.8.1 鋼桁の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。せん断ひずみの荷重算定に用いる設計震度を表 3.5-27 に示す。

a. 圧縮応力度

圧縮力が作用したとき支承ゴム本体の座屈に対して安全でなければならない。座屈安定性は地震時のせん断変形時における圧縮に有効な面積より算出した圧縮応力により評価する。次式により座屈に対する安全性を確認する。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここに、

$\sigma_{ce}$  : 地震時の圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)

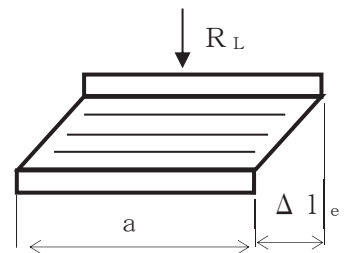
$R_L$  : 下向きの反力 (N)

$A_{ce}$  : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm<sup>2</sup>)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

$b$ : 有効幅(桁軸直交),  $a$ : 有効幅(桁軸),  $\Delta l_e$ : 地震時の支承変位量(mm)

$\sigma_{cra}$  : 道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値 (N/mm<sup>2</sup>)



b. せん断ひずみ

水平力支持機能は、発生するせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないことを確認する。次式によって、水平変位量を総ゴム厚で除して求めたゴムのせん断ひずみを評価する。

$$\gamma_{se} = \Delta l_e / \Sigma t_e \leq \gamma_{ea}$$

ここに、

$\gamma_{se}$  : 地震時のせん断ひずみ (%)

$\Delta l_e$  : 地震時の水平変位量 (mm)

$\Sigma t_e$  : 総ゴム厚 (=ゴム1層厚  $t_e$  × 層数  $n$ ) (mm)

$\gamma_{ea}$  : 地震時のせん断ひずみの許容値 (%)

