

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
3.2.1	評価対象断面	27
3.2.2	評価対象部位	33
3.3	荷重及び荷重の組合せ	34
3.3.1	荷重	34
3.3.2	荷重の組合せ	35
3.4	許容限界	38
3.4.1	鋼桁	38
3.4.2	RC 支柱	40
3.4.3	水平支承・鉛直支承	45
3.4.4	上揚力反力梁	46
3.4.5	フーチング	47
3.4.6	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	51
3.4.7	止水ジョイント部材	53
3.4.8	基礎地盤	54
3.5	評価方法	55
3.5.1	地震応答解析手法	55
3.5.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	58
3.5.3	減衰定数	59
3.5.4	重畳時の解析ケースの選定	63
3.5.5	入力地震動	65
3.5.6	解析モデル	70
3.5.7	使用材料及び材料の物性値	82
3.5.8	地盤の物性値	89
3.5.9	地下水位	89
3.5.10	評価方法	90
4.	評価条件	133
5.	評価結果	147
5.1	鋼桁の評価結果	147

5.1.1	鋼桁	147
5.1.2	ブラケット (本体)	152
5.1.3	ブラケット (ベースプレート)	153
5.2	RC 支柱の評価結果	154
5.2.1	RC 支柱	154
5.2.2	RC 支柱 (接続部)	170
5.2.3	RC 支柱 (張出部)	173
5.3	水平支承・鉛直支承の評価結果	176
5.3.1	水平支承・鉛直支承 (ゴム支承)	176
5.3.2	水平支承・鉛直支承 (アンカーボルト)	178
5.4	上揚力反力梁の評価結果	179
5.4.1	上揚力反力梁 (本体)	179
5.4.2	上揚力反力梁 (支点部ベースプレート)	181
5.4.3	上揚力反力梁 (支点部リブ)	182
5.4.4	上揚力反力梁 (アンカーボルト)	184
5.4.5	上揚力反力梁 (アンカープレート)	185
5.5	フーチングの評価結果	187
5.5.1	フーチング (本体)	187
5.5.2	フーチング (接続部)	220
5.6	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の評価結果	224
5.6.1	鋼桁 1	224
5.6.2	鋼桁 2	230
5.6.3	鋼桁 3	234
5.6.4	鋼桁 4	238
5.6.5	鋼桁 5	243
5.6.6	鋼桁 6	247
5.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	251

(別紙 1) 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来襲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。

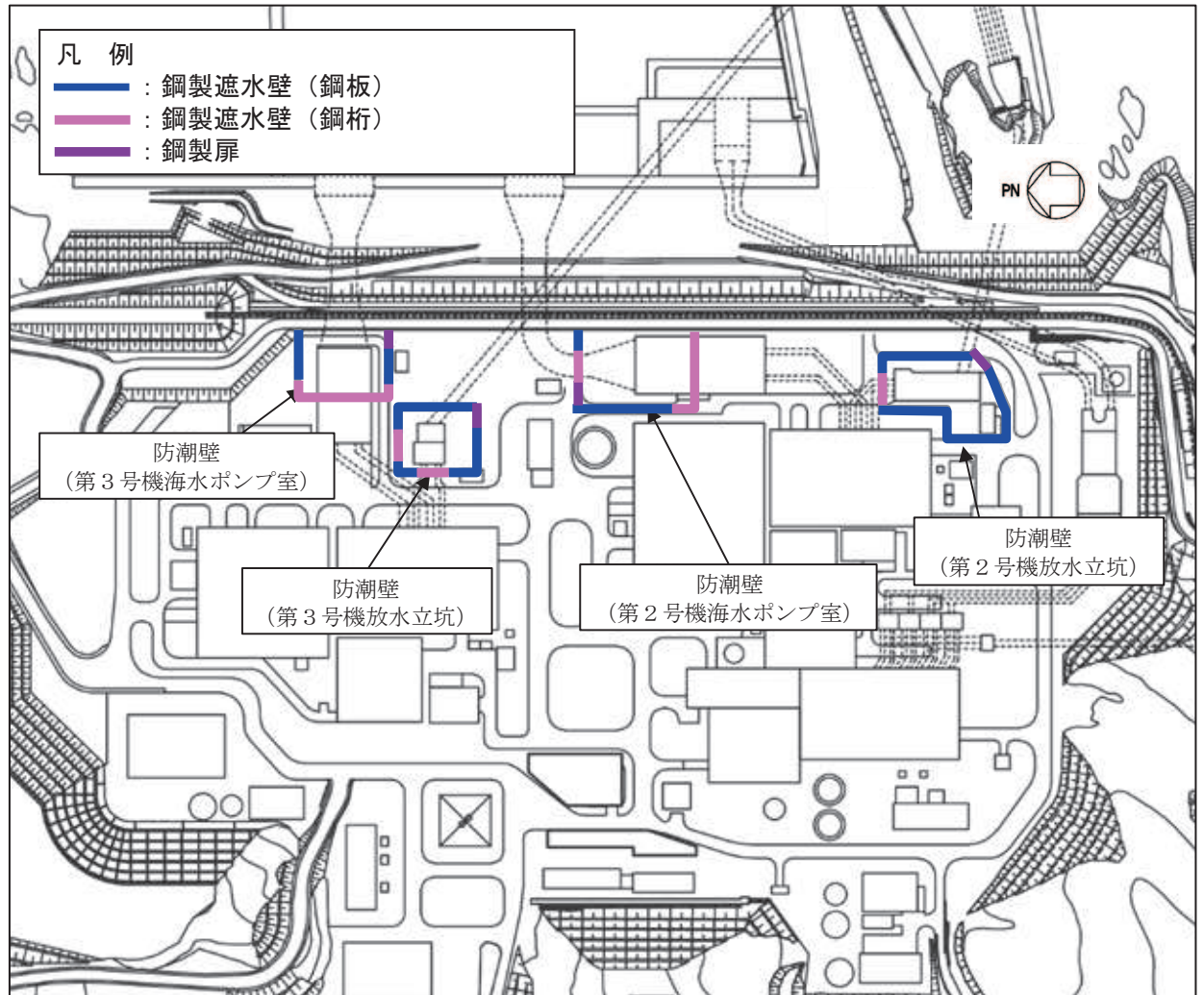


図2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

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 2-1 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 1 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 2-3 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 入力津波高さ及び設計用津波水位と防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波高さ (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

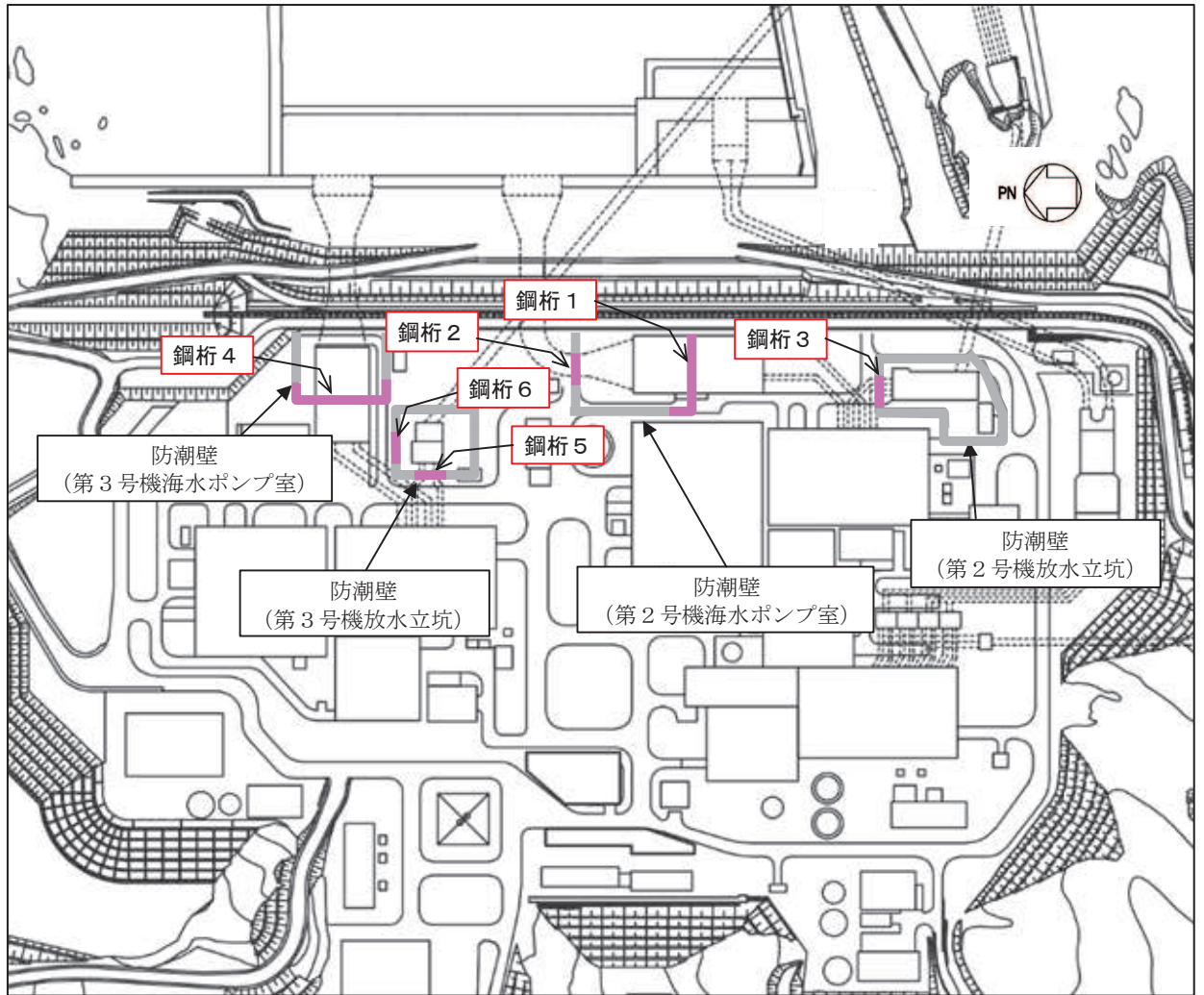
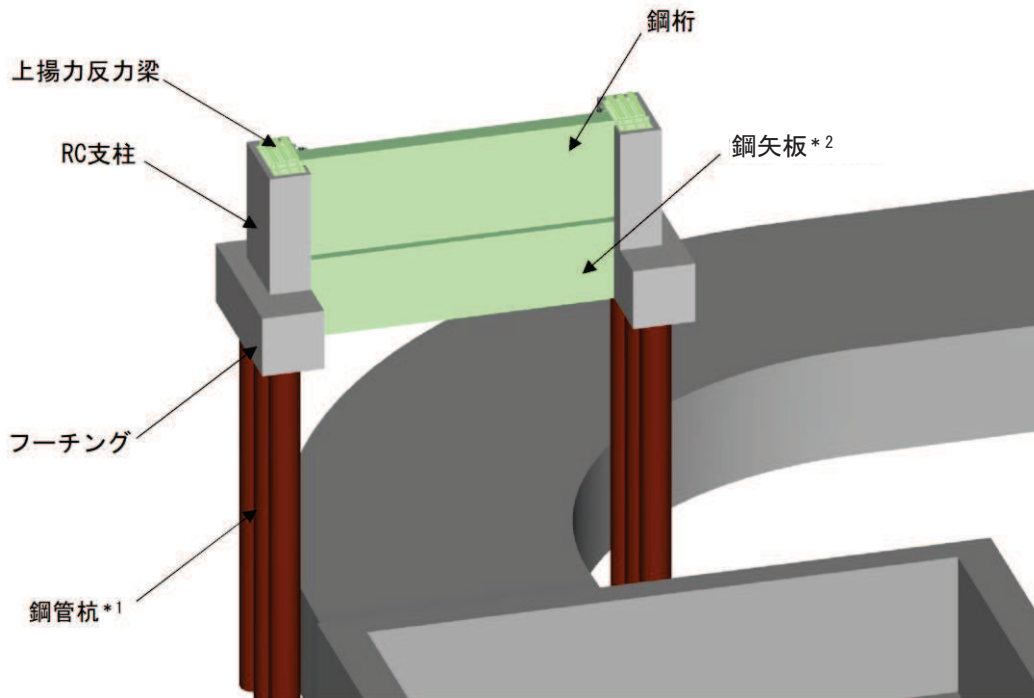


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

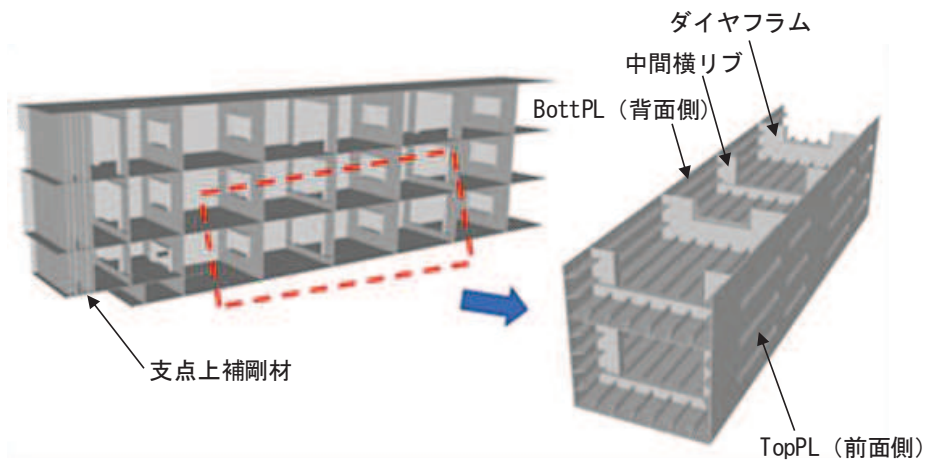
断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



注記*1：一部、場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）

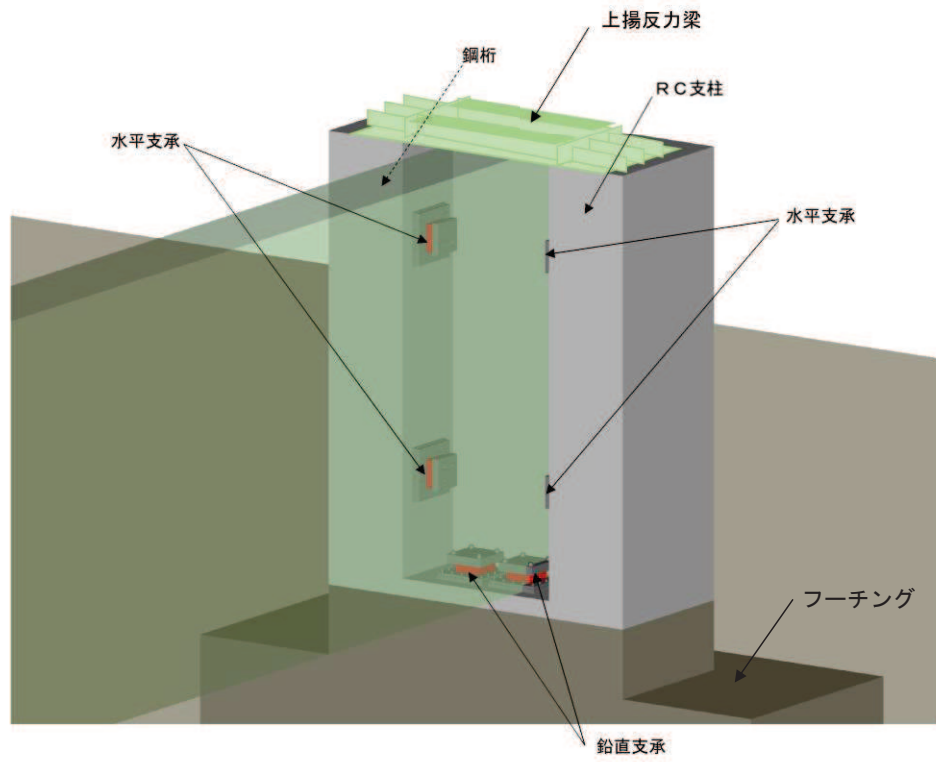
*2：ボイリング対策（鋼桁1以外）

（全体図）



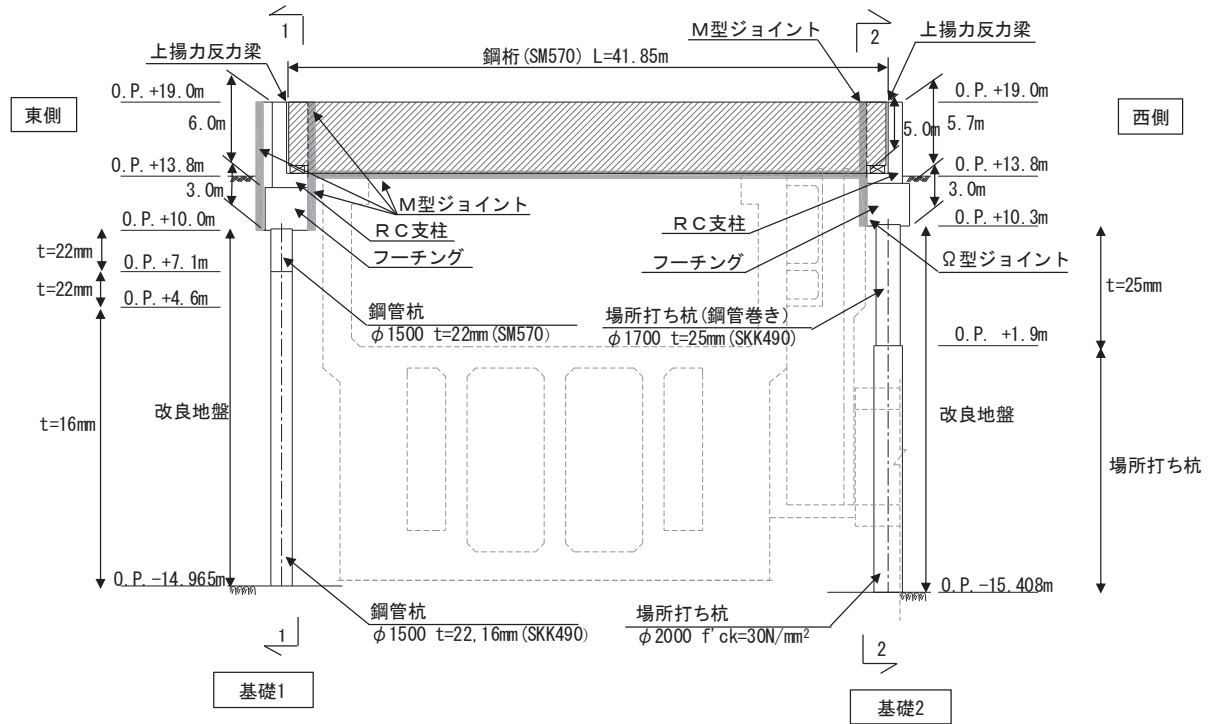
（鋼桁詳細図）

図 2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

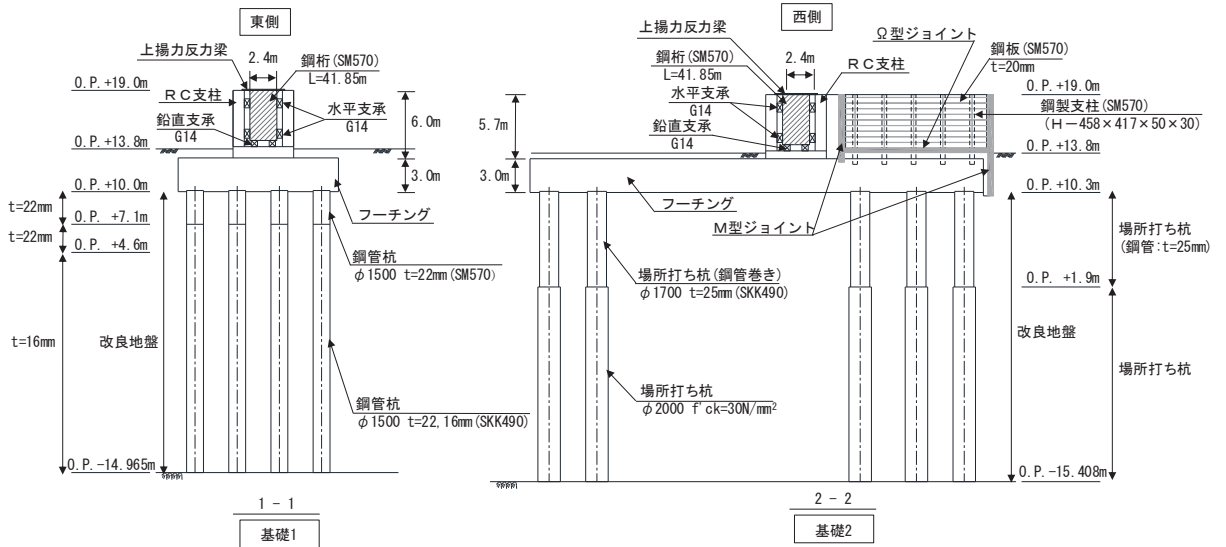


(支柱との取り付け部)

図 2-3 (2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要

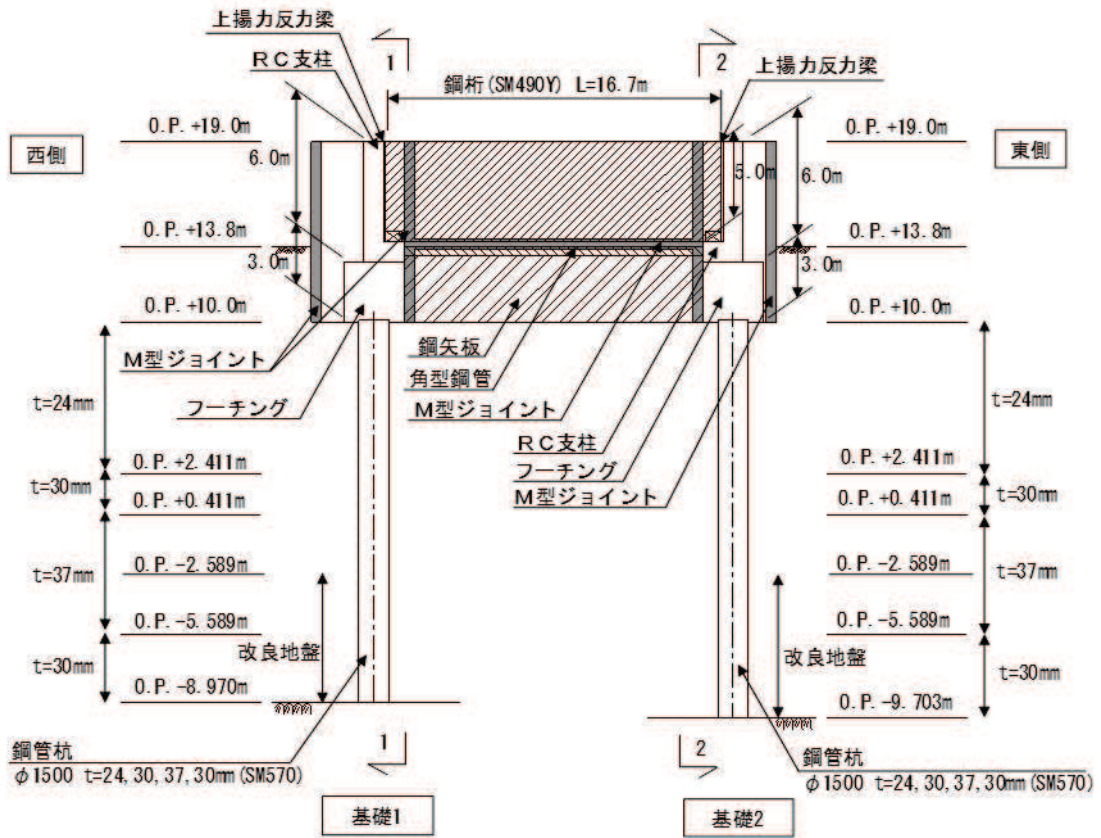


(正面図)

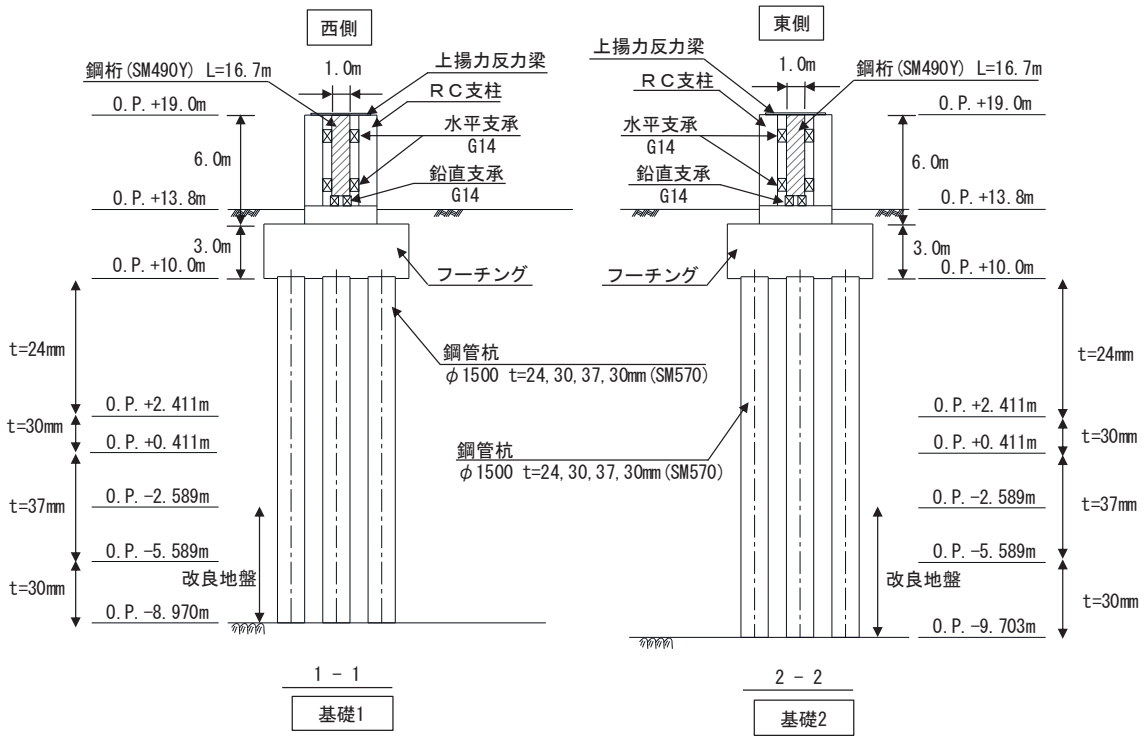


(断面図)

図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

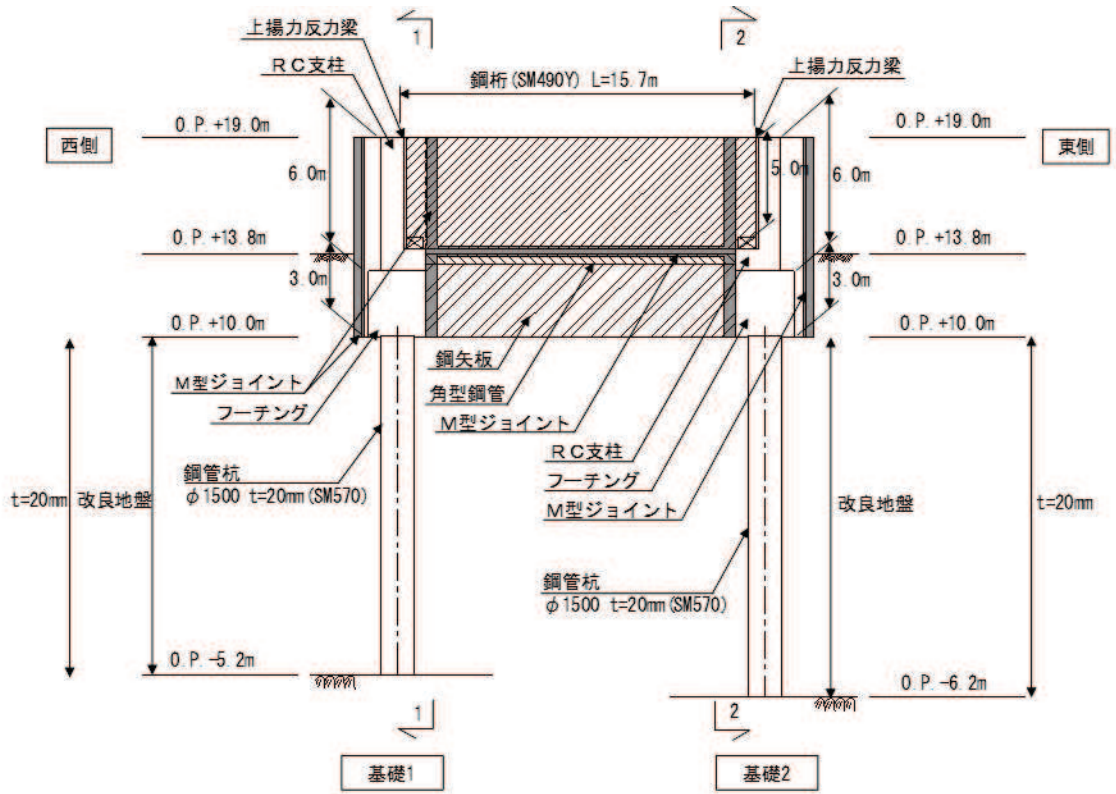


(正面図)

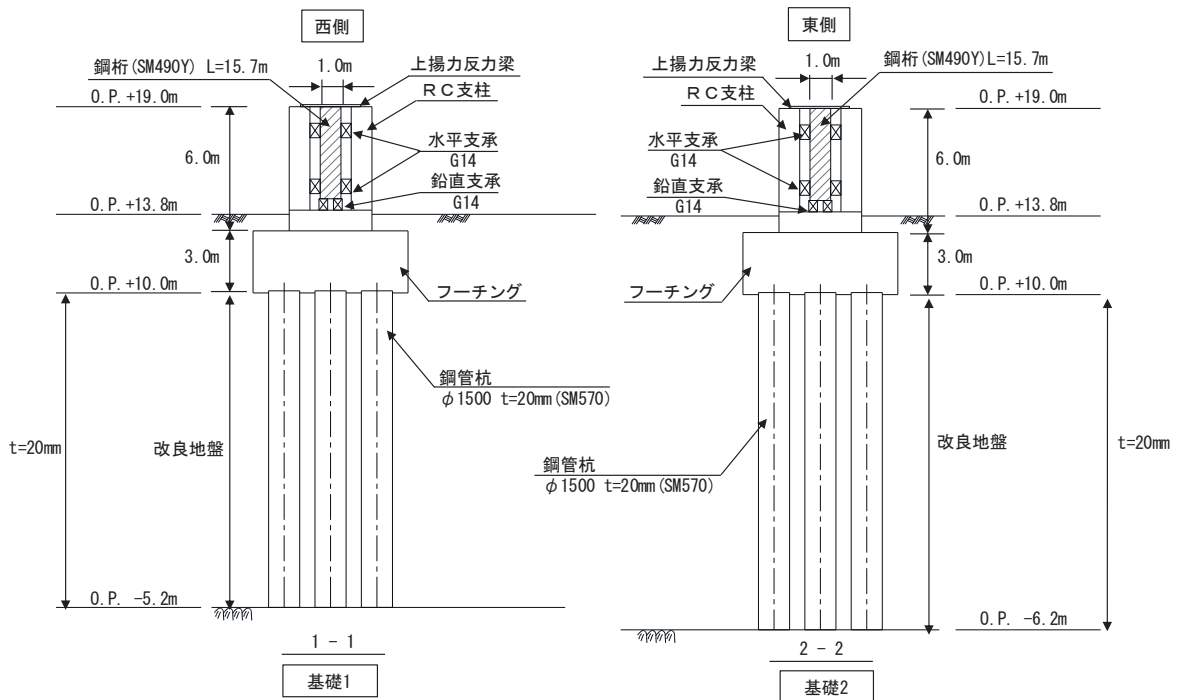


(断面図)

図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

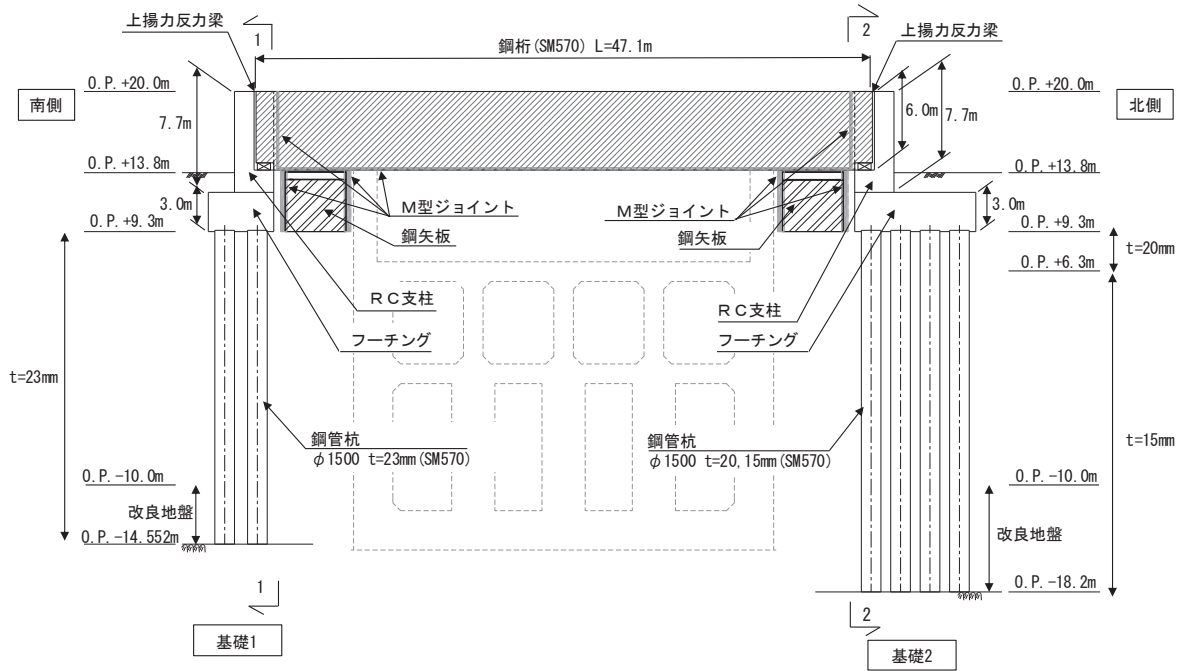


(正面図)

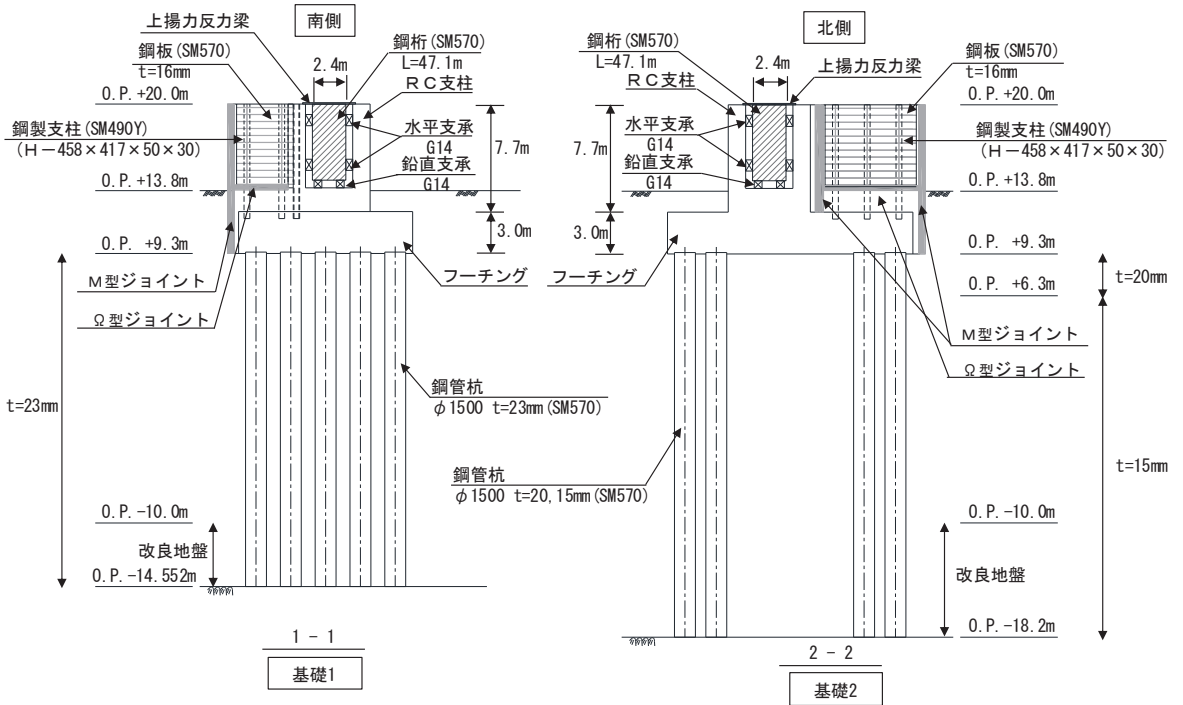


(断面図)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

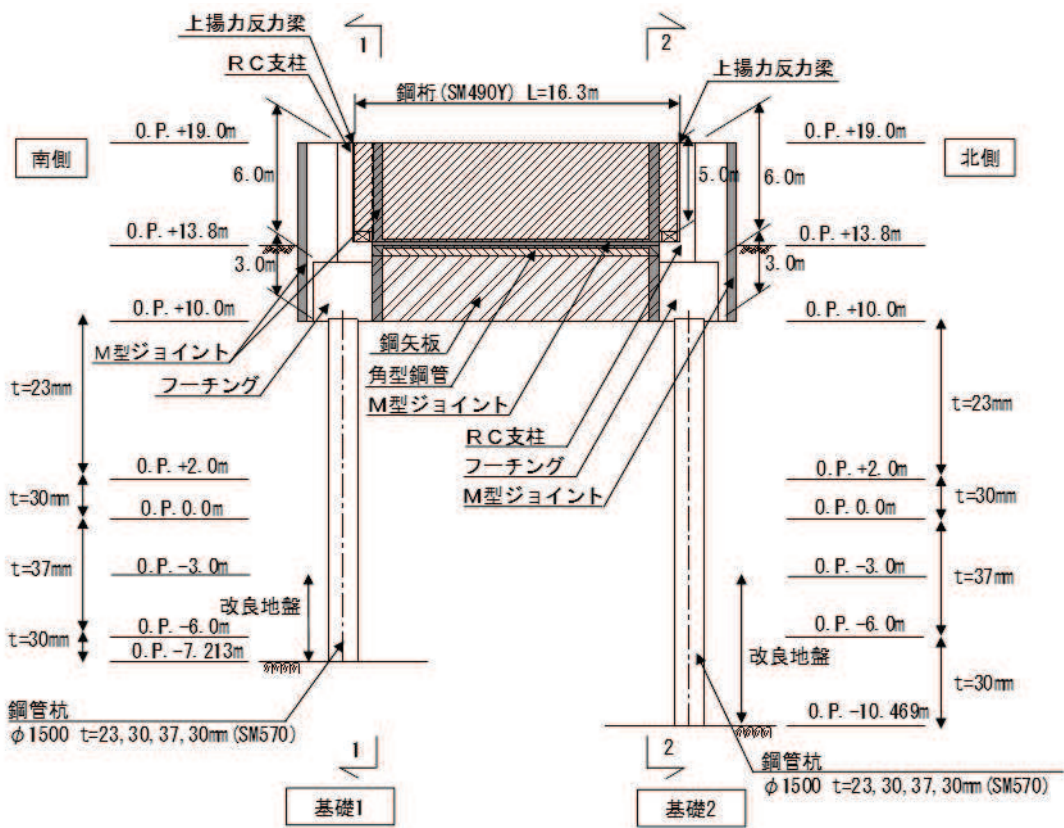


(正面図)

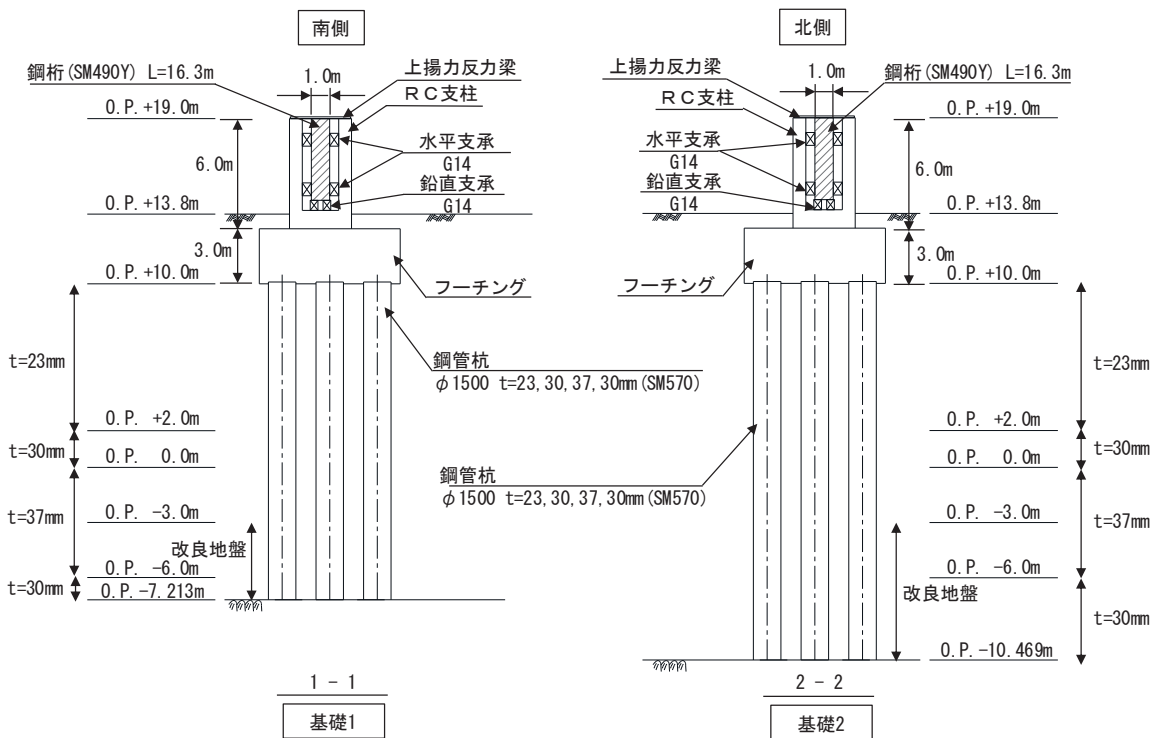


(断面図)

図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

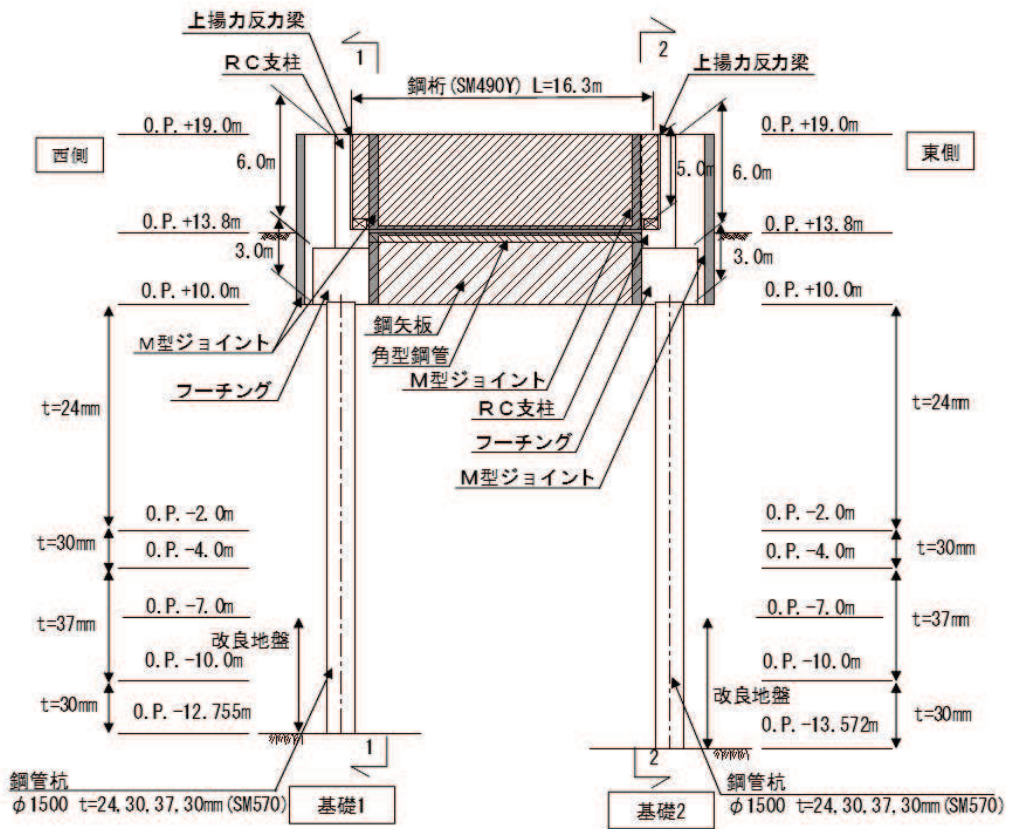


(正面図)

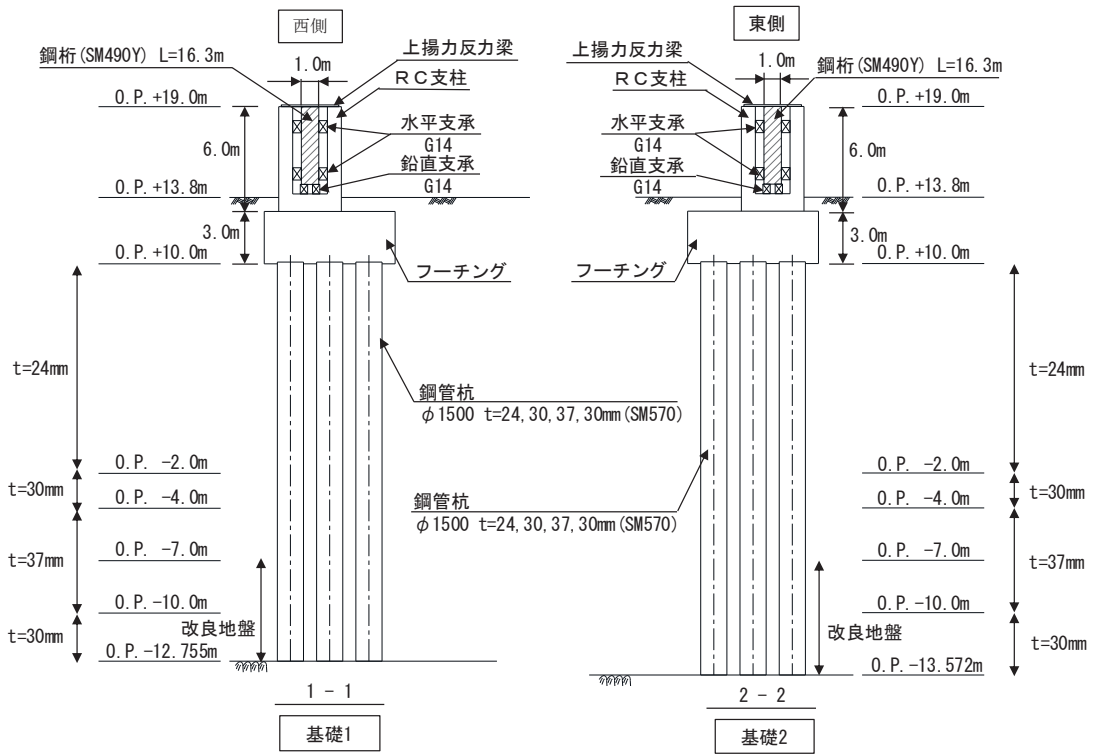


(断面図)

図 2-8 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図

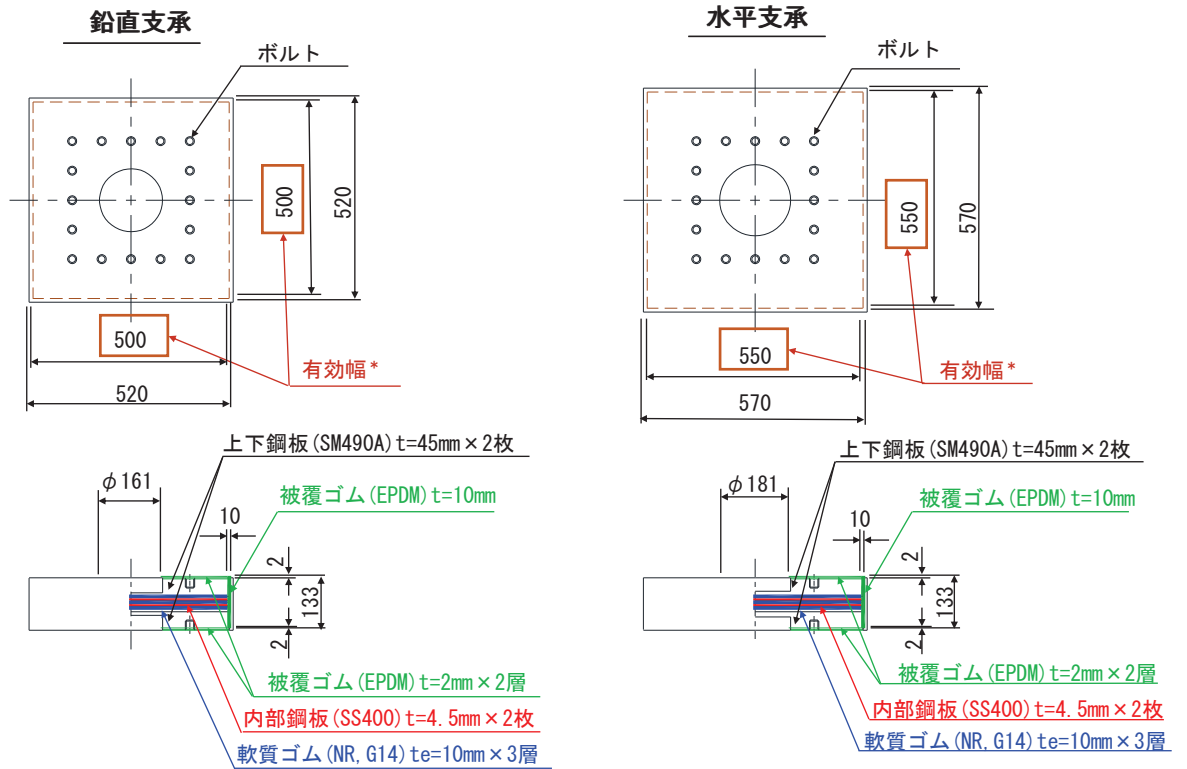


(正面図)



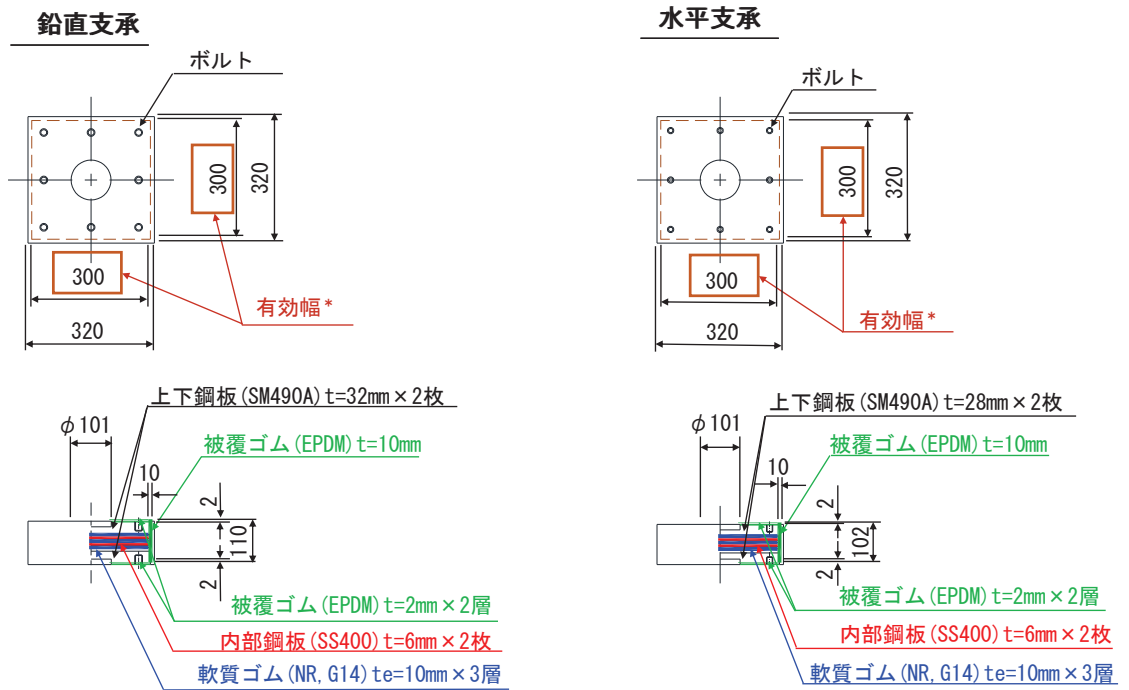
(断面図)

図 2-9 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図



注記* : 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅

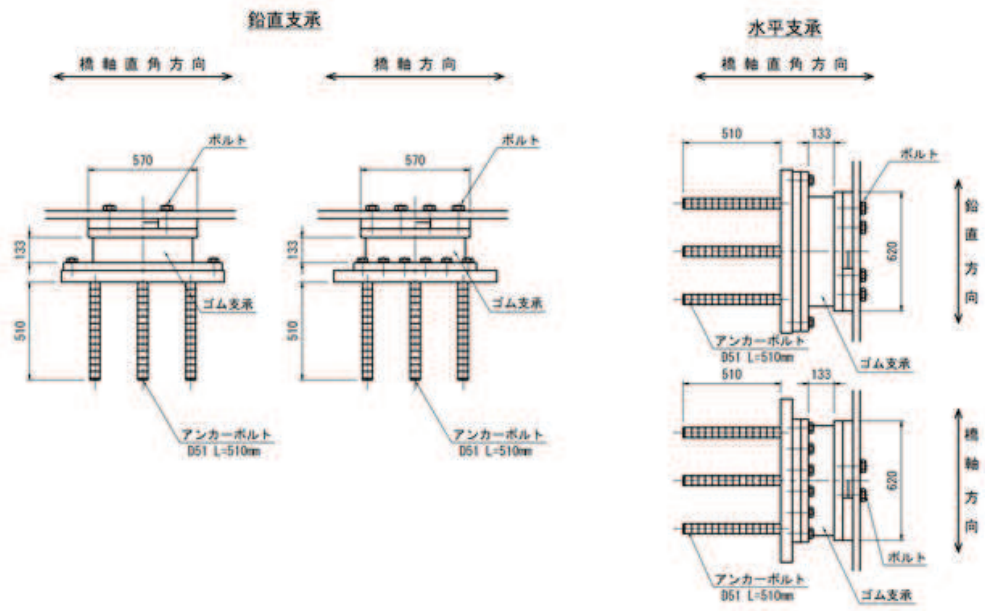
(鋼桁 1, 4)



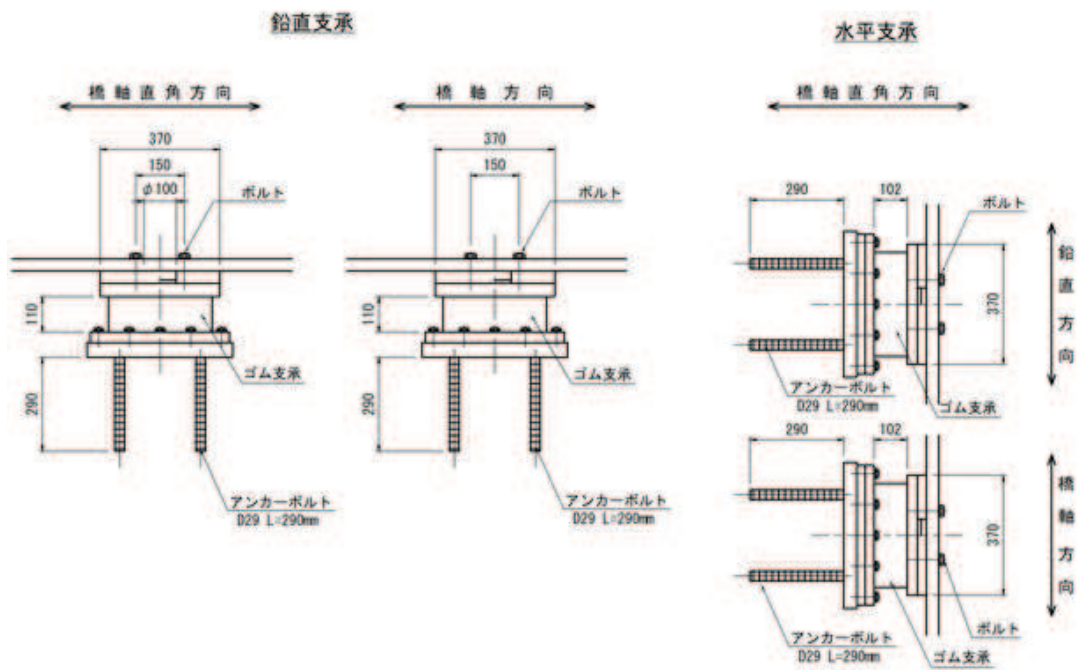
注記* : 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅

(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

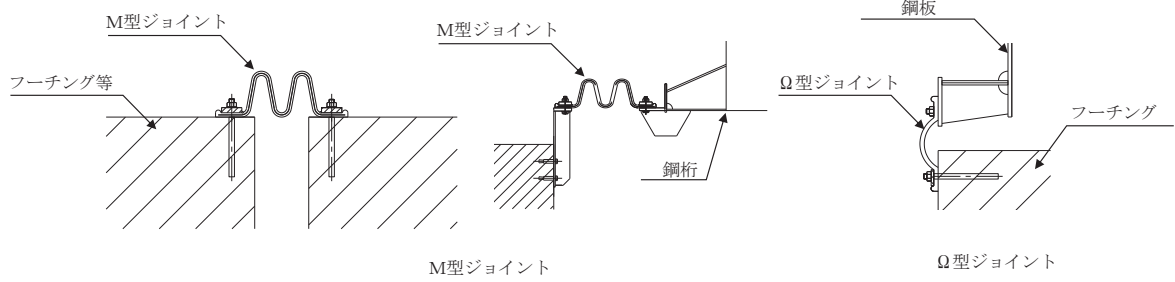


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

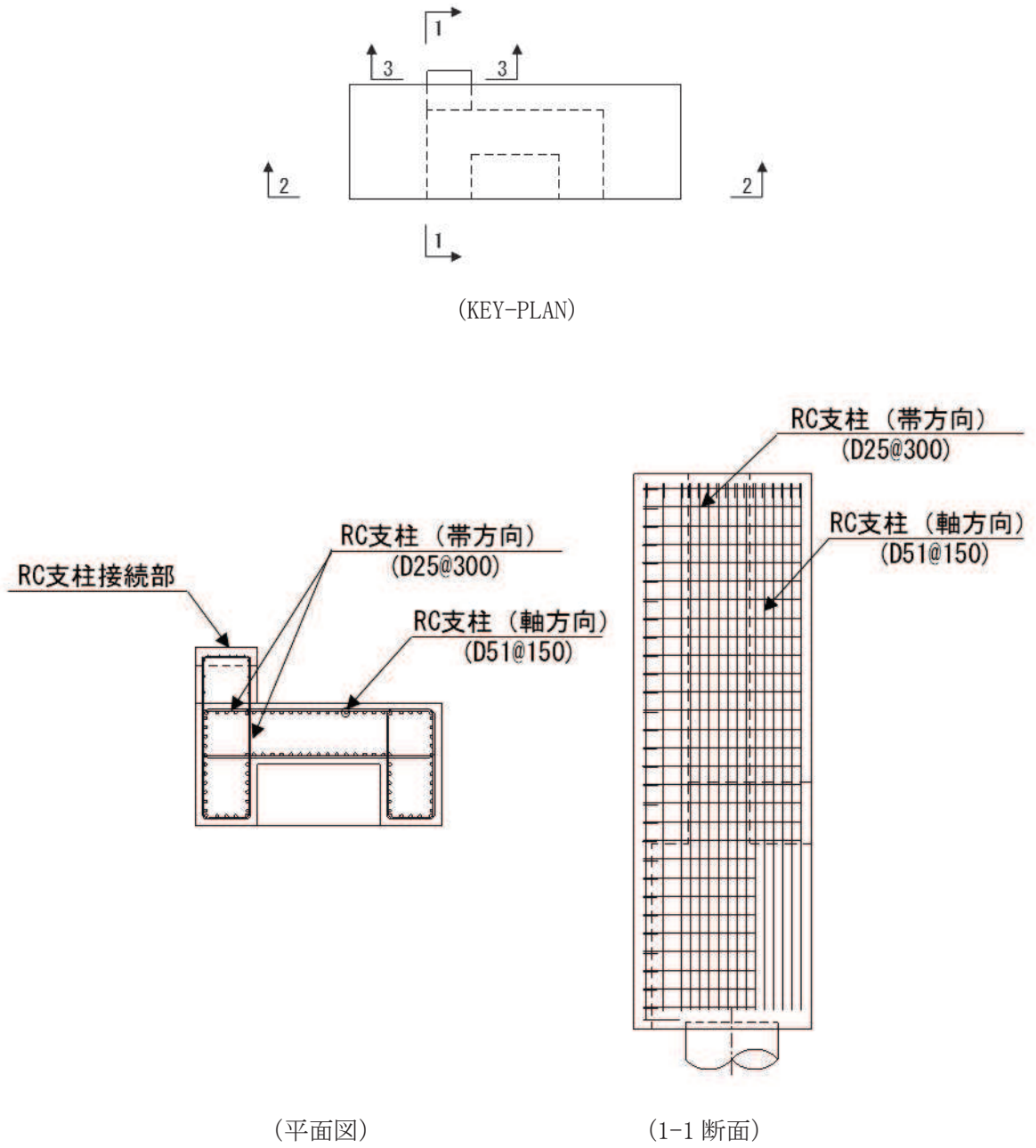
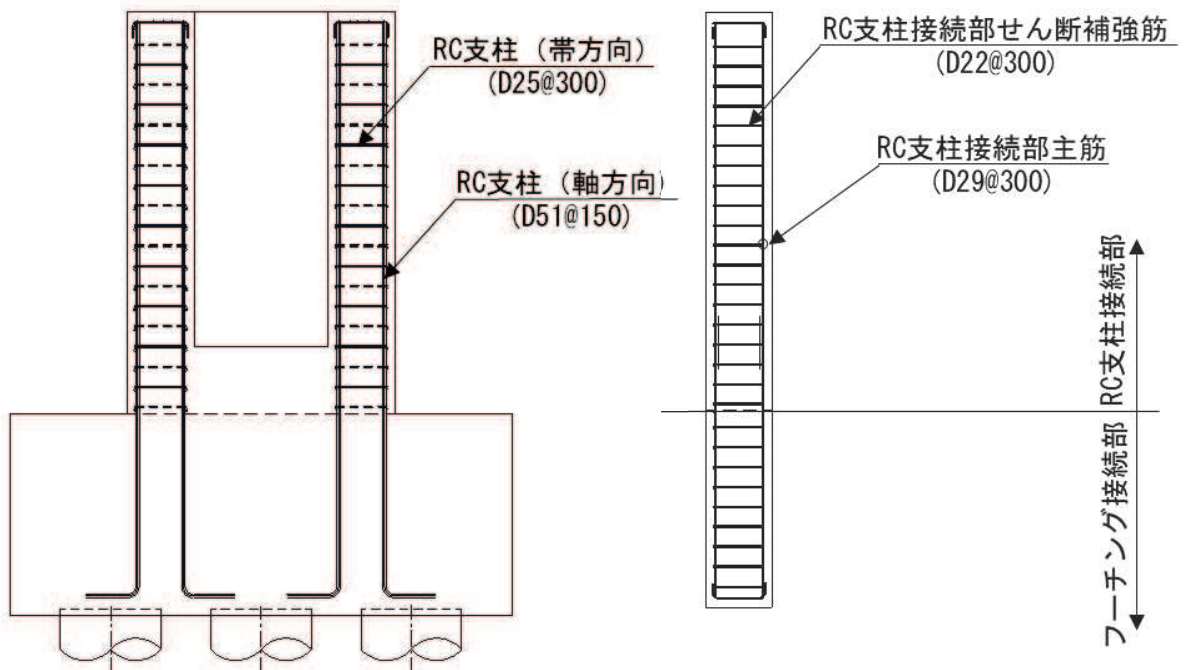
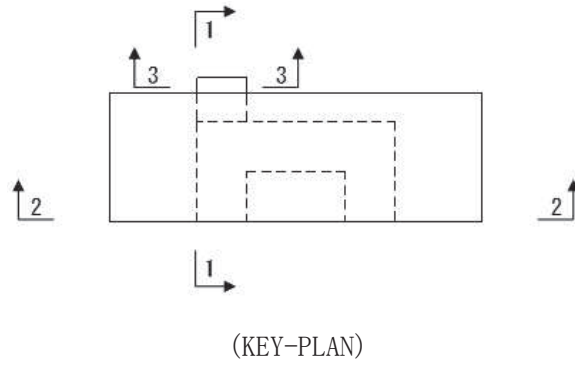


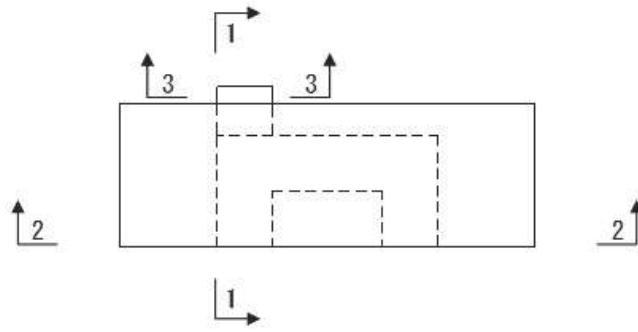
図 2-13(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



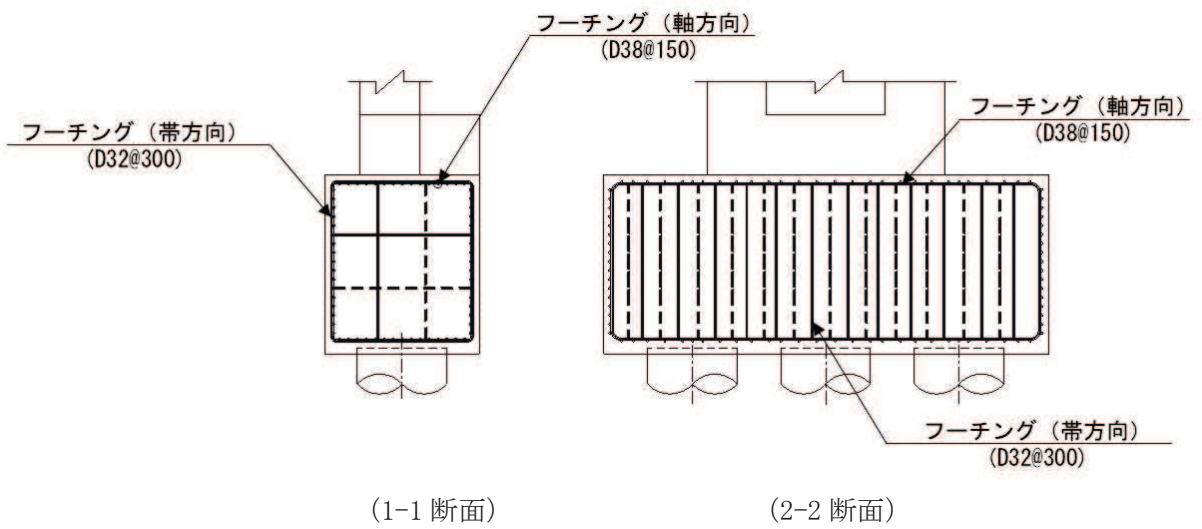
(2-2 断面)

(3-3 断面 (接続部))

図 2-13(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)

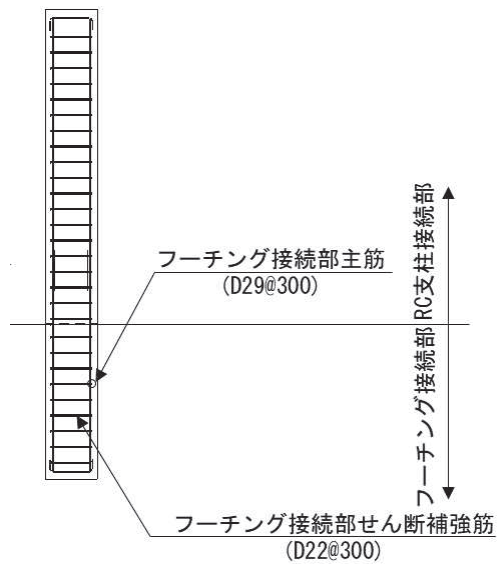


(KEY-PLAN)



(1-1 断面)

(2-2 断面)



(3-3 断面 (接続部))

図 2-14 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 2-15 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。

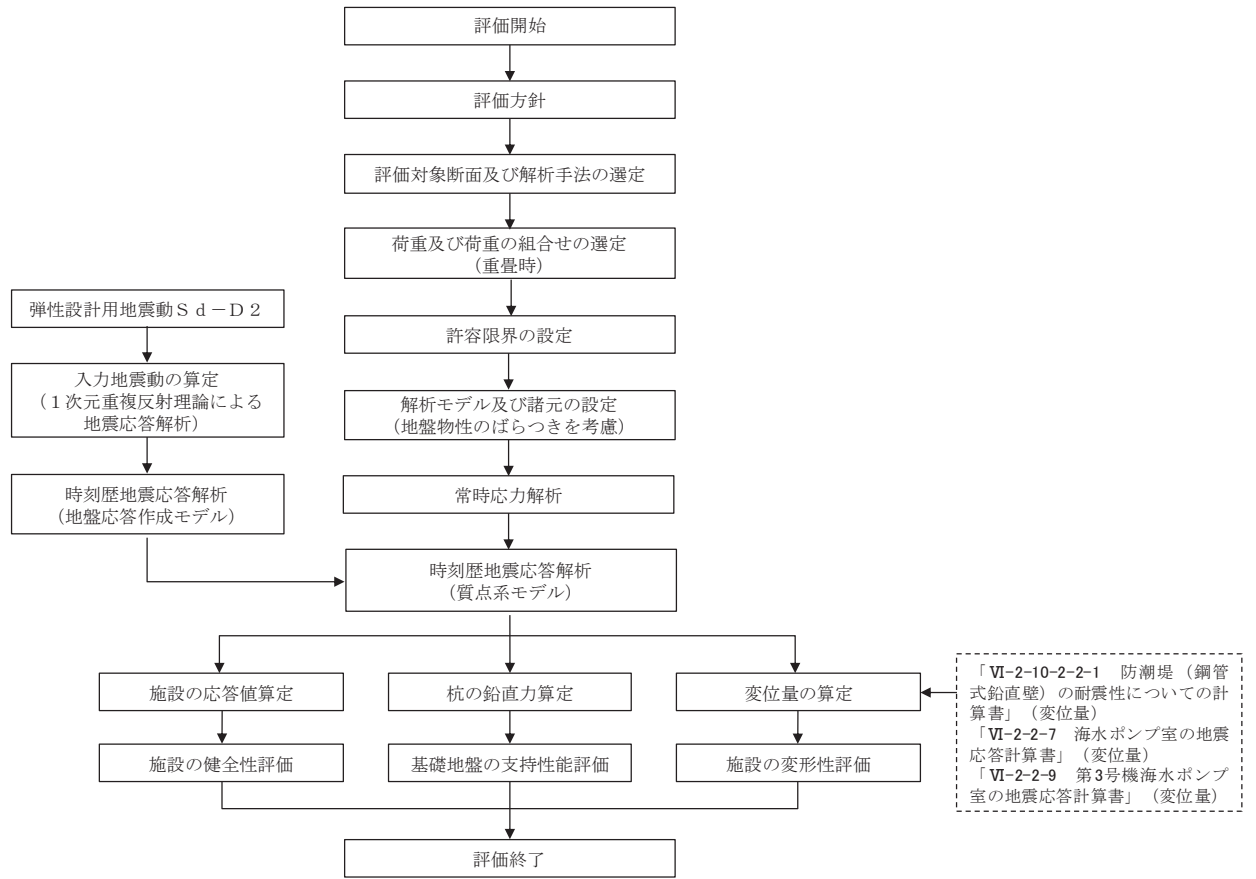


図 2-15 鋼製遮水壁 (鋼桁) の強度評価の検討フロー

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	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
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
σ_1	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	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	mm^3	ブラケットの断面係数
σ_{a1}	N/mm^2	ブラケットの許容曲げ応力度
τ_1	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}	mm^2	ブラケットのウェブ断面積
τ_{a1}	N/mm^2	ブラケットの許容せん断応力度
σ_2	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	mm^3	ブラケットベースプレートの断面係数
σ_{a2}	N/mm^2	ブラケットベースプレートの許容曲げ応力度
τ_2	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
τ_{a2}	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
σ_{ce}	N/mm ²	地震時の圧縮応力
R_L	kN	下向きの反力
A_{ce}	m ²	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積
σ_{cra}	N/mm ²	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
τ_3	N/mm ²	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 ²	アンカーボルトの断面積
Σm	本	アンカーボルトの総本数
τ_{a3}	N/mm ²	支承アンカーボルトの許容せん断応力度
σ_4	N/mm ²	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 ²	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 ³	上揚力反力梁の断面係数
σ_{a4}	N/mm ²	上揚力反力梁の許容曲げ応力度
τ_4	N/mm ²	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 ²	上揚力反力梁のウェブ断面積
τ_{a4}	N/mm ²	上揚力反力梁の許容せん断応力度
σ_5	N/mm ²	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 ³	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数
σ_{a5}	N/mm ²	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度
σ_6	N/mm ²	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 ³	上揚力反力梁支点部リブの断面係数
σ_{a6}	N/mm ²	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度
τ_6	N/mm ²	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 ²	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積
τ_{a6}	N/mm ²	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
σ_7	N/mm ²	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 ³	アンカープレートの断面係数
σ_{a7}	N/mm ²	アンカープレートの許容曲げ応力度
τ_7	N/mm ²	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 ²	アンカープレート断面積
τ_{a7}	N/mm ²	アンカープレートの許容せん断応力度
σ_y	N/mm ²	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
τ_8	N/mm ²	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 ²	鋼管杭の断面積
Z_8	m ³	鋼管杭の断面係数
κ_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

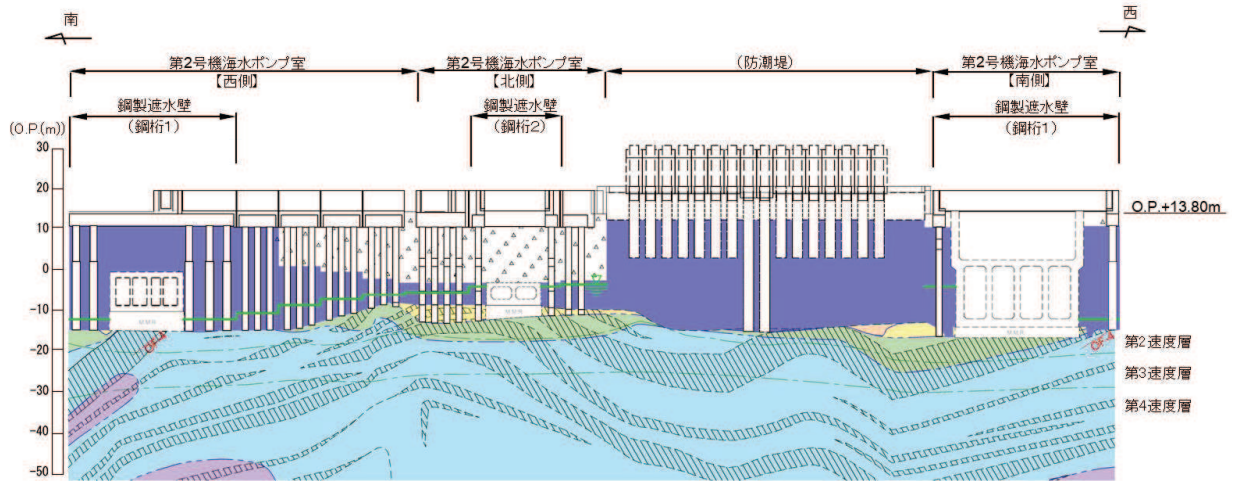
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

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。

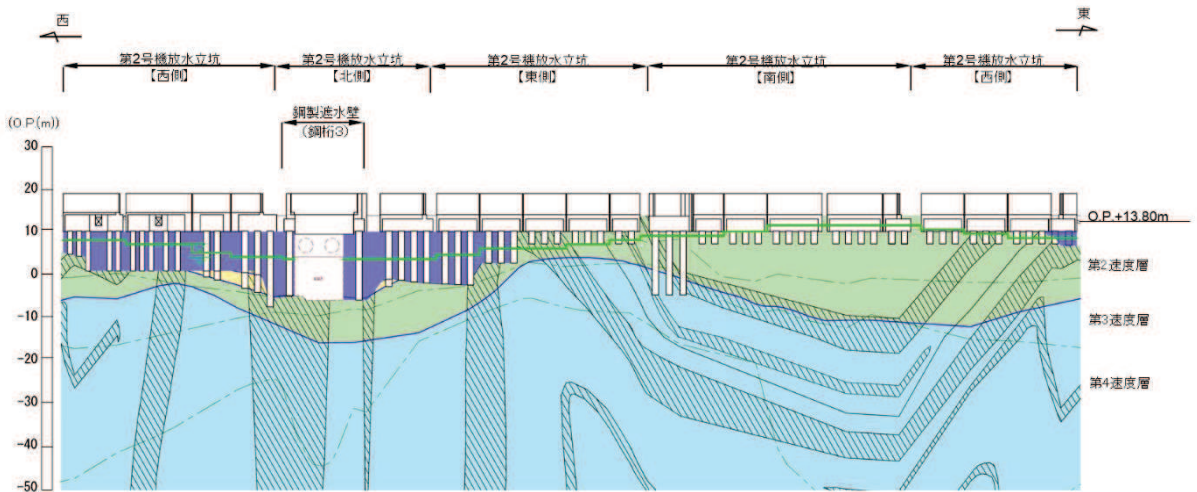
鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

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設計用地下水位+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防潮壁（第 2 号機放水立坑）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、設計用地下水位+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。

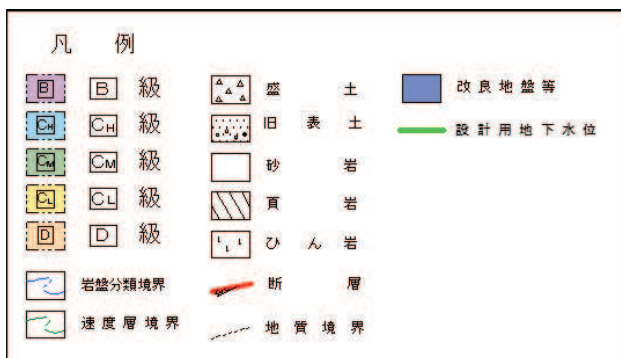
また、防潮壁（第 3 号機放水立坑）においては、放水立坑の損傷による影響を抑制するため、放水立坑周辺を地盤改良する計画としている。この地盤改良についても、地盤の変形抑制及び液状化対策に寄与するものと考えられるが、改良幅 2D を有していないことから、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価においては評価上考慮しない方針とする。ただし、変形性評価においては相対変位の観点から考慮する。



(第 2 号機海水ポンプ室*1,*2)



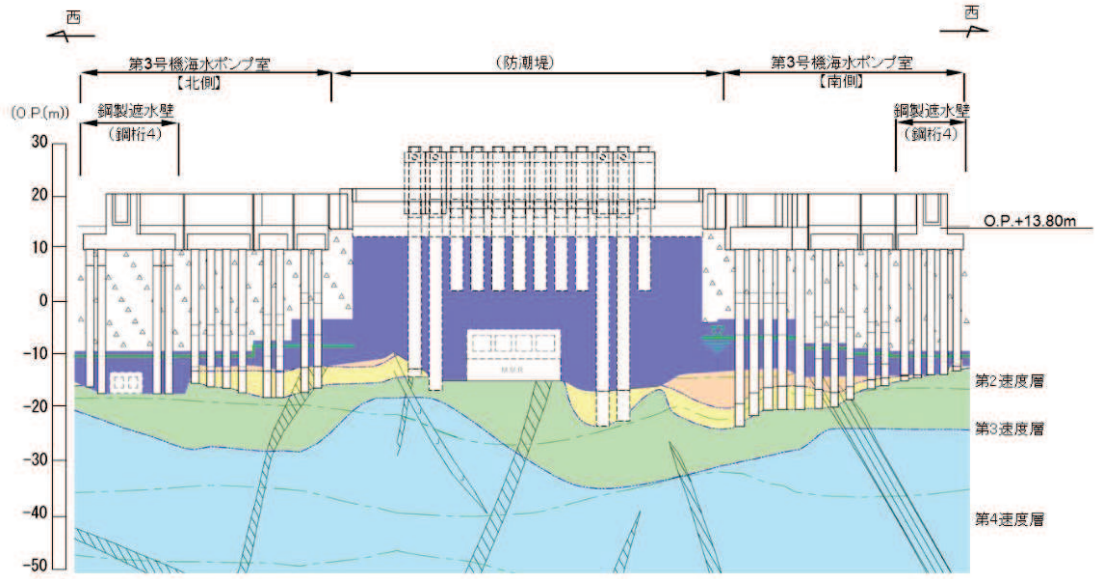
(第 2 号機放水立坑*1)



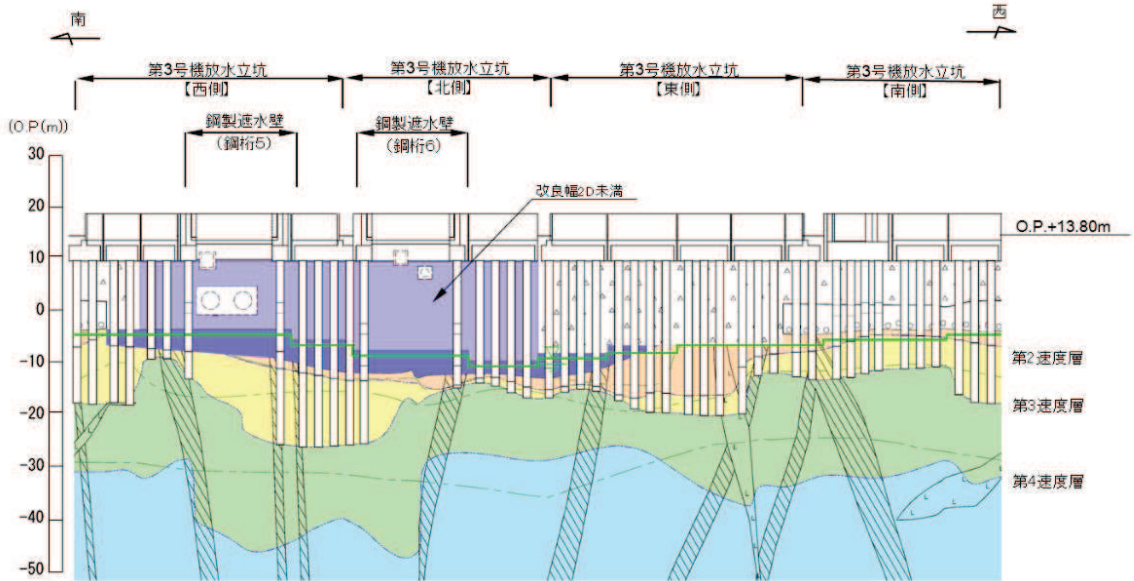
注記：*1：鋼管杭下端はC_L級岩盤上面（又はC_M級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC_L級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

*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(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)



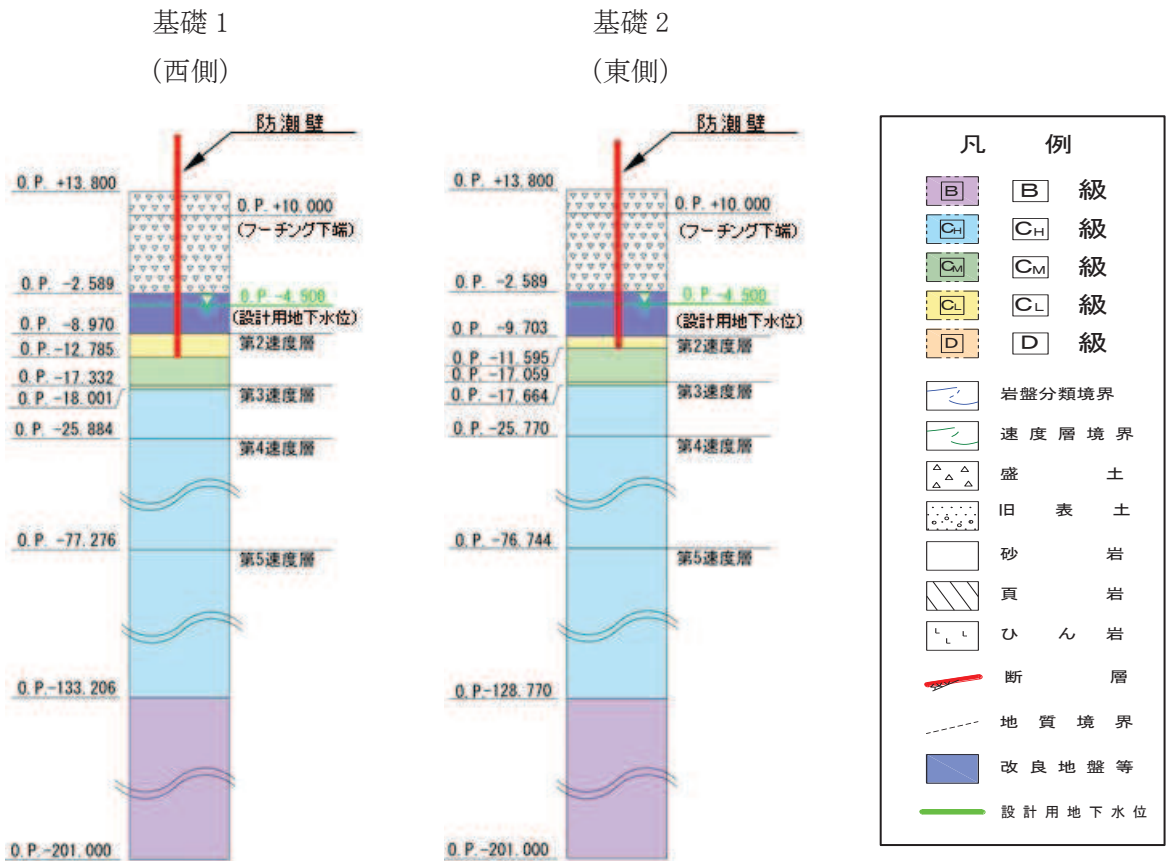
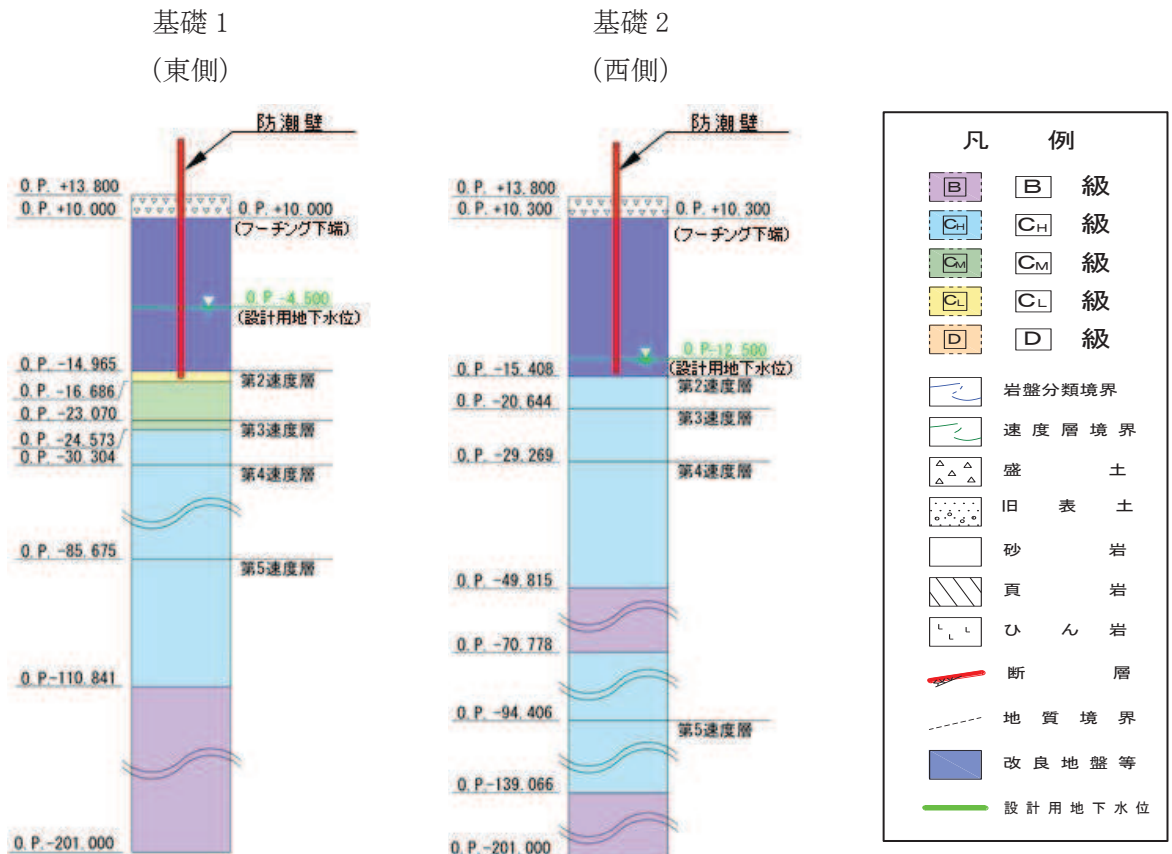
(第 3 号機放水立坑*1,*2)

凡 例			
	B 級		盛 土
	CH 級		旧 表 土
	CM 級		砂 岩
	CL 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		設計用地下水位

注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C_M 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 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)



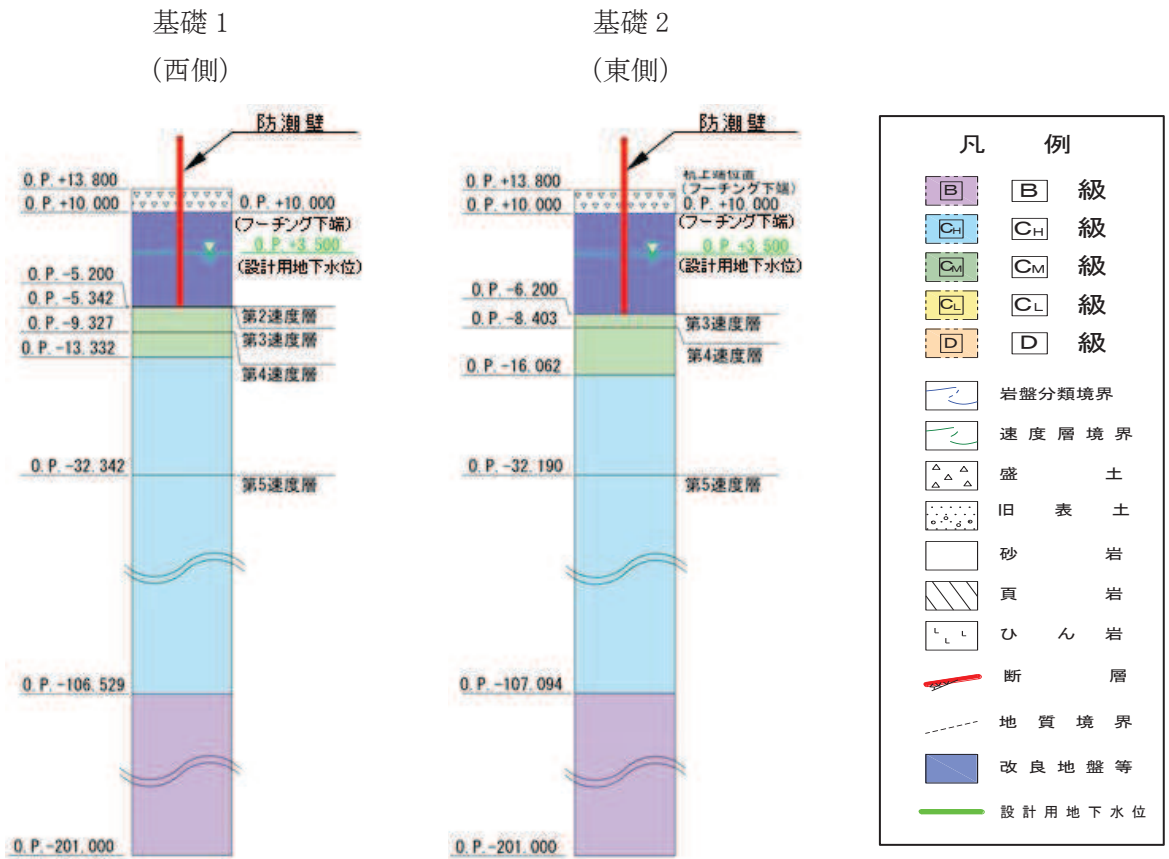


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

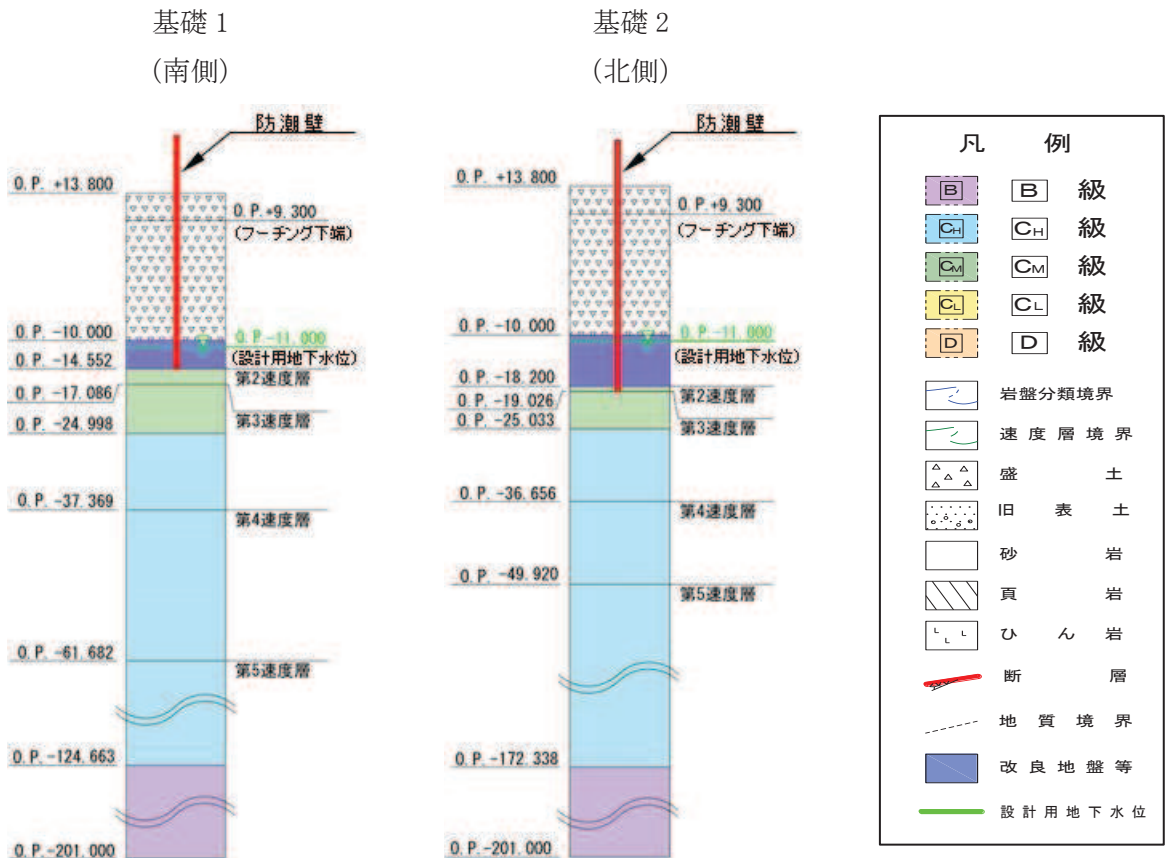


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)

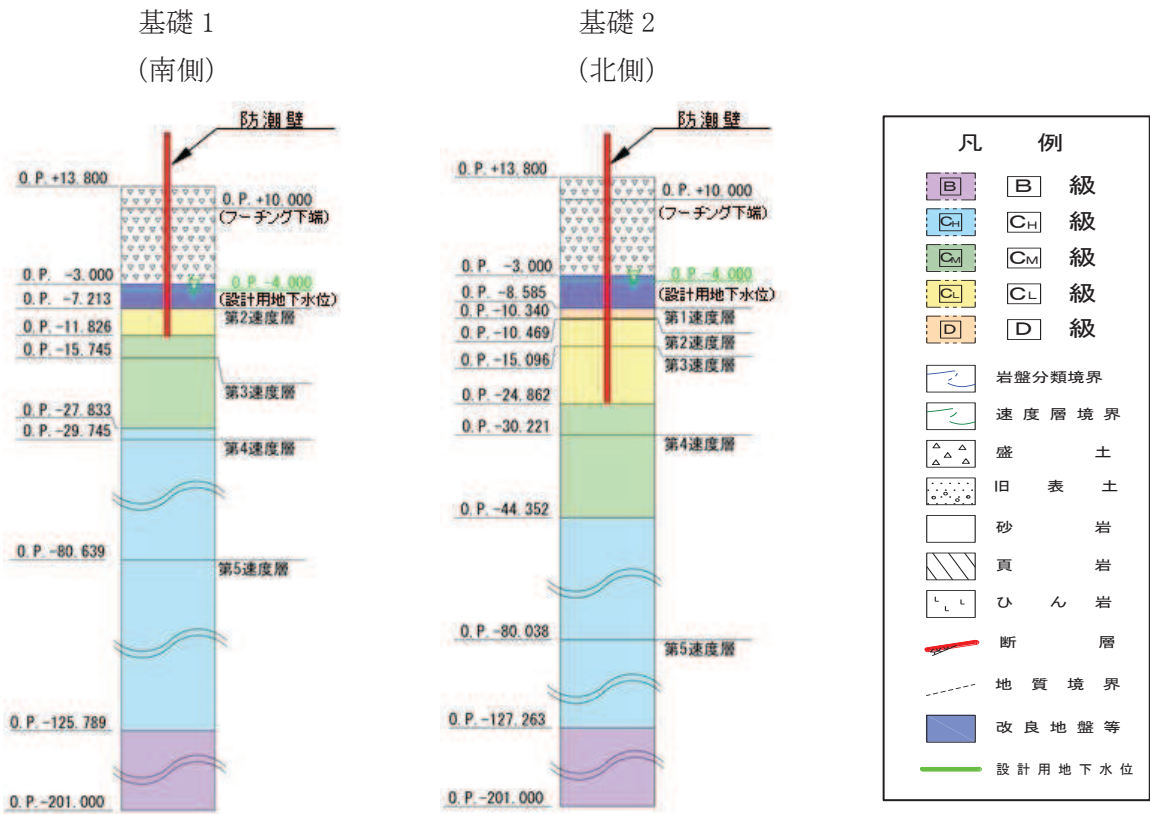


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

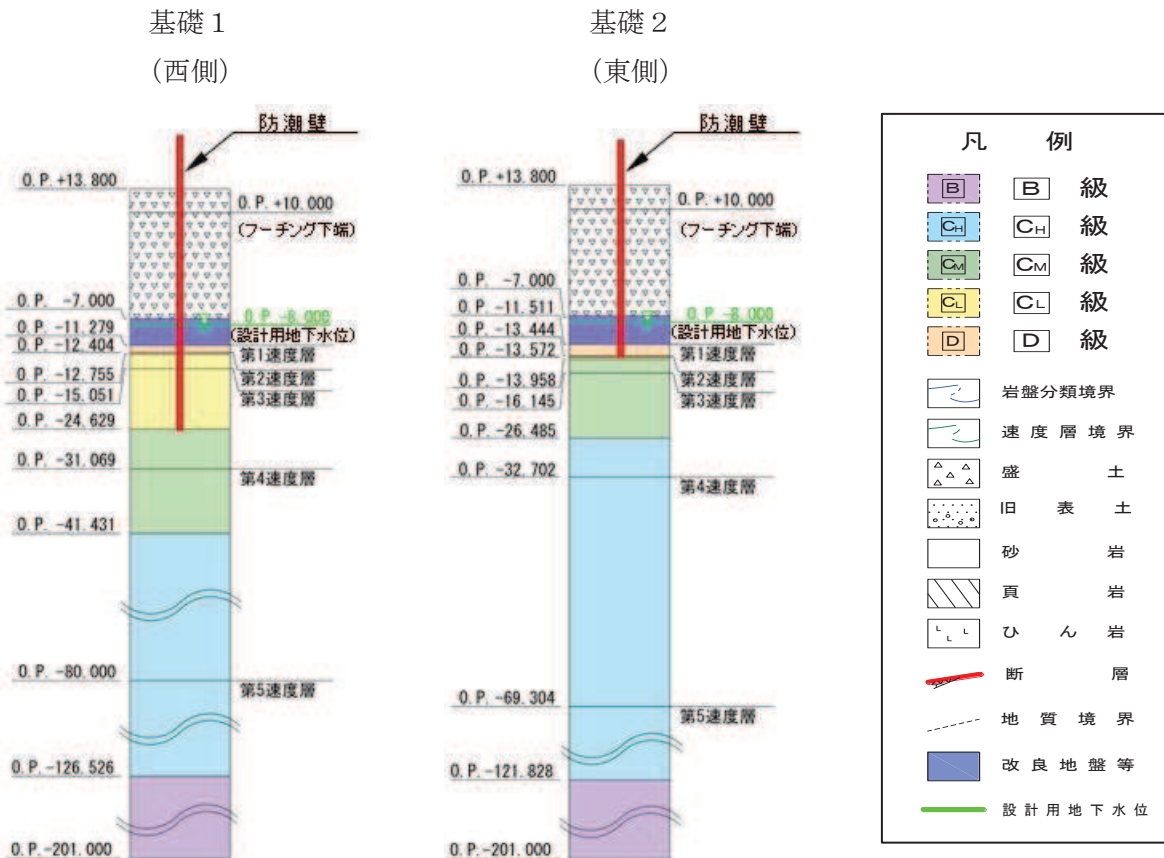


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを踏まえ、安全裕度を見込んで 0.98kN/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 30m/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 0.4m 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 ²) 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 ²) 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 _d -D ₂ 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。

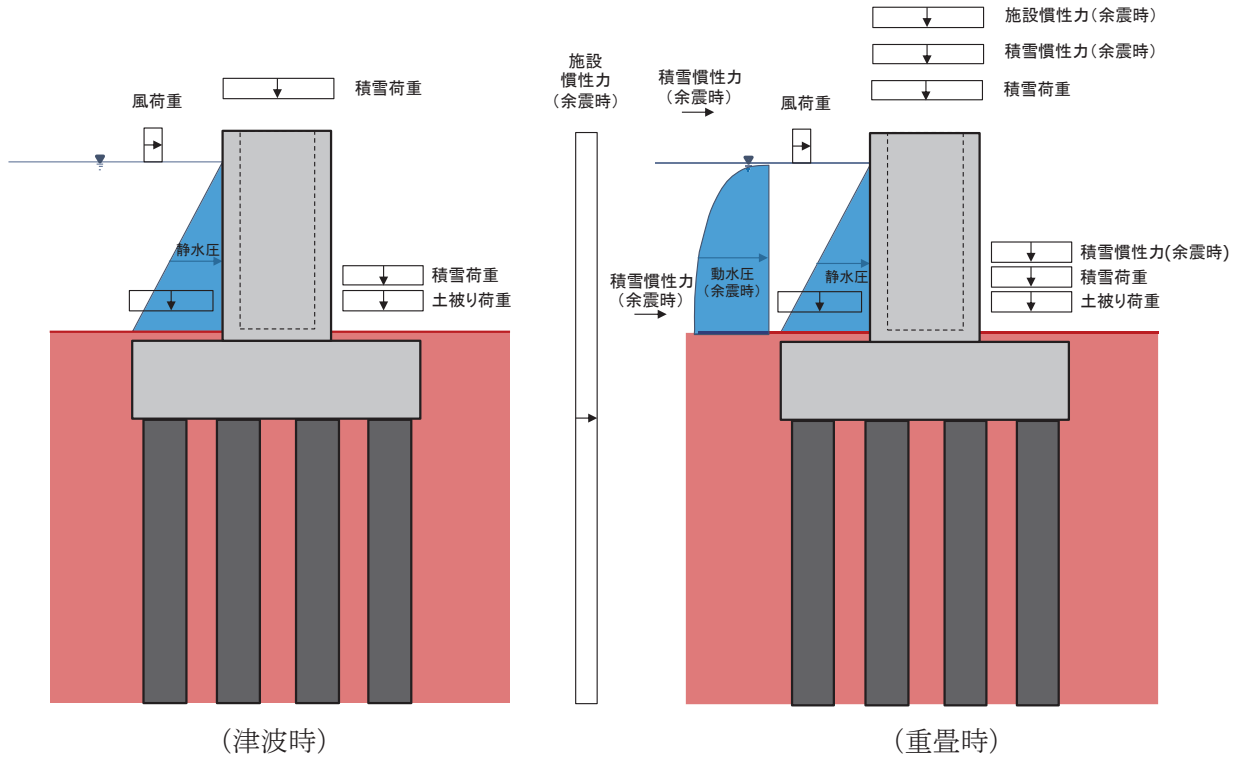


図 3-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図(RC 支柱部)

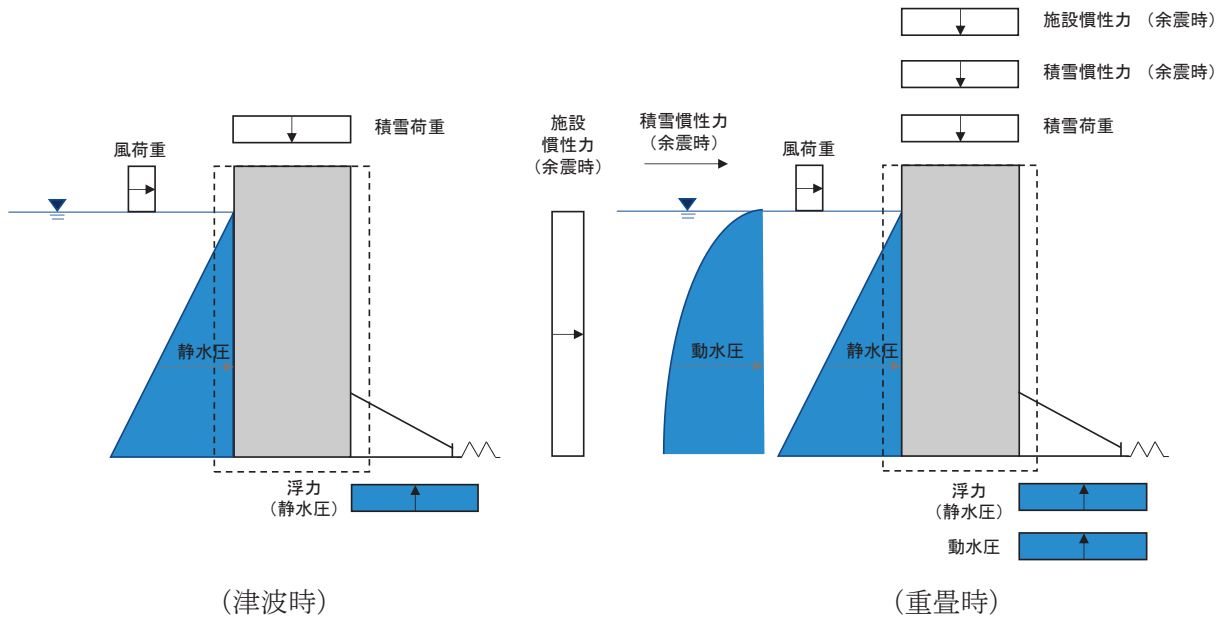


図 3-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 1, 4）の荷重作用図(鋼桁部)

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

(1) 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、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 ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	215	322
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	255	382
		許容せん断応力度 τ_{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)

種別		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM490Y	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	174	261
		許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	210	315
		許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	177	265
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	255	382
		許容せん断応力度 τ_{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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
ブラケット	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{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。

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・軸力については「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」及び「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」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、「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」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、「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」に基づき、表 3-7(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・軸力については「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」及び「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、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、「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」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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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)	24425
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	24425
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	5598
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	5598
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	10811
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	10811
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 1)	25774
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 2)	25774
	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)	8318
	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/mm²) 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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}		
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 σ_{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(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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 σ_{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)	12357
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	12357
	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)	12726
	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
	せん断補強筋 (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 2)	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、「日本道路協会 平成16年4月 道路橋支承便覧」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、「日本道路協会 平成16年4月 道路橋支承便覧」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 ²)	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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	異形棒鋼 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	200
許容せん断応力度 τ_{sa}		115	172

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 上揚力反力梁

上揚力反力梁の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、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、「日本建築学会 2010 年 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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
上揚力反力梁 (鋼桁 1, 4)	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{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 σ_{sa}	210	315
		許容せん断応力度 τ_{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 σ_{sa}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{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 σ_{sa}	210	315
		許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180

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。

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「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)」及び「土木学会 2002 年 コンクリート 標準示方書[構造性能照査編]」並びに「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」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、「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」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、「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」に基づき、表 3-12(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「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、表 3-12(4)に示す短期許容応力度とする。せん断については、「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」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 3-12(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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	16		24
鉄筋 (SD345)		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@150)	鋼桁 1 (基礎 1)	Sy:19390 Sz:19676
	せん断補強筋 (D29@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	Sy:20891 Sz:22770
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	Sy:18643 Sz:18263
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	Sy:18643 Sz:18263
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	Sy:18252 Sz:18047
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	Sy:18252 Sz:18047
	せん断補強筋 (D19@300)	鋼桁 4 (基礎 1)	Sy:36962 Sz:37708
	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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}		
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋(SD490)	許容曲げ引張応力度 σ_{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（曲げ・軸力）

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

注記*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

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、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき、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、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき、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 ²)	せん断強度 (N/mm ²)
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 ²)
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 ²)
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*) せん断方向 350 (245*)

注記*：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「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」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 ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼桁 1 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4

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 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、杭周辺の地下水位で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」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。

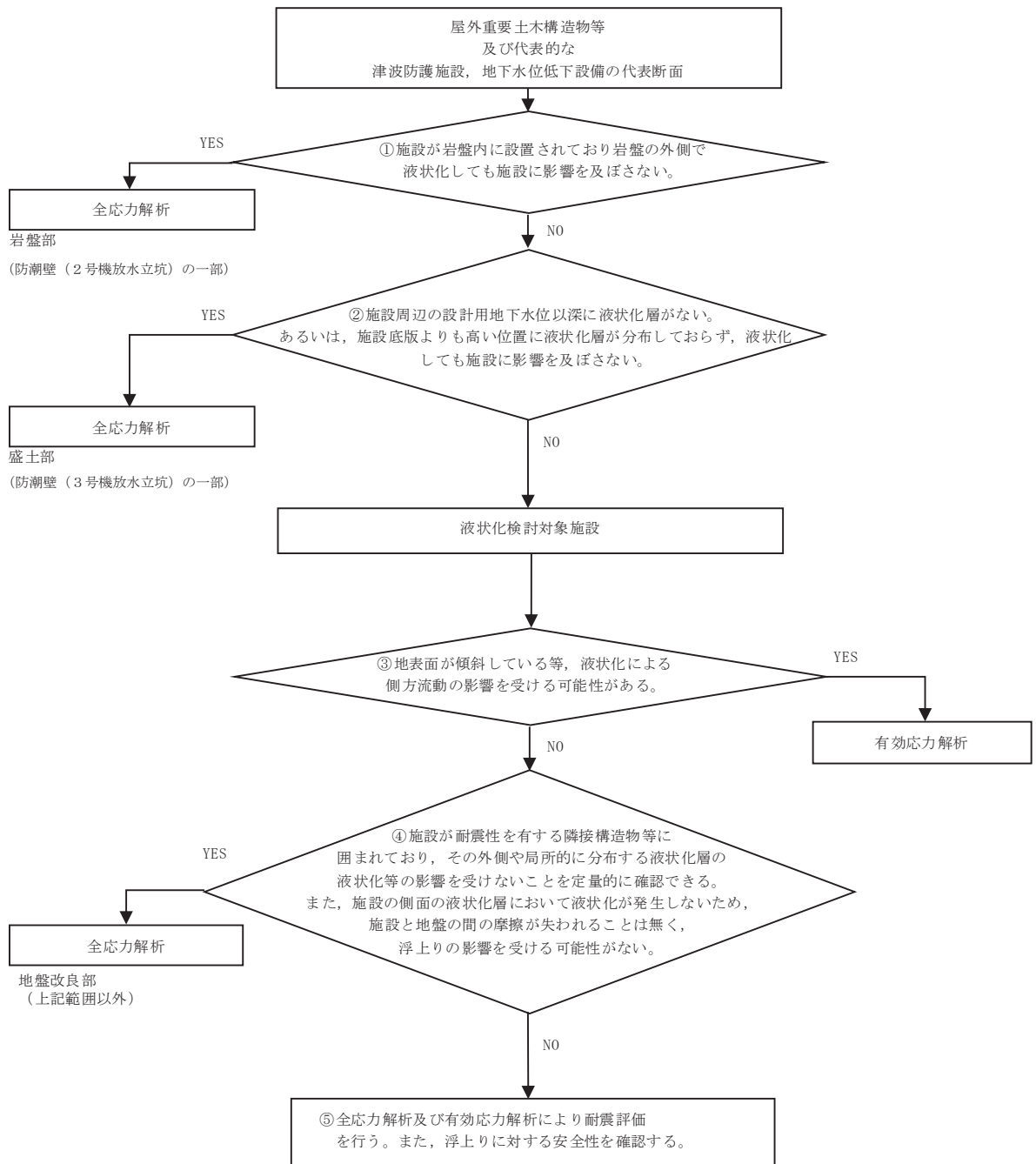


図 3-4 防潮壁の解析手法の選定フロー

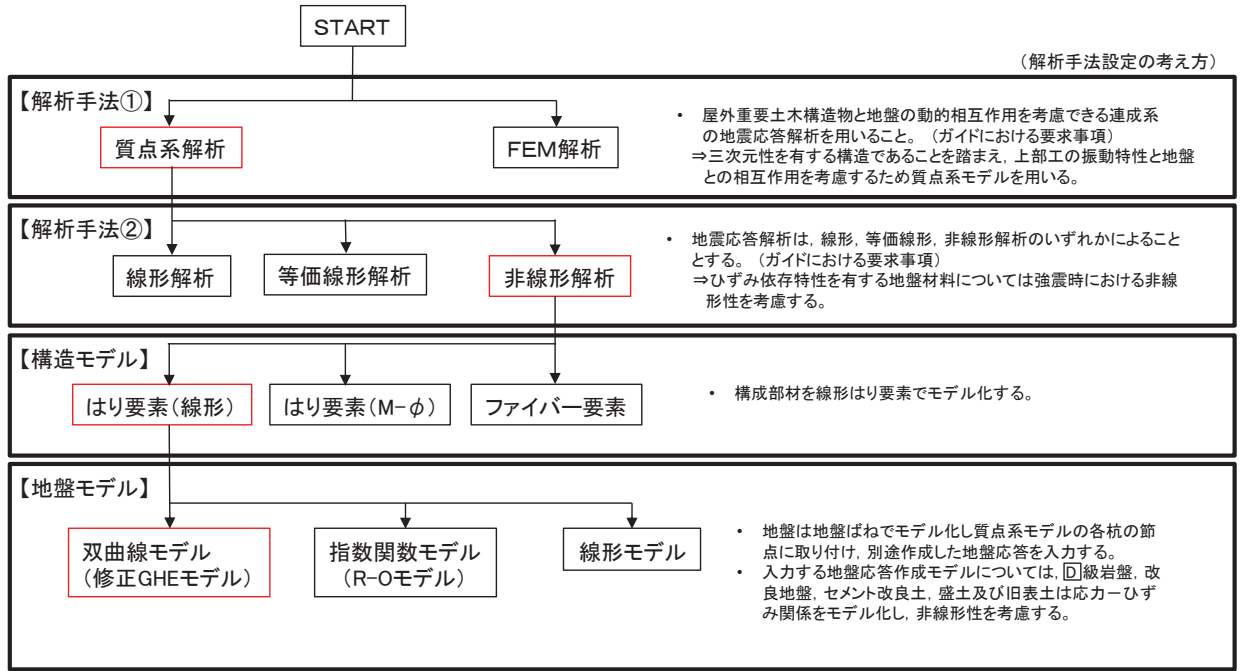


図 3-5 地震応答解析手法の選定フロー

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 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

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3-18 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_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- 1σ	平均値

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 α 、 β を算定する際の減衰定数は、「日本道路協会平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき、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。

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

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)	—

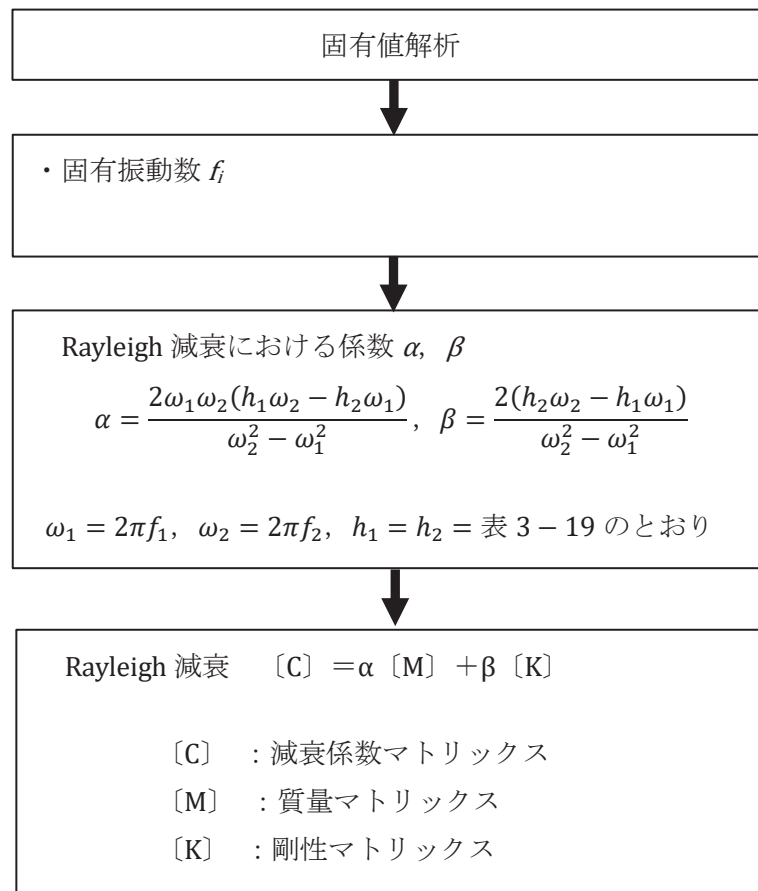


図 3-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β 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 α , β を表 3-20 に示す。

表 3-20(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
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 α , β の設定結果 (h=3%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
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 α , β の設定結果 (h=5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
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 α , β の設定結果 (h=5.5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
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」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。

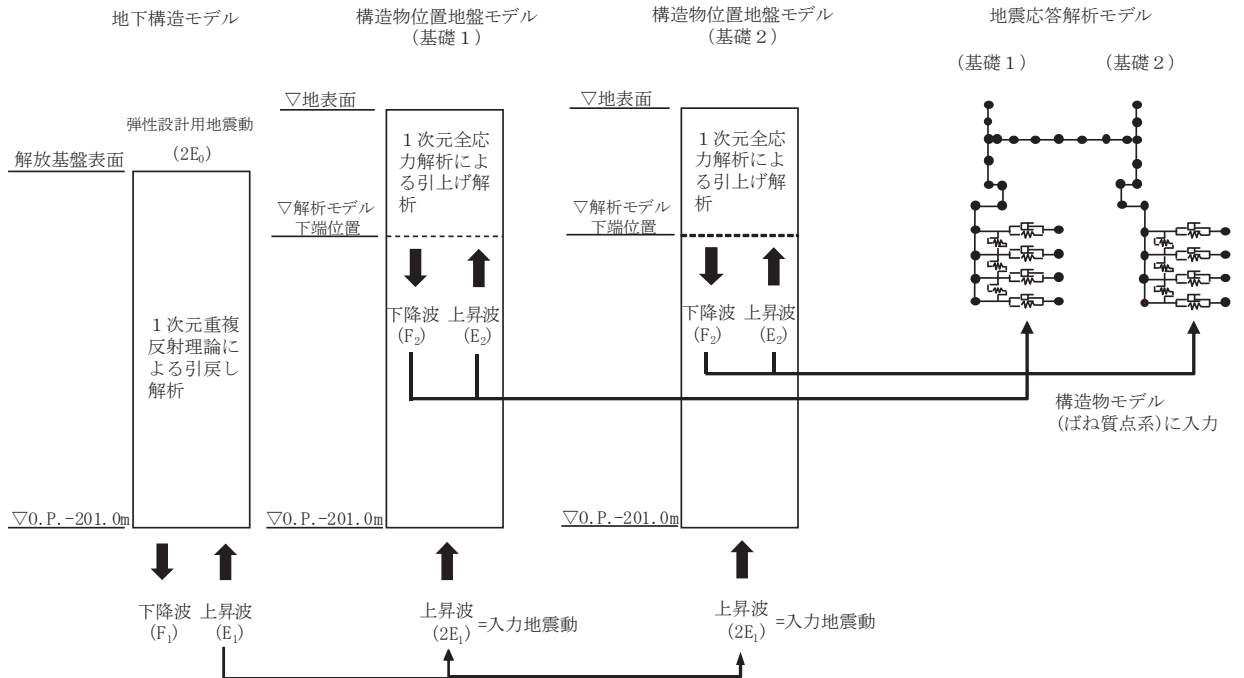
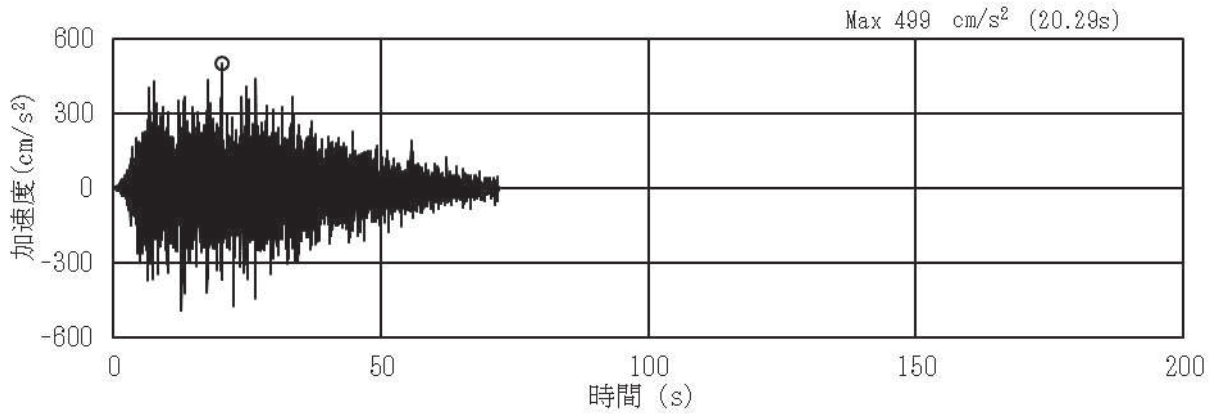
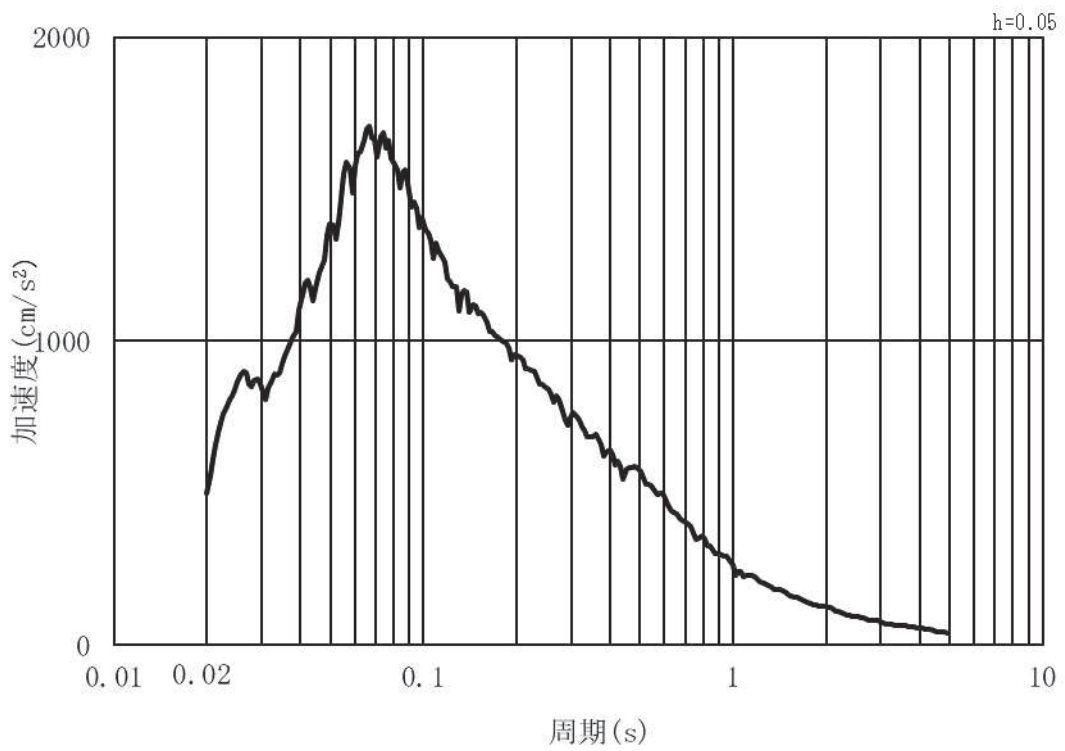


図 3-7 入力地震動算定の概念図

a. 鋼桁 1, 鋼桁 2, 鋼桁 3

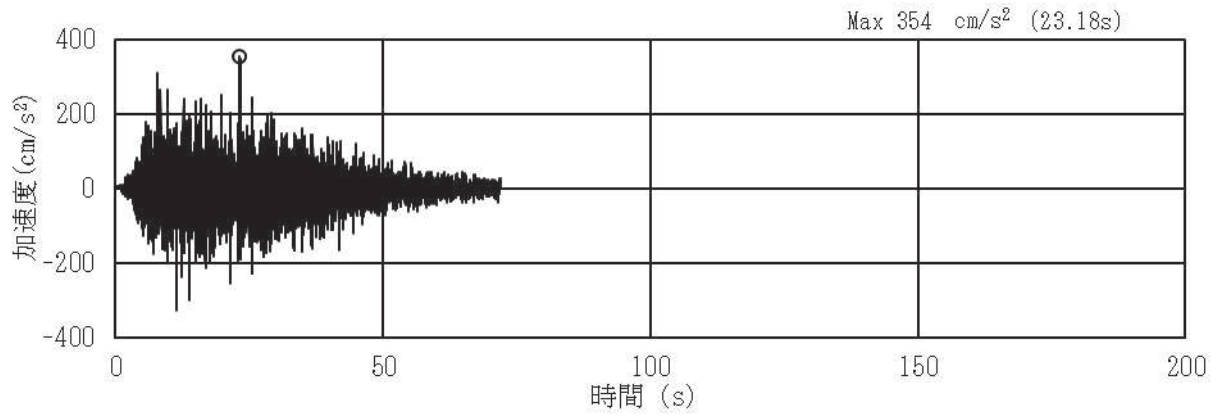


(a) 加速度時刻歴波形

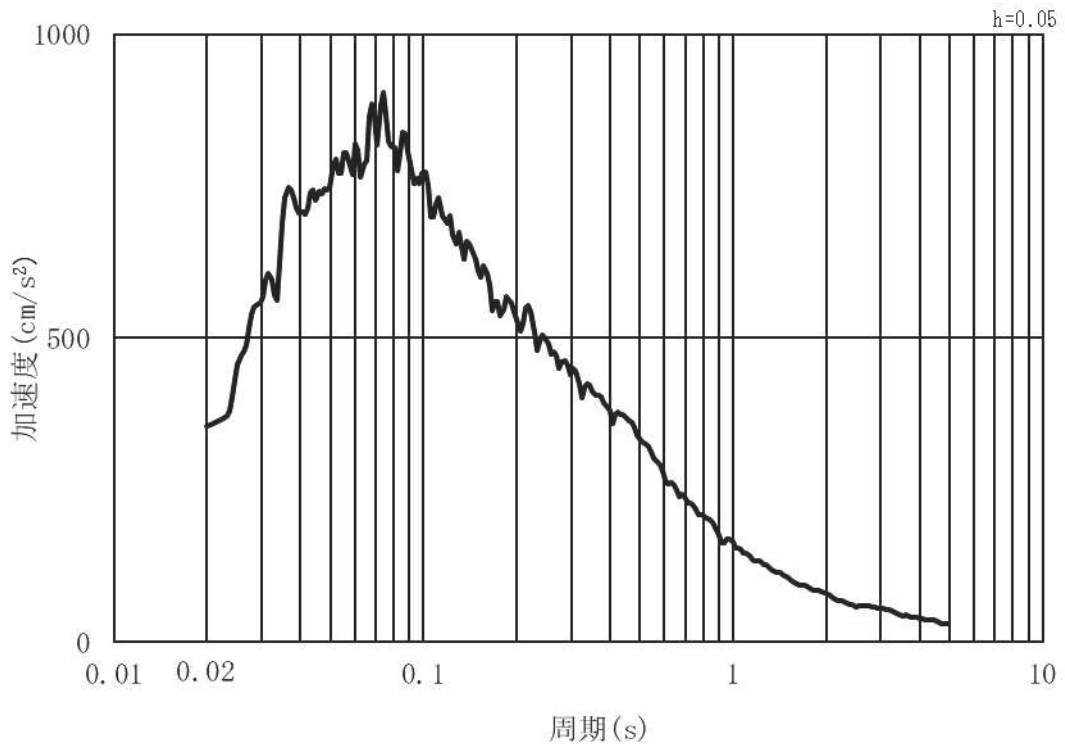


(b) 加速度応答スペクトル

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



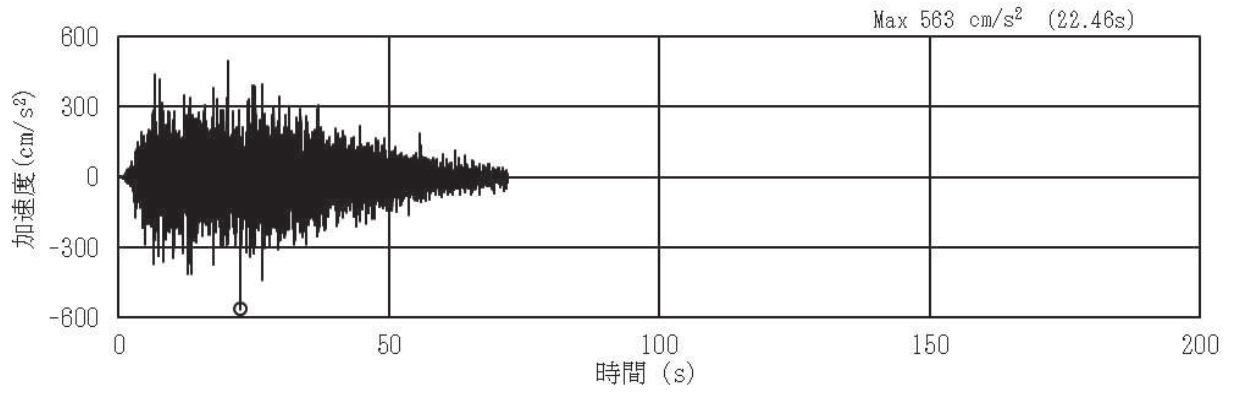
(a) 加速度時刻歴波形



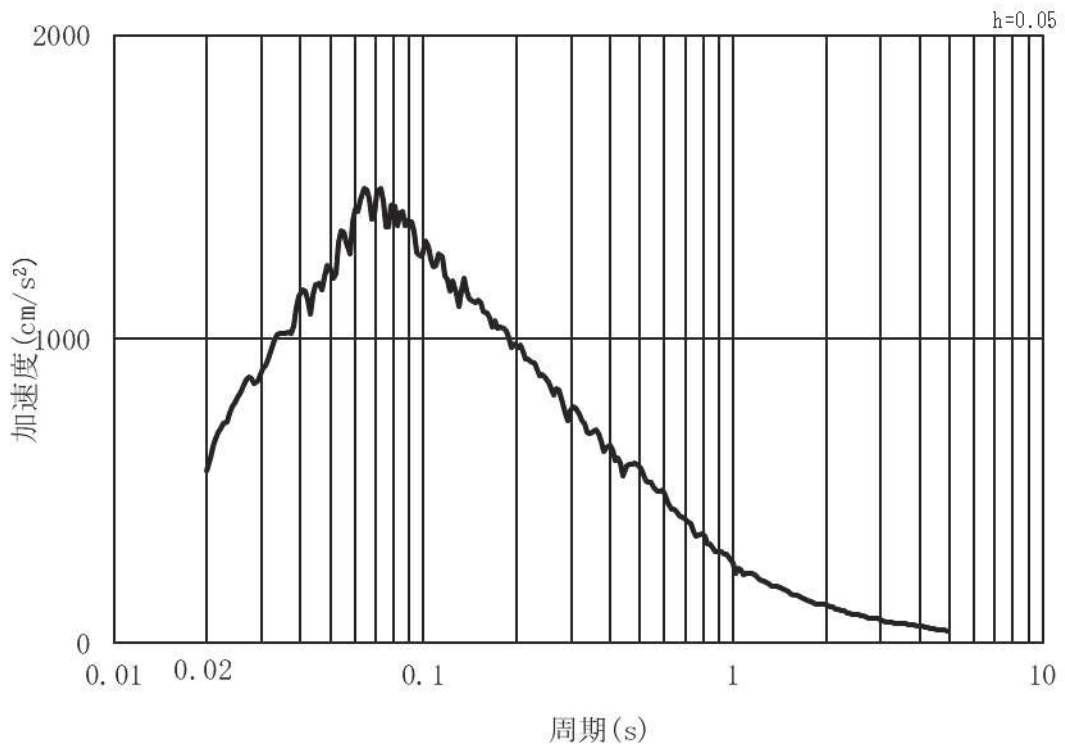
(b) 加速度応答スペクトル

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

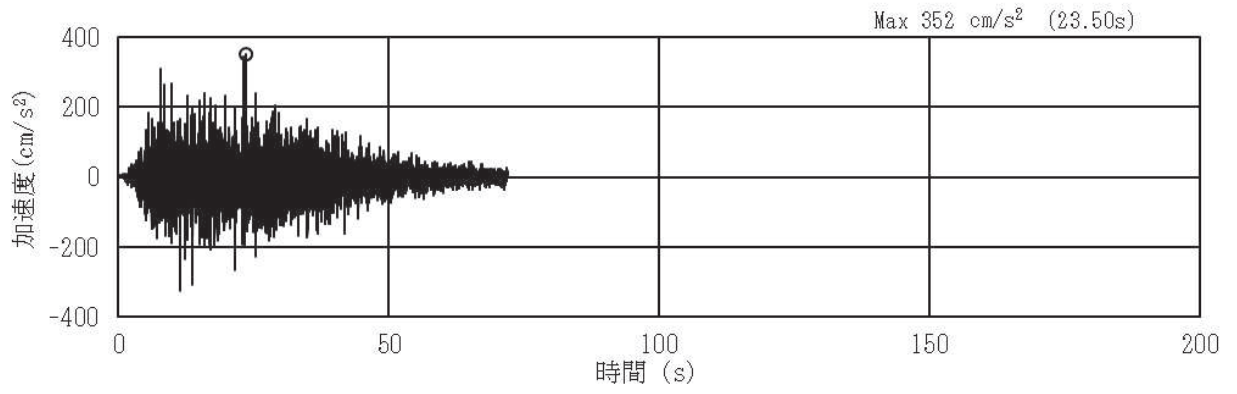


(a) 加速度時刻歴波形

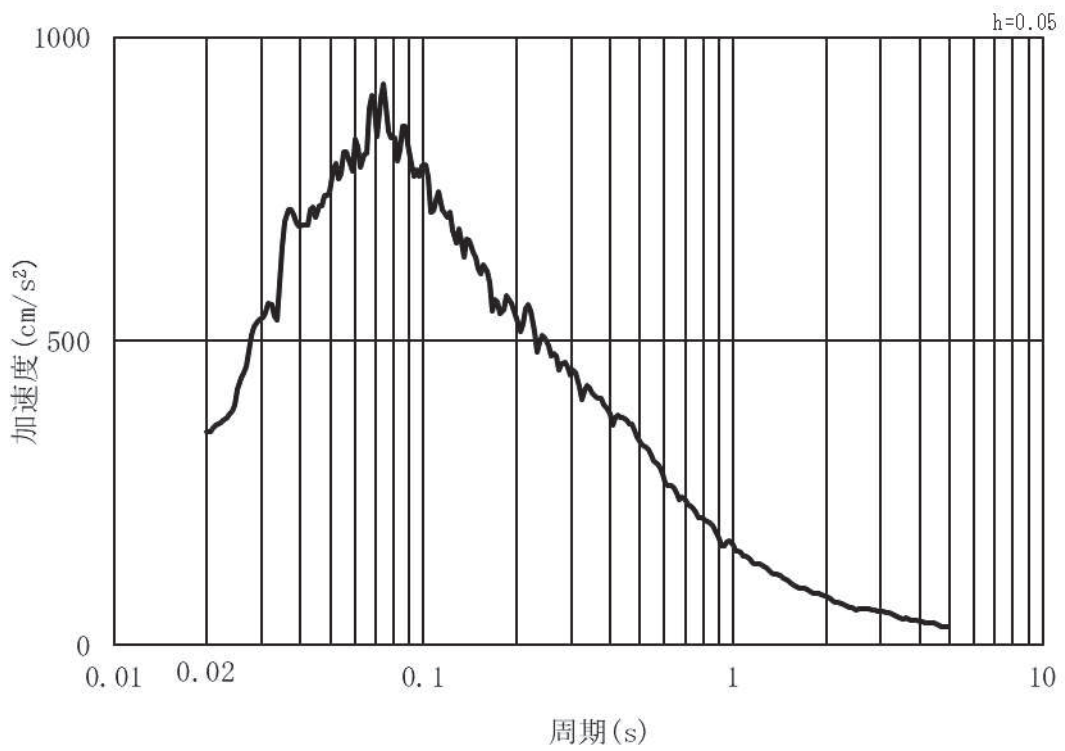


(b) 加速度応答スペクトル

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

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 RC 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 3-10～図 3-15 に示す。なお、ゴム支承のモデル化については、「(3) 支承部のモデル化」に詳細を示す。

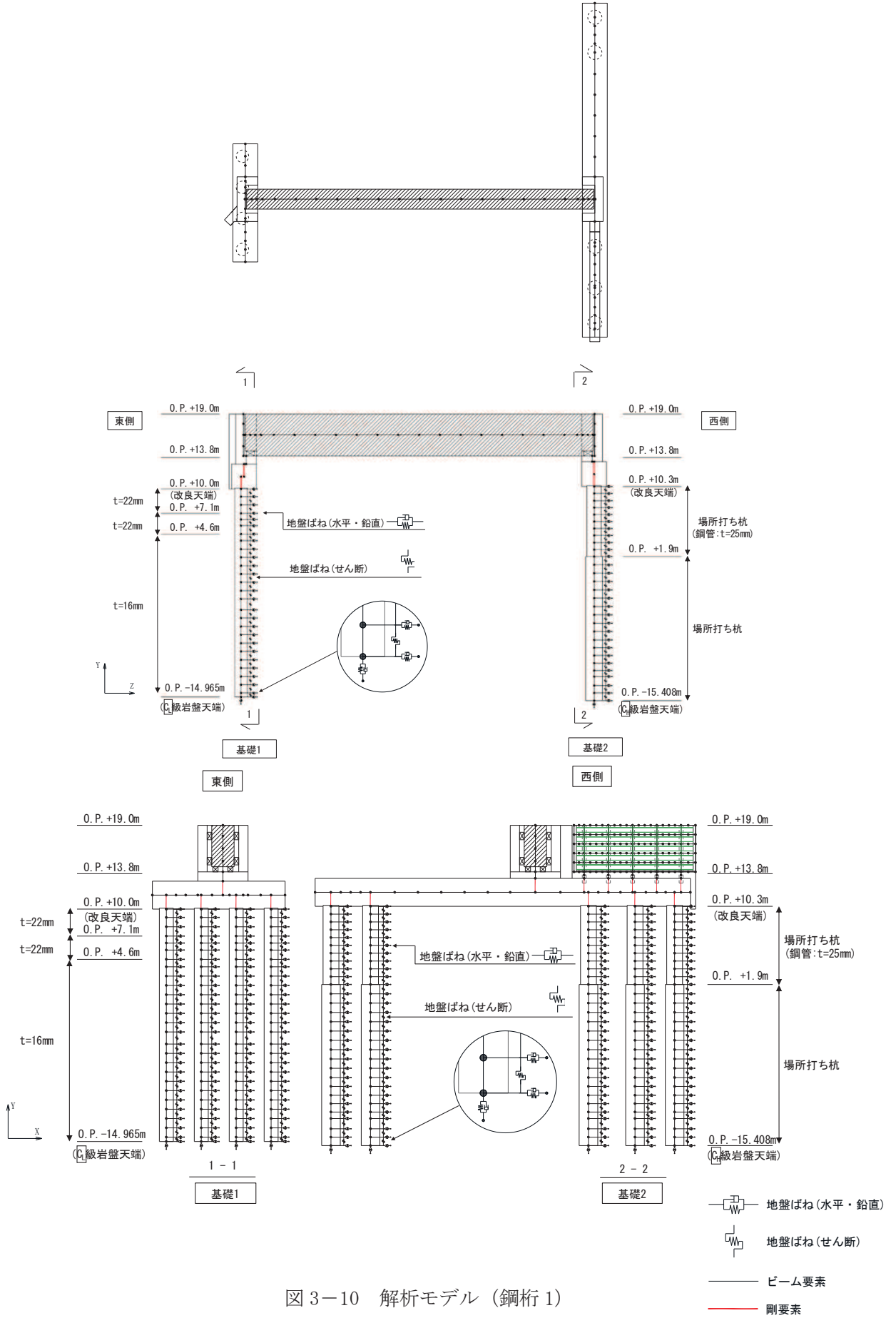


図 3-10 解析モデル (鋼桁 1)

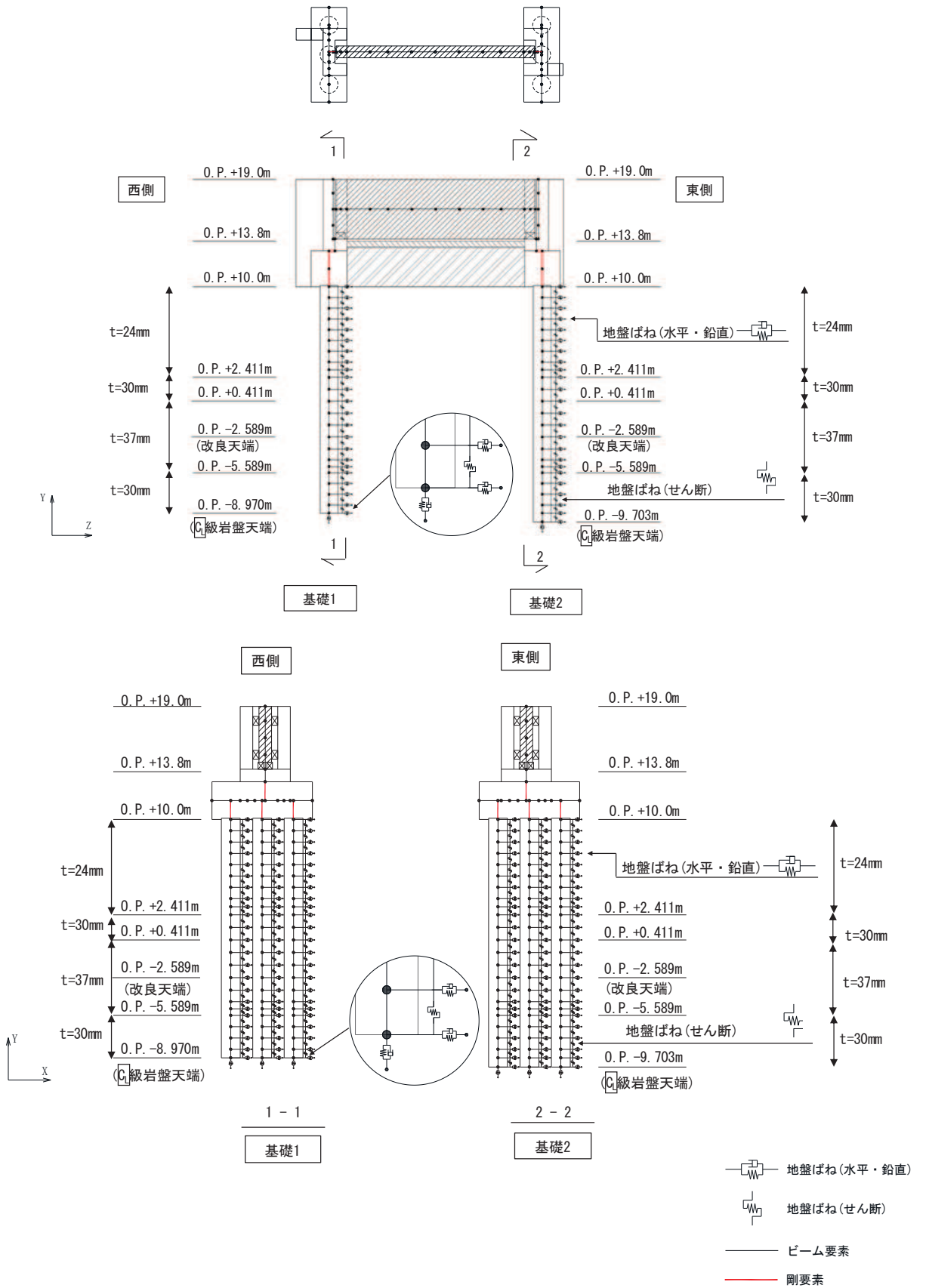


図 3-11 解析モデル (鋼桁 2)

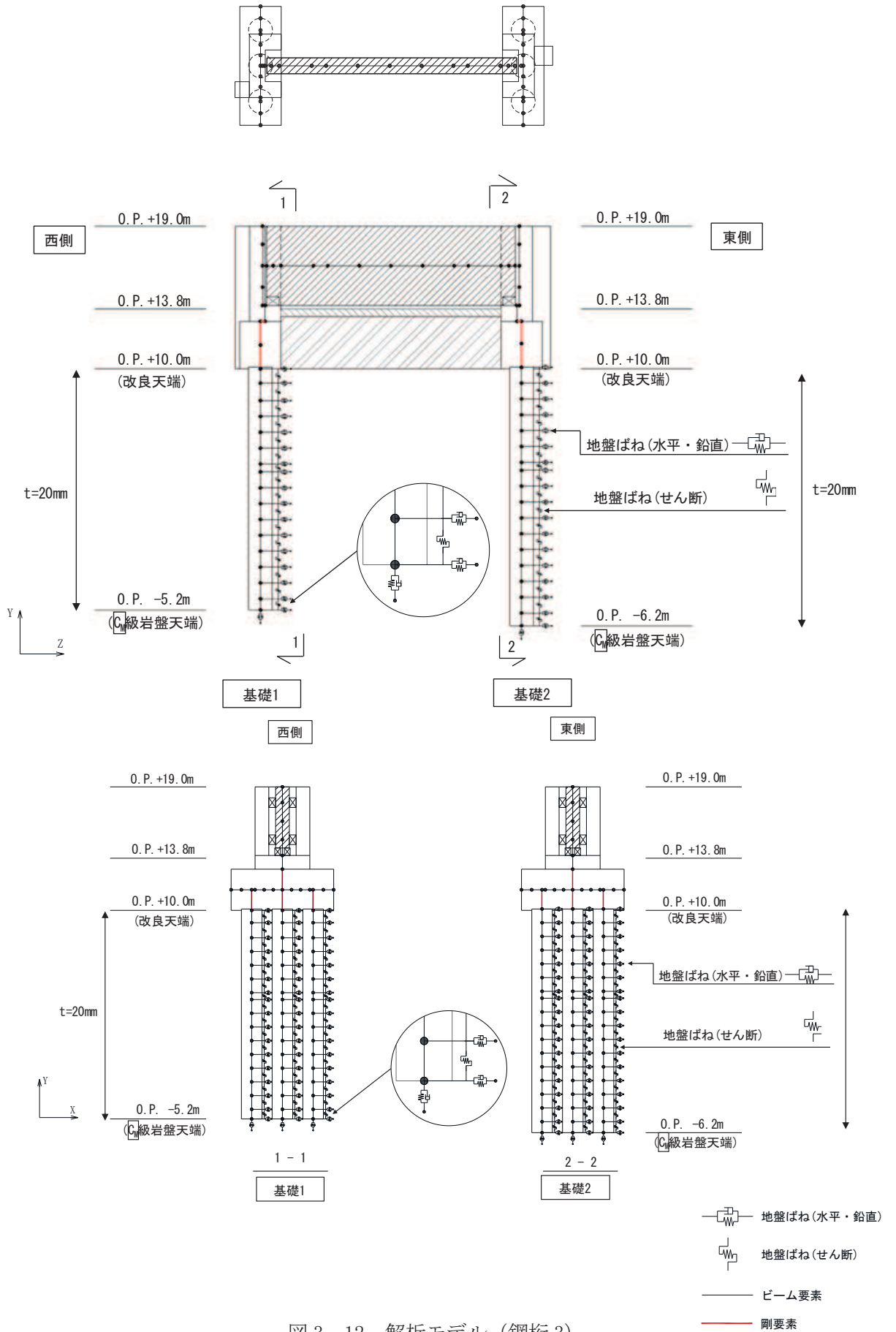


図 3-12 解析モデル (鋼桁 3)

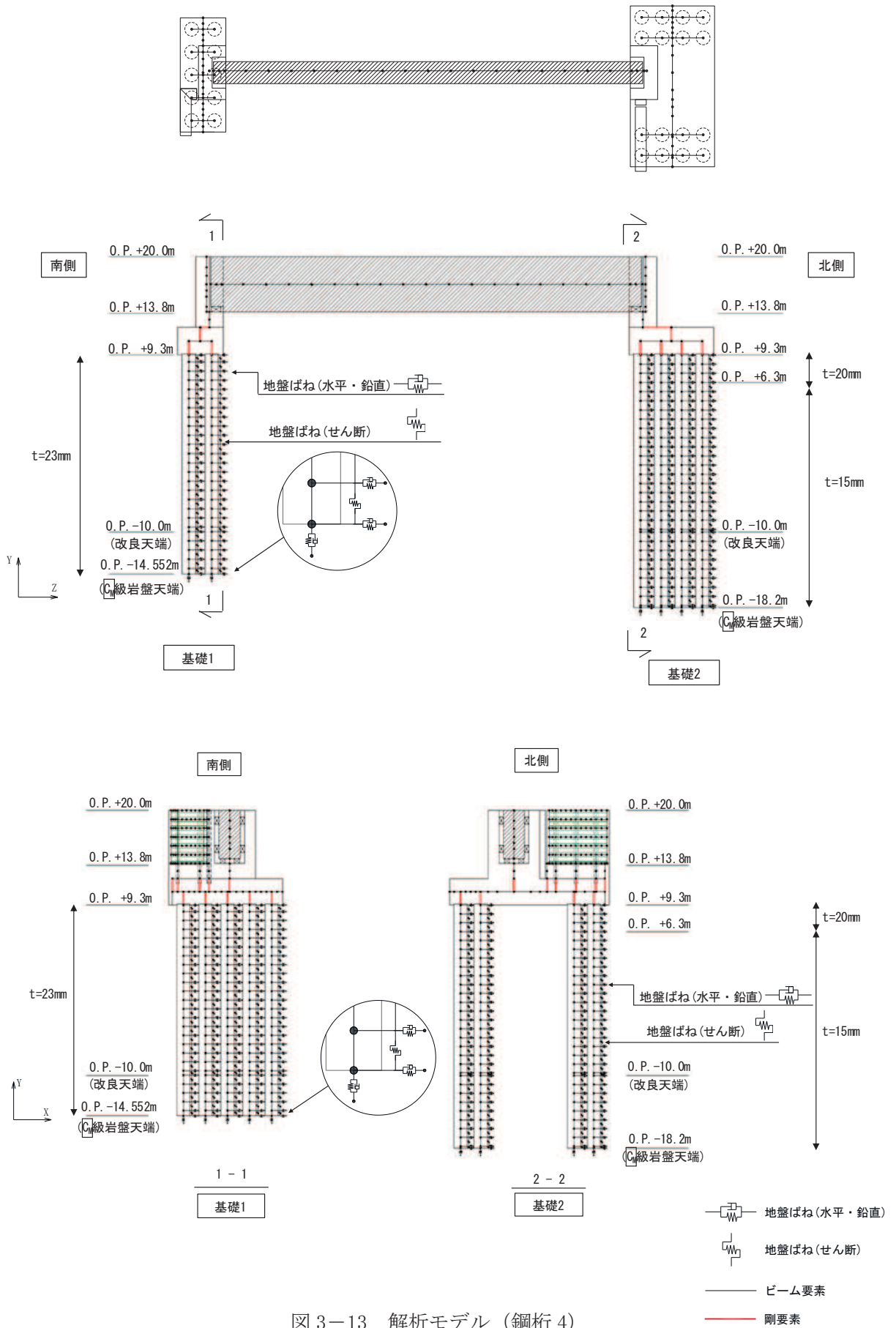


図 3-13 解析モデル (鋼桁 4)

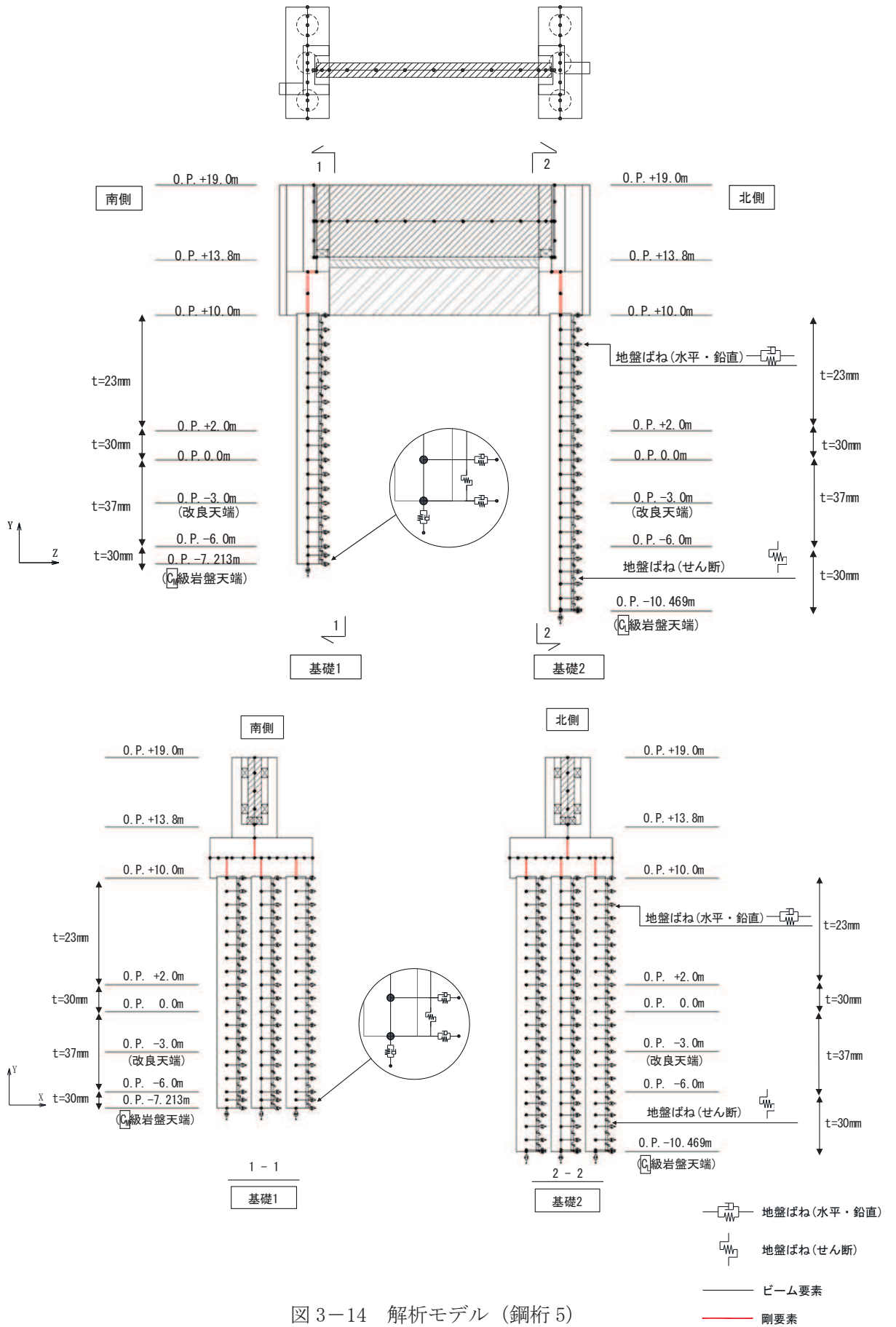


図 3-14 解析モデル (鋼桁 5)

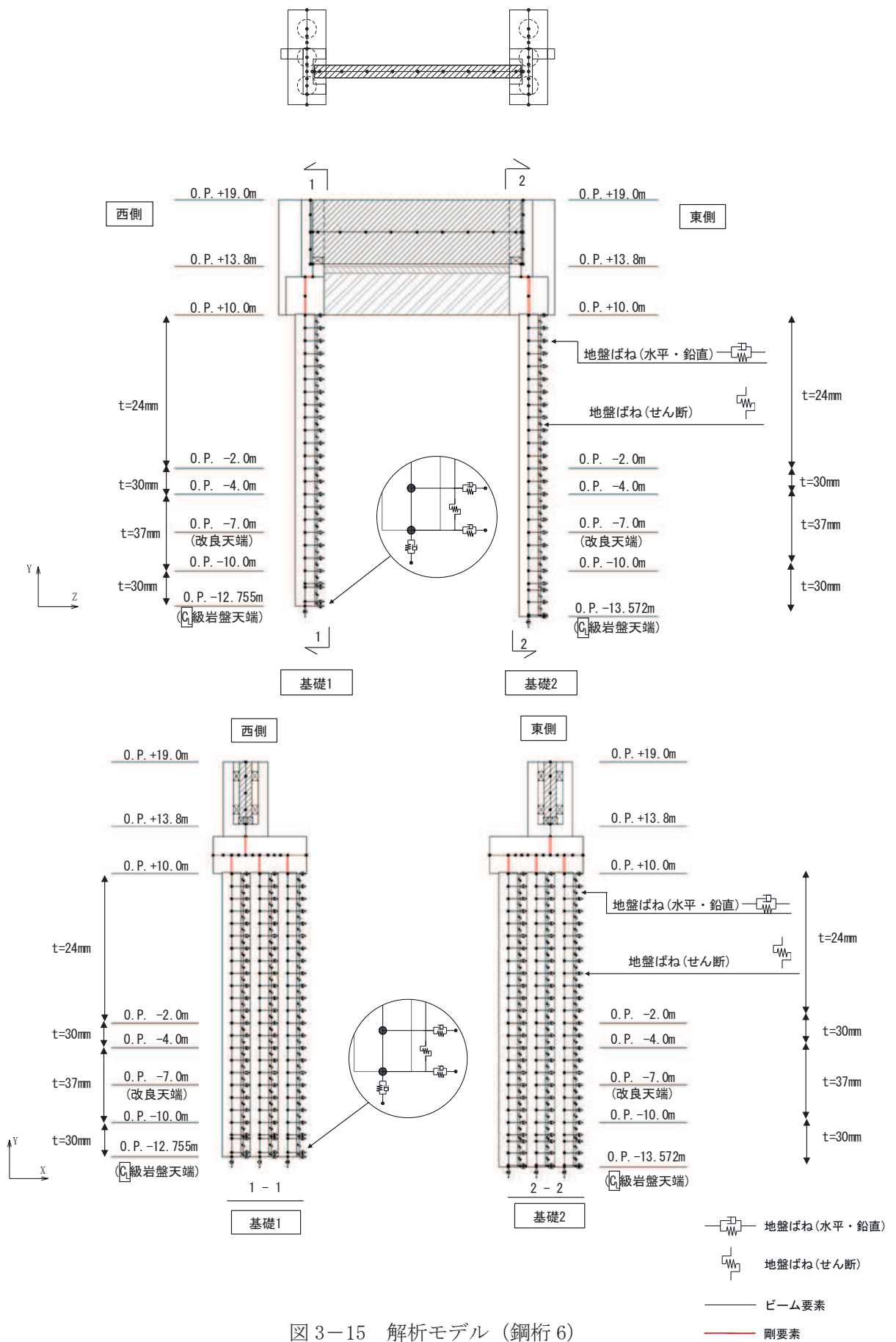


図 3-15 解析モデル (鋼桁 6)

(2) 地盤ばねのモデル化

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程（J E A C 4 6 1 6-2009）」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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づきモデル化する。

「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」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 直 方 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。

（「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」より引用）

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、「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」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ことを考え、「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」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ことを考え、「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」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

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 3-16 に示す。

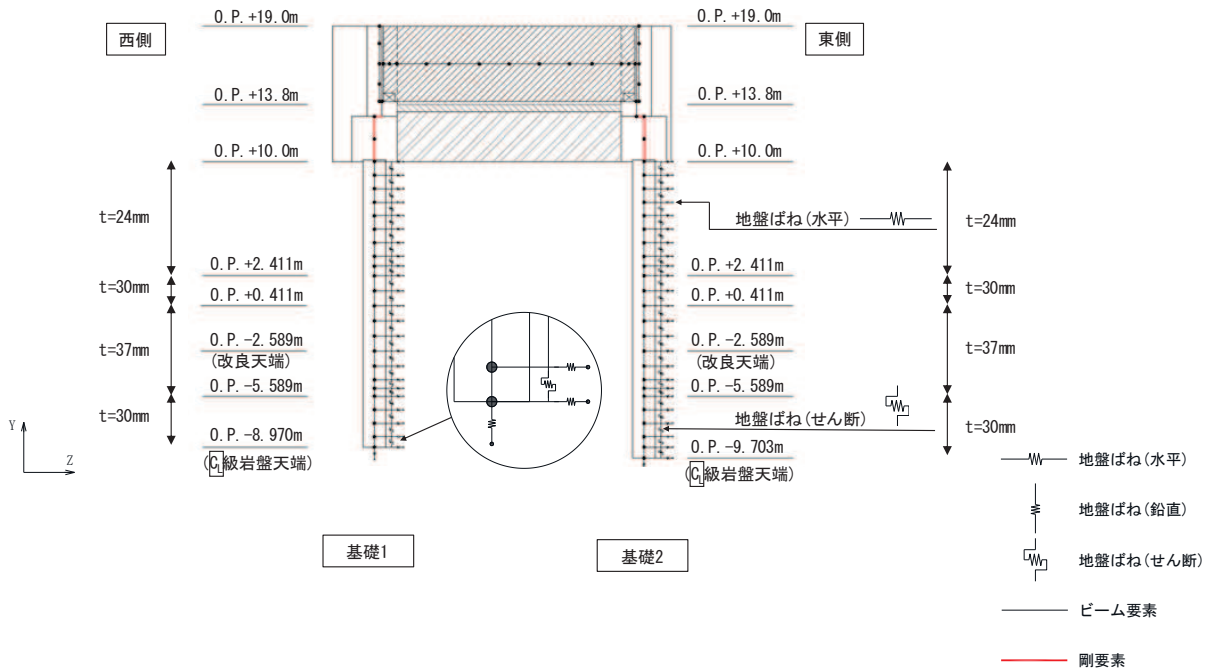


図 3-16 静的解析モデル (鋼桁 2 の例)

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 3-17 に示す。

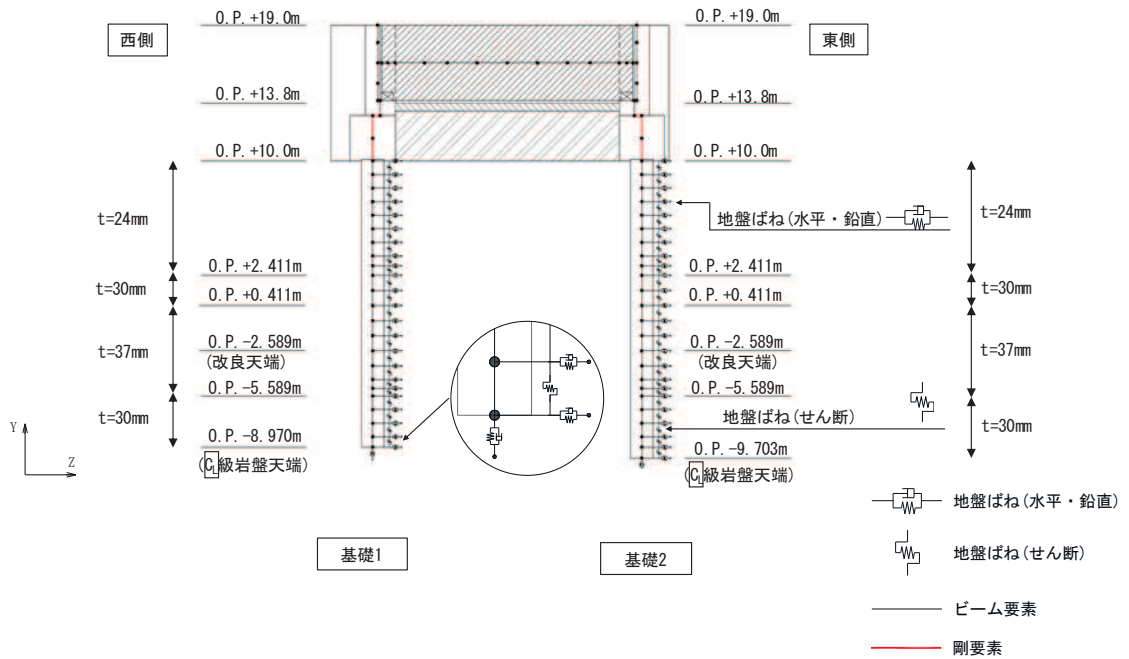


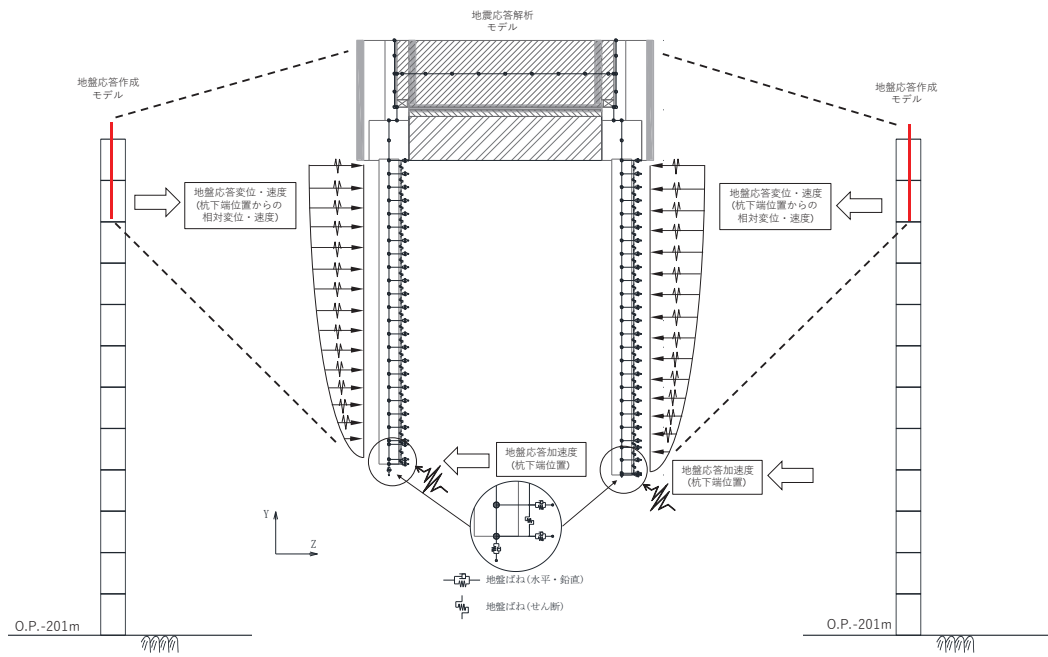
図 3-17 固有値解析モデル（鋼桁 2 の例）

(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 3-18 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 3-18 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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@150 (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 ²
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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, 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* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋	フーチング	SD490, D51@150 (軸方向)
		SD345, D19@300 (帯方向) SD345, D38@150 (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
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* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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 ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	2.8×10^4	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10^5	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

注記* : 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）における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。

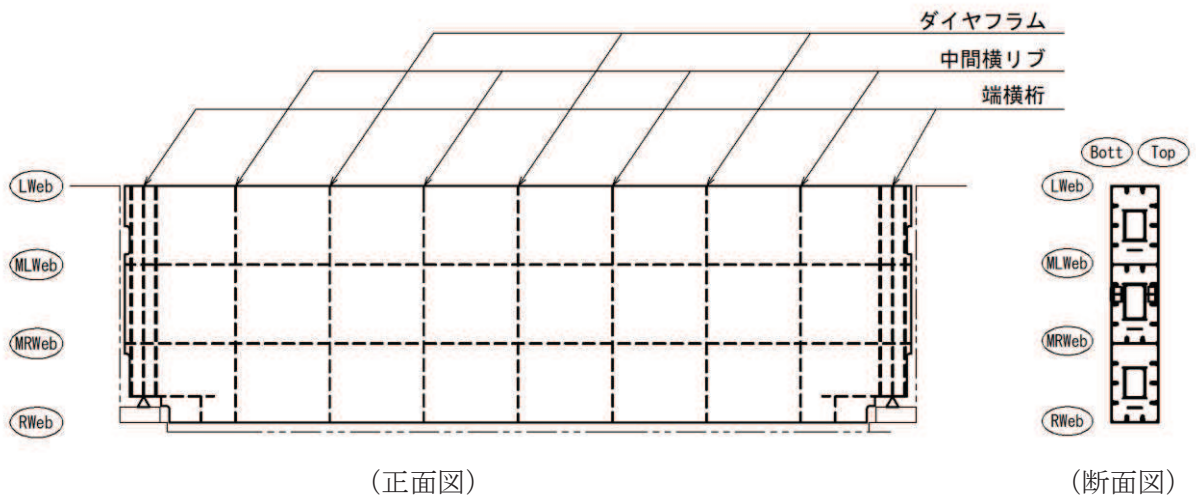
(1) 鋼桁

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 3-19 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（TopPL）
- Bott : 鉛直方向（背面側）に配置される鋼板（BottomPL）

図 3-19 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3-20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。

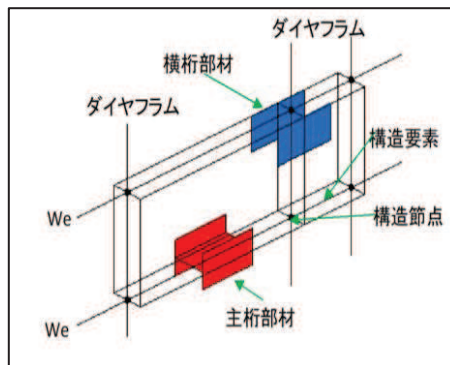
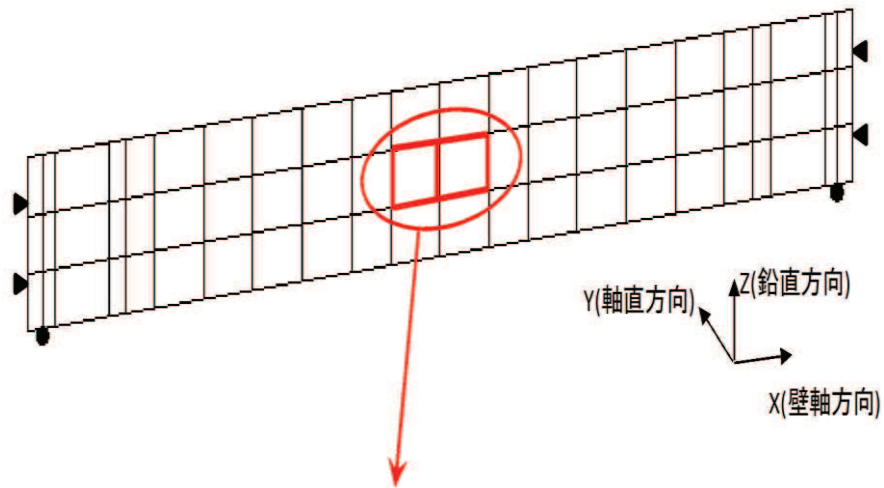
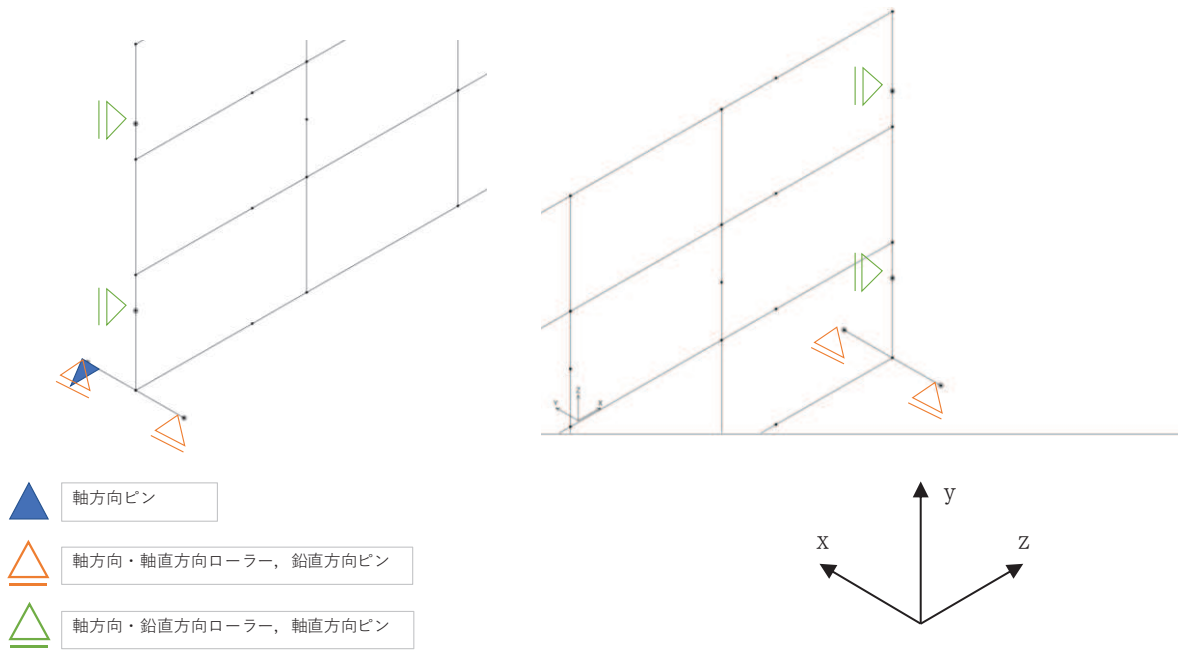


図3-20(1) 鋼桁評価モデル（概念図）



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 ^{*1}
桁軸方向 (Z 方向)	自由	自由 ^{*2}

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 3-20(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	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_h : 浸水津波荷重

S_{dH} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_{sdH}$, 動水圧)

S_{dV} : 鉛直方向地震荷重 (自重 $\times K_{sdV}$, 動水圧)

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 (S d - D 2 (--))	1.5 (S d - D 2 (++))
鋼桁 2	1.0 (S d - D 2 (++))	0.7 (S d - D 2 (+-))
鋼桁 3	2.4 (S d - D 2 (++))	0.8 (S d - D 2 (++))
鋼桁 4	1.5 (S d - D 2 (--))	1.0 (S d - D 2 (+-))
鋼桁 5	1.5 (S d - D 2 (++))	0.6 (S d - D 2 (+-))
鋼桁 6	1.1 (S d - D 2 (++))	0.7 (S d - D 2 (++))

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 (m)			
		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 2 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 (--)	-0.005	-0.004	-0.005	-0.004
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 (+-)	-0.031	-0.028	-0.035	-0.031

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 3-21 に、解析モデル図を図 3-22 示す。

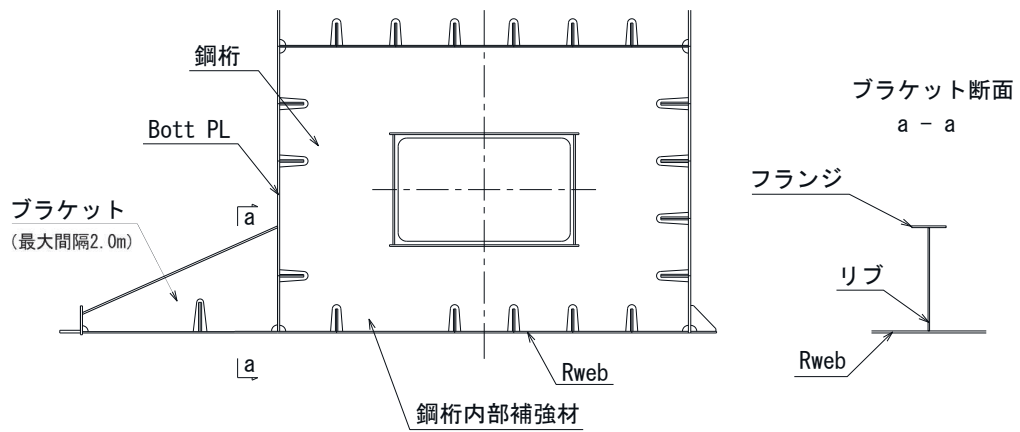


図 3-21 ブラケットの構造図（断面図）

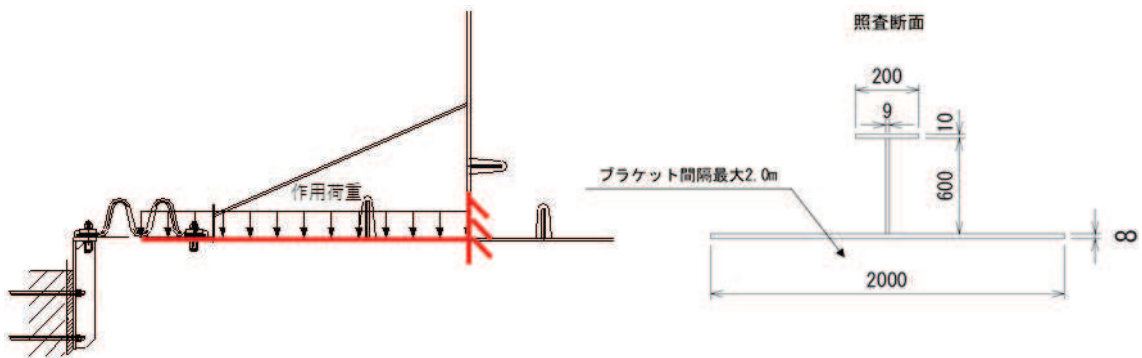


図 3-22 ブラケットの解析モデル図（断面図）

(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, 作用荷重図を図3-23に示す。

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。

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 $\times K_H$)

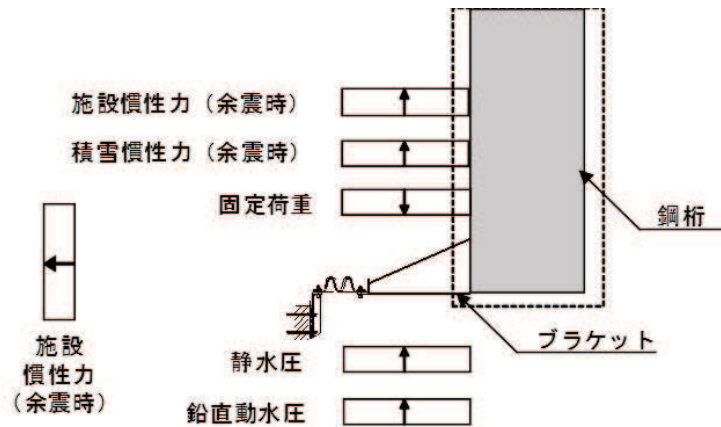


図3-23 作用荷重図

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、

σ_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/mm²)

N_1 : ブラケットの軸力 (N)

A_1 : ブラケットの有効断面積 (mm²)

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 (mm³)

σ_{a1} : ブラケットの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(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、

τ_1 : ブラケットのせん断力より算定される応力 (N/mm²)

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 (mm²)

τ_{a1} : ブラケットの許容せん断応力度 (N/mm²)

(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、

σ_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/mm²)

τ_1 : ブラケットのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{a1} : ブラケットの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

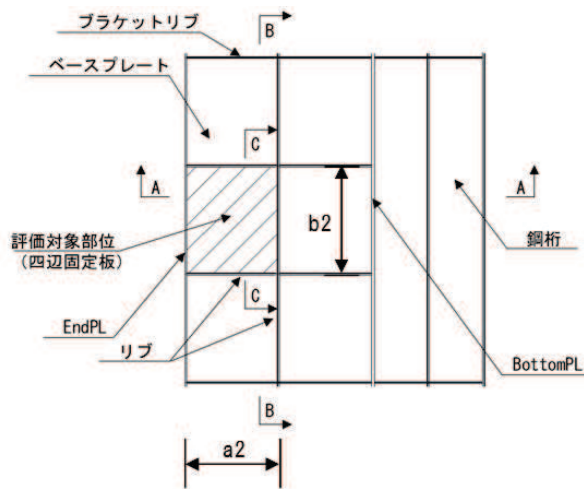
τ_{a1} : ブラケットの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・
II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

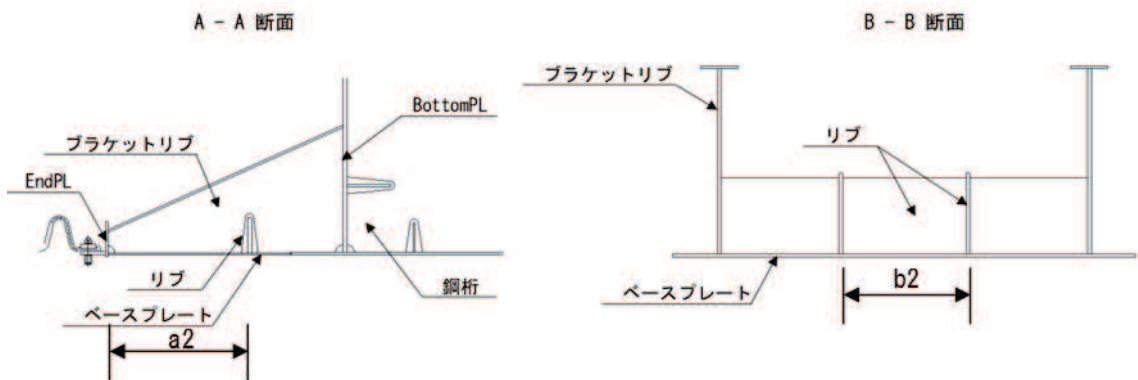
d. ブラケット（ベースプレート）

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3-24に、荷重概略図を図3-25に示す。



(平面図)



(断面図)

図3-24 ブラケット（ベースプレート）の詳細図

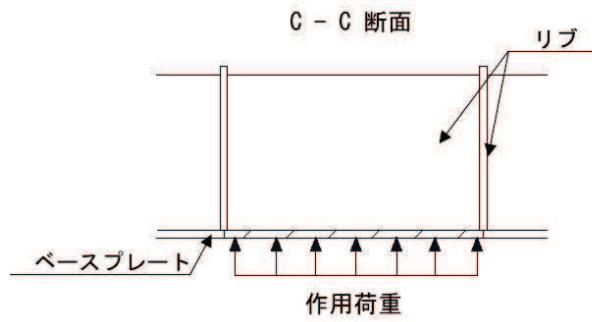


図 3-25 荷重概略図

(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、

σ_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/mm²)

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 (mm³)

σ_{a2} : ベースプレートの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(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、

τ_2 : ベースプレートのせん断力より算定される応力 (N/mm²)

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)

τ_{a2} : ベースプレートの許容せん断応力度 (N/mm²)

(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、

σ_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/mm²)

τ_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/mm²)

σ_{a2} : ベースプレートの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_{a2} : ベースプレートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づ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 3-26 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 は津波が作用する 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 3-27 に示す。

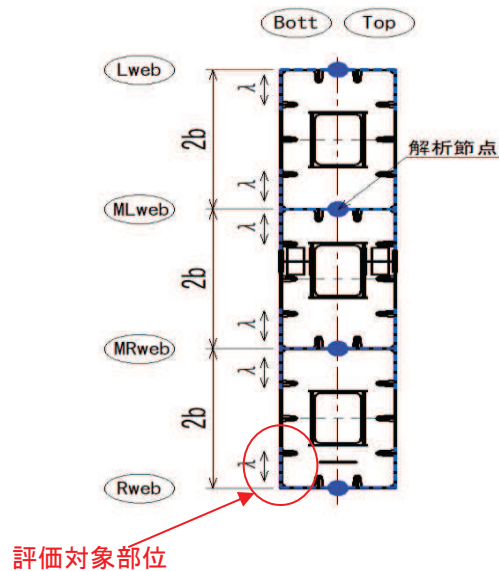


図 3-26 評価対象部位

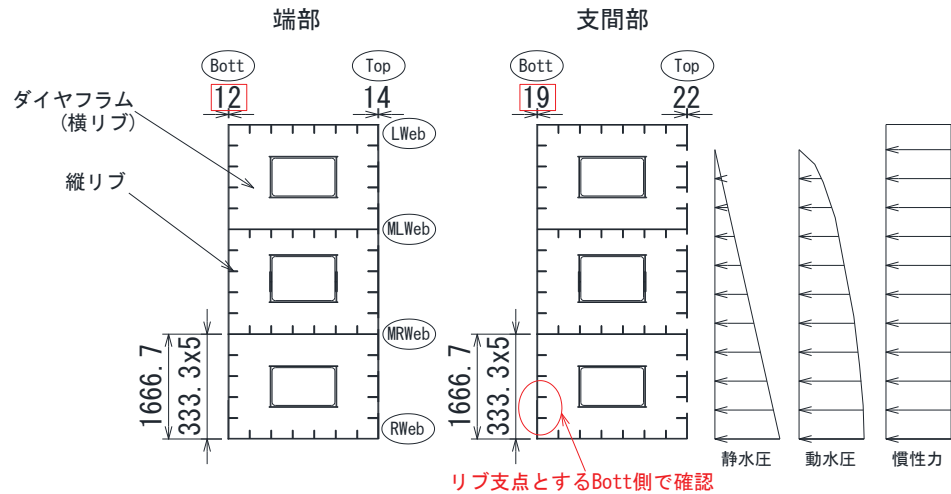


図 3-27 荷重作用図及び評価対象箇所例（鋼桁 1 の例）

(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、

- σ_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/mm²)
- 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 (mm³)
- σ_{a1} : 鋼桁リブ間の許容曲げ応力度 (N/mm²)

(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、

- τ_1 : 鋼桁リブ間のせん断力より算定される応力 (N/mm²)
- 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 (mm²)

τ_{a1} : 鋼桁リブ間の許容せん断応力度 (N/mm²)

(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、

σ_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/mm²)

τ_1 : 鋼桁リブ間のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{a1} : 鋼桁リブ間の短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_{a1} : 鋼桁リブ間の短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づ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. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

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「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」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 3-28 に示す。

また、荷重作用図を図 3-29 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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき算定する。

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

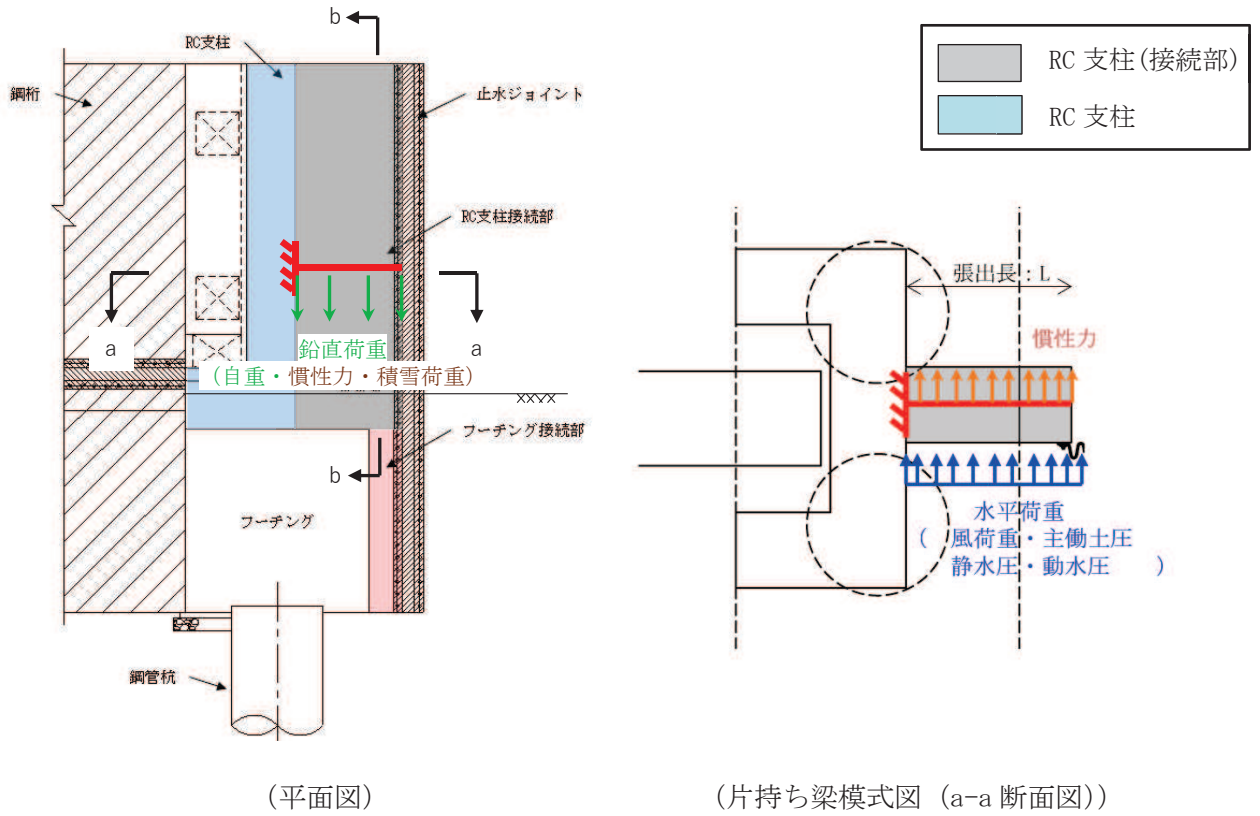


図 3-28 RC 支柱接続部照査用モデル概念図

【重畳時】

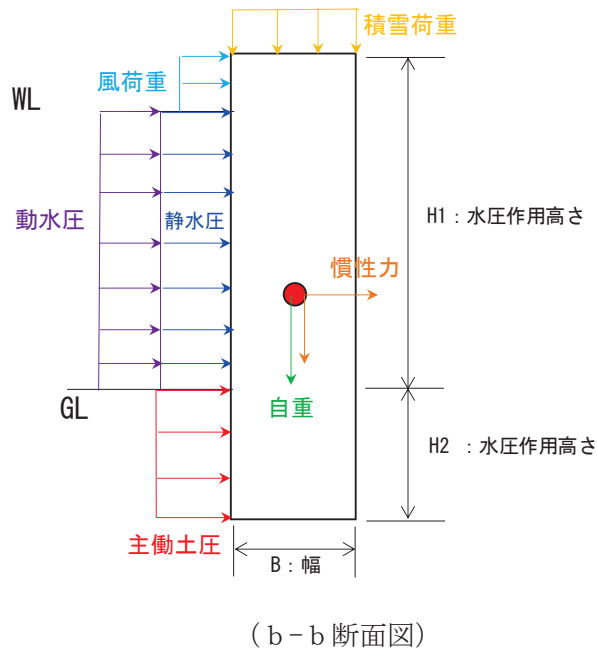


図 3-29 RC 支柱（接続部）作用荷重イメージ図

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 3-30 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. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

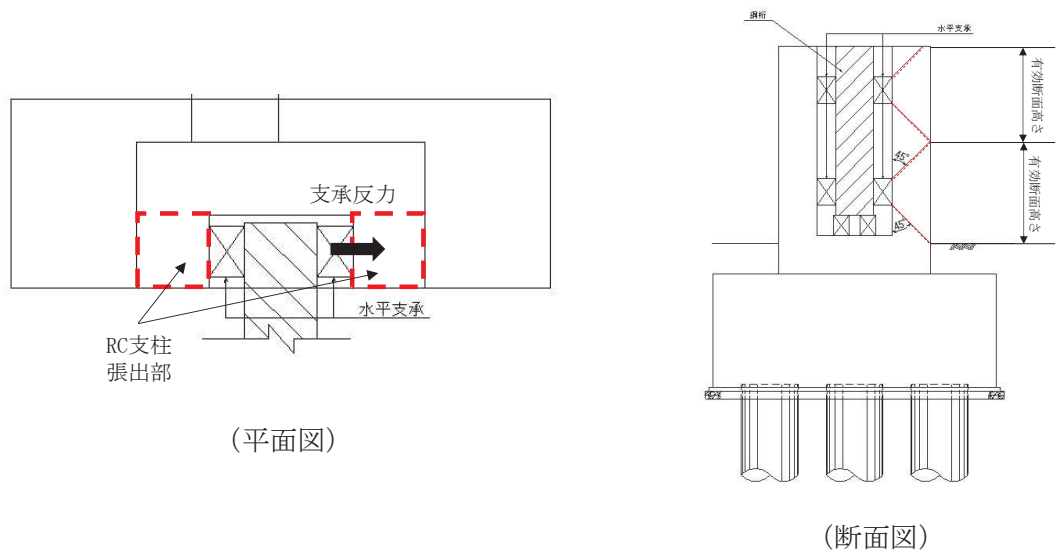


図 3-30 RC 支柱張出部に作用する荷重概念図

(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、「3.5.10(1) 鋼桁の静的解析」より求まる支承部の反力を用いる。

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。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここで、

σ_{ce} : 地震時の圧縮応力 (N/mm²)

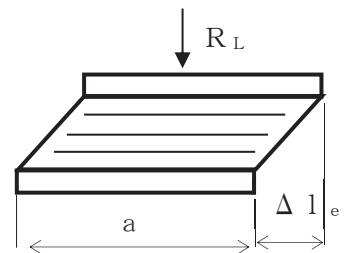
R_L : 下向きの反力 (N)

A_{ce} : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm²)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

b : 有効幅(桁軸直交), a : 有効幅(桁軸), Δl_e : 地震時の支承変位量(mm)

σ_{cra} : 「日本道路協会 平成 16 年 4 月 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/mm²)



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。

$$\gamma_{se} = \Delta l_e / \Sigma t_e \leq \gamma_{ea}$$

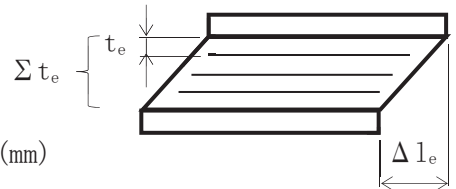
ここで、

γ_{se} : 地震時のせん断ひずみ (%)

Δl_e : 地震時の水平変位量 (mm)

Σt_e : 総ゴム厚 (=ゴム 1 層厚 t_e × 層数 n) (mm)

γ_{ea} : 地震時のせん断ひずみの許容値 (%)



c. 引張力（アンカーボルト）

アンカーボルトは上向き力及び水平力の組み合わせによって作用する引張応力度が許容引張応力度を超えないことを次式により確認する。

$$\sigma_t = \sigma_{bmax} \cdot n \cdot (d1' - x) / x \leq \sigma_{ta}$$

ここで、

σ_t : 引張応力度 (N/mm²)

σ_{bmax} : 支圧応力度 (N/mm²)

n : 弾性係数比 (=1)

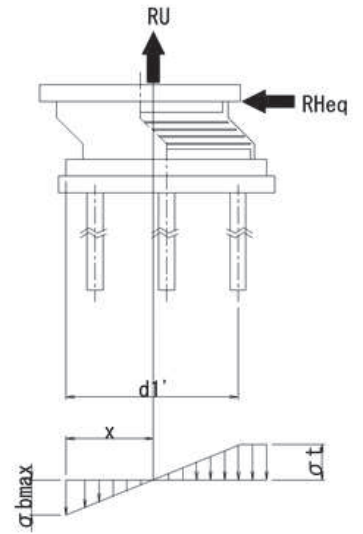
d1' : ボルト縁端距離 (mm)

x : 中立軸位置

σ_{ta} : 引張応力度の許容値 (N/mm²)

RU : 上向きの反力 (N)

RHeq : 地震時の桁軸方向水平力 (N)



d. せん断力（アンカーボルト）

アンカーボルトのせん断耐力評価は、「3.5.10(1) 鋼桁の静的解析」より求まる桁軸方向の水平反力に対して、アンカーボルトに発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = RHeq / (As \cdot \Sigma m) \leq \tau_a$$

ここで、

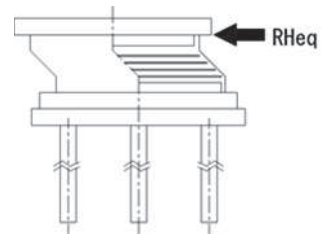
τ : 地震時のせん断応力度 (N/mm²)

RHeq : 地震時の桁軸方向水平力 (N)

As : アンカーボルトの断面積 (mm²)

Σm : アンカーボルトの総本数 (本)

τ_a : アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)



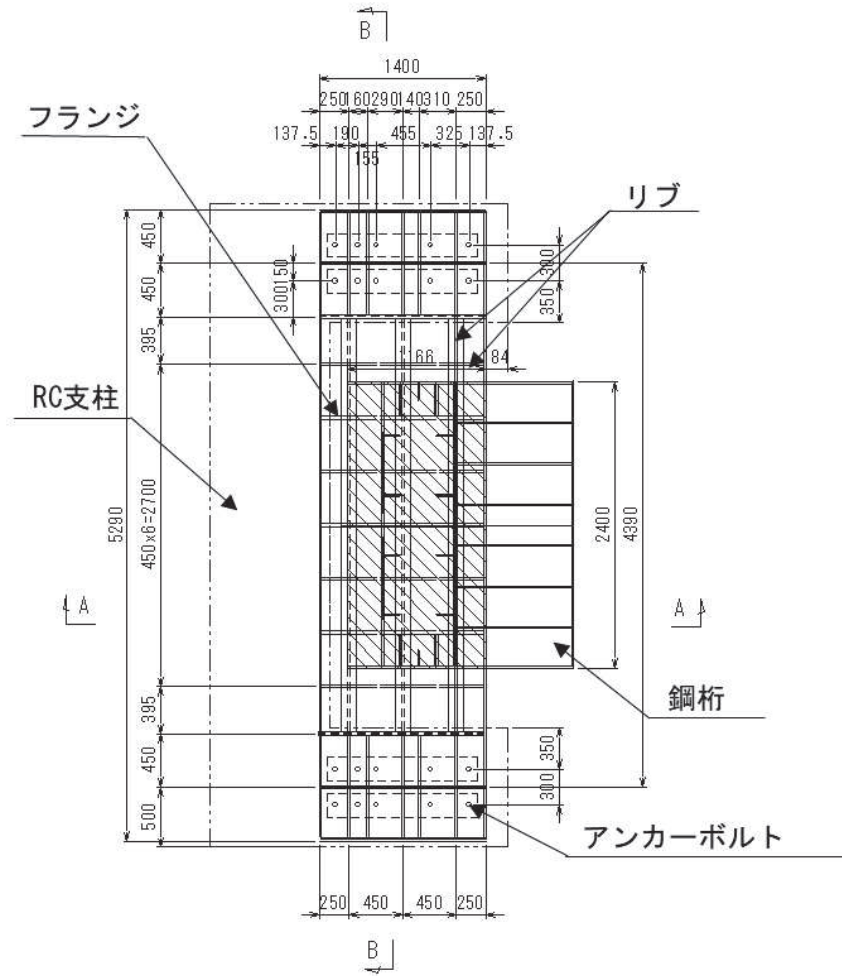
(4) 上揚力反力梁

上揚力反力梁はベースプレート、リブ、フランジで構成されている。上揚力反力梁（本体）は、鋼桁から伝達される上揚力（「3.5.10 (1)鋼桁の静的解析」より求まる鉛直支承の上向きの反力）を支持する単純支持梁として断面力を算出する。算出した断面力に対して発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

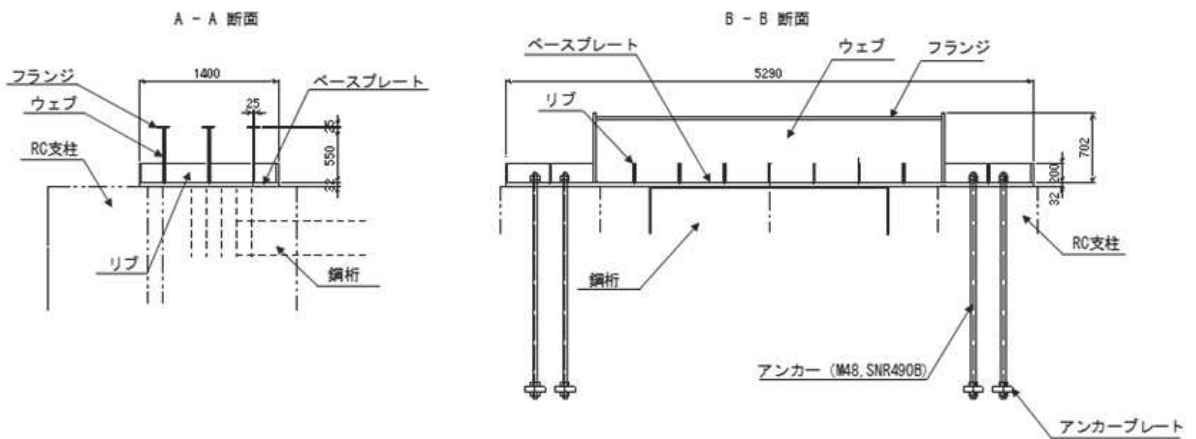
また，上揚力反力梁（本体）が受ける荷重を確実に RC 支柱に伝達するために，支点部のリブ及びベースプレート並びにアンカーボルトの評価を行う。ここで，支点部（支点部ベースプレート，アンカーボルト，アンカープレート）の評価においては，保守的に支持条件の不確かさを考慮して，両端固定梁とした場合を想定した断面力を算出する。

算出した断面力に対して発生する応力度等が許容限界以下であることを確認する。

図 3-31 に上揚力反力梁構造概要を示す。



(平面図)



(断面図)

図 3-31 上揚力反力梁構造概要

a. 上揚力反力梁（本体）

上揚力反力梁（本体）の評価は，主要な構造部材である主桁に作用する曲げ圧縮応力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

設計荷重として，鋼桁からの上揚力，上揚力反力梁の固定荷重，積雪荷重，慣性力を考慮する。鋼桁からの上揚力は「3.5.10(1) 鋼桁の静的解析」により求まる鉛直支承2つ分の合力の最大値とする。上揚力反力梁本体の慣性力の算出に用いる震度は，地震応答解析モデルにおけるRC支柱頂部の最大加速度応答を抽出する。

断面力の算出は，主桁を単純支持梁にモデル化し，鋼桁からの上向き力を保守的に集中荷重として支間中央に載荷して，曲げモーメント及びせん断力を算出する。支間は，アンカーボルト中心間とする。

求めた断面力に対して，曲げ軸力，せん断力，合成応力を計算し，発生応力度が許容限界値以下であることを確認する。

作用荷重の概念を図3-32に，断面力評価用モデル図を図3-33に示す。

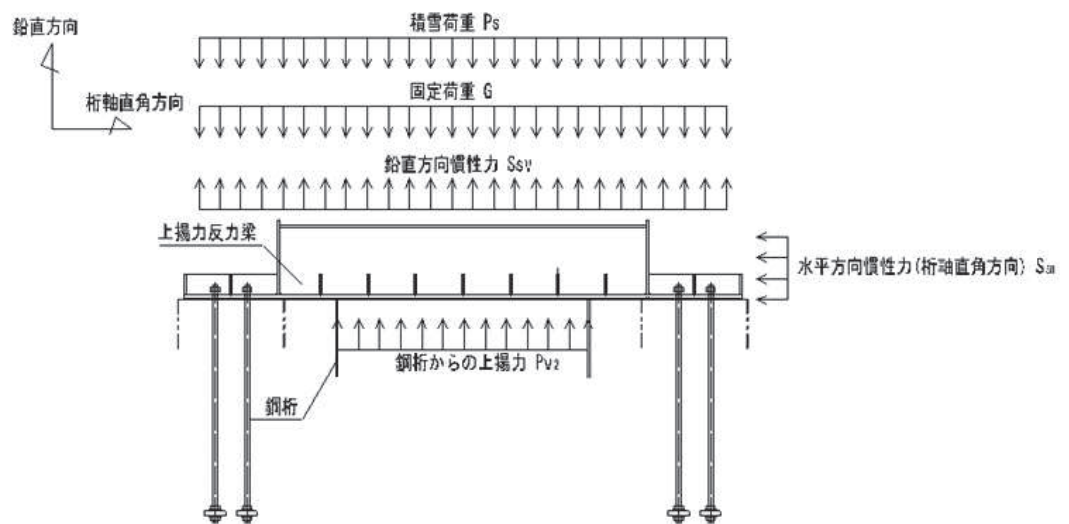
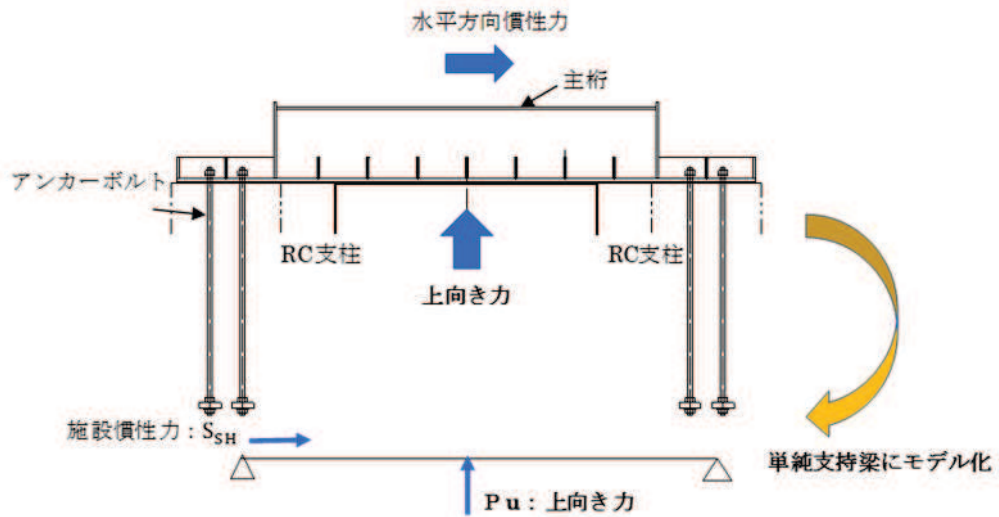


図3-32 作用荷重の概念図



$$P_u = P_{V2} + S_{SV}$$

$$M_4 = \frac{P_u \cdot l}{4}$$

$$S_4 = \frac{P_u}{2}$$

$$N_4 = S_{SH}$$

ここで,

P_{V2} : 鋼桁からの上揚力 (kN)

S_{SV} : 鉛直方向慣性力 ((固定荷重+積雪荷重) × K_v) (kN)

M_4 : 上揚力反力梁に発生する曲げモーメント (kN・m)

S_4 : 上揚力反力梁に発生するせん断力 (kN)

N_4 : 上揚力反力梁に発生する軸力 (kN)

P_u : 設計上向き力 (kN)

l : 単純支持梁のスパン (m)

S_{SH} : 上揚力反力梁の水平方向慣性力(桁軸直角方向) (kN)

図 3-33 断面力評価用モデル図

(a) 曲げ軸力照査

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} + \frac{N_4}{A_4} \leq \sigma_{a4}$$

ここで、

- σ_4 : 上揚力反力梁の曲げ応力度 (N/mm²)
- N_4 : 上揚力反力梁に発生する軸力 (kN)
- M_4 : 上揚力反力梁に発生する曲げモーメント (kN・m)
- A_4 : 上揚力反力梁の断面積 (m²)
- Z_4 : 上揚力反力梁の断面係数 (mm³)
- σ_{a4} : 上揚力反力梁の短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

(b) せん断力照査

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_{web4}} \leq \tau_{a4}$$

ここで、

- τ_4 : 上揚力反力梁のせん断応力度 (N/mm²)
- S_4 : 上揚力反力梁に発生する最大せん断力 (kN)
- A_{web4} : 上揚力反力梁のウェブ断面積 (mm²)
- τ_{a4} : 上揚力反力梁の短期許容せん断応力度 (N/mm²)

(c) 合成応力照査

$$\kappa = \left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{a4}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{a4}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、

- κ : 合成応力度
- σ_4 : 上揚力反力梁の曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{a4} : 上揚力反力梁の短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_4 : 上揚力反力梁のせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{a4} : 上揚力反力梁の短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- κ_a : 合成応力度の許容値 (=1.2)

b. 支点部ベースプレート

上揚力反力梁（本体）の荷重をアンカーボルトへ伝達する支点部ベースプレート及び支点部リブの照査を行う。支点部ベースプレート及び支点部リブの評価は、上揚力によって生じるアンカーボルトの引張力により支点部ベースプレート及びリブに作用する曲げ圧縮応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 支点部ベースプレートの板曲げ

ベースプレートに作用するアンカーボルトの引張力による断面力は、リブ位置を支点とする両端固定梁によりモデル化し曲げモーメントを算出する。

ベースプレートの概要図を図 3-34 に、支点部ベースプレート解析モデルを図 3-35 に示す。

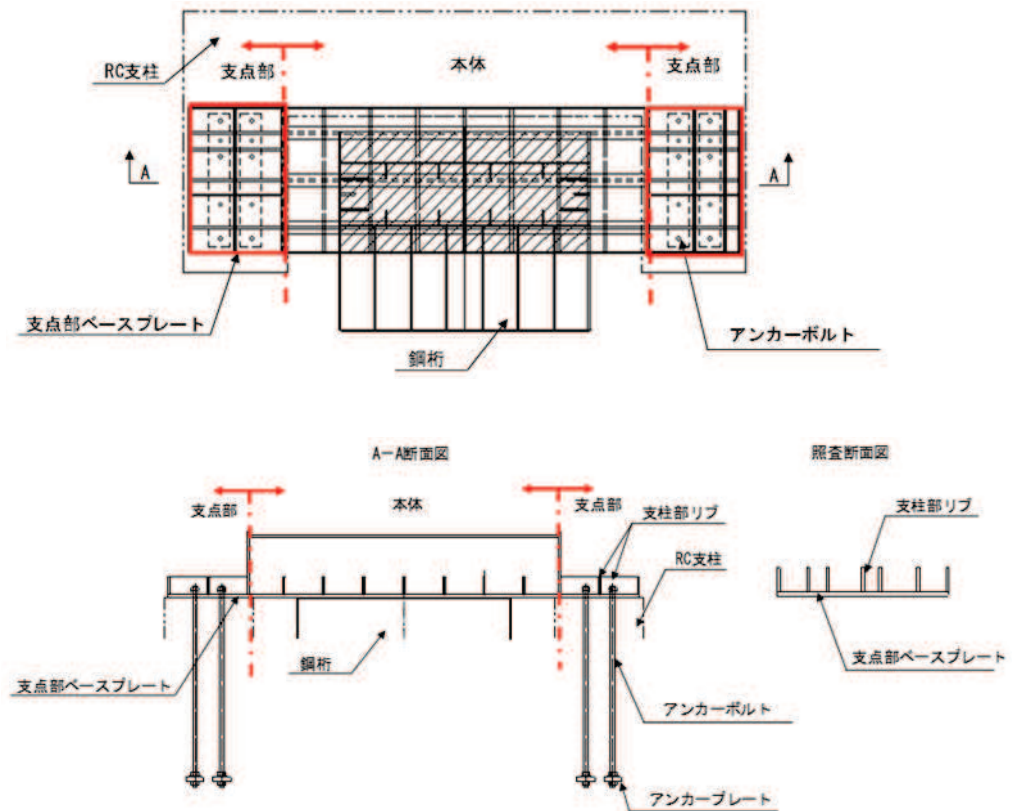
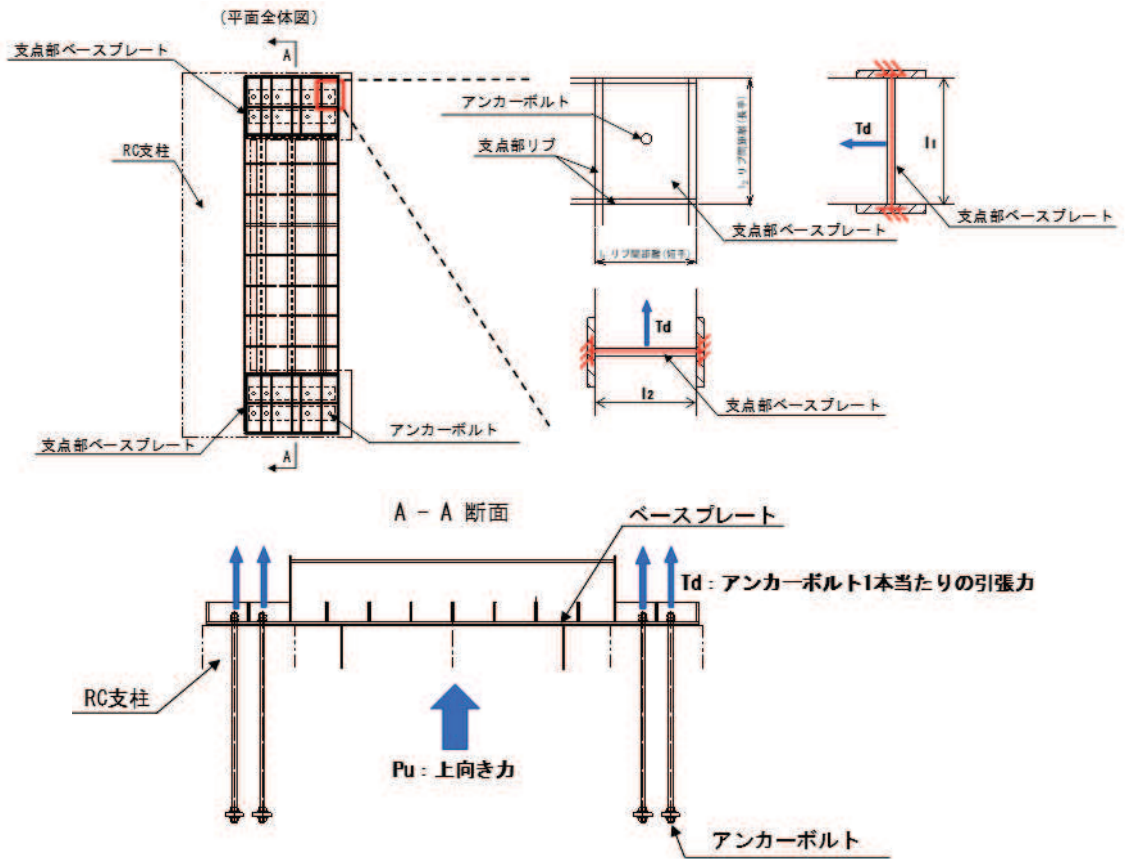


図 3-34 ベースプレート概要図



$$T_{d7} = \frac{P_u}{N}$$

ここで,

- T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN/本)
- P_u : 上向き力 (kN)
- N : アンカーボルト本数 (本)

$$M_5 = \frac{T_{d7} \times l}{8}$$

ここで,

- M_5 : 曲げモーメント (kNm)
- T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN)
- l : リブ間距離 (m)

図 3-35 支点部ベースプレート解析モデル

a. 曲げ軸力照査

以下の式により, 曲げ応力度を計算し, 発生応力度が許容限界値以下であることを確認する。

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \leq \sigma_{a5}$$

ここで,

- σ_5 : 支点部ベースプレートの曲げ応力度 (N/mm²)
- M_5 : 支点部ベースプレートの曲げモーメント (kN・m)
- Z_5 : 支点部ベースプレートの断面係数 (mm³)
- σ_{a5} : 支点部ベースプレートの曲げ応力度 (N/mm²)

(b) 支点部リブの照査

上揚力反力梁に作用する荷重が、アンカーボルトに着実に伝達されるように、発生する断面力に対し、曲げ応力度、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。照査はリブ間隔が広い断面で行うものとする。支点部リブの概要図を図3-36に、評価断面の概念を図3-37に示す。

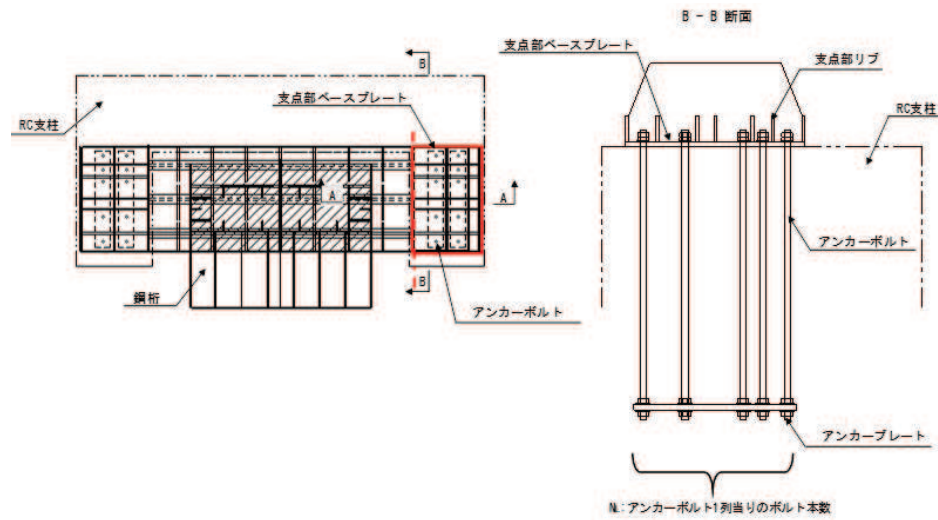
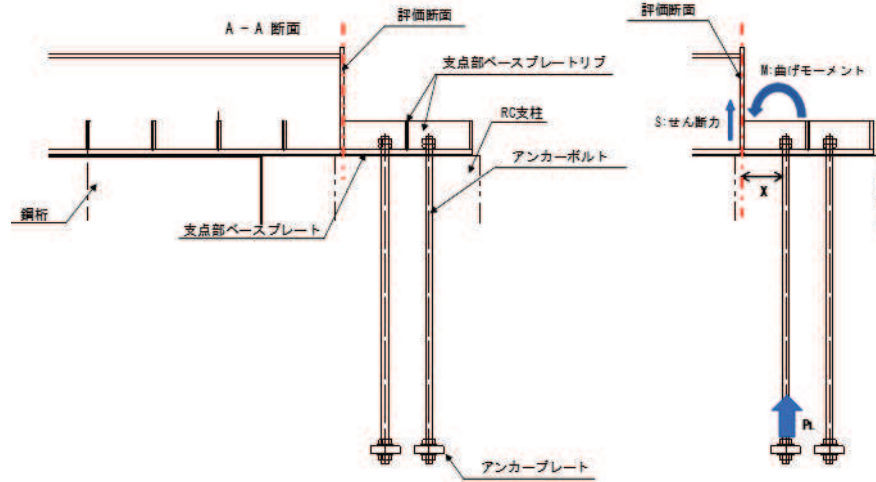
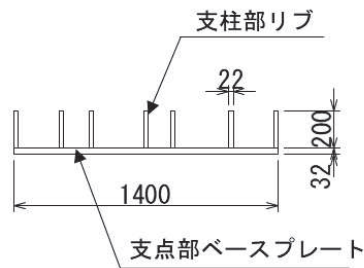


図3-36 支点部リブ概要図



照査断面図



$$P_L = T_{d7} \times N_L$$

ここで、

- P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)
- T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN)
- N_L : アンカーボルト 1 列当りの本数 (本)

$$M_6 = P_L \times X$$

$$S_6 = P_L$$

ここで、

- M_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)
- X : ボルト中心からリブまでの距離 (m)
- S_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生するせん断力 (kN)

図 3-37 評価断面概念図

イ. 曲げ軸力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \leq \sigma_{a6}$$

ここで,

- σ_6 : 上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度 (N/mm²)
- M_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_6 : 上揚力反力梁支点部リブの断面係数 (mm³)
- σ_{a6} : 上揚力反力梁支点部リブの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

ロ. せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{rib6}} \leq \tau_{a6}$$

ここで,

- τ_6 : 上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度 (N/mm²)
- S_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力 (kN)
- A_{rib6} : 上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積 (mm²)
- τ_{a6} : 上揚力反力梁支点部リブの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

ハ. 合成応力照査

$$\kappa = \left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{a6}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{a6}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

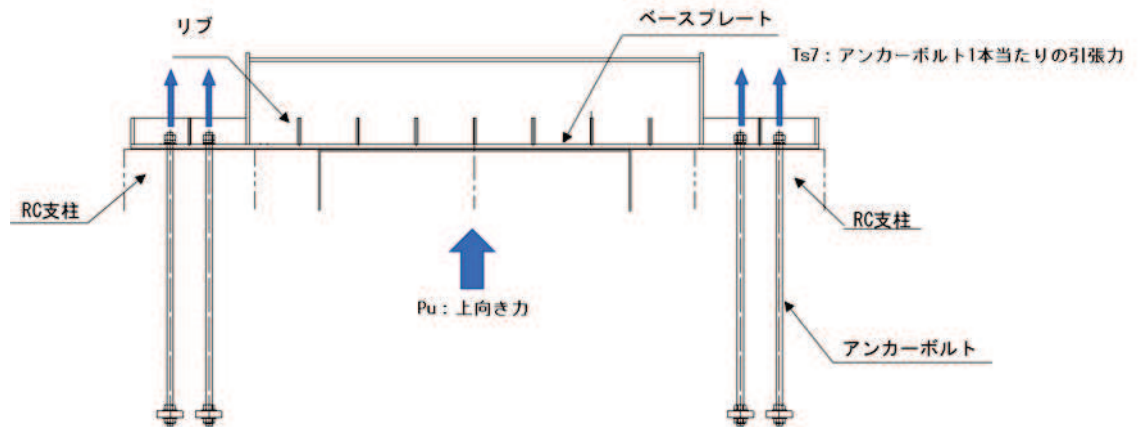
ここで,

- κ : 合成応力度
- σ_6 : 上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{a6} : 上揚力反力梁支点部リブの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_6 : 上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{a6} : 上揚力反力梁支点部リブの短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- κ_a : 合成応力度の許容値 (=1.2)

c. アンカーボルト

アンカーボルトの評価は、上揚力及び地震時慣性力により、上揚力反力梁本体を単純支持梁でモデル化した場合に発生する引張力と、上揚力反力梁本体を両端固定梁でモデル化した場合に発生する端部の曲げモーメントによる引張力を合わせた引張力が許容限界値以下であることを確認する。アンカーボルトの照査は「日本建築学会 2010年各種合成構造設計指針・同解説」に準拠する。

アンカーボルトの荷重概念図を図 3-38 に示す。

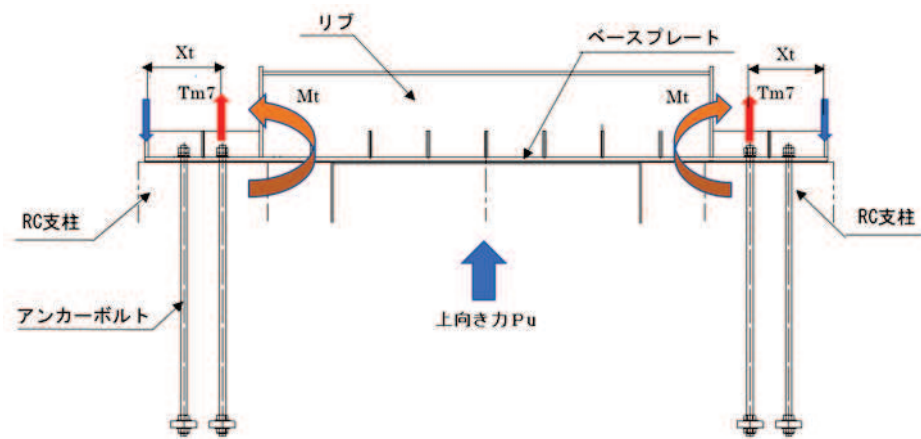


$$T_{s7} = \frac{P_u}{N}$$

ここで、

- T_{s7} : アンカーボルト 1 本当たりの上向き力による引張力 (kN/本)
- P_u : 設計上向き力 (kN)
- N : アンカーボルト総本数 (本)

図 3-38(1) アンカーボルト荷重概念図 (単純支持梁)



$$T_{m7} = \frac{M_t}{(X_t \times n)}$$

ここで,

- T_{m7} : アンカーボルト 1 本当たりの端部曲げモーメントによる引張力 (kN/本)
- M_t : 両端固定とした場合の端部曲げモーメント (kN・m)
- X_t : 内側のボルトから部材端までの距離 (m)
- n : 内側のアンカーボルト本数 (本)

図 3-38 (2) アンカーボルト荷重概念図 (両端固定梁)

(a) 引張照査

アンカーボルトに作用する設計引張力が，許容限界以下であることを以下の式で確認する。

$$T_{d7} = T_{s7} + T_{m7}$$

ここで

T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの設計引張力 (kN/本)

T_{s7} : アンカーボルト 1 本当たりの上向き力による引張力 (kN/本)

T_{m7} : アンカーボルト 1 本当たりの端部曲げモーメントによる引張力 (kN/本)

$$T_{d7} \leq P_{a7}$$

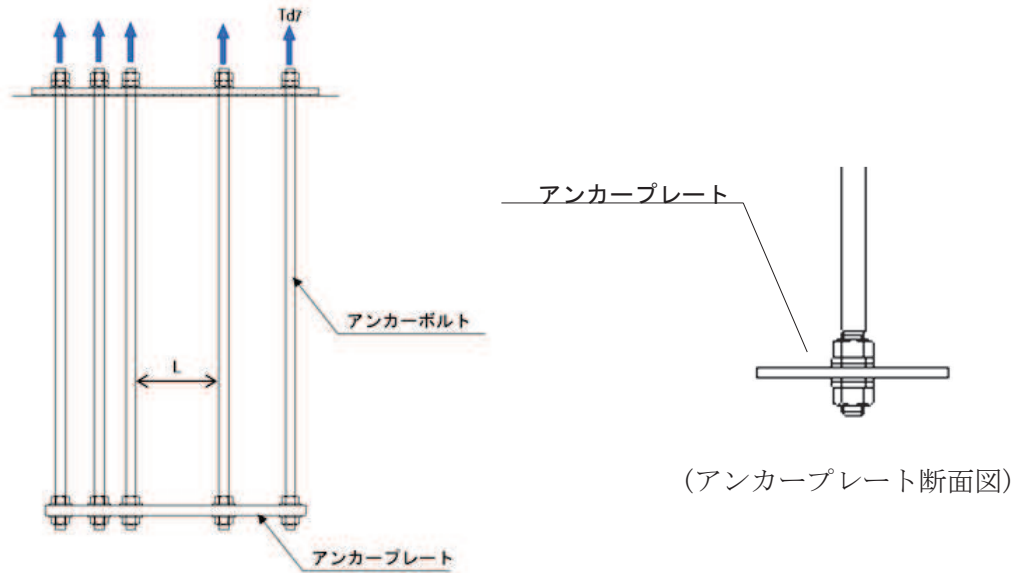
ここで，

T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの設計引張力 (kN)

P_{a7} : アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

d. アンカープレート

コンクリートとの定着に使用しているアンカープレートについてアンカーボルトの引張力を荷重とし、連続梁でモデル化し発生断面力に対し断面の照査を行う。アンカープレートの荷重概念図を図 3-39 に示す。



$$P_7 = T_{d7} \times n$$

$$w = \frac{P_7}{(n-1)L}$$

ここで、

P_7 : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)

T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN)

n : アンカーボルト 1 列当りの本数 (本)

w : アンカープレートに作用する等分布荷重 (kN/m)

L : アンカーボルト間隔 (m)

$$M_7 = -\frac{1}{10} \times L^2 \times w \quad (\text{曲げ最大})$$

$$S_7 = \frac{1}{2} \times L \times w$$

ここで、

M_7 : アンカープレートに発生する最大曲げモーメント (kNm)

S_7 : アンカープレートに発生するせん断力 (kN)

L : アンカーボルト間隔 (m)

w : アンカープレートに作用する等分布荷重 (kN/m)

図 3-39 アンカープレート荷重概念図

(a) 曲げ軸力照査

$$\sigma_7 = \frac{M_7}{Z_7} \leq \sigma_{a7}$$

ここで、

- σ_7 : アンカープレートの曲げ応力度 (N/mm²)
- M_7 : アンカープレートに発生する最大曲げモーメント (kN・m)
- Z_7 : アンカープレートの断面係数 (mm³)
- σ_{a7} : アンカープレートの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

(b) せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_{o7}} \leq \tau_{a7}$$

ここで、

- τ_7 : アンカープレートのせん断応力度 (N/mm²)
- S_7 : アンカープレートの最大せん断力 (kN)
- A_{o7} : アンカープレートの断面積 (mm²)
- τ_{a7} : アンカープレートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

(c) 合成応力照査

$$\kappa = \left(\frac{\sigma_7}{\sigma_{a7}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_7}{\tau_{a7}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、

- κ : 合成応力度
- σ_7 : アンカープレートの曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_a : アンカープレートの短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_7 : アンカープレートのせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{a7} : アンカープレートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- κ_a : 合成応力度の許容値 (=1.2)

(5) フーチング

a. フーチング（本体）

フーチングは、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度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、鉄筋の引張応力の算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

ねじりモーメントによる応力の算定は、「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IIIコンクリート橋編」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、それぞれの応力度を組合せて、許容限界以下となることを確認する。

b. フーチング（接続部）

フーチング（接続部）は、フーチング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。フーチング接続部照査用モデル概念を図 3-40 に示す。

また、荷重作用図を図 3-41 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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき算定する。

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

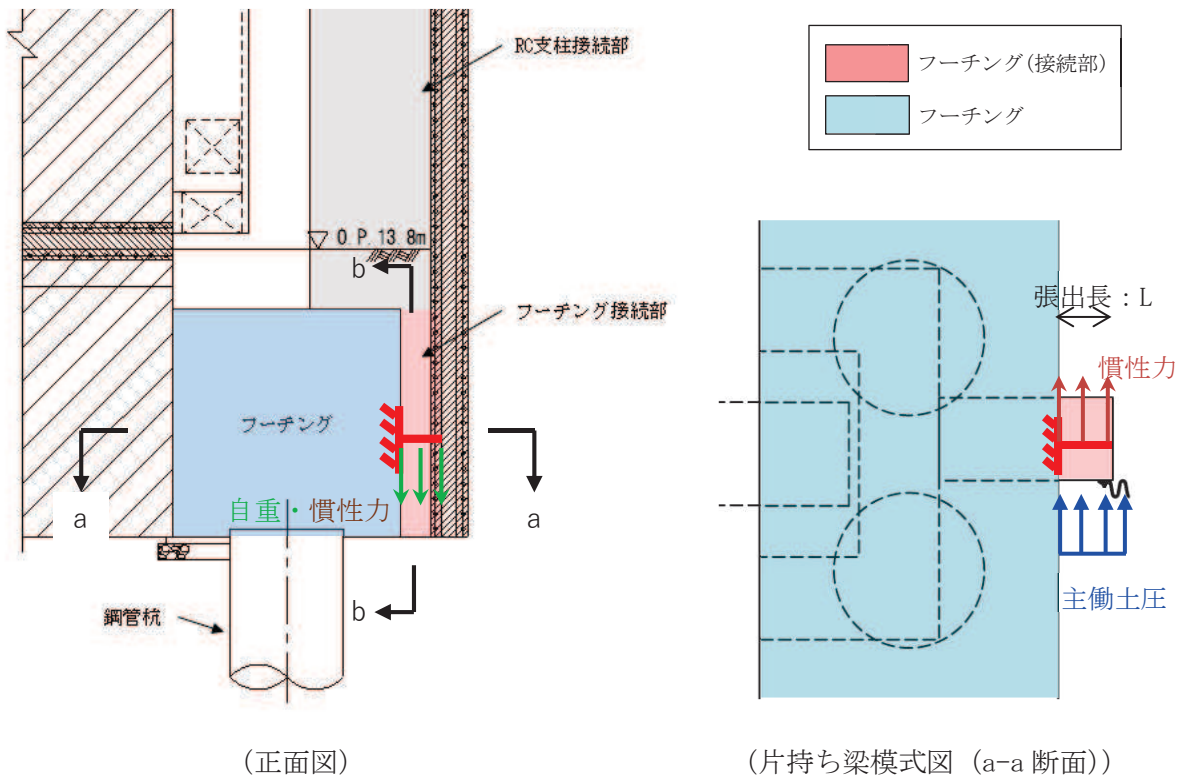


図 3-40 フーチング接続部照査用モデル概念図

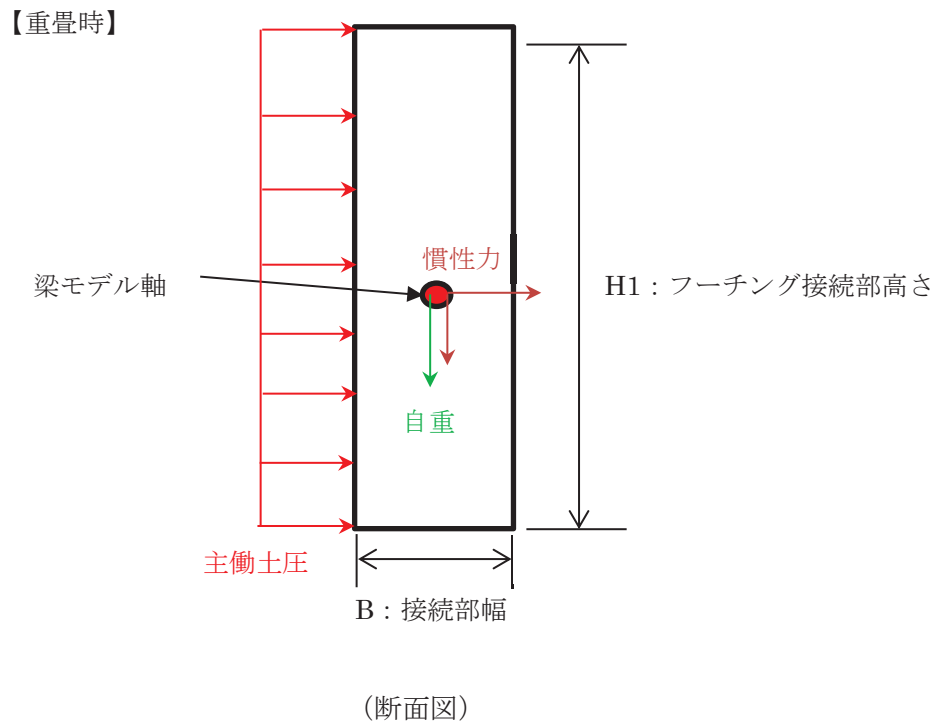


図 3-41 フーチング (接続部) 作用荷重イメージ図

(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（鋼管杭：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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_1|}{A_1} \right) \cdot Z_1$$

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)

Z_1 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

b. せん断力照査（鋼管杭：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許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_2 = \kappa_1 \frac{S_2}{A_2}$$

ここで、

τ_2 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_2 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_2 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_2 : せん断応力の分布係数 (=2.0)

c. 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：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、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.0.6」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。

d. せん断力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）

せん断力が許容限界以下であることを確認する。

許容限界であるせん断耐力は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p$$

ここで、

P_s : 場所打ちコンクリート杭のせん断耐力 (N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

S_s : 帯鉄筋の負担するせん断耐力 (N)

S_p : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

e. 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-42 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、仮想鉄筋コンクリート断面に生じる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、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.0.6」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。

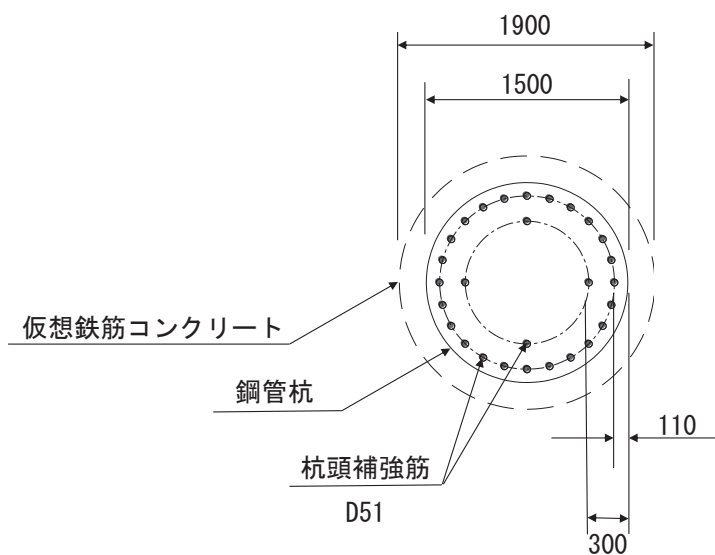


図 3-42 仮想鉄筋コンクリート断面

f. 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、開き方向（壁軸方向）及びせん断方向（壁軸直角方向）ともに、重畳時に生じる荷重による最大相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材の相対変位量については、鋼製扉以外の構造形式（鋼板部及び鋼製扉部）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を行う必要があるため、評価結果については「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」にまとめて示す。

g. 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～表4-6に示す。

表4-1(1) 強度評価に用いる条件（鋼桁1）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼桁）	1950	kN
	固定荷重（RC支柱）	2564	kN
	固定荷重（フーチング）	12633	kN
	固定荷重（鋼管杭）	620	kN
	固定荷重（場所打ちコンクリート杭）	6951	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	48.48	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_1	ブラケットの曲げ応力度	133	N/mm ²
N_1	ブラケットに発生する軸力	18	kN
A_1	ブラケットの断面積	1.442×10^4	mm ²
M_1	ブラケットに発生する曲げモーメント	262	kN・m
Z_1	ブラケットの断面係数	2.011×10^6	mm ³
σ_{a1}	ブラケットの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_1	ブラケットのせん断応力度	67	N/mm ²
S_1	ブラケットに発生する最大せん断力	357	kN
A_{web1}	ブラケットのウェブ断面積	5.400×10^3	mm ²
τ_{a1}	ブラケットの許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_2	ブラケットベースプレートの曲げ応力度	246	N/mm ²
M_2	ブラケットベースプレートに発生する曲げモーメント	1.5	kN・m
Z_2	ブラケットベースプレートの断面係数	6.107×10^3	mm ³
σ_{a2}	ブラケットベースプレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_2	ブラケットベースプレートのせん断応力度	3	N/mm ²
S_2	ブラケットベースプレートに発生するせん断力	45	kN
t_2	ブラケットベースプレートの板厚	8	mm
a_2	ブラケットベースプレートのリブ間隔	572.5	mm
b_2	ブラケットベースプレートのリブ間隔	667	mm
τ_{a2}	ブラケットベースプレートの許容せん断応力度	217	N/mm ²

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 1)

記号	定義	数値	単位
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	32	N/mm ²
R_L	下向きの反力	9142	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2888	m ²
σ_{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	235	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	86	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	974	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	1.424×10^3	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	8	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	291	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	134	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	9.371×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	3154	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.095×10^7	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	35	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	1437	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	4.125×10^4	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	299	N/mm ²
M_5	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	51	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.707×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	330	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	611	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.856×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	67	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	2035	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	3.080×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	217	N/mm ²

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 1)

記号	定義	数値	単位
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	407	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	453	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	297	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	24.7	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	8.333×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	28	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	272	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	1.000×10^4	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭の降伏曲げモーメント	15361	kN・m
M_8	鋼管杭に発生する曲げモーメント	1048	kN・m
N_8	鋼管杭の軸力	1669	kN
τ_8	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度	23	N/mm ²
S_8	鋼管杭に発生するせん断力	1120	N
A_8	鋼管杭の断面積	0.974×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭の断面係数	0.355×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-2(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	4082	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1230	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	52.52	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	23	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1980	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0881	m ²
σ_{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	70	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	47	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	83	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	4.431×10^2	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	4	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	252	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	16	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	3.299×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	404	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.612×10^6	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	38	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	301	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	8.000×10^3	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	221	N/mm ²
M_5	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	23	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.042×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²

表 4-2(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 2)

記号	定義	数値	単位
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	204	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	213	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.048×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	40	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	708	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	1.805×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	180	N/mm ²
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	177	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	201	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	260	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	5.4	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	2.083×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	24	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	118	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	5.000×10^3	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15379	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5267	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	5611	kN
A_8	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面積	1.066×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面係数	0.387×10^{-1}	m ³
τ_8	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	62	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	5097	N
A_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面係数	0.590×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-3(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	3197	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	675	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	27	N/mm ²
R_L	下向きの反力	2317	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0868	m ²
σ_{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	70	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	76	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	133	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	443.1	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	4	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	221	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	74	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	3.299×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	350	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.612×10^6	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	33	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	261	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	8.000×10^3	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	193	N/mm ²
M_5	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	20	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.042×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²

表 4-3(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 3)

記号	定義	数値	単位
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	176	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	184	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.048×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	34	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	612	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	1.805×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	180	N/mm ²
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	153	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	201	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	221	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	4.6	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	2.083×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	21	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	102	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	5.000×10^3	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	14137	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	3286	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	1002	kN
τ_8	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	66	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	2884	N
A_8	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	0.883×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	0.322×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-4(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 4)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	2800	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	3625	kN
	固定荷重 (フーチング)	18502	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	4431	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	61.61	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_1	ブラケットの曲げ応力度	121	N/mm ²
N_1	ブラケットに発生する軸力	17	kN
A_1	ブラケットの断面積	1.442×10^4	mm ²
M_1	ブラケットに発生する曲げモーメント	239	kN・m
Z_1	ブラケットの断面係数	2.011×10^6	mm ³
σ_{a1}	ブラケットの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_1	ブラケットのせん断応力度	61	N/mm ²
S_1	ブラケットに発生する最大せん断力	326	kN
A_{web1}	ブラケットのウェブ断面積	5.400×10^3	mm ²
τ_{a1}	ブラケットの許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_2	ブラケットベースプレートの曲げ応力度	230	N/mm ²
M_2	ブラケットベースプレートに発生する曲げモーメント	1.4	kN・m
Z_2	ブラケットベースプレートの断面係数	6.107×10^3	mm ³
σ_{a2}	ブラケットベースプレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_2	ブラケットベースプレートのせん断応力度	3	N/mm ²
S_2	ブラケットベースプレートに発生するせん断力	42	kN
t_2	ブラケットベースプレートの板厚	8	mm
a_2	ブラケットベースプレートのリブ間隔	572.5	mm
b_2	ブラケットベースプレートのリブ間隔	667	mm
τ_{a2}	ブラケットベースプレートの許容せん断応力度	217	N/mm ²

表 4-4(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 4)

記号	定義	数値	単位
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	41	N/mm ²
R_L	下向きの反力	11974	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2954	m ²
σ_{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	235	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	45	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	512	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	1.424×10^3	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	8	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	228	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	43	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	9.371×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	2475	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.095×10^7	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	28	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	1128	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	4.125×10^4	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	235	N/mm ²
M_5	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	40	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.707×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	259	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	479	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.856×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	52	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	1595	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	3.080×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	217	N/mm ²

表 4-4(3) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 4)

記号	定義	数値	単位
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	319	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	453	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	233	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	19.4	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	8.333×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	382	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	22	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	213	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	1.000×10^4	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15396	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5294	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3575	kN
τ_8	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	83	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4202	N
A_8	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	1.020×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	0.371×10^{-1}	m ³
My_8	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	9897	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	4037	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	2445	kN
τ_8	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	113	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	3660	N
A_8	鋼管杭 (基礎 2, 下杭) の断面積	0.653×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 2, 下杭) の断面係数	0.240×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-5(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 5)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1280	kN
	固定荷重 (フーチング)	3776	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1176	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	46.46	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	22	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1927	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0876	m ²
σ_{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	70	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	58	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	102	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	4.431×10^2	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	4	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	189	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	25	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	3.299×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	302	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.612×10^6	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	29	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	225	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	8.000×10^3	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	164	N/mm ²
M_5	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	17	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.042×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²

表 4-5(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 5)

記号	定義	数値	単位
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	152	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	159	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.048×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	30	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	528	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	1.805×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	180	N/mm ²
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	132	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	201	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	192	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	4.0	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	2.083×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	18	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	88	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	5.000×10^3	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15090	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5222	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	4416	kN
A_8	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面積	1.020×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面係数	0.371×10^{-1}	m ³
τ_8	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	59	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4830	N
A_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面係数	0.590×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-6(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 6)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1384	kN
	固定荷重 (フーチング)	3707	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1419	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	46.46	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	22	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1921	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0876	m ²
σ_{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	70	N/mm ²
τ_3	支承アンカーボルトの地震時せん断応力度	58	N/mm ²
$R H_{eq}$	地震時の鋼桁軸方向水平力	102	kN
A_{s3}	アンカーボルトの断面積	4.431×10^2	mm ²
Σm	アンカーボルトの総本数	4	本
τ_{a3}	支承アンカーボルトの許容せん断応力度	172	N/mm ²
σ_4	上揚力反力梁の曲げ応力度	211	N/mm ²
N_4	上揚力反力梁に発生する軸力	18	kN
A_4	上揚力反力梁の断面積	3.299×10^4	mm ²
M_4	上揚力反力梁に発生する曲げモーメント	337	kN・m
Z_4	上揚力反力梁の断面係数	1.612×10^6	mm ³
σ_{a4}	上揚力反力梁の許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_4	上揚力反力梁のせん断応力度	32	N/mm ²
S_4	上揚力反力梁に発生する最大せん断力	251	kN
A_{web4}	上揚力反力梁のウェブ断面積	8.000×10^3	mm ²
τ_{a4}	上揚力反力梁の許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの曲げ応力度	183	N/mm ²
M_5	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	19	kN・m
Z_5	上揚力反力梁支点部ベースプレートの断面係数	1.042×10^5	mm ³
σ_{a5}	上揚力反力梁支点部ベースプレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²

表 4-6(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 6)

記号	定義	数値	単位
σ_6	上揚力反力梁支点部リブの曲げ応力度	169	N/mm ²
M_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント	177	kN・m
Z_6	上揚力反力梁支点部リブの断面係数	1.048×10^6	mm ³
σ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_6	上揚力反力梁支点部リブのせん断応力度	33	N/mm ²
S_6	上揚力反力梁支点部リブに発生する最大せん断力	588	kN
A_{web6}	上揚力反力梁支点部リブのウェブ断面積	1.805×10^4	mm ²
τ_{a6}	上揚力反力梁支点部リブの許容せん断応力度	180	N/mm ²
T_{d7}	アンカーボルト 1 本あたりの引張力	147	kN
P_{a7}	アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	201	kN
σ_7	アンカープレートの曲げ応力度	216	N/mm ²
M_7	アンカープレートに発生する曲げモーメント	4.5	kN・m
Z_7	アンカープレートの断面係数	2.083×10^4	mm ³
σ_{a7}	アンカープレートの許容曲げ応力度	315	N/mm ²
τ_7	アンカープレートのせん断応力度	20	N/mm ²
S_7	アンカープレートに発生する最大せん断力	98	kN
A_{07}	アンカープレート断面積	5.000×10^3	mm ²
τ_{a7}	アンカープレートの許容せん断応力度	180	N/mm ²
σ_y	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm ²
My_8	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	25564	kN・m
M_8	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	7621	kN・m
N_8	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	2778	kN
A_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面係数	0.590×10^{-1}	m ³
τ_8	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	58	N/mm ²
S_8	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	4782	N
A_8	鋼管杭 (基礎 2, 中杭②) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_8	鋼管杭 (基礎 2, 中杭②) の断面係数	0.590×10^{-1}	m ³
κ_8	せん断応力の分布係数	2.0	—

5. 評価結果

5.1 鋼桁の評価結果

5.1.1 鋼桁

鋼桁における曲げ・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5-6に示す。この結果から、鋼桁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) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	316	382	0.83
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	192	217	0.89
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	合成応力度 (-)	0.82	1.20	0.69
鋼桁2 (SM490Y)	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	133	261	0.51
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	98	180	0.55
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	合成応力度 (-)	0.31	1.20	0.26
鋼桁3 (SM490Y)	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	157	261	0.61
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	124	180	0.69
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	合成応力度 (-)	0.49	1.20	0.41
鋼桁4 (SM570)	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	349	382	0.92
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	192	217	0.89
	2 (G+1.0S _{dH} -0.4S _{dV})	合成応力度 (-)	0.91	1.20	0.76

表 5-1(2) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	127	261	0.49
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	98	180	0.55
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (—)	0.31	1.20	0.26
鋼桁 6 (SM490Y)	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	108	261	0.42
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	87	180	0.49
	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (—)	0.33	1.20	0.28

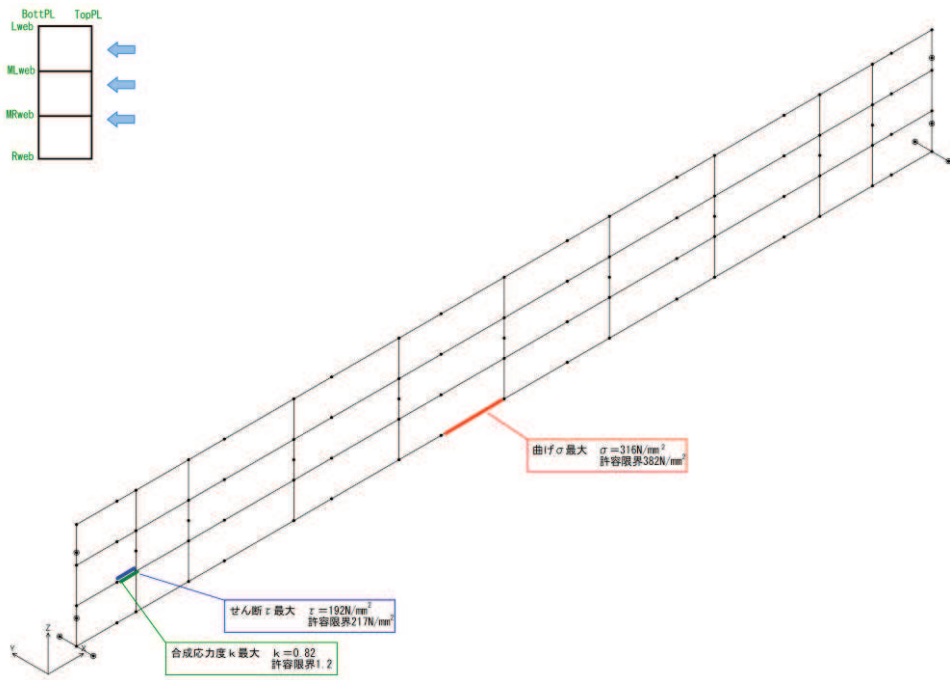


図 5-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼桁 1）

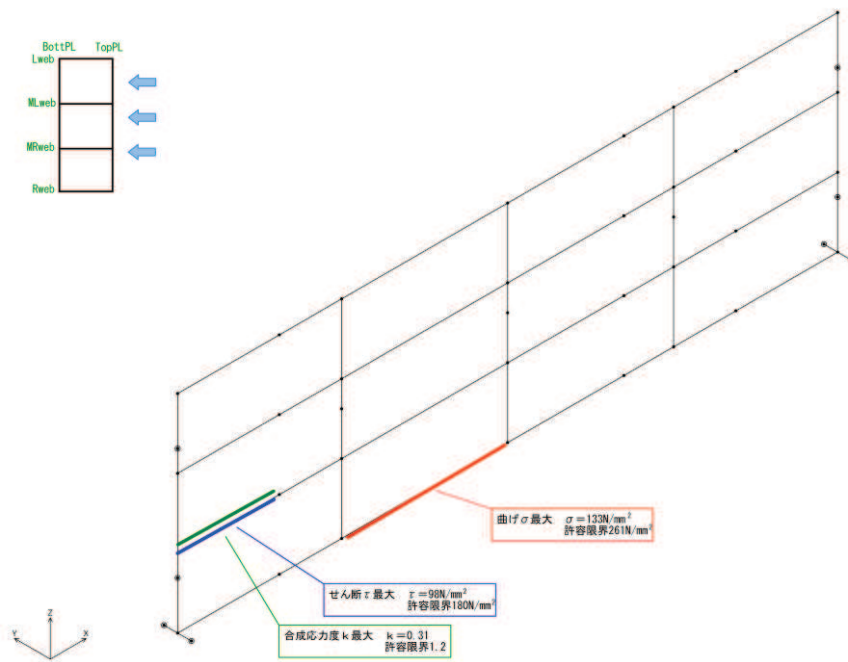


図 5-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼桁 2）

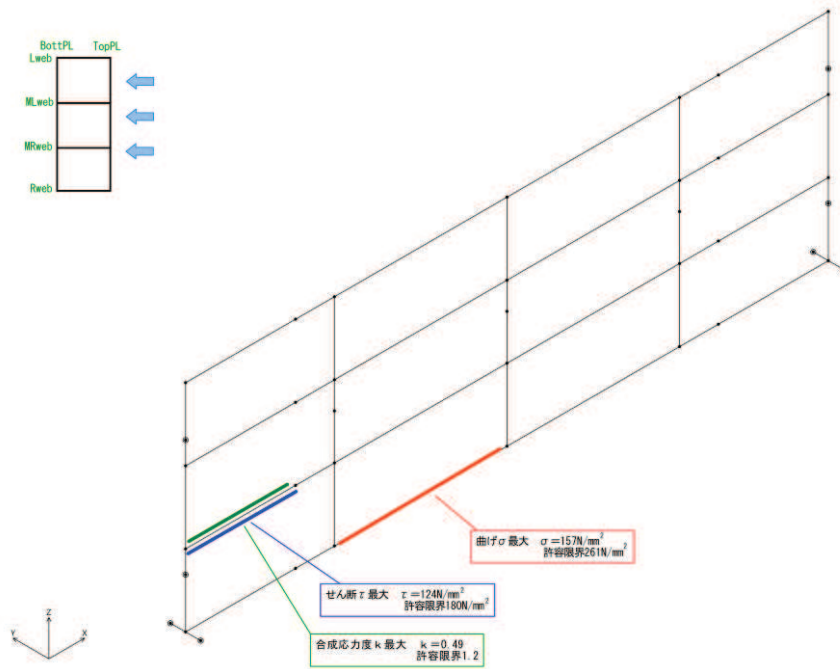


図 5-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所 (鋼桁 3)

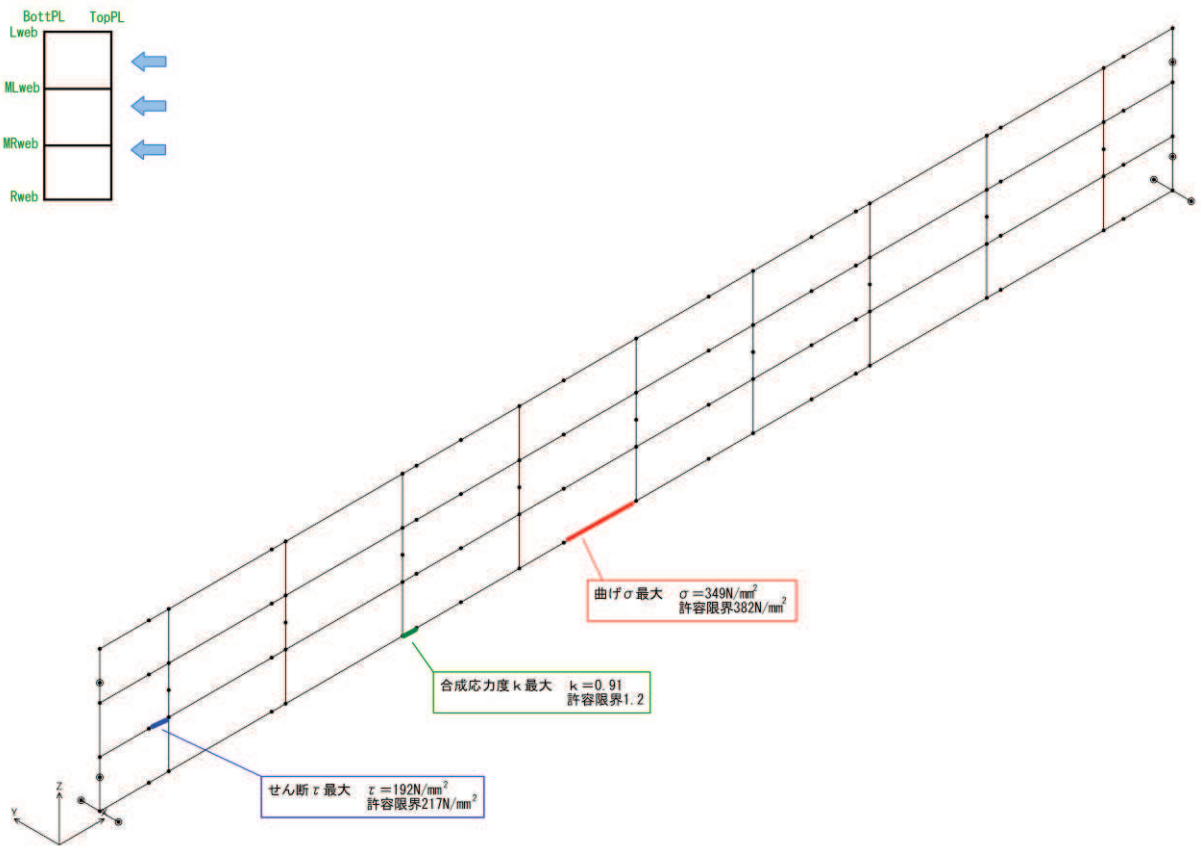


図 5-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所 (鋼桁 4)

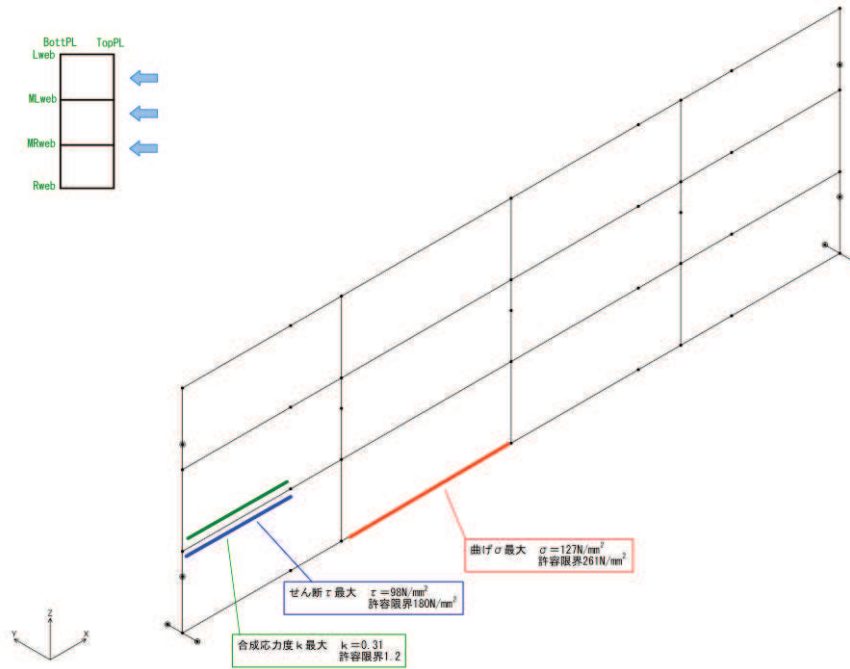


図 5-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼桁 5）

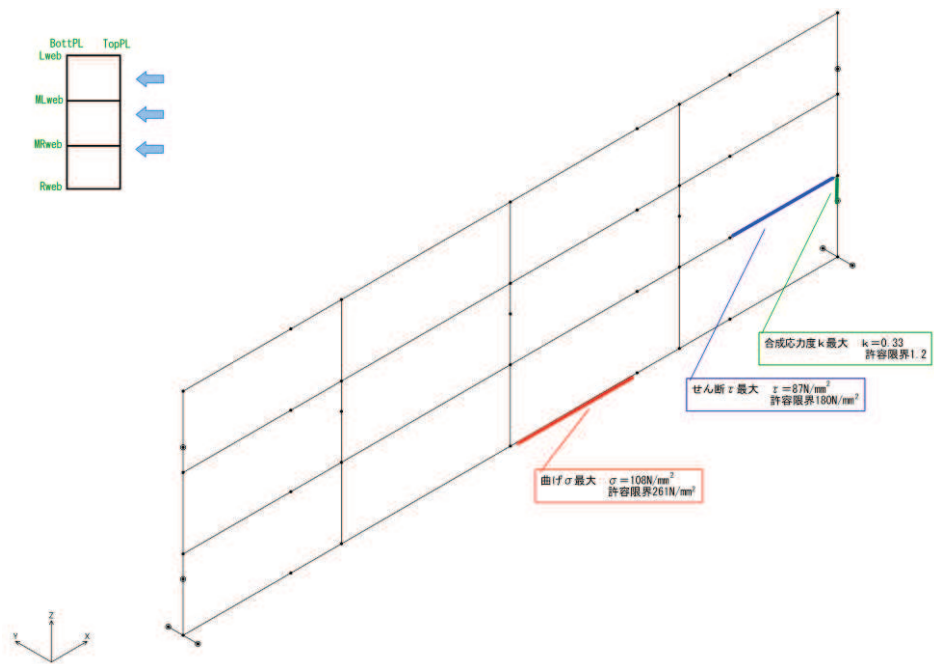


図 5-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼桁 6）

5.1.2 ブラケット（本体）

ブラケット（本体）における曲げ・軸力系の破壊,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,ブラケット（本体）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 ブラケット(本体)の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	鉛直S _d -D2(++) 水平S _d -D2(---)	曲げ応力度 (N/mm ²)	133	382	0.35
		せん断応力度 (N/mm ²)	67	217	0.31
		合成応力度 (-)	0.22	1.2	0.19
鋼桁4 (SM570)	鉛直S _d -D2(-+) 水平S _d -D2(---)	曲げ応力度 (N/mm ²)	121	382	0.32
		せん断応力度 (N/mm ²)	61	217	0.29
		合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15

5.1.3 ブラケット（ベースプレート）

ブラケット（ベースプレート）における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5-3 に示す。この結果から、ブラケット（ベースプレート）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 ブラケット(ベースプレート)の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 1 (SM570)	鉛直 S d - D 2 (++) 水平 S d - D 2 (--)	曲げ応力度 (N/mm ²)	246	382	0.65
		せん断応力度 (N/mm ²)	3	217	0.02
		合成応力度 (-)	0.41	1.2	0.35
鋼桁 4 (SM570)	鉛直 S d - D 2 (-+) 水平 S d - D 2 (--)	曲げ応力度 (N/mm ²)	230	382	0.61
		せん断応力度 (N/mm ²)	3	217	0.02
		合成応力度 (-)	0.36	1.2	0.30

5.2 RC 支柱の評価結果

5.2.1 RC 支柱

RC 支柱における評価時刻での断面力図を図 5-7～図 5-12 に、照査結果を表 5-4～表 5-8 に示す。また、配筋概要図を図 5-13 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、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

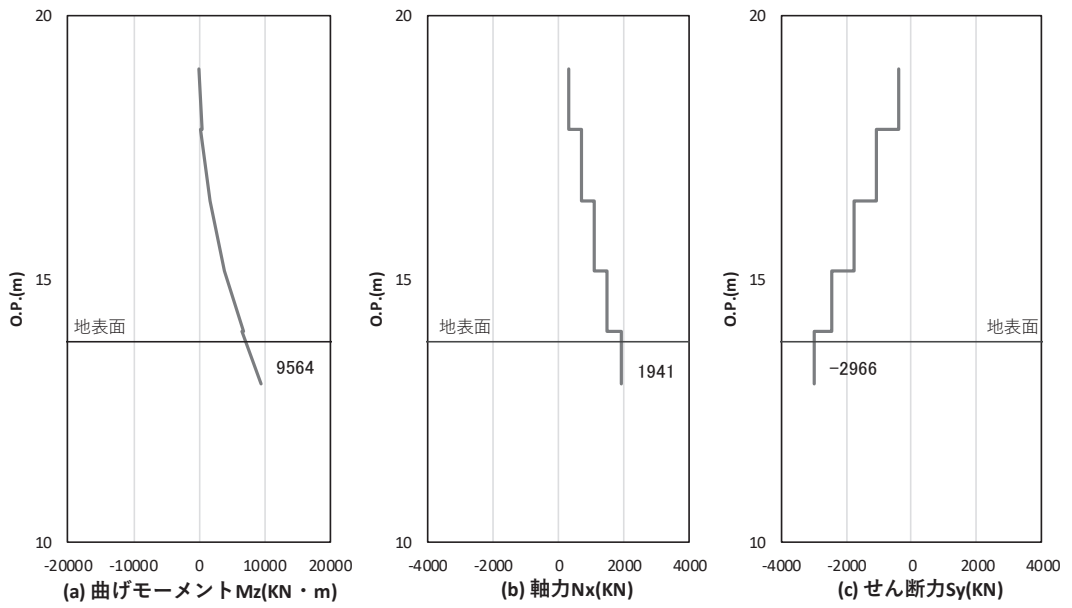


図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S d-D 2 (-+), t=17.76s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

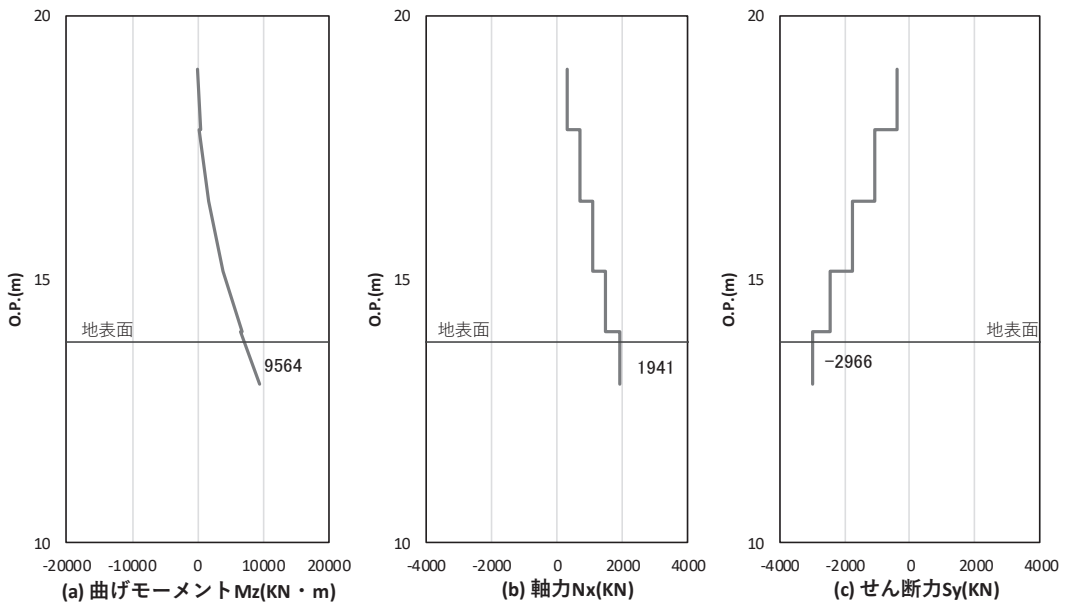


図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S d-D 2 (-+), t=17.76s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

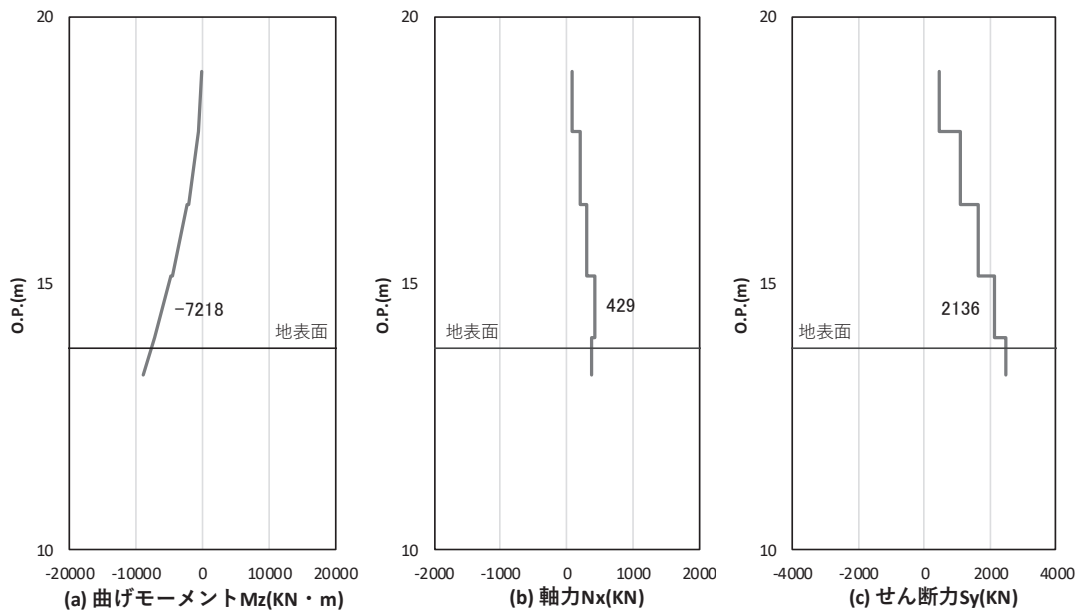


図 5-7(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S d - D 2 (++) , $t = 8.54s$)
 解析ケース①: 基本ケース

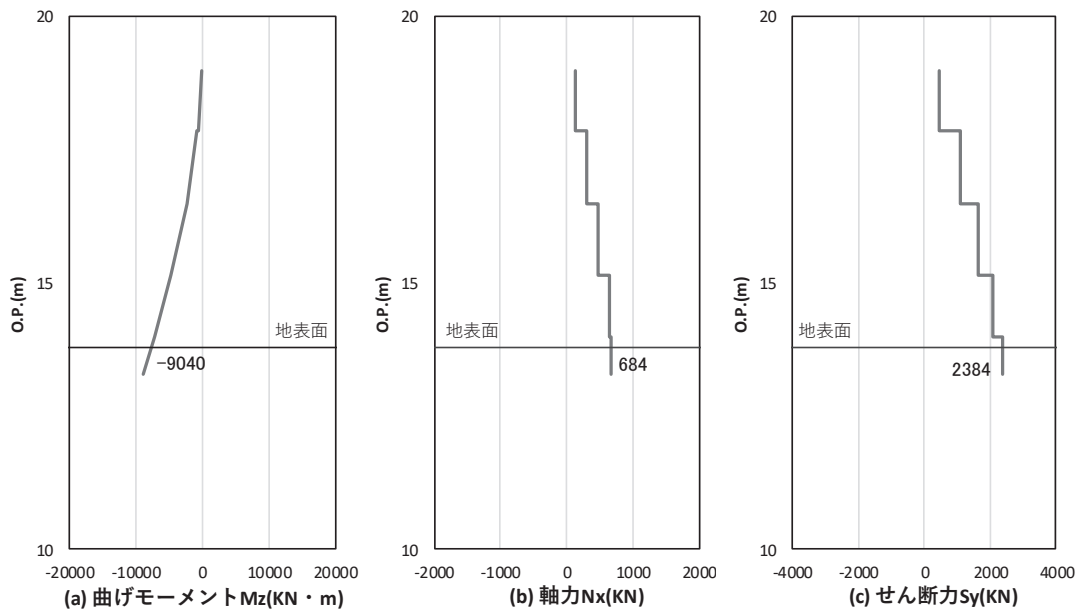


図 5-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S d - D 2 (+-) , $t = 25.53s$)
 解析ケース①: 基本ケース

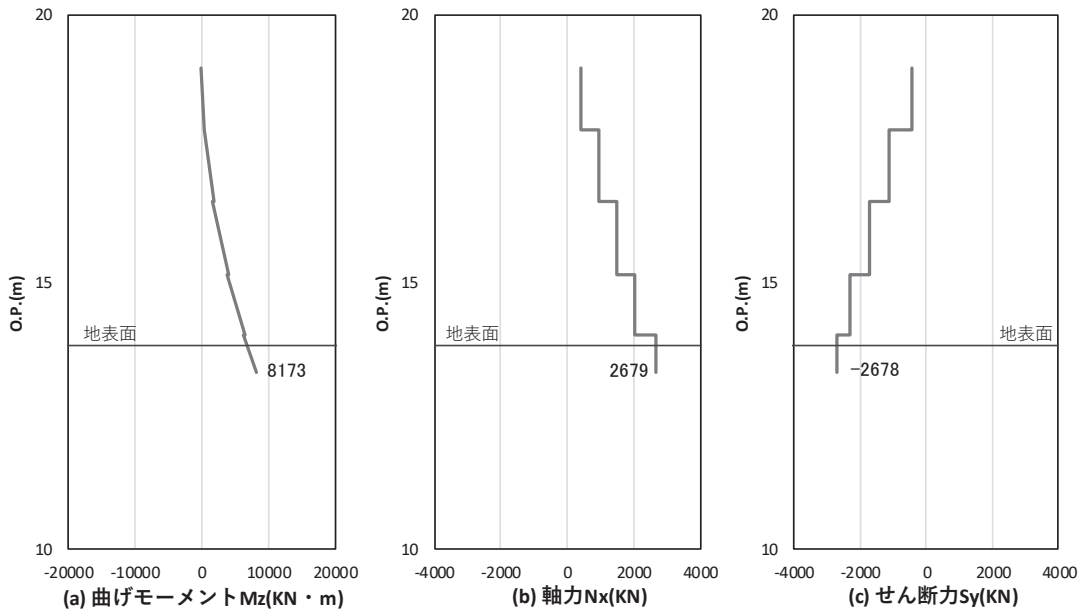


図 5-7(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S d - D 2 (- -) , t = 8.54s)
 解析ケース①：基本ケース

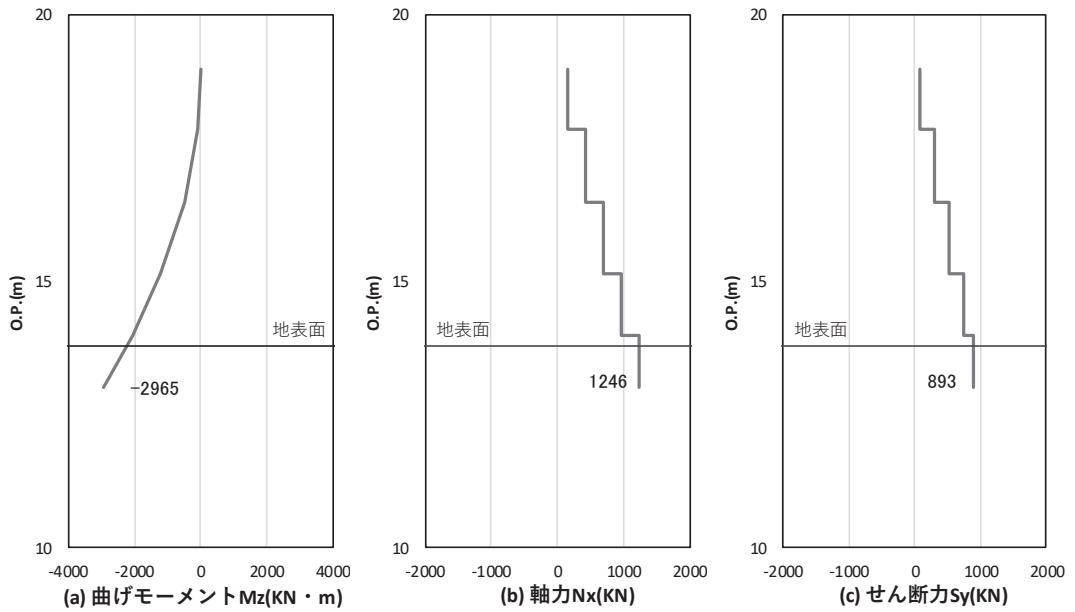


図 5-8(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d - D 2 (+ +) , t = 30.07s)
 解析ケース①：基本ケース

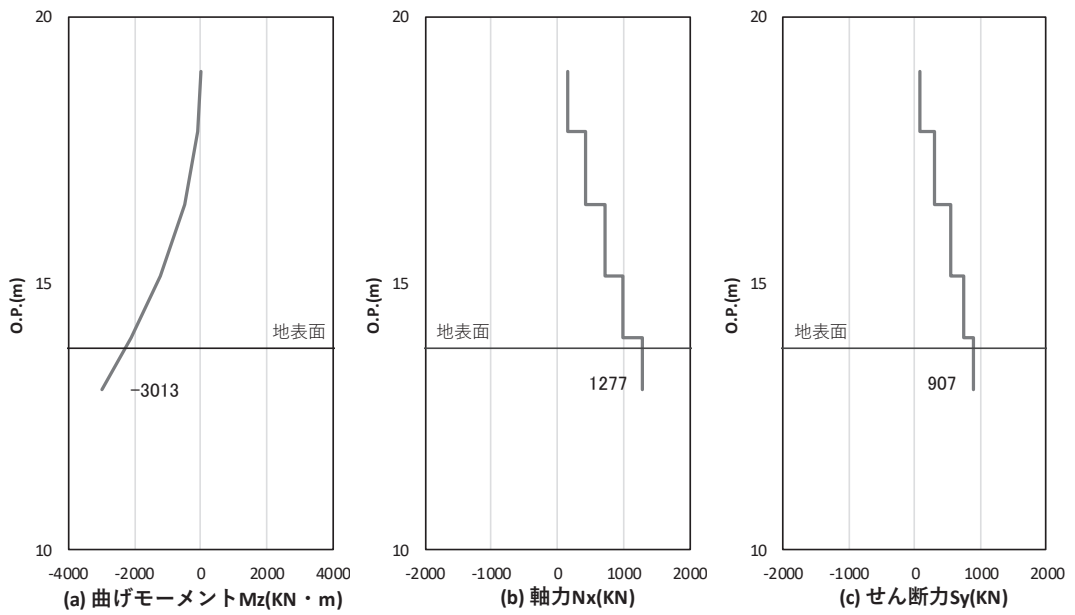


図 5-8(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 30.06s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

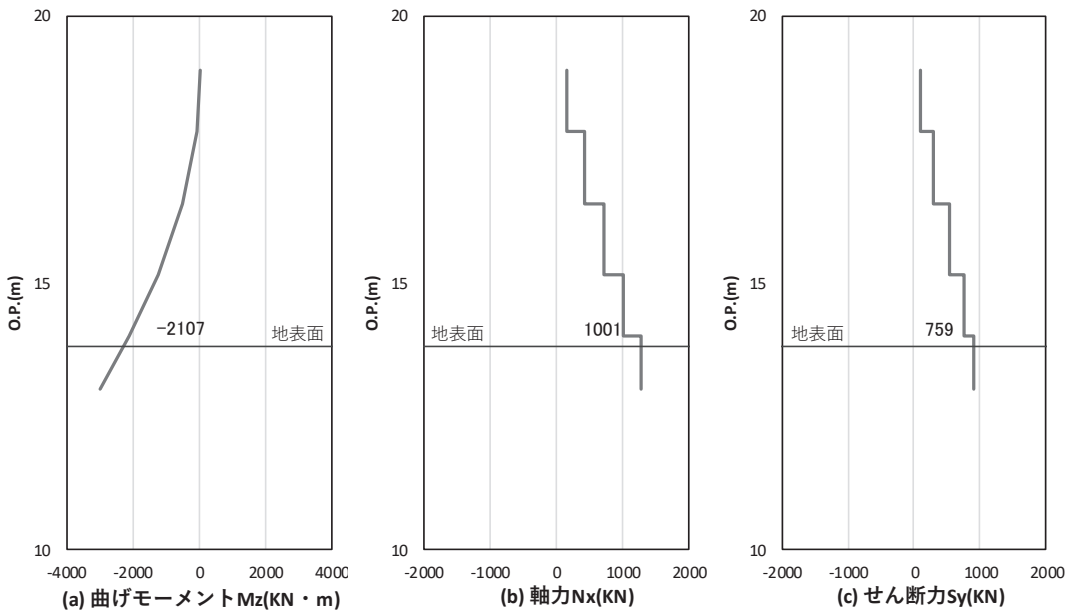


図 5-8(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 30.06s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

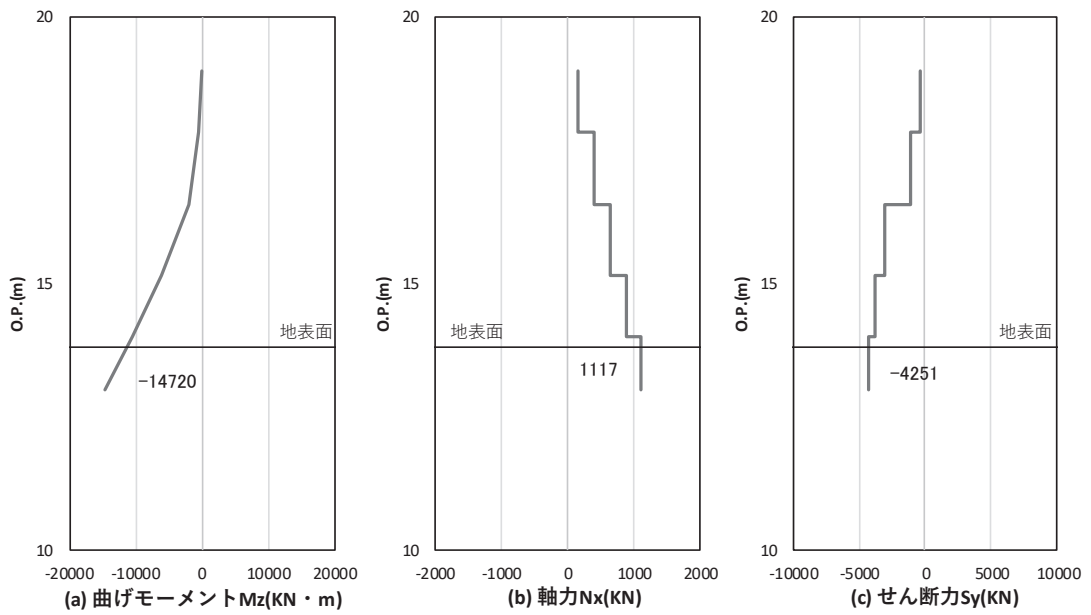


図 5-9(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (—), t = 26.78s)
 解析ケース①：基本ケース

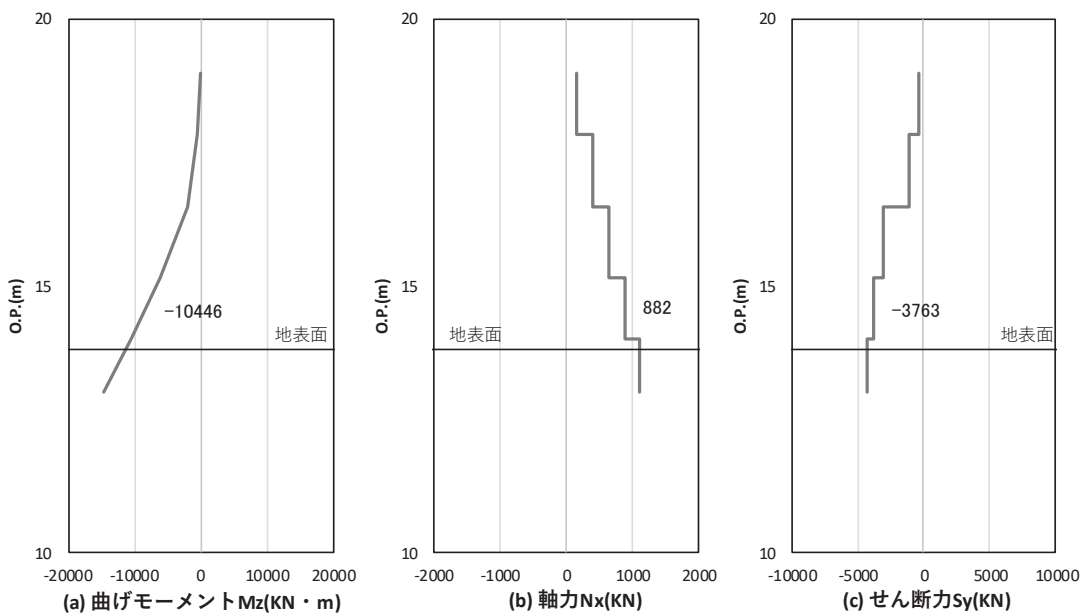


図 5-9(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (—), t = 26.78s)
 解析ケース①：基本ケース

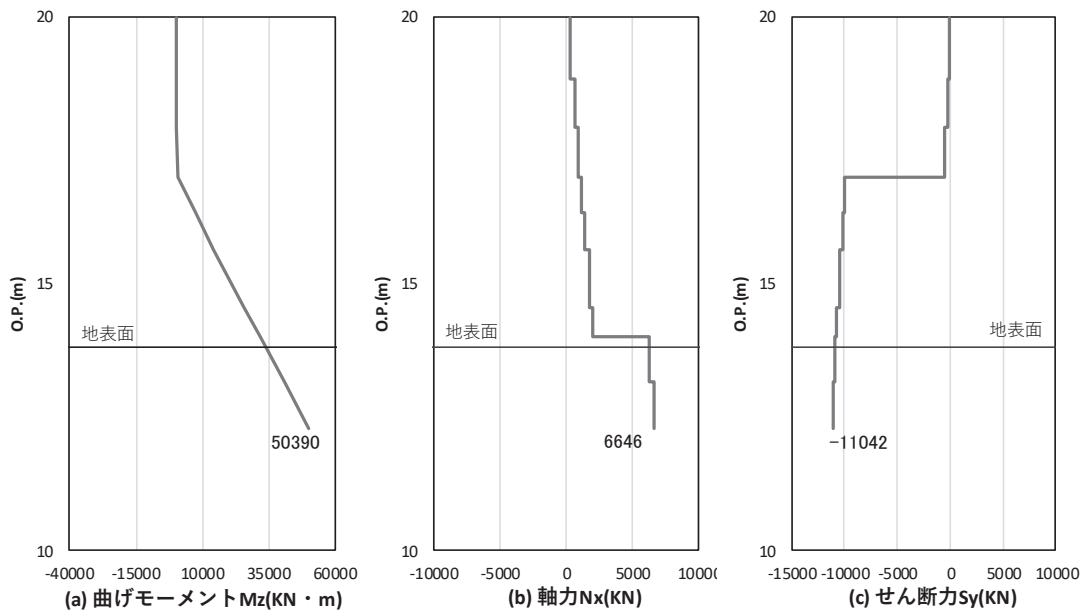


図 5-10(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 8.09s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

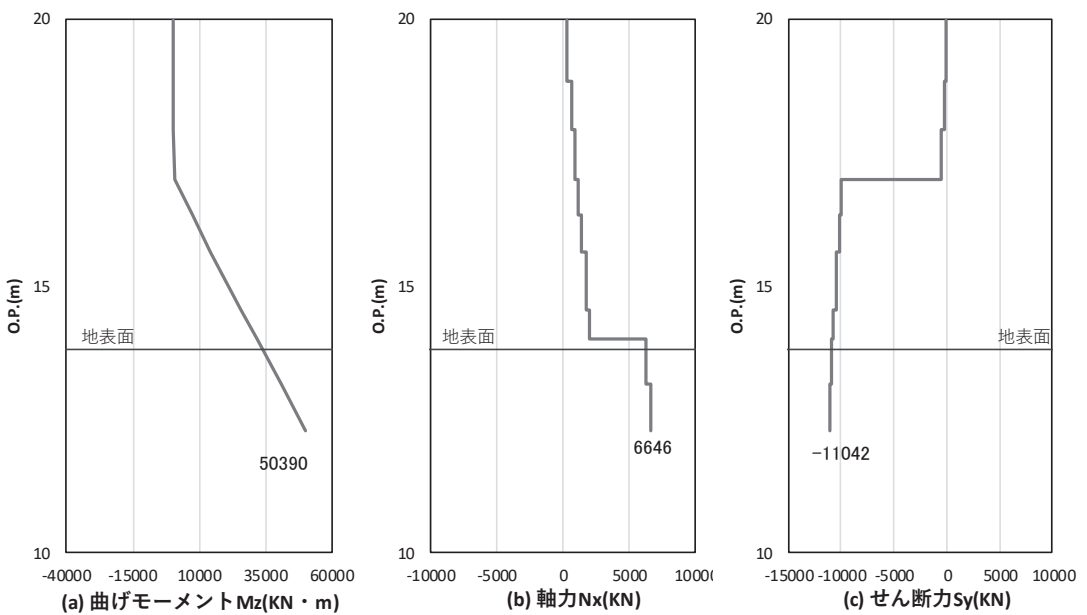


図 5-10(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 8.09s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

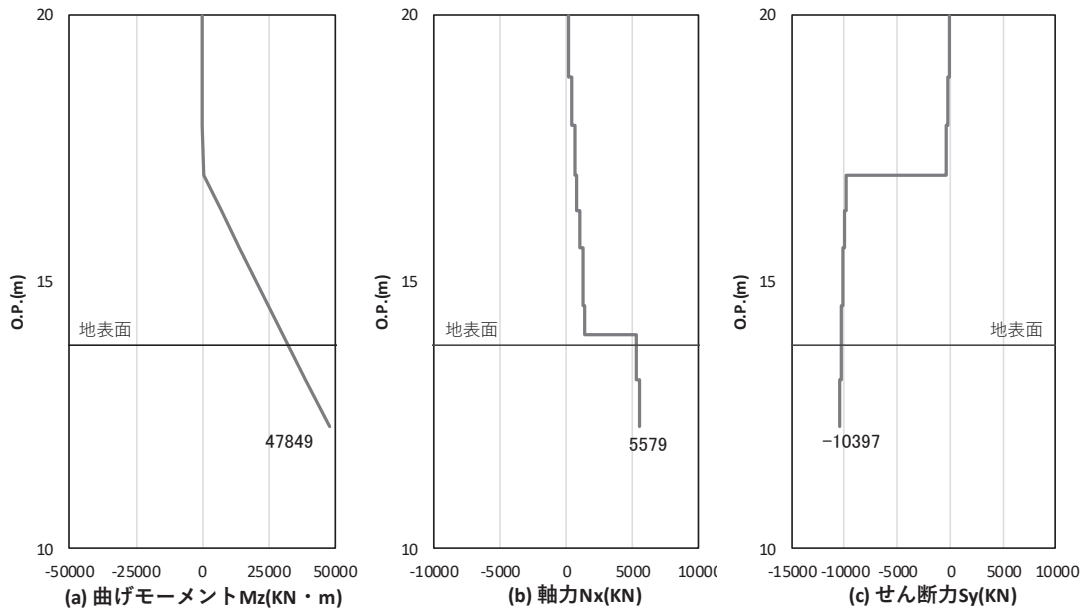


図 5-10(3) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d - D 2 (++) , $t = 8.08s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

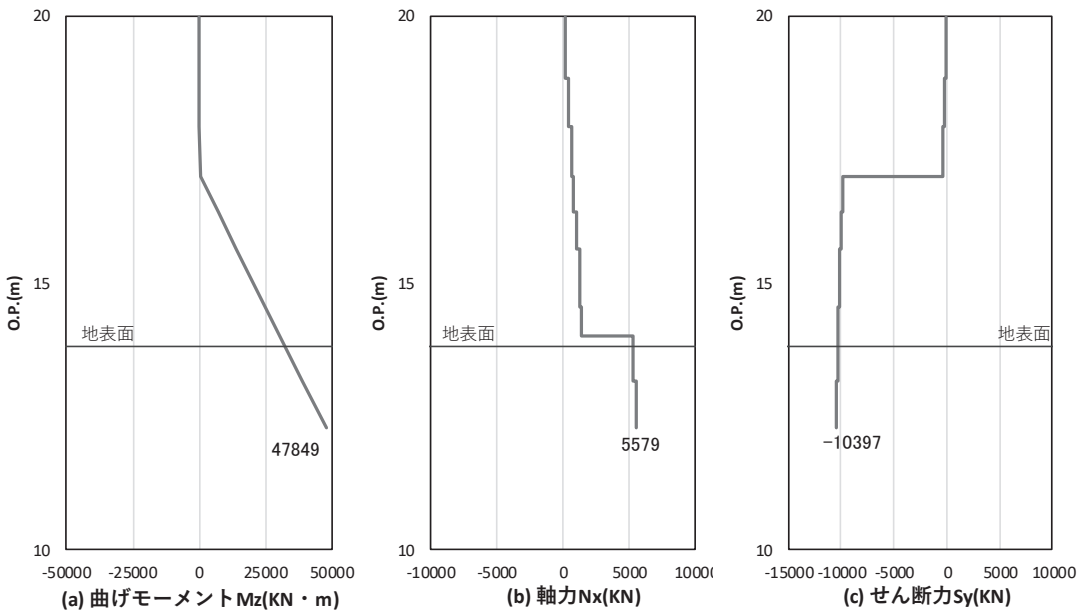


図 5-10(4) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d - D 2 (++) , $t = 8.08s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

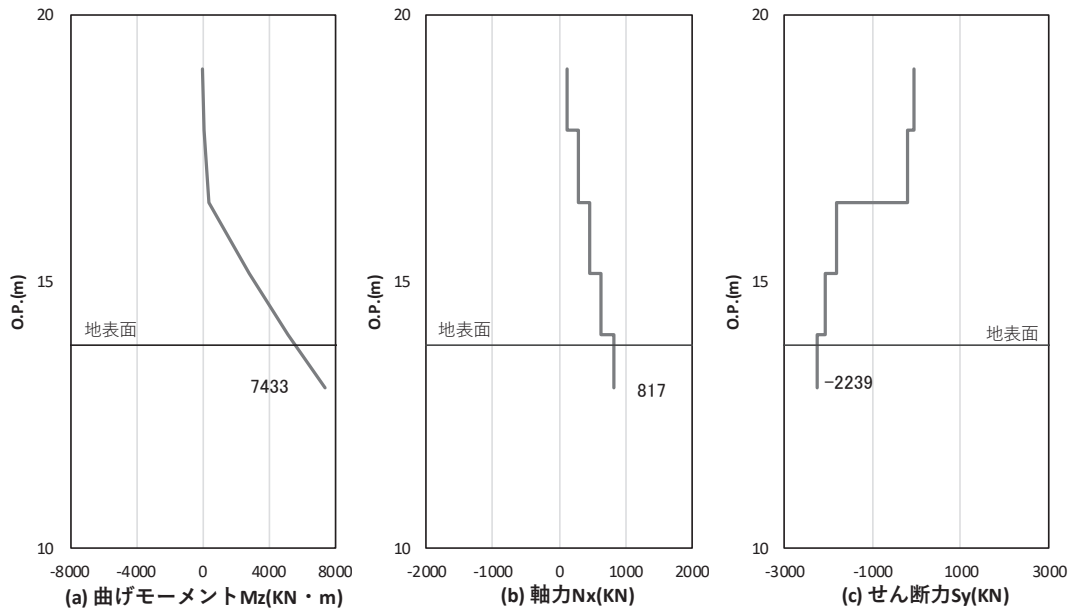


図 5-11 (1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 5, 基礎 2, S d - D 2 (- +), t = 13. 67s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

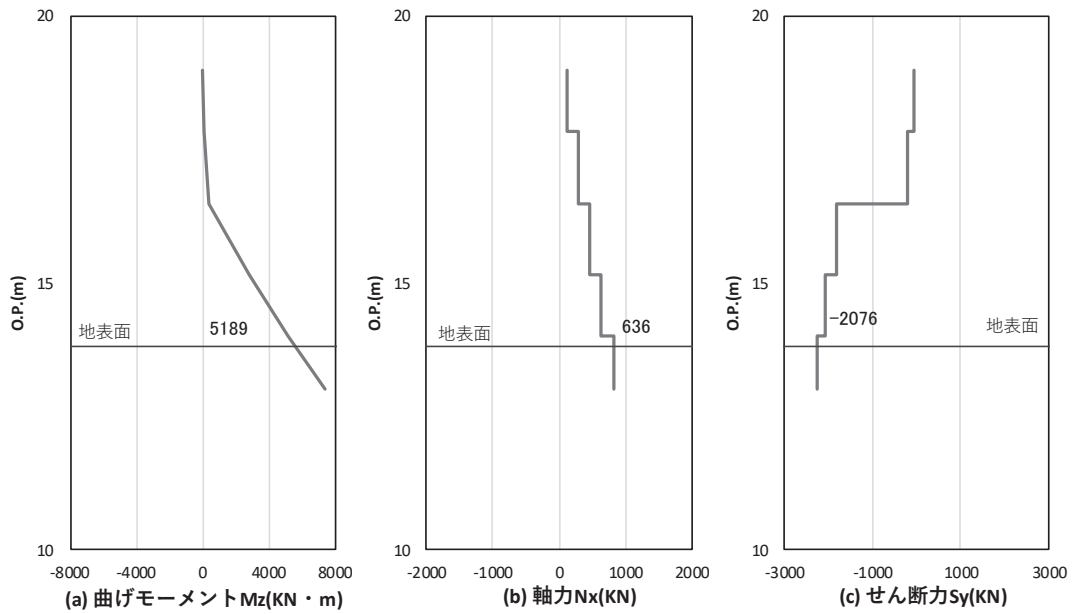


図 5-11 (2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 5, 基礎 2, S d - D 2 (- +), t = 13. 67s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

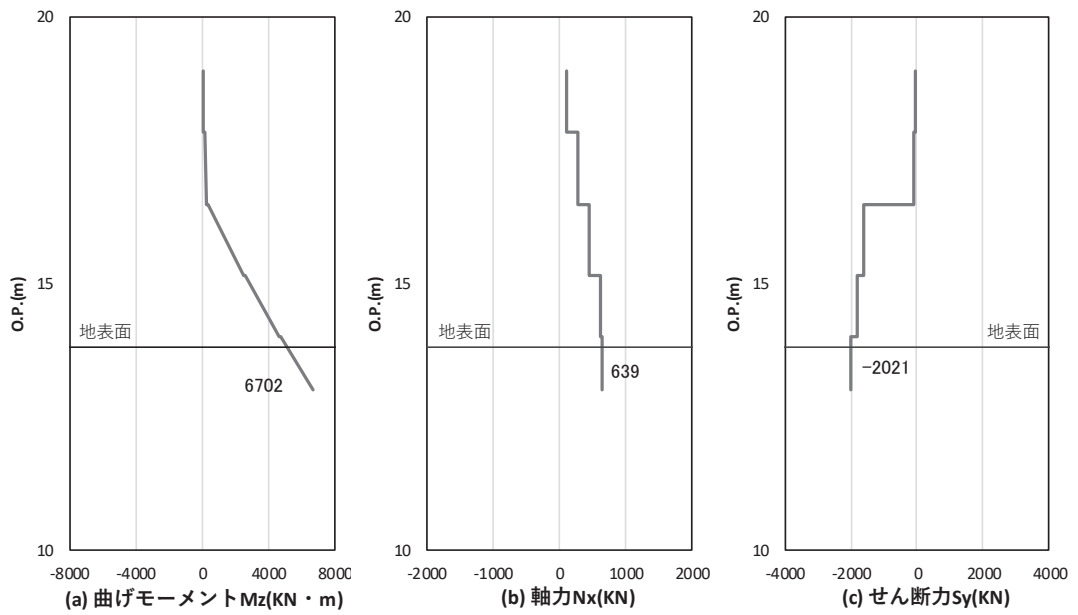


図 5-12(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (- +), $t = 13.72s$)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

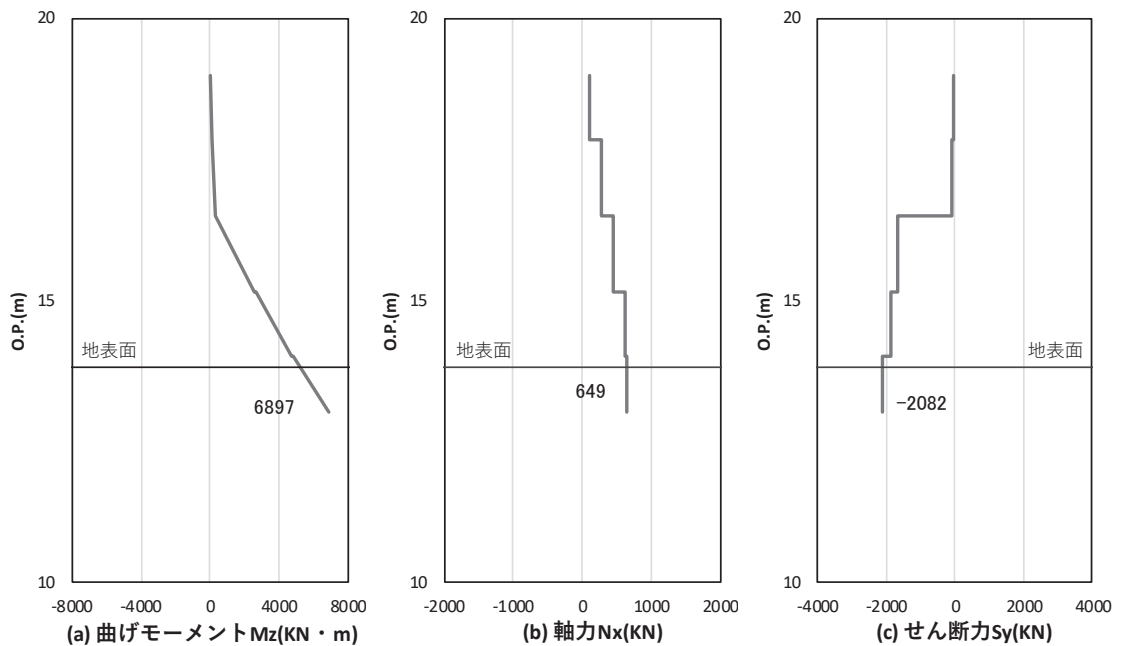


図 5-12(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (- +), $t = 13.72s$)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

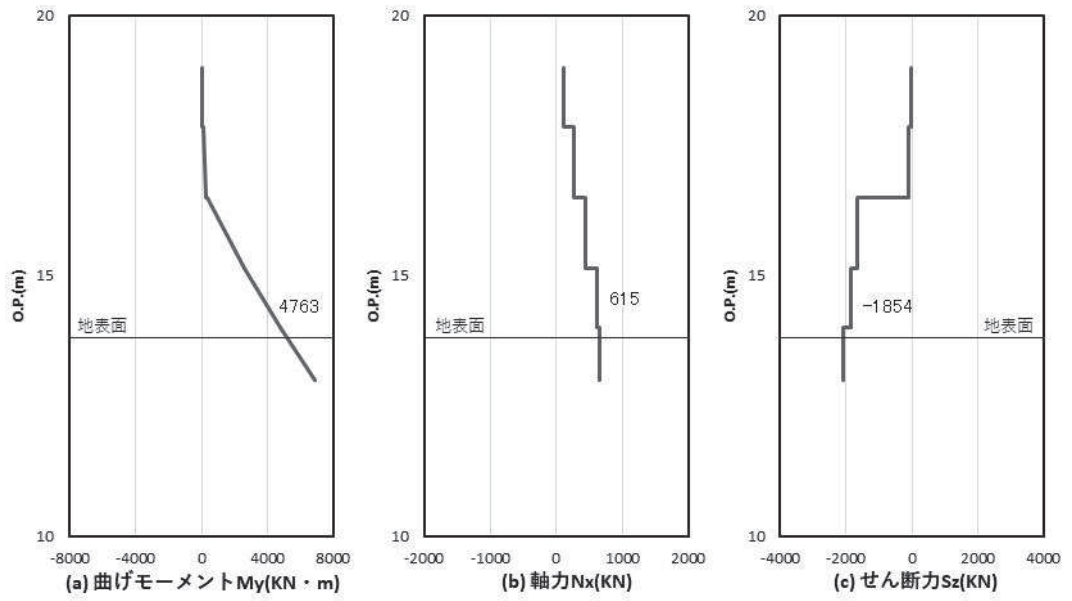


図 5-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (- +), $t = 13.72s$)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき ($+1\sigma$) を考慮した解析ケース

表 5-4 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	M z : 9564	2510	1.1	16.5	0.07
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	M z : 7218	2380	1.0	16.5	0.07
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	M z : 2965	1783	0.8	16.5	0.05
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M z : 14720	1509	2.9	16.5	0.18
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	M z : 50390	8800	4.9	16.5	0.30
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	②	M z : 47849	9606	4.6	16.5	0.28
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	M z : 7433	1273	3.0	16.5	0.19
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	M z : 6702	1434	2.7	16.5	0.17

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 5-5 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	D41 @150	M _z : -9564	583	38	435	0.09
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D41 @150	M _z : -9040	-530	46	435	0.11
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D32 @150	M _z : 3013	577	23	294	0.08
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D51 @150	M _z : 14720	720	73	435	0.17
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D35 @150	M _z : 50390	-379	229	294	0.78
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	②	D35 @150	M _z : 47849	-886	222	294	0.76
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	D51 @300	M _z : 7433	445	87	294	0.30
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	②	D32 @150	M _z : 6897	216	94	294	0.32

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 5-6 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	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	D32 @150	2966	3115	24425	0.13
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32 @150	2678	2812	24425	0.12
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D25 @300	759	797	5598	0.15
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D25 @300	3763	3952	10811	0.37
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D32 @150	11042	11595	25774	0.45
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	②	D32 @150	10397	10917	25774	0.43
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	D25 @150	2076	2180	8318	0.27
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	②	D25 @300	1854	1947	7457	0.27

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

表 5-7 RC 支柱のねじり破壊に対する照査における最大照査値（軸方向鉄筋）

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 ²) (a)	曲げ モーメント による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 (a+b)/c
				ねじり モーメン ト (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D41 @150	6721	78	25	103	435	0.24
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D41 @150	6793	78	29	107	435	0.25
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D32 @150	1500	32	21	53	294	0.19
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D51 @150	2116	21	45	66	435	0.16
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D35 @150	12938	117	117	234	294	0.80
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D35 @150	12910	116	112	228	294	0.78
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D51 @300	1448	41	58	99	294	0.34
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D32 @150	1201	43	64	107	294	0.37

表 5-8 RC 支柱のねじり破壊に対する照査における最大照査値（横方向鉄筋）

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 ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	6721	115	0	115	294	0.40
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	6793	116	0	116	294	0.40
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	1500	105	0	105	294	0.36
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	2124	144	0	144	294	0.49
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	12938	123	4	127	294	0.44
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	12910	122	0	122	294	0.42
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 150	1306	149	0	149	294	0.51
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	1201	137	0	137	294	0.47

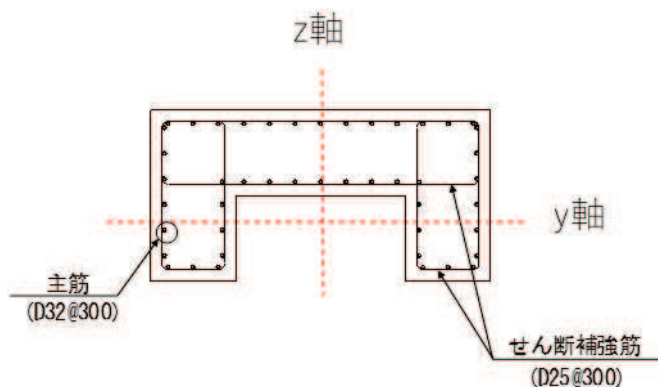


図 5-13 RC 支柱配筋概要図（鋼桁 2 の例）

5.2.2 RC支柱（接続部）

RC支柱（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5-9～表5-11に示す。この結果から、RC支柱（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5-9 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	加振方向	解析ケース	発生断面力	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)			
鋼桁1 (基礎1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	③	My : 2065 Mz : 484	5.1	16.5	0.31
鋼桁1 (基礎2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	My : 783 Mz : 252	2.1	16.5	0.13
鋼桁2 (基礎1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 1502 Mz : 615	3.9	16.5	0.24
鋼桁3 (基礎2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 898 Mz : 171	1.4	16.5	0.09
鋼桁4 (基礎2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 143 Mz : 81	0.2	16.5	0.02
鋼桁5 (基礎2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	③	My : 977 Mz : 352	3.8	16.5	0.24
鋼桁6 (基礎1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 773 Mz : 301	3.1	16.5	0.19

表 5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力	引張応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 2065 Mz : 484	268	294	0.92
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 783 Mz : 252	108	294	0.37
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 1503 Mz : 615	198	294	0.68
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @300	My : 898 Mz : 171	75	294	0.26
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @300	My : 156 Mz : 81	11	294	0.04
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 977 Mz : 352	168	294	0.58
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 774 Mz : 301	134	294	0.46

表 5-11 セン断破壊に対する照査値

部材	地震動	加振方向	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)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	③	D22 @300	1699	1784	4086	0.44
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D22 @300	1106	1162	5557	0.21
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D22 @300	1231	1293	4673	0.28
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	1391	1461	9408	0.16
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @600	399	419	19421	0.03
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D22 @300	1019	1070	3777	0.29
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	②	D22 @300	802	843	3777	0.23

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

5.2.3 RC支柱（張出部）

RC支柱（張出部）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5-12, 表5-13に示す。この結果から, RC支柱（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5-12(1) 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	加振方向	解析ケース	発生断面力	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)			
鋼桁1 (基礎1)	Sd-D2 (--)	桁軸 直交	①	M _y : 5504	14.8	16.5	0.90
鋼桁1 (基礎2)	Sd-D2 (--)	桁軸 直交	①	M _y : 5538	14.9	16.5	0.91
鋼桁2 (基礎1)	Sd-D2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 906	5.1	16.5	0.31
鋼桁3 (基礎1)	Sd-D2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 1286	6.9	16.5	0.42
鋼桁4 (基礎1)	Sd-D2 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 7826	12.6	16.5	0.77
鋼桁4 (基礎2)	Sd-D2 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 7816	12.6	16.5	0.77
鋼桁5 (基礎1)	Sd-D2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 936	9.0	16.5	0.55
鋼桁6 (基礎1)	Sd-D2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 773	6.7	16.5	0.41

表 5-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鉄筋)

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力	引張応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	桁軸 直交	①	D32 @150	M _y : 5504	394	435	0.91
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	桁軸 直交	①	D32 @150	M _y : 5538	397	435	0.92
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	M _y : 906	288	435	0.67
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	M _y : 1286	365	435	0.84
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @150	M _y : 7826	366	435	0.85
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @150	M _y : 7816	366	435	0.85
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @150	M _y : 936	277	435	0.64
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	M _y : 773	290	435	0.67

表 5-13 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	加振方向	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)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	桁軸 直交	①	D29 @150	7339	7706	12297	0.63
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	桁軸 直交	①	D29 @150	7384	7754	12297	0.64
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	1811	1802	3384	0.57
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	2571	2700	3860	0.70
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @150	10434	10956	12359	0.89
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @150	10421	10943	12359	0.89
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	1871	1965	2565	0.77
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	1546	1624	2685	0.61

注記*：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a (1.05)

5.3 水平支承・鉛直支承の評価結果

5.3.1 水平支承・鉛直支承（ゴム支承）

水平支承・鉛直支承における圧縮応力及びせん断ひずみに対する照査結果を表5-14に示す。この結果から、水平支承・鉛直支承の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-14(1) 水平支承・鉛直支承の圧縮応力に対する照査結果

部位	地震動	加振 方向	発生断面力	応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			地震時鉛直力 (kN)			
鋼桁1 (水平支承)	Sd-D2 (--)	桁軸 方向	9142	32	235	0.14
鋼桁2 (水平支承)	Sd-D2 (++)	桁軸 方向	1980	23	70	0.33
鋼桁3 (水平支承)	Sd-D2 (++)	桁軸 方向	2317	27	70	0.39
鋼桁4 (水平支承)	Sd-D2 (--)	桁軸 方向	11974	41	235	0.18
鋼桁5 (鉛直支承)	Sd-D2 (++)	桁軸 方向	1927	22	70	0.32
鋼桁6 (水平支承)	Sd-D2 (++)	桁軸 方向	1921	22	70	0.32

表 5-14(2) 水平支承・鉛直支承のせん断ひずみに対する照査結果

部位	地震動	発生せん断 ひずみ (%) (a)	許容限界 (%) (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 1 (鉛直支承)	S d - D 2 (-+)	83	250	0.34
鋼桁 2 (鉛直支承)	S d - D 2 (--)	22	250	0.09
鋼桁 3 (鉛直支承)	S d - D 2 (-+)	36	250	0.15
鋼桁 4 (鉛直支承)	S d - D 2 (+-)	44	250	0.18
鋼桁 5 (鉛直支承)	S d - D 2 (-+)	27	250	0.11
鋼桁 6 (鉛直支承)	S d - D 2 (++)	27	250	0.11

5.3.2 水平支承・鉛直支承（アンカーボルト）

アンカーボルトにおけるせん断に対する照査結果を表5-15に示す。この結果から、アンカーボルトに生じる荷重が許容限界以下であることを確認した。

表5-15 水平支承・鉛直支承（アンカーボルト）のせん断破壊に対する照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SD345)	S d - D 2 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	86	172	0.50
鋼桁2 (SD345)	S d - D 2 (--)	せん断応力度 (N/mm ²)	47	172	0.28
鋼桁3 (SD345)	S d - D 2 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	76	172	0.45
鋼桁4 (SD345)	S d - D 2 (+-)	せん断応力度 (N/mm ²)	45	172	0.27
鋼桁5 (SD345)	S d - D 2 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	58	172	0.34
鋼桁6 (SD345)	S d - D 2 (++)	せん断応力度 (N/mm ²)	58	172	0.34

5.4 上揚力反力梁の評価結果

5.4.1 上揚力反力梁（本体）

上揚力反力梁（本体）における曲げ・軸力系の破壊,せん断破壊に対する照査結果を表5-16に示す。この結果から,上揚力反力梁（本体）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-16(1) 上揚力反力梁（本体）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	291	382	0.77
		せん断応力度 (N/mm ²)	35	217	0.17
		合成応力度 (-)	0.61	1.2	0.51
鋼桁2 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	252	315	0.80
		せん断応力度 (N/mm ²)	38	180	0.22
		合成応力度 (-)	0.69	1.2	0.58
鋼桁3 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
		せん断応力度 (N/mm ²)	33	180	0.19
		合成応力度 (-)	0.53	1.2	0.45
鋼桁4 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	228	382	0.60
		せん断応力度 (N/mm ²)	28	217	0.13
		合成応力度 (-)	0.38	1.2	0.32

表 5-16(2) 上揚力反力梁（本体）照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	189	315	0.60
		せん断応力度 (N/mm ²)	29	180	0.17
		合成応力度 (-)	0.39	1.2	0.33
鋼桁 6 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	211	315	0.67
		せん断応力度 (N/mm ²)	32	180	0.18
		合成応力度 (-)	0.49	1.2	0.41

5.4.2 上揚力反力梁（支点部ベースプレート）

上揚力反力梁（支点ベースプレート）における曲げ・軸力系の破壊対する照査結果を表5-17に示す。この結果から、上揚力反力梁（支点ベースプレート）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-17 上揚力反力梁（支点部ベースプレート）の照査結果（鋼桁1）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	299	382	0.79
鋼桁2 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
鋼桁3 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	193	315	0.62
鋼桁4 (SM570)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	235	382	0.62
鋼桁5 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	164	315	0.53
鋼桁6 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	183	315	0.59

5.4.3 上揚力反力梁（支点部リブ）

上揚力反力梁（支点部リブ）における曲げ・軸力系の破壊,せん断破壊に対する照査結果を表5-18に示す。この結果から,上揚力反力梁（支点部リブ）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-18(1) 上揚力反力梁（支点部リブ）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	330	382	0.87
		せん断応力度 (N/mm ²)	67	217	0.31
		合成応力度 (-)	0.85	1.2	0.71
鋼桁2 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	204	315	0.65
		せん断応力度 (N/mm ²)	40	180	0.23
		合成応力度 (-)	0.47	1.2	0.40
鋼桁3 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	176	315	0.56
		せん断応力度 (N/mm ²)	34	180	0.19
		合成応力度 (-)	0.35	1.2	0.30
鋼桁4 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	259	382	0.68
		せん断応力度 (N/mm ²)	52	217	0.24
		合成応力度 (-)	0.52	1.2	0.44

表 5-18(2) 上揚力反力梁（支点部リブ）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	152	315	0.49
		せん断応力度 (N/mm ²)	30	180	0.17
		合成応力度 (-)	0.27	1.2	0.23
鋼桁 6 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	169	315	0.54
		せん断応力度 (N/mm ²)	33	180	0.19
		合成応力度 (-)	0.33	1.2	0.28

5.4.4 上揚力反力梁（アンカーボルト）

上揚力反力梁（アンカーボルト）における引張，せん断に対する照査結果を表5-19に示す。この結果から，アンカーボルトに生じる荷重が許容限界以下であることを確認した。

表5-19 上揚力反力梁（アンカーボルト）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	407	453	0.90
鋼桁2 (SM490Y)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	177	201	0.89
鋼桁3 (SM490Y)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	153	201	0.77
鋼桁4 (SM570)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	319	453	0.71
鋼桁5 (SM490Y)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	132	201	0.66
鋼桁6 (SM490Y)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	引張力 (kN)	147	201	0.74

5.4.5 上揚力反力梁（アンカープレート）

上揚力反力梁（アンカープレート）における曲げ・軸力系の破壊,せん断破壊に対する照査結果を表5-20に示す。この結果から,上揚力反力梁（アンカープレート）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-20(1) 上揚力反力梁（アンカープレート）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	297	382	0.78
		せん断応力度 (N/mm ²)	28	217	0.13
		合成応力度 (-)	0.63	1.2	0.53
鋼桁2 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	260	315	0.83
		せん断応力度 (N/mm ²)	24	180	0.14
		合成応力度 (-)	0.7	1.2	0.59
鋼桁3 (SM490Y)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
		せん断応力度 (N/mm ²)	21	180	0.12
		合成応力度 (-)	0.51	1.2	0.43
鋼桁4 (SM570)	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	233	382	0.61
		せん断応力度 (N/mm ²)	22	217	0.11
		合成応力度 (-)	0.39	1.2	0.33

表 5-20(2) 上揚力反力梁（アンカープレート）の照査結果

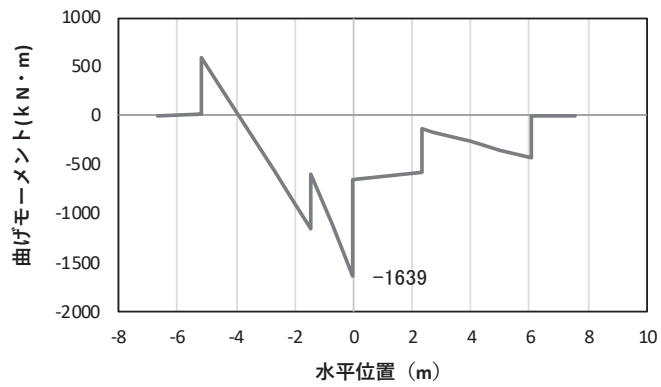
部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	192	315	0.61
		せん断応力度 (N/mm ²)	18	180	0.10
		合成応力度 (-)	0.39	1.2	0.33
鋼桁 6 (SM490Y)	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	216	315	0.69
		せん断応力度 (N/mm ²)	20	180	0.12
		合成応力度 (-)	0.49	1.2	0.41

5.5 フーチングの評価結果

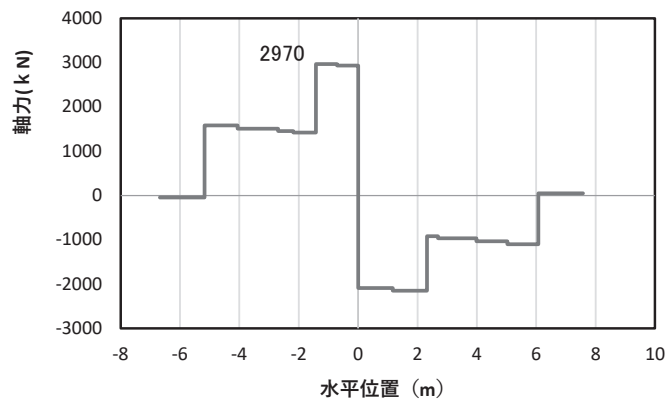
5.5.1 フーチング（本体）

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-14～図 5-19 に、照査結果を表 5-21～表 5-26 に示す。また、配筋概要図を図 5-20 に示す。なお、曲げモーメントの M_y は図 5-20 に示す y 軸周りのモーメントを、 M_z は z 軸周りのモーメントを示す。

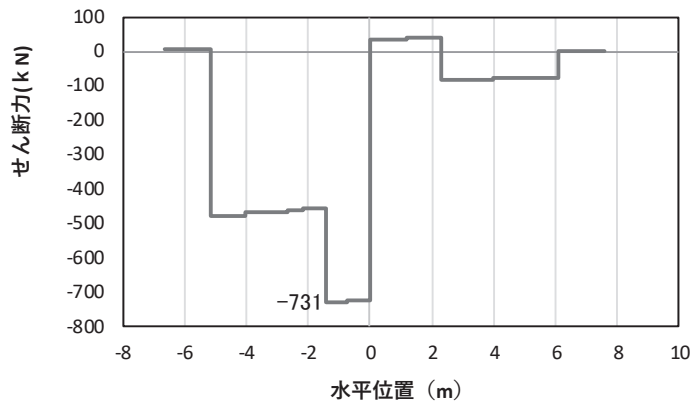
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



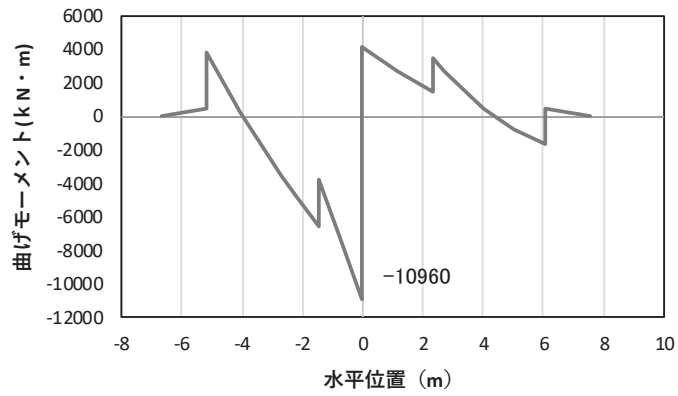
(b) 軸力 N_x (KN)



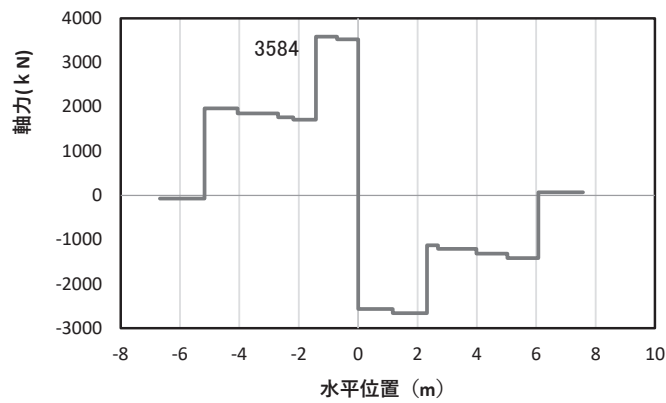
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

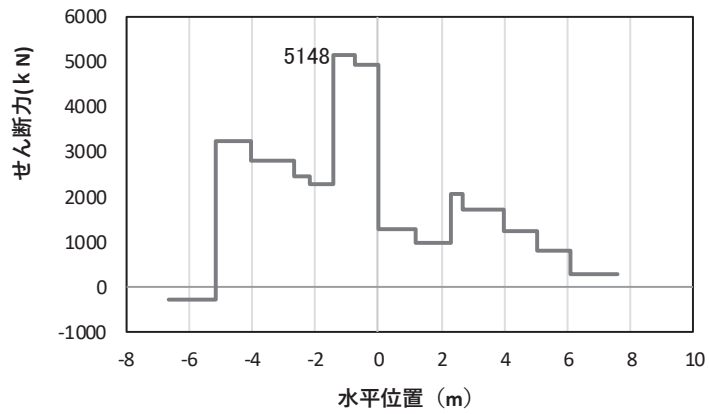
図5-14(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+), $t=25.31s$, M_y 最大)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(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)

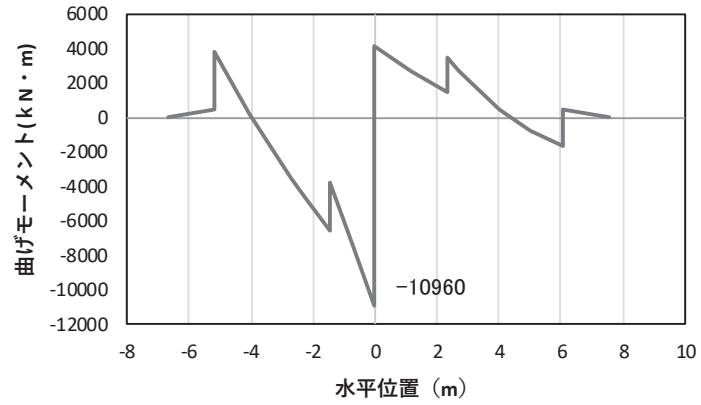
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(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

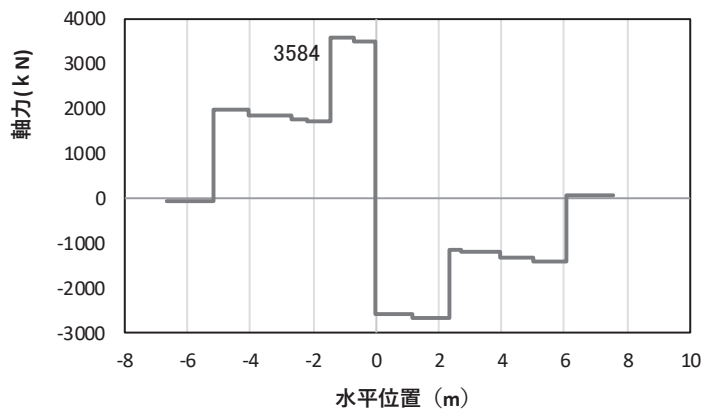
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+), $t = 10.44s$, M_z 最大)

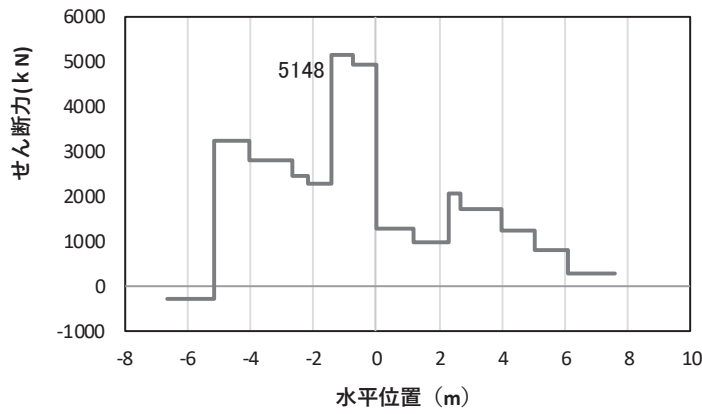
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



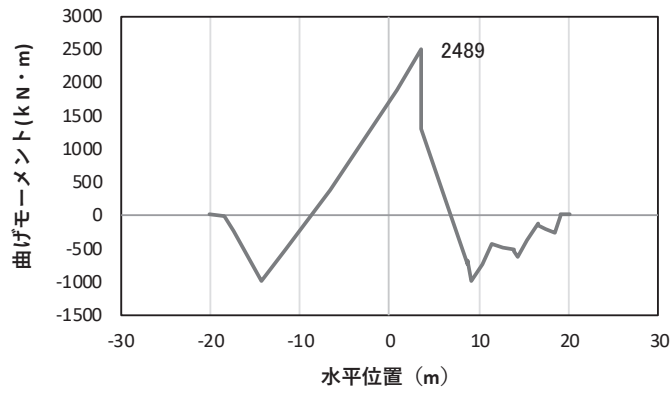
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

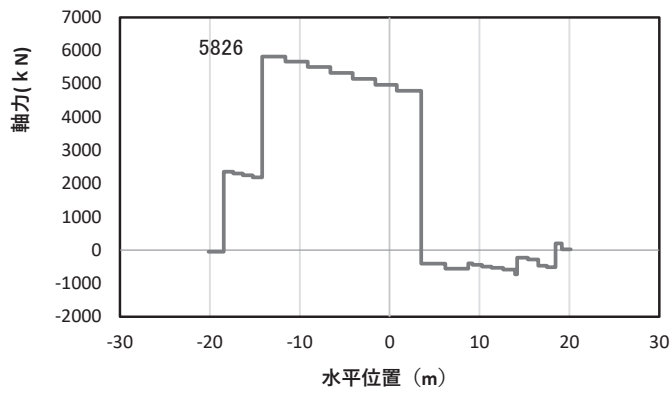
図 5-14(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 10.44s$)

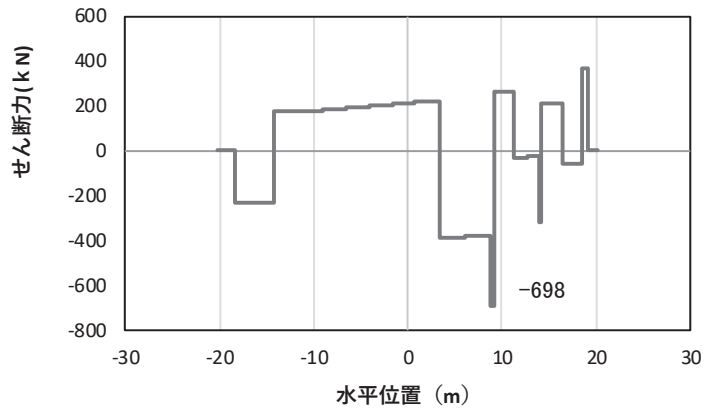
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(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)

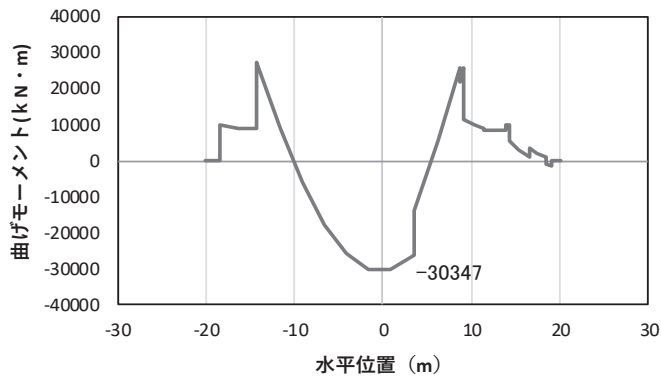
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(4) 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

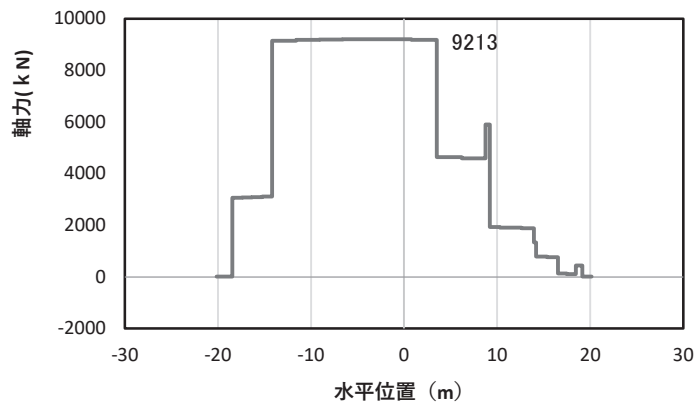
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎2, S d-D 2 (-+), $t=32.72s$, M_y 最大)

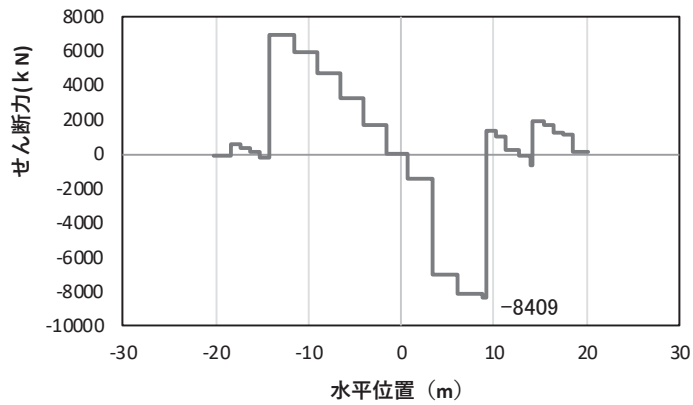
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントMz(KN・m)



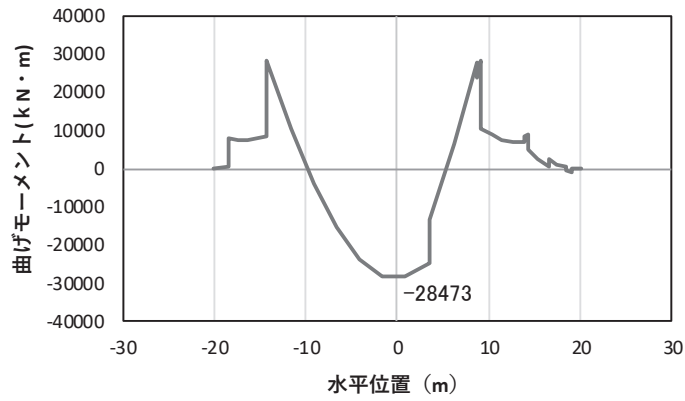
(b) 軸力Nx(KN)



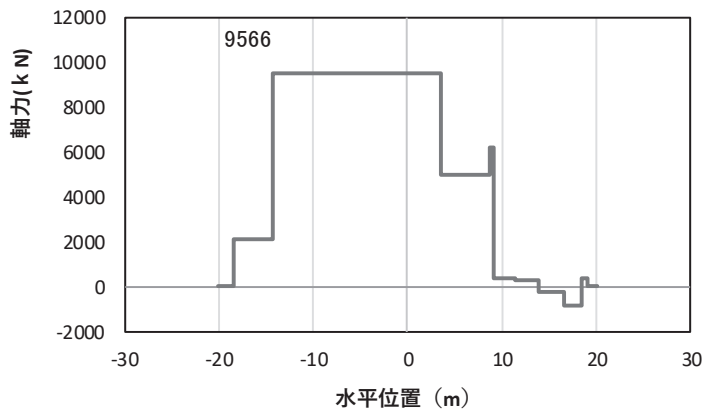
(c) せん断力Sy(KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

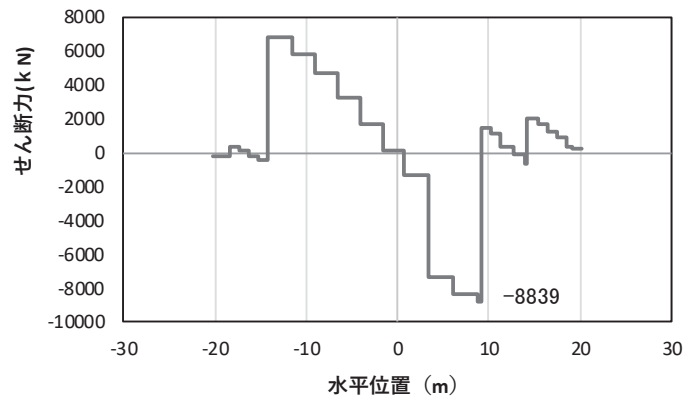
図5-14(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁1, 基礎2, Sd-D2 (-+), t=23.58s, Mz最大)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN・m)



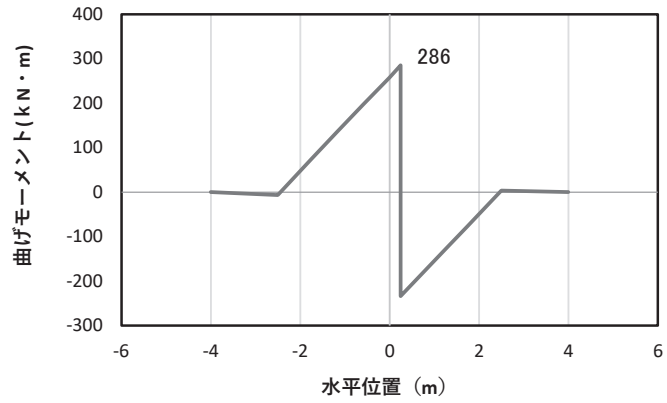
(b) 軸力 N_x (KN)



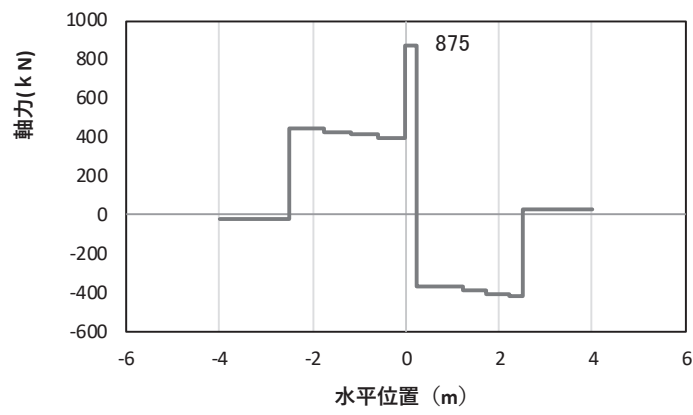
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

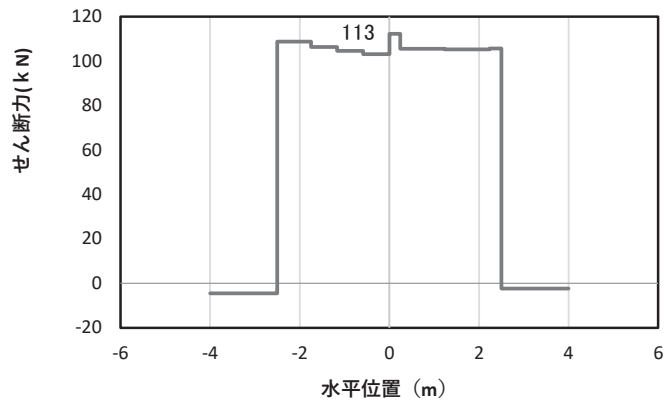
図 5-14(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 1, 基礎 2, S d - D 2 (-+), $t = 23.66s$)
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



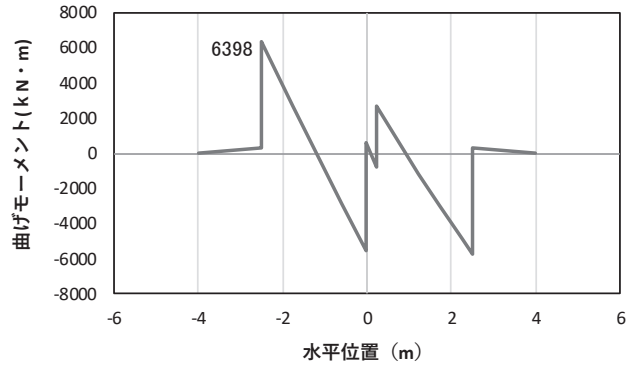
(b) 軸力 N_x (KN)



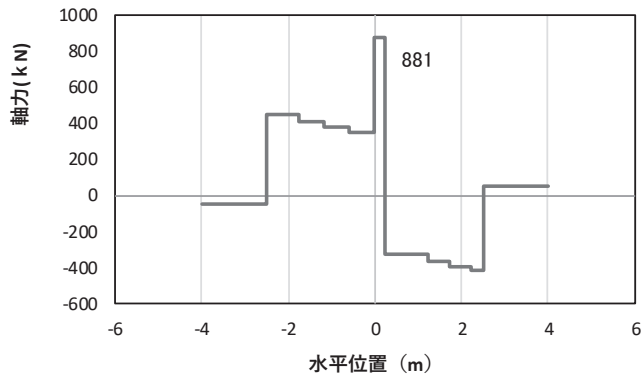
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

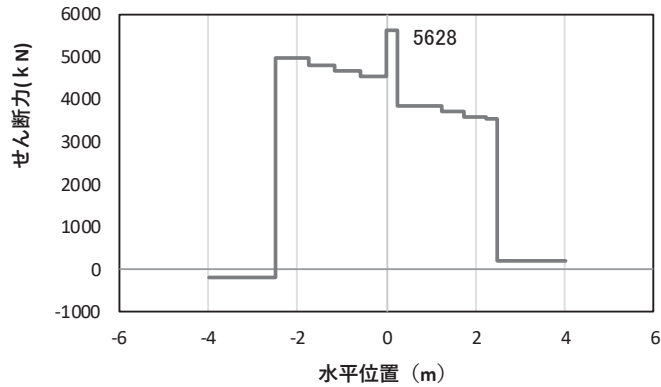
図 5-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d-D 2 (-+), $t = 13.64s$, M_y 最大)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



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



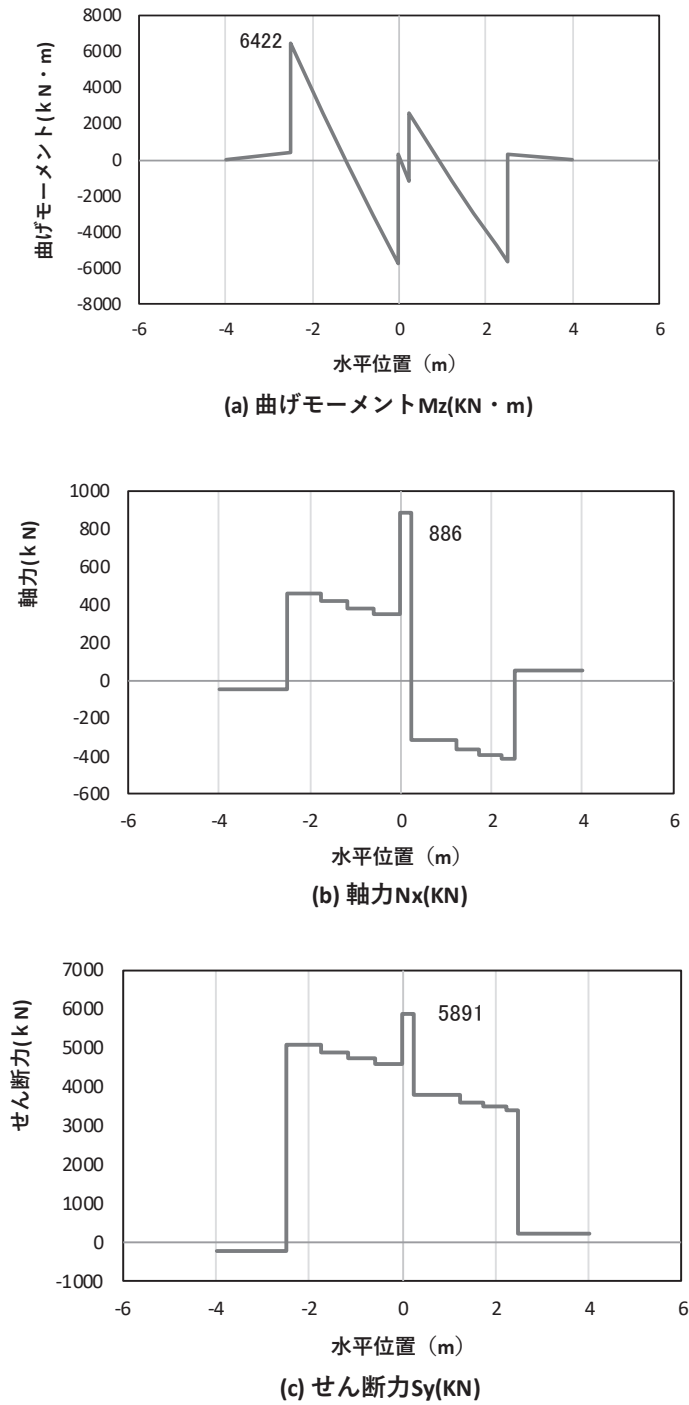
(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

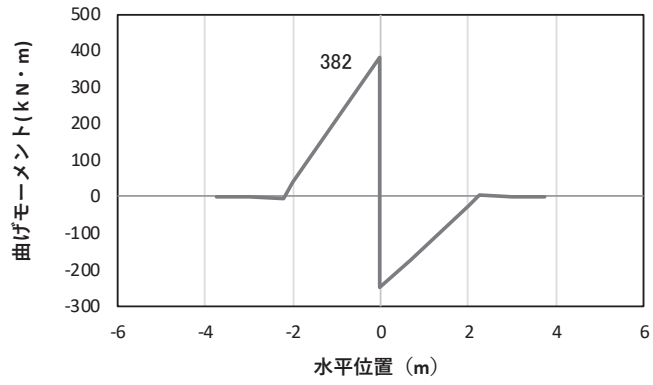
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-15(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
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁2, 基礎1, S d - D 2 (-+), $t = 25.43\text{s}$, M_z 最大)
 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

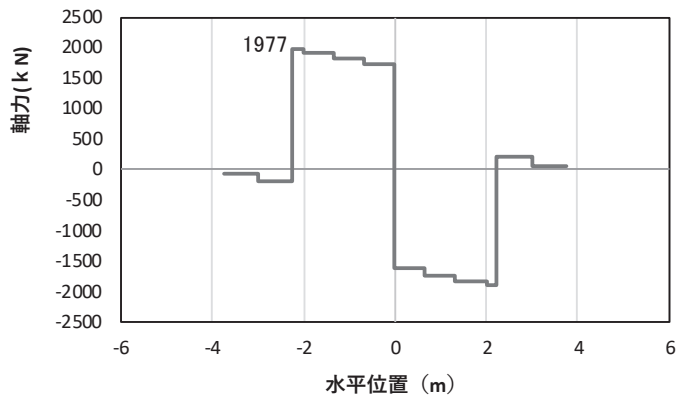


(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

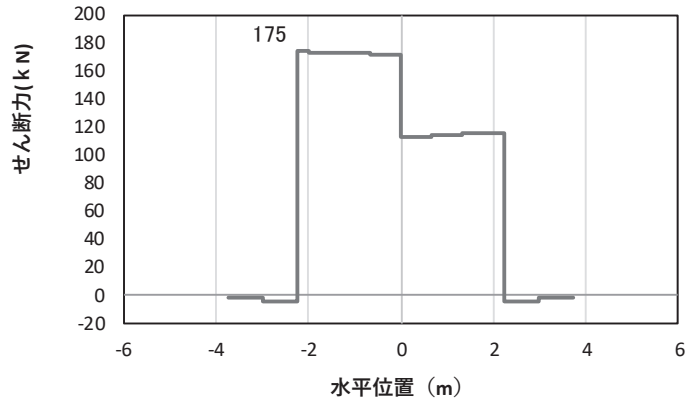
図 5-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 2, 基礎 1, S d - D 2 (---), $t = 25.44s$)
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN・m)



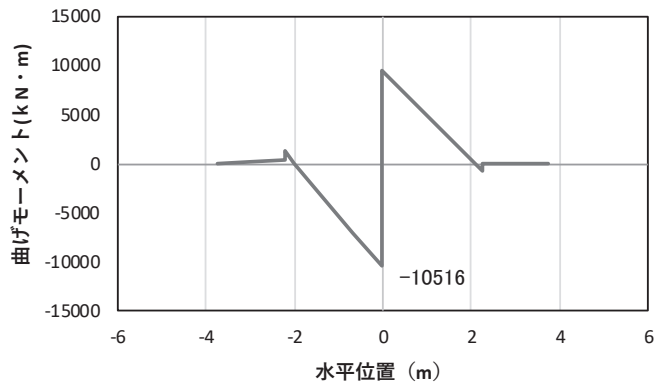
(b) 軸力 N_x (KN)



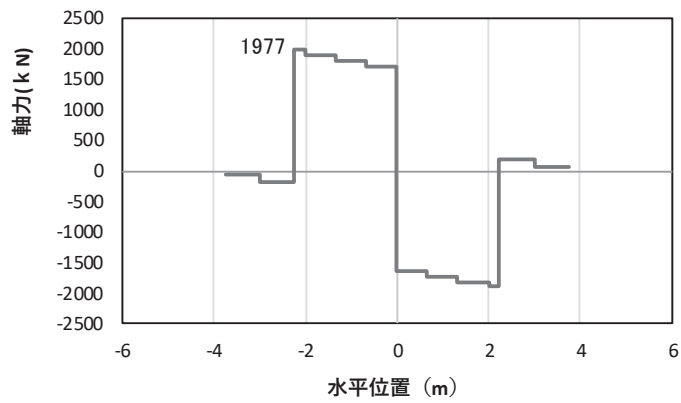
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

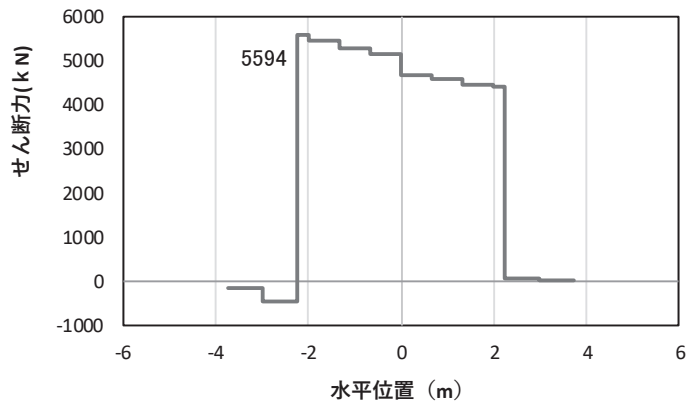
図5-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁3, 基礎2, S d-D 2 (—), $t=26.78s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



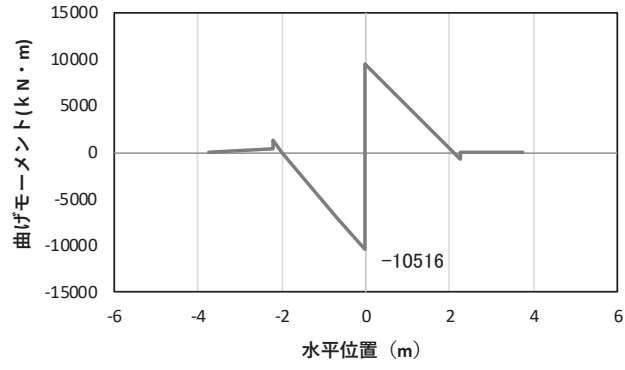
(b) 軸力 N_x (KN)



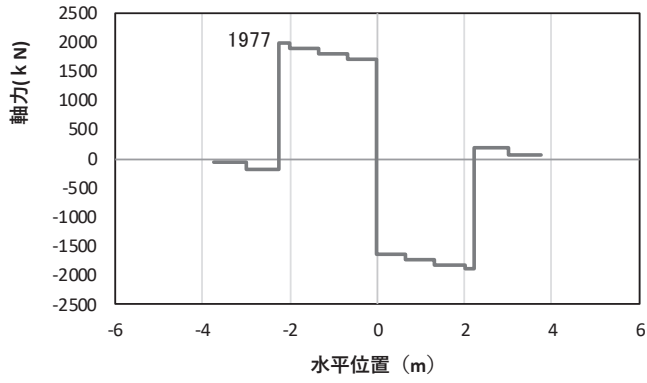
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

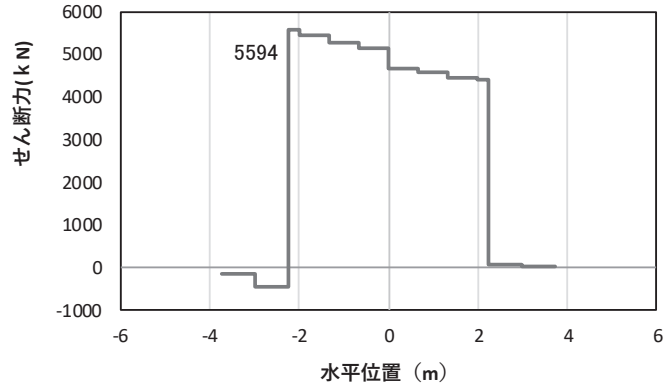
図 5-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (—), $t = 26.78s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



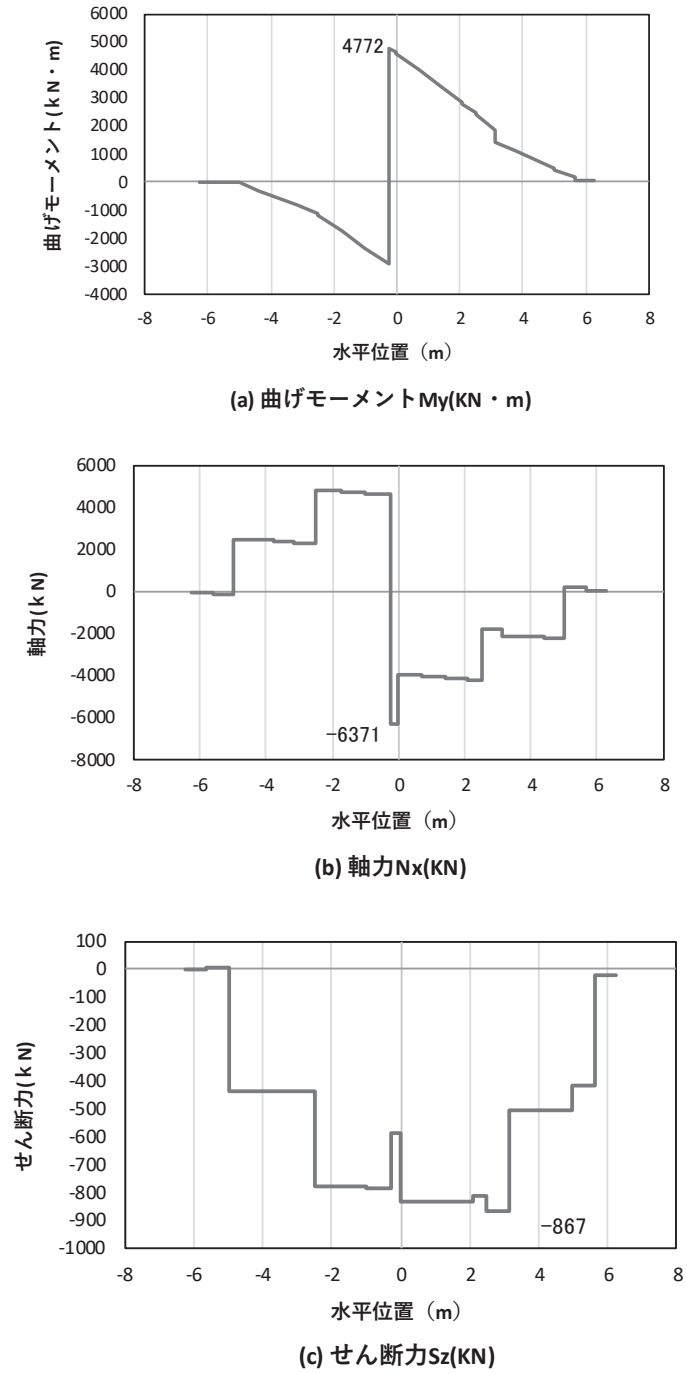
(b) 軸力 N_x (KN)



(c) せん断力 S_y (KN)

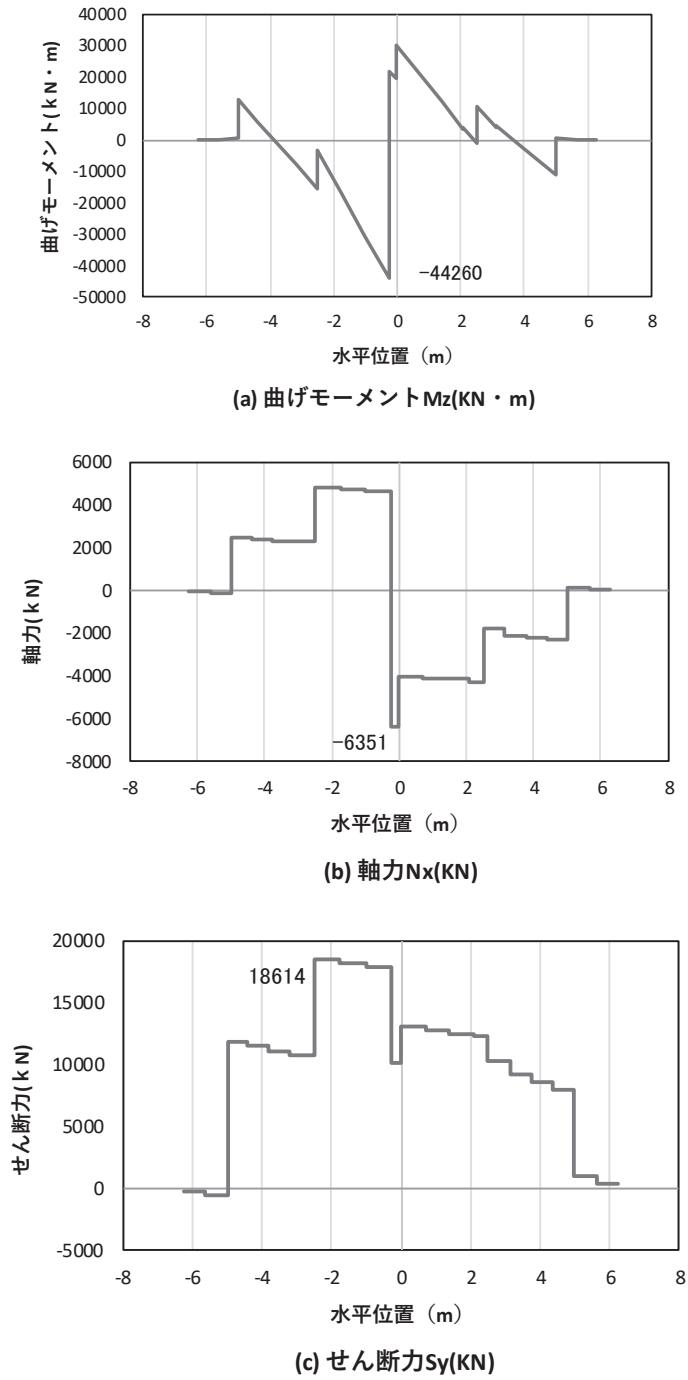
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-16(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
(鋼桁 3, 基礎 2, S d - D 2 (---), $t = 26.78s$)
解析ケース①: 基本ケース



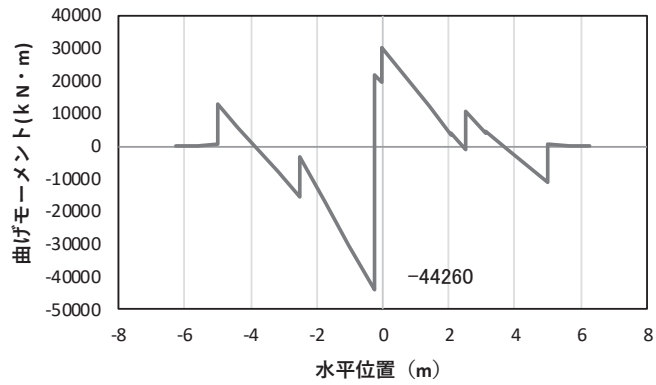
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(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
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (+-), $t=8.09s$, M_y 最大)
 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

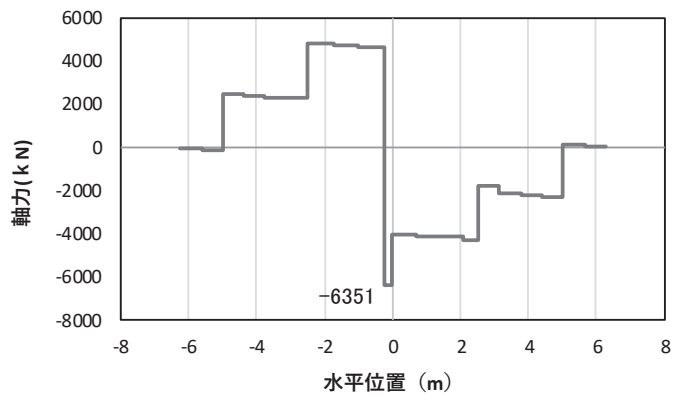


(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

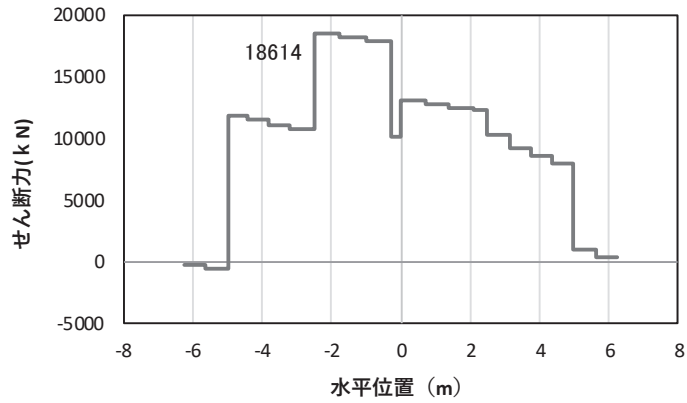
図 5-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (+-), $t=8.08s$, M_z 最大)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 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)

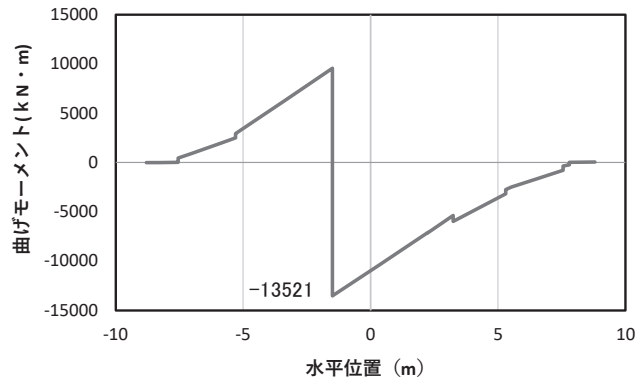
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(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

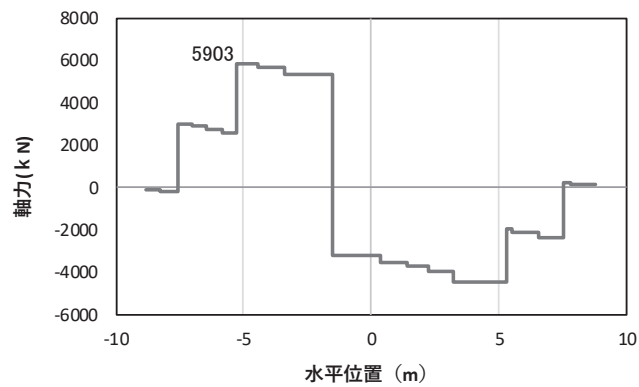
照査時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎1, S d-D 2 (+-), $t = 8.08s$)

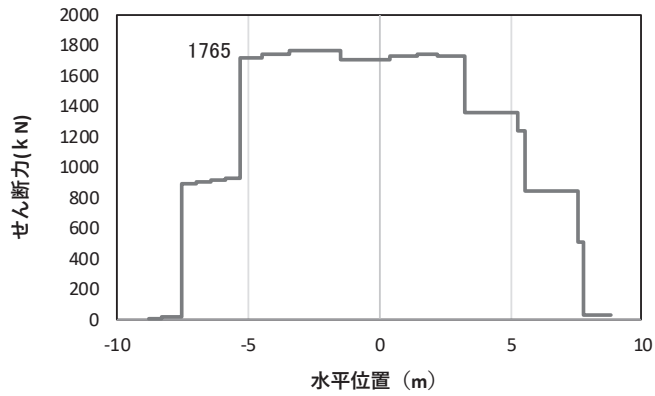
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (kN·m)



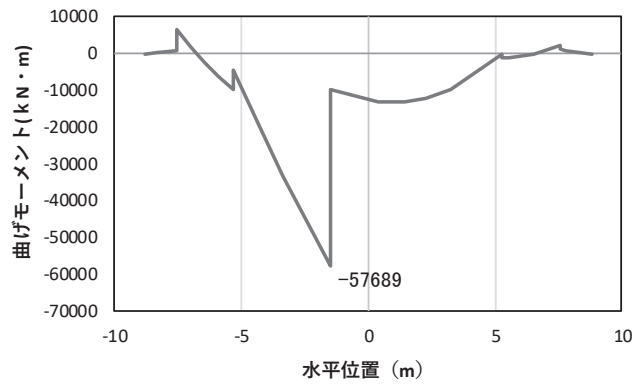
(b) 軸力 N_x (kN)



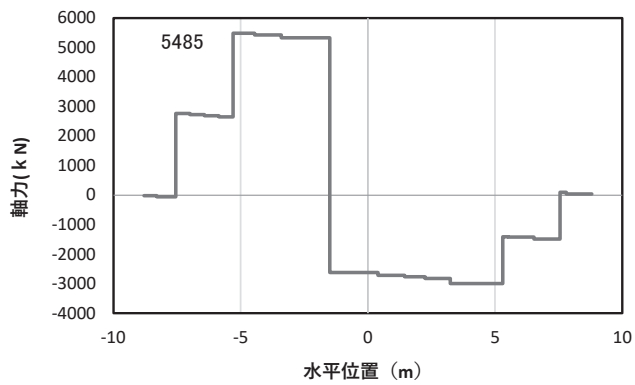
(c) せん断力 S_z (kN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

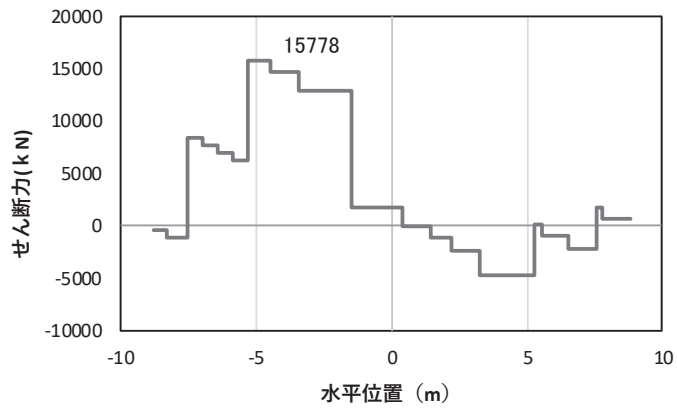
図 5-17(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t=8.52s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



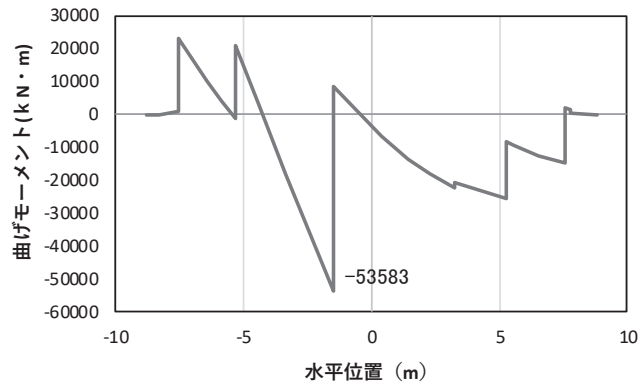
(b) 軸力 N_x (KN)



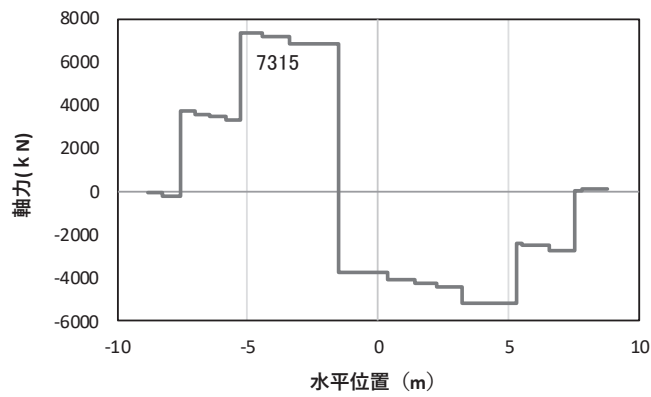
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

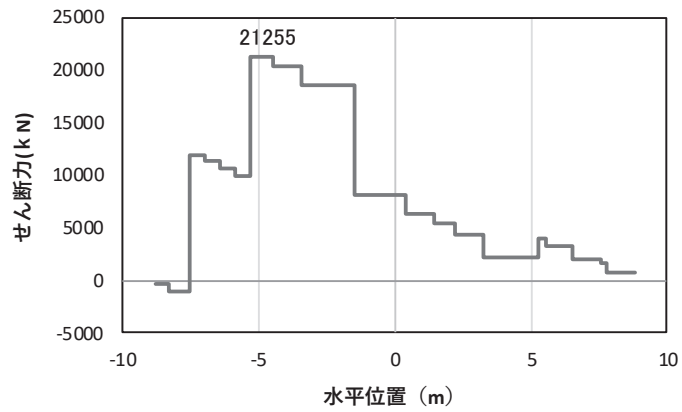
図 5-17(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t=8.49s, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



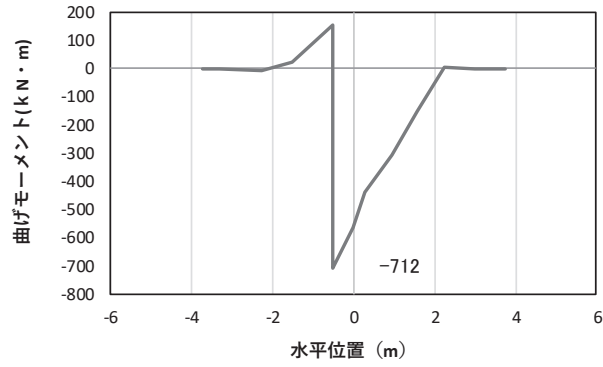
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

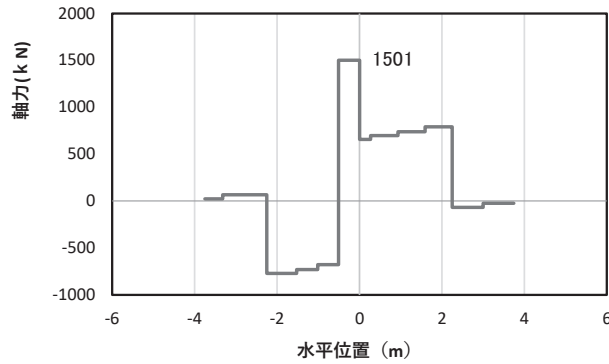
図 5-17(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力

(鋼桁 4, 基礎 2, S d - D 2 (+ -), $t = 8.08s$)

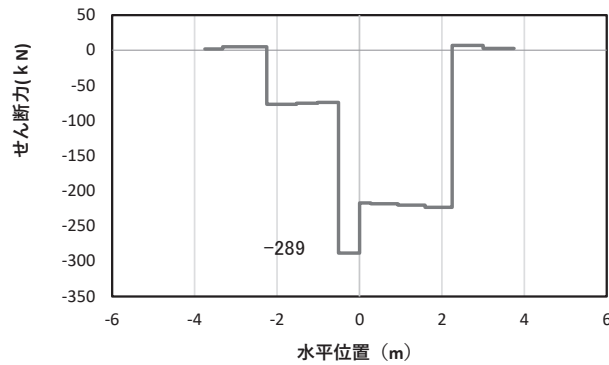
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



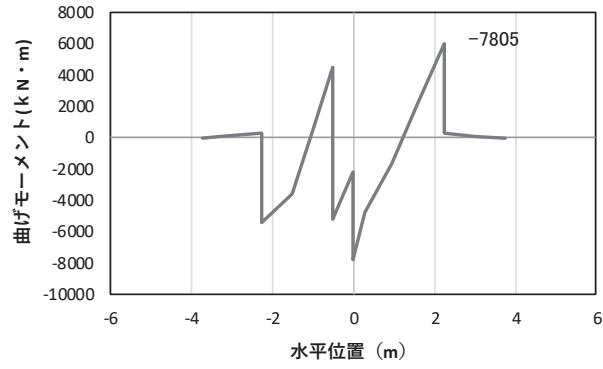
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

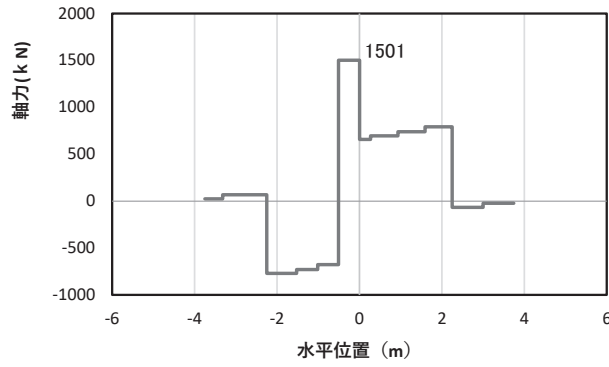
図 5-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 5, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 25.39s$, M_y 最大)

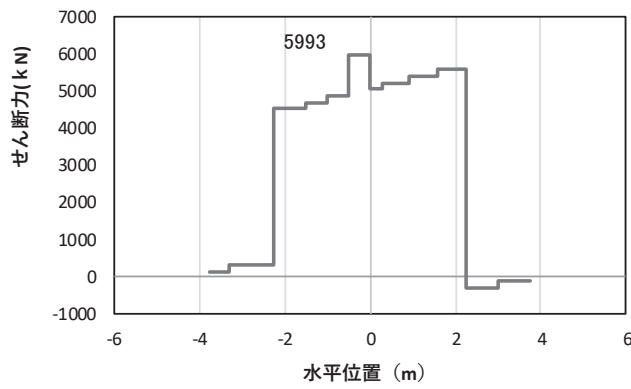
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



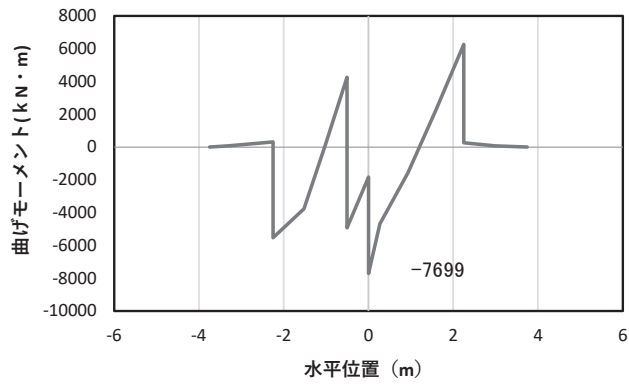
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

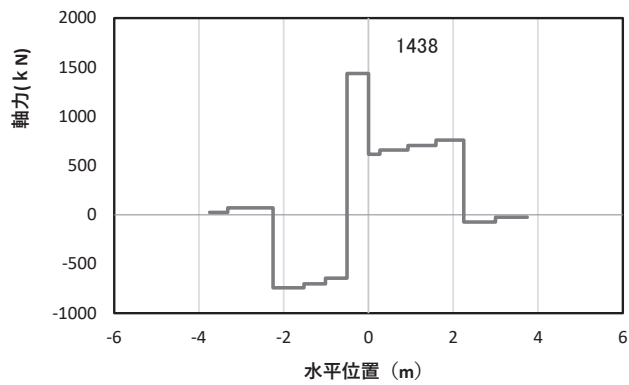
図5-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁5, 基礎1, S d-D 2 (-+), $t = 25.39s$, M_z 最大)

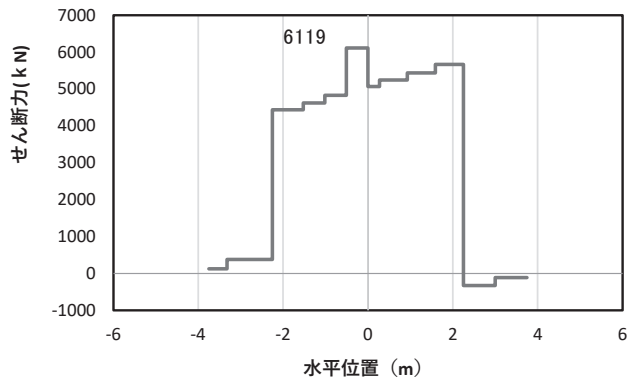
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



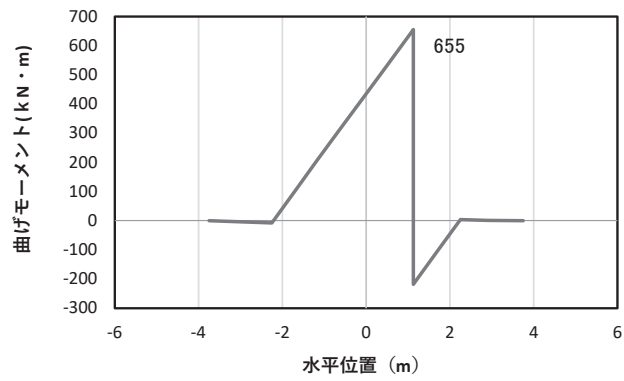
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

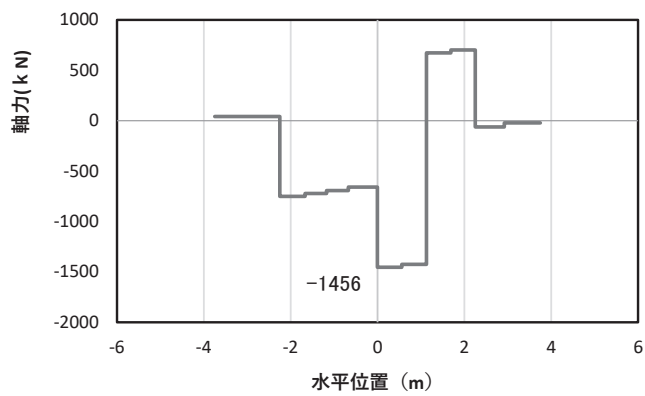
図 5-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力

(鋼桁 5, 基礎 1, S d - D 2 (- +), t = 25.40s)

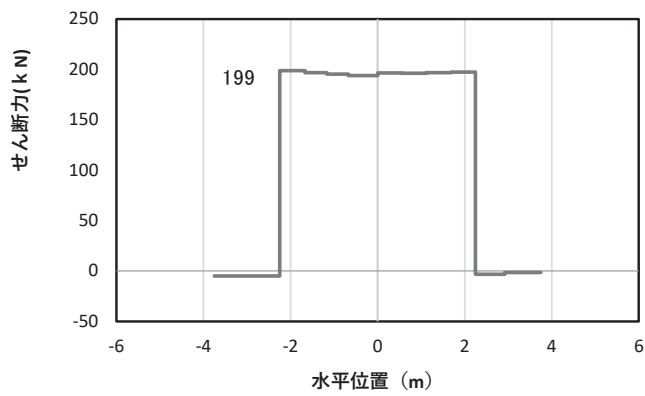
解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



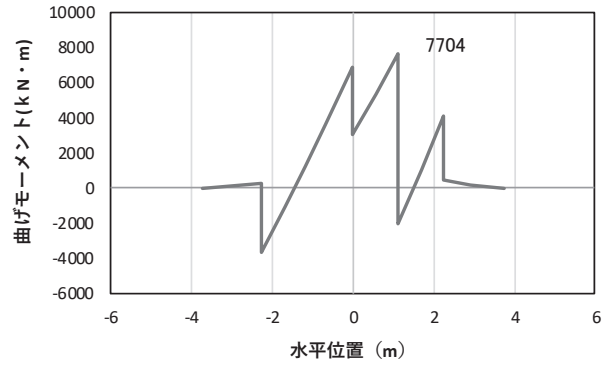
(b) 軸力 N_x (KN)



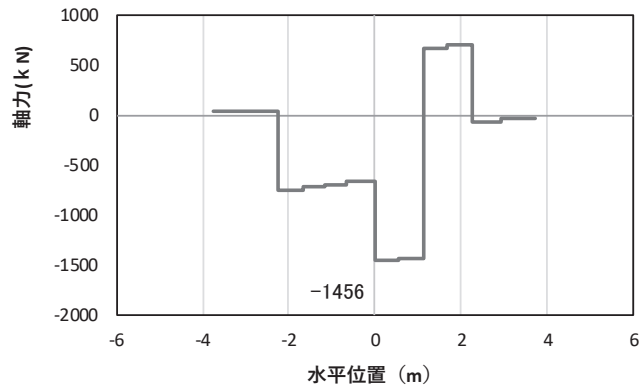
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

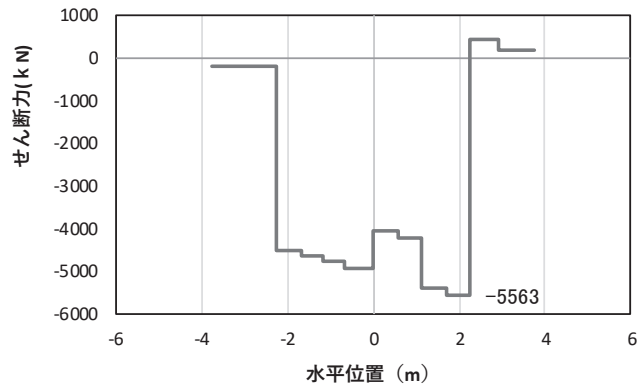
図 5-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 7.97s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN・m)



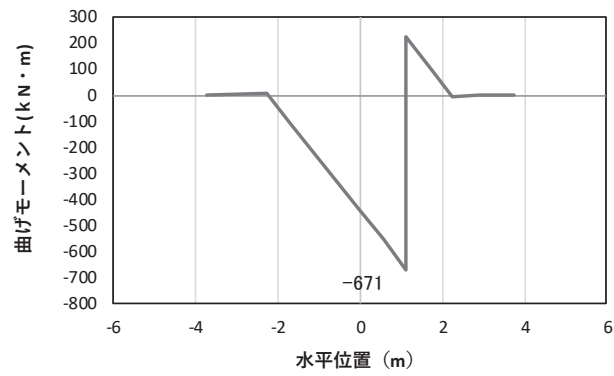
(b) 軸力 N_x (KN)



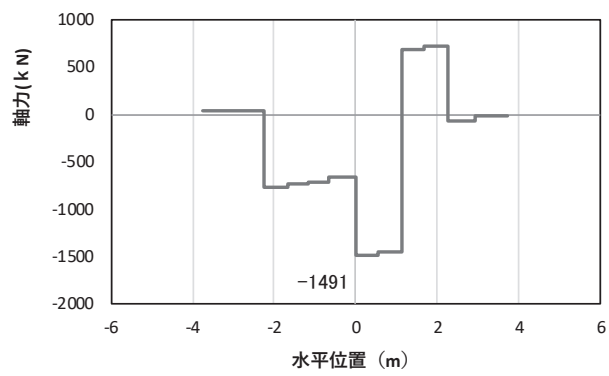
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

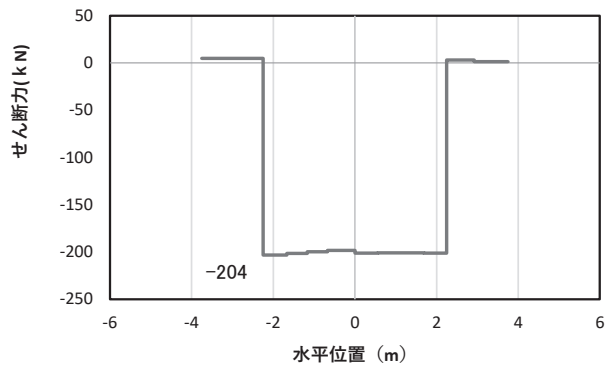
図 5-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S d-D 2 (-+), $t = 7.97s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



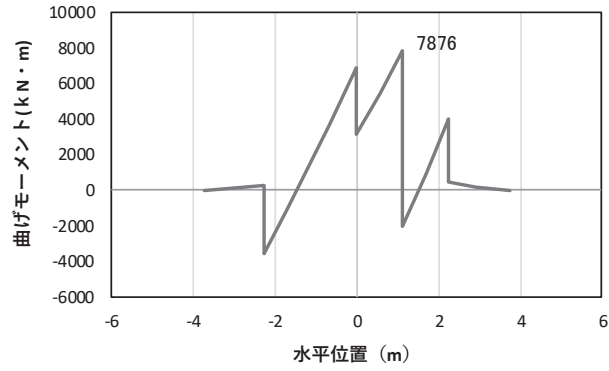
(b) 軸力 N_x (KN)



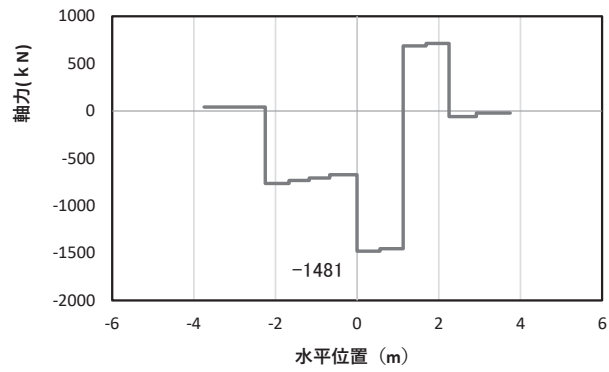
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

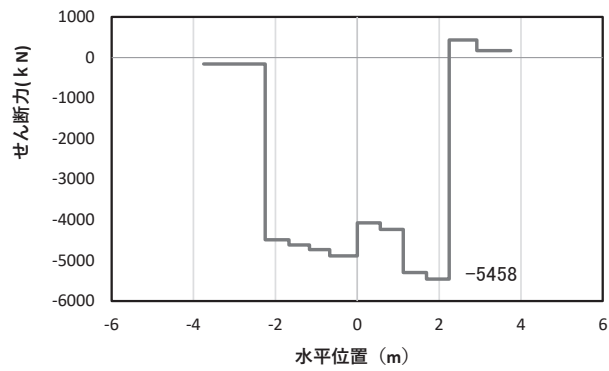
図 5-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t=7.97s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



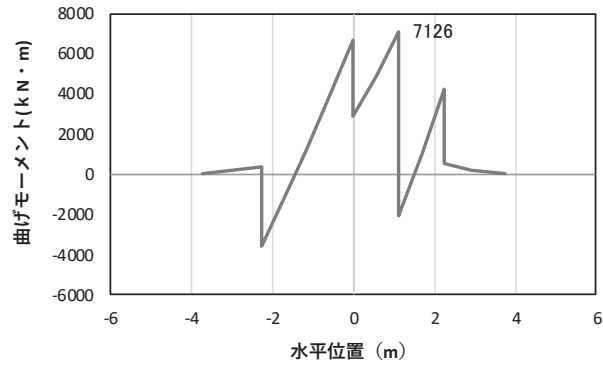
(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

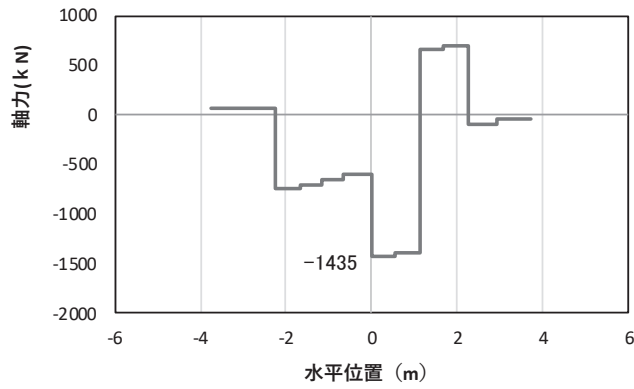
図 5-19(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (-+), $t = 7.98\text{s}$, M_z 最大)

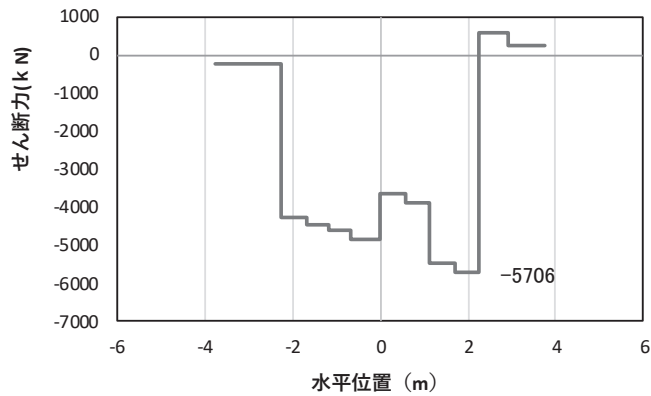
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_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 5-19(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
(鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 25.50s$)
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

表 5-21 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	M _y : -1639 M _z : 10960	3584	4.0	24.0	0.17
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	M _y : 2489 M _z : -30347	9387	7.2	24.0	0.30
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	M _y : 286 M _z : 6398	890	2.2	24.0	0.10
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M _y : 382 M _z : 10516	1977	3.9	24.0	0.17
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	②	M _y : 4772 M _z : 44260	4831	7.5	24.0	0.32
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	M _y : 13521 M _z : 57689	6045	5.4	24.0	0.23
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	M _y : 712 M _z : 7805	1501	2.8	24.0	0.12
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	①	M _y : 655 M _z : 7704	701	2.8	24.0	0.12

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 5-22 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	D41@150	M _y : -1639 M _z : 10960	-3223	168	435	0.39
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	D51@150 2 段	M _y : 2489 M _z : -30347	-1543	177	435	0.41
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	D38@150	M _y : 286 M _z : 6398	-862	99	435	0.23
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M _y : 382 M _z : 10516	-1905	170	435	0.40
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	②	D51@150	M _y : 4772 M _z : 44260	-6374	292	435	0.68
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D51@150	M _y : 13521 M _z : 57689	-4487	203	435	0.47
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	D38@150	M _y : 712 M _z : 7805	-771	115	435	0.27
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D38@150	M _y : 671 M _z : 7876	-1491	126	435	0.29

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 5-23 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)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	D29@150	5148	5406	19390	0.28
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	②	D29@150	8839	9281	20891	0.45
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	②	D32@300	5891	6186	18643	0.34
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32@300	5594	5874	18252	0.33
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	②	D19@300	18614	19545	36962	0.53
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	②	D19@300	21255	22318	71574	0.32
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	D32@150	6119	6425	21820	0.30
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	D32@150	5706	5992	26713	0.23

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

表 5-24 フーチングのねじり破壊に対する照査における最大照査値（軸方向鉄筋）

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 ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメ ント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	③	D41 @150	2000	20	168	188	435	0.44
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	③	D51 @150	2313	10	177	187	435	0.43
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	②	D38 @150	865	11	99	110	435	0.26
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38 @150	289	4	170	174	435	0.40
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	②	D51 @150	6902	31	292	323	435	0.75
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	②	D51 @150	15064	33	205	238	435	0.55
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	②	D38 @150	717	9	115	124	435	0.29
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D38 @150	843	10	124	134	435	0.31

表 5-25 フーチングのねじり破壊に対する照査における最大照査値
(横方向鉄筋 (鉛直))

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 ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメ ント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D29@ 150	2221	44	0	44	294	0.15
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	2431	24	0	24	294	0.09
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	869	28	0	28	294	0.10
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	417	14	0	14	294	0.05
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	7184	47	0	47	294	0.16
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	16125	55	0	55	294	0.19
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32@ 150	732	12	0	12	294	0.05
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D32@ 150	679	22	0	22	294	0.08

表 5-26 フーチングのねじり破壊に対する照査における最大照査値
(横方向鉄筋 (水平))

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 ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメン ト (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D29@ 150	2221	44	0	44	294	0.15
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	2431	24	0	24	294	0.09
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	869	28	0	28	294	0.10
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	417	14	0	14	294	0.05
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	7184	47	0	47	294	0.16
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	16125	47	0	47	294	0.16
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32@ 150	732	12	0	12	294	0.05
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D32@ 150	679	22	0	22	294	0.08

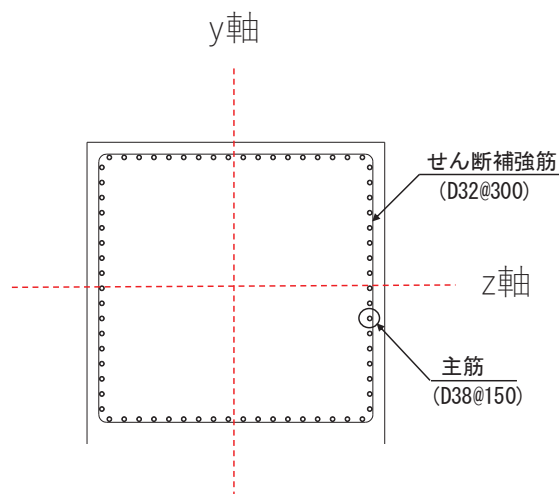


図 5-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

5.5.2 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 5-27～表 5-29 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 5-27 フーチング（接続部）の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力*	曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 183 Mz : 59	0.9	16.5	0.06
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 94 Mz : 30	0.2	16.5	0.02
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	②	My : 159 Mz : 92	1.0	16.5	0.07
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 60 Mz : 21	0.2	16.5	0.02
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 33 Mz : 20	0.1	16.5	0.01
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 45 Mz : 30	0.1	16.5	0.01
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 34 Mz : 16	0.3	16.5	0.02
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	②	My : 29 Mz : 16	0.3	16.5	0.02

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

表 5-28 フーチング（接続部）の曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力*	引張 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げ モーメント (kN・m)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 207 Mz : 59	47	294	0.16
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	My : 94 Mz : 30	11	294	0.04
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	②	D25 @300	My : 159 Mz : 92	45	294	0.16
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @300	My : 60 Mz : 21	11	294	0.04
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @150	My : 33 Mz : 20	5	294	0.02
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @150	My : 45 Mz : 30	4	294	0.02
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 34 Mz : 16	13	294	0.05
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	②	D25 @300	My : 29 Mz : 16	11	294	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小値を抽出した上で、曲げモーメント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 5-29 フーチング（接続部）のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	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)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	③	D22 @300	392	412	3644	0.12
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @150	302	318	8843	0.04
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	②	D22 @300	235	247	2836	0.09
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	桁軸 直交	③	D22 @300	201	212	5272	0.05
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	136	143	6653	0.03
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	155	163	6119	0.03
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	108	114	3675	0.04
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	桁軸 直交	②	D22 @300	91	96	4962	0.02

注記*：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a (1.05)

5.6 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の評価結果

5.6.1 鋼桁1

断面計算に用いた断面諸元を表5-30及び表5-31に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図5-21に、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表5-32～表5-36に示す。また、杭頭配筋概要図を図5-22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、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-30 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭断面諸元（鋼桁1）

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁1 (基礎1)	φ1500	SM570 (t=22mm)	(上杭) O.P.+10.0m～ O.P.+7.1m	21	0.974×10 ⁵	0.355×10 ⁸
		SKK490 (t=22mm)	(中杭) O.P.+7.1m～ O.P.+4.6m	21	0.974×10 ⁵	0.355×10 ⁸
		SKK490 (t=16mm)	(下杭) O.P.+4.6m～ O.P.-14.965m	15	0.699×10 ⁵	0.256×10 ⁸
鋼桁1 (基礎2)	φ1700	場所打ち コンクリート杭 (鋼管杭巻立)	(上杭) O.P.+10.3m～ O.P.+1.9m	24 (鋼管杭)	1.264×10 ⁵	0.521×10 ⁸
	φ2000	場所打ち コンクリート杭	(下杭) O.P.+1.9m～ O.P.-15.408m	-	3.142×10 ⁶	9.251×10 ⁸

注記*：「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき腐食代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。

表 5-31 杭頭部断面諸元

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 1 (基礎 1)	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440
鋼桁 1 (基礎 2)	1700	2100	50	SD490	D51	38 (24-14)	740, 470

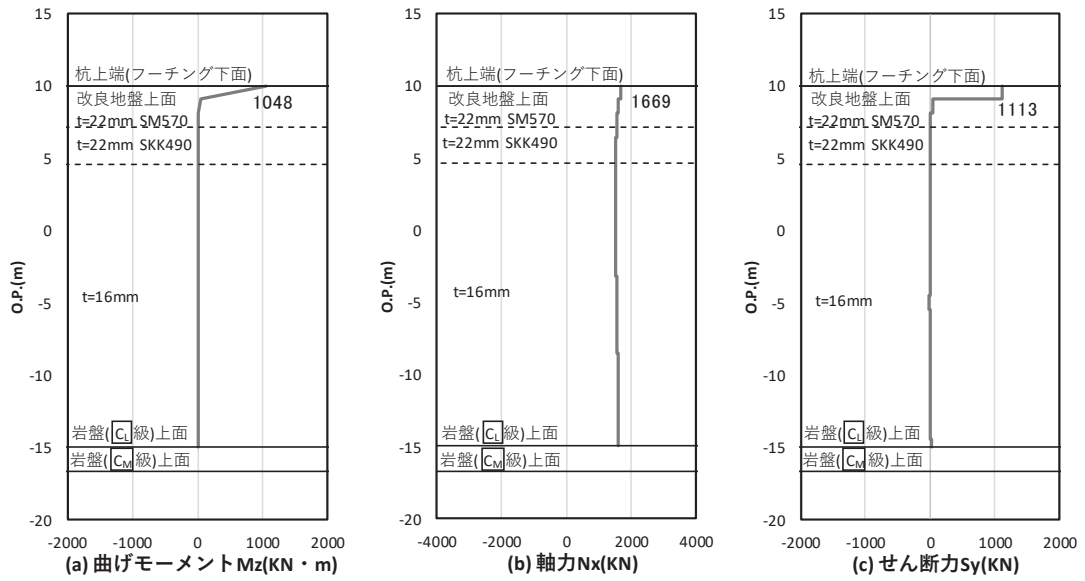


図 5-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S d-D 2 (-+), t = 20.42s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

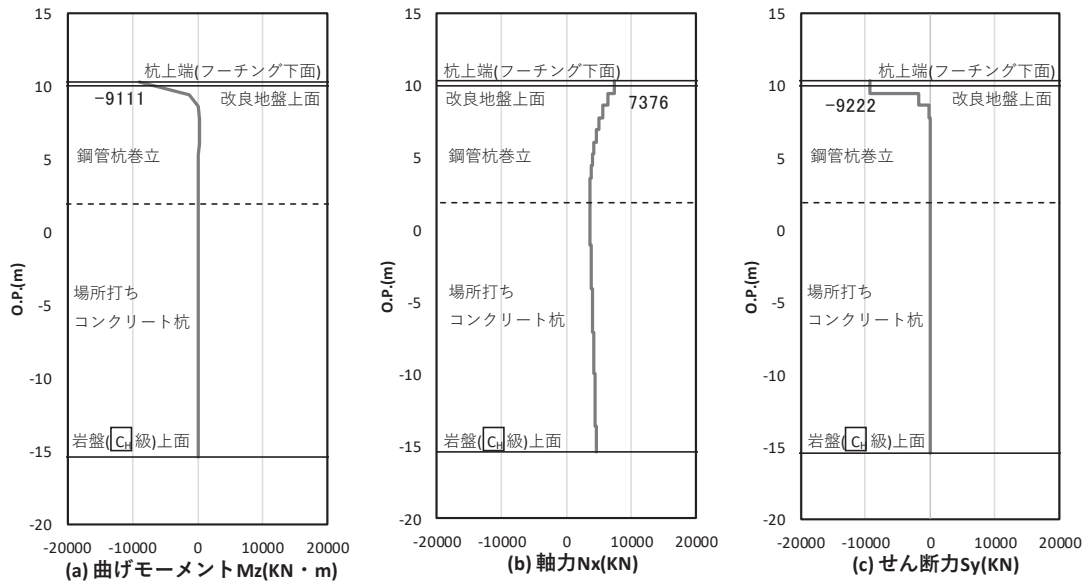


図 5-21(2) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t = 23.57s)
 解析ケース①: 基本ケース

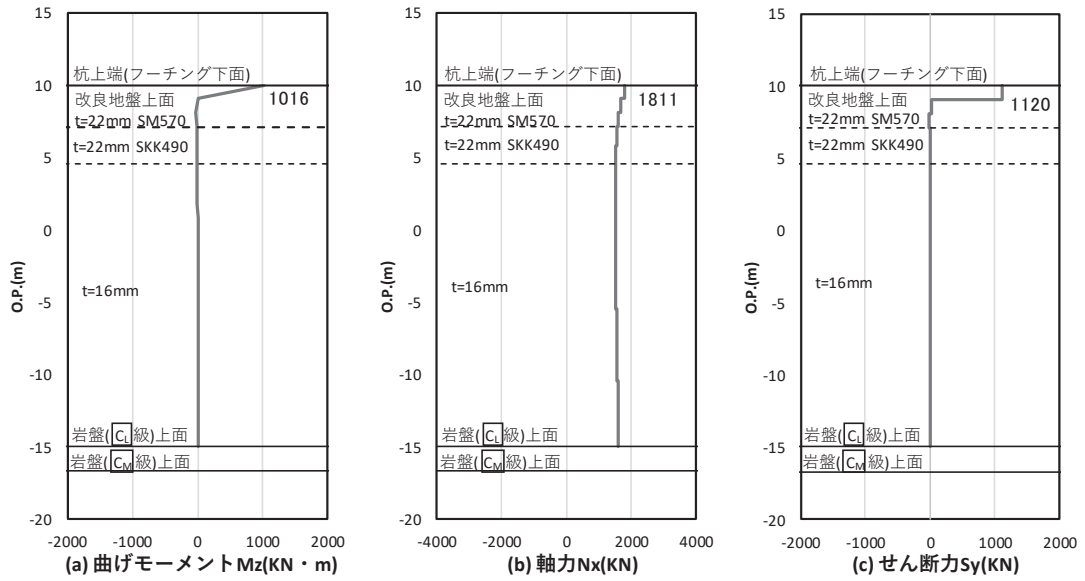


図 5-21 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S d - D 2 (- +), t = 28.63s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

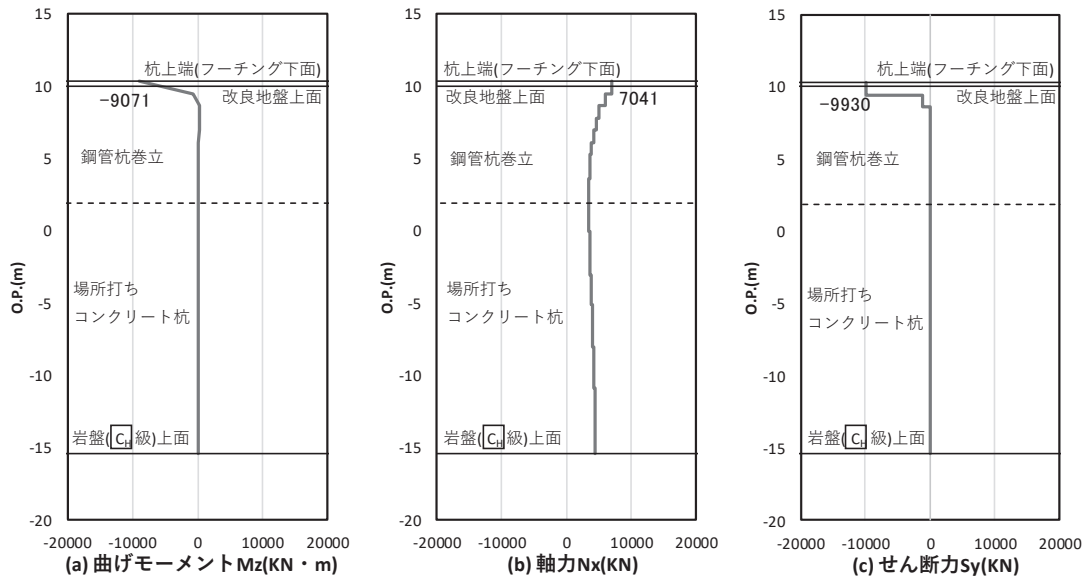


図 5-21 (4) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S d - D 2 (- +), t = 23.66s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-32 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	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)		
基礎 1-3 (上杭)	S d-D 2 (-+)	②	1048	1669	15361	0.07

注記*：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 5-33 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	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)		
基礎 2-2 (上杭)	S d-D 2 (-+)	①	9111	-1145	26781	0.35

注記*：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 5-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-3 (上杭)	S d-D 2 (-+)	②	1120	23	260	0.09

表 5-35 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		照査値 (a/b)
			せん断力 (kN) (a)	せん断耐力 (kN) (b)	
基礎 2-2 (上杭)	S d - D 2 (-+)	②	9930	17125	0.58

表 5-36 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 1）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	
基礎 1-3	S d - D 2 (-+)	②	1048	12928	0.09
基礎 2-3	S d - D 2 (-+)	②	9117	18037	0.51

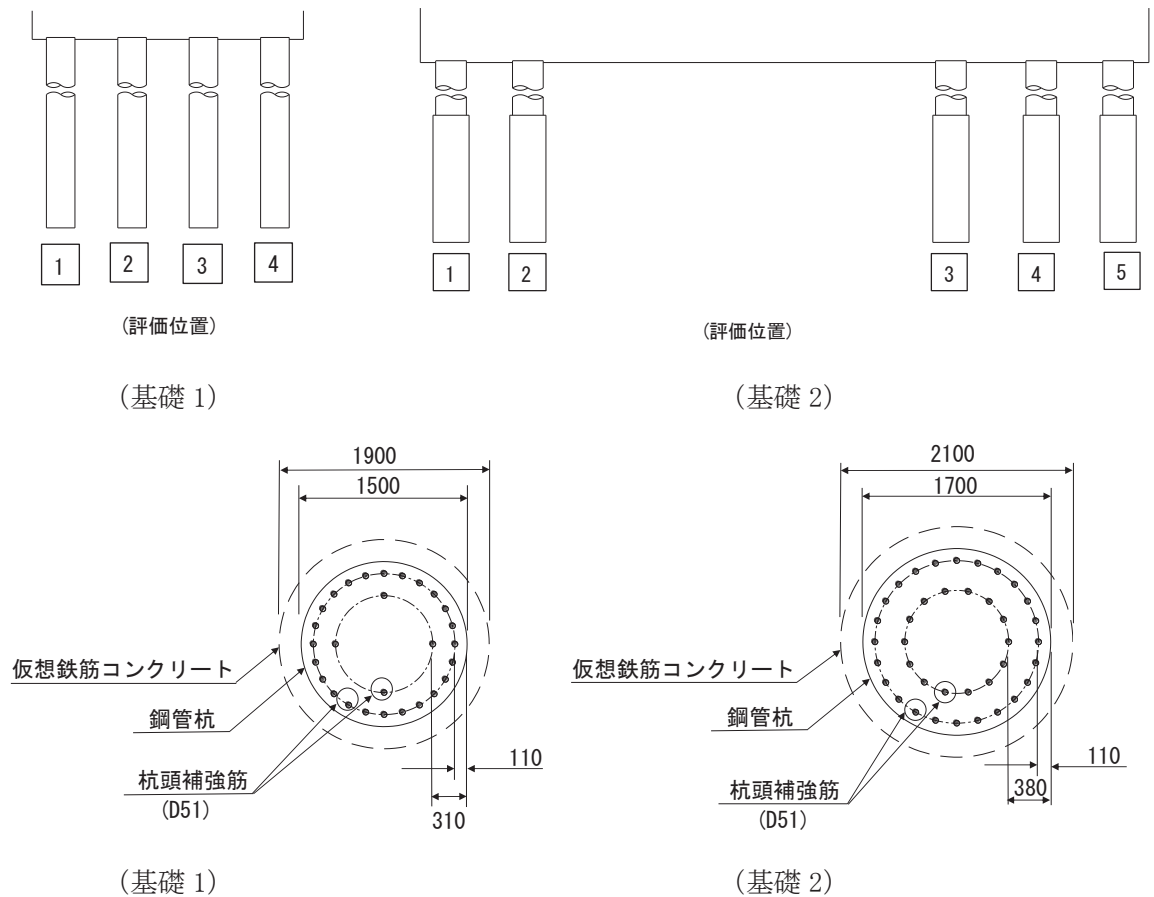


図 5-22 杭頭配筋概要図（鋼桁 1）

5.6.2 鋼桁 2

断面計算に用いた断面諸元を表 5-37 及び表 5-38 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-23 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-39～表 5-41 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-24 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 5-37 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 2	φ 1500	SM570 (t = 24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 411m	23	1. 066×10 ⁵	0. 387×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +2. 411m～ O. P. +0. 411m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. +0. 411m～ O. P. -5. 589m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -5. 589m～ O. P. -9. 703m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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。

表 5-38 杭頭部断面諸元

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 2	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

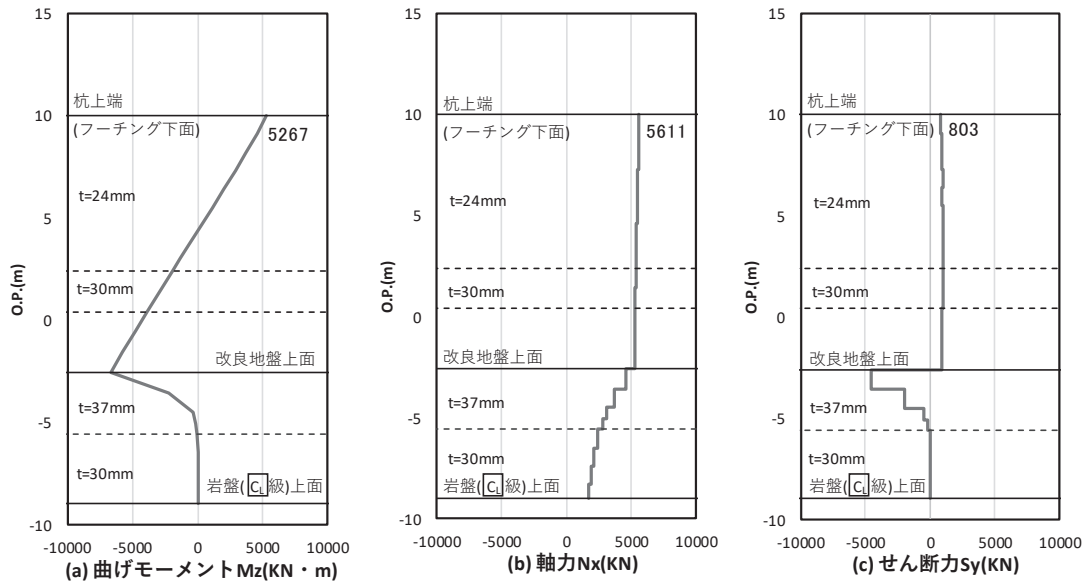


図 5-23 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d-D 2 (---), t = 25.43s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

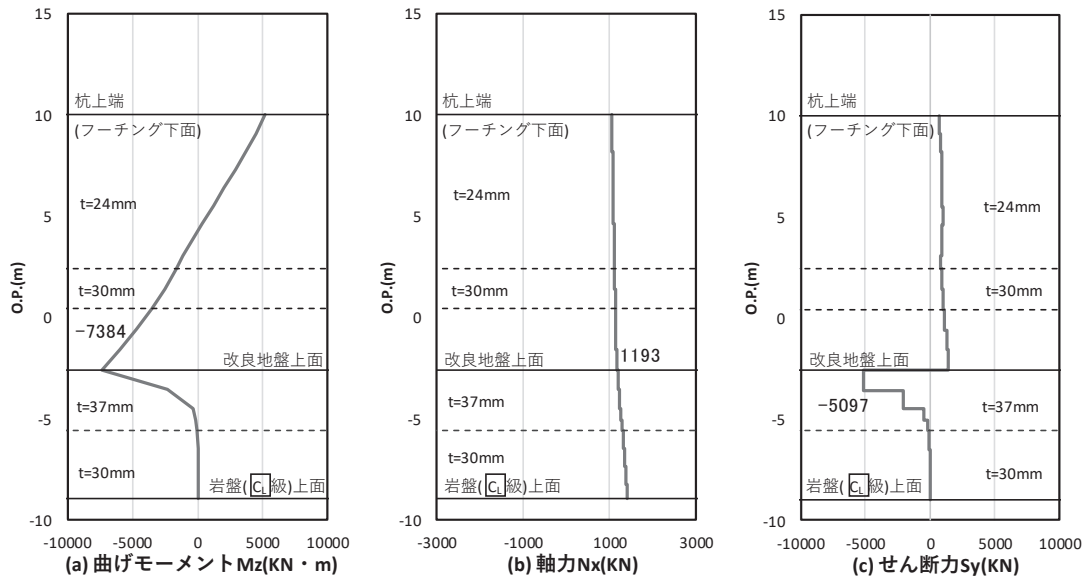


図 5-23 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, S d-D 2 (---), t = 25.41s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-39 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 2）

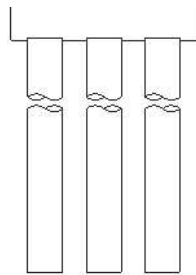
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-1 (上杭)	S d-D 2 (--)	②	5267	5611	15379	0.35

表 5-40 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (中杭②)	S d-D 2 (--)	②	5097	62	260	0.24

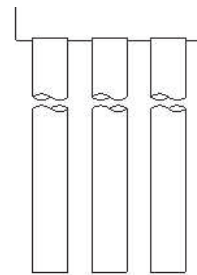
表 5-41 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 2）

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)		
基礎 1-1	S d-D 2 (--)	②	5267	14137	0.38



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

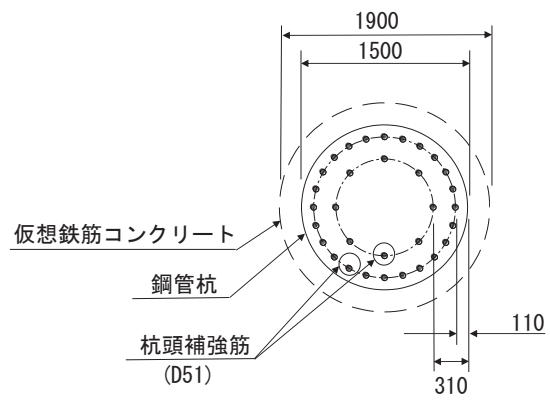


図 5-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)

5.6.3 鋼桁3

断面計算に用いた断面諸元を表5-42及び表5-43に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図5-25に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表5-44～表5-46に示す。また、杭頭配筋概要図を図5-26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5-42 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁3	φ1500	SM570	O.P. 10.0m～ O.P. -6.2m	19	0.883×10 ⁵	0.322×10 ⁸

注記*：「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき腐食代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。

表5-43 杭頭部断面諸元

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁3	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440

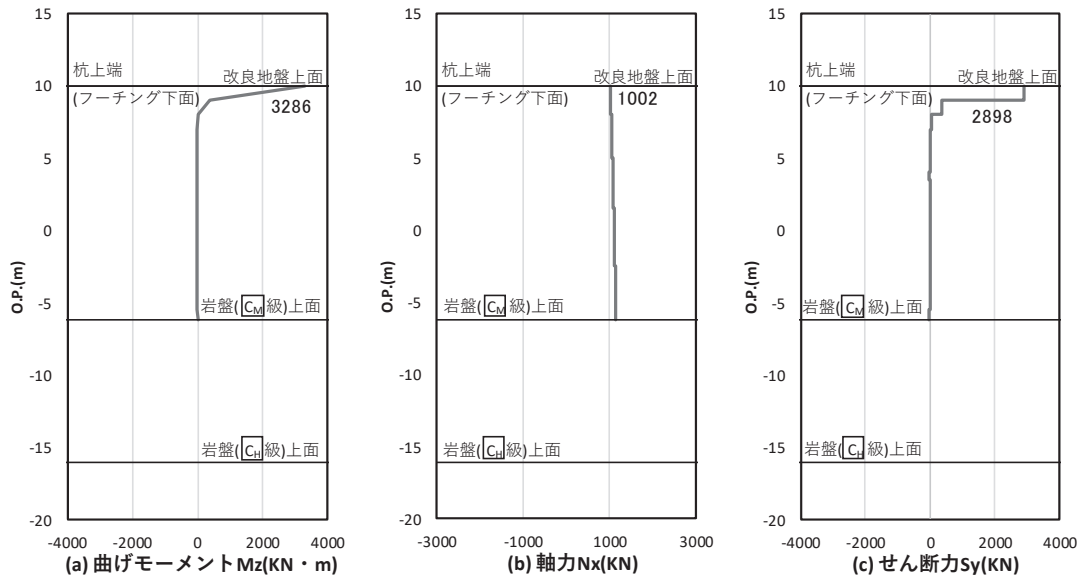


図 5-25(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (—), t = 26.78s)
 解析ケース①：基本ケース

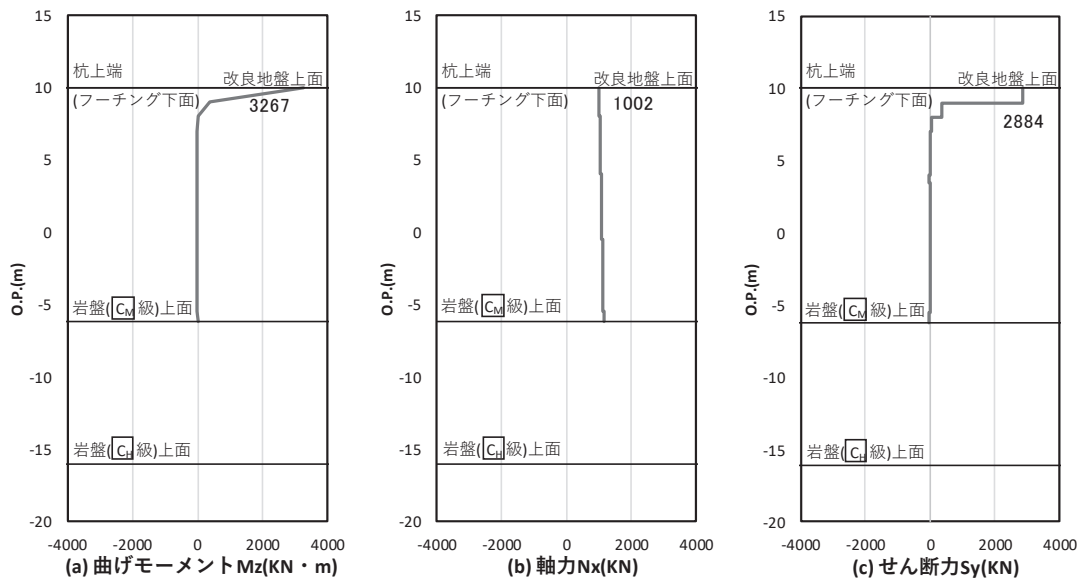


図 5-25(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t = 26.78s)
 解析ケース①：基本ケース

表 5-44 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

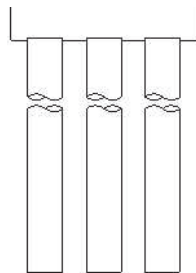
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-2	S d-D 2 (--)	①	3286	1002	14137	0.24

表 5-45 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 3）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 2-2	S d-D 2 (-+)	①	2884	66	260	0.26

表 5-46 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 3）

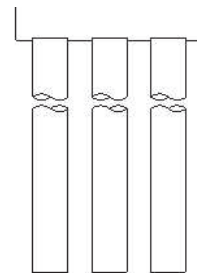
断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-2	S d-D 2 (--)	①	3286	12928	0.26



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

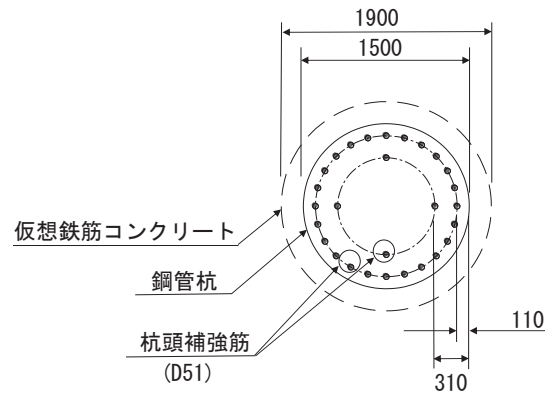


図 5-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

5.6.4 鋼桁4

断面計算に用いた断面諸元を表5-47及び表5-48に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図5-27に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表5-49～表5-51に示す。また、杭頭配筋概要図を図5-28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5-47 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁4 (南側)	φ1500	SM570	O.P. +9.3m～ O.P. -14.552m	22	1.020×10 ⁵	0.371×10 ⁸
鋼桁4 (北側)	φ1500	SM570 (t=20mm)	(上杭) O.P. 9.3m～ O.P. +6.3m	19	0.883×10 ⁵	0.322×10 ⁸
	φ1500	SM570 (t=15mm)	(下杭) O.P. +6.3m～ O.P. -18.2m	14	0.653×10 ⁵	0.240×10 ⁸

注記*：「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき腐食代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。

表5-48 鋼管杭断面諸元（杭頭部）

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁4	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

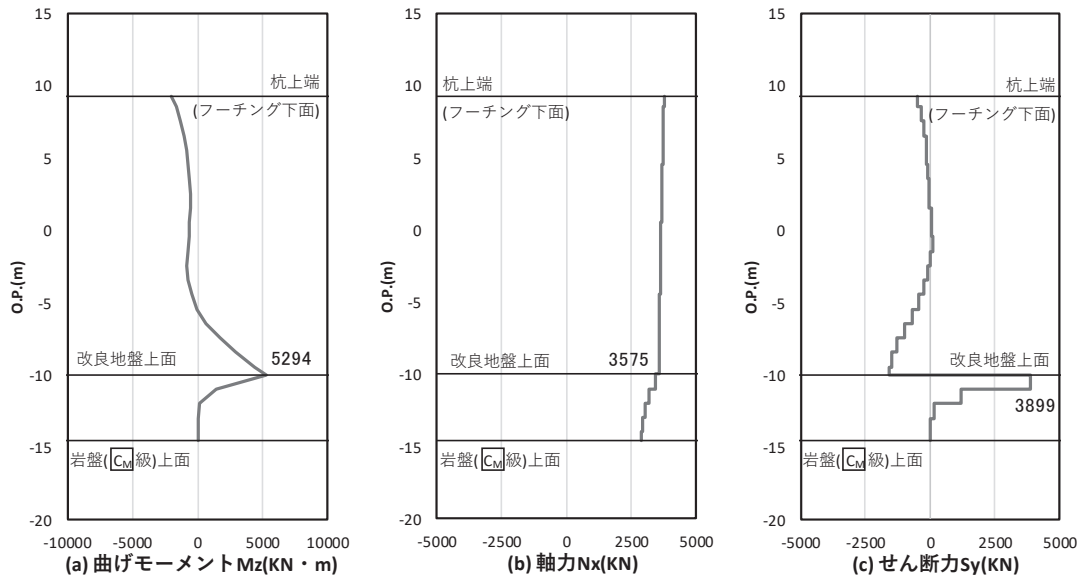


図 5-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (+-), t = 13.44s)
 解析ケース①：基本ケース

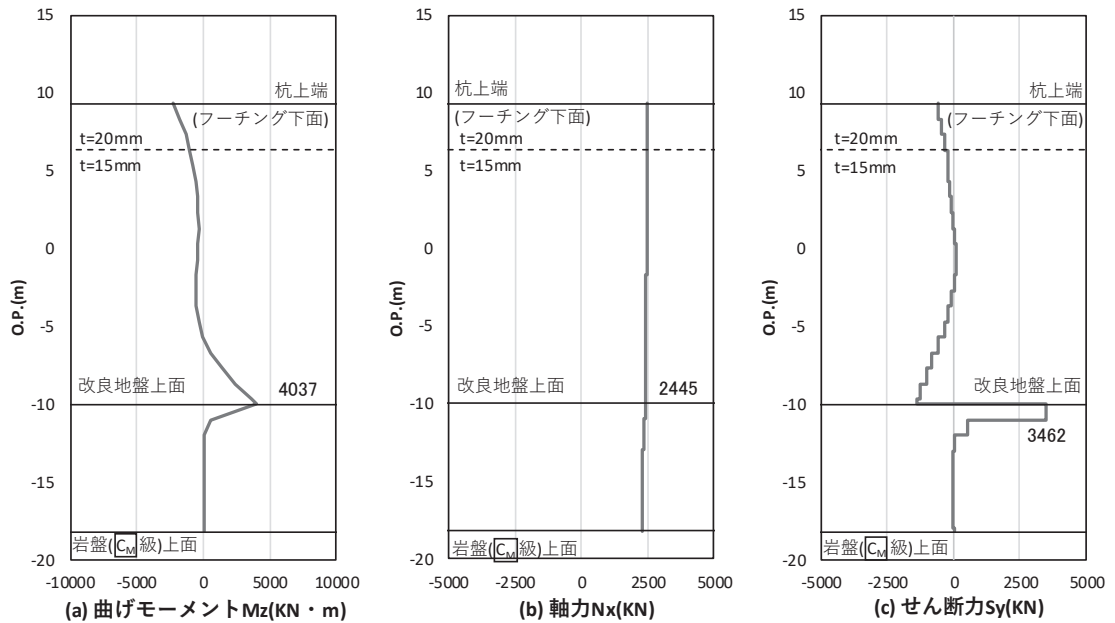


図 5-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d-D 2 (+-), t = 13.44s)
 解析ケース①：基本ケース

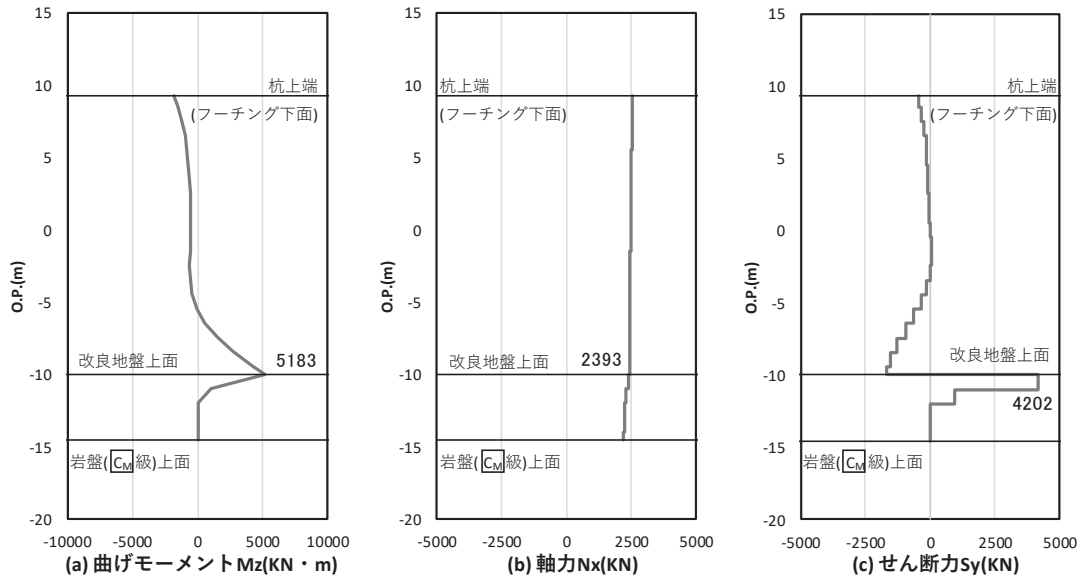


図 5-27(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 13.43s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

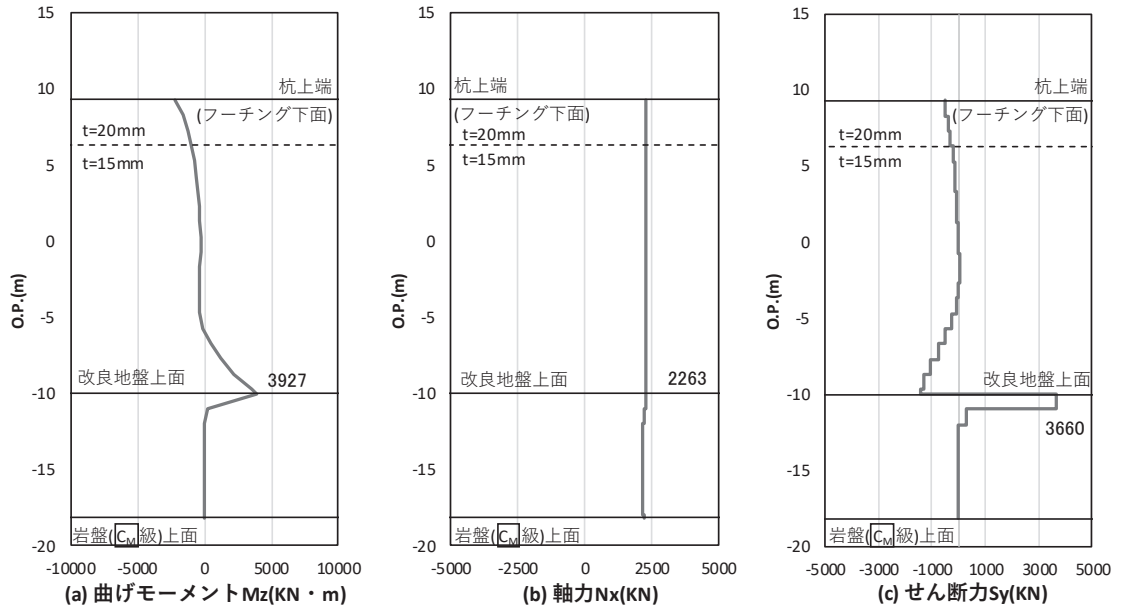


図 5-27(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S d-D 2 (++) , t = 13.43s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

表 5-49 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	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)		
基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	①	5294	3575	15396	0.35
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (+-)	①	4037	2445	9897	0.41

表 5-50 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-7	S d-D 2 (++)	②	4202	83	260	0.32
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (++)	②	3660	113	260	0.44

表 5-51 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 4）

断面	地震動	解析 ケース	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) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	②	4307	14137	0.31
基礎 2-8	S d-D 2 (++)	②	4562	14137	0.33

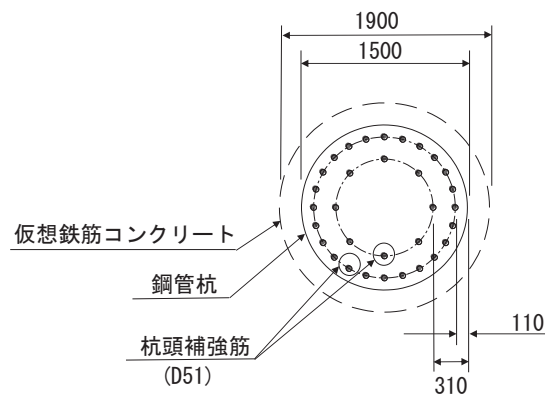
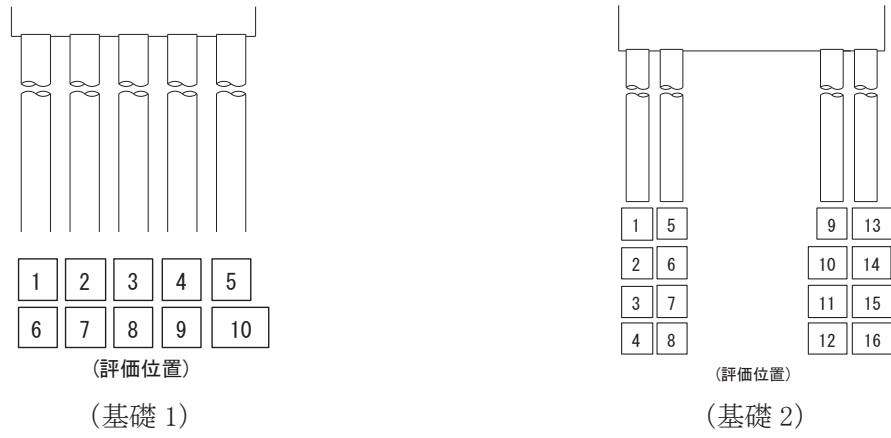


図 5-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

5.6.5 鋼桁 5

断面計算に用いた断面諸元を表 5-52 及び表 5-53 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-29 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-54～表 5-56 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-30 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 5-52 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 5	φ 1500	SM570 (t =23mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 0m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(中杭①) O. P. +2. 0m～ O. P. +0. 0m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t =37mm)	(中杭②) O. P. +0. 0m～ O. P. -6. 0m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(下杭) O. P. -6. 0m～ O. P. -10. 469m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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。

表 5-53 杭頭部断面諸元

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 5	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

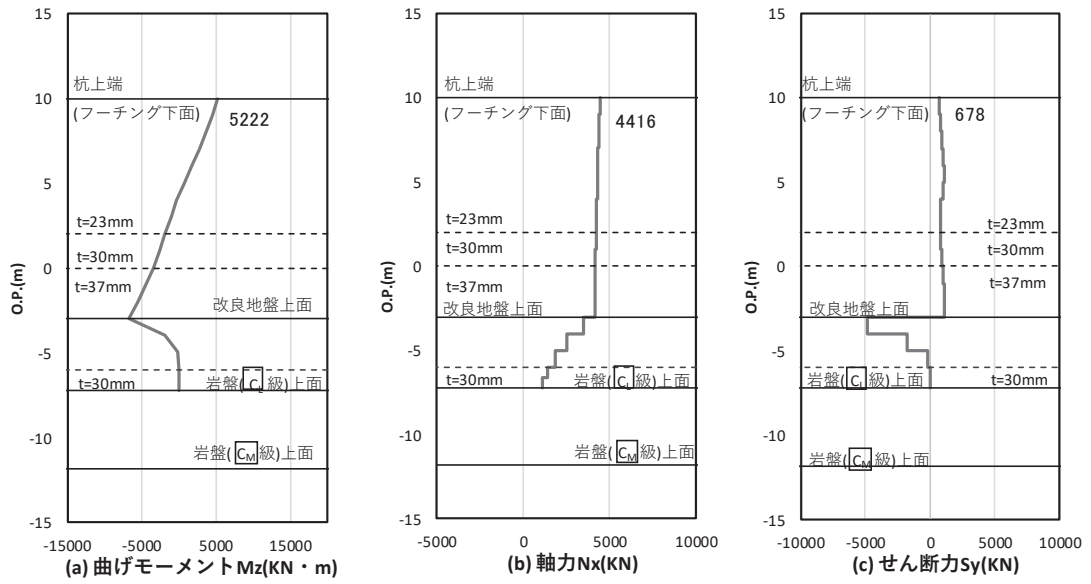


図 5-29 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5, 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 25.42s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

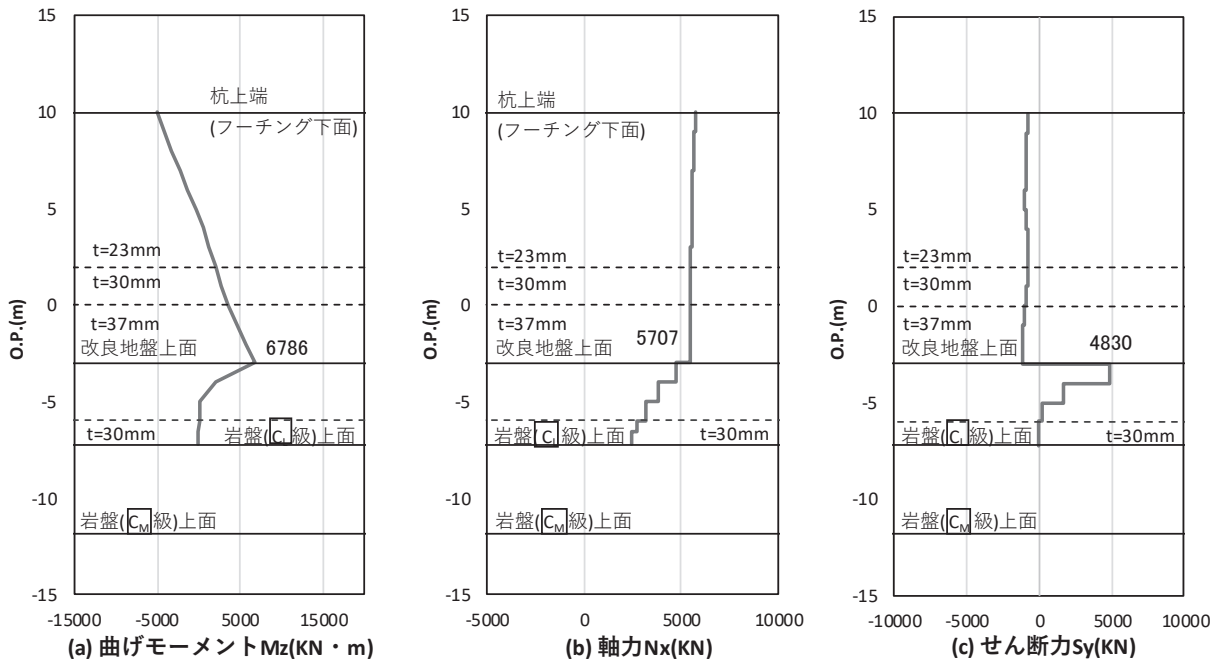


図 5-29 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5, 基礎 1, S d - D 2 (-+) , t = 25.42s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-54 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 5）

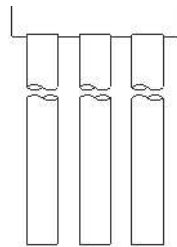
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)	モーメント (kN・m) (b)	
基礎 1-3 (上杭)	S d-D 2 (++)	②	5222	4416	15090	0.35

表 5-55 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-1 (中杭②)	S d-D 2 (-+)	②	4830	59	260	0.23

表 5-56 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 5）

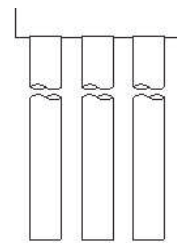
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-2	S d-D 2 (++)	②	5285	14137	0.38



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

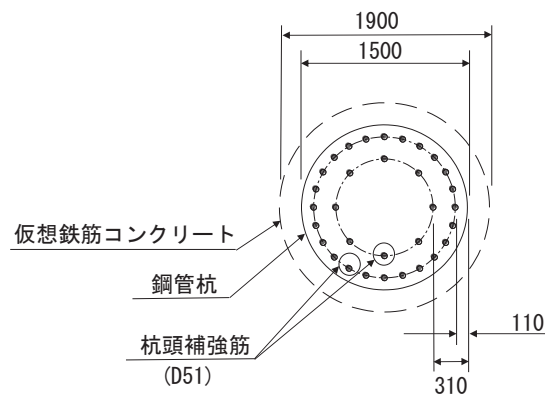


図 5-30 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)

5.6.6 鋼桁 6

断面計算に用いた断面諸元を表 5-57 及び表 5-58 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-31 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-59～表 5-61 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-32 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 5-57 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 6	φ 1500	SM570 (t =24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. -2. 0m	23	1. 066×10 ⁵	0. 387×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(中杭①) O. P. -2. 0m～ O. P. -4. 0m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t =37mm)	(中杭②) O. P. -4. 0m～ O. P. -10. 0m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(下杭) O. P. -10. 0m～ O. P. -13. 572m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記* : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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。

表 5-58 杭頭部断面諸元

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 5	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

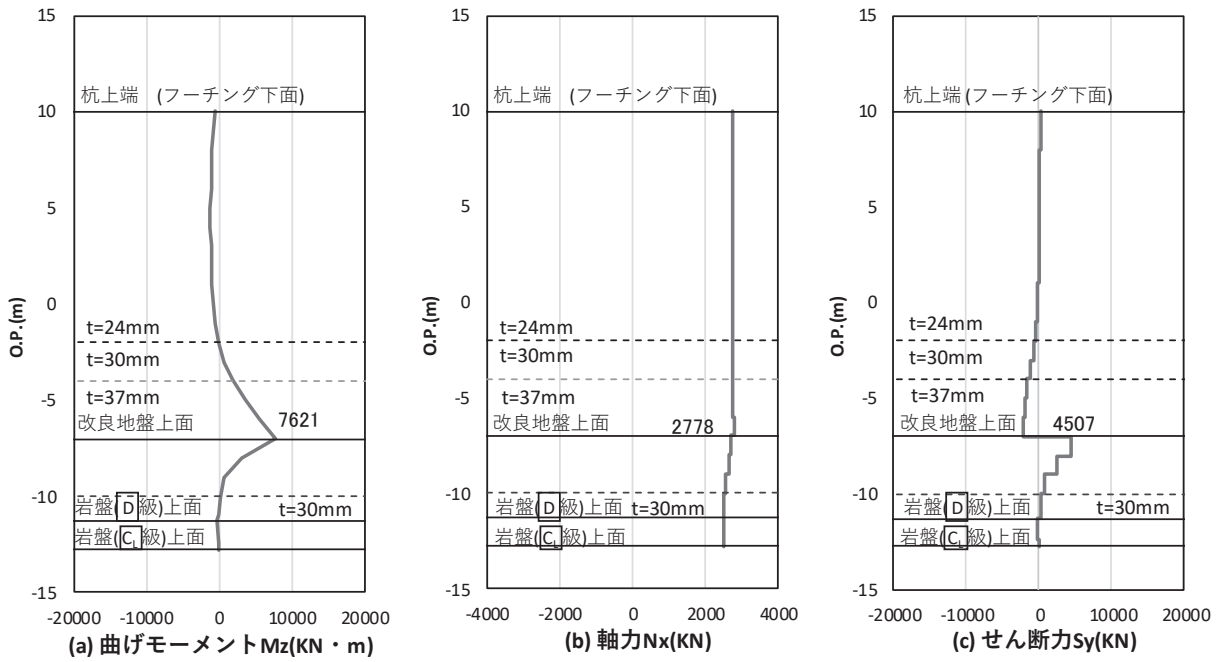


図 5-31(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 13.45s$)
 解析ケース①: 基本ケース

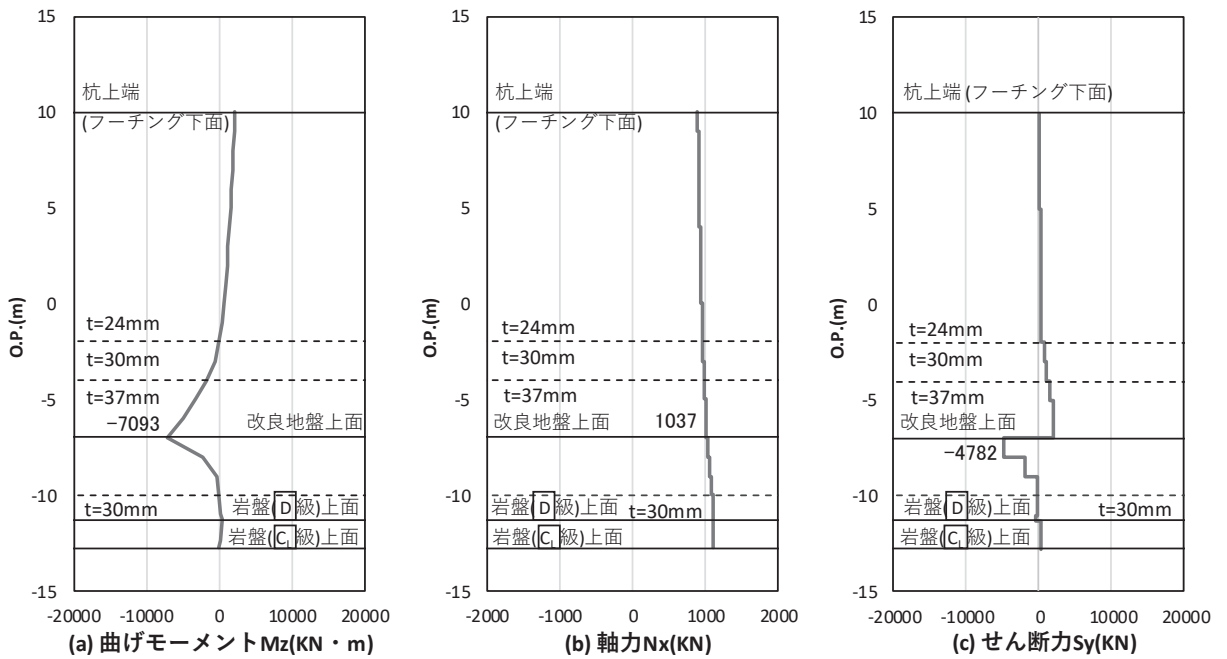


図 5-31(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (-+), $t = 13.44s$)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

表 5-59 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

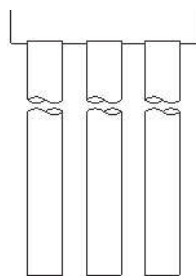
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (中杭②)	S d-D 2 (-+)	①	7621	2778	25564	0.30

表 5-60 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 6）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-3 (中杭②)	S d-D 2 (-+)	②	4782	58	260	0.23

表 5-61 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 6）

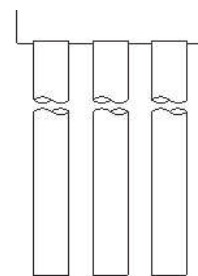
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-2	S d-D 2 (++)	①	4263	14137	0.31



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

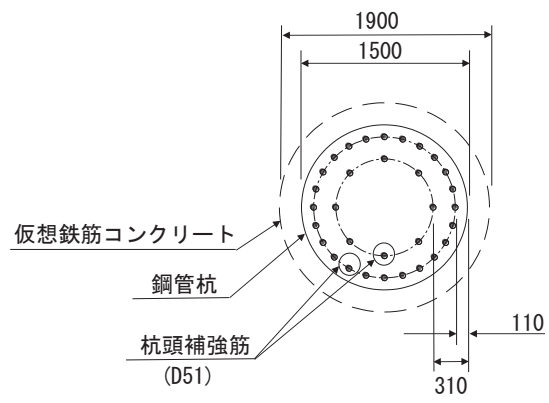


図 5-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)

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結果を図 5-33～図 5-38 に、支持性能照査結果を表 5-62～表 5-73 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）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。

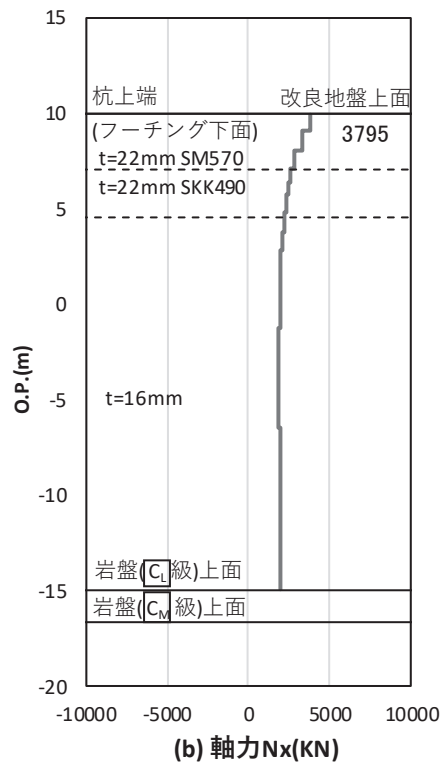


図 5-33(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
（鋼桁 1，基礎 1，S d-D 2（-+），t=17.76s）

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

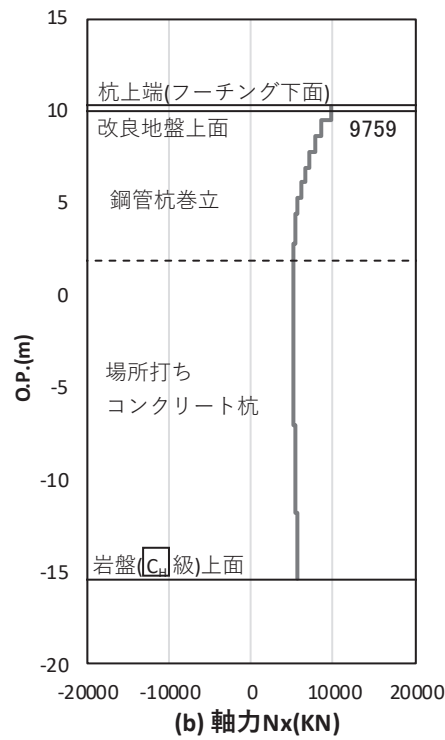


図 5-33(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 1，基礎 2，S d-D 2（-+）， $t = 23.57s$ ）

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

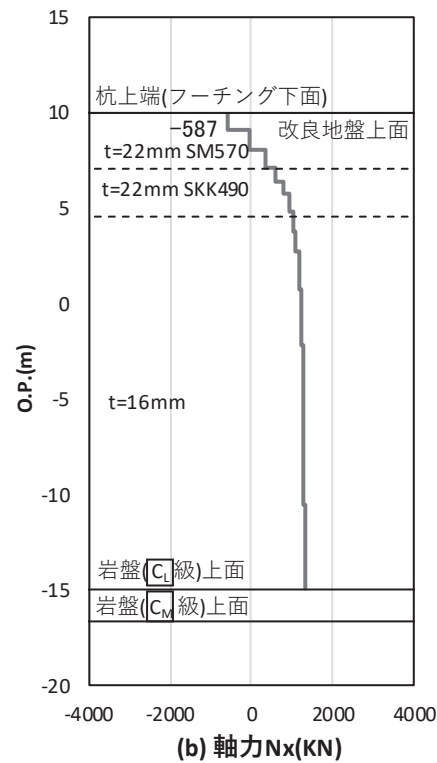


図 5-33(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 1，基礎 1，S d-D 2（+-）， $t = 26.24s$ ）

解析ケース①：基本ケース

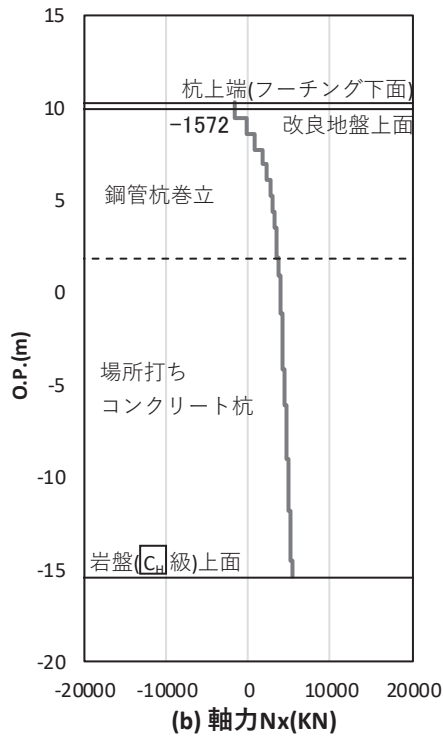


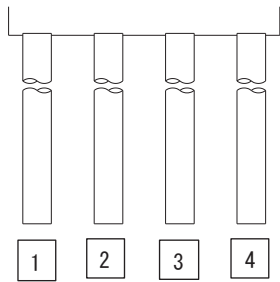
図 5-33(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 1，基礎 2，S d-D 2（+-），t = 23.57s）
 解析ケース①：基本ケース

表 5-62 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-1	S d-D 2 (+-)	③	3795	2.2	13.7	0.17
基礎 2-3	S d-D 2 (+-)	③	9759	4.3	13.7	0.32

表 5-63 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-4	S d - D 2 (+-)	①	-587	11890	0.05
基礎 2-3	S d - D 2 (+-)	①	-1572	13970	0.12



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

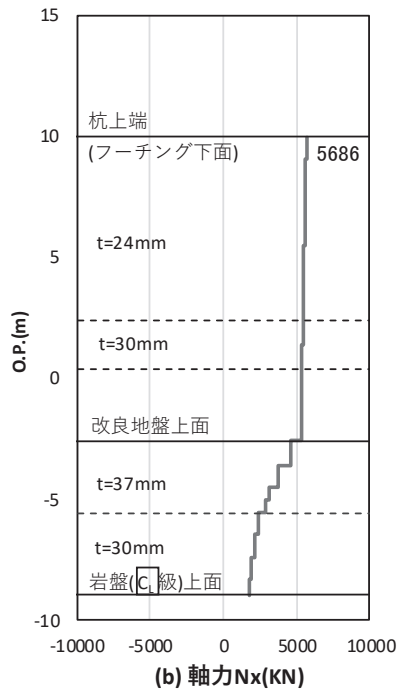


図 5-34(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）

（鋼桁 2，基礎 1，S d - D 2（--），t = 25.44s）

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

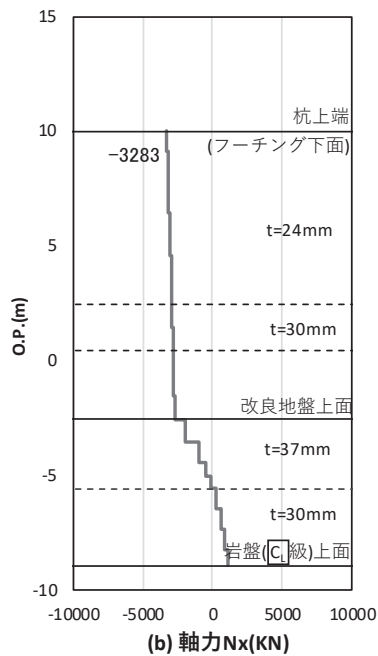


図 5-34(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）

（鋼桁 2，基礎 1，S d - D 2（++），t = 25.44s）

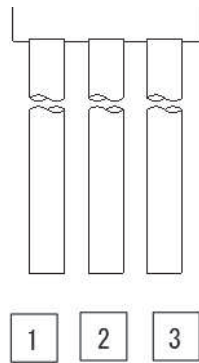
解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-64 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-1	S d-D 2 (--)	②	5686	3.3	13.7	0.25

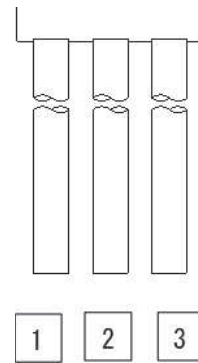
表 5-65 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	②	-3283	8194	0.41



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

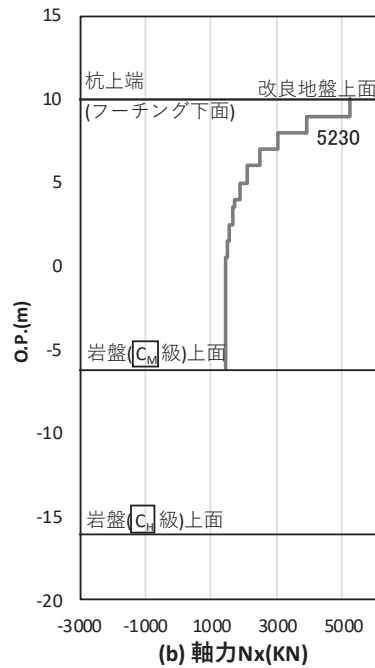


図 5-35(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 3，基礎 2，S d-D 2（--），t = 26.78s）
 解析ケース①：基本ケース

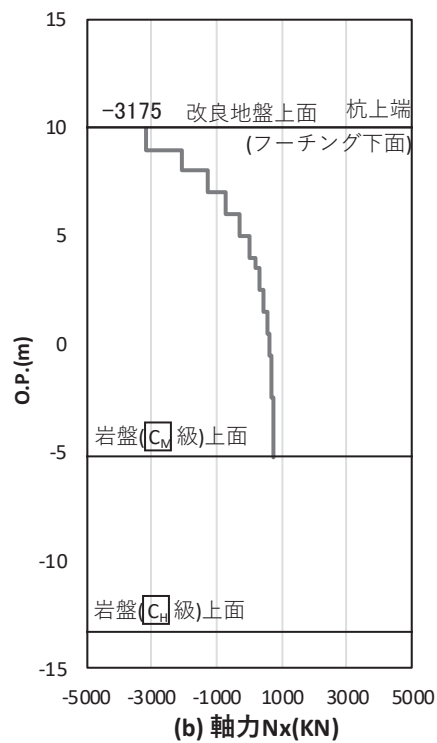


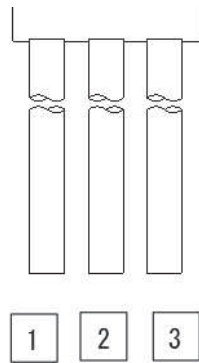
図 5-35(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 3，基礎 1，S d-D 2（--），t = 26.79s）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

表 5-66 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 3）

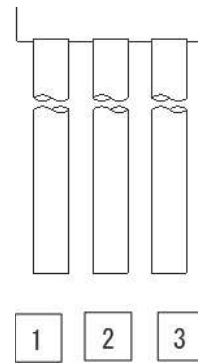
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 2-1	S d-D 2 (--)	①	5230	3.0	13.7	0.22

表 5-67 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 3）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-3	S d-D 2 (--)	③	-3175	7254	0.44



(評価位置)
(基礎 1)



(評価位置)
(基礎 2)

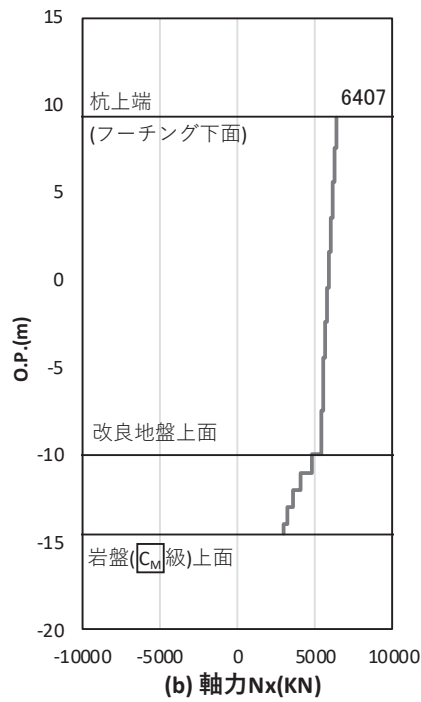


図 5-36(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4，基礎 1，S d - D 2（+-），t = 8.07s）

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

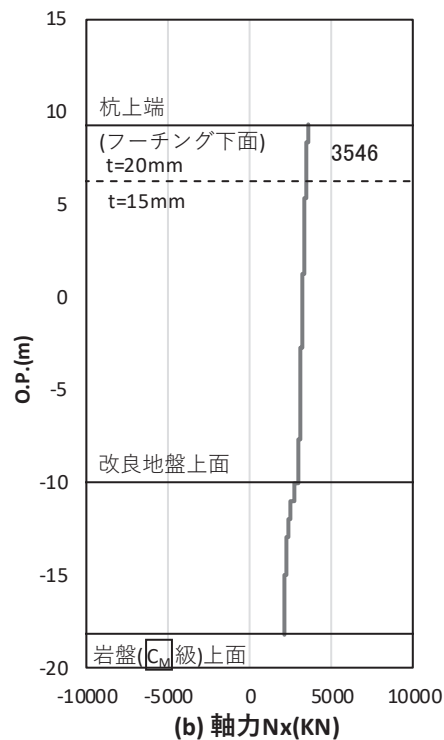


図 5-36(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4，基礎 2，S d - D 2（+-），t = 8.07s）

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

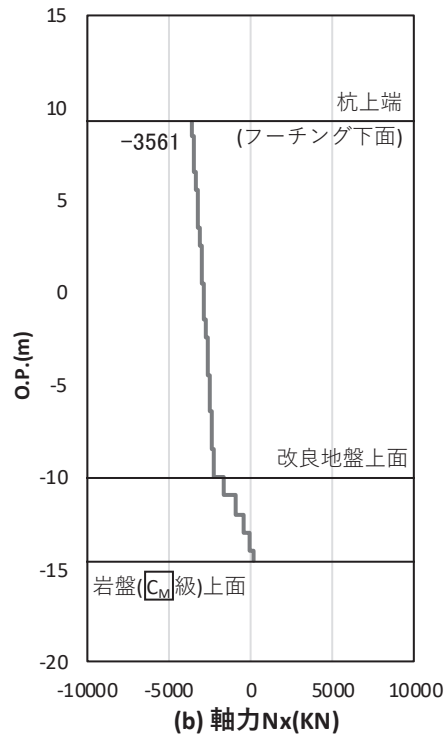


図 5-36(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 4，基礎 1，S d-D 2（++），t = 8.07s）

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

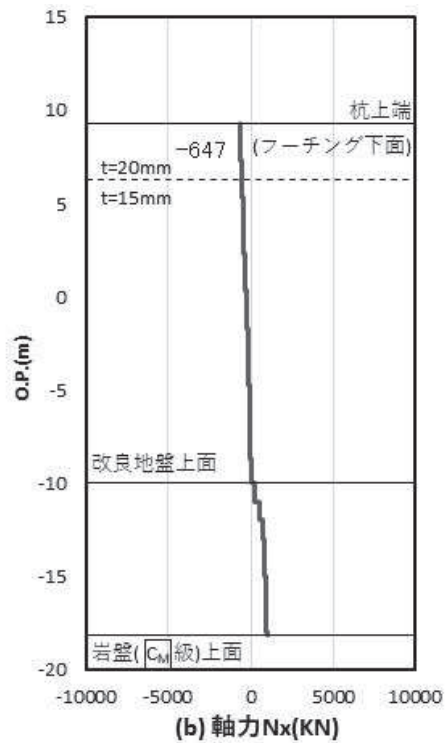


図 5-36(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 4，基礎 2，S d-D 2（++），t = 8.07s）

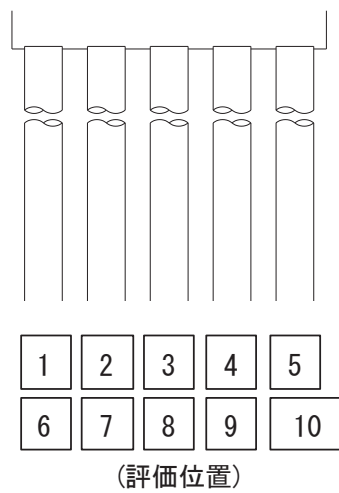
解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-68 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

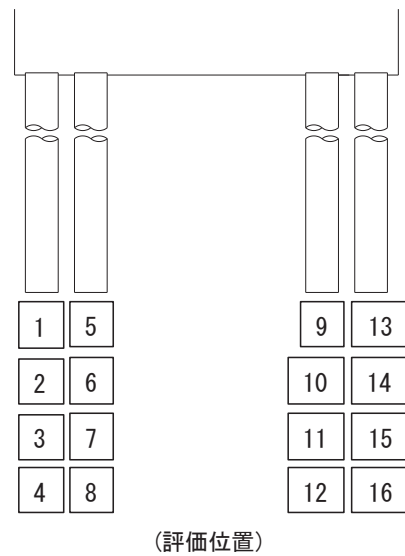
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
基礎 2-3	S d-D 2 (+-)	②	3546	2.1	11.4	0.19

表 5-69 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-5	S d-D 2 (++)	②	-3561	11943	0.30
基礎 2-1 4	S d-D 2 (++)	②	-647	13617	0.05



(基礎 1)



(基礎 2)

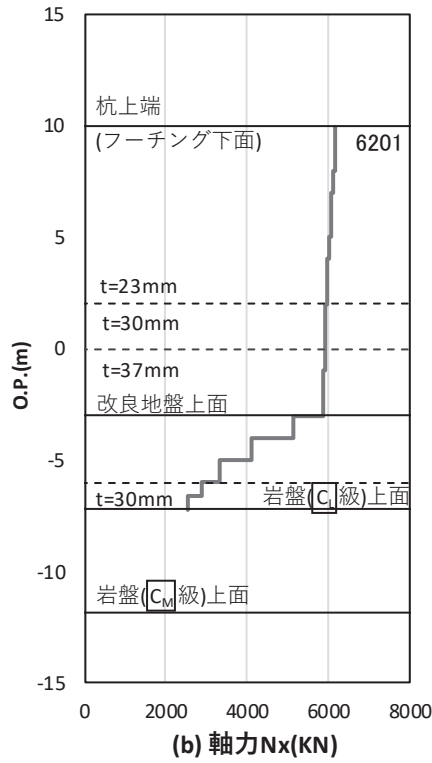


図 5-37(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 5，基礎 1，S d-D 2（-+），t = 25.40s）

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

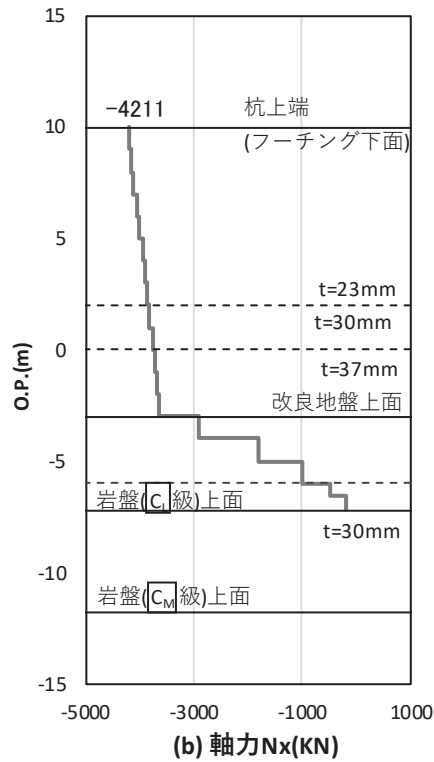


図 5-37(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 5，基礎 1，S d-D 2（--），t = 25.40s）

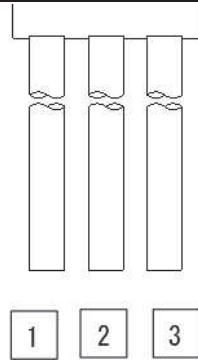
解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-70 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-1	S d-D 2 (-+)	②	6201	3.6	11.4	0.32

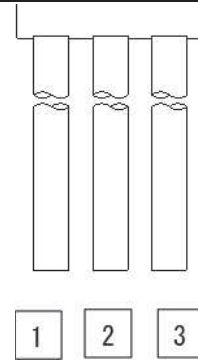
表 5-71 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-3	S d-D 2 (--)	②	-4211	7384	0.58



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

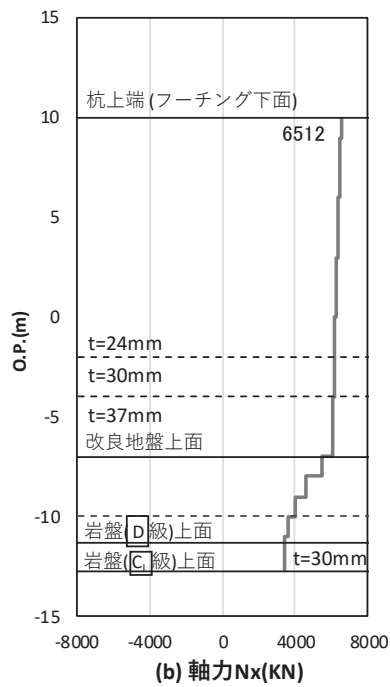


図 5-38(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）

（鋼桁 6，基礎 1，S d - D 2（-+），t = 25.50s）

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

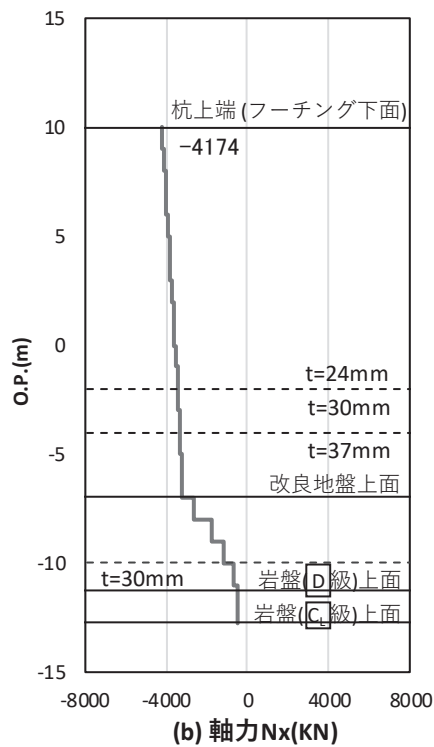


図 5-38(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）

（鋼桁 6，基礎 1，S d - D 2（-+），t = 25.48s）

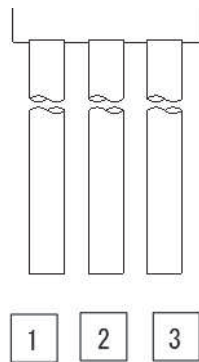
解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-72 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S d-D 2 (-+)	②	6512	3.7	11.4	0.33

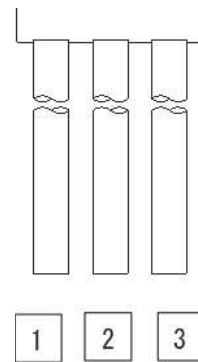
表 5-73 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 6）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (-+)	②	-4174	10623	0.40



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

(別紙 1) 鋼矢板の強度について

目 次

1. 概要	1
2. 設置位置及び構造概要	2
3. 評価方針	27
4. 評価対象	28
5. 荷重及び荷重の組合せ	30
5.1 荷重の設定	30
5.2 荷重の組合せ	32
5.3 設計用地震力	34
6. 評価方法及び材料諸元	39
6.1 鋼板・角型鋼管	39
6.2 接続ボルト	45
6.3 鋼製ブラケット	48
6.4 アンカーボルト	53
7. 評価結果	57
7.1 評価結果	57
7.2 断面力分布	59

1. 概要

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

2. 設置位置及び構造概要

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

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

本書では、鋼矢板の構造強度について示すものとし、トレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板の概要については、「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（別紙 2） 遮水鋼板の強度について」に示す。

鋼矢板の設置位置を図 2-1 に、鋼矢板の構造概要を図 2-2 に、構造図を図 2-3～図 2-10 に、接続ボルト及びブラケットの構造詳細を図 2-11 に、設置位置周辺の地質分布を図 2-12 に示す。

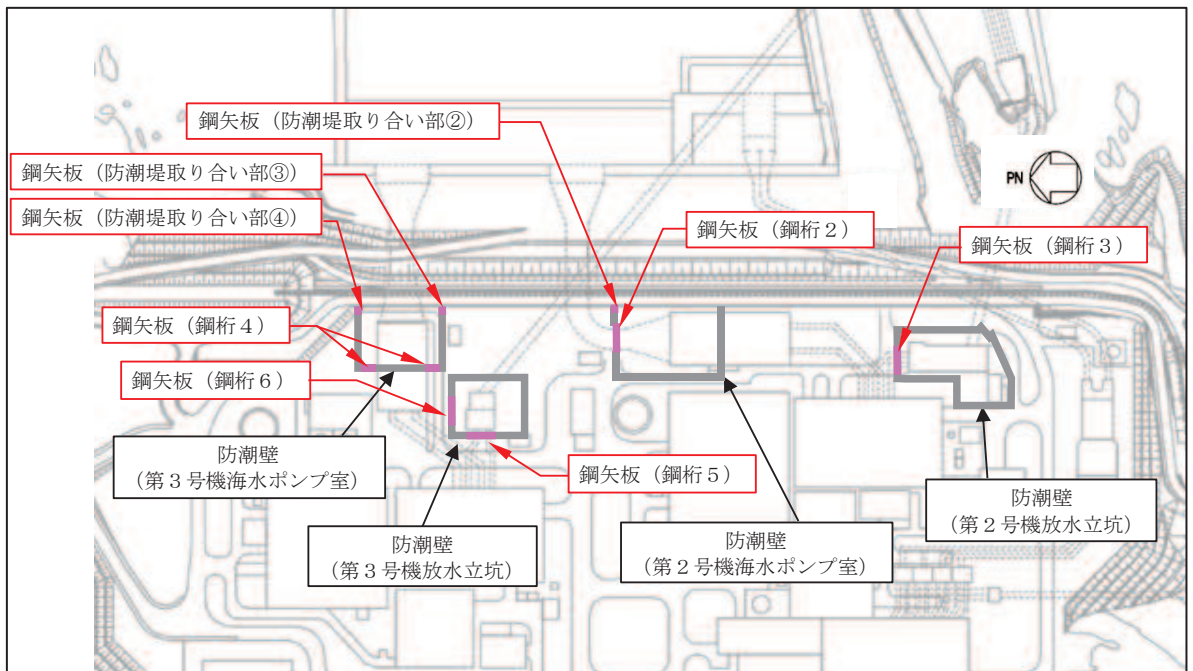


図 2-1 鋼矢板設置位置

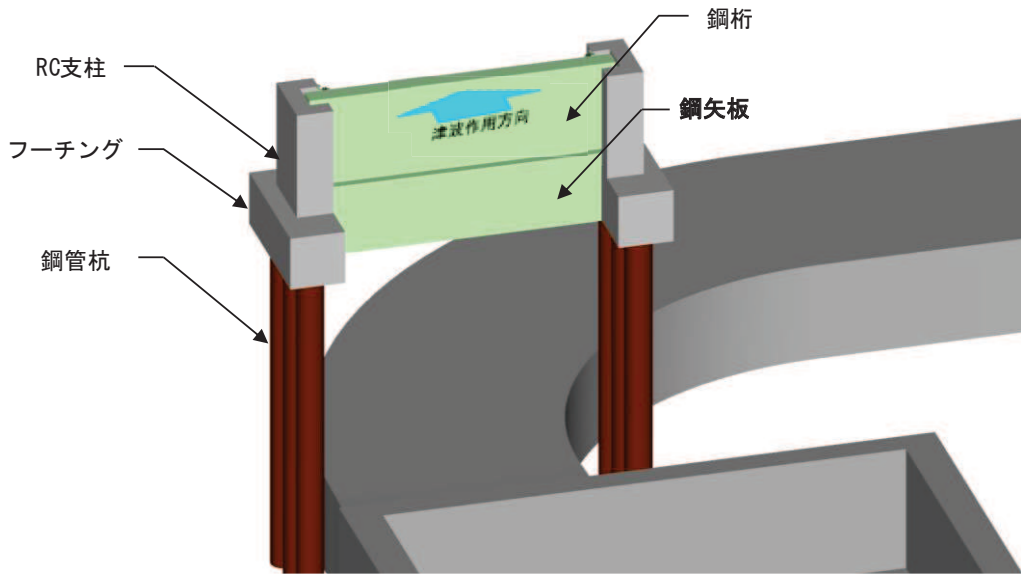
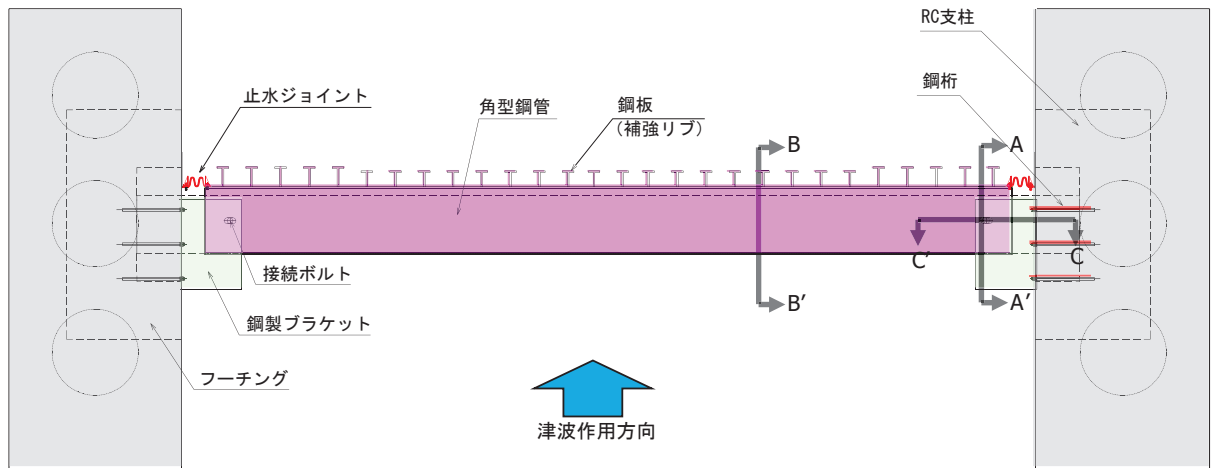


図 2-2(1) 鋼矢板の構造概要



(平面図)

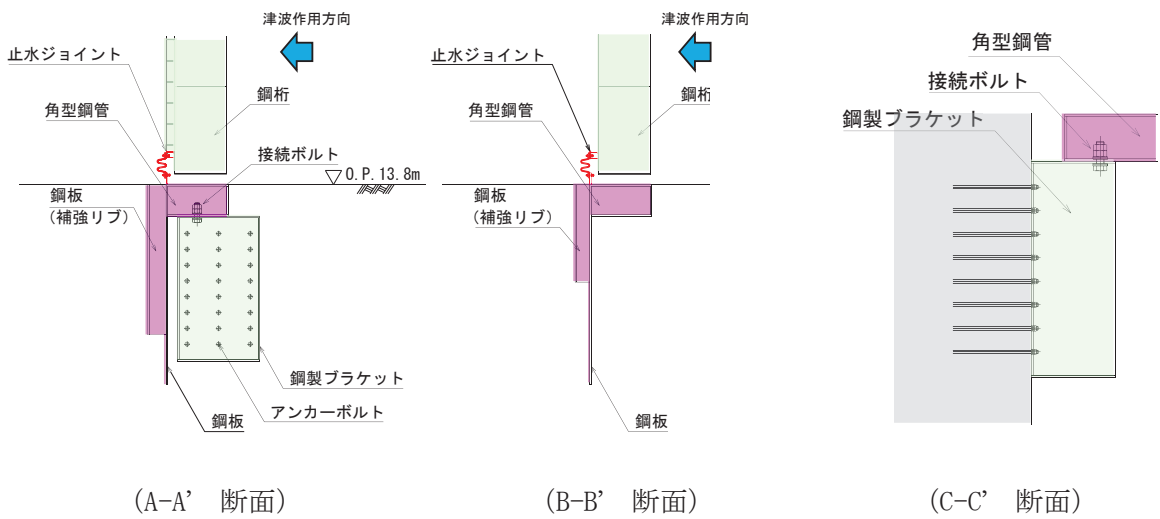
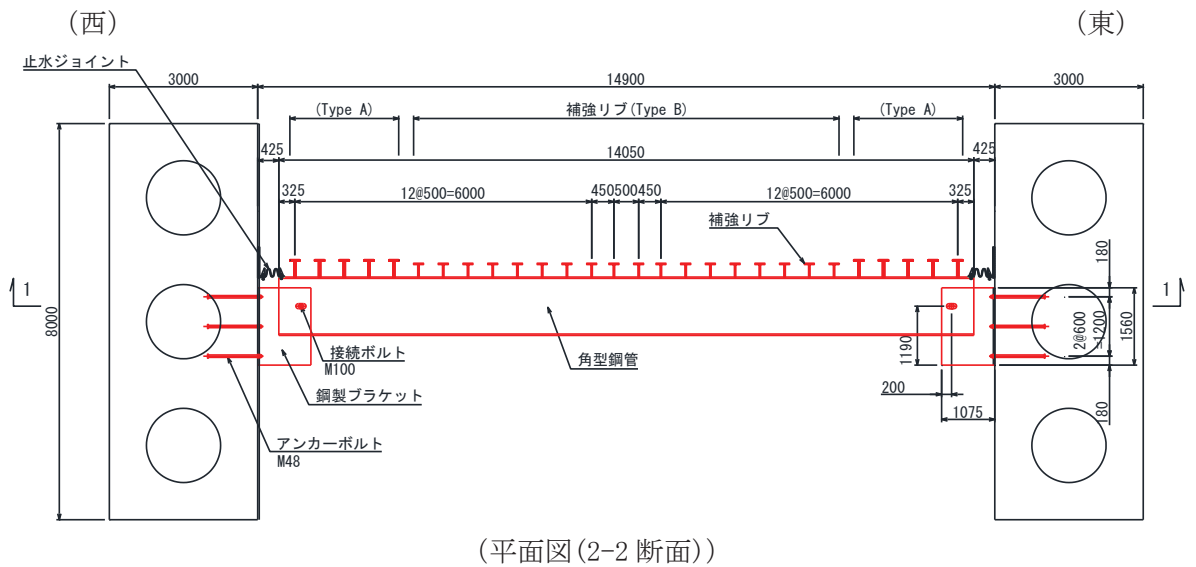
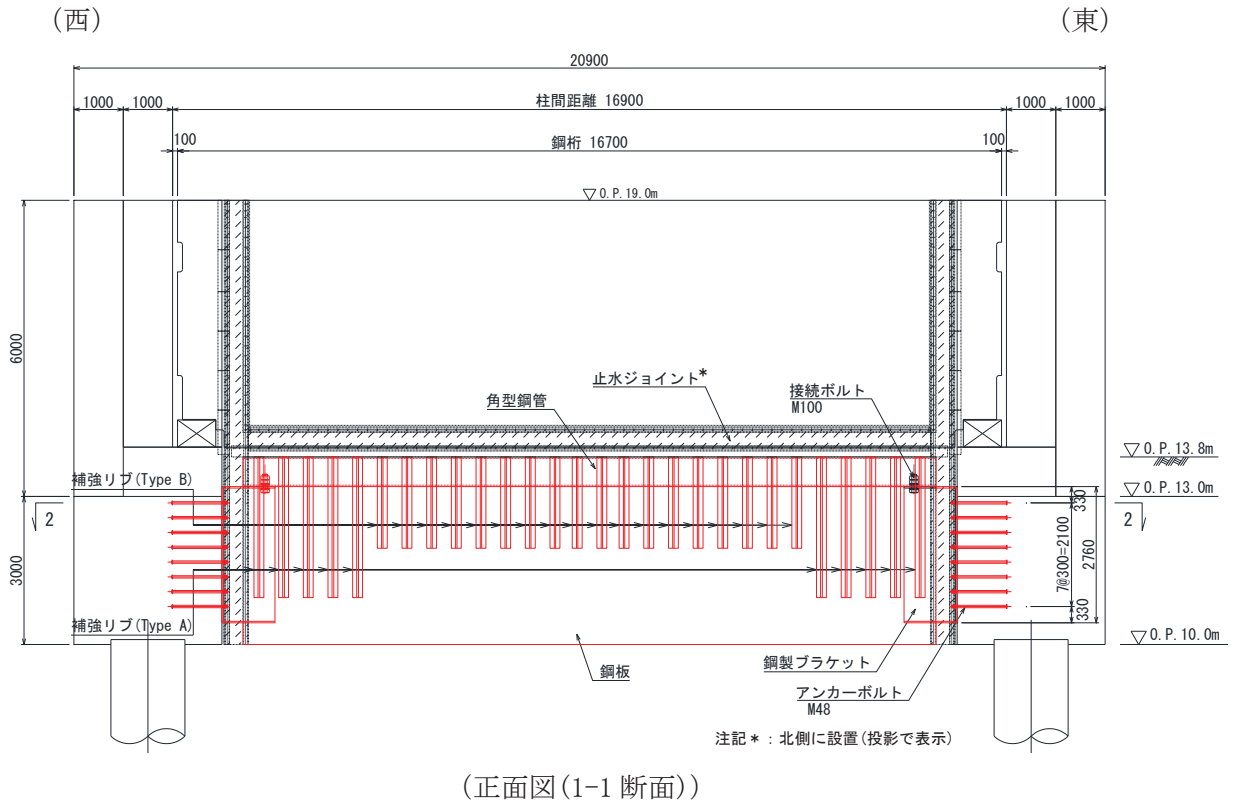
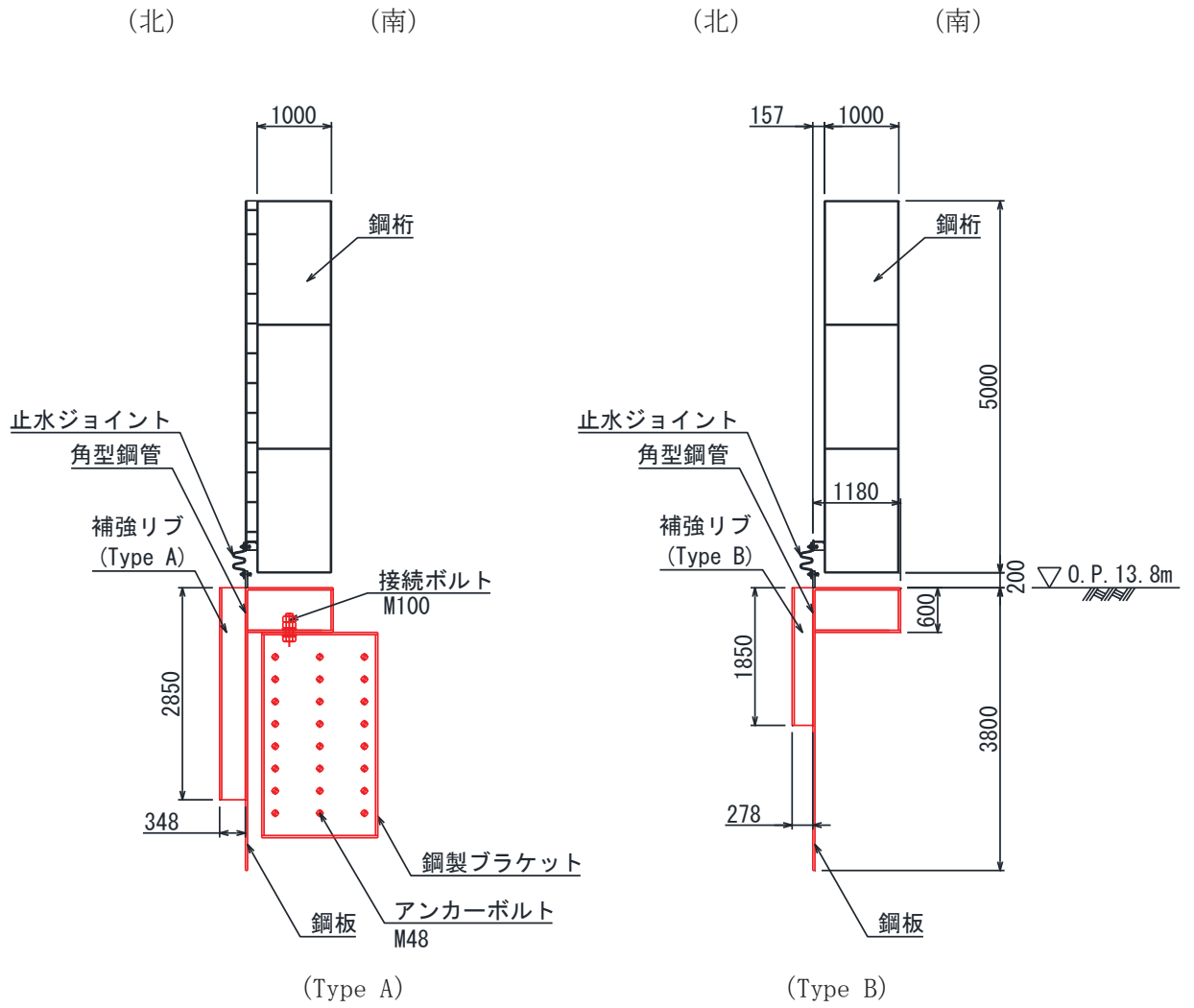


図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要



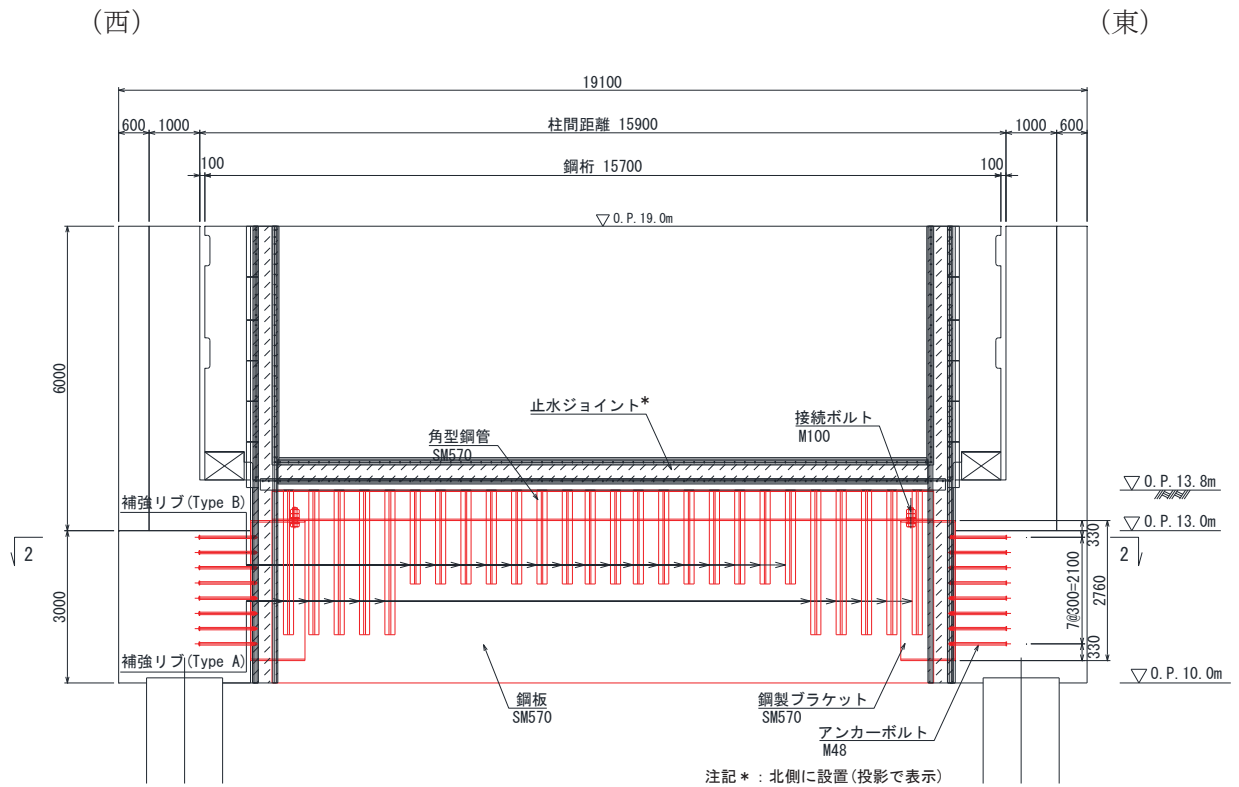
部材名	材質	仕様
鋼桁2		
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075，ベースプレート40mm

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図

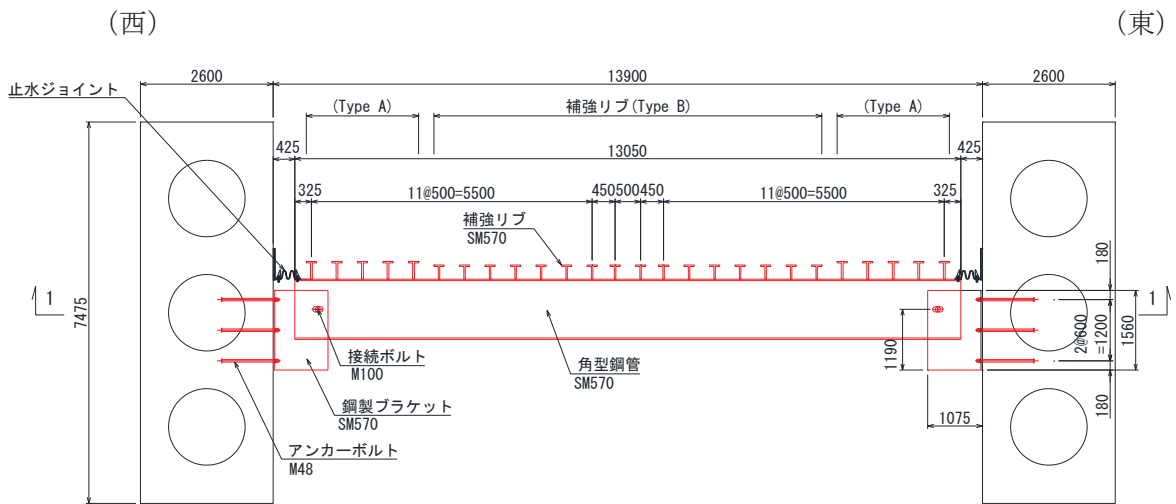


(断面図)

図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

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

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

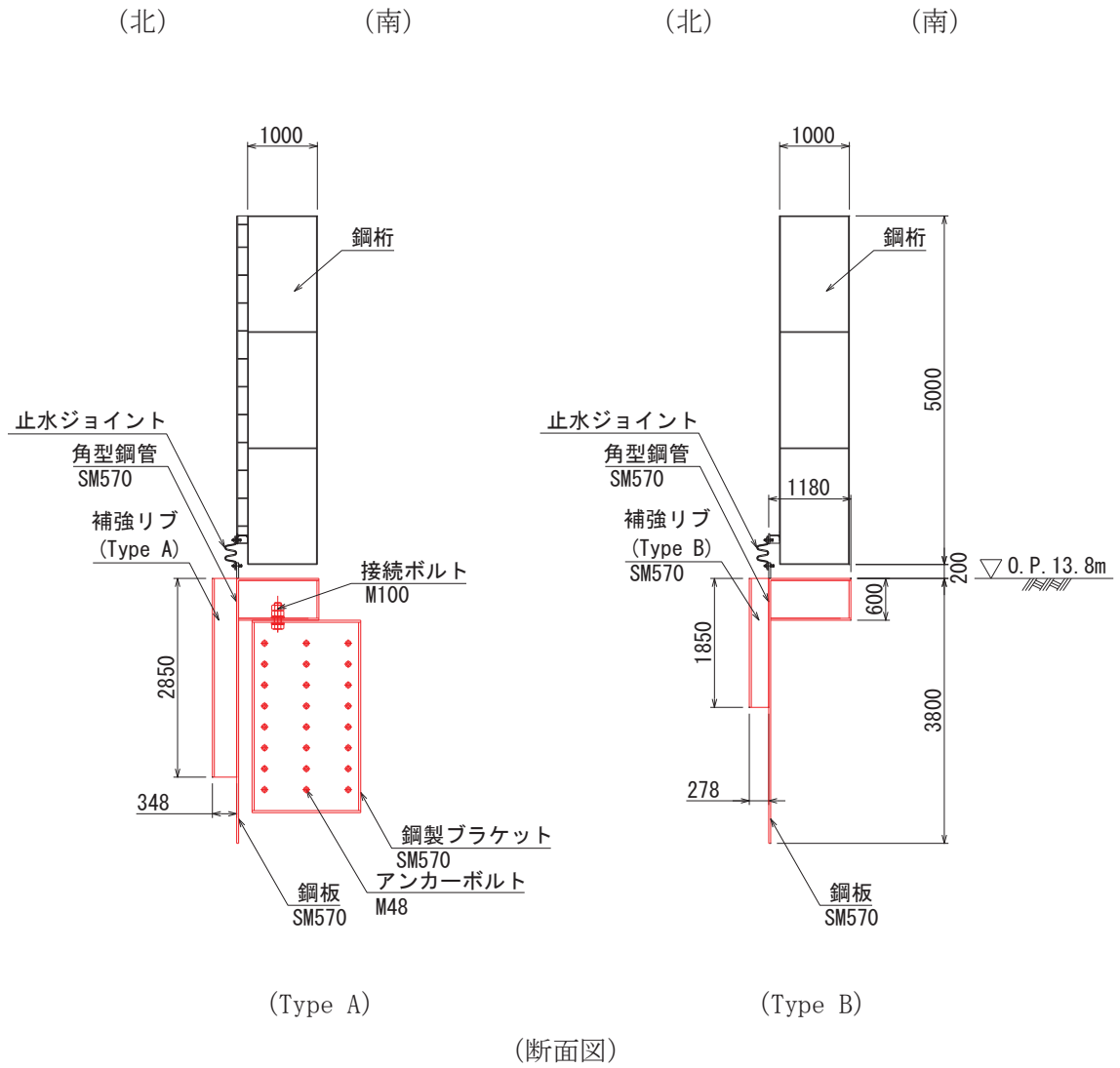
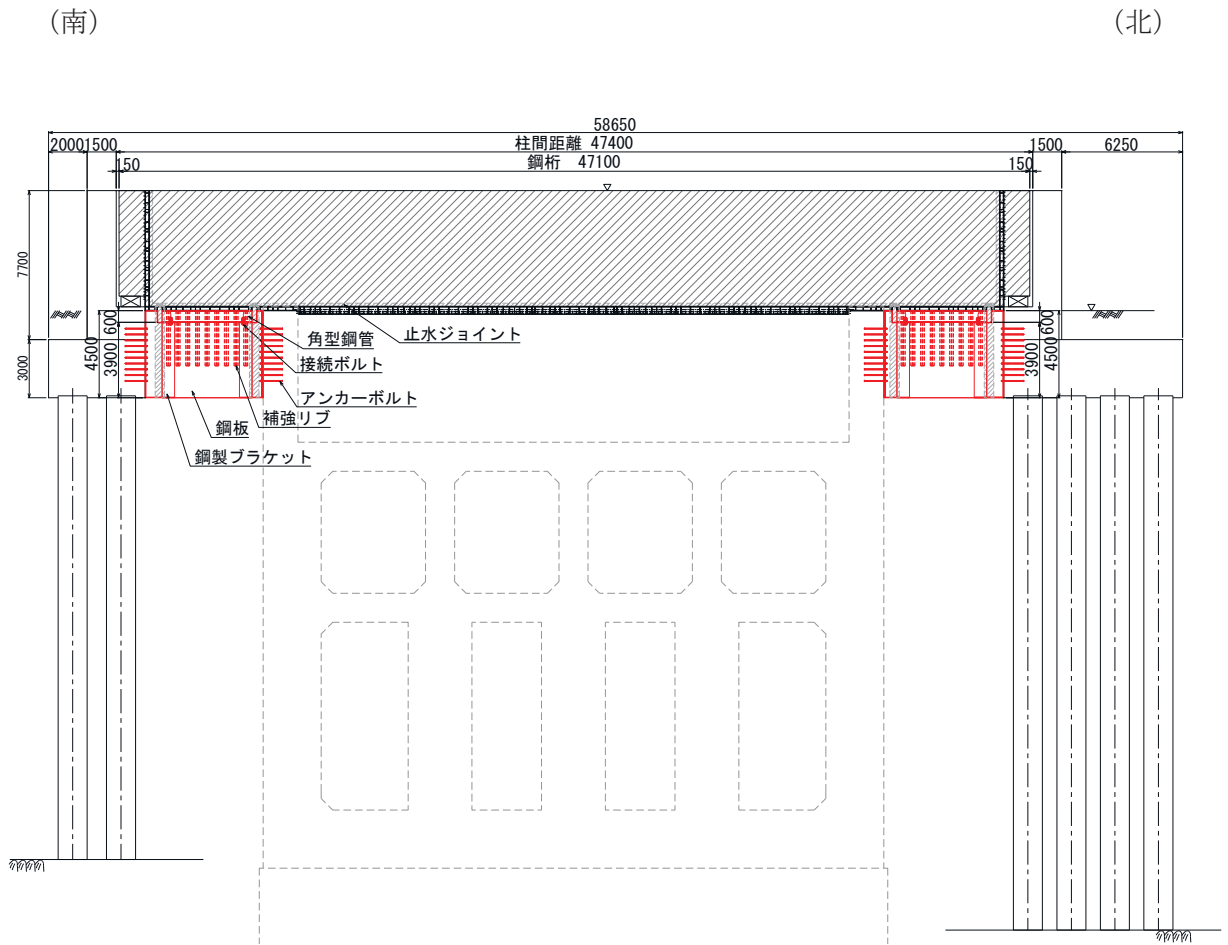
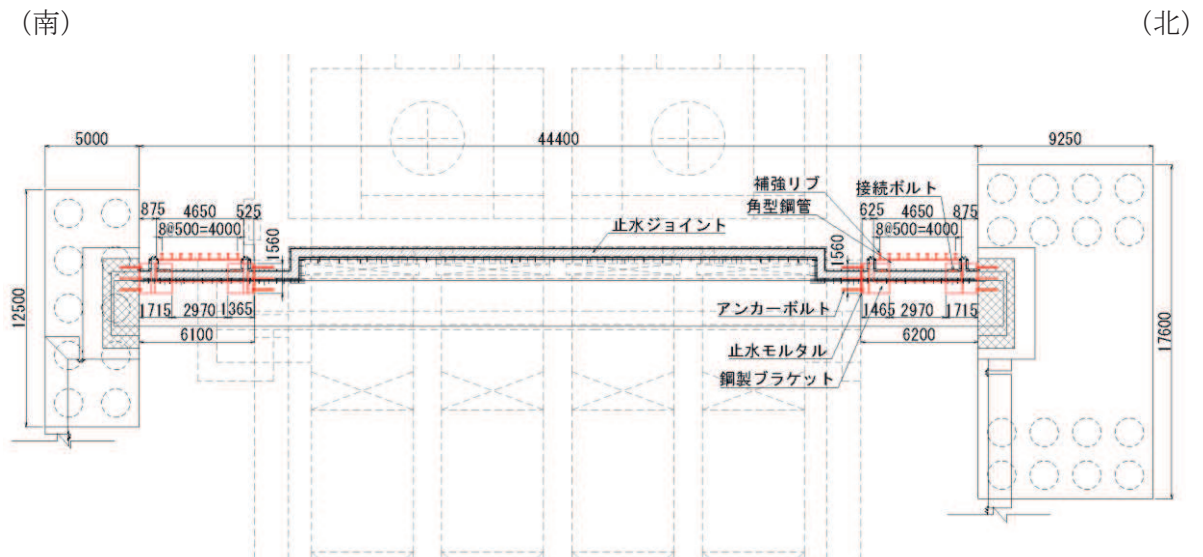


図 2-4(2) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

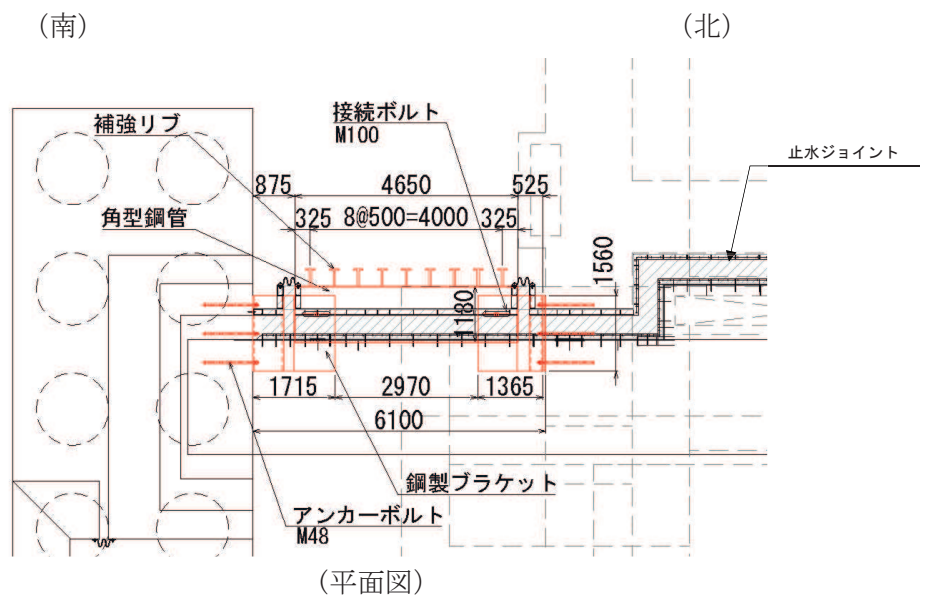
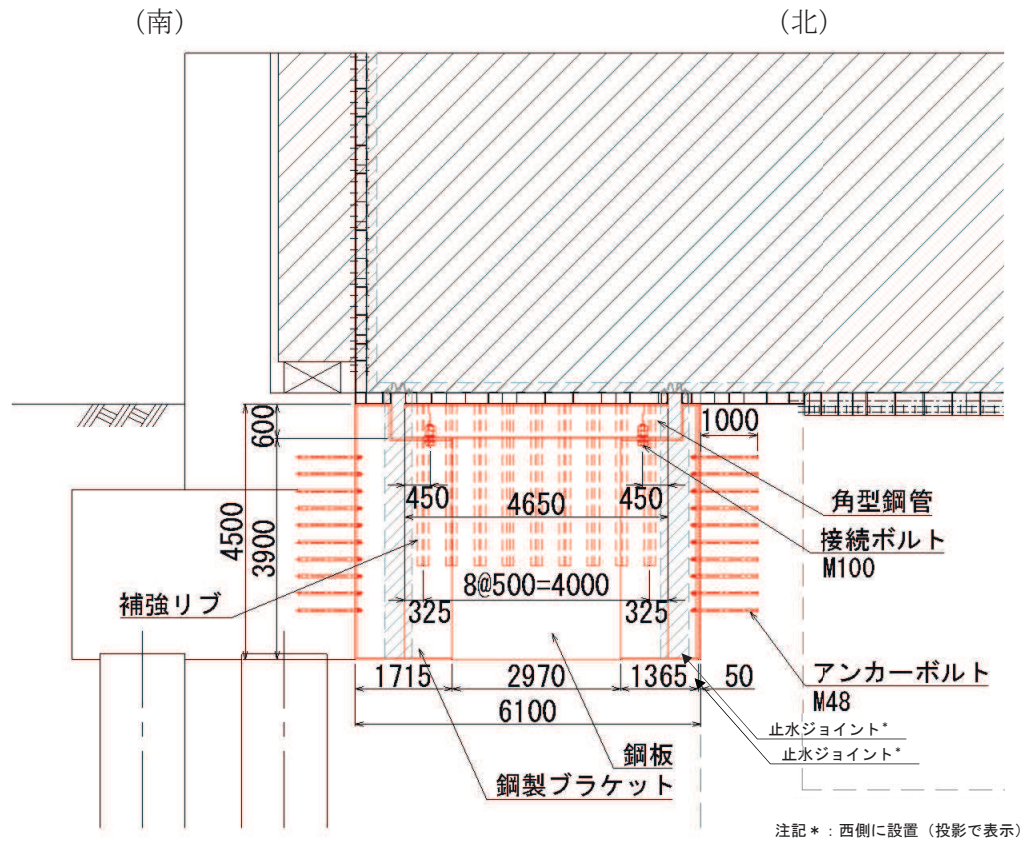


(全体正面図)



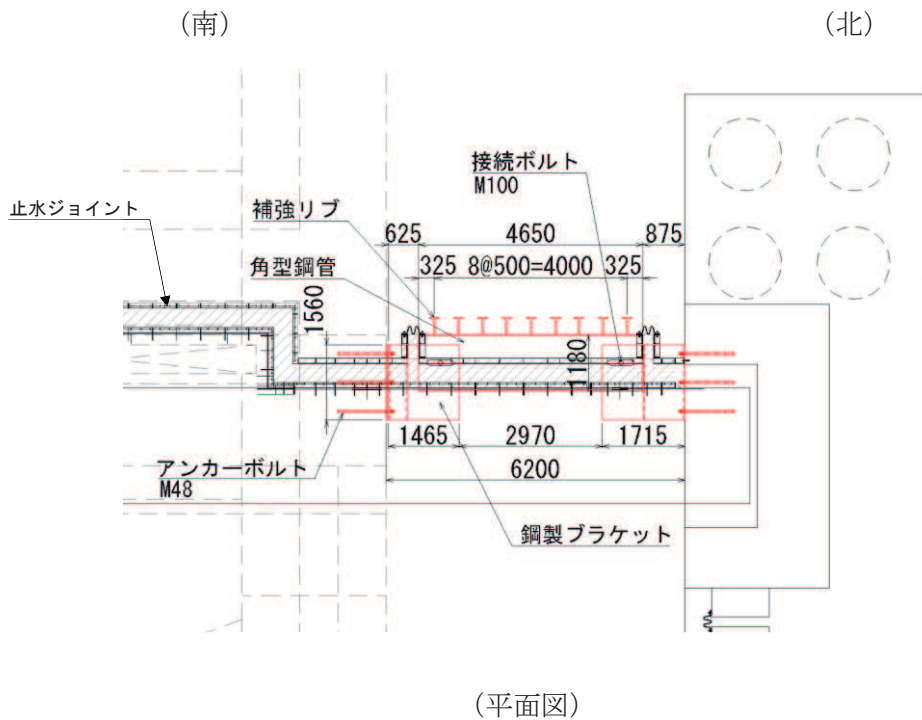
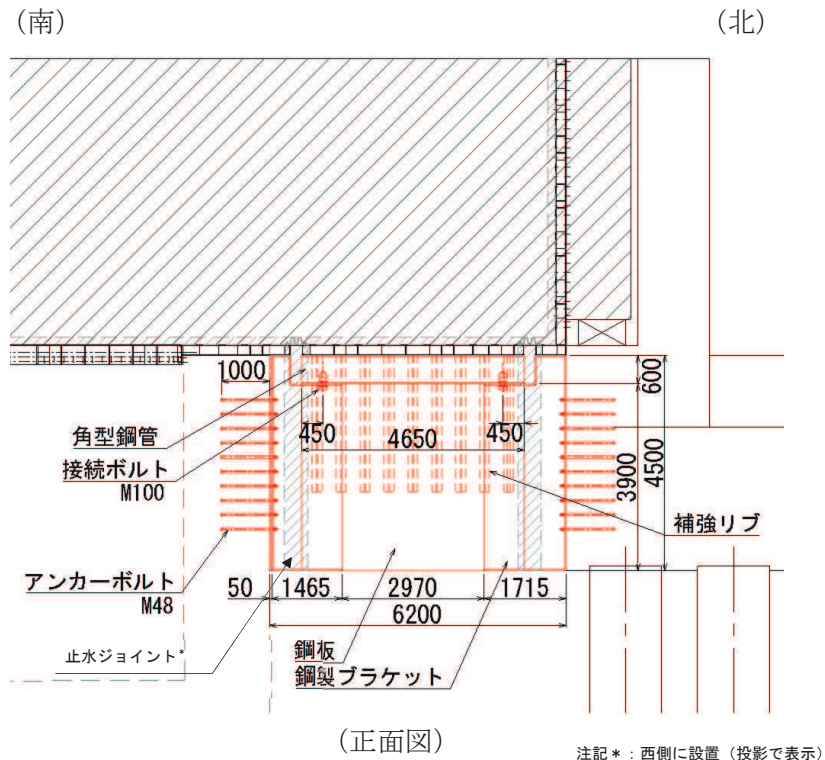
(全体平面図)

図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



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

図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 南側)



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

図 2-5(3) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 北側)

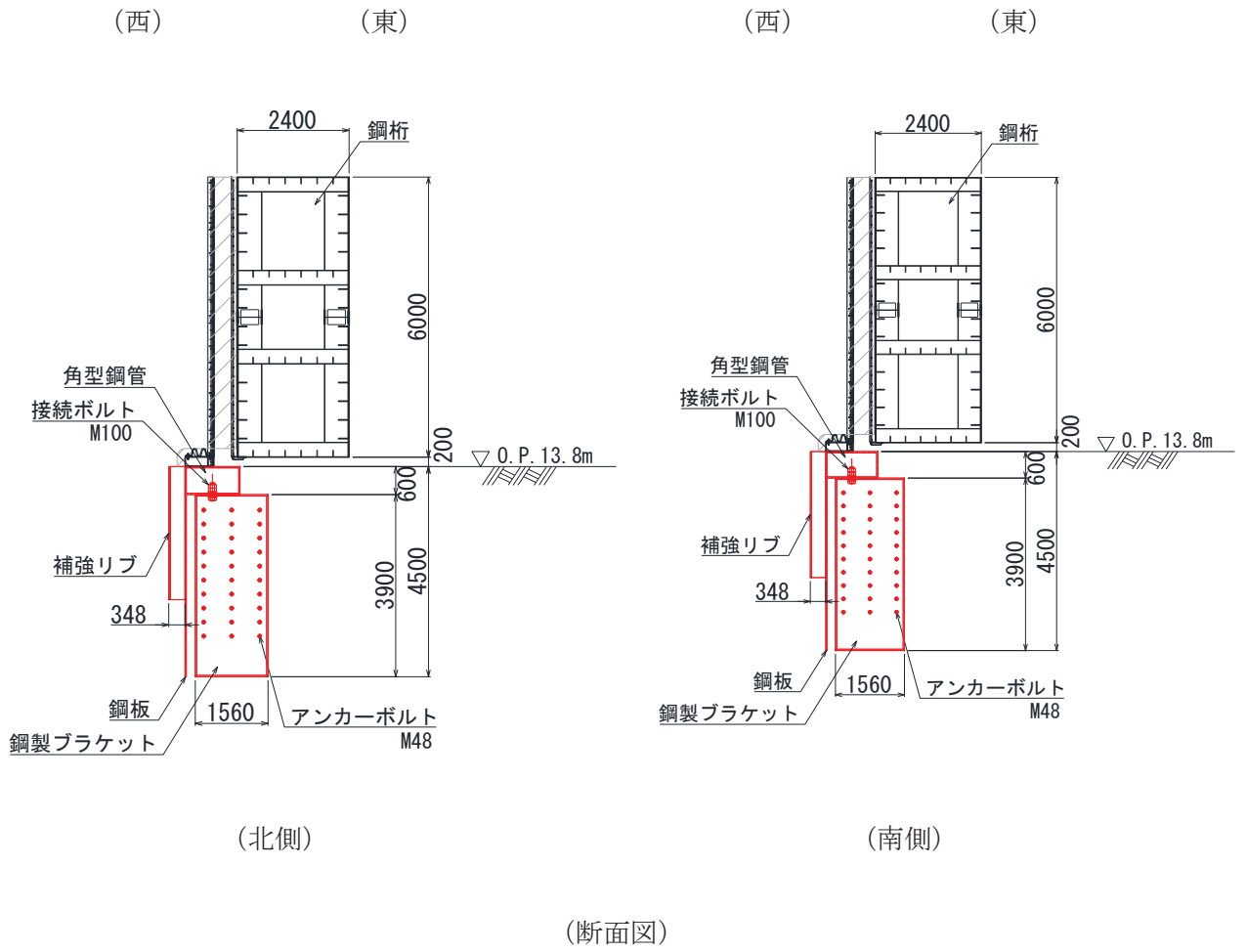
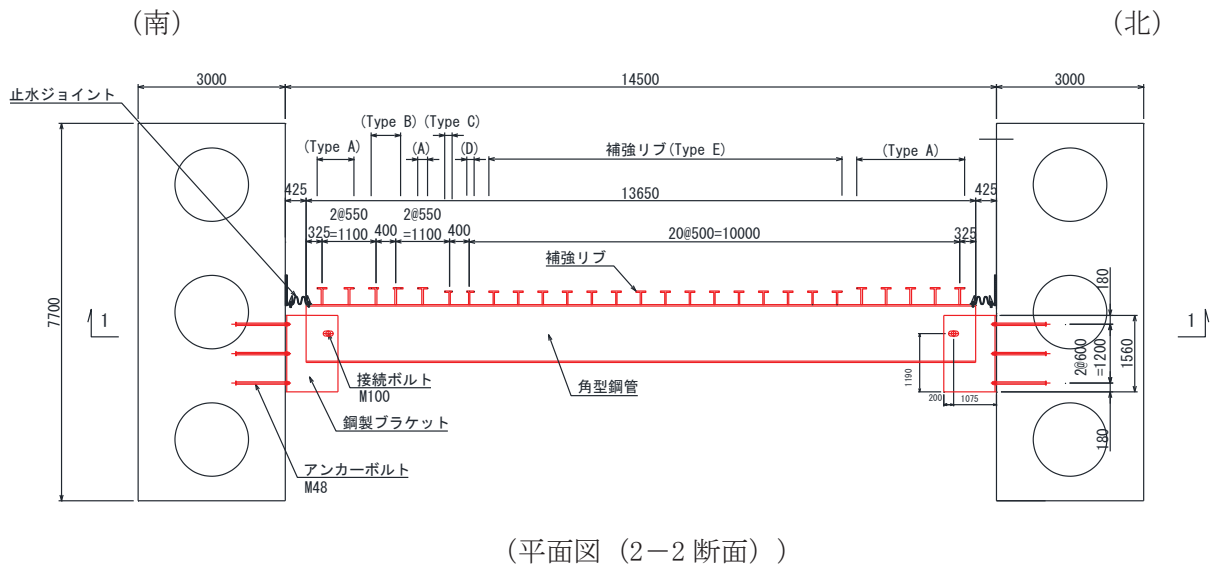
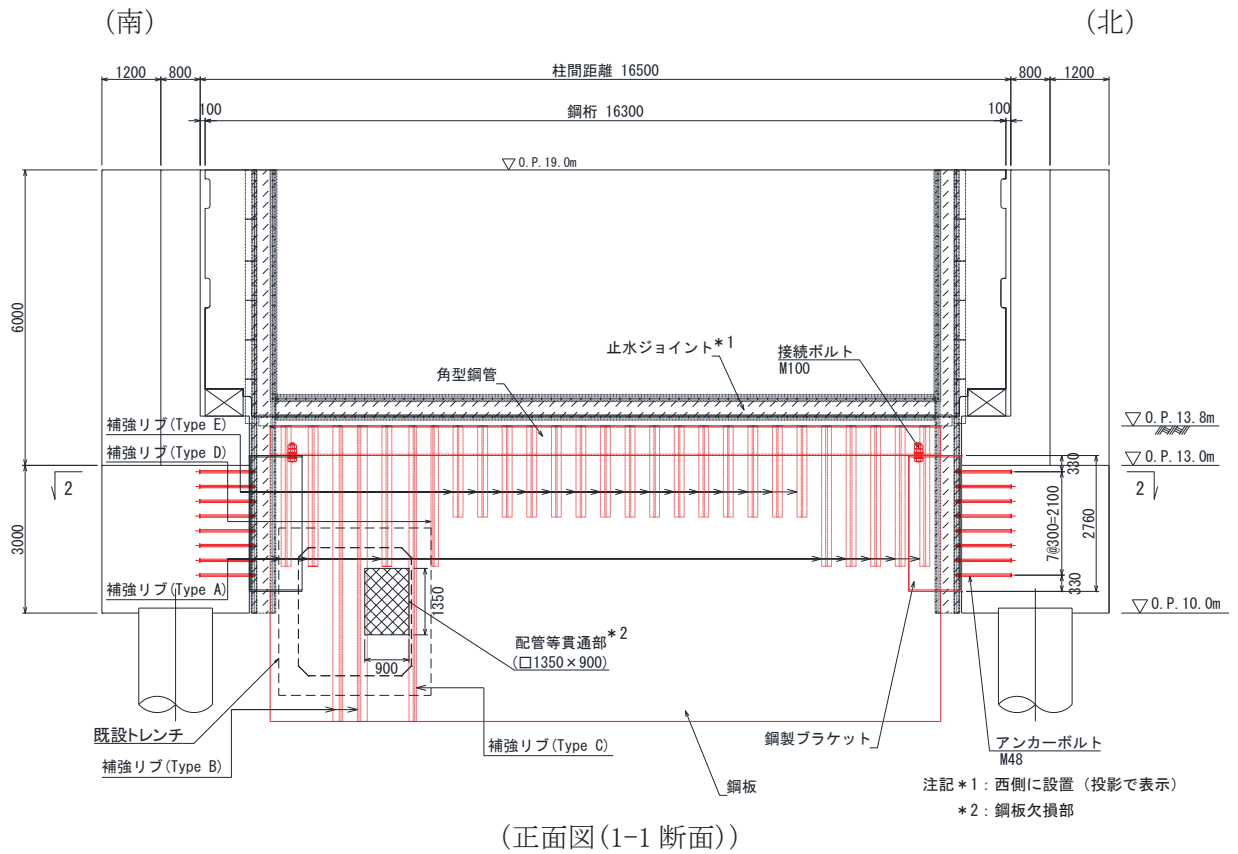


図 2-5(4) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図

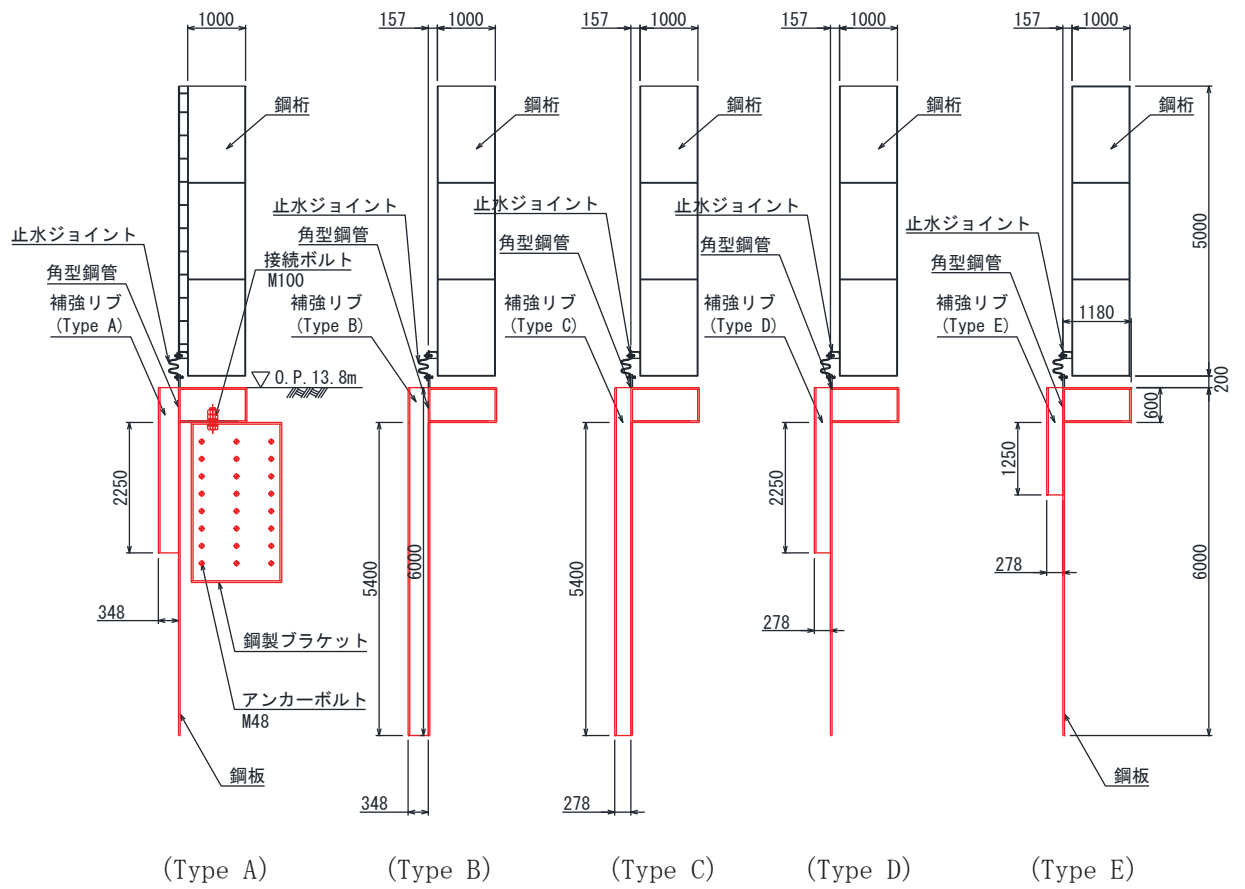


鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ(TypeD)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ(TypeE)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, 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

図 2-6(1) 鋼矢板(鋼桁5)の構造図

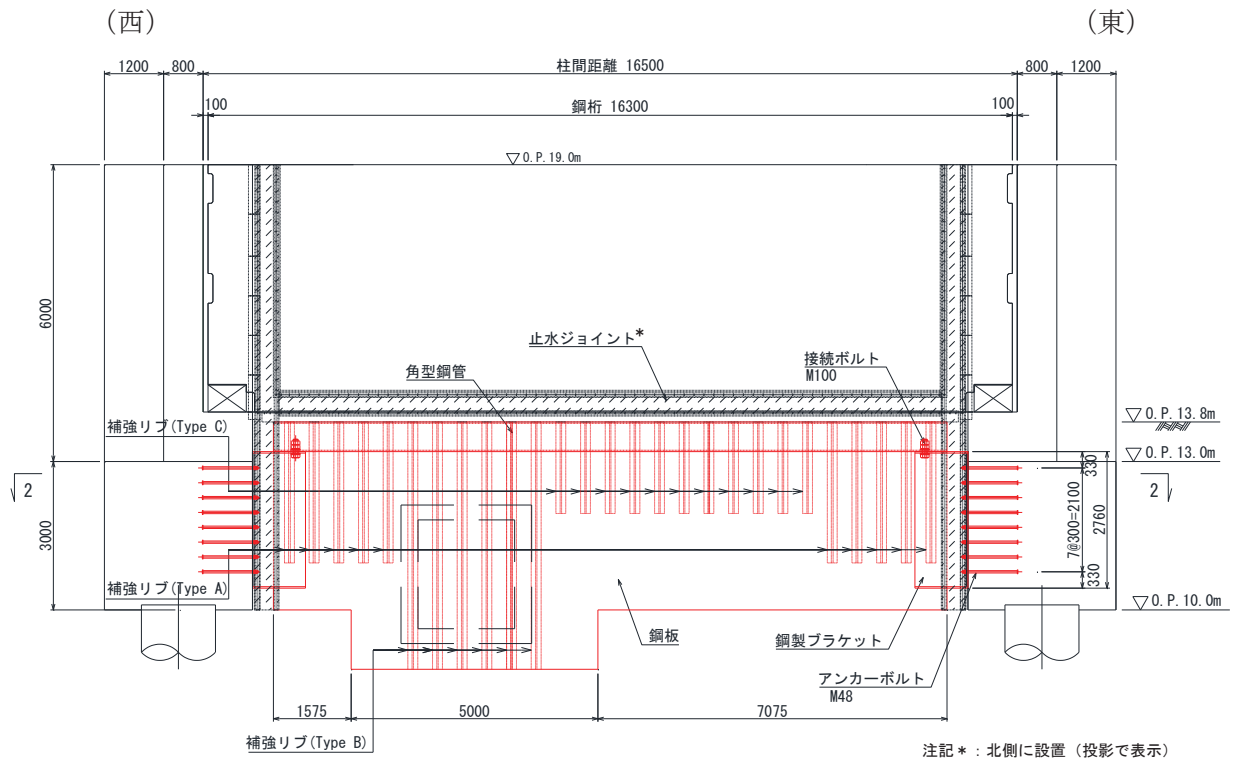
(西)

(東)

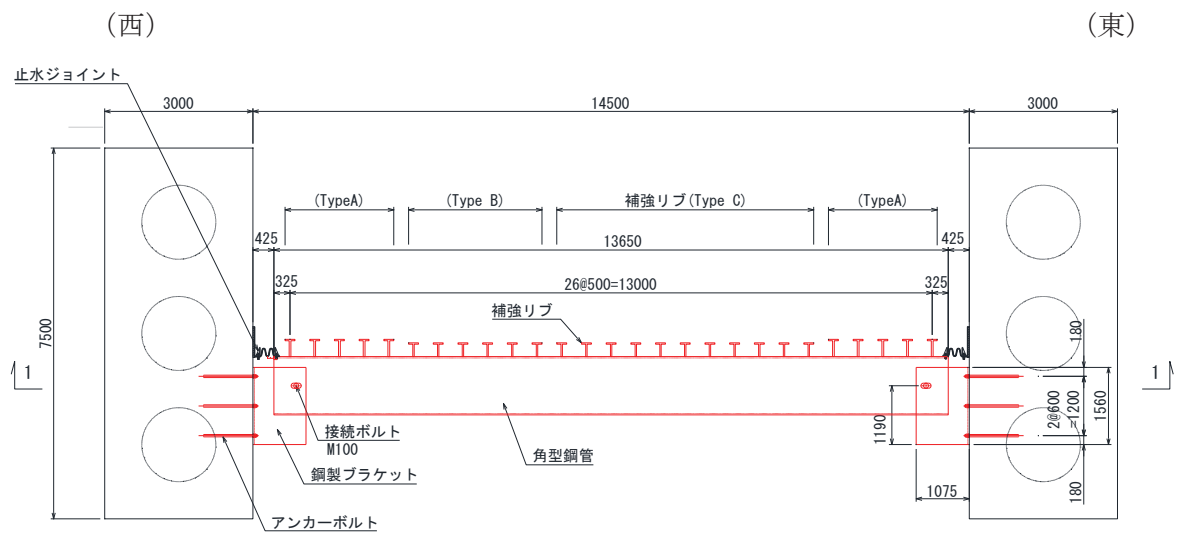


(断面図)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : 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, ベースプレート40mm

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(北)

(南)

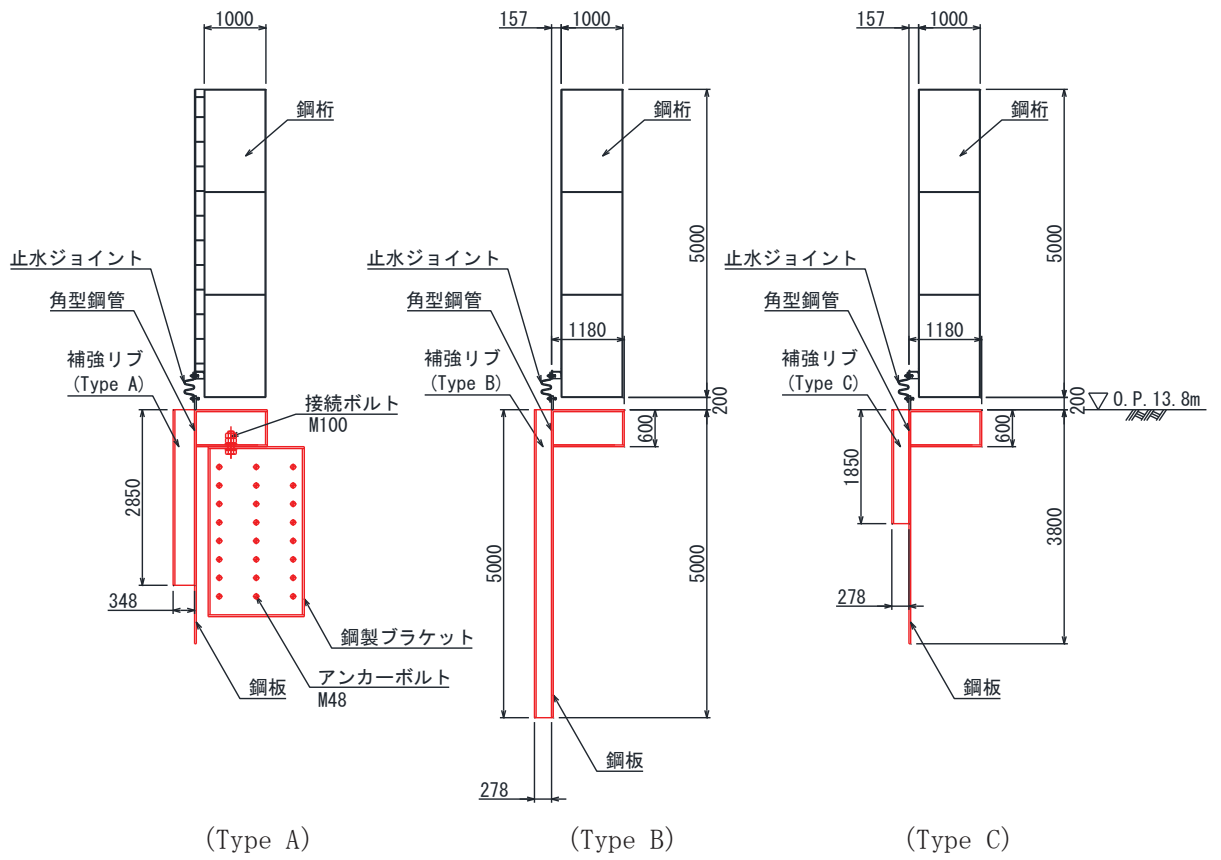
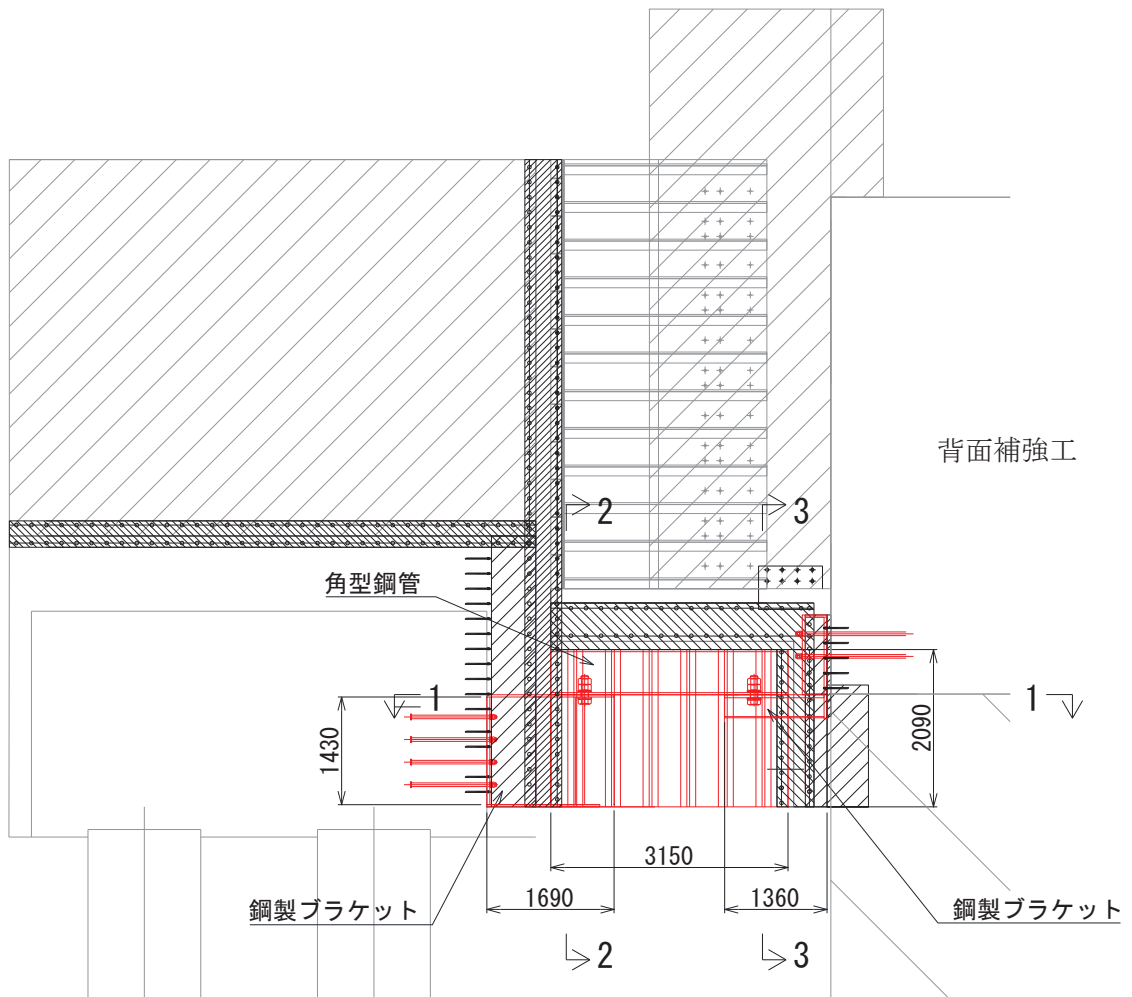


図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(西)

(東)

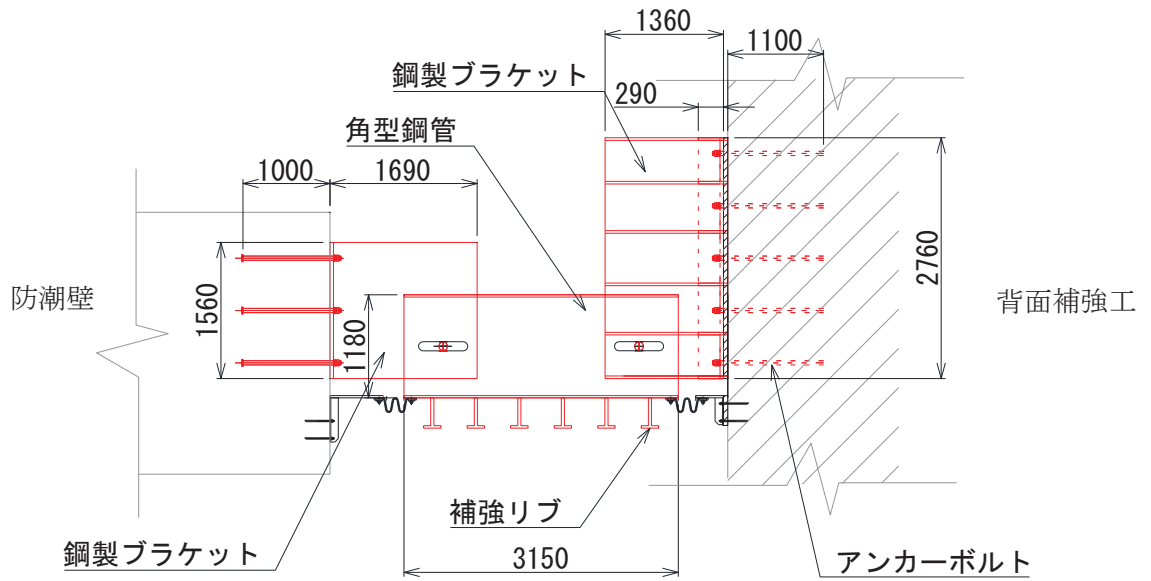


(正面図)

図 2-8(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(東)

(西)



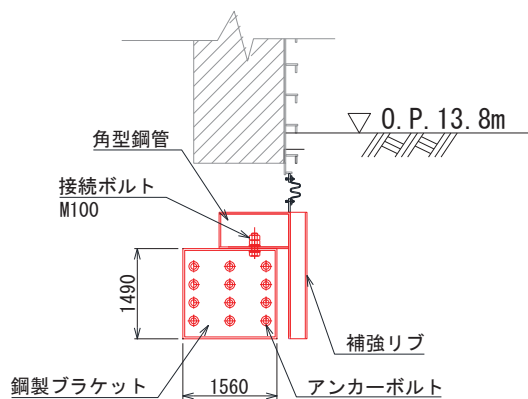
(平面図, 1-1)

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

図 2-8(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(北)

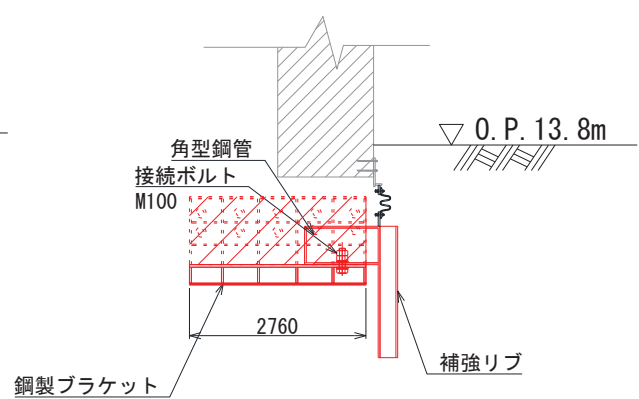
(南)



(断面図, 2-2)

(北)

(南)



(断面図, 3-3)

図 2-8(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(西)

(東)

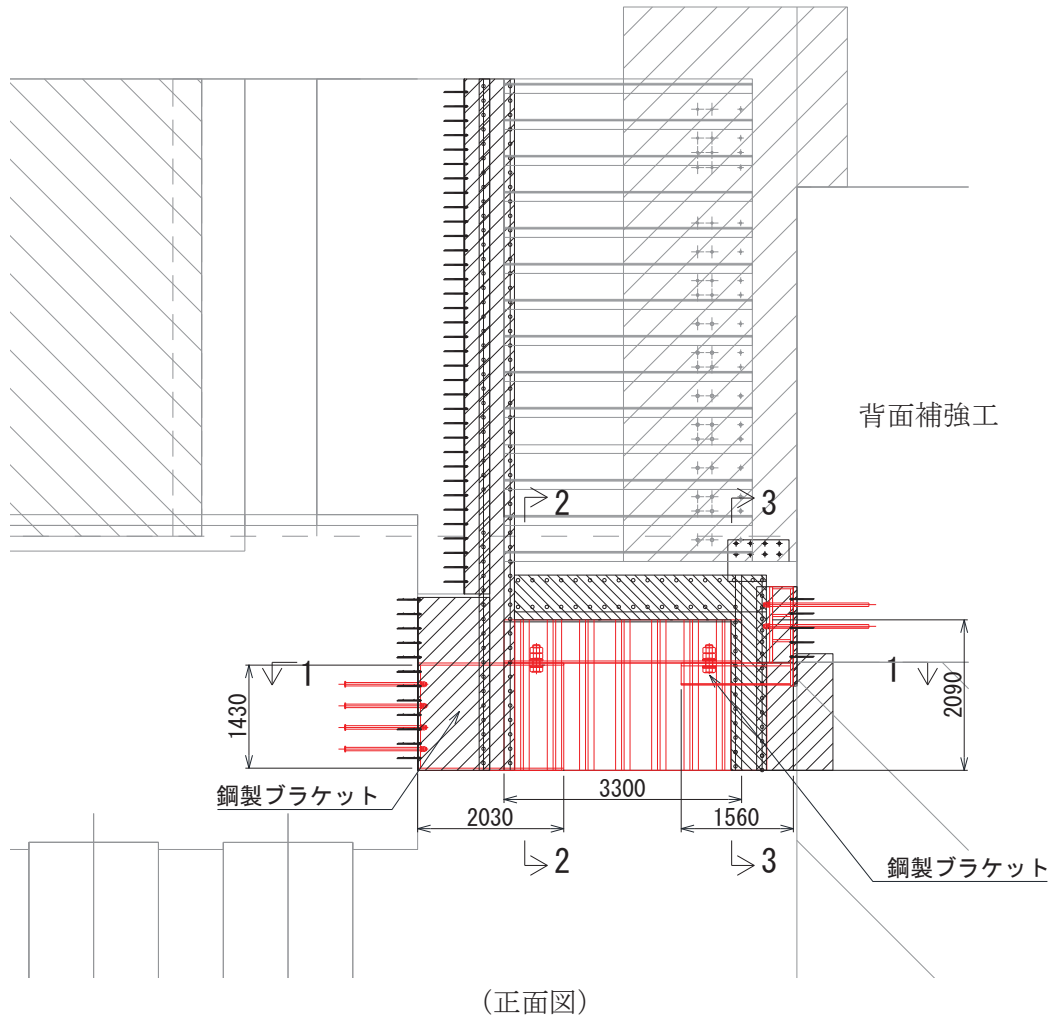
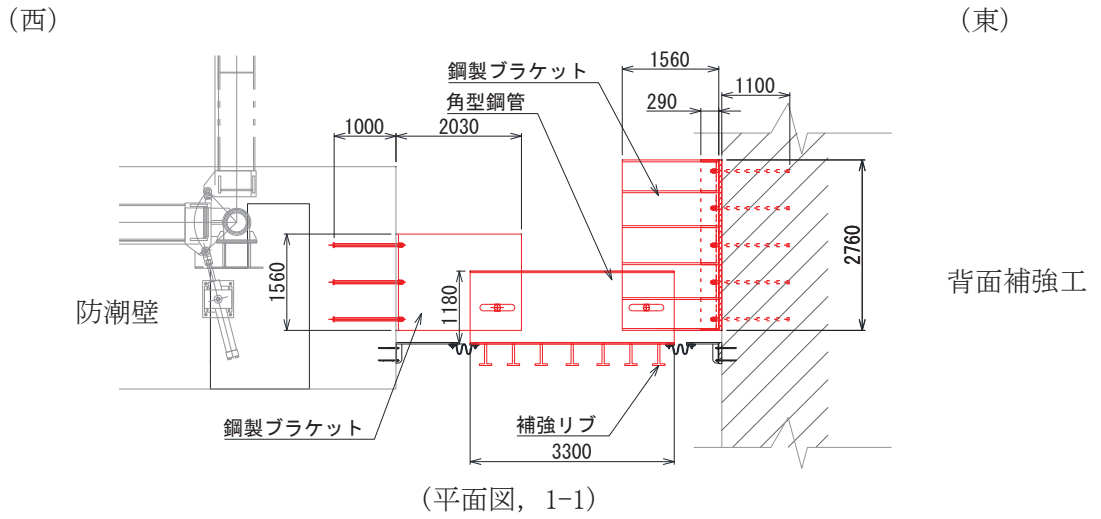


図 2-9(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図



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

図 2-9(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

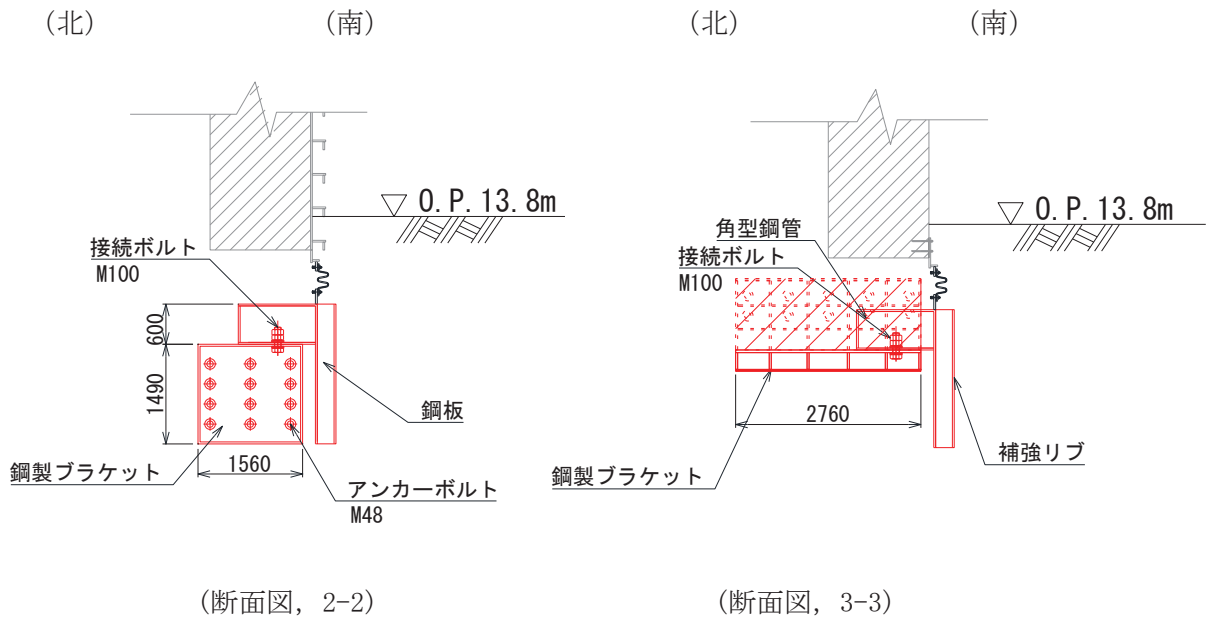
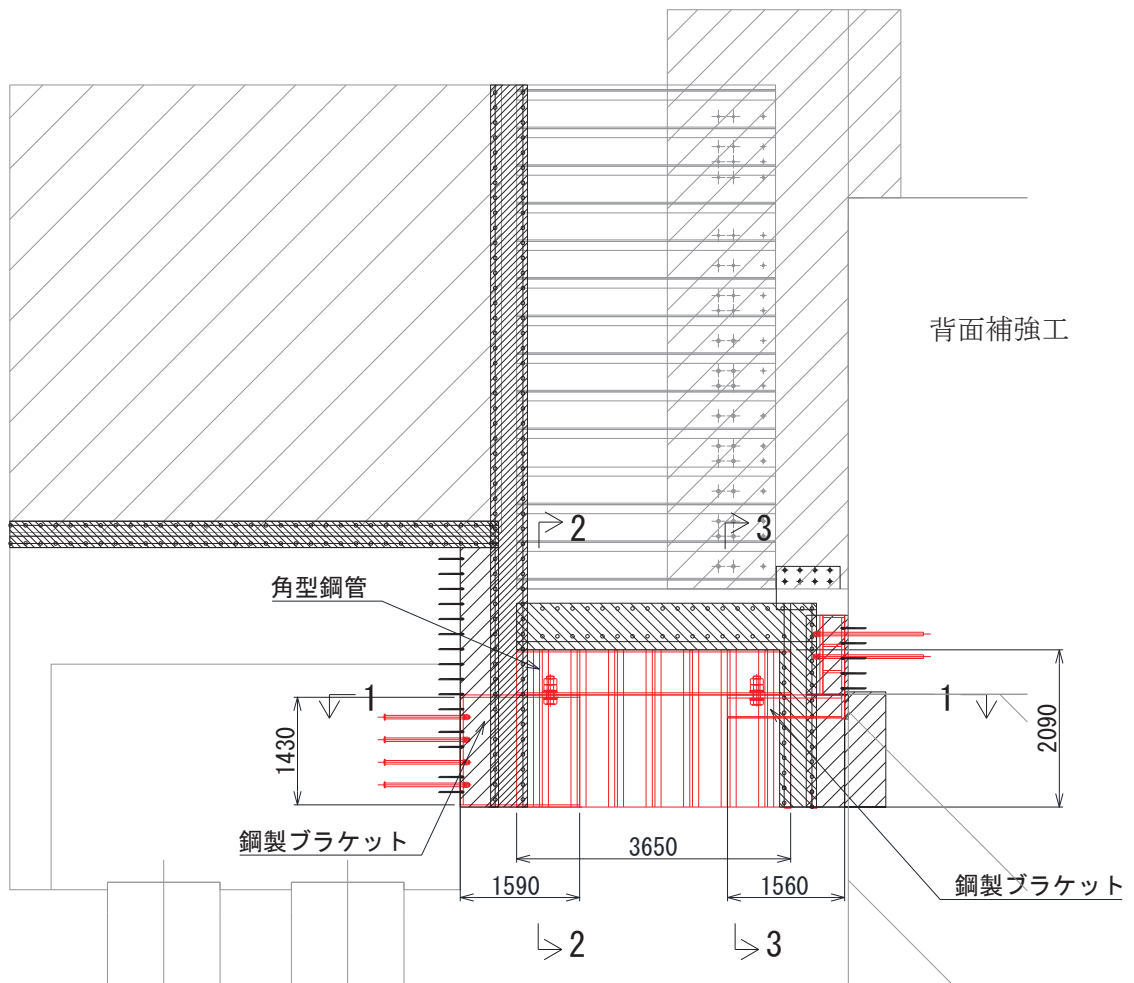


図 2-9(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

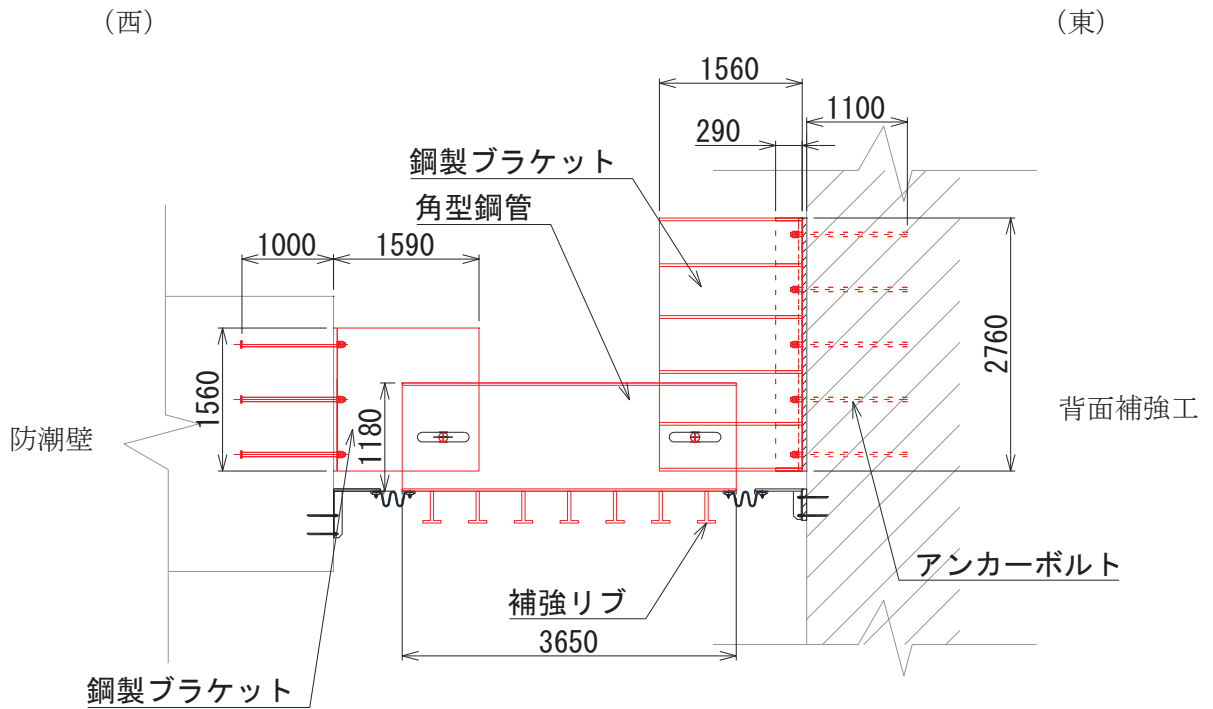
(西)

(東)



(正面図)

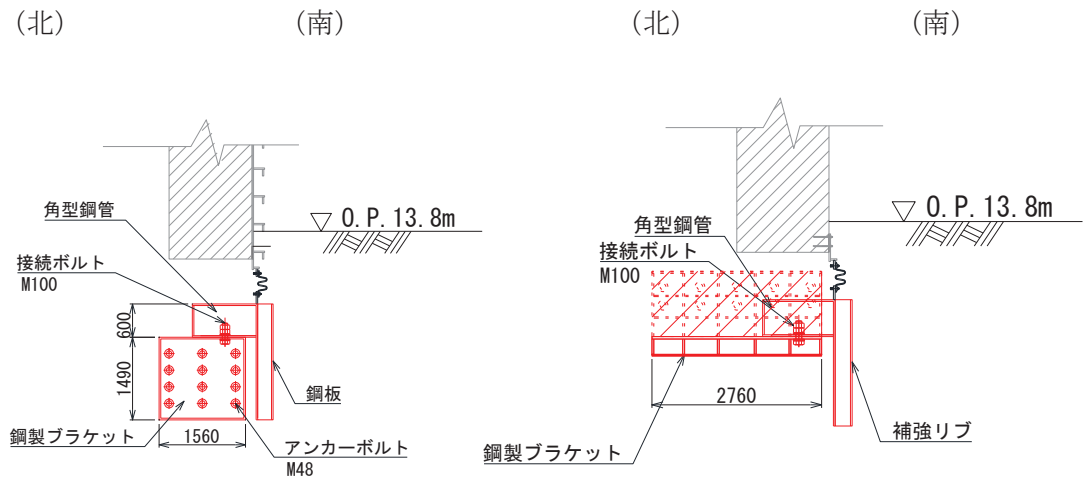
図 2-10(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



(平面図, 1-1)

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

図 2-10(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



(断面図, 2-2)

(断面図, 3-3)

図 2-10(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図

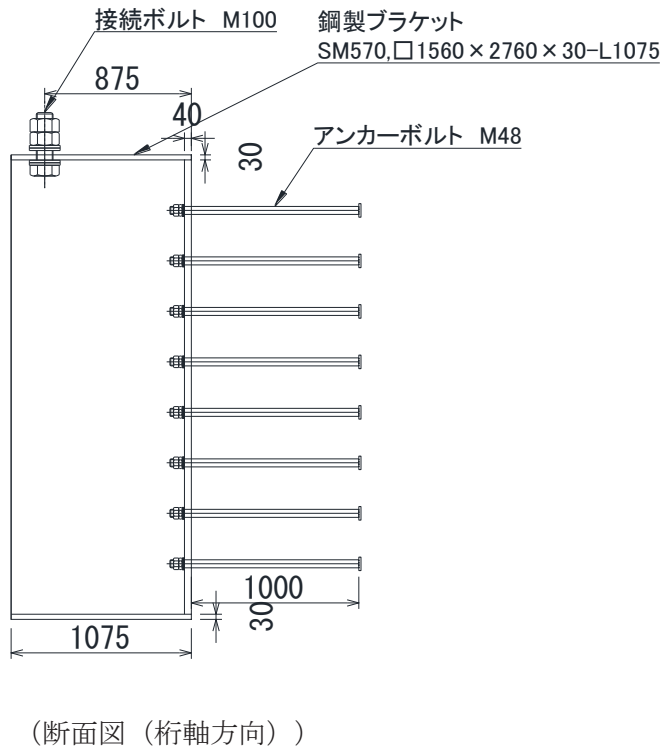
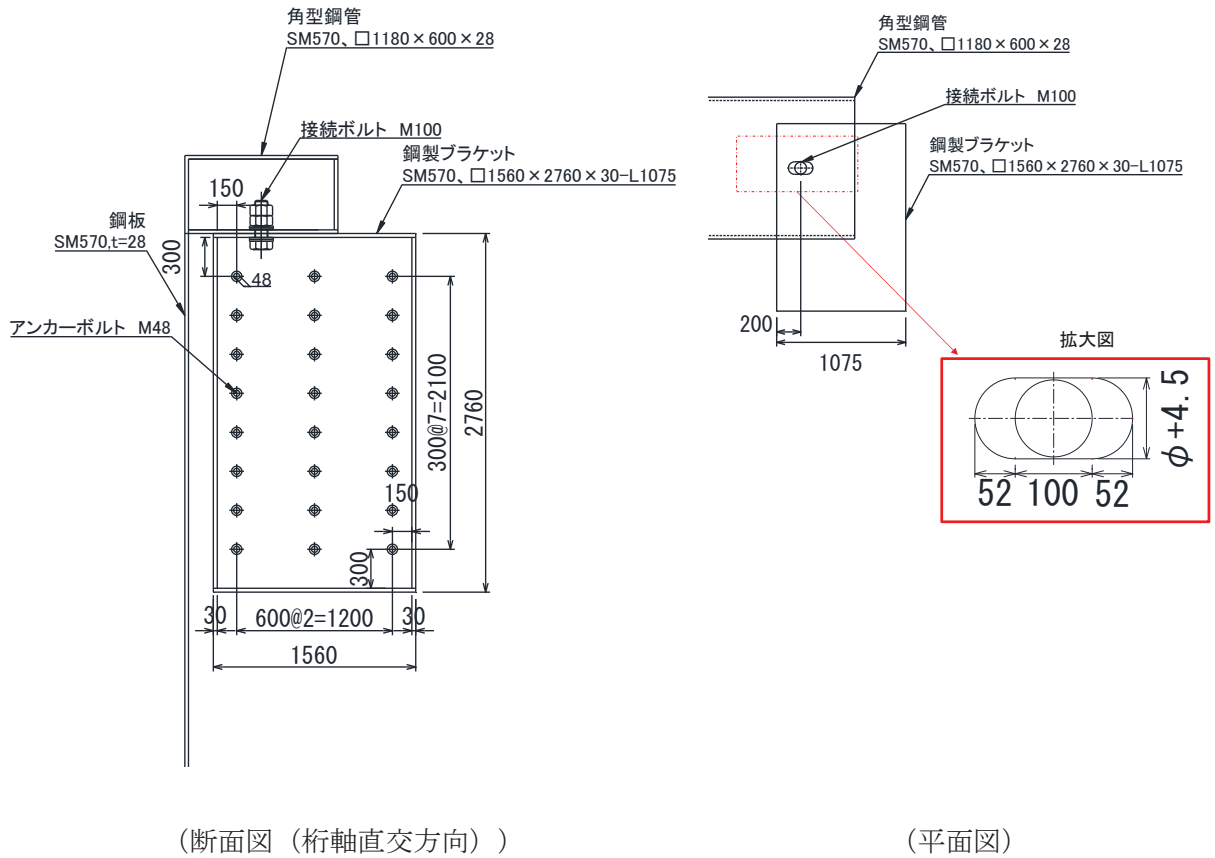


図 2-11(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図 (鋼桁 1~6)

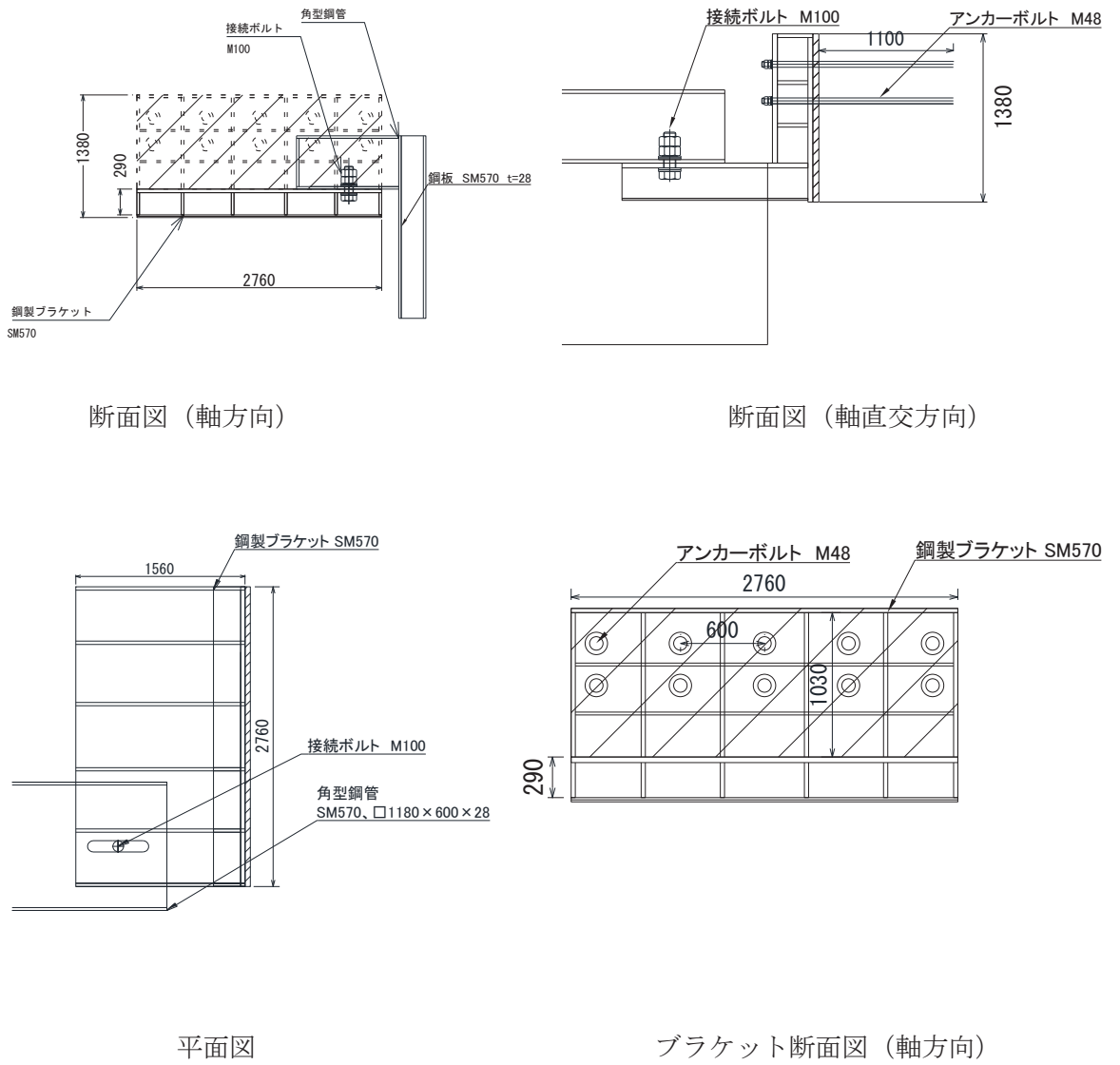
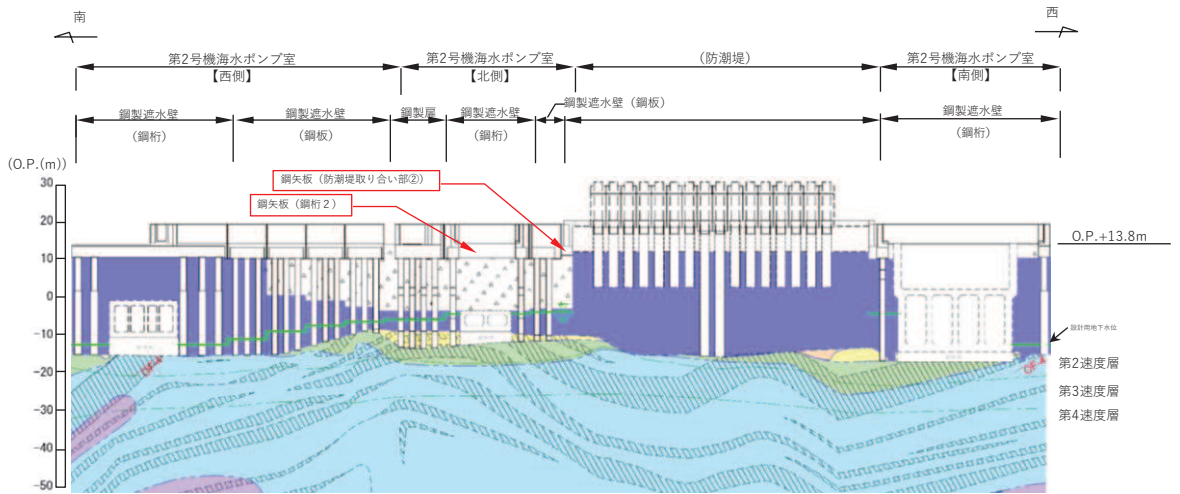
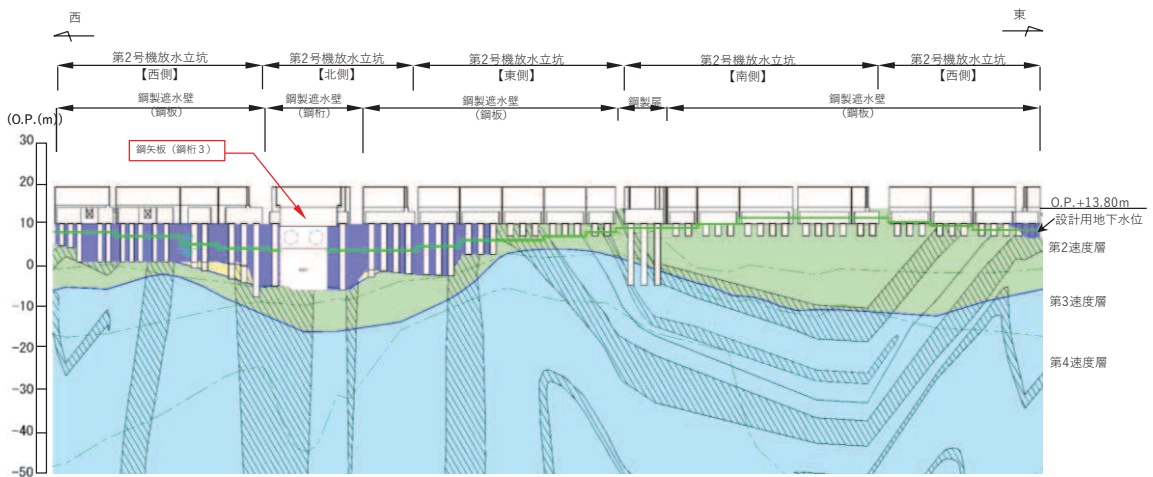


図 2-11 (2) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図
(防潮堤取り合い部③・④ 防潮堤側)



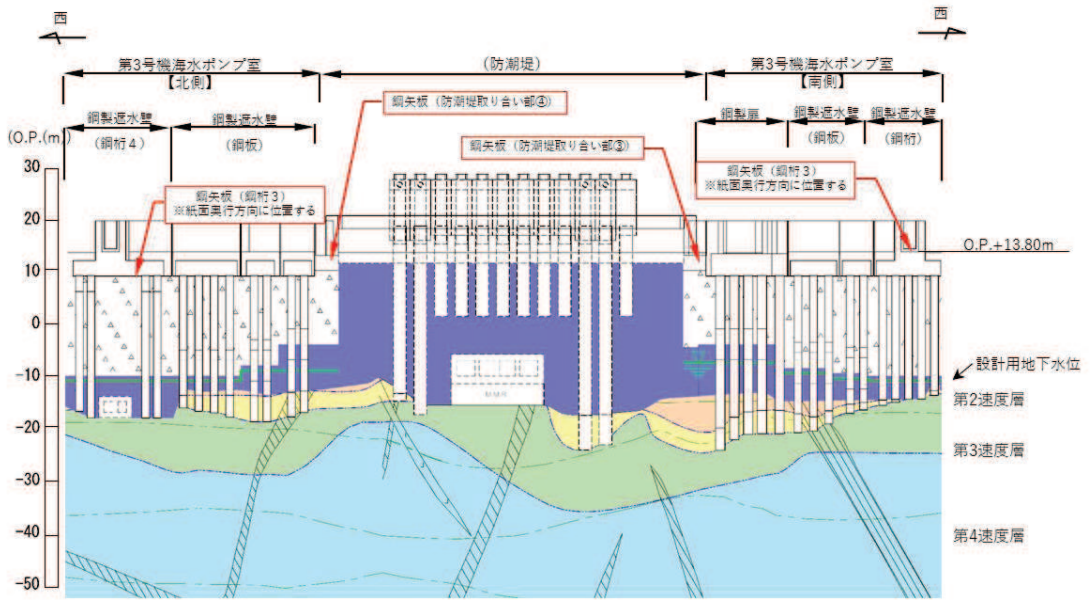
(第2号機海水ポンプ室)



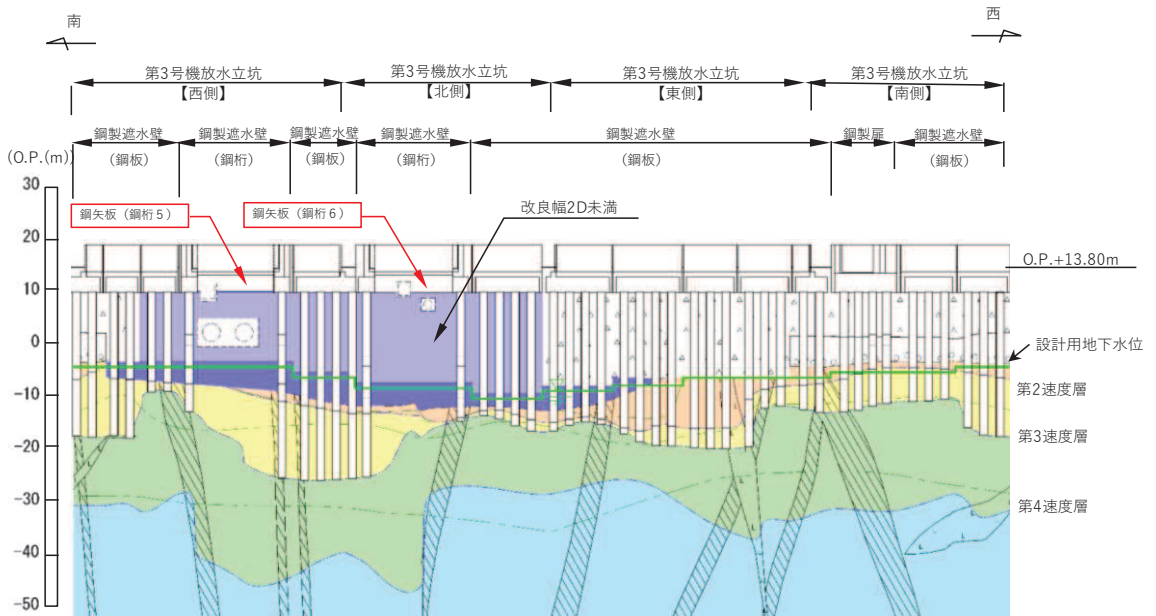
(第2号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C _n 級		旧 表 土
	C _w 級		砂 岩
	C _l 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		設計用地下水位

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



(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級		旧表土
	C&M級		砂岩
	C級		頁岩
	D級		はん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界
	改良地盤等		設計用地下水位

図 2-12(2) 鋼矢板設置位置周辺の地質分布
(鋼桁 4, 5, 6 防潮堤取り合い部③, ④)

3. 評価方針

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定し、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

鋼矢板の評価項目を表3-1に、健全性評価フローを図3-1に示す。

表3-1 鋼矢板の評価部位

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

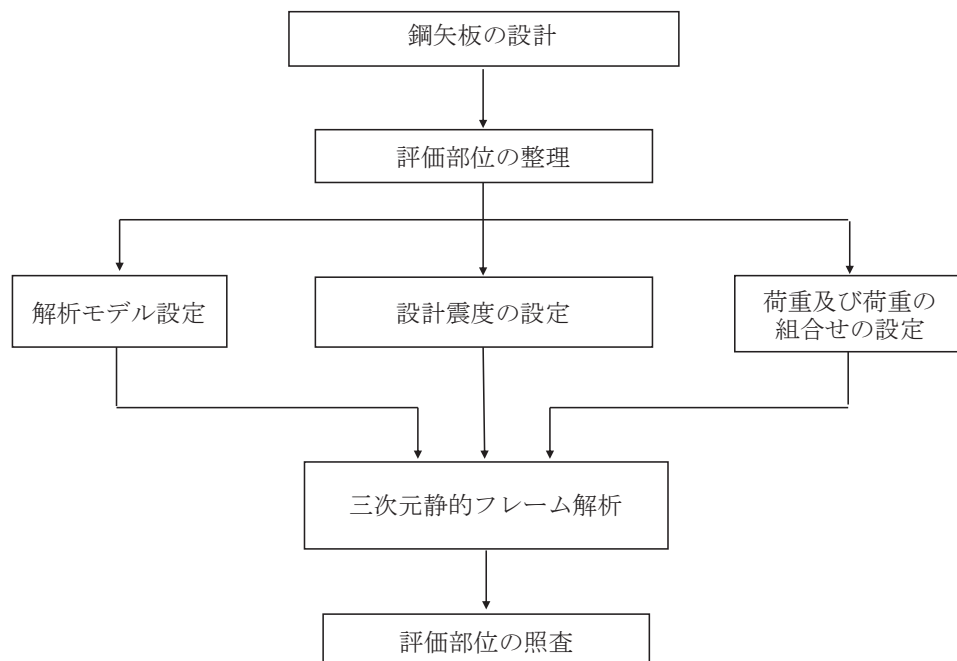


図3-1 鋼矢板の評価フロー

4. 評価対象

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

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

また、防潮堤取り合い部下部の鋼矢板の強度評価については、作用荷重については地震時よりも小さく、また地中部に設置するため津波の影響を受けないことから、評価については耐震評価に包含されるため評価は省略する。防潮堤取り合い部下部の鋼矢板の耐震評価については、「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書（別紙 1）鋼矢板の耐震性について」に示す。

表 4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計水平震度	スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
鋼桁 2	0. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	0. 4	14. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁 3	0. P. +17. 9m (第 2 号機放水立坑)	1. 1	13. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁 4	0. P. +19. 3m (第 3 号機海水ポンプ室)	0. 4	4. 65m	4. 5m (0. P. +9. 3m)
鋼桁 5	0. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	0. 8 (0. 6)*	13. 7m	6. 0m (0. P. +7. 8m)
鋼桁 6	0. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	0. 7 (0. 5)*	13. 7m	5. 0m (0. P. +8. 8m)
防潮堤 取り合い部②	0. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 15m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部③	0. P. +19. 3m (第 3 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 30m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部④	0. P. +19. 3m (第 3 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 65m	2. 09m (0. P. +10. 4m)

注記*：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

表 4-2 作用荷重*¹の整理

断面	総荷重 (kN)	単位奥行き当たりの荷重 (kN/m)
鋼桁 2	1914	136
鋼桁 3	3005	230
鋼桁 4	683	147
鋼桁 5	5575 (4486) * ²	408 (329) * ²
鋼桁 6	2461 (2387) * ²	180 (175) * ²
防潮堤取り合い部②	369	82
防潮堤取り合い部③	385	78
防潮堤取り合い部④	424	70

注記* 1 : 津波荷重と余震時主働土圧の合計

* 2 : 括弧内の数値は 地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮の場合

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

鋼矢板の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

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（防潮壁の外→内方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

5.1.1 固定荷重（G）

固定荷重として、鋼矢板自重を考慮する。

5.1.2 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 20N/m² の積雪荷重が作用することを踏まえ、保守的に 0.98kN/m² を考慮する。

5.1.3 風荷重（P_k）

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

5.1.4 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（入力津波高さに +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

5.1.5 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、動水圧及び地震時土圧を考慮する（重畳時のみ）。

(1) 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。

(2) 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。

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

(3) 余震による地震時土圧

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

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

ここで、土圧係数 K_{EA} は以下の式により算定する。

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

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「3.3.3 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、扉体に作用する荷重の概念図を図 5-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5-2 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。なお、防潮堤取り合い部の鋼製ブラケット及びアンカーボルトに対する評価においては、形状が左右対称であるため、荷重の方向性が評価結果に影響を与えないことから一方向のみ実施する。

表 5-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

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

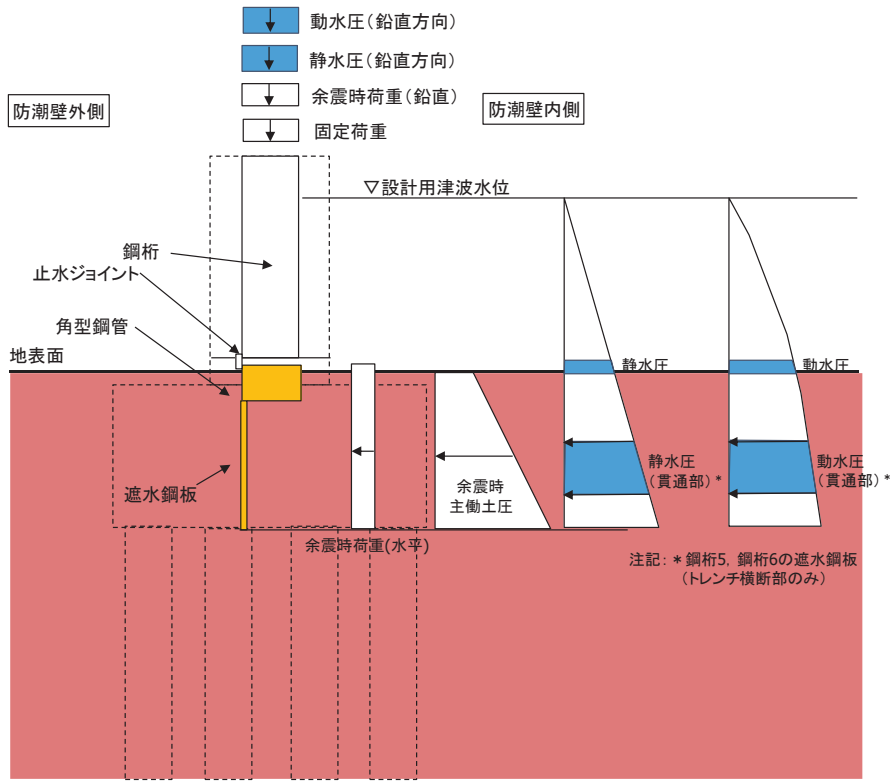


図 5-1(1) 荷重の概念図 (鋼桁 1~6)

表 5-2 評価ケースの整理

荷重作用方向*	
内→外	外→内
○ (+1.0 S _{dH} , +0.4 S _{dV})	—

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。

ここで、

S_{dH}：水平方向余震荷重

S_{dV}：鉛直方向余震荷重

5.3 設計用地震力

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

ここで、鋼製遮水壁（鋼桁）は、概ね左右対称な構造であり地震動の位相反転の影響は軽微と考えられるため、弾性設計用地震動 S_d-D₂に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析ケースを表5-3に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁5）の加速度応答の算定は「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」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

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

表 5-3 解析ケース

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

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

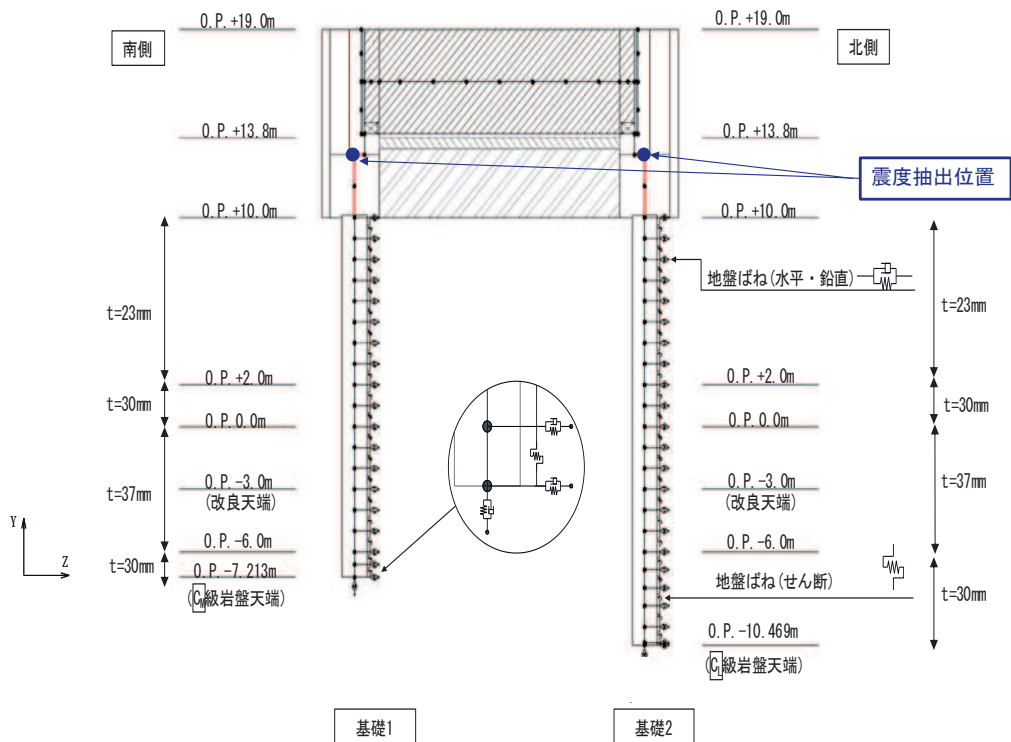
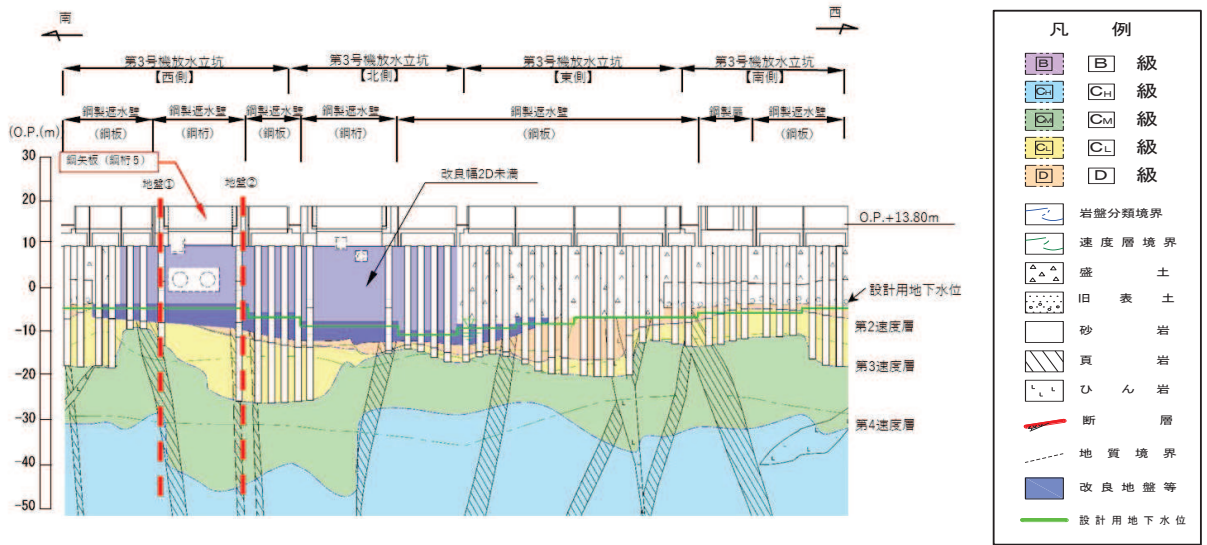


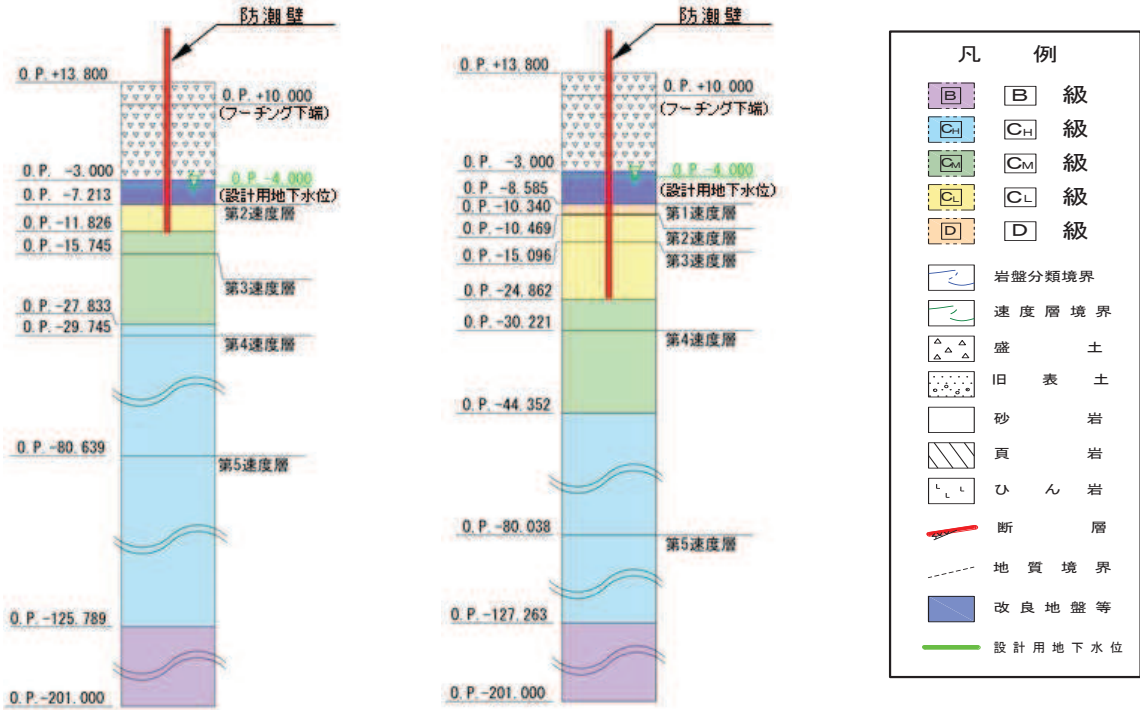
図 5-2 フーチング震度抽出モデル
(鋼製遮水壁 (鋼桁 5))



(防潮壁 (第 3 号機放水立坑) 縦断方向)

図 5-3(1) 地盤応答抽出用モデル
(全体位置図)

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



(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

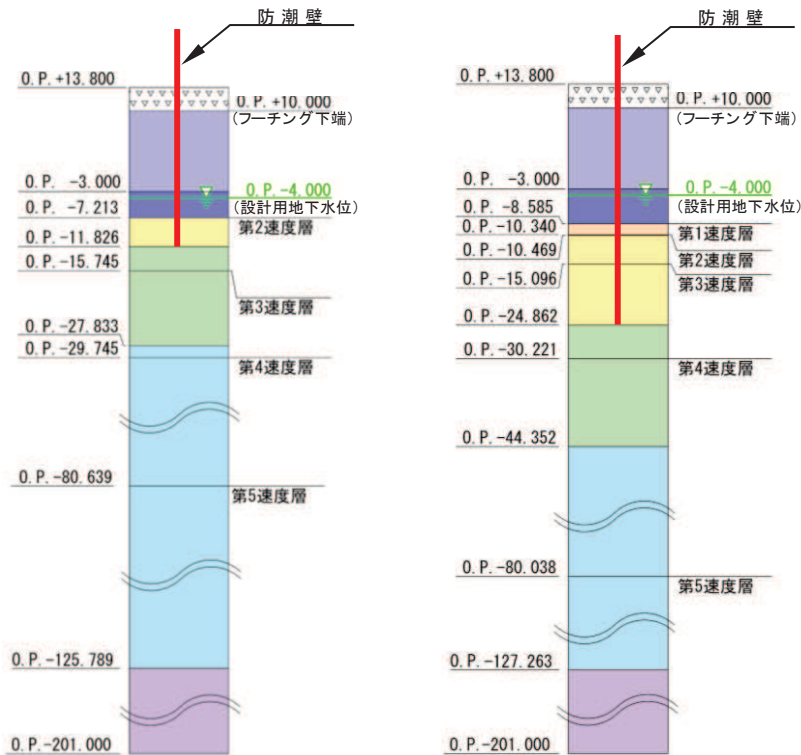


図 5-3(2) 地盤応答抽出用モデル (地質モデル図)

表 5-4 地震応答解析結果

加速度抽出 位置	最大応答加速度* ¹	
	水平 (cm/sec ²)	鉛直 (cm/sec ²)
フーチング	550* ² (S d - D 2, ケース②)	498* ² (S d - D 2, ケース③)
地盤	<u>797</u> (S d - D 2, ケース③)	<u>746</u> * ² (S d - D 2, ケース③)

注記* 1 : 下線部は最大値を示す。

* 2 : 地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮。

表 5-5 設計震度

地震動 ・検討ケース	抽出箇所	設計震度*	
		(最大応答加速度 (cm/s ²))	
S d - D 2 ・ケース③	地盤 (O. P. +13. 8m (地表面))	水平方向 K _{H s d}	1. 0 (797)
S d - D 2 ・ケース③	地盤 (O. P. +13. 8m (地表面))	鉛直方向 K _{V s d}	1. 0 (746)

注記* : 最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980. 665cm/s²により設定。

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 鋼板・角型鋼管

6.1.1 解析モデル

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

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

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

また、鋼板部の桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付ける。

解析モデルの概要を図6-1に、支点部の境界条件を表6-1に示す。

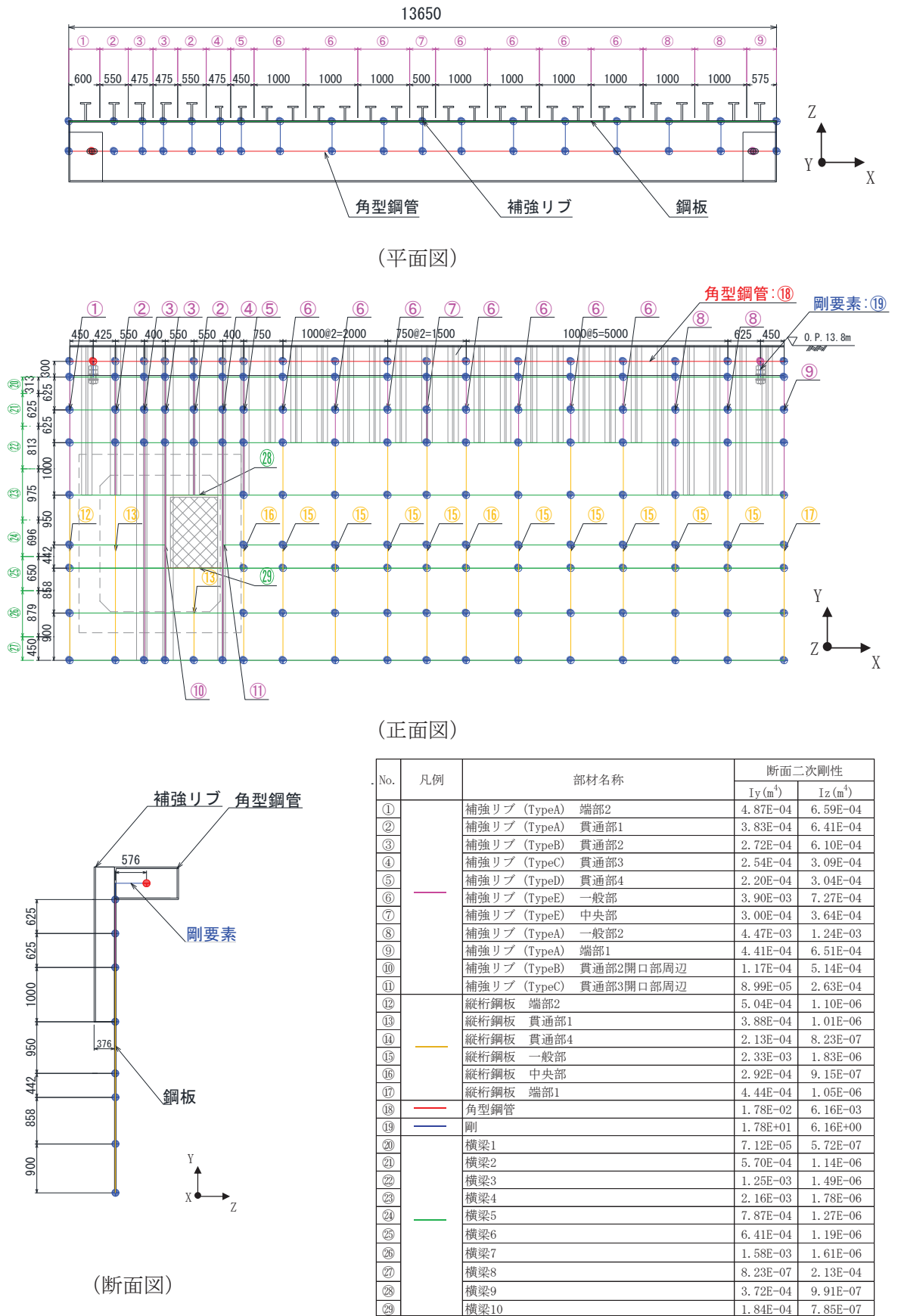


図 6-1 解析モデルの概要

表 6-1 支点部の境界条件

方向	拘束条件	
	支点部 1	支点部 2
桁軸方向(X 軸方向)	拘束 ^{*1}	自由 ^{*1}
鉛直方向(Y 軸方向)	拘束	拘束
桁軸直交方向(Z 軸方向)	拘束	拘束
桁軸方向(X 軸方向)周り	拘束	拘束
鉛直方向(Y 軸方向)周り	自由 ^{*1}	自由 ^{*1}
桁軸直交方向(Z 軸方向)周り	自由 ^{*2}	自由 ^{*2}

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

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

6.1.2 使用材料及び物性値

使用材料を表 6-2 に、材料の物性値を表 6-3 に示す。

表 6-2 使用材料

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

表 6-3 材料の物性値

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

6.1.3 許容限界

鋼板の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6-4 に示す短期許容応力度とする。

表 6-4 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度*2 (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} *1	255
許容せん断応力度 τ_{sa}		145	217

注記*1：鋼板は「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に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。

6.1.4 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図6-2に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」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。

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ことから、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

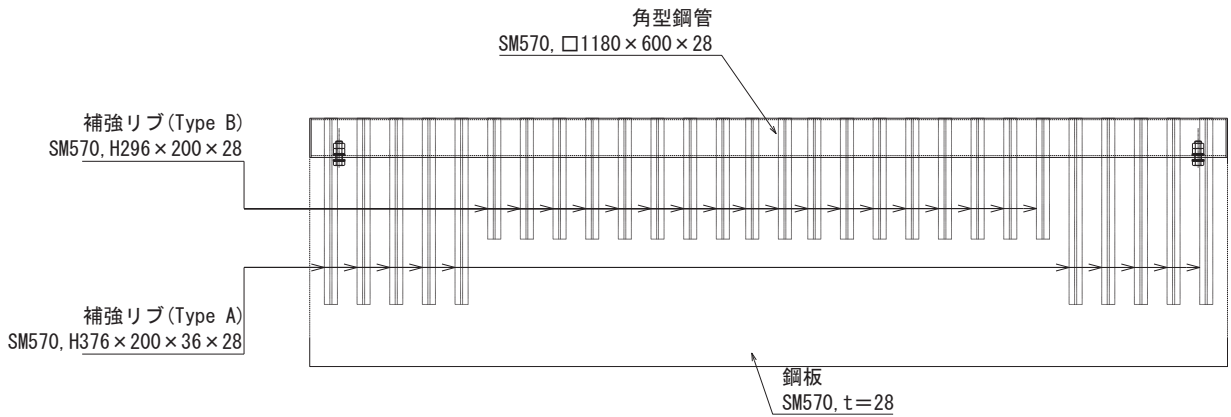


図6-2 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(1) 曲げ軸力照査

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

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, M_y, M_z ごとに同一区間単位の中で位置を統一せず、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、

σ_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/m²)

N_1 : 鋼板の軸力 (kN)

A_1 : 鋼板の有効断面積 (m^2)

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

Z_{Y1} : 鋼板のY軸周りの有効断面係数 (m^3)

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

Z_{Z1} : 鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m^3)

(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。

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)

S_z : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_z : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)

S_y : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_y : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)

(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、

σ_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^2)

τ_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^2)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm^2)

k : 「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.2 接続ボルト

6.2.1 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造図を図 6-3 に示す。

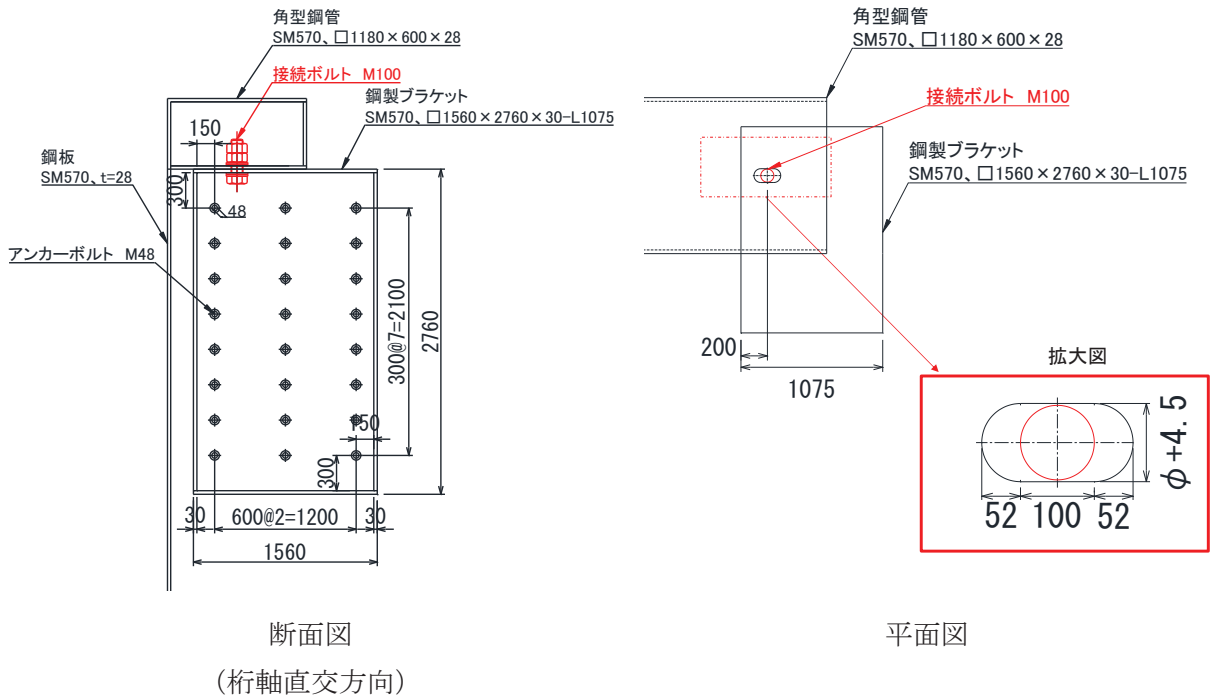


図 6-3 接続ボルトの構造図

6.2.2 使用材料及び物性値

接続ボルトの使用材料を表 6-5 に示す。

表 6-5 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

6.2.3 許容限界

接続ボルトの許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 6-6 に示す短期許容応力度とする。

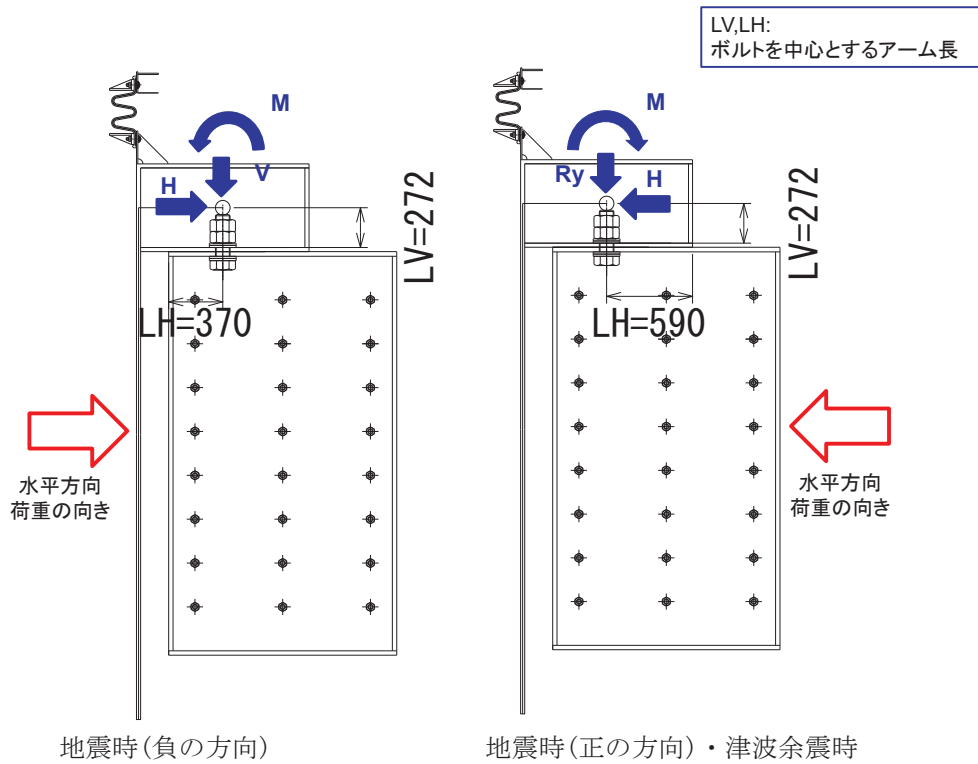
表 6-6 接続ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	10.9	許容引張応力度 σ_{sa}	470
許容せん断応力度 τ_{sa}		270	405

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

6.2.4 評価方法

接続ボルトの評価は、接続ボルトに発生する引張力、せん断力が、許容限界以下となることを確認する。接続ボルトの引張力、せん断力の算出式を図 6-4 に示す。



$$P = V_m - V_H + V$$

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

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

$$S = H$$

ここで、

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

図 6-4 接続ボルトの発生力算定方法

6.3 鋼製ブラケット

6.3.1 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図6-5に示す。

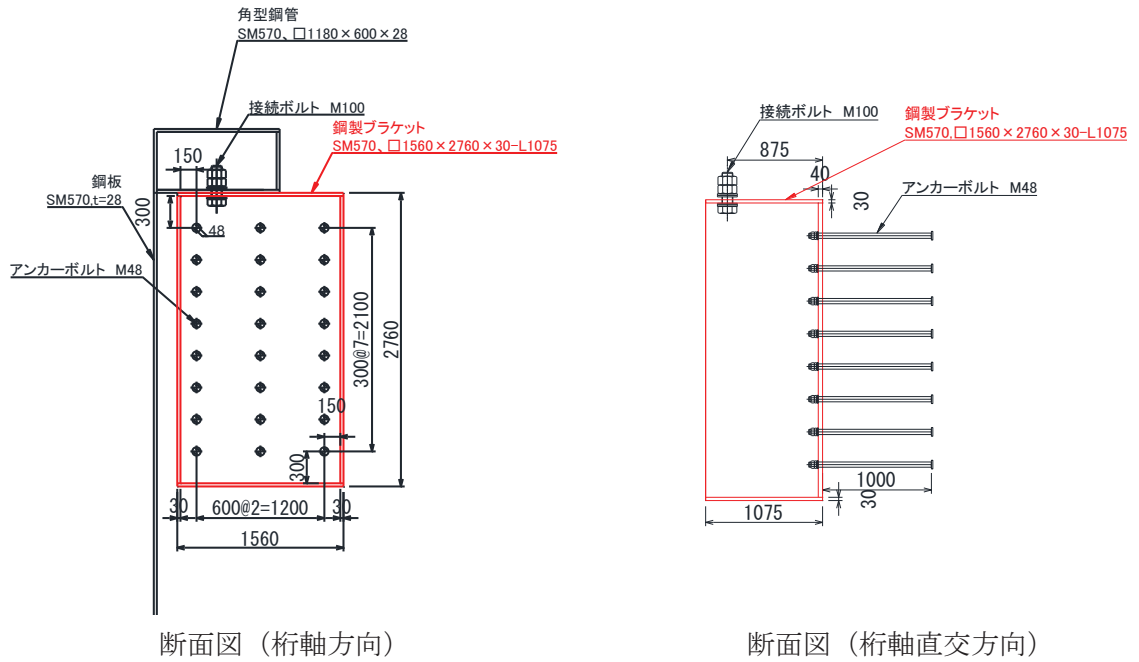


図6-5 鋼製ブラケットの構造図

6.3.2 使用材料及び物性値

鋼製ブラケットの使用材料を表 6-7 に示す。

表 6-7 使用材料

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

6.3.3 許容限界

鋼製ブラケットの許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 6-8 に示す短期許容応力度とする。

表 6-8 鋼製ブラケットの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255
許容せん断応力度 τ_{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。

6.3.4 評価方法

鋼製ブラケットの作用荷重として6.2.4節で算出した接続ボルトに発生する力を用いる。鋼製ブラケットに作用する荷重図を図6-6に示す。

鋼製ブラケットは接続ボルトに発生する荷重を入力荷重とするフーチングに固定された片持ち梁として、図6-6に示すようにモデル化し、発生断面力を算定する。算定した断面力を用い、鋼製ブラケットが補強リブと側面プレートによって構成される断面として、図6-7に示す応力度照査により応力度を算出する。

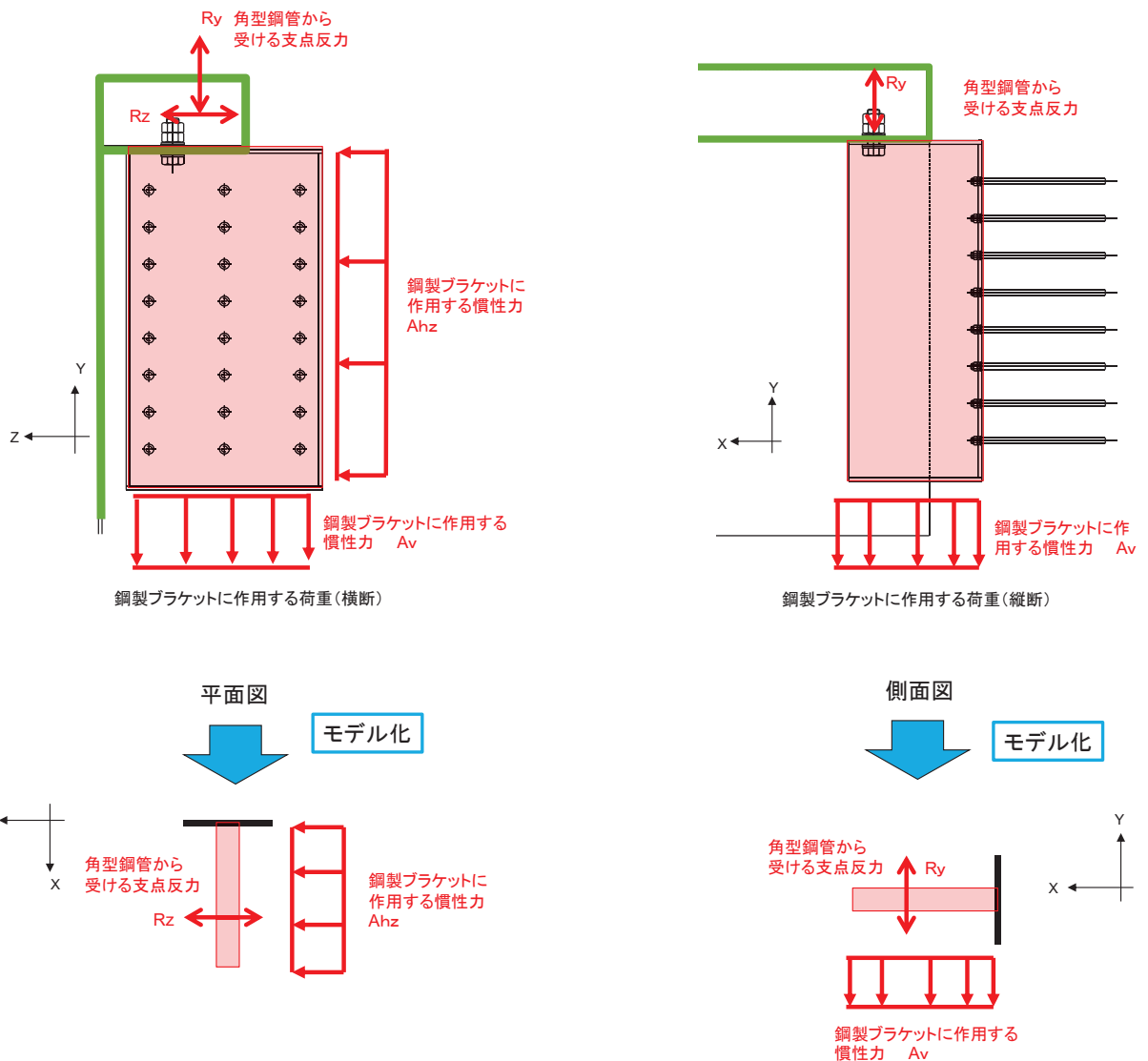


図6-6 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要

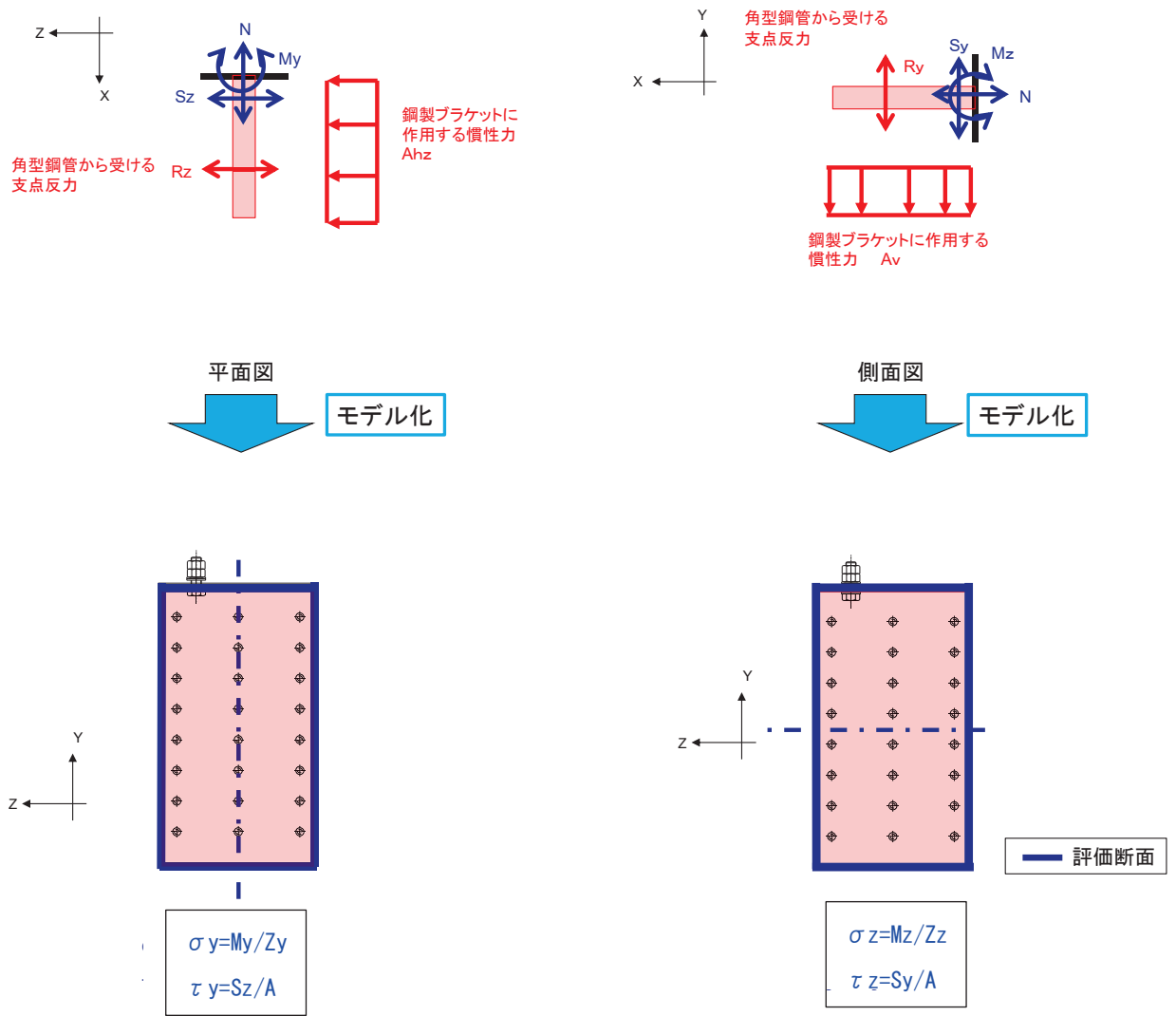


図 6-7 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図

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

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_Y}{Z_Y} \pm \frac{M_Z}{Z_Z}$$

ここで、

σ_1 : 鋼製ブラケットの曲げモーメントにより算定される応力 (N/mm²)

N_1 : 長孔構造のため N=0

A_1 : 鋼製ブラケットの有効断面積 (mm²)

M_Y : 鋼製ブラケットに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Y : 鋼製ブラケットの Y 軸周りの有効断面係数 (mm³)

M_Z : 鋼製ブラケットに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Z : 鋼製ブラケットの Z 軸周りの有効断面係数 (mm³)

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

τ_1 : 鋼製ブラケットのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_z : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_z : 鋼製ブラケット (フランジ) のせん断純断面積 (mm²)

S_y : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_y : 鋼製ブラケット (ウエブ) のせん断純断面積 (mm²)

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

ここで、

σ_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/mm²)

τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 合成応力の許容値 (1.2)

6.4 アンカーボルト

6.4.1 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図6-8に示す。

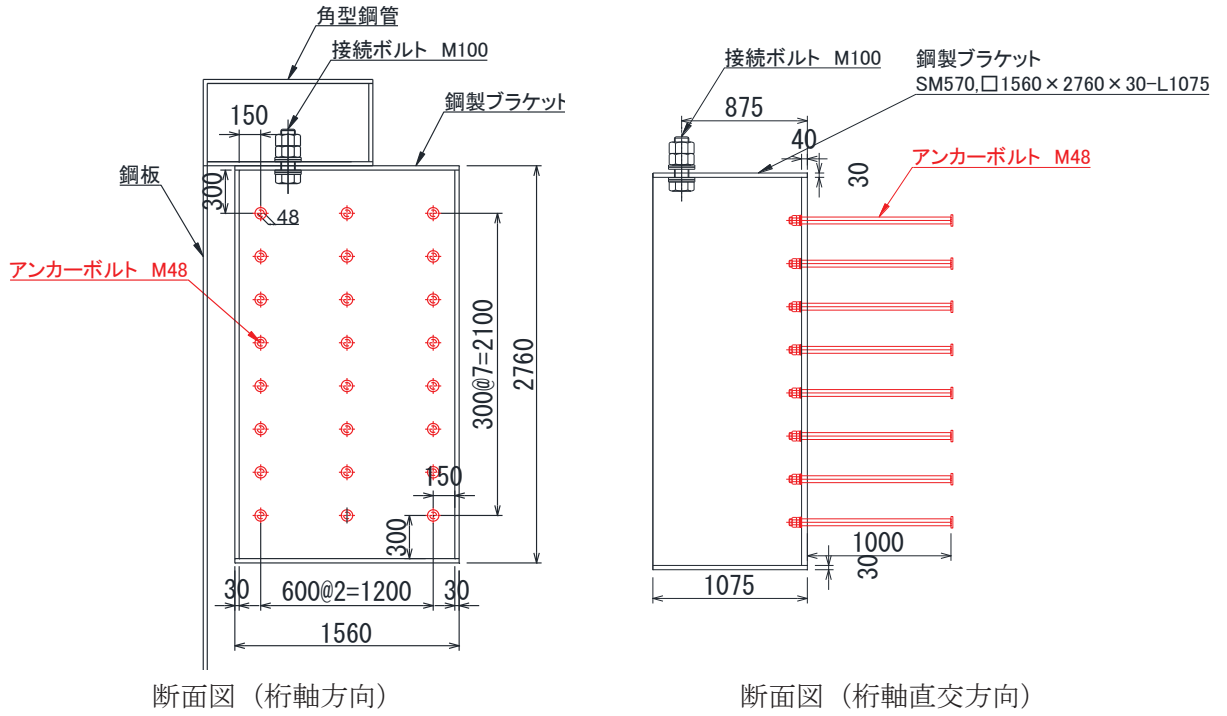


図6-8 アンカーボルトの構造概要

6.4.2 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	頭付きアンカーボルト (M48)

6.4.3 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容限界算出結果を表 6-10 に示す。

表 6-10 許容限界算出結果

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

6.4.4 評価方法

アンカーボルトは「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6-9に示す。

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

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

$$s = S / n$$

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

ここで、

T_x : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力(N)

T_{x1} : Z軸周りのモーメント M_z によって生じる引抜力(N)

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

A_n : アンカーボルト1本あたりの断面積(mm²)

σ_{sz} : 最外縁に生じる引張応力度(N/mm²)

T_{x2} : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力(N)

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

A_n : アンカーボルト1本あたりの断面積(mm²)

σ_{sy} : 最外縁に生じる引張応力度(N/mm²)

S : アンカーボルトに作用するせん断力(N)

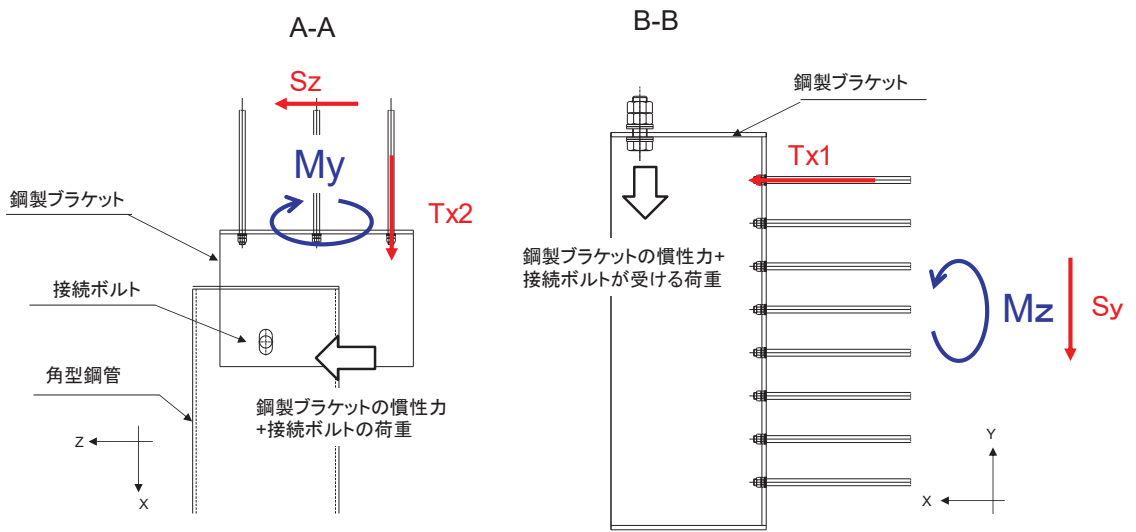
S_y : Y軸方向に作用するせん断力(N)

S_z : Z軸方向に作用するせん断力(N)

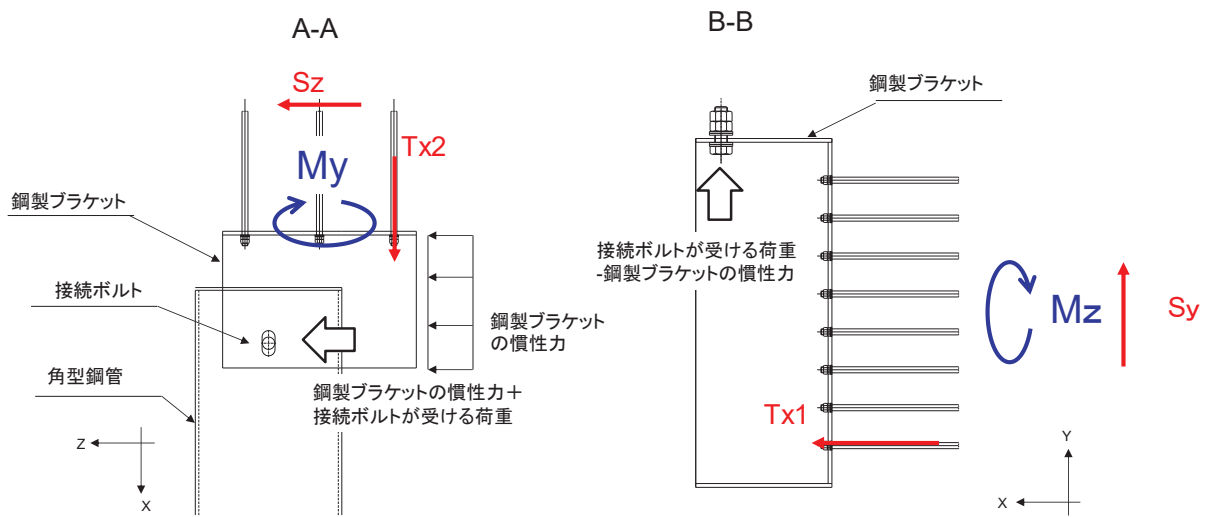
s : アンカーボルト1本あたりに作用するせん断力(N)

n : 本数

図6-9(1) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式



(接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が下向きの場合)



(接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が上向きの場合)

図 6-9(2) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7. 評価結果

7.1 評価結果

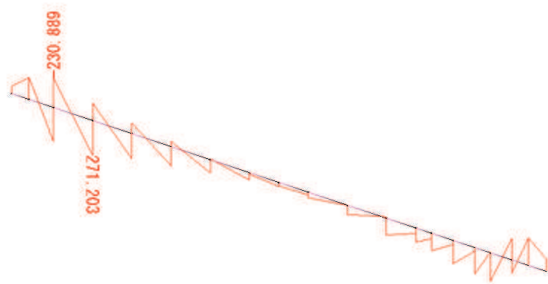
鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7-1，表7-2に示す。発生応力が許容応力以下であることから，構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 評価結果

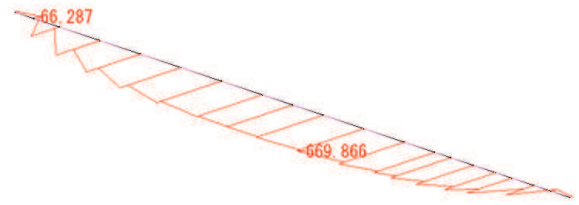
評価部位	応力成分	応力度又は荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	213	382	0.56
	せん断応力度 (N/mm ²)	41	217	0.19
	合成応力度	0.32	1.2	0.27
接続ボルト	引張力(N)	4.70×10^5	4.92×10^6	0.10
	せん断力(N)	8.97×10^5	2.83×10^6	0.32
	合成力	0.11	1.0	0.11
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	20	217	0.10
	合成応力度	0.02	1.2	0.02
アンカーボルト	引張力(N)	1.29×10^5	4.33×10^5	0.30
	せん断力(N)	6.30×10^4	3.03×10^5	0.21
	合成力	0.14	1.0	0.14
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N)	1.29×10^5	8.09×10^5	0.16
	せん断力(N)	6.30×10^4	1.25×10^6	0.06

7.2 断面力分布

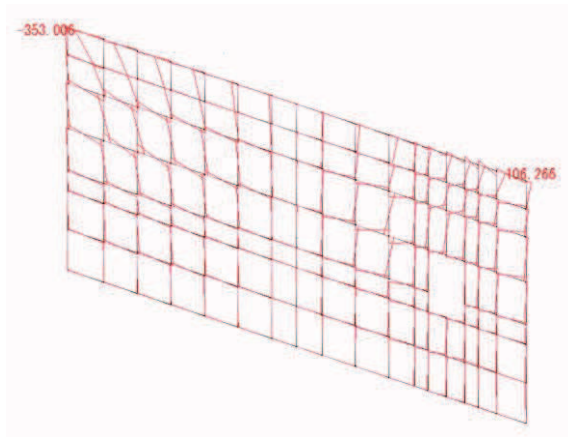
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-1に示す。



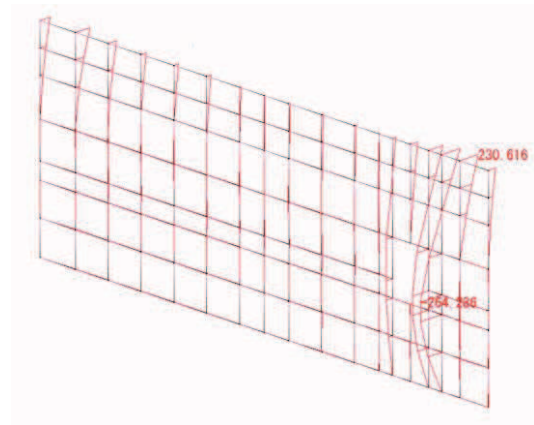
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

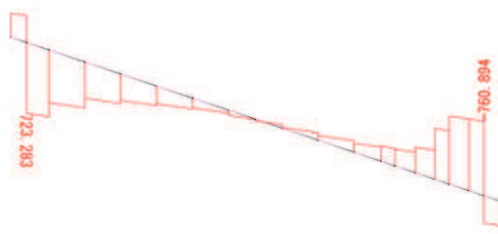


Mz 図(面内) 鋼板



Mx 図(縦方向はり要素) 鋼板

My 図(横方向はり要素) 鋼板



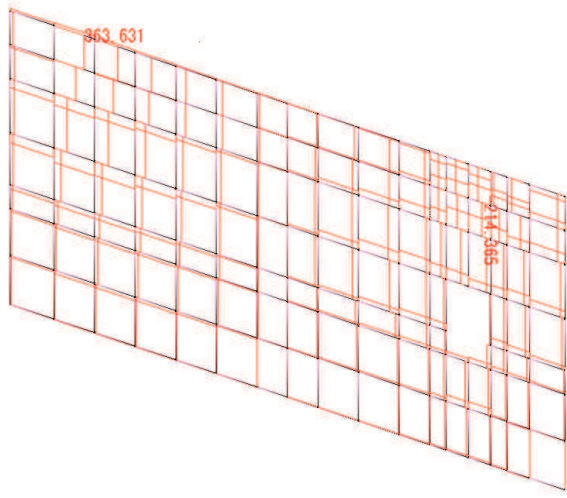
Sy 図 角型鋼管



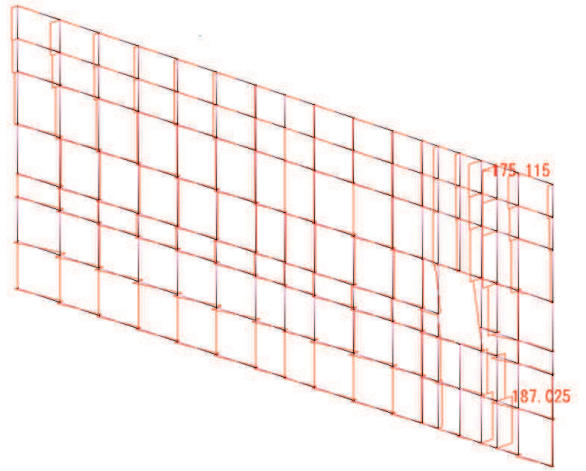
Sz 図 角型鋼管

図7-1(1) 断面力図

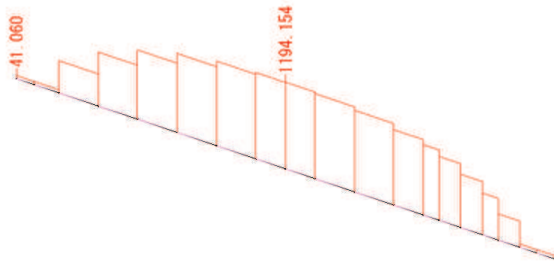




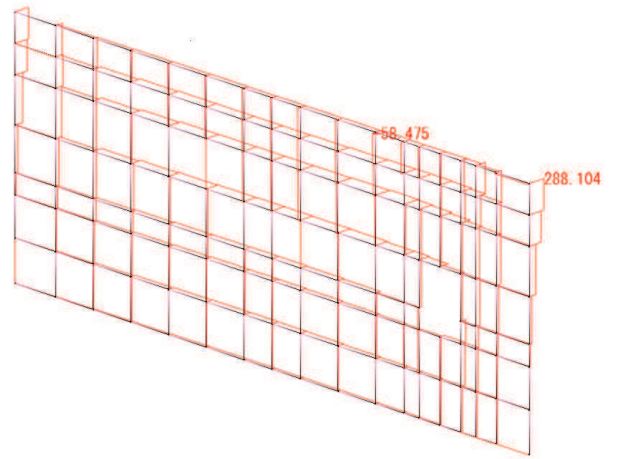
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

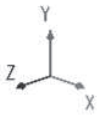


図 7-1(2) 断面力図

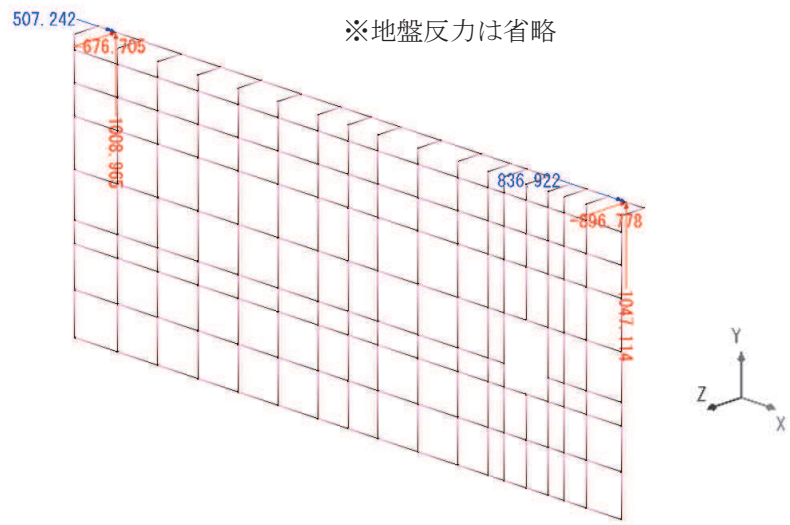


図 7-1(3) 反力图

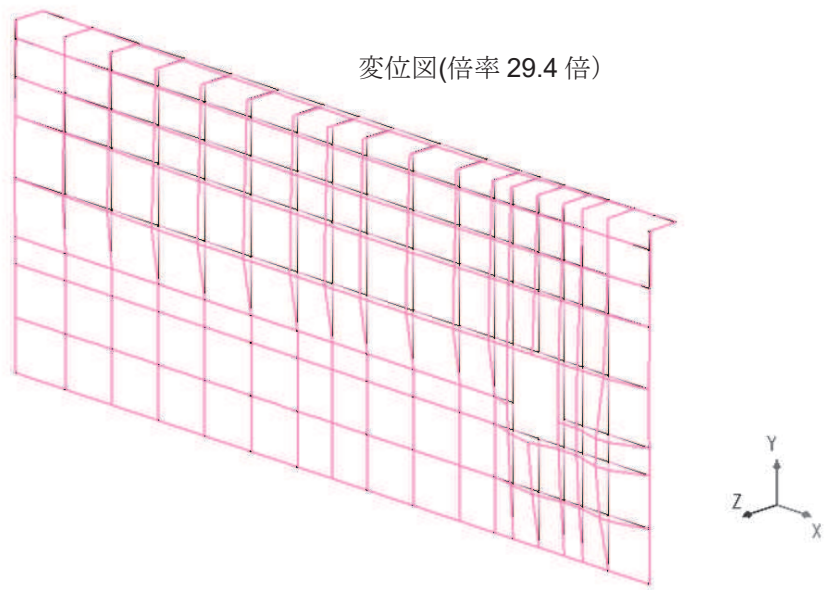


図 7-1(4) 変形図

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

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	26
3.2.1	評価対象断面	26
3.2.2	評価対象部位	31
3.3	荷重及び荷重の組合せ	32
3.3.1	荷重	32
3.3.2	荷重の組合せ	33
3.4	許容限界	35
3.4.1	扉体	35
3.4.2	RC 支柱	46
3.4.3	フーチング	48
3.4.4	鋼管杭	50
3.4.5	止水ジョイント部材	50
3.4.6	基礎地盤	51
3.5	評価方法	52
3.5.1	地震応答解析手法	52
3.5.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	55
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	60
3.5.6	解析モデル及び諸元	66
3.5.7	使用材料及び材料の物性値	73
3.5.8	評価方法	78
4.	評価条件	142
4.1	扉体部	142
4.2	ヒンジ部	144
4.2.1	ヒンジ水平荷重支承部	144
4.2.2	ヒンジ鉛直荷重支承部	155
4.3	固定部（戸当り）	157
4.4	RC 支柱	159

4.5	フーチング	159
4.6	鋼管杭	160
5.	評価結果	161
5.1	扉体の評価結果	161
5.1.1	扉体部	161
5.1.2	ヒンジ部	167
5.1.3	固定部（戸当り）	183
5.2	RC支柱の評価結果	184
5.2.1	RC支柱	184
5.2.2	RC支柱（接続部）	190
5.3	フーチングの評価結果	192
5.3.1	フーチング	192
5.3.2	フーチング（接続部）	206
5.4	鋼管杭の評価結果	208
5.4.1	杭体	208
5.4.2	杭頭	212
5.5	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	214

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 鋼製扉（以下「鋼製扉」という。）が地震後の繰返しの来襲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，鋼製扉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

鋼製扉の位置図を図 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、それぞれ鋼製扉、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。本書では鋼製扉の強度計算結果を示す。

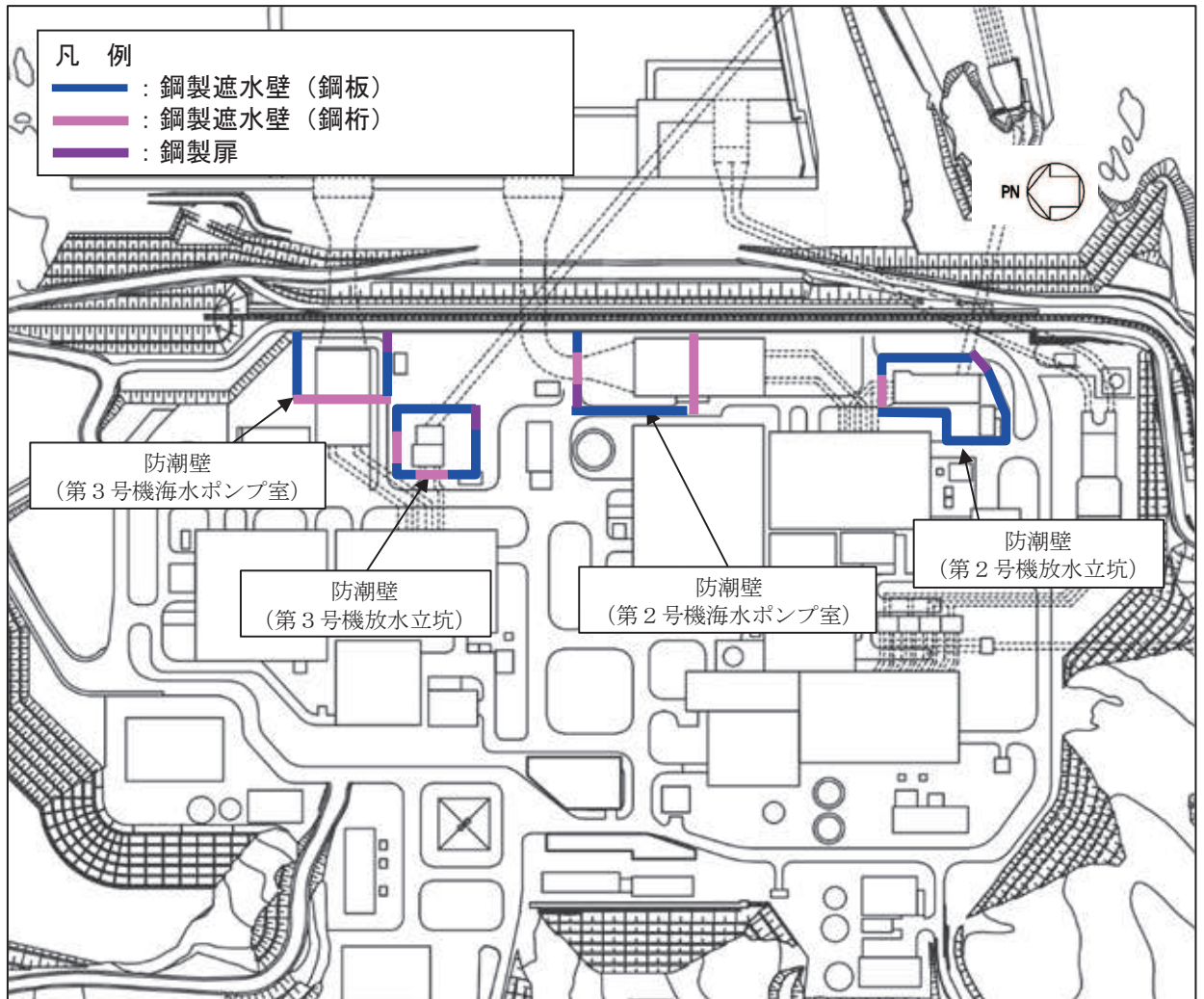


図 2-1 鋼製扉の位置図

2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波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 2-1 に示す。

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

扉体は、作業上必要な場合に車両が進入・退出できるように、ヒンジ部(扉取付部)によりRC支柱及びフーチングに接合した片開き式で常時は固定部にてRC支柱及びフーチングに密着させる構造とし、車両の進入・退出時を除き原則閉止運用とする。なお、開閉時における確実な閉止操作のために人力で15分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備(クレーン等)を必要としない構造とする。

ヒンジ部は、扉体の回転方向の荷重(水平方向荷重)に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重(鉛直方向荷重)に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とする。水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とした上で、軸受け最上段においては鉛直方向(上向き)に対するずれ止めとしての鉛直荷重伝達部を設ける。また、軸受け最下段においては鉛直方向荷重(下向き)を支持する鉛直荷重支承部として、摩擦係数が低く扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに、鉛直力を確実に下部のフーチング等へ伝達することが可能なすべり(球面)軸受けを設置し、水平方向の変位や回転を拘束しない構造とする。

鋼製扉の構造概要を図 2-2 に示す。また、鋼製扉の区間配置図を図 2-3 に、区間ごとの構造的特徴を表 2-2 に示す。また、鋼製扉の構造図を図 2-4~図 2-7 に、扉体の構造詳細図を図 2-8 に、フーチング配筋概要図を図 2-9 に、RC支柱配筋概要図を図 2-10 に、止水ジョイントの構造図を図 2-11 に、止水ゴムの構造図を図 2-12 に示す。

表 2-1 入力津波高さ と 防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波高さ (m)	防潮壁の天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0

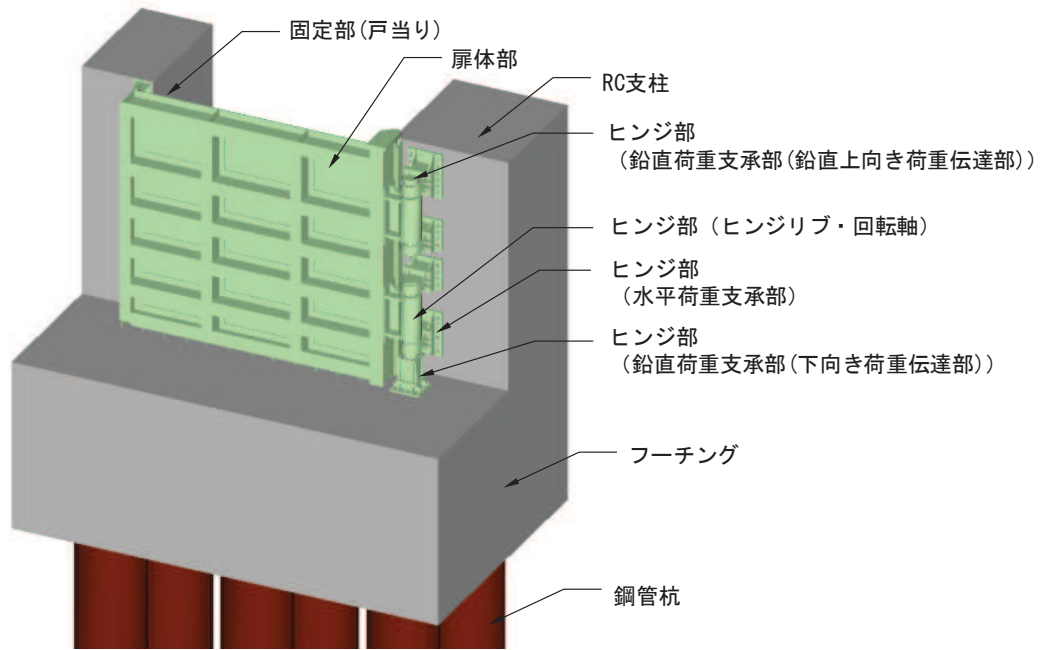


図 2-2 鋼製扉の構造概要
(鋼製扉 2 の例)

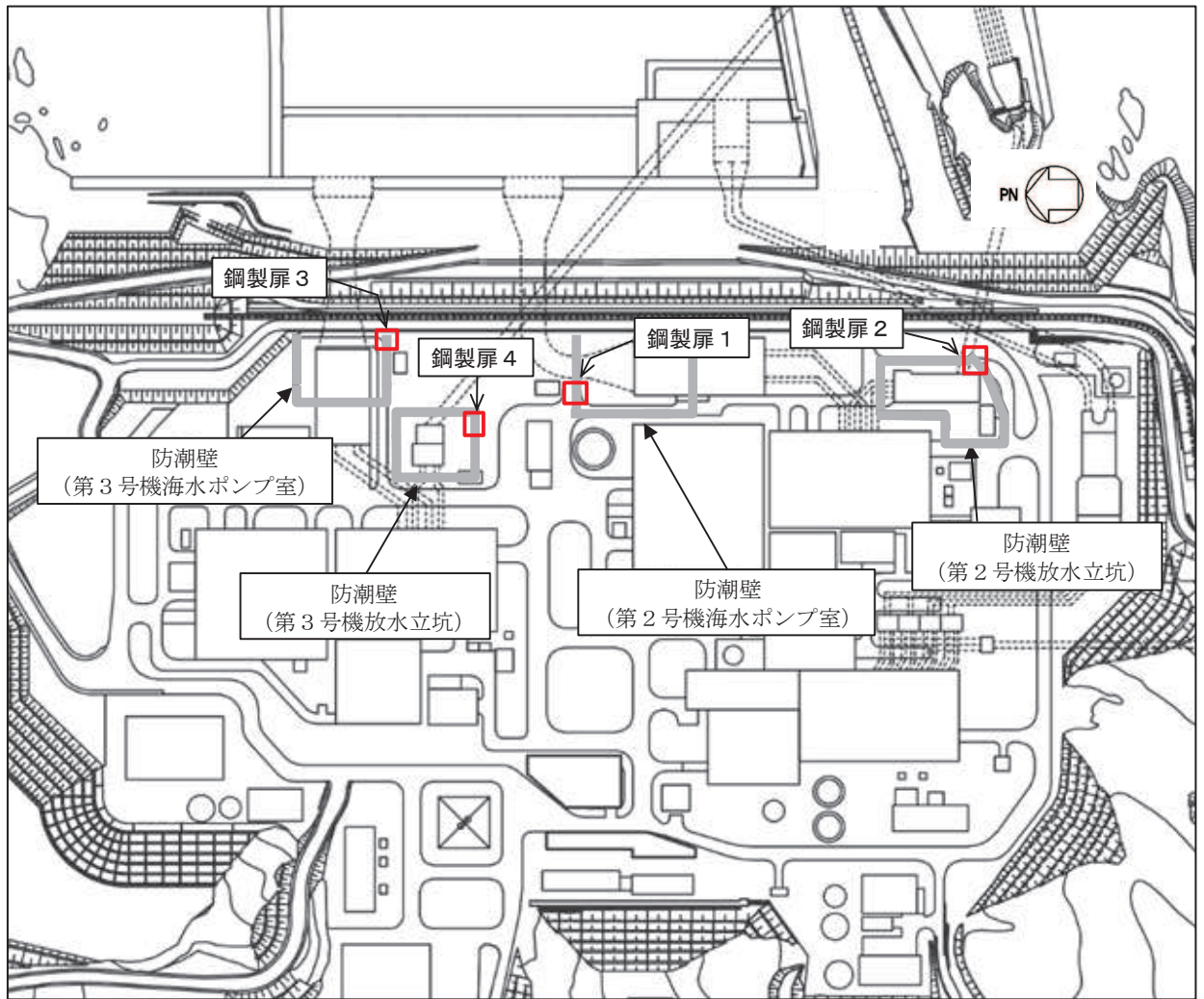


図 2-3 鋼製扉の区間配置図

表 2-2 構造ごとの構造的特徴

断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。なお, 地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず, 岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。なお, 地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。

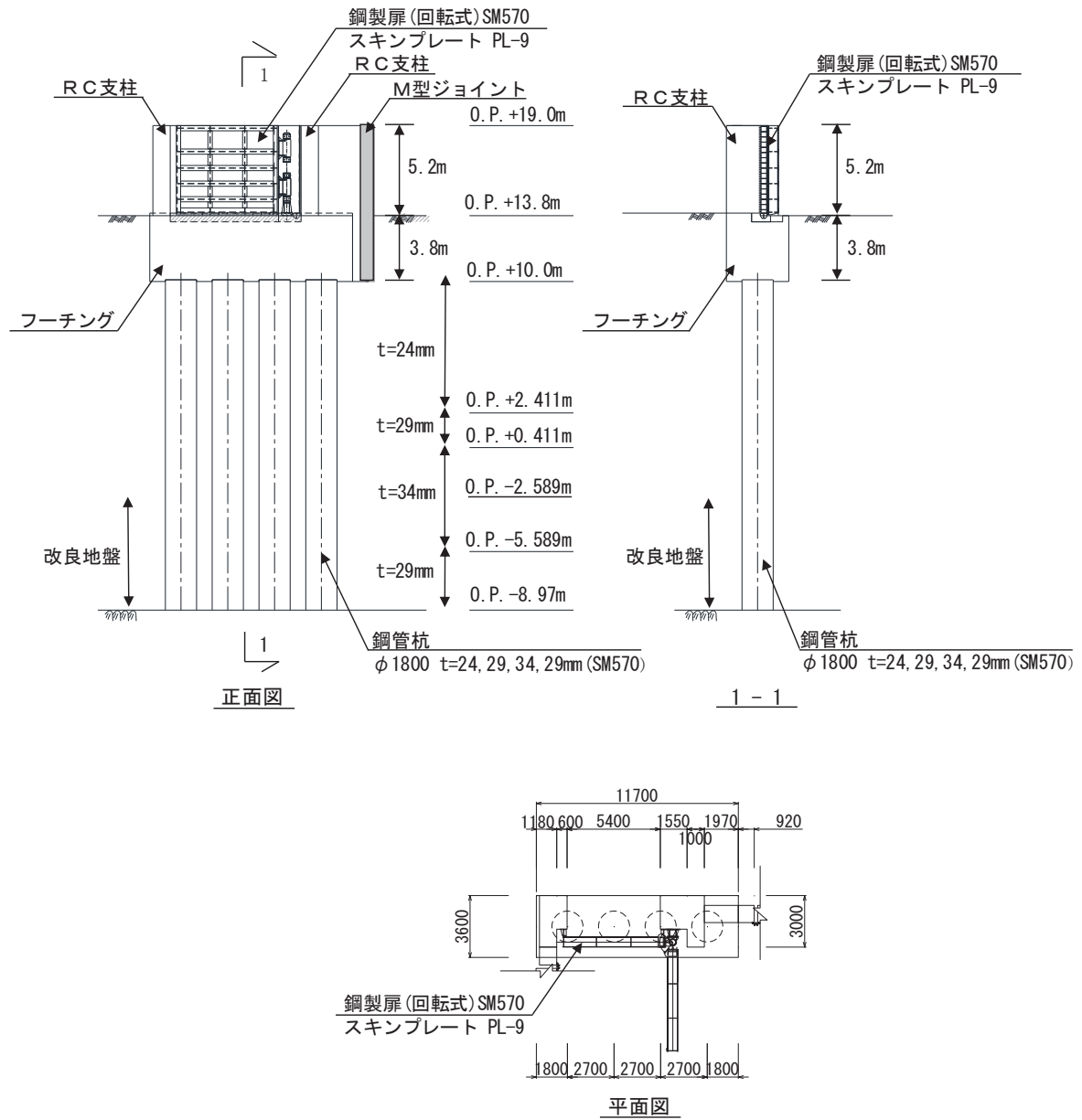


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

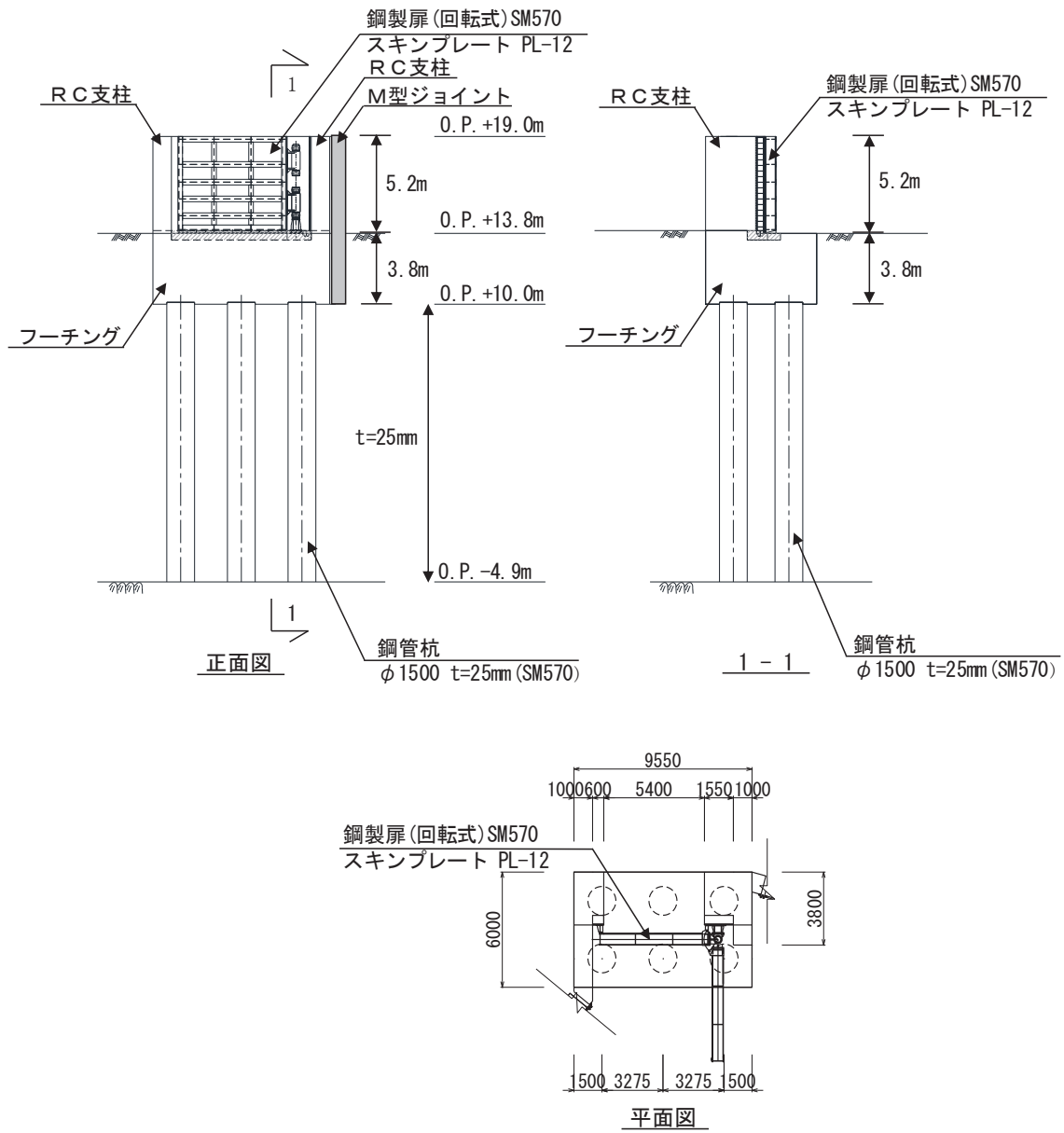


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

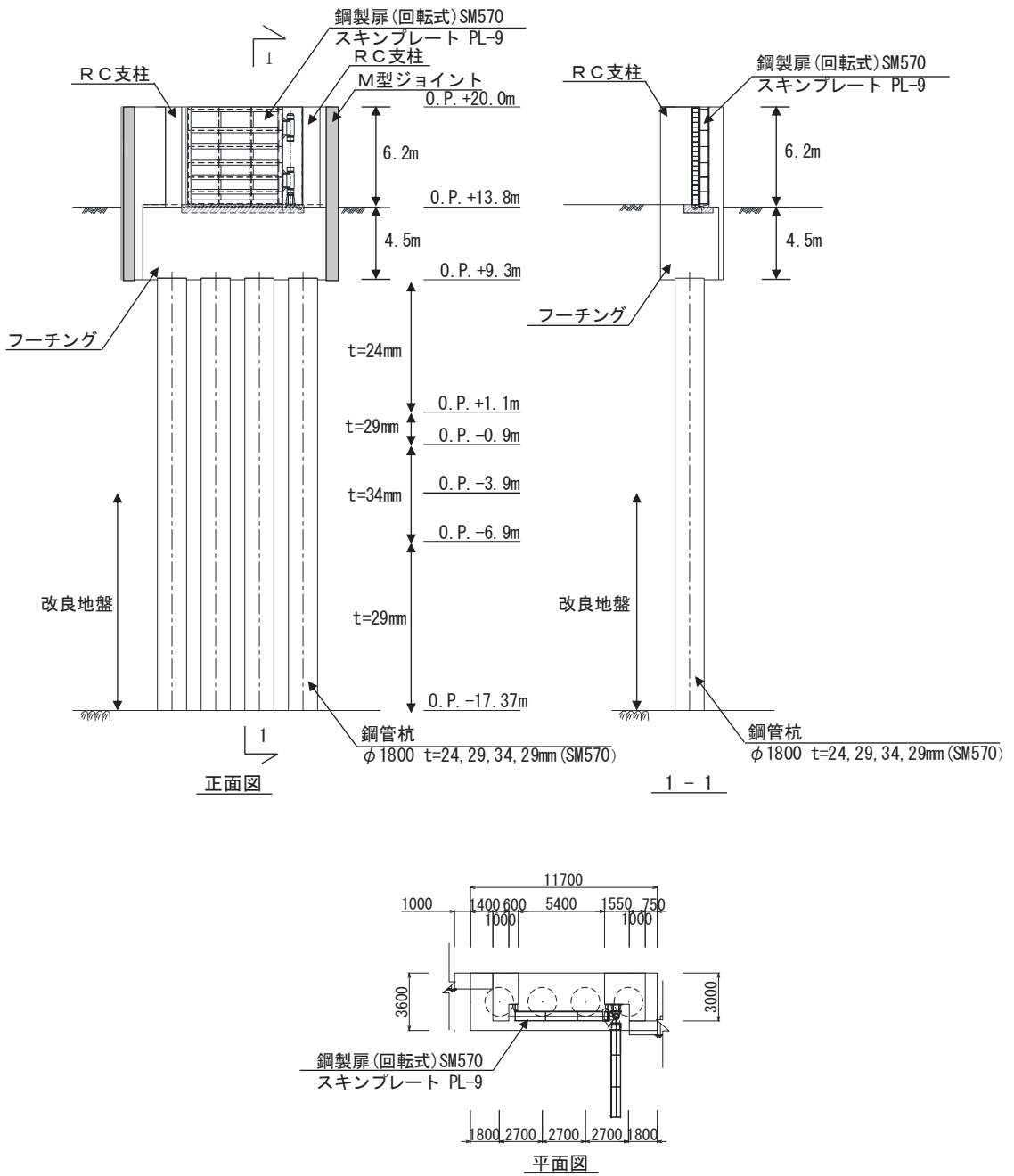


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

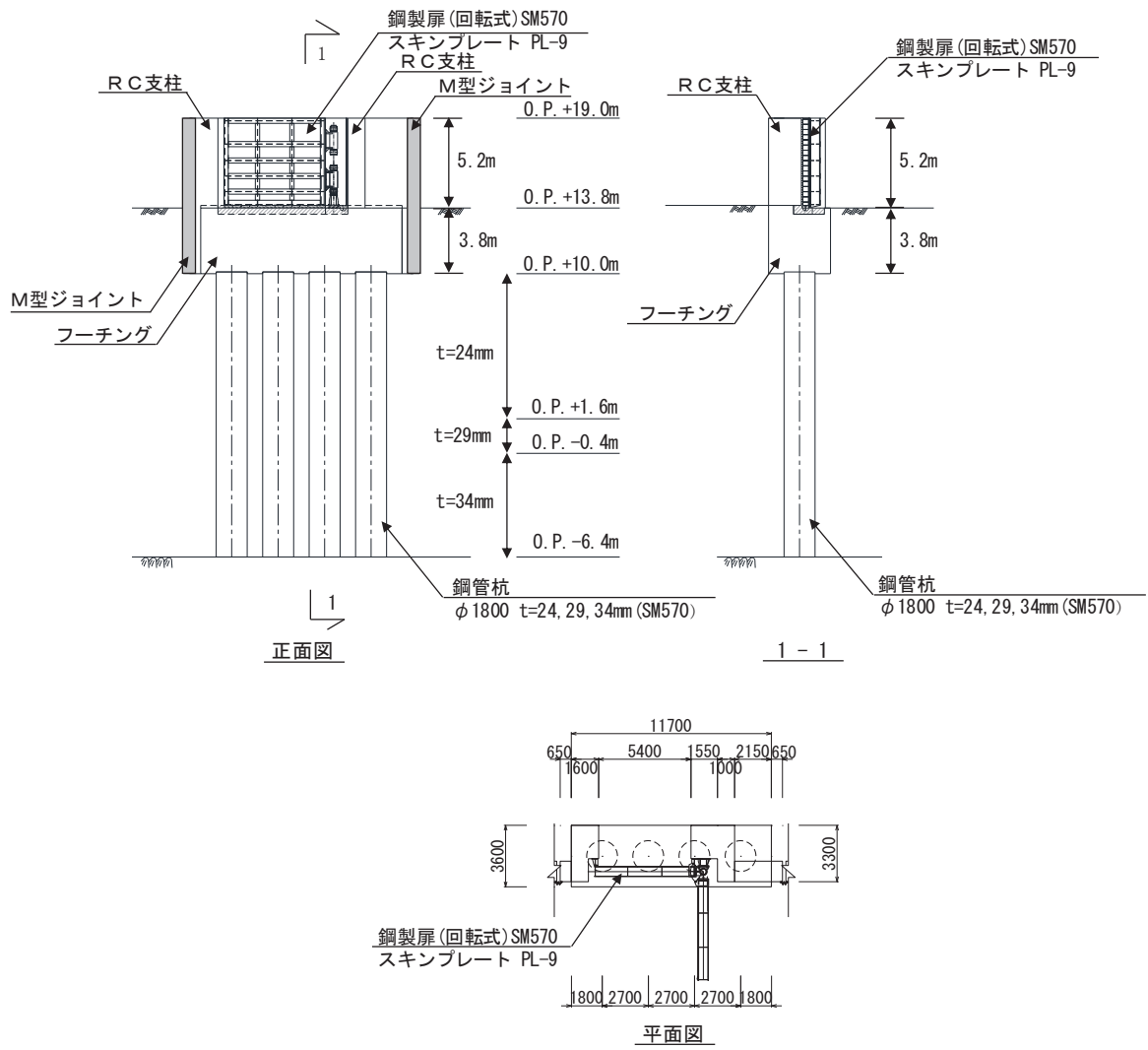


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

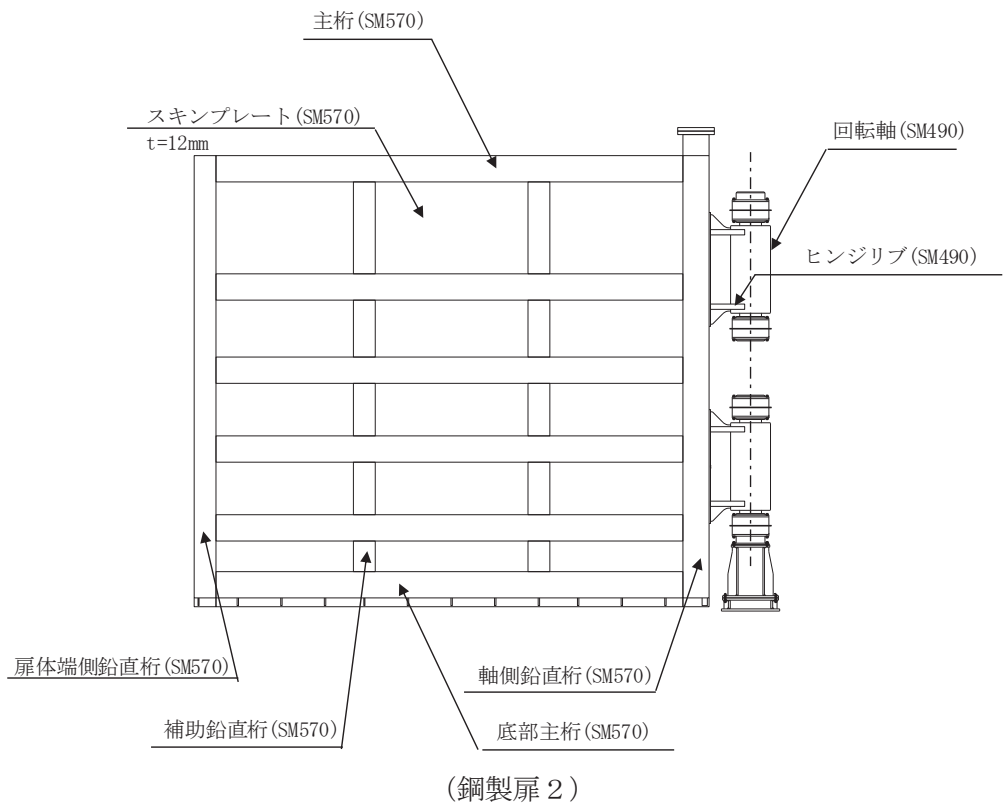
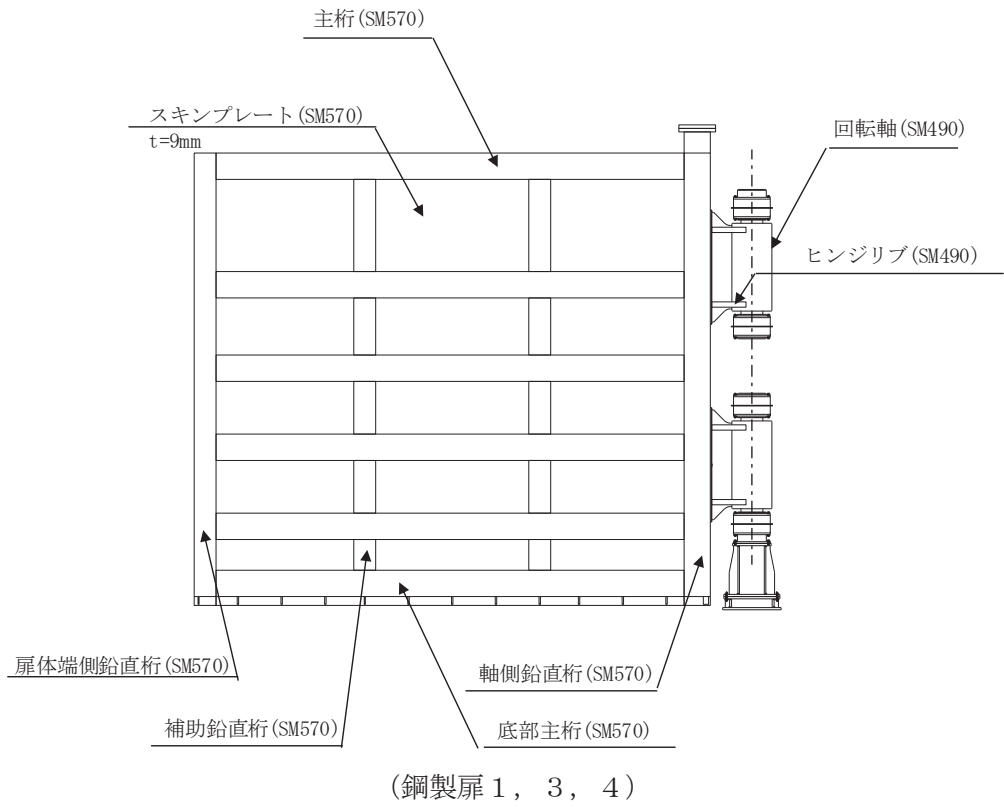


図 2-8(1) 扉体の構造詳細図【扉体部・ヒンジ部水平荷重支承部 (扉取付部)】

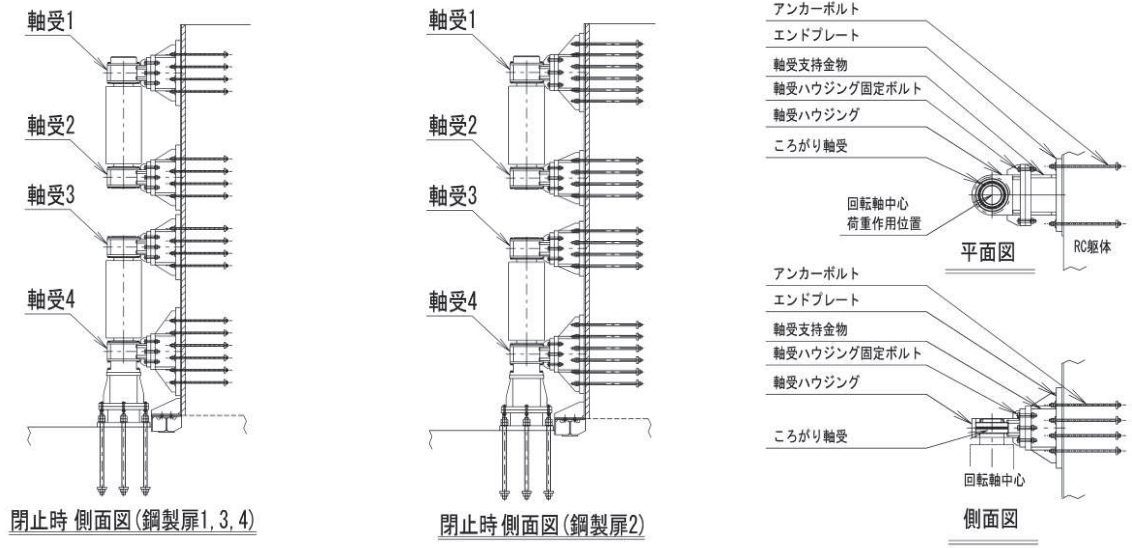


図 2-8(2) 扉体の構造詳細図【ヒンジ部水平荷重支承部】

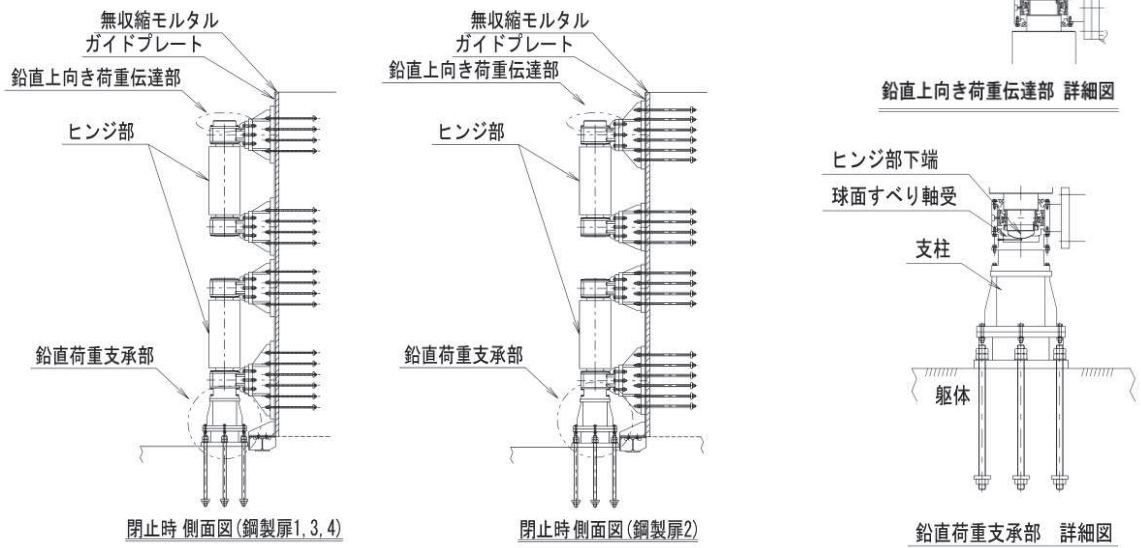


図 2-8(3) 扉体の構造詳細図

【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

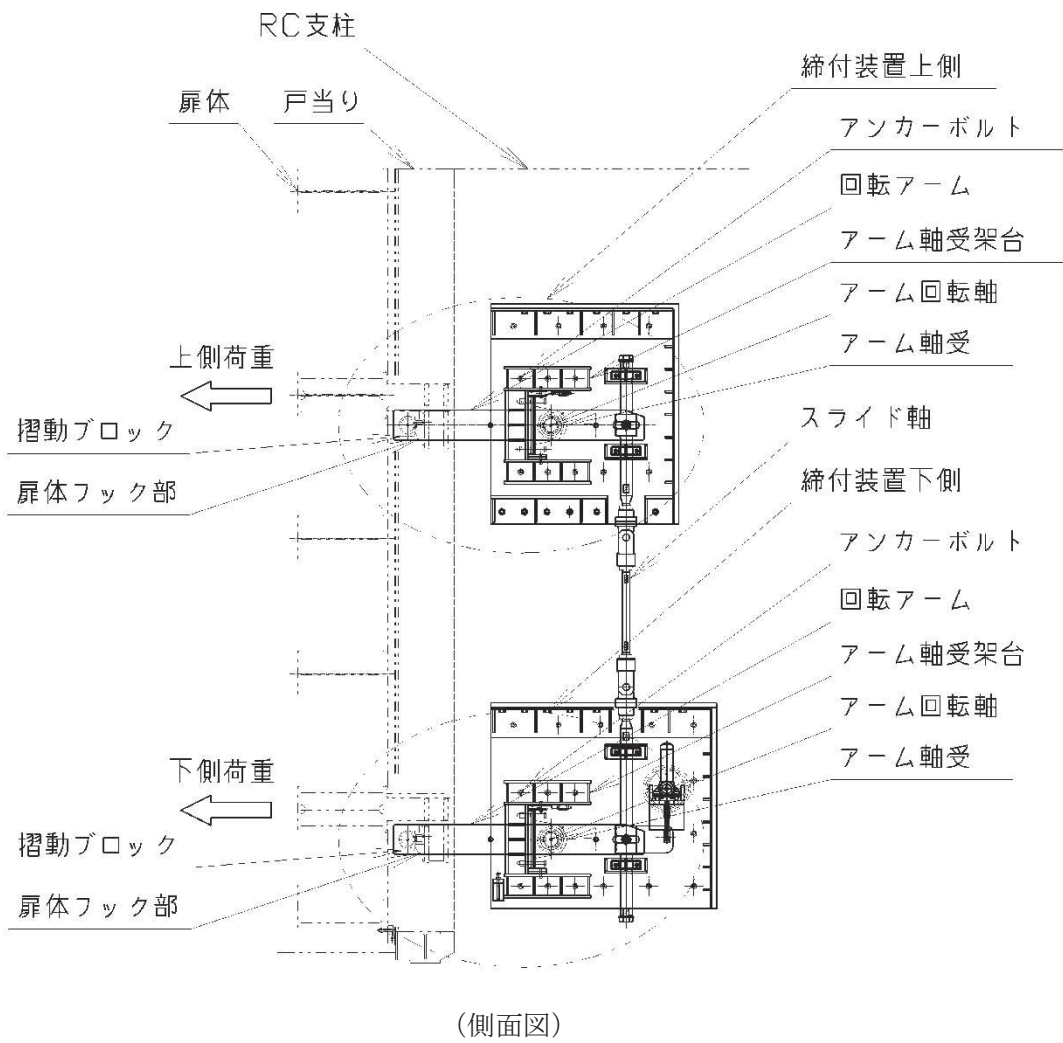


図 2-8(4) 扉体の構造詳細図
【固定部 (全体概要)】

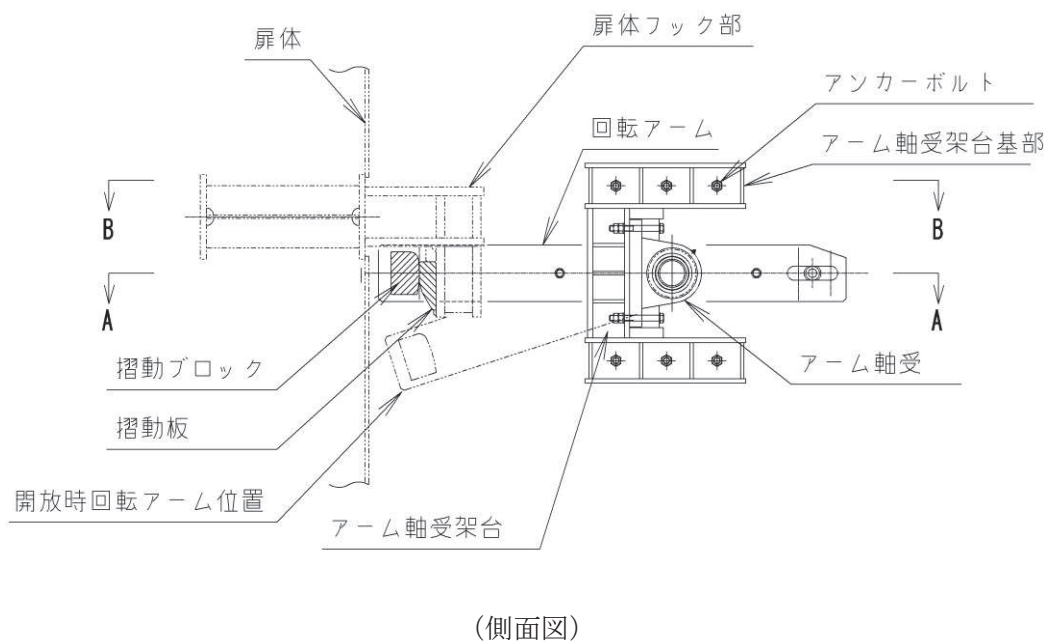
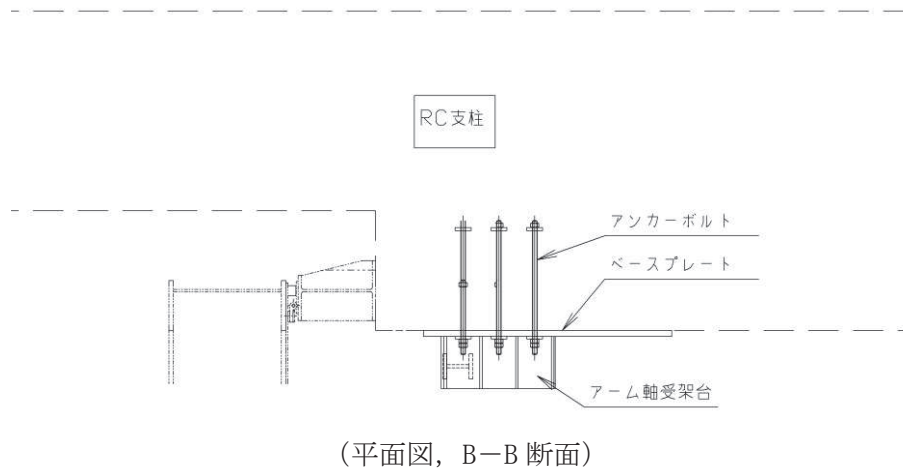
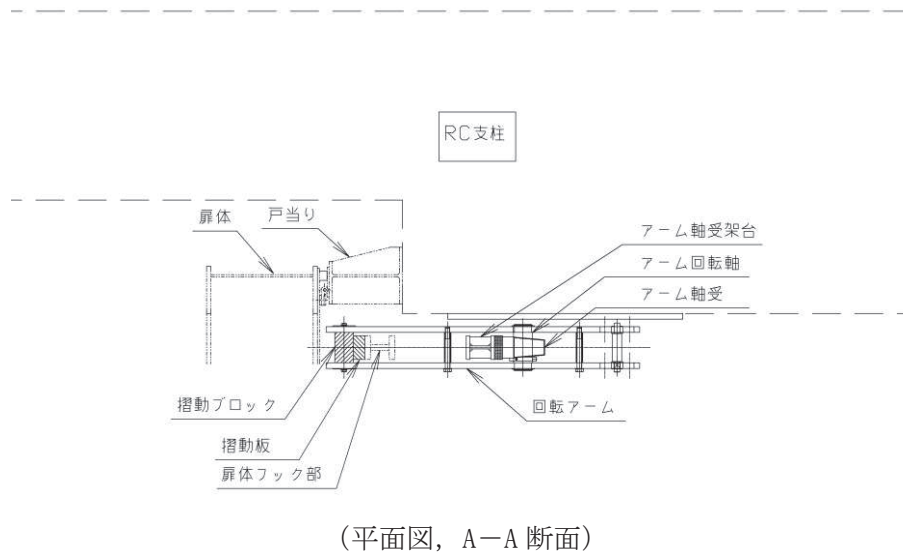
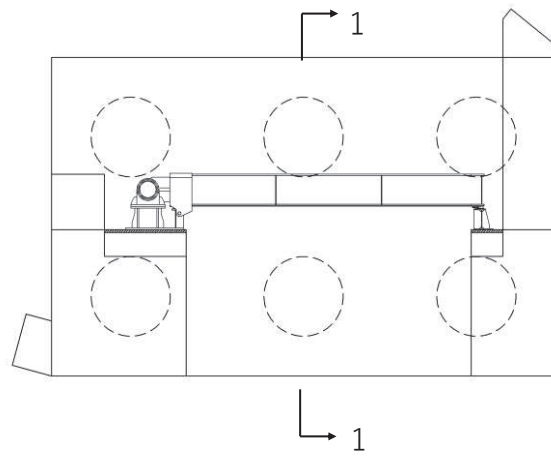
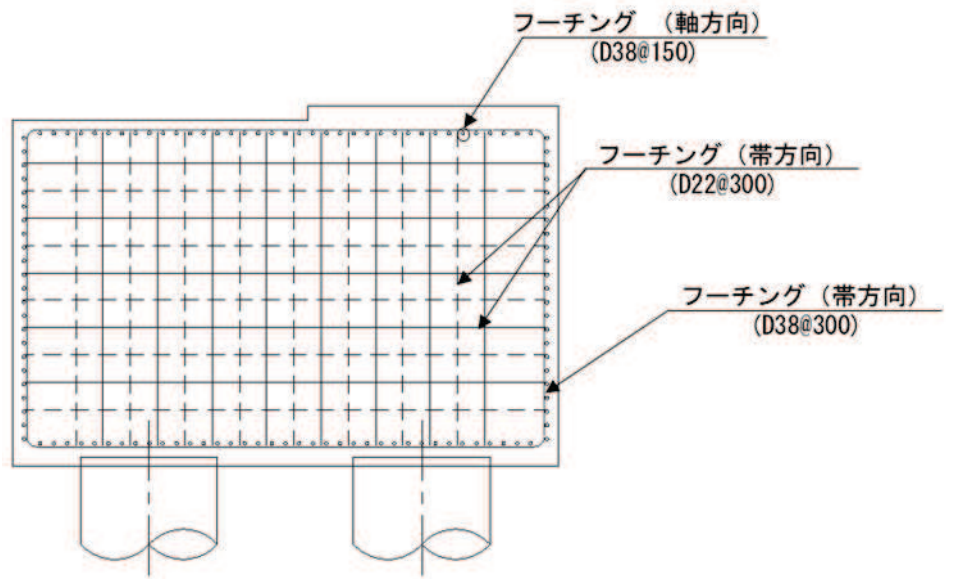


図 2-8(5) 扉体の構造詳細図【固定部 (下部詳細)】

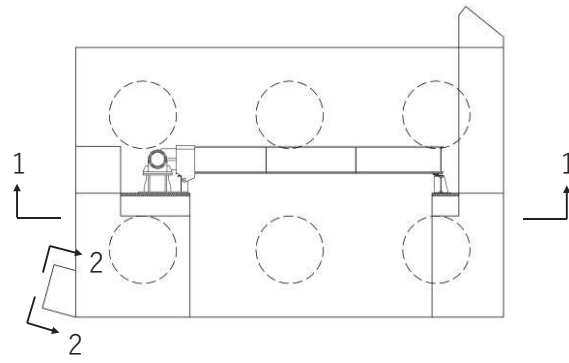


(KEY-PLAN)

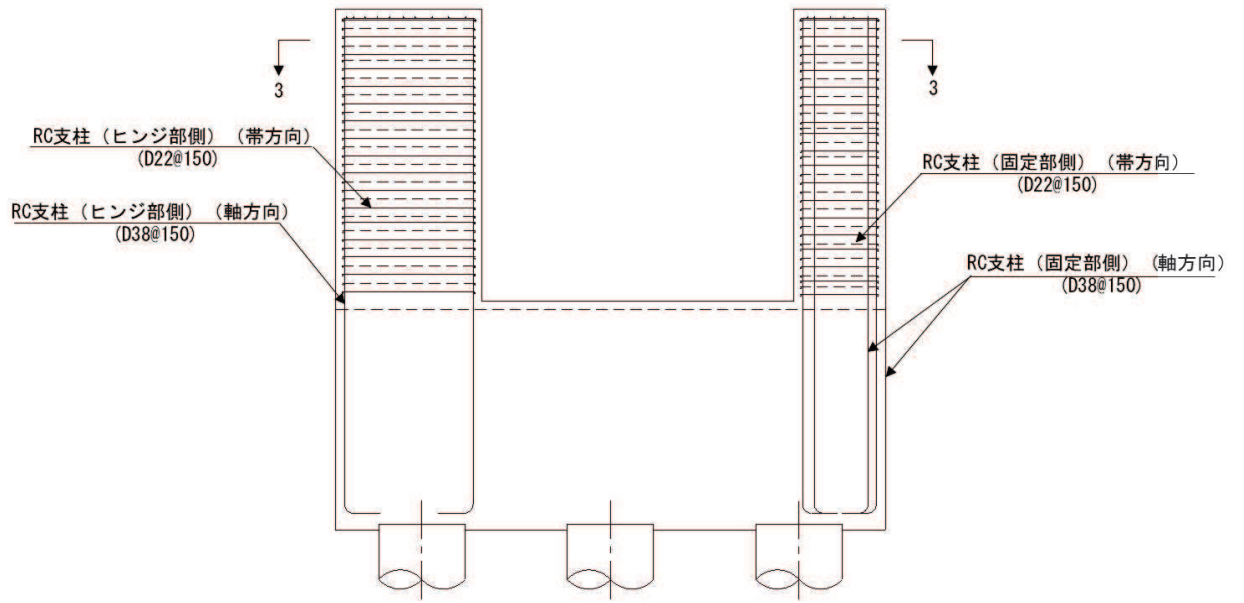


(1-1 断面)

図 2-9 フーチング配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)



(KEY-PLAN)



(1-1 断面)

図 2-10 (1) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

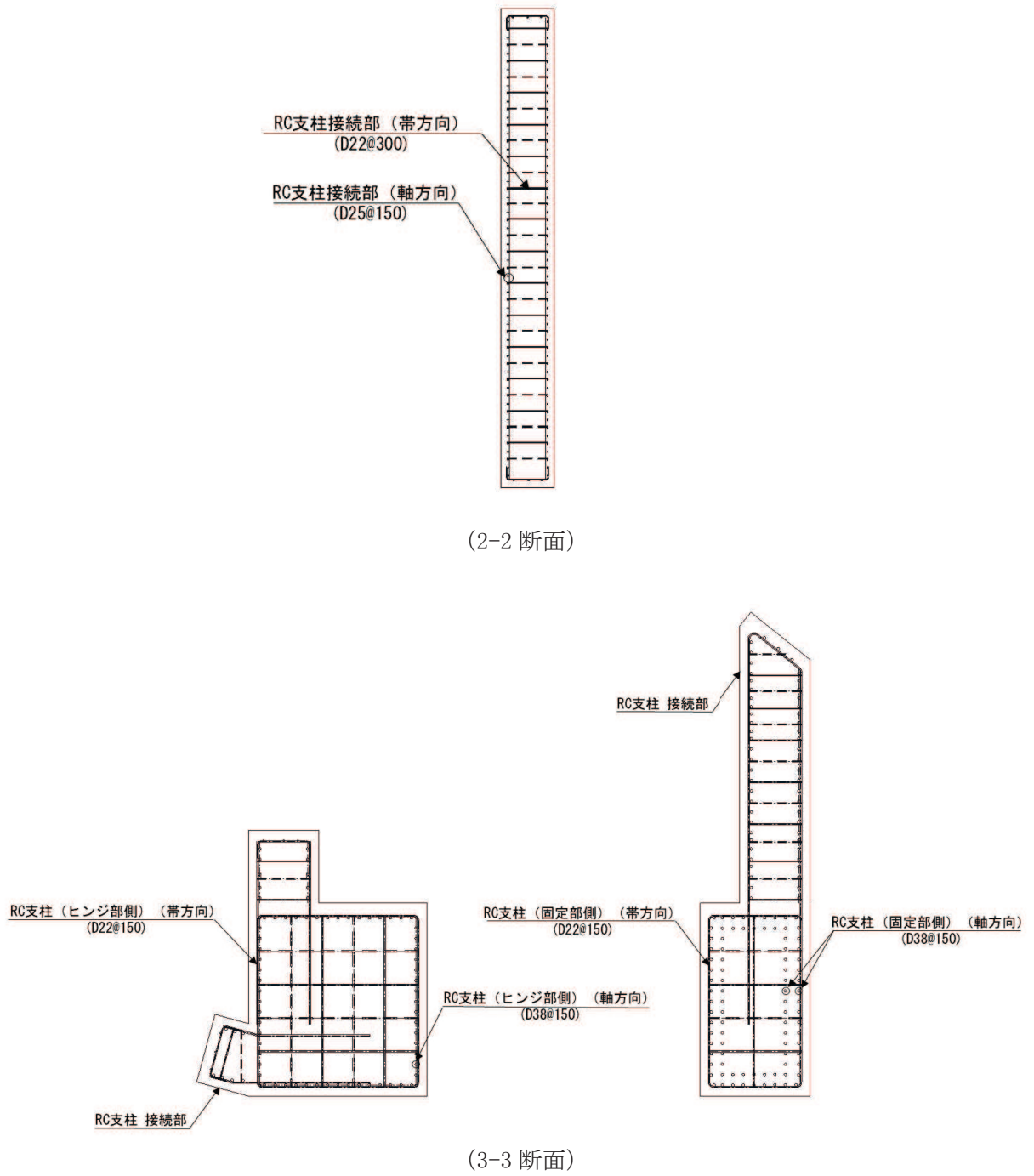


図 2-10 (2) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

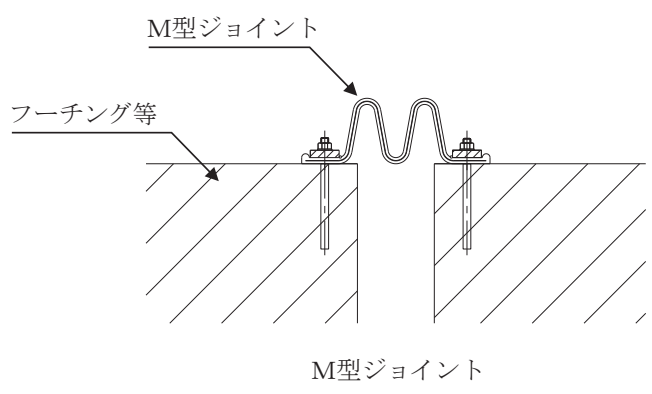


図 2-11 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

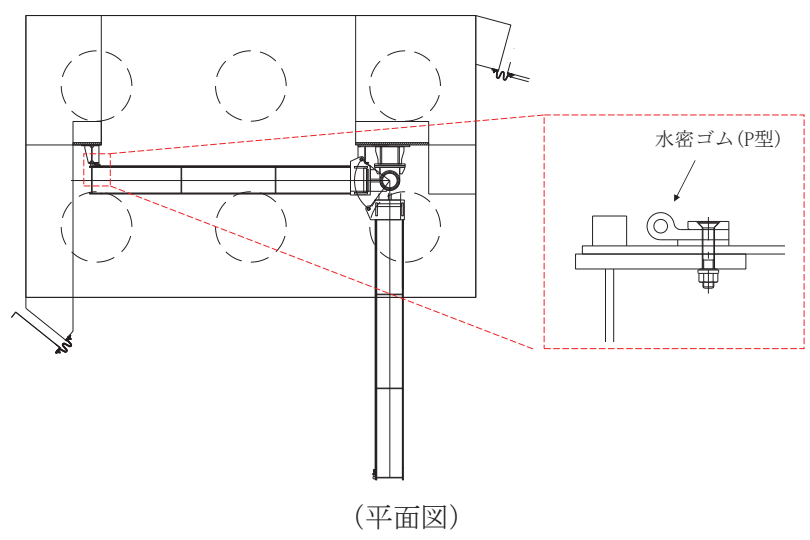


図 2-12 鋼製扉の止水ゴムの構造図

O 2 ⑥ VI-3-別添 3-2-2-3 R 3

2.3 評価方針

鋼製扉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。

鋼製扉の強度評価は、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、鋼製扉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。

鋼製扉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。

鋼製扉の強度評価は、設計基準対象施設として表2-3の鋼製扉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。

鋼製扉の強度評価の検討フローを図2-13に示す。

表 2-3(1) 鋼製扉の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界		
構造強度を有すること	施設の健全性	扉体部	スキンプレート, 主桁, 鉛直桁	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ヒンジ部	ヒンジリブ, 回転軸	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ヒンジ部 (水平荷重支承部)	軸受ハウジング, 軸受ハウジング固定ボルト, 軸受支持金物, エンドプレート, アンカーボルト			
				ころがり軸受	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重
		ヒンジ部 (鉛直荷重支承部)	すべり軸受	発生する応力(支圧応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度	
			支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			蓋固定ボルト	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重	
		固定部	扉体フック部, 摺動ブロック, 回転アーム, アーム回転軸, アーム軸受架台, アーム軸受架台基部, ベースプレート, アンカーボルト, 戸当り(腹板))	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	
			アーム軸受	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重	
		RC 支柱		発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断耐力*1,2	
		フーチング		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	
		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) 鋼製扉の評価項目

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	扉体部	スキンプレート, 主桁, 鉛直桁	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		ヒンジ部	ヒンジリブ, 回転軸	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		ヒンジ部 (水平荷重支承部)	軸受ハウジング, 軸受ハウジング固定ボルト, 軸受支持金物, エンドプレート, アンカーボルト		
			ころがり軸受		
		ヒンジ部 (鉛直荷重支承部) 固定部	すべり軸受	発生する応力(支圧応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度
			支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			蓋固定ボルト	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重
		固定部	扉体フック部, 摺動ブロック, 回転アーム, アーム回転軸, アーム軸受架台, アーム軸受架台基部, ベースプレート, アンカーボルト, 戸当り(腹板)	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
			アーム軸受	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重
		RC 支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断耐力*1,2	
		フーチング	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	
		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
		施設の変形性	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。

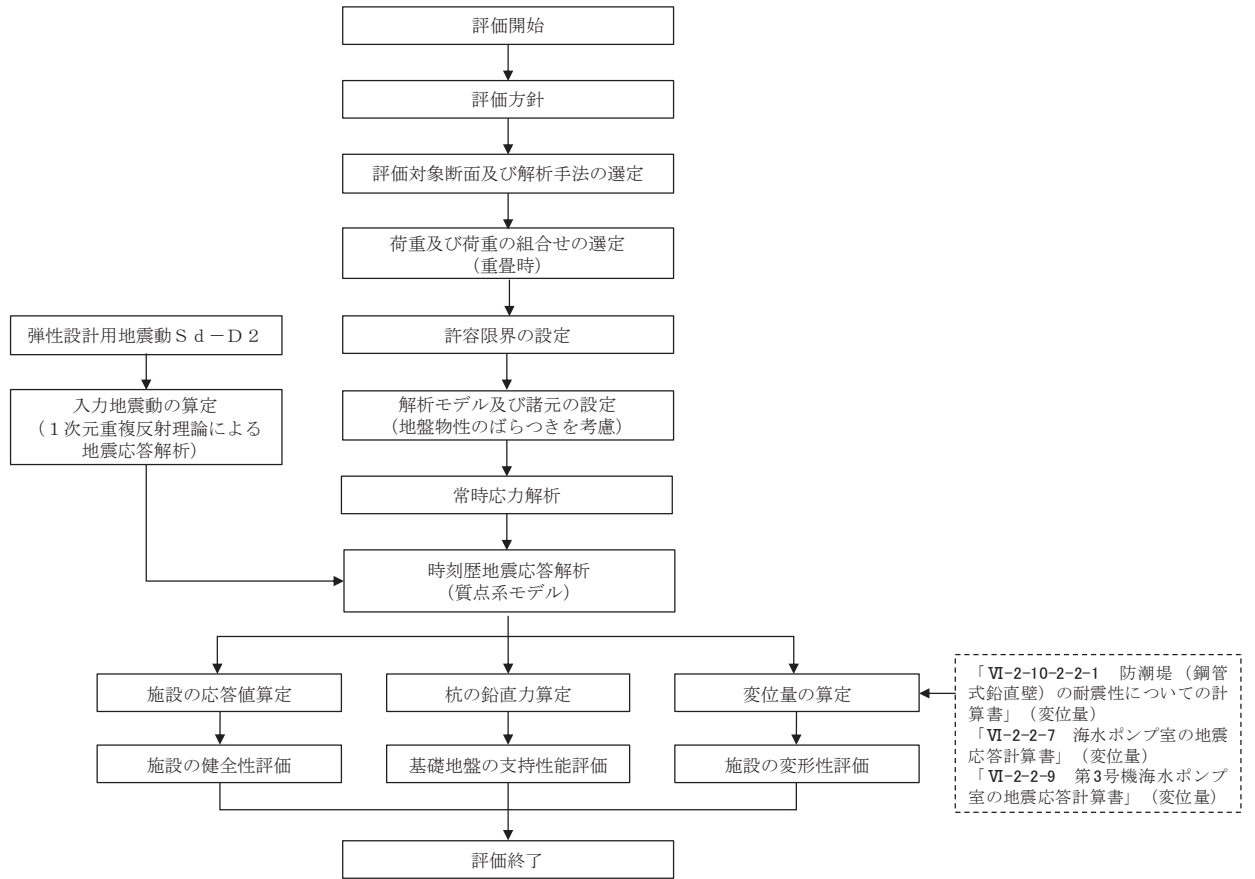


図 2-13 鋼製扉の強度評価の検討フロー

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
- ・ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 ダム・堰施設技術基準（案）
- ・水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- ・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）
- ・原子力発電所の火災防護指針（J E A G 4 6 0 7-2010）
- ・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
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容圧縮応力度
σ_1	kN/m ²	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_{Y1}	kN・m	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント
M_{Z1}	kN・m	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント
N_1	kN	扉体の軸力
A_1	m ²	扉体の有効断面積
τ_1	N/mm ²	扉体のせん断力より算定されるせん断応力
T_{X1}	kN・m	扉体のねじりモーメント
Z_1	m ³	扉体の極断面係数
S_{Y1}	kN	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力
S_{Z1}	kN	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力
A_{Y1}	m ²	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積
A_{Z1}	m ²	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積
Z_{Y1}	m ³	扉体の Y 軸断面係数
Z_{Z1}	m ³	扉体の Z 軸断面係数

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
F	—	ボーリングに対する安全率
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
D	m	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）
h_w	m	水位差（入力津波高さ－地表面高さ）
σ_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏強度
M_y	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
σ_4	kN/m ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_4	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N_4	N	鋼管杭の軸力
τ_4	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S_4	N	鋼管杭に発生するせん断力
A_4	m ²	鋼管杭の断面積
Z_4	m ³	鋼管杭の断面係数

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、鋼製扉の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図3-1に示す鋼製扉2及び鋼製扉3とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製扉の縦断面図を図3-2に、評価対象位置の地層構成図を図3-3に、評価対象の選定理由を下記に示す。

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設計用地下水位+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、設計用地下水位+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。

鋼製扉2：部工仕様（鋼管杭径，板厚）が他の鋼製扉と異なる。また，上部工仕様（扉体高さ，幅等）が同一である鋼製扉1，4に対して，岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため，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。

鋼製扉3：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が同一である鋼製扉1，4に対して，岩盤上面が浅く，杭及び地盤の変位量が大きくなることで，下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また，扉体の高さが鋼製扉1及び鋼製扉4に対して高いことから，上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される断面。

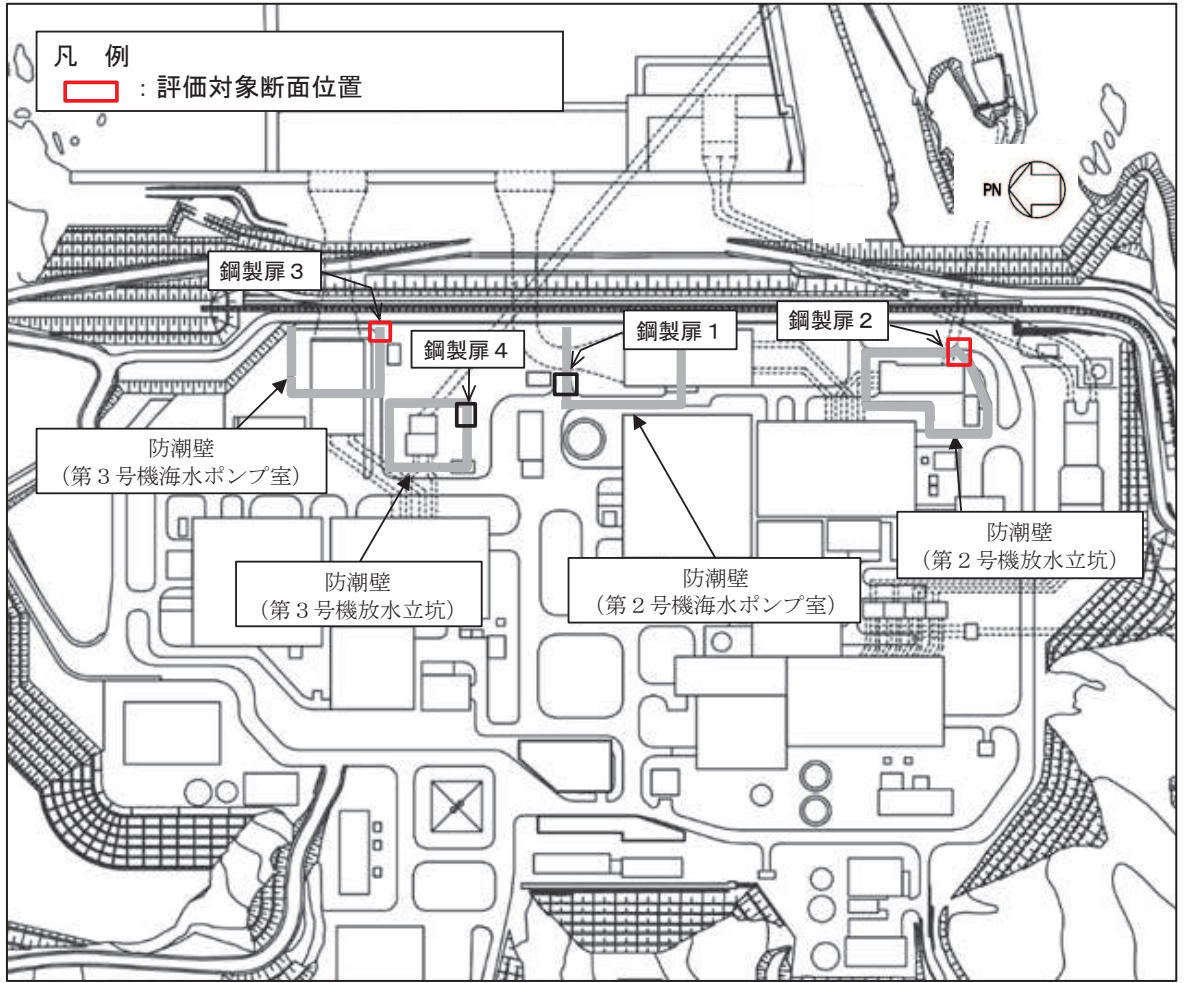
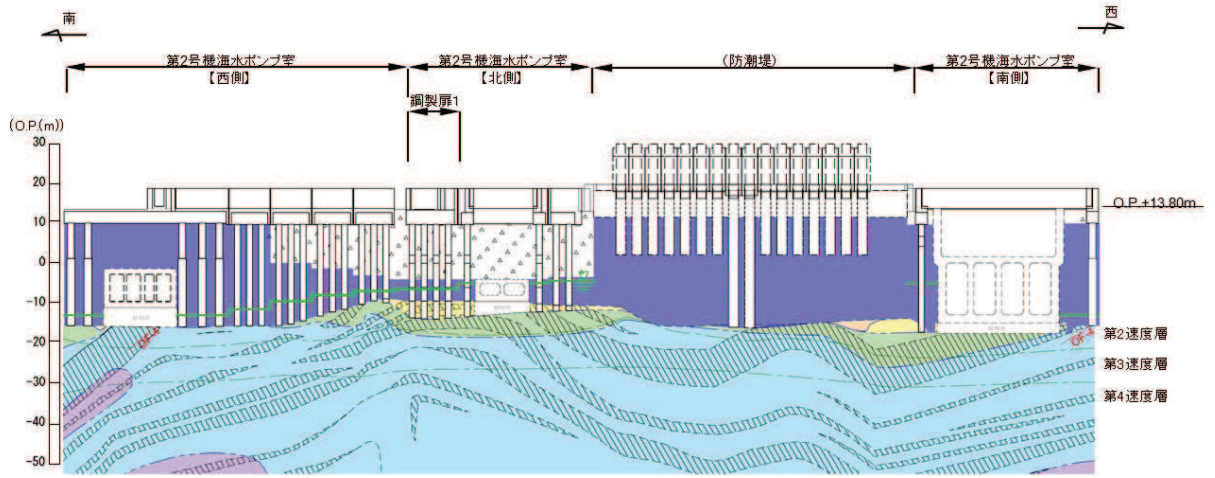
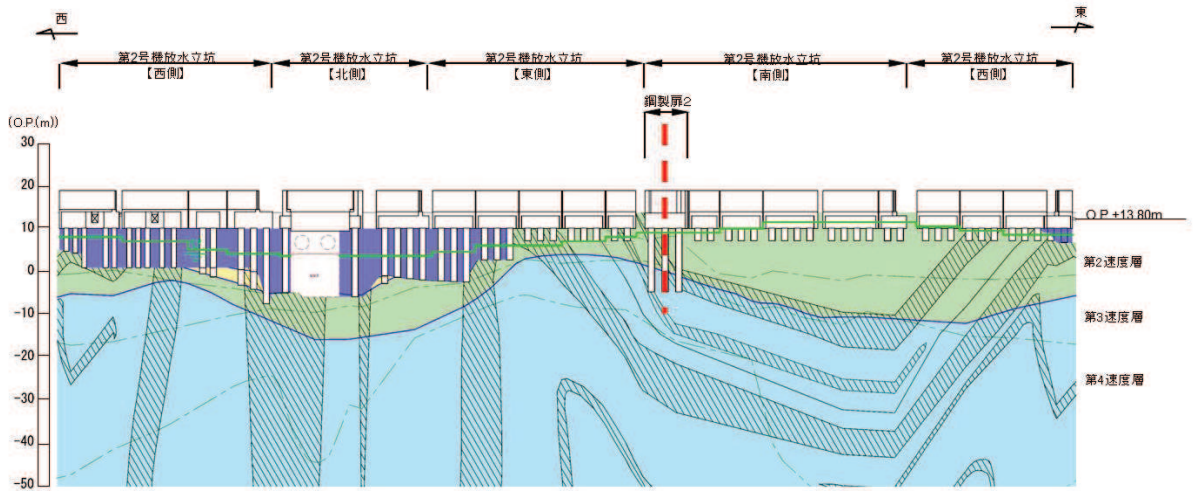


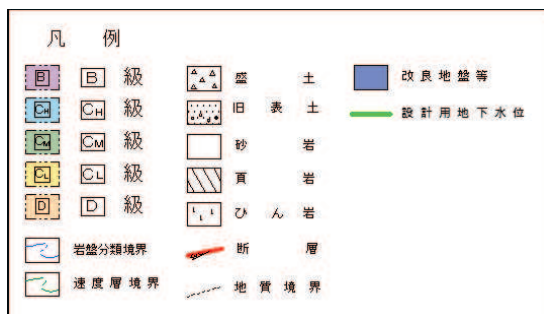
図 3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(第2号機海水ポンプ室*1,*2)



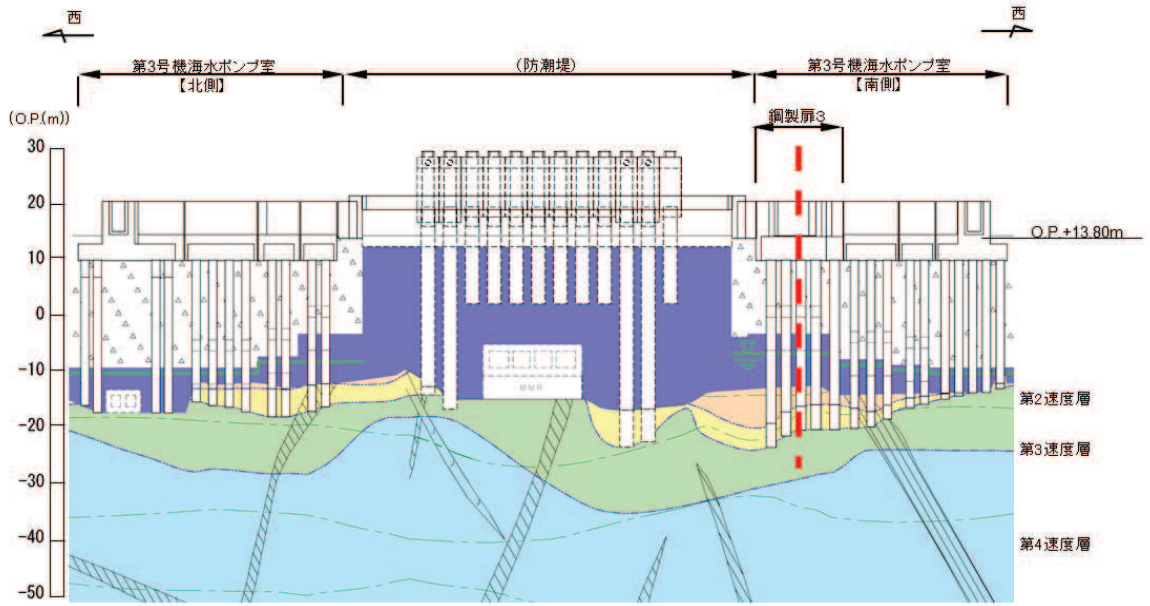
(第2号機放水立坑*1)



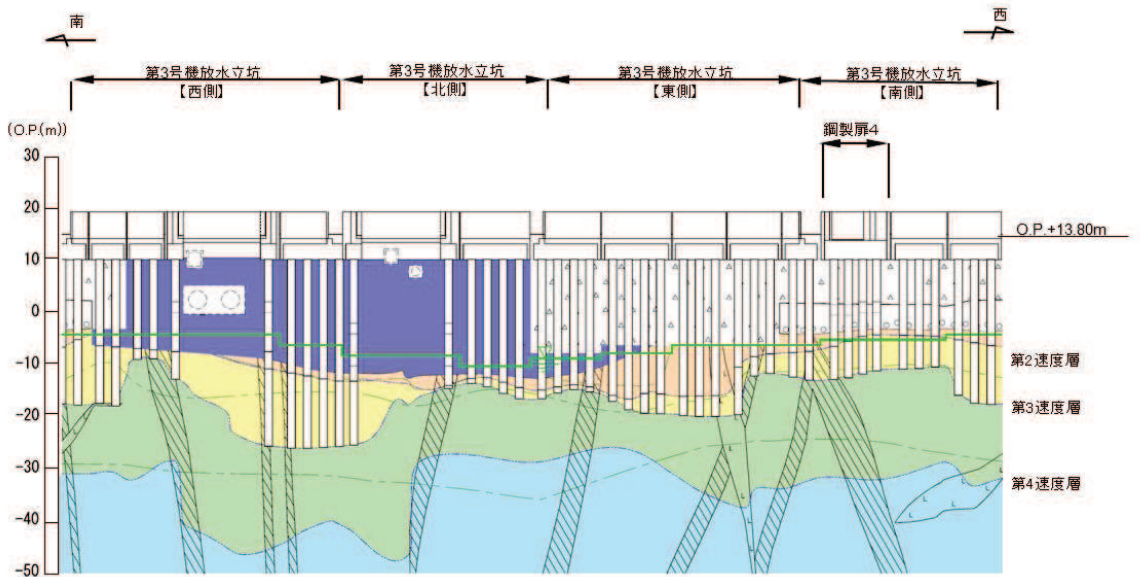
注記：*1：鋼管杭下端は C₂ 級岩盤上面（又は C₃ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₂ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*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) 鋼製扉の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 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)

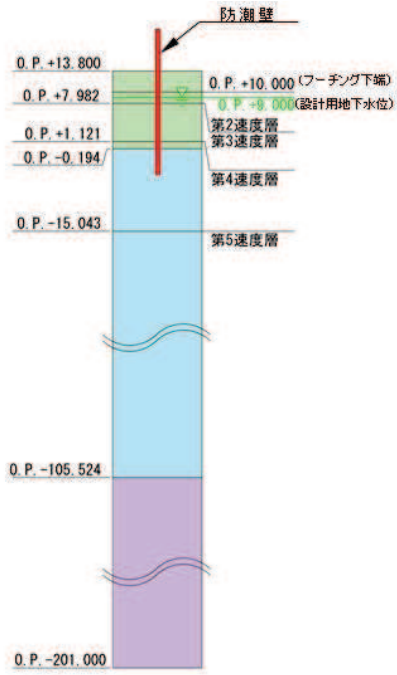
凡例			
	B 級		盤 土
	C 級		改良地盤等
	M 級		旧表土
	L 級		砂 岩
	D 級		頁 岩
			ひ ん 岩
			断 層
			地 質 境 界
			設計用地下水位

注記：*1：鋼管杭下端はC₁級岩盤上面（又はC₂級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC₁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) 鋼製扉の縦断面図
(第3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

(鋼製扉 2)



(鋼製扉 3)

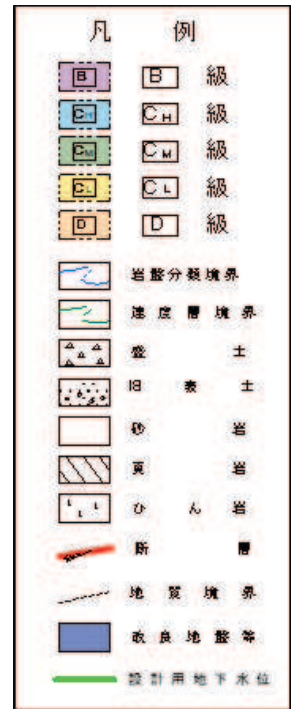
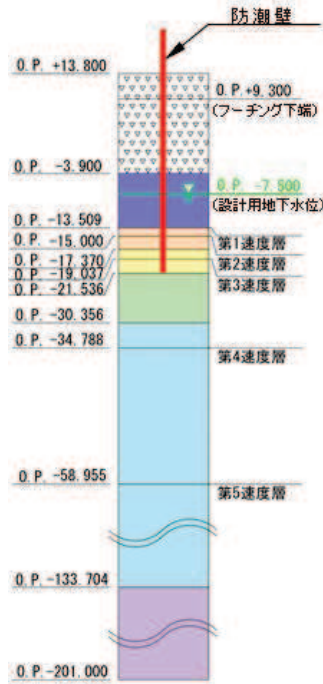


図 3-3 評価対象断面の地層構成図

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製扉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、扉体（扉体部・固定部・ヒンジ部）、RC 支柱、フーチング、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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを踏まえ、安全裕度を見込んで 0.98kN/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、設計基準風速を 30m/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、鋼製扉 3（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

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	設計用津波水位 (m)	備考
鋼製扉 2 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +18.6	
鋼製扉 3 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +17.9	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。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 3-4 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

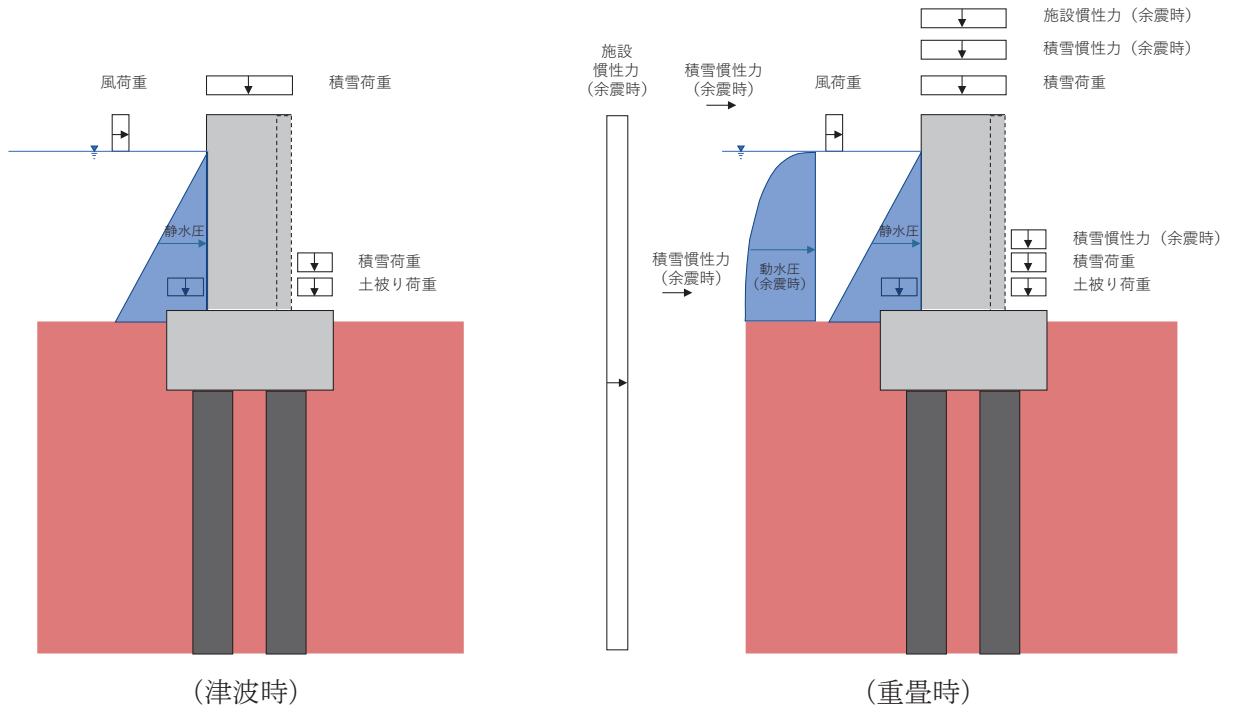


図 3-4 鋼製扉の荷重作用図

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 扉体

(1) 主桁、鉛直桁

主桁、鉛直桁の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 3-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3-4(1) 主桁、鉛直桁の許容限界（鋼製扉 2）

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
		許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}		
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) (40<t)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	239	358
		許容せん断応力度 τ_{sa}	140	210
SM570 (鉛直桁) (t ≤ 40)	扉体端側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{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。

表 3-4(2) 主桁、鉛直桁の許容限界 (鋼製扉 3)

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($t \leq 40$)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	扉体端側鉛直 桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{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) スキンプレート

スキンプレートの許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3-5 スキンプレートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}		
SM570		255	382

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) ヒンジ水平荷重支承部

ヒンジ水平荷重支承部のうち、ヒンジリブ、回転軸、軸受ハウジング円筒部、軸受ハウジング接続部、軸受ハウジングエンドプレート、軸受支持金物、エンドプレートの許容限界は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、表3-6に示す短期許容応力度とする。

ころがり軸受の許容荷重は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、表3-7に示す許容荷重とする。

軸受ハウジング固定ボルトの許容限界は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、表3-8に示す短期許容応力度とする。

アンカーボルトの耐力は「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、表3-9に示す短期許容荷重とする。

表 3-6 ヒンジ水平荷重支承部（ヒンジリブ, 回転軸, 軸受ハウジング円筒部, 軸受ハウジング接続部, 軸受ハウジングエンドプレート, 軸受支持金物, エンドプレート）の許容限界

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM490 (t ≤ 40)	回転軸(1)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
	軸受支持金物	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
SM490 (40 < t)	ヒンジリブ	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(3)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(4)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	軸受ハウジング 円筒部	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	軸受ハウジング 接続部	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	軸受ハウジング エンドプレート	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	エンドプレート	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127

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。

表 3-7 ヒンジ水平荷重支承部（ころがり軸受）の許容荷重

部材	許容荷重* (kN)
軸受け	1670

注記*：許容荷重は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」より以下の式にて計算する。

$$P_a = C_0 \div f$$

ここで、 C_0 基本静定格荷重 (2510kN)、 f ：安全係数 (1.5) を示す。

表 3-8 ヒンジ水平荷重支承部（軸受ハウジング固定ボルト）の許容限界

鋼材・部材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ¹ (N/mm ²)
SCM435	固定ボルト	許容軸引張応力度 σ_a * ²	298	447
		許容せん断応力度 τ_a	172	258

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。

*2：許容軸引張応力度は、質量効果による耐力の低減を考慮し、「JIS G 4105:1979」に示される直径 25mm の標準供試材の試験結果に基づく降伏点 785 N/mm² に対して、直径 50mm 棒鋼と直径 25mm 棒鋼の降伏点の試験値の比 (78.5kgf/mm² ÷ 103.2kgf/mm²) を乗ずることで算定。

表 3-9 ヒンジ水平荷重支承部（アンカーボルト）の許容限界

種別		引張 (kN)	せん断 (kN)
アンカーボルト M30 SNR490B 有効埋め込み長 600mm	鋼製扉 2	182	103
	鋼製扉 3		112

(4) ヒンジ鉛直荷重支承部

ヒンジ鉛直荷重支承部の許容限界は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、表 3-10～表 3-12 に示す短期許容応力度とする。

表 3-10 すべり軸受の許容限界（鋼製扉 2， 3）

部材	定義	数値	単位
すべり軸受	許容支圧応力度 σ_{ka}	45	N/mm ²
	短期許容支圧応力度 σ_{kas}	67	N/mm ²

表 3-11 支柱の許容限界（鋼製扉 2， 3）

鋼材・部材		定義	数値	単位
SM490	支柱	短期許容軸方向圧縮応力度 σ_{as}	237	N/mm ²
		短期許容せん断応力度 τ_{as}	136	N/mm ²

表 3-12 ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部（固定ボルト）の許容限界

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

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

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

ここで、 σ_{as} ：短期許容軸引張応力度（177N/mm²）

N：鋼製扉 2 ボルトの本数（16），鋼製扉 3 ボルトの本数（12），

A：ボルトの有効断面積（157mm²）を示す。

- (5) 固定部（扉体フック部，摺動ブロック，回転アーム，アーム回転軸，アーム軸受架台，アーム軸受架台基礎部，ベースプレート，アーム軸受，アンカーボルト）

固定部（扉体フック部）の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき，固定部（摺動ブロック，アーム回転軸，アーム軸受架台，ベースプレート）の許容限界は，「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編）」に基づき，表 3-13 に示す短期許容応力度とする。

アーム軸受の許容荷重は，「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編）」に基づき，表 3-14 に示す許容荷重とする。

アンカーボルトの許容荷重は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき，表 3-15 に示す短期許容荷重とする。

表 3-13 固定部（扉体フック部, 摺動ブロック, アーム回転軸, 回転アーム, アーム軸受架台, アーム軸受架台基礎部, ベースプレート）の許容限界

鋼材・部材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度*4 (N/mm ²)
SM570 (t ≤ 40)	扉体フック部	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
S45C-H	摺動ブロック	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	107	160
	アーム回転軸	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*2}	206	309
		許容せん断応力度 τ_{sa}	118	177
SCM435	回転アーム	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*3}	298	447
		許容せん断応力度 τ_{sa}	172	258
SM490 (t ≤ 40)	アーム軸受架台	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
	アーム軸受架台 基礎部	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
	ベースプレート	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237

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：許容限界の設定にあたって用いた材料の降伏応力度は、材料の最大軸径が 100mm であることから、質量効果による耐力の低減を考慮する。そこで降伏応力度は「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編）」に示される直径 100mm の S45C-H 材の降伏応力度とした。

*3：許容曲げ圧縮応力度は、質量効果による耐力の低減を考慮し、「JIS G 4105:1979」に示される直径 25mm の標準供試材の試験結果に基づく降伏点 785 N/mm² に対して、直径 50mm 棒鋼と直径 25mm 棒鋼の降伏点の試験値の比（78.5kgf/mm² ÷ 103.2kgf/mm²）を乗ずることで算定。

*4：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 3-14 固定部（アーム軸受）の許容限界

部材	許容荷重* (kN)
軸受け	393

注記*：許容荷重は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編）」より以下の式にて計算する。

$$P_a = C_0 \div f$$

ここで、 C_0 基本静定格荷重（457.2kN）、 f ：安全係数（1.5）を示す。

表 3-15 固定部（アンカーボルト）の許容限界

種別	引張 (kN)	せん断 (kN)
アンカーボルト M30 SNR490B	182	127

(6) 固定部（戸当り）

戸当りコンクリートの許容限界は「ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。以下に部材の許容限界を示す。

戸当りコンクリートの許容限界を表 3-16 に，戸当り腹板の許容限界を表 3-17 に示す。

表 3-16 戸当りコンクリートの許容限界

鋼材・部材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート	戸当り部	許容支圧応力度 σ_{sa}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{sa}	1.0	1.5

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。

表 3-17 戸当り腹板の許容限界

鋼材・部材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SM400	戸当り腹板	許容軸方向圧縮応力度 σ_{sa}	5.9	8.8

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。

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・軸力については「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」及び「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」に基づき、表 3-18 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、「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」に基づき、表 3-19 に示すせん断耐力とする。また、ねじりについては、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編」に基づき、表 3-20 に示す短期許容応力度とする。

RC 支柱(接続部)の許容限界は、曲げ・軸力については「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、表 3-21(1)に示す短期許容応力度とする。せん断については、「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」に基づき、表 3-21(2)に示すせん断耐力とする。

表 3-18 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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 3-19 RC 支柱の許容限界 (せん断)

種別			せん断耐力 (kN)	
			ヒンジ部側	固定部側
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	せん断補強筋 (D22@150)	鋼製扉 2	10432	8046
	せん断補強筋 (D25@150)	鋼製扉 3	8413	6159

表 3-20 RC 支柱の許容限界（ねじり）

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196
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 3-21(1) RC 支柱（接続部）の許容限界（曲げ・軸力）

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

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3-21(2) 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)	鋼製扉 2	3845
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼製扉 3	3186

3.4.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・軸力については、「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）」及び「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、表 3-22 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、「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」に基づき表 3-23 に示すせん断耐力とする。また、ねじりについては、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、表 3-24 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「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、表 3-25(1)に示す短期許容応力度とする。せん断については、「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」に基づき、表 3-25(2)に示すせん断耐力とする。

表 3-22 フーチングの許容限界（曲げ・軸力）

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

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

表 3-23 フーチングの許容限界（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 (D22@300)	鋼製扉 2	38529
	せん断補強筋 (D32@300)	鋼製扉 3	28486

表 3-24 フーチングの許容限界（ねじり）

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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。

表 3-25(1) フーチング（接続部）の許容限界（曲げ・軸力）

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

注記*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3-25(2) 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)	鋼製扉 2	2896
	せん断補強筋 (D22@300)	鋼製扉 3	2970

3.4.4 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき、杭体部については、表3-26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3-27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3-26 鋼管杭（杭体）の許容限界

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

表3-27 鋼管杭（杭頭）の許容限界

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

3.4.5 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3-28に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表3-28 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

3.4.6 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「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」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3-29に基礎地盤の許容限界を示す。

表3-29 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉2 (狐崎部層)	13.7	7124
	鋼製扉3 (牧の浜部層)	11.4	14609

3.5 評価方法

鋼製扉の強度評価は、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、「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、津波時において、「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。

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、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、杭周辺の設計用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 3-5 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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-6 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」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。

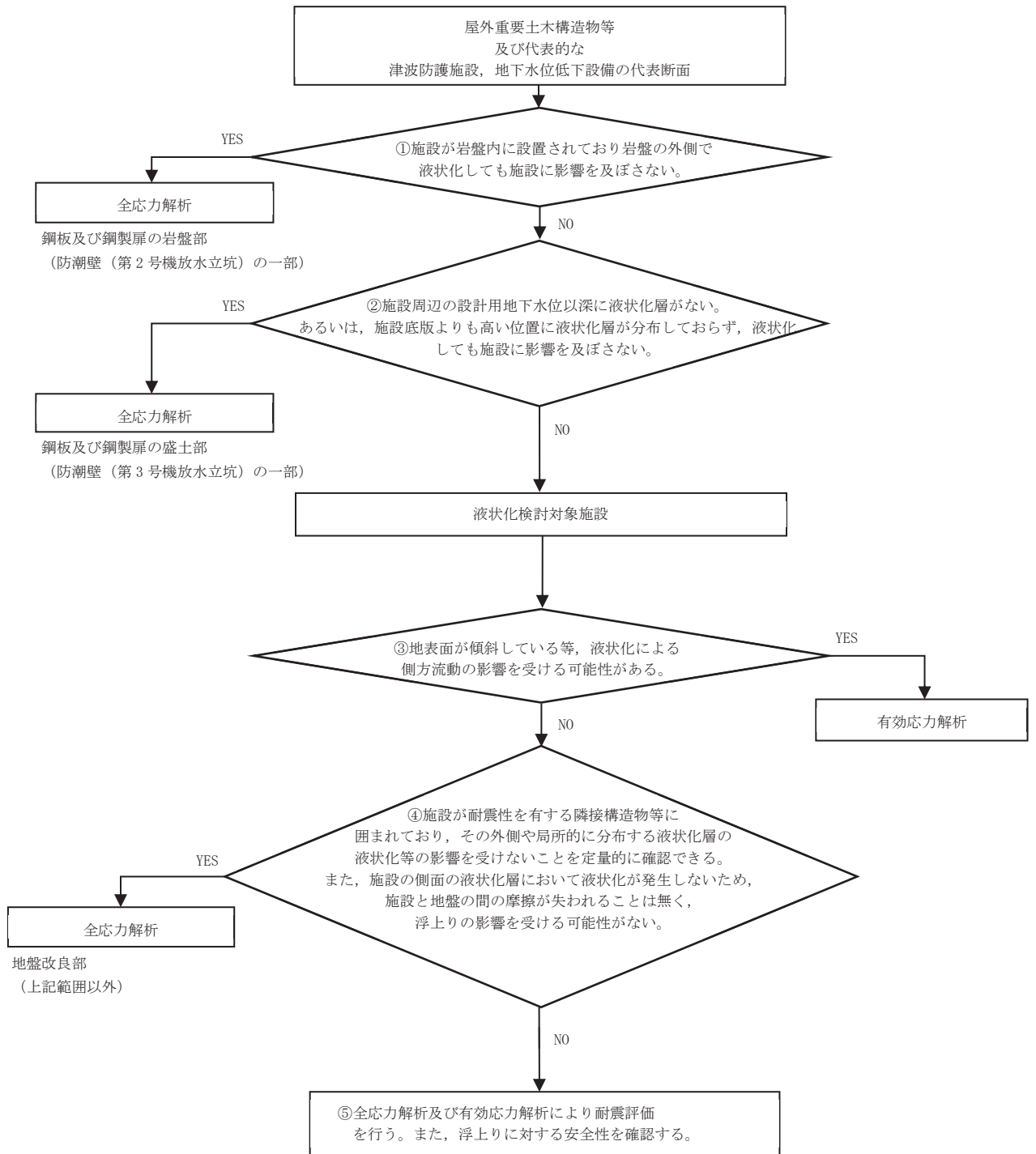


図 3-5 防潮壁の解析手法の選定フロー

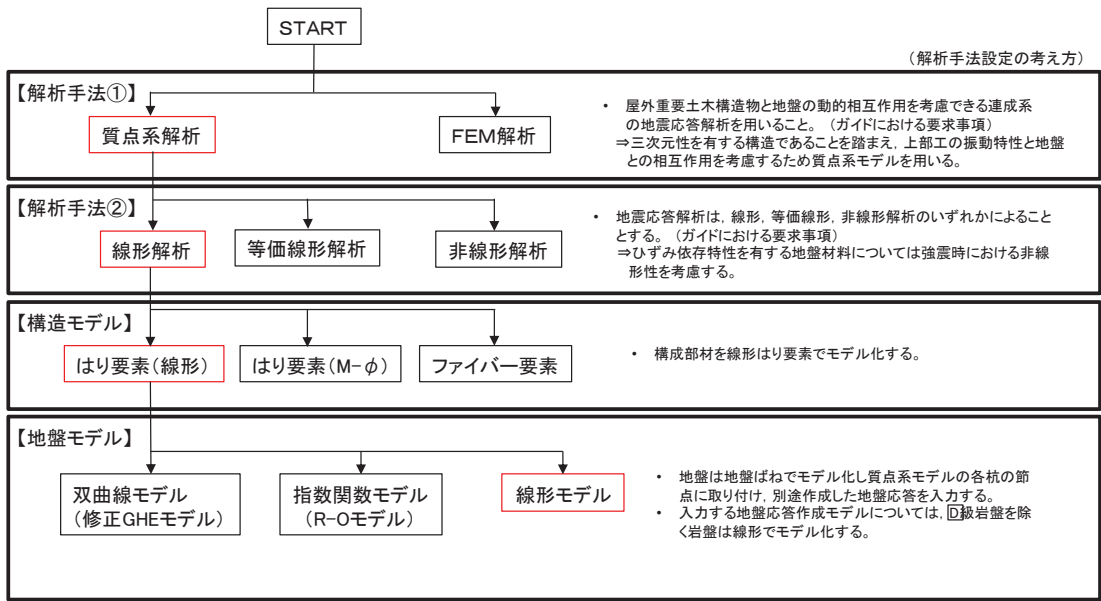


図 3-6(1) 地震応答解析手法の選定フロー (鋼製扉 2)

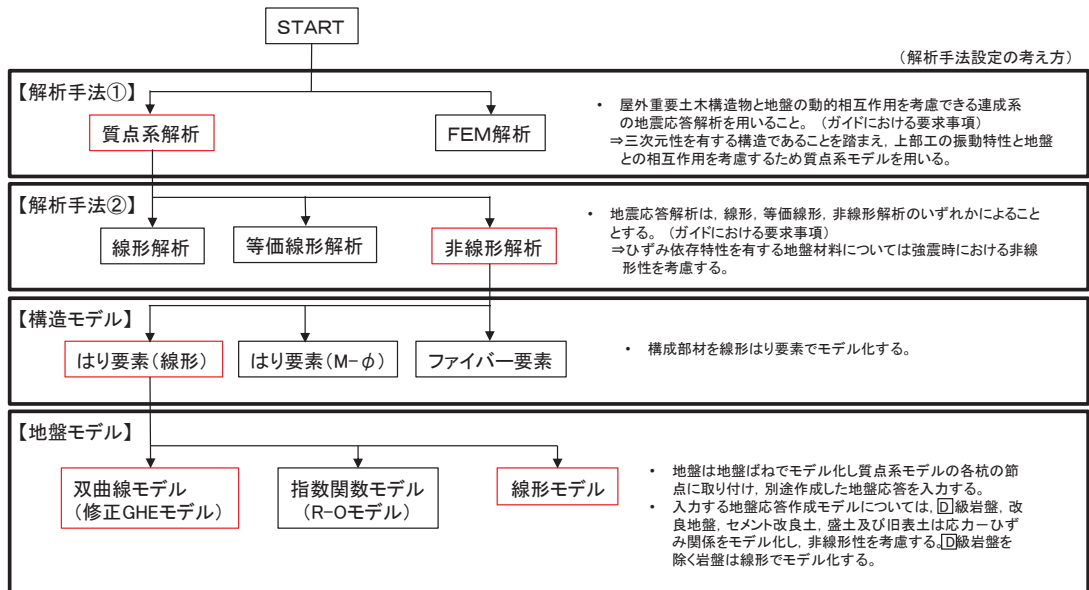


図 3-6(2) 地震応答解析手法の選定フロー (鋼製扉 3)

3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼製扉の地震時の応答は、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 3-30～表 3-31 に示す解析ケースを設定する。

図 3-3 に示すとおり、鋼製扉 2 の周辺には C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布し、鋼製扉 3 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、それぞれの断面毎に、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 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

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 3-30 解析ケース（鋼製扉 2）

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_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤、 B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

表 3-31 解析ケース（鋼製扉 3）

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_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤、 B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

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 α 、 β を算定する際の減衰定数は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき、表3-32に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-9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

α 、 β : 係数

表3-32 構造部材毎の減衰定数

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

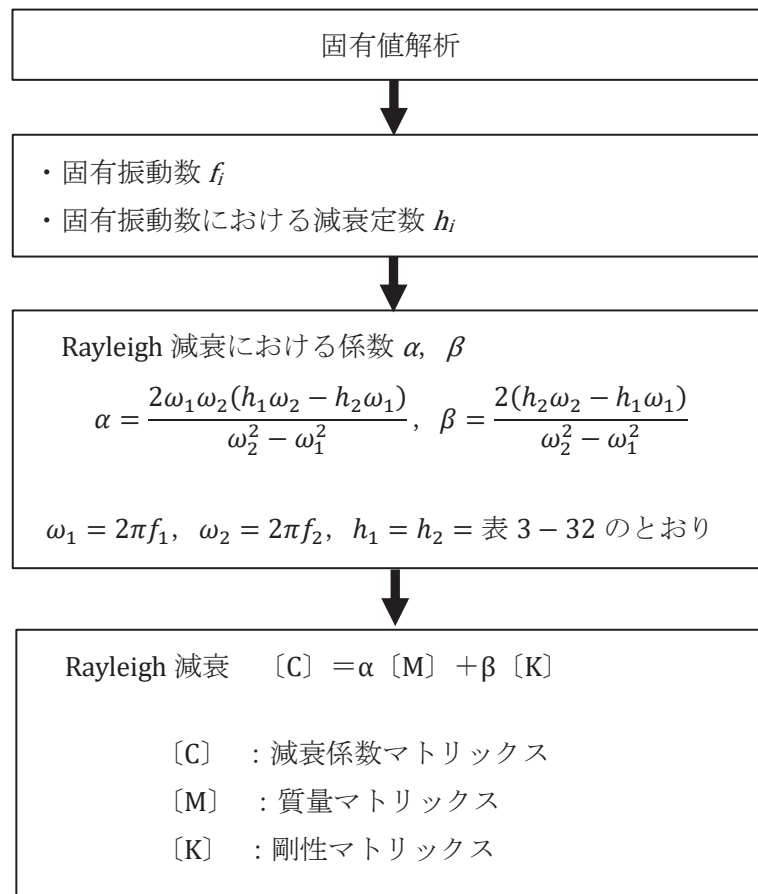


図 3-7 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α, β 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 α, β を表 3-33 に示す。

表 3-33(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

	α	β
鋼製扉 2	1.889	0.0002
鋼製扉 3	0.398	0.0005

表 3-33(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

	α	β
鋼製扉 2	2.834	0.0003
鋼製扉 3	0.597	0.0007

表 3-33(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

	α	β
鋼製扉 2	4.723	0.0005
鋼製扉 3	0.995	0.0011

3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

重畳時における解析ケースを表 3-34 に示す。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、ケース②及び③を実施する。

表 3-34 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 3-8 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 (鋼製扉 2) は図 3-9 に、第 3 号機側 (鋼製扉 3) は図 3-10 に示す。なお、岩盤露頭部である鋼製扉 2 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、E 波を示している。

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。

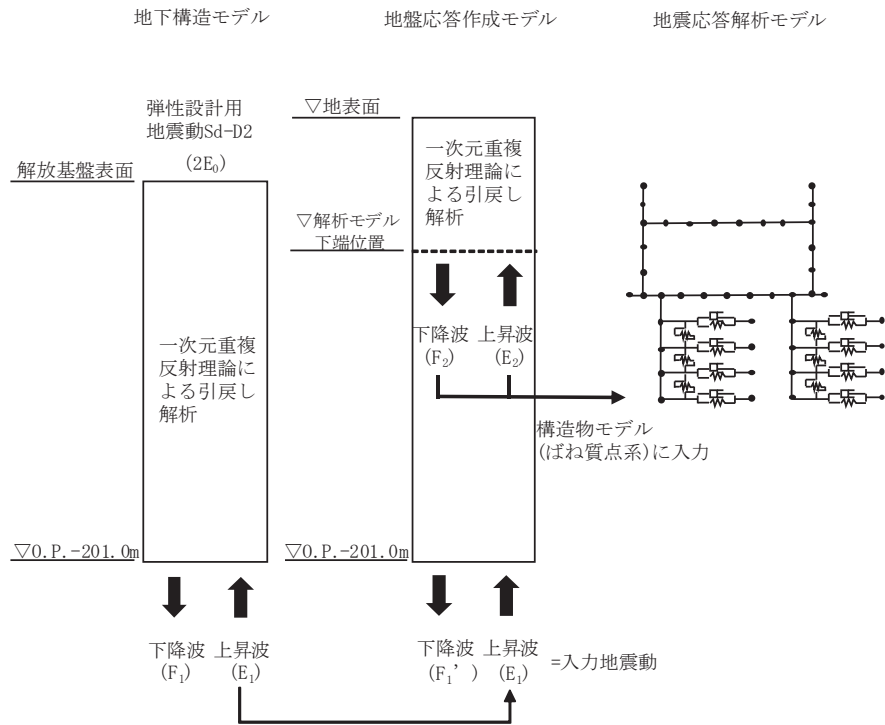


図 3-8(1) 入力地震動算定の概念図
 (鋼製扉 2)

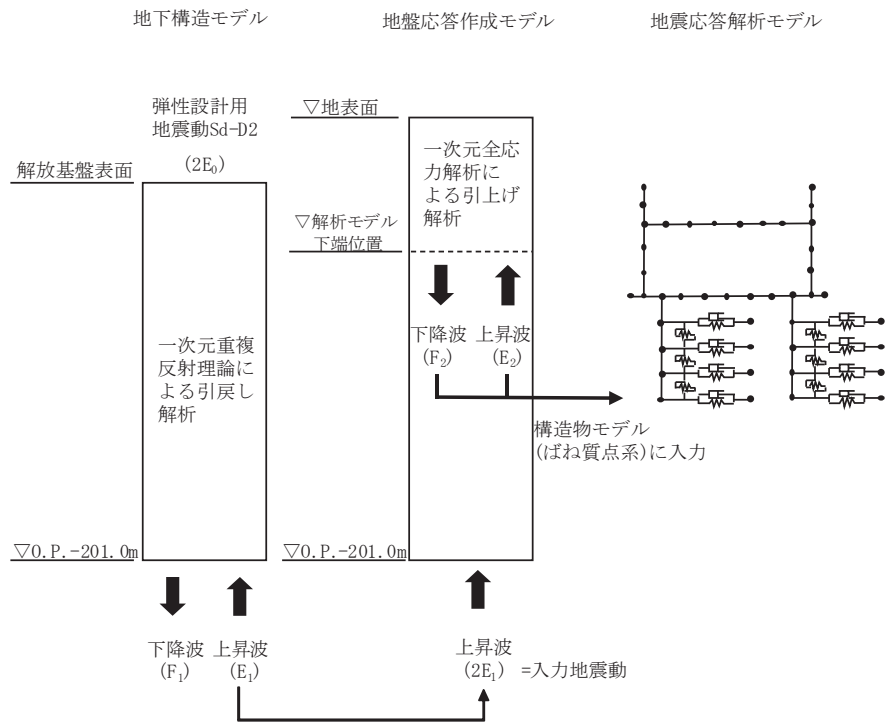
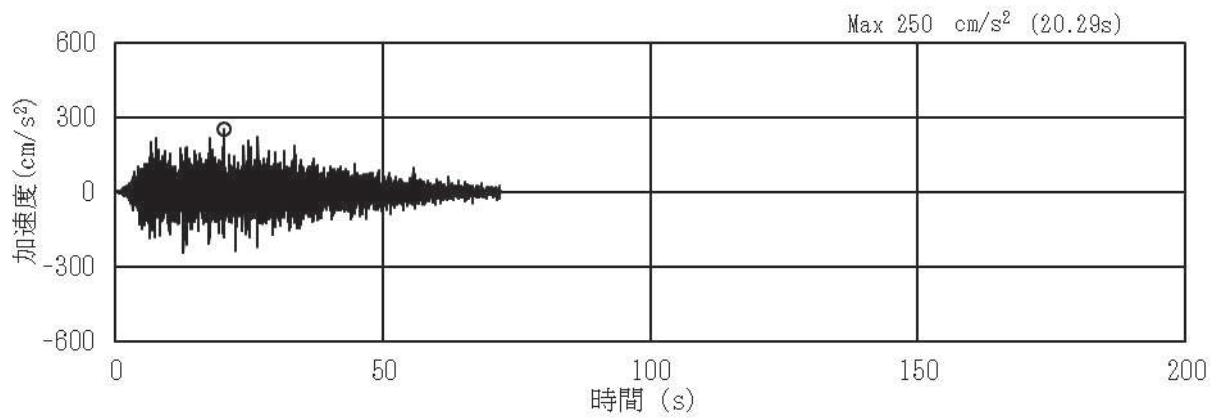
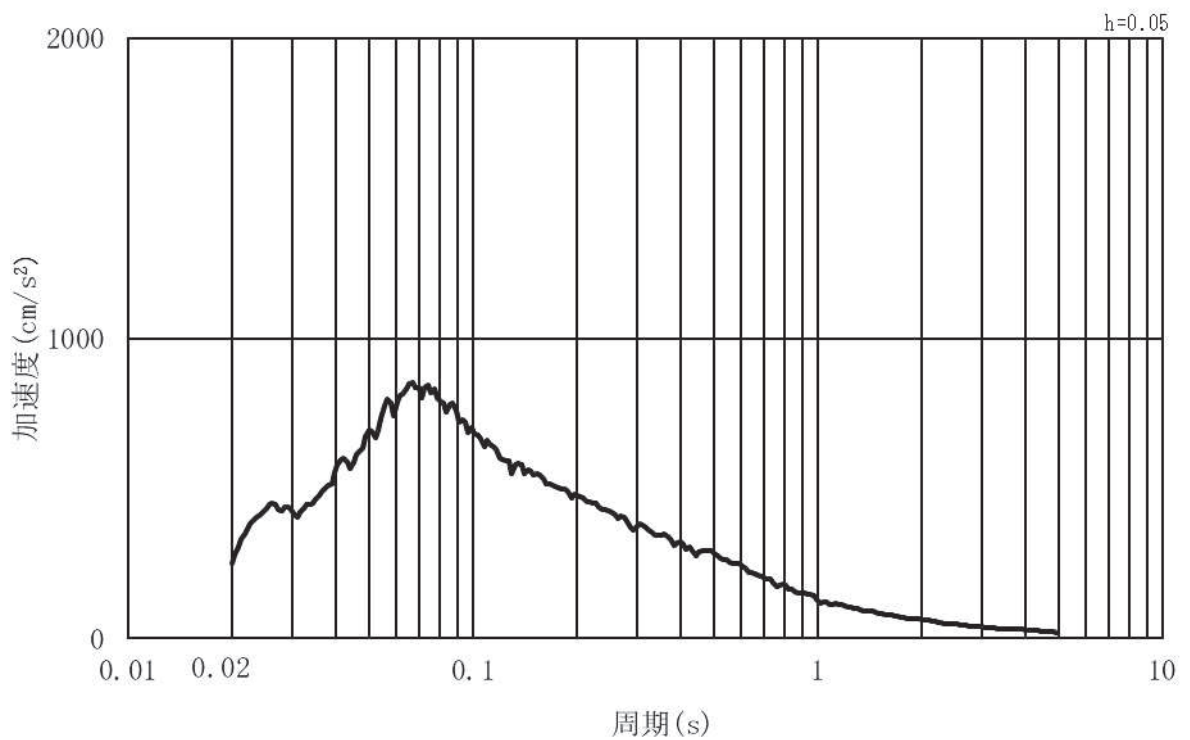


図 3-8(2) 入力地震動算定の概念図
 (鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

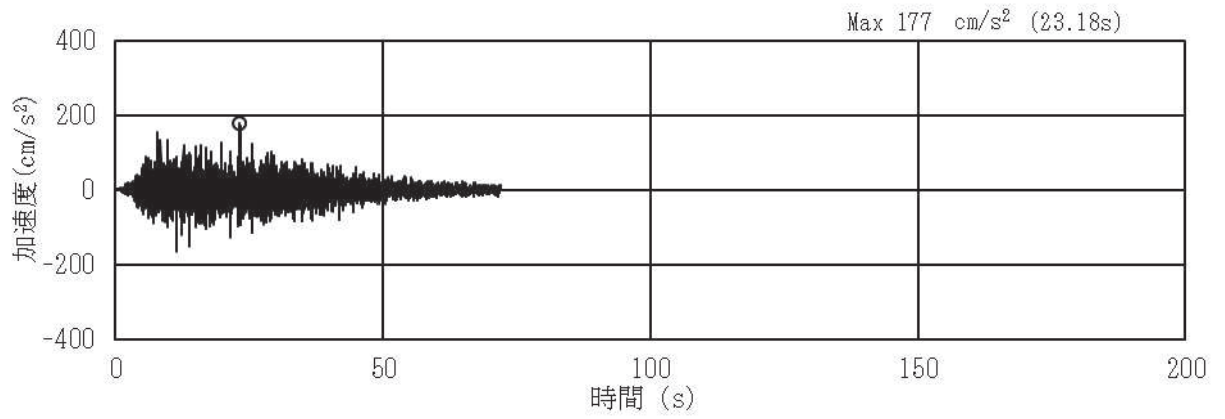


(a) 加速度時刻歴波形

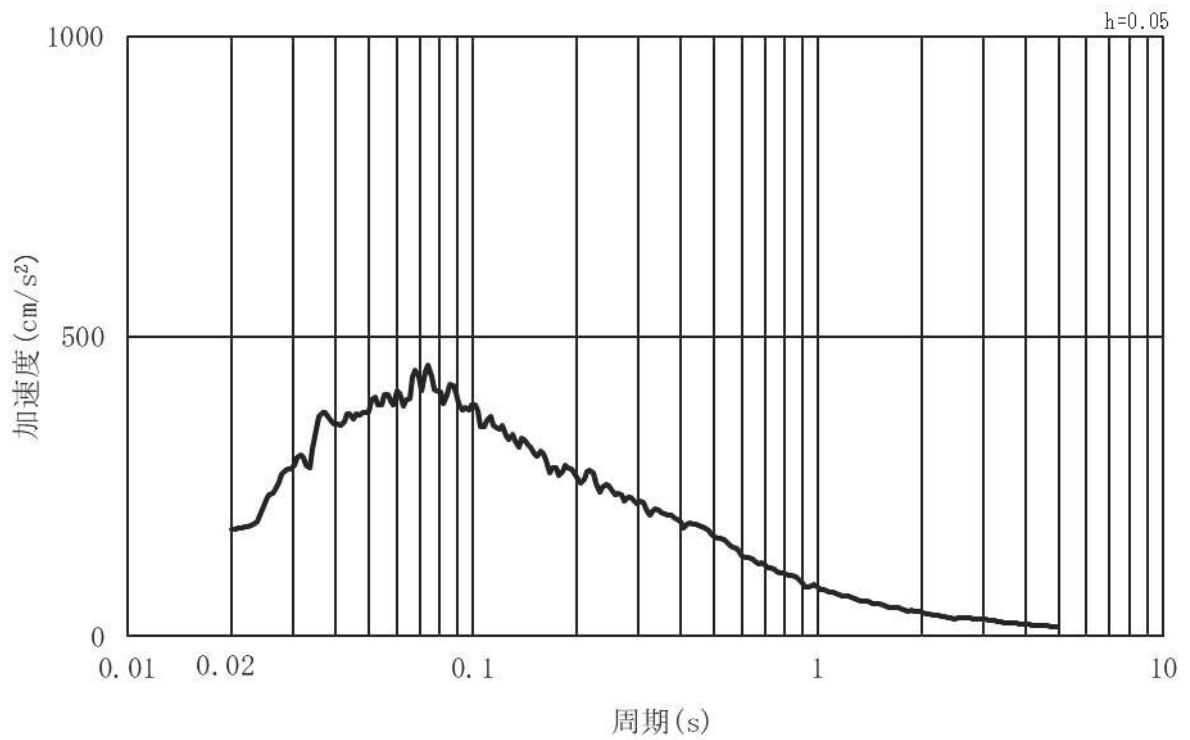


(b) 加速度応答スペクトル

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 2 号機側



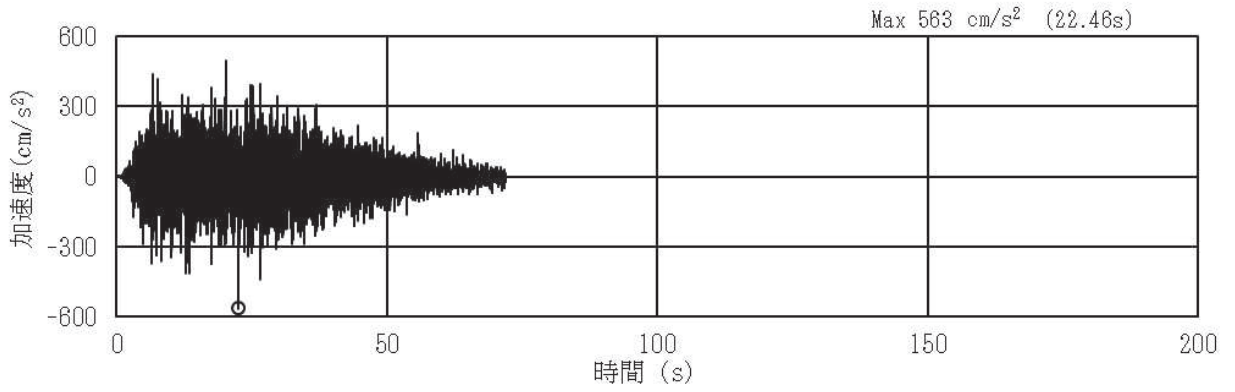
(a) 加速度時刻歴波形



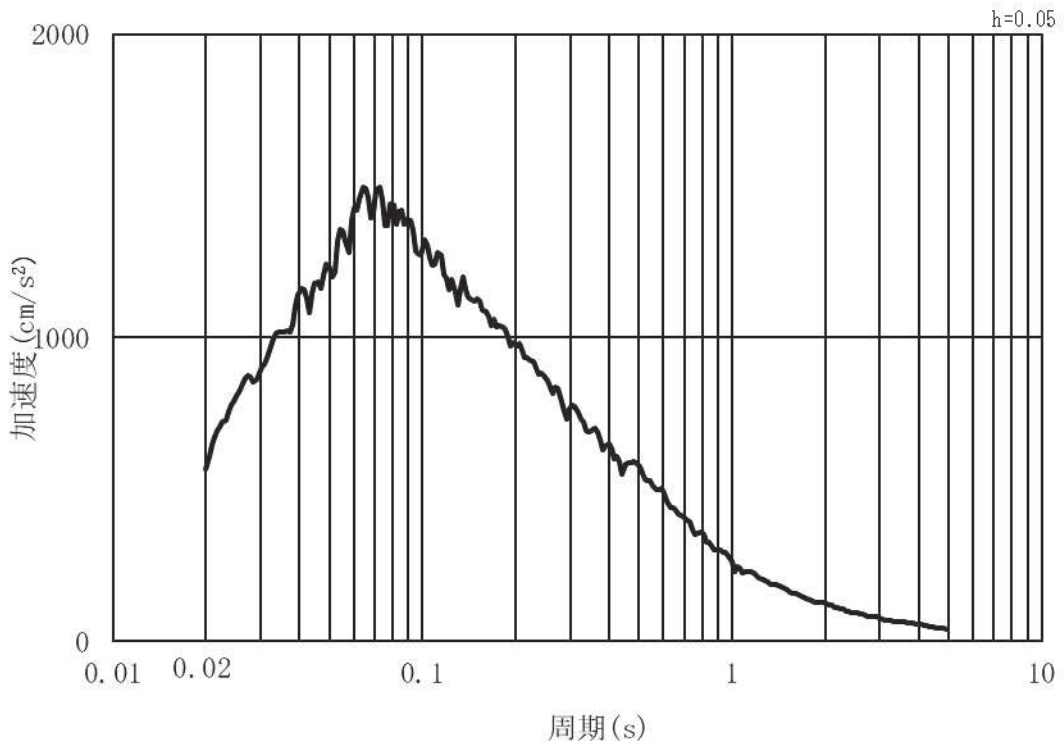
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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 2 号機側

(2) 鋼製扉 3

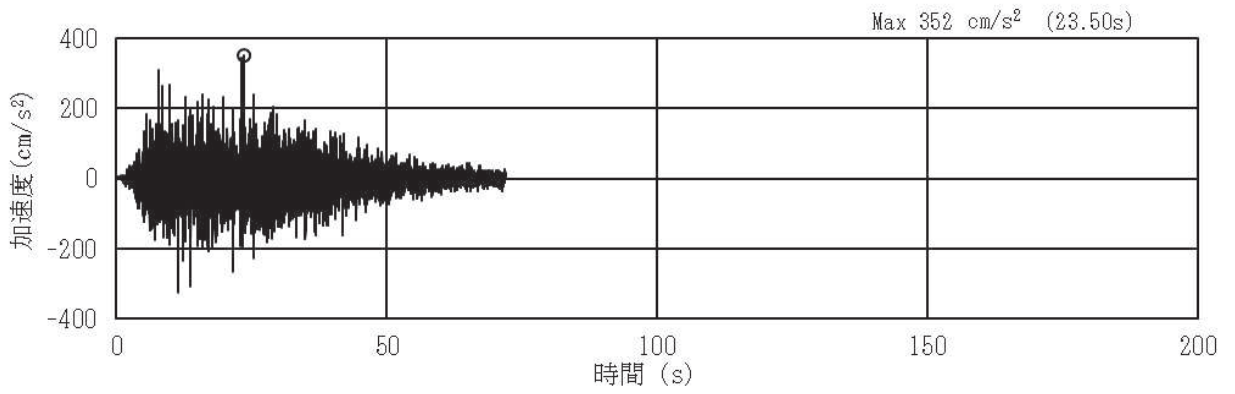


(a) 加速度時刻歴波形

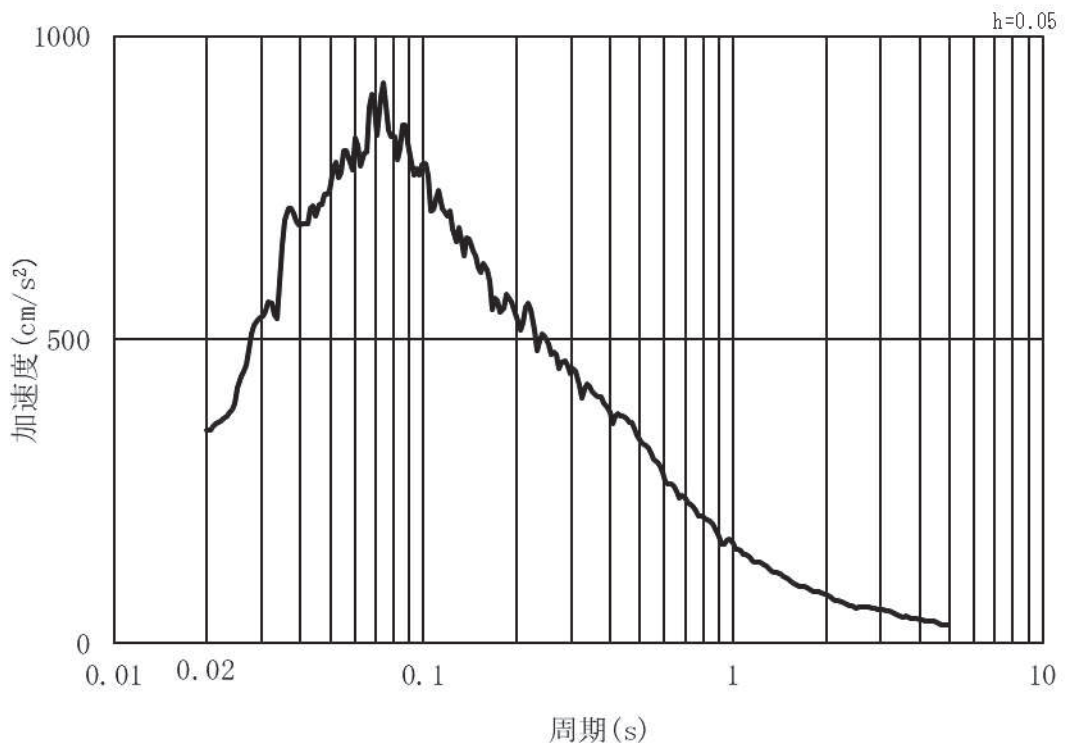


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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 3-10(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. 建造物のモデル化

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し、地盤と杭の相互作用を考慮する。

扉体部については、別途格子状の三次元フレーム解析により行う静的解析で用いる応答震度を算定するために、約 1m 間隔で節点分割し、主たる構造部材である主桁の分担幅当たりの断面性能及び質量をモデル化する。なお、スキンプレートの重量及び作用荷重（津波荷重及び風荷重）については節点の支配面積に応じて、各節点に割り振ることで考慮する。

RC 支柱及びフーチングについては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。フーチングの壁軸方向座標の節点位置については、杭及び RC 支柱と接続する箇所節点を設け、剛要素で接続する。フーチングの張出部は端部の節点質量として考慮する。

RC 支柱と扉体の接合部については、双方の部材の重心位置間を剛要素で接続し、固定部側（扉体開閉側）は締め付け装置による固定条件等を踏まえ扉体軸方向及び鉛直方向並びに鉛直方向周りをフリー条件に、ヒンジ部側はヒンジの回転構造を考慮し鉛直方向周りをフリー条件とする。その他は拘束条件とする。

解析モデル図を図 3-11～図 3-12 に、扉体と RC 支柱の接合部の境界条件を図 3-13 に示す。

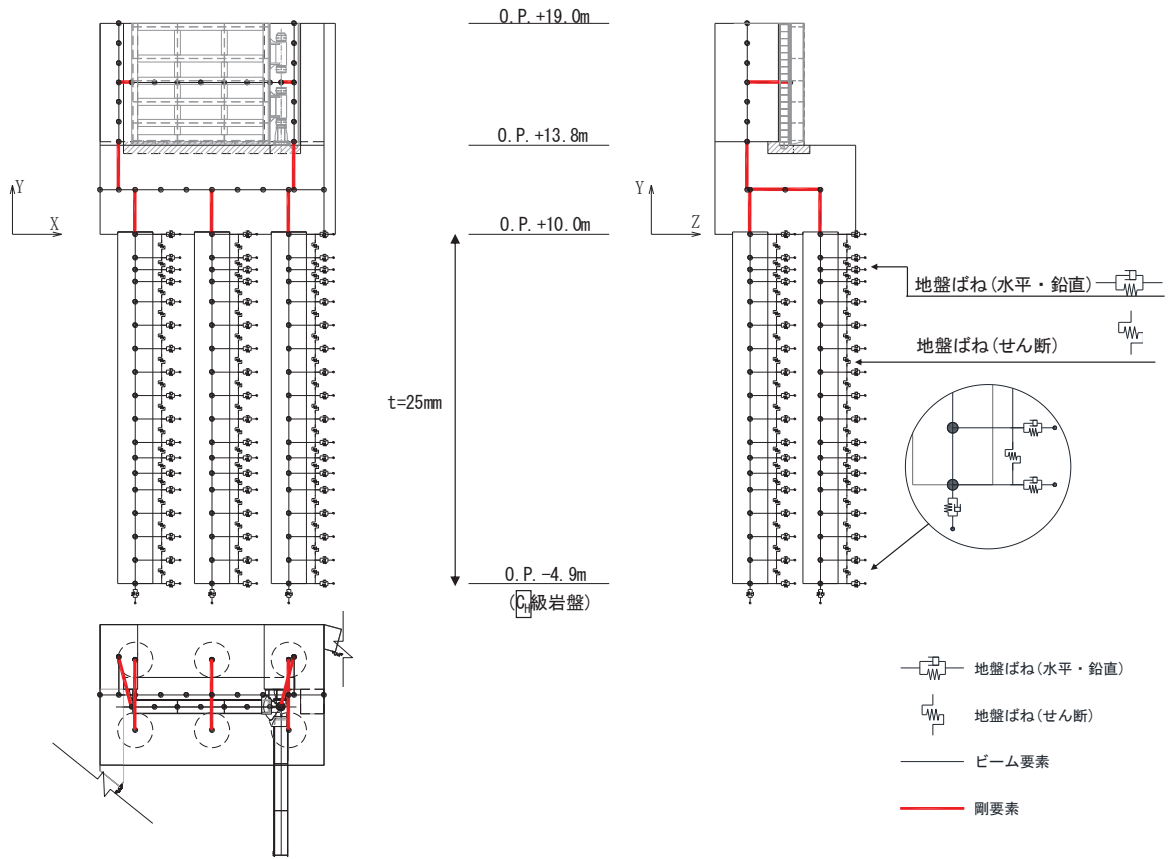


図 3-11 解析モデル (鋼製扉 2)

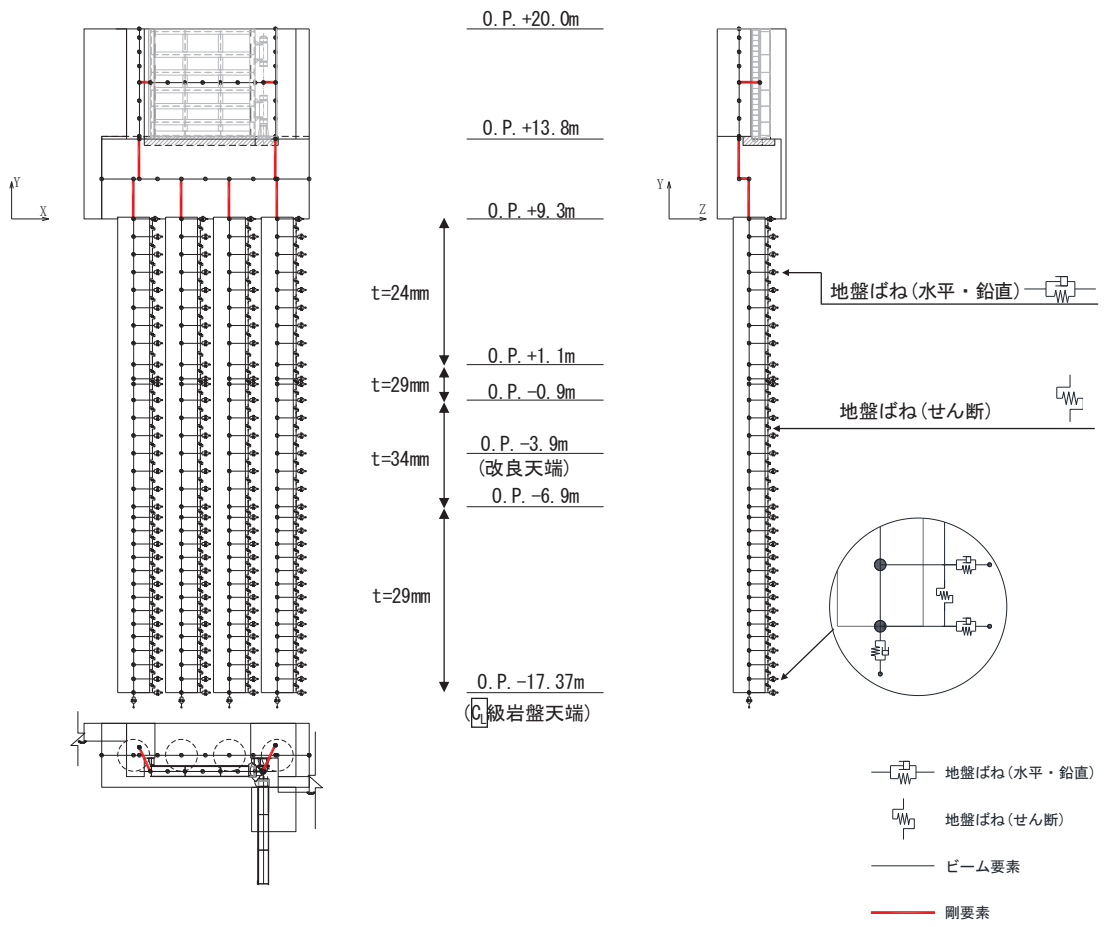
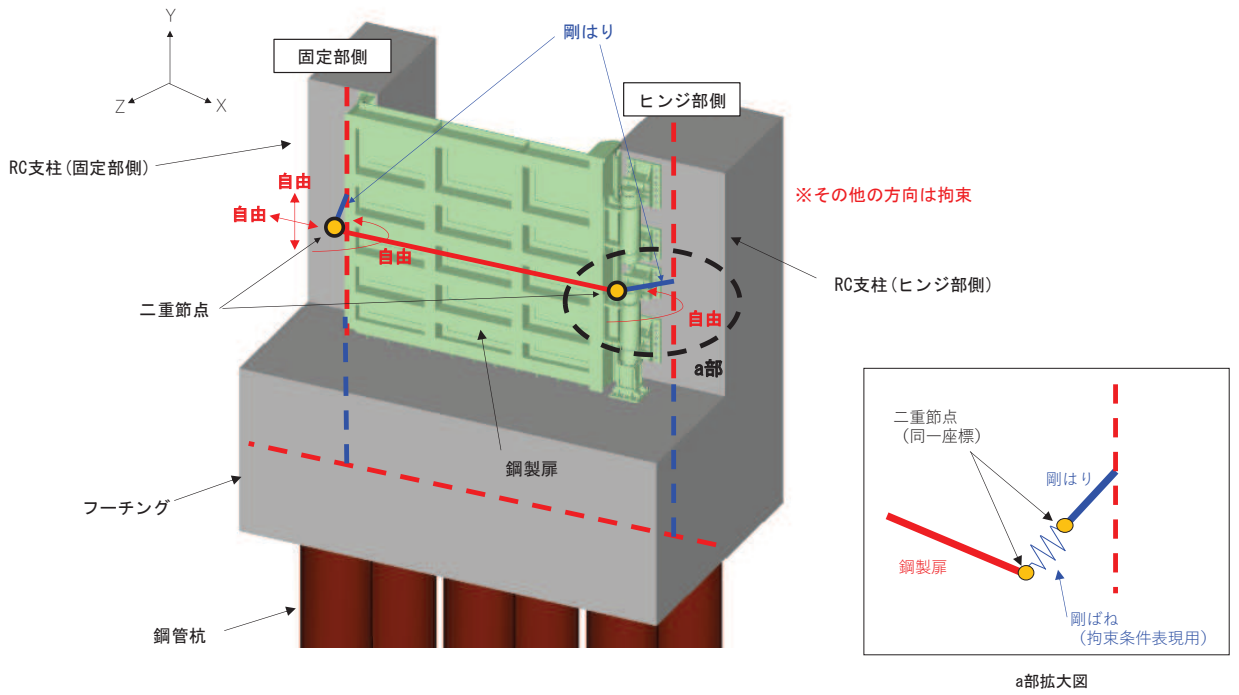


図 3-12 解析モデル (鋼製扉 3)



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ部側
扉体軸方向 (X 方向)	自由 ^{*1}	拘束 ^{*2}
鉛直方向 (Y 方向)	自由 ^{*1}	拘束
扉体軸直交方向 (Z 方向)	拘束	拘束
扉体軸方向周り	拘束	拘束
鉛直方向周り	自由 ^{*1}	自由 ^{*3}
扉体軸直交方向周り	拘束	拘束

注記*1：扉体開閉側の扉体軸及び鉛直方向は、拘束度が小さいため、自由とする。また、鉛直方向周りについても、扉体の曲げ変形に対する拘束度が小さいため回転自由とする。

*2：拘束条件（回転方向）を表現するために、扉体端部と RC 支柱に剛はり と剛ばねによる二重節点を設ける。

*3：ヒンジ側の鉛直方向周りは、ヒンジの機能を考慮し回転自由とする。

図 3-13 扉体と RC 支柱接合部のモデル化（境界条件）

b. 地盤ばねのモデル化

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。

c. 境界条件

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 3-14 に示す。

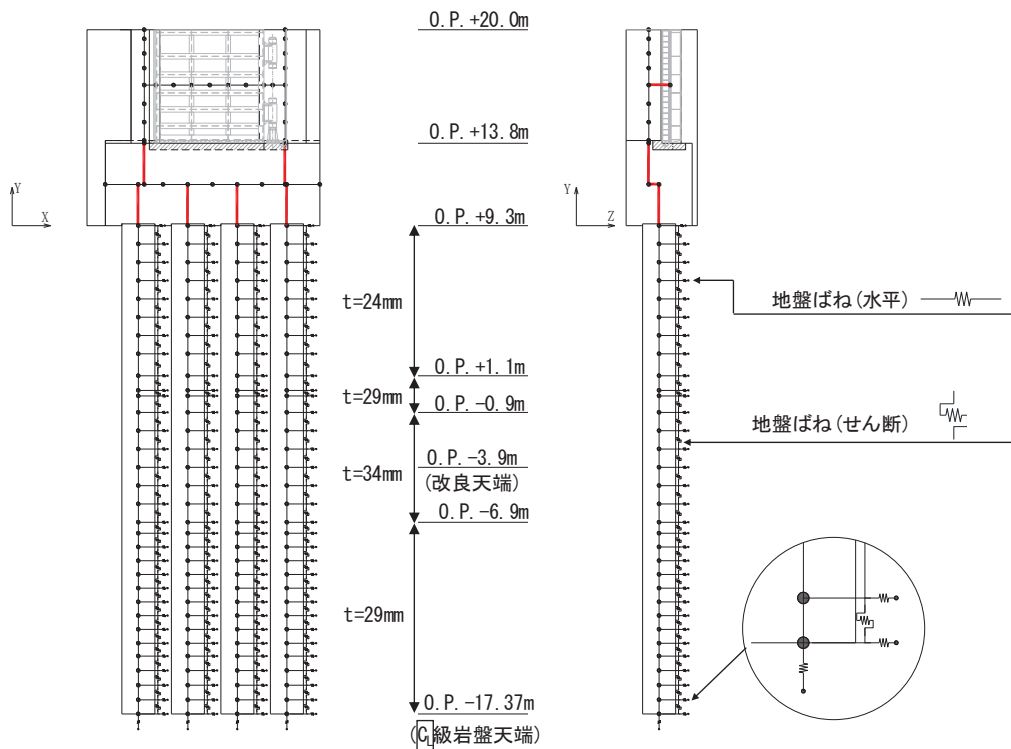


図 3-14 静的解析モデル（鋼製扉 3 の例）

(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 3-15 に示す。

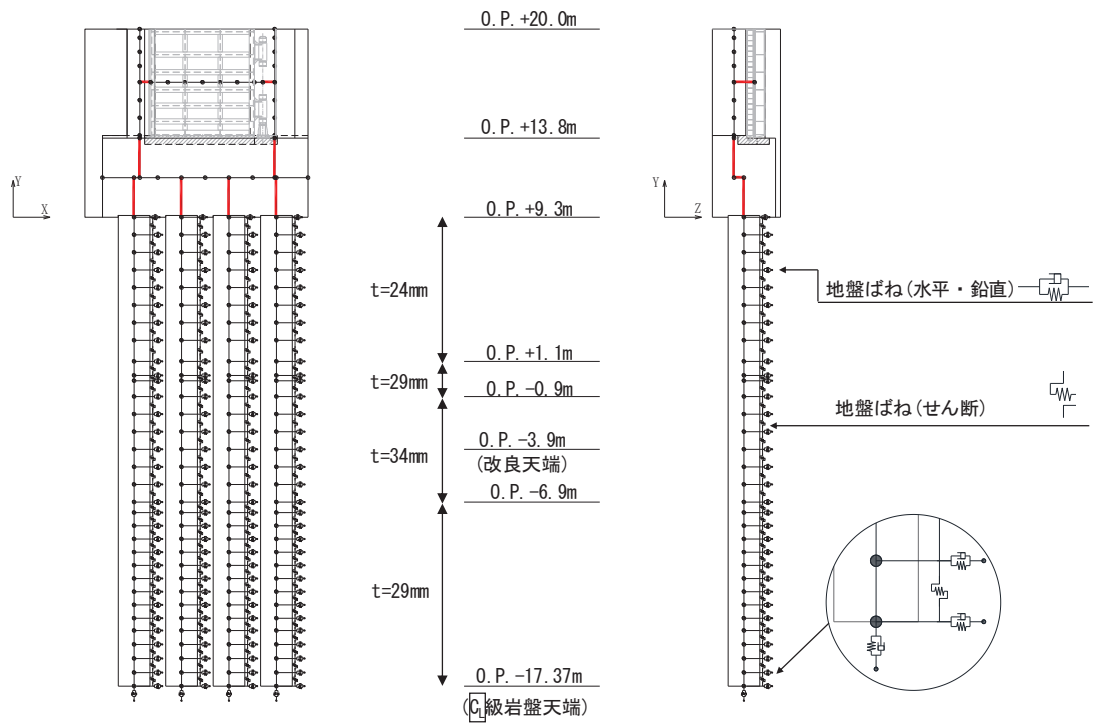
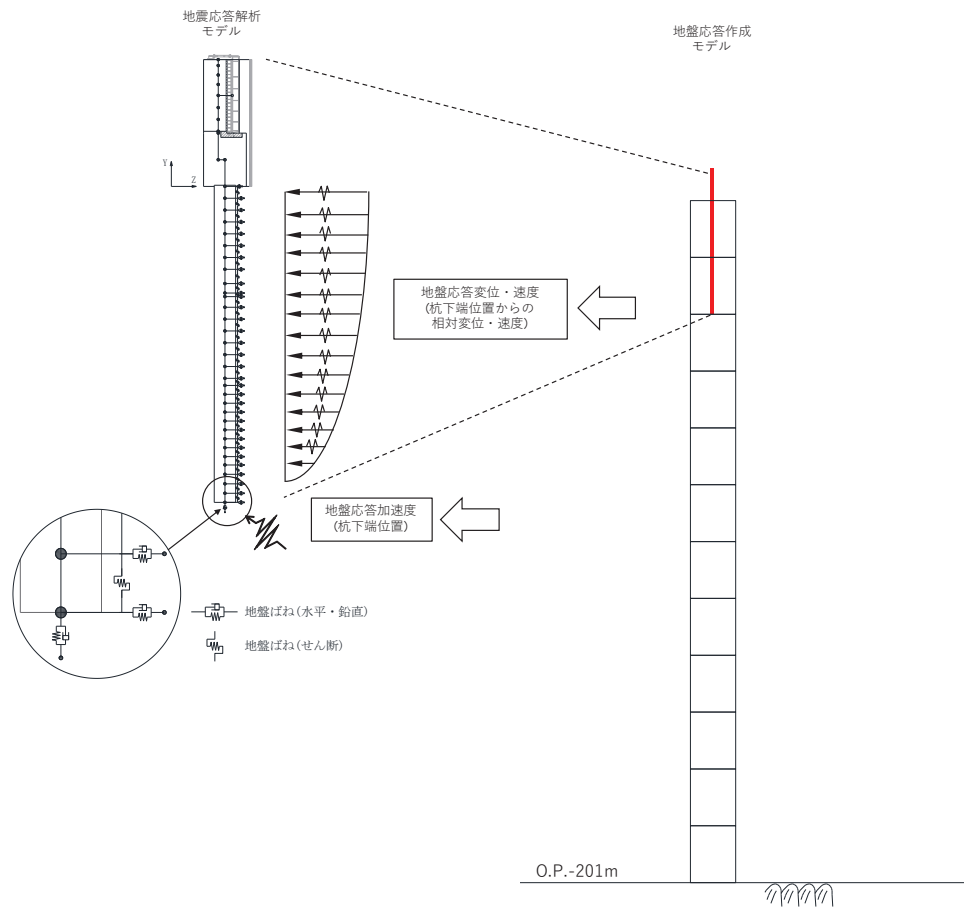


図 3-15 固有値解析モデル (鋼製扉 3 の例)

d. 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，鋼製扉 3 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。

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 3-16 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 3-16 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 3-35～表 3-36 に、材料の物性値を表 3-37 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 3-35(1) 使用材料（鋼製扉 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50 N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm ²
鉄筋	フーチング	SD345, D38@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向) SD345, D38@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	(ヒンジ部側) SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向) (固定部側) SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	(ヒンジ部側) SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D22@150 (帯方向) (固定部側) SD490, D38@150 (2 段) (軸方向) SD345, D22@150 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	(ヒンジ部側) SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向) (固定部側) SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)

表 3-35(2) 使用材料 (鋼製扉 2)

材料		諸元
鋼材	扉体部	スキンプレート : SM570, t=12mm 主桁 : SM570, BH 588×300×12×22 軸側鉛直桁 : SM570, BCH 588×300×60×36 扉体端側鉛直桁 : SM570, BCH 588×250×12×22 補助鉛直桁 : SM570, BH 588×250×12×22
	ヒンジ部	ヒンジリブ : SM490, BT 480×460×60×60 回転軸 : SM490, PIPE φ 457.2, t=19mm RB φ 180~250 軸受ハウジング円筒部 : SM490, PIPE φ 420, t=40mm 軸受ハウジング接続部 : SM490 軸受ハウジング固定ボルト : SCM435, M30 軸受支持金物 : SM490, t=30mm 軸受ハウジングエンドプレート : SM490, t=55mm アンカーボルト : SNR490B, M30 エンドプレート : SM490, t=60mm 鉛直荷重支承部 すべり軸受 : 自己潤滑形軸受 鉛直荷重支承部 支柱 : SM490 t=25mm
	固定部	扉体フック部(先端側) : SM570, BH 160×125×30×30 扉体フック部(扉体側) : SM570, BH 210×150×30×30 摺動ブロック : S45C-H 回転アーム : SCM435, t=30mm アーム回転軸 : S45C-H, φ 100 アーム軸受架台 : SM490, BH 150×125×16×19 アーム軸受架台基部 : SM490 ベースプレート : SM490, t=30mm アンカーボルト : SNR490B, M30
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

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

表 3-36(1) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50 N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm ²
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300, 200 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (接続部)	(ヒンジ部側) SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向) (固定部側) SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)
	RC 支柱	(ヒンジ部側) SD490, D41@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向) (固定部側) SD490, D41@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
	RC 支柱 (接続部)	(ヒンジ部側) SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向) (固定部側) SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D22@300 (帯方向)

表 3-36(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

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

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

表 3-37 材料の物性値

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

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位に基づき、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。設定した設計用地下水位の一覧を表 3-38 に示す。

表 3-38 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
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9.00m
	鋼製扉 3	O. P. -7.50m

3.5.8 評価方法

鋼製扉の強度評価は、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) 扉体

扉体は、扉体部（主桁、鉛直桁、スキンプレート）とヒンジ部、固定部により構成されている。扉体の構造図を図 3-17 に示す。

扉体の評価は、扉体部（主桁、鉛直桁）とヒンジ部のうちヒンジリブ及び回転軸について、フレームモデルにより地震応答解析により算定した応答震度を用いた構造解析を行い、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。なお、スキンプレート部は主桁と鉛直桁に固定される四辺固定版として評価を行う。また、ヒンジ部のうちヒンジリブ及び回転軸以外の部位及び固定部の評価方法については、(2)～(5)に示す。

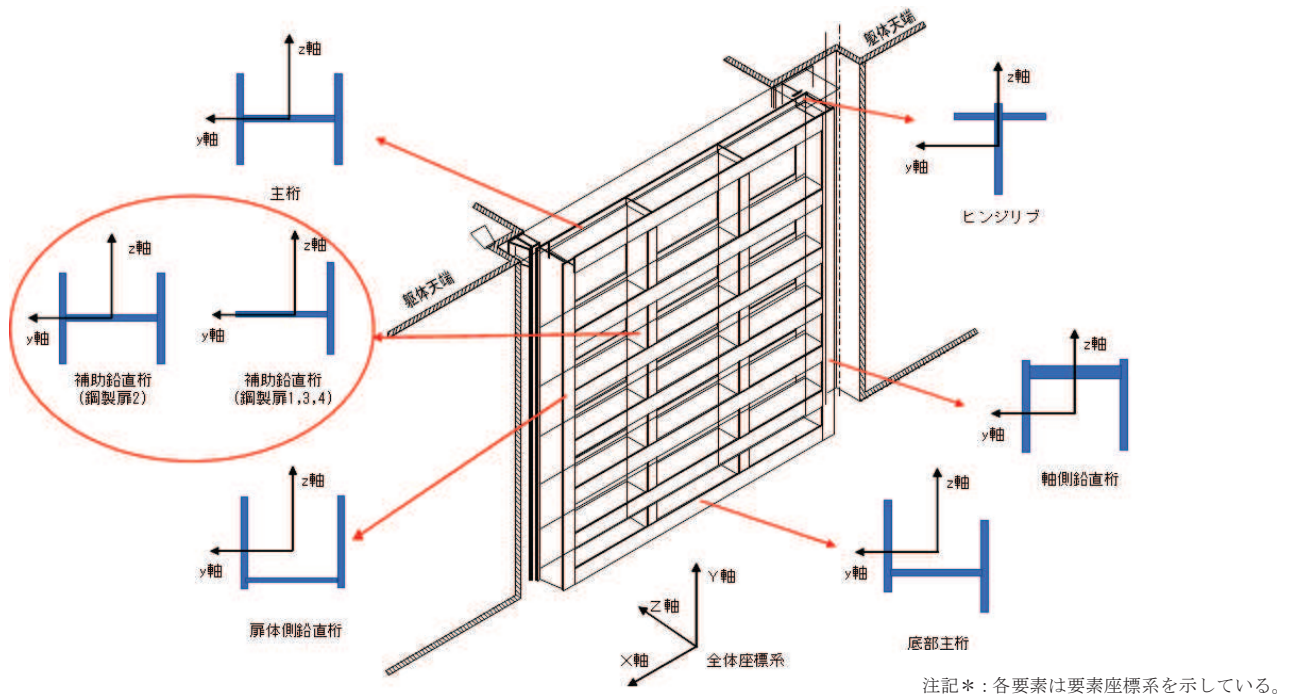


図 3-17 鋼板の構造図

a. 解析モデル

解析モデルは主桁、鉛直桁及びヒンジリブを格子状に線形はり要素でモデル化した2次元フレームモデルとする。

解析モデルの概要を図3-18に示す。

解析には、解析コード「FRAME マネージャ Ver. 6.0.1」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。

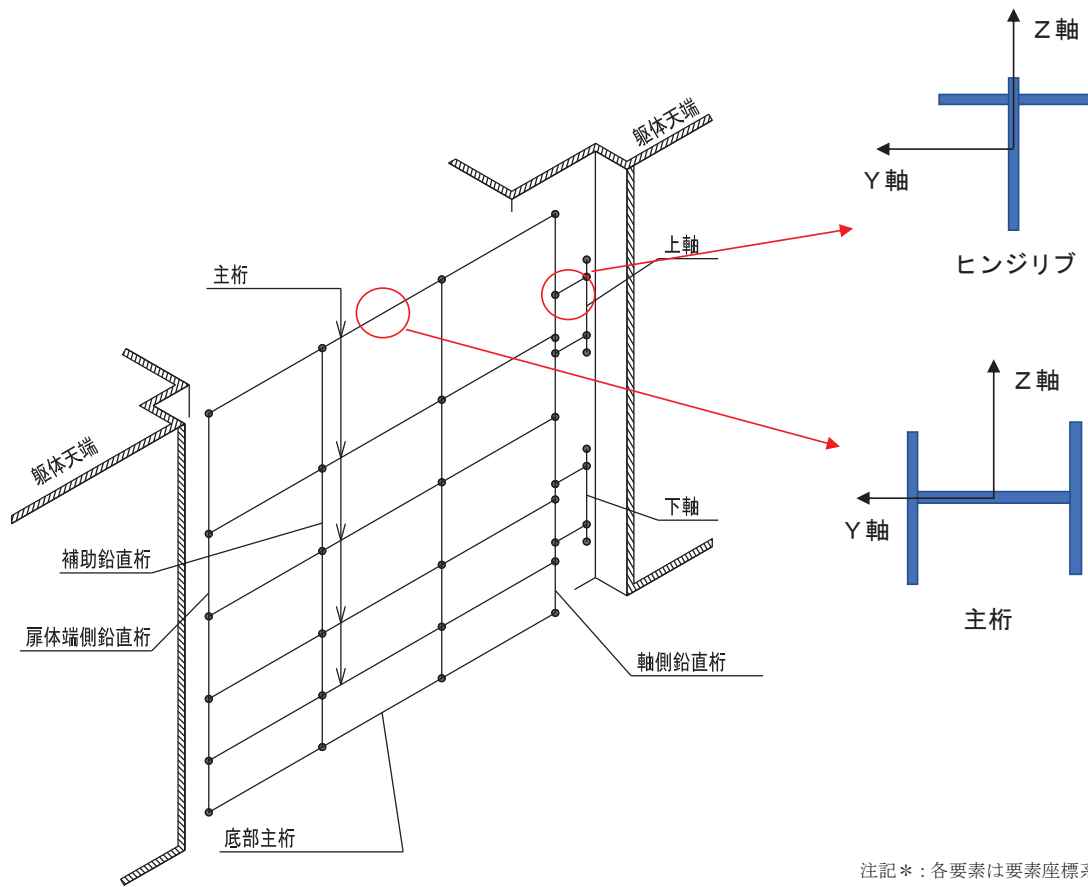


図3-18 扉体モデル形状

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）により作用させる。なお、津波作用時においては閉じ方向（津波作用方向）方向の荷重が卓越することは明白であるため、開き方向（津波作用方向の逆方向）の評価を省略する。

荷重の組合せケースを表 3-39 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-40 に示す。

表 3-39 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	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

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× K_H , 変位）

S_{dV} : 鉛直方向地震荷重（自重× K_V ）

注記* : 水平方向地震荷重は+が津波作用方向、鉛直方向地震荷重は+が鉛直上向きを表す。

表 3-40 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼製扉 2	5.9	0.7
鋼製扉 3	1.1	0.7

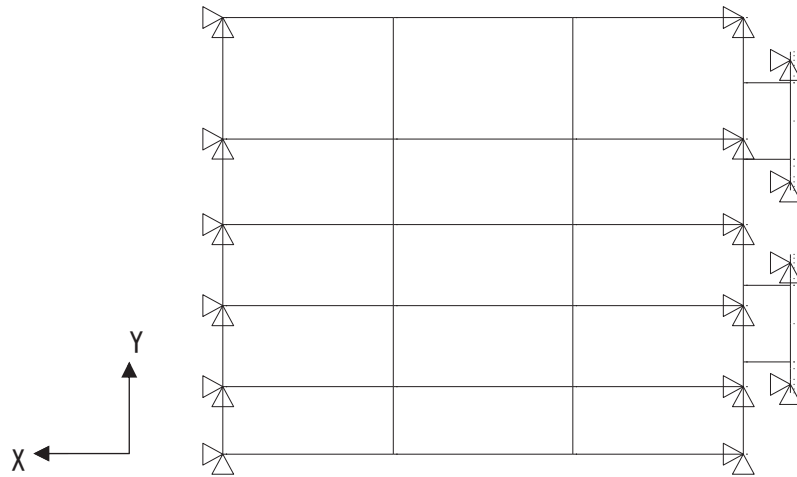
c. 境界条件

地震応答解析モデル同様，RC 支柱との境界条件については，荷重の作用方向に応じた荷重伝達に基づき設定する。

水平方向荷重に対しては，扉体閉じ方向に作用する場合，戸当り部及びヒンジ部（水平荷重支承部）を介して躯体に荷重が伝達される。鉛直方向荷重作用時にはヒンジ部（鉛直荷重支承部）を介して躯体に荷重が伝達される。よって，これらの荷重伝達位置を境界条件とする。

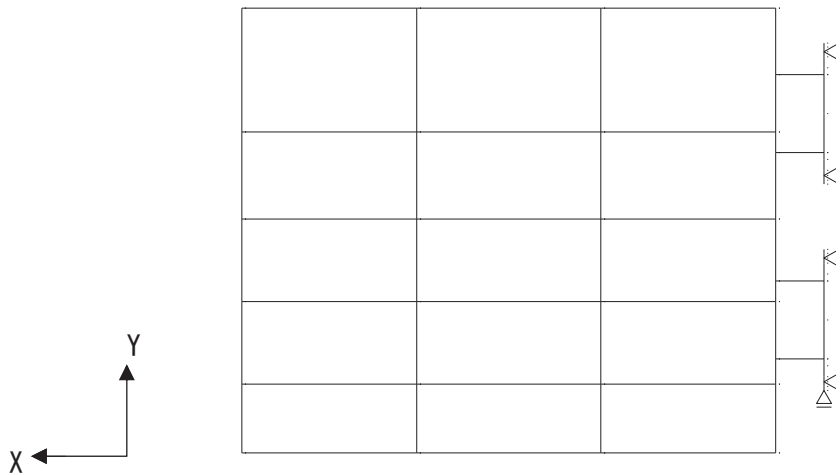
なお，荷重の作用向きによって扉体の拘束条件は異なることから，フレーム解析モデルの境界条件は荷重の向きに応じて設定し，それぞれの解析モデルから得られた断面力から応力度を足し合わせることで部材の評価を行う。

図 3-19 に構造解析時の境界条件を示す。



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
扉体軸方向(X方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)
鉛直方向(Y方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)

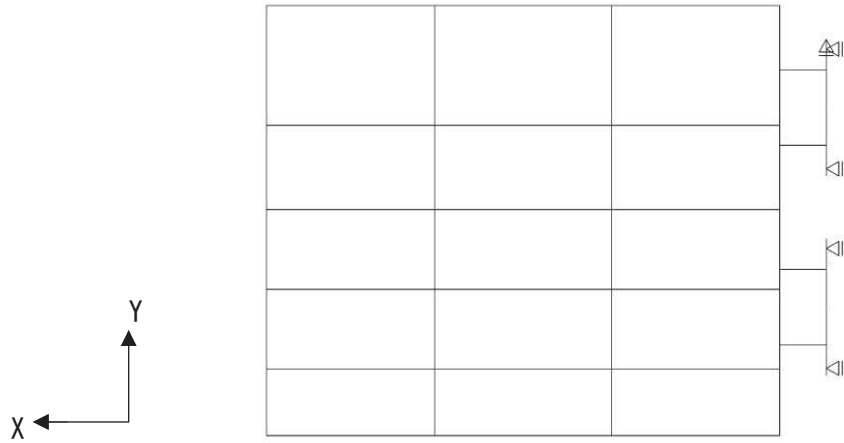
(水平荷重作用時 (扉閉じ方向))



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

(鉛直荷重下向き作用時)

図 3-19(1) 構造解析時の境界条件



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

(鉛直荷重上向き作用時)

図 3-19(2) 構造解析時の境界条件

d. 照査（主桁，鉛直桁，ヒンジリブ，回転軸）

(a) 曲げ軸力照査

主桁，鉛直桁，ヒンジリブ，回転軸の曲げ軸力照査は構造解析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。応力度は二軸合成応力度として算出する。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで，

σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)

N_{X1} : 扉体の軸力 (kN)

A_1 : 扉体の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 扉体のY軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 扉体のZ軸周りの有効断面係数 (m³)

(b) せん断力照査

主桁，鉛直桁，ヒンジリブ，回転軸のせん断力照査は構造解析により求めたせん断力等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。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}}$$

ここで，

τ_1 : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m²)

T_{X1} : 扉体のねじりモーメント (kN・m)

Z_1 : 扉体の極断面係数 (mm³)

S_{Y1} : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)

A_{Y1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)

S_{Z1} : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)

A_{Z1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)

(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。

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

ここで，

σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

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

e. 照査（スキンプレート）

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は、主桁と鉛直桁により 4 辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

(2) ヒンジ水平荷重支承部

水平荷重支承部の評価は、扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度、せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ水平荷重支承部が扉体軸受けから受ける荷重と、ヒンジ水平荷重支承部に作用する荷重を図 3-20 に示す。また、ヒンジ水平荷重支承部の荷重算定に用いる記号の定義を表 3-41 に示す。

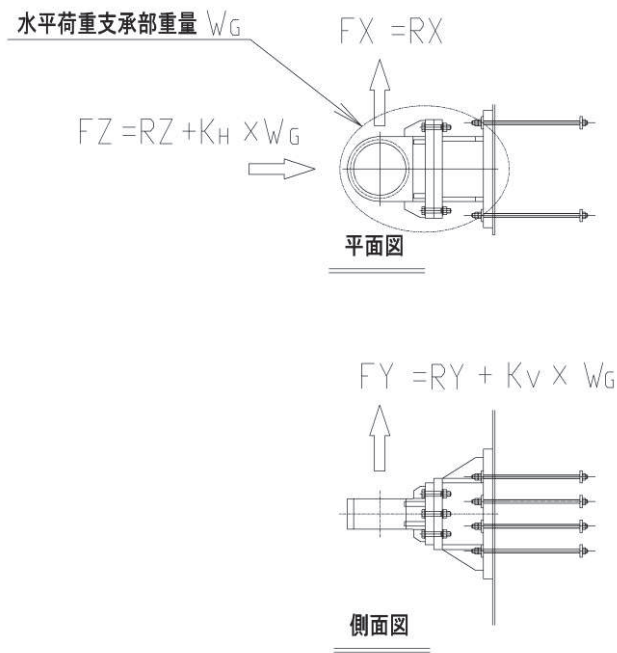


図 3-20 ヒンジ水平荷重支承部に作用する荷重図 (詳細)

ここで

$$F_Z = R_Z + K_H \times W_{Gi}$$

$$F_X = R_X$$

$$F_Y = R_Y + K_V \times W_{Gi}$$

表 3-41 ヒンジ水平荷重支承部の荷重算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
F_Z	ヒンジ水平荷重支承部に生じる津波作用方向荷重	kN
F_X	ヒンジ水平荷重支承部に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_Y	ヒンジ水平荷重支承部に生じる鉛直方向荷重	kN
R_Z	構造解析によるヒンジ水平荷重支承部への津波作用方向反力	kN
R_X	構造解析によるヒンジ水平荷重支承部への扉体軸方向の反力	kN
R_Y	構造解析によるヒンジ水平荷重支承部への鉛直方向の反力	kN
W_{Gi}	水平荷重支承部 1 箇所の自重	kN
K_H	水平方向 (津波作用方向) 設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
W_{G1}	水平荷重支承部 1 の自重	kN
W_{G2}	水平荷重支承部 2 の自重	kN
W_{G3}	水平荷重支承部 3 の自重	kN
W_{G4}	水平荷重支承部 4 の自重	kN

a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.5.8(1) 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

b. ヒンジ部（ころがり軸受）

ヒンジ部回転軸から荷重を受け支承部に伝達する部品であるころがり軸受について評価する。軸受の許容荷重に対して水平2方向の荷重による合成荷重の大きさを評価する。軸受に作用する合成荷重は以下の式により計算する。また、ころがり軸受の作用荷重の概念を図 3-21 に示す。また、作用荷重の算定に用いる記号の定義を表 3-42 に示す。

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

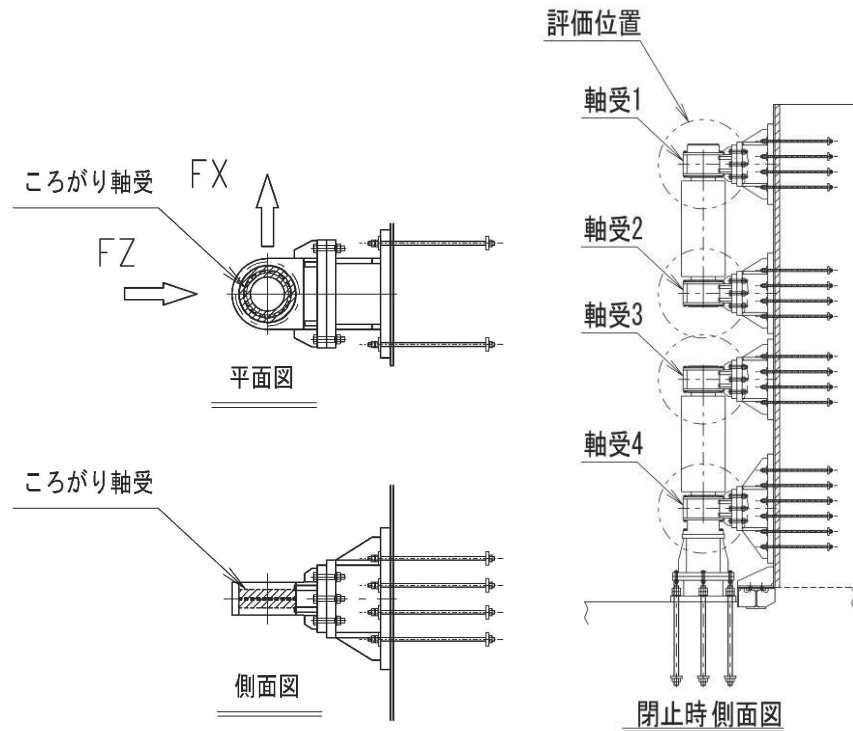


図 3-21 ころがり軸受の作用荷重の概要図

表 3-42 軸受作用荷重の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
P	軸受作用荷重	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN

c. ヒンジ部（軸受ハウジング円筒部）

ころがり軸受を保持する軸受ハウジングについて、軸受ハウジングの下記に示す断面に生じる応力度の評価を行う。軸受ハウジング円筒部の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-22 に示す。

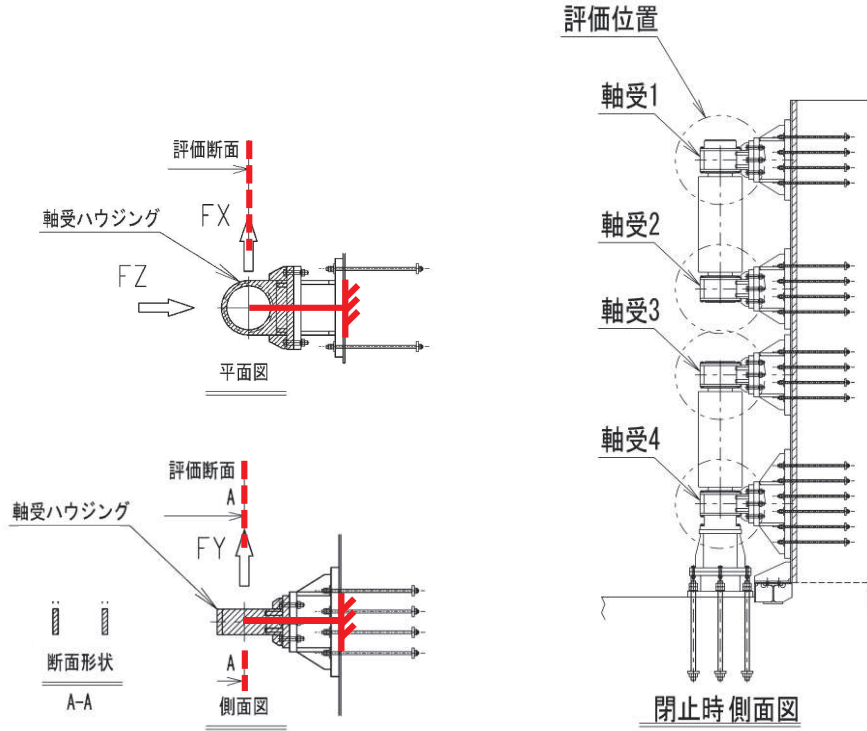


図 3-22 軸受ハウジング円筒部の概要図及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_Z|}{A} \times \alpha$$

$$\tau = \frac{|F_X|}{A} + \frac{|F_Y|}{A}$$

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

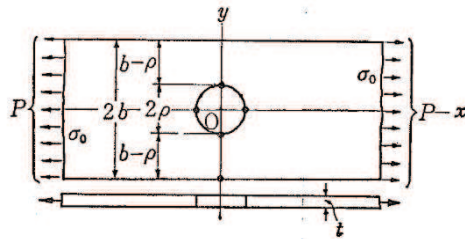
応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-43 に示す。

表 3-43 軸受ハウジング円筒部の応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
A	断面積	mm ²
α	応力集中係数	—

応力集中係数は、軸力が作用する際の応力集中に対する配慮として垂直応力度に乗ずることとし、有限幅の有孔板に関する応力集中係数として、構造力学公式集(土木学会)に基づき以下の式により計算する。

$$\alpha = 2 + \left(\frac{b - \rho}{b}\right)^3$$



軸受ハウジング円筒部応力集中係数の算定に用いる記号の定義を表 3-44 に示す。

表 3-44 軸受ハウジング円筒部応力集中係数の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
ρ	軸受ハウジング円筒部の内半径	mm
b	軸受ハウジング円筒部の外半径	mm
α	応力集中係数	—

d. ヒンジ部（軸受ハウジング接合部）

軸受ハウジングとそのエンドプレートの接合部の強度について評価を行う。部材断面の形状を下記とする。軸受ハウジング接合部の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-23 に示す。

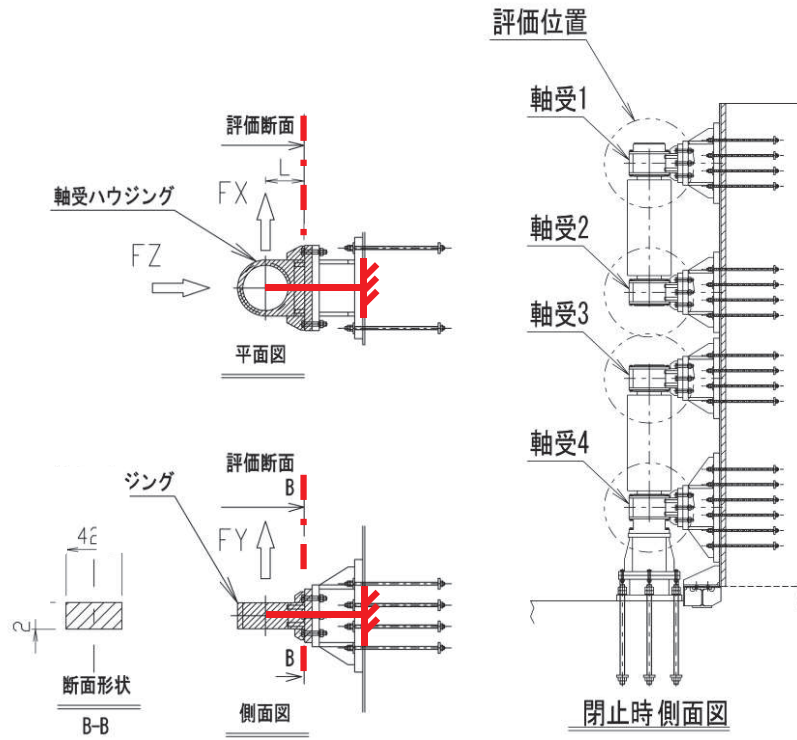


図 3-23 軸受ハウジング接合部の概要図及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_Z|}{A} + \frac{|F_X \times L|}{Z_X} + \frac{|F_Y \times L|}{Z_Y}$$

$$\tau = \frac{|F_X|}{A} + \frac{|F_Y|}{A}$$

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

応力度の算定に用いる各記号の定義を表 3-45 に示す。

表 3-45 軸受ハウジング接合部の応力度の算定に用いる各記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm^2
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	N
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	N
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	N
A	全断面積	mm^2
Z_y	水平方向周り断面係数	mm^3
Z_x	鉛直方向周り断面係数	mm^3
L	軸受中心から評価断面までの距離	mm

e. ヒンジ部（軸受ハウジング固定ボルト）

軸受ハウジングを固定するボルトに関する応力を評価する。

鋼製扉の支点反力として回転軸中心に生じた荷重が、ボルトに引張及びせん断力として作用するものとして検討する。軸受ハウジング固定ボルトの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-24 に示す。

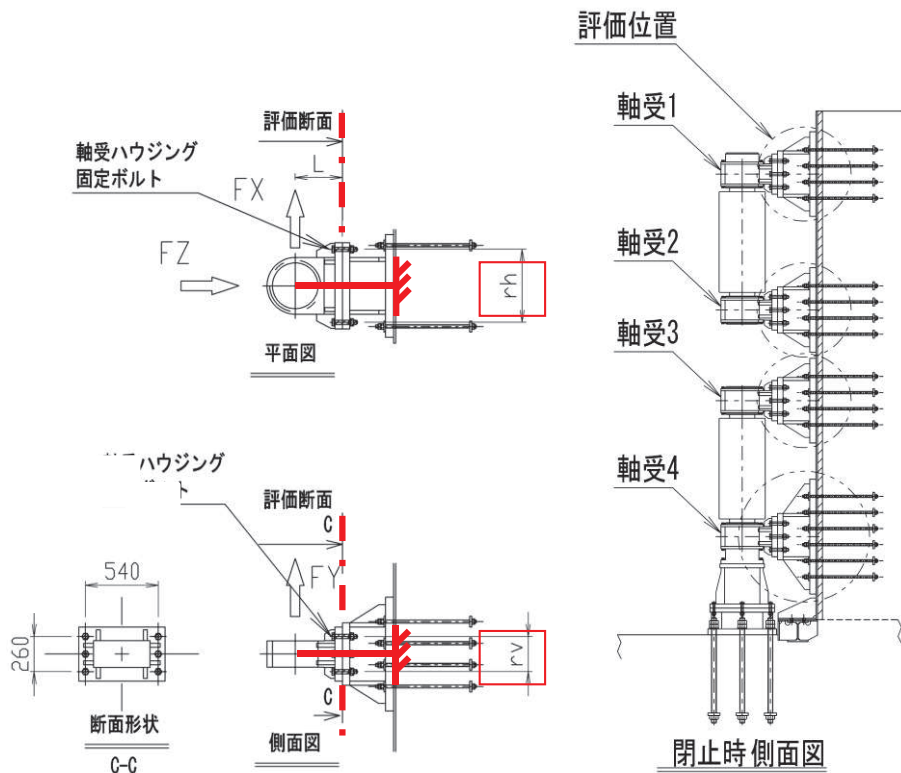


図 3-24 軸受ハウジング固定ボルトの概要図及び計算モデルの概念図

ボルトに生じる応力度は、津波作用方向荷重による軸力と荷重が作用する回転軸の中心からボルトまでの距離を考慮したモーメントによる軸力の足し合わせを考慮した引張応力度を求める。また各方向のせん断力を足し合わせることでせん断応力度を求める。応力度は断面力に対し、荷重が伝達される断面のうち最小断面で割ることで求める。各応力度を下記の式により計算する。ただしボルトに生じる引張力 P が $P < 0$ となる時、ボルトは無負荷 ($P=0$) とする。

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

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

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

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

$$Q = \frac{|F_X|}{N} + \frac{|F_Y|}{N}$$

応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-46 に示す。

表 3-46 軸受ハウジング固定ボルトの応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	軸引張応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
P	ボルトに生じる引張力	kN
Q	ボルトに生じるせん断力	kN
F_Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_Y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
N_v	1 箇所の固定ボルト縦列本数	本
N_h	1 箇所の固定ボルト横方向本数	本
N	1 箇所の固定ボルト全本数	本
r_h	水平ボルト最遠距離	mm
r_v	鉛直ボルト最遠距離	mm
L	回転軸中心から固定ボルトまでの距離	mm
D1	固定ボルトねじ部の呼び径	—
A	ねじの有効断面積	mm ²
D2	軸部の径	mm
A_q	軸部の有効断面積	mm ²

f. ヒンジ部（軸受ハウジングエンドプレート）

軸受ハウジングのエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。評価にあたっては、ボルトに生じる引張力に対して、ボルト穴中心から軸受ハウジングの鋼材端面までの片持ち梁として求めた曲げモーメントにより曲げ応力度を算出する。軸受ハウジングエンドプレートの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-25 に示す。また、軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージを図 3-26 に、軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージを図 3-27 に示す。

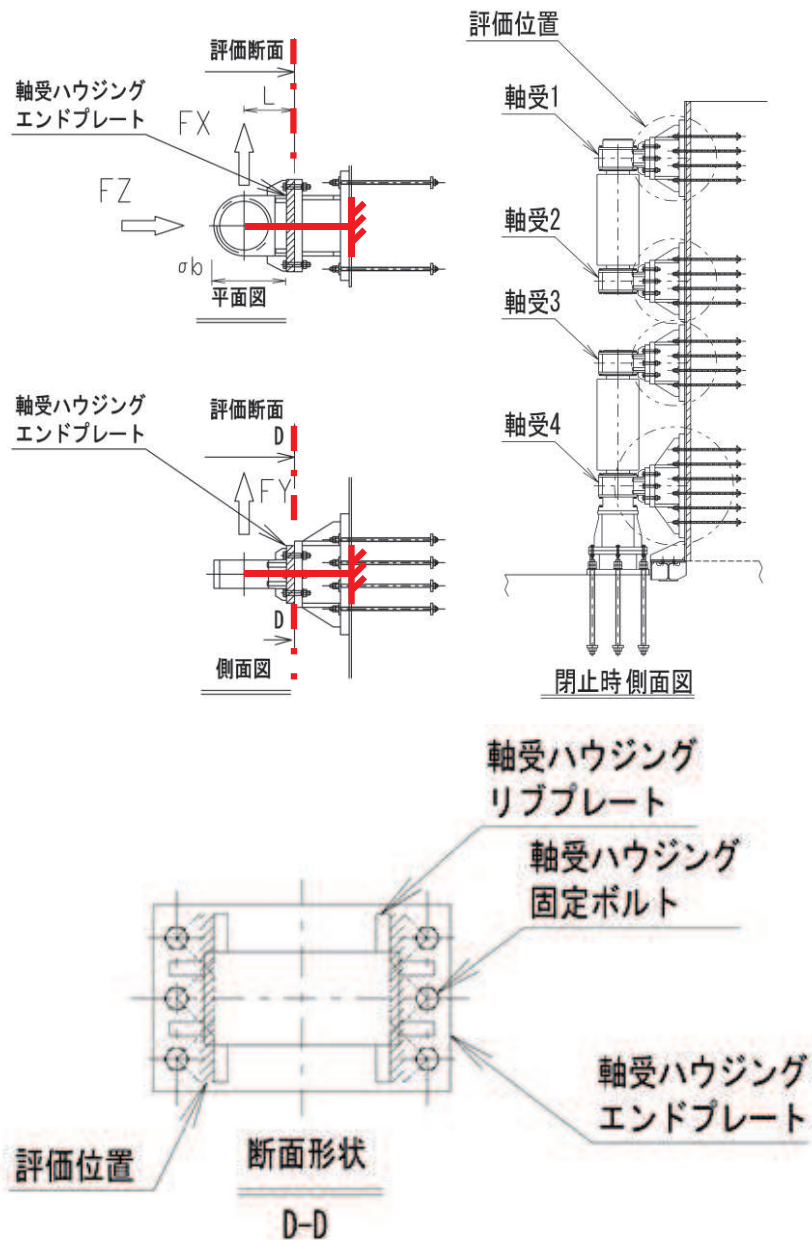


図 3-25 軸受ハウジングエンドプレートの概要図及び計算モデルの概念図

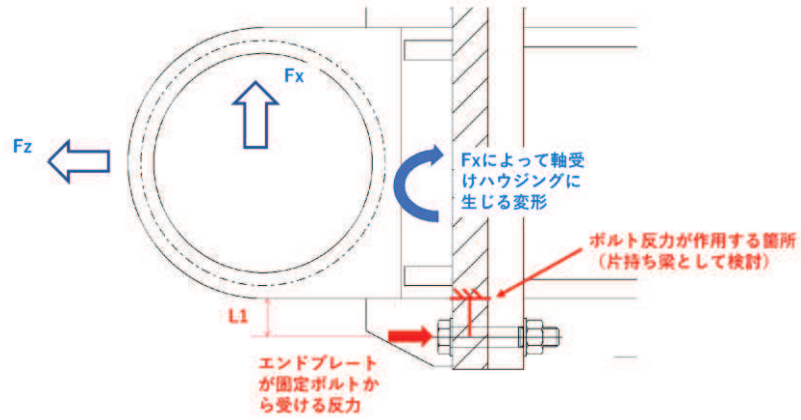


図 3-26 軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージ

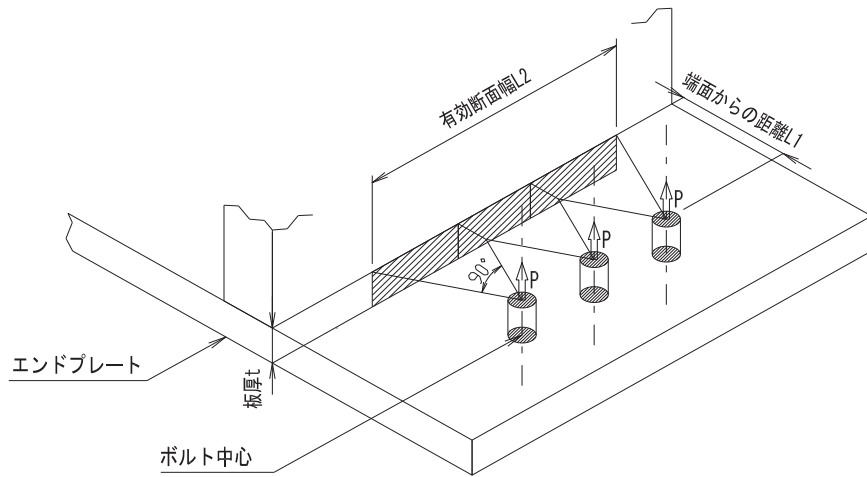


図 3-27 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

軸受ハウジングエンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{P \times L_1}{Z} = \frac{P \times L_1}{L_2 \div N_v \times t^2 \div 6}$$

$$P = \frac{-F_z}{N} + \frac{|F_x| \times L}{r_h \times N_v} + \frac{|F_y| \times L}{r_v \times N_h}$$

応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-47 に示す。

表 3-47 エンドプレートの応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_b	回転軸中心から評価位置までの距離	N/mm^2
P	ボルトに生じる引張力	kN
L_1	ハウジング端面からボルトまでの距離	mm
L_2	エンドプレートの総有効断面幅	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
Z	断面係数	mm^3
N_v	1 箇所の固定ボルト縦列本数	本
N_h	1 箇所の固定ボルト横方向本数	本
N	1 箇所の固定ボルト全本数	本
r_h	水平ボルト最遠ピッチ	mm
r_v	鉛直ボルト最遠ピッチ	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm

g. ヒンジ部（軸受支持金物）

軸受支承部のうち、以下に示す断面についての強度評価を行う。

本部材は躯体側にかけて断面変化があるので、部材の最大断面力が最小断面にはたらいた場合の評価を行うことで、部材全体について安全を確認したものとみなした。軸受支持金物の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-28 に示す。

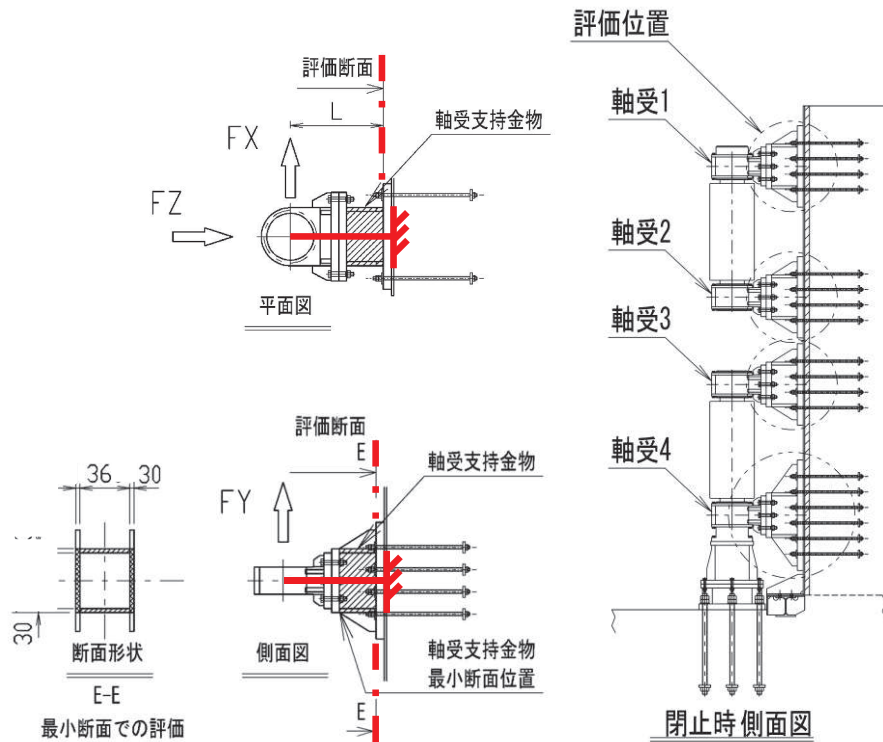


図 3-28 軸受支持金物の概要図及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_Z|}{A} + \frac{|F_X \times L|}{Z_X} + \frac{|F_Y \times L|}{Z_Y}$$

$$\tau = \frac{|F_X|}{A_X} + \frac{|F_Y|}{A_Y}$$

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

応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-48 に示す。

表 3-48 軸受支持金物の応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm^2
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
A	全断面積	mm^2
A_y	せん断有効断面積(鉛直荷重)	mm^2
A_x	せん断有効断面積(水平荷重)	mm^2
Z_y	水平方向周り断面係数	mm^3
Z_x	鉛直方向周り断面係数	mm^3
L	回転軸中心から評価断面までの距離	mm

h. ヒンジ部（エンドプレート）

アンカーボルト引張力によってエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。評価に当たっては、アンカーボルトに生じる引張力に対して、アンカーボルト穴中心から軸受支持金物端面までの片持ち梁として求めた曲げモーメントに対し、エンドプレートの断面係数によって割ることで求めた。エンドプレートの有効断面幅は、ボルト穴中心から片側 45° の開きをもつ延長線上の範囲とした。隣接するボルトと有効断面が重複する箇所については二重に算定しないものとしてボルト 1 本あたりの有効断面幅に基づく断面係数を求めた。エンドプレート周辺の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-29 に示す。また、ヒンジ部エンドプレートの検討イメージを図 3-30、軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージを図 3-31 に示す。

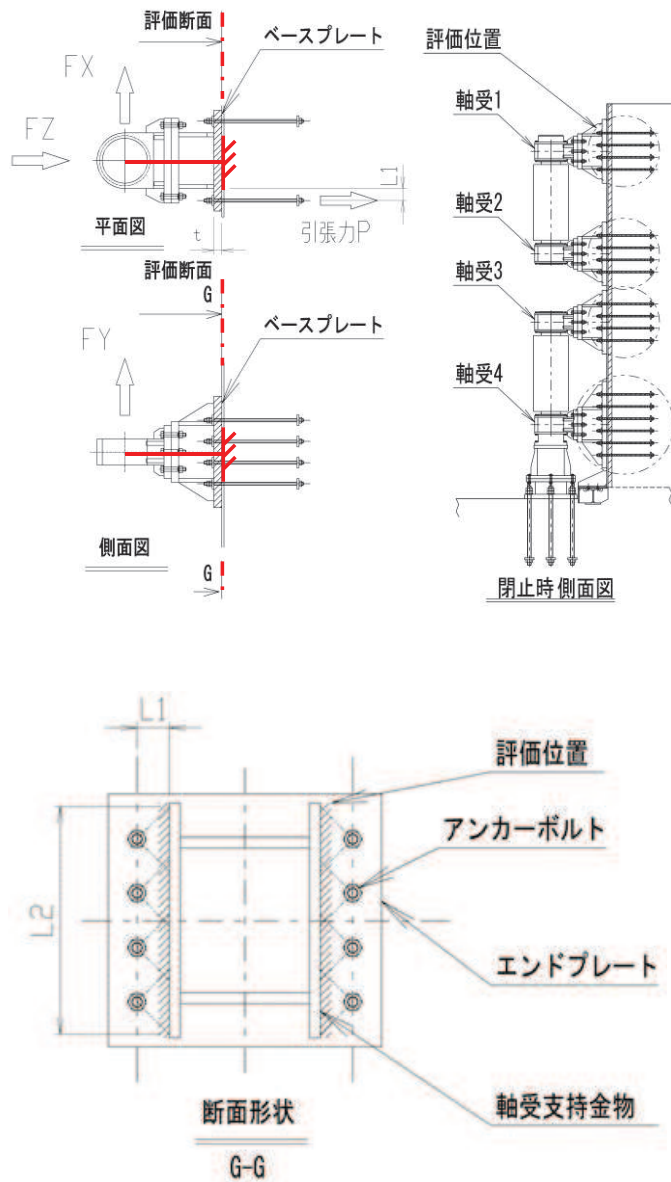


図 3-29 エンドプレート周辺の概要図及び計算モデルの概念図

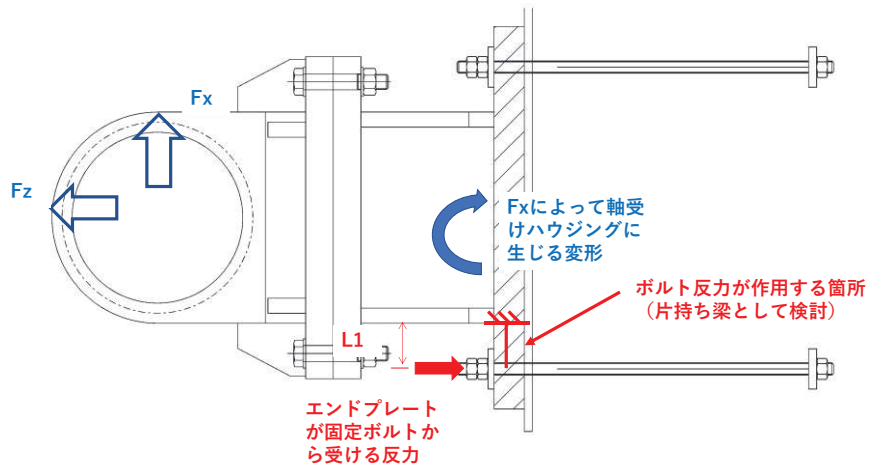


図 3-30 ヒンジ部エンドプレートの検討イメージ

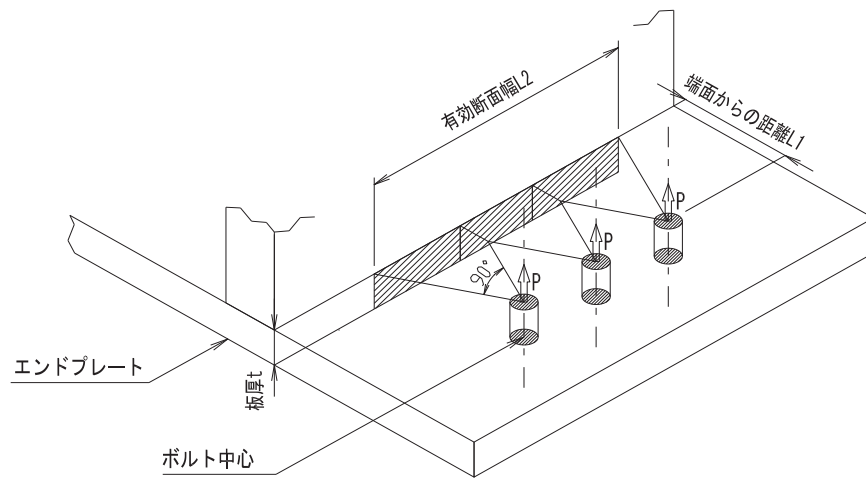


図 3-31 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

エンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{P \times L_1}{Z} = \frac{P \times L_1}{L_2 \div N_V \times t^2 \div 6}$$

応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-49 に示す。

表 3-49 エンドプレート曲げ応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_b	曲げ応力度	N/mm^2
P	アンカーボルトに生じる引張力	kN
L_1	ボルトから軸受支持金物端面までの距離	mm
L_2	エンドプレートの有効断面幅	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
N_v	軸受 1 箇所のアンカーボルト縦列本数	本
Z	断面係数	mm^3

i. ヒンジ部（エンドプレート下面コンクリート）

水平荷重支承部に作用する荷重によってエンドプレート下面のコンクリートに生じる支圧応力度の評価を行う。評価にあたってはアンカーボルトによって固定された範囲を有効幅として計算した。エンドプレートコンクリートの概要図及び支圧応力度に関する計算モデルの概念図を図 3-32 に示す。

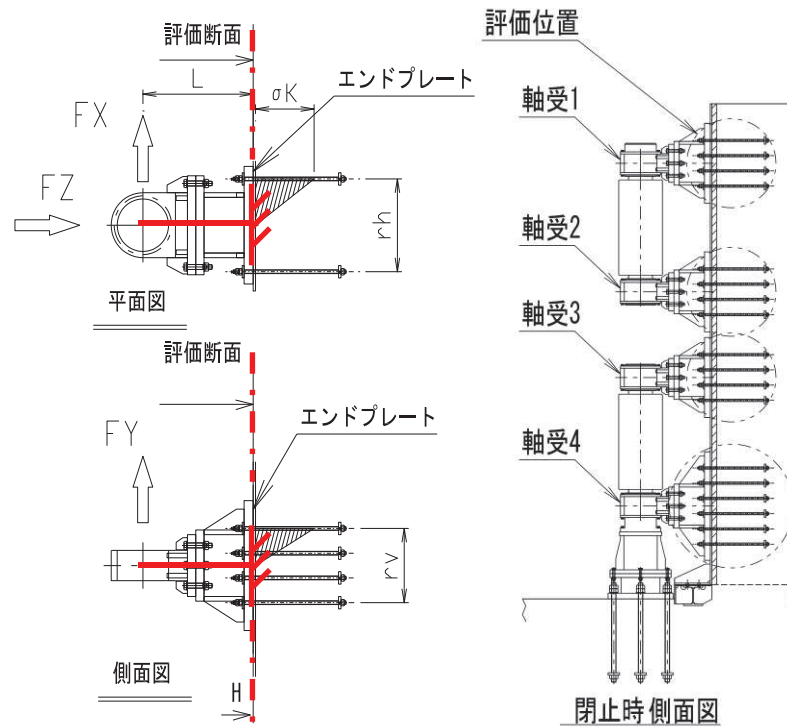


図 3-32 エンドプレートコンクリートの概要図及び支圧応力度に関する計算モデルの概念図

コンクリートの支圧応力度（圧縮力を正とする）は以下の式により計算する。

$$\sigma_K = \frac{F_Z}{r_h \times r_v} + |F_X| \times L \times \frac{6}{r_h^2 \times r_v} + |F_Y| \times L \times \frac{6}{r_h \times r_v^2}$$

各記号の定義を表 3-50 に示す。

表 3-50 コンクリート支圧応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_K	コンクリートに作用する支圧応力度	N/mm ²
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm

j. ヒンジ部（アンカーボルト）

軸受を躯体に支持し引張力を負担するアンカーボルトの評価を行う。アンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-33 に示す。

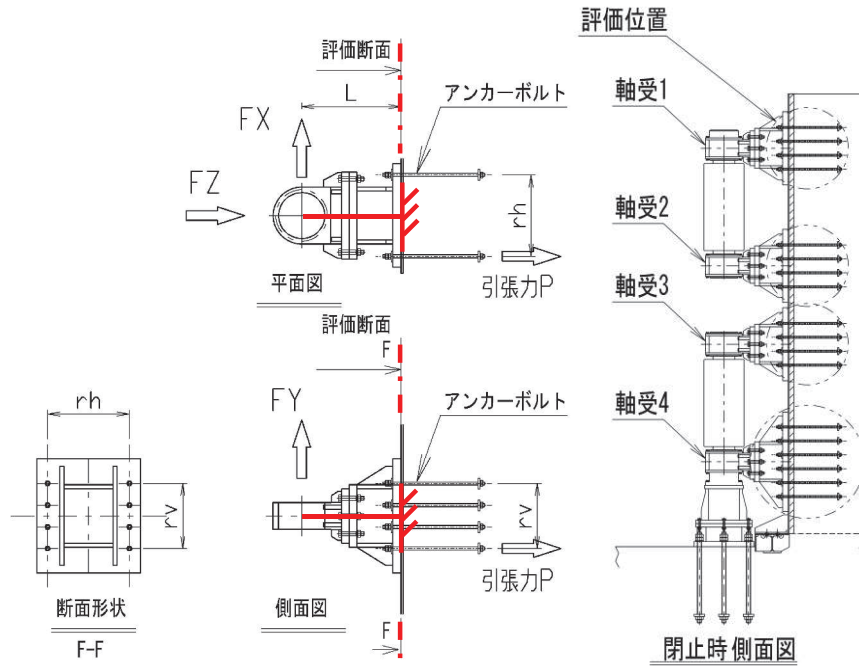


図 3-33 アンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

アンカーボルトに作用する荷重は下記の式により計算する。

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

$$Q = \left| \frac{F_X}{N} \right| + \left| \frac{F_Y}{N} \right|$$

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

作用荷重の算定に用いる記号の定義を表 3-51 に示す。

表 3-51 軸受アンカーボルトの作用荷重の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	kN
κ	合成応力度	—
P _a	アンカーボルトの許容引張力	kN
Q _a	アンカーボルトの許容せん断力	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F _Y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
N _v	軸受 1 箇所アンカーボルト縦列本数	本
N _h	軸受 1 箇所アンカーボルト横方向本数	本
N	軸受部 1 つあたりのアンカーボルト本数	本
r _h	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部

鉛直荷重支承部の評価は、扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度、せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.5.8(1) 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

b. ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受）

鋼製扉に生じる鉛直荷重は、ヒンジ部を通してヒンジ部の下端に設けられた球面すべり軸受によって支持される。すべり軸受が支持する鉛直荷重による支圧応力度について評価する。すべり軸受の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-34 に示す。

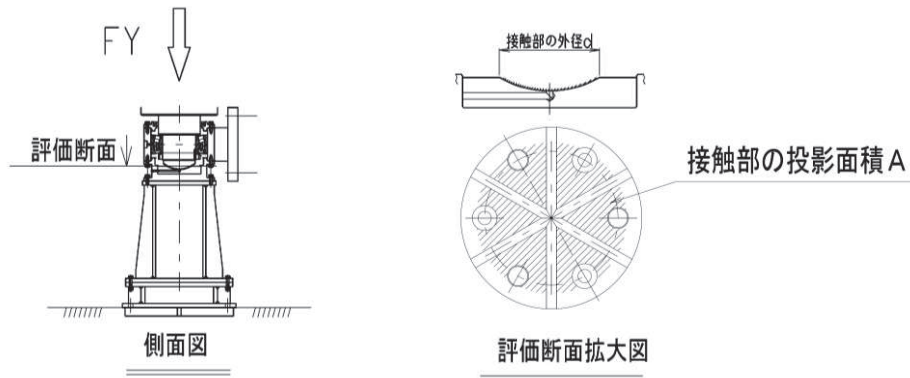


図 3-34 すべり軸受の概要図及び計算モデルの概念図

地震時に鉛直方向荷重軸受に生じる面圧について、以下により計算する。

$$\sigma_K = -F_Y \div A$$

ここで、鉛直荷重支承部球面すべり軸受の支圧応力度算定に用いる記号の定義を表 3-52 に示す。

表 3-52 鉛直荷重支承部球面すべり軸受の支圧応力度算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_K	球面軸受の支圧応力度	N/mm ²
F_Y	地震時鉛直荷重	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	mm ²

c. ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントによる発生応力度について評価する。支柱の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-35 に示す。

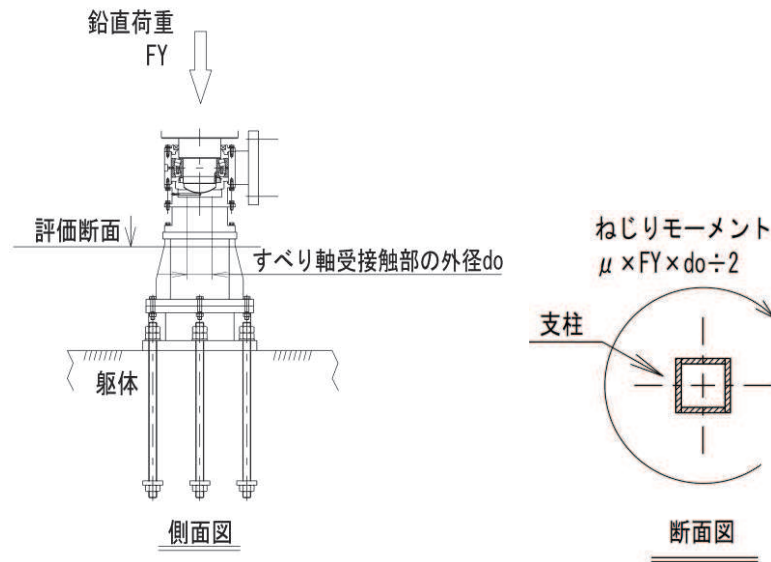


図 3-35 支柱の概要図及び計算モデルの概念図

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

$$\sigma = F_Y \div A$$

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

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

応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-53 に示す。

表 3-53 支柱の応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
F_Y	鉛直荷重	kN
A	断面積	mm ²
Z_p	極断面係数	mm ³
d_o	接触部外径	mm
μ	摩擦係数	—

d. ヒンジ鉛直荷重支承部（ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部）

地震動による上向き荷重が作用するとき、ヒンジ部を通して最上段の水平荷重支承部に取り付けられた鉛直上向き荷重伝達部に荷重が伝達される。鉛直上向き荷重伝達部の構造概要を以下に示す。鉛直上向き荷重伝達部の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-36 に示す。

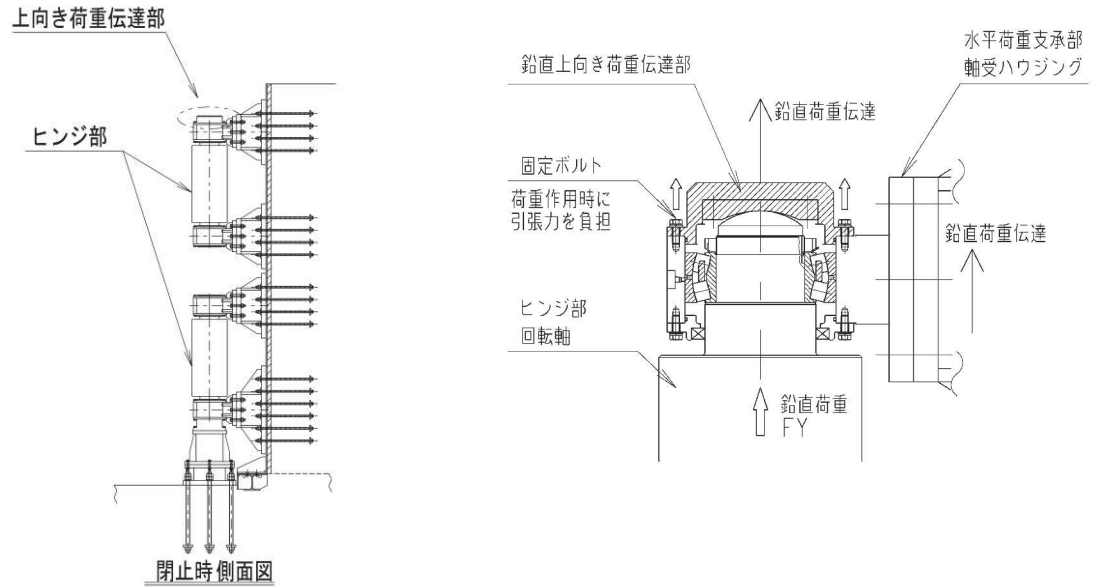


図 3-36 鉛直上向き荷重伝達部の概要図及び計算モデルの概念図

評価にあたっては、鉛直上向き荷重伝達部を固定するボルトにより、鉛直上向き荷重を全ボルトで負担するものとして鉛直上向き荷重伝達部の許容限界を定める。許容限界は下記の式により計算する。

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

ここで、固定ボルトの短期許容応力度は「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき設定する。鉛直上向き荷重伝達部の許容限界の記号の定義を表 3-54 に示す。

表 3-54 鉛直上向き荷重伝達部の許容限界の記号の定義

記号	定義	単位
P_{as}	鉛直上向き荷重伝達部の短期許容荷重	kN
N	ボルトの本数	本
A	ボルトの有効断面積	mm ²
σ_a	長期許容軸引張応力度	N/mm ²
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²

- (4) 固定部（扉体フック部（先端側・扉体側）、摺動ブロック、回転アーム、アーム回転軸、アーム軸受、アーム軸受架台、アーム軸受架台基部、ベースプレート、アンカーボルト）

固定部の評価は、扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度、せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.5.8 (1) 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

b. 固定部（扉体フック部（先端側））

扉体に取り付けられた、締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

構造概要及び計算モデルの概念図を図 3-37 に示す。

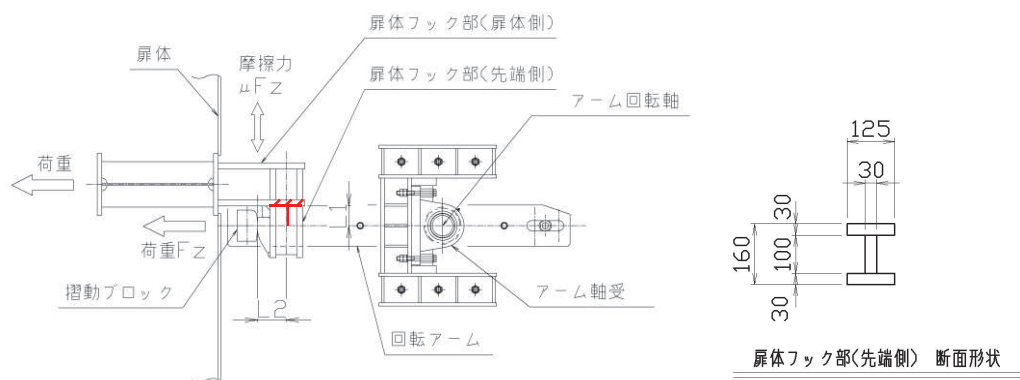


図 3-37 扉体フック部（先端側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \times L_1}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times L_2}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_Z}{A_W}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで、応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-55 に示す。

表 3-55 扉体フック部（先端側）の応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L1	荷重位置からの照査箇所までの鉛直距離	mm
L2	荷重位置からの照査箇所までの水平距離	mm
A_w	せん断有効断面積	mm ²
A	全断面積	mm ²
Z	断面係数	mm ³
σ_{as}	短期許容曲げ応力度	N/mm ²

c. 固定部（扉体フック部（扉体側））

扉体に取り付けられた，締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

扉体フック部（扉体側）の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-38 に示す。

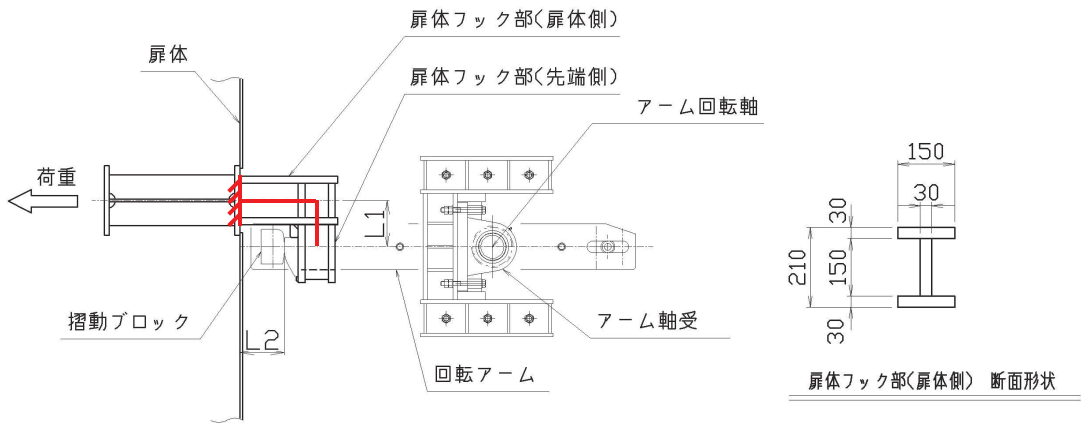


図 3-38 扉体フック部（扉体側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。評価は曲げ応力度と軸方向応力度の重ね合わせを考慮し，その合計値に対して評価を行う。

$$\sigma = \frac{F_Z \times L_1}{Z} + \frac{\mu \times F_Z \times L_2}{Z} + \frac{F_Z}{A}$$

$$\tau = \frac{\mu \times F_Z}{A_W}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで，各記号の定義を表 3-56 に示す。

表 3-56 扉体フック部（扉体側）の記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L1	荷重位置からの照査箇所までの鉛直距離	mm
L2	荷重位置からの照査箇所までの水平距離	mm
A_w	せん断有効断面積	mm^2
A	全断面積	mm^2
Z	断面係数	mm^3
σ_{as}	短期許容曲げ引張圧縮応力度	N/mm^2

d. 固定部（摺動ブロック）

扉体の締付装置受金具から荷重を受ける部材である，締付装置回転アーム先端の摺動ブロックについて評価する。評価に当たっては，下記に示す部材の曲線部を除いた矩形断面により断面性能を計算し，保守的に評価を行った。摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-39 に示す。

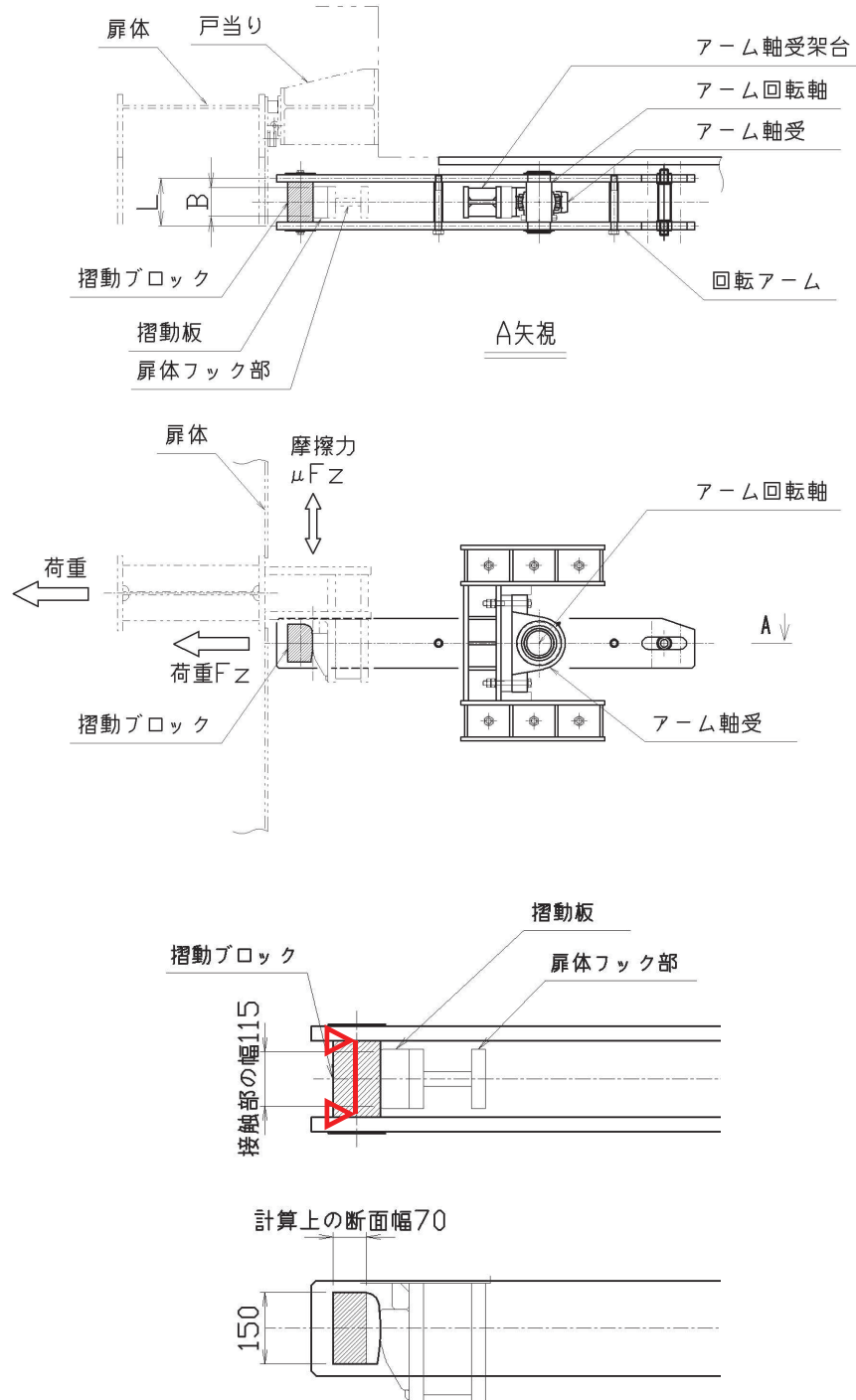


図 3-39 摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図

中間に等分布荷重を受ける両端単純支持梁として発生応力度を下記の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \times (2 \times L - B) \div 8}{Z_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (2 \times L - B) \div 8}{Z_2} \right|$$

$$\tau = \left| \frac{F_Z \div 2}{A} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \div 2}{A} \right|$$

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

ここで、各記号の定義を表 3-57 に示す。

表 3-57 摺動ブロックの記号の定義

記号	定義	単位
σ	曲げ応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
M	曲げモーメント	kN・m
Q	せん断力	kN
L	支点間距離	mm
B	荷重の分布長	mm
A	断面積	mm ²
Z1	鉛直方向周りの断面係数	mm ³
Z2	水平方向周りの断面係数	mm ³
μ	摺動部の摩擦係数	—
F _Z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
σ_{as}	短期許容曲げ引張圧縮応力度	N/mm ²

e. 固定部（回転アーム）

摺動ブロックを支持する回転アームの評価を行う回転アームの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-40 に示す。

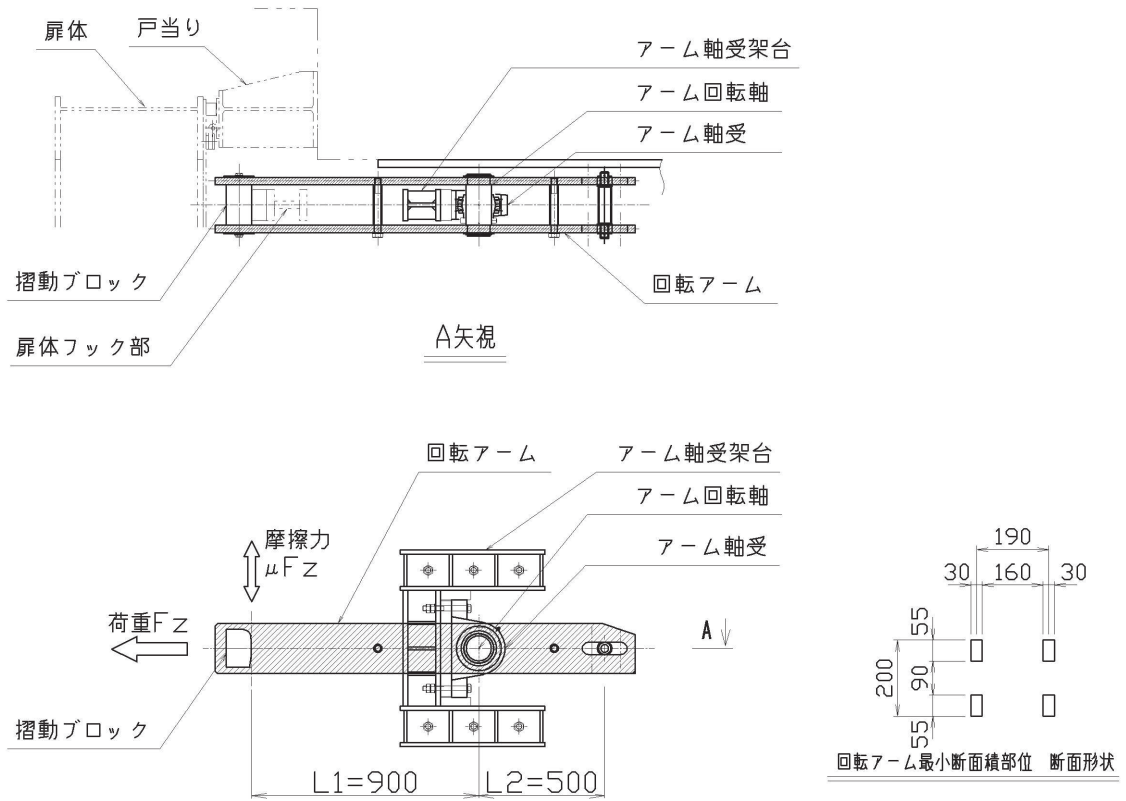


図 3-40 回転アームの概要図及び計算モデルの概念図

回転アームに作用する引張力より，発生する応力度を計算する。「構造力学公式集(土木学会)」より，軸力が作用する際の応力集中に対する配慮として，有限幅の有孔板に関する応力集中係数を垂直応力度に乘ずる。せん断力は鉛直方向荷重に対する荷重のつり合いよりせん断力を求め，評価断面におけるせん断力が最も大きい数値に対して評価を行う。

以下の式により発生応力度を計算する。

$$\sigma = \left(\left| \frac{F_Z}{A} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times L_1}{Z} \right| \right) \times \alpha$$

$$\alpha = 2 + \left(\frac{b - \rho}{b} \right)^3$$

$$\tau = \frac{\mu \times F_Z \times L_1 \div L_2}{A}$$

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

応力集中係数の計算モデル及びせん断力の計算の概要を図 3-41, 図 3-42 に示す。

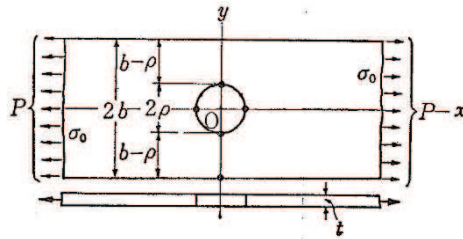


図 3-41 応力集中係数の計算モデル概要図

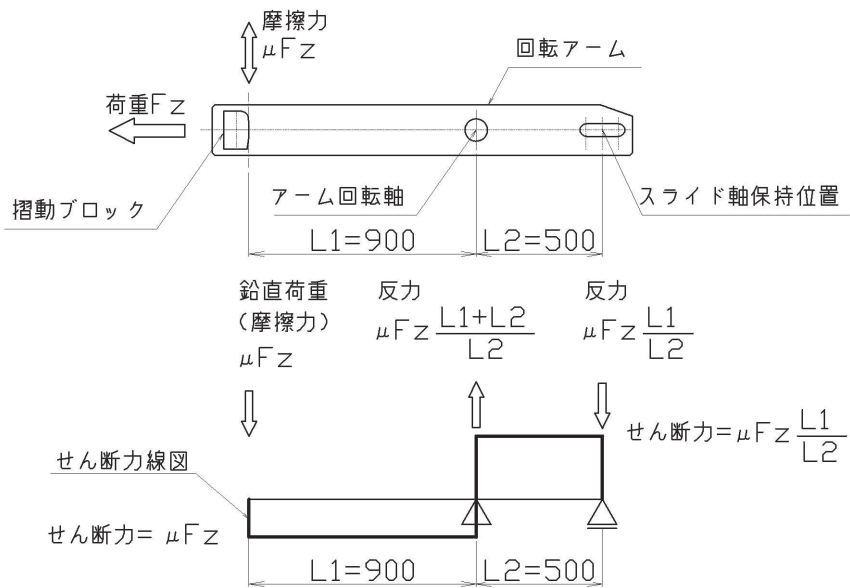


図 3-42 せん断力の計算モデル概要図

ここで、各記号の定義を表 3-58 に示す。

表 3-58 回転アームの記号の定義

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
A	断面積	mm^2
Z	断面係数	mm^3
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
ρ	孔の半径	mm
b	板幅の半分	mm
α	応力集中係数	—
L_1	回転軸から摺動部までの距離	mm
L_2	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm

f. 固定部（アーム回転軸）

回転アームが受けた荷重を軸受に伝達する部材であるアーム回転軸について評価する。
アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-43 に示す。

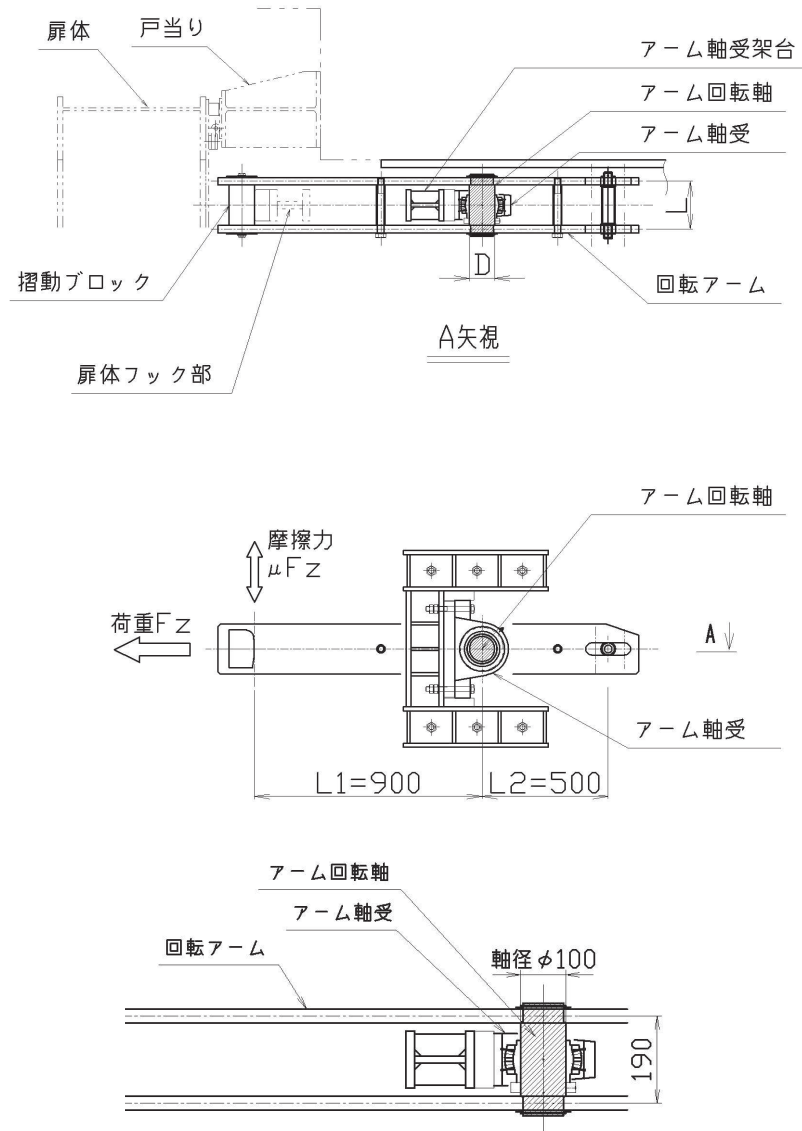


図 3-43 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

回転軸に作用する鉛直方向荷重は、締め付け装置摺動部に作用する津波作用方向荷重の摩擦力として摺動部に発生する鉛直方向荷重に関する荷重のつり合いにより求める。アーム回転の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-44 に示す。

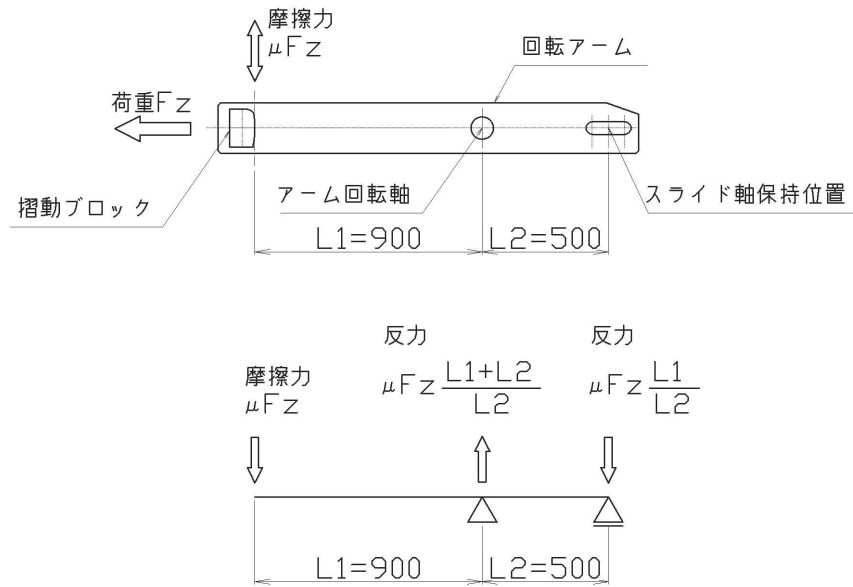


図 3-44 アーム回転の概要図及び計算モデルの概念図

この鉛直方向荷重と津波作用方向荷重の合成荷重に対して部材の発生応力度を評価した。両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し，発生する応力度を以下の式により計算する。

$$P = \sqrt{F_Z^2 + (\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2)^2}$$

$$\sigma = \frac{P \times L \div 4}{Z}$$

$$\tau = \frac{P \div 2}{A}$$

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

ここで、各記号の定義を表 3-59 に示す。

表 3-59 アーム回転軸の記号の定義

記号	定義	単位
σ	曲げ応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
L	回転軸の支点間距離	mm
D	アーム回転軸の直径	mm
A	断面積	mm^2
Z	断面係数	mm^3
P	回転軸に作用する合成荷重	kN
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L_1	回転軸から摺動部までの距離	mm
L_2	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm
σ_{as}	短期許容曲げ引張応力度	N/mm^2

g. 固定部（アーム軸受）

回転アーム及び回転軸を支持するアーム軸受について照査を行う。アーム軸受の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-45 に示す。

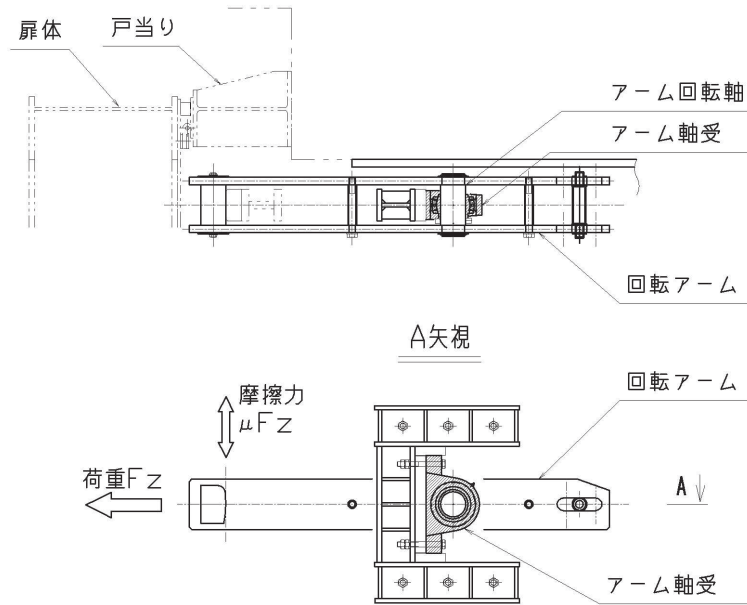


図 3-45 アーム軸受の概要図及び計算モデルの概念図

軸受は鋼製扉フック部の発生荷重を全て負担するため、発生荷重に対する軸受の許容荷重の大きさから評価を行う。軸受の評価に用いる荷重は回転軸に作用する津波作用方向荷重と鉛直方向荷重の合成荷重とする。

$$P = \sqrt{F_z^2 + \mu F_z^2}$$

ここで、各記号の定義を表 3-60 に示す。

表 3-60 アーム軸受の記号の定義

記号	定義	単位
P	軸受作用荷重	kN
F _z	部材に作用する水平方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—

h. 固定部（アーム軸受架台）

軸受を支持するアーム軸受架台について照査を行う。アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図を図3-46に示す。

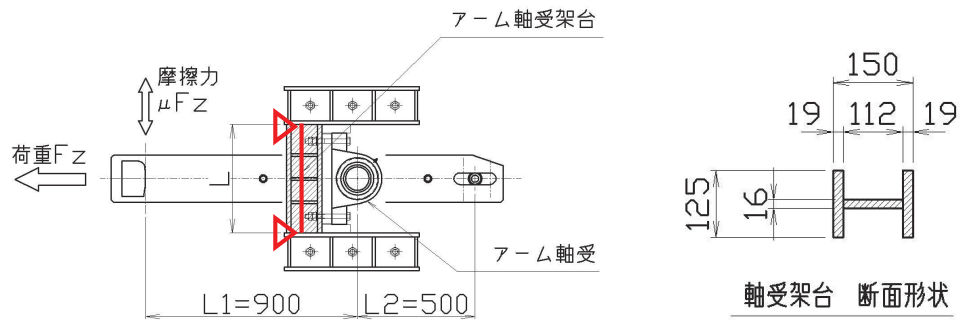


図3-46 アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図

両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \times L \div 4}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_Z \div 2}{A_W}$$

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

ここで、各記号の定義を表 3-61 に示す。

表 3-61 アーム軸受架台の記号の定義

記号	定義	単位
σ	曲げ応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
L	支点間距離	mm
A	全断面積	mm^2
A_w	せん断有効断面積	mm^2
Z	断面係数	mm^3
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L_1	回転軸から摺動部までの距離	mm
L_2	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm
σ_{as}	短期許容曲げ引張圧縮応力度	N/mm^2

i. 固定部（アーム軸受架台基部）

軸受を支持するアーム軸受架台基部について照査を行う。アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-47 に示す。

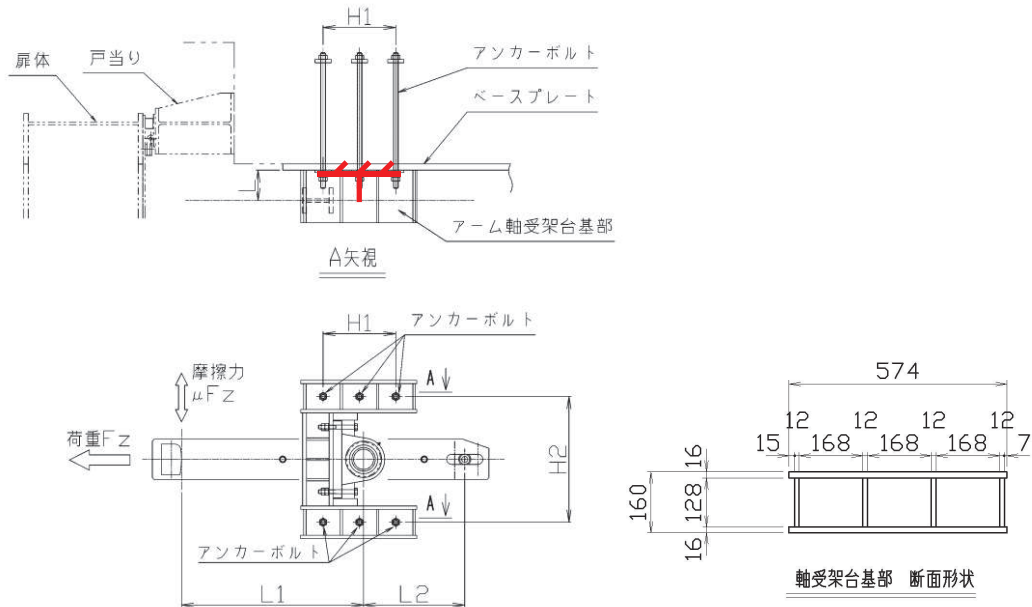


図 3-47 アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの梁に対する集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \div 2 \times L}{Z_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2 \times L}{Z_2} \right|$$

$$\tau = \left| \frac{F_Z \div 2}{A_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A_2} \right|$$

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

ここで、各記号の定義を表 3-62 に示す。

表 3-62 アーム軸受架台基部の記号の定義

記号	定義	単位
σ	曲げ応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
L	荷重位置から照査断面までの距離	mm
A_1	水平方向荷重に対するせん断有効断面積	mm^2
A_2	鉛直方向荷重に対するせん断有効断面積	mm^2
Z_1	鉛直方向周りの断面係数	mm^3
Z_2	水平方向周りの断面係数	mm^3
F_z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L_1	回転軸から摺動部までの距離	mm
L_2	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm
σ_{as}	短期許容曲げ引張圧縮応力度	N/mm^2

j. 固定部（ベースプレート）

アーム軸受架台基部が固定されるベースプレートについて照査を行う。ベースプレートを固定するアンカーボルトのうち、下図に示す範囲のアンカーボルトのみ荷重に抵抗するものとして検討した。ベースプレートを固定するこのアンカーボルトに生じる引張荷重に伴う板曲げに対して、ベースプレートが降伏しないことを確認する。ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-48 に示す。

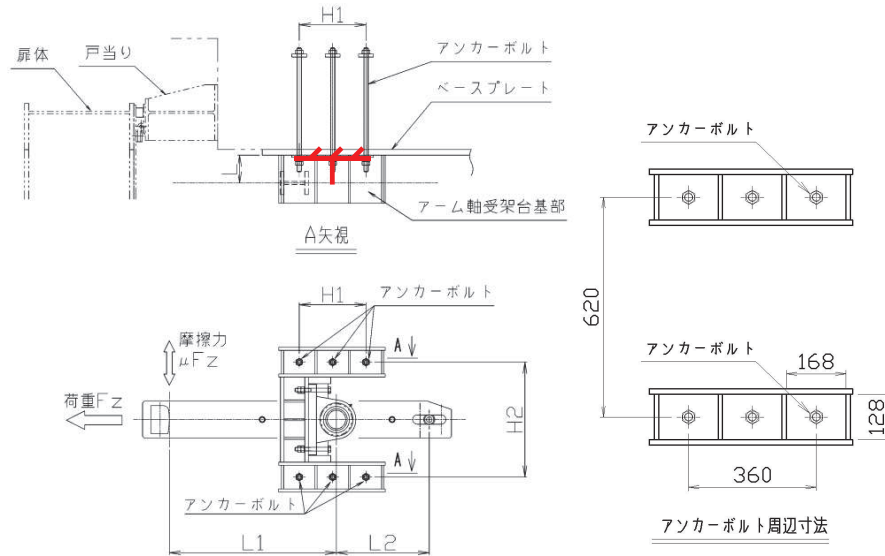
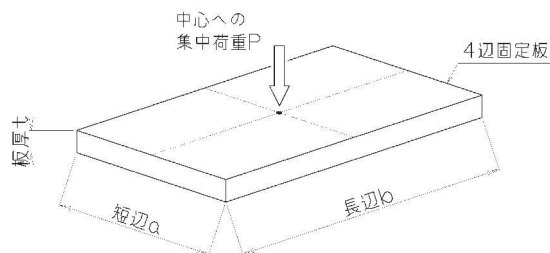


図 3-48 ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

アンカーボルト周囲のベースプレートについて、4 辺固定板の中心に集中荷重が作用する板の曲げ応力度の式より、ベースプレートの曲げ応力度を評価する。曲げ応力度の計算式及びアンカーボルトに生じる引張力を以下の式にて計算する。板の曲げ応力度の計算に用いる係数 γ は「構造力学公式集（土木学会）」における 4 辺固定板の短辺及び長辺の比より計算される係数である。

$$\sigma = \frac{\gamma \times P}{t^2 \div 6}$$

$$P = \left| \frac{F_Z \div 2 \times L}{H_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 3 \times L}{H_2} \right|$$



ここで、各記号の定義を表 3-63 に示す。

表 3-63 ベースプレートの記号の定義

記号	定義	単位
σ	曲げ応力度	N/mm ²
γ	板の曲げ応力の計算に用いる係数	—
P	アンカーボルトに作用する引張力	N
t	板厚	mm
F _Z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L	荷重点からベースプレートまでの距離	mm
L ₁	回転軸から摺動部までの距離	mm
L ₂	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm
H ₁	水平方向最遠アンカーボルト間距離	mm
H ₂	鉛直方向アンカーボルト間距離	mm
a	4 辺固定板の短辺	mm
b	4 辺固定板の長辺	mm

k. 固定部（アンカーボルト）

締付装置軸受架台近傍のアンカーボルトの評価を行う。アンカーボルトに作用する荷重は津波作用方向荷重及び鉛直荷重のモーメントにより生じる引張力と、各アンカーボルトへのせん断力について評価する。発生応力度を以下の式により計算する。アンカーボルト作用荷重の算定に用いる記号の定義を表3-64に示す。

$$P = \left| \frac{F_Z \div 2 \times L}{H_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 3 \times L}{H_2} \right|$$

$$Q = \left| \frac{F_Z}{N} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2}{N} \right|$$

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

表3-64 アンカーボルト作用荷重の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
P	アンカーボルトに生じる引張力	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	kN
κ	合成応力度	—
P_a	アンカーボルトの許容引張力	kN
Q_a	アンカーボルトの許容せん断力	kN
F_Z	締付装置に生じる津波作用方向荷重	kN
μ	摺動部の摩擦係数	—
L	荷重点からベースプレートまでの距離	mm
L_1	回転軸から摺動部までの距離	mm
L_2	回転軸からスライド軸保持位置までの距離	mm
H_1	水平方向最遠アンカーボルト間距離	mm
H_2	鉛直方向アンカーボルト間距離	mm
N	アンカーボルトの本数	本

(5) 固定部（戸当り）

鋼製扉が受けた津波作用方向の水平方向荷重を受けコンクリート躯体に伝達する戸当りについて評価する。評価にあたっては、扉体の重量及び設計震度から算出される水平方向慣性力と、扉体が受ける静水圧及び動水圧より扉体への作用圧力の合計値を計算し、これをすべて戸当りで負担するものとして評価する。

戸当りの評価に用いる荷重の概要を図 3-49 に示す。

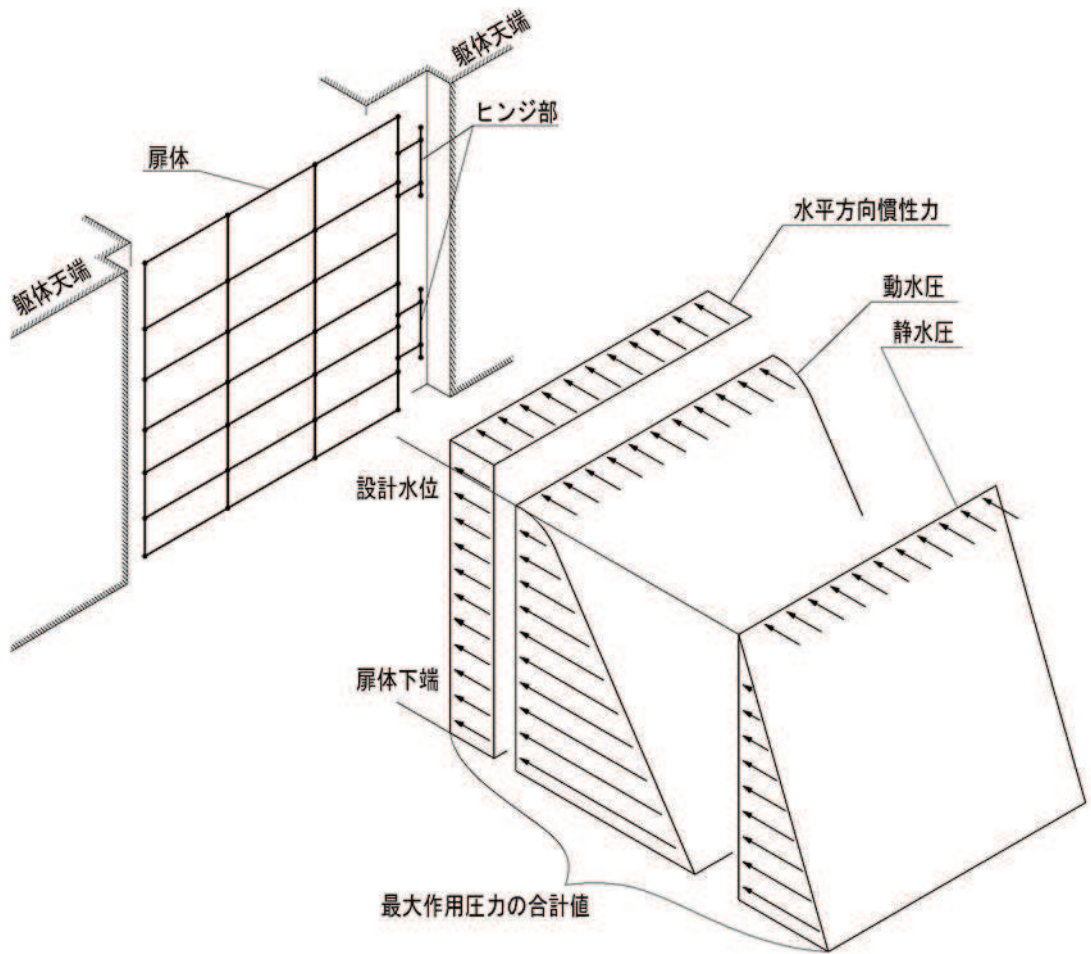


図 3-49 戸当りの評価に用いる作用荷重の概要図

評価に用いる扉体の作用圧力の計算式並びに記号の定義を表 3-65 に示す。

$$\Sigma P = P_s + P_d + i_H$$

$$P_s = W_0 \times H_b$$

$$P_d = 7 \div 8 \times W_0 \times K_H \times \sqrt{H_R \times H_b}$$

$$i_H = W_H \times K_H \div B_S \div H_S$$

表 3-65 コンクリート支圧応力度の記号の定義

記号	定義	単位
ΣP	扉体の作用圧力の合計値	N/mm ²
P_s	静水圧	kN/m ²
P_d	動水圧	kN/m ²
i_H	単位面積あたりの扉体の水平方向慣性力	kN/m ²
W_H	扉体重量	kN
K_H	水平方向設計震度	—
B_S	扉体幅	mm
H_S	扉体高	mm
W_0	水の単位体積重量	kN/m ³
H_R	地盤の水深	mm
H_b	扉体の下端における水深	mm

a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.5.8(1) 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

b. 戸当り腹板

戸当たり腹板に生じる圧縮応力度の評価を行う。図 3-50 に戸当たり腹板の発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図を示す。

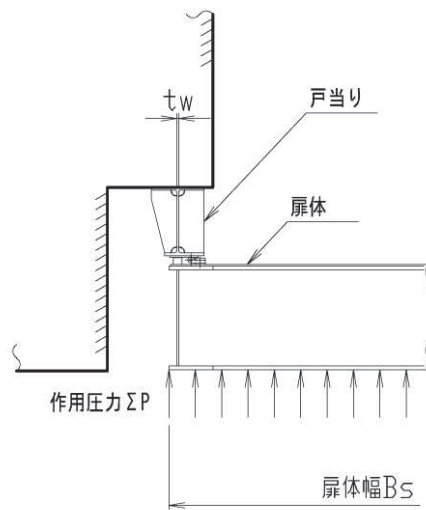


図 3-50 戸当り腹板の発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

戸当たり腹板の圧縮応力度は以下の式により計算する。

$$\sigma_c = \frac{\Sigma P \times B_s}{2 \times t_w}$$

ここで、戸当り腹板の発生応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-66 に示す。

表 3-66 戸当り腹板の発生応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_c	腹板垂直応力度	N/mm ²
ΣP	扉体の作用圧力の合計値	kN/m ²
B_s	扉体幅	mm
t_w	腹板板厚	mm

c. 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートに生じる支圧応力度及びせん断応力度の評価を行う。図 3-51 に戸当りコンクリートの発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図を示す。

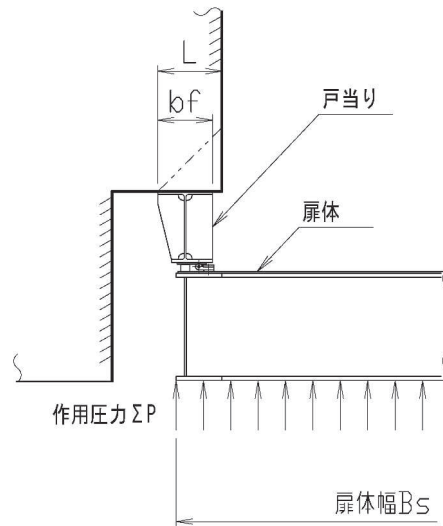


図 3-51 戸当りコンクリートの発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

戸当りコンクリートの支圧応力度及びせん断応力度は以下の式により計算する。

$$\sigma_c = \frac{\Sigma P \times B_s \div 2}{bf}$$

$$\tau_c = \frac{\Sigma P \times B_s \div 2}{2 \times L}$$

ここで、戸当りコンクリート発生応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-67 に示す。

表 3-67 戸当りコンクリート発生応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_c	コンクリートに作用する支圧応力度	N/mm ²
τ_c	コンクリートに作用するせん断応力度	N/mm ²
ΣP	扉体の作用圧力の合計値	N/mm ²
bf	戸当りの片側の受圧幅	mm
Bs	扉体幅	mm
L	門柱側面より底面フランジ端面までの深さ	mm

d. 戸当り（側部）

戸当り腹板の側面から静水圧を受けたときに発生する応力について評価する。戸当り（側部）の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-52 に示す。

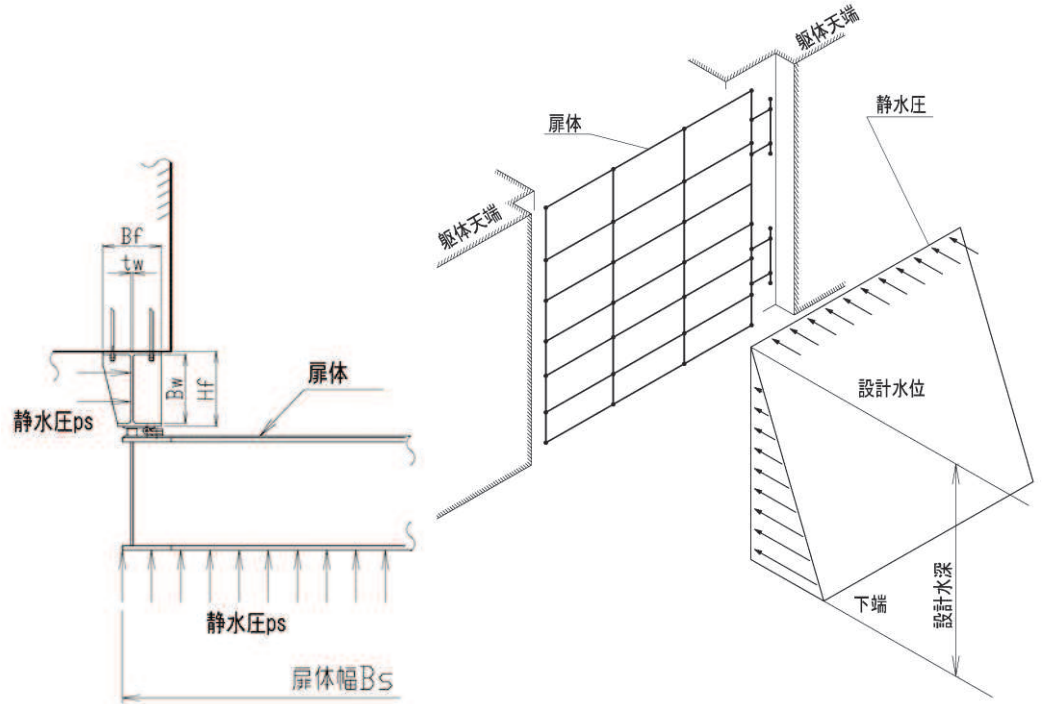


図 3-52 戸当り（側部）の概要図及び計算モデルの概念図

評価に用いる静水圧の扉体と戸当りの側部へ直接作用する圧力の計算式並びに記号の定義を表 3-68 に示す。

$$ps = W0 \cdot h = W0 \cdot (H2 - H1)$$

$$Pz = Ws \times Bs \div 2$$

$$Px = Ws \times Hf$$

表 3-68 戸当り（側部）に作用する圧力の算定に用いるの記号の定義

記号	定義	単位
H2	設計水位	m
H1	戸当たり（側部）下端敷高	m
h	設計水深	m
W0	水の単位体積荷重	kN/m ³
ps	最大静水圧	kN/m ²
L	門柱側面より底面フランジ端面までの深さ	mm
Bs	扉体幅	mm
Hf	戸当りの梁せい	mm
Pz	扉体への静水圧により戸当りが受ける荷重	N/mm
Px	戸当り側面の静水圧による荷重	N/mm

戸当り(側部)に生じる作用圧力による戸当りコンクリートの支圧応力度の評価を行う。
 図 3-53 に戸当りコンクリートの発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図を示す。

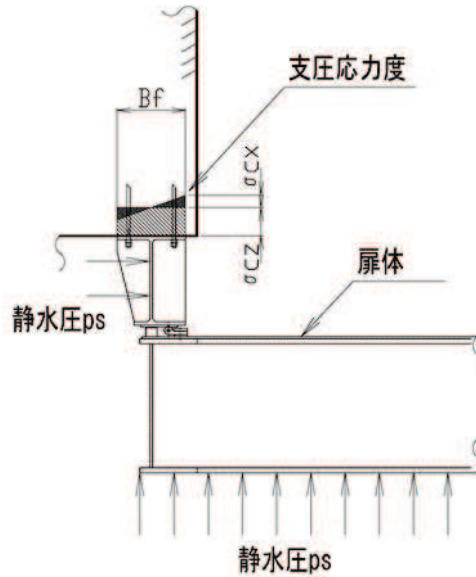


図 3-53 戸当りコンクリートの発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

戸当りコンクリートの支圧応力度は以下の式により計算する。

$$\begin{aligned}
 \sigma_k &= \sigma_{CZ} + \sigma_{CX} \\
 \sigma_{CZ} &= P_Z \div Bf \\
 \sigma_{CX} &= M_X \div (Bf^2 \div 6) \\
 M_X &= P_X \times Hf \div 2
 \end{aligned}$$

ここで、戸当りコンクリート発生応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-69 に示す。

表 3-69 戸当りコンクリート発生応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ_{CZ}	戸当りが受ける支圧応力度	N/mm ²
σ_{CX}	戸当り(側部)の静水圧曲げによる支圧応力度	N/mm ²
σ_k	支圧応力度の合計値	N/mm ²
Bf	戸当りフランジの幅	mm
M_X	側面部の静水圧による発生モーメント	N・mm/mm

戸当り（側部）に生じる発生応力度の評価を行う。図 3-54 に戸当り（側部）の発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図を示す。

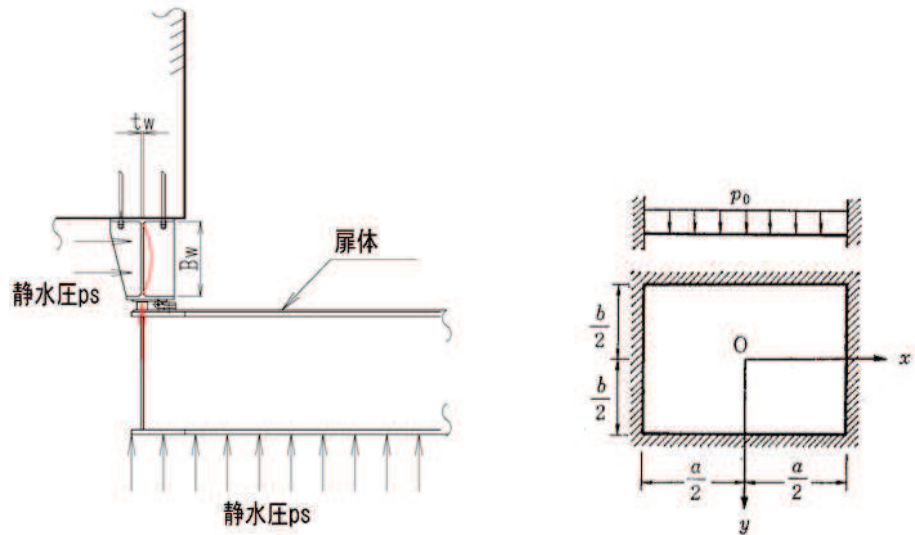


図 3-54 戸当り（側部）の発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

戸当り（側部）の曲げ応力度及び圧縮応力度は以下の式により計算する。

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_N$$

$$\sigma_b = \frac{ps \times k \times a^2}{tw^2 \div 6}$$

$$\sigma_N = \frac{ps \times B_s \div 2}{tw}$$

ここで、戸当り（側部）の発生応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-70 に示す。

表 3-70 戸当り（側部）の発生応力度の算定に用いる記号の定義

記号	定義	単位
σ	腹板の垂直応力度の合計値	N/mm ²
Σb	腹板の曲げ応力度	N/mm ²
σN	腹板の曲げ応力度	N/mm ²
K	4 辺固定板の係数	-
A	4 辺固定板の短辺(戸当り腹板の鉛直方向固定間隔)	mm
Tw	戸当り腹板の板厚	mm

(6) 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が及びねじりモーメント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. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

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「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」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（接続部）を片持ち梁モデルにより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 支柱接続部照査用モデル概念図を図 3-55 に示す。

発生応力の算定には、曲げ・軸力の評価同様に、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

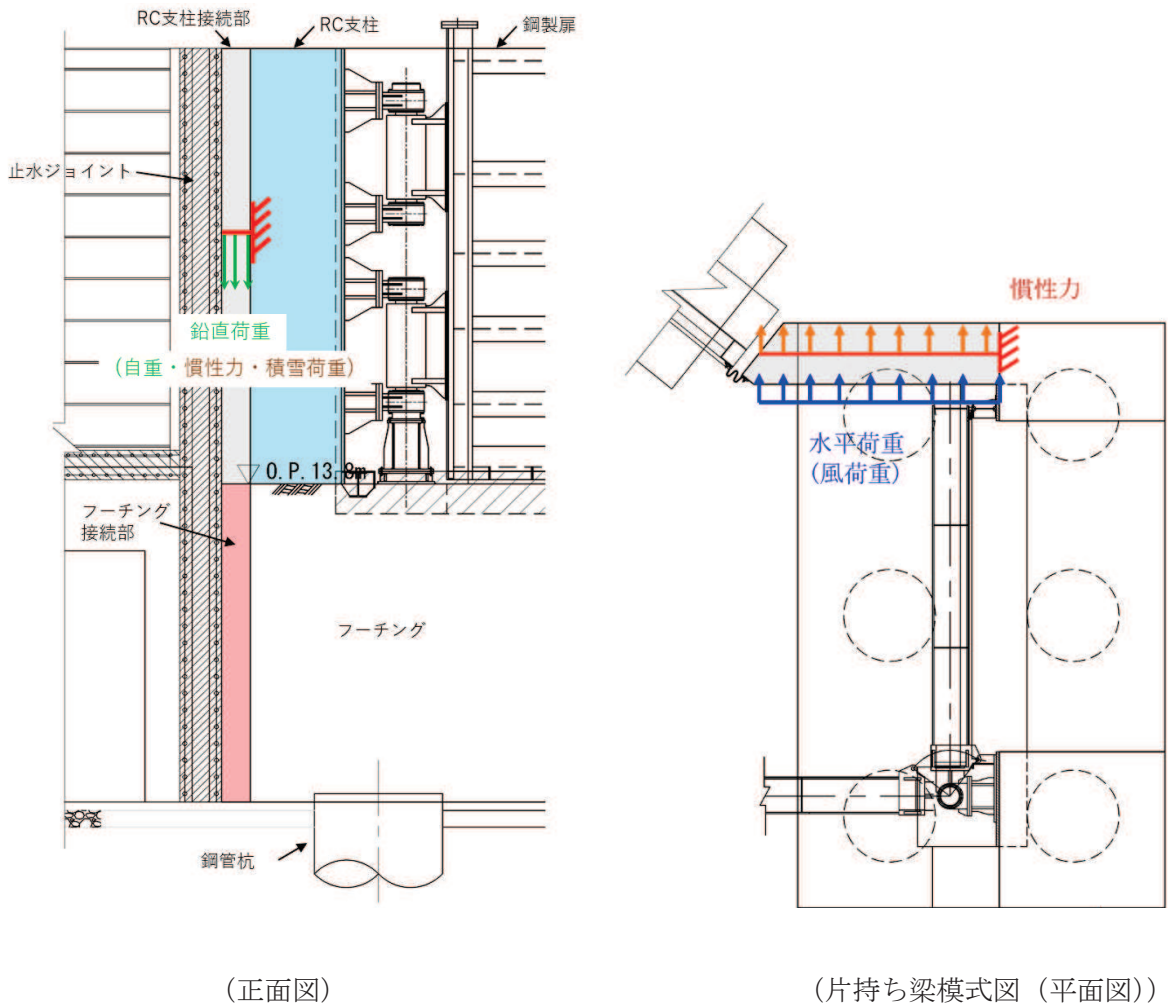


図 3-55 RC 支柱接続部照査用モデル概念図

(7) フーチング

a. フーチング (本体)

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力及び部材に作用するせん断力並びに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. 8.0.6」を使用する。

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

ねじりモーメントによる応力の算定は、「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編」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（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 3-56 に示す。

発生応力の算定には、曲げ・軸力の評価同様に、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

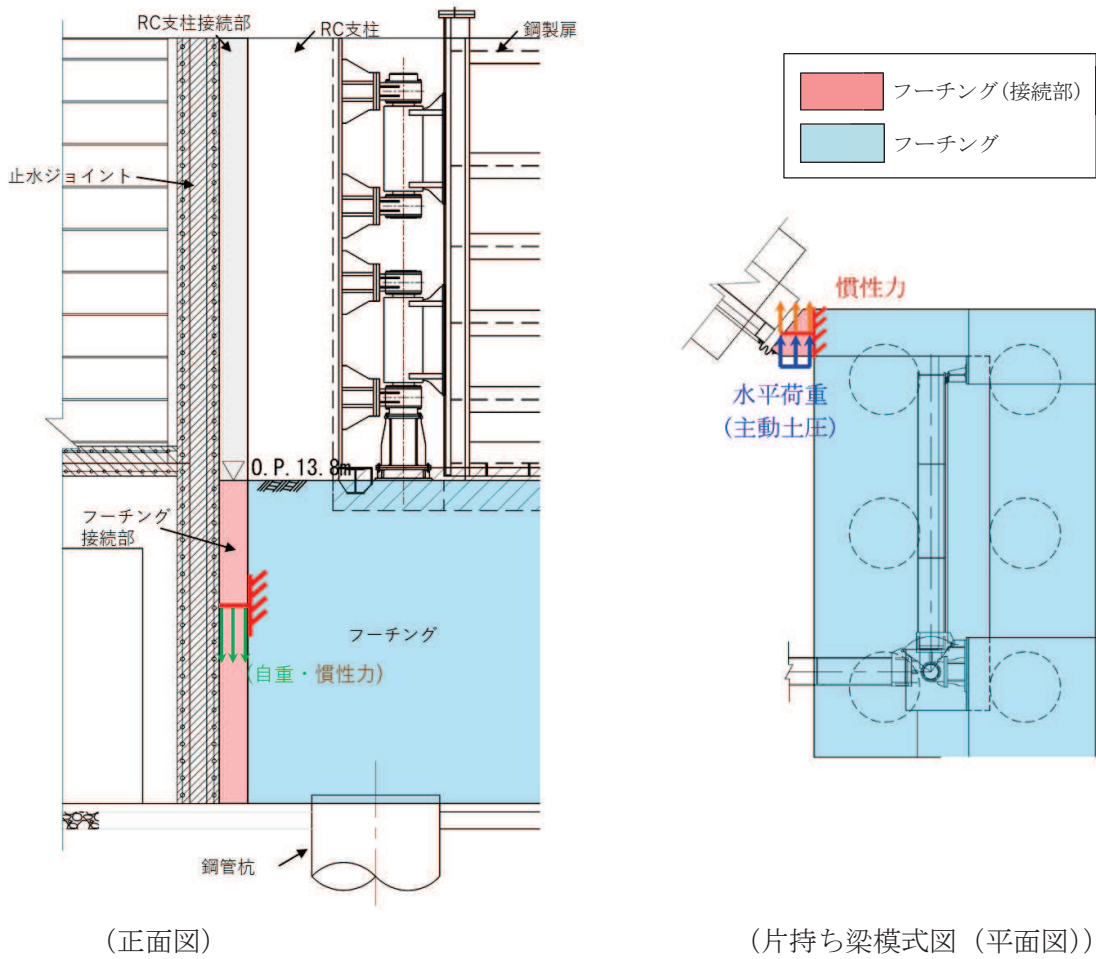


図 3-56 フーチング接続部照査用モデル概念図

(8) 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、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき次式により算定する。

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

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_4 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)

Z_4 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

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。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4}$$

ここで、

τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-60 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。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は、解析コード「RC 断面計算 er. 8. 0. 6」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。

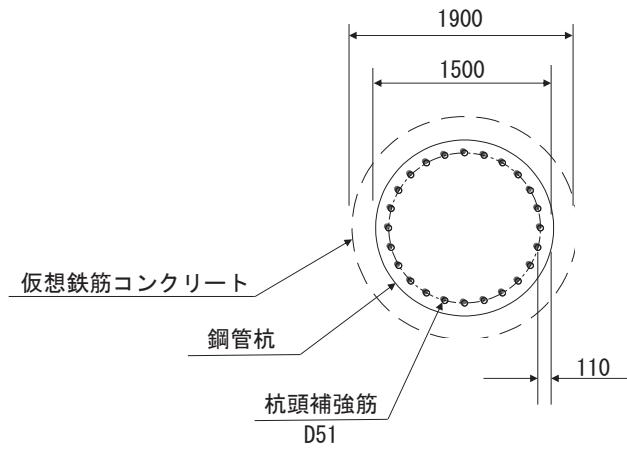


図 3-60 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(9) 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、壁軸直交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。

止水ジョイント部材の相対変位量については、鋼製扉以外の構造形式（鋼板部及び鋼桁部）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を行う必要があるため、評価結果については「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」にまとめて示す。

(10) 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

4.1 扉体部

扉体部の評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 扉体部評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼製扉)	150	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	279	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度	210	N/mm ²
σ_1	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	196	N/mm ²
M_{Y1}	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	-736	kN・m
M_{Z1}	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	-12	kN・m
N_{X1}	扉体の軸力	11	kN
A_1	扉体の有効断面積	1.973×10^{-2}	m ²
τ_1	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	106	N/mm ²
T_{X1}	扉体のねじりモーメント	75	kN・m
Z_1	扉体の極断面係数	1.110×10^{-4}	m ³
S_{Y1}	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力	-12	kN
S_{Z1}	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力	-485	kN
A_{Y1}	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積	1.320×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積	6.528×10^{-3}	m ²
Z_{Y1}	扉体の Y 軸断面係数	6.605×10^{-4}	m ³
Z_{Z1}	扉体の Z 軸断面係数	4.145×10^{-3}	m ³

表 4-1(2) 扉体部評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼製扉)	150	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	61.61	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	379	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_{ca1}	コンクリート(フーチング)の短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_{ca2}	コンクリート(RC支柱)の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm ²
σ_1	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	125	N/mm ²
M_{Y1}	扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント	-20	kN・m
M_{Z1}	扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント	25	kN・m
N_{X1}	扉体の軸力	3	kN
A_1	扉体の有効断面積	1.973×10^{-2}	m ²
τ_1	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	38	N/mm ²
T_{X1}	扉体のねじりモーメント	-1	kN
Z_1	扉体の極断面係数	1.110×10^{-4}	m ³
S_{Y1}	扉体に発生するY軸方向のせん断力	-33	kN
S_{Z1}	扉体に発生するZ軸方向のせん断力	-227	kN
A_{Y1}	扉体のY軸方向のせん断有効断面積	1.320×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	扉体のZ軸方向のせん断有効断面積	6.528×10^{-3}	m ²
Z_{Y1}	扉体のY軸断面係数	6.605×10^{-4}	m ³
Z_{Z1}	扉体のZ軸断面係数	4.145×10^{-3}	m ³

4.2 ヒンジ部

4.2.1 ヒンジ水平荷重支承部

(1) ころがり軸受

ころがり軸受の評価条件を表 4-2 に示す。

表 4-2(1) ころがり軸受評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
P	軸受作用荷重	304	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN

表 4-2(2) ころがり軸受評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
P	軸受作用荷重	263	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN

(2) 軸受ハウジング円筒部

軸受ハウジング円筒部評価条件を表 4-3 に示す。

表 4-3(1) 軸受ハウジング円筒部評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	8	N/mm ²
τ	せん断応力度	21	N/mm ²
κ	合成応力度	0.17	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	222	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	断面積	15680	mm ²
α	応力集中係数	2.007	—
ρ	軸受ハウジング円筒部の内半径	170	mm
b	軸受ハウジング円筒部の外半径	210	mm

表 4-3(2) 軸受ハウジング円筒部評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	1	N/mm ²
τ	せん断応力度	19	N/mm ²
κ	合成応力度	0.15	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	222	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	断面積	15680	mm ²
α	応力集中係数	2.007	—
ρ	軸受ハウジング円筒部の内半径	170	mm
b	軸受ハウジング円筒部の外半径	210	mm

(3) 軸受ハウジング接合部

軸受ハウジング接合部評価の評価条件を表 4-4 に示す。

表 4-4(1) 軸受ハウジング接合部評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	19	N/mm ²
τ	せん断応力度	4	N/mm ²
κ	合成応力度	0.09	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	222	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	全断面積	84000	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	2800000	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	5880000	mm ³
L	軸受中心から評価断面までの距離	295	mm

表 4-4(2) 軸受ハウジング接合部評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	16	N/mm ²
τ	せん断応力度	4	N/mm ²
κ	合成応力度	0.08	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	222	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	全断面積	84000	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	2800000	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	5880000	mm ³
L	軸受中心から評価断面までの距離	295	mm

(4) 軸受ハウジング固定ボルト

軸受ハウジング固定ボルトの評価条件を表 4-5 に示す。

表 4-5(1) 軸受ハウジング固定ボルト評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ	軸引張応力度	156	N/mm ²
τ	せん断応力度	68	N/mm ²
κ	合成応力度	0.44	—
σ_{as}	ボルトの短期許容軸引張応力度	447	N/mm ²
P	ボルトに生じる引張力	85	kN
Q	ボルトに生じるせん断力	55	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN
F _Y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
N _v	1箇所の固定ボルト縦列本数	3	本
N _h	1箇所の固定ボルト横方向本数	2	本
N	1箇所の固定ボルト全本数	6	本
r _h	水平ボルト最遠距離	540	mm
r _v	鉛直ボルト最遠距離	320	mm
L	回転軸中心から固定ボルトまでの距離	350	mm
D1	固定ボルトねじ部の呼び径	M30	—
A	おねじの有効断面積	561	mm ²
D2	軸部の径	32	mm
Aq	軸部の有効断面積	804.2	mm ²

表 4-5(2) 軸受ハウジング固定ボルト評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ	軸引張応力度	132	N/mm ²
τ	せん断応力度	60	N/mm ²
κ	合成応力度	0.38	—
σ_{as}	ボルトの短期許容軸引張応力度	447	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
N_v	1箇所の固定ボルト縦列本数	3	本
N_h	1箇所の固定ボルト横方向本数	2	本
N	1箇所の固定ボルト全本数	6	本
r_h	水平ボルト最遠距離	540	mm
r_v	鉛直ボルト最遠距離	260	mm
L	回転軸中心から固定ボルトまでの距離	350	mm
$D1$	固定ボルトねじ部の呼び径	M30	—
A	おねじの有効断面積	561	mm ²
$D2$	軸部の径	32	mm
Aq	軸部の有効断面積	804.2	mm ²

(5) 軸受ハウジングエンドプレート

軸受ハウジングエンドプレートの評価条件を表 4-6 に示す。

表 4-6(1) 軸受ハウジングエンドプレート評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ_b	曲げ応力度	99	N/mm ²
P	ボルトに生じる引張力	88	kN
L ₁	ハウジング端面からボルトまでの距離	80	mm
L ₂	エンドプレートの総有効断面幅	420	mm
t	エンドプレートの板厚	55	mm
Z	断面係数	70583	mm ³
N _v	1箇所の固定ボルト縦列本数	3	本
N _h	1箇所の固定ボルト横方向本数	2	本
N	1箇所の固定ボルト全本数	6	本
r _h	水平ボルト最遠ピッチ	540	mm
r _v	鉛直ボルト最遠ピッチ	320	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	350	mm

表 4-6(2) 軸受ハウジングエンドプレート評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ_b	曲げ応力度	98	N/mm ²
P	ボルトに生じる引張力	74	kN
L ₁	ハウジング端面からボルトまでの距離	80	mm
L ₂	エンドプレートの総有効断面幅	360	mm
t	エンドプレートの板厚	55	mm
Z	断面係数	60500	mm ³
N _v	1箇所の固定ボルト縦列本数	3	本
N _h	1箇所の固定ボルト横方向本数	2	本
N	1箇所の固定ボルト全本数	6	本
r _h	水平ボルト最遠ピッチ	540	mm
r _v	鉛直ボルト最遠ピッチ	260	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	350	mm

(6) 軸受支持金物

軸受支持の金物評価条件を表 4-7 に示す。

表 4-7(1) 軸受支持金物評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	37	N/mm ²
τ	せん断応力度	15	N/mm ²
κ	合成応力度	0.19	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	237	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	全断面積	49200	mm ²
A_y	せん断有効断面積(鉛直荷重)	27600	mm ²
A_x	せん断有効断面積(水平荷重)	21600	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	6464200	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	6118300	mm ³
L	回転軸中心から評価断面までの距離	670	mm

表 4-7(2) 軸受支持金物評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	32	N/mm ²
τ	せん断応力度	14	N/mm ²
κ	合成応力度	0.17	—
σ_{as}	鋼材の短期許容軸引張応力度	237	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
A	全断面積	49200	mm ²
A_y	せん断有効断面積(鉛直荷重)	27600	mm ²
A_x	せん断有効断面積(水平荷重)	21600	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	6464200	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	6118300	mm ³
L	回転軸中心から評価断面までの距離	667	mm

(7) エンドプレート

エンドプレートの評価条件を表 4-8 に示す。

表 4-8(1) エンドプレート評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ_b	曲げ応力度	74	N/mm ²
P	アンカーボルトに生じる引張力	76	kN
L ₁	ボルトから鋼材端面までの距離	90	mm
L ₂	エンドプレートの有効断面幅 (軸受1)	910	mm
L ₂	エンドプレートの有効断面幅 (軸受2, 3)	630	mm
L ₂	エンドプレートの有効断面幅 (軸受4)	930	mm
t	エンドプレートの板厚	60	mm
N _v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受1, 4)	6	本
N _v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受2, 3)	4	本
Z	断面係数 (軸受1)	91000	mm ³
Z	断面係数 (軸受2, 3)	94500	mm ³
Z	断面係数 (軸受4)	93000	mm ³
σ_K	コンクリートにはたらく支圧応力度	5.13	N/mm ²
L	回転軸中心から評価位置までの距離	730	mm
r _h	アンカーボルト最遠水平距離	600	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受1)	730	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受2, 3)	450	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受4)	750	mm

表 4-8(2) エンドプレート評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ_b	曲げ応力度	63	N/mm ²
L_1	ボルトから鋼材端面までの距離	90	mm
L_2	エンドプレートの有効断面幅 (軸受1~軸受3)	660	mm
L_2	エンドプレートの有効断面幅 (軸受4)	980	mm
t	エンドプレートの板厚	60	mm
N_v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受1~軸受3)	4	本
N_v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受4)	6	本
Z	断面係数 (軸受1~軸受3)	99000	mm ³
Z	断面係数 (軸受4)	98000	mm ³
σ_K	コンクリートにはたらく支圧応力度	4.24	N/mm ²
L	回転軸中心から評価位置までの距離	727	mm
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	600	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受1~軸受3)	480	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受4)	800	mm

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの評価条件を表 4-9 に示す。

表 4-9(1) アンカーボルト評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	76	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	28	kN
κ	合成応力度	0.25	—
Pa	アンカーボルトの許容引張力	182	kN
Qa	アンカーボルトの許容せん断力	103	kN
F _Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-35.578	kN
F _X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-301.688	kN
F _Y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
N _v	軸受1箇所アンカーボルト縦列本数 (軸受1, 4)	6	本
N _v	軸受1箇所アンカーボルト縦列本数 (軸受2, 3)	4	本
N _h	軸受1箇所アンカーボルト横方向本数	2	本
N	軸受部1つあたりのアンカーボルト本数 (軸受1, 4)	12	本
N	軸受部1つあたりのアンカーボルト本数 (軸受2, 3)	8	本
r _h	アンカーボルト最遠水平距離	600	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受1)	730	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受2, 3)	450	mm
r _v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受4)	750	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	730	mm

表 4-9(2) アンカーボルト評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	65	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	24	kN
κ	合成応力度	0.18	—
Pa	アンカーボルトの許容引張力	182	kN
Qa	アンカーボルトの許容せん断力	112	kN
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	-5.014	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	-262.600	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	-23.800	kN
N_v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受1~軸受3)	4	本
N_v	軸受1箇所のアンカーボルト縦列本数 (軸受4)	6	本
N_h	軸受1箇所のアンカーボルト横方向本数	2	本
N	軸受部1つあたりのアンカーボルト本数 (軸受1~軸受3)	8	本
N	軸受部1つあたりのアンカーボルト本数 (軸受4)	12	本
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	600	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受1~軸受3)	450	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離 (軸受4)	750	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	727	mm

4.2.2 ヒンジ鉛直荷重支承部

(1) すべり軸受

すべり軸受けの評価条件を表 4-10 に示す。

表 4-10(1) すべり軸受評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ_K	球面軸受の支圧応力度	24	N/mm^2
F_Y	地震時鉛直荷重	-292.97	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	12600	mm^2

表 4-10(2) すべり軸受評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ_K	球面軸受の支圧応力度	27	N/mm^2
F_Y	地震時鉛直荷重	-292.947	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	11200	mm^2

(2) 支柱

支柱の評価条件を表 4-11 に示す。

表 4-11(1) 支柱評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	10	N/mm ²
τ	せん断応力度	2	N/mm ²
κ	合成応力度	0.05	—
F_Y	鉛直荷重	-292.97	kN
A	断面積	29500	mm ²
Z_p	極断面係数	4351300	mm ³
d_o	ブッシュ接触部外径	150	mm
μ	摩擦係数	0.2	—

表 4-11(2) 支柱評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
σ	垂直応力度	10	N/mm ²
τ	せん断応力度	2	N/mm ²
κ	合成応力度	0.05	—
F_Y	鉛直荷重	-292.947	kN
A	断面積	29500	mm ²
Z_p	極断面係数	4351300	mm ³
d_o	ブッシュ接触部外径	150	mm
μ	摩擦係数	0.2	—

4.3 固定部（戸当り）

固定部（戸当り）の評価条件を表 4-12 に示す。

表 4-12(1) 戸当り評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
ΣP	扉体の作用圧力の合計値	278.893	N/mm ²
P_s	静水圧	40.905	kN/m ²
P_d	動水圧	212.472	kN/m ²
i_H	単位面積あたりの扉体の水平方向慣性力	25.516	kN/m ²
W_H	扉体重量	131.409	kN
K_H	水平方向設計震度	5.90	—
B_s	扉体幅	5900	mm
H_s	扉体高	5150	mm
W_0	水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
H_R	地盤の水深	4100	mm
H_b	扉体の下端における水深	4050	mm
σ_c	コンクリートにはたらく支圧応力度	2.75	N/mm ²
τ_c	コンクリートにはたらくせん断応力度	1.18	N/mm ²
b_f	戸当りの片側の受圧幅	300	mm
B_s	扉体幅	5900	mm
L	門柱側面より底面フランジ端面までの深さ	350	mm

表 4-12(2) 戸当り評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
ΣP	扉体の作用圧力の合計値	116.216	N/mm ²
P_s	静水圧	57.065	kN/m ²
P_d	動水圧	55.168	kN/m ²
i_H	単位面積あたりの扉体の水平方向慣性力	3.984	kN/m ²
W_H	扉体重量	131.409	kN
K_H	水平方向設計震度	1.10	—
B_s	扉体幅	5900	mm
H_s	扉体高	6150	mm
W_0	水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
H_R	地盤の水深	5700	mm
H_b	扉体の下端における水深	5650	mm
σ_c	コンクリートにはたらく支圧応力度	1.15	N/mm ²
τ_c	コンクリートにはたらくせん断応力度	0.49	N/mm ²
bf	戸当りの片側の受圧幅	300	mm
B_s	扉体幅	5900	mm
L	門柱側面より底面フランジ端面までの深さ	350	mm

4.4 RC 支柱

RC 支柱の評価条件を表 4-13 に示す。

表 4-13(1) RC 支柱評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (RC支柱)	2245	kN
σ_{ca2}	コンクリート(RC支柱)の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm ²

表 4-13(2) RC 支柱評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (RC支柱)	2435	kN
σ_{ca2}	コンクリート(RC支柱)の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm ²

4.5 フーチング

フーチングの評価条件を表 4-14 に示す。

表 4-14(1) フーチング評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (フーチング)	5437	kN
σ_{ca1}	コンクリート(フーチング)の短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²

表 4-14(2) フーチング評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (フーチング)	4933	kN
σ_{ca1}	コンクリート(フーチング)の短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²

4.6 鋼管杭

鋼管杭の評価条件を表 4-15 に示す。

表 4-15(1) 鋼管杭評価条件(鋼製扉 2)

記号	定義	数値	単位
F	ボイリングに対する安全率	1.56	—
γ'	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)	4.1	m
σ_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	16309	kN・m
M_4	鋼管杭に発生する曲げモーメント	2712	kN・m
N_4	鋼管杭に発生する軸力	5043	kN
A_4	鋼管杭の断面積	1.111×10^{-1}	m ²
Z_4	鋼管杭の断面係数	4.031×10^{-2}	m ³
τ_4	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	46	N/mm ²
S_4	鋼管杭に発生するせん断力	2552	N
A_5	鋼管杭の断面積	1.111×10^{-1}	m ²
κ_1	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-15(2) 鋼管杭評価条件(鋼製扉 3)

記号	定義	数値	単位
F	ボイリングに対する安全率	1.13	—
γ'	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)	6.1	m
σ_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	23936	kN・m
M_4	鋼管杭に発生する曲げモーメント	15472	kN・m
N_4	鋼管杭に発生する軸力	3086	kN
A_4	鋼管杭の断面積	1.283×10^{-1}	m ²
Z_4	鋼管杭の断面係数	5.620×10^{-2}	m ³
τ_4	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	79	N/mm ²
S_4	鋼管杭に発生するせん断力	7219	N
A_5	鋼管杭の断面積	1.830×10^{-1}	m ²
κ_1	せん断応力の分布係数	2.0	—

5. 評価結果

5.1 扉体の評価結果

5.1.1 扉体部

(1) 扉体部（主桁、鉛直桁）及びヒンジ部（ヒンジリブ、回転軸）

扉体における曲げ・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～表 5-2 に、最大照査値が生じた部位を図 5-1～図 5-4 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 扉体（主桁・鉛直桁）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM570)	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	199	279	0.72
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	103	210	0.50
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.57	1.20	0.48
鋼製扉 3 (SM570)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	125	379	0.33
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	38	217	0.18
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.13	1.20	0.11

表 5-2 ヒンジの照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM490)	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	69	222	0.32
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	15	136	0.12
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.20	0.10
鋼製扉 3 (SM490)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	37	222	0.17
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	11	136	0.09
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.20	0.03

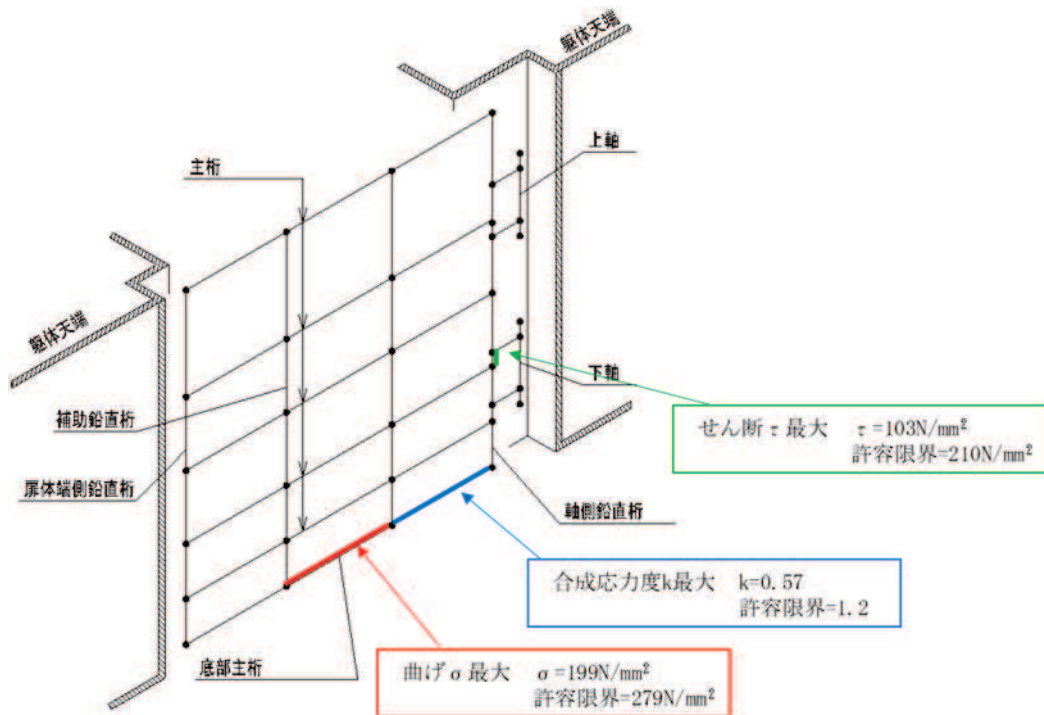


図 5-1 扉体（主桁・鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

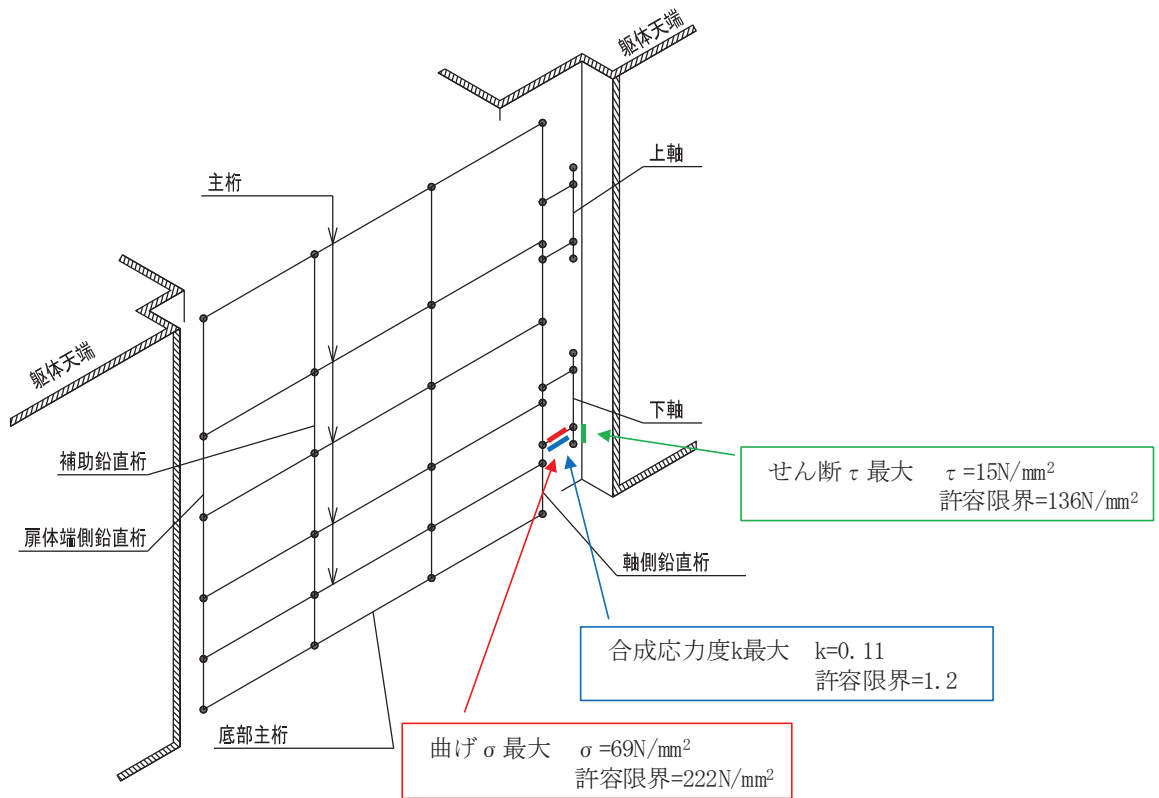


図 5-2 ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

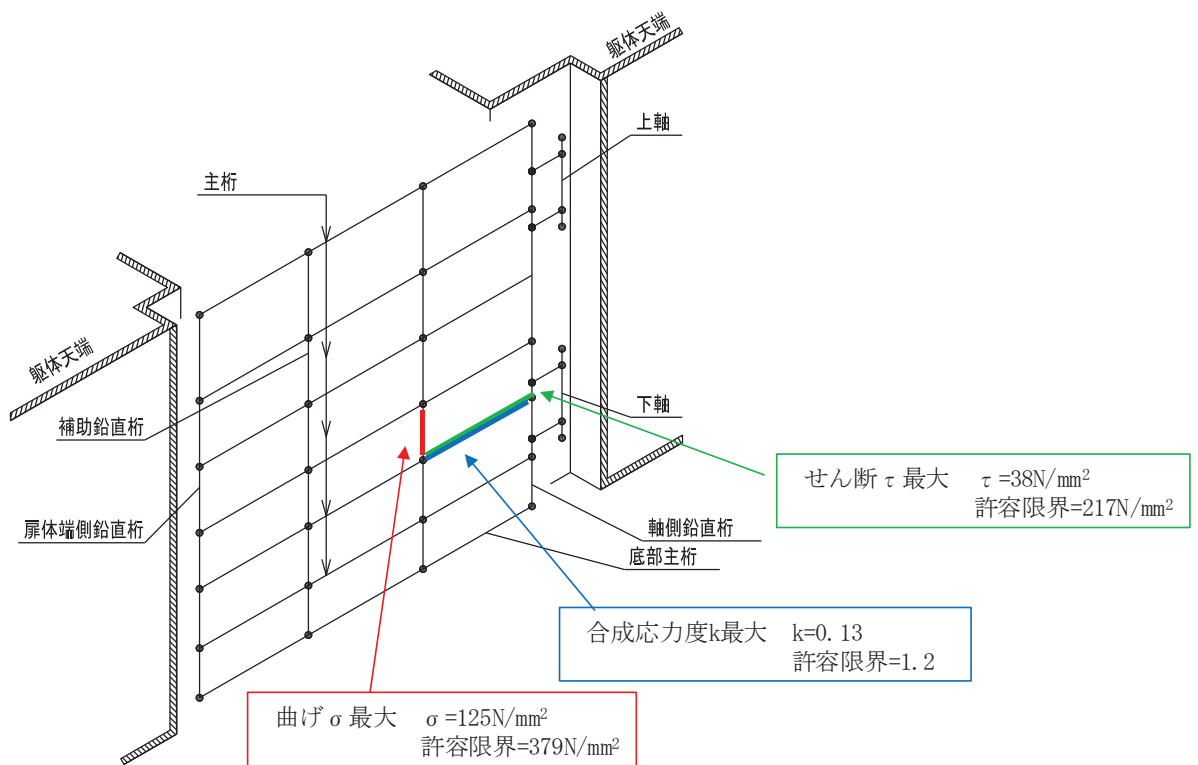


図 5-3 扉体（主桁・鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

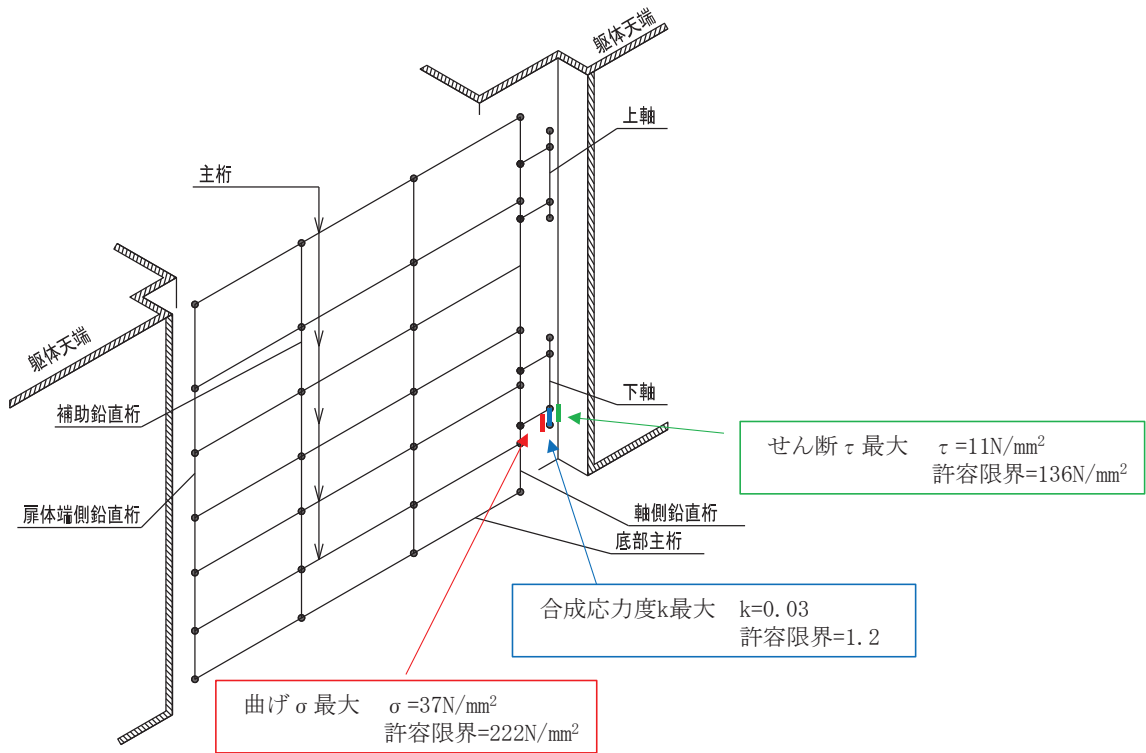


図 5-4 ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

(2) 扉体部 (スキンプレート)

扉体部 (スキンプレート) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-3 に示す。最大照査値が生じた部位を図 5-5~図 5-6 に示す。この結果から、スキンプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 扉体 (スキンプレート) の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM570)	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	257	382	0.68
鋼製扉 3 (SM570)	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	205	382	0.54

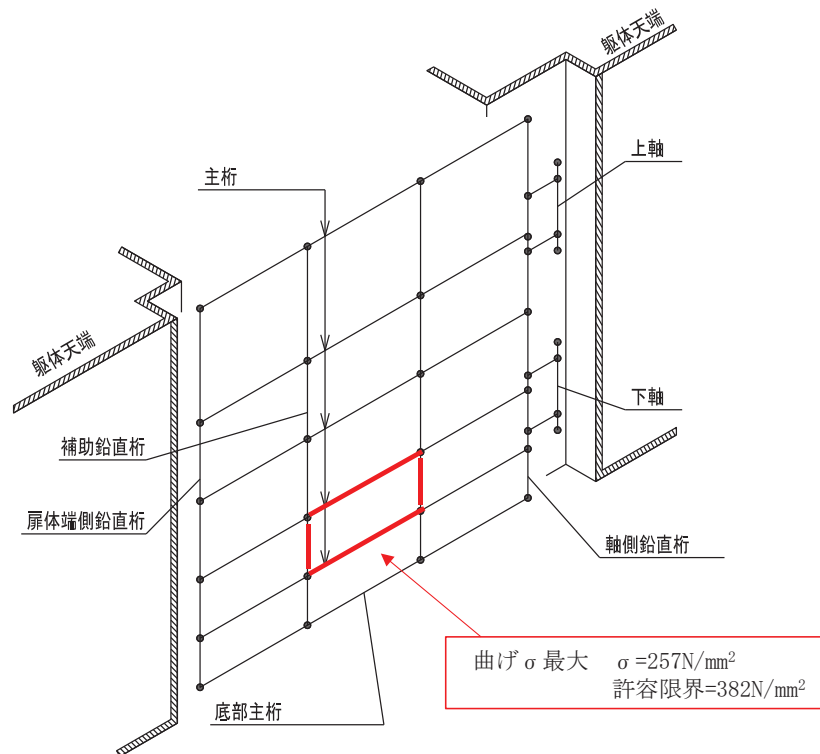


図 5-5 扉体 (スキンプレート) の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所 (鋼製扉 2)

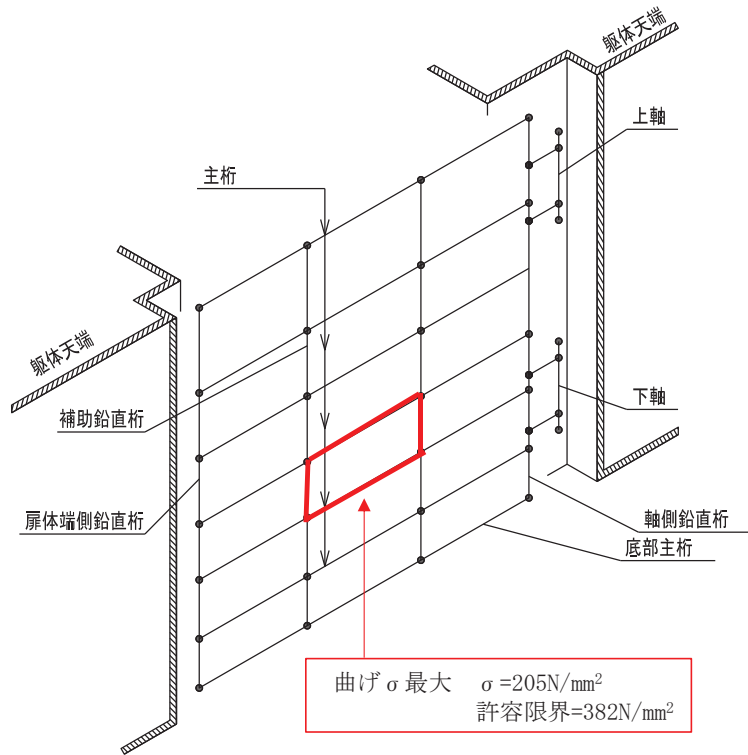


図 5-6 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

5.1.2 ヒンジ部

(1) ヒンジ部（ころがり軸受）

ヒンジ部（ころがり軸受）の合成荷重に対する照査の解析ケースと照査値を表5-4～表5-5に示す。この結果から、ヒンジ部（ころがり軸受）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-4 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	作用荷重 (KN)	151	1670	0.10
水平荷重 軸受2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		51	1670	0.04
水平荷重 軸受3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		111	1670	0.07
水平荷重 軸受4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		304	1670	0.19

表5-5 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	作用荷重 (KN)	114	1670	0.07
水平荷重 軸受2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		33	1670	0.02
水平荷重 軸受3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		117	1670	0.08
水平荷重 軸受4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		263	1670	0.16

(2) ヒンジ部（軸受ハウジング円筒部）

ヒンジ部（軸受ハウジング円筒部）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の解析ケースと照査値を表 5-6～表 5-7 に示す。この結果から、ヒンジ部（軸受ハウジング円筒部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-6 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング円筒部））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	1 ($G+1.0S_{dH}+0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	9	222	0.05
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	11	127	0.09
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09
水平荷重 軸受 2	3 ($G+0.4S_{dH}+1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	1	222	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	127	0.04
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	1 ($G+1.0S_{dH}+0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	9	222	0.05
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	8	127	0.07
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
水平荷重 軸受 4	1 ($G+1.0S_{dH}+0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	8	222	0.04
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	21	127	0.17
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16

表 5-7 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング円筒部））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	1 ($G+1.0S_{dH}+0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	2	222	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	127	0.08
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
水平荷重 軸受 2	1 ($G+1.0S_{dH}+0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	2	222	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	127	0.04
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	3 ($G+0.4S_{dH}+1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	1	222	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	127	0.08
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
水平荷重 軸受 4	3 ($G+0.4S_{dH}+1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	1	222	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	19	127	0.15
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14

(3) ヒンジ部（軸受ハウジング接合部）

ヒンジ部（軸受ハウジング接合部）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の解析ケースと照査値を表 5-8～表 5-9 に示す。この結果から、ヒンジ部（軸受ハウジング接合部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-8 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング接合部））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	11	222	0.05
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	3	127	0.03
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	5	222	0.03
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	127	0.01
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	222	0.04
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	127	0.02
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	19	222	0.09
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	4	127	0.04
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09

表 5-9 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング接合部））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	8	222	0.04
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 2	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	4	222	0.02
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1	127	0.01
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.02	1.1	0.02
水平荷重 軸受 3	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	9	222	0.05
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 4	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	16	222	0.08
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	127	0.04
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08

(4) ヒンジ部（軸受ハウジング固定ボルト）

ヒンジ部（軸受ハウジング固定ボルト）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-10～表 5-11 に示す。この結果から、ヒンジ部（軸受ハウジング固定ボルト）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-10 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング固定ボルト））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	73	447	0.17
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	36	258	0.14
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	46	447	0.11
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	15	258	0.06
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.12	1.1	0.11
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	76	447	0.18
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	26	258	0.11
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.20	1.1	0.19
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	447	0.35
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	68	258	0.27
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.44	1.1	0.40

表 5-11 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジング固定ボルト））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	67	447	0.15
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	28	258	0.11
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.19	1.1	0.18
水平荷重 軸受 2	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	37	447	0.09
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	258	0.05
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
水平荷重 軸受 3	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	72	447	0.17
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	29	258	0.12
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.20	1.1	0.19
水平荷重 軸受 4	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	132	447	0.30
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	60	258	0.24
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35

(5) ヒンジ部（軸受ハウジングエンドプレート）

ヒンジ部（軸受ハウジングエンドプレート）における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-12～表 5-13 に示す。この結果から、ヒンジ部（軸受ハウジングエンドプレート）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-12 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジングエンドプレート））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	47	222	0.22
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		29	222	0.14
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		49	222	0.23
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		99	222	0.45

表 5-13 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受けハウジングエンドプレート））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	50	222	0.23
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		28	222	0.13
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		53	222	0.24
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})		98	222	0.45

(6) ヒンジ部（軸受支持金物）

ヒンジ部（軸受支持金物）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-14～表 5-15 に示す。この結果から、ヒンジ部（軸受支持金物）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-14 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	20	237	0.09
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	8	136	0.06
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	237	0.04
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	4	136	0.03
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	237	0.07
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	6	136	0.05
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	37	237	0.16
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	15	136	0.12
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.19	1.1	0.18

表 5-15 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	237	0.07
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	6	136	0.05
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08
水平荷重 軸受 2	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	6	237	0.03
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	3	136	0.03
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	237	0.07
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	7	136	0.06
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08
水平荷重 軸受 4	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	32	237	0.14
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	せん断応力度 (N/mm ²)	14	136	0.11
	4 (G+0.4S _{dH} -1.0S _{dV})	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16

(7) ヒンジ部 (エンドプレート)

ヒンジ部 (エンドプレート) における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-16～表 5-17 に示す。この結果から、ヒンジ部 (エンドプレート) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-16 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (エンドプレート)) (鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	40	222	0.19
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	2.85	8.8	0.33
水平荷重 軸受 2	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	31	222	0.14
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	2.09	8.8	0.24
水平荷重 軸受 3	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	51	222	0.23
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	3.39	8.8	0.39
水平荷重 軸受 4	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	74	222	0.34
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	5.13	8.8	0.59

表 5-17 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	48	222	0.22
	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	支圧応力度 (N/mm ²)	3.81	8.8	0.44
水平荷重 軸受 2	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	25	222	0.12
	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	支圧応力度 (N/mm ²)	1.63	8.8	0.19
水平荷重 軸受 3	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	51	222	0.23
	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	支圧応力度 (N/mm ²)	3.85	8.8	0.44
水平荷重 軸受 4	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	63	222	0.29
	4 (G + 0.4 S _{dH} - 1.0 S _{dV})	支圧応力度 (N/mm ²)	4.54	8.8	0.52

(8) ヒンジ部（軸受アンカーボルト）

ヒンジ部（軸受アンカーボルト）における引張力及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-18～表 5-19 に示す。この結果から、ヒンジ部（アンカーボルト）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-18 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	40	182	0.22
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	15	103	0.15
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1	0.07
水平荷重 軸受 2	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	33	182	0.19
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	9	103	0.09
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1	0.04
水平荷重 軸受 3	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	53	182	0.30
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	16	103	0.16
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1	0.11
水平荷重 軸受 4	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	76	182	0.42
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	28	103	0.28
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.25	1	0.25

表 5-19 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	51	182	0.29
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	17	112	0.16
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1	0.10
水平荷重 軸受 2	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	27	182	0.15
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	7	112	0.07
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1	0.03
水平荷重 軸受 3	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	53	182	0.30
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	18	112	0.17
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1	0.11
水平荷重 軸受 4	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	引張力 (kN)	65	182	0.36
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	せん断力 (kN)	24	112	0.22
	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.18	1	0.18

(9) ヒンジ鉛直荷重支承部 (すべり軸受)

ヒンジ鉛直荷重支承部 (すべり軸受) における支圧応力度に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-20～表 5-21 に示す。この結果から、ヒンジ鉛直荷重支承部 (すべり軸受) の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 5-20 照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (すべり軸受)) (鋼製扉 2)

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	24	67	0.36

表 5-21 照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (すべり軸受)) (鋼製扉 3)

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	27	67	0.41

(10) ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-22～表 5-23 に示す。この結果から、ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）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 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱）（鋼製扉 2））

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	10	237	0.05
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	136	0.02
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05

表 5-23 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱）（鋼製扉 3））

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	10	237	0.05
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	136	0.02
4 ($G + 0.4S_{dH} - 1.0S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05

5.1.3 固定部（戸当り）

固定部（戸当り）における支圧応力度，せん断応力度及び圧縮応力度に対する照査の解析ケースと照査値を表 5-24～表 5-25 に示す。この結果から，固定部（戸当り）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-24 照査結果（戸当り）（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
戸当りコンクリート	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	2.75	8.8	0.32
	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1.18	1.5	0.79
戸当り腹板	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	圧縮応力度 (N/mm^2)	69	177	0.39

表 5-25 照査結果（戸当り）（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
戸当りコンクリート	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	1.15	8.8	0.14
	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	0.49	1.5	0.33
戸当り腹板	1 ($G + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$)	圧縮応力度 (N/mm^2)	29	177	0.17

5.2 RC 支柱の評価結果

5.2.1 RC 支柱

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 5-7～図 5-8 に、照査結果を表 5-26～表 5-30 に示す。また、配筋図を図 5-9 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、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

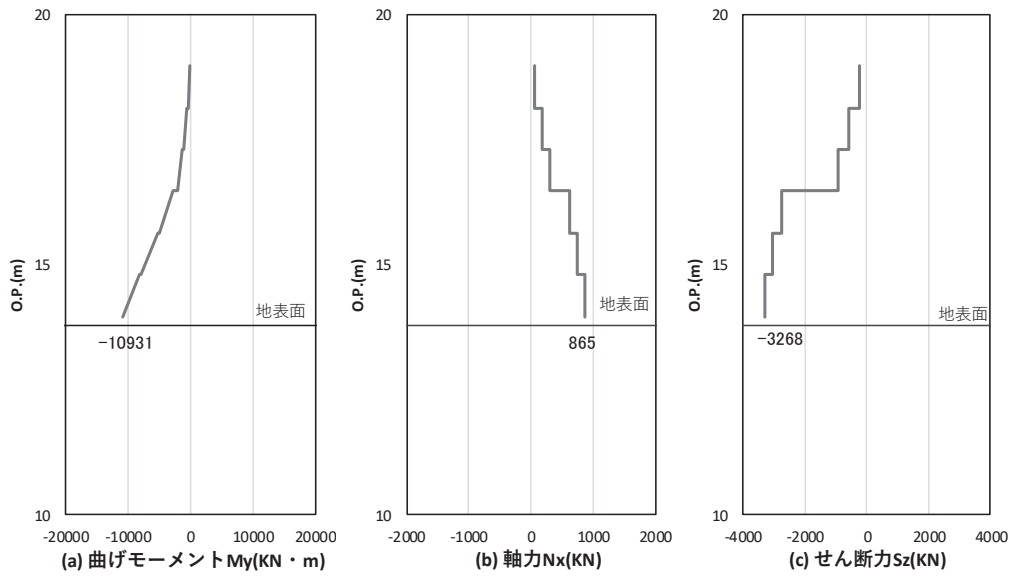


図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (+ -), t = 26.79s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

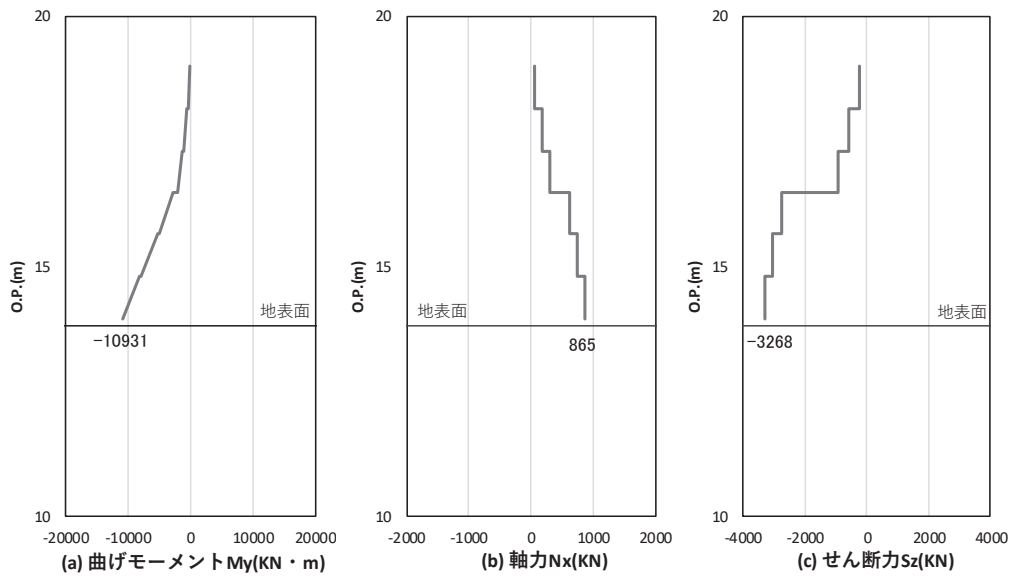


図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (+ -), t = 26.79s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

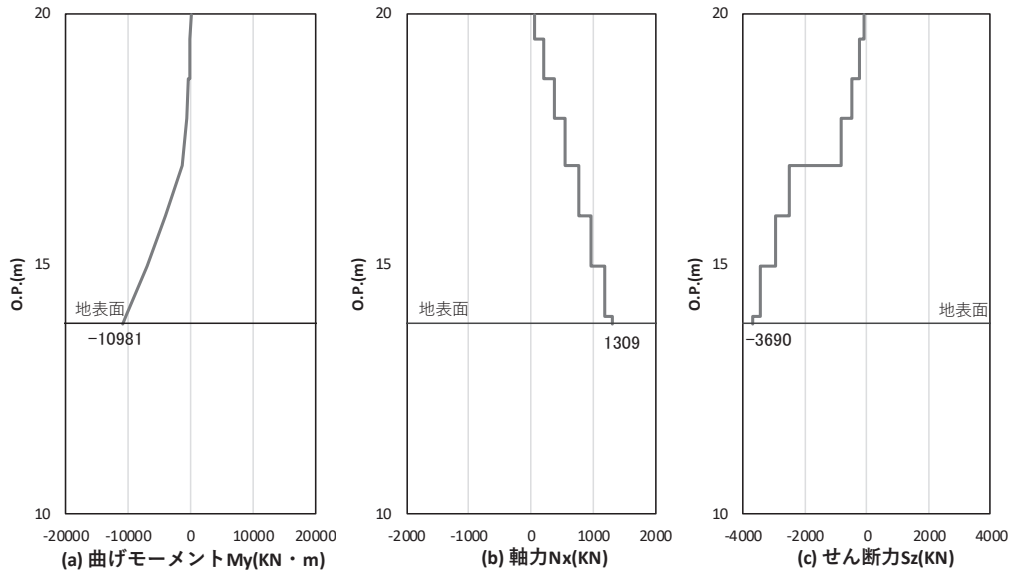


図 5-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- -) , t = 25.56s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

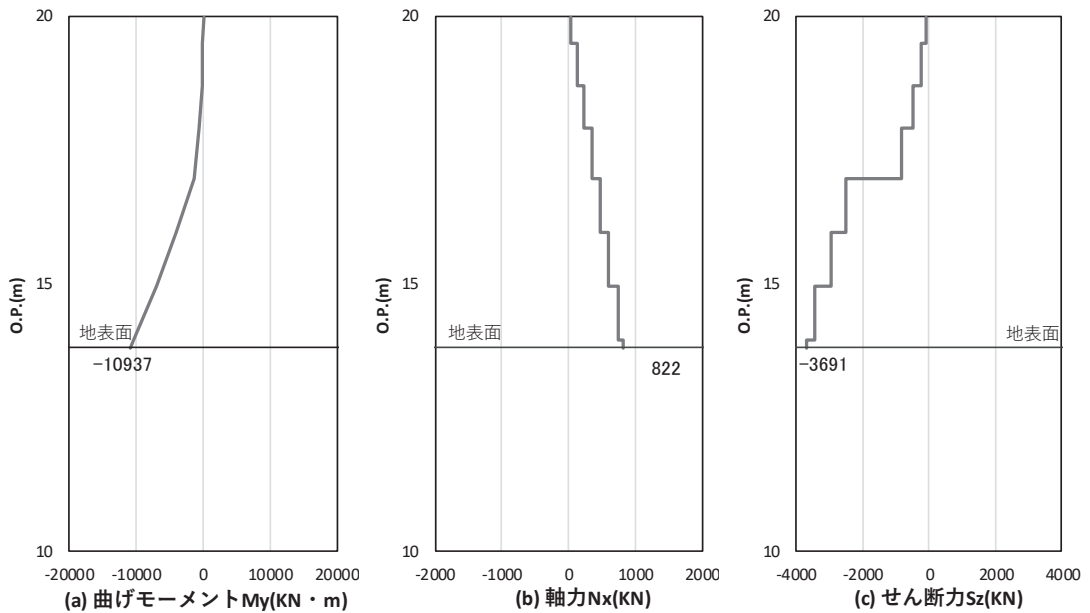


図 5-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- +) , t = 25.56s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

表 5-26 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	10931	1553	5.7	16.5	0.35
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	-10981	1590	13.2	16.5	0.80

注記 *：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。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 5-27 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38 @150 2 段	-10931	56	151	435	0.35
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	D41 @150	-10981	18	391	435	0.90

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 5-28 せん断破壊に対する最大照査値

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)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D22@150	3268	3432	8046	0.43
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	②	D25@150	3691	3876	6159	0.63

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

表 5-29 RC 支柱のねじり (軸方向鉄筋) に対する照査における最大照査値

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 ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b) /c)
				ねじり モーメン ト (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D38@150	2591	38	131	169	435	0.39
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	D41@150	815	29	374	403	435	0.93

表 5-30 RC 支柱のねじり（横方向鉄筋（水平））に対する照査における最大照査値

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 ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 (a+b) / c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D22@150	1446	107	27	134	294	0.46
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	D25@150	815	68	161	229	294	0.78

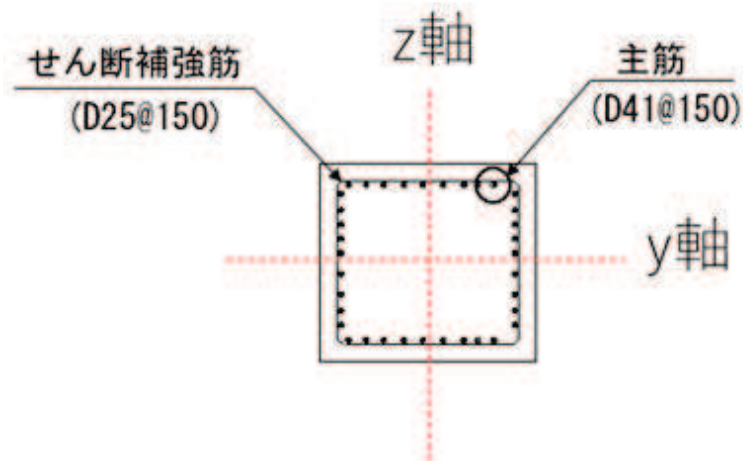


図 5-9 RC 支柱の配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

5.2.2 RC 支柱（接続部）

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 5-31～表 5-33 に示す。この結果から、RC 支柱（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 5-31 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)				
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	M _Y : 2572 M _Z : 2098		6.3	16.5	0.39
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	M _Y : 1616 M _Z : 926		4.5	16.5	0.28

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 5-32 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)				
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D25@150	M _Y : 2572 M _Z : 2098		215	294	0.74
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D22@150	M _Y : 1616 M _Z : 926		169	294	0.58

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 5-33 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)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D22@300	1071	1125	3845	0.30
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D22@300	1142	1200	3186	0.38

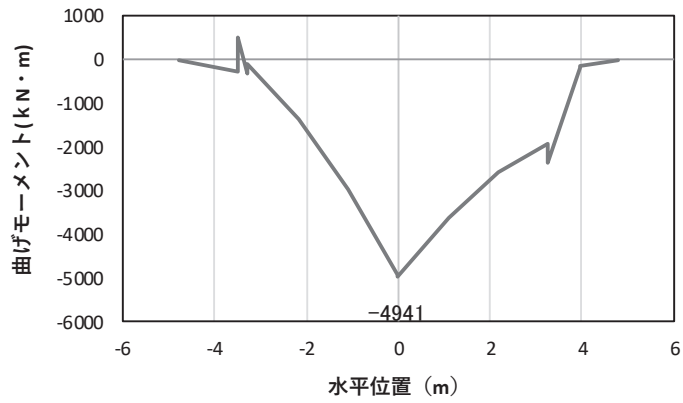
注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

5.3 フーチングの評価結果

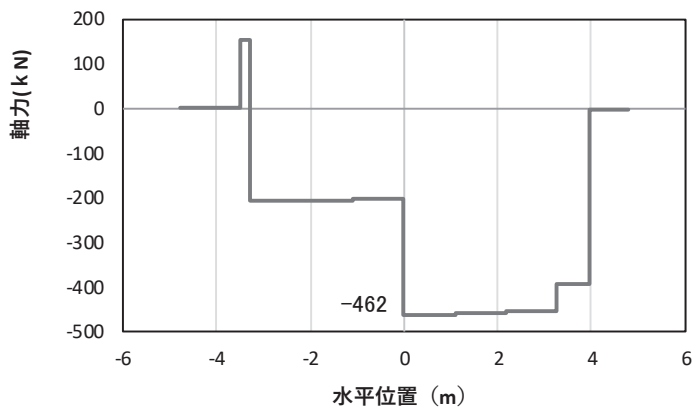
5.3.1 フーチング

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-10～図 5-11 に、照査結果を表 5-34～表 5-38 に示す。また、配筋図を図 5-12 に示す。

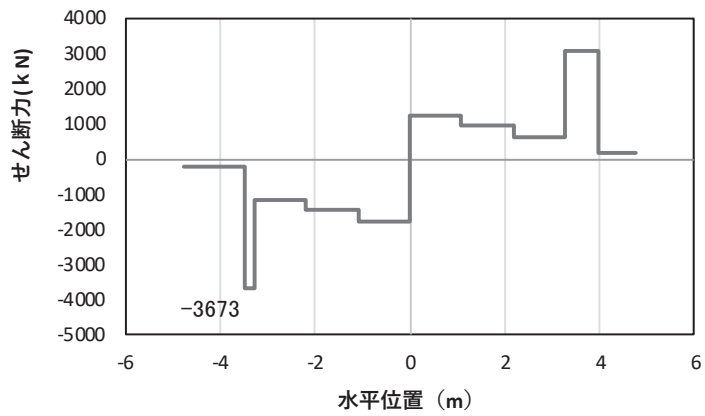
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



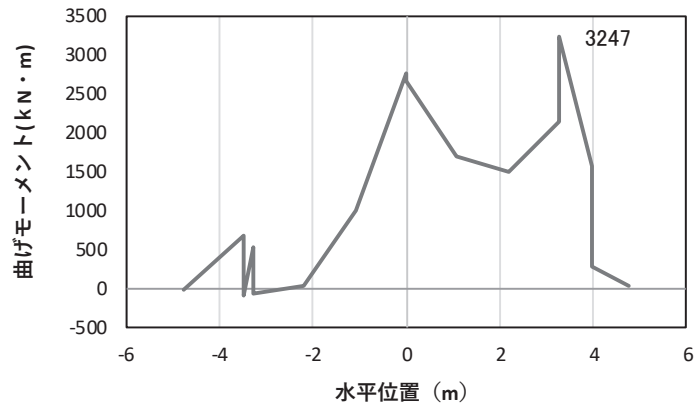
(b) 軸力 N_x (KN)



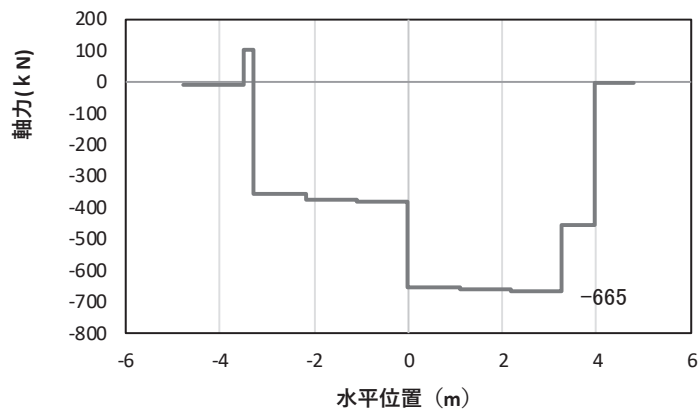
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

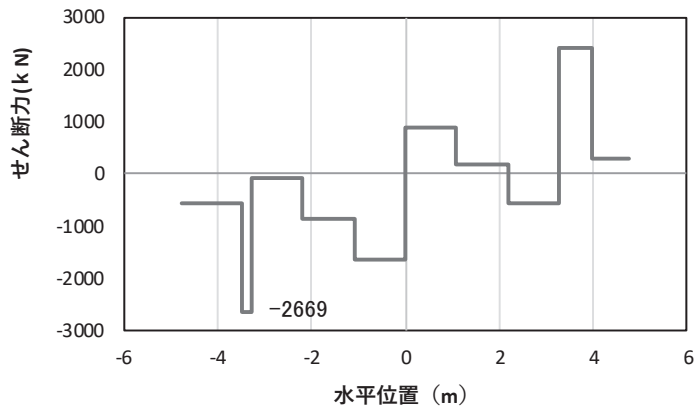
図 5-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (++) , $t = 26.91$ s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



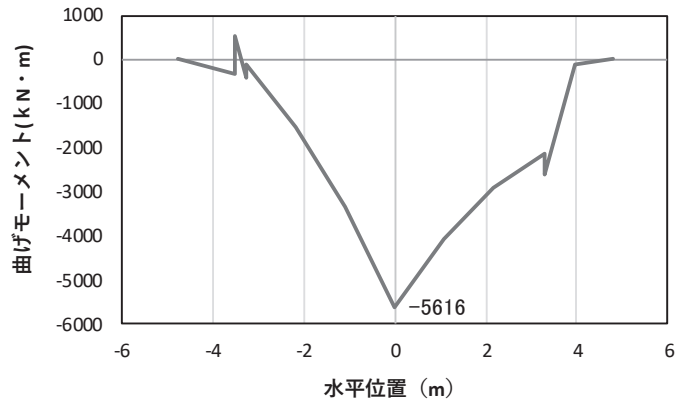
(b) 軸力 N_x (KN)



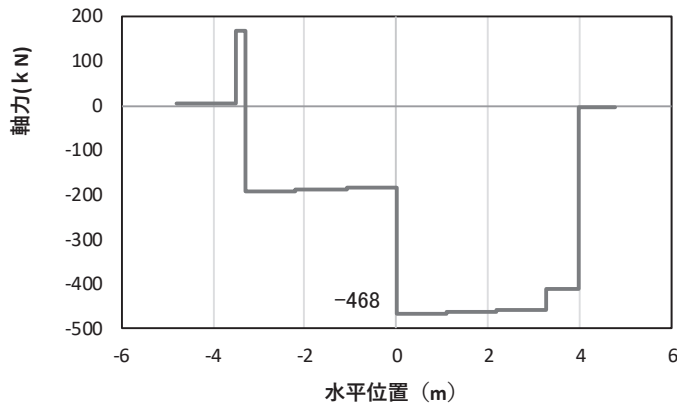
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

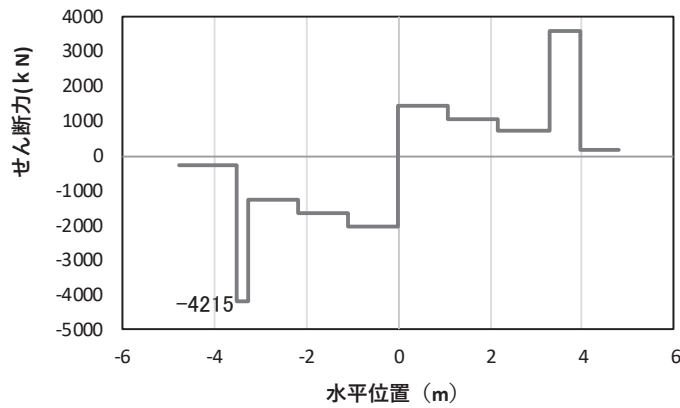
図 5-10(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (++) , t = 10.39s, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



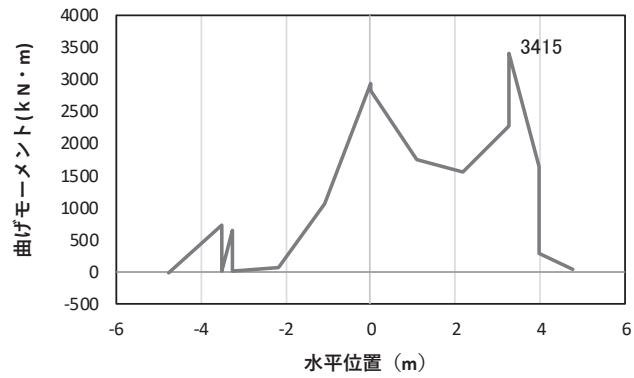
(b) 軸力 N_x (KN)



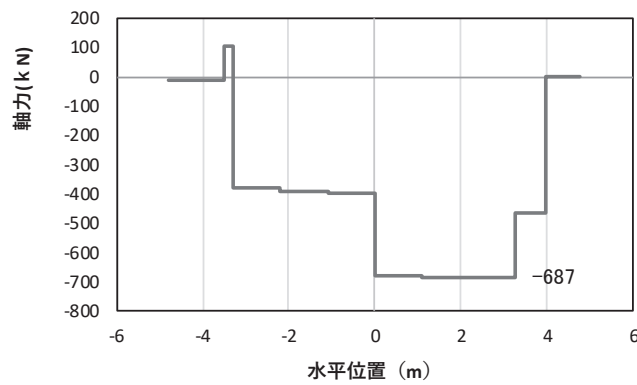
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

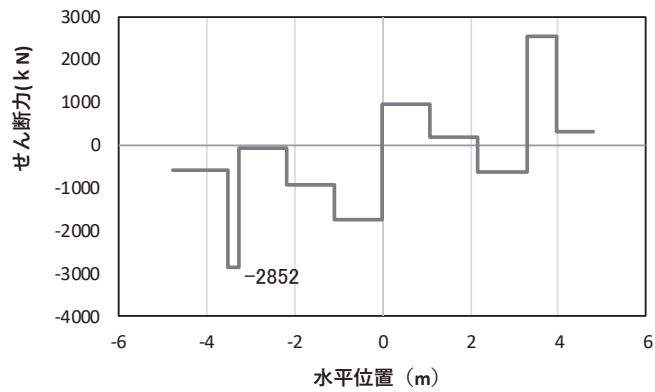
図 5-10(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (-+), $t = 26.87s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN・m)



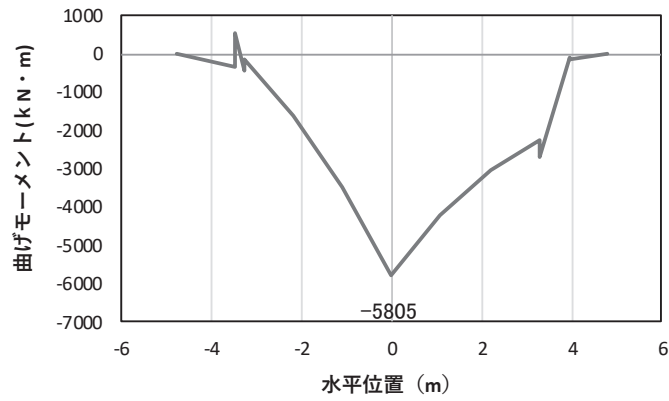
(b) 軸力 N_x (KN)



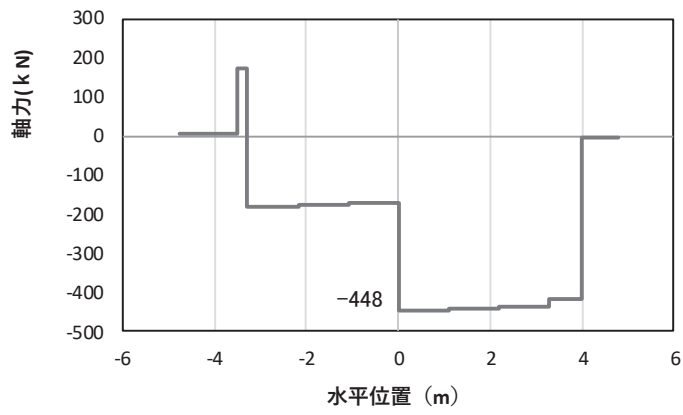
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0 フーチング中心位置を示す)

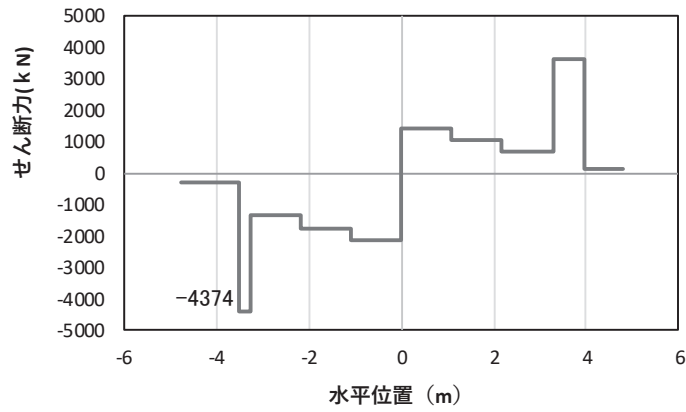
図 5-10(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (-+), $t = 10.42s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN・m)



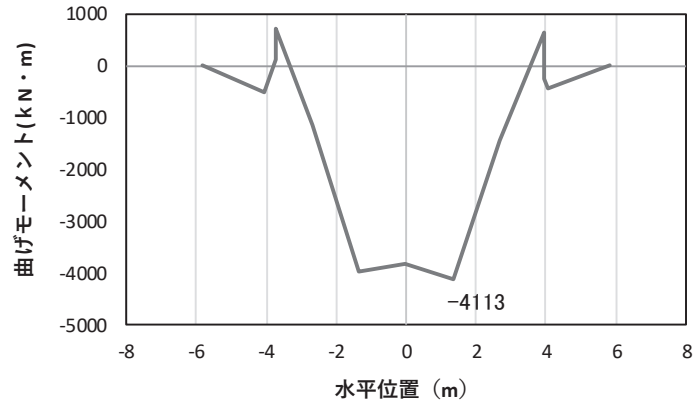
(b) 軸力 N_x (KN)



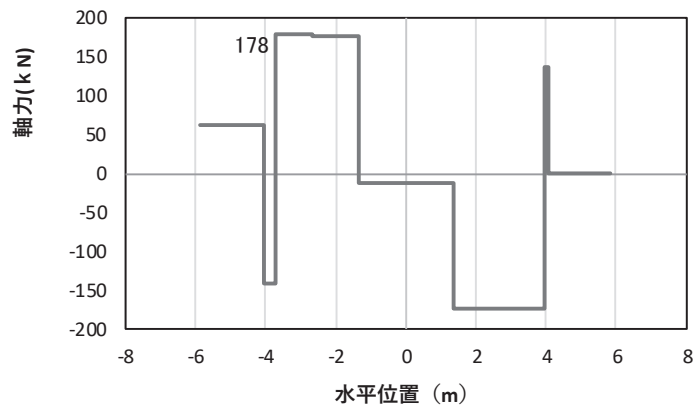
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

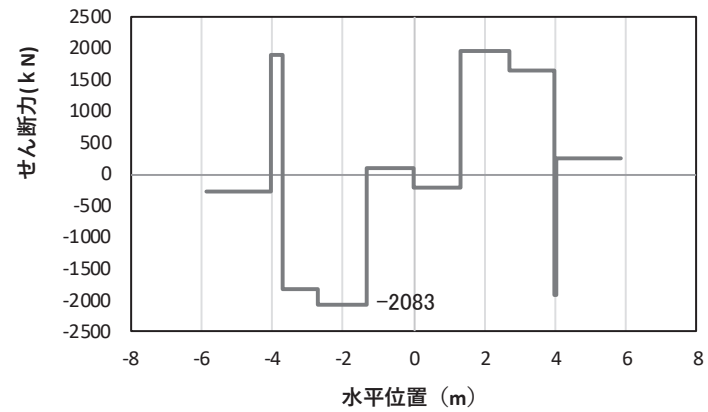
図 5-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (+), t = 26.88s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントMy(KN・m)



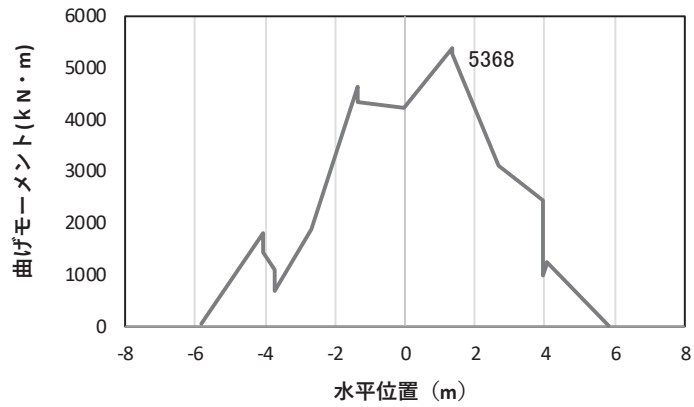
(b) 軸力Nx(KN)



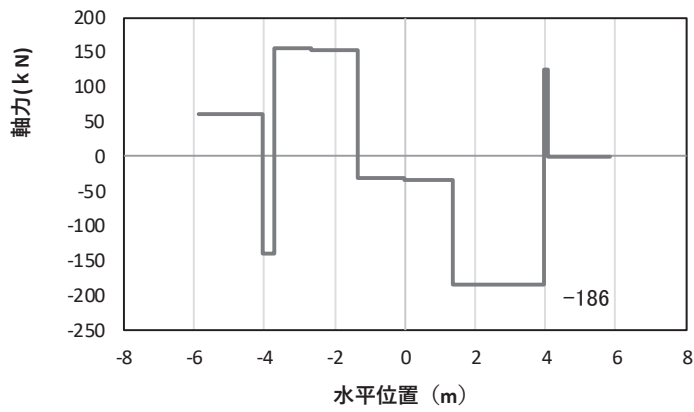
(c) せん断力Sz(KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

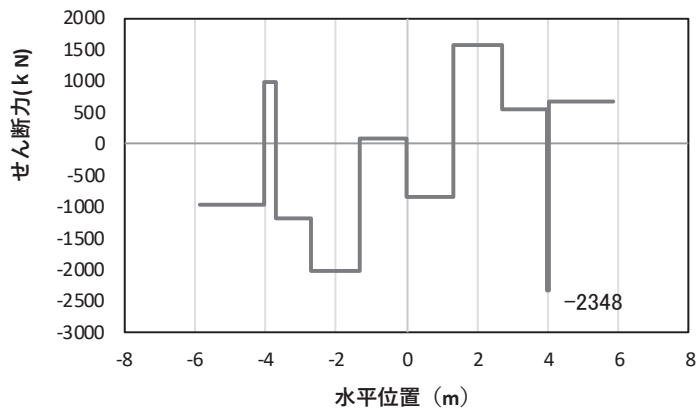
図 5-11(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d-D 2 (-+), t=25.58s, My 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



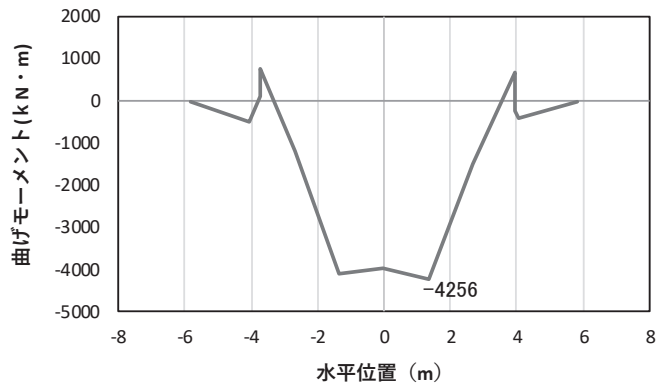
(b) 軸力 N_x (KN)



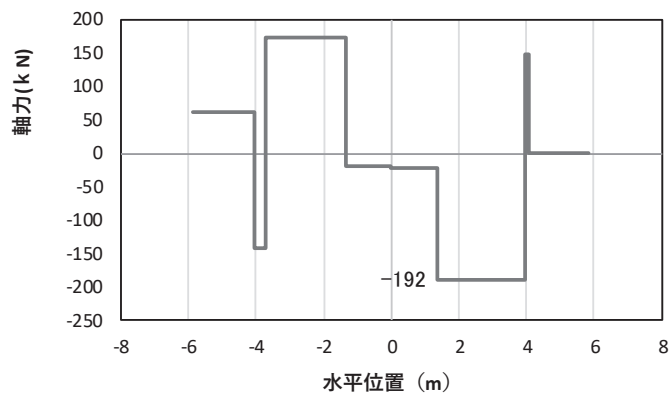
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

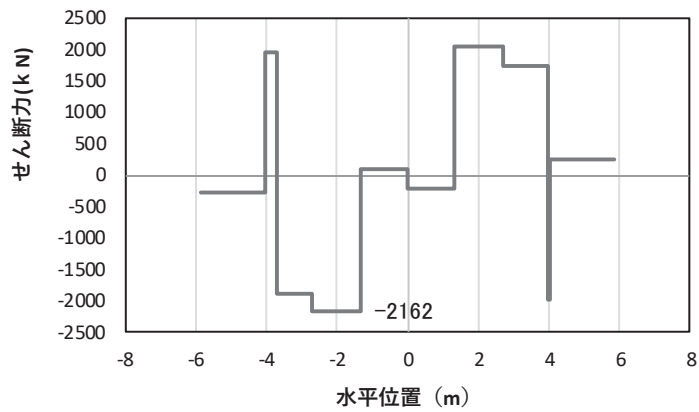
図 5-11(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d-D 2 (-+), $t = 23.56s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



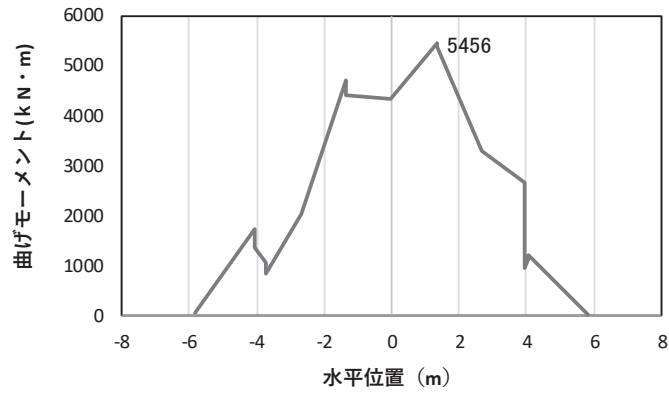
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

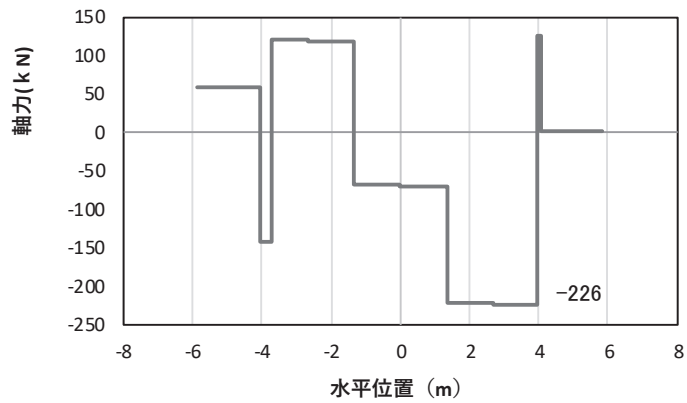
図 5-11(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(鋼製扉 3, S d - D 2 (—), $t = 25.57s$, M_y 最大)

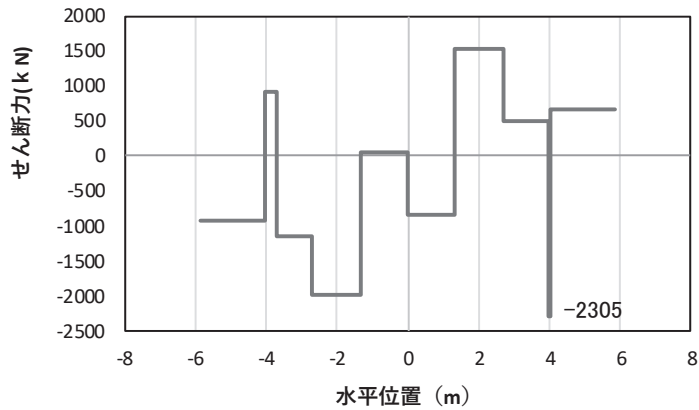
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントMz(KN・m)



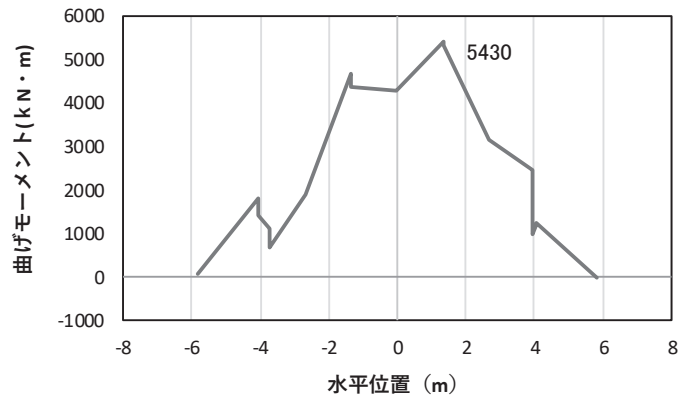
(b) 軸力Nx(KN)



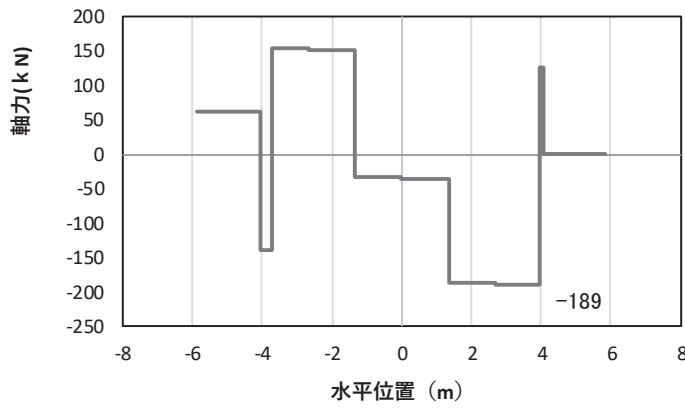
(c) せん断力Sy(KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

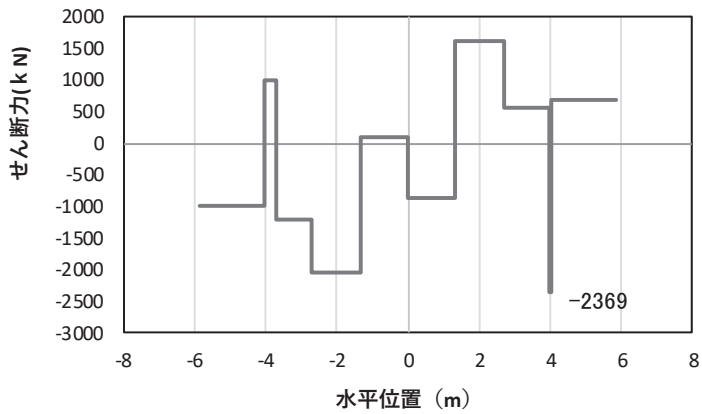
図 5-11(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d-D 2 (---), t=21.57s, Mz 最大)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(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 5-11(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
 (鋼製扉 3, 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

表 5-34 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	M _y : 4941 M _z : 3247	211	0.9	24.0	0.04
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	M _y : 4113 M _z : 5368	251	2.1	24.0	0.09

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 5-35 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	D38 @150	M _y : 5616 M _z : 3415	-687	38	294	0.13
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	D38 @300, 200	M _y : 4256 M _z : 5456	-238	84	294	0.29

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 5-36 せん断破壊に対する最大照査値

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)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D22@300	4374	4593	38529	0.12
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	②	D32@300	2369	2488	28486	0.09

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

表 5-37 フーチングのねじり（軸方向鉄筋）に対する照査における最大照査値

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 ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 N/mm ² (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b))/c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38@150	16700	69	36	105	294	0.36
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	D38@200 , 300	10104	97	84	181	294	0.62

表 5-38 フーチングのねじり（(横方向鉄筋（鉛直））に対する照査における最大照査値

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 ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 N/mm ² (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 (a+b) /c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38@300	16700	139	0	139	294	0.48
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	D32@300	10104	174	0	174	294	0.60

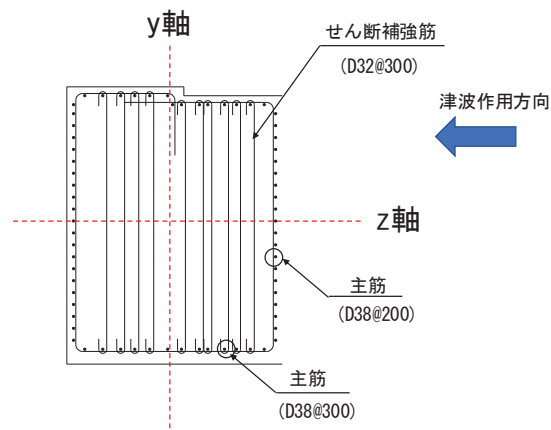


図 5-12 フーチング配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

5.3.2 フーチング（接続部）

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 5-39～表 5-41 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 5-39 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)				
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	M _Y : 16 M _Z : 159		0.5	16.5	0.04
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	M _Y : 103 M _Z : 186		0.6	16.5	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 5-40 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)				
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D25@150	M _Y : 16 M _Z : 159		18	294	0.06
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D25@150	M _Y : 103 M _Z : 186		23	294	0.08

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 5-41 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)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D22@300	299	314	2896	0.11
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D22@300	343	361	2970	0.13

注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

5.4 鋼管杭の評価結果

5.4.1 杭体

(1) 曲げ軸力

断面計算に用いた断面諸元を表 5-42 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 5-13～図 5-14 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-43 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 5-42 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼製扉 2	φ 1500	SM570 (t=25mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. -4. 9m	24	1. 111×10 ⁵	0. 403×10 ⁸
鋼製扉 3	φ 1800	SM570 (t=24mm)	(上杭) O. P. +9. 3m～ O. P. +1. 1m	23	1. 283×10 ⁵	0. 562×10 ⁸
		SM570 (t=29mm)	(中杭①) O. P. +1. 1m～ O. P. -0. 9m	28	1. 557×10 ⁵	0. 678×10 ⁸
		SM570 (t=34mm)	(中杭②) O. P. -0. 9m～ O. P. -6. 9m	33	1. 830×10 ⁵	0. 793×10 ⁸
		SM570 (t=29mm)	(下杭) O. P. -6. 9m～ O. P. -17. 370m	28	1. 557×10 ⁵	0. 678×10 ⁸

注記 * : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき腐食代 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。

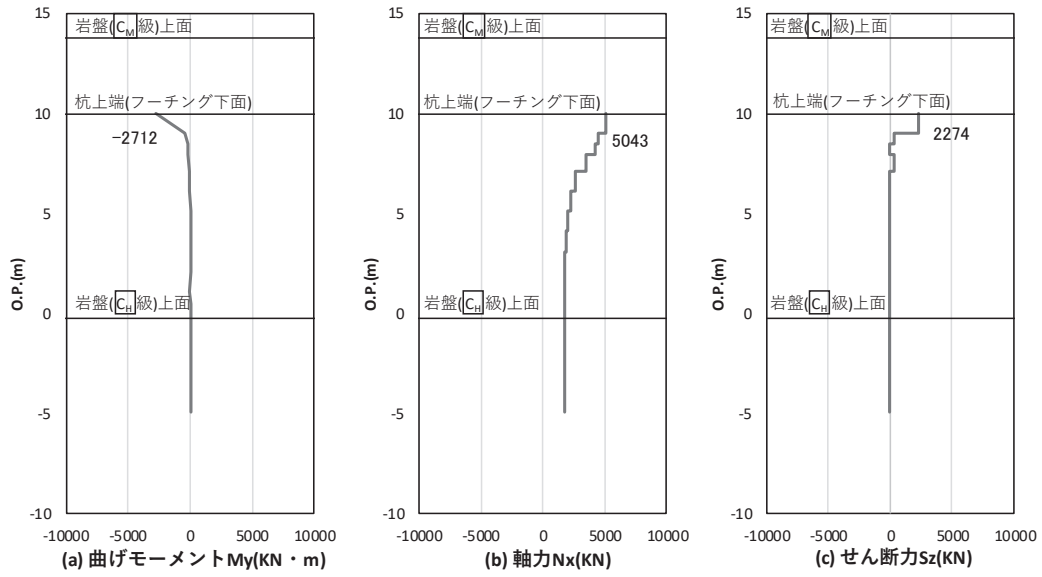


図 5-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 2, S d - D 2 (+ -) , t = 26. 79s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

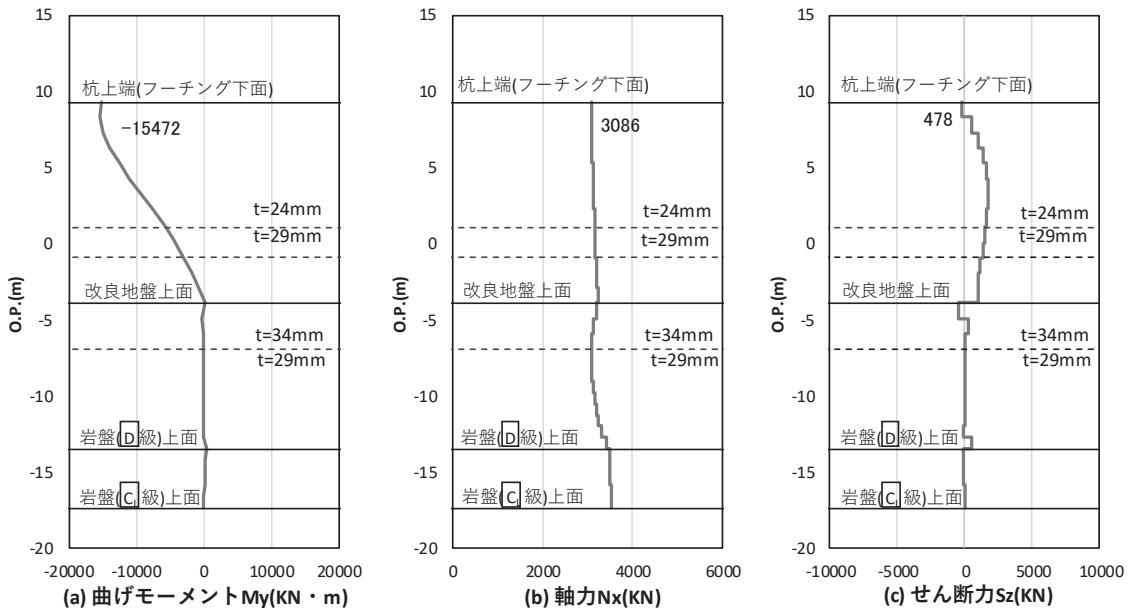


図 5-14 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 3, S d - D 2 (- -) , t = 25. 56s)

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

表 5-43 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

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)		
鋼製扉 2	S d-D 2 (+-)	③	2712	5043	16309	0.17
鋼製扉 3 (上杭)	S d-D 2 (--)	②	15472	3086	23936	0.65

(2) せん断

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 5-15～図 5-16 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-44 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。

鋼管杭に対してせん断強度による照査を行った結果、鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

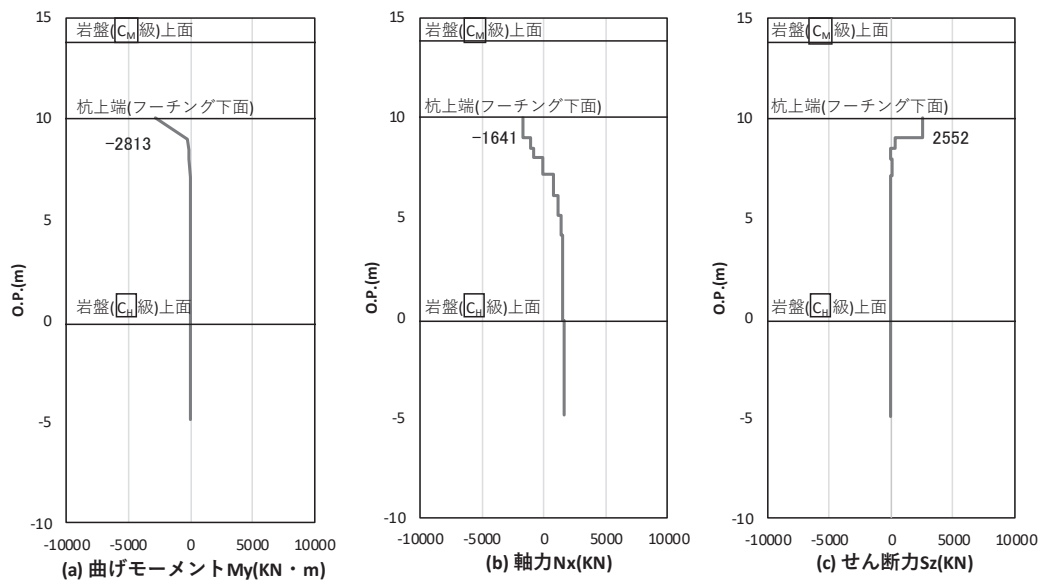


図 5-15 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 2, S d-D 2 (+-), $t=26.78s$)

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

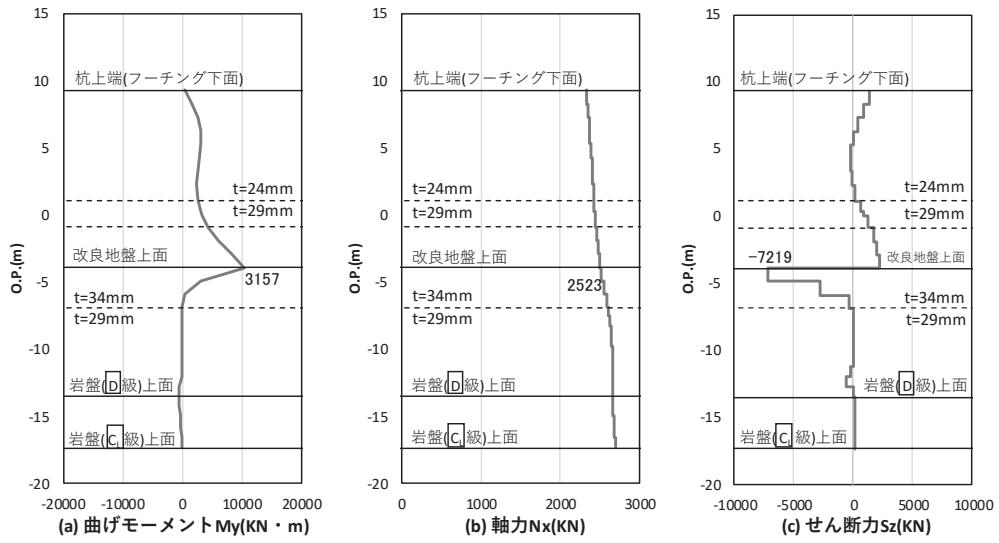


図 5-16 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (--), t = 25.18s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-44 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	②	2552	46	260	0.18
鋼製扉 3 (中杭②)	S d - D 2 (--)	②	7219	79	260	0.31

5.4.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 5-45 に、杭頭配筋概要図を図 5-17 に、照査値を表 5-46 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 5-45 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

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 ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

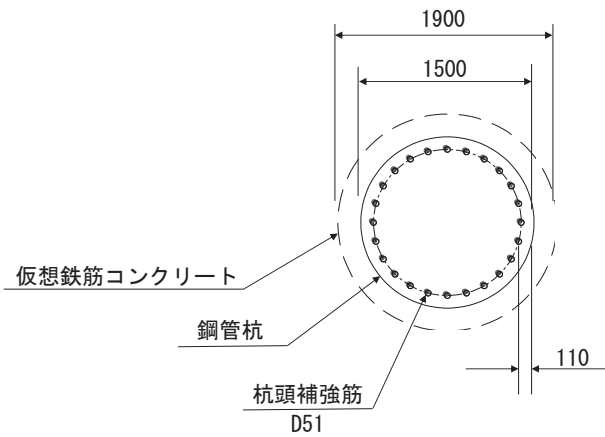


図 5-17(1) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

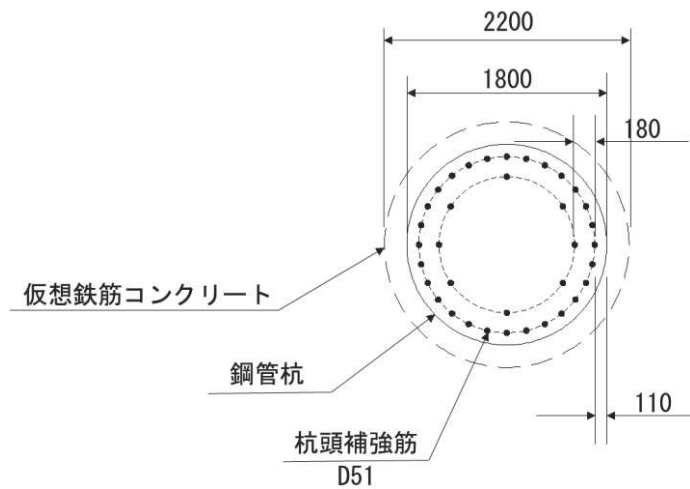


図 5-17(2) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

表 5-46 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

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)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	2845	11661	0.25
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	15564	19490	0.80

5.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-18～図 5-20 に、照査結果を表 5-47～表 5-48 に示す。

鋼製扉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。

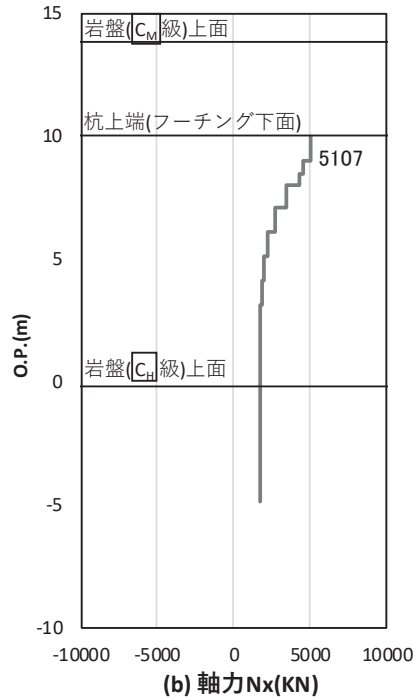


図 5-18 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 （鋼製扉 2，S d-D 2（+-），t = 26.88s）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

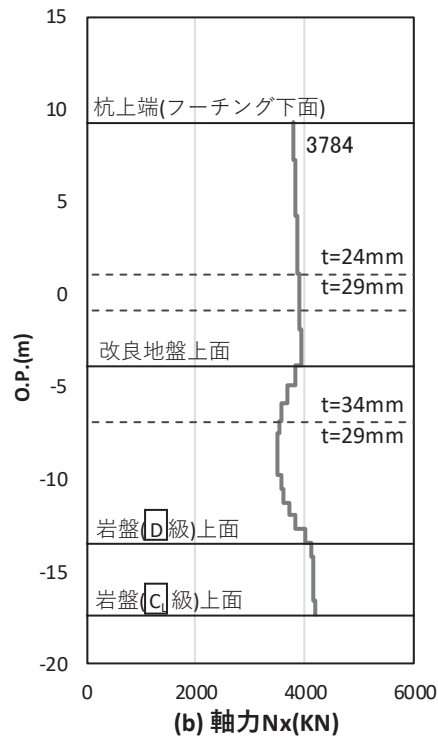


図 5-19 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 （鋼製扉 3，S d - D 2（++），t = 23.56s）
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-47 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 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	5107	2.9	13.7	0.22
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	②	3784	1.5	11.4	0.14

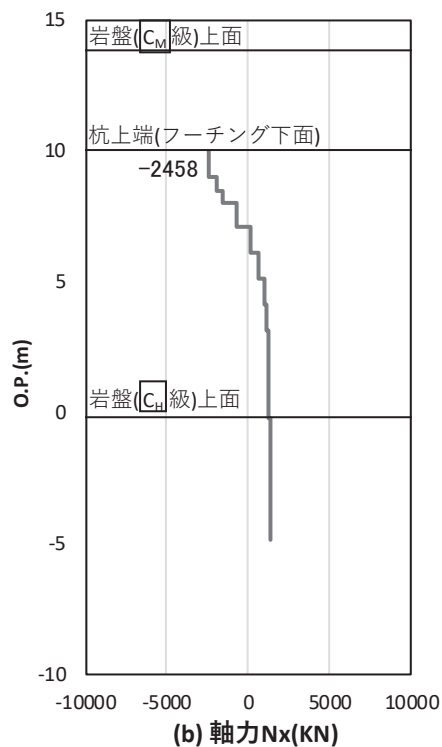


図 5-20 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き時）
 （鋼製扉 2， S d - D 2（+-）， t = 13.38s）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（-1σ）を考慮した解析ケース

表 5-48 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R _u (kN) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 R _d (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	-2458	7124	0.35
鋼製扉 3	-*	-*	-*	14609	-*

注記*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない

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

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	10
4. 構造強度評価	12
4.1 構造強度評価方法	12
4.2 荷重及び荷重の組合せ	12
4.3 許容限界	16
4.4 設計用地震力	19
4.5 解析モデル及び諸元	20
4.6 評価方法	27
4.7 評価条件	35
5. 評価結果	37

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、浸水防止設備のうち防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重並びに余震，風及び積雪を考慮した荷重に対して，十分な構造健全性を有していることを説明するものである。

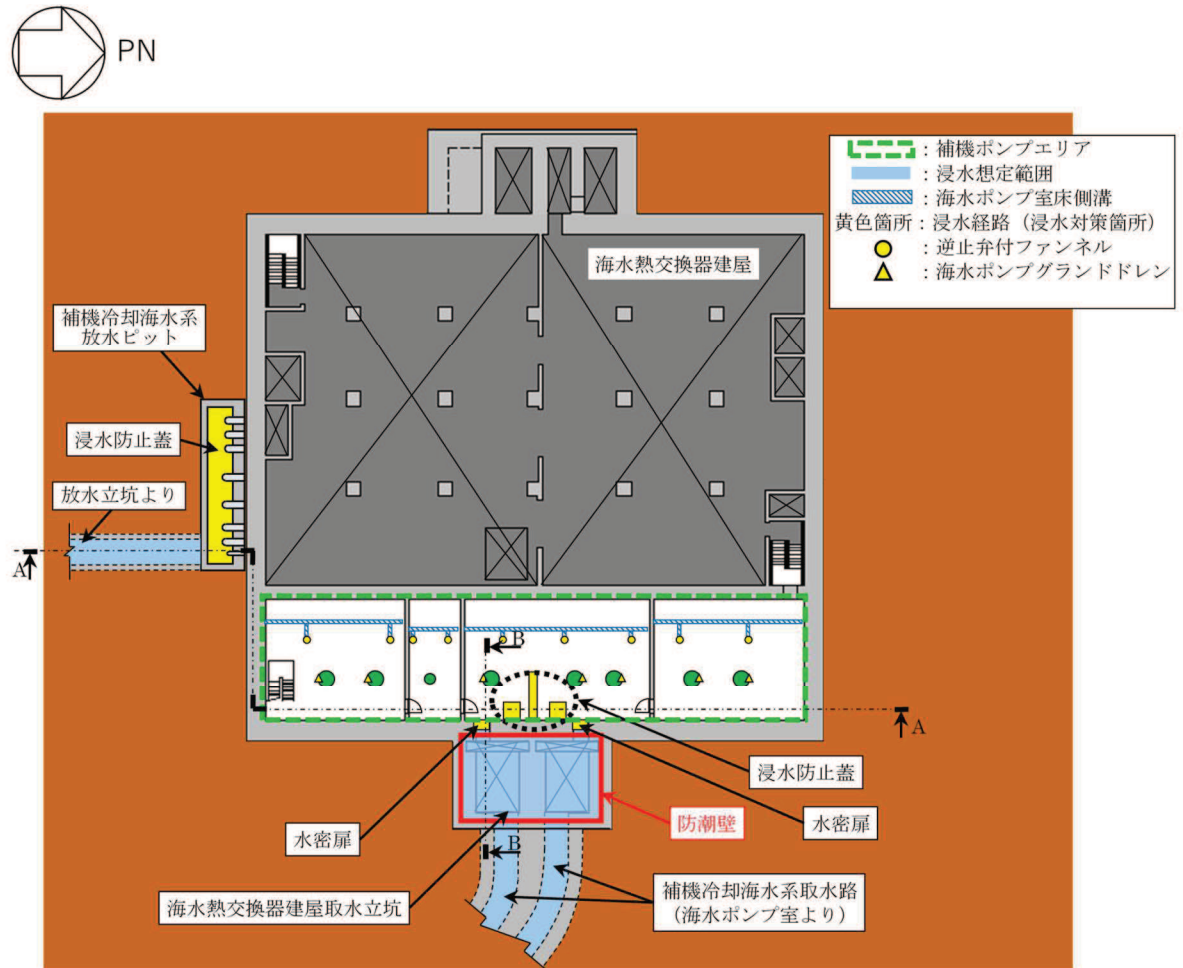
なお，防潮壁の強度評価においては，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 0.P.14.00m

図2-1 防潮壁の設置位置図(1/2)

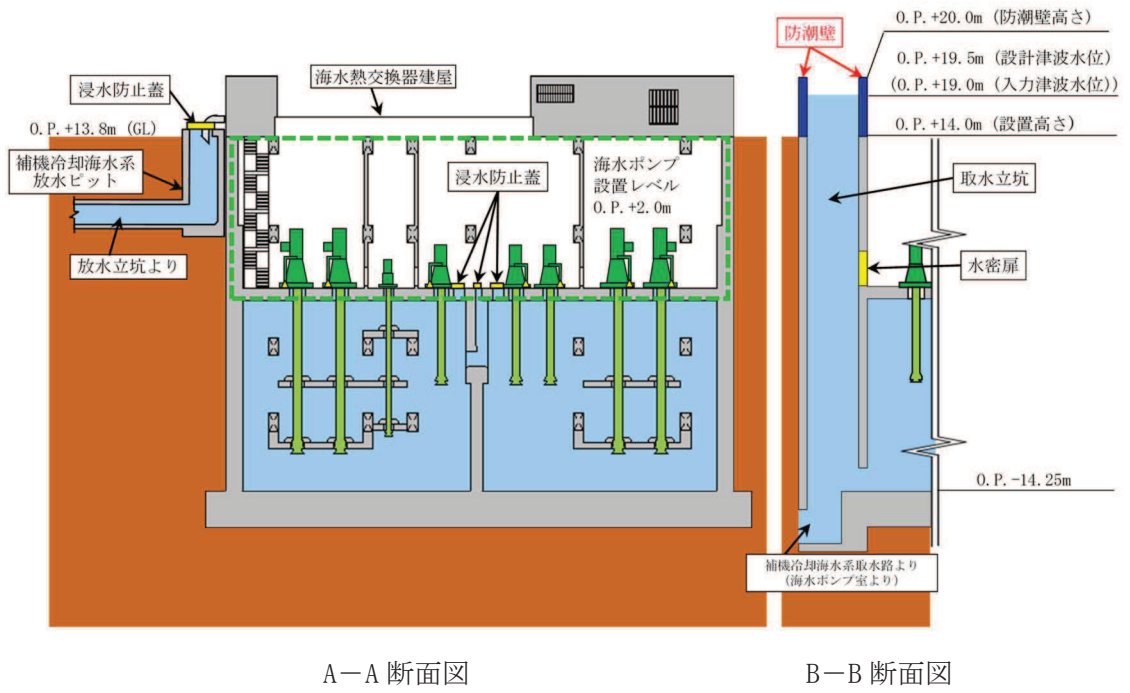


図 2-1 防潮壁の設置位置図 (2/2)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
O. P. 14.00	O. P. 19.50 (O. P. 19.00)	O. P. 20.00

2.3 評価方針

防潮壁の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

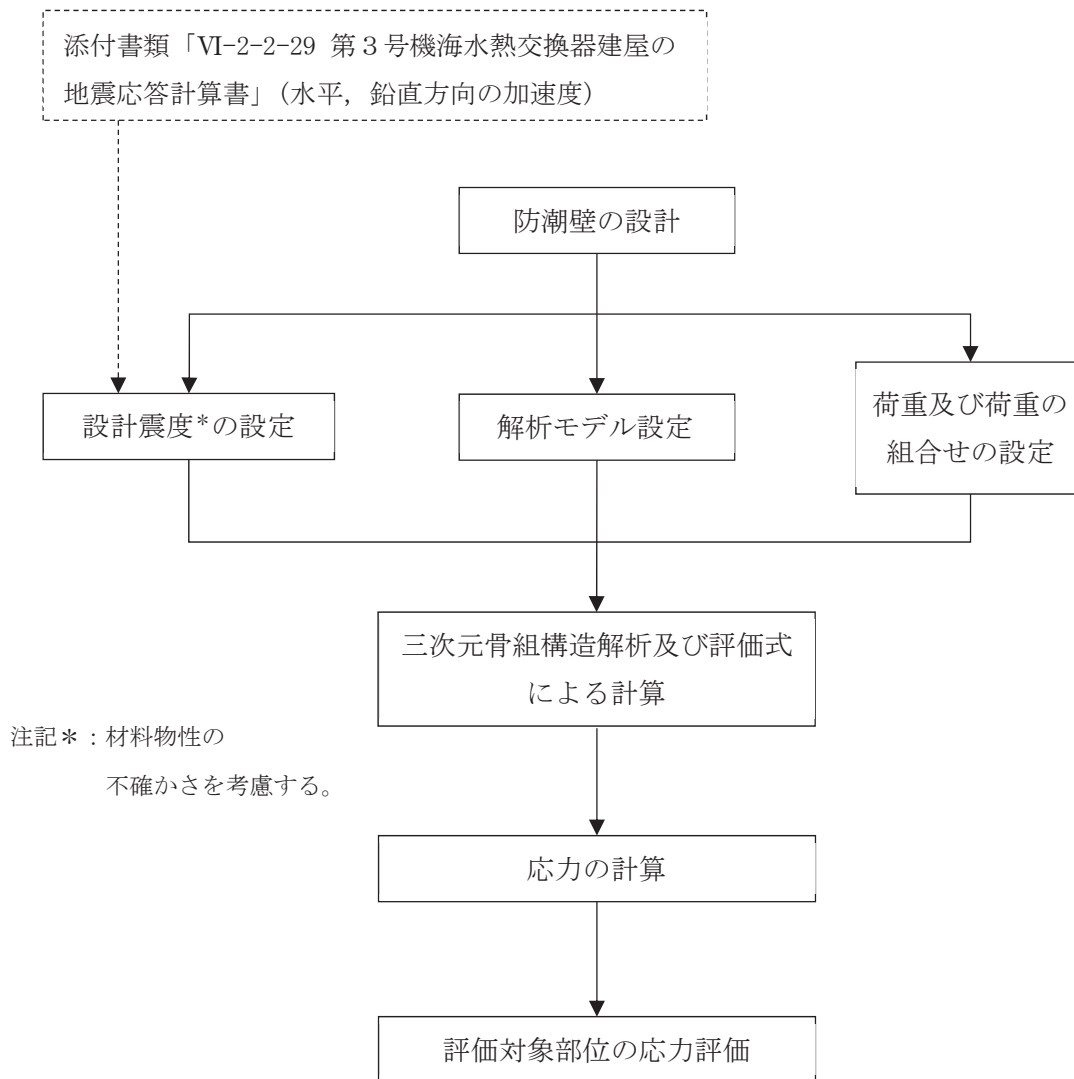


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- ・ 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧
- ・ 日本港湾協会 1989 年 港湾施設の技術上の基準・同解説

2.5 記号の説明

防潮壁の強度評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 強度評価に用いる記号 (1/3)

記号	単位	定義
$K S d$	kN	余震荷重
$K S d_{NS}$	kN	NS 方向の余震荷重
$K S d_{EW}$	kN	EW 方向の余震荷重
$K S d_H$	kN	水平方向の余震荷重
$K S d_V$	kN	鉛直方向の余震荷重
$S d_{NS}$	kN	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の NS 方向の地震荷重
$S d_{EW}$	kN	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の EW 方向の地震荷重
$S d_H$	kN	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の水平方向の地震荷重
$S d_V$	kN	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の鉛直方向の地震荷重
G	kN	固定荷重
$P h$	kN	津波荷重
P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧
P_{dwh}	kN/m ²	水平方向の津波による動水圧
P_{dvw}	kN/m ²	鉛直方向の津波による動水圧
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さあたりに作用する水平荷重
a	m ²	水圧の受圧面積
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
A_{sy}	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
A_{sz}	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	ヤング係数
ν	—	ポアソン比
K_{NS}	—	NS 方向の設計震度
K_{EW}	—	EW 方向の設計震度
K_H	—	水平方向の設計震度
K_V	—	鉛直方向の設計震度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_s	N/mm ²	許容せん断応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度

表 2-3 強度評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
ρ	t/m ³	海水の密度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
h	m	評価高さ
c	—	補正係数
B	m	鋼製遮水壁（鋼板）の振動方向の長さ
H	m	取水立坑天端からの防潮壁の高さ
M	N・mm	曲げモーメント
Q	N	せん断力
T	N	引張応力
I _y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I _z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z	mm ³	断面係数
Z _y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z _z	mm ³	z 軸まわりの断面係数
σ_t	N/mm ²	引張応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
σ_{bX}	N/mm ²	X 軸まわりの曲げ応力度
σ_{bY}	N/mm ²	Y 軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm ²	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm ²	引張側曲げ応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
f_{bX}	N/mm ²	X 軸まわりの許容曲げ応力度
f_{bY}	N/mm ²	Y 軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T _d	kN	アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力
T _a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q _a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
P _B	kN/m ²	鋼製遮水壁（鋼板）に均等に加わる水圧

表 2-3 強度評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
A_B	mm^2	鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の支配面積
L_B	mm	溶接線検討長さ
d_B	mm	溶接部のど厚
τ_B	N/mm^2	鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度
τ_{B1}	N/mm^2	鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度（水圧）
τ_{B2}	N/mm^2	鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度（地震による水平応力度）
P_{C1}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重
P_{C2}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重
ρ_C	N/mm	鋼製間柱の単位長さ重量
L_C	mm	鋼製間柱の支点間長さ

3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、津波荷重が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、防潮壁の評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼板）溶接部、鋼製間柱、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

なお、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトについては、水平2方向及び鉛直方向地震力を組合せ係数法により組合せて評価を実施する。

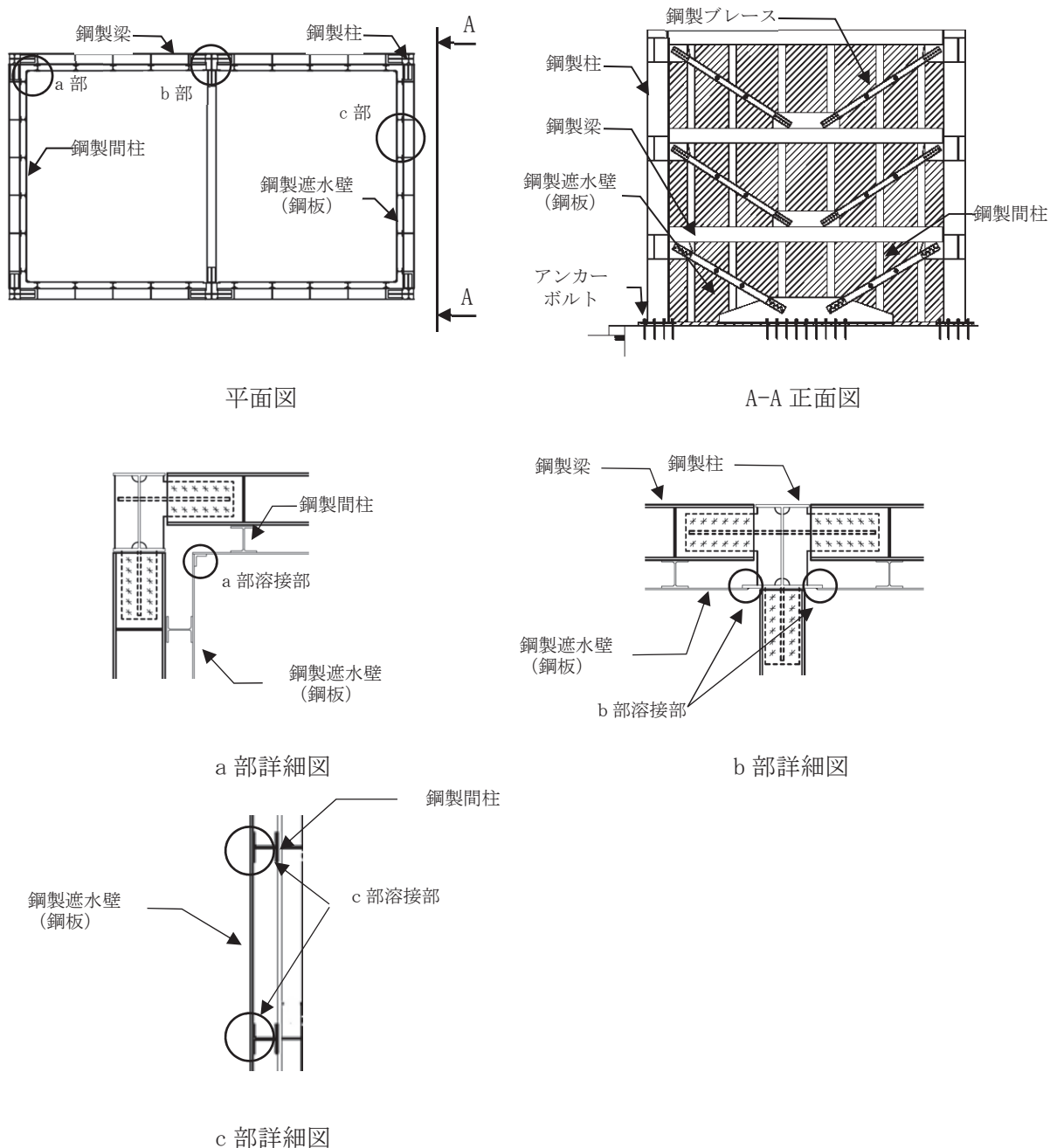


図3-1 評価対象部位 (1/2)

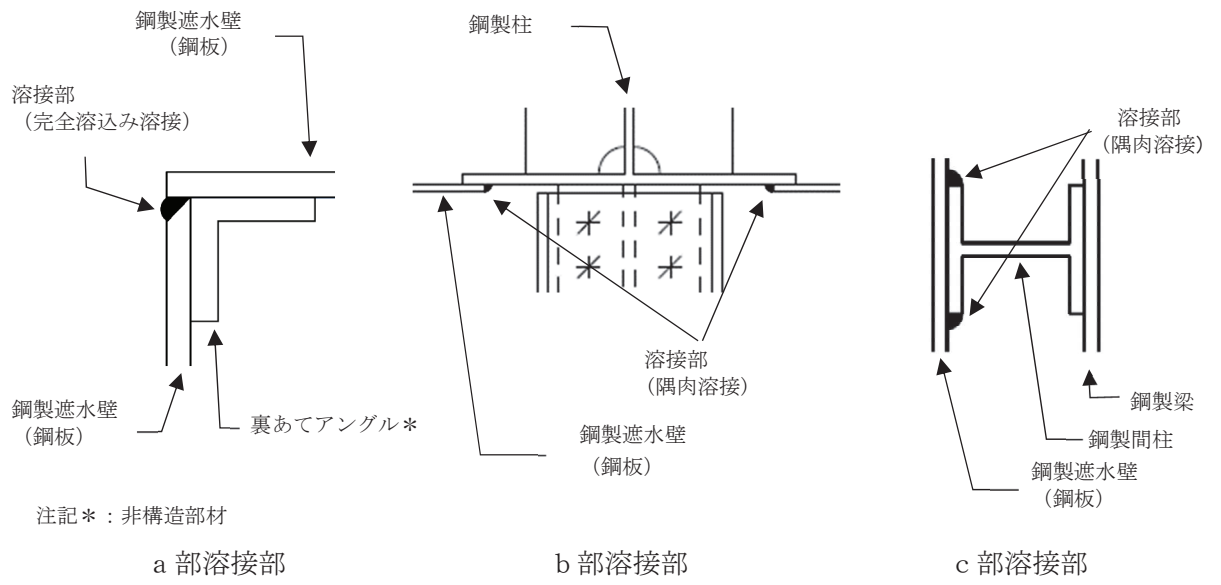


図3-1 評価対象部位 (2/2)

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

強度評価は、「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.2.1 荷重

防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 余震荷重(K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力及び津波による動水圧 (P d w h , P d w v) を考慮する。

地震力は固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた以下の式により算出する。設計震度は「4.4 設計用地震力」に示す。

$$K S d_H = S d_H + P d w h$$

$$K S d_V = S d_V + P d w v$$

$$S d_H = (G + P_s) \cdot K_H$$

$$S d_V = (G + P_s) \cdot K_V$$

ここで、

S d_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の地震荷重 (S d_N S または S d_E W)

S d_V : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の鉛直方向の地震荷重

G : 固定荷重(kN)

P_s : 積雪荷重(kN)

K_H : 水平方向の設計震度 (K_N S または K_E W)

K_V : 鉛直方向の設計震度

K S d_H : 水平方向の余震荷重 (K S d_N S または K S d_E W)

K S d_V : 鉛直方向の余震荷重

P d w h : 水平方向の津波による動水圧(kN/m²)

P d w v : 鉛直方向の津波による動水圧(kN/m²)

動水圧は以下の式により算出する。取水立坑下端に段差が生じているが、水平方向の津波による動水圧の算出に用いる取水立坑下端のレベルについては、浅い方が補正係数 c が大きくなり安全側の評価となることから、O.P. -14.25mを使用する。設計津波水位から取水立坑下端までの高さ H 及び評価高さ h の考え方について図 4-1 及び図 4-2 に示す。

水平方向

$$P_{dwh} = \pm c \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot K_H \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

鉛直方向

$$P_{dvw} = \rho \cdot g \cdot K_V \cdot h$$

ここで、

P_{dwh} : 水平方向の津波による動水圧 (kN/m²)

P_{dvw} : 鉛直方向の津波による動水圧 (kN/m²)

c : 補正係数

$B/H < 1.5$ のとき $c = B / (1.5 \cdot H)$

$B/H \geq 1.5$ のとき $c = 1.0$

B : 鋼製遮水壁 (鋼板) の振動方向の長さ (m)

H : 設計津波水位から取水立坑下端までの高さ (m)

(O.P. 19.50m - O.P. -14.25m = 33.75m)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

K_V : 鉛直方向の設計震度

h : 評価高さ (m) (設計津波水位から評価位置までの浸水深さ)

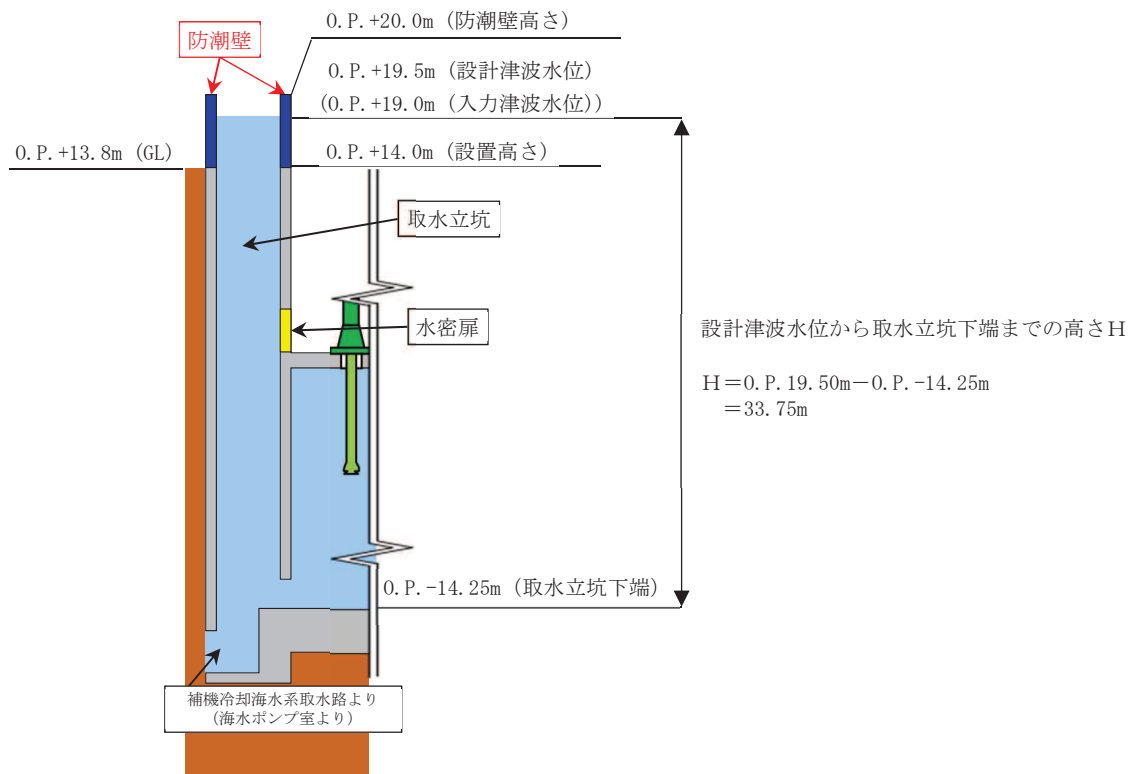


図 4-1 設計津波水位から取水立坑下端までの高さHの考え方

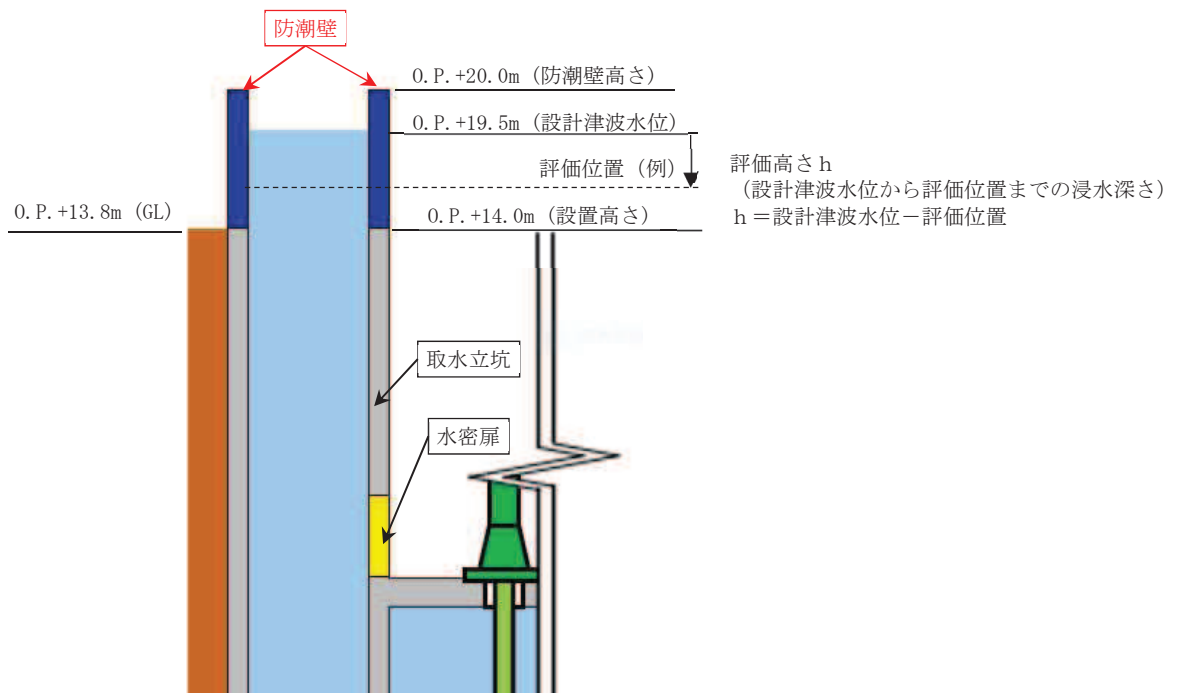


図 4-2 評価高さhの考え方

(3) 津波荷重 (P_h)

津波による荷重を考慮する。

津波荷重は以下の式により算出する。

$$P_h = P_{sw} \cdot a$$

$$P_{sw} = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

P_{sw} : 津波による静水圧 (kN/m²)

a : 水圧の受圧面積 (m²)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

h : 評価高さ (m) (設計津波水位から評価位置までの浸水深さ)

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し、0.301kN/m² を考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

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

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	G + P _h + P _s + P _k + K S d

G : 固定荷重

P_h : 津波荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

K S d : 余震荷重

4.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

4.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 4-2 に示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度 (1/5)

(a) 鋼製柱

材料	部材	短期許容応力度		
		曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SM400A	鋼製柱	235	135	235

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度 (2/5)

(b) 鋼製梁

材料	部材	短期許容応力度		
		曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SM490A	鋼製梁①	325	187	325
SM490A	鋼製梁②	325	187	325
SM490A	鋼製梁③	325	187	325
SM490A	鋼製梁④	301, 325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度 (3/5)

(c) 鋼製ブレース

材料	部材	短期許容応力度	
		圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SS400	鋼製ブレース①	103, 122	235
SS400	鋼製ブレース②	132, 149	235
SS400	鋼製ブレース③	132	235

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度 (4/5)

(d) 鋼製遮水壁 (鋼板)

材料	部材	短期許容応力度		
		曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SM490A	鋼製遮水壁 (鋼板)	325	187	325

注記* : 短期許容引張応力度の値を示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度 (5/5)

(e) 鋼製間柱

材料	部材	短期許容応力度		
		曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SM490A	鋼製間柱	325	187	325

注記* : 短期許容引張応力度の値を示す。

4.3.2 アンカーボルト

アンカーボルトは接着系アンカーボルトを使用する。

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 4-3 に示す。

なお，引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，せん断力を受ける場合においては，アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重，定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 4-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (kN/本)	
	引張	せん断
SS400	57.8	44.8

4.4 設計用地震力

強度評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。評価で用いる設計震度を表4-4に示す。

また、直交する部材が柱で接合されており、水平2方向の影響を受けやすいことから、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により水平2方向の影響を考慮した評価を行う。水平2方向及び鉛直方向の荷重の組合せを表4-5に示す。

表4-4 設計震度

設置場所 (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2		
	NS 方向 設計震度	EW 方向 設計震度	UD 方向 設計震度
0. P. 14. 00	$K_{NS}=1.58$	$K_{EW}=1.39$	$K_V=0.74$

表4-5 水平2方向及び鉛直方向の荷重の組合せ

ケース	荷重の組合せ
1	$G + P_h + P_s + P_k + 1.0K S d_{NS} + 0.4K S d_{EW} + 0.4K S d_V$
2	$G + P_h + P_s + P_k + 1.0K S d_{NS} + 0.4K S d_{EW} - 0.4K S d_V$
3	$G + P_h + P_s + P_k + 0.4K S d_{NS} + 1.0K S d_{EW} + 0.4K S d_V$
4	$G + P_h + P_s + P_k + 0.4K S d_{NS} + 1.0K S d_{EW} - 0.4K S d_V$
5	$G + P_h + P_s + P_k + 0.4K S d_{NS} + 0.4K S d_{EW} + 1.0K S d_V$
6	$G + P_h + P_s + P_k + 0.4K S d_{NS} + 0.4K S d_{EW} - 1.0K S d_V$

G : 固定荷重

P_h : 津波荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

K S d_{NS} : NS 方向の余震荷重 ((G + P_s) · K_{NS}, 動水圧)

K S d_{EW} : EW 方向の余震荷重 ((G + P_s) · K_{EW}, 動水圧)

K S d_V : 鉛直方向の余震荷重 ((G + P_s) · K_V, 動水圧)

4.5 解析モデル及び諸元

4.5.1 鋼製柱，鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱，鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図 4-3 に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表 4-6 及び表 4-7 に示す。
- (2) モデル化する部材は，主要な構造部材として力を負担する鋼製柱，鋼製梁及び鋼製ブレースとする。その他の鋼製遮水壁（鋼板）及び鋼製間柱等の主要構造体に力を流す部材は相互に影響を与えないため，別途，部分モデルにより評価する。
- (3) 解析モデルは，各部材を表 4-8 に示す使用要素を用いてモデル化する。なお，アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし，モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5-64 計算機プログラム（解析コード）の概要・KANSAS2」に示す。

凡例

- | | |
|--|--|
| ■ : 鋼製梁① | ■ : 鋼製柱 |
| ■ : 鋼製梁② | — : 鋼製ブレース① |
| ■ : 鋼製梁③ | — : 鋼製ブレース② |
| ■ : 鋼製梁④ | — : 鋼製ブレース③ |

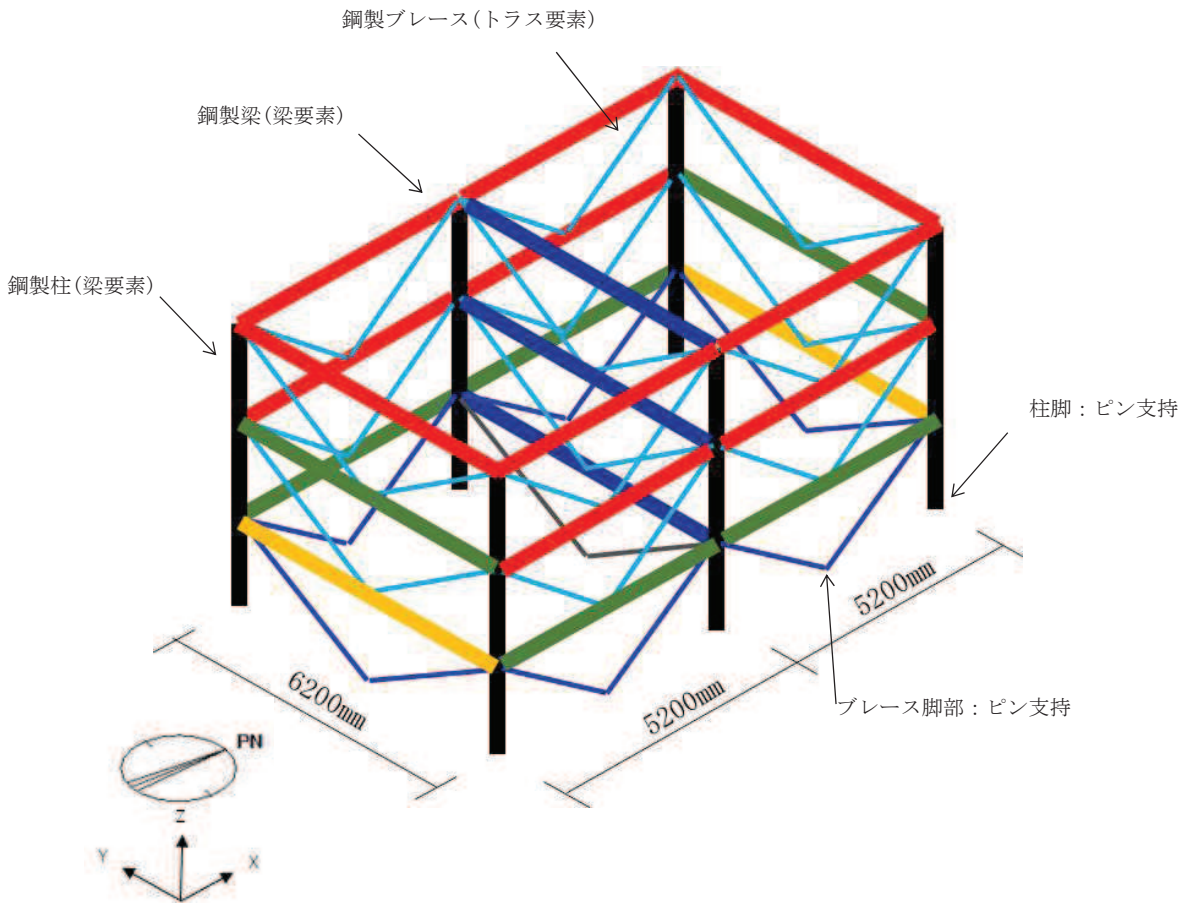


図 4-3 鋼製柱，鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 4-6 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
ヤング係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-7 断面性能

部材	断面積 A[mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 4-8 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	梁要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	梁要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

4.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル及び諸元

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図4-4に、諸元を表4-9に示す。

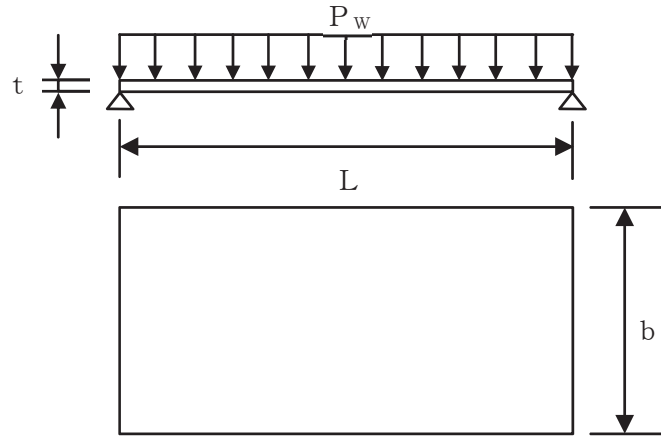


図4-4 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

表4-9 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 (鋼板)	SM490A	PL-16 PL-12 PL-9

(2) 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部

鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の評価モデルを図 4-5 に示す。溶接部は a 部～c 部の 3 箇所あり、b 部及び c 部は水圧により鋼製遮水壁の内側から力が加わった場合に溶接部は力を負担しないため、a 部を評価部位とする。評価位置は水圧の大きい最下端とする。

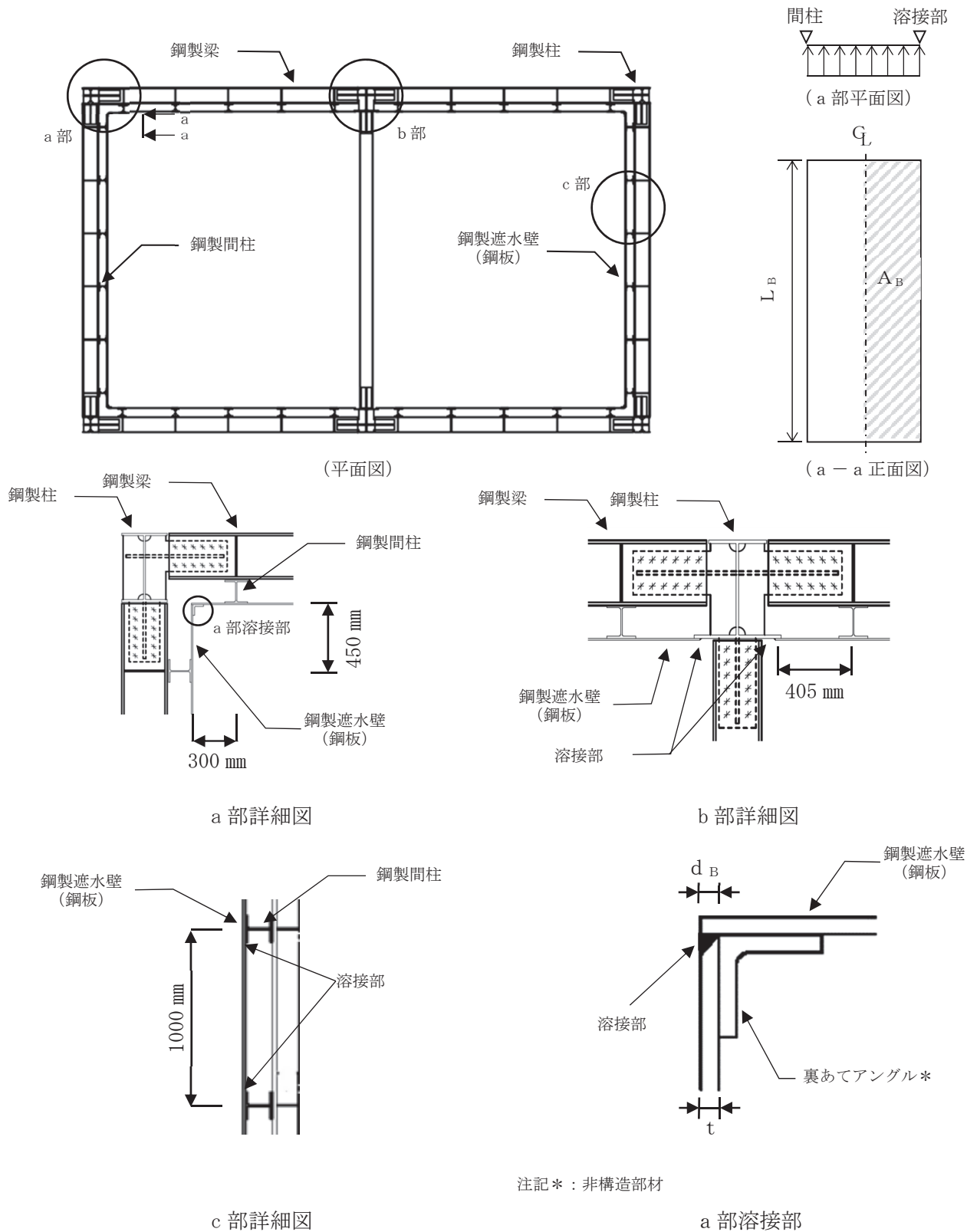


図 4-5 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の評価モデル図

4.5.3 鋼製間柱の解析モデル及び諸元

鋼製間柱の評価モデルを図 4-6 に、諸元を表 4-10 に示す。

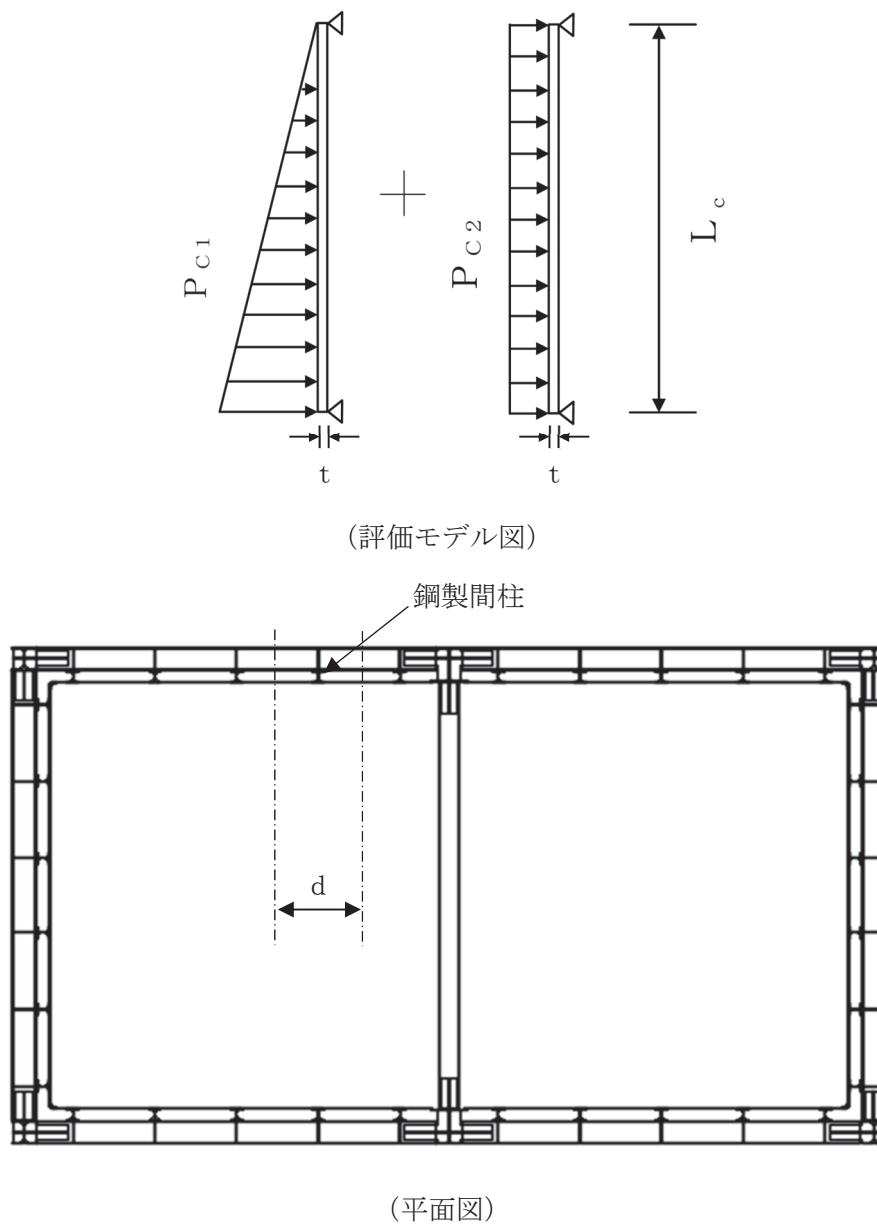


図 4-6 鋼製間柱の評価モデル図

表 4-10 鋼製間柱の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製間柱	SM490A	H-150×150×7×10

4.5.4 アンカーボルトの諸元

アンカーボルトの諸元を表 4-11 に示す。

表 4-11 アンカーボルトの諸元

部材	使用材料	径	種類
アンカーボルト	SS400	M24	接着系

4.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

なお、鋼製柱、鋼製梁、鋼製ブレース及びアンカーボルトについては、水平 2 方向及び鉛直方向地震力を組合せ係数法により組合せて評価を実施する。

4.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

「4.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元」で示した解析モデルを使用して評価する。モデルに入力する荷重は「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に基づいて荷重ごと、方向ごとに設定し、「4.4 設計用地震力」に基づいて組合せる。

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) せん断応力に対する断面の評価方法

せん断応力が生じる部材は、部材に生じるせん断応力度が許容せん断応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1$$

ここで、

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

f_s : 許容せん断応力度 (N/mm²)

(5) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

(6) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度 (N/mm²)

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

(7) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を次式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b$, $t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

σ_c : 圧縮応力度 (N/mm²)

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

4.6.2 アンカーボルトの評価方法

3次元フレーム解析で柱脚部に生じる反力をアンカーに作用する応力とする。

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト1本あたりに作用する引張力(kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重(kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト1本あたりに作用するせん断力(kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重(kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

4.6.3 遮水壁（鋼板）の評価方法

(1) 遮水壁（鋼板）の評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{sw} \cdot 10^{-3} + P_{dwh} \cdot 10^{-3} + P_{dvw} \cdot 10^{-3} + P_k \cdot 10^{-3}) \cdot b$$

ここで、

- P_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さあたりに作用する水平荷重 (N/mm)
- K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})
- ρ_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の密度 (kg/mm³)
- t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚 (mm)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- P_{sw} : 津波による静水圧 (kN/m²)
- P_{dwh} : 水平方向の津波による動水圧 (kN/m²)
- P_{dvw} : 鉛直方向の津波による動水圧 (kN/m²)
- P_k : 風荷重 (kN/m²)
- b : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ (mm)

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力度は、次式より算出する。

$$\sigma = M / Z$$

$$\tau = Q / A_s$$

ここで、

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- Z : 断面係数 (mm³)
- A_s : せん断断面積 (mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- P_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さあたりに作用する水平荷重 (N/mm)
- L : 鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ (mm)

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

(2) 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の溶接部に発生する水圧及び風荷重による水平応力度は、次式より算出する。

$$\tau_{B1} = \frac{P_B \cdot 10^{-3} \cdot A_B}{L_B \cdot d_B}$$

$$P_B = P_{sw} + P_{dwh} + P_{dvw} + P_k$$

鋼製遮水壁（鋼板）の溶接部に発生する地震による水平応力度は、次式より算出する。

$$\tau_{B2} = \frac{\rho_w \cdot K_H \cdot g \cdot t \cdot A_B}{L_B \cdot d_B}$$

鋼製遮水壁（鋼板）の溶接部に発生する最大せん断応力度は、次式より算出する。

$$\tau_B = \tau_{B1} + \tau_{B2}$$

ここで、

τ_B : 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度 (N/mm²)

τ_{B1} : 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度（水圧）(N/mm²)

τ_{B2} : 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の最大せん断応力度（地震による水平応力度）(N/mm²)

P_B : 鋼製遮水壁（鋼板）に均等に加わる水圧 (kN/m²)

P_{sw} : 津波による静水圧 (kN/m²)

P_{dwh} : 水平方向の津波による動水圧 (kN/m²)

P_{dvw} : 鉛直方向の津波による動水圧 (kN/m²)

P_k : 風荷重 (kN/m²)

A_B : 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の支配面積 (mm²)

L_B : 溶接線検討長さ (mm)

d_B : 溶接部のど厚 (mm)

ρ_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の密度 (kg/mm³)

K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

g : 重力加速度 (m/s²)

t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚 (mm)

4.6.4 鋼製間柱の評価方法

(1) 鋼製間柱の評価方法

鋼製間柱に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_{C1} = (P_{sw} \cdot 10^{-3} + P_{dvw} \cdot 10^{-3}) \cdot d$$

$$P_{C2} = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{dwh} \cdot 10^{-3} + P_k \cdot 10^{-3}) \cdot d + K_H \cdot \rho_c$$

ここで、

P_{C1} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重 (N/mm)

P_{C2} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重 (N/mm)

P_{sw} : 津波による静水圧 (kN/m²)

P_{dvw} : 鉛直方向の津波による動水圧 (kN/m²)

d : 鋼製間柱の負担幅 (mm)

K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

ρ_w : 鋼製遮水壁 (鋼板) の密度 (kg/mm³)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 (=9.80665) (m/s²)

P_{dwh} : 水平方向の津波による動水圧 (kN/m²)

P_k : 風荷重 (kN/m²)

ρ_c : 鋼製間柱の単位長さ重量 (N/mm)

鋼製間柱に発生する応力度は、次式より算出する。

$$\sigma = M / Z$$

$$\tau = Q / A_s$$

ここで、

$$M = P_{C1} \cdot L_c^2 / (9\sqrt{3}) + P_{C2} \cdot L_c^2 / 8$$

$$Q = P_{C1} \cdot L_c / 3 + P_{C2} \cdot L_c / 2$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

Z : 断面係数 (mm³)

A_s : せん断断面積 (mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

L_c : 鋼製間柱の支点間長さ (mm)

鋼製間柱に発生する曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

4.7 評価条件

防潮壁の強度評価に用いる入力値を表 4-12 に示す。

表 4-12 入力値一覧(1/3)

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
アンカー ボルト	T_d	kN	アンカーボルト 1 本当たりに作用する引張力	44.1
	T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重	57.8
	q	kN	アンカーボルト 1 本当たりに作用するせん断力	27.0
	q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重	44.8

表 4-12 入力値一覧(2/3)

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値	
鋼製 遮水壁 (鋼板)	t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚	12^{*1}	16^{*2}
	P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当たりに作用する水平荷重	76.92^{*1}	113.22^{*2}
	ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度	7.85×10^{-6}	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
	P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧	34.34^{*1}	55.55^{*2}
	P_{dwh}	kN/m ²	水平方向の津波による動水圧	30.67^{*1}	39.00^{*2}
	P_{dvw}	kN/m ²	鉛直方向の津波による動水圧	10.17^{*1}	16.44^{*2}
	P_k	kN/m ²	風荷重	0.281	
	b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ	1000	
	M	N・mm	曲げモーメント	6.95 $\times 10^6^{*1}$	1.023 $\times 10^7^{*2}$
	Q	N	せん断力	32690^{*1}	48120^{*2}
	Z	mm ³	断面係数	24000^{*1}	42667^{*2}
	A_s	mm ²	せん断断面積	12000^{*1}	16000^{*2}
	L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ	850	

注記*1：曲げ及び組合せの検定値が最大となる部位の値を示す。

*2：せん断の検定値が最大となる部位の値を示す。

表 4-12 入力値一覧 (3/3)

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部	τ_B	N/mm ²	鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部の最大せん断応力度	3
	τ_{B1}	N/mm ²	鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部の最大せん断応力度 (水圧)	2
	τ_{B2}	N/mm ²	鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部の最大せん断応力度 (地震による水平応力度)	1
	P_B	kN/m ²	鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部に均等に加わる水圧	111.27
	P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧	55.55
	P_{dwh}	kN/m ²	水平方向の津波による動水圧	39.00
	P_{dvw}	kN/m ²	鉛直方向の津波による動水圧	16.44
	P_k	kN/m ²	風荷重	0.281
	A_B	mm ²	鋼製遮水壁 (鋼板) 溶接部の支配面積	225000
	L_B	mm	溶接線検討長さ	1000
	d_B	mm	溶接部のど厚	16
	ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁 (鋼板) の密度	7.85×10^{-6}
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	t	mm	鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚	16
鋼製間柱	P_{C1}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形 分布荷重	72.00
	P_{C2}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重	41.71
	P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧	55.55
	P_{dvw}	kN/m ²	鉛直方向の津波による動水圧	16.44
	d	mm	鋼製間柱の負担幅	1000
	ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁 (鋼板) の密度	7.85×10^{-6}
	t	mm	鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚	16
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P_{dwh}	kN/m ²	水平方向の津波による動水圧	39.00
	P_k	kN/m ²	風荷重	0.281
	ρ_c	N/mm	鋼製間柱の単位長さ重量	0.305
	M	N・mm	曲げモーメント	3.933×10^7
	Q	N	せん断力	89710
	Z	mm ³	断面係数	216000
	A_s	mm ²	せん断断面積	910
L_c	mm	鋼製間柱の支点間長さ	2000	

5. 評価結果

防潮壁の強度評価結果を表 5-1～表 5-3 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 鋼製柱、鋼製梁、鋼製ブレースの強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
鋼製柱	曲げ	21	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09
	せん断	7	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06
	組合せ	48	N/mm ²	235	N/mm ²	0.21
鋼製梁①	曲げ	206	N/mm ²	325	N/mm ²	0.64
	せん断	83	N/mm ²	187	N/mm ²	0.45
	組合せ	227	N/mm ²	325	N/mm ²	0.70
鋼製梁②	曲げ	213	N/mm ²	325	N/mm ²	0.66
	せん断	81	N/mm ²	187	N/mm ²	0.44
	組合せ	249	N/mm ²	325	N/mm ²	0.77
鋼製梁③	曲げ	199	N/mm ²	325	N/mm ²	0.62
	せん断	69	N/mm ²	187	N/mm ²	0.37
	組合せ	218	N/mm ²	325	N/mm ²	0.68
鋼製梁④	曲げ	25	N/mm ²	325	N/mm ²	0.08
	せん断	3	N/mm ²	187	N/mm ²	0.02
	組合せ	71	N/mm ²	325	N/mm ²	0.22
鋼製ブレース①	圧縮	63	N/mm ²	132	N/mm ²	0.48
	引張	114	N/mm ²	235	N/mm ²	0.49
鋼製ブレース②	圧縮	70	N/mm ²	149	N/mm ²	0.47
	引張	95	N/mm ²	235	N/mm ²	0.41
鋼製ブレース③	圧縮	58	N/mm ²	103	N/mm ²	0.57
	引張	65	N/mm ²	235	N/mm ²	0.28

注：検定値が最大のものを記載

表 5-2 アンカーボルトの強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
アンカーボルト	引張	30	kN	57.8	kN	0.52
	せん断	27	kN	44.8	kN	0.61
	組合せ	-		-		0.38

注：検定値が最大のを記載

表 5-3 鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼板）溶接部、鋼製間柱の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
遮水壁（鋼板）	曲げ	290	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90
	せん断	4	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03
	組合せ	291	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90
溶接部	せん断	3	N/mm ²	187	N/mm ²	0.02
鋼製間柱	曲げ	183	N/mm ²	325	N/mm ²	0.57
	せん断	99	N/mm ²	187	N/mm ²	0.53
	組合せ	251	N/mm ²	325	N/mm ²	0.78

注：検定値が最大のを記載

VI-3-別添 3-2-3 取放水路流路縮小工の強度計算書

目 次

VI-3-別添 3-2-3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-3-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）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	4
2.4	適用基準	6
3.	強度評価方法	7
3.1	評価対象断面及び部位	7
3.1.1	評価対象断面	7
3.1.2	評価対象部位	8
3.2	荷重及び荷重の組合せ	9
3.2.1	荷重	9
3.2.2	荷重の組合せ	11
3.3	評価方法	12
3.3.1	解析方法	12
3.3.2	設計水平震度の算定	12
3.3.3	評価方法	16
3.3.4	使用材料及び材料の物性値	19
4.	強度評価	20
4.1	荷重算出	20
4.1.1	浸水津波荷重の算出	20
4.1.2	余震荷重の算出	21
4.2	強度評価	22
4.2.1	せん断に対する安定性から算出する幅	22
4.2.2	滑動に対する安定性から算出する幅	22
4.2.3	曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)	23
5.	強度評価結果	25

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」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)が地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重及び余震荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図を図2-1に示す。

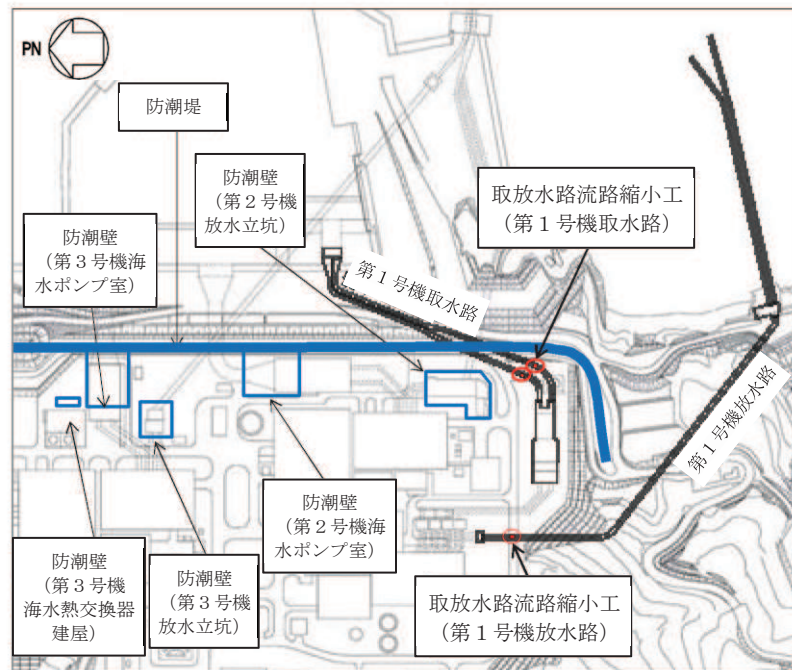



図2-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図（全体平面図）

2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の平面図及び断面図を図2-2に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、第1号機取水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、既設の第1号機取水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

第1号機の補機冷却海水ポンプに必要な海水を取水するため、貫通部（×2条）を設ける。

なお、本強度計算書では、充填部のB-B（C-C）断面の幅を流路縮小工の幅とする。

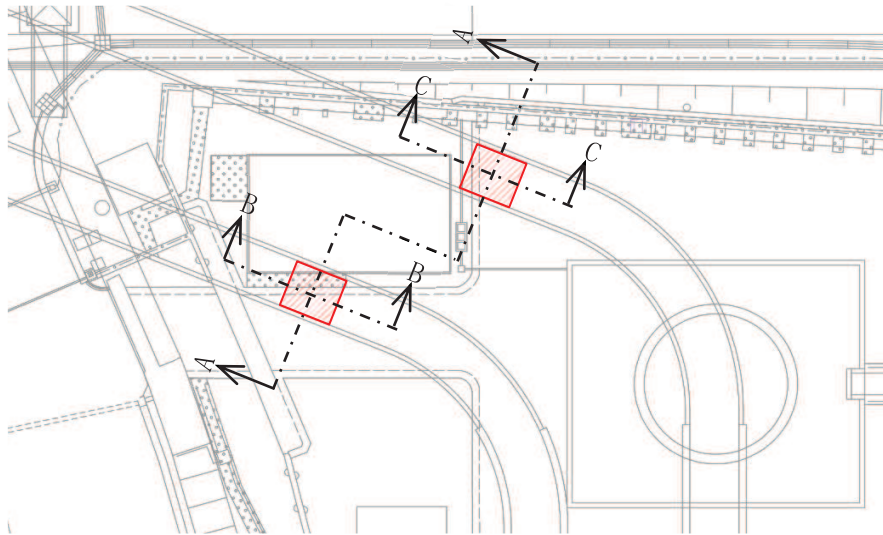


図2-2(1) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) 平面図

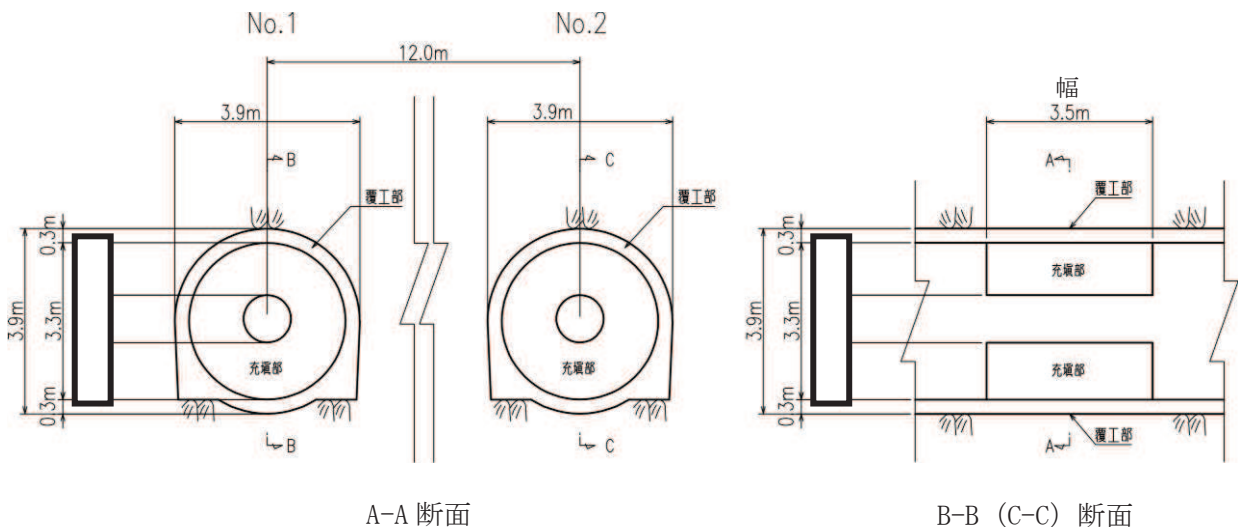


図2-2(2) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) 断面図

2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価においては、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて、強度計算を実施する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、強度評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。また、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。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重について、表 2-1 に示すとおり、せん断、滑動及び曲げに対する必要幅（必要閉塞長）が流路縮小工の幅以下であることを確認することにより、安定性を損なわないことを評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価フローを図 2-3 に示す。

表 2-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	流路縮小工の幅
安定性を損なわないこと	構造部材の安定性	流路縮小工	せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認	3.5m

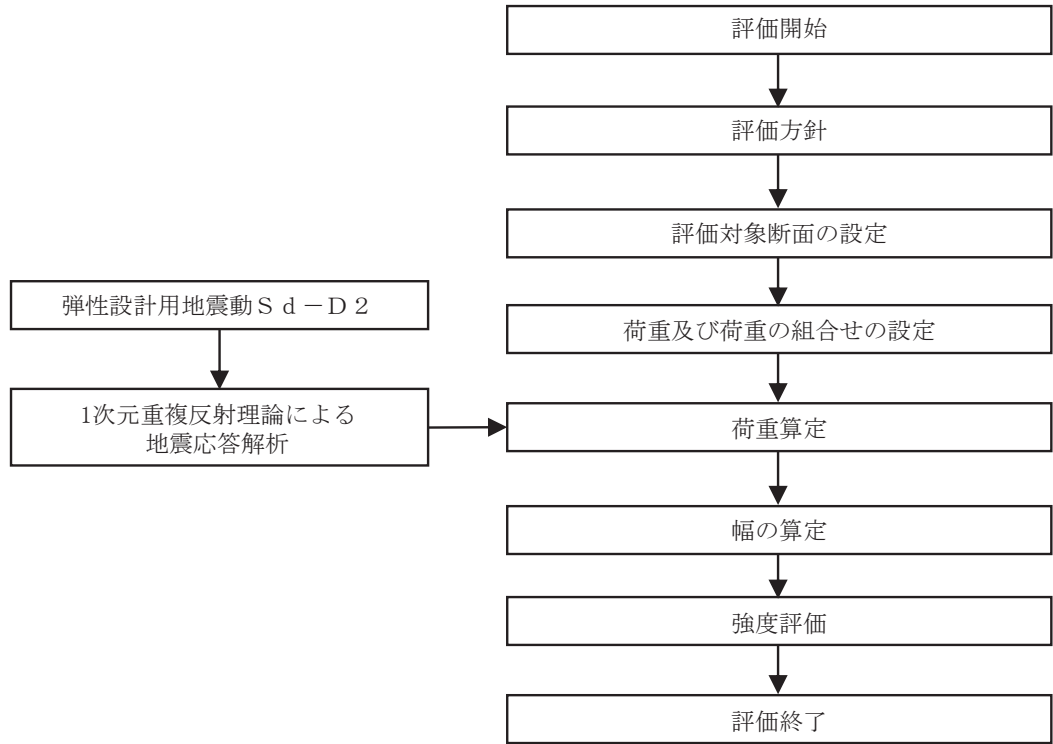


図 2-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕
- ・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 2017 年 コンクリート標準示方書〔設計編〕
- ・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・土木学会 2018 年 水理公式集
- ・日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- ・水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編

3. 強度評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「2.3 評価方針」及び「3.2 荷重及び荷重の組合せ」において設定している荷重及び荷重の組合せ，並びに流路縮小工幅を踏まえて実施する。強度評価では，本章に示す方法により，「4. 強度評価」に示す評価条件を用いて評価し，「5. 強度評価結果」より，せん断，滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認する。

3.1 評価対象断面及び部位

3.1.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図を図3-1に示す。評価対象断面の地質図を図3-2に示す。

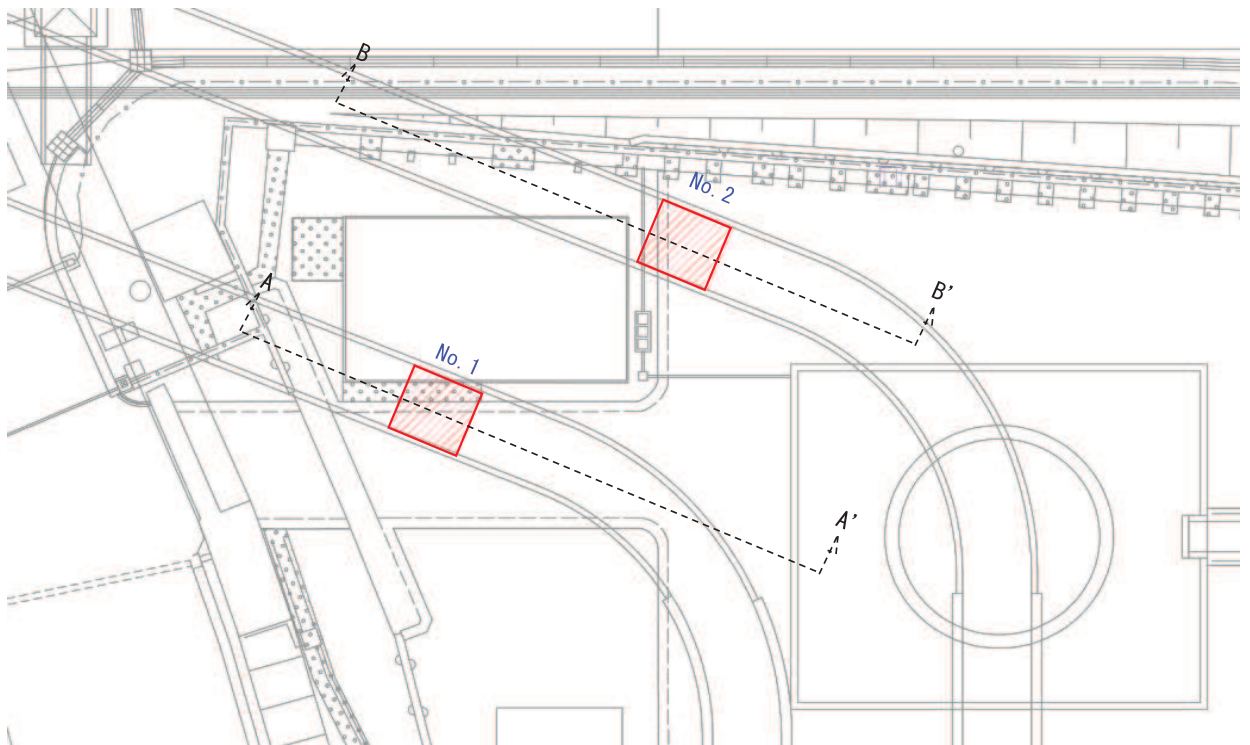


図3-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図

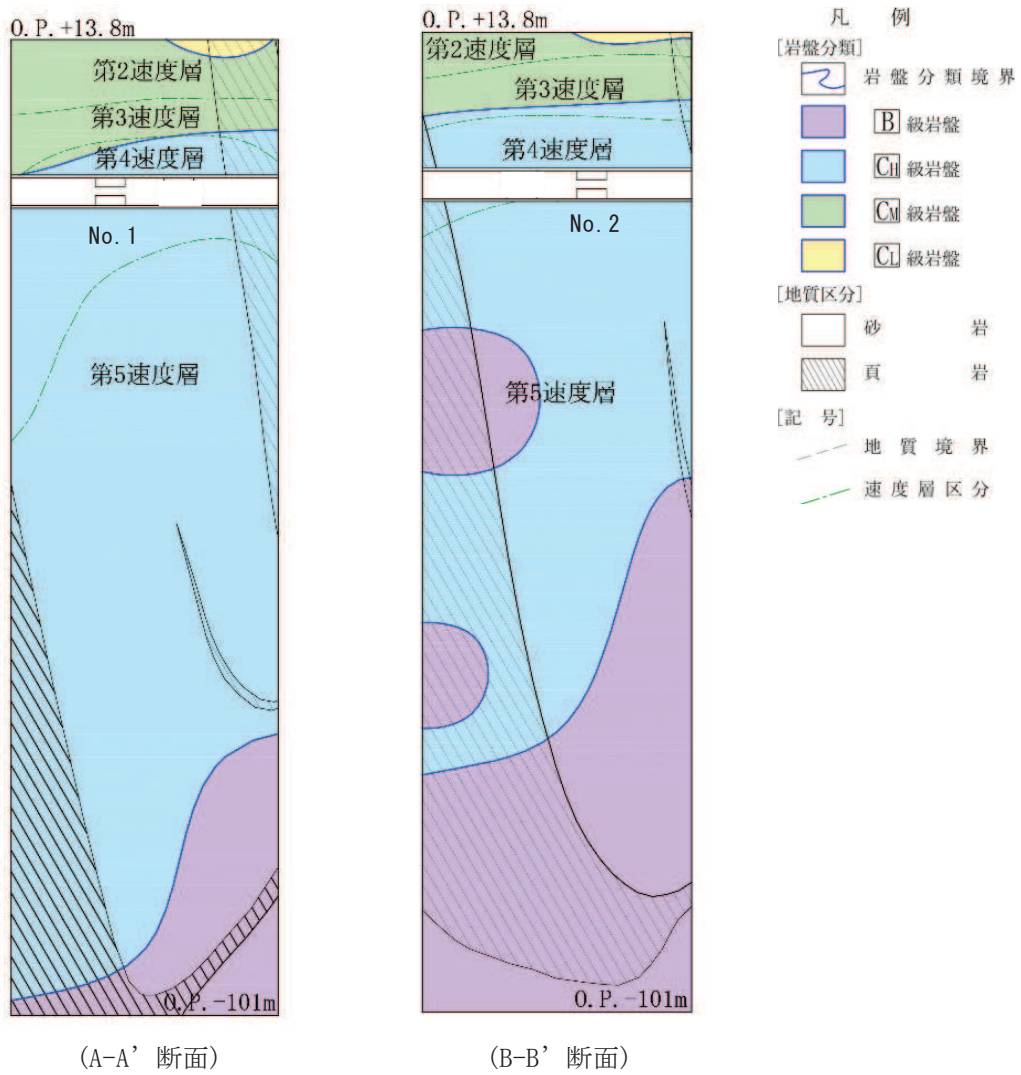


図 3-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の評価対象地質断面図

3.1.2 評価対象部位

評価対象部位は、構造部材の安定性が要求される流路縮小工とする。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、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。

3.2.1 荷重

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

地表面に積載荷重 4.9 (kN/m²) を考慮する。

(3) 余震荷重 (K s d)

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

動水圧については、Westergaard の式により設定する。

(4) 浸水津波荷重 (P h)

a. 津波荷重 (静水圧) (P h s)

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 (O. P. +24. 4m) 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。

b. 流水圧 (P h f)

「日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき以下の式により算定する。

$$Phf = \frac{1}{2} \times C_D \times \rho_0 \times A \times U^2$$

ここに、Phf : 流水圧 (kN)

C_D : 抗力係数 = 2. 01 (保守的に最大値とする)

ρ_0 : 水の密度 = 1. 03 (t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

c. 推力 (P_{ht})

推力は「水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編」に基づき以下の式により算定する。

$$P_{ht} = \frac{2fQ^2}{g\pi D^3} \times L$$

ここに、P_{ht} : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m³)

$$f = 8gn^2 / \left(\frac{D_3}{4}\right)^{\frac{1}{3}}$$

D₃ : 貫通部直径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 = v × A (m³/s)

A : 貫通部内断面積 (m²)

v : 貫通部内流速 (m/s)

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

n : 粗度係数 (コンクリート) 0.015 (m^{-1/3}s)

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に、荷重の作用図を図 3-3 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + K_{s d} + P_h$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重 (4.9kN/m²を地表面に考慮)
- $K_{s d}$: 余震荷重
- P_h : 浸水津波荷重

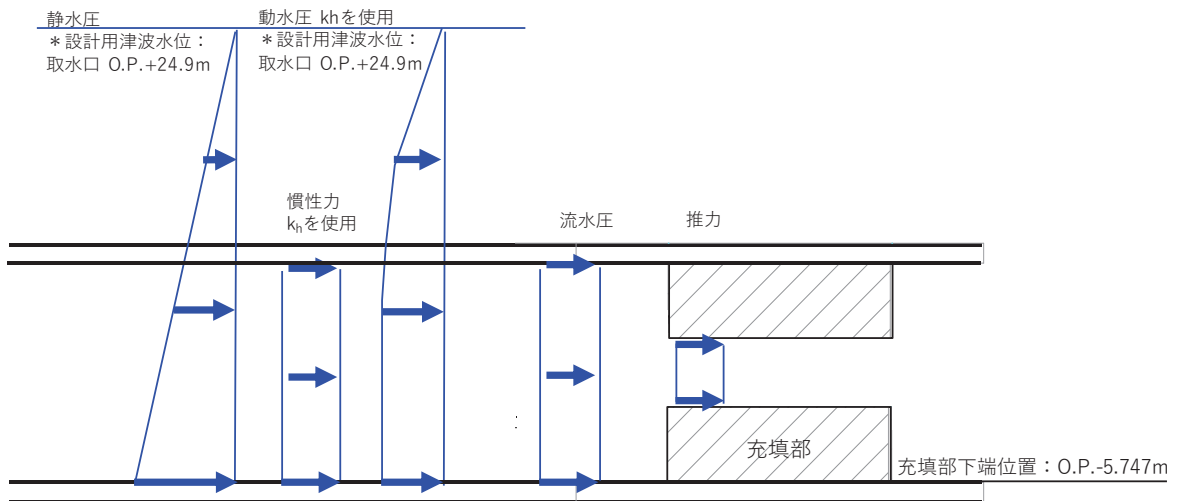


図 3-3 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の荷重作用図

3.3 評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。
 なお、強度評価は「2.3 評価方針」に示すとおり、「重畳時」について実施する。

3.3.1 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「農林水産省農村振興局 平成15年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕」に基づき、評価を行う。

「3.2.2 荷重の組合せ」に基づく荷重を用いて、打設面のせん断強さからの必要閉塞長さ(L1)、滑動に対する必要閉塞長さ(L2)、周辺が固定の円板としての必要閉塞長さ(L3)をそれぞれ算定し、これらのすべてで満足する必要幅を算定して評価する。

なお、余震荷重算定に用いる設計水平震度は、一次元地震応答解析により算定する。

一次元地震応答解析は、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。

3.3.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

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

また、地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3-2に示す解析ケースを設定する。

表 3-2 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性
		C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ

(2) 一次元地震応答解析

一次元地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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。

設計水平震度の設定に用いる地震動は、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流路縮小工の中心位置で評価したものをを用いる。なお、設計水平震度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。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）はNo.1及びNo.2の2系統であるため、それぞれの位置で一次元地震応答解析を実施する。

一次元地震応答解析の概念図を図3-4に、設計水平震度の設定に用いる弾性設計用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図3-5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。

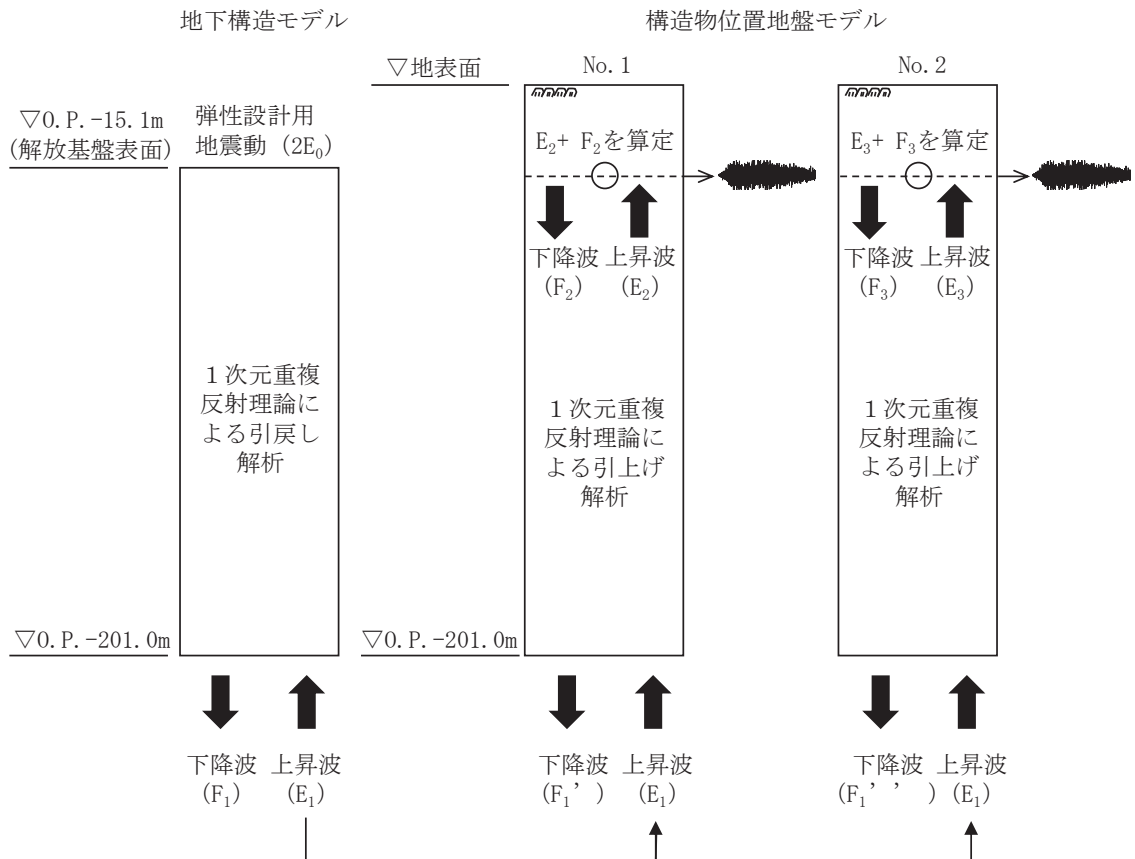
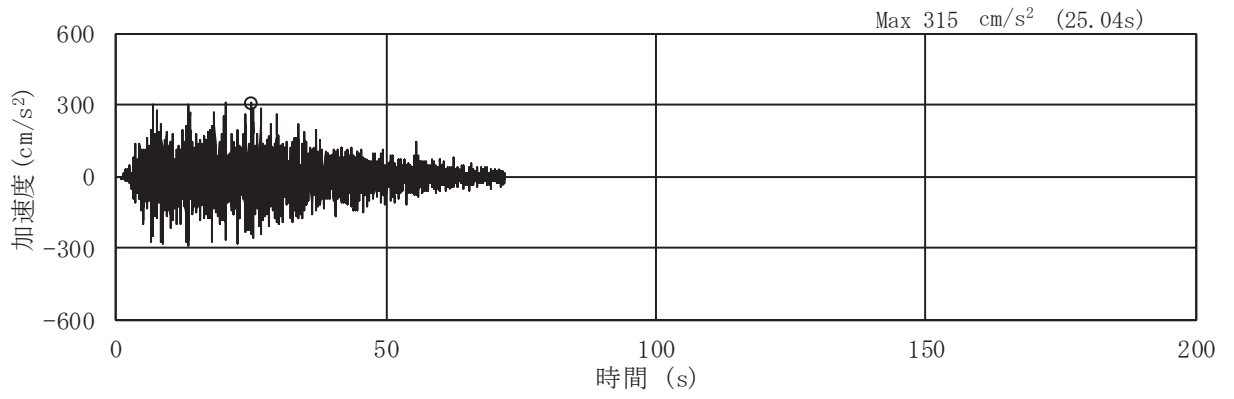
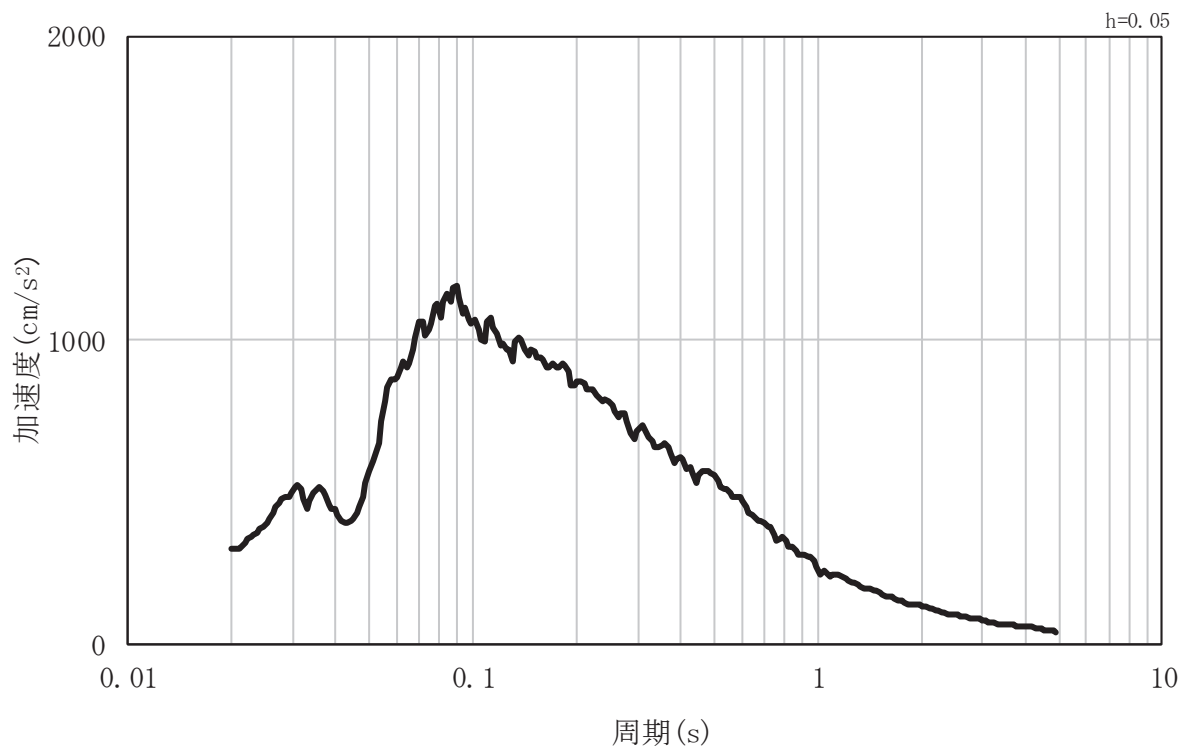


図 3-4 一次元地震応答解析の概念図

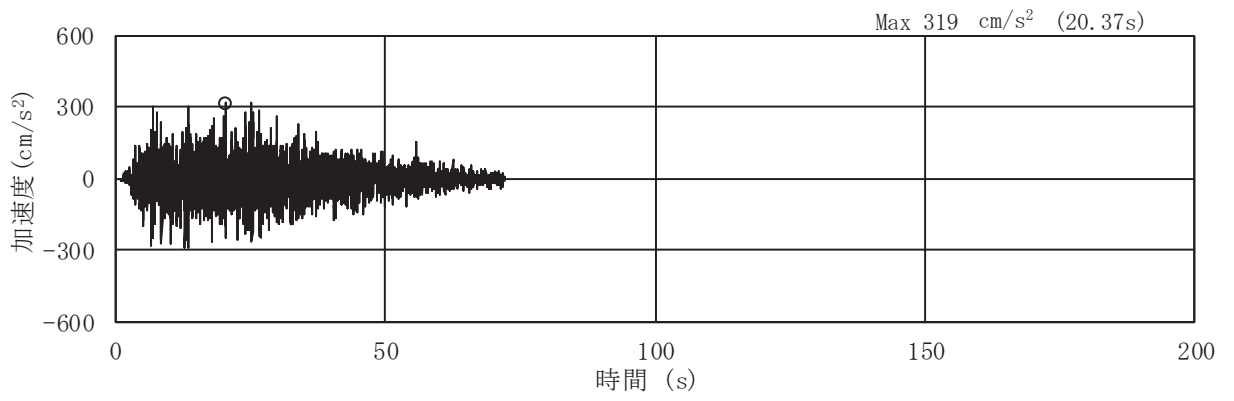


(a) 加速度時刻歴波形

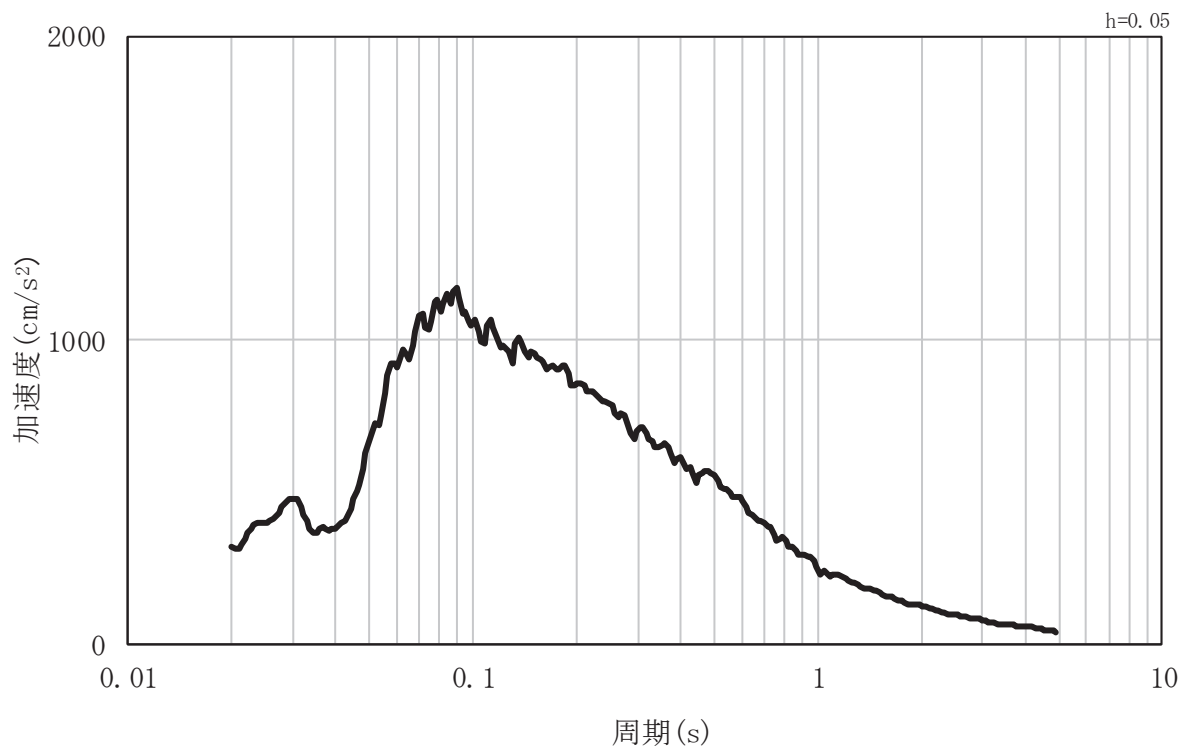


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5(1) 設計水平震度の設定に用いる地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(No. 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5(2) 設計水平震度の設定に用いる地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(No. 2)

(3) 設計水平震度の算定

一次元地震応答解析結果から流路縮小工の中心位置での最大加速度を表 3-3 に示す。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 2) のケース②が最も加速度が大きいため、この加速度を重力加速度で除して設計水平震度とする。

$$\text{設計水平震度 (kh)} = 336(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.343$$

表 3-3 一次元地震応答解析結果

解析ケース		①	②	③
		基本ケース	地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤剛性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
No. 1	最大加速度 (cm/s ²)	315	335	316
No. 2	最大加速度 (cm/s ²)	319	<u>336</u>	316

3.3.3 評価方法

強度評価は、「農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕」に基づき、以下の 3 項目について算定した幅が「2.3 評価方針」で設定した流路縮小工幅以下であることを確認する。なお、せん断に対する安定性から算出する幅及び滑動に対する安定性から算出する幅の算定にあたっては、覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 L1 (L2) と、覆工部と周辺岩盤間のせん断を想定した場合 L1' (L2') の 2 ケースで算定する。

(1) せん断に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0}$$

ここに、L1 : せん断に対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

τ_c : コンクリートのせん断強さ (kN/m²)

L₀ : 付着面の周長 (m)

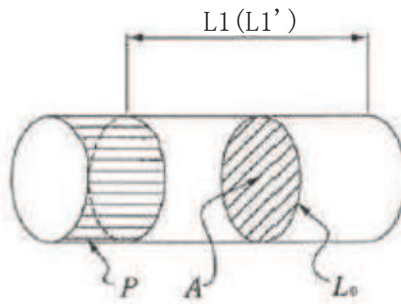


図 3-6 覆工部または充填部のせん断強さ

b. 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0}$$

ここに, L1' : せん断に対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

τ_r : 岩盤のせん断強さ (kN/m²)

L₀ : 付着面の周長 (m)

(2) 滑動に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A' + f_c N}$$

ここに, L2 : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

C_c : コンクリートの付着力 (kN/m²) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m²/m)

f_c : コンクリートのせん断抵抗係数 (= tan φ)

N : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N = \pi W / (2D)$$

W : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D : 充填部の直径 (m)

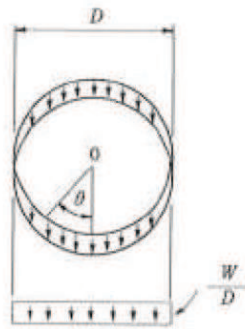


図 3-7 覆工部または充填部の周辺の全抵抗力

b. 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')

$$L2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A' + f_r N'}$$

ここに, L2' : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

C_r : 岩盤の付着力 (kN/m²) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m²/m)

f_r : 岩盤のせん断抵抗係数 (= tan φ)

N' : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N' = \pi W' / (2D')$$

W' : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D' : 覆工部の直径 (m)

(3) 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)

$$L3 = \alpha \left(\frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}}$$

ここに, L3 : 曲げに対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 1.5

a : 縮小工半径 (m)

P : 作用荷重 (kN/m²)

σ' : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (kN/m²)

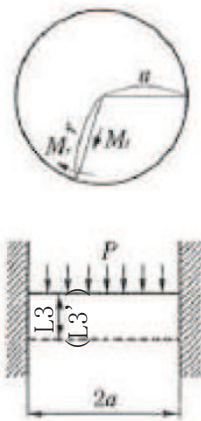


図 3-8 充填部を周辺固定円盤と仮定した場合の必要閉塞長

3.3.4 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 構造物の使用材料

部位	材料	諸元
覆工部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=20.5\text{N/mm}^2$
充填部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=50.0\text{N/mm}^2$

表 3-5 材料の物性値

分類	せん断強度 (τ_0, C)	内部摩擦角 (ϕ)	許容曲げ引張応力度 (σ')
岩盤 (C _H 級)	1.72N/mm^2 *1	43° *1	—
覆工部	4.10N/mm^2 *2	0° *3	0.28N/mm^2 *4
充填部	10.0N/mm^2 *2	0° *3	0.43N/mm^2 *4

注記 *1：解析用物性値（狐崎部層の C_H級岩盤の値を採用）

*2：土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編に基づき設定

*3：保守的に考慮しないこととする

*4：土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づき設定

4. 強度評価

4.1 荷重算出

浸水津波荷重として静水圧、流水圧及び推力を、余震荷重として慣性力及び動水圧を算出する。

4.1.1 浸水津波荷重の算出

静水圧 P1 の算出

$$P 1 = \rho_0 g h = 1.03 \times 9.80665 \times (24.9 - (-5.747)) = 309.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 ρ_0 : 海水の密度 = 1.03 (t/m³)

g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)

h : 充填部下端における水深 = $h_1 - h_2$ (m)

h_1 : 設計用津波水位 (O.P.) = 24.9 (m)

h_2 : 充填部下端位置 (O.P.) = -5.747 (m)

流水圧 P2 の算出

流水圧は、「日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき算定する。

$$P 2 = \frac{1}{2} \times C_d \times \rho_0 \times A_1 \times U^2 = \frac{1}{2} \times 2.01 \times 1.03 \times 8.6 \times 10^2 = 890.3 \text{ (kN)}$$

ここに、 C_d : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

ρ_0 : 海水の密度 = 1.03 (t/m³)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

D_1 : 充填部直径 = 3.3 (m)

U : 流速 = 10 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

推力 P5 の算出

推力は、「水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編」に基づき算定する。なお、推力算定に用いる流水の摩擦抵抗係数 (f) は、「土木学会 2018 年 水理公式集」に基づき算定する。

$$P 5 = \frac{2 f Q^2}{g \pi D_3^3} \times L = \frac{2 \times 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4}\right)^{\frac{1}{3}} \times (v \times A_3)^2}{g \pi D_3^3} \times L$$

$$= \frac{2 \times 8 \times 9.80665 \times 0.015^2 / \boxed{} \times (20 \times \boxed{})^2}{9.80665 \times \pi \times \boxed{}} \times 3.50 = \boxed{}$$

ここに、 f : 流水の摩擦抵抗係数 (t f / m³)

$$f = 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)

n : 充填部の粗度係数 = 0.015 (m^{-1/3}s)

D_3 : 貫通部直径 = $\boxed{}$

Q : 流量 = $v \times A_3$ (m³/s)

v : 流速 = 20 (m/s)

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{}$$

L : 充填部幅 = 3.5 (m)

4.1.2 余震荷重の算出

慣性力 P3 の算出

$$P_3 = k_h W = k_h \times \gamma \times A_1 \times L = 0.343 \times 23.0 \times 8.6 \times 3.5 = 237.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

γ : 充填部の単位体積重量 = 23.0 (kN/m³)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

L : 充填部幅 = 3.5 (m)

D_1 : 充填部直径 = 3.3 (m)

動水圧 P4 の算出

$$P_4 = \frac{7}{8} \times k_h \times \rho_0 \times g \times \sqrt{h^2} = \frac{7}{8} \times 0.343 \times 1.03 \times 9.80665 \sqrt{\{24.9 - (-5.747)\}^2}$$

$$= 93.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

ρ_0 : 海水の密度 = 1.03 (t/m³)

g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)

h : 充填部下端における水深 = $h_1 - h_2$ (m)

h_1 : 設計用津波水位 (O.P.) = 24.9 (m)

h_2 : 充填部下端位置 (O.P.) = -5.757 (m)

4.2 強度評価

4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅

(1) 充填部と覆工部でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_c \cdot L_0}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{})}{4100 \times 10.37} = \boxed{}$$

ここに、 α : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_c : \text{覆工部せん断強度} = 4100(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0 : \text{充填部周長} = \pi \times D_1 = \pi \times 3.3 = 10.37(\text{m})$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0'} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_r \cdot L_0'}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{})}{1720 \times 12.25} = \boxed{}$$

ここに、 α : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_r : \text{岩盤のせん断強度} = 1720(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0' : \text{流路縮小工全体の周長} = \pi \times D_2 = \pi \times 3.9 = 12.25(\text{m})$$

$$D_2 : \text{流路縮小工全体の直径} = 3.9(\text{m})$$

4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅

(1) 充填部と覆工部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_c \times \pi \times D_1 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_1}{D_1})}$$

$$=4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \square)}{4100 \times \pi \times 3.3 + 0 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 8.6}{3.3})} = \square$$

ここに、n：安全率=4

C_c ：充填部の付着力=4100(kN/m²)

D_1 ：充填部直径=3.3(m)

ϕ ：充填部内部摩擦角=0(°)

γ ：充填部の単位体積重量=23.0(kN/m³)

$$A_1：充填部の断面積(m^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(m^2)$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')

$$L2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_r \times \pi \times D_2 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_2}{D_2})}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + 16.0)}{1720 \times \pi \times 3.9 + 0.93 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 11.9}{3.9})} = 0.87(m)$$

ここに、n：安全率=4

C_r ：岩盤の付着力=1720(kN/m²)

D_2 ：流路縮小工全体直径=3.9(m)

ϕ' ：岩盤の内部摩擦角=43(°)

γ ：充填部及び覆工部の単位体積重量=23.0(kN/m³)

$$A_2：流路縮小工全体の断面積(m^2) = \frac{\pi \times D_2^2}{4} = \frac{\pi \times 3.9^2}{4} = 11.9(m^2)$$

4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)

$$L3 = \alpha \left(\frac{a}{2}\right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma}} = \alpha \left(\frac{a}{2}\right) \sqrt{\frac{3 \times \left(P1 + \frac{P2}{A_1} + \frac{P3}{A_1} + P4 + \frac{P5}{A_3}\right)}{\sigma}}$$

$$= 1.5 \times \left(\frac{1.65}{2}\right) \times \sqrt{\frac{3 \times (309.6 + \frac{890.3}{8.6} + \frac{237.5}{8.6} + 93.0 + \frac{16.0}{0.8})}{430}} = 2.44(m)$$

ここに、 α ：安全率=1.5 (保守的に1.5とする)

$$a : \frac{D_1}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ (m)}$$

D_1 : 充填部直径 = 3.3 (m)

σ_c : コンクリートの許容曲げ引張応力度 = 430 (kN/m²)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{}$$

D_3 : 貫通部直径 = $\boxed{}$

5. 強度評価結果

算出した必要幅が、流路縮小工幅以下であることを確認した。

照査結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 照査結果

項 目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定した 場合 (L 1)		3.50	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定 した場合 (L 1')		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した 場合 (L 2)		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し た場合 (L 2')		3.50	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)		3.50	

VI-3-別添 3-2-3-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）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	4
2.4 適用基準	6
3. 強度評価方法	7
3.1 評価対象断面及び部位	7
3.1.1 評価対象断面	7
3.1.2 評価対象部位	8
3.2 荷重及び荷重の組合せ	9
3.2.1 荷重	9
3.2.2 荷重の組合せ	11
3.3 評価方法	12
3.3.1 解析方法	12
3.3.2 設計水平震度の算定	12
3.3.3 評価方法	15
3.3.4 使用材料及び材料の物性値	18
4. 強度評価	19
4.1 荷重算出	19
4.1.1 浸水津波荷重の算出	19
4.1.2 余震荷重の算出	20
4.2 強度評価	21
4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅	21
4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅	21
4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)	22
5. 強度評価結果	24

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」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）が地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重及び余震荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図を図2-1に示す。

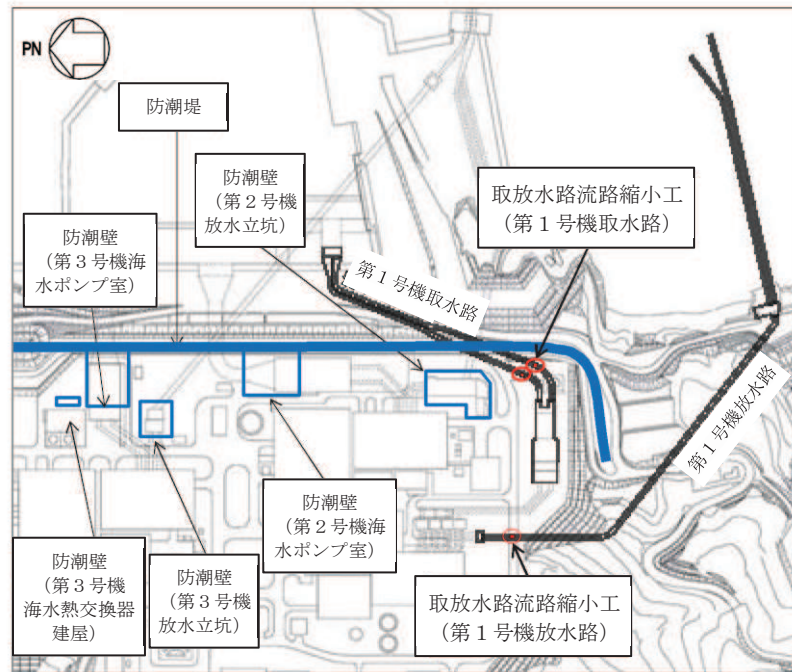



図2-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図（全体平面図）

2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面図及び断面図を図2-2に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機放水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、既設の第1号機放水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

第1号機の補機冷却海水を放水するため、貫通部（×1条）を設ける。

なお、本強度計算書では、充填部のB-B断面の幅を流路縮小工の幅とする。

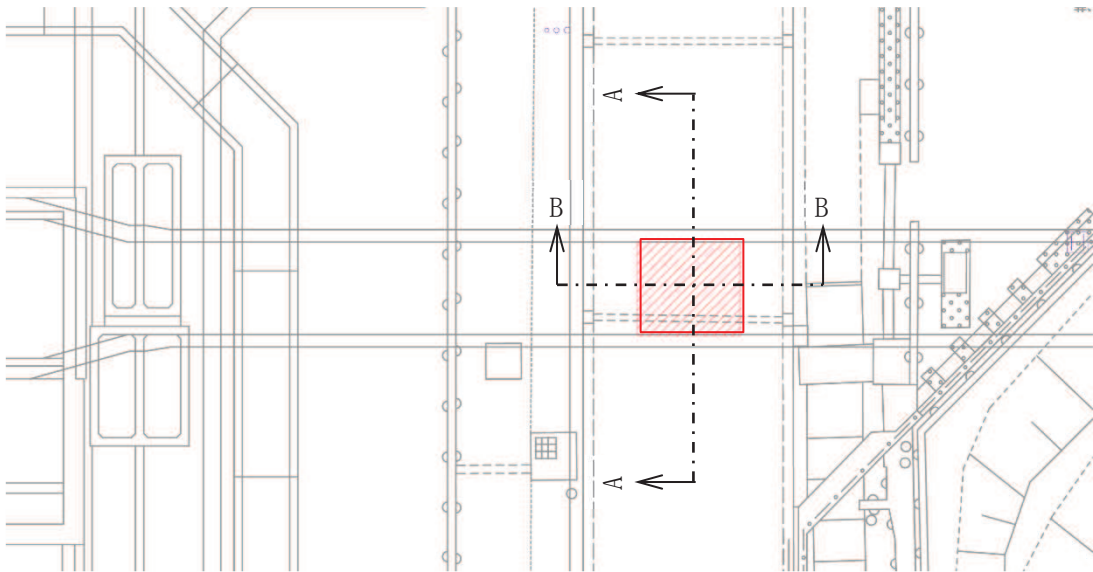


図2-2(1) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 平面図

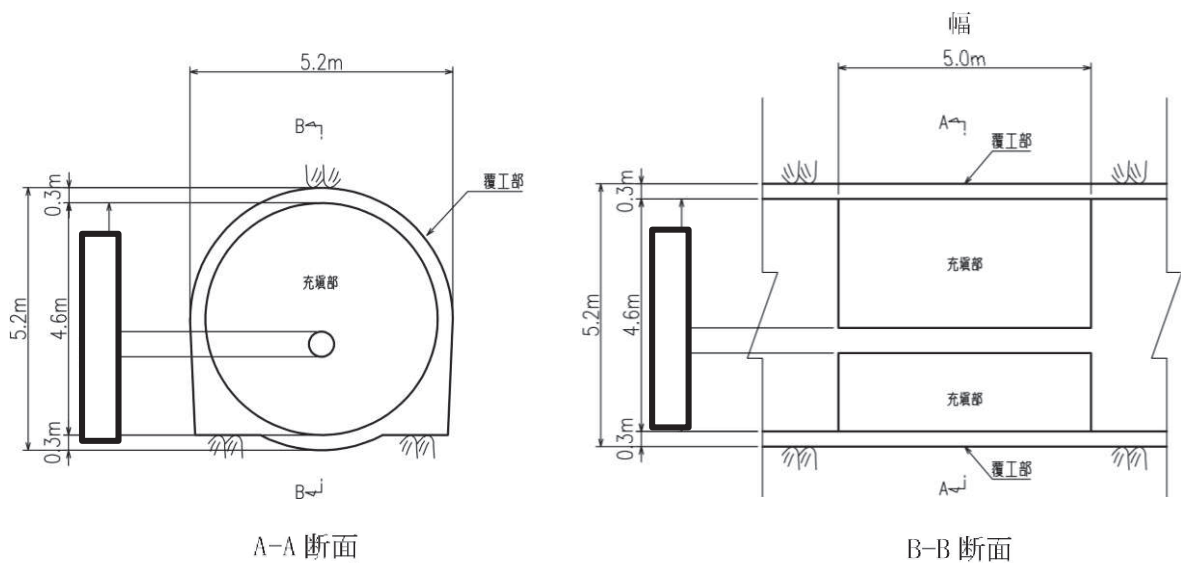


図2-2(2) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 断面図

2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価においては、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて、強度計算を実施する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、強度評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。また、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。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重について、表 2-1 に示すとおり、せん断、滑動及び曲げに対する必要幅（必要閉塞長）が流路縮小工の幅以下であることを確認することにより、安定性を損なわないことを評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価フローを図 2-3 に示す。

表 2-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	流路縮小工の幅
安定性を損なわないこと	構造部材の安定性	流路縮小工	せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認	5.0m

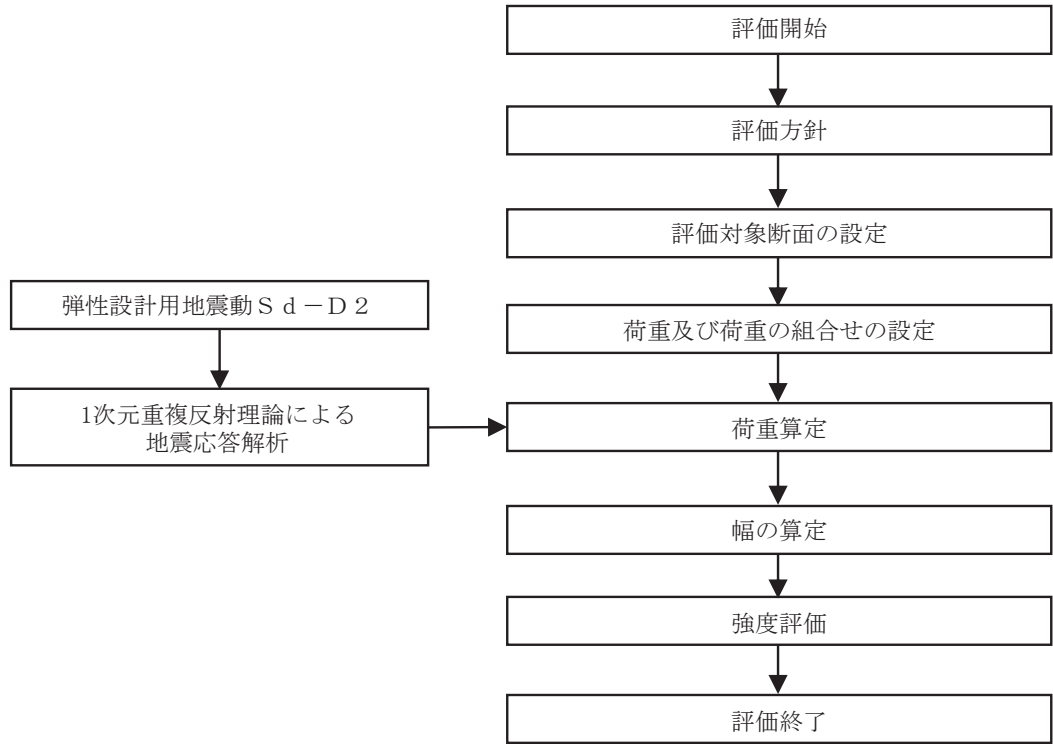


図 2-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕
- ・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 2017 年 コンクリート標準示方書〔設計編〕
- ・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・土木学会 2018 年 水理公式集
- ・日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- ・水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編

3. 強度評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、「2.3 評価方針」及び「3.2 荷重及び荷重の組合せ」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに流路縮小工幅を踏まえて実施する。強度評価では、本章に示す方法により、「4. 強度評価」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認する。

3.1 評価対象断面及び部位

3.1.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図を図3-1に示す。評価対象断面の地質図を図3-2に示す。

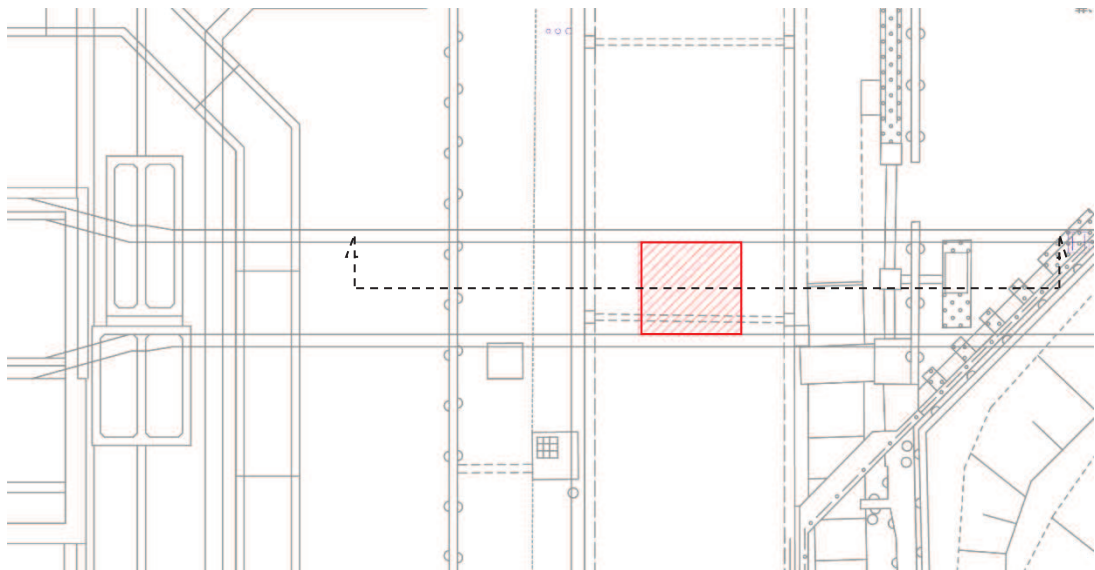


図3-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図

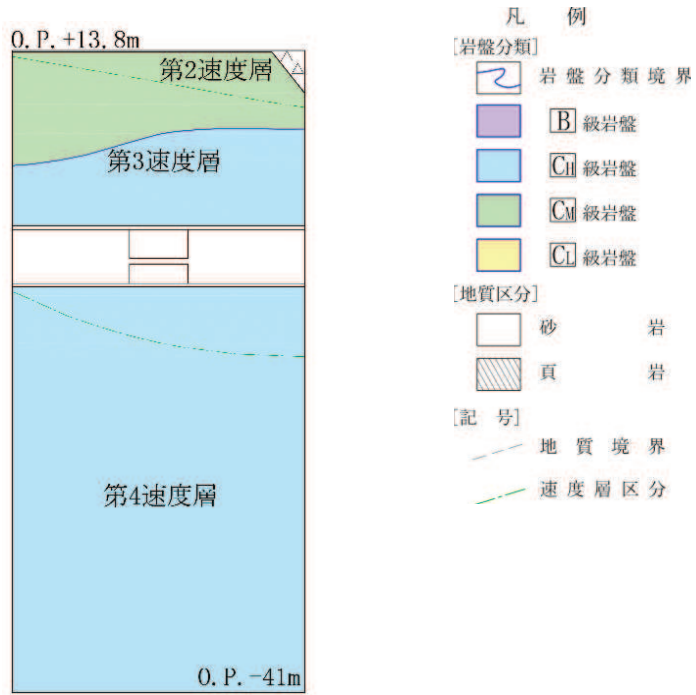


図 3-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象地質断面図

3.1.2 評価対象部位

評価対象部位は、構造部材の安定性が要求される流路縮小工とする。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、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。

3.2.1 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

地表面に積載荷重 4.9 (kN/m²) を考慮する。

(3) 余震荷重 (K s d)

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

動水圧については、Westergaard の式により設定する。

(4) 浸水津波荷重 (P h)

a. 津波荷重 (静水圧) (P h s)

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 (O. P. +24.4m) 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。

b. 流水圧 (P h f)

「日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき以下の式により算定する。

$$Phf = \frac{1}{2} \times C_D \times \rho_0 \times A \times U^2$$

ここに、Phf : 流水圧 (kN)

C_D : 抗力係数 =2.01 (保守的に最大値とする)

ρ_0 : 水の密度 =1.03 (t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

c. 推力 (P h t)

推力は「水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編」に基づき以下の式により算定する。

$$Pht = \frac{2fQ^2}{g\pi D^3} \times L$$

ここに, Pht : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m³)

$$f = 8gn^2 / \left(\frac{D_3}{4}\right)^{\frac{1}{3}}$$

D₃ : 貫通部直径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 = v × A (m³/s)

A : 貫通部内断面積 (m²)

v : 貫通部内流速 (m/s)

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

n : 粗度係数 (コンクリート) 0.015 (m^{-1/3}s)

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に、荷重の作用図を図 3-3 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + K_{sd} + P_h$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m² を地表面に考慮)

K_{sd} : 余震荷重

P_h : 浸水津波荷重

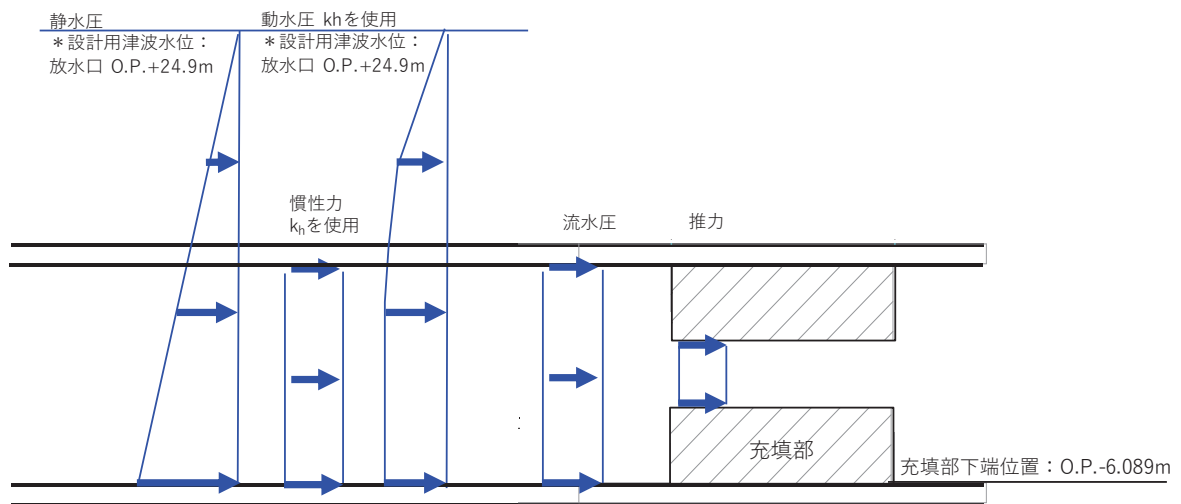


図 3-3 取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路) の荷重作用図

3.3 評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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。

なお、強度評価は「2.3 評価方針」に示すとおり、「重畳時」について実施する。

3.3.1 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、「農林水産省農村振興局 平成15年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕」に基づき、評価を行う。

「3.2.2 荷重の組合せ」に基づく荷重を用いて、打設面のせん断強さからの必要閉塞長さ(L1)、滑動に対する必要閉塞長さ(L2)、周辺が固定の円板としての必要閉塞長さ(L3)をそれぞれ算定し、これらのすべてで満足する必要幅を算定して評価する。

なお、余震荷重算定に用いる設計水平震度は、1次元地震応答解析により算定する。

1次元地震応答解析は、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。

3.3.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

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

また、地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3-2に示す解析ケースを設定する。

表 3-2 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性
		C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ

(2) 1次元地震応答解析

添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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。

設計水平震度の設定に用いる地震動は、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1次元重複反射理論により流路縮小工の中心位置で評価したものをを用いる。なお、設計水平震度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。

図 3-4 に1次元地震応答解析の概念図を、設計水平震度の設定に用いる弾性設計用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図 3-5 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。

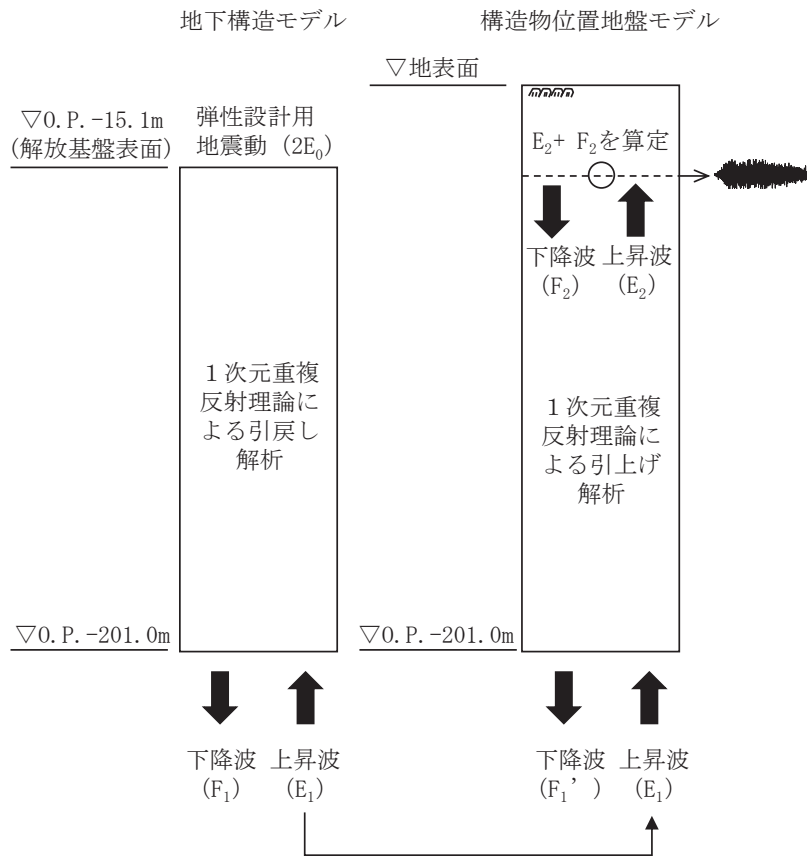
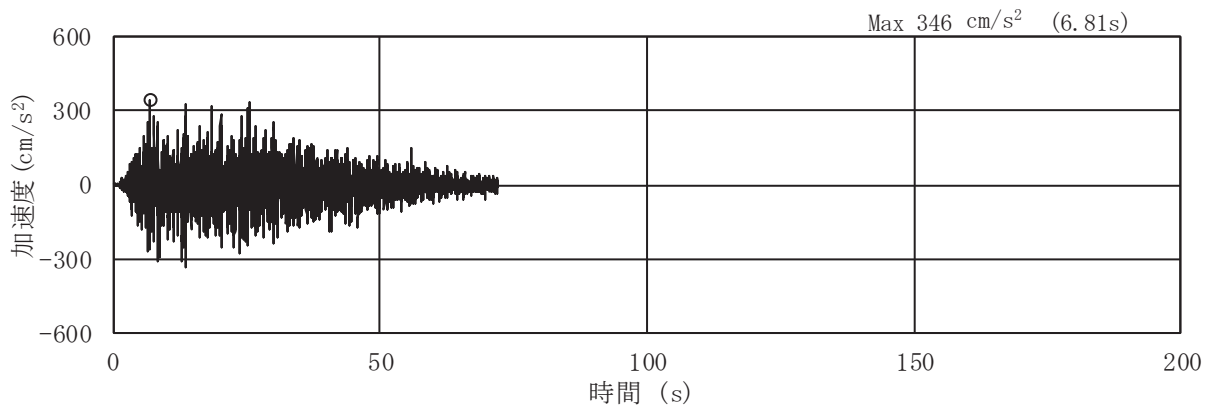
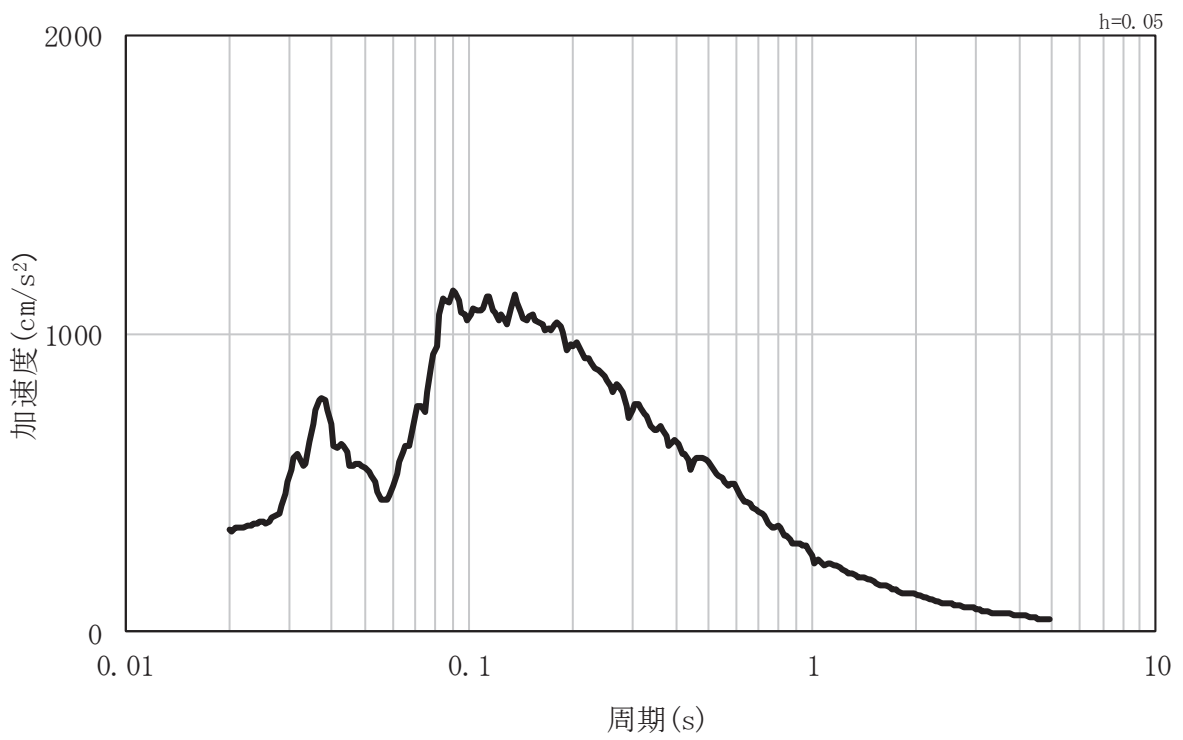


図 3-4 1次元地震応答解析の概念図



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 設計水平震度の設定に用いる地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(3) 設計水平震度の算定

1次元地震応答解析結果から流路縮小工の中心位置での最大加速度を表 3-3 に示す。

ケース①が最も加速度が大きいため、この加速度を重力加速度で除して設計水平震度とする。

$$\text{設計水平震度 (kh)} = 346(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.353$$

表 3-3 1次元地震応答解析結果

解析ケース	①	②	③
	基本ケース	地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤剛性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
最大加速度 (cm/s ²)	346	339	339

3.3.3 評価方法

強度評価は、「農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕」に基づき、以下の 3 項目について算定した幅が「2.3 評価方針」で設定した流路縮小工幅以下であることを確認する。なお、せん断に対する安定性から算出する幅及び滑動に対する安定性から算出する幅の算定にあたっては、覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 L1(L2)と、覆工部と周辺岩盤間のせん断を想定した場合 L1'(L2')の 2 ケースで算定する。

(1) せん断に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0}$$

ここに、L1 : せん断に対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

τ_c : コンクリートのせん断強さ (kN/m²)

L₀ : 付着面の周長 (m)

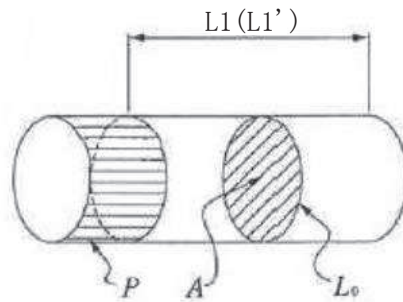


図 3-6 覆工部または充填部のせん断強さ

b. 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0}$$

ここに, L1' : せん断に対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

τ_r : 岩盤のせん断強さ (kN/m²)

L₀ : 付着面の周長 (m)

(2) 滑動に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A' + f_c N}$$

ここに, L2 : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

C_c : コンクリートの付着力 (kN/m²) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m²/m)

f_c : コンクリートのせん断抵抗係数 (= tan φ)

N : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N = \pi W / (2D)$$

W : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D : 充填部の直径 (m)

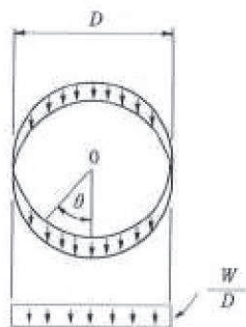


図 3-7 覆工部または充填部の周辺の全抵抗力

b. 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')

$$L2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A' + f_r N'}$$

ここに, L2' : 滑動に対する安定性から算出する幅(m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m²)

A : 水路断面積 (m²)

C_r : 岩盤の付着力 (kN/m²) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m²/m)

f_r : 岩盤のせん断抵抗係数 (= tan φ)

N' : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N' = \pi W' / (2D')$$

W' : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D' : 覆工部の直径 (m)

(3) 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)

$$L_3 = \alpha \left(\frac{a}{2}\right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}}$$

ここに, L3 : 曲げに対する安定性から算出する幅(m)

α : 安全率 = 1.5

a : 縮小工半径 (m)

P : 作用荷重 (kN/m²)

σ' : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (kN/m²)

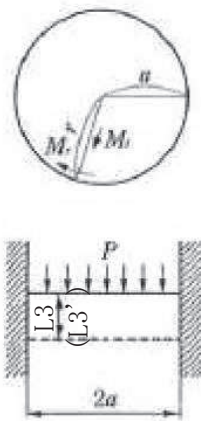


図 3-8 充填部を周辺固定円盤と仮定した場合の必要閉塞長

3.3.4 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 構造物の使用材料

部位	材料	諸元
覆工部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=20.5\text{N/mm}^2$
充填部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=50.0\text{N/mm}^2$

表 3-5 材料の物性値

分類	せん断強度 (τ_0, C)	内部摩擦角 (ϕ)	許容曲げ引張応力度 (σ')
岩盤 (C _H 級)	1.72N/mm^2 *1	43° *1	—
覆工部	4.10N/mm^2 *2	0° *3	0.28N/mm^2 *4
充填部	10.0N/mm^2 *2	0° *3	0.43N/mm^2 *4

注記 *1：解析用物性値（狐崎部層の C_H級岩盤の値を採用）

*2：土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編に基づき設定

*3：保守的に考慮しないこととする

*4：土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づき設定

4. 強度評価

4.1 荷重算出

浸水津波荷重として静水圧、流水圧及び推力を、余震荷重として慣性力及び動水圧を算出する。

4.1.1 浸水津波荷重の算出

静水圧 P1 の算出

$$P 1 = \rho_0 g h = 1.03 \times 9.80665 \times (24.9 - (-6.089)) = 313.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 ρ_0 : 海水の密度 = 1.03 (t/m³)

g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)

h : 充填部下端における水深 = $h_1 - h_2$ (m)

h_1 : 設計用津波水位 (O. P.) = 24.9 (m)

h_2 : 充填部下端位置 (O. P.) = -6.089 (m)

流水圧 P2 の算出

流水圧は、「日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき算定する。

$$P 2 = \frac{1}{2} \times C_d \times \rho_0 \times A_1 \times U^2 = \frac{1}{2} \times 2.01 \times 1.03 \times 16.6 \times 10^2 = 1718.4 \text{ (kN)}$$

ここに、 C_d : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

ρ_0 : 海水の密度 = 1.03 (t/m³)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

D_1 : 充填部直径 = 4.6 (m)

U : 流速 = 10 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

推力 P5 の算出

推力は、「水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編」に基づき算定する。なお、推力算定に用いる流水の摩擦抵抗係数 (f) は、「土木学会 2018 年 水理公式集」に基づき算定する。

$$P 5 = \frac{2 f Q^2}{g \pi D_3} \times L = \frac{2 \times 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}} \times (v \times A_3)^2}{g \pi D_3} \times L$$

$$= \frac{2 \times 8 \times 9.80665 \times 0.015^2 / \boxed{} \times (20 \times \boxed{})^2}{9.80665 \times \pi \times \boxed{}} \times 5.0 = \boxed{}$$

ここに、 f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m^3)

$$f = 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

g : 重力加速度 = $9.80665 (\text{m}/\text{s}^2)$

n : 充填部の粗度係数 = $0.015 (\text{m}^{-1/3}\text{s})$

D_3 : 貫通部直径 = $\boxed{}$

Q : 流量 = $v \times A_3 (\text{m}^3/\text{s})$

v : 流速 = $20 (\text{m}/\text{s})$

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積} (\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{}$$

L : 充填部幅 = $5.0 (\text{m})$

4.1.2 余震荷重の算出

慣性力 P3 の算出

$$P_3 = k_h W = k_h \times \gamma \times A_1 \times L = 0.353 \times 23.0 \times 16.6 \times 5.0 = 673.9 (\text{kN})$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

γ : 充填部の単位体積重量 = $23.0 (\text{kN}/\text{m}^3)$

$$A_1 : \text{充填部の断面積} (\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6 (\text{m}^2)$$

L : 充填部幅 = $5.0 (\text{m})$

D_1 : 充填部直径 = $4.6 (\text{m})$

動水圧 P4 の算出

$$P_4 = \frac{7}{8} \times k_h \times \rho_0 \times g \times \sqrt{h^2} = \frac{7}{8} \times 0.353 \times 1.03 \times 9.80665 \times \sqrt{\{24.9 - (-6.089)\}^2}$$

$$= 96.7 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

ρ_0 : 海水の密度 = $1.03 (\text{t}/\text{m}^3)$

g : 重力加速度 = $9.80665 (\text{m}/\text{s}^2)$

h : 充填部下端における水深 = $h_1 - h_2 (\text{m})$

h_1 : 設計用津波水位 (O. P.) = $24.9 (\text{m})$

h_2 : 充填部下端位置 (O. P.) = $-6.089 (\text{m})$

4.2 強度評価

4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅

(1) 充填部と覆工部でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_c \cdot L_0}$$

$$= 4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{})}{4100 \times 14.45} = \boxed{}$$

ここに、 α : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 4.6(\text{m})$$

$$\tau_c : \text{覆工部せん断強度} = 4100(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0 : \text{充填部周長} = \pi \times D_1 = \pi \times 4.6 = 14.45(\text{m})$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0'} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_r \cdot L_0'}$$

$$= 4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{})}{1720 \times 16.34} = \boxed{}$$

ここに、 α : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 4.6(\text{m})$$

$$\tau_r : \text{岩盤のせん断強度} = 1720(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0' : \text{流路縮小工全体の周長} = \pi \times D_2 = \pi \times 5.2 = 16.34(\text{m})$$

$$D_2 : \text{流路縮小工全体の直径} = 5.2(\text{m})$$

4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅

(1) 充填部と覆工部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_c \times \pi \times D_1 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_1}{D_1})}$$

$$=4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{})}{4100 \times \pi \times 4.6 + 0 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 16.6}{4.6})} = \boxed{}$$

ここに、n : 安全率=4

C_c : 充填部の付着力=4100(kN/m²)

D_1 : 充填部直径=4.6(m)

ϕ : 充填部内部摩擦角=0(°)

γ : 充填部の単位体積重量=23.0(kN/m³)

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')

$$L2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_r \times \pi \times D_2 + \tan \phi' \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_2}{D_2})}$$

$$=4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{})}{1720 \times \pi \times 5.2 + 0.93 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 21.2}{5.2})} = \boxed{}$$

ここに、n : 安全率=4

C_r : 岩盤の付着力=1720(kN/m²)

D_2 : 流路縮小工全体直径=5.2(m)

ϕ' : 岩盤の内部摩擦角=43(°)

γ : 充填部及び覆工部の単位体積重量=23.0(kN/m³)

$$A_2 : \text{流路縮小工全体の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_2^2}{4} = \frac{\pi \times 5.2^2}{4} = 21.2(\text{m}^2)$$

4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)

$$L3 = \alpha \left(\frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma}} = \alpha \left(\frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3 \times \left(P1 + \frac{P2}{A_1} + \frac{P3}{A_1} + P4 + \frac{P5}{A_3} \right)}{\sigma}}$$

$$=1.5 \times \left(\frac{2.30}{2} \right) \times \sqrt{\frac{3 \times (313.1 + \frac{1718.4}{16.6} + \frac{673.9}{16.6} + 96.7 + \boxed{})}{430}} = \boxed{}$$

ここに、 α : 安全率=1.5 (保守的に1.5とする)

$$a : \frac{D_1}{2} = \frac{4.6}{2} = 2.30 \text{ (m)}$$

D_1 : 充填部直径 = 4.6 (m)

σ' : コンクリートの許容曲げ引張応力度 430 (kN/m²)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{}$$

D_3 : 貫通部直径 =

5. 強度評価結果

算出した必要幅が，流路縮小工幅以下であることを確認した。

照査結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 照査結果

項 目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定した 場合 (L 1)		5.00	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定 した場合 (L 1')		5.00	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した 場合 (L 2)		5.00	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した 場合 (L 2')		5.00	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)		5.00	

VI-3-別添 3-2-4 貯留堰の強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	2
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	7
3.	強度評価方法	8
3.1	記号の定義	8
3.2	評価対象	9
3.3	荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1	荷重	11
3.3.2	荷重の組合せ	12
3.4	許容限界	13
3.5	評価方法	15
3.5.1	解析方法	15
3.5.2	設計水平震度の算定	15
3.5.3	評価方法	19
3.5.4	使用材料及び材料の物性値	19
4.	評価条件	21
4.1	津波時	21
4.2	重畳時 1	22
4.3	重畳時 2	23
4.4	解析ケースによる荷重モデル図	24
5.	強度評価結果	25
5.1	曲げ圧縮応力度に対する照査	25
5.2	引張応力度に対する照査	26
5.3	せん断応力度に対する照査	26

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) が地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重, 余震荷重及び漂流物の衝突荷重に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

なお、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の位置図を図 2-1 に示す。

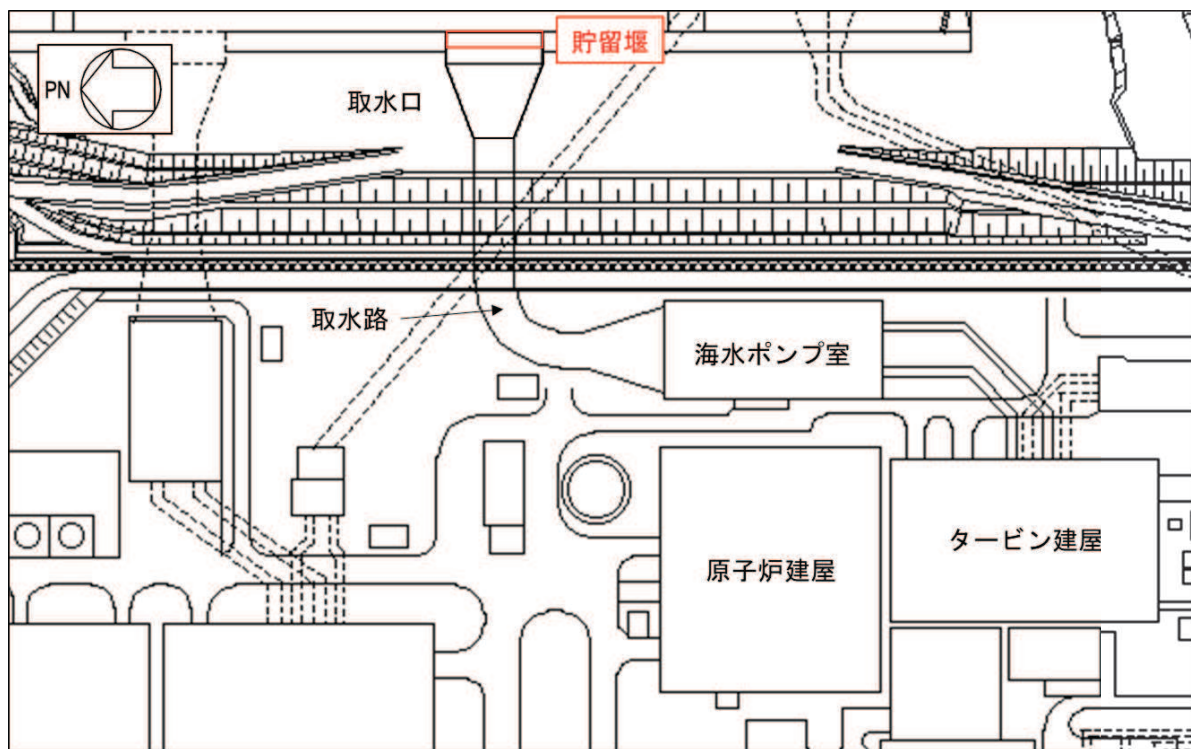


図 2-1 貯留堰位置図

2.2 構造概要

貯留堰の平面図，縦断図，正面図を図 2-2～図 2-4 に示す。

図 2-2～図 2-4 のとおり，貯留堰は岩盤上にマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して設置された取水口と一体構造の非常用取水設備・津波防護施設であり，通水機能及び貯水機能が要求される。

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

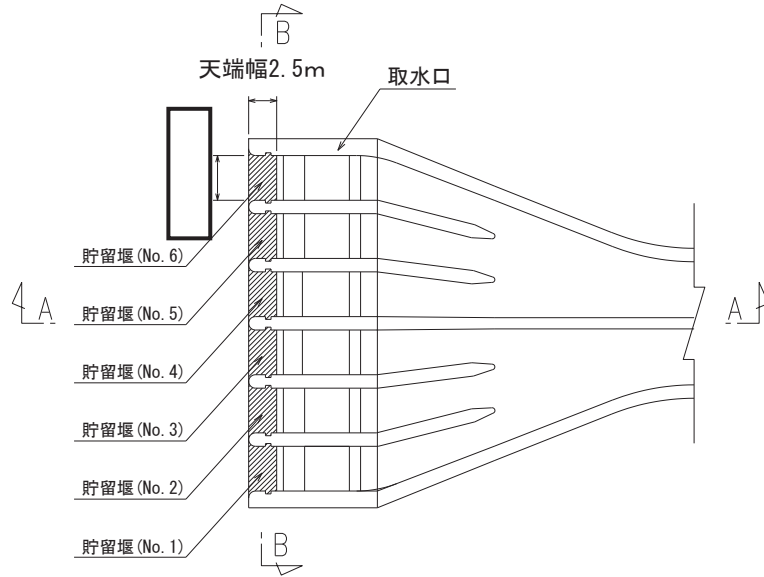


図 2-2 貯留堰平面図

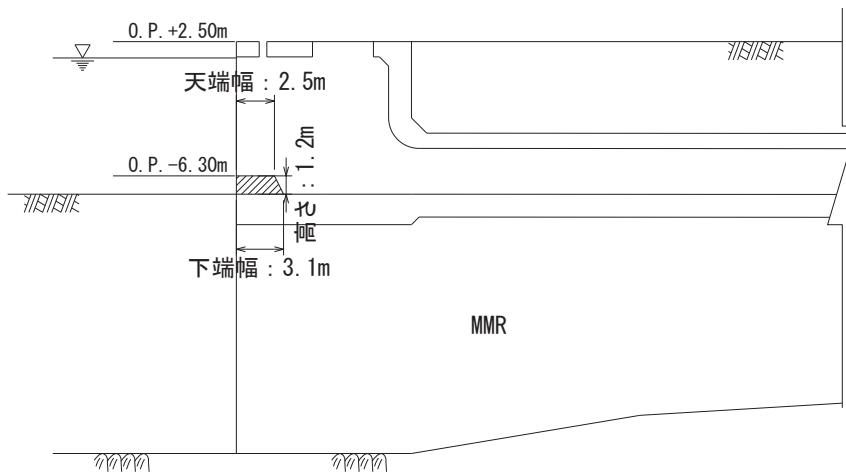


図 2-3 貯留堰縦断図 (A-A)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

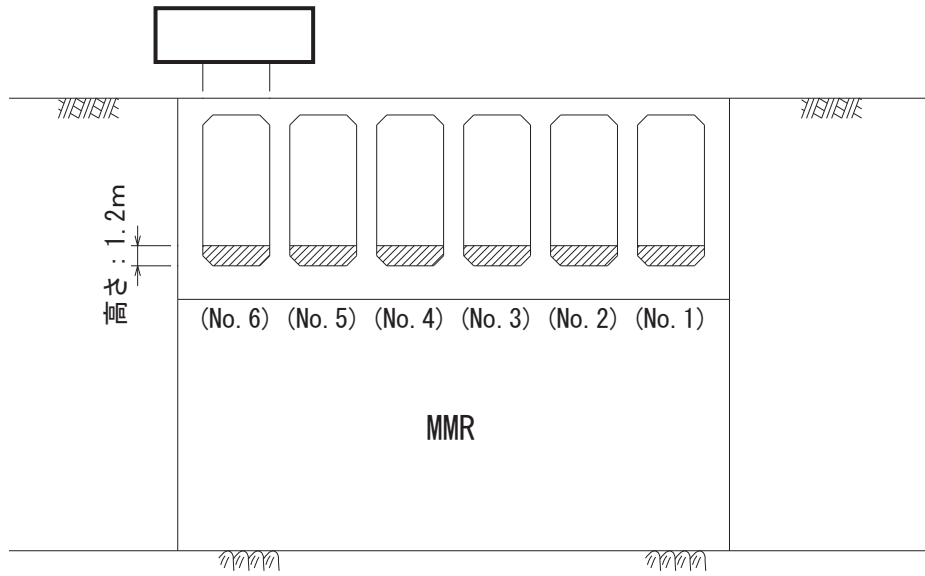


図 2-4 貯留堰正面図 (B-B)

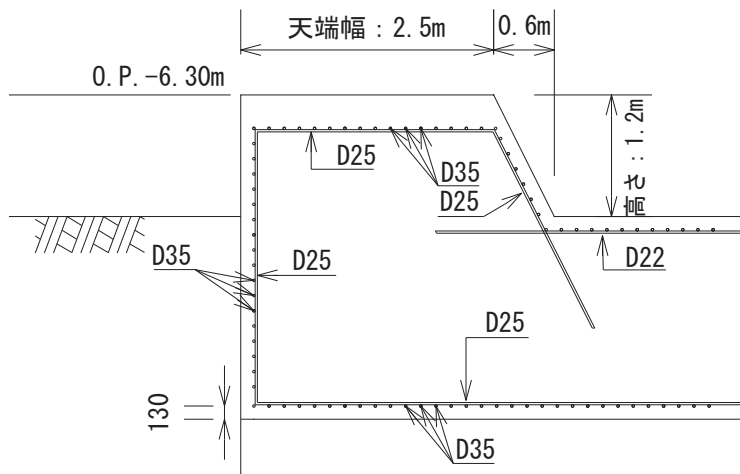


図 2-5 貯留堰配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

貯留堰の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」を踏まえて実施する。強度評価においては、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、発生応力が許容限界を満足することを確認する。

貯留堰の強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）、津波に伴う荷重及びS d - D 2による余震荷重作用時（以下「重畳時」という。）を対象とする。

貯留堰の評価項目及び評価フローを表 2-1、図 2-6 に示す。

表 2-1 貯留堰の評価項目

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

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

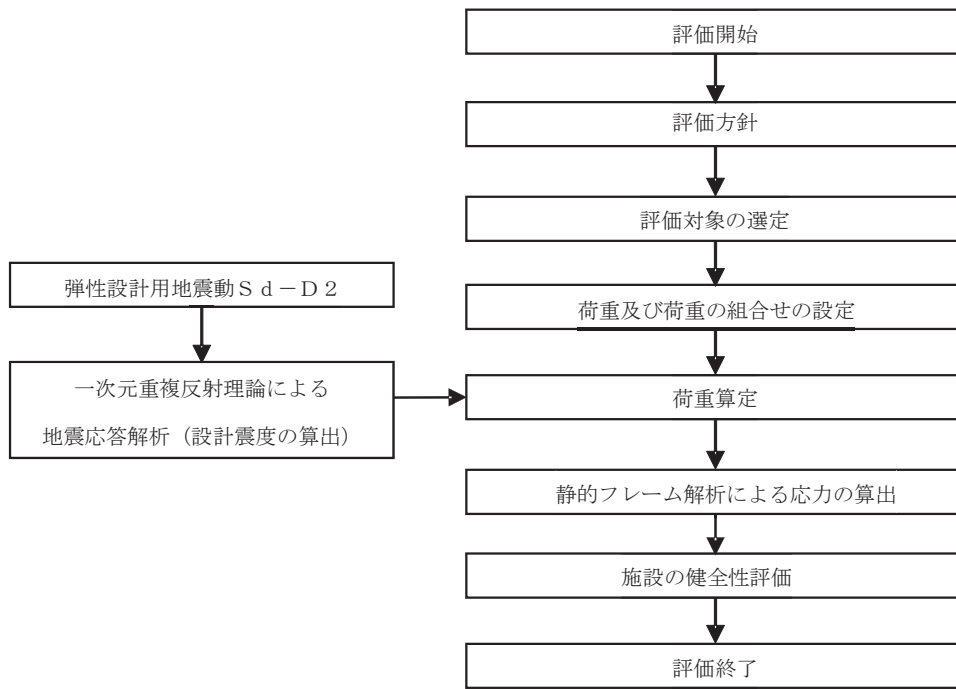


図 2-6 貯留堰の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

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

3.2 評価対象

貯留堰は取水口に 6 基設置されているが、各貯留堰は近接していることから、各貯留堰位置での地質構造には有意な差がない。したがって、6 基の貯留堰の中央位置で作成した地質断面を用いて、評価を実施する。

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

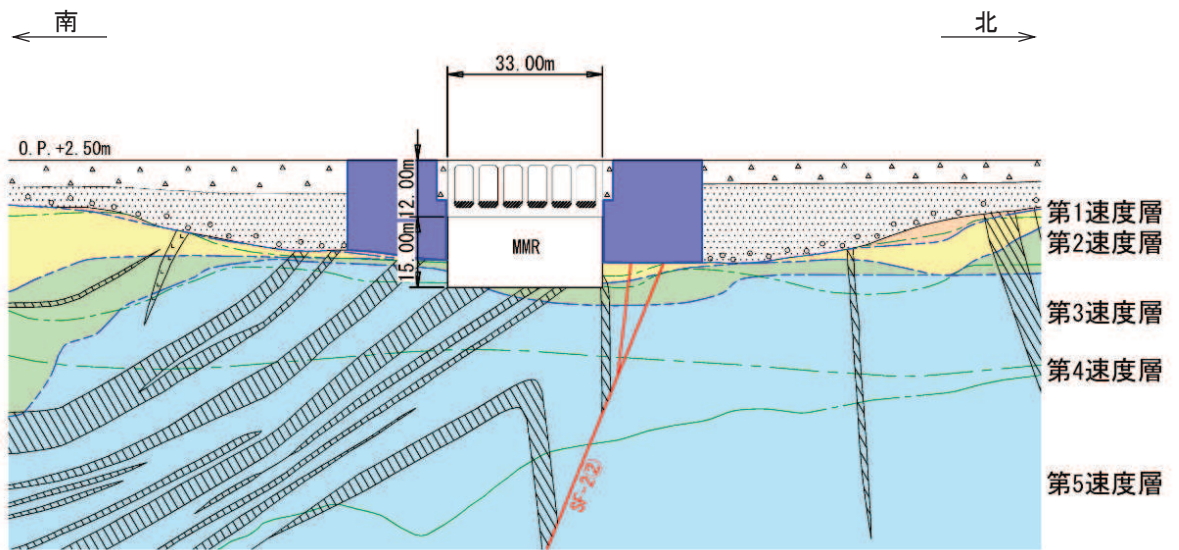


図 3-1(1) 貯留堰地質断面図 (A-A)

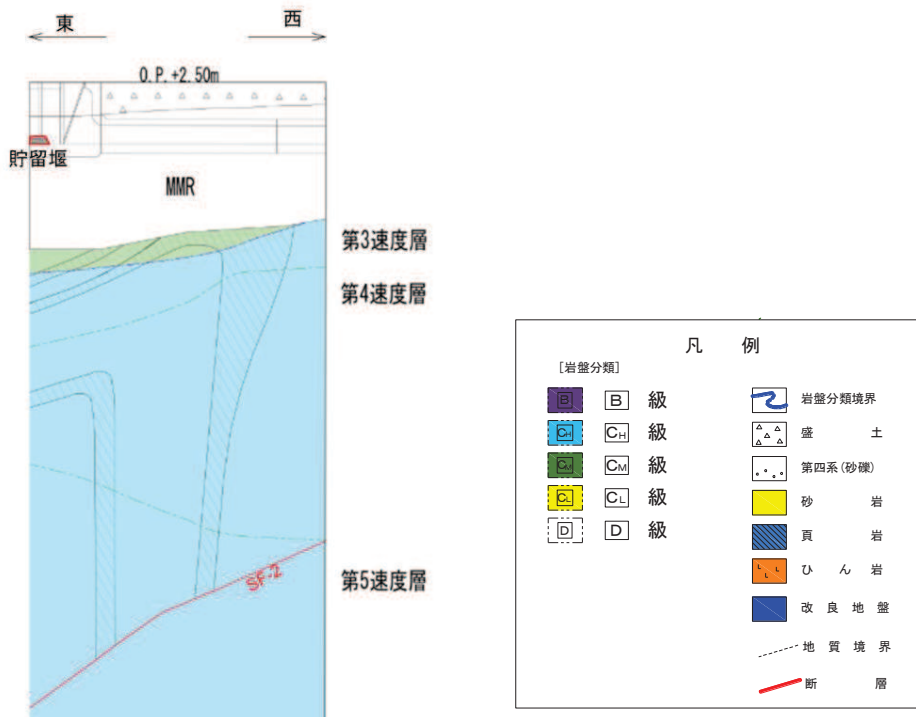


図 3-1(2) 貯留堰地質断面図 (B-B)

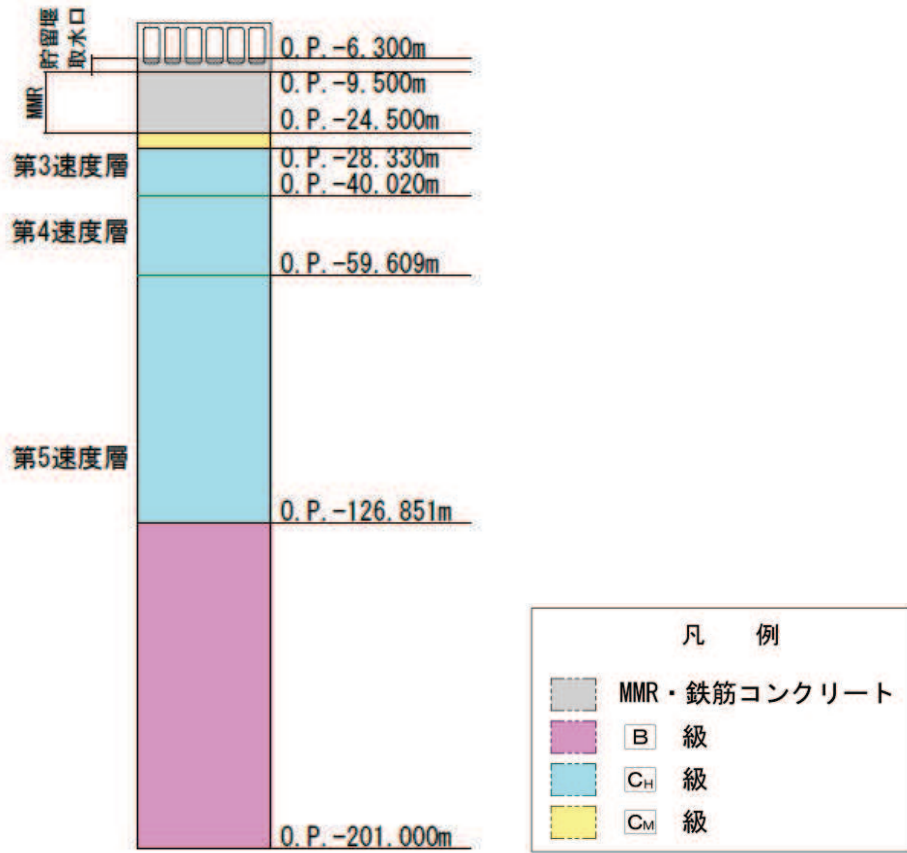


図 3-2 地質構成図

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

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

(3) 余震荷重 (K S d)

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

(4) 津波荷重 (静水圧) (P h y)

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

(5) 衝突荷重 (P c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *1」による漂流物荷重に十分な余裕を考慮して設定する。衝突荷重を表 3-2 に示す。

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

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13.0	2000

3.3.2 荷重の組合せ

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

表 3-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

$K S_d$: 余震荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

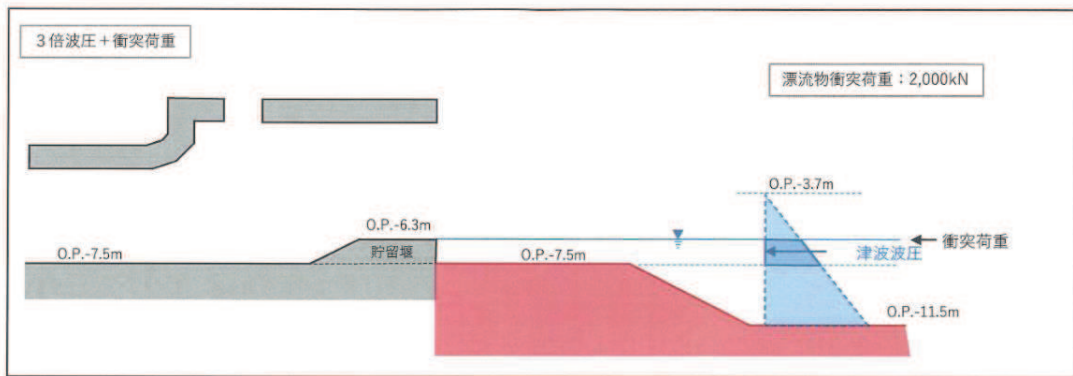


図 3-3(1) 荷重作用図 (津波時)

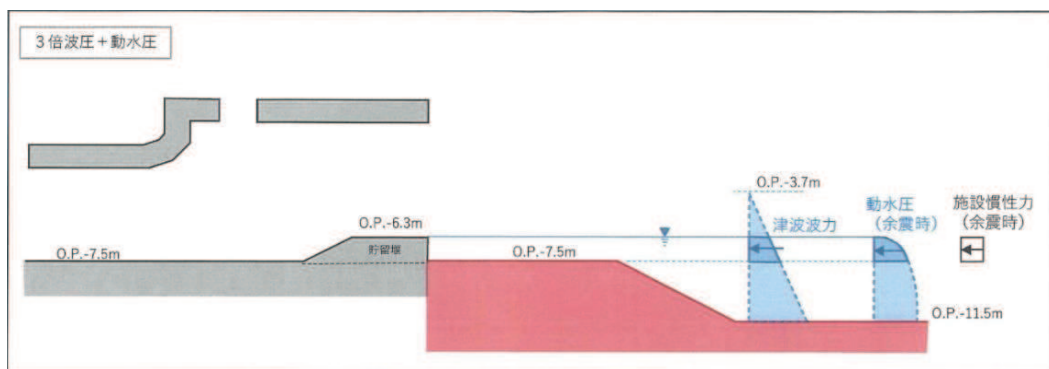


図 3-3(2) 荷重作用図 (重畳時 1)

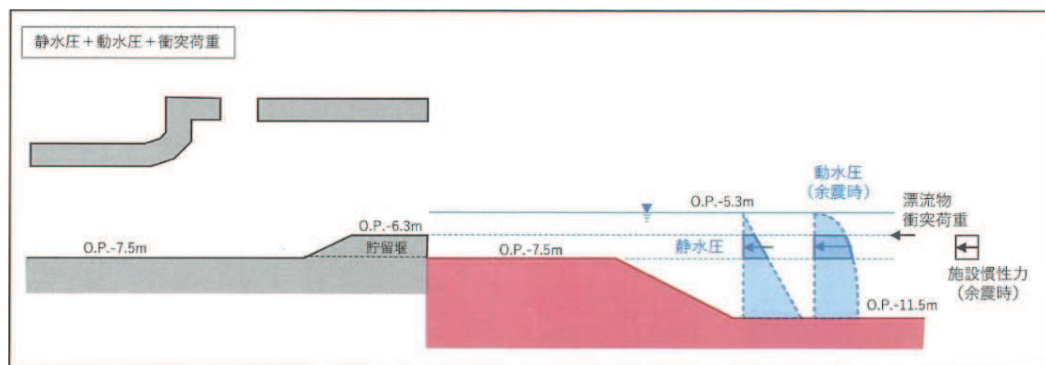


図 3-3(3) 荷重作用図 (重畳時 2)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象」にて設定した評価対象の応力や形状を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

貯留堰の許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」に基づく許容応力とする。貯留堰の許容限界を表 3-4 に示す。

表3-4 貯留堰の許容限界

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

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

3.5 評価方法

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

3.5.1 解析方法

貯留堰は、取水口底版に設置される構造物であることを踏まえ、取水口底版を固定端とし、高さ方向に線形はり要素で模擬した静的フレーム解析により評価を実施する。

静的フレーム解析には、解析プログラム「FRAME (面内) Ver. 5.0.4」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

静的フレーム解析においては、貯留堰の下端から天端までの高さ (はり長) 1.2m、長さ (奥行き幅) を対象にモデル化する。なお、貯留堰の両側部は取水口の隔壁と一体構造となっているが、解析においては側部の拘束は保守的に考慮せず、取水口底版を固定端とした片持ち梁として照査を実施する。静的フレーム解析モデルの概念図を図3-4に示す。

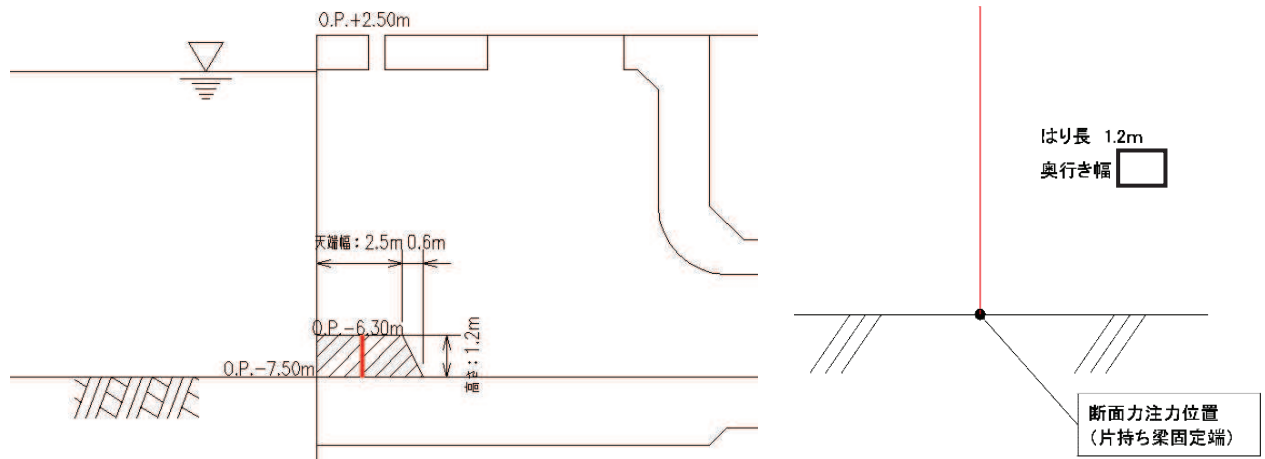


図 3-4 静的フレーム解析モデル概念図

3.5.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地震応答解析には、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

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

表 3-5 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性
		C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ

(2) 一次元地震応答解析

設計水平震度は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元重複反射理論による引戻し・引上げ解析を行って求められる貯留堰位置での応答結果を用いて設定する。なお、引戻し解析に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」とする。

一次元地震応答解析の概念図を図 3-5 に、設計水平震度の設定に用いる貯留堰位置の弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-6 に示す。

一次元地震応答解析には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

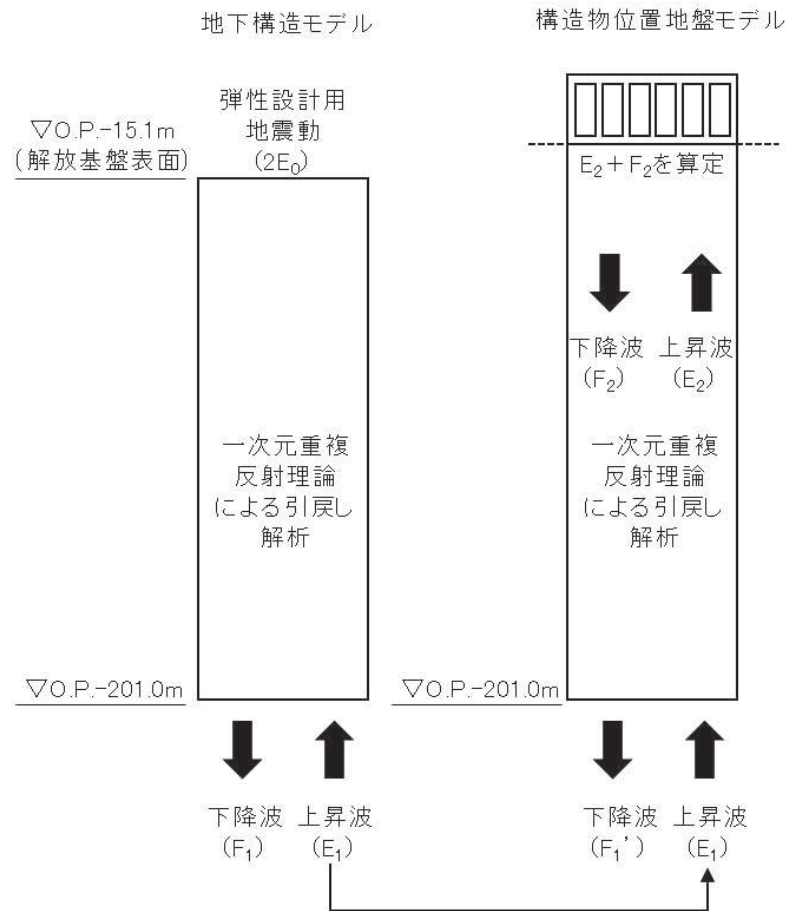
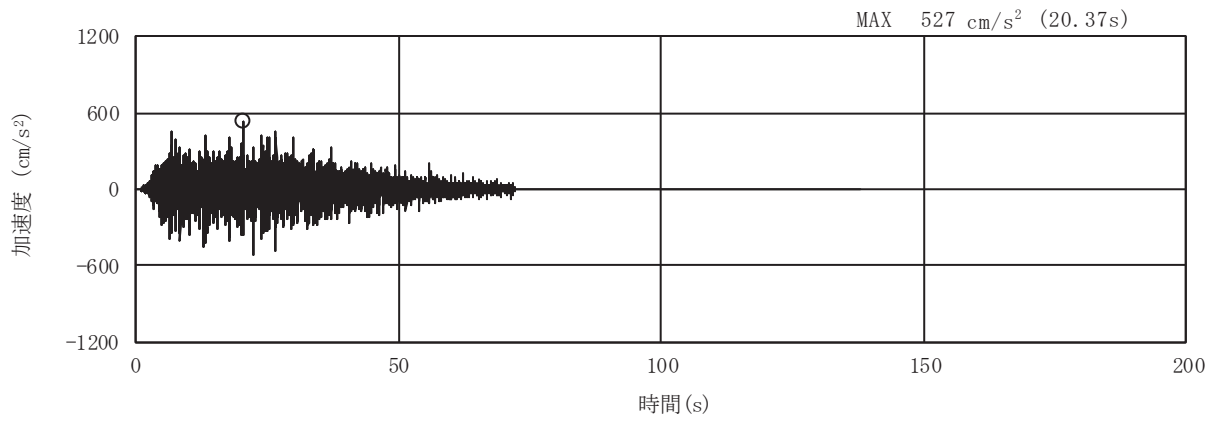
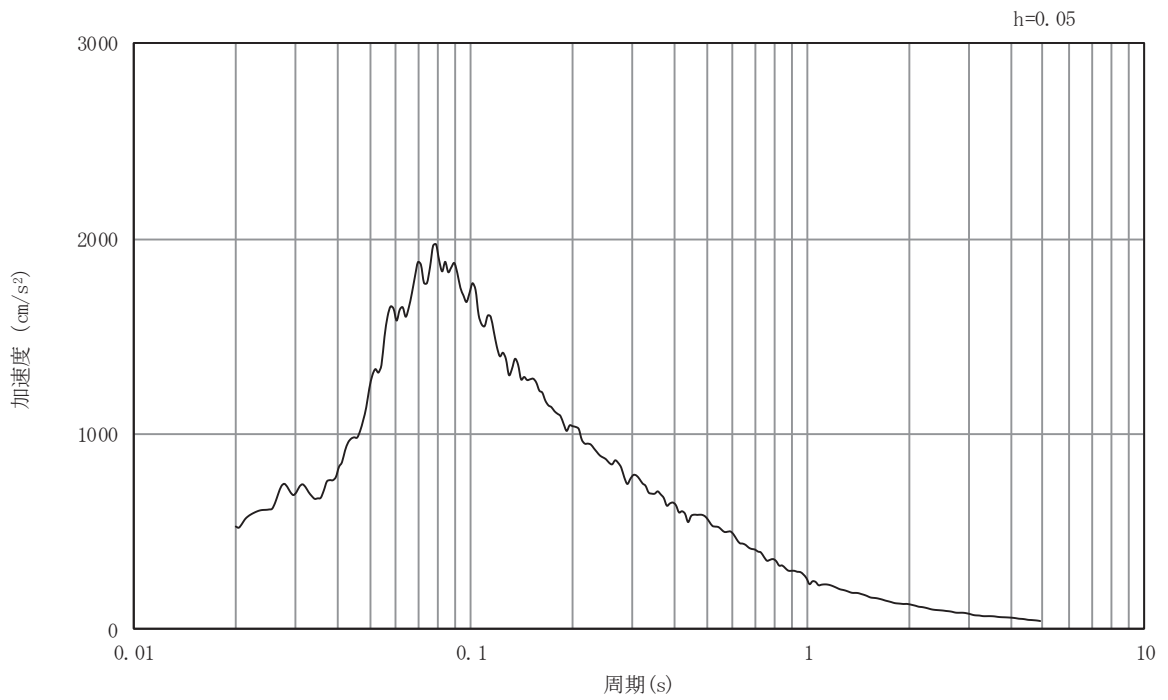


図 3-5 一次元地震応答解析の概念図



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

(3) 設計水平震度の算定

貯留堰位置における最大加速度を表 3-6 に示す。

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

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

表 3-6 一次元地震応答解析結果 (下線部：設計水平震度採用ケース)

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

3.5.3 評価方法

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

(1) 曲げ圧縮と引張に対する照査

曲げ圧縮及び引張の断面照査においては、発生断面力が許容限界以下であることを確認する。解析プログラムは「RC 断面計算 Ver8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

(2) せん断力に対する照査

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

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

ここで、

V : せん断力

b w : 部材断面の腹部の幅

z = j d : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

d : 有効高さ, j = 1/1.15

3.5.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値を表 3-7 に示す。

表3-7 使用材料及び物性値

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

4. 評価条件

4.1 津波時

津波時において、強度評価に用いる評価条件を表4-1に示す。

表4-1 強度評価に用いる条件（津波時）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
w_1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w_2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h_1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h_2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p_1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p_2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
P_c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
σ'_{ca}	短期許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm^2
σ_{sa}	短期許容引張応力度	294	N/mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	0.63	N/mm^2

4.2 重畳時1

重畳時1において、強度評価に用いる評価条件を表4-2に示す。

表4-2 強度評価に用いる条件（重畳時1）

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

4.3 重畳時2

重畳時2において、強度評価に用いる評価条件を表4-3に示す。

表4-3 強度評価に用いる条件（重畳時2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	1.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	2.2	m
p s 1	貯留堰の天端における静水圧	40.4	kN/m
p s 2	貯留堰の下端における静水圧	88.9	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	52.8	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	55.4	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	57.9	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	60.2	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	62.5	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	64.7	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	66.8	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	68.9	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	70.9	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	72.8	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	74.7	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	76.5	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	78.3	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ' c a	短期許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ s a	短期許容引張応力度	294	N/mm ²
τ a	短期許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.4 解析ケースによる荷重モデル図

評価条件で使用される記号を用いた荷重モデル図を図4-1～図4-3に示す。

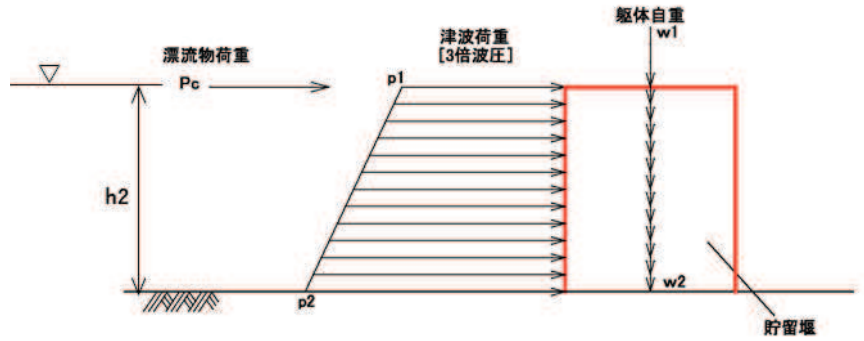


図4-1 荷重モデル図（津波時）

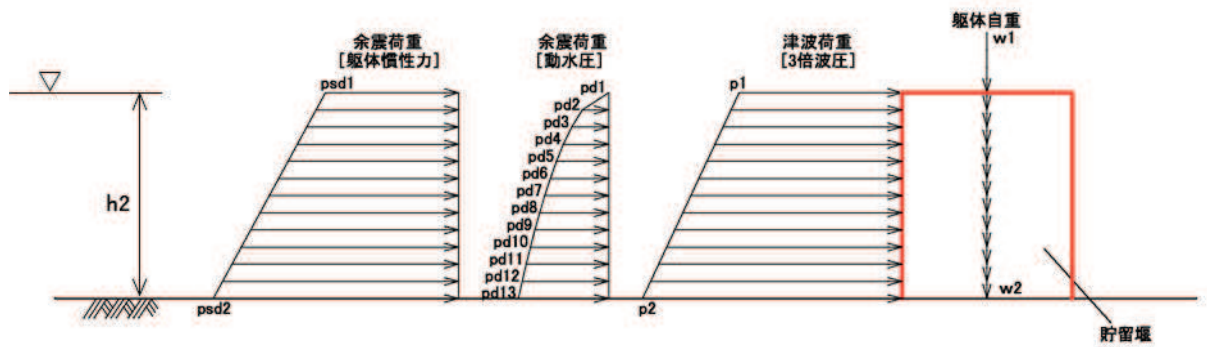


図4-2 荷重モデル図（重疊時1）

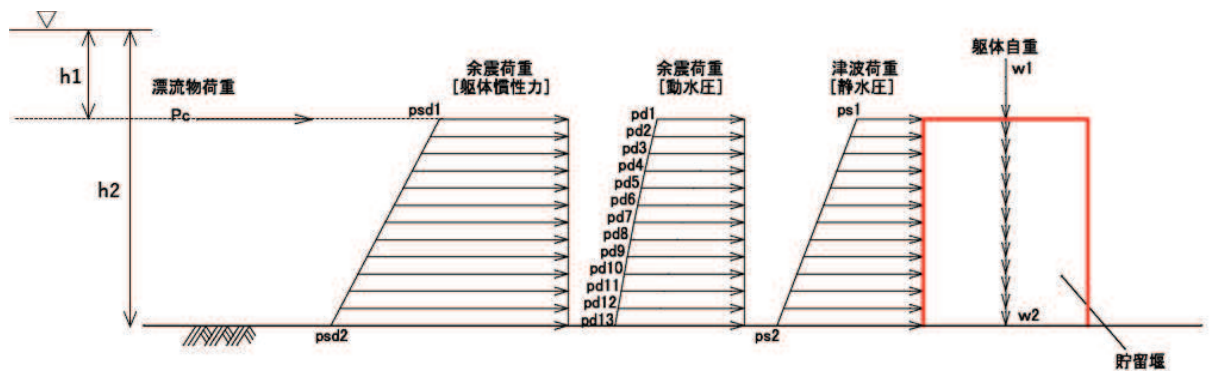


図4-3 荷重モデル図（重疊時2）

5. 強度評価結果

5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査

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

表 5-1 曲げ圧縮応力度の評価

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

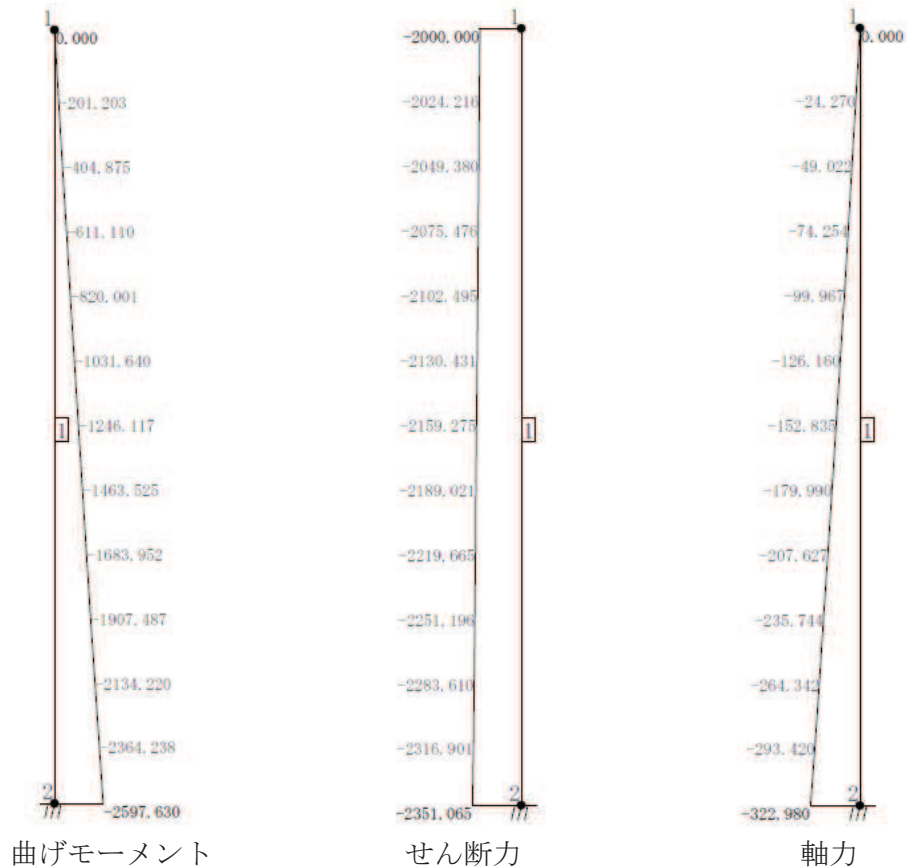


図 5-1 断面力図 (重畳時 2)

5.2 引張応力度に対する照査

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

表 5-2 引張応力度の評価

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

5.3 せん断応力度に対する照査

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

表 5-3 せん断応力度の評価

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

VI-3-別添 3-2-5 逆流防止設備の強度計算書

目 次

VI-3-別添 3-2-5-1 屋外排水路逆流防止設備の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1 屋外排水路逆流防止設備の強度計算書

目 次

VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の
強度計算書

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価部材	9
4.	固有周期	10
4.1	固有周期の計算方法	10
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	13
5.3	許容限界	14
5.4	設計用地震力	15
5.5	計算方法	17
5.6	計算条件	28
6.	評価結果	29
7.	出口側集水ピットの強度評価	30
7.1	出口側集水ピットの構造概要	30
7.2	評価方針	33
8.	強度評価方法	35
8.1	記号の定義	35
8.2	荷重算出断面	36
8.3	荷重及び荷重の組合せ	37
8.3.1	荷重	37
8.3.2	荷重の組合せ	37
8.4	許容限界	38
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	38
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	39
8.5	評価方法	40
8.5.1	二次元動的解析	40

8.5.2	三次元構造解析	55
8.5.3	評価方法	70
9.	評価条件	71
10.	評価結果	72
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	72
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	75

1. 概要

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

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

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2-1 に示す。

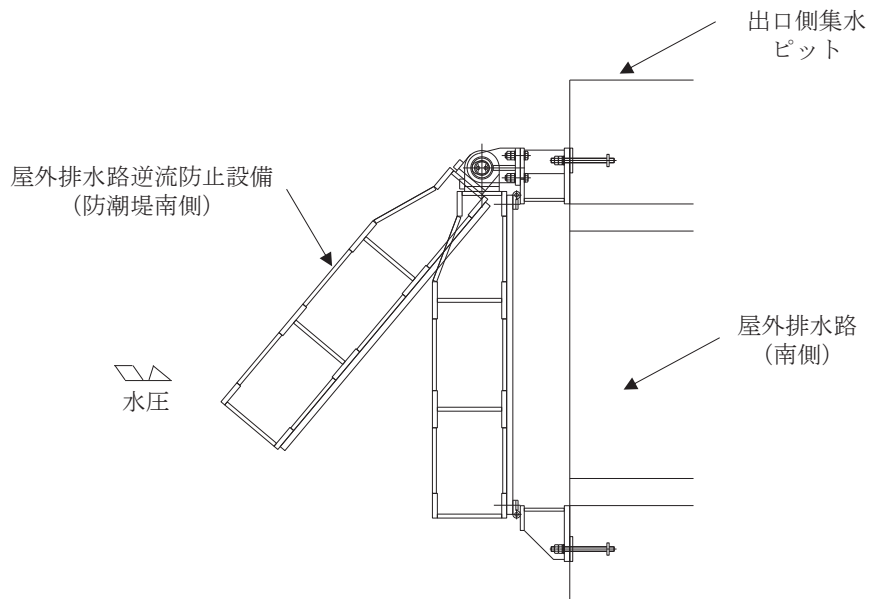
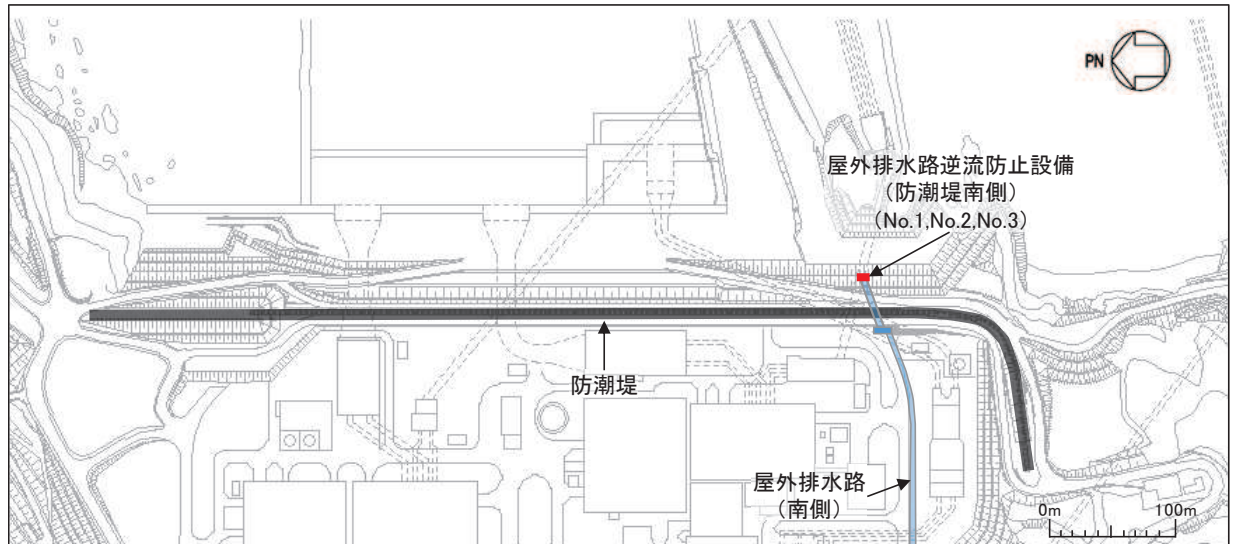


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

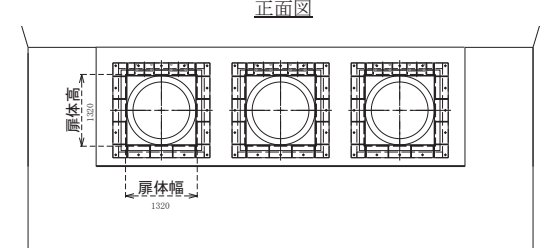
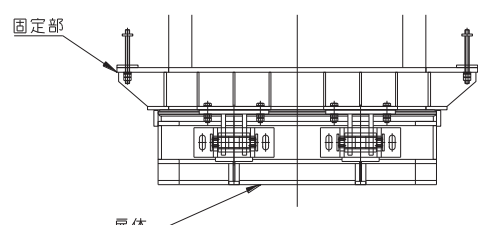
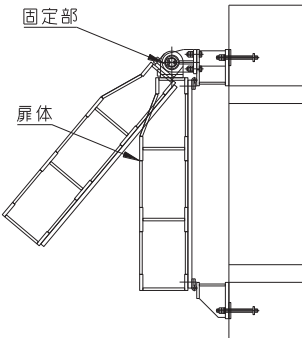
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対してそれぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

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

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

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

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部材に作用する応力が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価フローを図 2-2 に示す。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部材を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ を入力して得られた屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）設置箇所の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

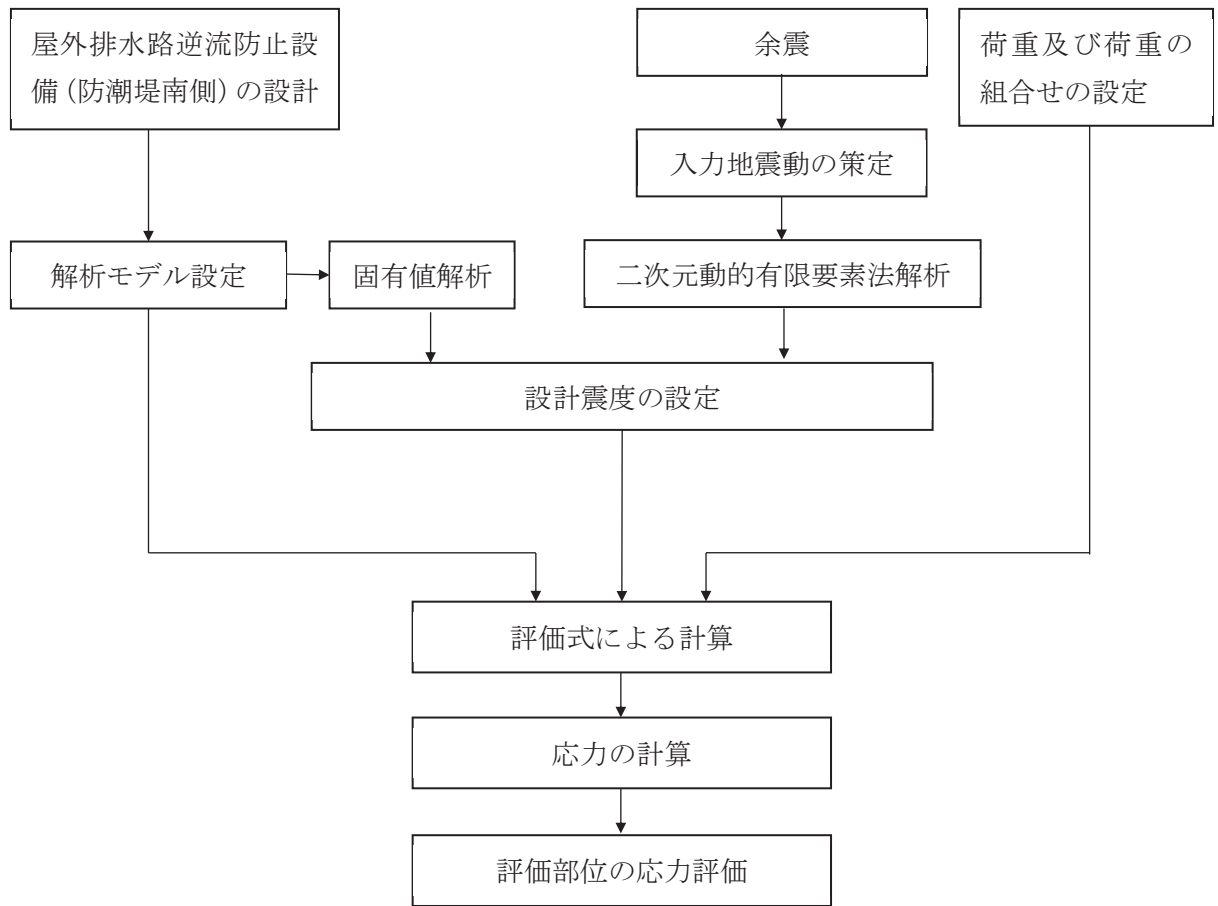


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

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

表 2-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（1/2）

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

表 2-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（2/2）

記号	定義	単位
P_5	戸当りへ作用する荷重	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	下部作用圧力	N/mm^2
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
l_x	支圧板中心横幅	mm
l_y	支圧板中心縦幅	mm
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm
H	入力津波高	m
h	設計用浸水深	m
P_c''	寸法の小さい漂流物荷重	kN
Z_1	スキンプレートの断面係数	mm^3

3. 評価部材

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

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

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

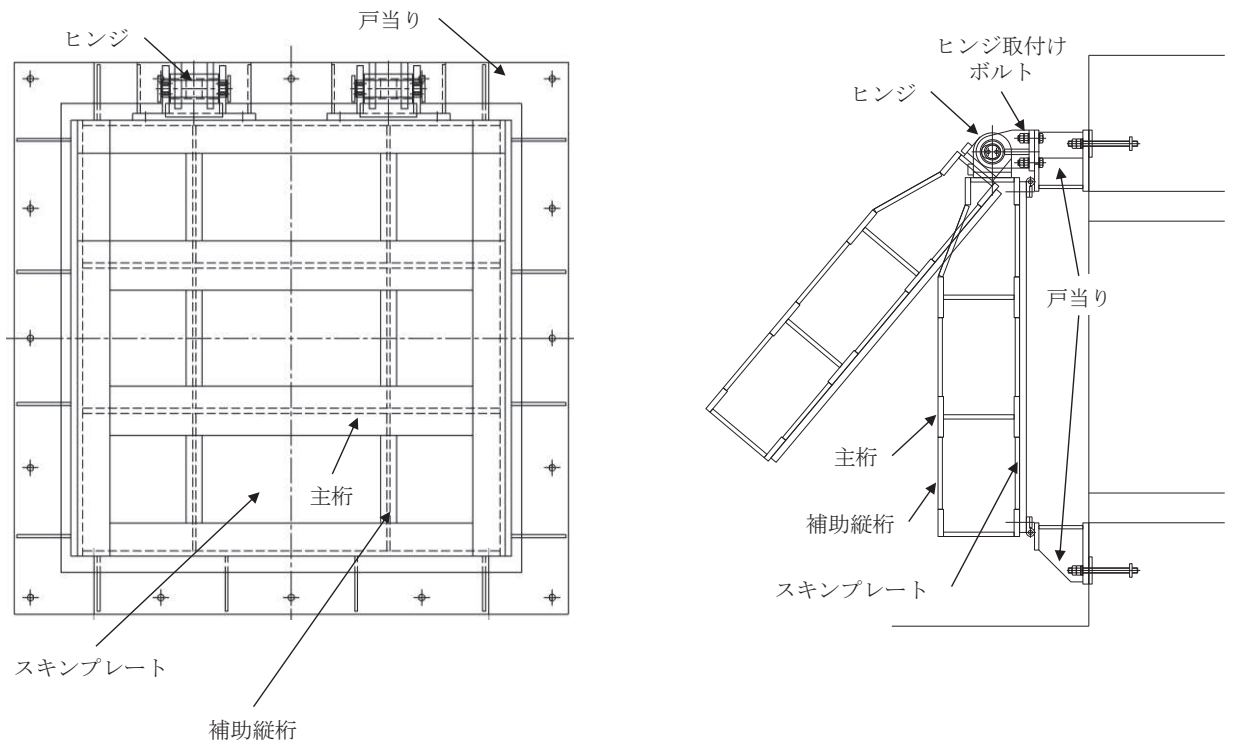


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部材

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

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

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

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

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

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

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

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

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部材」にて設定する評価部材に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

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

5.2.1 荷重の設定

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

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

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

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重（ P_t ）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位 0.P.+24.4m に余裕を考慮した津波水位 0.P.+25.0m を用いることとし、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(3) 余震荷重（ K_{sd} ）

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側)の設計に考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

5.3 許容限界

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5-2 に示す。

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

表 5-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

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

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

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

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

5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8.5.1 二次元動的解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点を図 5-1 に，地震応答解析結果を図 5-2 に，設計震度を表 5-3 に示す。

なお，設計震度は図 5-1 に示す節点位置のうち，最大加速度となる節点の値を基に算定している。

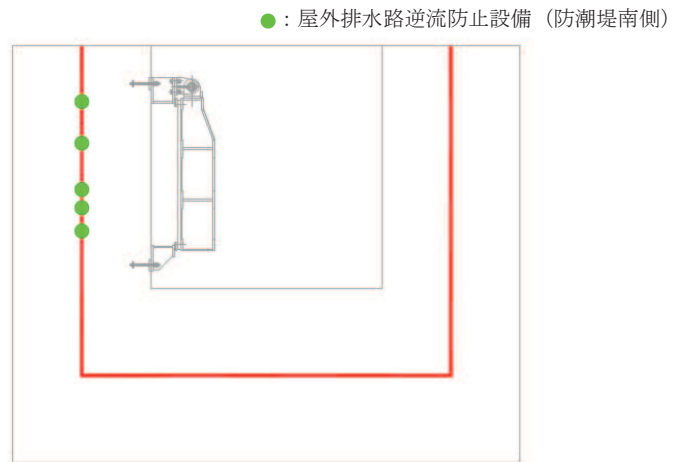
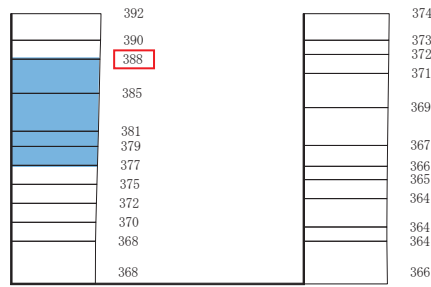
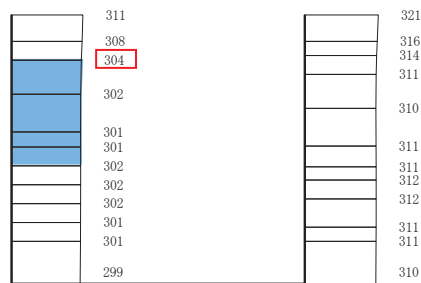


図 5-1 加速度抽出位置



(水平方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(++), 解析ケース②)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲



図 5-2 逆流防止設備 (扉体及び固定部) の地震応答解析結果 (最大加速度分布)

表 5-3 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	余震による 設計震度	
				水平方向 K _H	鉛直方向 K _V
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S d - D 2 (-+)	①	出口側集水ピット O. P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _H	0.4
	S d - D 2 (++)	②		鉛直方向 K _V	0.4

5.5 計算方法

各評価対象部材に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5-3 に示す。

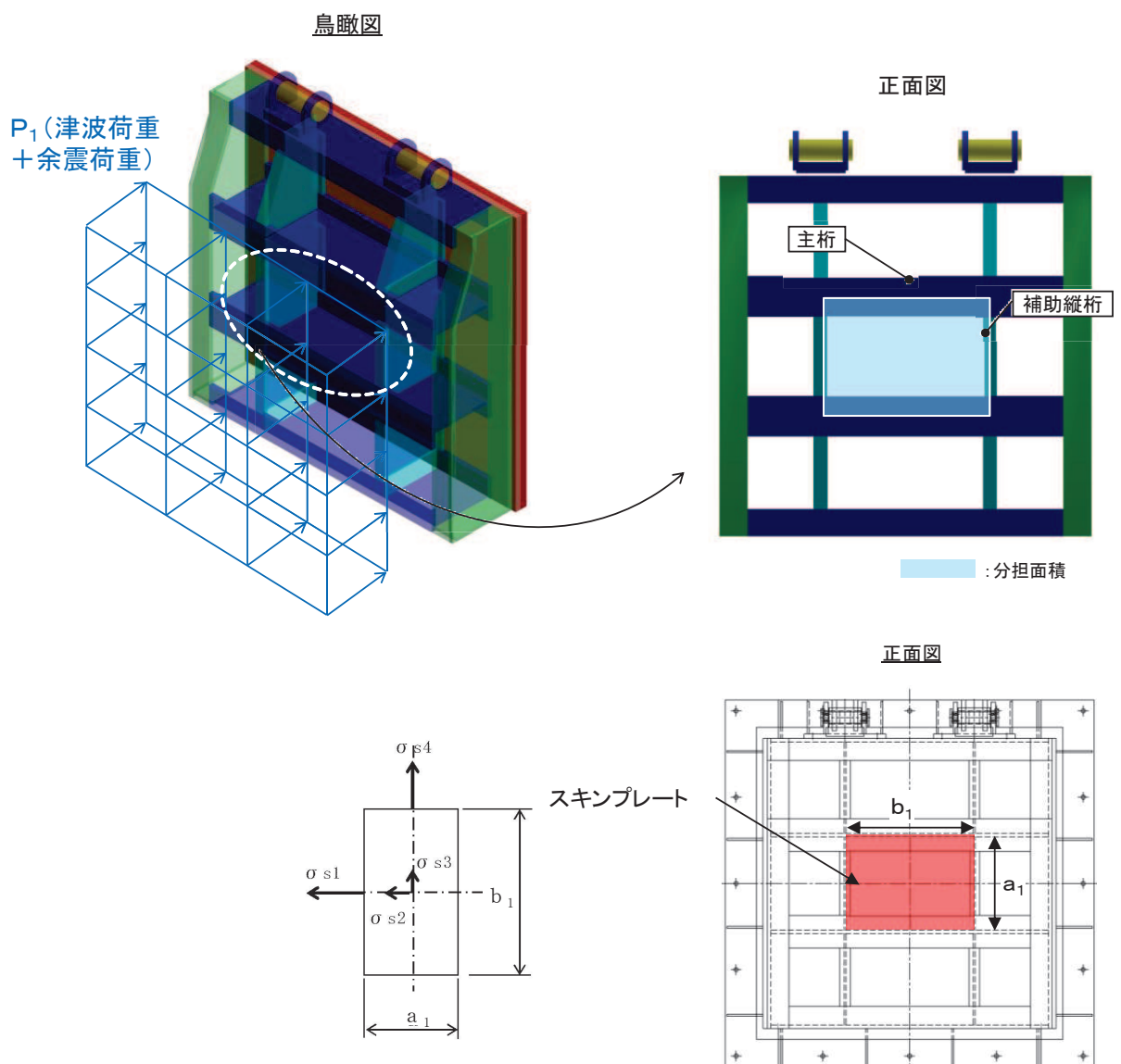


図 5-3 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

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

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5-4 に示す。

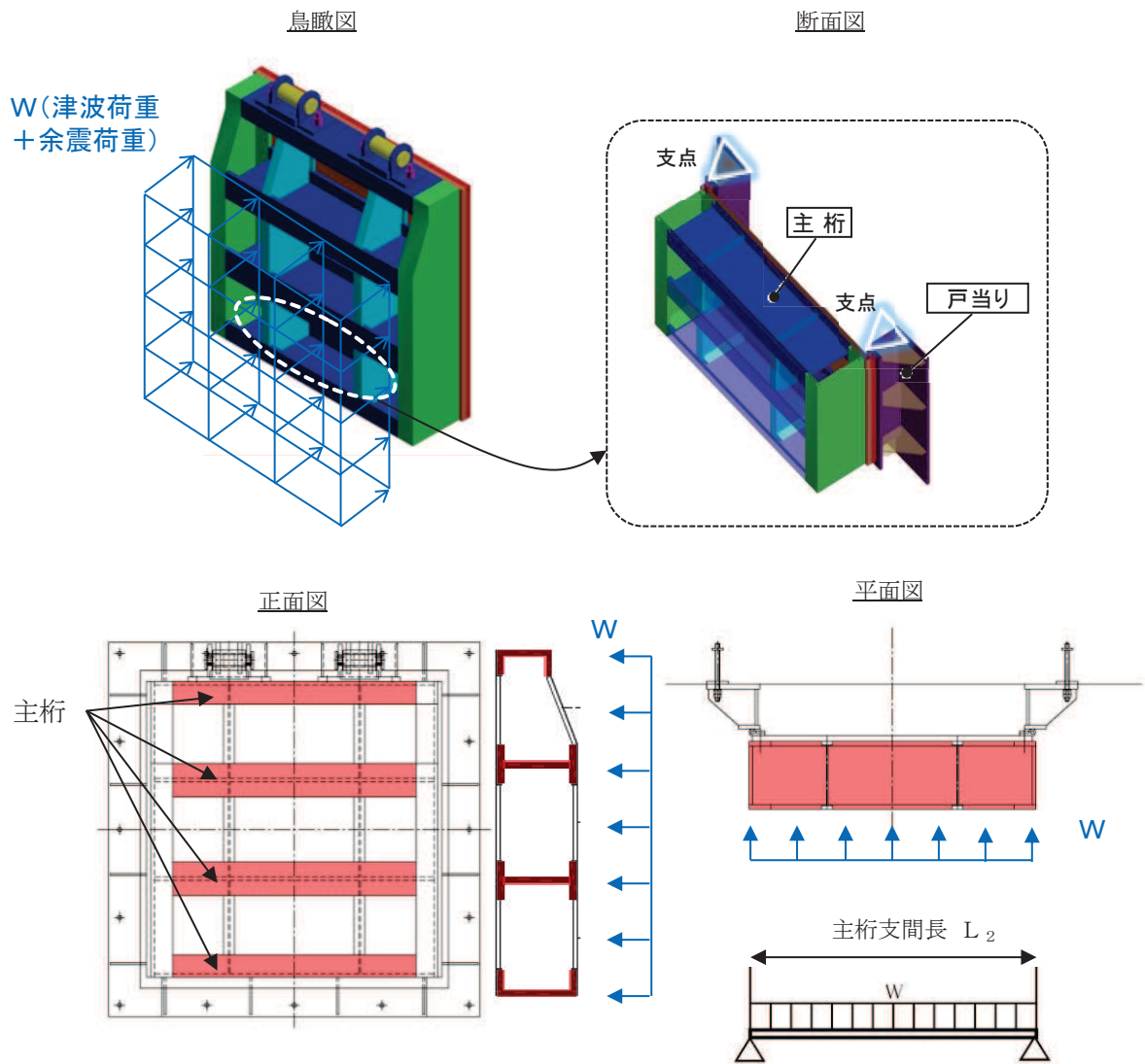


図5-4 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

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

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

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

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{Aw_2}$$

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

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- Aw₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5-5 に示す。

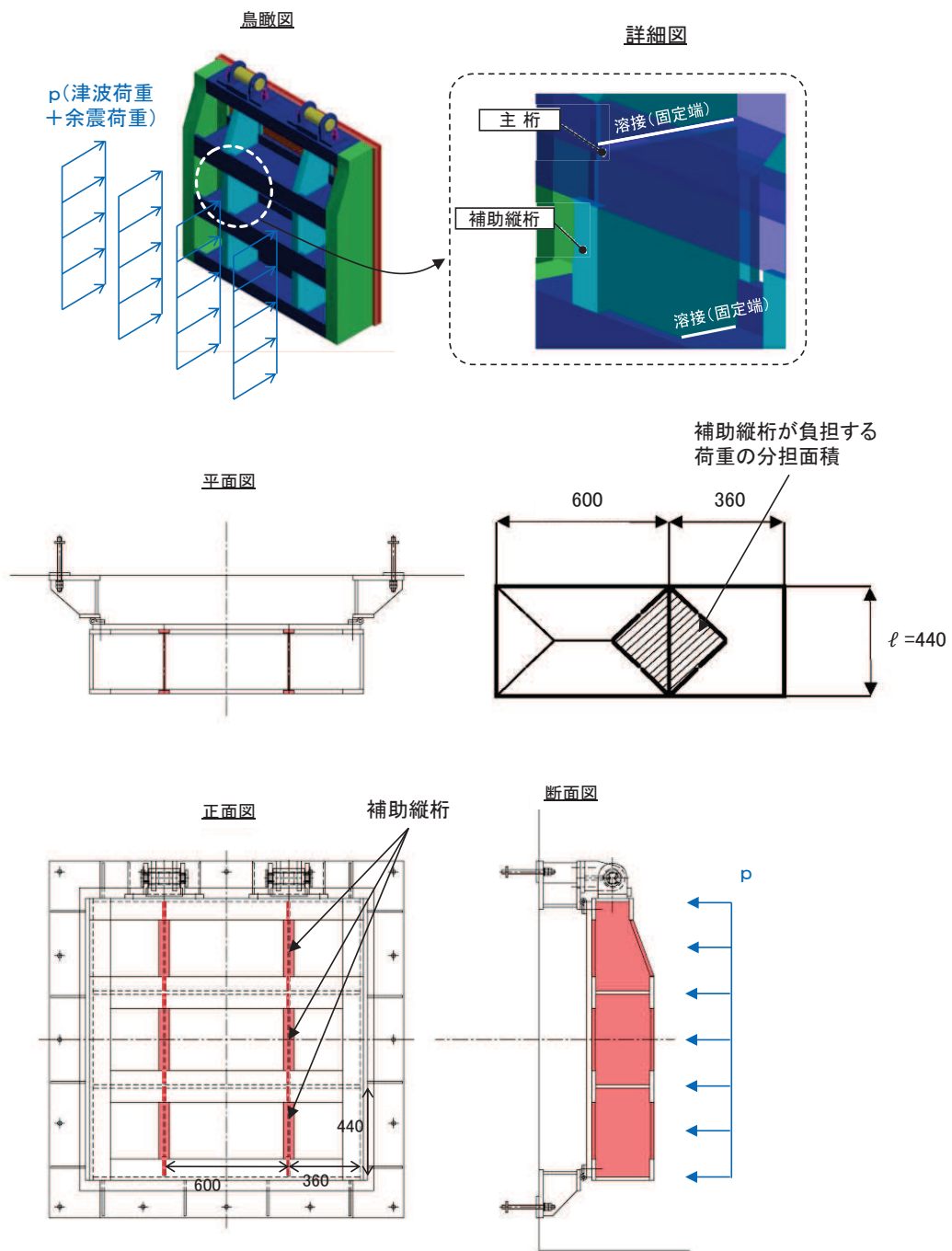


図5-5 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位 : mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

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

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

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

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

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

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図を図 5-6 に示す。

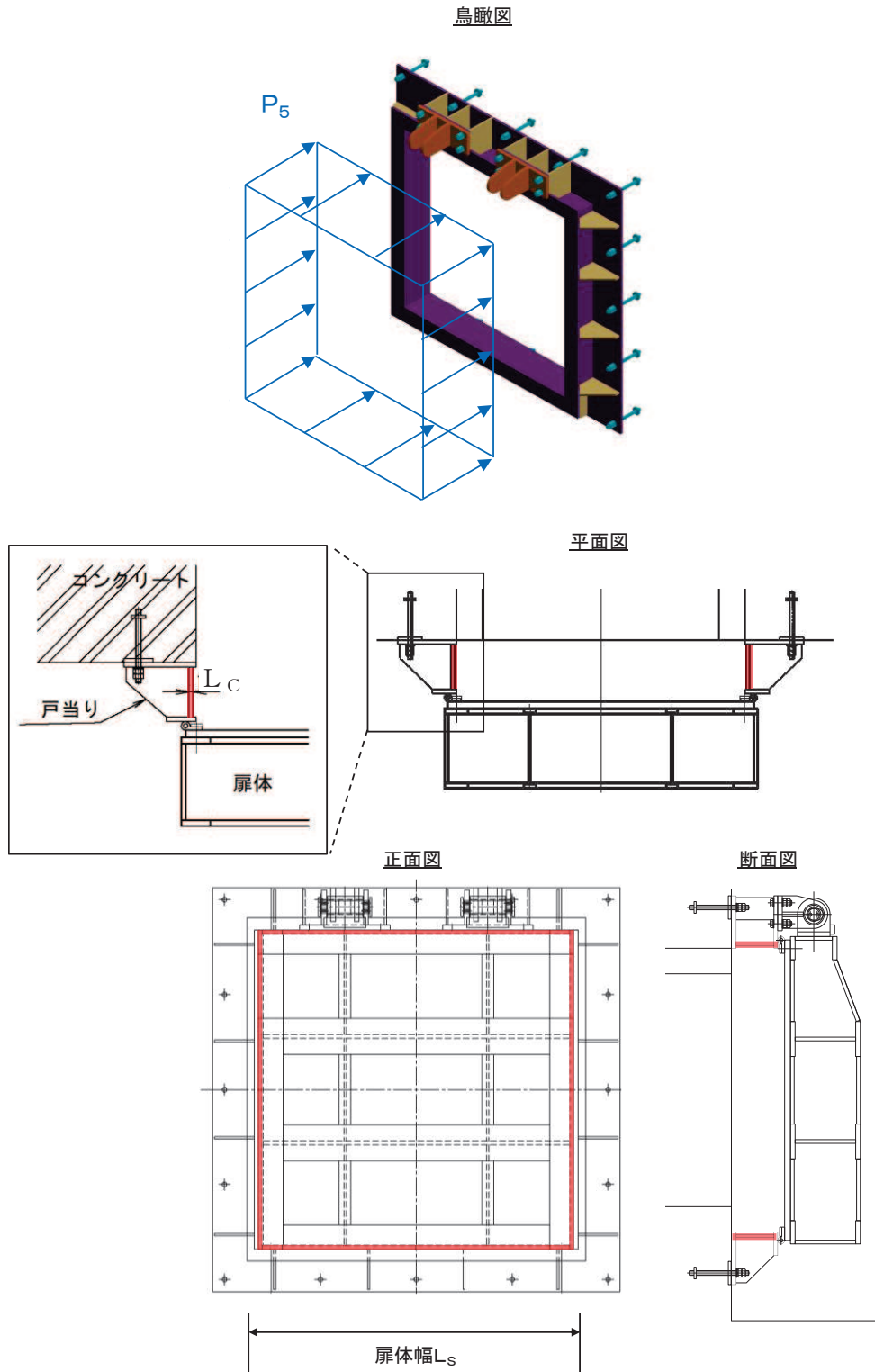


図 5-6 戸当りの構造図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

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

ここで、

P_5 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5-7 に示す。

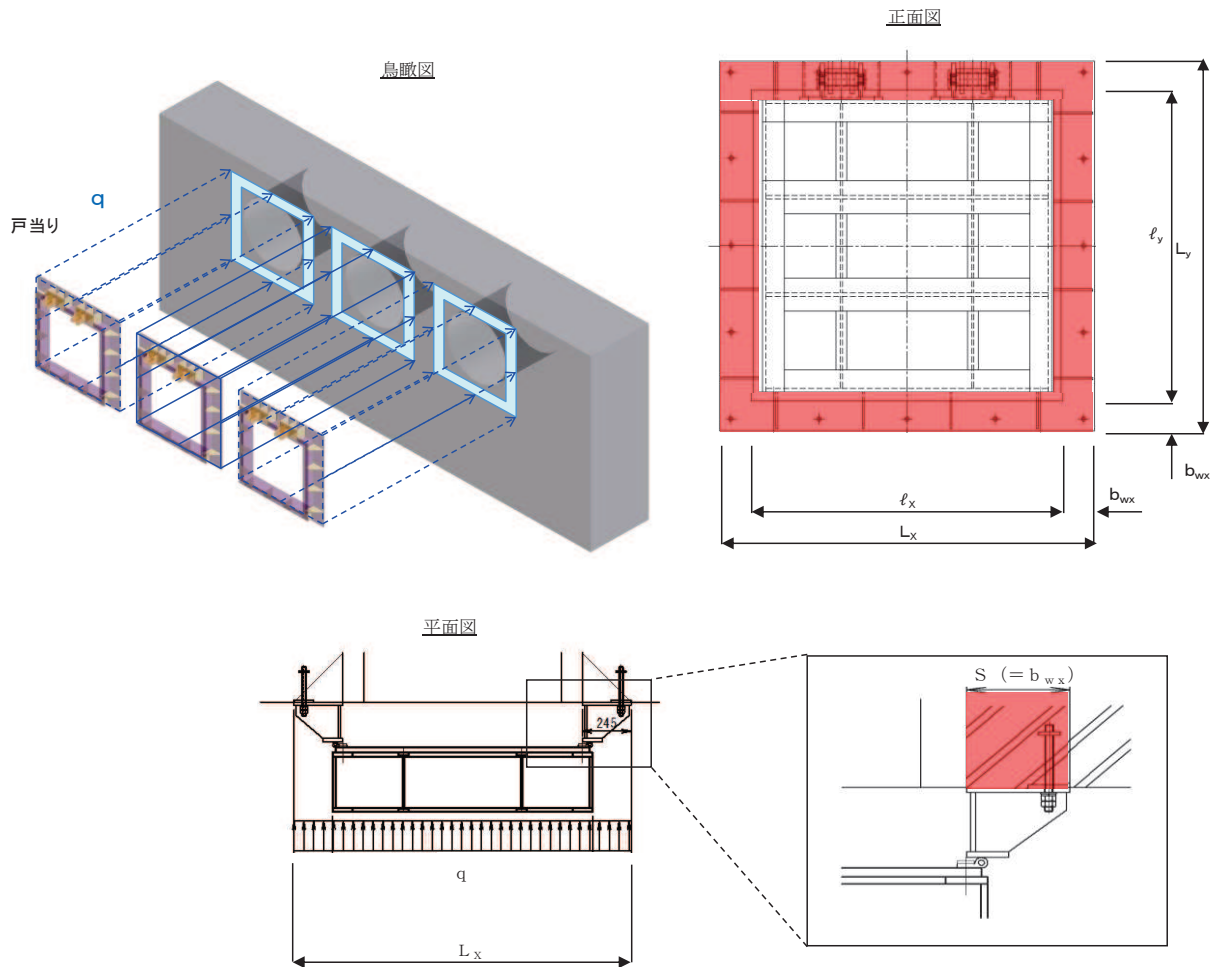


図 5-7 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

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

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

ここで,

q : 単位面積当たりの荷重 (N/mm^2)

L_x : 戸当り横幅 (mm)

L_y : 戸当り縦幅 (mm)

l_x : 支圧板中心横幅 (mm)

l_y : 支圧板中心縦幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)

b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

(6) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。スキンプレートのモデル図を図5-8に示す。

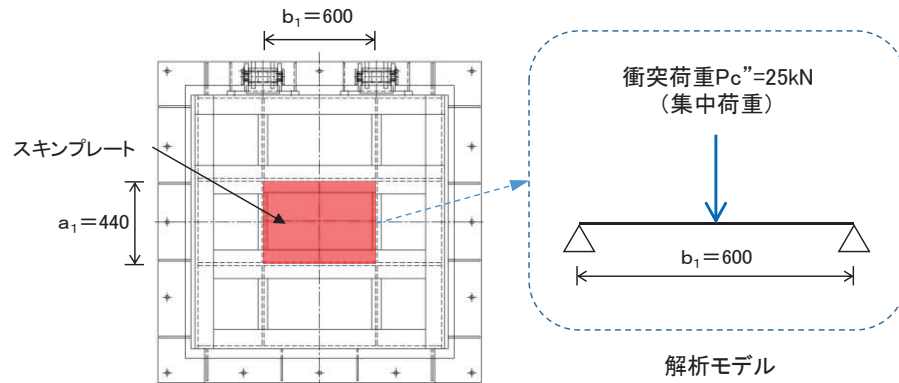


図5-8 スキンプレートのモデル図

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

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

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

ここで、

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

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5-4に示す。

表 5-4 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの 扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A_1 (mm ²)	水の単位体積 重量 W_0 (N/mm ³)	入力津波高 H (m)	設計用 浸水深 h (m)	寸法の小さい漂流物 荷重 P_c ” (kN)
1.4709975×10^4	1.7424×10^6	1.01×10^{-5}	24.4	12.25	25

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	短辺 a_1 (mm)	長辺 b_1 (mm)	板厚 t_1 (mm)	単位面積当たりの 荷重 P_1 (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.31
2~3桁	41.96	440	600	25	0.31
3~4桁	41.96	440	600	25	0.31

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L_2 (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A_{w2} (mm ²)
1桁	68.2	1320	3.799467×10^5	2.56×10^3
2, 3桁	136.4	1320	9.415644×10^5	4.16×10^3
4桁	68.2	1320	6.797867×10^5	4.16×10^3

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A_{w3} (mm ²)
0.31	440	1.713276×10^5	1.512×10^3

戸当りへ作用する 荷重 P_5 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L_c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b_{wx} (mm)	支圧幅 b_{wy} (mm)
0.31	1320	12	245	245	225

水平荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)	支圧板中心横幅 ℓ_x (mm)	支圧板中心縦幅 ℓ_y (mm)
0.31	1710	1670	1465	1445

6. 評価結果

重畳時における評価部材の応力評価結果を表 6-1 に、寸法の小さい漂流物の影響評価結果を表 6-2 に示す。

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

表 6-1 強度評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

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

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

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

評価部材		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
扉体	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	81.82	154	0.54

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

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

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

出口側集水ピットの概念図を図7-1に、構造図を図7-2に、概略配筋図を図7-3に示す。

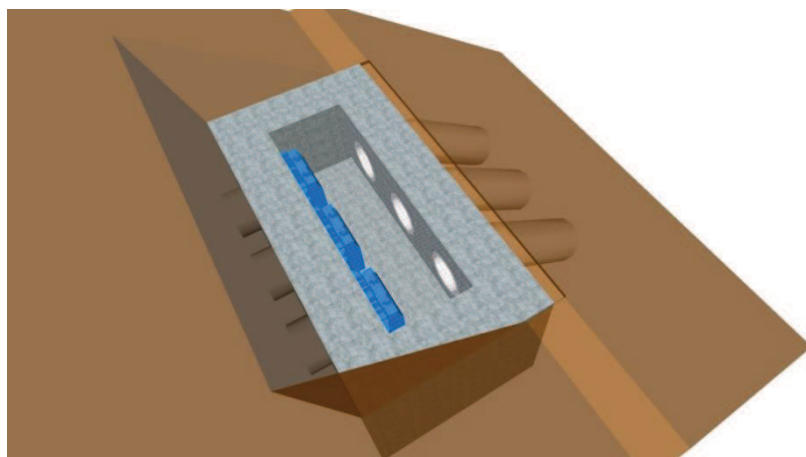
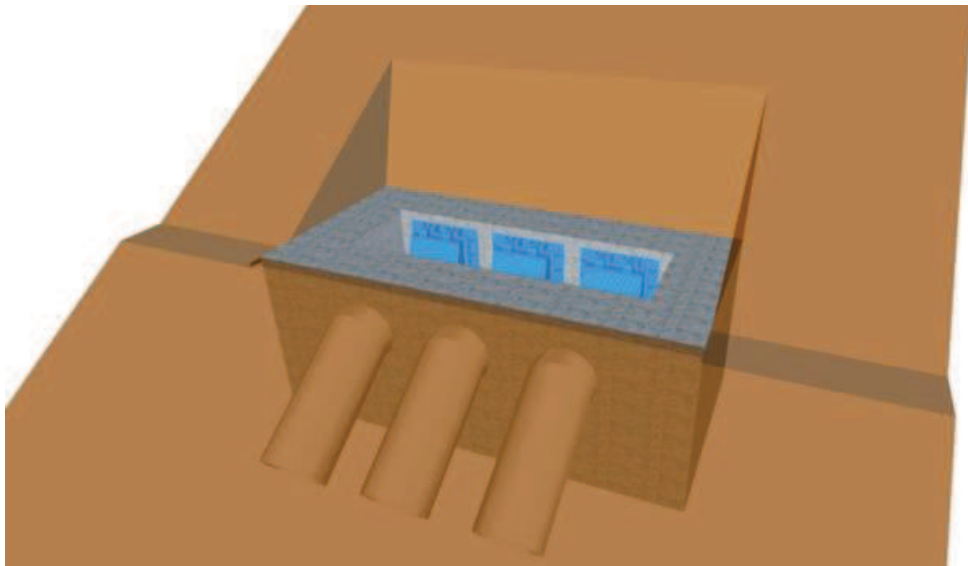


図7-1 出口側集水ピットの概念図

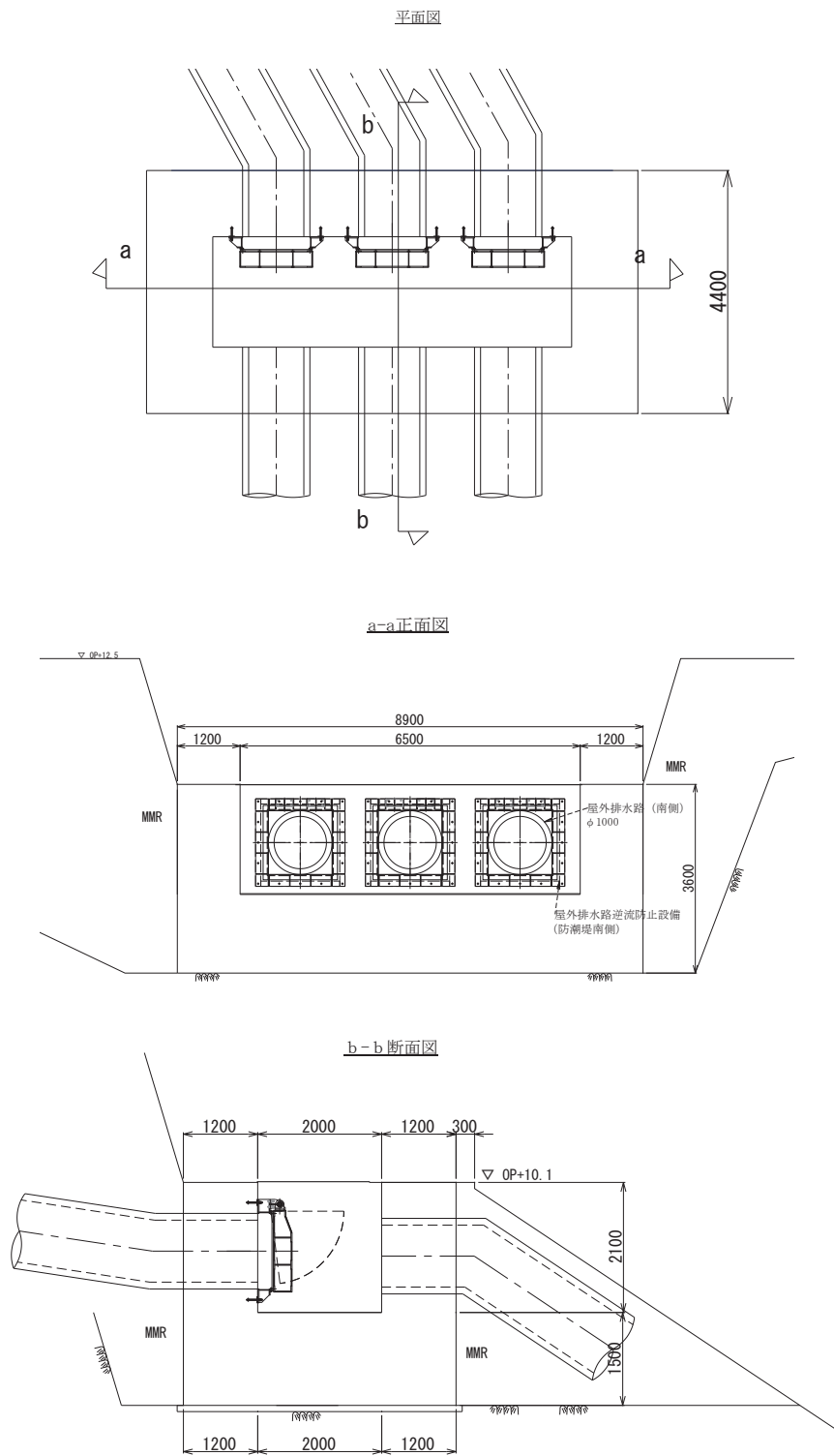


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (単位 : mm)

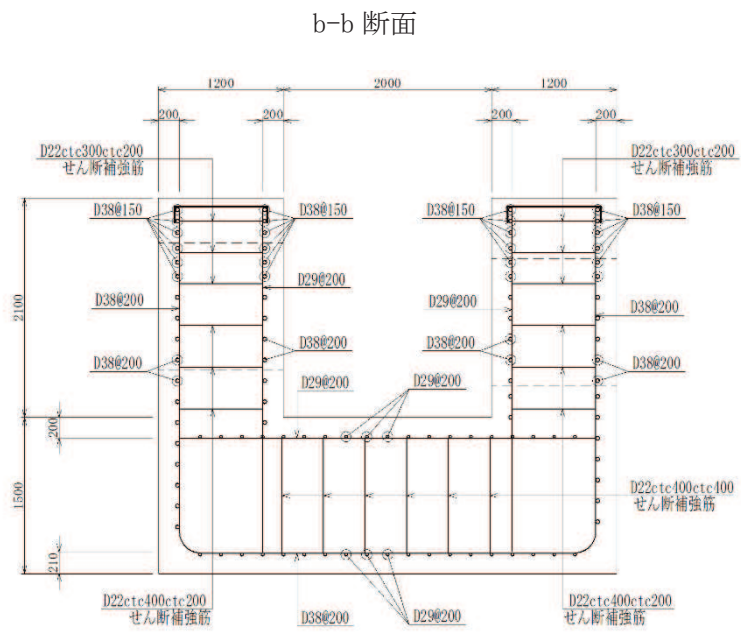
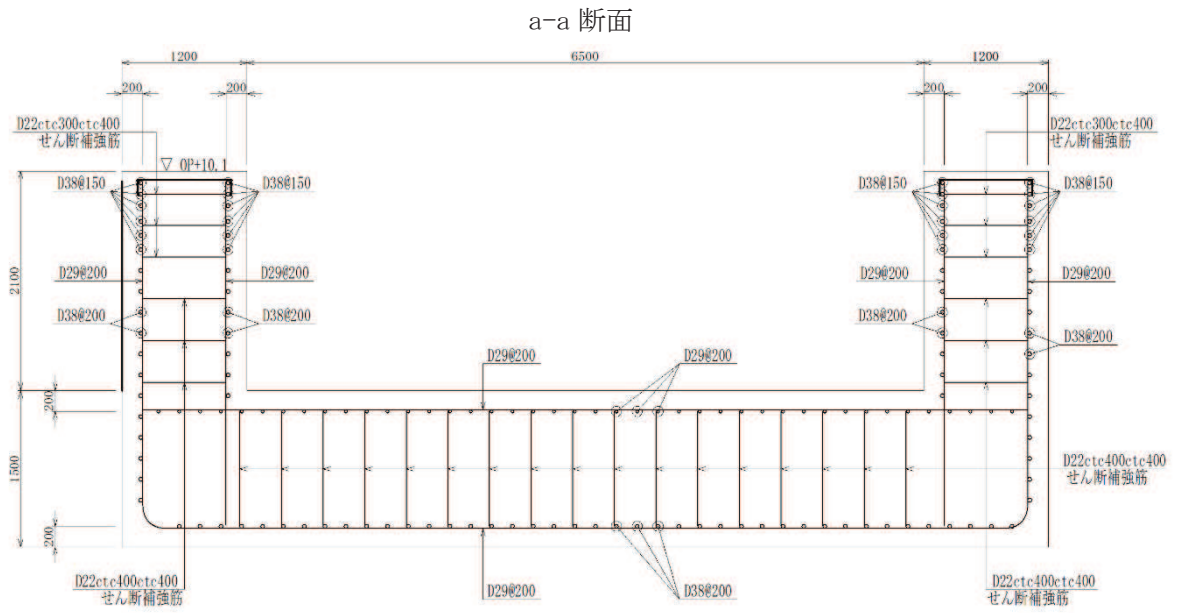


図 7-3 出口側集水ピットの配筋概要図 (単位 : mm)

7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部材を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

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

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

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S d - D 2 を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7-4 に示す。

表 7-1 出口側集水ピットの評価項目

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

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

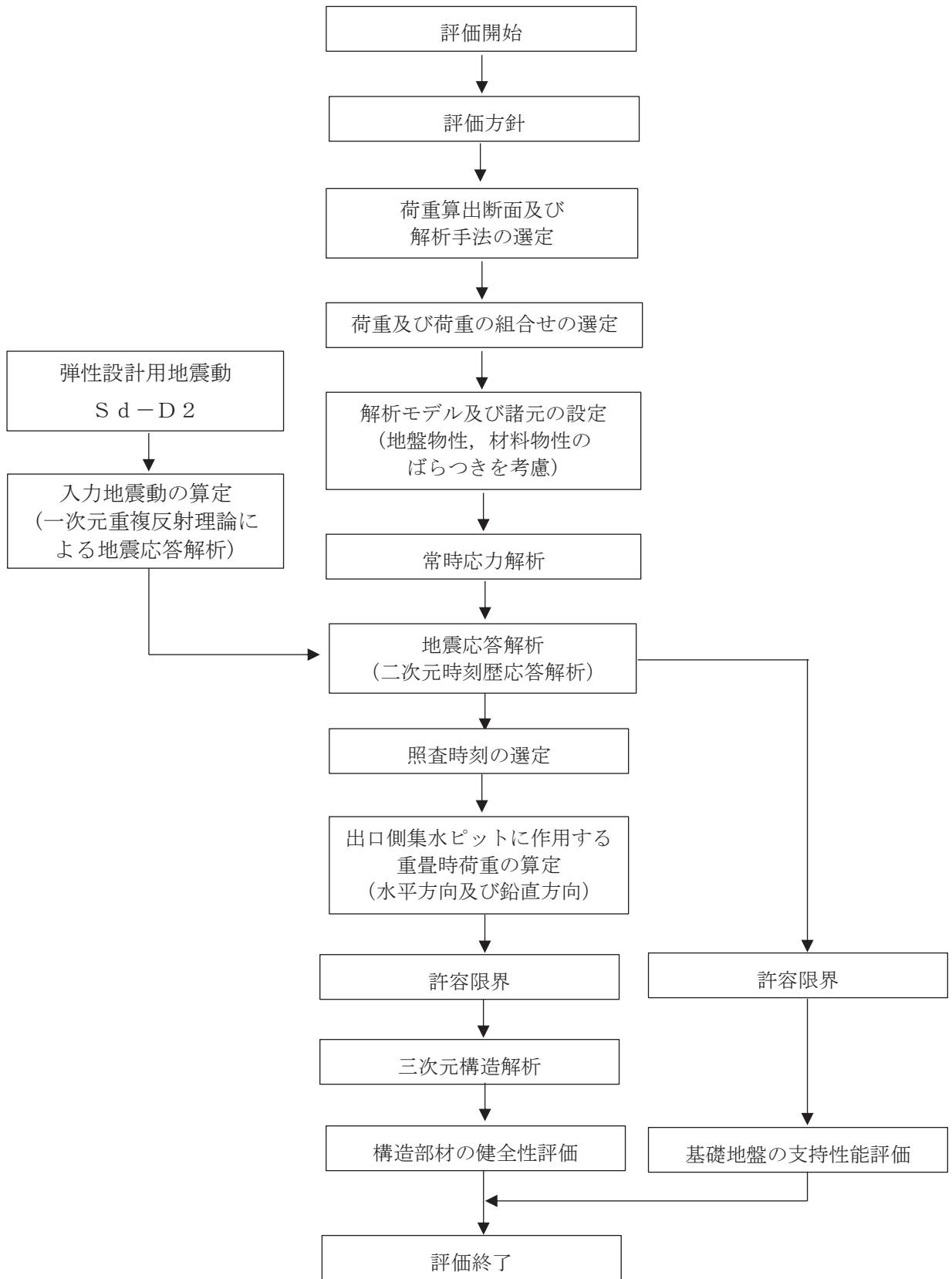


図 7-4 出口側集水ピットの強度評価フロー

8. 強度評価方法

8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8-1 に示す。

表 8-1 強度計算書に用いる記号

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

8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8-2 に示す。

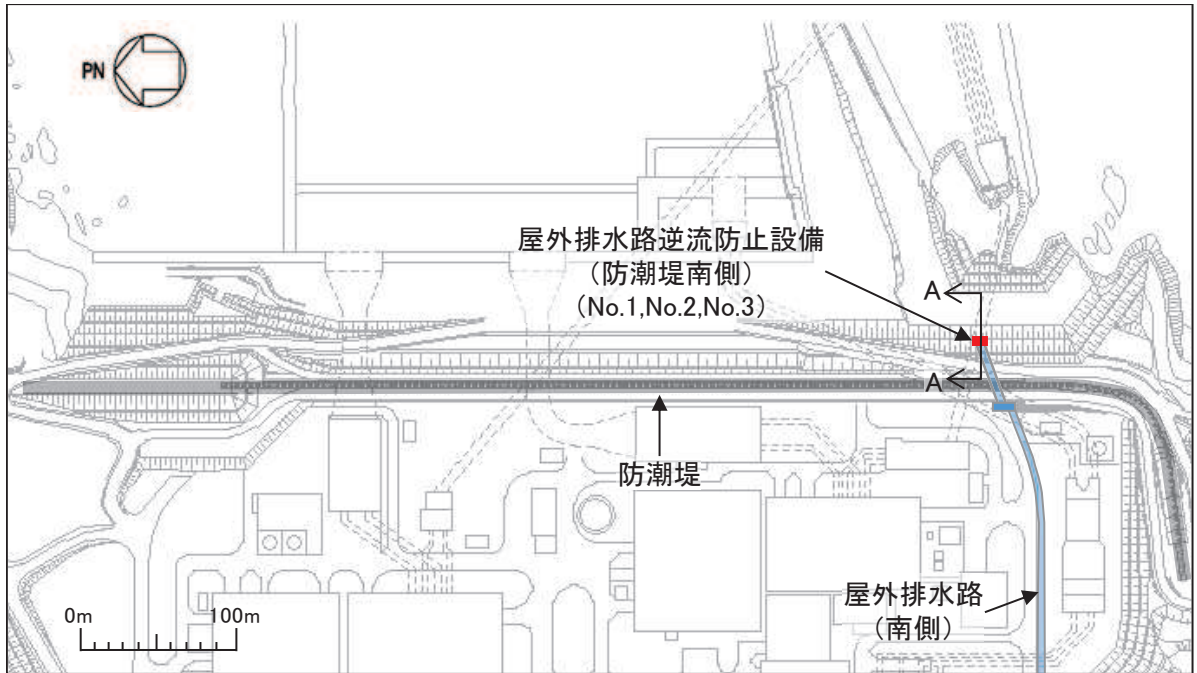


図 8-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

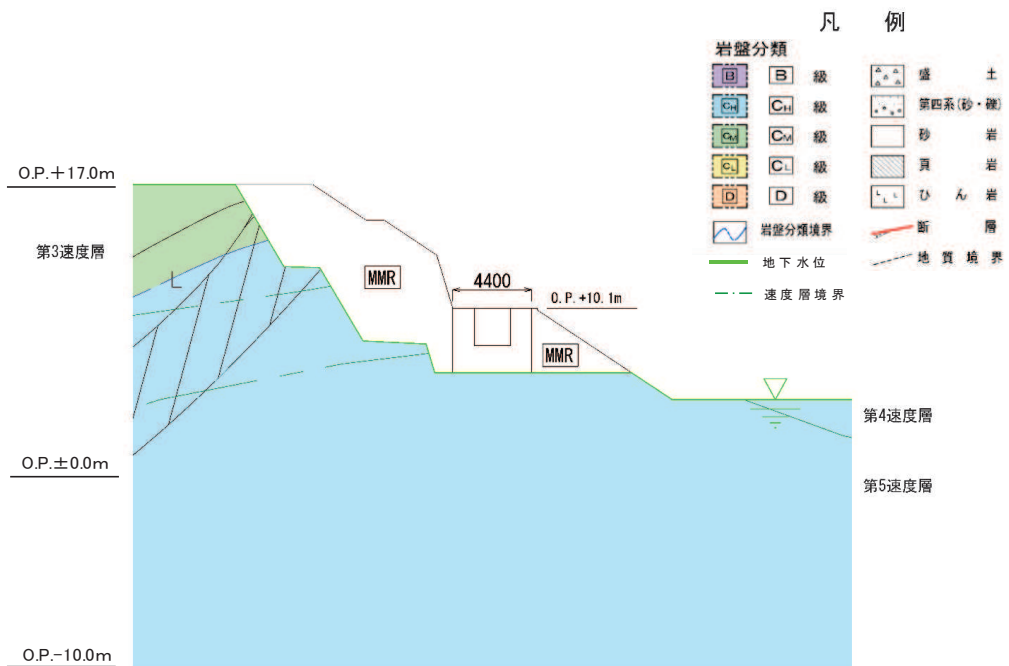


図 8-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面)

8.3 荷重及び荷重の組合せ

8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高 0.P.+24.4m に余裕を考慮した津波水位 0.P.+25.0m を用いることとし、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(4) 余震荷重 (K_{Sd})

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

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-2 に示す。

表 8-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

8.4 許容限界

8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8-3 及び表 8-4 に示す。

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

表 8-3 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

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

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8-4 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8-3 及び表 8-4 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

8.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 8-5 に示す。

表 8-5 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

8.5 評価方法

8.5.1 二次元動的解析

(1) 評価対象断面

評価対象断面については、「8.2 荷重算出断面」に示す断面とする。

(2) 解析方法

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

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 構造部材

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

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として C_{H1} 級岩盤及び C_{M1} 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8-6 に示す。

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

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

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

表 8-6 解析ケース

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

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解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 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した係数 α , β を表 8-7 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

α , β : 係数

表 8-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

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

d. 解析ケースの選定

(a) 耐震評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8-6 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8-8 に示す。

表 8-8 重畳時における解析ケース

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

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

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8-9 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8-9 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応答加速度抽出のための解析ケース

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

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

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

*3：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(3) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ 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。

図 8-3 に入力地震動算定の概念図を、図 8-4 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver.2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

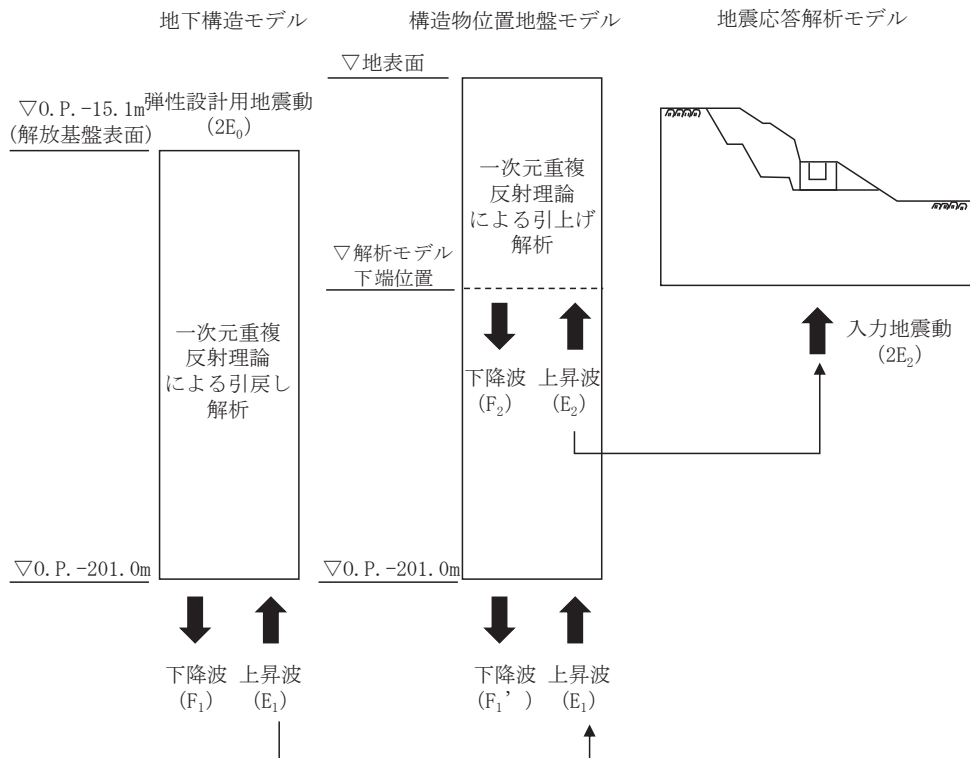
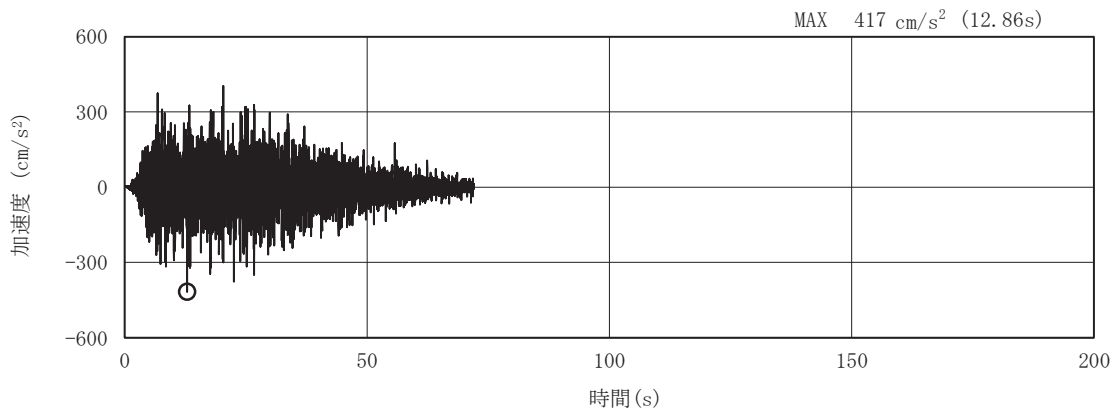
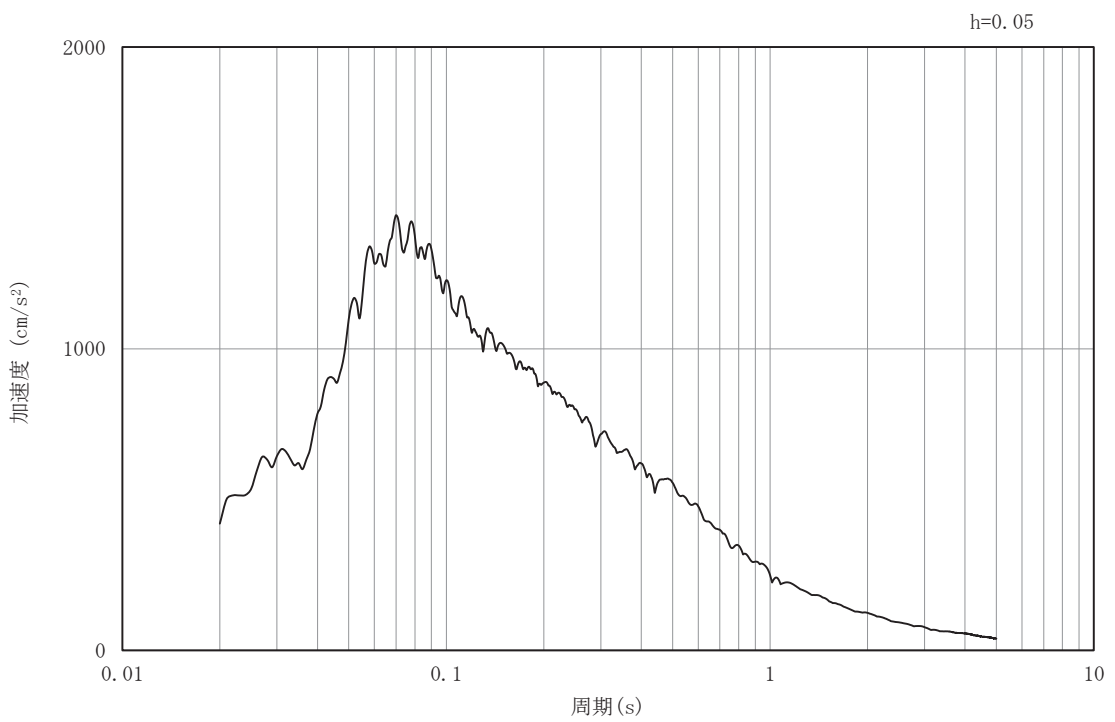


図 8-3 入力地震動算定の概念図

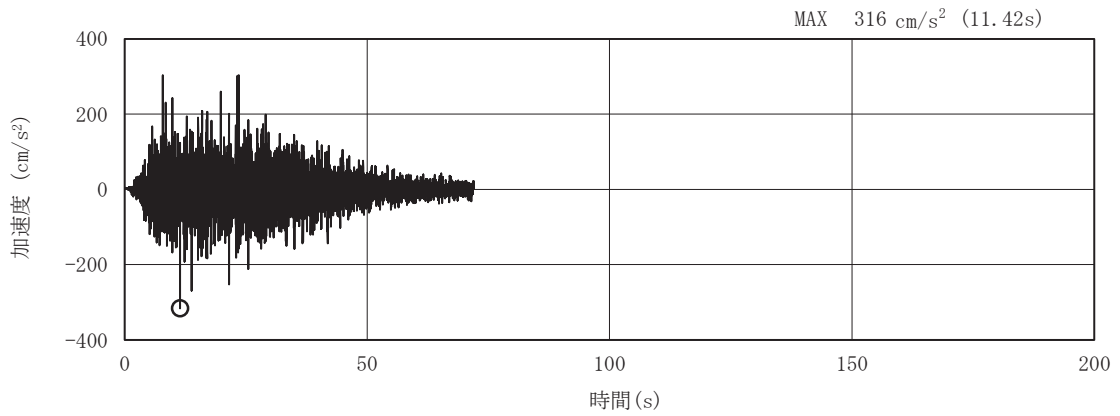


(a) 加速度時刻歴波形

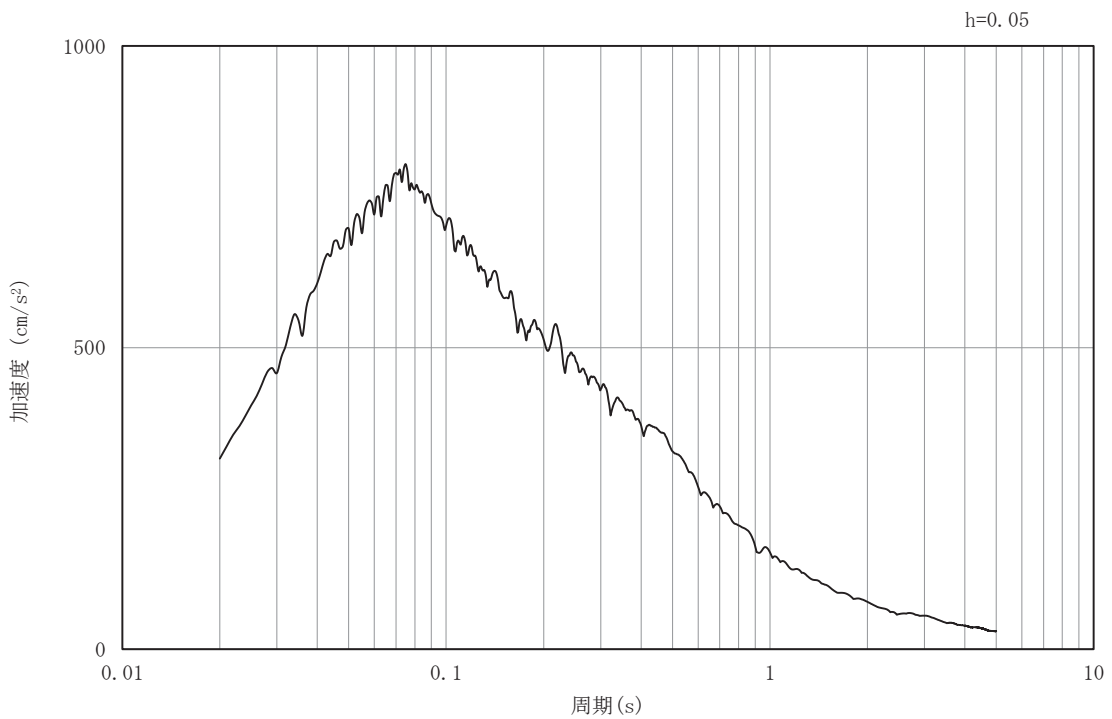


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(b) 境界条件

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

(c) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

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

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素の設定

「構造物とマンメイドロック」、「構造物と岩盤」及び「マンメイドロックと岩盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

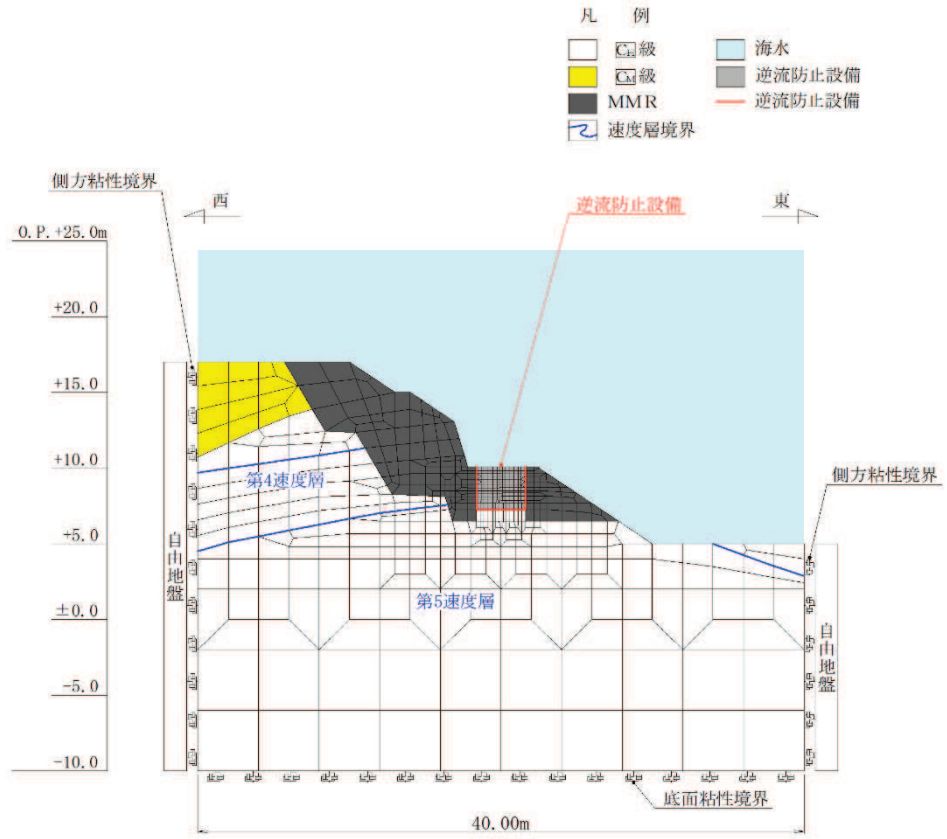


図 8-5 出口側集水ピットの解析モデル（重畳時）（A-A 断面）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-10 に、材料の物性値を表 8-11 に示す。

表 8-10 使用材料

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

表 8-11 材料の物性値

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

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

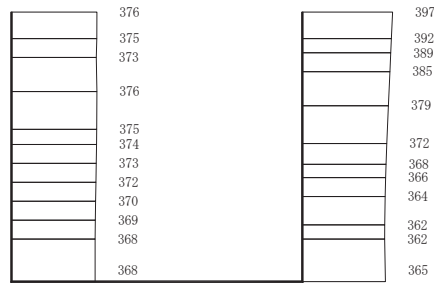
地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8-12 に示す。

表 8-12 設計用地下水位の一覧

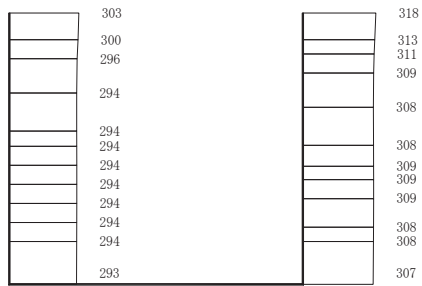
施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

(5) 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8-6 に示す。



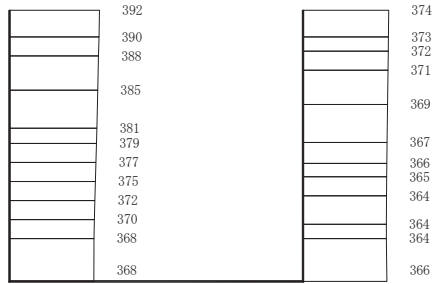
(a) S d - D 2 (++) 水平



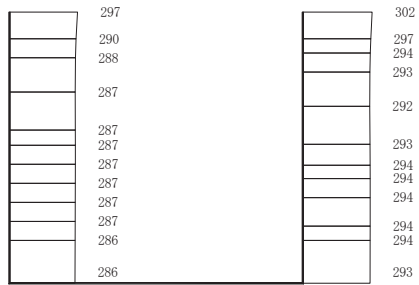
(b) S d - D 2 (++) 鉛直



図 8-6(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



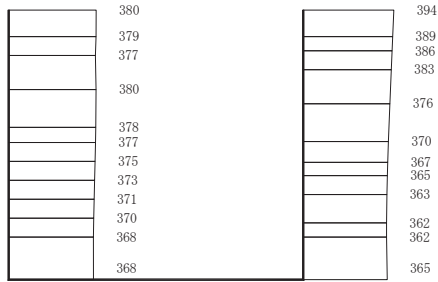
(a) S d - D 2 (- +) 水平



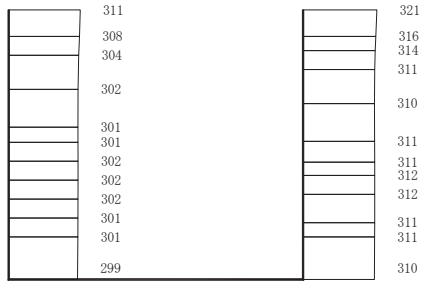
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8-6(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 (++) 水平

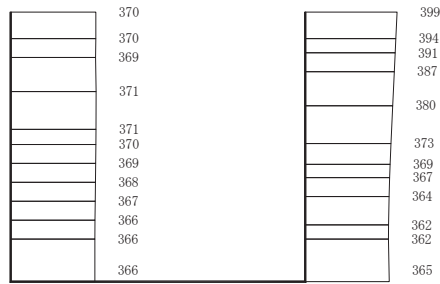


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

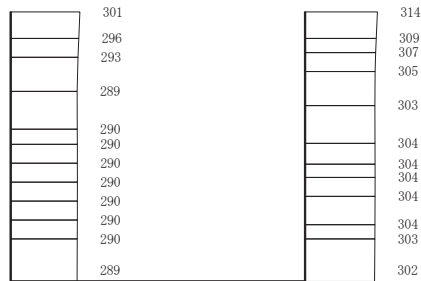


図 8-6(3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平

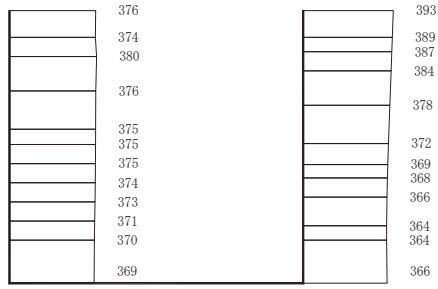


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

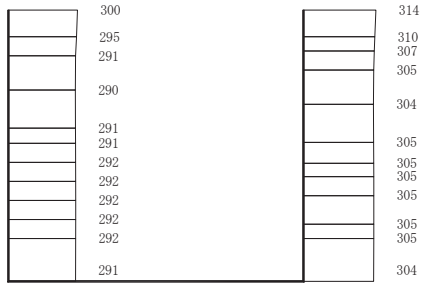


図 8-6(4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平



(b) S d - D 2 (++) 鉛直



図 8-6(5) 最大加速度分布図

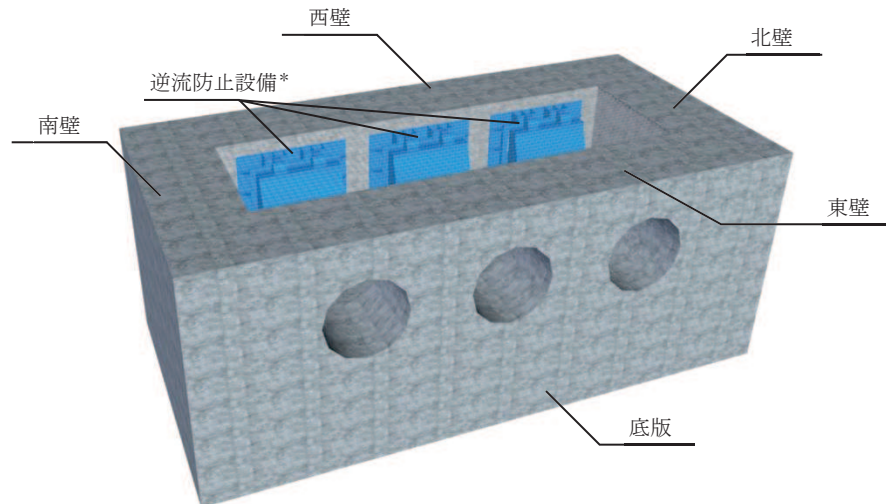
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

8.5.2 三次元構造解析

(1) 評価対象部材

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

図 8-7 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 8-7 三次元構造解析の評価対象部材

(2) 解析方法

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

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-8 に、要素分割図を図 8-9 に示す。

(a) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

(b) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解

説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は，弾性ばねでモデル化し，北壁及び南壁の法線方向に取り付け，「日本道路協会平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

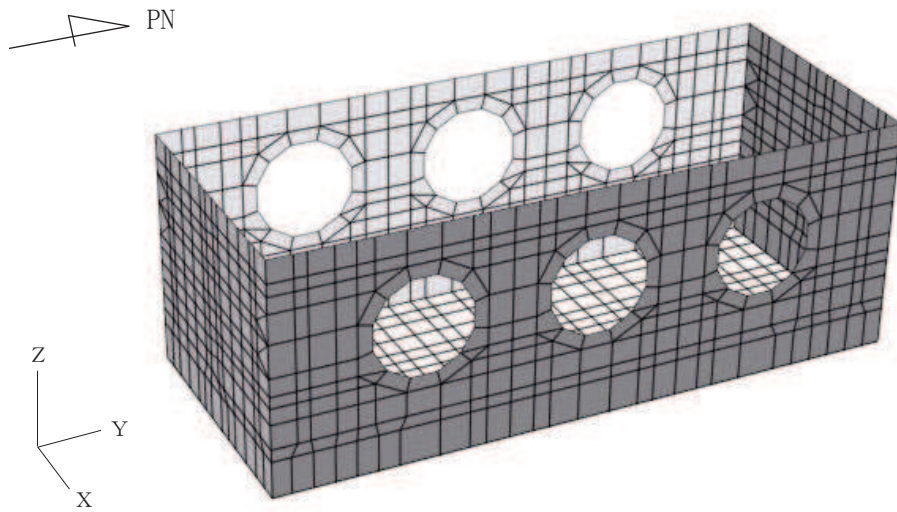


図 8-8 出口側集水ピットのモデル概念図

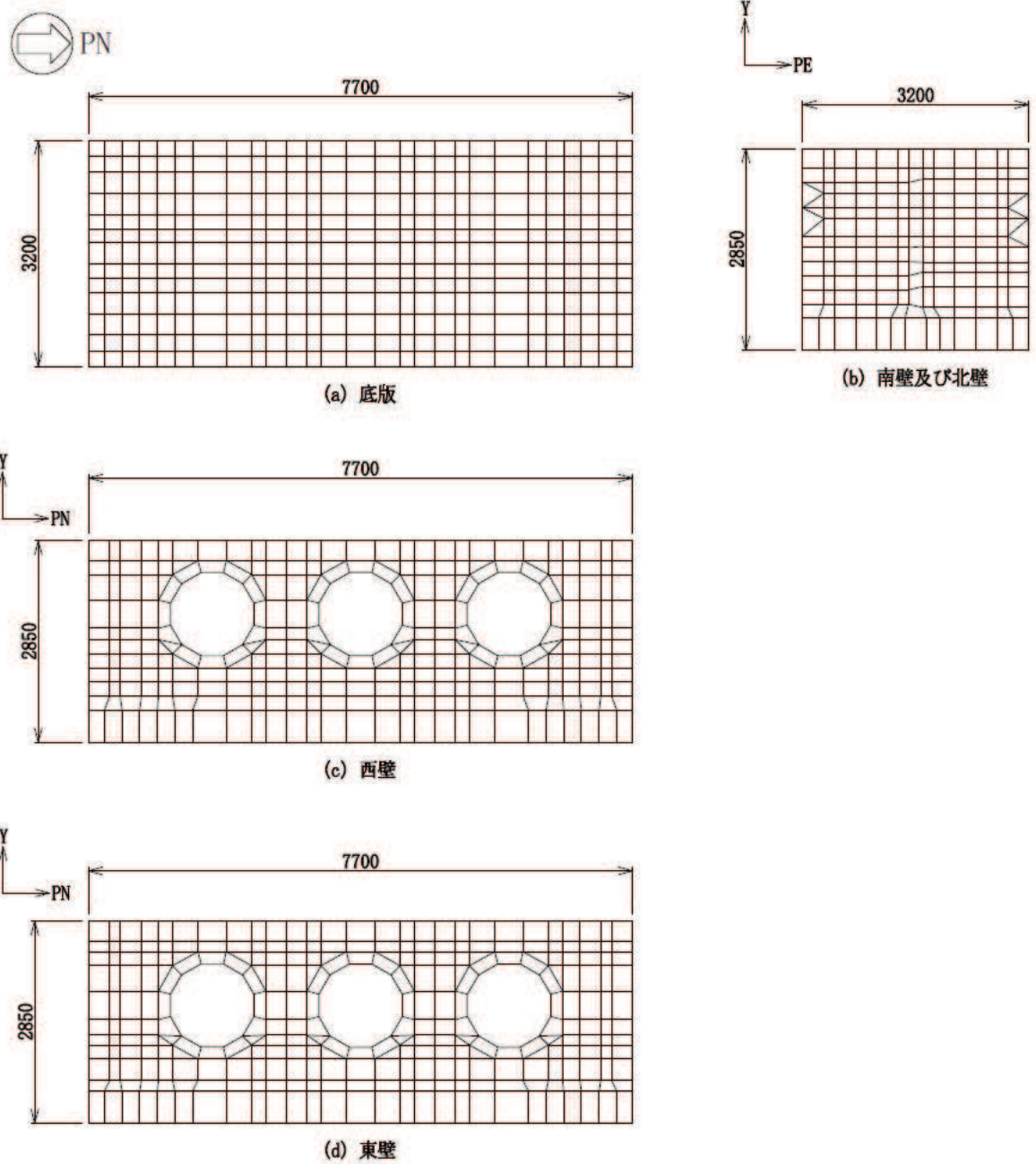


図 8-9 要素分割図

b. 使用材料及び材料の物性値

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

(4) 照査時刻及び入力荷重


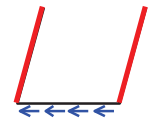
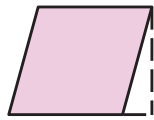
a. 照査時刻

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

表 8-13 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8-10, 図 8-11 に示す。

表8-13 照査時刻の考え方

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

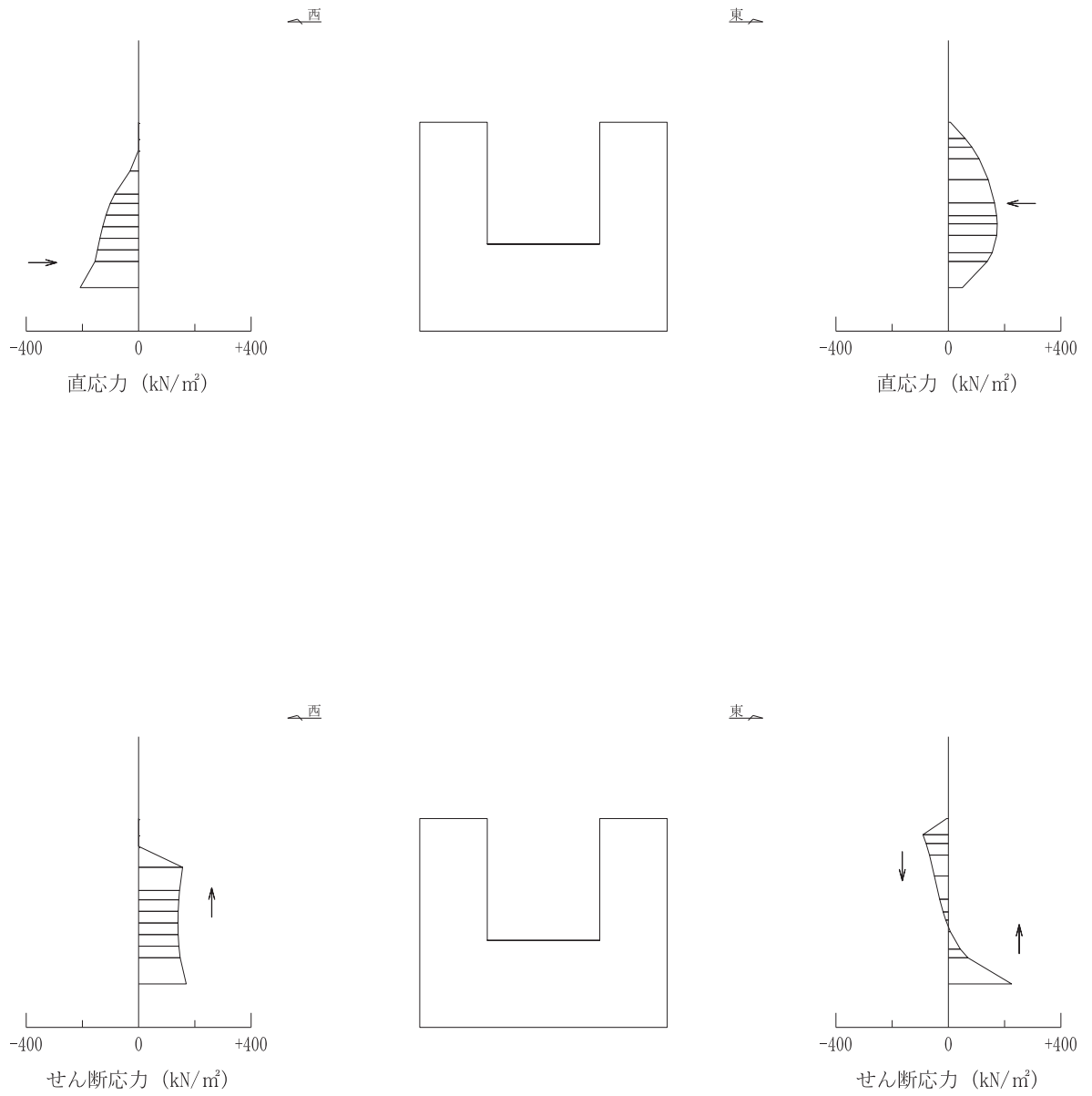
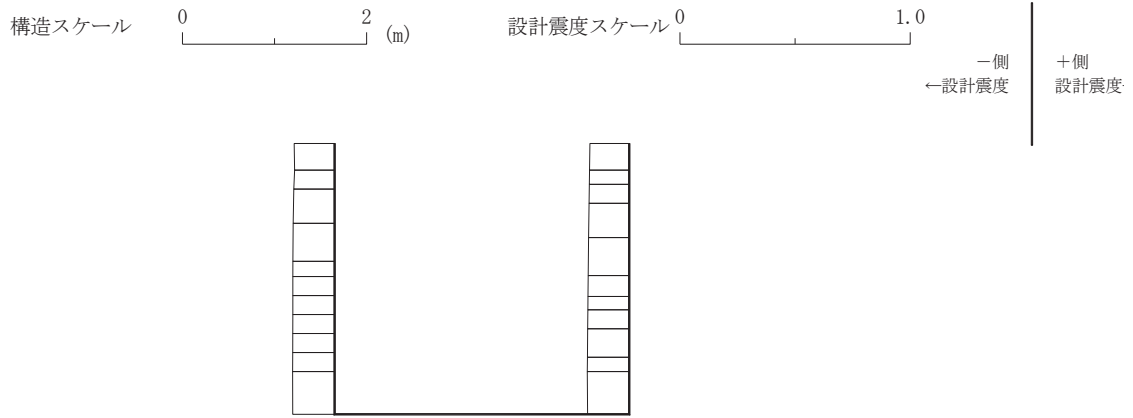
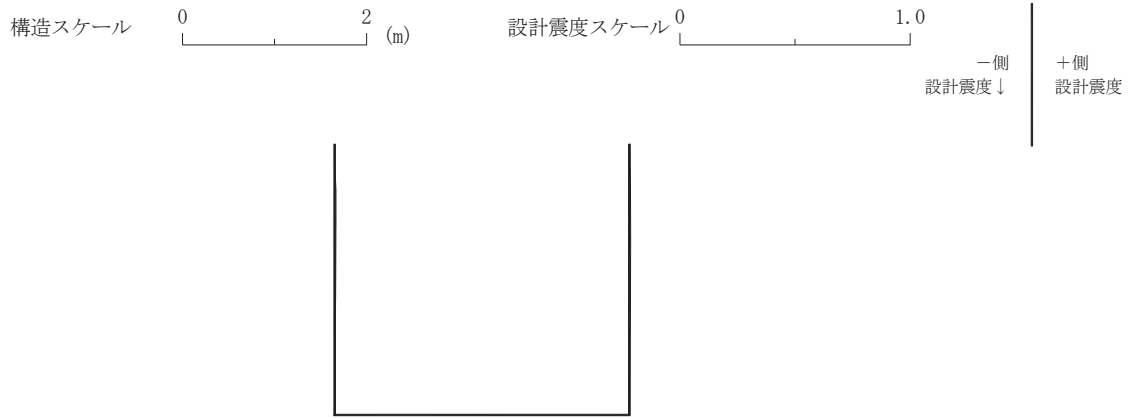


図 8-10 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③, S d - D 2 (++))



設計水平震度



設計鉛直震度

図 8-11 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

b. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「8.5.2 (4) a. 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8-14 に示す。

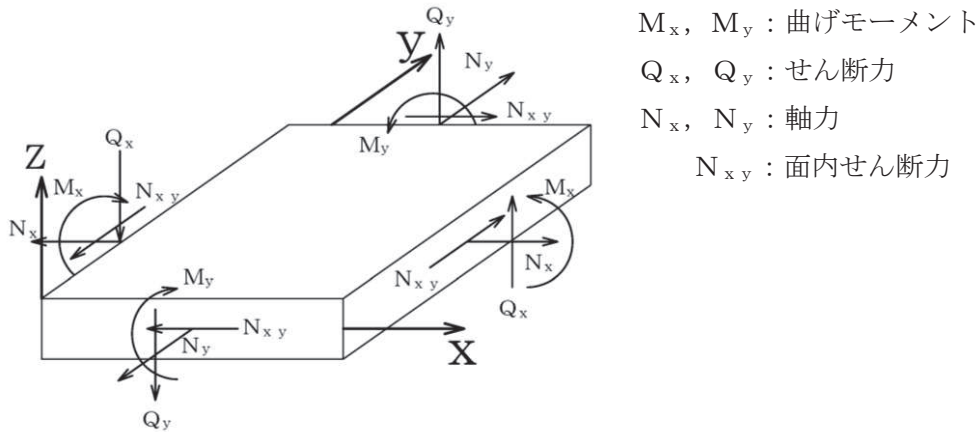
表8-14 三次元構造解析における入力荷重

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

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8-12 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-13～図 8-17 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-18、図 8-19 に示す。



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

図 8-12 シェル要素における応答断面力

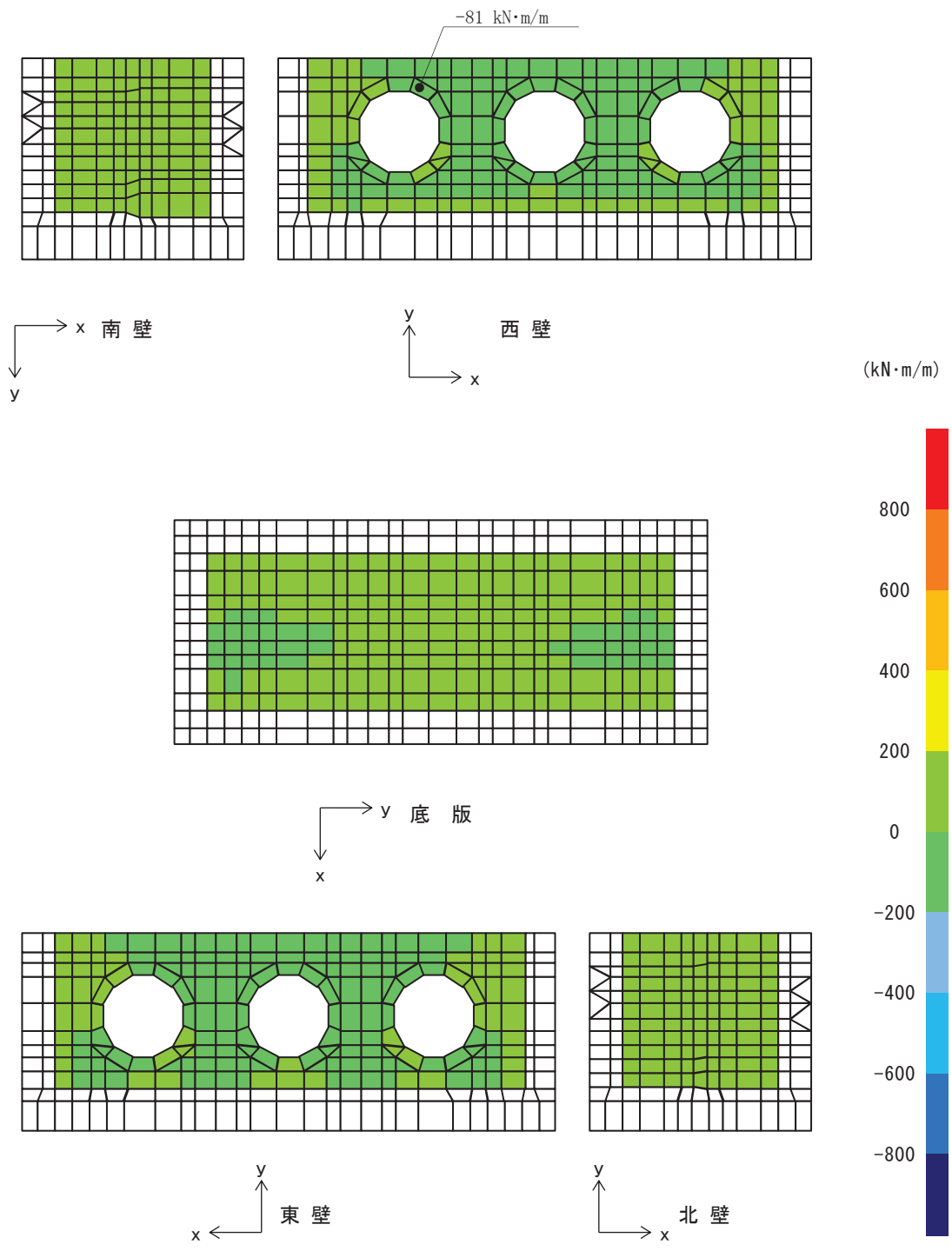


図 8-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

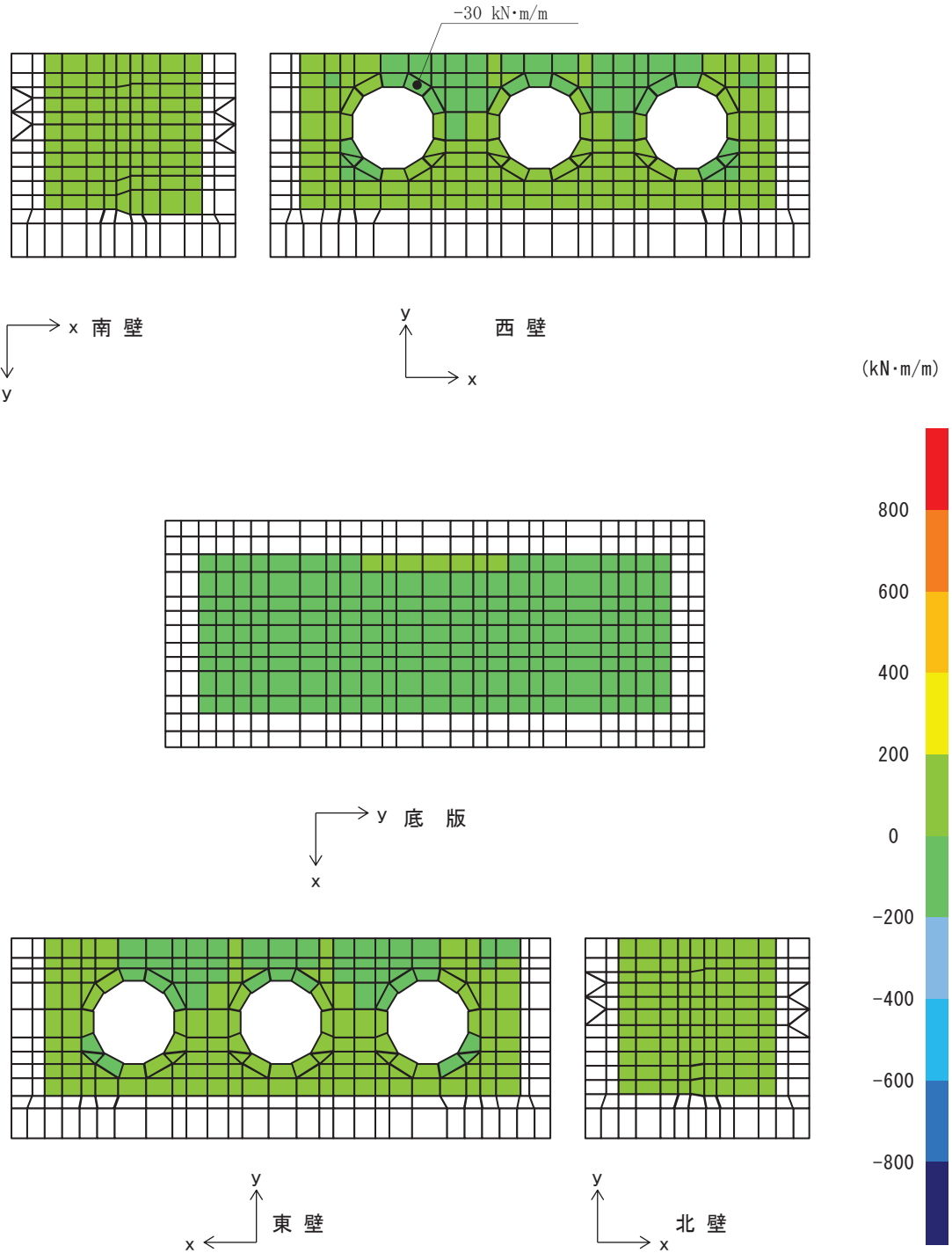


図8-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_y)
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

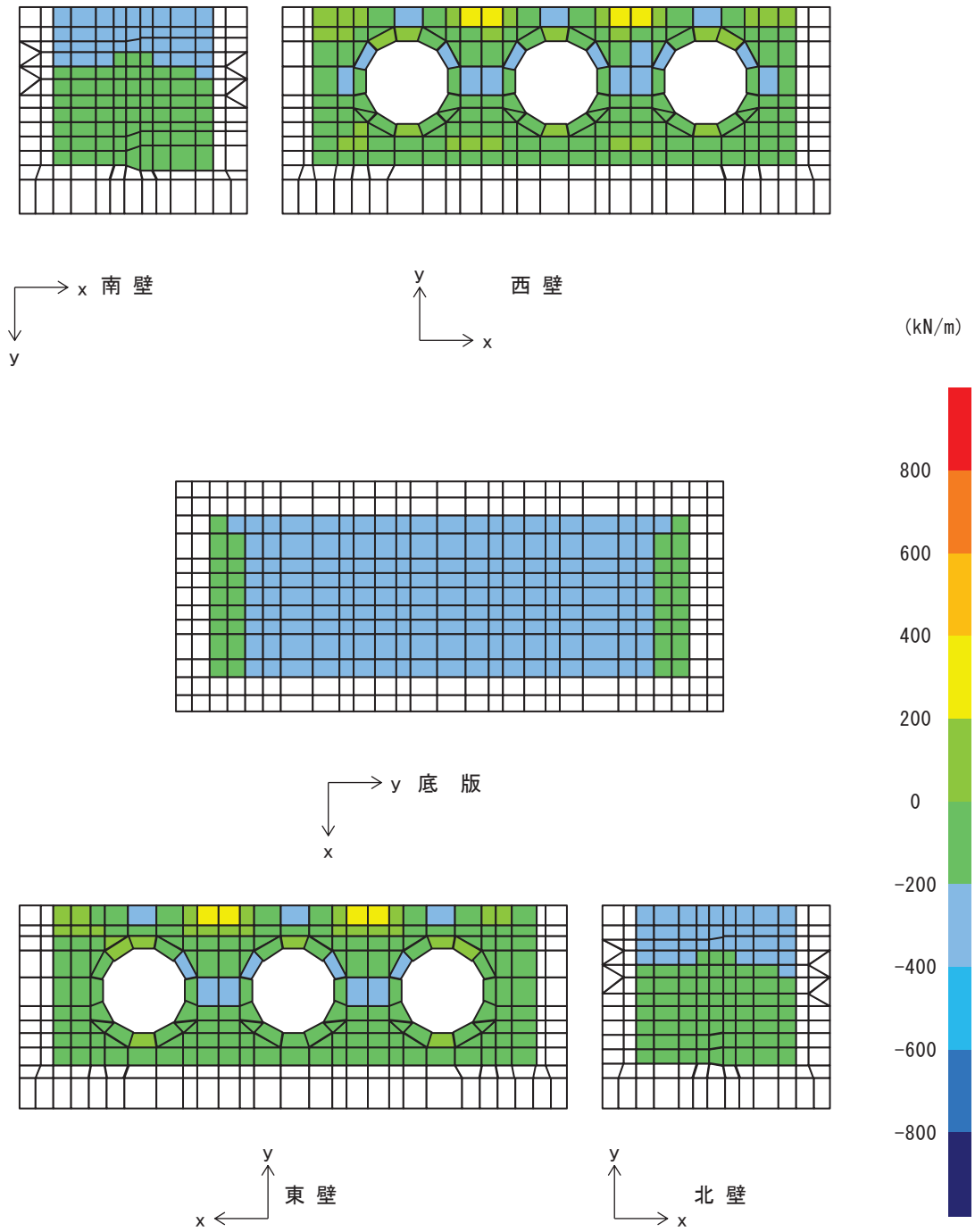


図 8-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

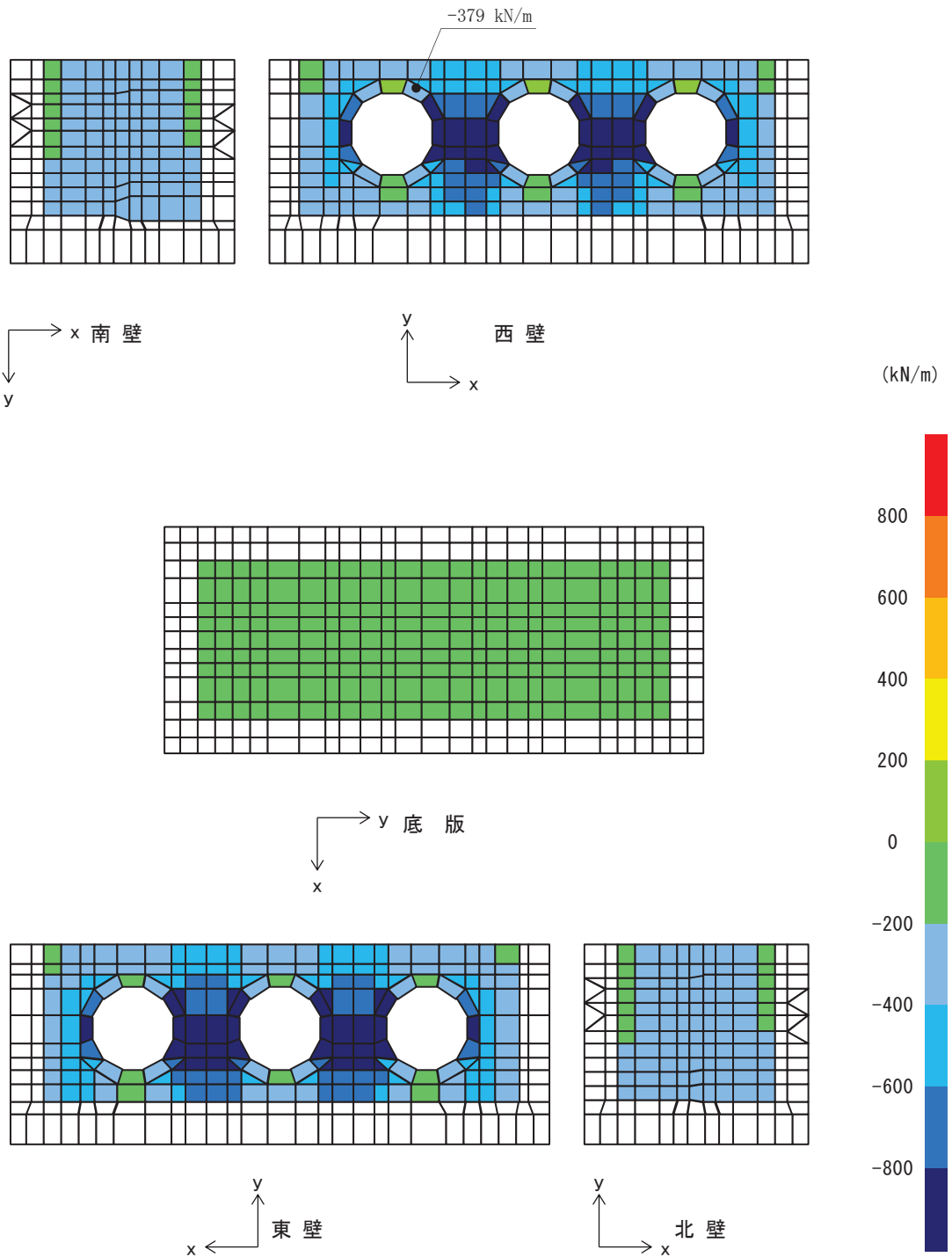


図8-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 $(\text{kN/m}) : N_y$)
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

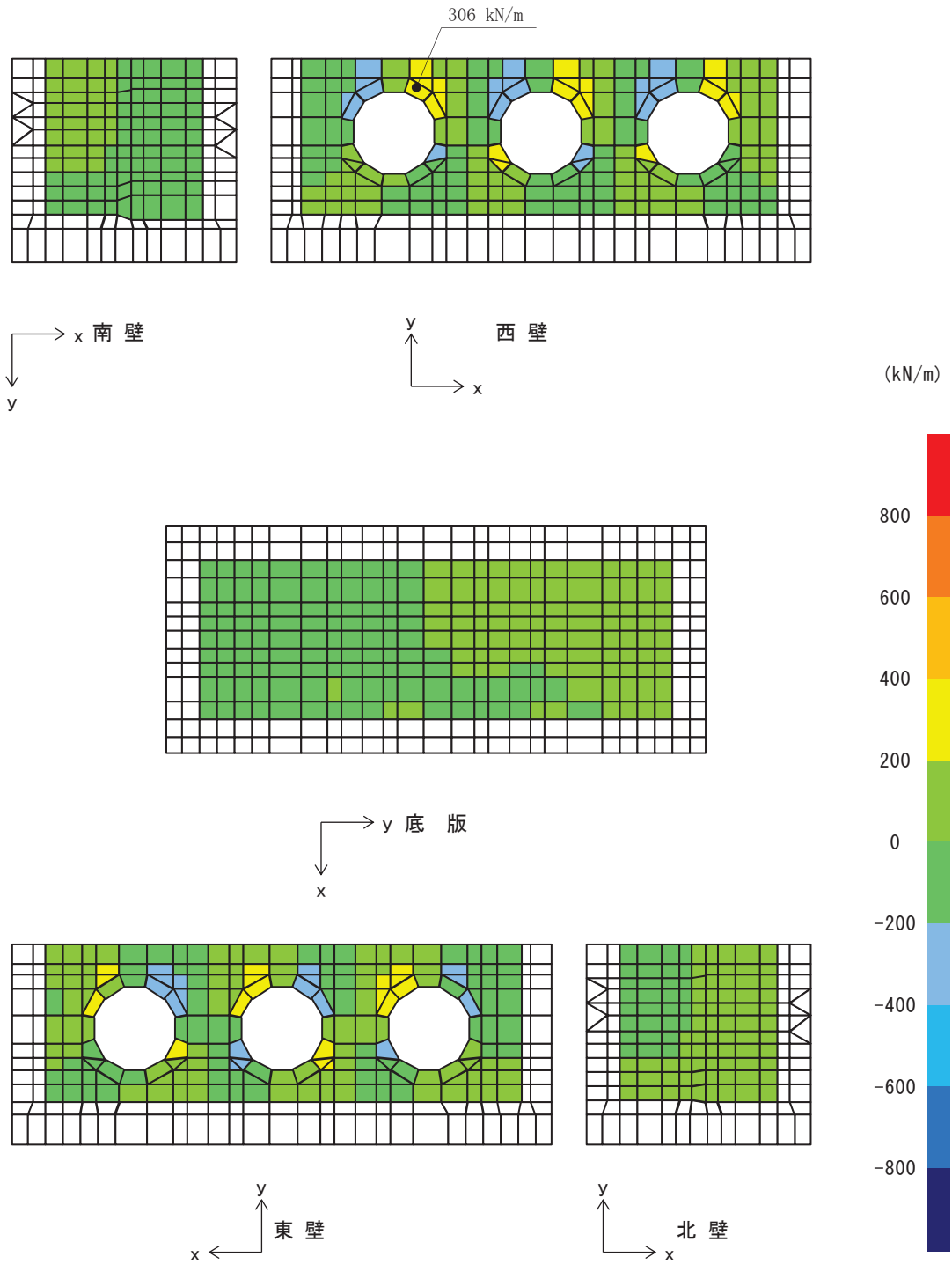


図8-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (面内せん断力(kN/m) : N_{xy})
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

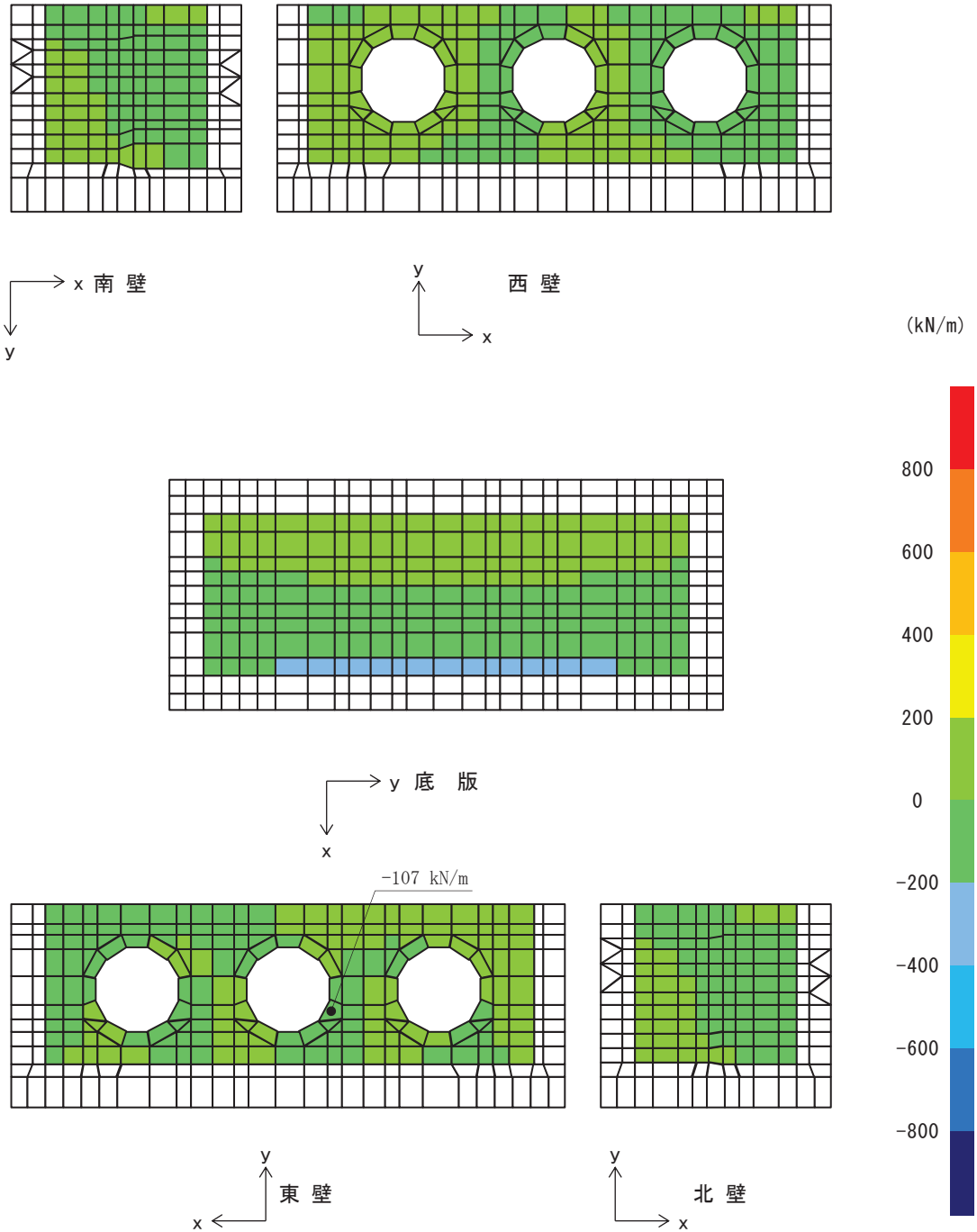


図8-18 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力(kN/m) : Q_x)

(東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

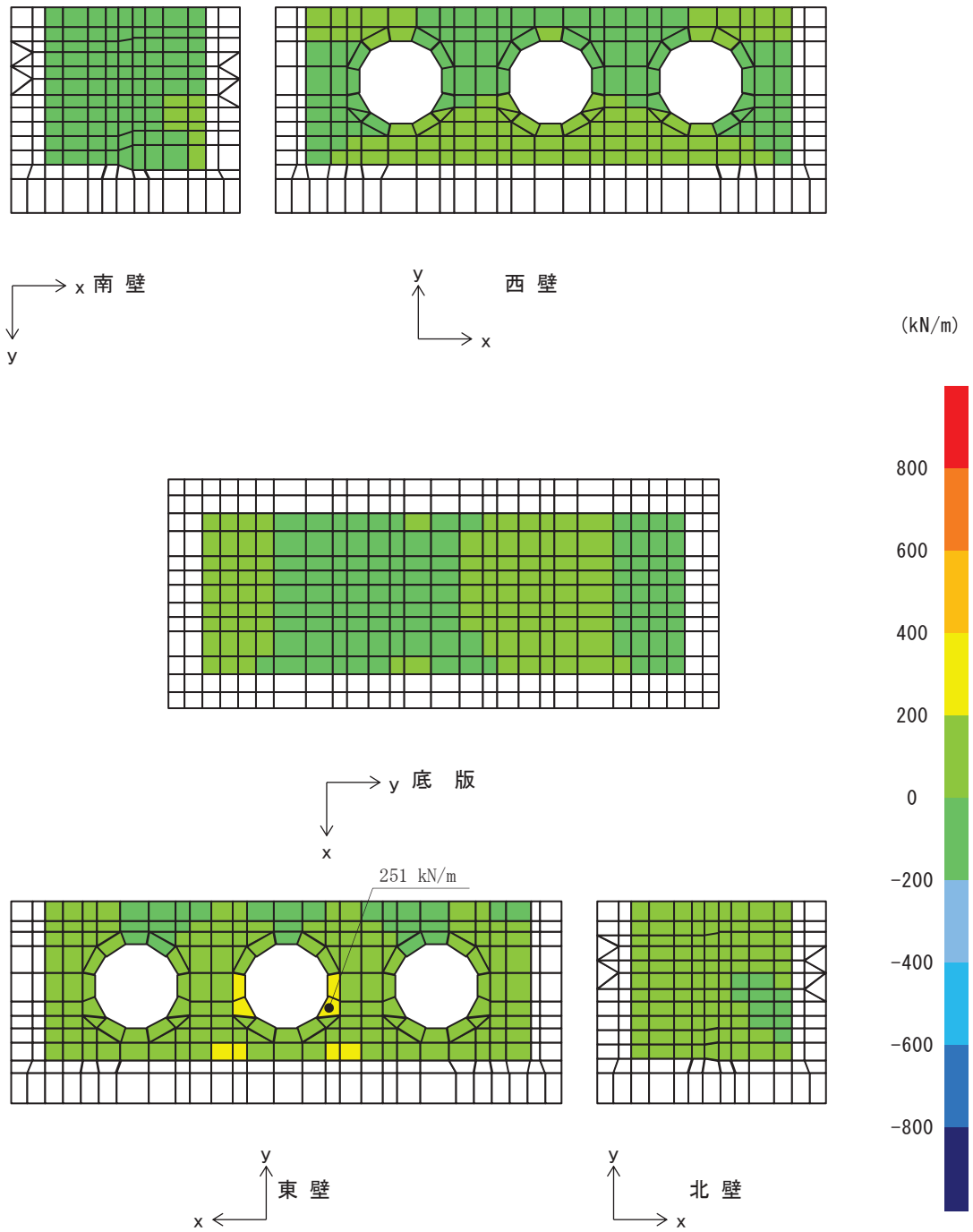


図8-19 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++))

8.5.3 評価方法

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

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

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9-1 強度評価に用いる条件（出口側集水ピット）

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

10. 評価結果

10.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-2 及び表 10-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-4 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 10-1 鉄筋コンクリート断面諸元

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

注記 *1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

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

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ'_c / σ'_{ca}	
					σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		
底版	1	①	Sd-D2 (-+)	242	-401	1.0	16.5	0.07
西壁	2	②	Sd-D2 (++)	-7	-1508	1.2	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	86	-1552	1.6	16.5	0.10
南北壁	4	①	Sd-D2 (-+)	124	-299	0.8	16.5	0.05

表 10-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
					σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
底版	1	①	Sd-D2 (-+)	-403	-11.4	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	252	39.7	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	257	37.3	294	0.13
南北壁	4	①	Sd-D2 (-+)	29	11.4	294	0.04

表 10-4 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	
			V (kN/m)	V _a (kN/m)		
底版	1	③	Sd-D2 (++)	176	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	200	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	251	1563	0.17
南北壁	4	①	Sd-D2 (-+)	54	944	0.06

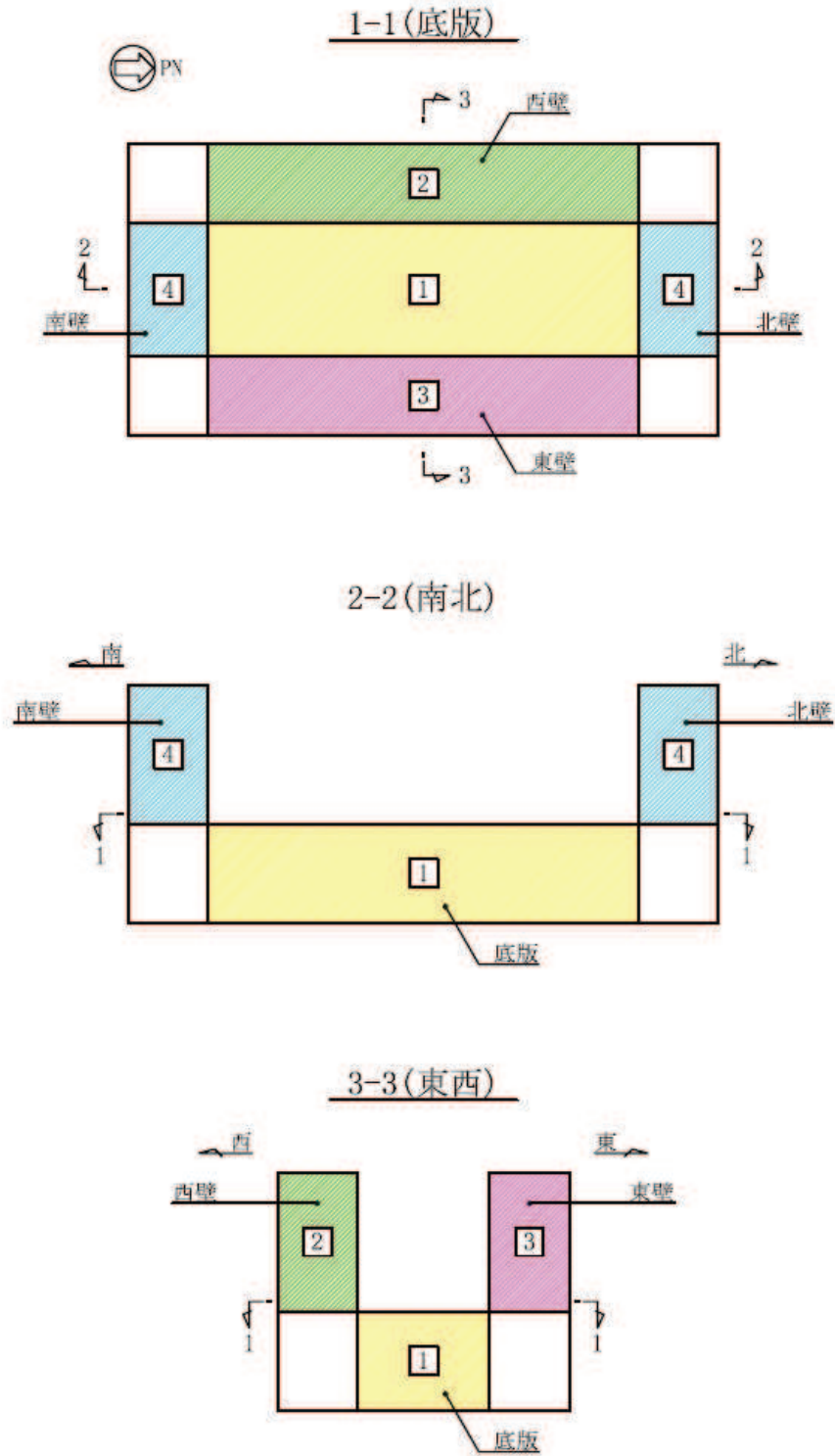


図 10-1 評価位置図

10.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表10-5に示す。最大接地圧分布図を図10-2に示す。
 出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 10-5 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
③	S d - D 2 (++)	0.5	13.7	0.04

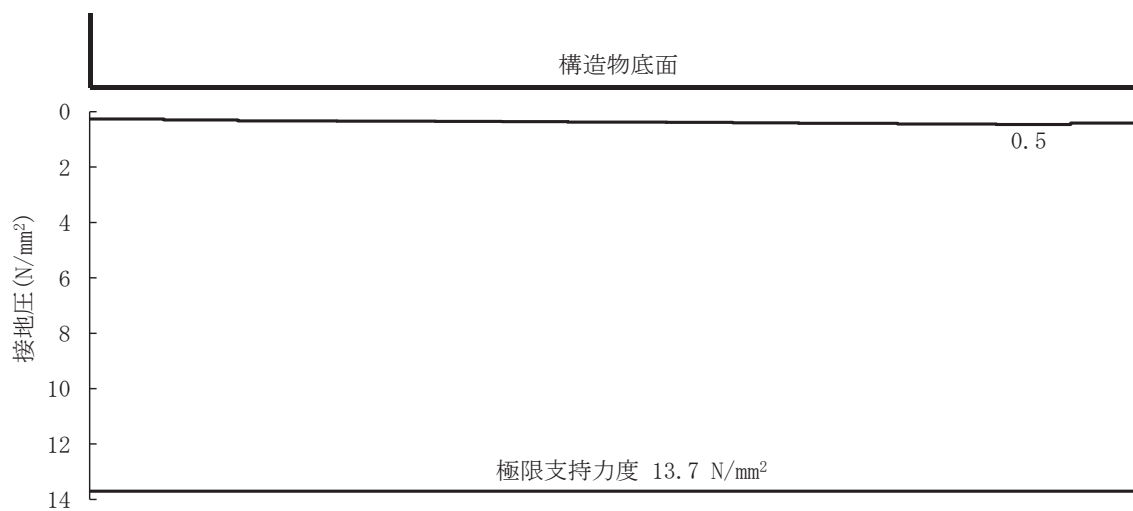


図 10-2 東西方向断面の最大接地分布図
 (解析ケース③, S d - D 2 (++))