

VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）
の耐震性についての計算書

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.	耐震評価	24
3.1	評価対象断面	24
3.2	解析方法	30
3.2.1	地震応答解析手法	30
3.2.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	33
3.2.3	減衰定数	34
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	38
3.3	荷重及び荷重の組合せ	40
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	40
3.3.2	荷重	40
3.3.3	荷重の組合せ	41
3.4	入力地震動	42
3.5	解析モデル及び諸元	71
3.5.1	解析モデル	71
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	82
3.5.3	地盤の物性値	89
3.5.4	地下水位	89
3.6	評価対象部位	90
3.6.1	施設の健全性評価	90
3.6.2	施設の変形性評価	90
3.6.3	基礎地盤の支持性能評価	90
3.7	許容限界	91
3.7.1	鋼桁	91
3.7.2	RC 支柱	94
3.7.3	水平支承・鉛直支承	99
3.7.4	上揚力反力梁	100
3.7.5	フーチング	101
3.7.6	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	104
3.7.7	止水ジョイント部材	105
3.7.8	基礎地盤	106

3.8	評価方法	107
3.8.1	鋼桁	107
3.8.2	RC 支柱	119
3.8.3	水平支承・鉛直支承	122
3.8.4	上揚力反力梁	124
3.8.5	フーチング	140
3.8.6	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	142
3.8.7	止水ジョイント部材	145
3.8.8	基礎地盤	145
4.	耐震評価結果	146
4.1	鋼桁	146
4.1.1	鋼桁	146
4.1.2	ブラケット (本体)	151
4.1.3	ブラケット (ベースプレート)	152
4.2	RC 支柱	153
4.2.1	RC 支柱	153
4.2.2	RC 支柱 (接続部)	170
4.3.3	RC 支柱 (張出部)	173
4.3	水平支承・鉛直支承	176
4.4.1	水平支承・鉛直支承	176
4.4.2	水平支承・鉛直支承 (アンカーボルト)	178
4.4	上揚力反力梁	179
4.4.1	上揚力反力梁 (本体)	179
4.4.2	上揚力反力梁 (支点部ベースプレート)	181
4.4.3	上揚力反力梁 (支点部リブ)	182
4.4.4	上揚力反力梁 (アンカーボルト)	184
4.4.5	上揚力反力梁 (アンカープレート)	185
4.5	フーチング	187
4.5.1	フーチング	187
4.5.2	フーチング (接続部)	226
4.5	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	229
4.5.1	鋼桁 1	229
4.5.2	鋼桁 2	238
4.5.3	鋼桁 3	243
4.5.4	鋼桁 4	248
4.5.5	鋼桁 5	255
4.5.6	鋼桁 6	260
4.9	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	265

(別紙1) 鋼矢板の耐震性について

(別紙2) ゴム支承の材料物性値のばらつきについて

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、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。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製遮水壁（鋼桁）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

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

2. 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）の耐震計算結果を示す。

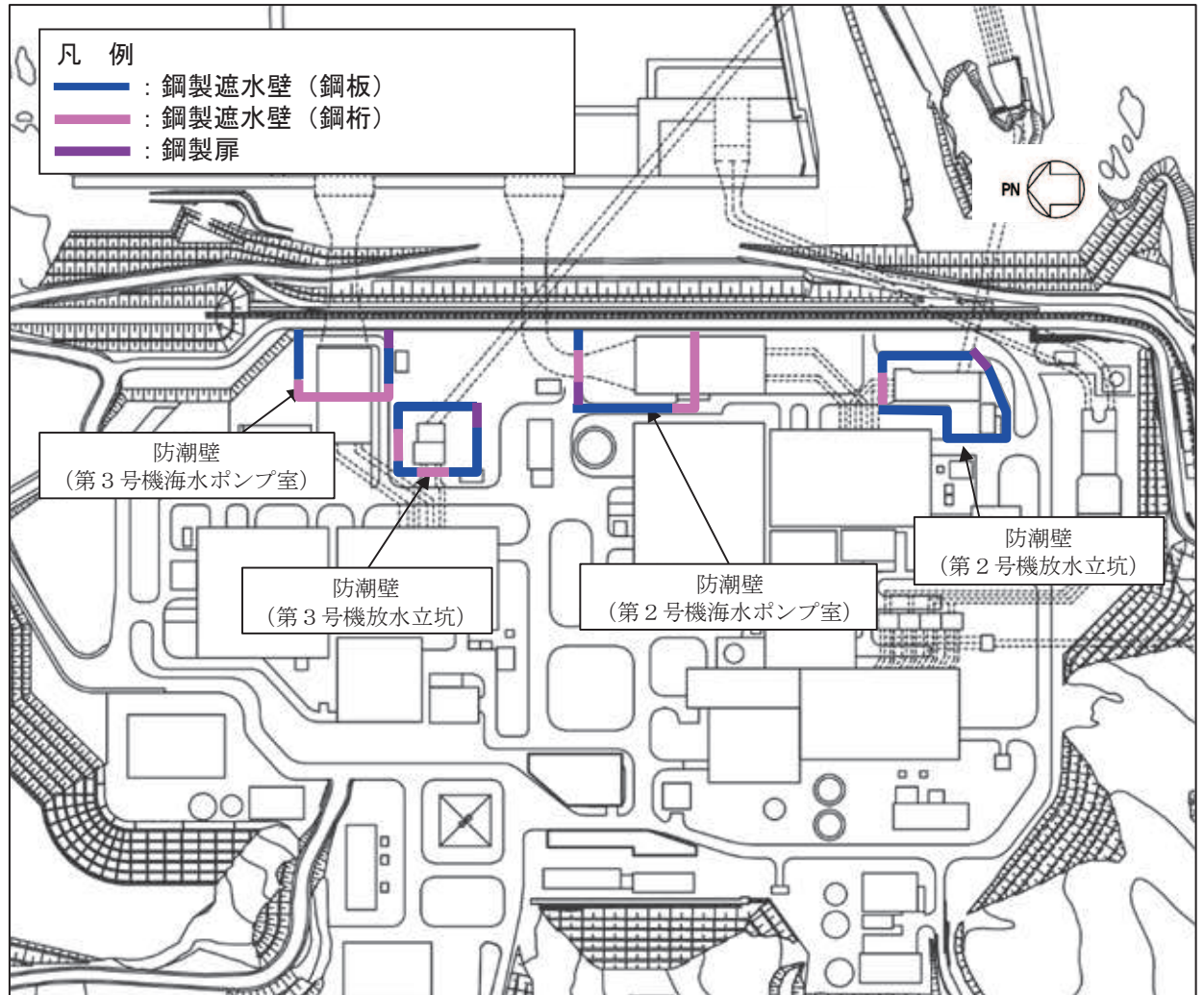


図 2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

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。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波高さと同端高さを表 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，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 2-2 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図を図 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，支承部の構造図を 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 入力津波高さと同端壁の天端高さ

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

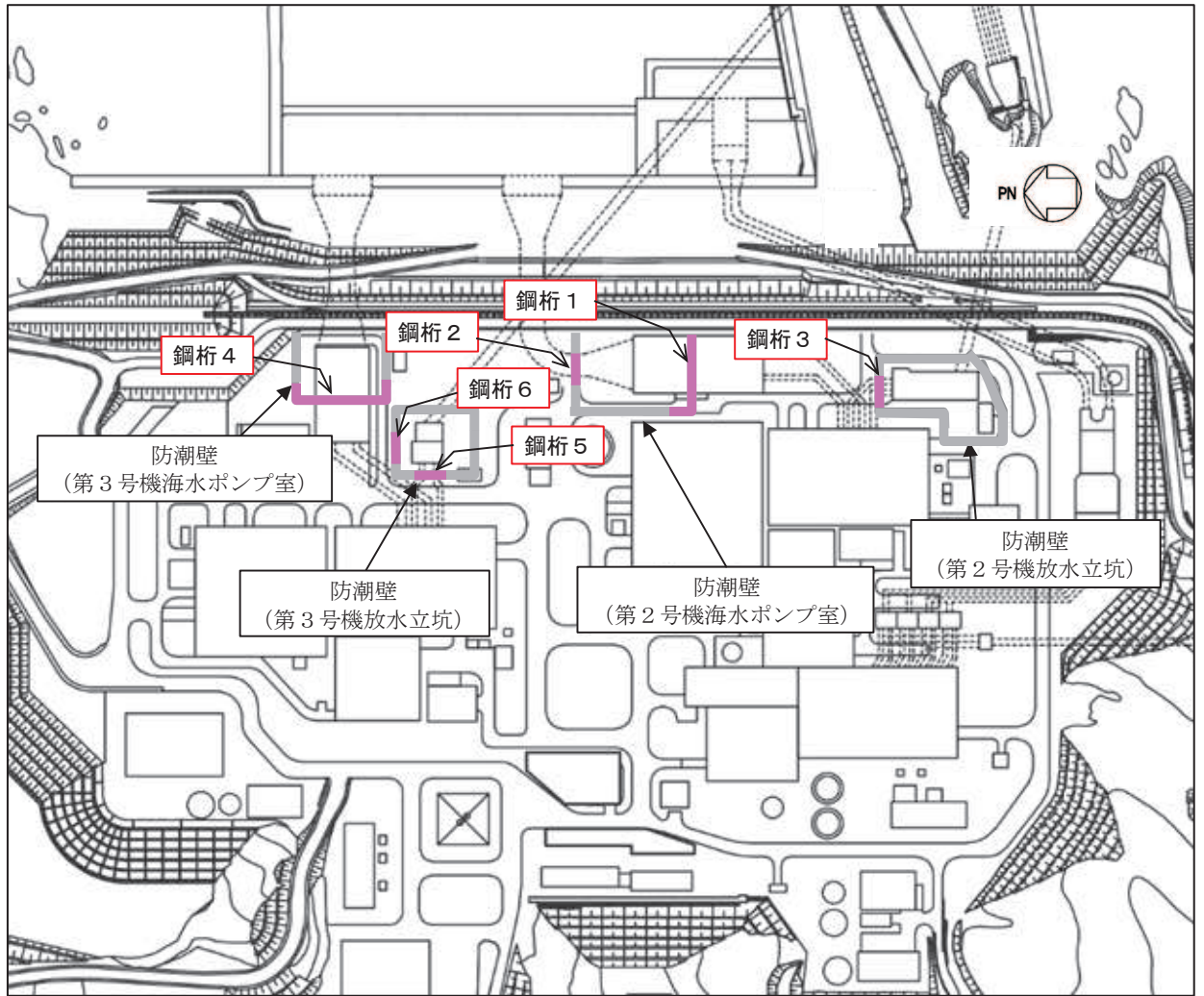
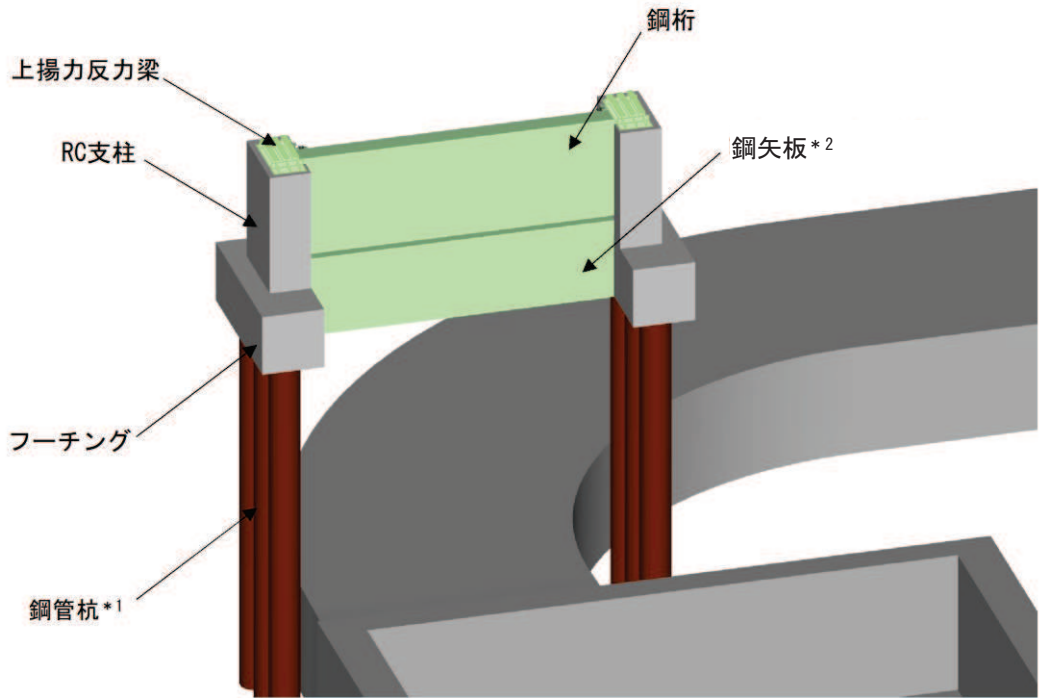


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

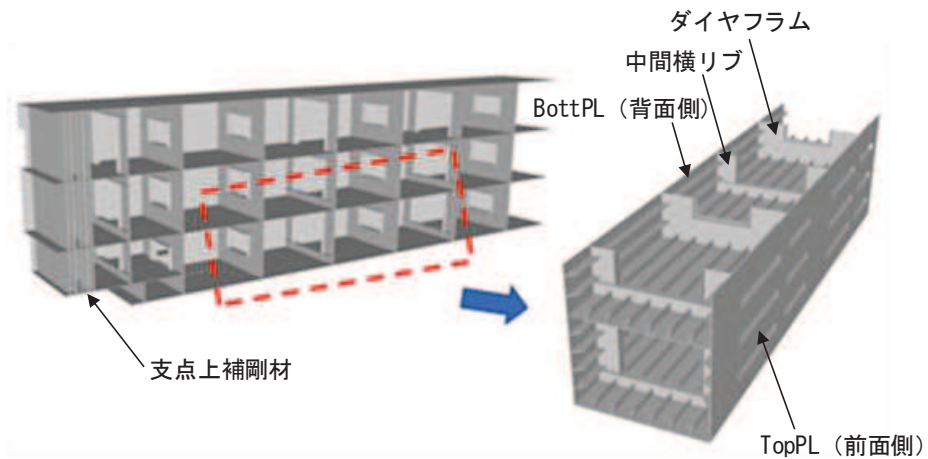
断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



注記*1：一部、場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）

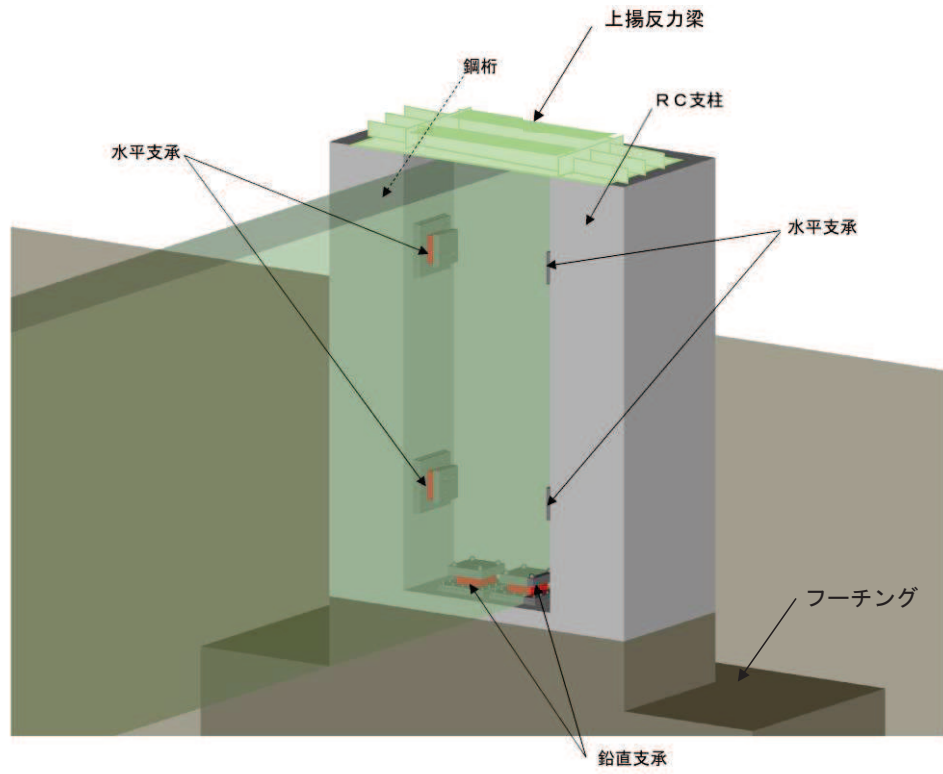
*2：ボイリング対策（鋼桁1以外）

（全体図）



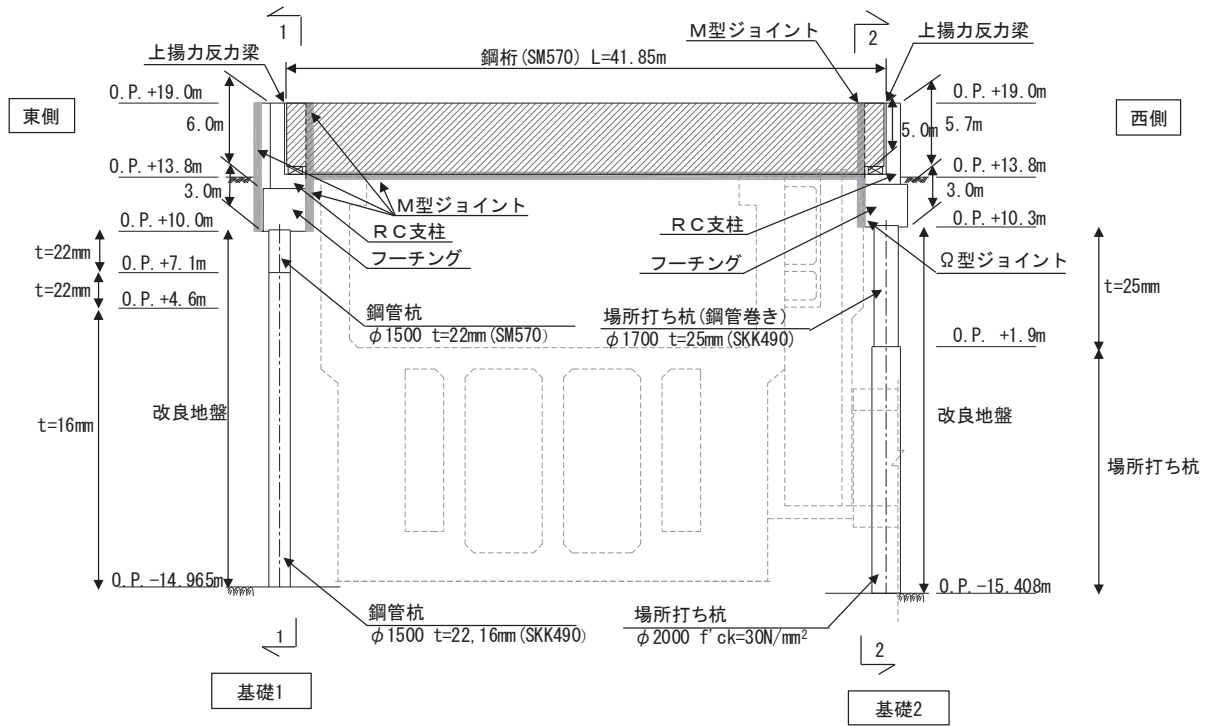
（鋼桁詳細図）

図 2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図

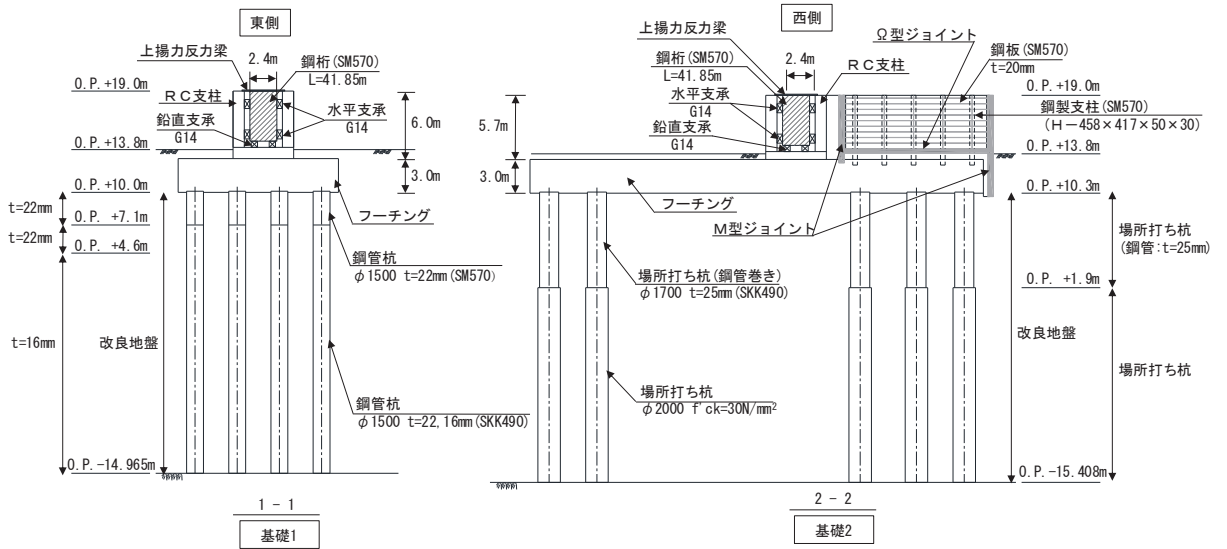


(支柱との取り合い部)

図 2-3(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要図

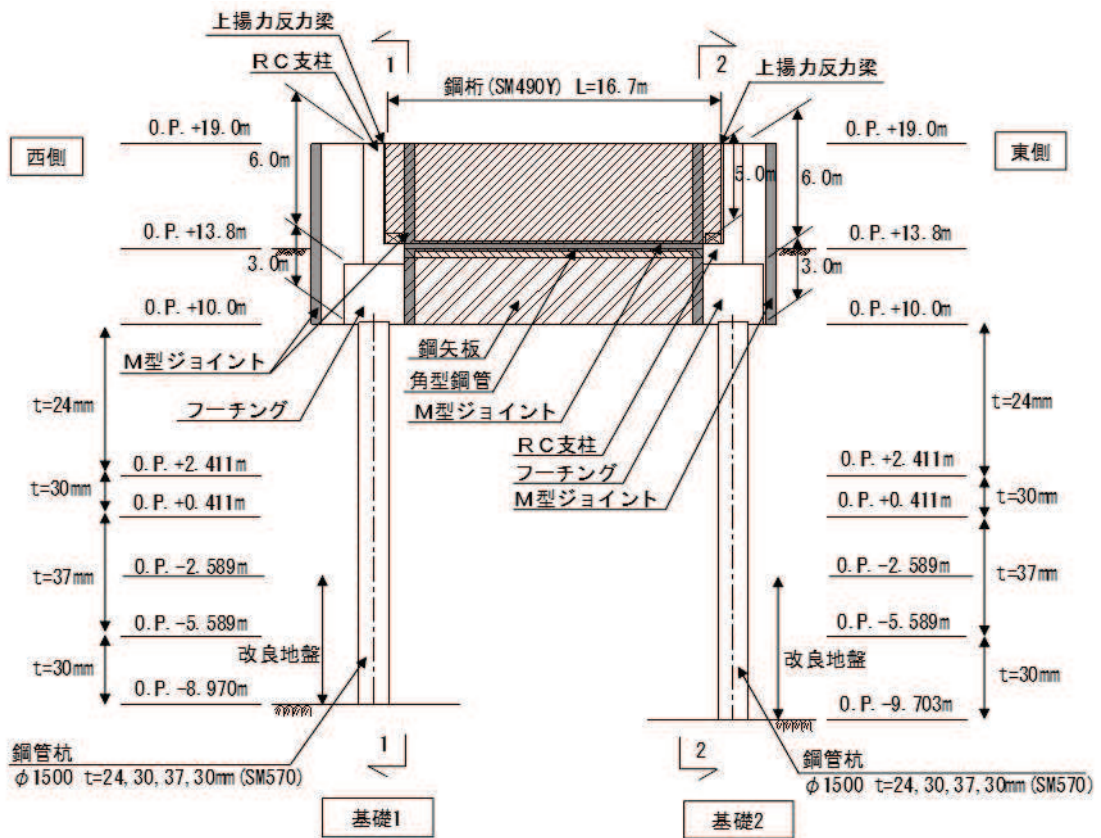


(正面図)

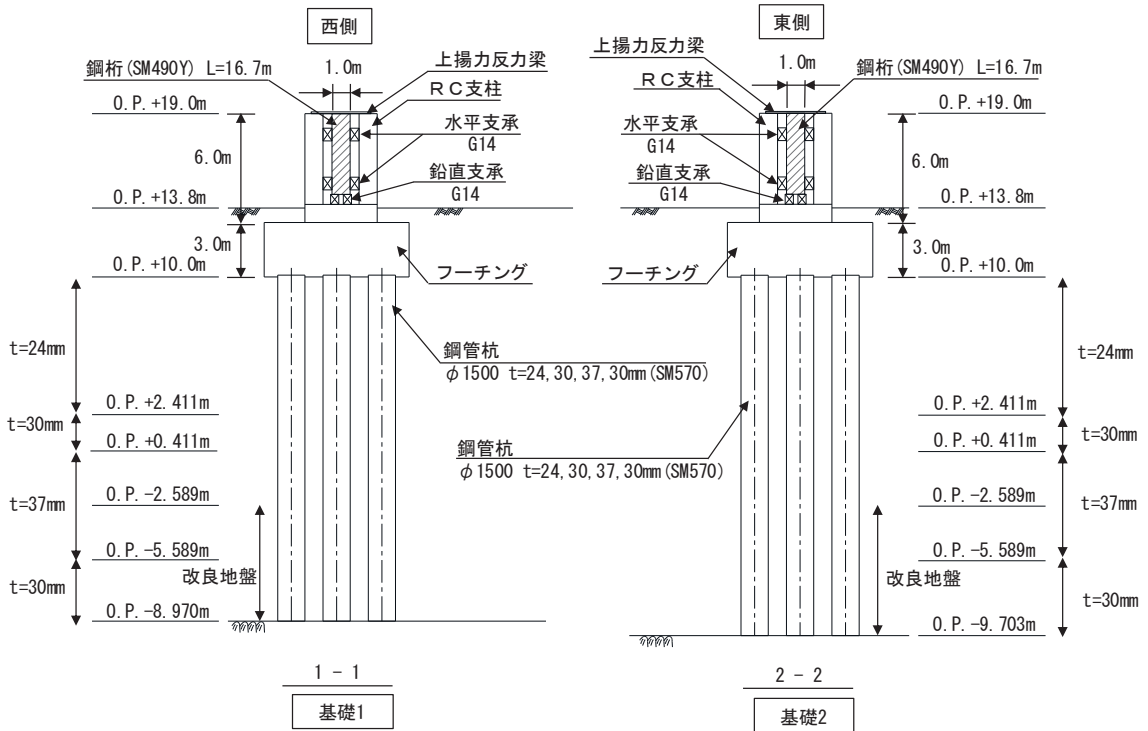


(断面図)

図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

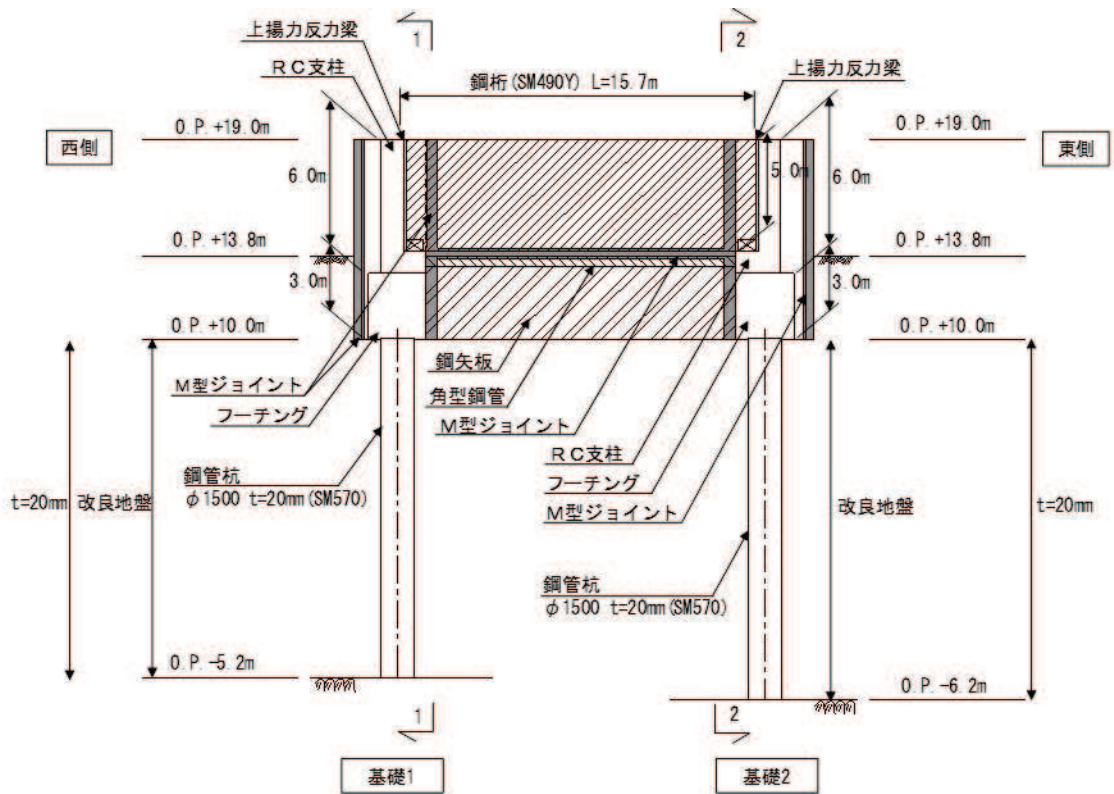


(正面図)

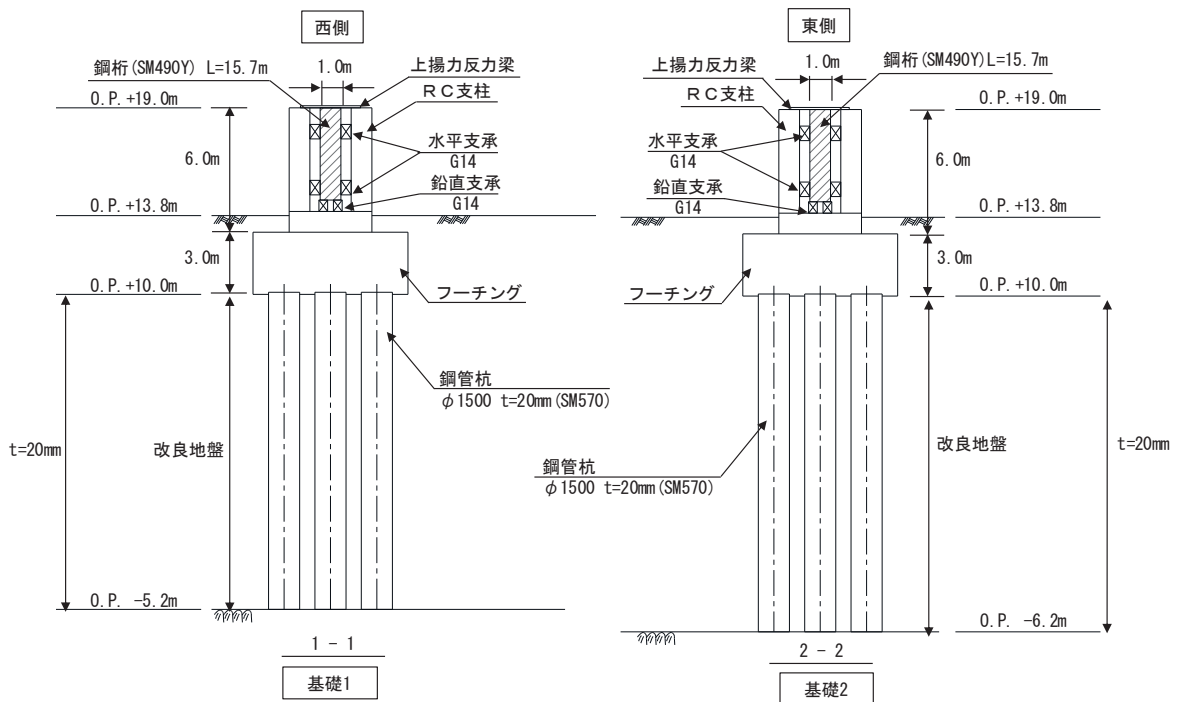


(断面図)

図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

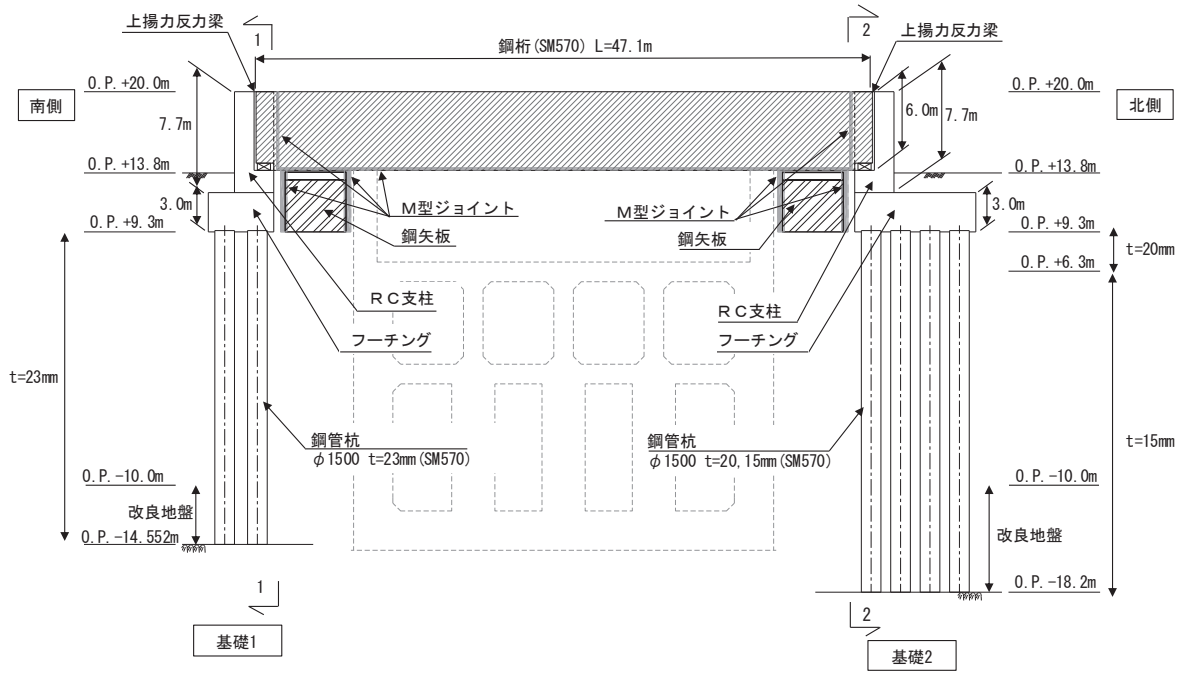


(正面図)

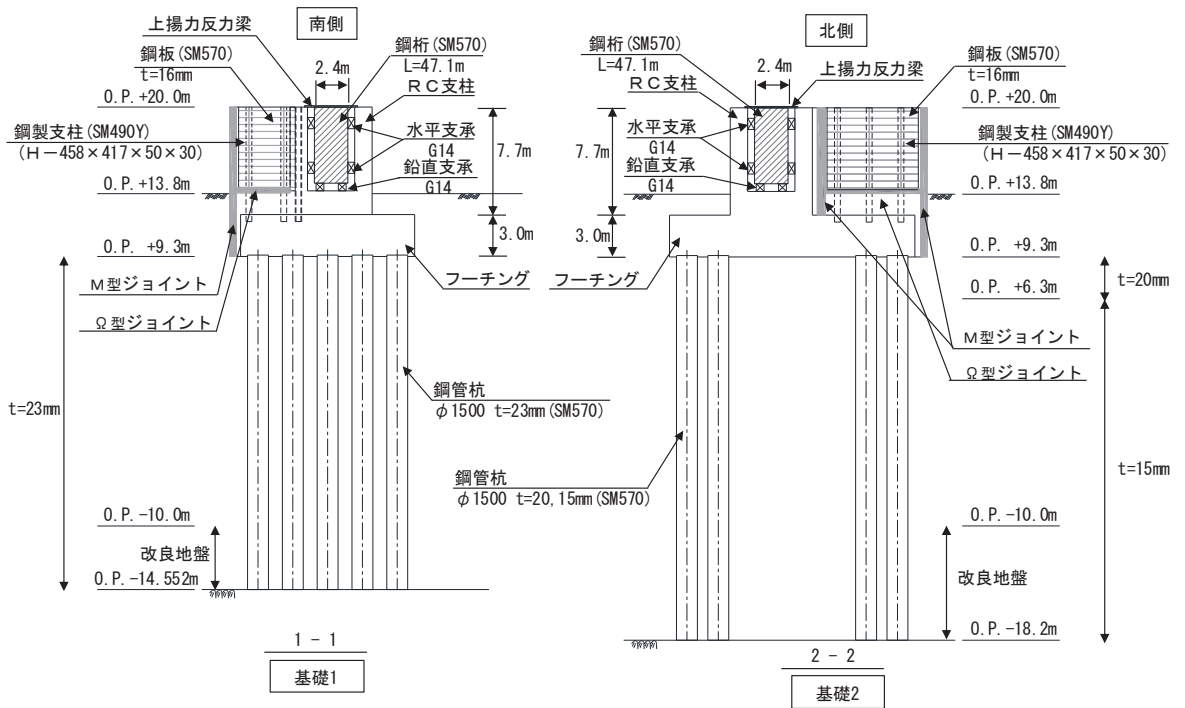


(断面図)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

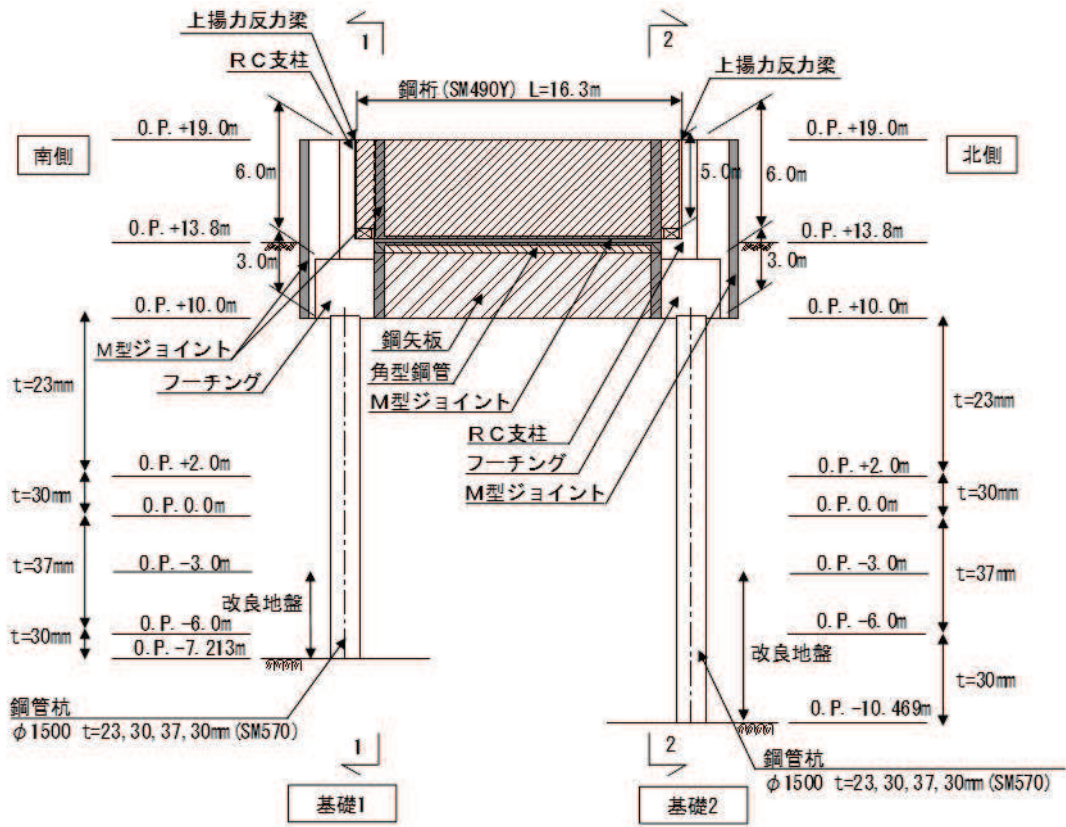


(正面図)

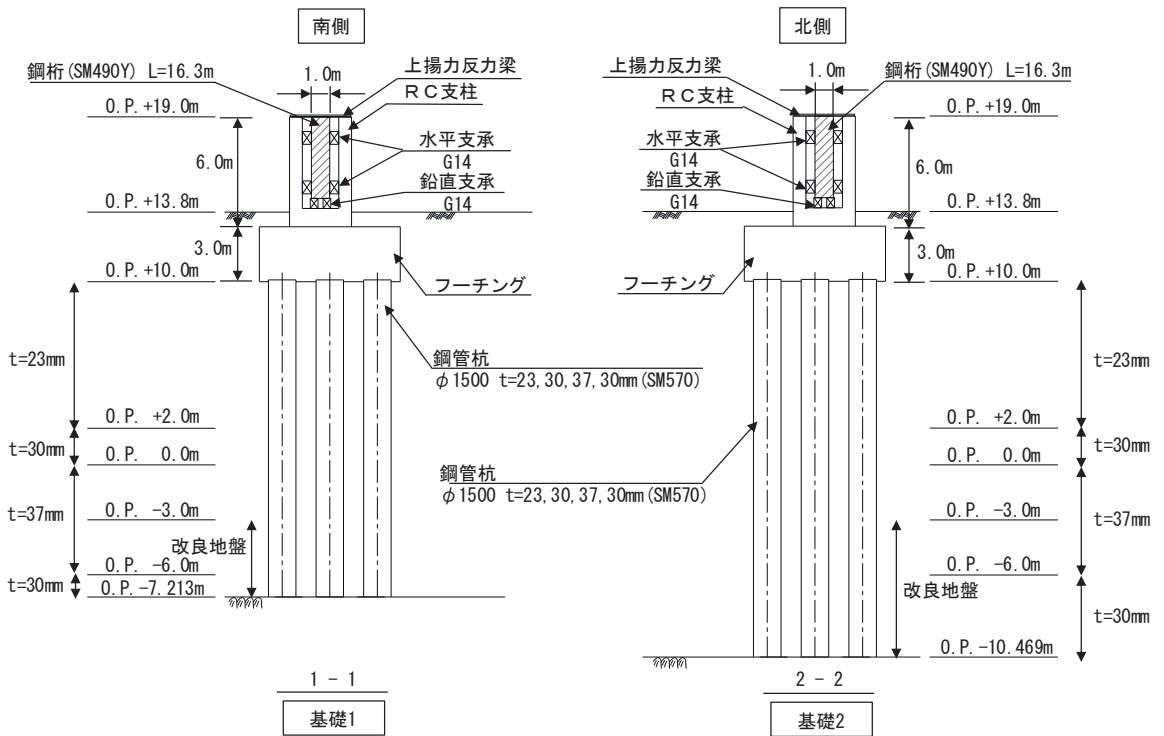


(断面図)

図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

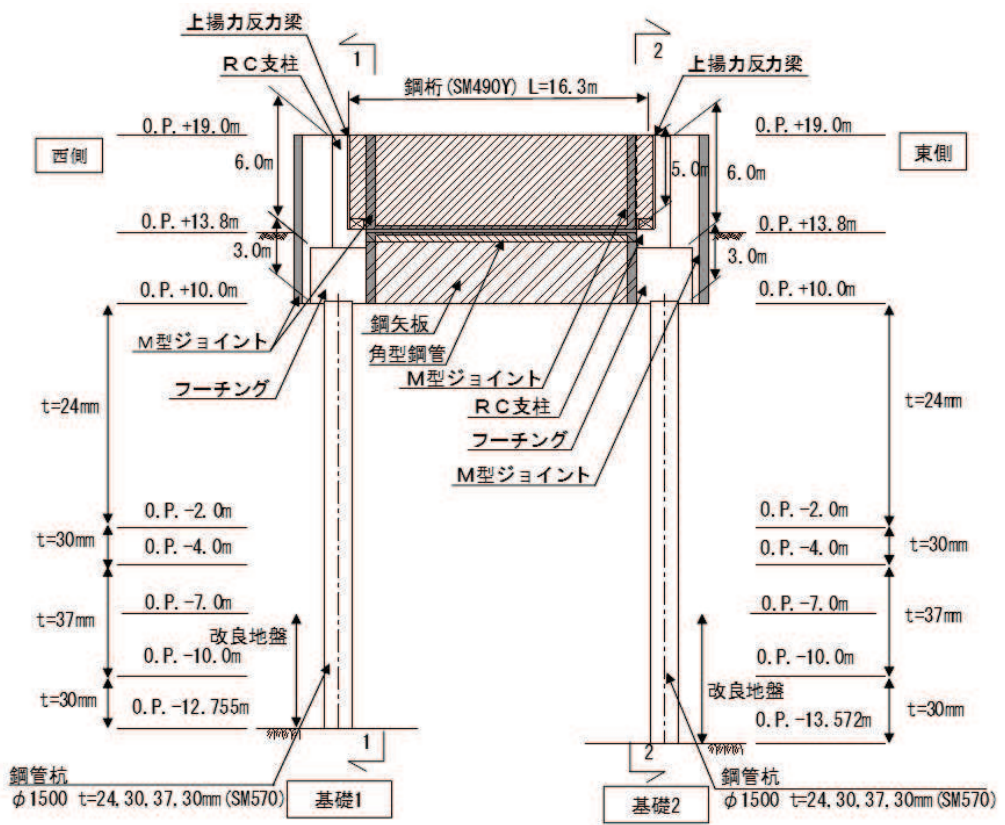


(正面図)

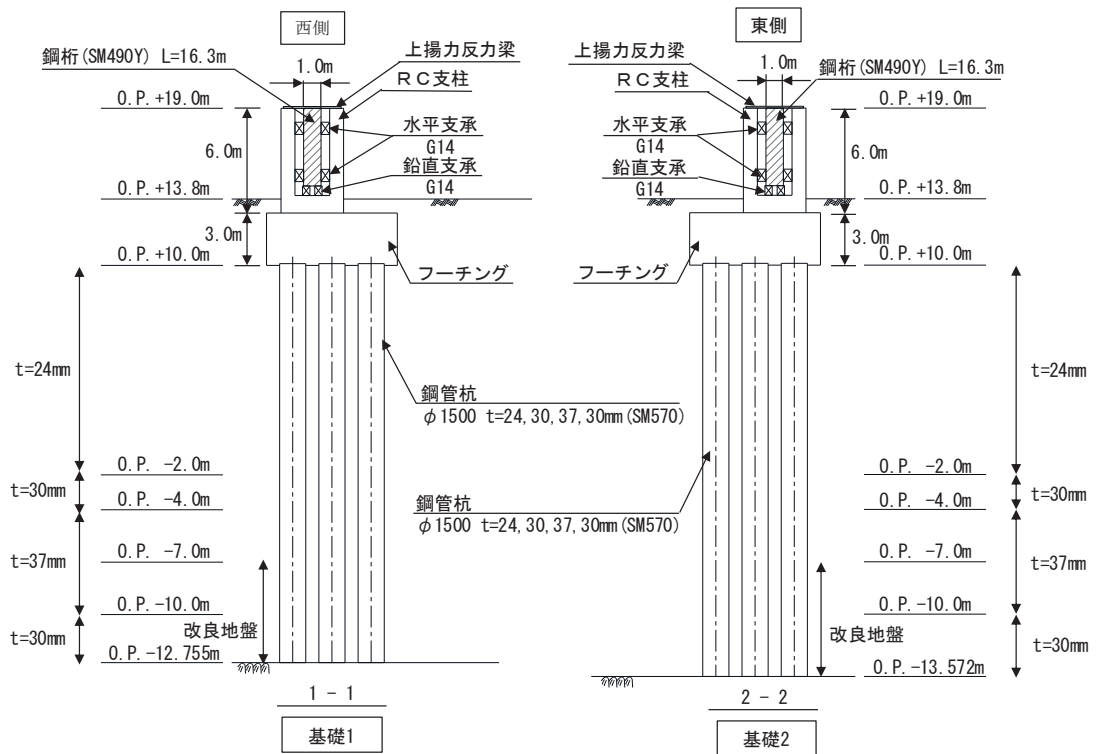


(断面図)

図 2-8 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図

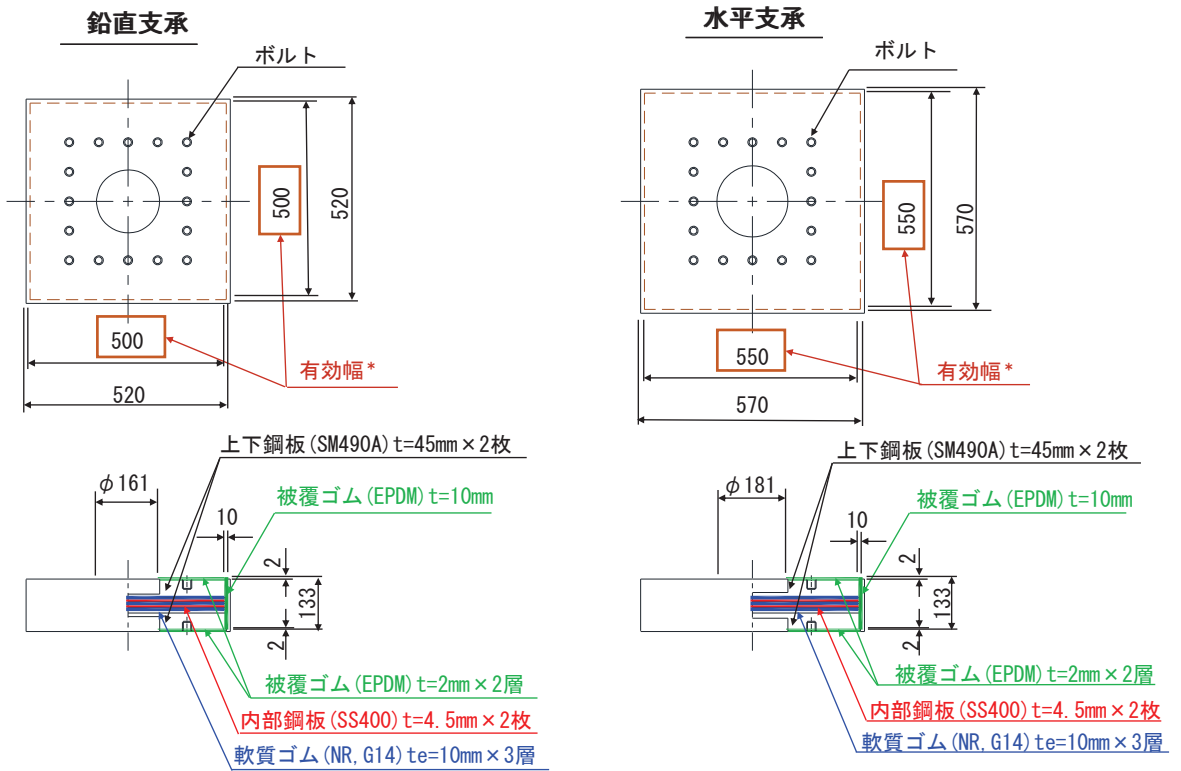


(正面図)



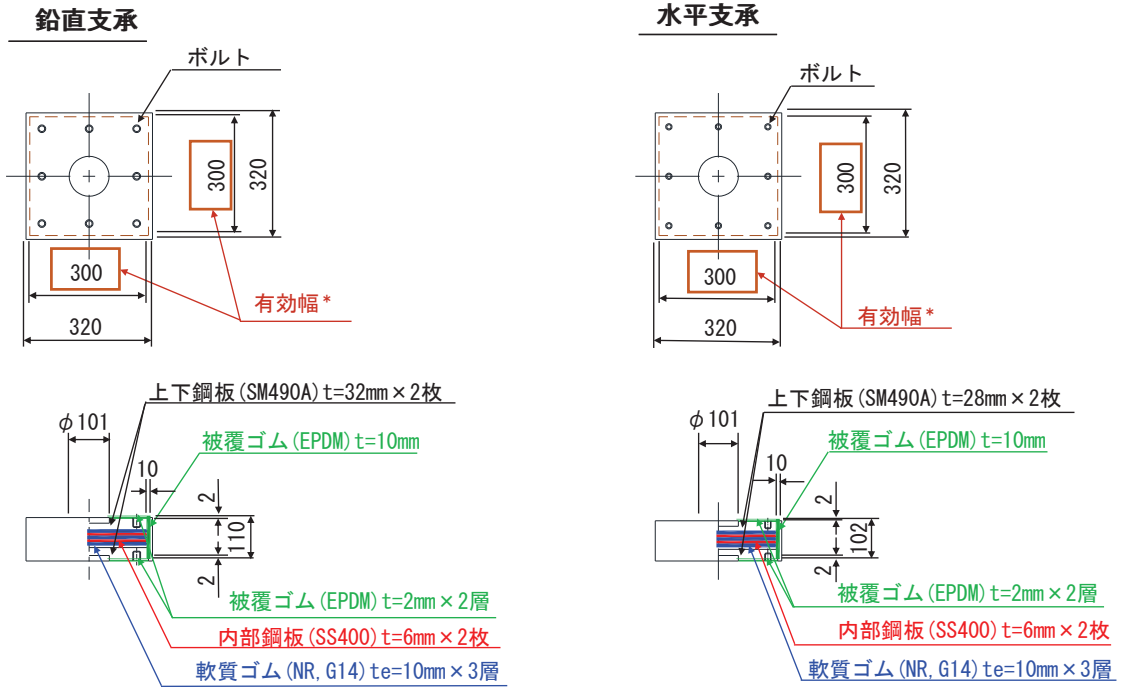
(断面図)

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

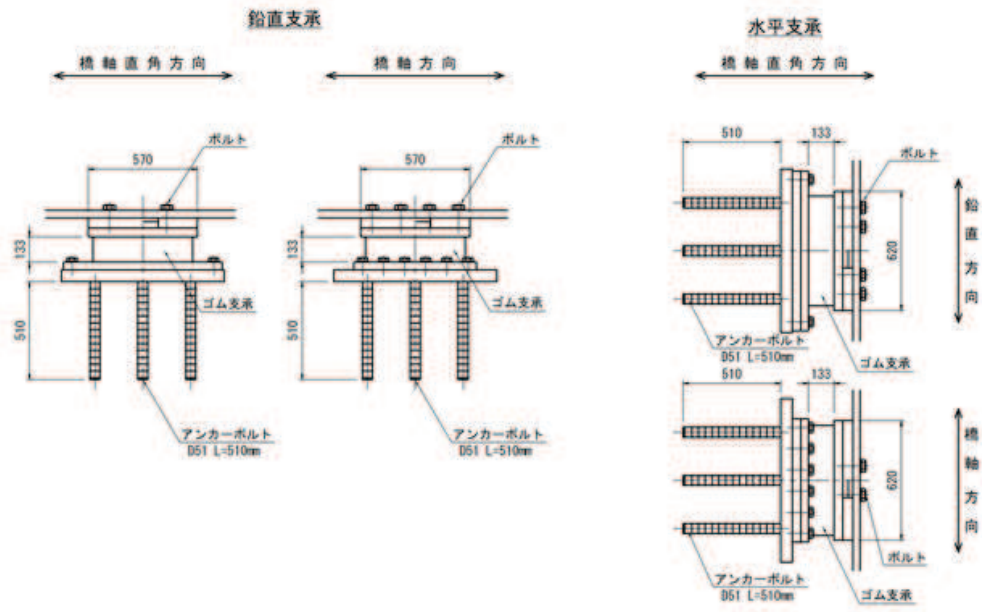
(鋼桁 1, 4)



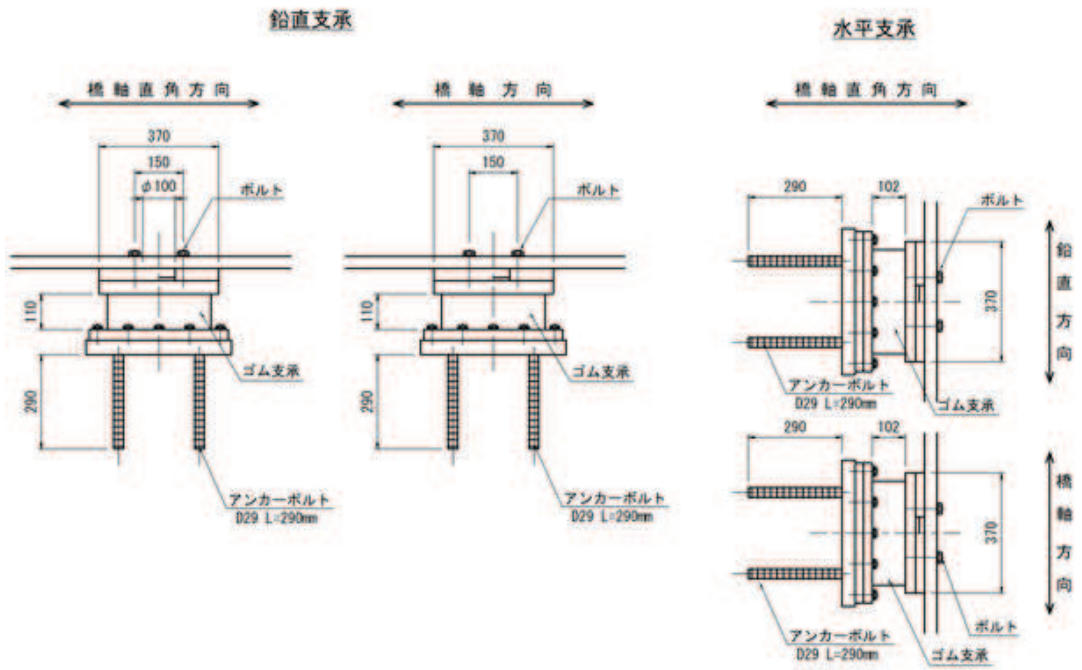
注記* : 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅

(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

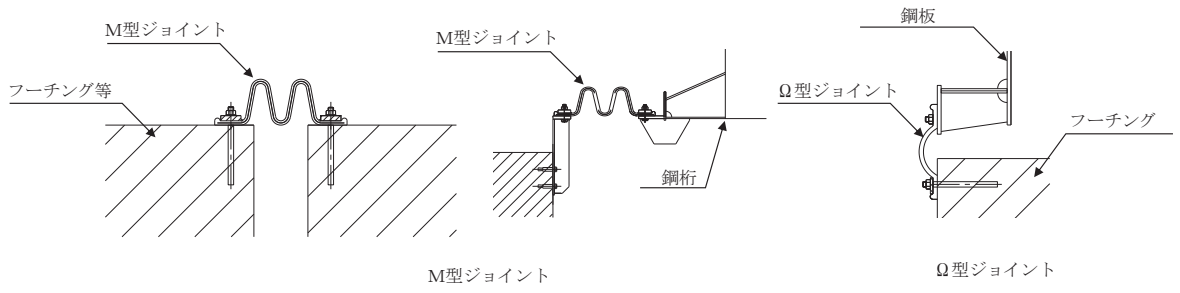


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

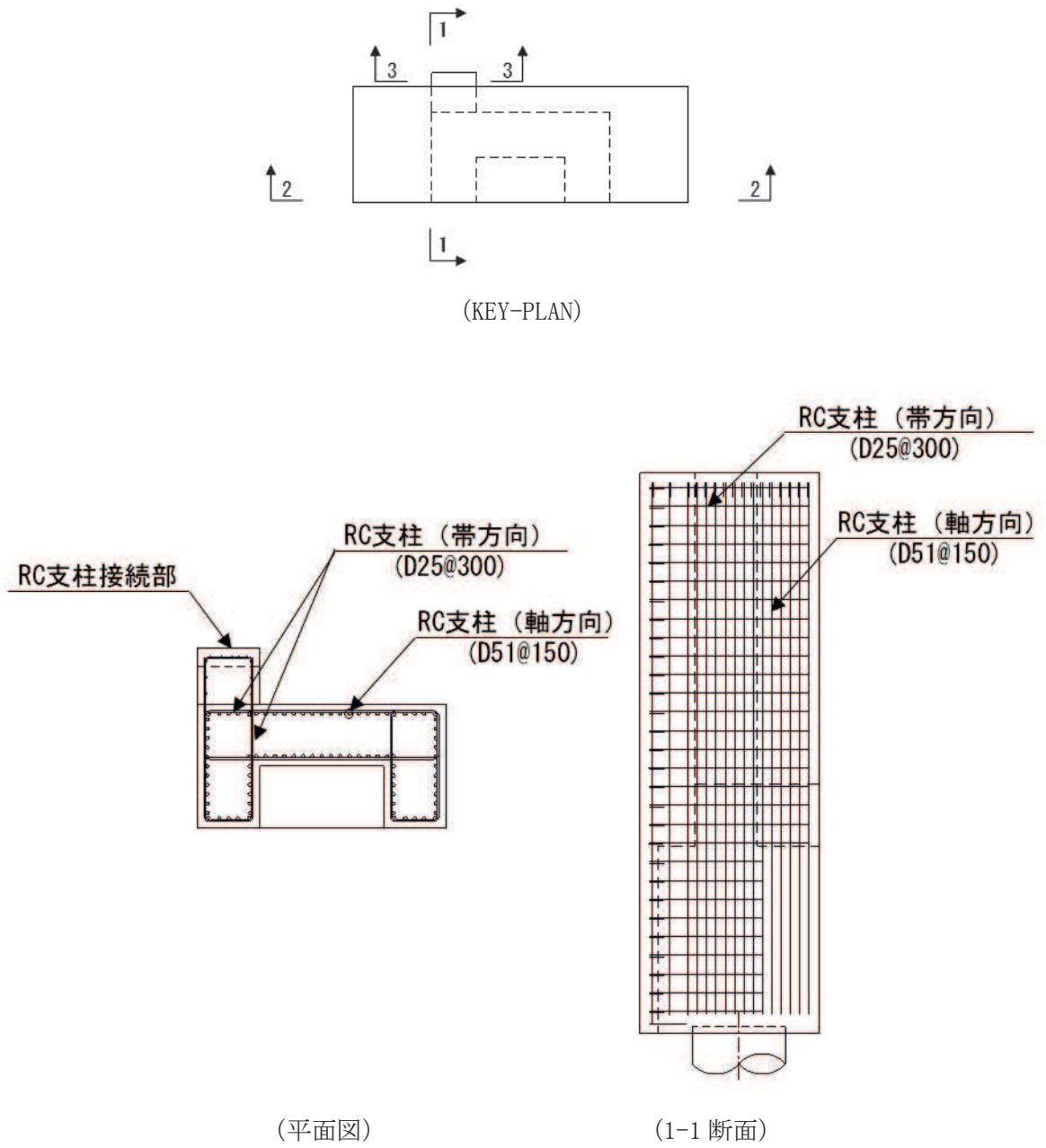
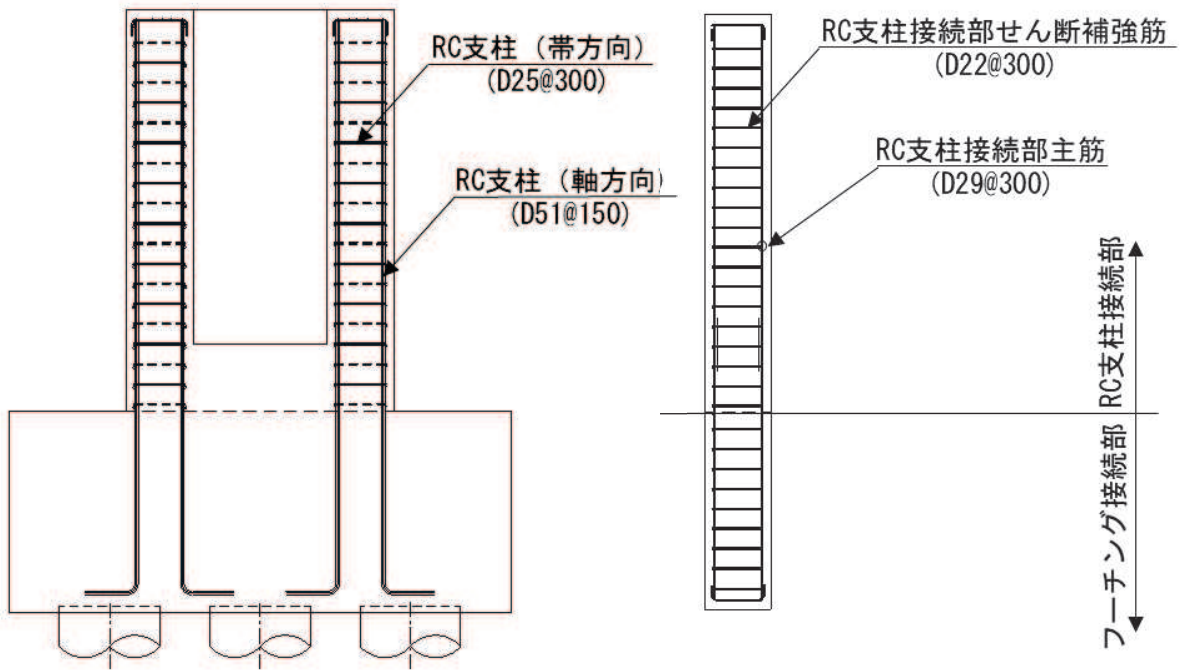
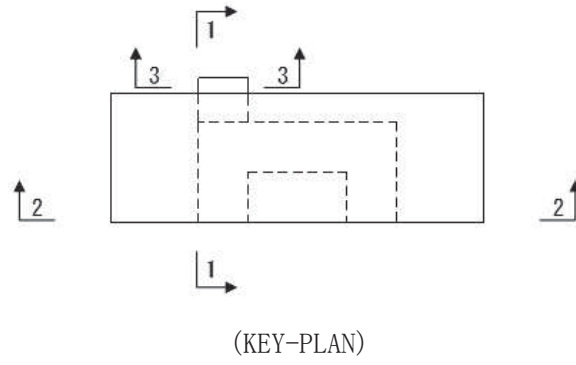


図 2-13(1) 鋼製遮水壁(鋼桁)の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



(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)

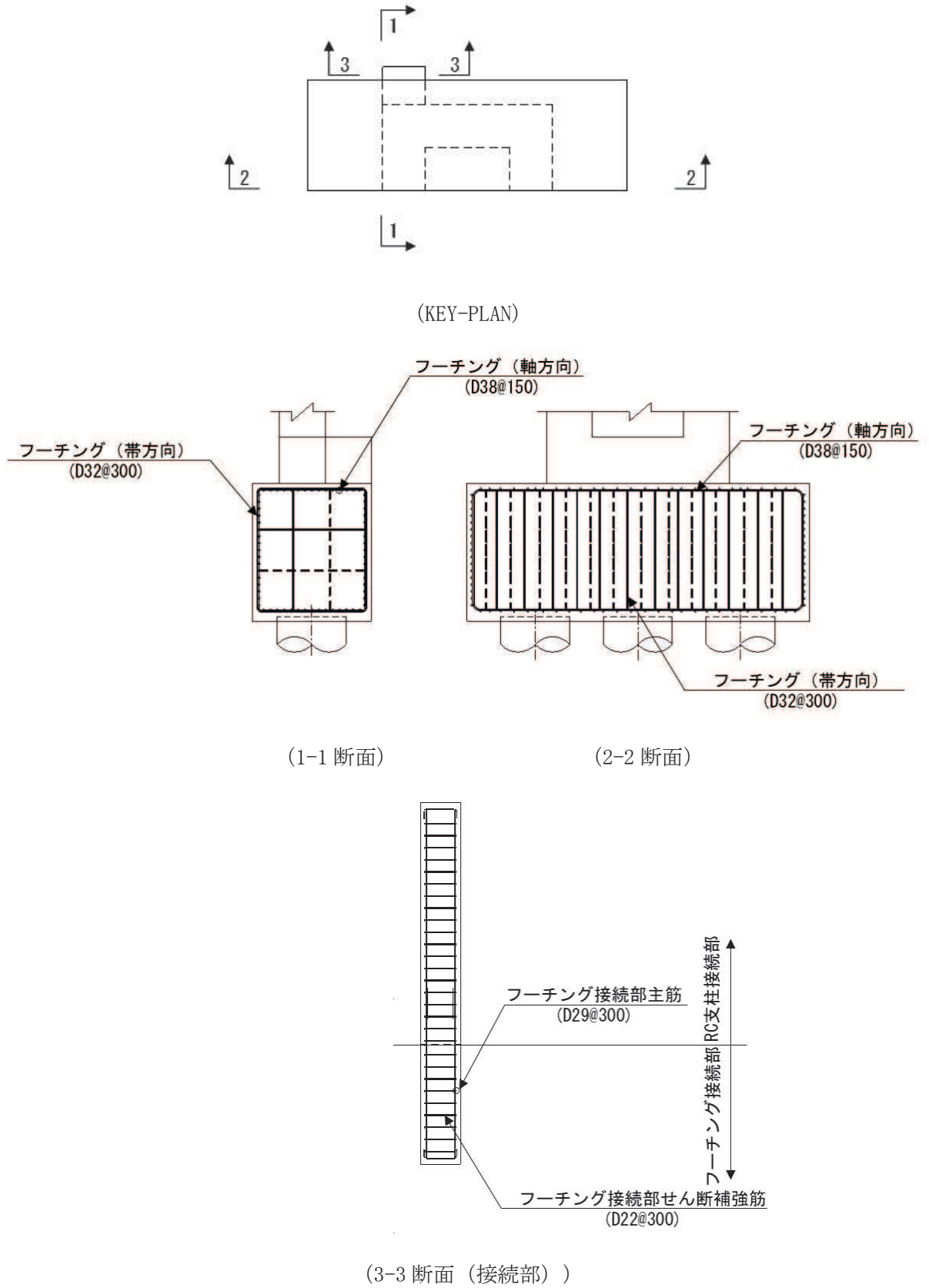


図 2-14 鋼製遮水壁（鋼桁）のフーチング配筋概要図
（鋼桁 3 の例）

2.3 評価方針

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

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2-3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で、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。

構造部材の健全性評価については、施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価フローを図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。

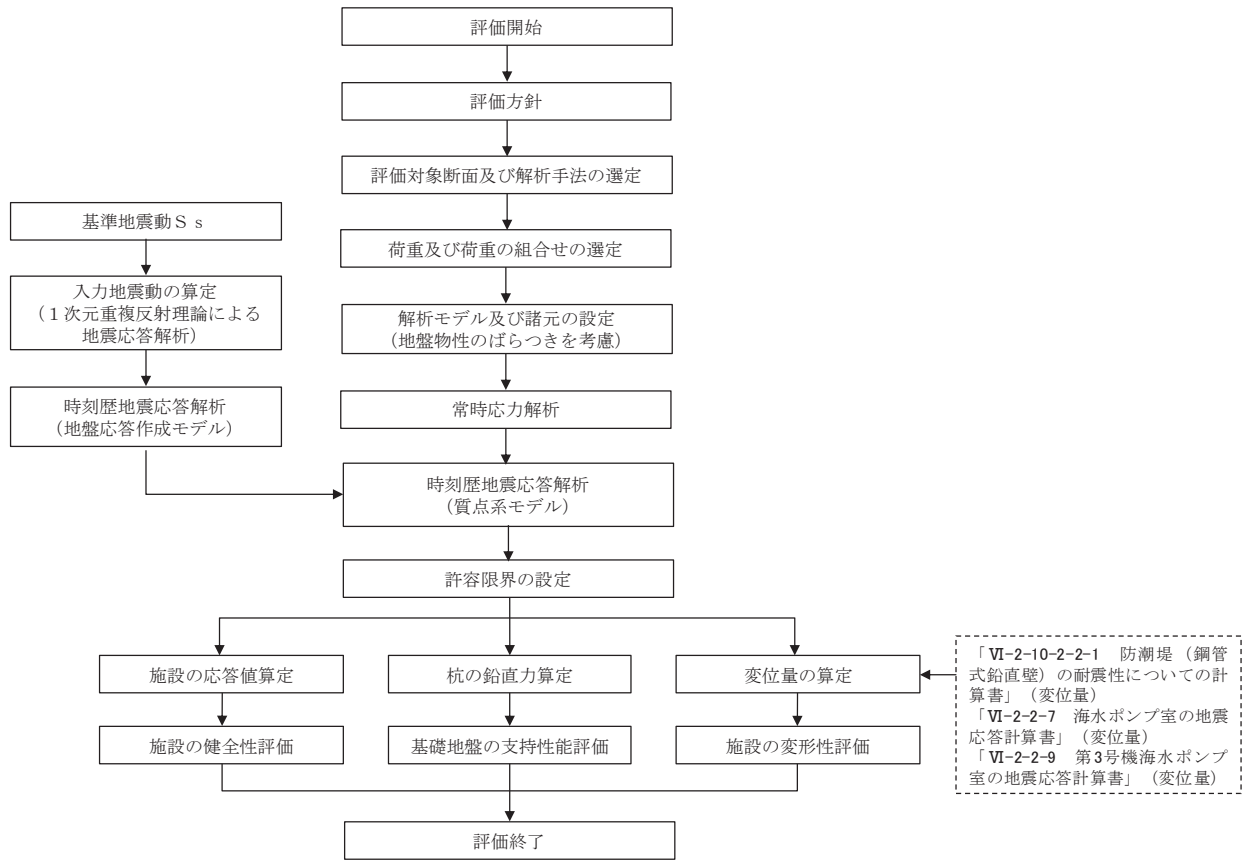


図 2-15 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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. 耐震評価

3.1 評価対象断面

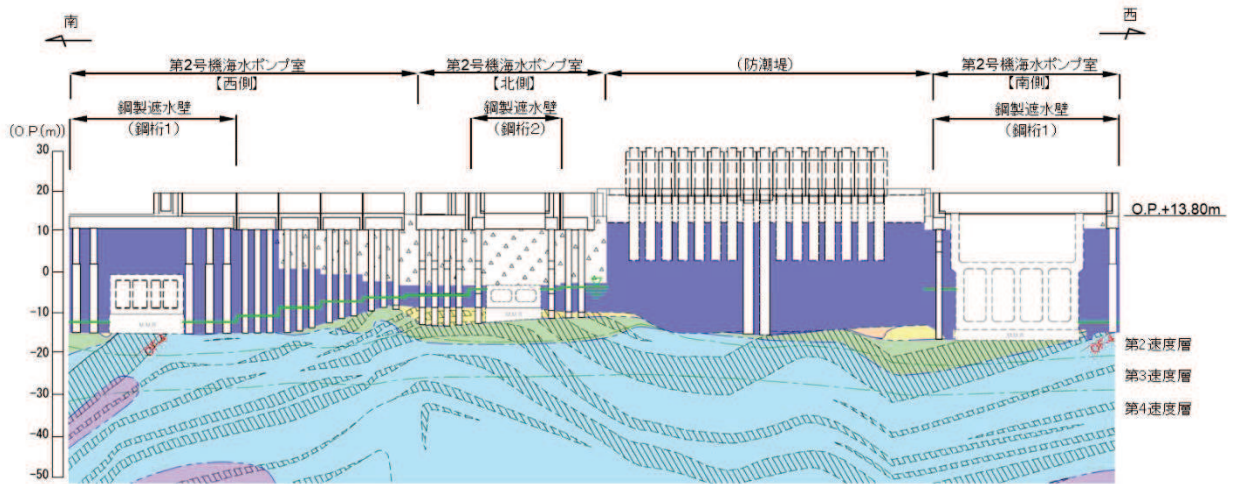
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

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。よって、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。

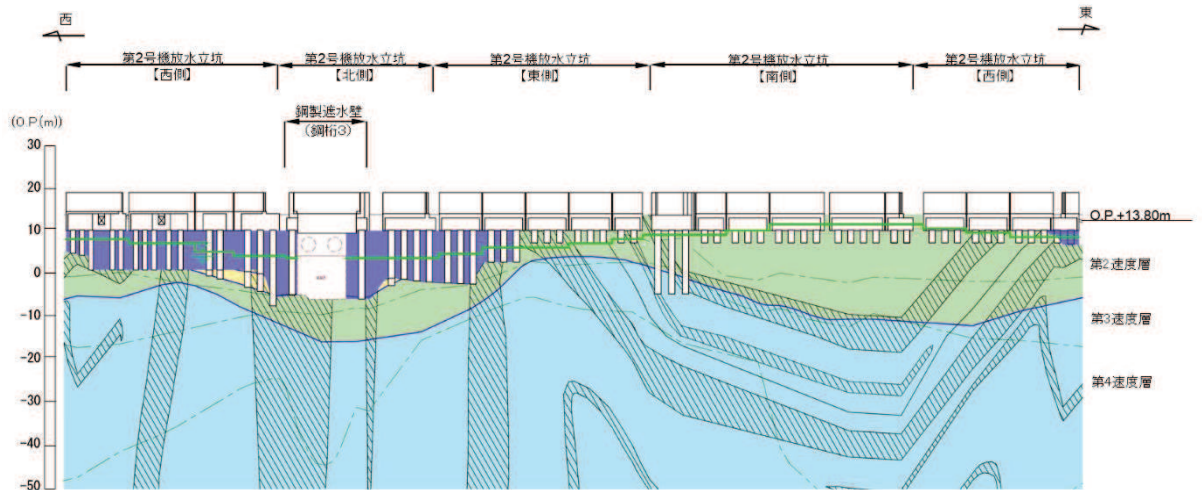
鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

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、設計用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)

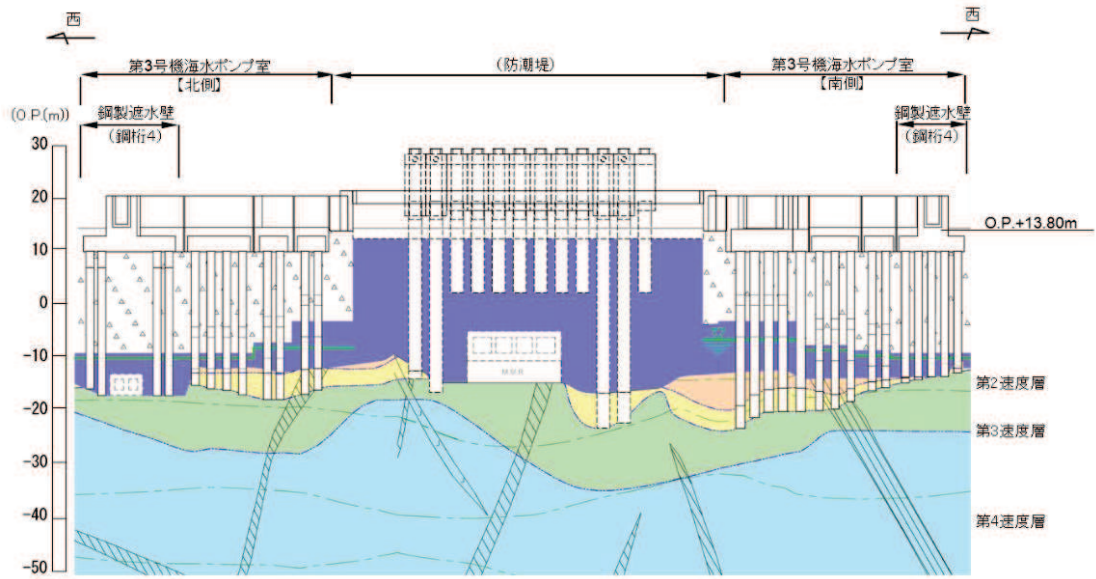


(第 2 号機放水立坑*1)

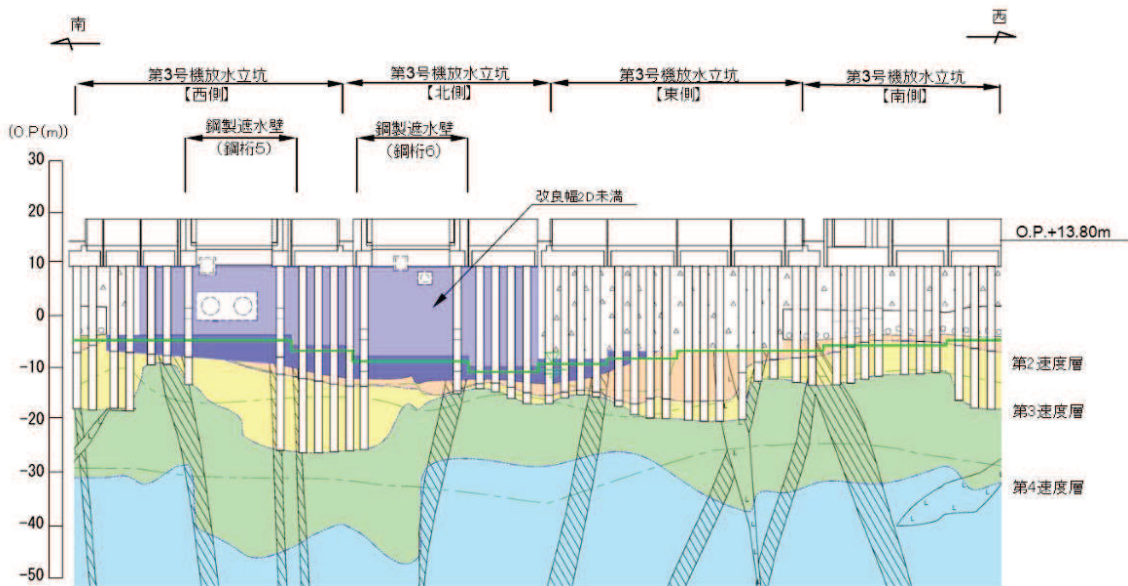
凡 例			
	B 級		改良地盤等
	CH 級		旧表土
	CM 級		砂岩
	CL 級		頁岩
	D 級		ひん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界

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 3-1(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
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂
	頁 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	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)

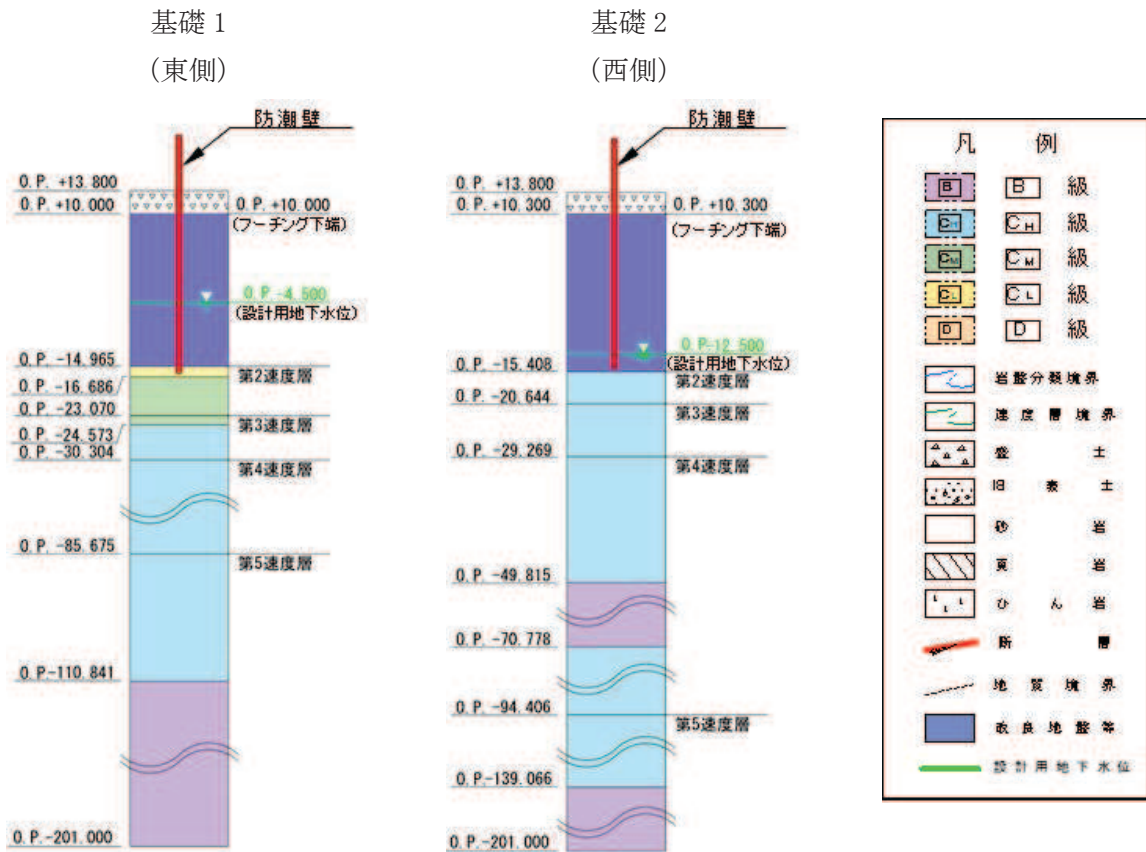


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

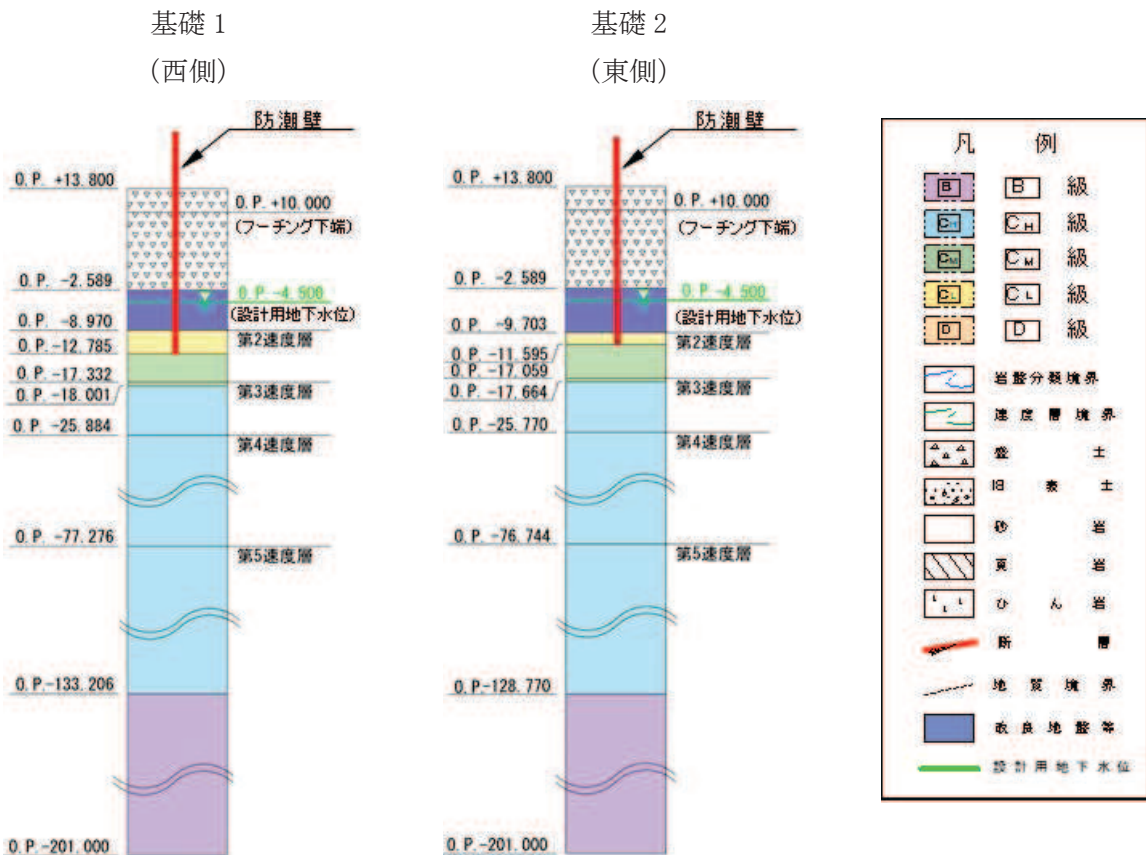


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)

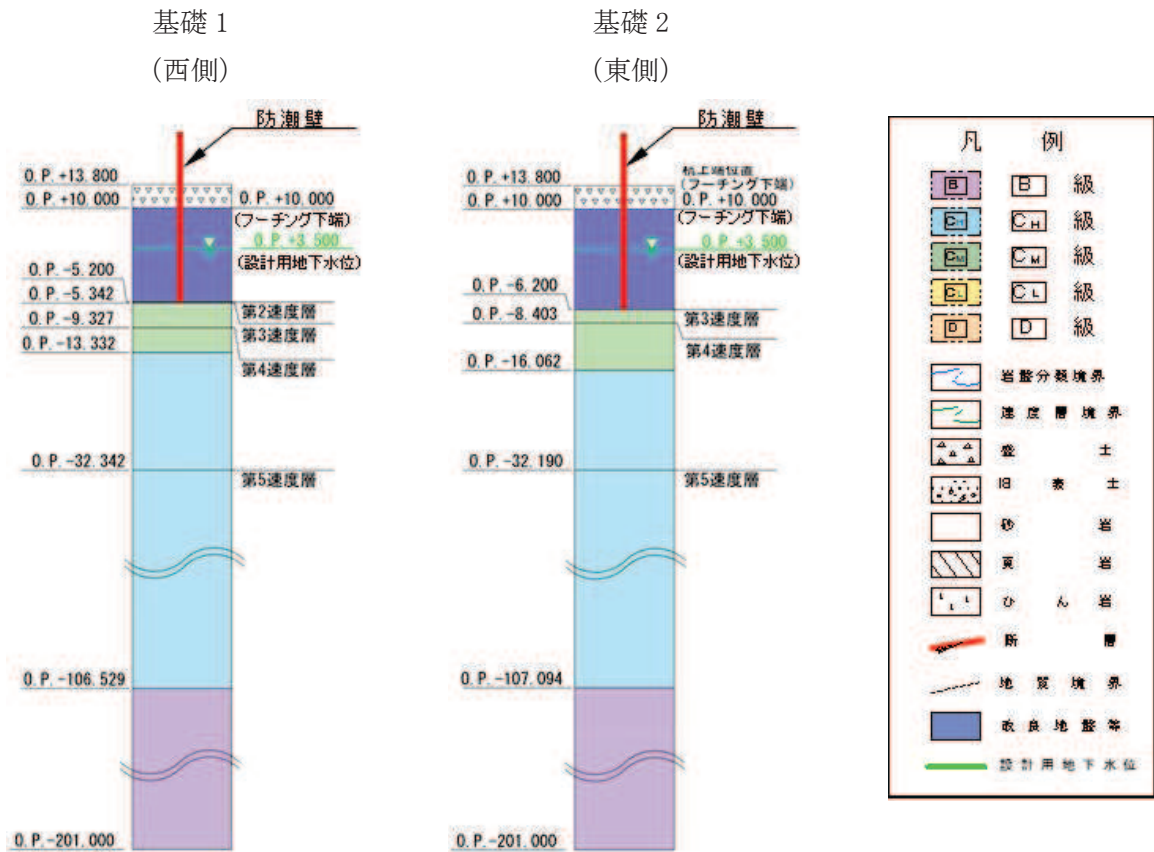


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

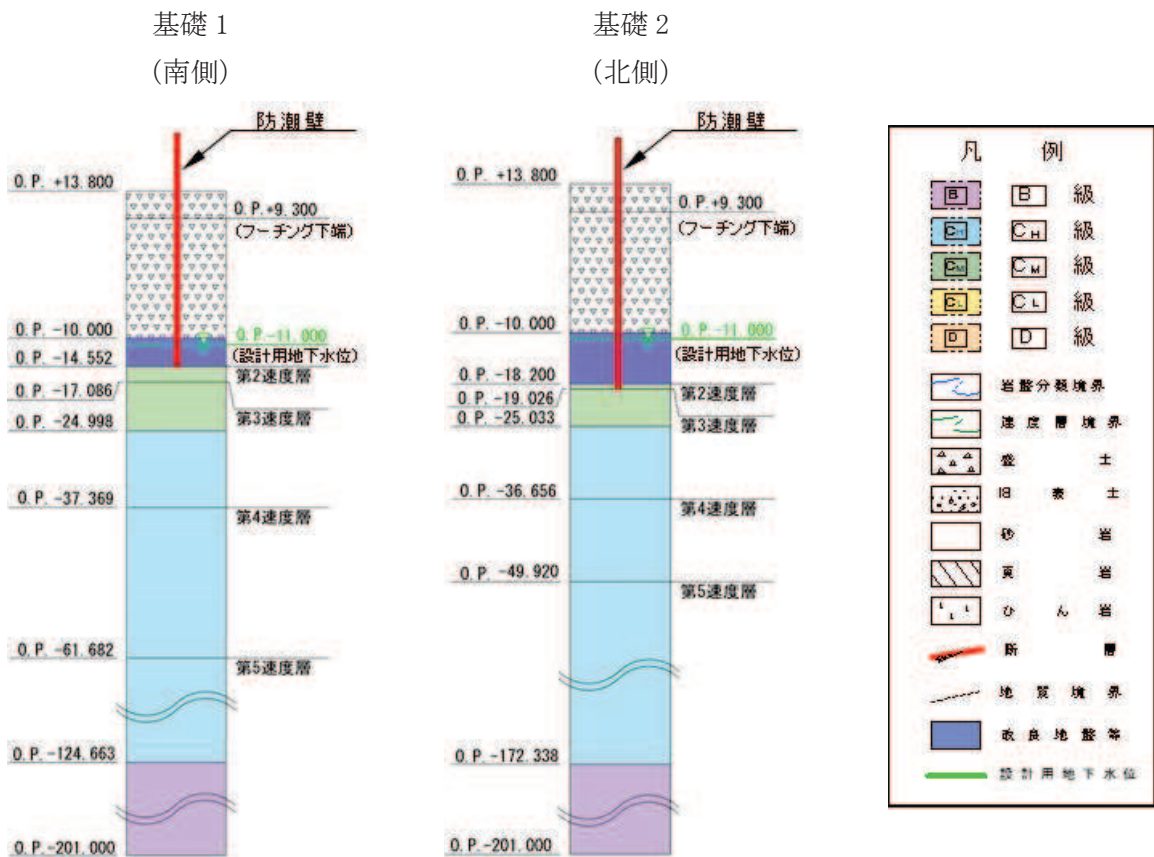


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)

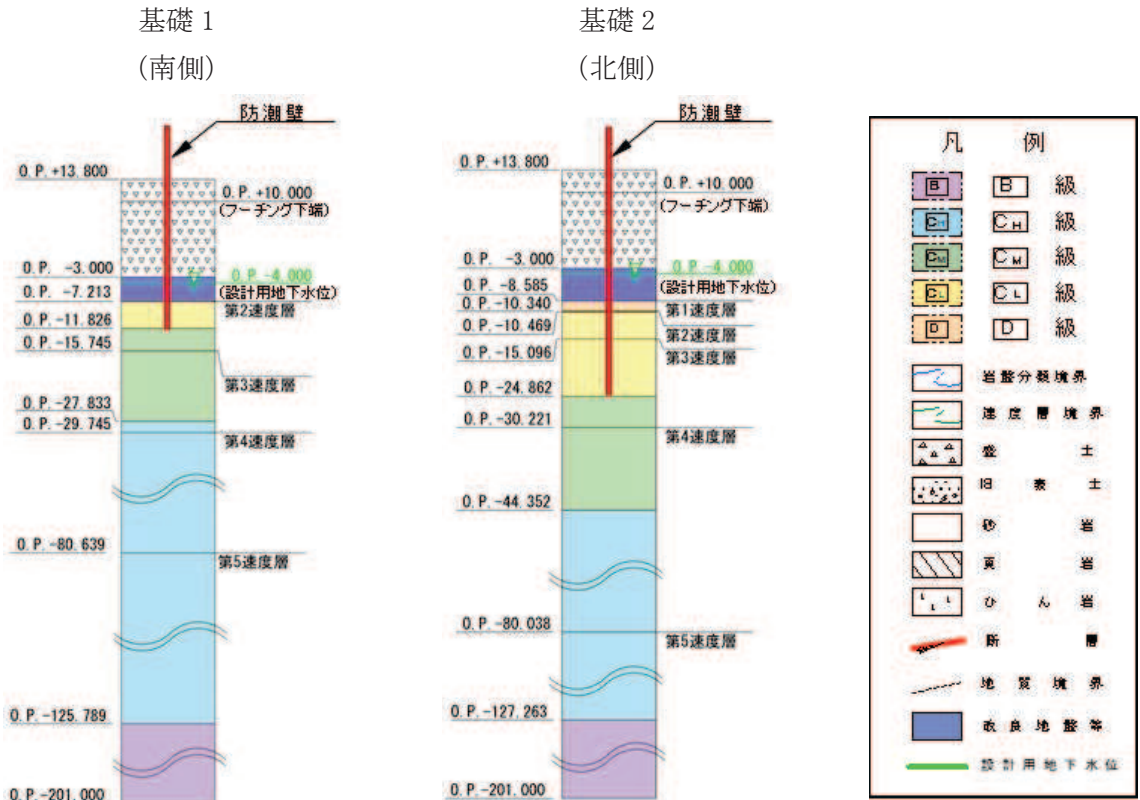


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

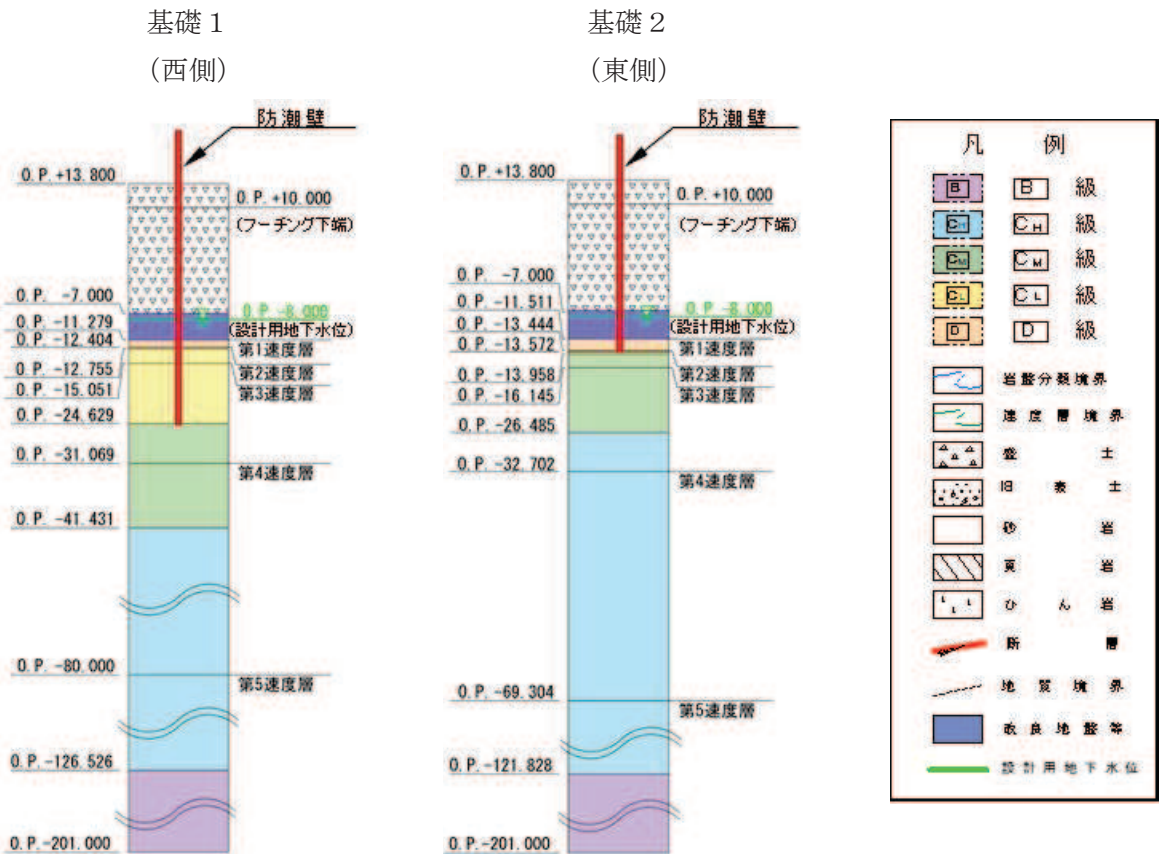


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

3.2 解析方法

3.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、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 3-3 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 3-4 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。

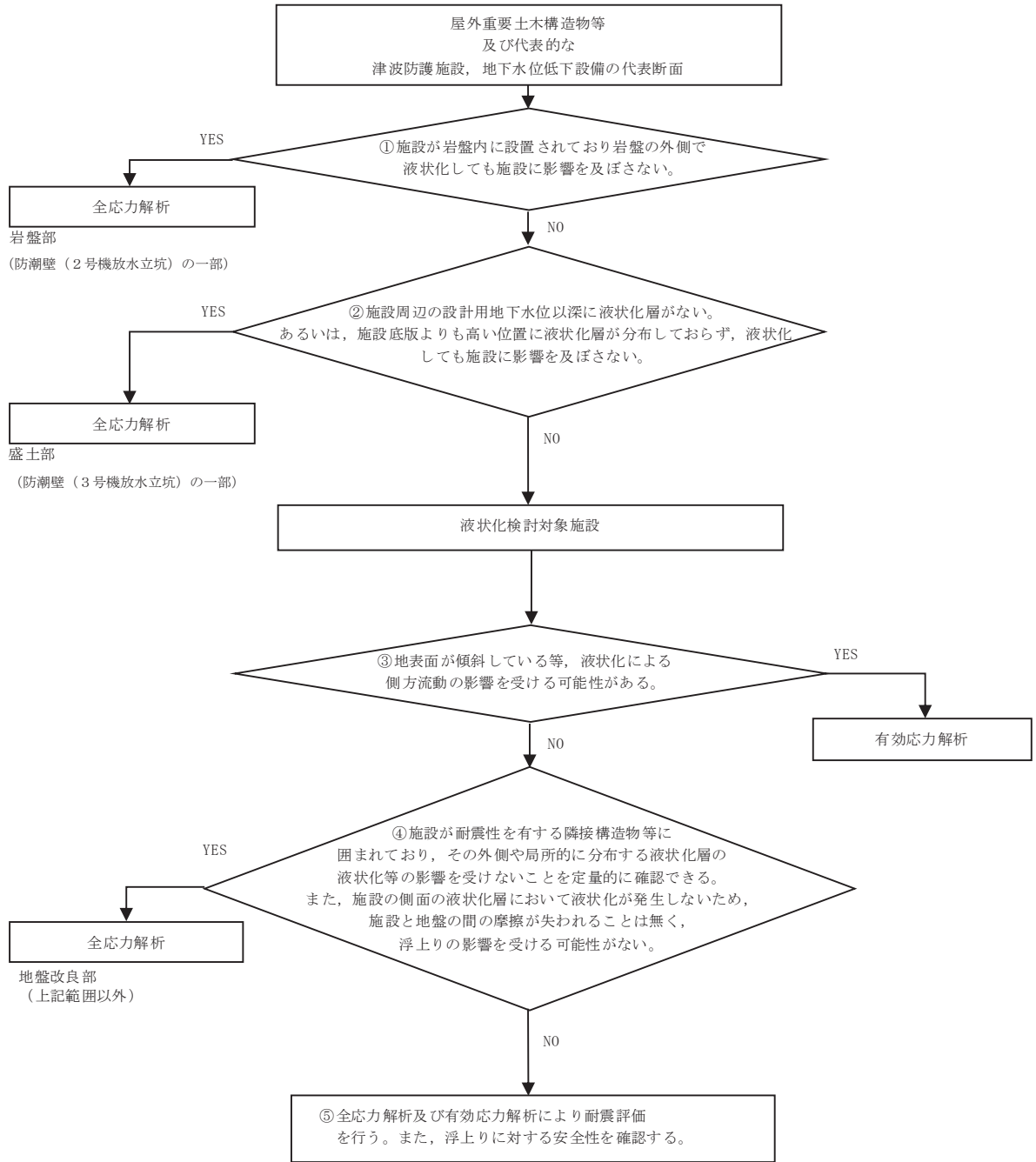


図 3-3 防潮壁の解析手法の選定フロー

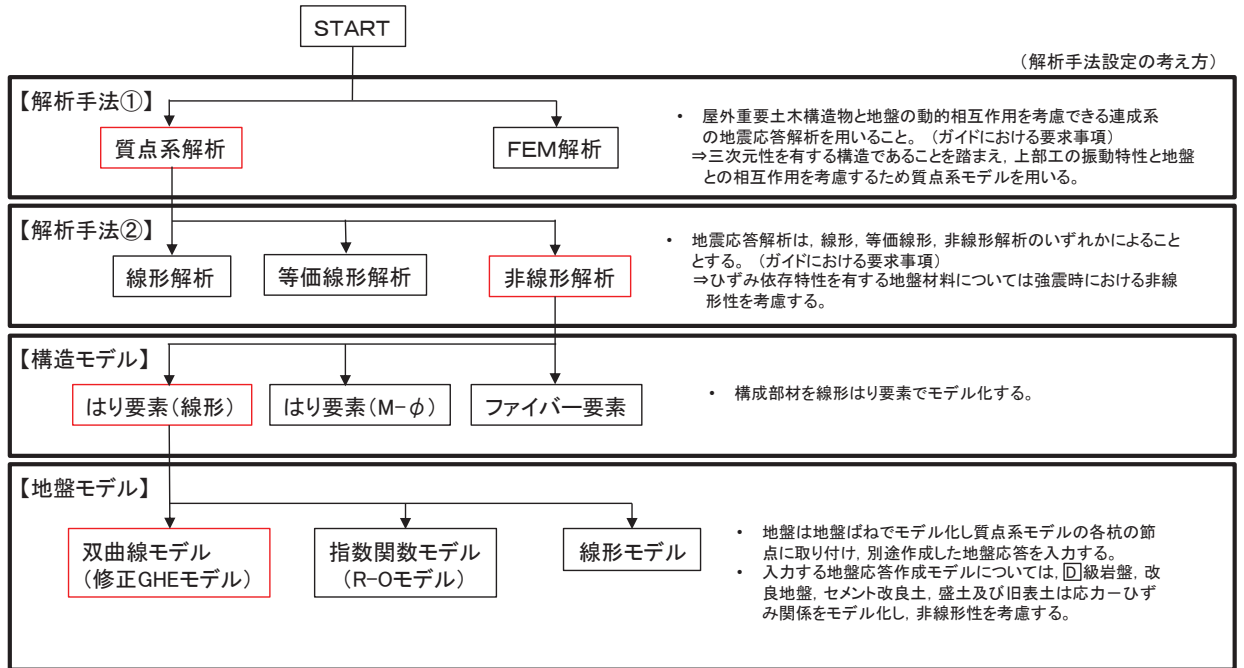


図 3-4 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.2 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3-1に解析ケースを示す。

図3-1～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。

なお、ゴム支承の物性値のばらつきについては別紙2に示す。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表3-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, 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

3.2.3 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 3-2 に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-5 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 3-2 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)	—

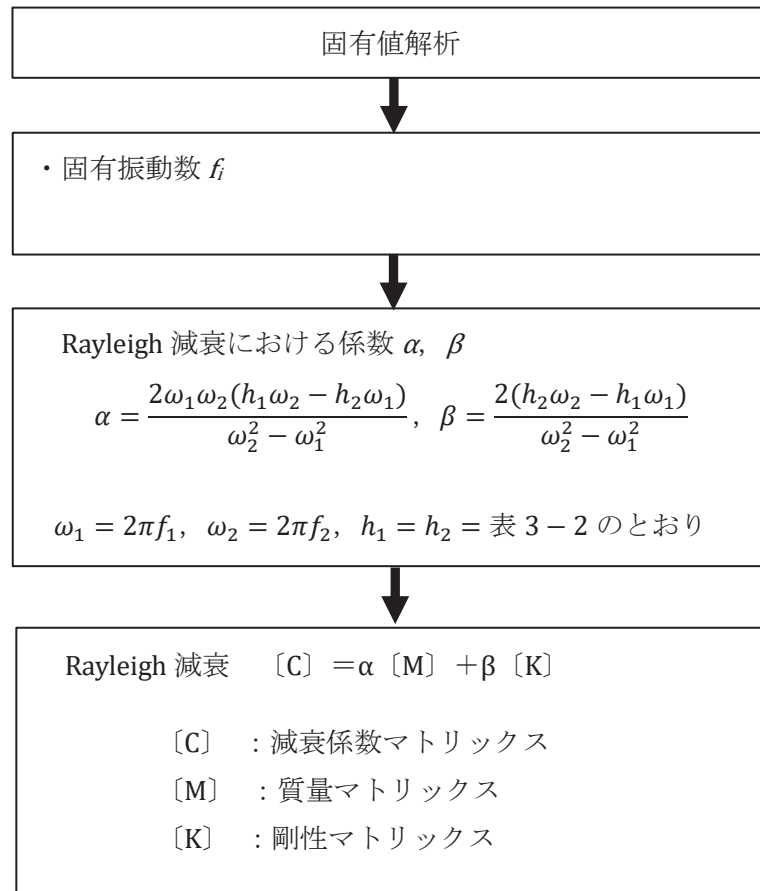


図 3-5 Rayleigh 減衰の設定フロー

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 3-3 に示す。

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

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
鋼桁 1	3.108~3.114	0.0001	0.689	0.0005
鋼桁 2	0.535~0.575	0.0007	0.573~0.607	0.0003
鋼桁 3	3.705~3.711	0.0001	1.300~1.302	0.0003
鋼桁 4	0.499~0.570	0.0007~0.0008	0.437~0.463	0.0008~0.0009
鋼桁 5	0.605~0.943	0.0003~0.0007	0.608~0.647	0.0003
鋼桁 6	0.778~0.835	0.0003	0.590~0.631	0.0003

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

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
鋼桁 1	4.662~4.670	0.0002	1.033~1.034	0.0008
鋼桁 2	0.802~0.863	0.0010~0.0011	0.860~0.911	0.0005
鋼桁 3	5.558~5.566	0.0001	1.950~1.952	0.0005
鋼桁 4	0.749~0.854	0.0010~0.0012	0.655~0.694	0.0012~0.0013
鋼桁 5	0.907~1.414	0.0004~0.0010	0.913~0.970	0.0005
鋼桁 6	1.168~1.252	0.0005	0.884~0.946	0.0005

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

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
鋼桁 1	7.769~7.784	0.0003	1.722~1.723	0.0013
鋼桁 2	1.337~1.438	0.0017~0.0019	1.434~1.519	0.0008~0.0009
鋼桁 3	9.263~9.277	0.0002	3.250~3.254	0.0008
鋼桁 4	1.248~1.424	0.0017~0.0020	1.091~1.157	0.0021~0.0022
鋼桁 5	1.511~2.357	0.0007~0.0017	1.521~1.617	0.0008
鋼桁 6	1.946~2.087	0.0008	1.474~1.577	0.0008

表 3-3(4) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 ($h = 5.5\%$)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
鋼桁 1	8.546~8.562	0.0004	1.895	0.0015
鋼桁 2	1.471~1.581	0.0019~0.0021	1.577~1.671	0.0009
鋼桁 3	10.189~10.205	0.0002	3.575~3.579	0.0008
鋼桁 4	1.373~1.566	0.0019~0.0022	1.201~1.272	0.0023~0.0024
鋼桁 5	1.663~2.593	0.0008~0.0018	1.673~1.778	0.0009
鋼桁 6	2.141~2.696	0.0009	1.621~1.734	0.0009

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表3-4に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-4 解析ケース

解析ケース		ケース① (軸方向)	ケース① (軸直角方向)	ケース②	ケース③
		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
		鋼桁 軸方向加振	鋼桁 軸直角方向加振		
地盤物性		平均値	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	S _s -D 1	++*	○	○	基準地震動 S _s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*	○	○	
		+ -*	○	○	
		--*	○	○	
	S _s -D 2	++*	○	○	
		-+*	○	○	
		+ -*	○	○	
		--*	○	○	
	S _s -D 3	++*	○	○	
		-+*	○	○	
		+ -*	○	○	
		--*	○	○	
	S _s -F 1	++*	○	○	
		-+*	○	○	
	S _s -F 2	++*	○	○	
		-+*	○	○	
	S _s -F 3	++*	○	○	
		-+*	○	○	
	S _s -N 1	++*	○	○	
		-+*	○	○	

注記* : 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

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

(4) 風荷重(P_k)

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

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-5 に示す。

表 3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _s + P _k + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (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 3-5 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 3-6 に、第 3 号機側 (鋼桁 4~6) は図 3-7 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。

なお、入力地震動を用いた地盤応答を作成するモデル (構造物位置地盤モデル) の概要及び地震応答解析モデルへの入力方法等は「3.5.1 解析モデル」に示す。

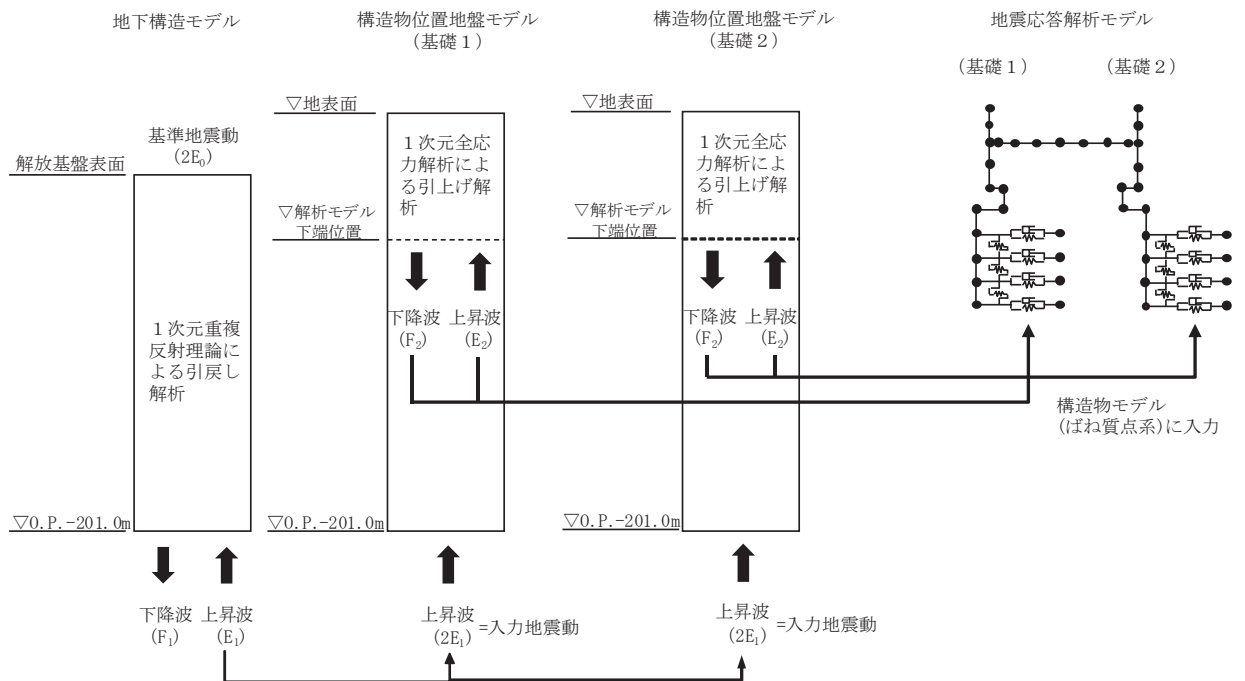
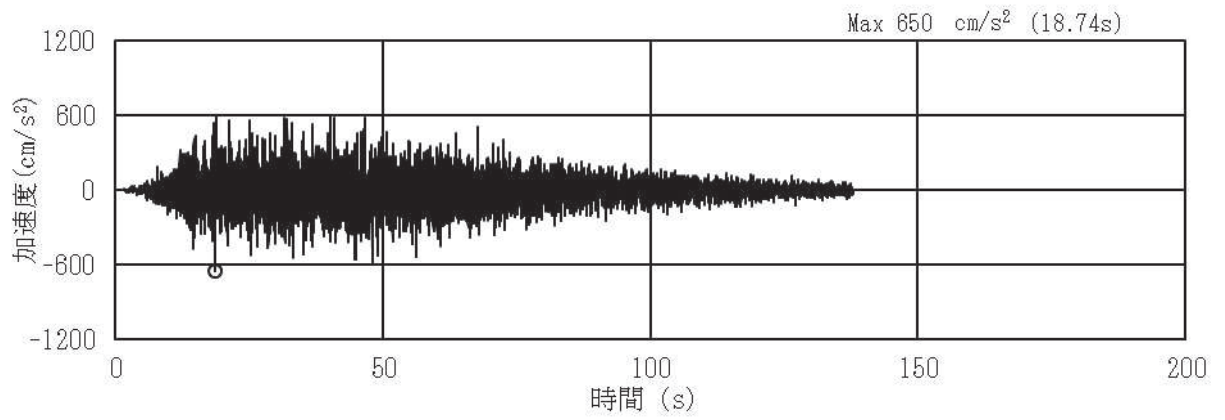
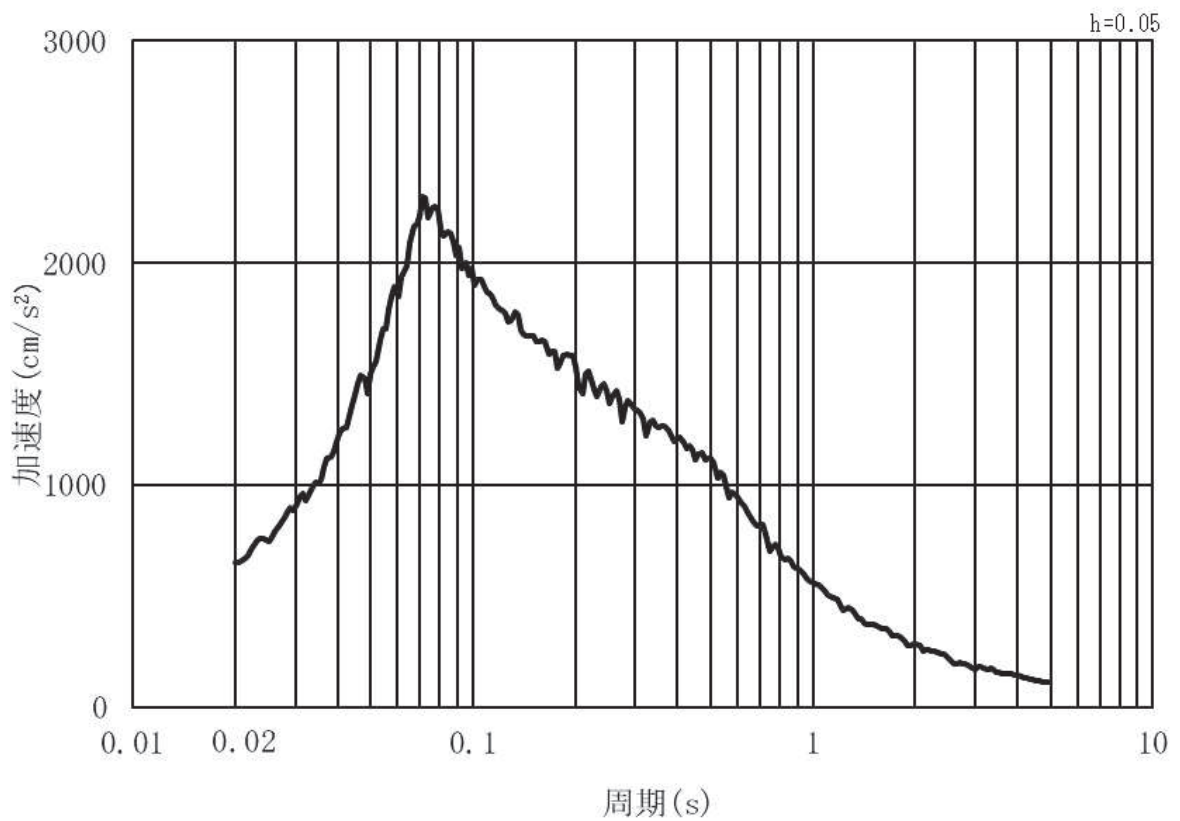


図 3-5 入力地震動算定の概念図

(1) 鋼桁 1・2・3

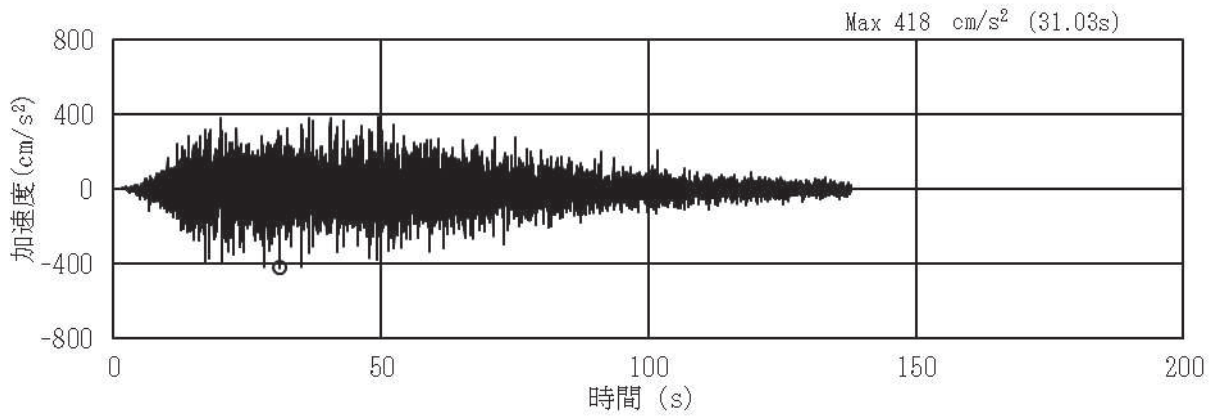


(a) 加速度時刻歴波形

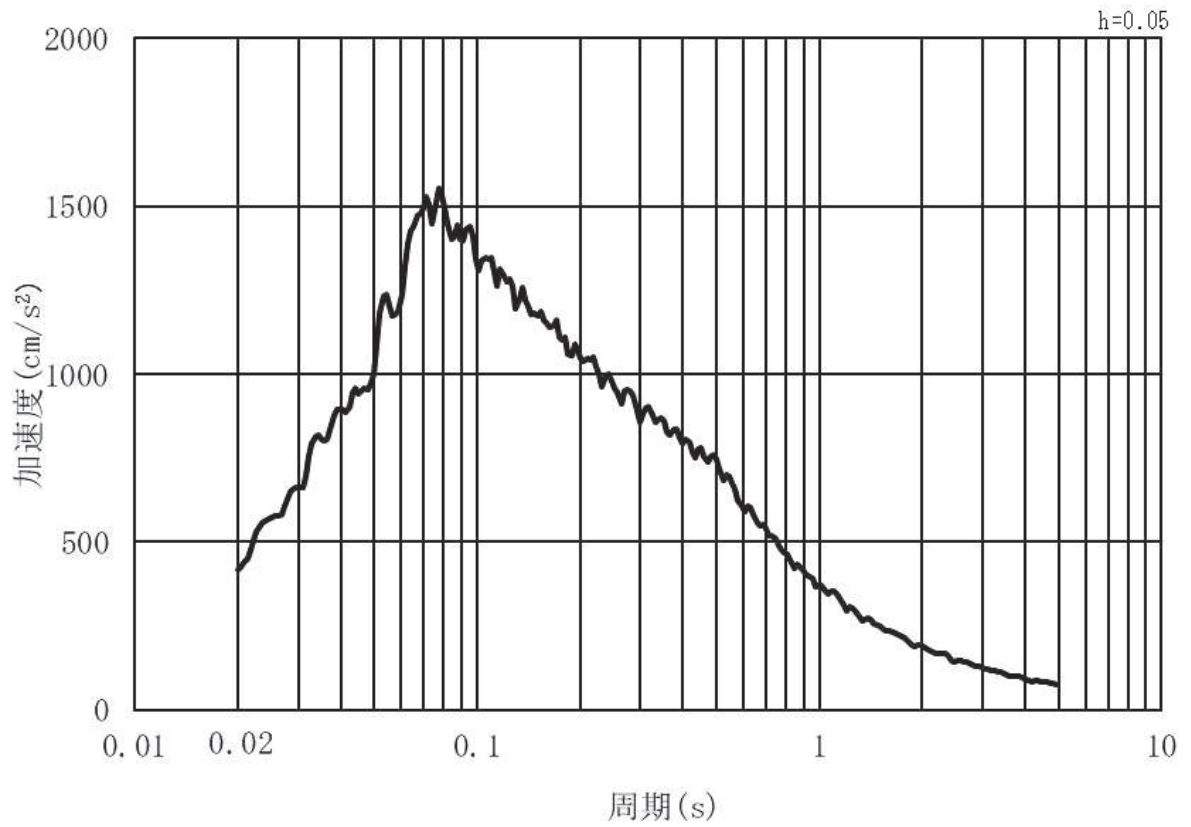


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - D 1), 第 2 号機側

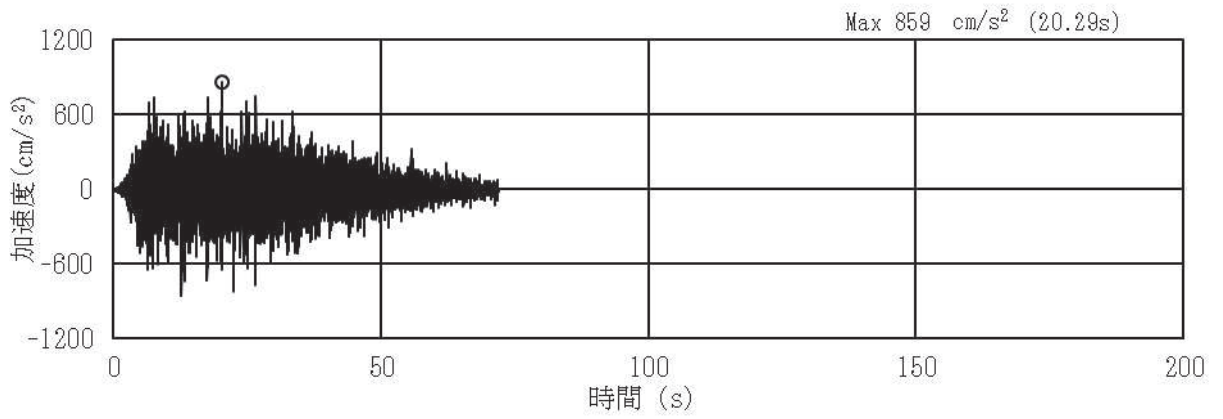


(a) 加速度時刻歴波形

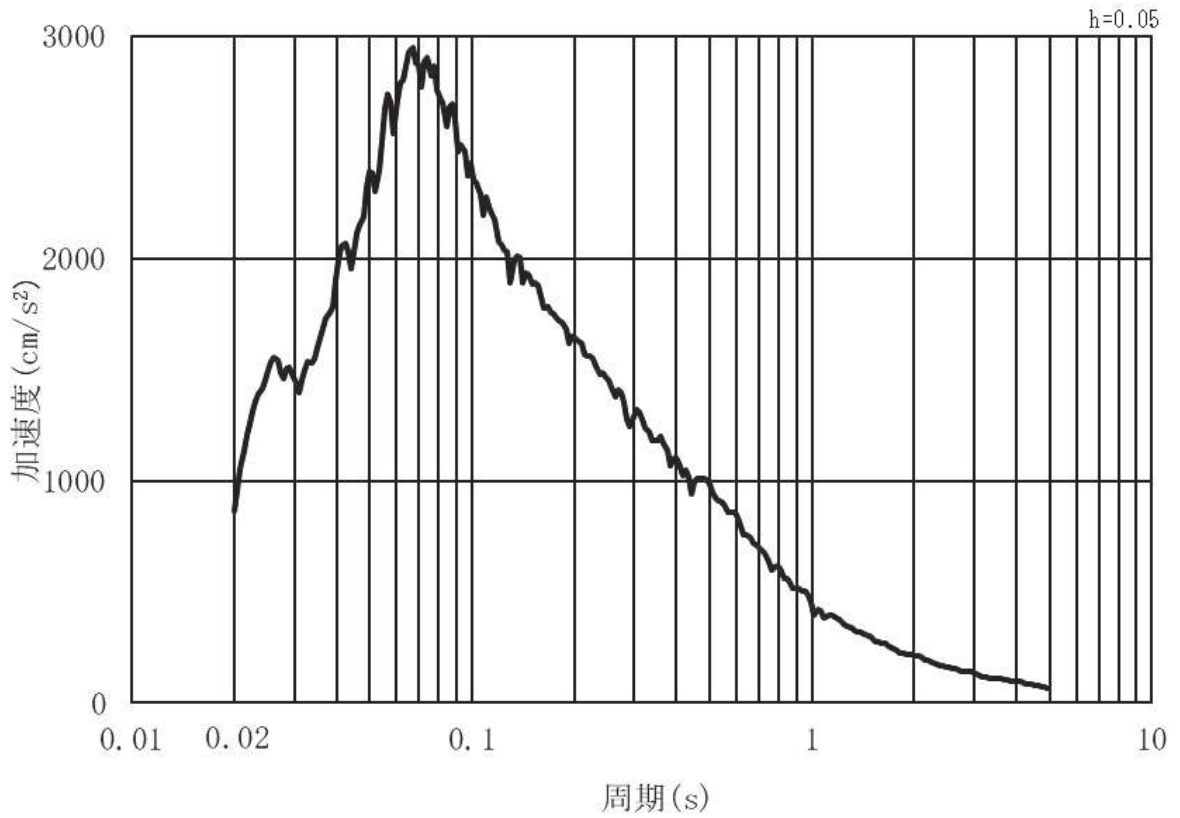


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 2 号機側

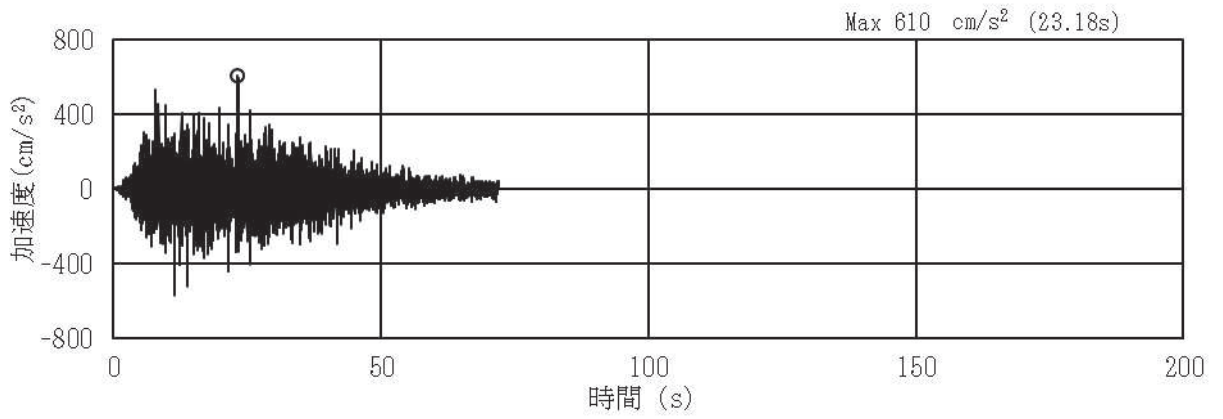


(a) 加速度時刻歴波形

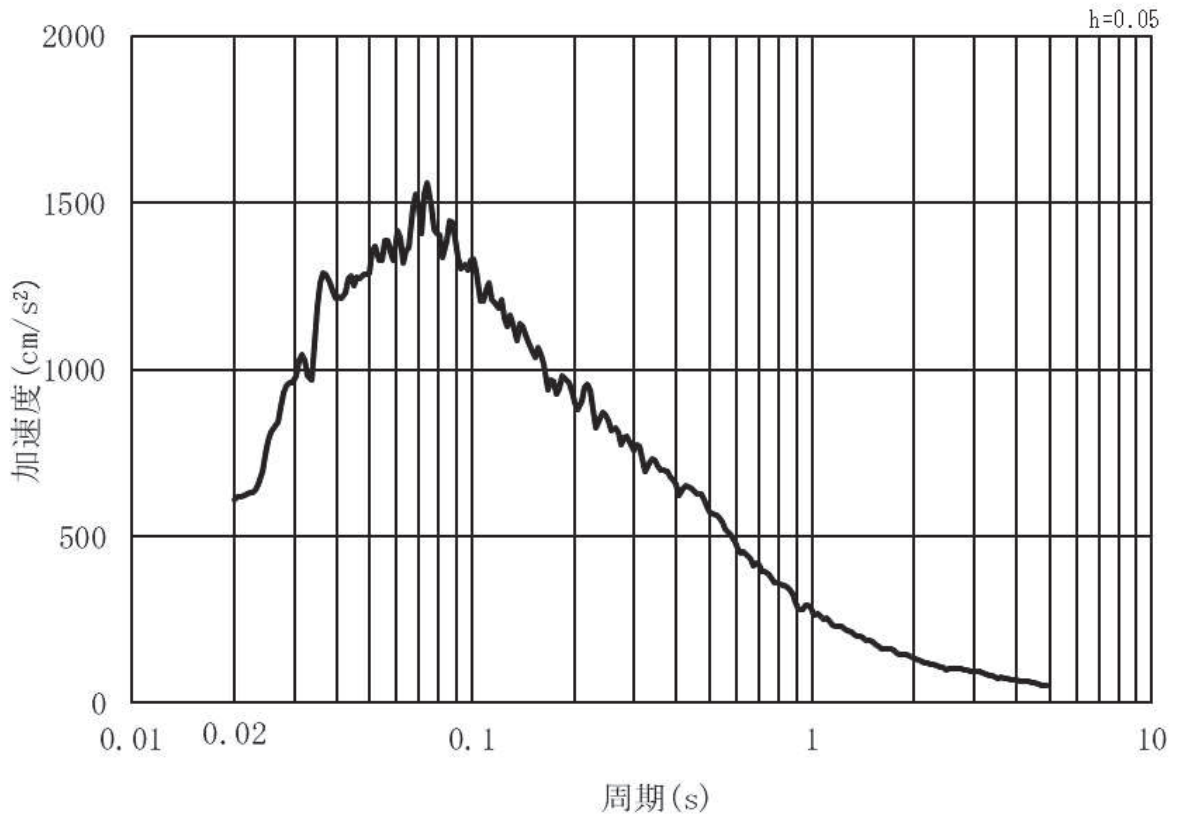


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 2) ， 第 2 号機側

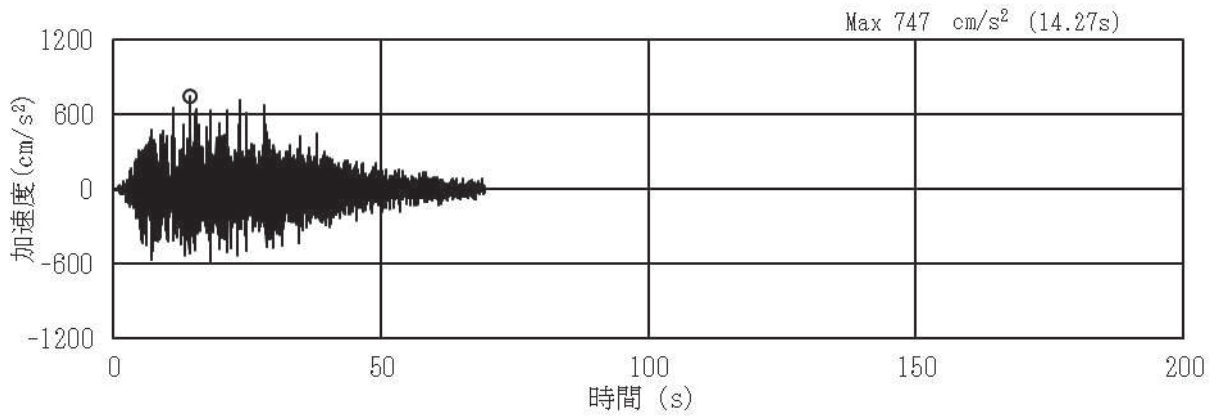


(a) 加速度時刻歴波形

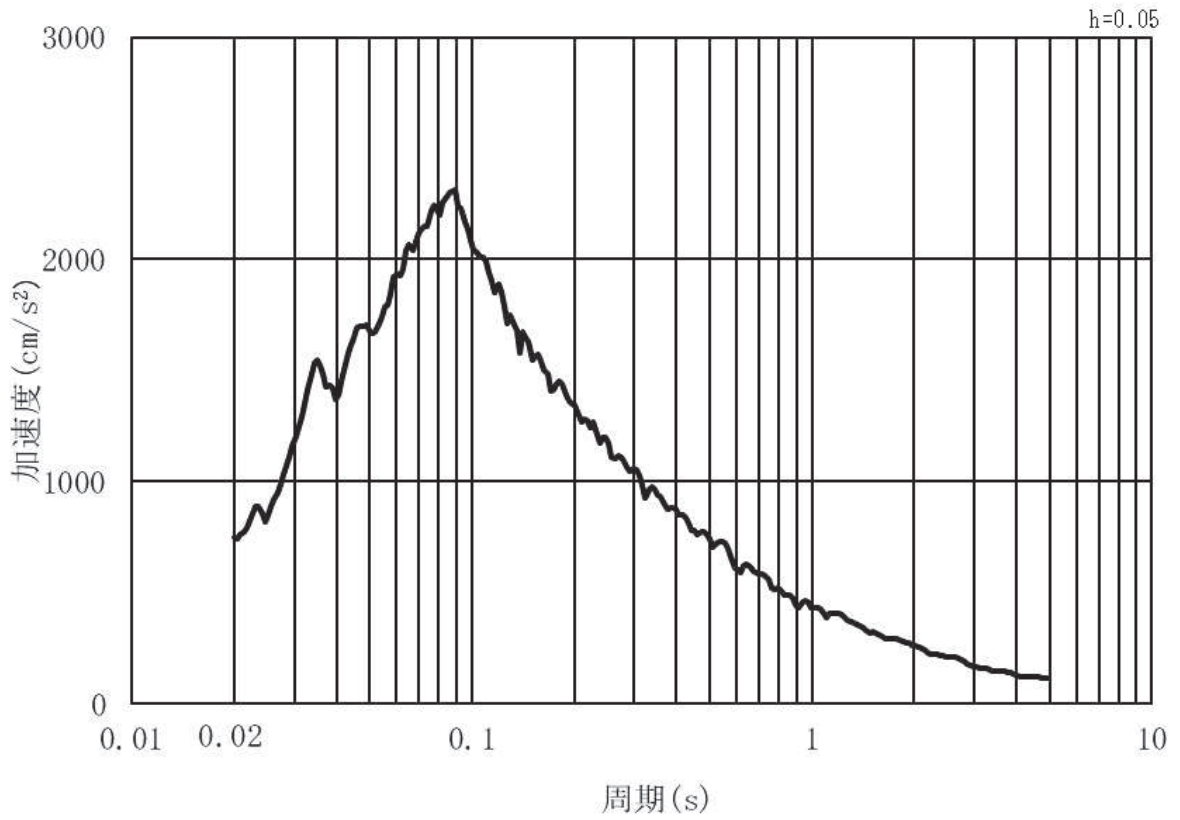


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

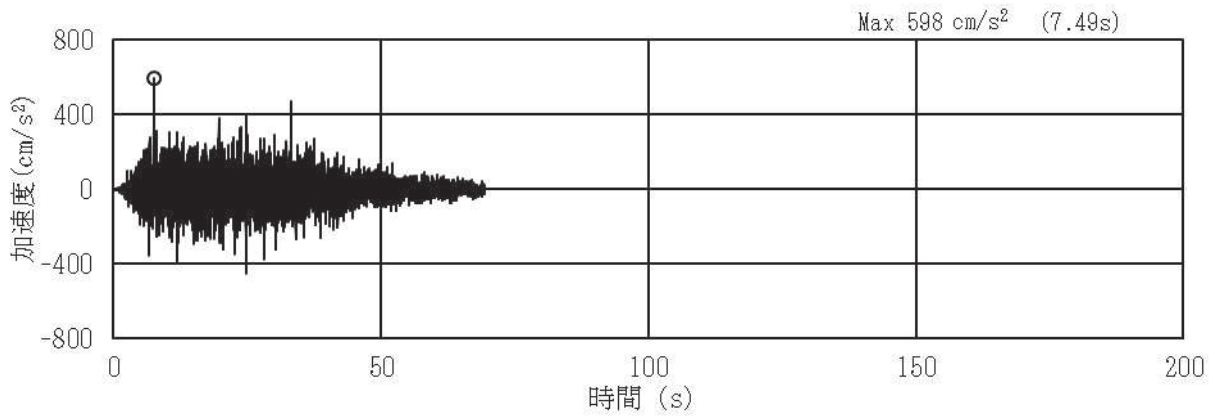


(a) 加速度時刻歴波形

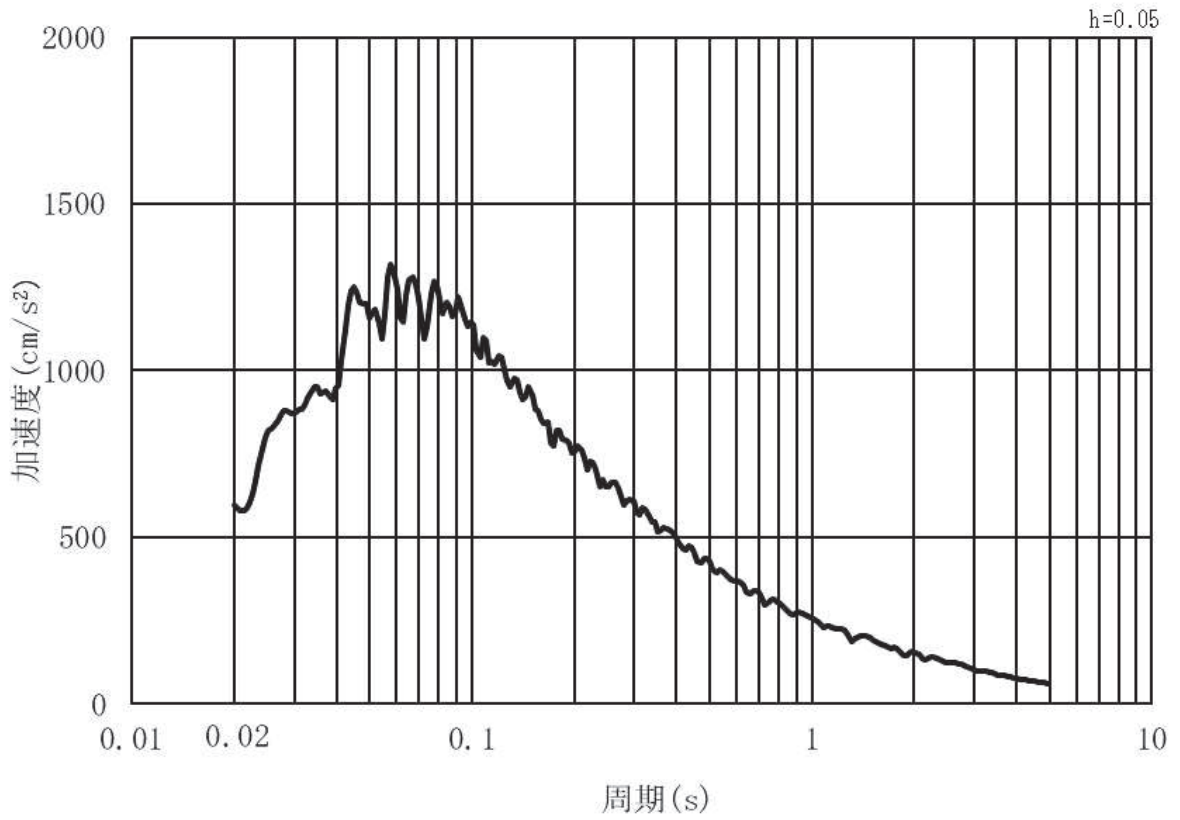


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 3) ， 第 2 号機側

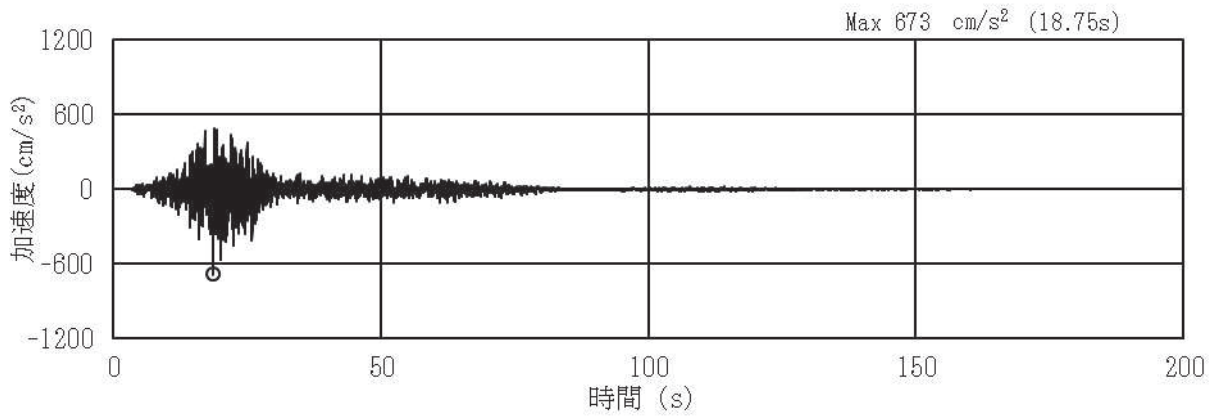


(a) 加速度時刻歴波形

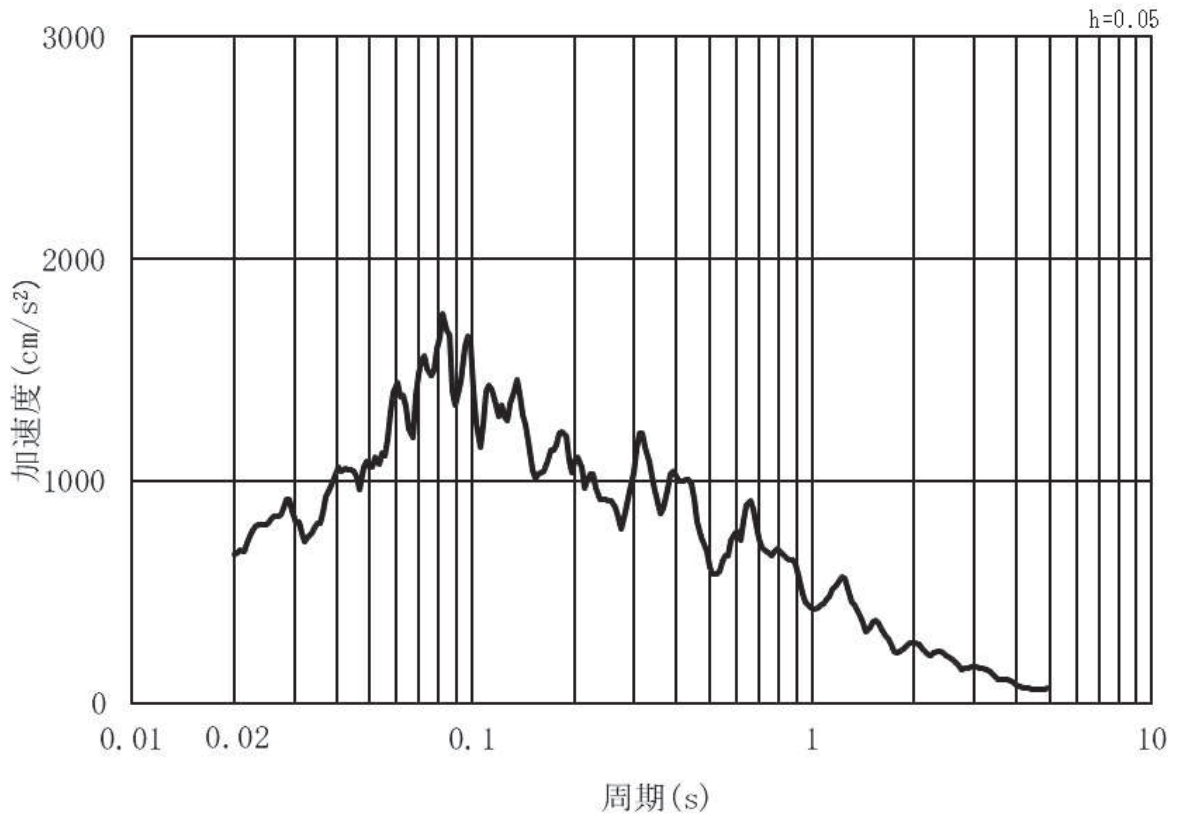


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 2 号機側

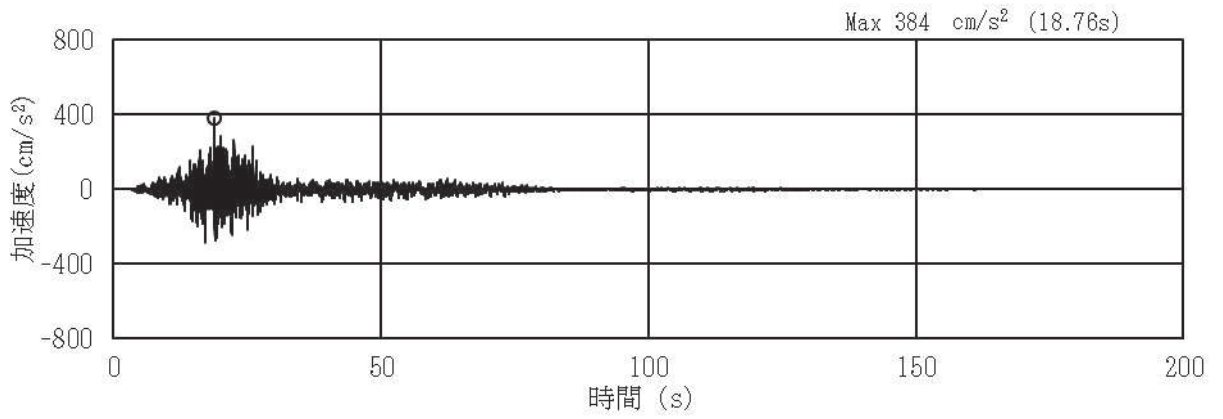


(a) 加速度時刻歴波形

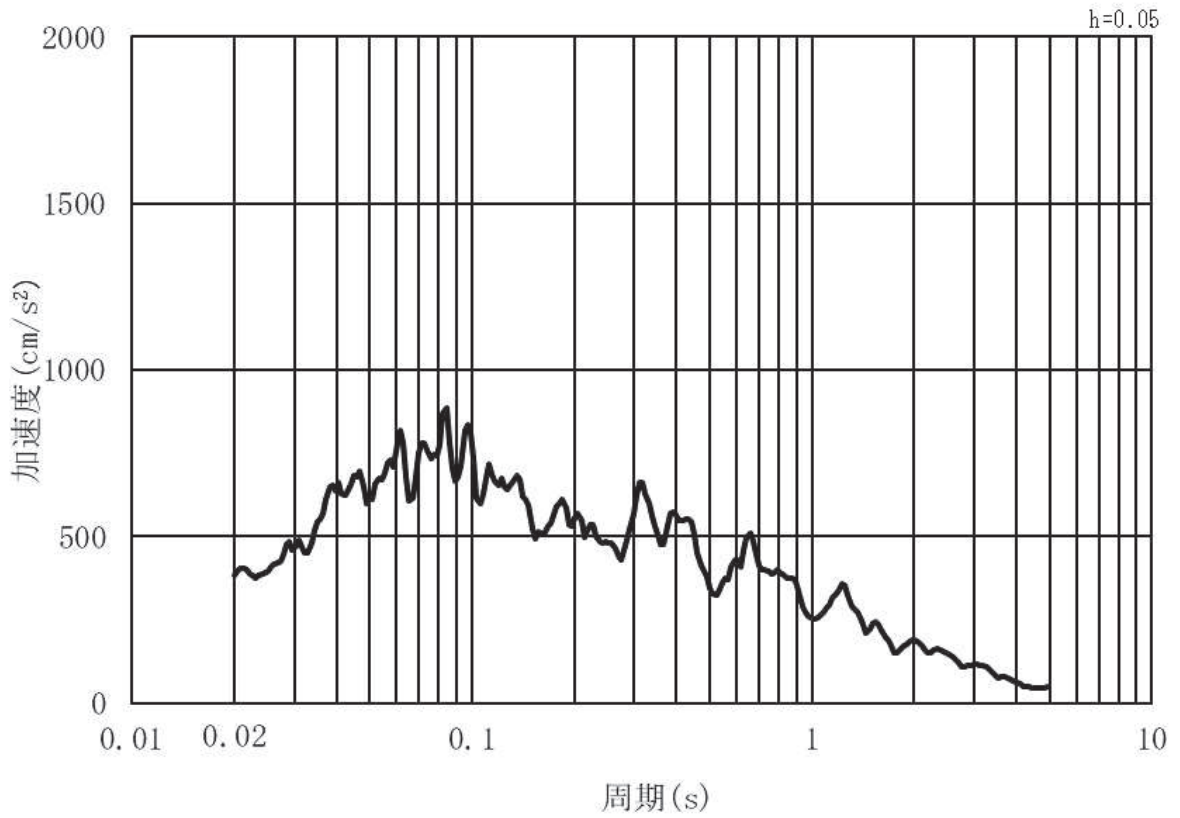


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1) , 第 2 号機側

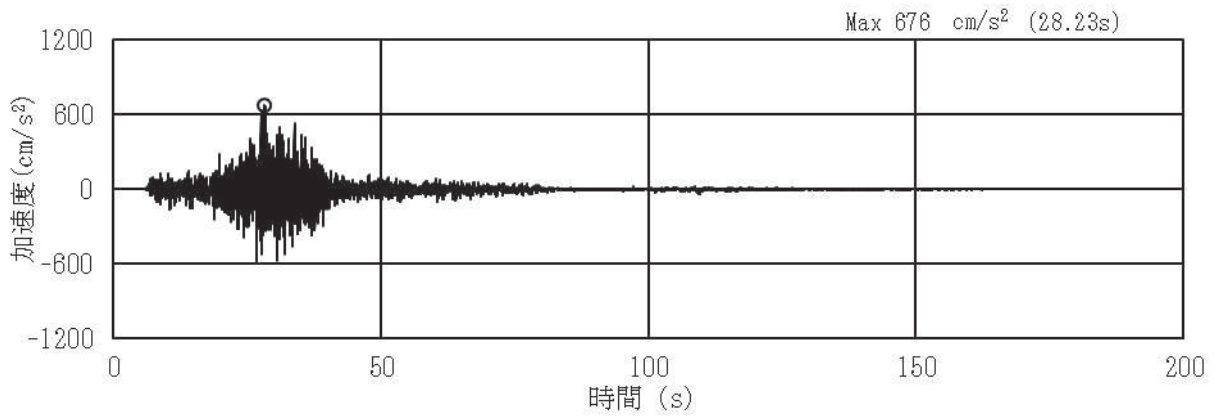


(a) 加速度時刻歴波形

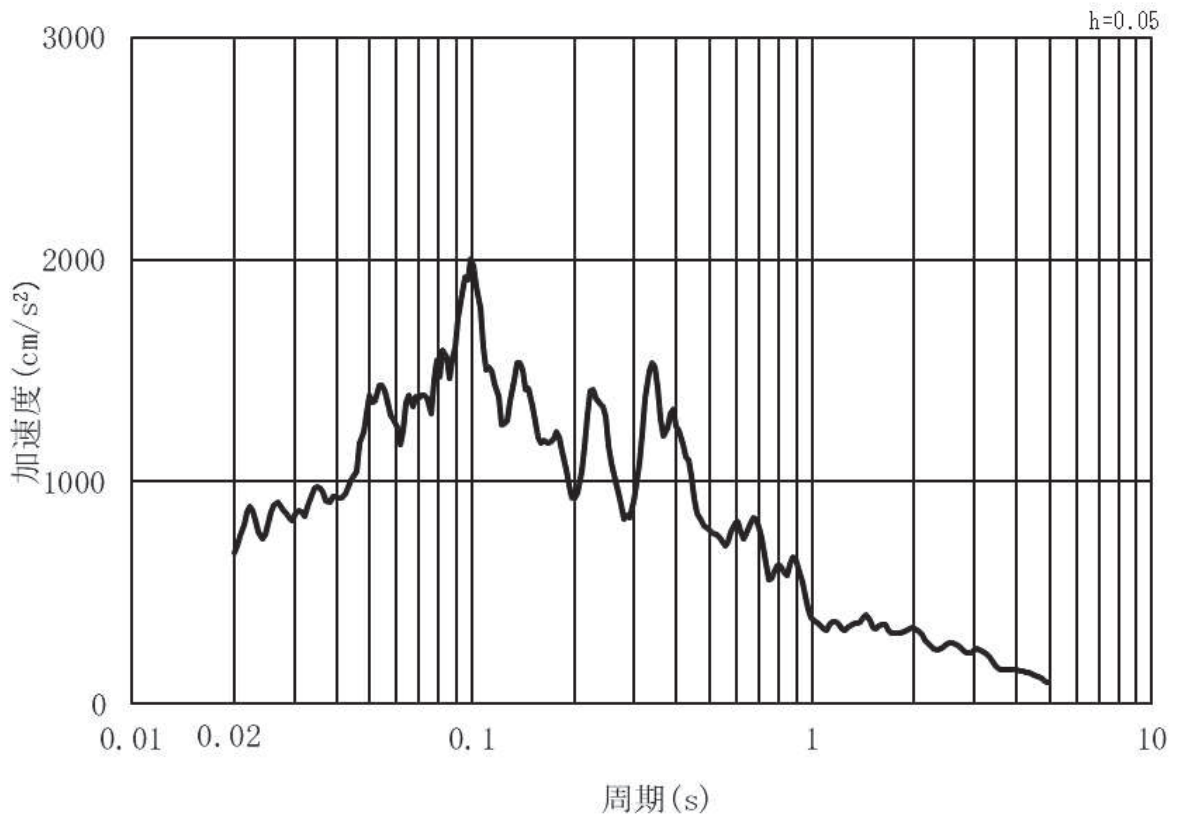


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

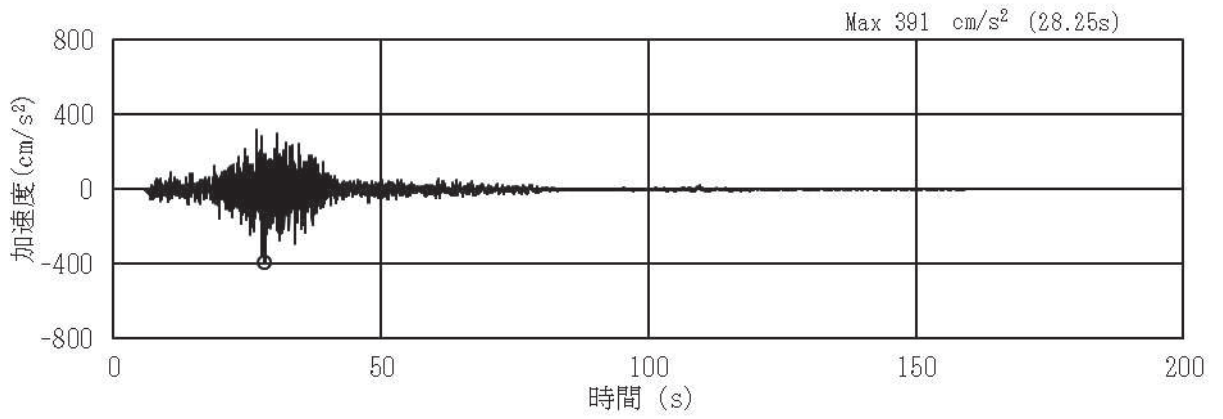


(a) 加速度時刻歴波形

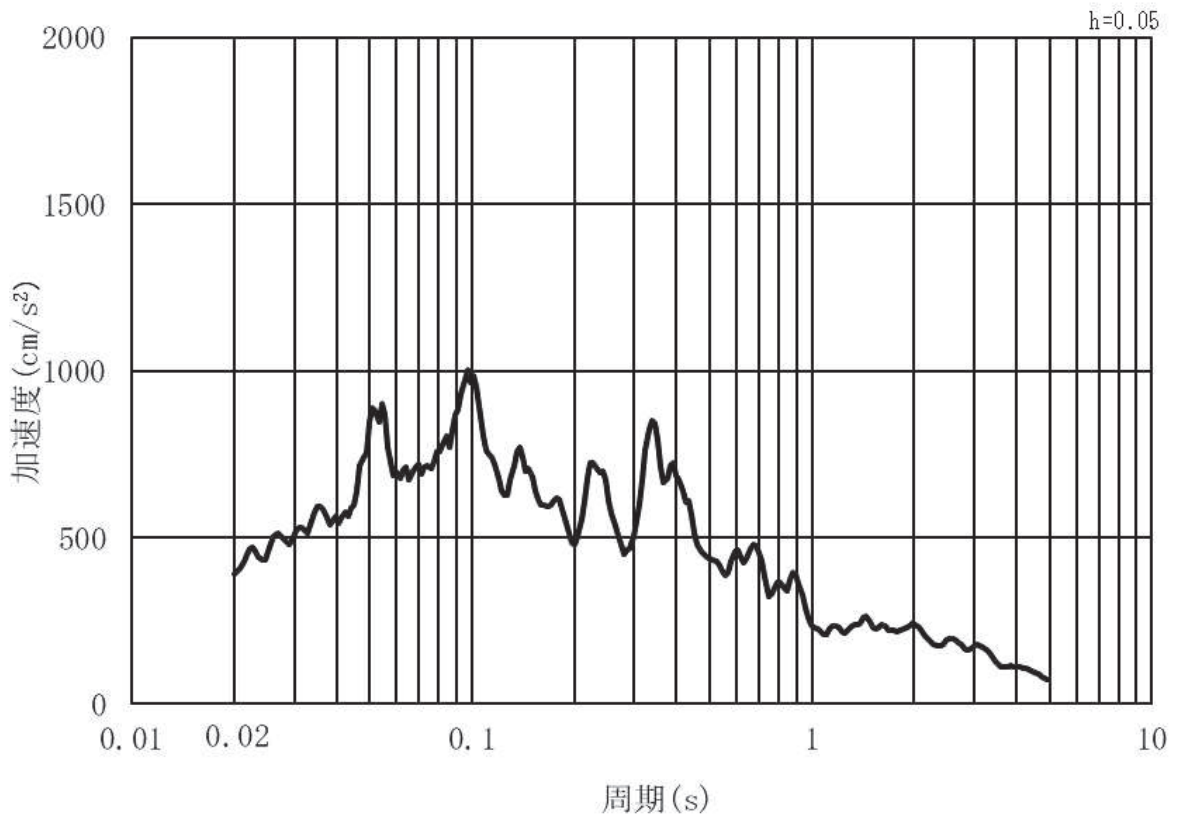


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 2) ， 第 2 号機側

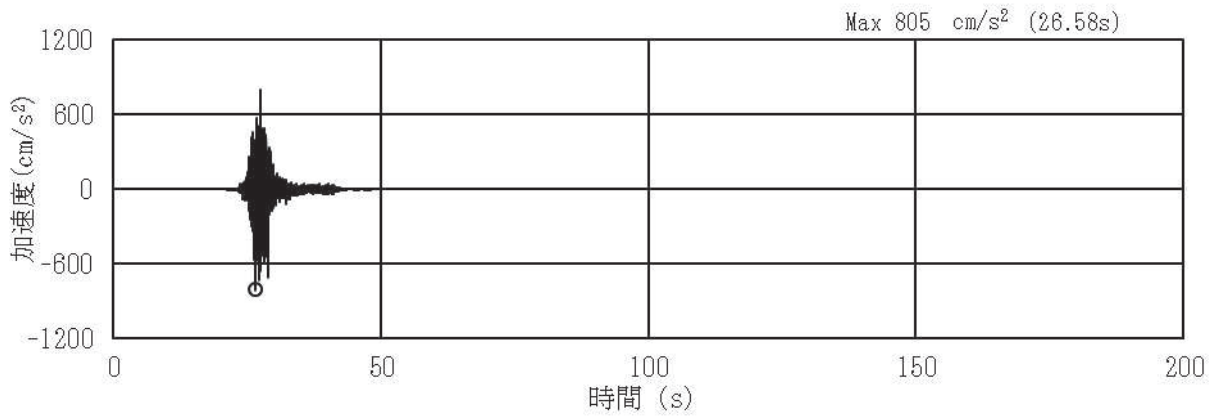


(a) 加速度時刻歴波形

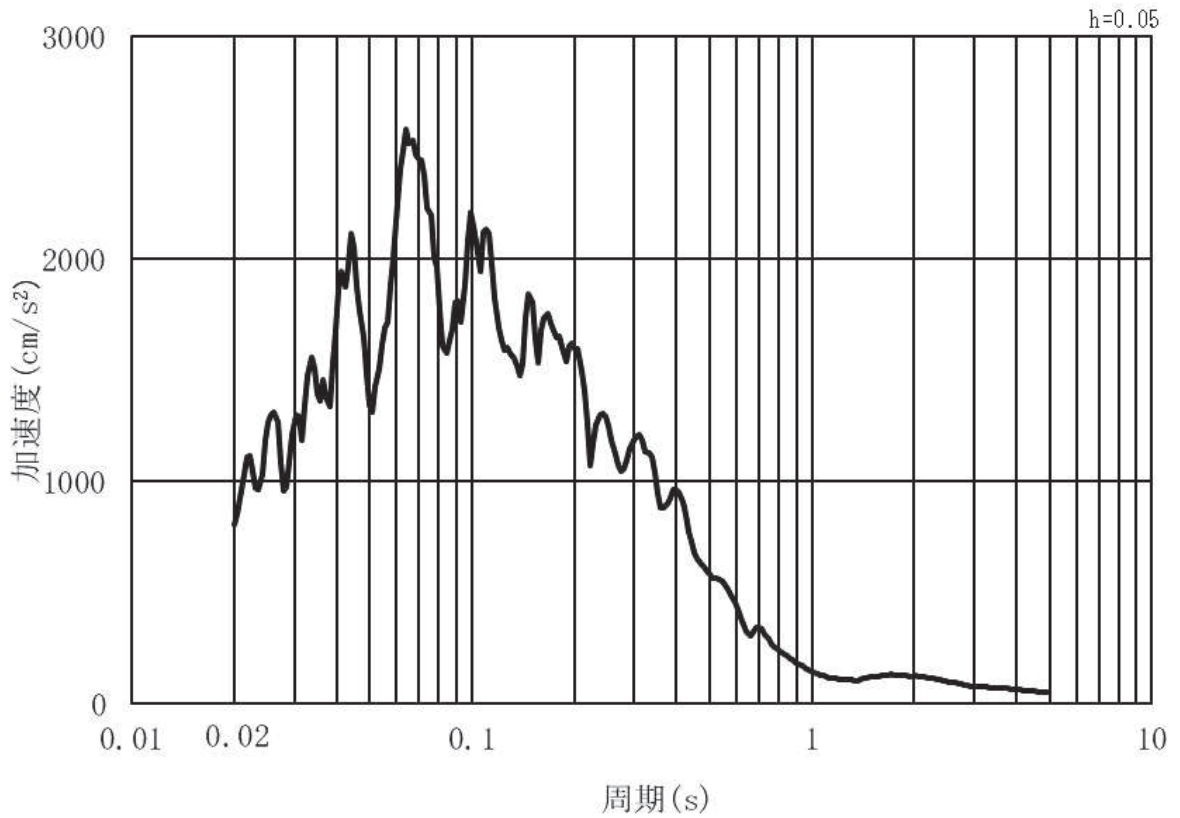


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 2 号機側

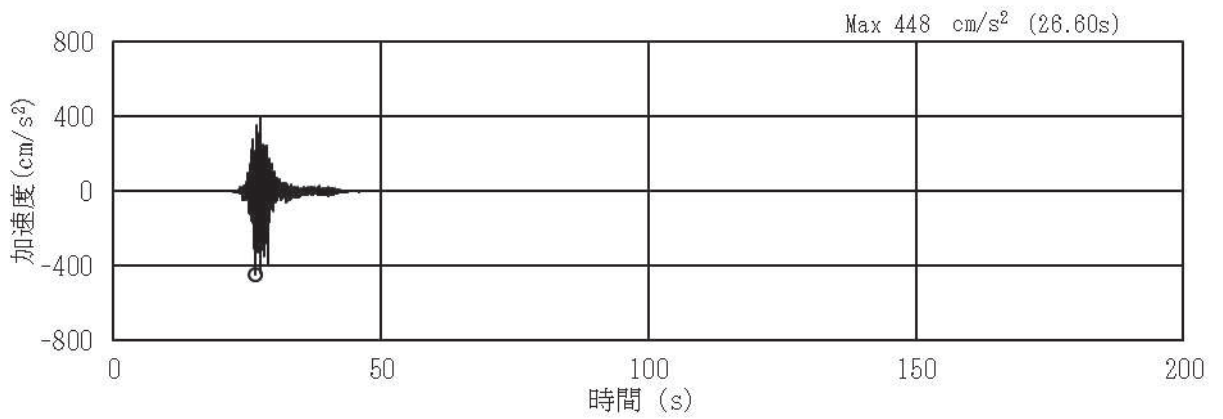


(a) 加速度時刻歴波形

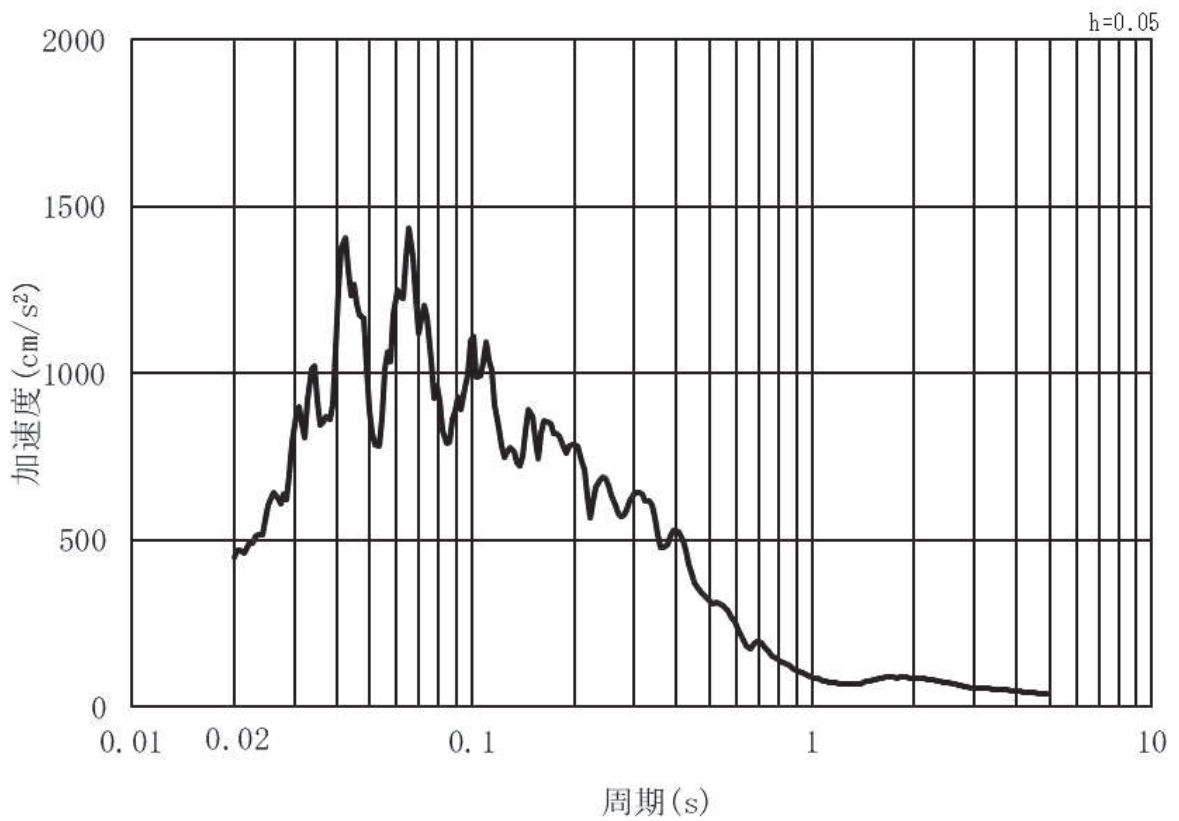


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - F 3), 第2号機側

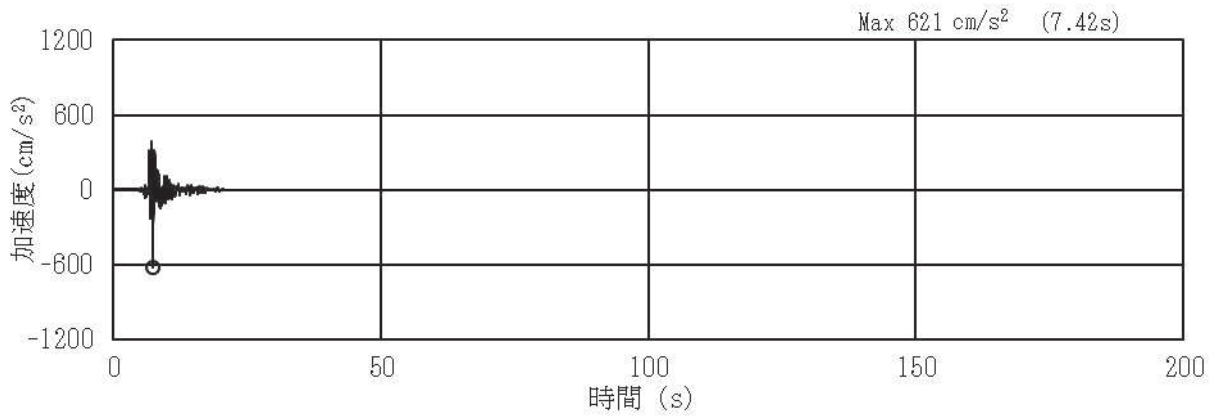


(a) 加速度時刻歴波形

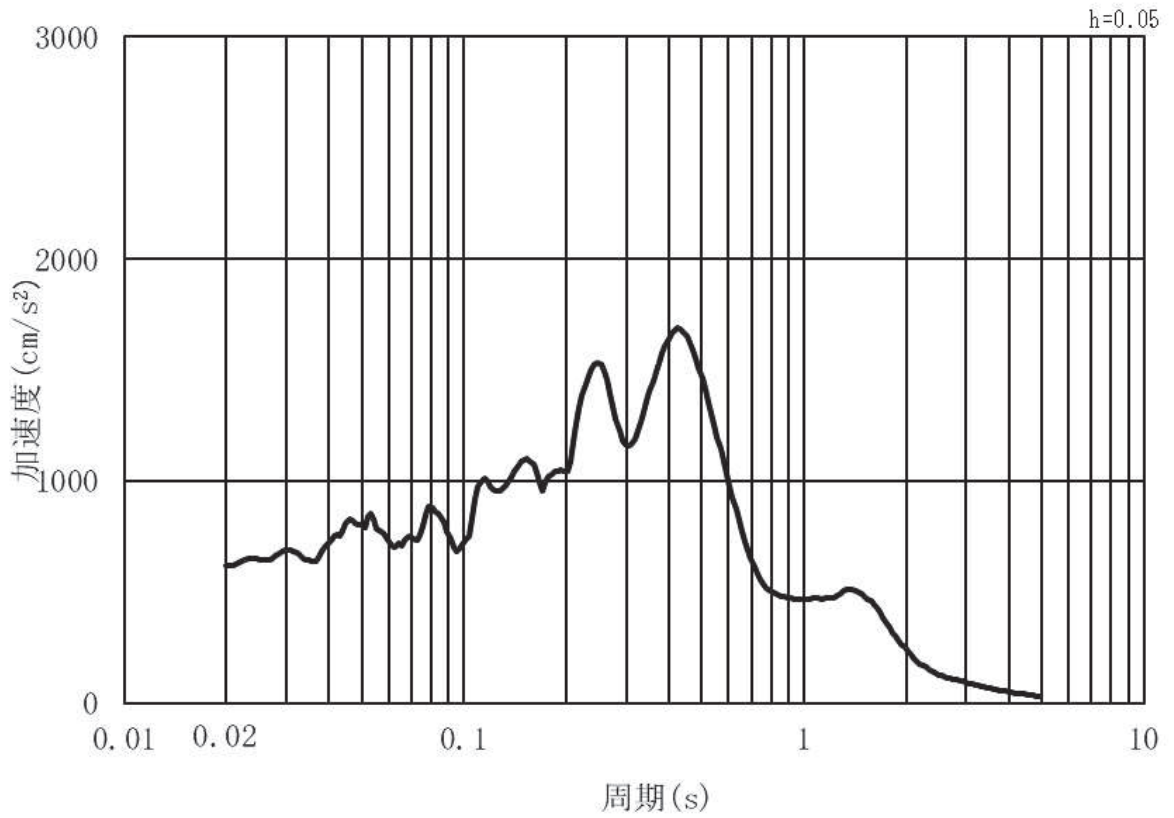


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3) ， 第 2 号機側

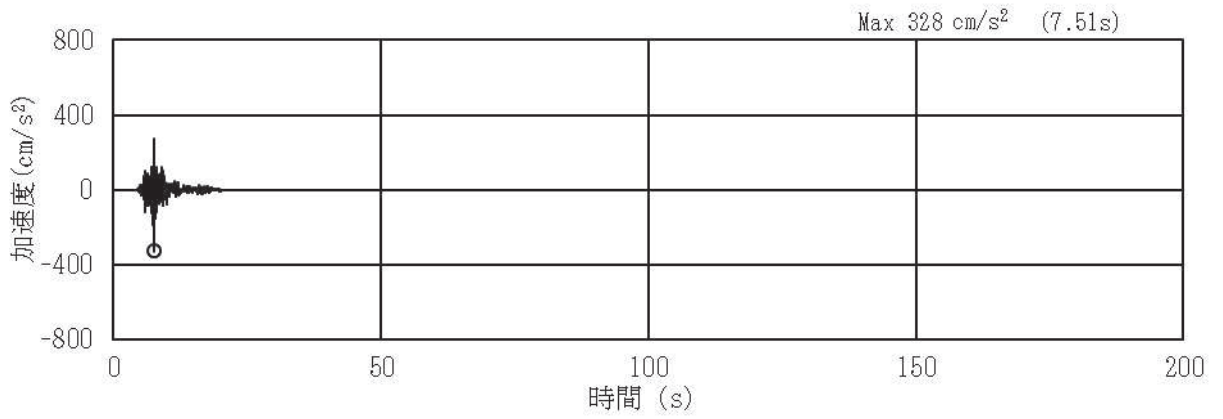


(a) 加速度時刻歴波形

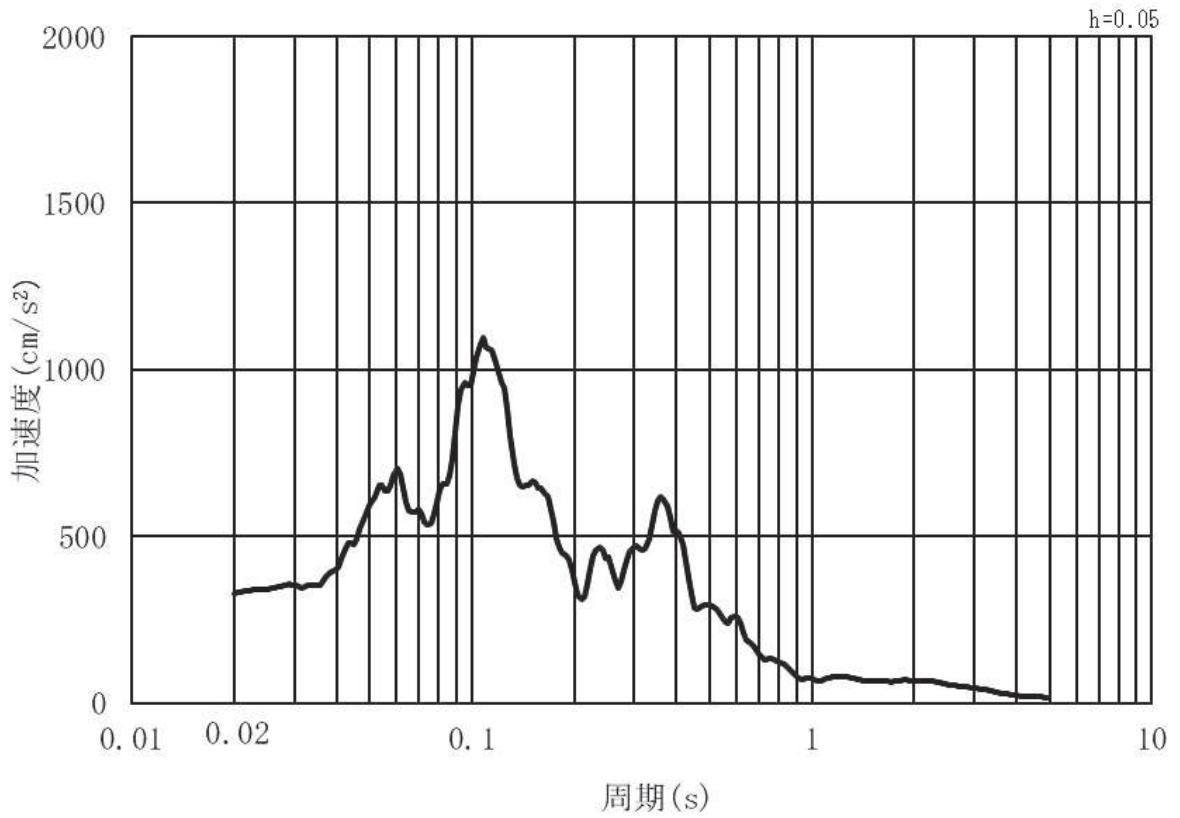


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - N 1), 第 2 号機側



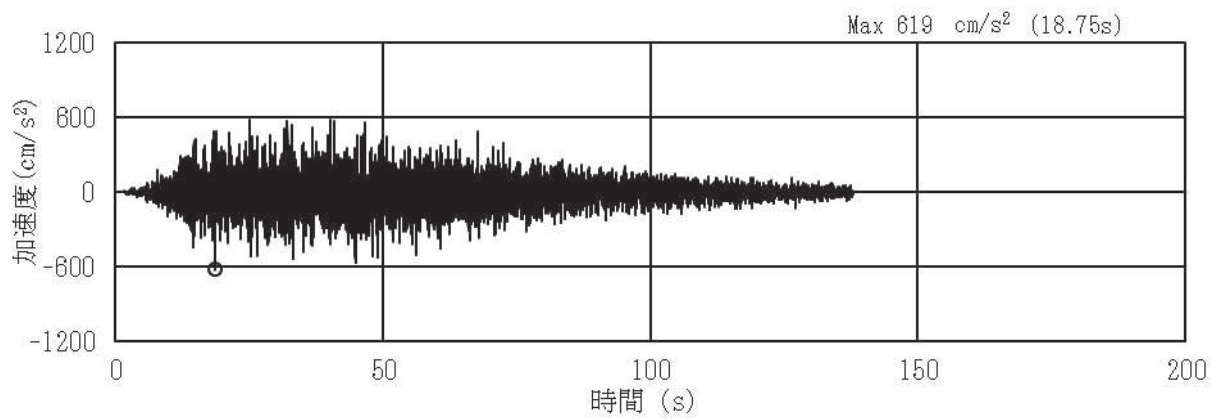
(a) 加速度時刻歴波形



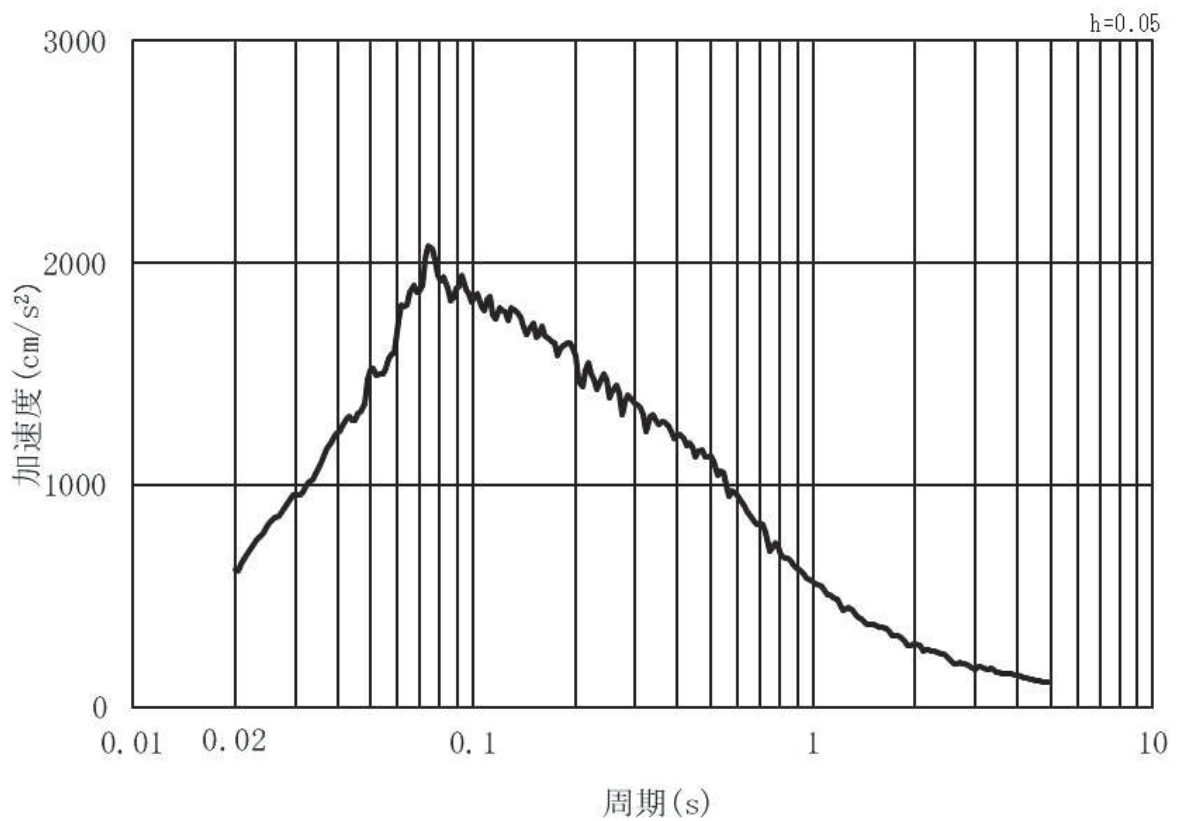
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 2 号機側

(2) 鋼桁 4・5・6

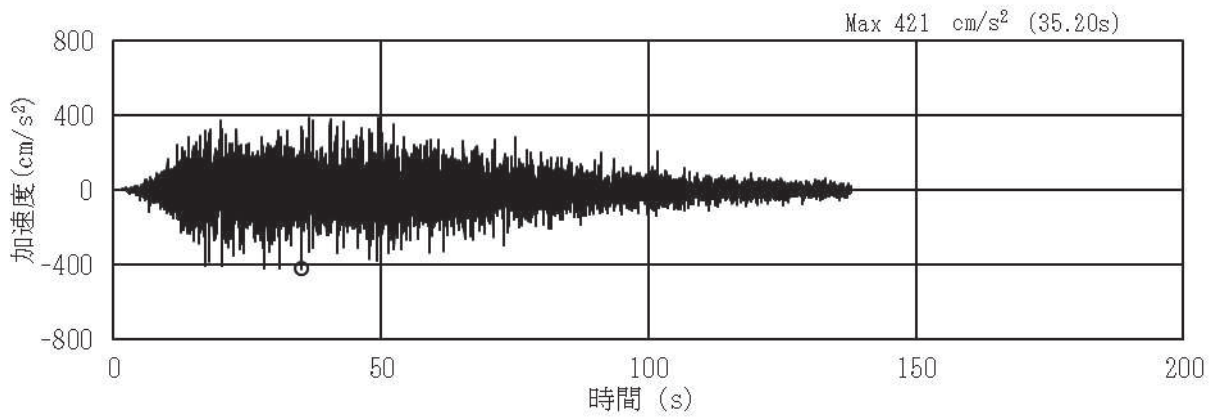


(a) 加速度時刻歴波形

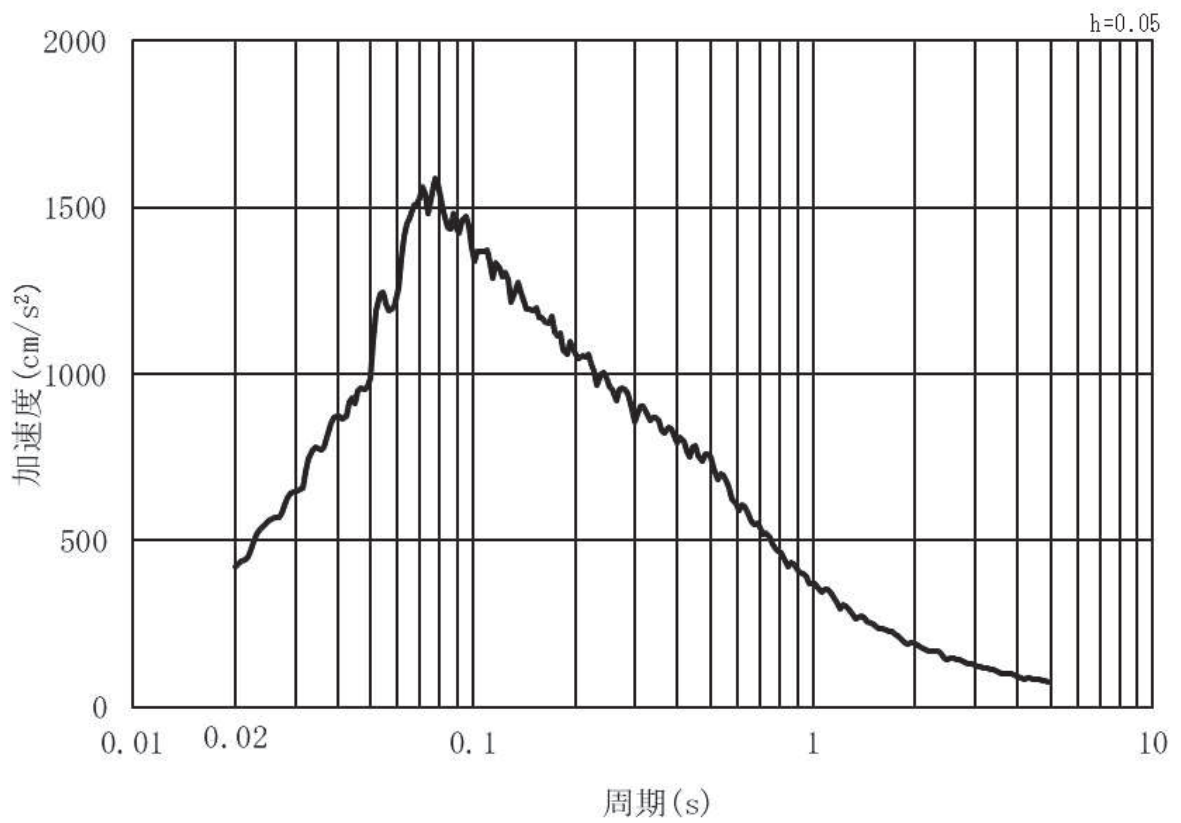


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 1) , 第 3 号機側

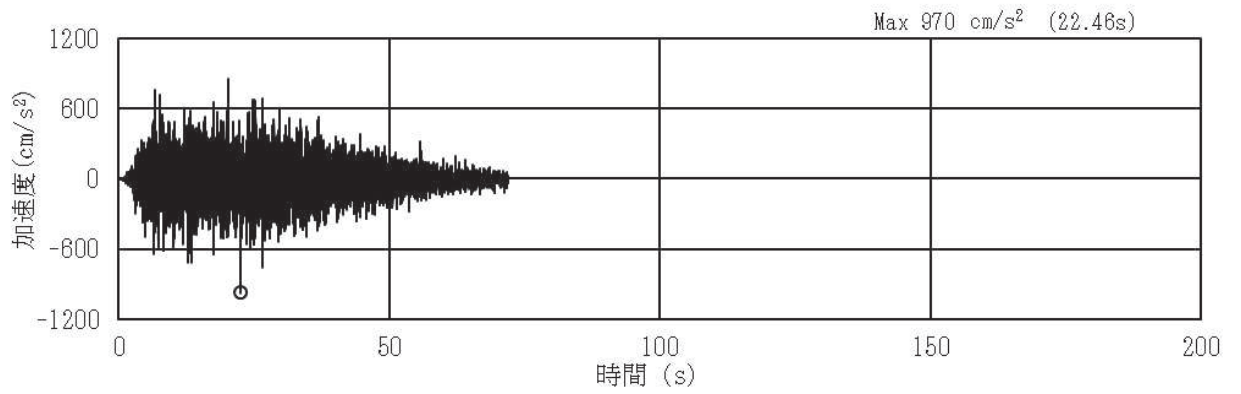


(a) 加速度時刻歴波形

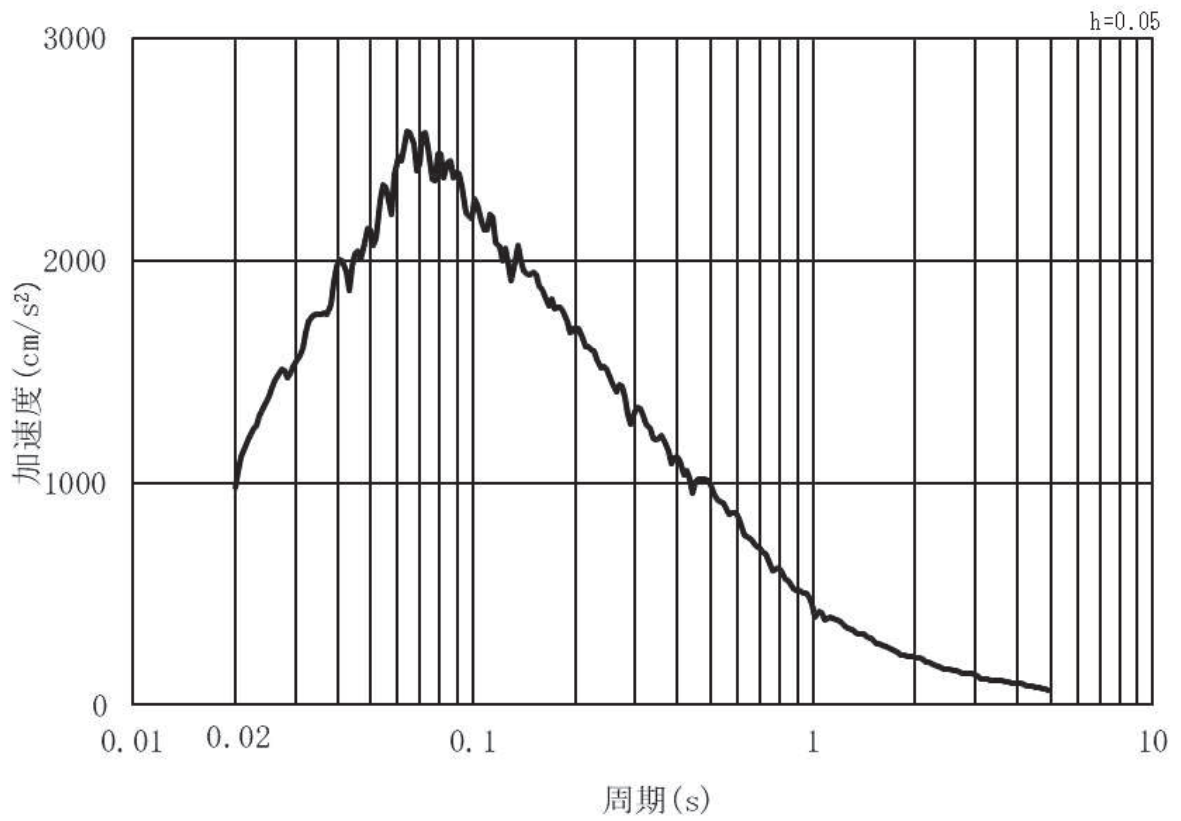


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 3 号機側

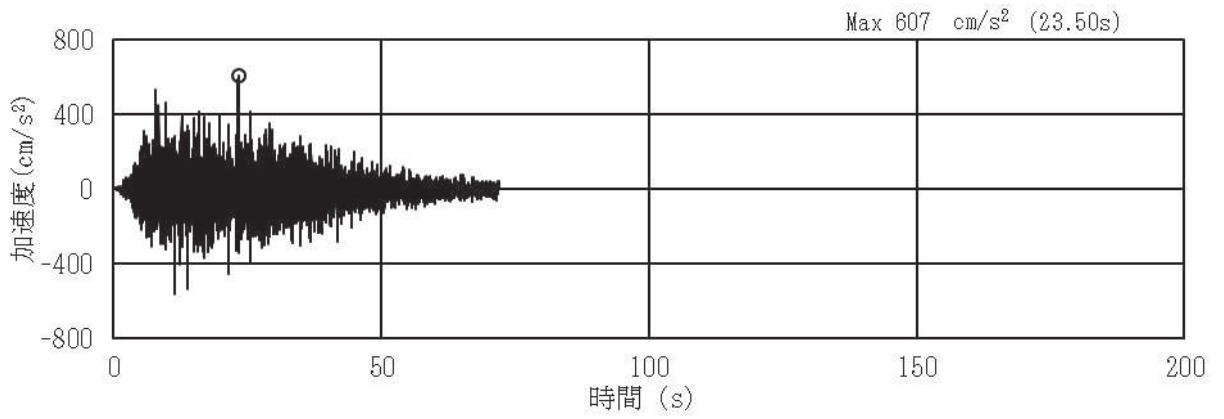


(a) 加速度時刻歴波形

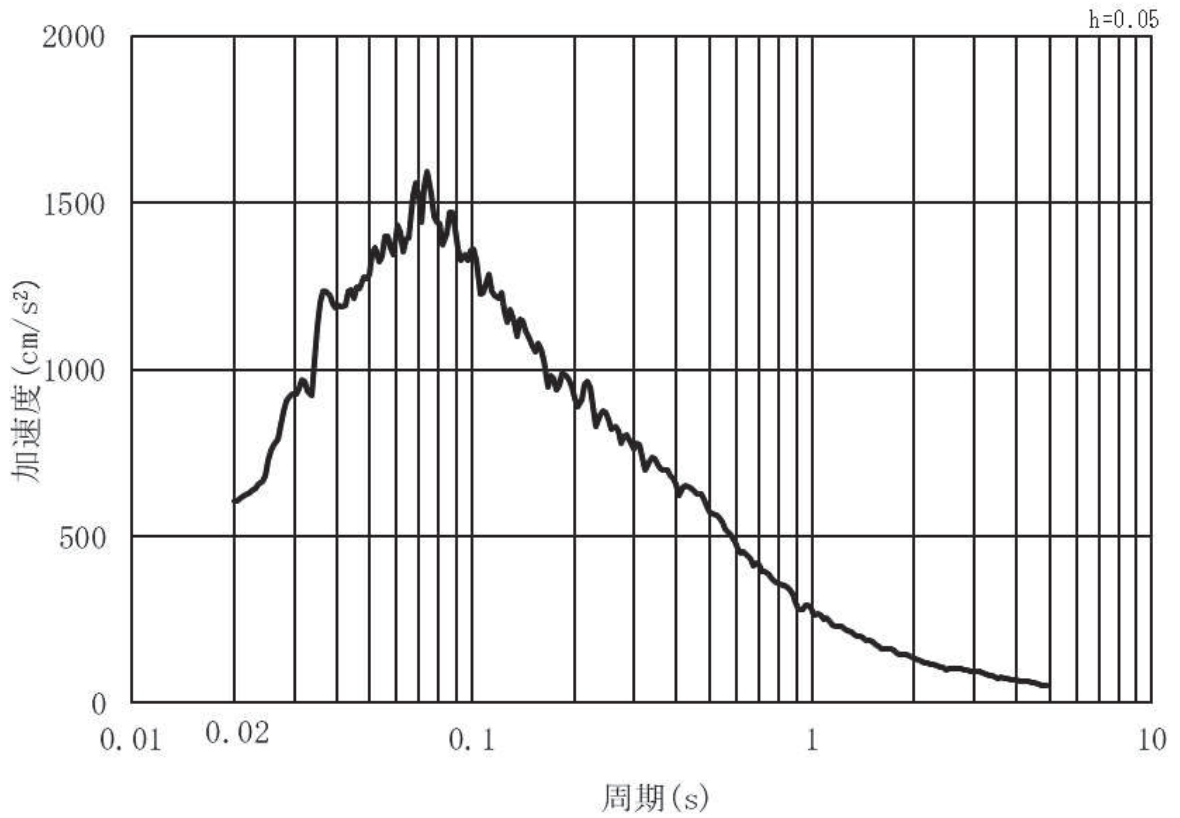


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 2) ， 第 3 号機側

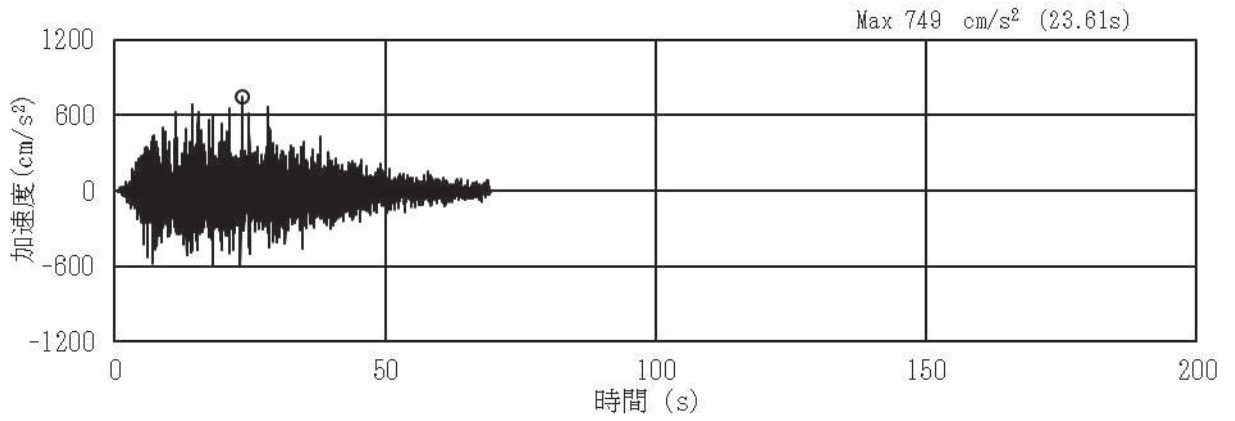


(a) 加速度時刻歴波形

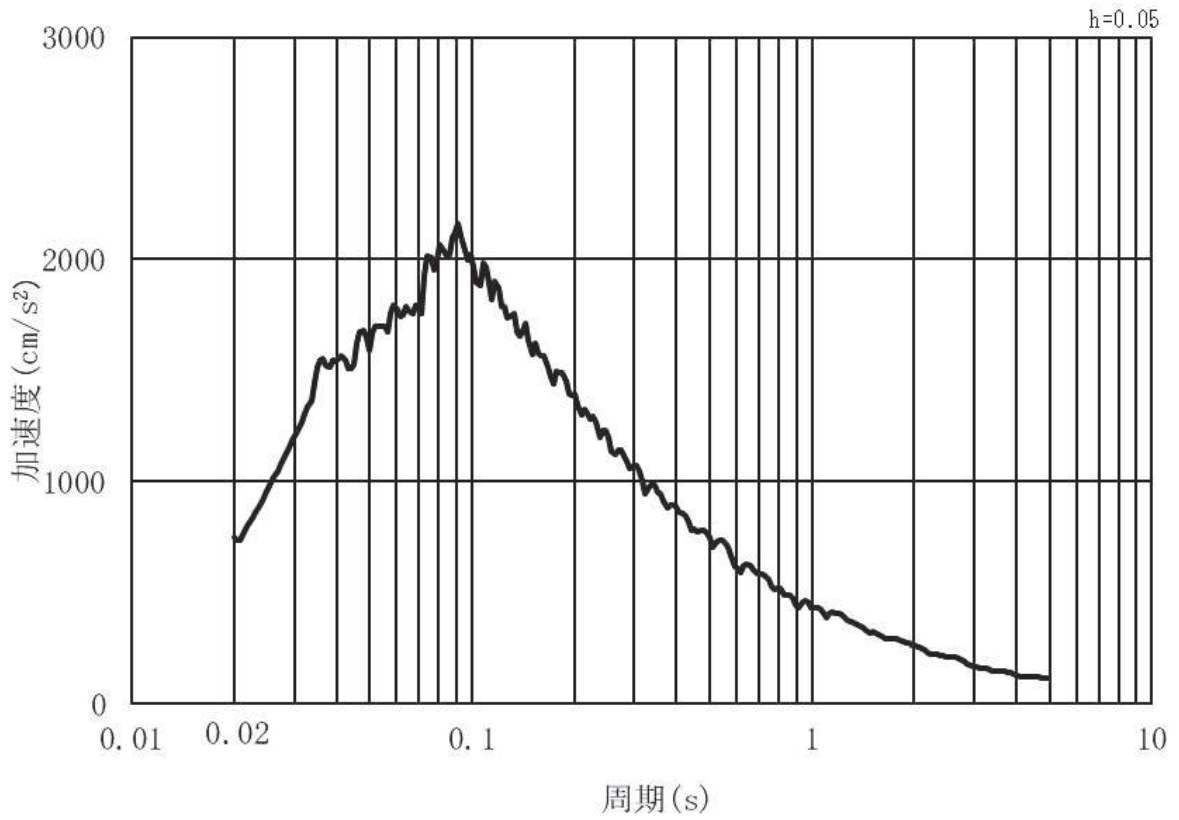


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 3 号機側

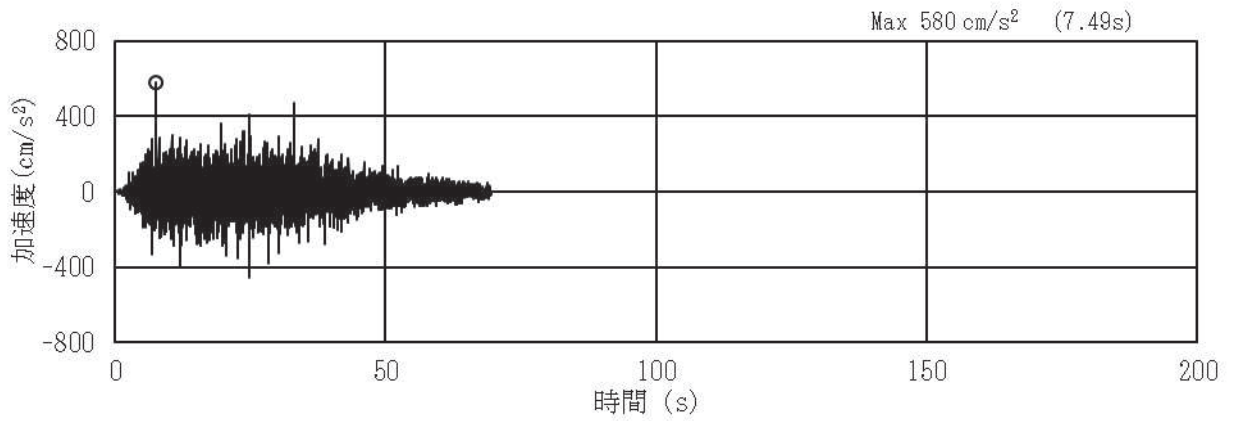


(a) 加速度時刻歴波形

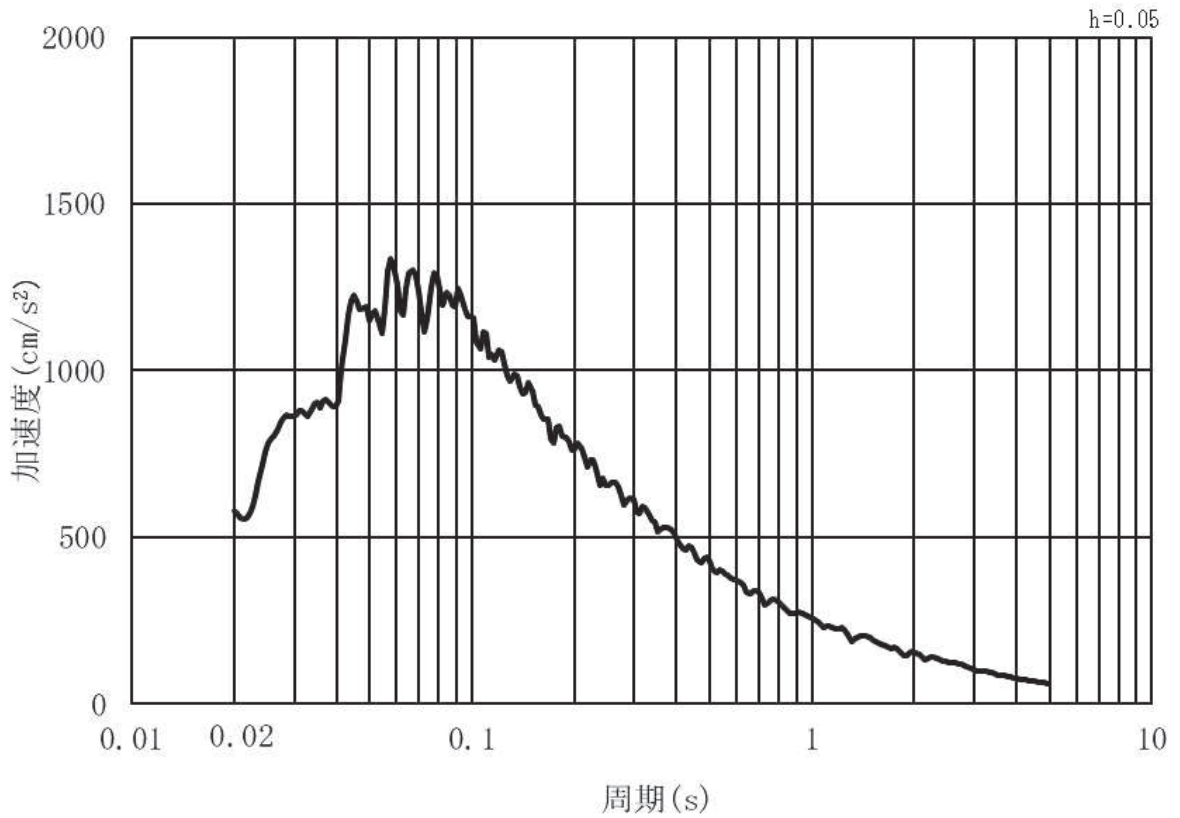


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 3) , 第 3 号機側

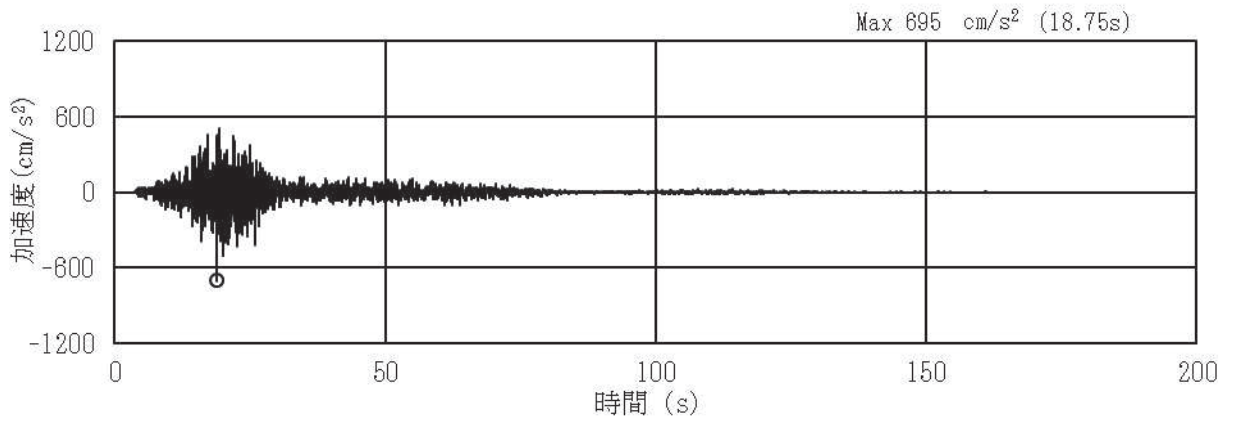


(a) 加速度時刻歴波形

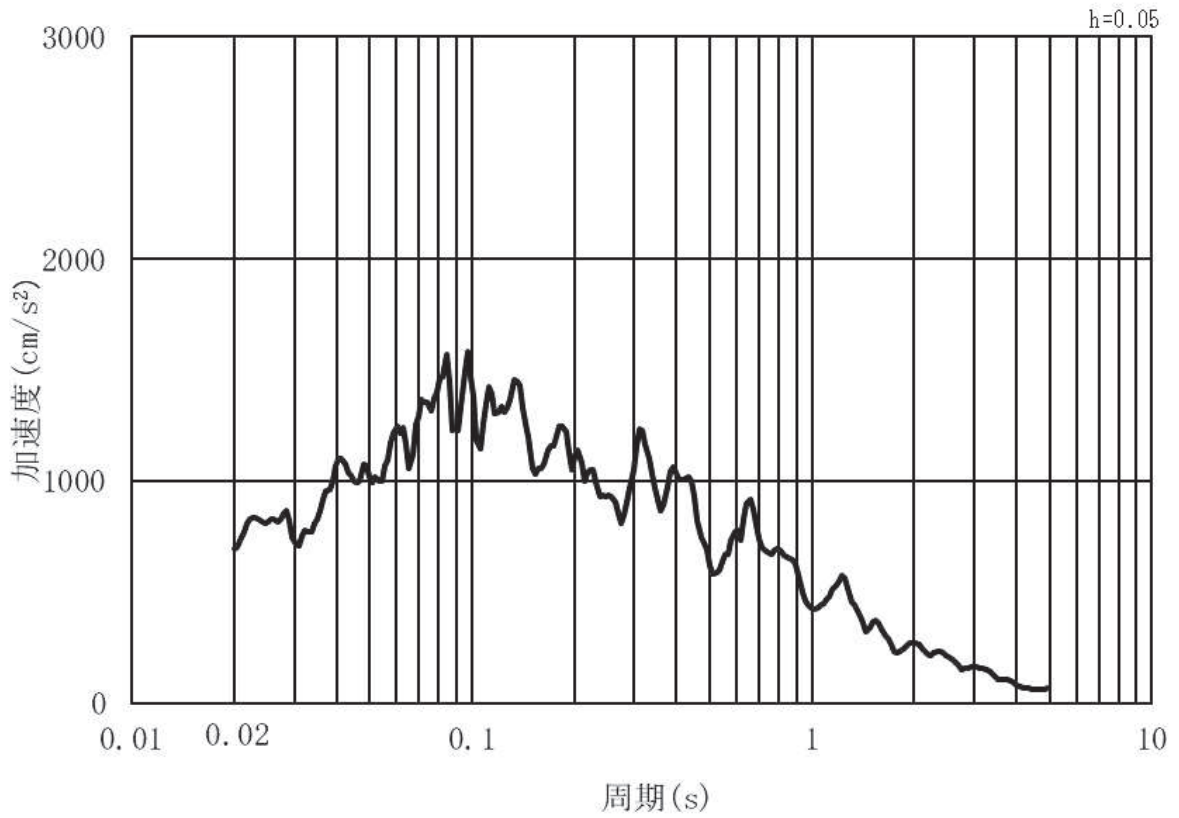


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 3 号機側

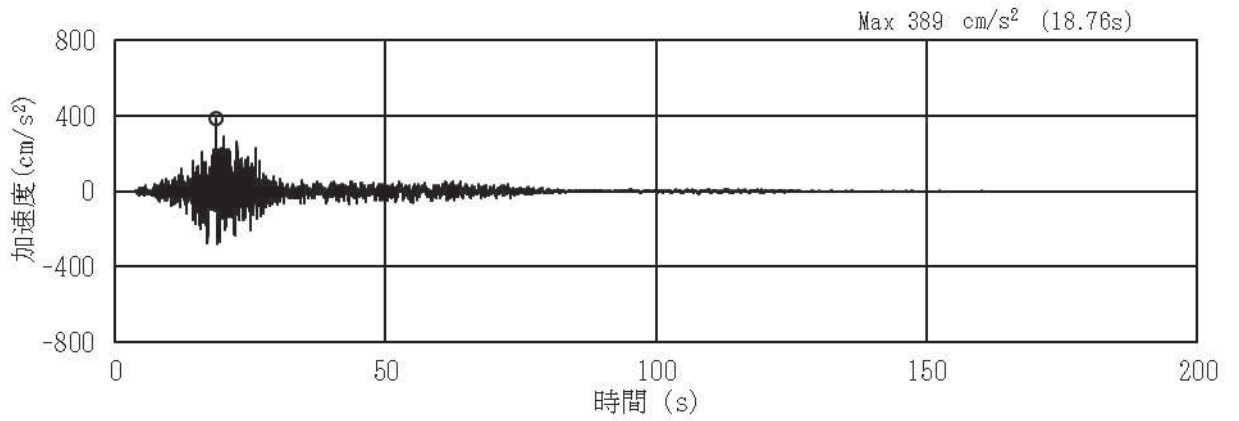


(a) 加速度時刻歴波形

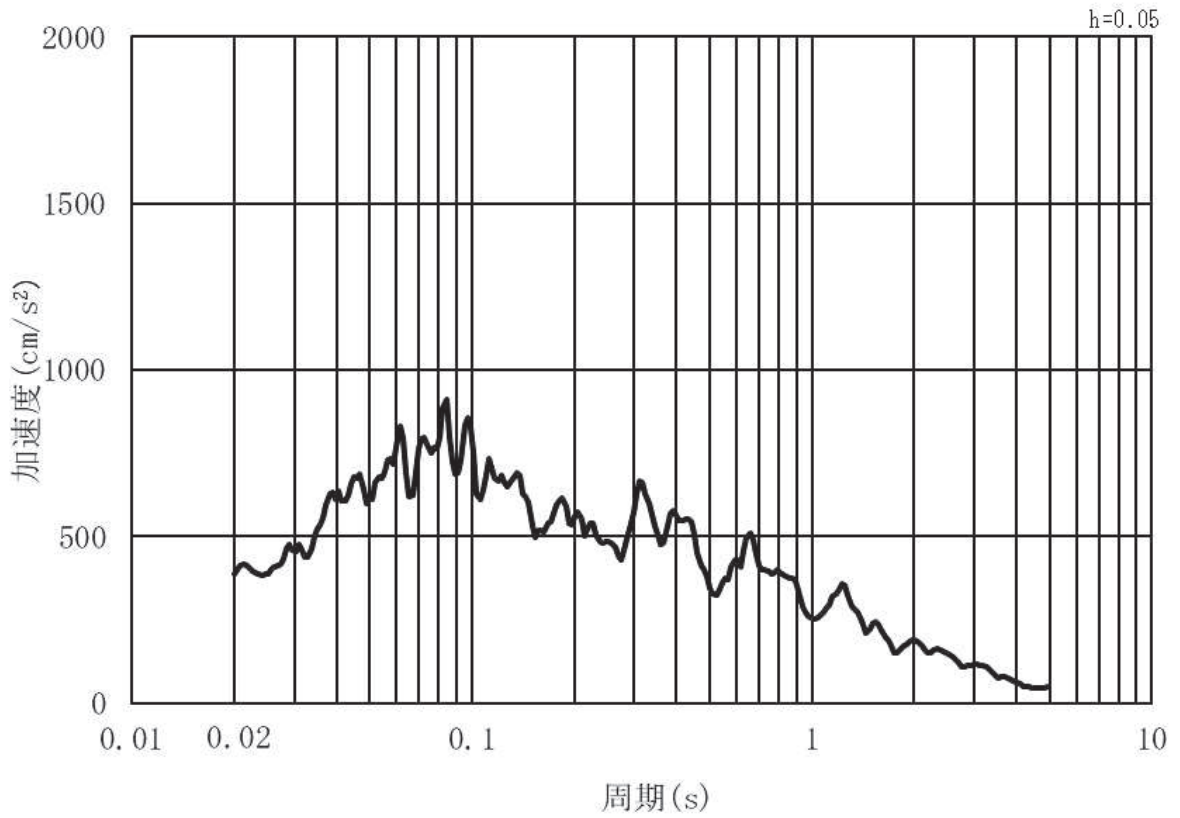


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1) , 第 3 号機側

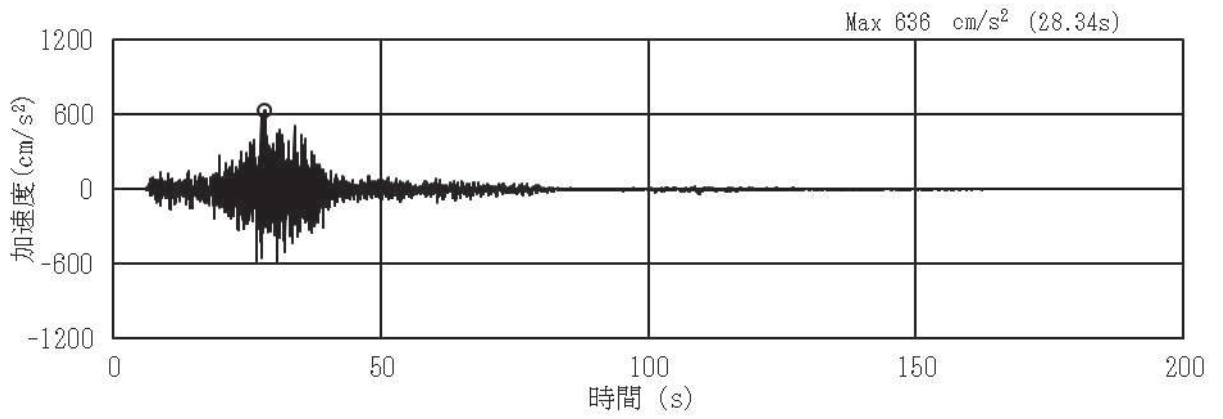


(a) 加速度時刻歴波形

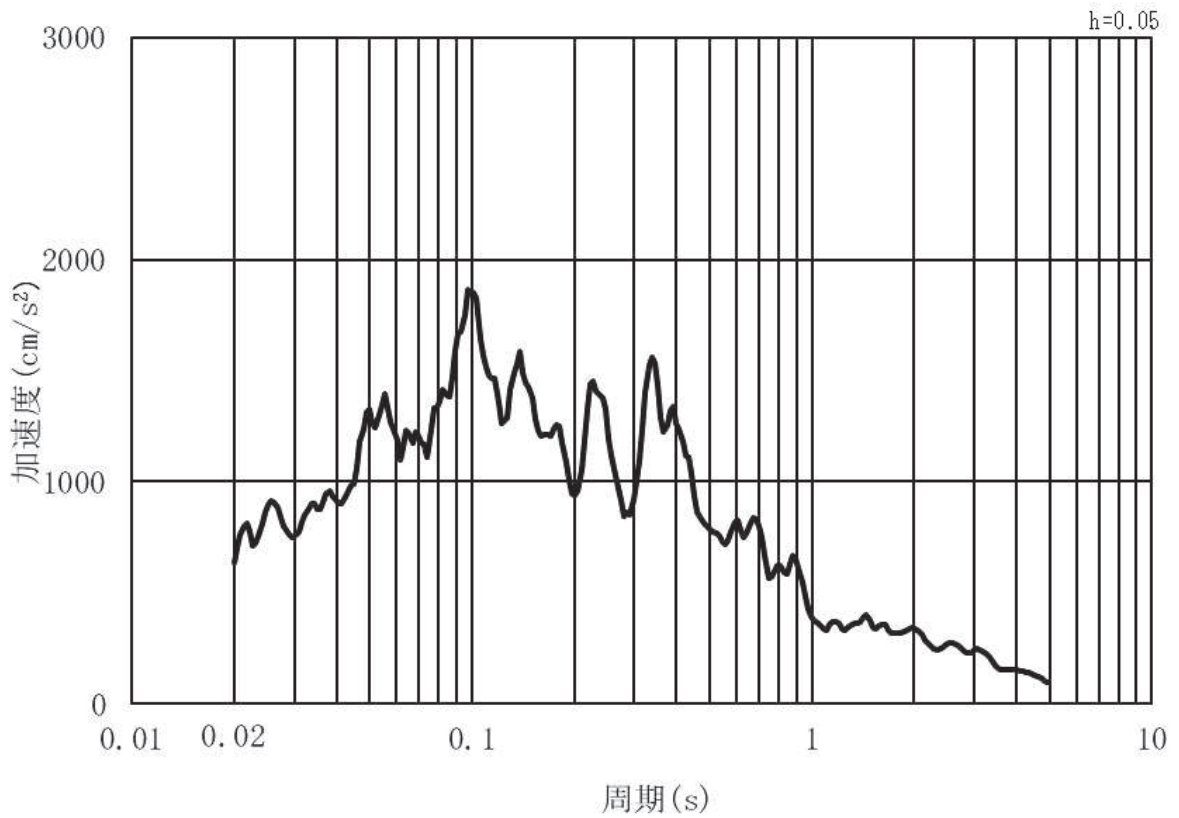


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

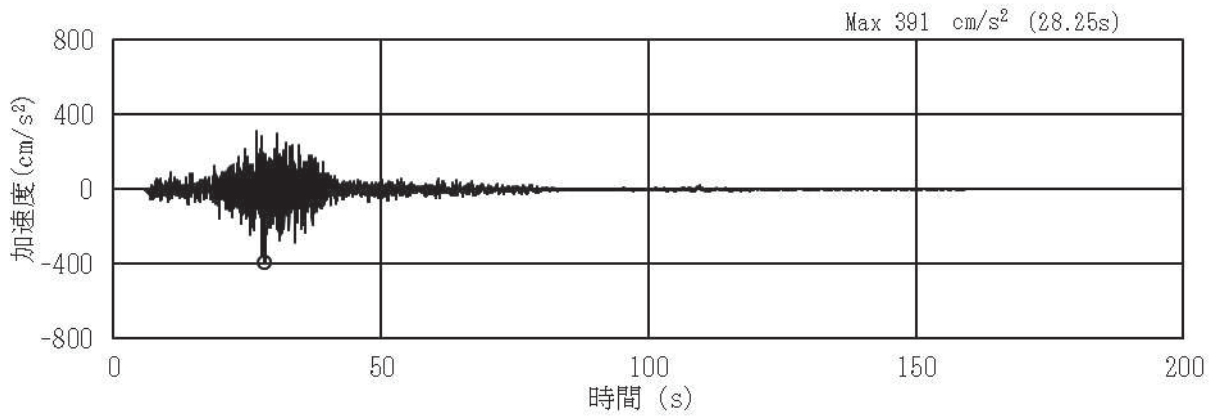


(a) 加速度時刻歴波形

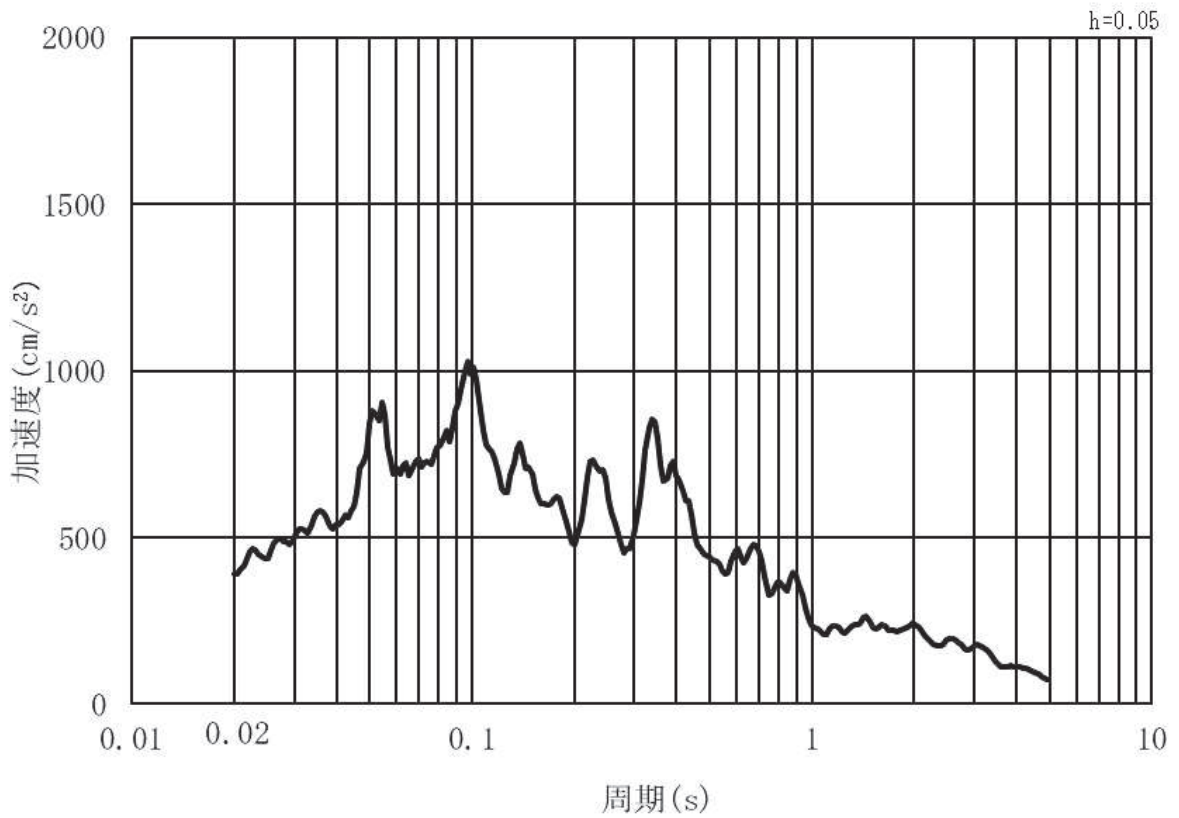


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2) , 第 3 号機側

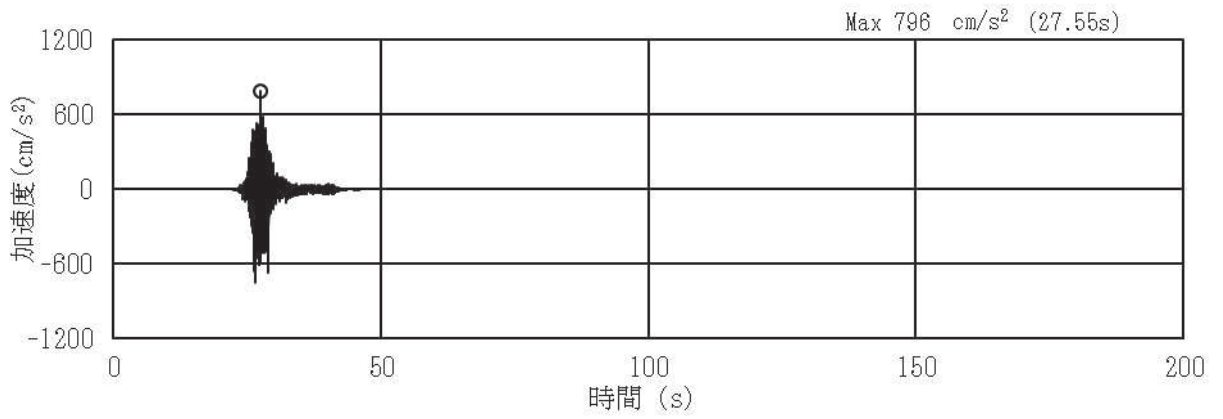


(a) 加速度時刻歴波形

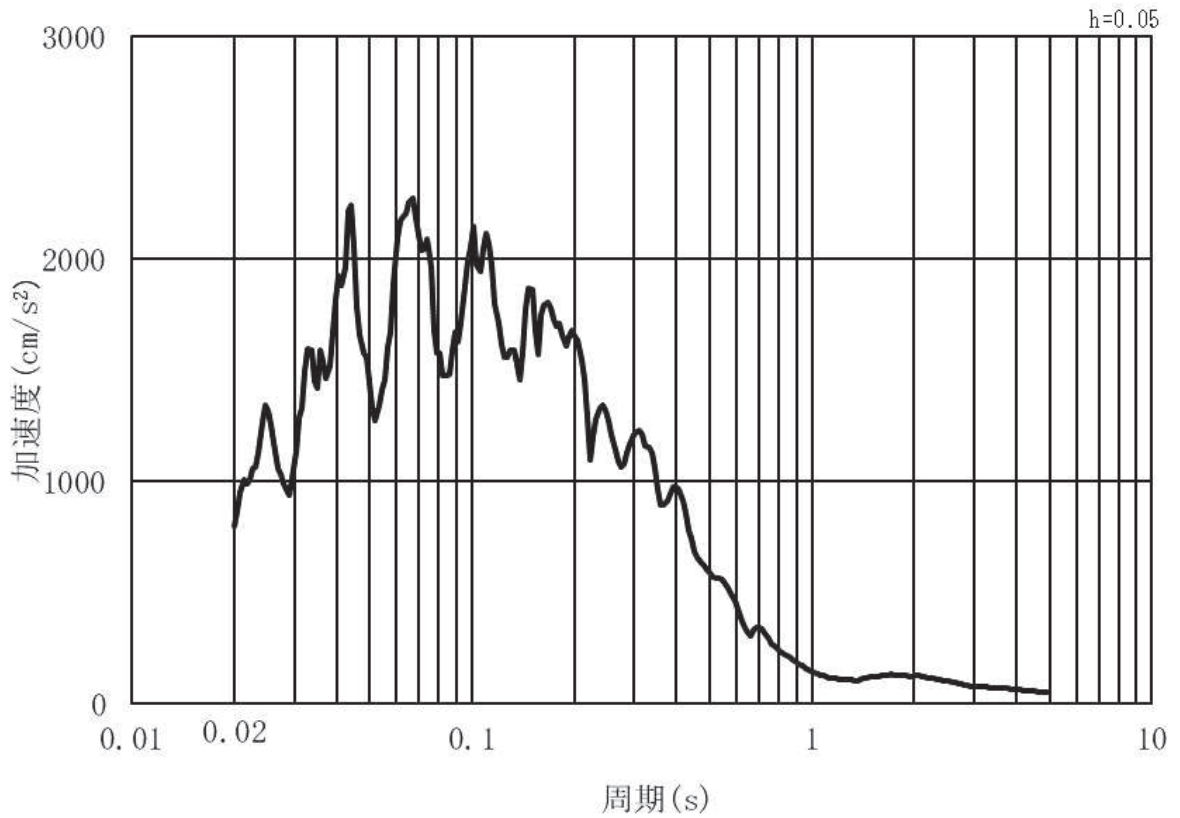


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

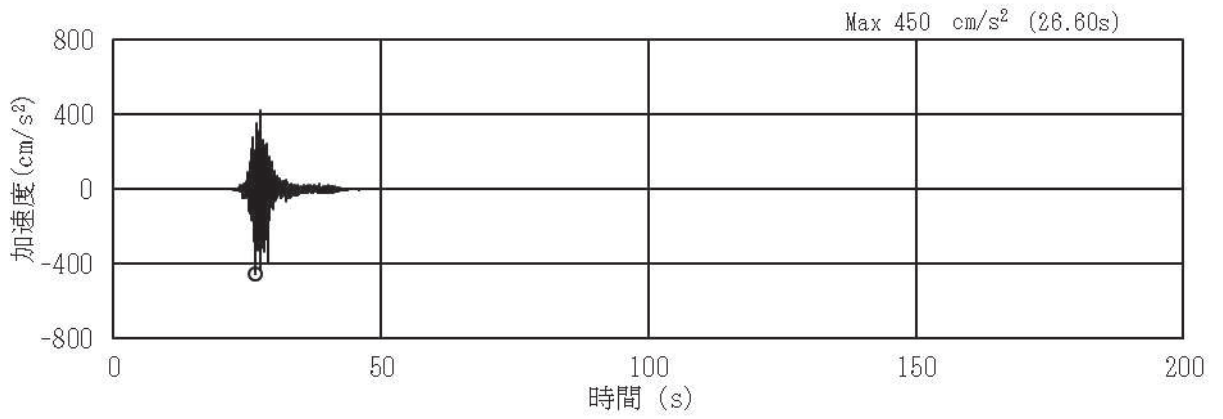


(a) 加速度時刻歴波形

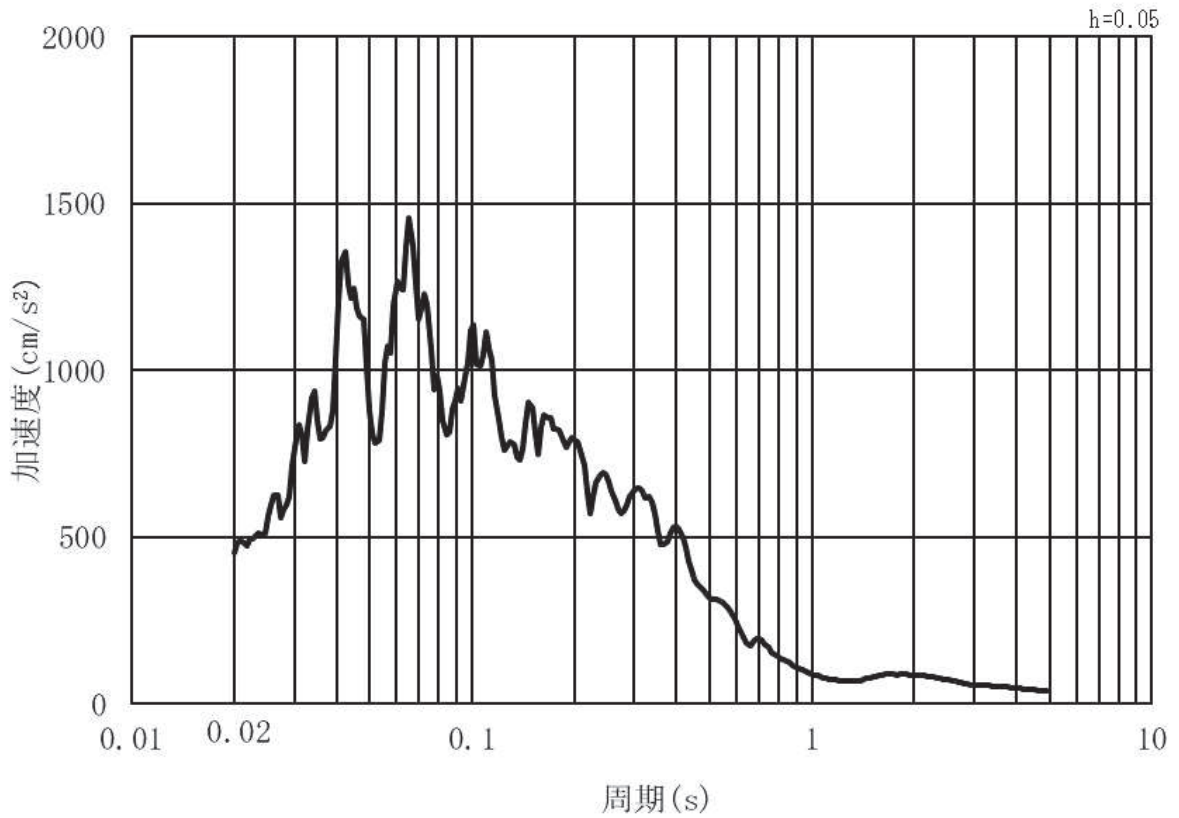


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 3) , 第 3 号機側

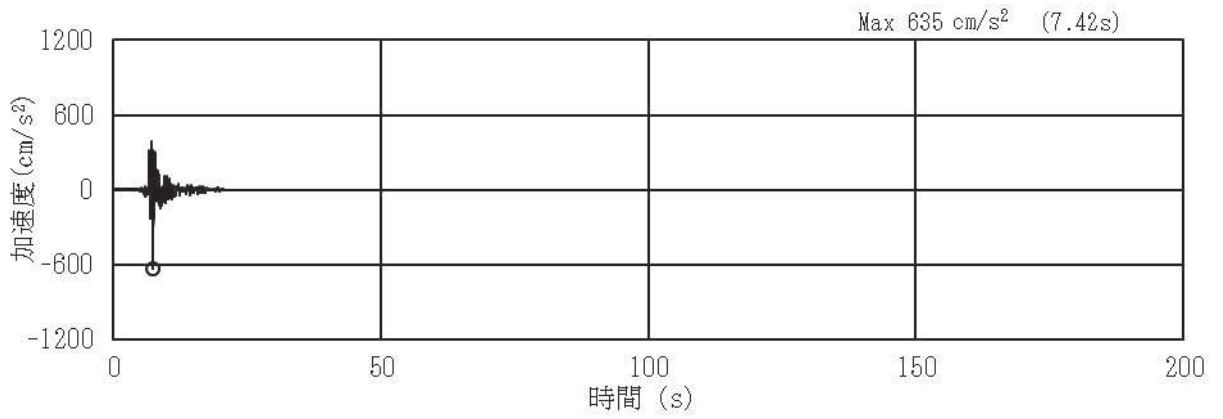


(a) 加速度時刻歴波形

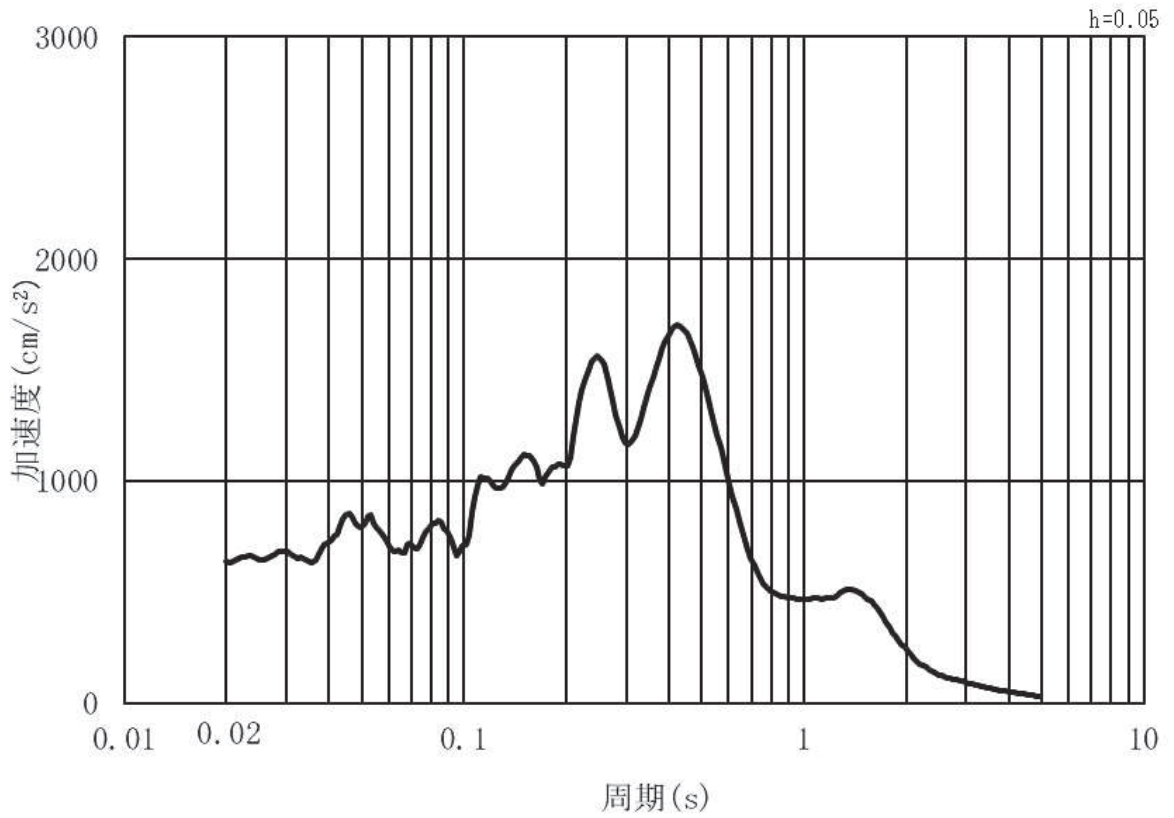


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 3 号機側

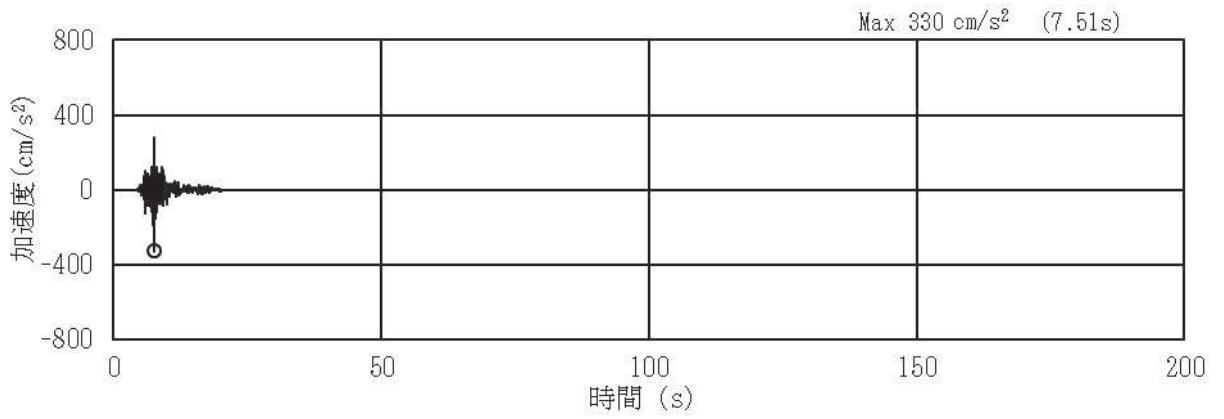


(a) 加速度時刻歴波形

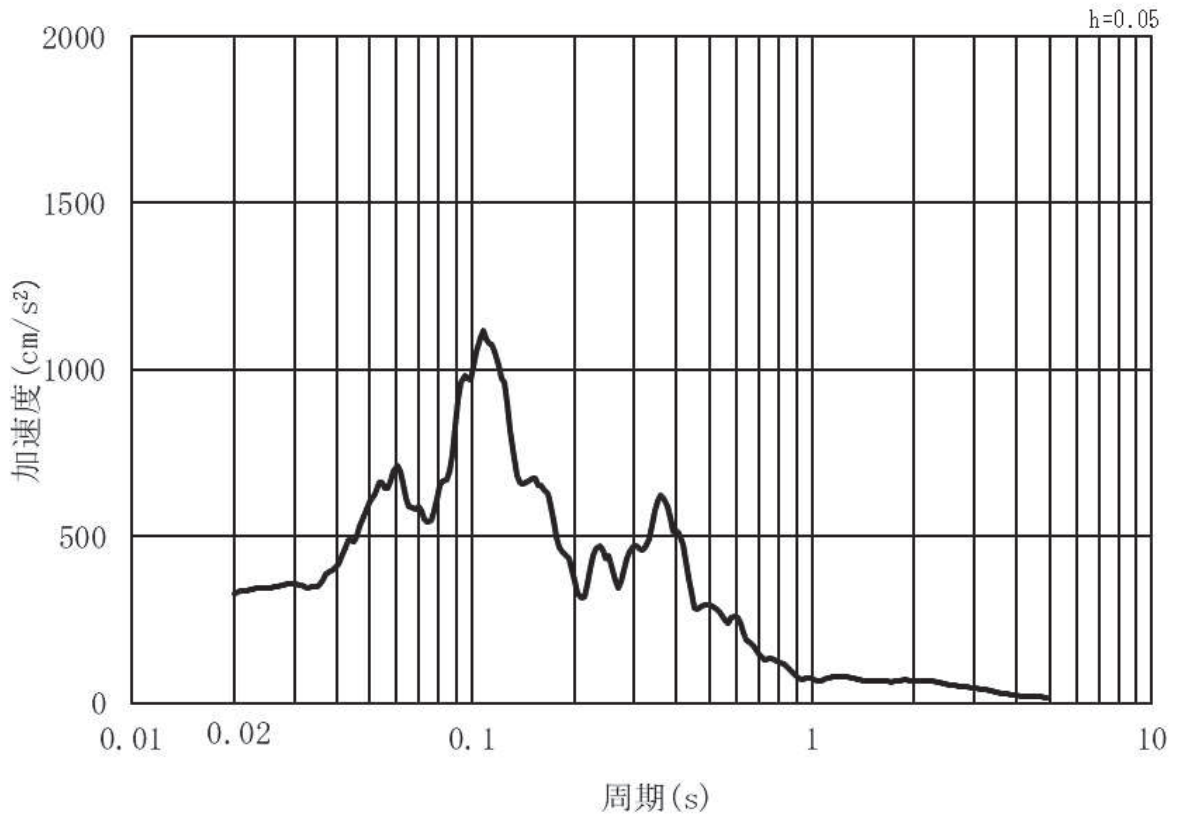


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - N 1) ， 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 3-7 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1) ， 第 3 号機側

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 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ことから，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も設けるようにする。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 3-8～図 3-13 に示す。

（ゴム支承のモデル化については，（3）に詳細を示す）

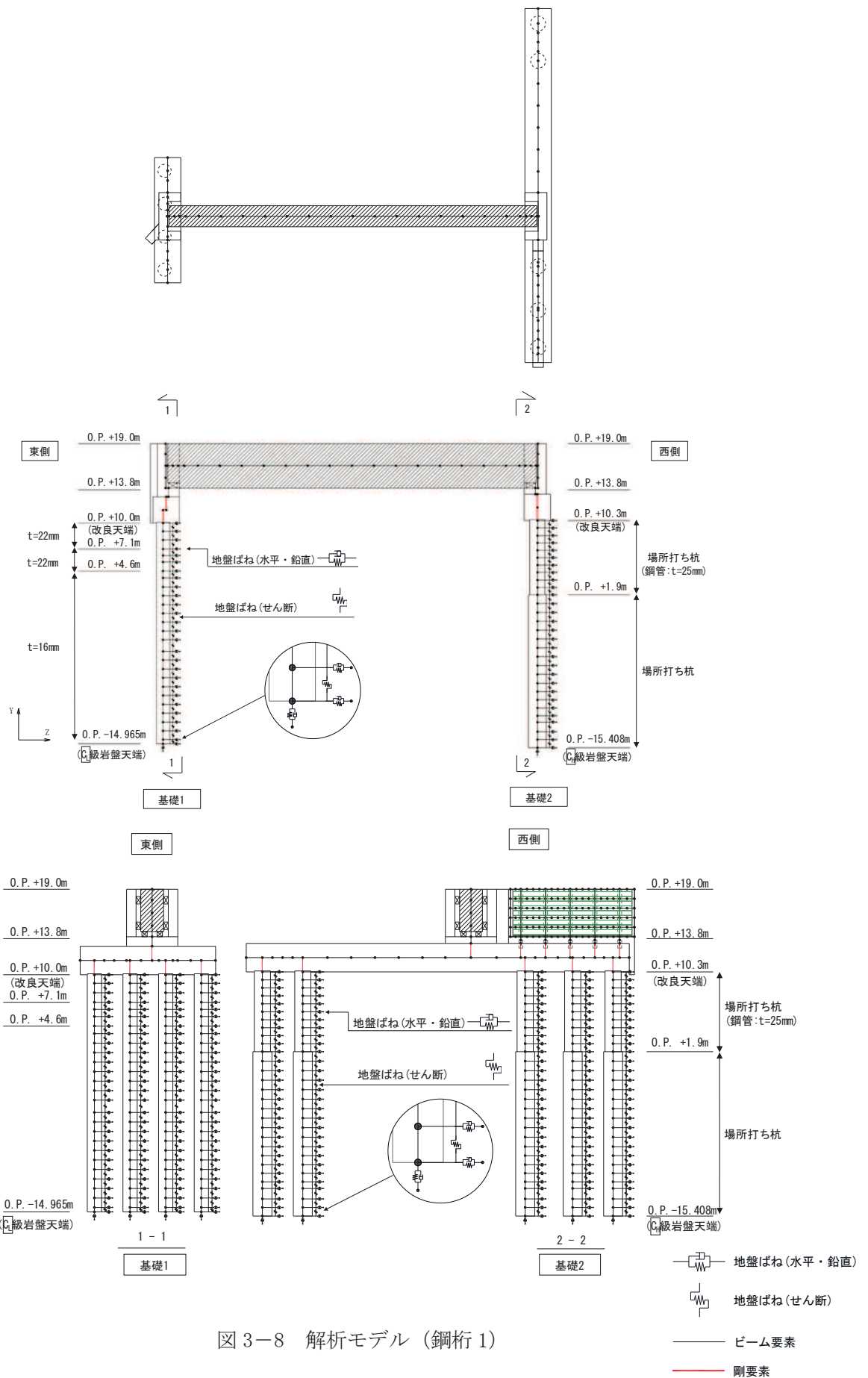


図 3-8 解析モデル (鋼桁 1)

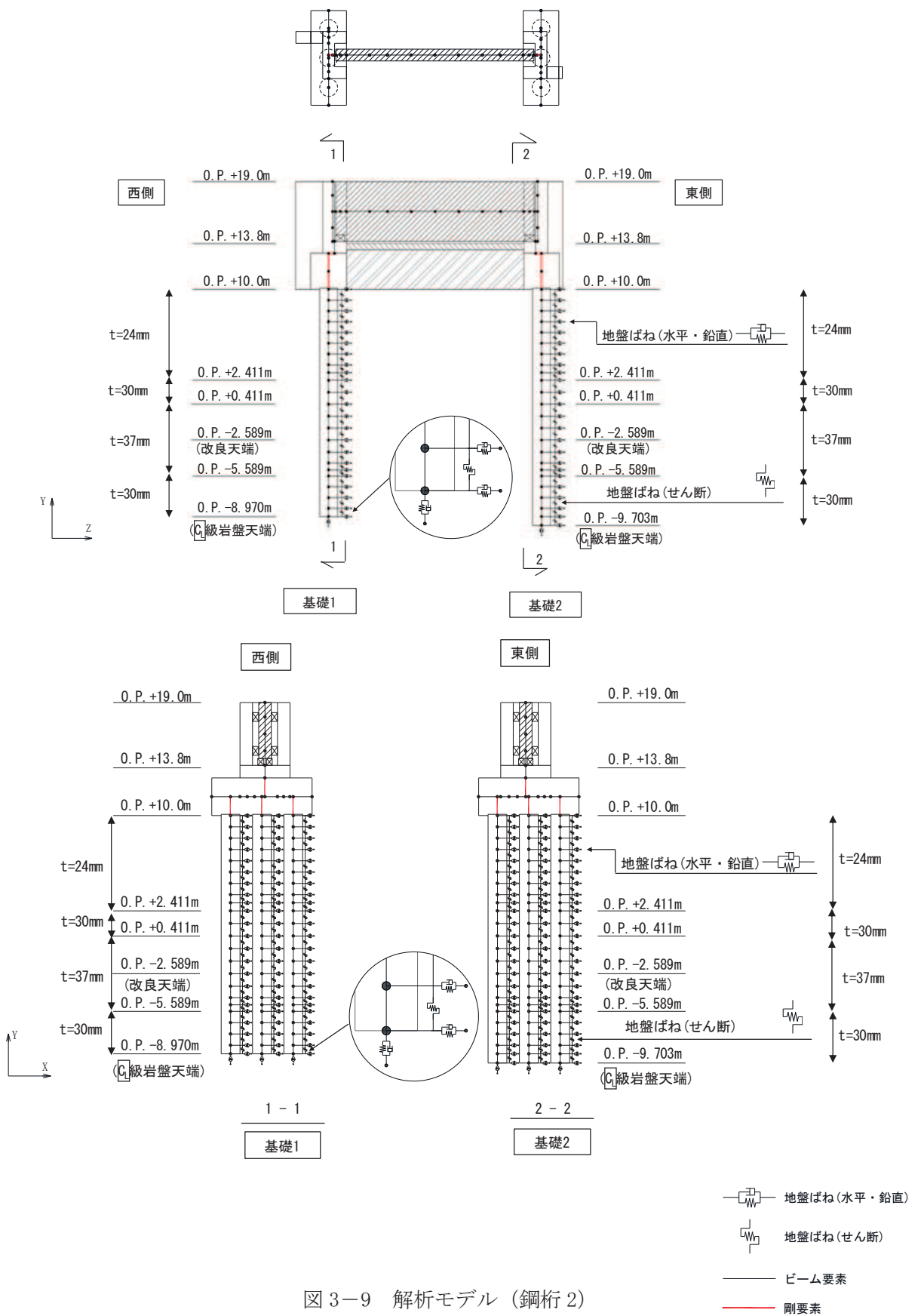


図 3-9 解析モデル (鋼桁 2)

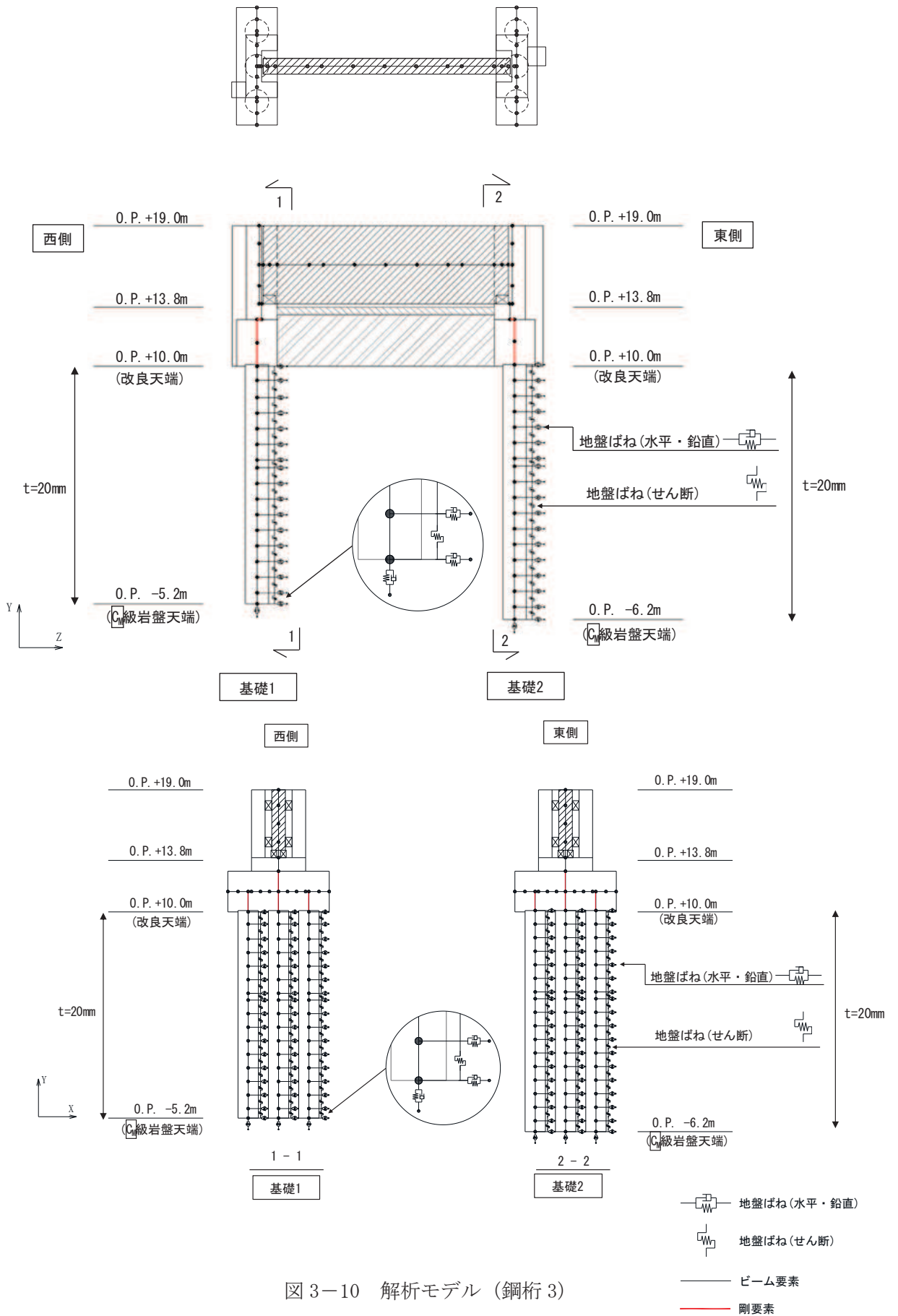


図 3-10 解析モデル (鋼桁 3)

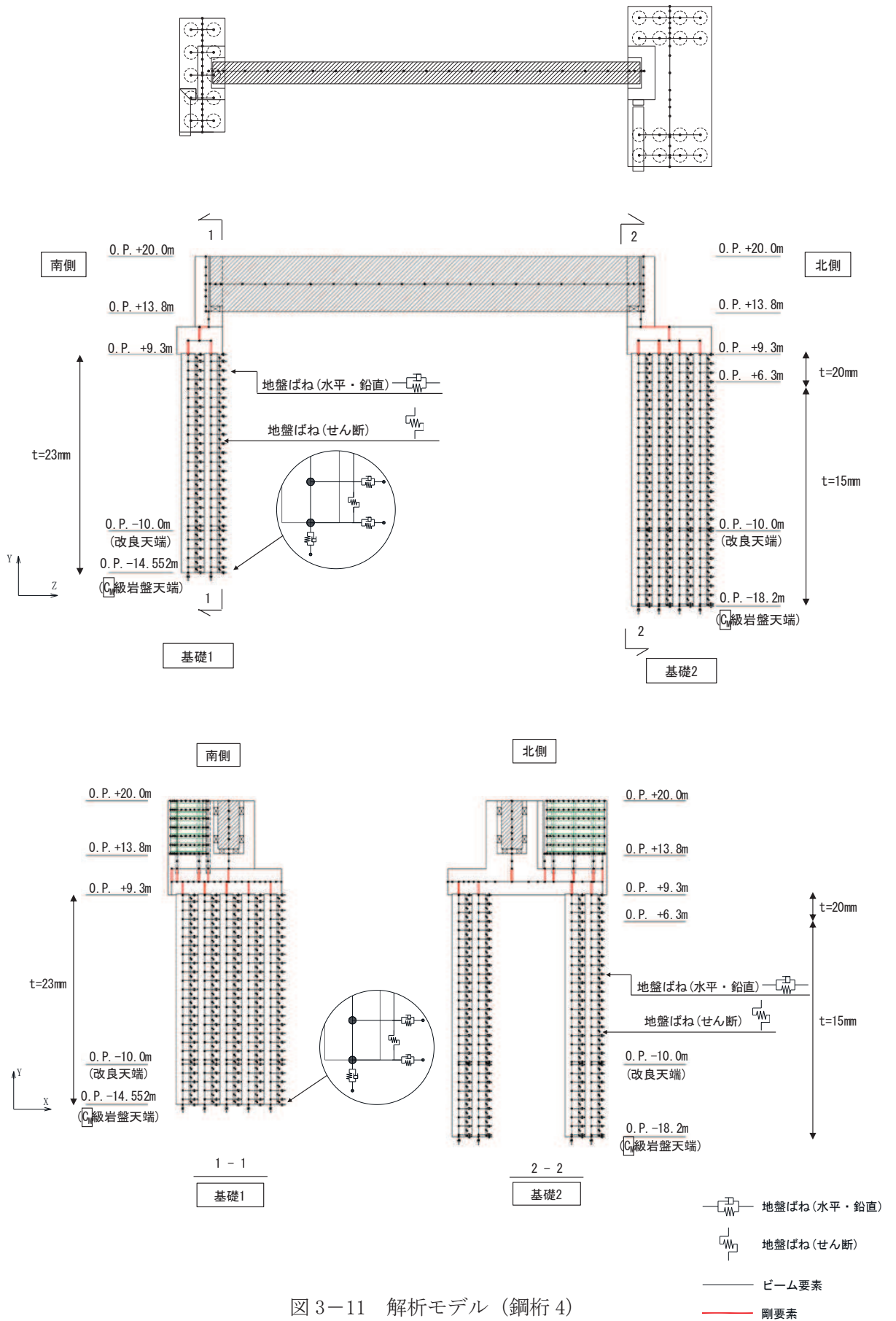


図 3-11 解析モデル (鋼桁 4)

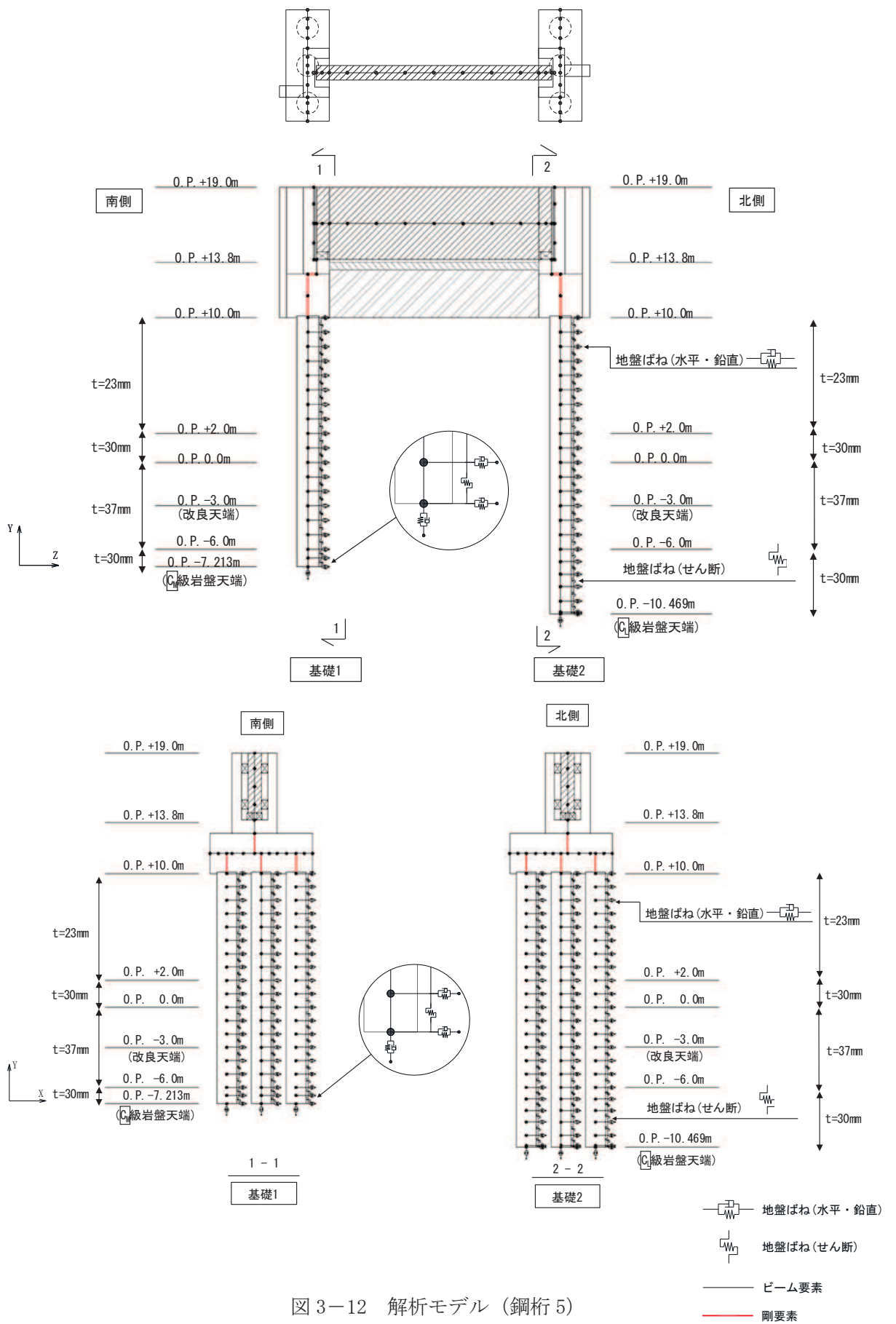


図 3-12 解析モデル (鋼桁 5)

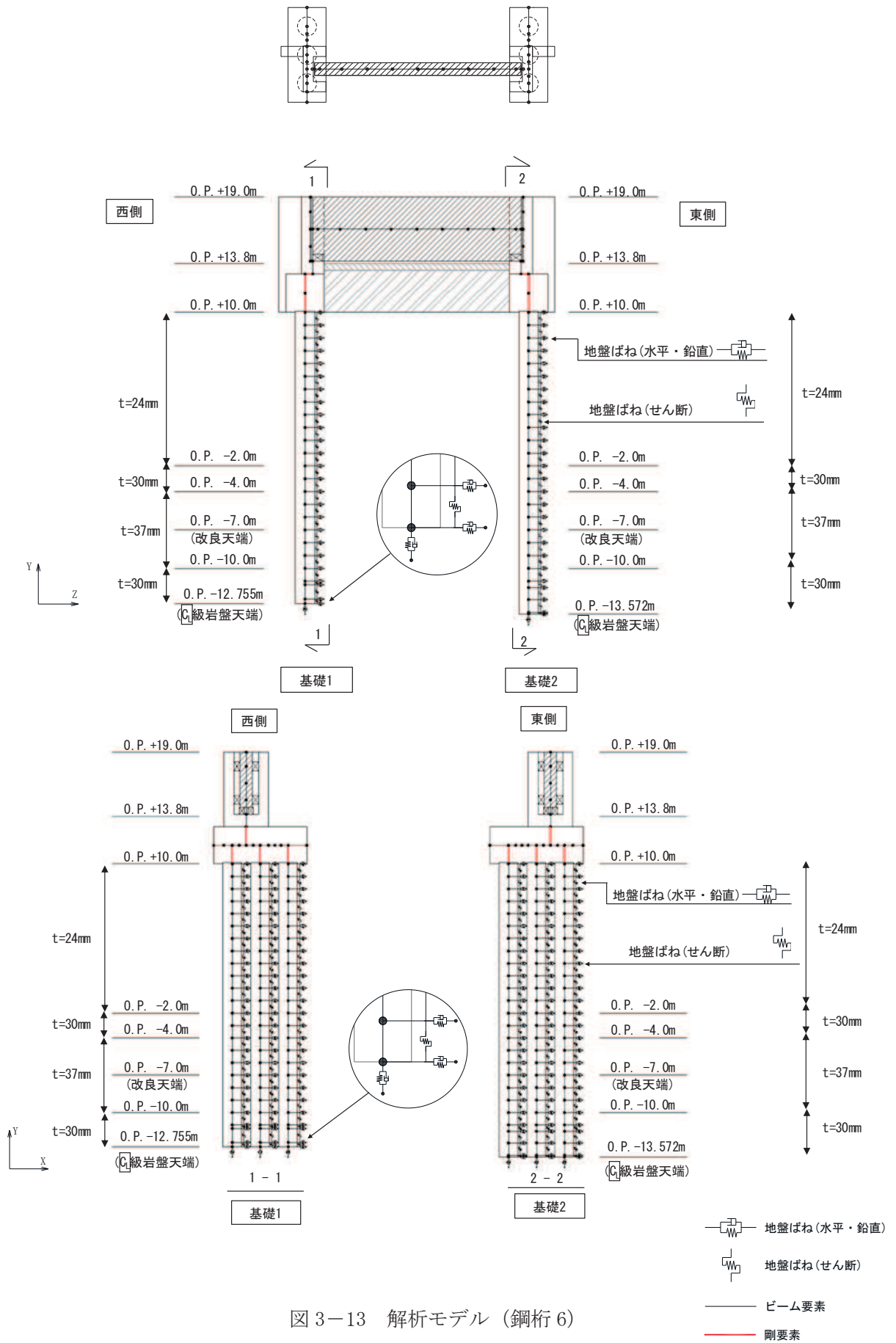


図 3-13 解析モデル (鋼桁 6)

(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 3-6 に，鋼桁の支承部のモデル化方法を表 3-7 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樣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 3-6 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 3-7 ゴム支承のモデル化方法（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と考え、「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と考え、「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3-14に示す。

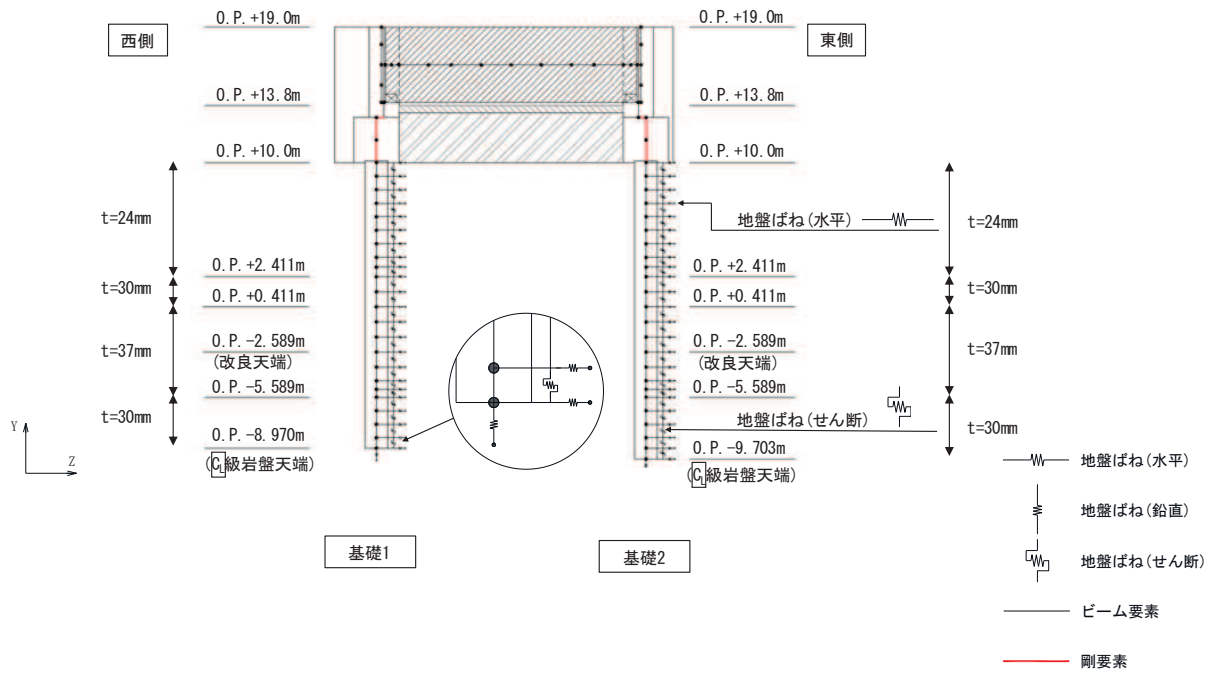


図 3-14 静的解析モデル (鋼桁 2 の例)

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 3-15 に示す。

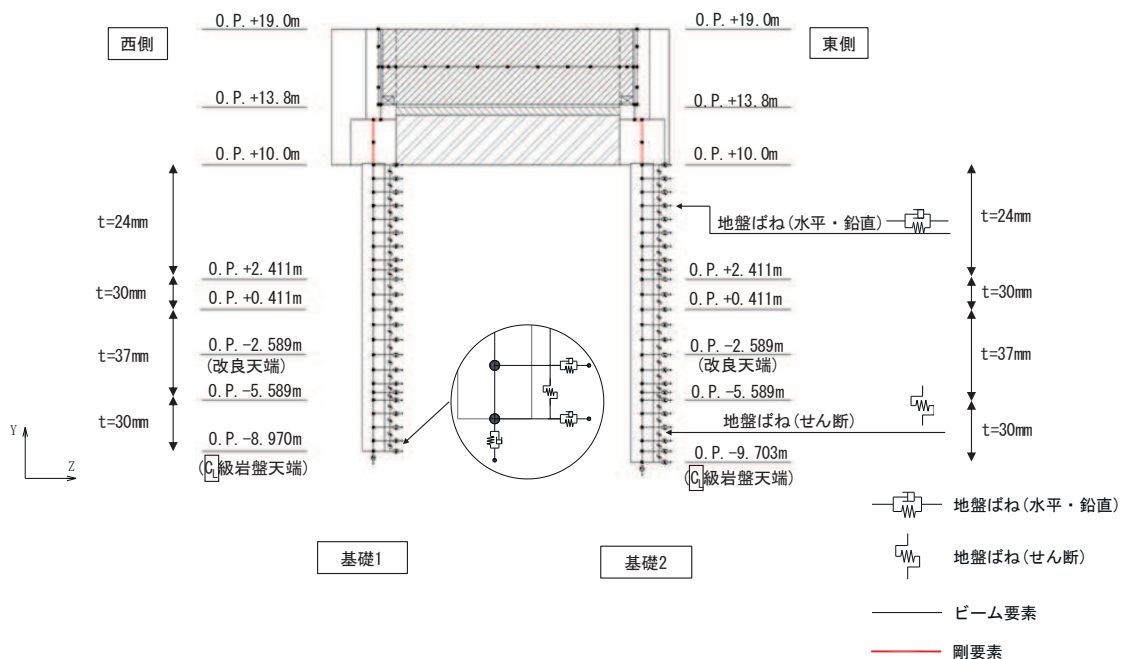


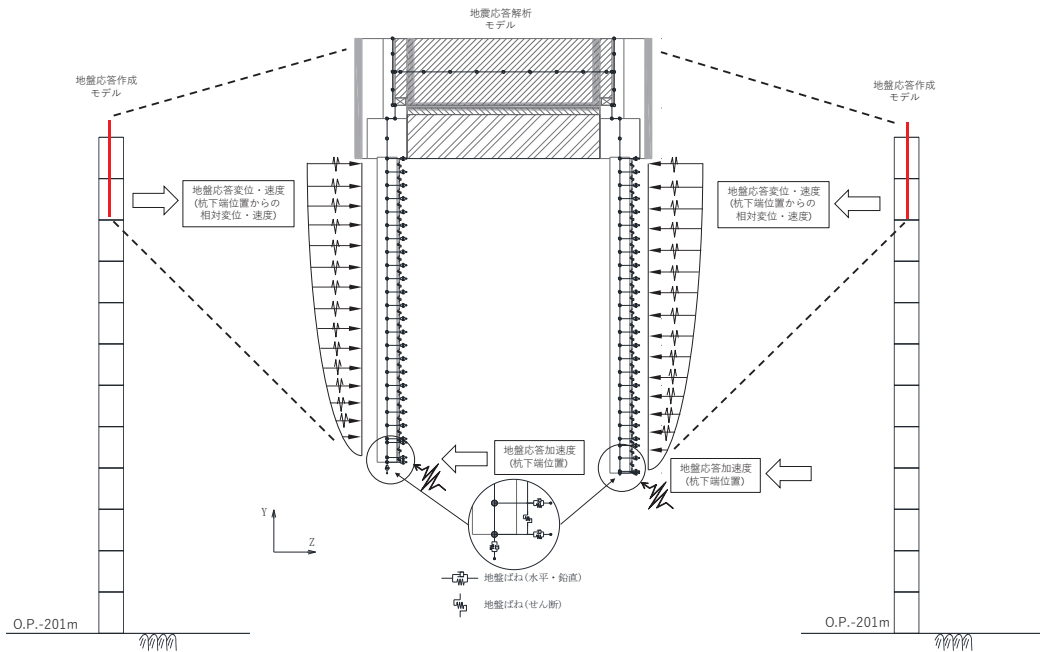
図 3-15 固有値解析モデル (鋼桁 2 の例)

(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3-16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

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-8 に、材料の物性値を表 3-9 に示す。

表 3-8(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 3-8(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 3-8(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 3-8(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	SD345, D35@150 (軸方向) SD490, D32@150 (帯方向)	
	RC 支柱 (接続部)	SD345, D29@300 (軸方向) SD345, D29@600 (帯方向)
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	上揚力反力梁	SM570. t = 22mm, 25mm, 32mm
	鋼製ブラケット	SM570, t = 8mm, 9mm, 10mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 「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 3-8(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 3-8(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 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 3-9(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 3-9(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

3.5.3 地盤の物性値

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

3.5.4 地下水位

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

設計用地下水位の一覧を表 3-10 に示す。

表 3-10 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	O. P. -4. 50m（基礎 1） O. P. -12. 50m（基礎 2）
	鋼桁 2	O. P. -4. 50m
	鋼桁 3	O. P. +3. 50m
	鋼桁 4	O. P. -11. 00m
	鋼桁 5	O. P. -4. 00m
	鋼桁 6	O. P. -8. 00m

3.6 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。

3.6.1 施設の健全性評価

施設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、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

3.6.2 施設の変形性評価

施設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。

3.6.3 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。

3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.7.1 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、設定する短期許容応力度とする。

鋼桁の許容限界を表 3-11 に示す短期許容応力度とする。また、鋼桁詳細を図 3-17 に示す。

表 3-11(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 3-11(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	98	147
		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 3-11(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。

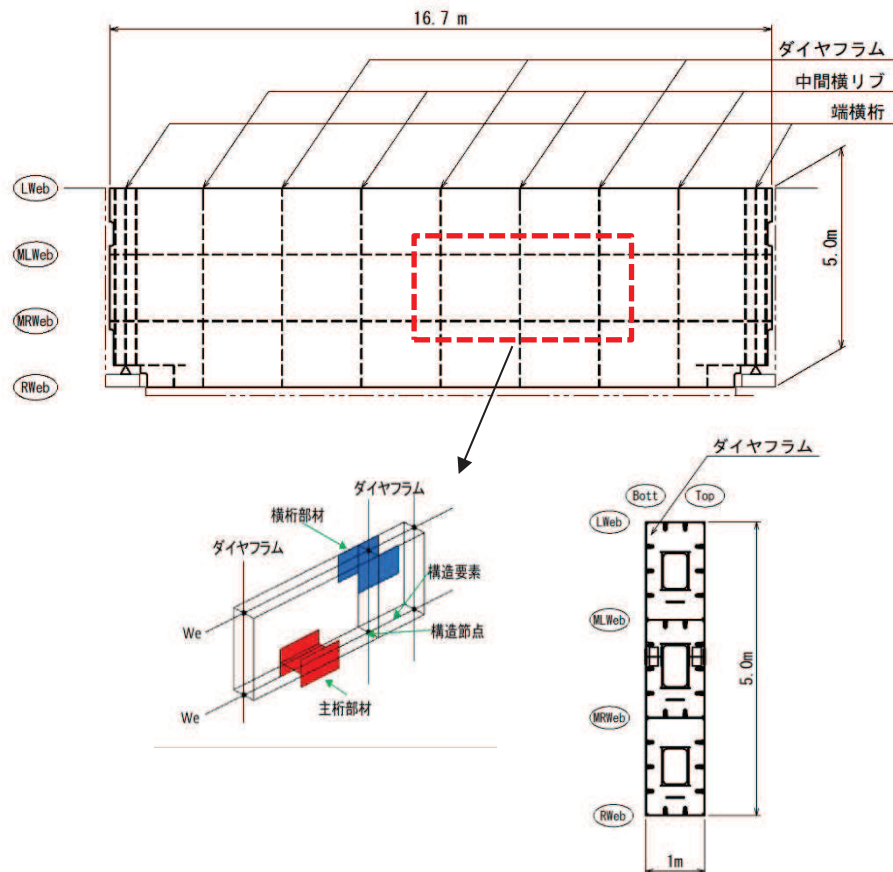


図 3-17 鋼桁詳細図

(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 3-12 に示す短期許容応力度とする。

表 3-12 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。

3.7.2 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 3-13(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 3-13(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 3-13(3)に示す短期許容応力度とする。

RC 支柱(接続部)及び RC 支柱(張出部)の許容限界は、曲げについては「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 3-13(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 3-13(5)(6)に示すせん断耐力とする。

表 3-13(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)	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 3-14(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)	Sy:24425 Sz:17693
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 1 (基礎 2)	Sy:24425 Sz:17094
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 1)	Sy:5598 Sz:5457
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 2 (基礎 2)	Sy:5598 Sz:5455
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 1)	Sy:10811 Sz:10191
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 3 (基礎 2)	Sy:10811 Sz:10191
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 1)	Sy:25774 Sz:20396
	せん断補強筋* (D32@150)	鋼桁 4 (基礎 2)	Sy:25774 Sz:20354
	せん断補強筋* (D25@150)	鋼桁 5 (基礎 1)	Sy:8314 Sz:7556
	せん断補強筋* (D25@150)	鋼桁 5 (基礎 2)	Sy:8318 Sz:7555
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 1)	Sy:7457 Sz:5228
	せん断補強筋* (D25@300)	鋼桁 6 (基礎 2)	Sy:7457 Sz:5228

注記* : SD345 の降伏強度(345N/mm²)を用いて算定

表 3-13(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 3-13(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 3-13(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 3-13(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

3.7.3 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3-14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3-15に示す短期許容応力度とする。

表3-14 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3-15 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、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する

3.7.4 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 3-16 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 3-17 に示す許容荷重とする。

表 3-16 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 3-17 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

3.7.5 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「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 3-18(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 3-18(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・IV 下部構造編」に基づき、表 3-18(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 3-18(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 3-18(5)に示すせん断耐力とする。

表 3-18(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}		
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)		16	24
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 3-18(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:38336
	せん断補強筋 (D19@300)	鋼桁 4 (基礎 2)	Sy:71574 Sz:65306
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 5 (基礎 1)	Sy:21820 Sz: 22191
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 5 (基礎 2)	Sy:21820 Sz: 22191
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 6 (基礎 1)	Sy:26713 Sz:27804
	せん断補強筋 (D32@150)	鋼桁 6 (基礎 2)	Sy:26713 Sz:27804

表 3-18(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 3-18(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 ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)		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 3-18(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

3.7.6 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 3-19 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 3-20 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 3-21 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 3-19 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 3-20 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 3-21 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

3.7.7 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 3-22 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-22 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 550 (445*) せん断方向 550 (445*)

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。

3.7.8 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 3-23 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-23 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	10890
		基礎 2	13.7	13970
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	8194
		基礎 2	13.7	8546
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7254
		基礎 2	13.7	7730
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	11943
		基礎 2	11.4	13617
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	7384
		基礎 2	11.4	8947
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	10623
		基礎 2	11.4	11015

3.8 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価は，地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 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。

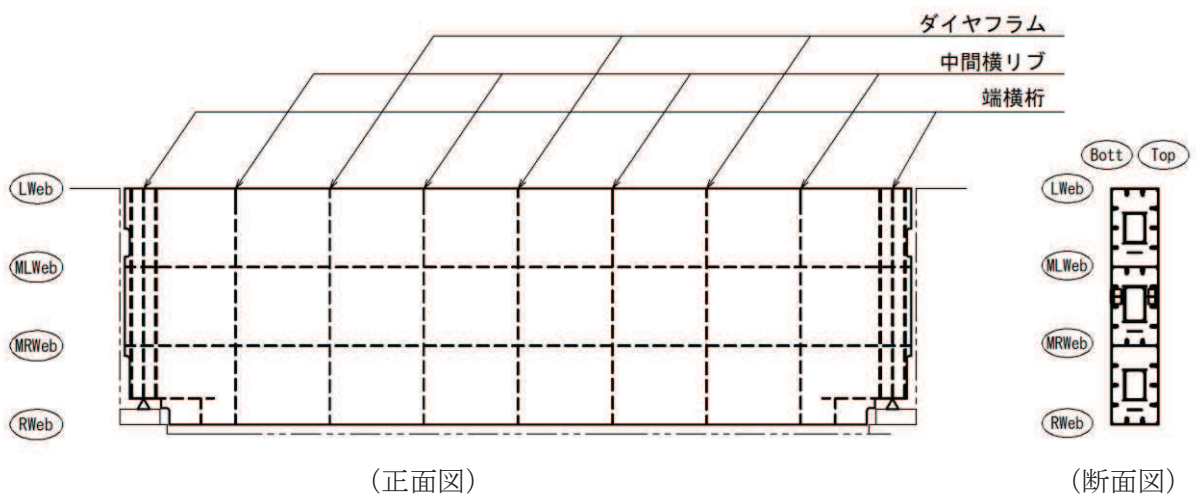
3.8.1 鋼桁

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 3-18 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 3-18 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

(1) 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3-19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。

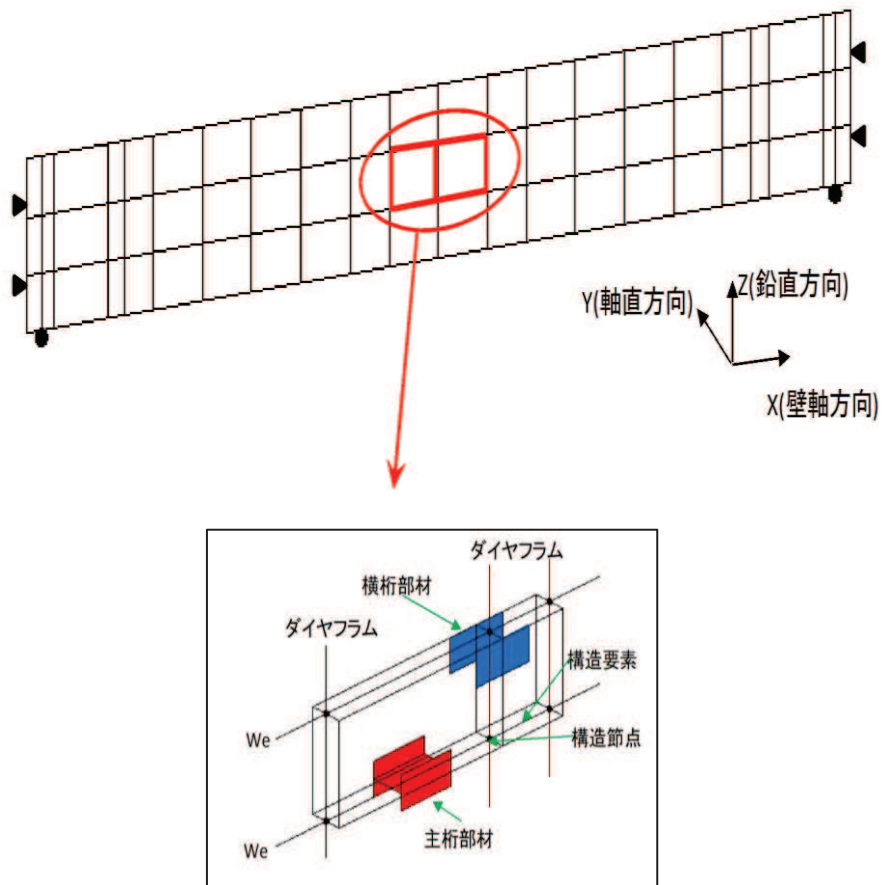
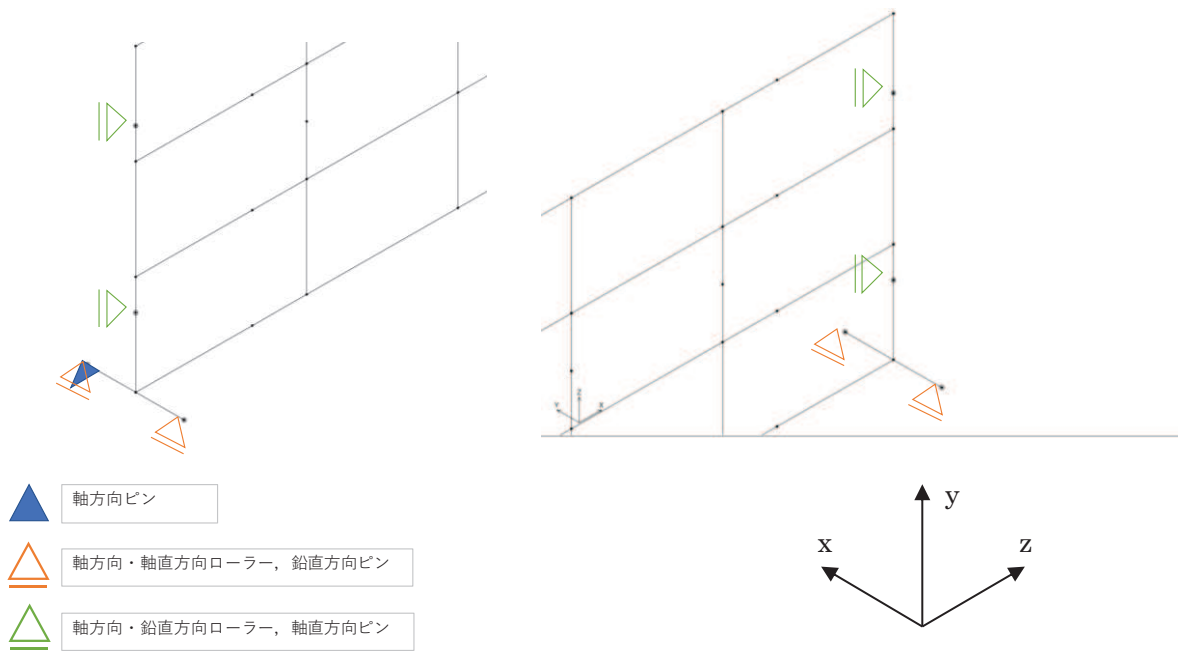


図3-19(1) 鋼桁評価モデルの概念図



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 3-19(2) 鋼桁評価モデルの概念図
(支承部の境界条件)

(2) 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 3-24 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-25 に、静的解析に用いる応答値（設計震度、設計変位）を表 3-26 に示す。

表 3-24 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_{SH} : 水平方向地震荷重 (自重× K_H)

S_{SV} : 水平方向地震荷重 (自重× K_V)

表 3-25 鋼桁の照査に用いる設計震度

	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	2.8 ($S_s - D 2$ (++))	2.0 ($S_s - D 2$ (--))
鋼桁 2	1.6 ($S_s - F 3$ (-+))	1.1 ($S_s - D 2$ (+-))
鋼桁 3	10.2 ($S_s - D 2$ (-+))	1.4 ($S_s - D 2$ (++))
鋼桁 4	1.8 ($S_s - F 2$ (-+))	2.3 ($S_s - D 2$ (++))
鋼桁 5	2.5 ($S_s - D 2$ (+-))	1.1 ($S_s - D 2$ (++))
鋼桁 6	1.8 ($S_s - F 3$ (++))	1.1 ($S_s - D 2$ (-+))

表 3-26 鋼桁の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 s - D 2 (-+)	-0.006	-0.004	-0.001	-0.001
鋼桁 2	S s - N 1 (-+)	-0.101	-0.096	-0.101	-0.096
鋼桁 3	S s - D 2 (-+)	-0.003	-0.003	-0.004	-0.003
鋼桁 4	S s - N 1 (-+)	-0.150	-0.147	-0.144	-0.143
鋼桁 5	S s - D 2 (-+)	-0.033	-0.031	-0.047	-0.045
鋼桁 6	S s - N 1 (++)	-0.155	-0.147	-0.159	-0.150

(3) 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、固定荷重、積雪荷重及び鉛直方向下向き地震荷重を受ける鋼桁から張り出した片持ち梁 (止水ジョイント中央位置まで) 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 3-20 に示す。解析モデル図を図 3-21 に示す。

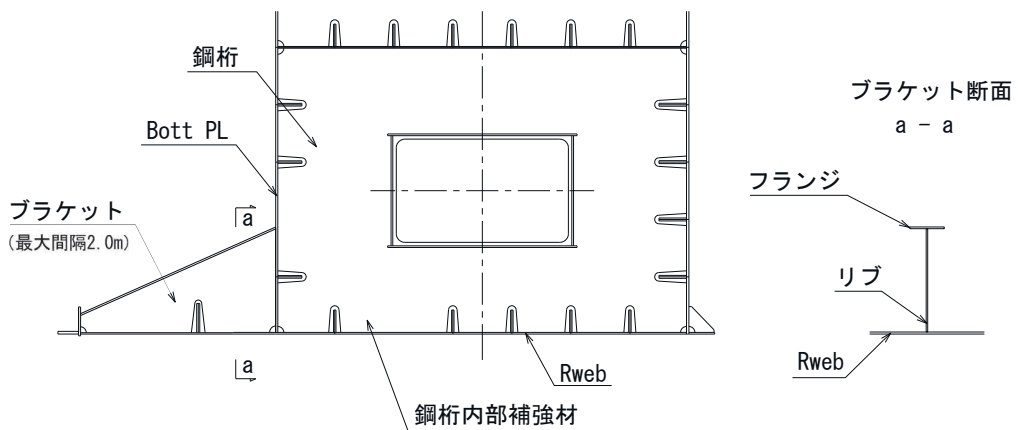


図 3-20 ブラケットの構造図 (断面図)

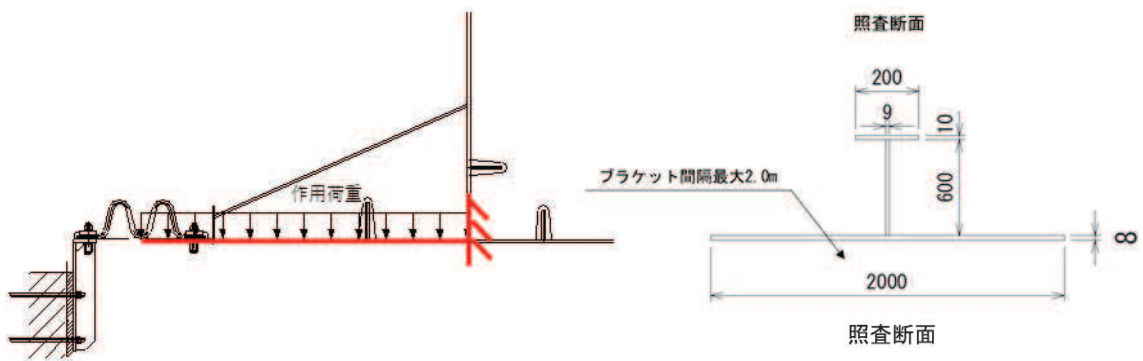


図 3-21 ブラケットの解析モデル図 (断面図)

(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3-27に、荷重算定に用いる設計震度を表3-28に示す。鉛直方向地震荷重は、発生断面力が大きくなる下向き方向を考慮する。作用荷重図を図3-22に示す。

表3-27 荷重の組合せ

断面力	荷重の組合せ
曲げ・せん断	$G + P_s + K_{SSV}$
軸力	K_{SSH}

G：固定荷重

P_s ：積雪荷重

K_{SSH} ：水平方向地震荷重（自重× K_H ）

K_{SSV} ：鉛直方向地震荷重（自重× K_V ）

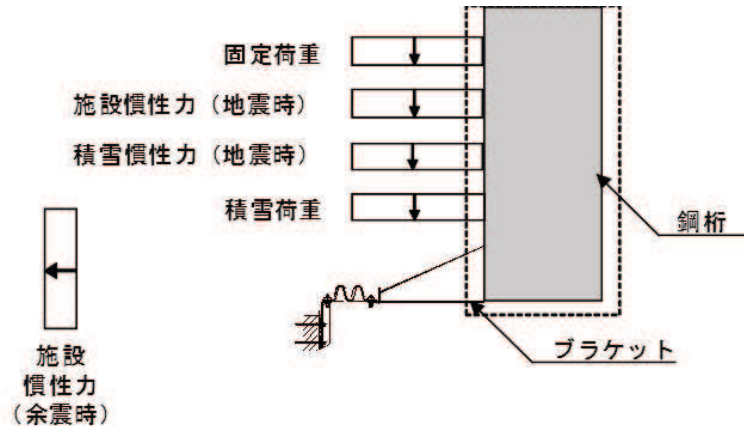


図3-22 作用荷重図

表3-28 ブラケットの設計に用いる応答値（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	2.8	2.0
鋼桁4	1.8	2.3

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)

(4) 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地震時に下向き慣性力を受けたとき、固定荷重、積雪荷重及びそれらの慣性力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て以下の式で曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力を算出し、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 3-23 に、荷重概略図を図 3-24 に示す。

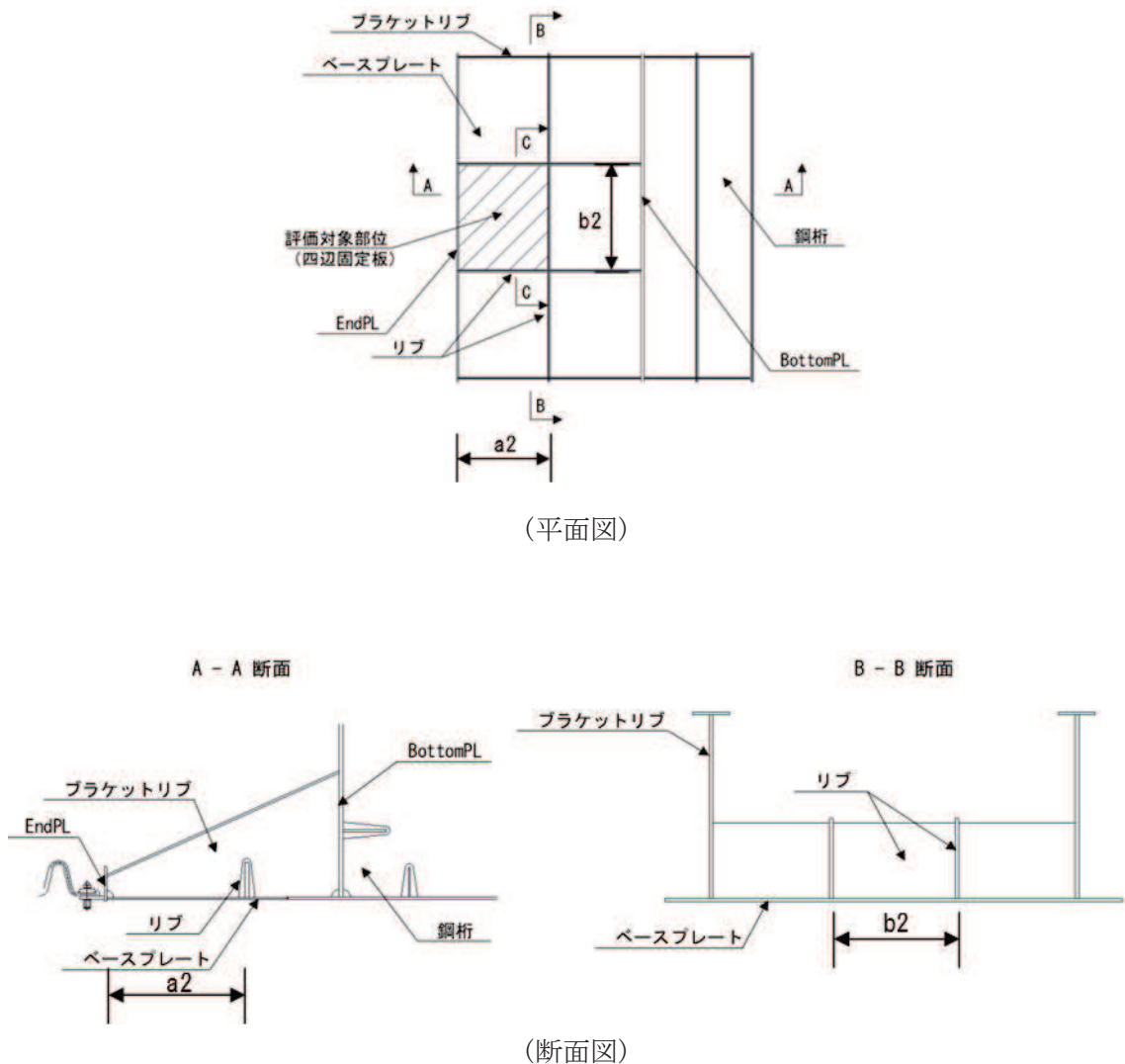


図 3-23 ブラケット (ベースプレート) 詳細図

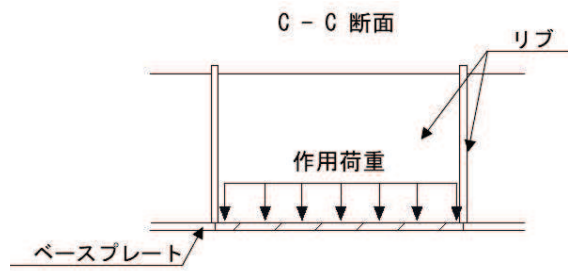


図 3-24 荷重概略図

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)

3.8.2 RC 支柱

(1) 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。

(2) 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度が許容限界以下であることを確認する。RC 支柱接続部照査用のモデル概念を図 3-25 に示す。

また、荷重作用図を図 3-26 に示す。地震荷重については、RC 支柱（接続部）の重量に設計水平震度・設計鉛直震度を乗じて慣性力として算出する。その他主働土圧、積雪荷重を作用させる。設計水平震度・設計鉛直震度については、地震応答解析の結果に基づき、フーチング（本体）に発生する最大水平加速度および最大鉛直加速度から最大水平震度 k_h ・設計鉛直震度 k_v を算定し、作用させる。主働土圧は、「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。

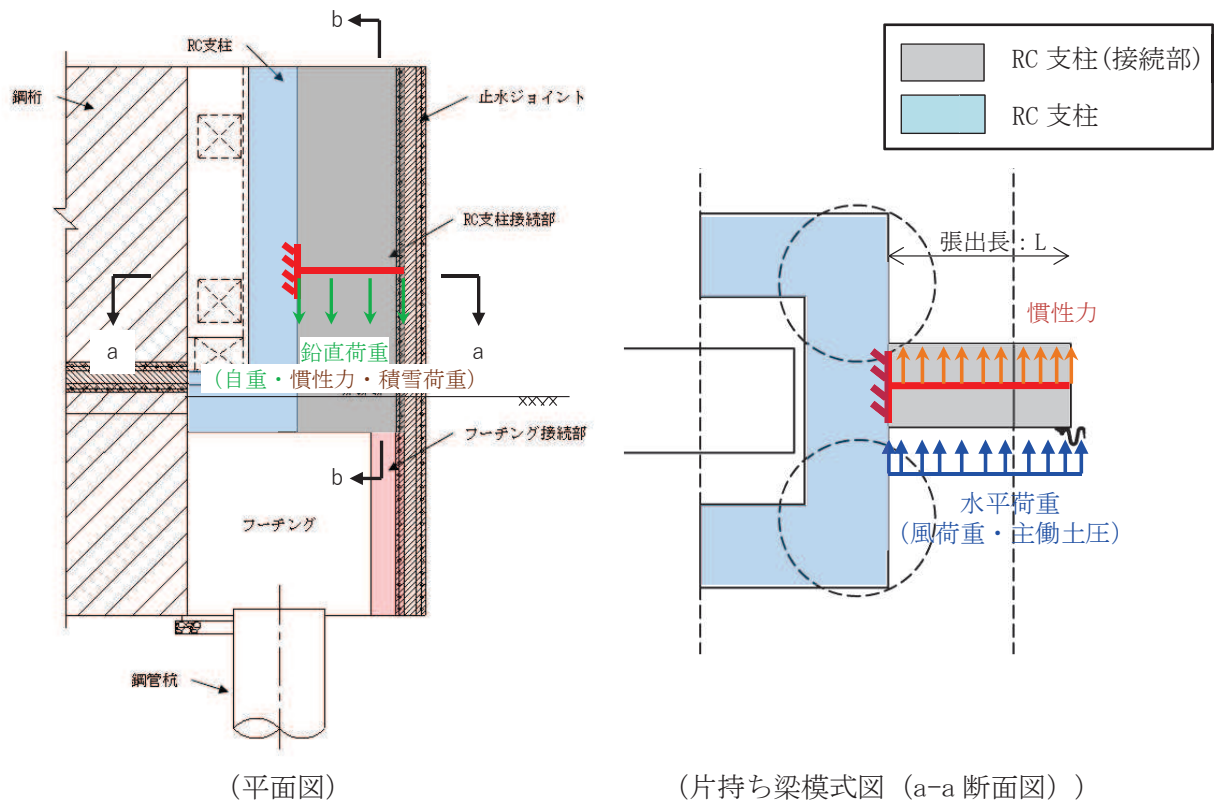


図 3-25 RC 支柱接続部照査用モデル概念図

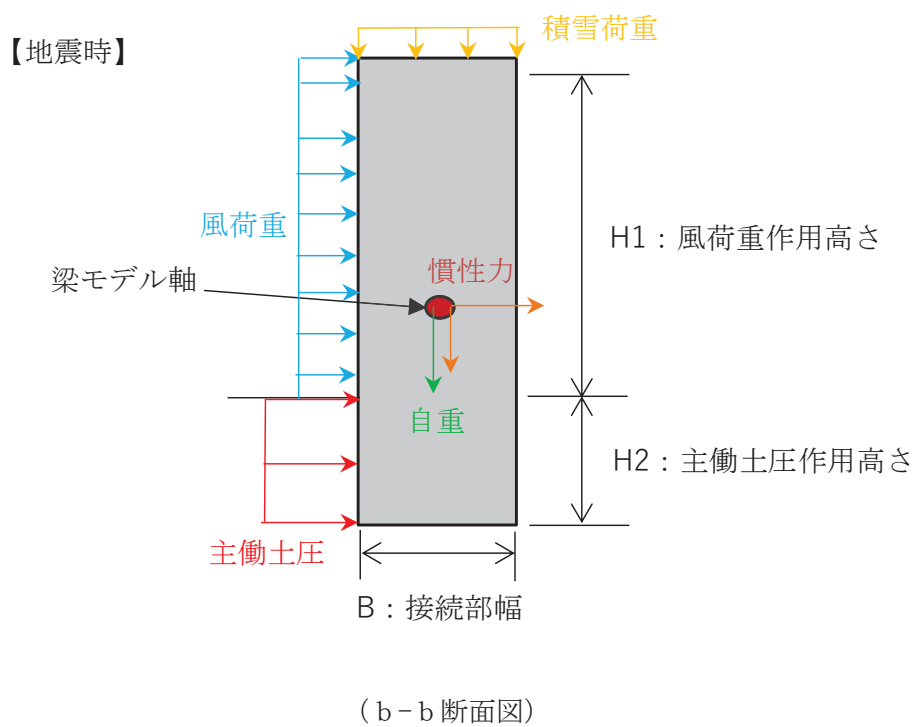


図 3-26 RC 支柱 (接続部) 作用荷重イメージ図

(3) RC 支柱（張出部）

RC 支柱張出部については，水平支承反力が RC 支柱張出部に作用した際に発生する曲げモーメント及びせん断力が，許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱張出部に作用する荷重概念を図 3-27 に示す。

RC 支柱張出部は，RC 支柱（本体）を固定端とした片持ち梁に作用する水平支承反力を集中荷重として作用距離を掛け合わせて断面力を算定する。算定した断面力より，破壊線内の有効断面のコンクリートの曲げ圧縮応力，鉄筋の引張応力，部材に作用するせん断力を算定し，それぞれ許容限界以下であることを確認する。評価断面としては，水平支承の上部と下部により有効高さが異なるため上部と下部に切り分け，それぞれの支承反力にて評価を行う。

コンクリートの曲げ圧縮応力，鉄筋の引張応力の算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.0.6」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。

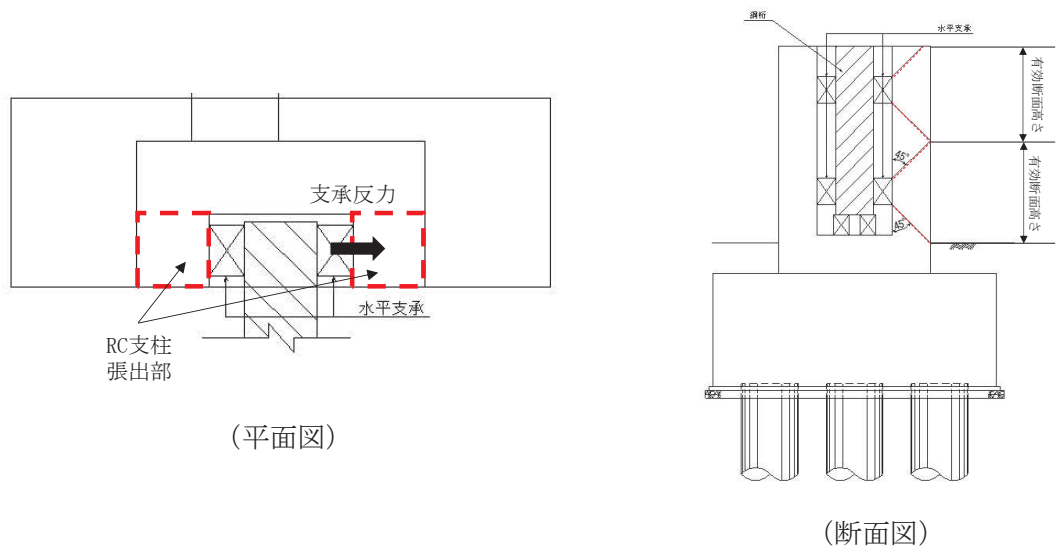


図 3-27 RC 支柱張出部に作用する荷重概念図

3.8.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力及びせん断ひずみが許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、「3.8.1 鋼桁」の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。

(1) 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)

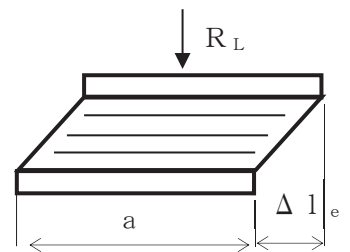
R_L : 下向きの反力 (N)

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)



(2) 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。

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

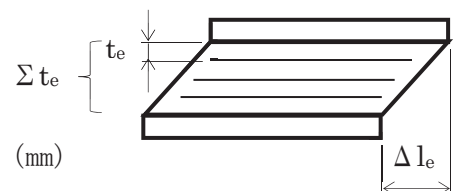
ここで、

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 (%)



(3) 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)

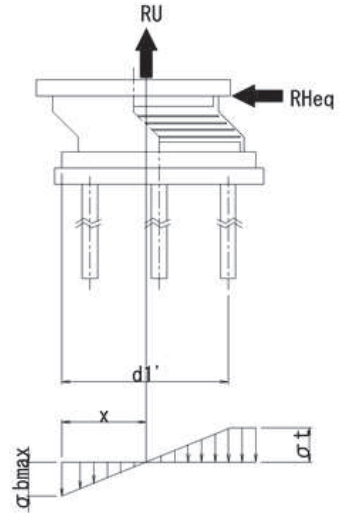
$d1'$: ボルト縁端距離 (mm)

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)



(4) 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、「3.8.1 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。

$$\tau_3 = RHeq / (As_3 \cdot \Sigma m) \leq \tau_{a3}$$

ここで、

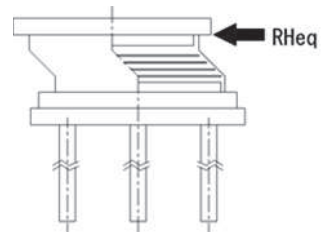
τ_3 : 地震時のせん断応力度 (N/mm²)

$RHeq$: 地震時の桁軸方向水平力 (N)

As_3 : 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_{a3} : アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)



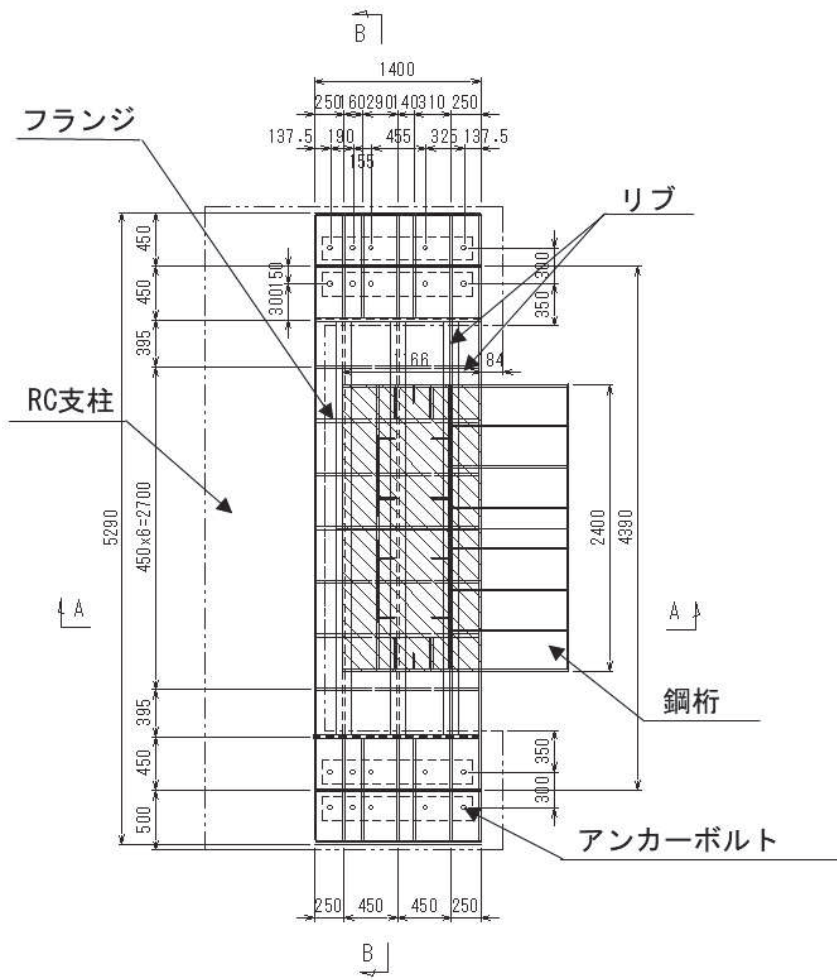
3.8.4 上揚力反力梁

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（「3.8.1 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。

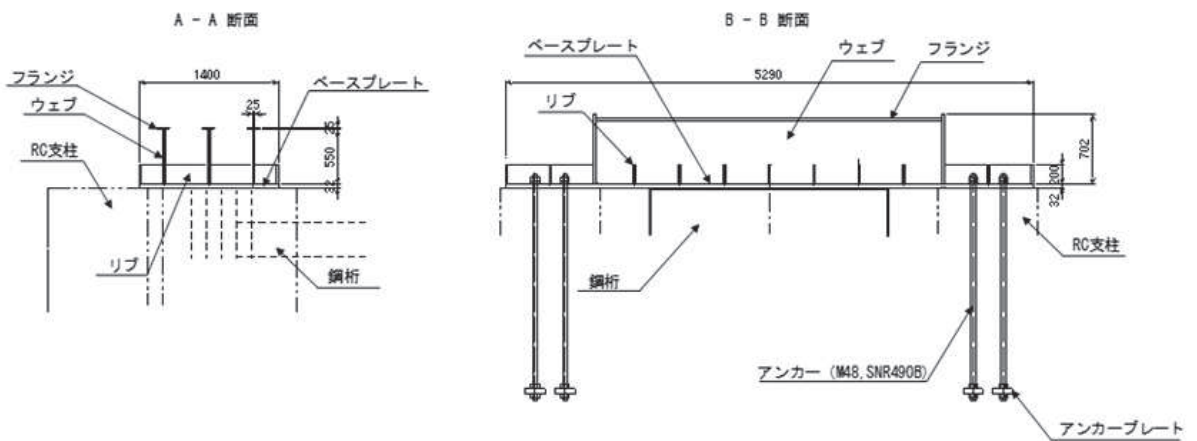
また、上揚力反力梁（本体）が受ける荷重を確実に RC 支柱に伝達するために、支点部のリブ及びベースプレート並びにアンカーボルトの評価を行う。ここで、支点部（支点部ベースプレート、アンカーボルト、アンカープレート）の評価においては、保守的に支持条件の不確かさを考慮して、両端固定梁とした場合を想定した断面力を算出する。

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 3-28 に上揚力反力梁構造概要を示す。



(平面図)



(断面図)

図 3-28 上揚力反力梁構造概要

(1) 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「3.8.1 鋼桁」の静的解析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3-29に、断面力評価用モデル図を図3-30に示す。

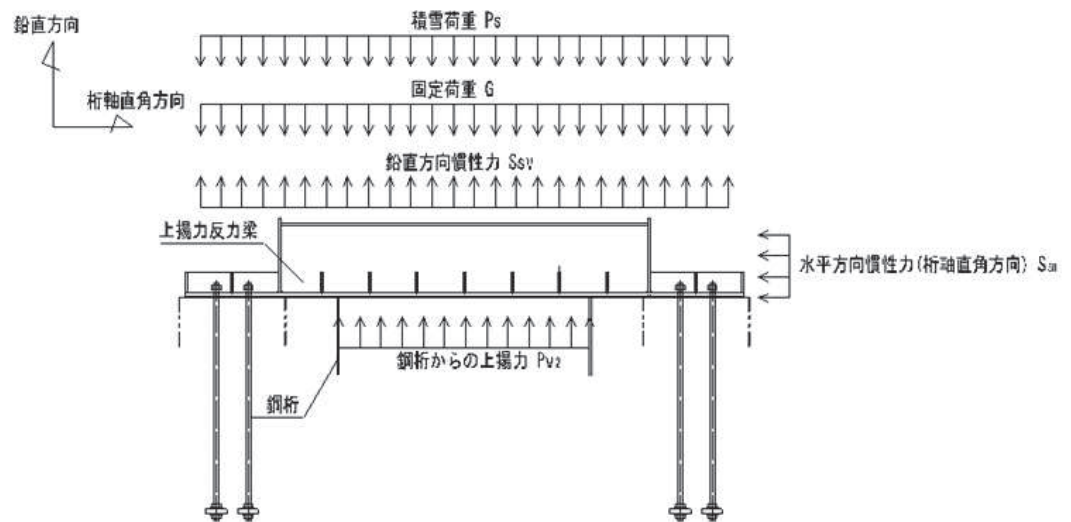
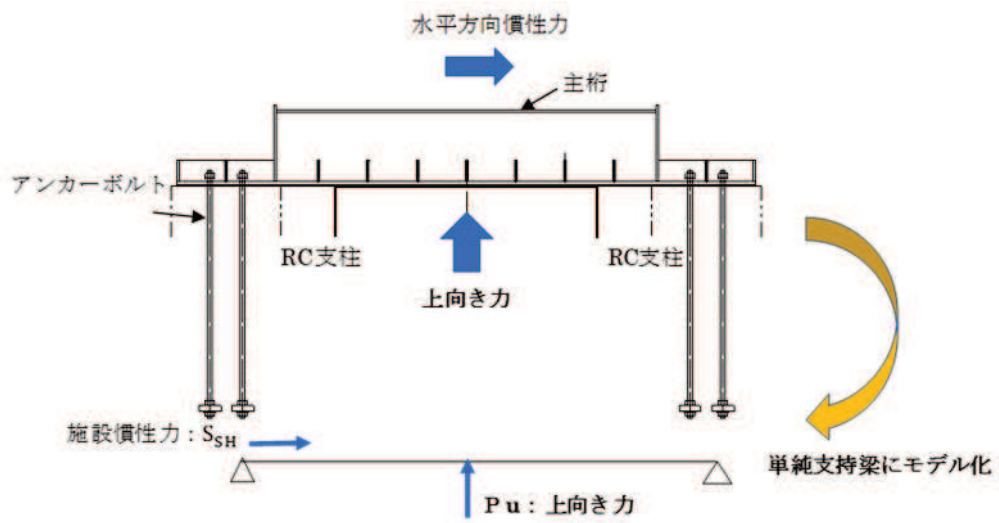


図3-29 作用荷重の概念図



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

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

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

$$N_4 = S_{SH}$$

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 3-30 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)

(2) 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 3-31 に、支点部ベースプレート解析モデルを図 3-32 に示す。

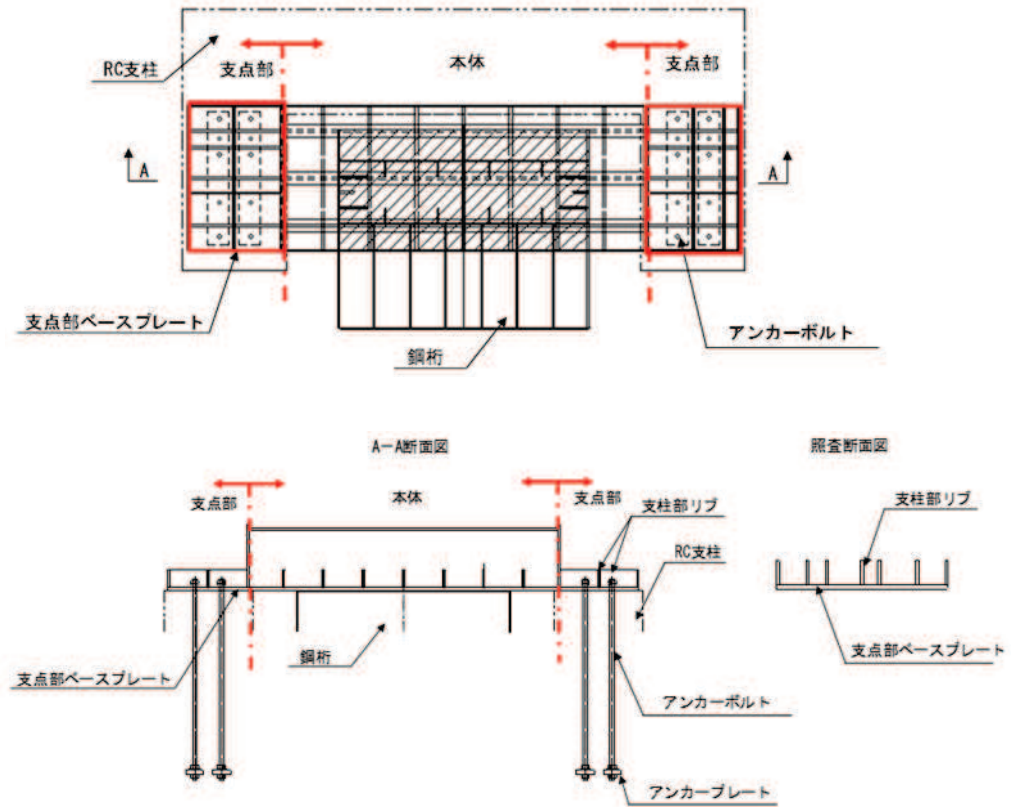
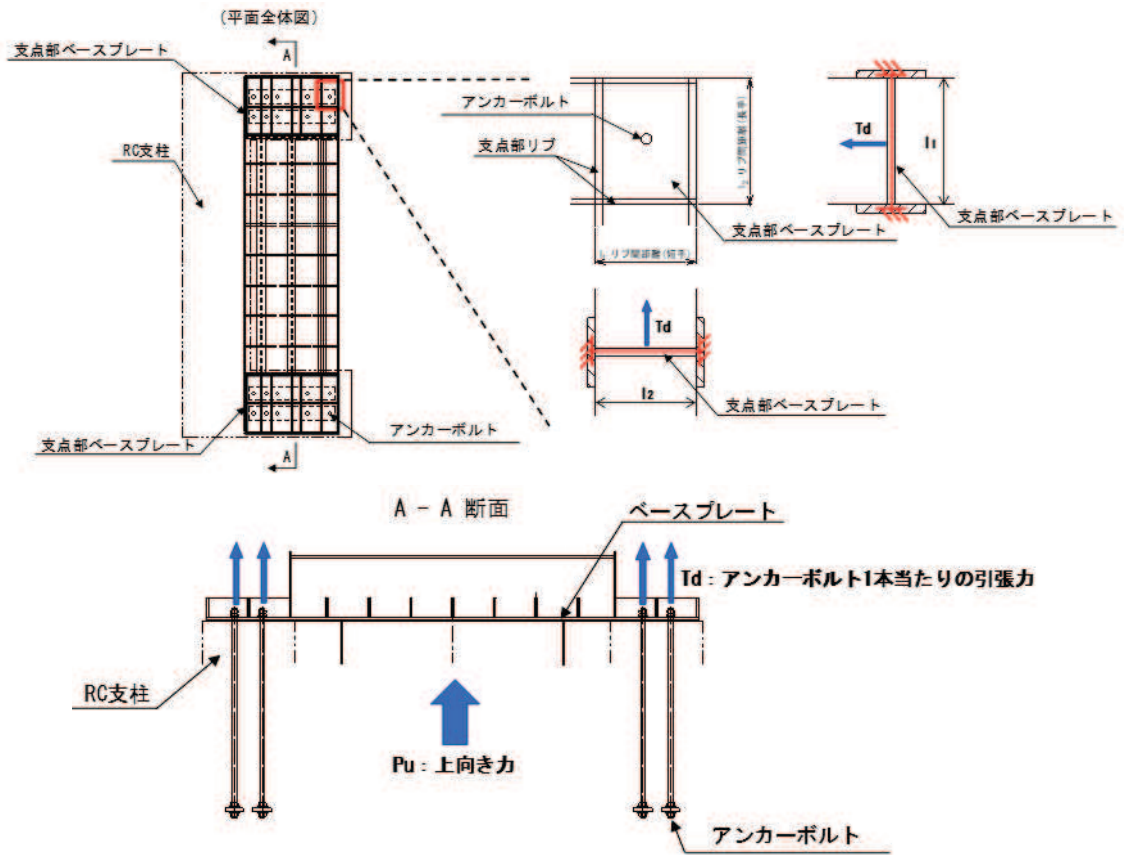


図 3-31 ベースプレート概要図



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

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 (kN・m)
- 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 3-32 支点部ベースプレート解析モデル

b. 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)

c. 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。

支点部リブの概要を図3-33に、断面力評価用モデル図を図3-34に示す。

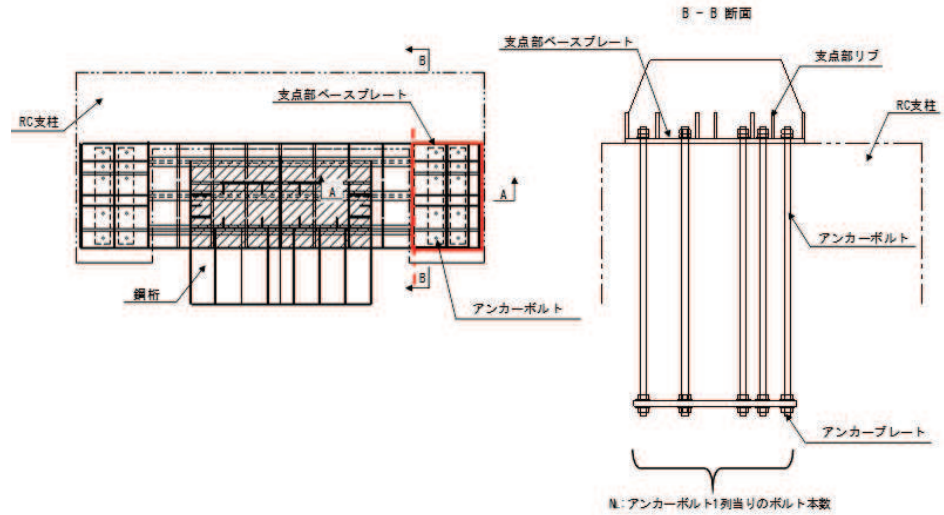
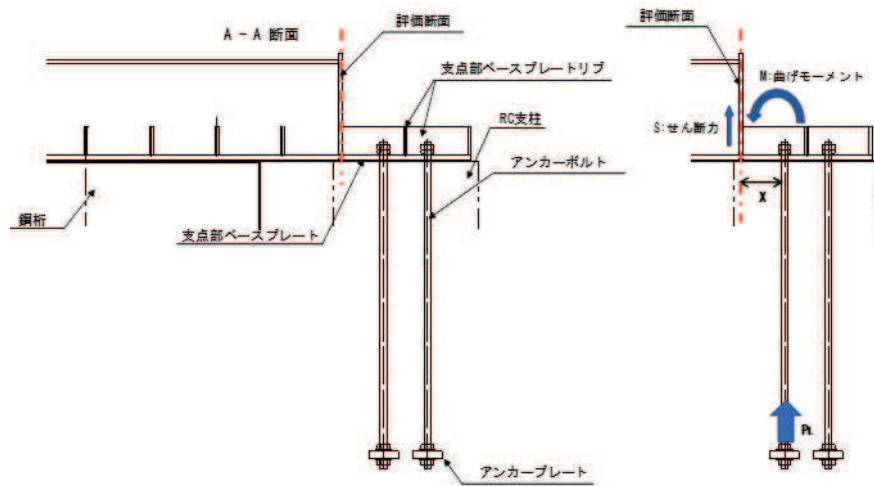
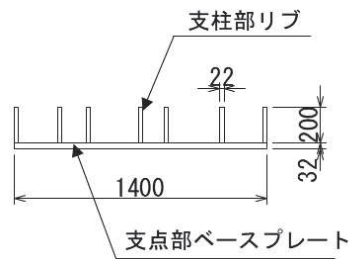


図3-33 支点部リブ概要図



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 3-34 評価断面概念図

(a) 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)

(b) 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)

(c) 合成応力照査

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

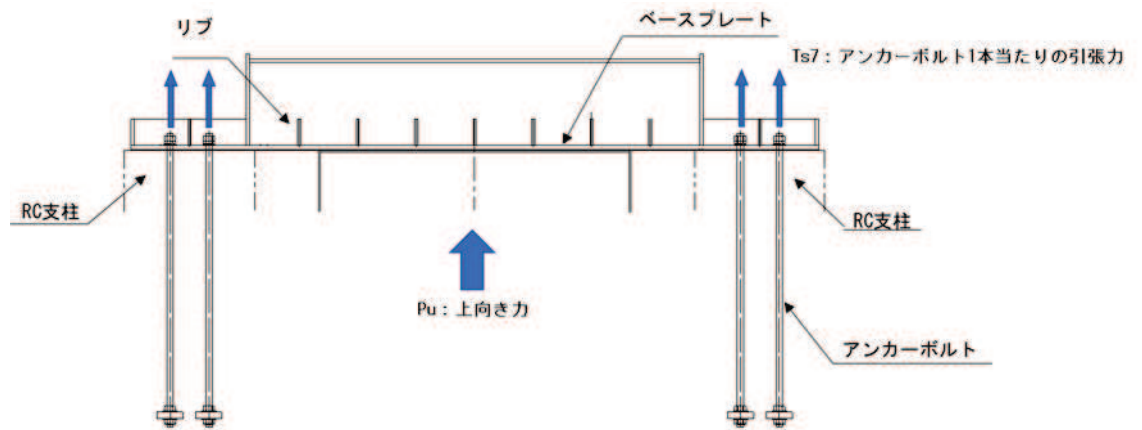
ここで、

- 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)

(3) 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3-35に示す。

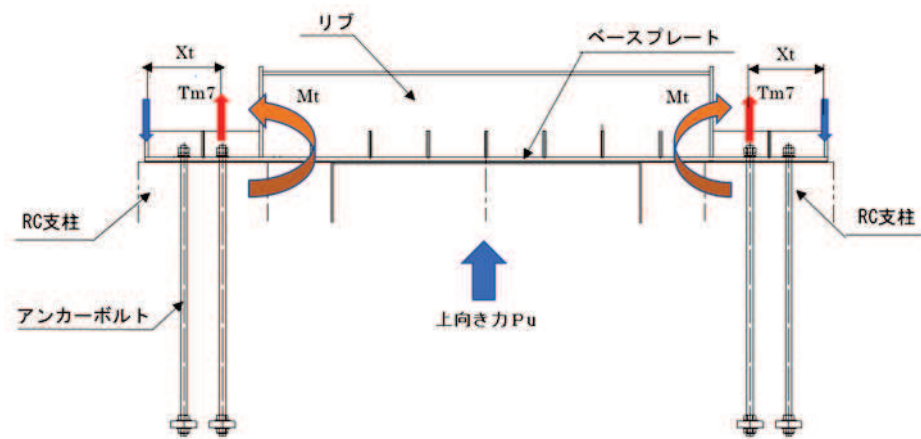


$$T_{s7} = \frac{P_u}{N}$$

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3-35(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 3-35(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)

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

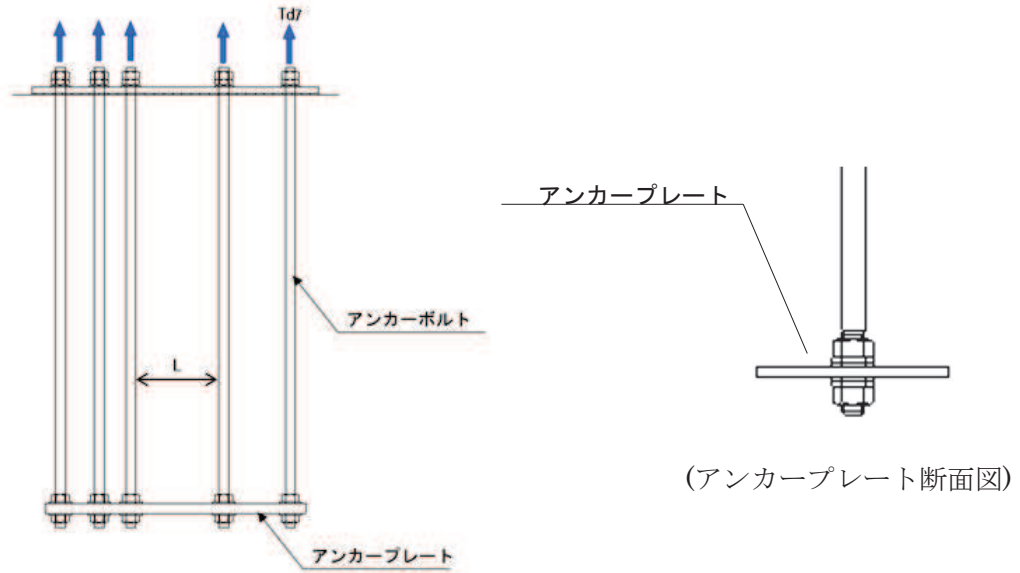
ここで、

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)

(4) 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作用概念図を図 3-36 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 (kN・m)
- 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 3-36 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)

3.8.5 フーチング

(1) 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、それぞれの応力を組合せて、許容限界以下となることを確認する。

(2) 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 3-37 に示す。

また、荷重作用図を図 3-38 に、荷重の組み合わせを表 3-30 に示す。地震荷重については、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。

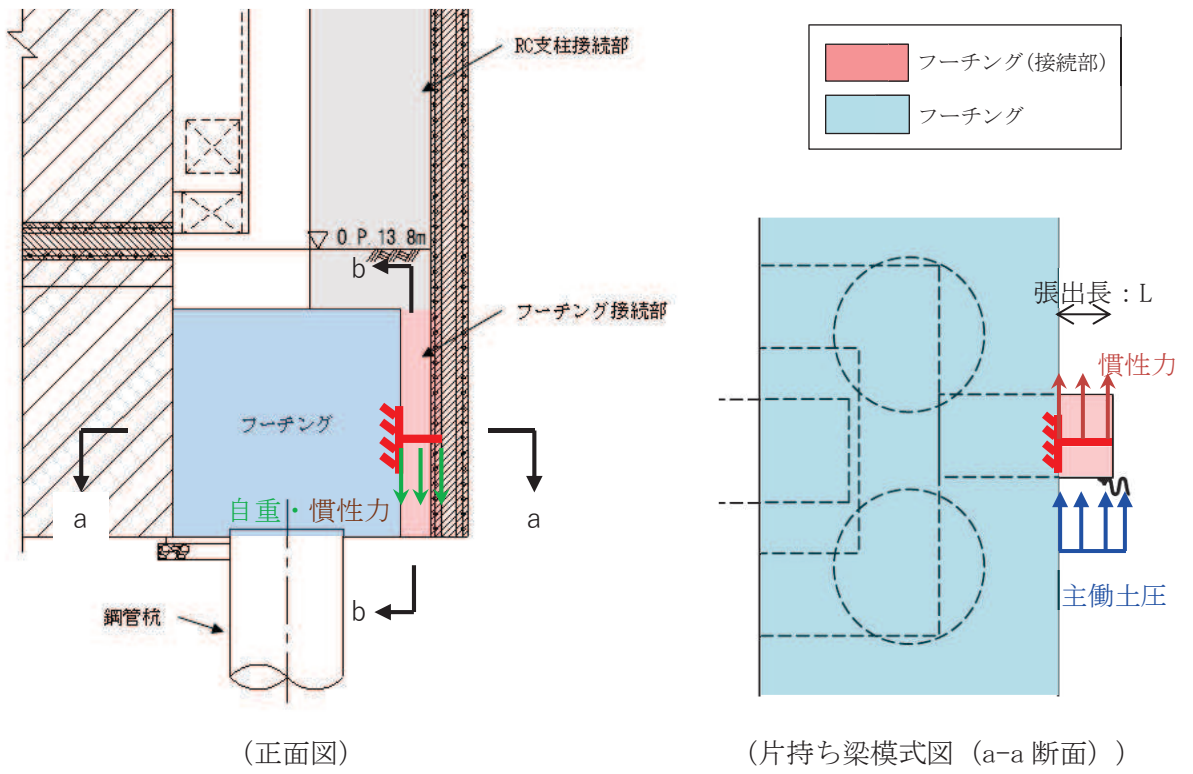


図 3-37 フーチング接続部照査用モデル概念図

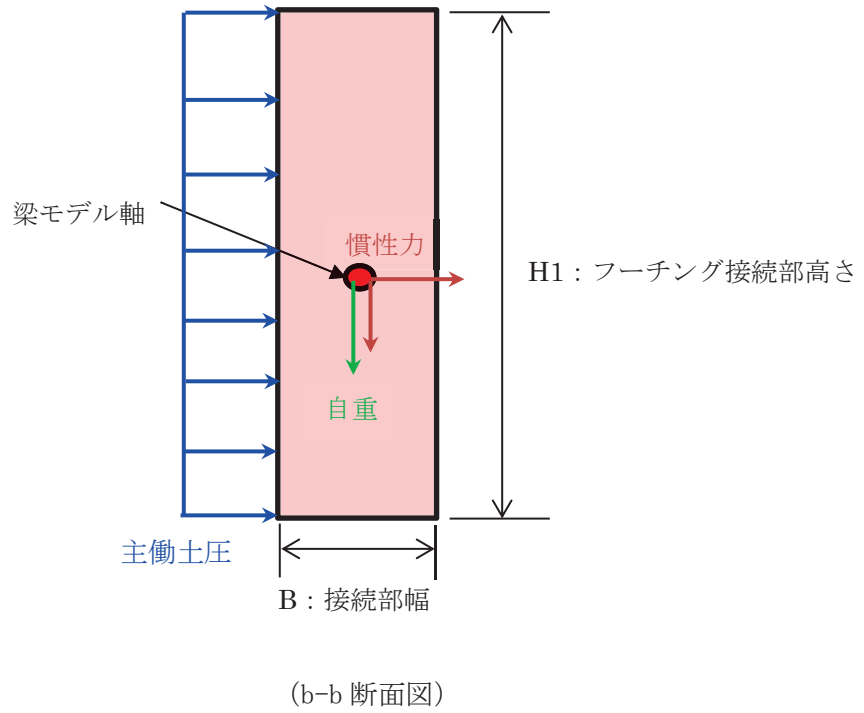


図 3-38 フーチング（接続部）作用荷重イメージ図

表 3-30 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
水平方向荷重 P_h	$S_{sH} + P_{EA}$
鉛直方向荷重 P_v	$G + S_{sV}$

G : 固定荷重 (自重)

P_{EA} : 主働土圧荷重

S_{sH} : 水平方向地震荷重 (慣性力: 自重 $\times K_{sdH}$ (水平設計震度))

S_{sV} : 鉛直方向地震荷重 (慣性力: 自重 $\times K_{sdV}$ (鉛直設計震度))

3.8.6 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。

(1) 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)

(2) 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。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_1 : せん断応力の分布係数 (=2.0)

(3) 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。

(4) 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)

(5) 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 3-39 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。

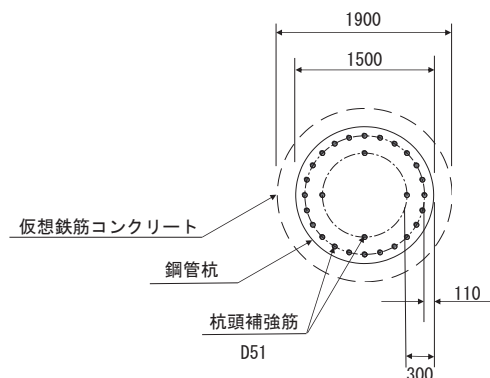


図 3-39 仮想鉄筋コンクリート断面

3.8.7 止水ジョイント部材

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

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼桁以外の構造形式（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が必要のため、止水ジョイント部材の評価結果については、添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書」にまとめて示す。

3.8.8 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. 耐震評価結果

4.1 鋼桁

4.1.1 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4-1に、最大照査値が生じた部位を図4-1～図4-6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 4-1 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)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	155	382	0.41
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	87	217	0.41
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.27	1.20	0.23
鋼桁 2 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	123	315	0.40
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	44	180	0.25
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.18	1.20	0.15
鋼桁 3 (SM490Y)	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	129	147	0.88
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	83	180	0.47
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.77	1.20	0.65
鋼桁 4 (SM570)	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	162	382	0.43
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	100	217	0.47
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.27	1.20	0.23
鋼桁 5 (SM490Y)	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	47	147	0.32
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	36	180	0.20
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.20	0.10
鋼桁 6 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	186	315	0.60
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	69	180	0.39
	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.44	1.20	0.37

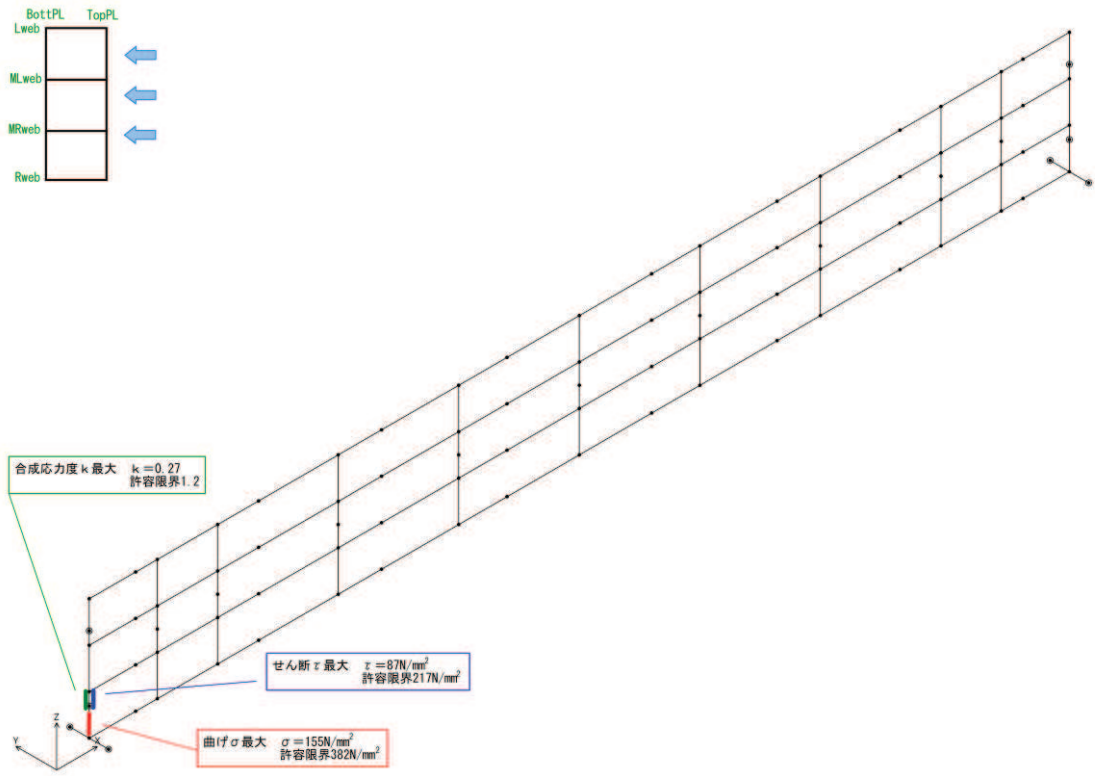


図 4-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 1）

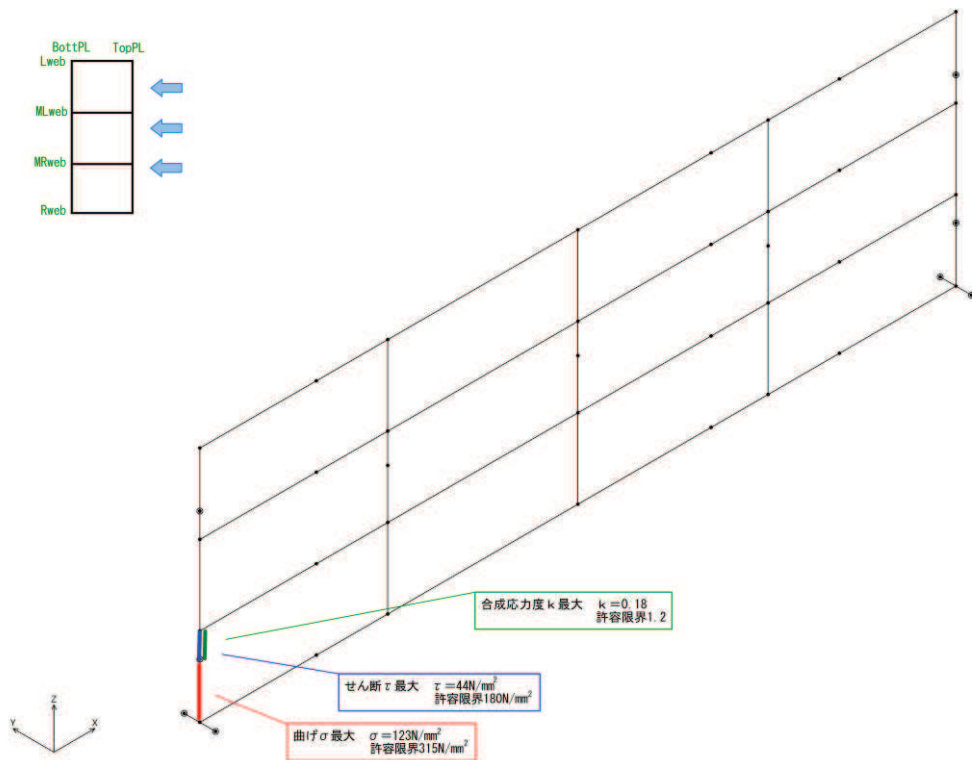


図 4-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 2）

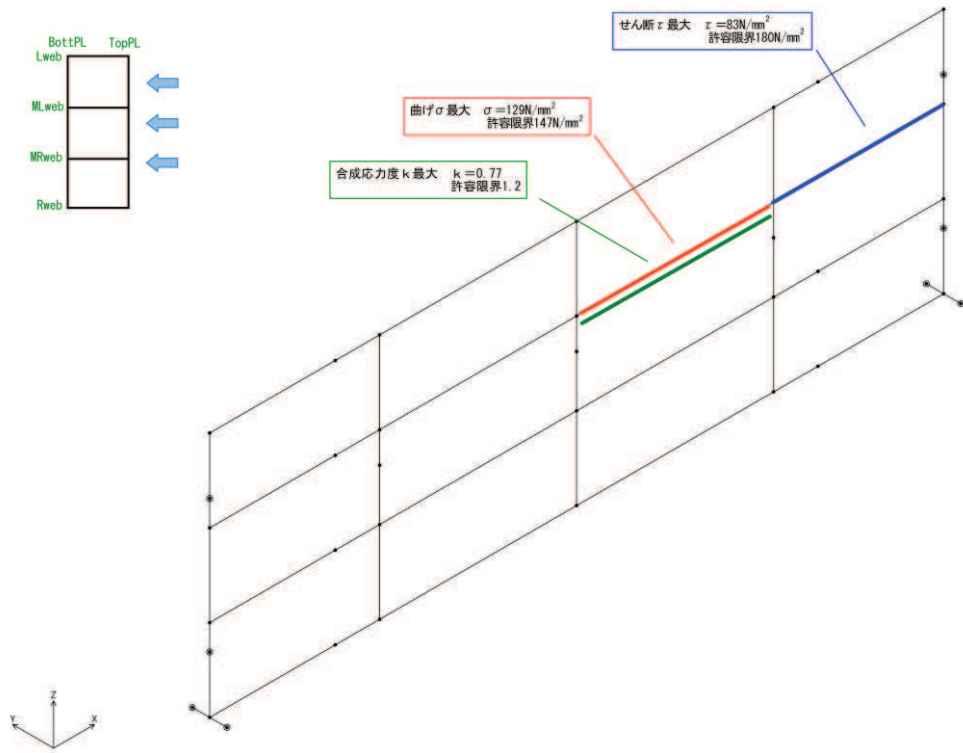


図 4-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所 (鋼桁 3)

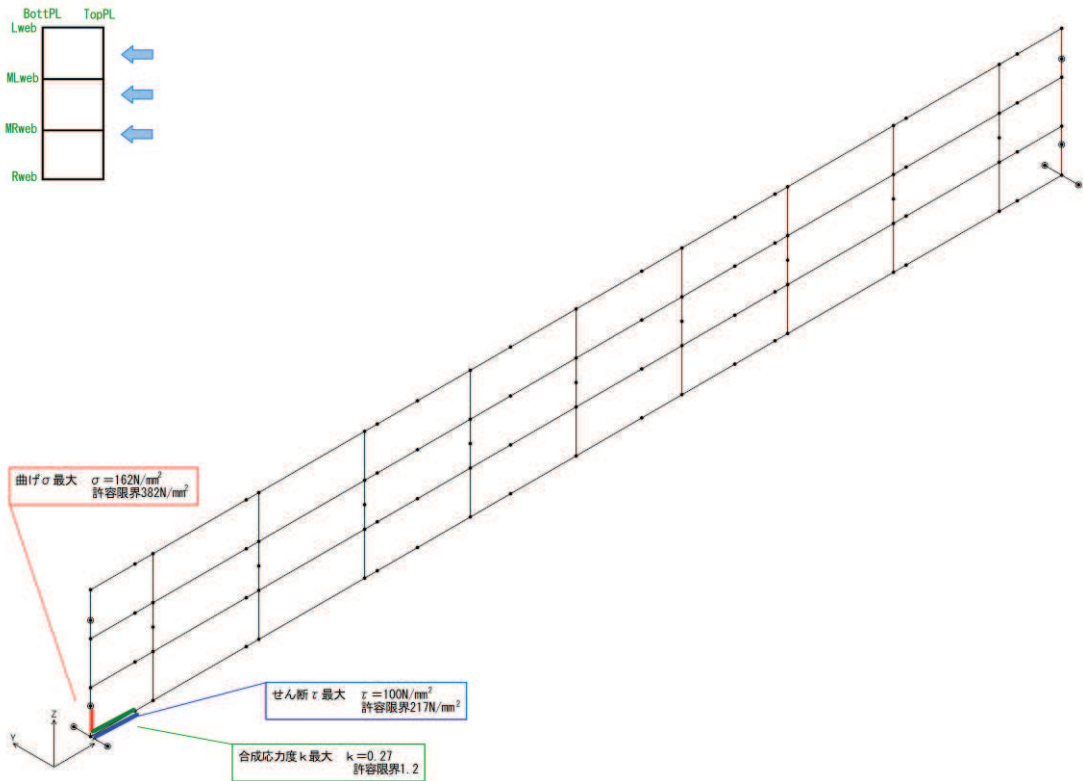


図 4-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所 (鋼桁 4)

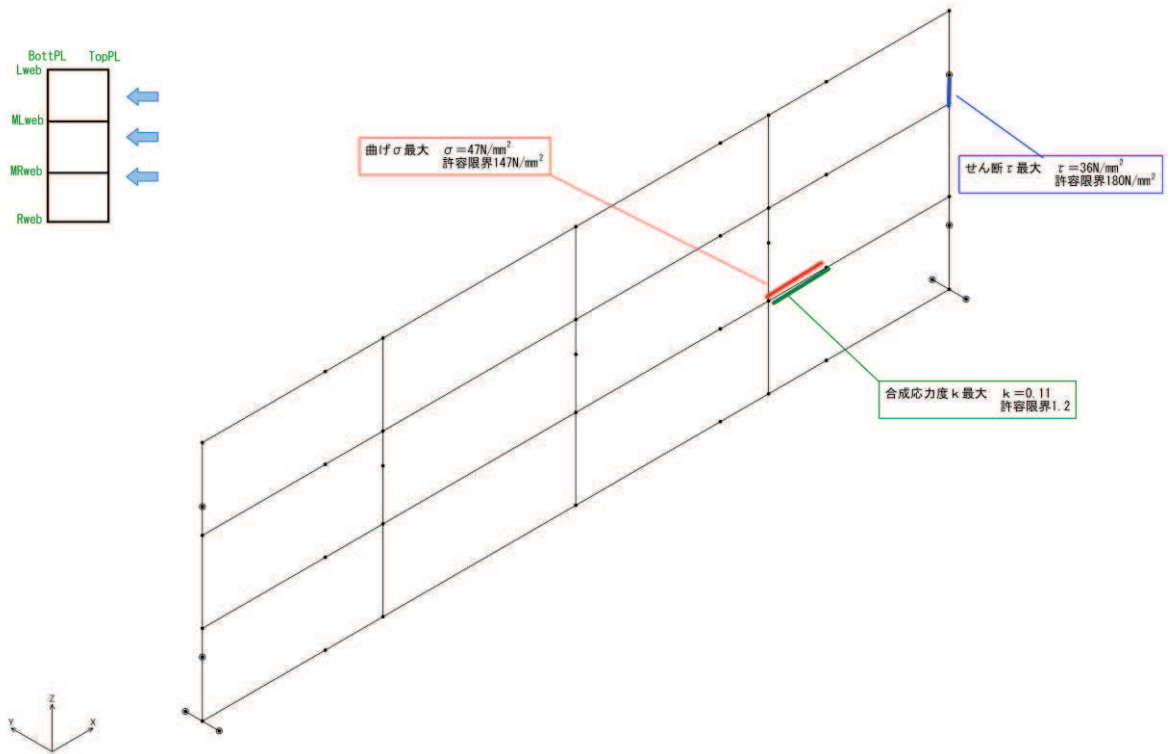


図 4-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 5）

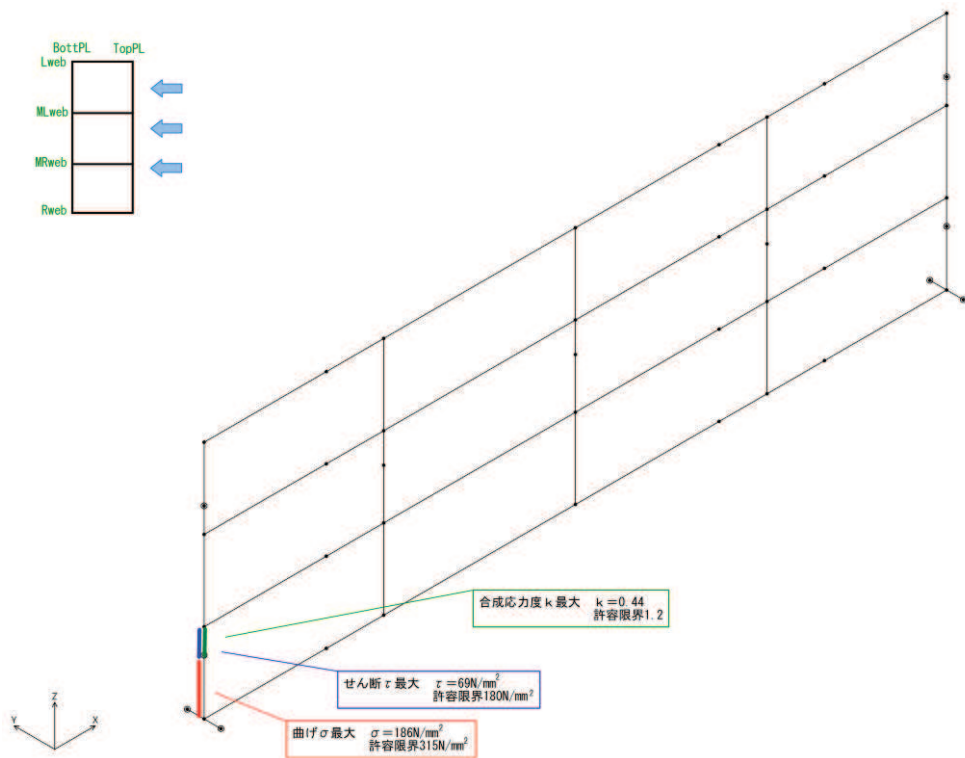


図 4-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 6）

4.1.2 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 4-2 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 4-2 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 $S_s - D 2$ (--) 水平 $S_s - D 2$ (++)	曲げ応力度 (N/mm^2)	16	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm^2)	7	217	0.04
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁 4 (SM570)	鉛直 $S_s - D 2$ (++) 水平 $S_s - F 2$ (-+)	曲げ応力度 (N/mm^2)	16	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm^2)	7	217	0.04
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

4.1.3 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 4-3 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 4-3 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 $S_s - D 2$ (--) 水平 $S_s - D 2$ (++)	曲げ応力度 (N/mm^2)	33	382	0.09
		せん断応力度 (N/mm^2)	1	217	0.01
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁 4 (SM570)	鉛直 $S_s - D 2$ (++) 水平 $S_s - F 2$ (-+)	曲げ応力度 (N/mm^2)	43	382	0.12
		せん断応力度 (N/mm^2)	1	217	0.01
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

4.2 RC 支柱

4.2.1 RC 支柱

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 4-7～図 4-12 に、照査結果を表 4-4～表 4-8 に示す。また、フーチング配筋概要図を図 4-13 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。

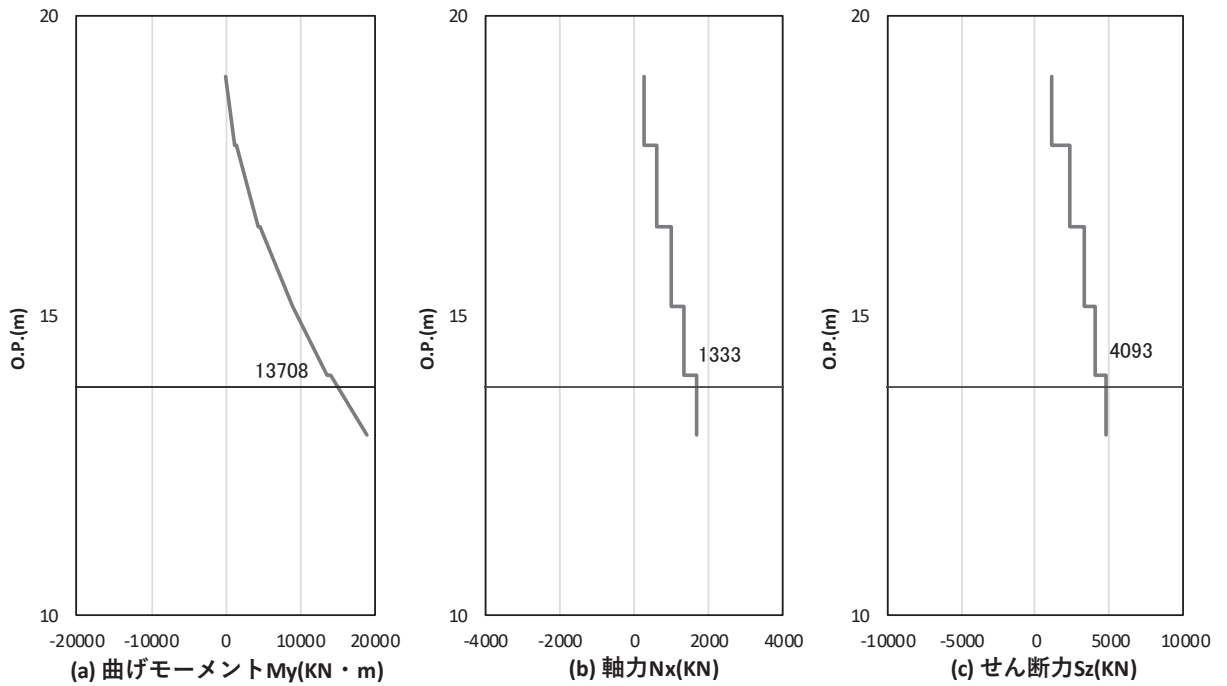


図 4-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.62s$)

解析ケース①：基本ケース

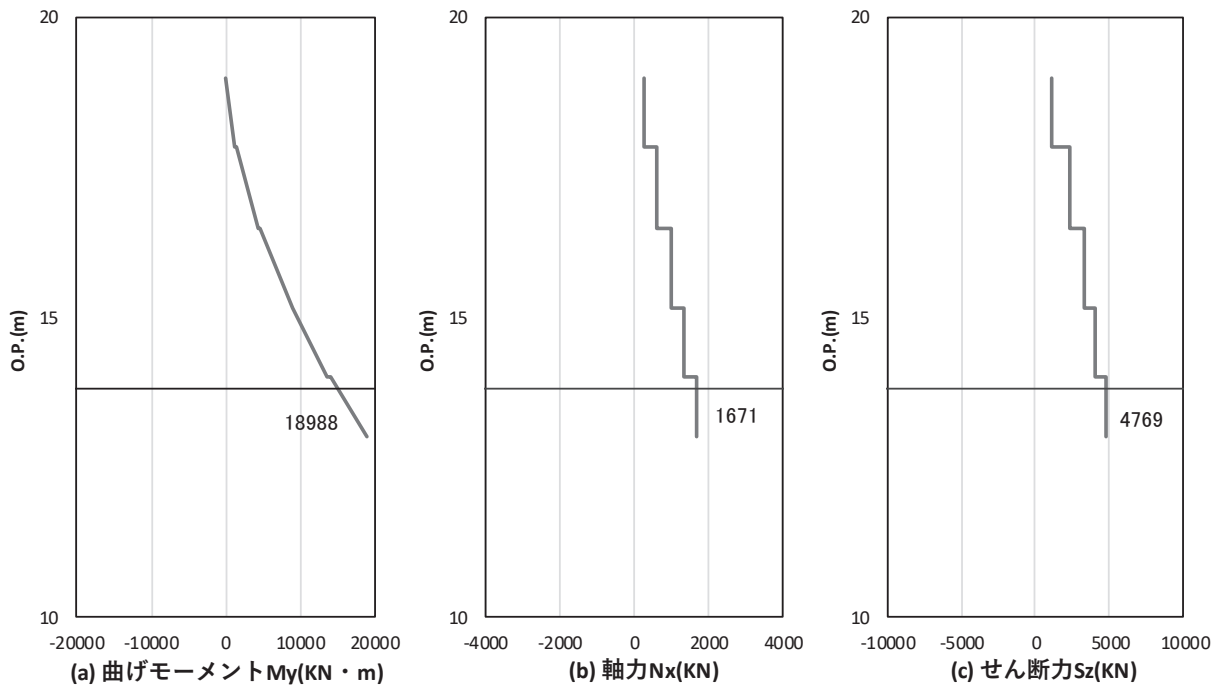


図 4-7(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.62s$)

解析ケース①：基本ケース

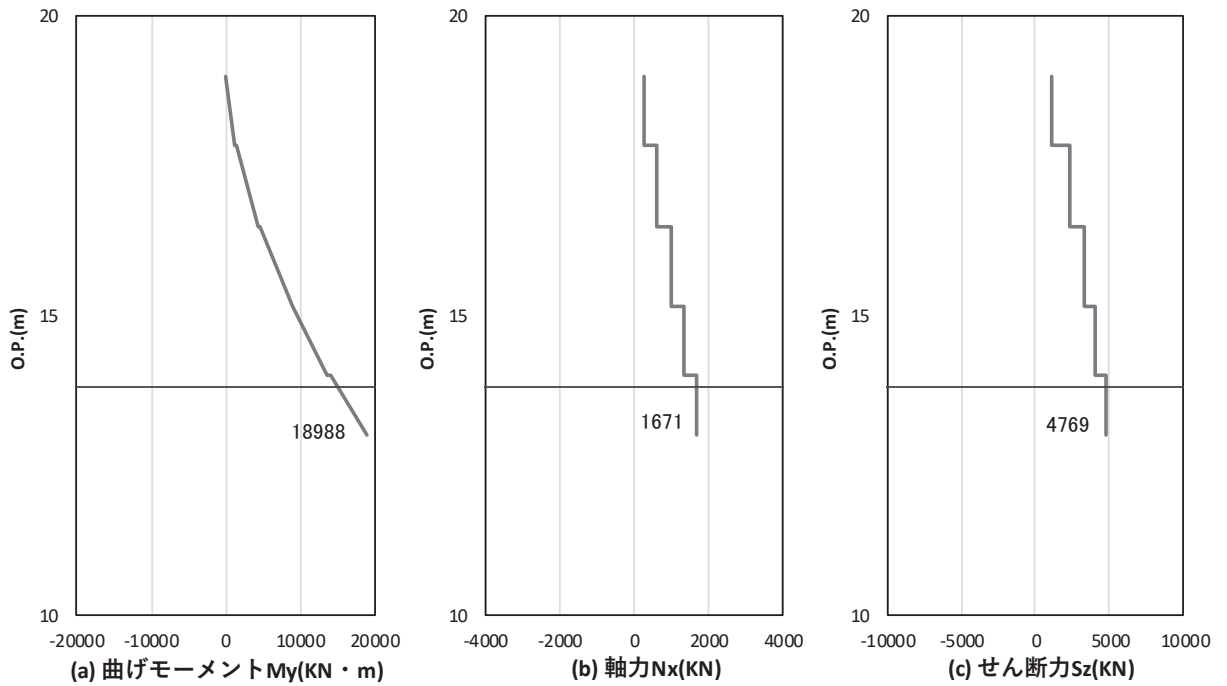


図 4-7(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6. 62s)
 解析ケース① : 基本ケース

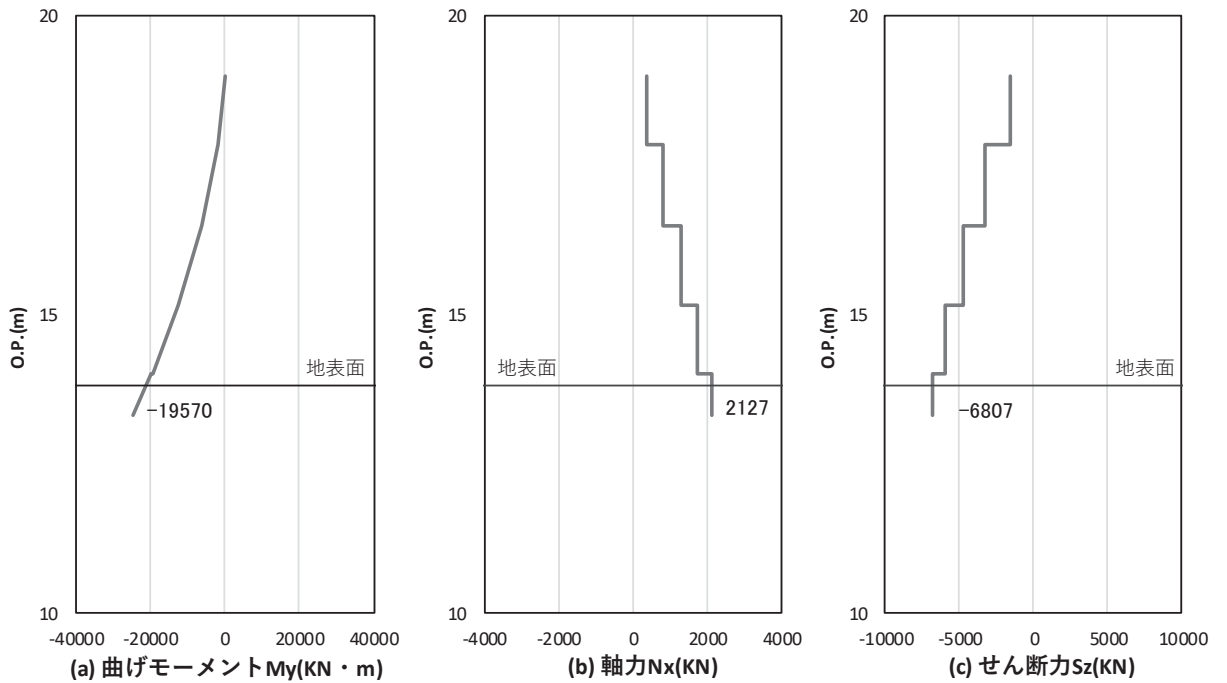


図 4-7(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6. 89s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

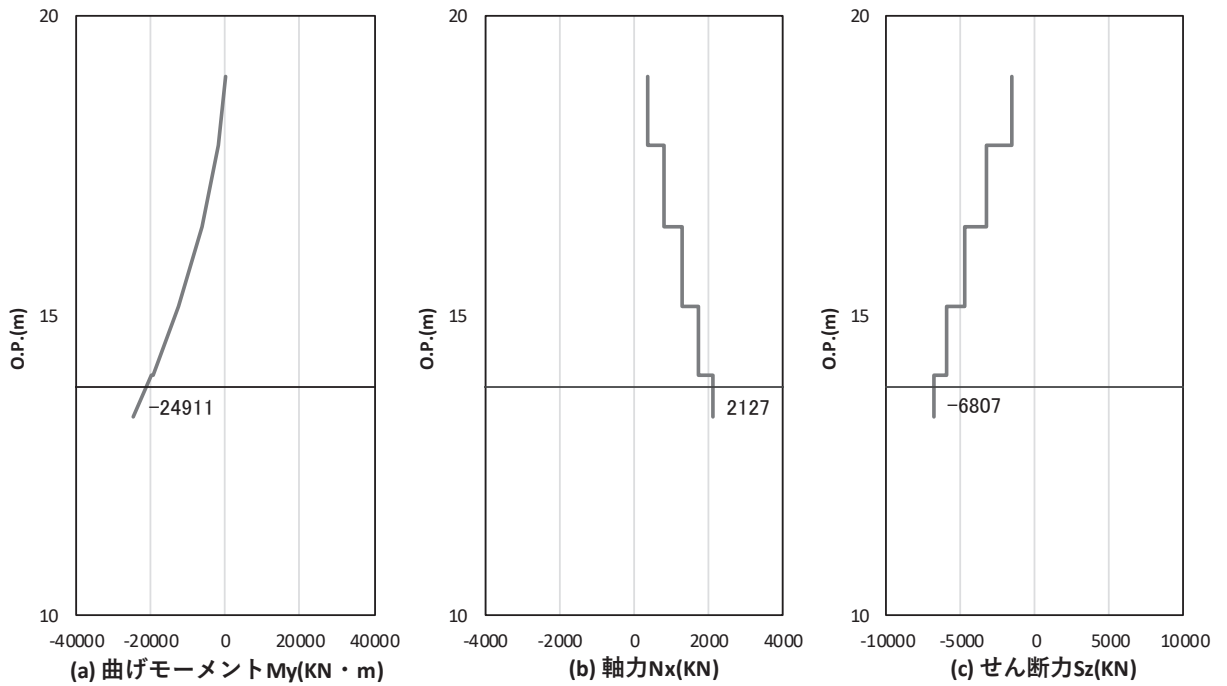


図 4-7(5) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.89s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

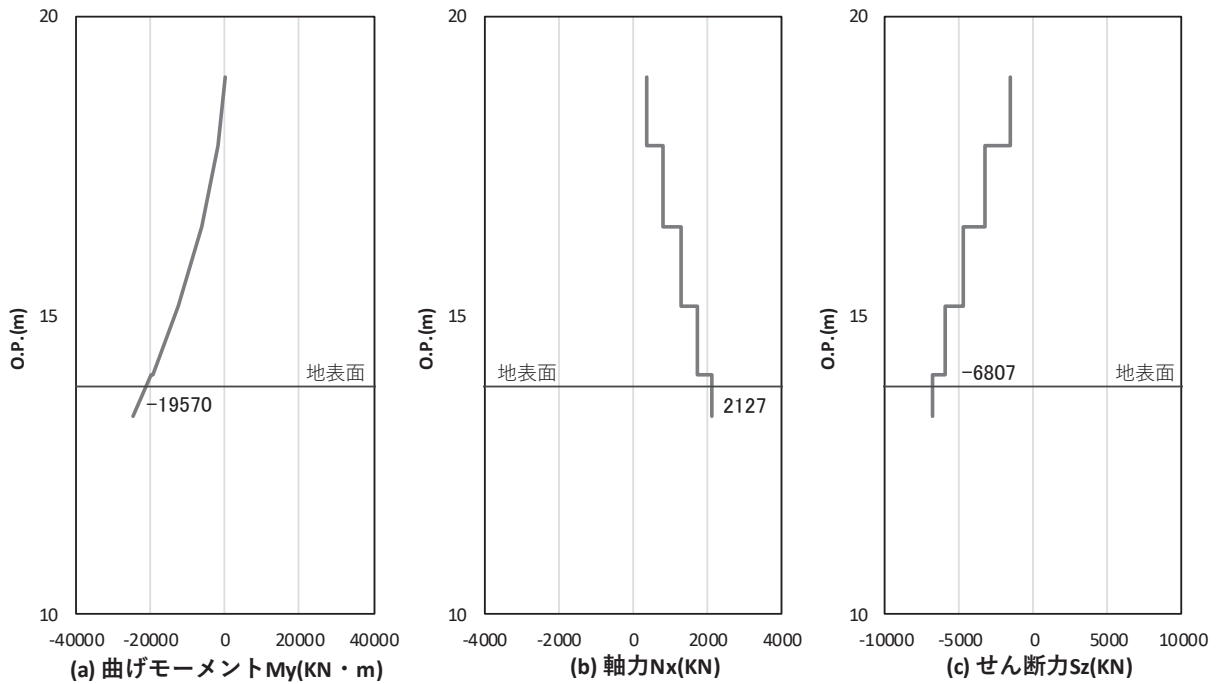


図 4-7(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.89s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

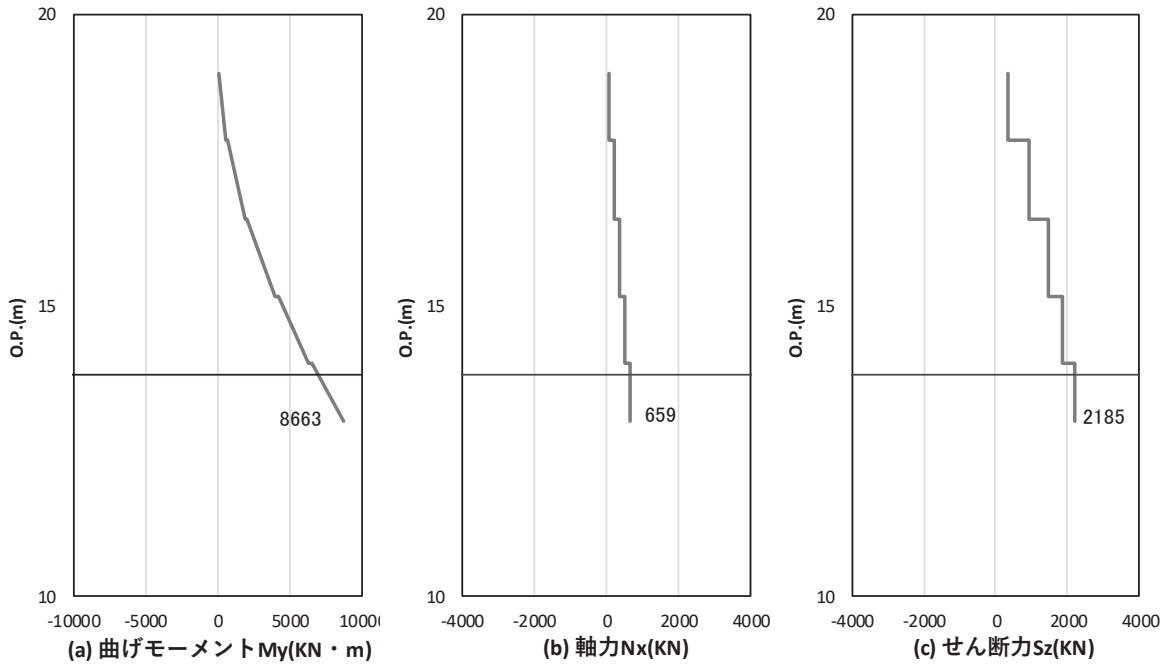


図 4-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.56s)
 解析ケース① : 基本ケース

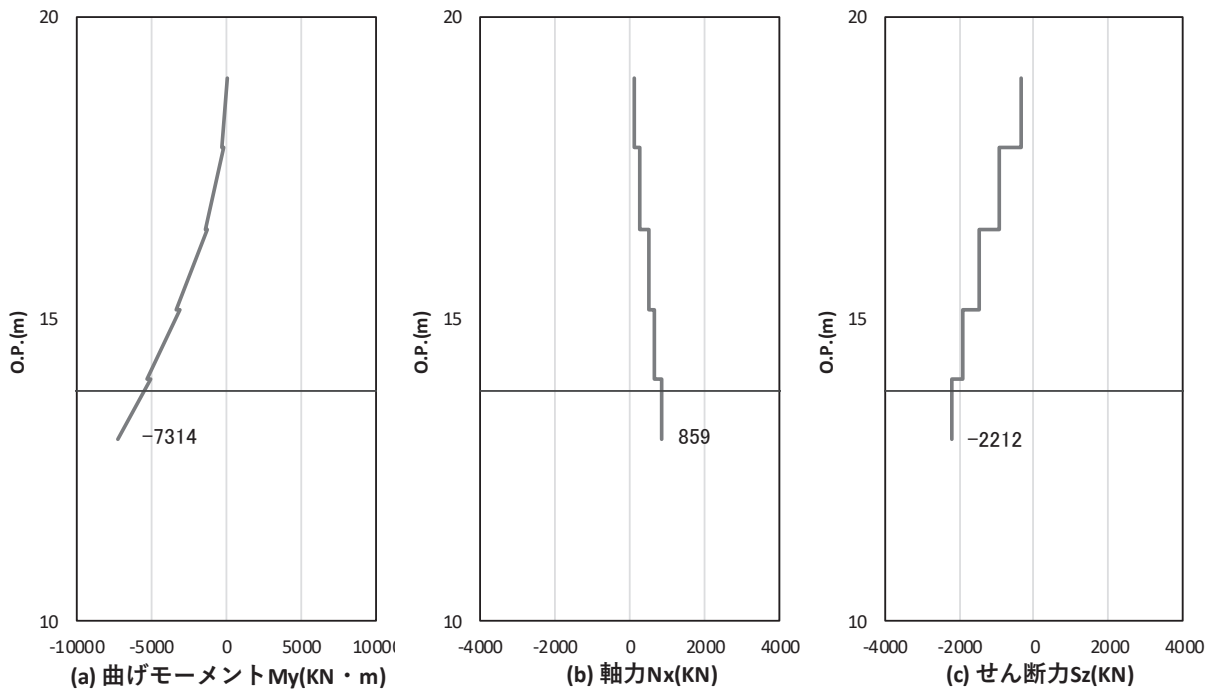


図 4-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸方向加振時, t = 7.56s)
 解析ケース① : 基本ケース

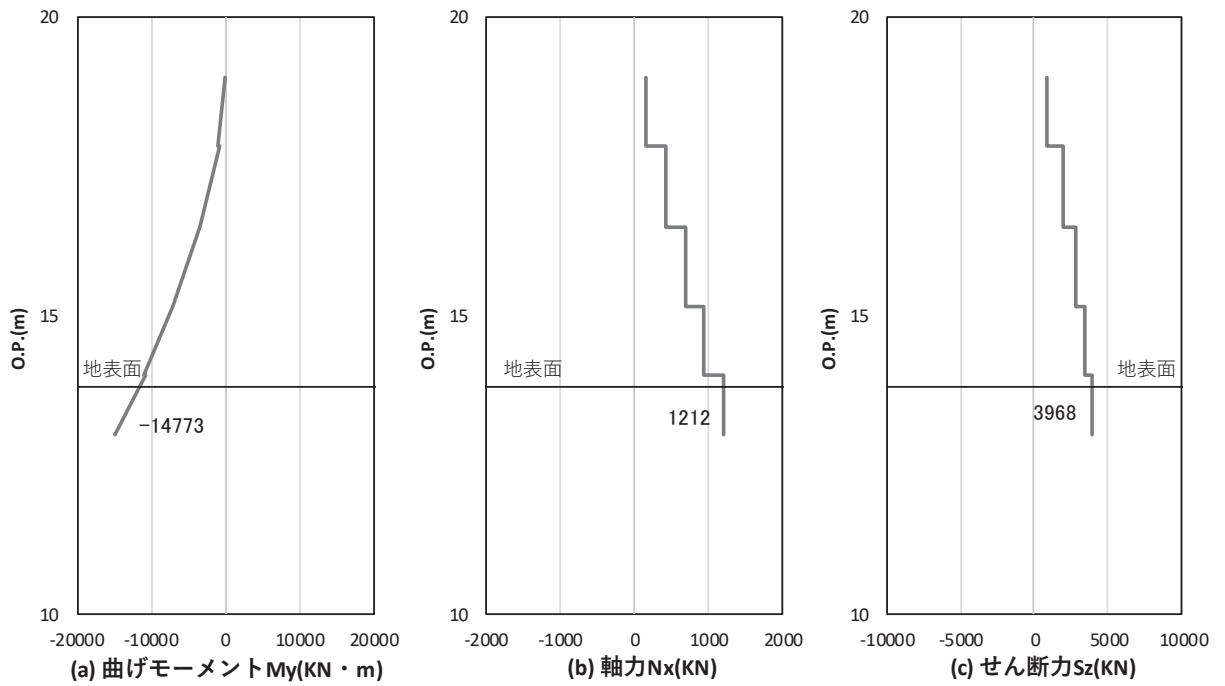


図 4-9(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸方向加振時, t = 23.98s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

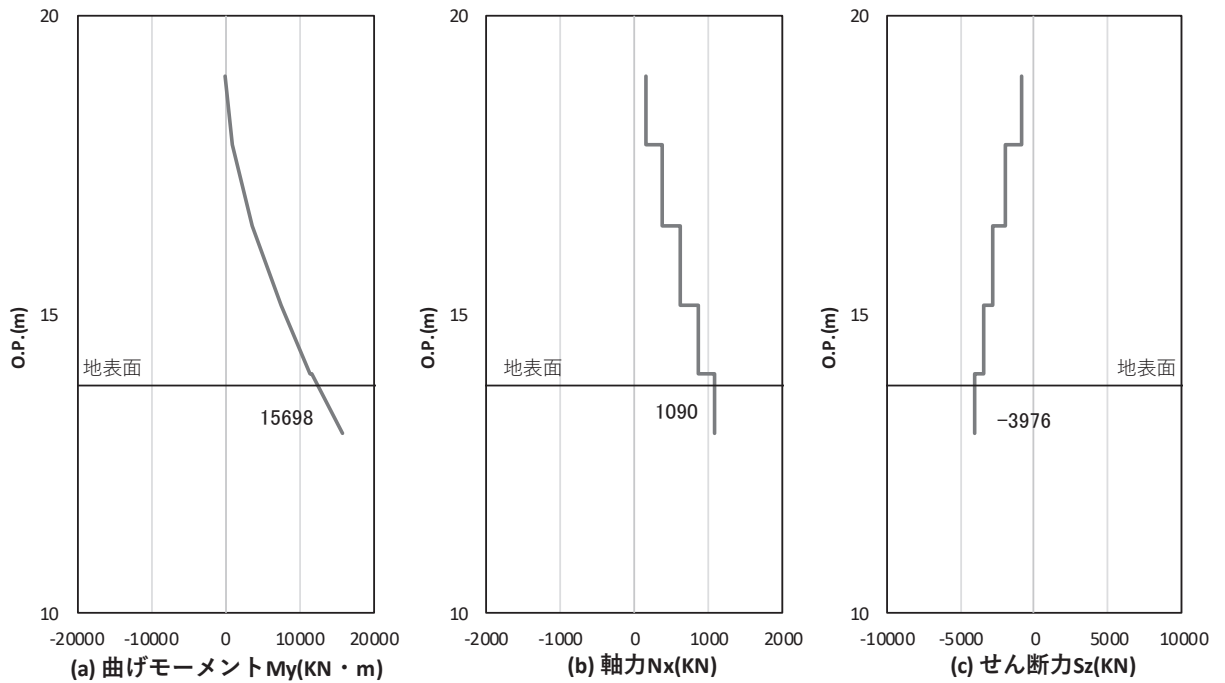


図 4-9(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (- -), 桁軸方向加振時, t = 23.98s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

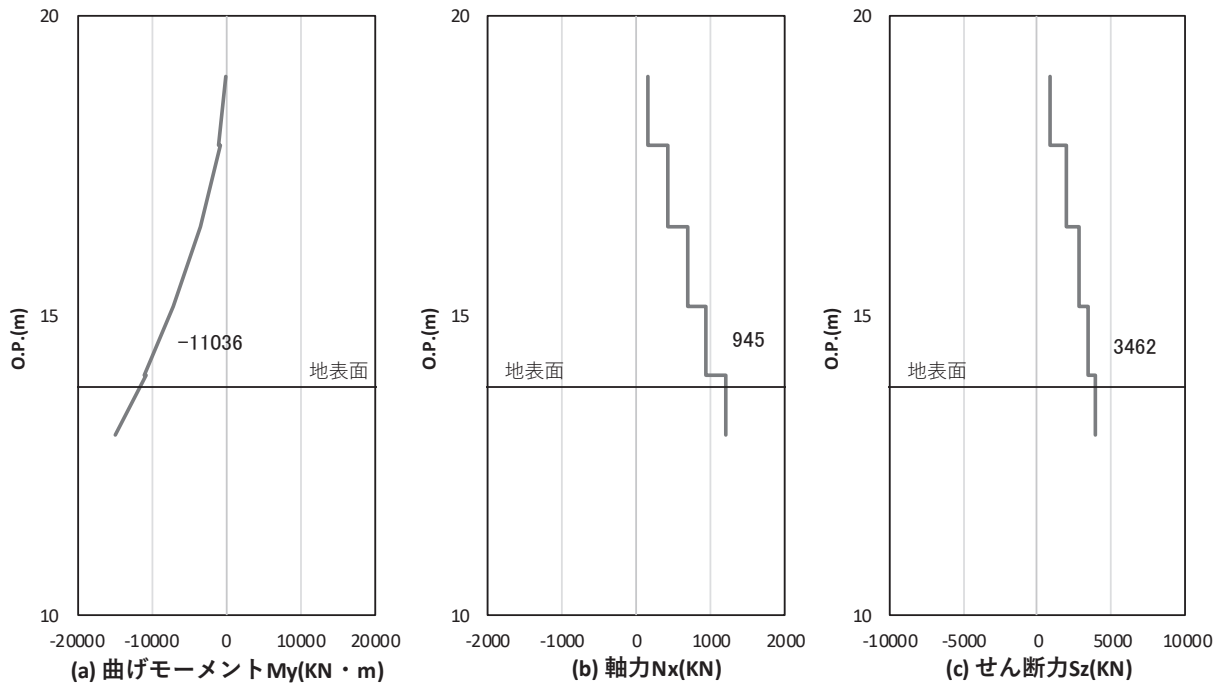


図 4-9(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, $S_s - D 2 (+)$, 桁軸方向加振時, $t = 23.98s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

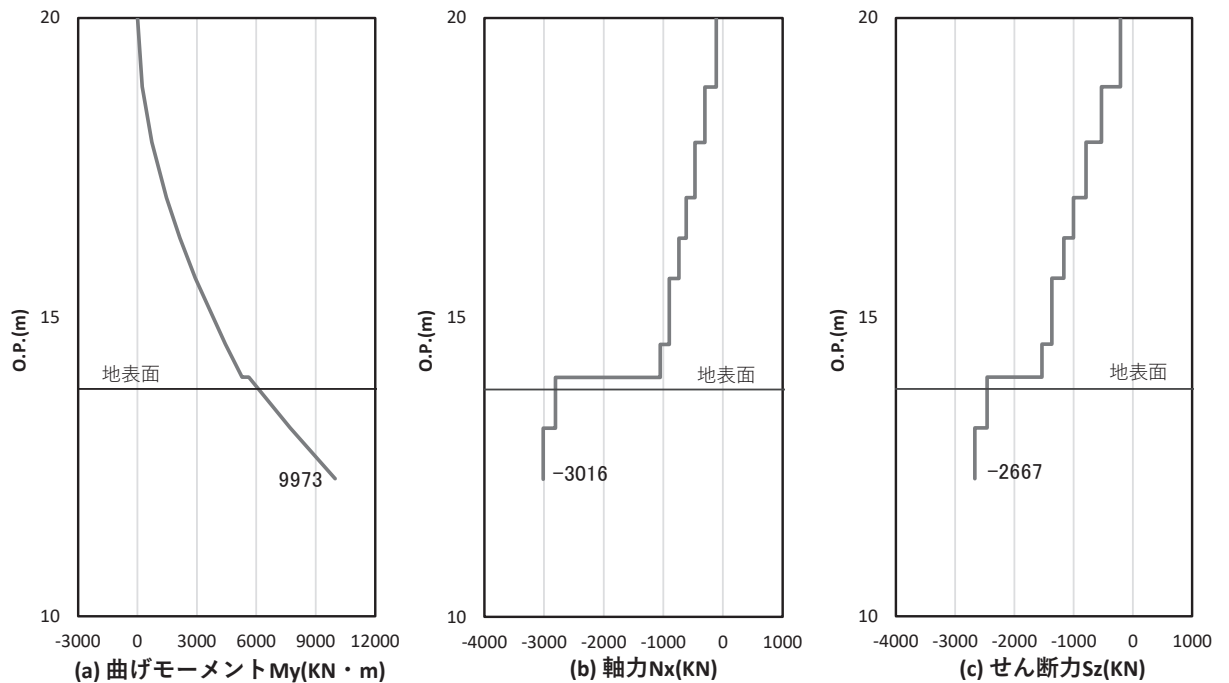


図 4-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N 1 (++)$, 桁軸方向加振時, $t = 7.57s$)
 解析ケース① : 基本ケース

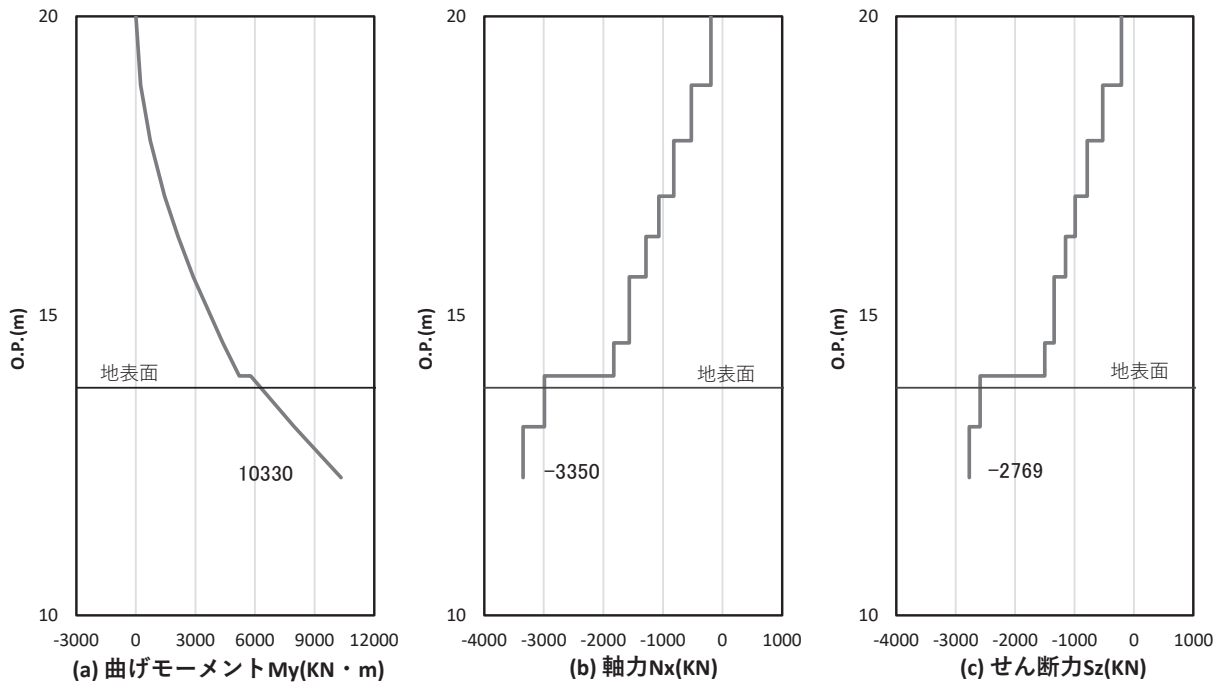


図 4-10(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - D 1 (+ -)$, 桁軸方向加振時, $t = 47.02s$)
 解析ケース① : 基本ケース

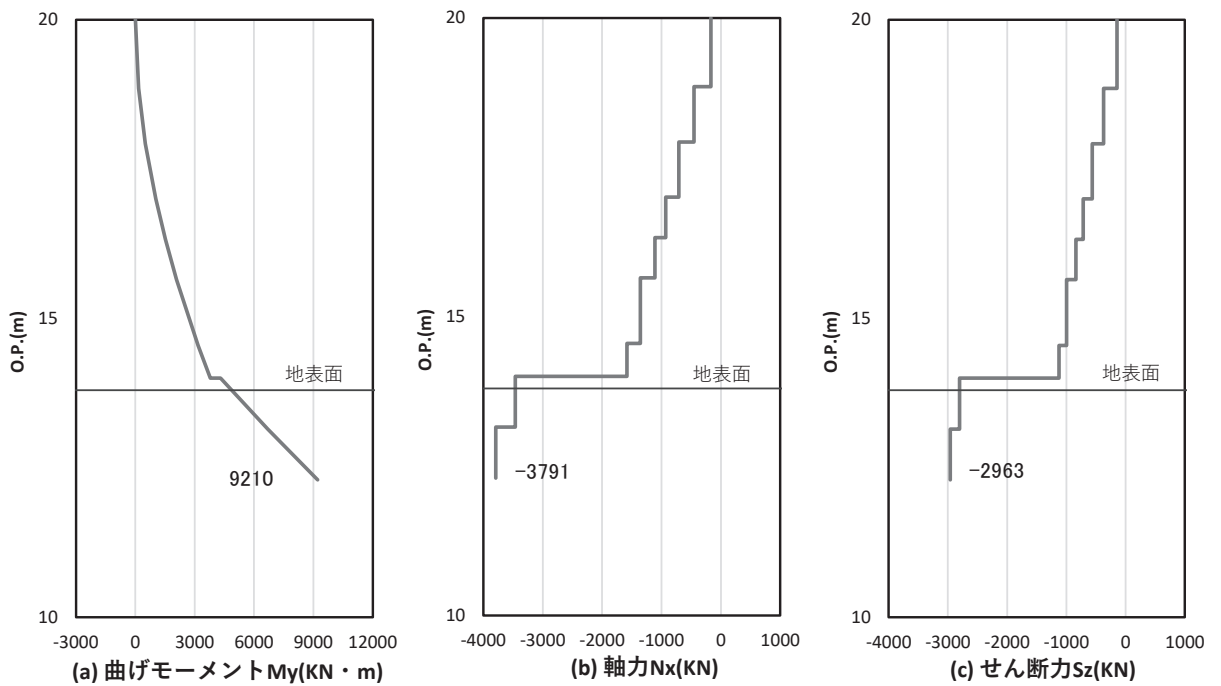


図 4-10(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - D 1 (++)$, 桁軸方向加振時, $t = 32.51s$)
 解析ケース① : 基本ケース

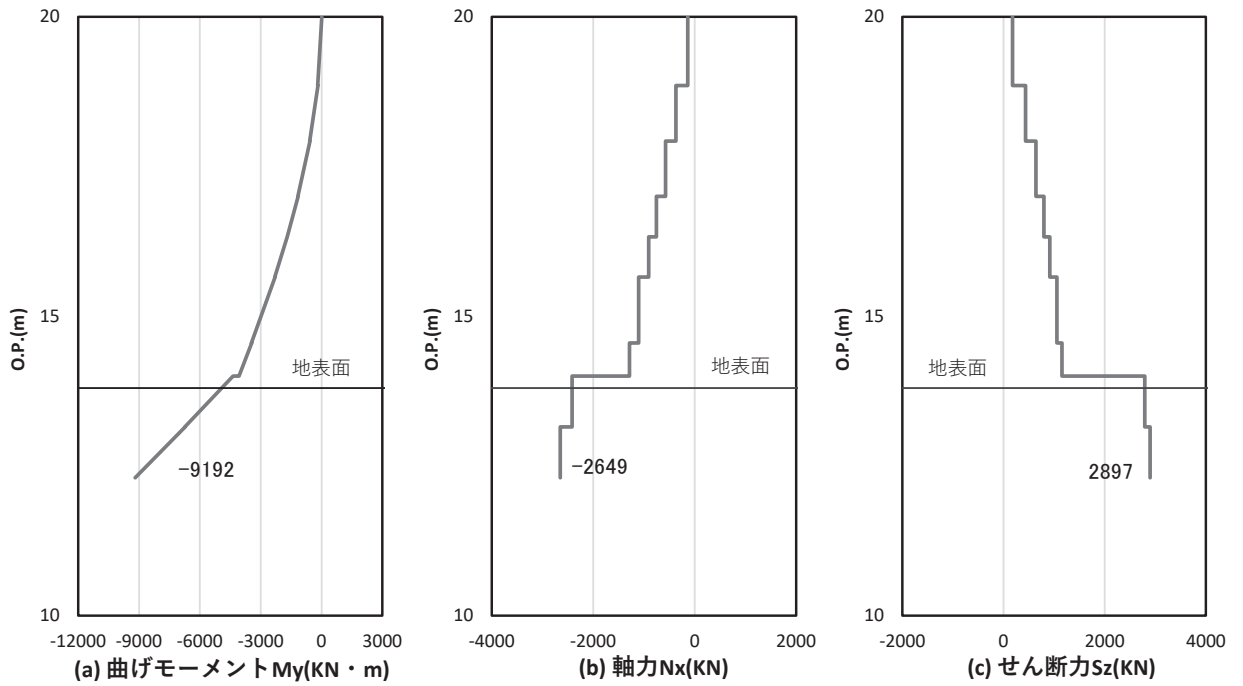


図 4-10(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 4 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸方向加振時, $t = 25.53s$)

解析ケース① : 基本ケース

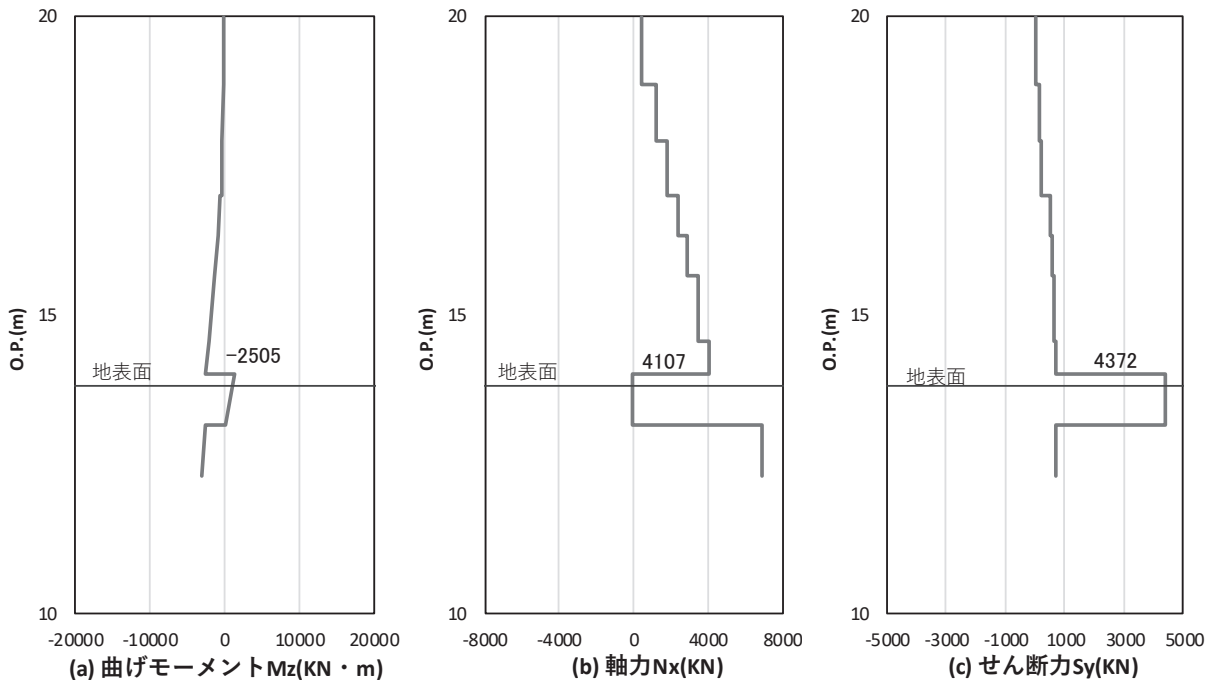


図 4-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(鋼桁 4 : 基礎 2, S s - D 1 (- -), 桁軸直交方向加振時, $t = 20.41s$)

解析ケース① : 基本ケース

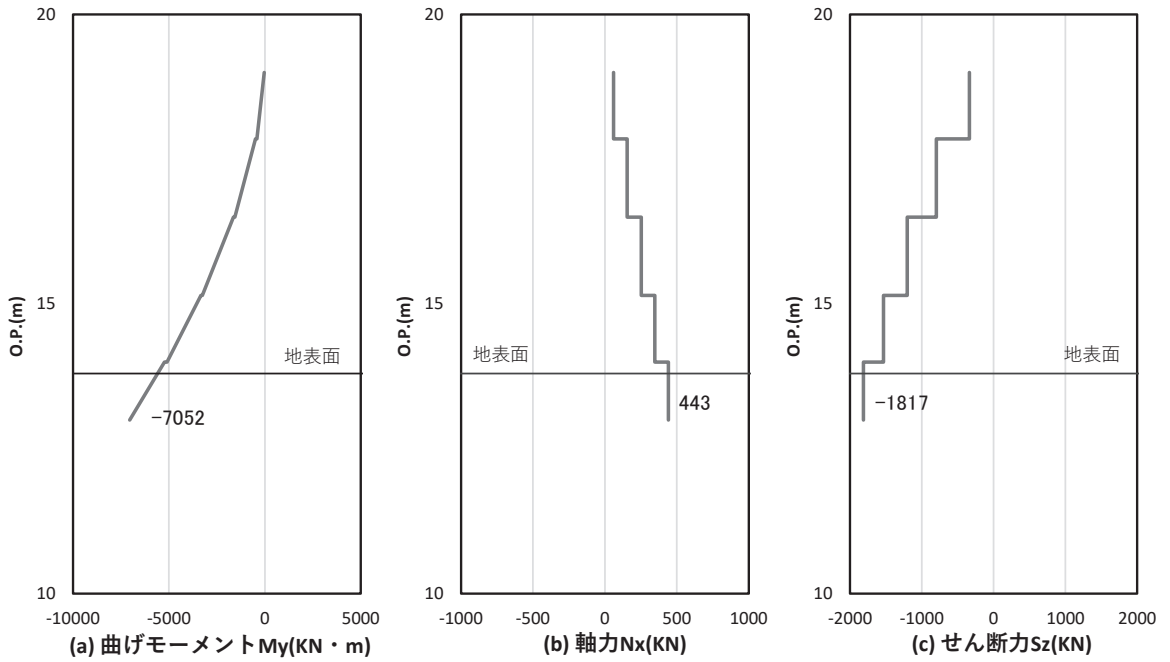


図 4-11(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸方向加振時, t = 7.57s)
 解析ケース① : 基本ケース

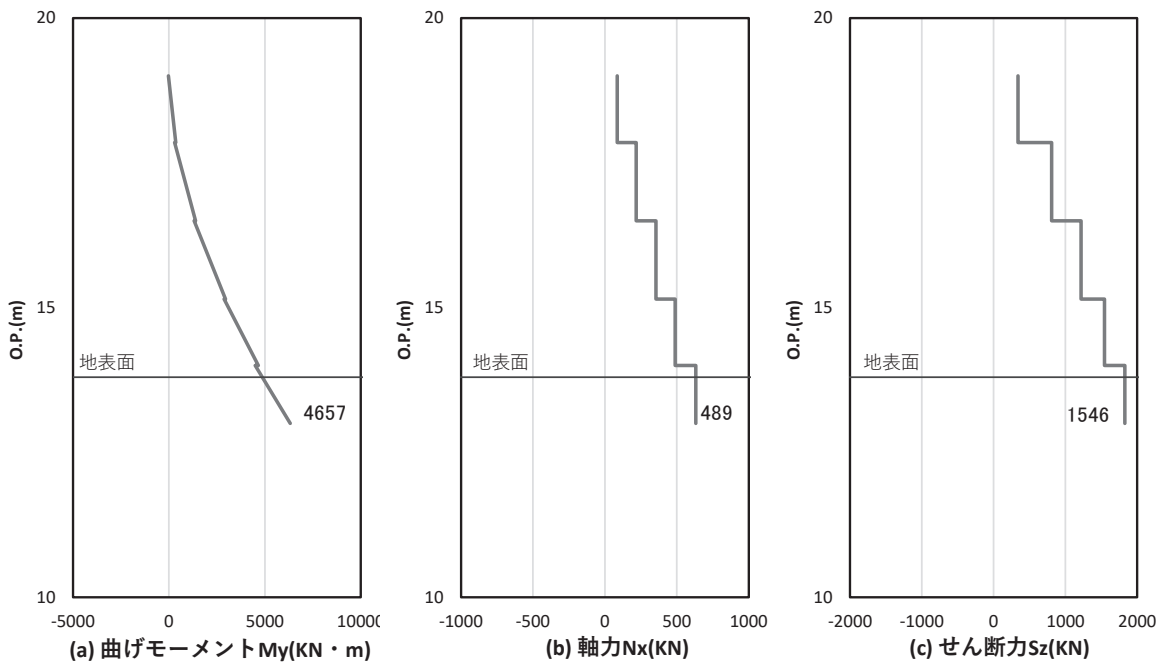


図 4-11(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (+ +), 桁軸方向加振時, t = 7.57s)
 解析ケース① : 基本ケース

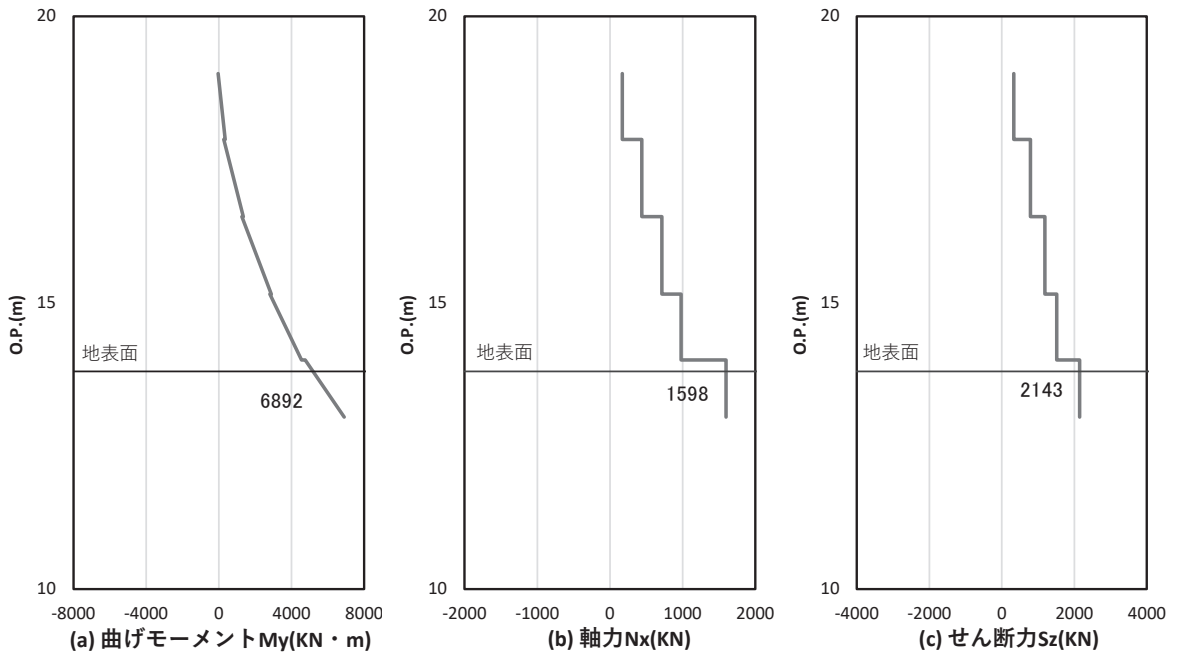


図 4-12(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N 1$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.60s$)
 解析ケース① : 基本ケース

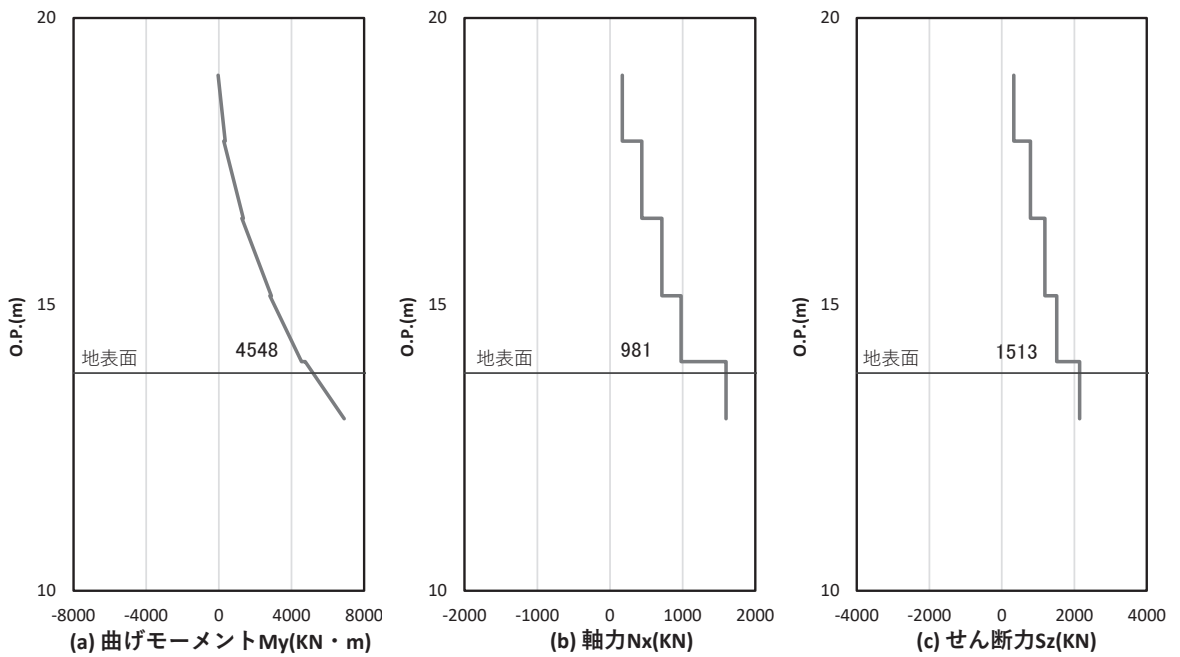


図 4-12(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N 1$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.60s$)
 解析ケース① : 基本ケース

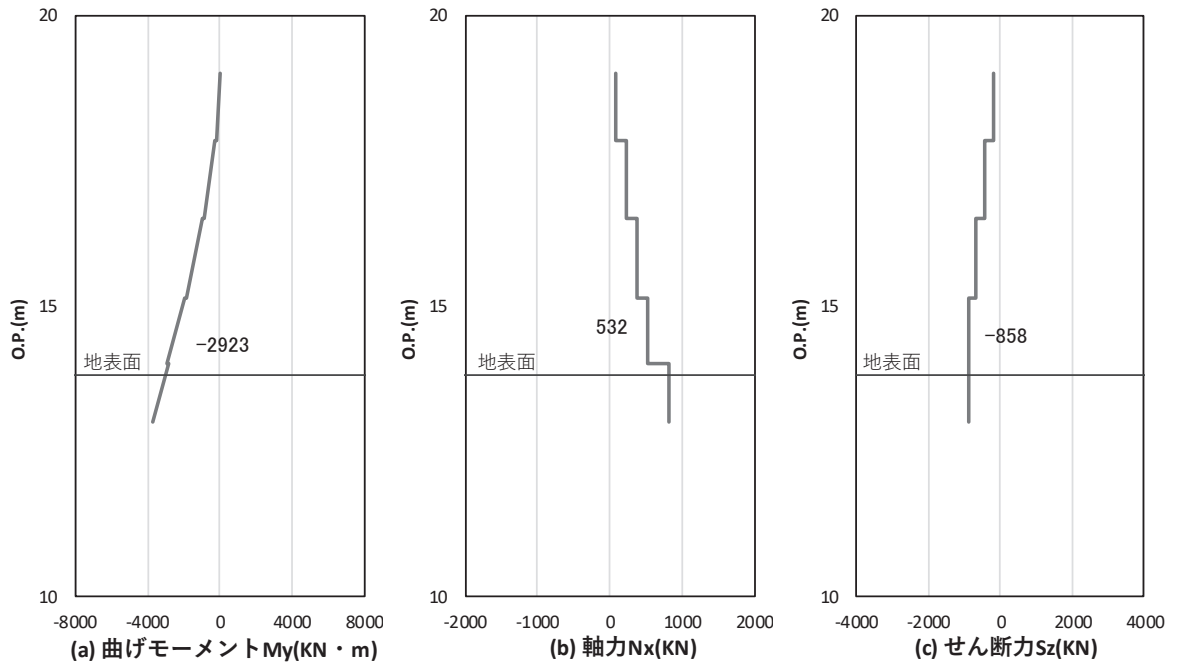


図 4-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - D_2$ (—), 桁軸方向加振時, $t = 6.87s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

表 4-4 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	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)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	M _y : 13708	2302	5.7	16.5	0.35
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	③	M _y : 19570	3925	8.1	16.5	0.50
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -8663	1736	5.5	16.5	0.34
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	M _y : -14773	1930	6.1	16.5	0.37
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -9973	4688	2.0	16.5	0.13
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	M _y : -9192	6915	1.7	16.5	0.11
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	M _y : -7052	1225	5.8	16.5	0.36
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -6892	1678	5.7	16.5	0.35

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 4-5 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)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D41 @150	M _y : -18988	194	248	435	0.58
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	③	D41 @150	M _y : -24911	-1553	346	435	0.80
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	M _y : -8663	659	214	294	0.73
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (--)	桁軸	③	D51 @150	M _y : -15698	330	199	435	0.46
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M _y : -10330	-1554	126	294	0.43
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M _y : -9192	-1341	112	294	0.39
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D51 @300	M _y : -7052	415	225	294	0.77
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	M _y : -6892	579	228	294	0.78

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 4-6 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 s - D 2 (++)	桁軸	①	D32 @150	4769	5008	17693	0.29
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	③	D32 @150	6807	7148	17094	0.42
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (+-)	桁軸	①	D25 @300	2212	2323	5457	0.43
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	D25 @300	3462	3636	10191	0.36
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	2963	3112	20396	0.16
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (--)	桁軸 直交	①	D32 @150	4372	4591	25774	0.18
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D25 @150	1546	1624	7555	0.22
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D25 @300	1513	1589	5228	0.31

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 4-7 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 s - D 2 (++)	①	D41 @150	1860	22	29	51	435	0.12
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	①	D41 @150	1946	23	43	66	435	0.16
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	①	D32 @150	316	7	23	30	294	0.11
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	①	D51 @150	1793	18	50	68	435	0.16
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	①	D35 @150	3139	29	30	59	294	0.21
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	①	D35 @150	3053	28	30	58	294	0.20
鋼桁 5 (基礎 1)	S s - D 2 (+-)	①	D51 @300	397	12	40	52	294	0.18
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	①	D32 @150	344	13	45	58	294	0.20

表 4-8 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 s - D 2 (++)	①	D32 @150	1860	32	0	32	294	0.11
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	①	D32 @150	1946	34	0	34	294	0.12
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	①	D25 @300	316	23	0	23	294	0.08
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	①	D25 @300	1793	121	0	121	294	0.42
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	①	D32 @150	3139	30	0	30	294	0.11
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	①	D32 @150	3053	29	0	29	294	0.10
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	①	D25 @150	443	26	0	26	294	0.09
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	①	D25 @300	344	40	0	40	294	0.14

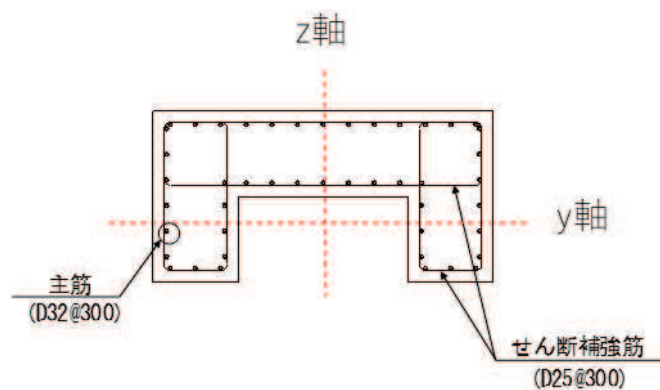


図 4-13 RC 支柱配筋概要図（鋼桁 2 の例）

4.2.2 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4-9～表4-11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4-9 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 s-D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 653 Mz : 604	1.9	16.5	0.12
鋼桁1 (基礎2)	S s-D 2 (++)	桁軸 直交	③	My : 283 Mz : 366	1.0	16.5	0.07
鋼桁2 (基礎1)	S s-D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 414 Mz : 730	1.5	16.5	0.10
鋼桁3 (基礎2)	S s-D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 619 Mz : 207	1.0	16.5	0.07
鋼桁4 (基礎2)	S s-D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 17 Mz : 103	0.1	16.5	0.01
鋼桁5 (基礎1)	S s-D 2 (++)	桁軸 直交	①	My : 284 Mz : 318	1.3	16.5	0.08
鋼桁6 (基礎2)	S s-D 3 (++)	桁軸 直交	①	My : 243 Mz : 338	1.2	16.5	0.08

表 4-10 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 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 653 Mz : 604	90	294	0.31
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 283 Mz : 366	42	294	0.15
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 414 Mz : 730	61	294	0.21
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	②	D29 @300	My : 631 Mz : 195	53	294	0.18
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	D29 @300	My : 17 Mz : 103	2	294	0.01
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 300 Mz : 301	54	294	0.19
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 260 Mz : 319	48	294	0.17

表 4-11 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 s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	552	580	4086	0.15
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	③	D22 @300	423	445	5557	0.09
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	351	369	4673	0.08
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	②	D22 @300	1032	1084	9408	0.12
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @600	59	62	19421	0.01
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	322	339	3777	0.09
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	279	293	3777	0.08

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)

4.3.3 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 4-12～表 4-14 に示す。この結果から、RC 支柱（張出部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-12 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 s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 931	2.7	16.5	0.17
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 972	2.5	16.5	0.16
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 123	0.7	16.5	0.05
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 683	3.9	16.5	0.24
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 1181	2.7	16.5	0.17
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 1151	2.6	16.5	0.16
鋼桁 5 (基礎 1)	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	M _y : 175	1.7	16.5	0.11
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 132	1.2	16.5	0.08

表 4-13 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 ($kN \cdot m$)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D32 @150	$M_y : 931$	91	435	0.21
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D32 @150	$M_y : 972$	83	435	0.20
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	$M_y : 123$	39	435	0.09
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	$M_y : 683$	217	435	0.50
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @150	$M_y : 1181$	144	435	0.34
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @150	$M_y : 1151$	141	435	0.33
鋼桁 5 (基礎 1)	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	D25 @150	$M_y : 175$	52	435	0.12
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	$M_y : 134$	57	435	0.14

表 4-14 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 s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	1241	1304	12357	0.11
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	1295	1360	12357	0.12
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	245	258	3384	0.08
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	1366	1435	3860	0.38
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @150	1575	1654	12726	0.13
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @150	1535	1612	12359	0.14
鋼桁 5 (基礎 1)	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	D25 @300	349	367	2565	0.15
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	268	282	2685	0.11

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)

4.3 水平支承・鉛直支承

4.4.1 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の照査結果を表 4-15 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 4-15(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 (鉛直支承)	S s - D 2 (--)	桁軸 方向	5091	23	194	0.12
鋼桁 2 (鉛直支承)	S s - D 2 (+-)	桁軸 方向	2625	31	70	0.45
鋼桁 3 (水平支承)	S s - D 2 (-+)	桁軸 方向	1219	15	70	0.22
鋼桁 4 (鉛直支承)	S s - D 2 (++)	桁軸 方向	7186	31	194	0.16
鋼桁 5 (鉛直支承)	S s - D 2 (++)	桁軸 方向	1533	18	70	0.26
鋼桁 6 (鉛直支承)	S s - D 2 (-+)	桁軸 方向	3886	46	70	0.66

表 4-15(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 s - D 2 (-+)	136	250	0.55
鋼桁 2 (鉛直支承)	S s - N 1 (++)	38	250	0.16
鋼桁 3 (鉛直支承)	S s - D 2 (-+)	60	250	0.24
鋼桁 4 (鉛直支承)	S s - D 1 (-+)	87	250	0.35
鋼桁 5 (鉛直支承)	S s - N 1 (-+)	40	250	0.16
鋼桁 6 (鉛直支承)	S s - N 1 (-+)	48	250	0.20

4.4.2 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4-16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4-16 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 _s -D2 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	141	172	0.82
鋼桁2 (SD345)	S _s -N1 (++)	せん断応力度 (N/mm ²)	82	172	0.48
鋼桁3 (SD345)	S _s -D2 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	129	172	0.75
鋼桁4 (SD345)	S _s -D1 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	90	172	0.53
鋼桁5 (SD345)	S _s -N1 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	86	172	0.50
鋼桁6 (SD345)	S _s -N1 (-+)	せん断応力度 (N/mm ²)	104	172	0.61

4.4 上揚力反力梁

4.4.1 上揚力反力梁（本体）

上揚力反力梁（本体）における曲げ軸力及びせん断破壊に対する照査結果を表4-17に示す。この結果から、上揚力反力梁における発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表4-17(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)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	105	382	0.28
		せん断応力度 (N/mm ²)	13	217	0.06
		合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
鋼桁2 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	10	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁3 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	36	315	0.12
		せん断応力度 (N/mm ²)	5	180	0.03
		合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
鋼桁4 (SM570)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	186	382	0.49
		せん断応力度 (N/mm ²)	23	217	0.11
		合成応力度 (-)	0.25	1.2	0.21

表 4-17(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)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	11	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm^2)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁 6 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm^2)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

4.4.2 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・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4-18 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 4-18 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)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	112	382	0.30
鋼桁 2 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	315	0.04
鋼桁 3 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	29	315	0.10
鋼桁 4 (SM570)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	194	382	0.51
鋼桁 5 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	315	0.04
鋼桁 6 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	315	0.04

4.4.3 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4-19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4-19(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)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	118	382	0.31
		せん断応力度 (N/mm ²)	24	217	0.12
		合成応力度 (-)	0.11	1.2	0.10
鋼桁2 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	315	0.03
		せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁3 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	26	315	0.09
		せん断応力度 (N/mm ²)	5	180	0.03
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁4 (SM570)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	211	382	0.56
		せん断応力度 (N/mm ²)	43	217	0.20
		合成応力度 (-)	0.35	1.2	0.30

表 4-19(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)	6 (G - 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	315	0.03
		せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁 6 (SM490Y)	6 (G - 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	315	0.03
		せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

4.4.4 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 4-20 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 4-20 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)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	145	453	0.33
鋼桁 2 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	6	201	0.03
鋼桁 3 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	22	201	0.11
鋼桁 4 (SM570)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	260	453	0.58
鋼桁 5 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	6	201	0.03
鋼桁 6 (SM490Y)	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	6	201	0.03

4.4.5 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4-21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4-21(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)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	106	382	0.28
		せん断応力度 (N/mm ²)	10	217	0.05
		合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
鋼桁2 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	10	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm ²)	1	180	0.01
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁3 (SM490Y)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	34	315	0.11
		せん断応力度 (N/mm ²)	3	180	0.02
		合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
鋼桁4 (SM570)	6 (G-0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	190	382	0.50
		せん断応力度 (N/mm ²)	18	217	0.09
		合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22

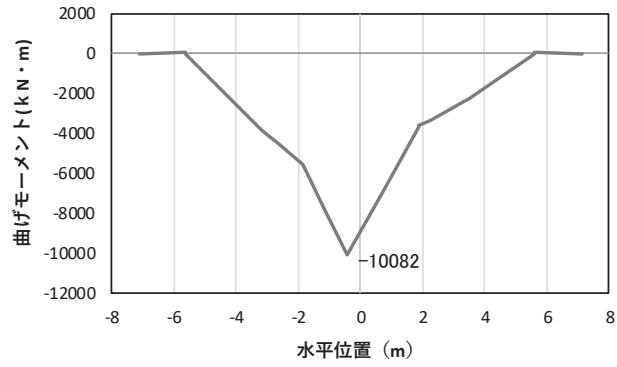
表 4-21(2) 上揚力反力梁（アンカープレート）の照査結果

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)	6 (G - 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	10	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm ²)	1	180	0.01
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
鋼桁 6 (SM490Y)	6 (G - 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	10	315	0.04
		せん断応力度 (N/mm ²)	1	180	0.01
		合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

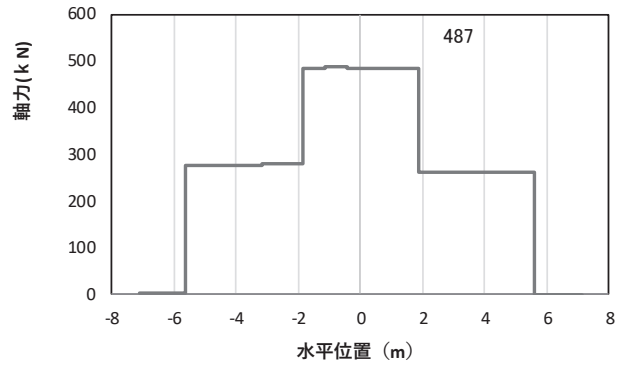
4.5 フーチング

4.5.1 フーチング

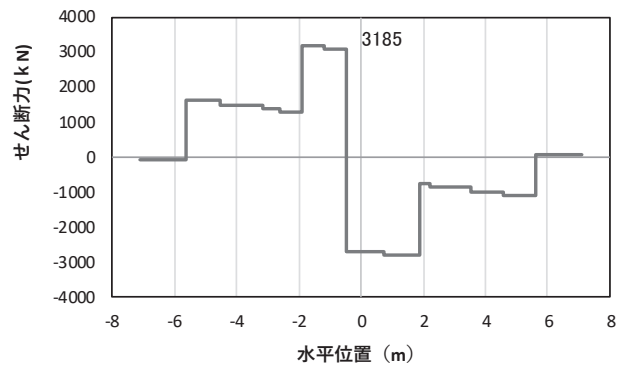
フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-14～図 4-19 に、照査結果を表 4-22～表 4-27 に示す。また、フーチング配筋概要図を図 4-20 に示す。
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント My (KN · m)



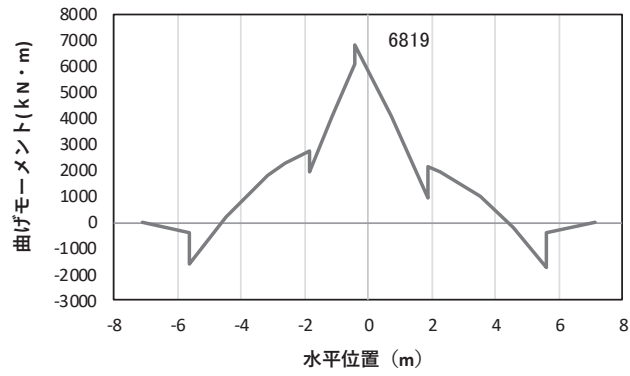
(b) 軸力 Nx (KN)



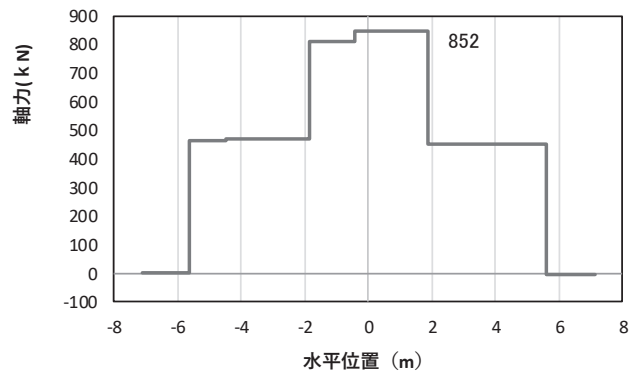
(c) せん断力 Sz (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

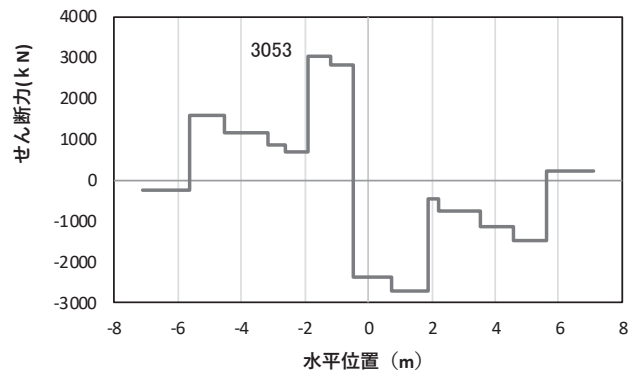
図 4-14 (1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 14.14s$, M_y 最大)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(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)

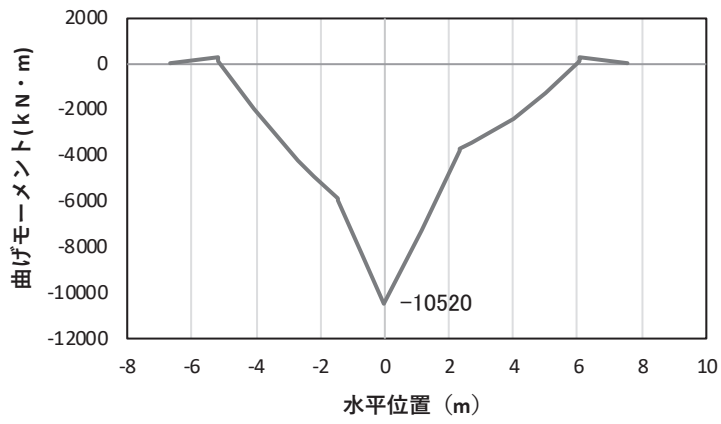
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-14(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

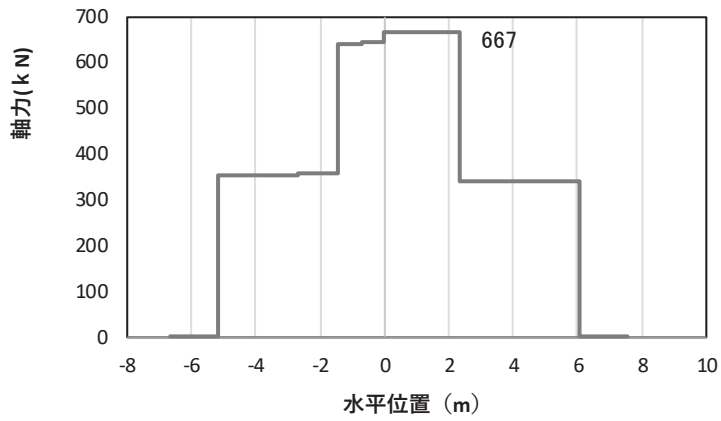
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 9.93s$, M_z 最大)

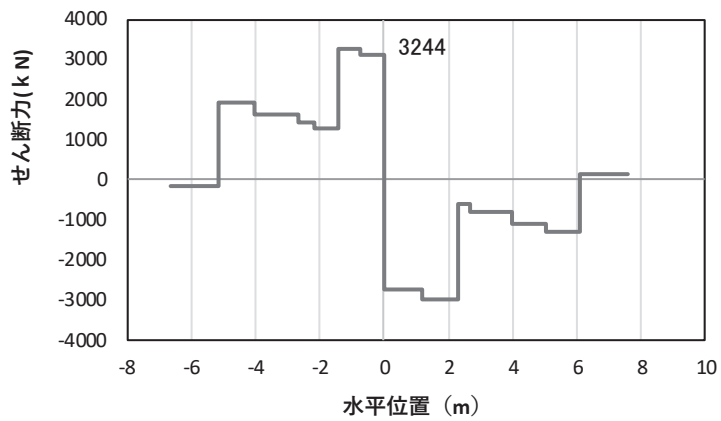
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN・m)



(b) 軸力 N_x (KN)



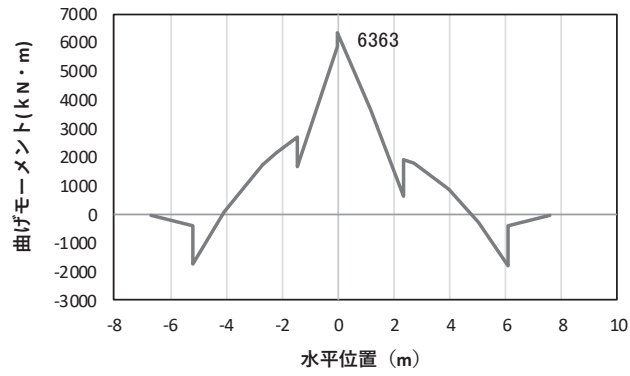
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

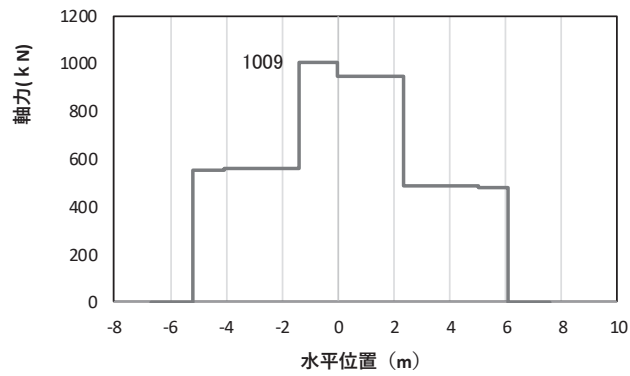
図 4-14(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, $S_s - D 2$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 24.00s$, M_y 最大)

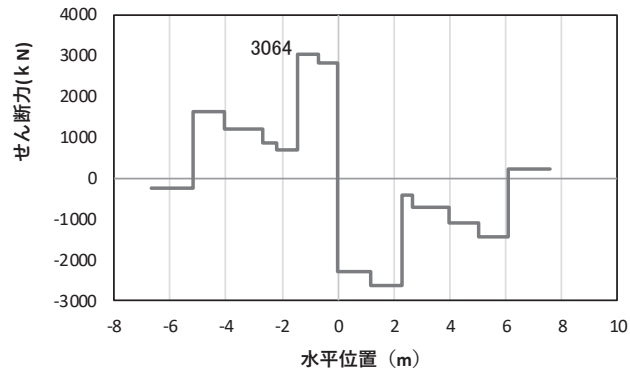
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



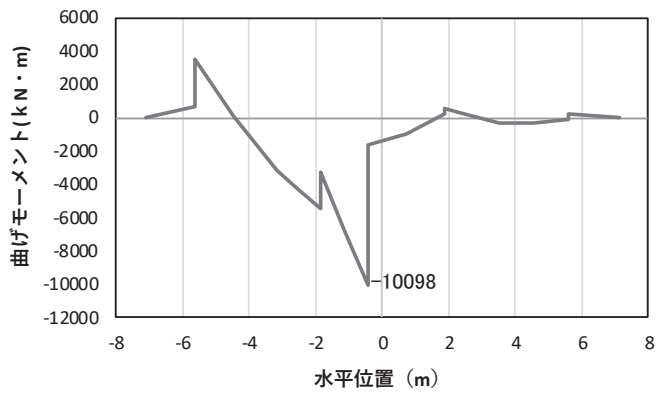
(b) 軸力 N_x (KN)



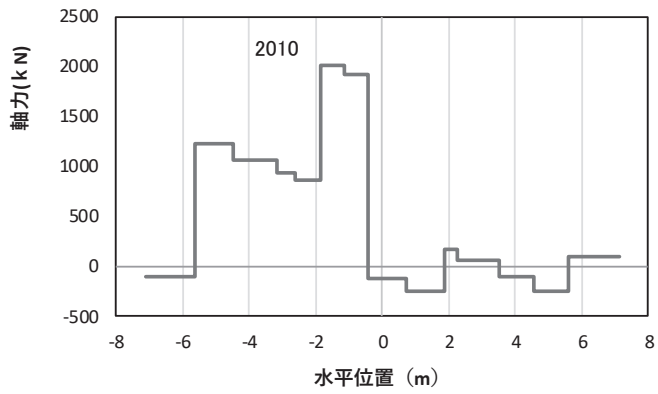
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

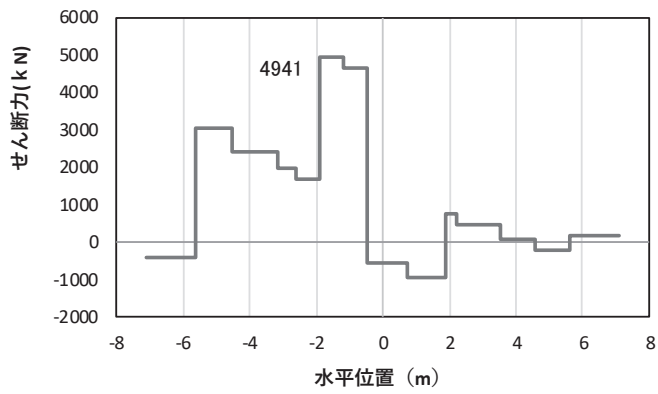
図 4-14(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 19.88s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(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)

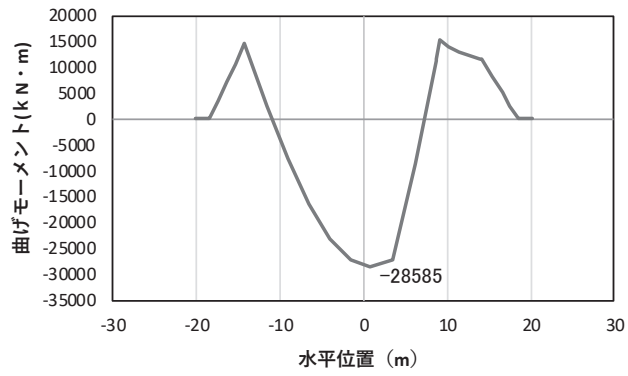
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 4-14(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

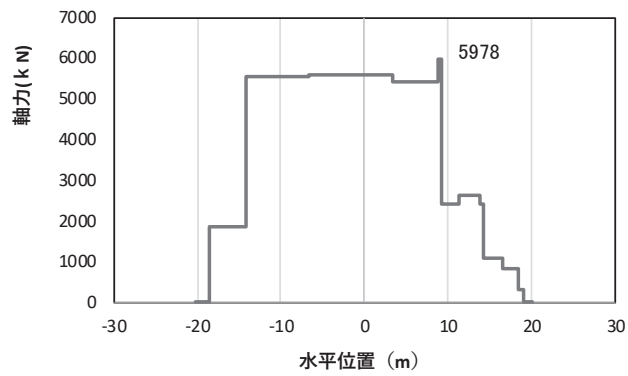
照査時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (+), 桁軸直交方向加振時, $t = 35.25s$)

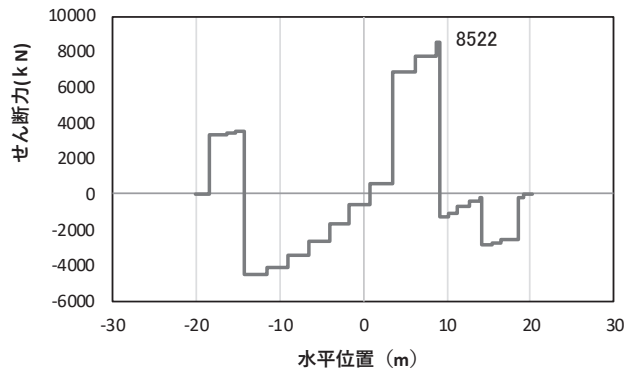
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



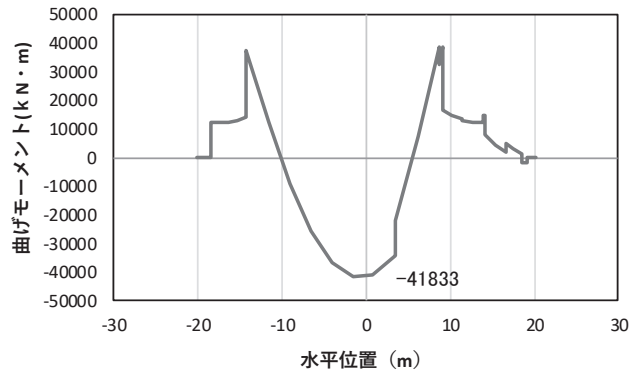
(b) 軸力 N_x (KN)



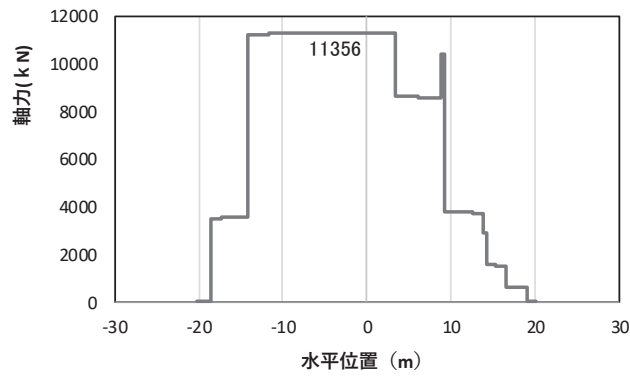
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

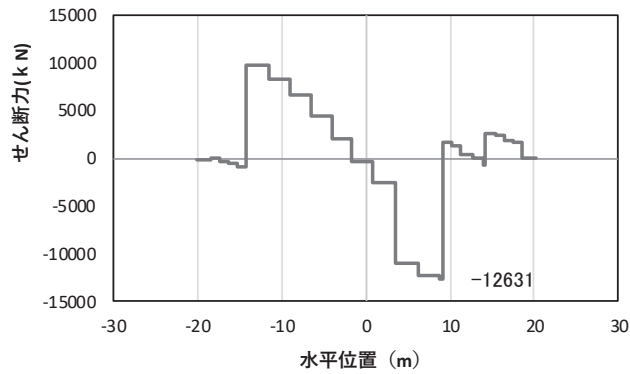
図 4-14(6) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, $S_s - D_2$ (-+), 桁軸方向加振時, $t = 6.89s$, M_y 最大)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



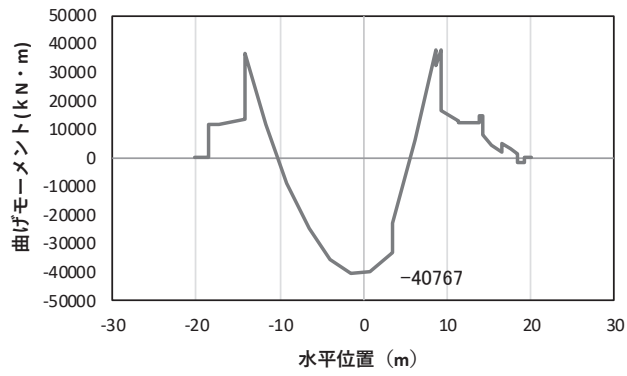
(b) 軸力 N_x (KN)



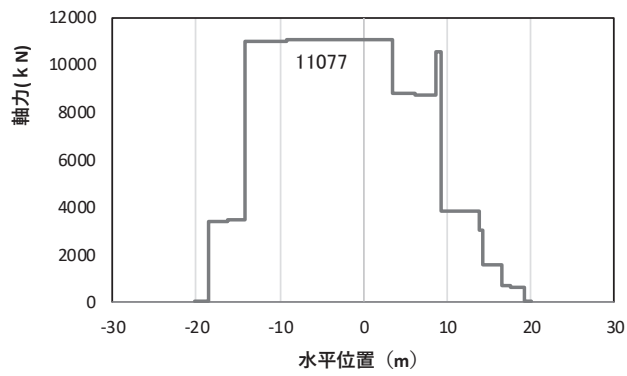
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

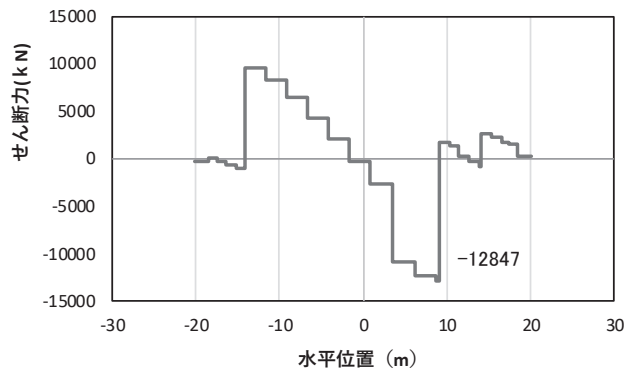
図 4-14(7) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, $S_s - D_2$ (一+), 桁軸方向加振時, $t = 23.67s$, M_z 最大)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_z (kN · m)



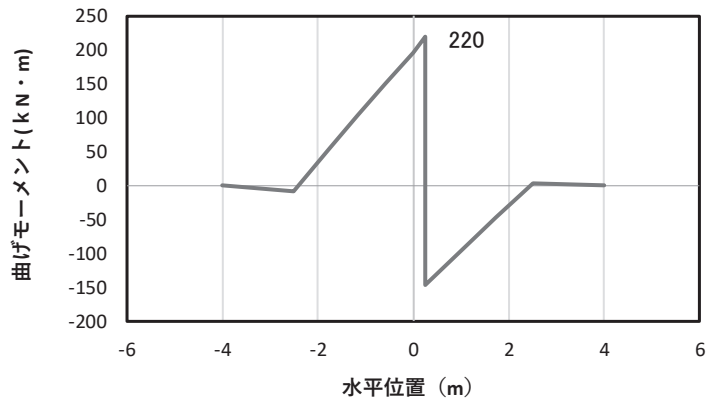
(b) 軸力 N_x (kN)



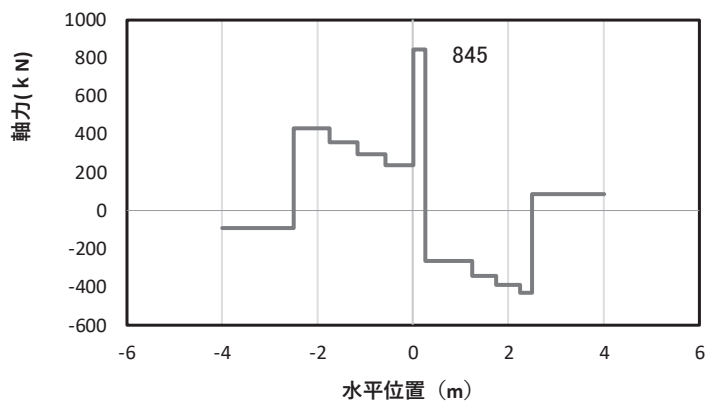
(c) せん断力 S_z (kN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

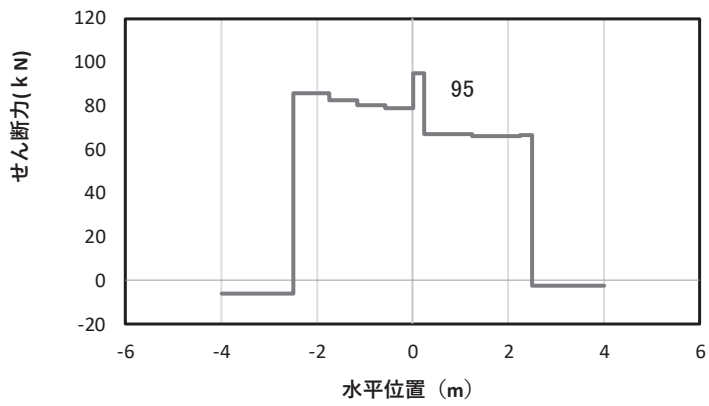
図 4-14(8) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 1, 基礎 2, $S_s - D_2$ (一十), 桁軸方向加振時, $t = 18.09s$)
解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント M_y (kN·m)



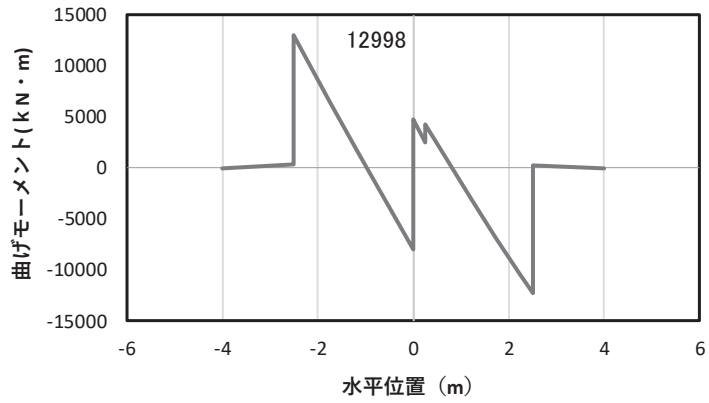
(b) 軸力 N_x (kN)



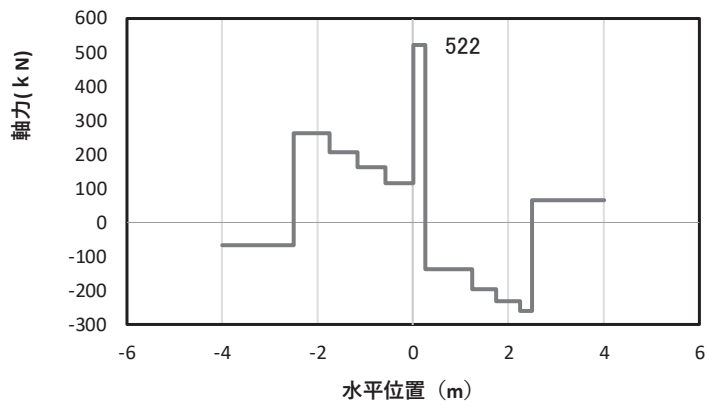
(c) せん断力 S_z (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

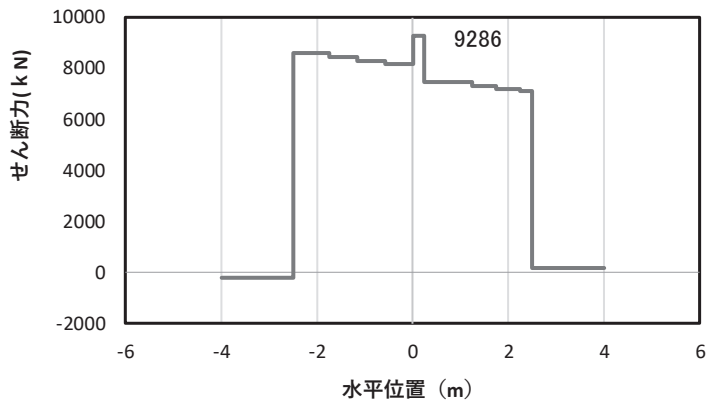
図4-15(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁2, 基礎1, $S_s - N_1$ (ー+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.60s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



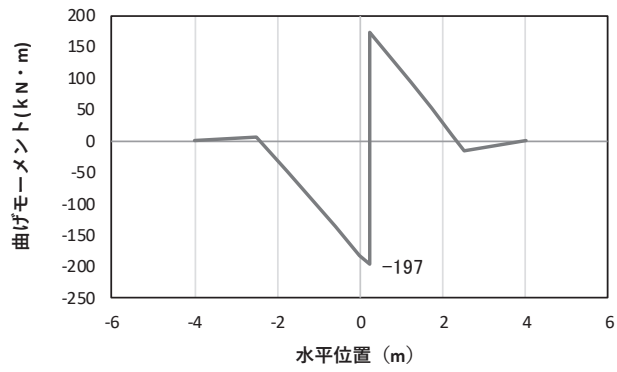
(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



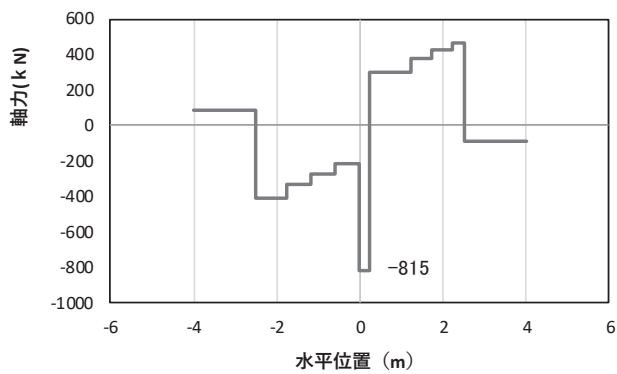
(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

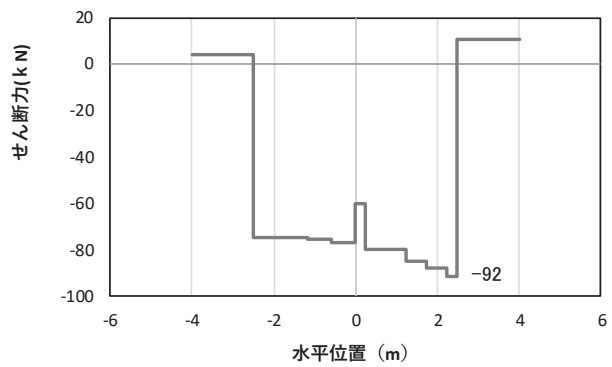
図4-15(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁2, 基礎1, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.83\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント My (kN·m)



(b) 軸力 Nx (kN)



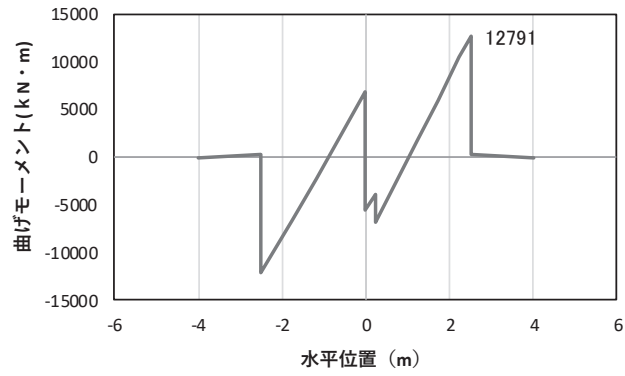
(c) せん断力 Sz (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

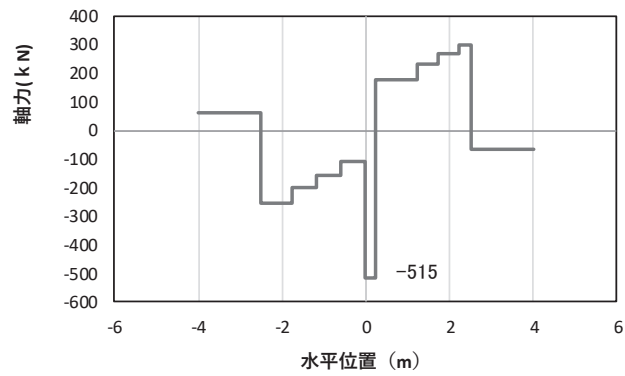
図 4-15(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 2, 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直角方向加振時, t = 7.61s, My 最大)

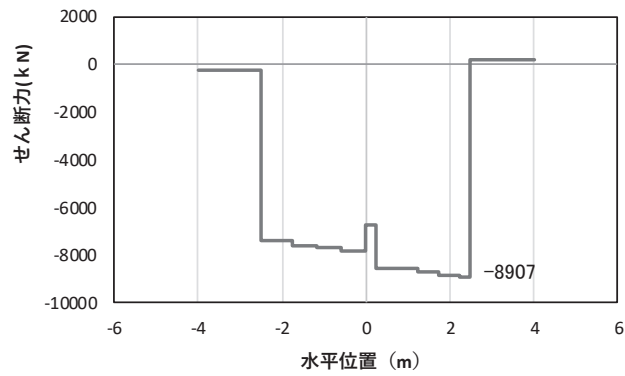
解析ケース①: 基本ケース



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



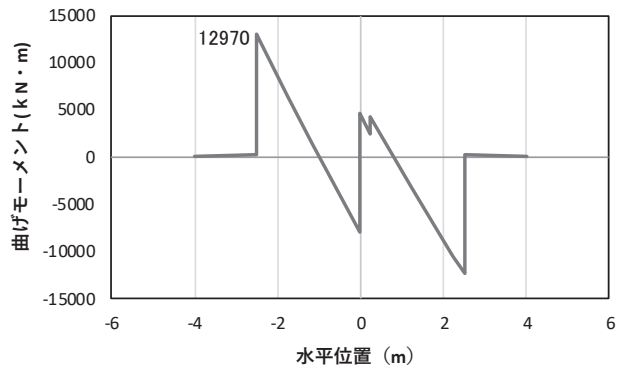
(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



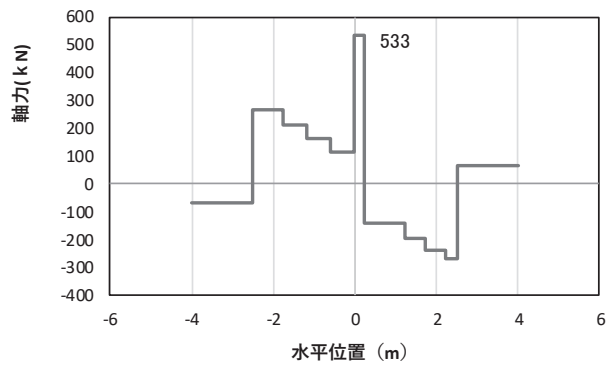
(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

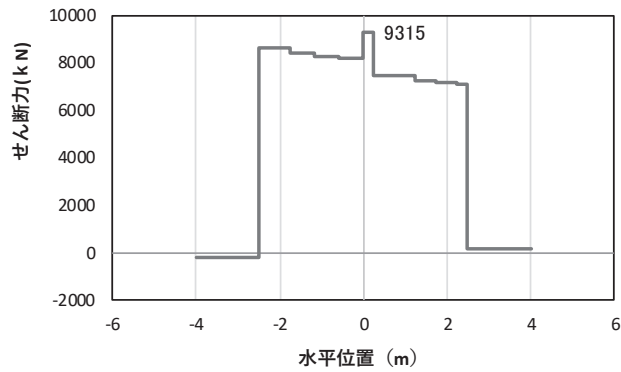
図 4-15(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 2, 基礎 1, $S_s - N_1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.83\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントMz(KN・m)



(b) 軸力Nx(KN)



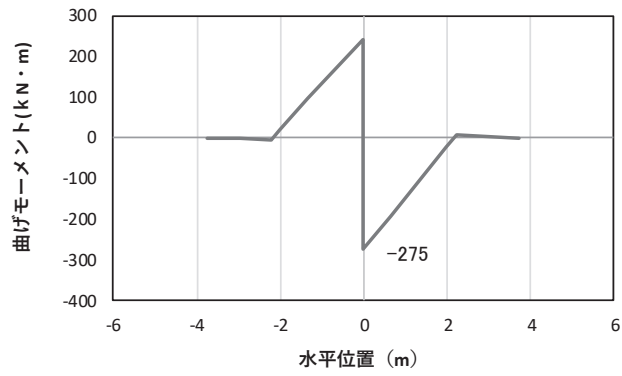
(c) せん断力Sy(KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

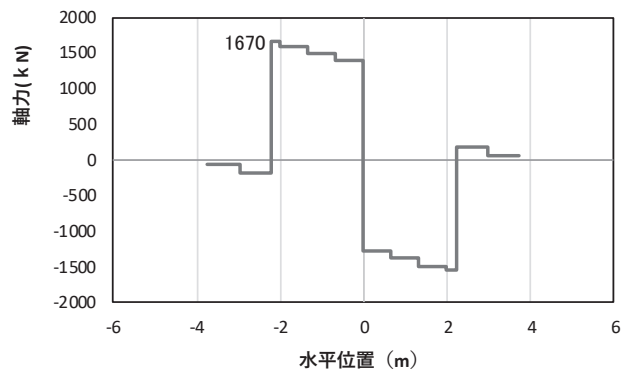
図 4-15(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力

(鋼桁 2, 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)

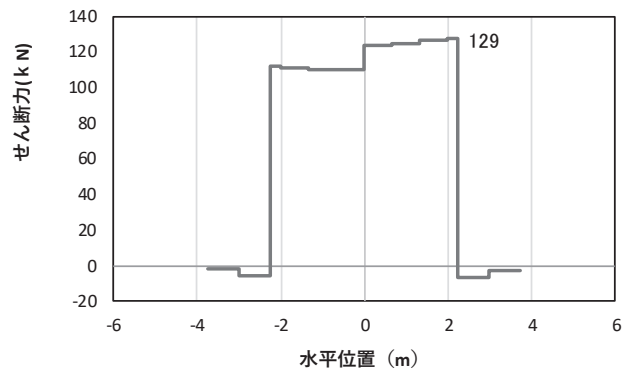
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



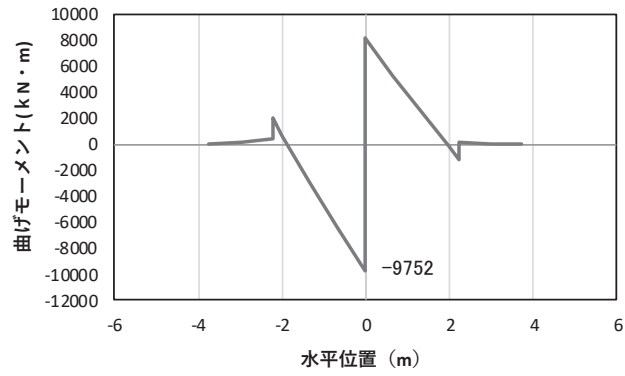
(b) 軸力 N_x (KN)



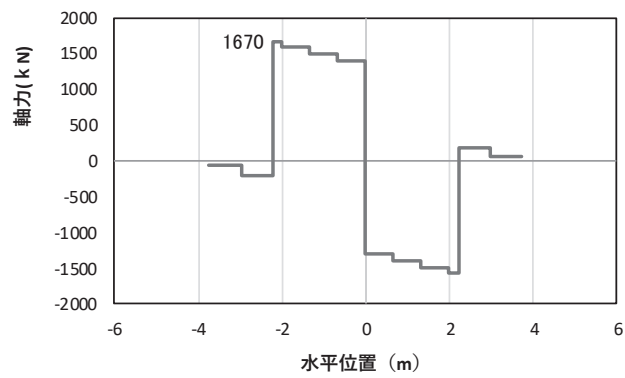
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

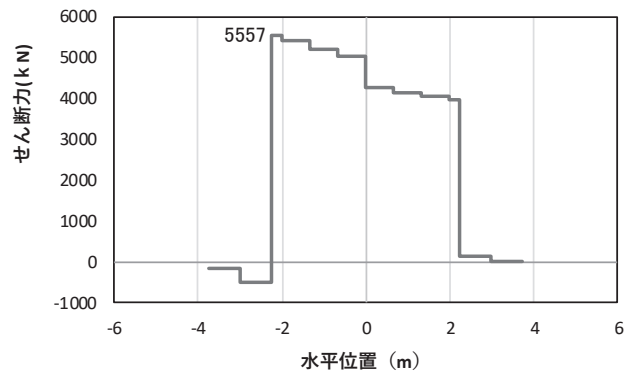
図 4-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, $S_s - D_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 17.75s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



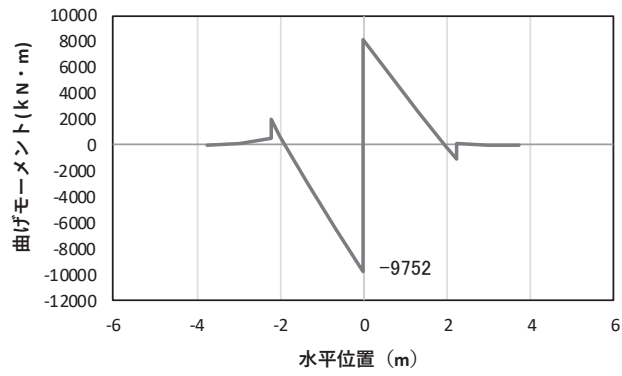
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

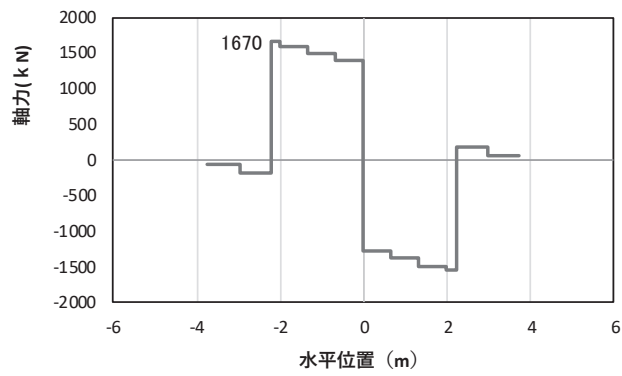
図 4-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 3, 基礎 2, $S_s - D_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 17.75s$, M_z 最大)

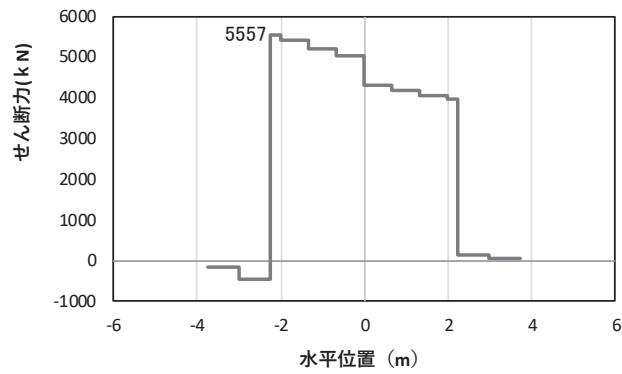
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



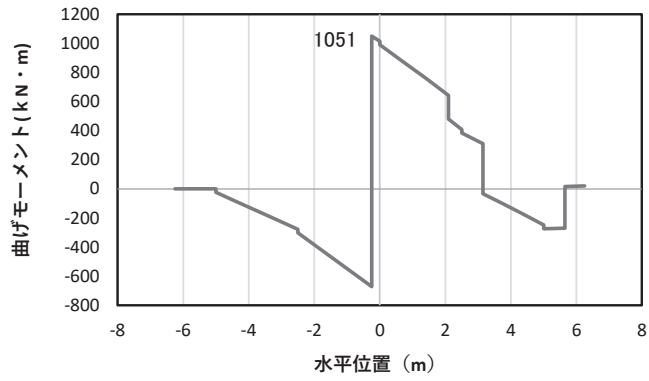
(b) 軸力 N_x (KN)



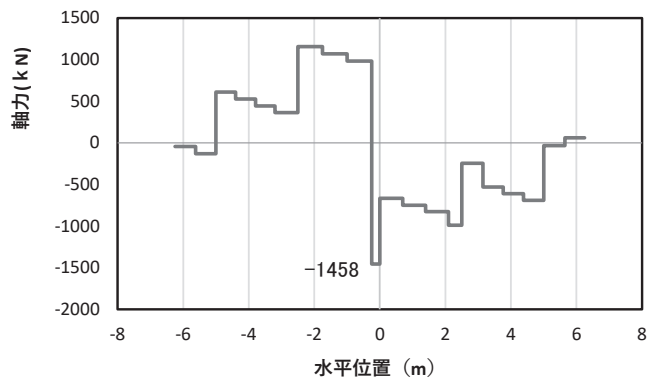
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

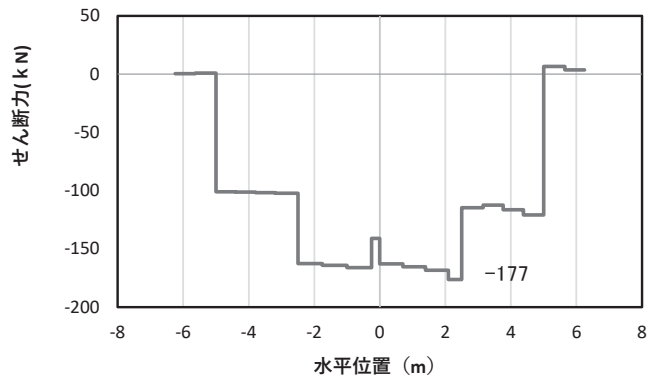
図 4-16(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 3, 基礎 2, $S_s - D 2 (+ +)$, 桁軸方向加振時, $t = 17.75s$)
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



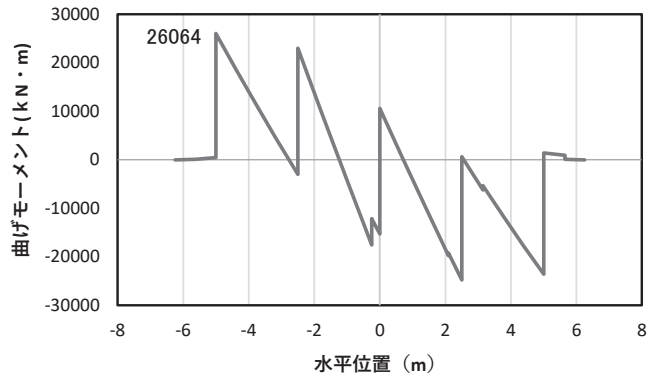
(b) 軸力 N_x (KN)



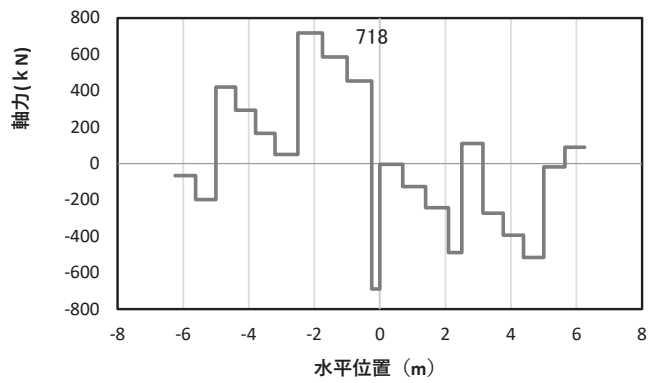
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

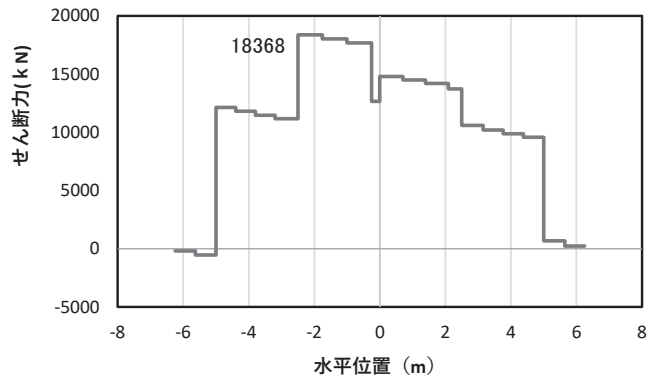
図4-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁4, 基礎1, $S_s - N_1$ (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.78s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



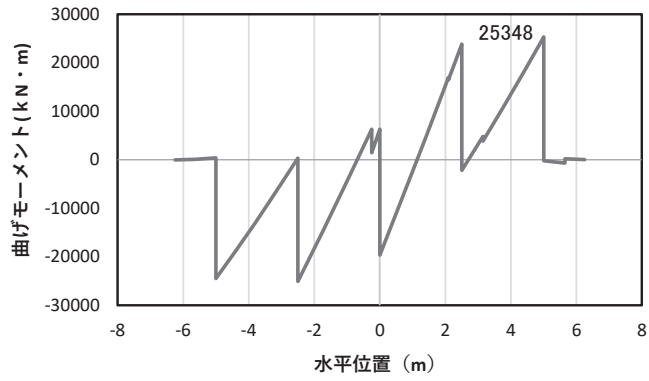
(b) 軸力 N_x (kN)



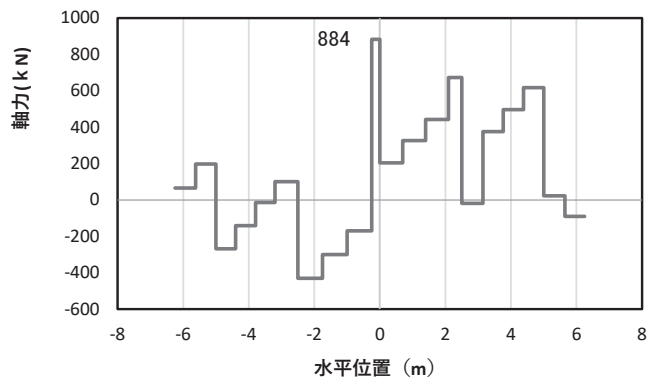
(c) せん断力 S_y (kN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

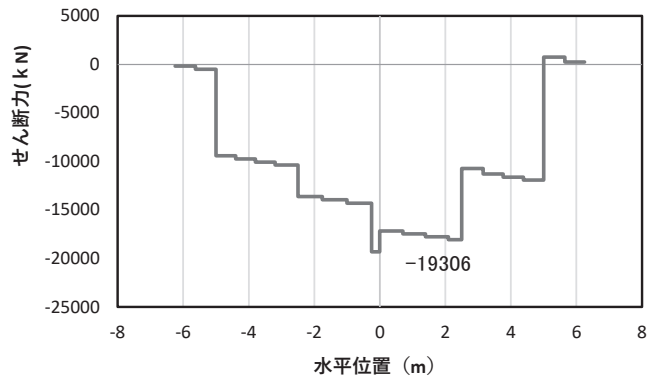
図 4-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



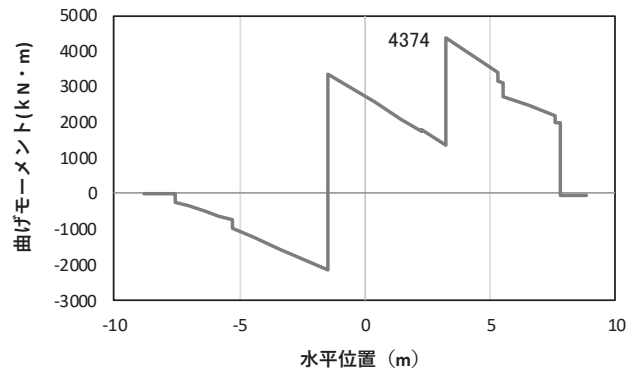
(b) 軸力 N_x (KN)



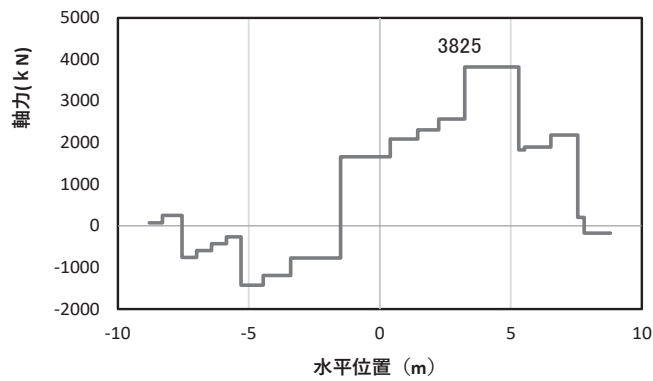
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

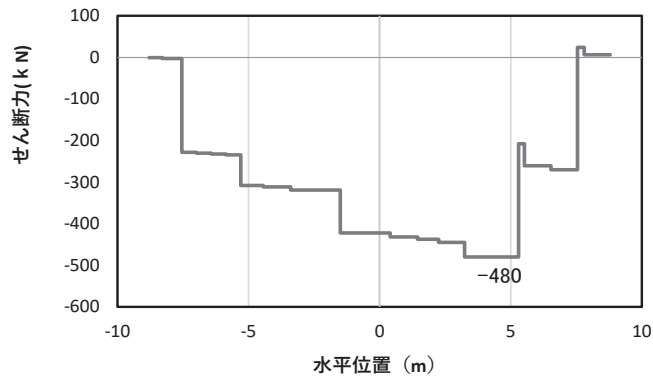
図 4-17(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 4, 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87s$)
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN・m)



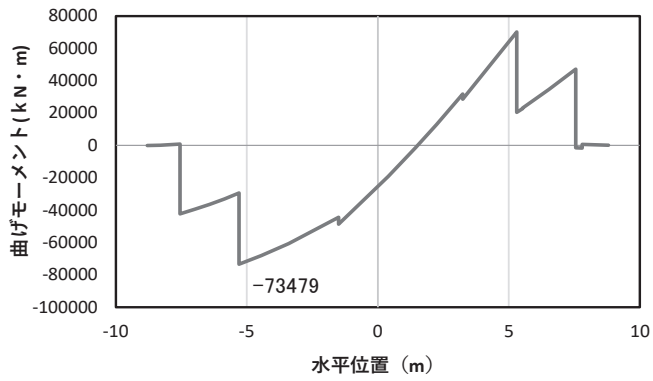
(b) 軸力 N_x (KN)



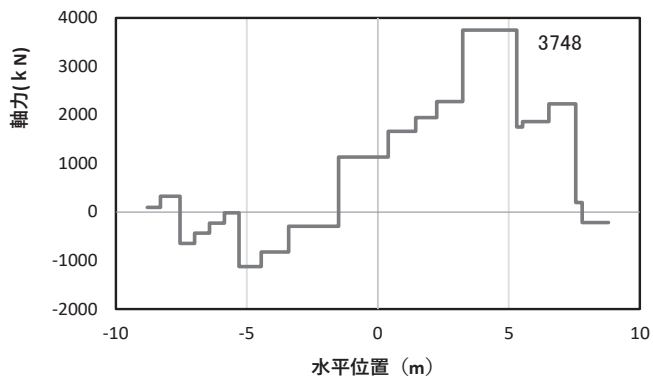
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

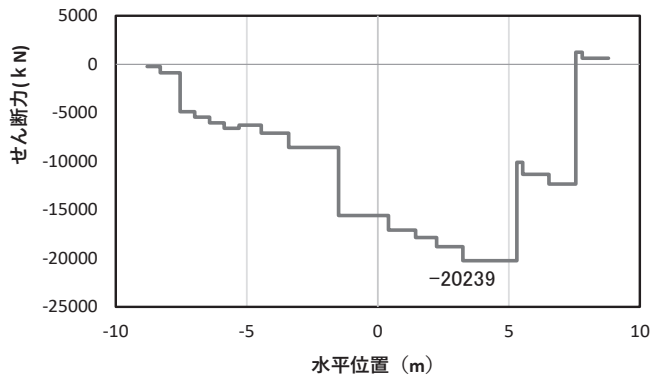
図 4-17(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.81s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



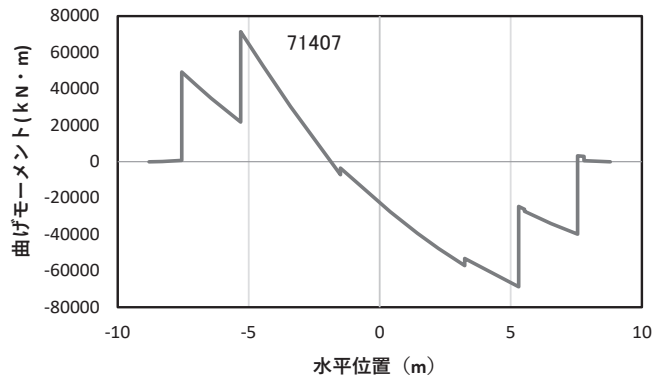
(b) 軸力 N_x (KN)



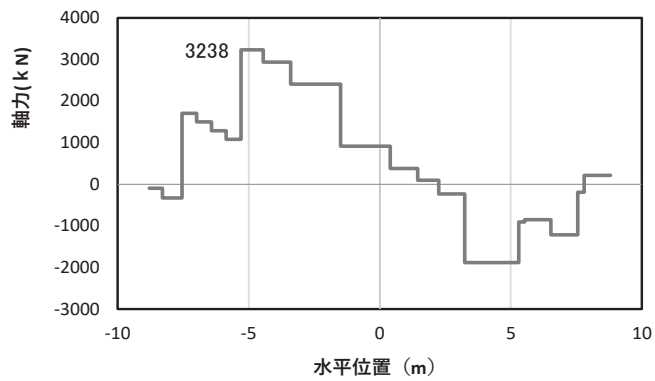
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

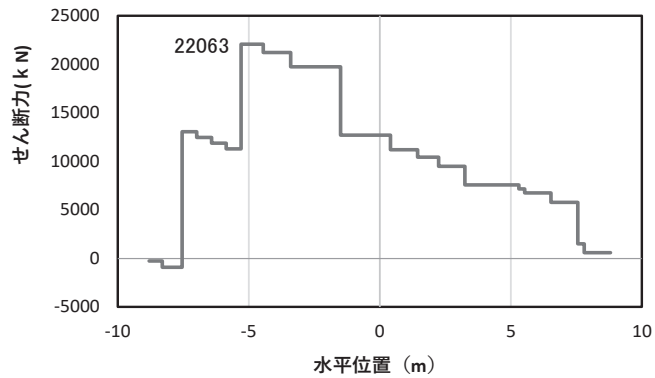
図 4-17(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



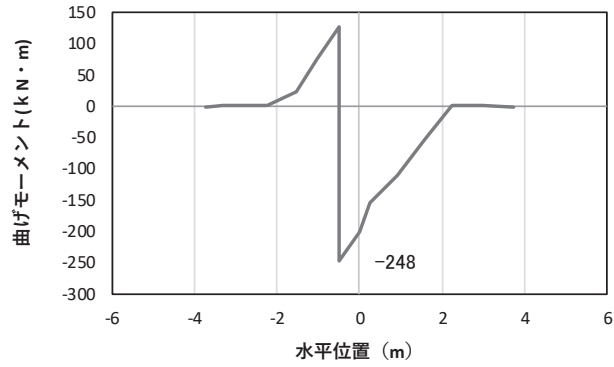
(b) 軸力 N_x (KN)



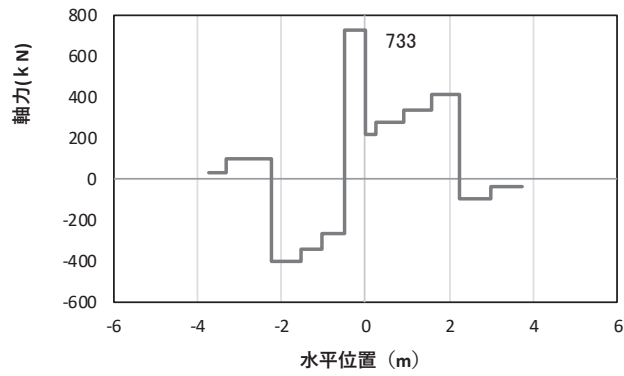
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

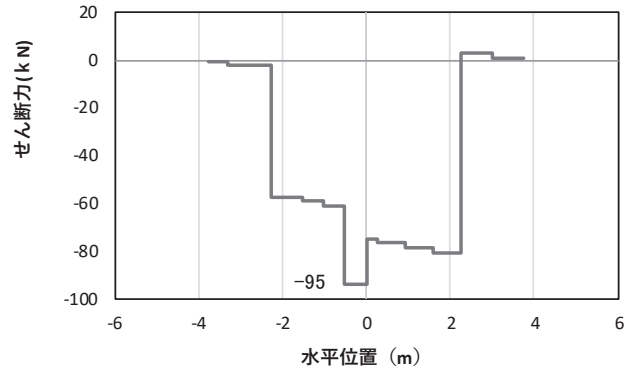
図 4-17(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 4, 基礎 2, $S_s - N_1$ (一+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88\text{s}$)
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



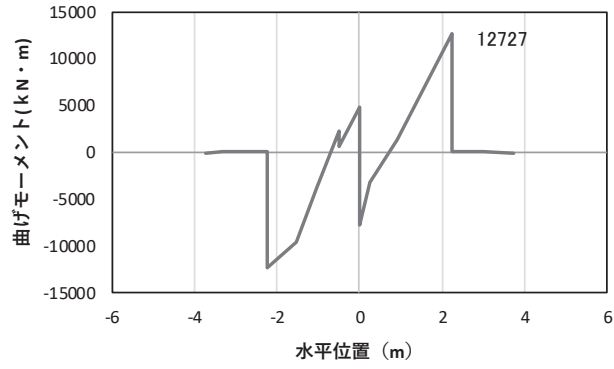
(b) 軸力 N_x (KN)



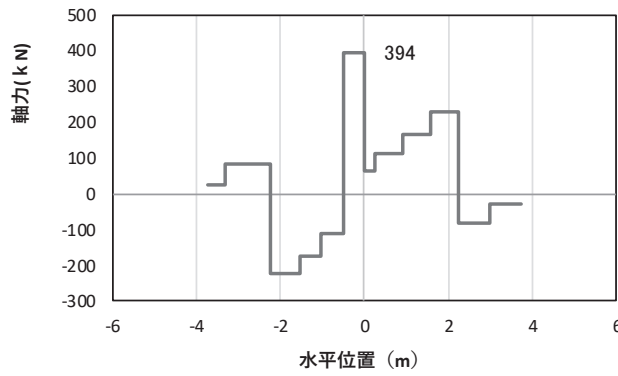
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

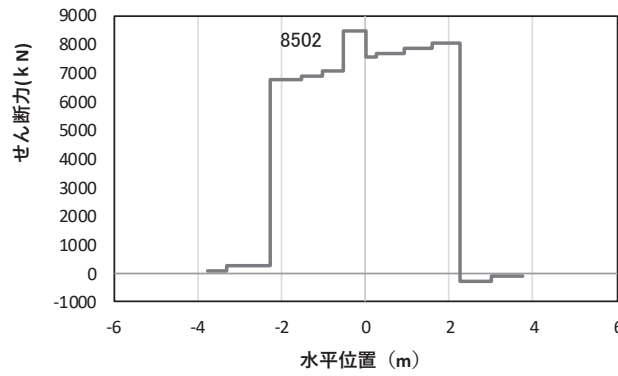
図 4-18(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 5 (基礎 1, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.60s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



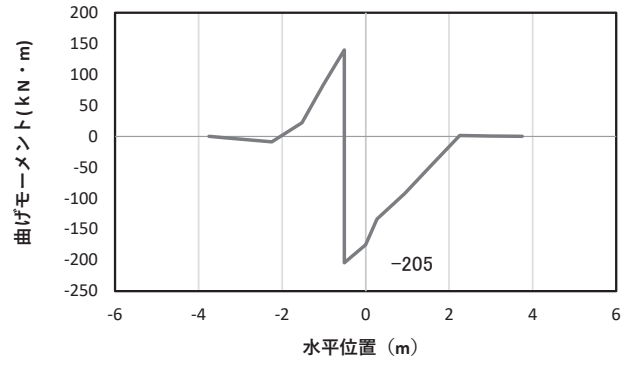
(b) 軸力 N_x (KN)



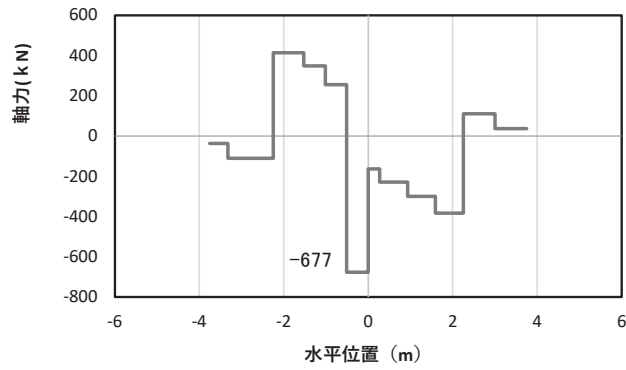
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

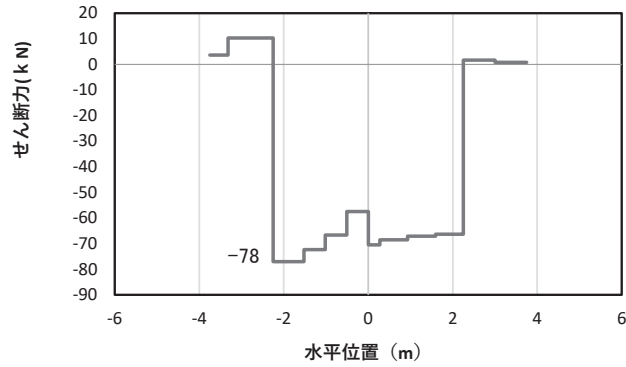
図 4-18(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 5 (基礎 1, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.84s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



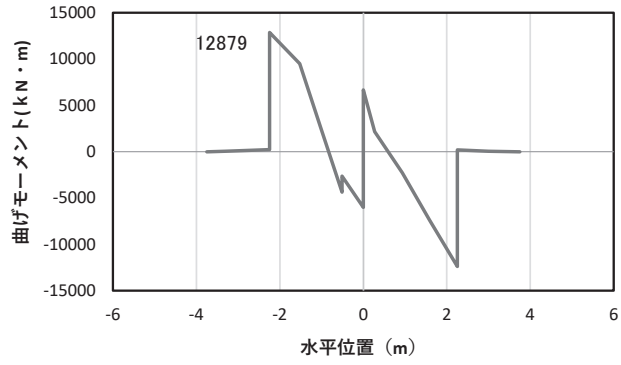
(b) 軸力 N_x (KN)



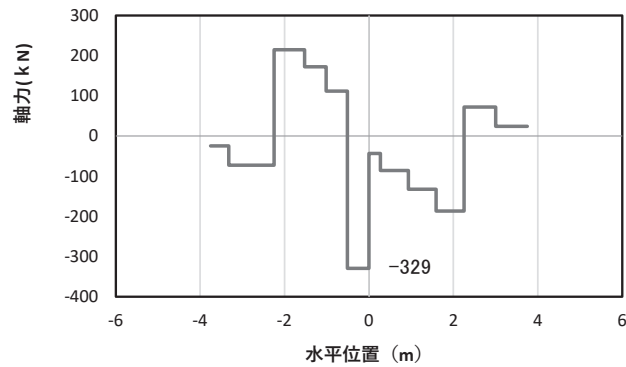
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

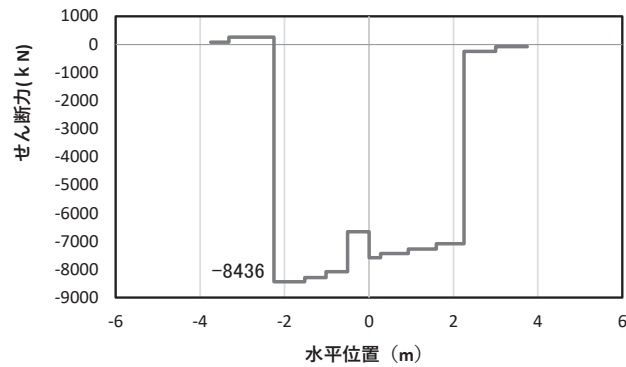
図 4-18(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 5 (基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.62s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



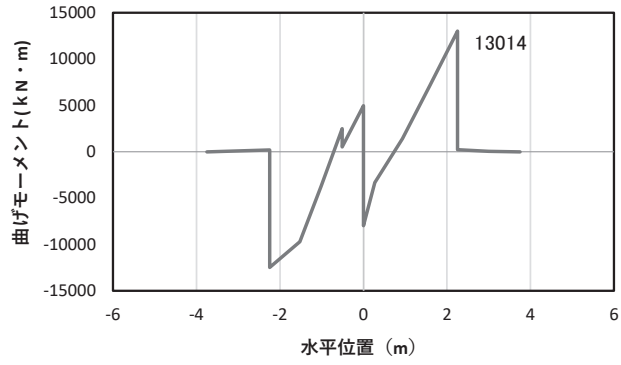
(b) 軸力 N_x (KN)



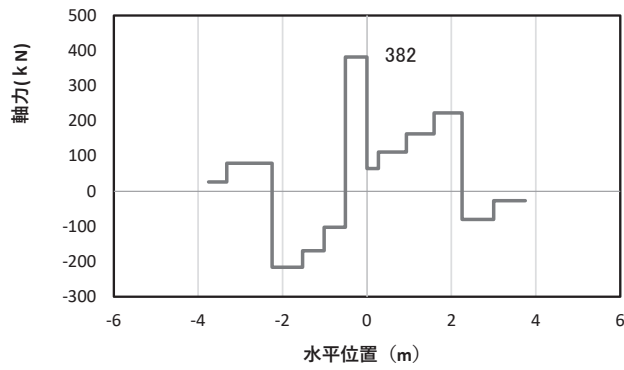
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

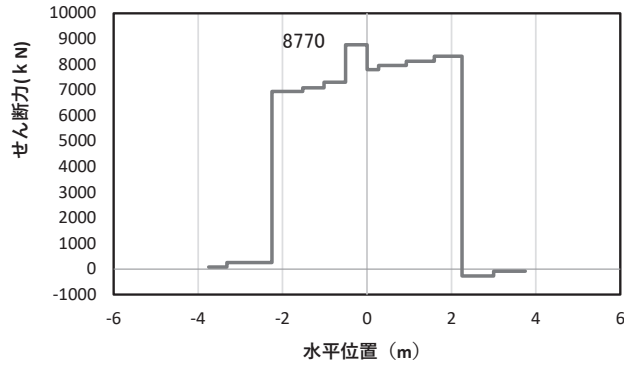
図 4-18(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 5 (基礎 2, $S_s - N_1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.84s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



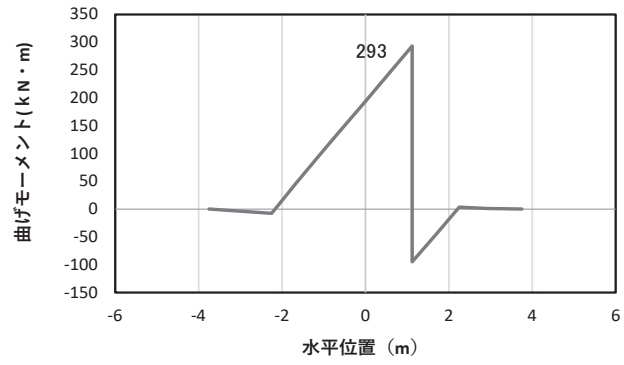
(b) 軸力 N_x (KN)



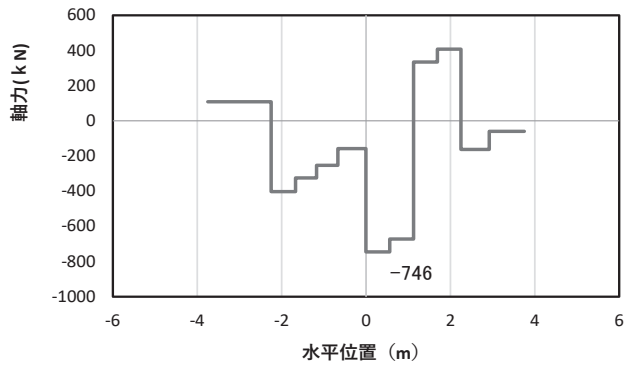
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

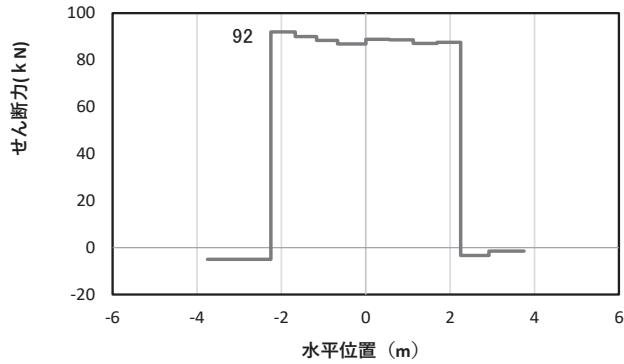
図 4-18(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における
照査時刻での断面力
(鋼桁 5 (基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.85s$)
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



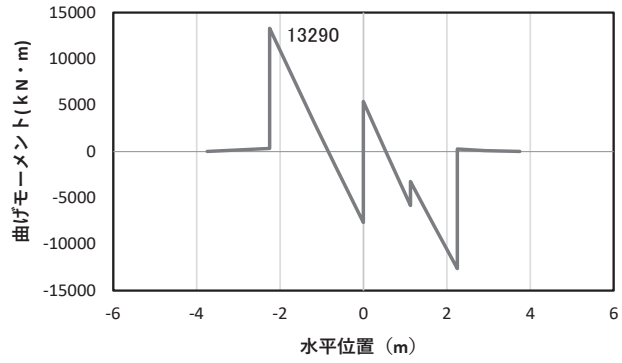
(b) 軸力 N_x (KN)



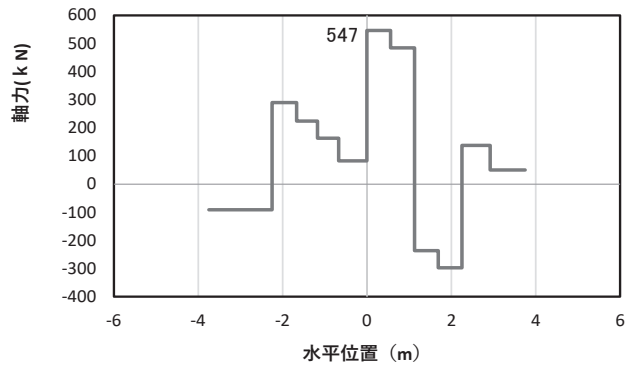
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

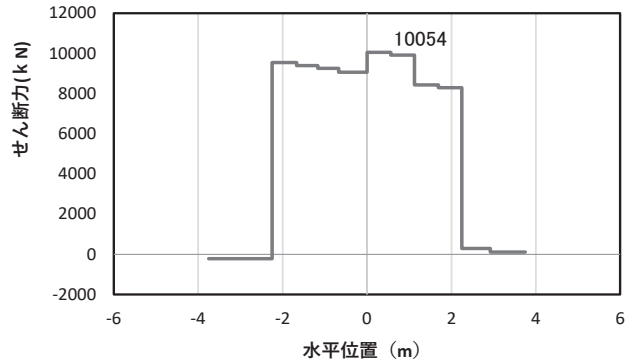
図4-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁6 (基礎1, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.53s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



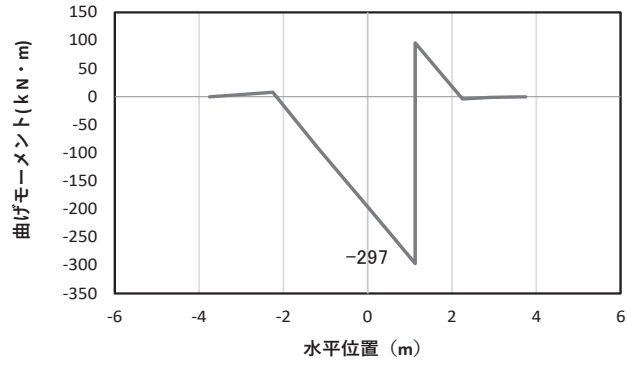
(b) 軸力 N_x (KN)



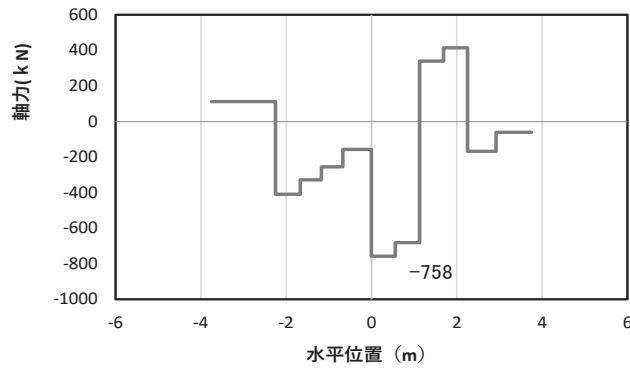
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

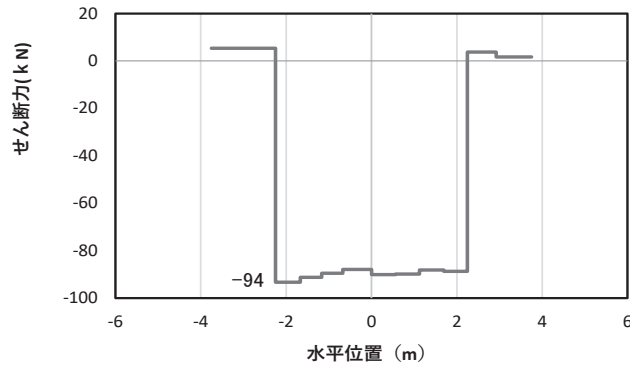
図4-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁6 (基礎1, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)



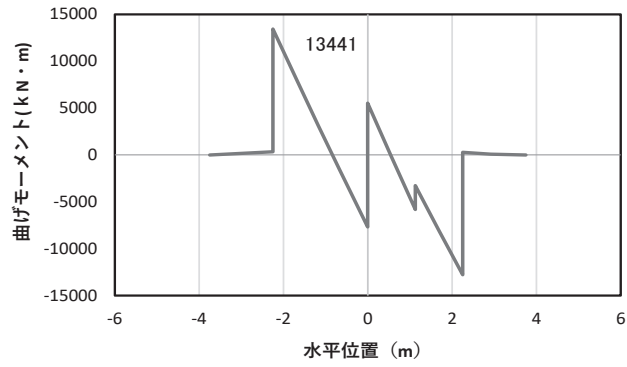
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

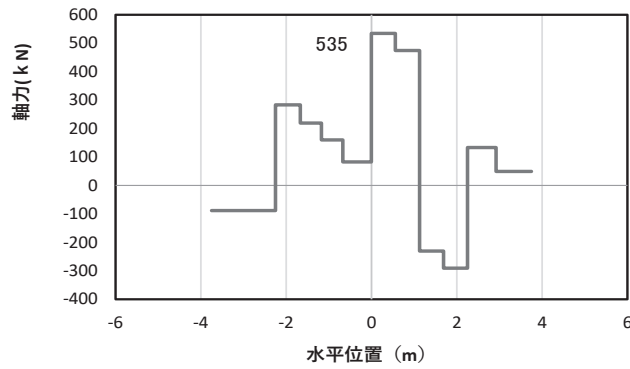
図 4-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6 (基礎 2, $S_s - N_1$ (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.53s$, M_y 最大)

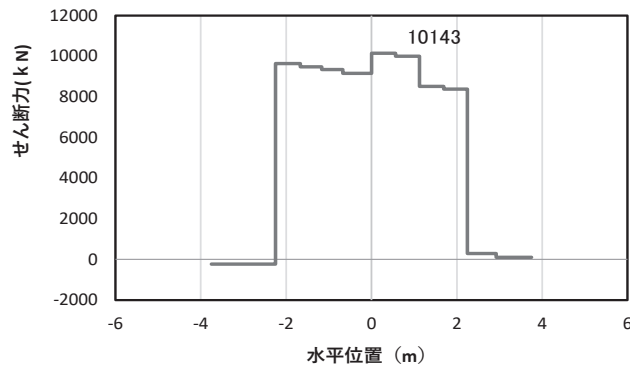
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (KN · m)



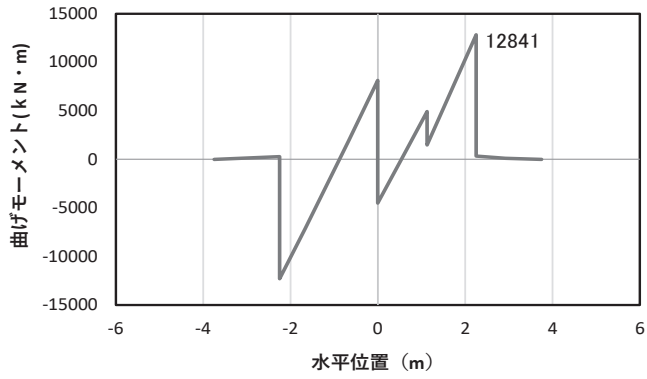
(b) 軸力 N_x (KN)



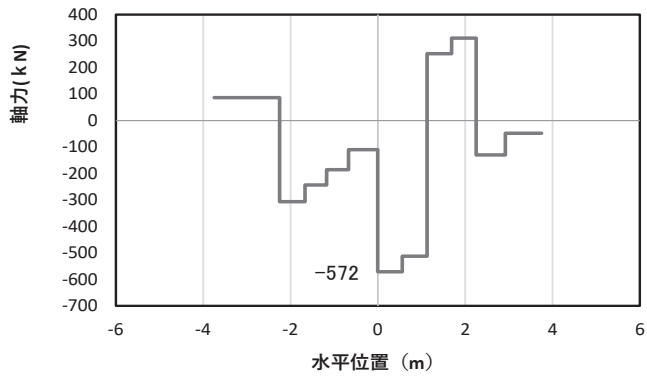
(c) せん断力 S_y (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

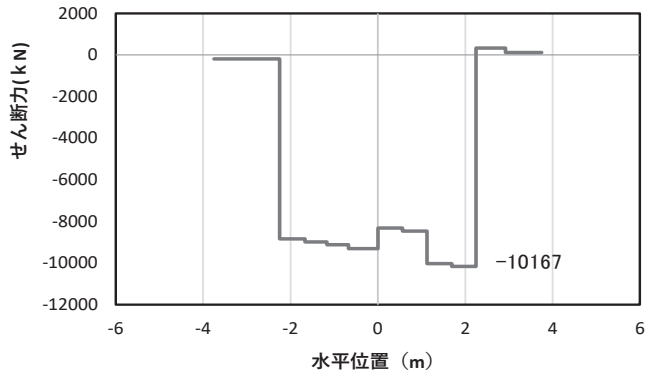
図 4-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁6 (基礎2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(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 4-19(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 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$)
解析ケース① : 基本ケース

表 4-22 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)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	③	M _y : -10082 M _z : 6819	1100	5.7	24	0.24
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	③	M _y : 28585 M _z : -41833	11356	15.2	24	0.64
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 220 M _z : 12998	845	4.3	24	0.18
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 275 M _z : 9752	1670	3.6	24	0.15
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 1051 M _z : 26064	1317	4.1	24	0.18
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 4374 M _z : 73479	3890	6.2	24	0.26
鋼桁 5 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 248 M _z : 12727	733	4.2	24	0.18
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 293 M _z : 13290	593	4.4	24	0.19

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 4-23 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)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S _s -D 2 (++)	桁軸	①	D41 @150	M _y : -10520 M _z : 6363	-6	154	435	0.36
鋼桁 1 (基礎 2)	S _s -D 2 (-+)	桁軸	③	D51 @150 2 段	M _y : 28585 M _z : -41833	-2278	330	435	0.76
鋼桁 2 (基礎 1)	S _s -N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38 @150	M _y : 197 M _z : 12791	-816	181	435	0.42
鋼桁 3 (基礎 2)	S _s -D 2 (++)	桁軸 直交	①	D38 @150	M _y : 275 M _z : 9752	-1555	154	435	0.36
鋼桁 4 (基礎 1)	S _s -N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D51 @150	M _y : 1051 M _z : 26064	-1458	153	435	0.36
鋼桁 4 (基礎 2)	S _s -N 1 (++)	桁軸 直交	①	D51 @150	M _y : 4374 M _z : 73479	-1991	234	435	0.54
鋼桁 5 (基礎 2)	S _s -N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38 @150	M _y : 205 M _z : 12879	-677	174	435	0.40
鋼桁 6 (基礎 2)	S _s -N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D38 @150	M _y : 297 M _z : 13441	-758	183	435	0.43

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 4-24 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 s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	D29 @150	4941	5189	19390	0.27
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 1 (-+)	桁軸	③	D29 @150	12847	13490	20891	0.65
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @300	9315	9781	18643	0.53
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D32 @300	5557	5835	18252	0.32
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D19 @300	19306	20272	36962	0.55
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D19 @300	22063	23167	71574	0.33
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D32 @150	8770	9209	21820	0.43
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D32 @150	10167	10676	26713	0.40

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 4-25 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（軸方向鉄筋）

部材	地震動	加振方向	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 s - D 2 (--)	桁軸	①	D41 @150	13642	130	152	282	435	0.65
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	③	D51 @150 2 段	13418	53	327	380	435	0.88
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38 @150	607	8	181	189	435	0.44
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D38 @150	233	3	154	157	435	0.37
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D51 @150	3097	14	153	167	435	0.39
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D51 @150	11247	25	234	259	435	0.60
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D38 @150	722	9	174	183	435	0.43
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D38 @150	769	9	183	192	435	0.45

表 4-26 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 (鉛直))

部材	地震動	加振方向	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 s - D 2 (--)	桁軸	②	D29 @150	13731	271	0	271	294	0.93
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D29 @150	25091	248	0	248	294	0.85
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @300	8663	278	0	278	294	0.95
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	D32 @300	5937	190	0	190	294	0.65
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D38 @150	10308	67	0	67	294	0.23
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D38 @150	17526	60	0	60	294	0.21
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	7946	127	0	127	294	0.44
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D32 @150	9966	160	0	160	294	0.55

表 4-27 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	加振方向	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 s - D 2 (--)	桁軸	②	D29 @150	13731	271	0	271	294	0.93
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D29 @150	25091	248	0	248	294	0.85
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @300	8663	278	0	278	294	0.95
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	D32 @300	5937	190	0	190	294	0.65
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D38 @150	10308	67	0	67	294	0.23
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D38 @150	17526	60	0	60	294	0.21
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	7946	127	0	127	294	0.44
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D32 @150	9966	160	0	160	294	0.55

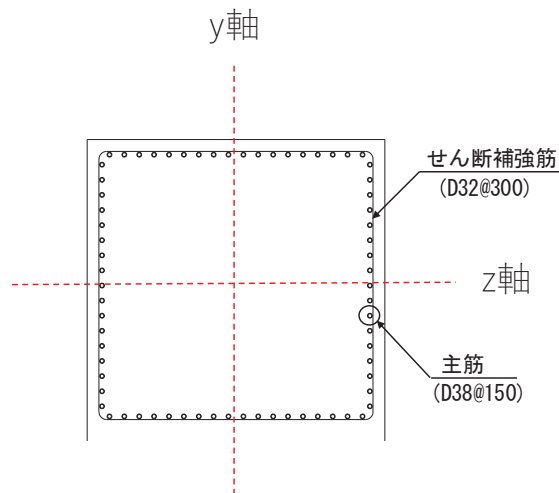


図 4-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

4.5.2 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4-28～表4-30に示す。この結果から、フーチング（接続部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表4-28 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 s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 279 Mz : 59	1.3	16.5	0.08
鋼桁1 (基礎2)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 119 Mz : 38	0.3	16.5	0.02
鋼桁2 (基礎1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 214 Mz : 99	1.3	16.5	0.08
鋼桁3 (基礎2)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 78 Mz : 24	0.3	16.5	0.02
鋼桁4 (基礎1)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 33 Mz : 23	0.1	16.5	0.01
鋼桁4 (基礎2)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 47 Mz : 39	0.1	16.5	0.01
鋼桁5 (基礎2)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 46 Mz : 20	0.4	16.5	0.03
鋼桁6 (基礎1)	S s - D 1 (++)	桁軸 直交	①	My : 34 Mz : 20	0.3	16.5	0.02

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 4-29 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 s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 283 Mz : 55	63	294	0.22	
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D22 @150	My : 125 Mz : 34	15	294	0.06	
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 214 Mz : 99	59	294	0.21	
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D29 @300	My : 90 Mz : 21	16	294	0.06	
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @150	My : 43 Mz : 21	6	294	0.03	
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @150	My : 59 Mz : 33	6	294	0.03	
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	③	D25 @300	My : 52 Mz : 17	19	294	0.07	
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	My : 37 Mz : 17	14	294	0.05	

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 4-30 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 s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D22 @300	538	565	3644	0.16
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @150	403	424	8843	0.05
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	317	333	2836	0.12
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	285	300	5272	0.06
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	181	191	6653	0.03
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D29 @150	203	214	6119	0.04
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	164	173	3675	0.05
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D22 @300	118	124	4962	0.03

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)

4.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

4.5.1 鋼桁 1

断面計算に用いた断面諸元を表 4-31 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 4-21 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 4-32～表 4-36 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-22 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 4-31(1) 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 1 (基礎 1)	φ 1500	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)	φ 1700	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
	φ 2000	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 4-31(2) 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

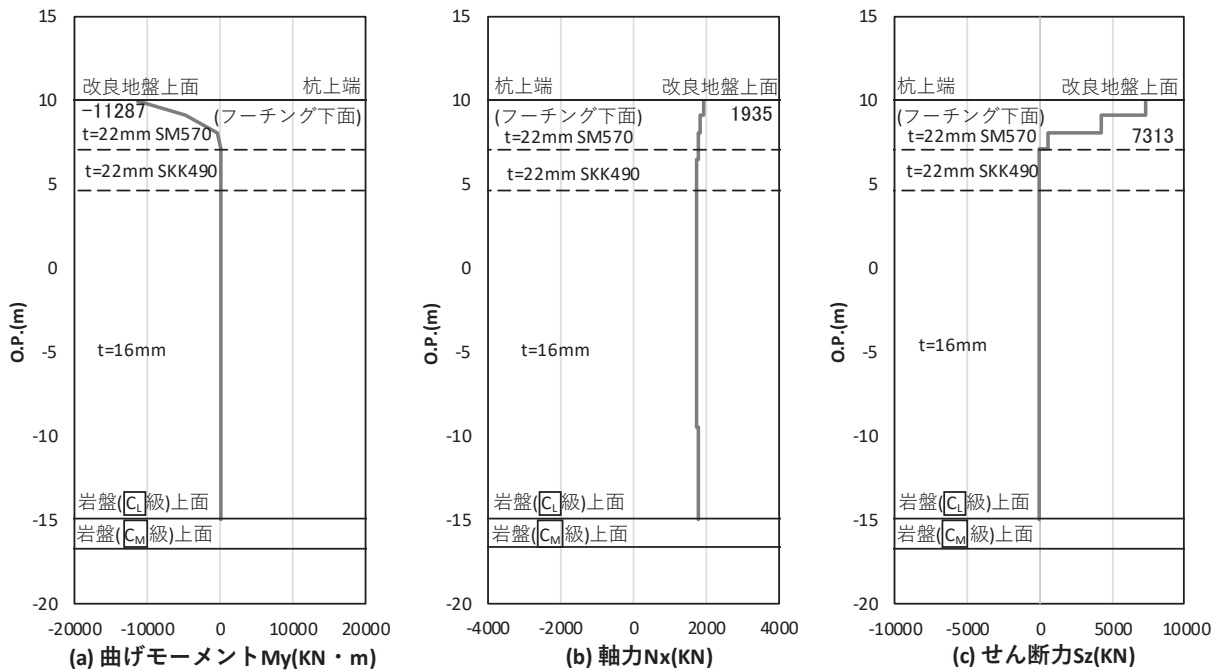


図 4-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 1 : 基礎 1, $S_s - D 2$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 24.00$ s)

解析ケース① : 基本ケース

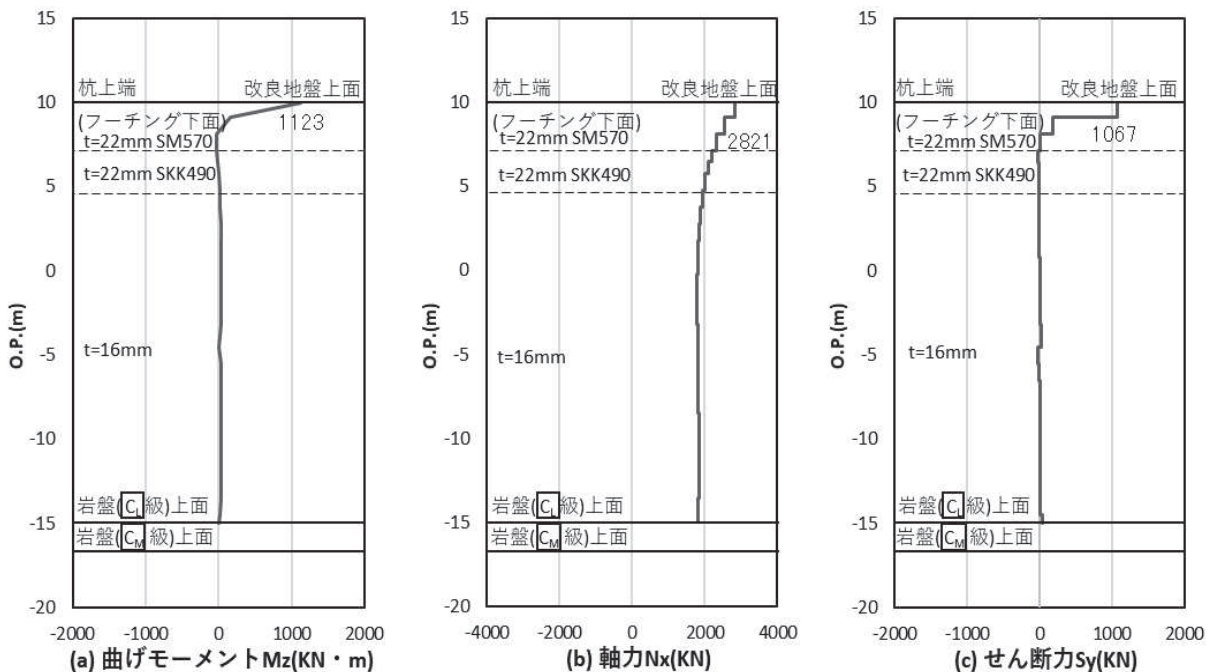


図 4-21(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 1 : 基礎 1, $S_s - D 1$ (+-) , 桁軸直交方向加振時, $t = 25.50$ s)

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

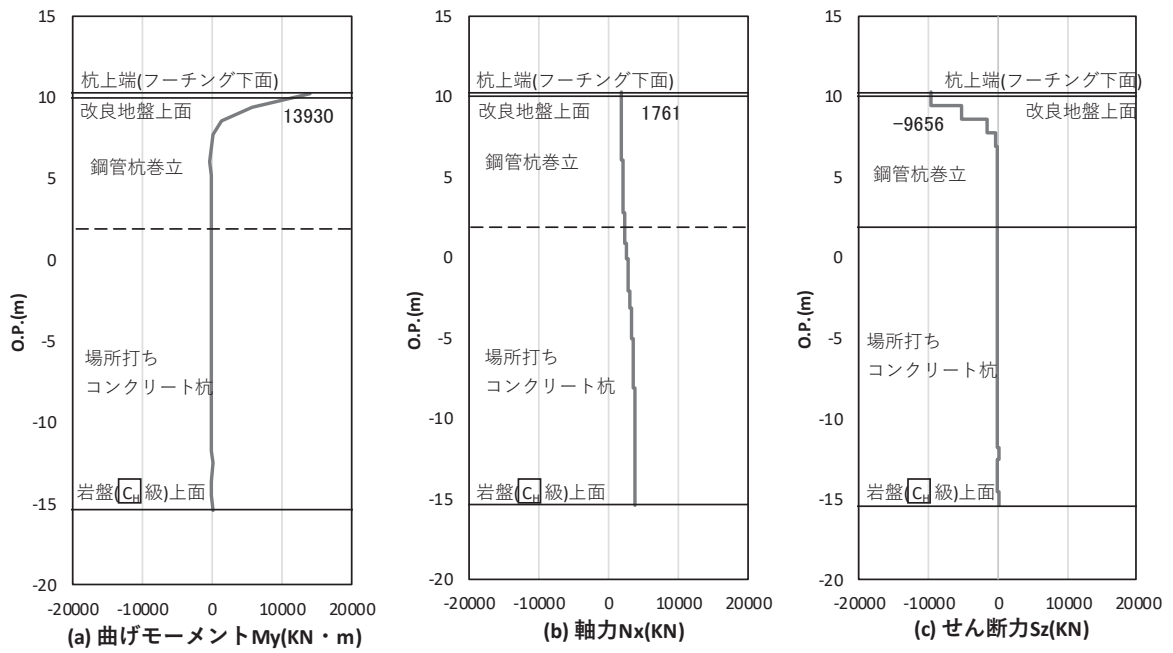


図 4-21(3) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 40. 41s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

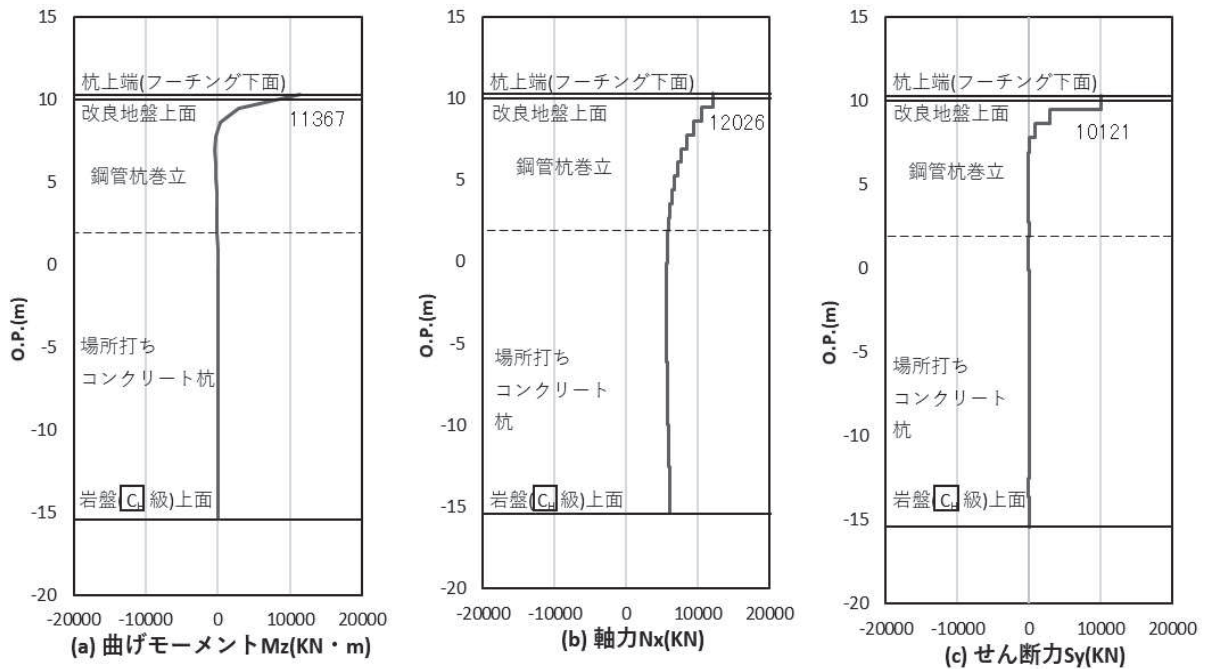


図 4-21(4) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (+ -) , 桁軸直交方向加振時, t = 18. 14s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

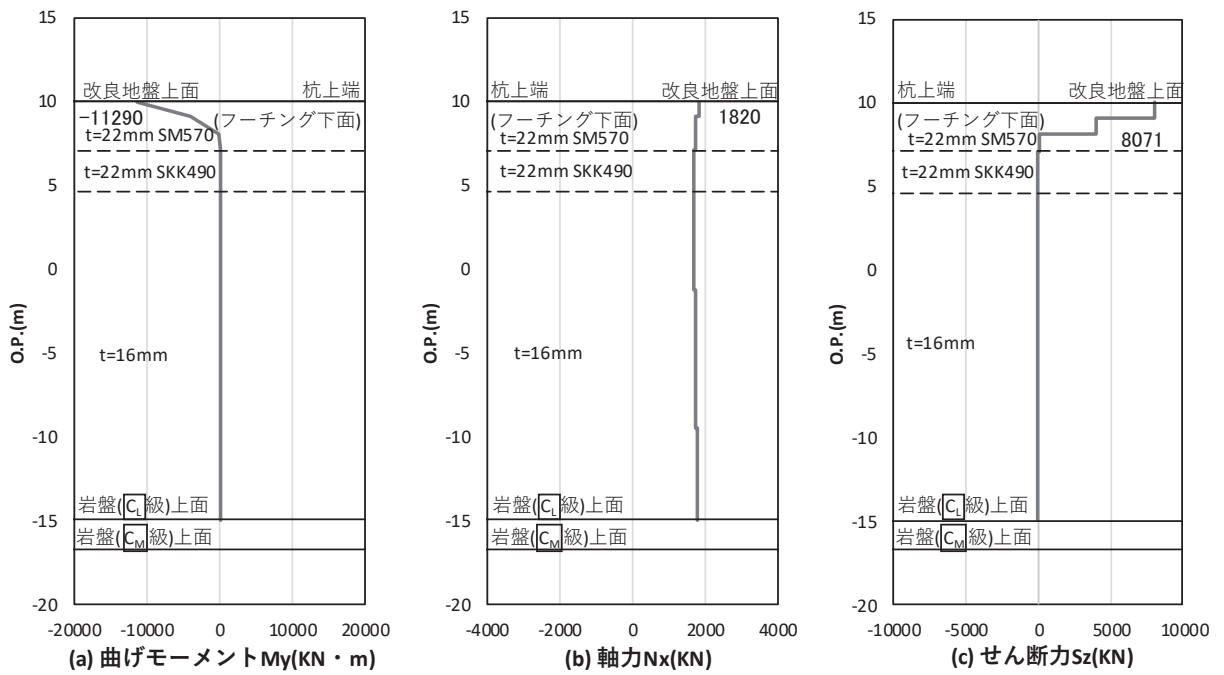


図 4-21 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, $S_s - D 2$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 23.99$ s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

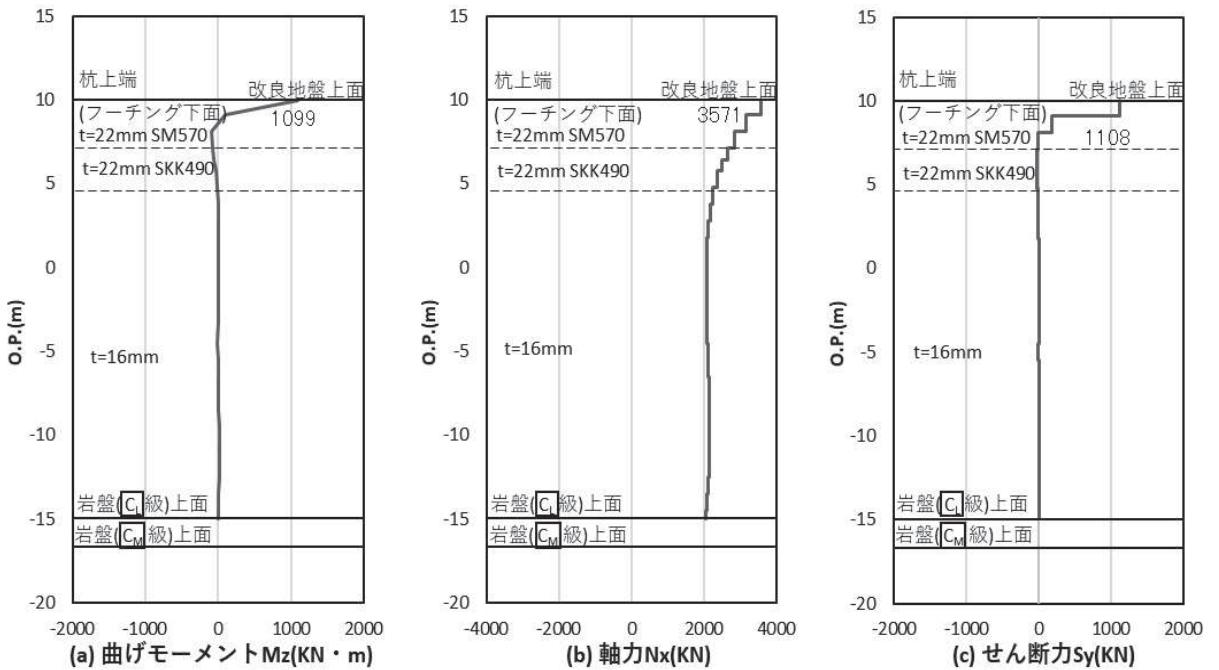


図 4-21 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, $S_s - D 1$ (+-) , 桁軸直交方向加振時, $t = 33.37$ s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース

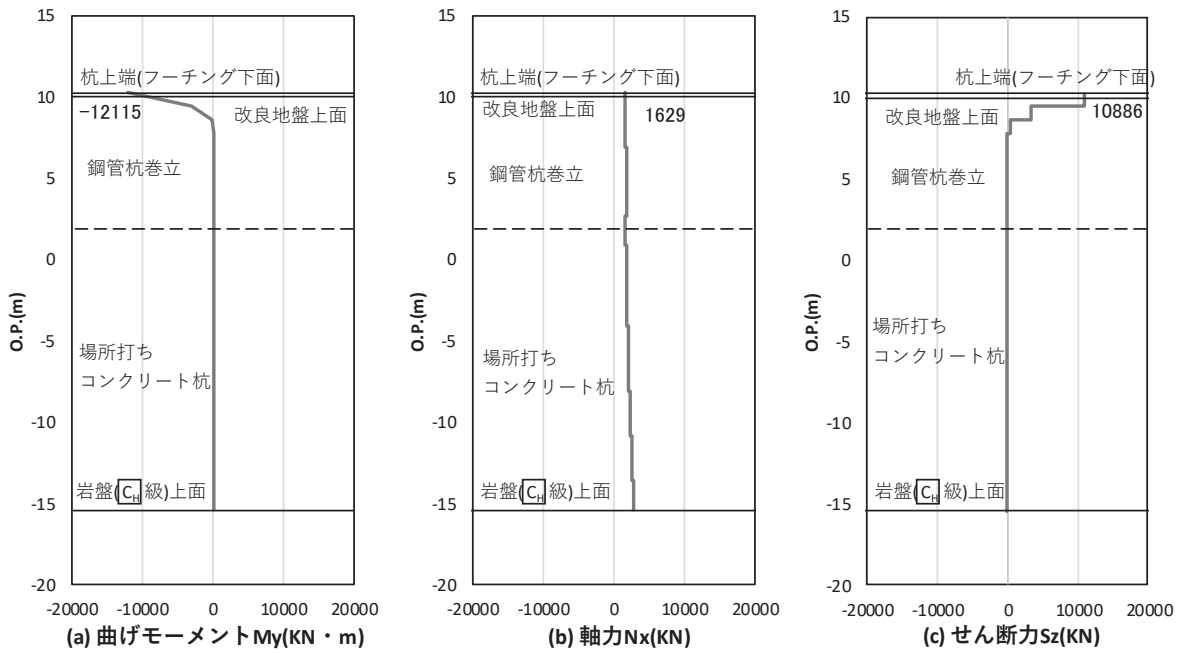


図 4-21(7) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, $S_s - D 2$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 29.98s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

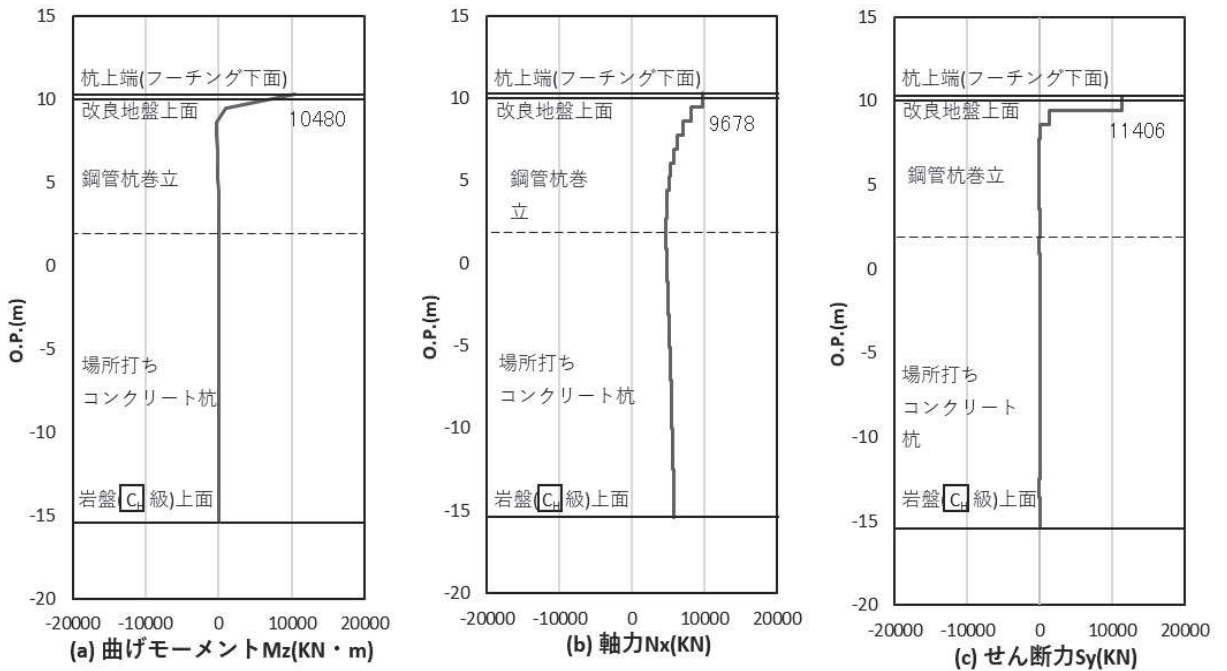


図 4-21(8) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, $S_s - D 1$ (+-) , 桁軸直交方向加振時, $t = 35.27s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

表 4-32 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	加振方向	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 1-2 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	11287	1935	15264	0.74
基礎 1-4 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	1123	2821	14942	0.08

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 4-33 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	加振方向	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 2-1 (上杭)	S s - D 1 (-+)	桁軸	③	13930	-3780	25764	0.55
基礎 2-3 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	11367	-4105	25637	0.45

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 4-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

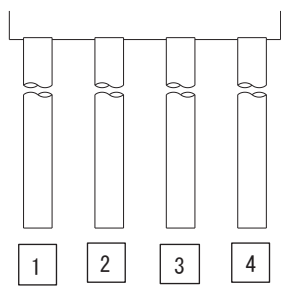
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	②	8071	166	260	0.64
基礎 1-4 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	1108	23	260	0.09

表 4-35 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	加振方向	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 2-1 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	②	10886	17125	0.64
基礎 2-3 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	②	11406	17125	0.67

表 4-36 杭頭部の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鋼桁 1)

断面	地震動	加振方向	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 1-2	S s - D 2 (++)	桁軸	②	11290	12928	0.88
基礎 1-4	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	1123	12928	0.09
基礎 2-1	S s - D 1 (-+)	桁軸	③	13930	18037	0.78
基礎 2-3	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	11367	18037	0.64



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

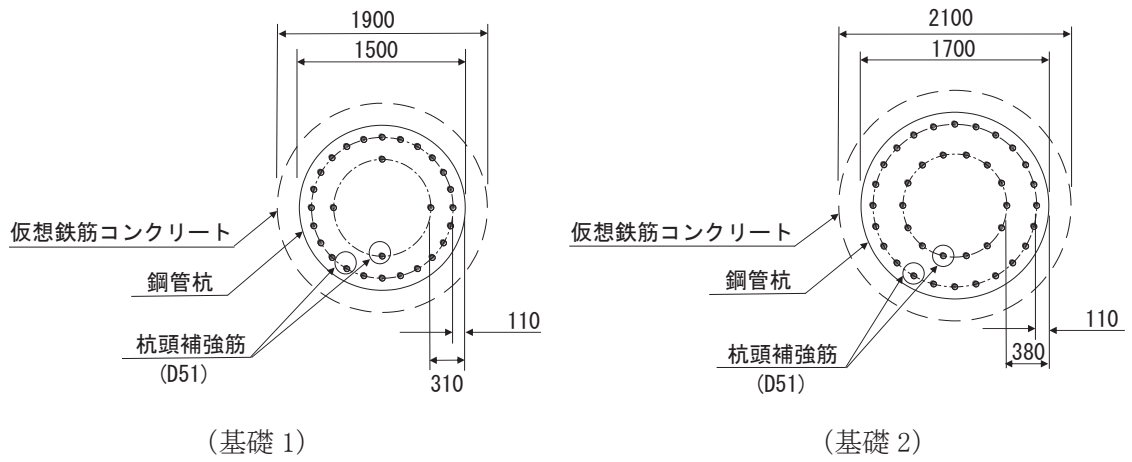


図 4-22 杭頭配筋概要図 (鋼桁 1)

4.5.2 鋼桁 2

断面計算に用いた断面諸元を表 4-37 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 4-23, 図 4-24 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 4-38~表 4-40 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-25 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 4-37(1) 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 4-37(2) 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

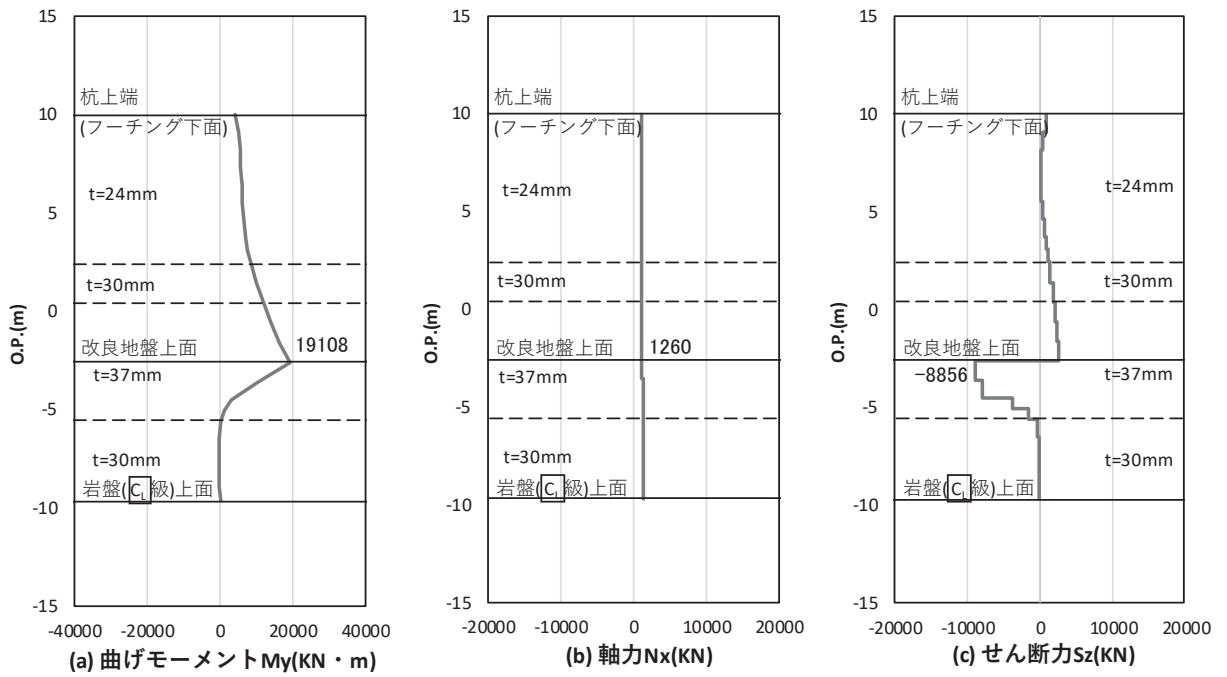


図 4-23 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸方向加振時, t = 7.82s)

解析ケース① : 基本ケース

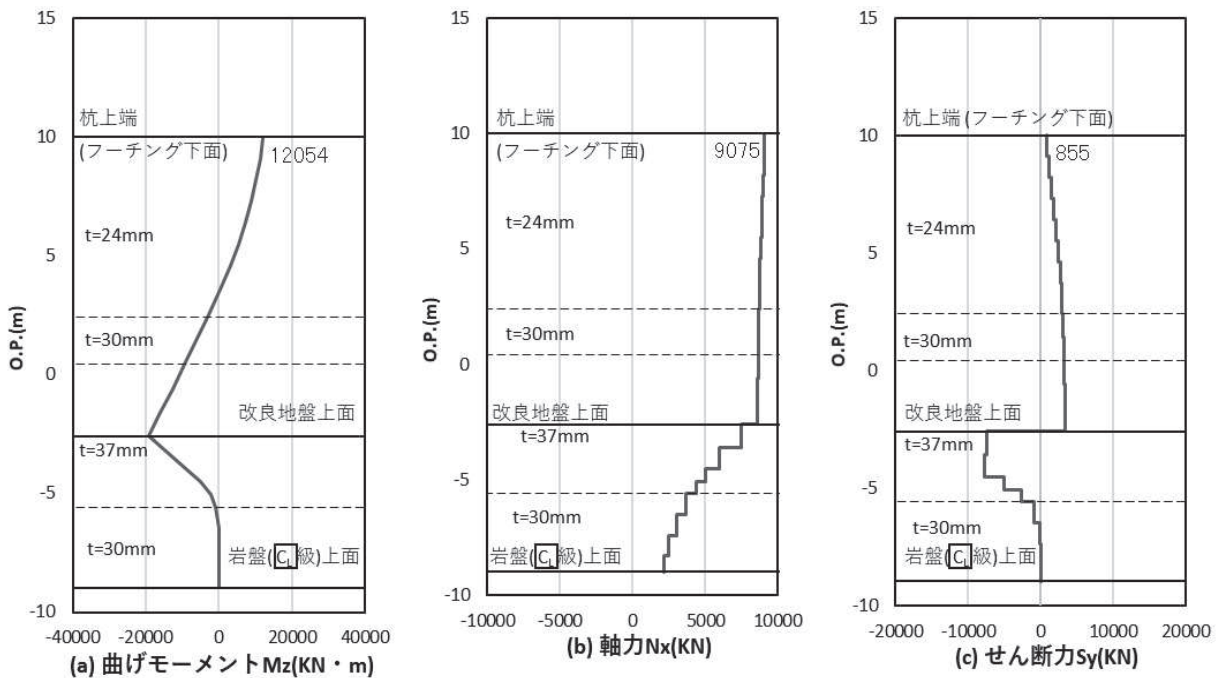


図 4-23 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.83s)

解析ケース① : 基本ケース

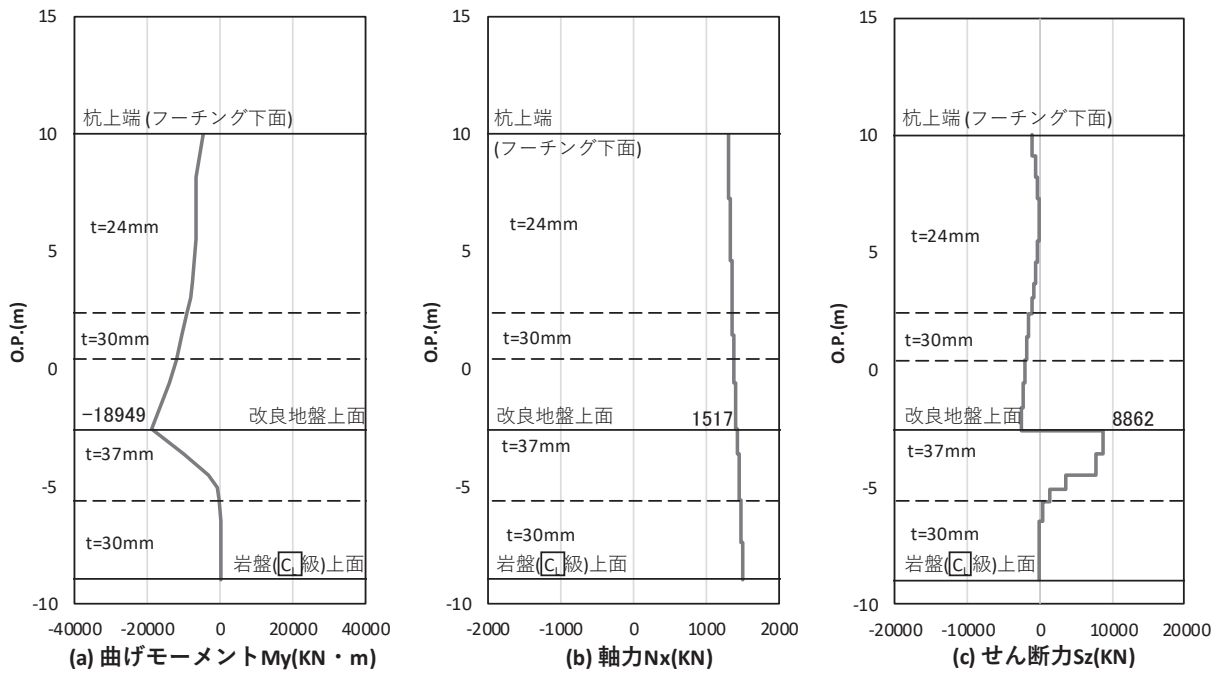


図 4-24(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時 $t = 7.82s$)
 解析ケース① : 基本ケース

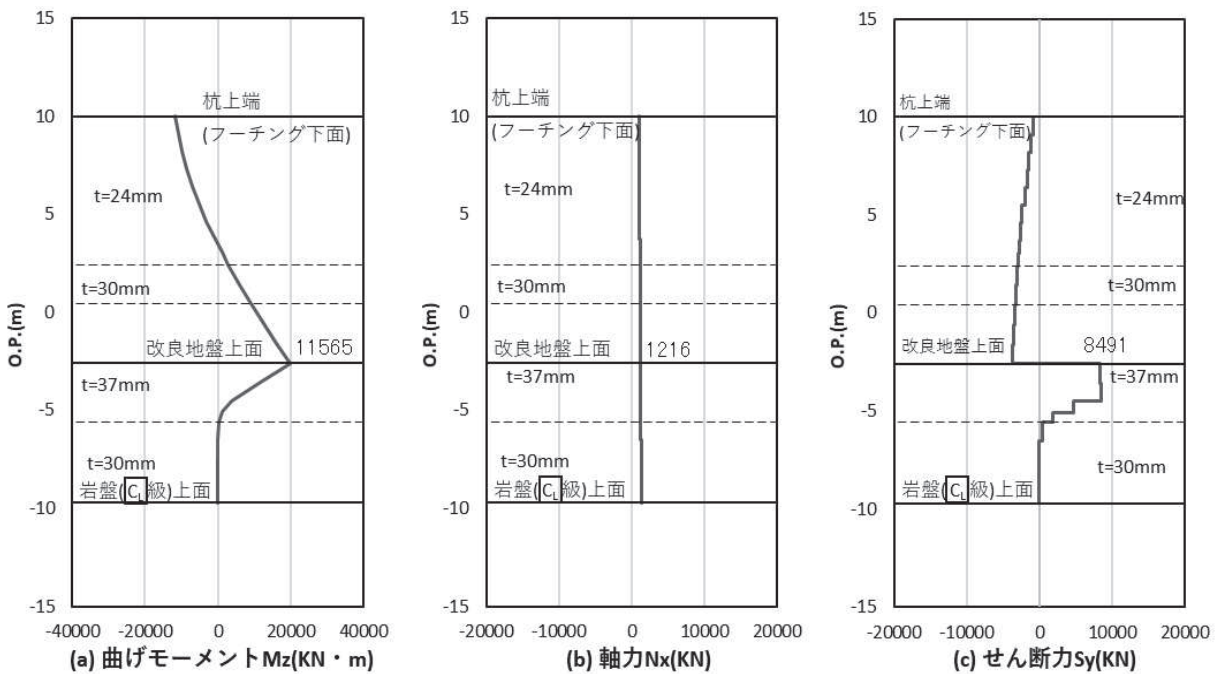


図 4-24(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.81s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 4-38 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	加振方向	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 2-3 (中杭 ②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19108	1260	26105	0.74
基礎 1-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12054	9075	14121	0.86

表 4-39 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	加振方向	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 s - N 1 (++)	桁軸	①	8862	108	260	0.42
基礎 2-5 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	②	8491	103	260	0.40

表 4-40 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 2）

断面	地震動	加振方向	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 s - N 1 (++)	桁軸	①	6400	14137	0.46
基礎 1-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12118	14137	0.86

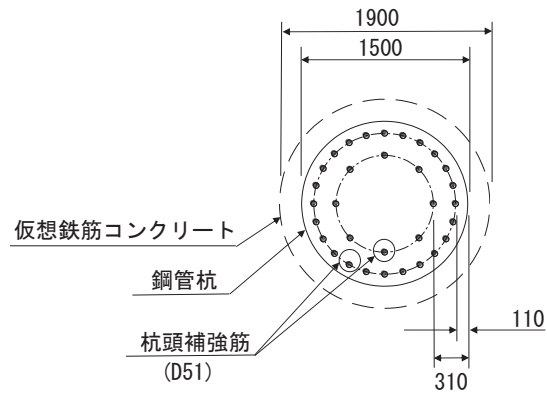
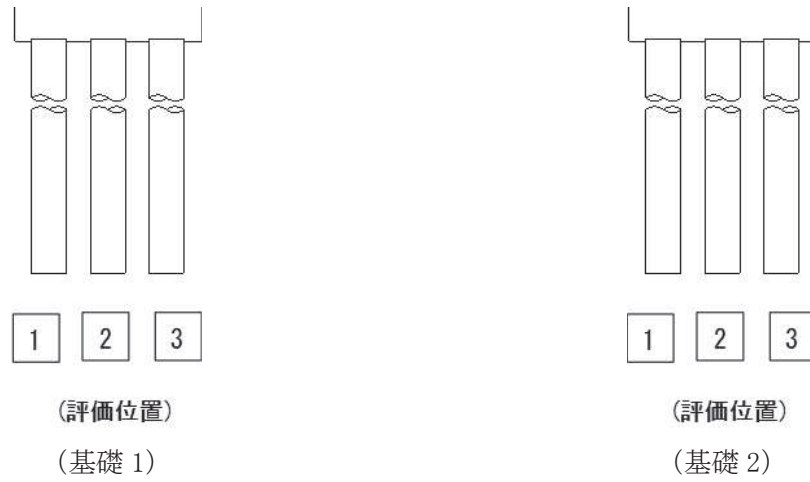


図 4-25 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)

4.5.3 鋼桁3

断面計算に用いた断面諸元を表4-41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4-26～図4-27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4-42～表4-44に示す。また、杭頭配筋概要図を図4-28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4-41(1) 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4-41(2) 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

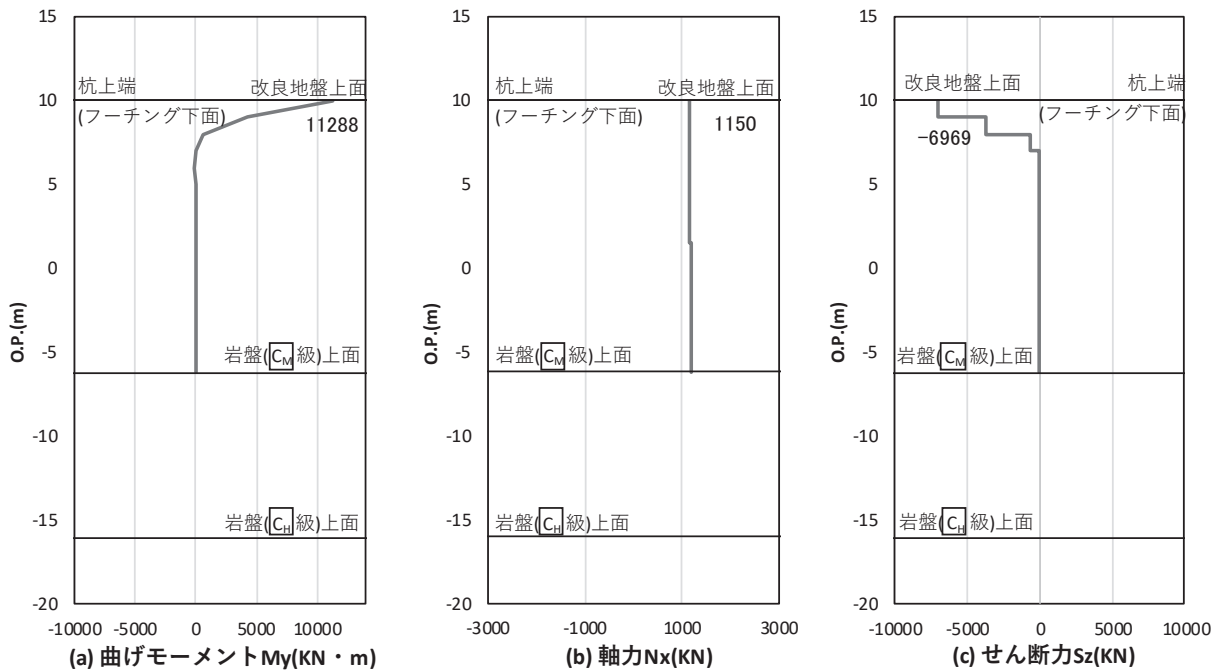


図 4-26(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, $S_s - D_2 (+)$, 桁軸方向加振時, $t = 23.98s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

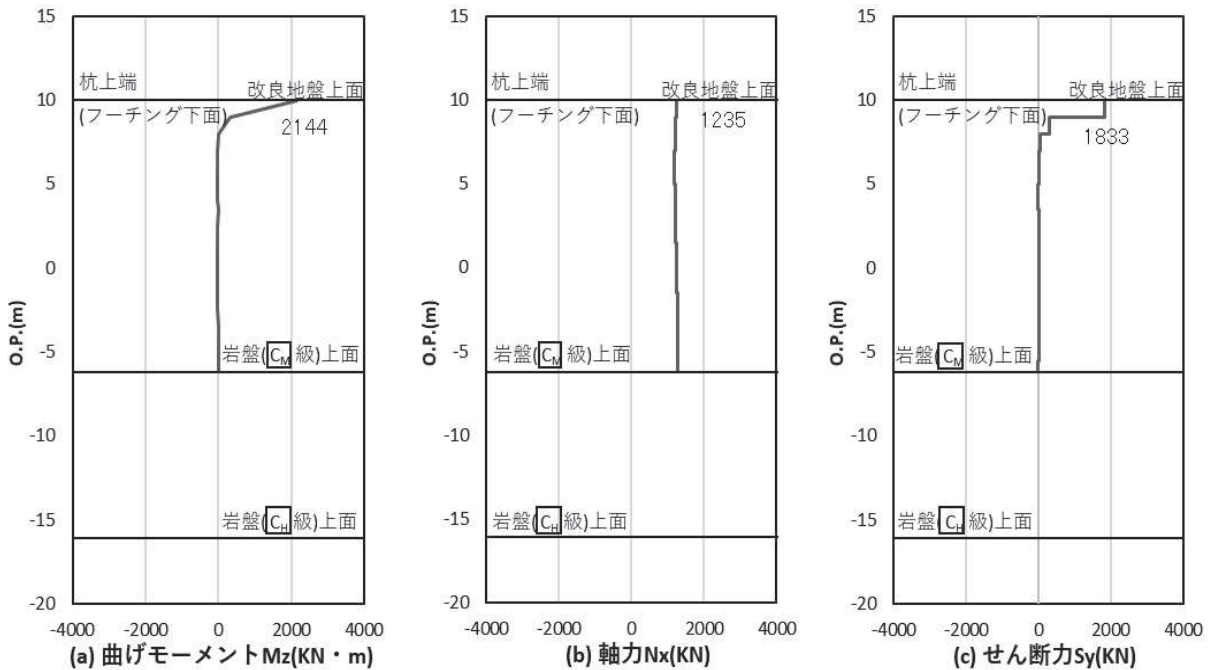


図 4-26(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, $S_s - D_2 (++)$, 桁軸直交方向加振時, $t = 17.75s$)
 解析ケース① : 基本ケース

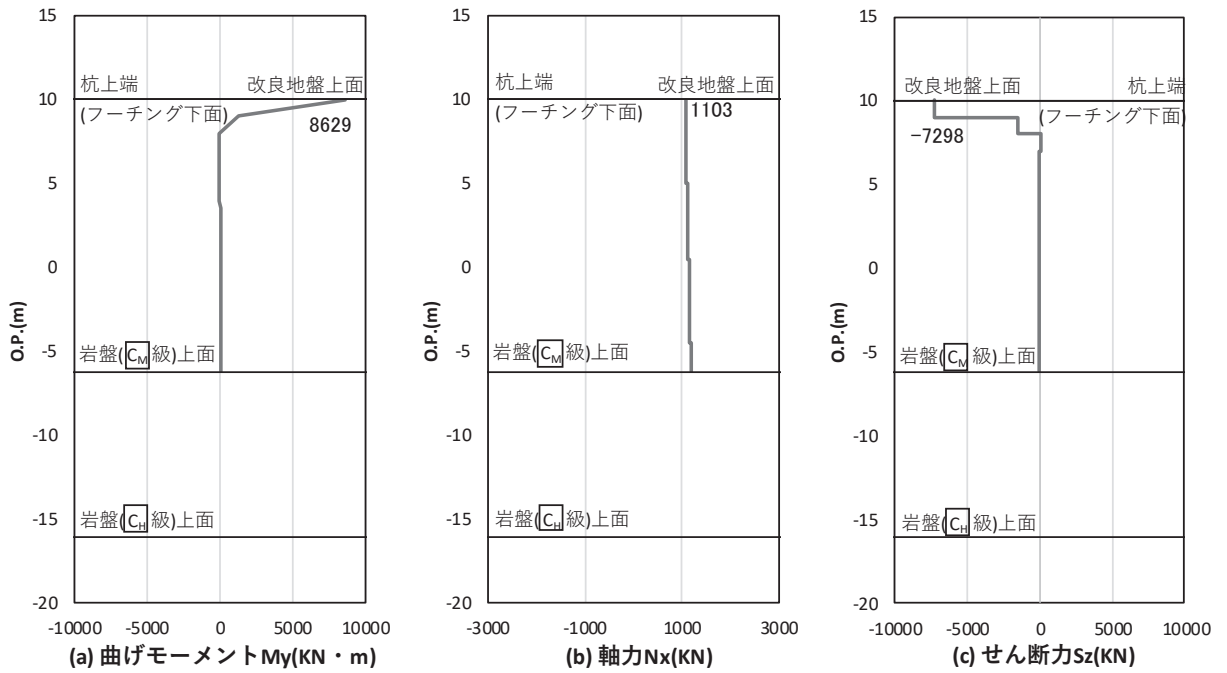


図 4-27(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸方向加振時, t = 13.40s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

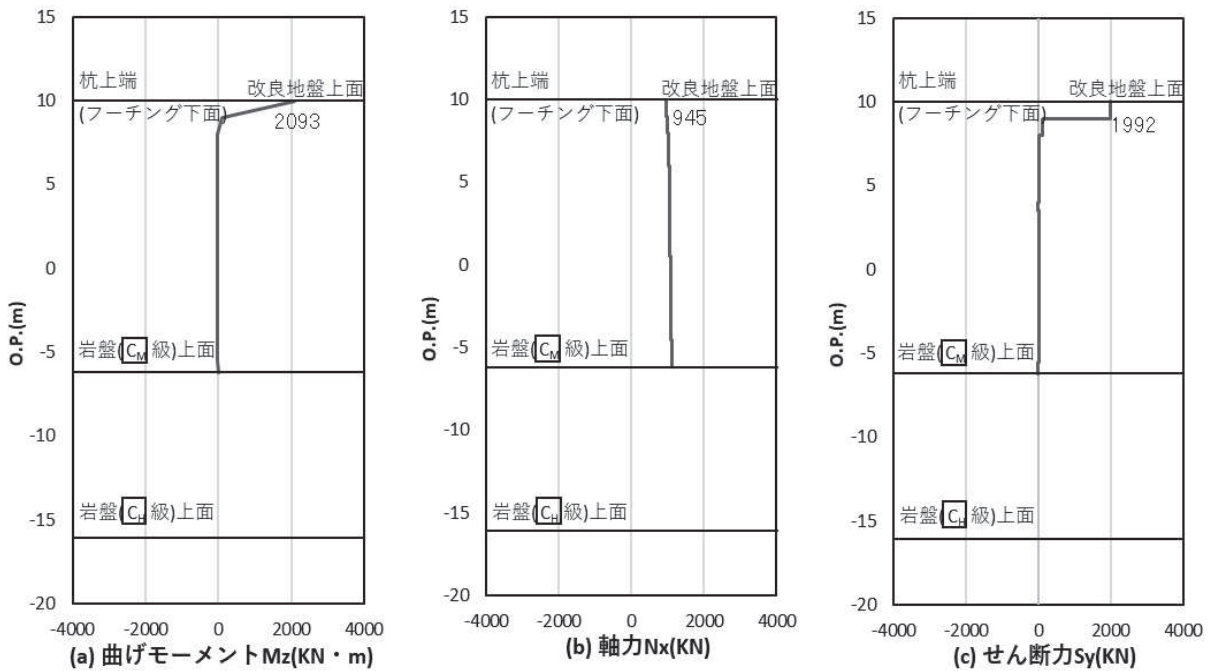


図 4-27(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸直交方向加振時, t = 17.74s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

表 4-42 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	加振方向	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 s - D 2 (+-)	桁軸	③	11288	1150	14083	0.81
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	2144	1235	14052	0.16

表 4-43 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	加振方向	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 s - D 2 (+-)	桁軸	②	7298	166	260	0.64
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	②	1992	46	260	0.18

表 4-44 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

断面	地震動	加振方向	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 s - D 2 (++)	桁軸	③	11306	12928	0.88
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	2144	12928	0.17

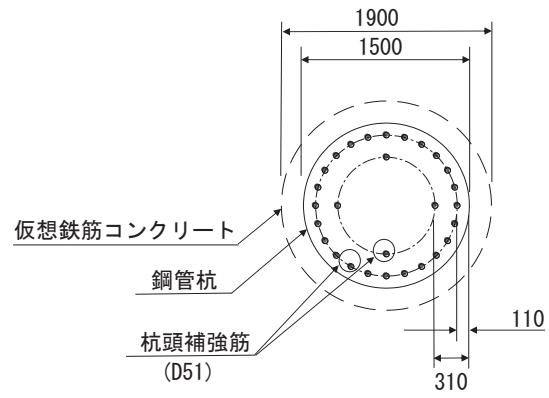
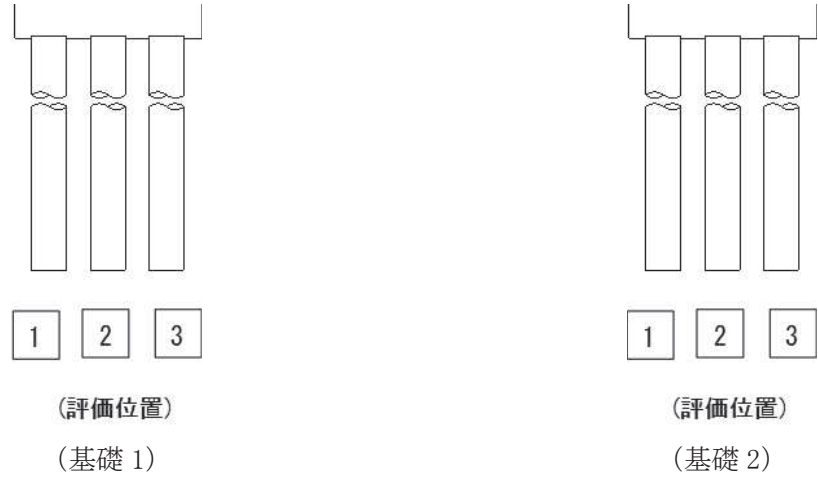


図 4-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

4.5.4 鋼桁 4

断面計算に用いた断面諸元を表 4-45 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 4-29、図 4-30 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 4-46～表 4-48 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-31 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 4-45(1) 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)	φ 1500	SM570	O. P. +9. 3m～ O. P. -14. 552m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
鋼桁 4 (北側)	φ 1500	SM570 (t =20mm)	(上杭) O. P. 9. 3m～ O. P. +6. 3m	19	0. 883×10 ⁵	0. 322×10 ⁸
	φ 1500	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 4-45(2) 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 4	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

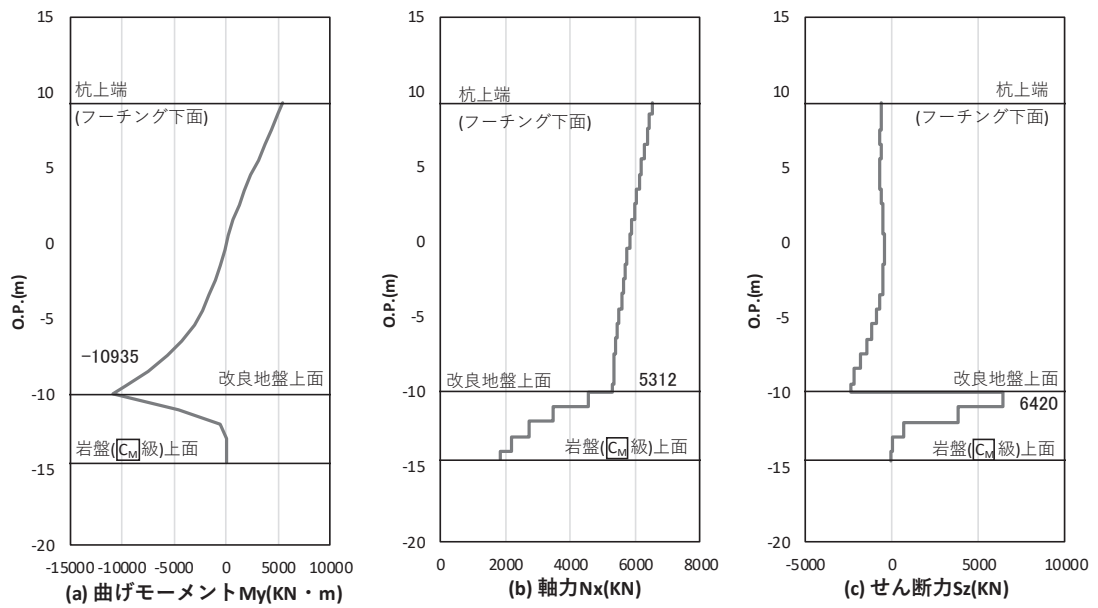


図 4-29(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.77s$)

解析ケース① : 基本ケース

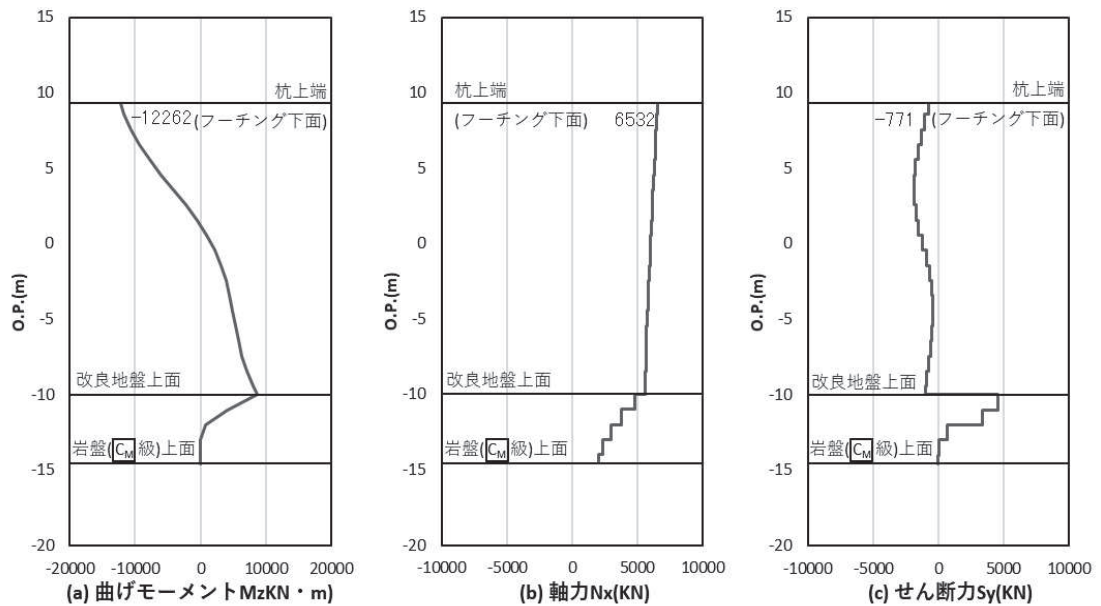


図 4-29(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87s$)

解析ケース① : 基本ケース

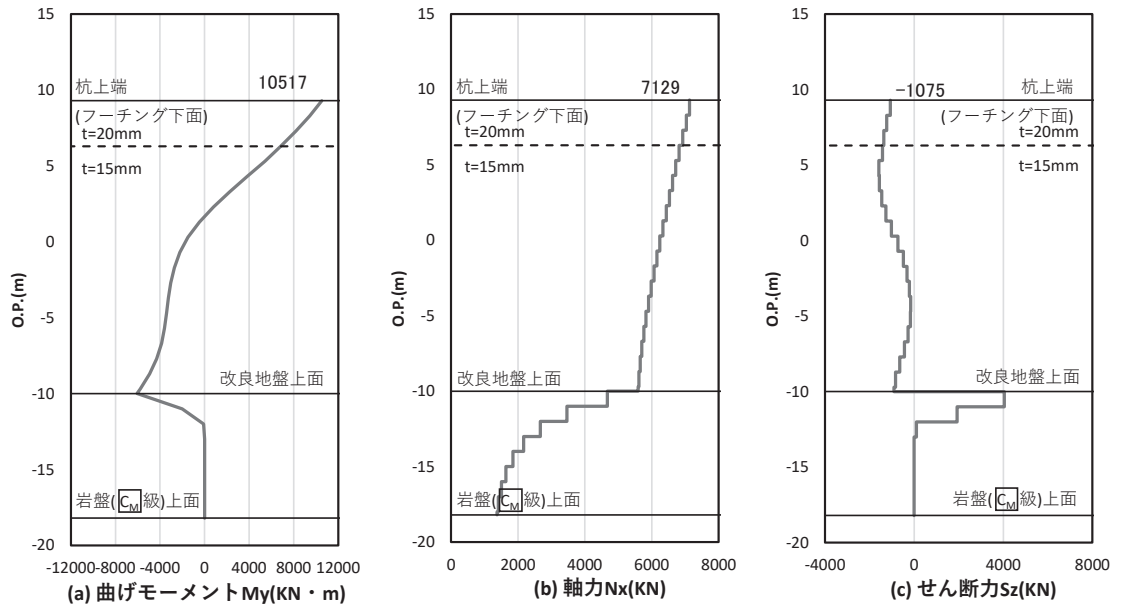


図 4-29(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース①：基本ケース

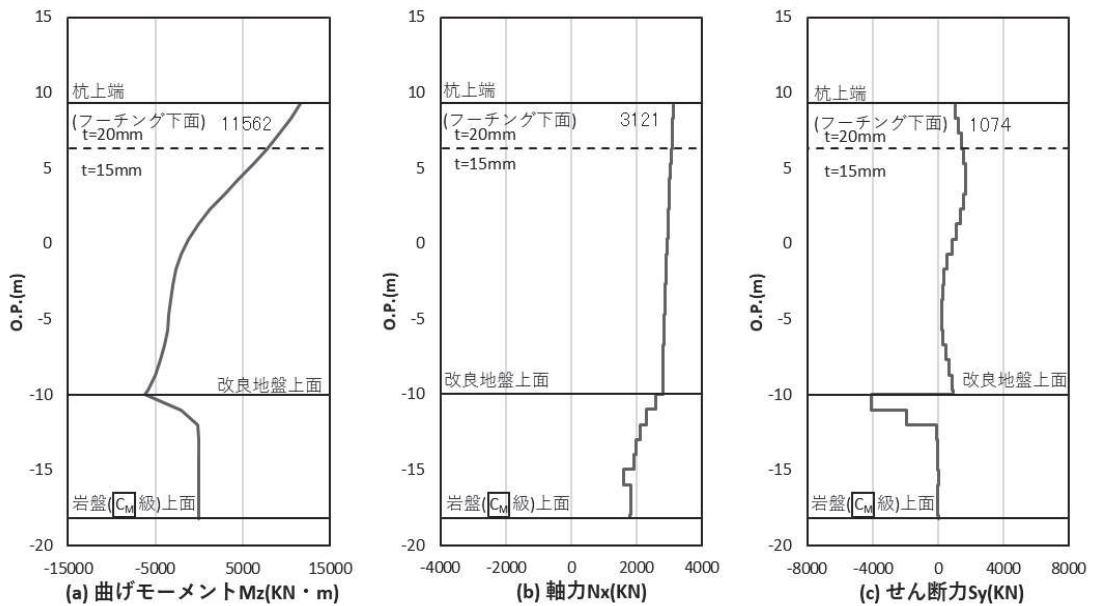


図 4-29(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース①：基本ケース

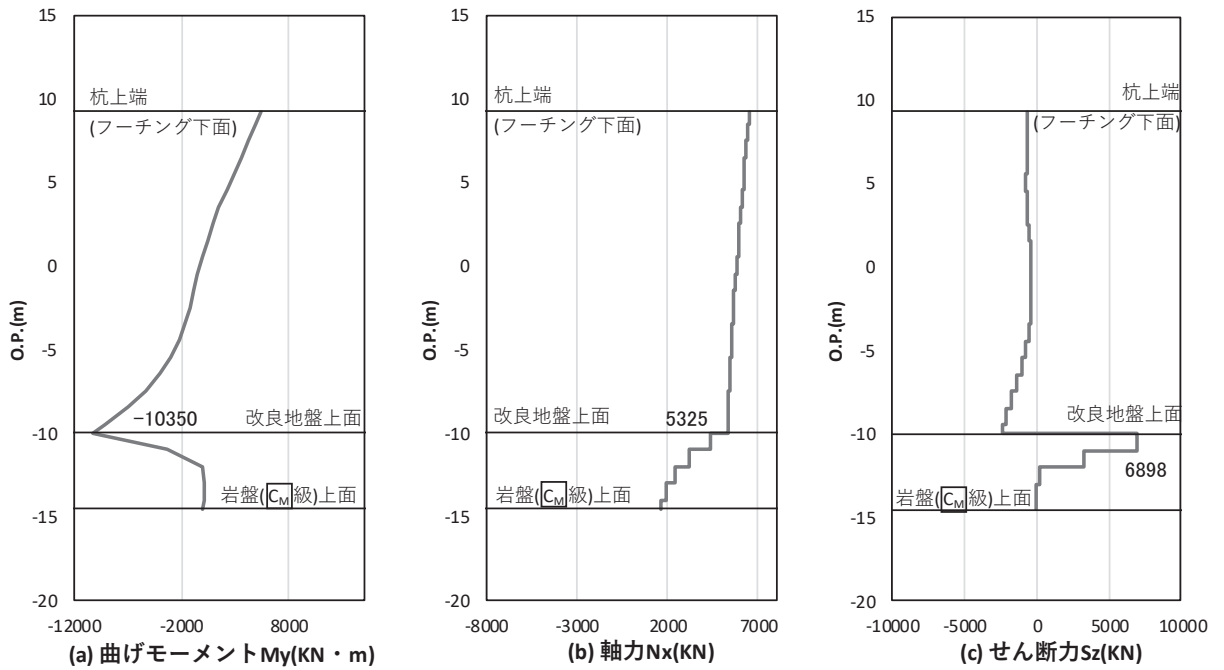


図 4-30(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.76s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

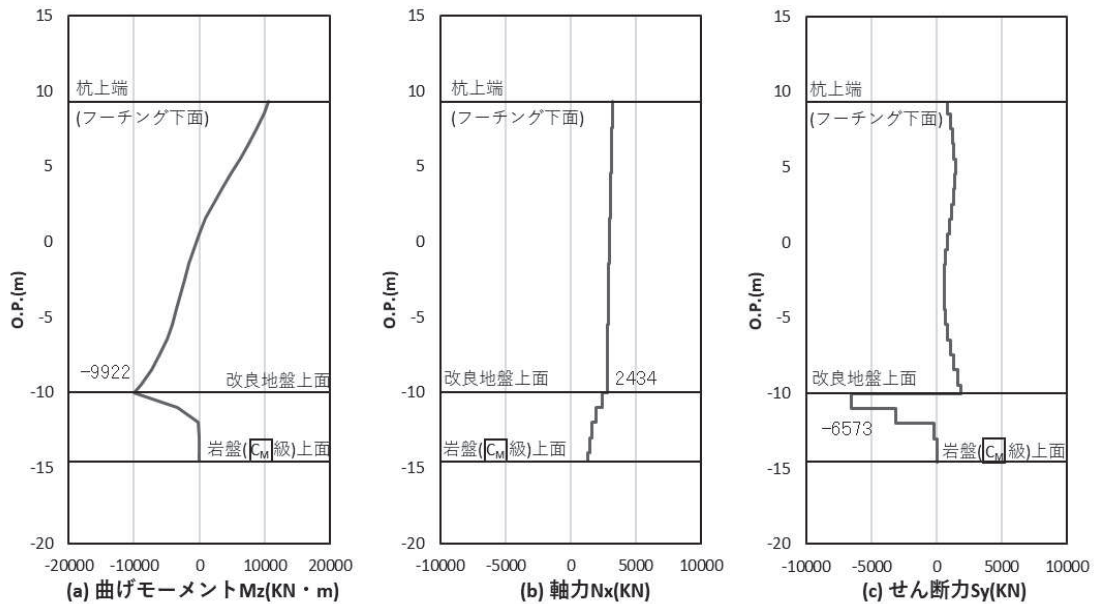


図 4-30(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.79s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

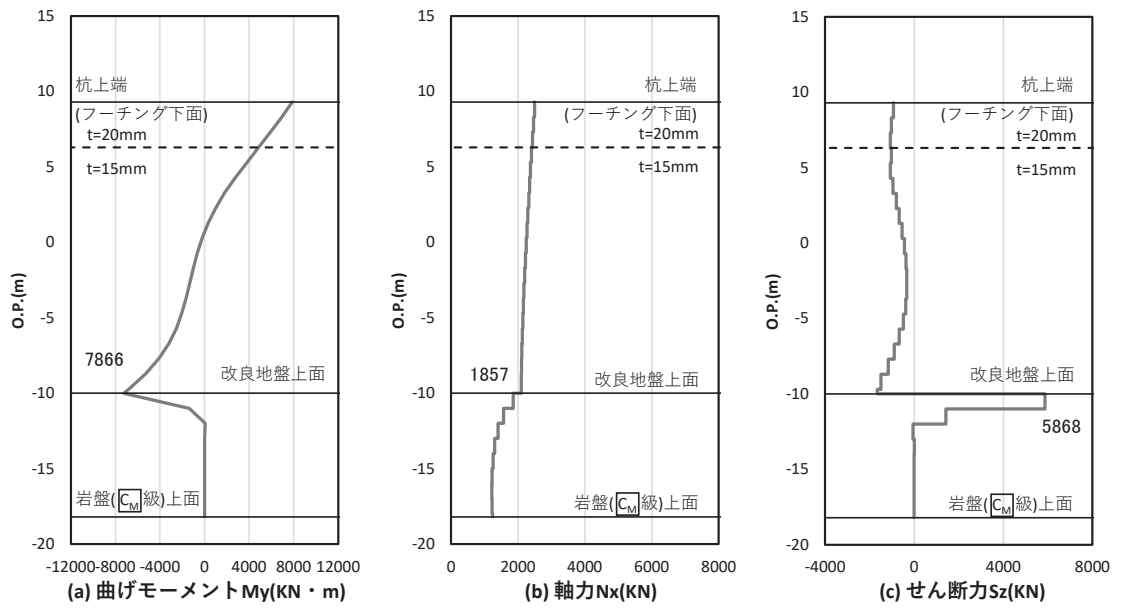


図 4-30(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.77s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

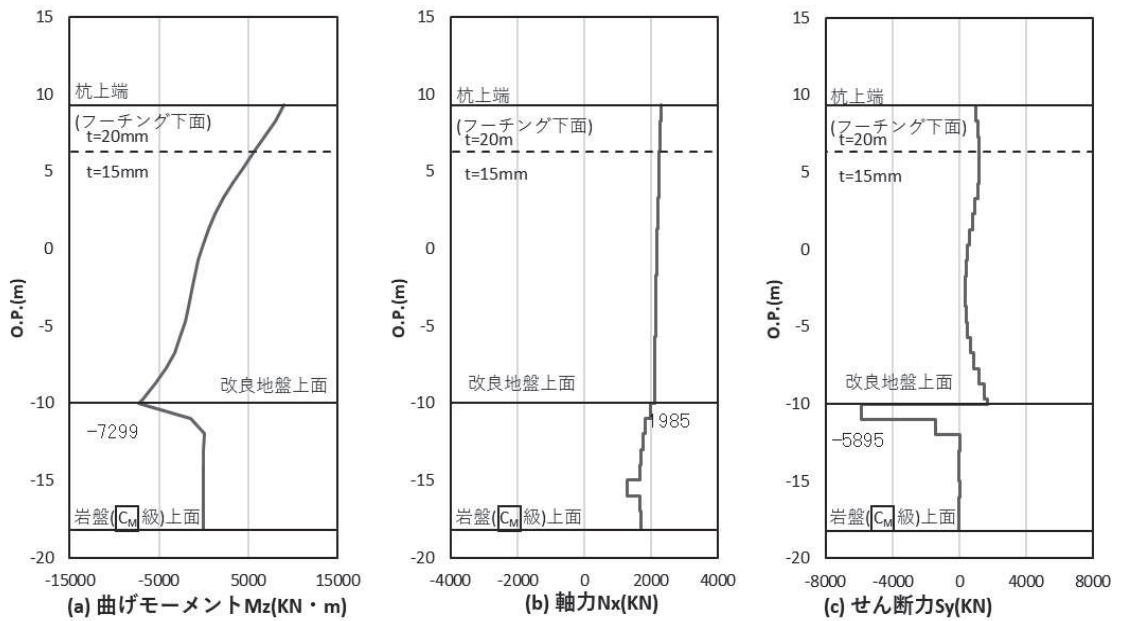


図 4-30(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.77s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

表 4-46 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	加振方向	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	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10935	5312	14764	0.75
基礎 1-1	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12262	6532	14320	0.86
基礎 2-5 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10517	7129	11900	0.89
基礎 2-12 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	11562	3121	13364	0.87

表 4-47 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	加振方向	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	S s - N 1 (++)	桁軸	②	6898	136	260	0.53
基礎 1-4	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	②	6573	129	260	0.50
基礎 2-14 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸	②	5868	180	260	0.70
基礎 2-12 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	②	5895	181	260	0.70

表 4-48 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

断面	地震動	加振方向	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 1-10	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	8559	14137	0.61
基礎 1-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12430	14137	0.88
基礎 2-6	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10540	14137	0.75
基礎 2-12	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	11572	14137	0.82

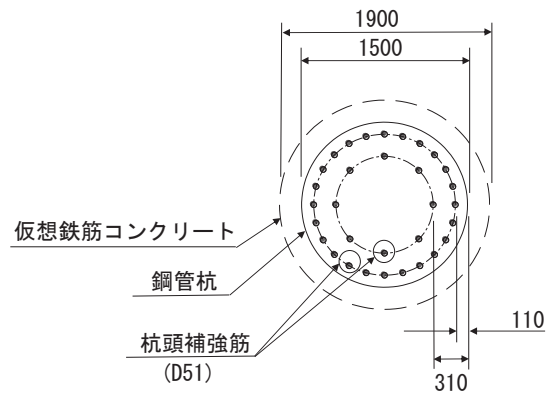
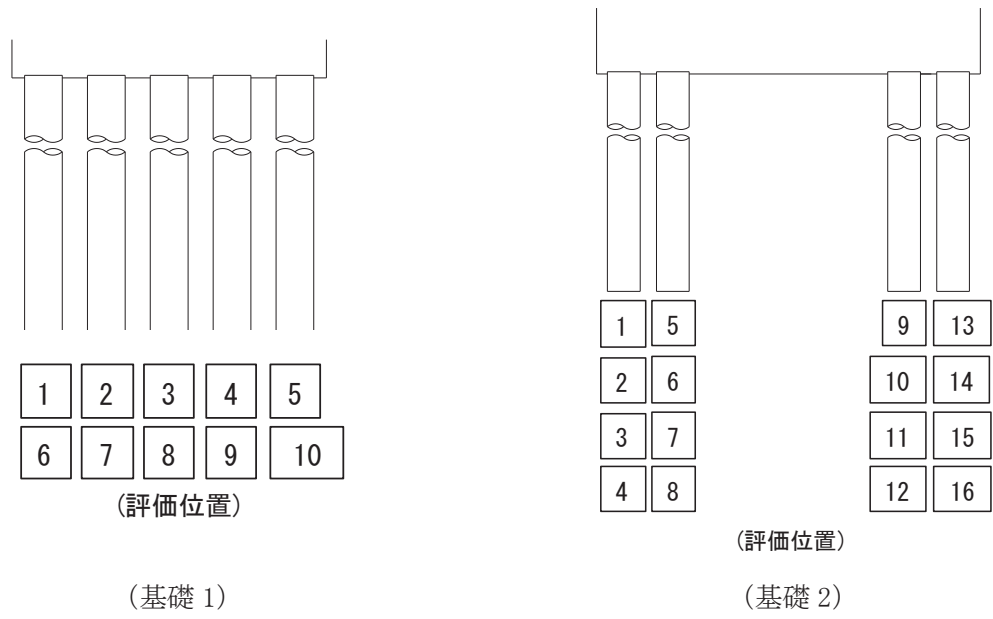


図 4-31 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

4.5.5 鋼桁 5

断面計算に用いた断面諸元を表 4-49 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 4-32、図 4-33 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 4-50～表 4-52 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-34 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 4-49(1) 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 4-49(2) 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

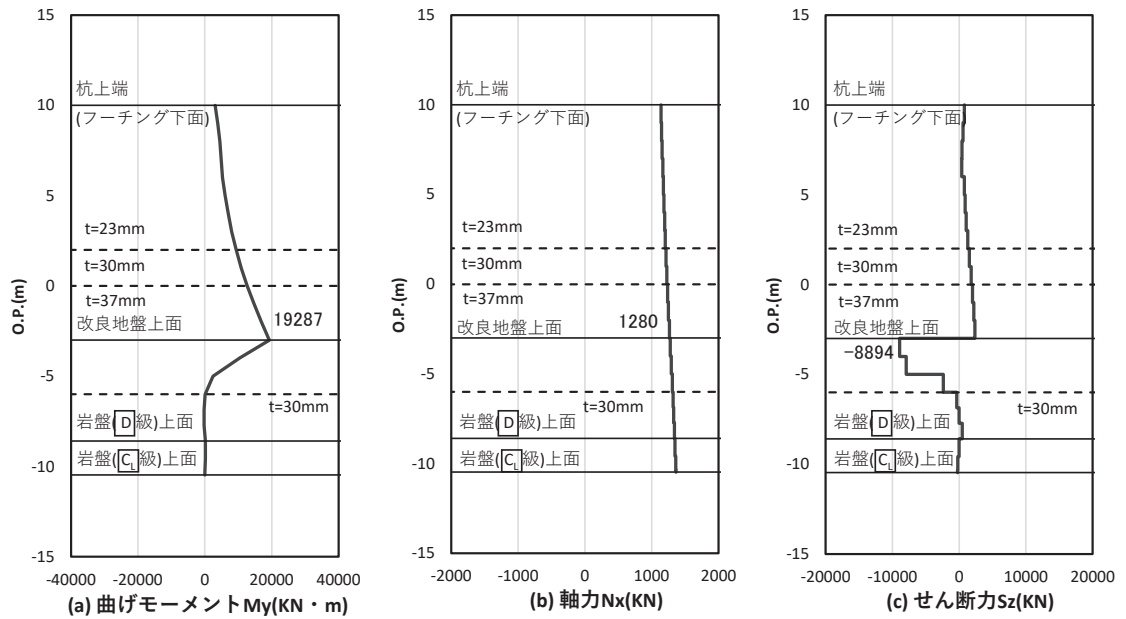


図 4-32(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸方向加振時, t = 7.84s)

解析ケース① : 基本ケース

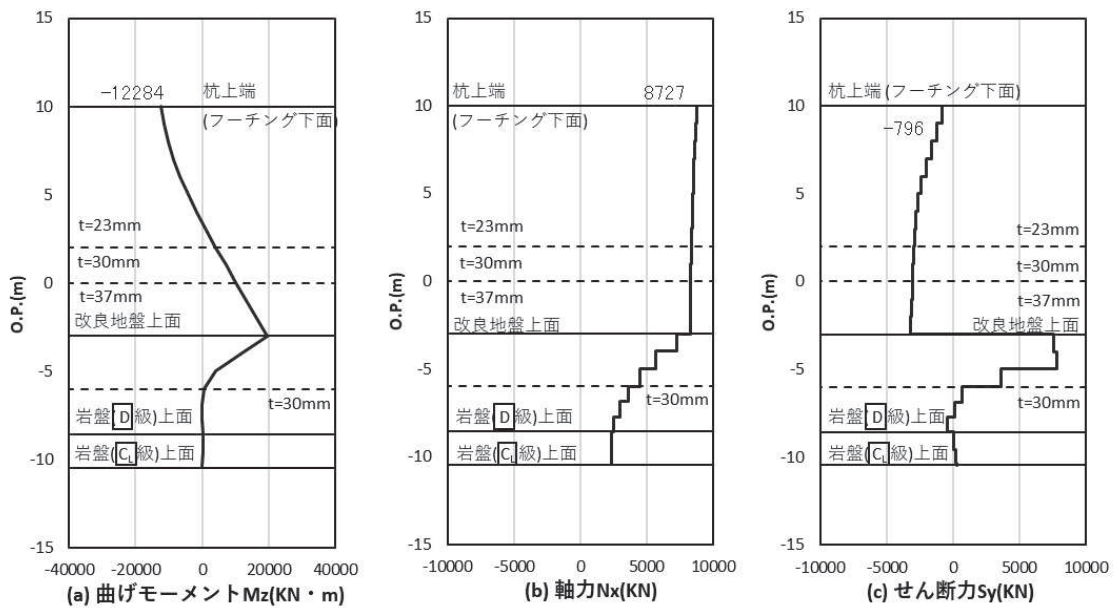


図 4-32(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)

解析ケース① : 基本ケース

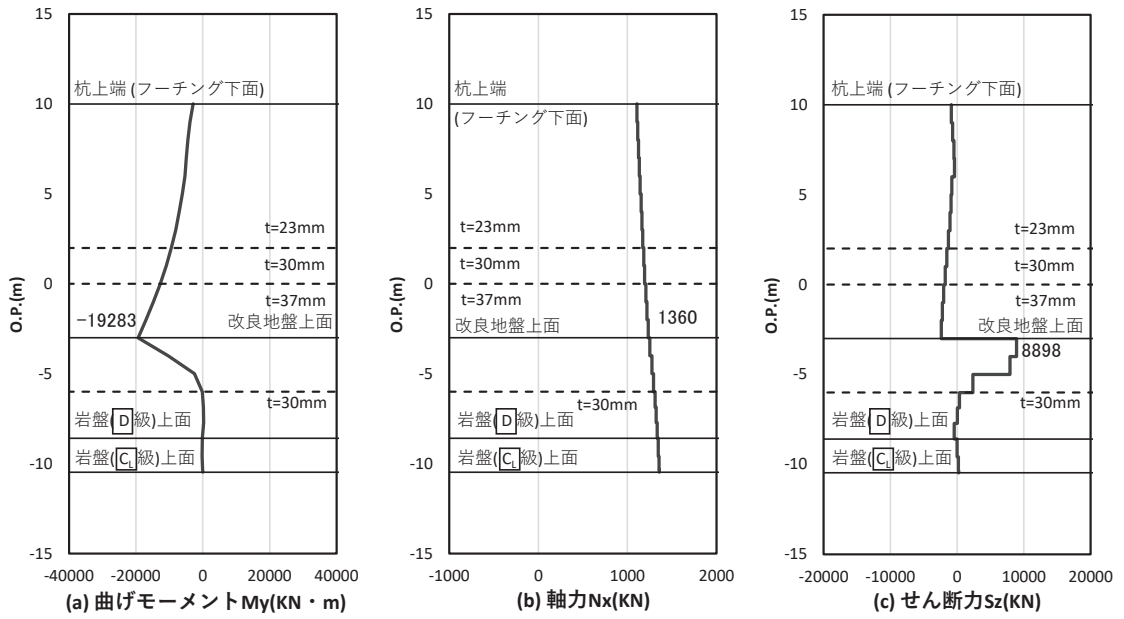


図 4-33 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.84s$)

解析ケース① : 基本ケース

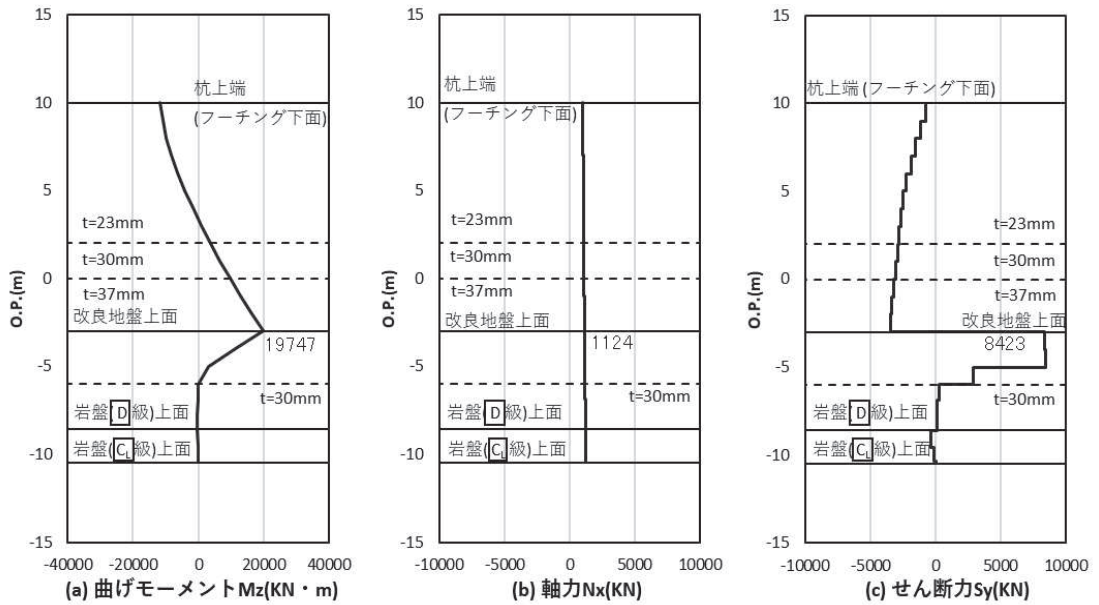


図 4-33 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.82s$)

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 4-50 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	加振方向	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 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19287	1280	26098	0.74
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12284	8727	13522	0.91

表 4-51 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	加振方向	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 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8898	108	260	0.42
基礎 2-5 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	②	8423	102	260	0.40

表 4-52 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鋼桁 5)

評価位置	地震動	加振方向	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 2-1	S s - N 1 (++)	桁軸	①	6016	14137	0.43
基礎 2-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12347	14137	0.88

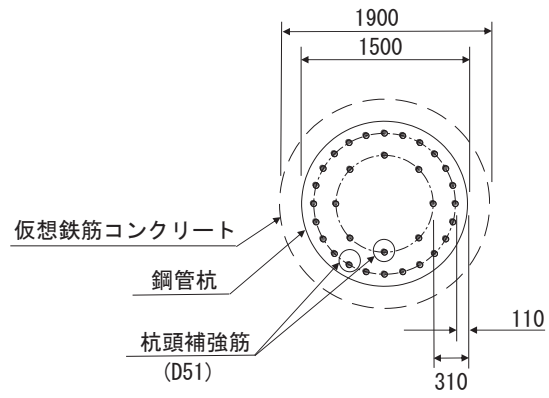
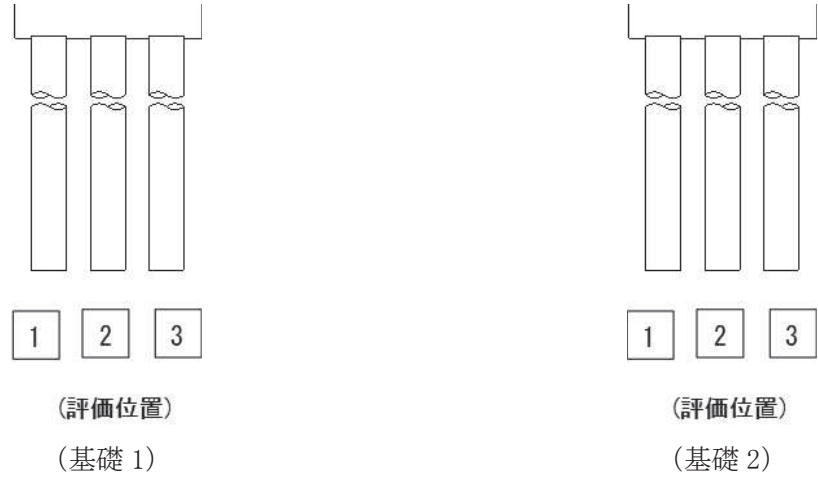


図 4-34 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)

4.5.6 鋼桁 6

断面計算に用いた断面諸元を表 4-53 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 4-35, 図 4-36 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 4-54~表 4-56 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-37 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 4-53(1) 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 4-53(2) 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 6	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

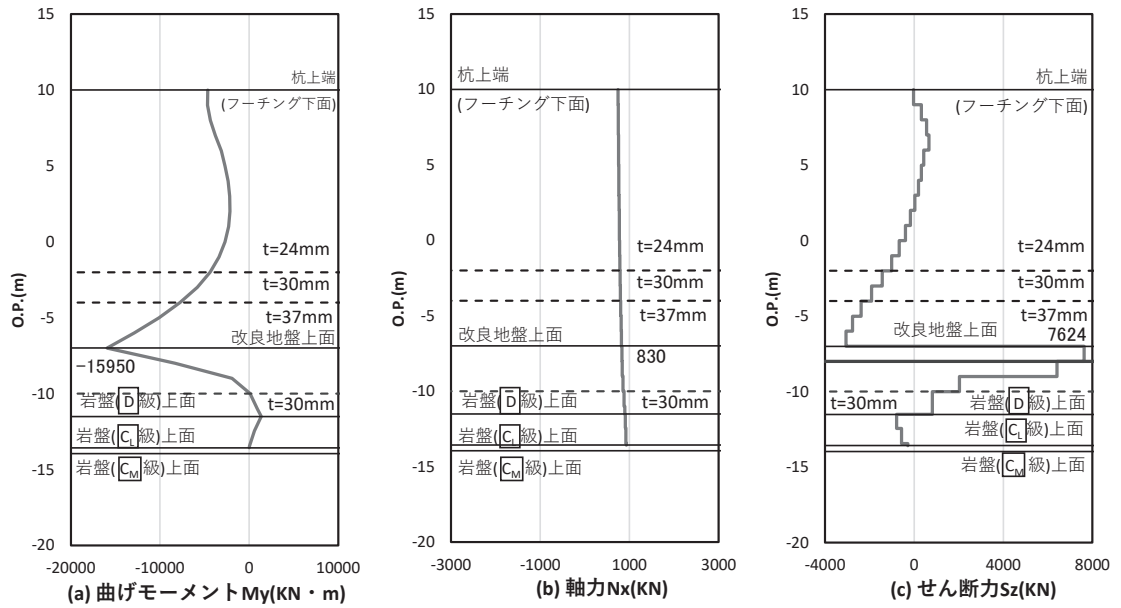


図 4-35(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.78s)

解析ケース① : 基本ケース

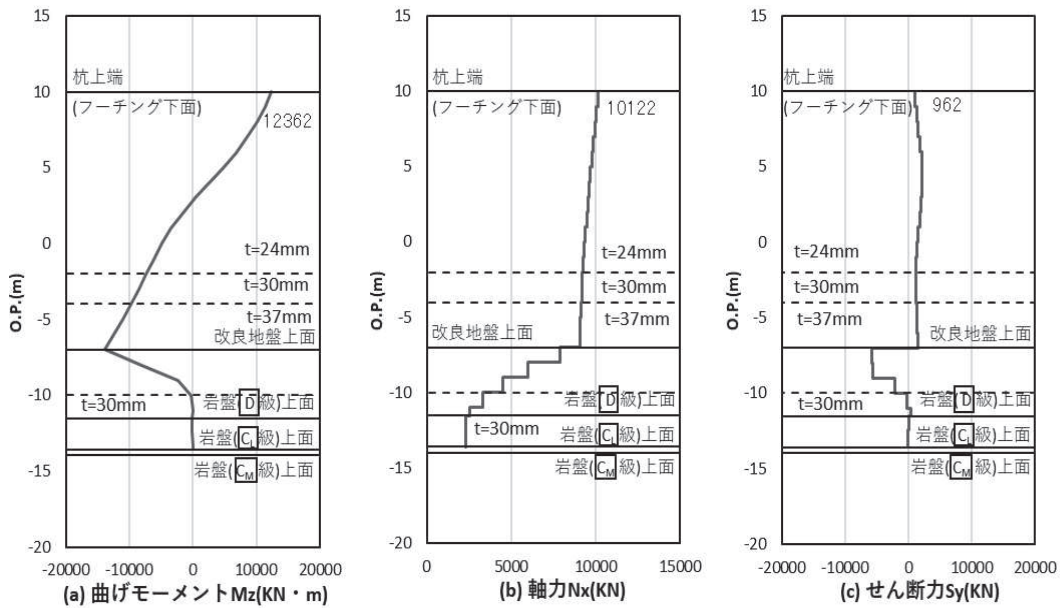


図 4-35(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース① : 基本ケース

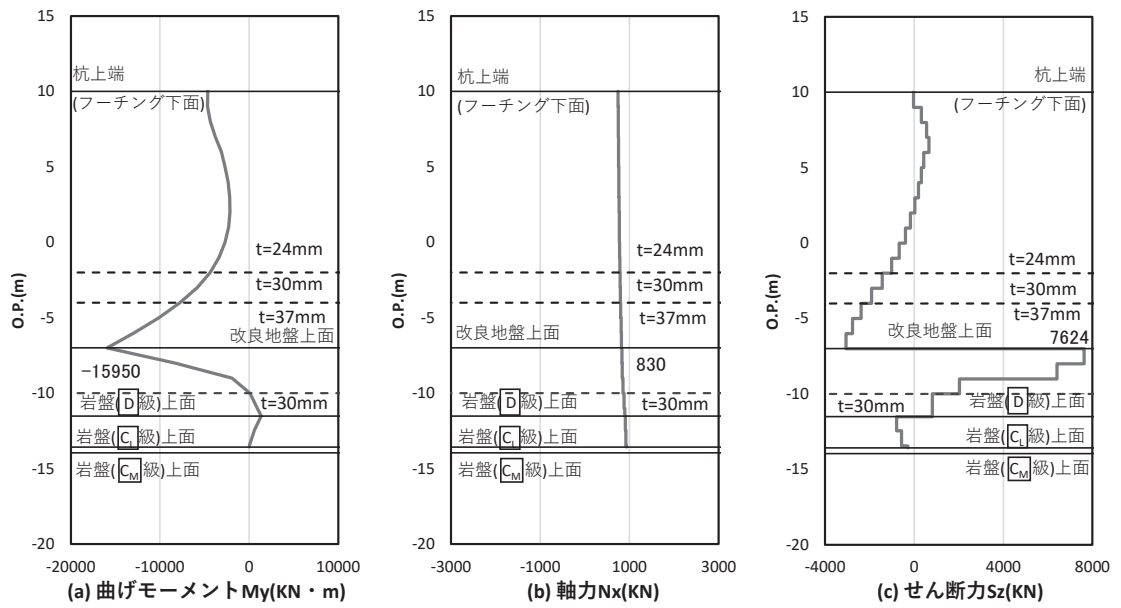


図 4-36 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.78s$)

解析ケース① : 基本ケース

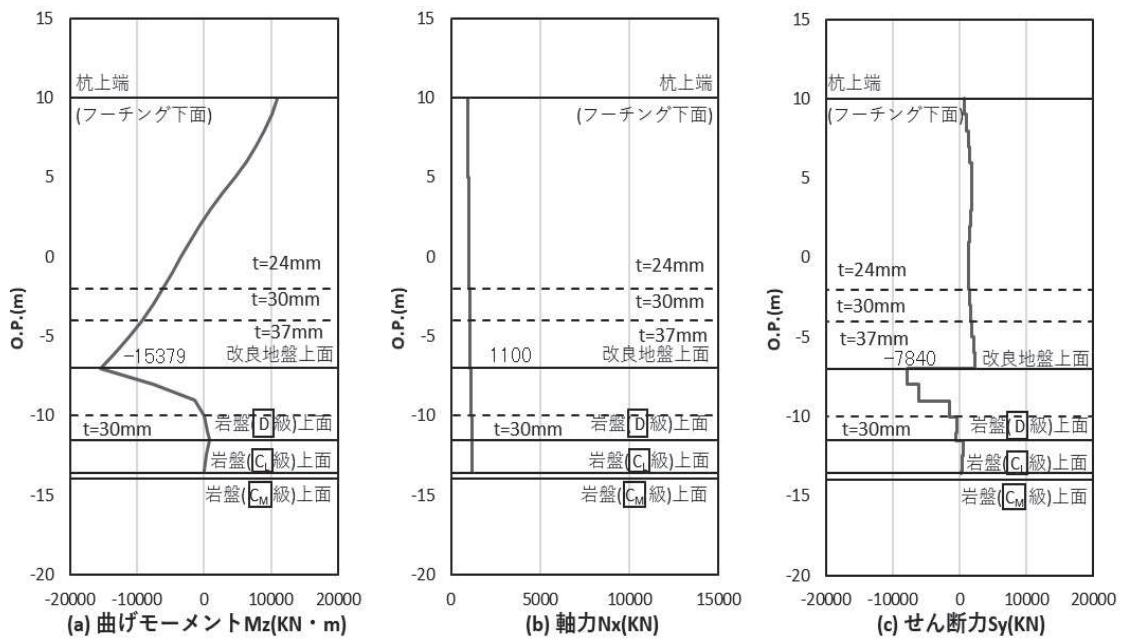


図 4-36 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.81s$)

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 4-54 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

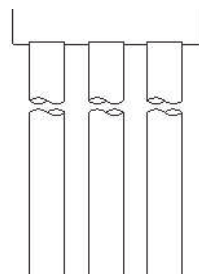
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	15950	830	26259	0.61
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12362	10122	13741	0.90

表 4-55 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	加振方向	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 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	7624	93	260	0.36
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	②	7840	95	260	0.37

表 4-56 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

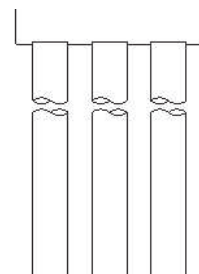
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-1	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	7302	14137	0.52
基礎 2-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12442	14137	0.89



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

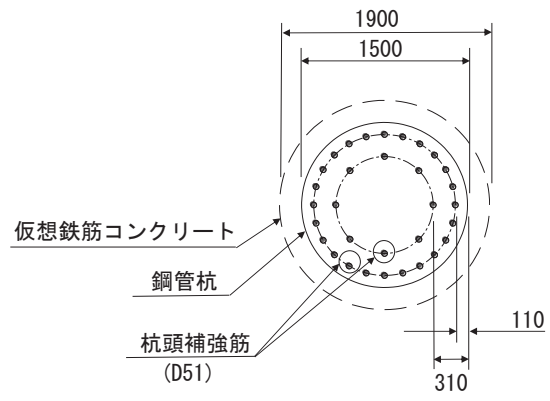


図4-37 杭頭配筋概要図（鋼桁6）

4.9 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4-38～図4-50に、支持性能評価結果を表4-57～表4-68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度以下であることを確認した。

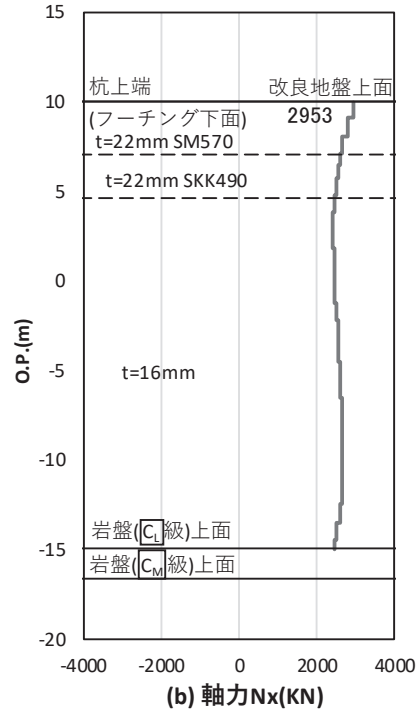


図 4-38(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.56s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

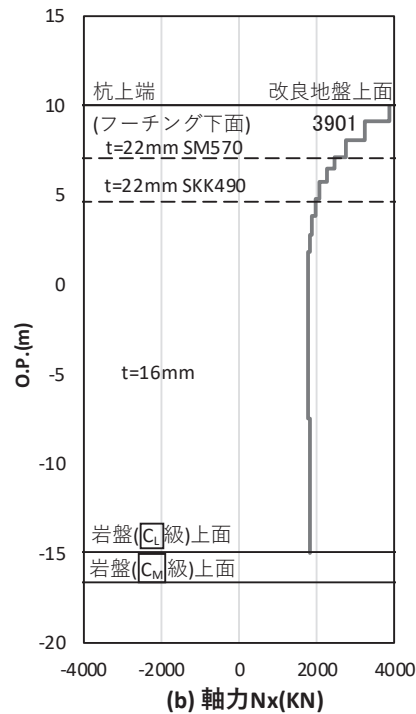


図 4-38(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 17.70s)
 解析ケース① : 基本ケース

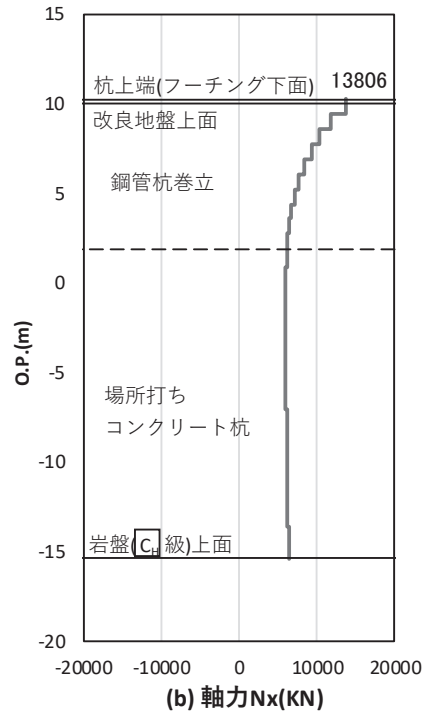


図 4-38(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 18.09s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

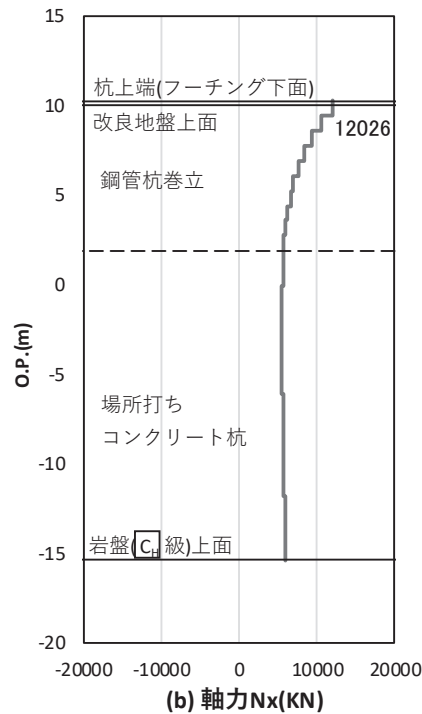


図 4-38(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (+ -) , 桁軸直交方向加振時, t = 18.14s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

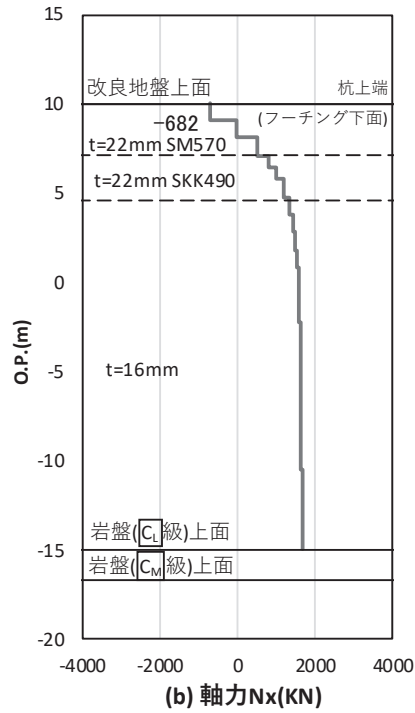


図 4-39(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 1：基礎 1， $S_s - D_2$ （+-），桁軸直交方向加振時， $t = 17.70s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

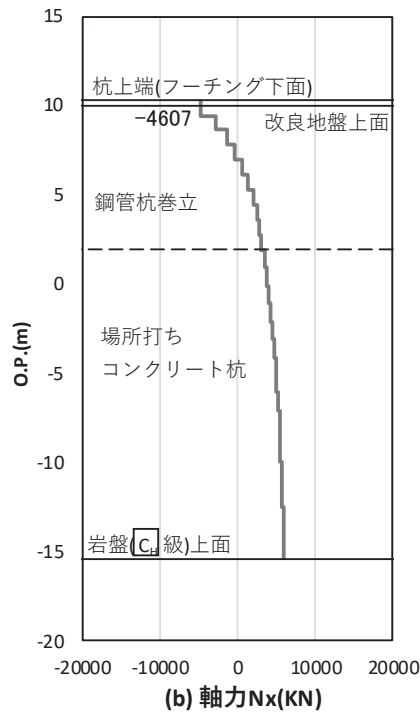


図 4-39(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 1：基礎 2， $S_s - D_2$ （++），桁軸方向加振時， $t = 23.72s$ ）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

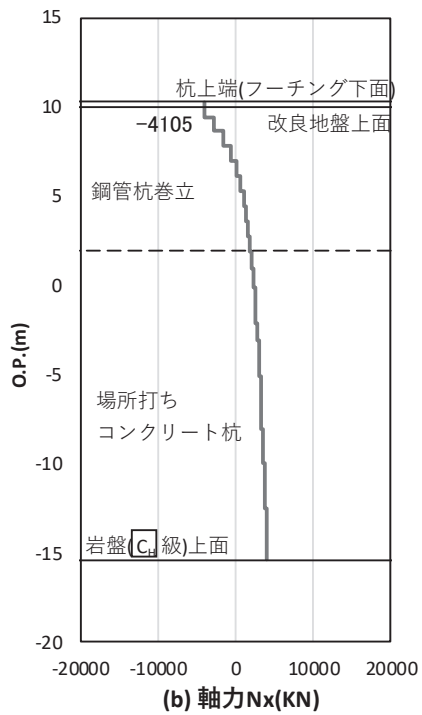


図 4-39(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 1：基礎 2， $S_s - D 1 (+)$ ，桁軸直交方向加振時， $t = 18.09s$ ）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

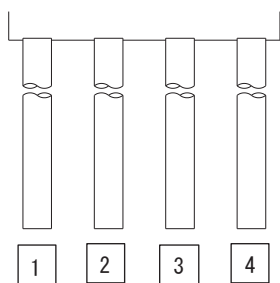
表 4-57 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	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 1-2	S s - D 2 (++)	桁軸	③	2953	1.7	13.7	0.13
基礎 1-1	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	3901	2.3	13.7	0.17
基礎 2-3	S s - D 1 (+-)	桁軸	③	13806	6.1	13.7	0.45
基礎 2-3	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	12026	5.3	13.7	0.39

表 4-58 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	加振方向	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 1-2	-*	桁軸	-*	-*	11890	-*
基礎 1-1	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	-682	11890	0.06
基礎 2-3	S s - D 2 (++)	桁軸	③	-4607	13970	0.33
基礎 2-3	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	③	-4105	13970	0.30

注記*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

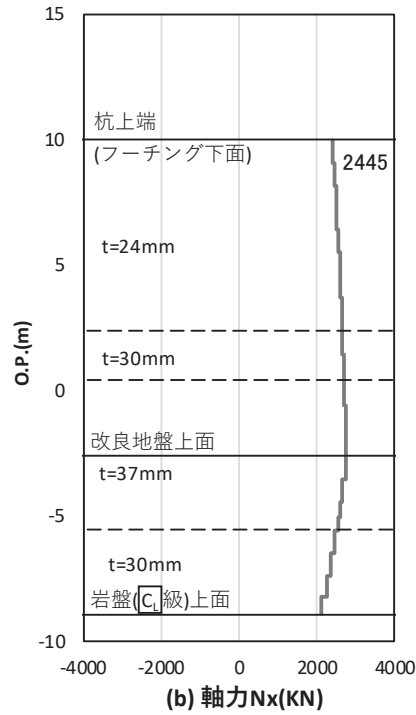


図 4-40(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - D 1 (+), 桁軸方向加振時, t = 20.39s)
 解析ケース① : 基本ケース

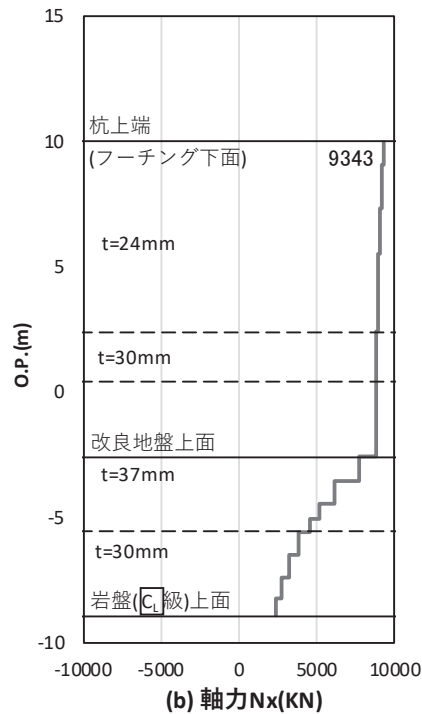


図 4-40(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)
 解析ケース① : 基本ケース

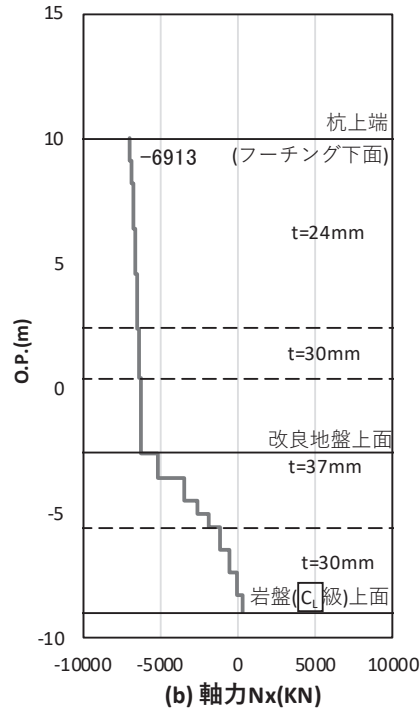


図 4-41 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)
 解析ケース① : 基本ケース

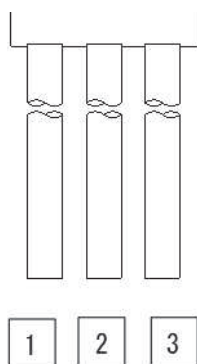
表 4-59 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	加振方向	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 1-3	Ss-D1 (+-)	桁軸	①	2445	1.4	13.7	0.11
基礎 1-3	Ss-N1 (++)	桁軸 直交	①	9343	5.3	13.7	0.39

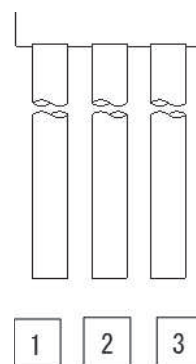
表 4-60 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	加振方向	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)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	8194	-*
基礎 1-1	Ss-N1 (++)	桁軸 直交	①	-6913	8194	0.85

注記*：鉛直上向き鉛直力が生じていない



(評価位置)
(基礎 1)



(評価位置)
(基礎 2)

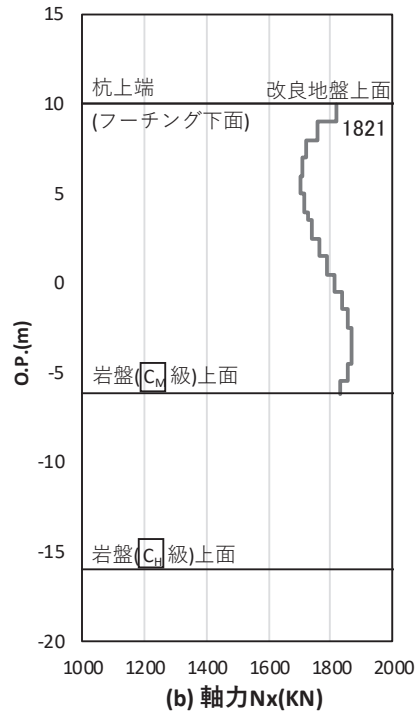


図 4-42(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 3：基礎 2, S s - D 2 (+), 桁軸方向加振時, t = 13.82s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

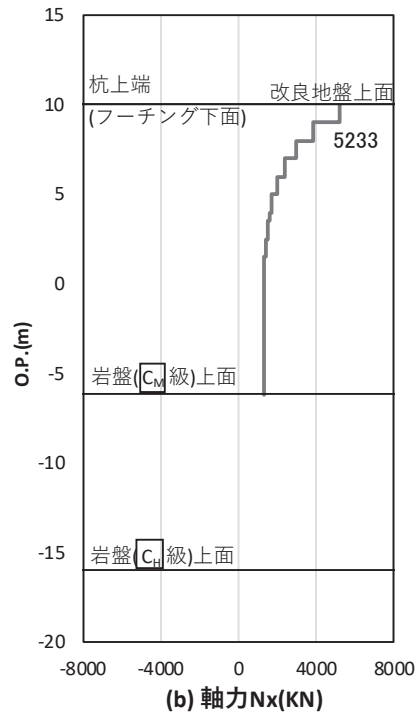


図 4-42(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 3：基礎 2, S s - D 2 (++), 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)
 解析ケース①：基本ケース

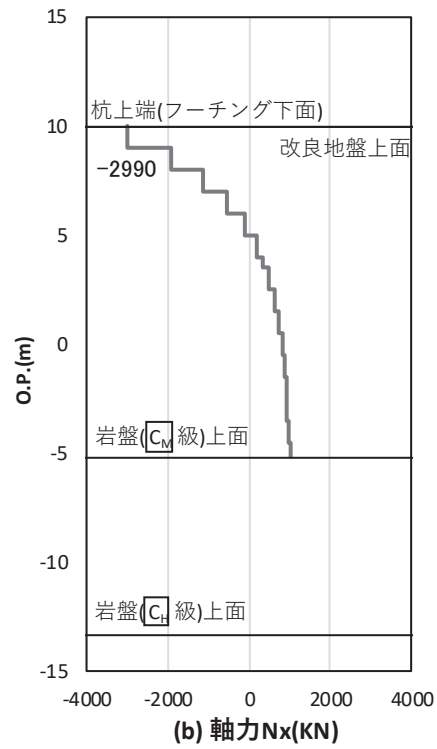


図 4-43 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 3 : 基礎 1, S s - D 2 (+ -), 桁軸直交方向加振時, $t = 17.76s$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

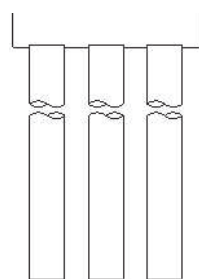
表 4-61 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 3）

評価位置	地震動	加振方向	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 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	1821	1.1	13.7	0.09
基礎 2-1	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	5233	3.0	13.7	0.22

表 4-62 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 3）

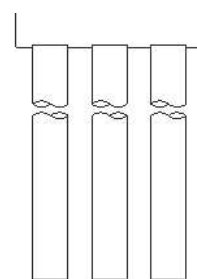
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
				杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	7730	-*
基礎 1-3	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	③	-2990	7254	0.42

注記*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

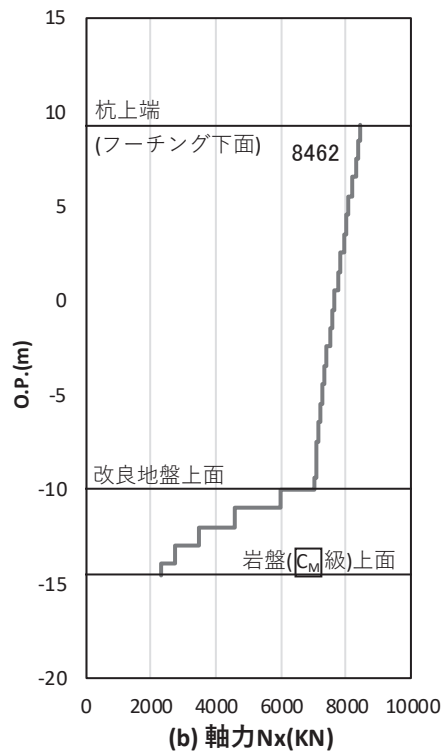


図 4-44(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.89s)
 解析ケース① : 基本ケース

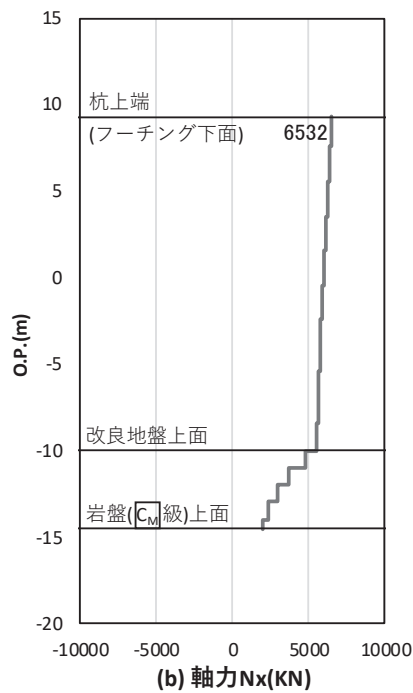


図 4-44(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.87s)
 解析ケース① : 基本ケース

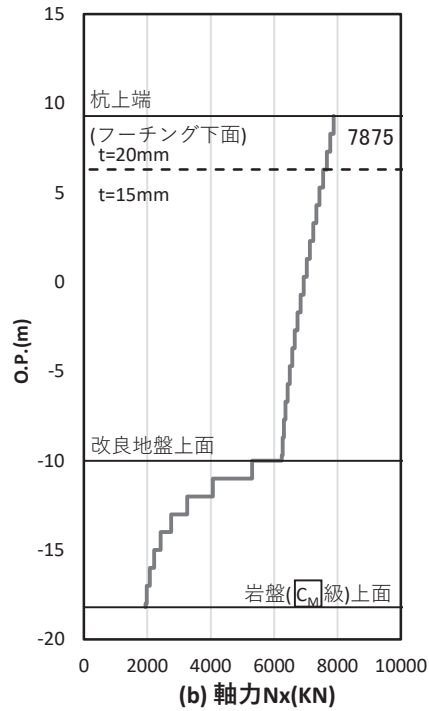


図 4-44(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

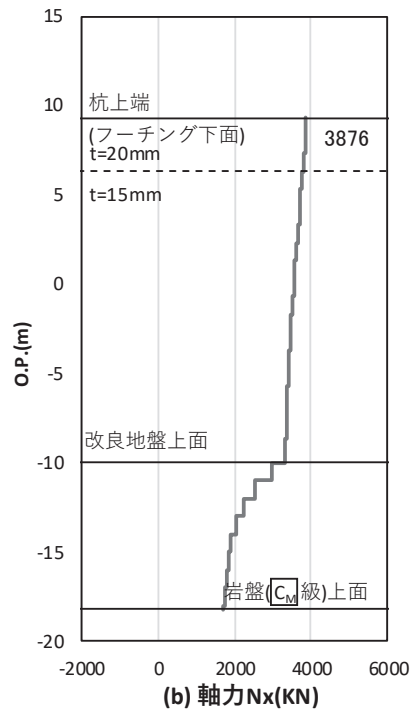


図 4-44(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

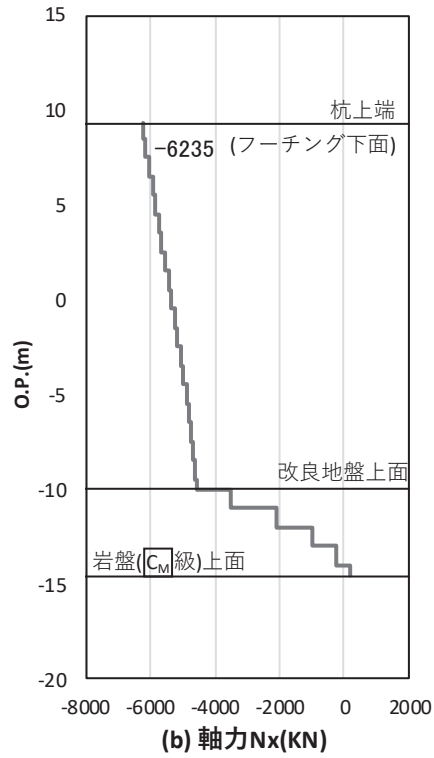


図 4-45(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4：基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.90s)
 解析ケース①：基本ケース

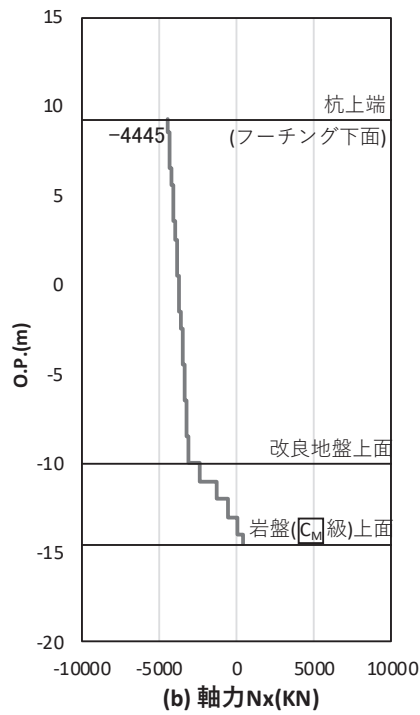


図 4-45(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4：基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.83s)
 解析ケース①：基本ケース

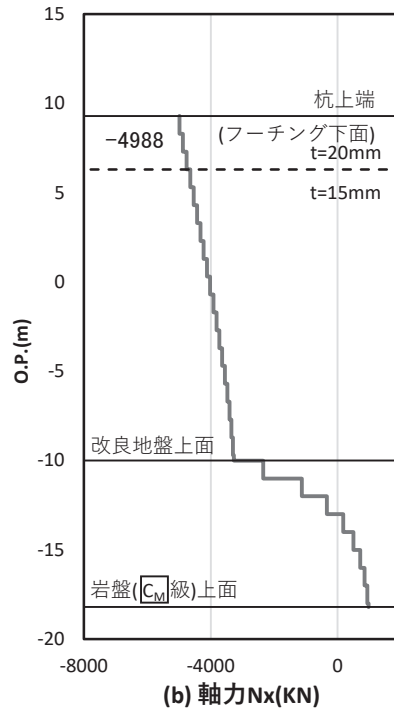


図 4-46(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 4：基礎 2， $S_s - N 1$ （-+），桁軸方向加振時， $t = 7.90$ s）

解析ケース①：基本ケース

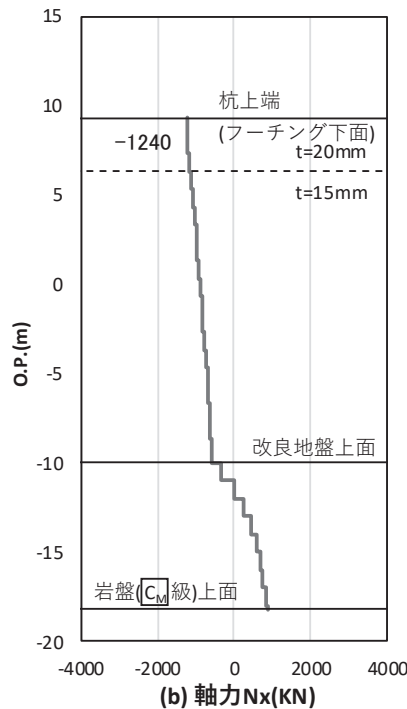


図 4-46(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 （鋼桁 4：基礎 2， $S_s - N 1$ （++），桁軸直交方向加振時， $t = 7.79$ s）

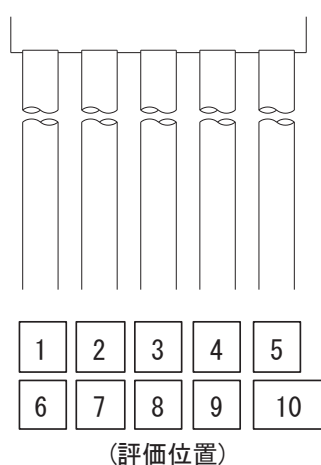
解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

表 4-63 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

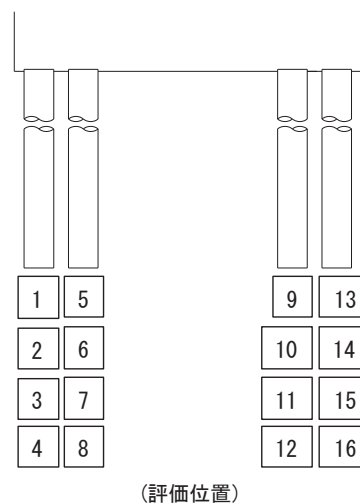
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8462	4.8	11.4	0.43
基礎 1-1	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	6532	3.7	11.4	0.33
基礎 2-8	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	7875	4.5	11.4	0.40
基礎 2-4	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	3876	2.2	11.4	0.20

表 4-64 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	加振方向	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 1-10	S s - N 1 (++)	桁軸	①	-6235	11943	0.53
基礎 1-6	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-4445	11943	0.38
基礎 2-13	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	-4988	13617	0.37
基礎 2-1	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	③	-1240	13617	0.10



(基礎 1)



(基礎 2)

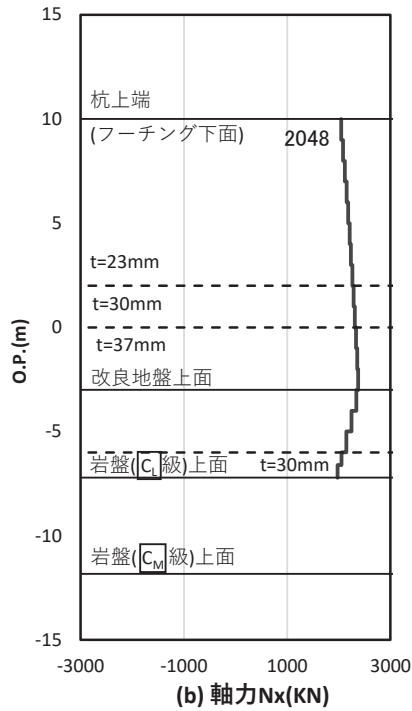


図 4-47(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 5：基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.55s)
 解析ケース①：基本ケース

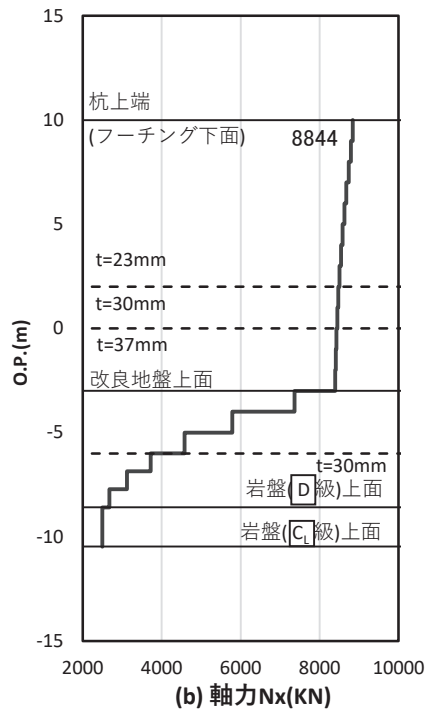


図 4-47(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 5：基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.85s)
 解析ケース①：基本ケース

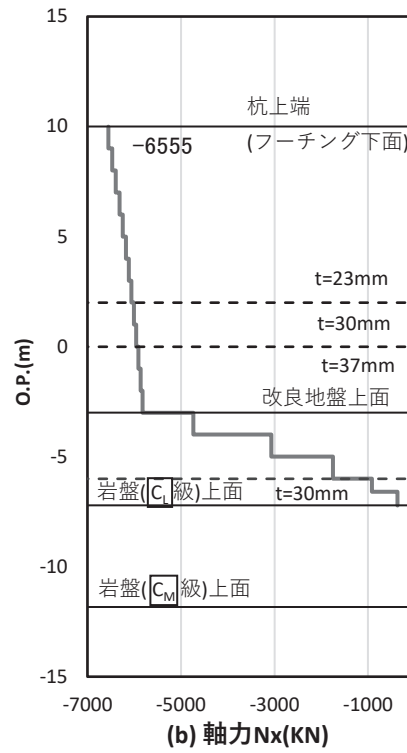


図 4-48 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)
 解析ケース① : 基本ケース

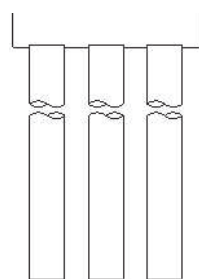
表 4-65 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	加振方向	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 1-3	Ss-D2 (++)	桁軸	①	2048	1.2	11.4	0.11
基礎 2-3	Ss-N1 (++)	桁軸 直交	①	8844	5.0	11.4	0.44

表 4-66 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

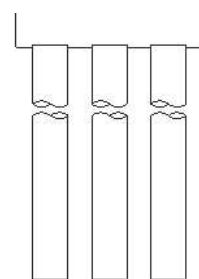
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 R_d/R_u (a/b)
				杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	7384	-*
基礎 1-1	Ss-N1 (++)	桁軸 直交	①	-6555	7384	0.89

注記*：鉛直上向き鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

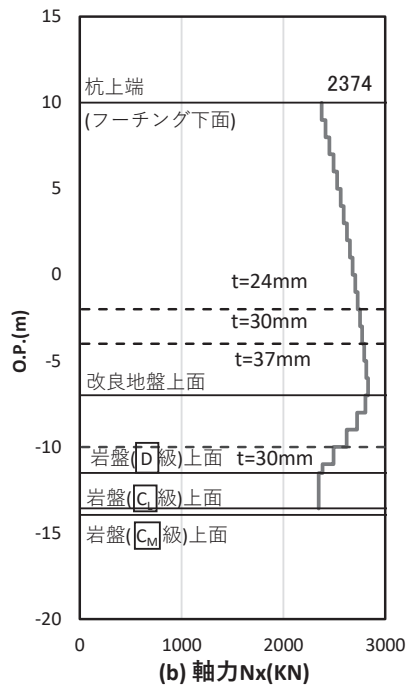


図 4-49(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 6：基礎 2，S s - D 2 (- +) ，桁軸方向加振時， t = 23.56s)
 解析ケース①：基本ケース

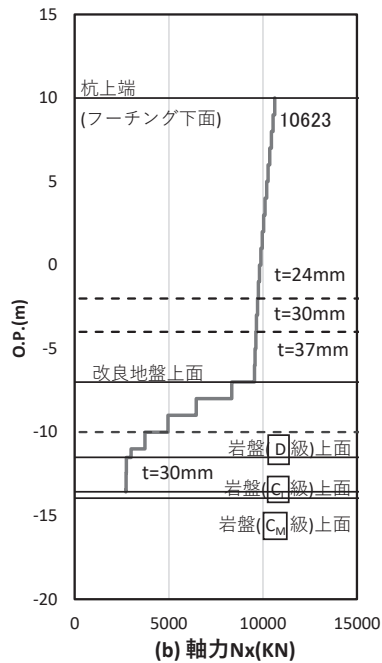


図 4-49(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 6：基礎 2，S s - N 1 (+ +) ，桁軸直交方向加振時， t = 7.88s)
 解析ケース①：基本ケース

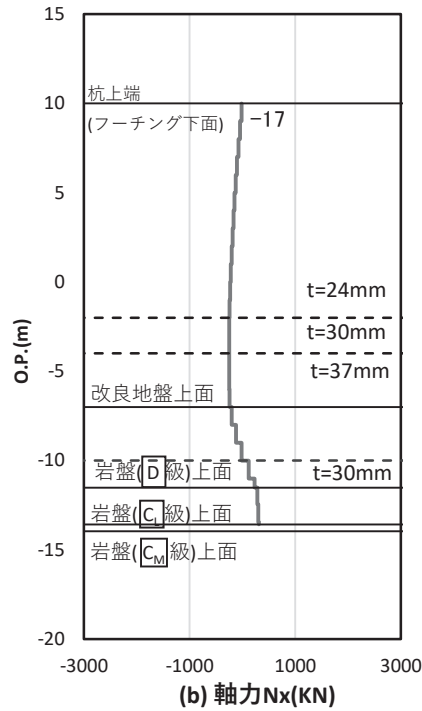


図 4-50(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (引き抜き)
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - D 2 (- -) , 桁軸方向加振時, t = 23.56s)

解析ケース① : 基本ケース

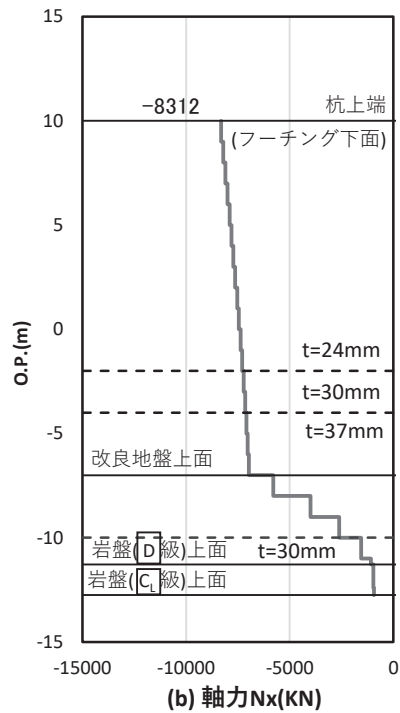


図 4-50(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (引き抜き)
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S s - N 1 (+ +) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.89s)

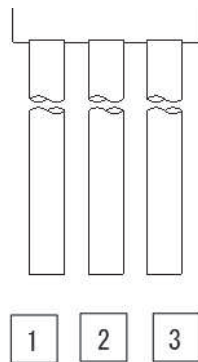
解析ケース① : 基本ケース

表 4-67 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	加振方向	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 2-3	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	2374	1.4	11.4	0.13
基礎 2-3	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	10623	6.1	11.4	0.54

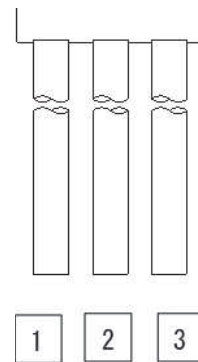
表 4-68 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 6）

評価位置	地震動	加振方向	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 2-1	S s - D 2 (--)	桁軸	①	-17	11015	0.01
基礎 1-1	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-8312	10623	0.79



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

(別紙 1) 鋼矢板の耐震性について

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	31
5.3 設計用地震力	34
6. 評価方法及び材料諸元	41
6.1 鋼板・角型鋼管	41
6.2 接続ボルト	47
6.3 鋼製ブラケット	50
6.4 アンカーボルト	56
7. 評価結果	61
7.1 評価結果	61
7.2 断面力分布	65

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-2-10-2-3-2 杭基礎防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書 別紙 2 遮水鋼板の耐震性について」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。

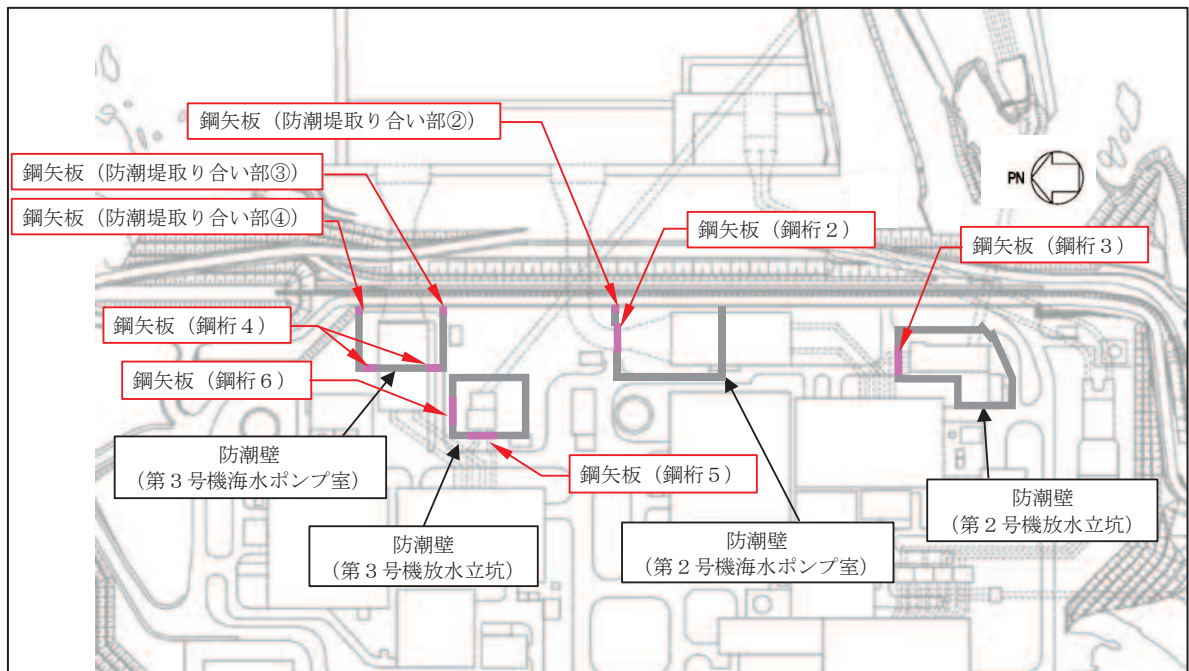


図 2-1 鋼矢板設置位置

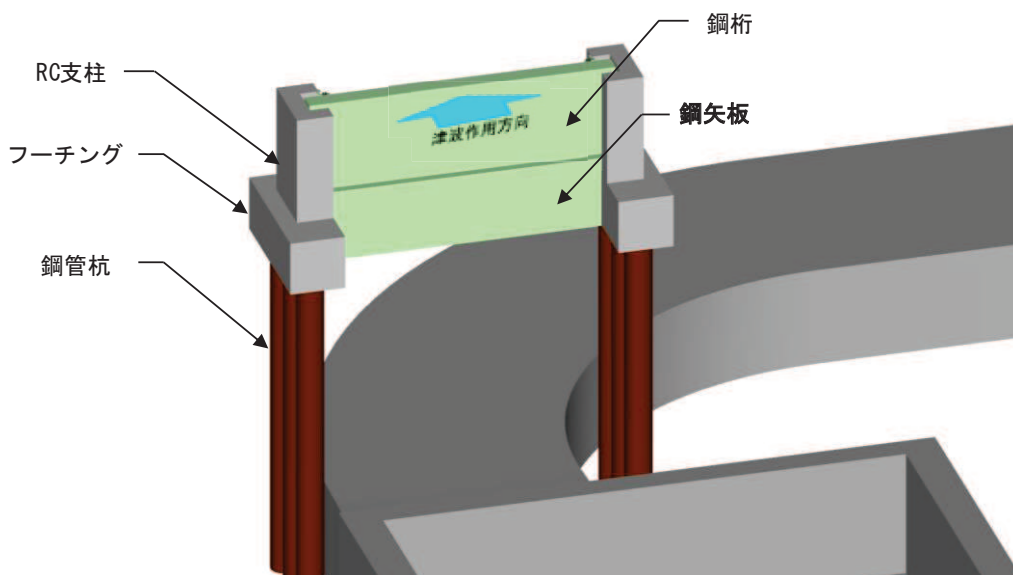
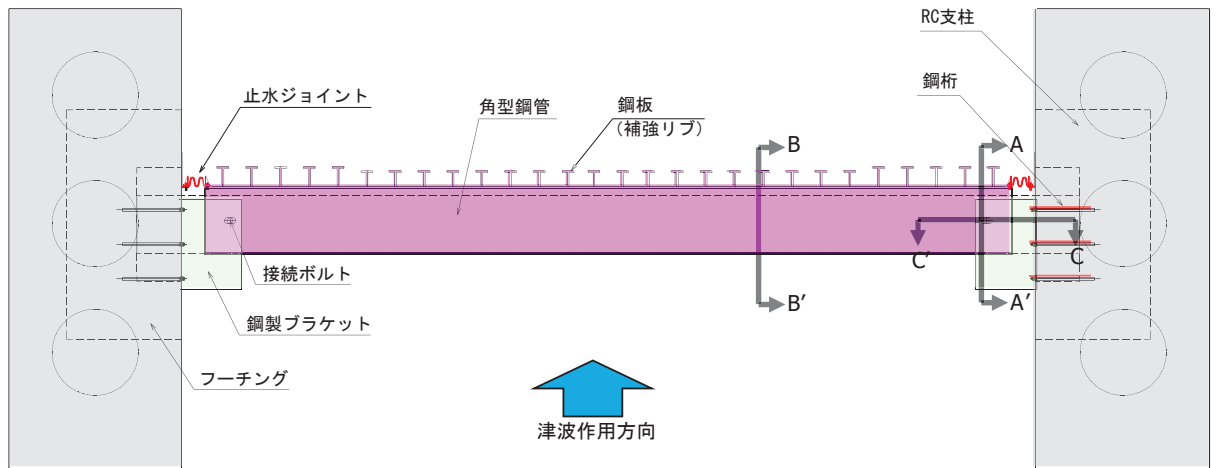


図 2-2(1) 鋼矢板の構造概要



(平面図)

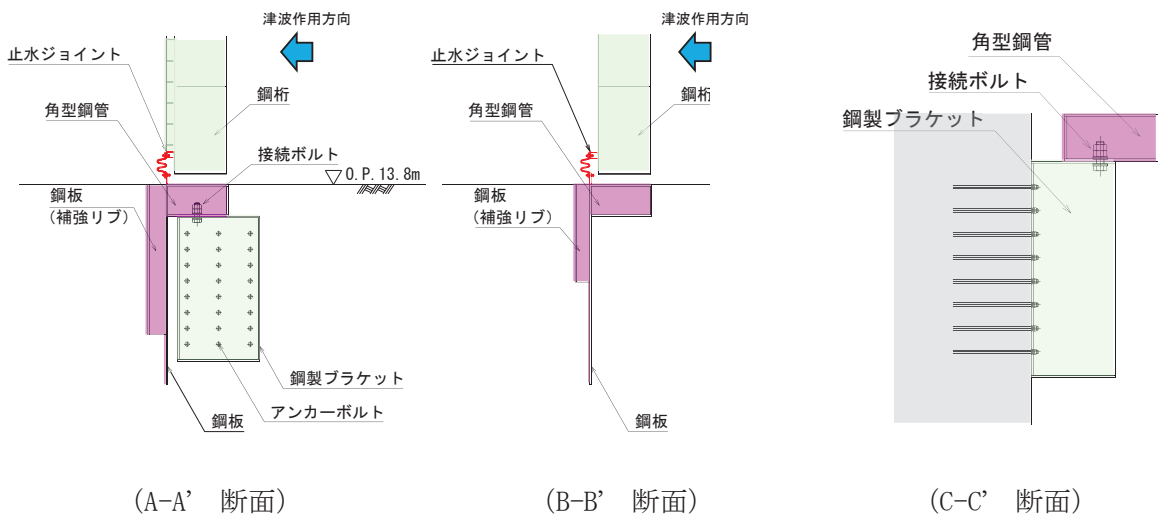
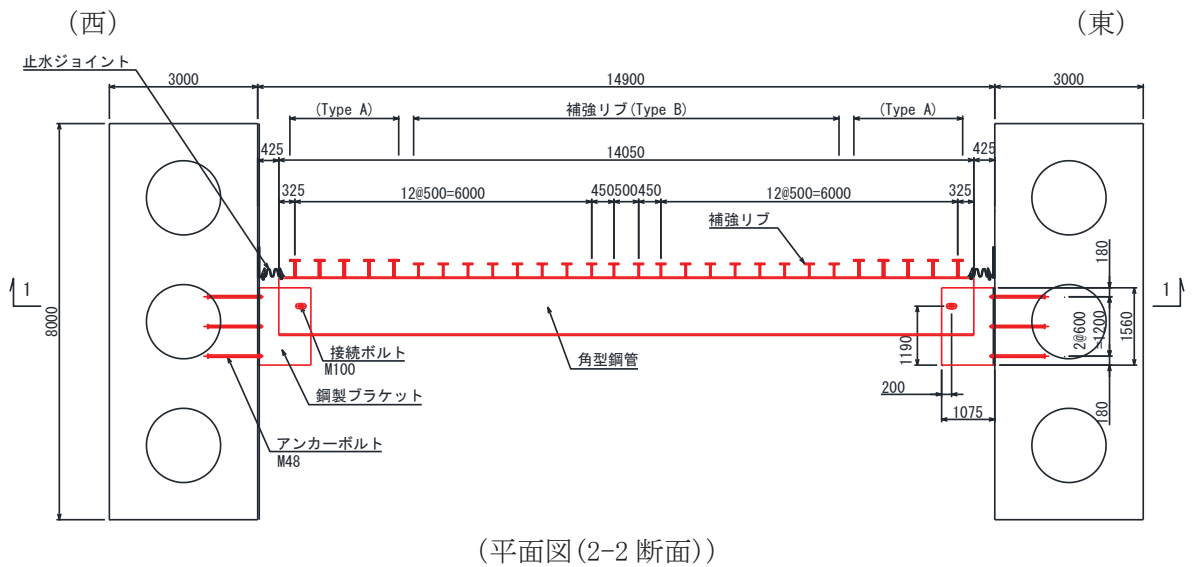
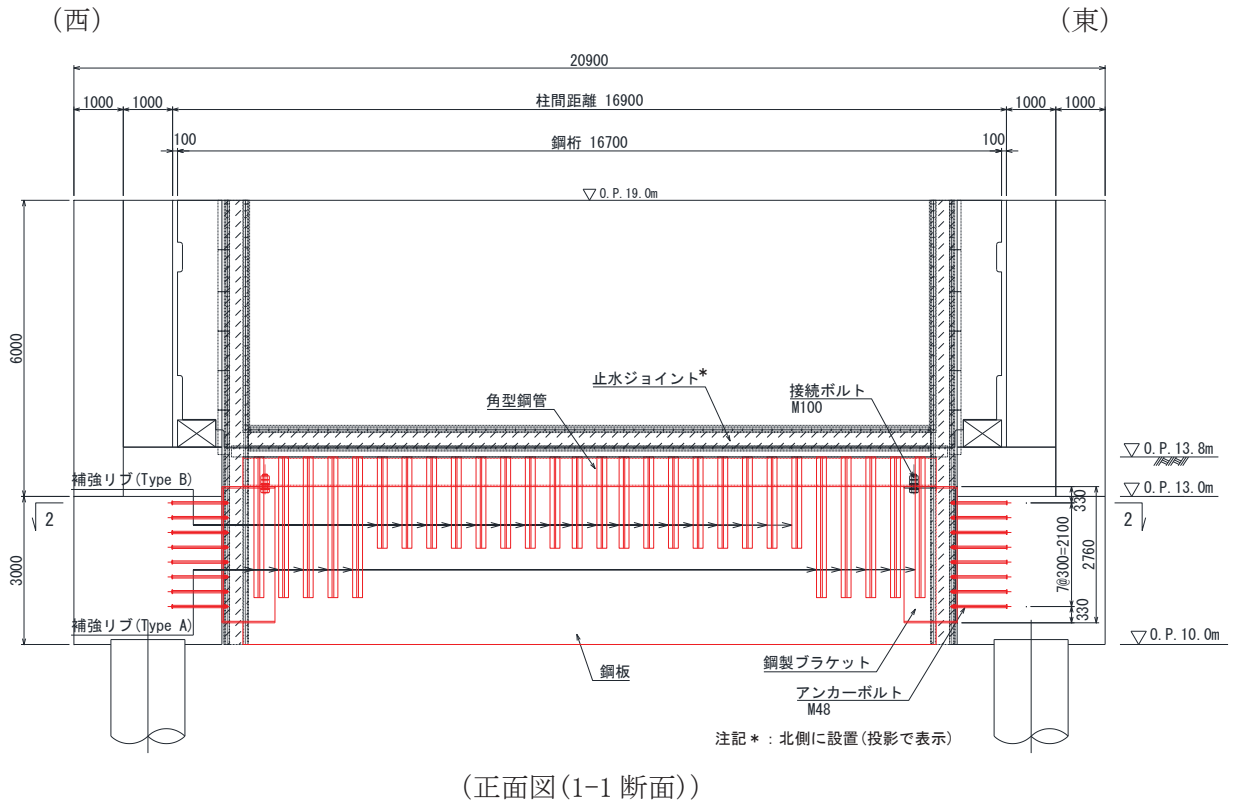


図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要



鋼桁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
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

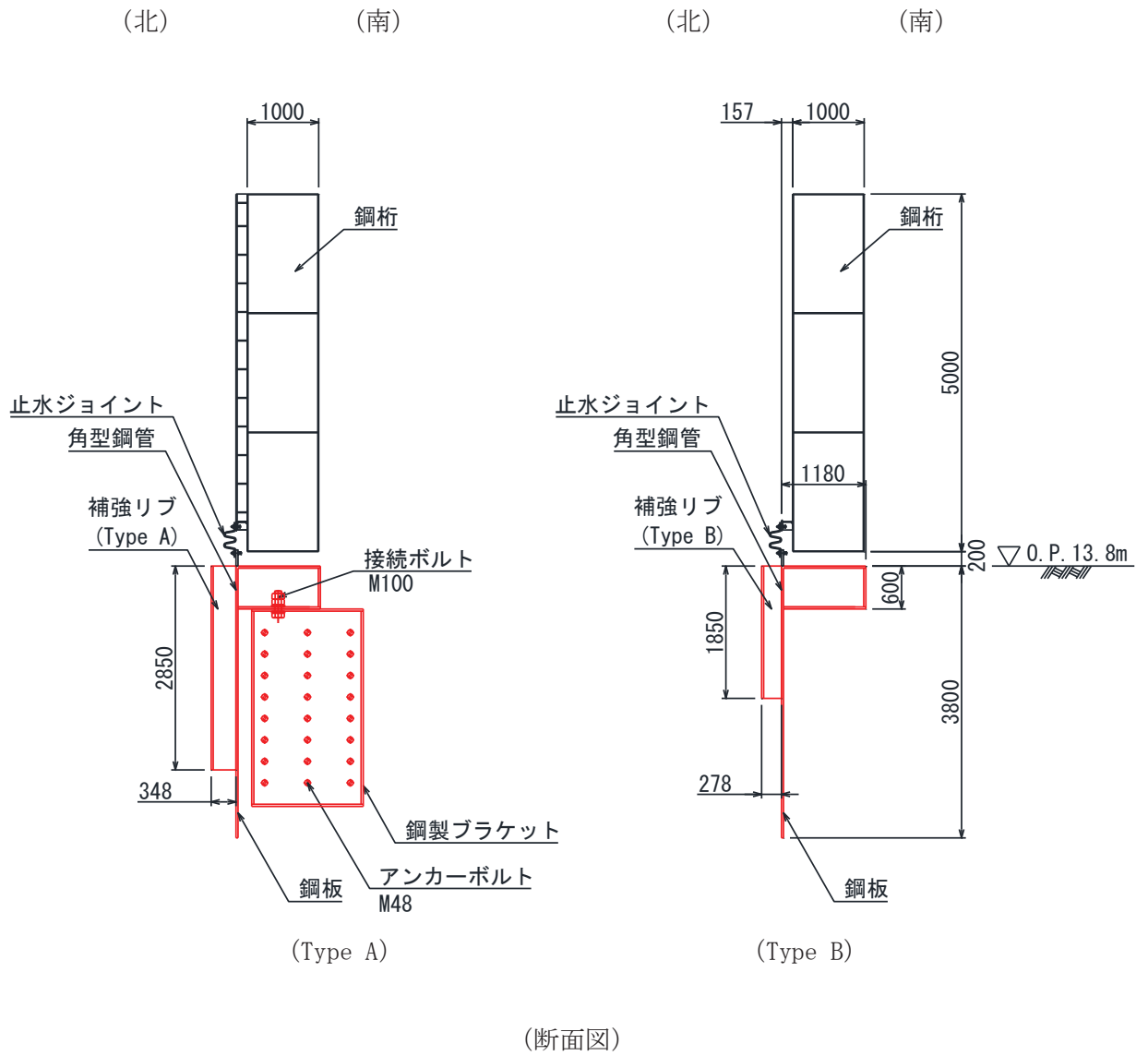
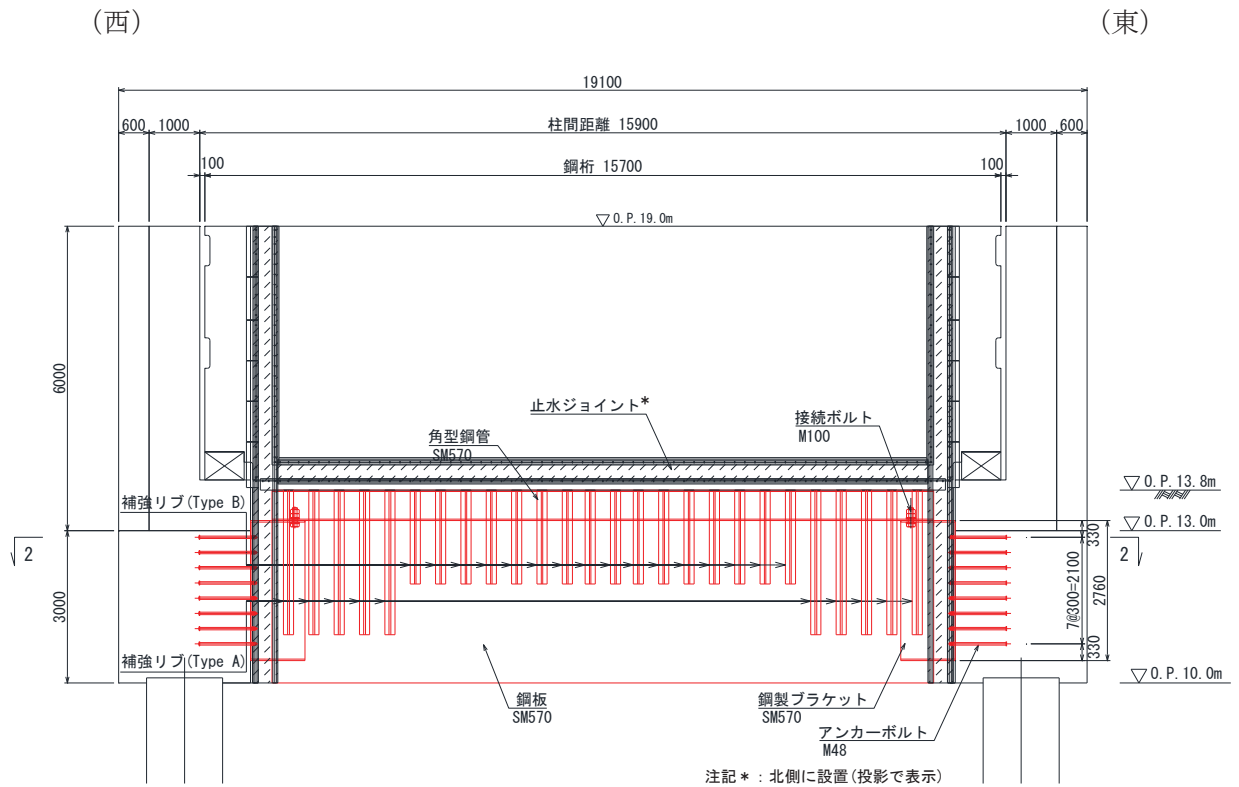
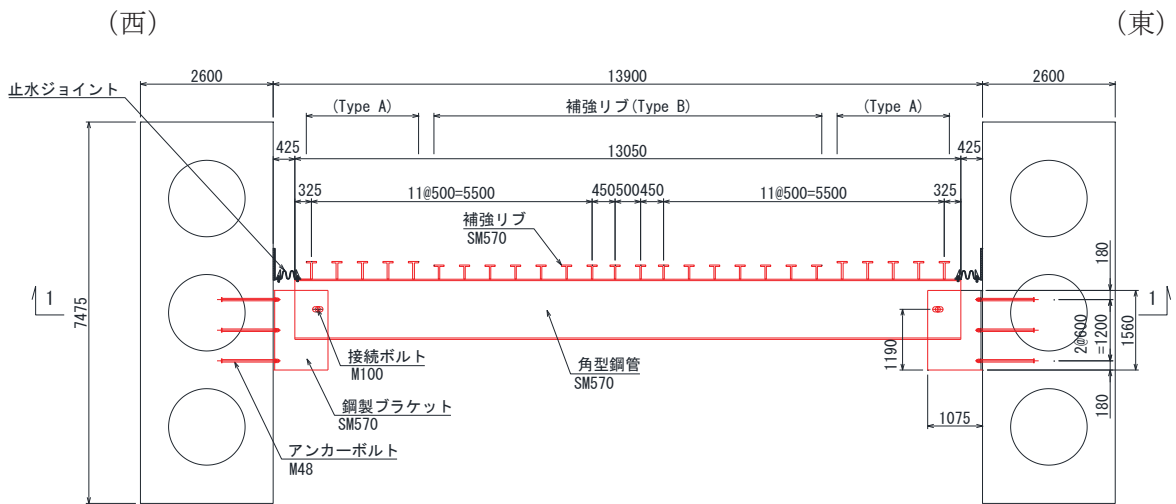


図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(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

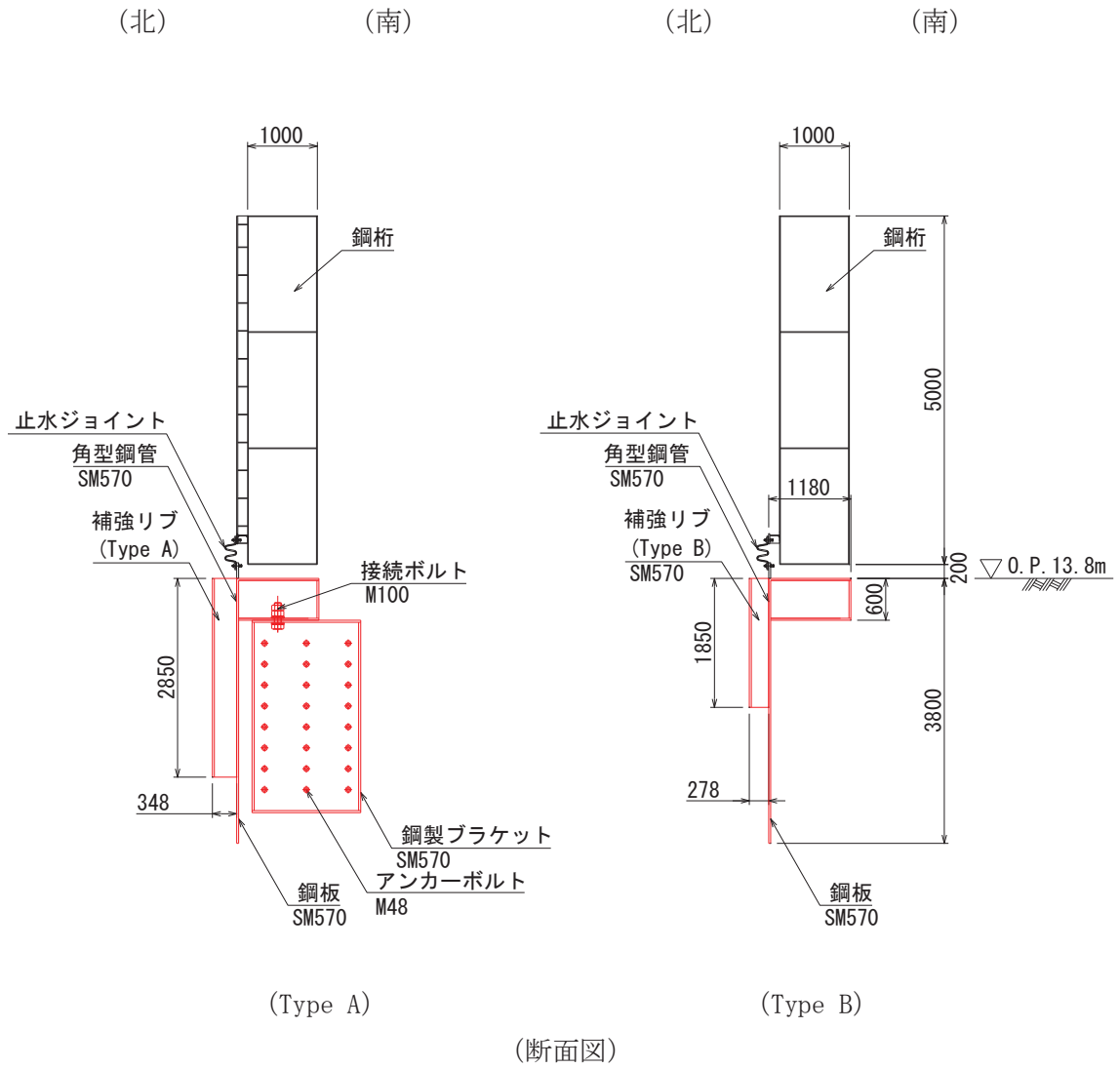
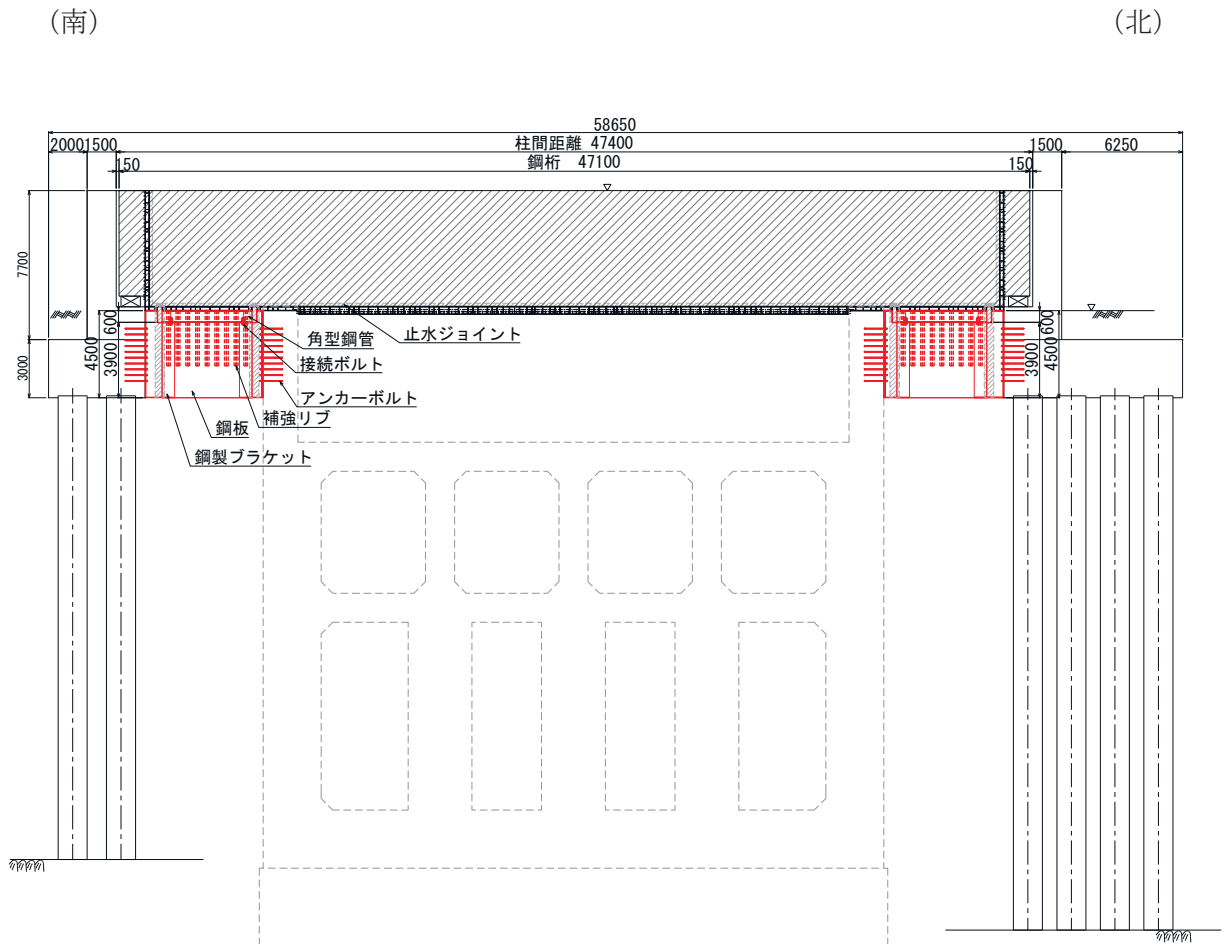
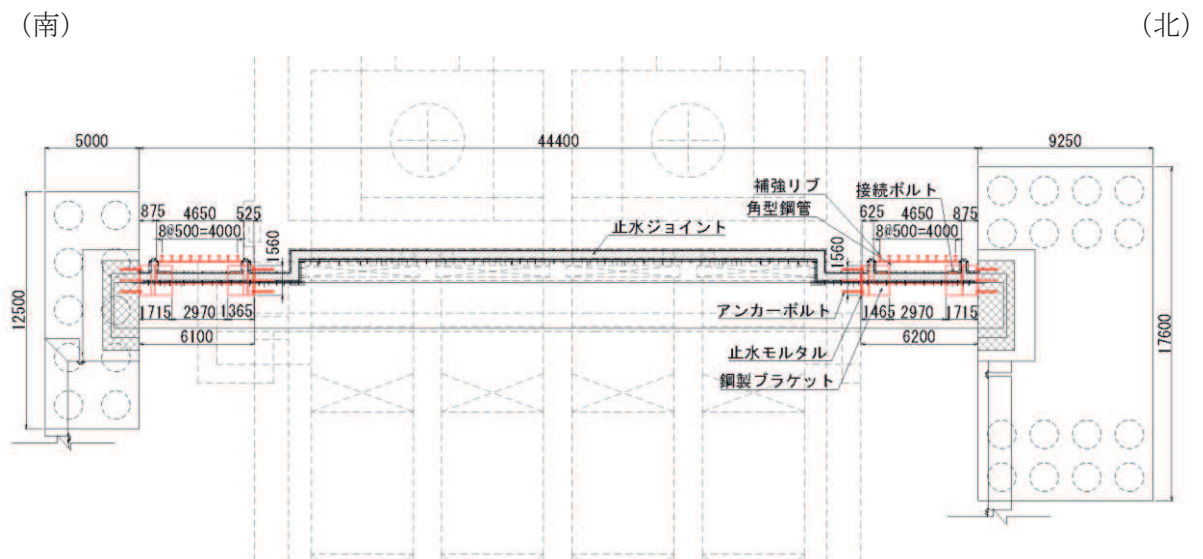


図 2-4(2) 鋼矢板（鋼桁 3）の構造図

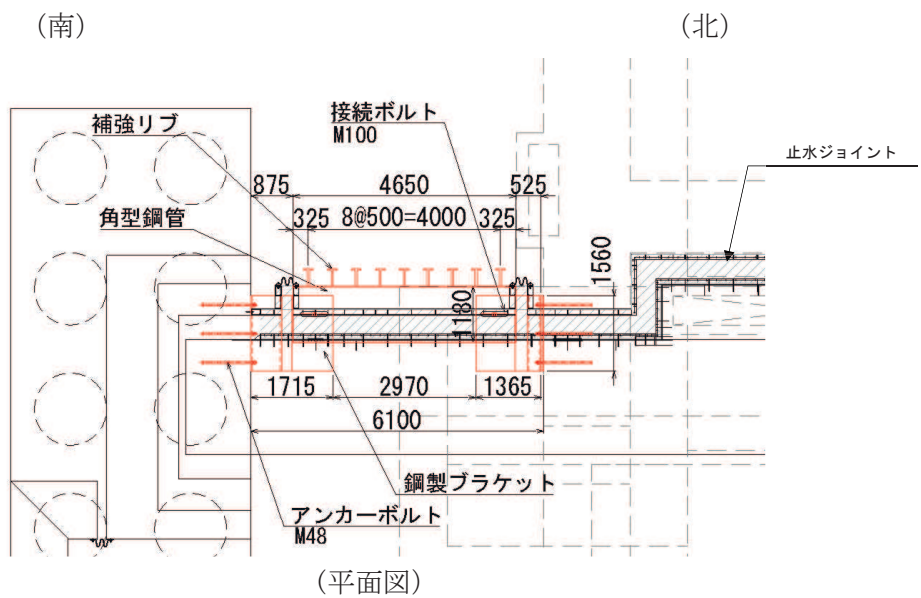
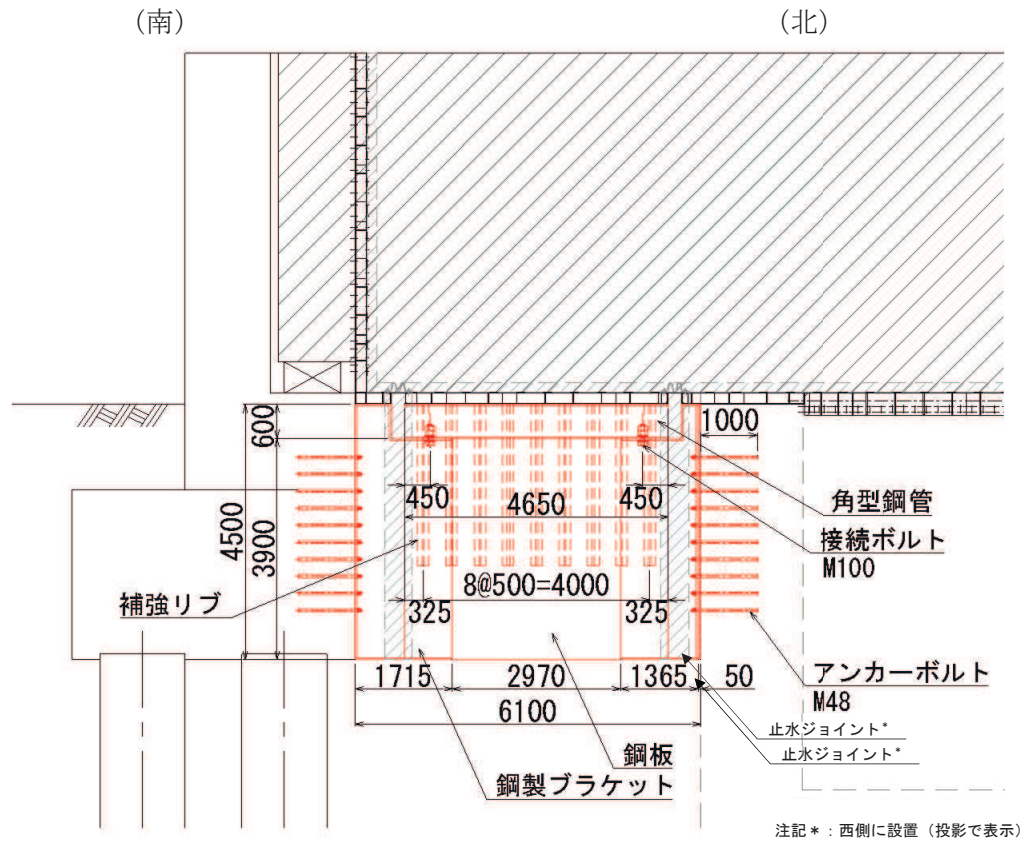


(全体正面図)



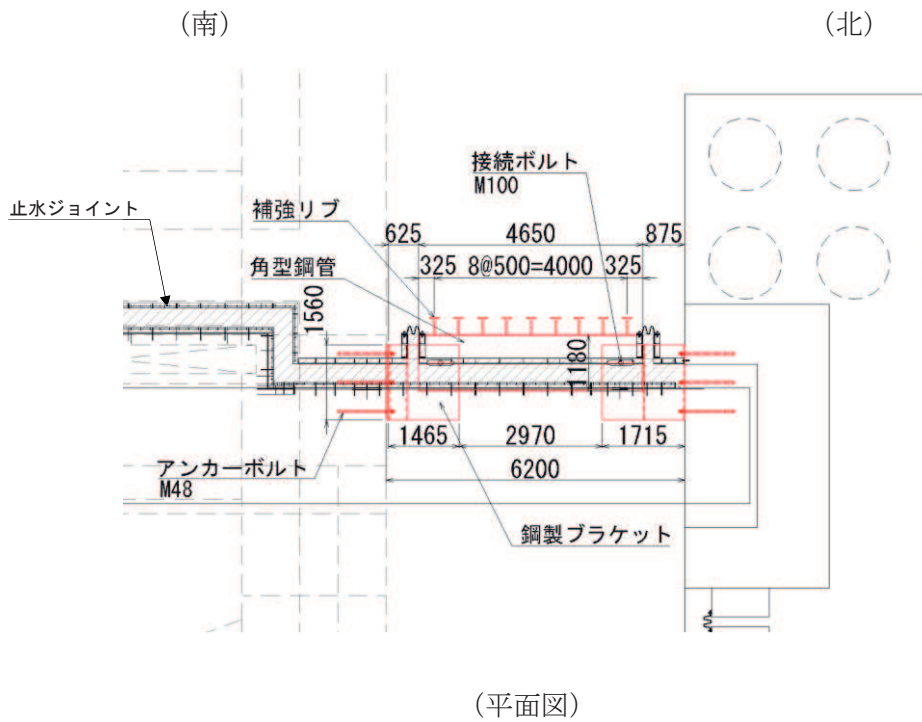
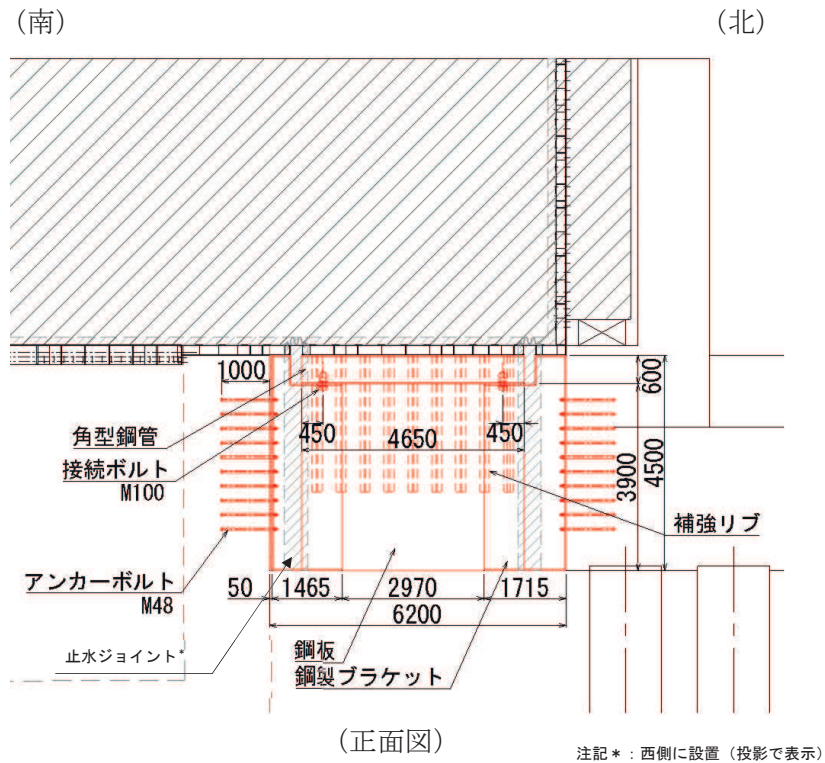
(全体平面図)

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) 鋼桁板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 北側)

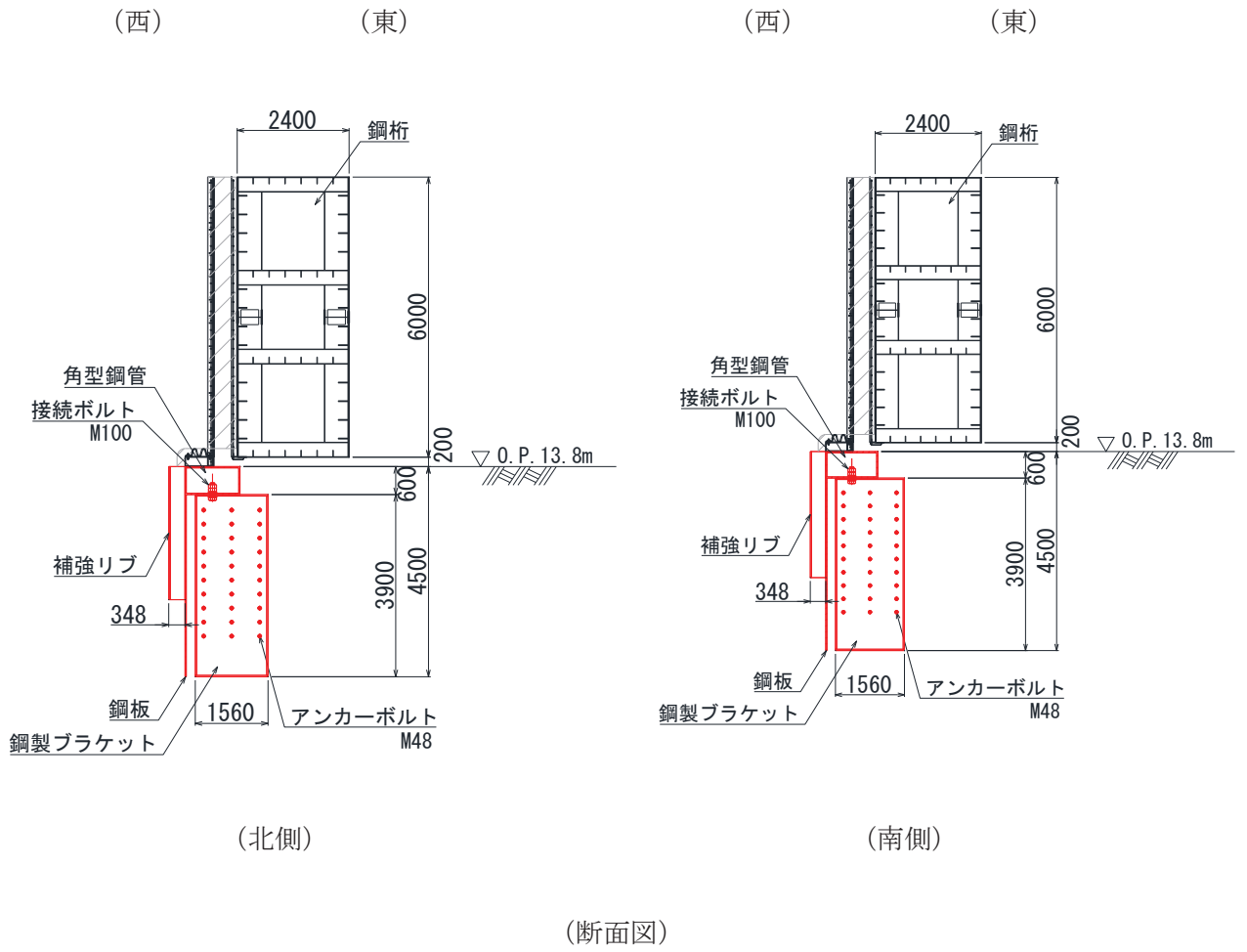
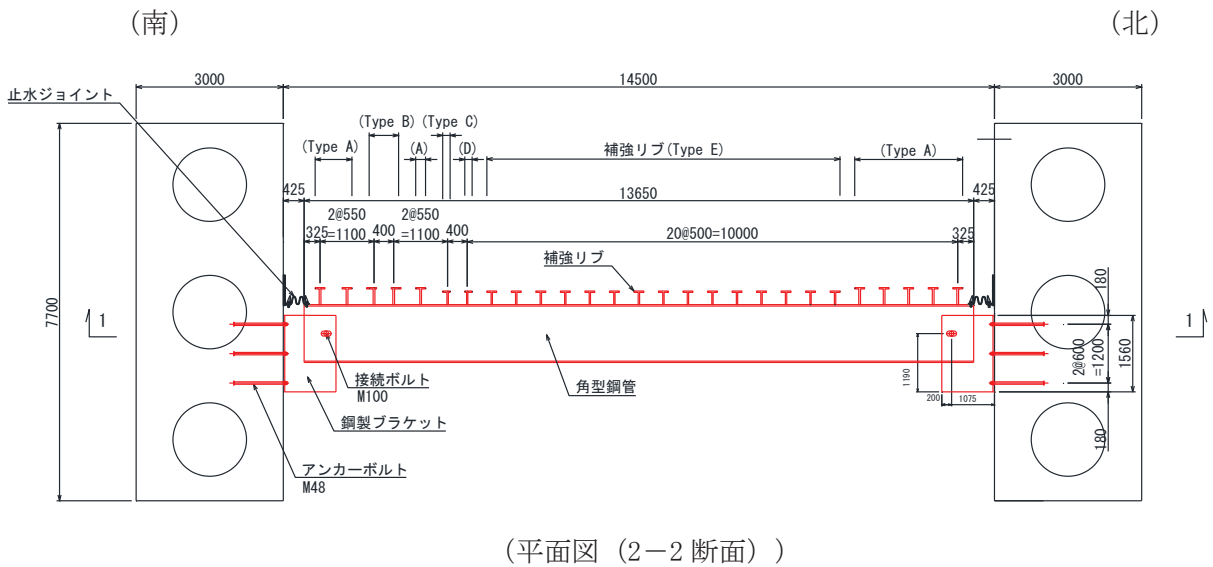
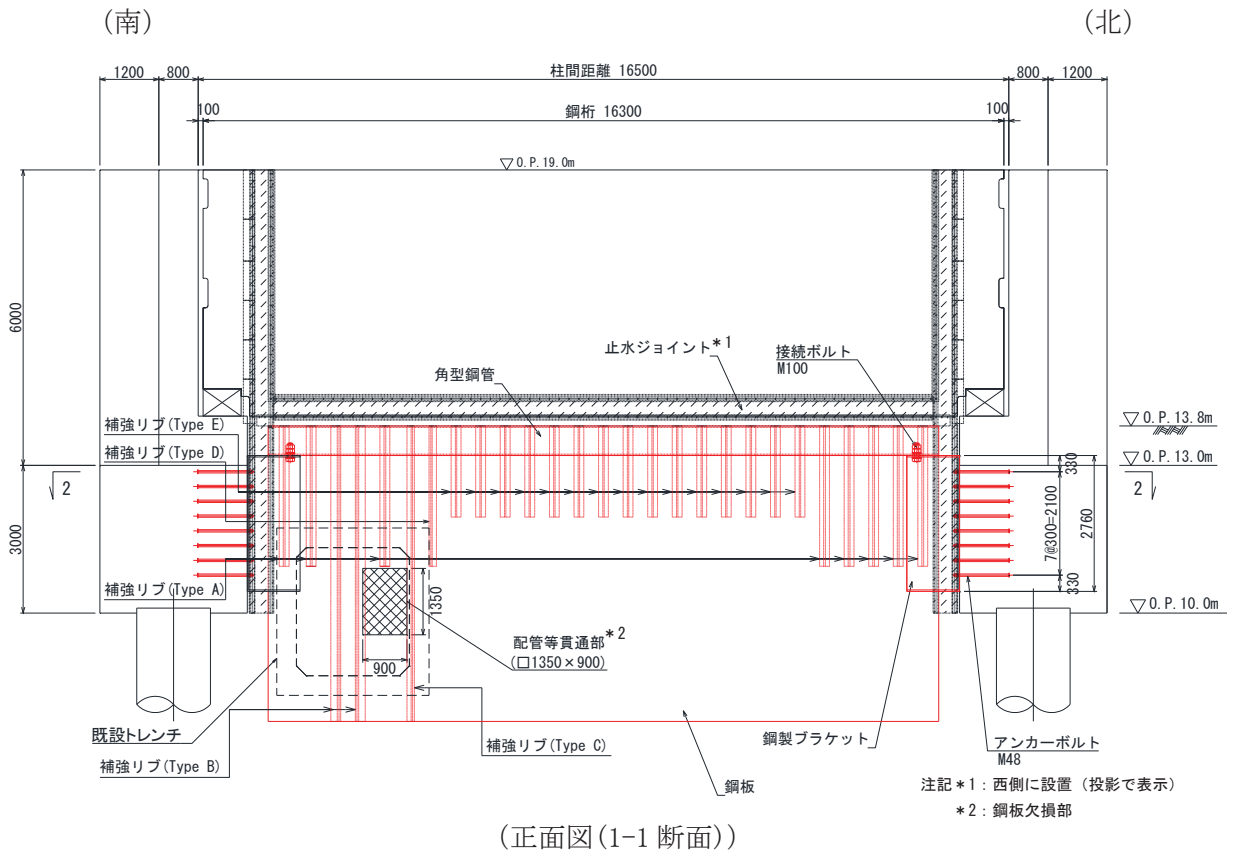


図 2-5(4) 鋼矢板（鋼桁 4）の構造図

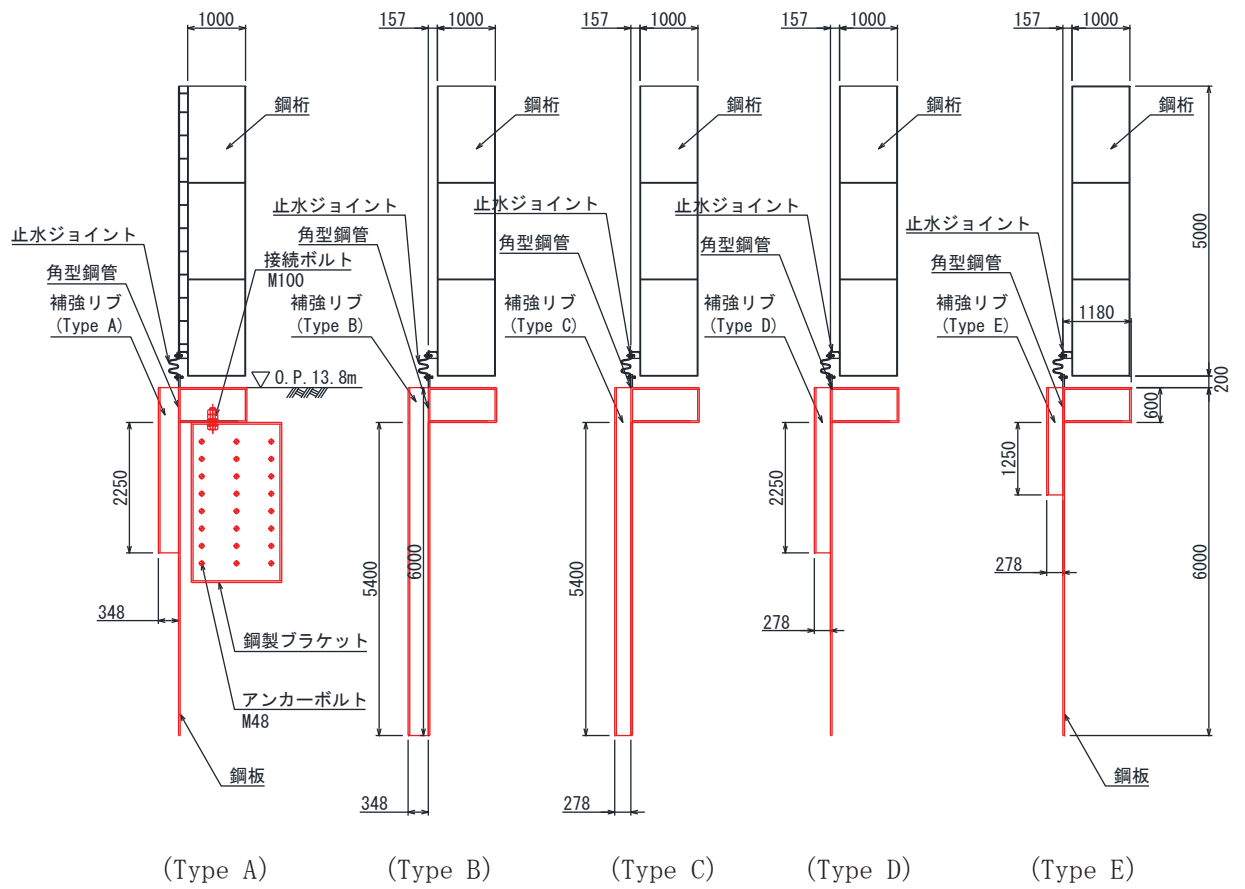


鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ(TypeD)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ(TypeE)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, 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

図 2-6(1) 鋼矢板(鋼桁5)の構造図

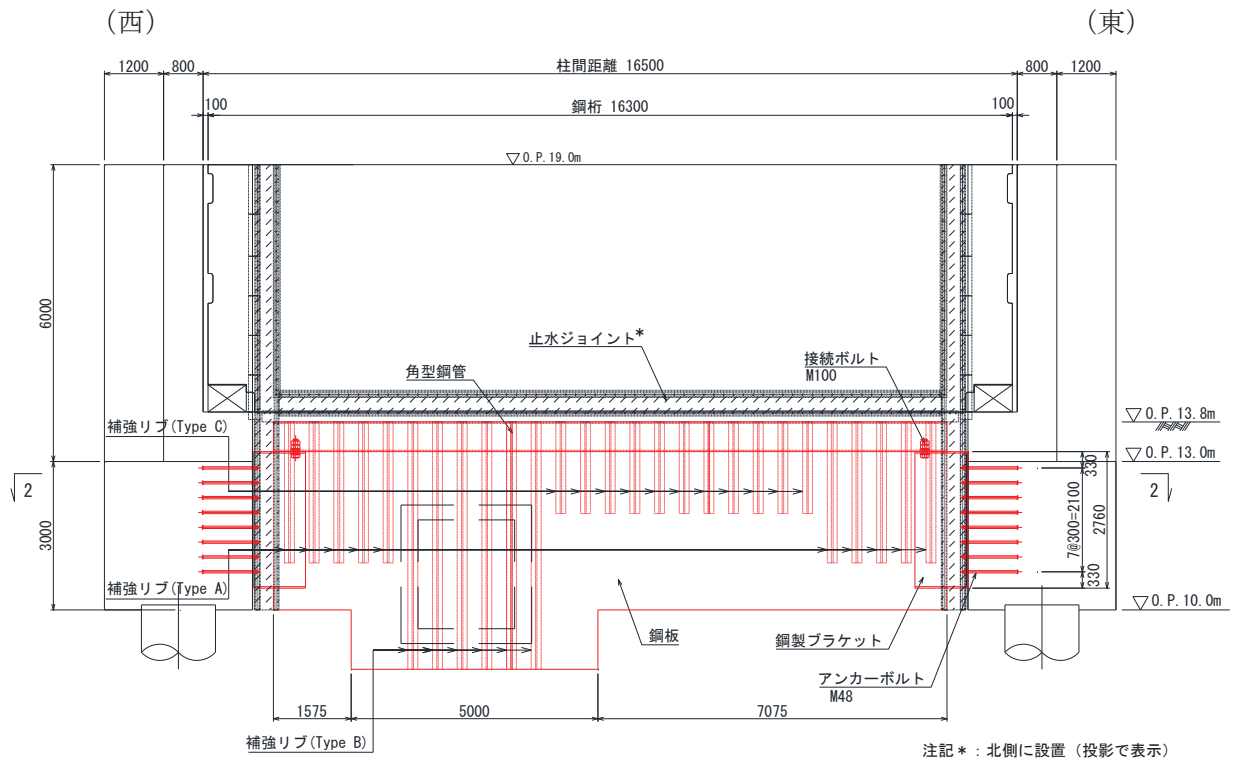
(西)

(東)

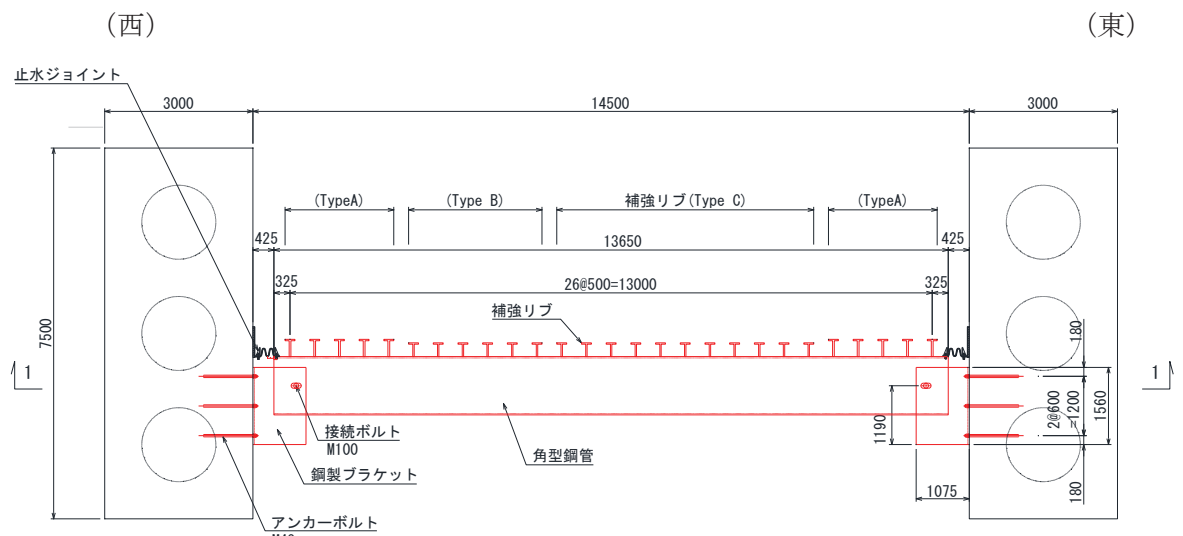


(断面図)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ：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)

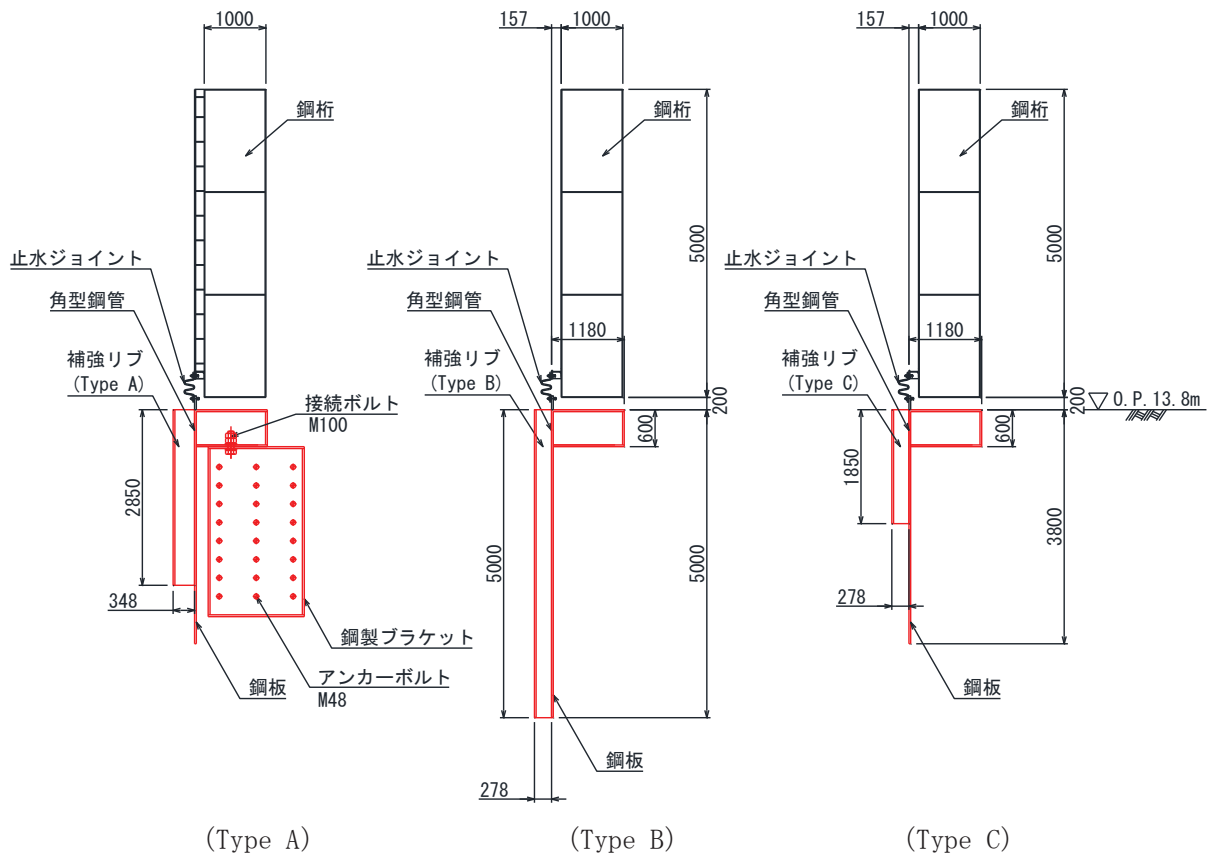
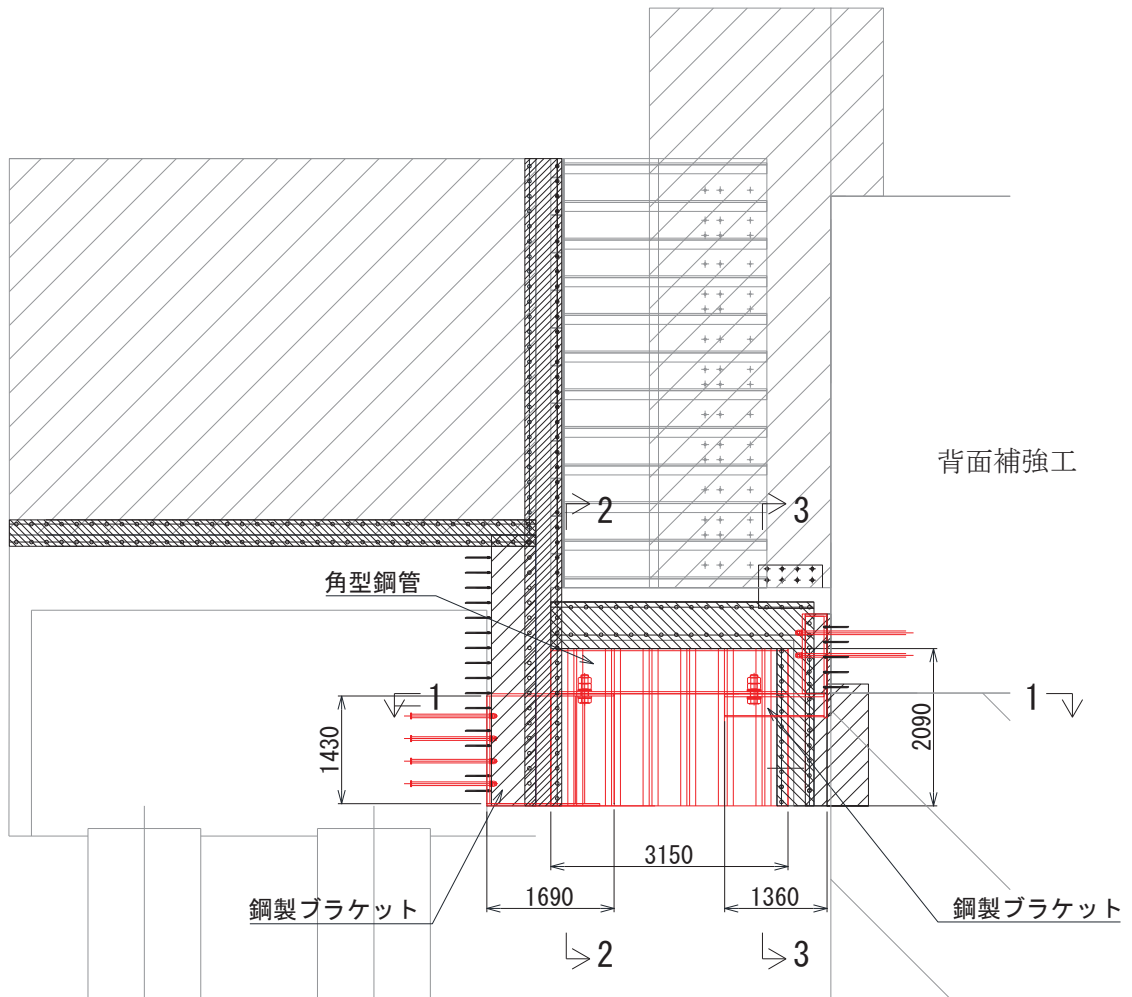


図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(西)

(東)



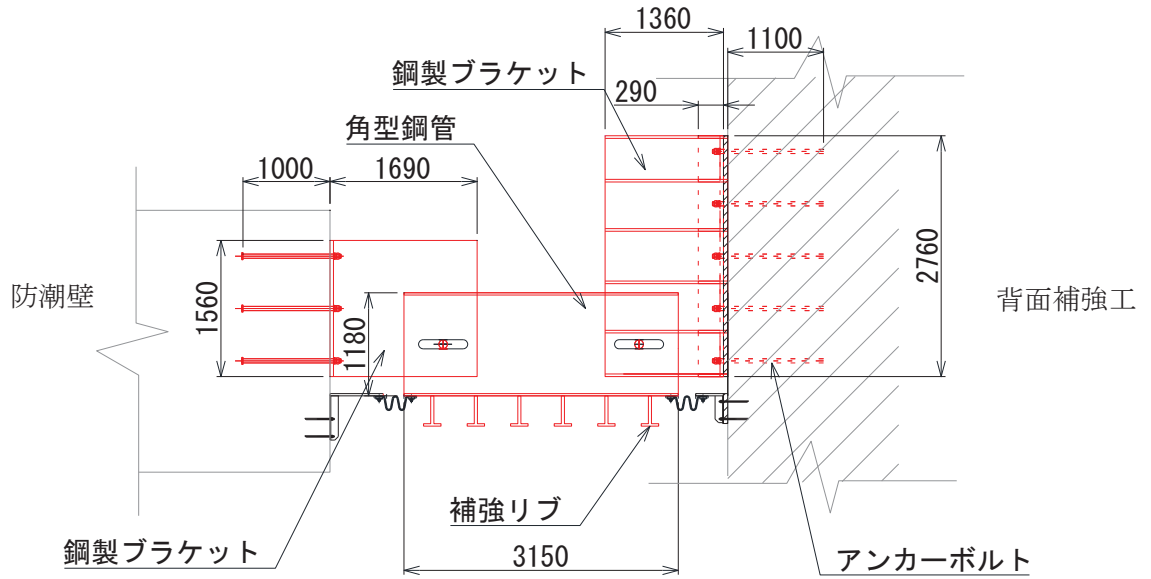
(正面図)

図 2-8(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

02 ⑥ VI-2-10-2-3-2 R3

(西)

(東)



(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

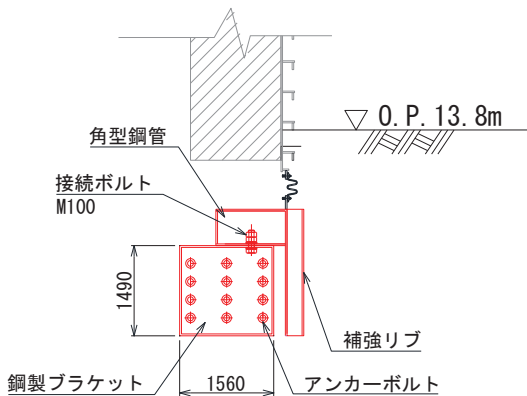
図 2-8(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(北)

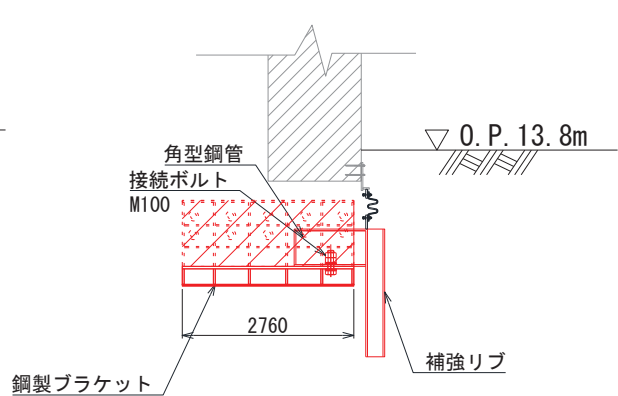
(南)

(北)

(南)



(断面図, 2-2)



(断面図, 3-3)

図 2-8(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

(西)

(東)

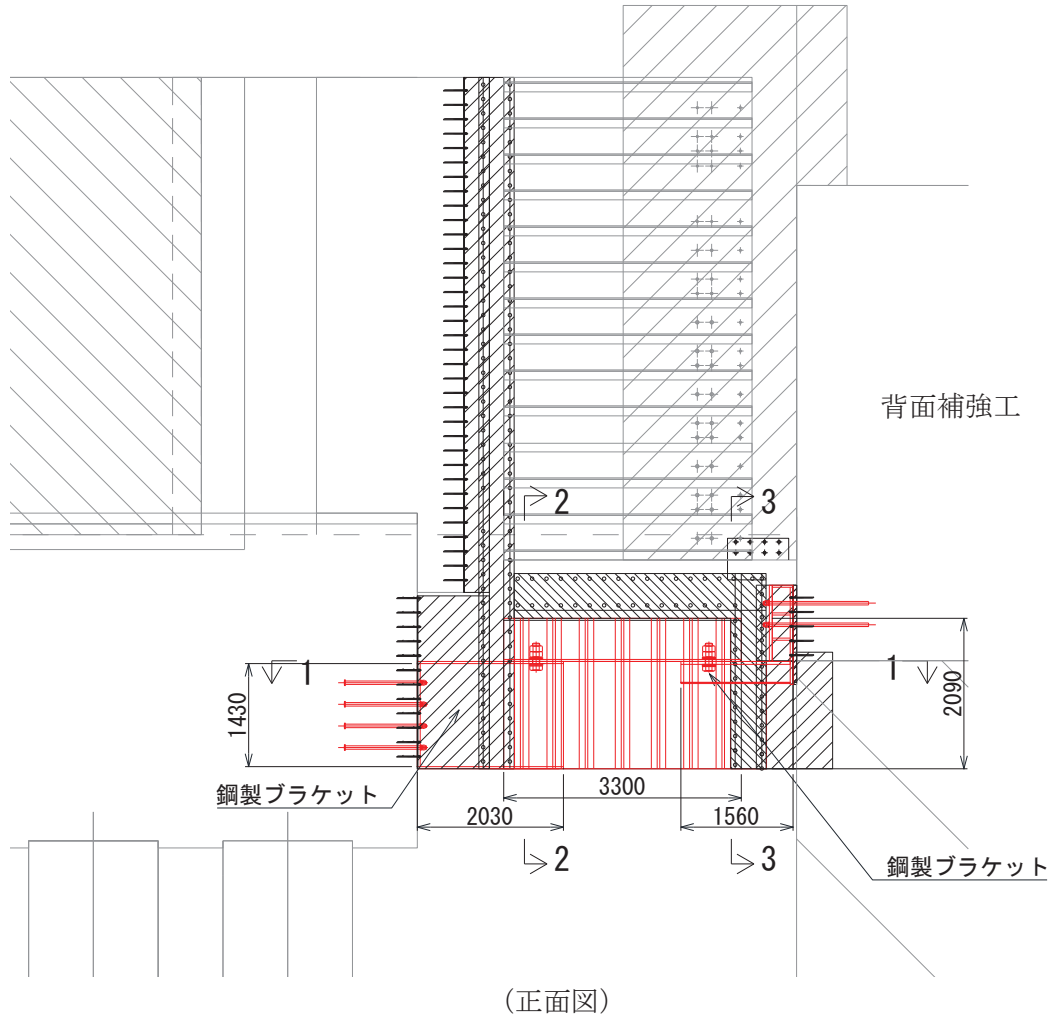
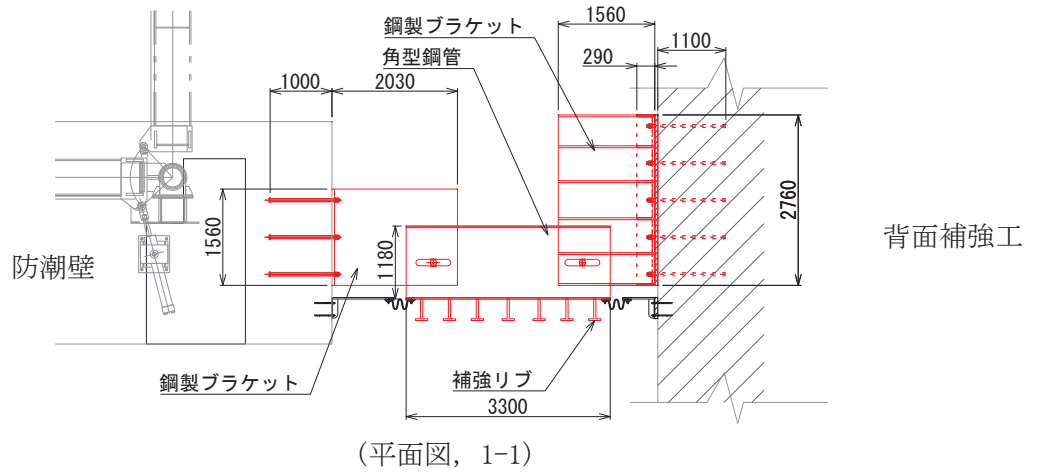


図 2-9(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

02 ⑥ VI-2-10-2-3-2 R3

(西)

(東)



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

(北)

(南)

(北)

(南)

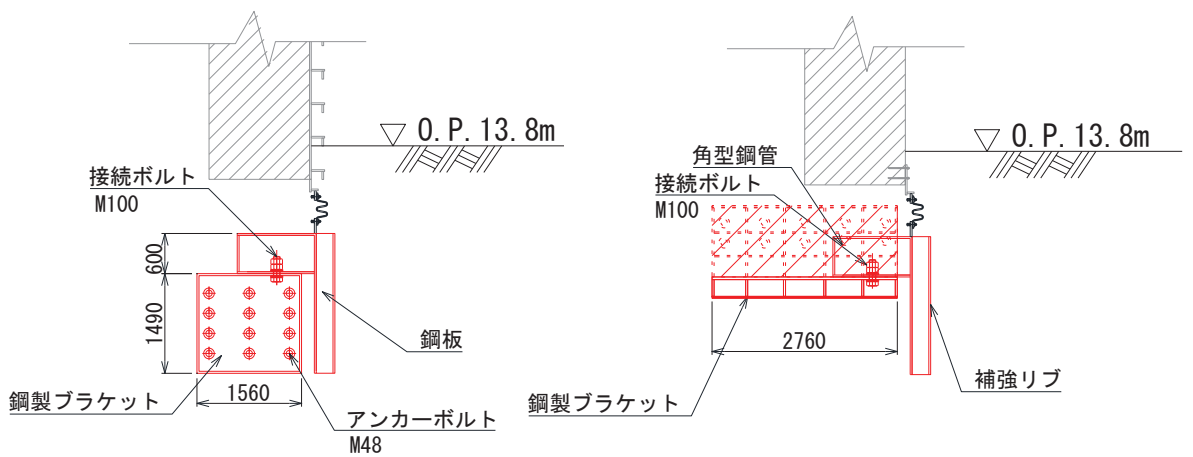
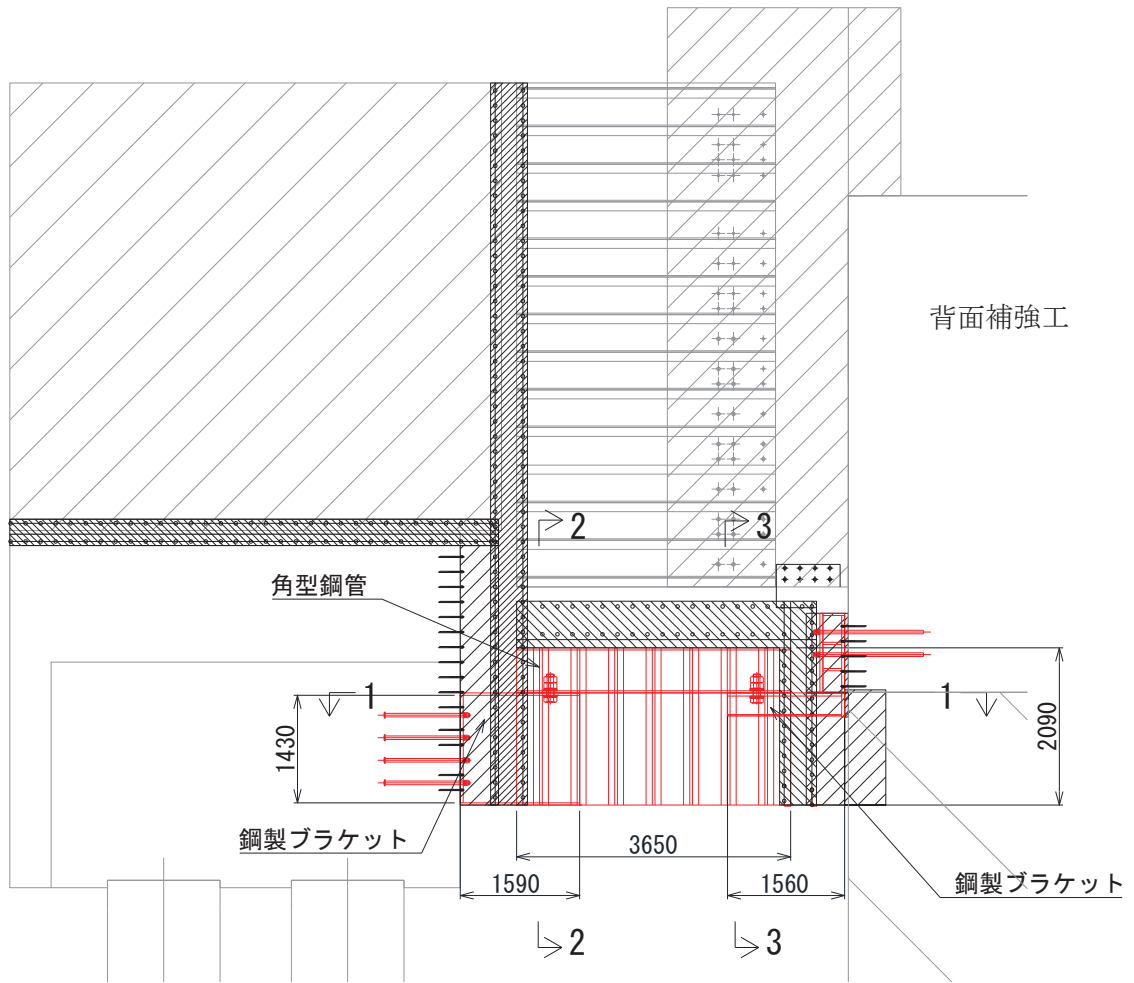


図 2-9(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

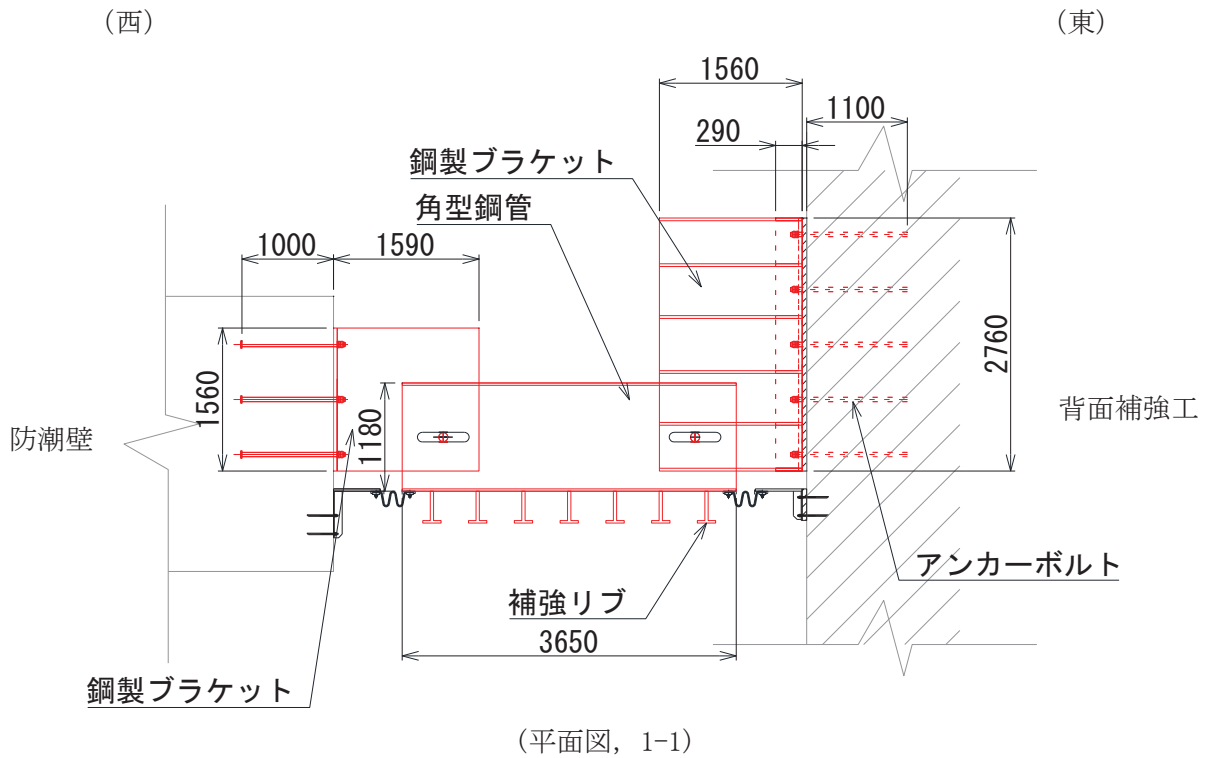
(西)

(東)



(正面図)

図 2-10(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



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

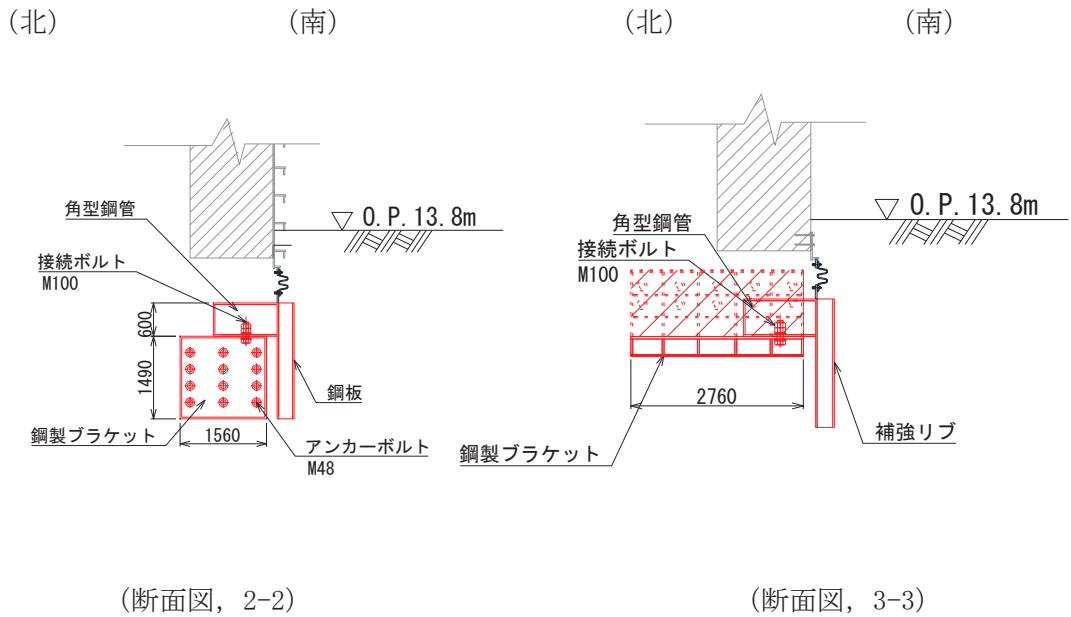


図 2-10(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図

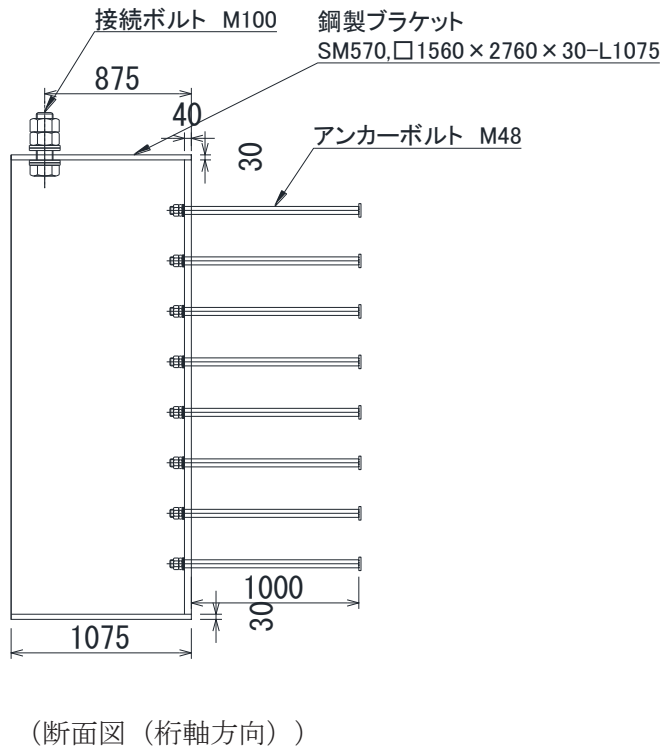
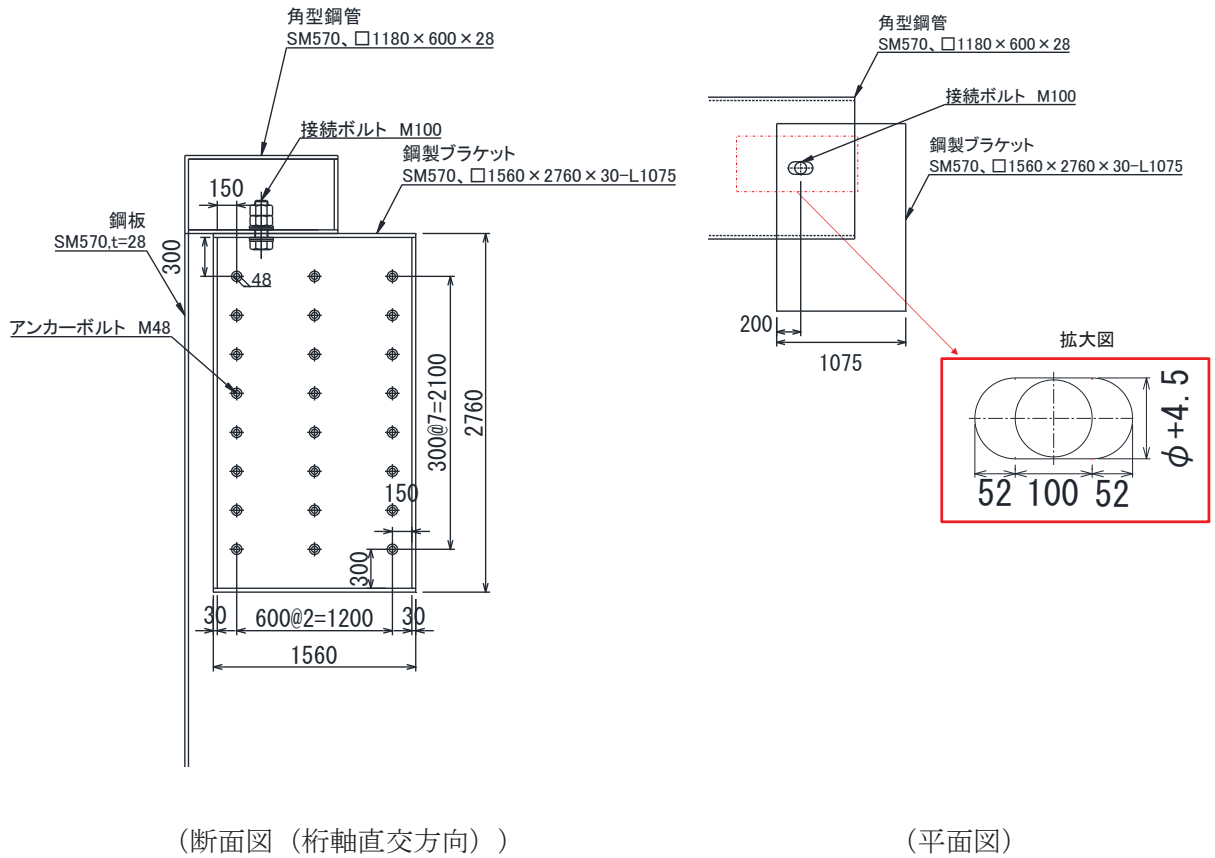
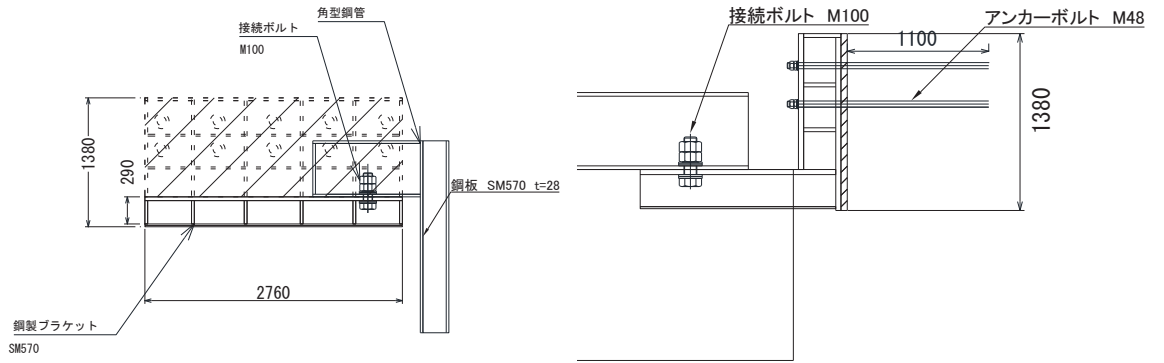
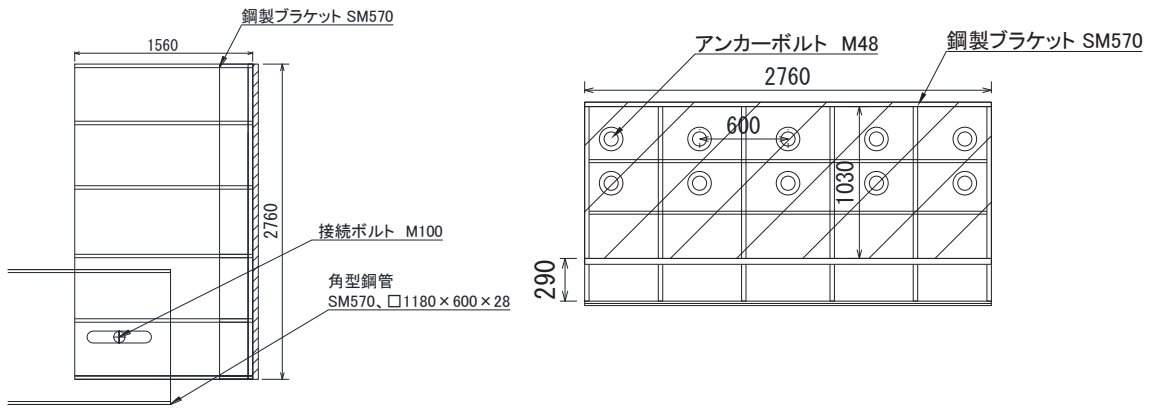


図 2-11(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図 (鋼桁 1~6)



断面図（軸方向）

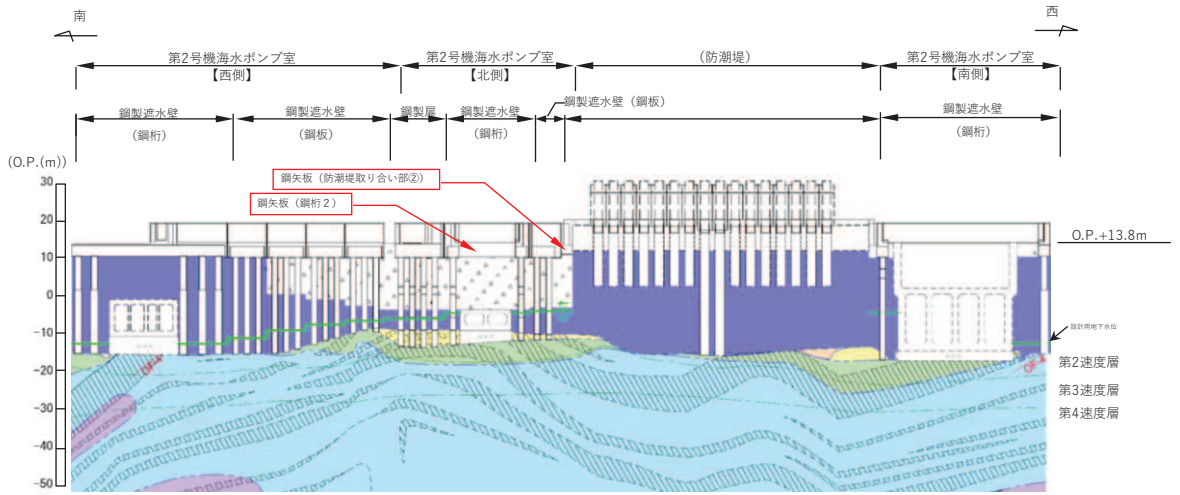
断面図（軸直交方向）



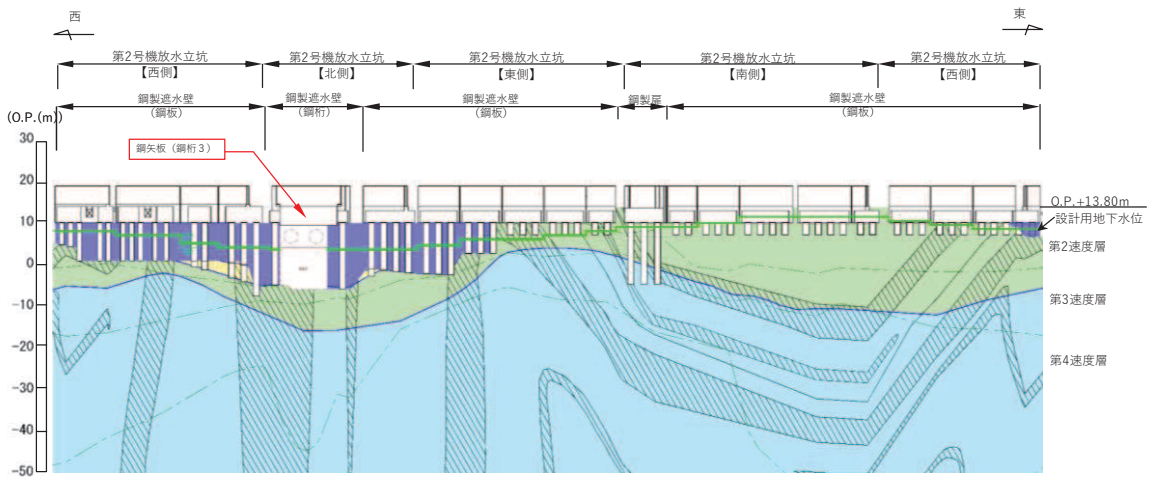
平面図

ブラケット断面図（軸方向）

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



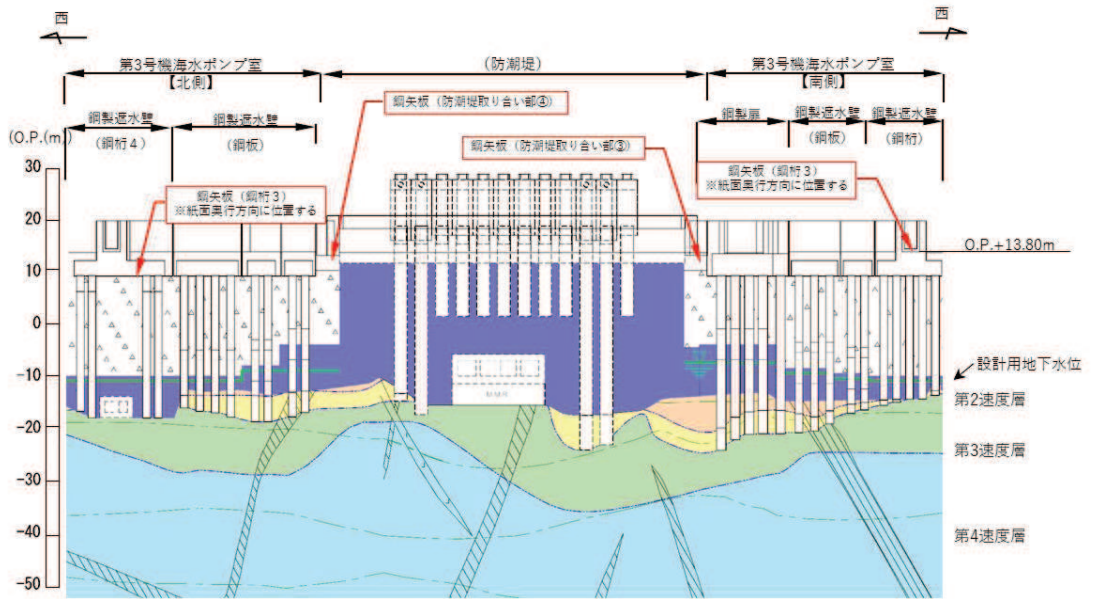
(第 2 号機海水ポンプ室)



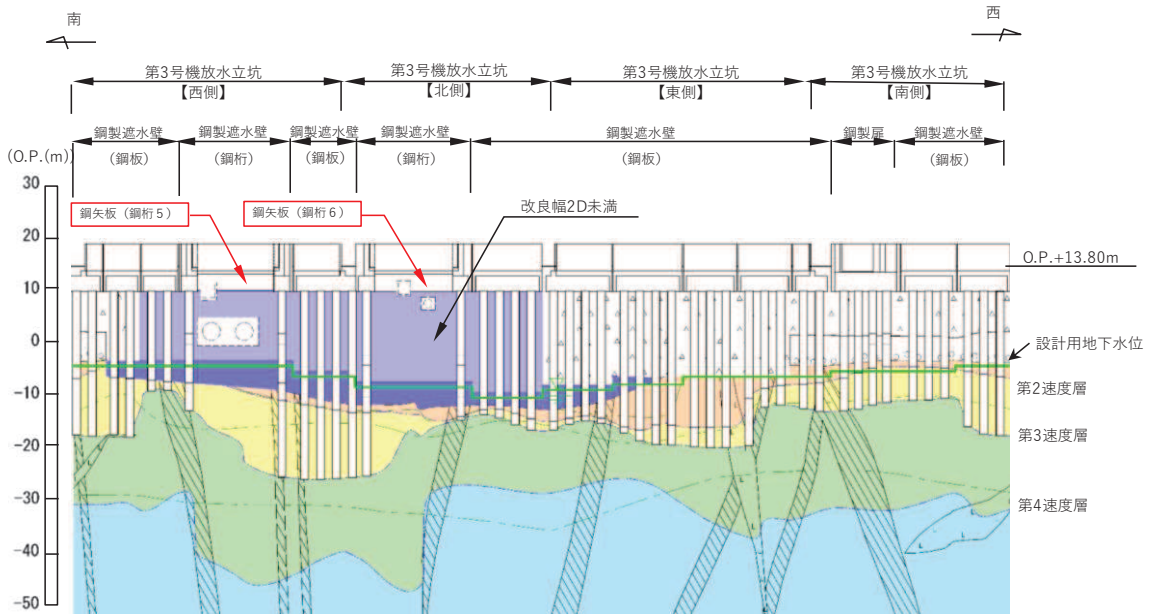
(第 2 号機放水立坑)

凡 例					
	B 級		盛 土		改良地盤等
	C ₁ 級		旧 表 土		設計用地下水位
	C _w 級		砂 岩		
	C ₂ 級		頁 岩		
	D 級		ひ ん 岩		
	岩盤分類境界		断 層		
	速度層境界		地 質 境 界		

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



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例	
	盛土
	旧表土
	砂
	頁岩
	ひん岩
	岩盤分類境界
	速度層境界
	地質境界
	改良地盤等
	設計用地下水位
	断層

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、地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て、設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

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

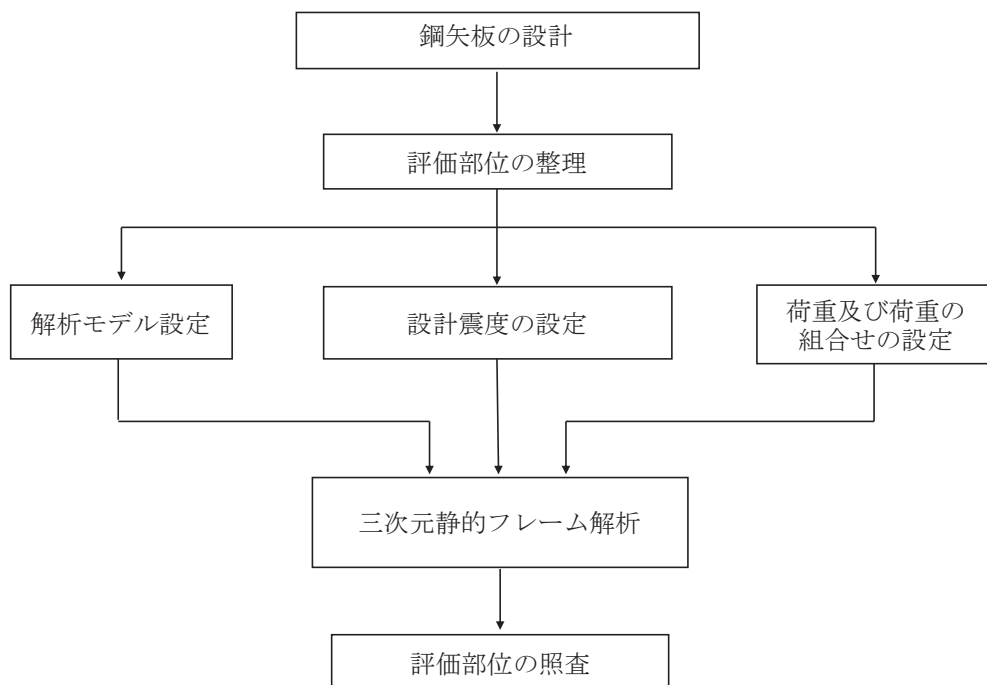


図 3-1 鋼矢板の評価フロー

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、地震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。

なお、防潮堤取り合い部下部の鋼矢板においては、図2-8～図2-9に示すとおり、鋼矢板を構成する部材（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）のうち、鋼板、角型鋼管、接続ボルトについて他の鋼矢板と形状が同一であることから、鋼桁5の評価に包含されるため評価を省略し、他の鋼矢板と形状が異なる鋼製ブラケット及びアンカーボルトの評価のみを実施する。なお、評価対象においては、防潮堤取り合い部下部に設置する3箇所の鋼矢板のうち、水平作用荷重が最も大きい防潮堤取り合い部④を評価対象として選定する。

表4-1 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. 7	14. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁3	0. P. +17. 9m (第2号機放水立坑)	1. 3	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. 7	4. 65m	4. 5m (0. P. +9. 3m)
鋼桁5	0. P. +18. 0m (第3号機放水立坑)	1. 4 (1. 0)*	13. 7m	6. 0m (0. P. +7. 8m)
鋼桁6	0. P. +18. 0m (第3号機放水立坑)	1. 1 (0. 8)*	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)	2. 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)	2. 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)	2. 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	1969	140
鋼桁 3	3022	231
鋼桁 4	936	201
鋼桁 5	6949 (5198) * ²	509 (381) * ²
鋼桁 6	2841 (2193) * ²	208 (161) * ²
防潮堤取り合い部②	817	259
防潮堤取り合い部③	854	259
防潮堤取り合い部④	939	257

注記* 1 : 風荷重と地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。

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/m^2 の積雪荷重が作用することを踏まえ、保守的に 0.98kN/m^2 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 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重（慣性力，地震時土圧）を考慮する。

地震時土圧は、「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_H 及び K_V 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、鋼矢板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、主たる荷重は地震時においては土圧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
$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

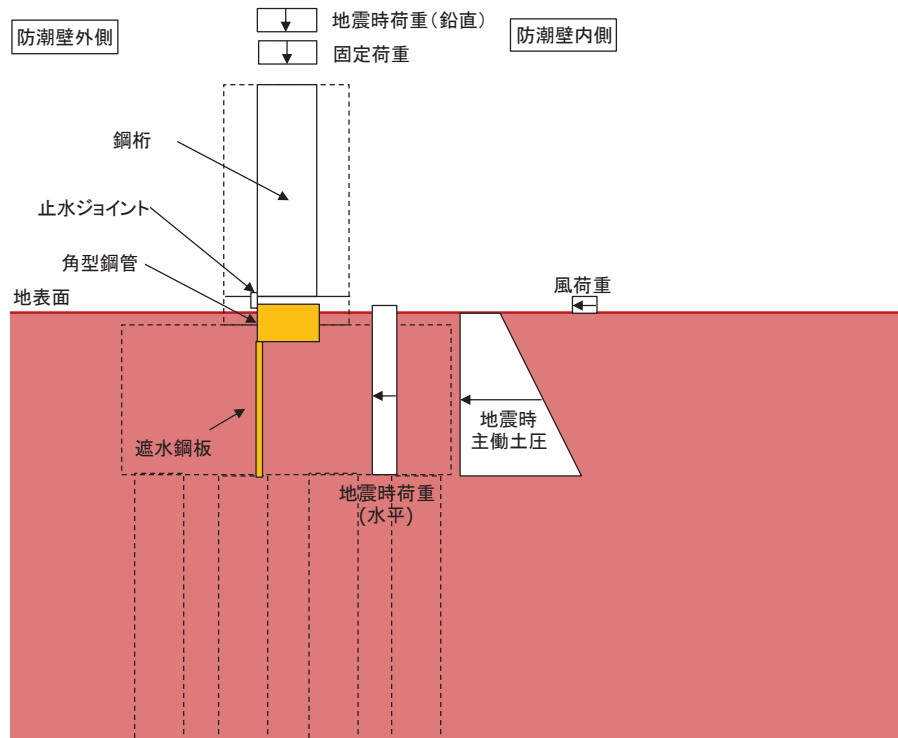


図 5-1(1) 荷重の概念図 (鋼桁 1~6)

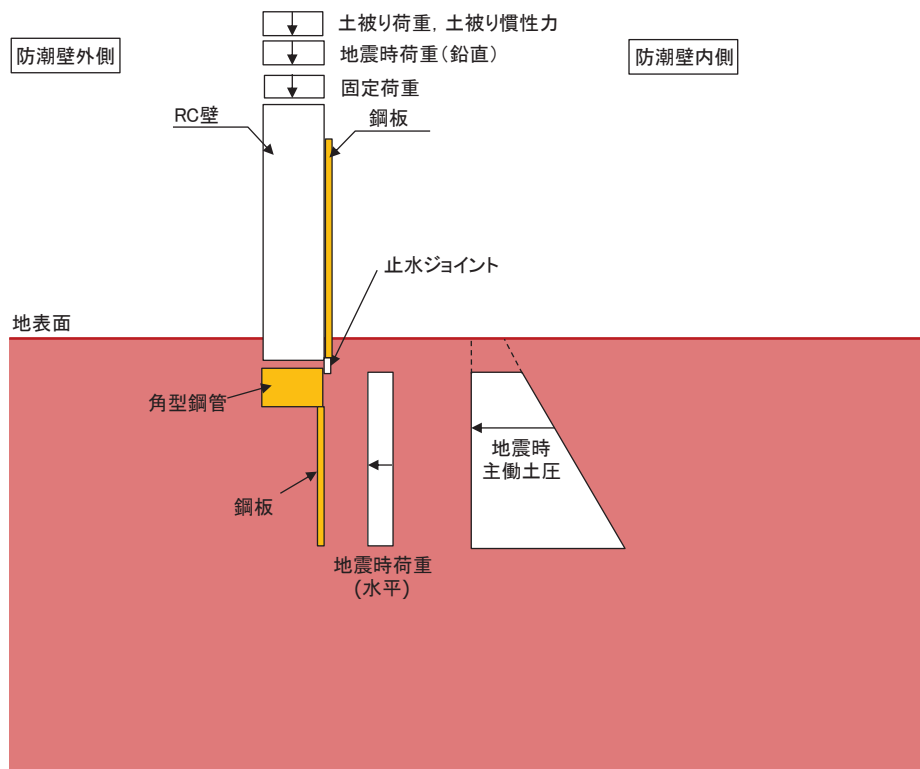


図 5-1(2) 荷重の概念図 (防潮堤取り合い部②・③・④)

表 5-2 評価ケースの整理

荷重作用方向*	
内→外	外→内
○ (+1.0 S _{SH} , +0.4 S _{SV})	○ (-1.0 S _{SH} , +0.4 S _{SV})

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_{SH}：水平方向地震荷重

S_{SV}：鉛直方向地震荷重

5.3 設計用地震力

鋼矢板（鋼桁5）の設計震度は、鋼矢板を支持する防潮壁の鋼製遮水壁（鋼桁5）（フーチング）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する地盤の加速度の両者を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧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、全ての基準地震動 S_s 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-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

鋼矢板（防潮堤取り合い部④）の設計震度は、鋼矢板同様の考え方により、支持する背面補強工部の加速度と当該位置における地盤の加速度を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧を算定するための設計震度を設定する。背面補強工部の加速度は、主たる荷重である土圧の作用方向が同じであるため、「VI-2-10-2-3-2 杭基礎防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書 別紙1 防潮堤取り合い部及び背面補強工部の耐震性について」における防潮堤取り合い部の設計震度とする。地盤の加速度応答は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」により算定する。

フーチング震度抽出モデルを図5-2、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 s - D 1	++	○	基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。	
	S s - D 2	++	○		
	S s - D 3	++	○		
	S s - F 1	++	○		
	S s - F 2	++	○		
	S s - F 3	++	○		
	S s - N 1	++	○		

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

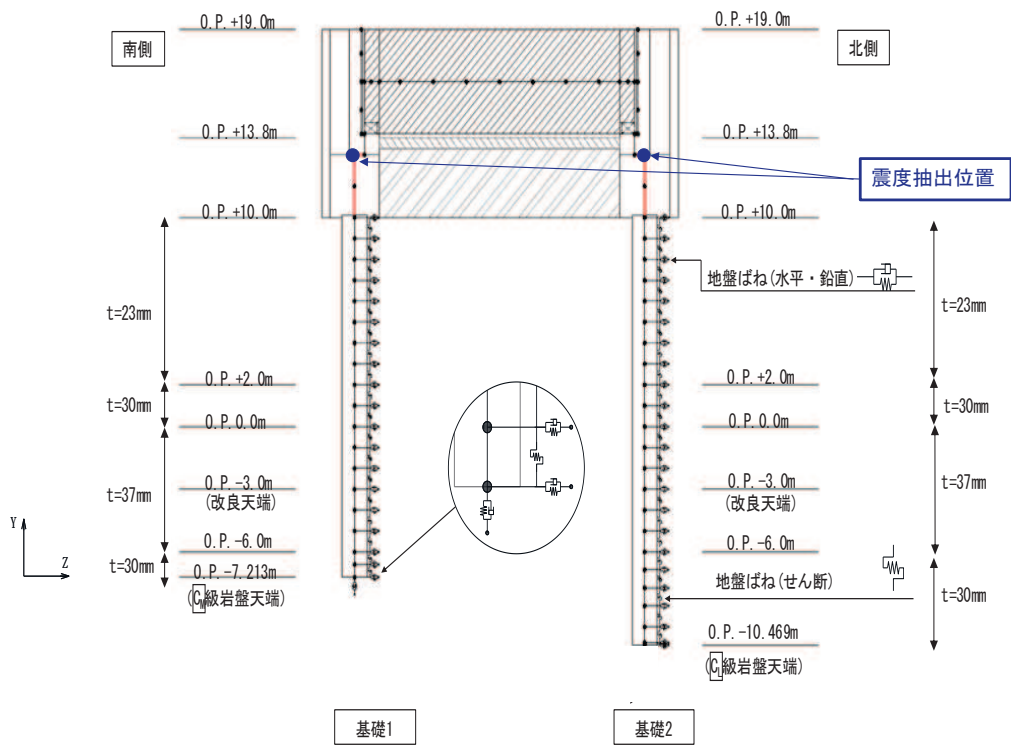
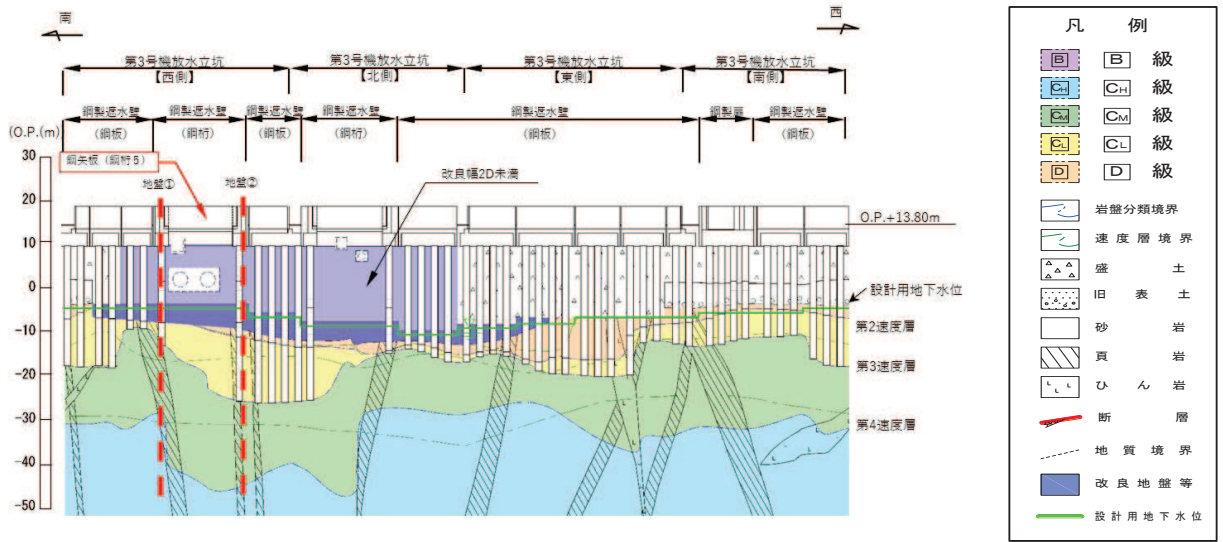


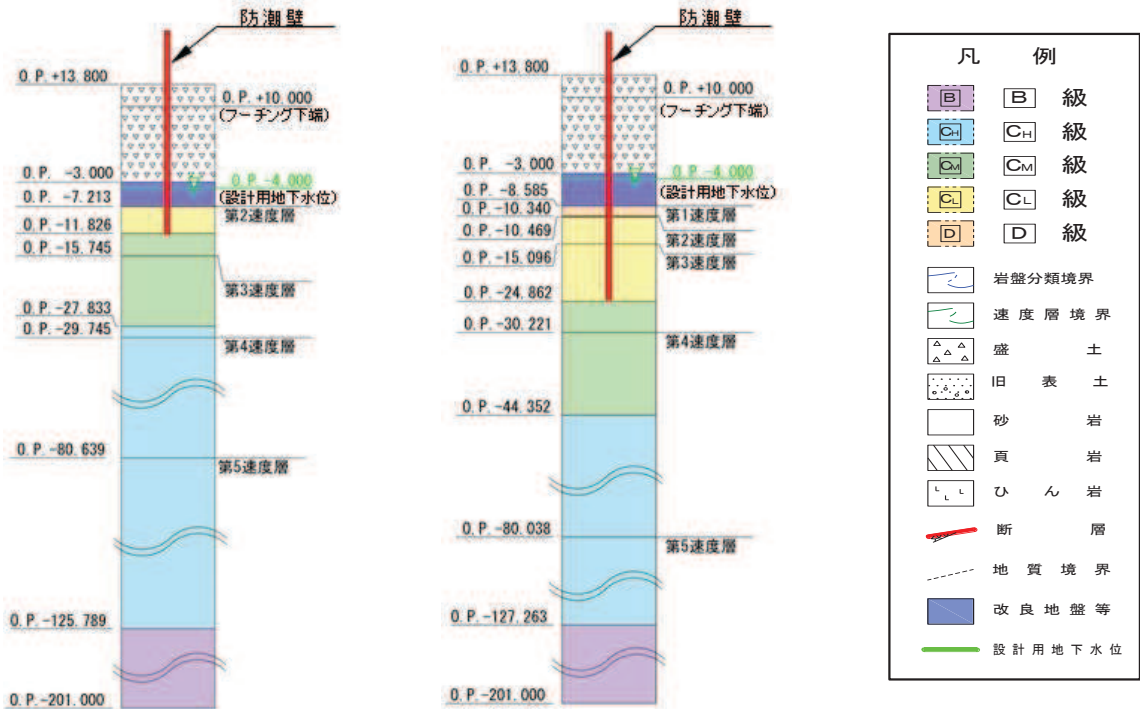
図 5-2 フーチング震度抽出モデル (鋼製遮水壁 (鋼桁 5))



(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 (鋼矢板 (鋼桁 5))
(全体位置図)

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



(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

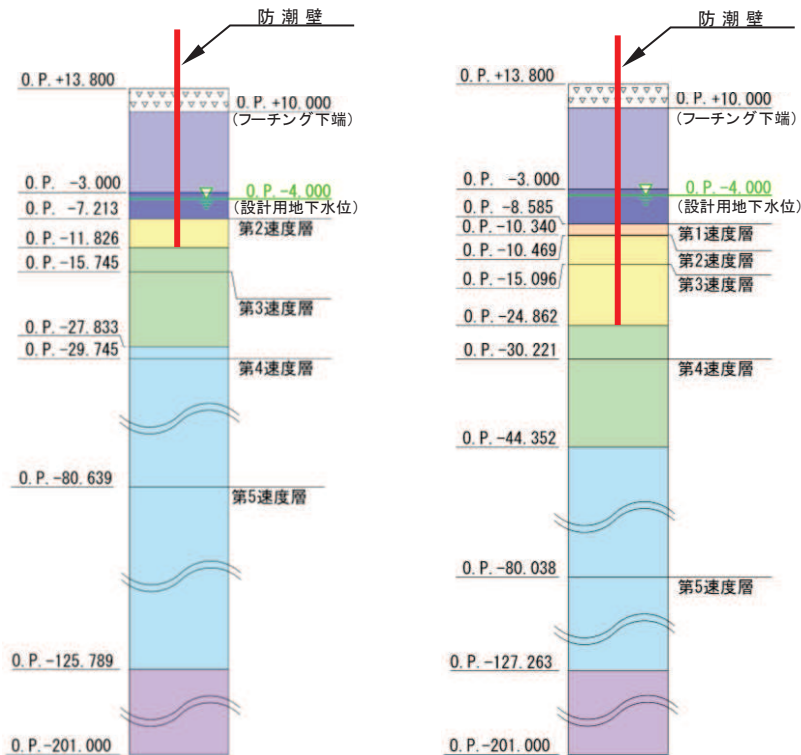
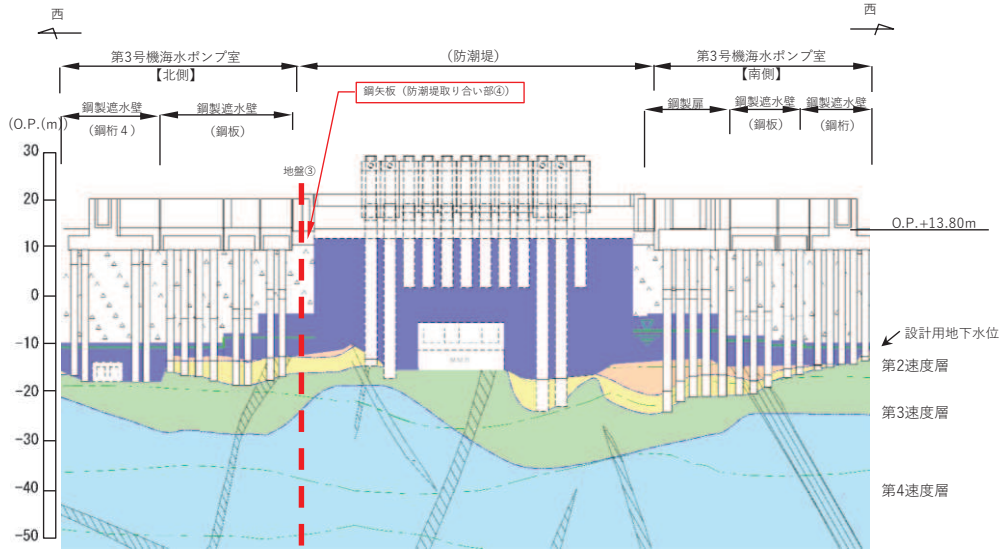
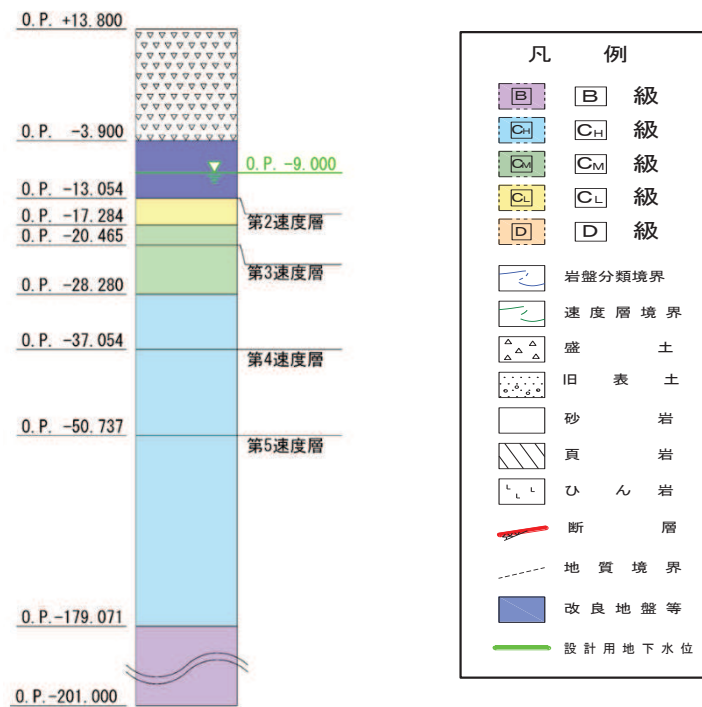


図 5-3 (2) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (鋼桁 5))
 (地質モデル図)



(全体位置図)

地盤③
(防潮堤取り合い部④)



(地質モデル図)

図 5-3(3) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (防潮堤取り合い部④))

表 5-4(1) 地震応答解析結果（鋼矢板（鋼桁 5））

加速度抽出 位置	最大応答加速度* ¹	
	水平 (cm/sec ²)	鉛直 (cm/sec ²)
フーチング	921 (S s - D 2, ケース①)	813* ² (S s - D 2, ケース①)
地盤	<u>1399</u> (S s - N 1, ケース③)	<u>1266</u> * ² (S s - D 1, 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 5-4(2) 地震応答解析結果（防潮堤取り合い部④）

加速度抽出 位置	最大応答加速度	
	水平 (cm/sec ²)	鉛直 (cm/sec ²)
地盤	571 (S s - N 1, ケース③)	1364 (S s - D 2, ケース③)

表 5-5(1) 設計震度（鋼矢板（鋼桁 5））

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 s - N 1 ・ケース③	地盤 (O. P. +13. 8m (地表面))	水平方向 K _H	1. 5 (1399)
S s - D 1 ・ケース③	地盤 (O. P. +13. 8m (地表面))	鉛直方向 K _V	1. 5 (1266)

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。

表 5-5(2) 設計震度（鋼矢板（防潮堤取り合い部④））

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 s - N 1 ・ケース③	防潮堤 (取り合い部④) O. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2. 0 (1133)
S s - D 2 ・ケース③	地盤 (O. P. +13. 8m (地表面))	鉛直方向 K _V	1. 5 (1364)

注記* : 最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980. 665cm/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

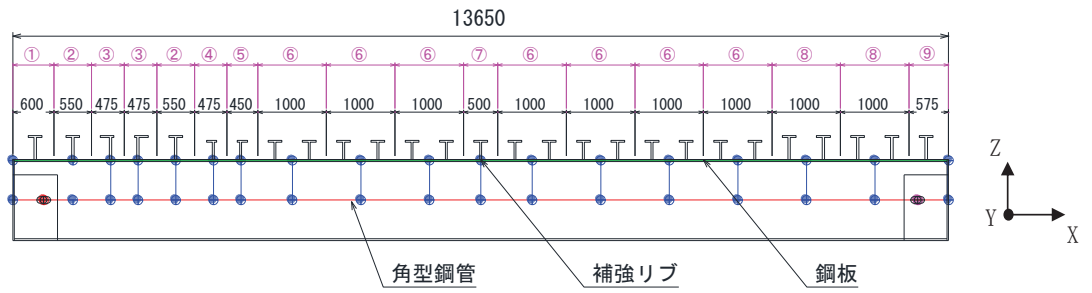
鋼板及び角型鋼管の評価は、三次元フレームモデルによる静的解析により行う。鋼板及び角型鋼管を線形はり要素でモデル化し、角型鋼管と鋼板の接合部はそれぞれの重心位置でモデル化した要素間を剛要素で接合する。

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）等に合わせて、フランジ（鋼板）の断面諸元でモデル化する。なお、鋼板欠損部（配管等貫通部）周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。

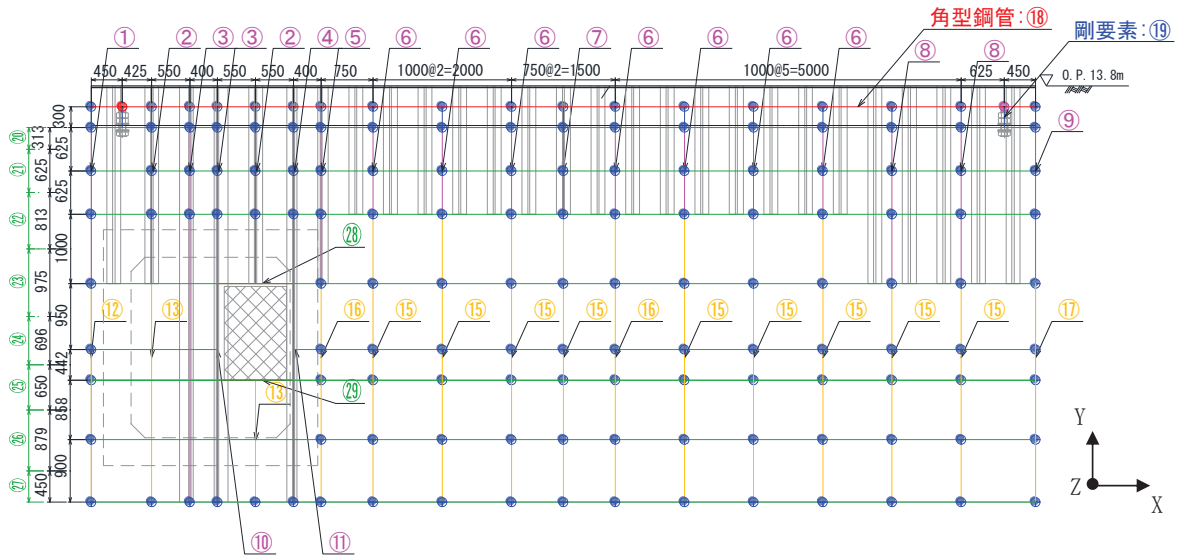
支点条件は、角型鋼管と一体化された鋼板が鋼製ブラケットと接続ボルトにより支持される構造であることを踏まえ、接続ボルトの接続位置で支点条件を設定する（鋼板とフーチング間は構造的に縁を切って止水ジョイントを設置しているためフリー条件である）。

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。

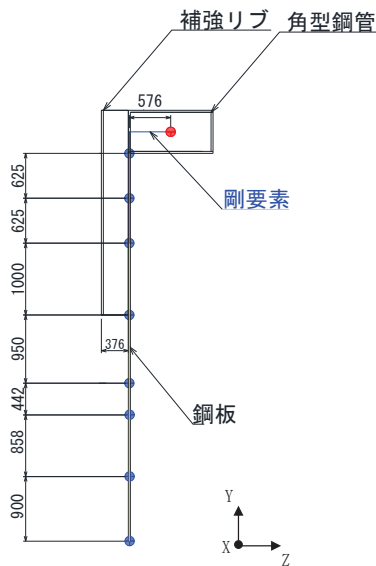
解析モデルの概要を図6-1に、支点部の境界条件を表6-1に示す。



(平面図)



(正面図)



(断面図)

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

図 6-1 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。

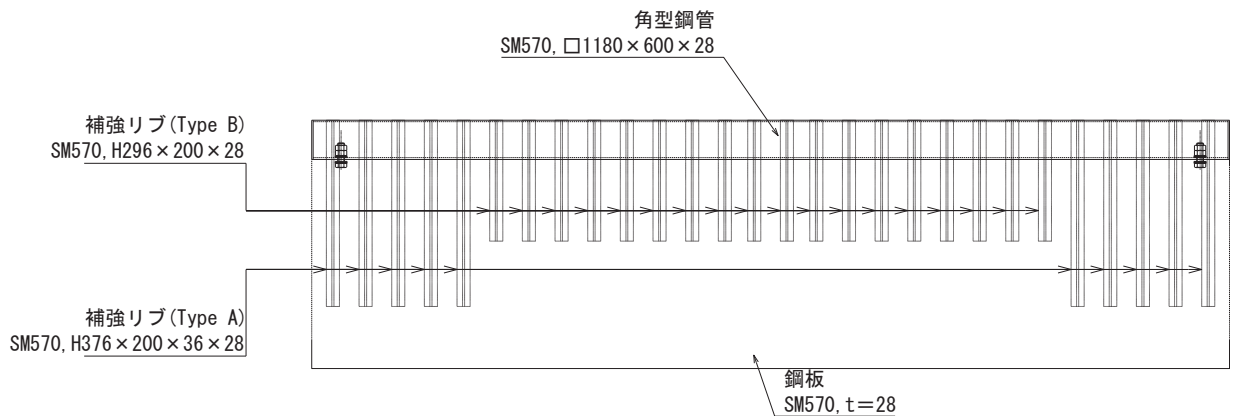


図6-2 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(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。

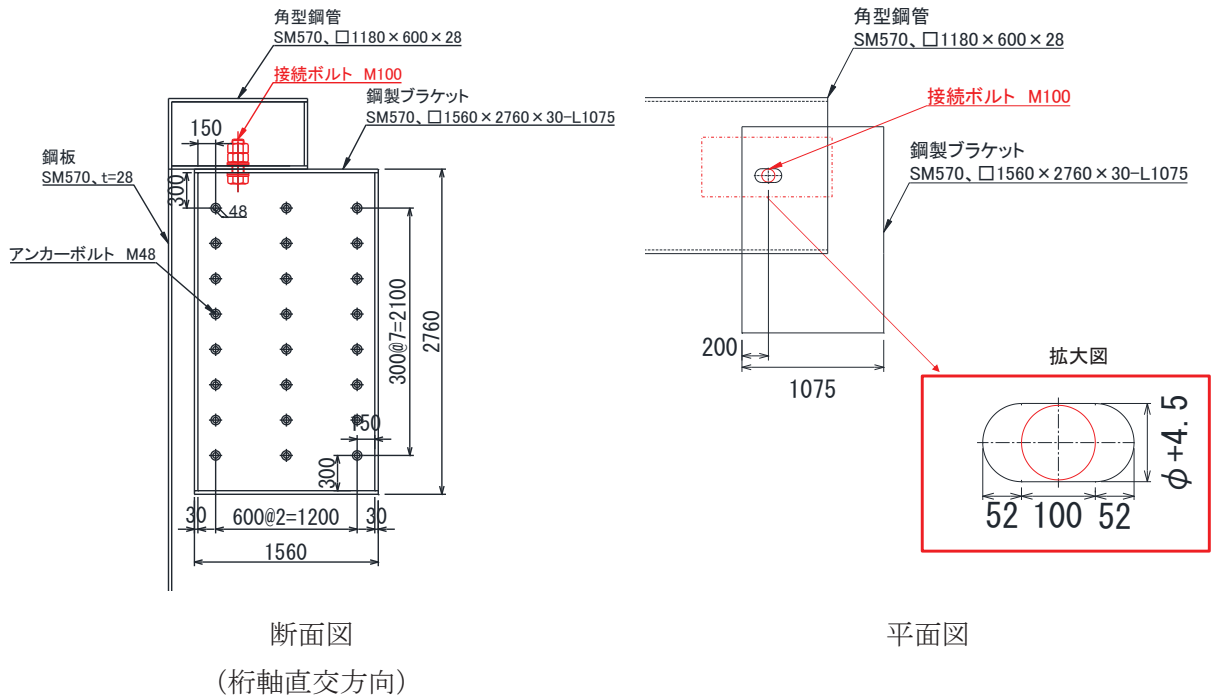


図6-3 接続ボルトの構造図

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。

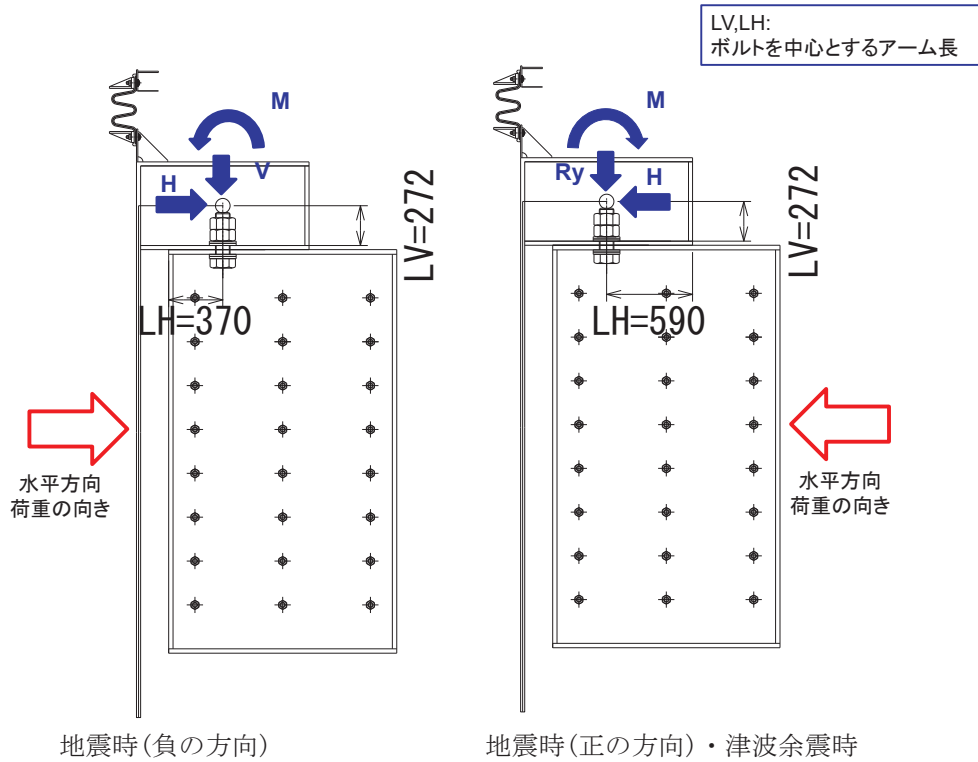
表 6-6 接続ボルトの許容限界

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。

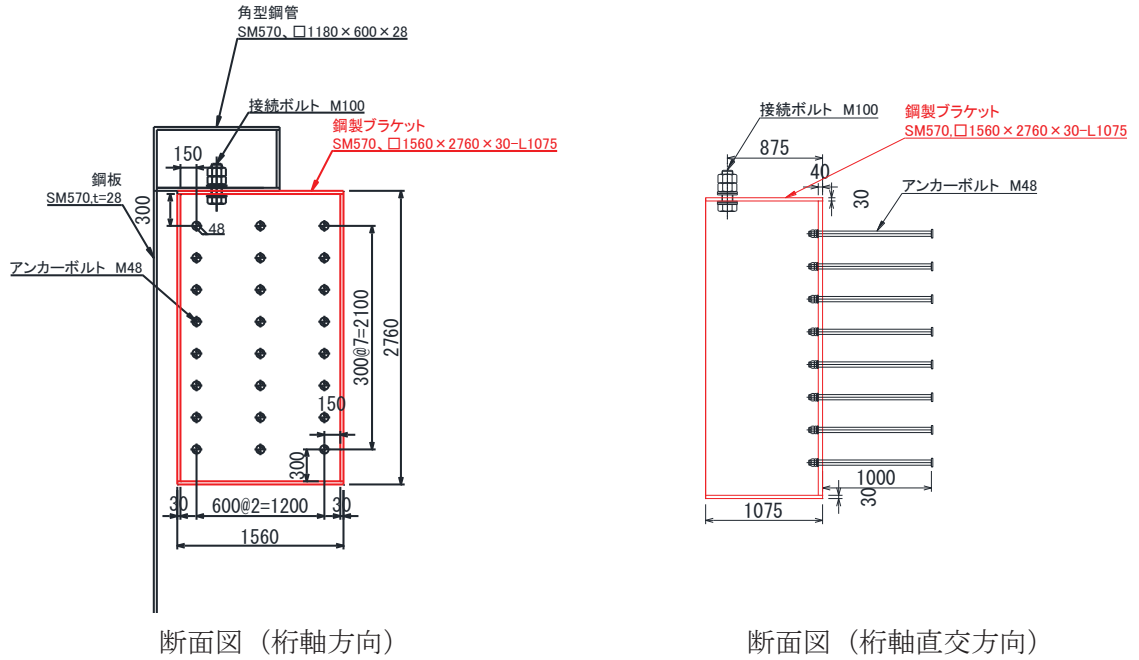


図 6-5(1) 鋼製ブラケットの構造図 (鋼桁 5)

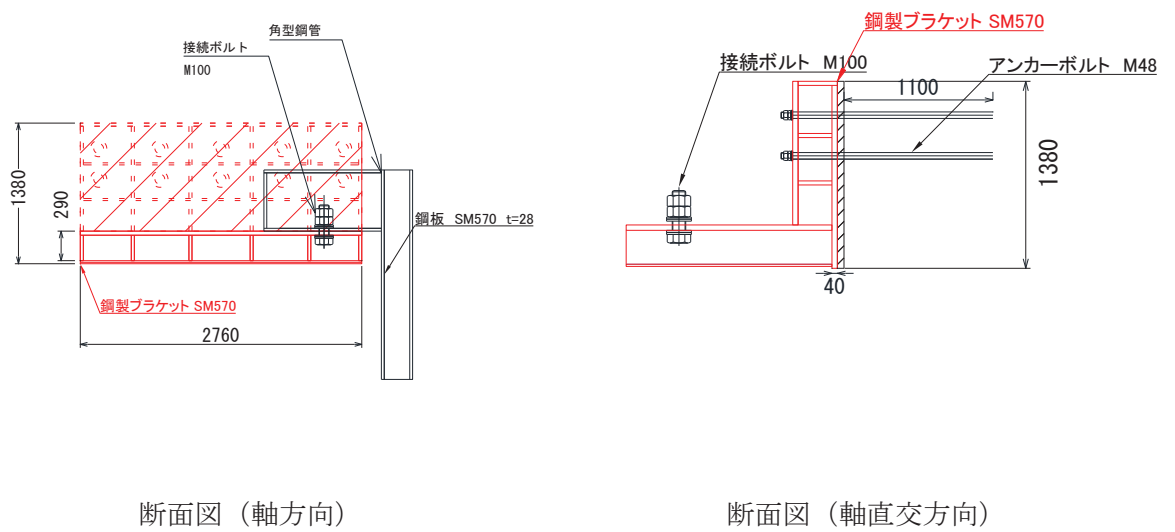


図 6-5(2) 鋼製ブラケットの構造図 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

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。鋼桁5における鋼製ブラケットに作用する荷重図を図6-6に、防潮堤取り合い部④における鋼製ブラケットに作用する荷重図を図6-8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6-7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6-9に示す応力度照査により応力度を算出する。

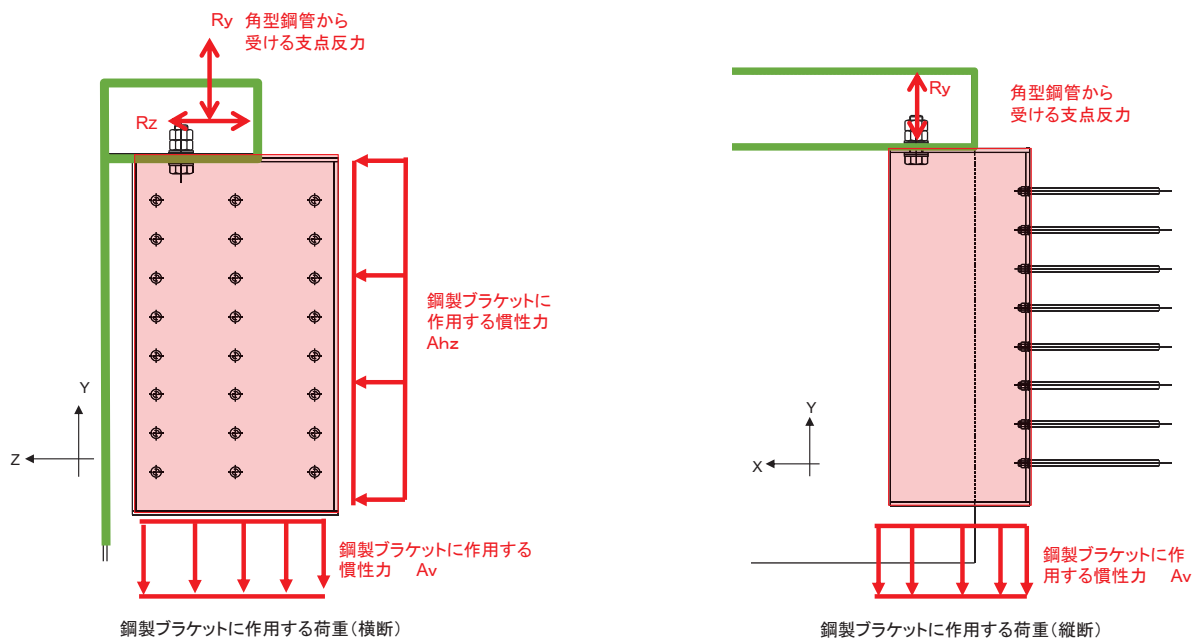


図6-6 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要(鋼桁5)

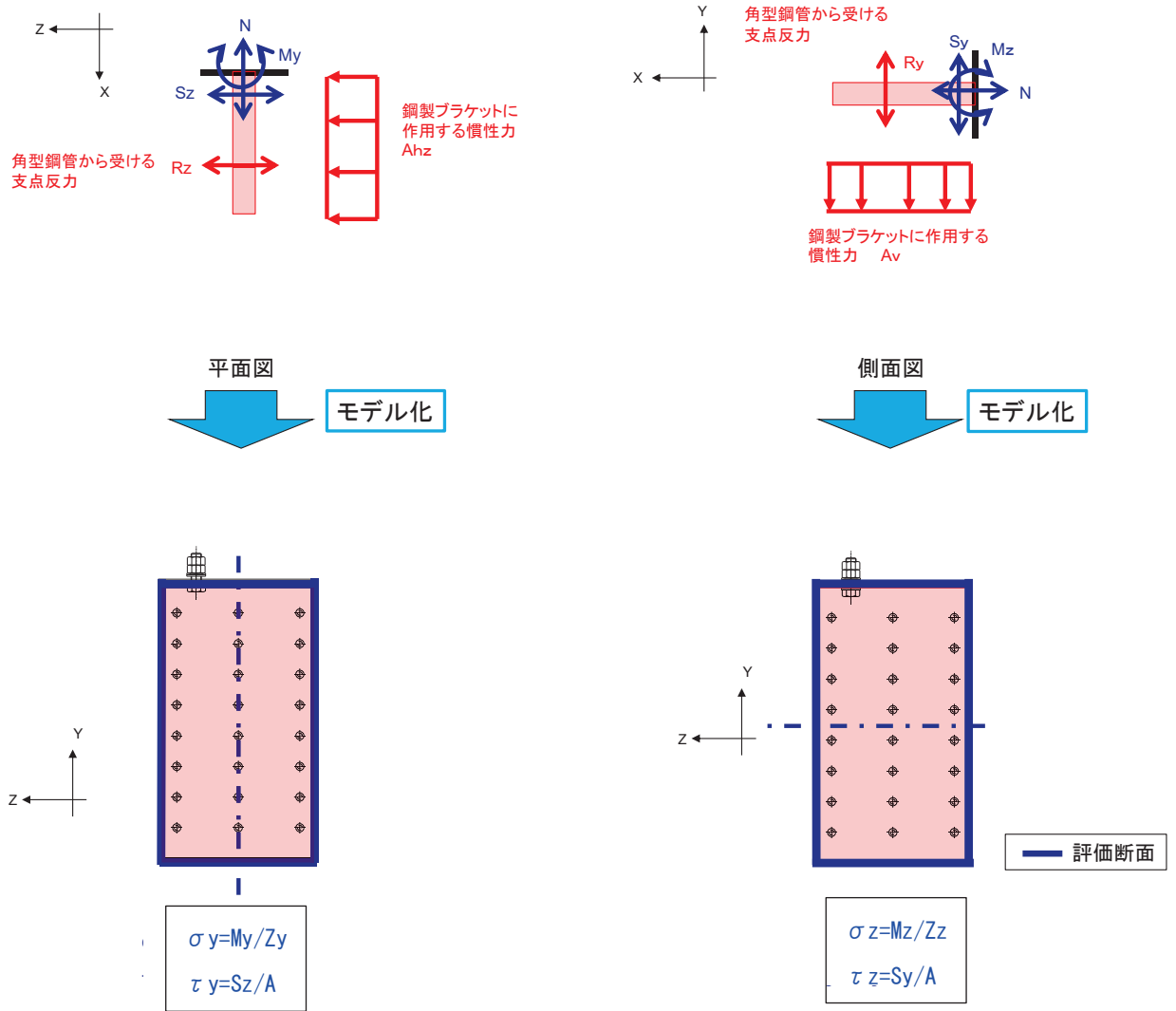


図6-7 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図 (鋼桁5)

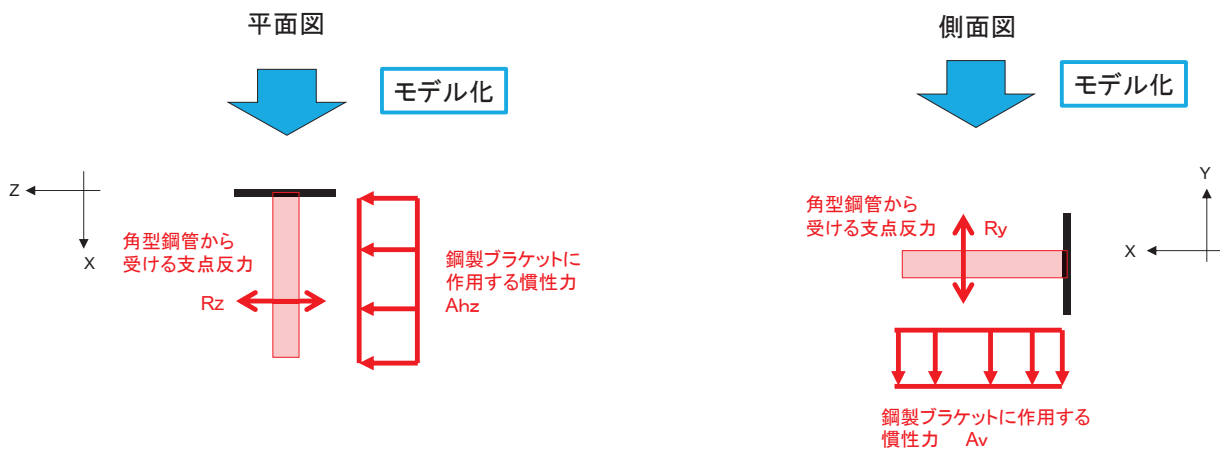
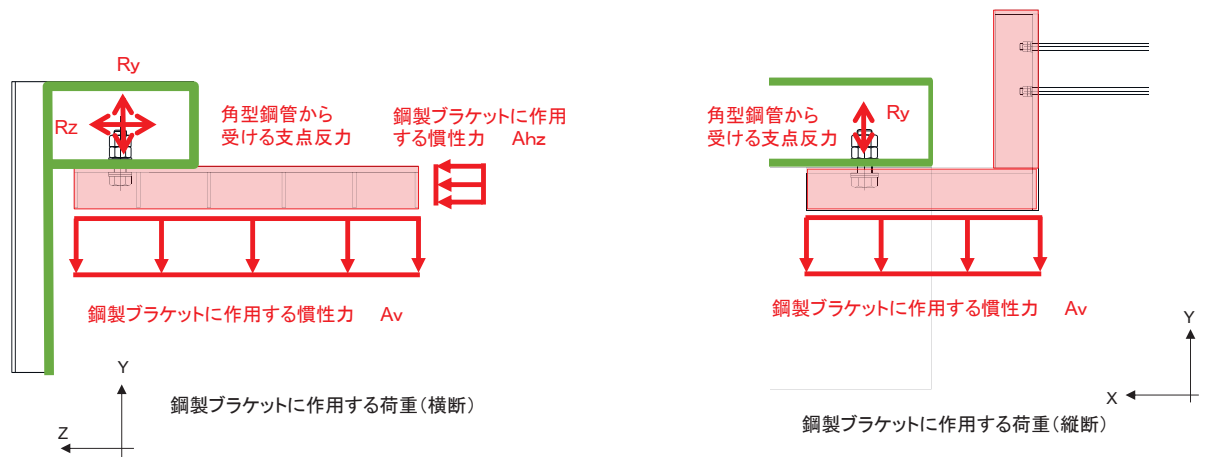


図 6-8 鋼製ブラケット荷重図及び計算モデル概要 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

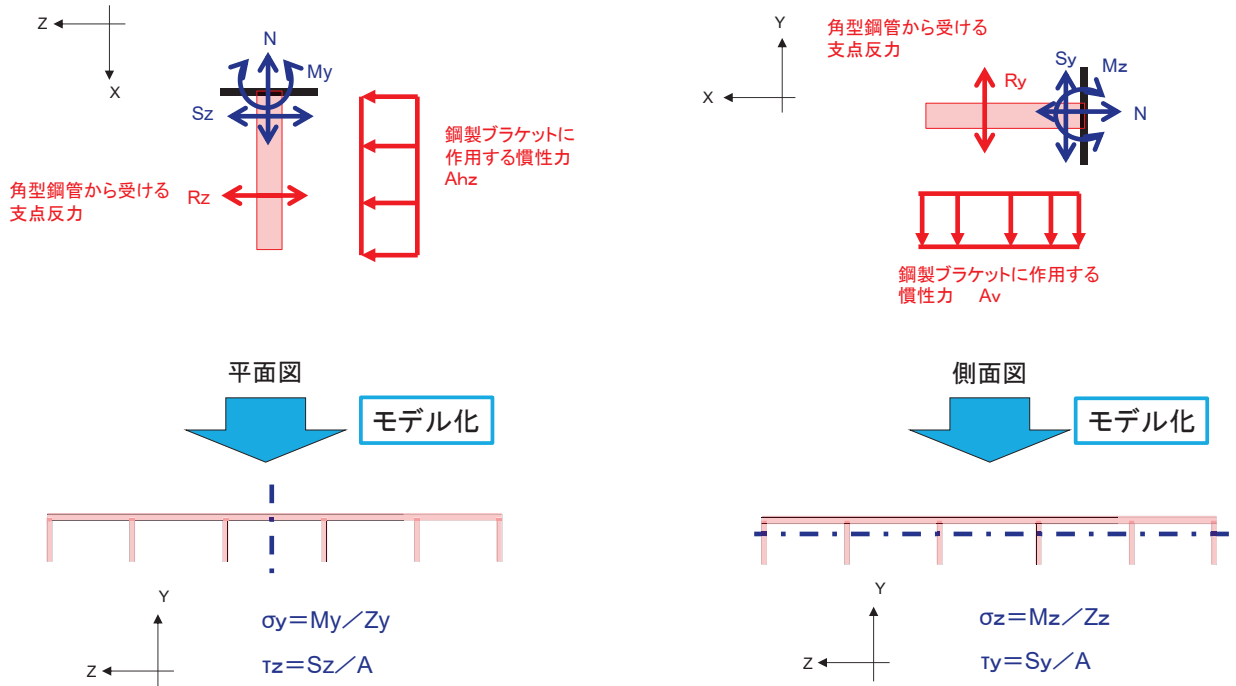


図 6-9 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図 (防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

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

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

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6-10に示す。

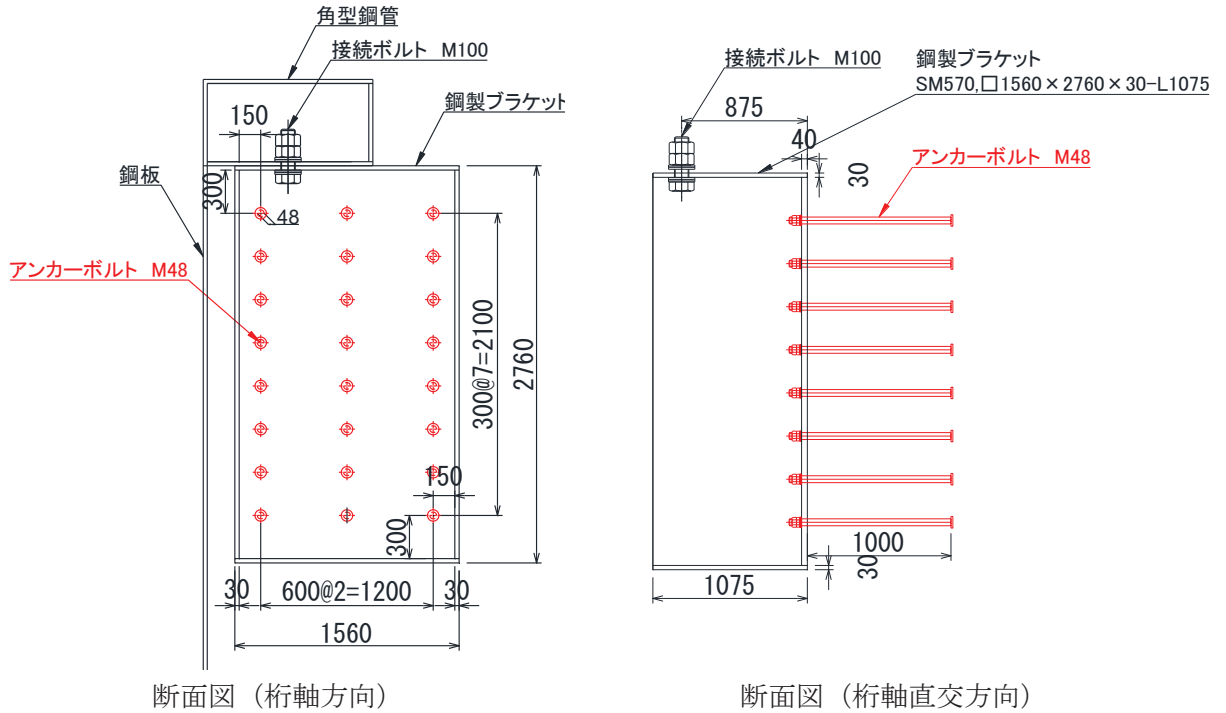


図6-10(1) アンカーボルトの構造概要(鋼桁5)

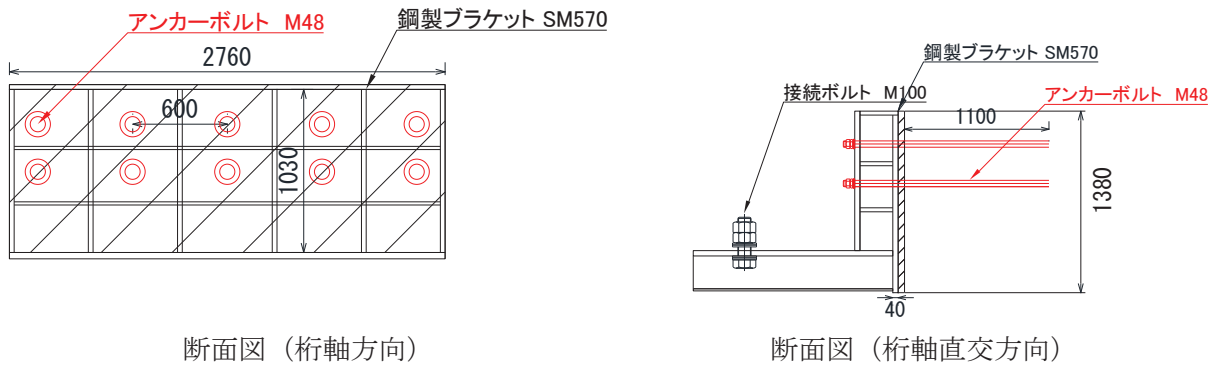


図6-10(2) アンカーボルトの構造概要(防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

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(1) 使用材料（鋼桁 5，防潮堤取り合い部（防潮壁側））

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

表 6-9(2) 使用材料（防潮堤取り合い部④（防潮堤側））

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

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。アンカーボルトの構造概要及び応力算定式を、鋼桁について図6-11に、防潮堤取り合い部について図6-12に示す。

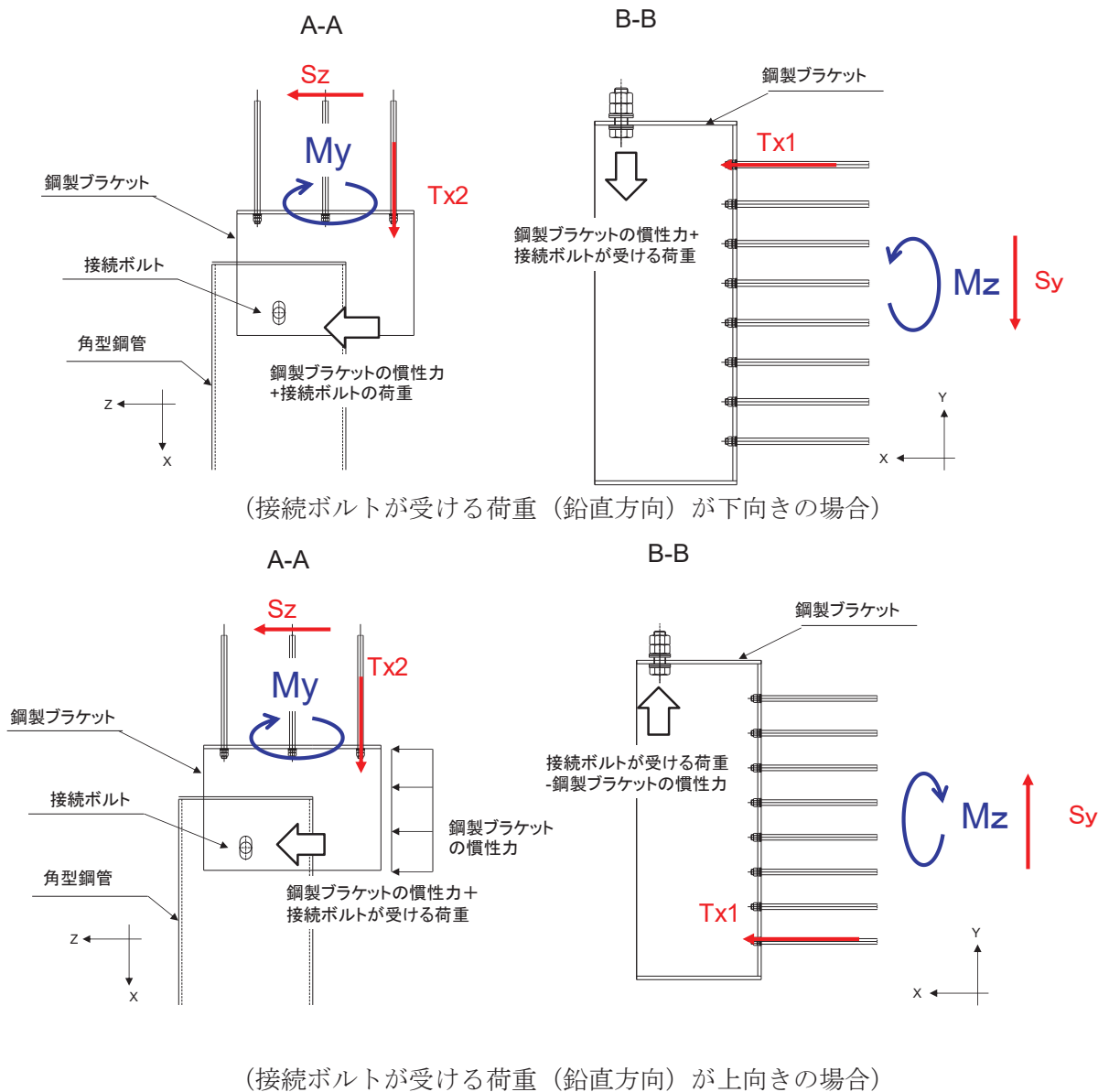


図6-11(1) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式（鋼桁5）

$$T_x = T_{X1} + T_{X2}$$

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

$$s = S / n$$

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

ここで、

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 (mm^2)

σ_{sz} : 最外縁に生じる引張応力度 (N/mm^2)

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 (mm^2)

σ_{sy} : 最外縁に生じる引張応力度 (N/mm^2)

S : アンカーボルトに作用するせん断力(N)

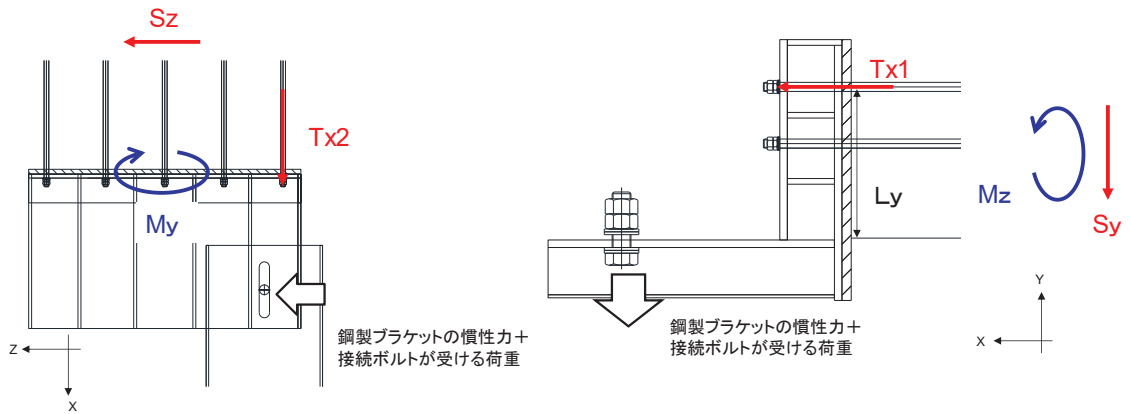
S_y : Y軸方向に作用するせん断力(N)

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 6-11(2) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式 (鋼桁 5)



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

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

$$s = S / n$$

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

ここで、

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)

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

M_z : Z 軸周りの曲げモーメント (N・m)

L_y : コンクリート下端から最外縁のアンカーボルトまでの距離 (m)

n : 1 行当たりのアンカーボルトの本数

T_{x2} : Y 軸周りのモーメントによって生じる引抜力 (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

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 6-12 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式 (防潮堤取り合い部④(防潮堤側))

7. 評価結果

7.1 評価結果

鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7-1及び表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(1) 評価結果 (内→外方向) (鋼矢板 (鋼桁 5))

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)	222	382	0.59
	せん断応力度 (N/mm ²)	37	217	0.18
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力 (N)	4.30×10^5	4.92×10^6	0.09
	せん断力 (N)	7.90×10^5	2.83×10^6	0.28
	合成力	0.09	1.0	0.09
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	19	217	0.09
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	1.22×10^5	4.33×10^5	0.29
	せん断力 (N)	6.10×10^4	3.03×10^5	0.21
	合成力	0.12	1.0	0.12
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.22×10^5	8.09×10^5	0.16
	せん断力 (N)	6.10×10^4	1.25×10^6	0.05

表 7-1(2) 評価結果 (外→内方向) (鋼矢板 (鋼桁 5))

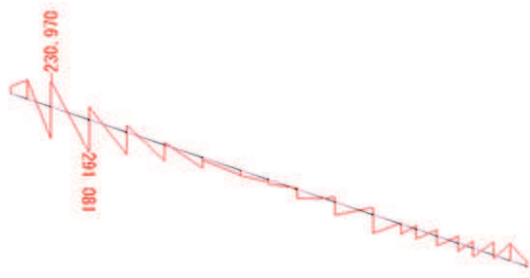
評価部位	応力成分	応力度又は荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	382	0.58
	せん断応力度 (N/mm ²)	33	217	0.16
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力 (N)	1.84×10 ⁶	4.92×10 ⁶	0.38
	せん断力 (N)	7.93×10 ⁵	2.83×10 ⁶	0.29
	合成力	0.22	1.0	0.22
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	19	382	0.05
	せん断応力度 (N/mm ²)	24	217	0.12
	合成応力度	0.02	1.2	0.02
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

表 7-2 評価結果（鋼矢板（取り合い部④））

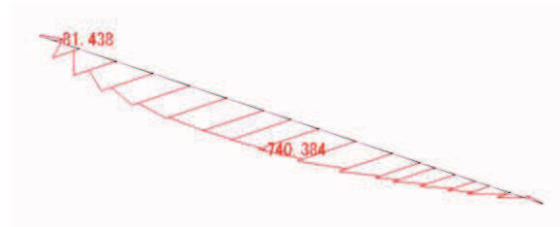
評価部位	応力成分	応力度又は荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	72	382	0.19
	せん断応力度 (N/mm ²)	14	217	0.07
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力 (N)	1.54×10 ⁵	4.33×10 ⁵	0.36
	せん断力 (N)	7.40×10 ⁴	3.03×10 ⁵	0.25
	合成力	0.19	1.0	0.19
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.54×10 ⁵	4.50×10 ⁵	0.35
	せん断力 (N)	7.40×10 ⁴	4.44×10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

7.2 断面力分布

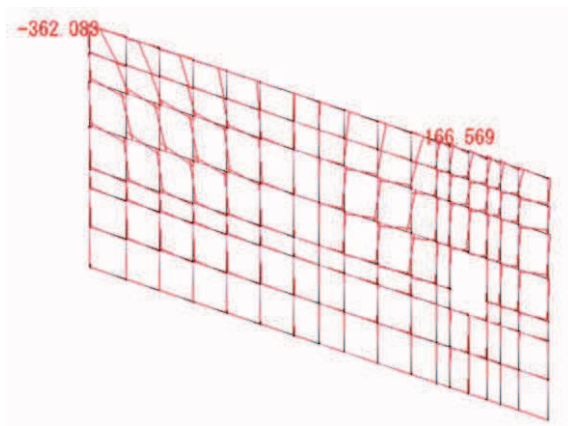
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-1～図7-2に示す。



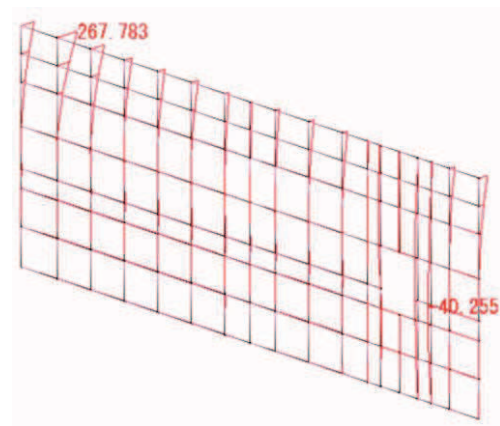
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

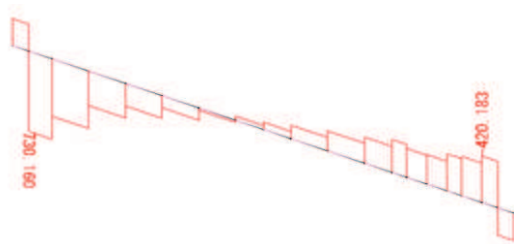


Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

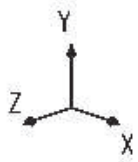
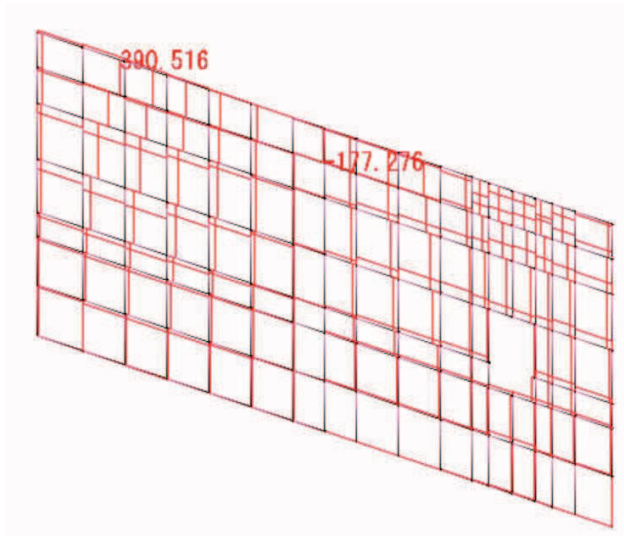
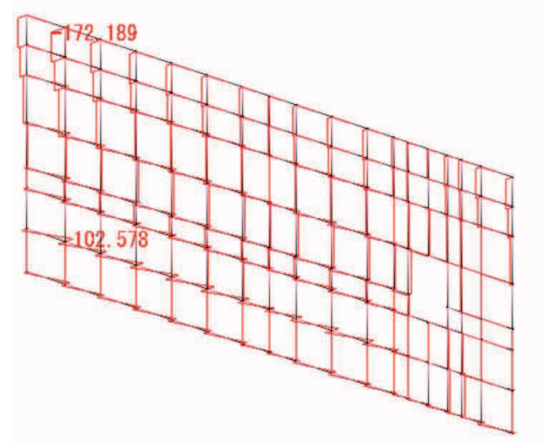


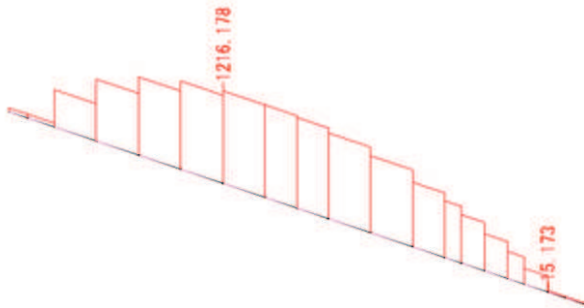
図7-1(1) 断面力図 (内→外方向)



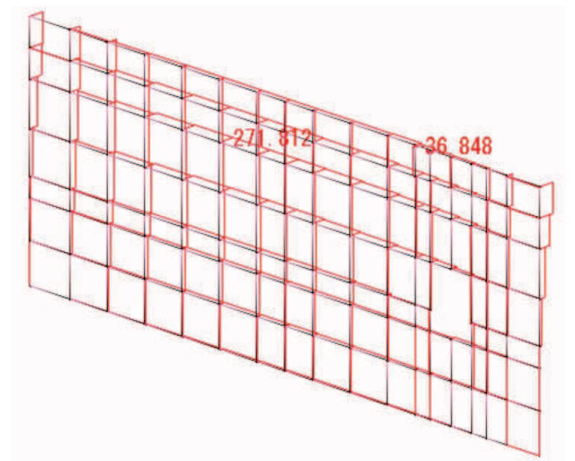
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

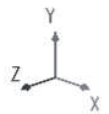


図 7-1(2) 断面力図 (内→外方向)

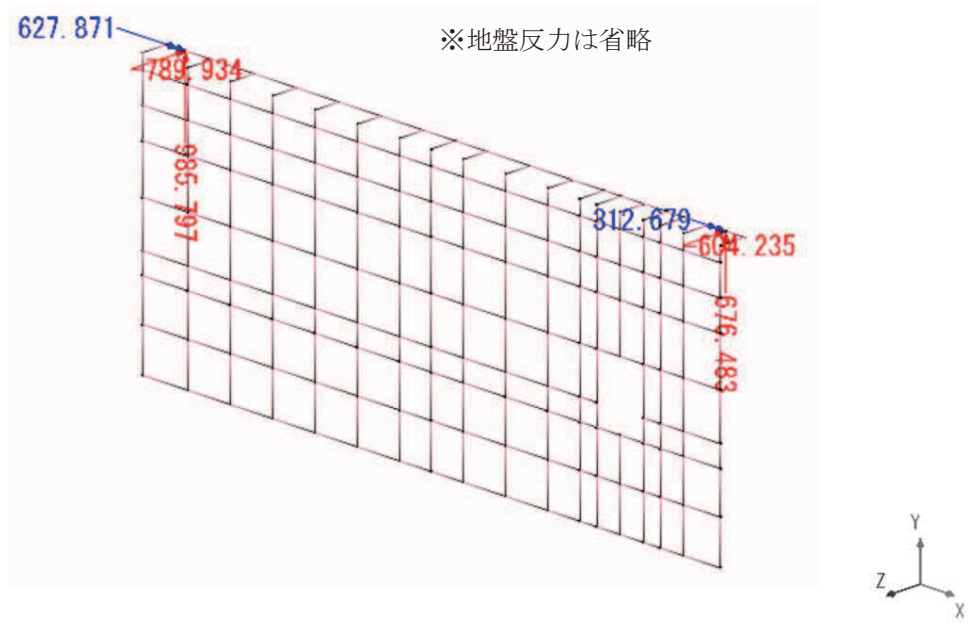


図 7-1(3) 反力図 (正の方向)

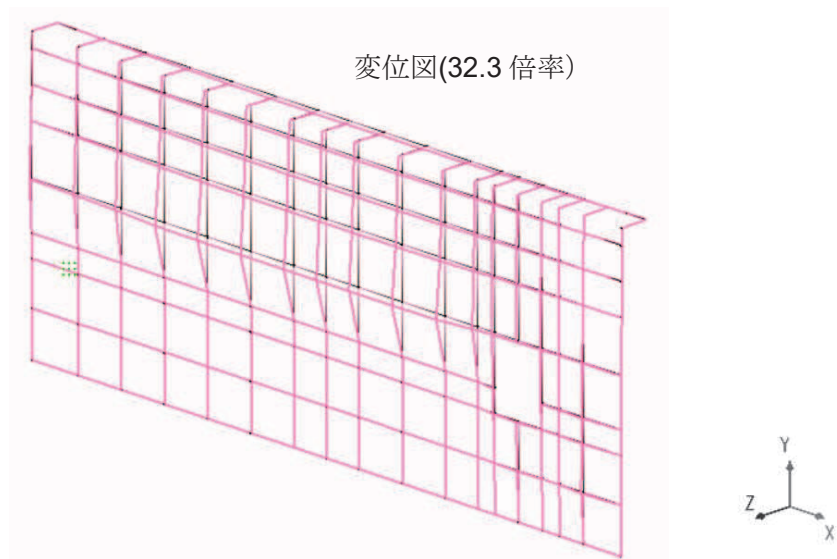
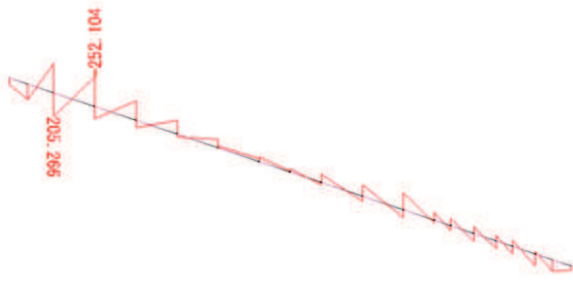
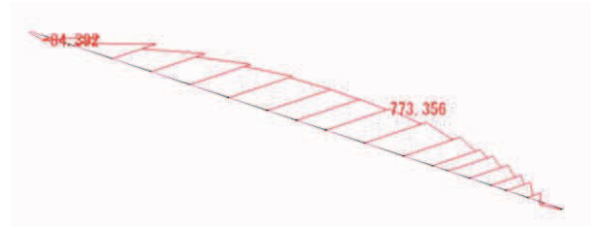


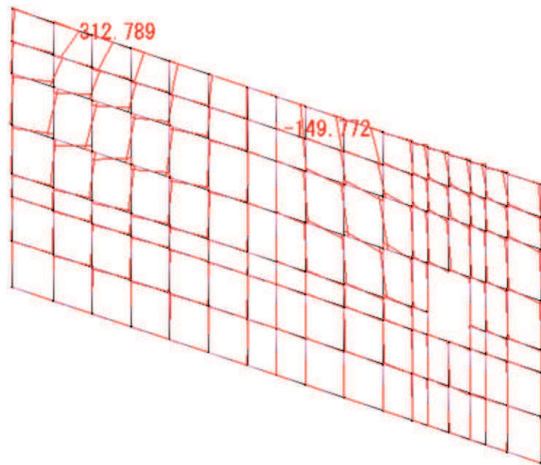
図 7-1(4) 変形図 (内→外方向)



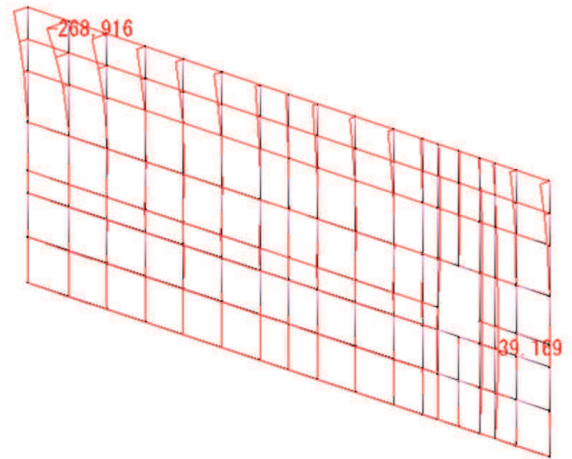
Mz 図 角型鋼管



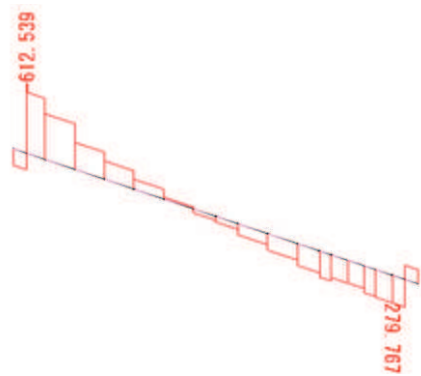
My 図 角型鋼管



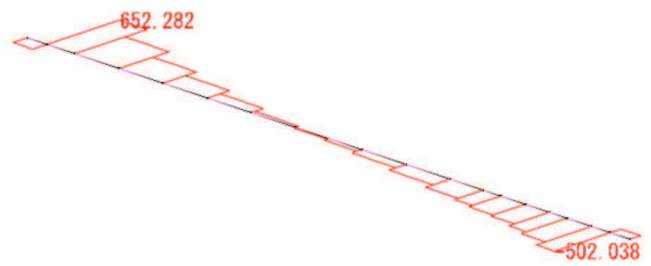
Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板
My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

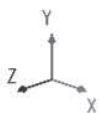
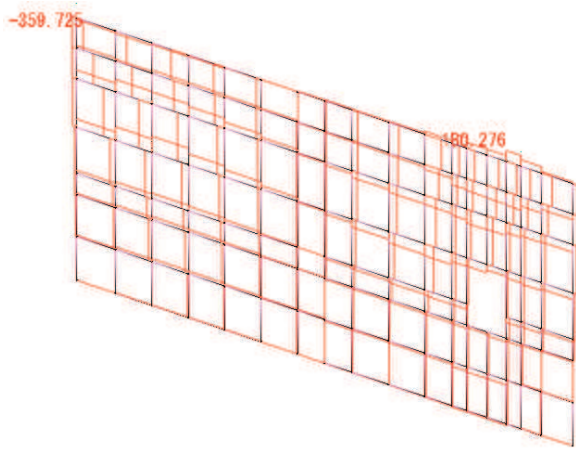
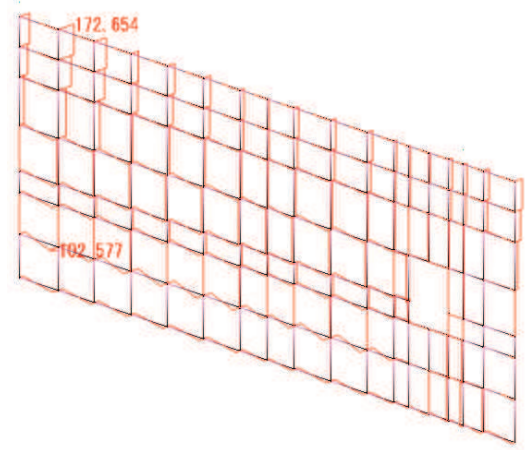


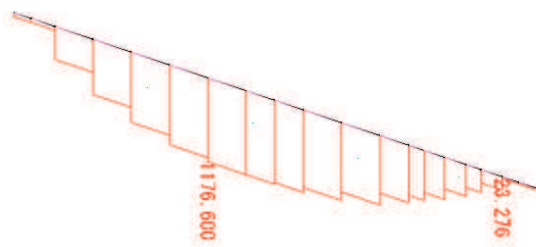
図 7-2(1) 断面力図 (外→内方向)



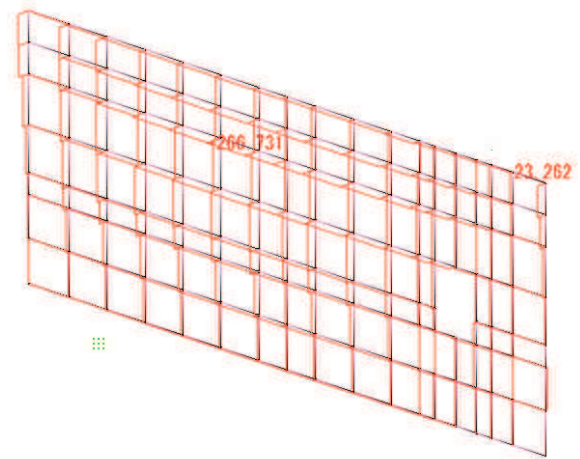
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

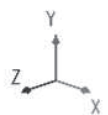


図 7-2(2) 断面力図 (外→内方向)

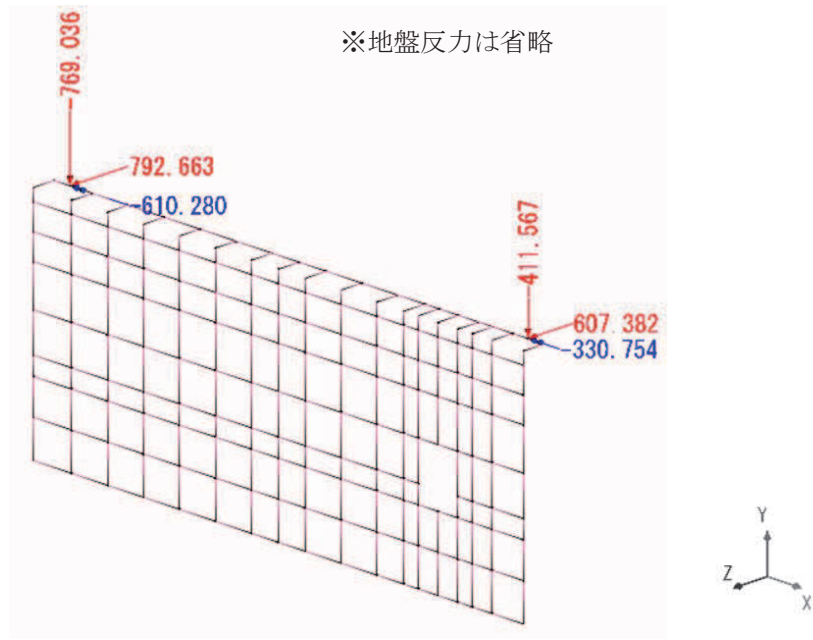


图 7-2(3) 反力图 (外→内方向)

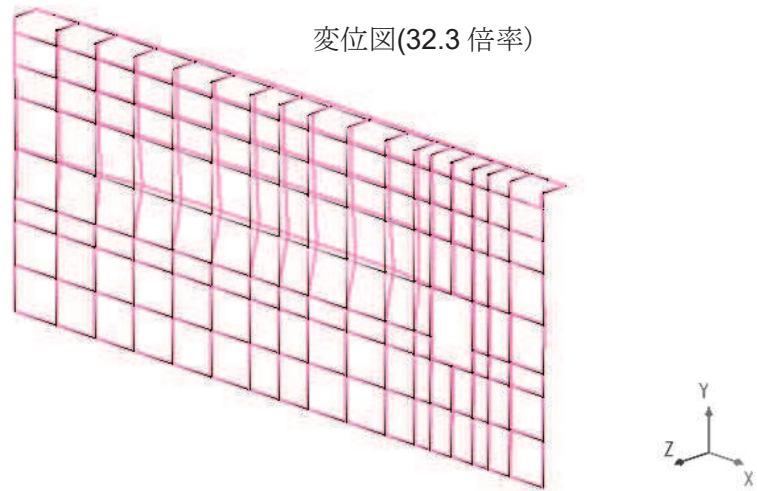


图 7-2(4) 変形图 (外→内方向)

(別紙2) ゴム支承の材料物性値のばらつきについて

目 次

1. 概要	1
2. ゴム支承の構造概要	2
3. せん断変形特性試験	6
3.1 せん断特性に係る各種確認試験.....	6
3.2 試験結果	7
4. せん断剛性のばらつきによる影響評価.....	9
4.1. 解析条件	9
4.2. 評価結果	12

(参考) せん断特性の各種確認試験について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるゴム支承は，鋼桁と RC 支柱間に設置し，鋼桁の鉛直並びに水平荷重を RC 支柱に伝達しつつ，地震時における鋼桁の鋼桁軸方向の変位に伴うせん断変形に追従する設計とする。ゴム支承の種類は，水平力分散型ゴム支承で，道路橋支承にも一般的に広く用いられる構造とする。

ゴム支承の設計は，道路橋支承の設計において広く用いられ，構造類似性の観点で適用性があると考えられる「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」及び「日本道路協会 平成 16 年 4 月 道路橋支承便覧」に基づき，各種設計を行っている。

本書では，経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化による地震時応答への影響を踏まえた場合の健全性評価の結果について示す。

2. ゴム支承の構造概要

ゴム支承の概要図を図 2-1～図 2-2 に，ゴム支承の据え付け概要を図 2-3 に，及び構造諸元を表 2-1～表 2-2 に示す。また，ゴム支承に使用するゴム材料の基本特性を表 2-3 に示す。

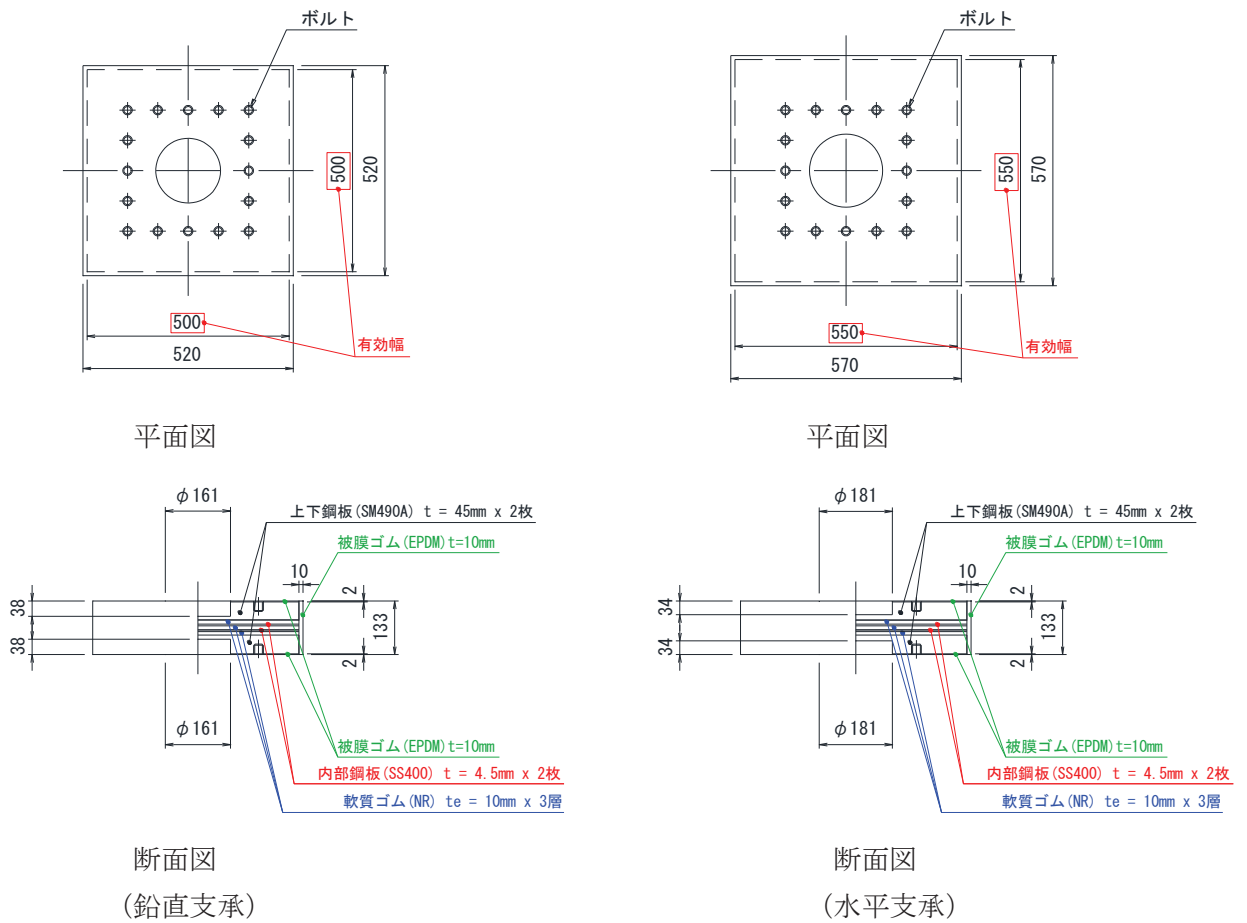


図 2-1 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

表 2-1 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 1, 4)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	500mm × 500mm	550mm × 550mm
総ゴム厚 (ゴム厚 × 層数)	30mm (10mm × 3層)	30mm (10mm × 3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	12.50	13.75
二次形状係数*2	16.67	18.33
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比
 *2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

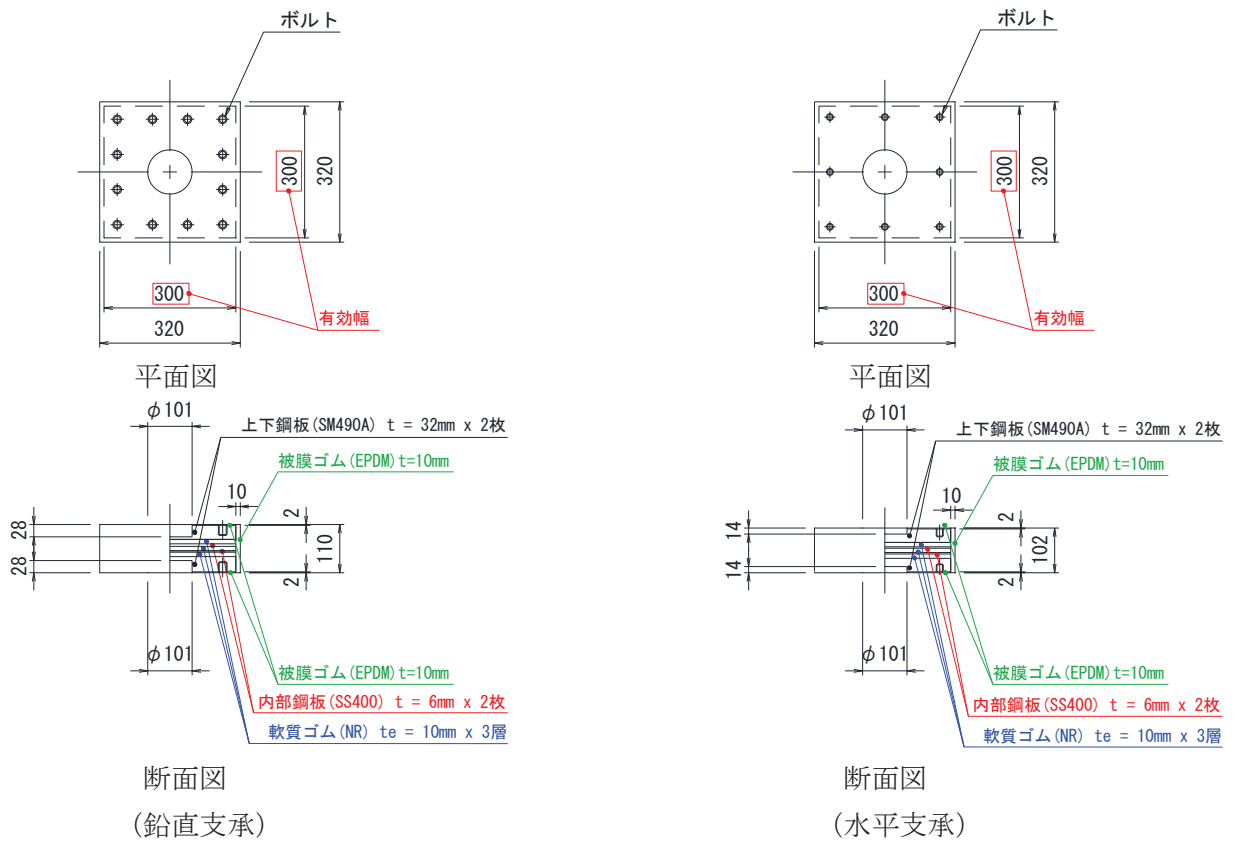


図 2-2 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

表 2-2 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	300mm×300mm	300mm×300mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	7.50	7.50
二次形状係数*2	10.00	10.00
水平剛性	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	1103kN/mm	1103kN/mm

注記*1：積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積（側面積）の比

*2：積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

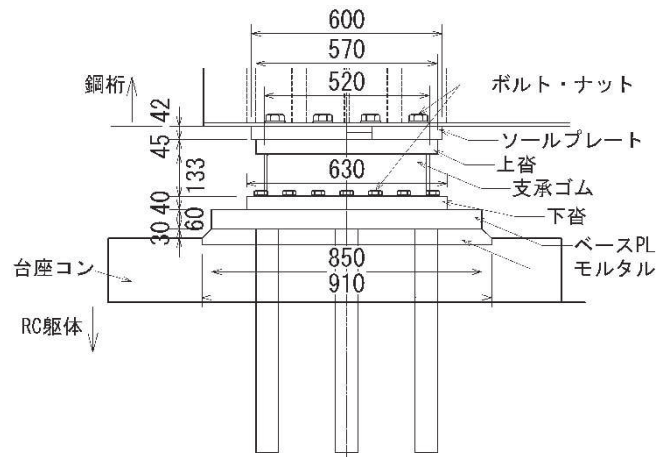


図 2-3 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

表 2-3 ゴム材料の基本特性

項目	材料の種類	弾性係数の呼び	破断伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	試験方法
基本特性	天然ゴム (NR)	G14	450 以上	15 以上	引張試験 JIS K 6251

3. せん断変形特性試験

ゴム支承は、熱老化、環境温度の変化、及び地震による繰り返し荷重等の各種要因によって材料特性（せん断剛性や等価減衰定数等）に変化が生じるため、各種依存性試験を実施しせん断剛性及び等価減衰定数の変化率を確認する。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法に基づき試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。

3.1 せん断特性に係る各種確認試験

ゴム支承は温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法に基づき試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。

試験の実施項目を表 3-1 のとおりとする。

表 3-1 せん断特性に係る試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰り返し数依存性	地震時の繰り返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

3.2 試験結果

各種確認試験により得られたせん断剛性の変化率を表 3-2 に示す。各種依存性試験及び熱老化特性試験より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみ、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化においてせん断剛性のばらつきが確認された。

表 3-2 各種確認試験により得られたせん断剛性の変化率

項目	せん断剛性の変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
圧縮応力度	+1.6%	-2.3%
振動数	+0.5%	-4.7%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—

また、せん断特性試験の結果に基づき等価減衰定数の算定結果を図 3-1 に等価減衰定数の算出の例を図 3-2 に示す。今回の試験結果から、各種ばらつきを考慮した場合においても、6.0%以上の等価減衰定数が得られている。よって、減衰定数の設計値としては、保守的に余裕を見て5.5%を適用する。

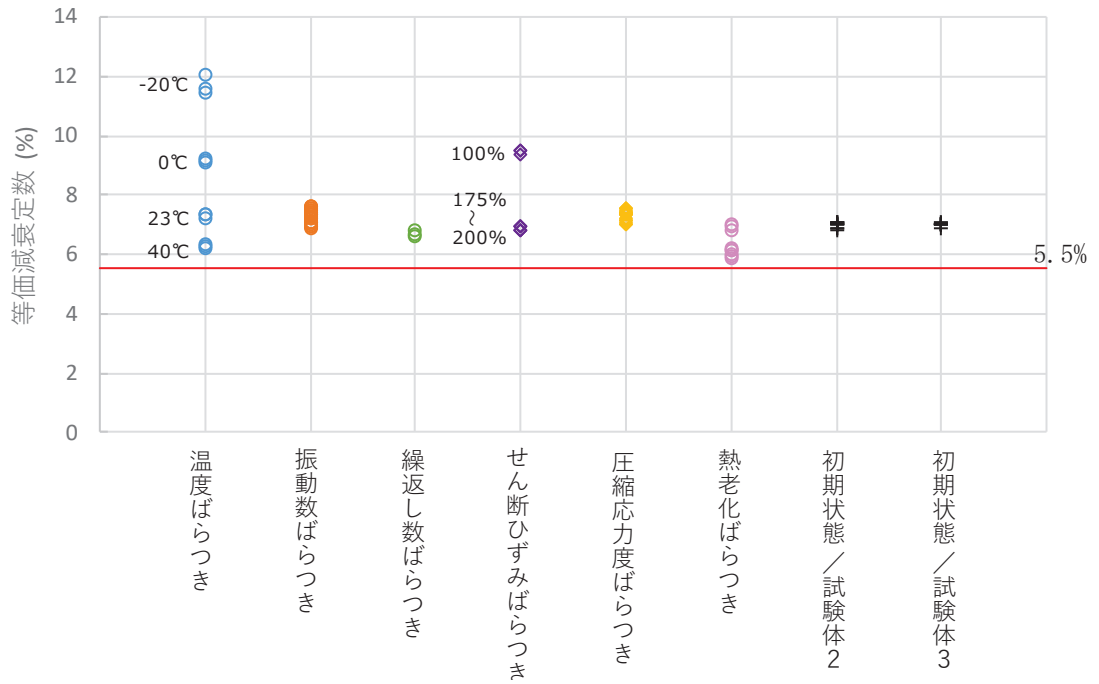


図 3-1 等価減衰定数のばらつき結果*

注記* : 以下の式により算定する。

$$h_{eq} = \Delta W / 2\pi W$$

ここに、

h_{eq} : 等価減衰定数

W : 弾性エネルギー (図 3-2 に示す三角形面積)

ΔW : 吸収エネルギー (図 3-2 に示す履歴曲線で囲まれる面積)

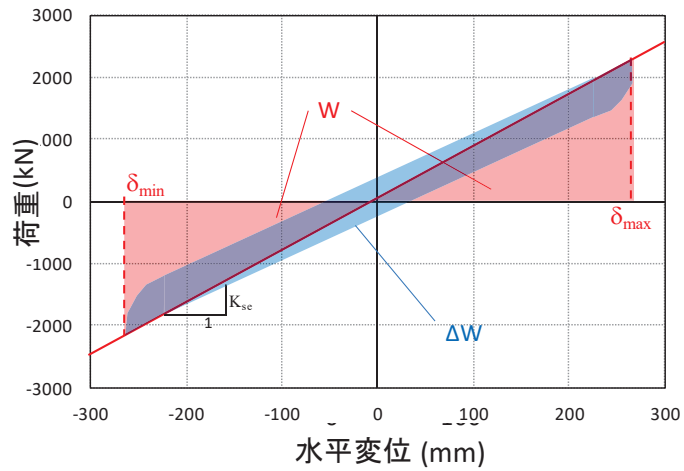


図 3-2 等価減衰定数の算出の例

4. せん断剛性のばらつきによる影響評価

4.1. 解析条件

4.1.1 評価対象断面

各鋼桁における支承ゴムの寸法，剛性を表 4-1 に示す。

ゴム支承の剛性ばらつきによる影響は，ゴム支承の寸法・剛性値に比例して大きくなるものと考えられることから，鋼桁 1，4 より評価対象断面を選定する。

表 4-1 各鋼桁の寸法，剛性

項目	鋼桁 1, 4		鋼桁 2, 3, 5, 6	
	鉛直支承	水平支承	鉛直支承	水平支承
ゴム体有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm	300mm×300mm	300mm×300mm
せん断剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm	4.200kN/mm	4.200kN/mm

また，ゴム支承のせん断剛性ばらつきの影響は，ゴム支承の本体及び躯体全体に及ぶものと考えられることから，それぞれの部位において照査値の厳しい断面を選定し評価する。

なお，鋼桁については，桁軸方向加振時において支承のせん断剛性ばらつきの影響を確認する。評価対象断面は鋼桁の照査において支配的となる応答震度に着目し選定する。

支承の照査値最大及び躯体の照査値最大（曲げ・軸力系の破壊，せん断系の破壊のうち最大）を表 4-2 に，鋼桁の桁軸方向（ゴム支承のせん断方向）の設計震度を表 4-3 に示す。

表 4-2 より，照査値は，ゴム支承については鋼桁 1 が大きく，躯体については鋼桁 4 が大きいことから，評価断面として，それぞれ鋼桁 1，鋼桁 4 を選定する。また，表 4-3 より，鋼桁本体に対しては，震度（桁軸方向）が大きいことから，鋼桁 1 を選定する。

表 4-2 鋼桁 1，4 のせん断照査，並びに躯体の照査値最大

鋼桁	ゴム支承の照査結果 せん断ひずみの照査		躯体の照査結果 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (杭の曲げ)	
	照査値	地震動	照査値	地震動
鋼桁 1	<u>0.55</u>	S s - D 2 (-+)	0.88	S s - D 2 (++)
鋼桁 4	0.35	S s - D 1 (-+)	<u>0.89</u>	S s - N 1 (++)

表 4-3 鋼桁 1, 4 の最大応答震度

鋼桁	鋼桁（桁軸方向）の最大応答震度	
	震度	地震動
鋼桁 1	3.1	S s - D 2 (-+)
鋼桁 4	1.4	S s - D 1 (-+)

4.1.2 評価ケース

ゴム支承の対象は鋼桁 1 とし、地震波は支承ゴム照査値最大ケース（せん断ひずみ照査値 0.55）となる S s - D 2 (-+) とする。RC 支柱、フーチング、杭への影響確認に関しては、鋼桁 1 と鋼桁 4 の基本ケースにて RC 支柱、フーチング、杭の照査値最大ケース（杭の曲げ照査値 0.89）となる鋼桁 4 につき実施する。地震動は、杭に最大照査値を発生させる S s - N 1 (++) とする。検討のケースについて表 4-4 に整理する。

表4-4 検討ケース一覧

検討対象断面	対象部位	評価項目	地震動	加振方向	ケース
鋼桁 1	支承ゴム	せん断ひずみ	S s - D 2 (-+)	桁軸	①基本 ②剛性ばらつき+75% ③剛性ばらつき-45%
	鋼桁	曲げ・せん断照査	-*		
鋼桁 4	RC支柱	曲げ・せん断照査	S s - N 1 (++)		
	フーチング	曲げ・せん断照査			
	杭	曲げ・せん断照査			

注記*：鋼桁の照査（静的解析）においては、全地震動を包絡させた加速度を用いて照査している。

4.1.3 評価条件

試験結果より得られたせん断剛性の変化率を考慮して、地震時の応答へ与える影響の確認用のせん断剛性のばらつきを設定する。当該ゴム支承は、鋼桁下部や側部に設置し、被覆ゴムに囲われ直接的に性能確認ができないこと等を踏まえ、試験で得られたゴム支承のせん断剛性のばらつきを保守的にプラス側とマイナス側でそれぞれ重畳させることとして、各項目のばらつき設定を積算し、保守的に繰り上げた値として+75%及び-45%をせん断剛性のばらつきの影響評価として考慮する。

影響評価用のせん断剛性の設定結果を表 4-5 に、ばらつきを考慮したせん断剛性を表 4-6 に示す。なお、その他の解析手法や評価方法や許容限界については、本編の条件に準ずる。

表 4-5 セン断剛性のばらつき設定

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—
初期ばらつき	+10%	-10%
積算値	+69.7%	-42.8%
影響確認用	+75%	-45%

表 4-6 ばらつき影響を考慮したせん断剛性

ケース	せん断剛性（kN/mm）		
	水平支承	鉛直支承	基礎あたり*
① 基本	14.117	11.667	79.802
② 剛性ばらつき+75%	24.705	20.417	139.654
③ 剛性ばらつき-45%	7.764	6.417	43.890

注記*：基礎 1 箇所あたりのせん断剛性は、水平支承 4 基、鉛直支承 2 基の合計

4.2. 評価結果

4.2.1 水平支承・鉛直支承

ゴム支承は、表 4-1 に示す支承寸法に対して、ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した地震応答解析に基づき設定した設計震度を用い、ゴム支承に発生するせん断ひずみ及び座屈応力度が許容値を満足していることを確認する。

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の設計震度を表 4-7 に、その深度に基づき算定したせん断ひずみを表 4-8 に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、せん断ひずみは110%~191%の範囲内であり地震時の限界値である 250%以下となっていることを確認した。座屈応力度についても許容値以下となっていることを確認した。

表 4-7 せん断ひずみの照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
① 基本	3.1
② 剛性ばらつき+75%	4.4
③ 剛性ばらつき-45%	2.4

表 4-8 せん断ひずみの照査結果

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
鋼桁1	発生せん断ひずみ (%)	136	110	191
	許容値 (%)	250	250	250
	照査値	0.55	0.44	0.77

4.2.2 鋼桁

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の設計震度を表 4-9 に、その震度に基づき構造解析した鋼桁の照査結果を表 4-10 に示す。また、鋼桁の最大照査値位置図を図 4-1 に示す。

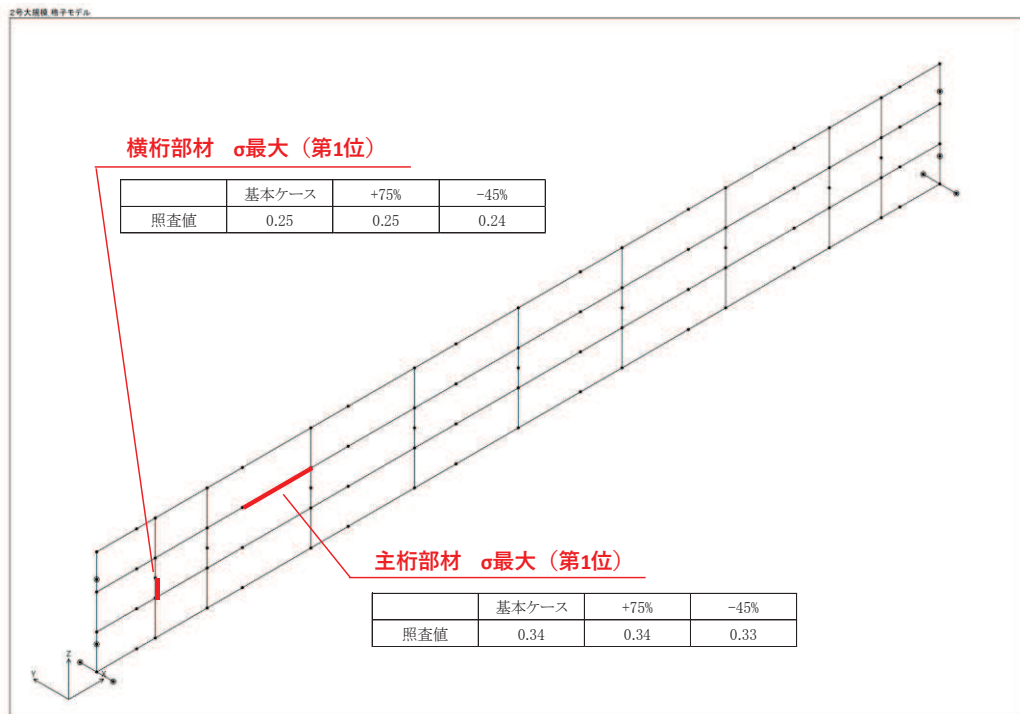
支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表 4-9 鋼桁の照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
①基本	3.1
②剛性ばらつき+75%	4.4
③剛性ばらつき-45%	2.4

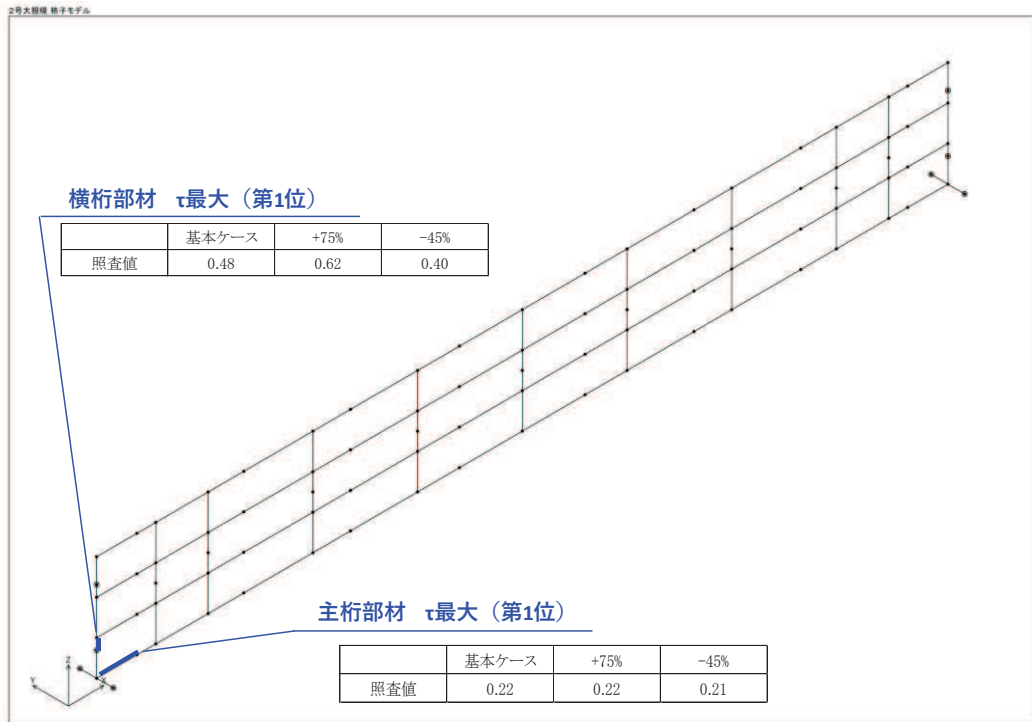
表 4-10 鋼桁の照査結果 (桁軸方向)

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
曲げ応力度	(N/mm ²)	0.34	0.34	0.33
せん断応力度	(N/mm ²)	0.48	0.62	0.40
合成応力度	—	0.21	0.34	0.15



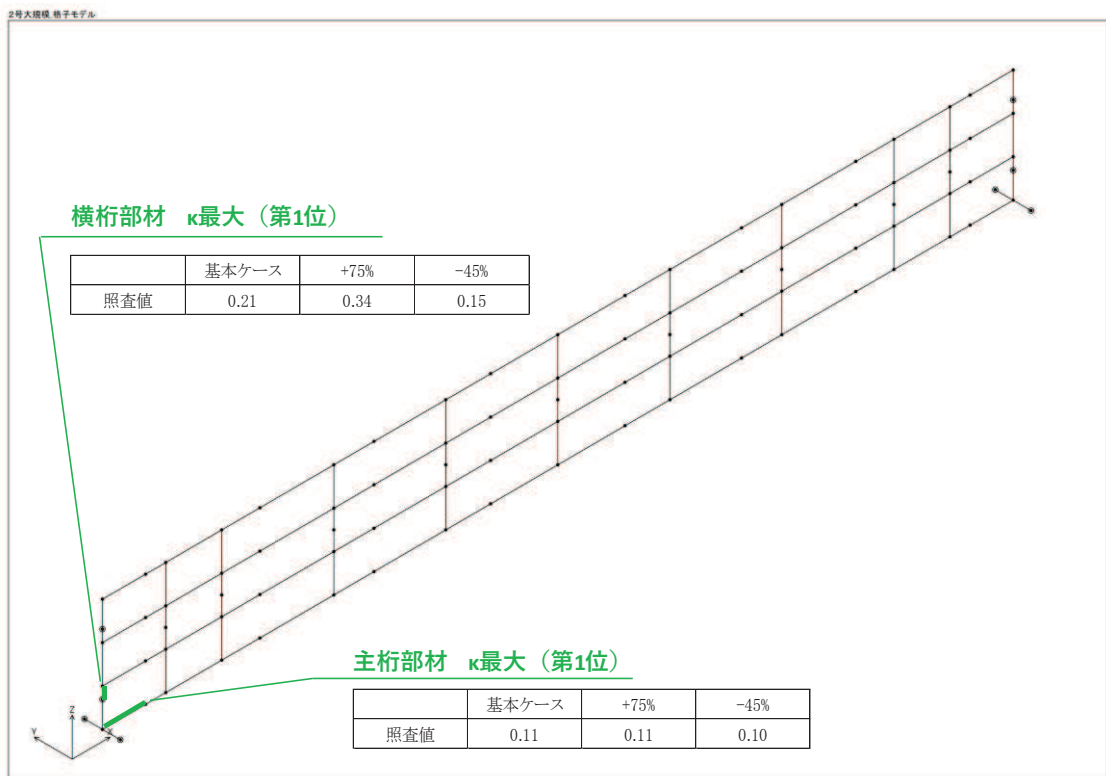
(曲げ応力度)

図4-1(1) 鋼桁の最大照査値位置図



(せん断応力度)

図4-1(2) 鋼桁の最大照査値位置図



(合成応力)

図4-1(3) 鋼桁の最大照査値位置図

4.2.3 RC支柱の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合におけるRC支柱（鋼桁4）の照査結果を表4-11、表4-12、表4-13に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表4-11 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	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)			
基礎1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: -9973	4688	2.0	16.5	0.13
			+75%	My: -11054	4860	2.2	16.5	0.14
			-45%	My: -11540	4904	2.3	16.5	0.14
基礎2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: 8283	5725	1.5	16.5	0.10
			+75%	My: 10216	6092	1.9	16.5	0.12
			-45%	My: -9803	5966	1.9	16.5	0.12

表4-12 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	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)			
基礎1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -9973	-1614	123	294	0.42
			+75%	D35@ 150	My: -11054	-1862	138	294	0.47
			-45%	D35@ 150	My: -11540	-1830	142	294	0.49
基礎2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -8283	-981	98	294	0.34
			+75%	D35@ 150	My: -10216	-1171	121	294	0.42
			-45%	D35@ 150	My: -9803	-1161	116	294	0.40

表4-13 RC支柱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 (支承剛性)	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)		
基礎1	S _s -N1 (++)	桁軸	基本	D32@150	2667	2801	20354	0.14
		桁軸	+75%	D32@150	2661	2795	20321	0.14
		桁軸	-45%	D32@150	3040	3192	20368	0.16
基礎2	S _s -N1 (++)	桁軸	基本	D32@150	3116	3272	20354	0.17
		桁軸	+75%	D32@150	3844	4037	20821	0.20
		桁軸	-45%	D32@150	3547	3725	20368	0.19

4.2.4 フーチングの照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合におけるフーチング（鋼桁 4）の照査結果を表 4-14、表 4-15、表 4-16 に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表4-14 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	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)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:3813 Mz:5849	150	1.5	24.0	0.07
			+75%	My:3804 Mz:6053	158	1.5	24.0	0.07
			-45%	My:4407 Mz:6129	157	1.6	24.0	0.07
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:14839 Mz:37099	1545	3.8	24.0	0.16
			+75%	My:16838 Mz:38363	1595	4.0	24.0	0.17
			-45%	My:16811 Mz:37562	1548	3.9	24.0	0.17

表4-15 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	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)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:3813 Mz:5849	-3	42	435	0.10
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:3804 Mz:6053	-3	43	435	0.10
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:4407 Mz:6129	-3	45	435	0.11
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:14839 Mz:37099	-28	125	435	0.29
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:16838 Mz:38363	-30	130	435	0.30
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:16811 Mz:37562	-28	128	435	0.30

表4-16 フーチング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 (支承剛性)	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)			
基礎 1	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	3542	3720	36962	0.11
		桁軸	+75%	D19@300	3686	3871	36692	0.11
		桁軸	-45%	D19@300	3669	3853	36692	0.11
基礎 2	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	11207	11768	71574	0.17
		桁軸	+75%	D19@300	11471	12045	71574	0.17
		桁軸	-45%	D19@300	11325	11892	71574	0.17

4.2.5 鋼管杭の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼管杭（鋼管杭）の照査結果を表4-17、表4-18、表4-19に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表4-17 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

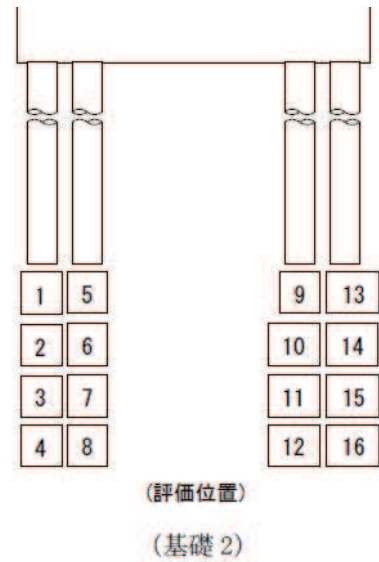
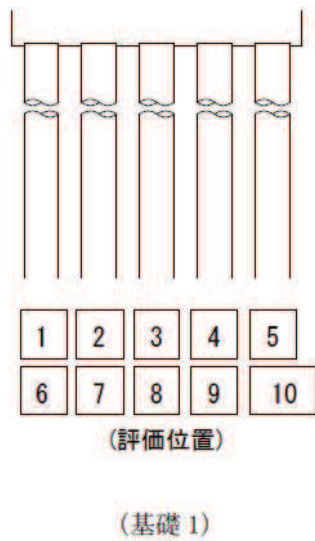
部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎1	S _s -N1 (++)	杭3	杭体	桁軸	基本	10935	5312	14764	0.75
		杭3	杭体		+75%	10960	5099	14841	0.74
		杭3	杭体		-45%	10890	5478	14704	0.75
基礎2	S _s -N1 (++)	杭5	上杭	桁軸	基本	10517	7129	11900	0.89
		杭5	下杭			7588	4487	9147	0.83
		杭5	上杭	桁軸	+75%	10528	7290	11842	0.89
		杭5	下杭			7590	4423	9170	0.83
		杭5	上杭	桁軸	-45%	10837	7582	11735	0.93
		杭5	下杭			6809	7248	8132	0.84

表4-18 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭番号	加振方向	解析ケース (支承剛性)	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	S _s -N1 (++)	杭5	桁軸	基本	8234	14137	0.59
		杭5		+75%	8072	14137	0.58
		杭5		-45%	8202	14137	0.59
基礎2	S _s -N1 (++)	杭6	桁軸	基本	10540	14137	0.75
		杭2		+75%	10556	14137	0.75
		杭2		-45%	10874	14137	0.77

表4-19 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			せん断力 (kN)			
基礎1	S _s -N1 (++)	杭5	杭体	桁軸	基本	6444	127	260	0.49
		杭1	杭体		+75%	6449	127	260	0.49
		杭5	杭体		-45%	6446	127	260	0.49
基礎2	S _s -N1 (++)	杭6	上杭	桁軸	基本	1368	31	260	0.12
		杭14	下杭			5577	171	260	0.66
		杭2	上杭		+75%	1392	32	260	0.13
		杭14	下杭			5575	171	260	0.66
		杭2	上杭		-45%	1459	34	260	0.14
		杭14	下杭			5581	171	260	0.66



(参考) せん断特性に係る各種確認試験について

ゴム支承は使用温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 1 のとおりとする。

表 1 せん断特性に係る試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰返し数依存性	地震時の繰返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

1. 試験方法

各種依存性試験及び熱老化特性試験について、試験方法を以下に示す。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。試験項目、測定項目及び試験体を表 2 に示す。

表 2 せん断特性試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断 弾性係数
各種依存性試験 ・せん断ひずみ ・圧縮応力 ・繰返し数	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6 層)	G14 1.4N/mm ²
各種依存性試験 ・振動数 ・温度 熱老化特性試験 ・経年変化	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6 層)	G14 1.4N/mm ²

注記*： JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

1.1 セン断ひずみ依存性試験

試験体に複数のセン断ひずみを与えたときのセン断特性の依存性を求める。固定荷重相当を包絡する圧縮応力度 6.0N/mm^2 の鉛直荷重*を載荷した状態で、各セン断ひずみ(100%, 175%, 200%)における正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりセン断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23°C)相当に補正したものを測定値とする。セン断剛性は、セン断ひずみ 175%の測定値を基準として各セン断ひずみとの変化率を求める。

なお、「3. (3) b. セン断剛性のばらつきによる影響確認結果」に示すとおり、支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、セン断ひずみは110%~191%の範囲内に収まっていることから、試験範囲は、発生セン断ひずみを包絡しており、試験範囲及び試験結果を踏まえたばらつき評価は妥当であると判断できる。

注記* : 試験においてゴム支承へ負荷する圧縮応力は固定荷重に余裕を考慮した 6.0N/mm^2 を適用している。この数値は表 3 に示す、固定荷重による圧縮応力の計算結果より検討した数値である。

表3 固定荷重によるゴム支承の圧縮応力

支承	場所	支点反力 (kN) a	有効平面寸法 (mm)		常時変位* (mm) ΔL	有効面積 (mm ²) $d = c \times (b - \Delta L)$	圧縮応力度 (N/mm ²) ($a/d \times 1000$)
			橋軸 (mm) b	橋直 (mm) c			
鉛直	鋼桁 1	523	500	500	12.2	243900	2.14
	鋼桁 2	103	300	300	4.8	88560	1.16
	鋼桁 3	95	300	300	4.5	88650	1.07
	鋼桁 4	741	500	500	13.8	243100	3.04
	鋼桁 5	102	300	300	4.7	88590	1.15
	鋼桁 6	102	300	300	4.7	88590	1.15

注記* : 女川の屋外環境条件が-15℃~36℃であることを考慮し, 表4に示すとおり保守的に振幅を±50℃とした鋼桁の移動量

表4 ゴム支承の常時変位

支承	場所	桁長 (m) a	支間長 (m) b	温度変化 (℃) c	線膨張係数 d	常時移動量 (mm) $e = b \times c \times d / 2 \times 1000$
鉛直	鋼桁1	41.85	40.65	50	12×10^{-6}	12.2
	鋼桁2	16.7	15.9	50	12×10^{-6}	4.8
	鋼桁3	15.7	14.9	50	12×10^{-6}	4.5
	鋼桁4	47.1	45.9	50	12×10^{-6}	13.8
	鋼桁5	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7
	鋼桁6	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7

1.2 圧縮応力依存性試験

試験体に複数の圧縮応力を与えたときのせん断特性の依存性を求める。複数の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、固定荷重相当の圧縮応力 6.0N/mm²時の測定値を基準として各圧縮応力との変化率を求める。

1.3 振動数依存性試験

試験体に複数の振動数を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm²の鉛直荷重を載荷した状態で、各種振動数にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験温度は (e)温度依存性試験より求めた温度補正式によって、基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、基準振動数 0.5Hz 時の測定値を基準として各振動数との変化率を求める。

1.4 繰返し数依存性試験

試験体に繰返し水平加振 50 回を与えたときのせん断特性の変化を求める。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm²の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を連続 50 回行い、初期の載荷前温度まで冷却し、50 回繰返し加振前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、50 回繰返し加振前の測定値を基準として 50 回繰返し加振後との変化率を求める。

1.5 温度依存性試験

試験体に複数の温度条件を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm²の鉛直荷重を載荷した状態で、各種温度にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。恒温槽で各試験温度に保持した試験体を取り出し試験を行う。せん断剛性は、基準温度(23℃)時の測定値を基準として各温度条件との変化率を求める。

試験結果は、(c)振動数依存性試験より求めた振動数補正式によって、基準振動数(0.5Hz)相当に補正したものを測定値とする。

1.6 熱老化特性試験

熱老化前後におけるせん断特性（せん断剛性，等価減衰定数）の変化と，熱老化させた試験体のせん断変形性能（破断せん断ひずみ）を確認する。熱老化は基準温度 23℃で 60 年に相当する試験条件とする。まず，固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で，せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い，3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後，恒温槽で試験条件の熱老化をさせ，熱老化前と同様のせん断特性試験を行い，せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は，(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって，基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は，熱老化前の測定値を基準として熱老化後との変化率を求める。

2. 試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より得られたせん断特性結果を図 1 に示す。以下にその結果を記載する。

2.1 せん断ひずみ依存性試験

図 1 の(a)に示すせん断ひずみ依存性試験の結果より、せん断剛性はせん断ひずみ 100%で最小になり、100%以上のひずみレベルでは、せん断剛性は上昇傾向にあることが確認された。

2.2 圧縮応力依存性試験

図 1 の(b)に示す圧縮応力依存性試験の結果より、圧縮応力度の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

2.3 振動数依存性試験

図 1 の(c)に示す振動数依存性試験の結果より、振動数の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

2.4 繰返し数依存性試験

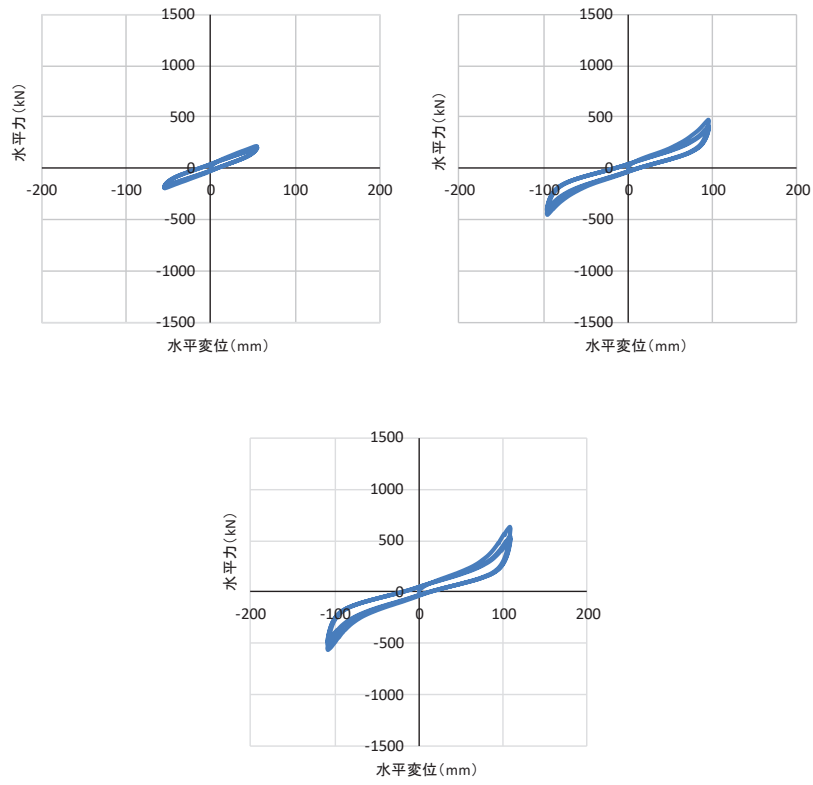
図 1 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

2.5 温度依存性試験

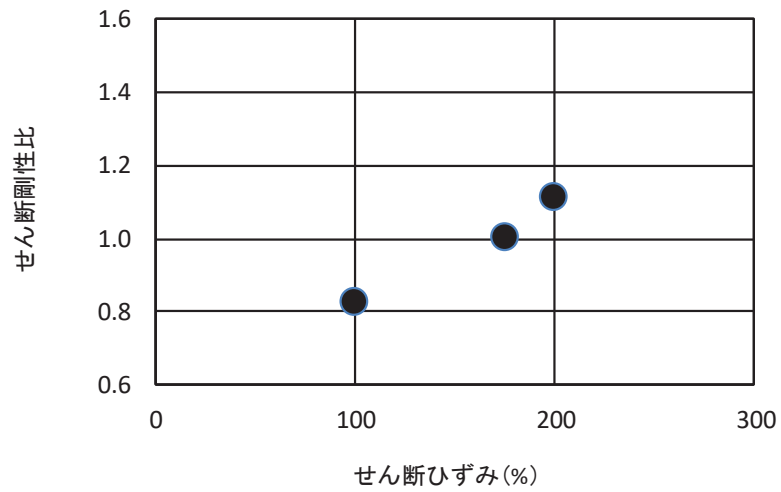
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 1 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

2.6 熱老化特性試験

図 1 の(f)に示す熱老化特性試験の結果より、熱老化によってせん断剛性が増加する傾向が確認された。使用期間 60 年相当の熱老化に対するせん断剛性の変化率は最大+12%程度とすることが分かった。



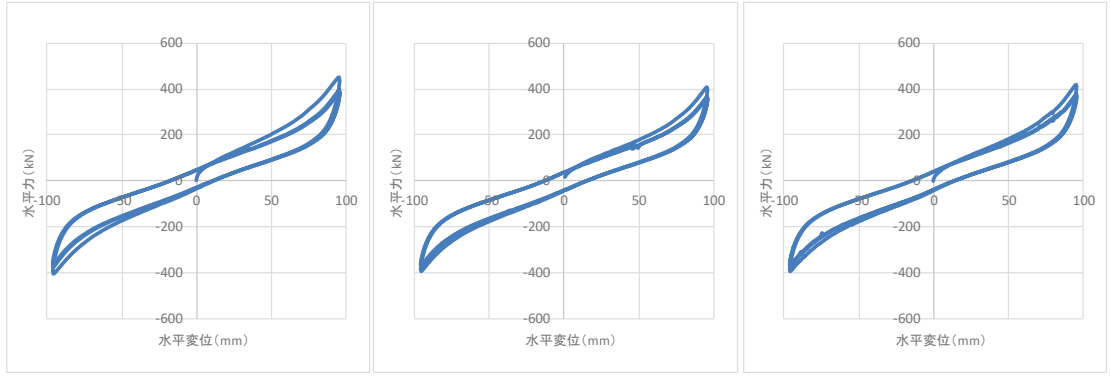
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



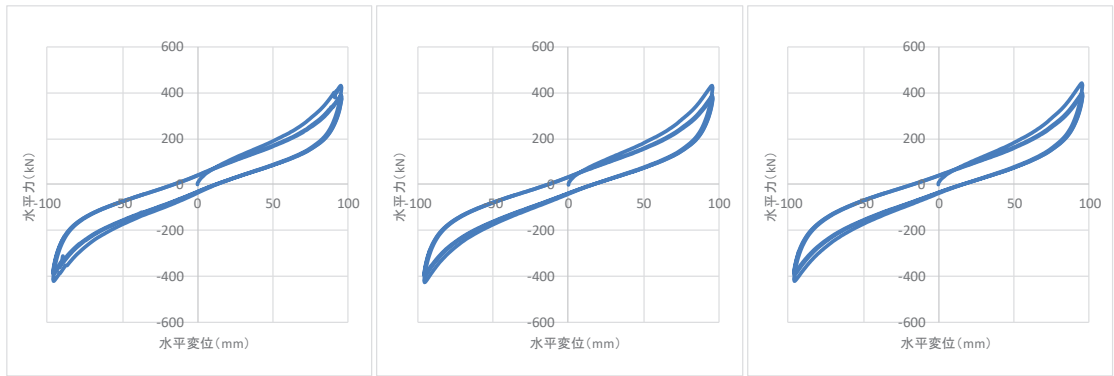
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

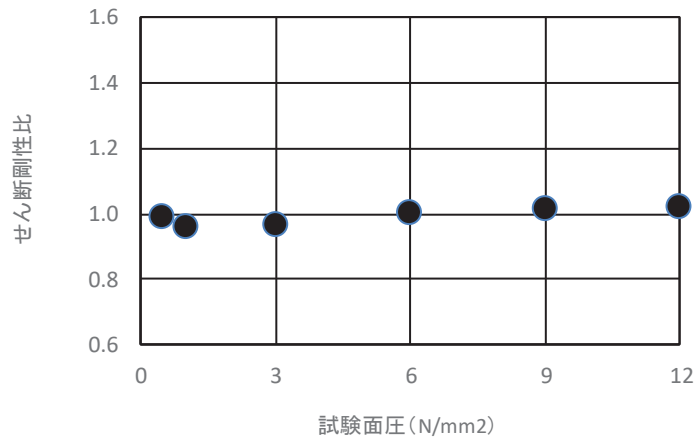
図1(1) せん断特性試験結果



荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：0.5N/mm²，中図：1.0 N/mm²，右図：3.0 N/mm²）



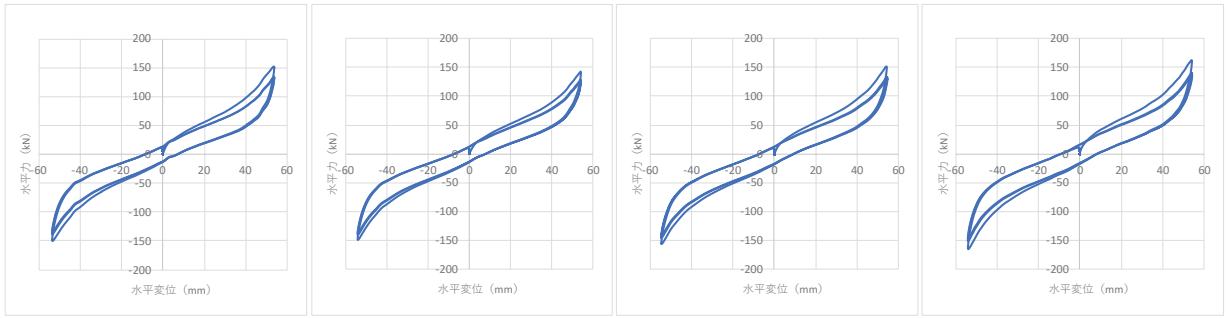
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：6.0N/mm²基準）

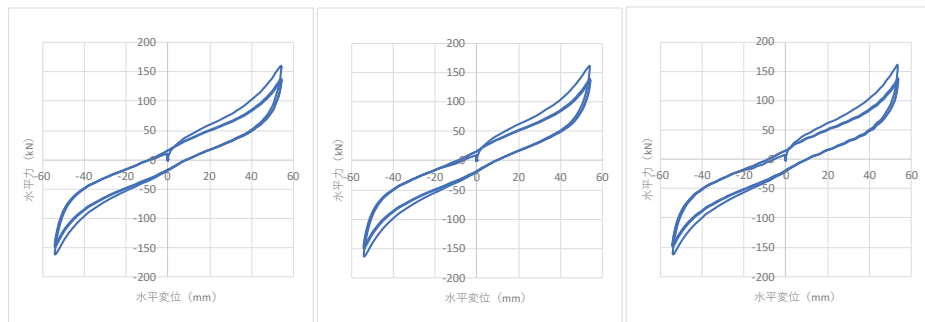
(b) 圧縮応力依存性試験

図 1(2) せん断特性試験結果



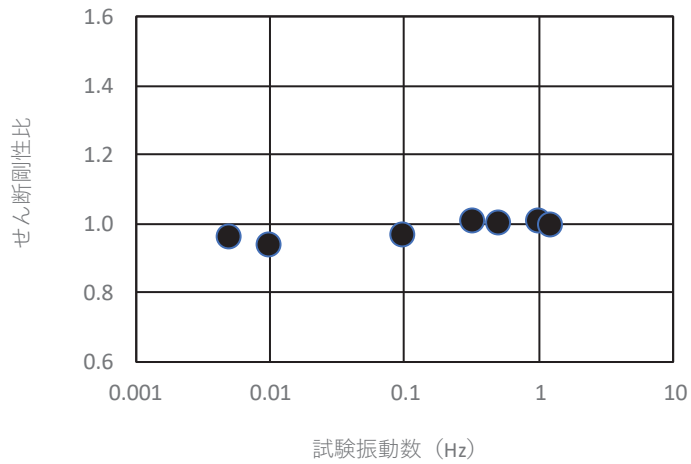
荷重-変位曲線

(左図：振動数 0.005Hz, 左中図：0.01 Hz, 右中図：0.1Hz, 右図：0.5Hz)



荷重-変位曲線

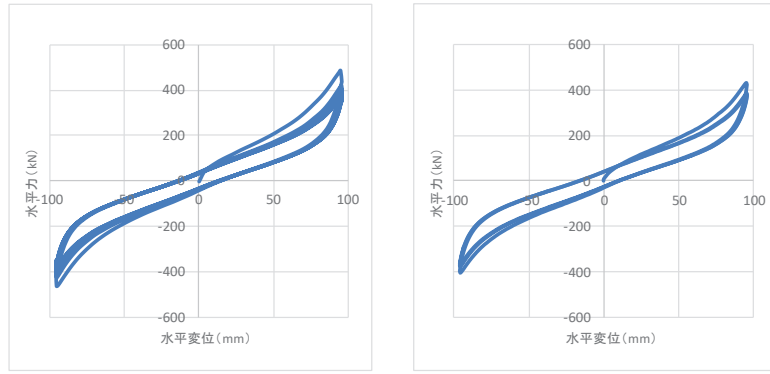
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



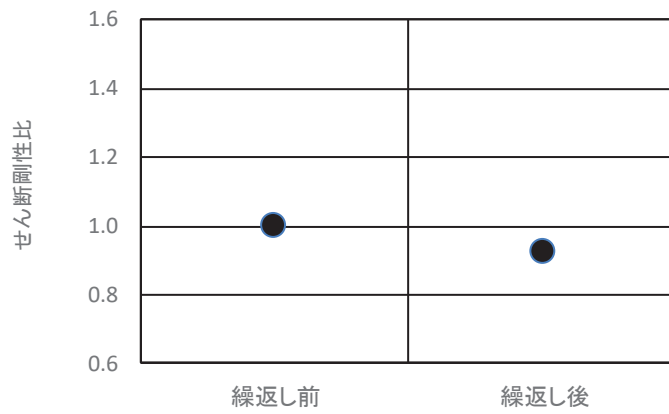
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図 1 (3) せん断特性試験結果



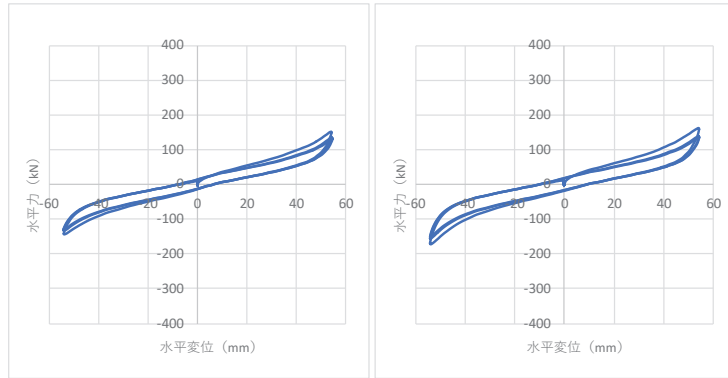
荷重-変位曲線 (左図：繰返し前, 右図：繰返し後)



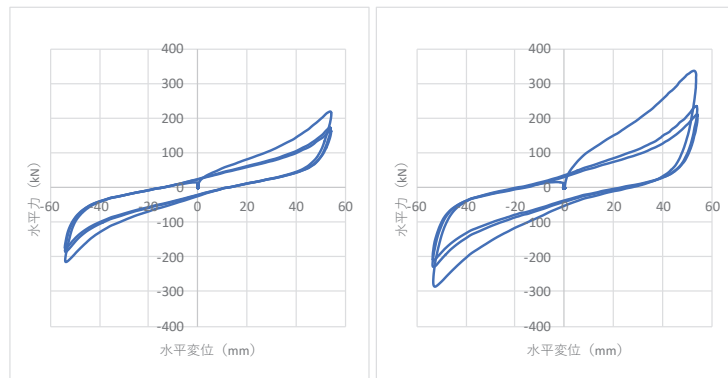
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：繰返し前基準)

(d) 繰返し数依存性試験

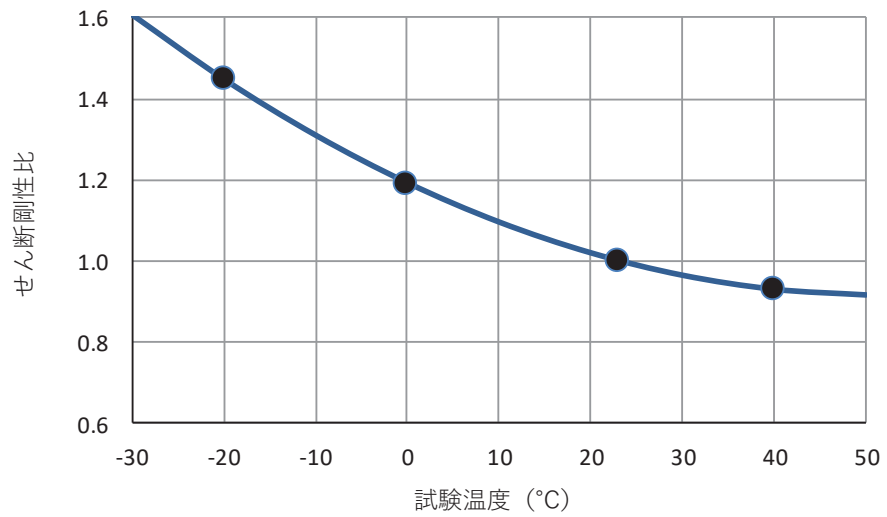
図 1(4) せん断特性試験結果



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



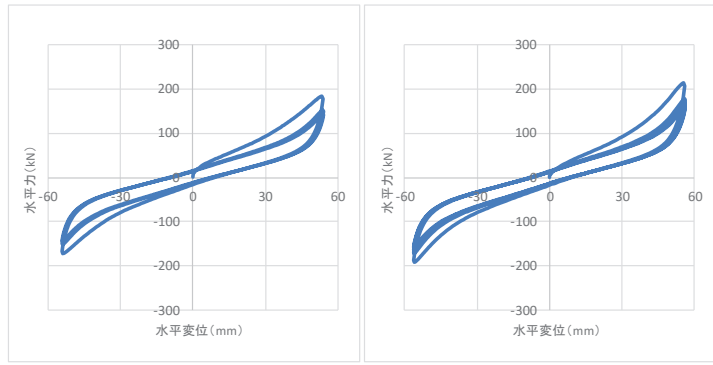
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



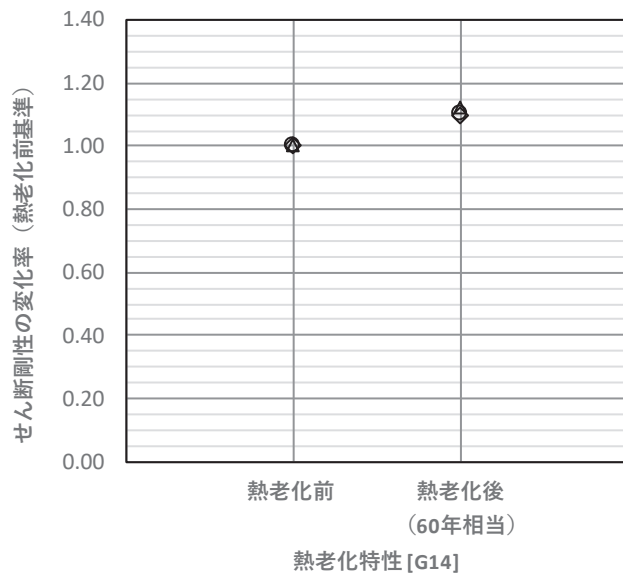
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(e) 温度依存性試験

図 1(5) せん断特性試験結果



荷重-変位曲線 (左図：熱老化前，右図：熱老化後)



依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：熱老化前基準)

(f) 熱老化特性試験

図 1(6) せん断特性試験結果

VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉
の耐震性についての計算書

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. 耐震評価	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	29
3.2.1 地震応答解析手法	29
3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき	32
3.2.3 減衰定数	33
3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定	36
3.3 荷重及び荷重の組合せ	37
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	37
3.3.2 荷重	37
3.3.3 荷重の組合せ	38
3.4 入力地震動	39
3.5 解析モデル及び諸元	69
3.5.1 解析モデル	69
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	76
3.5.3 地盤の物性値	81
3.5.4 地下水位	81
3.6 評価対象部位	82
3.6.1 施設の健全性評価	82
3.6.2 施設の変形性評価	82
3.6.3 基礎地盤の支持性能評価	82
3.7 許容限界	83
3.7.1 扉体	83
3.7.2 RC 支柱	93
3.7.3 フーチング	95
3.7.4 鋼管杭	97
3.7.5 止水ジョイント部材	97
3.7.6 基礎地盤	98
3.8 評価方法	99

3.8.1	扉体	99
3.8.2	ヒンジ水平荷重支承部	107
3.8.3	ヒンジ鉛直荷重支承部	127
3.8.4	固定部	130
3.8.5	RC 支柱	154
3.8.6	フーチング	156
3.8.7	鋼管杭	158
3.8.8	止水ジョイント部材	160
3.8.9	基礎地盤	160
4.	耐震評価結果	161
4.1	扉体	161
4.1.1	扉体部	161
4.1.2	ヒンジ部	166
4.1.3	固定部	182
4.2	RC 支柱	193
4.2.1	RC 支柱	193
4.2.2	RC 支柱 (接続部)	198
4.3	フーチング	200
4.3.1	フーチング	200
4.3.2	フーチング (接続部)	214
4.4	鋼管杭	216
4.4.1	杭体	216
4.4.2	杭頭	221
4.5	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	223

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、杭基礎構造防潮壁 鋼製扉（以下「鋼製扉」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製扉に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

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

2. 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。本書では鋼製扉の耐震計算結果を示す。

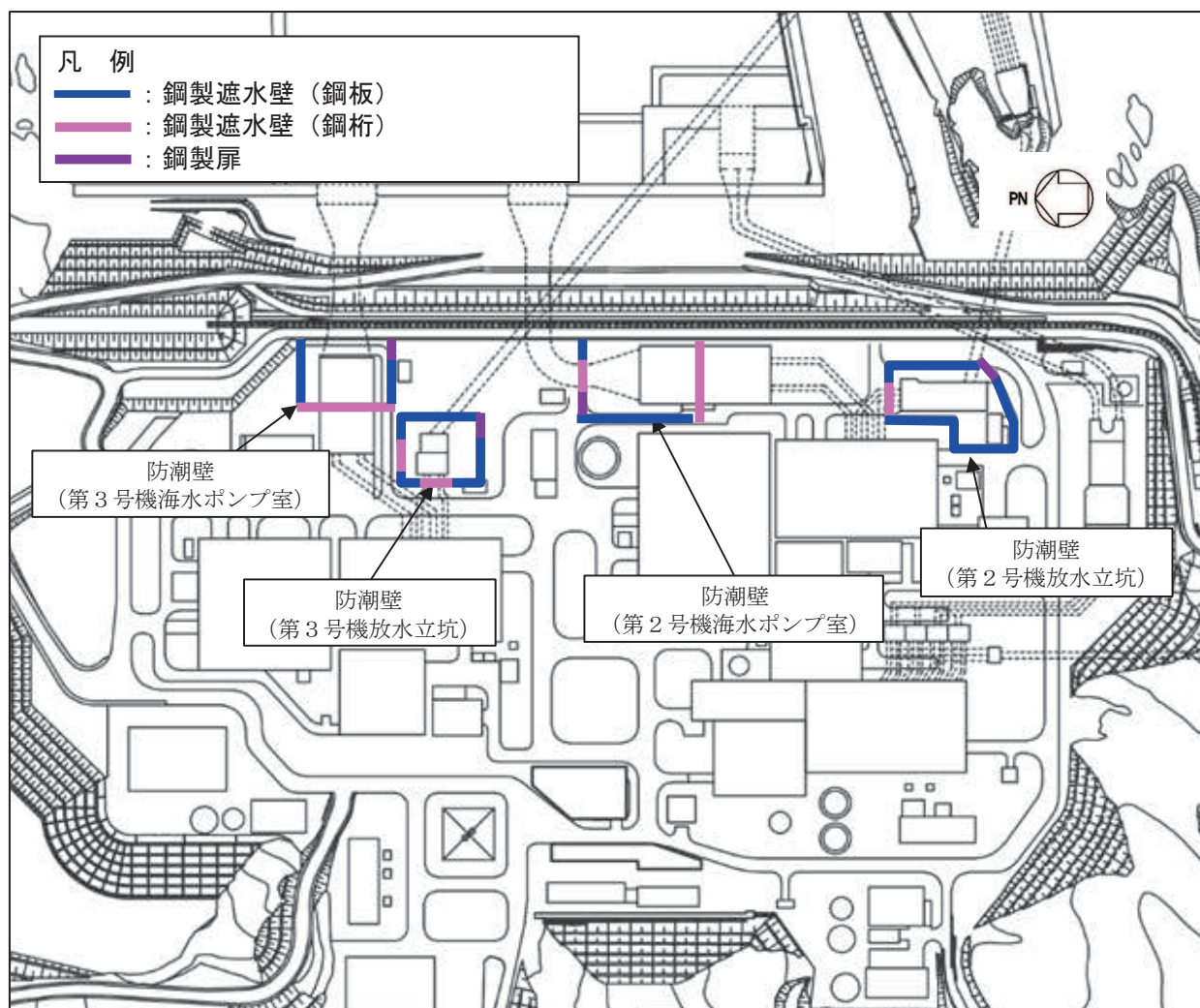


図 2-1 鋼製扉の位置

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。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波高さと天端高さを表 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。

鋼製扉の区間配置図を図 2-2、構造概要図を図 2-3 に示す。また、区間ごとの構造的特徴を表 2-2 に、区間ごとの構造図を図 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)	0. P. +18. 1	0. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	0. P. +17. 4	0. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	0. P. +19. 0	0. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	0. P. +17. 5	0. P. +19. 0

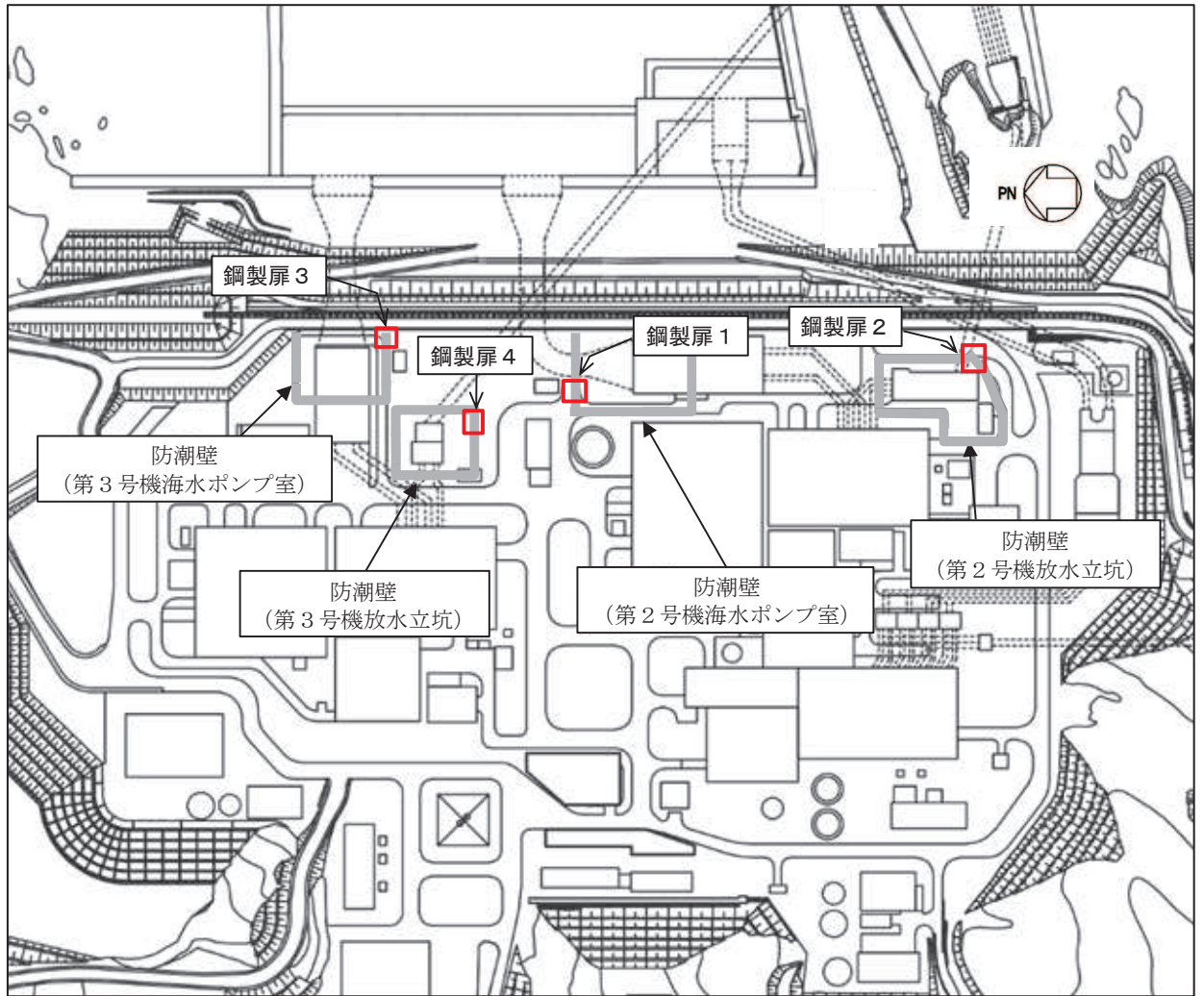


図 2-2 鋼製扉の区間配置図

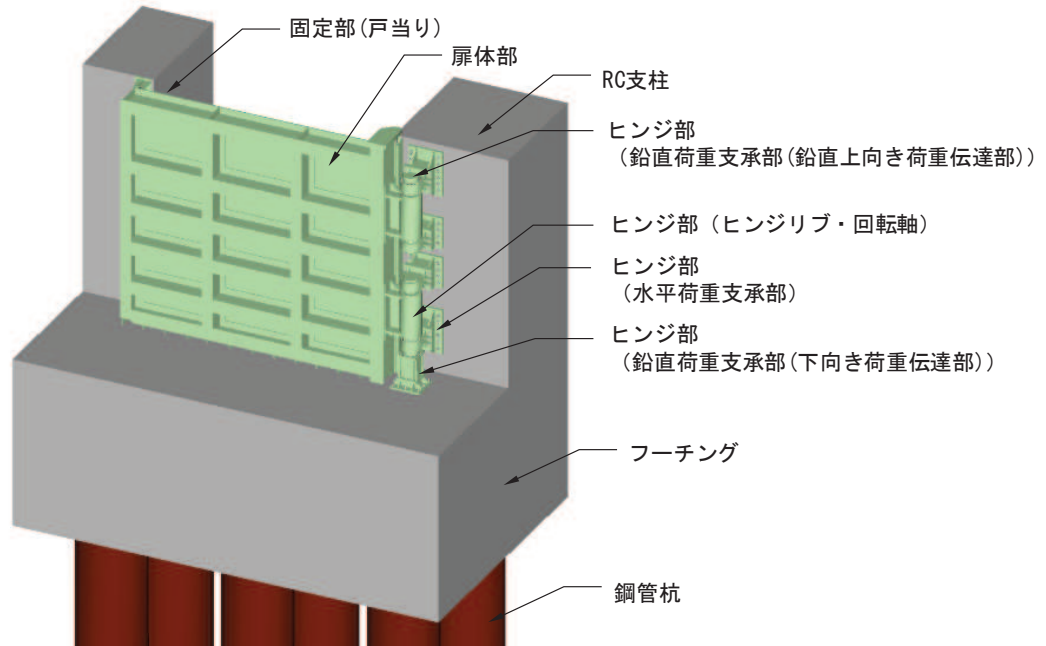


図 2-3 鋼製扉の構造概要
(鋼製扉 2 の例)

表 2-2 区間ごとの構造的特徴

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)	縦 (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。

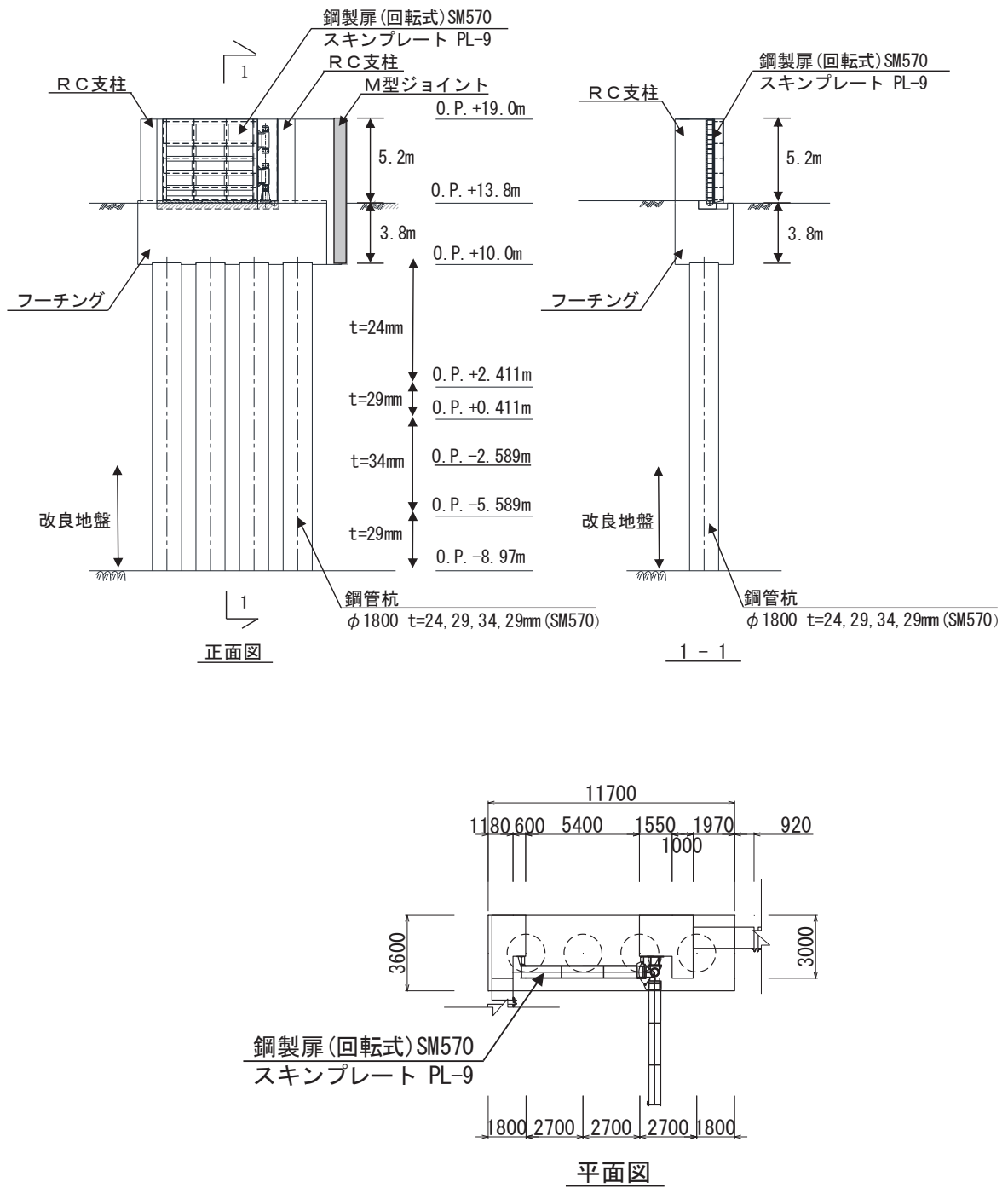


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

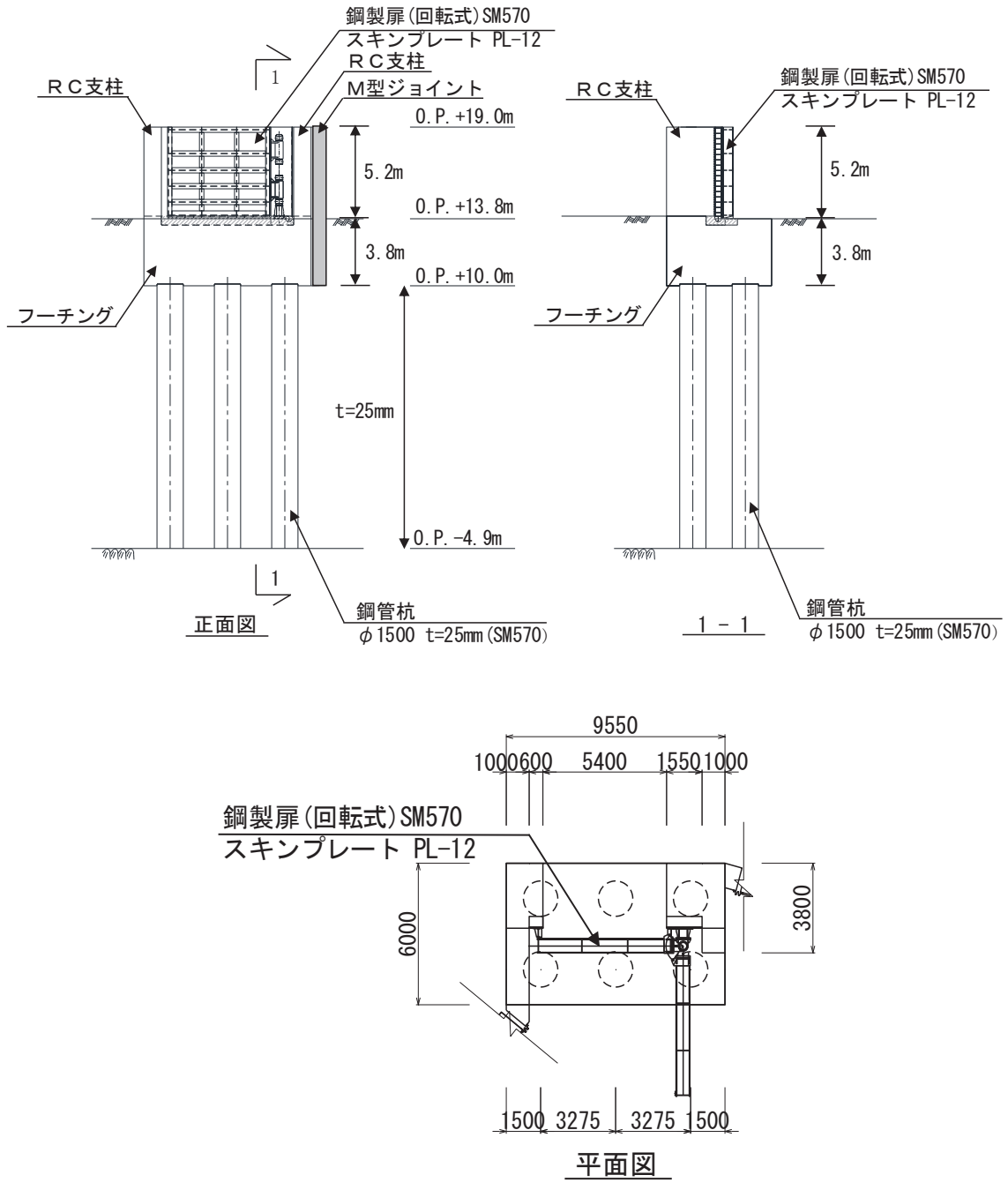


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

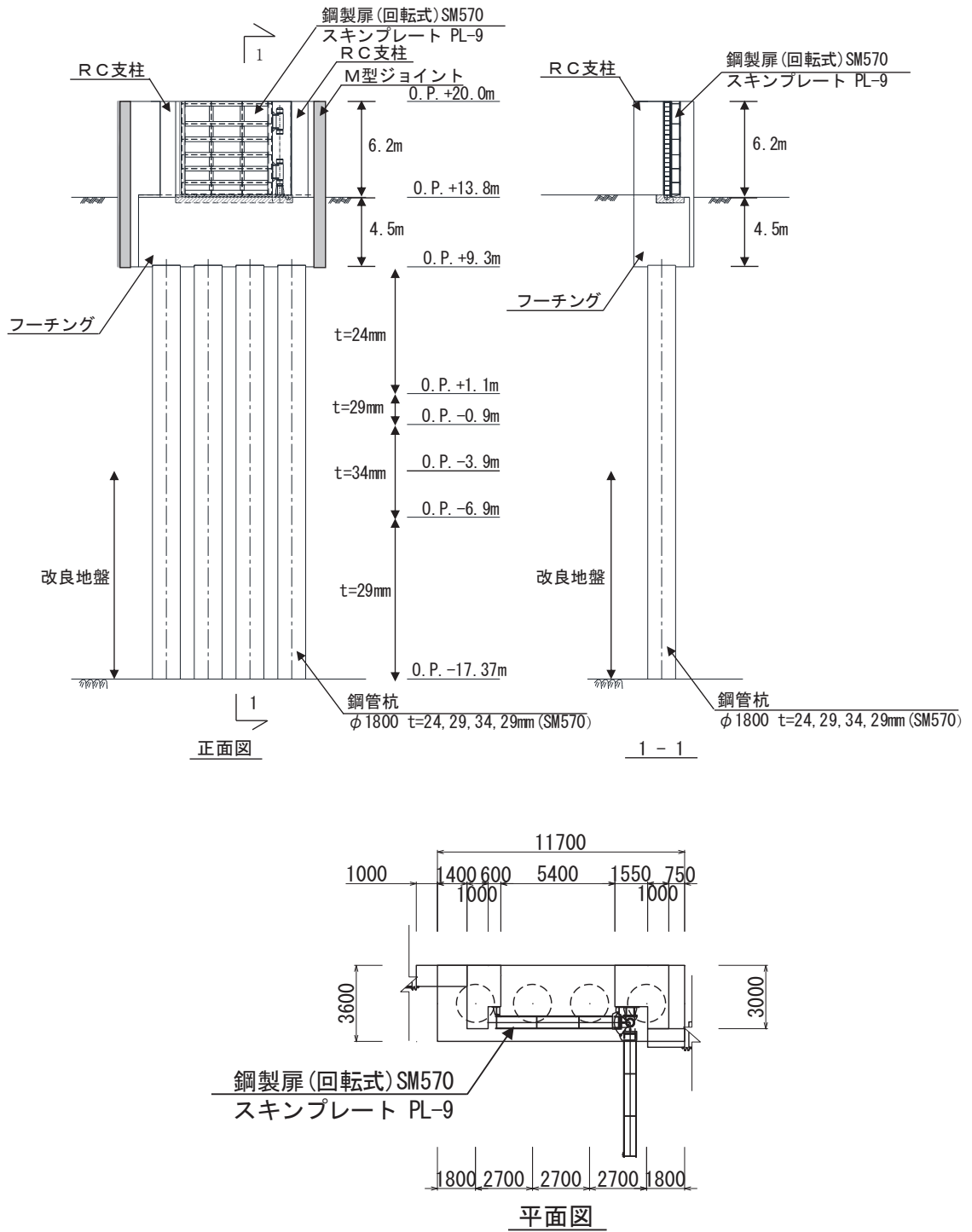


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

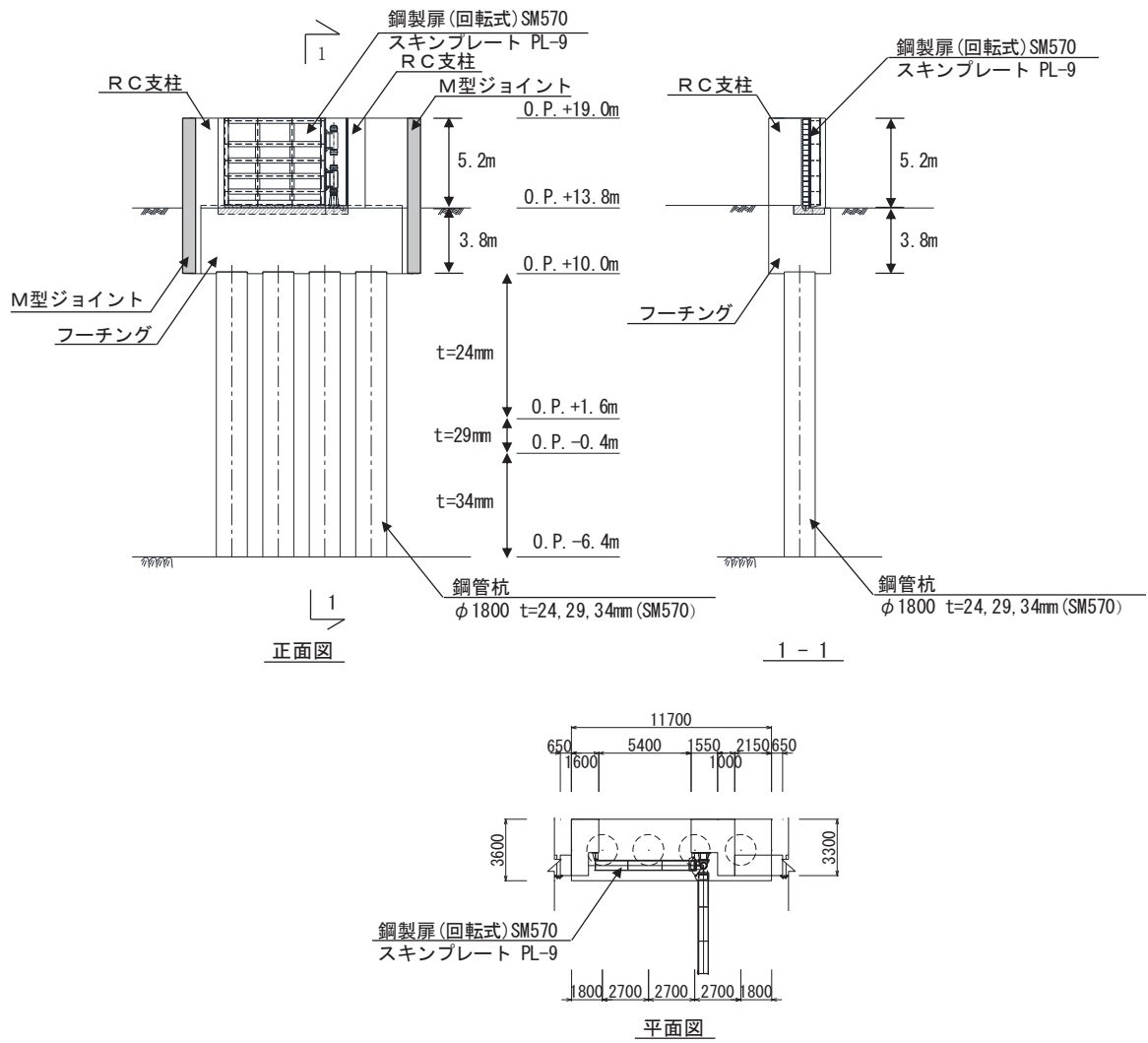


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

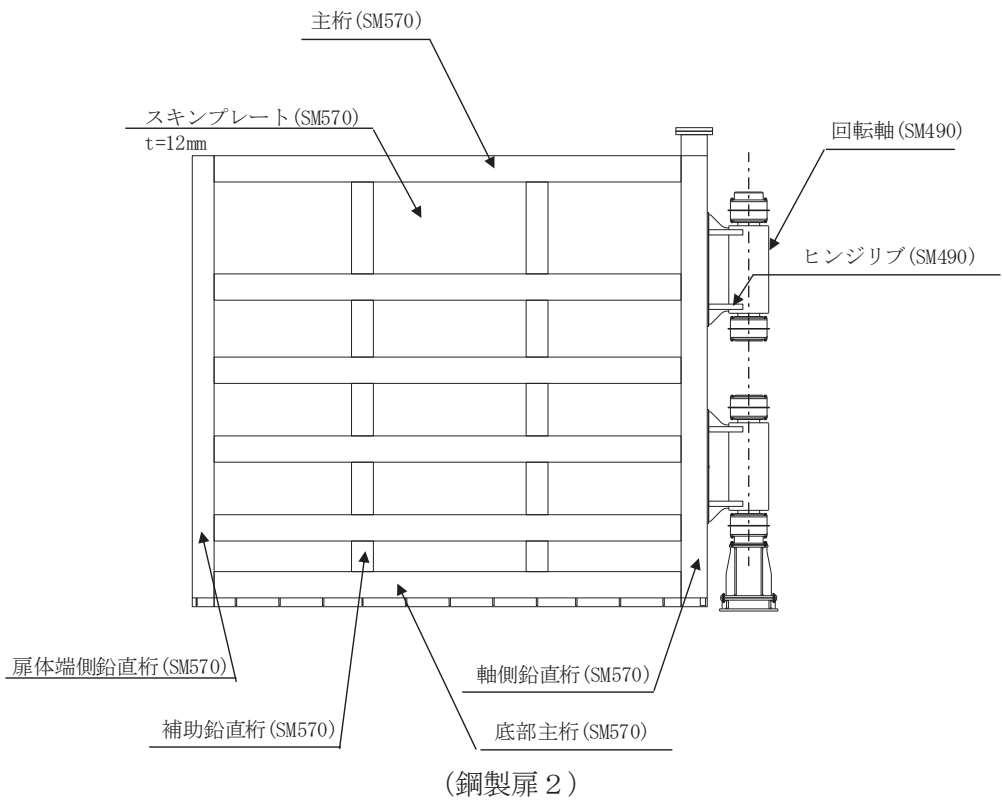
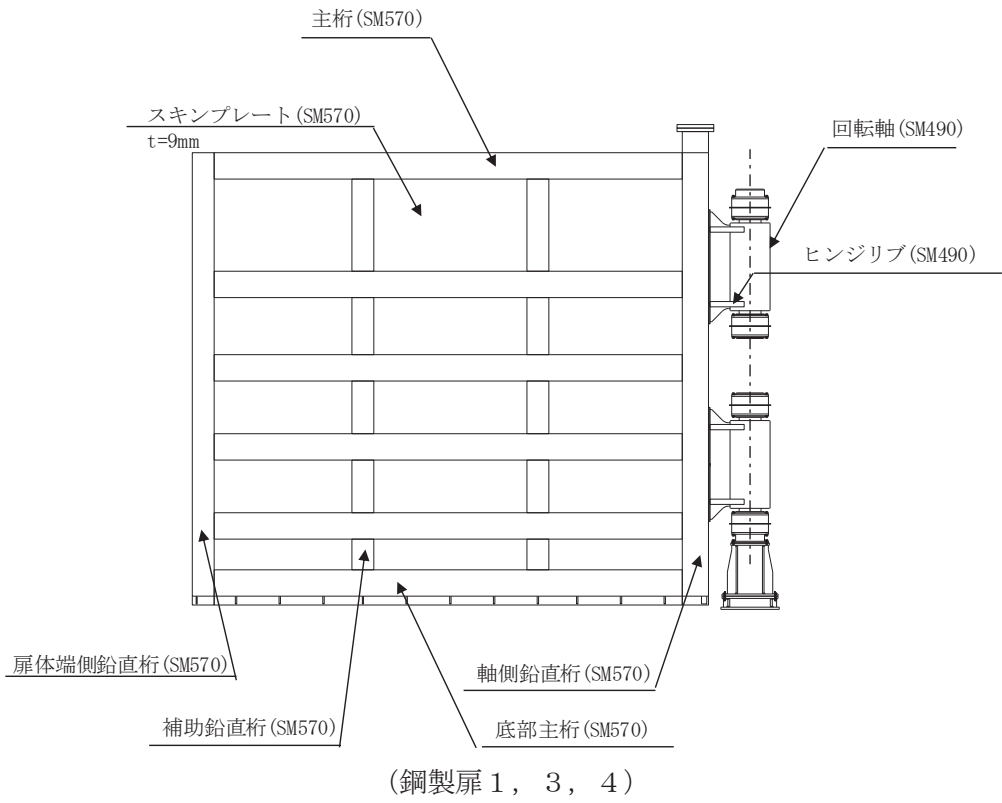


図 2-8(1) 扉体の構造詳細図【扉体部・ヒンジ部水平荷重支承部 (扉取付部)】

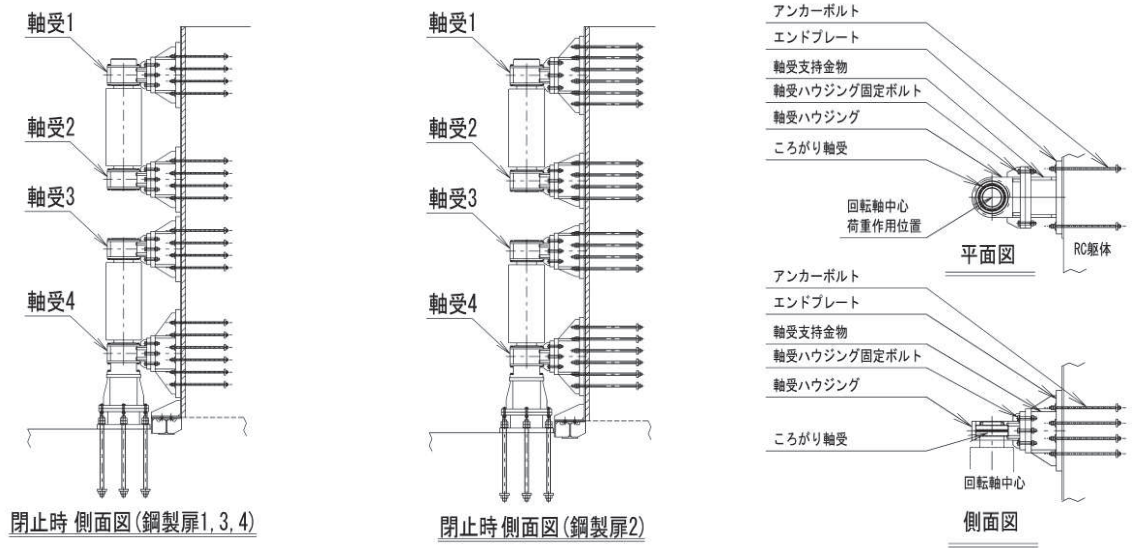


図 2-8(2) 扉体の構造詳細図
【ヒンジ部水平荷重支承部】

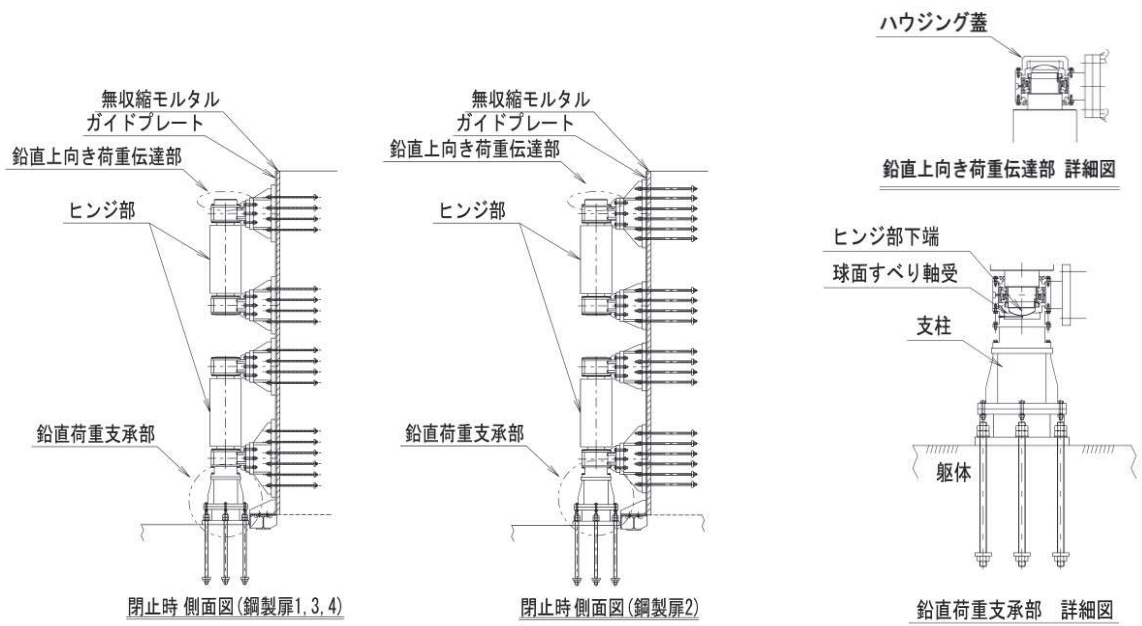


図 2-8(3) 扉体の構造詳細図
【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

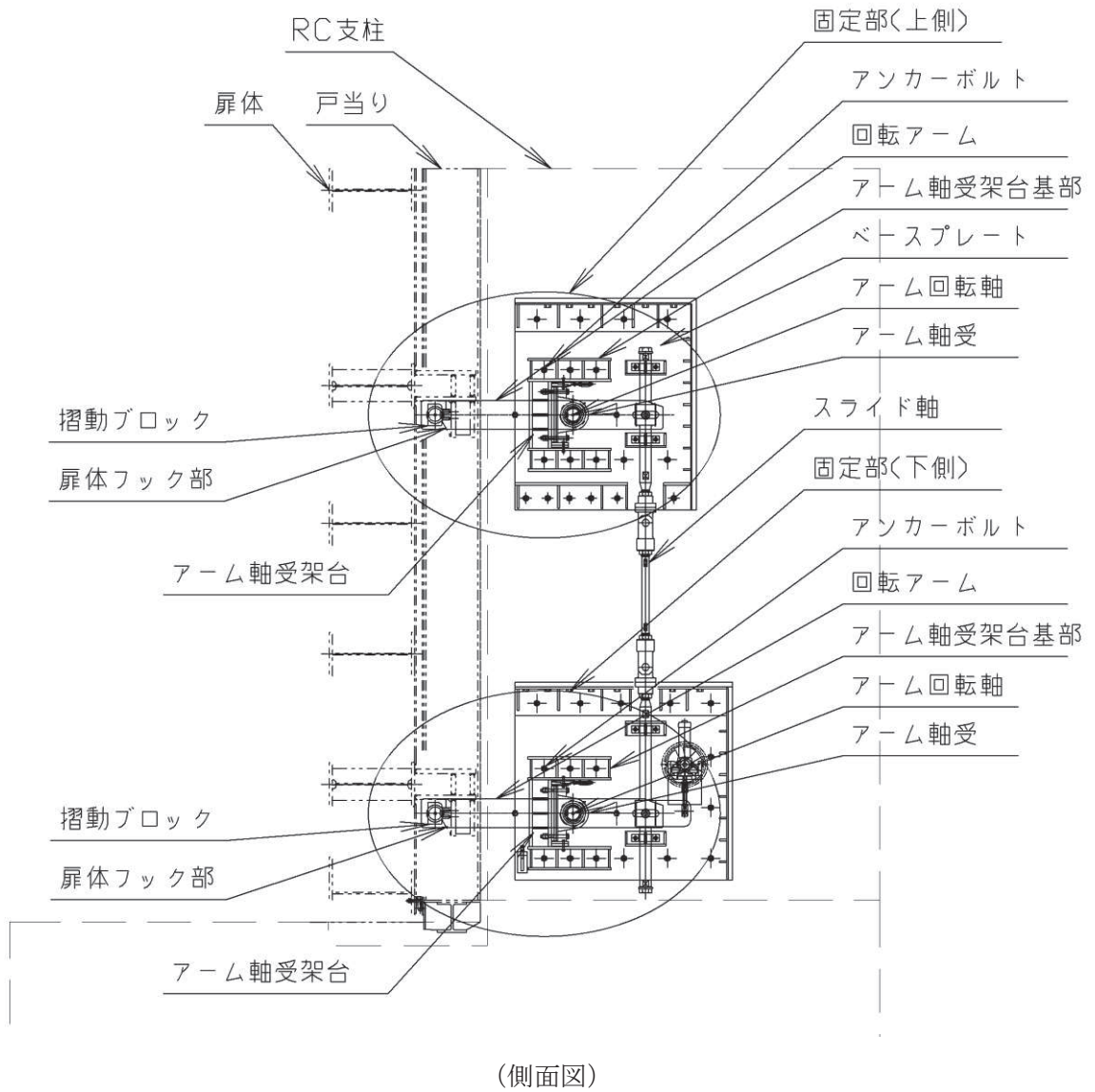


図 2-8(4) 扉体の構造詳細図
【固定部 (全体概要)】

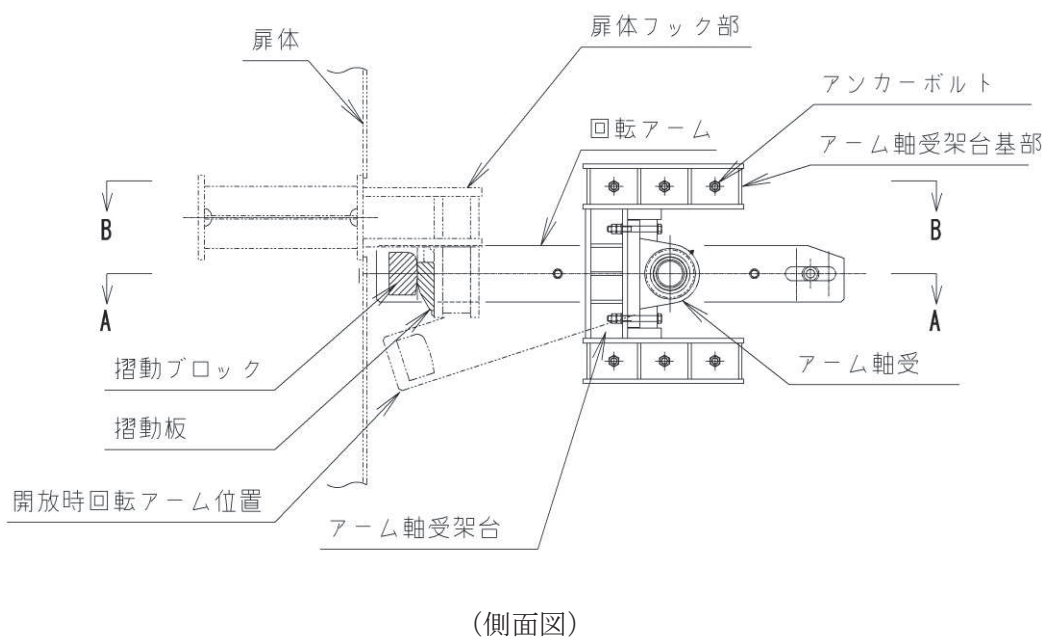
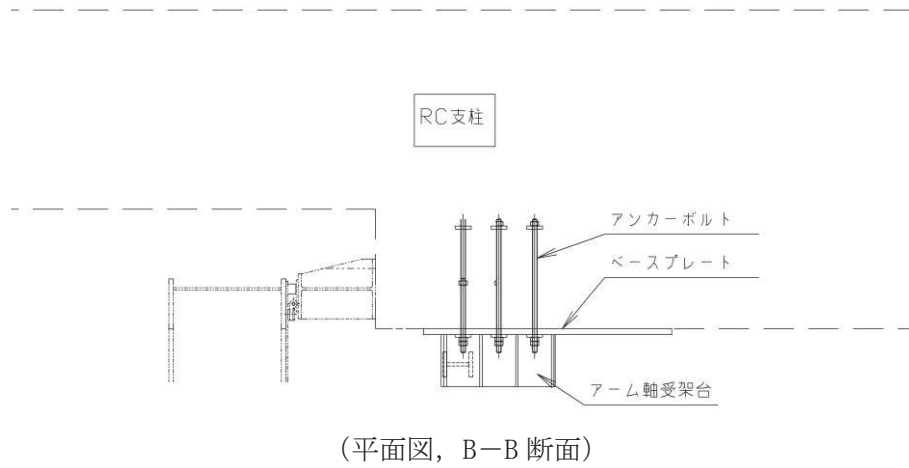
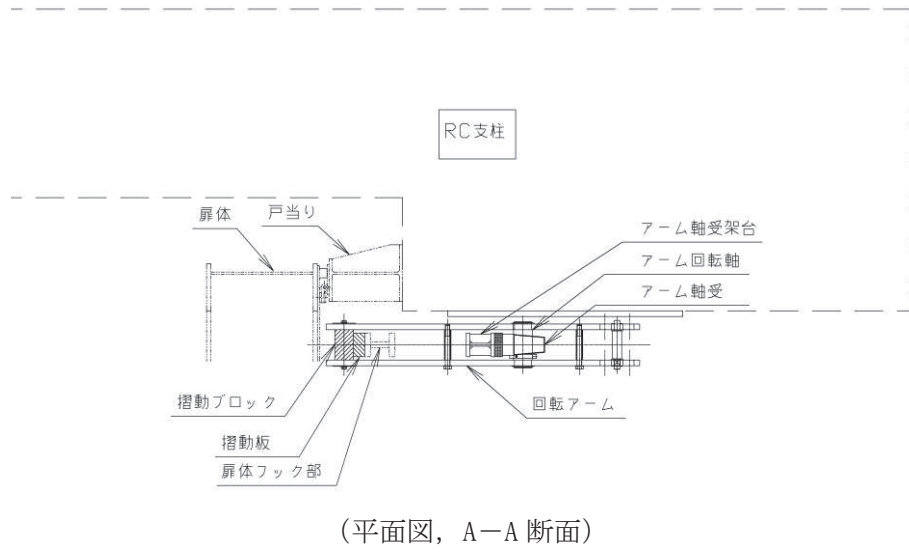
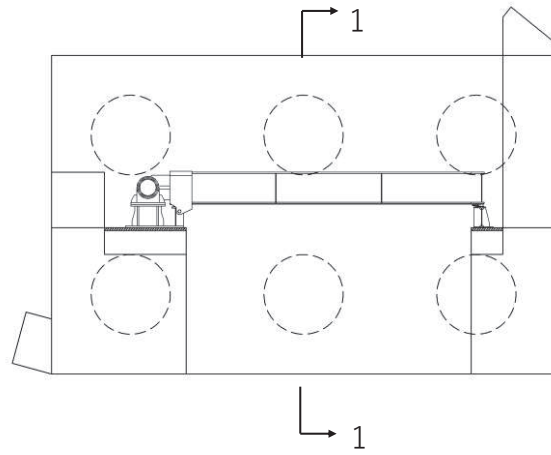
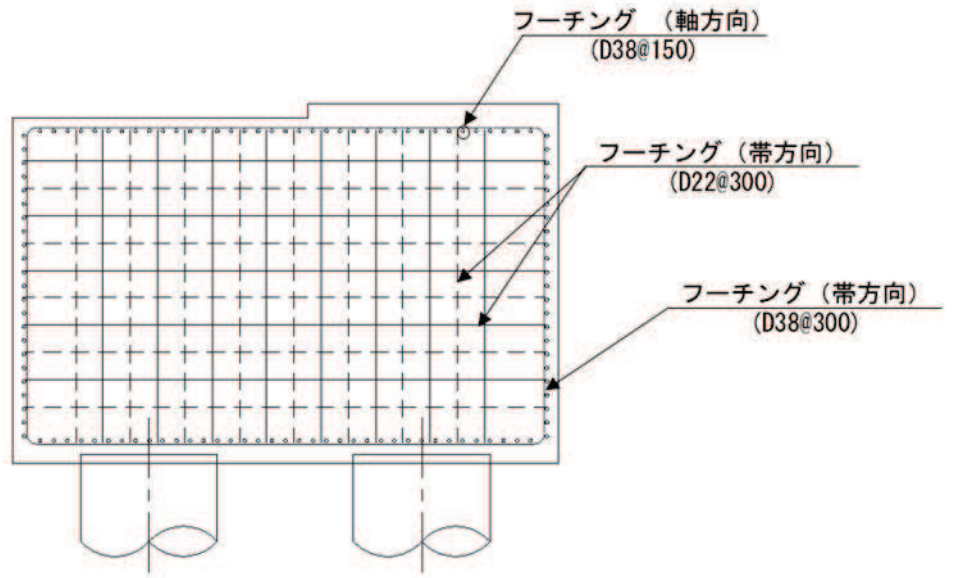


図 2-8(5) 扉体の構造詳細図【固定部 (下部詳細)】



(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)

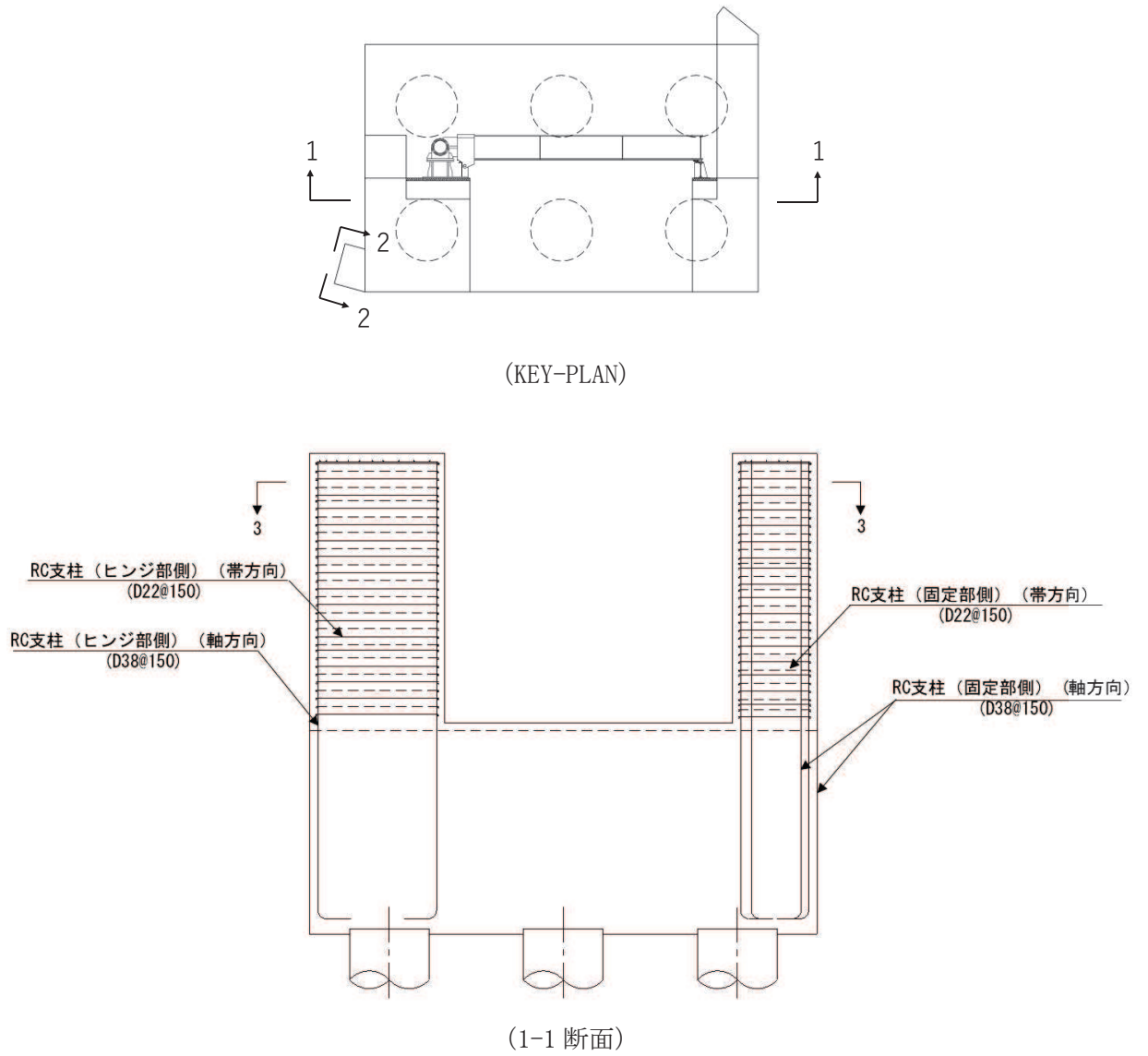
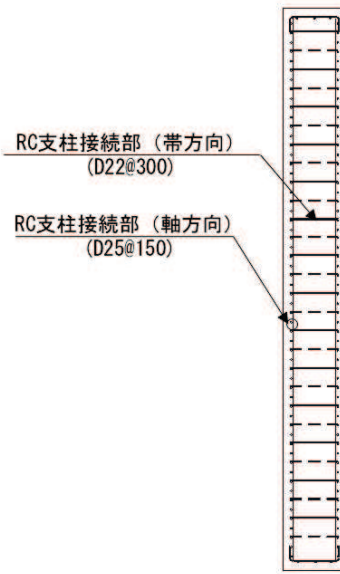
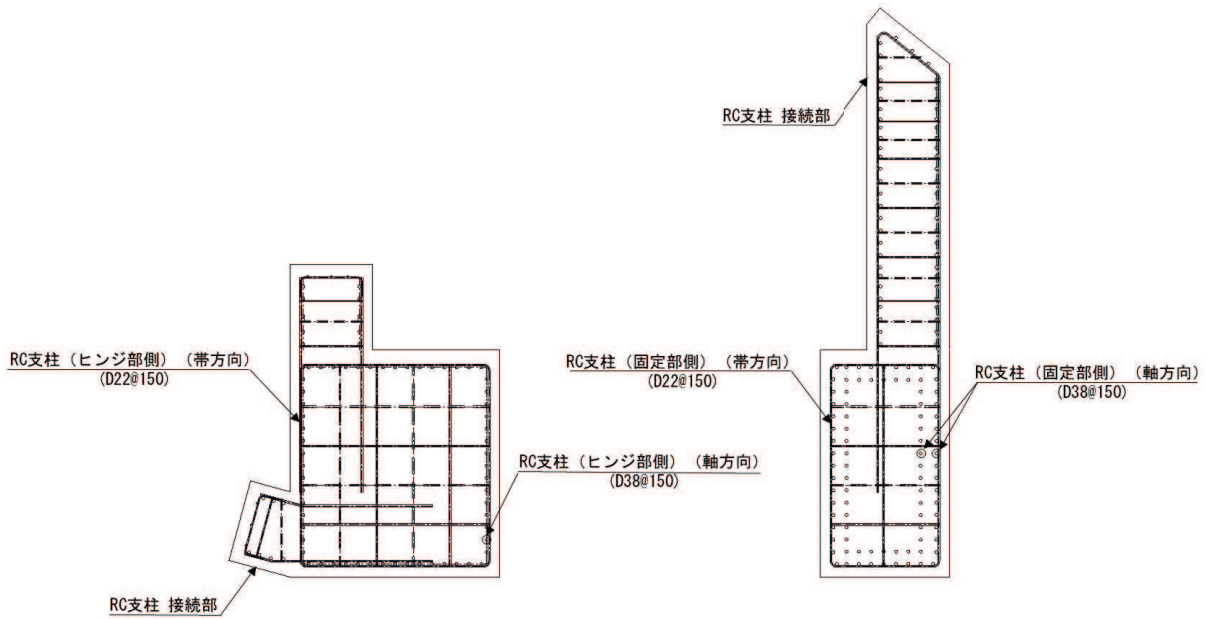


図 2-10 (1) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)



(2-2 断面)



(3-3 断面)

図 2-10 (2) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

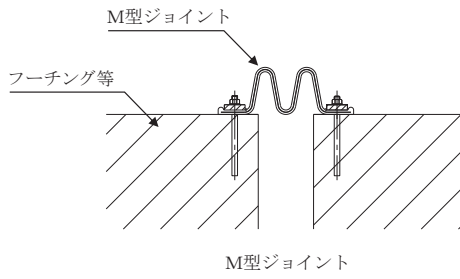


図 2-11 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

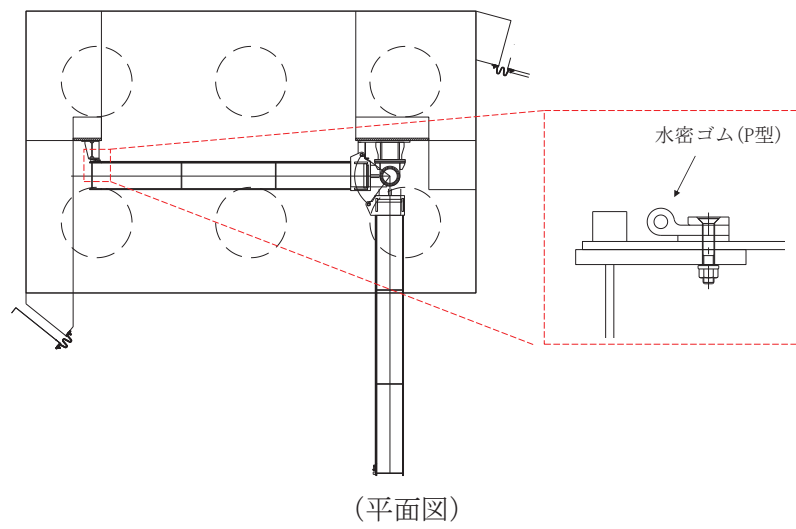


図 2-12 鋼製扉の止水ゴムの構造図

2.3 評価方針

鋼製扉等より構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2-3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。なお、耐震評価は、原則閉止運用とすることから、閉止時を対象に行う。

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で、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。

構造部材の健全性評価については、施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製扉の耐震評価フローを図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	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) 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。

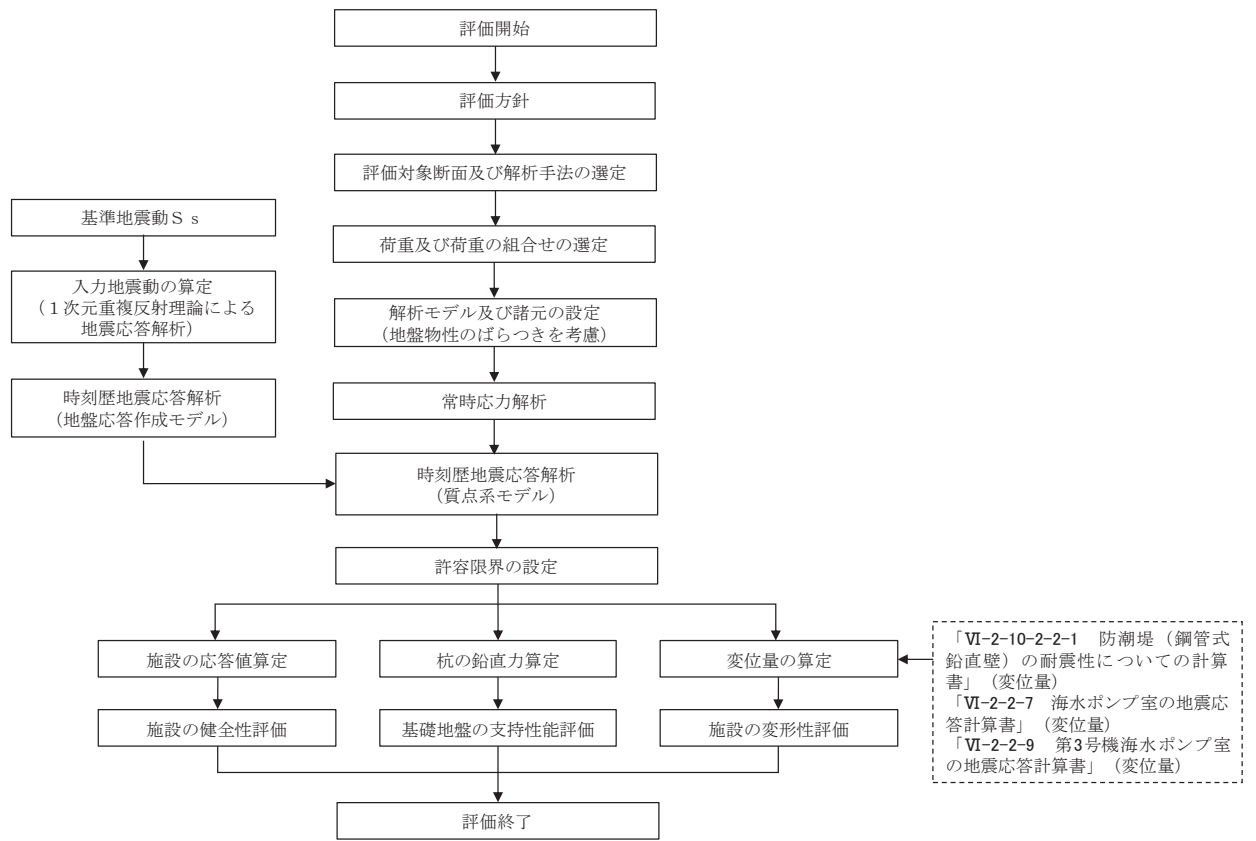


図 2-13 鋼製扉の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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. 耐震評価

3.1 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、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 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。

鋼製扉 2：鋼管杭の杭径、板厚等の下部工仕様が他の鋼製扉と異なる。また、扉体の高さ、幅等の上部工仕様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：鋼管杭の杭径、板厚等の下部工仕様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。

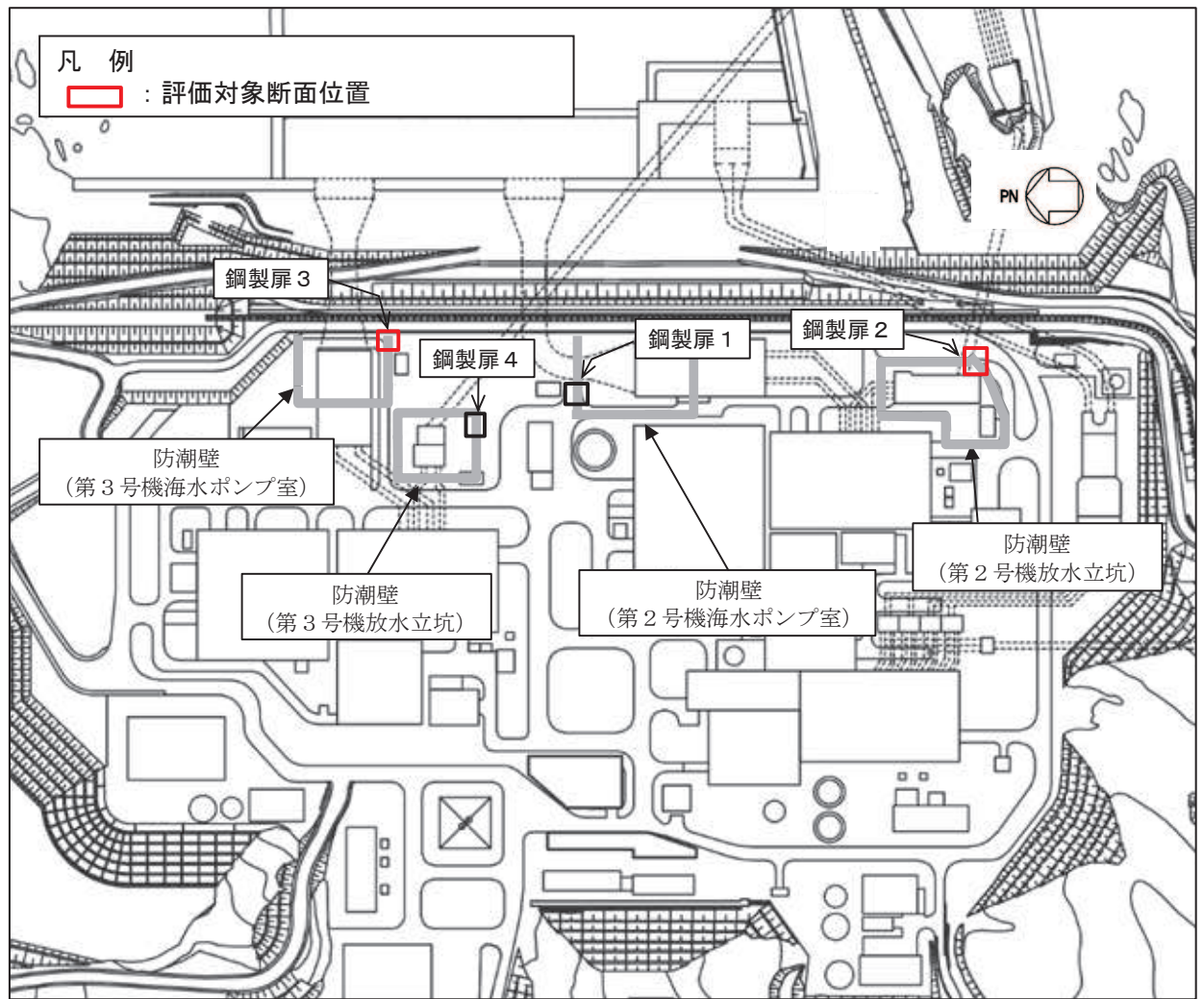
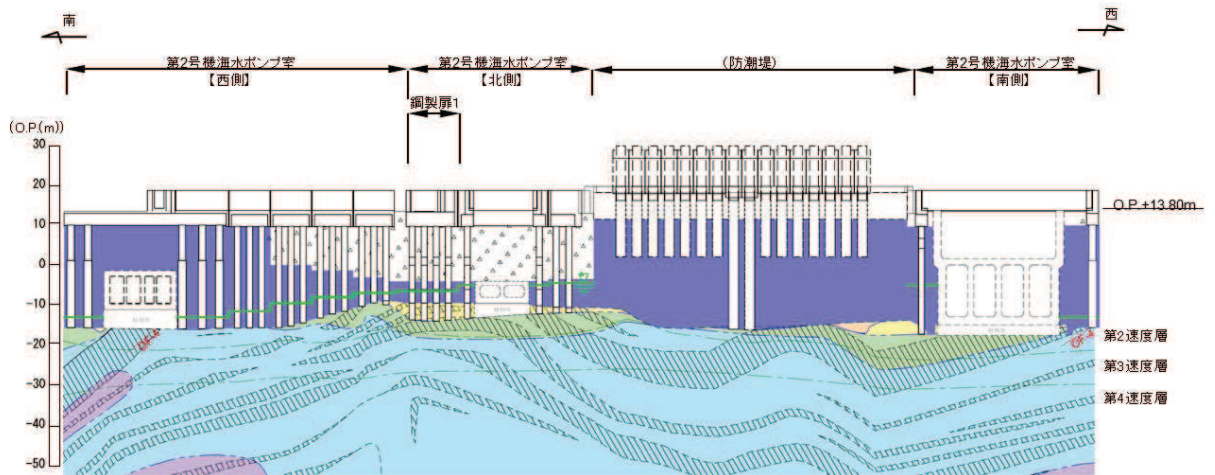
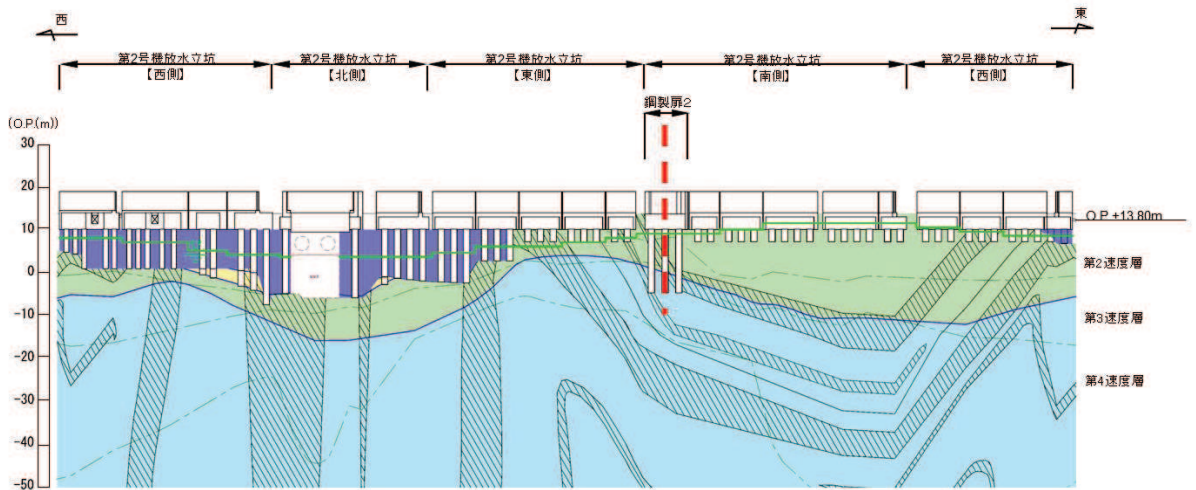


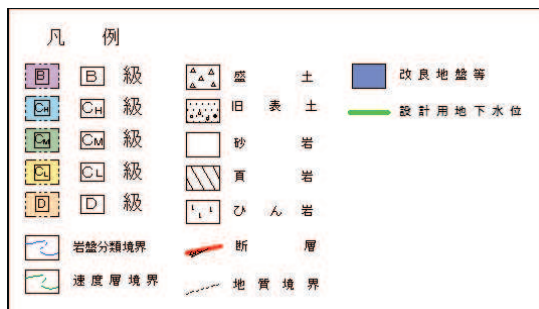
図3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(第2号機海水ポンプ室*1,*2)



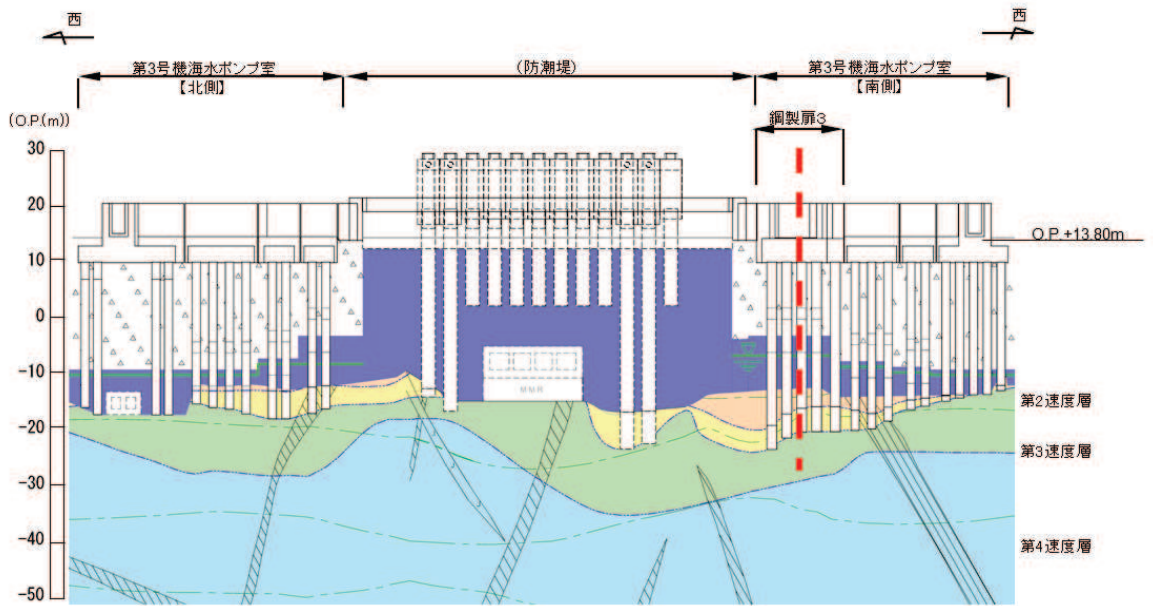
(第2号機放水立坑*1)



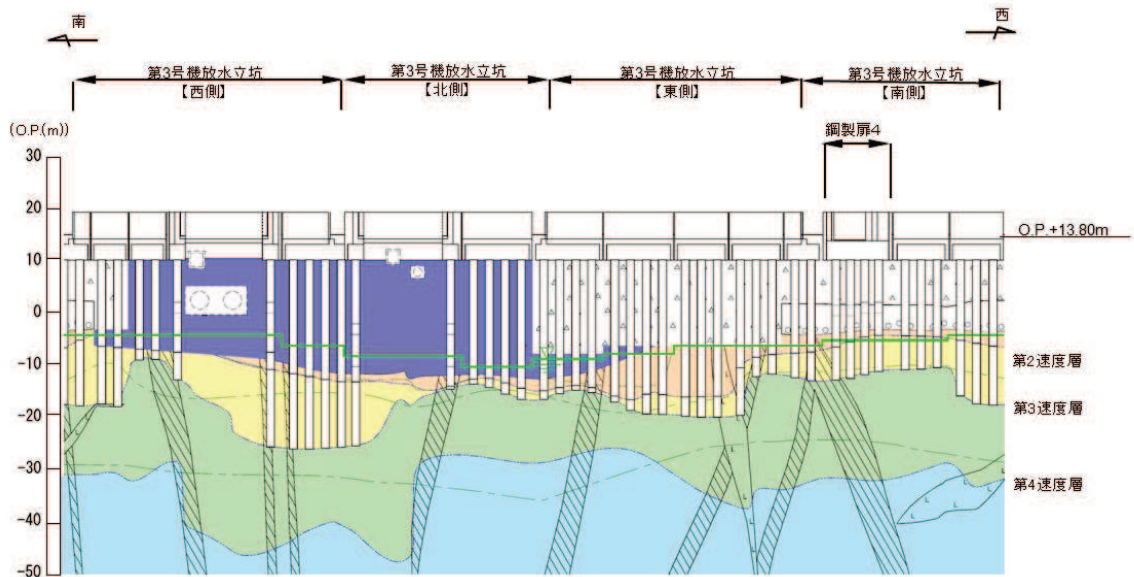
注記：*1：鋼管杭下端は C_L 級岩盤上面（又は C_M 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C_L 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落と）を示す。

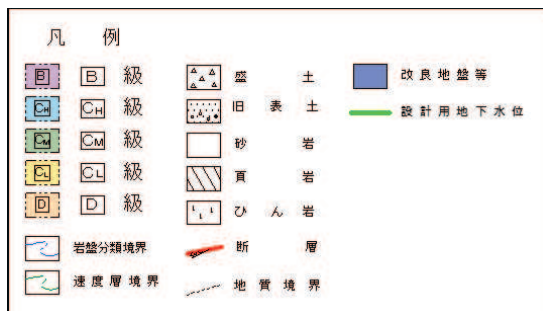
図 3-2(1) 鋼製扉の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室*1,*2)



(第3号機放水立坑*1,*2)

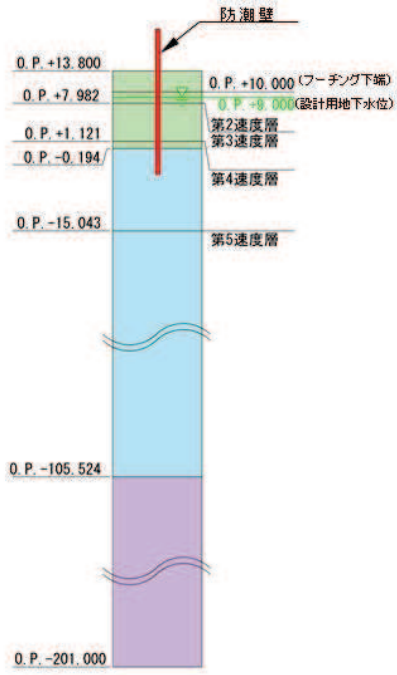


注記：*1：鋼管杭下端はC₂級岩盤上面（又はC₂級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

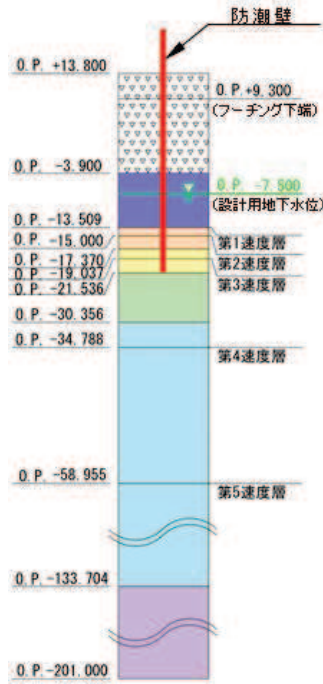
*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図3-2(2) 鋼製扉の縦断面図
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

(鋼製扉 2)



(鋼製扉 3)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	所 槽
	地 質 境 界
	改良地盤等
	設計用地下水位

図 3-3 評価対象断面の地層構成図

3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

3.2.1 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 3-4 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 3-5 に示す。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3. 10. 01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver. 2015Build3」及び「ArkQuake Ver. 3. 10」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。

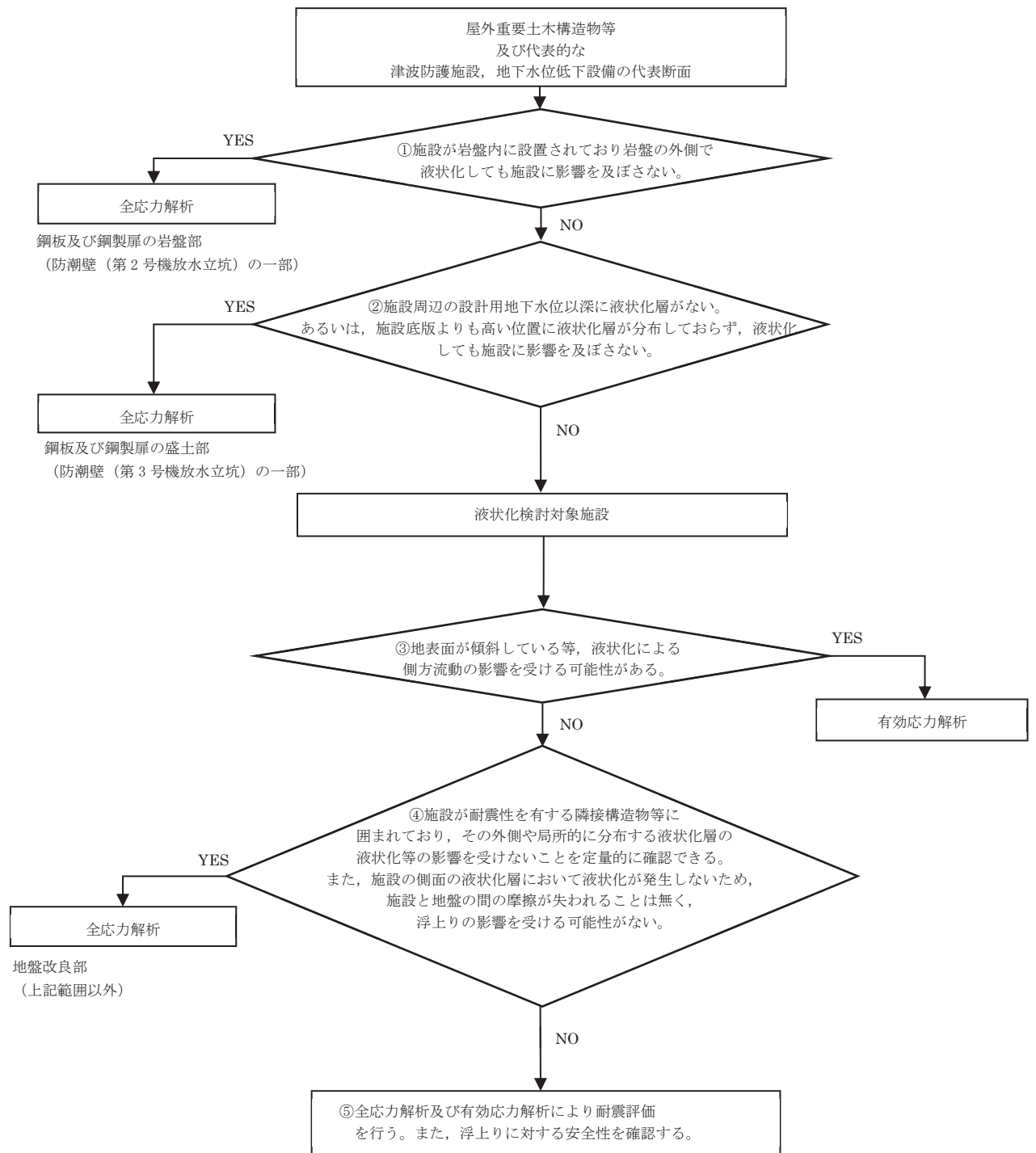


図 3-4 防潮壁の解析手法の選定フロー

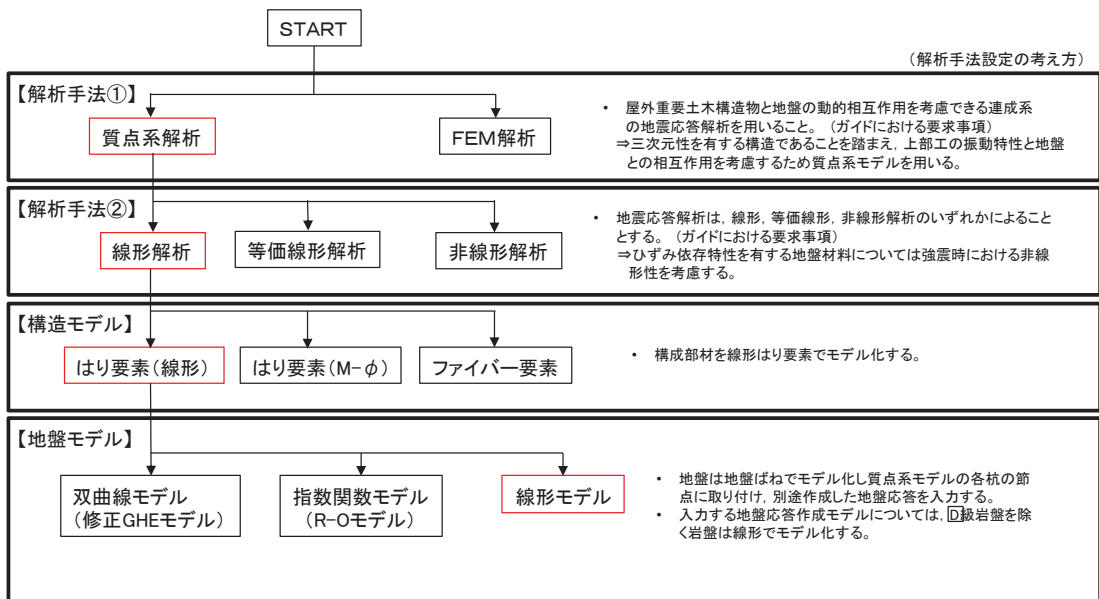


図 3-5(1) 地震応答解析手法の選定フロー (鋼製扉 2)

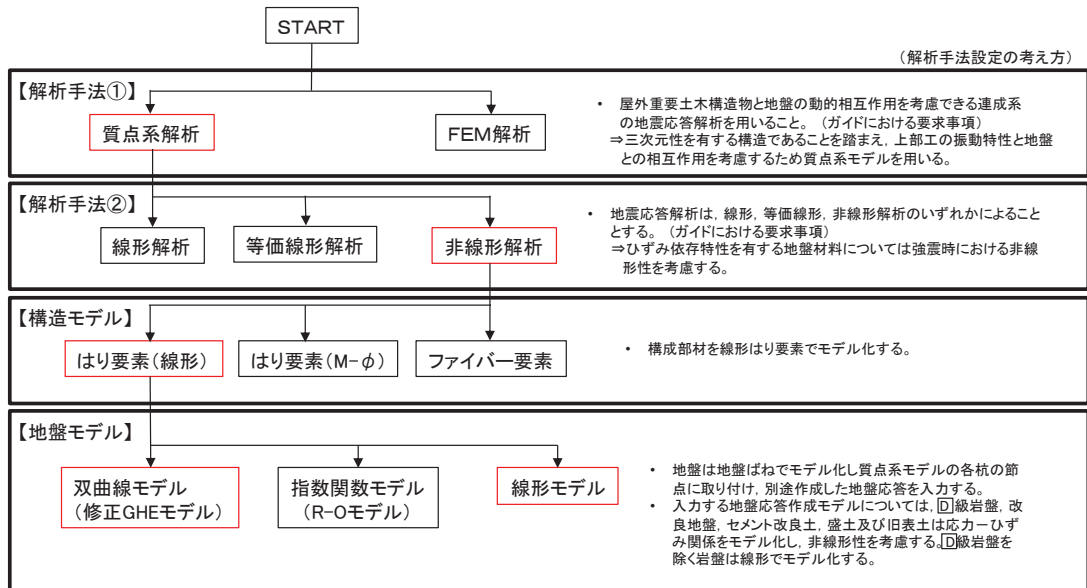


図 3-5(2) 地震応答解析手法の選定フロー (鋼製扉 3)

3.2.2 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 3-1～表 3-2 に解析ケースを示す。

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、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 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 3-2 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

3.2.3 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 3-3 に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-6 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

表 3-3 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)

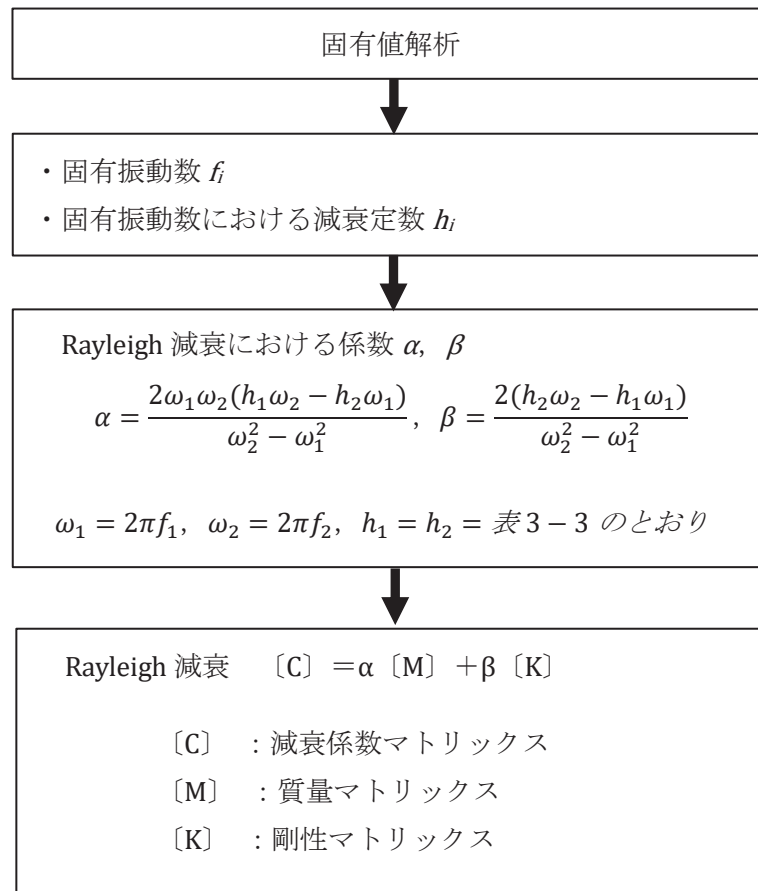


図 3-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

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 3-4 に示す。

表 3-4(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	3.120	0.0001
鋼製扉 3	0.464~0.507	0.0004

表 3-4(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	4.680	0.0001
鋼製扉 3	0.695~0.761	0.0006

表 3-4(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	7.800	0.0002
鋼製扉 3	1.159~1.268	0.0010

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表3-5に示す解析ケース②及び③を実施する。

表3-5 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(+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
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13波) を加えた全20波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべ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。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s - D 2$	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s - D 3$	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - F 3$	++*	○	
		-+*	○	
$S_s - N 1$	++*	○		
	-+*	○		

注記 * : 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製扉の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼製扉の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

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

(4) 風荷重(P_k)

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

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置（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（鋼製扉 2）は図 3-8 に、第 3 号機側（鋼製扉 3）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。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

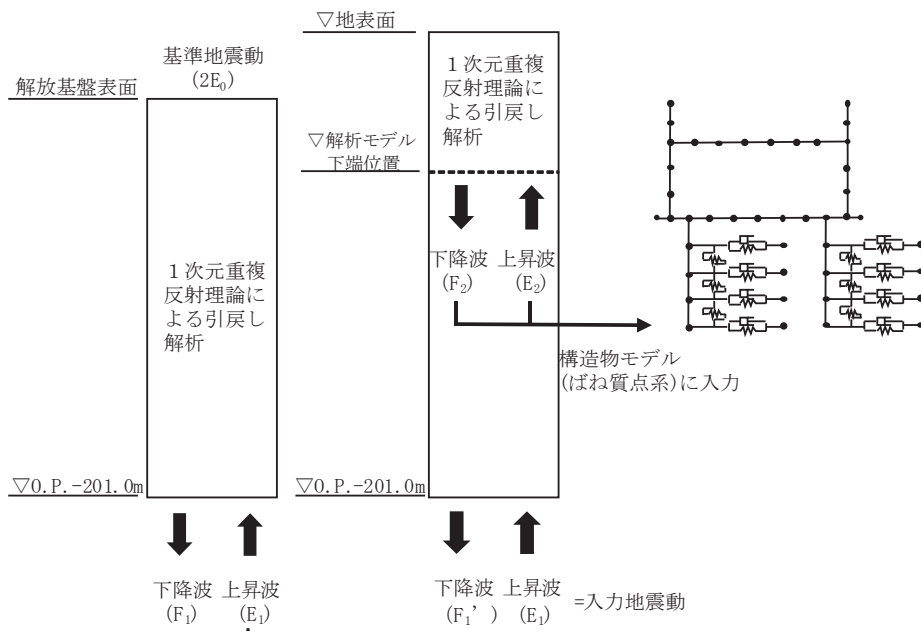


図 3-7(1) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 2)

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

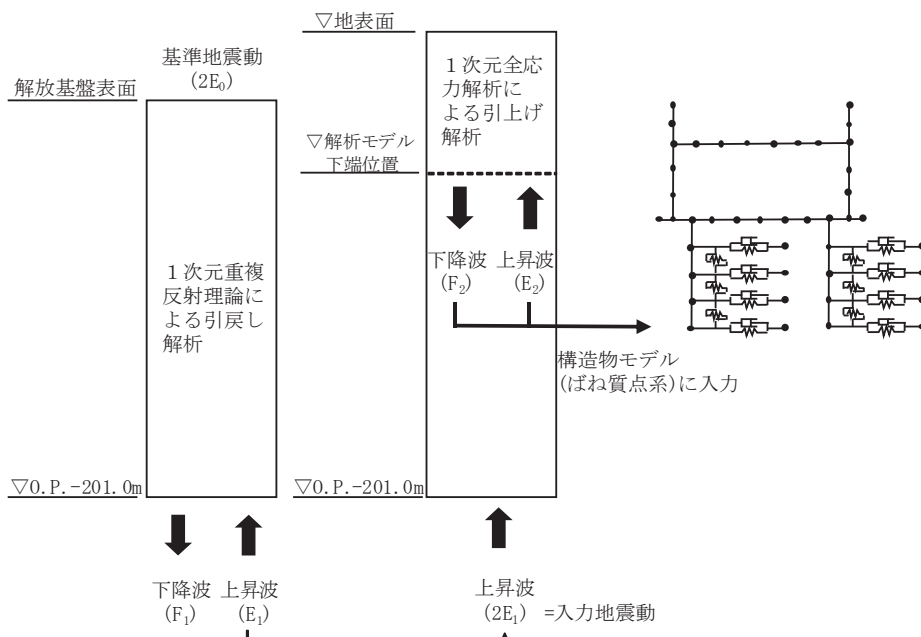
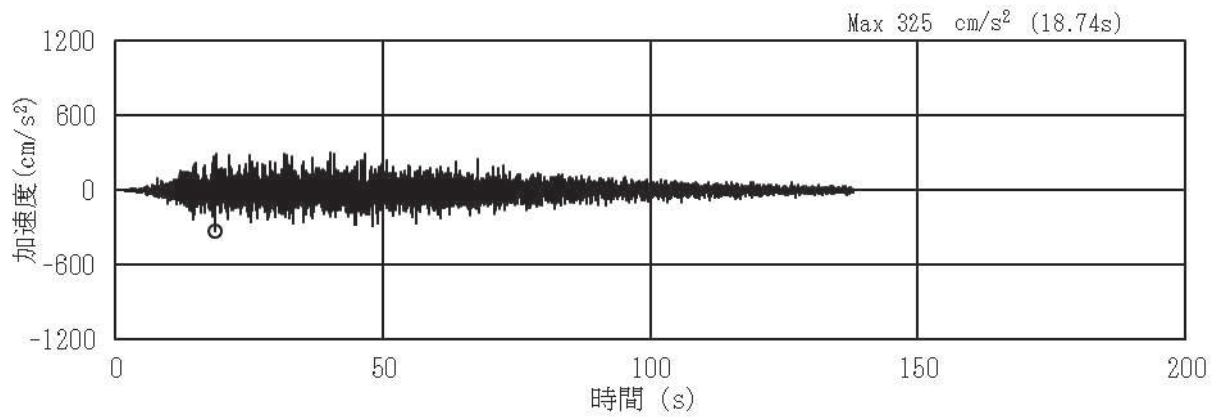
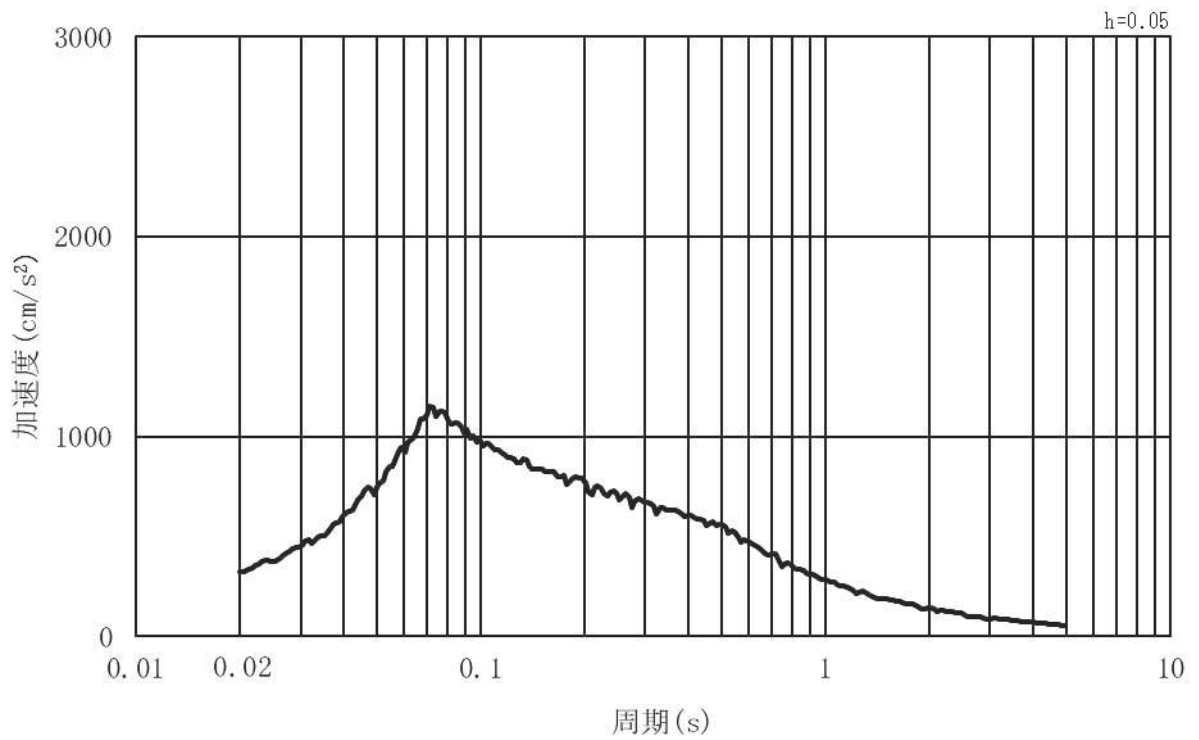


図 3-7(2) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

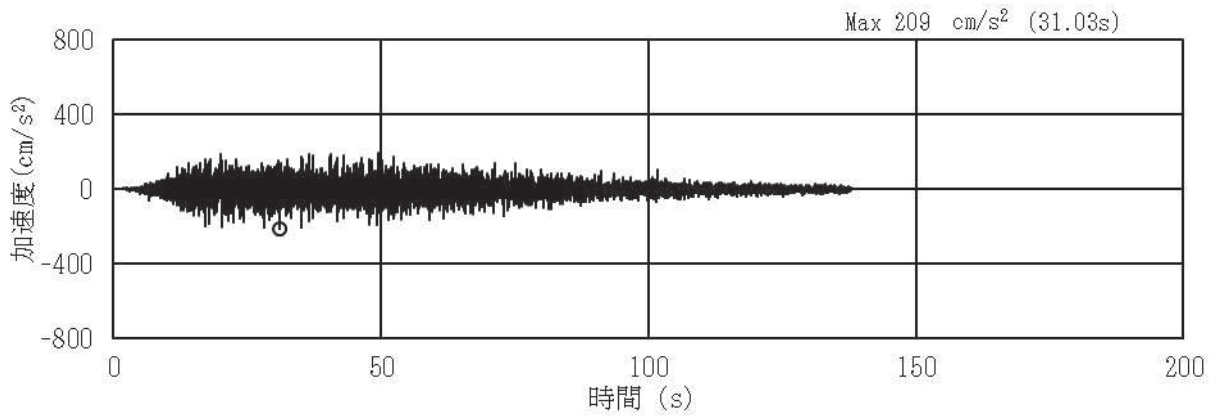


(a) 加速度時刻歴波形

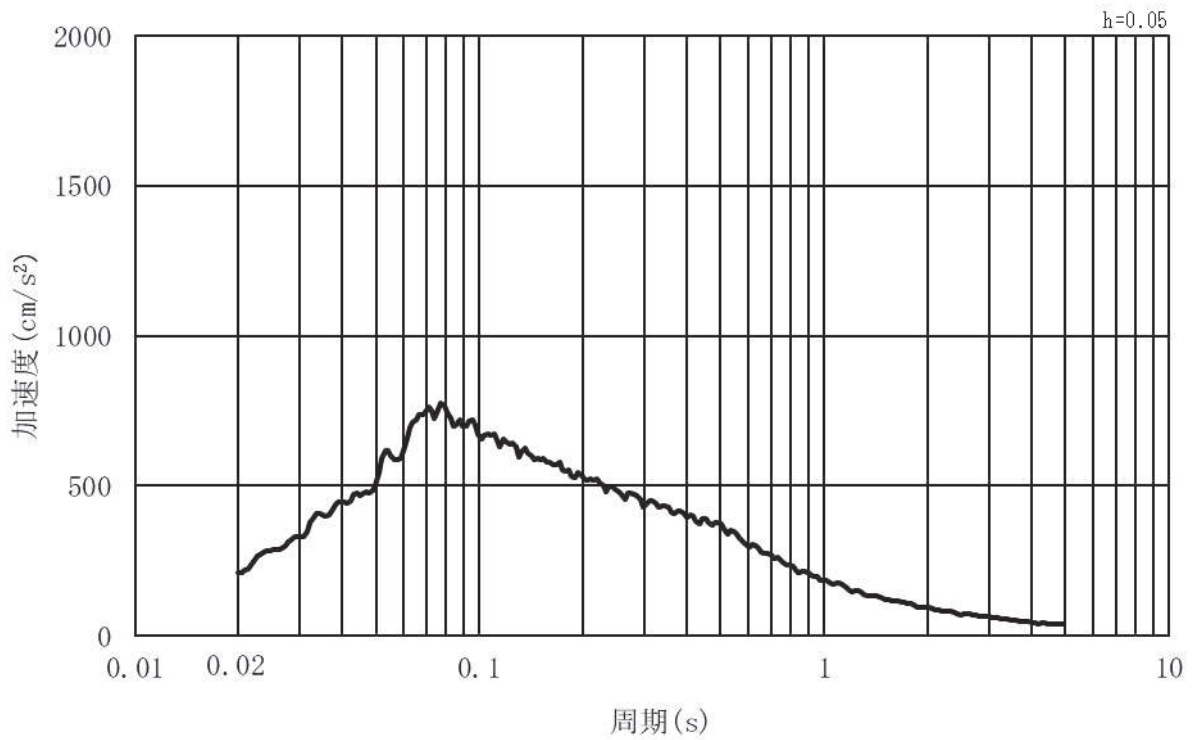


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (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 s - D 1), 第 2 号機側

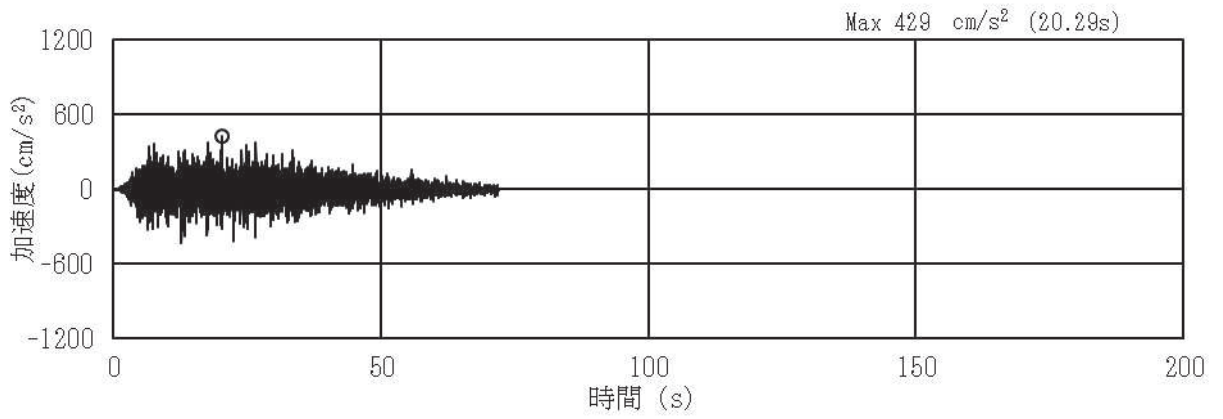


(a) 加速度時刻歴波形

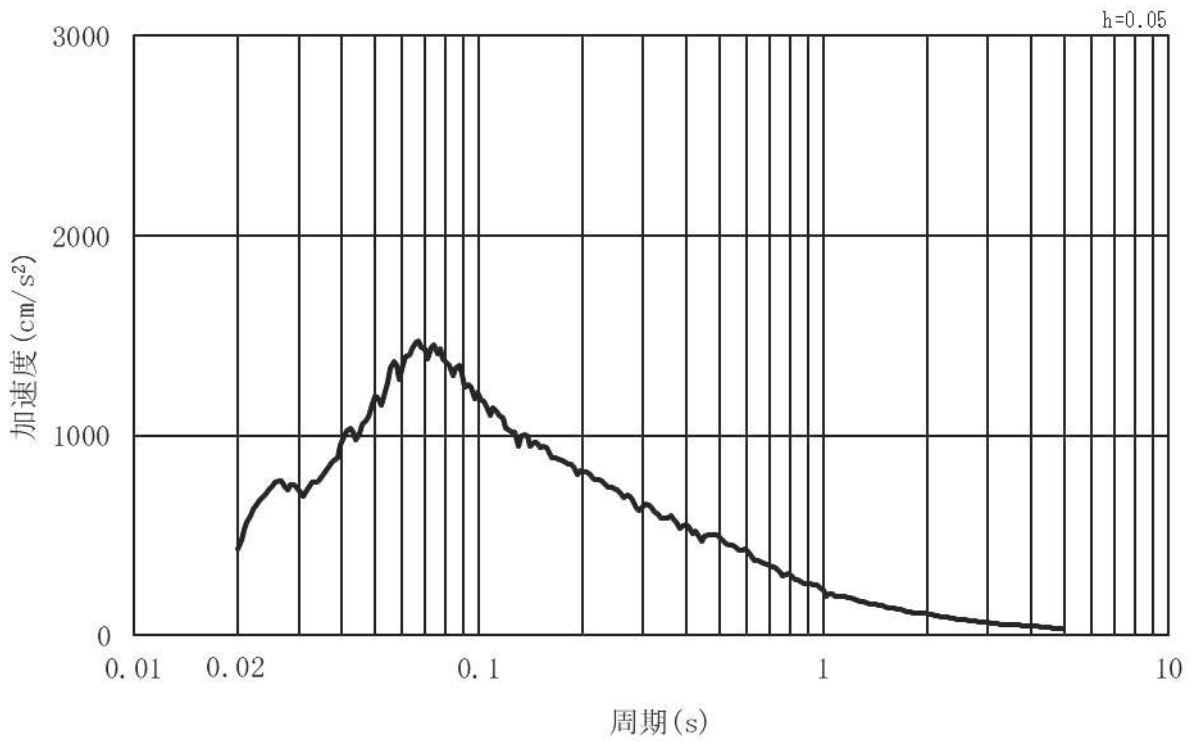


(b) 加速度応答スペクトル

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 s - D 1) , 第 2 号機側

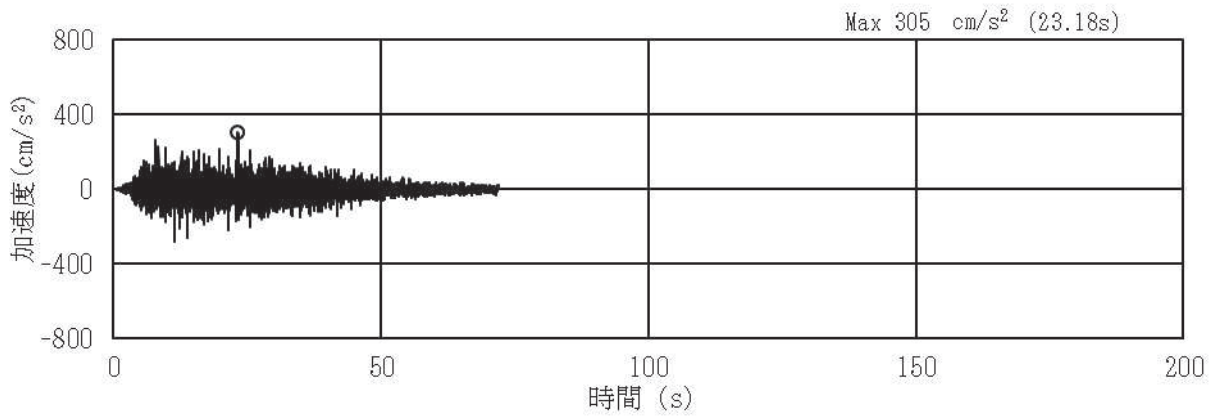


(a) 加速度時刻歴波形

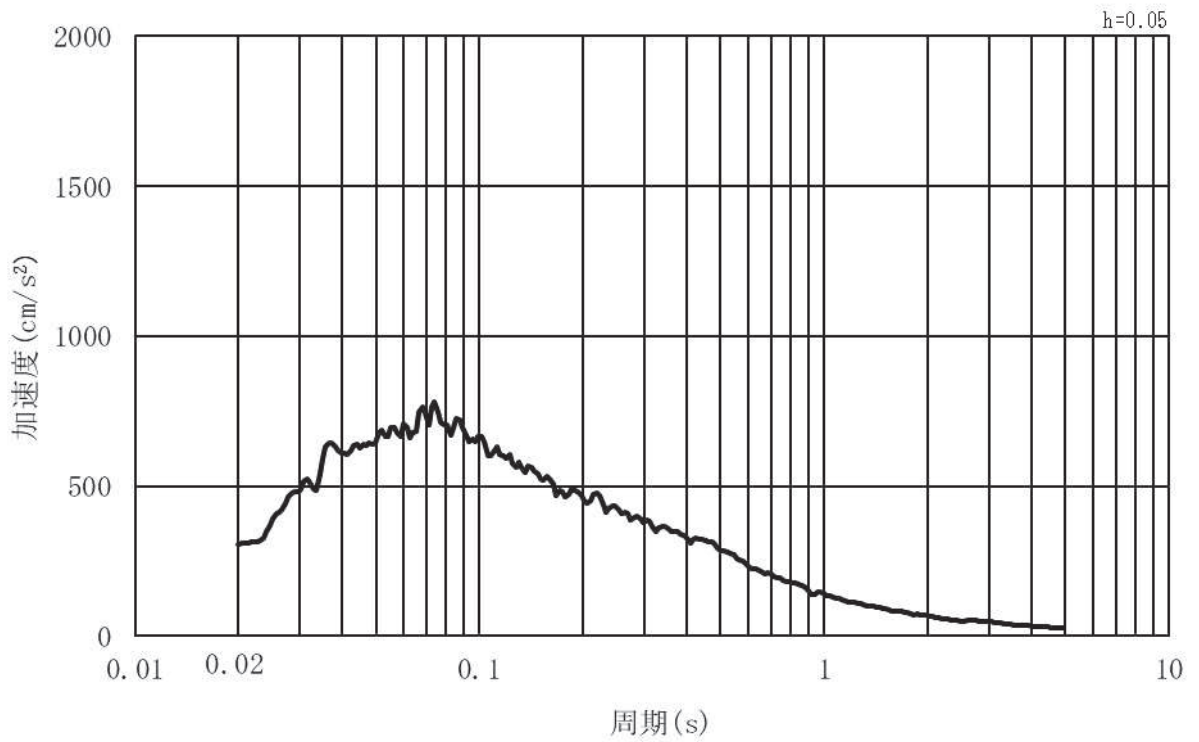


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

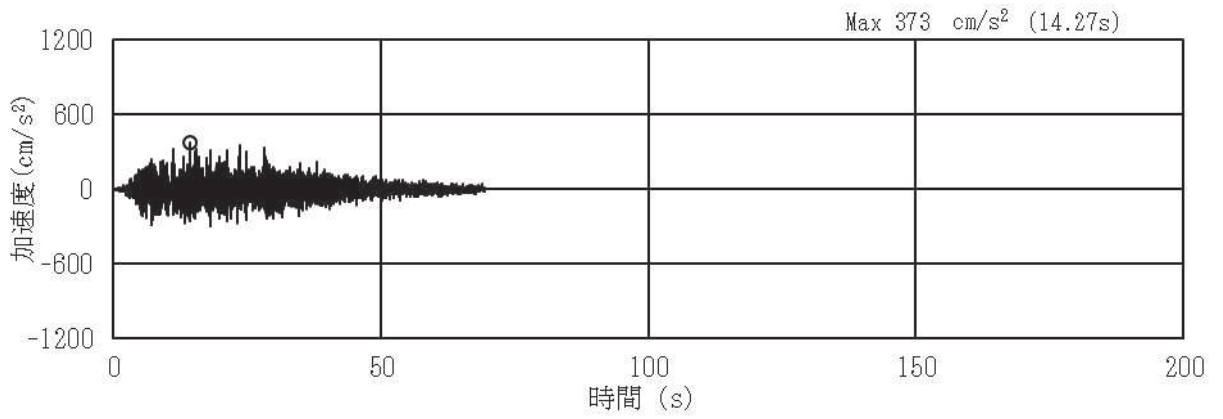


(a) 加速度時刻歴波形

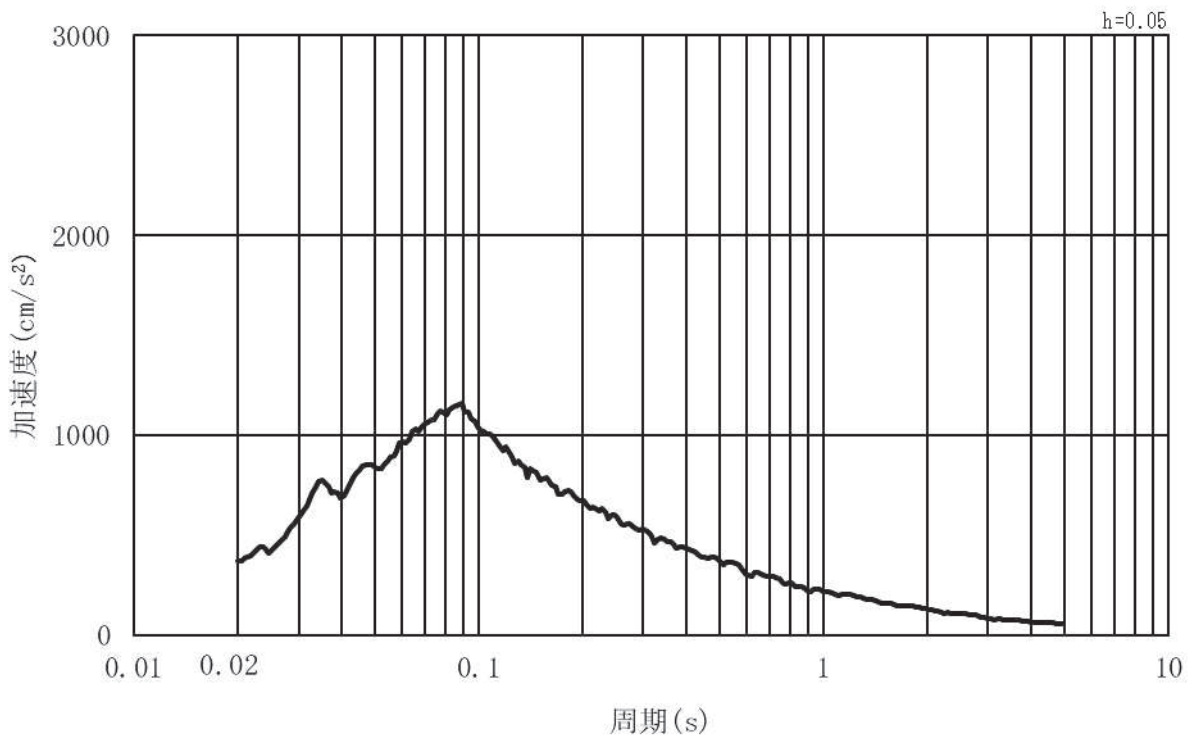


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

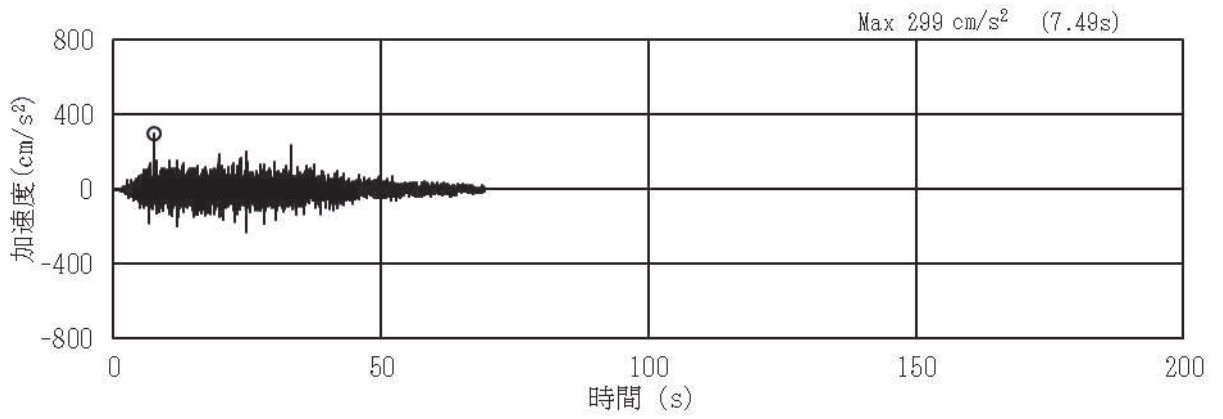


(a) 加速度時刻歴波形

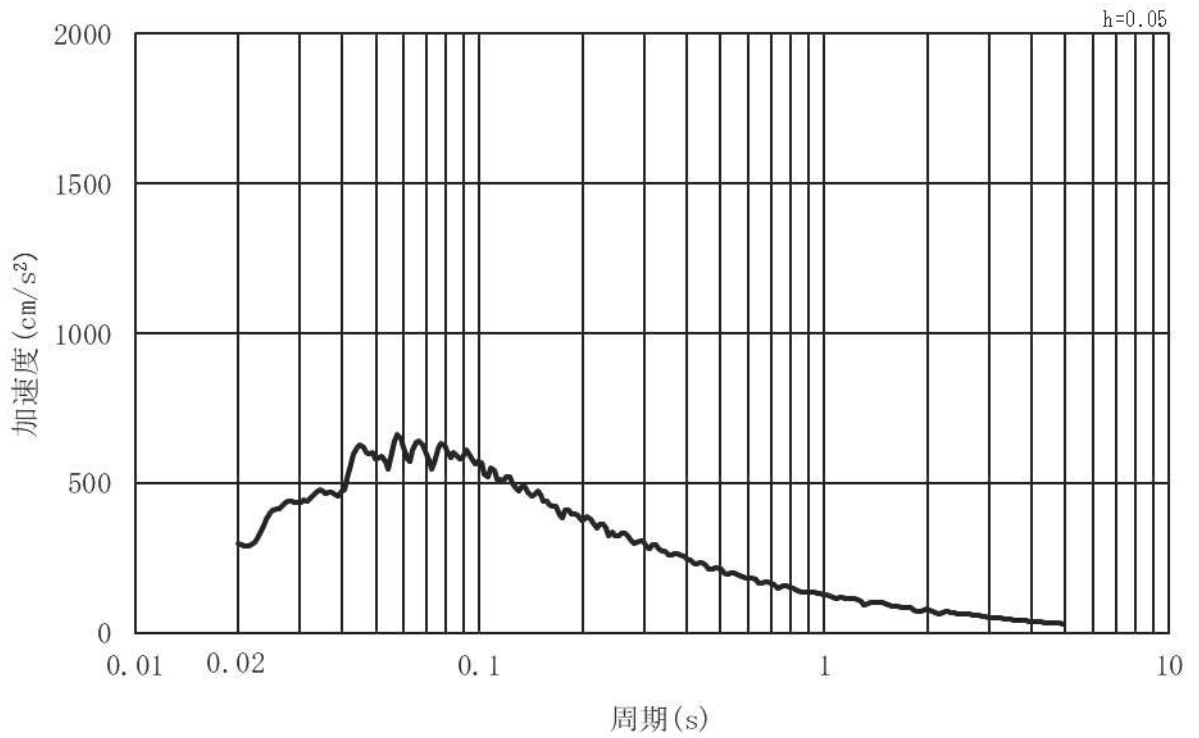


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 3) ， 第 2 号機側

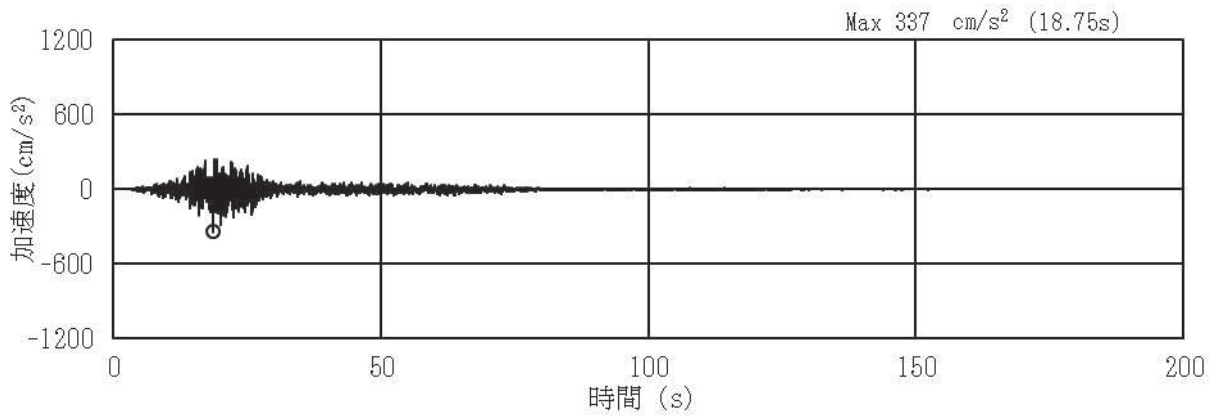


(a) 加速度時刻歴波形

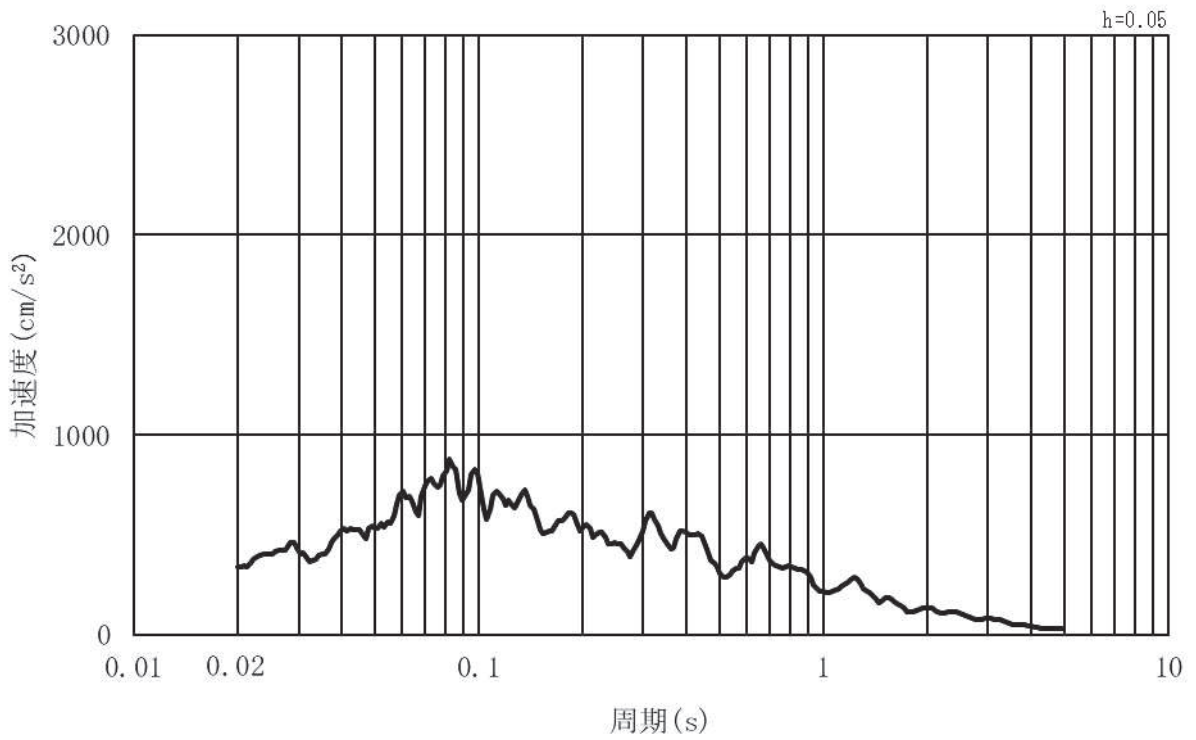


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 2 号機側

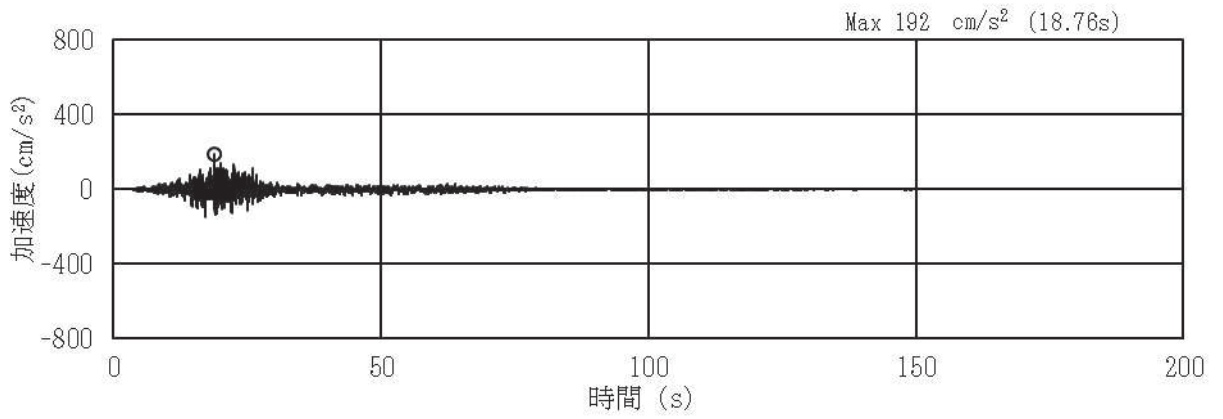


(a) 加速度時刻歴波形

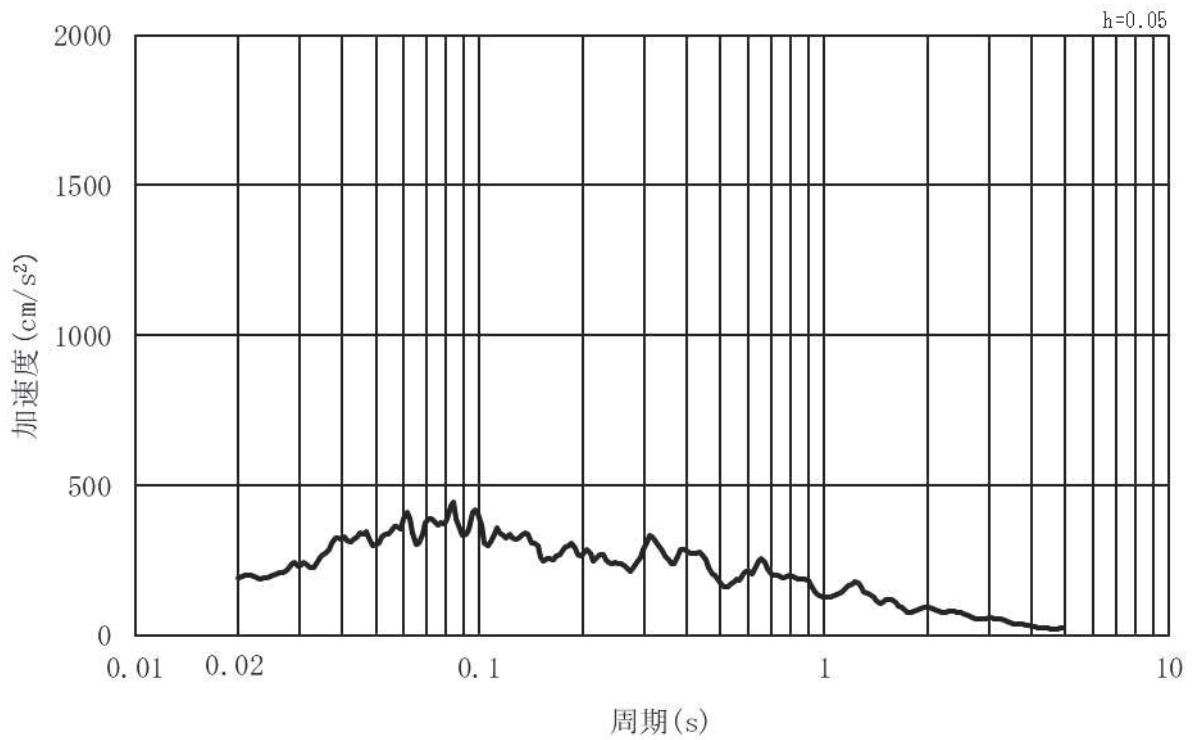


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

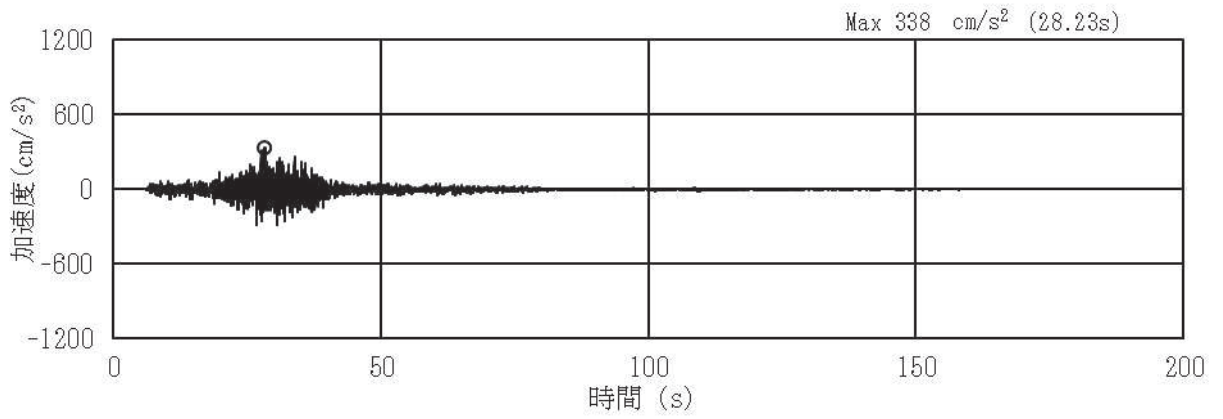


(a) 加速度時刻歴波形

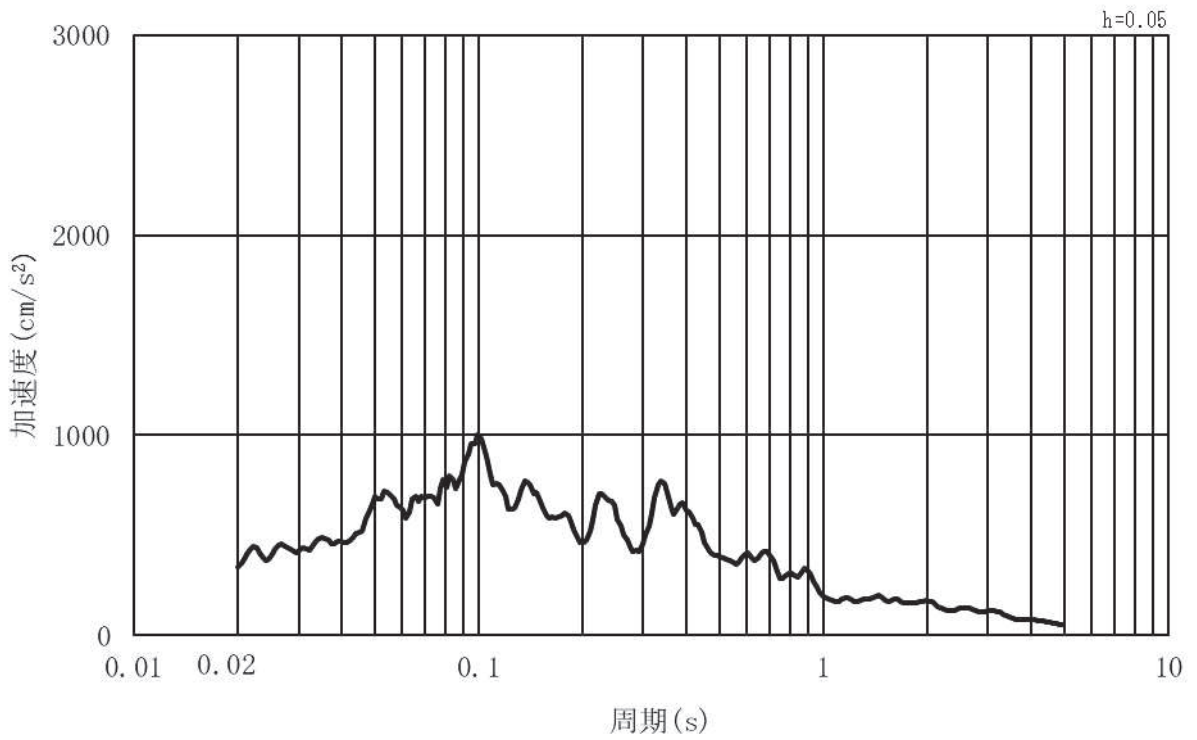


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

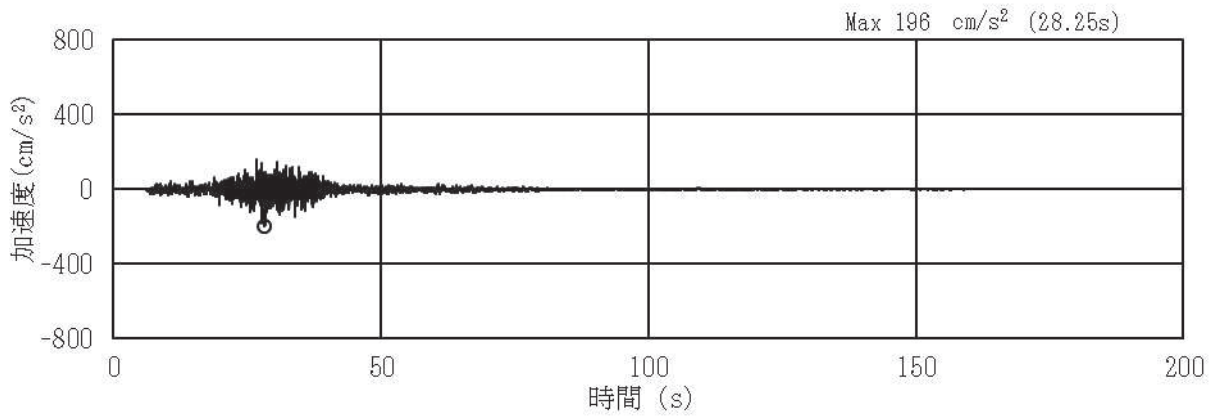


(a) 加速度時刻歴波形

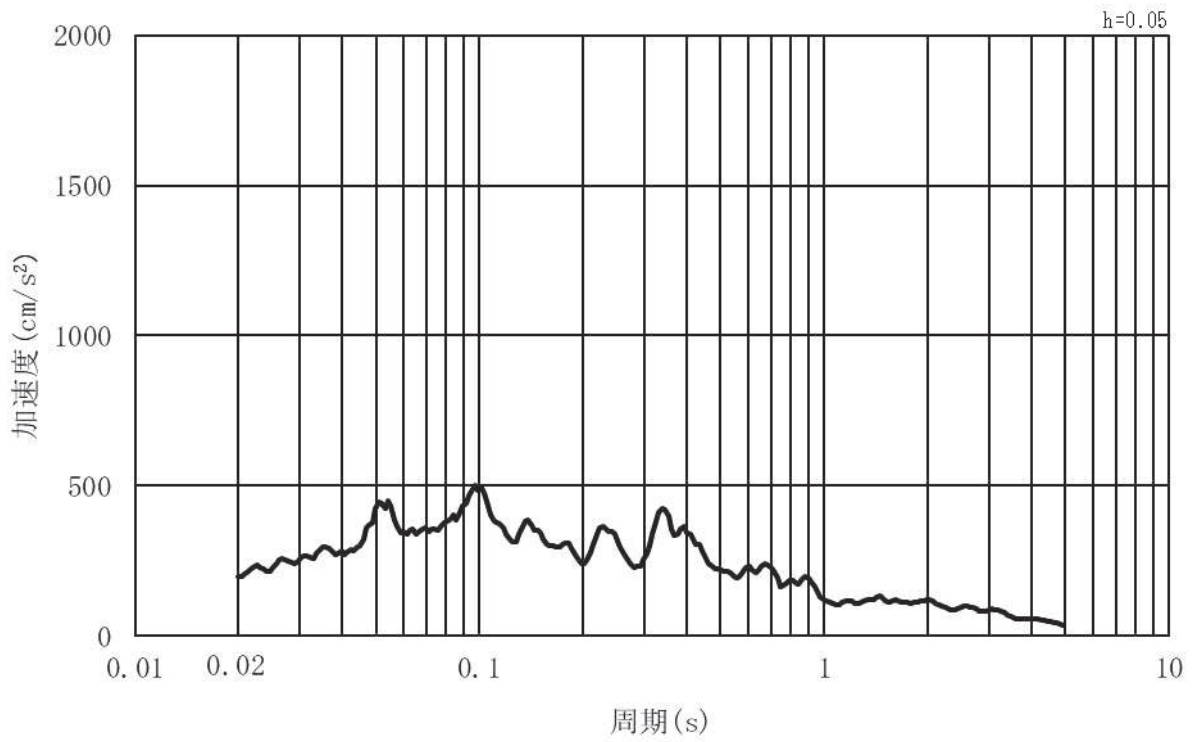


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 2) , 第 2 号機側

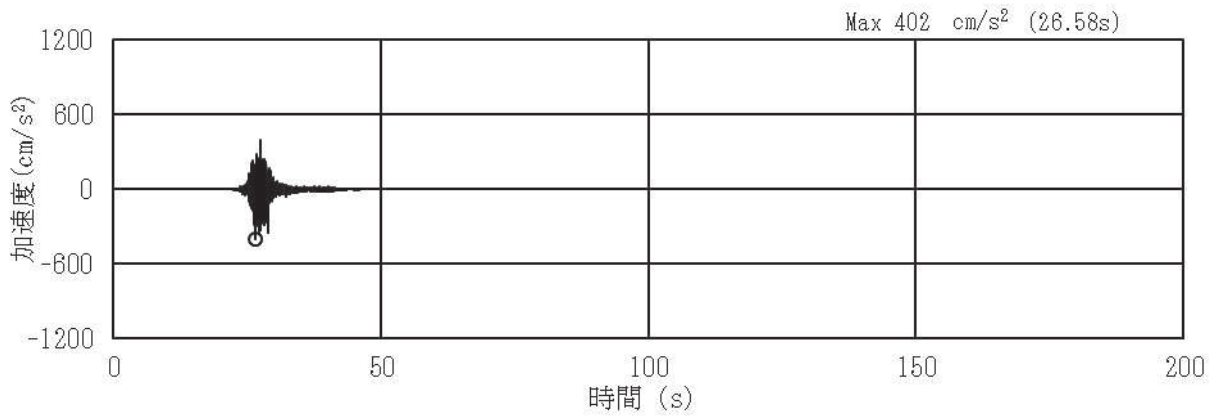


(a) 加速度時刻歴波形

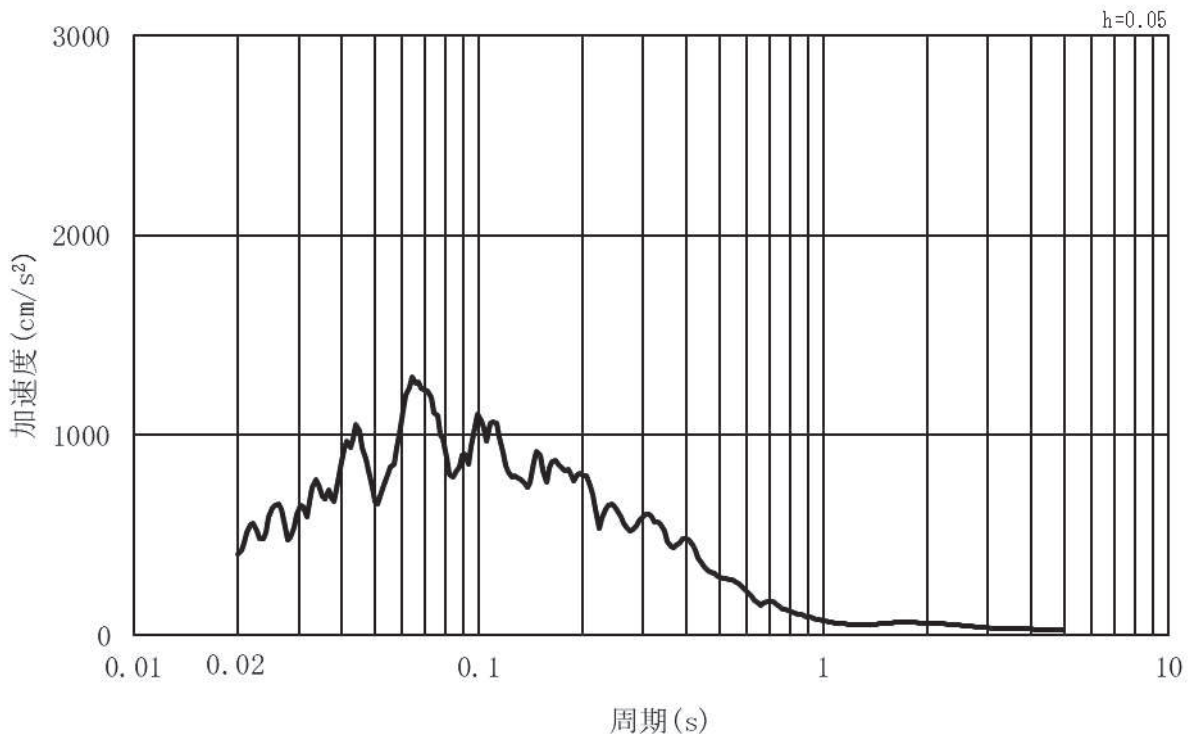


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 2 号機側

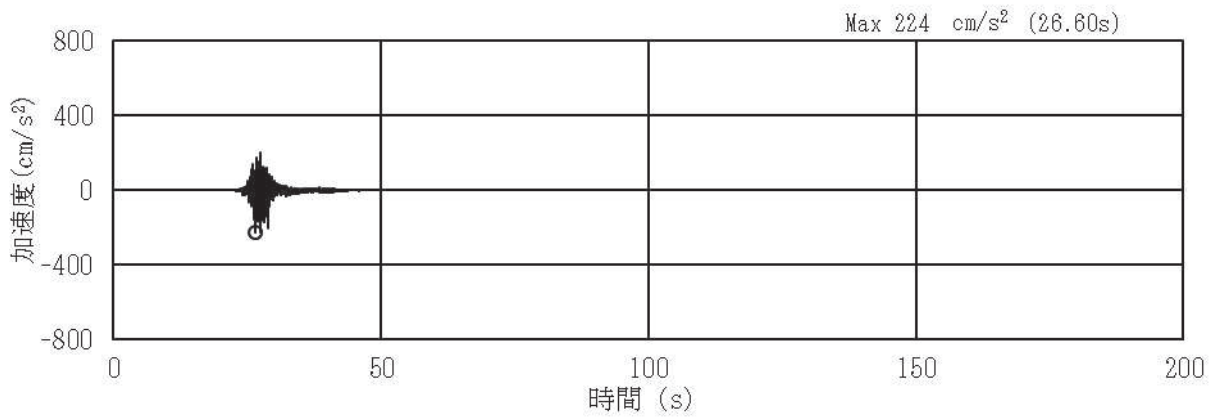


(a) 加速度時刻歴波形

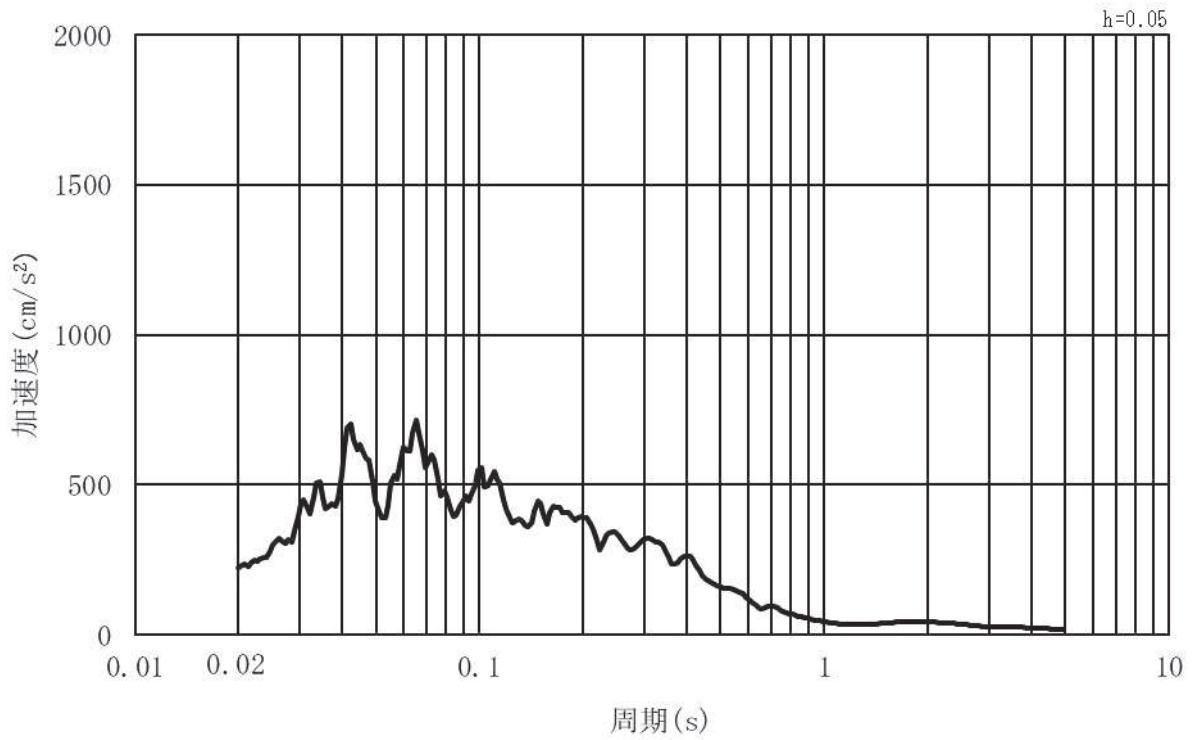


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - F 3), 第 2 号機側

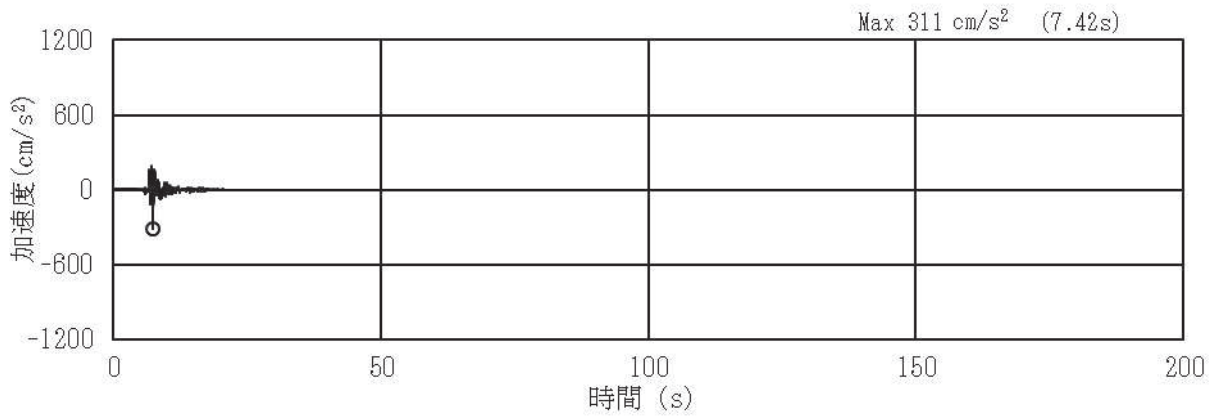


(a) 加速度時刻歴波形

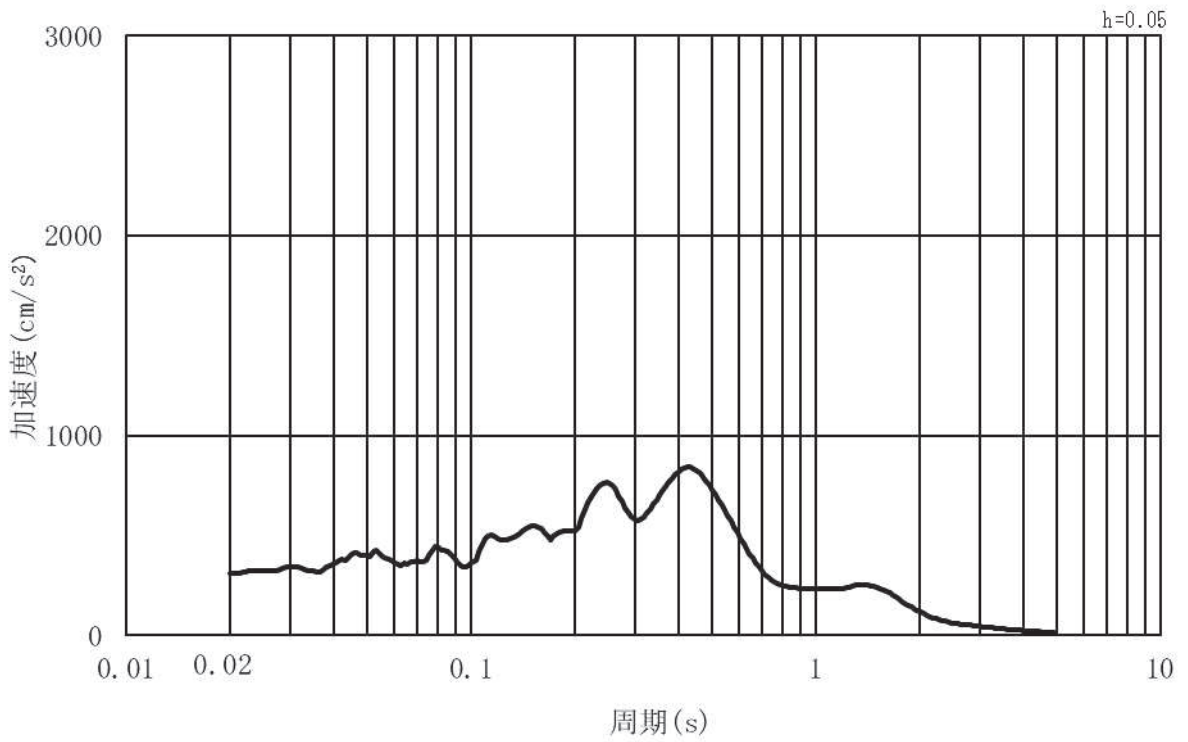


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

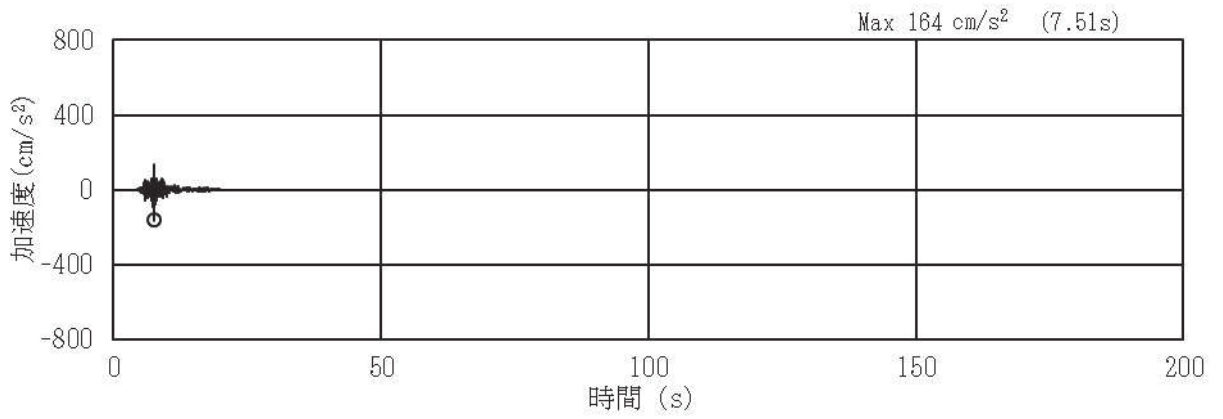


(a) 加速度時刻歴波形

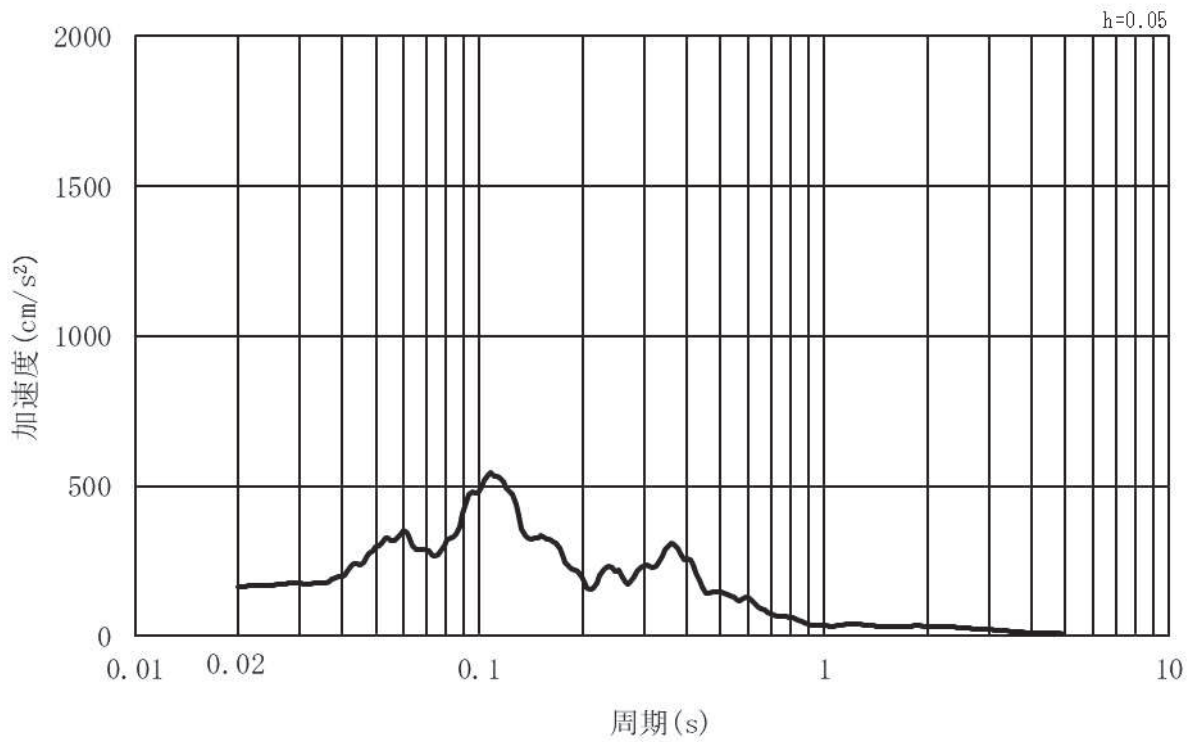


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - N 1) ， 第 2 号機側



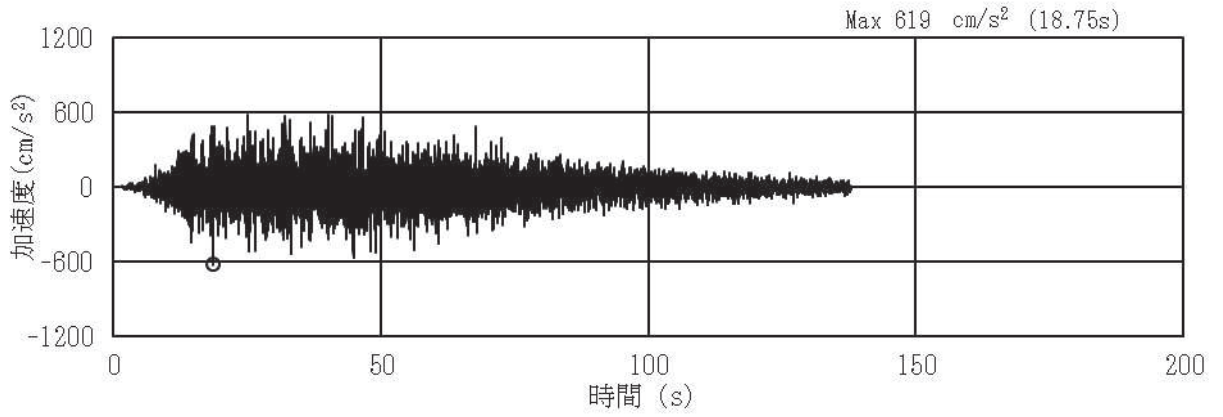
(a) 加速度時刻歴波形



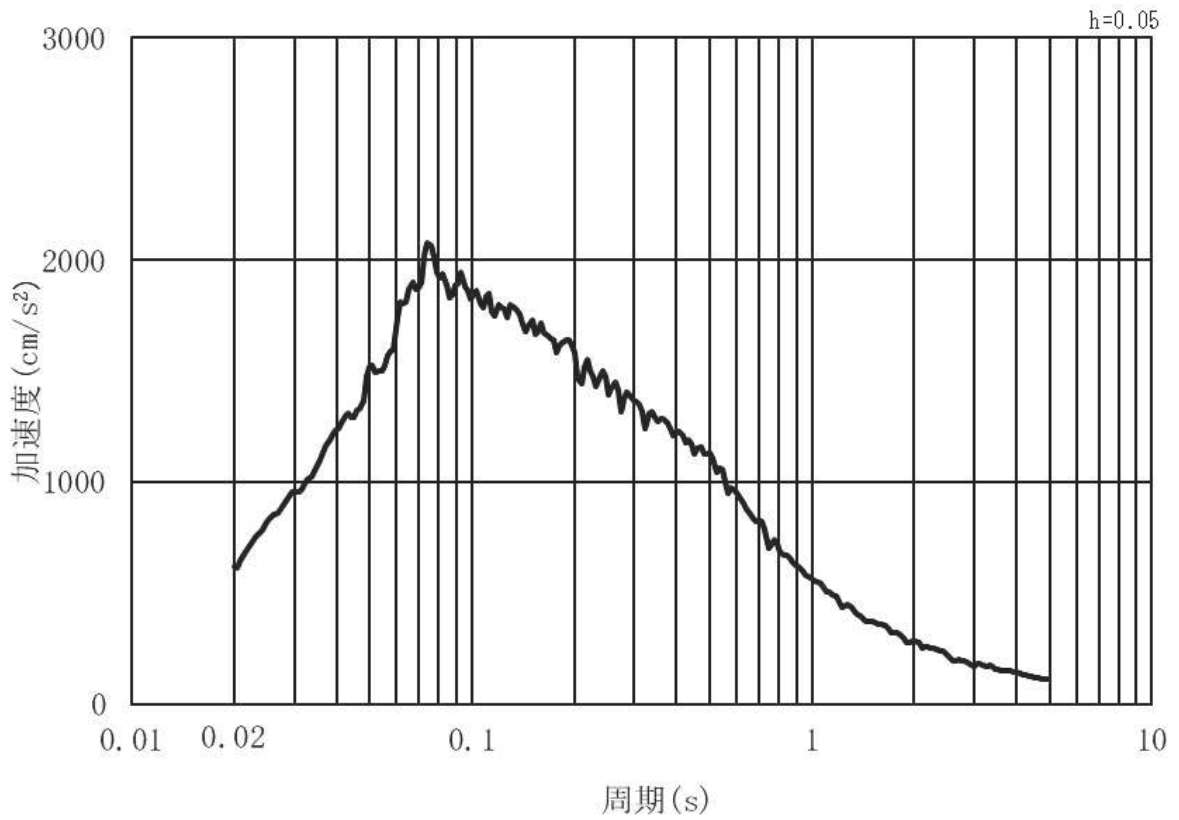
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)，第 2 号機側

(2) 鋼製扉 3

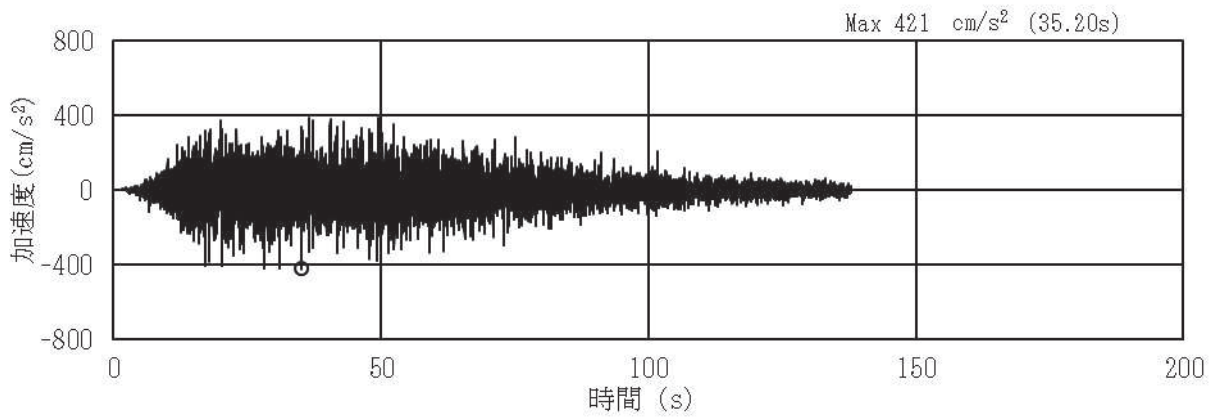


(a) 加速度時刻歴波形

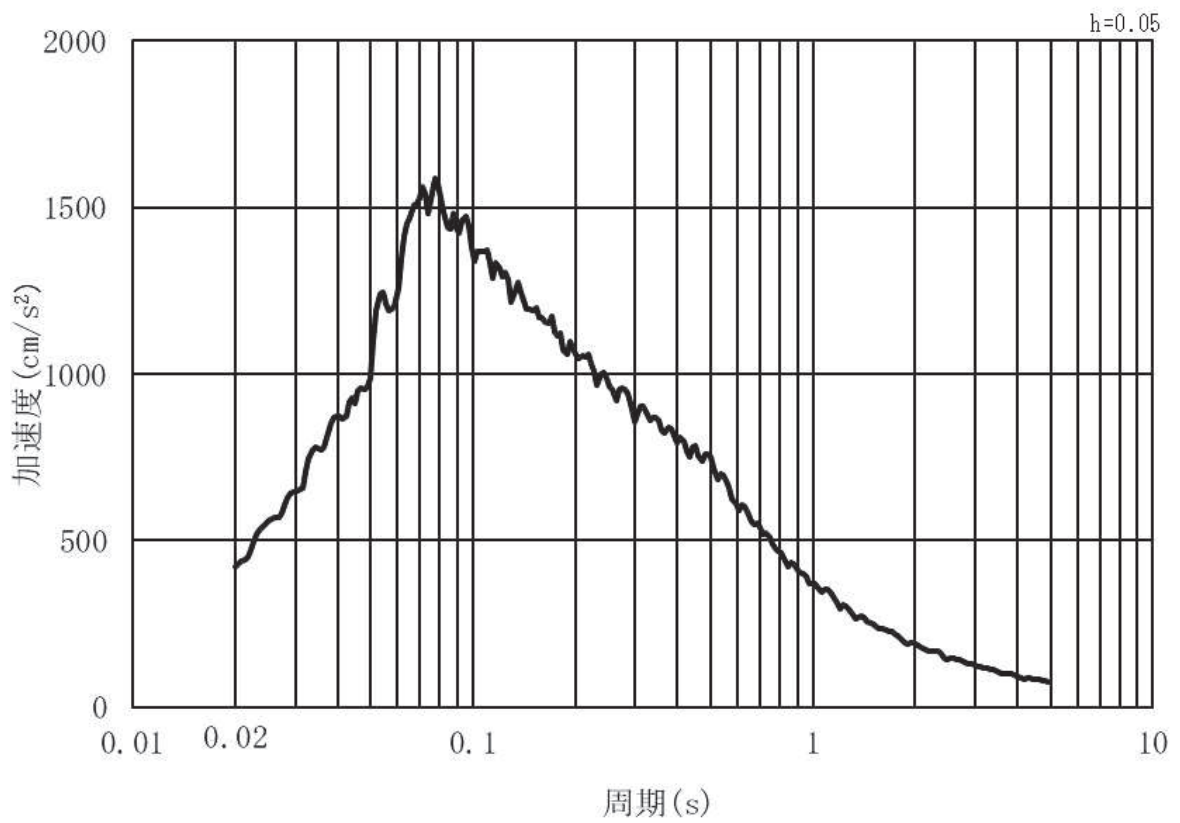


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (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 s - D 1), 第 3 号機側

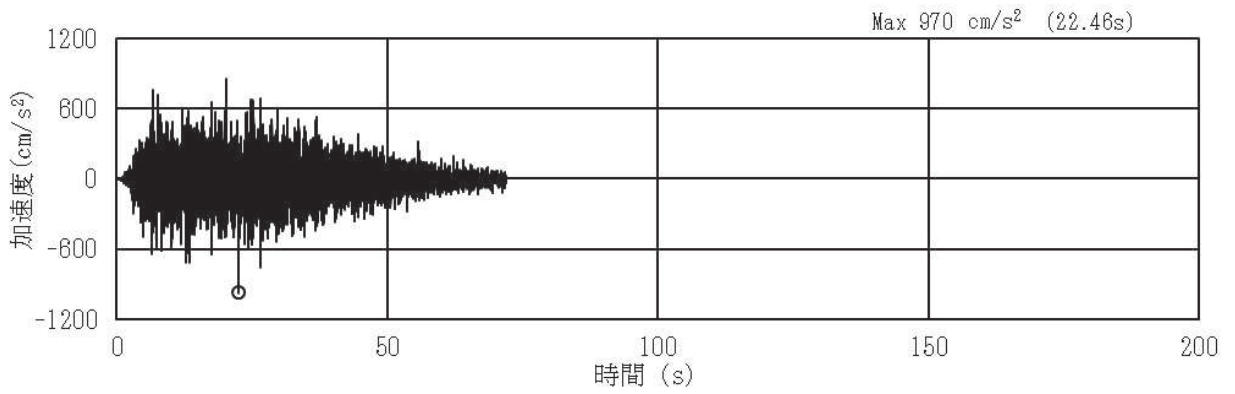


(a) 加速度時刻歴波形

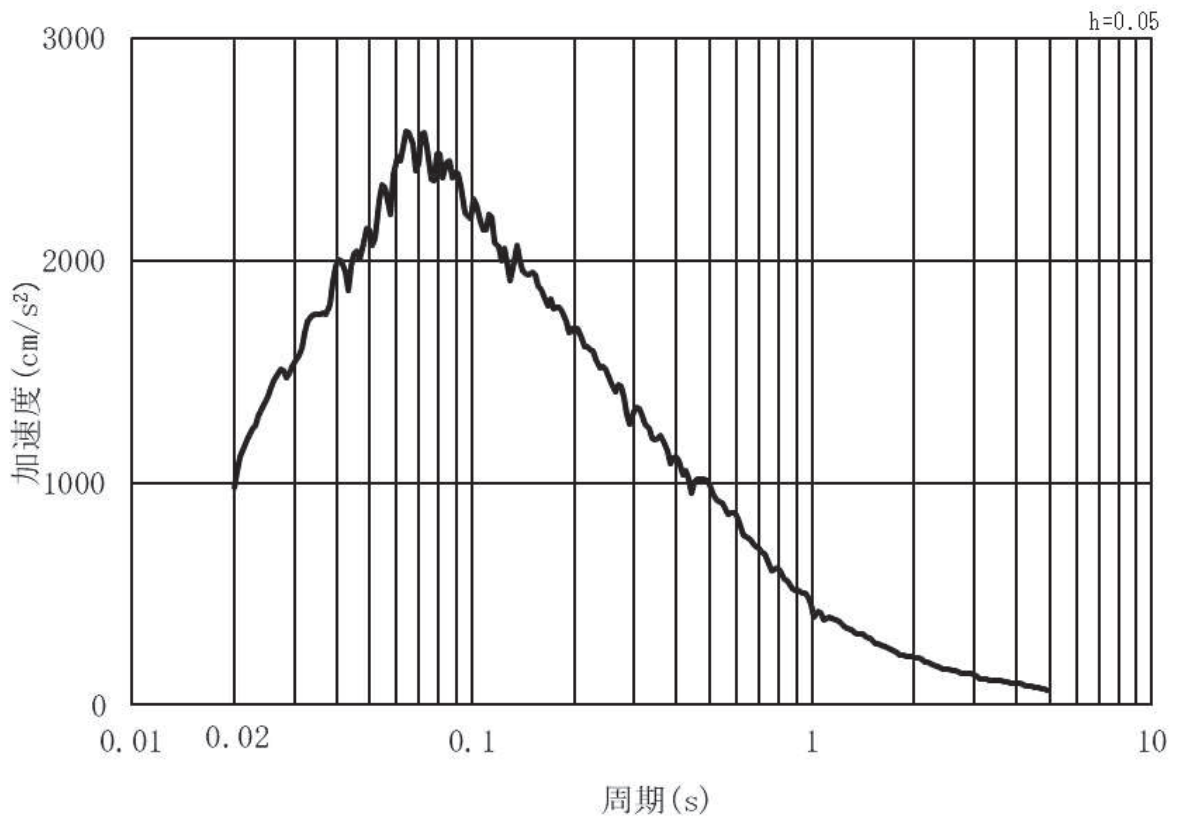


(b) 加速度応答スペクトル

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 s - D 1) , 第 3 号機側

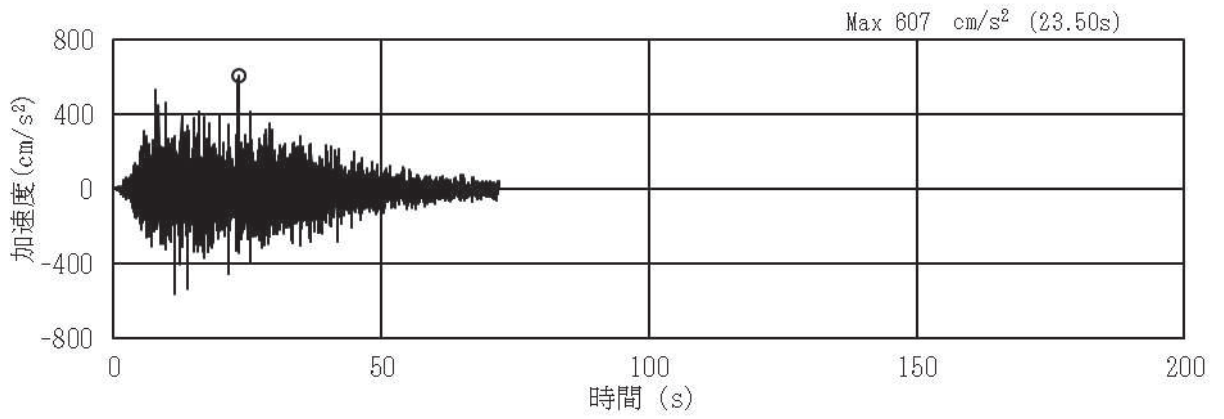


(a) 加速度時刻歴波形

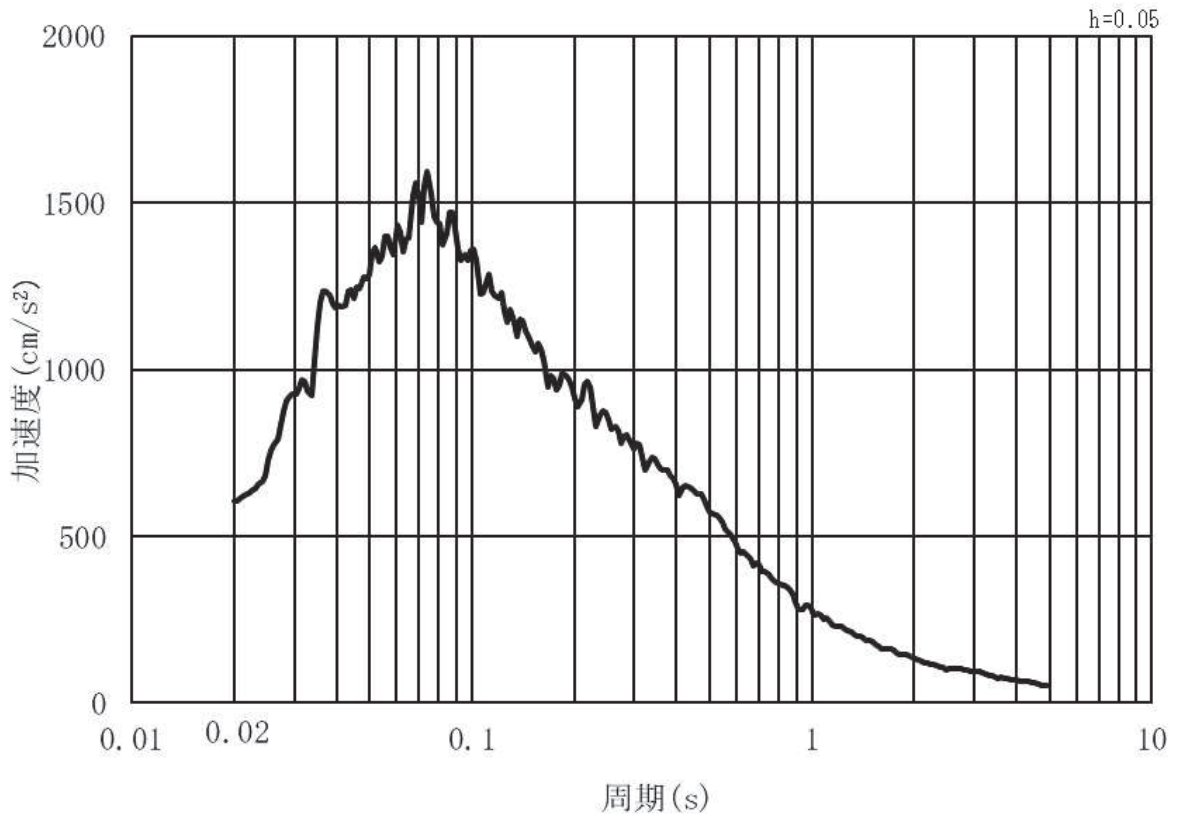


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 2) , 第 3 号機側

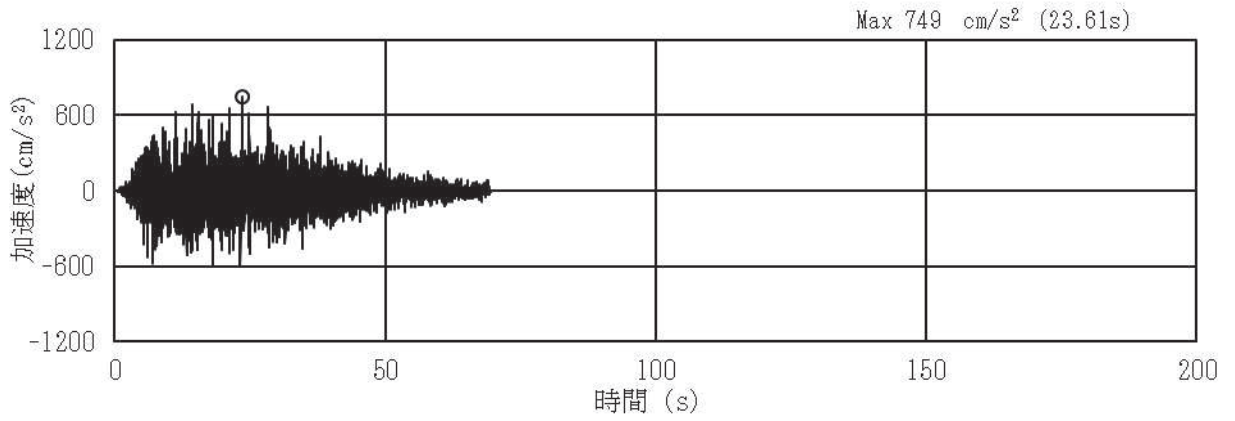


(a) 加速度時刻歴波形

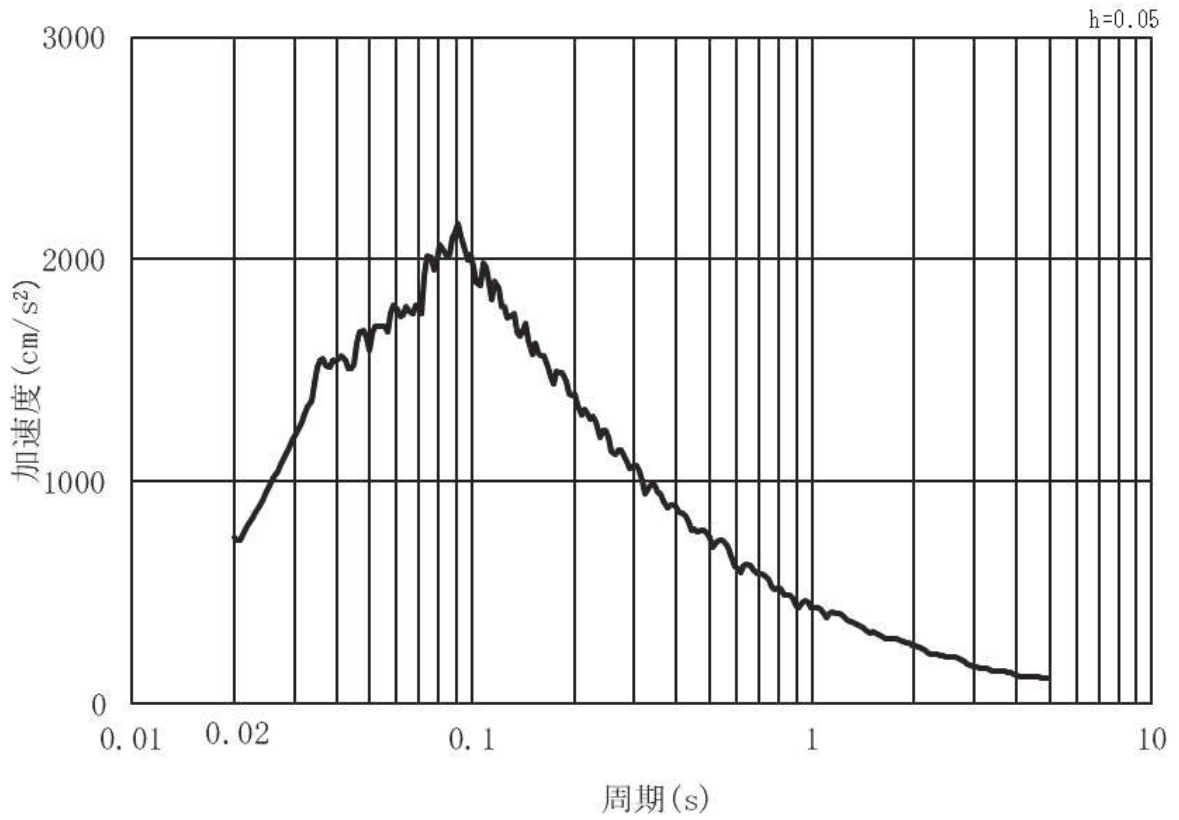


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2) ， 第 3 号機側

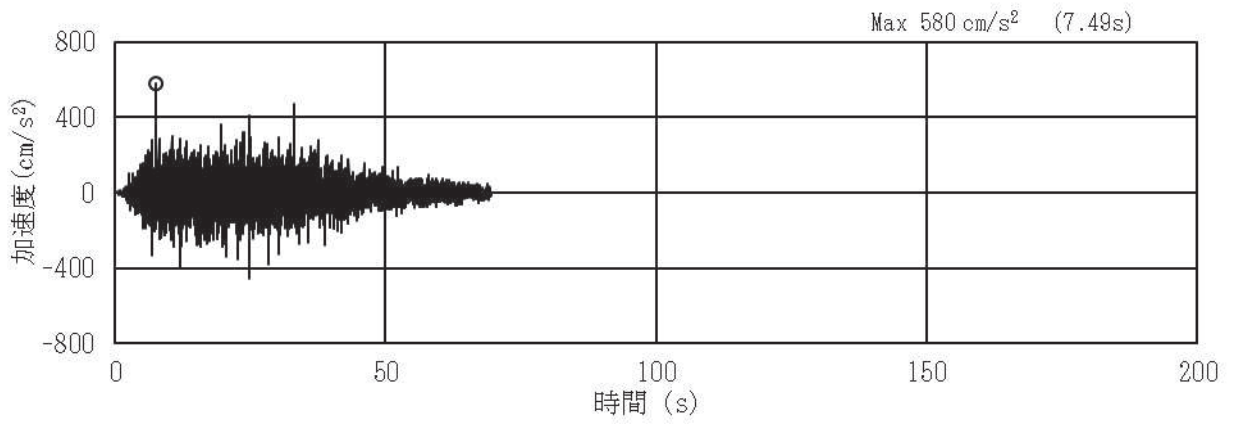


(a) 加速度時刻歴波形

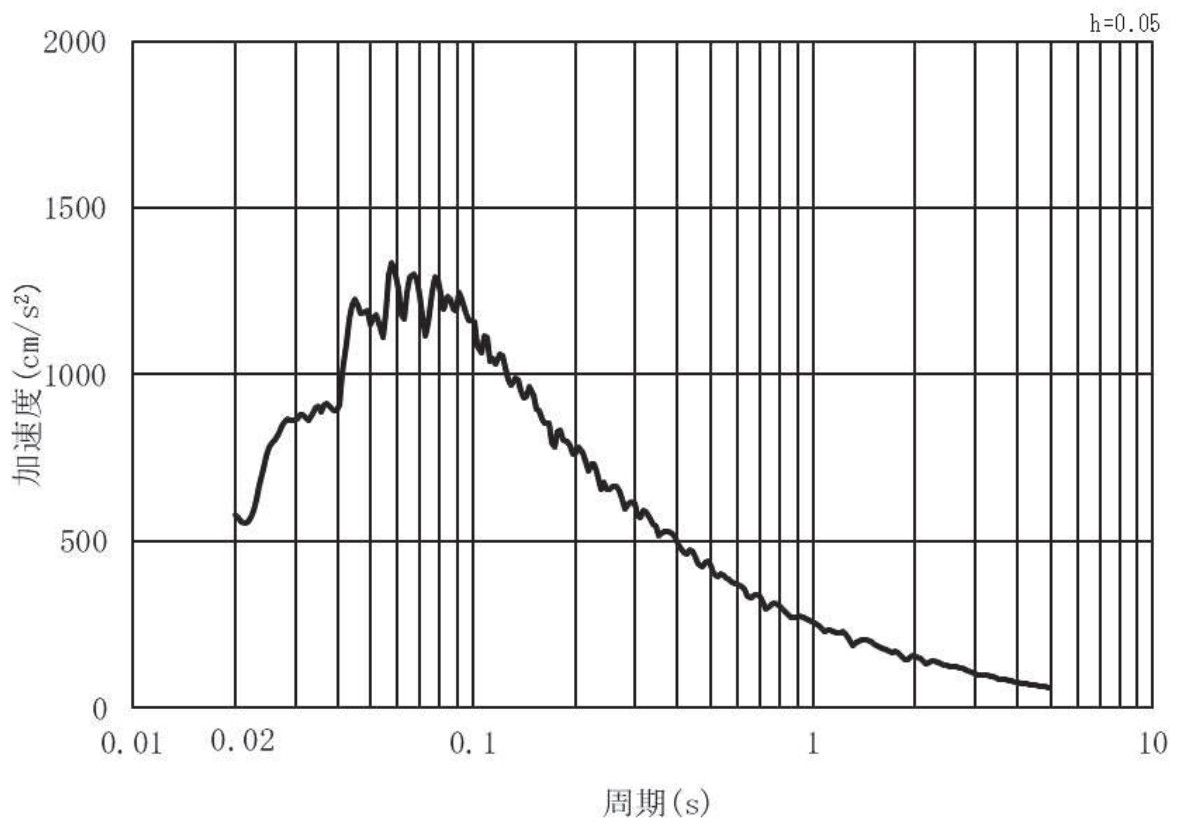


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 3) , 第 3 号機側

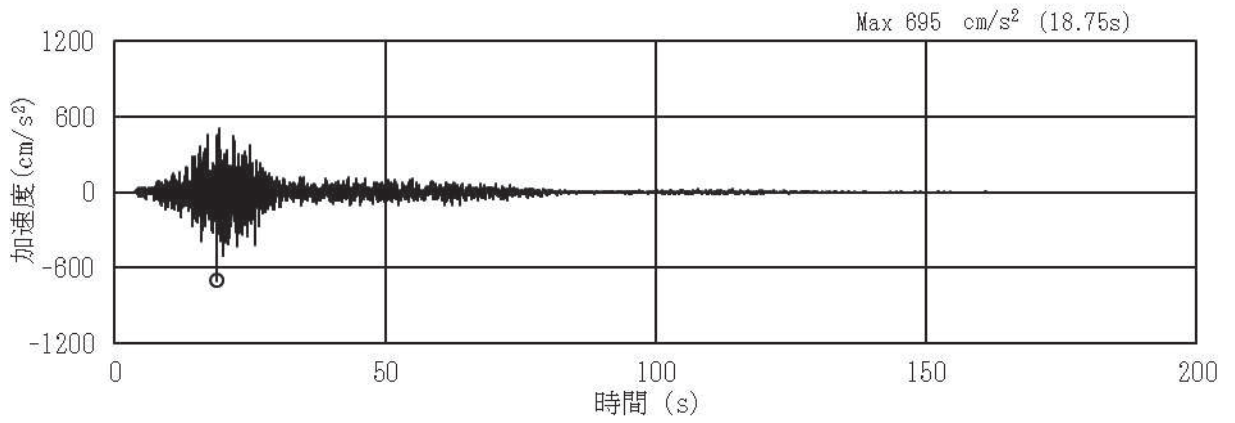


(a) 加速度時刻歴波形

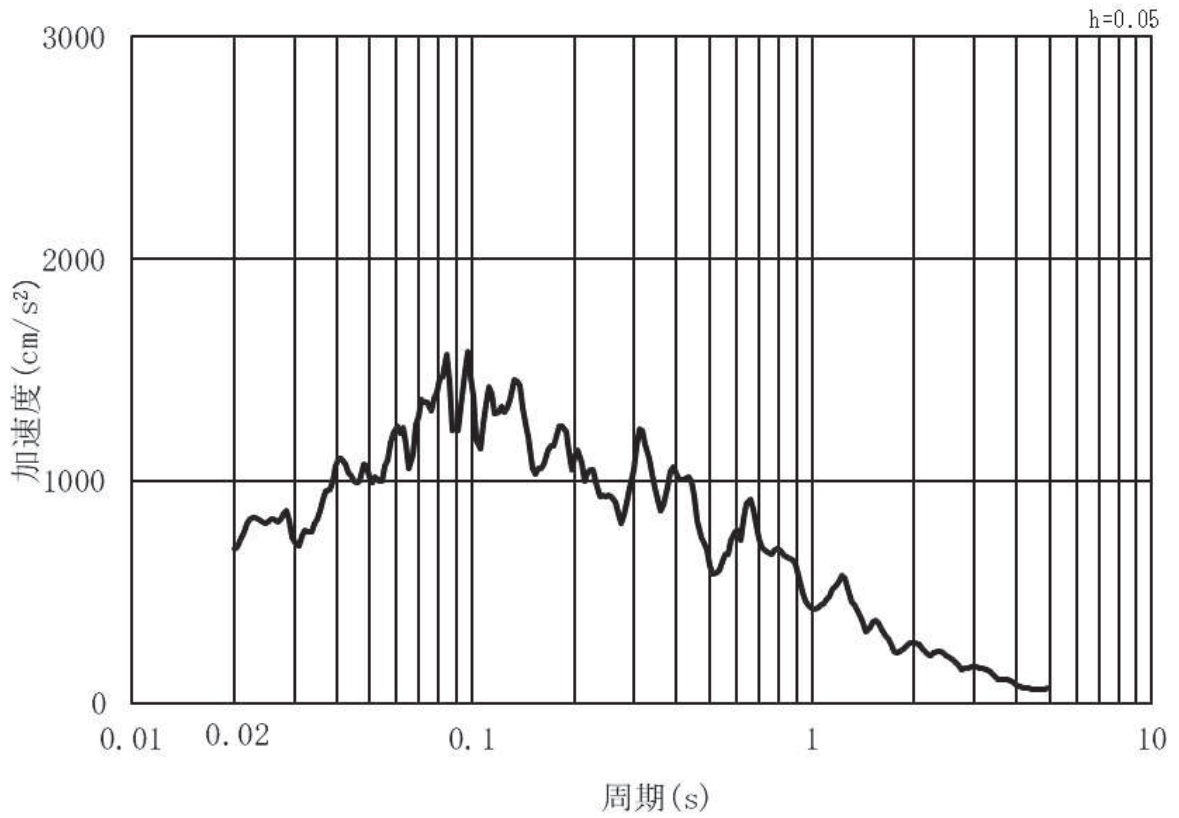


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 3 号機側

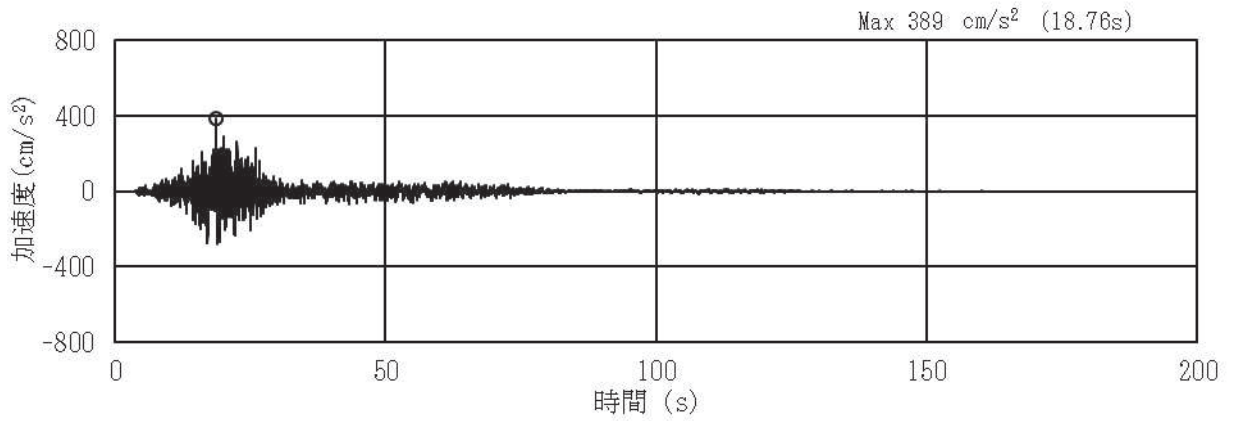


(a) 加速度時刻歴波形

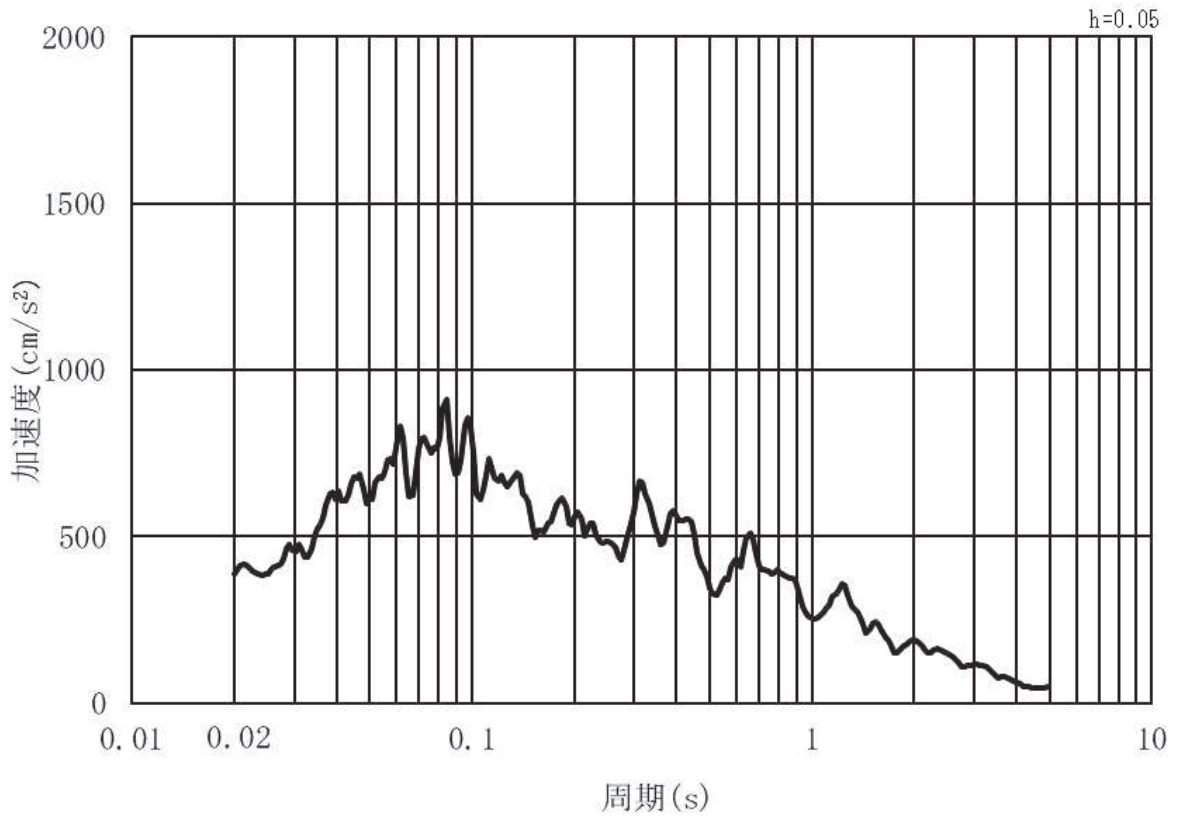


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1) , 第 3 号機側

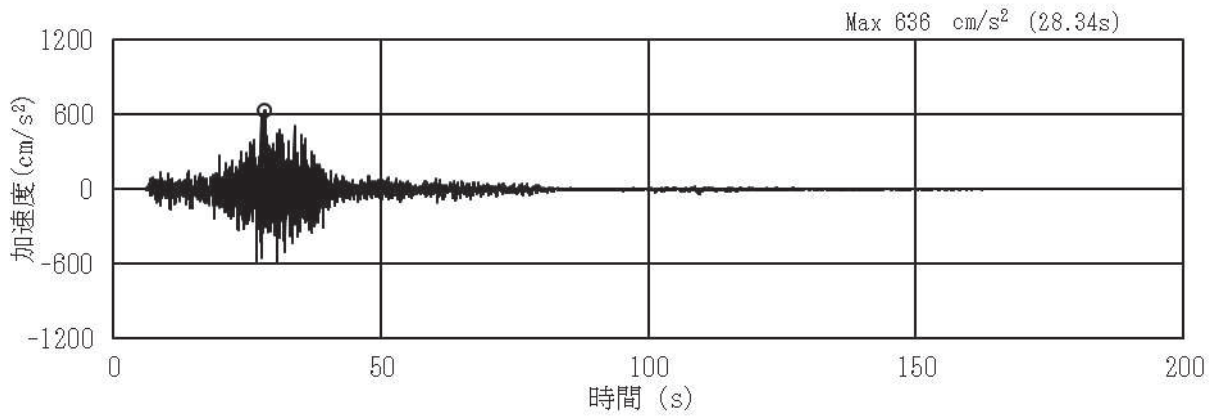


(a) 加速度時刻歴波形

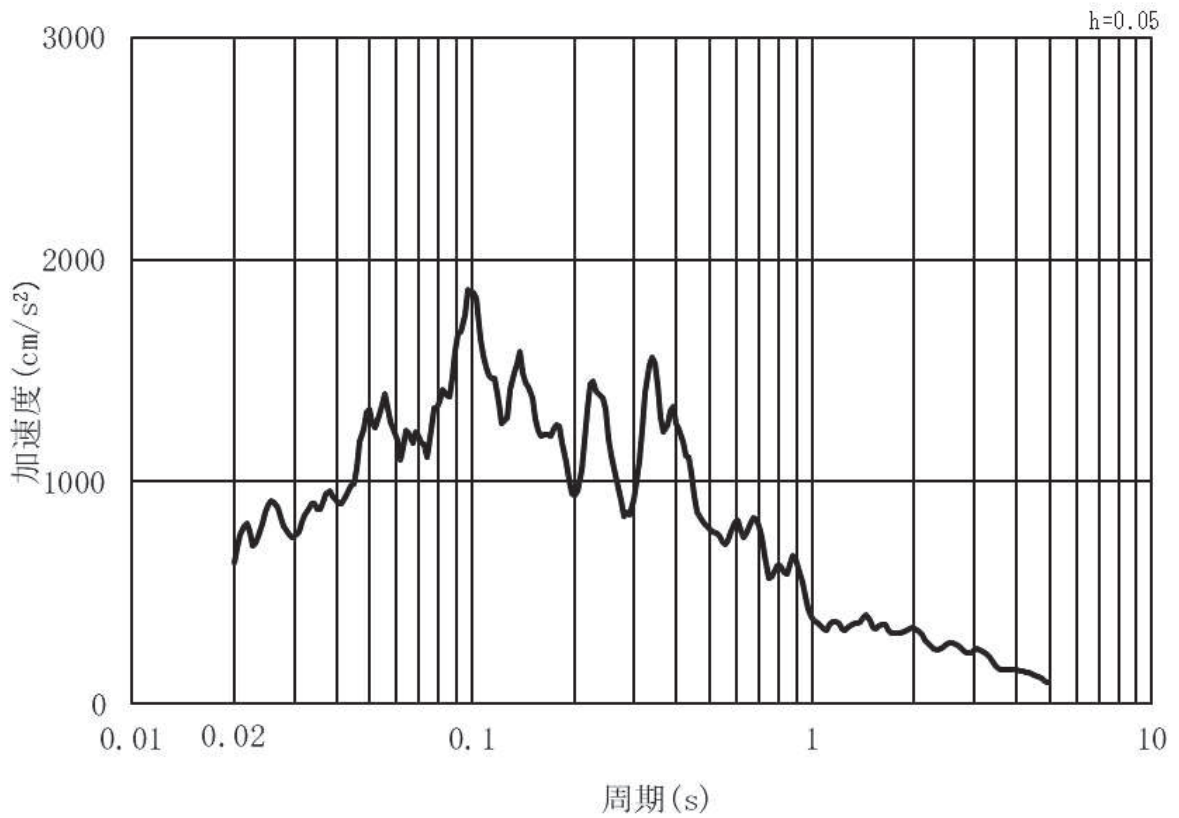


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

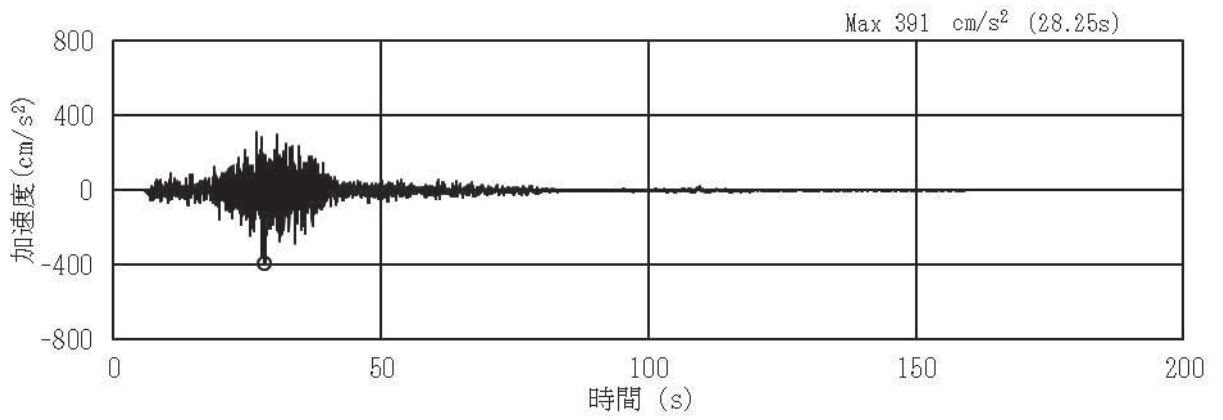


(a) 加速度時刻歴波形

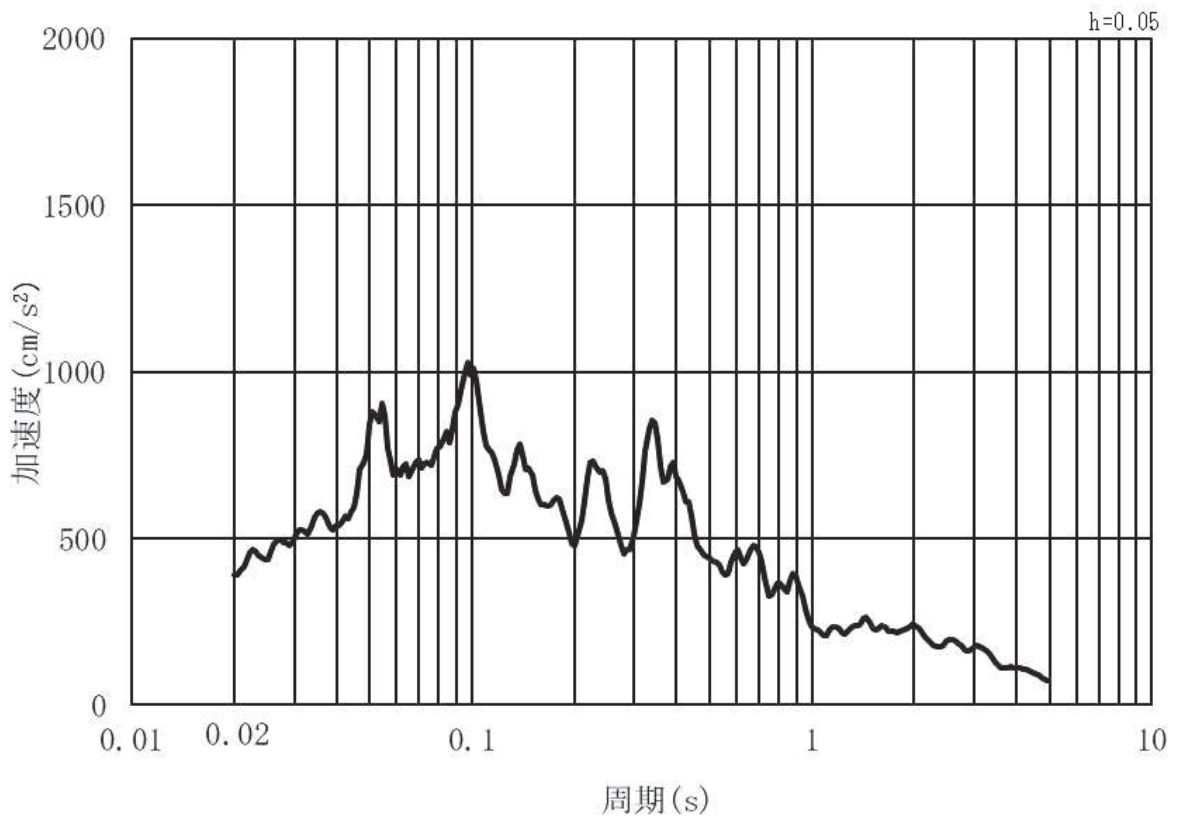


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

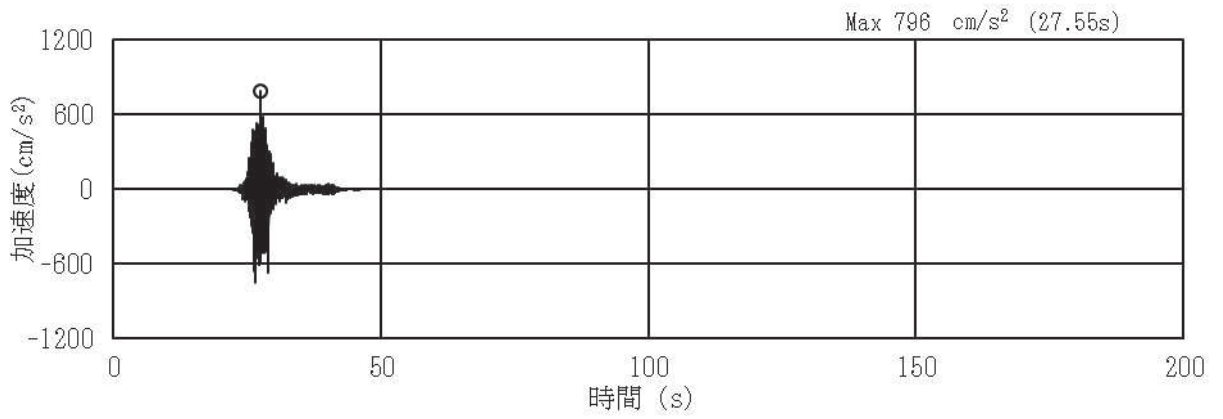


(a) 加速度時刻歴波形

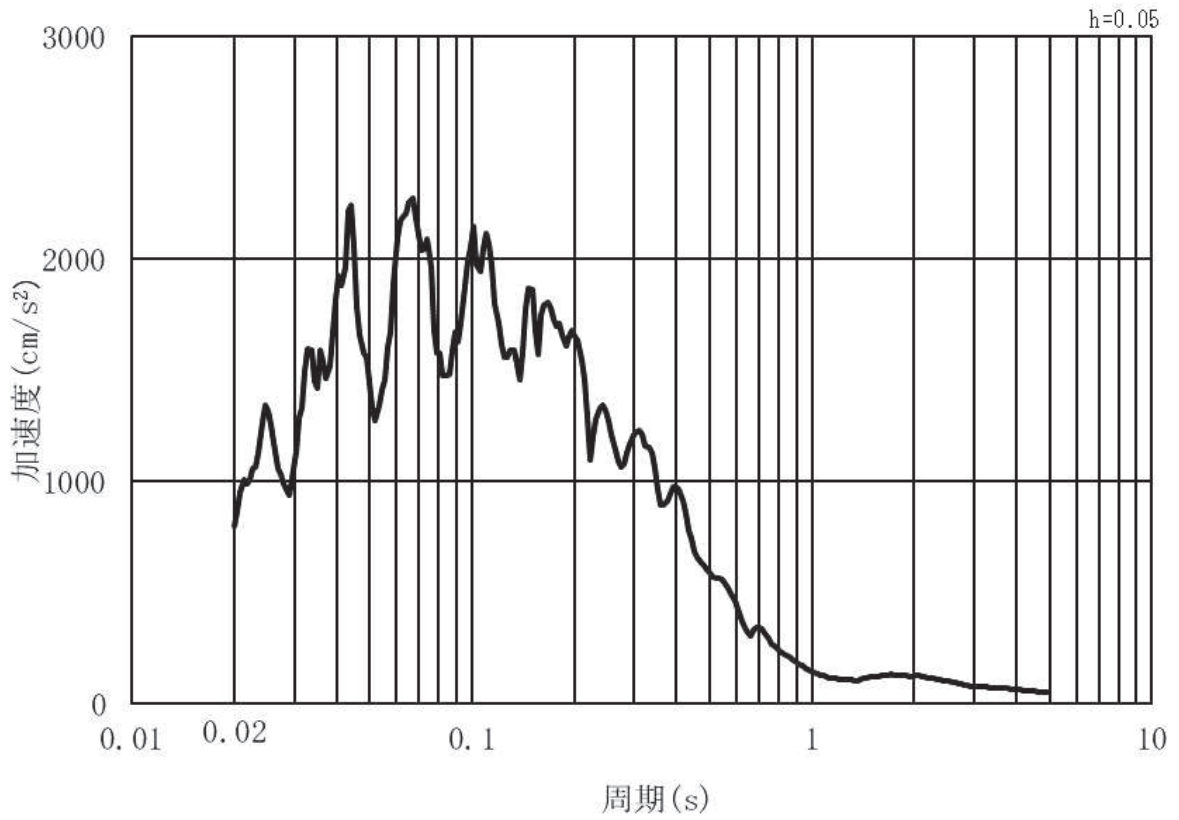


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

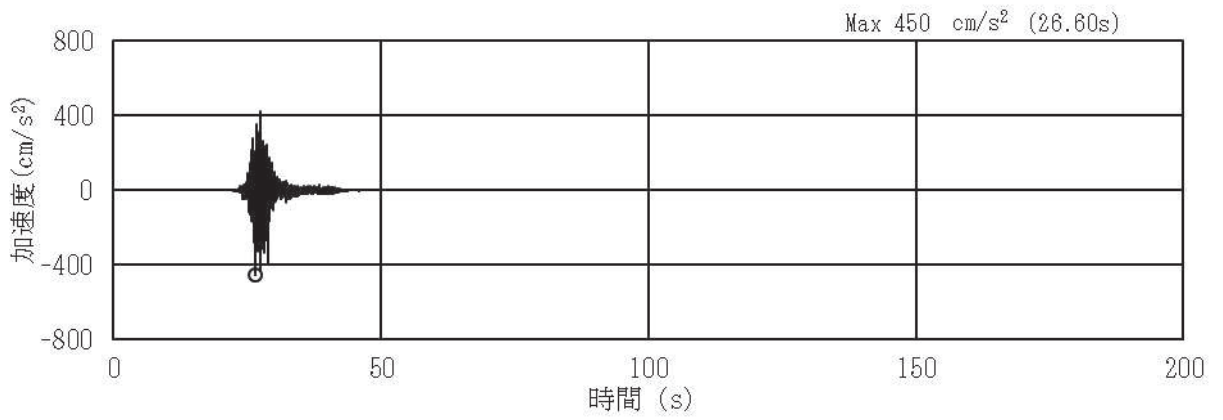


(a) 加速度時刻歴波形

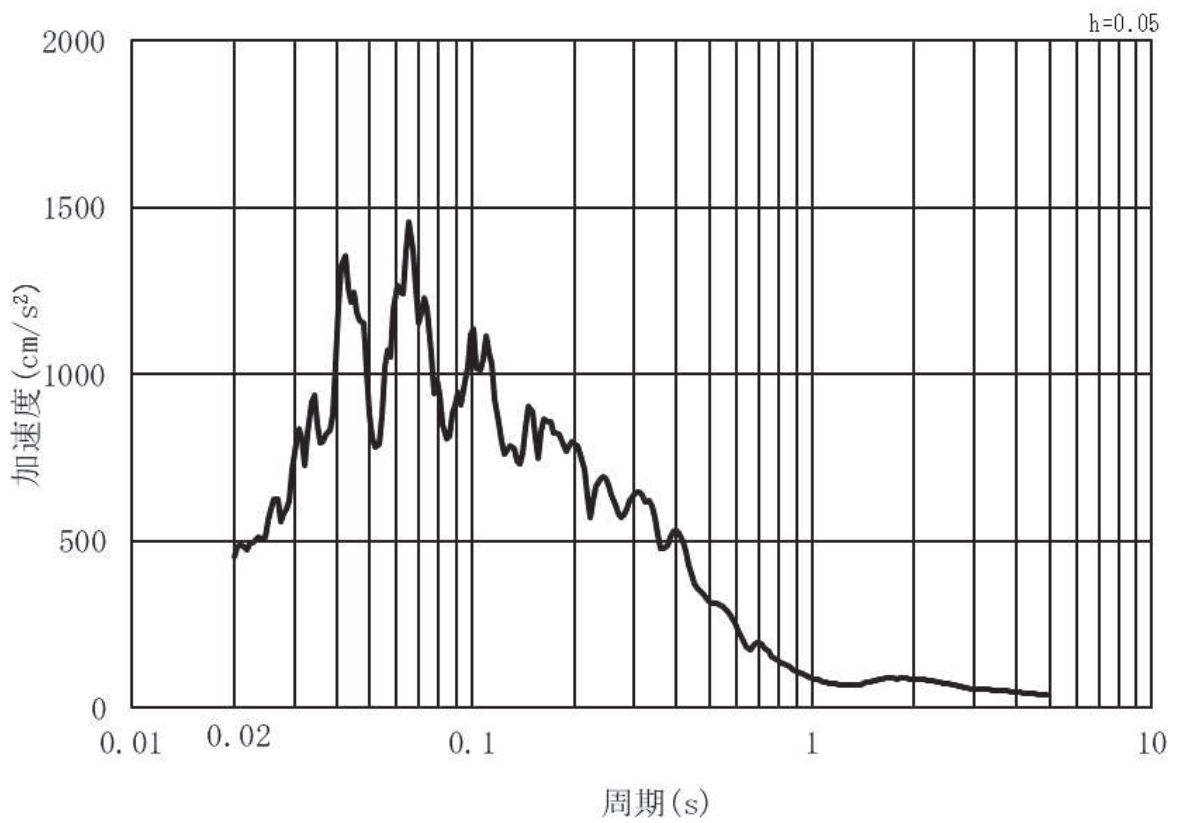


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - F 3), 第3号機側

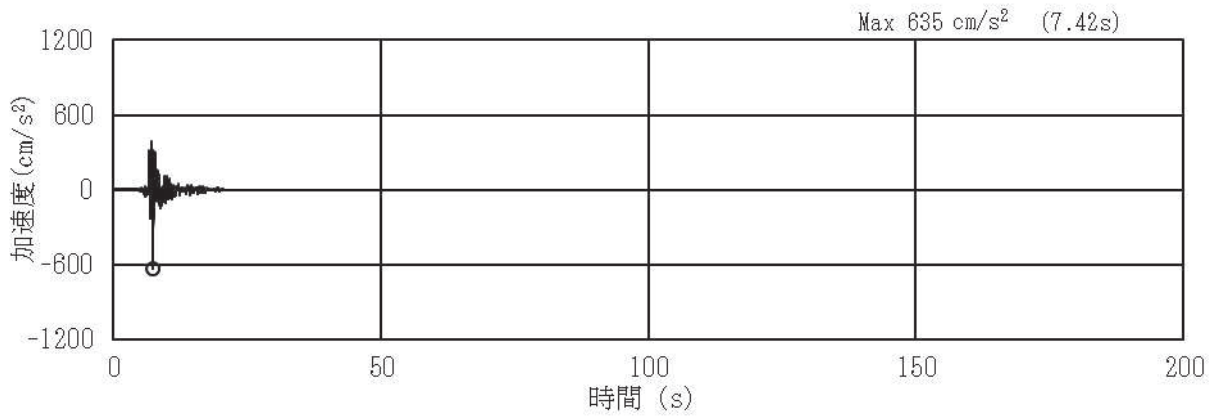


(a) 加速度時刻歴波形

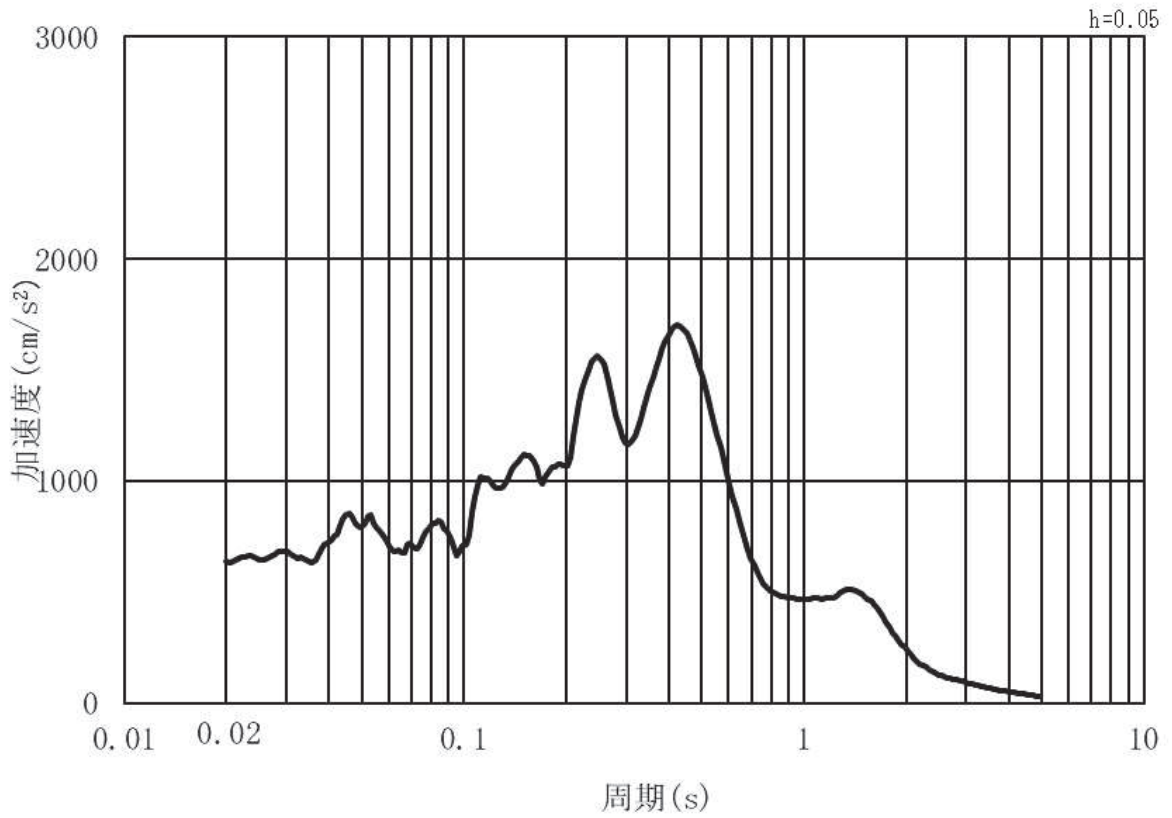


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 3 号機側

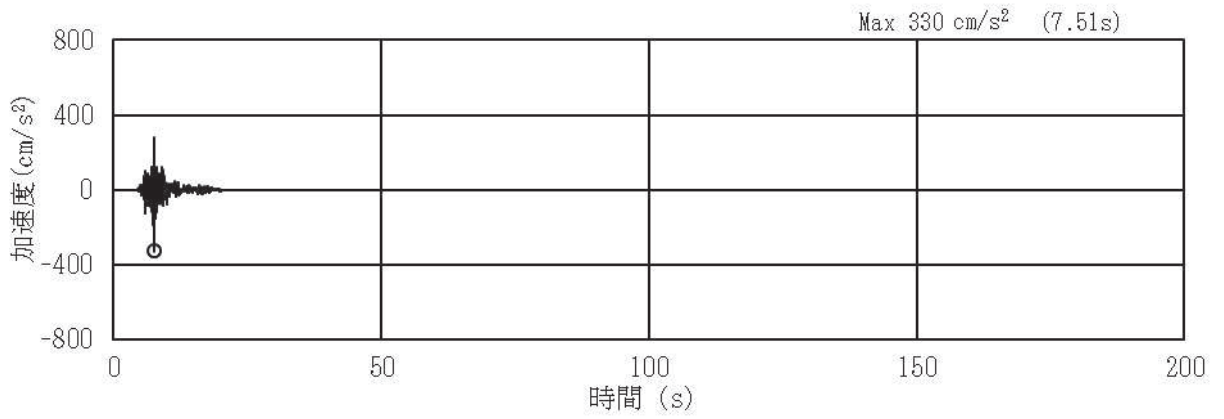


(a) 加速度時刻歴波形

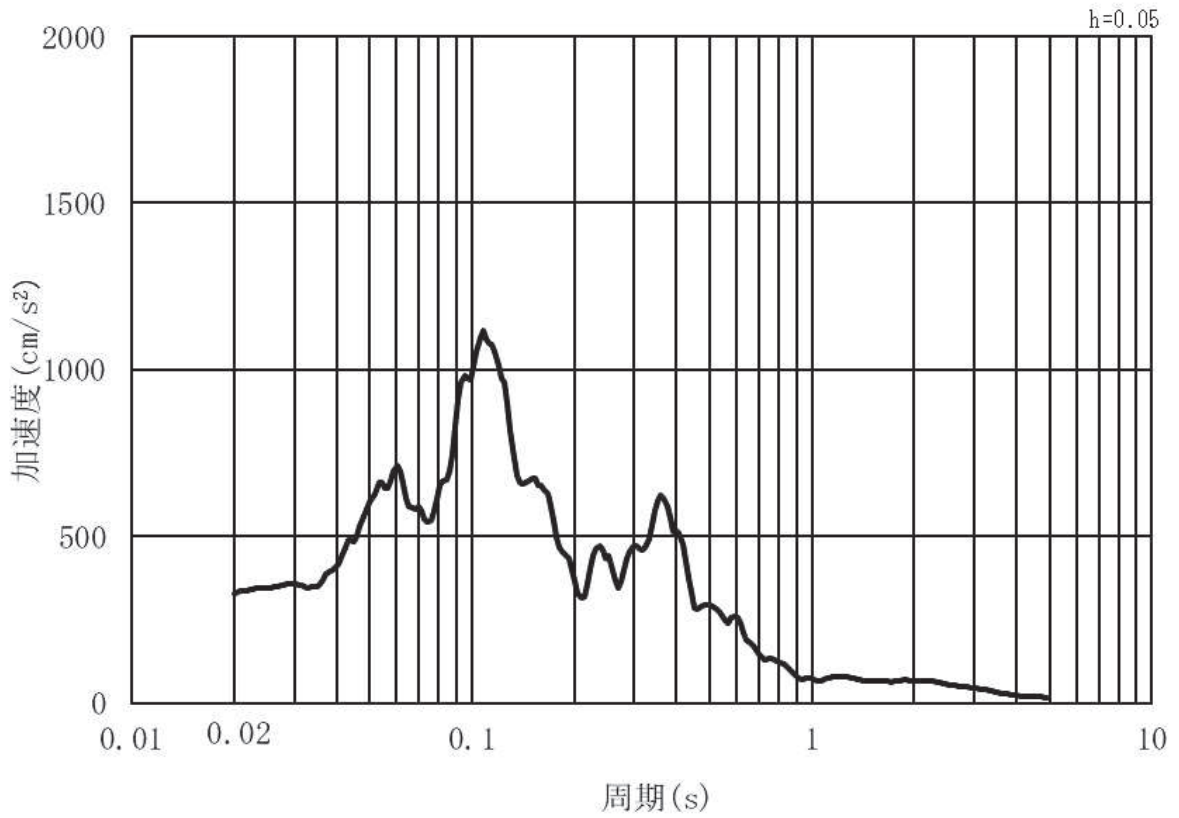


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - N 1) , 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 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1) ， 第 3 号機側

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 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。

解析モデル図を図3-10～図3-11に，扉体とRC支柱接合部のモデル化（境界条件）を図3-12に示す。

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（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（回転軸周り）をフリー条件とする。その他は拘束条件とする。

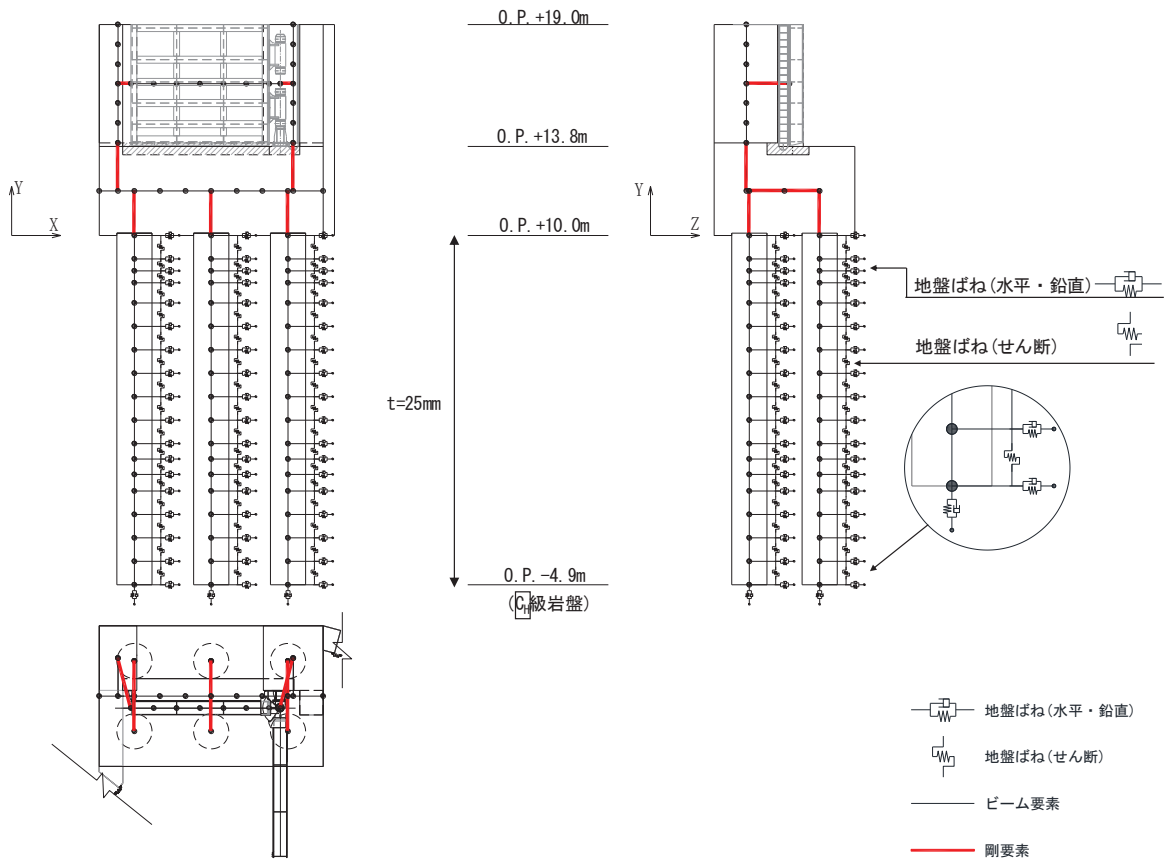


図 3-10 解析モデル (鋼製扉 2)

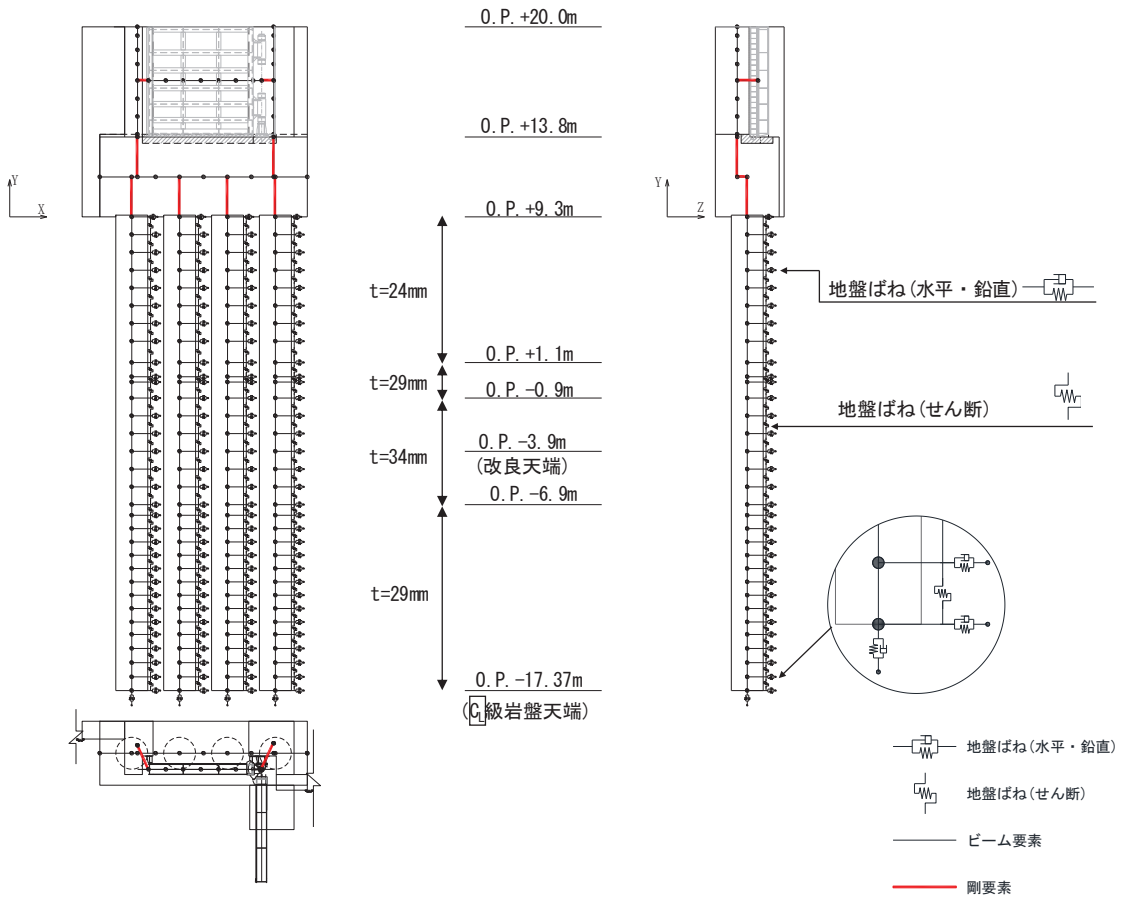
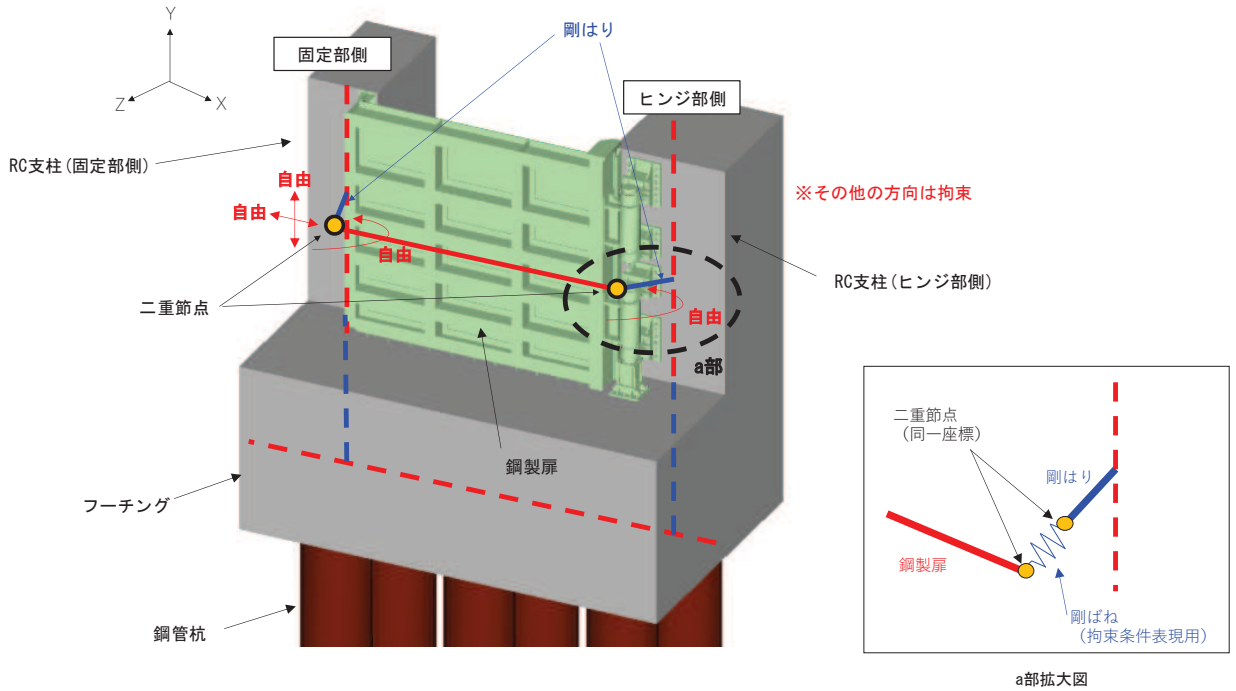


図 3-11 解析モデル (鋼製扉 3)



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、鉛直方向周りに関しても、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 3-12 扉体と RC 支柱接合部のモデル化（境界条件）

(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) 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 3-13 に示す。

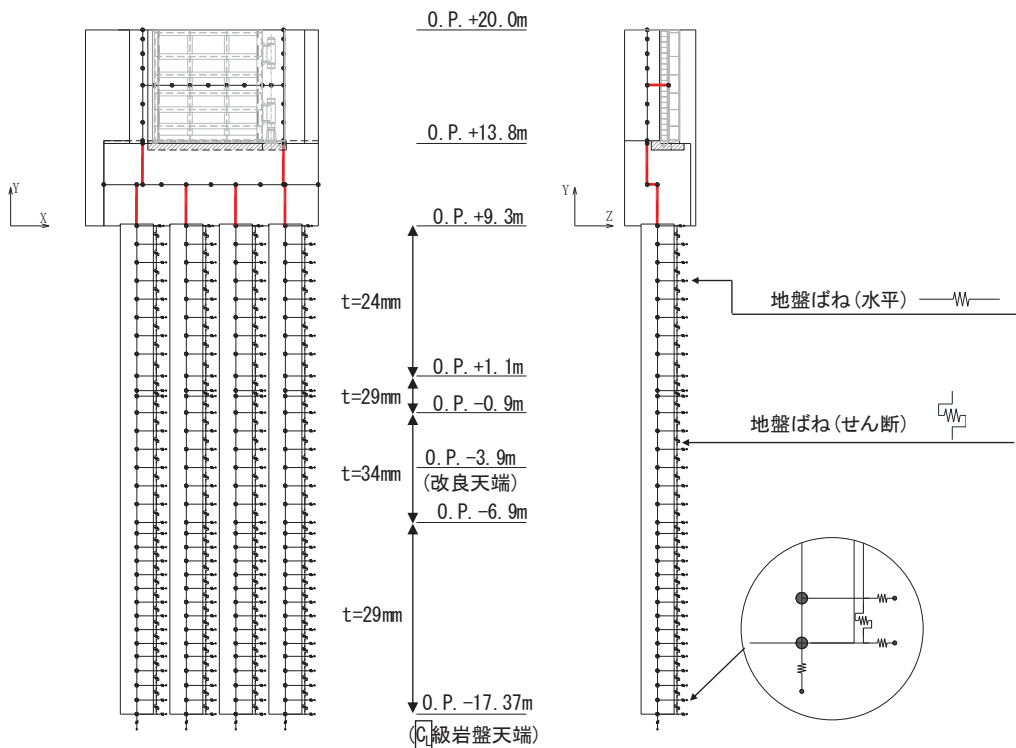


図 3-13 静的解析モデル（鋼製扉 3 の例）

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3-14に示す。

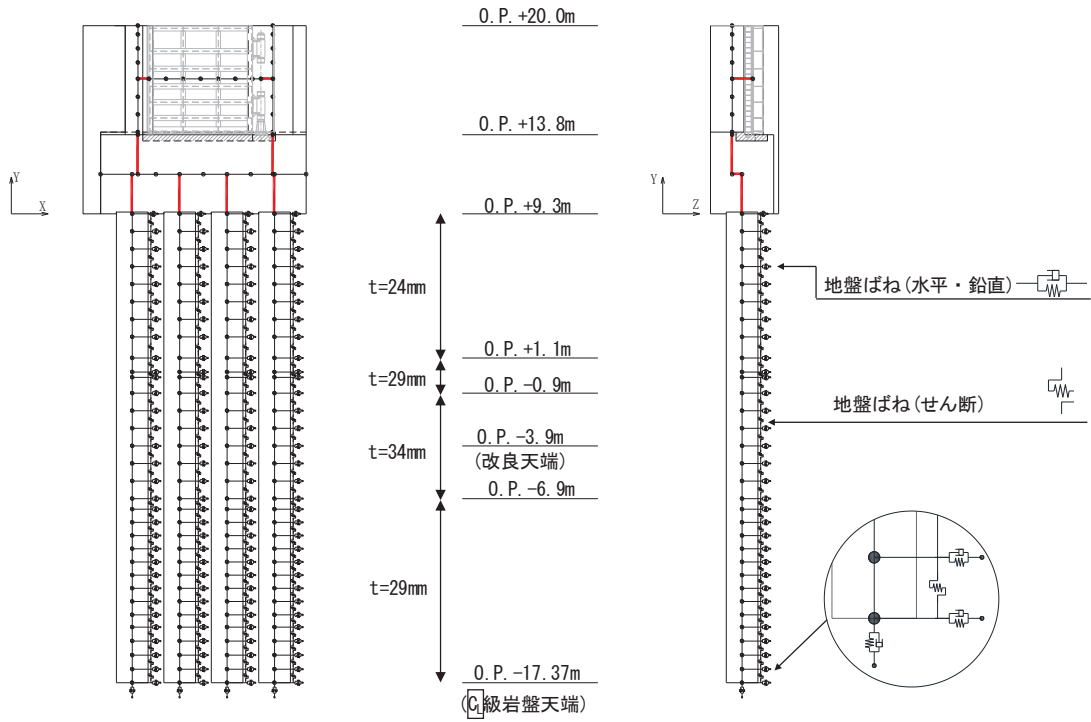
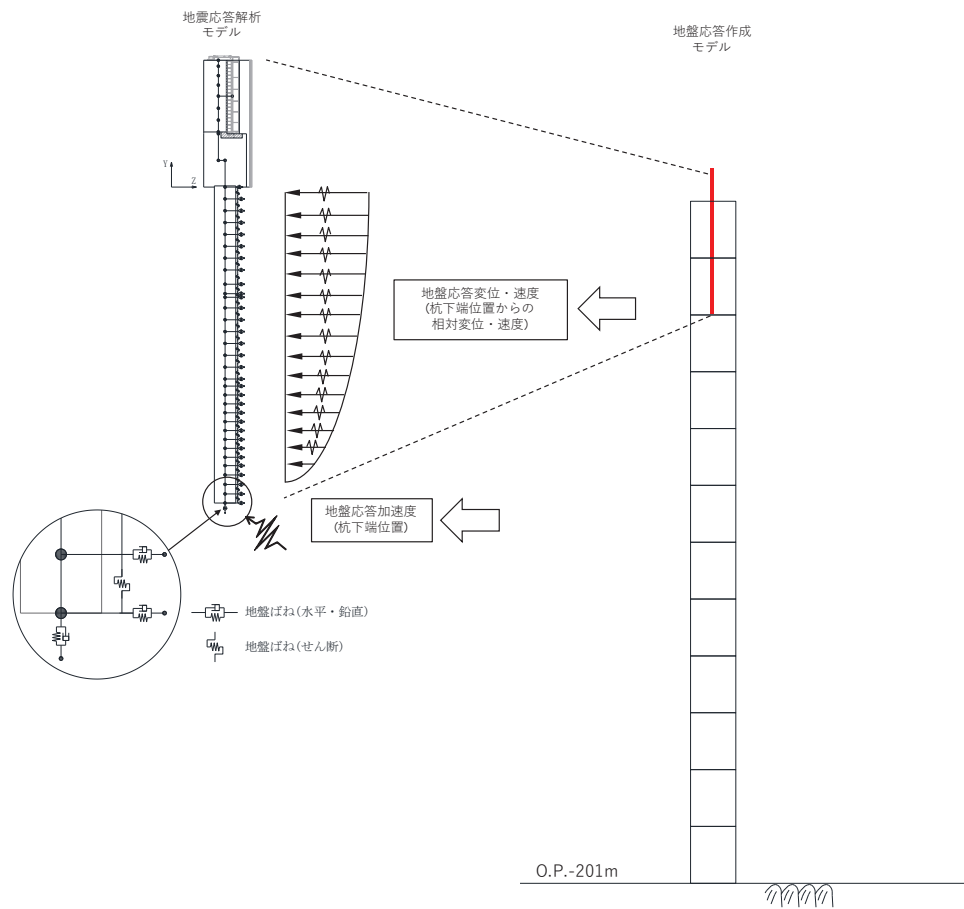


図3-14 固有値解析モデル（鋼製扉3の例）

(4) 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は、断面⑥を除く断面においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。

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 3-15 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 3-15 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-7 に、材料の物性値を表 3-8 に示す。

表 3-7(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 3-7(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・II 鋼橋編」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 3-7(3) 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 3-7(4) 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 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 : S45C-H, M30
	鋼管杭*	ϕ 1800, 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 3-8 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

3.5.3 地盤の物性値

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

3.5.4 地下水位

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

設定した設計用地下水位の一覧を表 3-9 に示す。

表 3-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9. 00m
	鋼製扉 3	O. P. -7. 50m

3.6 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。

3.6.1 施設の健全性評価

施設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。

3.6.2 施設の変形性評価

施設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。

3.6.3 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。

3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.7.1 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3-10に示す短期許容応力度とする。

表3-10(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)
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 3-10(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 24 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 3-11 に示す短期許容応力度とする。

表 3-11 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)
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	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 3-12 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 3-13 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 3-14 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 3-15 に示す短期許容荷重とする。

表 3-12 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 3-13 ヒンジ水平荷重支承部（ころがり軸受）の許容荷重

部位	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。

$$P_a = C_o \div f$$

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

表 3-14 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 3-15 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 3-16～表 3-18 に示す短期許容応力度とする。

表 3-16 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 3-17 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 3-18 ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部（固定ボルト）の許容限界

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

注記*：許容荷重は、「水門鉄管協会 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24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，「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき，表3-19に示す短期許容応力度とする。

アーム軸受の許容荷重は，「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき，表3-20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3-21に示す短期許容荷重とする。

表 3-19 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
	エンドプレート	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 ($78.5\text{kgf/mm}^2 \div 103.2\text{kgf/mm}^2$) 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 3-20 固定部（アーム軸受）の許容限界

鋼材	許容荷重* (kN)
軸受け	393

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。

$$P_a = C_o \div f$$

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

表 3-21 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。戸当たりコンクリートの許容限界表 3-22 に，戸当り腹板の許容限界を表 3-23 に示す。

表 3-22 戸当りコンクリートの許容限界

種別		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
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 3-23 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。

3.7.2 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 3-24 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 3-25 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 3-26 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 3-27(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 3-27(2) に示すせん断耐力とする。

表 3-24 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 3-25 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)	扉 2	10432	8046
	せん断補強筋 (D25@150)	扉 3	8413	6159

表 3-26 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	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 3-27(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	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 3-27(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)	扉 2	3845
	せん断補強筋 (D22@300)	扉 3	3186

3.7.3 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 3-28 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 3-29 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 3-30 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 3-31(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 3-31(2)に示すせん断耐力とする。

表 3-28 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 3-29 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)	扉 2	38529
	せん断補強筋 (D32@300)	扉 3	28486

表 3-30 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 3-31(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 3-31(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)	扉 2	2896
	せん断補強筋 (D22@300)	扉 3	2970

3.7.4 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 3-32 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 3-33 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 3-32 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 3-33 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

3.7.5 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 3-34 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-34 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

3.7.6 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（中堀り杭工法）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 3-35 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-35 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

3.8 評価方法

扉体の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 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。

3.8.1 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3-16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、3.8.2～3.8.4に示す。

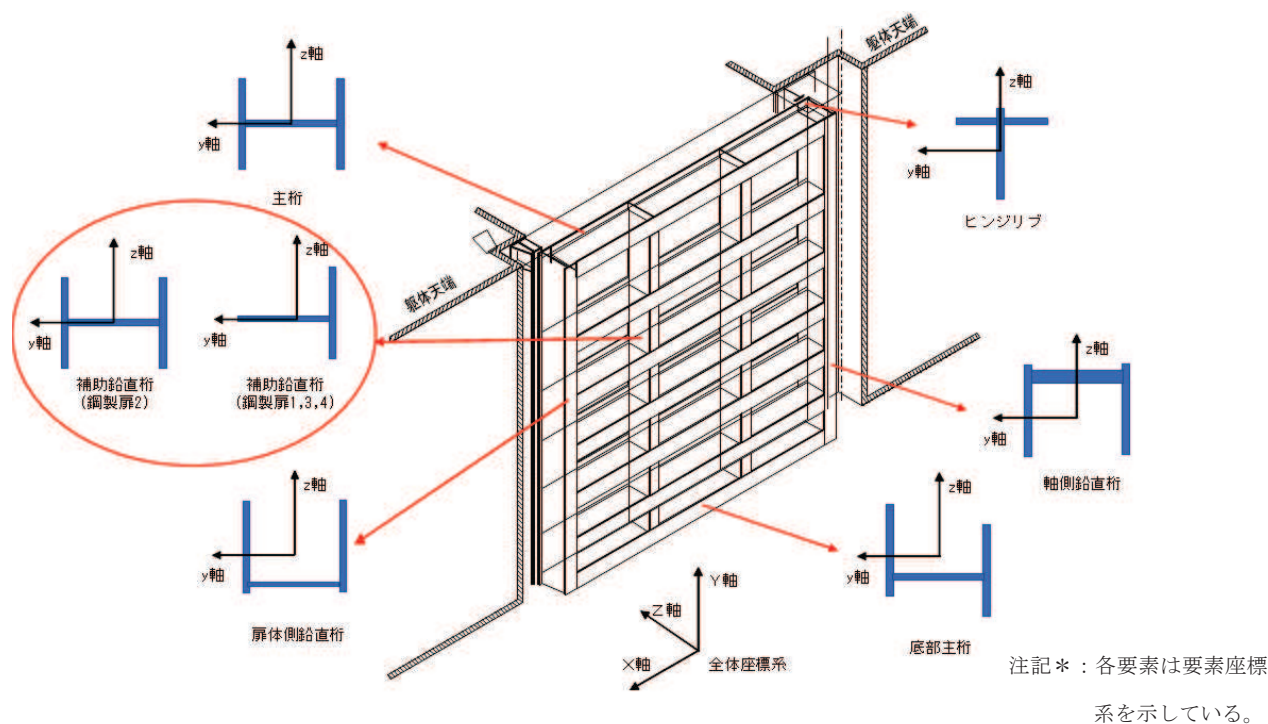


図3-16 扉体の構造概要図

(1) 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3-17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。

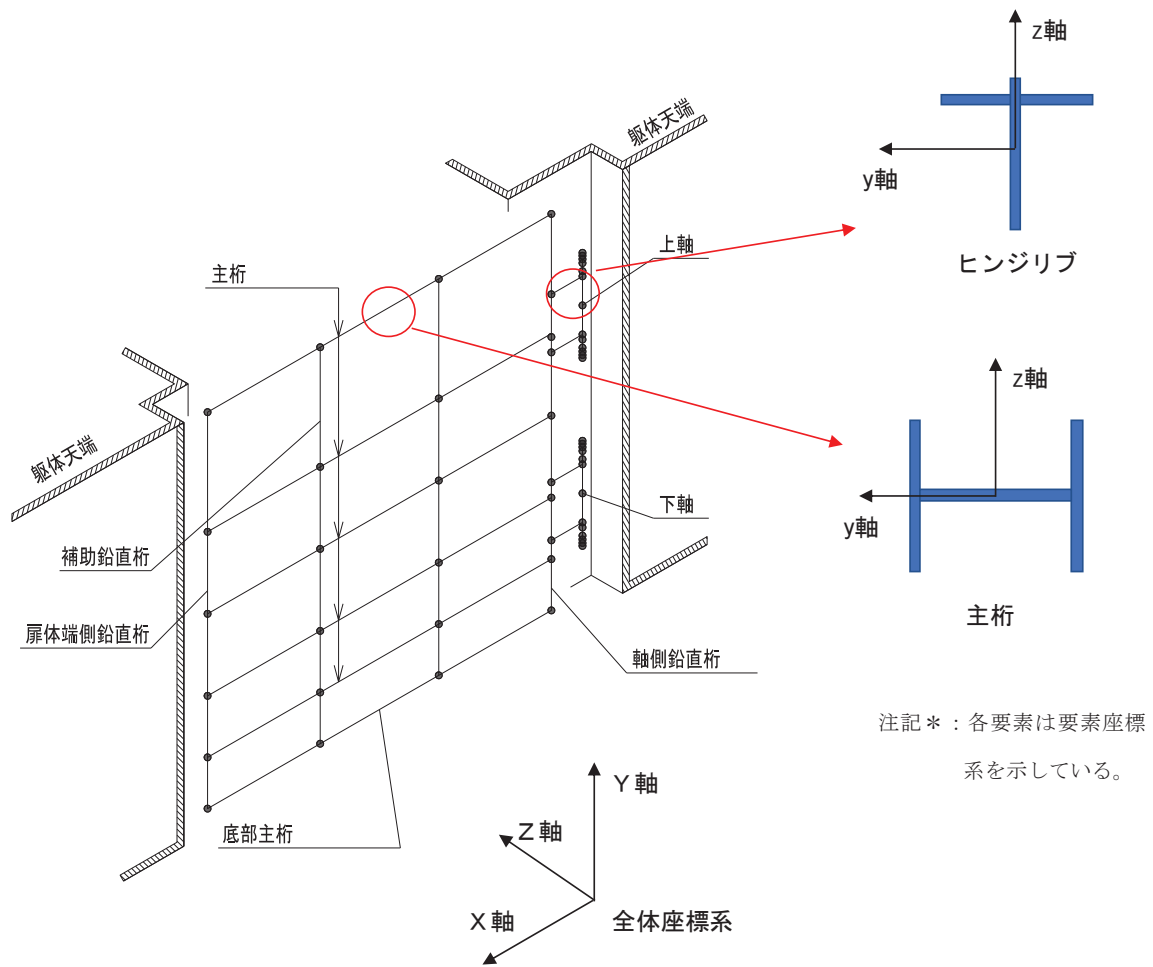


図3-17 解析モデルの概要

(2) 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。

荷重の組合せケースを表 3-36 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-37 に示す。

表 3-36 荷重の組合せ

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

G：固定荷重

P_s ：積雪荷重

P_k ：風荷重

S_{SH} ：水平方向地震荷重（自重× K_H ）

S_{SV} ：鉛直方向地震荷重（自重× K_V ）

表 3-37 設計震度

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

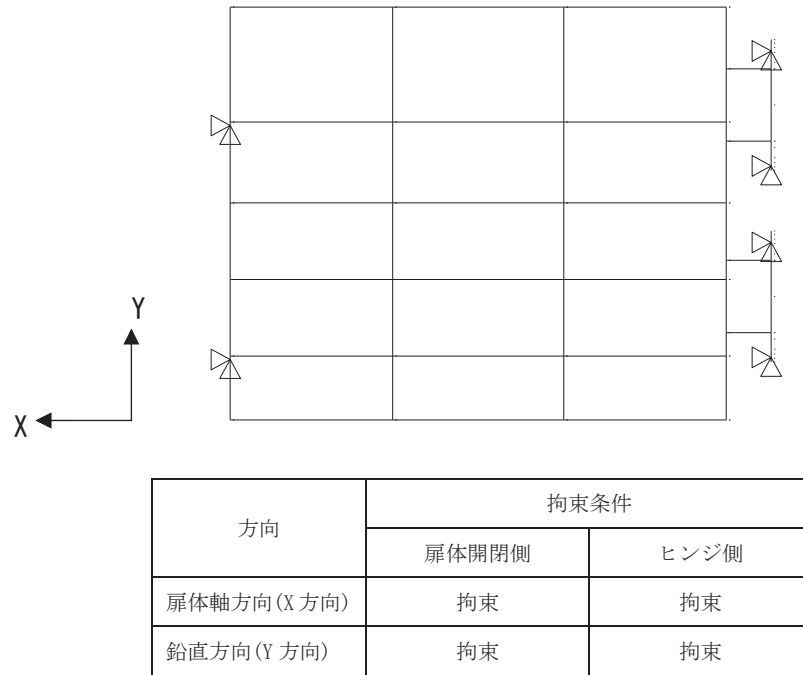
(3) 境界条件

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。扉体開き方向に作用する場合，固定部及びヒンジ部（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。

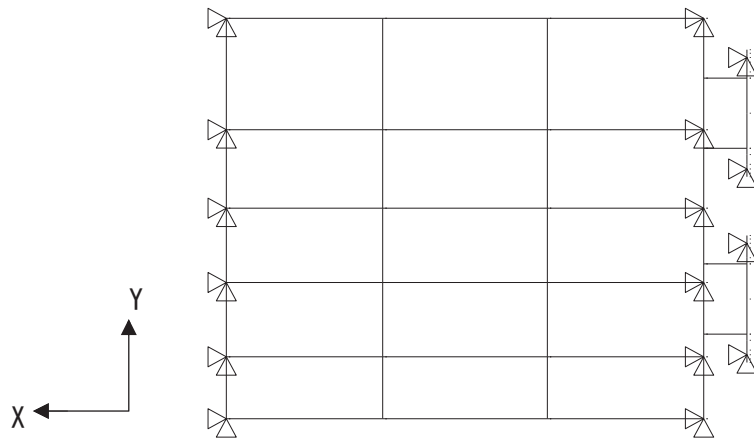
なお，荷重の作用向きによって扉体の拘束条件は異なることから，フレーム解析モデルの境界条件は荷重の向きに応じて設定し，それぞれの解析モデルから得られた断面力から応力度を足し合わせることで部材の評価を行う。

図 3-18 に構造解析時の境界条件を示す。



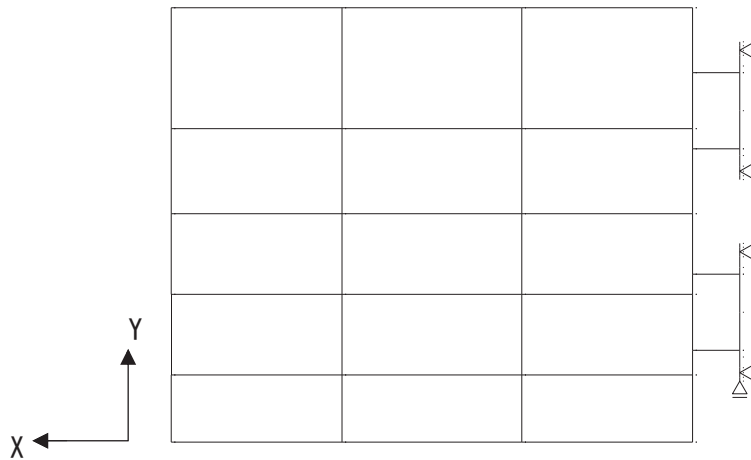
(水平荷重作用時 (扉開き方向))

図 3-18(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)	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)

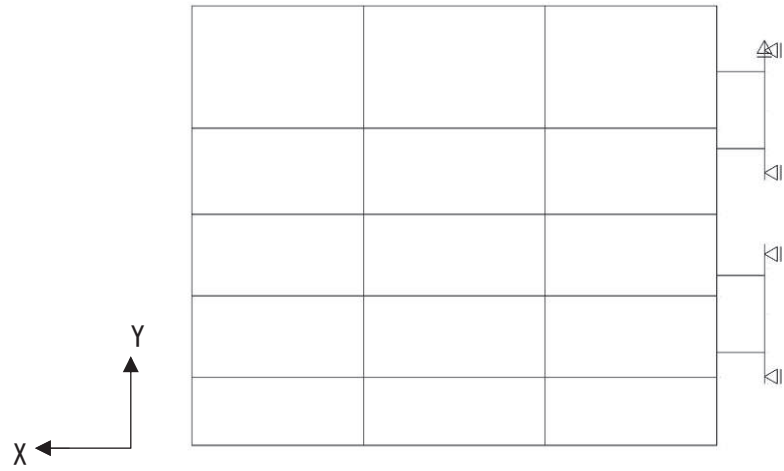
(水平荷重作用時 (扉閉じ方向))



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 3-18(2) 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 3-18(3) 構造解析時の境界条件

(4) 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

以下の式により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)

(5) 扉体部 (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。

3.8.2 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図を図 3-19 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 3-38 に示す。

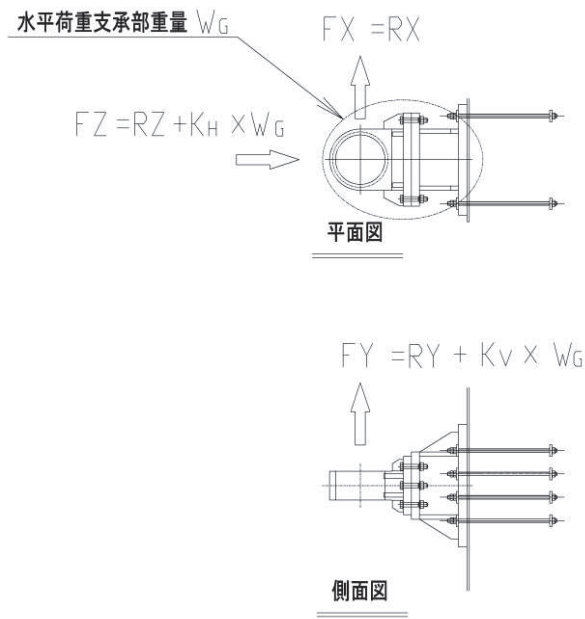


図 3-19 ヒンジ水平荷重支承部に作用する荷重図（詳細）

ここで

$$F_z = R_z + K_H \times W_{Gi}$$

$$F_x = R_x$$

$$F_y = R_y + K_v \times W_{Gi} - W_{Gi}$$

表 3-38 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

(1) 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.8.1 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

(2) 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要図を図3-20に、また、作用荷重の算定に用いる記号の定義を表3-39に示す。

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

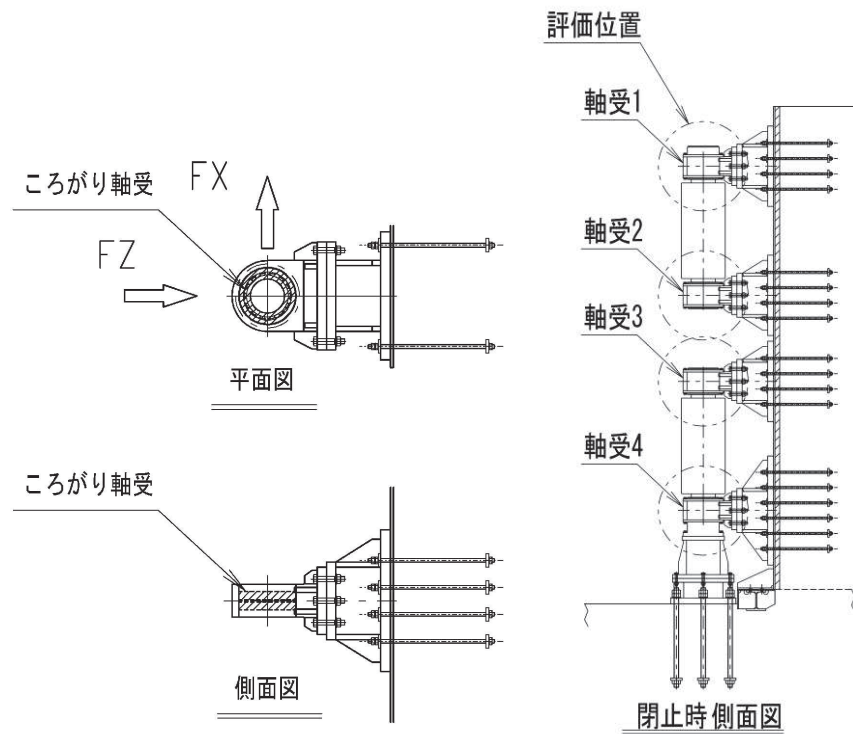


図3-20 ころがり軸受の作用荷重の概要図

表3-39 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

(3) 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3-21に示す。

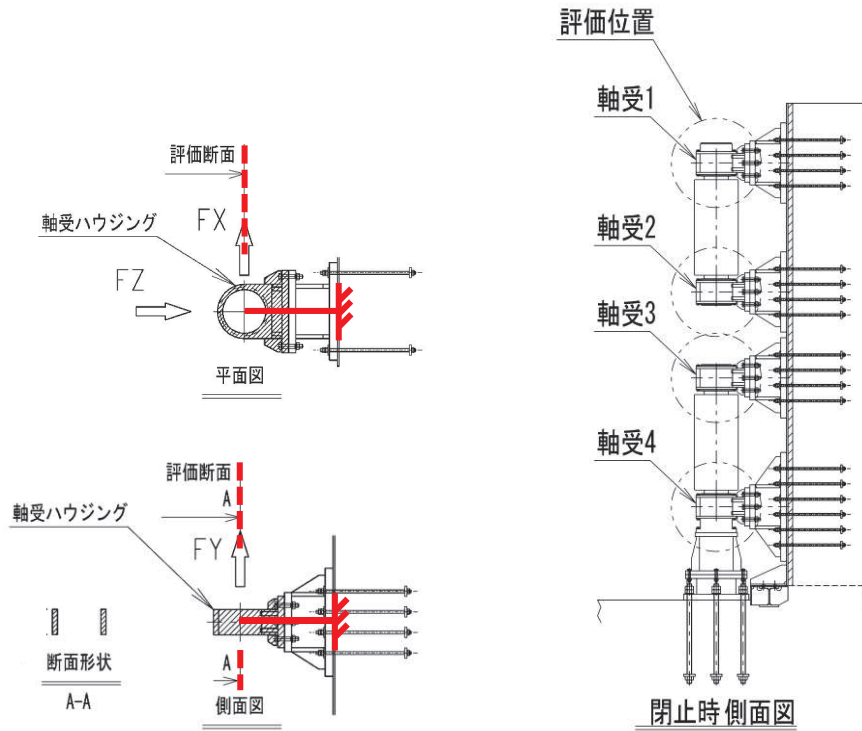


図 3-21 軸受ハウジング円筒部の概要図及び計算モデルの概念図

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。

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

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

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

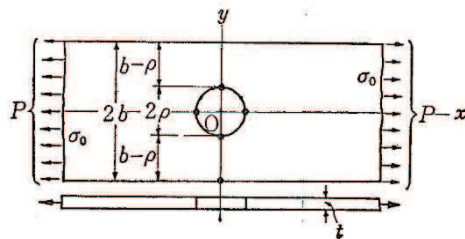
応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-40 に示す。

表 3-40 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 3-41 に示す。

表 3-41 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	—

(4) 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 3-22 に示す。

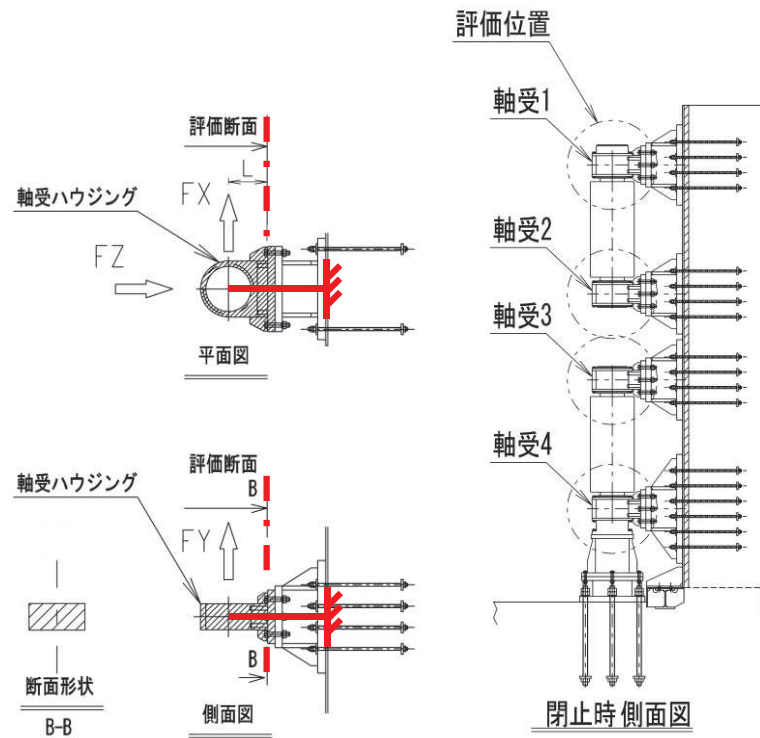


図 3-22 軸受ハウジング接合部の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-42 に示す。

表 3-42 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	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
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

(5) 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 3-23 に示す。

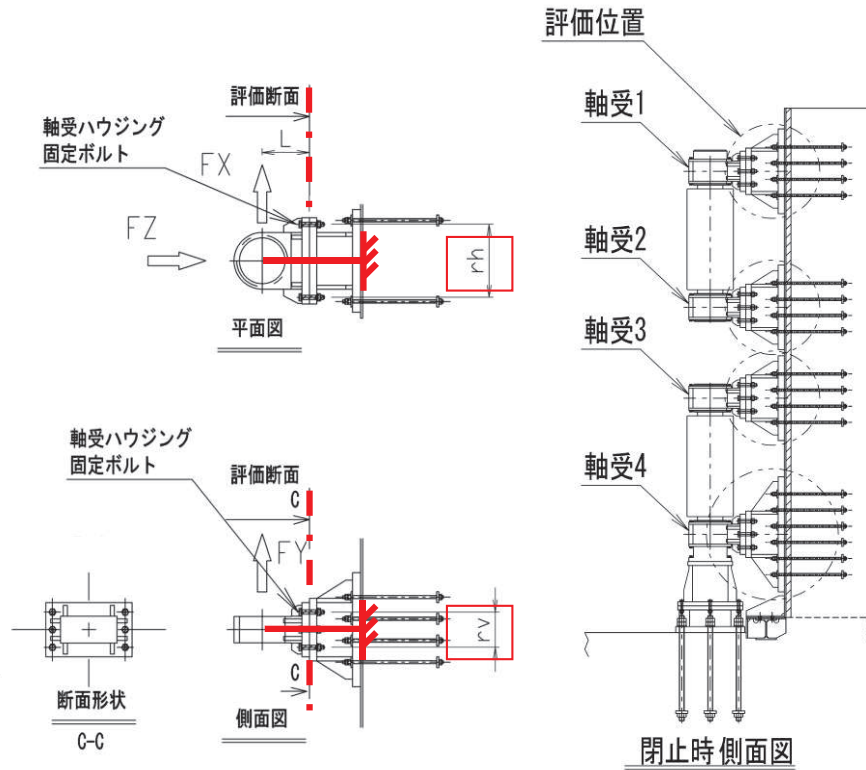


図 3-23 軸受ハウジング固定ボルトの概要図及び計算モデルの概念図

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 $P < 0$ となるとき、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 3-43 に示す。

表 3-43 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 箇所固定ボルト縦列本数	本
N _h	1 箇所固定ボルト横方向本数	本
N	1 箇所固定ボルト全本数	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

(6) 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 3-24 に、軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージを図 3-25 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 3-26 に示す。

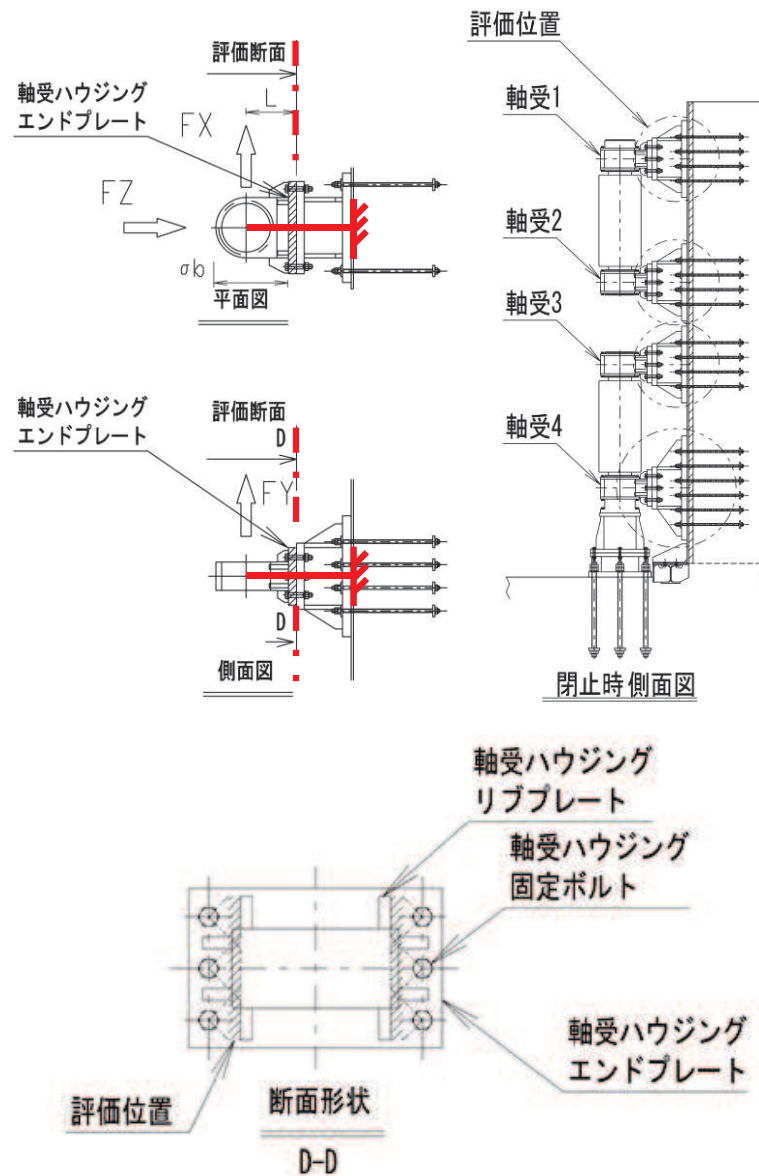


図 3-24 軸受ハウジングエンドプレートの概要図及び計算モデルの概念図

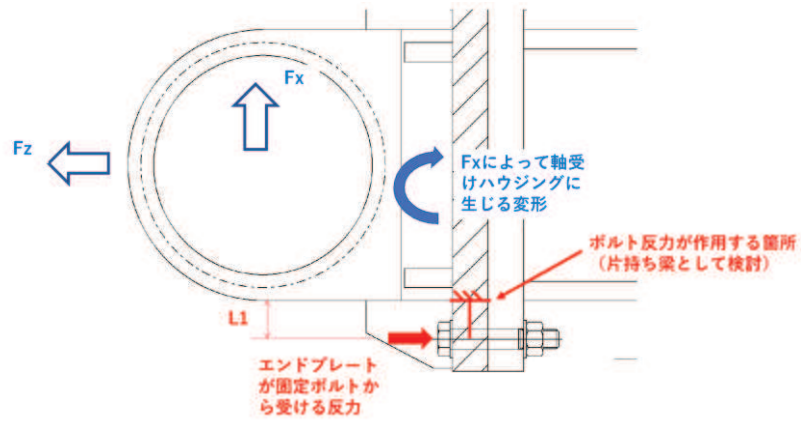


図 3-25 軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージ

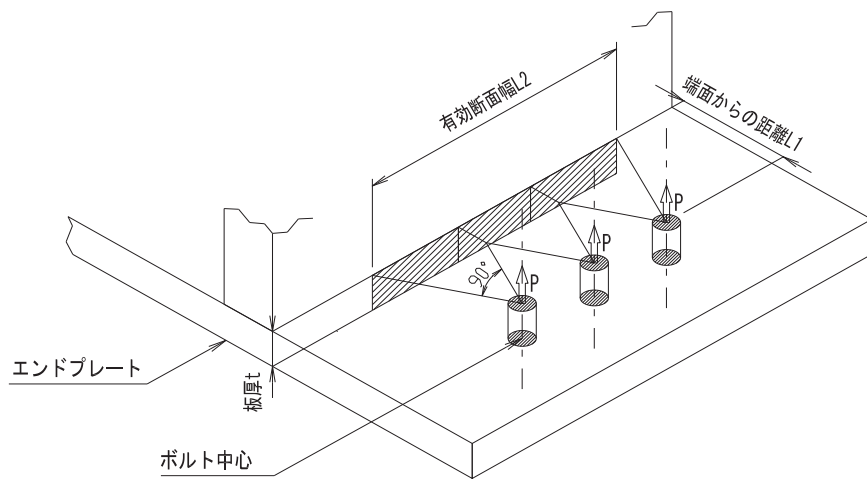


図 3-26 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

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 3-44 に示す。

表 3-44 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	曲げ応力度	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

(7) 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 3-27 に示す。

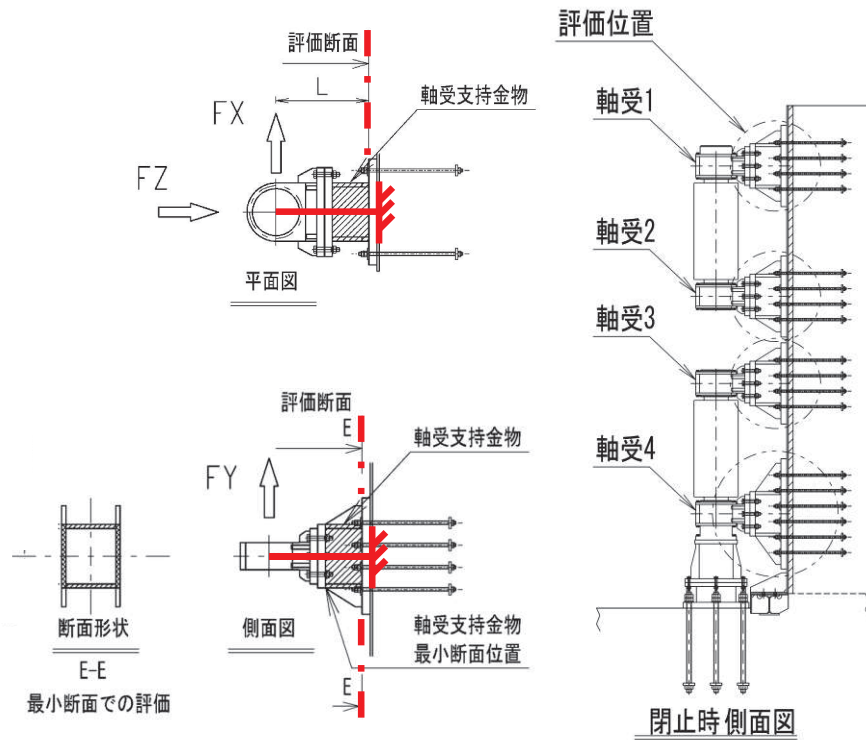


図 3-27 軸受支持金物の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-45 に示す。

表 3-45 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

(8) 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によって求めた。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3-28に、ヒンジ部エンドプレートの検討イメージを図3-29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3-30に示す。

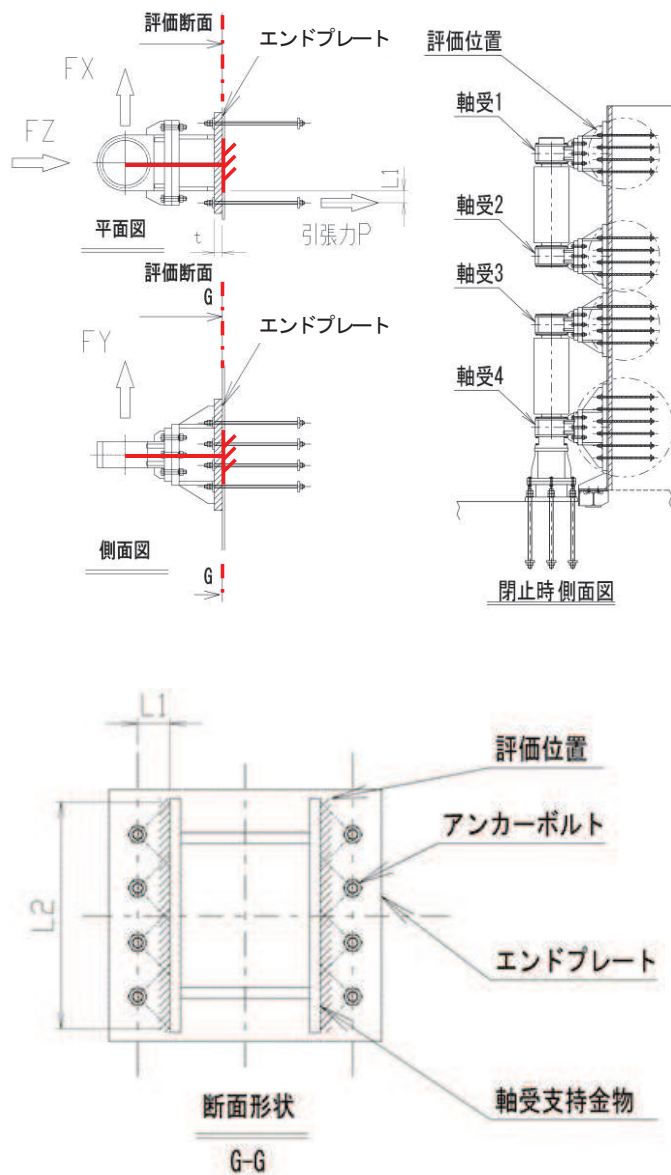


図 3-28 エンドプレート周辺の概要図及び計算モデルの概念図

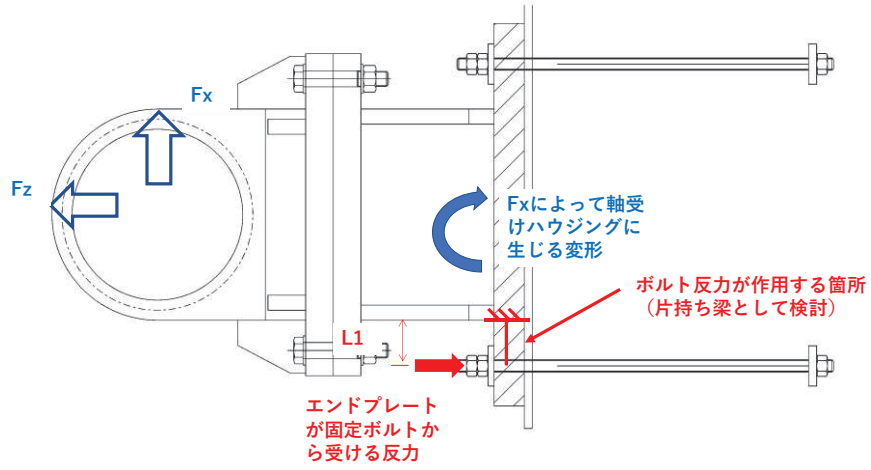


図 3-29 ヒンジ部エンドプレートの検討イメージ

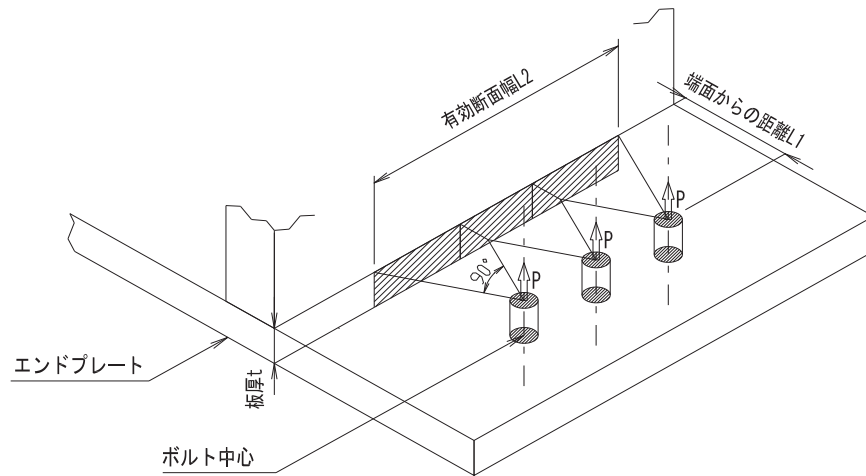


図 3-30 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

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 3-46 に示す。

表 3-46 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 箇所アンカーボルト縦列本数	本
Z	断面係数	mm ³

(9) 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3-31に示す。

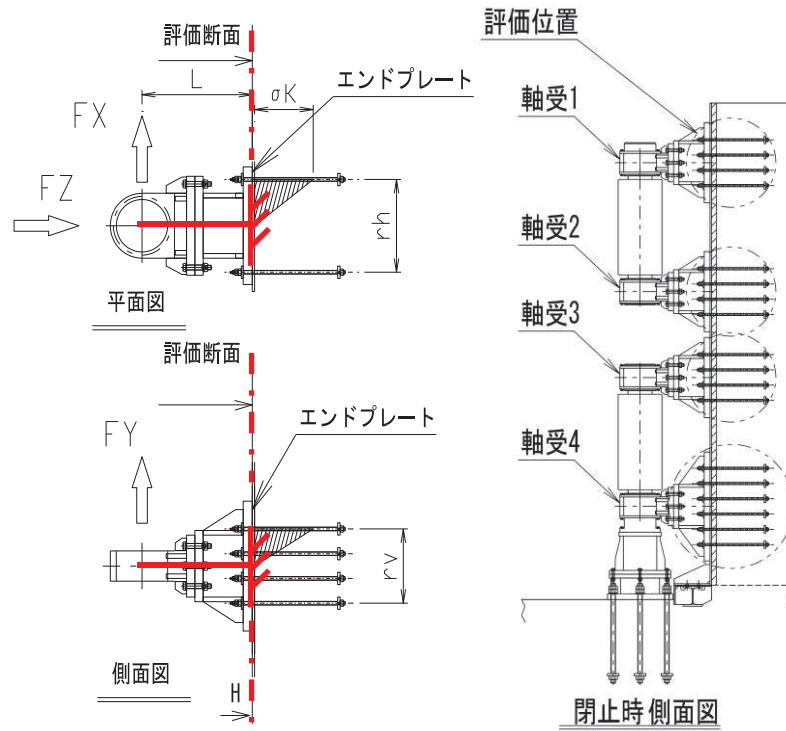


図3-31 エンドプレートコンクリートの概要図及び支圧応力度に関する計算モデルの概念図

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。

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

支圧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 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

(10) 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3-32に示す。

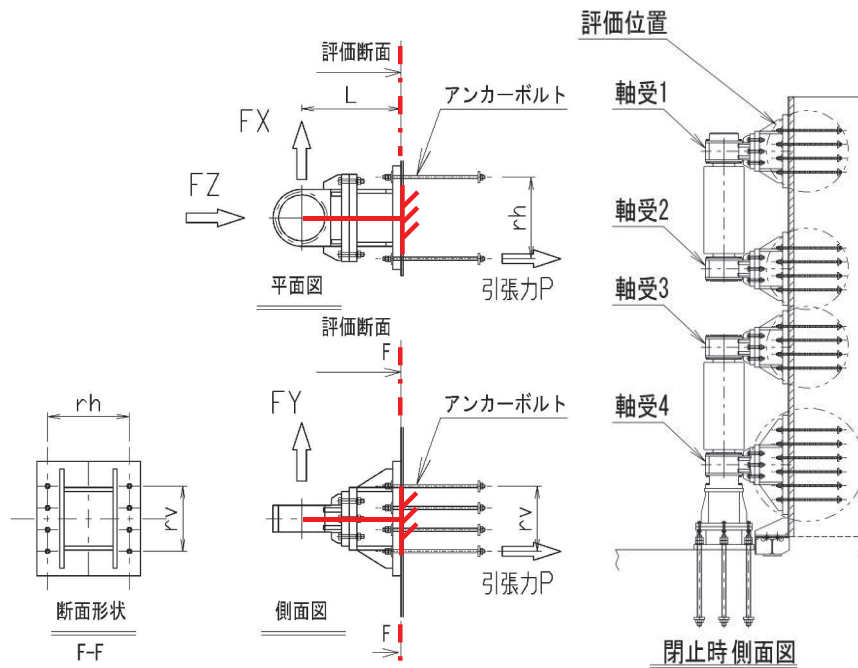


図3-32 アンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

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 3-47 に示す。

表 3-48 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

3.8.3 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。

(1) 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.8.1 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

(2) ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受）

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

すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図を図3-33に示す。

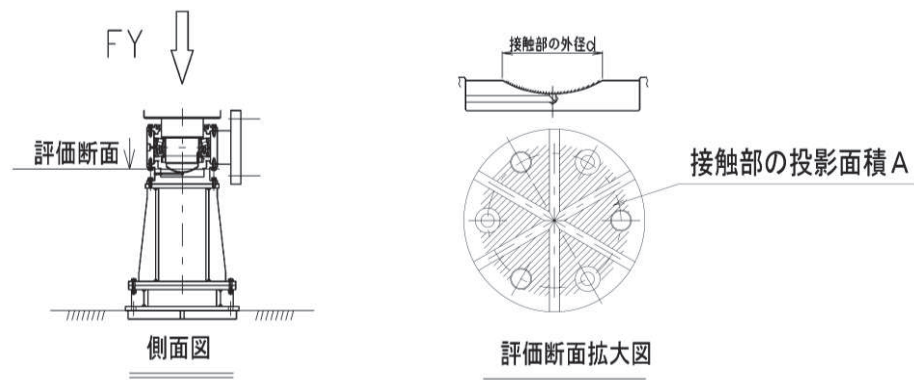


図3-33 すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図

地震時に鉛直方向荷重軸受に生じる面圧について、以下により計算する。

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

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 鉛直荷重支承部球面すべり軸受の応力度の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

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントによる発生応力度について評価する。支柱の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-34 に示す。

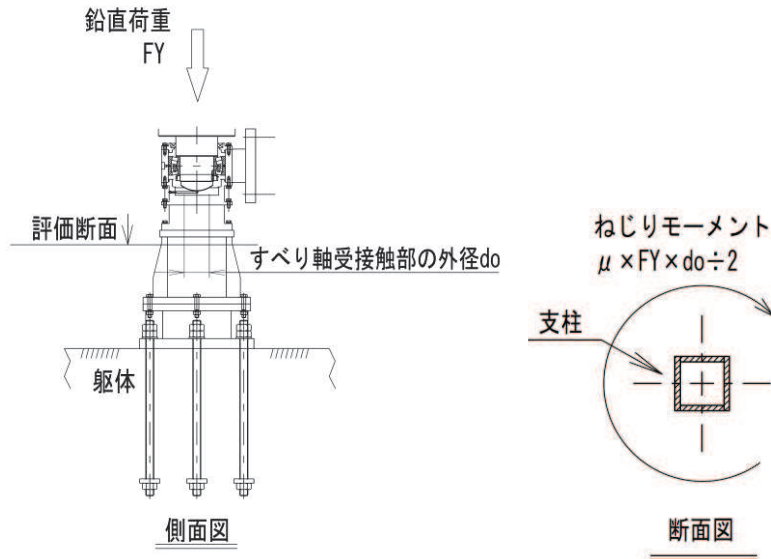


図 3-34 支柱の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-50 に示す。

表 3-50 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	—

(4) 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概要図及び計算モデルの概念図を図 3-35 に示す。

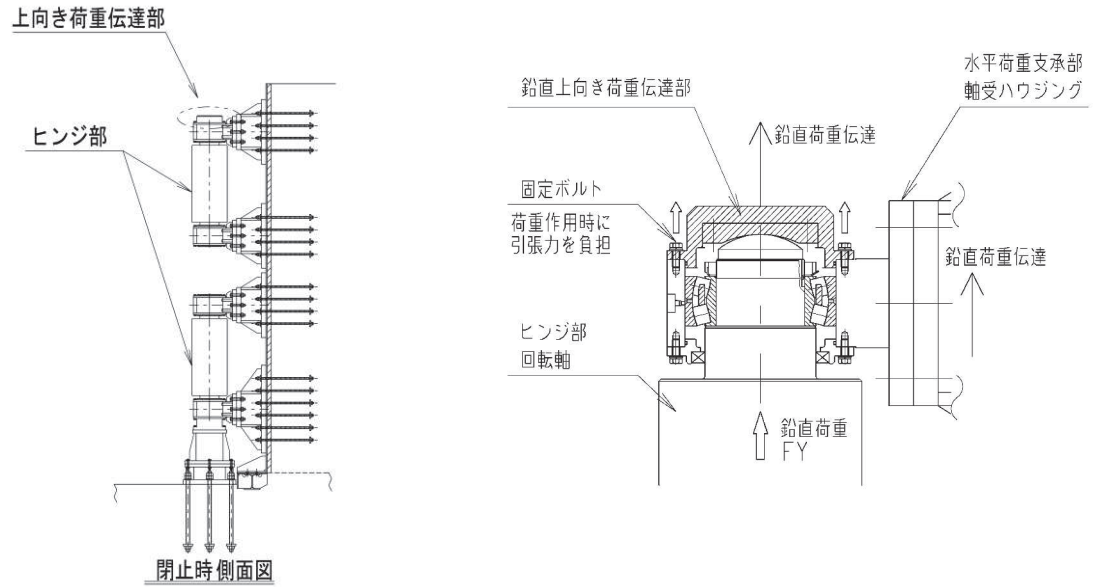


図 3-35 鉛直上向き荷重伝達部の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-51 に示す。

表 3-51 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

3.8.4 固定部

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。

(1) 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.8.1 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

(2) 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。

概要図及び計算モデルの概念図を図 3-36 に示す。

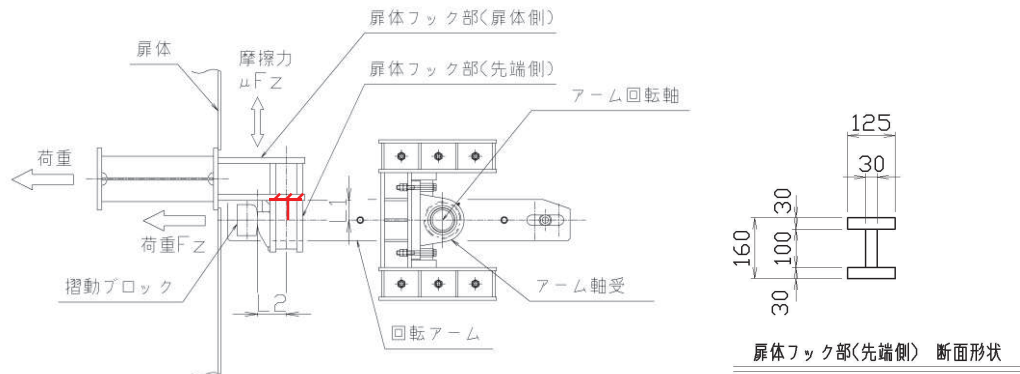


図 3-36 扉体フック部（先端側）概要図及び計算モデルの概念図

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 3-52 に示す。

表 3-52 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

(3) 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3-37に示す。

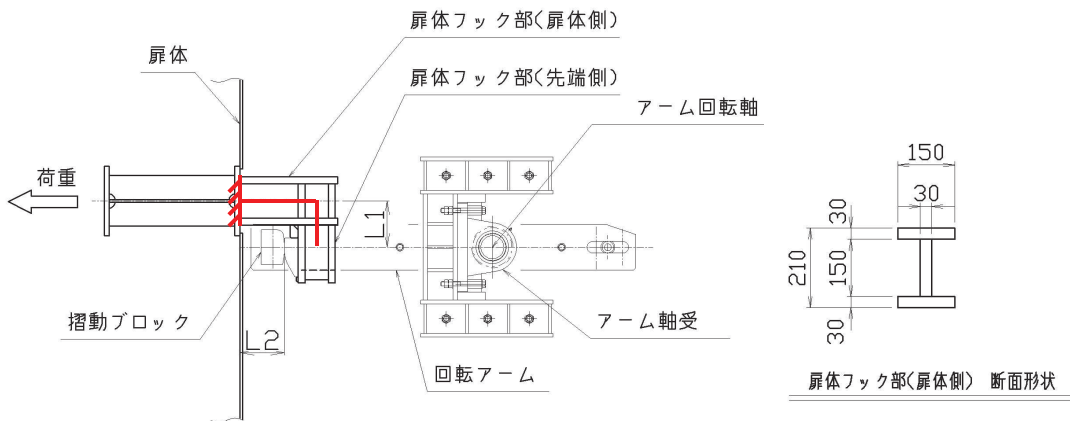


図3-37 扉体フック部（扉体側）概要図及び計算モデルの概念図

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3-53に示す。

表 3-53 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

(4) 固定部（摺動ブロック）

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計算モデルの概念図を図 3-38 に示す。

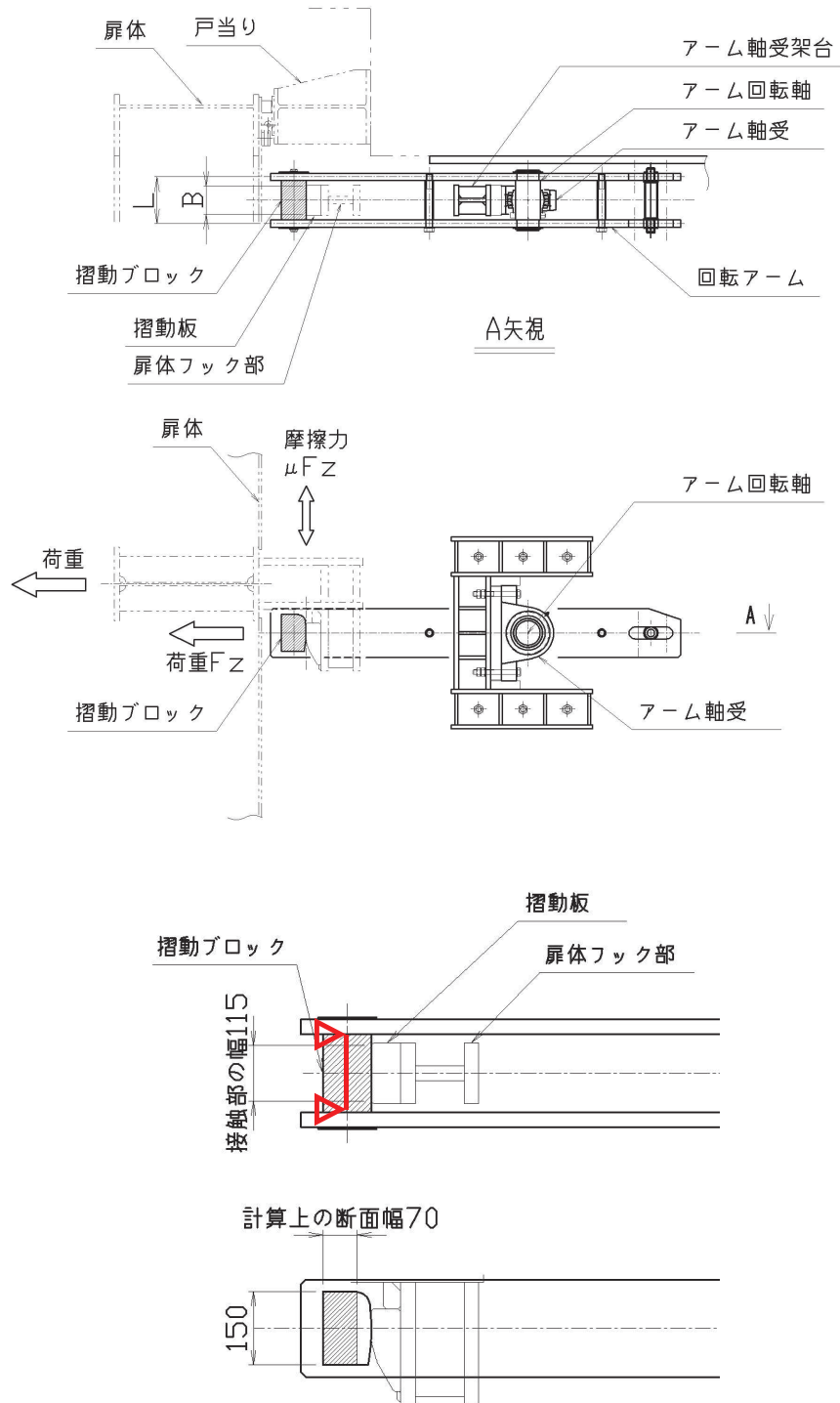


図 3-38 摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図

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 3-54 に示す。

表 3-54 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

(5) 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 3-39 に示す。

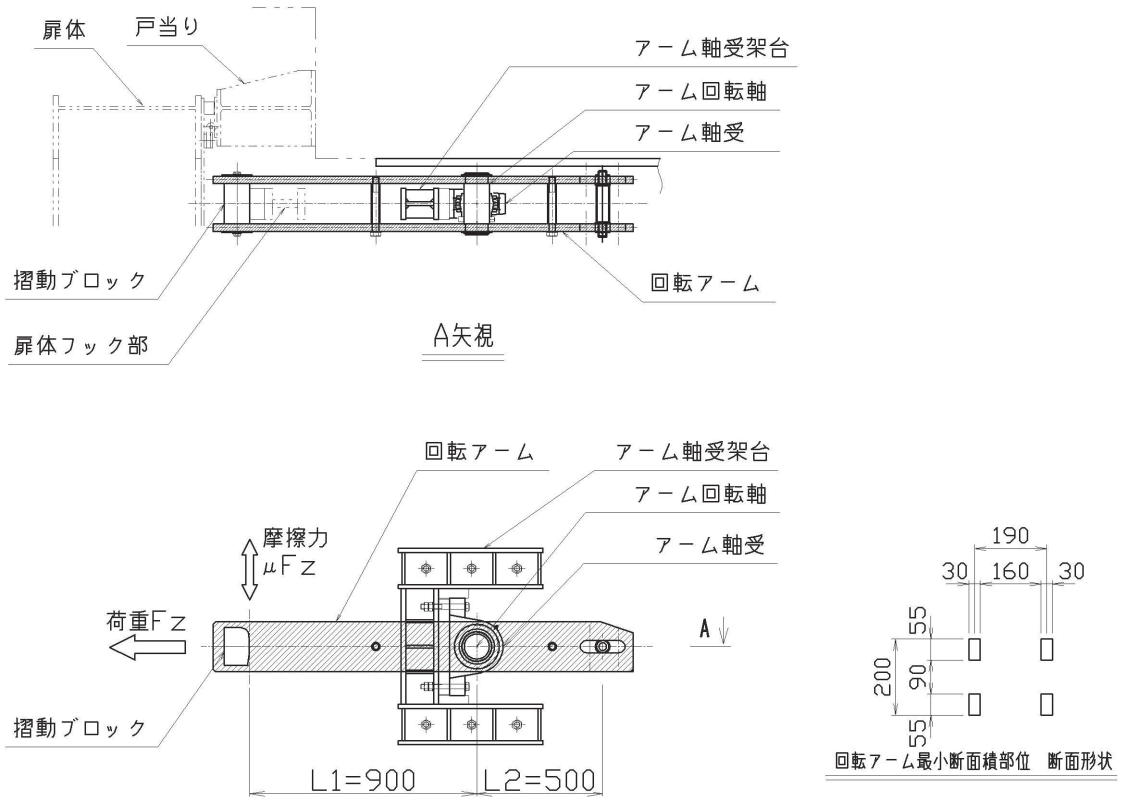


図 3-39 回転アームの概要図及び計算モデルの概念図

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乗ずる。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 3-40, 図 3-41 に示す。

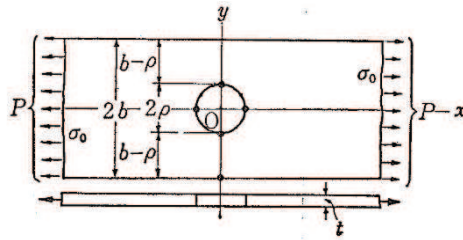


図 3-40 応力集中係数の計算モデル概要図

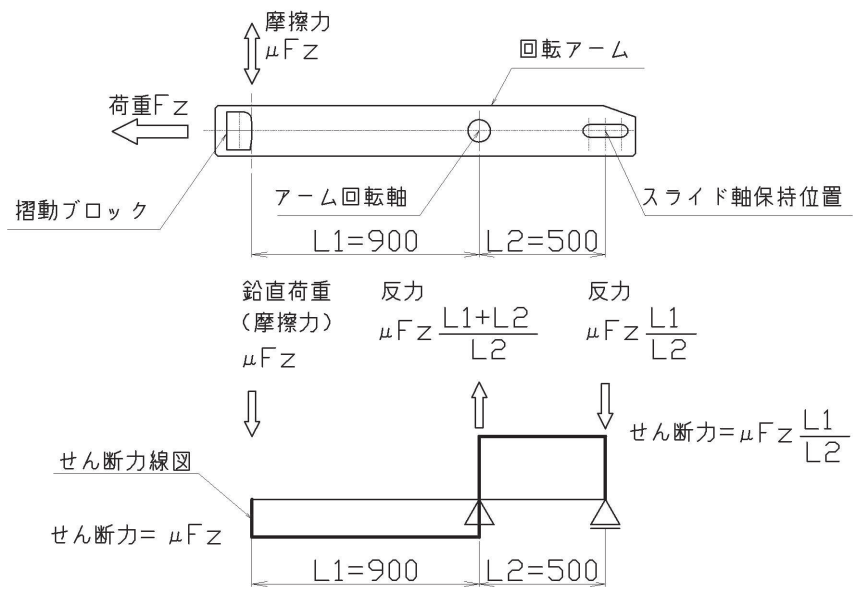


図 3-41 せん断力の計算モデル概要図

ここで、各記号の定義を表 3-55 に示す。

表 3-55 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

(6) 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 3-42 に示す。

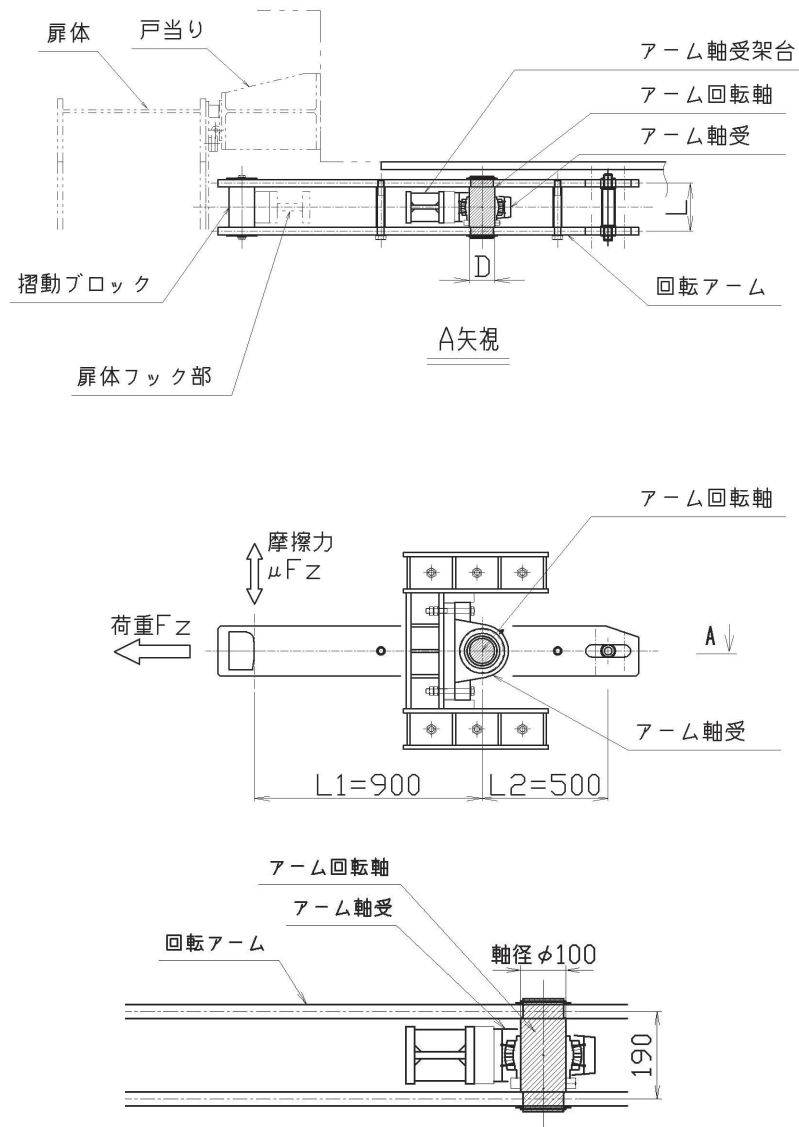


図 3-42 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

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。

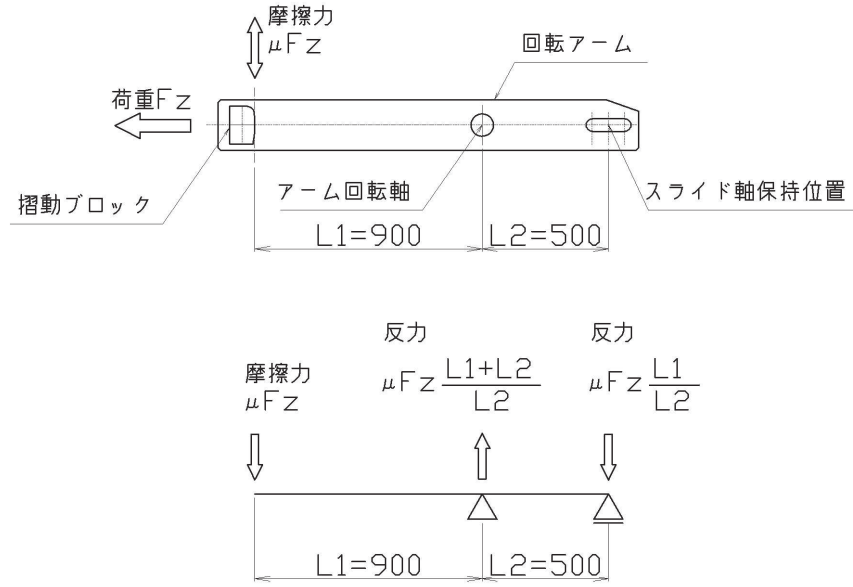


図 3-43 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-56 に示す。

表 3-56 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

(7) 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3-44に示す。

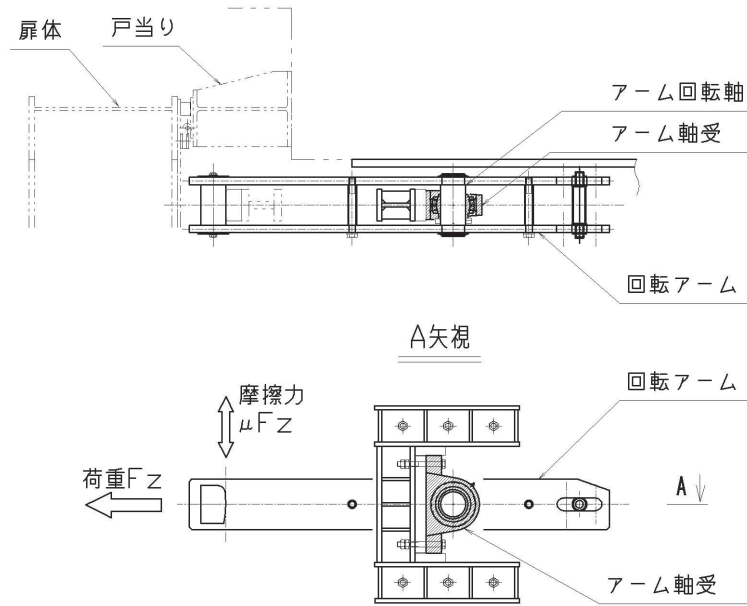


図3-44 アーム軸受の概要図及び計算モデルの概念図

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3-57に示す。

表3-57 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	—

(8) 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3-45に示す。

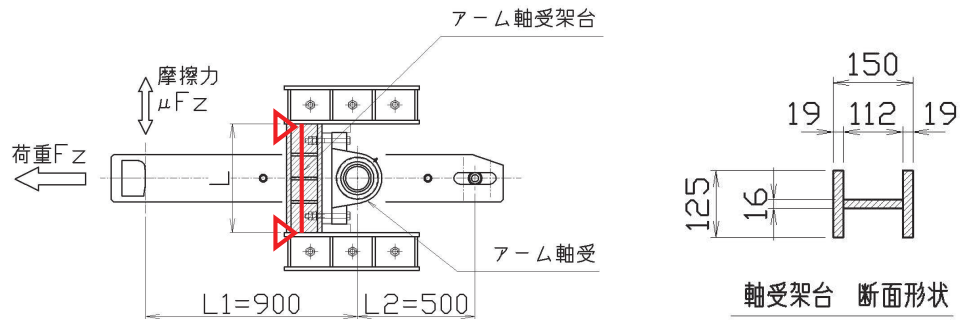


図3-45 アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図

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 3-58 に示す。

表 3-58 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

(9) 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 3-46 に示す。

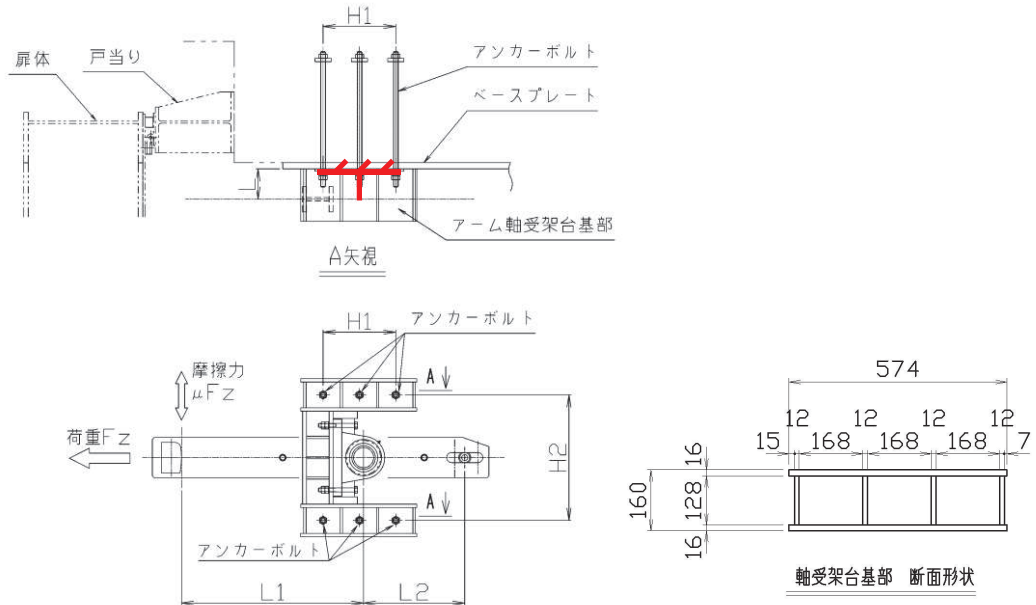


図 3-46 アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図

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。

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

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

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

ここで、各記号の定義を表 3-59 に示す。

表 3-59 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

(10) 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 3-47 に示す。

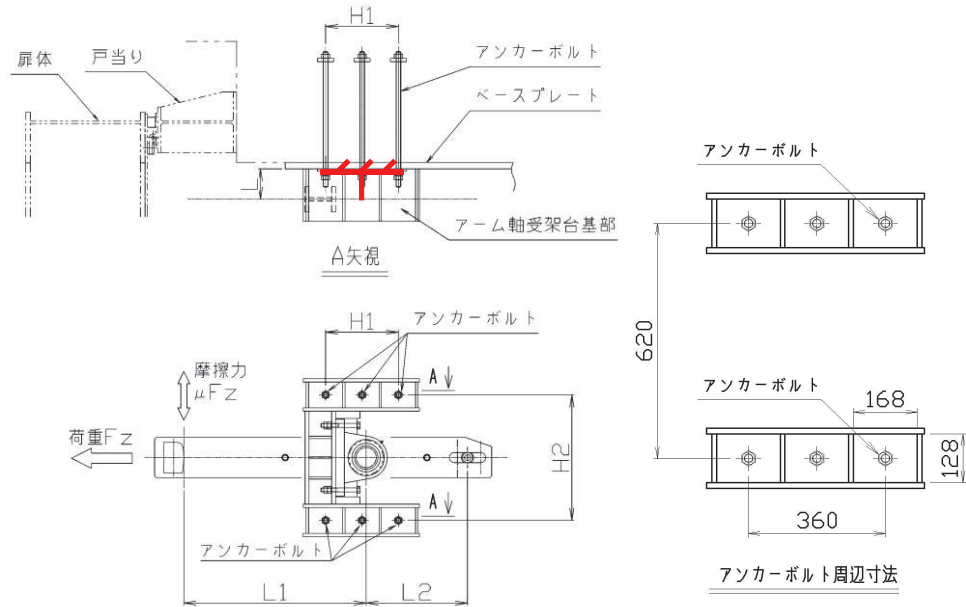
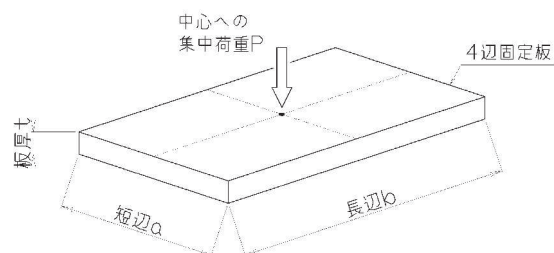


図 3-47 ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

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 3-60 に示す。

表 3-60 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

(11) 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 3-61 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 3-61 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

(12) 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。評価に当たっては、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 3-48 に示す。

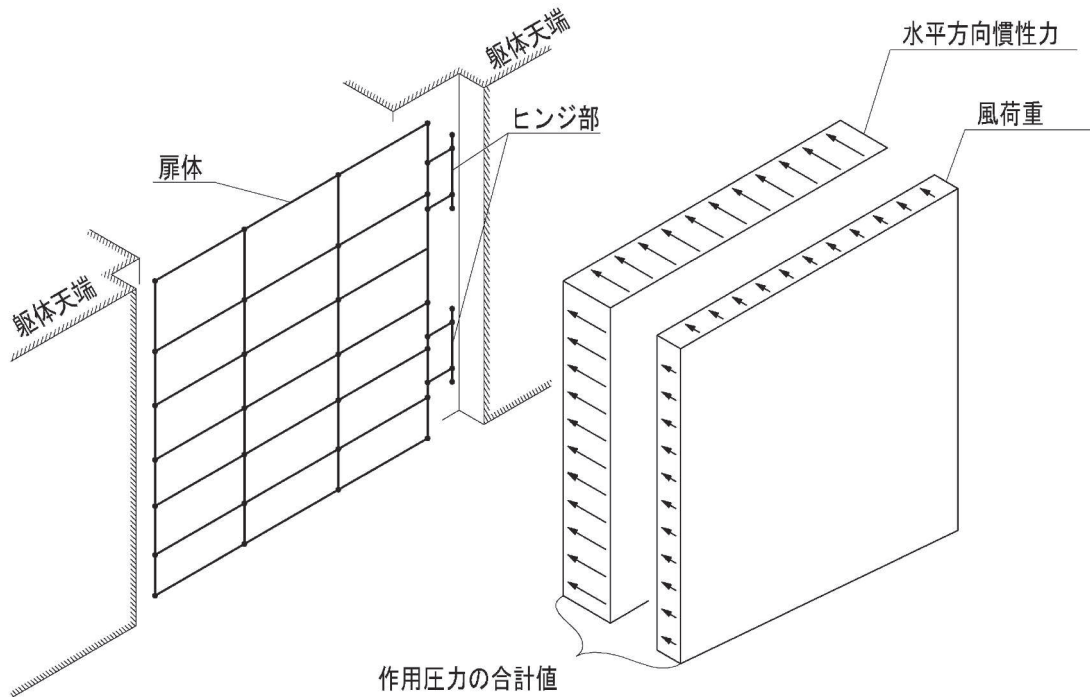


図 3-48 戸当りの評価に用いる作用荷重の概要図

以下に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 3-62 に示す。

$$\Sigma P = P_w + i_H$$

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

表 3-62 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_w	単位面積あたりの風荷重	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

a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.8.1 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3-49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に示す。

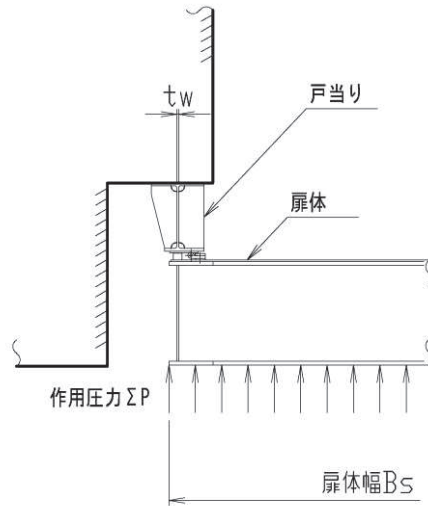


図3-49 戸当り腹板の発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

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3-63に示す。

表3-63 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 3-50 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。

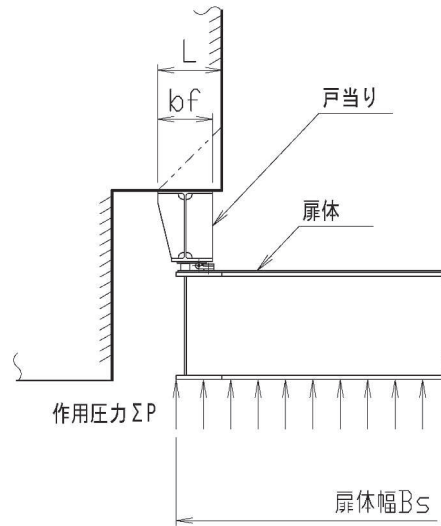


図 3-50 戸当りコンクリートの発生応力度に関する概要図及び計算モデルの概念図

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 3-64 に示す。

表 3-64 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

3.8.5 RC 支柱

(1) 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。

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。

(2) 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 3-51 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。

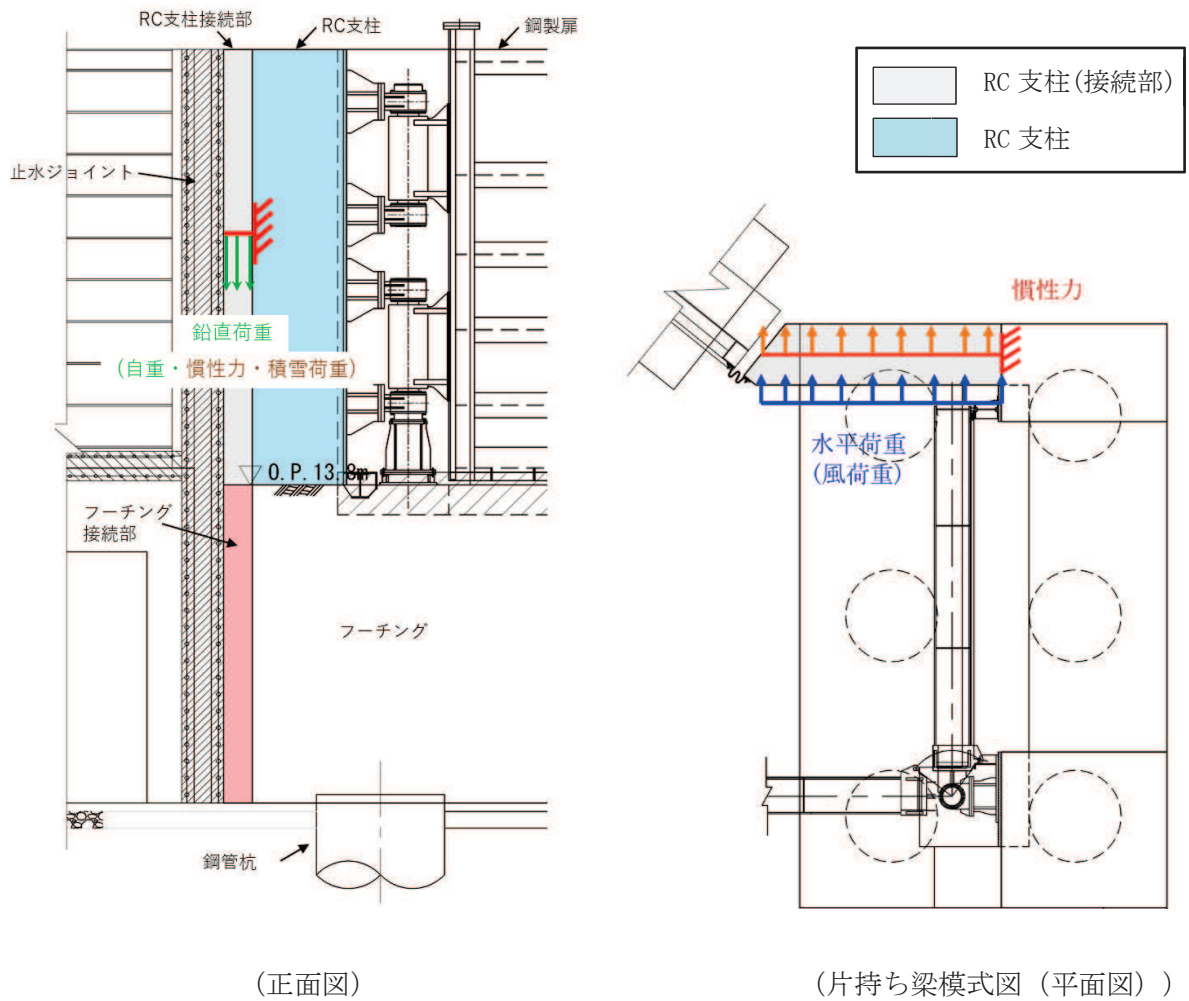


図 3-51 RC 支柱接続部照査用モデル概念図

3.8.6 フーチング

(1) 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。

(2) 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 3-52 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。

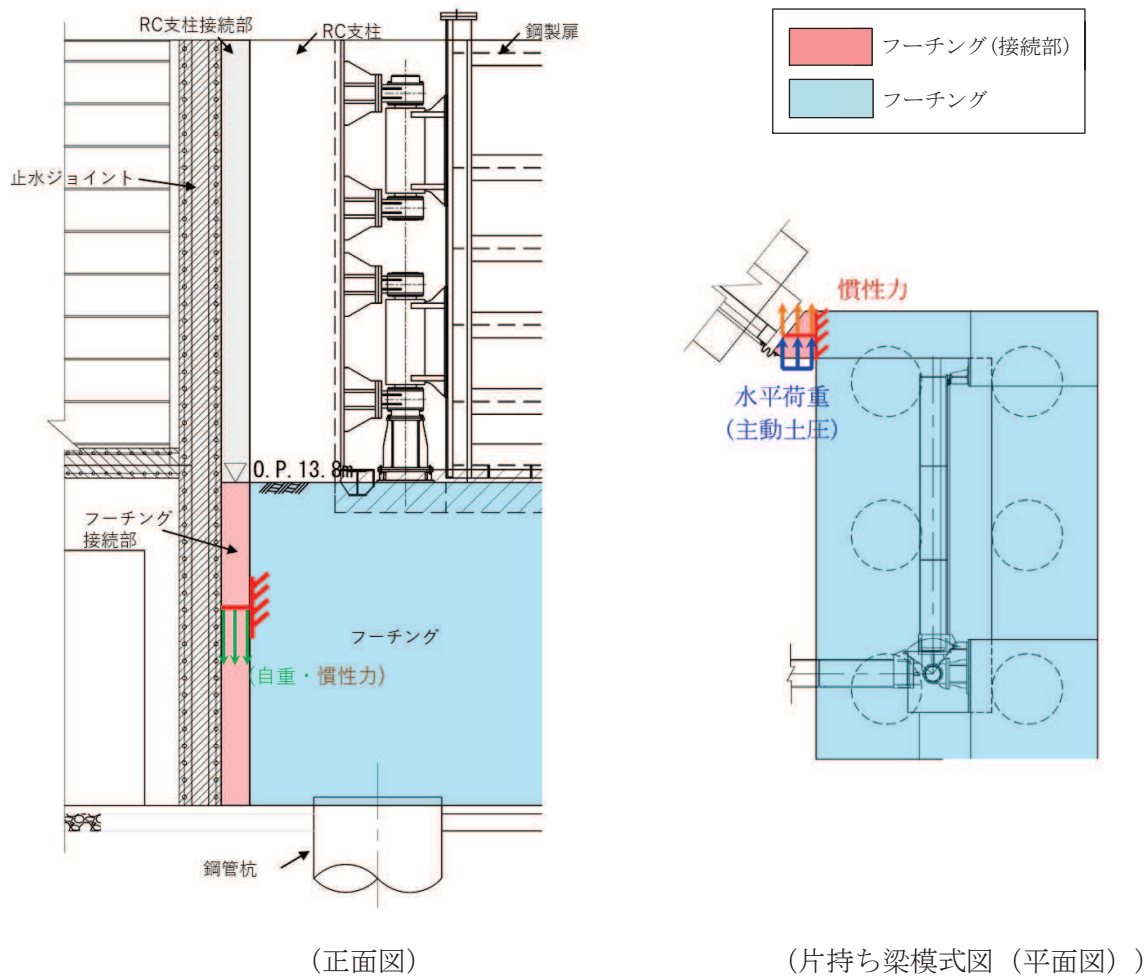


図 3-52 フーチング接続部照査用モデル概念図

3.8.7 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。

(1) 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・IV 下部構造編」に基づき次式により算定する。

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

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)

(2) 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)

(3) 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 3-53 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 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。

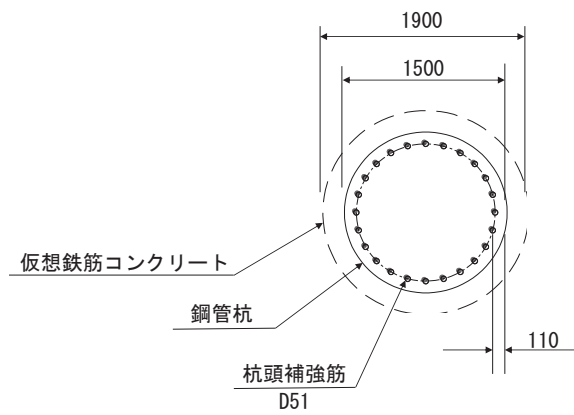


図 3-53 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

3.8.8 止水ジョイント部材

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

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼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が必要のため、止水ジョイント部材の評価結果については、添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書」にまとめて示す。

3.8.9 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. 耐震評価結果

4.1 扉体

4.1.1 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 4-1～表 4-2 に，最大照査値が生じた部位を図 4-1～図 4-2 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 4-1 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)	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	121	366	0.34
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	57	210	0.28
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.11	1.2	0.10
鋼製扉 3 (SM570)	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	143	380	0.38
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	64	217	0.30
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.14	1.2	0.12

表 4-2 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)	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	63	222	0.29
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	19	136	0.14
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.09	1.2	0.08
鋼製扉 3 (SM490)	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	49	222	0.23
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	14	136	0.11
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05

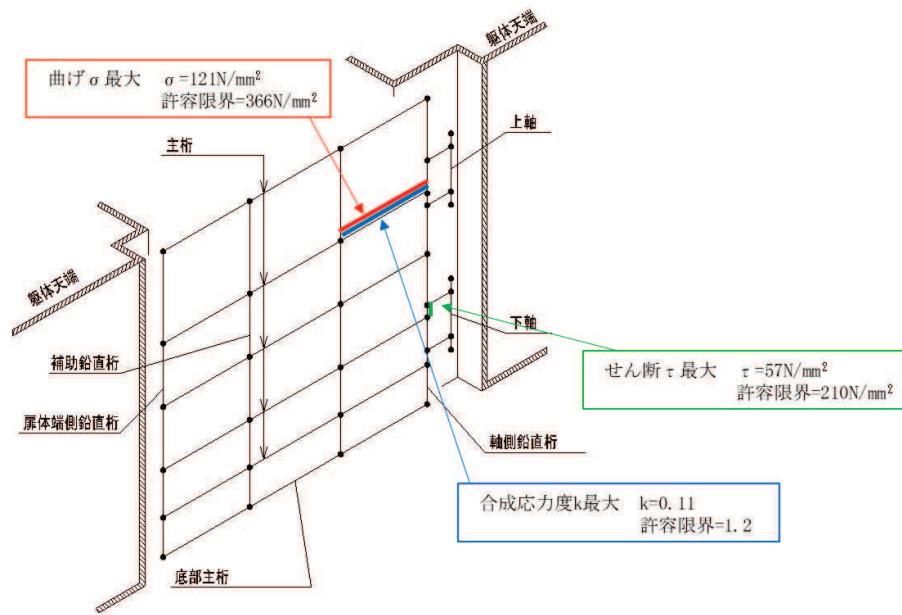


図 4-1(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

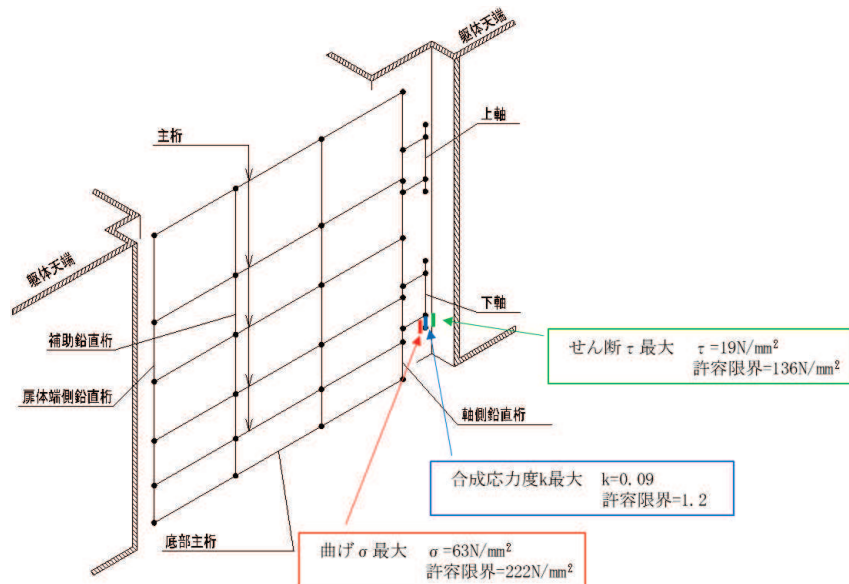


図 4-1(2) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

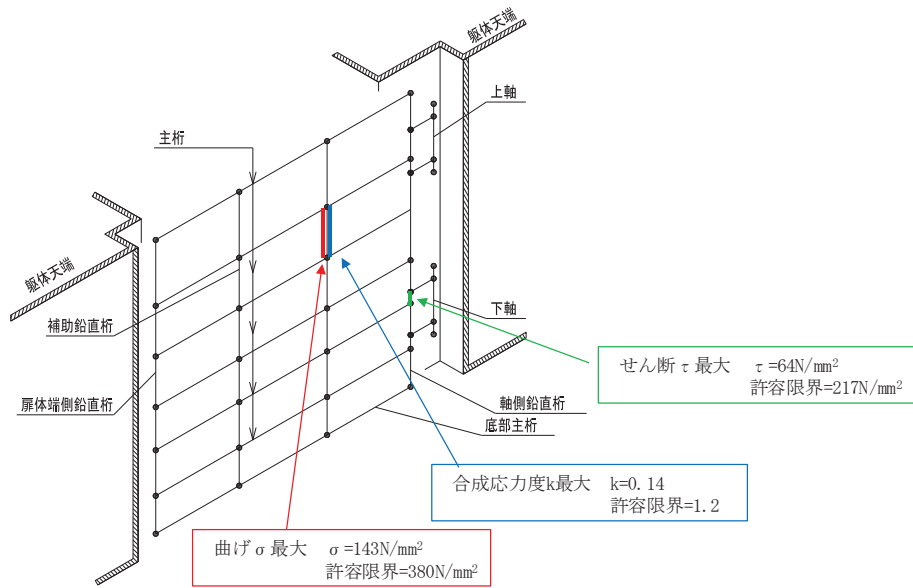


図 4-2(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

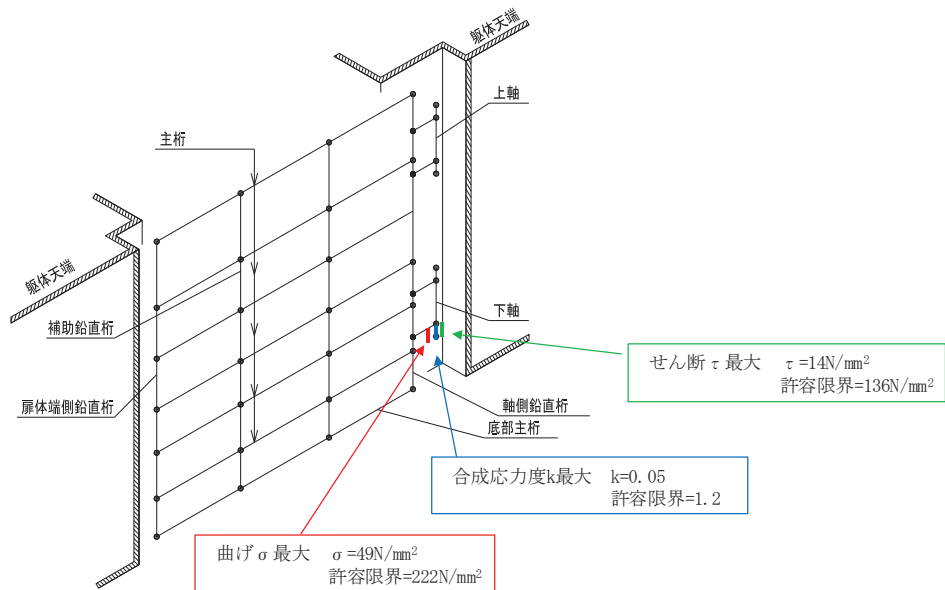


図 4-2(2) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

(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 4-3 に示す。最大照査値が生じた部位を図 4-3~図 4-4 に示す。この結果から、扉体部 (スキンプレート) 発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-3 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)	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	382	0.06
鋼製扉 3 (SM570)	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	13	382	0.04

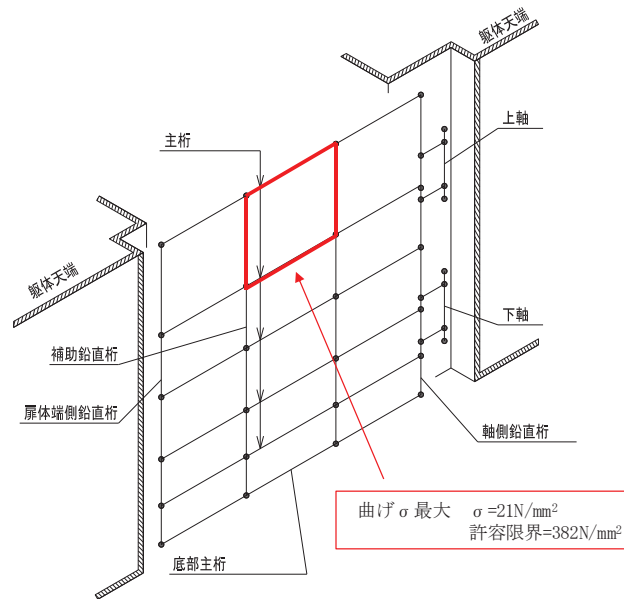


図 4-3 扉体 (スキンプレート) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所 (鋼製扉 2)

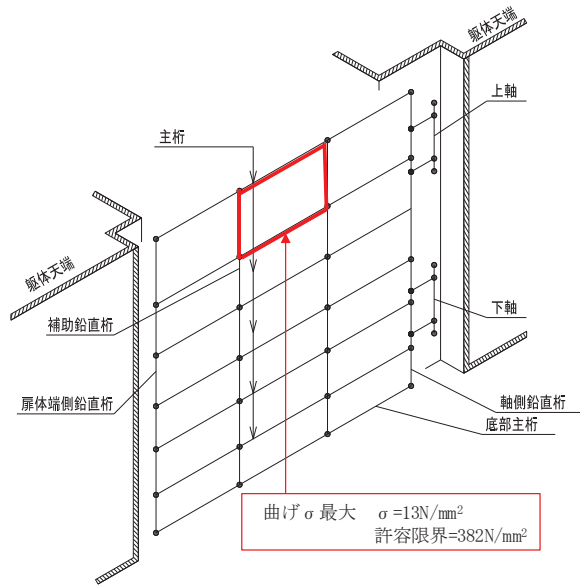


図4-4 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉3）

4.1.2 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 4-4～表 4-5 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 4-4 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 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	250	1670	0.15
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		178	1670	0.11
水平荷重 軸受 3	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		218	1670	0.14
水平荷重 軸受 4	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		436	1670	0.27

表 4-5 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	152	1670	0.10
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		76	1670	0.05
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		156	1670	0.10
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		342	1670	0.21

(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 4-6～表 4-7 に示す。この結果から、（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 4-6 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	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	27	222	0.13
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	127	0.13
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14
水平荷重 軸受 2	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	22	222	0.10
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	127	0.06
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10
水平荷重 軸受 3	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	26	222	0.12
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	127	0.10
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.13	1.1	0.12
水平荷重 軸受 4	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	29	222	0.14
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	30	127	0.24
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.24	1.1	0.22

表 4-7 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	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	12	222	0.06
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	127	0.10
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09
水平荷重 軸受 2	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	222	0.05
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	127	0.04
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
水平荷重 軸受 3	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	13	222	0.06
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	127	0.10
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
水平荷重 軸受 4	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	12	222	0.06
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	24	127	0.19
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.19	1.1	0.18

(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 4-8～表 4-9 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 4-8 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	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	16	222	0.08
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	3	127	0.03
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08
水平荷重 軸受 2	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	222	0.04
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	127	0.02
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	12	222	0.06
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	3	127	0.03
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.06	1.1	0.06
水平荷重 軸受 4	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	26	222	0.12
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	6	127	0.05
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.13	1.1	0.12

表 4-9 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	11	222	0.05
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.06	1.1	0.06
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	6	222	0.03
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1	127	0.01
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	11	222	0.05
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.06	1.1	0.06
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	222	0.10
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	127	0.04
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10

(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 4-10～表 4-11 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 4-10 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	139	447	0.32
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	51	258	0.20
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.37	1.1	0.34
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	92	447	0.21
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	21	258	0.09
	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 3	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	118	447	0.27
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	37	258	0.15
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.30	1.1	0.28
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	231	447	0.52
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	96	258	0.38
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.64	1.1	0.59

表 4-11 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	99	447	0.23
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	36	258	0.14
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.27	1.1	0.25
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	57	447	0.13
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	15	258	0.06
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.14	1.1	0.13
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	102	447	0.23
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	37	258	0.15
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.27	1.1	0.25
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	179	447	0.41
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	77	258	0.30
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.50	1.1	0.46

(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 4-12～表 4-13 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 4-12 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	88	222	0.40
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		58	222	0.27
水平荷重 軸受 3	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		75	222	0.34
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		147	222	0.67

表 4-13 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	74	222	0.34
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		42	222	0.19
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		76	222	0.35
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		133	222	0.60

(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 4-14～表 4-15 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 4-14 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	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	29	237	0.13
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	11	136	0.09
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14
水平荷重 軸受 2	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	13	237	0.06
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	5	136	0.04
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
水平荷重 軸受 3	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	21	237	0.09
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	8	136	0.06
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10
水平荷重 軸受 4	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	52	237	0.22
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	21	136	0.16
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.27	1.1	0.25

表 4-15 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	20	237	0.09
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	8	136	0.06
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	8	237	0.04
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	136	0.03
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	20	237	0.09
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	8	136	0.06
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	41	237	0.18
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	17	136	0.13
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20

(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 4-16～表 4-17 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 4-16 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	66	222	0.30
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		52	222	0.24
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		74	222	0.34
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		107	222	0.49

表 4-17 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	67	222	0.31
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		36	222	0.17
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		69	222	0.32
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		84	222	0.38

(8) ヒンジ部（アンカーボルト）

ヒンジ部（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 4-18～表 4-19 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 4-18 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	67	182	0.37
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	21	103	0.21
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.18	1	0.18
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	54	182	0.30
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	13	103	0.13
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1	0.11
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	78	182	0.43
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	22	103	0.22
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.23	1	0.23
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	111	182	0.61
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	39	103	0.38
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.51	1	0.51

表 4-19 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	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	71	182	0.40
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	22	112	0.20
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.19	1	0.19
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	38	182	0.21
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	9	112	0.09
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.05	1	0.05
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	72	182	0.40
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	23	112	0.21
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.20	1	0.20
水平荷重 軸受 4	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	引張力 (kN)	87	182	0.48
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断力 (kN)	31	112	0.28
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.31	1	0.31

(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 4-20～表 4-21 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 4-20 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)
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	支圧応力度 (N/mm ²)	33	67	0.50

表 4-21 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)
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	支圧応力度 (N/mm ²)	34	67	0.51

(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 4-22～表 4-23 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 4-22 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)
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	15	237	0.07
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	136	0.02
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07

表 4-23 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)
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	13	237	0.06
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	136	0.02
7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.06	1.1	0.06

(11) ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部

ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト）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 4-24～表 4-25 に示す。この結果から、ヒンジ鉛直上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-24 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 2）

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

表 4-25 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 3）

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

4.1.3 固定部

(1) 固定部（扉体フック部（先端側））

固定部（扉体フック部（先端側））における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-26～表 4-27 に示す。この結果から、固定部（扉体フック部（先端側））の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-26 照査結果（扉体フック部（先端側））（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)
上側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	79	382	0.21
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	87	217	0.41
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.21	1.2	0.18
下側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	47	382	0.13
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	52	217	0.24
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07

表 4-27 照査結果（扉体フック部（先端側））（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)
上側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	33	382	0.09
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	36	217	0.17
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.2	0.04
下側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	23	382	0.07
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	25	217	0.12
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02

(2) 固定部（扉体フック部（扉体側））

固定部（扉体フック部（扉体側））における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-28～表 4-29 に示す。この結果から、固定部（扉体フック部（扉体側））の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-28 照査結果（扉体フック部（扉体側））（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)
上側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	99	382	0.26
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	217	0.06
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.2	0.06
下側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	59	382	0.16
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	217	0.04
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03

表 4-29 照査結果（扉体フック部（扉体側））（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)
上側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	41	382	0.11
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	217	0.03
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
下側締付装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	29	382	0.08
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	217	0.02
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

(3) 固定部（摺動ブロック）

固定部（摺動ブロック）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-30～表 4-31 に示す。この結果から、固定部（摺動ブロック）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-30 照査結果（摺動ブロック）（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)
上側締付 装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	78	279	0.28
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	160	0.10
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.30	1.1	0.28
下側締付 装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	47	279	0.17
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	160	0.06
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.18	1.1	0.17

表 4-31 照査結果（摺動ブロック）（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)
上側締付 装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	33	279	0.12
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	160	0.05
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.13	1.1	0.12
下側締付 装置	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	23	279	0.09
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	160	0.04
	3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09

(4) 固定部（回転アーム）

固定部（回転アーム）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-32～表 4-33 に示す。この結果から、固定部（回転アーム）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-32 照査結果（回転アーム）（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)
上側締付装置	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	380	447	0.86
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	15	258	0.06
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.86	1.1	0.79
下側締付装置	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	230	447	0.52
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	9	258	0.04
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.52	1.1	0.48

表 4-33 照査結果（回転アーム）（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)
上側締付装置	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	162	447	0.37
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	7	258	0.03
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.37	1.1	0.34
下側締付装置	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	116	447	0.26
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	5	258	0.02
	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.26	1.1	0.24

(5) 固定部（アーム回転軸）

固定部（アーム回転軸）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-34～表 4-35 に示す。この結果から、固定部（アーム回転軸）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-34 照査結果（アーム回転軸）（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	154	309	0.50
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	21	177	0.12
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.51	1.1	0.47
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	94	309	0.31
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	13	177	0.08
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.32	1.1	0.30

表 4-35 照査結果（アーム回転軸）（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	65	309	0.22
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	177	0.06
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	47	309	0.16
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	177	0.04
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.16	1.1	0.15

(6) 固定部（アーム軸受）

固定部（アーム軸受）における合成荷重に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-36～表 4-37 に示す。この結果から、固定部（アーム軸受）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-36 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 2）

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)
上側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	318	393	0.81
下側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	195	393	0.50

表 4-37 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 3）

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)
上側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	133	393	0.34
下側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	96	393	0.25

(7) 固定部（アーム軸受架台）

固定部（アーム軸受架台）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4-38～表 4-39 に示す。この結果から、固定部（アーム軸受架台）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-38 照査結果（アーム軸受架台）（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)
上側締付装置	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	126	237	0.54
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	83	136	0.62
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.81	1.1	0.74
下側締付装置	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	80	237	0.34
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	53	136	0.39
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.51	1.1	0.47

表 4-39 照査結果（アーム軸受架台）（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)
上側締付装置	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	53	237	0.23
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	34	136	0.25
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.34	1.1	0.31
下側締付装置	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	39	237	0.17
	3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	25	136	0.19
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.25	1.1	0.23

(8) 固定部（アーム軸受架台基部）

固定部（アーム軸受架台基部）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 4-40～表 4-41 に示す。この結果から、固定部（アーム軸受架台基部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-40 照査結果（アーム軸受架台基部）（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	22	237	0.10
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	20	136	0.15
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.18	1.1	0.17
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	14	237	0.06
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	13	136	0.10
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10

表 4-41 照査結果（アーム軸受架台基部）（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	237	0.05
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	136	0.07
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	7	237	0.03
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	136	0.06
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.06	1.1	0.06

(9) 固定部（ベースプレート）

固定部（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の解析ケースと照査値を表 4-42～表 4-43 に示す。この結果から、固定部（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 4-42 照査結果（ベースプレート）（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)
上側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	91	237	0.39
下側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)		58	237	0.25

表 4-43 照査結果（ベースプレート）（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)
上側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	38	237	0.17
下側締付 装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)		28	237	0.12

(10) 固定部（アンカーボルト）

固定部（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 4-44～表 4-45 に示す。この結果から、固定部（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 4-44 照査結果（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	引張力 (kN)	105	182	0.58
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断力 (kN)	76	127	0.60
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.68	1	0.68
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	引張力 (kN)	66	182	0.37
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断力 (kN)	48	127	0.38
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.28	1	0.28

表 4-45 照査結果（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)
上側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	引張力 (kN)	44	182	0.25
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断力 (kN)	33	127	0.26
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.13	1	0.13
下側締付装置	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	引張力 (kN)	33	182	0.19
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	せん断力 (kN)	24	127	0.19
	4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1	0.07

(11) 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 4-46～表 4-47 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 4-46 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+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	支圧応力度 (N/mm ²)	0.25	8.8	0.03
	1 (G+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	0.11	1.5	0.08
戸当り腹板	1 (G+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	圧縮応力度 (N/mm ²)	7	177	0.04

表 4-47 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+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	支圧応力度 (N/mm ²)	0.09	8.8	0.02
	1 (G+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	0.04	1.5	0.03
戸当り腹板	1 (G+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	圧縮応力度 (N/mm ²)	3	177	0.02

4.2 RC 支柱

4.2.1 RC 支柱

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 4-5~図 4-6 に、照査結果を表 4-48~表 4-52 に示す。また、配筋概要図を図 4-7 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。

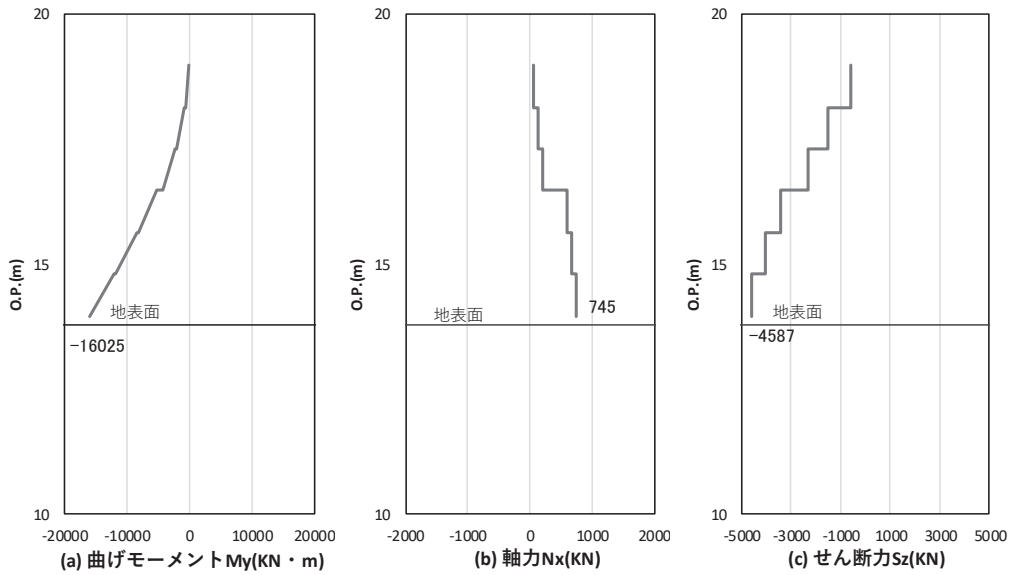


図 4-5(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大曲げモーメント発生時刻での断面力（鋼製扉 2， $S_s-D 2$ （++）， $t = 10.42s$ ）

解析ケース①：基本ケース

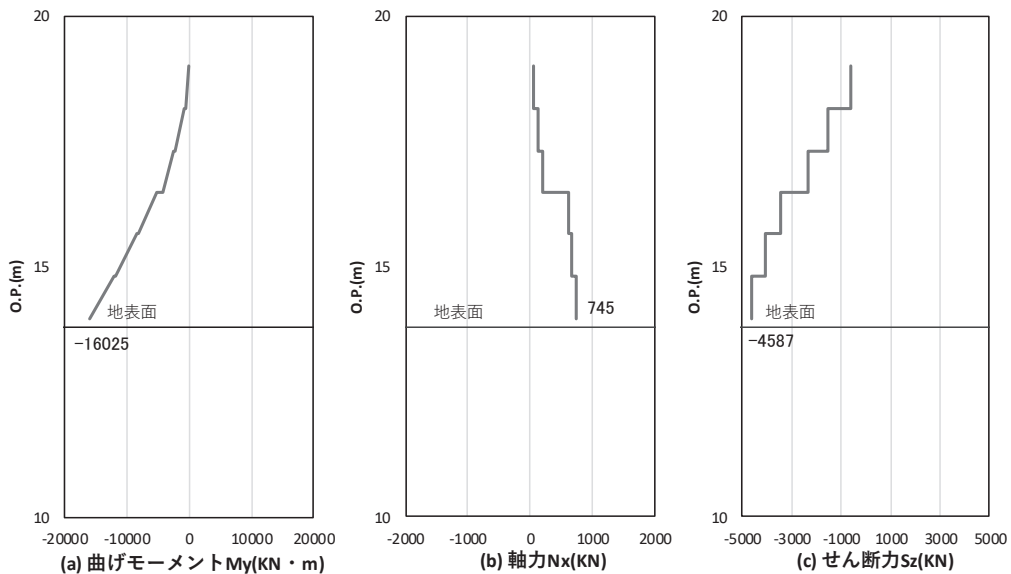


図 4-5(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における発生時刻での断面力（鋼製扉 2， $S_s-D 2$ （++）， $t = 10.42s$ ） 解析ケース①：基本ケース

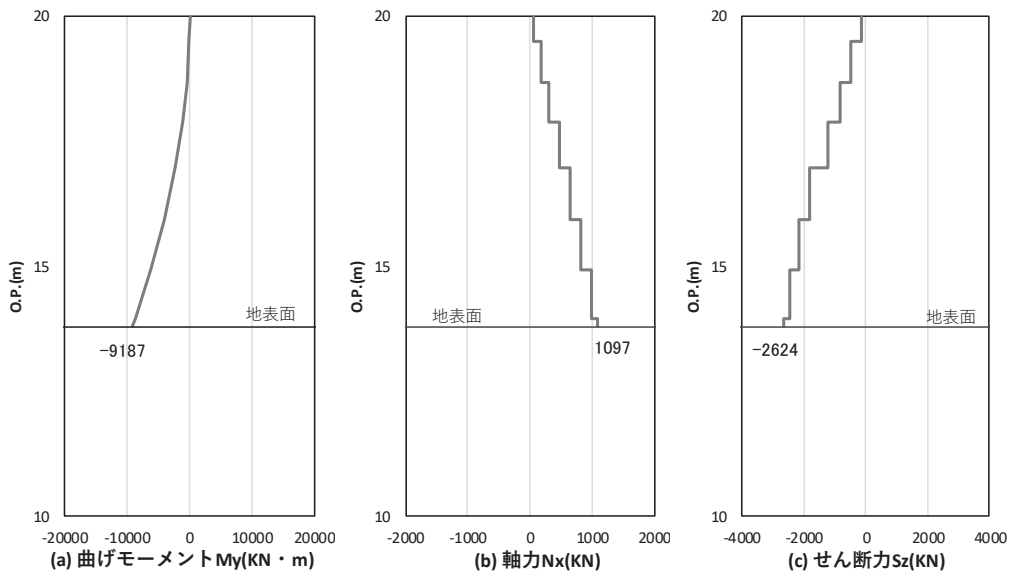


図 4-6(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, $S_s - N_1 (-+)$, $t = 7.93\text{s}$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

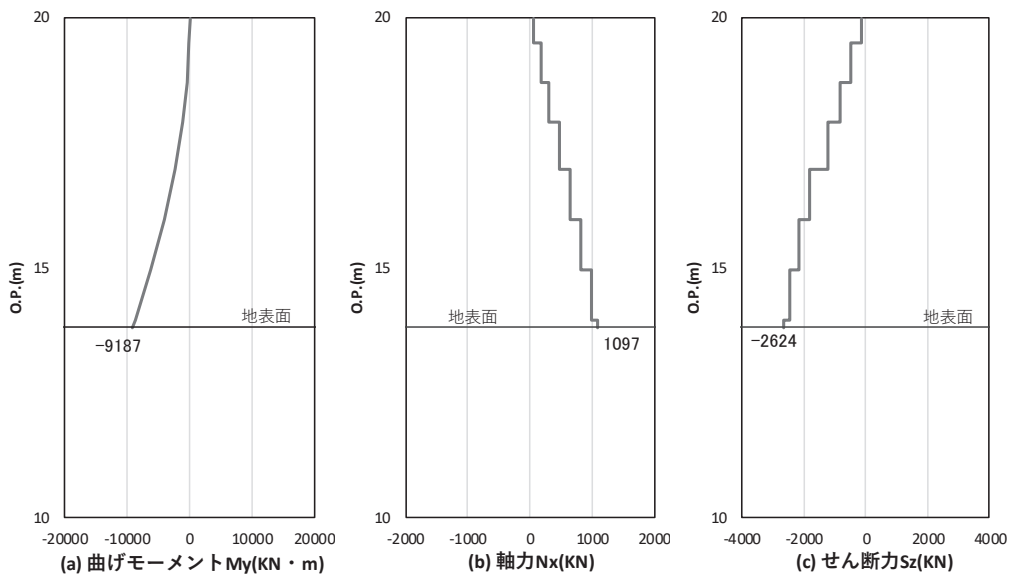


図 4-6(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, $S_s - N_1 (-+)$, $t = 7.93\text{s}$)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

表 4-48 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)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	-16025	1973	8.4	16.5	0.51
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	③	-9187	1684	11.1	16.5	0.68

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 4-49 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)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	D38 @150 2段	-16025	17	222	435	0.52
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	③	D41 @150	-9187	20	327	435	0.76

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 4-50 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 s - D 2 (++)	①	D22@150	4587	4817	8046	0.60
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	③	D25@150	2624	2756	6159	0.45

注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ a

表 4-51 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 s - D 2 (++)	①	D38@150	468	7	221	228	435	0.53
鋼製扉 3	S s - N 1 (++)	①	D41@150	127	5	306	311	435	0.72

表 4-52 RC 支柱のねじり（帯方向鉄筋（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 s - D2 (++)	①	D22@1 50	262	20	129	149	294	0.51
鋼製扉 3	S s - N1 (++)	①	D25@1 50	127	11	93	104	294	0.36

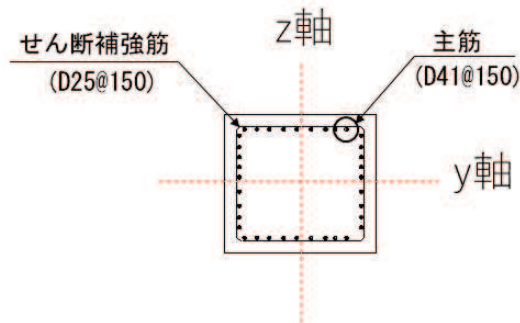


図 4-7 RC 支柱の配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

4.2.2 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 4-53～表 4-55 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 4-53 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 s - D 2 (--)	②	M _Y : 672 M _Z : 2880		3.1	16.5	0.19
鋼製扉 3	S s - D 1 (++)	①	M _Y : 119 M _Z : 1143		0.9	16.5	0.06

表 4-54 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 s - D 2 (--)	②	D25@150	M _Y : 672 M _Z : 2880		91	294	0.31
鋼製扉 3	S s - D 1 (++)	①	D22@150	M _Y : 119 M _Z : 1143		29	294	0.10

表 4-55 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*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	(kN) (a)		
鋼製扉 2	S _s -D 2 (++)	②	D22@300	283	298	3845	0.08
鋼製扉 3	S _s -D 2 (++)	②	D22@300	152	160	4929	0.04

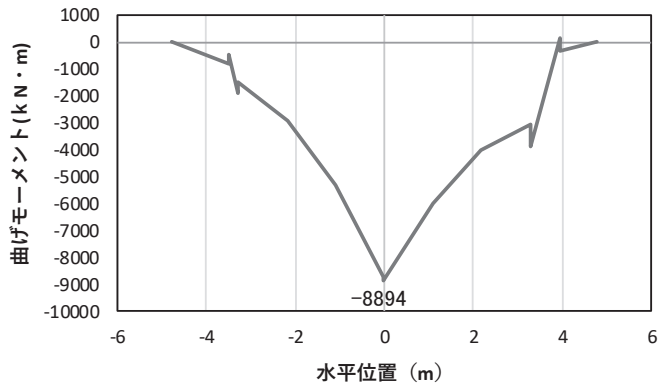
注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

4.3 フーチング

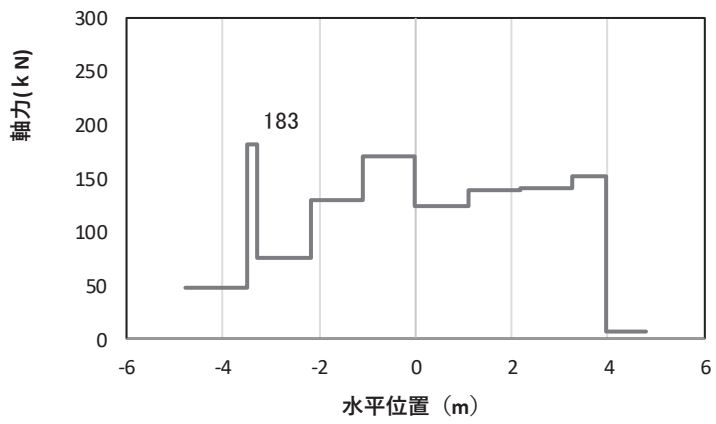
4.3.1 フーチング

フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-8～図 4-9 に，照査結果を表 4-56～表 4-60 に示す。また，配筋概要図を図 4-10 に示す。

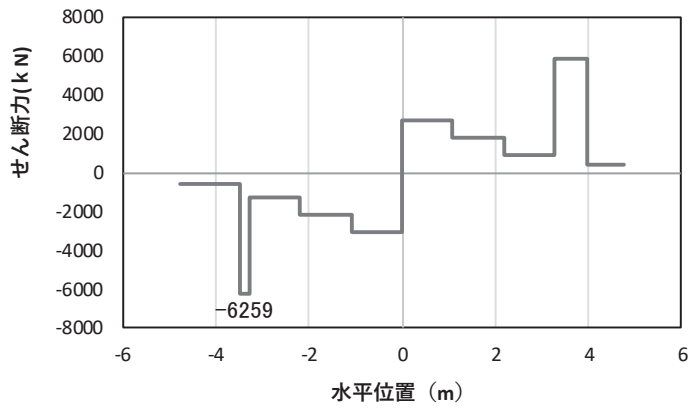
この結果から，フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



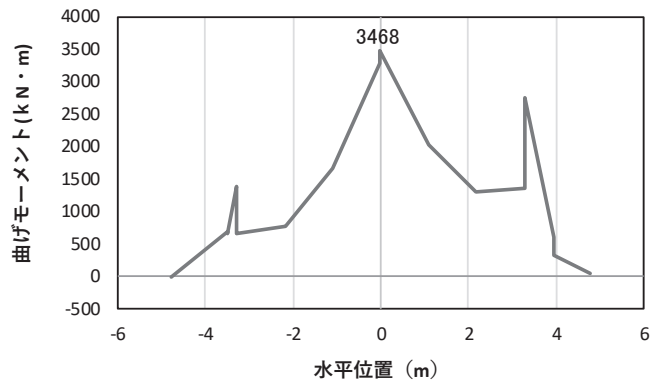
(b) 軸力 N_x (KN)



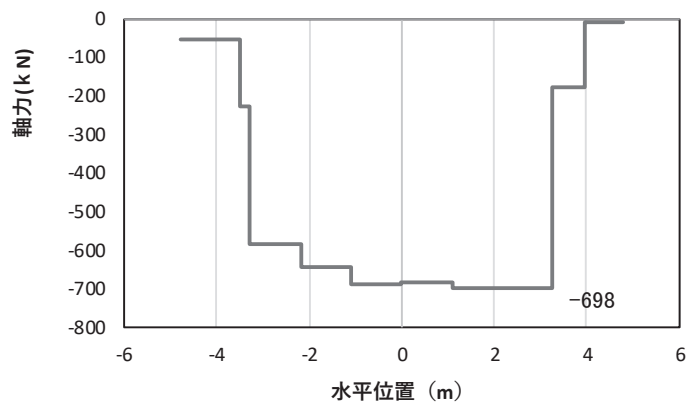
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

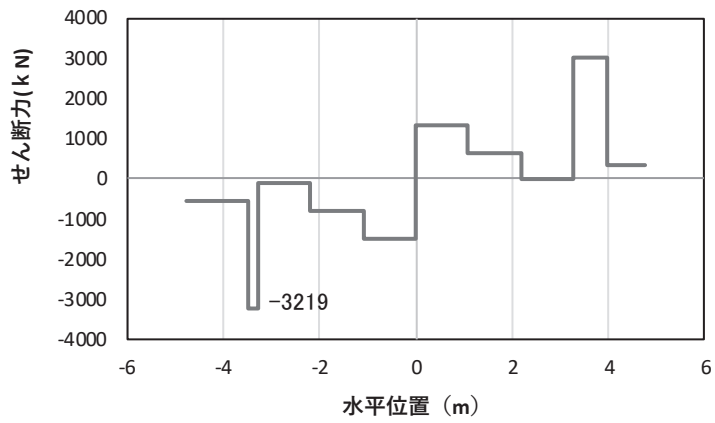
図 4-8(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t = 10.42s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (kN · m)



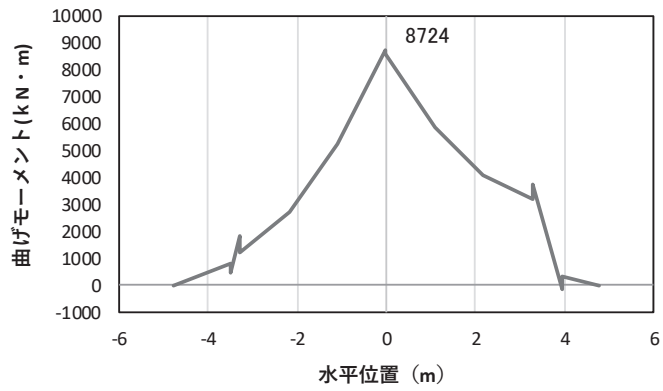
(b) 軸力 N_x (kN)



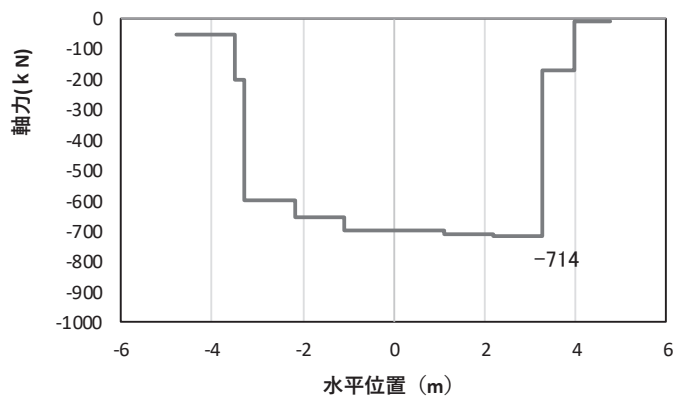
(c) せん断力 S_y (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

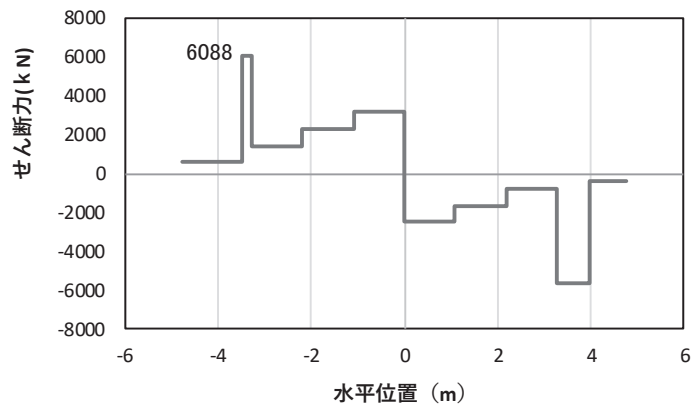
図 4-8(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t = 10.39s, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (kN·m)



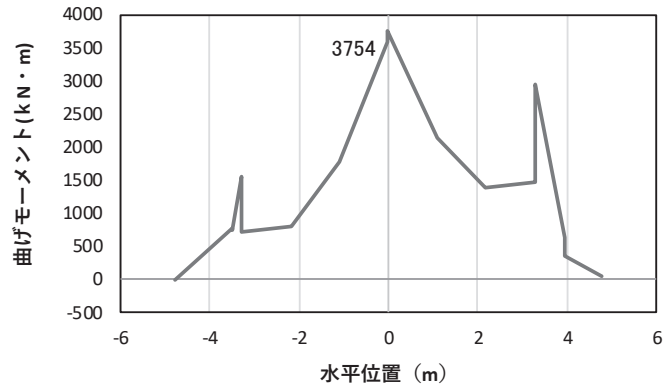
(b) 軸力 N_x (kN)



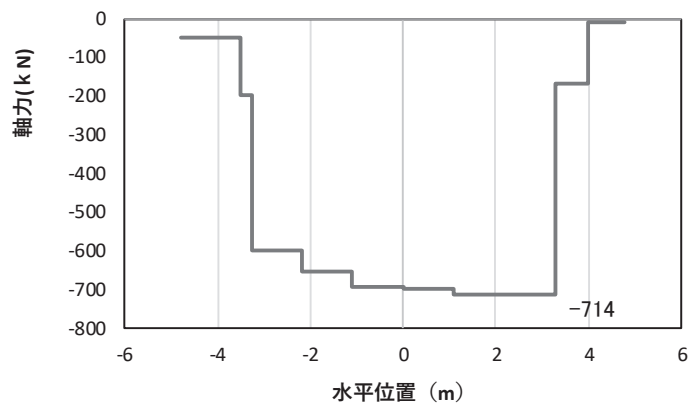
(c) せん断力 S_z (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

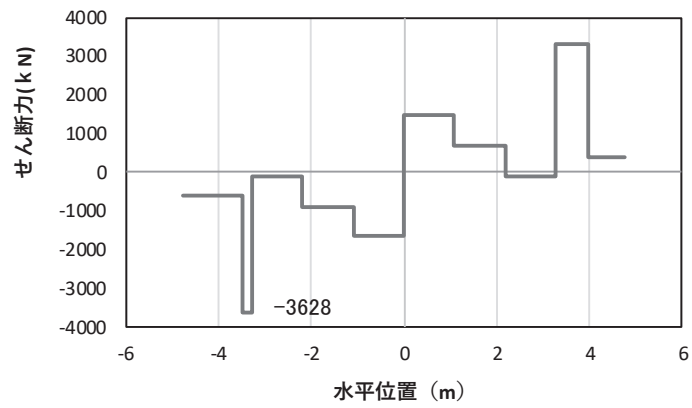
図 4-8(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, $S_s - D 2$ (一十), $t = 10.42s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



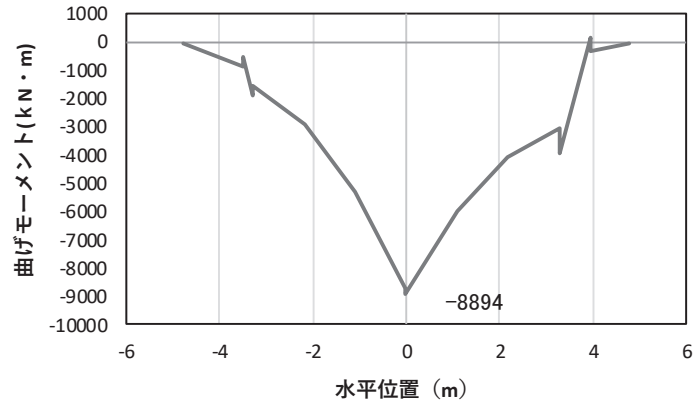
(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



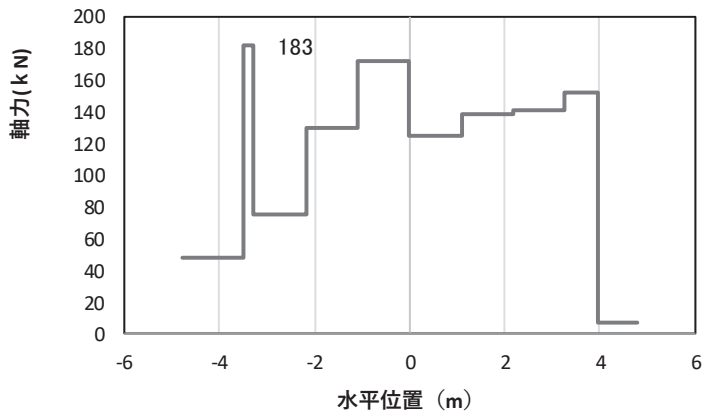
(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

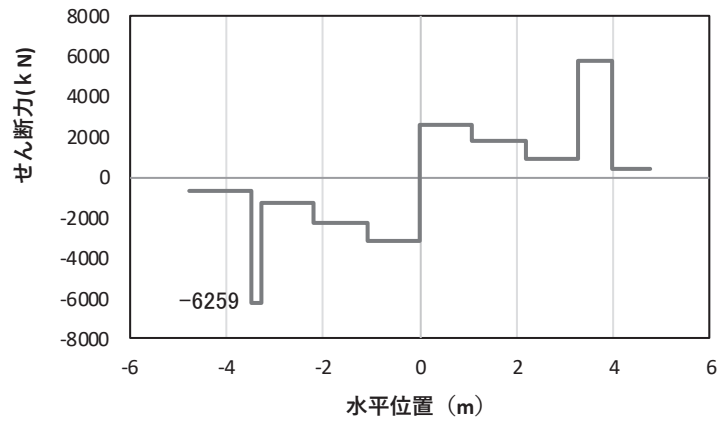
図 4-8(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 2, $S_s - D 2$ (一十), $t = 10.42\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



(b) 軸力 N_x (KN)

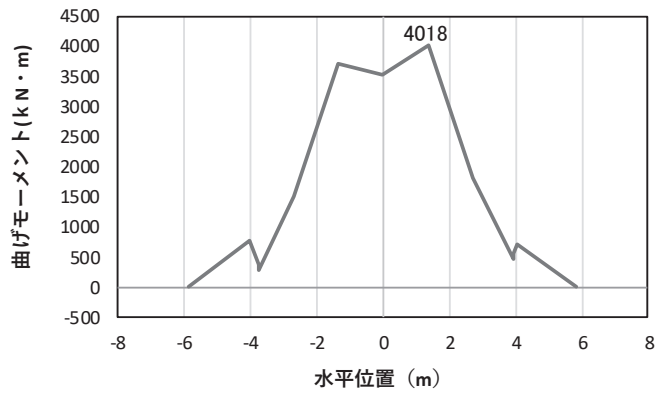


(c) せん断力 S_z (KN)

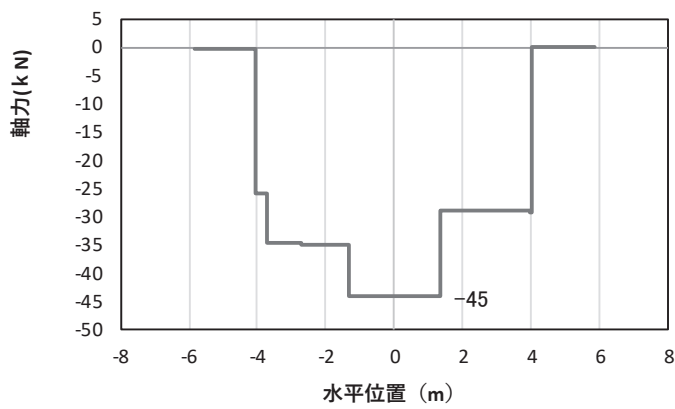
(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

図 4-8(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 s - D 2 (++) , t = 10.42s)

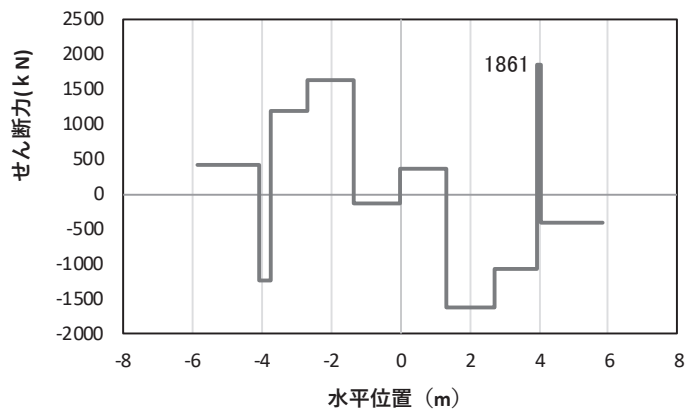
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント M_y (KN · m)



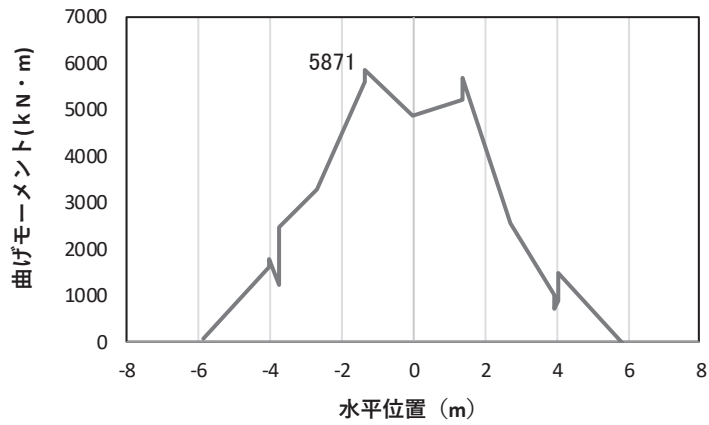
(b) 軸力 N_x (KN)



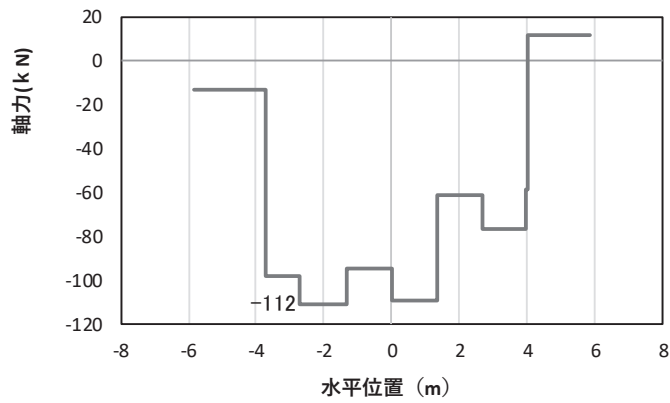
(c) せん断力 S_z (KN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

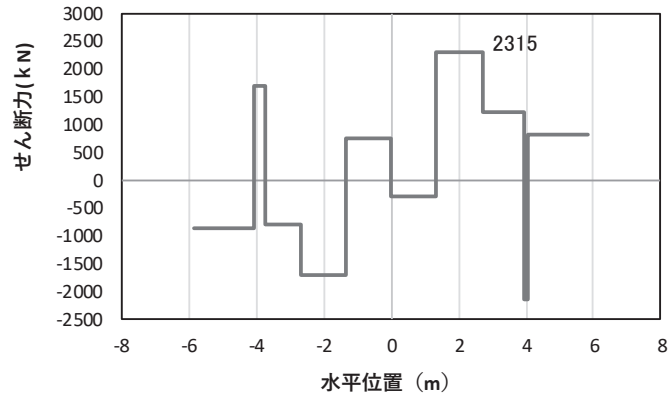
図4-9(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉3, S s - D 1 (-+), t = 25.57s, My 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント M_z (kN·m)



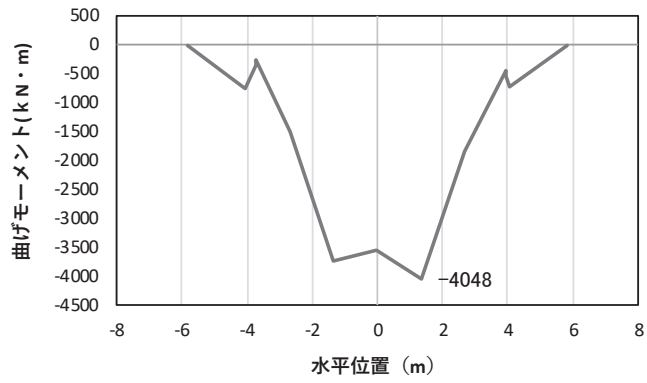
(b) 軸力 N_x (kN)



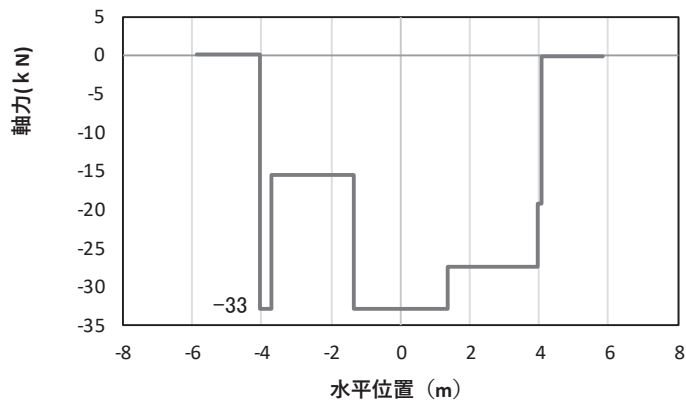
(c) せん断力 S_y (kN)

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

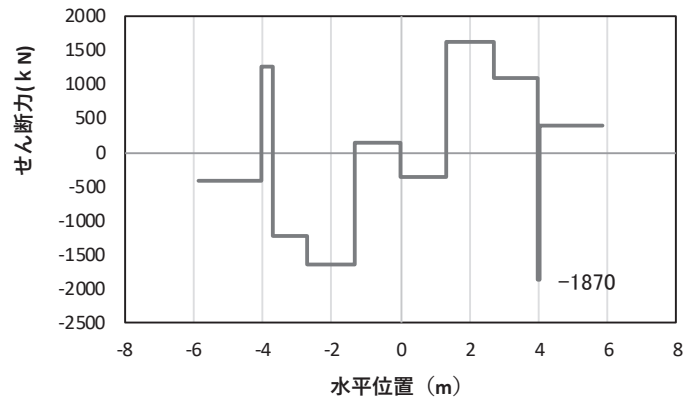
図4-9(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉3, S s - D 1 (-+), $t = 18.08s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント My (KN · m)



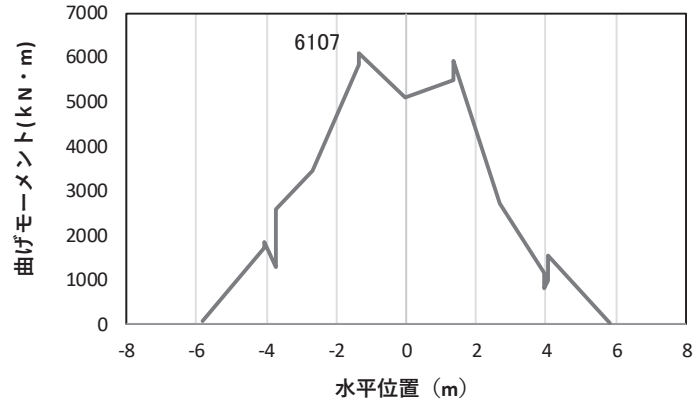
(b) 軸力 Nx (KN)



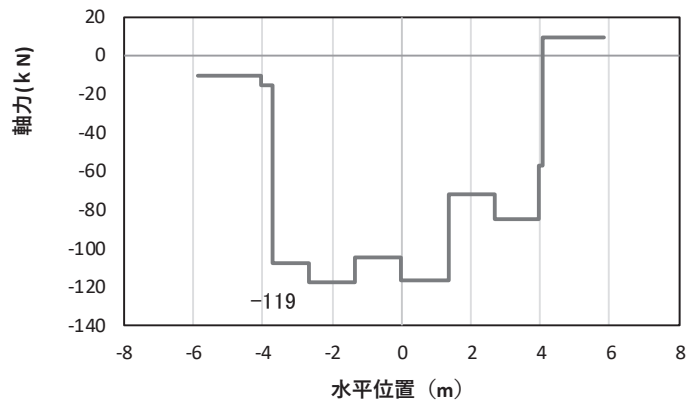
(c) せん断力 Sz (KN)

(水平位置の 0 はフーチング中心位置を示す)

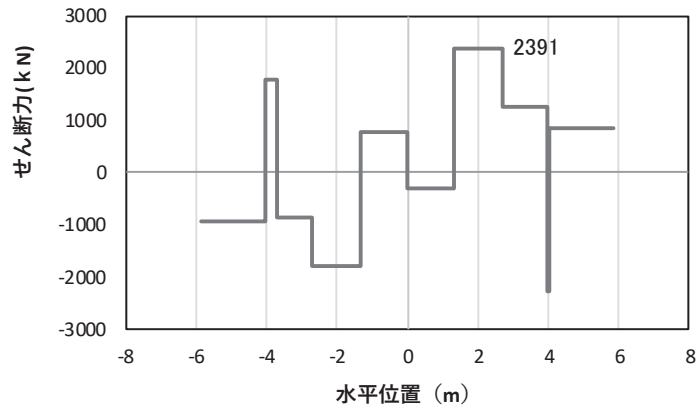
図 4-9 (3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (+), t = 25.57s, My 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



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



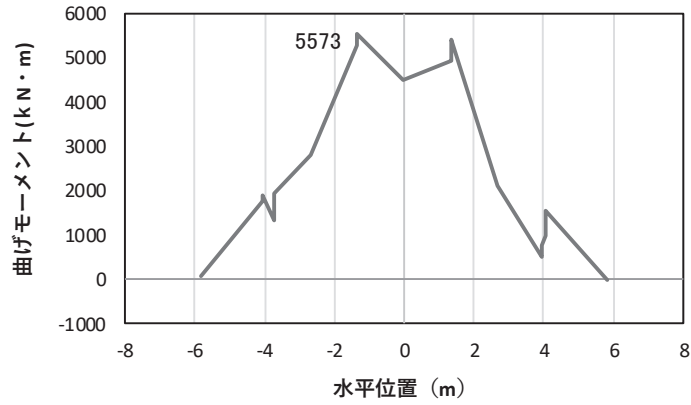
(b) 軸力 $N_x(\text{KN})$



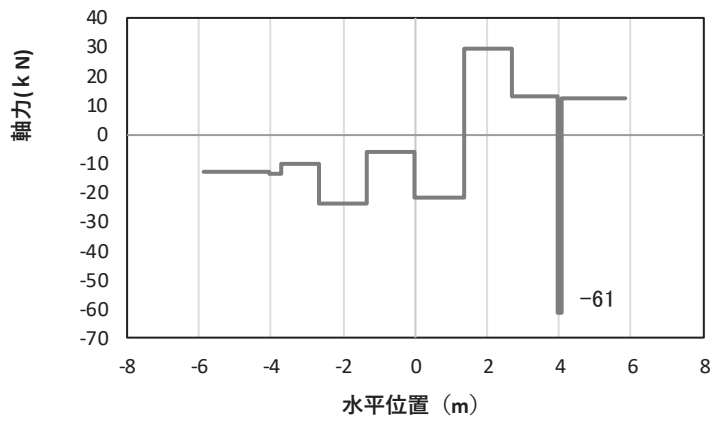
(c) せん断力 $S_y(\text{KN})$

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

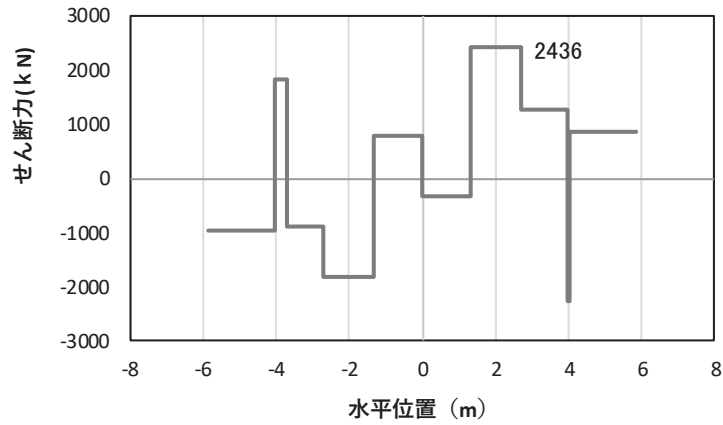
図 4-9(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (+), $t = 20.41\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(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 4-9(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 s - 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 4-56 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)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	M _Y : 8894 M _Z : 3468	247	1.2	24	0.05
鋼製扉 3	S s - D 1 (-+)	①	M _Y : 4018 M _Z : 5871	100	2.2	24	0.10

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 4-57 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)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	D38 @150	M _Y : 8724 M _Z : 3754	-714	48	294	0.17
鋼製扉 3	S s - D 1 (+-)	①	D38 @300, 200	M _Y : 4048 M _Z : 6107	-150	86	294	0.30

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 4-58 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 s - D 2 (++)	①	D22@300	6259	6572	38529	0.18
鋼製扉 3	S s - D 2 (++)	②	D32@300	2436	2558	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 4-59 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 s - D2 (-+)	①	D38@150	27835	114	48	162	294	0.56
鋼製扉 3	S s - N1 (++)	③	D38 @300, 200	12288	118	84	202	294	0.69

表 4-60 フーチングのねじり（（帯方向鉄筋（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 s - D2 (-+)	①	D38@300	27835	232	0	232	294	0.79
鋼製扉 3	S s - N1 (++)	③	D32@300	12288	211	0	211	294	0.72

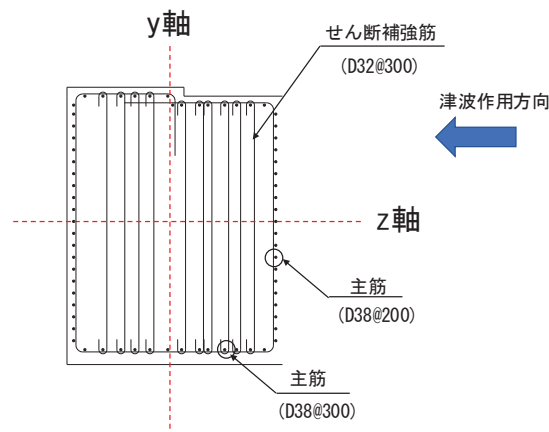


図 4-10 フーチング配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

4.3.2 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 4-61～表 4-63 に示す。この結果から、フーチング（接続部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-61 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 s - D 2 (++)	①	M _Y : 19 M _Z : 249		0.7	16.5	0.05
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	②	M _Y : 103 M _Z : 304		0.9	16.5	0.06

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 4-62 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 s - D 2 (++)	①	D25@150	M _Y : 19 M _Z : 249		28	294	0.10
鋼製扉 3	S s - N 1 (++)	①	D25@150	M _Y : 109 M _Z : 304		36	294	0.13

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 4-63 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 _s -D 2 (++)	①	D22@300	468	492	2896	0.17
鋼製扉 3	S _s -N 1 (++)	①	D22@300	564	593	2970	0.20

注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

4.4 鋼管杭

4.4.1 杭体

(1) 曲げ軸力

断面計算に用いた断面諸元を表 4-64 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 4-11～図 4-12 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-65 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 4-64 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。

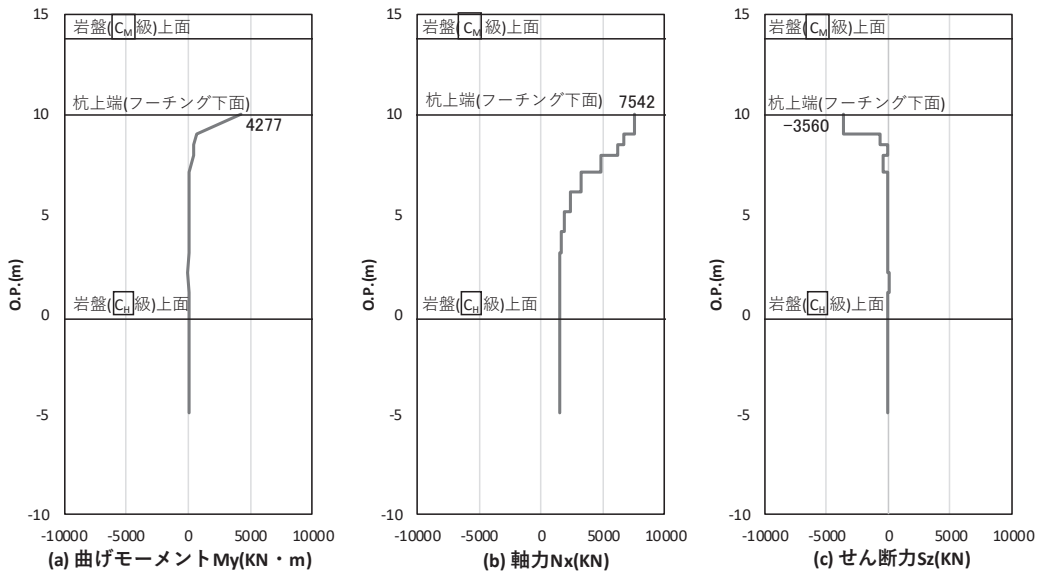


図 4-11 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t = 20.40s)

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

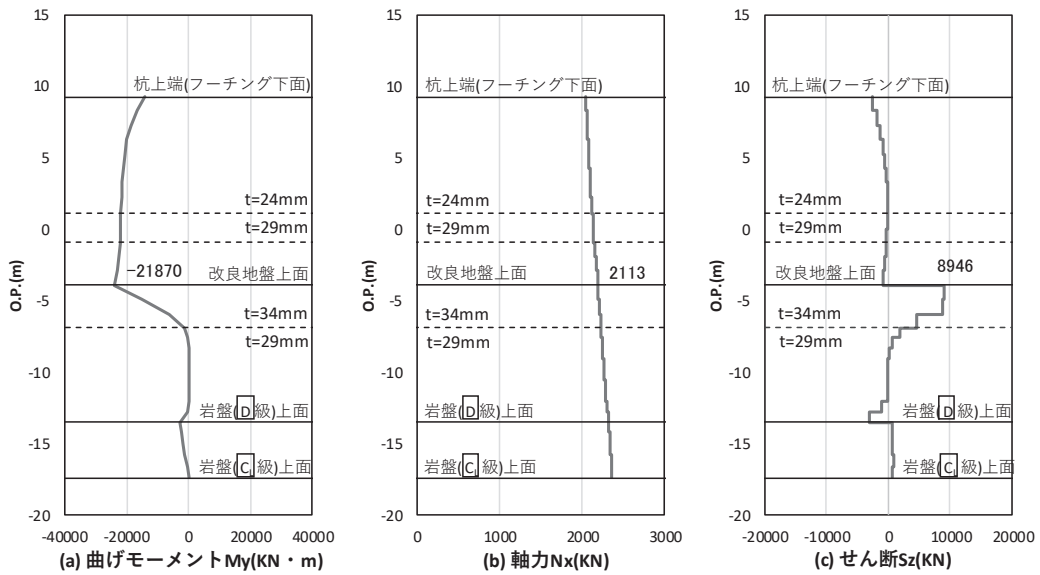


図 4-12 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 3, S s - N 1 (-+) , t = 7.93s)

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 4-65 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	③	4277	7542	15403	0.28
鋼製扉 3 (上杭)	S s - N 1 (-+)	③	21870	2113	24362	0.90

(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 4-13～図 4-14 に、せん断破壊に対する照査値を表 4-66 に示す。なお、断面力図の座標について、部材軸方向（鉛直方向）を x 軸，部材軸直交（壁軸方向）を y 軸，部材軸直交方向（壁軸直交方向）を z 軸とした要素座標系に基づき記載する。

この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

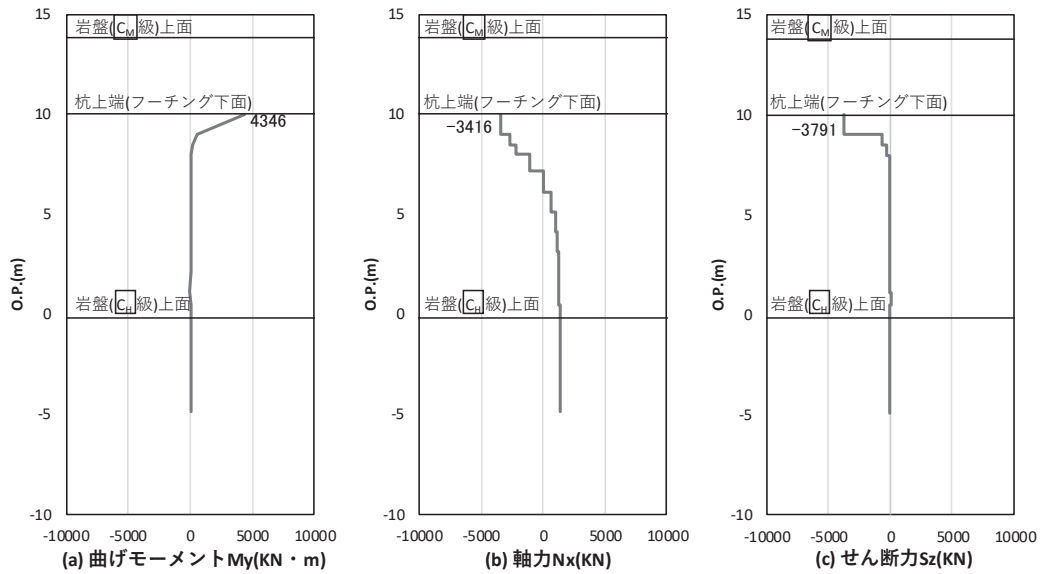


図 4-13 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- +), t = 20.42s)

解析ケース①：基本ケース

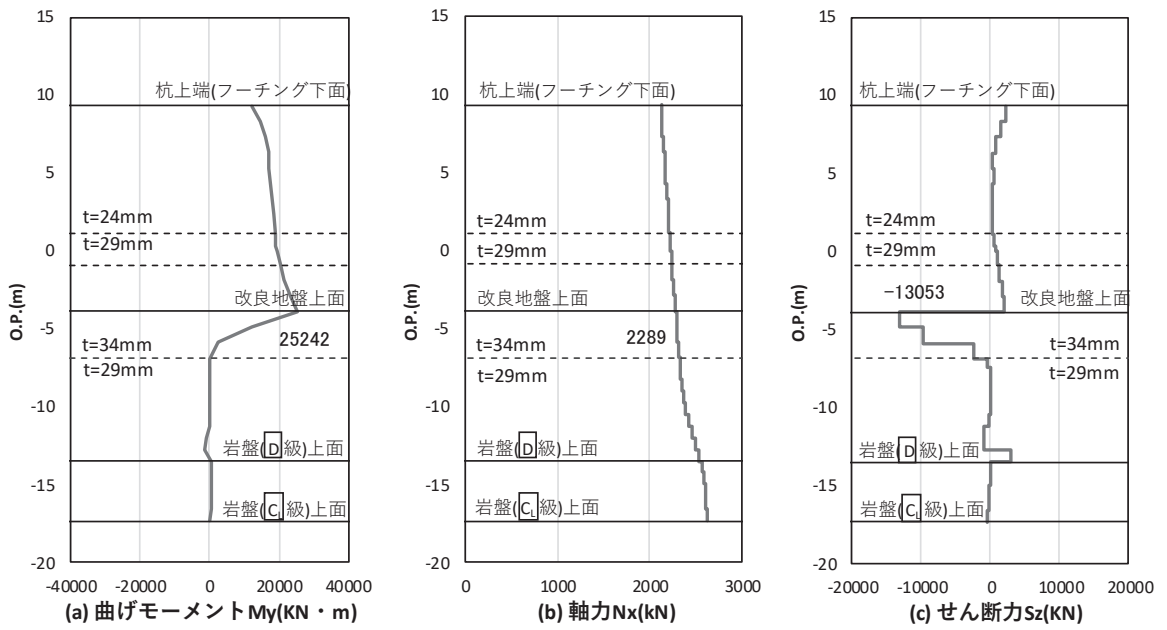


図 4-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, $S_s - N 1$ (++) , $t = 7.86s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

表 4-66 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値

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	$S_s - D 2$ (-+)	①	3791	69	260	0.27
鋼製扉 3 (中杭②)	$S_s - N 1$ (++)	②	13053	143	260	0.55

4.4.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 4-67 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-68 に示す。また、配筋概要図を図 4-15 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 4-67 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

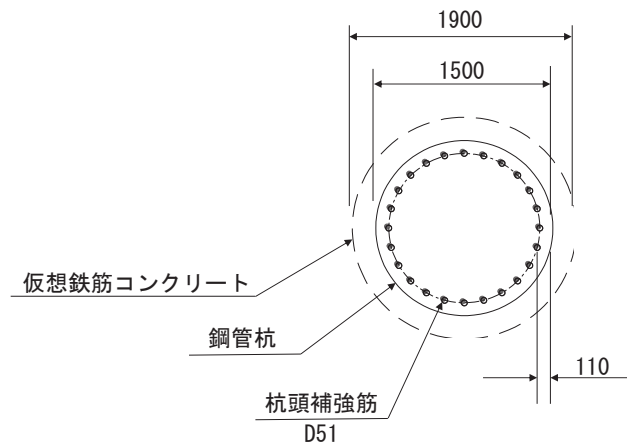


図 4-15(1) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

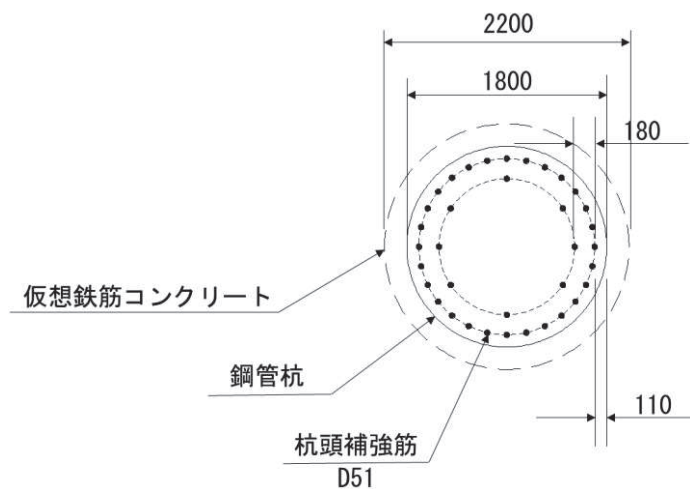


図 4-15(2) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

表 4-68 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	③	4433	11661	0.39
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	③	16598	19490	0.86

4.5 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 4-16～図 4-19 に照査結果を表 4-69, 表 4-70 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。

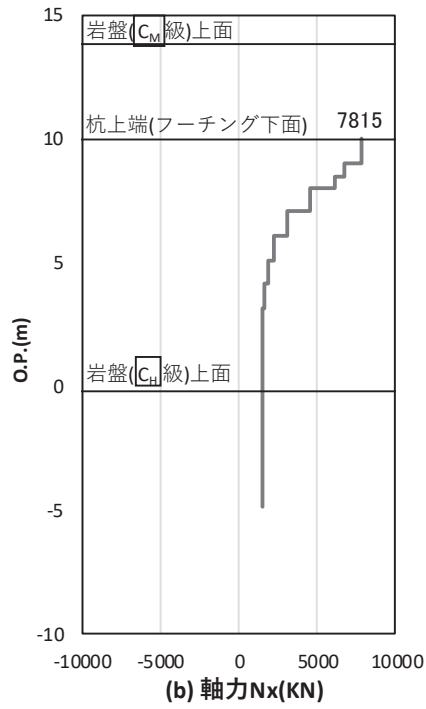


図 4-16 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- +) , t = 10. 42s)
 解析ケース①：基本ケース

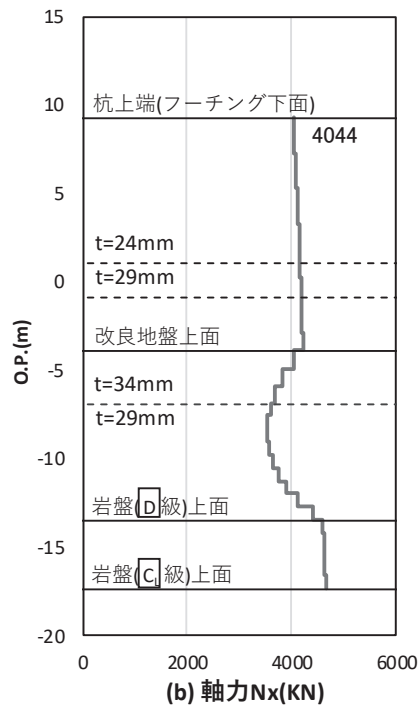


図 4-17 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (鋼製扉 3, S s - D 2 (+ +) , t = 23. 56s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+ 1 σ) を考慮した解析ケース

表 4-69 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	R_{ua} (N/mm ²) (b)	
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	7815	4.5	13.7	0.33
鋼製扉 3	S s - D 2 (++)	②	4044	1.6	11.4	0.15

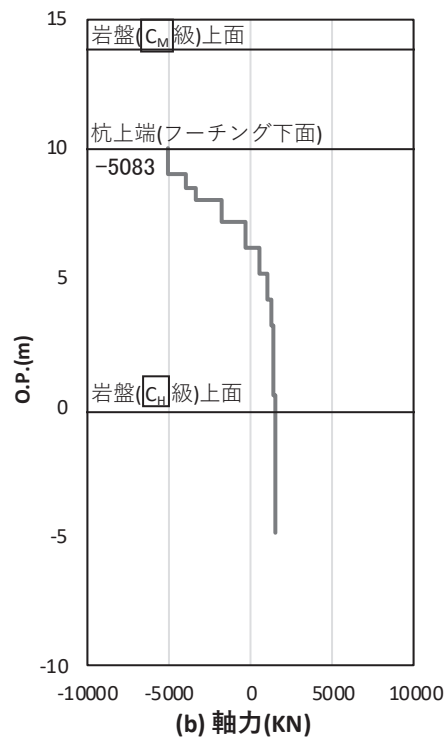


図 4-18 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- -) , t=10.42s)
 解析ケース① : 基本ケース

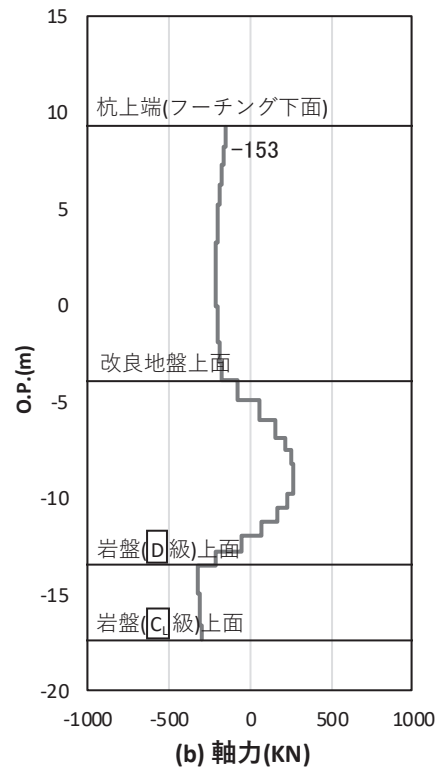


図 4-19 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)
 (鋼製扉 3, S s - D 2 (- -) , t=23.56s)
 解析ケース①：基本ケース

表 4-70 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 s - D 2 (--)	①	-5083	7124	0.72
鋼製扉 3	S s - D 2 (--)	①	-153	14069	0.02

VI-2-10-2-3-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の
耐震性についての計算書

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.	固有値解析	12
4.1	固有振動数の計算方法	12
4.2	固有振動数の計算条件	13
4.3	固有振動数の計算結果	13
5.	構造強度評価	14
5.1	構造強度評価方法	14
5.2	荷重及び荷重の組合せ	14
5.3	許容限界	16
5.4	設計用地震力	19
5.5	解析モデル及び諸元	20
5.6	評価方法	27
5.7	評価条件	34
6.	評価結果	36

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮壁に要求される機能の維持を確認するに当たっては、固有値解析及び応力評価により行う。

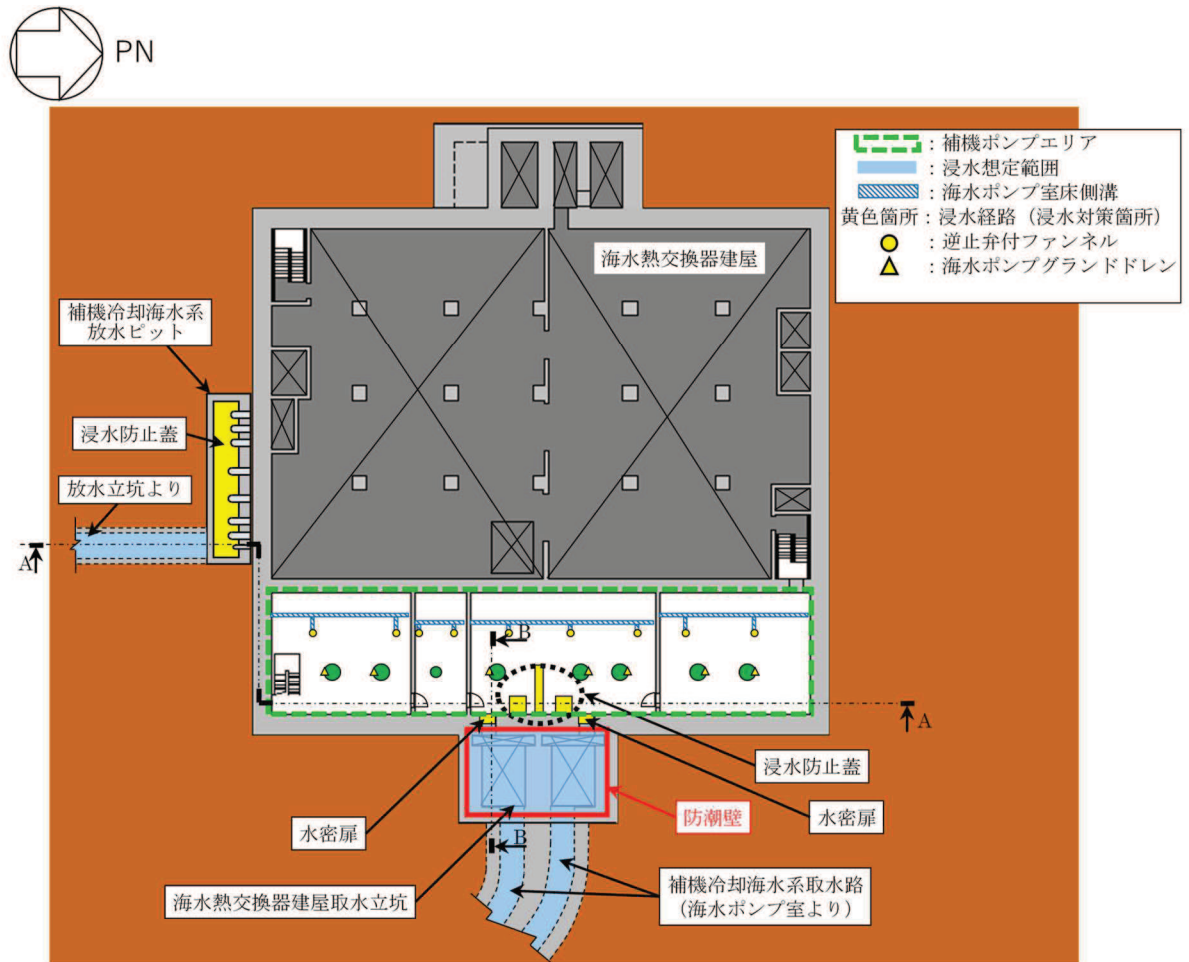
なお、防潮壁の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

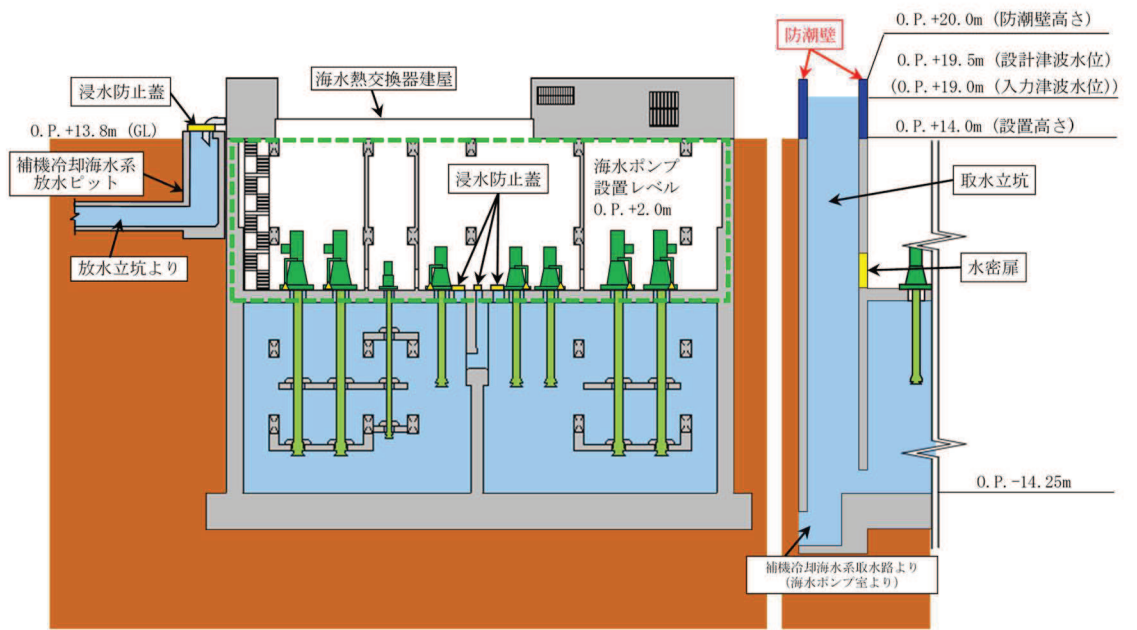
防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

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)



A-A 断面図

B-B 断面図

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

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)
0. P. 14. 00	0. P. 19. 50 (0. P. 19. 00)	0. P. 20. 00

2.3 評価方針

防潮壁の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定し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. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

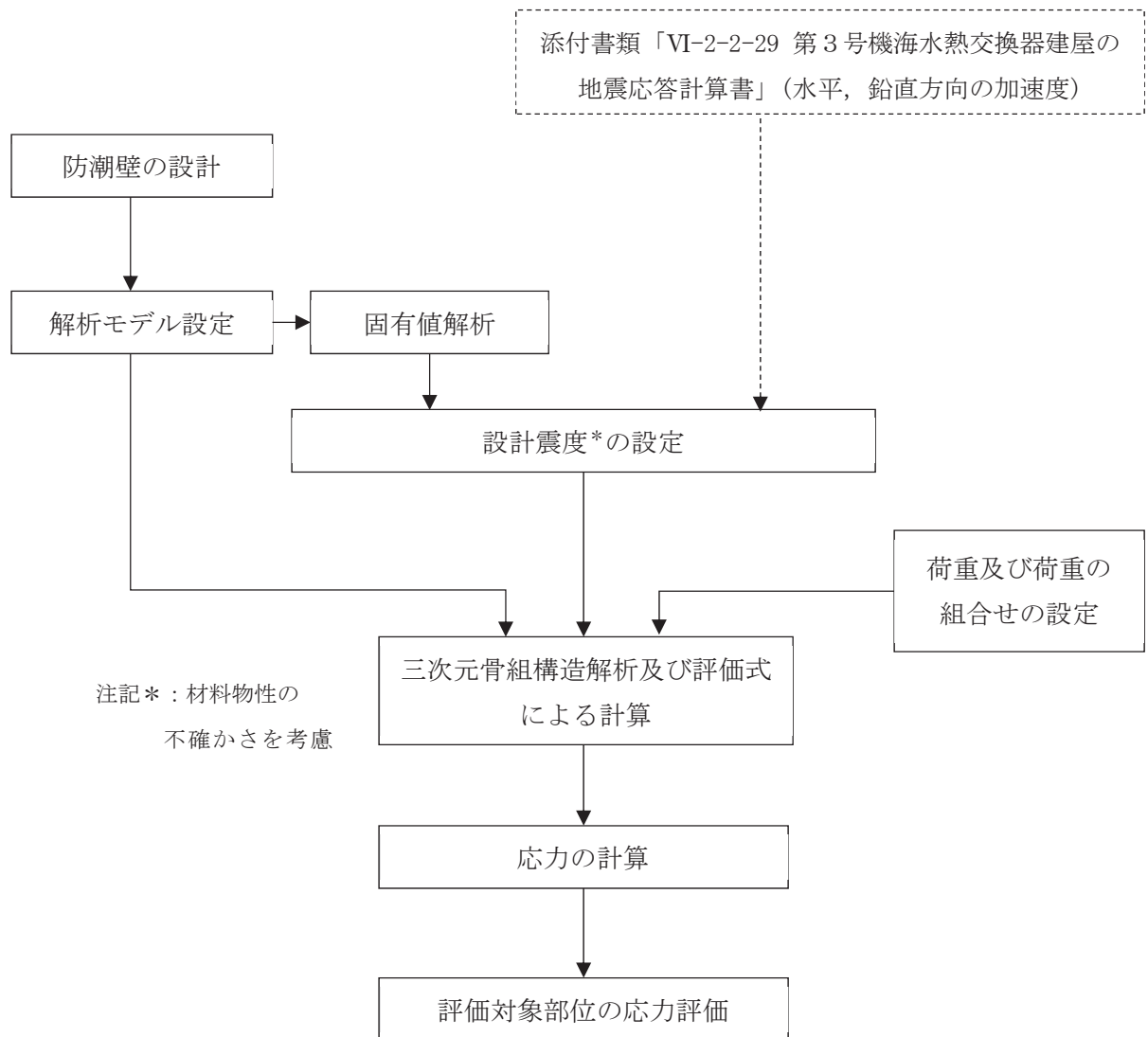


図 2-2 耐震評価フロー

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）
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）
- ・ 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

2.5 記号の説明

防潮壁の耐震評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (1/3)

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
S_{sNS}	kN	基準地震動 S_s の NS 方向の地震荷重
S_{sEW}	kN	基準地震動 S_s の EW 方向の地震荷重
S_{sV}	kN	基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重
G	(kN/m ²)	固定荷重
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	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
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
P_B	kN/m ²	鋼製遮水壁 (鋼板) に均等に加わる荷重
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

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
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（風荷重による水平応力度）
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）
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
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_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
Z	mm ³	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
ℓ	m	防潮壁高さ
k	N/m	防潮壁の剛性
m	kg	防潮壁の質量
f	Hz	固有振動数

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
P_c	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重
d	mm	間柱の負担幅
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、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、地震に伴う慣性力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、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。

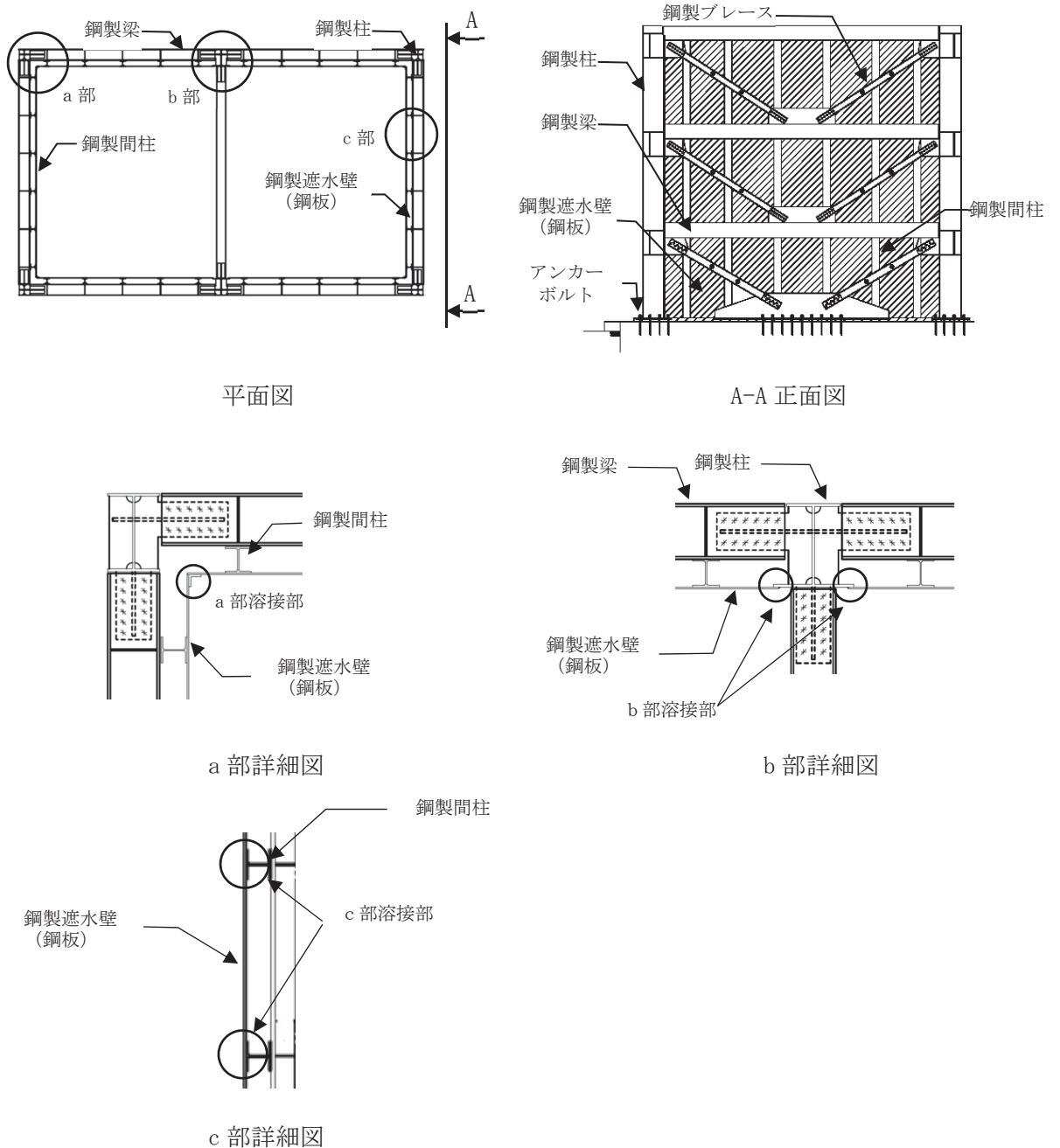


図3-1 評価対象部位 (1/2)

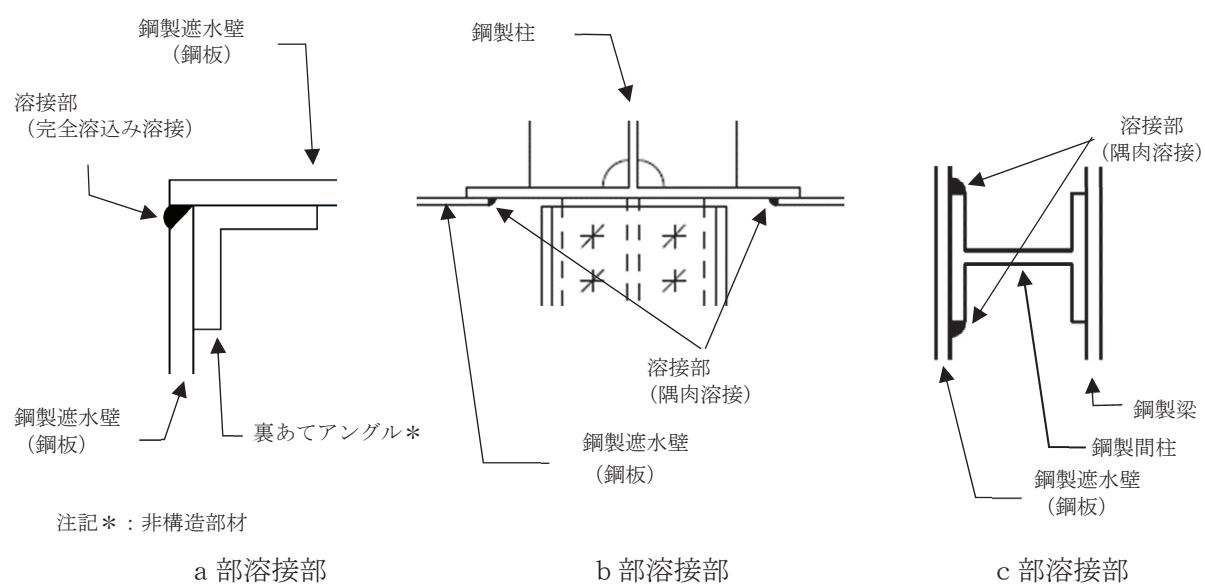


図 3-1 評価対象部位 (2/2)

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

防潮壁の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を求める。

4.1.1 解析モデルの設定

各部位の寸法や形状を踏まえ片持ち梁に単純化したモデルとする。防潮壁の評価モデル図を図4-1に示す。

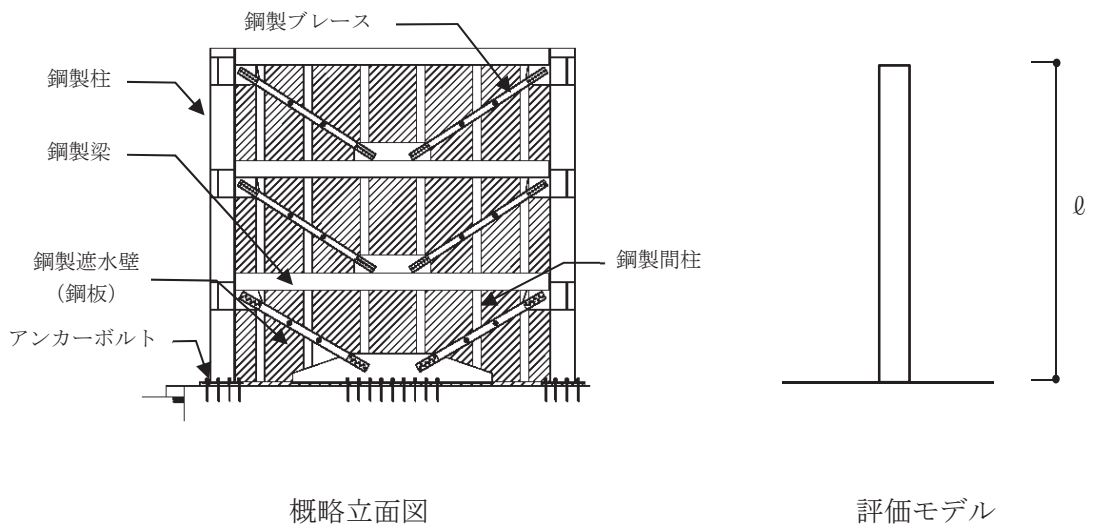


図4-1 防潮壁の評価モデル図

4.1.2 記号の説明

固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
l	m	防潮壁高さ
m	kg	防潮壁の質量
k	N/m	防潮壁の剛性

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「日本機械学会 2005 年 機械工学便覧」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表4-2に示す。剛性は、原子力発電所耐震設計技術指針（JEA G4601-1991 追補版）に示されるK型ブレースの復元力特性の初期剛性を設定する。

表4-2 固有振動数の計算条件

防潮壁高さ l (m)	剛性 k (N/m)	質量 m (kg)
6.0	2.20×10^6	5.09×10^4

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表4-3に示す。計算結果より、剛であることを確認した。

表4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 f (Hz)
52.02

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重

防潮壁の耐震評価において、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) 地震荷重(S_s)

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

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「5.4 設計用地震力」に示す。

$$S_{sH} = (G + P_s) \cdot K_H$$

$$S_{sV} = (G + P_s) \cdot K_V$$

ここで、

S_{sH} : 基準地震動S_sの水平方向地震荷重 (S_{sNS}またはS_{sEW})

S_{sV} : 基準地震動S_sの鉛直方向地震荷重

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

K_H : 水平方向設計震度 (K_{NS}またはK_{EW})

K_V : 鉛直方向設計震度

(3) 積雪荷重(P_s)

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

(4) 風荷重(P_k)

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

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

5.3 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。

5.3.1 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 5-2 に示す。

表 5-2 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 5-2 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 5-2 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 5-2 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 5-2 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。

5.3.2 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 5-3 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 5-3 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

5.4 設計用地震力

「4.3 固有振動数の計算結果」に示したとおり固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、耐震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5-4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5-5に示す。

表5-4 設計震度

設置場所 (m)	基準地震動 S_s		
	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	$K_{NS} =$ 2.46	$K_{EW} =$ 2.07	$K_V =$ 1.27

表5-5 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	$G + P_s + P_k + 1.0S_{sNS} + 0.4S_{sEW} + 0.4S_{sV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0S_{sNS} + 0.4S_{sEW} - 0.4S_{sV}$
3	$G + P_s + P_k + 0.4S_{sNS} + 1.0S_{sEW} + 0.4S_{sV}$
4	$G + P_s + P_k + 0.4S_{sNS} + 1.0S_{sEW} - 0.4S_{sV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4S_{sNS} + 0.4S_{sEW} + 1.0S_{sV}$
6	$G + P_s + P_k + 0.4S_{sNS} + 0.4S_{sEW} - 1.0S_{sV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_{sNS} : 基準地震動 S_s の NS 方向の地震荷重 ($(G + P_s) \cdot K_{NS}$)

S_{sEW} : 基準地震動 S_s の EW 方向の地震荷重 ($(G + P_s) \cdot K_{EW}$)

S_{sV} : 基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重 ($(G + P_s) \cdot K_V$)

5.5 解析モデル及び諸元

5.5.1 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 5-1 に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表 5-6 及び表 5-7 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 5-8 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 |

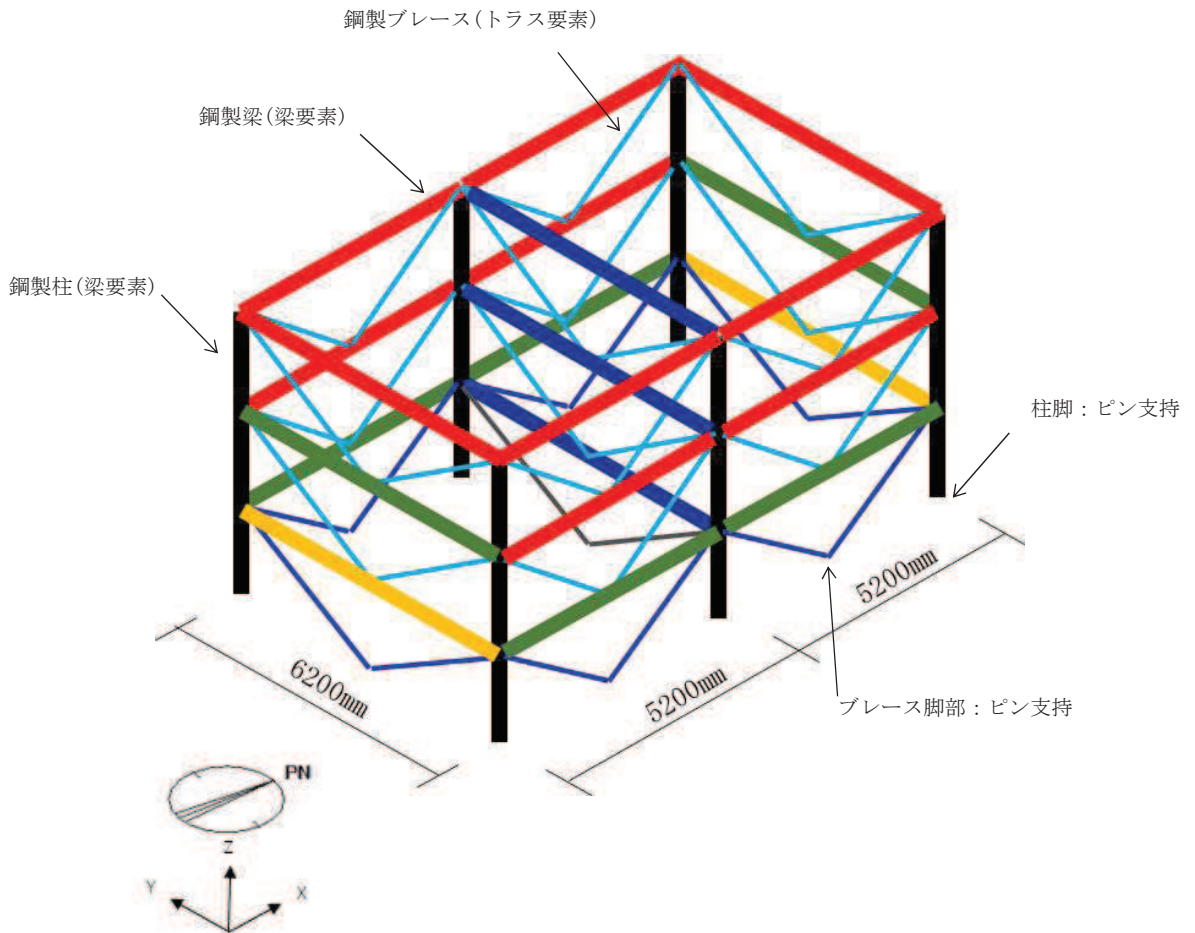


図 5-1 鋼製柱，鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 5-6 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 5-7 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 5-8 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

5.5.2 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5-2に、諸元を表5-9に示す。

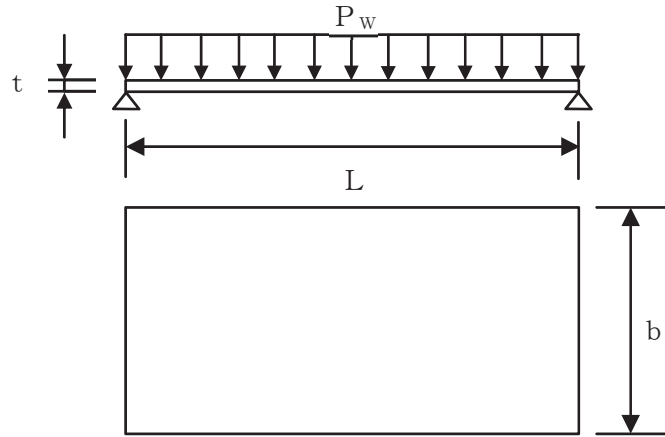


図5-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

表5-9 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 5-3 に示す。溶接部は a 部～c 部の 3 箇所あり、評価部位はスパンの最も大きい c 部とする。

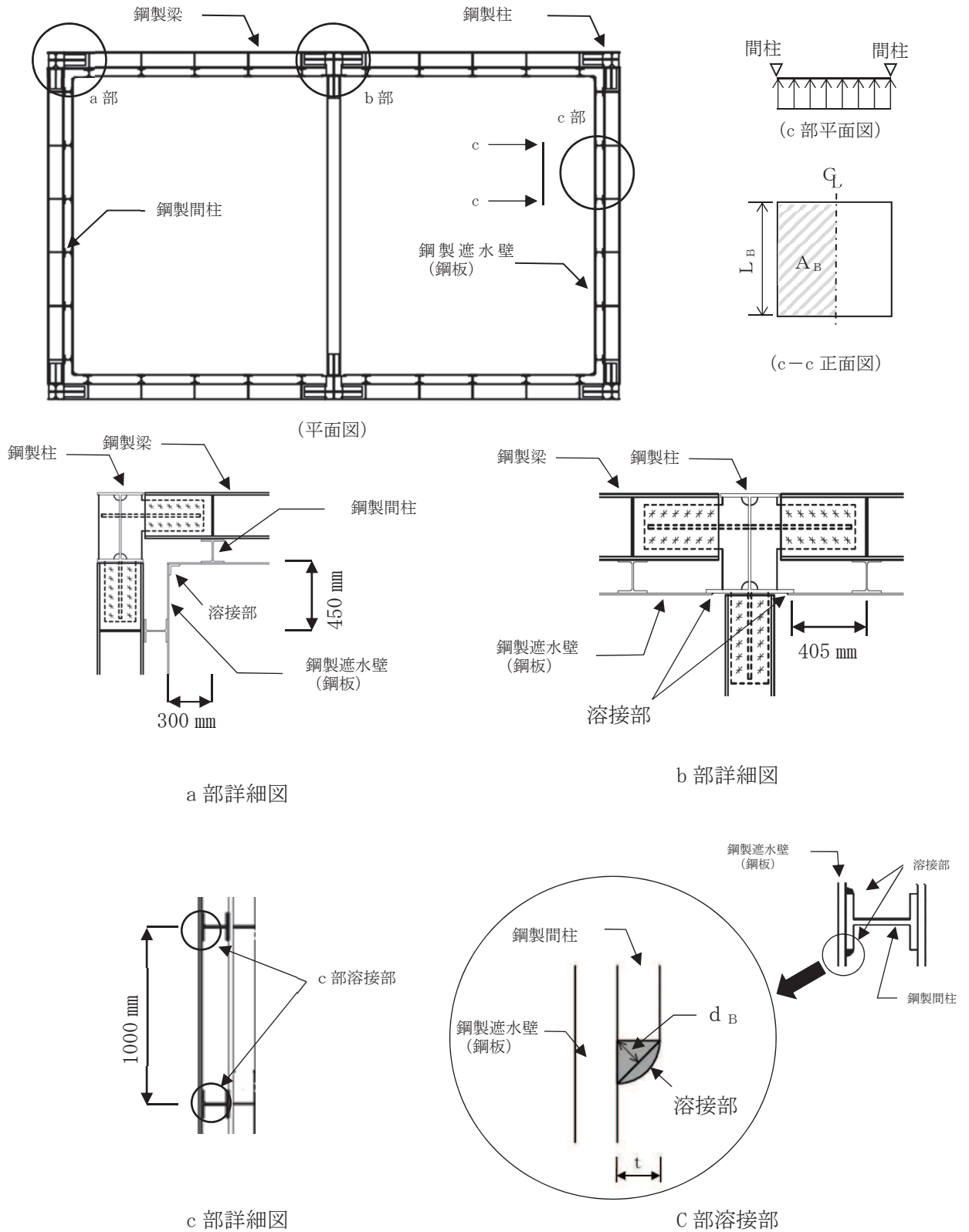


図 5-3 鋼製遮水壁（鋼板）溶接部の評価モデル図

5.5.3 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 5-4 に、諸元を表 5-10 に示す。

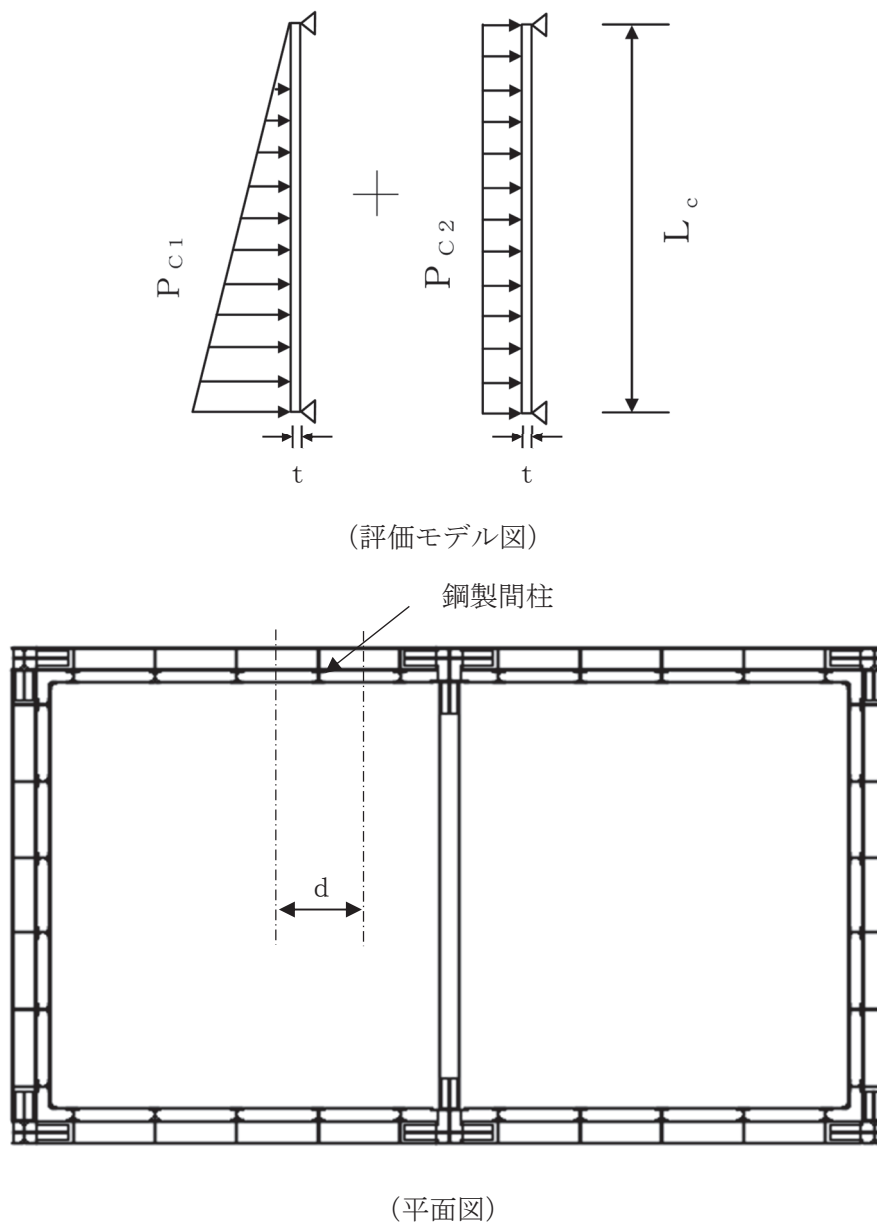


図 5-4 鋼製間柱の評価モデル図

表 5-10 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

5.5.4 アンカーボルトの諸元

アンカーボルトの諸元を表 5-11 に示す。

表 5-11 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

5.6 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。

5.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

「5.5.1 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「5.2 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、「5.4 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/mm ²)
N	: 圧縮応力 (N)
A	: 全断面積 (mm ²)
f_c	: 許容圧縮応力度 (N/mm ²)

(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/mm ²)
T	: 引張応力 (N)
A _N	: 有効断面積 (mm ²)
f_t	: 許容引張応力度 (N/mm ²)

(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/mm ²)
M	: 曲げモーメント (N・mm)
Z	: 断面係数 (mm ³)
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/mm ²)

(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/mm ²)
Q	: せん断力 (N)
A _s	: せん断断面積 (mm ²)
f _s	: 許容せん断応力度 (N/mm ²)

(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/mm ²)
τ	: せん断応力度(=Q/A _s) (N/mm ²)
Q	: せん断力 (N)
A _s	: せん断断面積 (mm ²)
f _t	: 許容引張応力度 (N/mm ²)

(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、

- f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_c : 圧縮応力度 (N/mm²)
- f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)
- $c \sigma_b, t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

5.6.2 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。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

5.6.3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価方法

(1) 鋼製遮水壁（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。

$$P_w = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_k \cdot 10^{-3}) \cdot b$$

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/mm^3)

t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚 (mm)

g : 重力加速度 (m/s^2)

b : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ (mm)

P_k : 風荷重 (kN/m^2)

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/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

Z : 断面係数 (mm^3)

A_s : せん断断面積 (mm^2)

M : 曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

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/mm^2)

(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。

$$\tau_{B1} = \frac{P_B \cdot 10^{-3} \cdot A_B}{L_B \cdot d_B}$$

$$P_B = P k$$

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（風荷重による水平応力度）
(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）に均等に加わる荷重 (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)

5.6.4 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。

$$P_C = (K_H \cdot \rho_W \cdot t \cdot g + P_k \cdot 10^{-3}) \cdot d + K_H \cdot \rho_C$$

ここで、

P_C : 鋼製間柱の単位長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/mm^3)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 (m/s^2)

P_k : 風荷重 (kN/m^2)

d : 間柱の負担幅 (mm)

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、

$$M = P_C \cdot L_C^2/8$$

$$Q = P_C \cdot L_C/2$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

Z : 断面係数 (mm^3)

A_s : せん断断面積 (mm^2)

M : 曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Q : せん断力 (N)

P_C : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重 (N/mm)

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/mm^2)

5.7 評価条件

防潮壁の耐震評価に用いる入力値を表 5-12 に示す。

表 5-12 入力値一覧(1/2)

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 本あたりに作用する引張力	21.0
	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 本あたりに作用するせん断力	14.8
	q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重	44.8
鋼製 遮水壁 (鋼板)	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	2.27
	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	9
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P_k	kN/m ²	風荷重	0.562
	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	2.05×10^5
	Q	N	せん断力	960
	Z	mm ³	断面係数	13500
	A_s	mm ²	せん断断面積	9000
	L	mm	鋼製遮水壁 (鋼板) の支点間長さ	850

表 5-12 入力値一覧(2/2)

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)の最大せん断応力度	2
	τ_{B1}	N/mm ²	鋼製遮水壁(鋼板)の最大せん断応力度(風荷重による水平応力度)	1
	τ_{B2}	N/mm ²	鋼製遮水壁(鋼板)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)に均等に加わる荷重	0.562
	P_k	kN/m ²	風荷重	0.562
	A_B	mm ²	鋼製遮水壁(鋼板)溶接部の支配面積	500000
	L_B	mm	溶接線検討長さ	1000
	d_B	mm	溶接部のど厚	6.3
	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	9
鋼製間柱	P_c	N/mm	鋼製間柱の単位長さ当たり作用する等分布荷重	4.34
	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_k	kN/m ²	風荷重	0.562
	d	mm	鋼製間柱の負担幅	1000
	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	2.17×10^6
	Q	N	せん断力	4340
	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

6. 評価結果

防潮壁の耐震評価結果を表 6-1～表 6-3 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 6-1 鋼製柱、鋼製梁、鋼製ブレースの耐震評価結果

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	7	N/mm ²	235	N/mm ²	0.03
	せん断	3	N/mm ²	135	N/mm ²	0.03
	組合せ	27	N/mm ²	235	N/mm ²	0.12
鋼製梁①	曲げ	18	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06
	せん断	7	N/mm ²	187	N/mm ²	0.04
	組合せ	29	N/mm ²	325	N/mm ²	0.09
鋼製梁②	曲げ	26	N/mm ²	325	N/mm ²	0.08
	せん断	8	N/mm ²	187	N/mm ²	0.05
	組合せ	40	N/mm ²	325	N/mm ²	0.13
鋼製梁③	曲げ	57	N/mm ²	325	N/mm ²	0.18
	せん断	9	N/mm ²	187	N/mm ²	0.05
	組合せ	69	N/mm ²	325	N/mm ²	0.22
鋼製梁④	曲げ	32	N/mm ²	325	N/mm ²	0.10
	せん断	4	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03
	組合せ	38	N/mm ²	325	N/mm ²	0.12
鋼製ブレース①	圧縮	35	N/mm ²	132	N/mm ²	0.27
	引張	38	N/mm ²	235	N/mm ²	0.17
鋼製ブレース②	圧縮	42	N/mm ²	132	N/mm ²	0.32
	引張	45	N/mm ²	235	N/mm ²	0.20
鋼製ブレース③	圧縮	32	N/mm ²	103	N/mm ²	0.32
	引張	41	N/mm ²	235	N/mm ²	0.18

注：検定値が最大のを記載

表 6-2 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	21.0	kN	57.8	kN	0.37
	せん断	14.8	kN	44.8	kN	0.34
	組合せ	-		-		0.14

注：検定値が最大のものを記載

表 6-3 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
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	16	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05
	せん断	1	N/mm ²	187	N/mm ²	0.01
	組合せ	17	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06
溶接部	せん断	2	N/mm ²	187	N/mm ²	0.02
鋼製間柱	曲げ	11	N/mm ²	325	N/mm ²	0.04
	せん断	5	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03
	組合せ	14	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05

注：検定値が最大のものを記載

VI-2-10-2-4 取放水路流路縮小工の耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-2-4-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-4-2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-4-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の
耐震性についての計算書

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. 耐震評価	7
3.1 評価対象断面	7
3.2 解析方法	8
3.2.1 構造部材	8
3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき	8
3.2.3 減衰定数	8
3.2.4 解析ケースの選定	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	10
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	10
3.3.2 荷重	10
3.3.3 荷重の組合せ	11
3.4 入力地震動	12
3.5 解析モデル及び諸元	27
3.5.1 解析モデル	27
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	29
3.5.3 地盤の物性値	29
3.5.4 地下水位	29
3.6 評価対象部位	29
3.6.1 構造部材の健全性評価	29
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	29
3.7 許容限界	30
3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界	30
3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	31
3.8 評価方法	31
3.8.1 構造部材の健全性評価	31
3.8.2 基礎地盤の支持性能評価	34
4. 耐震評価結果	35
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果	35
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	35

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持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)が基準地震動 S_s 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。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析よ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。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 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。

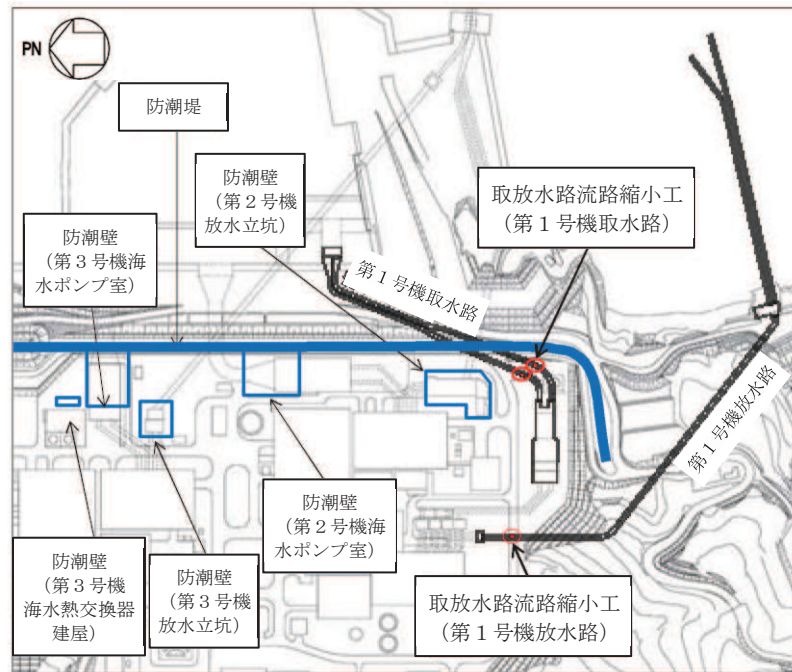



図2-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図（全体平面図）

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、覆工部と充填部から構成される。

なお、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。

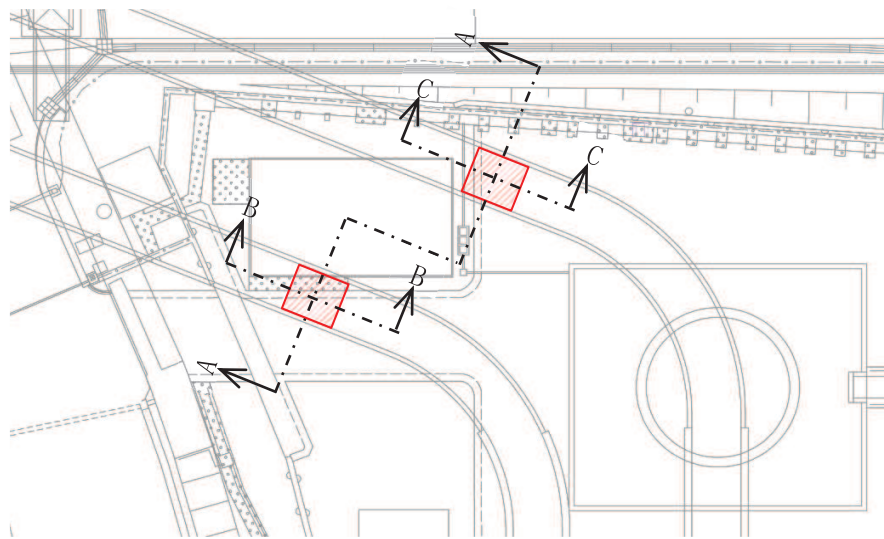


図2-2(1) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) 平面図

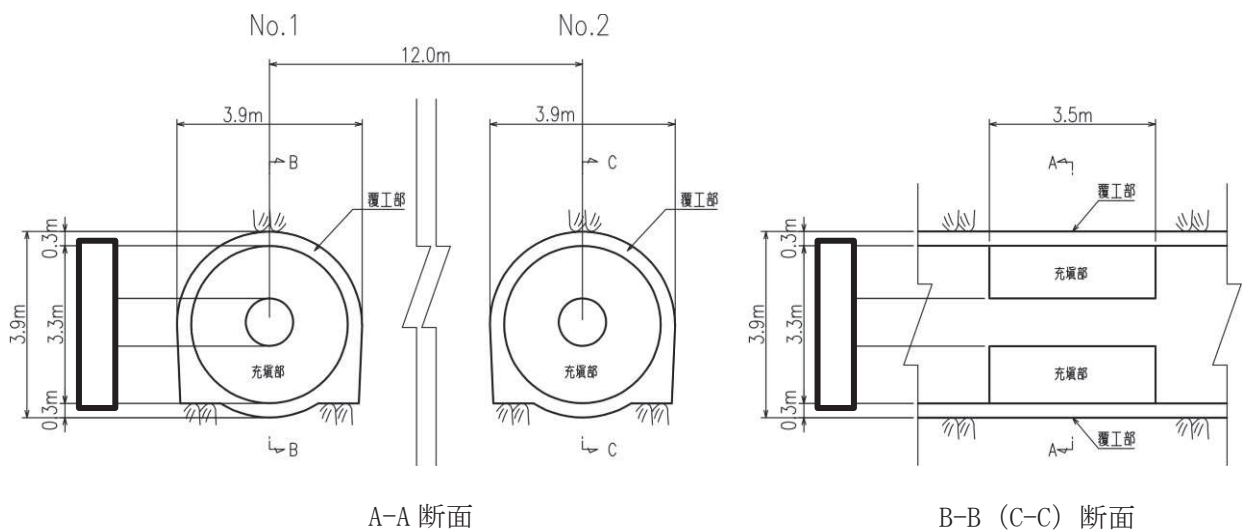


図2-2(2) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) 断面図

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)の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、表2-1に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。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、耐震評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析においては、構造物周辺は岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析に用いる地盤物性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の基礎地盤に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の耐震評価フローを図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	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	流路縮小工	発生する応力が許容限界以下であることを確認	引張強度及びせん断強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮

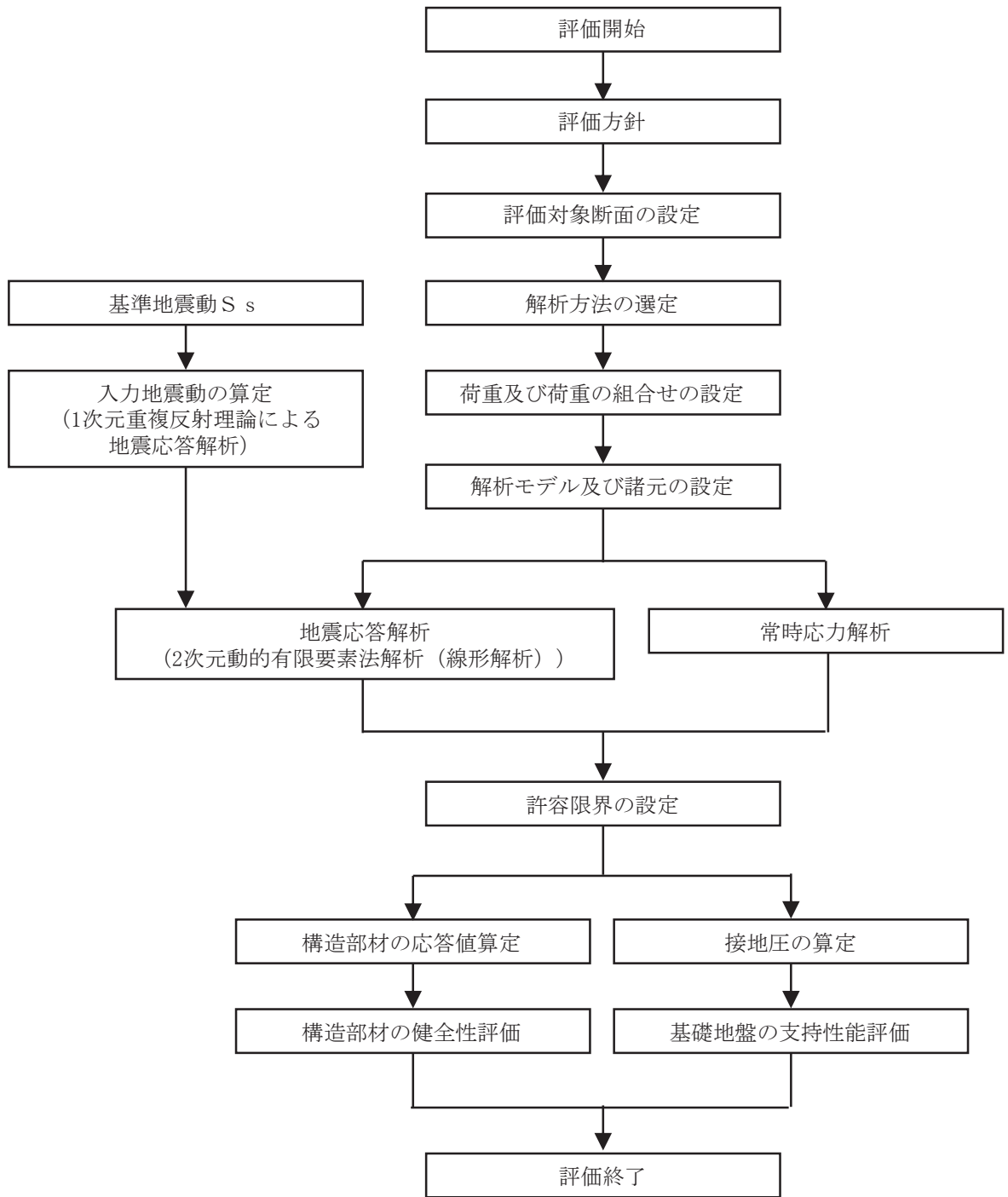


図 2-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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
(以下「土木学会マニュアル」という)
- ・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 2016年 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・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)

3. 耐震評価

3.1 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。

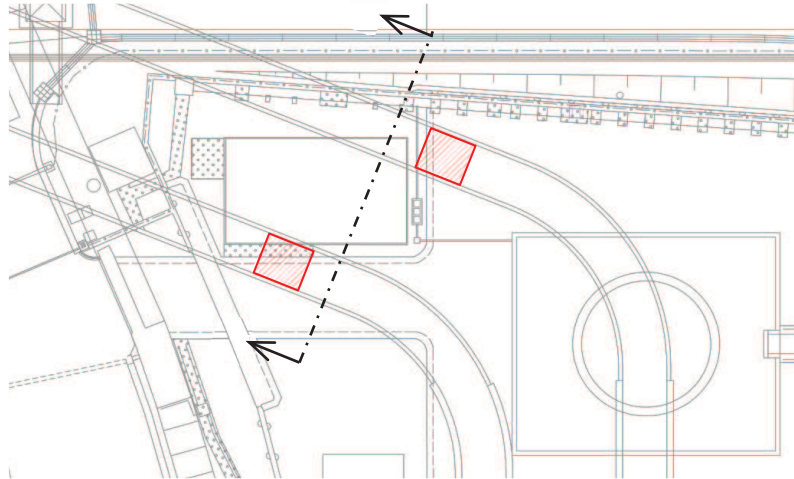


図 3-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) の評価対象断面位置図

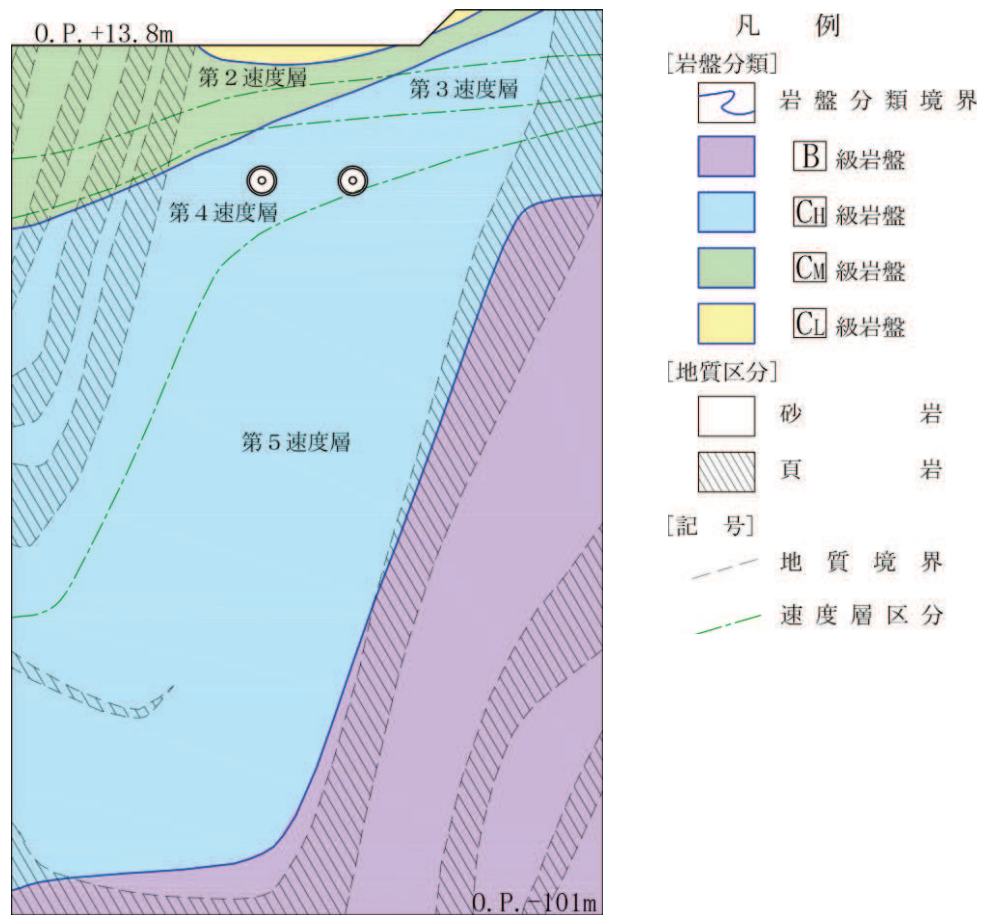


図 3-2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) の評価対象断面の地質図

3.2 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析及び常時応力解析では、構造物周辺が岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

常時応力解析は、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.10.01」、地震応答解析は、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」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。

3.2.1 構造部材

流路縮小工は、流路縮小工の形状を踏まえた部材の応力を評価するため、平面ひずみ要素によりモデル化する。

3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

表 3-1 耐震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

3.2.3 減衰定数

減衰定数は、流路縮小工については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3. 設計用減衰定数」に示される鉄筋コンクリートの減衰定数を、地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「3.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」に示される狐崎部層の減衰定数を使用する。

3.2.4 解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査値が最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3-1 に示す解析ケース②、③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
地盤物性			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
地震動(位相)			平均值	平均值+1 σ	平均值-1 σ
地震動(位相)	S _s -D 1	++*	○	基準地震動 S_s (7波) 及び水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波を用いて実施するケース①(基本ケース)において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力の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。	
		-+*	○		
	S _s -D 2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -D 3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N 1	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の耐震評価にあたっては、「土木学会マニュアル」に従い水平方向の位相反転を考慮する。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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉（第1号機）が停止状態にあり、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

岩盤内構造物であるため、風、並びに積雪の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

地表面に積載荷重 $4.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ を考慮する。

(3) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

なお、第1号機取水路トンネルは、地山の変形が収束した後に覆工を施工する NATM 工法を用いていることから覆工に掘削解放応力が作用しているとは考えにくく考慮しない。また、当該位置の地山強度比*は十分大きいことから、地山のゆるみ土圧も荷重として考慮しない。

注記 * : 当該地点の一軸圧縮強度 ($q_u=153.0 \text{ N/mm}^2$) より地山強度比 G_n は 360 程度である。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 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
地震時 (S s)	G + P + S s

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m²を地表面に考慮)

S s : 地震荷重

3.4 入力地震動

入力地震動は、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。

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

入力地震動算定の概念図を図3-3に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-4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。

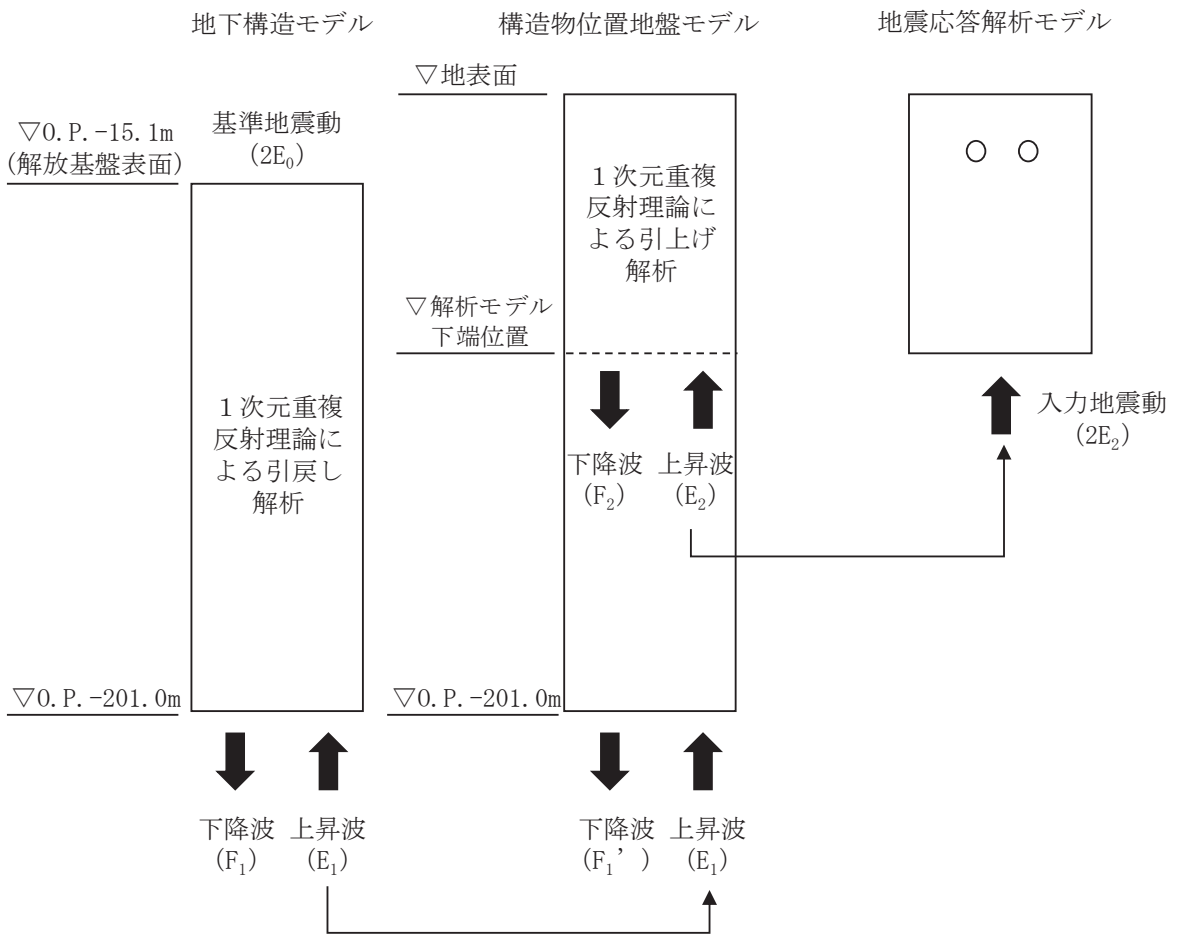
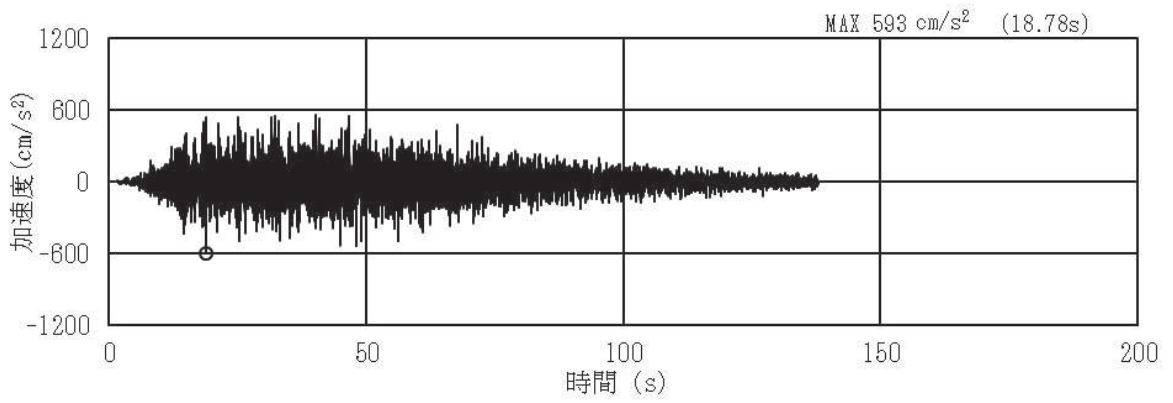
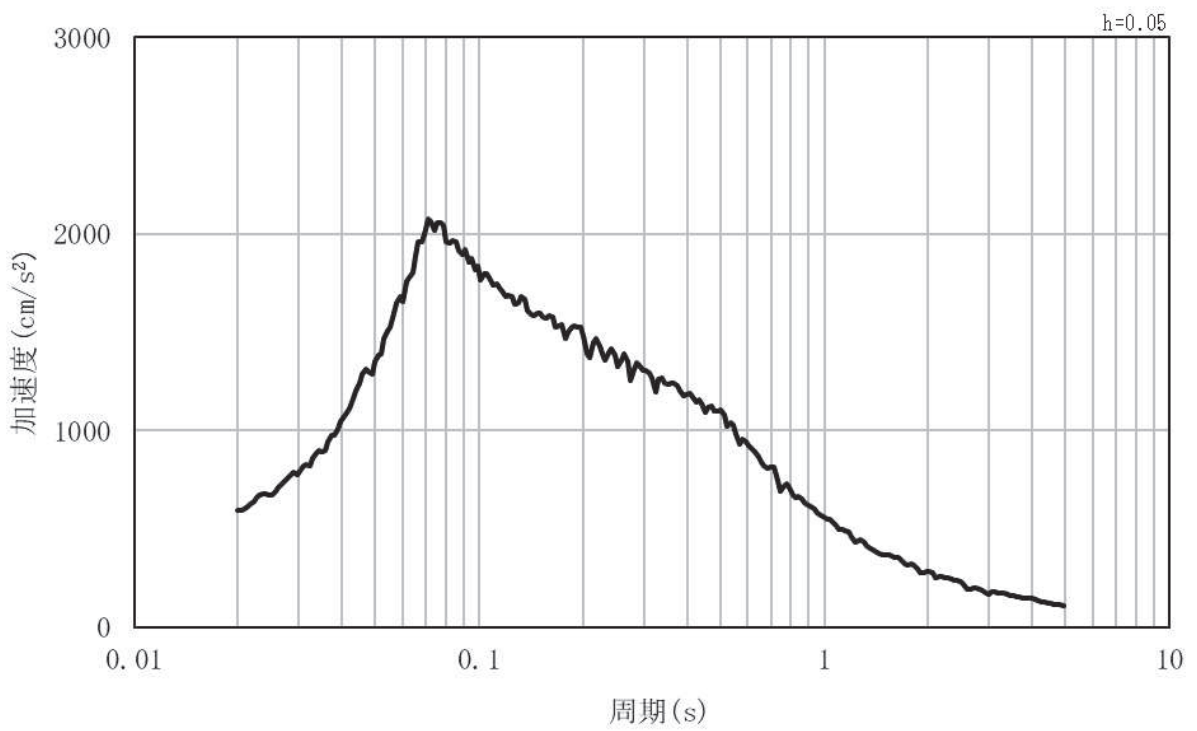


図 3-3 入力地震動算定の概念図

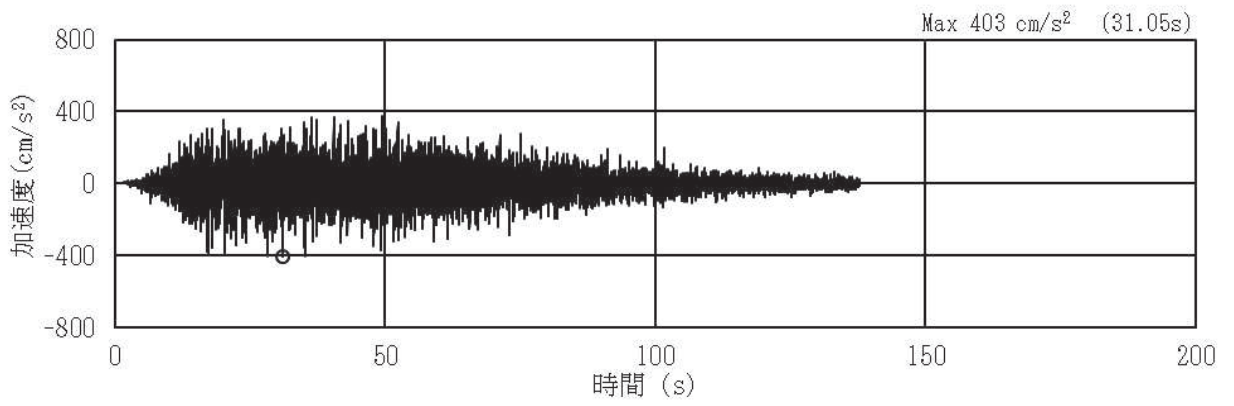


(a) 加速度時刻歴波形

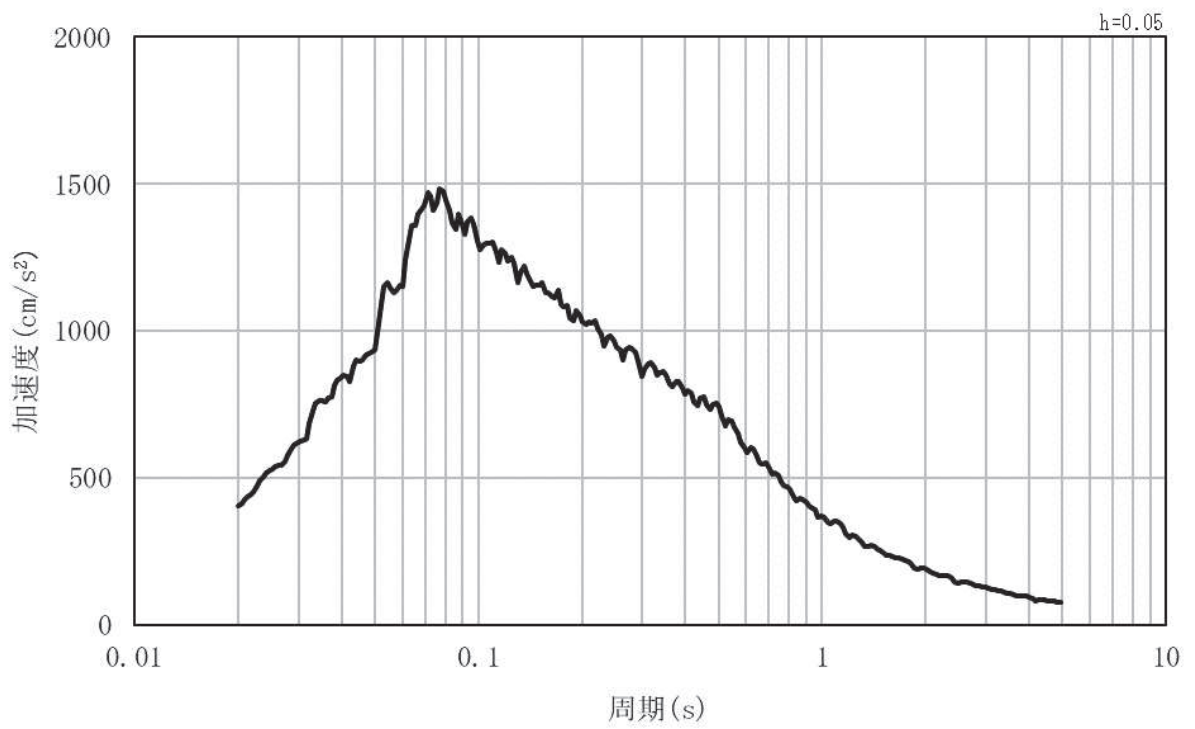


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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 s - D 1)

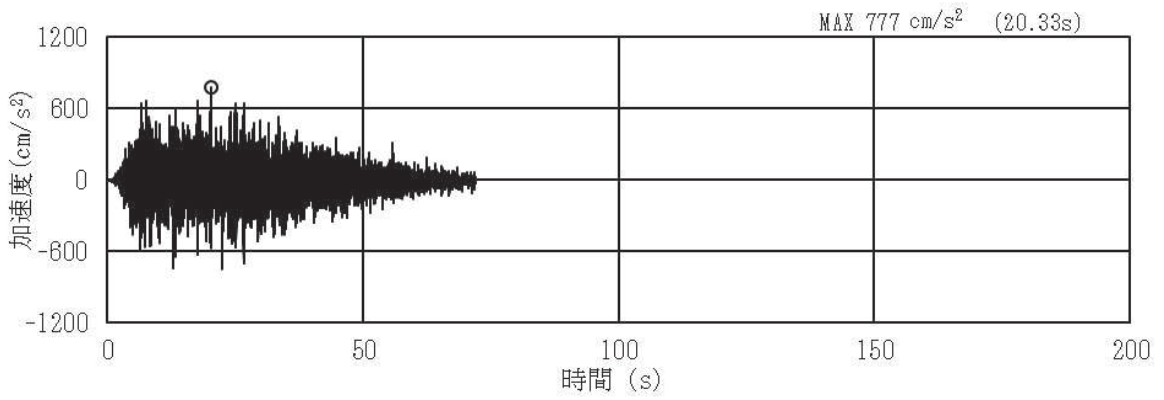


(a) 加速度時刻歴波形

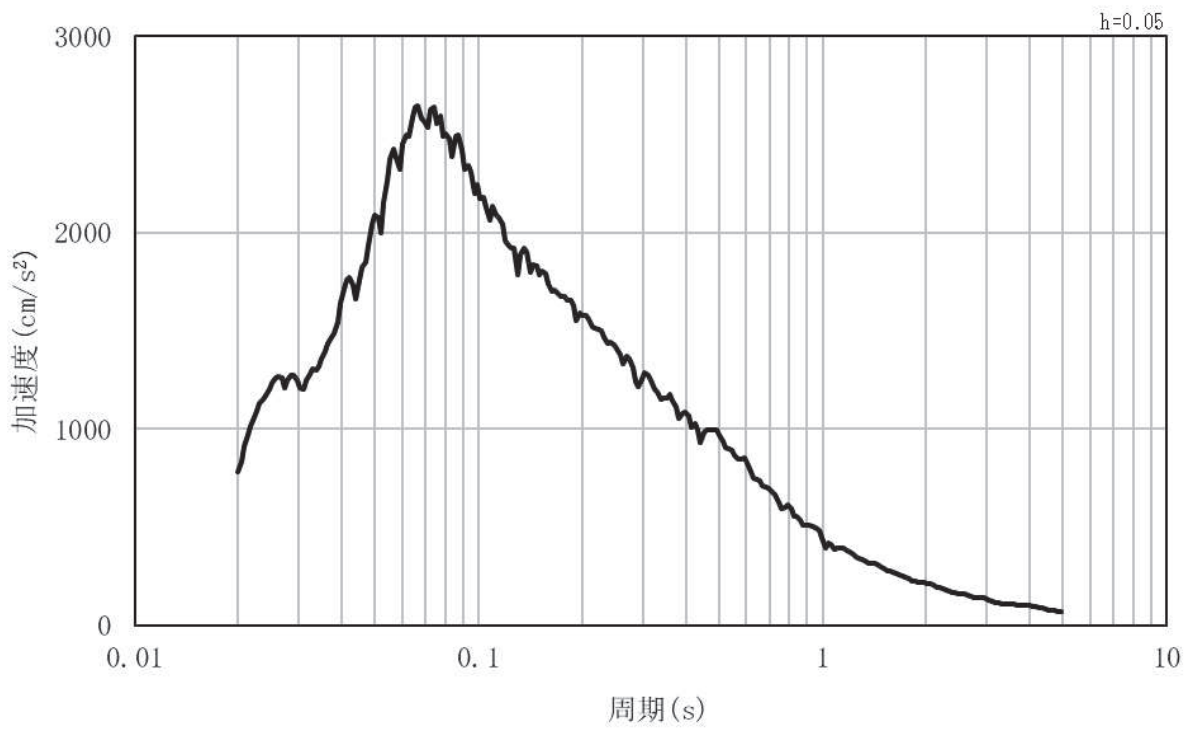


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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 s - D 1)

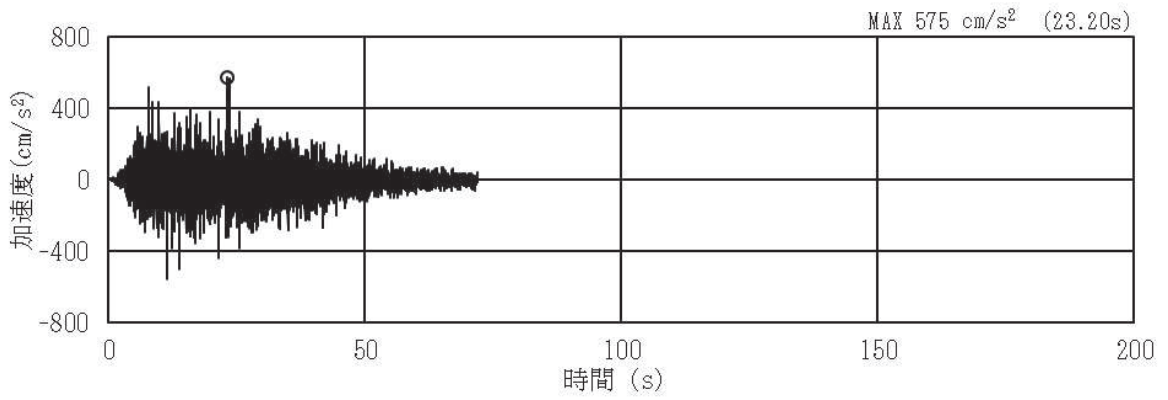


(a) 加速度時刻歴波形

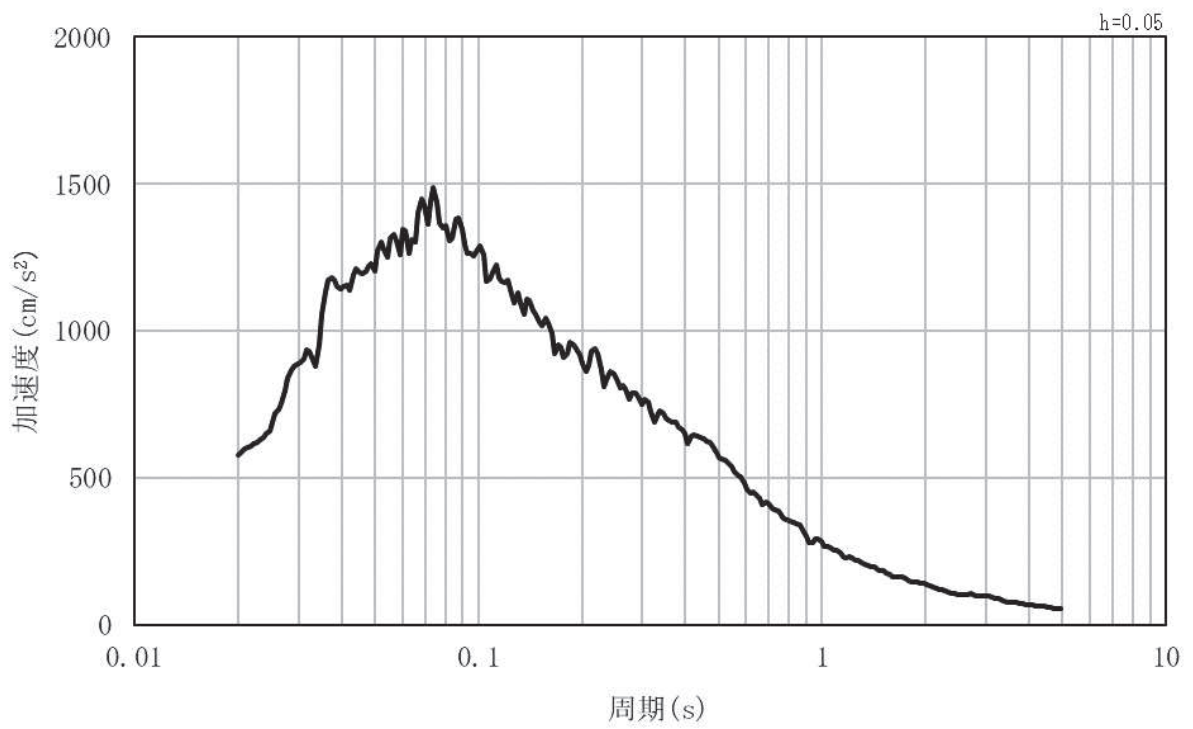


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

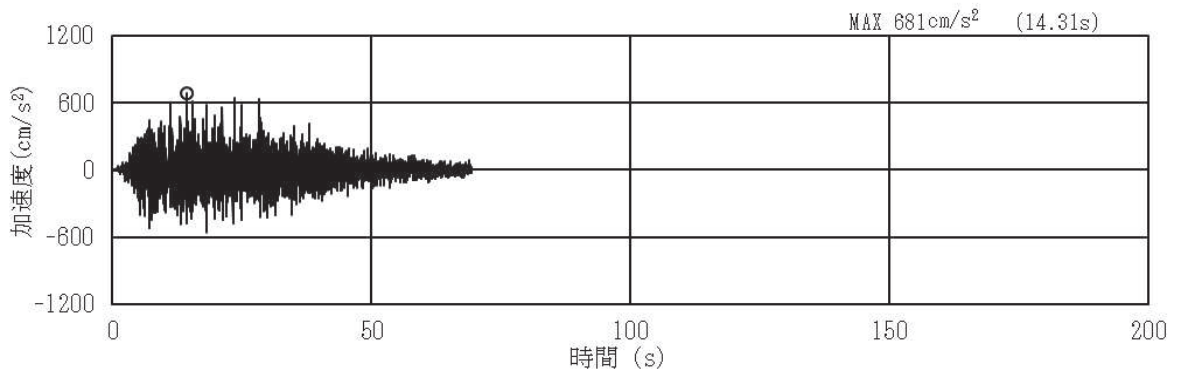


(a) 加速度時刻歴波形

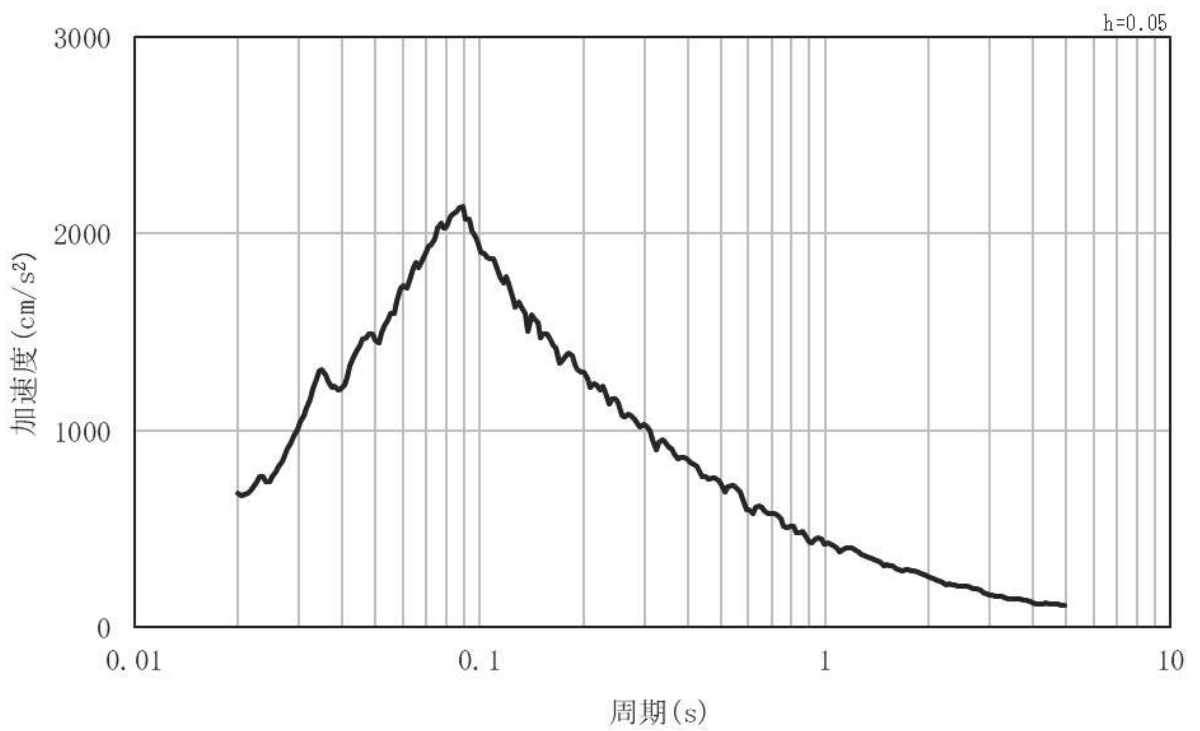


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2)

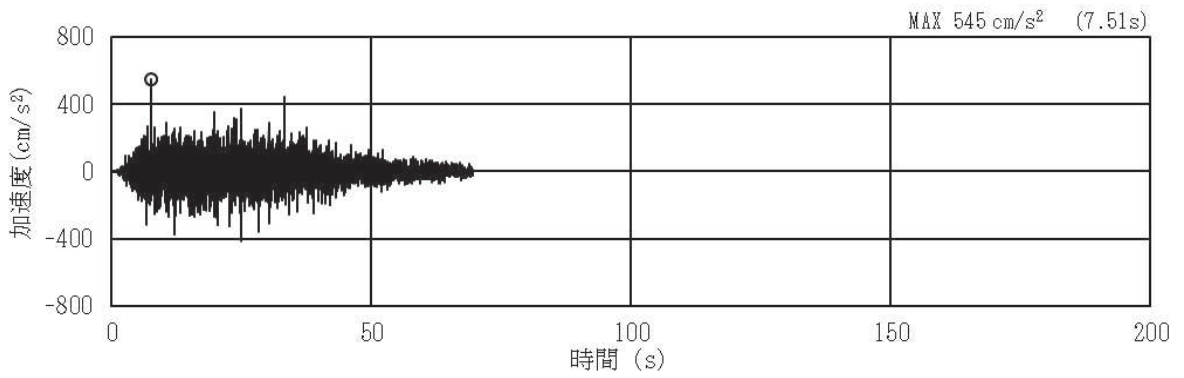


(a) 加速度時刻歴波形

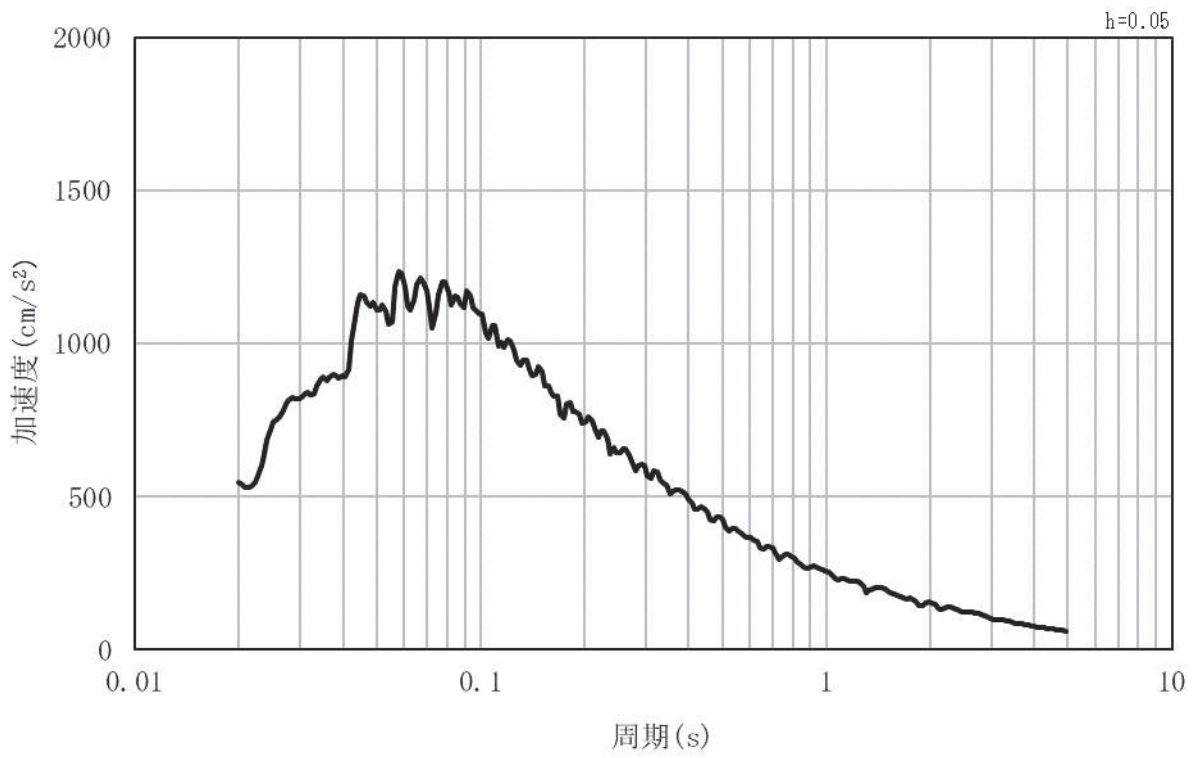


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 3)

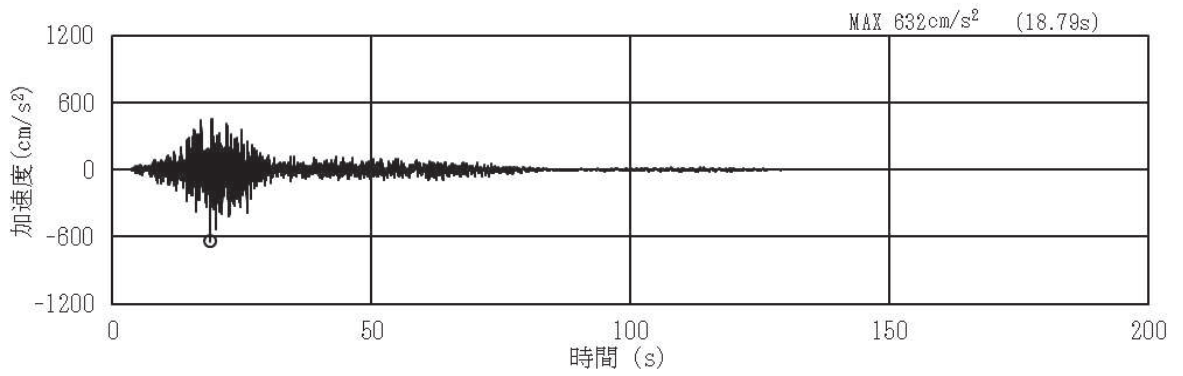


(a) 加速度時刻歴波形

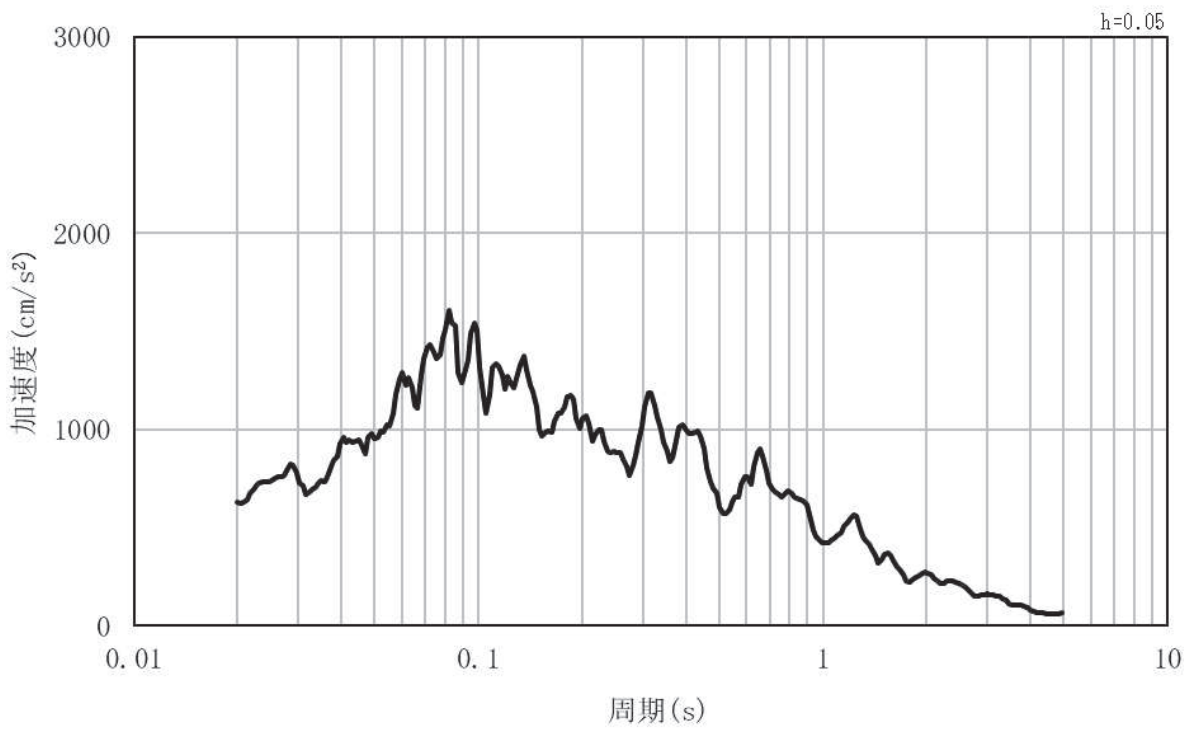


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3)

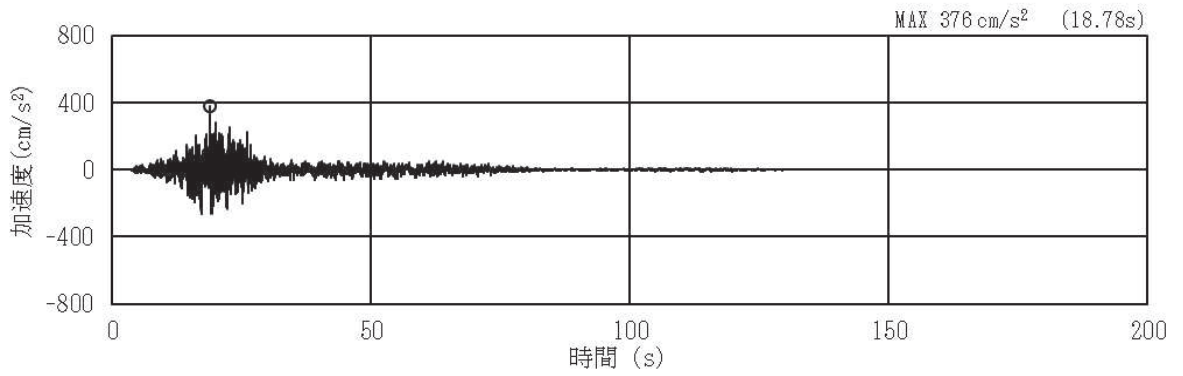


(a) 加速度時刻歴波形

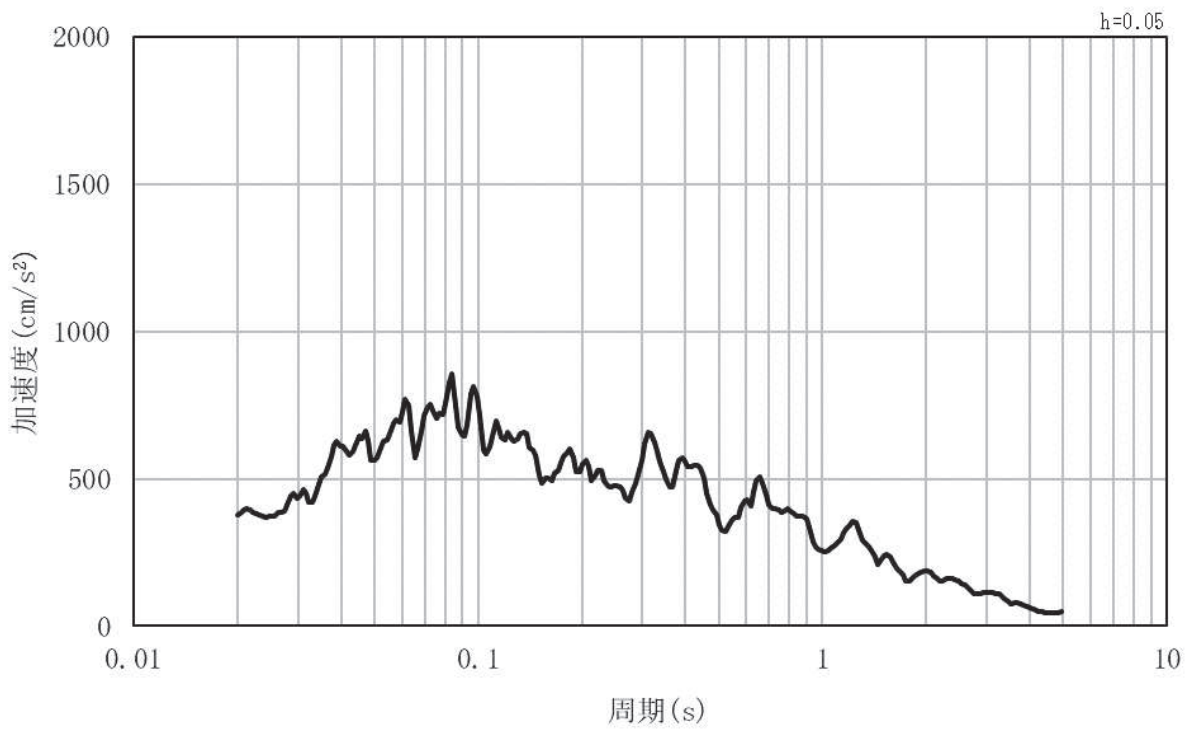


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 1)

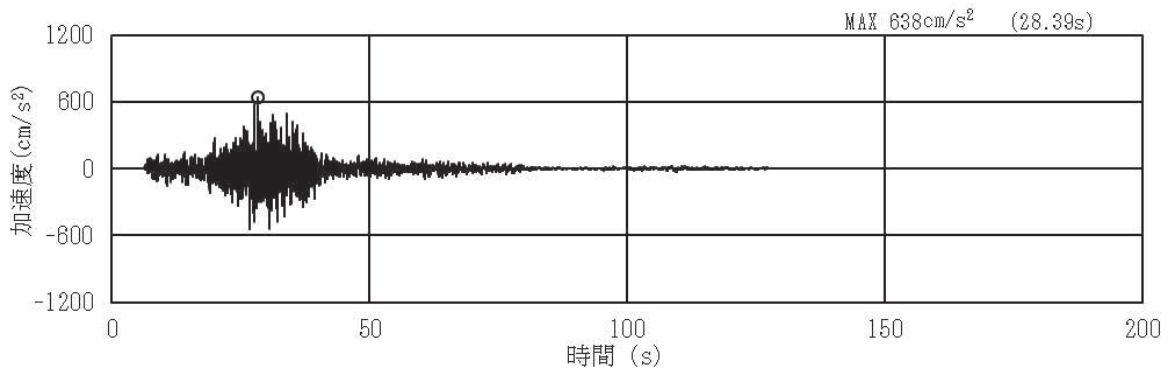


(a) 加速度時刻歴波形

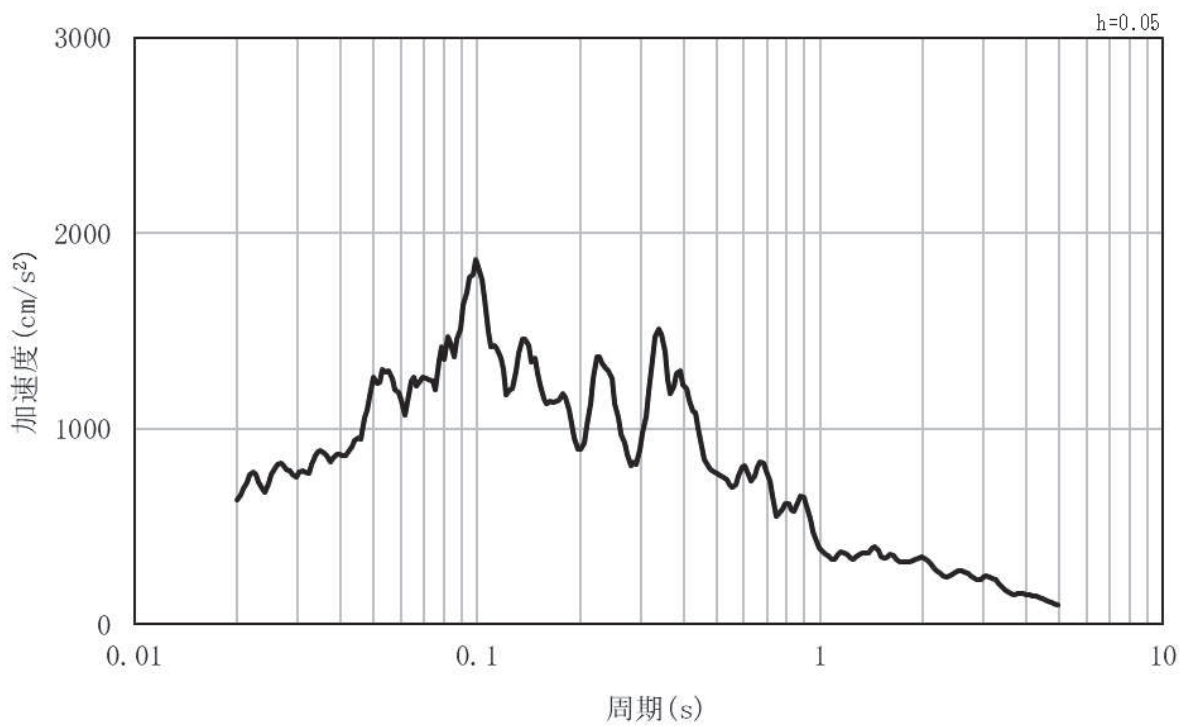


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1)

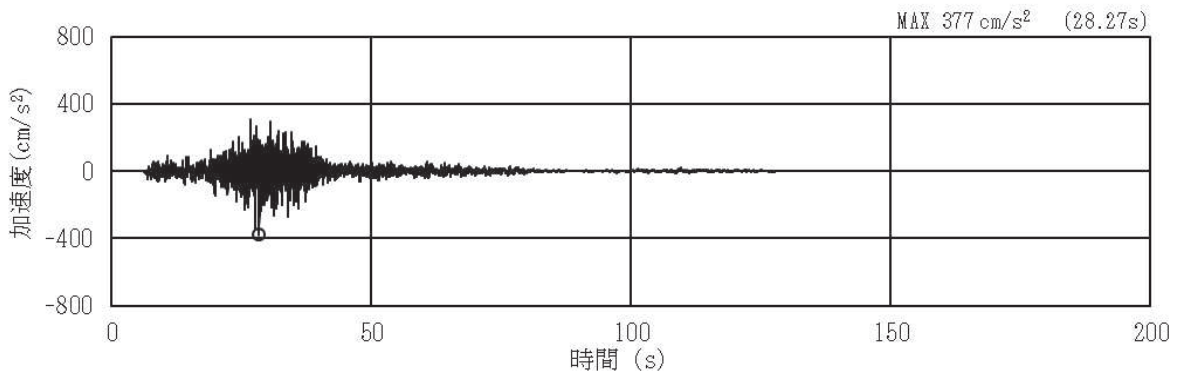


(a) 加速度時刻歴波形

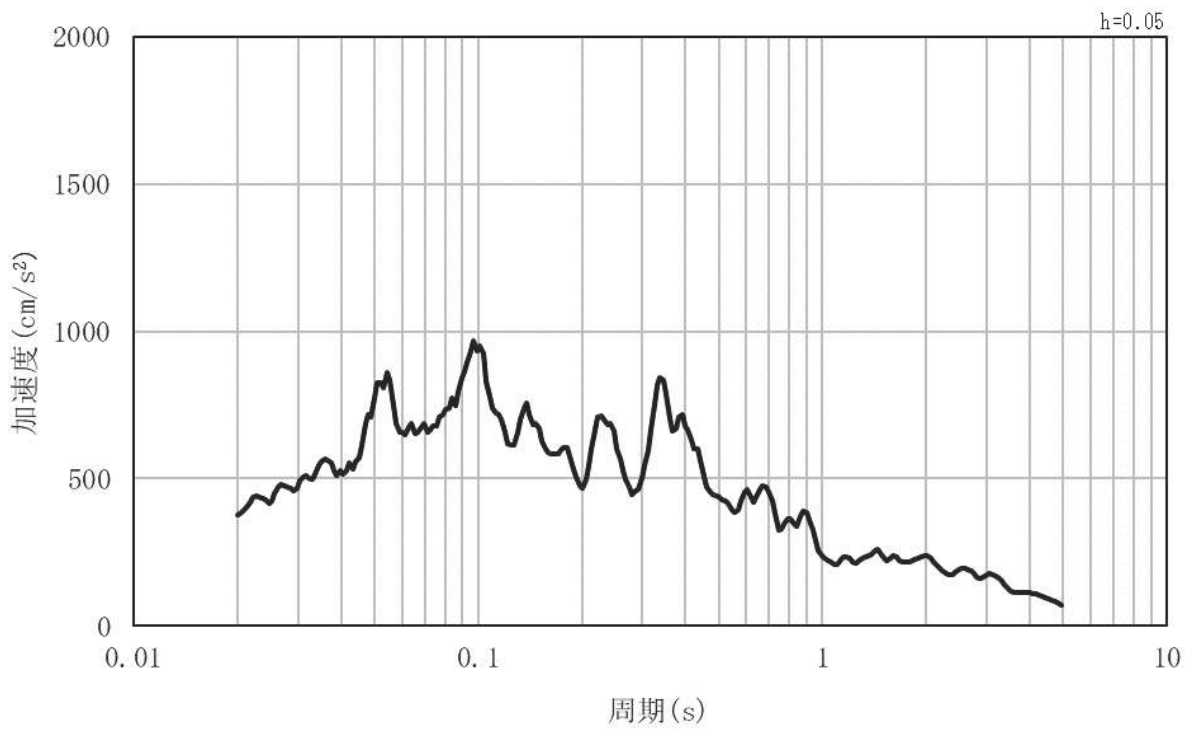


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 2)

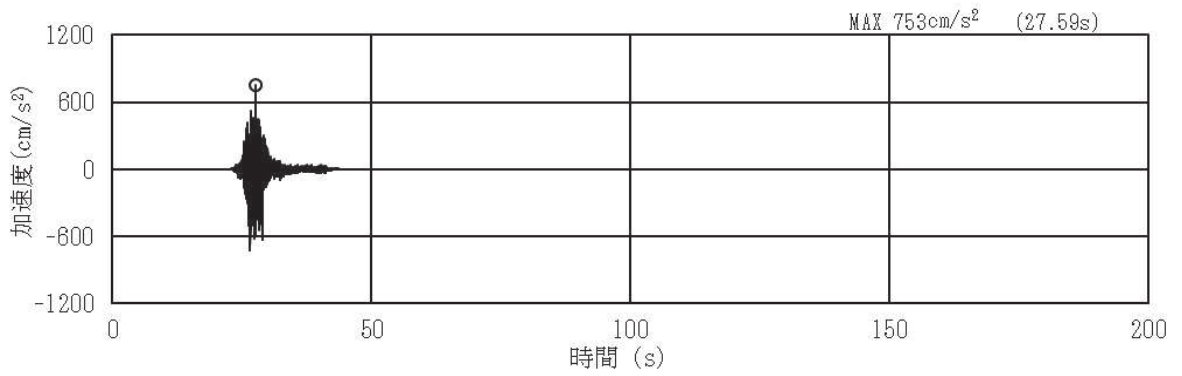


(a) 加速度時刻歴波形

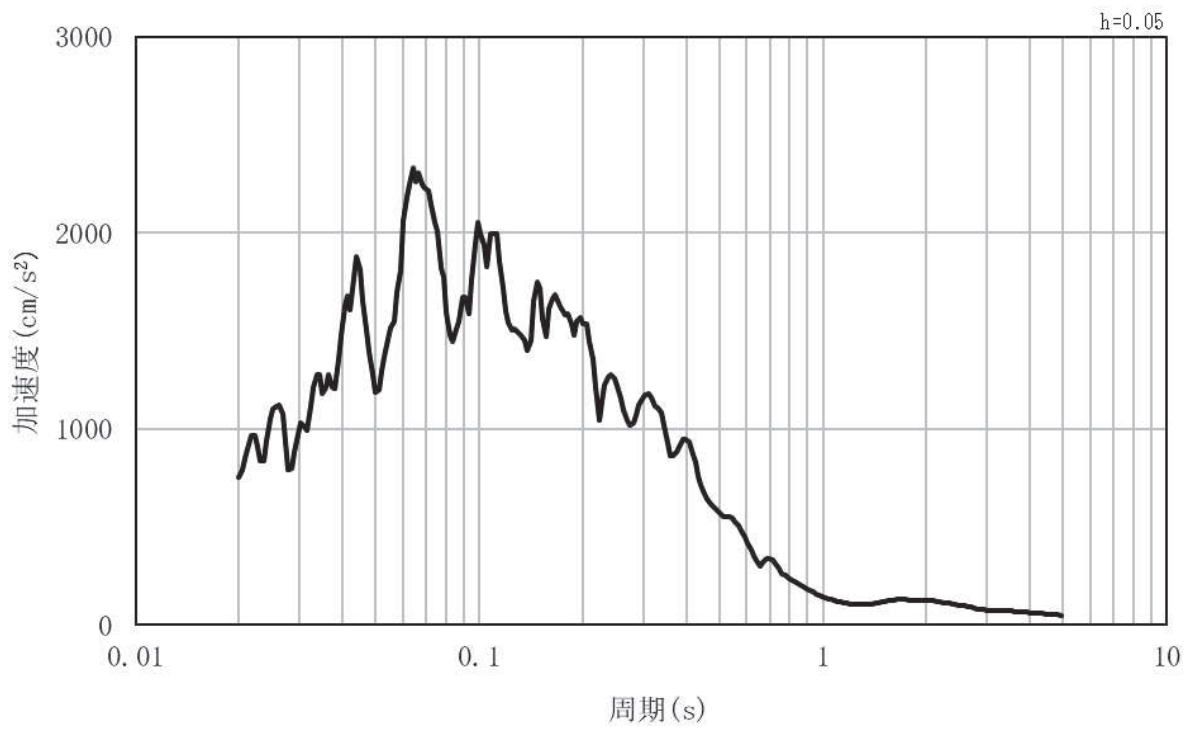


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

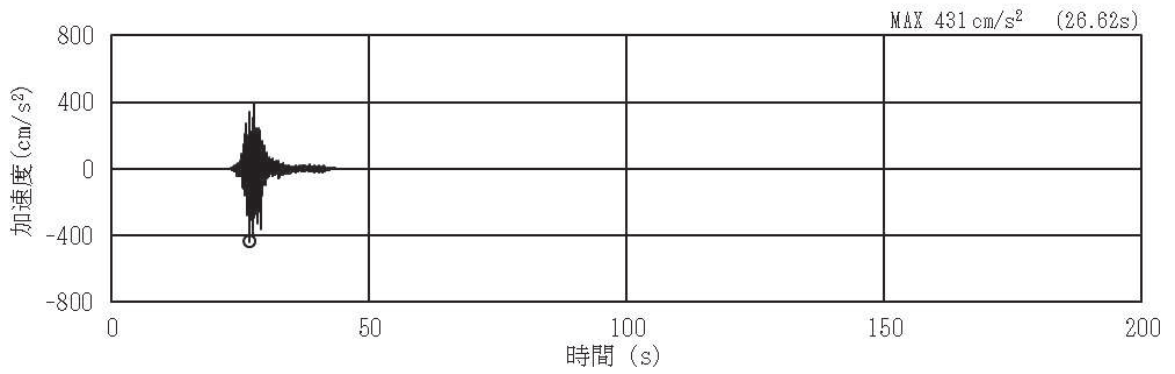


(a) 加速度時刻歴波形

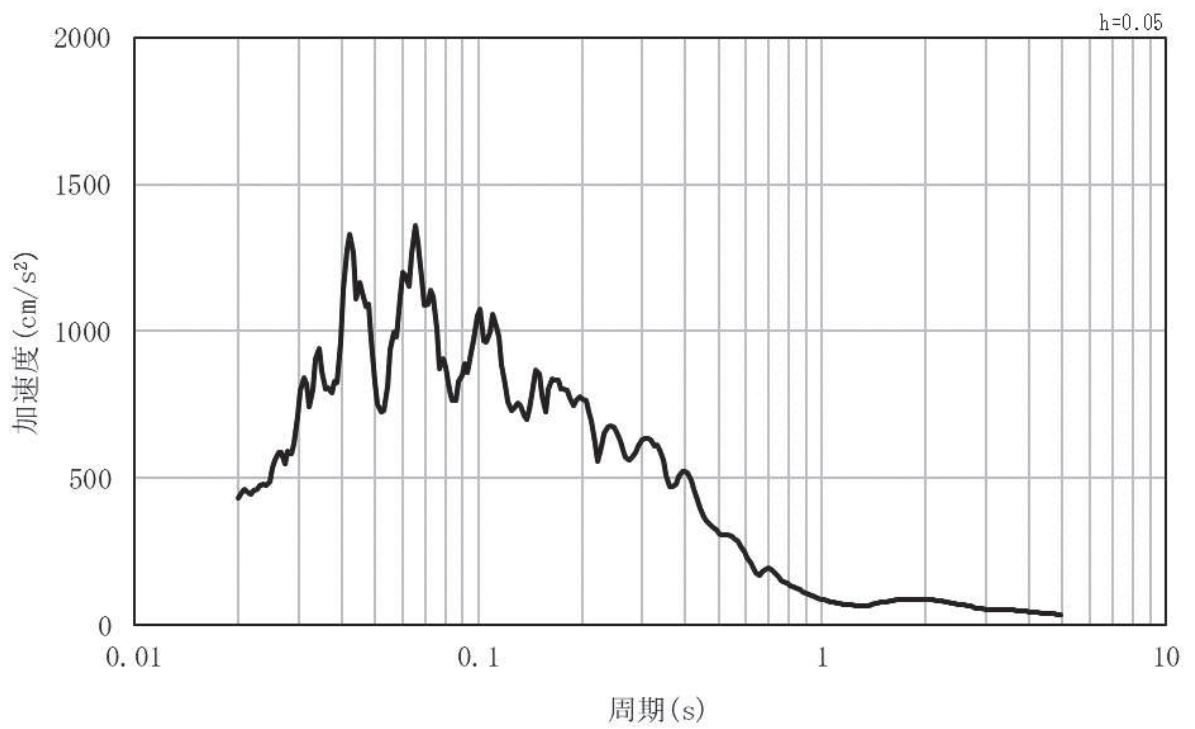


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - F 3)

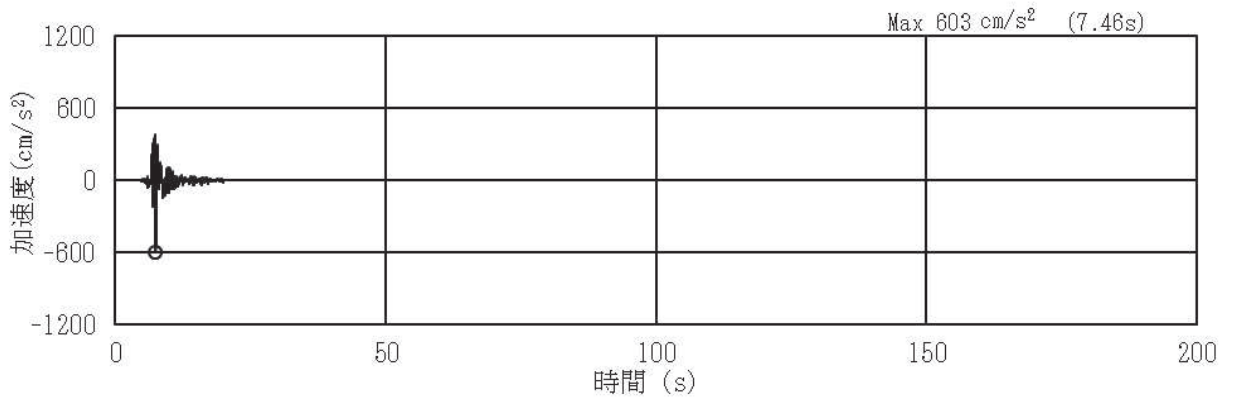


(a) 加速度時刻歴波形

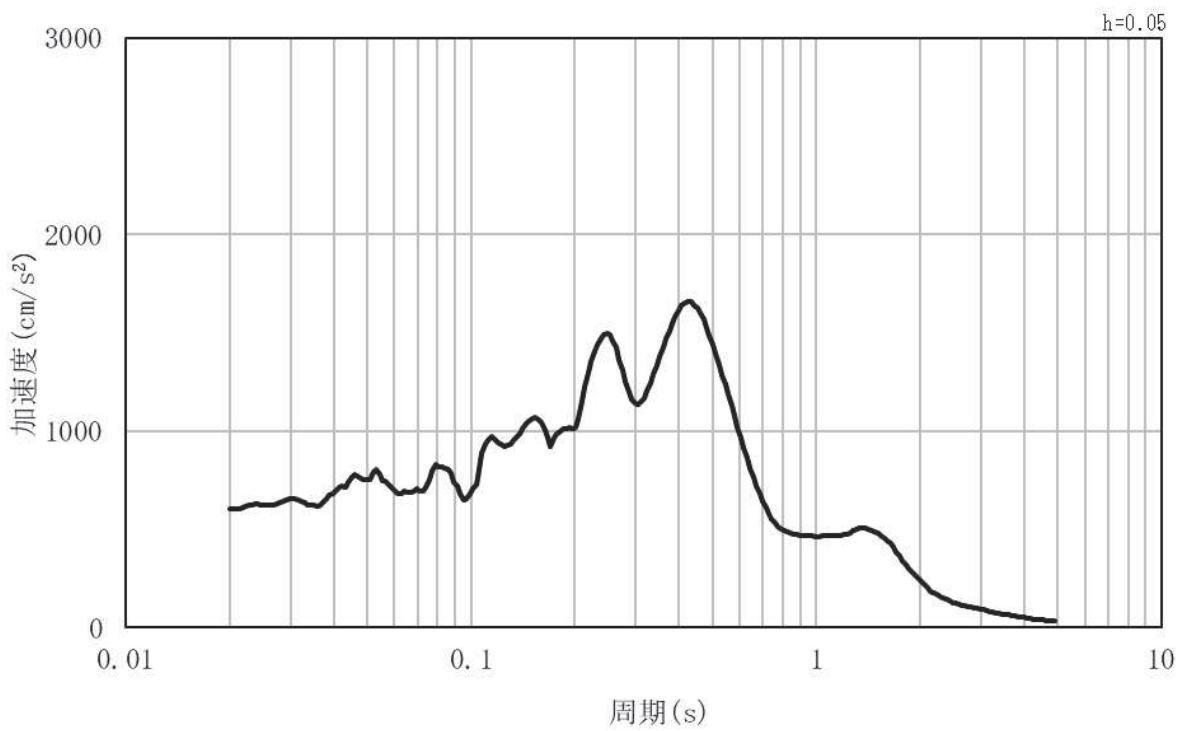


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3)

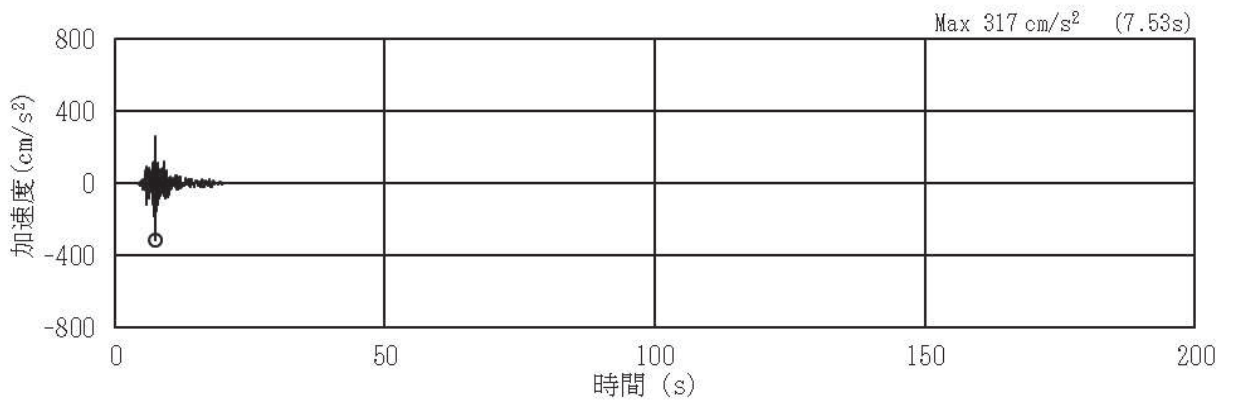


(a) 加速度時刻歴波形

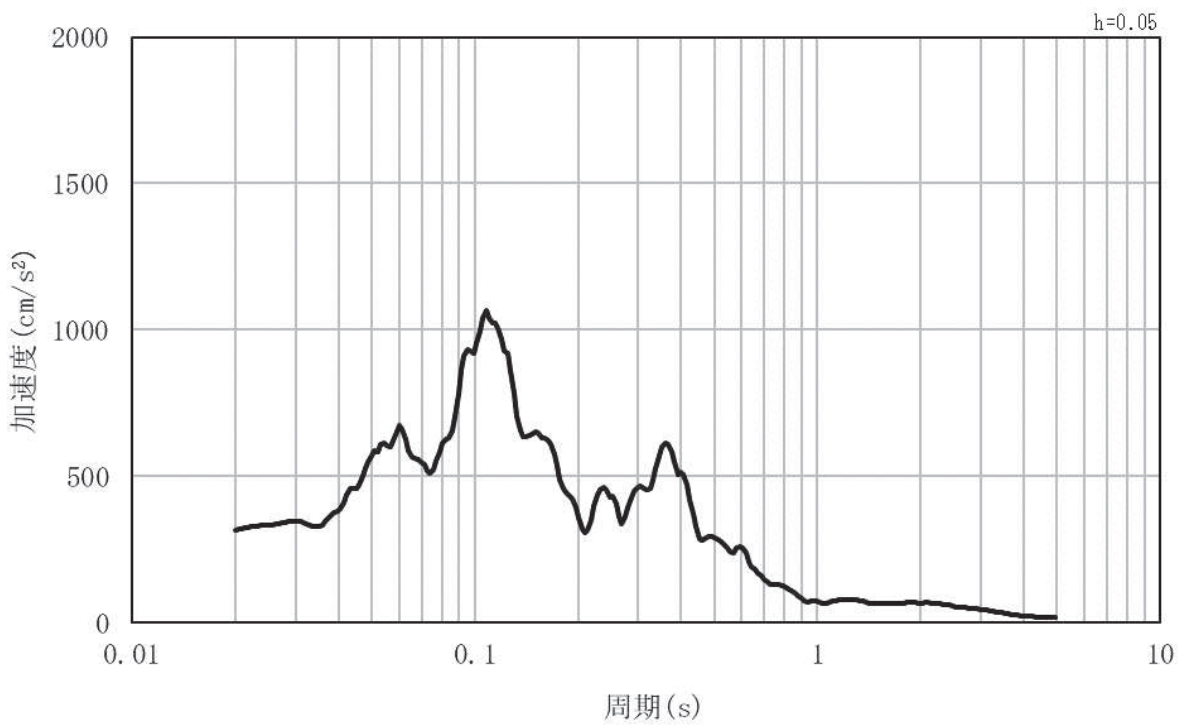


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の地震応答解析モデルを図3-5に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が、構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

解析領域の側方にはエネルギー伝達境界、底面にはエネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

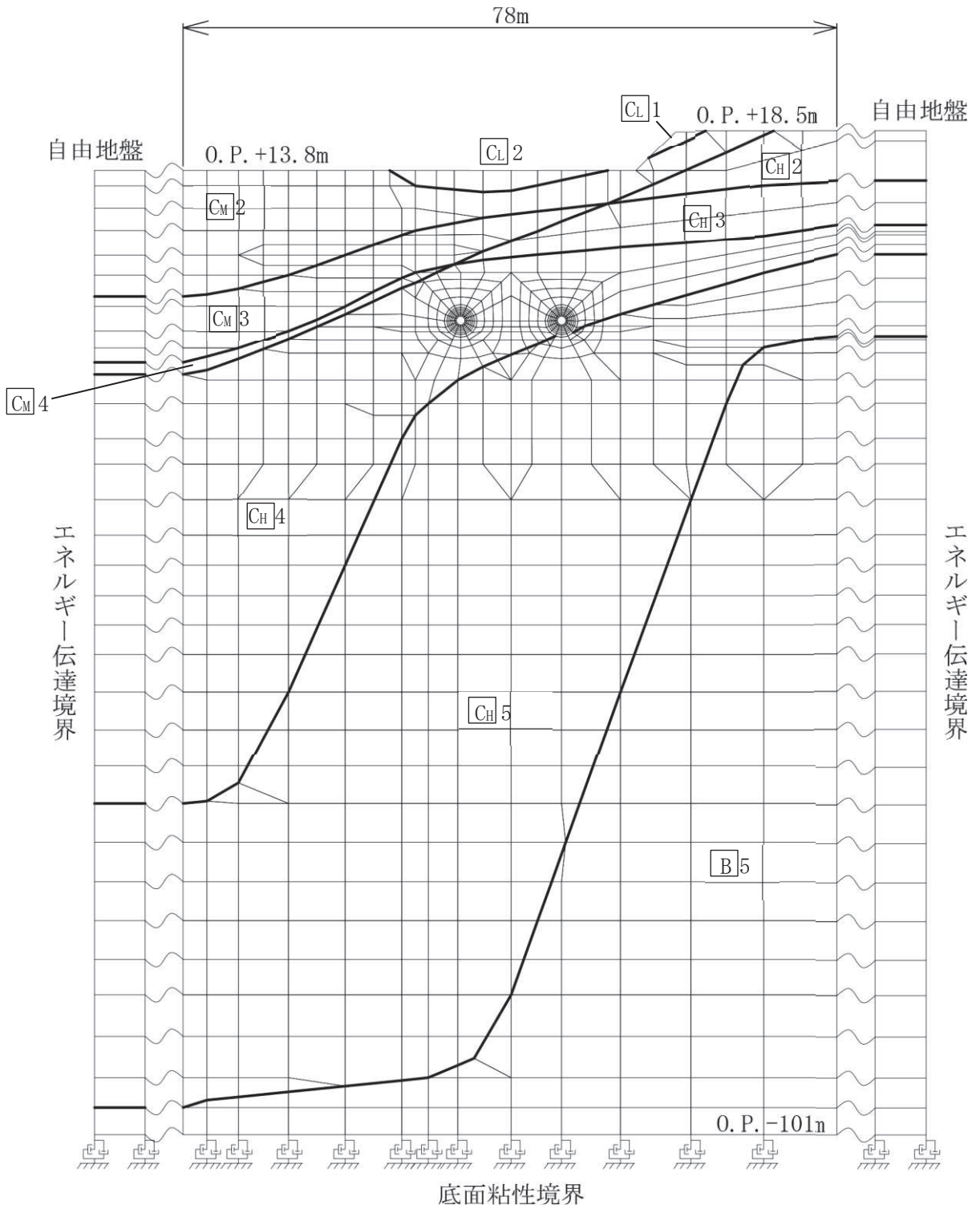
構造部材（覆工部及び充填部）は、平面ひずみ要素によりモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、平面ひずみ要素でモデル化する。

(5) 内水のモデル化

内水は、付加質量としてモデル化する。



注) CH5はCH級岩盤の第5速度層を示す。

図3-5 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析モデル

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震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 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

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 ($f'_{ck}=20.5\text{N/mm}^2$)	24.0 *	2.33×10^4	0.20
コンクリート ($f'_{ck}=50.0\text{N/mm}^2$)	23.0	3.30×10^4	0.20

注記*：覆工部は、耐震計算においては期待しないものの、鉄筋を有する構造であることを踏まえ、鉄筋コンクリートの単位体積重量を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した地表面とする。

3.6 評価対象部位

3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、覆工部及び充填部とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、覆工部を支持する岩盤とする。

3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

耐震評価における許容限界は、地震荷重に対してコンクリート躯体である覆工部及び充填部が引張破壊又はせん断破壊しないこととして、引張破壊に対しては引張強度、せん断破壊に対してはせん断強度とする。

引張強度は「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき設定する。

覆工部及び充填部の許容限界（引張強度）を表 3-6 に示す。

表 3-6 覆工部及び充填部の許容限界（引張強度）

部位	項目	許容限界 (N/mm ²)
覆工部	引張強度 σ_t	1.019
充填部	引張強度 σ_t	1.847

せん断強度は、「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」より算出する。

覆工部及び充填部の許容限界（せん断強度）を表 3-7 に示す。

表 3-7 覆工部及び充填部の許容限界（せん断強度）

項目			覆工部	充填部
設計基準強度	f'_{ck}	N/mm ²	20.5	50.0
内部摩擦角	ϕ	°	0 ^{*1}	0 ^{*1}
せん断強度	τ_0	N/mm ²	4.1 ^{*2}	10.0 ^{*2}

注記 *1：保守的に考慮しないこととする

*2： $\tau_0 = 1/5qu \rightarrow \tau_0 = 0.2f'_{ck}$

3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤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。

基礎地盤の極限支持力を表 3-8 に示す。

表 3-8 基礎地盤の許容限界

項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

3.8 評価方法

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が、「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

3.8.1 構造部材の健全性評価

地震応答解析により算定した覆工及び充填部の応力が、引張破壊及びせん断破壊の許容限界以下となることを確認する。

引張破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3-6 及び図 3-7 に、せん断強度破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3-8 及び図 3-9 に示す。

応力分布図は S s の位相、岩盤のばらつきを考慮したケースで最大となる照査値から選定する。

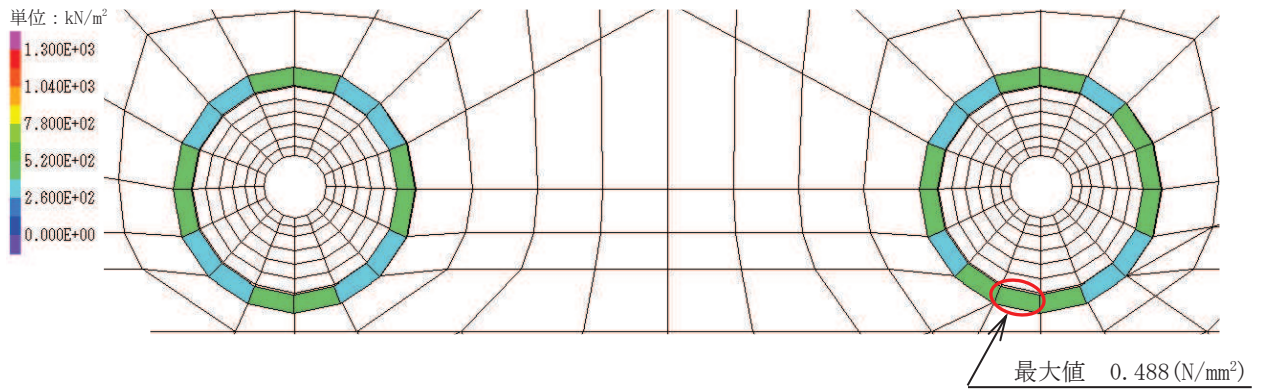


図 3-6 覆工部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t=27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

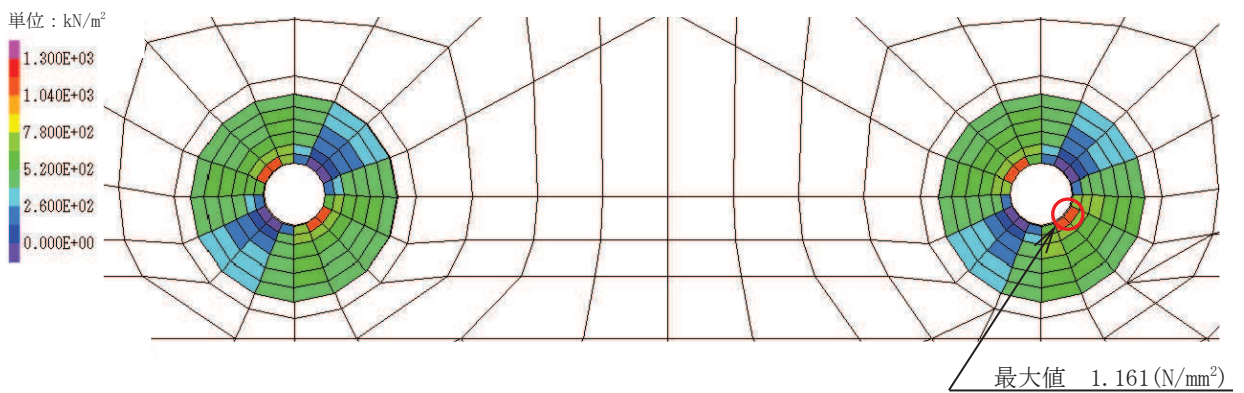


図 3-7 充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t=27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

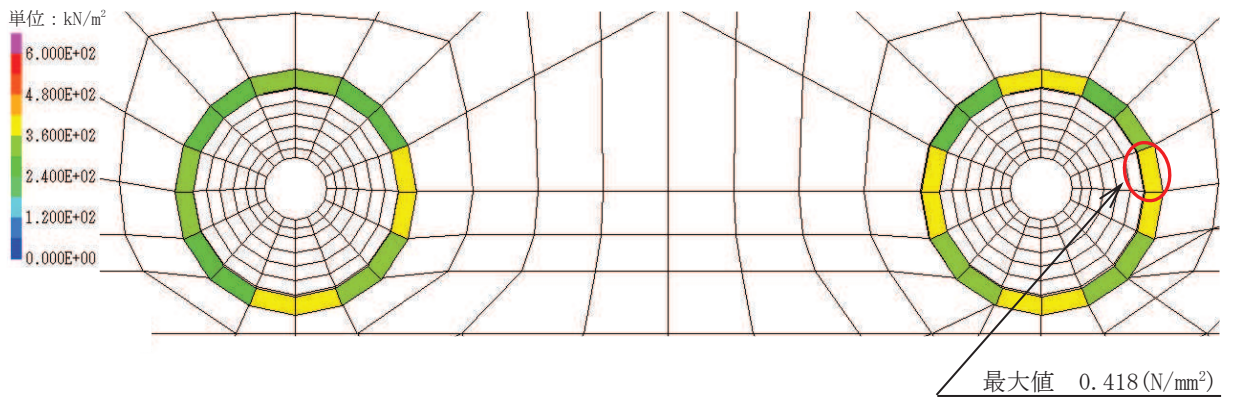


図 3-8 覆工部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t=27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

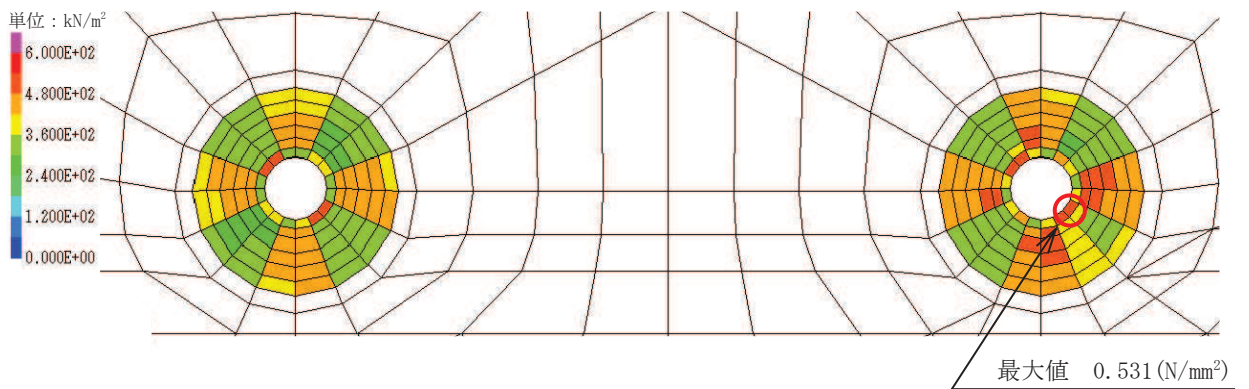


図 3-9 充填部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t=27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

3.8.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、覆工部を支持する基礎岩盤に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

最大接地圧の分布図を図 3-10 に示す。

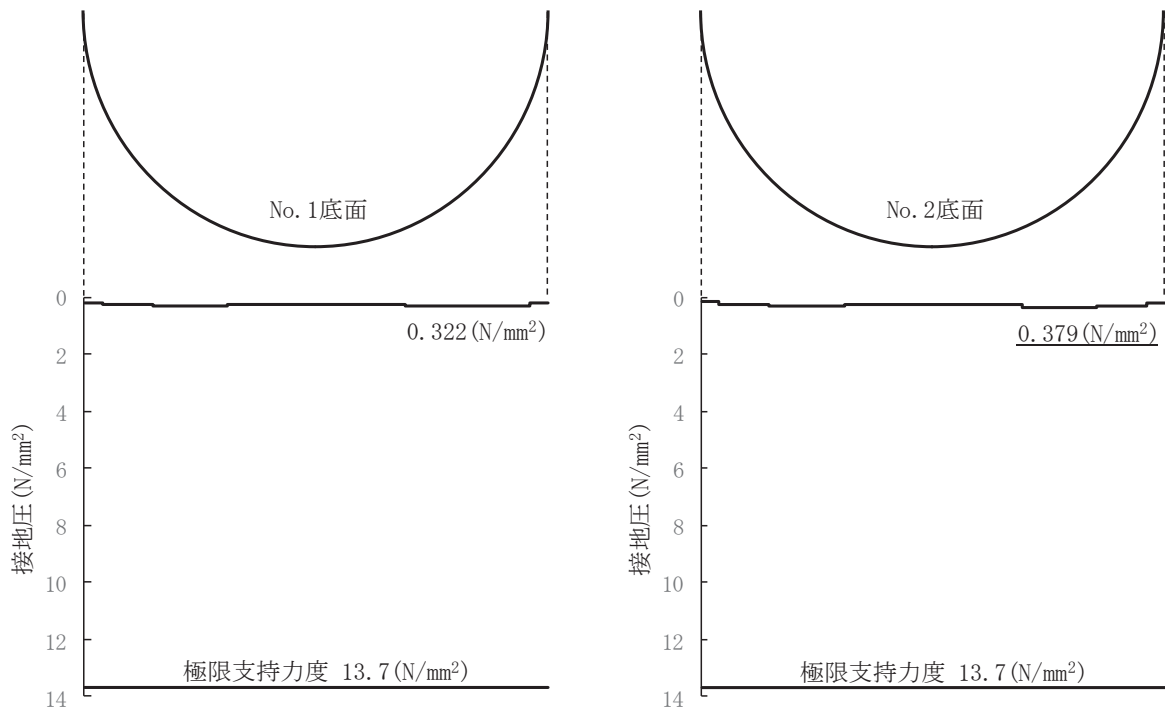


図 3-10 最大接地圧の分布図
 (S_s-D2 (++)
 (解析ケース①：基本ケース)

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値を表 4-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 4-2 に示す。覆工部及び充填部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 引張破壊に対する最大照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	S s - F 3 (-+)	③	0.488	1.019	0.48
充填部	S s - F 3 (-+)	③	1.161	1.847	0.63

表 4-2 せん断破壊に対する照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	S s - F 3 (-+)	③	0.418	4.1	0.11
充填部	S s - F 3 (-+)	③	0.531	10.0	0.06

4.2 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 4-3 に示す。

覆工部を支持する基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4-3 基礎地盤の支持性能照査結果

地震動	解析ケース	最大接地圧 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
S s - D 2 (++)	①	0.379	13.7	0.03