

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-13-0001_改0
提出年月日	2021年2月24日

VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

2021年2月

東北電力株式会社

## 目 次

- 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
- 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
- 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

VI-2-10-2-3-1 : 本日の説明範囲

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

## 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	9
2.4 適用基準	12
3. 耐震評価	13
3.1 評価対象	13
3.2 解析方法	19
3.2.1 施設	19
3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき	19
3.2.3 減衰定数	22
3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	26
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	26
3.3.2 荷重	26
3.3.3 荷重の組合せ	27
3.4 入力地震動	28
3.5 解析モデル及び諸元	58
3.5.1 解析モデル	58
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	64
3.5.3 地盤の物性値	66
3.5.4 地下水位	66
3.6 評価対象部位	67
3.6.1 施設の健全性評価	67
3.6.2 施設の変形性評価	67
3.6.3 基礎地盤の支持性能評価	67
3.7 許容限界	68
3.7.1 鋼板	68
3.7.2 鋼製支柱	68
3.7.3 固定ボルト	69
3.7.4 フーチング	69
3.7.5 鋼管杭	70

3.7.6	止水ジョイント部材	71
3.7.7	基礎地盤	71
3.8	評価方法	72
3.8.1	鋼板	72
3.8.2	鋼製支柱	74
3.8.3	固定ボルト	75
3.8.4	フーチング	76
3.8.5	鋼管杭	77
3.8.6	止水ジョイント部材	78
3.8.7	基礎地盤	78
4.	耐震評価結果	79
4.1	鋼板	79
4.2	鋼製支柱	85
4.3	固定ボルト	95
4.4	フーチング	95
4.4.1	フーチング (本体)	95
4.4.2	フーチング (ペDESTAL部)	131
4.5	鋼管杭	132
4.5.1	曲げ軸力照査	132
4.5.2	せん断力照査	138
4.5.3	杭頭部照査	144
4.6	止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果	146
4.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	152

## 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（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」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機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。

鋼製遮水壁（鋼板）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（鋼板）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（鋼板）の位置図を図 2-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所を設置され、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（鋼板）の耐震計算結果を示す。

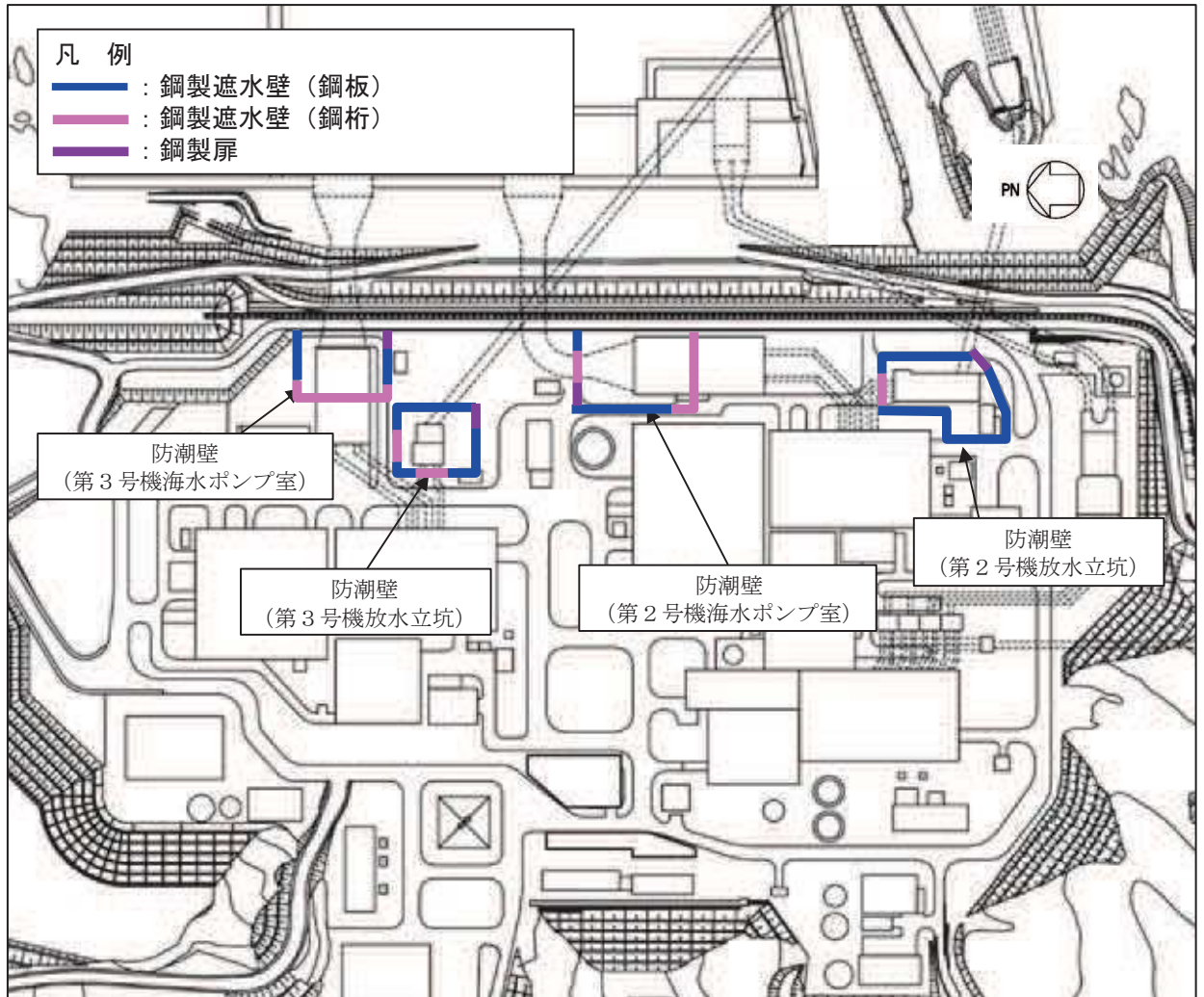


図 2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

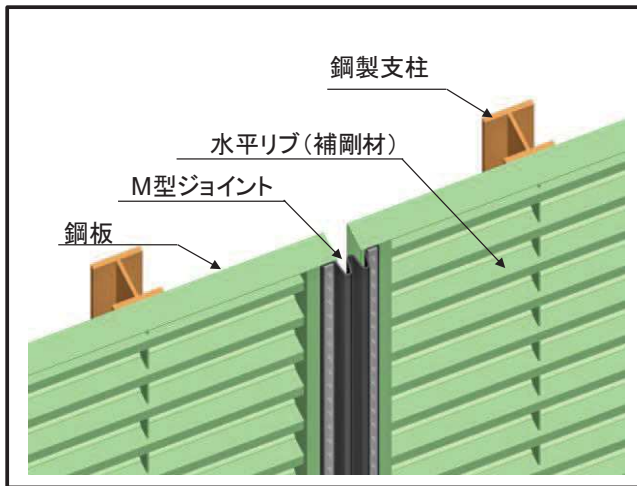
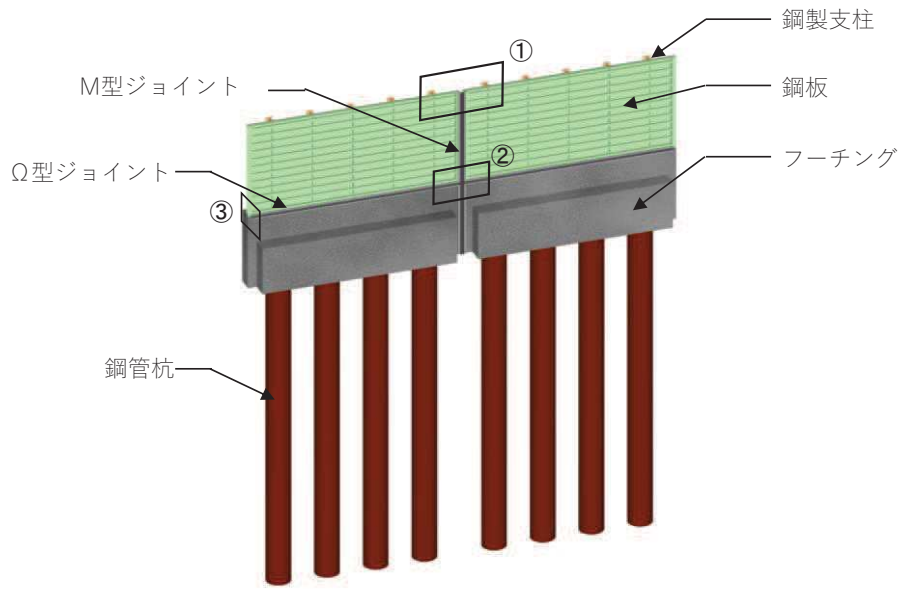
鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板による下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント， $\Omega$ 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV 区間に大別される。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2-2 に示す。また，区間配置図を図 2-3 に，区間ごとの構造を表 2-2 に，区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に，止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

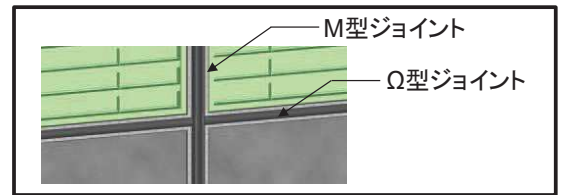
表 2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

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

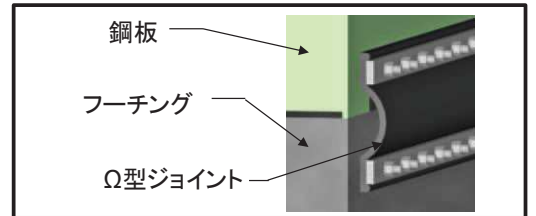




①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント-Q型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Q型ジョイント部)

図 2-2 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

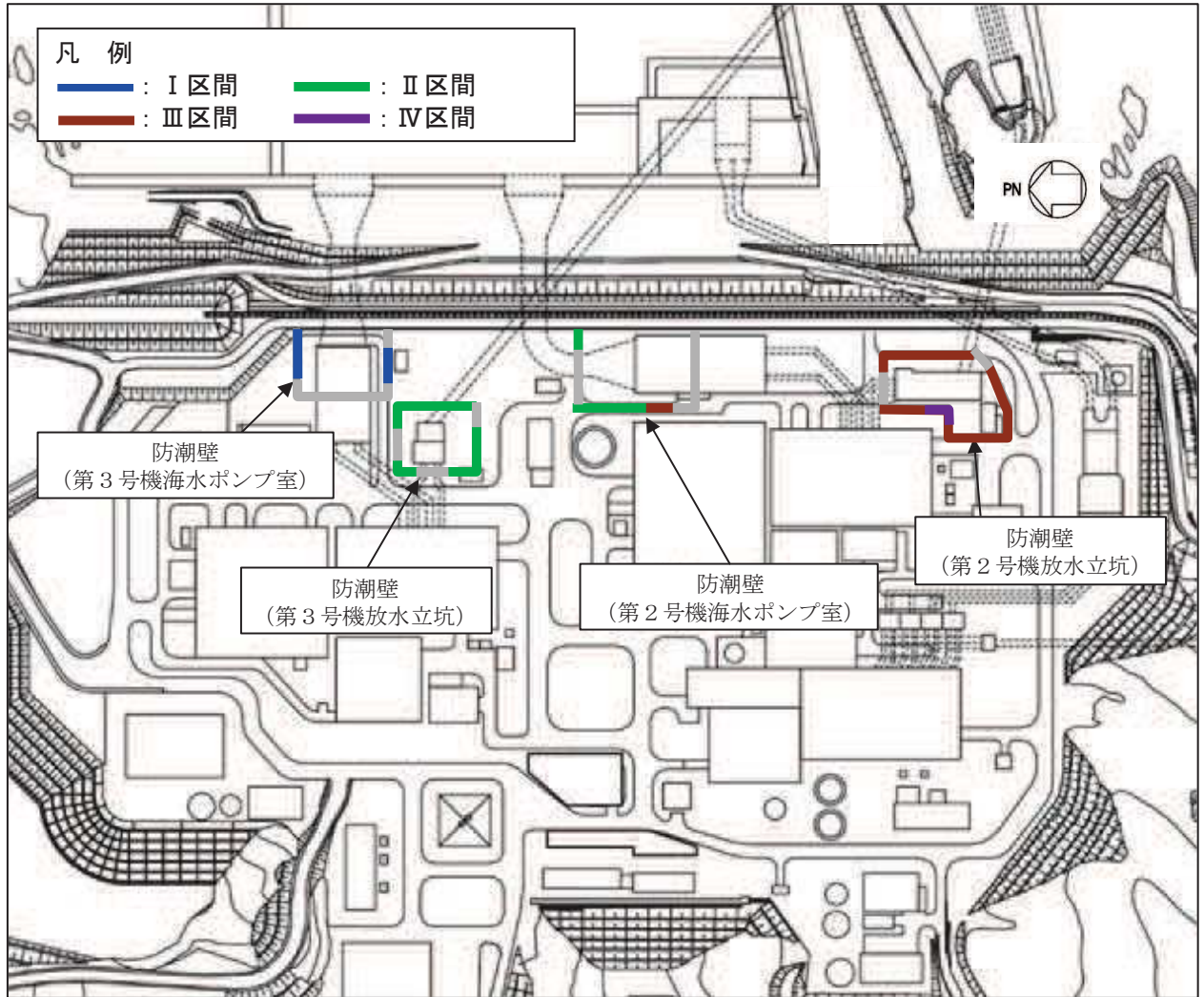


図 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20. 0	φ 1500	23, 30, 37	16
II 区間	O. P. +19. 0	φ 1500	30	16
III 区間	O. P. +19. 0	φ 1500	25	20
IV 区間	O. P. +19. 0	φ 1200	20	16

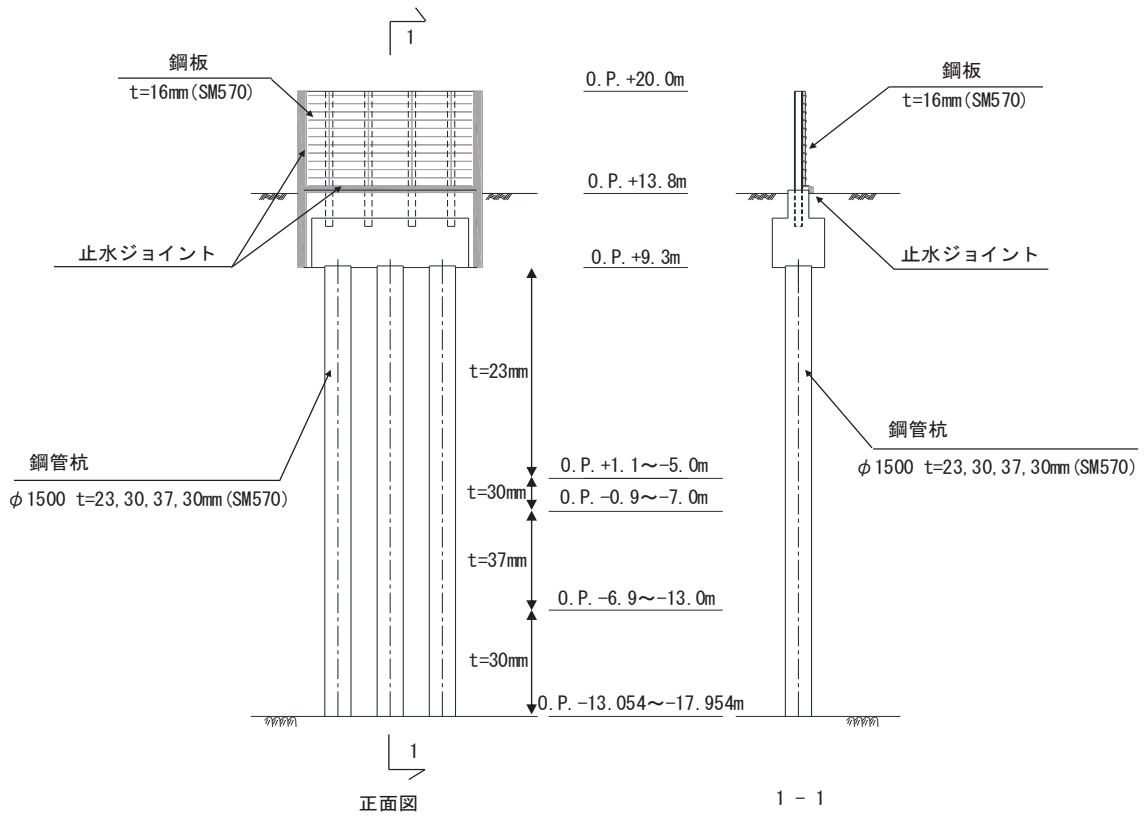


図 2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

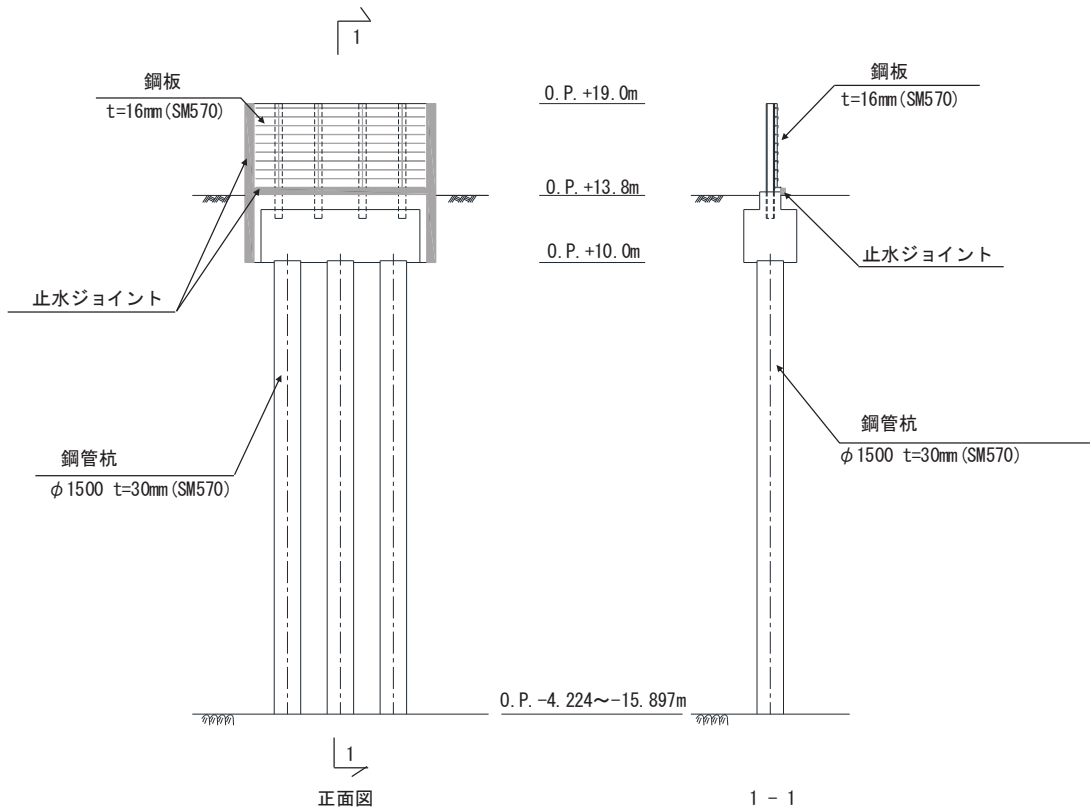
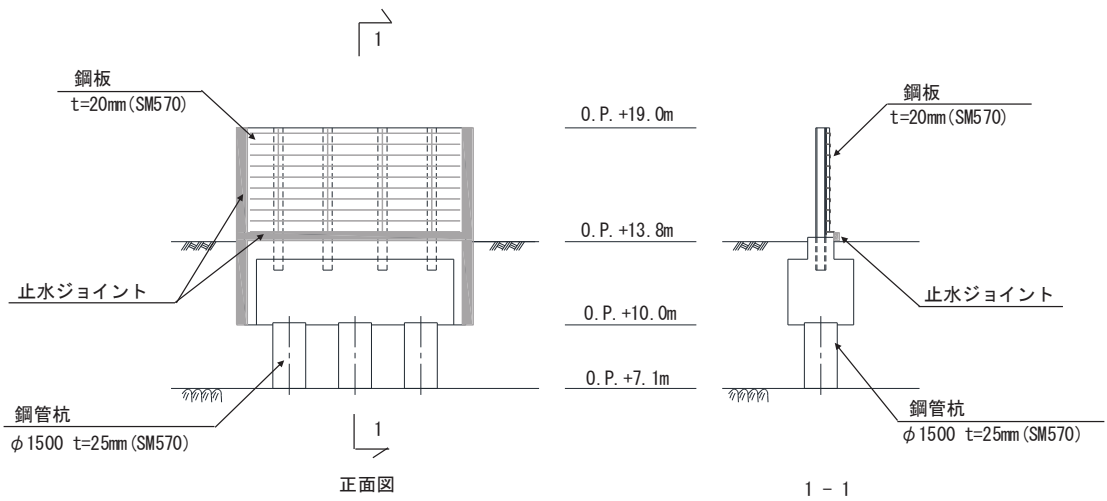
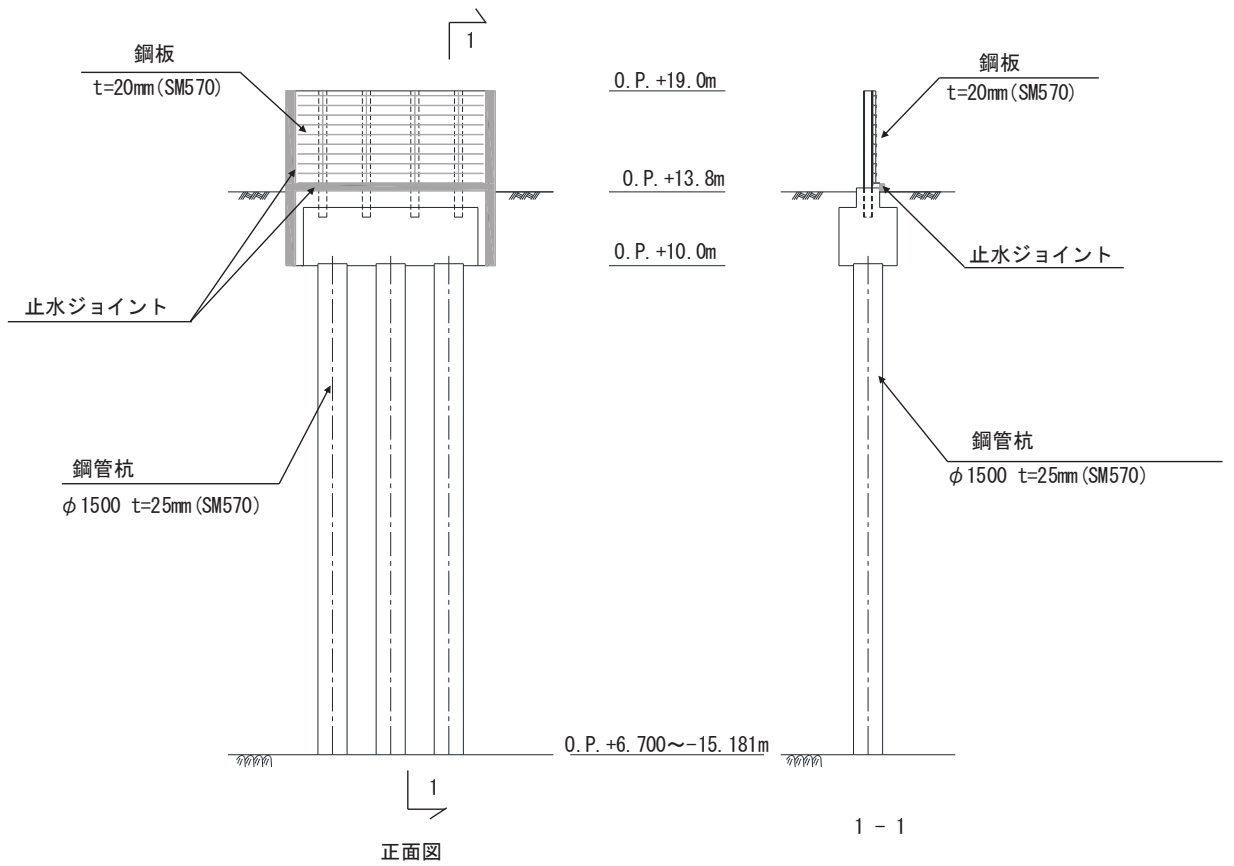


図 2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

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

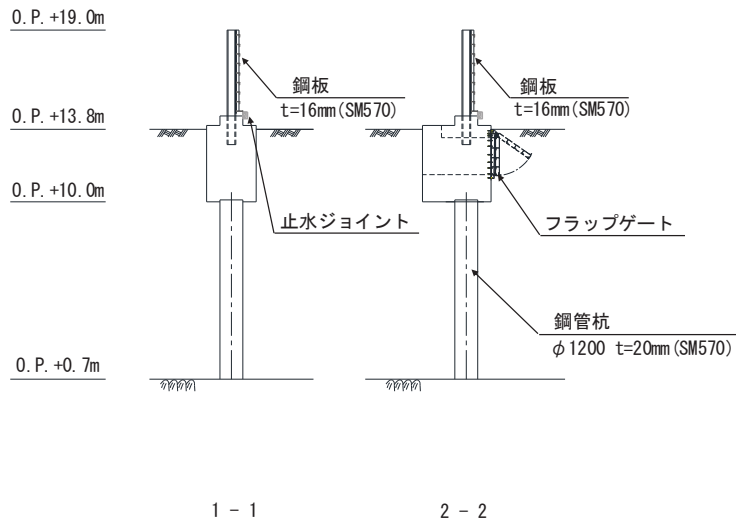
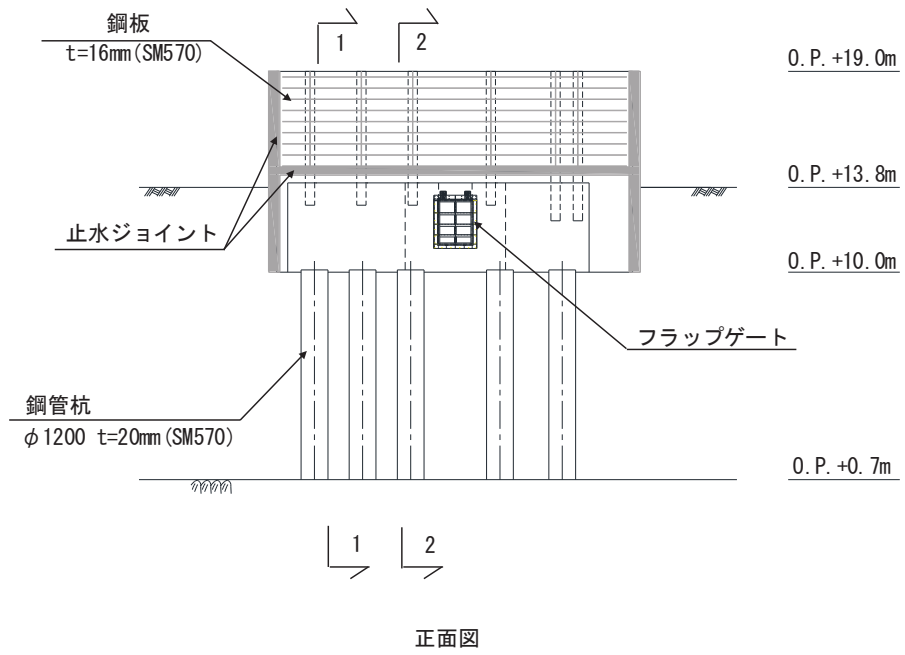


図 2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）

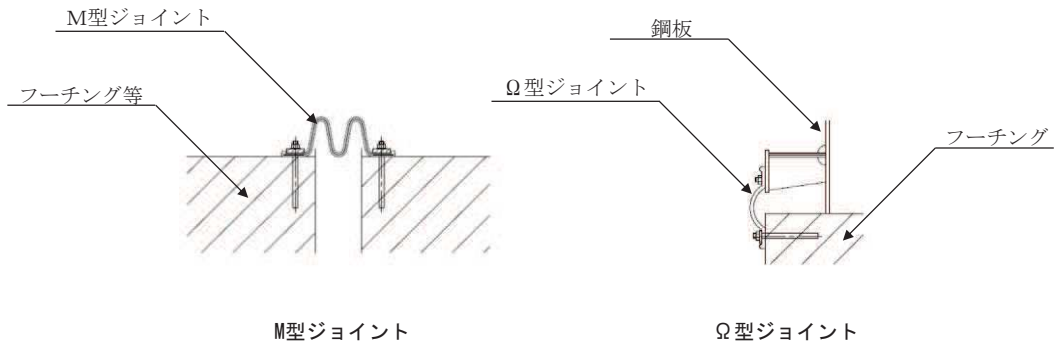


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

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

鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価は，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（鋼板）の耐震評価フローを図2-9に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	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）及びせん断強度*
		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*
	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*
止水性を 損なわな いこと	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	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）及びせん断強度*
		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*
	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*
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\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

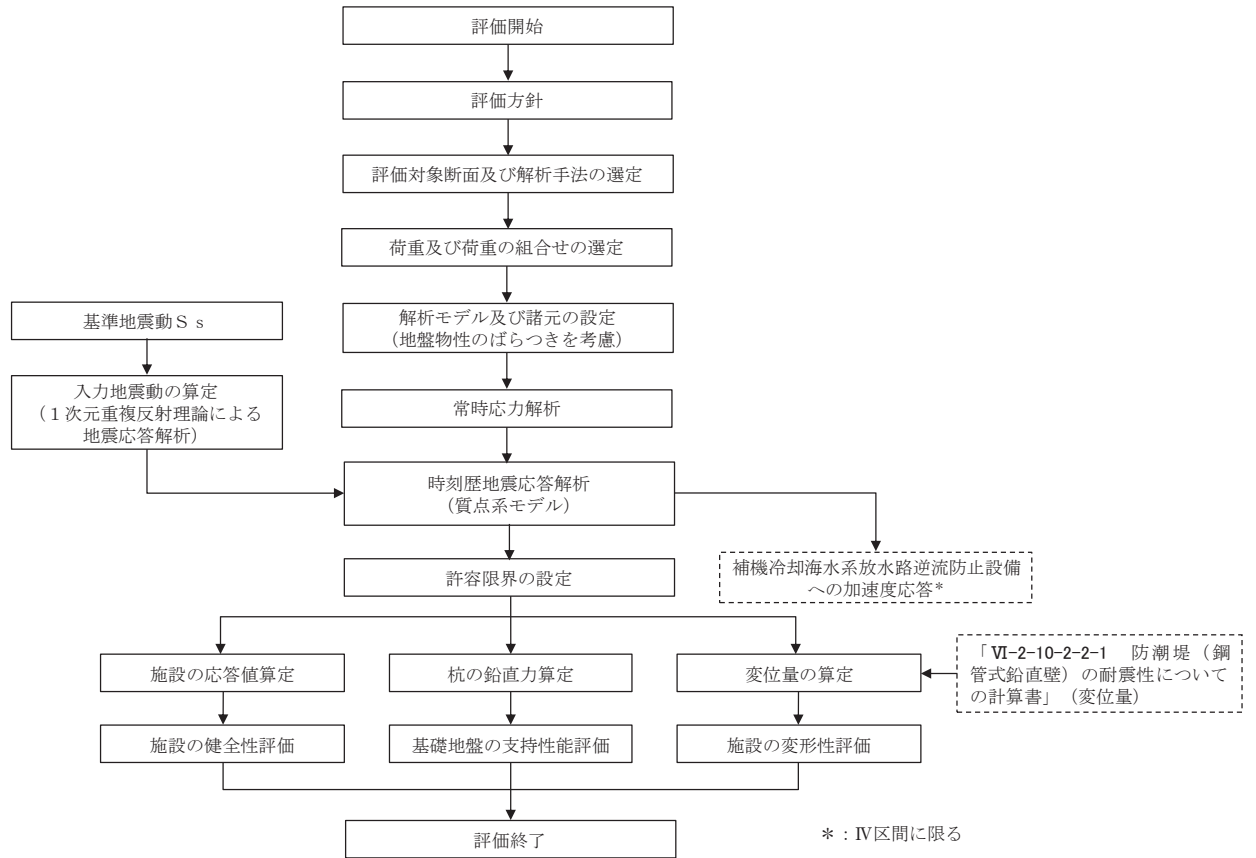


図 2-9 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象

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

鋼製遮水壁（鋼板）の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-3 に、評価対象断面の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

#### （Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、岩盤上面が最も浅く、また改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、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断面。

#### （Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P. +19.0m となる区間の中で、杭長が最も長い断面のため、杭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断面。

#### （Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高い断面のため、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。

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

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

#### （Ⅳ区間）

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

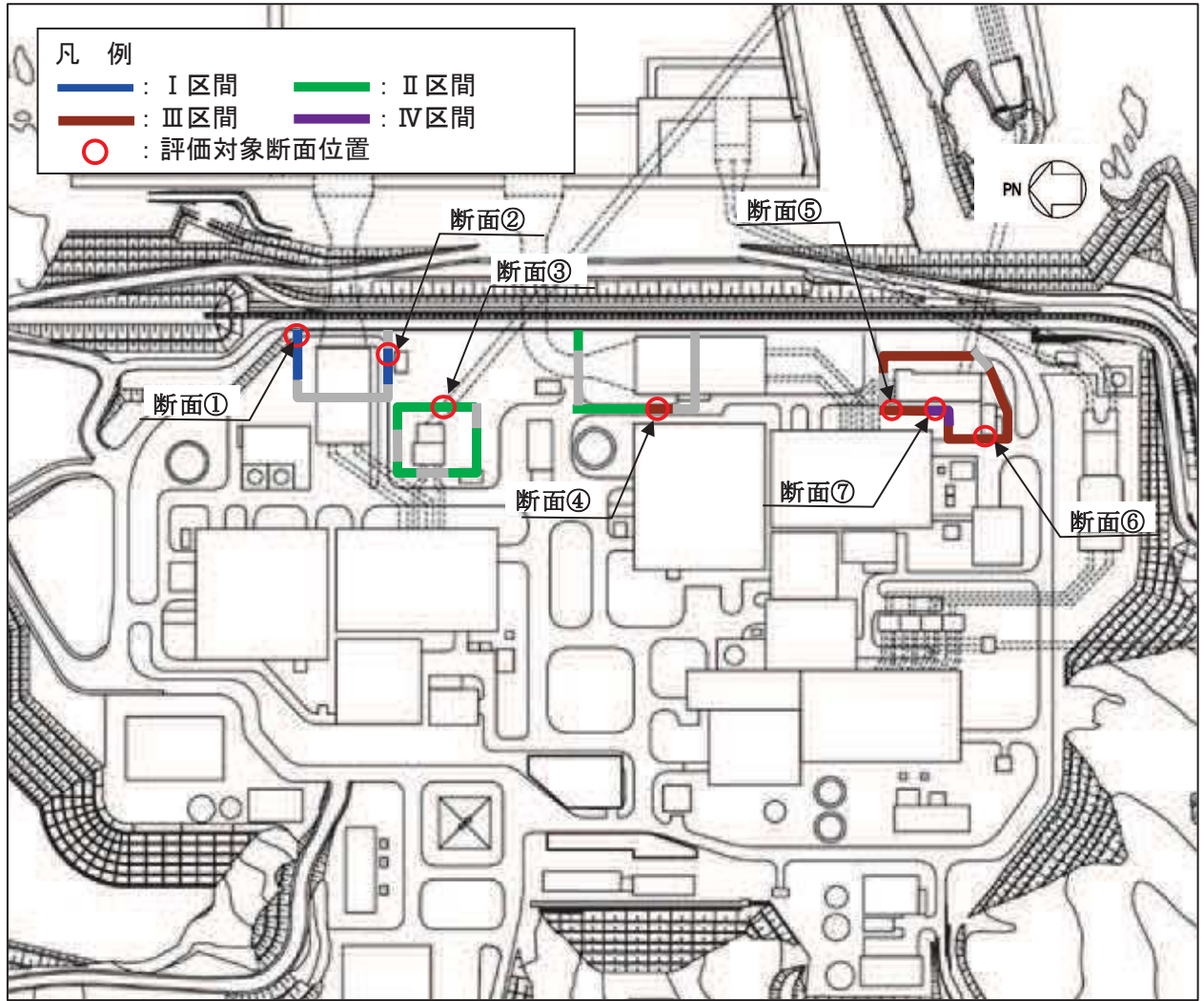
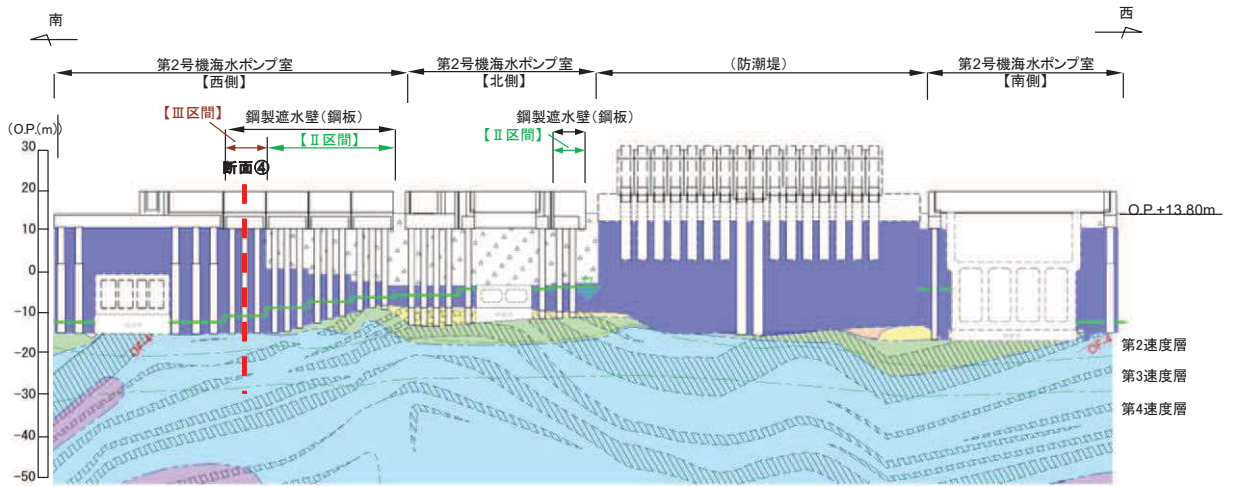
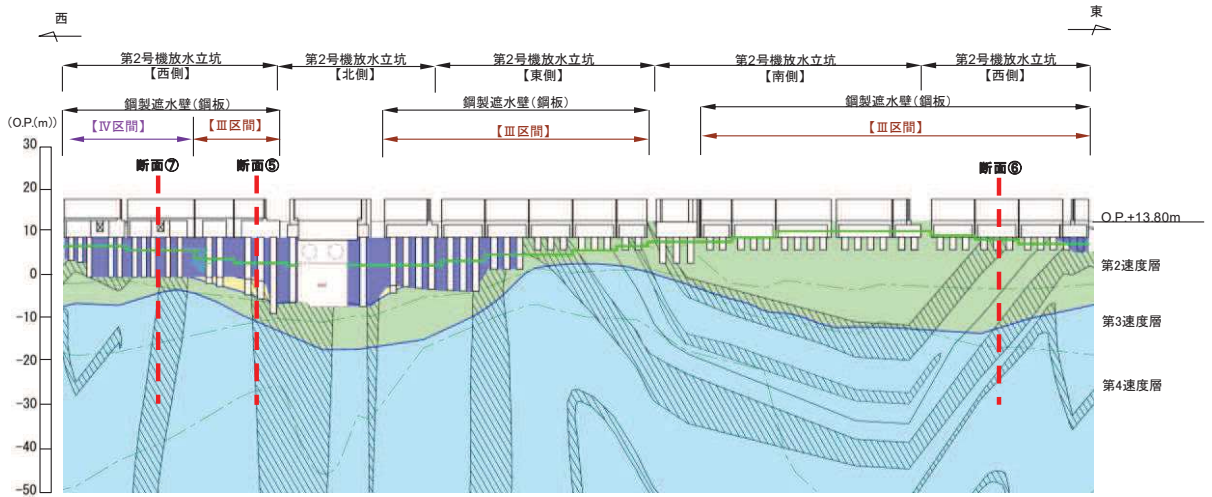


図 3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)



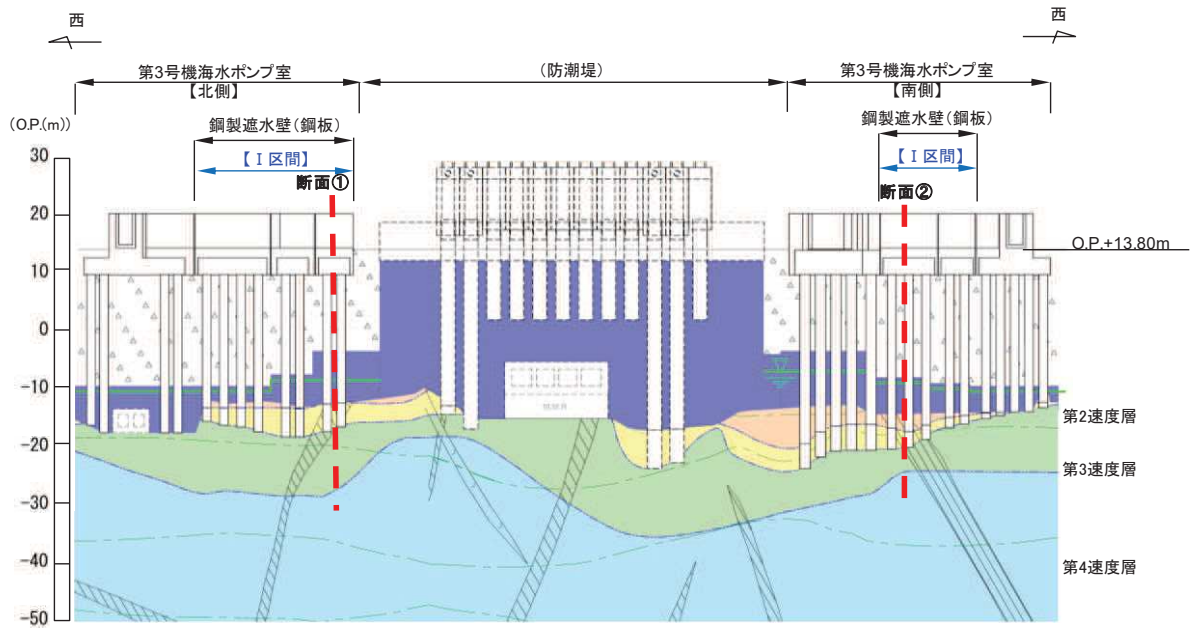
(2号機放水立坑)

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

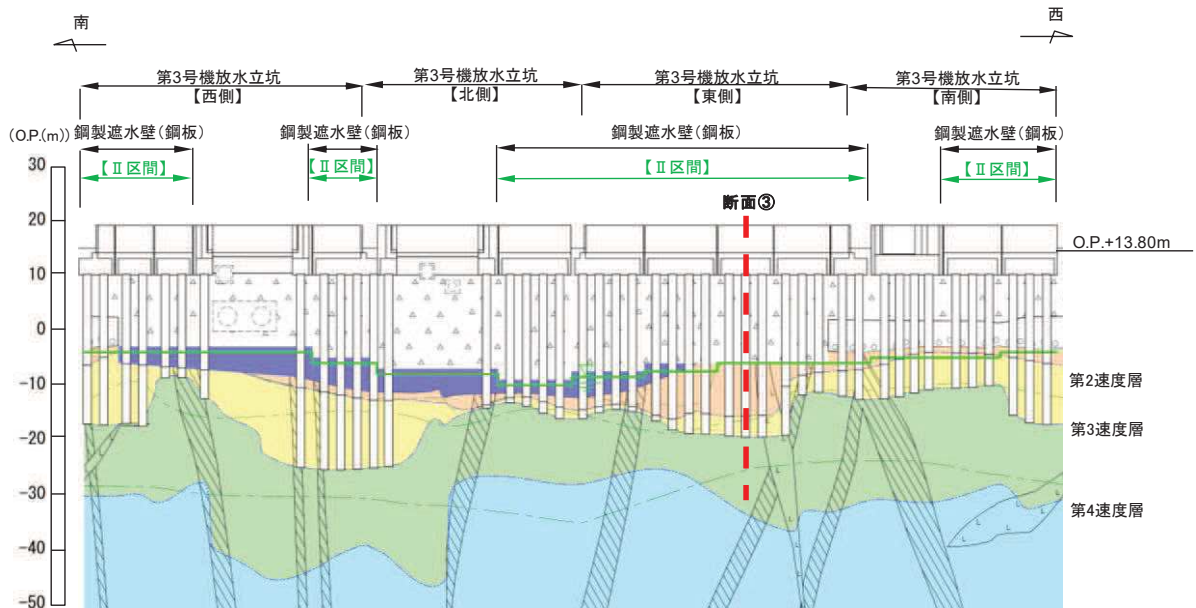
\*: 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(1) 鋼製遮水壁 (鋼板) の縦断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑)





(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

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

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(2) 鋼製遮水壁(鋼板) 評価対象断面  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

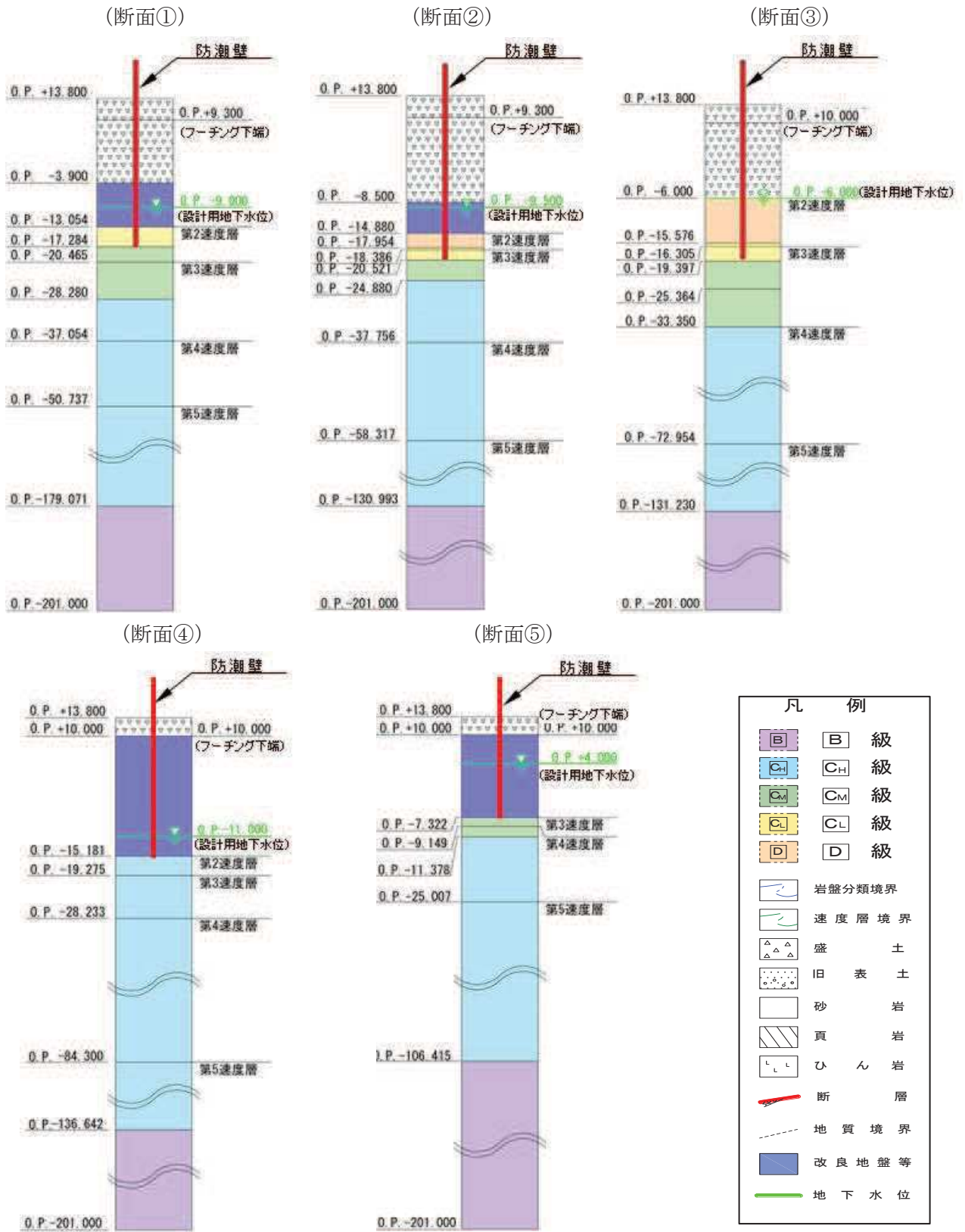


図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①~⑤)

(断面⑥)

(断面⑦)

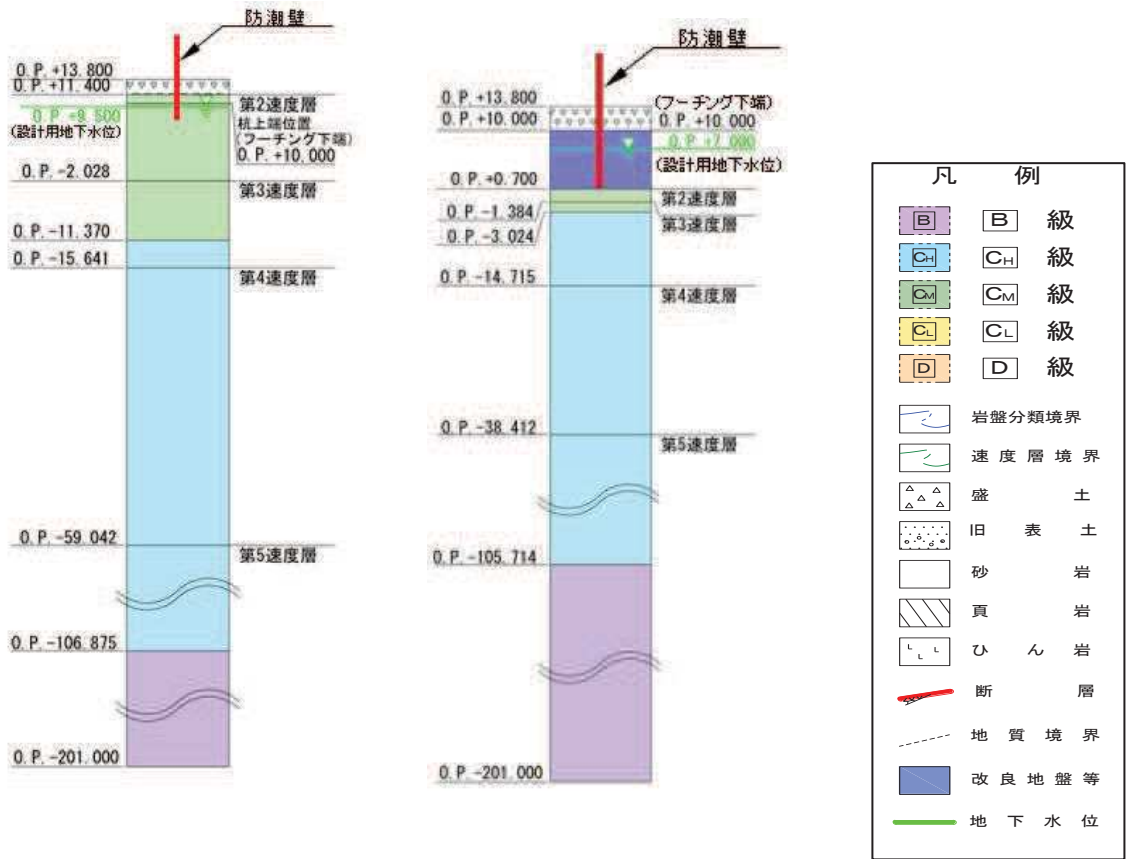


図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦)

### 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。

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。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

#### (断面①～⑤, ⑦)

基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

#### (断面⑥)

岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

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

#### 3.2.1 施設

鋼管杭及びフーチング並びに上部工（鋼製）を質点及び線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

#### 3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

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

図 3-2～図 3-3 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦と、 $C_L$ 級岩盤、 $C_M$ 級岩盤、 $C_H$ 級岩盤及び  $B$ 級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ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  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。



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

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

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 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（断面①～⑤）

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

表 3-2 解析ケース（断面⑥）

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

表 3-3 解析ケース (断面⑦)

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

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，表 3-4 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 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

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-4 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 3-5(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.607~0.644	0.0005
断面②	0.198~0.633	0.0005~0.0015
断面③	0.693~0.930	0.0001~0.0004
断面④	2.036~2.038	0.0002
断面⑤	1.604~1.657	0.0002
断面⑥	2.038	0.0002
断面⑦	1.866~1.867	0.0002

表 3-5(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.910~0.966	0.0007
断面②	0.296~0.949	0.0007~0.0022
断面③	1.040~1.395	0.0001~0.0008
断面④	3.053~3.056	0.0003
断面⑤	2.406~2.485	0.0004
断面⑥	3.058	0.0003
断面⑦	2.800~2.801	0.0003

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

	$\alpha$	$\beta$
断面①	1.516~1.609	0.0012
断面②	0.493~1.582	0.0012~0.0036
断面③	1.732~2.325	0.0002~0.0010
断面④	5.089~5.093	0.0004
断面⑤	4.011~4.142	0.0006
断面⑥	5.096	0.0004
断面⑦	4.666~4.668	0.0005

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  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 3-6 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-6 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 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$
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。

- (2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 3-7 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3-7 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

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

### 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（鋼板）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

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））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 $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.98\text{kN/m}^2$ 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 $30\text{m/s}$ 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 3-8 に示す。

表 3-8 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P <sub>s</sub> + P <sub>k</sub> + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P<sub>s</sub> : 積雪荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重



### 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 3-4 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側（断面④～⑦）は図 3-5 に、3 号機側（断面①～③）は図 3-6 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3-5 に示す 2E 波に対して、図 3-4(2) に示すとおり E 波として入力する。

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

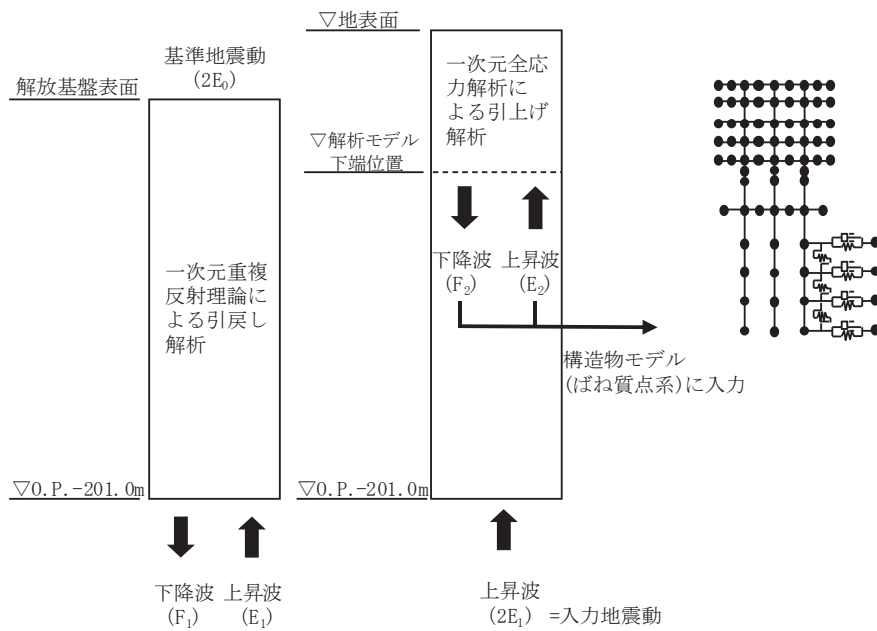


図 3-4(1) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦)

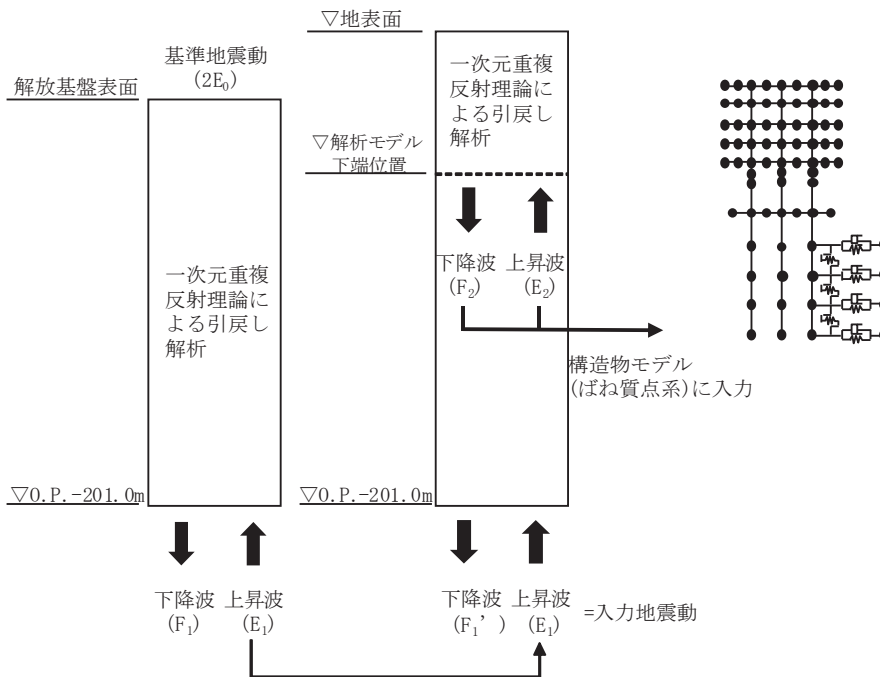
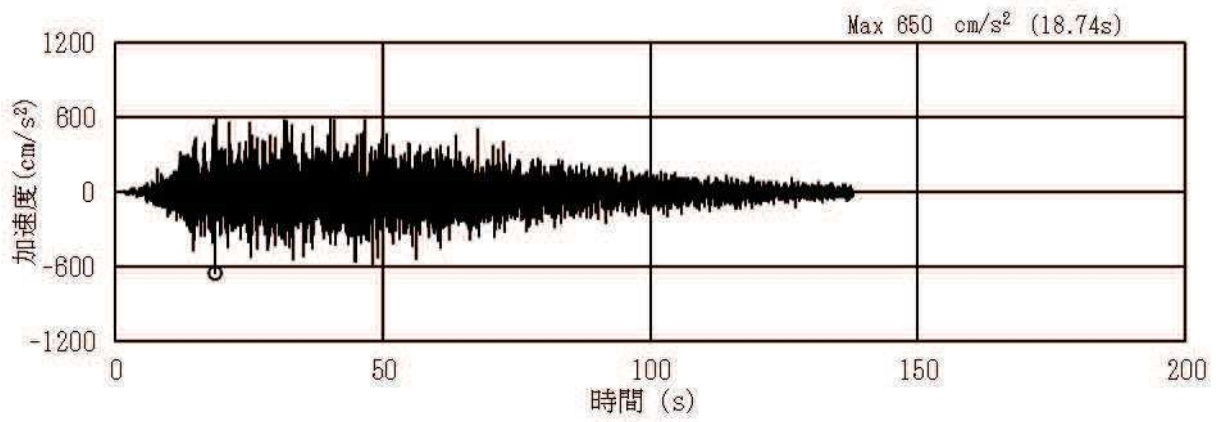
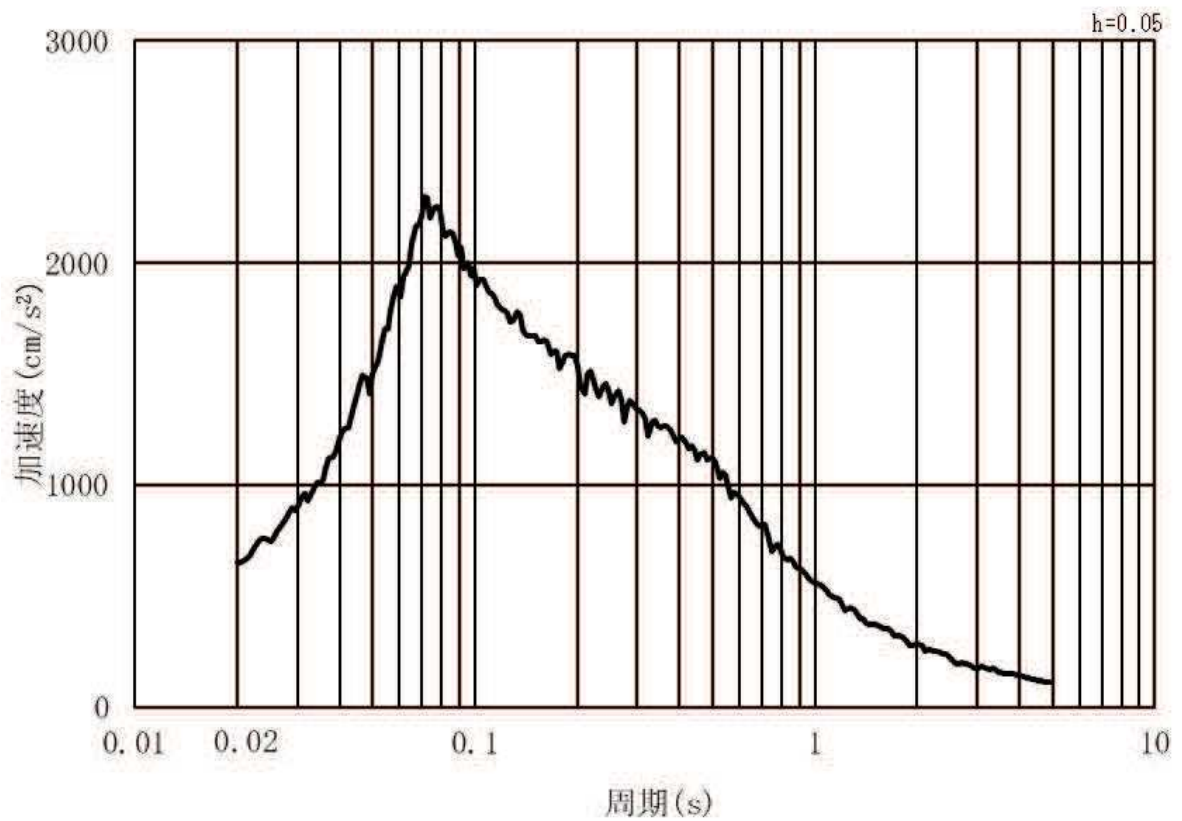


図 3-4(2) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面④・⑤・⑥・⑦ (第2号機側)

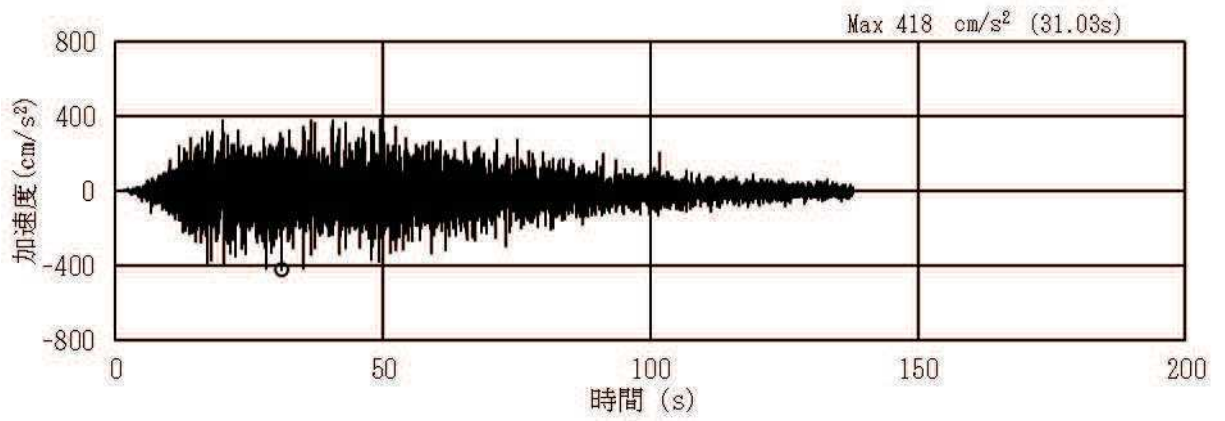


(a) 加速度時刻歴波形

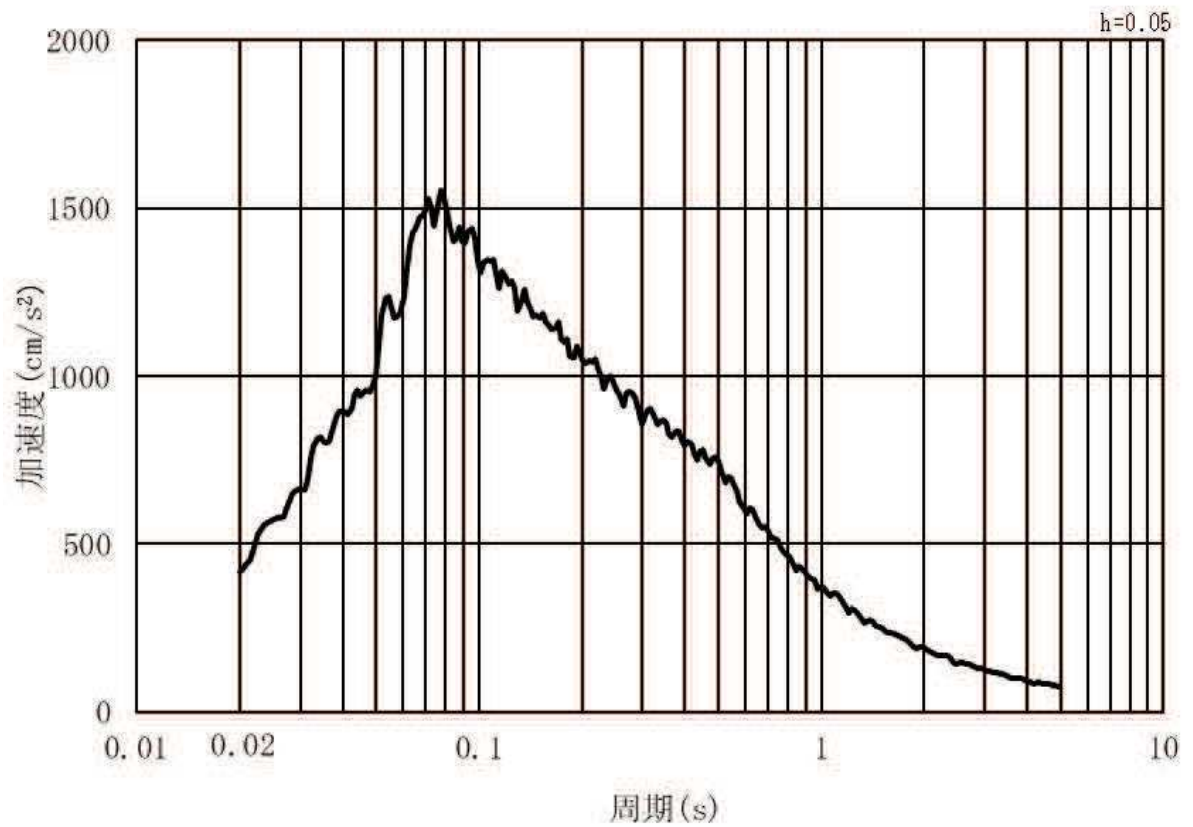


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

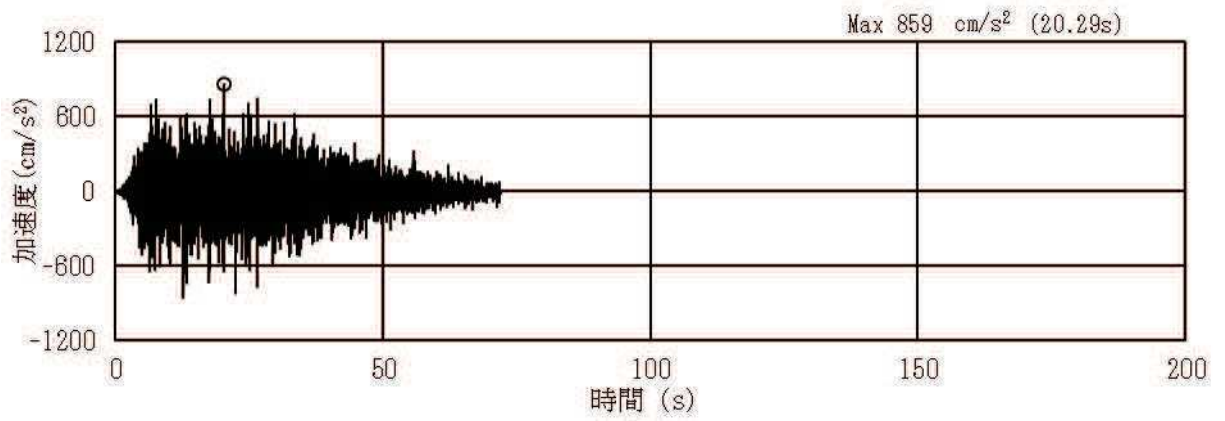


(a) 加速度時刻歴波形

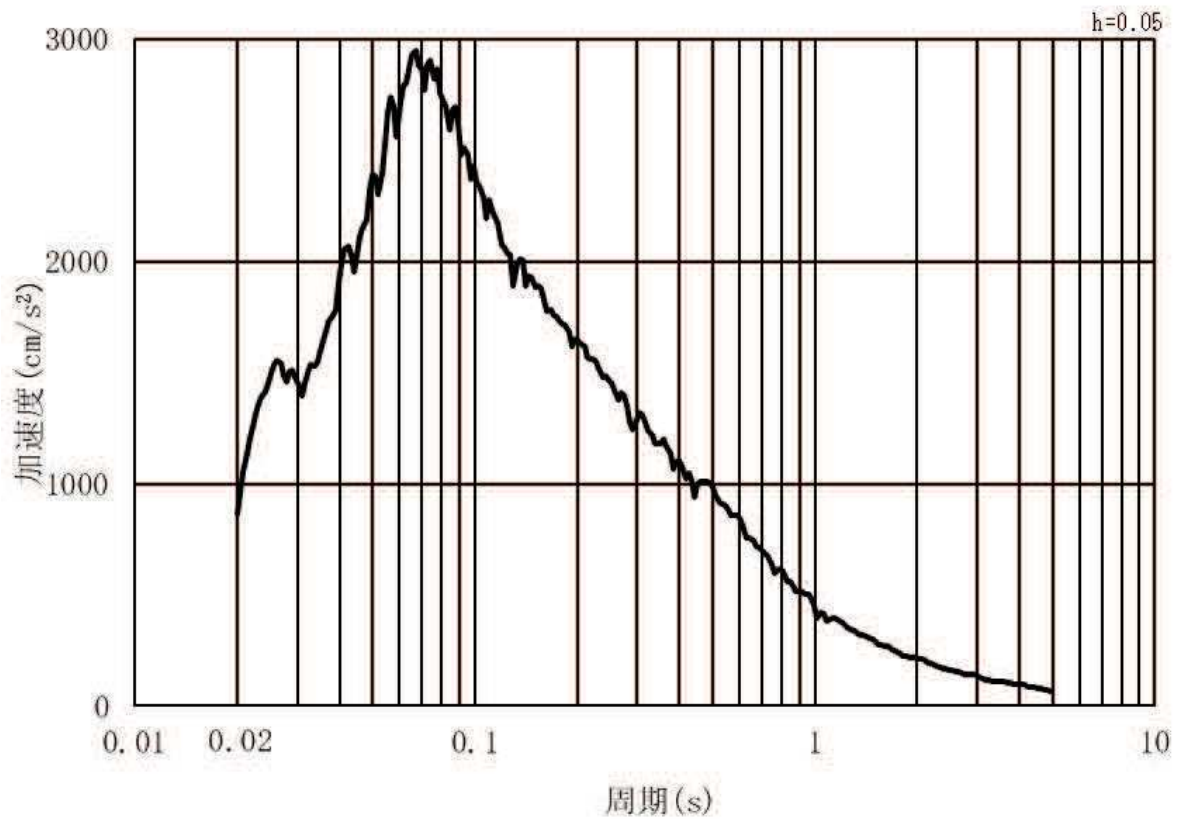


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

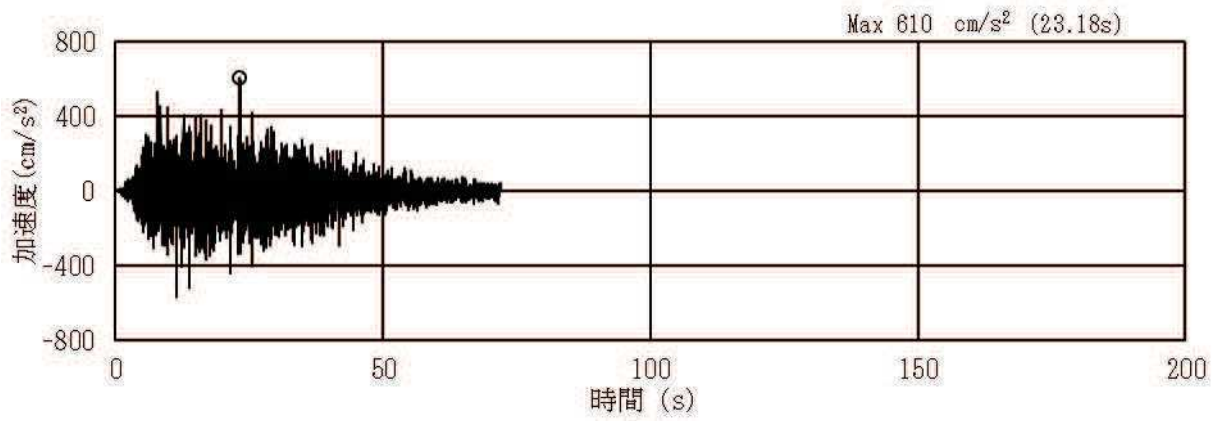


(a) 加速度時刻歴波形

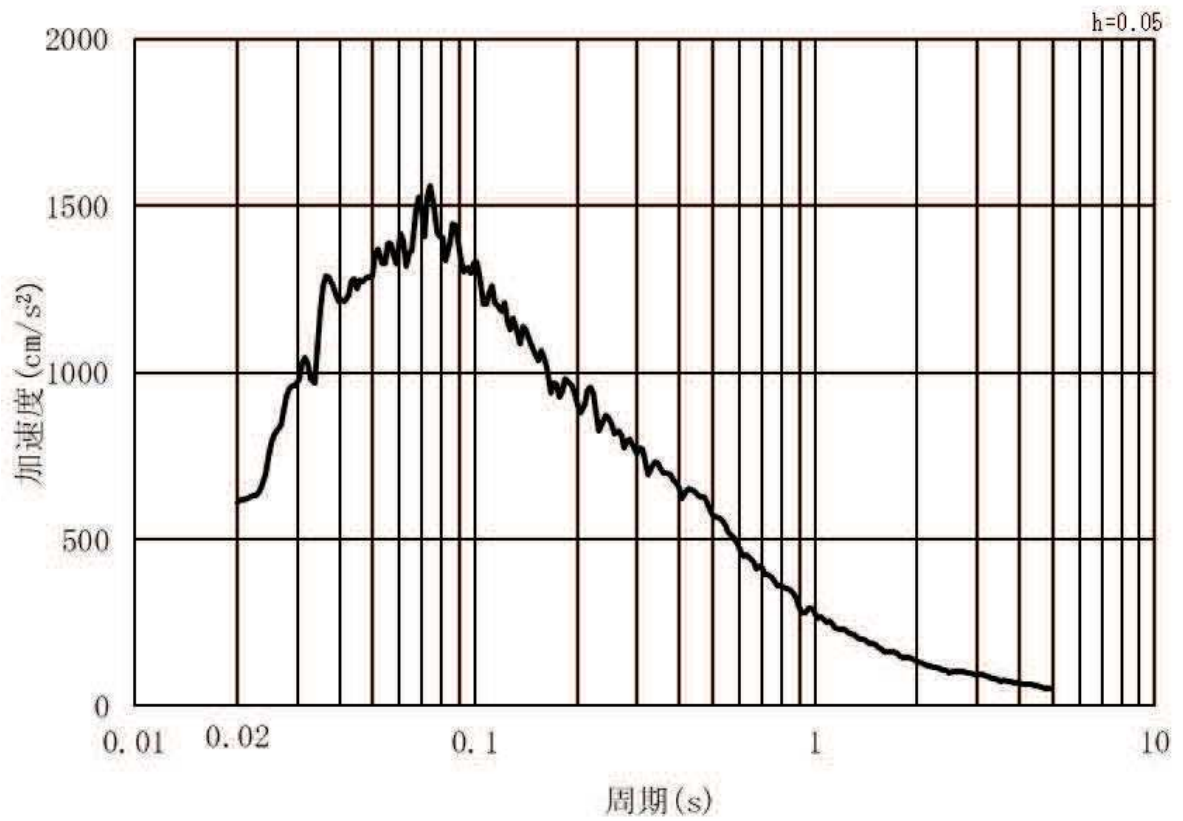


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

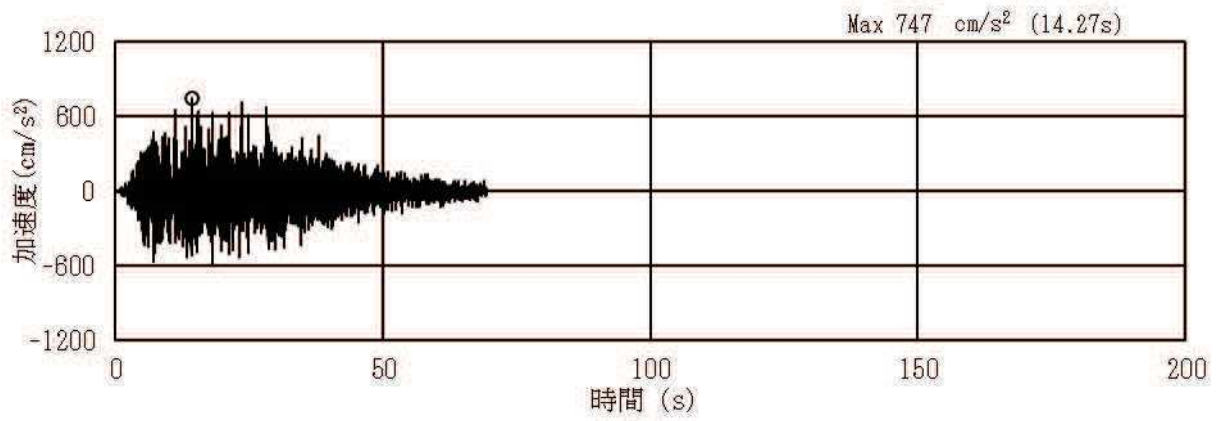


(a) 加速度時刻歴波形

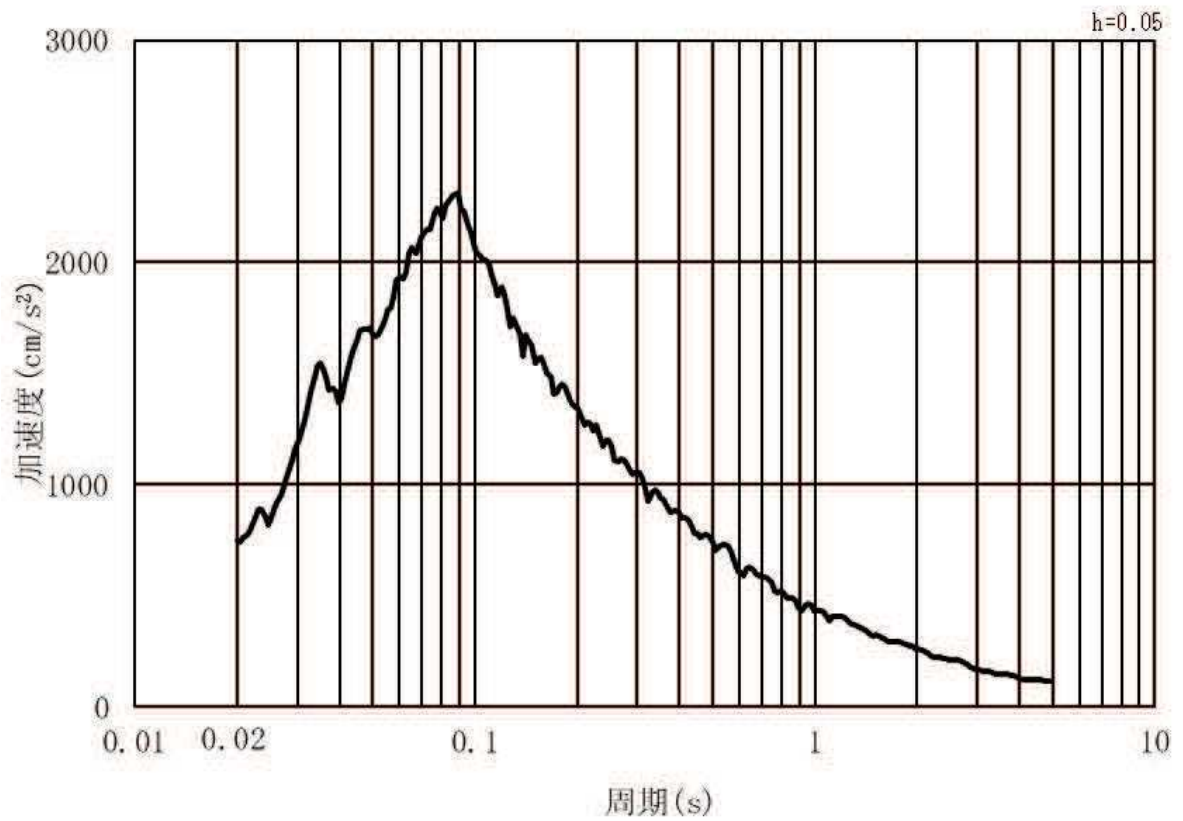


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

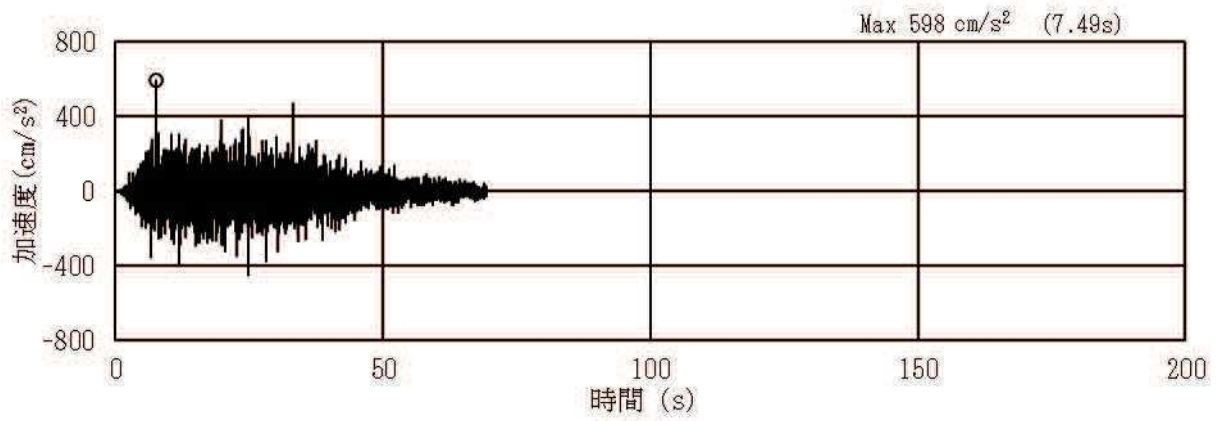


(a) 加速度時刻歴波形

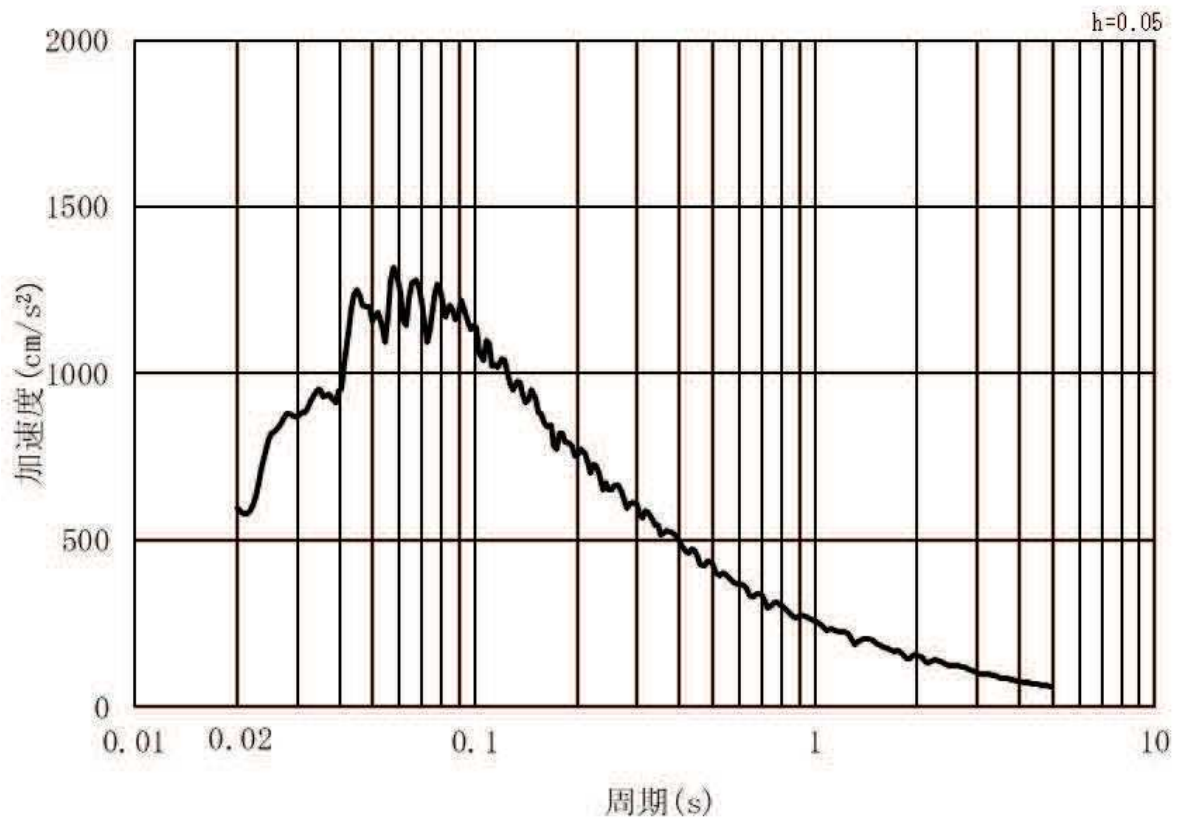


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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



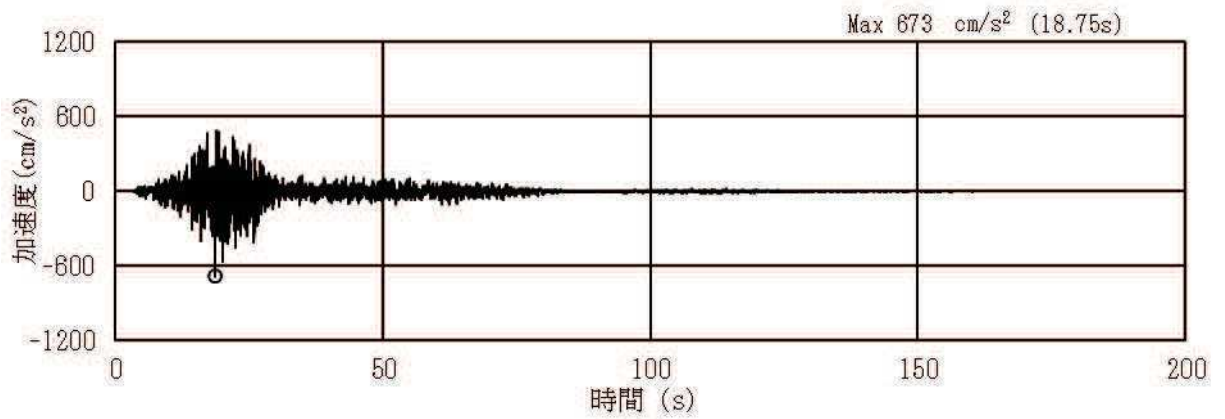
(a) 加速度時刻歴波形



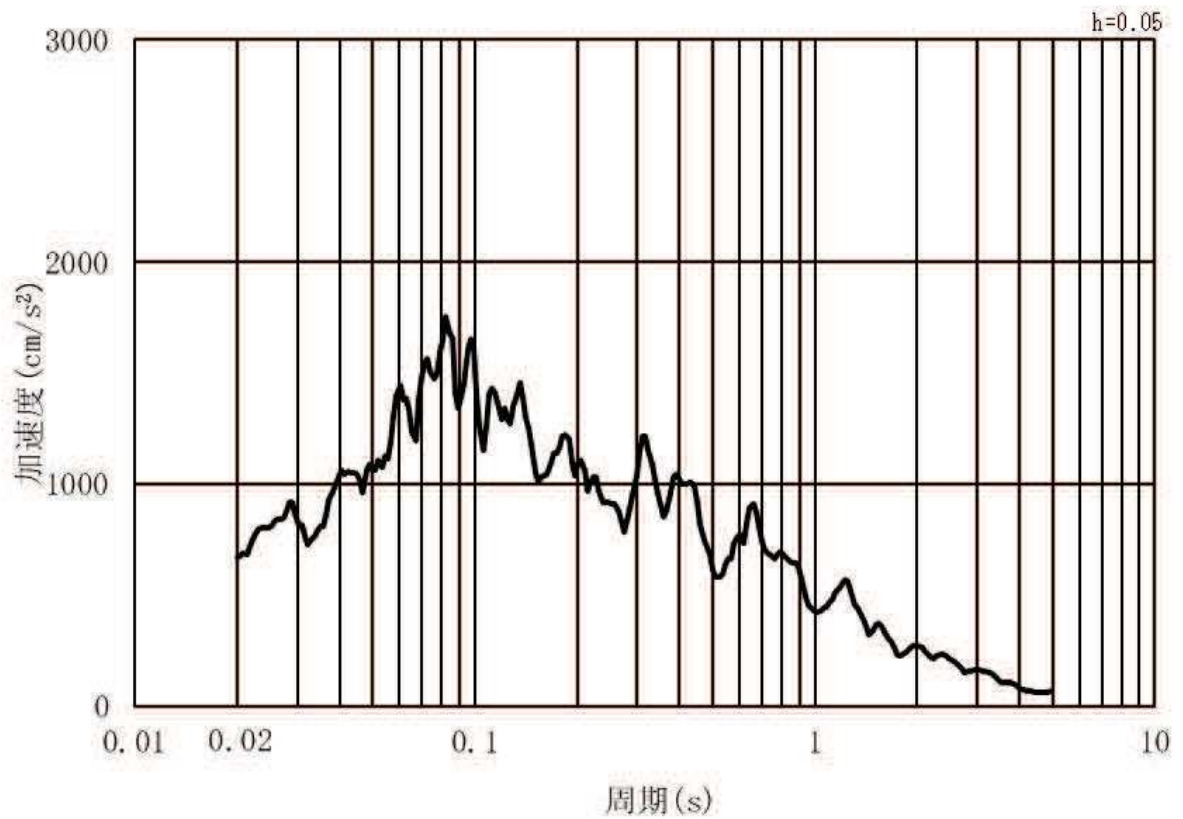
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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



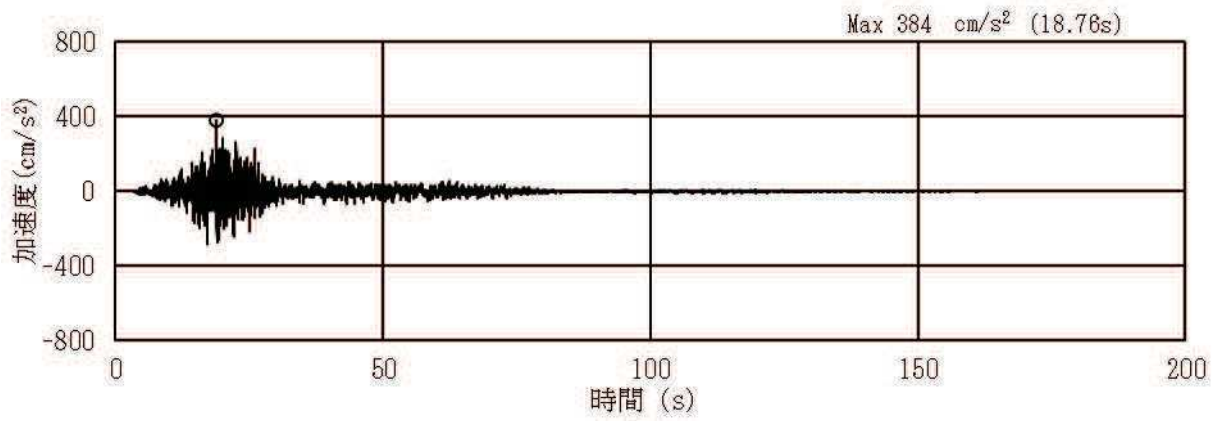


(a) 加速度時刻歴波形

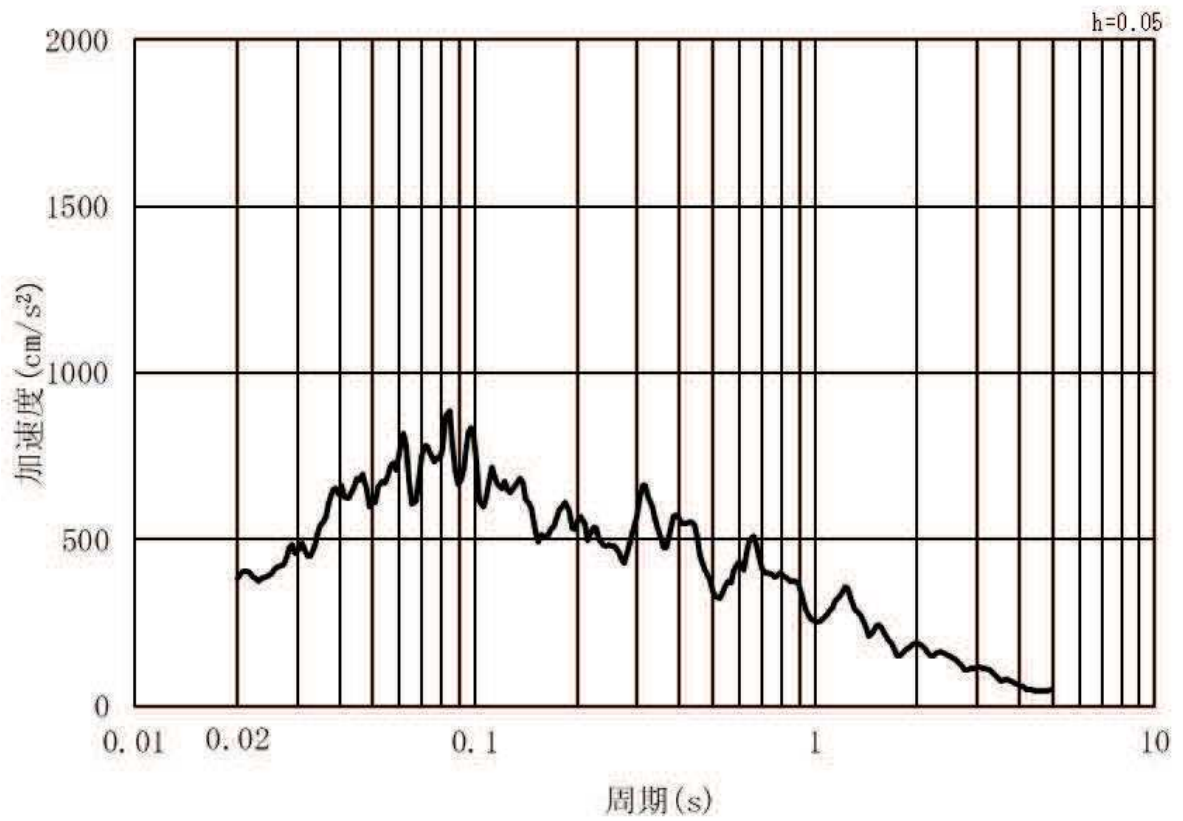


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

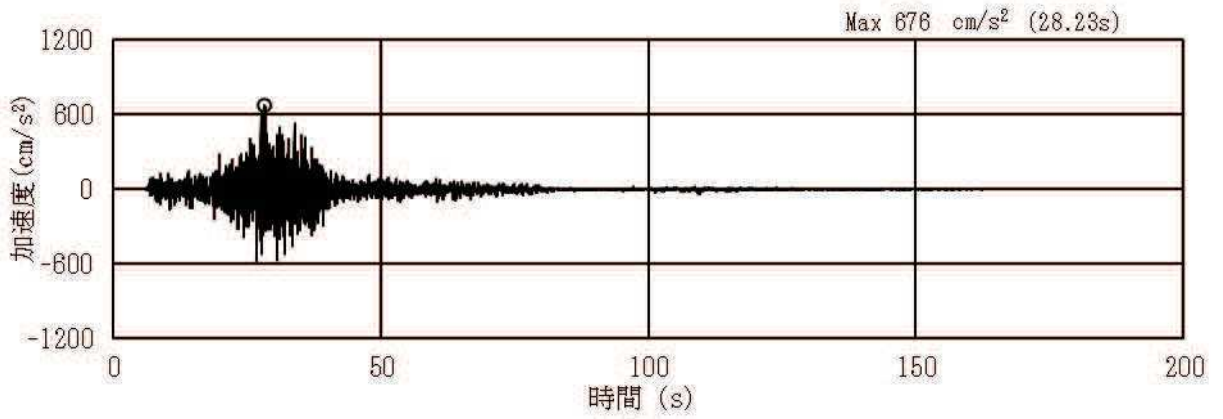


(a) 加速度時刻歴波形

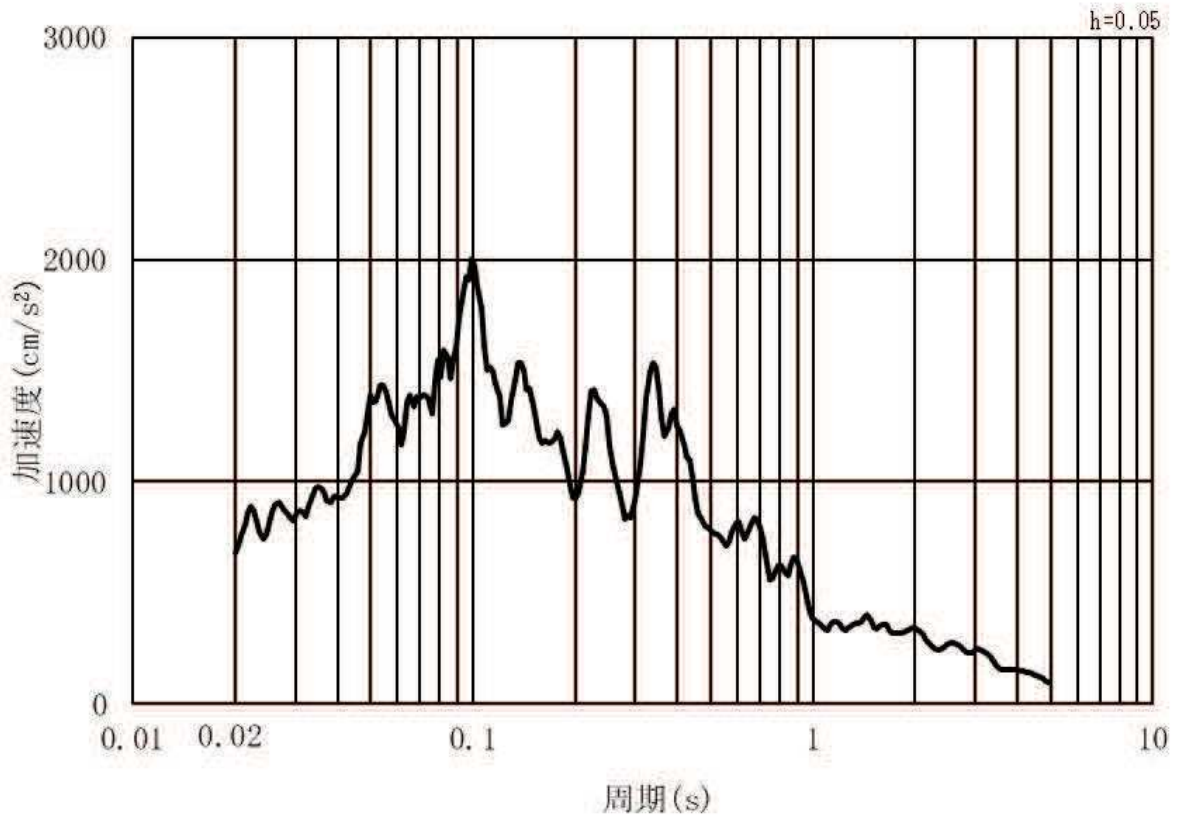


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

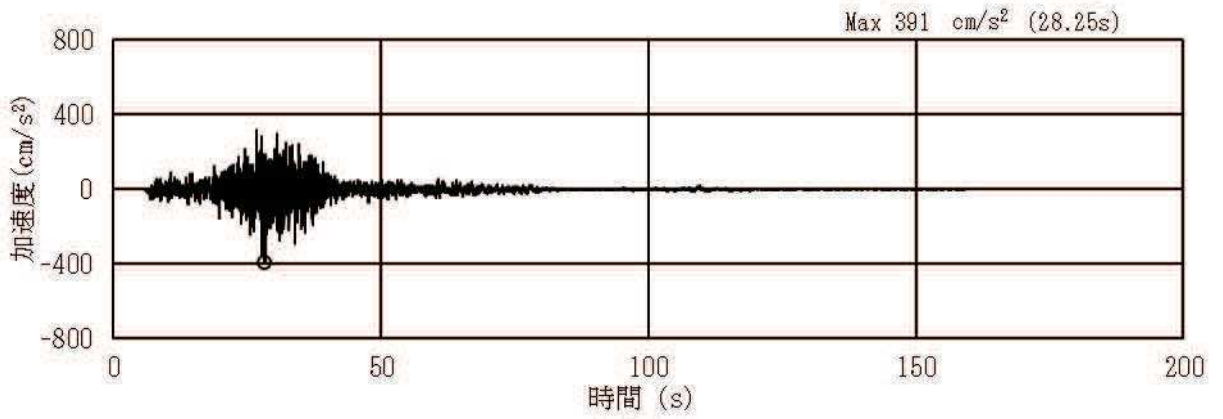


(a) 加速度時刻歴波形

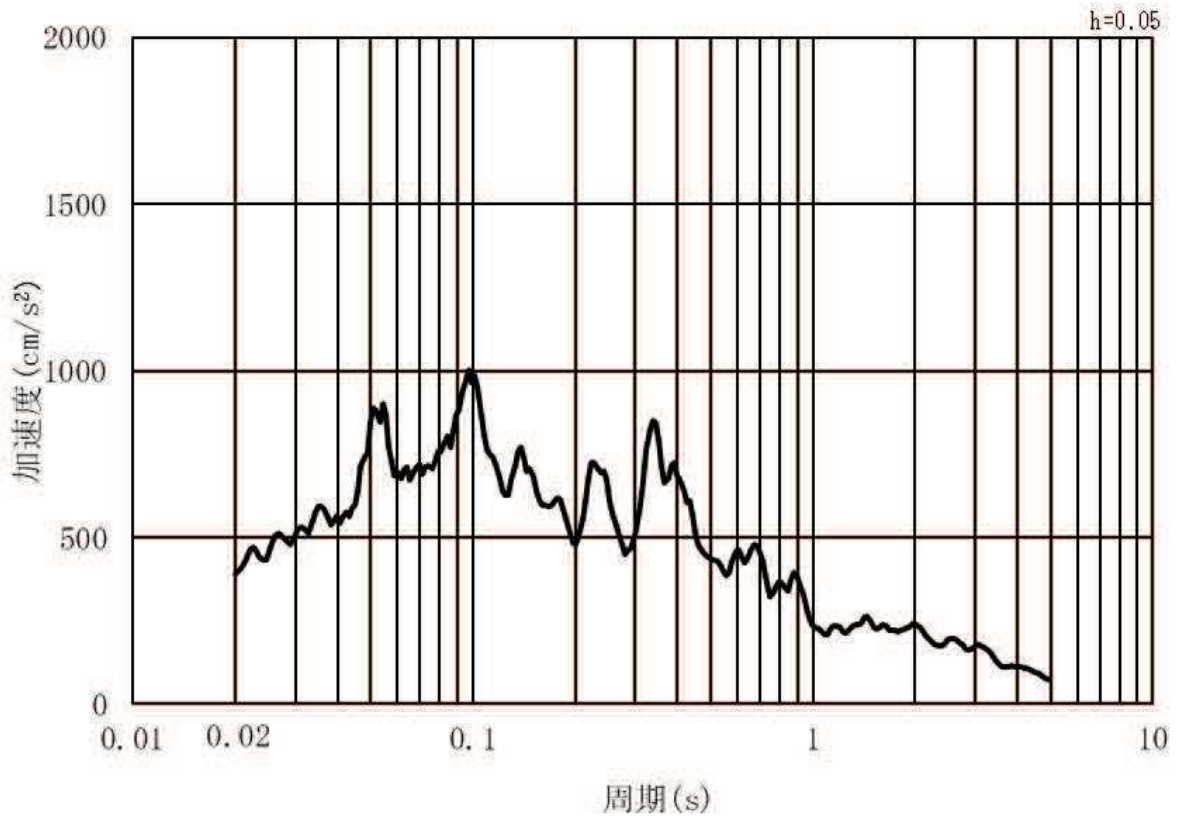


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

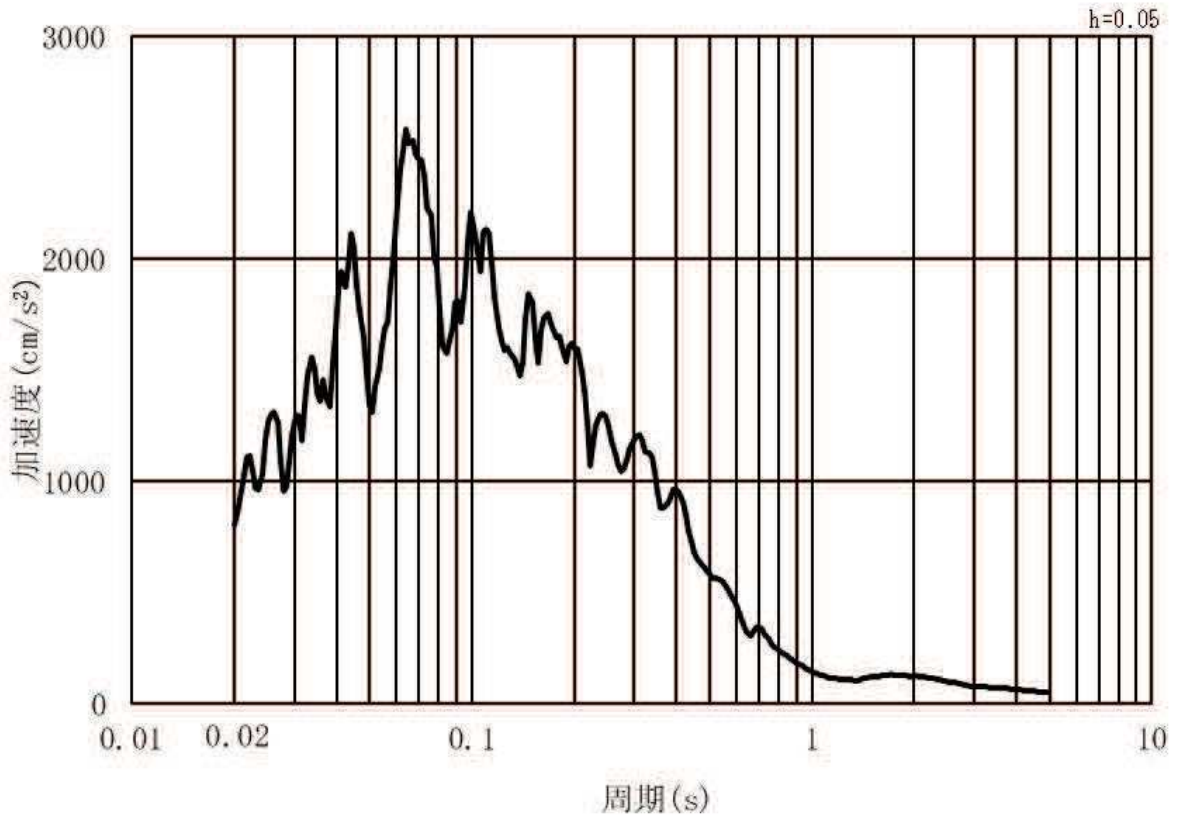


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

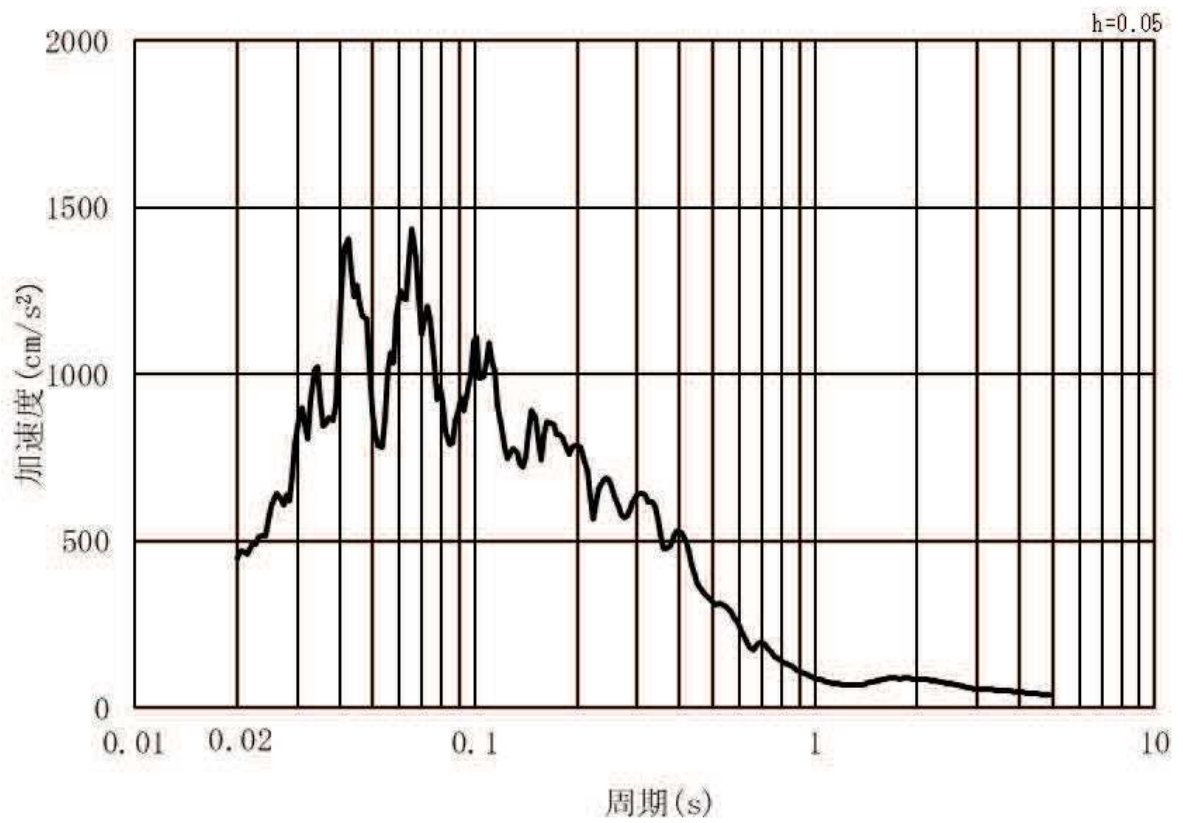


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

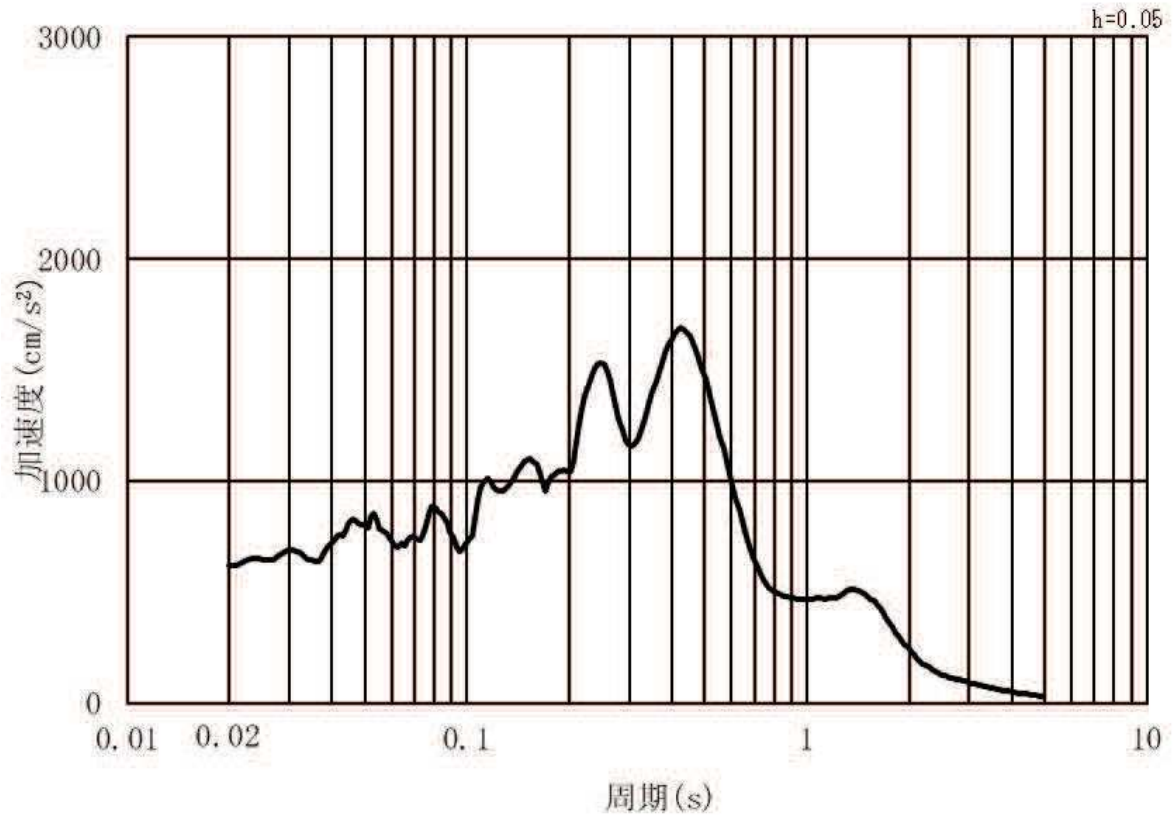


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

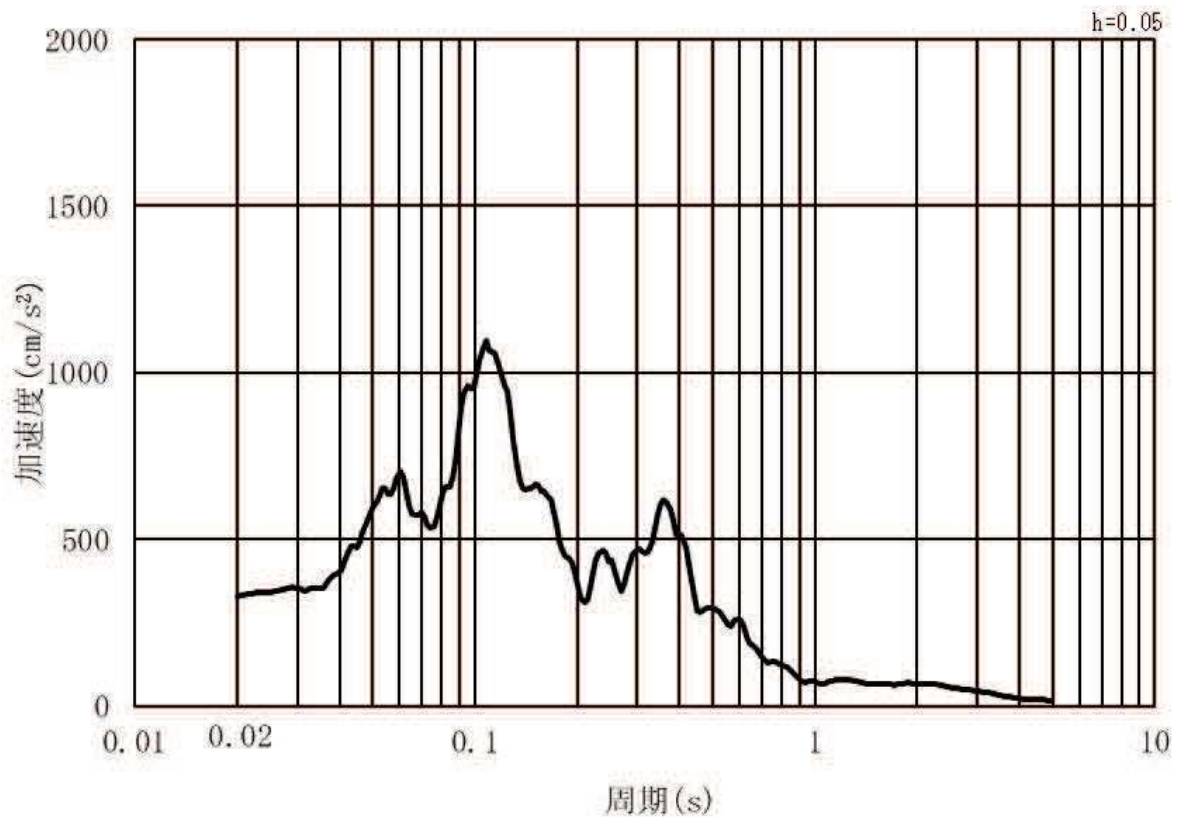


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

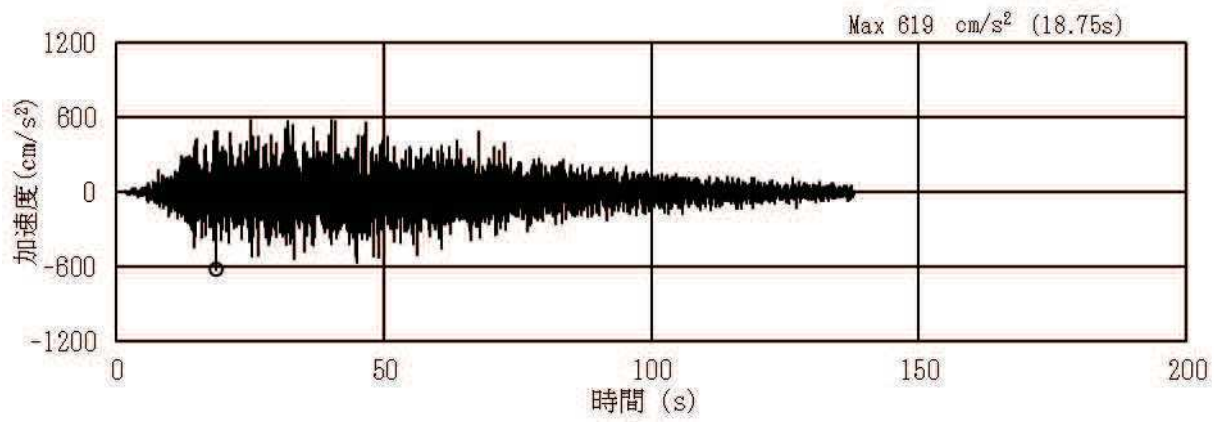


(b) 加速度応答スペクトル

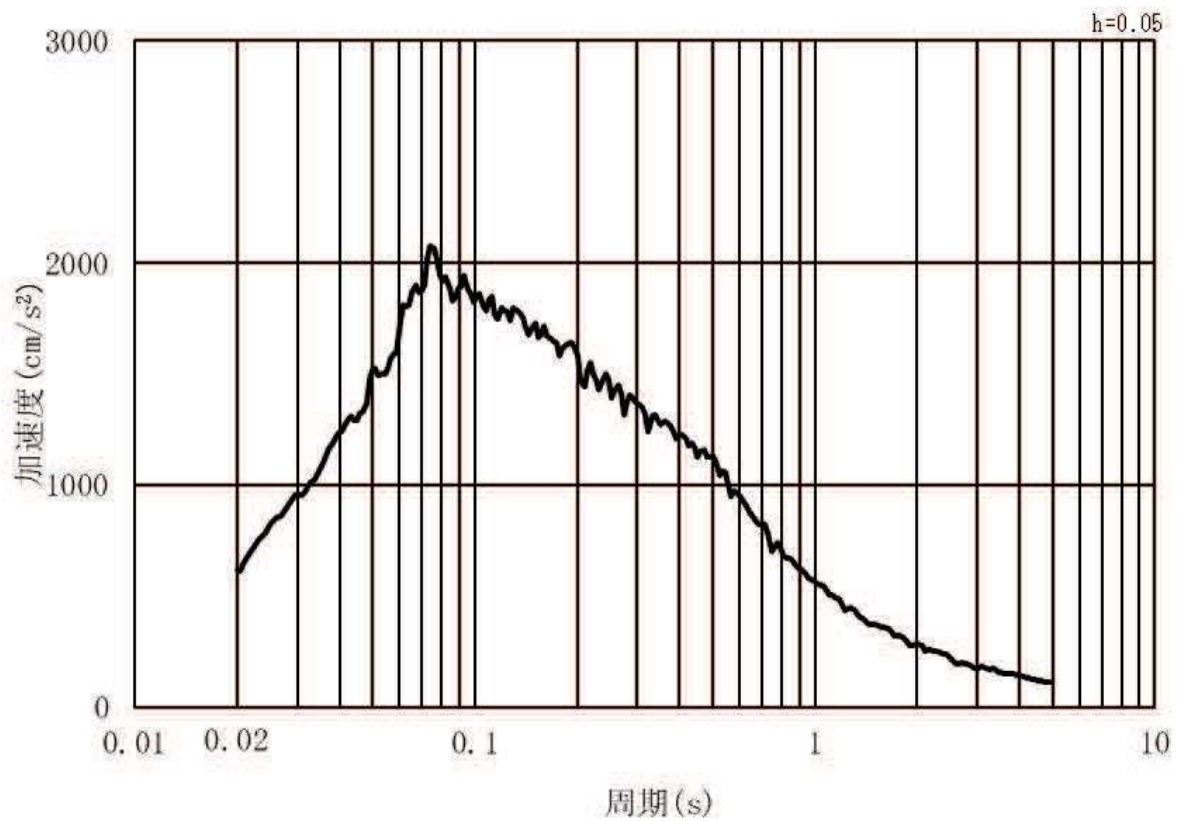
図 3-5 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 2 号機側



(2) 断面①・②・③ (第3号機側)

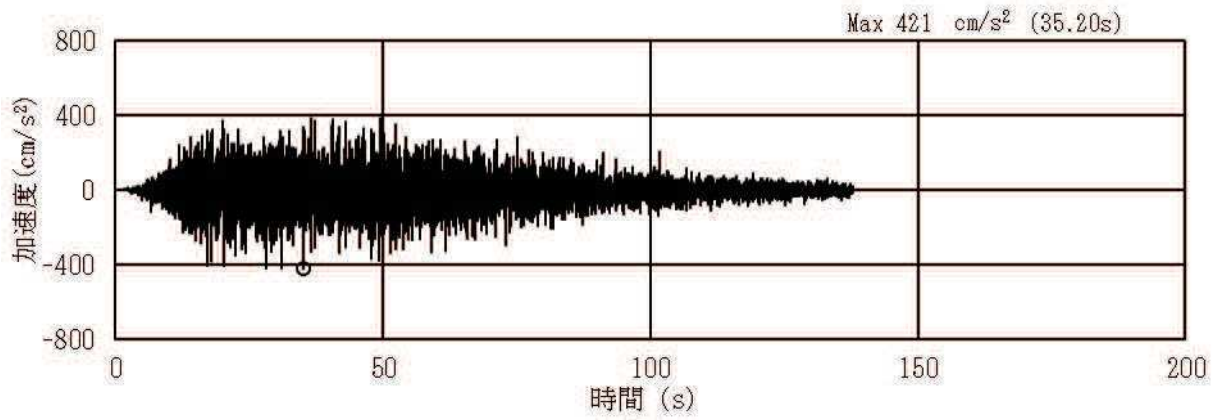


(a) 加速度時刻歴波形

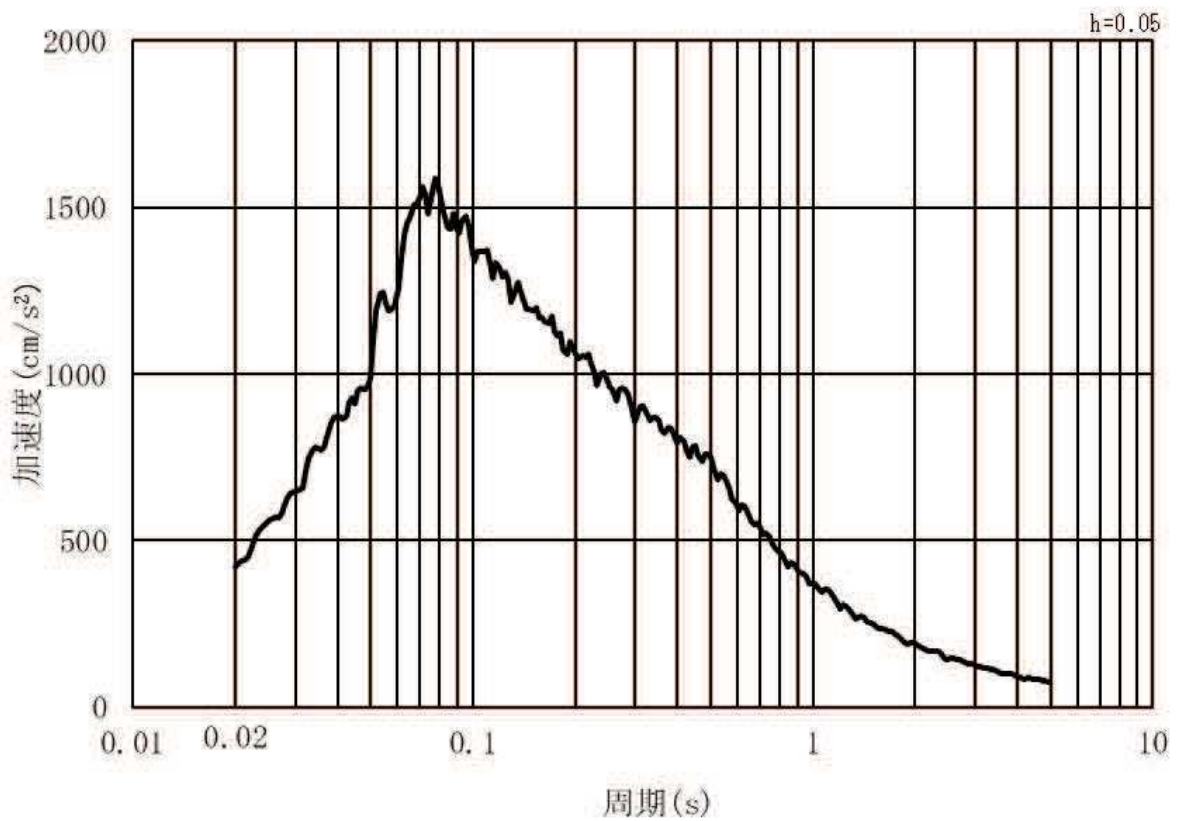


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側

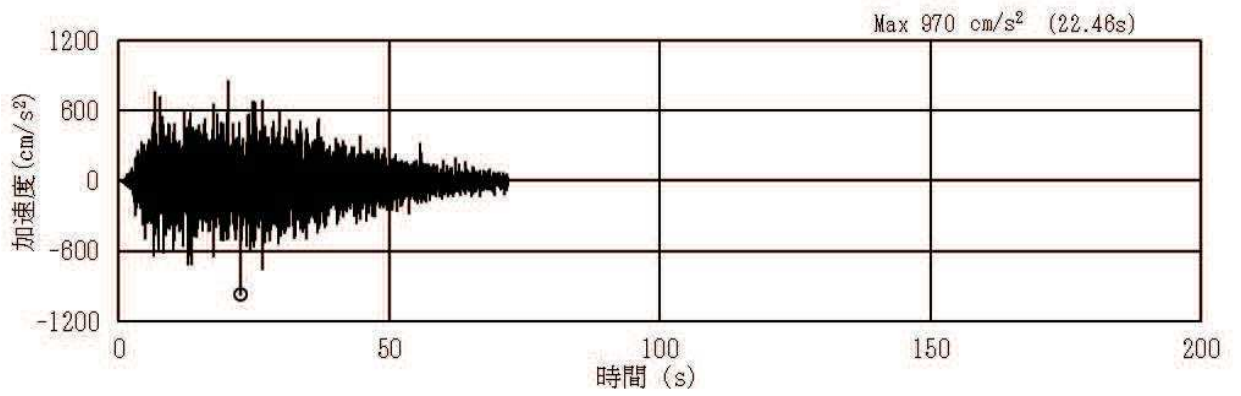


(a) 加速度時刻歴波形

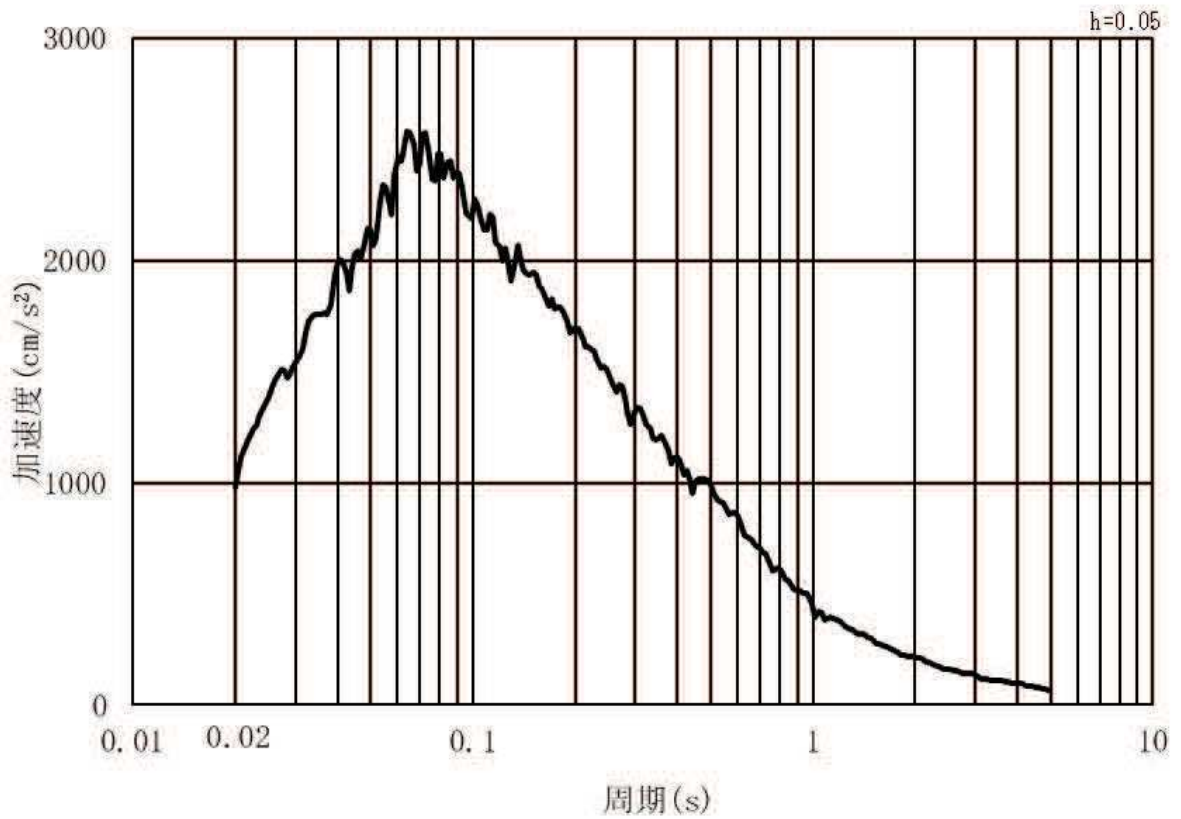


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側

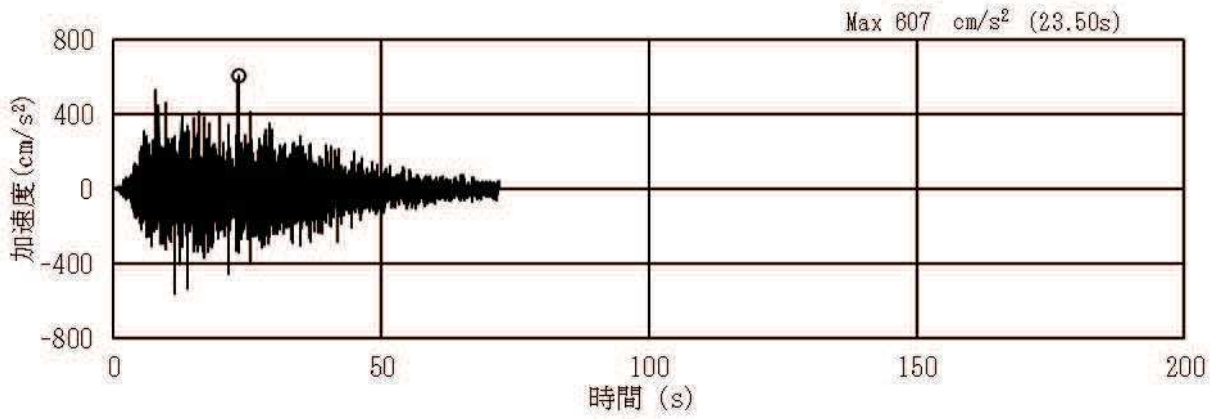


(a) 加速度時刻歴波形

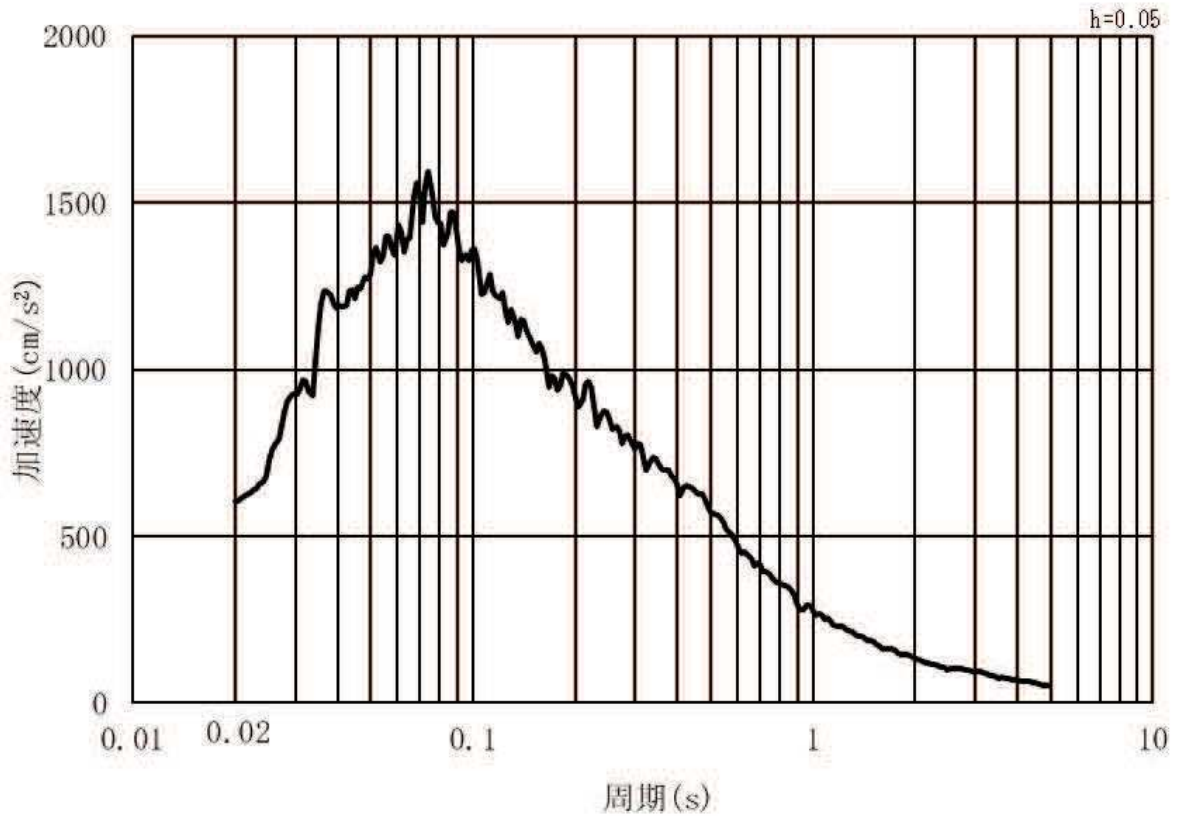


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側

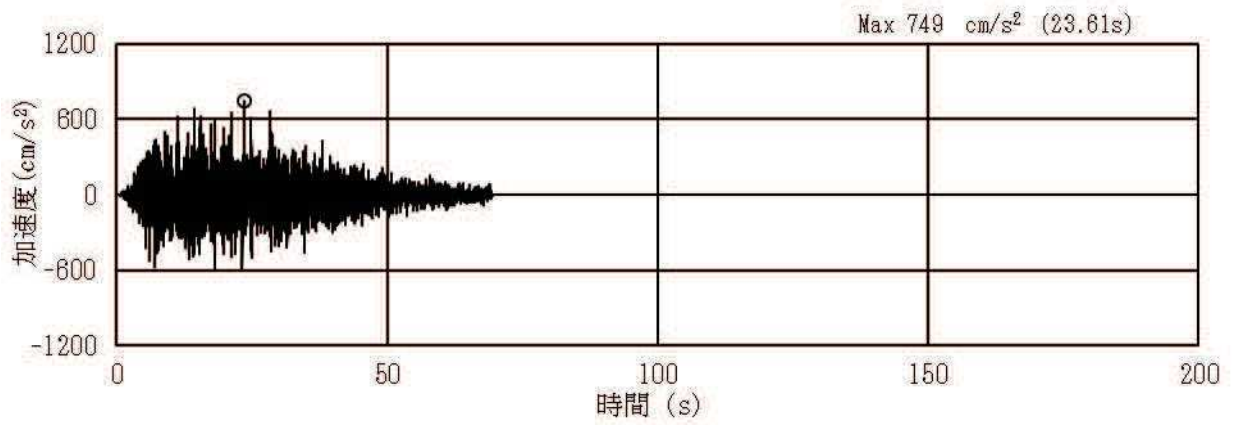


(a) 加速度時刻歴波形

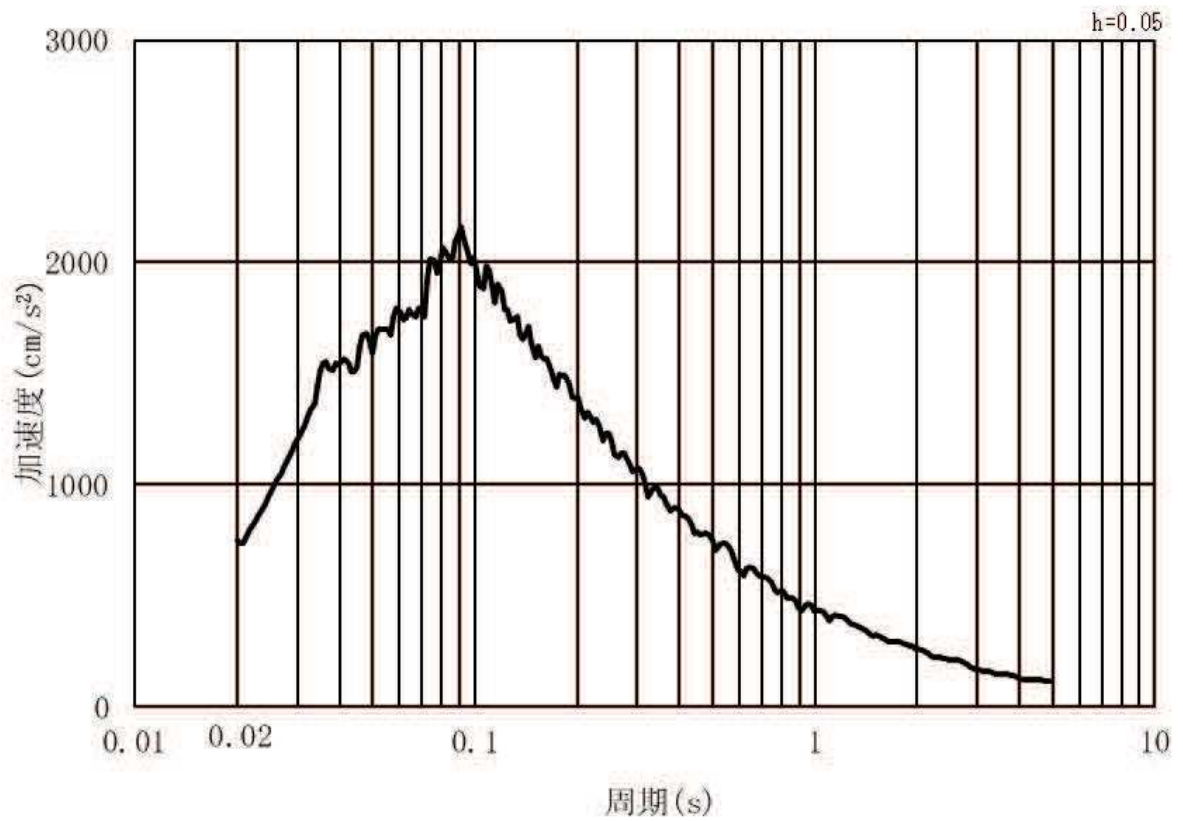


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側

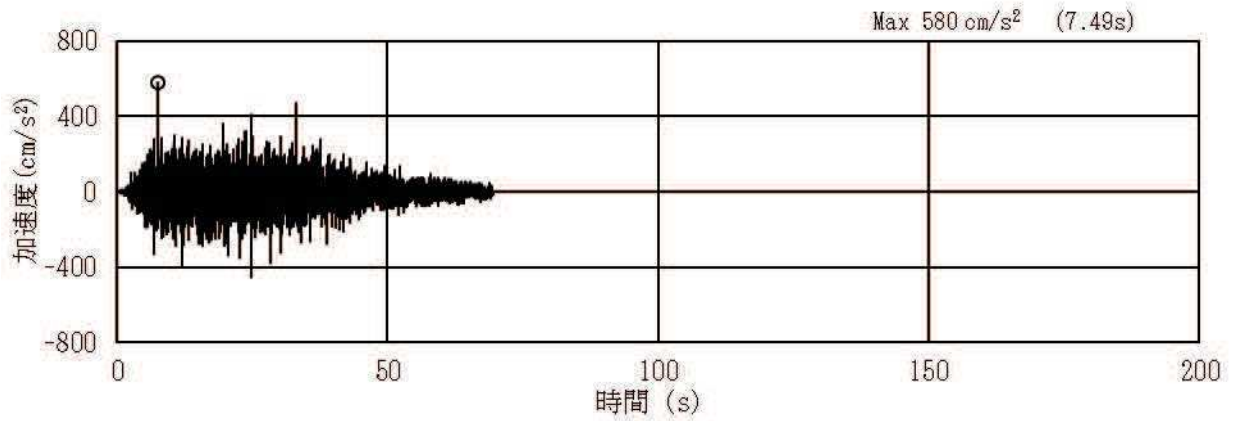


(a) 加速度時刻歴波形

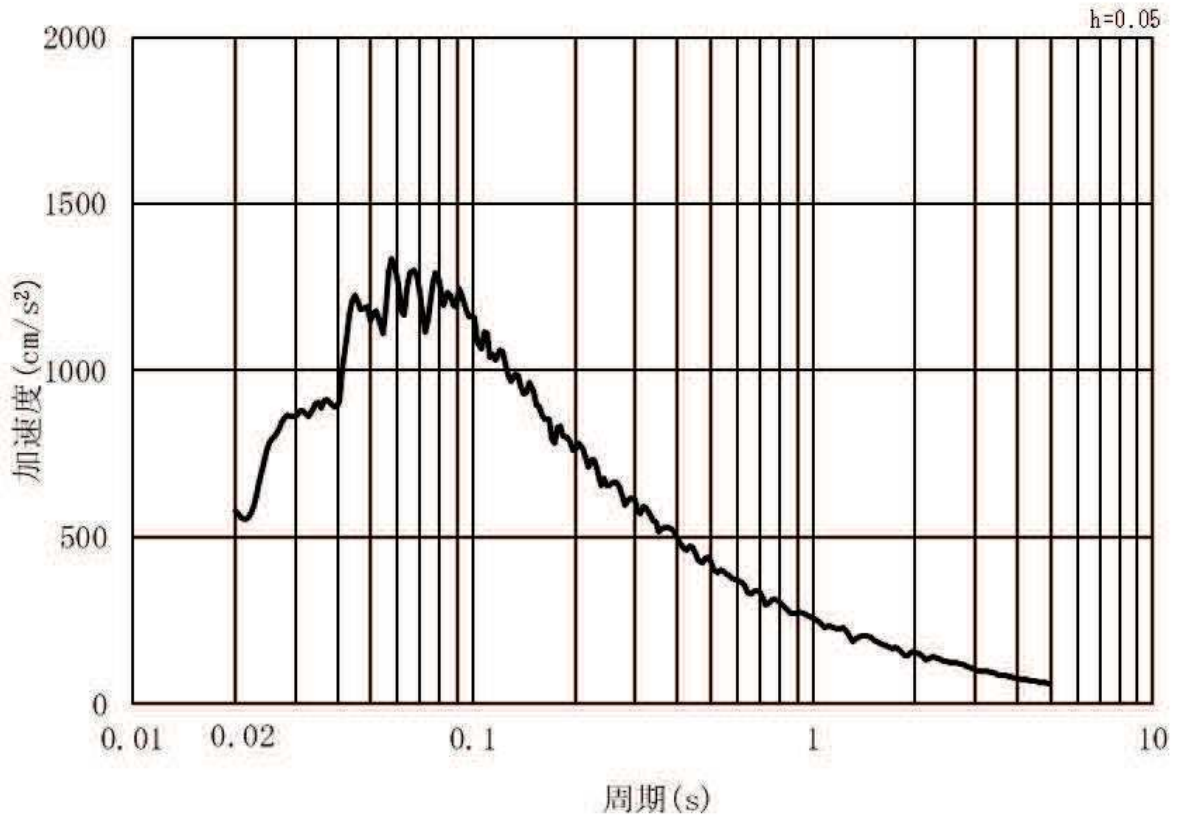


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側

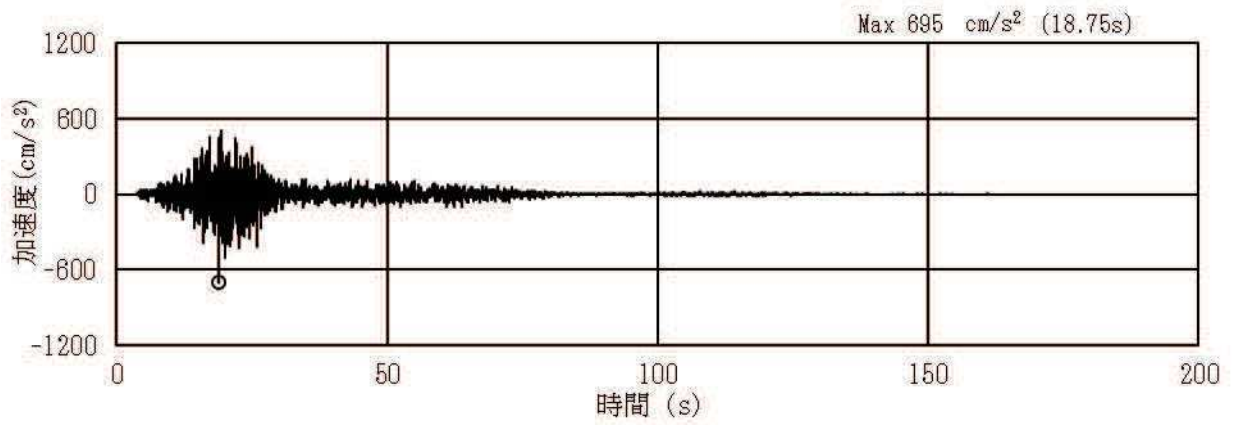


(a) 加速度時刻歴波形

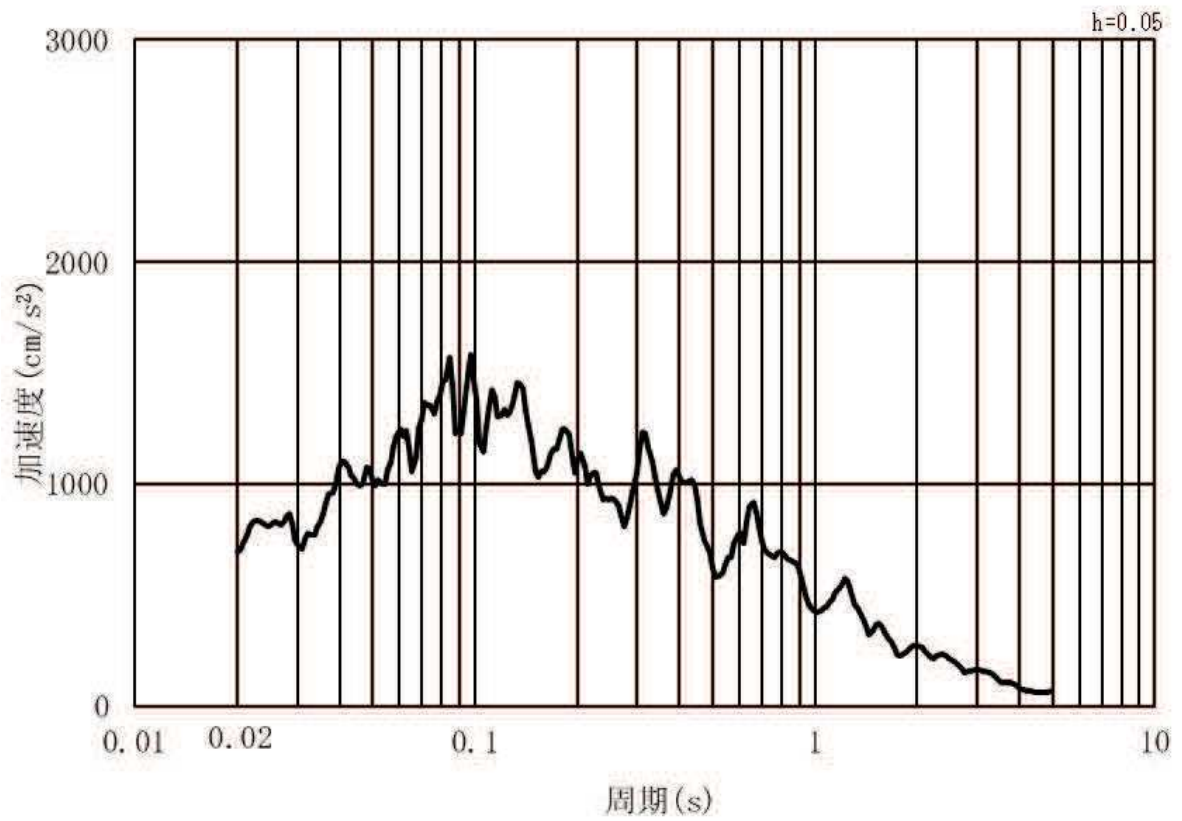


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 (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

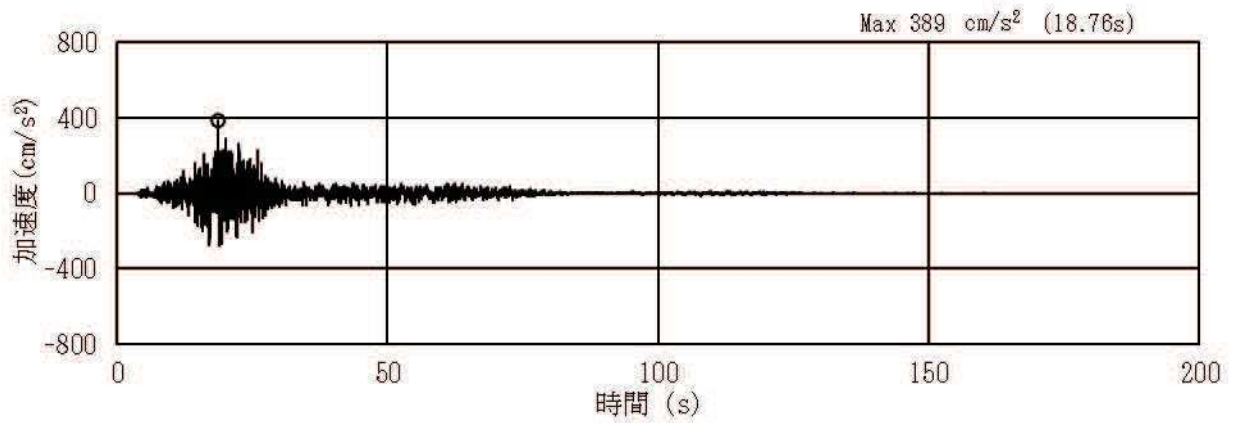


(a) 加速度時刻歴波形

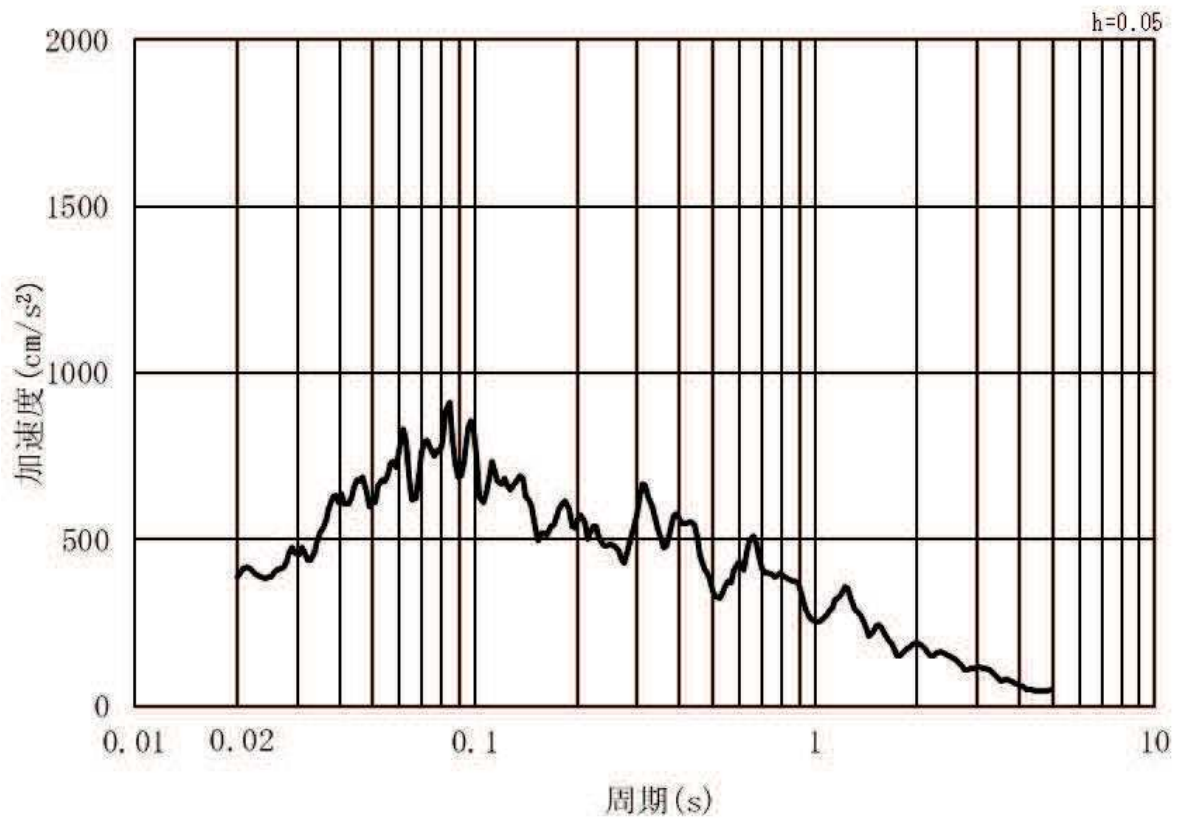


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側



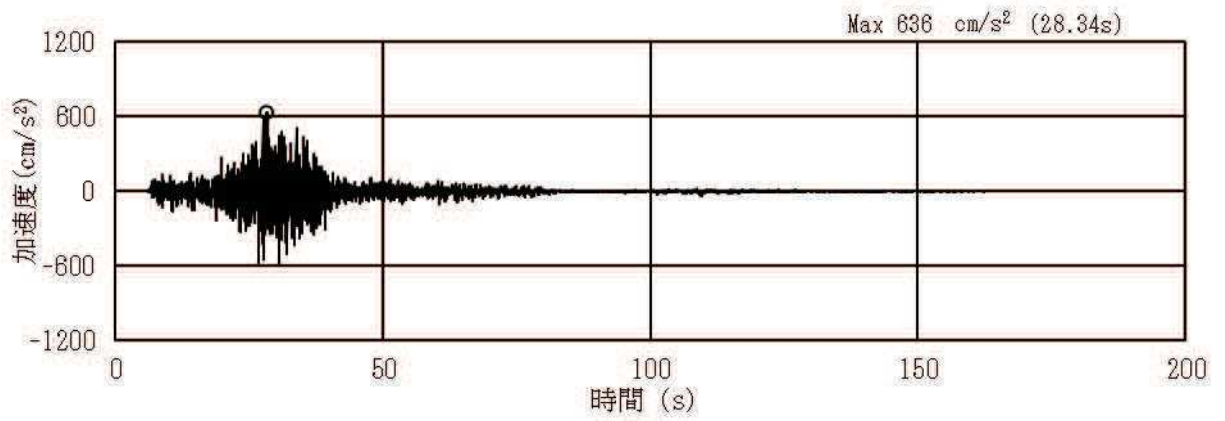
(a) 加速度時刻歴波形



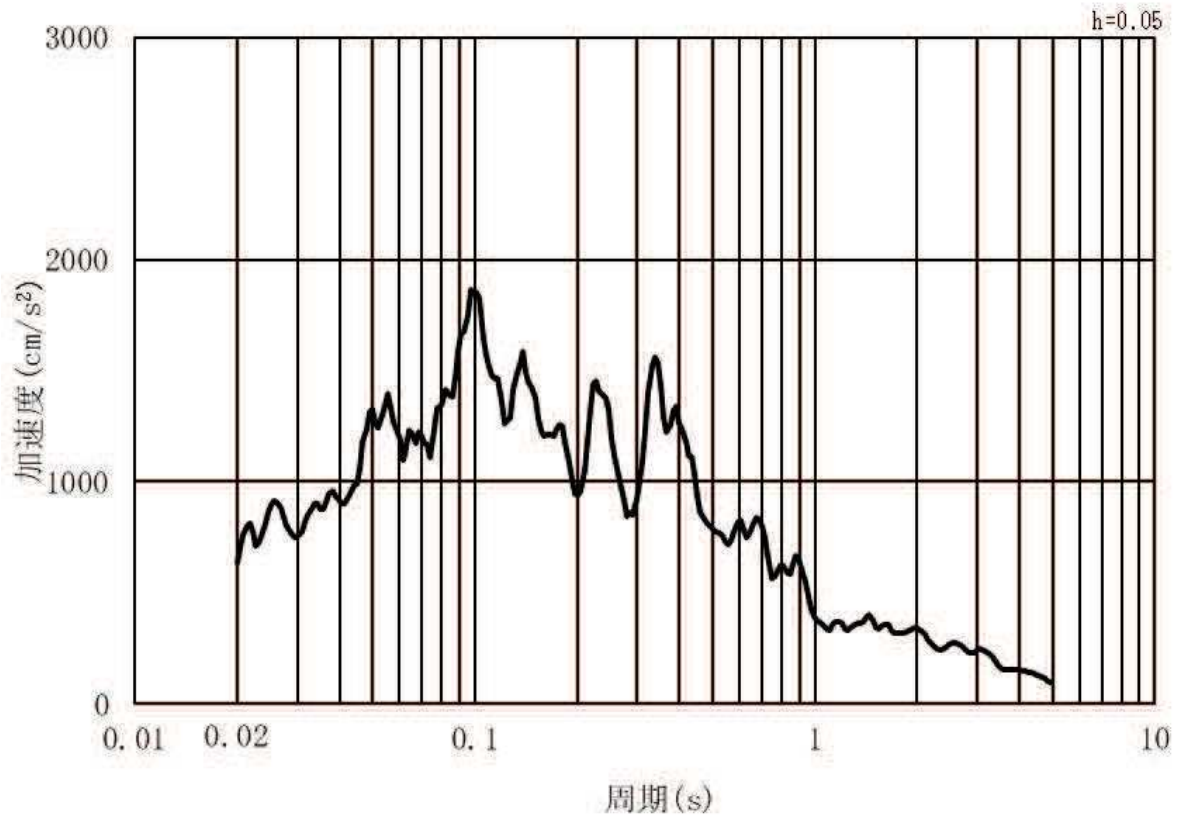
(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 (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



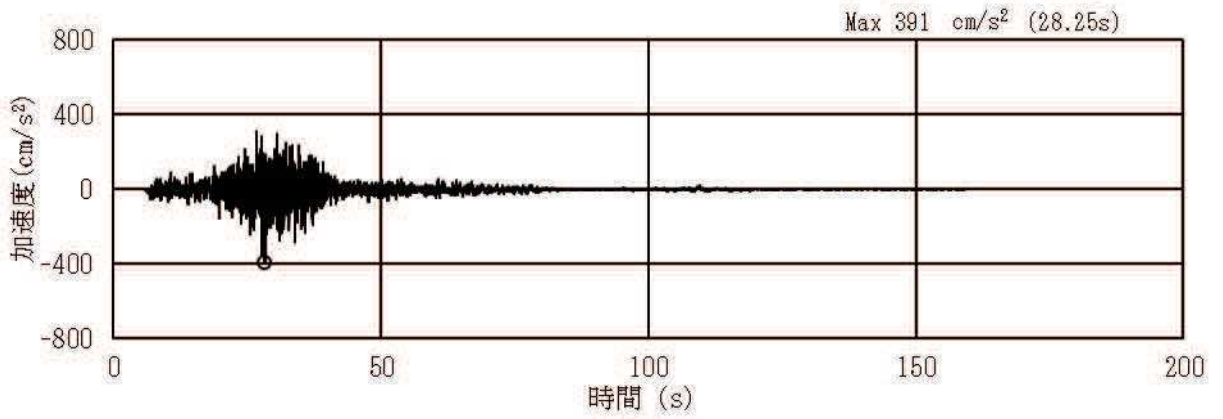


(a) 加速度時刻歴波形

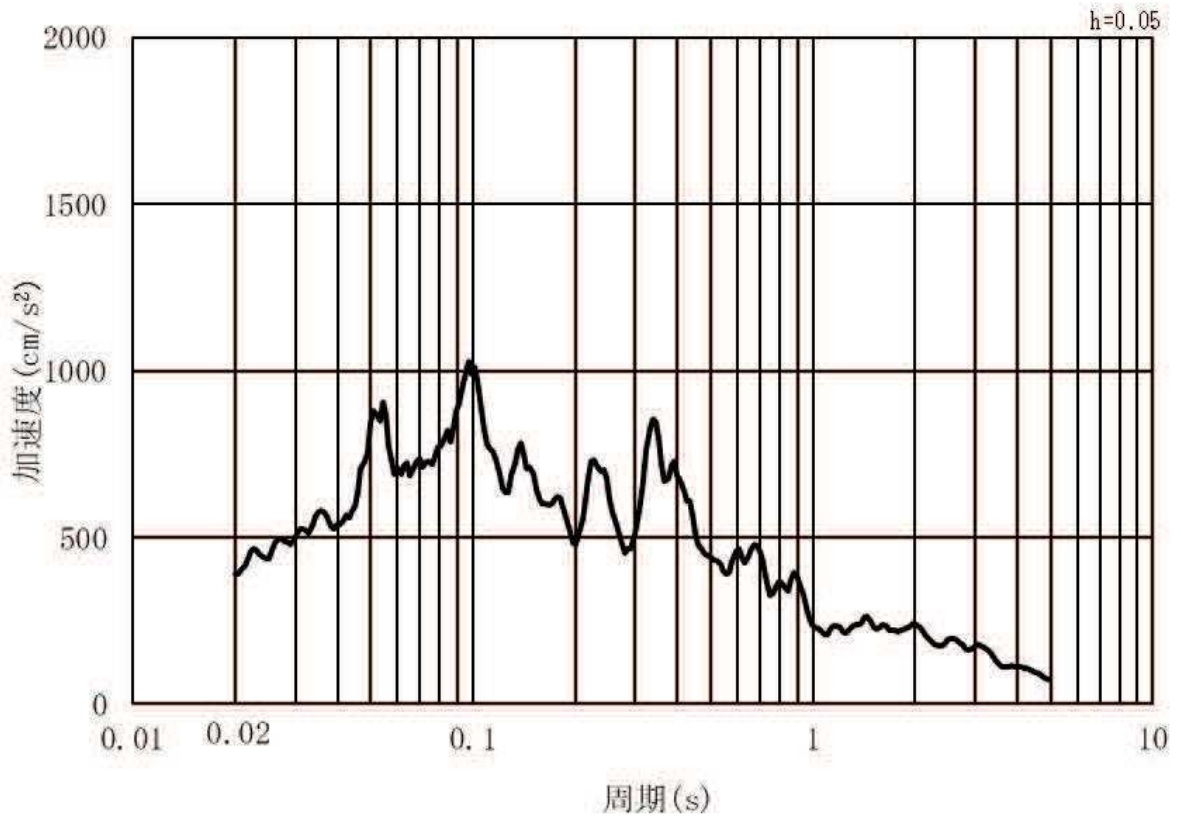


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形

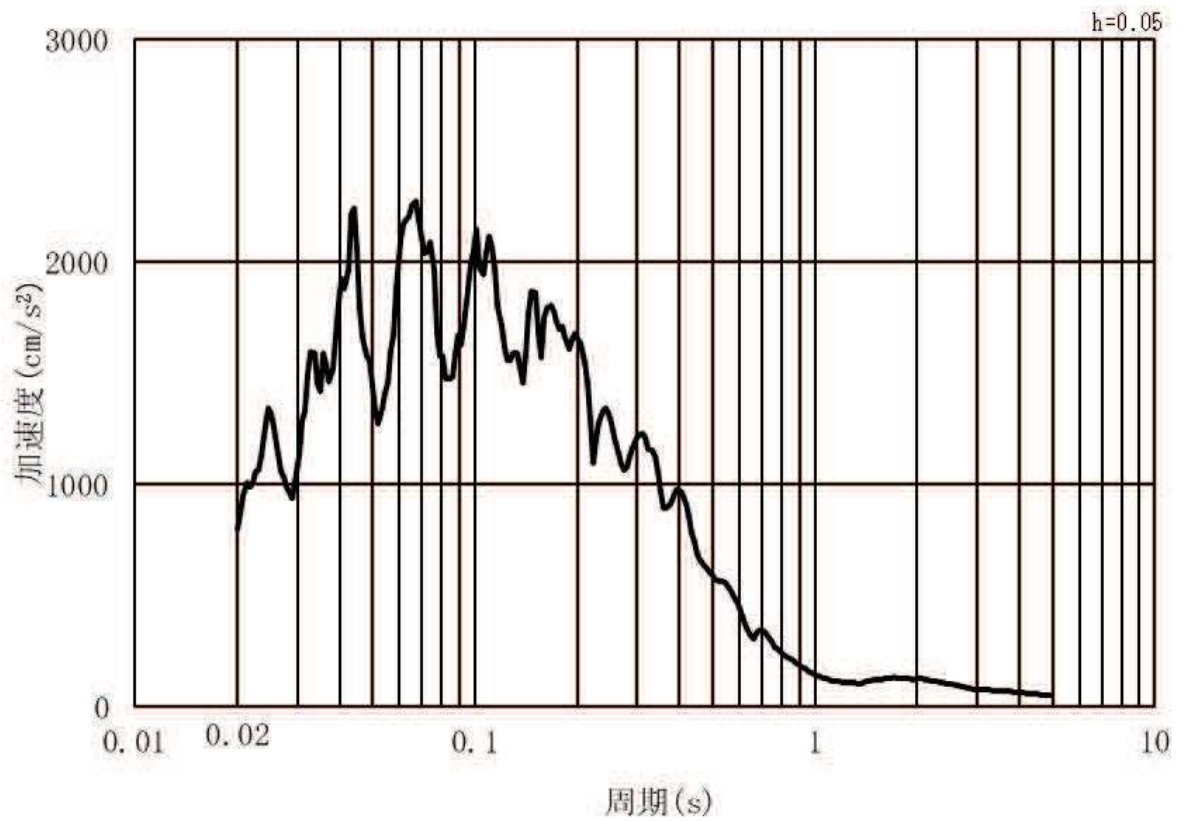


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形

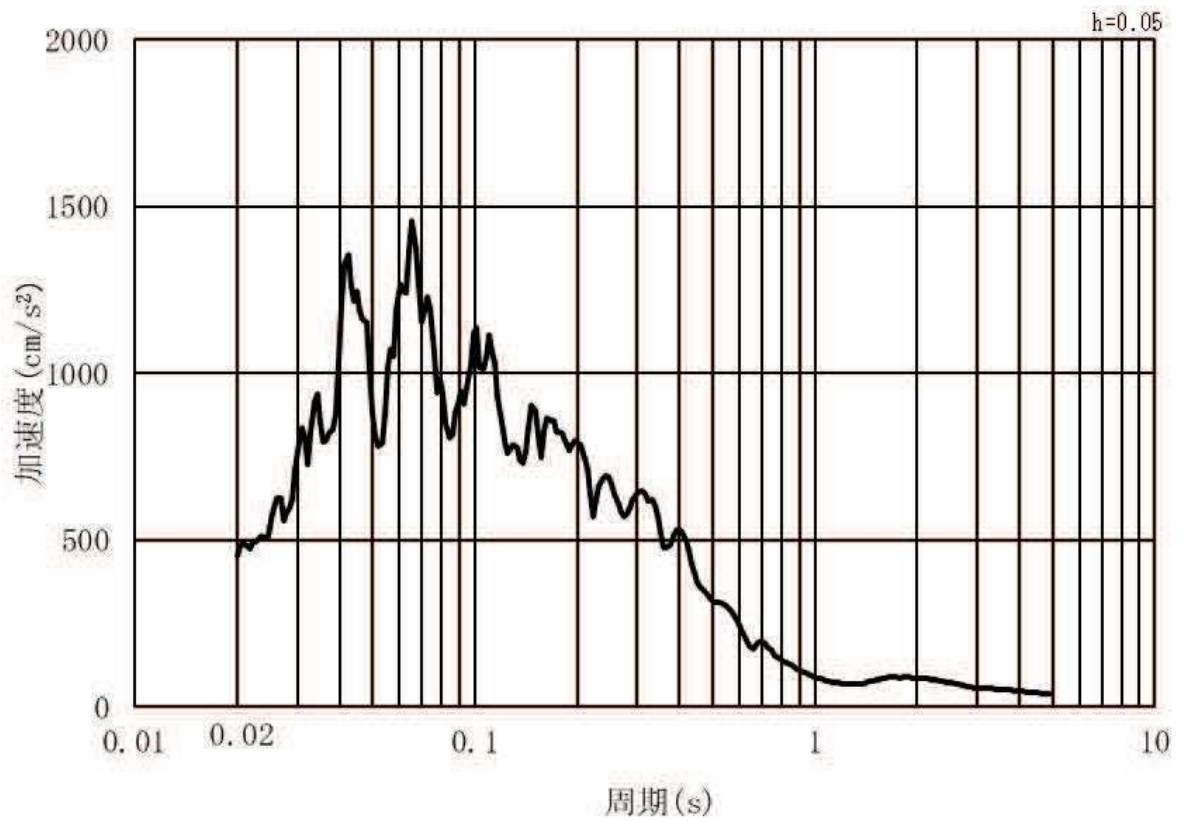


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形

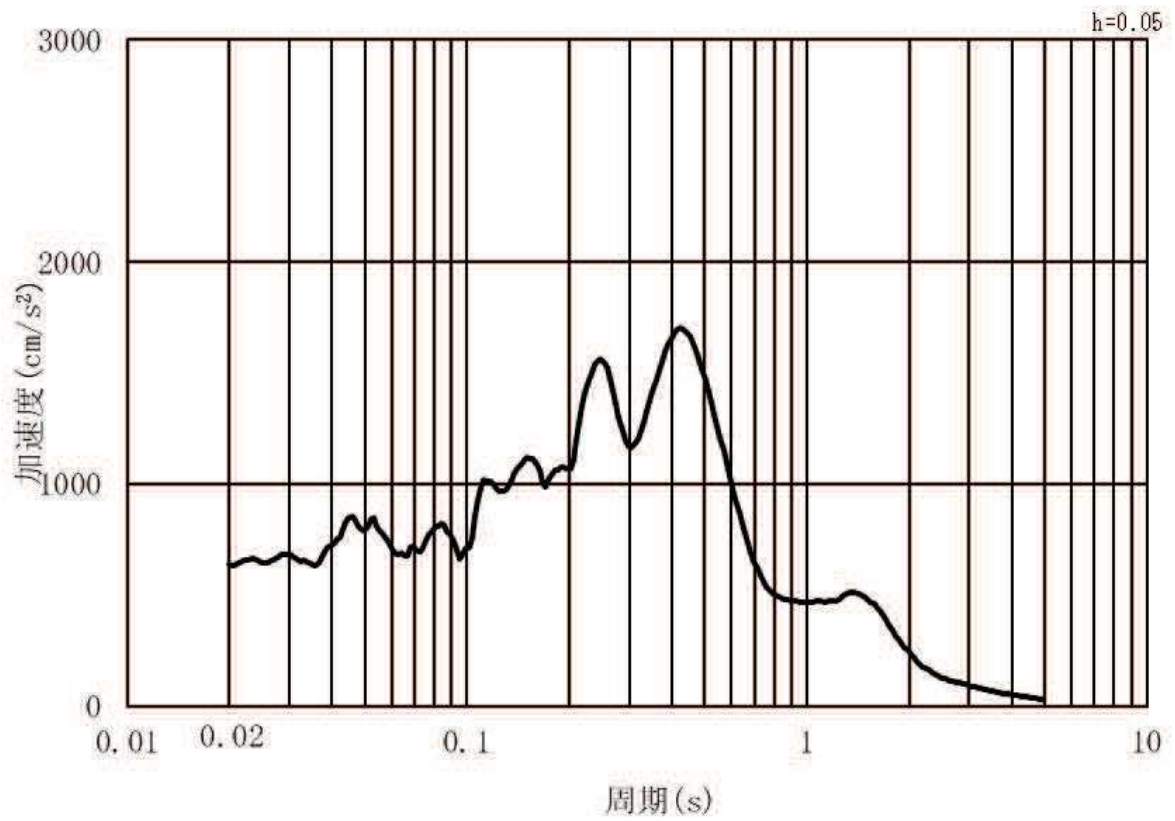


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形

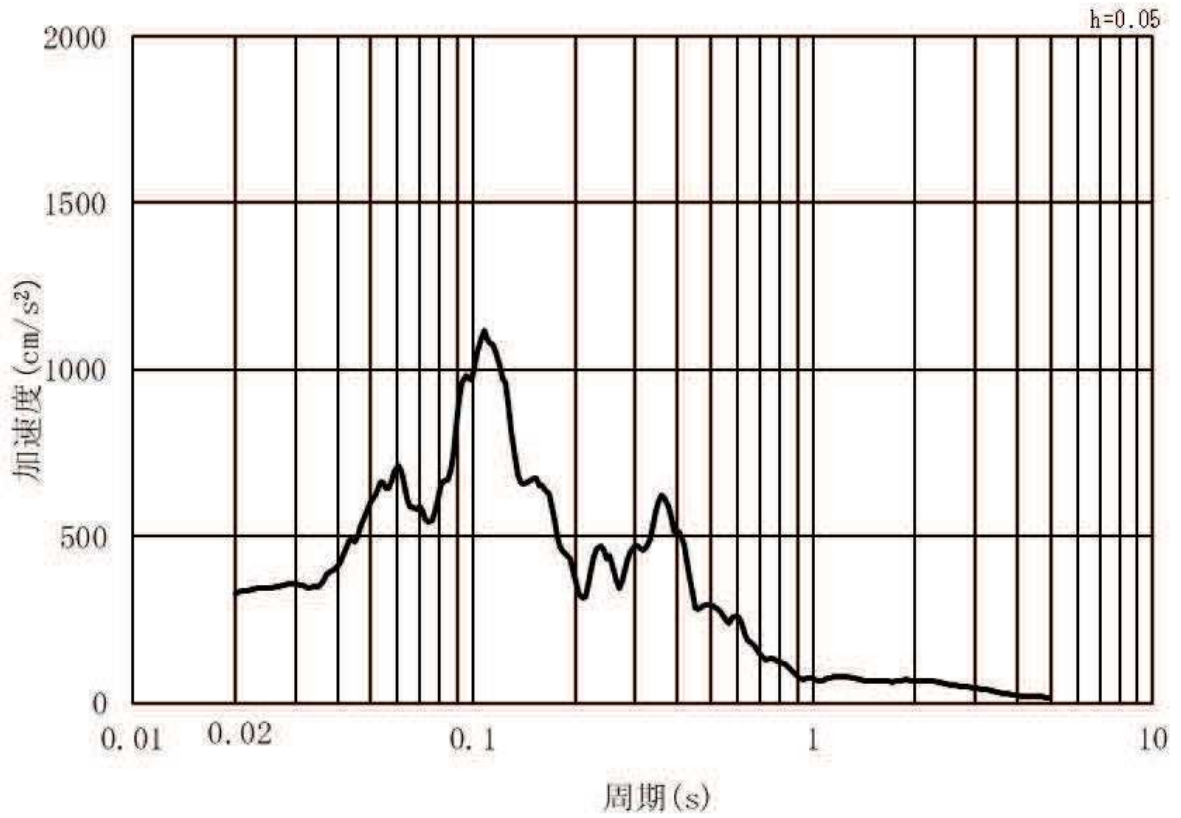


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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 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 3-6 (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 3 号機側

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の地震応答解析モデルを図3-7～図3-13に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。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。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは，地盤を平面ひずみ要素でモデル化し，D級岩盤，改良地盤及び盛土・旧表土は，修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。D級を除く岩盤は線形モデルとする。岩盤露頭部である断面⑥においては，地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析モデルを用いる。地盤ばねのモデル化イメージを図3-14に示す。

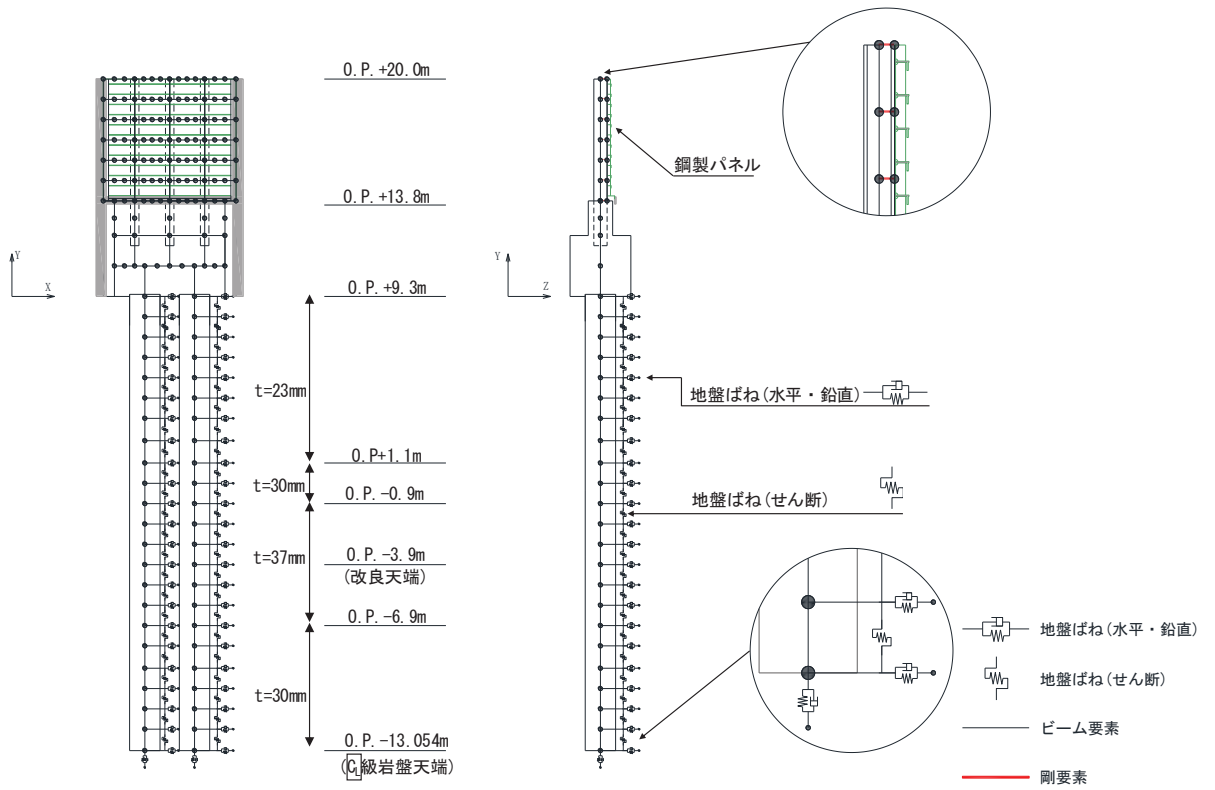


図 3-7 解析モデル (断面①)

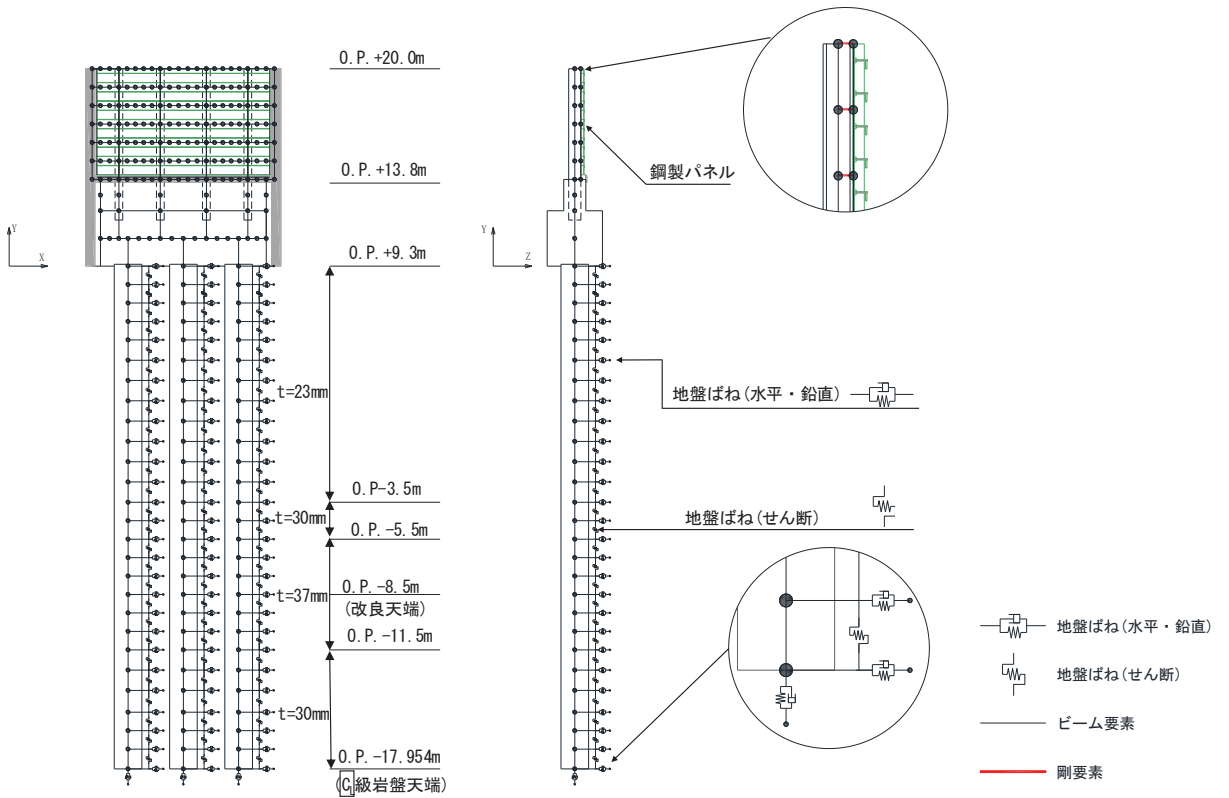


図 3-8 解析モデル (断面②)



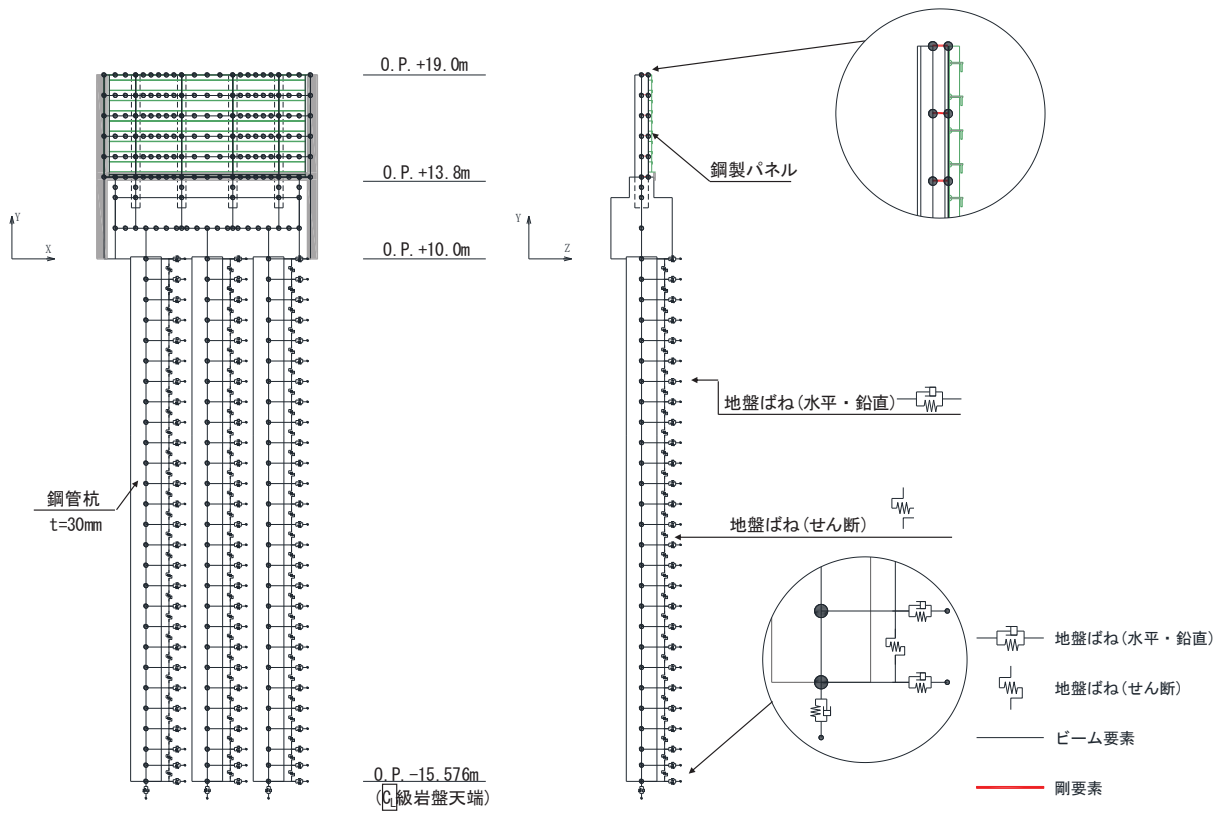


図 3-9 解析モデル (断面③)

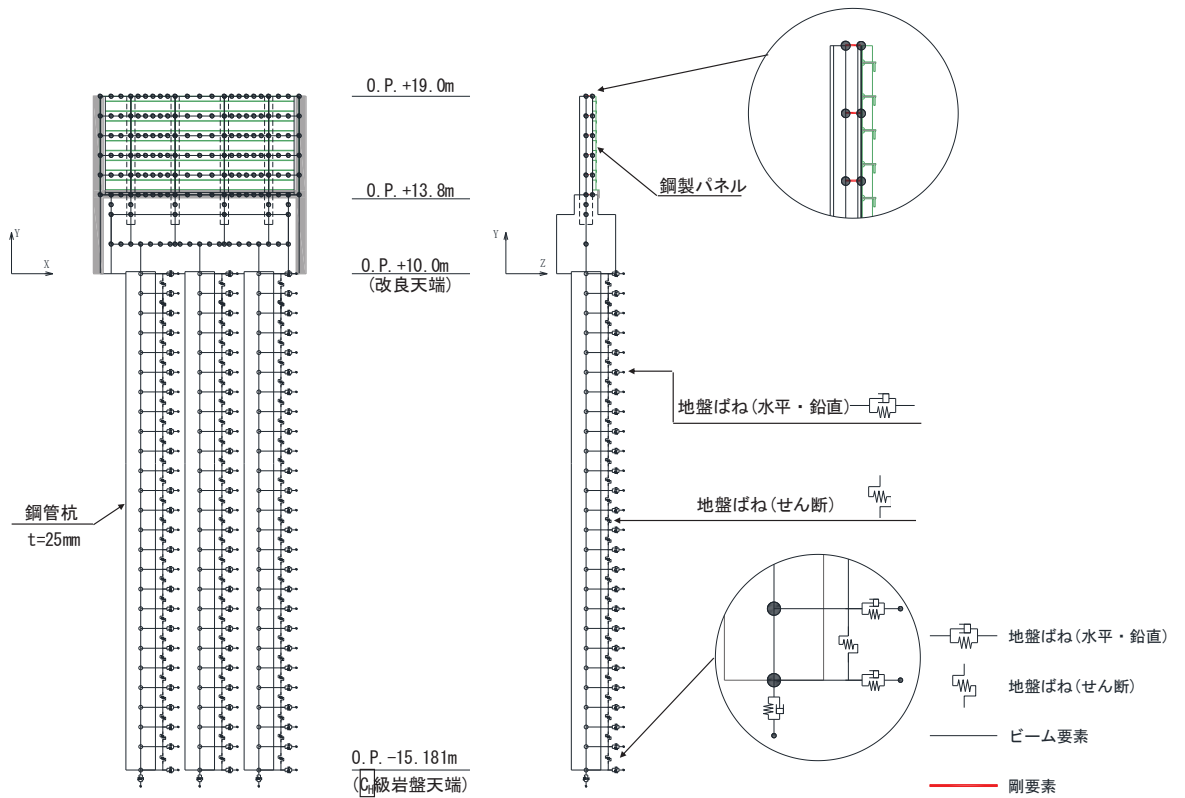


図 3-10 解析モデル (断面④)

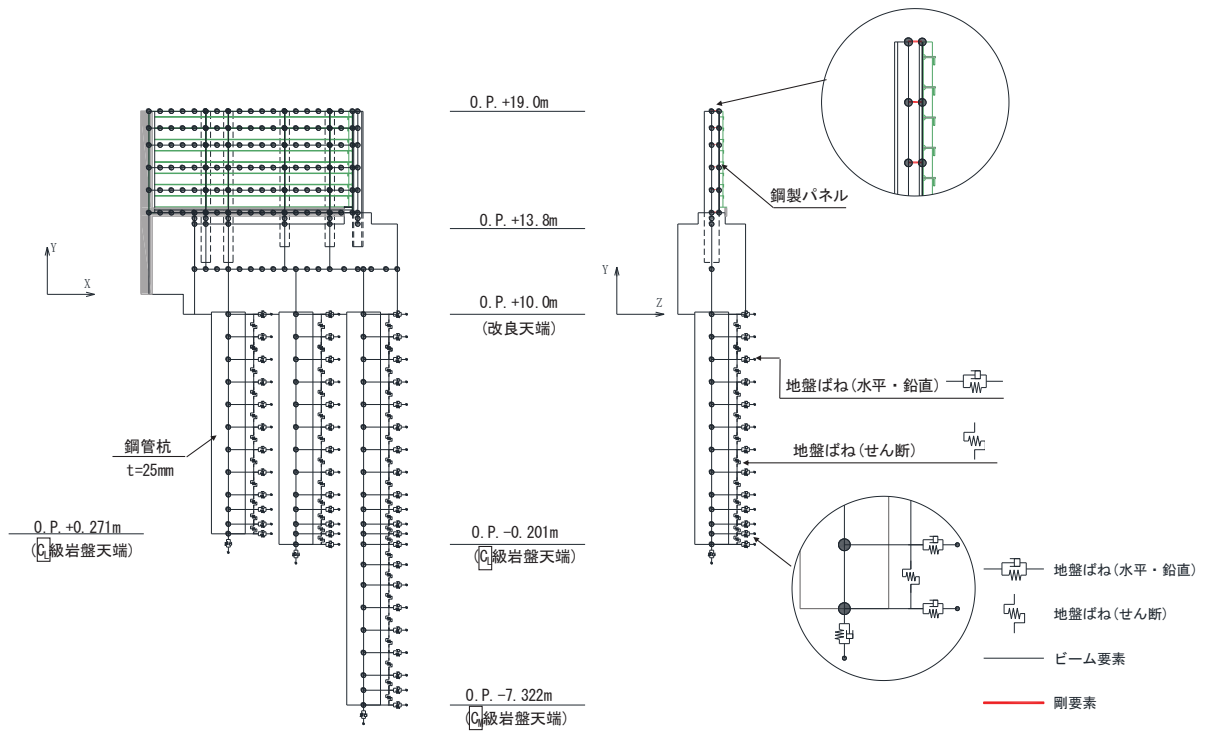


図 3-11 解析モデル (断面⑤)

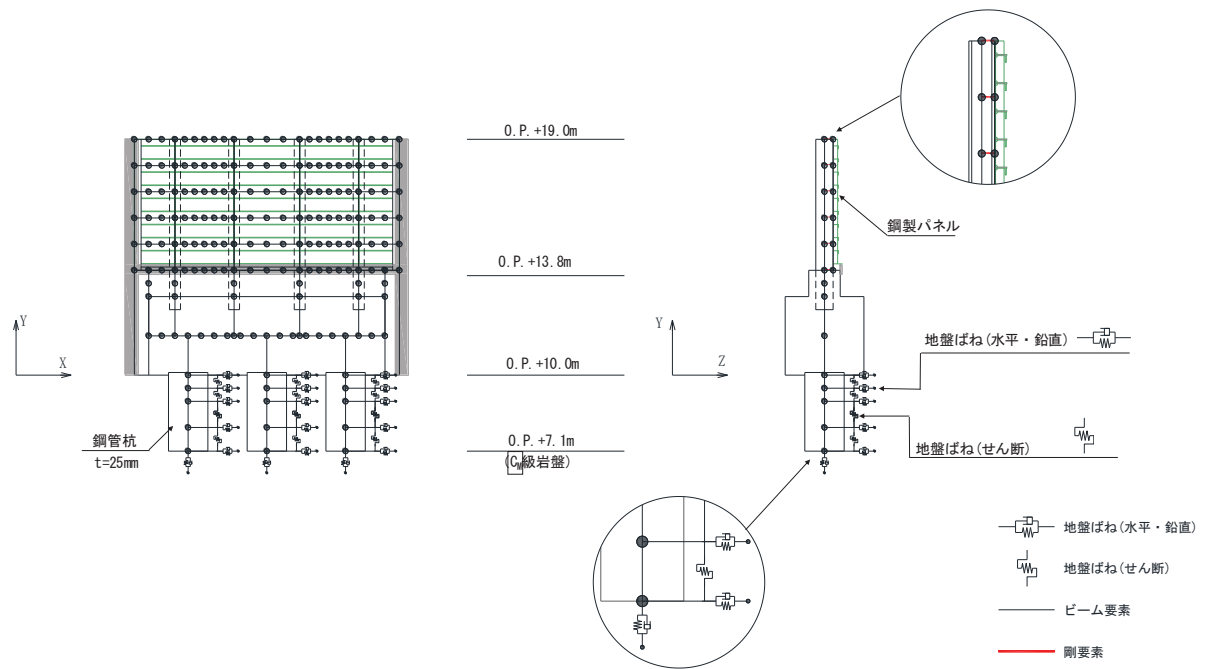


図 3-12 解析モデル (断面⑥)

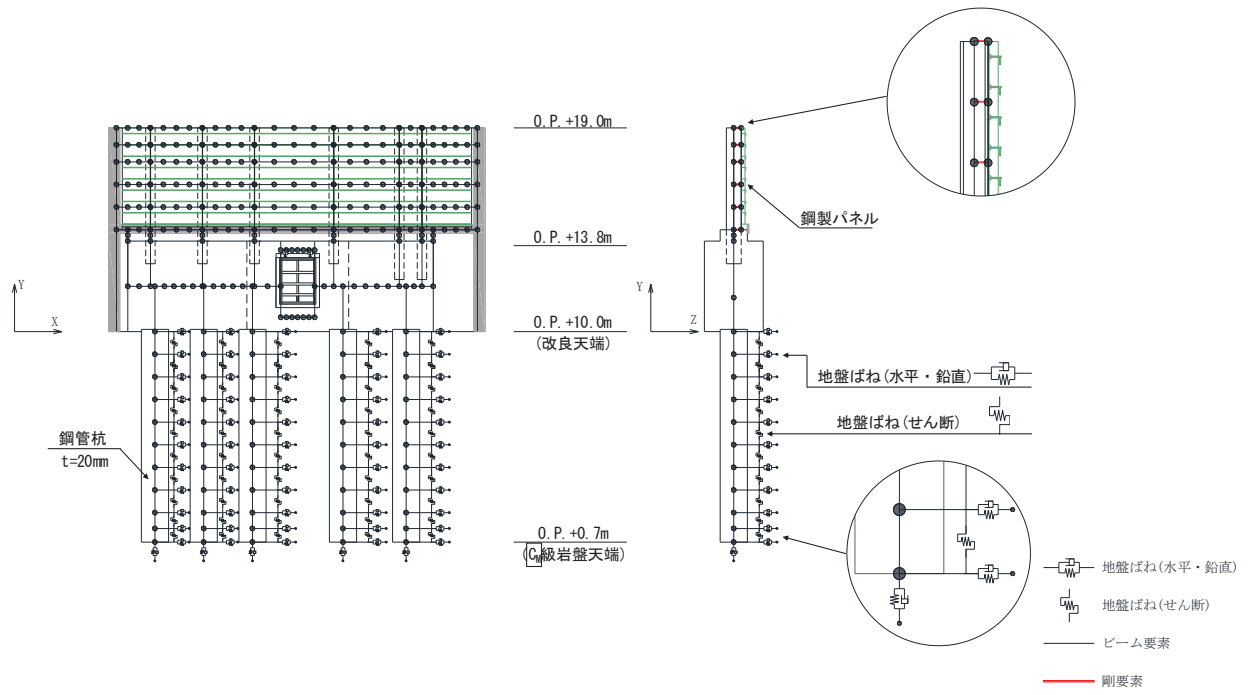


図 3-13 解析モデル (断面⑦)

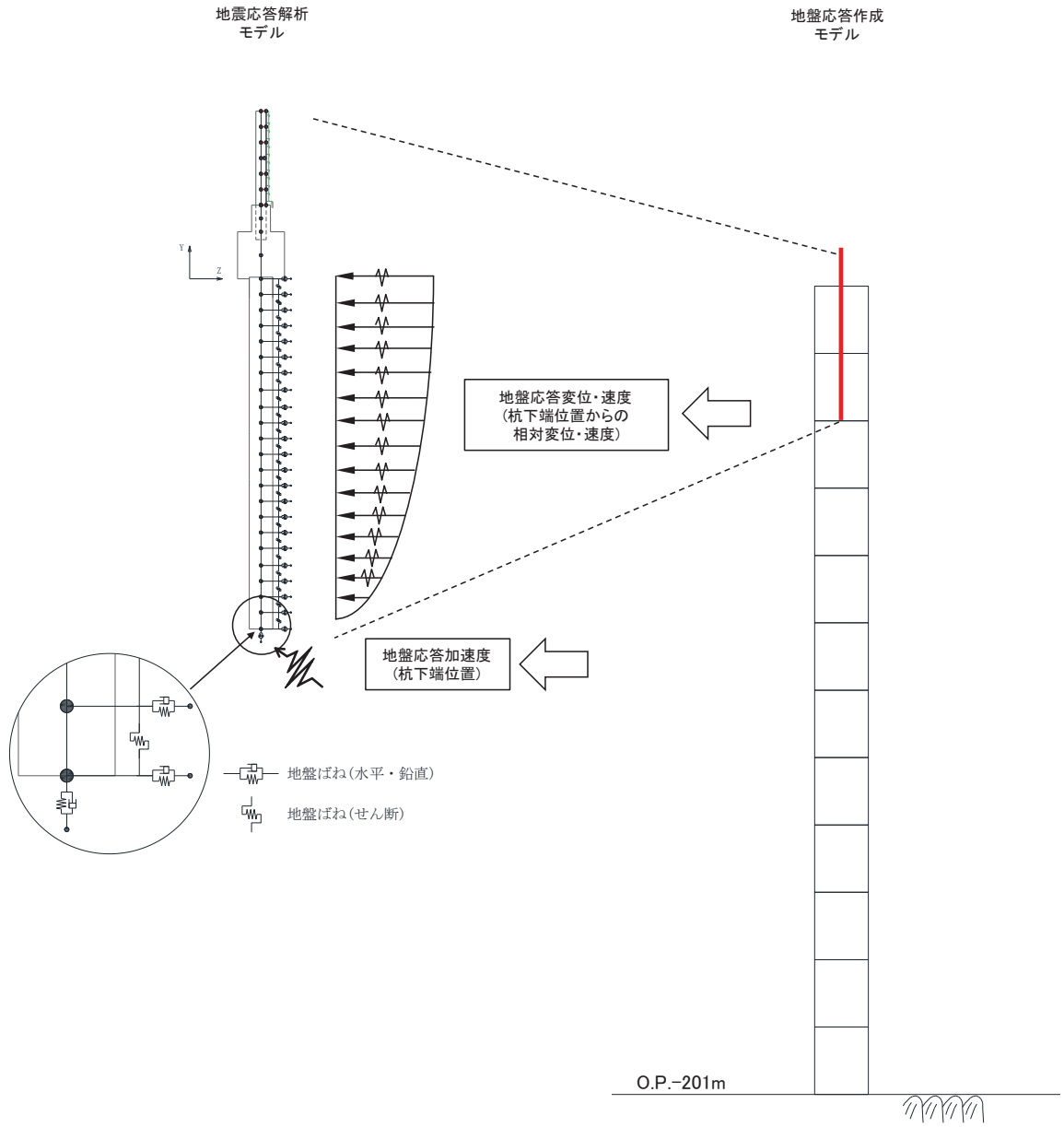


図3-14 地盤のモデル化

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-9 に、材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 <sup>*2</sup> )
	鋼管杭 <sup>*1</sup>	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

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

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

表 3-9(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 30mm

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

表 3-9(3) 使用材料 (断面④・⑤・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペデスタル部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 25mm

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

表 3-9(4) 使用材料 (断面⑦)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペデスタル部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1200, SM570, t = 20mm

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

表 3-10 材料の物性値

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

### 3.5.3 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の一覧を表3-11に示す。

表3-11 設計用地下水位の一覧

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

### 3.6 評価対象部位

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

#### 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、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、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 鋼板

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-12に示す短期許容応力度とする。

表3-12 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記\*1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

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

#### 3.7.2 鋼製支柱

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-13に示す短期許容応力度とする。

表3-13 鋼製支柱の許容限界

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

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

### 3.7.3 固定ボルト

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

表3-14 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	
8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540

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。

### 3.7.4 フーチング

フーチングの許容限界は，曲げ・圧縮については，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「道路土工・カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき，表3-15(1)に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。また，ペDESTAL部の許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表3-15(2)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。

表3-15(1) フーチング（本体）の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16	
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16	24
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3-15(2) フーチング（ペデスタル部）の許容限界

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート (f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup> )	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	1495
	断面④	38.4	3912
	断面⑤	38.4	2794, 3912*
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦	38.4	2794, 3912*

注記 \*：鋼製支柱の根入れ長が異なるため許容限界をそれぞれ設定している

### 3.7.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，杭体部については，表 3-16(1)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 3-16(2)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 3-16(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

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

表 3-16(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

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

### 3.7.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-17 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-17 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

### 3.7.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-18 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-18 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4	10112
	断面② (牧の浜部層)	11.4	13259
	断面③ (牧の浜部層)	11.4	11797
	断面④ (狐崎部層)	13.7	12061
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7	7817
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7	5448
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7	3548

### 3.8 評価方法

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））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 鋼板

鋼板は，スキンプレートと横リブで構成されている。鋼板の構造図を図3-15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。

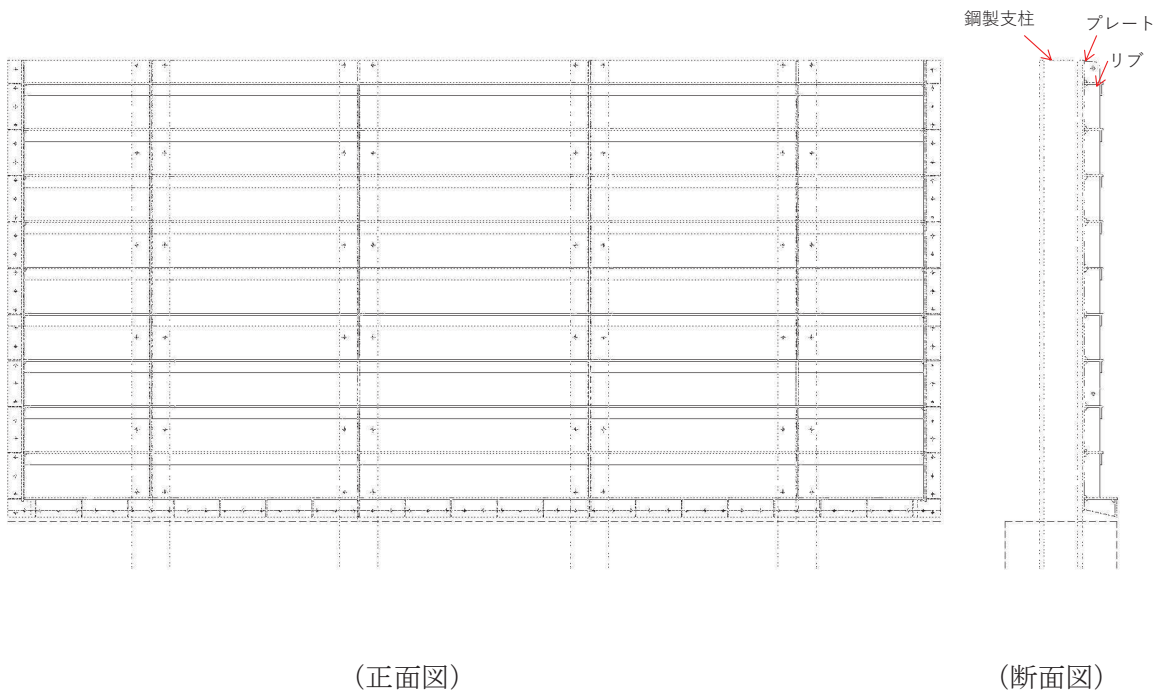


図3-15 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-16 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

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

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

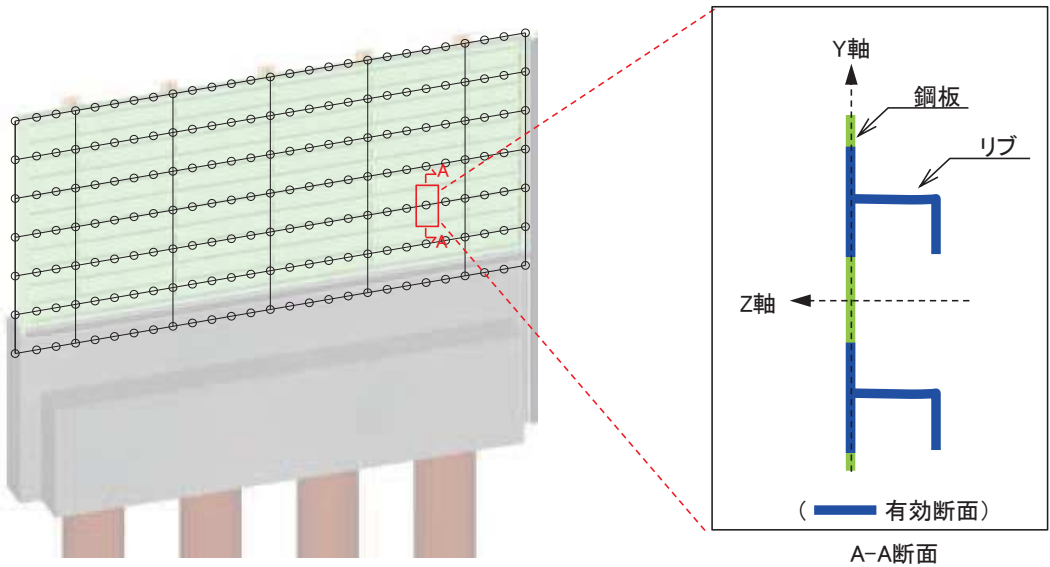


図 3-16 鋼製パネル断面形状

(2) せん断力照査

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

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

ここで、

- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (図 3-16 に示すリブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(3) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

3.8.2 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

- $\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $M_2$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_2$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $N_2$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- $A_2$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

(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。

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

ここで、

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_2$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)

$A_2$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(3) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

$\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

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

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

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

3.8.3 固定ボルト

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

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

ここで、

$\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

$A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)



### 3.8.4 フーチング

#### (1) フーチング（本体）

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

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

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

#### (2) フーチング（ペDESTAL部）

ペDESTAL部（鋼製支柱巻き立て部）については、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に作用する支圧応力及び押し抜きせん断力が、許容限界以下であることを確認する。

フーチング（ペDESTAL部）に作用する荷重概念図を図3-17に示す。

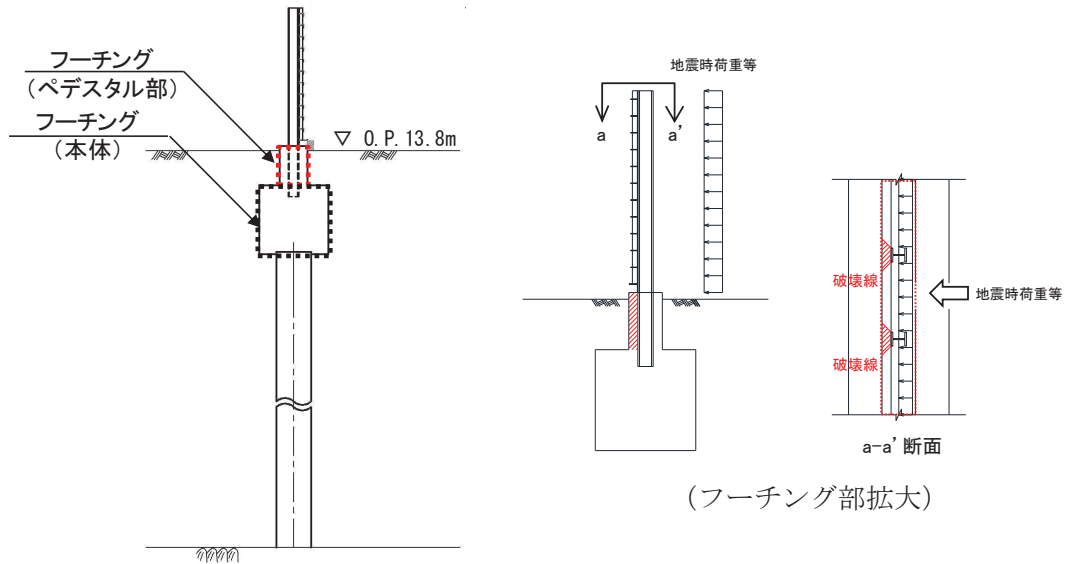


図3-17 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

### 3.8.5 鋼管杭

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

#### (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、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

$M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

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

$N_4$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_4$  : 鋼管杭の断面積 (m<sup>2</sup>)

$Z_4$  : 鋼管杭の断面係数 (m<sup>3</sup>)

#### (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。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

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

$S_4$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

$A_4$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

#### (3) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき、図 3-18 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. 8.00.06」により算定する。

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

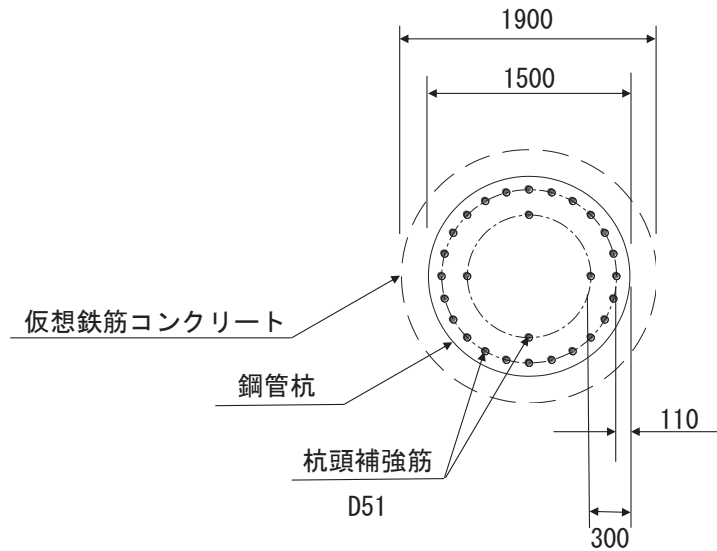


図 3-18 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

### 3.8.6 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、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため、本資料に、添付書類「VI-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」及び添付書類「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

### 3.8.7 基礎地盤

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

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 鋼板

鋼板における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表 4-1 に、最大照査値が生じた部位を図 4-1～図 4-7 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(1) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S s - D 1 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
	S s - D 1 (--)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
	S s - D 1 (--)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面② (SM570)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	217	0.04
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.03	1.20	0.03
断面③ (SM570)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	345	0.06
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面④ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	91	345	0.27
	S s - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06

表 4-1(2) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	264	345	0.77
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	67	217	0.31
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.63	1.20	0.53
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	131	345	0.38
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	217	0.12
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14
断面⑦ (SM570)	S s - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	178	345	0.52
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	61	217	0.29
	S s - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.28	1.20	0.24

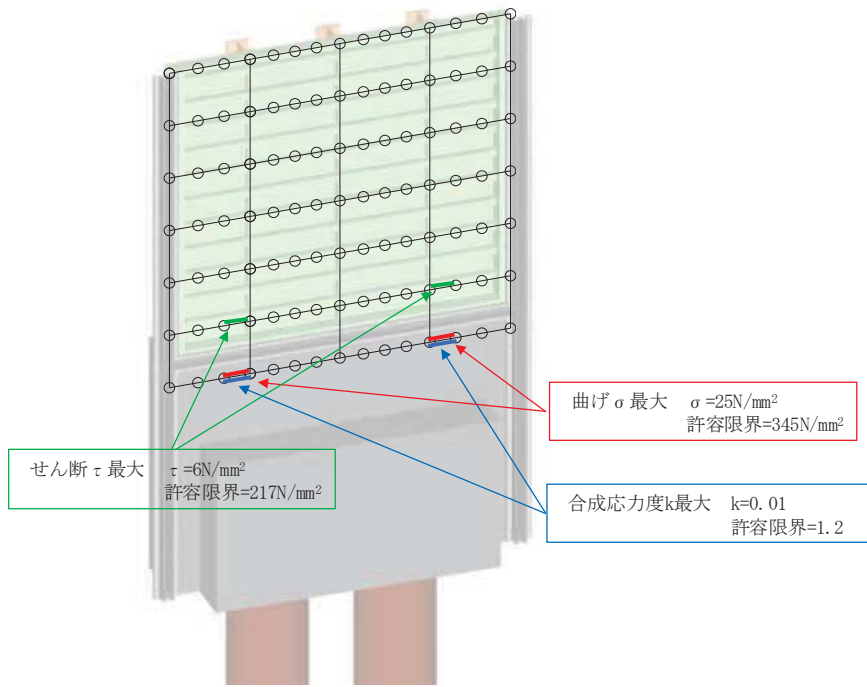


図 4-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面①)

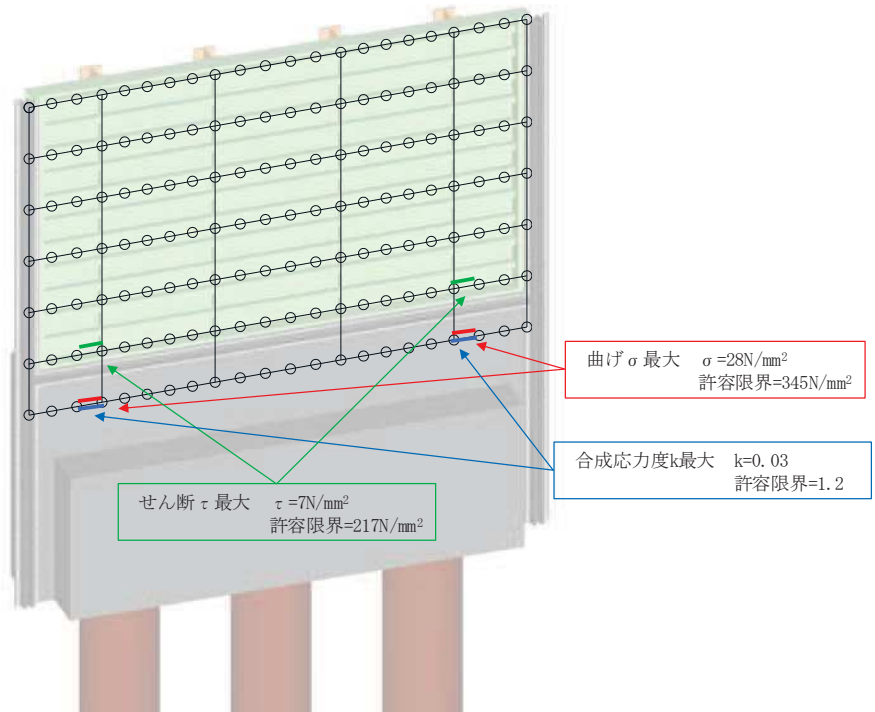


図 4-2 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面②)

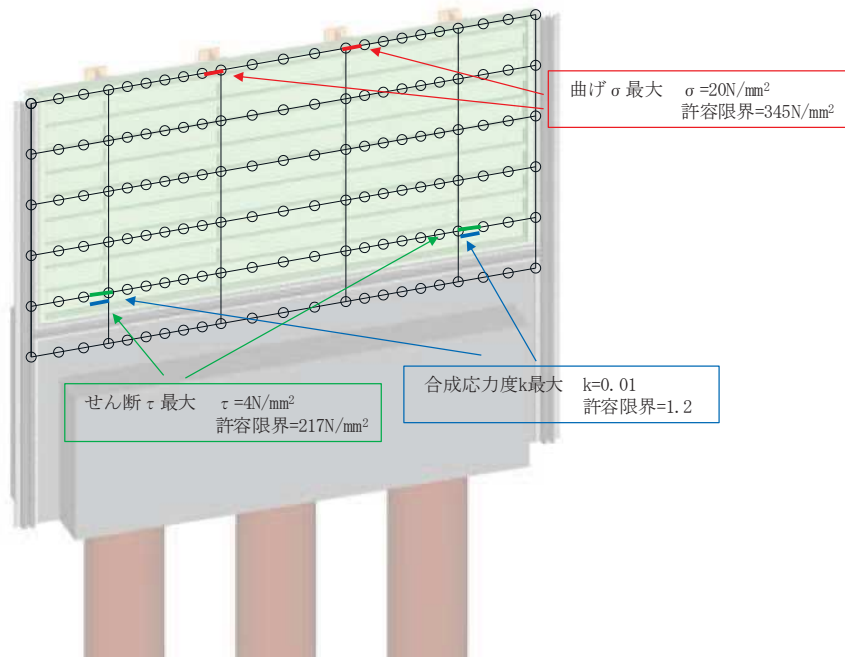


図 4-3 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面③)

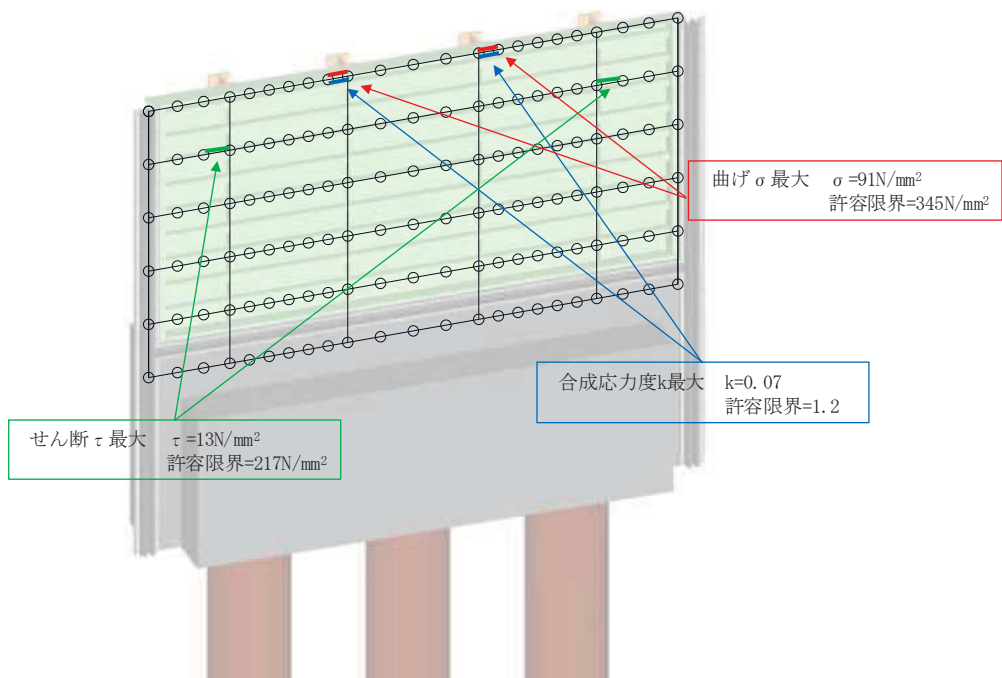


図 4-4 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面④)

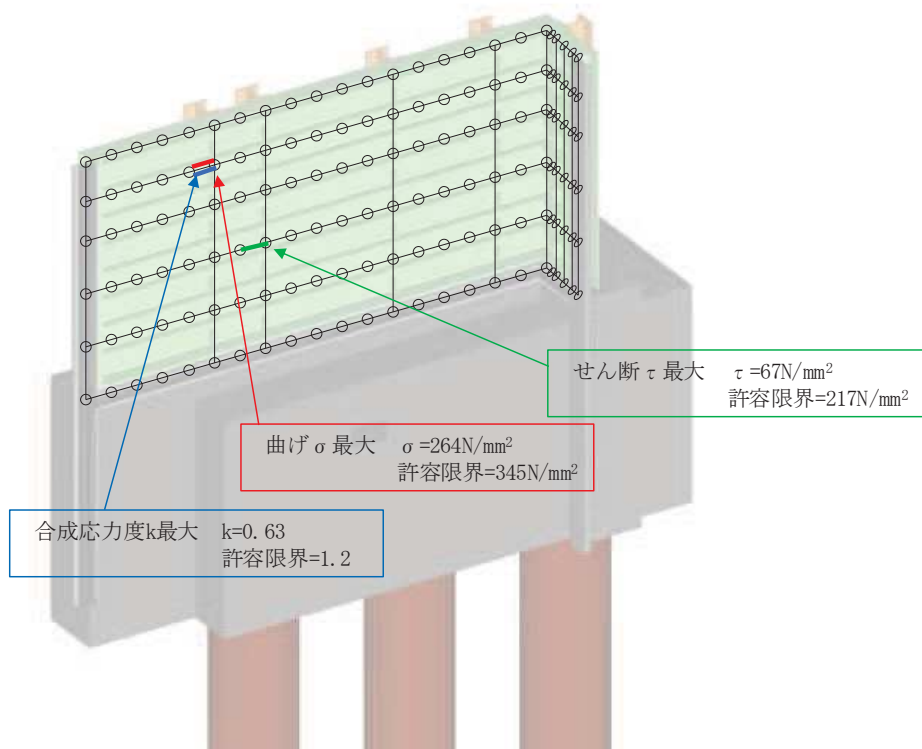


図 4-5 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑤)

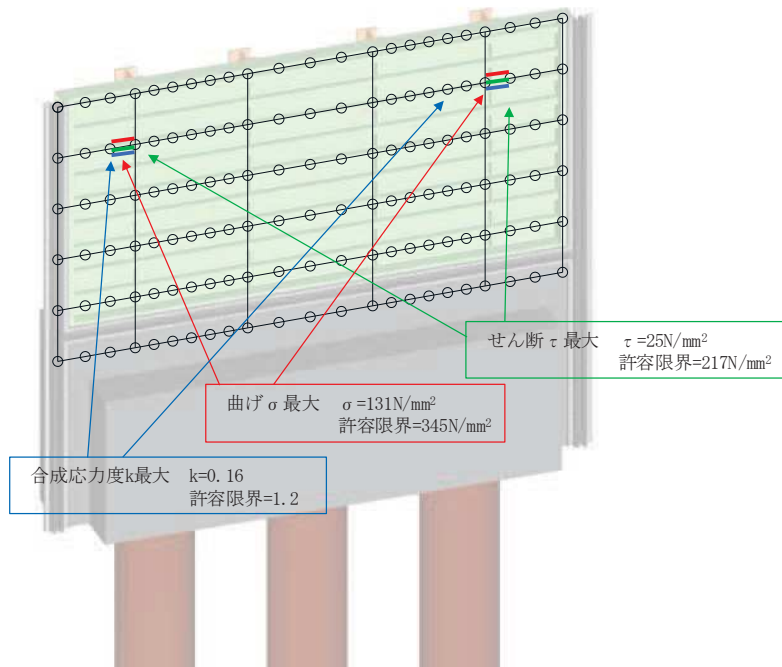


図 4-6 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑥)



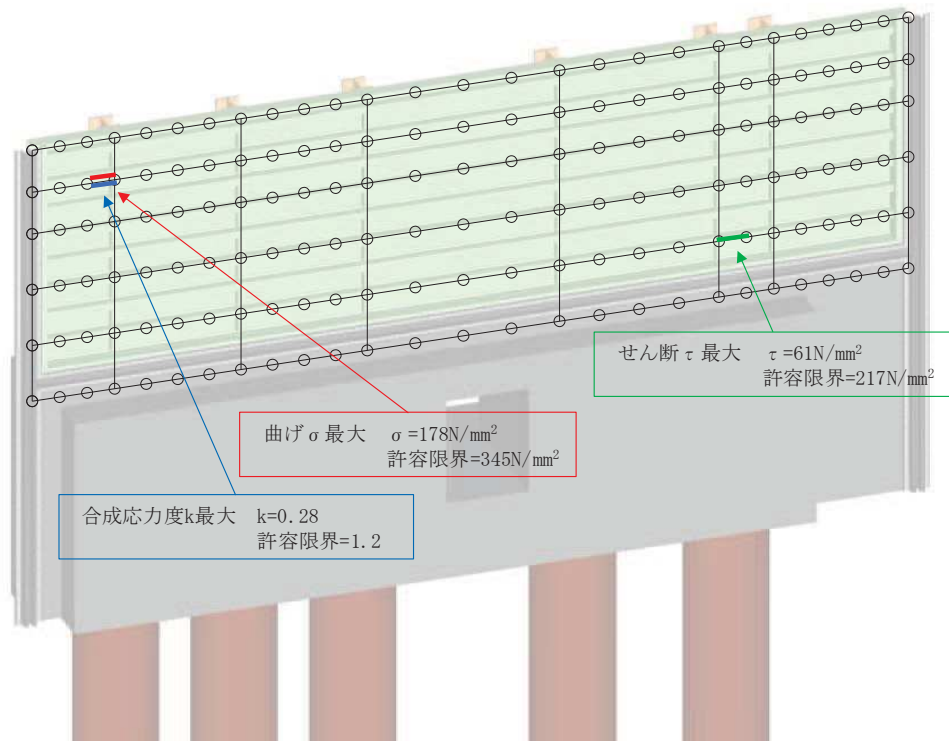


図 4-7 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑦)

## 4.2 鋼製支柱

鋼製支柱の照査時刻における断面力図を図 4-8～図 4-14 に、照査結果を表 4-2 に示す。この結果から、鋼製支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

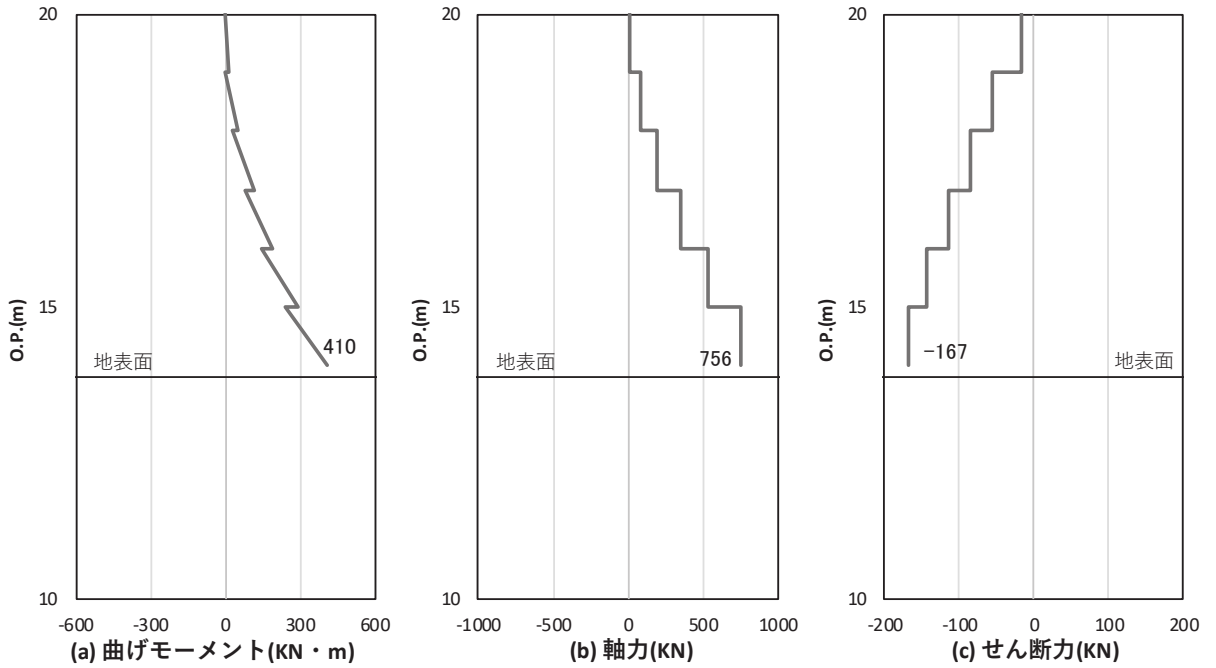


図 4-8(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース

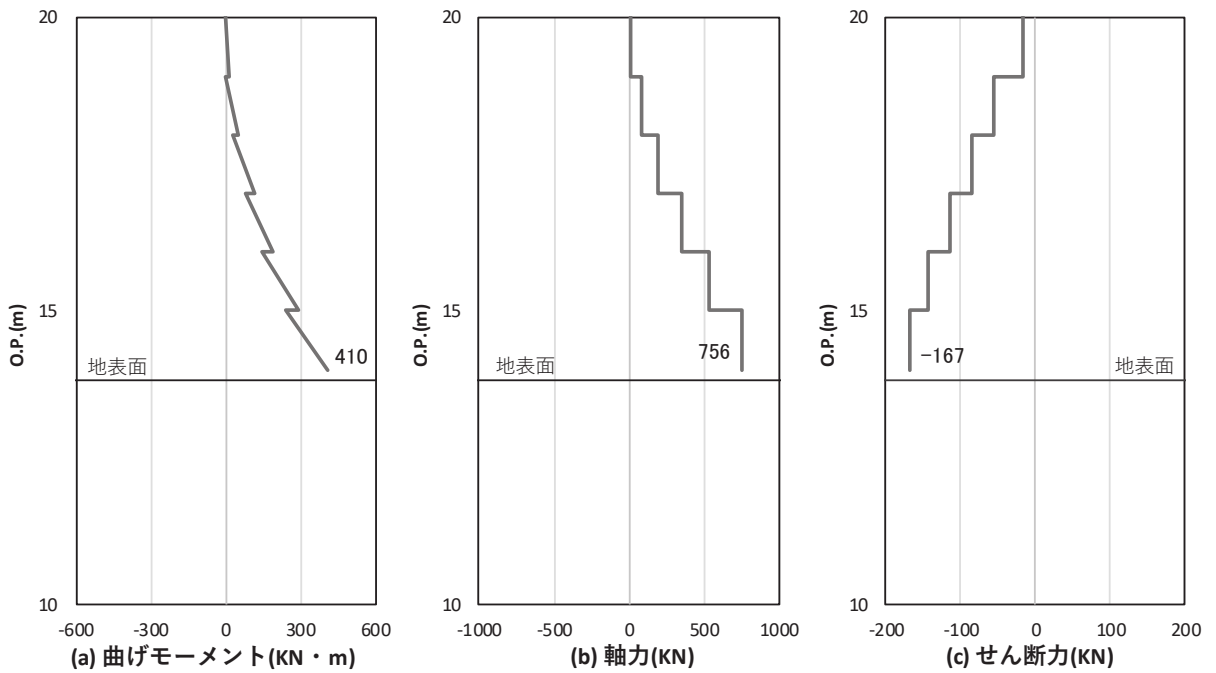


図 4-8(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース

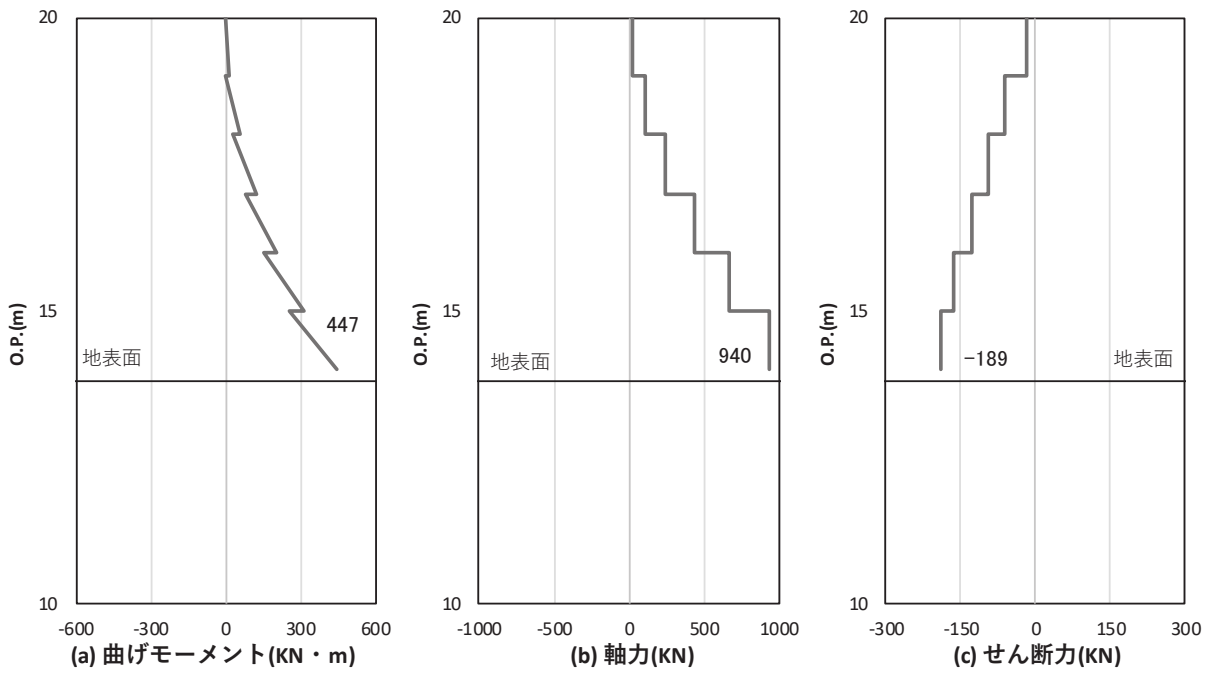


図 4-9(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)  
 解析ケース①: 基本ケース

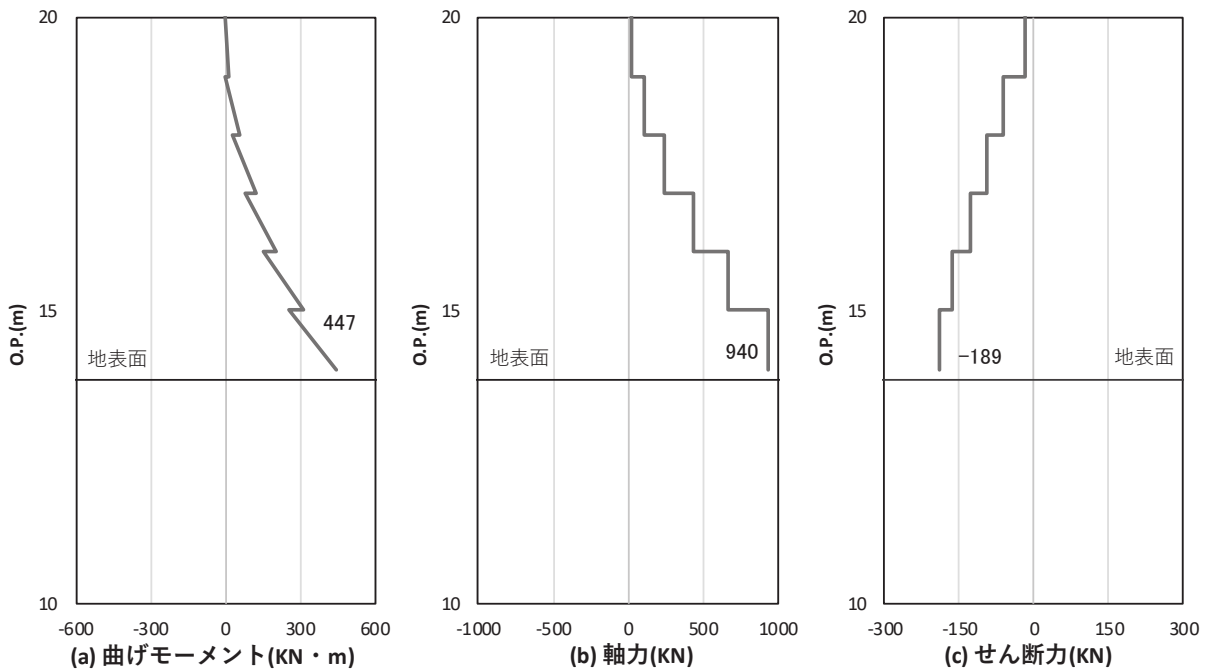


図 4-9(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)  
 解析ケース①: 基本ケース

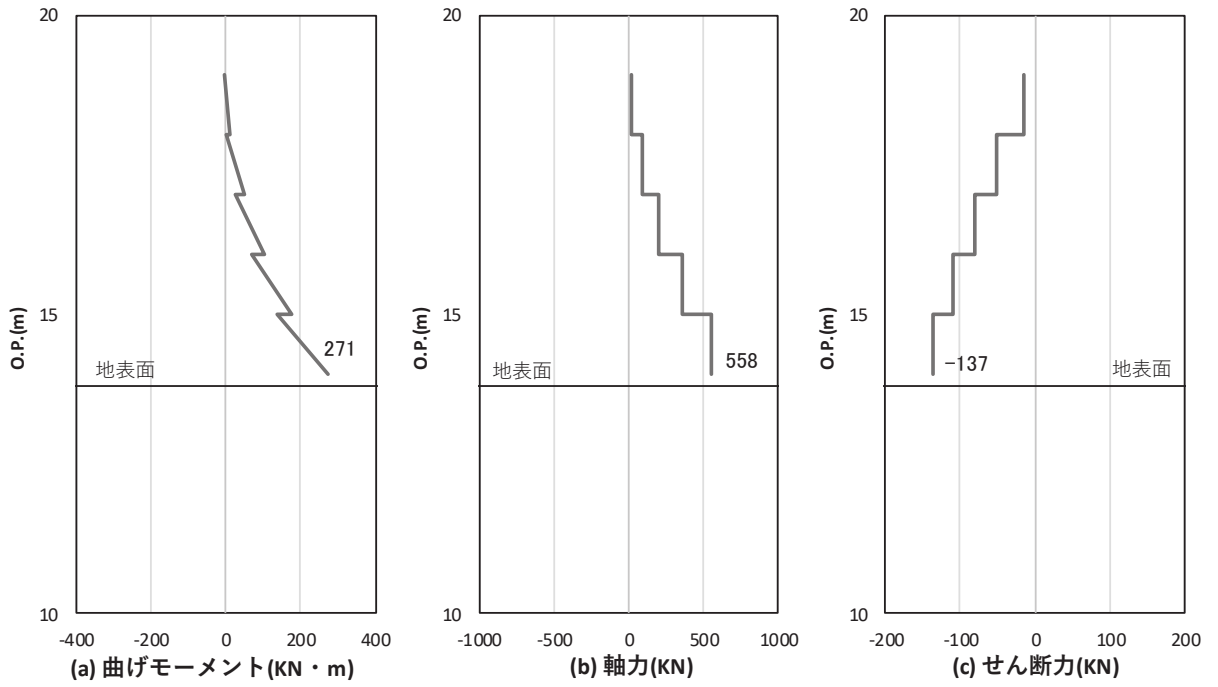


図 4-10(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)  
 解析ケース①: 基本ケース

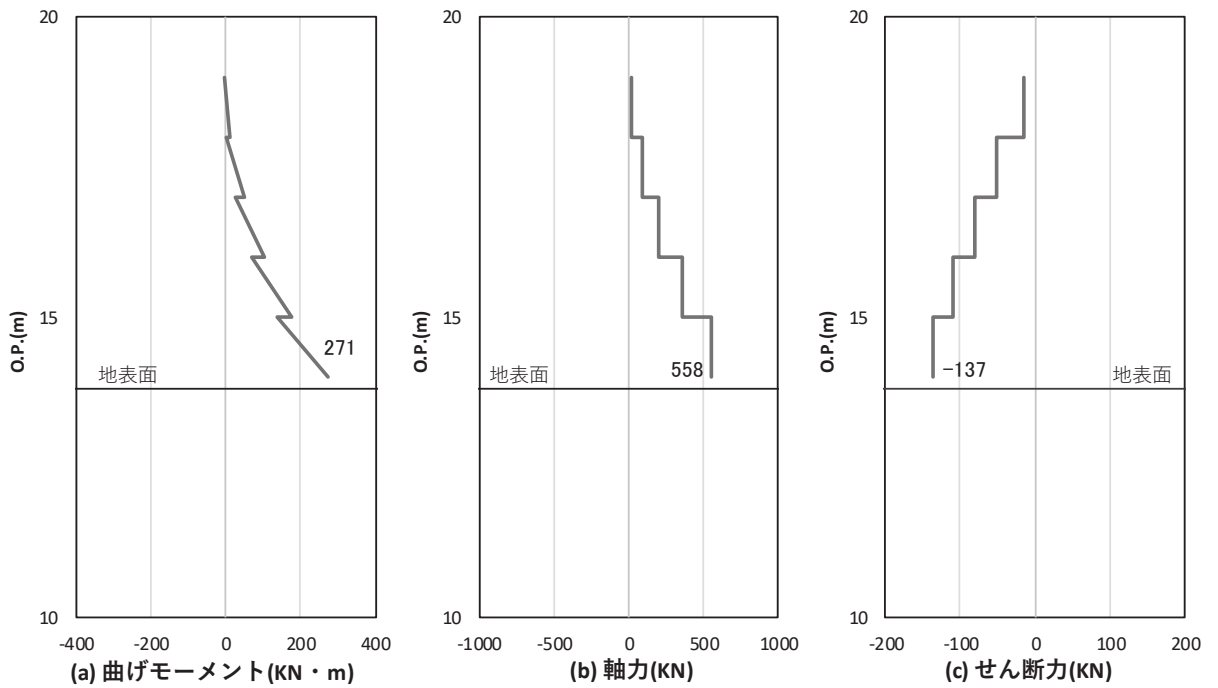


図 4-10(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)  
 解析ケース①: 基本ケース

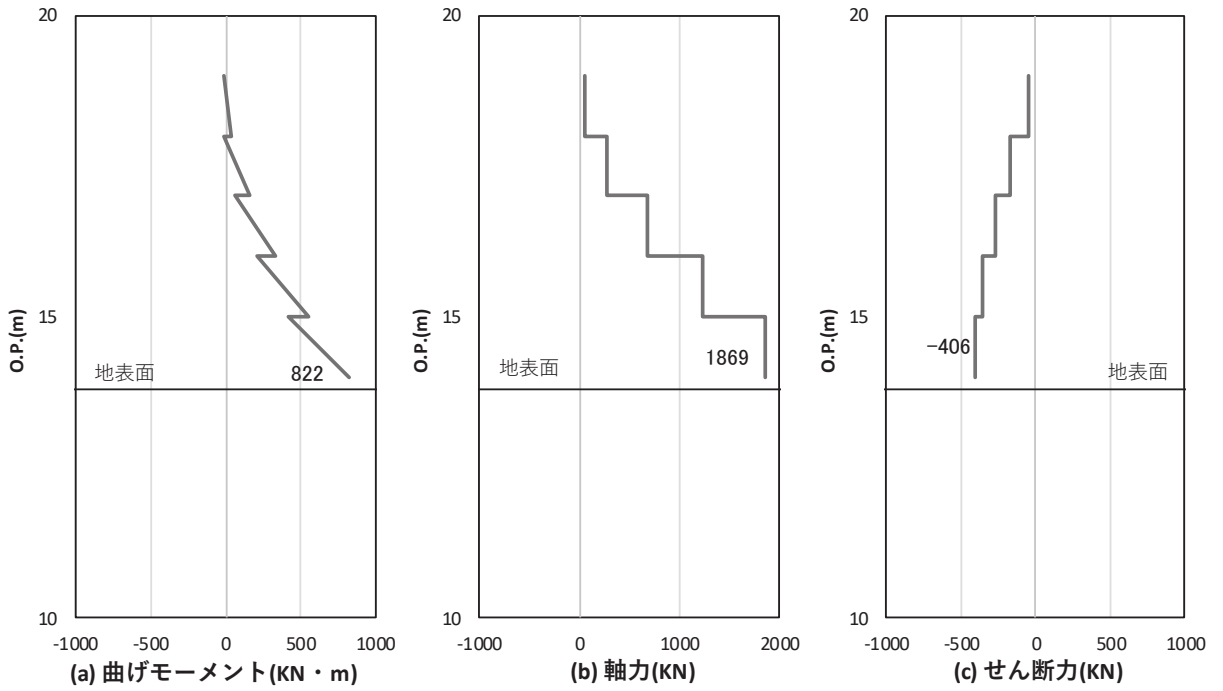


図 4-11(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④,  $S_s - D 2 (+ -)$ ,  $t = 26.82s$ )

解析ケース①：基本ケース

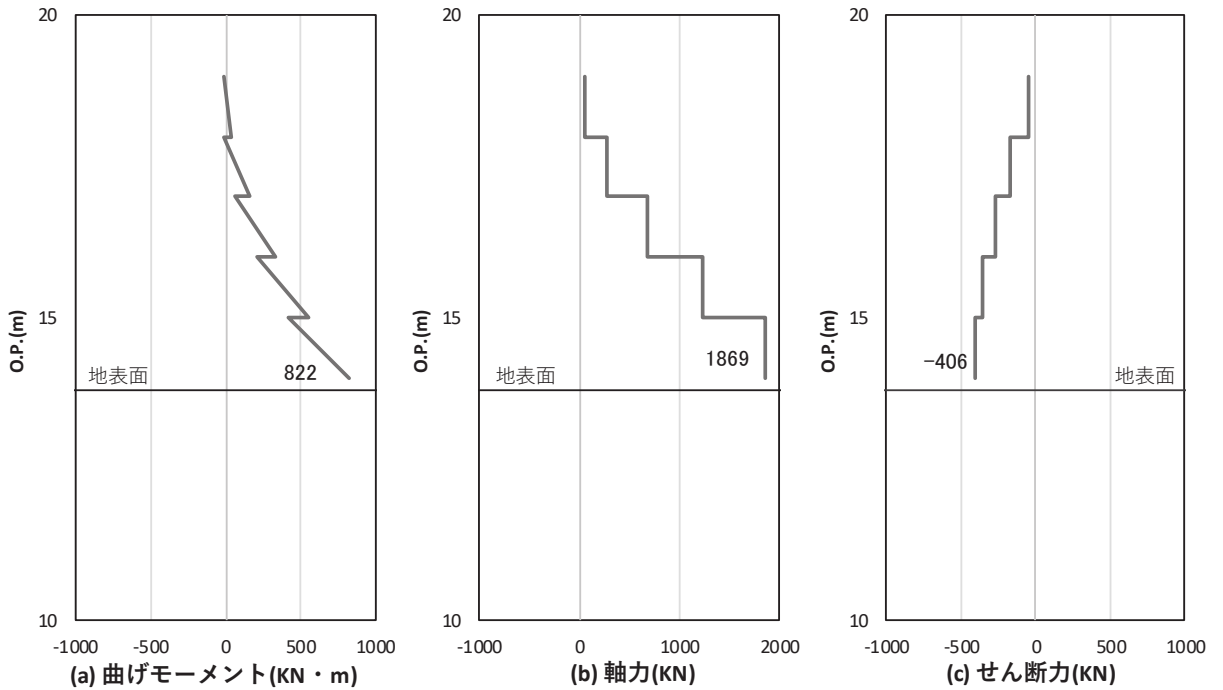


図 4-11(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④,  $S_s - D 2 (+ -)$ ,  $t = 26.82s$ )

解析ケース①：基本ケース

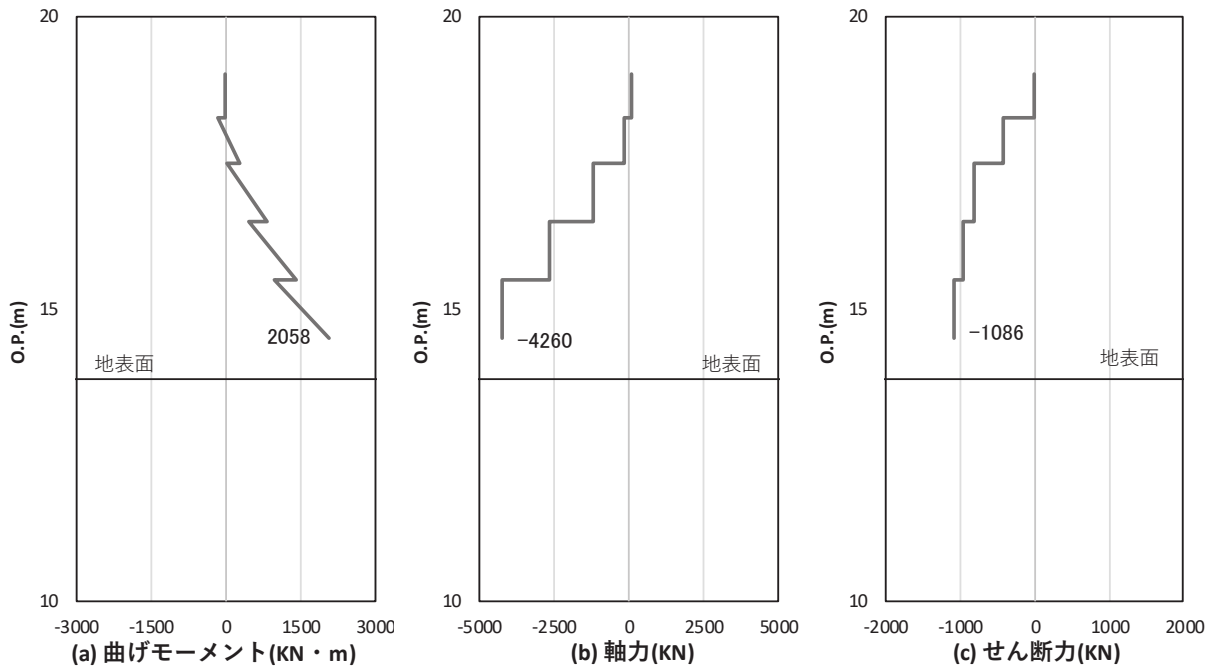


図 4-12(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤,  $S_s - D 2$  (—),  $t = 26.87s$ )

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

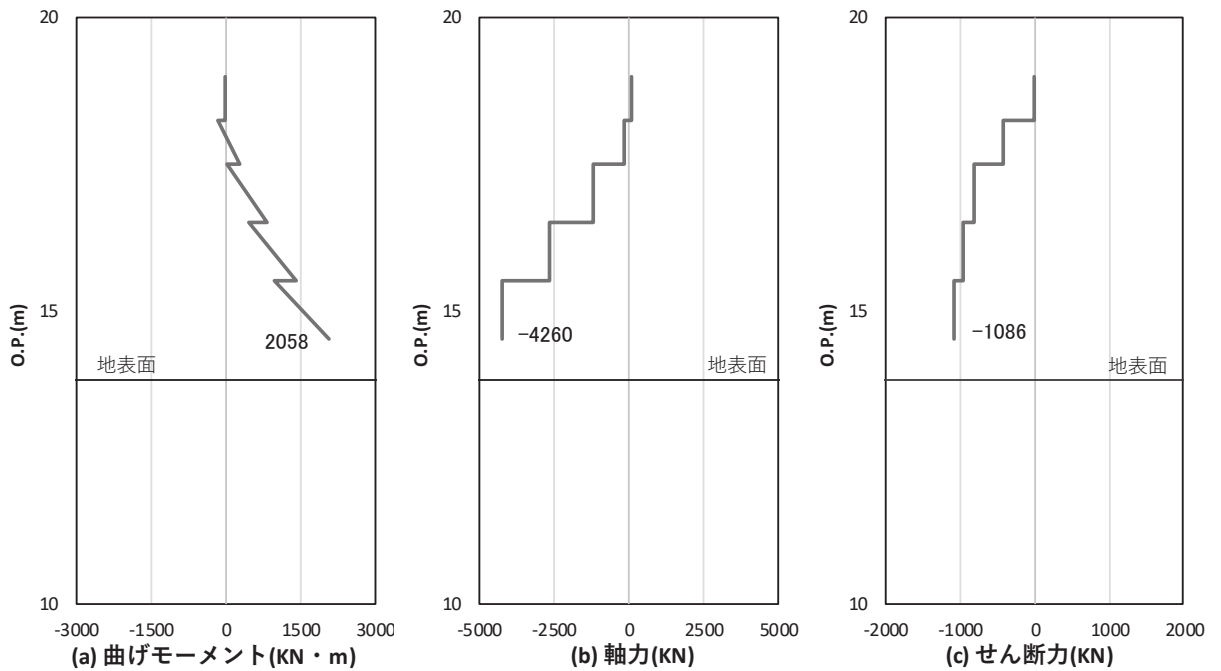


図 4-12(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤,  $S_s - D 2$  (—),  $t = 26.87s$ )

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

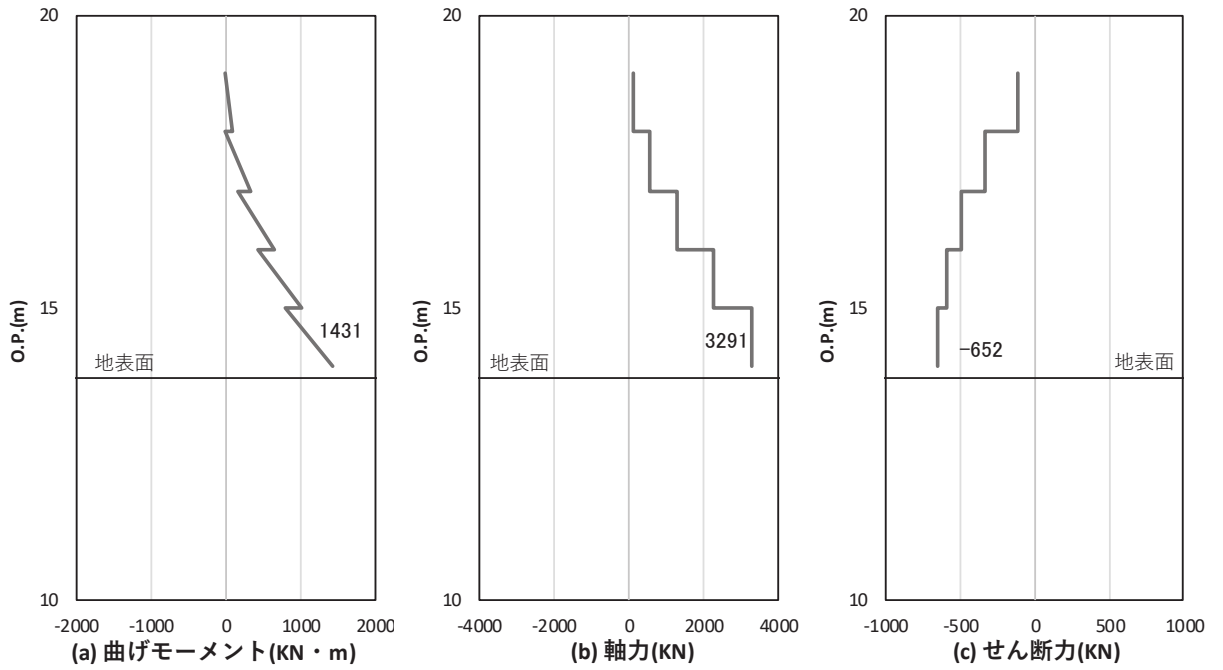


図 4-13(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2$  (++) ,  $t = 26.98s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

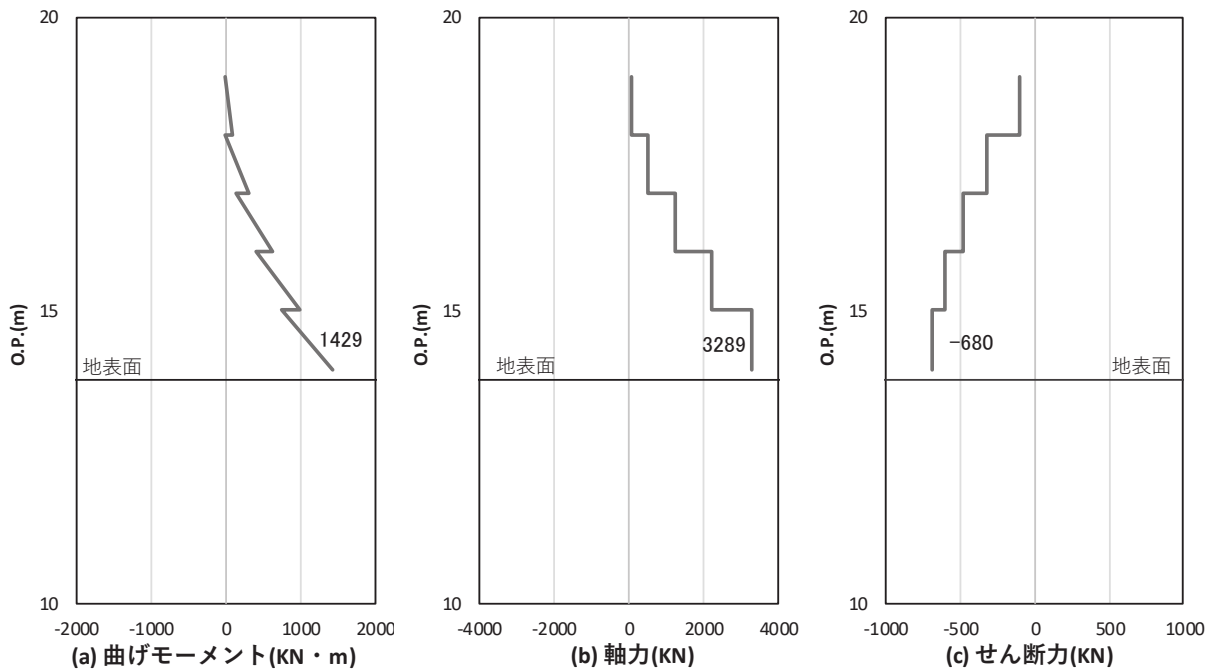


図 4-13(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2$  (--) ,  $t = 27.02s$ )  
 解析ケース①：基本ケース



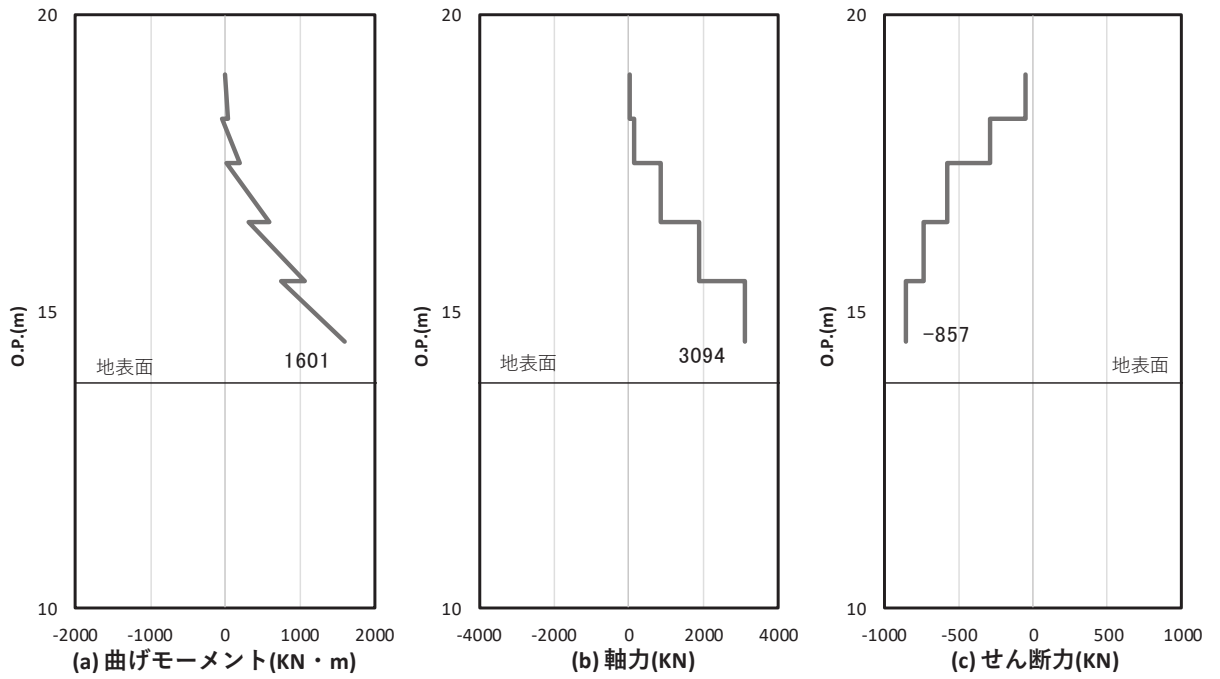


図 4-14(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦,  $S_s - D 2 (+ +)$ ,  $t = 26.81s$ )

解析ケース①：基本ケース

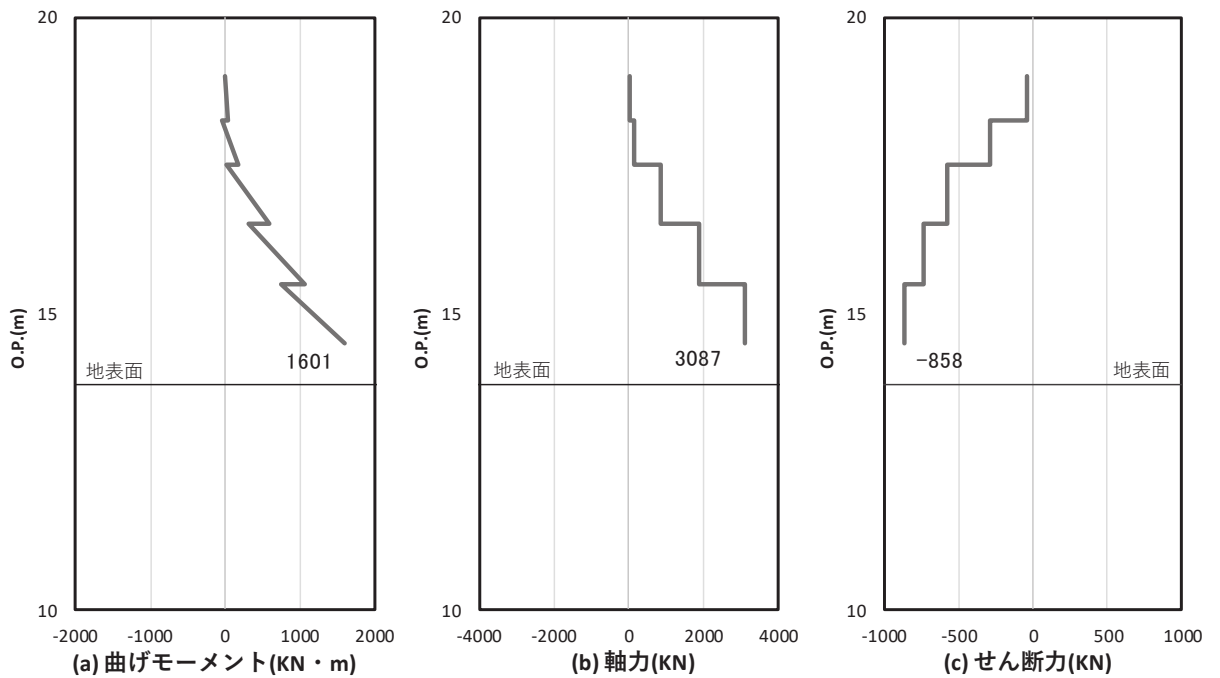


図 4-14(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦,  $S_s - D 2 (+ -)$ ,  $t = 26.81s$ )

解析ケース①：基本ケース

表 4-2 (1) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	65	277	0.24
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06
断面② (SM490)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	277	0.27
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	157	0.12
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08
断面③ (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	277	0.16
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.04	1.20	0.04
断面④ (SM570)	S s - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	136	382	0.36
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
	S s - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14
断面⑤ (SM570)	S s - D 2 (--)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	333	382	0.88
	S s - D 2 (--)	③	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	102	217	0.48
	S s - D 2 (--)	③	合成応力度 (-)	0.98	1.20	0.82

表 4-2 (2) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
	S s - D 2 (--)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	217	0.30
	S s - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.48	1.20	0.40
断面⑦ (SM570)	S s - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	255	382	0.67
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	80	217	0.37
	S s - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.58	1.20	0.49

### 4.3 固定ボルト

固定ボルトの照査結果を表 4-3 に示す。この結果から、固定ボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-3 固定ボルトの照査結果

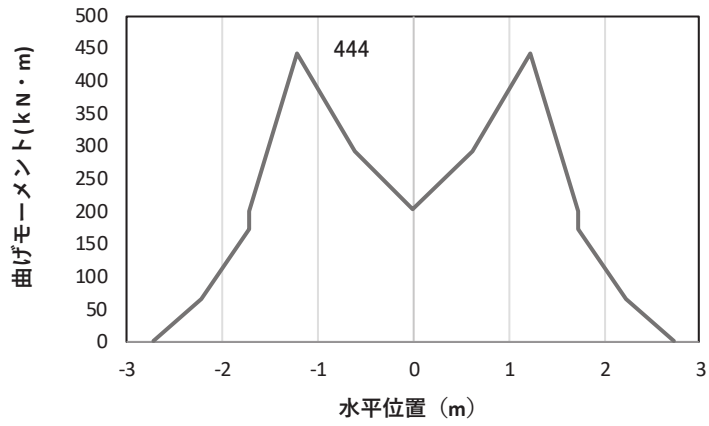
部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
断面① (区分 8.8)	S s - N 1 (++)	①	引張応力度	26	540	0.05
断面② (区分 8.8)	S s - N 1 (++)	①	引張応力度	29	540	0.06
断面③ (区分 8.8)	S s - N 1 (-+)	①	引張応力度	23	540	0.05
断面④ (区分 8.8)	S s - D 2 (++)	①	引張応力度	148	540	0.28
断面⑤ (区分 8.8)	S s - D 2 (-+)	①	引張応力度	433	540	0.81
断面⑥ (区分 8.8)	S s - D 2 (++)	①	引張応力度	286	540	0.53
断面⑦ (区分 8.8)	S s - D 2 (-+)	①	引張応力度	339	540	0.63

### 4.4 フーチング

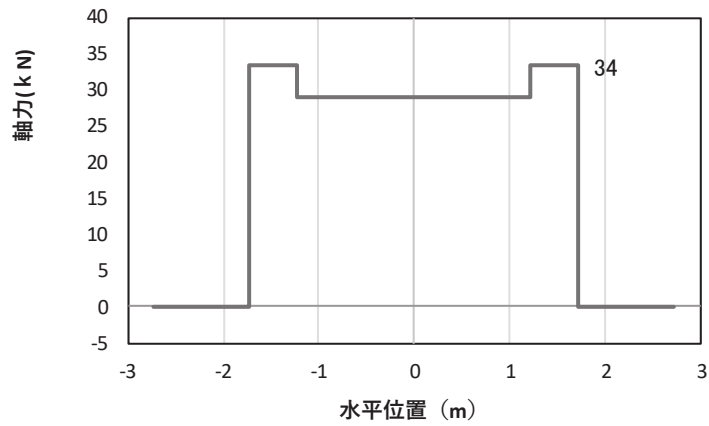
#### 4.4.1 フーチング (本体)

フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-15～図 4-21 に、照査結果を表 4-4～表 4-6 に示す。また、配筋概要図を図 4-22 に示す。なお、曲げモーメントの $M_Y$ は図 4-22 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_Z$ は z 軸周りのモーメントを示す。

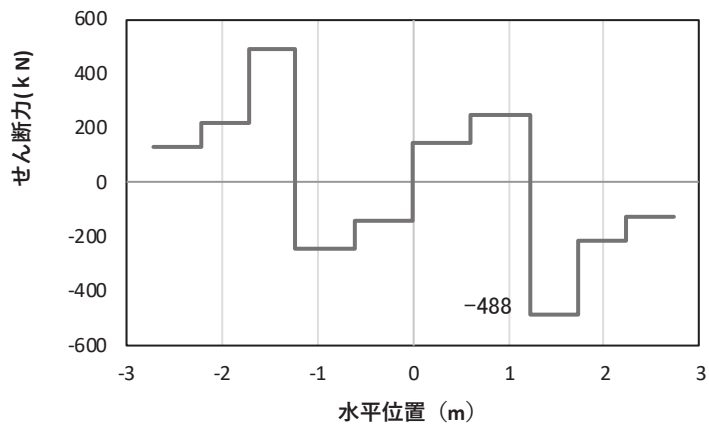
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



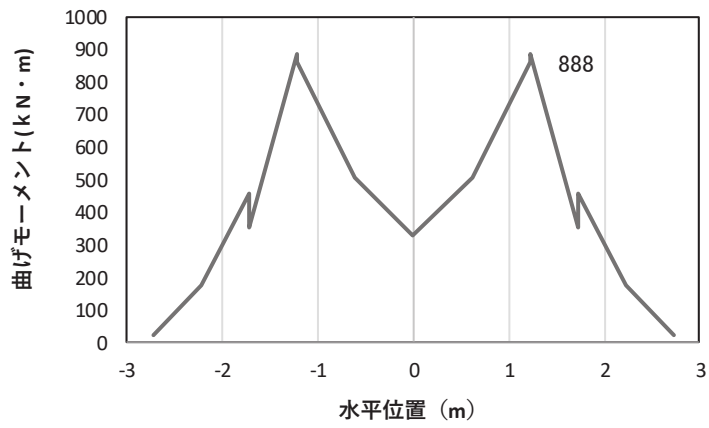
(b) 軸力



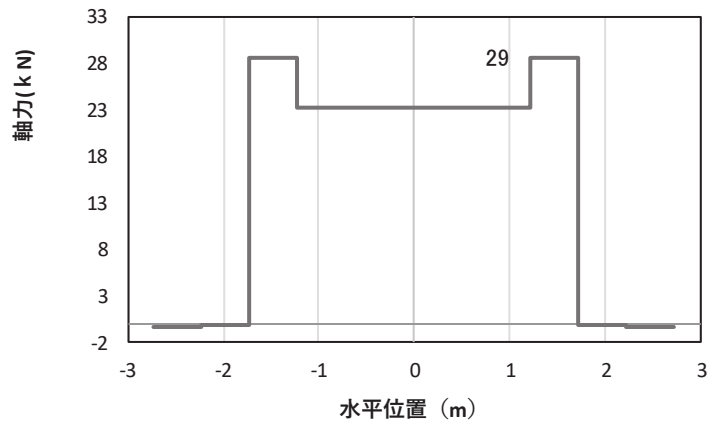
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

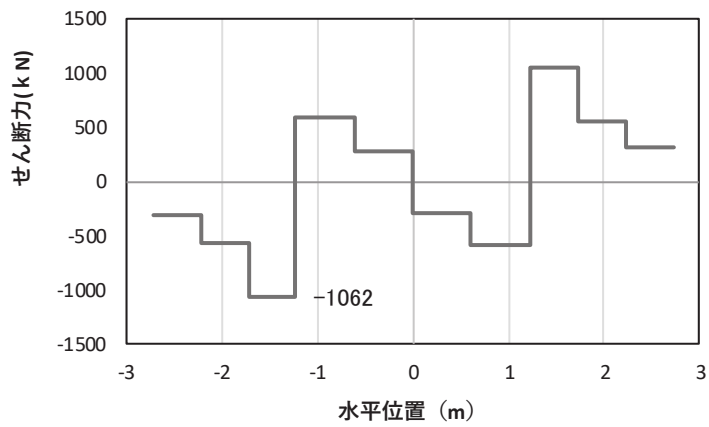
図 4-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①, S s - D 2 (-+), t = 25.49s, M<sub>y</sub> 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



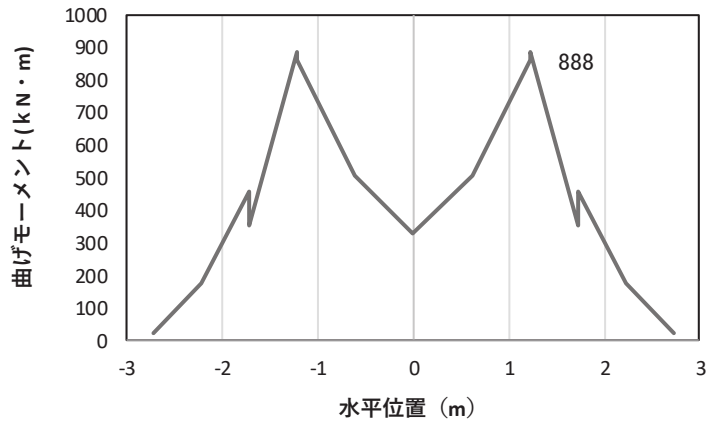
(b) 軸力



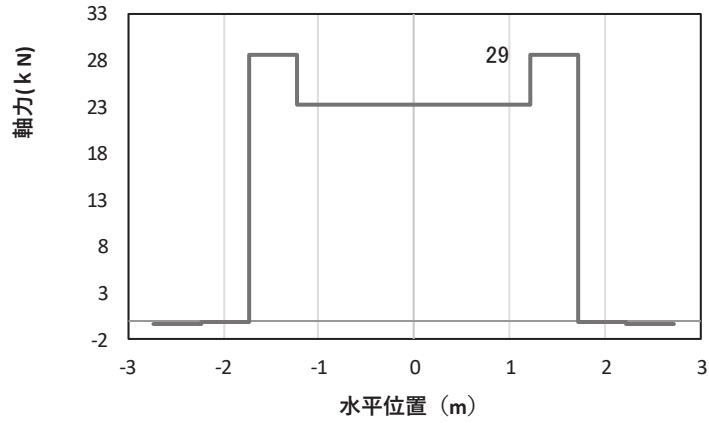
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

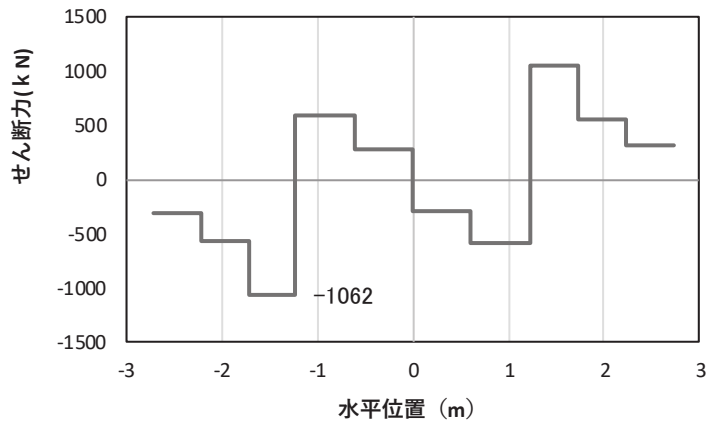
図 4-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①, S s - D 2 (-+), t = 23.55s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

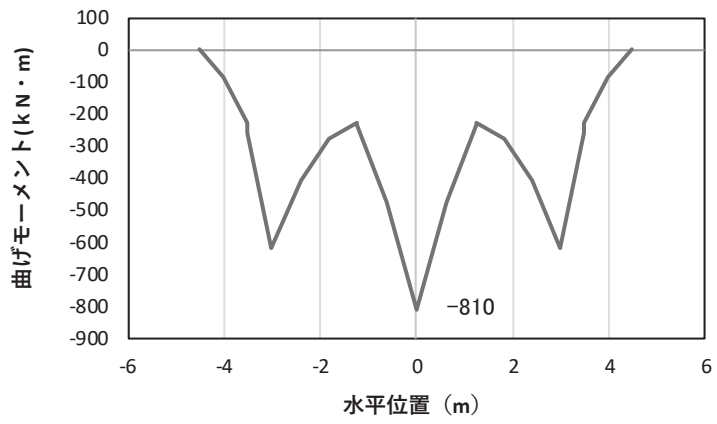


(c) せん断力

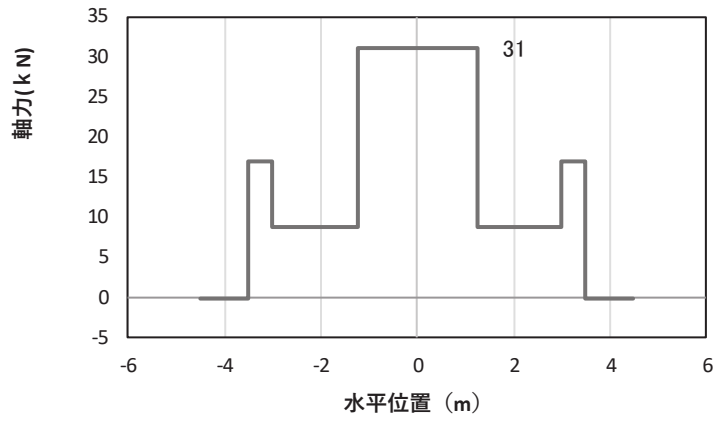
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - D 2 (-+), t = 23.55s)

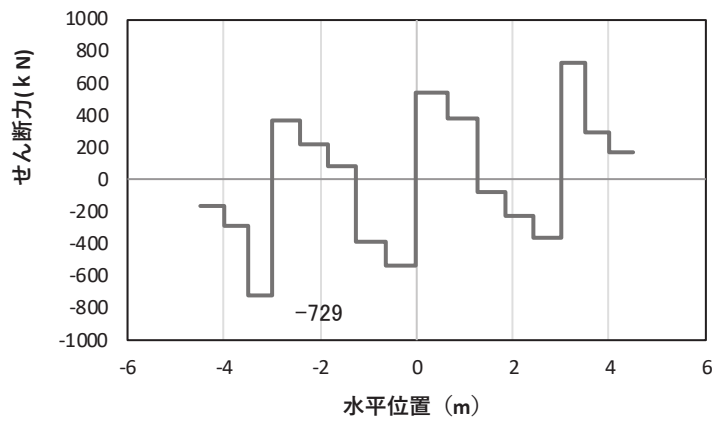
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

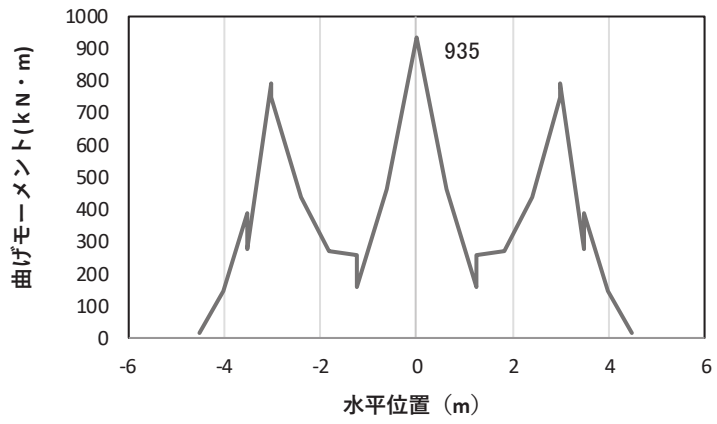


(c) せん断力

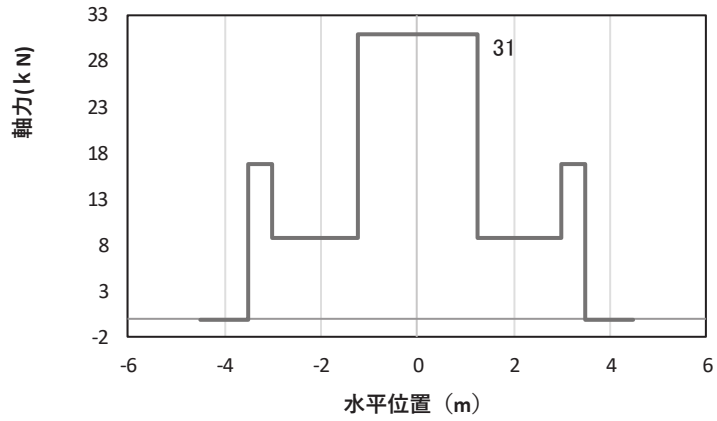
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②,  $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.61s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

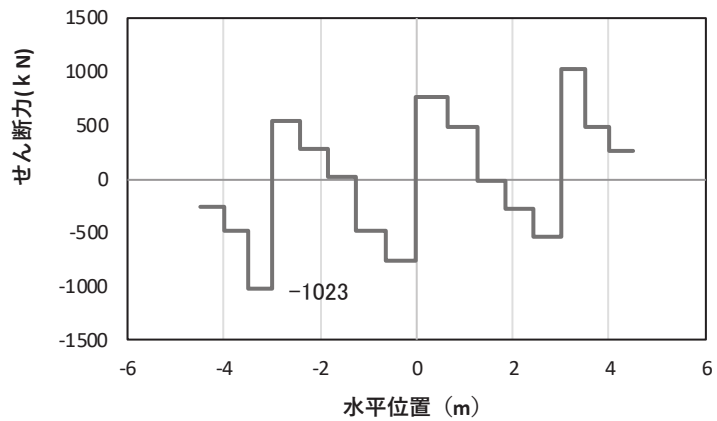




(a) 曲げモーメントz



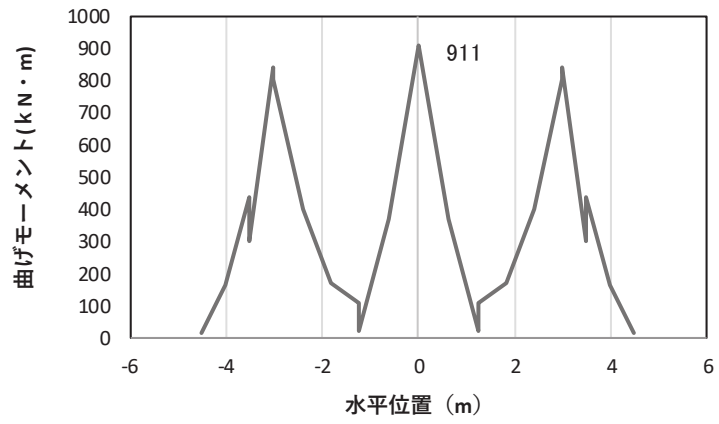
(b) 軸力



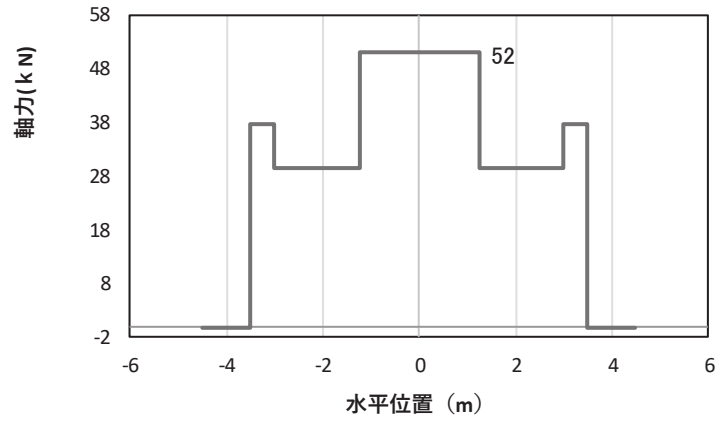
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

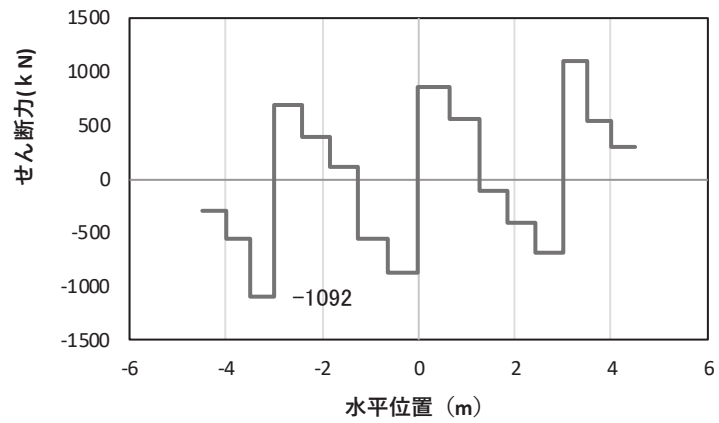
図 4-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

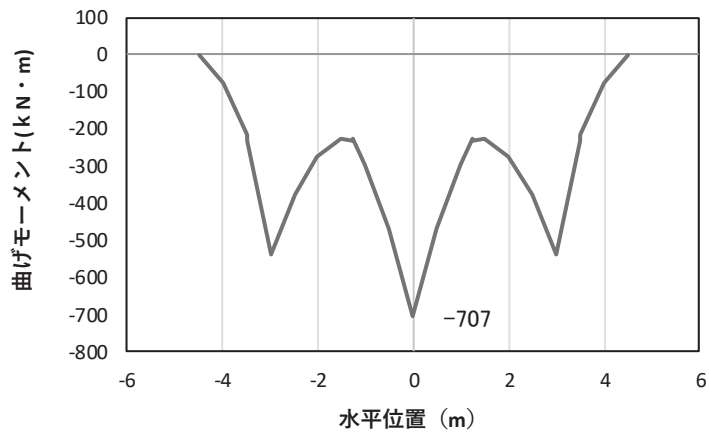


(c) せん断力

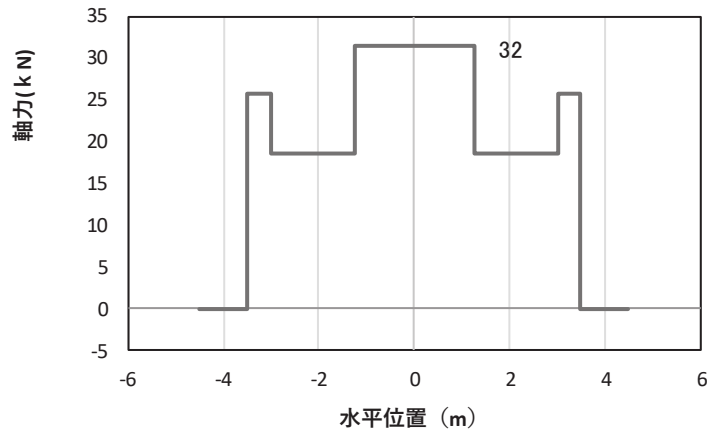
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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  
(断面②, S s - D 2 (-+), t = 23.56s)

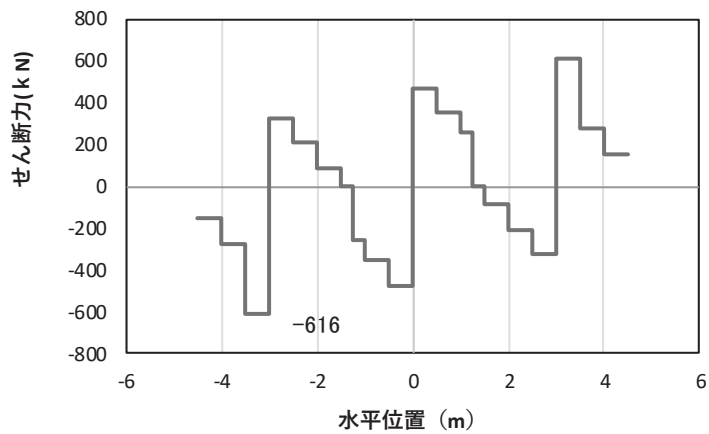
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



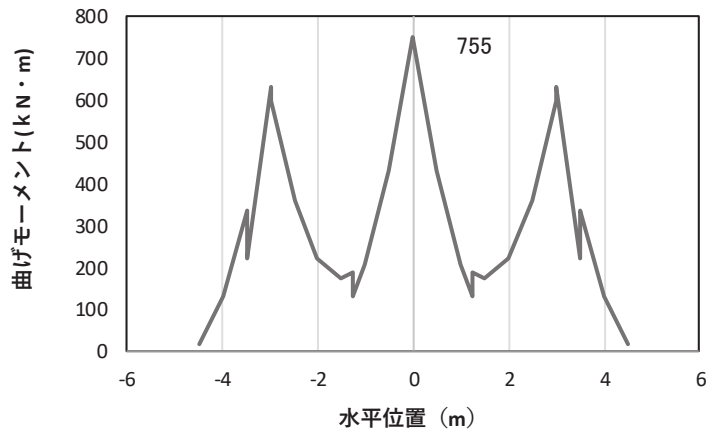
(b) 軸力



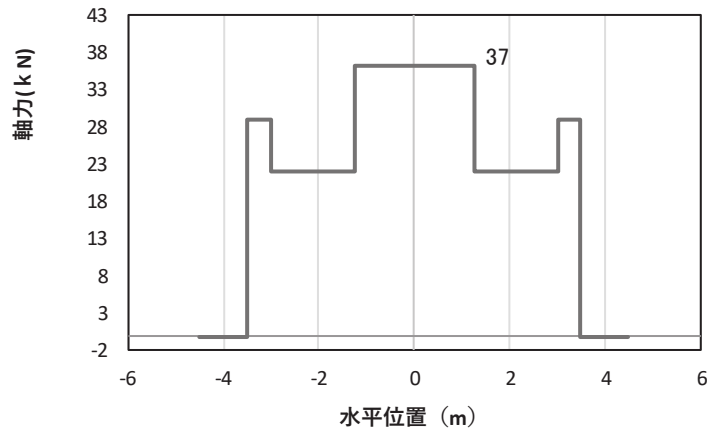
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

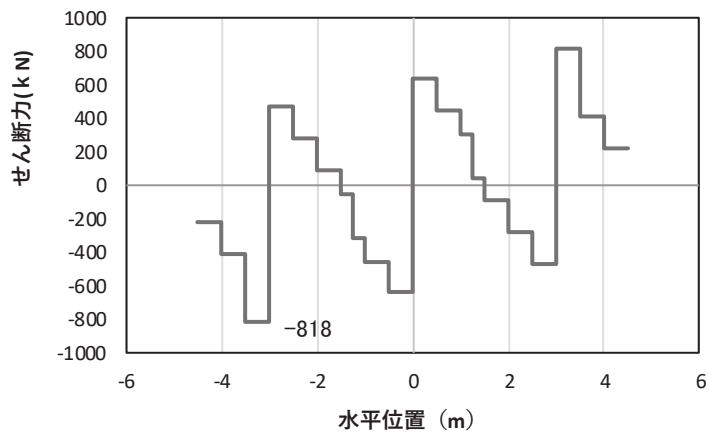
図 4-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $z$



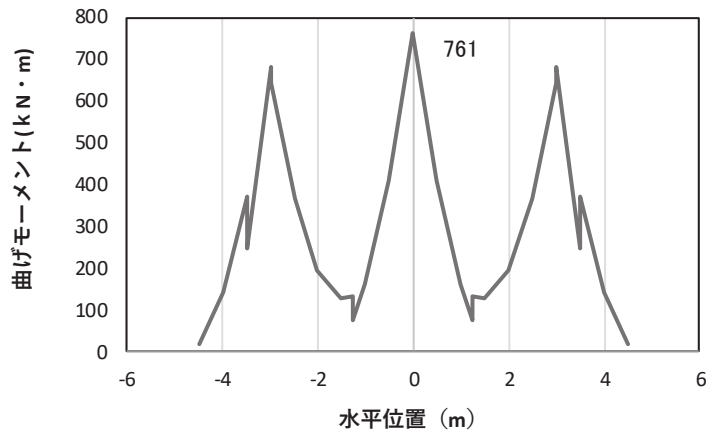
(b) 軸力



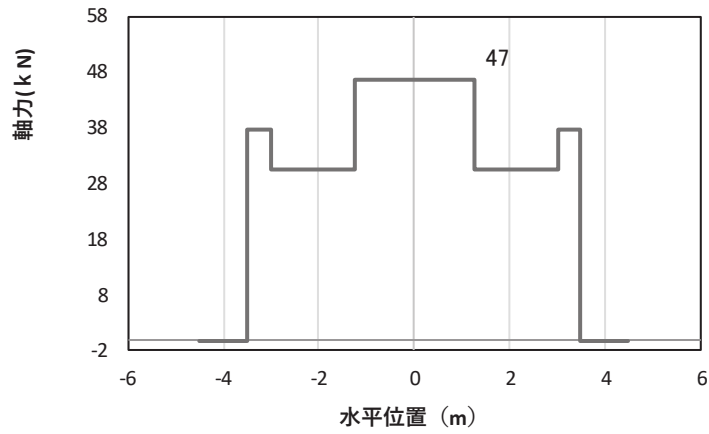
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

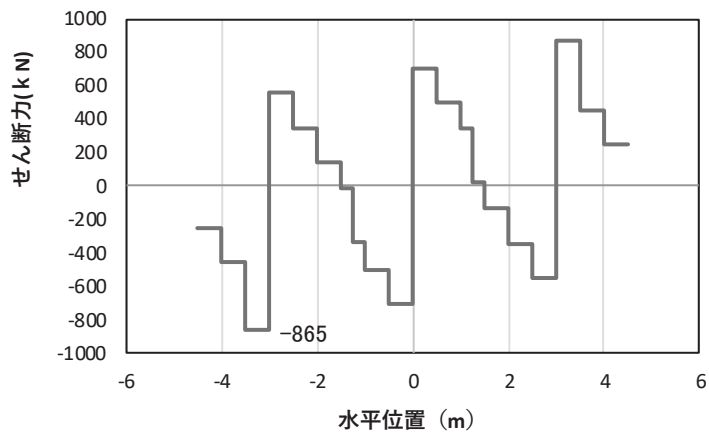
図 4-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面③,  $S_s - N_1$  (-+),  $t = 7.61s$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

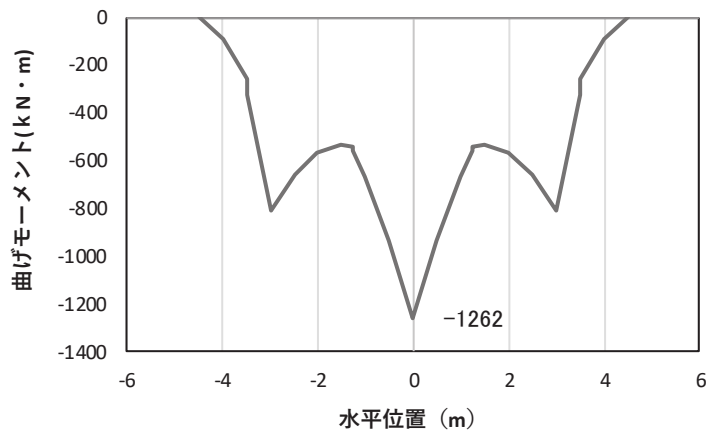


(c) せん断力

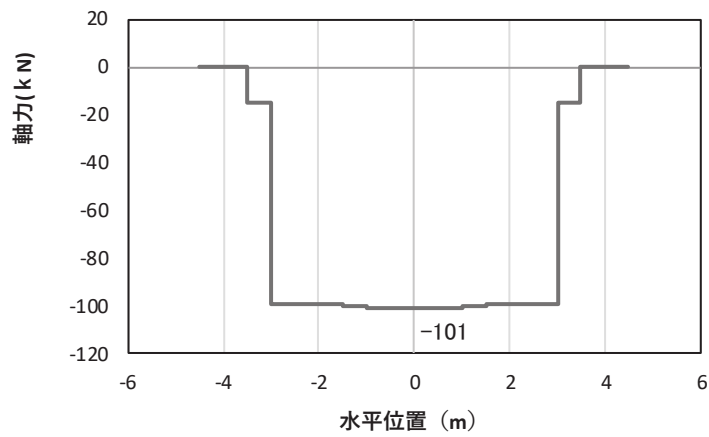
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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  
(断面③, S s - D 2 (+-), t = 11.44s)

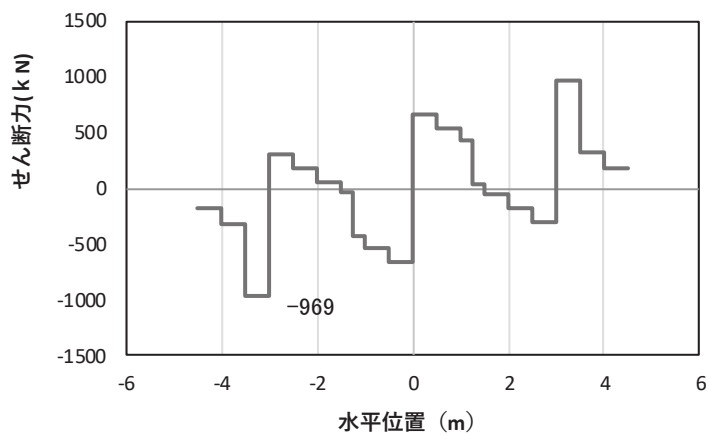
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



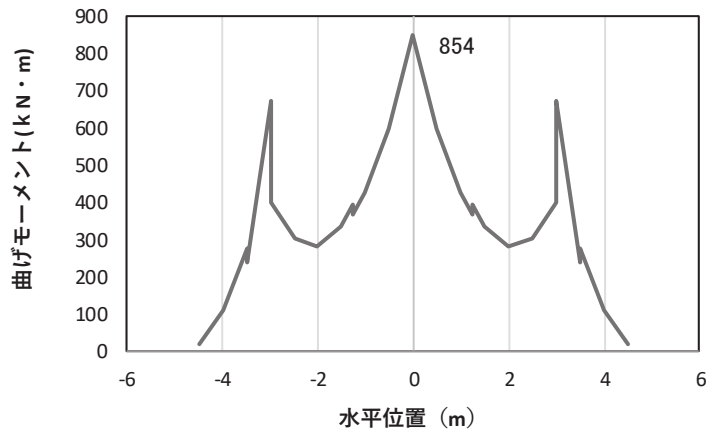
(b) 軸力



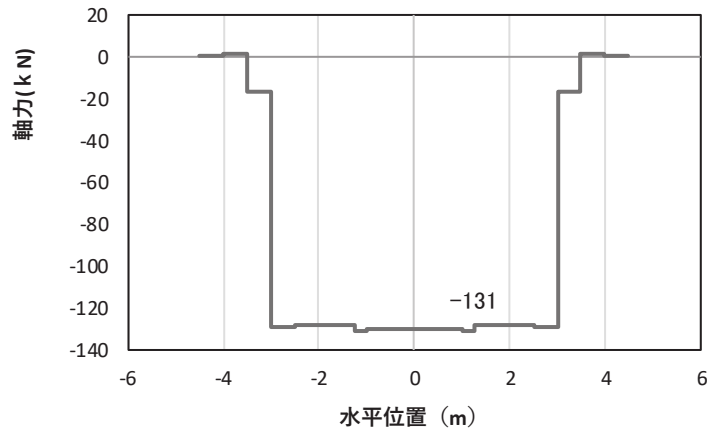
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

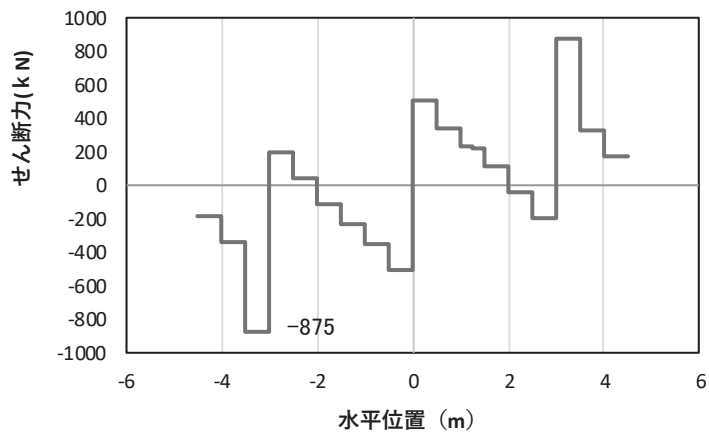
図 4-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面④,  $S_s - D 2$  (++) ,  $t = 13.41s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



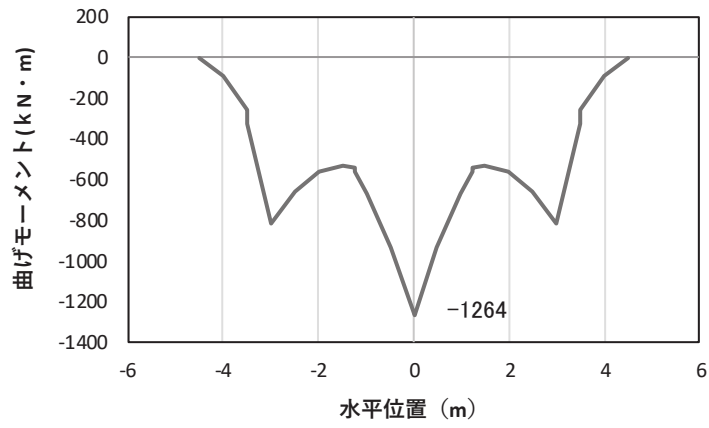
(b) 軸力



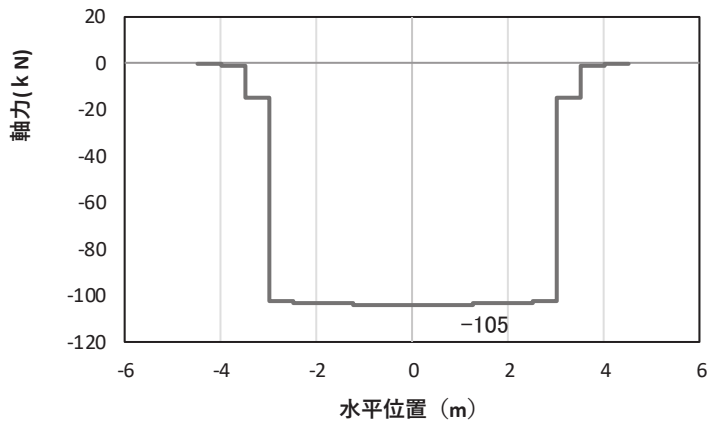
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

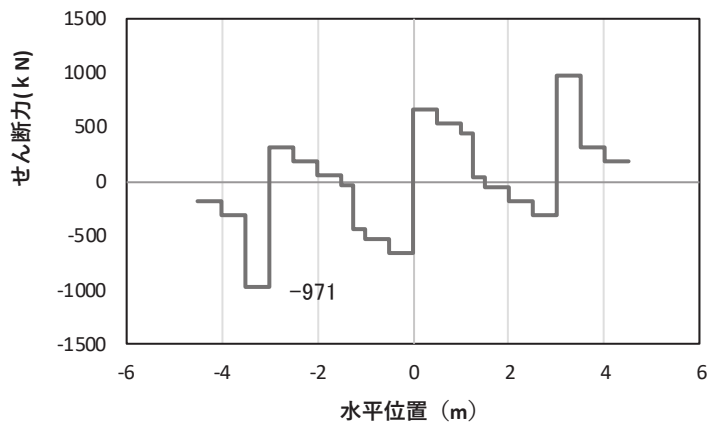
図 4-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面④, S s - D 2 (++) , t = 10.43s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



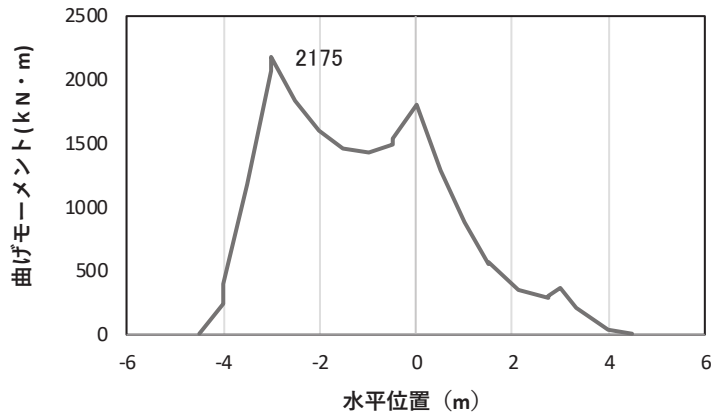
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

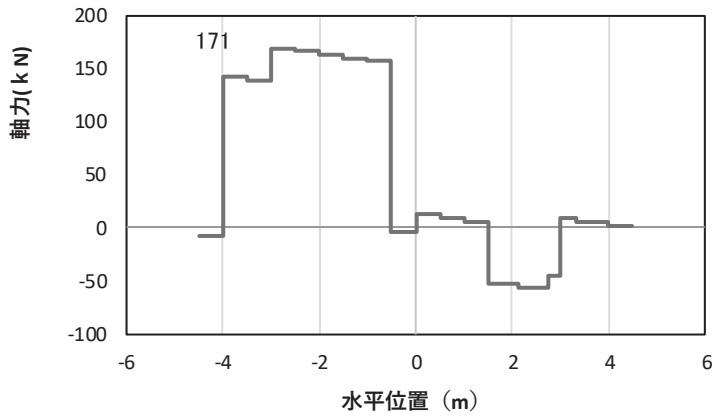
図 4-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④,  $S_s - D2 (+)$ ,  $t = 13.41s$ )

解析ケース①: 基本ケース

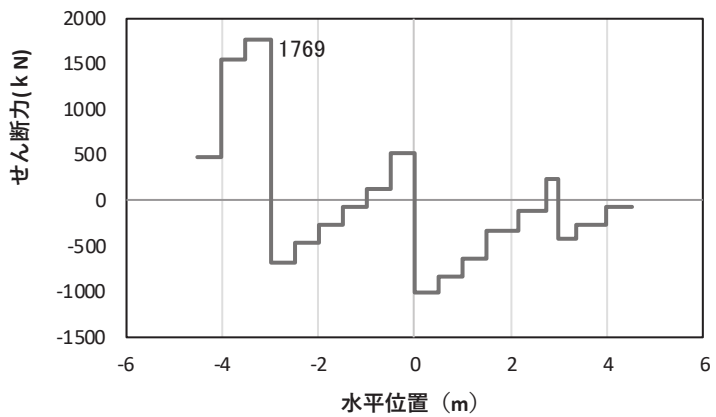




(a) 曲げモーメント $\gamma$



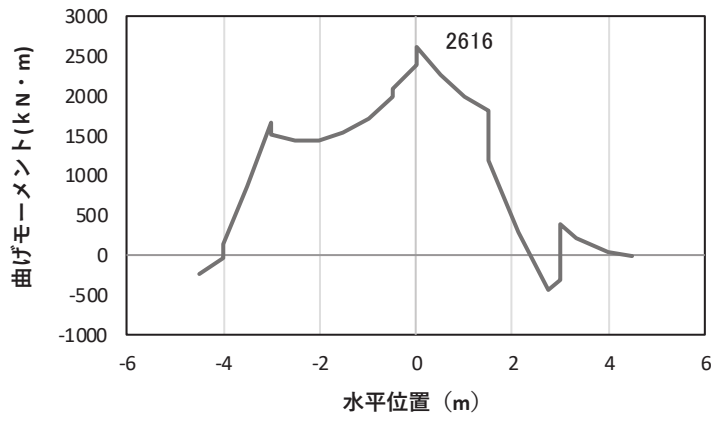
(b) 軸力



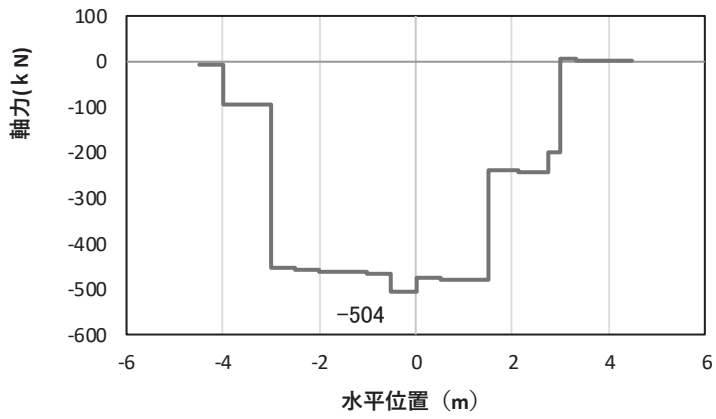
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

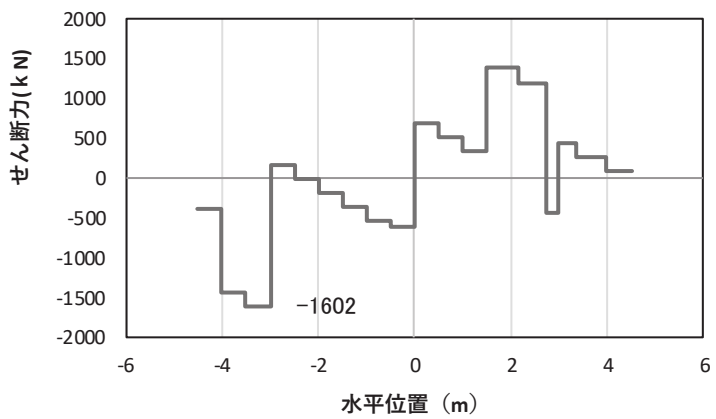
図4-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S s - D 2 (+ -), t = 13.39s, M<sub>y</sub> 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



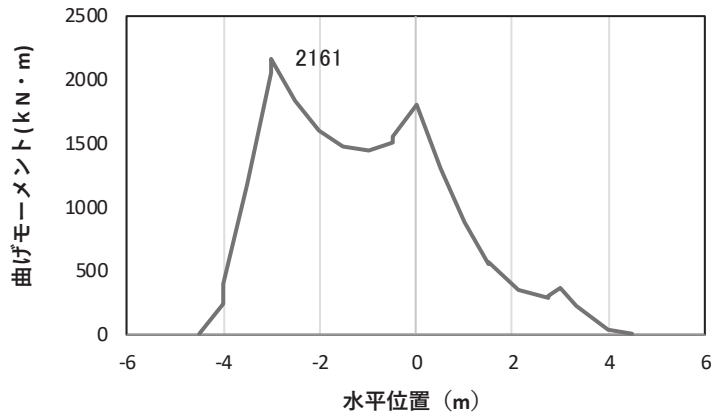
(b) 軸力



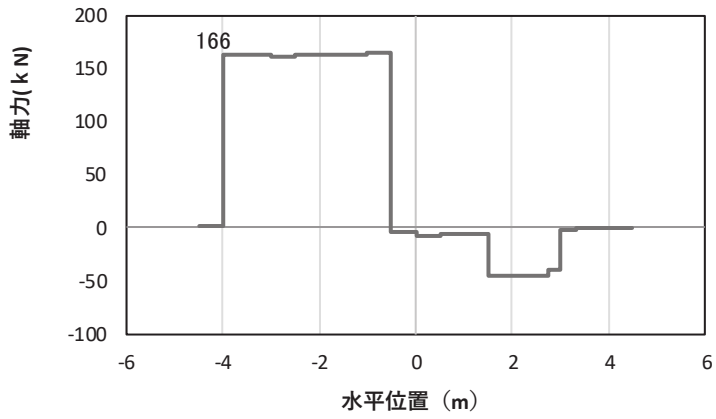
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

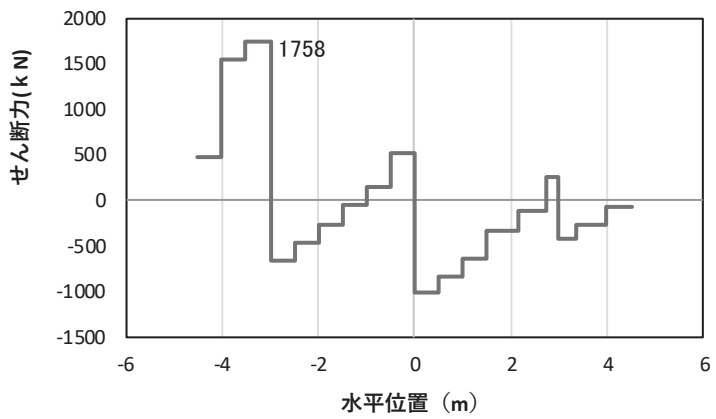
図4-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S s - D 2 (+ -), t = 17.79s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



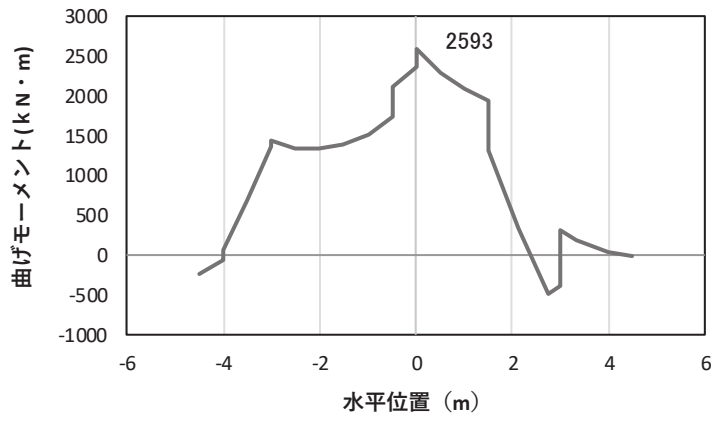
(b) 軸力



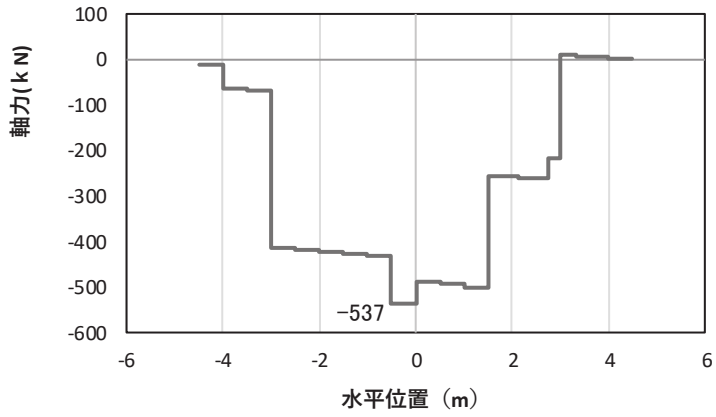
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

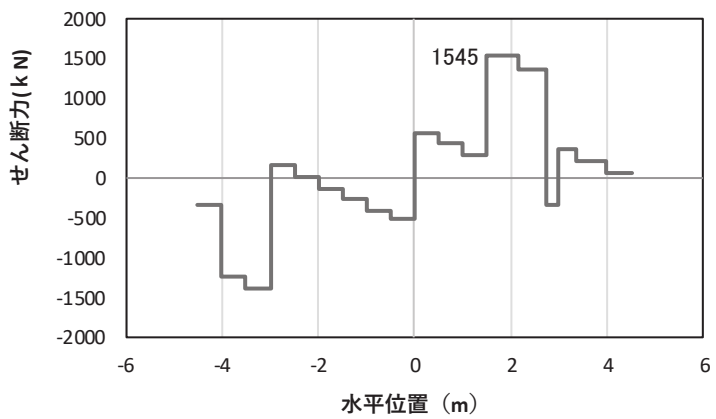
図 4-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S s - D 2 (++) , t = 13.39s, M<sub>y</sub> 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



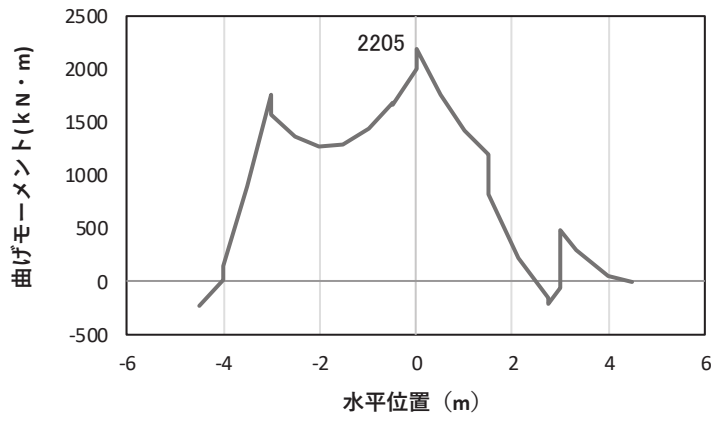
(b) 軸力



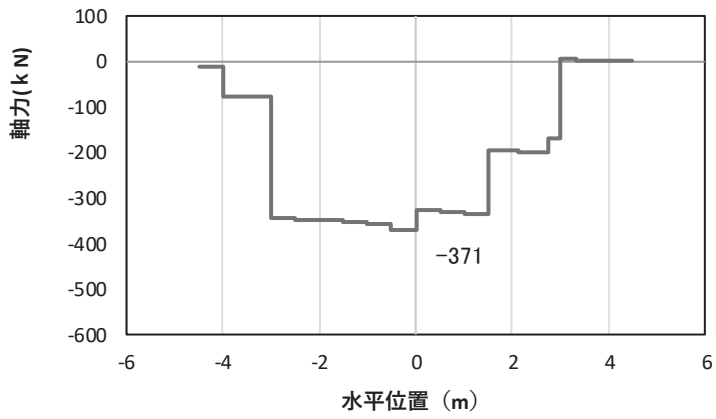
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

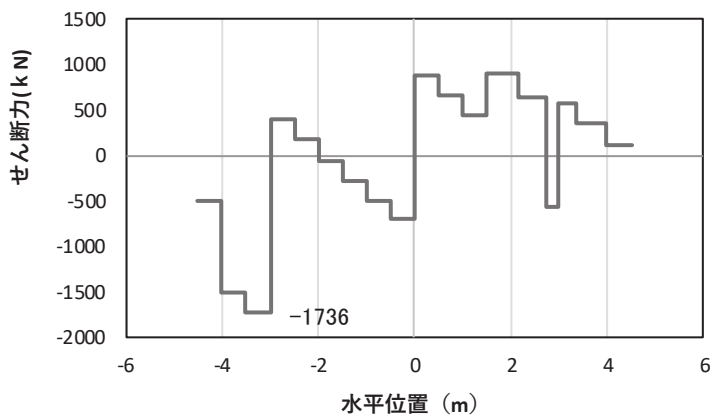
図 4-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S s-D 2 (++) , t=20.40s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

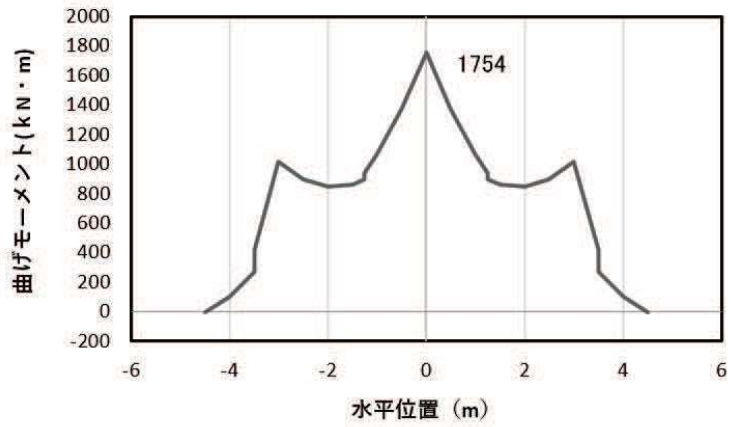


(c) せん断力

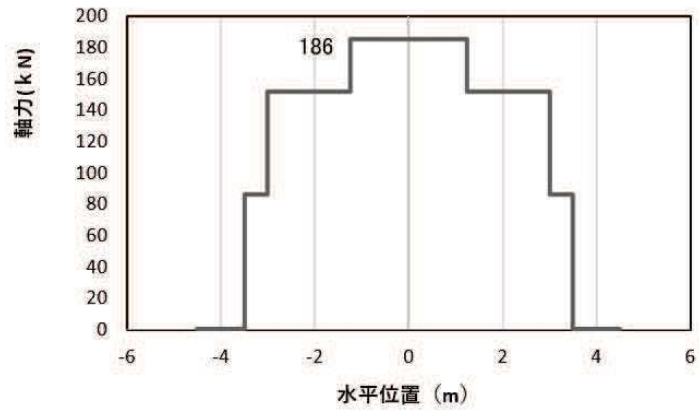
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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  
(断面⑤,  $S_s - F_3$  (++) ,  $t = 27.61\text{s}$ )

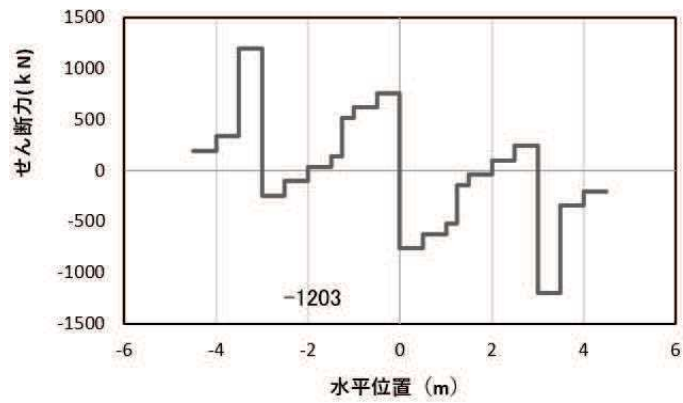
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



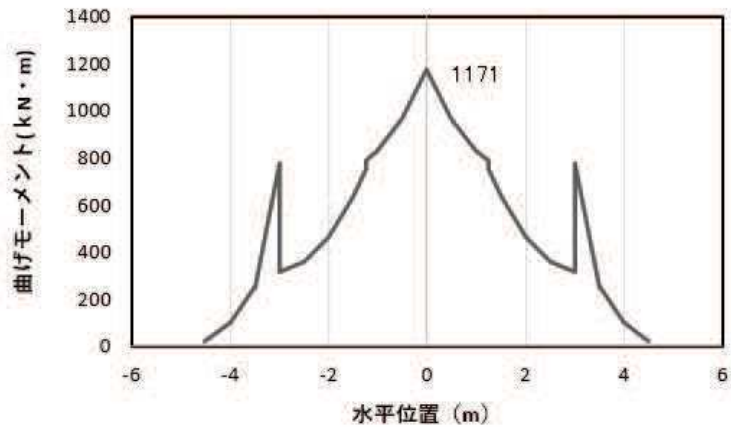
(b) 軸力



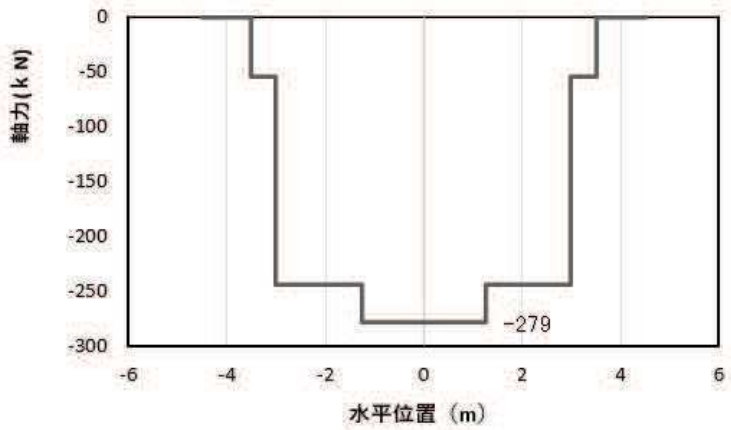
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

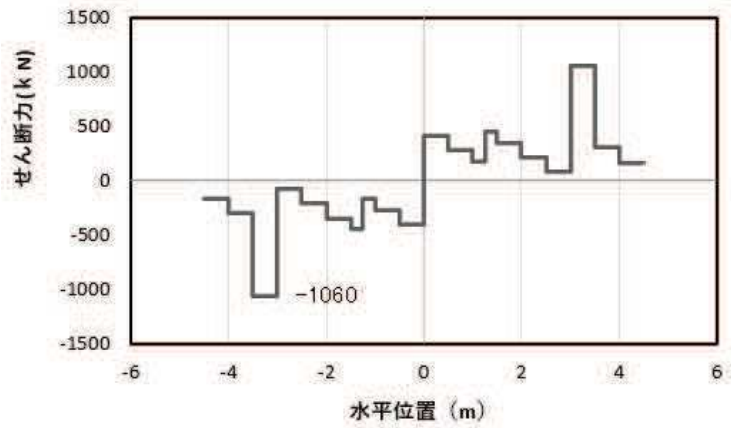
図4-20(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 24.97s, M<sub>y</sub> 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $z$



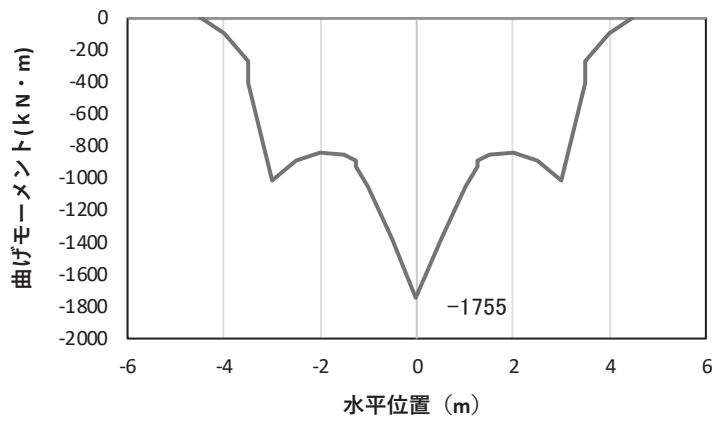
(b) 軸力



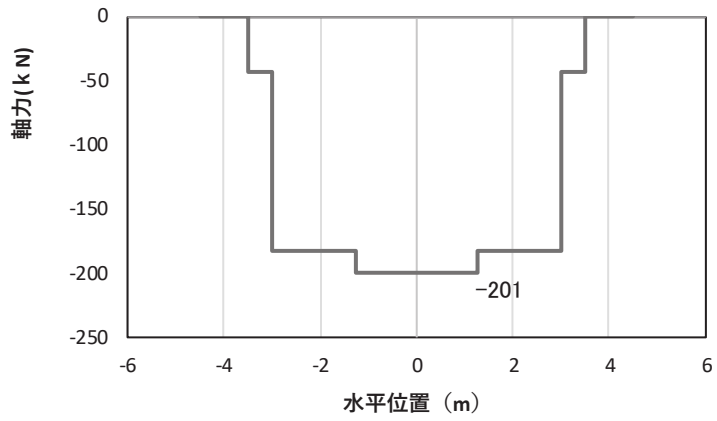
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

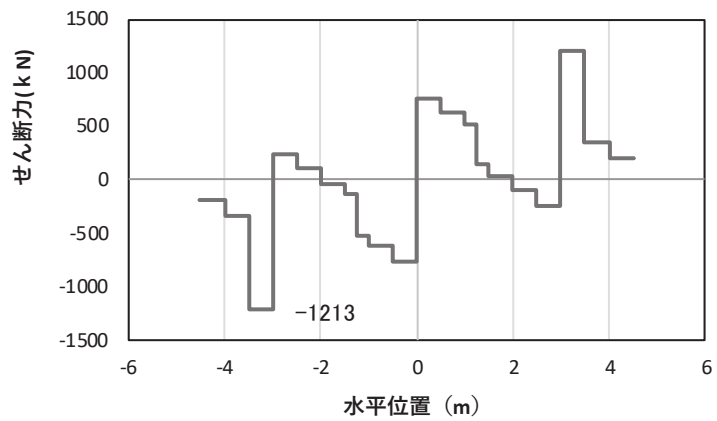
図4-20(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2 (+ +)$ ,  $t = 17.82s$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

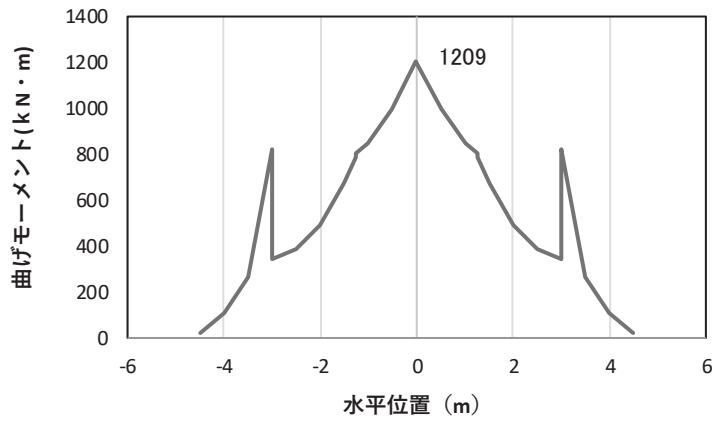


(c) せん断力

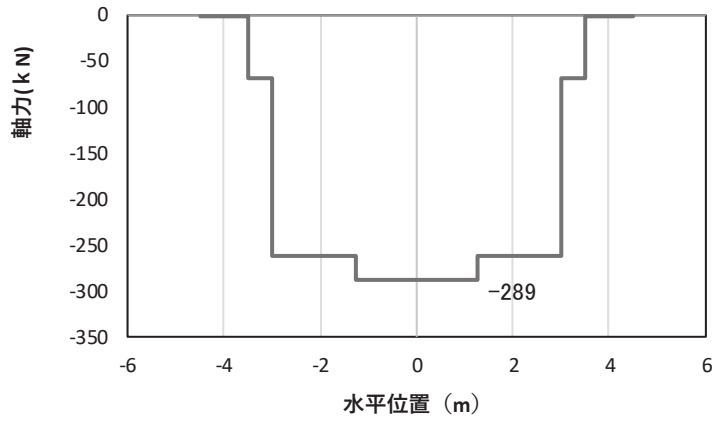
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-20(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2 (-+)$ ,  $t = 24.97s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

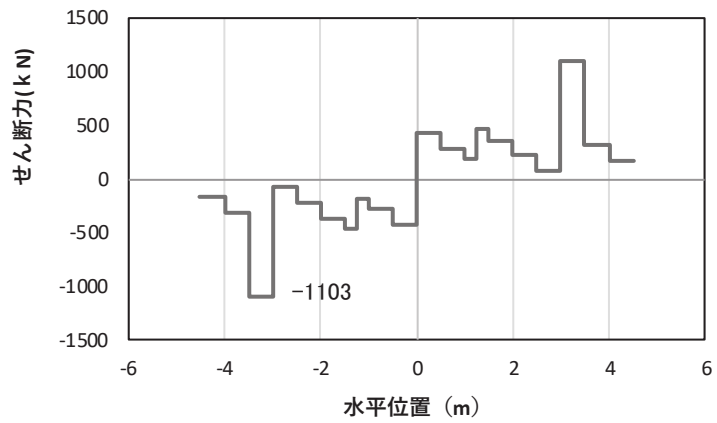




(a) 曲げモーメントz



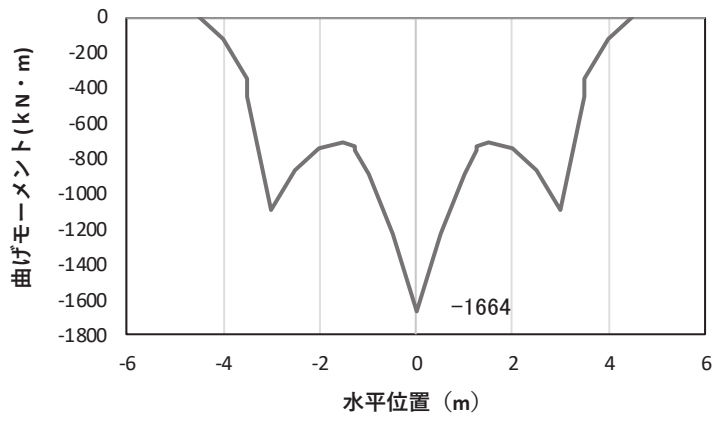
(b) 軸力



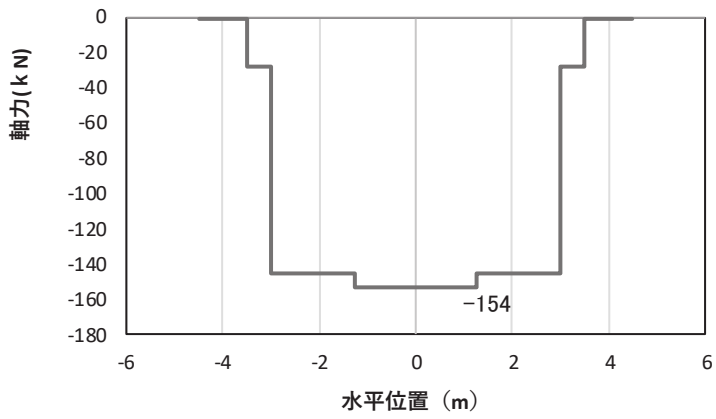
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

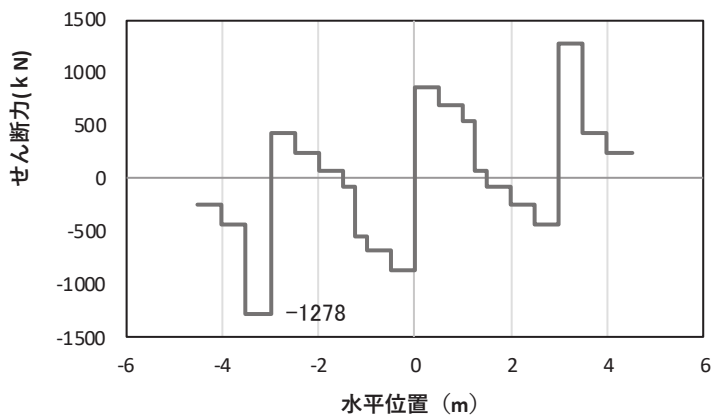
図 4-20(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥, S s - D 2 (-+), t = 27.02s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



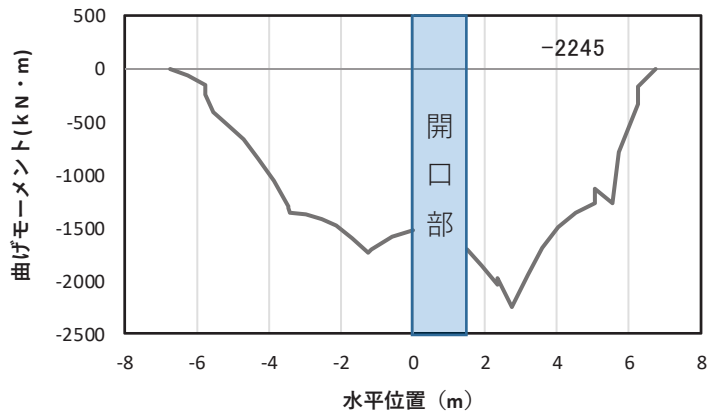
(b) 軸力



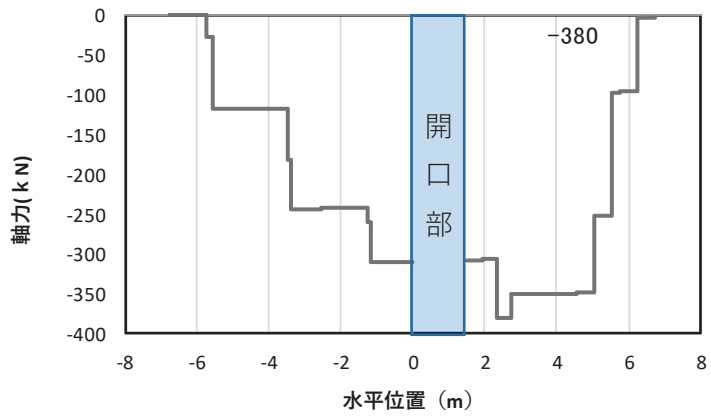
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

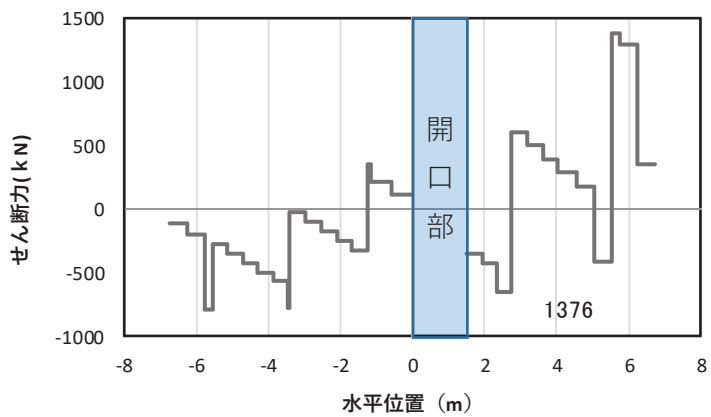
図 4-20(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S s-D 3 (-+), t = 7.53s)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



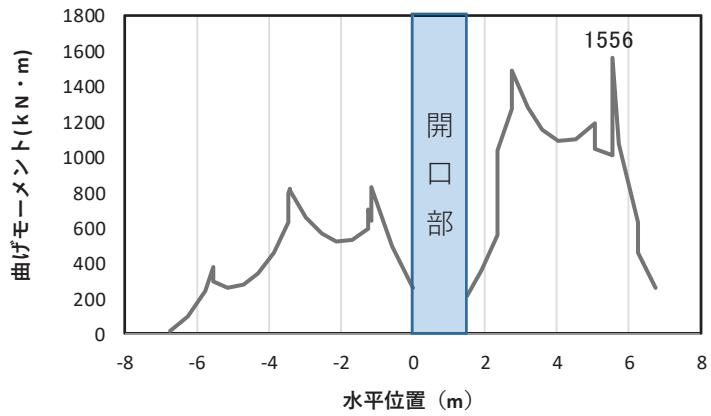
(b) 軸力



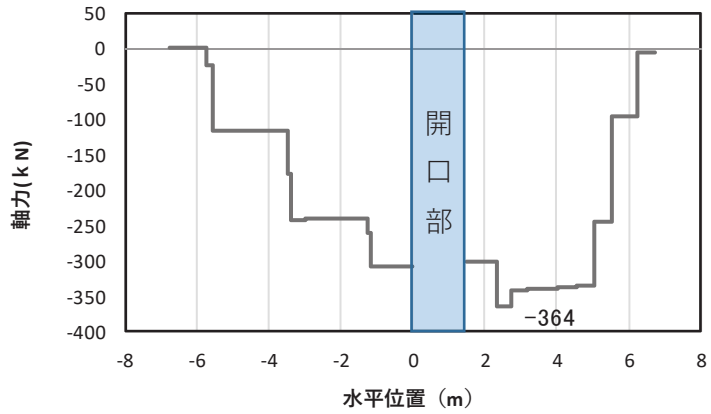
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

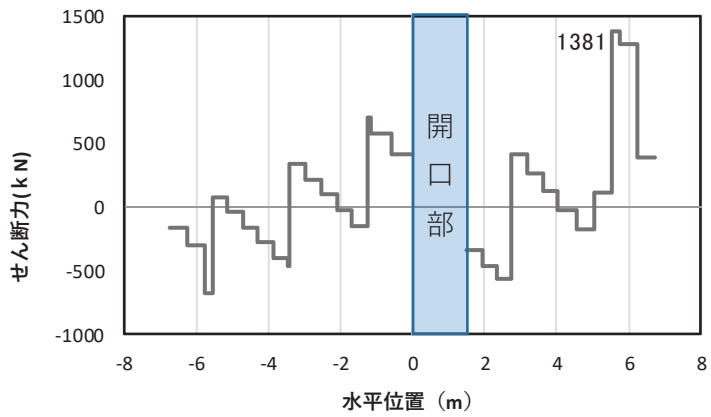
図 4-21 (1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (++) , t = 26.81s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



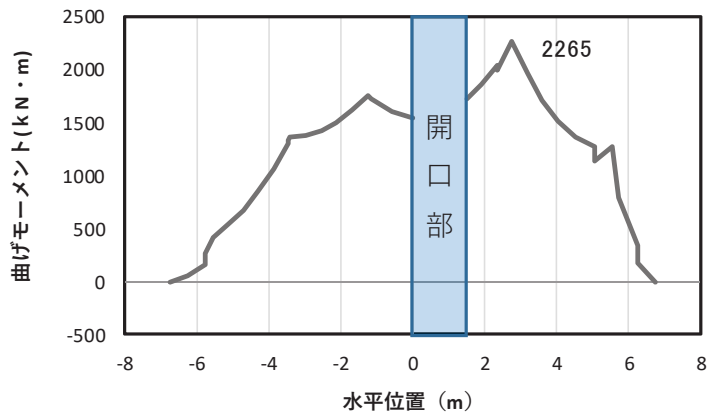
(b) 軸力



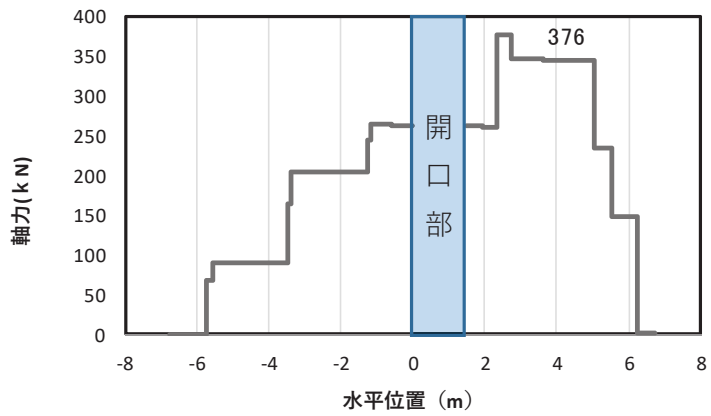
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

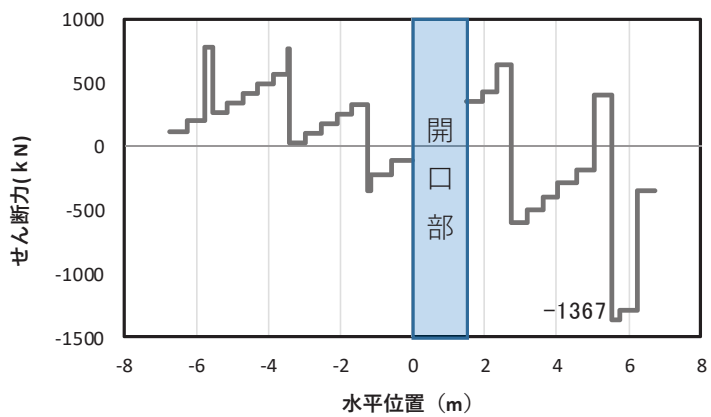
図 4-21 (2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (++) , t = 17.82s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



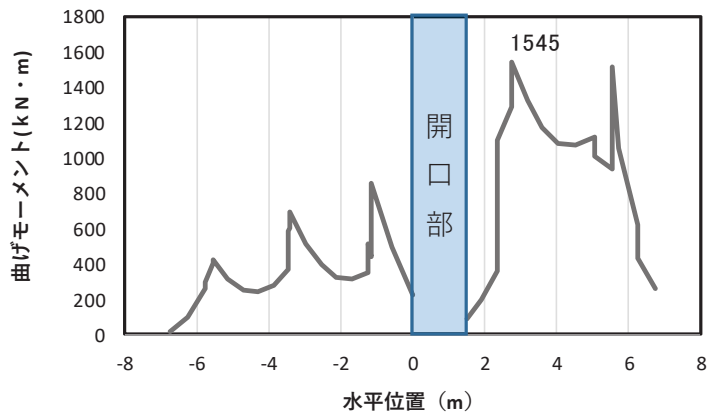
(b) 軸力



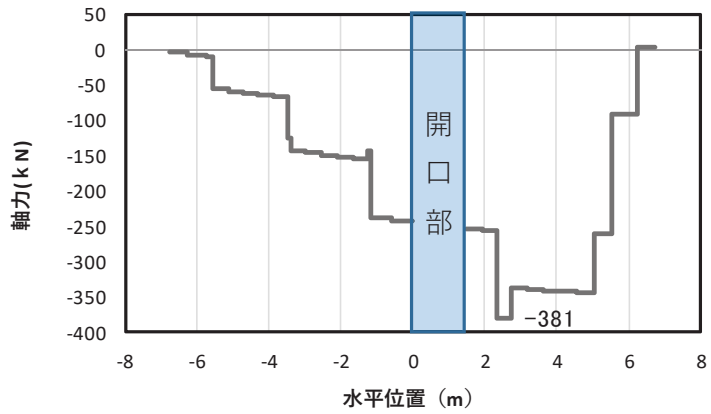
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

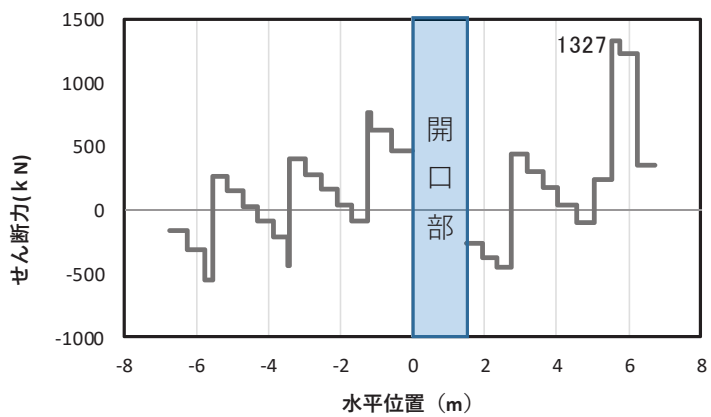
図 4-21(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (---),  $t = 26.81\text{s}$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



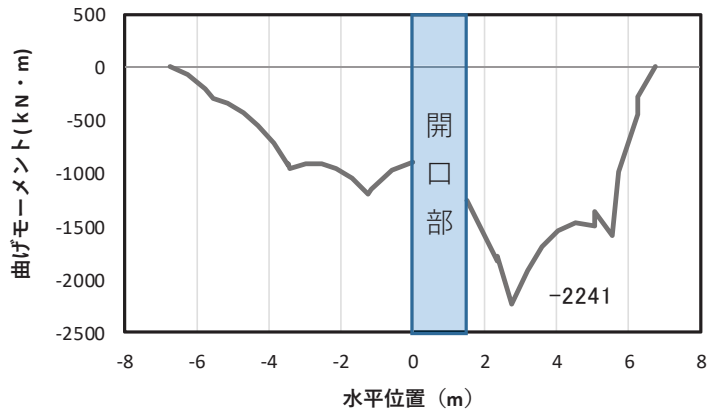
(b) 軸力



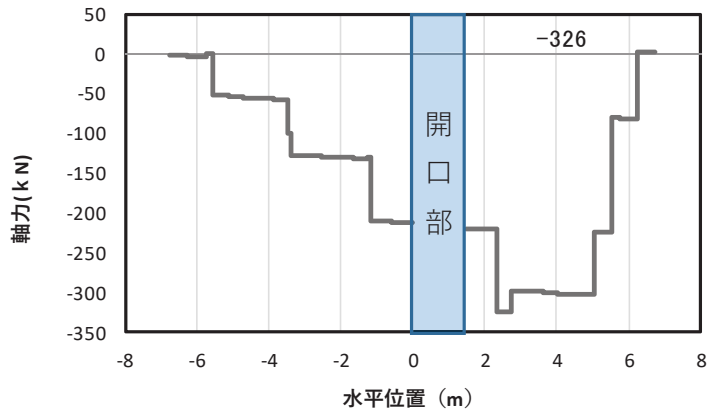
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

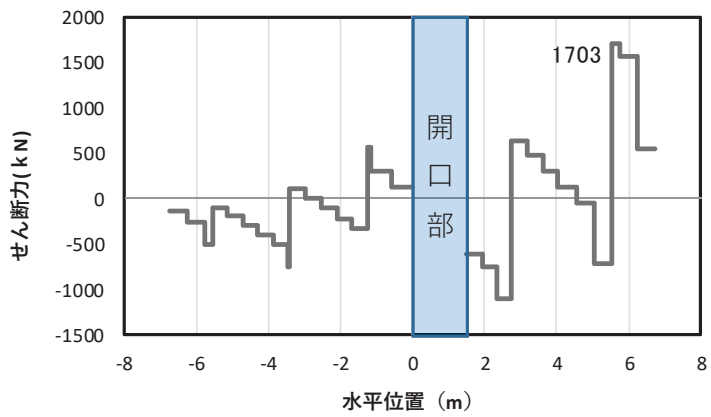
図 4-21(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (---), t = 17.86s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



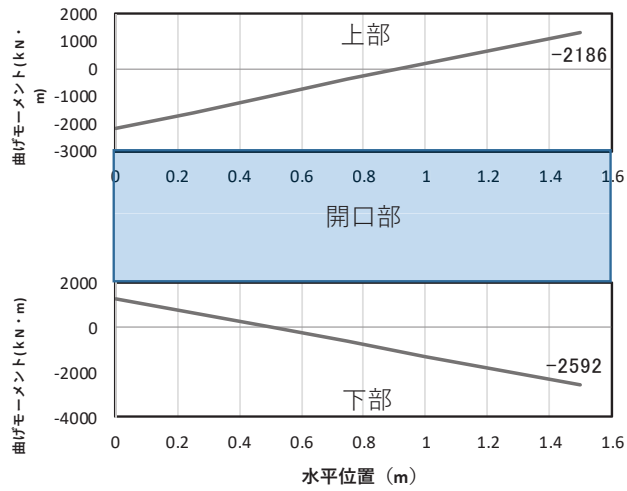
(b) 軸力



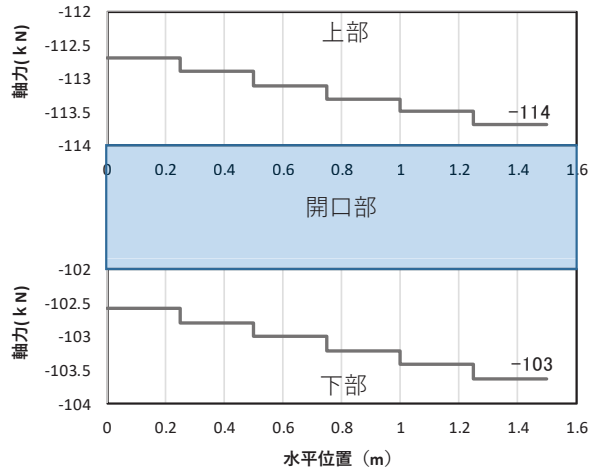
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

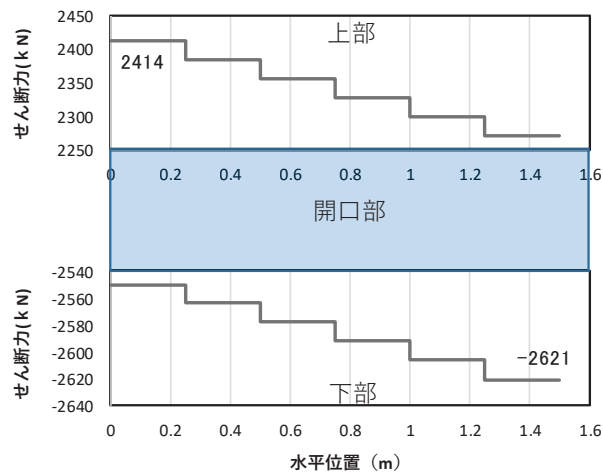
図 4-21 (5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S s - D 3 (-+),  $t = 25.05s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

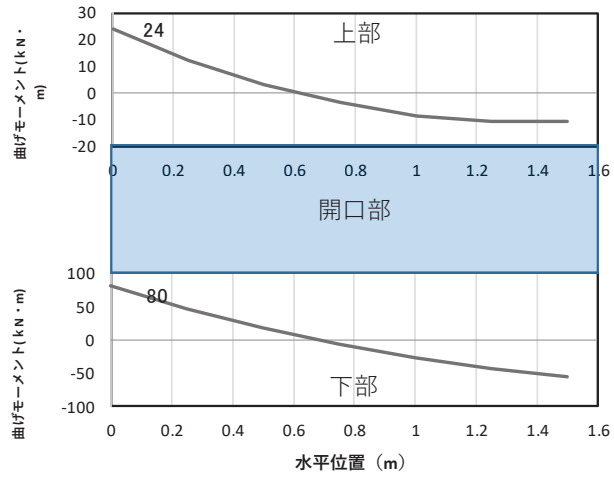


(c) せん断力

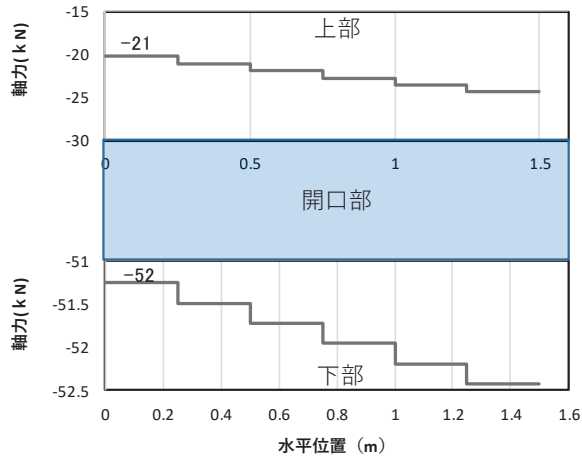
(水平位置の 0 は開口部左端を示す)

図 4-21 (6) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部,  $S_s - D 3$  (一十),  $t = 25.05s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

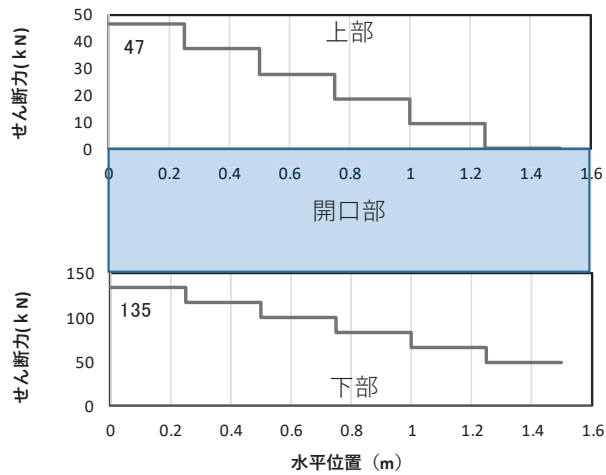




(a) 曲げモーメントz



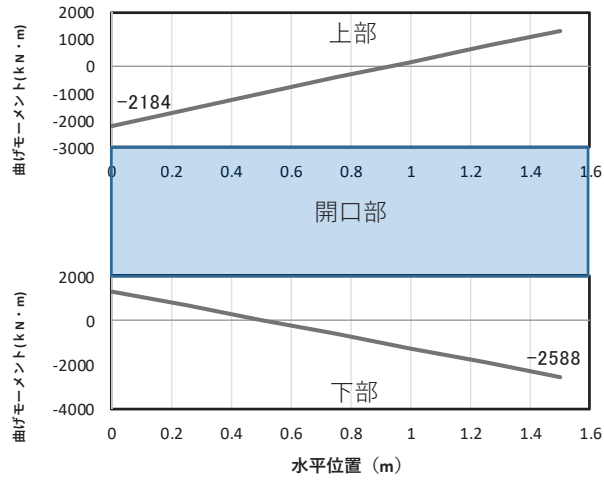
(b) 軸力



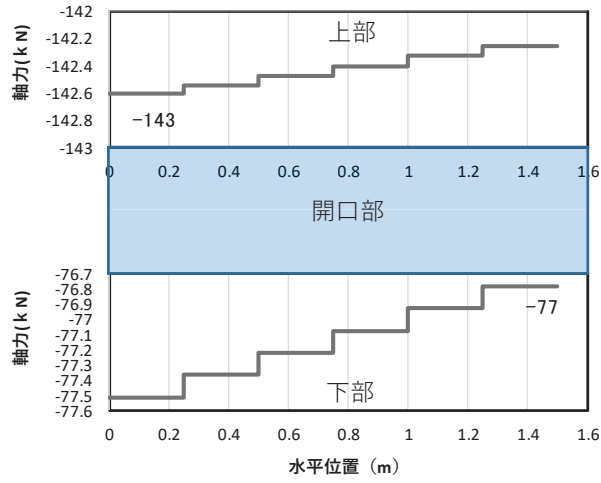
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端を示す)

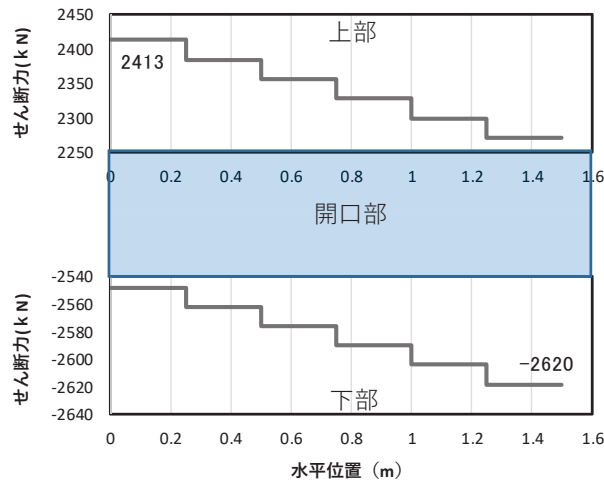
図 4-21 (7) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部, S<sub>s</sub>-D3 (-+), t=17.82s, M<sub>z</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $Y$



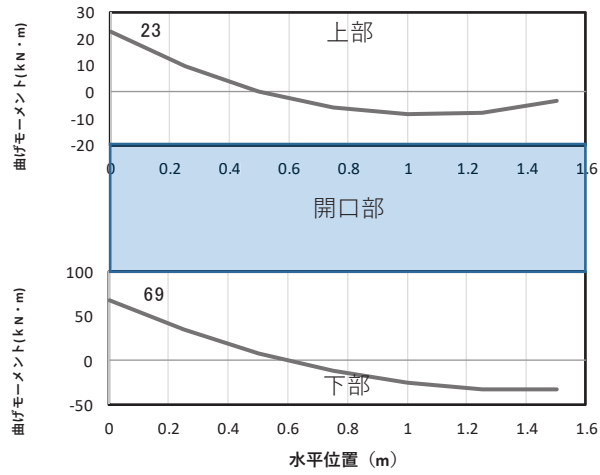
(b) 軸力



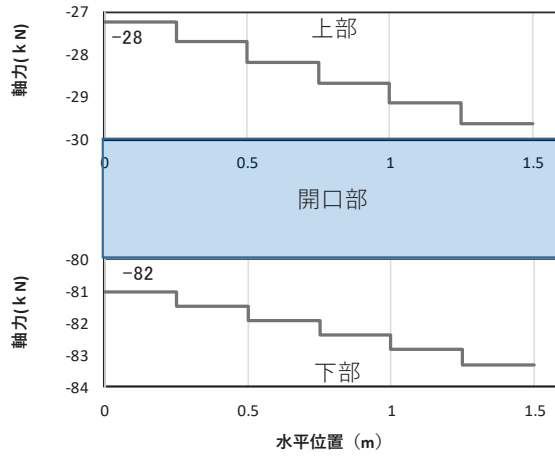
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端を示す)

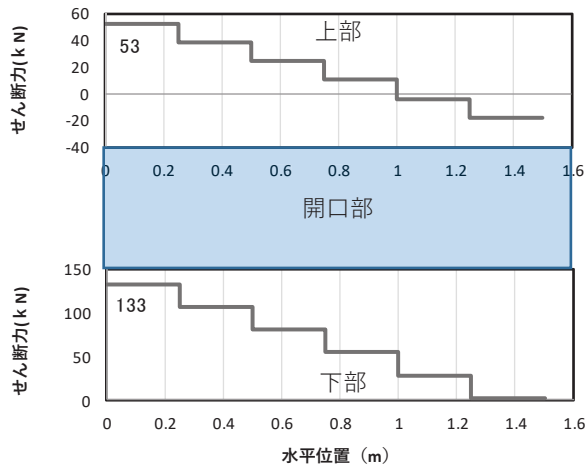
図4-21(8) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部,  $S_s-D3$  (—),  $t=25.05s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $Z$



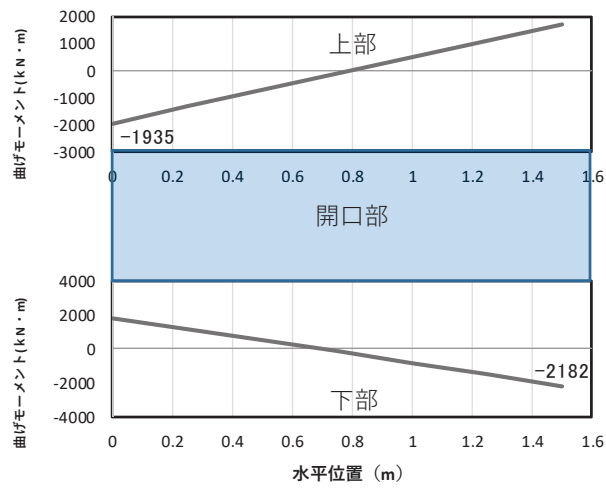
(b) 軸力



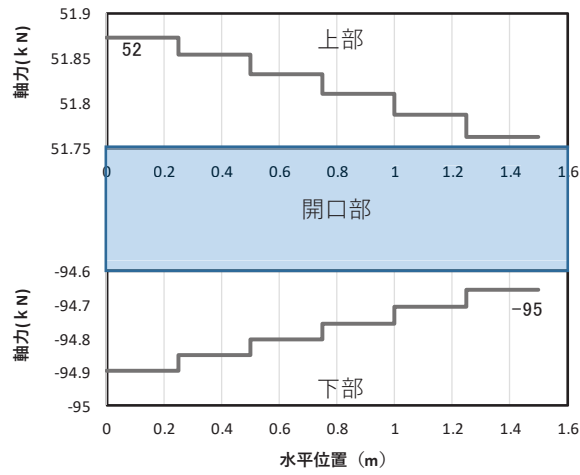
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端を示す)

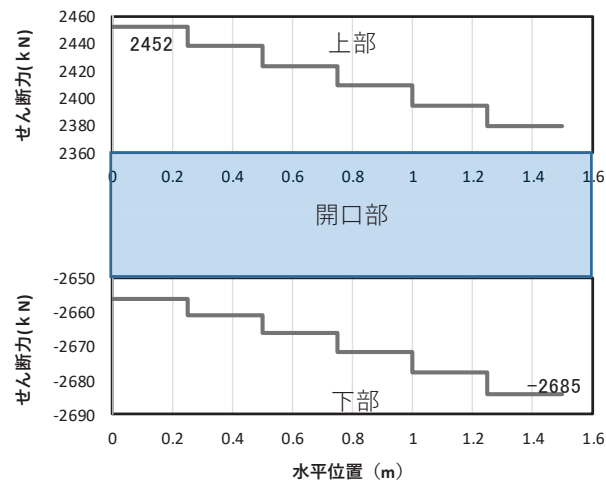
図4-21(9) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部,  $S_s-D3$  (—),  $t=25.13s$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端を示す)

図4-21(10) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑦開口部,  $S_s - D 2 (+ +)$ ,  $t = 7.85s$ )

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

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	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	M <sub>y</sub> : 444 M <sub>z</sub> : -888	39	0.6	24	0.03
断面②	S s - N 1 (++)	①	M <sub>y</sub> : 810 M <sub>z</sub> : -935	37	0.9	24	0.04
断面③	S s - N 1 (-+)	①	M <sub>y</sub> : 707 M <sub>z</sub> : -755	38	0.8	24	0.04
断面④	S s - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 1262 M <sub>z</sub> : -854	131	1.0	24	0.05
断面⑤	S s - D 2 (+-)	①	M <sub>y</sub> : 2175 M <sub>z</sub> : -2616	458	1.5	24	0.07
断面⑥	S s - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 1754 M <sub>z</sub> : -1171	275	1.4	24	0.06
断面⑦ 一般部	S s - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 2245 M <sub>z</sub> : -1556	378	1.8	24	0.08
断面⑦ 開口部	S s - D 3 (-+)	①	M <sub>y</sub> : 2186 M <sub>z</sub> : -24	239	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 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 444 M <sub>z</sub> : -888	-9	25	294	0.09
断面②	S s - N 1 (++)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 810 M <sub>z</sub> : -935	-8	31	294	0.11
断面③	S s - N 1 (-+)	①	D35 @300, 200	M <sub>y</sub> : 707 M <sub>z</sub> : -755	-1	30	294	0.11
断面④	S s - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1262 M <sub>z</sub> : -854	-141	39	294	0.14
断面⑤	S s - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 2161 M <sub>z</sub> : -2593	-537	64	294	0.22
断面⑥	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1755 M <sub>z</sub> : -1209	-289	59	294	0.21
断面⑦ 一般部	S s - D 2 (--)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 2265 M <sub>z</sub> : -1545	-381	98	294	0.34
断面⑦ 開口部	S s - D 3 (--)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 2184 M <sub>z</sub> : -23	-143	206	294	0.71

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 4-6 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	(kN) (a)		
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1062	1116	20754	0.06
断面②	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1092	1147	18298	0.07
断面③	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	865	909	16884	0.06
断面④	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	971	1020	18084	0.06
断面⑤	S s - F 3 (++)	①	D32@300	1736	1823	24540	0.08
断面⑥	S s - D 3 (-+)	①	D32@300	1278	1342	18084	0.08
断面⑦ 一般部	S s - D 3 (-+)	①	D32@300	1703	1789	17708	0.11
断面⑦ 開口部	S s - D 2 (++)	③	D32@300	2452	2575	5144	0.51

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

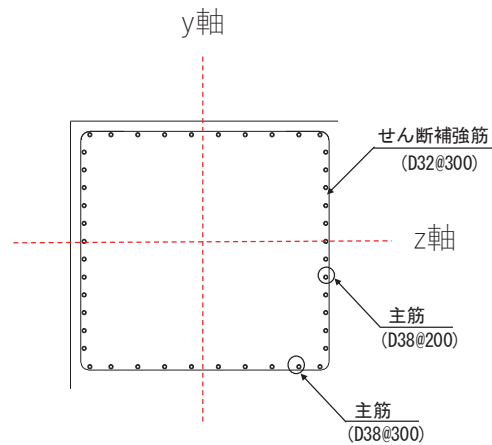


図 4-22 フーチング配筋概要図 (断面①の例)

#### 4.4.2 フーチング（ペデスタル部）

ペデスタル部（鋼製支柱巻き立て部）の照査値を表 4-7～表 4-8 に示す。また、配筋概要図を図 4-23 に示す。この結果から、ペデスタル部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-7 支圧破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		支圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
断面①	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	410	167	2.1	38.4	0.06
断面②	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	①	447	188	2.3	38.4	0.06
断面③	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	271	137	3.0	38.4	0.08
断面④	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	822	406	8.9	38.4	0.24
断面⑤	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	1986	1048	11.0	38.4	0.29
断面⑥	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	1431	672	15.4	38.4	0.41
断面⑦	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	1412	690	15.3	38.4	0.40



表 4-8 押し抜きせん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平押し 抜きせん 断力(kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	D22@150	167	471	2357	0.20
断面②	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	①	D22@150	188	514	2357	0.22
断面③	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	D19@120	137	436	1495	0.30
断面④	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	D29@100	406	1289	3912	0.33
断面⑤	S <sub>s</sub> -D 2 (--)	①	D29@100	1056	2451	2794	0.88
断面⑥	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	D29@100	672	2217	3912	0.57
断面⑦	S <sub>s</sub> -D 3 (+-)	①	D29@100	858	1991	2794	0.72

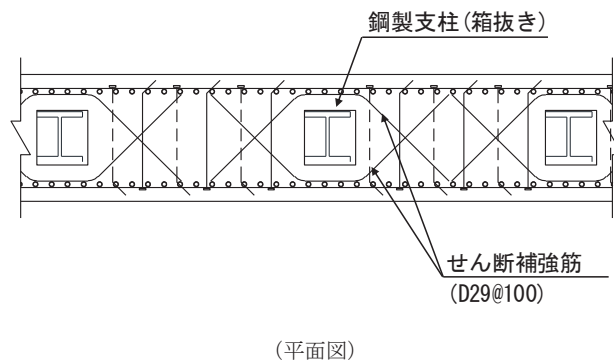


図 4-23 ペDESTAL配筋概要図 (断面④の例)

#### 4.5 鋼管杭

##### 4.5.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4-9 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 4-24~図 4-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-10 に示す。

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 4-9 鋼管杭断面諸元

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

注記\* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

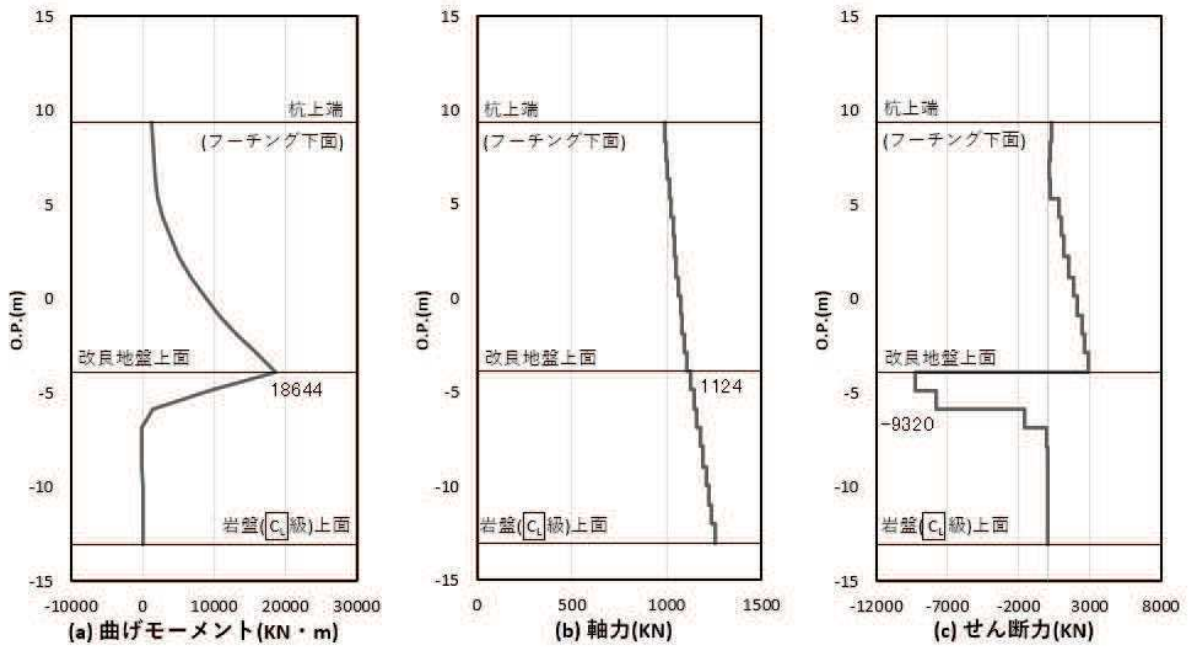


図 4-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.82s)

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

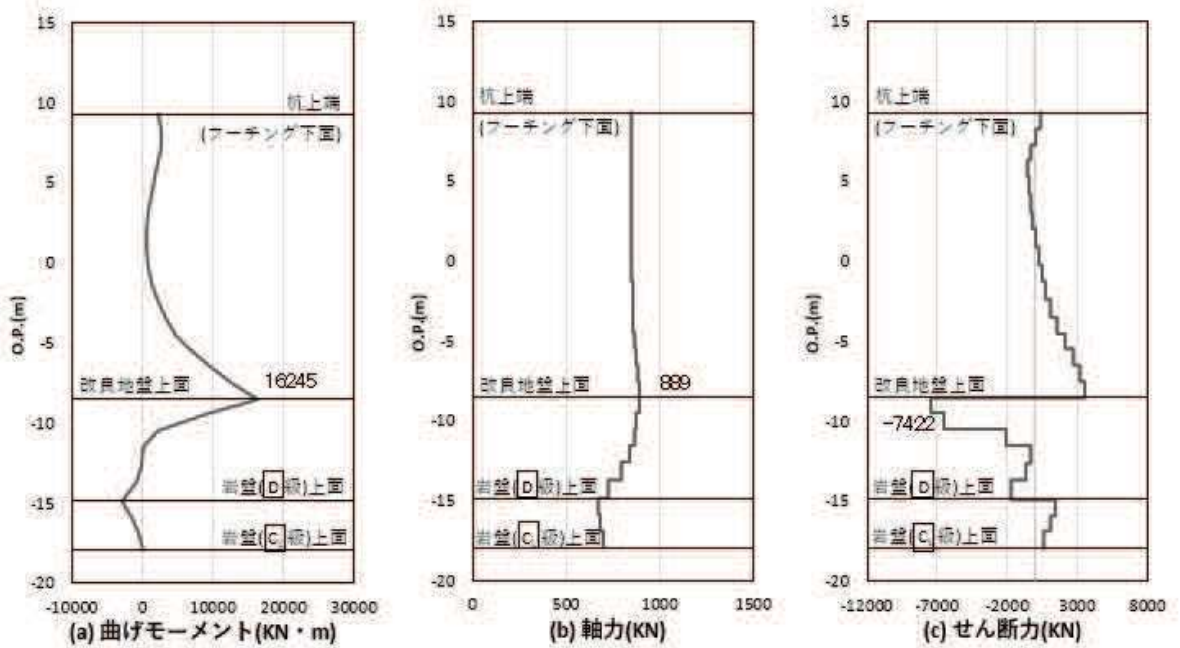


図 4-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.77s)

解析ケース①：基本ケース

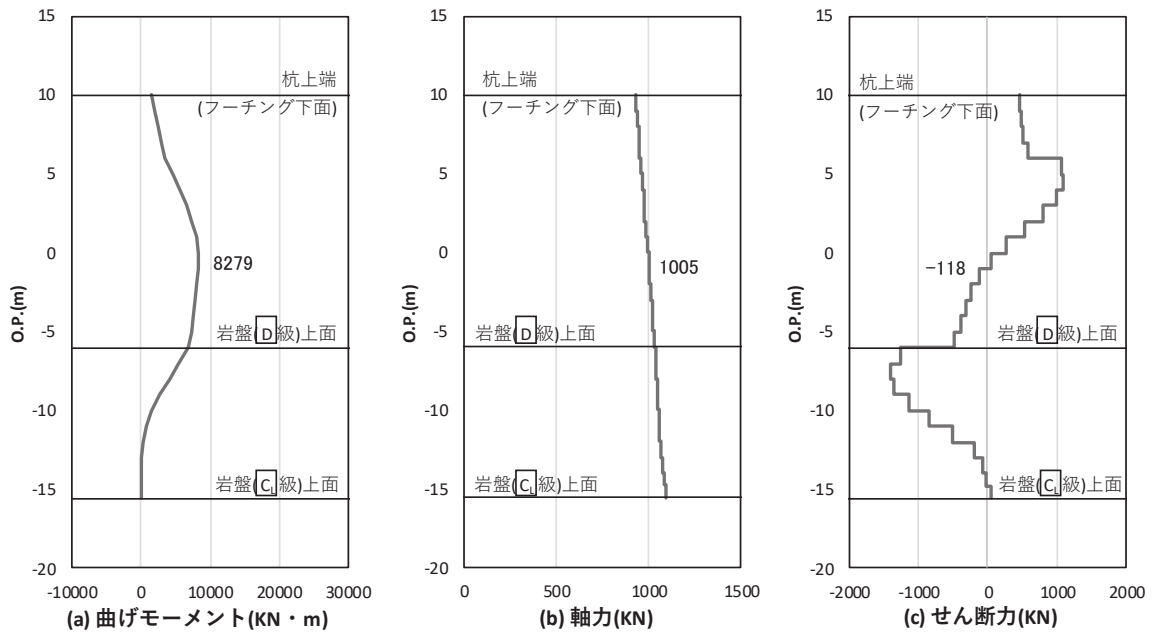


図 4-26 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 ( - + ) , t = 7.92s)  
 解析ケース①：基本ケース

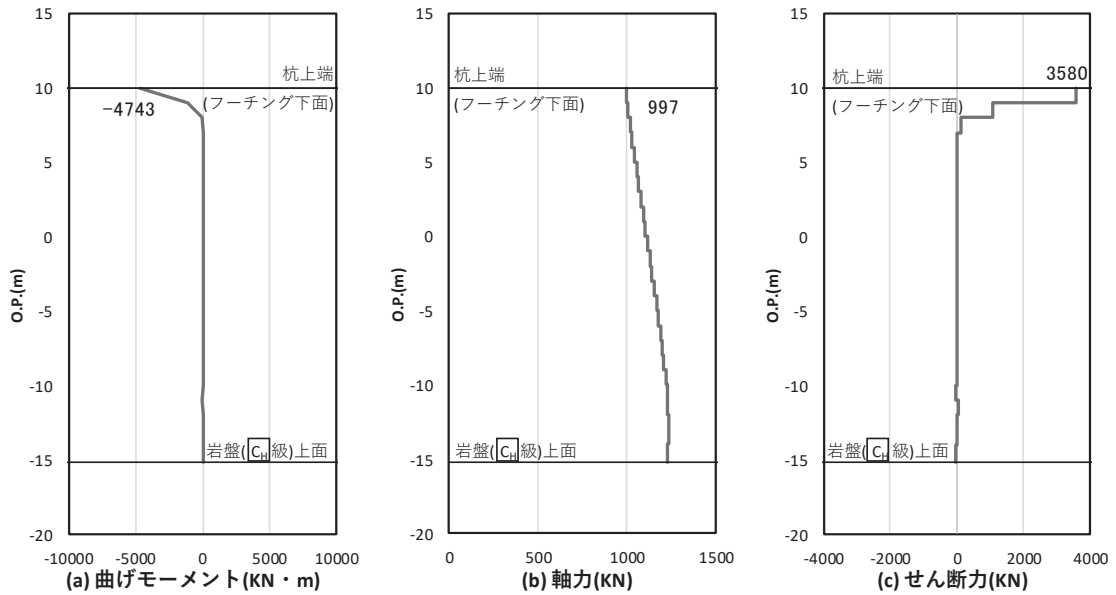


図 4-27 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S s - D 2 ( + - ) , t = 13.41s)  
 解析ケース①：基本ケース

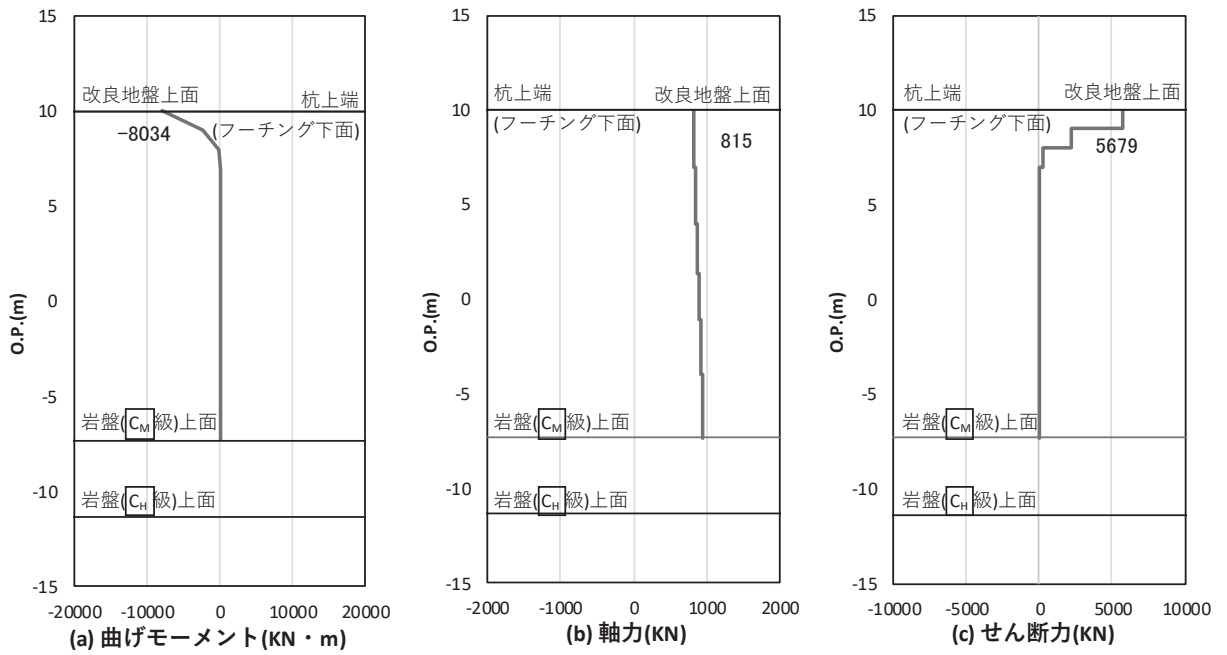


図 4-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤, S s - D 3 (++) , t = 7.23s)  
 解析ケース①：基本ケース

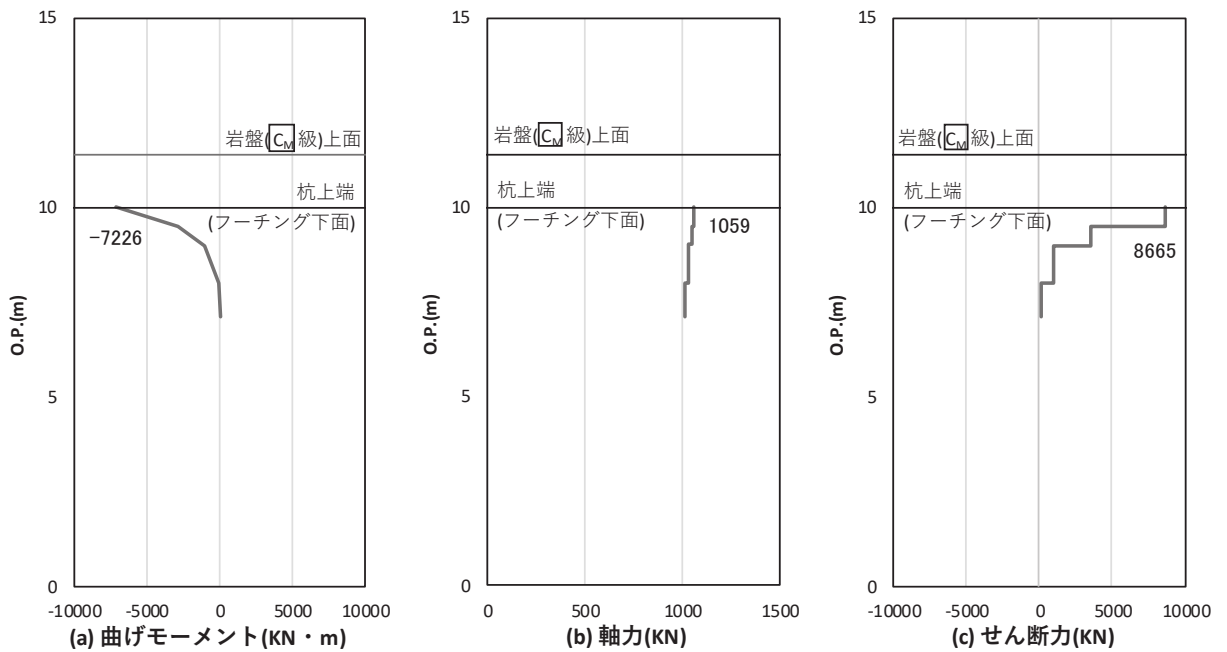


図 4-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 13.39s)  
 解析ケース①：基本ケース

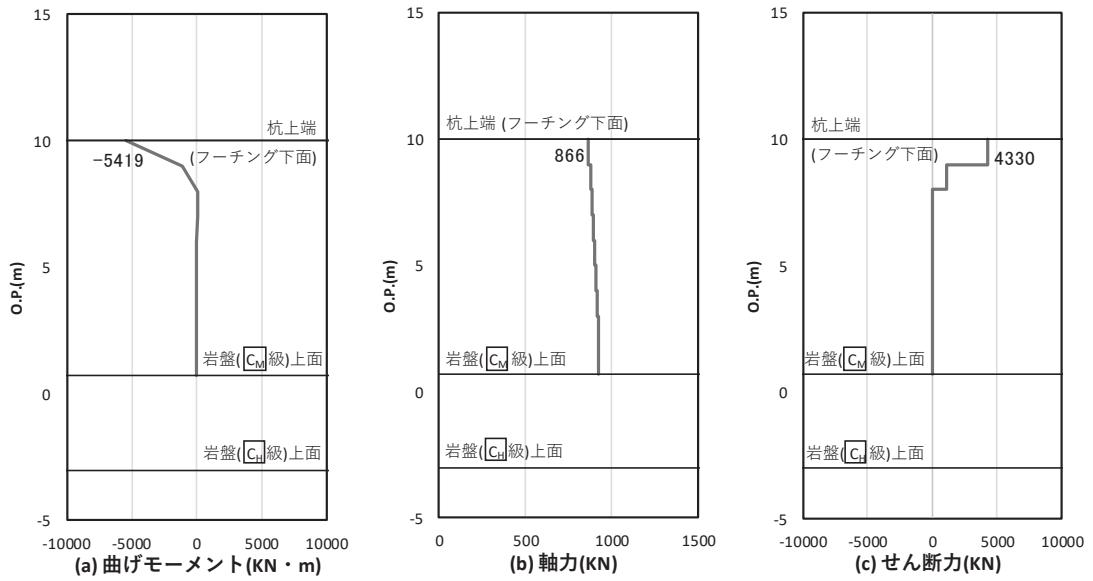


図 4-30 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦, S s - D 2 (+-), t = 13.40s)  
 解析ケース①: 基本ケース

表 4-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
断面① (中杭②)	S s - N 1 (-+)	②	18644	1124	26154	0.72
断面② (中杭②)	S s - N 1 (++)	①	16245	889	26238	0.62
断面③	S s - N 1 (-+)	①	8279	1005	21339	0.39
断面④	S s - D 2 (+-)	①	4743	997	17776	0.27
断面⑤	S s - D 3 (++)	①	8034	815	17842	0.46
断面⑥	S s - D 2 (++)	①	7226	1059	17754	0.41
断面⑦	S s - D 2 (+-)	①	5419	866	8936	0.61

#### 4.5.2 せん断力照査

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 4-31～図 4-37 に、せん断破壊に対する照査値を表 4-11 に示す。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。

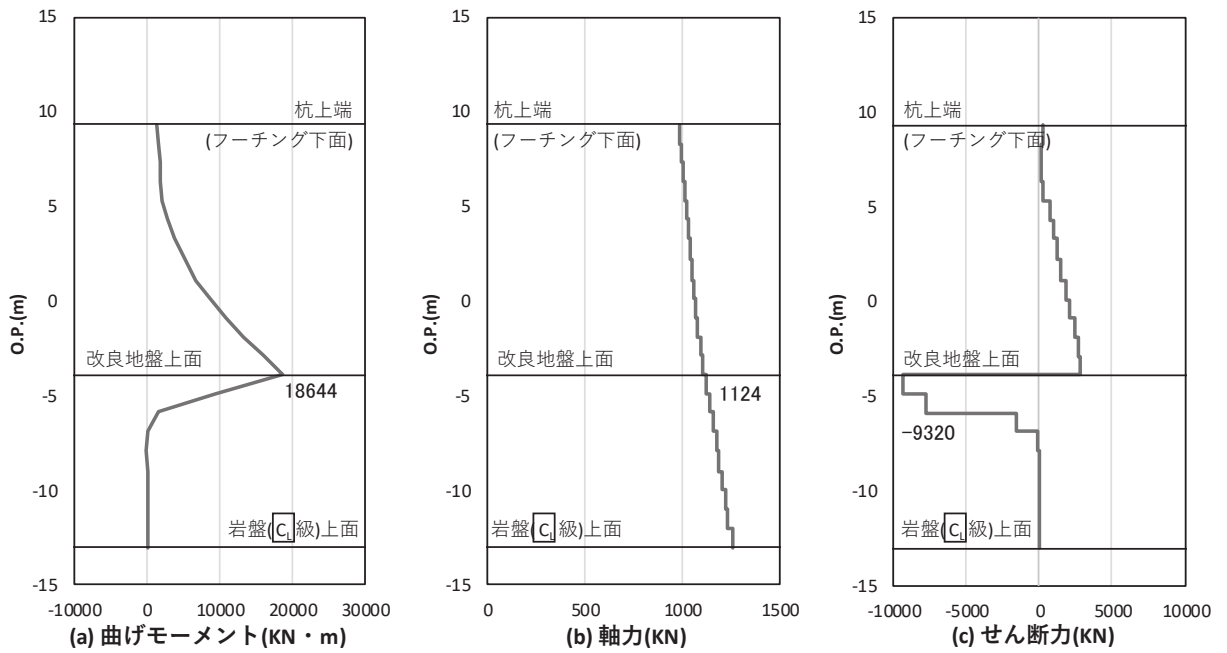


図 4-31 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t = 7.82s$ )

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

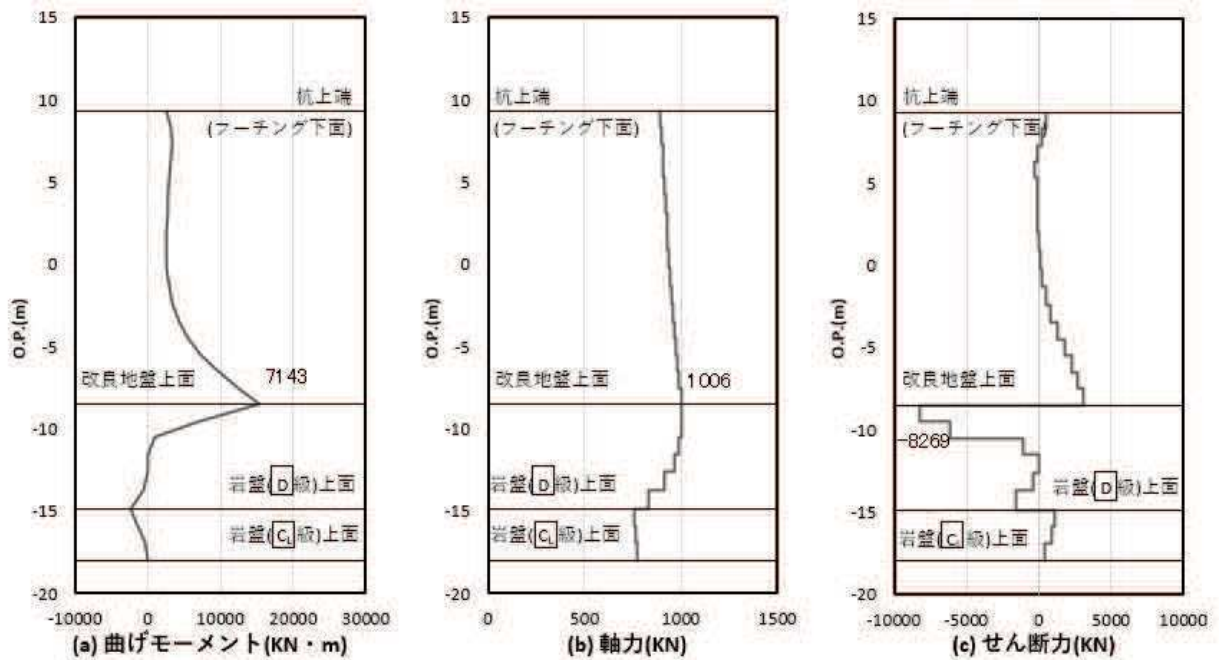


図 4-32 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②,  $S_s - N1 (++)$ ,  $t = 7.79s$ )

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



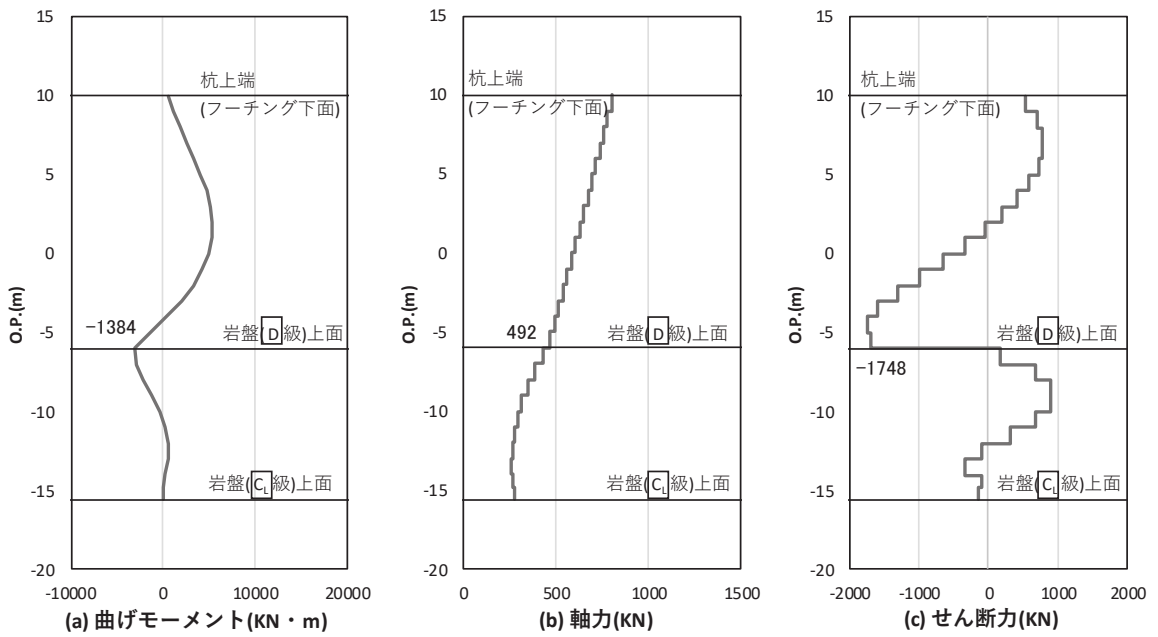


図 4-33 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③,  $S_s - N1 (+ +)$ ,  $t = 7.67s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

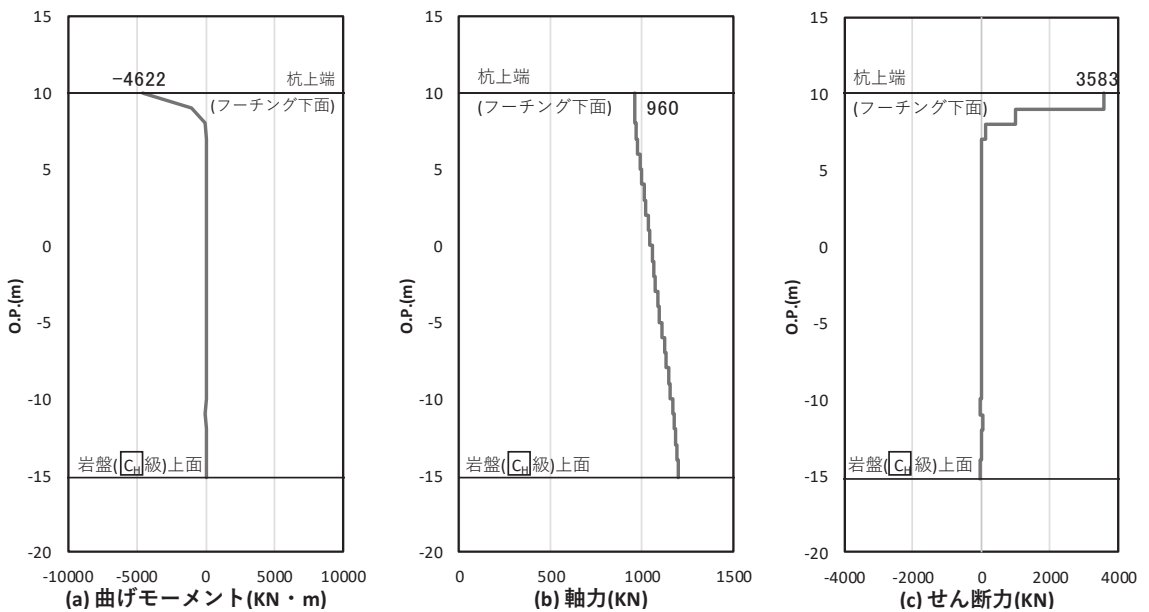


図 4-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④,  $S_s - D3 (+ -)$ ,  $t = 7.24s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

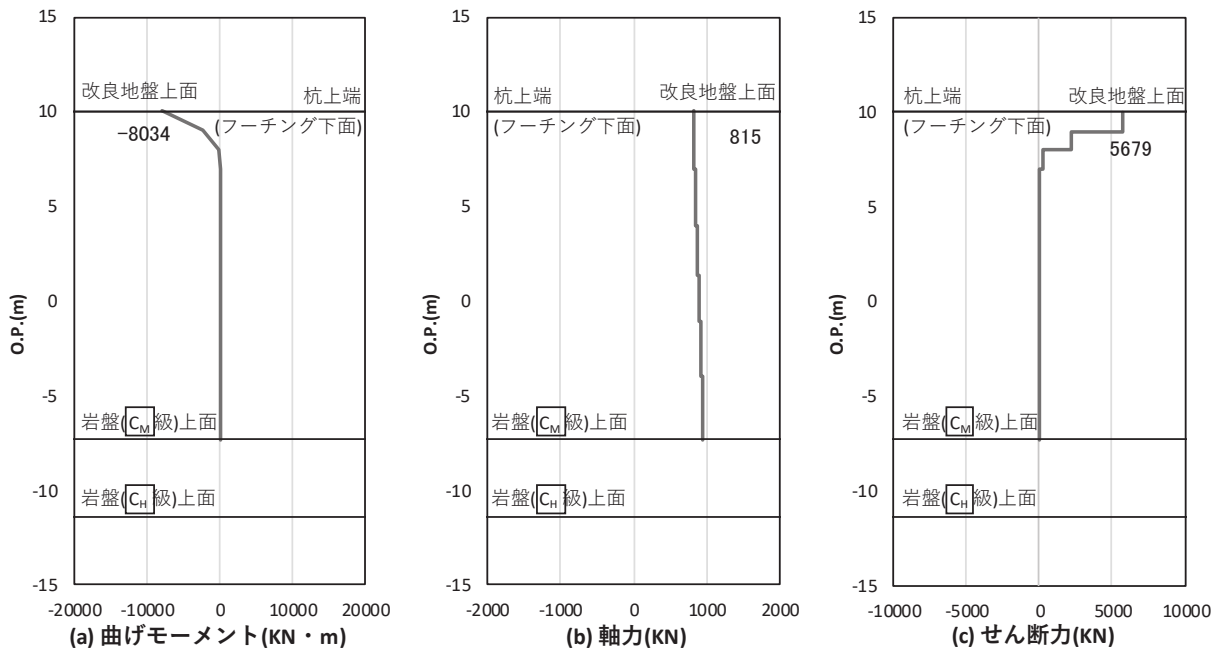


図 4-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤, S s - D 3 (++) , t = 7. 23s)  
 解析ケース① : 基本ケース

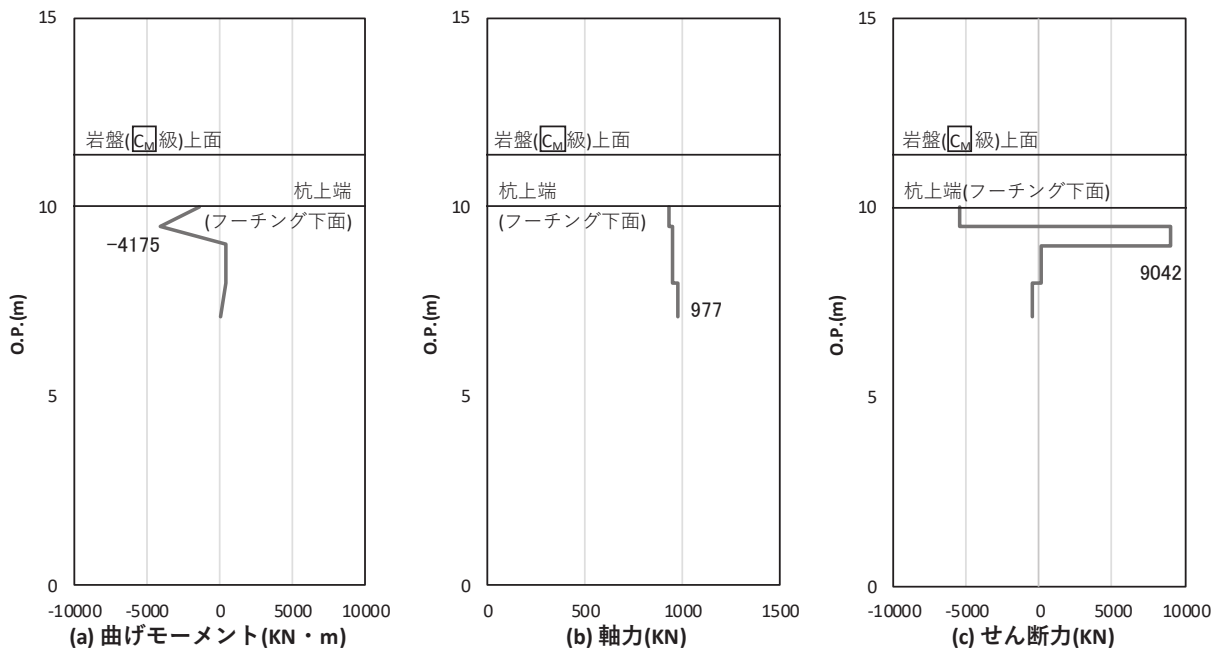


図 4-36 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S s - D 1 (-+) , t = 19. 80s)  
 解析ケース① : 基本ケース

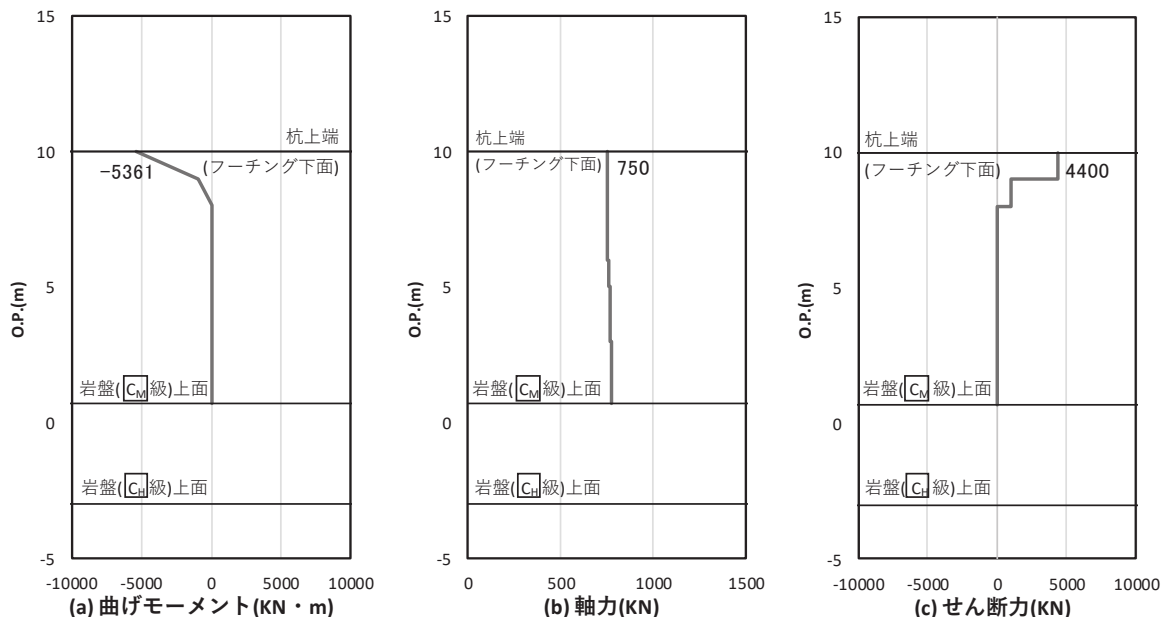


図 4-37 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦,  $S_s - D 2 (+)$ ,  $t = 13.40s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

表 4-11 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	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
断面①	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	②	9320	113	260	0.44
断面②	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	②	8269	101	260	0.39
断面③	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	①	1748	27	260	0.11
断面④	S <sub>s</sub> -D 3 (+-)	①	3583	65	260	0.25
断面⑤	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	①	5679	103	260	0.40
断面⑥	S <sub>s</sub> -D 1 (-+)	①	9042	163	260	0.63
断面⑦	S <sub>s</sub> -D 2 (+-)	①	4400	126	260	0.49

#### 4.5.3 杭頭部照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4-12 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-13 に示す。また、配筋図を図 4-38 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 4-12 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

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

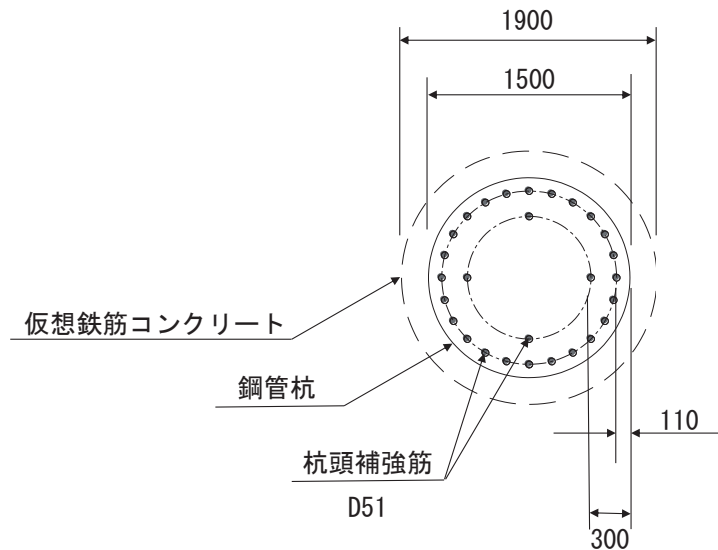


図 4-38 杭頭配筋概要図（断面④の例）

表 4-13 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
断面①	S s - N 1 (-+)	①	3676	11661	0.32
断面②	S s - N 1 (++)	①	3933	11661	0.34
断面③	S s - N 1 (-+)	①	2728	11661	0.24
断面④	S s - D 2 (+-)	②	4956	12928	0.39
断面⑤	S s - D 3 (+-)	①	8036	12928	0.63
断面⑥	S s - D 2 (+-)	①	7231	12928	0.56
断面⑦	S s - D 2 (+-)	①	5419	7891	0.69

#### 4.6 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

止水ジョイント部材の照査については、これらの区分毎に、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

ただし、防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間については、構造の違いや評価手法の違い等を踏まえ、最大変位の足し合わせにより算定する。なお、構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい、防潮壁と防潮堤間の相対変位量を代表として示す。防潮堤の変位量は「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき算定する。

相対変位量の算定位置を表 4-14 及び図 4-39 に示す。

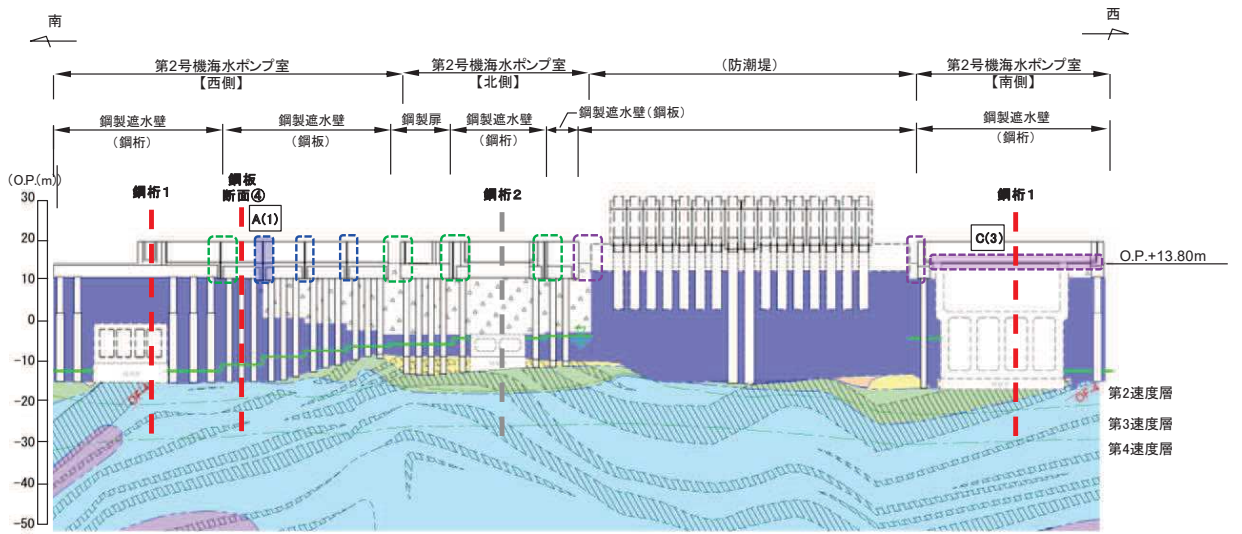
これらの境界部に対して、地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4-15 に示す。

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

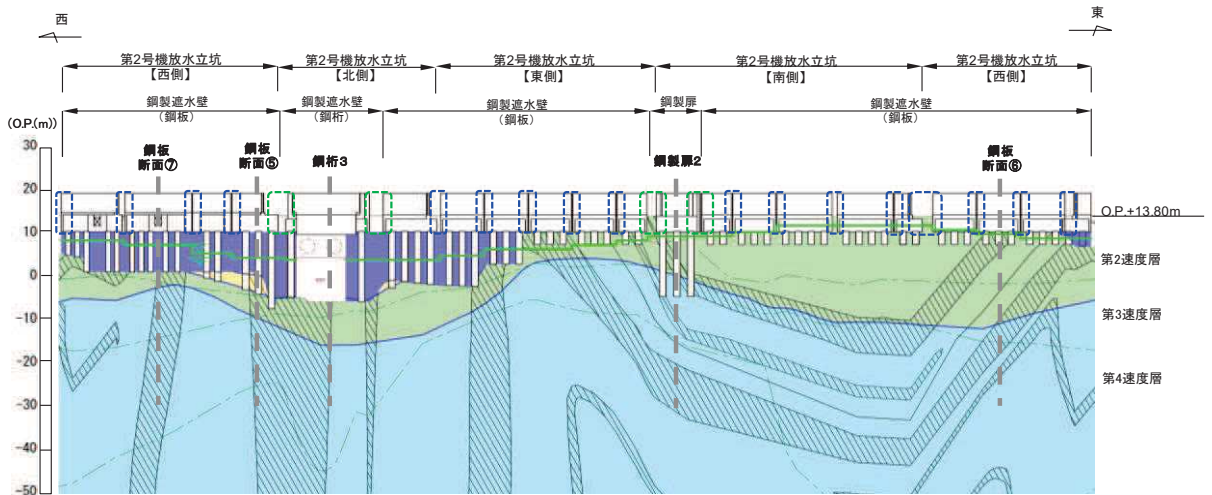
表 4-14 相対変位量の算定位置

位置		概要	備考
A(1)	防潮壁 同一構造形 式間（鋼板- 鋼板間）	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深 度地盤改良断面と盛土が分布する 断面との境界部	照査においては、保守的に、実際 の境界部よりも改良地盤の高低差 が大きく相対変位量が大きくなる と考えられる鋼板断面④と鋼板断 面①、断面②及び断面③の相対変 位量を算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、改良 地盤上方の盛土が厚く分布し、改 良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、構造区間が同一 で、地盤条件が概ね同様な地盤条 件である鋼板断面①と断面②の相 対変位量を算定する。
B(1)	防潮壁 異種構造形 式間	異種構造物形式間（鋼板-鋼桁間） の中で、盛土が厚く分布し、壁高 が高く、フーチングや上部工の規 模も最も大きい鋼桁 4 と鋼板の境 界部	照査においては、保守的に、実際 の境界部よりも改良地盤の高低差 が大きく相対変位量が大きくなる と考えられる鋼板断面①と鋼桁 4 の相対変位量を算定する。
B(2)		異種構造物形式間（鋼板-鋼製扉 間）の中で、盛土が厚く分布し、 改良地盤の高低差が大きく、壁高 も高い鋼製扉 3 と鋼板の境界部	照査においては、鋼板断面②と鋼 製扉 3 の相対変位量を算定する。
C(1)	異種構造物 間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部 の中で、防潮堤側との改良地盤の 高低差が大きい境界部	照査においては、防潮壁（鋼板） 側で地盤条件に有意な差が無いた め、壁高が高く相対的に変位量が 大きくなる鋼板断面①と防潮堤間 の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮 堤の境界部の中で、防潮堤側との 改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、鋼製扉 3 と防潮 堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁（鋼桁 1）と 2 号機海水ポン プ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対 的に大きい、防潮壁と防潮堤間の 相対変位量（C(1)及びC(2)）の結 果を代表に算定する
C(4)		防潮壁（鋼桁 4）と 3 号機海水ポン プ室（隔壁）間	





(2号機海水ポンプ室)



(2号機放水立坑)

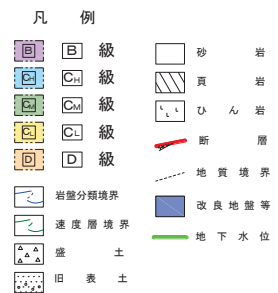
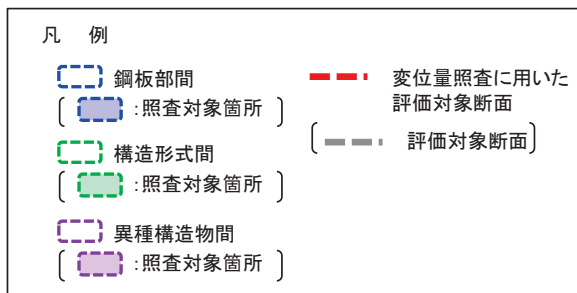
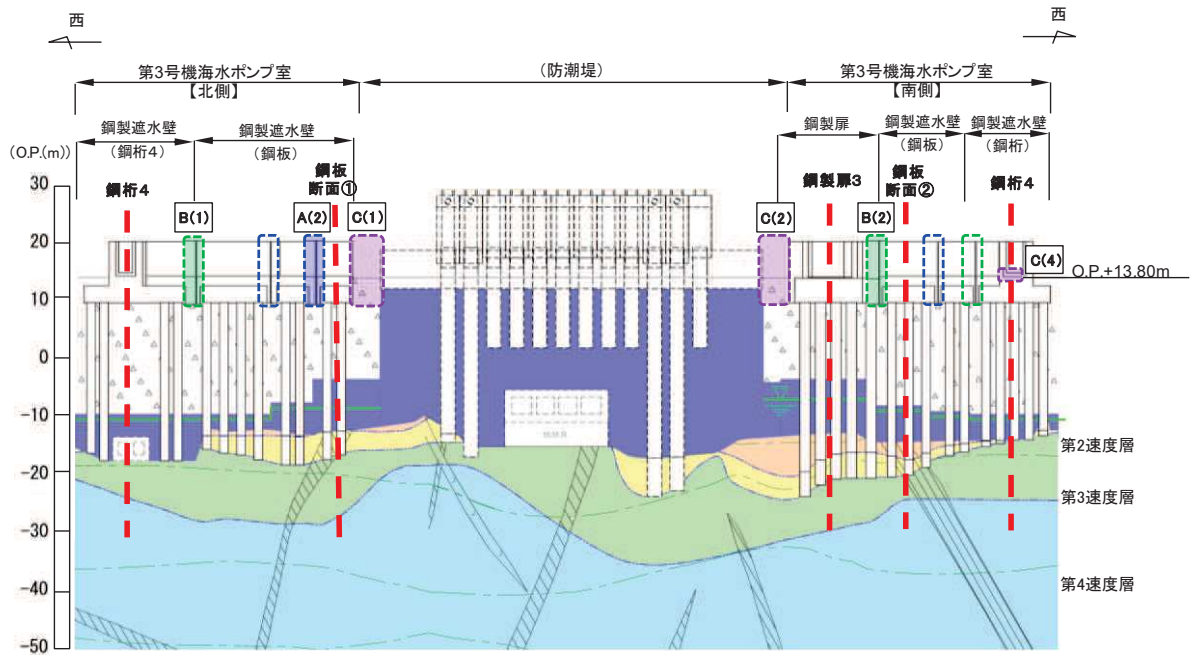
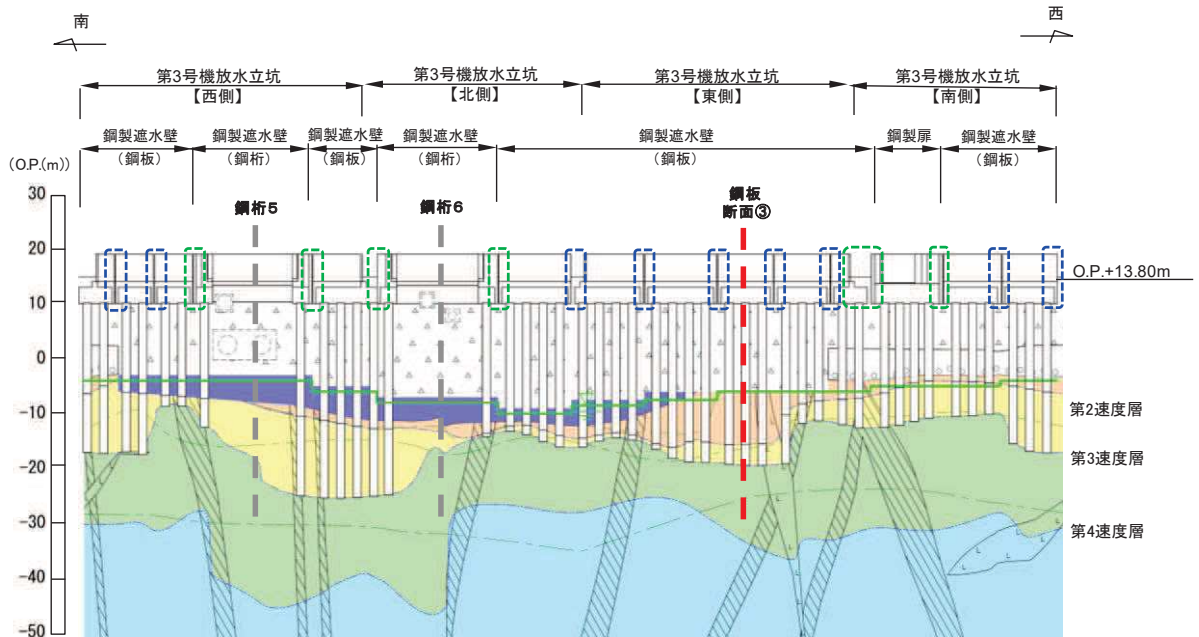


図 4-39(1) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

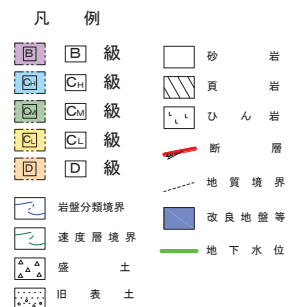
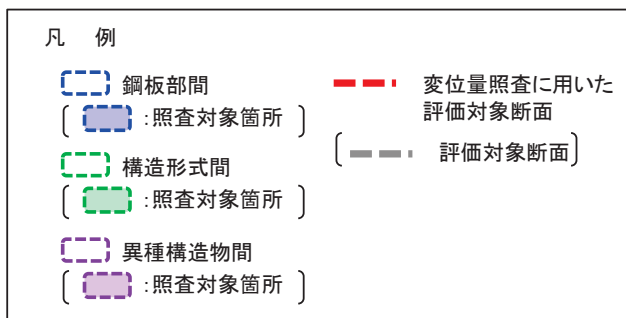


図 4-39(2) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

表 4-15 (1) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量  
(同一構造形式間)

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
A(1) (CASE1)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	294	550	鋼板断面④- 鋼板断面①
	壁軸方向 の変位	S s -N1	155	550	
A(1) (CASE2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	385	550	鋼板断面④- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S s -N1	169	550	
A(1) (CASE3)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	341	550	鋼板断面④- 鋼板断面③
	壁軸方向 の変位	S s -N1	172	550	
A(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	153	550	鋼板断面①- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S s -N1	78	550	

表 4-15 (2) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量  
(異種構造形式間)

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
B(1)	壁軸直角方向 の変位	S s -F2	160	550	鋼板断面① -鋼桁 4
	壁軸方向の変位	S s -N1	63	550	
B(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	161	550	鋼板断面② -鋼製扉 3
	壁軸方向の変位	S s -N1	67	550	

表 4-15 (3) 止水ジョイント部材設置箇所地震時相対変位量  
(異種構造物間 (防潮壁-防潮堤間) )

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
C(1)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	293	550	鋼板断面① -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S s -N1	195	550	
C(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	478	550	鋼製扉 3 -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S s -N1	166	550	

4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力を図 4-40～図 4-46 に、支持性能評価結果を表 4-16 に示す。

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

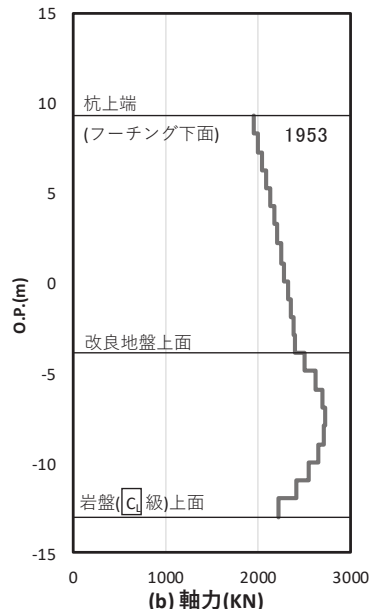


図 4-40 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 (断面①, S s - D 2 (++) , t = 23.56s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

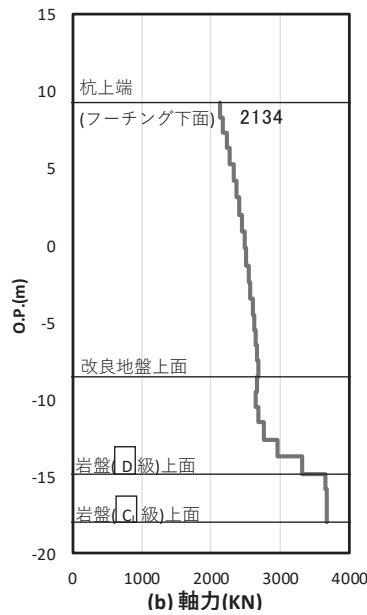


図 4-41 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 (断面②, S s - D 2 (++) , t = 23.56s)

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

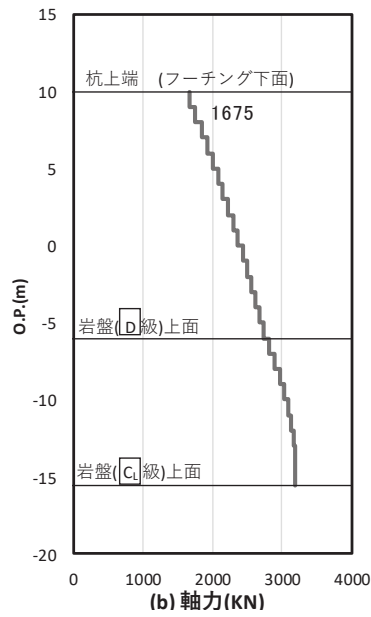


図 4-42 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面③， $S_s - D 2$ （++）， $t = 23.56s$ ）  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

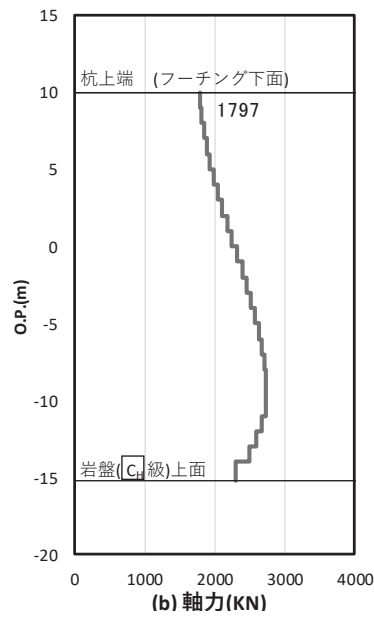


図 4-43 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面④， $S_s - D 1$ （--）， $t = 20.40s$ ）  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

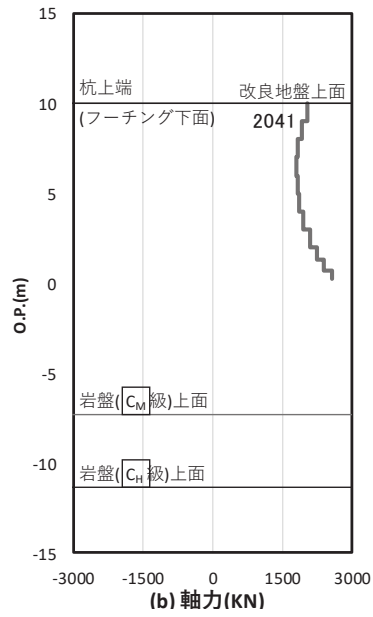


図 4-44 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 (断面⑤,  $S_s - F 3$  (—+),  $t = 27.61s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

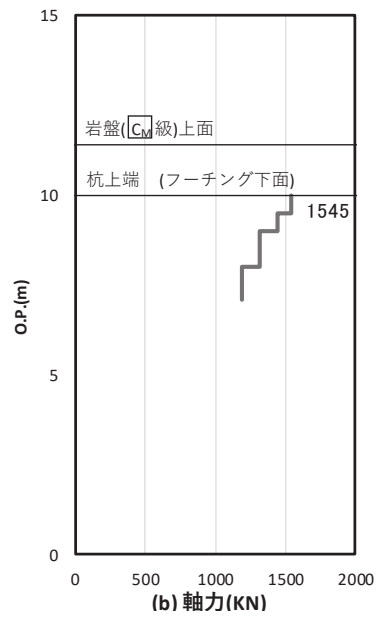


図 4-45 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 (断面⑥,  $S_s - D 2$  (—),  $t = 11.43s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

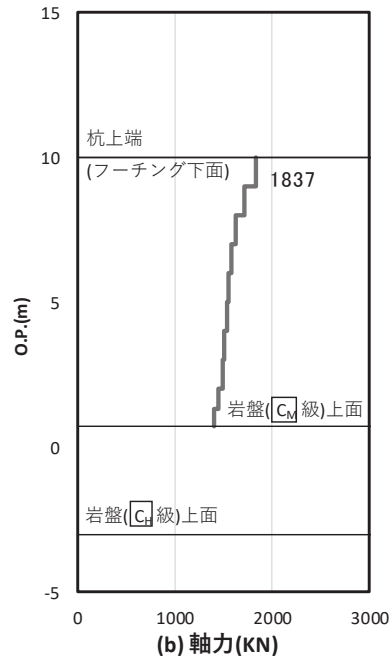


図 4-46 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面⑦， S s - D 2 （+-） ， t = 11.43s）  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（-1σ）を考慮した解析ケース



表 4-16 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	
断面①	S s - D 2 (++)	③	1953	1.2	11.4	0.11
断面②	S s - D 2 (++)	②	2134	1.3	11.4	0.12
断面③	S s - D 2 (++)	②	1675	1.0	11.4	0.09
断面④	S s - D 1 (--)	③	1797	1.1	13.7	0.09
断面⑤	S s - F 3 (-+)	①	2041	1.2	13.7	0.09
断面⑥	S s - D 2 (--)	①	1545	0.9	13.7	0.07
断面⑦	S s - D 2 (+-)	③	1837	1.7	13.7	0.13