

図 4.5 (2) 水平 2 方向及び鉛直方向加振のスナップショット (時間 21 秒～39 秒)

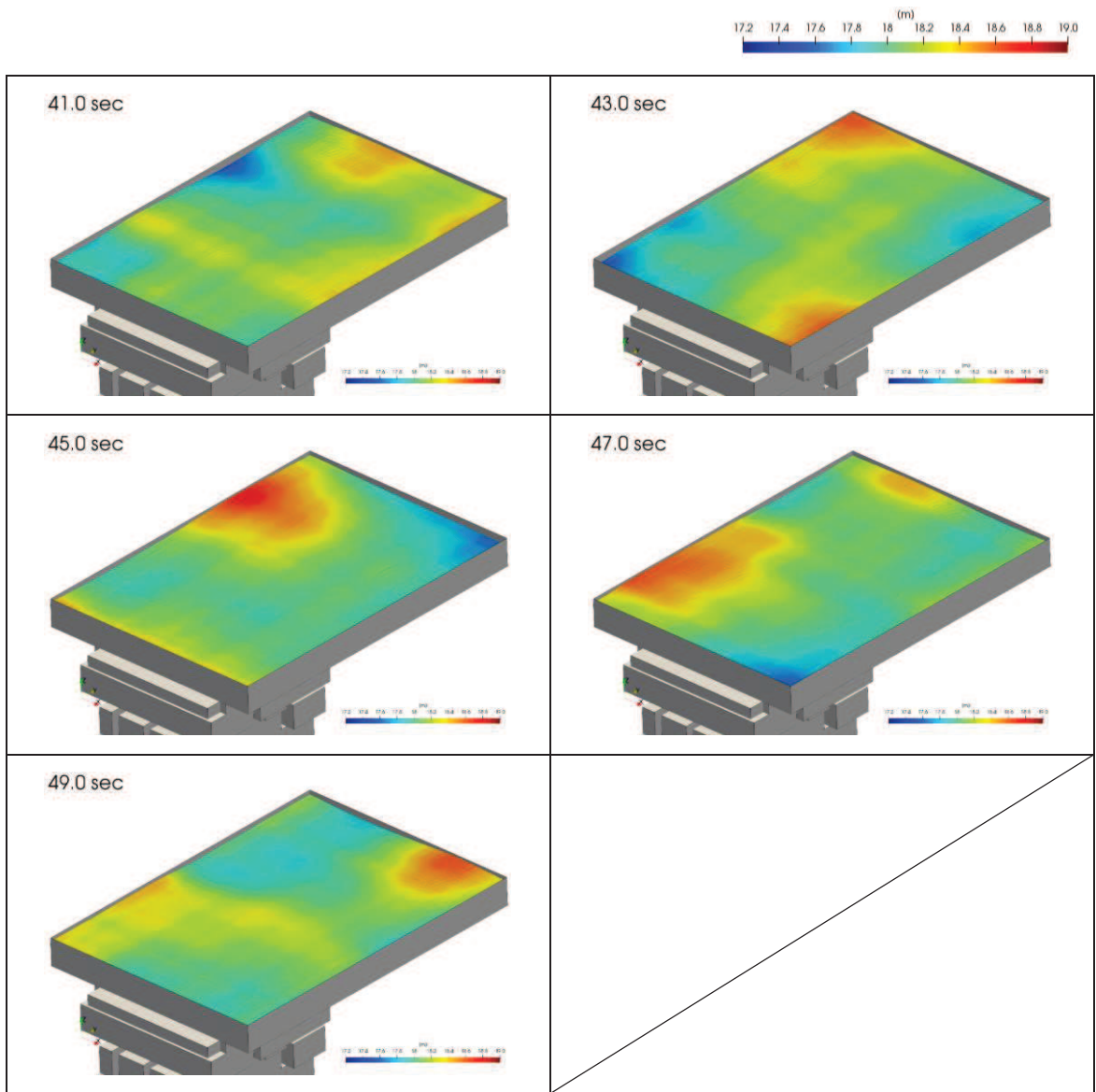


図 4.5 (3) 水平 2 方向及び鉛直方向加振のスナップショット (時間 41 秒～49 秒)

#### 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について

本資料は、津波監視設備の中央制御室での監視機能及び非常用電源からの給電を説明するものである。

津波監視カメラは非常用電源設備のモータコントロールセンタから給電し、映像信号を中央制御室へ伝送する設計とする。また、取水ピット水位計は非常用電源設備の直流 125V 主母線盤から給電し、中央制御室で監視可能な設計とする。

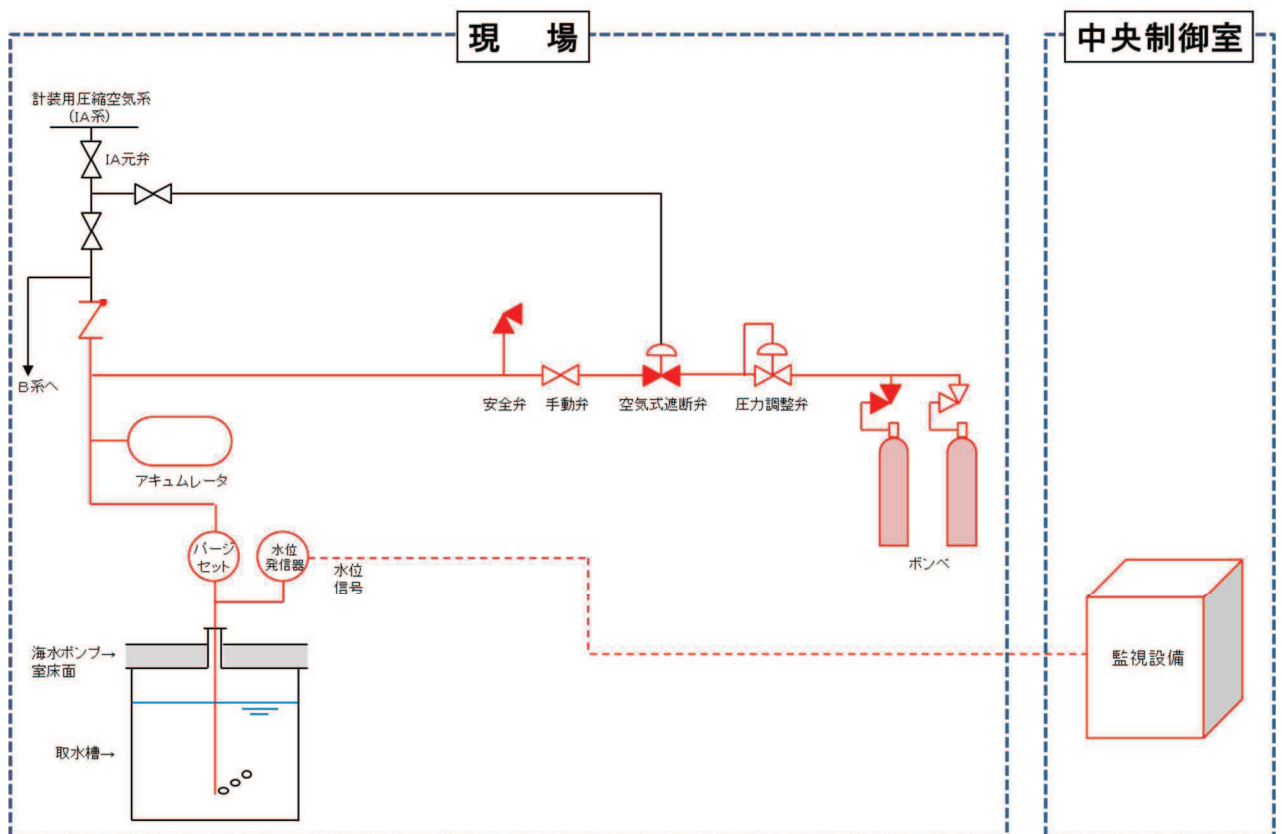
津波監視カメラ概略構成図を図 5.19-1 に、取水ピット水位計概略構成図を図 5.19-2 に示す。また、津波監視設備概略電源構成図を図 5.19-3 に、津波監視設備の配置図を図 5.19-4 に、津波監視カメラ映像イメージを図 5.19-5 に示す。

津波監視カメラの屋外電路は、基準地震動に対して耐震性が確保された防潮堤や海水ポンプ室等の構築物に支持させる構造とし、津波監視カメラ電路ルートを図 5.19-6 に示す。



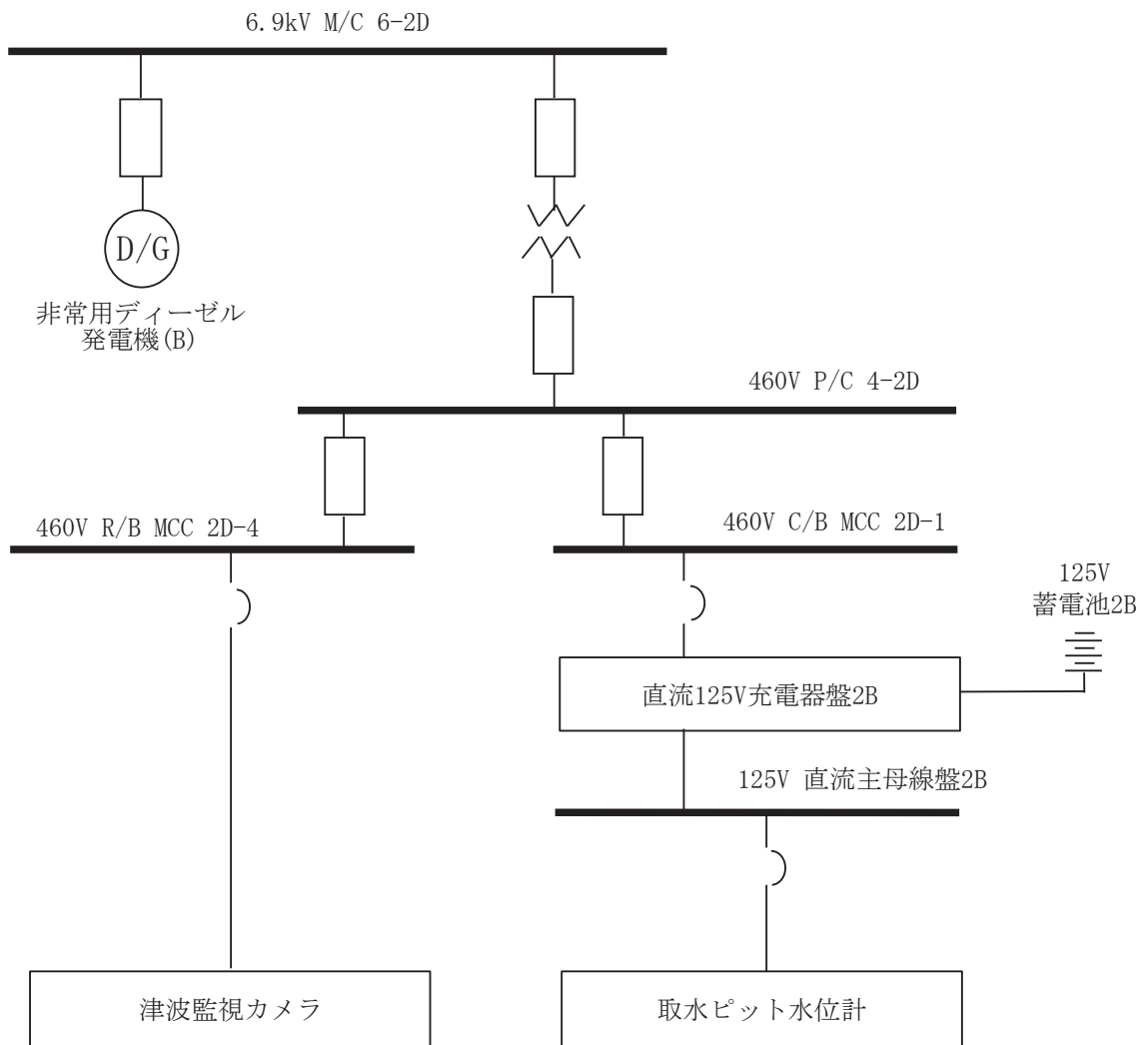
: 基準地震動  $S_s$  による地震力に対し、機能維持する範囲

図 5.19-1 津波監視カメラ概略構成図



注: 图中赤部が耐震性を有している範囲(Sクラス設計)

図 5.19-2 取水ピット水位計概略構成図



注：M/Cはメタルクラッドスイッチギアの略称  
P/Cはパワーセンタの略称  
MCCはモータコントロールセンタの略称  
R/Bは原子炉建屋の略称  
C/Bは制御建屋の略称

図 5.19-3 津波監視設備概略電源構成図

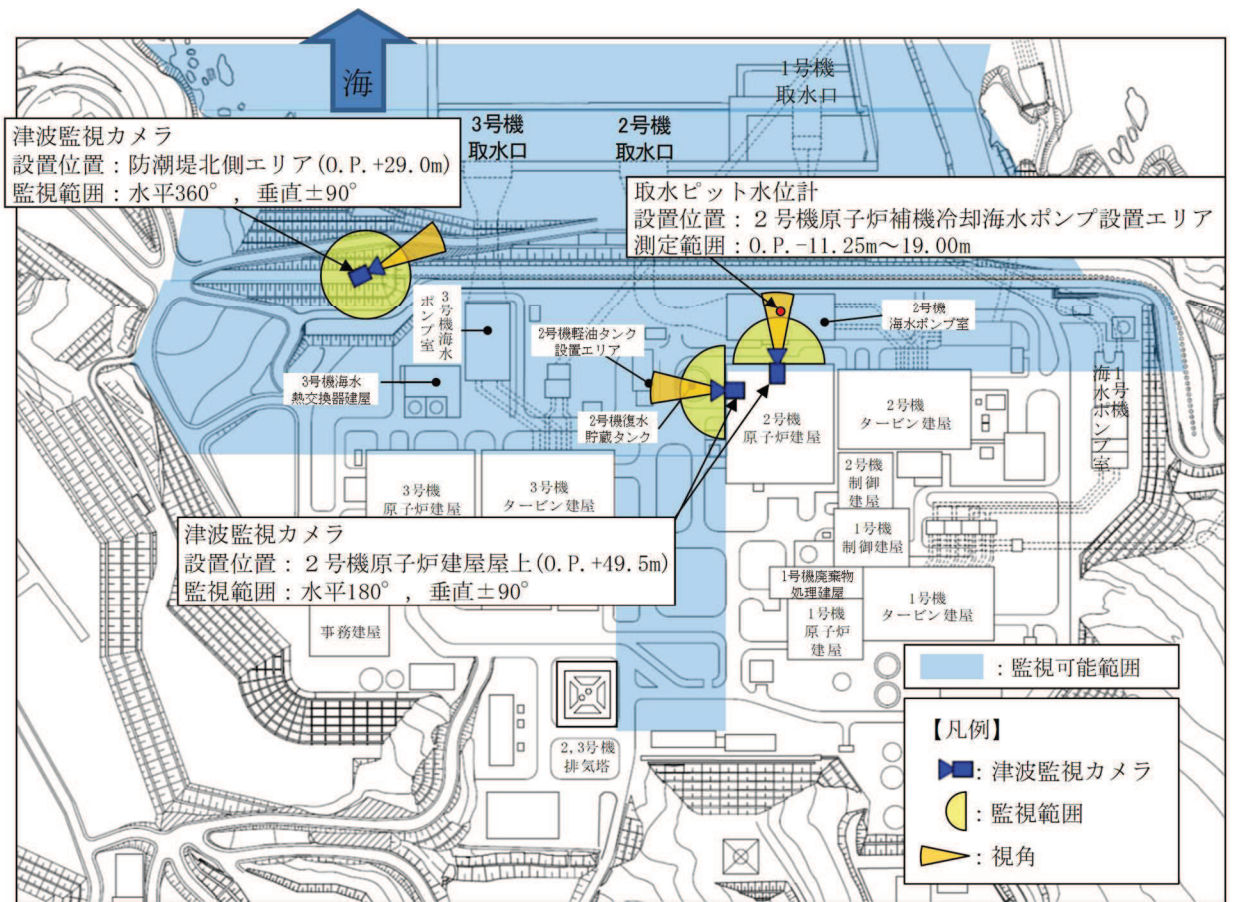


図 5. 19-4 津波監視設備の配置図

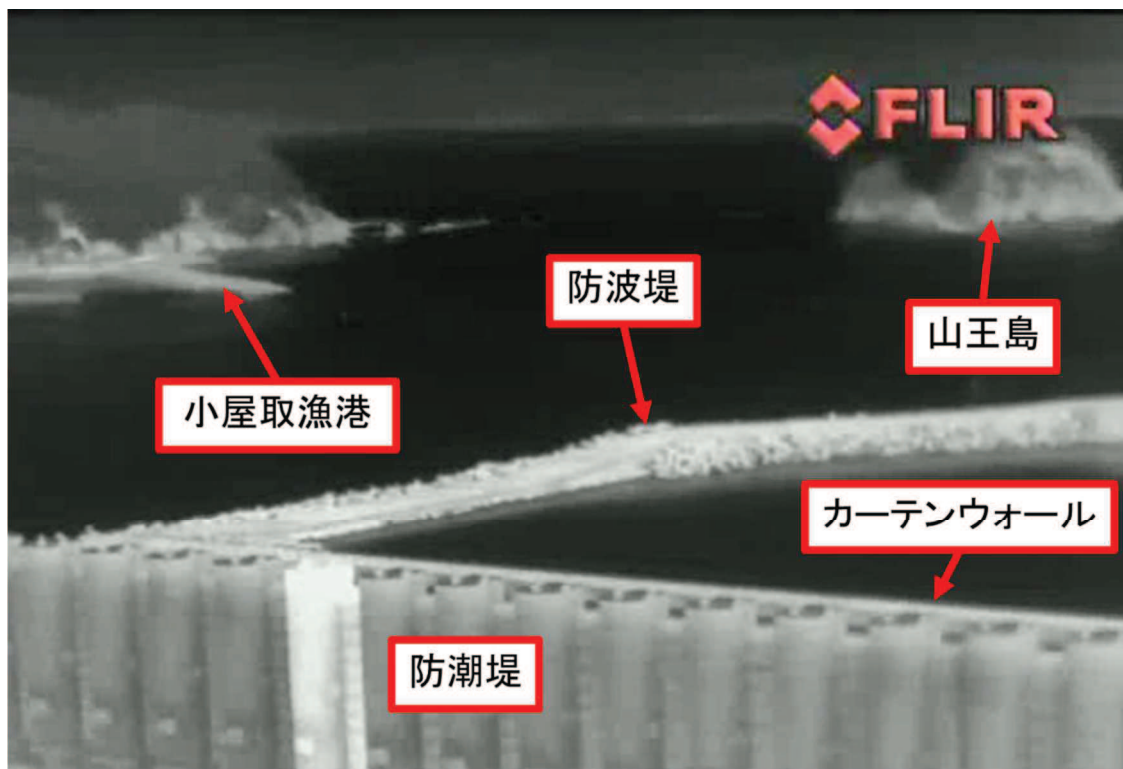


図 5. 19-5 津波監視カメラ映像イメージ

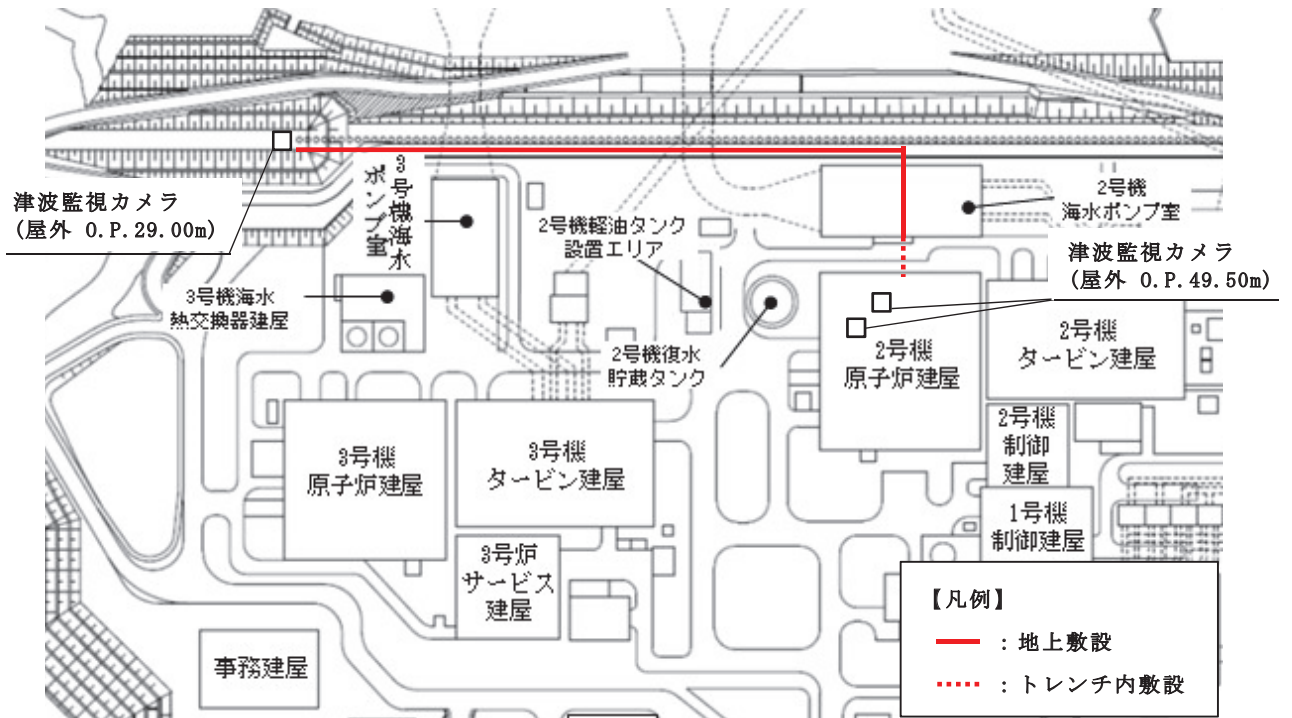


図 5.19-6 津波監視カメラ電路ルート

## 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について

### (1) 概要

本資料は、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲について、内郭防護に関する溢水事象を考慮した上で、それぞれの浸水対策の位置付け及びその基準適合性の説明を行うものである。

### (2) 浸水防護重点化範囲の設定について

以下「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」にある記載を踏まえ、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を設定することとする。

「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド（抜粋）」

#### 4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

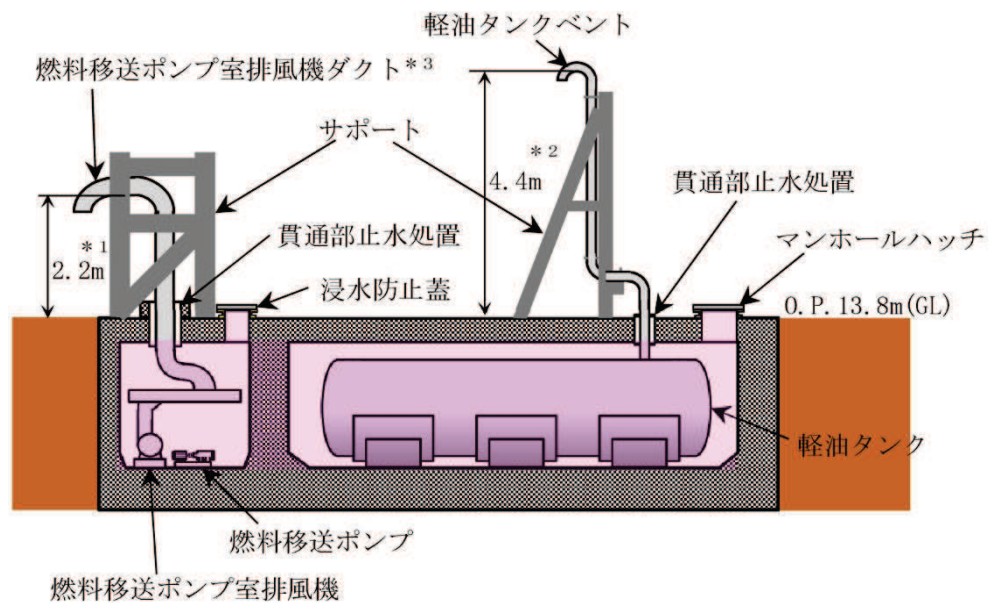
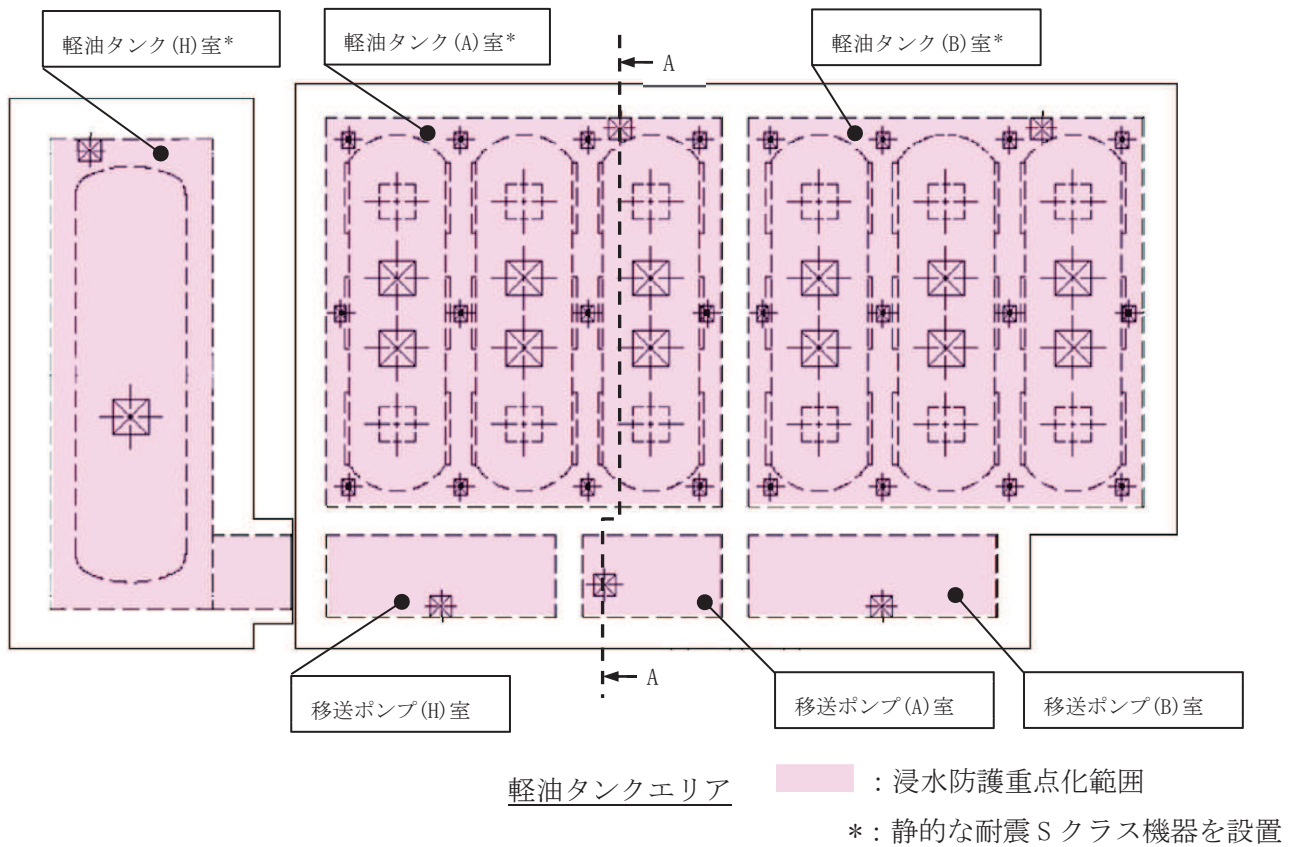
##### 4.4.1 浸水防護重点化範囲の設定

###### 【確認内容】

(1) 重要な安全機能を有する設備等（耐震Sクラスの機器・配管系）のうち、基本設計段階において位置が明示されているものについては、それらの設備等を内包する建屋、区画が浸水防護重点化範囲として設定されていることを確認する。

図5.20-1 に軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を示す。軽油タンクエリアのうち静的な耐震Sクラス機器(タンク, 配管, 手動弁)のみが存在するエリアについても浸水防護重点化範囲として設定する。





軽油タンクエリア 断面図 (A-A矢視)

注 \*1 : 敷地浸水の影響を踏まえ、設定した設置高さ  
 \*2 : 消防法の要求を踏まえ、設定した設置高さ  
 \*3 : 燃料移送ポンプ室排風機ダクトは耐震Sクラス機器であるため、地震により損傷せず、敷地浸水による浸水防護重点化範囲への流入経路にはならない。

図5.20-1 軽油タンクエリア 浸水防護重点化範囲

(3) 内郭防護として保守的に想定する溢水事象の整理

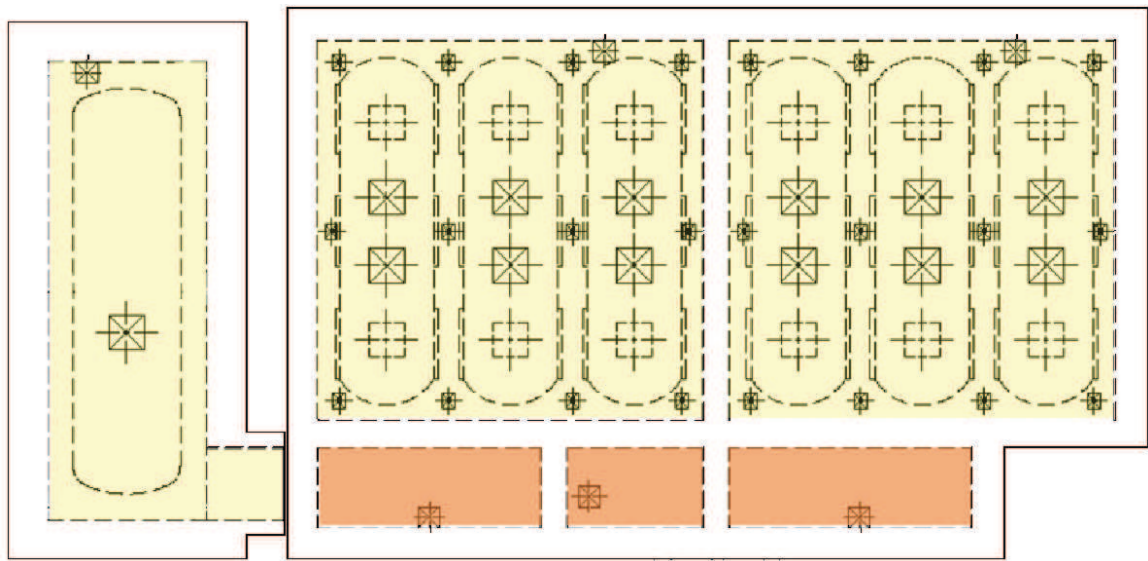
軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており，防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから，基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達，流入しない。ただし，工認審査ガイド「3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策」を踏まえ，内郭防護として，地震に起因する溢水である屋外タンク等の損傷による溢水事象を想定する。ここで，地震後の津波来襲による第2号機放水立坑の水位上昇に伴い，補機冷却海水系放水路逆流防止設備が一時的に閉止することを考慮した場合における，第2号機補機冷却海水系が運転していることによる放水路からの補機放水も溢水源として考慮する。このように，想定する溢水事象においては，津波が直接流入する事象はない。（詳細は添付資料「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.4 津波の流入等による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（内郭防護）に係る評価」参照）

(4) 各溢水事象を踏まえた設計方針

(3) 項において整理を行った結果より，軽油タンクエリアで想定する溢水事象は内部溢水による溢水であるが，浸水防護重点化範囲の特性を考慮し，浸水防護重点化範囲内に設置される施設・設備の安全機能喪失を防止する設計とする。表5.20-1に各溢水事象を踏まえた浸水防護重点化範囲の設計方針をまとめる。また，図5.20-2に表5.20-1の設計方針に基づき色分けを行った浸水防護重点化範囲図を示す。

表5.20-1 浸水防護重点化範囲の設計方針

	浸水防護重点化範囲	浸水防護重点化範囲 (浸水を想定するエリア)
範囲内に設置する設備	耐震Sクラスの動的機器(ポンプ，排風機)，耐震Sクラス静的機器(配管，ダクト，手動弁)	耐震Sクラス静的機器(タンク，配管，手動弁)(浸水により機能喪失しないことを確認)
津波による浸水が発生する区画に隣接する場合	該当なし	該当なし
内部溢水による浸水が発生する区画に隣接する場合	動的機器については，浸水により機能喪失するため，区画内が浸水することが無い設計とする必要がある	浸水を前提とし，安全性評価を実施し，重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
  : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

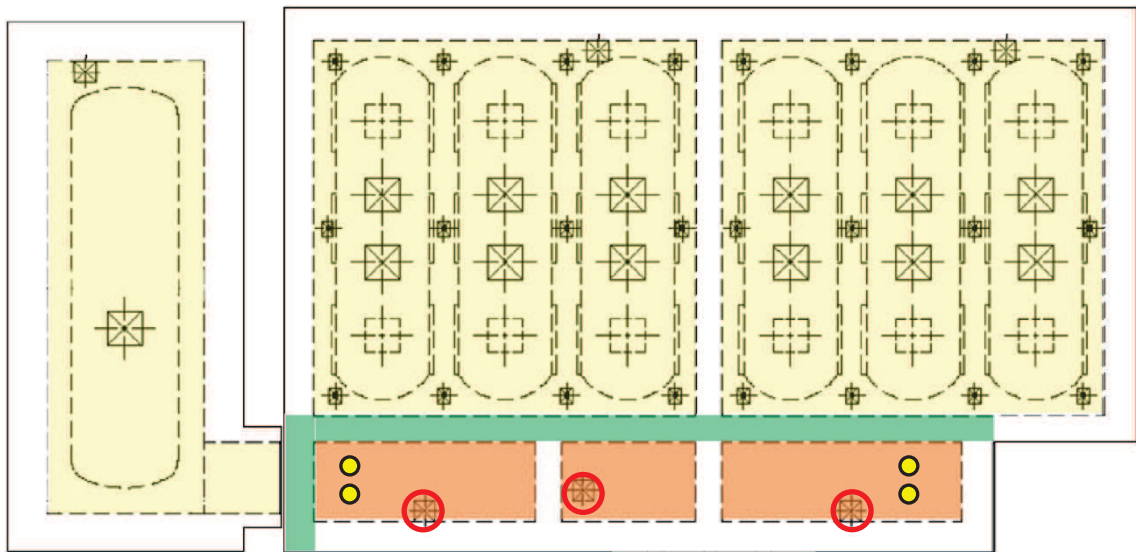
図5.20-2 浸水防護重点化範囲図（表5.20-1に基づき明示）

- (5) 浸水防護重点化範囲との境界の位置付けの整理と浸水対策  
 耐津波工認審査ガイドを踏まえた境界の位置付けの整理を表5.20-2に示す。

表5.20-2 浸水防護重点化範囲の位置付けの整理

溢水が発生する区画	溢水伝播の防止先	境界における対策の位置付け	備考
内部溢水による溢水	浸水防護重点化範囲	耐津波及び内部溢水との兼用の対策	内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲とする
	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）		

浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界については，内部溢水としても対策を実施する箇所であり，添付資料「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」における溢水の対策範囲である。よって，耐津波及び内部溢水との兼用設備とし，内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲として，耐津波設計と同等の耐震設計を行う。内郭防護として浸水対策を実施する箇所を図5.20-3に示す。



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
  : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

内郭浸水防護設備

: 浸水防止蓋
  : 貫通部止水処置

: 浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界に貫通部止水処置を実施

図 5.20-3 軽油タンクエリアにおける内郭浸水防護設備

(6) 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の基準適合性について

表5.20-3に浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）に関し、工認審査ガイドへの適合状況を整理する。

表5.20-3 工認審査ガイドへの適合状況

	ガイドに記載されている「規制基準における要求事項等」, 「確認内容」	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）とその境界
3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策	地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲, 浸水量を安全側に想定すること。	地震による溢水に加えて津波の流入は想定されない。内部溢水による屋外タンク等の損傷による溢水を想定し, 内部溢水による溢水が発生する敷地との境界に設置しているマンホールハッチ等に期待せず, 浸水を想定。
	浸水範囲, 浸水量の安全側の想定に基づき, 浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉, 開口部, 貫通口等）を特定し, それらに対して流入防止の対策を施すこと。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口は, 内部溢水との兼用設備であり, 内郭防護として流入防止の対策を実施。
	【確認内容】(3) 浸水防護重点化範囲の境界において特定した経路, 浸水口における浸水防止設備の位置・仕様・強度を確認する。 （中略）確認の詳細を「5. 浸水防止設備に関する事項」に示す。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口における浸水対策は内郭防護として評価を実施。
	【確認内容】(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため, 浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに, 範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）への浸水量評価は保守的にGL+0.18mまで浸水すると想定。重要な安全機能を有する設備等として静的機器（耐震Sクラスのタンク・配管, 手動弁）があるが, 「安全性評価」を実施し, 安全機能を有する設備の機能に影響を及ぼさないことを確認。

(7) まとめ

軽油タンクエリアの耐津波設計において、浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）で発生する内部溢水により安全機能に影響がないことを浸水量評価及び安全性評価により確認した。

【浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）へ内郭防護】

- ・地震時の内部溢水は発生するものの、津波による海水の流入は発生しない。
- ・地震時に発生した内部溢水の浸水に対しては、当該エリアに設置する耐震Sクラスの静的機器が機能喪失しないことを確認。

(8) 別紙

別紙ー1 浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

(9) 参考資料

参考ー1 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）のマンホールハッチ設置箇所

## 浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

## 1. 浸水防護重点化範囲の評価方針について

軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており、防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから、基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達、流入しない。ただし、屋外タンク等の損傷による溢水による浸水水位はGL+0.18m（敷地浸水深）であることから、地震に起因する溢水により浸水する。そのため、「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド」に基づき範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水防護重点化範囲について、静的な耐震Sクラスの機器が設置され、浸水を想定するエリアを明示した詳細を図-1に示す。

「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド（抜粋）」

## 3.5 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

## 3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策

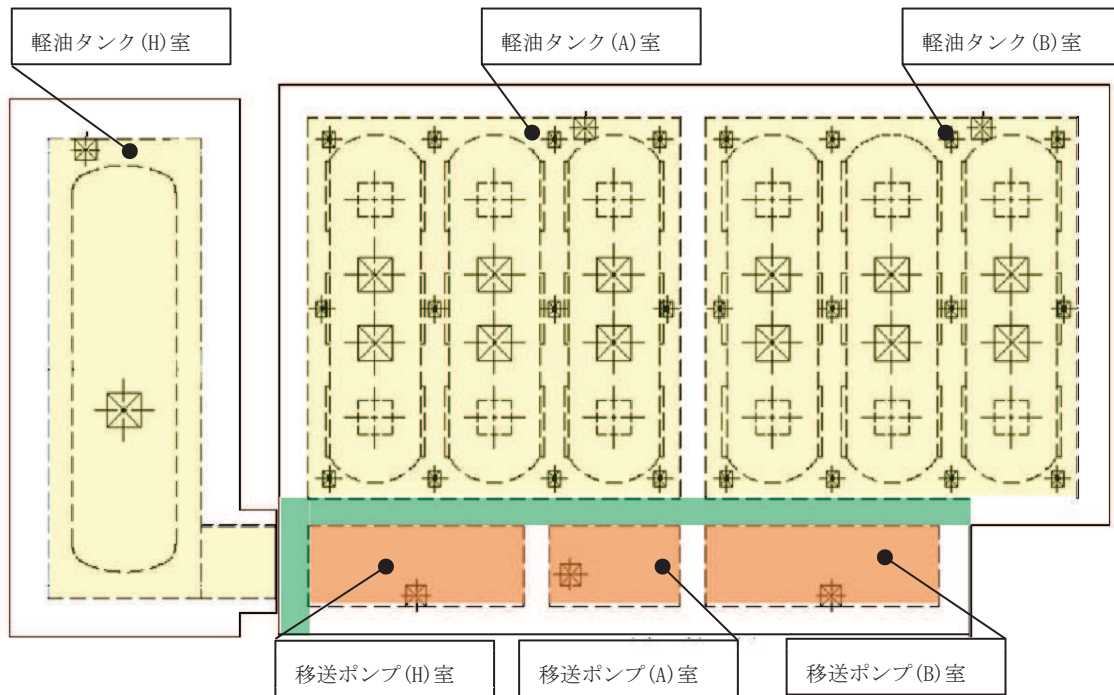
## 【規制基準における要求事項等】

地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲、浸水量を安全側に想定すること。浸水範囲、浸水量の安全側の想定に基づき、浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して流入防止の対策を施すこと。

## 【確認内容】

（中略）

(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため、浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに、範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。



軽油タンクエリア

- : 浸水防護重点化範囲
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）との境界

図-1 軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲（詳細）



## 2. 評価方法

地震に起因する溢水（屋外タンク等の損傷による溢水）が発生した場合の、1.項で示した方針に基づき、浸水を想定するエリアにおける耐震Sクラス機器（軽油タンク、配管、手動弁）への影響の有無を確認する。

### 2.1 没水時の外圧に対する影響評価

没水時の外圧に対する影響評価は、表-1に示すように「水圧による損傷」の観点にて実施する。

水圧の評価で使う溢水水位については、保守的な評価となるように、軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）を用いることとし、軽油タンクの設置床面から軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）までの水頭圧を用いて評価を行う。

表-1 軽油タンク、配管、手動弁の外圧による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	浸水による水頭圧（外圧）によるタンク、配管の構造的損傷の有無
	配管、手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管、手動弁	

### 2.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが没水した際に生じる浮力が自重を上回る場合、基礎ボルトに対して引張荷重が生じることから、表-2に示すように「浮力による損傷」の観点にて実施する。なお、軽油タンクは常に軽油を有するが、評価では保守的に軽油タンクが空の場合の基礎ボルトの健全性を確認する。

表-2 軽油タンクの浮力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	評価内容
軽油タンク室	軽油タンク	没水した際に生じる浮力による基礎ボルトの損傷の有無
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	

2.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

軽油タンク室の上部に設置しているマンホールハッチに期待せず、開口部から流体が浸水した場合、軽油タンク及び配管、手動弁に流体が衝突することによる圧力を考慮し、表-3に示すように「流体の衝突により発生した圧力による損傷」の観点にて実施する。なお、衝突荷重を算出する際の評価高さは、保守的に軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）から軽油タンクの設置床面とする。

表-3 軽油タンク及び配管，手動弁の流体が衝突により発生した圧力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	マンホール開口部から浸水した流体がタンク，配管，手動弁に衝突した場合の損傷の有無
	配管，手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管，手動弁	

### 3. 評価結果

#### 3.1 没水時の外圧に対する影響評価

##### 3.1.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は「J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

表-4に示す結果より、軽油タンクの許容圧力が軽油タンク室及び軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧をそれぞれ上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表-4 水圧による損傷評価（軽油タンク及び軽油タンク（H））

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク（H）
胴の外径	$D_0$ [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	$t$ [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	$B$ [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	$P_e$ [MPa]	0.262	0.202
水頭圧	$P$ [MPa]	0.06 <sup>*1</sup>	0.09 <sup>*2</sup>
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○	○

注記 \*1：軽油タンク室床面（O.P. 8.5m）から軽油タンク室の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（5.48m）の水頭圧を切り上げた値<sup>\*3</sup>

\*2：軽油タンク室（H）床面（O.P. 5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値<sup>\*3</sup>

\*3：O.P.表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3.1.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における浸水時の水頭圧が大きいこと、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

表－5に示す結果より、配管の許容圧力が軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧を上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表－5 水圧による損傷評価（配管）

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	$D_0$ [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	$t$ [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	$B$ [-]	119
材質	-	
許容圧力	$P_e$ [MPa]	14.42
水頭圧	$P$ [MPa]	0.09* <sup>1</sup>
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○

注記\*1：軽油タンク室（H）床面（0.P.5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（0.P.13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値\*<sup>2</sup>

\*2：0.P.表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが水没した際に生じる浮力により基礎ボルトに発生する応力が、基礎ボルトの許容引張応力 $f_{t0}$ 以下であることを確認する。ただし、 $f_{t0}$ は下表による。

	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度による荷 重との組合せの場合	基準地震動 S s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 $f_{t0}$	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$

ここで、許容引張応力  $f_{t0}$  は

$$\begin{aligned}
 F &= \text{MAX} (S_y, 0.7 \cdot S_u) \\
 &= \text{MAX} \boxed{\phantom{000000}} \\
 &= 586.6 \\
 f_{t0} &= 586.6 / 2 \cdot 1.5 \\
 &= 439.95 \\
 &\approx 440 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

また、軽油タンクが水没した際に生じる浮力は、下記式を用いて算出する。  
表-6 に示す結果より、健全性が維持できることを確認した。

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

ここで、

$\rho$  : 溢水の密度 (=1030 (kg/m<sup>3</sup>))

$g$  : 重力加速度 (=9.80665 (m/s<sup>2</sup>))

$V$  : 機器の体積 \* 保守的に円筒容器として算出

《軽油タンク基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンクの体積は

胴の長さ 13056mm, 胴の直径 3500mm

胴の断面積 =  $\frac{\pi}{4} \cdot 3500^2 = 9621127.502 \text{ mm}^2$

機器の体積 = 胴の長さ 13056mm × 胴の断面積 9621127.502mm<sup>2</sup>

$$\approx 126 \text{ (m}^3\text{)}$$

軽油タンクに生じる浮力は

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

$$= 1030 \text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot 126 \text{ m}^3$$

$$\approx 1272707 \text{ (N)}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 48700\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 477584\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンクに生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1272707 - 477584 \\ &= 795123\text{ (N)} \end{aligned}$$

軽油タンクの基礎ボルト 1 本あたりの荷重は (基礎ボルト本数=36 本)

$$\begin{aligned} &= 795123 \div 36 \\ &\doteq 22087\text{(N)} \end{aligned}$$

基礎ボルト (M48) の軸断面積 (基礎ボルト寸法=M48)

$$\begin{aligned} &= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2 \\ &\doteq 1810\text{mm}^2 \end{aligned}$$

基礎ボルトに発生する応力 ( $\sigma_B$ )

$$\begin{aligned} &= 22087 \div 1810 \\ &= 12.21 \\ &\doteq 13\text{MPa} \end{aligned}$$

《軽油タンク (H) 基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンク (H) の体積は

胴の長さ 15256mm, 胴の直径 4000mm

$$\text{胴の断面積} = \frac{\pi}{4} \cdot 4000^2 = 12566370.61\text{mm}^2$$

機器の体積 = 胴の長さ 15256mm × 胴の断面積 12566370.61mm<sup>2</sup>

$$\doteq 192\text{(m}^3\text{)}$$

軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} \sigma &= \rho \cdot g \cdot V \\ &= 1030\text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665\text{ m/s}^2 \cdot 192\text{ m}^3 \\ &\doteq 1939364\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 82800\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 811991\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1939364 - 811991 \\ &= 1127373\text{(N)} \end{aligned}$$

軽油タンク (H) の基礎ボルト 1 本あたりの荷重は (基礎ボルト本数=48 本)

$$=1127373 \div 48$$

$$\approx 23487 \text{ (N)}$$

基礎ボルト (M48) の軸断面積 (基礎ボルト寸法=M48)

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2$$

$$\approx 1810 \text{ mm}^2$$

基礎ボルトに発生する応力 ( $\sigma_B$ )

$$=23487 \div 1810$$

$$=12.98$$

$$\approx 13 \text{ MPa}$$

表-6 浮力による損傷評価 (軽油タンク及び軽油タンク (H))

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク (H)
ボルト材質	-		
ボルト寸法	-	M48	M48
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に規定される値	$S_y$ [MPa]		
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 9 に規定される値	$S_u$ [MPa]		
許容引張応力	$f_{t0}$ [MPa]	440	440
基礎ボルトに発生する応力	$\sigma_B$ [MPa]	13	13
判定 (許容引張応力 > 基礎ボルトに発生する応力)	-	○	○

### 3.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

#### 3.3.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、噴流としてタンク、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-7に示す結果より、軽油タンクの健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

ここで、

$\rho$  : 溢水の密度 (=1030 (kg/m<sup>3</sup>))

U : 噴流の速度

軽油タンク室の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H = 0. \text{ P. } 13.98\text{m} - 0. \text{ P. } 8.5\text{m} = 5.48\text{m}) \quad *1 \\ &= \sqrt{2 \times 9.80665 \times 5.48} \\ &\doteq 10.37 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

軽油タンク室 (H) の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H = 0. \text{ P. } 13.98\text{m} - 0. \text{ P. } 5.4\text{m} = 8.58\text{m}) \quad *2 \\ &= \sqrt{2 \times 9.80665 \times 8.58} \\ &\doteq 12.98 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

注記 \*1 : 軽油タンク室床面 (0. P. 8.5m) から軽油タンク室の浸水水位 GL+0.18m (0. P. 13.98m) までの水位の高さ\*3

\*2 : 軽油タンク室 (H) 床面 (0. P. 5.4m) から軽油タンク室 (H) の浸水水位 GL+0.18m (0. P. 13.98m) までの水位の高さ\*3

\*3 : 0. P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う 1m の地盤沈下を考慮

表-7 衝突により生じる圧力による損傷評価 (軽油タンク及び軽油タンク (H))

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク (H)
胴の外径	D <sub>o</sub> [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	t [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	P <sub>e</sub> [MPa]	0.262	0.202
衝突により生じる圧力	P [MPa]	0.111	0.174
判定 (許容圧力 > 衝突により生じる圧力)	-	○	○



### 3.3.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における流体衝突時の荷重が大きいため、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-8に示す結果より、配管の健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

ここで、

$\rho$  : 溢水の密度 (=1030 (kg/m<sup>3</sup>))

$U$  : 噴流の速度

軽油タンク室（H）の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H = 0. P. 13. 98m - 0. P. 5. 4m = 8. 58m) \quad *1 \\ &= \sqrt{2 \times 9. 80665 \times 8. 58} \\ &\doteq 12. 98 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

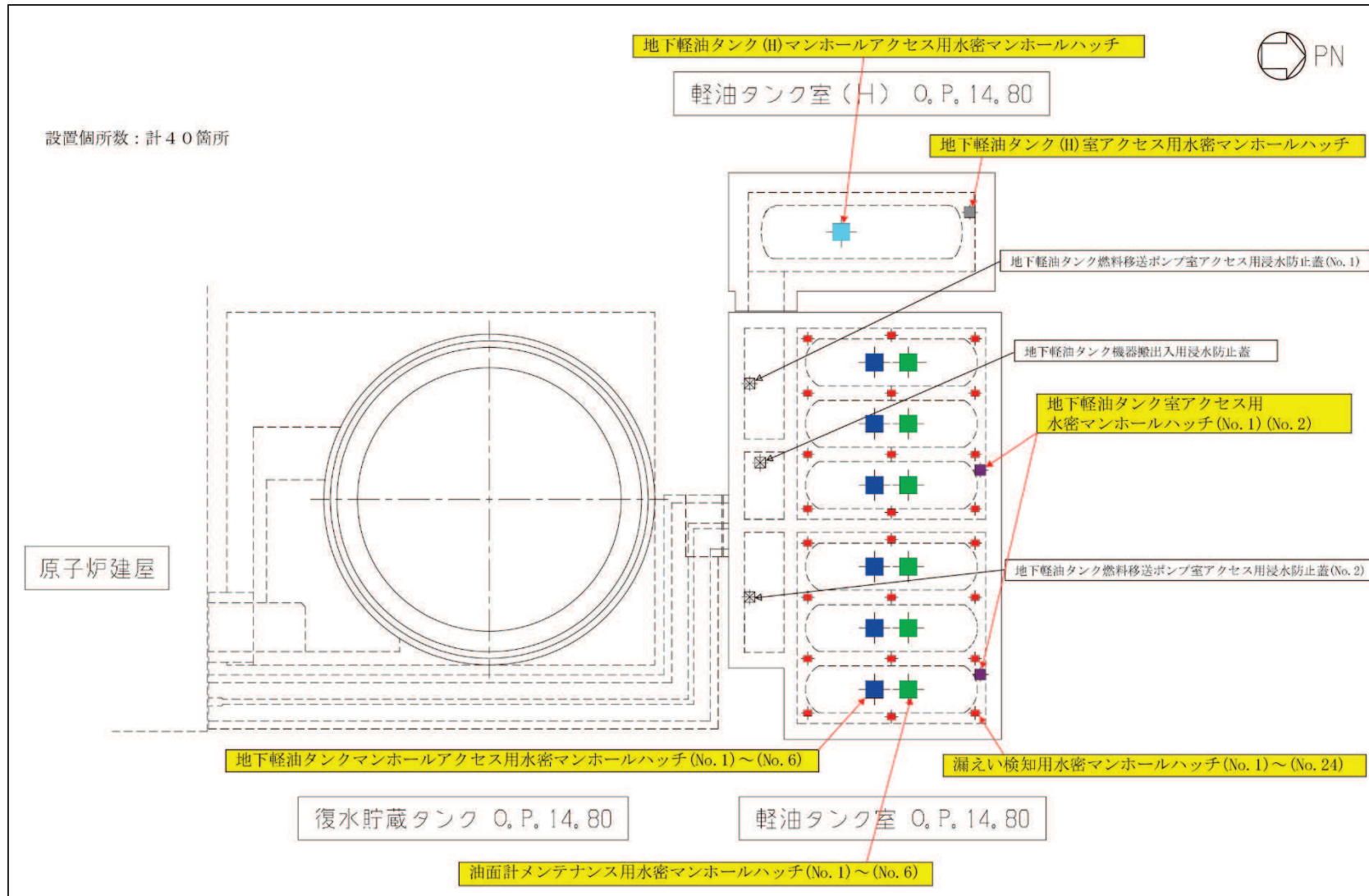
注記 \*1 : 軽油タンク室（H）床面（0. P. 5. 4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0. 18m（0. P. 13. 98m）までの水位の高さ\*2

\*2 : 0. P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

表-8 衝突により生じる圧力による損傷評価 (配管)

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	$D_o$ [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	$t$ [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3 に規定される値	$B$ [-]	119
材質	-	
許容圧力	$P_e$ [MPa]	14.42
衝突により生じる圧力	$P$ [MPa]	0.174
判定 (許容圧力 > 衝突により生じる圧力)	-	○

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



浸水防護重点化範囲(浸水を想定するエリア)のマンホールハッチ設置個所

## 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について

### 5.21.1 評価方法

#### (1) 評価条件

##### a. 地震起因による屋外タンク等の損傷により生じる溢水

屋外タンク等の破損により生じる溢水が、津波防護対象設備の浸水防護重点化範囲に及ぼす影響を確認する。

屋外タンク等による溢水影響評価においては、基準地震動による地震力に対して耐震性が確保されない屋外タンク等について、複数同時破損を想定した溢水影響を評価する。

女川原子力発電所にある溢水影響評価の対象となる屋外タンク等の配置図を図 5.21-1 に示す。

また、評価の前提条件として以下を考慮する。

(a) 敷地に広がった溢水は雨水排水路からの流出や地盤への浸透は考慮しない。

(b) 屋外タンク等から漏えいした溢水は、O.P. 13.8m の敷地全体に均一に広がるものとする。

\*詳細は「VI-1-1-8-4 溢水影響に関する評価」の「3.6 屋外タンク等からの流入防止」に示す。

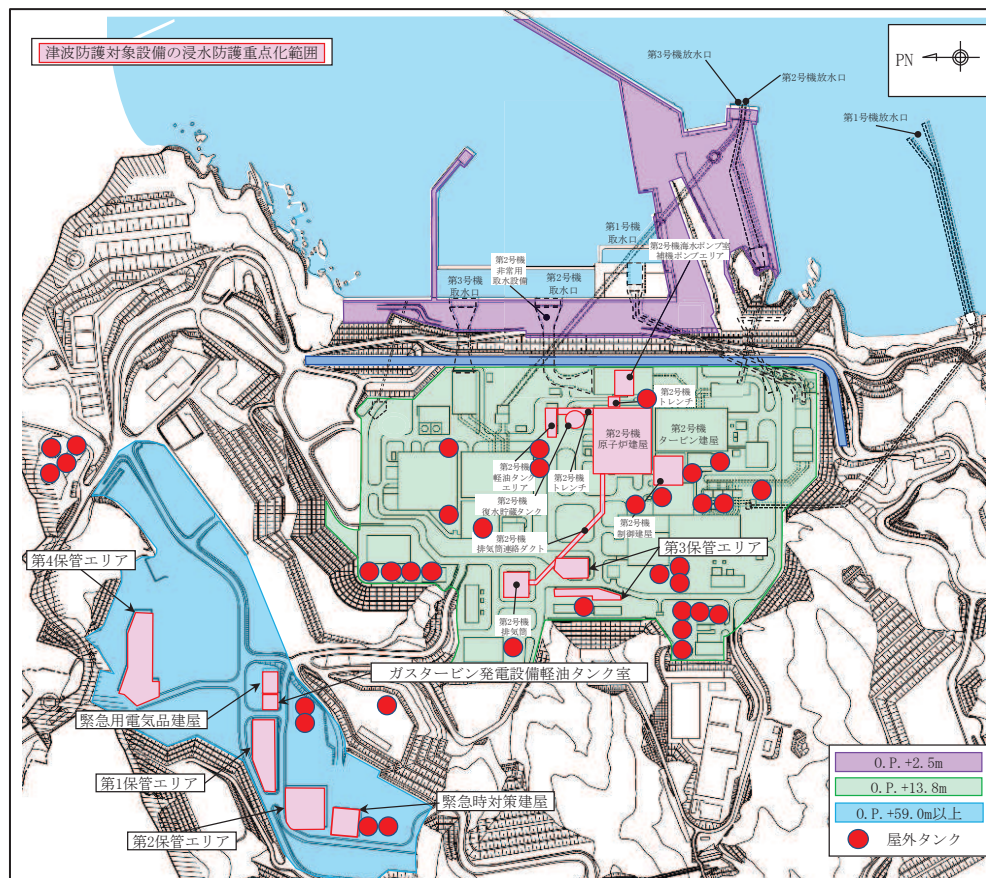


図 5.21-1 屋外タンク等の配置図

b. 津波来襲時の補機冷却海水系放水路からの溢水

地震後の津波来襲による第2号機放水立坑の水位上昇に伴い、補機冷却海水系放水路逆流防止設備が一時的に閉止することにより、第2号機補機冷却海水系放水路からの補機放水が敷地へ溢水する可能性がある。溢水量は以下の条件を考慮し、676m<sup>3</sup>と算出した。

(a) 溢水時間 (T1) は、補機冷却海水系放水路逆流防止設備の閉止時間 (開閉時間含む) として、197秒と設定する (図 5.21-2)。

(b) 溢水量は下記のポンプの定格運転状態を考慮する。

- ・原子炉補機冷却海水ポンプ (RSW ポンプ) : 1900m<sup>3</sup>/h×4 台
- ・高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ (HPSW ポンプ) : 250m<sup>3</sup>/h×1 台
- ・タービン補機冷却海水ポンプ (TSW ポンプ) : 2250<sup>3</sup>/h×2 台

(c) 雨水排水路からの流出や、地盤への浸透は考慮しない。

$$\begin{aligned}
 V1 &= (T1) \times (Q1+Q2+Q3) / 3600 \\
 &= (197) \times (7600+250+4500) / 3600 \\
 &= 676\text{m}^3
 \end{aligned}$$

V1 : 溢水量 (m<sup>3</sup>)

T1 : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 : 閉時間 (s)

Q1 : RSW ポンプ流量 : 1900m<sup>3</sup>/h×4 台 = 7600 (m<sup>3</sup>/h)

Q2 : HPSW ポンプ流量 : 250m<sup>3</sup>/h×1 台 = 250 (m<sup>3</sup>/h)

Q3 : TSW ポンプ流量 : 2250m<sup>3</sup>/h×2 台 = 4500 (m<sup>3</sup>/h)

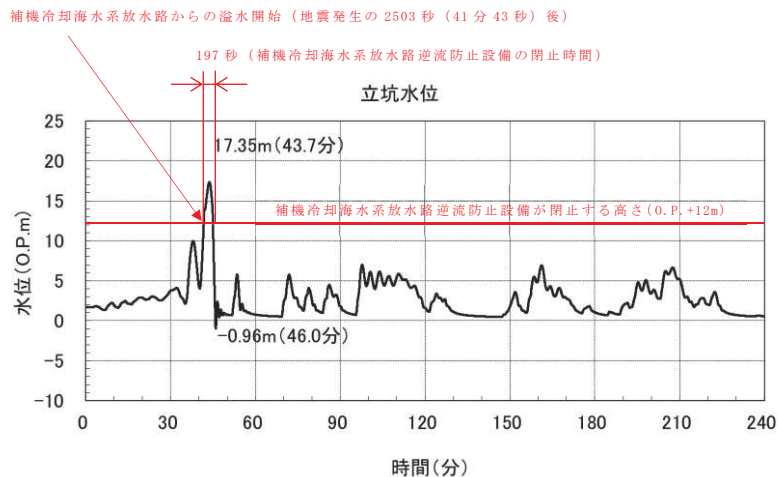


図 5.21-2 入力津波の時刻歴波形 (第2号機 放水立坑)

## 5.21.2 評価結果

### (1) 敷地に対する屋外タンク等及び放水路からの溢水影響

屋外タンク等の破損により生じる溢水及び津波来襲時の補機冷却海水系放水路からの溢水による浸水深は、表 5.21-1 に示すとおり 0.18m であり、浸水防護重点化範囲である建屋等のカーブ高さを越えないことから、溢水の影響を及ぼさないことを確認した。

ここで、地震時の屋外タンク等の損傷による溢水に対して、津波来襲時における放水路からの補機放水による溢水は図 5.21-2 に示すように地震後約 40 分後に発生するが、保守的に合算した溢水量として考慮している。

なお、敷地が高いエリアで生じる溢水は、敷地の低いエリアに流下することから、高台に設置される第 1 保管エリア，第 2 保管エリア，第 4 保管エリア，緊急用電気品建屋，ガスタービン発電設備軽油タンク室及び緊急時対策建屋は、溢水影響がないと評価した。

表 5.21-1 屋外タンク等による溢水影響評価結果

建屋・エリア	カーブ高さ (m)	溢水量 (m <sup>3</sup> ) * <sup>4</sup> ①	溢水量 (m <sup>3</sup> ) * <sup>5</sup> ②	溢水量合計 (m <sup>3</sup> ) ①+②	敷地面積 (m <sup>2</sup> ) * <sup>6</sup> ③	敷地浸水深 (m) * <sup>7</sup> (①+②)/③	評価
原子炉建屋	0.33 * <sup>1</sup>	19700	676	20376	115000	0.18	○
制御建屋	0.33 * <sup>1</sup>						
タービン建屋	0.38 * <sup>1</sup>						
海水ポンプ室	0.20 * <sup>2</sup> (0.60 * <sup>3</sup> )						
復水貯蔵タンク	0.20 * <sup>1</sup>						

注記 \*1 建屋等の外壁扉の下端レベルから敷地レベル 0.P.+13.8m を引いた値

\*2 海水ポンプ室の躯体の上端から敷地レベル 0.P.+13.8m を引いた値

\*3 海水ポンプ室浸水防止壁上端から敷地レベルを引いた値

\*4 基準地震動 S<sub>s</sub> による地震力に対して、耐震性が確保されない屋外タンク等について、複数同時破損を想定し、全量が敷地に流出するとした溢水量（詳細は「VI-1-1-8-4 溢水影響に関する評価」の「3.6 屋外タンク等からの流入防止」に示す。）

\*5 2号機 補機冷却海水系放水路より生じる溢水

\*6 敷地レベル 0.P.+13.8m の敷地面積（詳細は「VI-1-1-8-4 溢水影響に関する評価」の「3.6 屋外タンク等からの流入防止」に示す。）

\*7 敷地レベル 0.P.+13.8m からの浸水深

(2) 施設近傍における最大浸水深

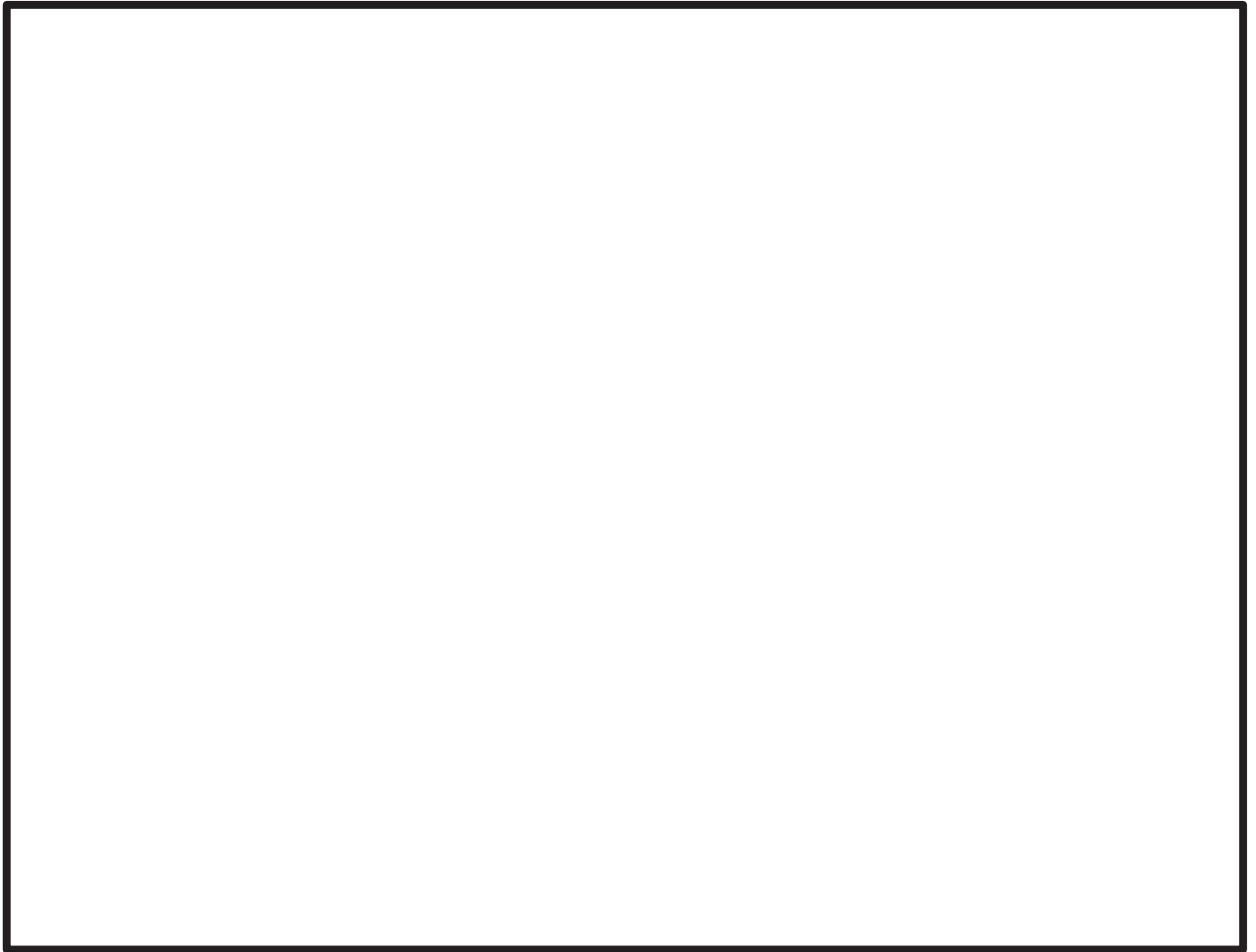
地震後の津波来襲による第2号機放水立坑の水位上昇に伴い、補機冷却海水系放水路逆流防止設備が一時的に閉止し、第2号機補機冷却海水系放水路からの補機放水による溢水の敷地への流入を想定した場合、第2号機補機冷却海水系放水路と第2号機海水ポンプ室補機ポンプエリアとの距離が近く、流れの影響を局所的に受ける可能性がある。溢水伝播挙動評価による施設近傍の最大浸水深評価結果を表5.21-2に示す。また、水位ポイントを図5.21-3に、水位ポイントにおける浸水深を図5.21-4に示す。

図5.21-4の⑦海水ポンプ室2に示すように、海水ポンプ室のカーブ高さ(0.20m)を約120秒間超えることとなり、その時の最大浸水深は0.23mとなる結果となった。

表 5.21-2 施設近傍の最大浸水深評価結果

	最大浸水深 (m)	カーブ高さ (m)	浸水対策	評価
原子炉建屋近傍	0.20	0.33 <sup>*1</sup>	-	○
制御建屋近傍	0.16	0.33 <sup>*1</sup>	-	○
タービン建屋近傍	0.22	0.38 <sup>*1</sup>	-	○
海水ポンプ室 (補機ポンプエリア) 近傍	0.23	0.20 <sup>*2</sup>	浸水防止壁 (0.60m <sup>*3</sup> )	○
復水貯蔵タンク近傍	0.11	0.20 <sup>*1</sup>	-	○

注記 \*1 建屋等の外壁扉の下端レベルから敷地レベル O.P. +13.8m を引いた値  
 \*2 海水ポンプ室の躯体の上端から敷地レベル O.P. +13.8m を引いた値  
 \*3 海水ポンプ室浸水防止壁上端から敷地レベル O.P. +13.8m を引いた値



【水位ポイント】

- ① 原子炉建屋（大物搬出入口前）
- ② 原子炉建屋（DG(A)室前）
- ③ 原子炉建屋（DG(HPCS)室前）
- ④ 原子炉建屋（DG(B)室前）
- ⑤ 制御建屋
- ⑥ 海水ポンプ室 1
- ⑦ 海水ポンプ室 2
- ⑧ 復水貯蔵タンクエリア
- ⑨ 軽油タンクエリア
- ⑩ タービン建屋（共通通路前）
- ⑪ タービン建屋（大物搬出入口前）
- ⑫ 敷地 1
- ⑬ 敷地 2
- ⑭ 敷地 3

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

図 5.21-3 水位ポイント



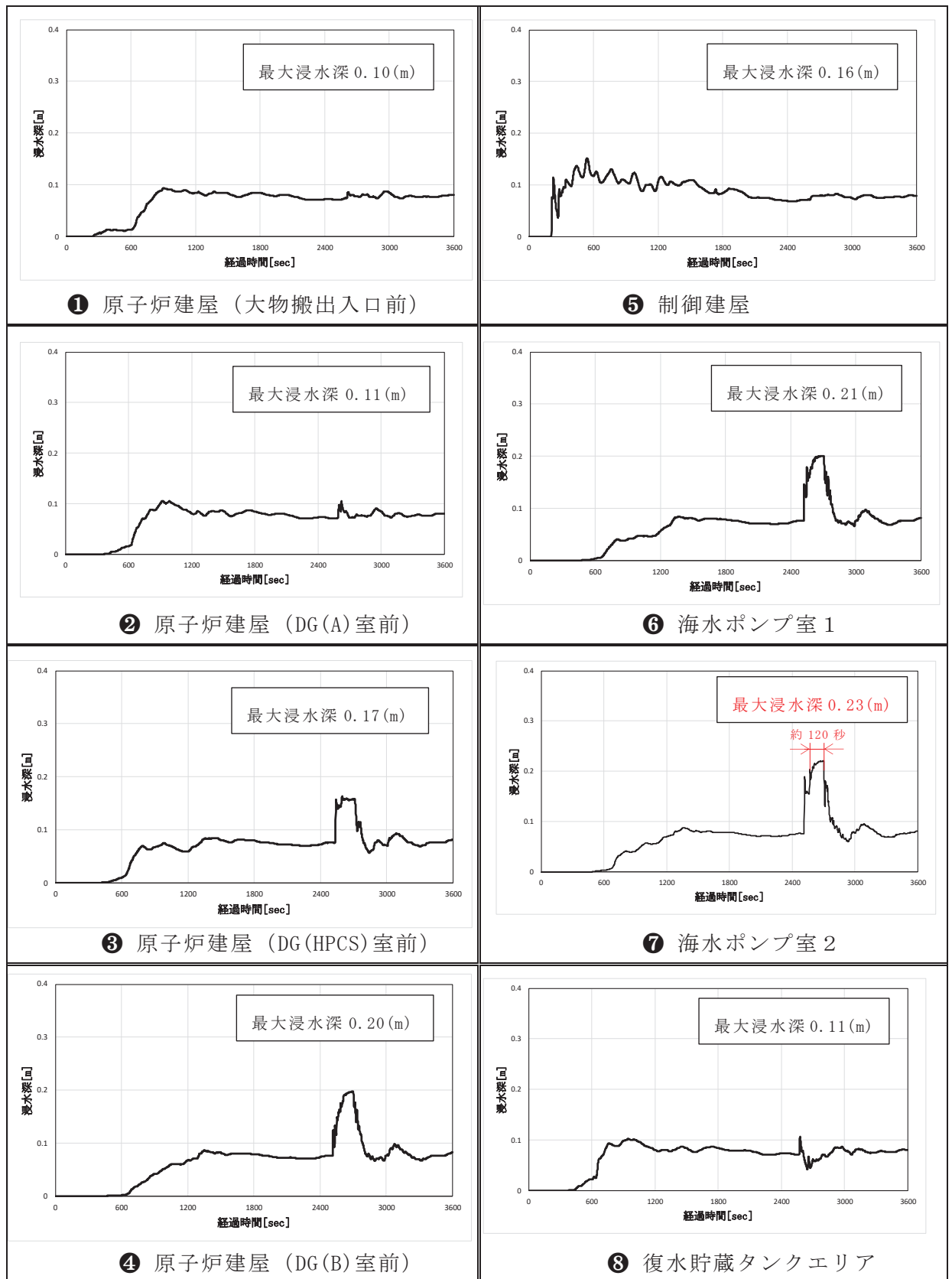


図 5.21-4 水位ポイントにおける浸水深 (1/2)

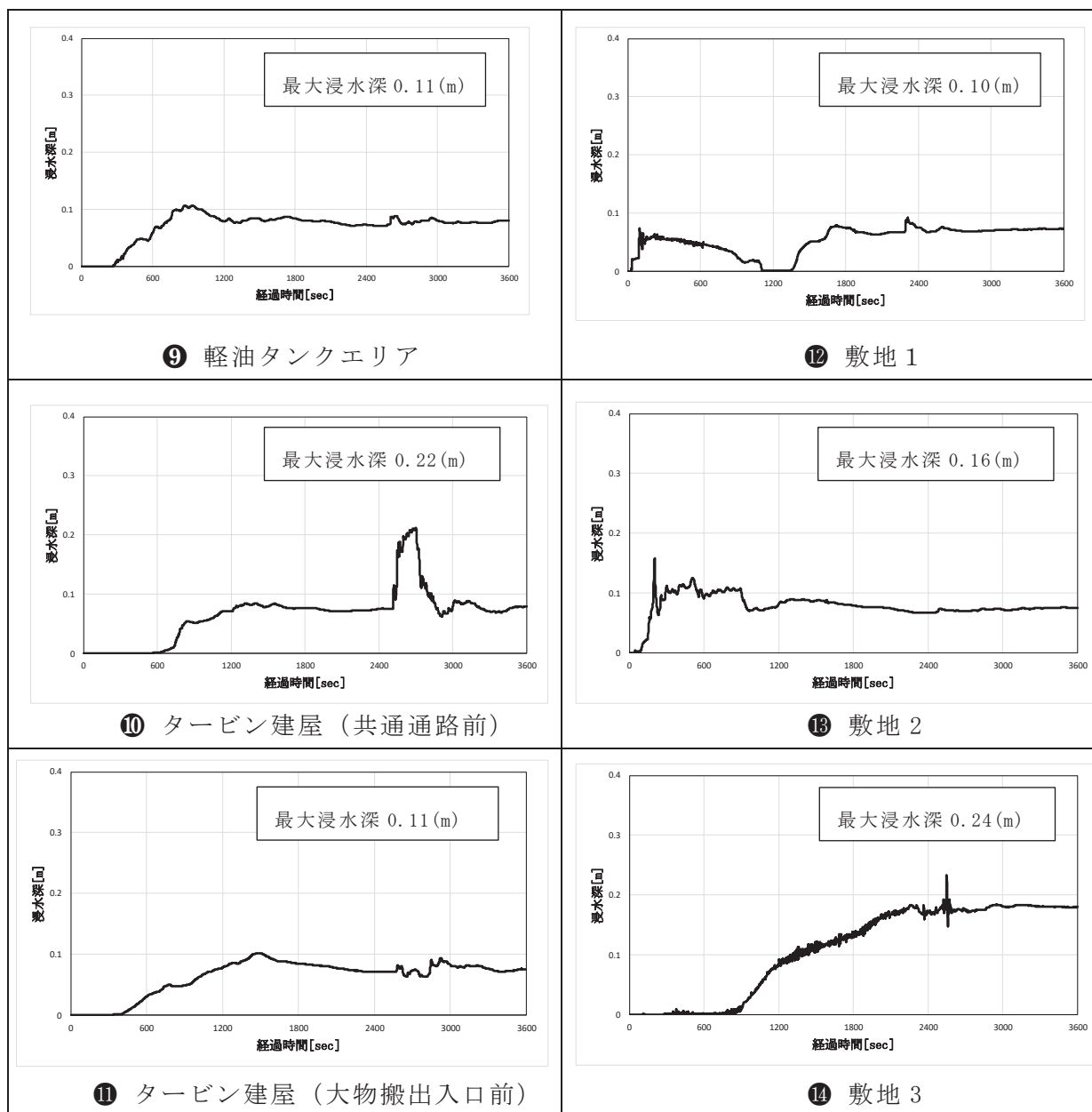


図 5.21-4 水位ポイントにおける浸水深 (2/2)

## 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について

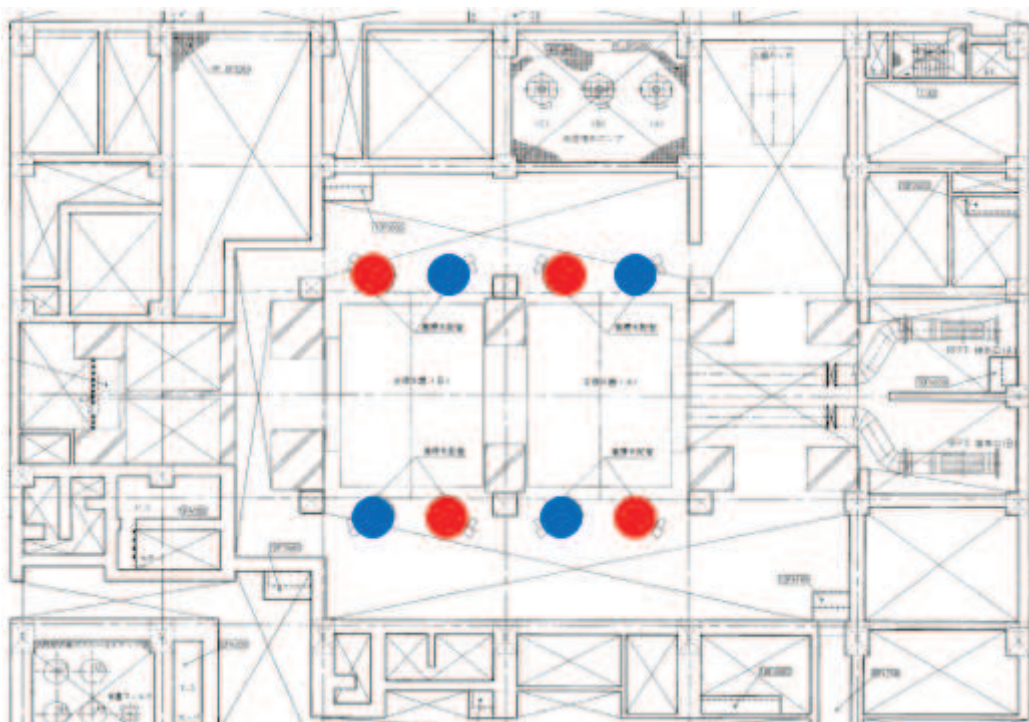
### 5.22.1 概要

本資料は、内部の溢水対策である復水器水室出入口弁が、循環水系隔離システムにより弁が閉止した後に、津波の圧力影響として浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）及び余震を考慮した荷重に対し、構造健全性を有することを確認するものである。VI-1-1-2-2-4「入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.4 津波による溢水の重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止(内郭防護)に係る評価 (4) 津波防護対策」で津波到達時において、復水器水室出入口弁の閉止状態が維持されることにより津波のバウンダリとなることから、津波に対する健全性を示すものである。

### 5.22.2 一般事項

#### (1) 配置計画

対象設備となる復水器水室出入口弁の配置計画を図 5.22.2-1 に示す。



タービン建屋 (O.P.O. 800 (m))

● : 復水器水室入口弁  
● : 復水器水室出口弁

図 5.22.2-1 配置計画

(2) 構造計画

復水器水室出入口弁は、電動バタフライ弁であり、弁体を回転し弁座に密着することで止水する。電動バタフライ弁の構造計画を表 5. 22. 2-1 に示す。

表 5. 22. 2-1 構造計画

設備名称	計画の概要			概略構造図
	型式	主体構造	支持構造	
復水器水室出入口弁	電動バタフライ弁	弁体を含む弁本体, 弁体を電動にて駆動する駆動部で構成される。	循環水配管に設置され, 配管に支持される。	<p>A-A 断面図</p> <p>弁設置位置図</p>

### 5.22.3 評価震度

#### (1) 評価震度の解析方法

解析モデルは、VI-2-別添 2-8「復水器水室出入口弁の耐震性についての計算書」と同一とする。

#### (2) 設計震度の計算条件

復水器水室出入口弁の設計条件について、表 5.22.3-1 に示す。

表 5.22.3-1 設計条件

評価対象	最高使用 圧力 (MPa)	最高使用 温度 (°C)	外径 (mm)	配管厚さ (mm)	材料	縦弾性係数 (MPa)
復水器水室入口弁	0.39	41	2526.0	13.0		
復水器水室出口弁	0.39	41	2526.0	13.0		

#### (3) 設計用地震力

本計算書において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を表 5.22.3-2 に示す。

なお、設計用床応答曲線はVI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定した弾性設計用地震動 S d のものを用いる。また、減衰定数はVI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

表 5.22.3-2 設計用地震力

建屋・構築物	標高	減衰定数(%)
タービン建屋	O.P. 0.800 m	0.5

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 5.22.4 設計震度の計算結果

(1) 復水器水室出入口弁弁体部の評価震度を表 5.22.4-1 及び表 5.22.4-2 に示す。

表 5.22.4-1 復水器水室入口弁弁体部の評価震度

適用する地震動等	S d		
	応答水平震度* <sup>1</sup>		応答鉛直震度* <sup>1</sup>
動的解析結果	X 方向	Z 方向	Y 方向
		4.09	4.27
動的震度* <sup>2</sup>	0.54		0.42

注記 \*1：動的解析から得られる各方向の震度。

\*2：剛領域の振動モードの影響を考慮する観点から設置床の最大応答加速度を 1.2 倍した震度 (1.2ZPA)

表 5.22.4-2 復水器水室出口弁弁体部の評価震度

適用する地震動等	S d		
	応答水平震度* <sup>1</sup>		応答鉛直震度* <sup>1</sup>
動的解析結果	X 方向	Z 方向	Y 方向
		4.08	4.28
動的震度* <sup>2</sup>	0.54		0.42

注記 \*1：動的解析から得られる各方向の震度。

\*2：剛領域の振動モードの影響を考慮する観点から設置床の最大応答加速度を 1.2 倍した震度 (1.2ZPA)

(2) 復水器水室出入口弁の各モードの固有周期及び刺激係数を表 5.22.4-3 及び表 5.22.4-4 に示す。

表 5.22.4-3 復水器水室入口弁の各モードの固有周期及び刺激係数

モード	固有周期(s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次	0.098	11.2	1.3	3.2
2 次	0.095	3.4	0.0	-11.6

注記 \*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

表 5.22.4-4 復水器水室出口弁の各モードの固有周期及び刺激係数

モード	固有周期(s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次	0.098	11.5	1.3	2.0
2 次	0.095	2.0	0.0	-11.9

注記 \* : 刺激係数は, モード質量を正規化し, 固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

### 5.22.5 構造強度評価

#### (1) 荷重の設定

##### a. 突き上げ津波荷重 (P<sub>t</sub>)

突き上げ津波荷重として, 津波流入を想定した流速成分による荷重と, 経路からの津波に伴う水位を用いた静水圧を考慮し, 以下の式より算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_p \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

ここで, P<sub>t</sub> : 突き上げ津波荷重

ρ<sub>0</sub> : 海水の密度

U : 流速 (津波流速を保守側に設定)

C<sub>p</sub> : 抗力係数 (2.01\*)

g : 重力加速度

H : 評価高さ (設計津波高さ - 設置位置高さ)

\* 出典: 津波漂流物対策施設設計ガイドライン 表-3.4.7 抗力係数 (H26.3 沿岸技術研究センター)

##### b. 余震荷重 (S<sub>d</sub>)

余震荷重は, VI-3-別添 3-1-1 「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり, 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> に伴う力とする。

余震に伴う加速度で弁体に発生する慣性力と, 余震による動水圧荷重を考慮し, 以下の式より算出する。弁体 (閉止状態) 及び弁本体の内面に加わる圧力荷重として評価。

$$S_d = m \cdot g \cdot \alpha_v / A + \rho_0 \cdot \alpha_v \cdot g \cdot H$$

ここで, S<sub>d</sub> : 余震荷重

m : 弁体部質量

g : 重力加速度

α<sub>v</sub> : 弁体部の鉛直方向余震震度

A : 弁体受圧面投影面積 (= π · D<sub>1</sub><sup>2</sup> / 4 D<sub>1</sub>: 弁口径)

ρ<sub>0</sub> : 海水の密度

H : 評価高さ (設計津波高さ - 設置位置高さ)

c. 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、弁体の自重を考慮する。

5.22.6 荷重の組合せ

復水器水室出入口弁の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5.22.6-1 に示す。

表 5.22.6-1 復水器水室出入口弁の強度評価にて考慮する荷重の組合せ

機器名称	荷重の組合せ
復水器水室出入口弁	$D + P_t + S_d$ *1,*2

注記\*1：Dは固定荷重， $P_t$ は突き上げ津波荷重， $S_d$ は余震荷重を示す。

\*2：固定荷重 (D) 及び余震荷重 ( $S_d$ ) の組合せが，強度評価上，突き上げ津波荷重 ( $P_t$ ) を緩和する方向に作用する場合，保守的にこれらを組み合わせない評価を実施する。

5.22.7 許容限界

復水器水室出入口弁については，水圧試験により確認した圧力を許容値として用いる。復水器水室出入口弁の水圧試験の圧力を表 5.22.7-1 に示す。

表 5.22.7-1 復水器水室出入口弁 許容限界

評価部位	水圧試験の圧力 (MPa)
復水器水室入口弁	0.38
復水器水室出口弁	0.38



### 5.22.8 計算条件

復水器水室出入口弁の構造健全性評価に用いる計算条件を表 5.22.8-1～表 5.22.8-3 に示す。

表 5.22.8-1 復水器水室出入口弁の構造健全性評価に用いる計算条件

弁体の材質	弁体の質量 $m_1$ (kg)	弁体受圧面の外径 (弁口径) $D_1$ (mm)
	3500	2500

重力加速度 $g$ ( $m/s^2$ )	海水の密度 $\rho_0$ ( $kg/m^3$ )
9.80665	1030

表 5.22.8-2 復水器水室出入口弁の構造健全性評価に用いる流速条件

	復水器水室入口弁*1	復水器水室出口弁*2
突き上げ津波荷重評価流速 $U$ (m/s)	1.0	1.0

注記 \* 1 : 復水器水室入口弁が閉止されている状態では、弁体部に流れはないが、海水ポンプ室（水位上昇側）の最大鉛直流速に対し、保守的に設定した値を評価流速とする。

\* 2 : 復水器水室出口弁が閉止されている状態では、弁体部に流れはないが、放水立坑（水位上昇側）の最大鉛直流速に対し、保守的に設定した値を評価流速とする。

表 5.22.8-3 復水器水室出入口弁の構造健全性評価に用いる評価高さ

	復水器水室入口弁 (O.P. (m))	復水器水室出口弁 (O.P. (m))
①設計津波高さ*1*3	18.6	18.6
②設置位置高さ*2*3	1.8	1.8
評価高さ $H$ (①-②)	16.8	16.8

注記 \* 1 : 取水路からの海水ポンプ室の入力津波高さ（VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価）に設計上の裕度 0.5(m)を考慮する。

\* 2 : 復水器水室出入口弁を設置する高さとする。

\* 3 : 高さは地盤沈下を考慮(-1.0m)した表記としている。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 5.22.9 評価結果

#### (1) 構造健全性評価

復水器水室出入口弁の構造健全性評価結果を表 5.22.9-1 に示す。発生圧力が、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した水圧試験圧力以下であることから、評価部位である復水器水室出入口弁が構造健全性を有することを確認した。

表5.22.9-1 復水器水室出入口弁の構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	水圧試験の圧力 (MPa)
復水器水室入口弁	0.28	0.38
復水器水室出口弁	0.28	0.38

## 5.23 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について

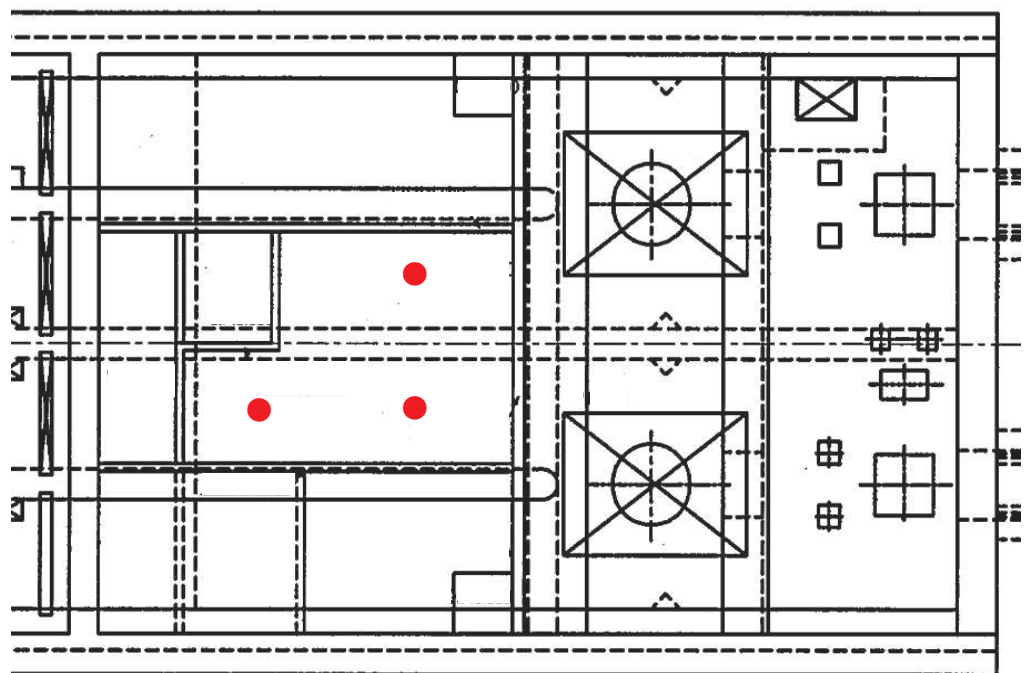
### 5.23.1 概要

本資料は、内部溢水の対策であるタービン補機冷却海水系隔離システムにより、タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁が閉止した後に、津波の圧力影響として浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）及び余震を考慮した荷重に対し、構造健全性を有することを確認するものである。VI-1-1-2-2-4「入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.4 津波による溢水の重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（内郭防護）に係る評価（4）津波防護対策」で津波到達時において、タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の閉止状態が維持されることにより津波のバウンダリとなることから、津波に対する健全性を示すものである。

### 5.23.2 一般事項

#### (1) 配置計画

強度評価の対象設備となるタービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の配置計画を図 5.23.2-1 に示す。



海水ポンプ室 (0. P. 2. 000 (m))

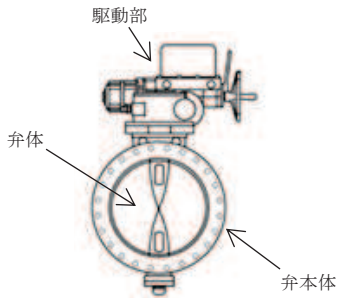
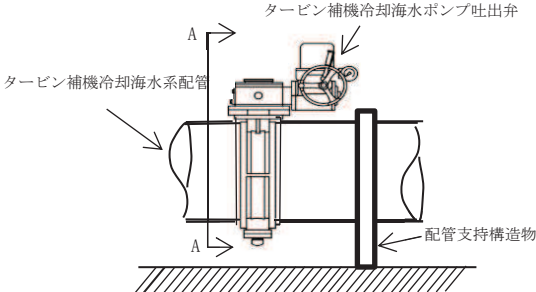
●: タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁

図 5.23.2-1 配置計画

(2) 構造計画

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁は、電動バタフライ弁であり、弁体を回転し弁座に密着することで止水する。電動バタフライ弁の構造計画を表 5.23.2-1 に示す。

表 5.23.2-1 構造計画

設備名称	計画の概要			概略構造図
	型式	主体構造	支持構造	
タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁	電動バタフライ弁	弁体を含む弁本体, 弁体を電動にて駆動する駆動部で構成される。	タービン補機冷却海水系配管に設置され, 配管にて支持される。 配管については, 支持構造物にて支持される。	 <p>A-A 断面図</p>  <p>弁設置位置図</p>

### 5.23.3 評価震度

#### (1) 評価震度の解析方法

解析モデルは、VI-2-別添 2-7「タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の耐震性についての計算書」と同一とする。

#### (2) 設計震度の計算条件

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の設計条件について、表 5.23.3-1 に示す。

表 5.23.3-1 設計条件

評価対象	最高使用 圧力 (MPa)	最高使用 温度 (°C)	外径 (mm)	配管厚さ (mm)	材料	縦弾性係数 (MPa)
タービン補機冷却 海水ポンプ吐出弁	0.69	41	558.8	9.5		

#### (3) 設計用地震力

本計算書において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を表 5.23.3-2 に示す。

なお、設計用床応答曲線はVI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定した弾性設計用地震動  $S_d$  のものを用いる。また、減衰定数はVI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

表 5.23.3-2 設計用地震力

建屋・構築物	標高	減衰定数 (%)
海水ポンプ室	O.P. 6.250(m)	2.0
海水ポンプ室	O.P. 1.250(m)	2.0

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.23.4 設計震度の計算結果

(1) タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁弁体部の評価震度を表 5.23.4-1 に示す。

表 5.23.4-1 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁弁体部の評価震度

適用する地震動等	S d		
	応答水平震度* <sup>1</sup>		応答鉛直震度* <sup>1</sup>
動的解析結果	X 方向	Z 方向	Y 方向
		4.451	0.413
動的震度* <sup>2</sup>	1.370		1.130

注記 \*1：動的解析から得られる各方向の震度。

\*2：剛領域の振動モードの影響を考慮する観点から設置床の最大応答加速度を 1.2 倍した震度 (1.2ZPA)

(2) タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の各モードの固有周期及び刺激係数を表 5.23.4-2 に示す。

表 5.23.4-2 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の各モードの固有周期及び刺激係数

モード	固有周期(s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次	0.191	0.003	0.040	0.008
2 次	0.172	0.005	0.011	0.037
3 次	0.100	0.028	0.001	0.020
4 次	0.086	0.036	0.003	0.057
5 次	0.073	0.045	0.007	0.005
6 次	0.070	0.062	0.019	0.003
7 次	0.058	0.122	0.008	0.009
8 次	0.057	0.003	0.001	0.016
9 次	0.055	0.034	0.001	0.019
10 次	0.051	0.000	0.011	0.001
11 次	0.047	0.001	0.042	0.009

注記 \*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

### 5.23.5 構造強度評価

#### (1) 荷重の設定

##### a. 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ )

突き上げ津波荷重として、津波流入を想定した流速成分による荷重と、経路からの津波に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_p \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

ここで、 $P_t$  : 突き上げ津波荷重

$\rho_0$  : 海水の密度

$U$  : 流速 (津波流速を保守側に設定)

$C_p$  : 抗力係数 (2.01\*)

$g$  : 重力加速度

$H$  : 評価高さ (設計津波高さ－設置位置高さ)

\*出典：津波漂流物対策施設設計ガイドライン 表-3.4.7 抗力係数  
(H26.3 沿岸技術研究センター)

##### b. 余震荷重 ( $K S d$ )

余震荷重は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動  $S d$  に伴う力とする。

余震に伴う加速度で弁体に発生する慣性力と、余震による動水圧荷重を考慮し、以下の式より算出する。弁体 (閉止状態) 及び弁本体の内面に加わる圧力荷重として評価。

$$K S d = m \cdot g \cdot \alpha_H / A + \rho_0 \cdot \alpha_V \cdot g \cdot H$$

ここで、 $K S d$  : 余震荷重

$m$  : 弁体部質量

$g$  : 重力加速度

$\alpha_H$  : 弁体部の配管軸方向余震震度

$A$  : 弁体受圧面投影面積 ( $= \pi \cdot D_1^2 / 4$   $D_1$ : 弁口径)

$\rho_0$  : 海水の密度

$\alpha_V$  : 弁体部の鉛直方向余震震度

$H$  : 評価高さ (設計津波高さ－設置位置高さ)

##### c. 固定荷重 ( $D$ )

常時作用する荷重として、弁本体及び配管の自重を考慮する。

(弁体は水平配管に設置されるため、弁体の配管軸方向荷重評価 (内圧と重畳する方向) については 0 となる。)

### 5.23.6 荷重の組合せ

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5.23.6-1 に示す。

表 5.23.6-1 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の強度評価にて考慮する荷重の組合せ

機器名称	荷重の組合せ
タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁	$D + P_t + K S d$ *1, *2

注記 \*1: Dは固定荷重,  $P_t$ は突き上げ津波荷重,  $K S d$ は余震荷重を示す。

\*2: 固定荷重 (D) 及び余震荷重 ( $K S d$ ) の組合せが, 強度評価上, 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ ) を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれらを組み合わせない評価を実施する。

### 5.23.7 許容限界

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁については, 水圧試験により確認した圧力を許容値として用いる。タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の水圧試験の圧力を表 5.23.7-1 に示す。

表 5.23.7-1 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁 許容限界

評価部位	水圧試験の圧力 (MPa)
タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁	0.75



### 5.23.8 計算条件

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価に用いる計算条件を表 5.23.8-1～表 5.23.8-3 に示す。

表 5.23.8-1 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価に用いる計算条件

弁体の材質	弁体の質量 $m_1$ (kg)	弁体受圧面の外径 (弁口径) $D_1$ (mm)
	70	550

重力加速度 $g$ ( $m/s^2$ )	海水の密度 $\rho_0$ ( $kg/m^3$ )
9.80665	1030

表 5.23.8-2 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価に用いる流速条件

	タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁
突き上げ津波荷重評価流速 $U$ ( $m/s$ ) *	1.0

注記 \* : タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁が閉止されている状態では、弁体部に流れはないが、海水ポンプ室（水位上昇側）の最大鉛直流速に対し、保守的に設定した値を評価流速とする。

表 5.23.8-3 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価に用いる評価高さ

	タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁 (O.P. (m))
①最高津波高さ*1*3	18.6
②設置位置高さ*2*3	2.85
③価高さ $H$ (①-②)	15.75

注記 \*1 : 取水路からの海水ポンプ室の入力津波高さ (VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価) に設計上の裕度 0.5(m) を考慮する。

\*2 : タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁を設置する高さとする。

\*3 : 高さは地盤沈下を考慮(-1.0m)した表記としている。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 5.23.9 評価結果

#### (1) 構造健全性評価

タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価結果を表 5.23.9-1 に示す。発生圧力が、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した水圧試験圧力以下であることから、評価部位であるタービン補機冷却海水ポンプ吐出弁が構造健全性を有することを確認した。

表5.23.9-1 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	水圧試験の圧力 (MPa)
タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁	0.36	0.75

## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### (1) 概要

津波の流入防止に係る津波のバウンダリとなる設備については、地震時及びその後の津波に対して構造強度を有することで、敷地への浸水防止（外郭防護1）及び浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策（内郭防護）を期待する設備である。また、内郭防護の設計において、津波による溢水量低減を期待する設備については、地震時及びその後の津波に対して構造強度を有する必要がある。

よって、これらの設備に関して、耐震評価、津波に対する強度評価を行い、津波バウンダリの維持を説明するものである。

### (2) 評価方針

津波の流入防止に係る津波のバウンダリとなる設備について抽出し、これらの系統における津波時の影響を考慮した評価を実施する。

- a. 評価対象施設は、津波時の敷地への流入防止、浸水防護重点化範囲への浸水防止の観点から、屋外に設置され、取水路、放水路から津波の影響を受ける範囲の設備とする。
- b. 津波の影響として、津波のバウンダリとなる部位の形状等を考慮して、評価を実施する。また、系統が弁で仕切られているような終端部について、満水状態であれば、津波時においても直接的な流れがないと考えられるが、保守的に流路の水位上昇速度を用いて評価を実施する。

### (3) 評価結果

津波の流入防止に係る津波のバウンダリとなる設備について抽出し、これらの系統における耐震評価、津波に対する強度評価を実施した。いずれの設備についても構造強度を有することで、津波バウンダリを維持することを確認した。これらの確認結果については、表 5.24-1 に示す。

表 5.24-1 津波の流入防止に係る津波のバウンダリとなる設備の構造評価結果 (1/2)

No.	津波の流入経路	評価対象施設	津波に対する 終端部	設置エリア	耐震評価		強度評価	
					内容	評価結果の紐づけ書類	内容	評価結果の紐づけ書類
1	2号取水路	2号原子炉補機冷却海水ポンプ	—	2号海水ポンプ室補機エリア	Sクラス施設の耐震評価により構造強度を有することを確認	VI-2-5-7-1-3 原子炉補機冷却海水ポンプの耐震性についての計算書	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
2	2号取水路	2号原子炉補機冷却海水系配管	—	2号海水ポンプ室補機エリア	Sクラス施設の耐震評価により構造強度を有することを確認	VI-2-5-7-1-6 管の耐震性についての計算書(原子炉補機冷却水系及び原子炉補機冷却海水系)	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
3	2号取水路	2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	—	2号海水ポンプ室補機エリア	Sクラス施設の耐震評価により構造強度を有することを確認	VI-2-5-7-2-3 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの耐震性についての計算書	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
4	2号取水路	2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	—	2号海水ポンプ室補機エリア	Sクラス施設の耐震評価により構造強度を有することを確認	VI-2-5-7-2-5 管の耐震性についての計算書(高圧炉心スプレイ補機冷却水系及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水系)	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
5	2号取水路	2号タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁	終端部	2号海水ポンプ室補機エリア	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-7 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の耐震性についての計算書	タービン補機冷却海水系隔離システムによりポンプ停止及びタービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の吐出弁に対して強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.23 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の津波に対する強度評価
6	2号取水路	2号タービン補機冷却海水ポンプ	—	2号海水ポンプ室補機エリア	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B, C クラス機器の耐震性についての計算書	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
7	2号取水路	2号タービン補機冷却海水系配管	—	2号海水ポンプ室補機エリア	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-7 タービン補機冷却海水ポンプ吐出弁の耐震性についての計算書	タービン補機冷却海水系隔離システムによりポンプ停止及び吐出弁が全閉となり、その後の津波の影響を受けるため、吐出弁までの屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
8	2号取水・放水路	2号復水器水室出入口弁	終端部	2号タービン建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-8 復水器水室出入口弁の耐震性についての計算書	循環水系隔離システムによりポンプ停止及び復水器水室出入口弁が全閉となり、その後の津波の影響を受けるため、終端部の復水器水室出入口弁に対して強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する強度評価
9	2号取水・放水路	2号循環水系配管(復水器水室出入口弁接続配管)	—	2号タービン建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-8 復水器水室出入口弁の耐震性についての計算書	循環水系隔離システムによりポンプ停止及び復水器水室出入口弁が全閉となり、その後の津波の影響を受けるため、復水器水室出入口弁までのタービン建屋内配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
10	2号取水路	2号循環水ポンプ	—	2号海水ポンプ室循環水ポンプエリア	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B, C クラス機器の耐震性についての計算書	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
11	2号取水路	2号循環水系配管(循環水ポンプ接続配管)	—	2号海水ポンプ室循環水ポンプエリア	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B, C クラス機器の耐震性についての計算書	循環水系隔離システムによりポンプ停止及び復水器水室出入口弁が全閉となり、その後の津波の影響を受けるため、屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価

表 5.24-1 津波の流入防止に係る津波のバウンダリとなる設備の構造評価結果 (2/2)

No.	津波の流入経路	評価対象施設	津波に対する終端部	設置エリア	耐震評価		強度評価	
					内容	評価結果の紐づけ書類	内容	評価結果の紐づけ書類
12	3号取水路	3号原子炉補機冷却海水ポンプ	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.2. 3号機海水ポンプの基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4. 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
13	3号取水路	3号原子炉補機冷却海水系配管	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.3. 3号機取水側海水配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
14	3号取水路	3号高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.2. 3号機海水ポンプの基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4. 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
15	3号取水路	3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.3. 3号機取水側海水配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
16	3号取水路	3号タービン補機冷却海水ポンプ	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.2. 3号機海水ポンプの基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4. 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
17	3号取水路	3号タービン補機冷却海水系配管	—	3号海水熱交換器建屋	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.3. 3号機取水側海水配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
18	3号取水路	3号循環水ポンプ	—	3号海水ポンプ室	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.2. 3号機海水ポンプの基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波時の運転状態及び入力津波高さを考慮した水頭圧を考慮し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.4. 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
19	3号取水路	3号循環水配管	—	3号海水ポンプ室	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.3. 3号機取水側海水配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
20	3号放水路	3号原子炉補機冷却海水系配管	—	3号補機放水ビット	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.1. 3号機補機放水側配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
21	3号放水路	3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	—	3号補機放水ビット	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.1. 3号機補機放水側配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
22	3号放水路	3号タービン補機冷却海水系配管	—	3号補機放水ビット	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.1. 3号機補機放水側配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価
23	3号放水路	3号非放射性ドレン移送系配管	—	3号補機放水ビット	基準地震動 Ss による耐震性評価により構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.1. 3号機補機放水側配管の基準地震動 Ss に対する耐震評価	津波の影響を受ける屋外配管の強度評価を実施し、構造強度を有することを確認	補足 140-1.5.24.5. 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価

## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 $S_s$ に対する耐震評価

#### (1) 概要

3号機補機冷却海水系放水ピットには浸水防止蓋を設置するとともに、浸水防止蓋を貫通する屋外に露出する配管の貫通部は基準地震動 $S_s$ による地震力に対してバウンダリ機能を維持し、貫通部には止水処置を実施する設計としている。浸水防止蓋及び貫通部止水処置の配置については、図5.24.1-1及び図5.24.1-2に示す。

本資料は、添付資料「VI-3-別添3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示す貫通部止水処置（3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部）を実施する屋外に露出する配管について、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」の手法を参考に耐震評価を実施し、基準地震動 $S_s$ に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

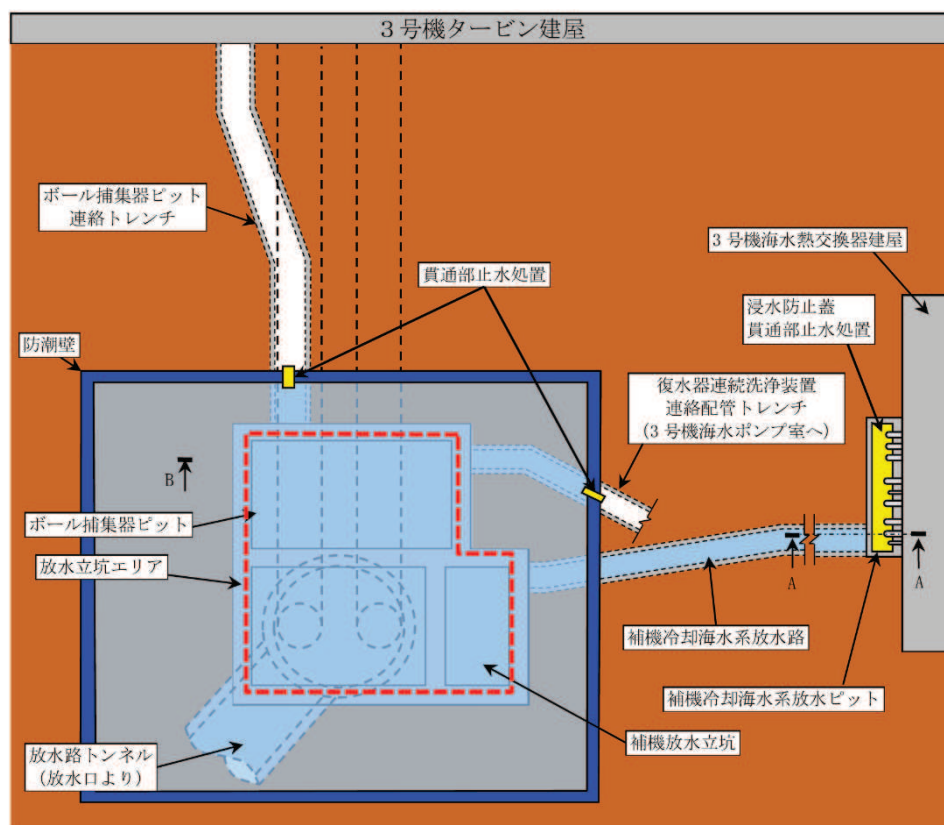


図 5.24.1-1 3号機 放水立坑 浸水対策配置図 (平面図)

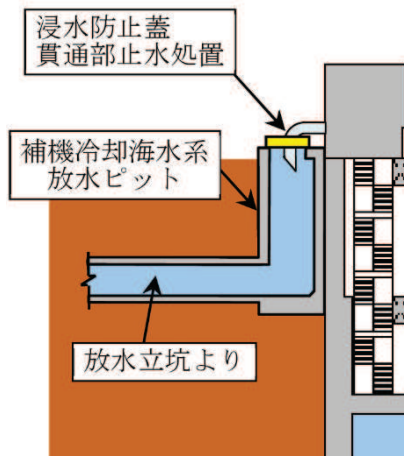


図 5.24.1-2 3号機 放水立坑 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

(2) 評価条件

a. 計算方法

3次元はりモデルにより基準地震動  $S_s$  に対する健全性評価を実施する。解析コードは、「MSAP(配管)」を使用する。

b. 荷重及び荷重の組合せ

(a) 荷重の種類

応力評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

- ・常時作用する荷重 ( $D$ )  
死荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。
- ・内圧荷重 ( $P_D$ )  
内圧荷重は、当該設備に設計上定められた最高使用圧力による荷重とする。
- ・機械的荷重 ( $M_D$ )  
当該設備に設計上定められた機械的荷重とする。
- ・地震荷重 ( $S_s$ )  
地震荷重は、基準地震動  $S_s$  により定まる地震力とする。

(b) 荷重の組み合わせ

評価に用いる荷重の組合せを表 5.24.1-1, 2 に示す。

表 5.24.1-1 配管の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
$IV_A S$	$D + P_D + M_D + S_s$	配管

表 5.24.1-2 支持構造物の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
IV <sub>A</sub> S	D + P <sub>D</sub> + M <sub>D</sub> + S <sub>s</sub>	脚, 支持構造物, ボルト等

c. 許容限界

評価における許容限界を表 5.24.1-3, 4 に示す。

表 5.24.1-3 配管の許容限界

区分	耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界* <sup>1</sup>			
				一次一般 膜応力	一次膜応力+ 一次曲げ応力	一次+ 二次応力	一次+二次+ ピーク応力
配管	S, C	D + P <sub>D</sub> + M <sub>D</sub> + S <sub>s</sub>	IV <sub>A</sub> S	0.6 · S <sub>u</sub>	左欄の 1.5 倍 の値	* <sup>2</sup> S <sub>s</sub> 地震動のみによる疲労解析 を行い, 疲労累積係数が 1.0 以 下であること。但し, 地震動の みによる一次+二次応力の変動 値が 2 · S <sub>y</sub> 以下であれば, 疲労 解析は不要。	

注記 \* 1 : 軸力による全断面平均応力については許容応力状態 III<sub>A</sub>S の一次一般膜応力の許容値の 0.8 倍の値とする。

\* 2 : 2 · S<sub>y</sub> を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合, 設計・建設規格 PVB-3536 (1), (2), (4) 及び (5) (ただし, S<sub>m</sub> は 2/3 · S<sub>y</sub> と読み替える。) の簡易弾塑性解析を用いる。



表 5. 24. 1-4 支持構造物の許容限界

耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界*1,*2,*3 (ボルト等以外)										許容限界*2,*4 (ボルト等)		形式試験に よる場合
			一次応力					一次+二次応力					一次応力		許容荷重
			引張	せん断	圧縮	曲げ	支圧	引張 圧縮	せん断 *6	曲げ *7	支圧	座屈 *5	引張	せん断	
S, C	D + P <sub>D</sub> + M D + S <sub>s</sub>	IV <sub>A</sub> S	1.5・ f <sub>t</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>s</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>c</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>b</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>p</sub> * <sup>*</sup>	3・f <sub>t</sub>	3・f <sub>s</sub> <sup>*6</sup>	3・f <sub>b</sub> <sup>*7</sup>	1.5・ f <sub>p</sub> * <sup>*8</sup>	1.5・f <sub>b</sub> , 1.5・f <sub>s</sub> 又 は1.5・f <sub>c</sub> <sup>*7,*8</sup>	1.5・ f <sub>t</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>s</sub> * <sup>*</sup>	$T_L \cdot 0.6$ $\cdot \frac{S_{y d}}{S_{y t}}$

注記\*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

\*2：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

\*3：耐圧部に溶接等により直接取り付けられる支持構造物であって耐圧部と一体の応力解析を行うものについては、耐圧部と同じ許容応力とする。

\*4：コンクリートに埋め込まれるアンカボルトで地震応力の占める割合が支配的なものであって、トルク管理、材料の照合等を行わないものについては、材料の品質、据付状態等のゆらぎ等を考慮して、III<sub>A</sub>Sの許容応力を一次引張応力に対してはf<sub>t</sub>、一次せん断応力に対してはf<sub>s</sub>として、またIV<sub>A</sub>S→III<sub>A</sub>Sとして応力評価を行う。

\*5：薄肉円筒形状のもの座屈の評価にあつては、クラスMC容器の座屈に対する評価式による。

\*6：すみ肉溶接部にあつては最大応力に対して1.5・f<sub>s</sub>とする。

\*7：設計・建設規格SSB-3121.1(4)により求めたf<sub>b</sub>とする。

\*8：自重、熱膨張等により常時作用する荷重に、地震動による荷重を重ね合わせて得られる応力の圧縮最大値について評価する。

d. 評価対象系統

評価対象の配管仕様を表 5. 24. 1-5 に示す。

表 5. 24. 1-5 評価対象の配管仕様

系統名称	ライン数	口径	板厚 (mm)	材質
3号機原子炉補機冷却海水系	4	500A	9.5	
3号機タービン補機冷却海水系	3	500A	9.5	
3号機非放射性ドレン移送系	1	50A	5.5	
3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	1	200A	8.2	

e. 使用材料の許容応力評価条件

使用材料の許容応力条件を表 5. 24. 1-6 に示す。

表 5. 24. 1-6 使用材料の許容応力評価条件

材料	最高使用温度 (°C)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)
	50		
	40		
	66		
	50		

f. 評価モデル

各系統代表の評価モデルを図 5. 24. 1-3~6 に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

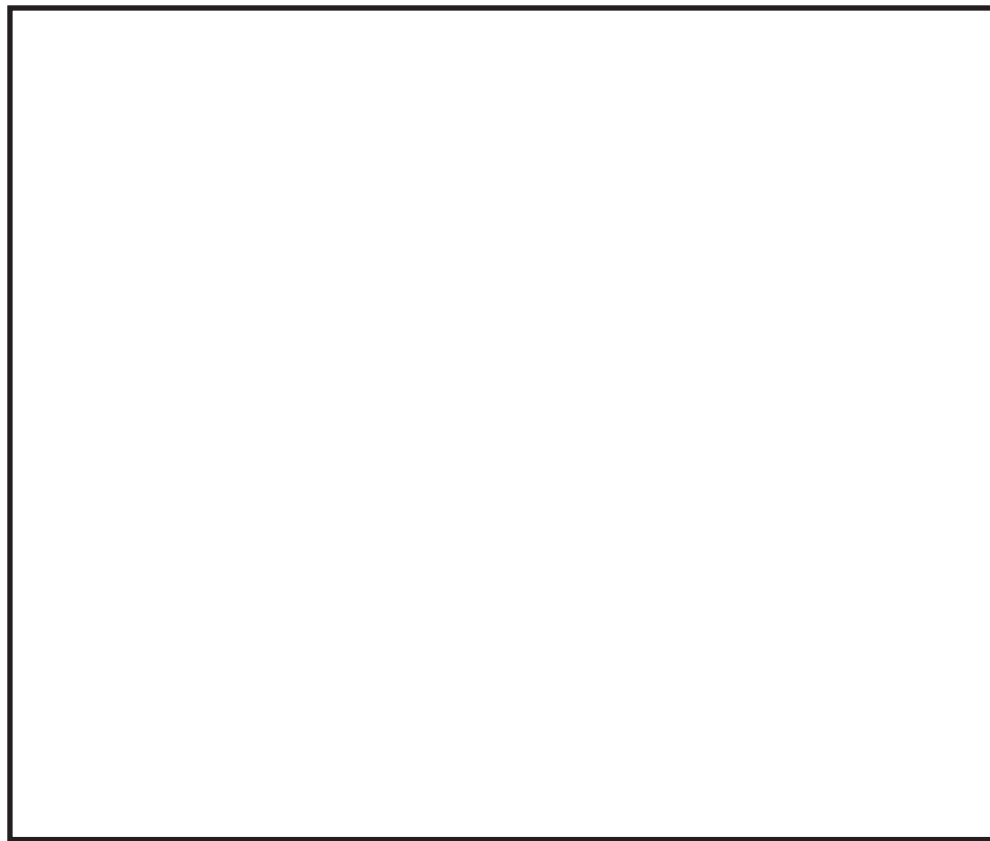
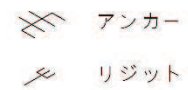
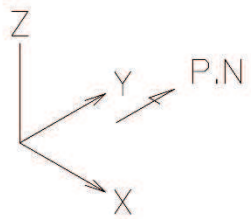
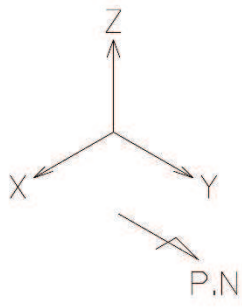




図 5.24.1-3 3号機原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図



 アンカー  
 リジット

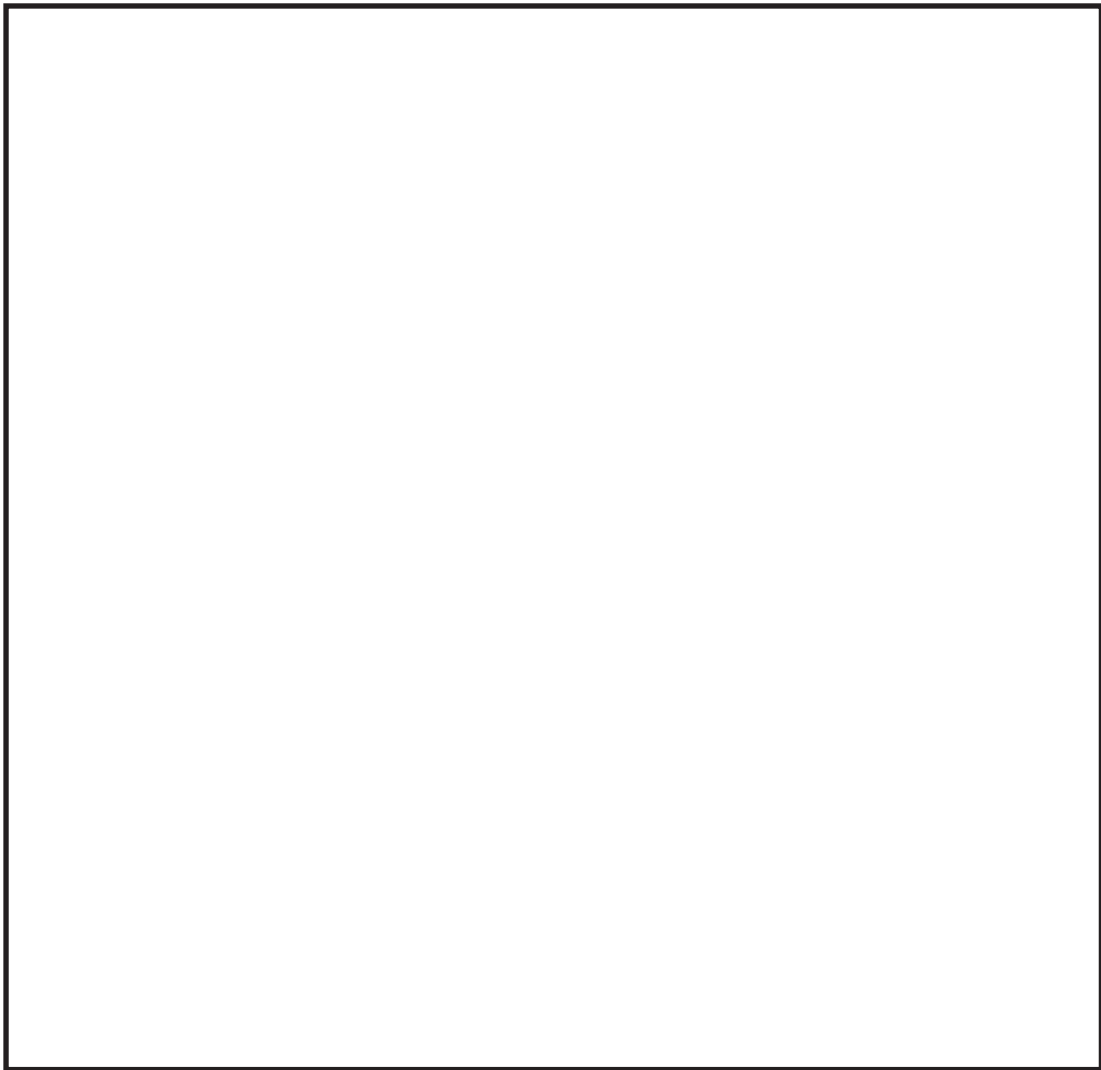


図 5.24.1-4 3号機タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

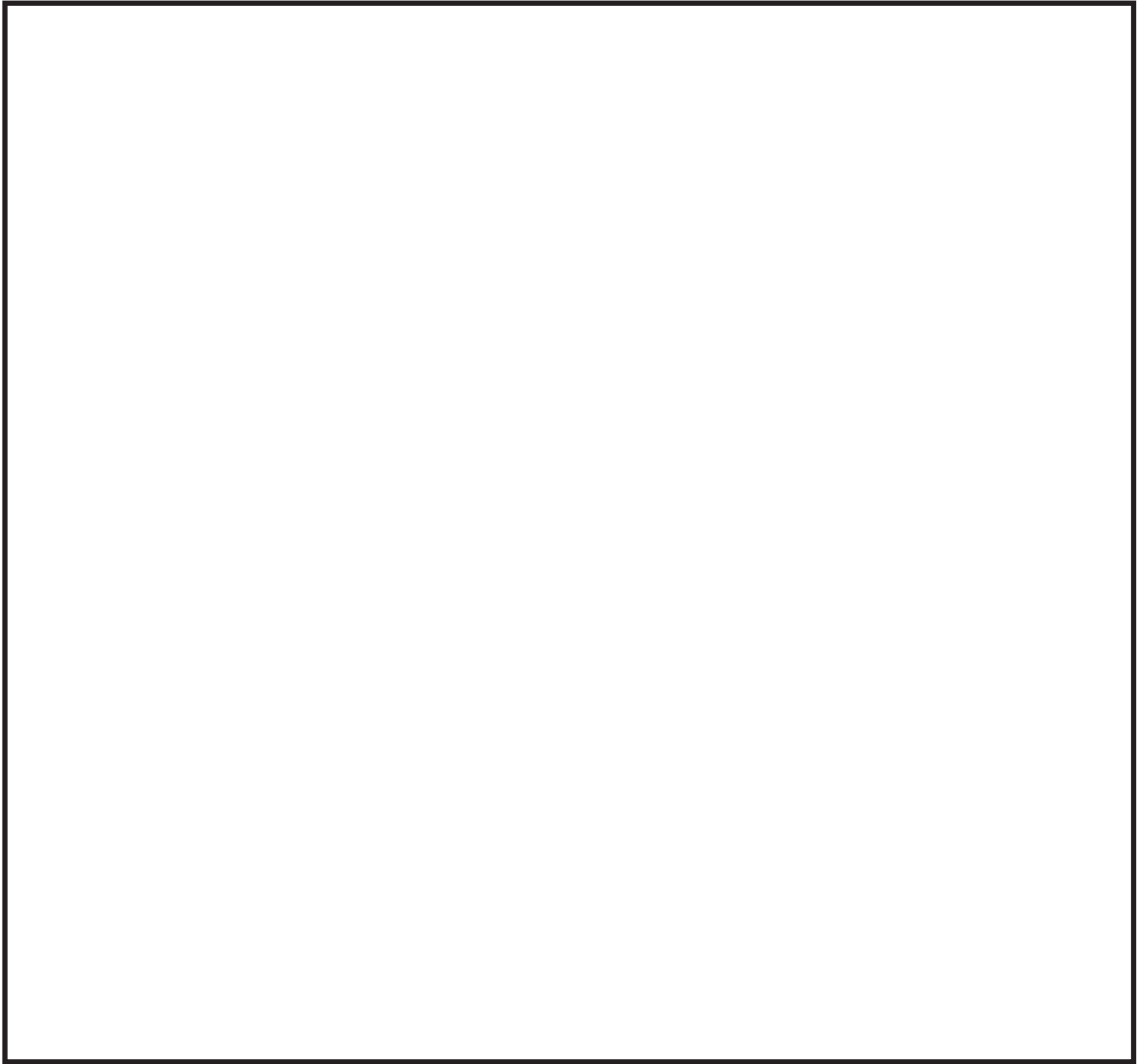
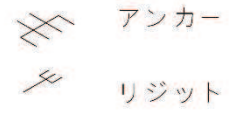
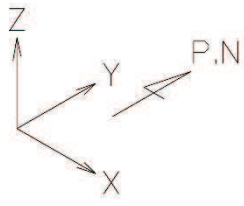


図 5.24.1-5 3号機非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

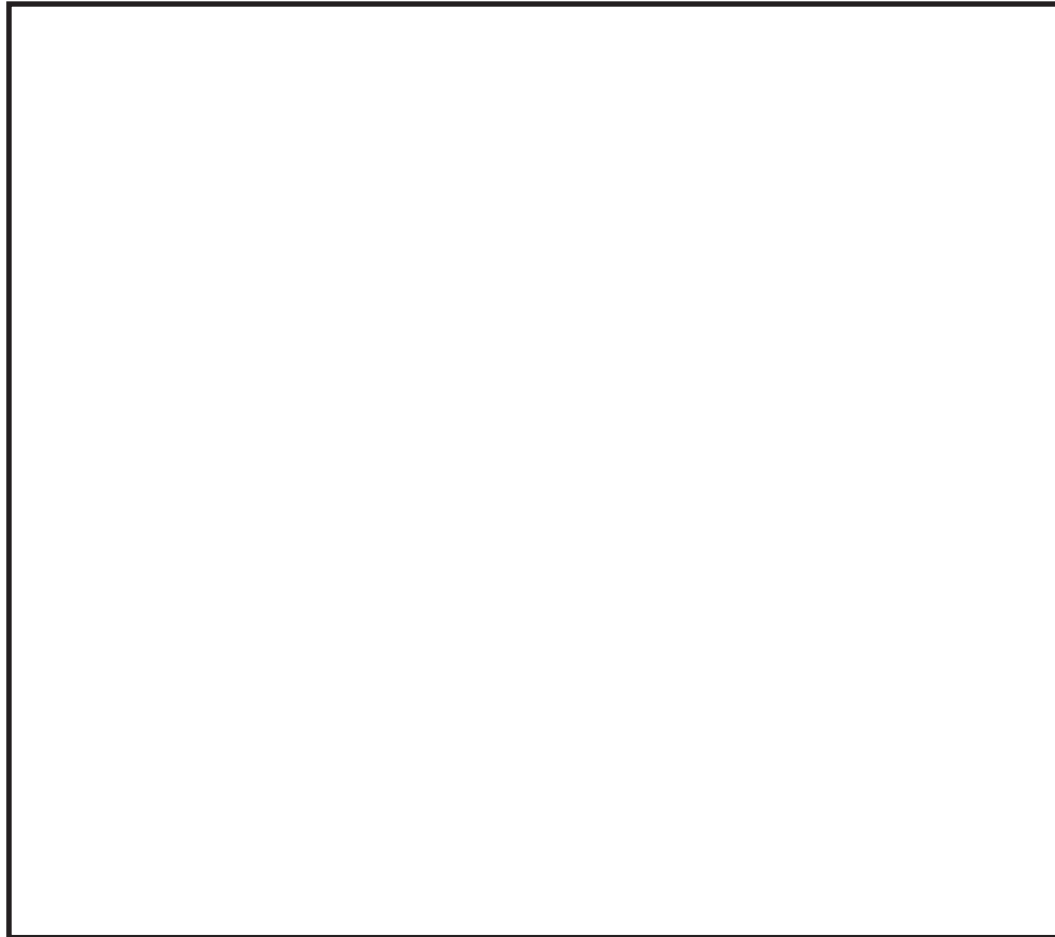
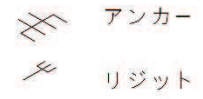
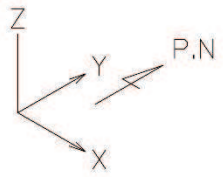


図 5.24.1-6 3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル

e. 設計用地震力

本資料において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を表 5.24.1-7 及び図 5.24.1-7～10 に示す。

なお、設計用床応答曲線はVI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」を参考に策定した基準地震動  $S_s$  のものを用いる。また、減衰定数はVI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」を参考に策定した減衰定数を用いる。

表 5.24.1-7 設計用床応答曲線

建物・構築物	標高 (O.P. (m))	減衰定数 (%)
3号海水熱交換器建屋	14.00	0.5
	7.00	

構造物名：3号海水熱交換器建屋  
減衰定数：0.5

標高：O.P. 15.000m  
波形名：Ss-AL

— 水平方向

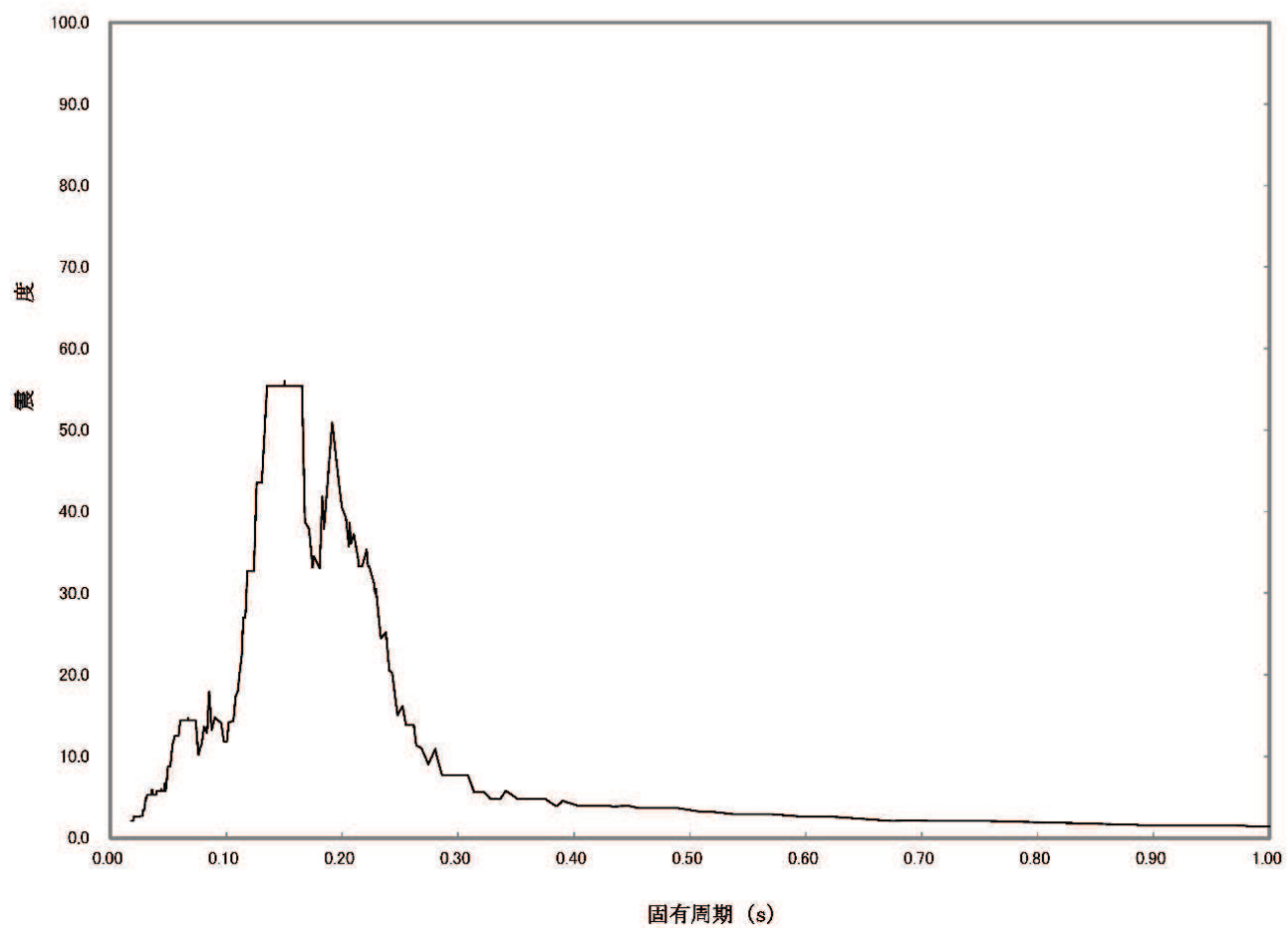


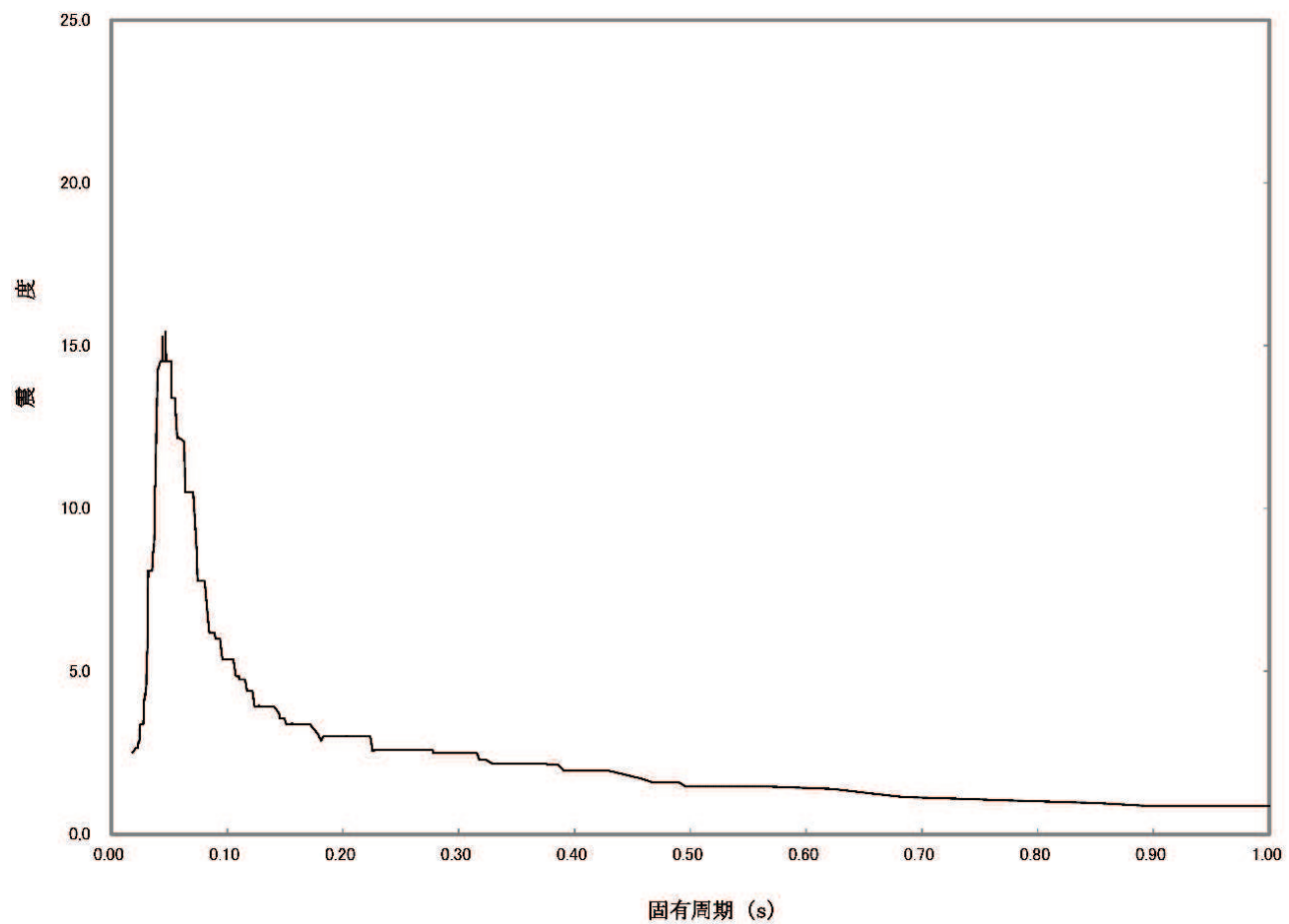
図 5.24.1-7 設計用床応答曲線 (O.P. 14.00m) 水平方向



構造物名：3号海水熱交換器建屋  
減衰定数：0.5

標高：O.P. 15.000m  
波形名：Ss-AL

—鉛直方向



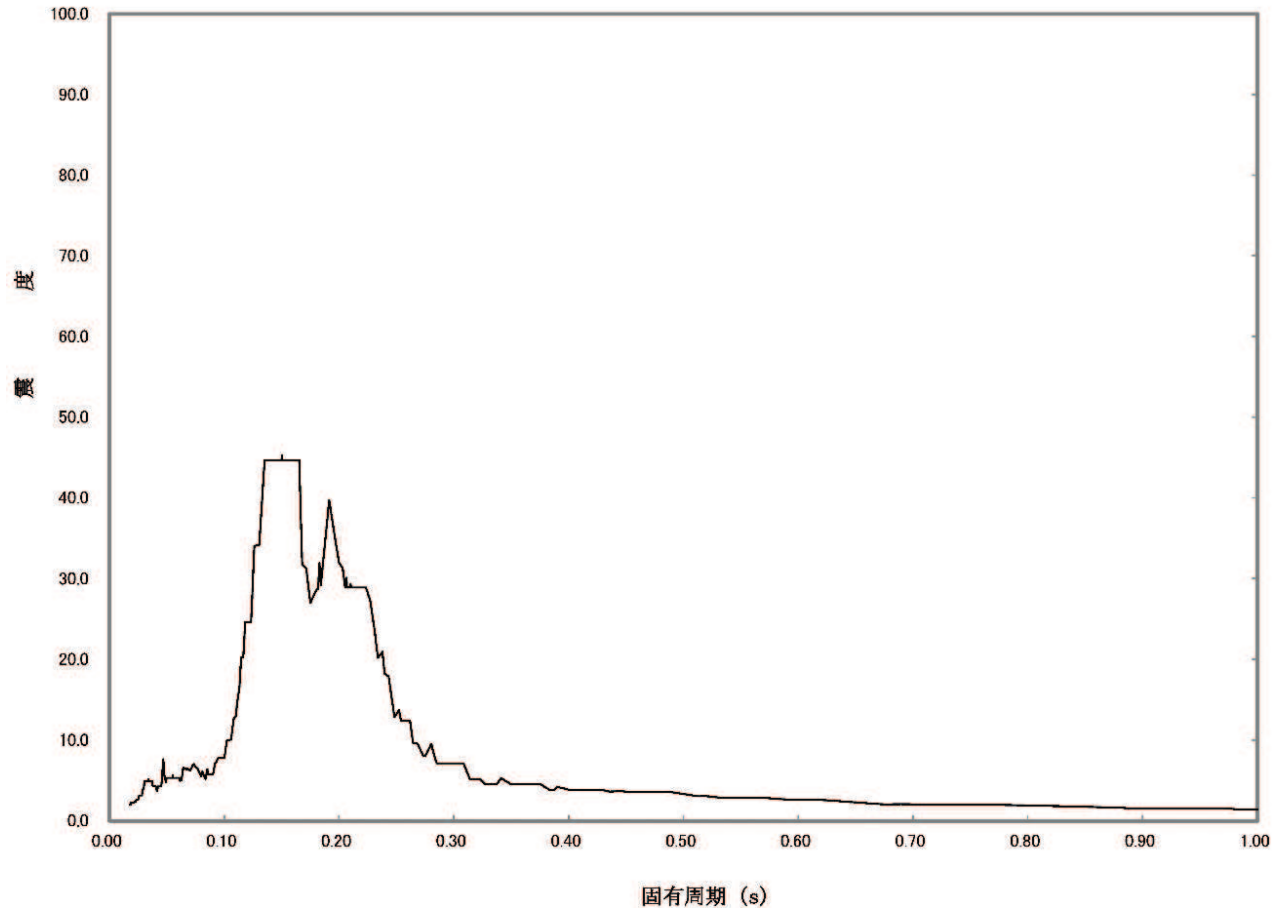
5.24.1-12

図 5.24.1-8 設計用床応答曲線 (O.P. 14.00m) 鉛直方向

構造物名：3号海水熱交換器建屋  
減衰定数：0.5

標高：O.P. 8.000m  
波形名：Ss-AL

— 水平方向



5.24.1-13

図 5.24.1-9 設計用床応答曲線 (O.P. 7.00m) 水平方向

構造物名：3号海水熱交換器建屋  
減衰定数：0.5

標高：O.P. 8.000m  
波形名：Ss-AL

—鉛直方向

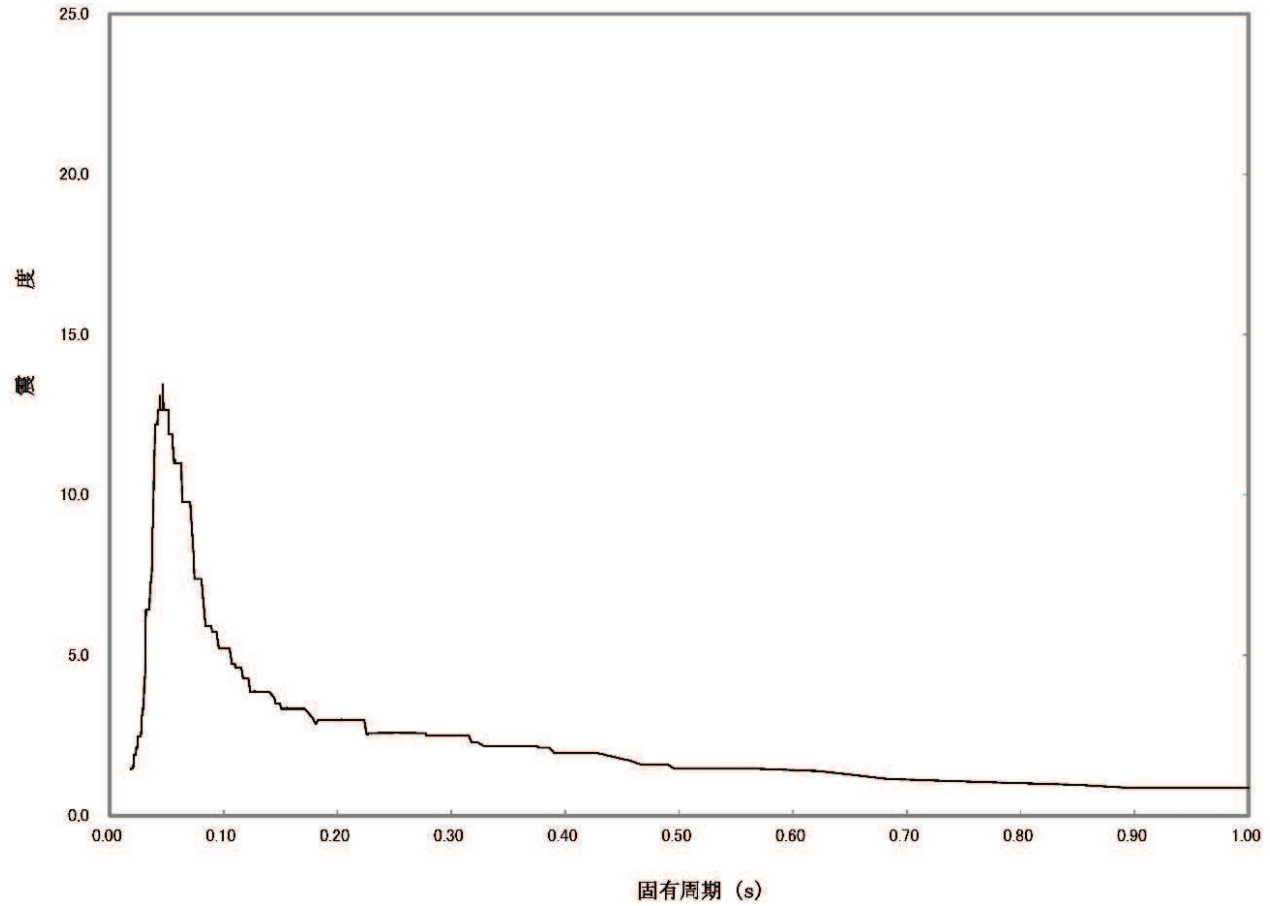


図 5.24.1-10 設計用床応答曲線 (O.P. 7.00m) 鉛直方向

(3) 解析結果及び評価

a. 固有周期及び設計震度

各系統代表の固有周期及び設計震度を表 5. 24. 1-8～11 に示す。

表 5. 24. 1-8 原子炉補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度* <sup>1</sup>		応答鉛直震度* <sup>1</sup>
		X方向	Y方向	Z方向
1次* <sup>2</sup>	0.028	—	—	—
動的震度* <sup>3</sup>		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 \*1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

\*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5. 24. 1-9 タービン補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度* <sup>1</sup>		応答鉛直震度* <sup>1</sup>
		X方向	Y方向	Z方向
1次* <sup>2</sup>	0.037	—	—	—
動的震度* <sup>3</sup>		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 \*1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

\*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5.24.1-10 非放射性ドレン移送系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X方向	Y方向	Z方向
1次*2	0.046	—	—	—
動的震度*3		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 \*1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

\*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5.24.1-11 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X方向	Y方向	Z方向
1次*2	0.025	—	—	—
動的震度*3		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 \*1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

\*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

b. 代表的振動モード図

振動モード図は，各質点の変位の相対量・方向を破線で図示し，図 5.24.1-11～14 に示す。

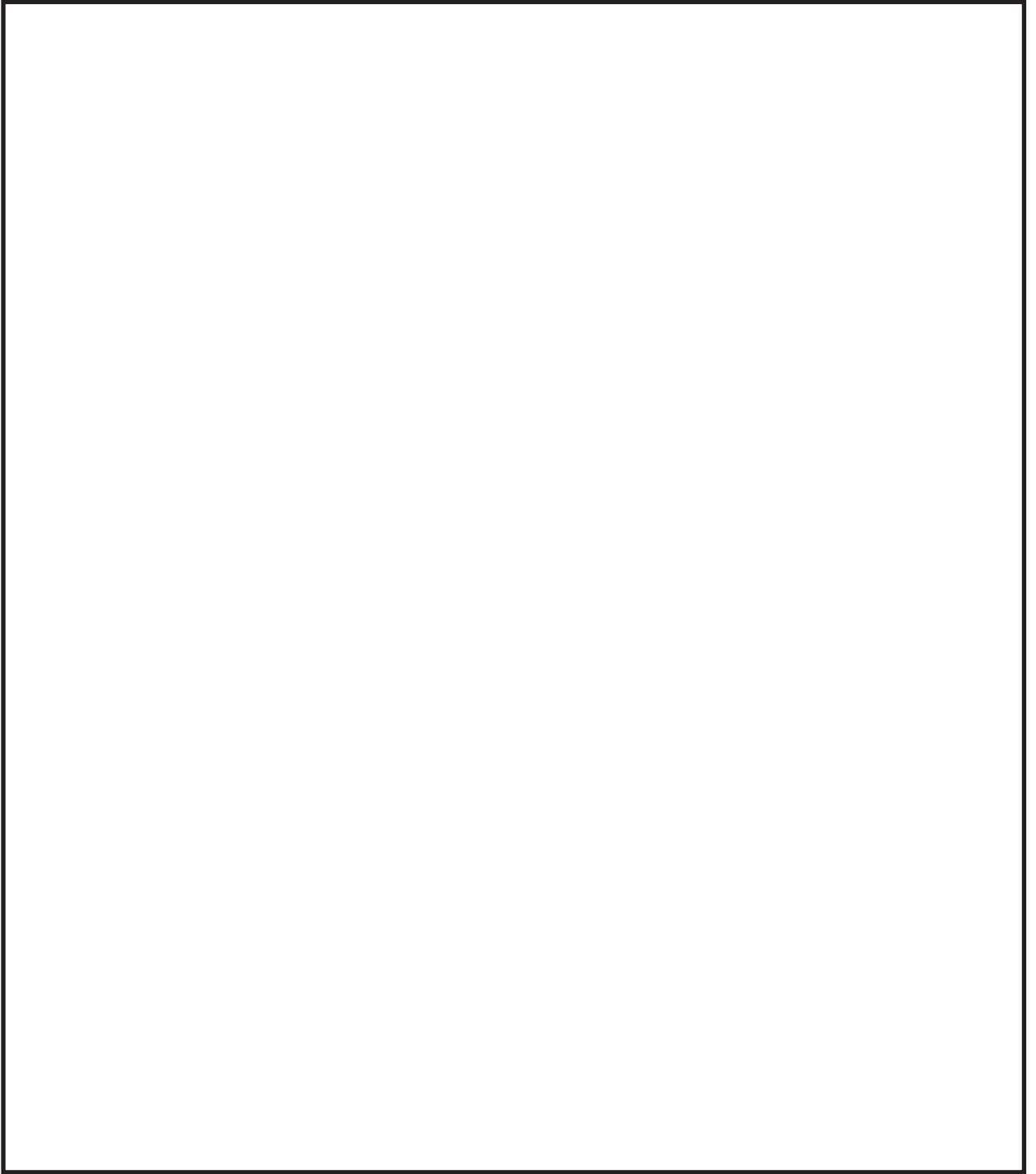


図 5.24.1-11 3号機原子炉補機冷却海水系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 5.24.1-12 3号機タービン補機冷却海水系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

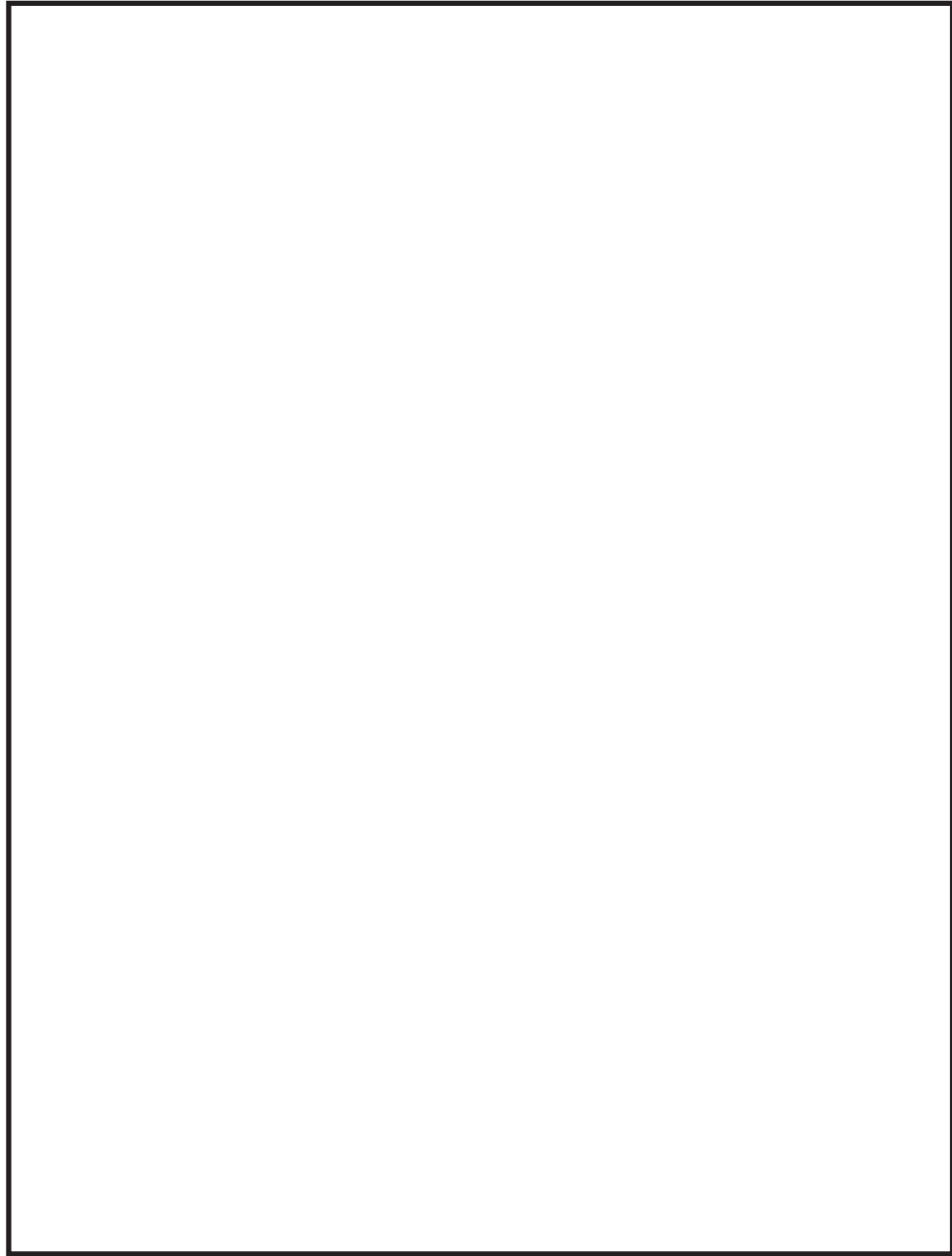


図 5.24.1-13 3号機非放射性ドレン移送系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



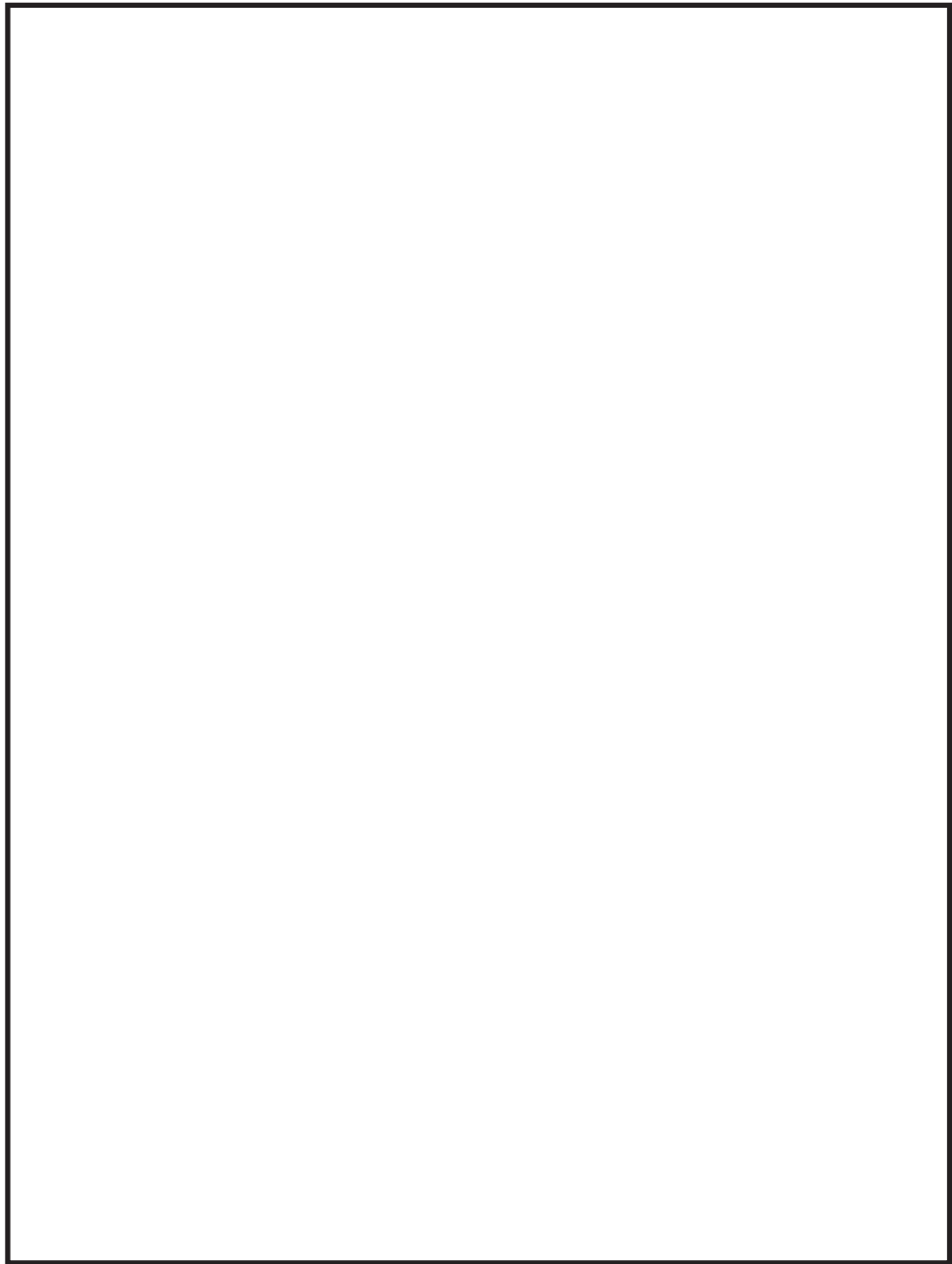


図 5.24.1-14 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 代表的振動モード図 (1次)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 評価結果

表 5.24.1-12 に示すとおり，最大応力はそれぞれの許容値以下である。

表 5.24.1-12 配管及び支持構造物の応力評価結果

系統名称	評価部位	応力の種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
3号機原子炉補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	104	482
	支持構造物	曲げ	174	468
3号機タービン補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	110	490
	支持構造物	曲げ	275	490
3号機非放射性ドレン移送系	配管本体	一次＋二次	246	378
	支持構造物	引張	28	202
3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	63	418
	支持構造物	組合せ	38	290

評価結果は，算出応力と許容応力を踏まえ，評価上厳しい箇所の結果について記載する。

(参考資料 1) 3号機海水熱交換器建屋の片持ちスラブに対する配管サポート反力について

1. はじめに

本資料は、3号機海水熱交換器建屋の片持ちスラブ（以下、片持ちスラブという。）の健全性評価の実施にあたり、3号機補機放水側配管の耐震評価結果から得られた、片持ちスラブに対する配管サポート反力について示すものである。

2. 配管サポート反力の抽出箇所

各系統の配管サポート反力の抽出箇所を評価モデル（図-1～4）に示す。

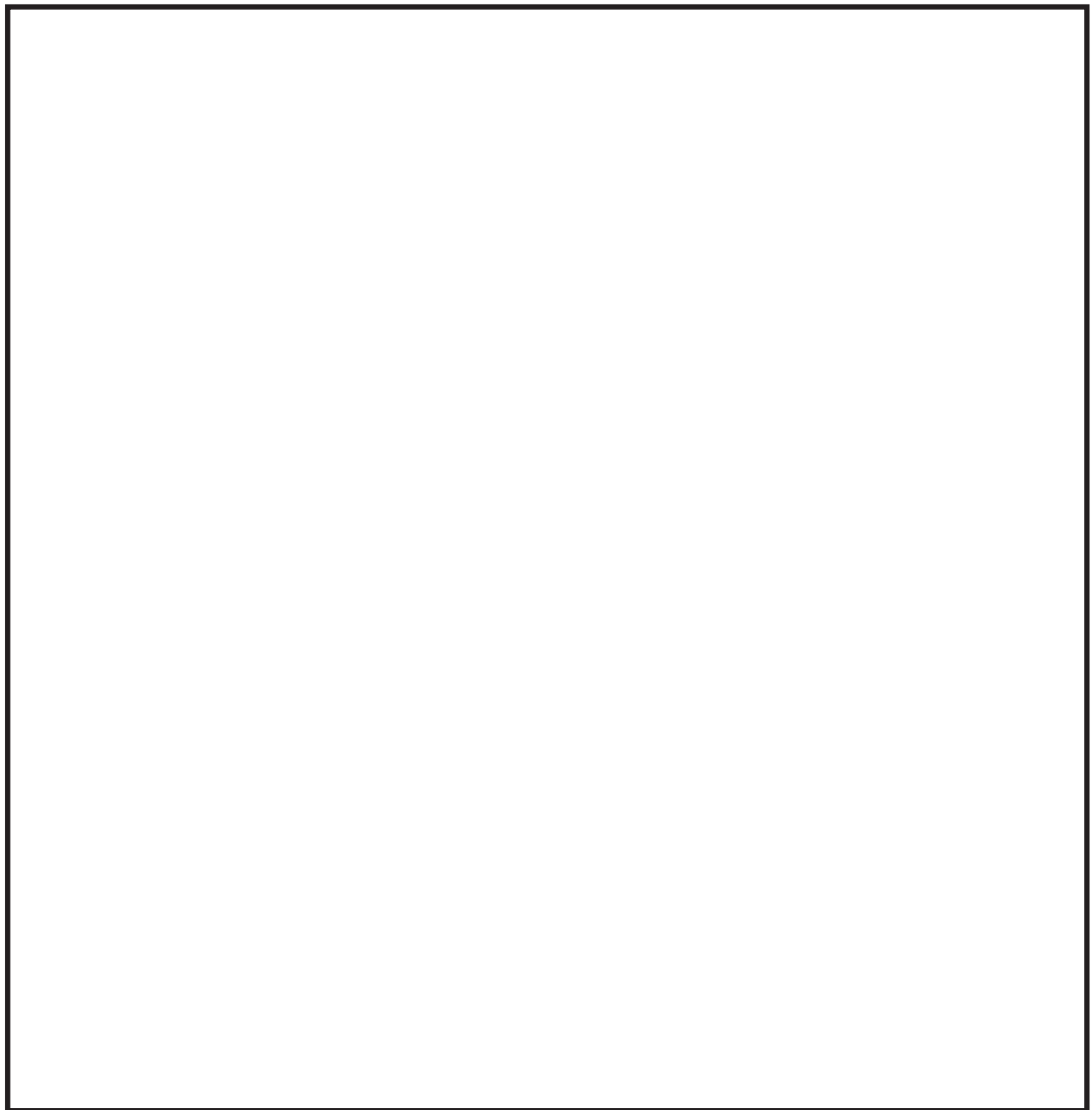


図-1 3号機原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

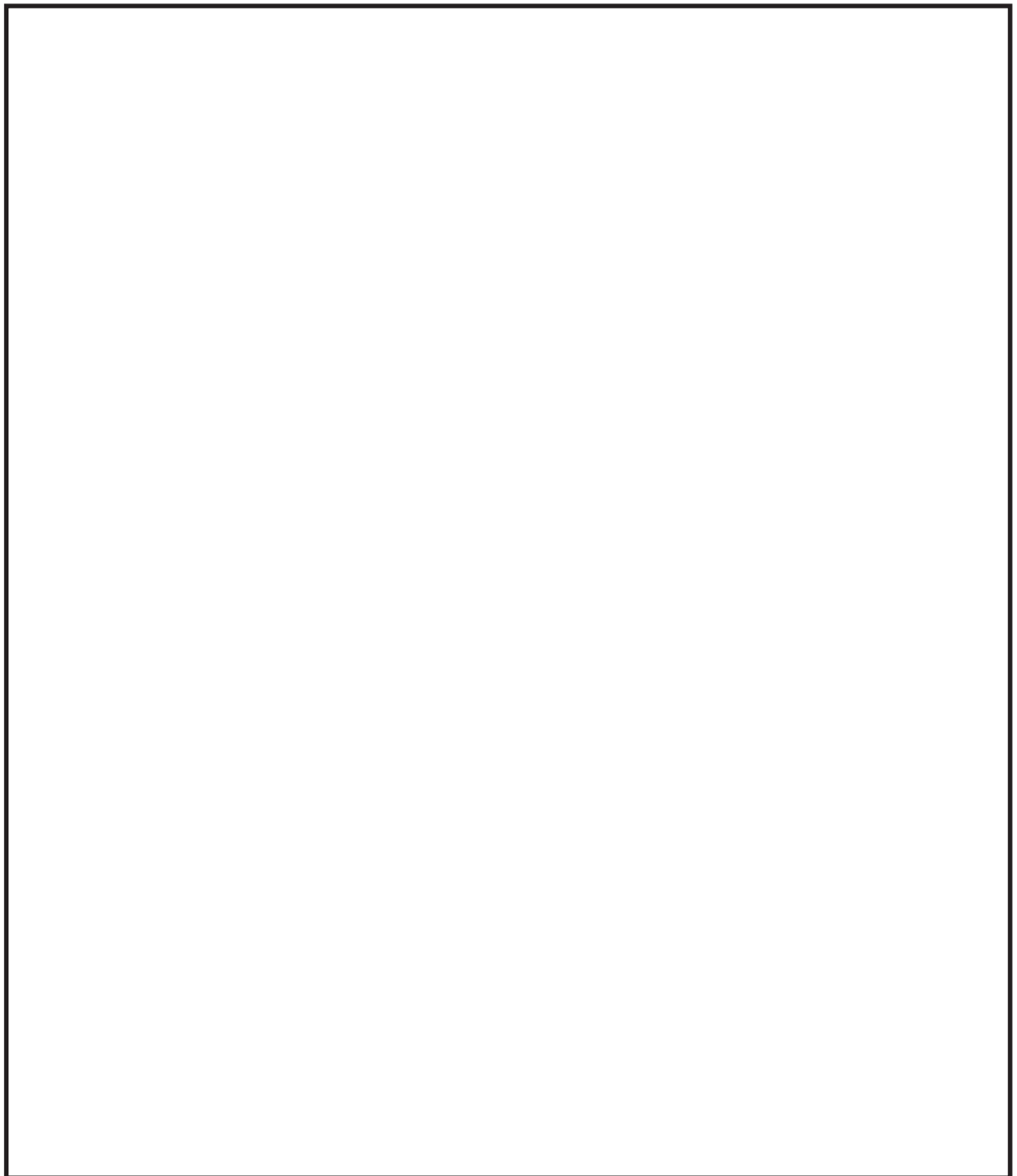


図-2 3号機タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

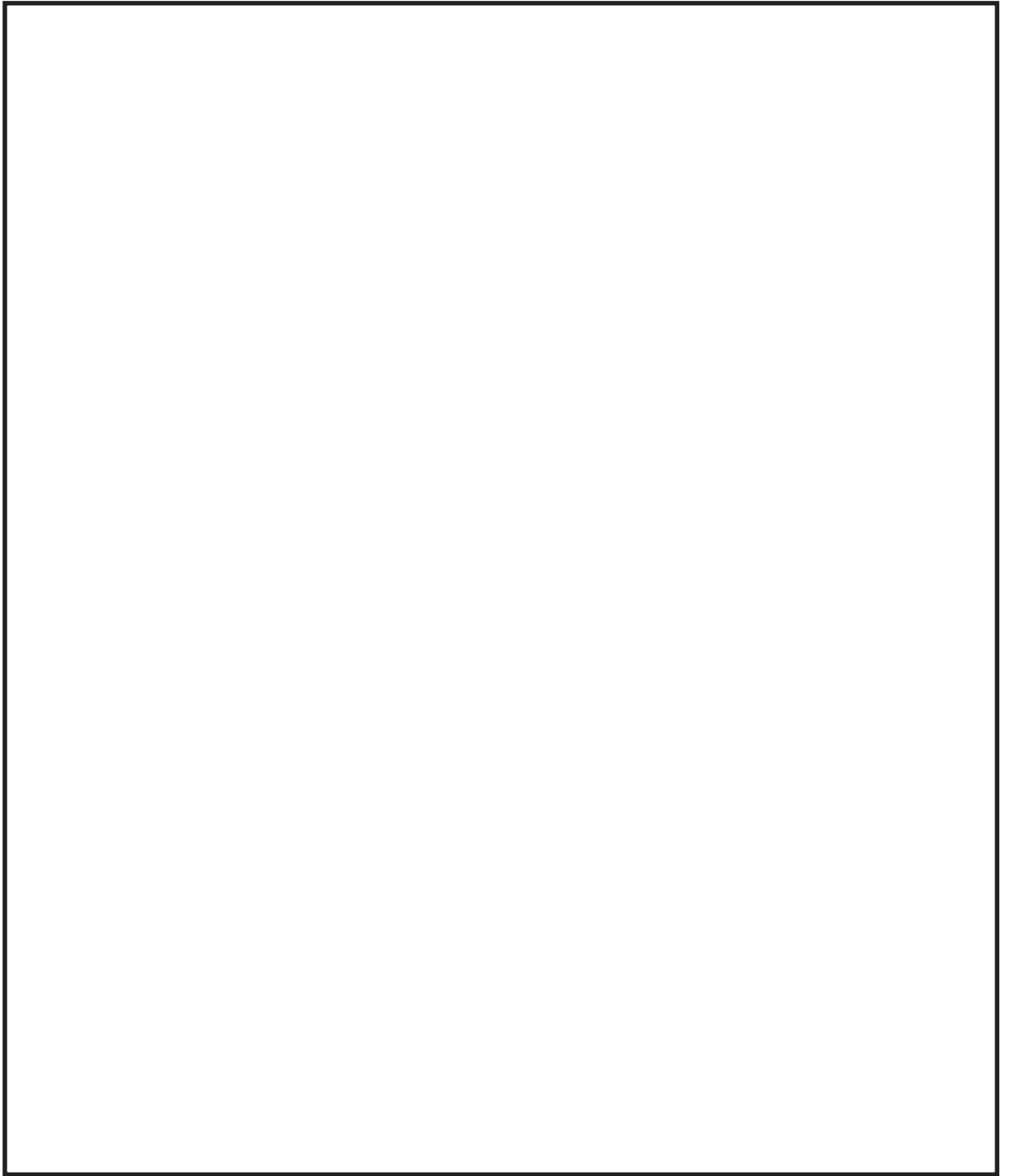


図-3 3号機非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

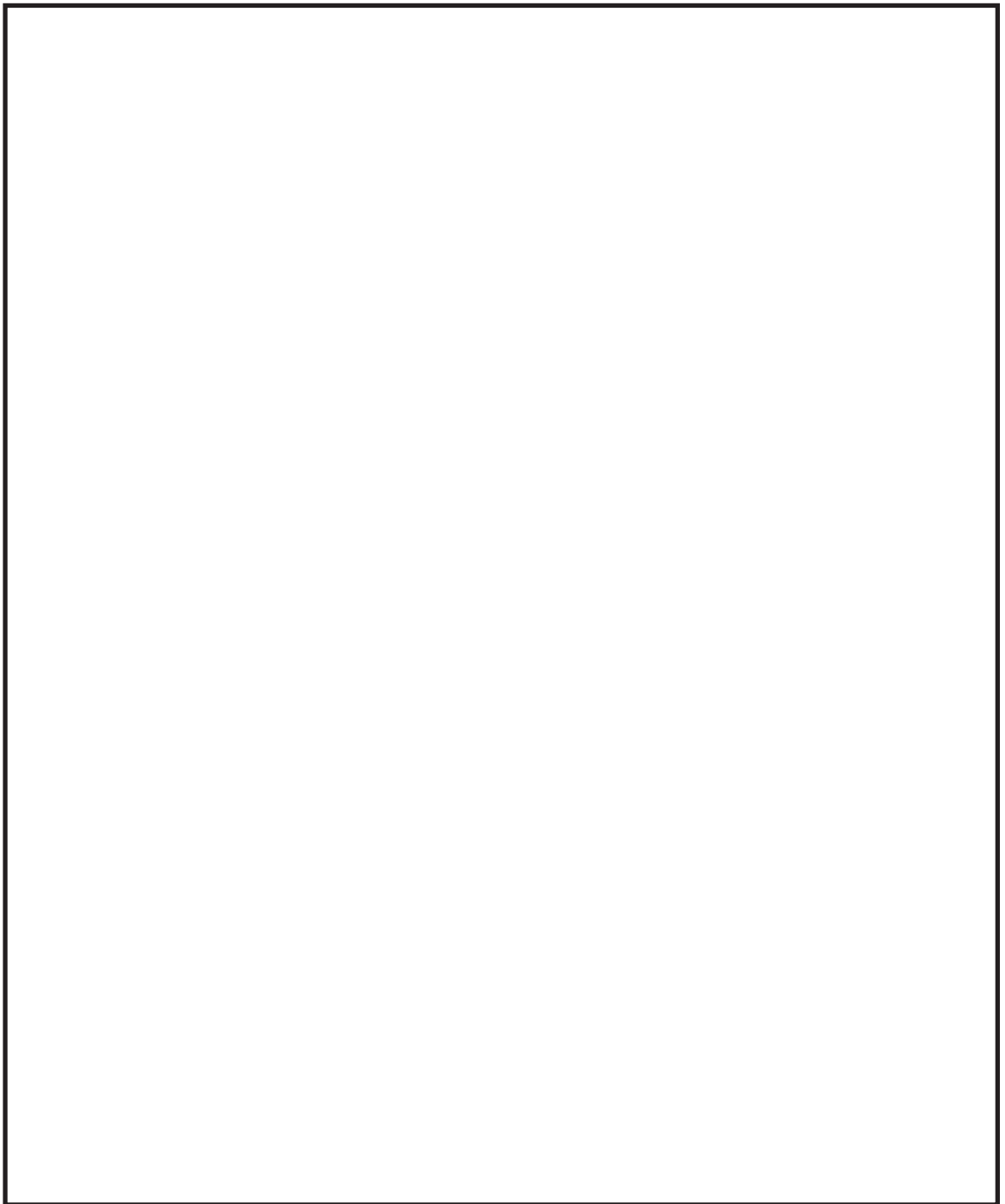


図-4 3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3. 片持ちスラブへの配管サポート反力

配管サポートから片持ちスラブに対する反力のうち、値が最大となるケースについて表-1及び表-2に示す。

表-1 上部配管サポートからの反力（上向き・下向き）

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
S s 地震時	133.0	0.000
余震時	91.0	0.000

表-2 側面配管サポートからの反力（上向き・下向き）

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
S s 地震時	1.0	0.260
余震時	0.9	0.260

## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動 $S_s$ に対する耐震評価

#### (1) 概要

3号機海水系ポンプについては、基準地震動 $S_s$ による地震力により設備が損傷した場合、津波が敷地へ流入する可能性があるため、基準地震動 $S_s$ による地震力に対してバウンダリ機能を維持することが必要である。

本資料は、3号機海水系ポンプについて、基準地震動 $S_s$ に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

評価にあたって、3号循環水ポンプについては、3号機の再稼働まで停止する運用を保安規定にて定めることを踏まえて、3号循環水ポンプの乾燥保管運用による電動機の取外し、水中部のコラムパイプ、インペラ等の取外しを考慮して評価を実施する。

#### (2) 評価対象部位

3号機海水系ポンプの評価対象部位を表 5.24.2-1 に示す。

表 5.24.2-1 評価対象部位

機器名称	評価部位	設置場所
3号原子炉補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト	3号機熱交換器建屋
3号タービン補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト	3号機熱交換器建屋
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト	3号機熱交換器建屋
3号循環水ポンプ	基礎ボルト	3号機海水ポンプ室

#### (3) 評価方針

3号海水系ポンプについては、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」にて示している構造と同等であることから、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示している各機器、許容応力状態 $IV_A S$ の荷重の組合せを踏まえて、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」等に示す評価式及び解析方法を参考に評価する。

#### (4) 評価条件

##### a. 計算方法

固有値解析及び構造評価で用いる解析コードは、「MSC NASTRAN」を原子炉補機冷却海水ポンプ及びタービン補機冷却海水ポンプに使用し、「SAP2000」を高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプに使用するものとする。

循環水ポンプについては、系統を停止して乾燥保管運用を実施しているため、循環水ポンプ電動機の取外し、水中部のコラムパイプ、インペラ等の取外しを行っている。そのため、津波のバウンダリとなる範囲はケーシングのみであり、これらをモデル化して固有周期及び構造評価を行う。



b. 荷重及び荷重の組合せ

(a) 荷重の種類

応力評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

- ・ 常時作用する荷重 (D)  
死荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。
- ・ 内圧荷重 (P<sub>D</sub>)  
内圧荷重は、当該設備に設計上定められた最高使用圧力による荷重とする。
- ・ 機械的荷重 (M<sub>D</sub>)  
当該設備に設計上定められた機械的荷重とする。
- ・ 地震荷重 (S<sub>s</sub>)  
地震荷重は、基準地震動 S<sub>s</sub> により定まる地震力とする。

(b) 荷重の組合せ

応力評価に用いる荷重の組合せについて表5.24.2-2に示す。

表 5.24.2-2 荷重の組合せ及び許容応力状態

許容応力状態	荷重の組合せ	評価対象部位
IV <sub>A</sub> S	D + P <sub>D</sub> + M <sub>D</sub> + S <sub>s</sub>	基礎ボルト

c. 許容限界

3号機海水系ポンプの評価の許容限界は、許容応力状態IV<sub>A</sub>Sの許容応力を用いる。

評価に用いる許容限界を表 5.24.2-3 に、使用材料及び使用材料の許容応力評価条件を表 5.24.2-4 に示す。

表 5.24.2-3 基礎ボルトの許容限界 (許容応力)

許容応力状態	許容限界	
	一次応力	
	引張	せん断
IV <sub>A</sub> S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

なお、算出される基礎ボルトの引張応力は、次式より求めた許容引張応力  $f_{ts}$  以下であること。ただし、 $f_{t0}$  は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{t0}]$$

基礎ボルトに発生するせん断応力  $\tau_b$  はせん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力

$f_{sb}$ 以下であること。ただし、 $f_{sb}$ は下表による。

	基準地震動 $S_s$ による 荷重との組み合わせの場合
許容引張応力 $f_{to}$	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 $f_{sb}$	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

表 5.24.2-4 使用材料及び使用材料の許容応力評価条件

評価対象設備	評価部位	材料	温度条件 (°C)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)
原子炉補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト		50		
タービン補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト		50		
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト		50		
循環水ポンプ	基礎ボルト		50		

d. 解析モデル

解析モデルについては、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991）の立形ポンプに基づき、以下の方針にて設定している。各ポンプの解析モデルを図 5.24.2-1～4 に示す。

(a) 考慮する次元数

質点は鉛直方向 1 次元に配置され直交方向（水平方向）の震度に対して解析を行う。

(b) ポンプ構造体

ポンプのコラム、軸、電動機台、電動機の回転子・固定子等は曲げ変形及びせん断変形を考慮した弾性はりとする。

(c) 流体の影響

コラムパイプ、軸などの水中構造物に作用する流体力として、流体による低減効果は考慮しない。（非対角質量は考慮していない）

(d) 質点の取り方

原則として軸受部、断面の変化する部分及び評価点に質点を設ける。

(e) 考慮する水の質量

機器の保有水質量を実質量として考慮し質点質量に加える。

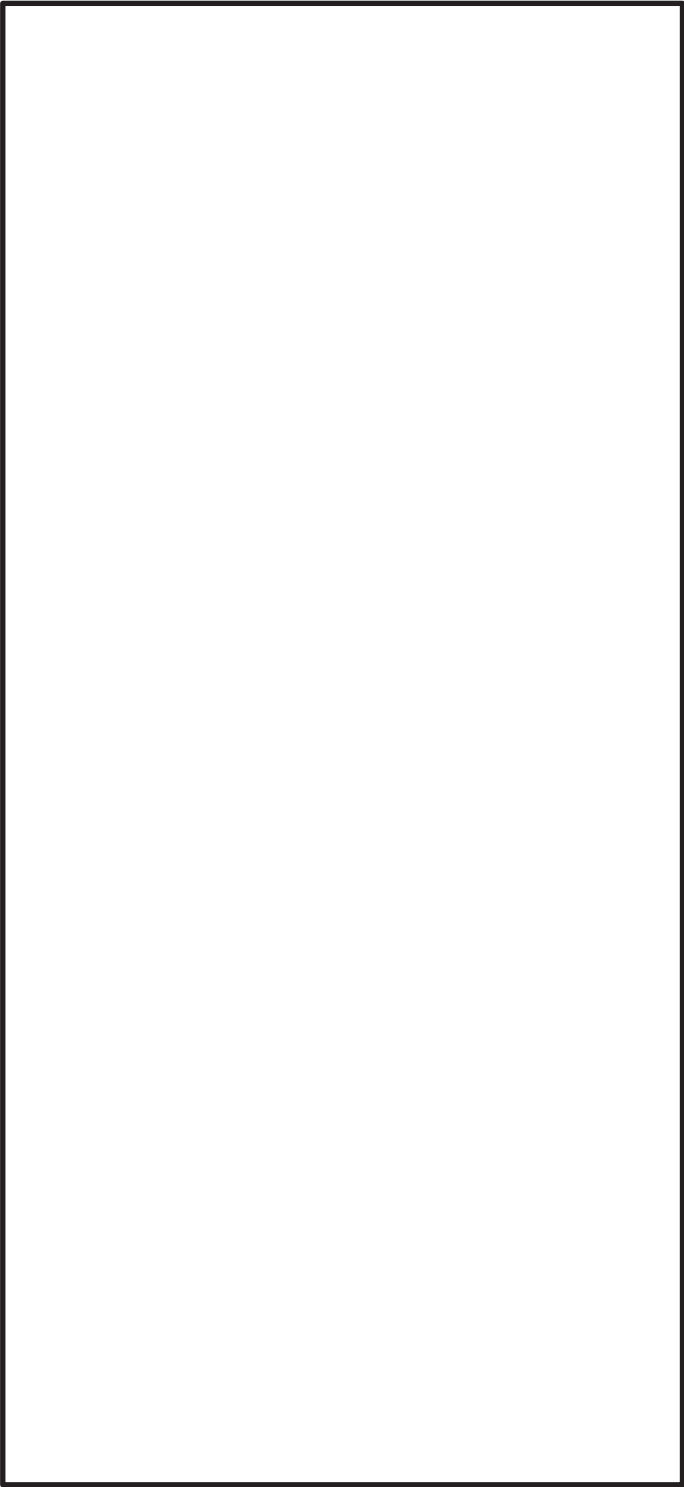
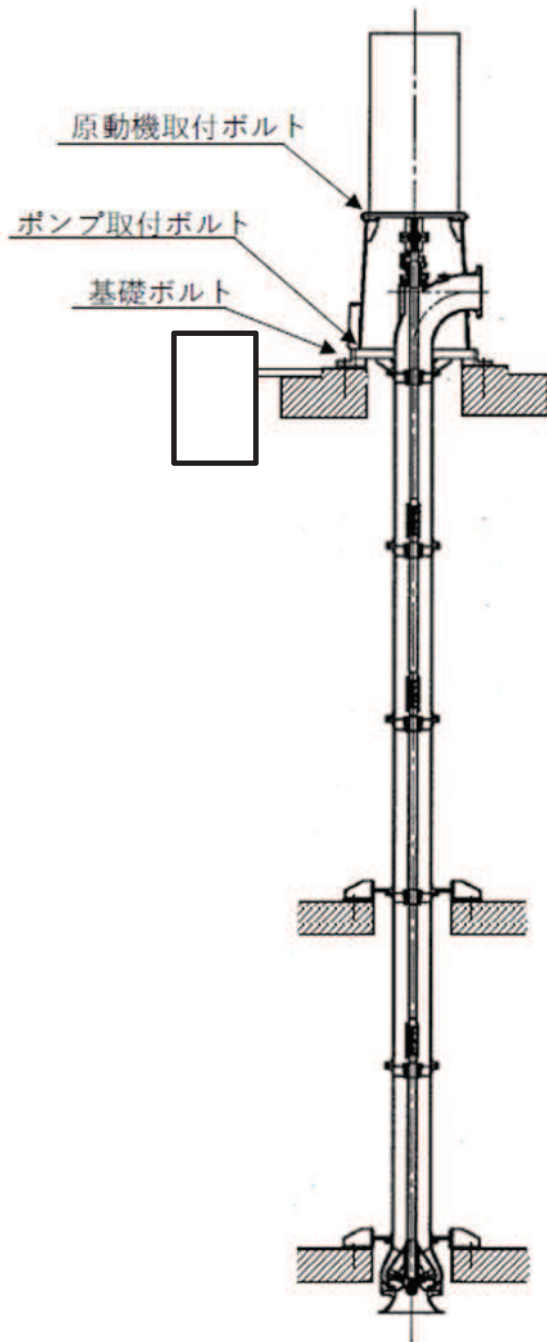


図 5. 24. 2-1 原子炉補機冷却海水ポンプの解析モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

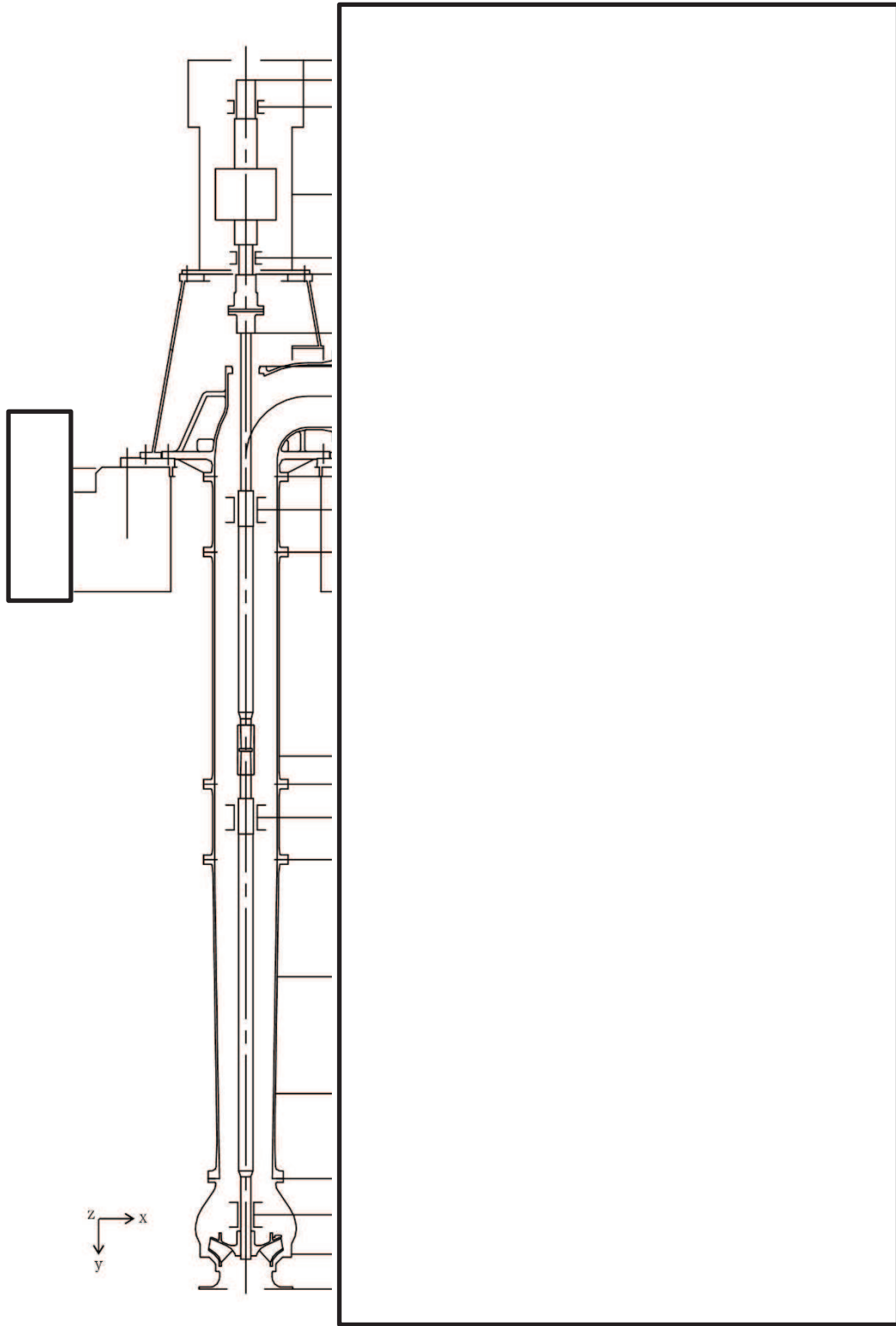


図 5. 24. 2-2 タービン補機冷却海水ポンプの解析モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

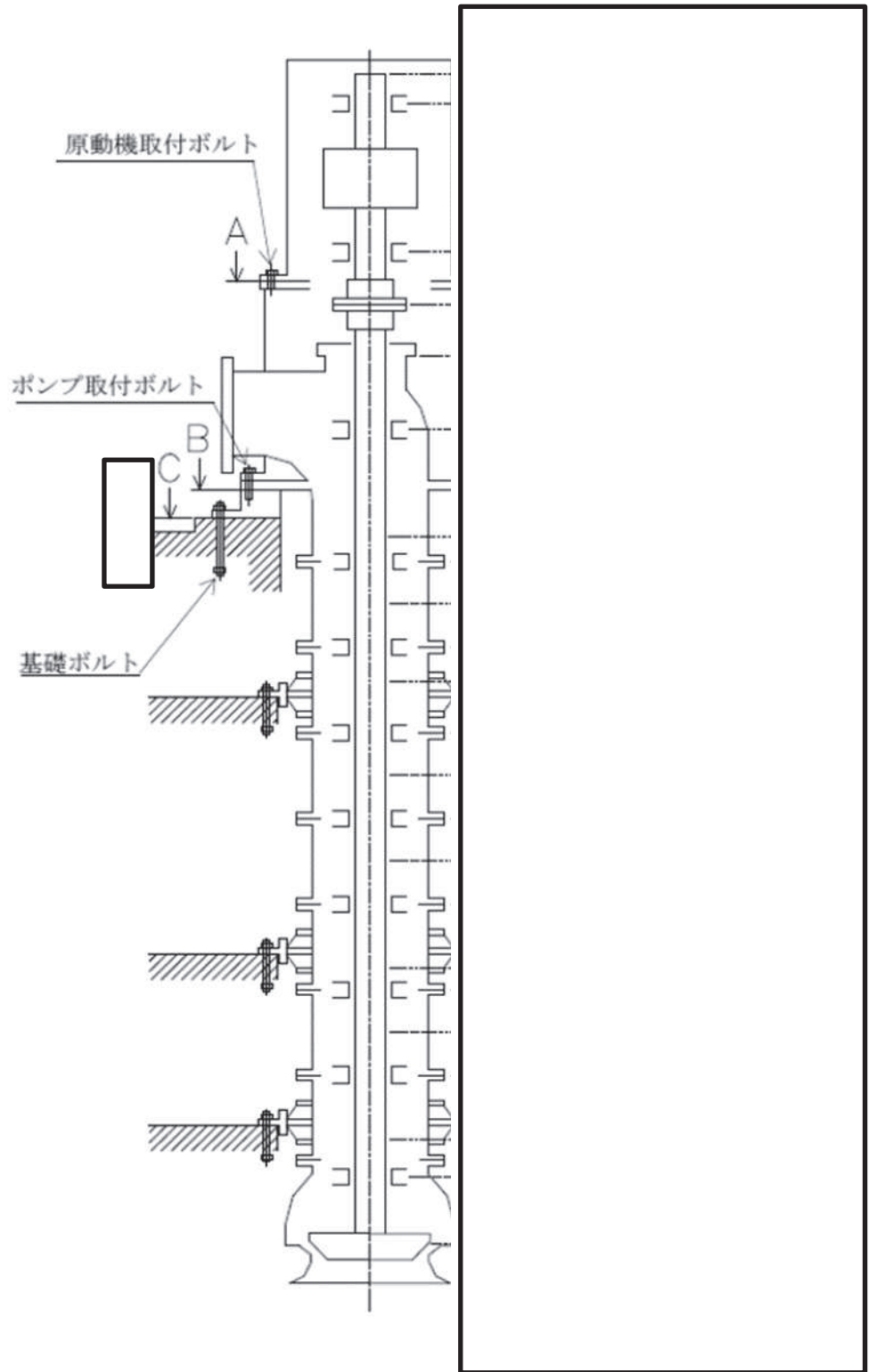


図 5.24.2-3 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの解析モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

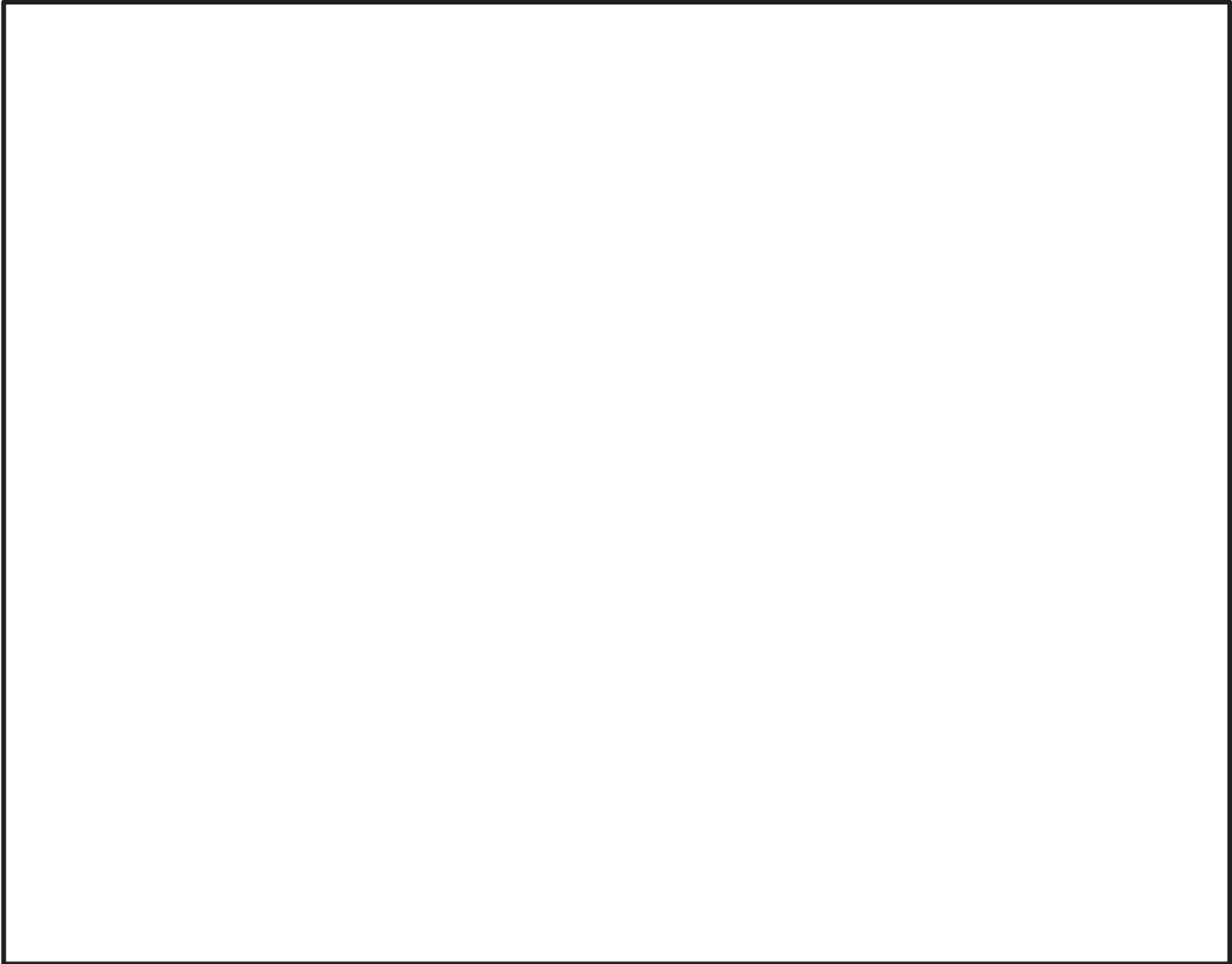


図 5.24.2-4 循環水ポンプの評価モデル図

【循環水ポンプの固有周期算出の計算式について】

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{10^3} \left( \frac{h_i^3}{3E_i I_i} + \frac{h_i}{A_{si} G_i} \right)}$$

- $T_i$  : 固有周期 (s)
- $m_i$  : 機器の質量 (kg)
- $E_i$  : 縦弾性係数 (MPa)
- $I_i$  : 断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )
- $A_{si}$  : 最小有効せん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $G_i$  : せん断弾性係数 (MPa)
- $h_i$  : 据付面から重心までの距離 (mm)

添え字  $i$  は以下を示す。

1: 据付面上部, 2: 据付面下部

e. 固有値解析

固有値解析及び固有周期評価の結果を表 5. 24. 2-5～8, 振動モード図を図 5. 24. 2-5～7 に示す。なお, 補足説明資料「補足-600-40-31 原子炉補機冷却海水ポンプの耐震性についての計算書に関する補足説明資料」において, 2号原子炉補機冷却海水ポンプの鉛直方向解析モデルを作成し, 固有周期を算出した結果, 鉛直方向の固有周期が十分に小さく剛であることを確認している。本書に示すたて軸ポンプについても同等の構造であり, 鉛直方向の固有周期が十分に小さいと考えることから, 各々のたて軸ポンプの鉛直方向についての固有周期の計算は省略する。

表 5. 24. 2-5 原子炉補機冷却海水ポンプの固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数*		鉛直方向 刺激係数*
			NS 方向	EW 方向	
1 次	水平	0. 051	-0. 114	-0. 114	—
2 次	水平	0. 045	—	—	—

注記 \* : 刺激係数は, モード質量を正規化し, 固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

表 5. 24. 2-6 タービン補機冷却海水ポンプの固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数*		鉛直方向 刺激係数*
			NS 方向	EW 方向	
1 次	水平	0. 344	1. 915	1. 915	—
2 次	水平	0. 050	0. 829	0. 829	—
3 次	水平	0. 040	—	—	—

注記 \* : 刺激係数は, モード質量を正規化し, 固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

表 5. 24. 2-7 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数		鉛直方向 刺激係数
			NS 方向	EW 方向	
1 次	水平	0. 052	-0. 372	-0. 372	—
2 次	水平	0. 038	—	—	—

表 5. 24. 2-8 循環水ポンプの固有周期評価結果

機器名	固有周期 (s)
循環水ポンプ (ケーシング)	0. 014*

注記 \* : 固有周期は 0. 05s 以下であることから, 剛構造である。

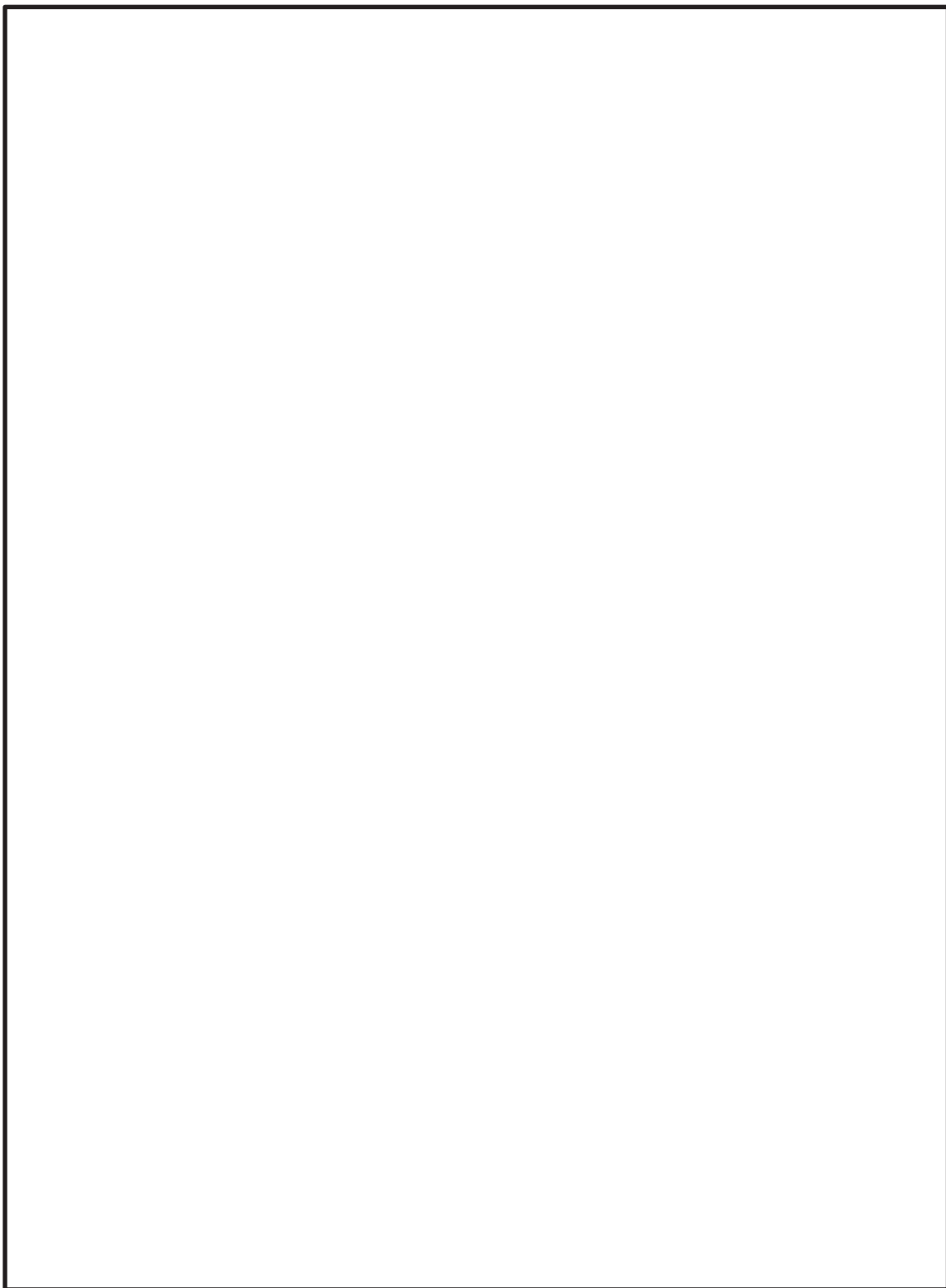


図 5.24.2-5 原子炉補機冷却海水ポンプの振動モード（1次モード）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



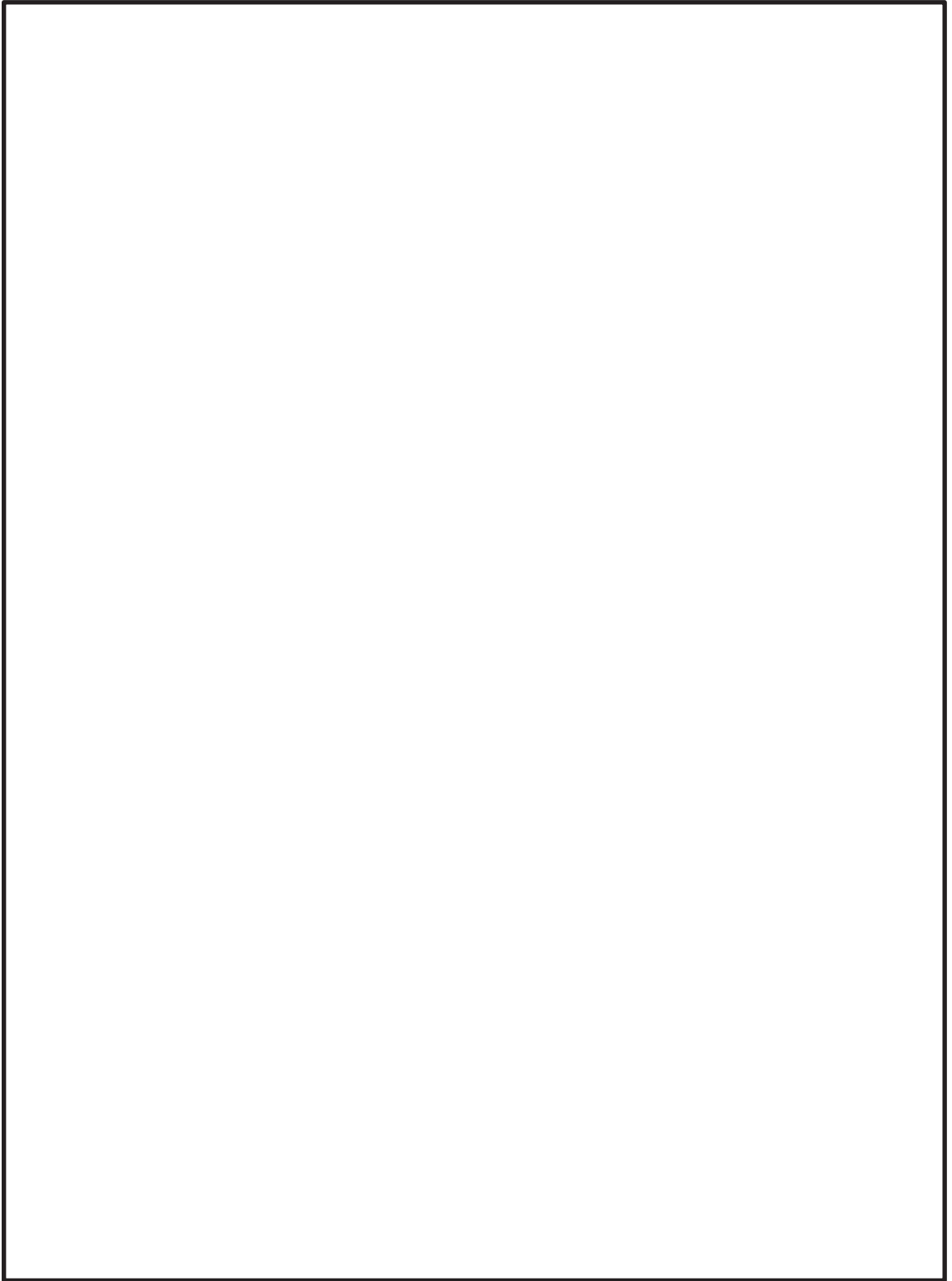


図 5.24.2-6 タービン補機冷却海水ポンプの振動モード（1次モード）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

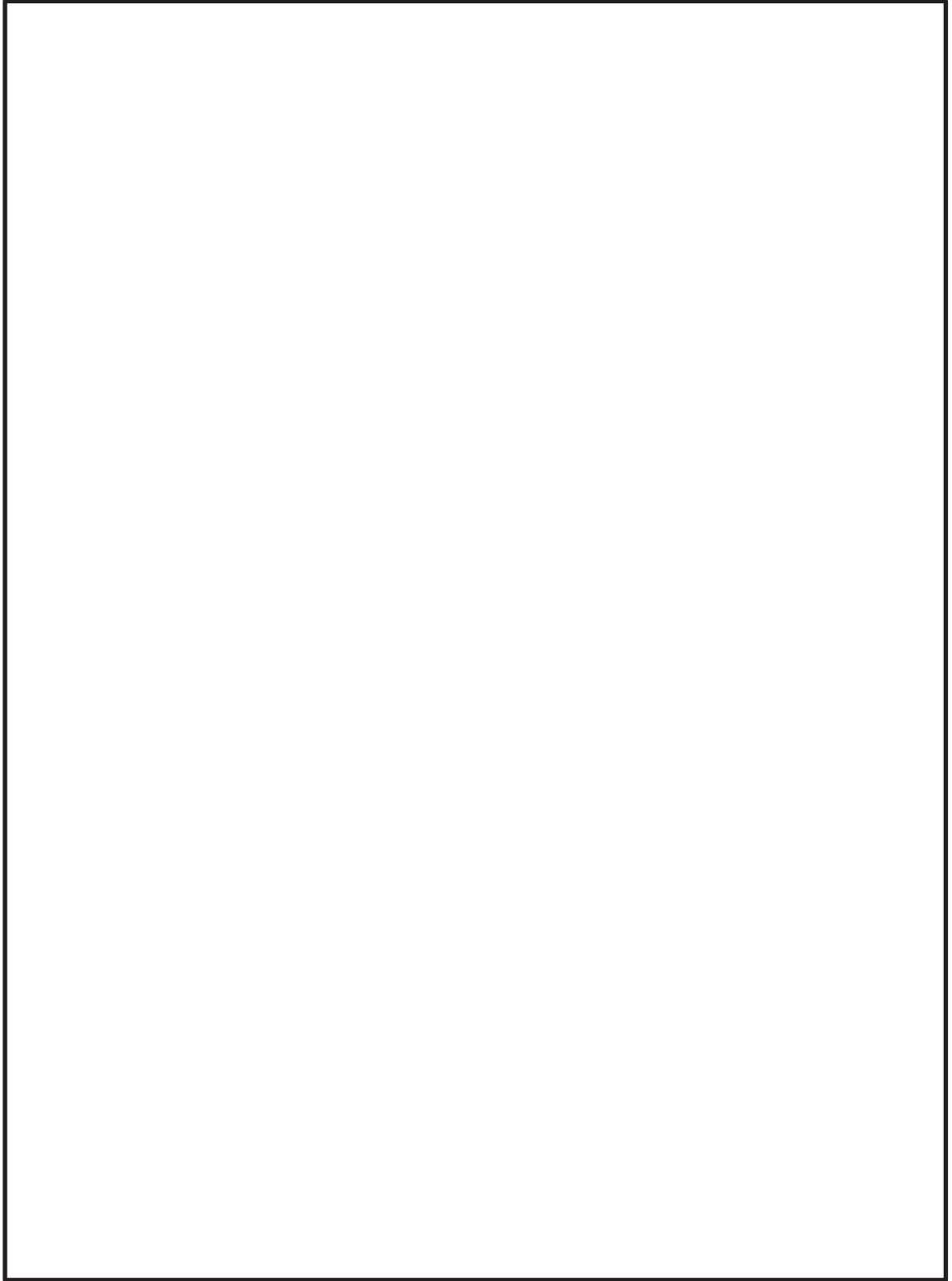


図 5.24.2-7 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの振動モード（1次モード）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 設計用地震力

本資料において考慮する設計用床応答曲線を表5.24.2-9及び図5.24.2-8～11に示す。設計用床応答曲線は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」を参考に設定する。また、減衰定数は添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」を参考に設定する。

また、循環水ポンプの耐震評価に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」を参考に、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した値とし、表5.24.2-10に示す。

表 5.24.2-9 設計用床応答曲線

建物・構築物	標高 (O.P. (m))	減衰定数 (%)
3号海水熱交換器建屋	7.00 -2.10	1.0

表 5.24.2-10 循環水ポンプの設計用地震力

地震動	床面高さ*1 O.P. (m)	場所	設計震度*2	
基準地震動 S s	-1.55	3号機海水 ポンプ室	水平方向 C <sub>H</sub>	1.58
			鉛直方向 C <sub>V</sub>	3.17

注記 \*1 : 基準床レベルを示す。

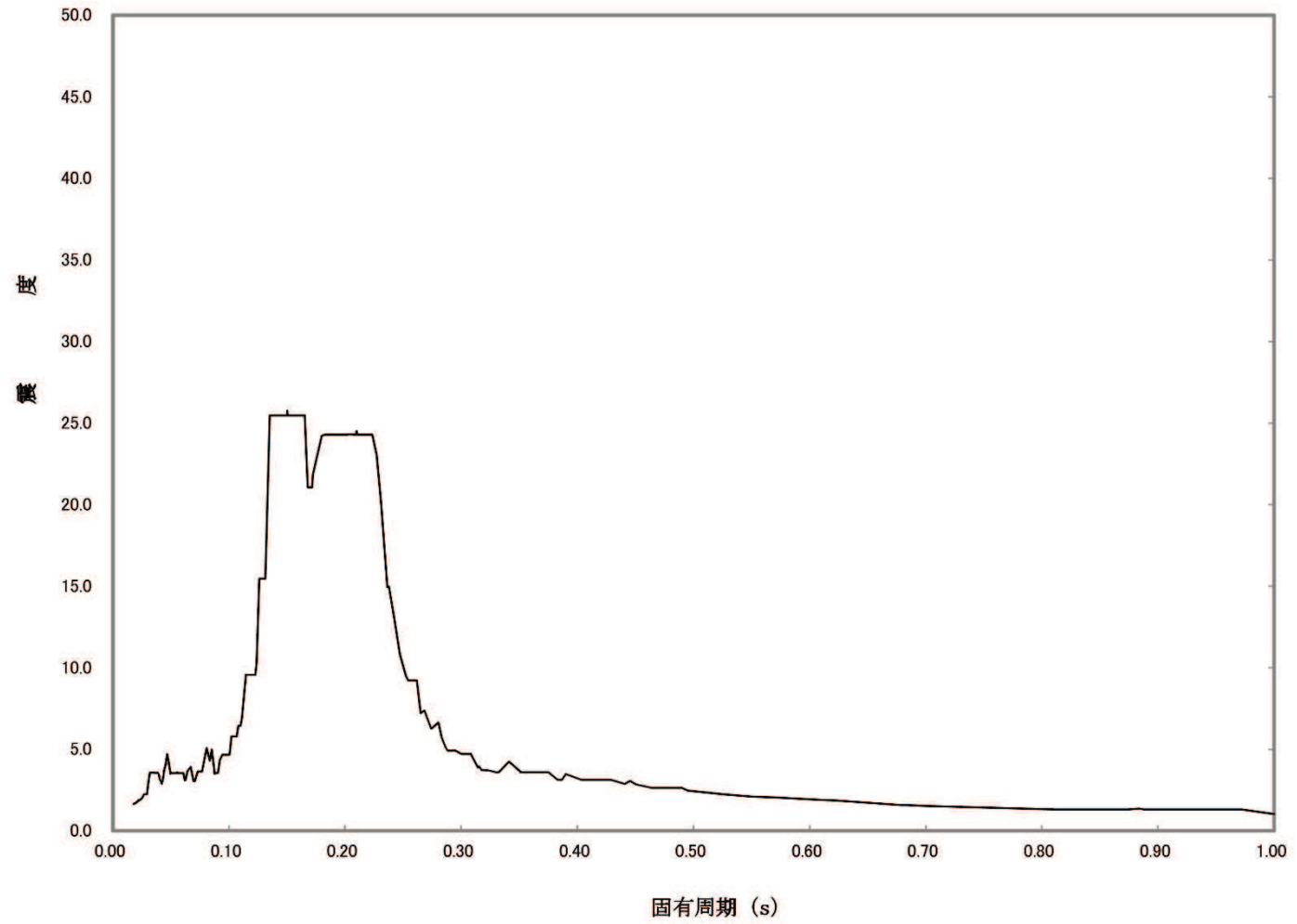
\*2 : 「(3) e. 解析結果及び評価」より、循環水ポンプの固有周期が0.05s以下であることを確認したため、3号機海水ポンプ室の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 1.0

標高： 0.P. 8.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_1.0\_EWH\_8.000\_h\_Rev00\_a

— 水平方向



5.24.2-13

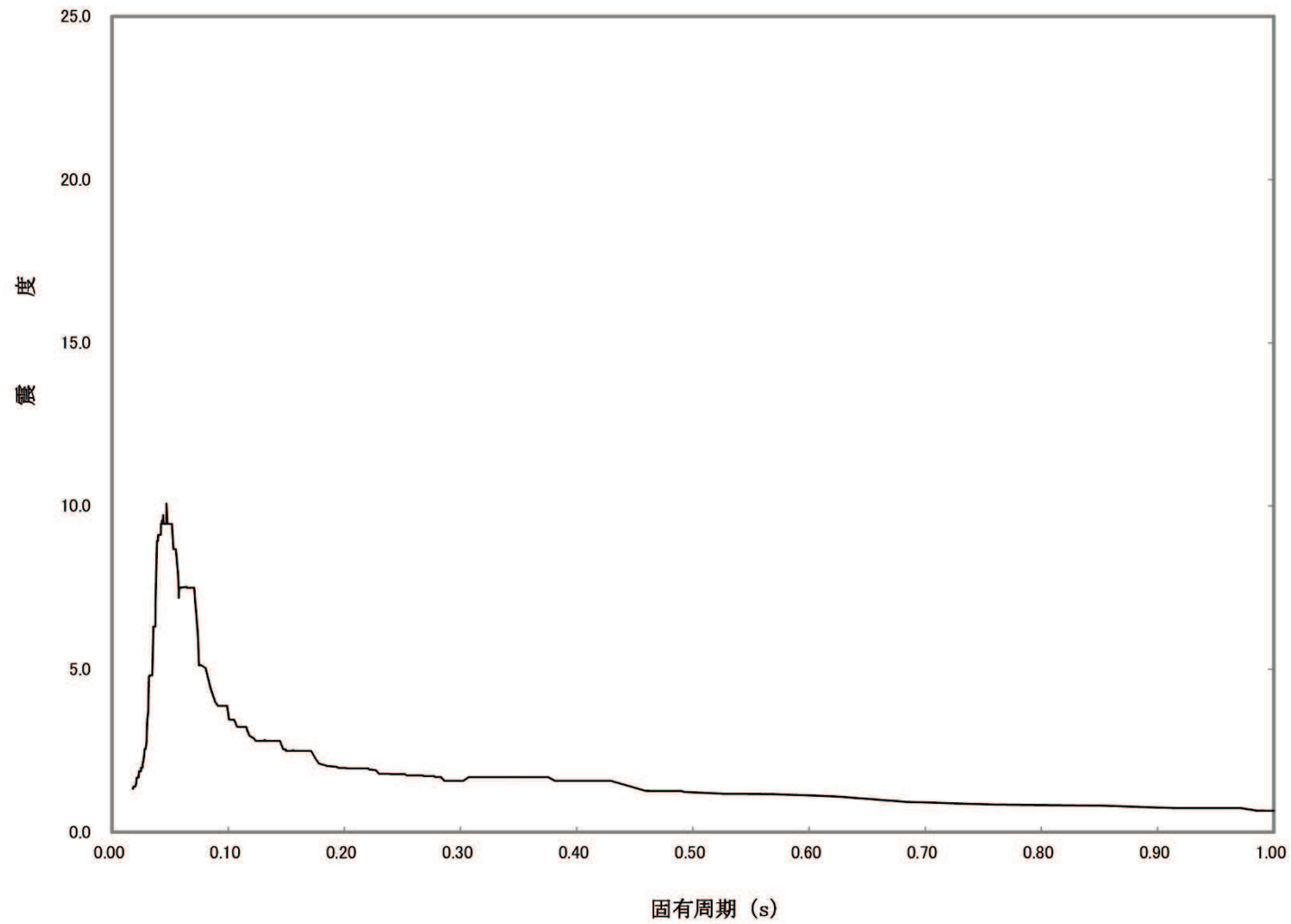
図 5.24-2-8 固有周期毎の水平方向の震度 (0.P. 7.00m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 1.0

標高： 0. P. 8.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_1.0\_UDH\_8.000\_h\_Rev00\_a

—鉛直方向



5.24.2-14

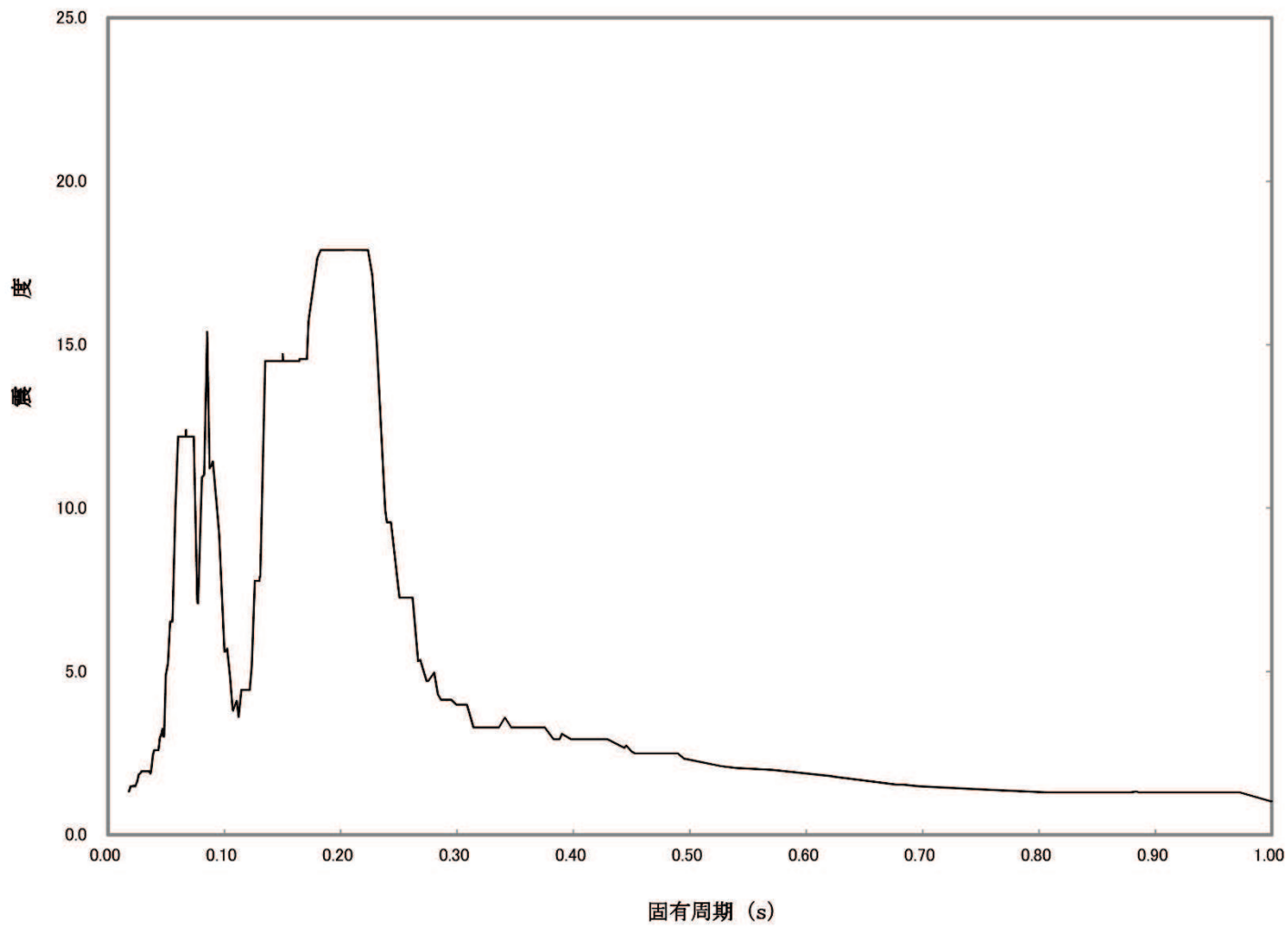
図 5.24-2-9 固有周期毎の鉛直方向の震度 (0. P. 7.00m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 1.0

標高： 0.P. -1.100m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_1.0\_EWH\_-1.100\_h\_Rev00\_a

— 水平方向



5.24.2-15

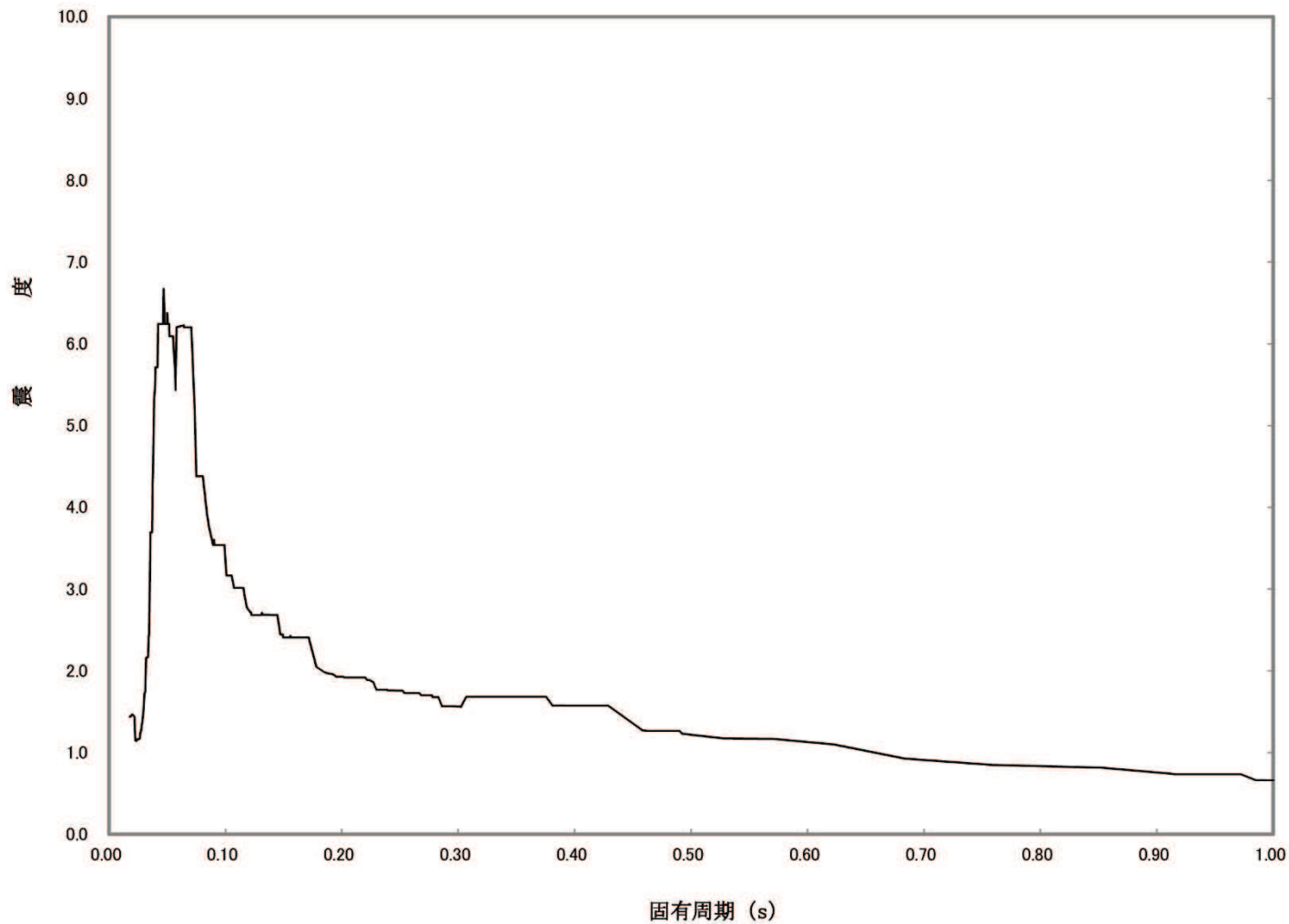
図 5.24-2-10 固有周期毎の水平方向の震度 (0.P. -2.10m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 1.0

標高： 0. P. -1.100m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_1.0\_UDH\_-1.100\_h\_Rev00\_a

—鉛直方向



5.24.2-16

図 5.24-2-11 固有周期毎の鉛直方向の震度 (0. P. -2.10m)

(5) 評価結果

表 5.24.2-11 に示すとおり，算出応力はそれぞれの許容応力以下である。

表 5.24.2-11 ポンプ基礎ボルト評価結果\*<sup>1</sup>

評価対象設備	評価対象部位	算出応力の種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
原子炉補機冷却海水ポンプ	基礎ボルト	引張	41	475* <sup>2</sup>
タービン補機冷却海水ポンプ		引張	143	184* <sup>2</sup>
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ		引張	35	184* <sup>2</sup>
循環水ポンプ		引張	30	190* <sup>2</sup>

注記 \* 1 : 評価結果は，算出応力と許容応力を踏まえ，評価上厳しい箇所の結果について記載する。

\* 2 :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$  より算出。



## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動 $S_s$ に対する耐震評価

#### (1) 概要

3号機取水側海水系配管のうち屋外に露出している配管については、基準地震動 $S_s$ による地震力により設備が損傷した場合、津波が敷地へ流入する可能性があるため、基準地震動 $S_s$ による地震力に対してバウンダリ機能を維持することが必要である。

本資料は、3号機取水側海水系配管のうち屋外に露出している配管について、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」の手法を参考に耐震評価を実施し、基準地震動 $S_s$ に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

#### (2) 評価条件

##### a. 計算方法

3次元はりモデルにより基準地震動 $S_s$ に対する健全性評価を実施する。また、固有値解析及び構造評価で用いる解析コードは、「ISAP」を原子炉補機冷却海水系配管及び高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管に、「SAP-V」をタービン補機冷却海水系配管に、「AUTO-PIPE」を循環水系配管に使用するものとする。

##### b. 荷重及び荷重の組合せ

###### (a) 荷重の種類

応力評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

- ・常時作用する荷重 ( $D$ )

死荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。

- ・内圧荷重 ( $P_D$ )

内圧荷重は、当該設備に設計上定められた最高使用圧力による荷重とする。

- ・機械的荷重 ( $M_D$ )

当該設備に設計上定められた機械的荷重とする。

- ・地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重は、基準地震動 $S_s$ により定まる地震力とする。

###### (b) 荷重の組み合わせ

評価に用いる荷重の組合せを表 5.24.3-1, 2 に示す。

表 5.24.3-1 配管の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
$IV_A S$	$D + P_D + M_D + S_s$	配管

表 5.24.3-2 支持構造物の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
IV <sub>A</sub> S	D + P <sub>D</sub> + M <sub>D</sub> + S <sub>s</sub>	脚, 支持構造物, ボルト等

c. 許容限界

配管評価における許容限界を表 5.24.3-3, 4 に示す。

表 5.24.3-3 配管の許容限界

区分	耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界* <sup>1</sup>			
				一次一般 膜応力	一次膜応力+ 一次曲げ応力	一次+ 二次応力	一次+二次+ ピーク応力
配管	S, C	D + P <sub>D</sub> + M <sub>D</sub> + S <sub>s</sub>	IV <sub>A</sub> S	0.6 · S <sub>u</sub>	左欄の 1.5 倍 の値	* <sup>2</sup> S <sub>s</sub> 地震動のみによる疲労解析 を行い, 疲労累積係数が 1.0 以 下であること。但し, 地震動の みによる一次+二次応力の変動 値が 2 · S <sub>y</sub> 以下であれば, 疲労 解析は不要。	

注記 \*1: 軸力による全断面平均応力については許容応力状態 III<sub>A</sub>S の一次一般膜応力の許容値の 0.8 倍の値とする。

\*2: 2 · S<sub>y</sub> を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合, 設計・建設規格 PVB-3536(1), (2), (4) 及び(5) (ただし, S<sub>m</sub> は 2/3 · S<sub>y</sub> と読み替える。) の簡易弾塑性解析を用いる。

表 5. 24. 3-4 支持構造物の許容限界

耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界*1,*2,*3 (ボルト等以外)										許容限界*2,*4 (ボルト等)		形式試験に よる場合
			一次応力					一次+二次応力					一次応力		許容荷重
			引張	せん断	圧縮	曲げ	支圧	引張 圧縮	せん断	曲げ	支圧	座屈*5	引張	せん断	
S, C	D + P <sub>D</sub> + M D + S <sub>s</sub>	IV <sub>A</sub> S	1.5・ f <sub>t</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>s</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>c</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>b</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>p</sub> * <sup>*</sup>	3・f <sub>t</sub>	3・f <sub>s</sub> <sup>*6</sup>	3・f <sub>b</sub> <sup>*7</sup>	1.5・ f <sub>p</sub> * <sup>*8</sup>	1.5・f <sub>b</sub> , 1.5・f <sub>s</sub> 又 は1.5・f <sub>c</sub> <sup>*7,*8</sup>	1.5・ f <sub>t</sub> * <sup>*</sup>	1.5・ f <sub>s</sub> * <sup>*</sup>	$T_L \cdot 0.6$ $\cdot \frac{S_{y d}}{S_{y t}}$

注記\*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

\*2：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

\*3：耐圧部に溶接等により直接取り付けられる支持構造物であって耐圧部と一体の応力解析を行うものについては、耐圧部と同じ許容応力とする。

\*4：コンクリートに埋め込まれるアンカボルトで地震応力の占める割合が支配的なものであって、トルク管理、材料の照合等を行わないものについては、材料の品質、据付状態等のゆらぎ等を考慮して、III<sub>A</sub>Sの許容応力を一次引張応力に対してはf<sub>t</sub>、一次せん断応力に対してはf<sub>s</sub>として、またIV<sub>A</sub>S→III<sub>A</sub>Sとして応力評価を行う。

\*5：薄肉円筒形状のもの座屈の評価にあつては、クラスMC容器の座屈に対する評価式による。

\*6：すみ肉溶接部にあつては最大応力に対して1.5・f<sub>s</sub>とする。

\*7：設計・建設規格SSB-3121.1(4)により求めたf<sub>b</sub>とする。

\*8：自重、熱膨張等により常時作用する荷重に、地震動による荷重を重ね合わせて得られる応力の圧縮最大値について評価する。

d. 評価対象系統

評価対象の配管仕様及び使用材料の許容応力評価条件を表 5.24.3-5～6 に示す。

表 5.24.3-5 評価対象の配管仕様

評価対象	口径	板厚 (mm)	材質
3号機原子炉補機冷却海水系	500A	9.5	
3号機タービン補機冷却海水系	500A	9.5	
3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	200A	8.2	
3号機循環水系	3400φ	14.0	

表 5.24.3-6 使用材料の許容応力評価条件

材料	最高使用温度 (°C)	S <sub>y</sub> (MPa)	S <sub>u</sub> (MPa)
	50		
	40		
	66		
	40		

e. 評価モデル

各系統の評価モデルを図5.24.3-1～7に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.24.3-5

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 5.24.3-1 3号原子炉補機冷却海水系（A系） 系統評価モデル図

5.24.3-6

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

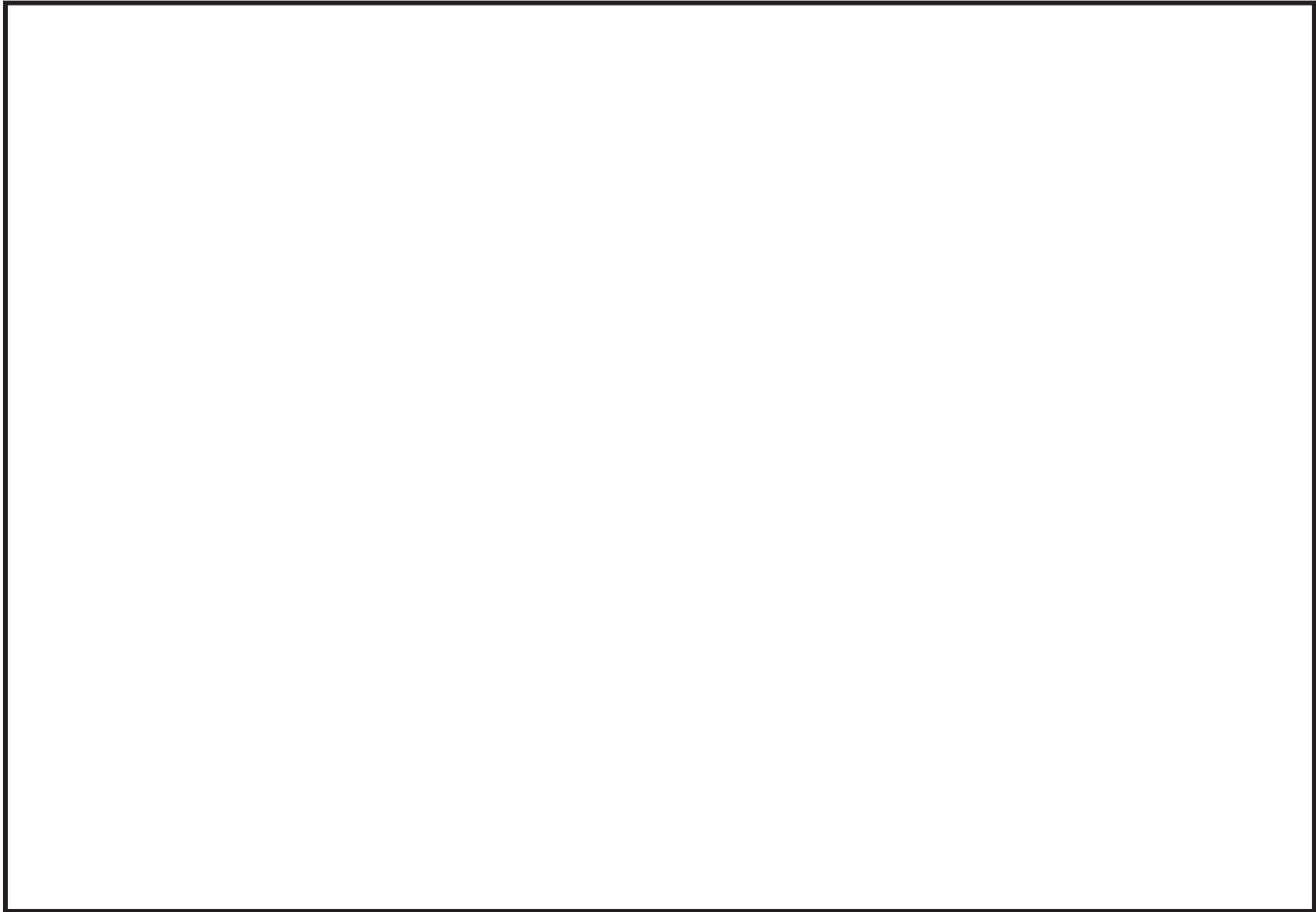


図 5.24.3-2 3号原子炉補機冷却海水系（B系） 系統評価モデル図

5.24.3-7

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

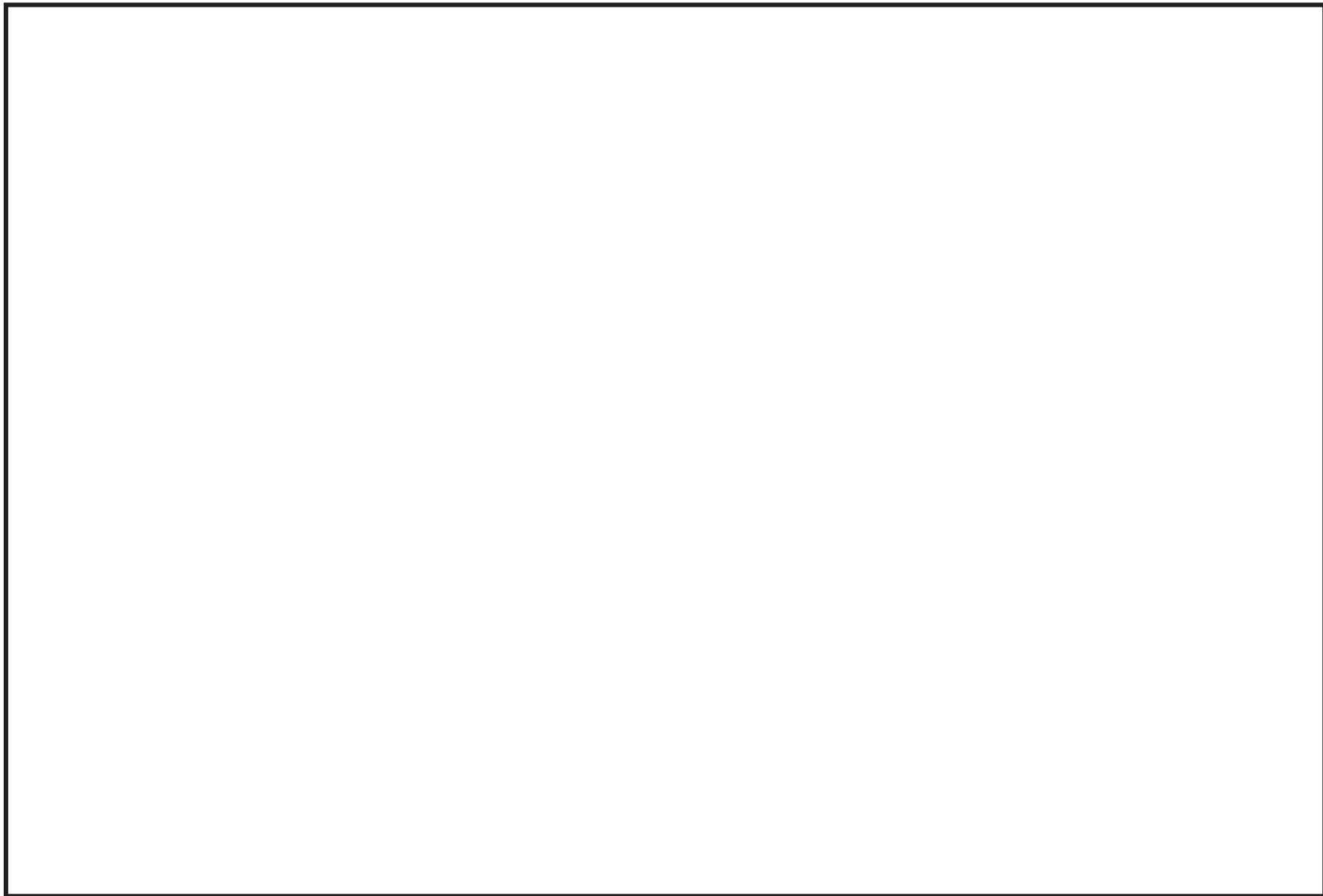


図 5.24.3-3 3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

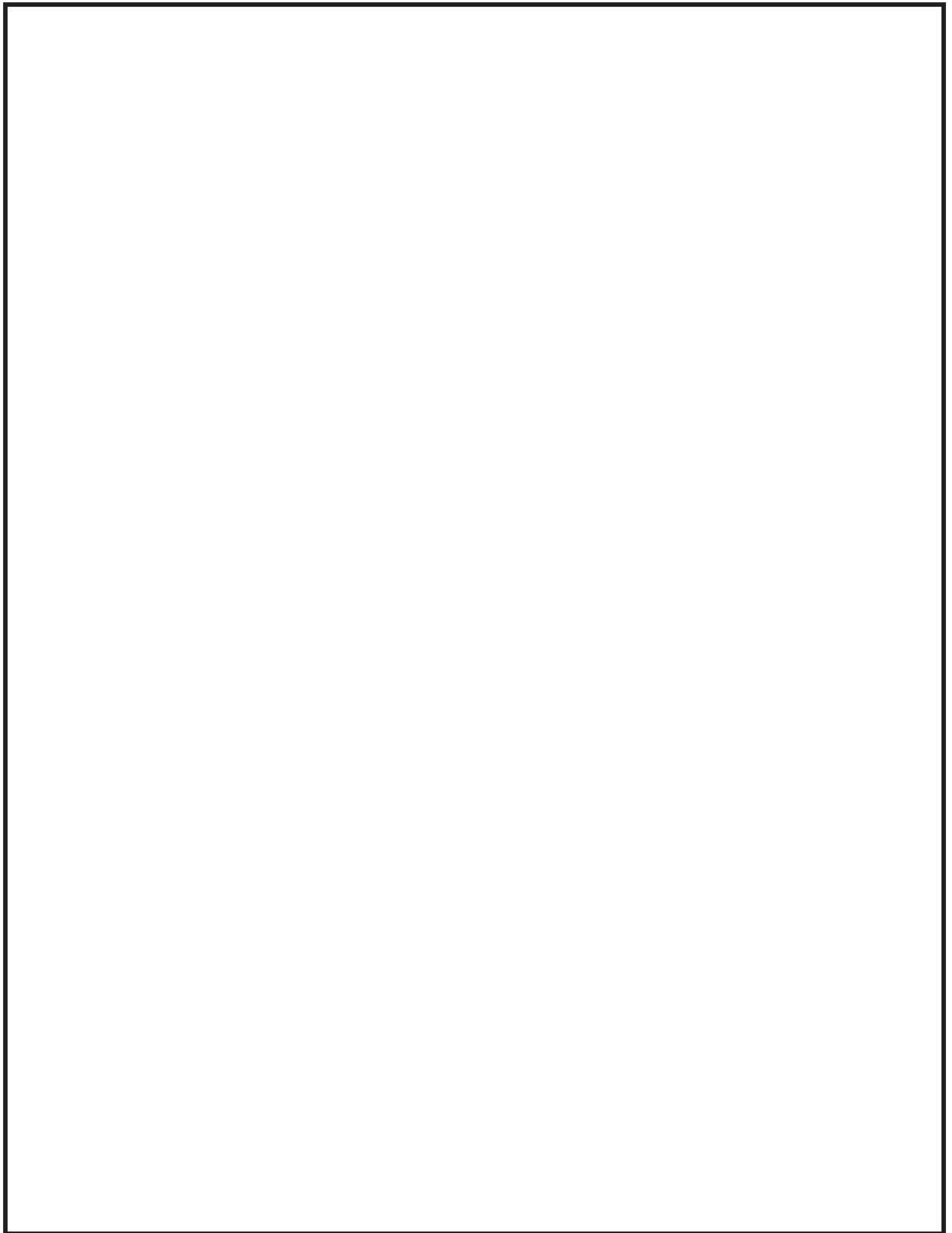


図 5.24.3-4 3号タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図 (1 / 3)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



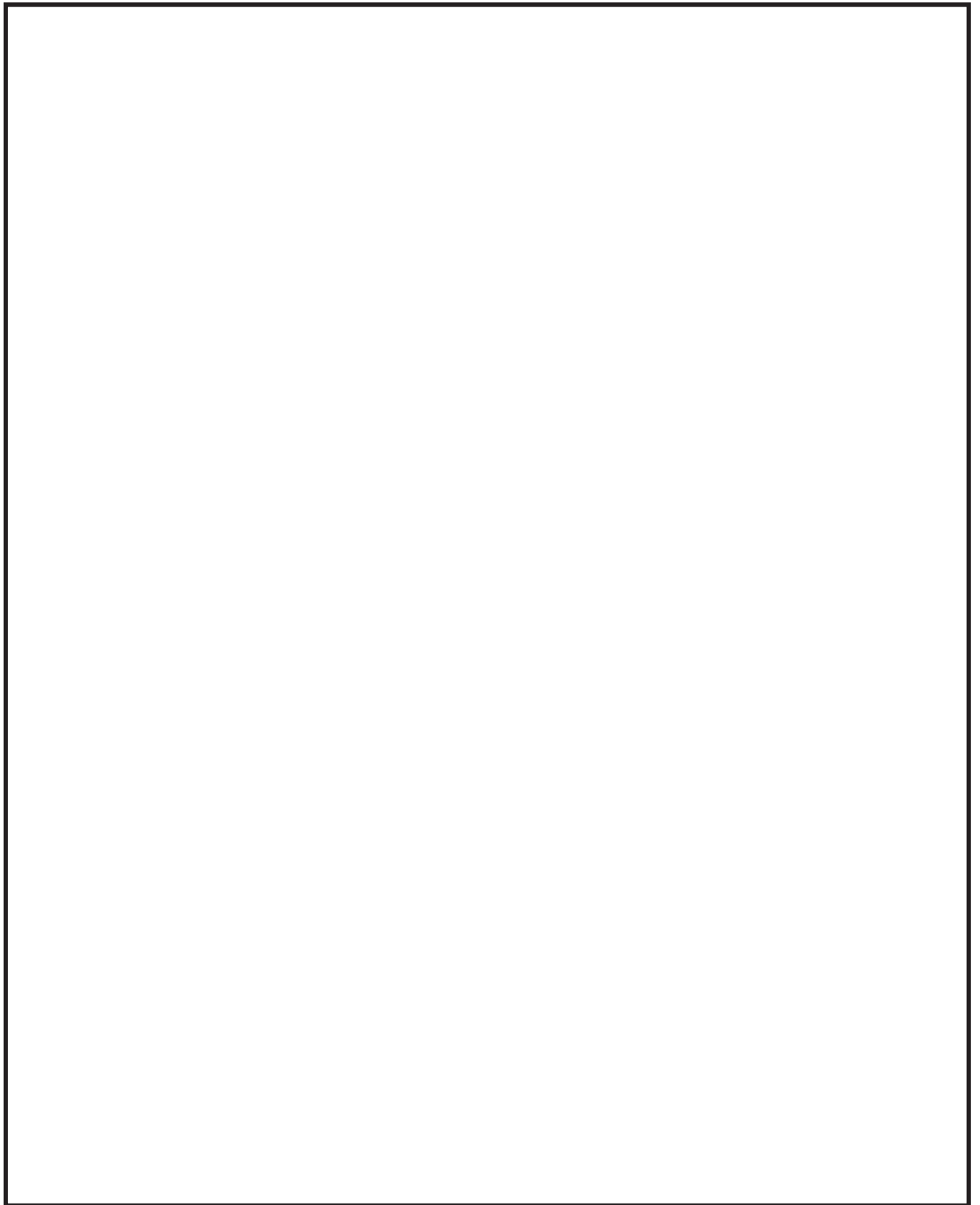


図 5.24.3-5 3号タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図 (2 / 3)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

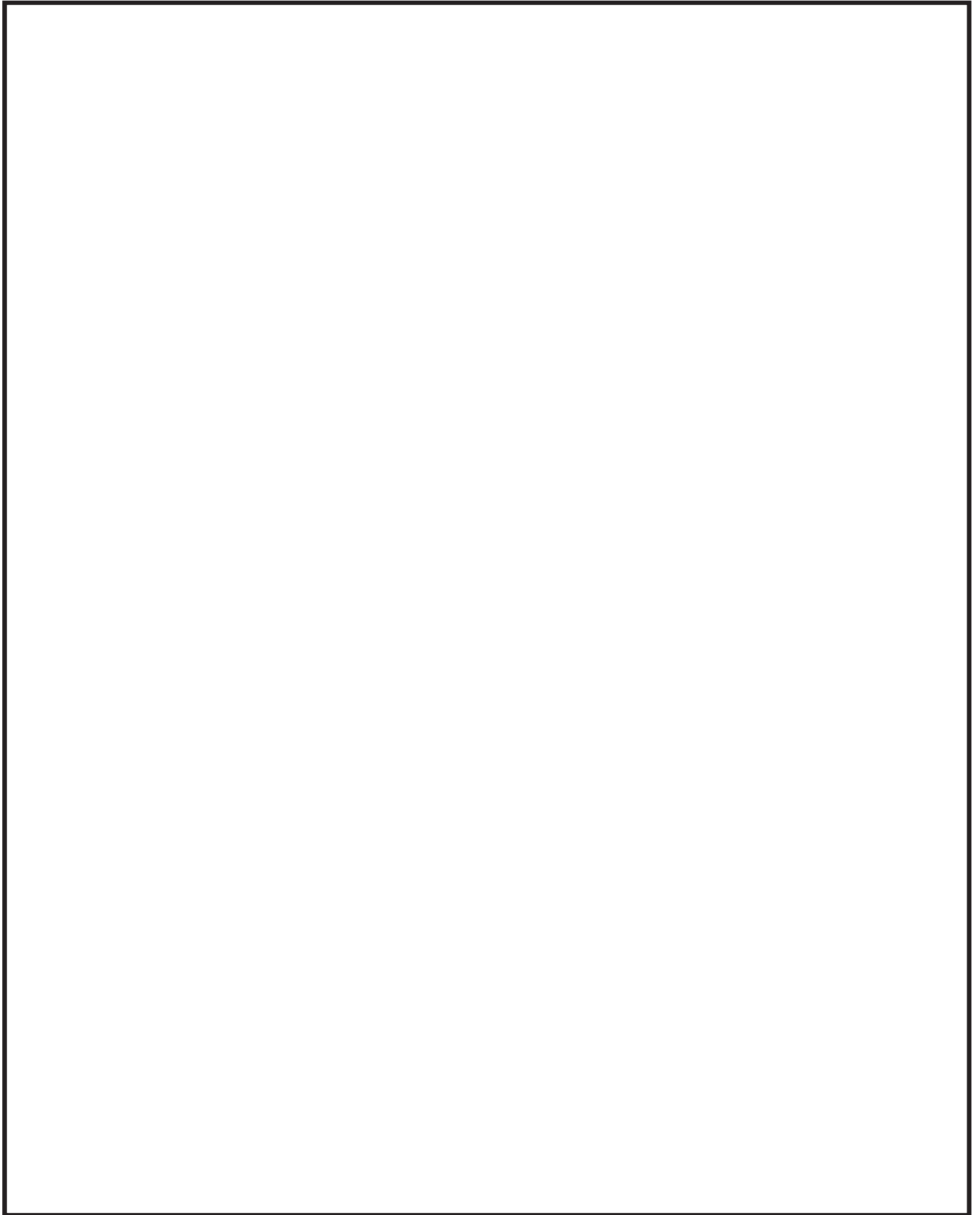


図 5.24.3-6 3号タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図 (3 / 3)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

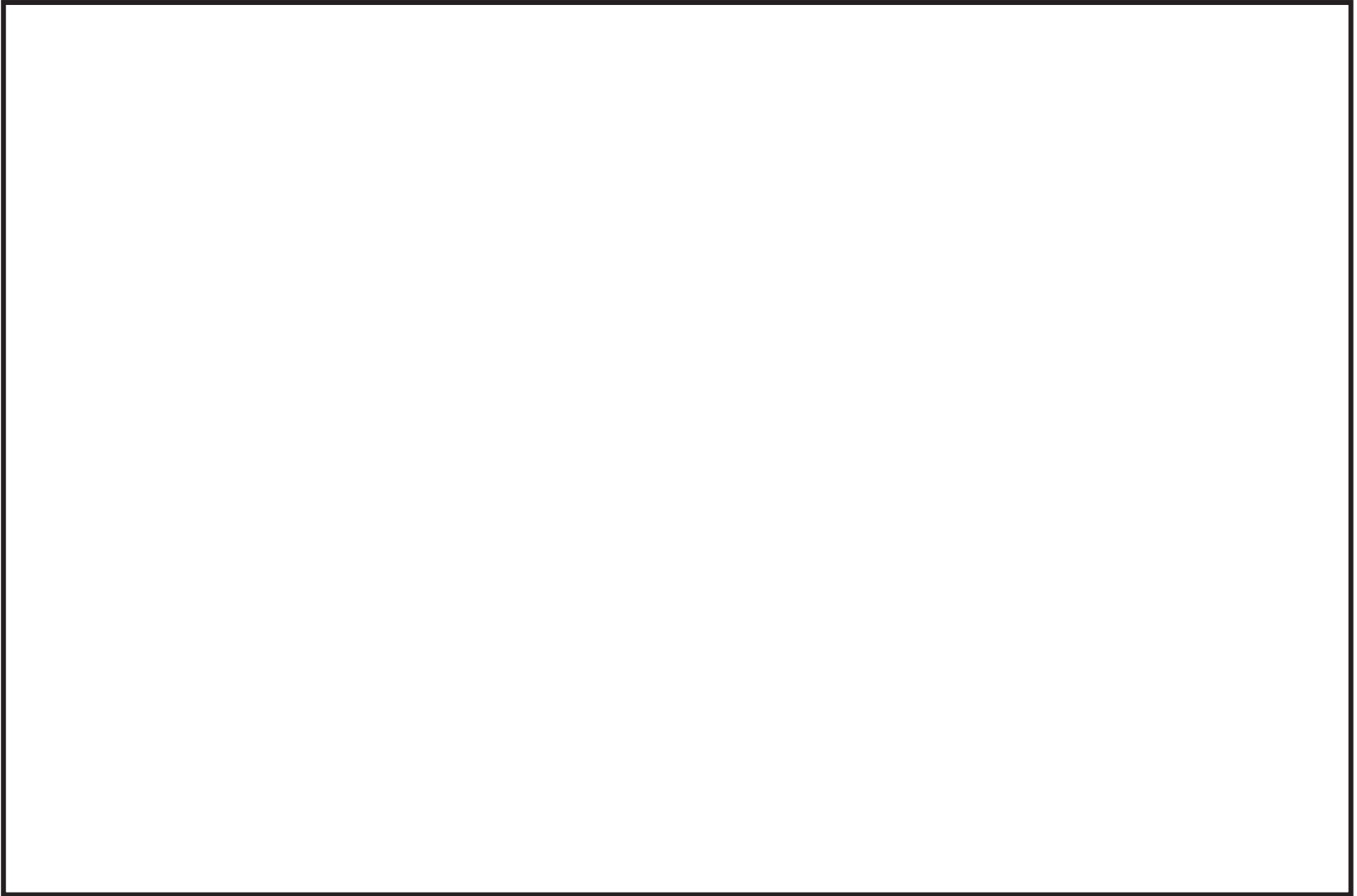


図 5.24.3-7 3号循環水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

f. 設計用地震力

本資料において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を表 5.24.3-7～8 及び図 5.24.3-8～17 に示す。

なお、設計用床応答曲線はVI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」を参考に策定した基準地震動  $S_s$  のものを用いる。また、減衰定数はVI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」を参考に策定した減衰定数を用いる。

表 5.24.3-7 3号原子炉補機冷却海水系配管, 3号タービン補機冷却海水系配管,  
3号高压炉心スプレィ補機冷却海水系配管の設計用地震力

建物・構築物	標高 (O.P. (m))	減衰定数 (%)
3号海水熱交換器建屋	14.0	2.0
	7.0	
	-2.1	

表 5.24.3-8 3号循環水系配管の設計用地震力

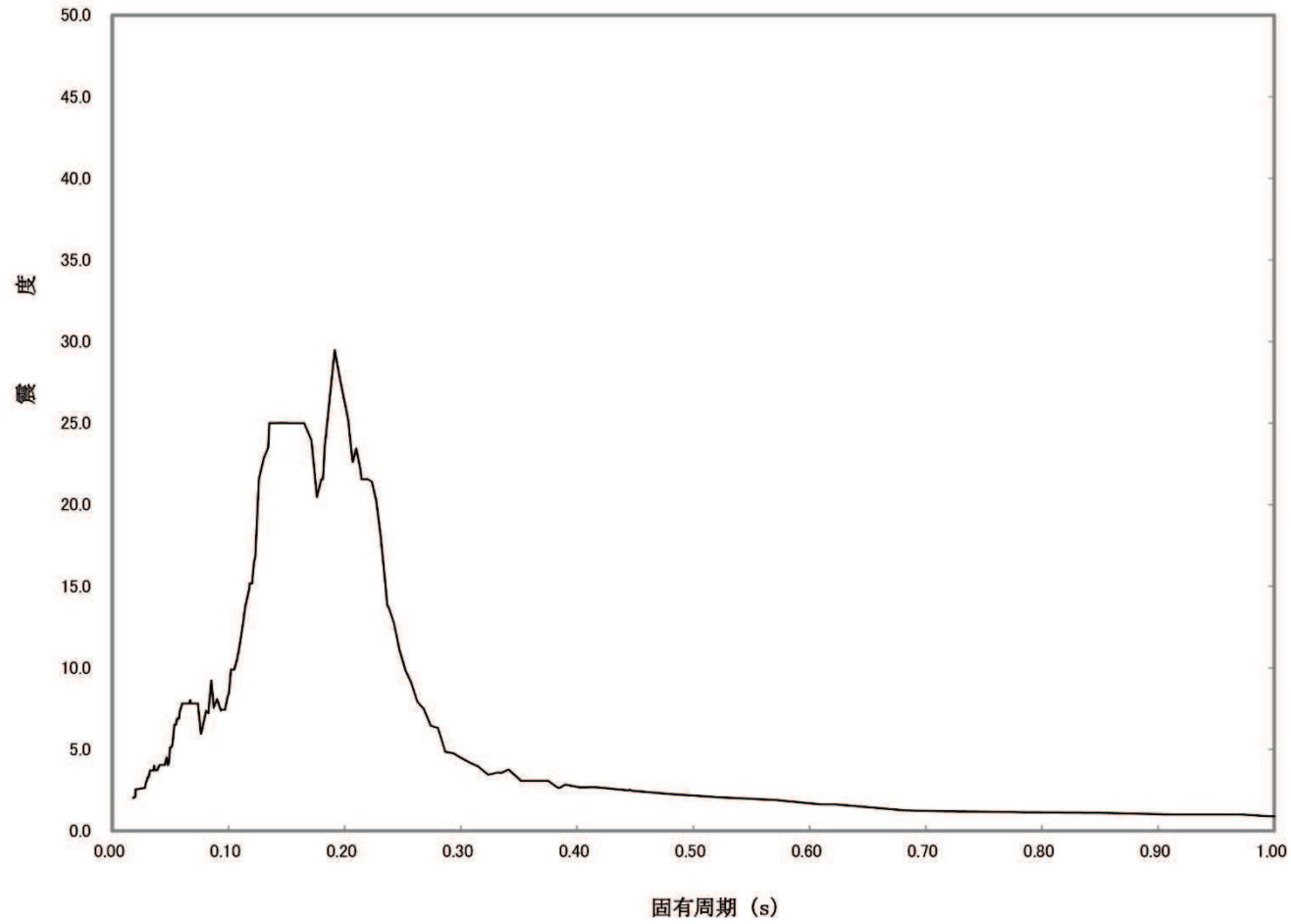
建物・構築物	標高 (O.P. (m))	減衰定数 (%)
3号海水ポンプ室 (循環水ポンプエリア)	6.25	2.0
	-1.55	

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： 0. P. 15.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2.0\_ENH\_15.000\_h\_Rev00\_a

— 水平方向



5.24.3-13

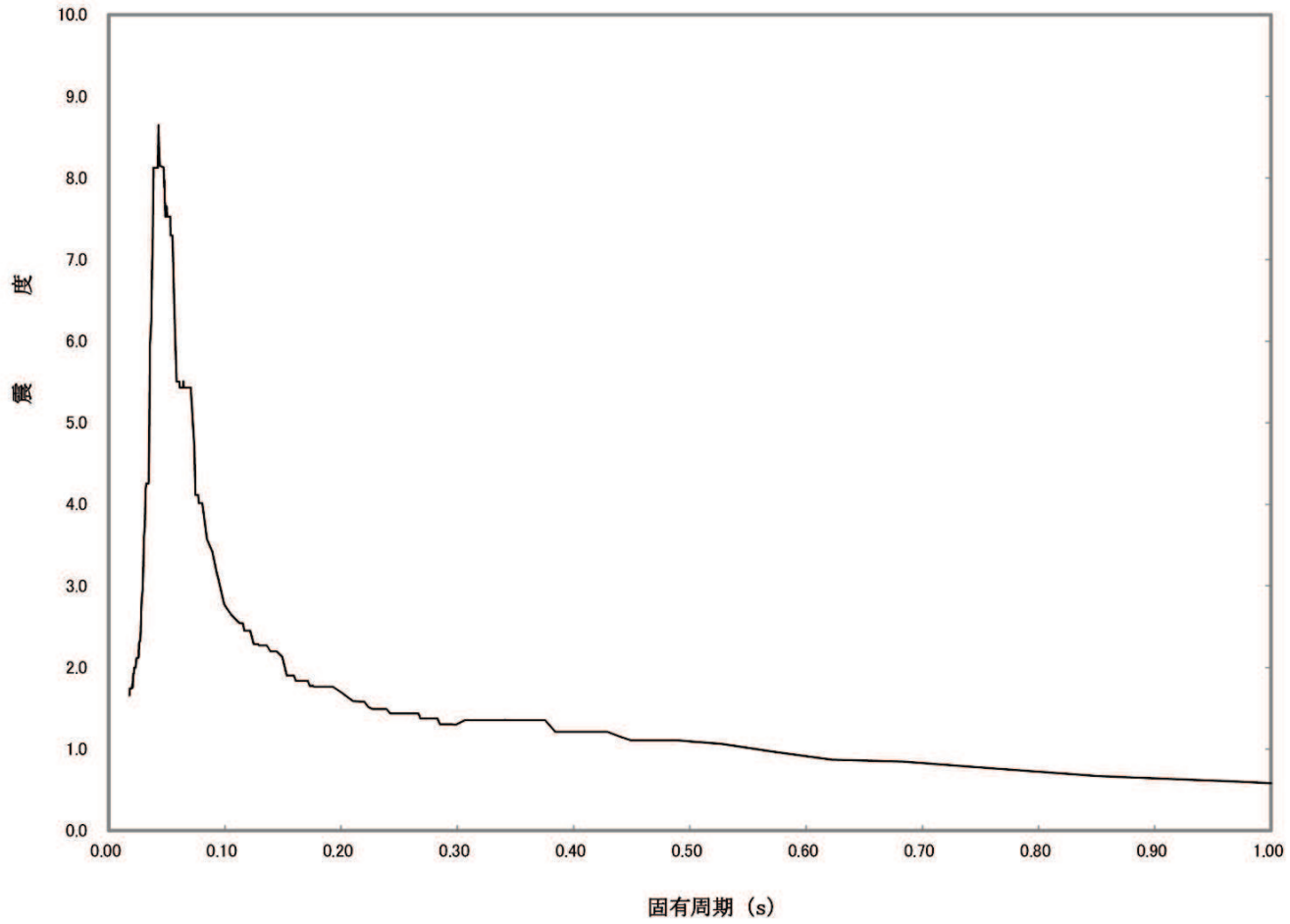
図 5.24.3-8 固有周期毎の水平方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (0. P. 14.00m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： O.P. 15.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2.0\_UDH\_15.000\_h\_Rev00\_a

—鉛直方向



5.24.3-14

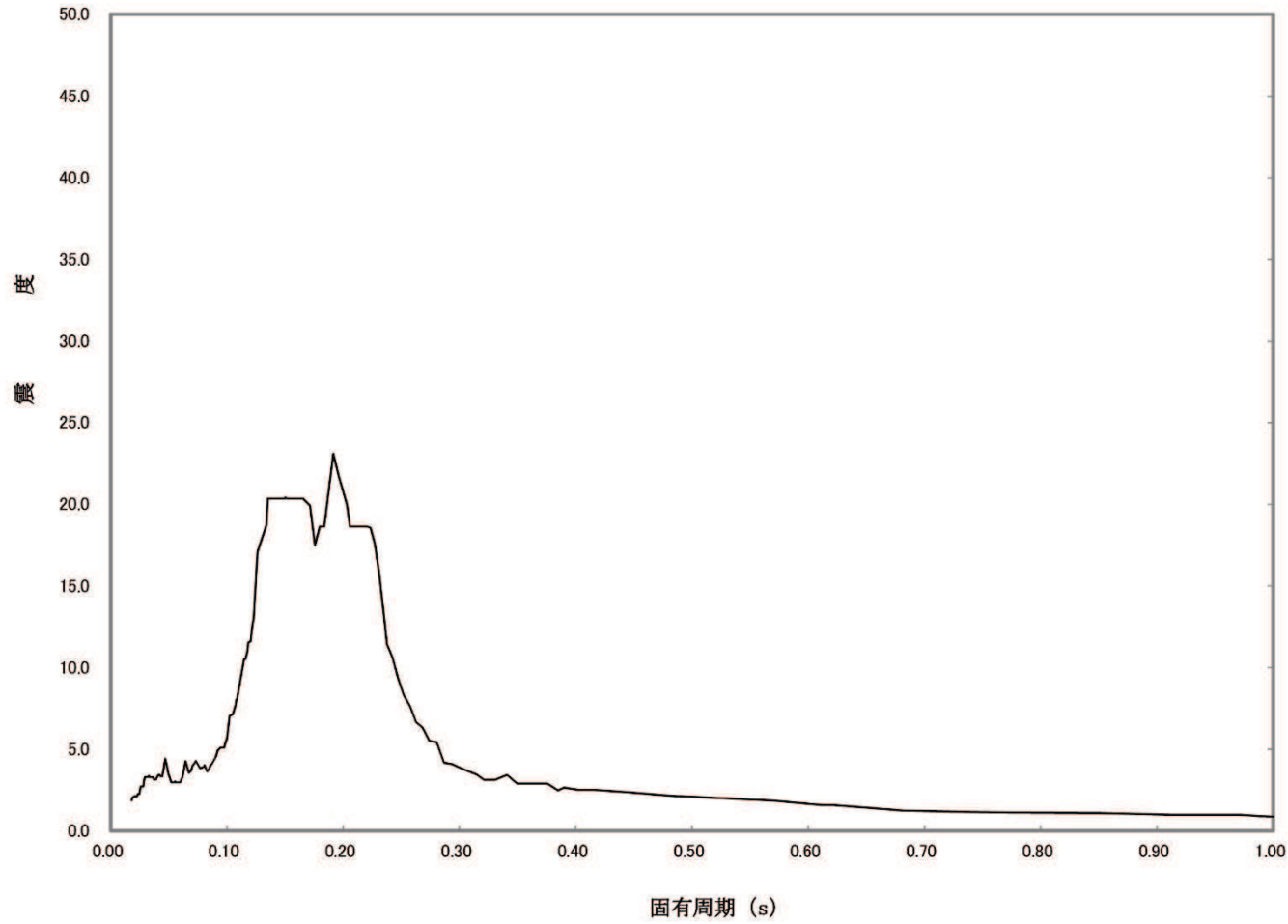
図 5.24.3-9 固有周期毎の鉛直方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (O.P. 14.00m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： 0. P. 8.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2\_0\_ENH\_8.000\_h\_Rev00\_a

— 水平方向



5.24.3-15

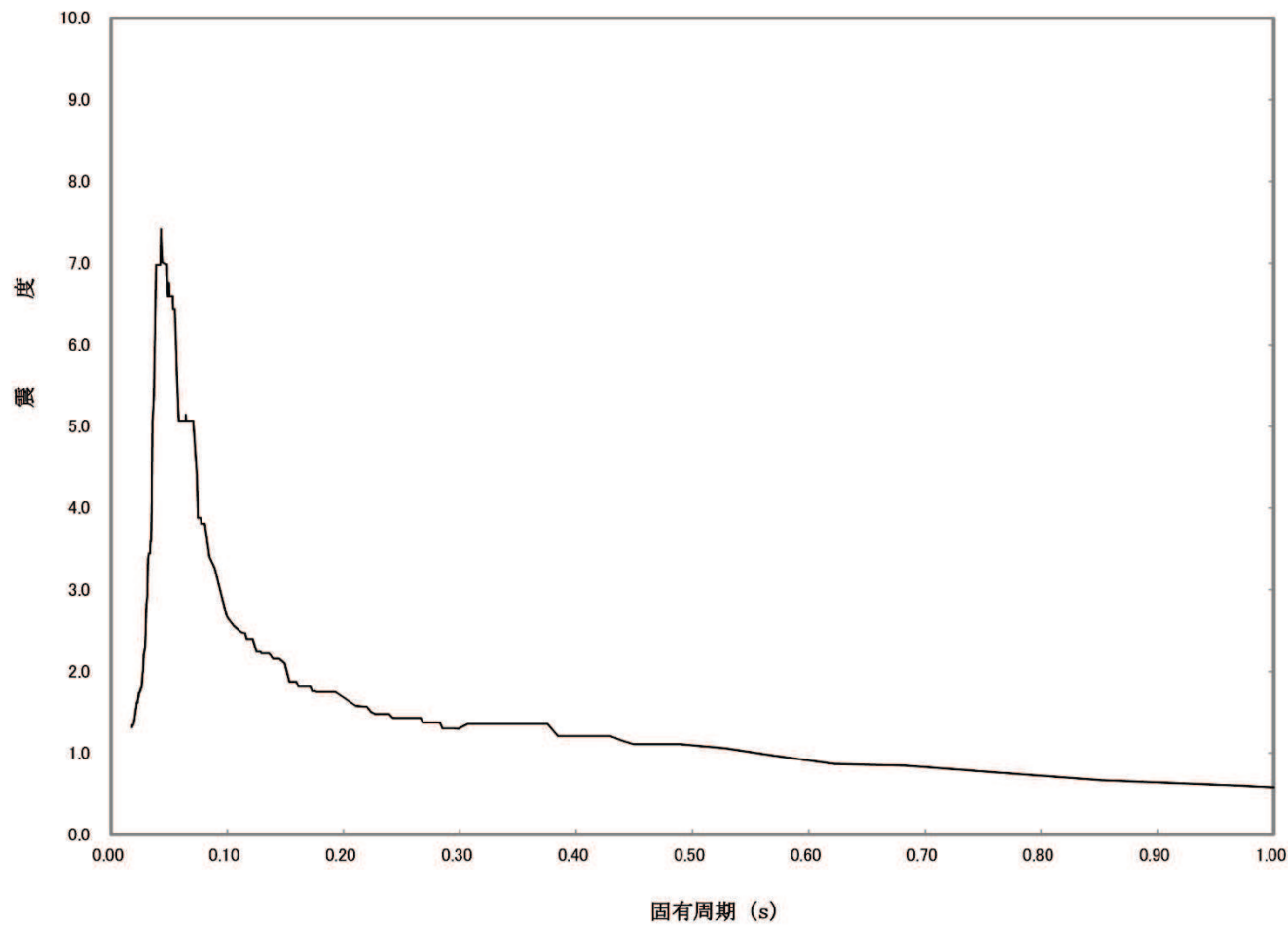
図 5.24.3-10 固有周期毎の水平方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (0.P.7.00m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： 0. P. 8.000m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2.0\_UDI18.000\_h\_Rev00\_a

—鉛直方向



5.24.3-16

図 5.24.3-11 固有周期毎の鉛直方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (0. P. 7.00m)

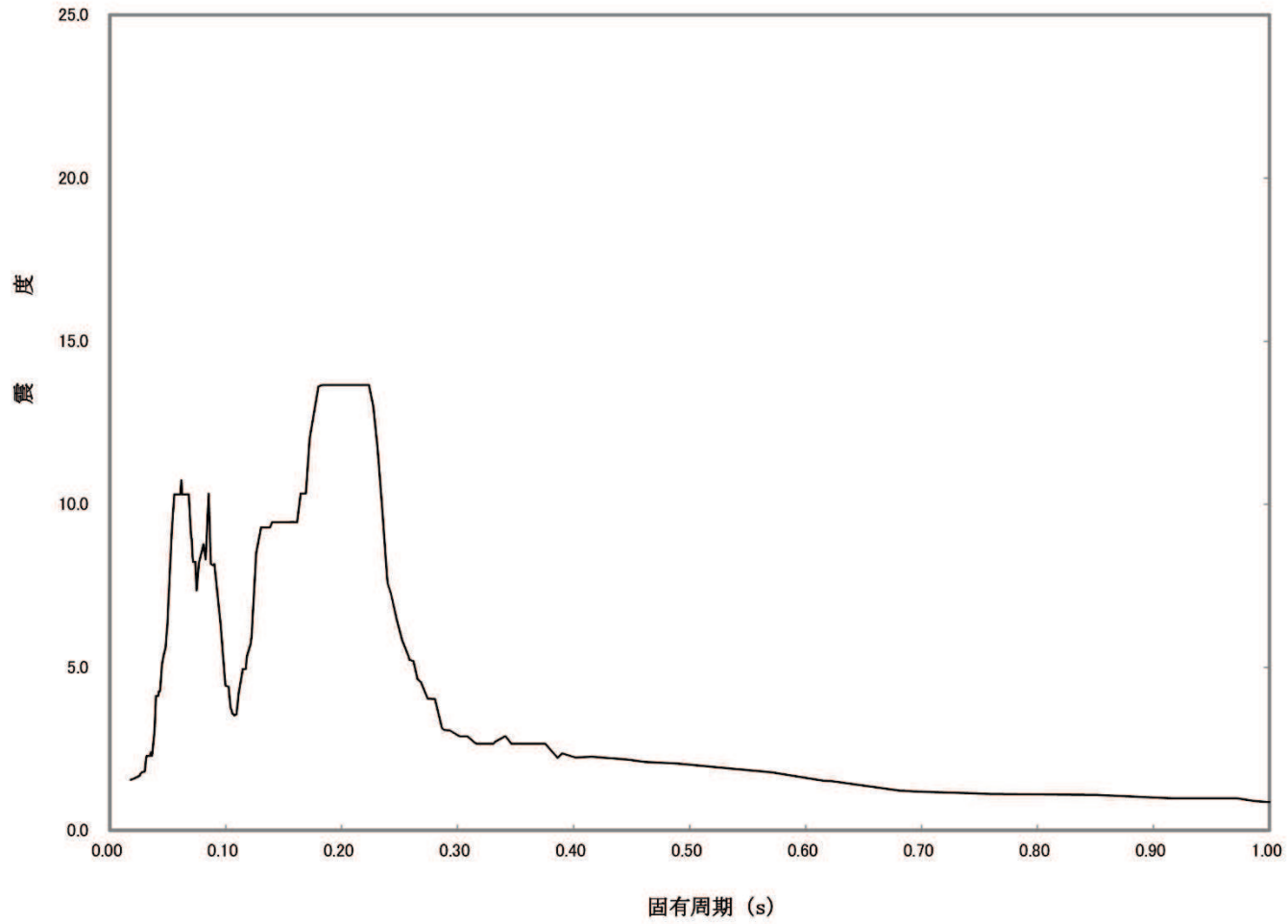


構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： 0.P. -1.100m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2.0\_ENH\_-1.100\_h\_Rev00\_a

— 水平方向



5.24.3-17

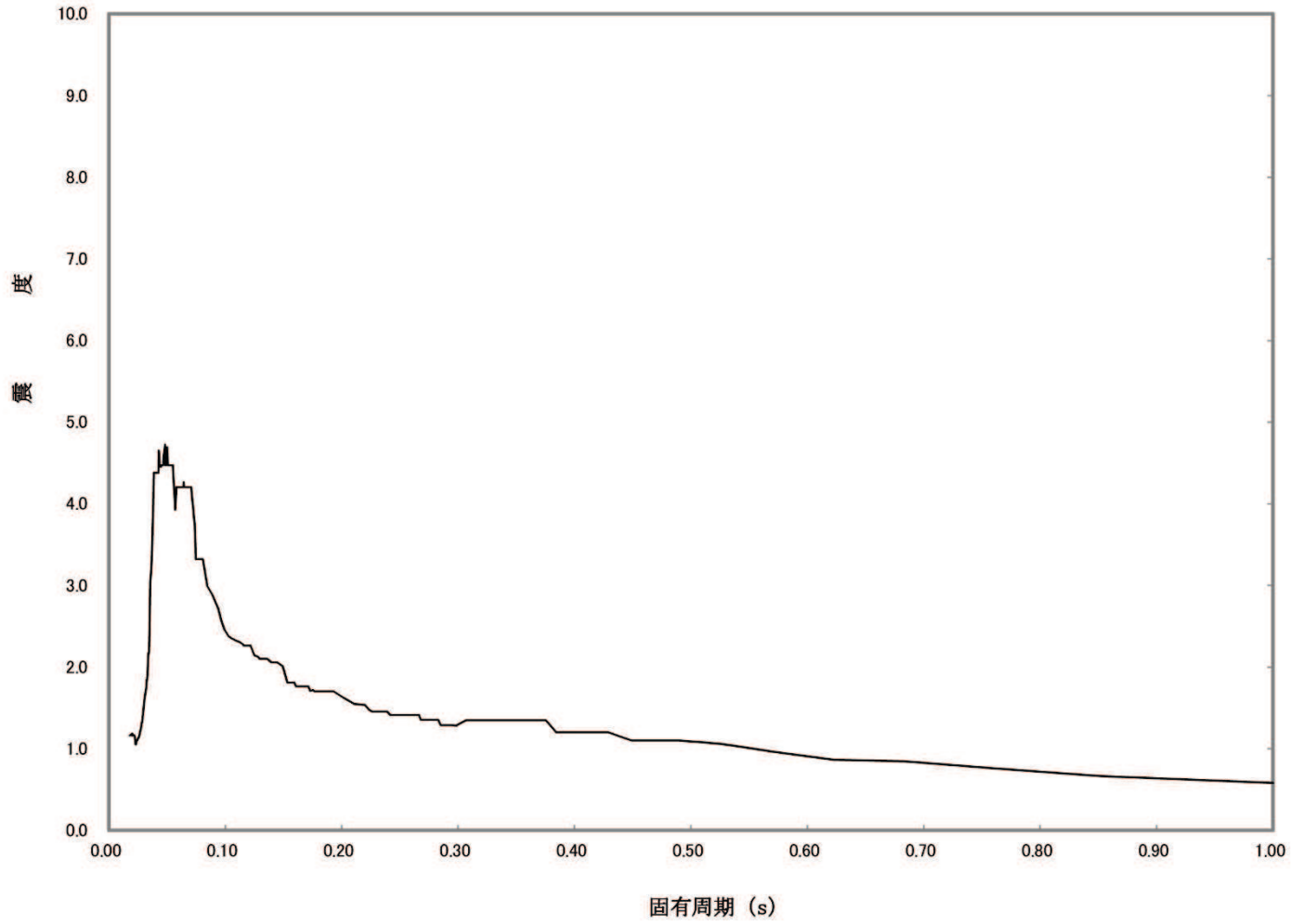
図 5.24.3-12 固有周期毎の水平方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (0.P. -2.10m)

構造物名： 3号海水熱交換器建屋  
減衰定数： 2.0

標高： 0. P. -1.100m  
波形名： Ss-AL

図番： 02\_3Hx\_Ss-AL\_C00\_2.0\_UDH\_-1.100\_h\_Rev00\_a

—鉛直方向



5.24.3-18

図 5.24.3-13 固有周期毎の鉛直方向の震度 3号海水熱交換器建屋 (0. P. -2.10m)

【RB-SsH-RB-020】

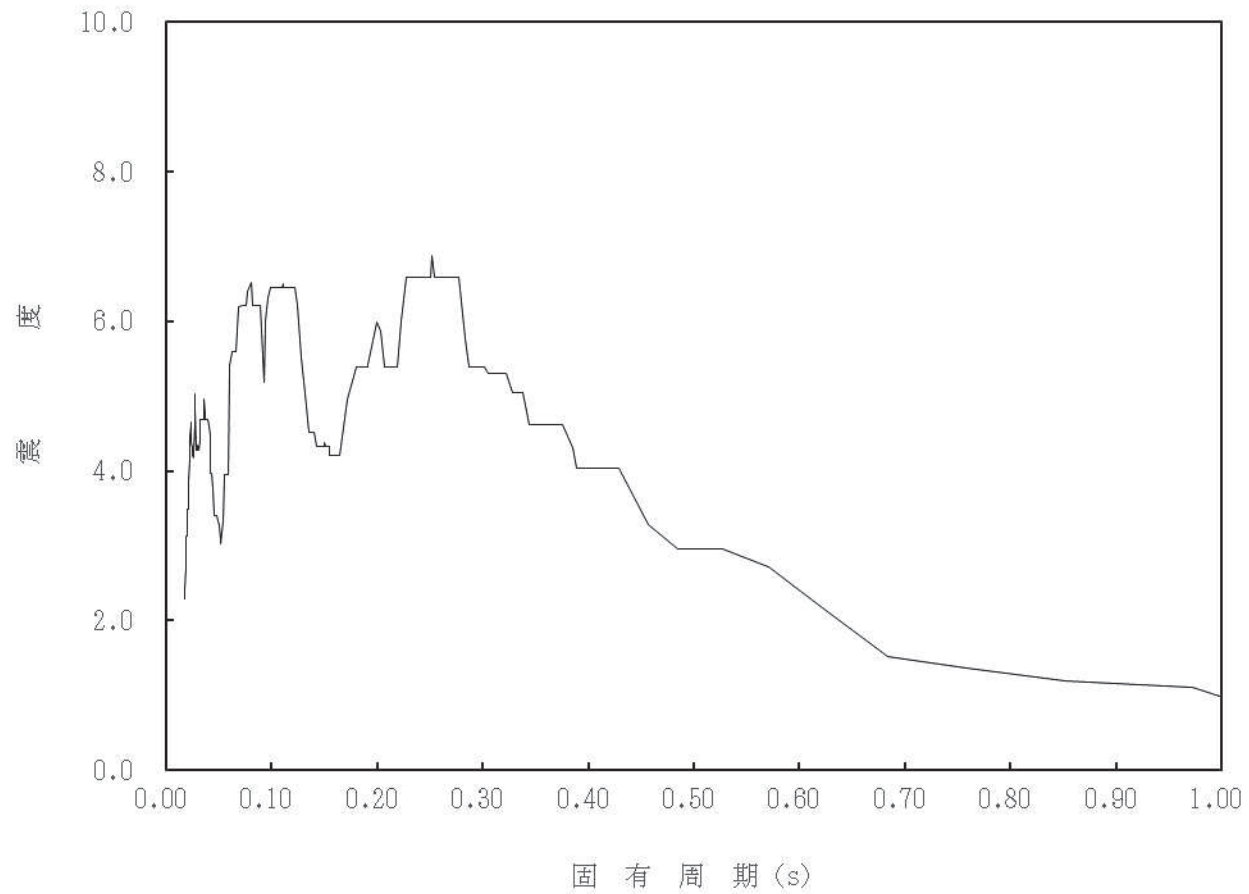
構造物名：3号海水ポンプ室

標高：O.P. 7.250

—— 水平方向

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S<sub>s</sub>



5.24.3-19

図 5.24.3-14 固有周期毎の水平方向の震度 3号海水ポンプ室（循環水ポンプエリア）（O.P. 6.25m）

【RB-SsV-RB-020】

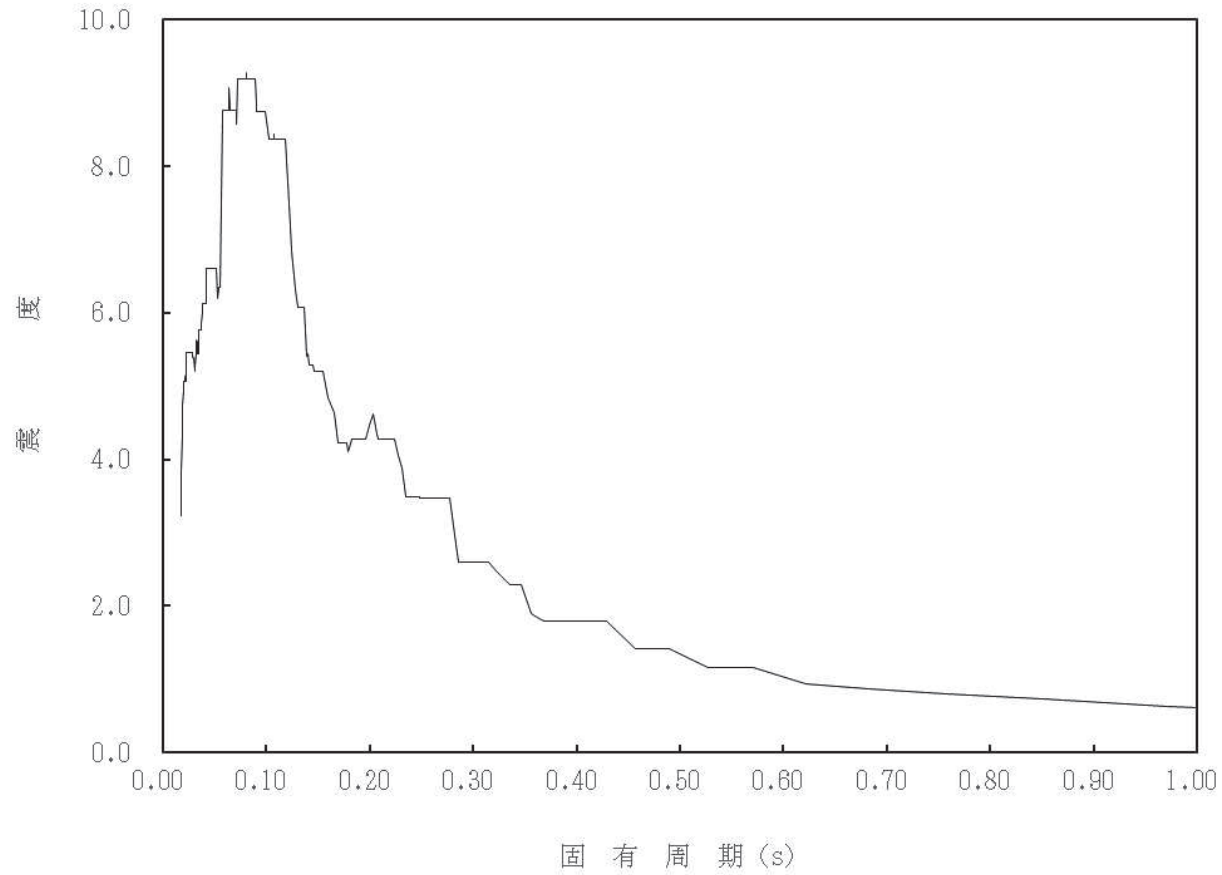
構造物名：3号海水ポンプ室

標高：O.P. 7.250

—— 鉛直方向

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S s



5.24.3-20

図 5.24.3-15 固有周期毎の鉛直方向の震度 3号海水ポンプ室（循環水ポンプエリア）（O.P. 6.25m）

【RB-SsH-RB-020】

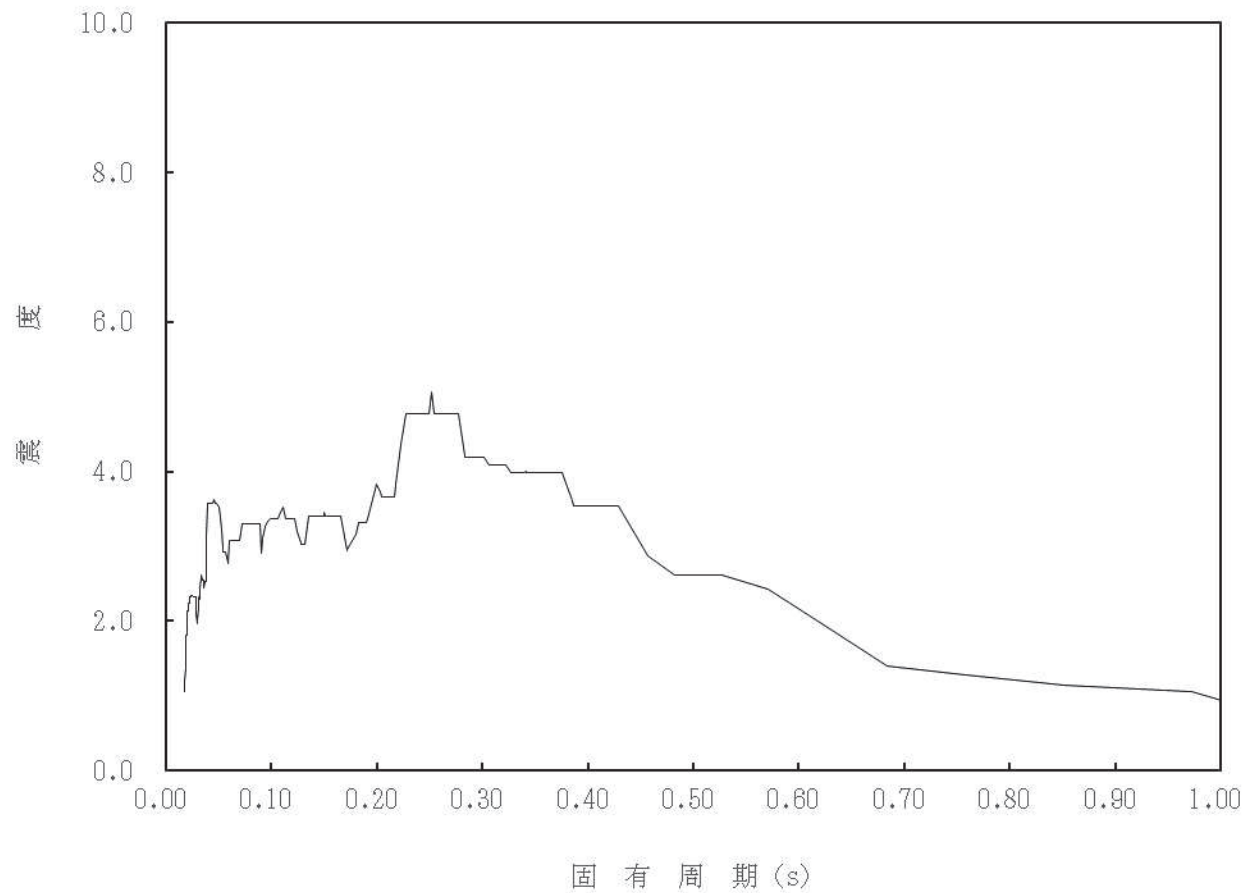
構造物名：3号海水ポンプ室

標高：0.P.-0.550

—— 水平方向

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S s



5.24.3-21

図 5.24.3-16 固有周期毎の水平方向の震度 3号海水ポンプ室（循環水ポンプエリア）（0.P.-1.55m）

【RB-SsV-RB-020】

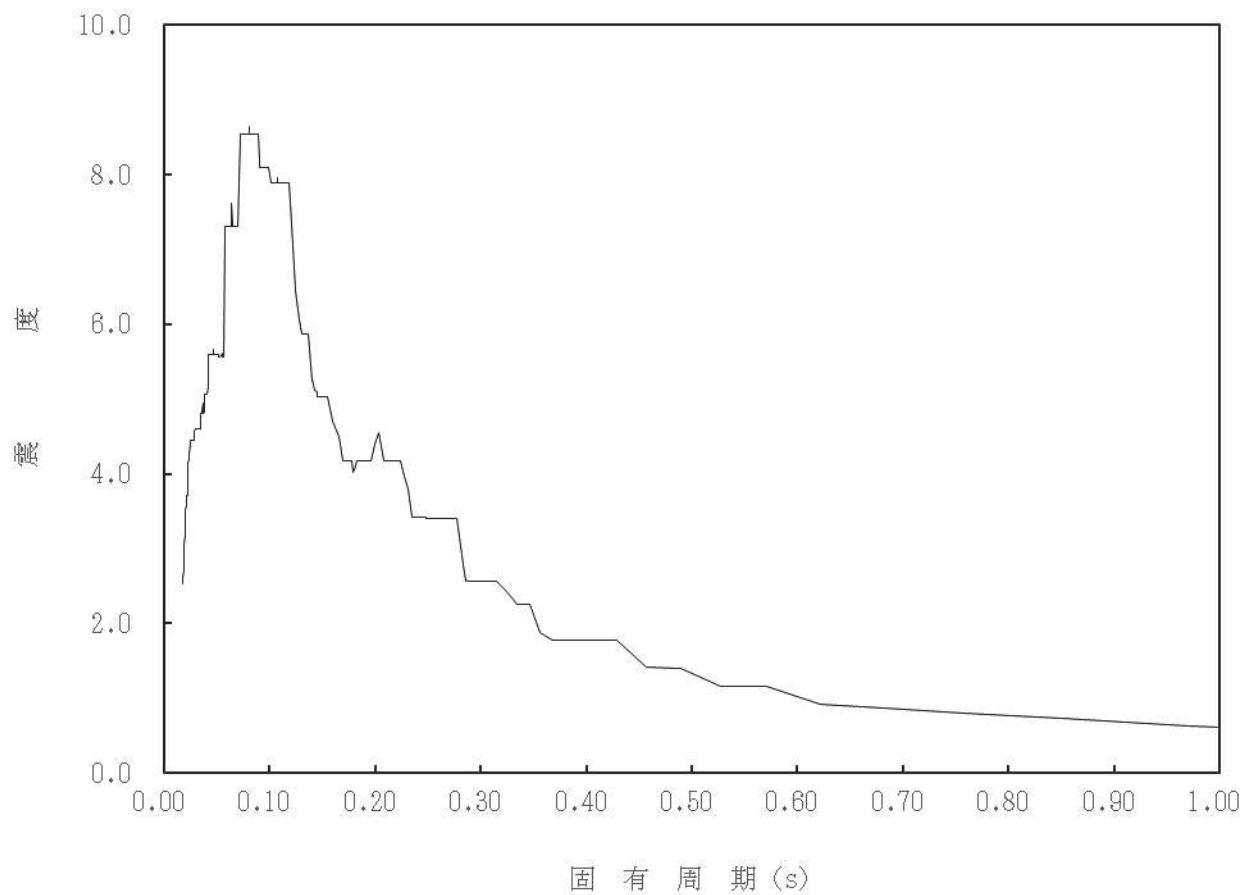
構造物名：3号海水ポンプ室

標高：0.P.-0.550

—— 鉛直方向

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S<sub>s</sub>



5.24.3-22

図 5.24.3-17 固有周期毎の鉛直方向の震度 3号海水ポンプ室（循環水ポンプエリア）（0.P.-1.55m）

(3) 解析結果及び評価

a. 固有周期及び設計震度

各系統代表の固有周期及び設計震度を表 5. 24. 3-9～13 に示す。

表 5. 24. 3-9 3号原子炉補機冷却海水系配管（A系）の評価震度

適用する地震動		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次	0.087	8.17	8.17	3.33
2 次	0.078	8.42	8.42	3.81
3 次	0.077	8.24	8.24	3.87
4 次	0.074	8.23	8.23	4.44
5 次	0.062	10.69	10.69	5.07
6 次	0.061	10.49	10.49	5.07
7 次	0.054	9.31	9.31	6.45
8 次*2	0.049	—	—	—
動的震度*3		2.24	2.24	1.59

注記\*1：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.05 s 以下であることを示す。

\*3：基準地震動 S s に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。(1.2ZPA)

表 5. 24. 3-10 3号原子炉補機冷却海水系配管（B系）の評価震度

適用する地震動		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次	0.078	8.39	8.39	3.81
2 次	0.077	8.05	8.05	3.88
3 次	0.075	7.37	7.37	3.88
4 次	0.070	9.32	9.32	5.07
5 次	0.060	10.31	10.31	5.07
6 次*2	0.049	—	—	—
動的震度*3		2.24	2.24	1.59

注記 \*1：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.05 s 以下であることを示す。

\*3：基準地震動 S s に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。(1.2ZPA)

表 5.24.3-11 3号タービン補機冷却海水系配管の評価震度

適用する地震動		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次	0.299	2.40	2.94	1.29
2 次	0.299	2.38	2.95	1.29
3 次	0.213	7.49	13.66	1.56
4 次	0.199	10.13	13.66	1.66
5 次	0.198	10.16	13.66	1.67
6 次	0.136	9.29	9.31	2.11
7 次	0.119	5.49	3.61	2.28
8 次	0.115	4.90	3.51	2.30
28 次	0.051	7.41	3.55	4.48
29 次*2	0.048	—	—	—
動的震度*3		1.74	1.74	1.24

注記 \*1：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.05 s 以下であることを示す。

\*3：基準地震動 S s に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。(1.2ZPA)

表 5.24.3-12 3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管の評価震度

適用する地震動		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次	0.090	8.16	8.16	3.37
2 次	0.071	8.95	8.95	5.44
3 次	0.064	10.31	10.31	5.49
4 次	0.056	10.31	10.31	6.46
5 次	0.051	7.03	7.03	7.53
6 次*2	0.048	—	—	—
動的震度*3		2.95	2.95	1.95

注記 \*1：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2：固有周期が 0.05 s 以下であることを示す。

\*3：基準地震動 S s に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。(1.2ZPA)



表 5. 24. 3-13 循環水系配管の評価震度

適用する地震動		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次	0. 094	9. 33	9. 33	17. 74
2 次	0. 068	9. 29	9. 29	16. 56
3 次	0. 050	4. 68	4. 68	8. 10
4 次*2	0. 045	—	—	—
動的震度*3		2. 86	2. 86	4. 10

注記 \*1 : 各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

\*2 : 固有周期が 0. 05 s 以下であることを示す。

\*3 : 基準地震動 S s に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。(1. 2ZPA)

(4) 評価結果

表 5.24.3-14 に示すとおり，最大応力はそれぞれの許容値以下である。

表 5.24.3-14 配管及び支持構造物の応力評価結果\*1

系統名称	評価部位	応力の種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
3号原子炉補機冷却海水系配管	配管本体	一次＋二次	346	478
	支持構造物	組合せ	235	490
3号タービン補機冷却海水系配管	配管本体	一次＋二次	227	490
	支持構造物	曲げ	115	135
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	配管本体	一次＋二次	305	418
	支持構造物	組合せ	283	490
3号循環水系配管	配管本体	一次＋二次	306	490
	支持構造物	せん断	124	135

注記 \*1：評価結果は，算出応力と許容応力を踏まえ，評価上厳しい箇所の結果について記載する。

## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.4 2号機及び3号機海水ポンプの津波に対する強度評価

#### (1) 概要

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

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

#### (2) 評価対象機器

評価対象機器について表 5.24.4-1 に示す。

表 5.24.4-1 評価対象機器

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

#### (3) 構造強度評価方法

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

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

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

表 5. 24. 4-2 津波高さによる静水頭の算出条件

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

\* 1 : 設計津波高さ = 入力津波高さ + 余裕 (0. 5m)

表 5. 24. 4-3 評価時の運転条件

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

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

\* 2 : 保守的に運転圧力を考慮する。

表 5. 24. 4-4 各系統の最高使用圧力（許容値）

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

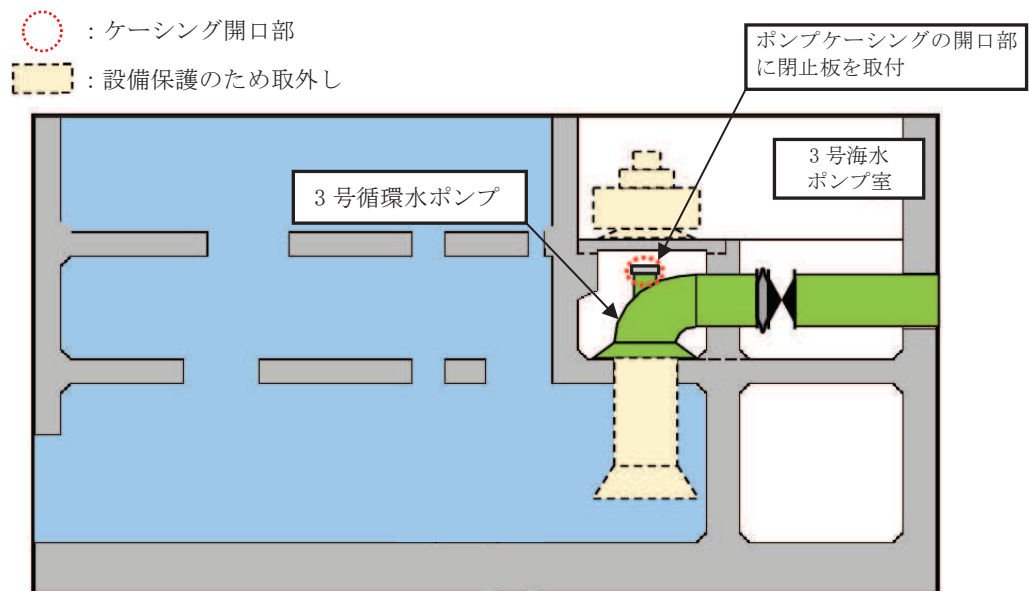


図 5. 24. 4-1 3号循環水ポンプケーシング開口部への閉止板設置箇所

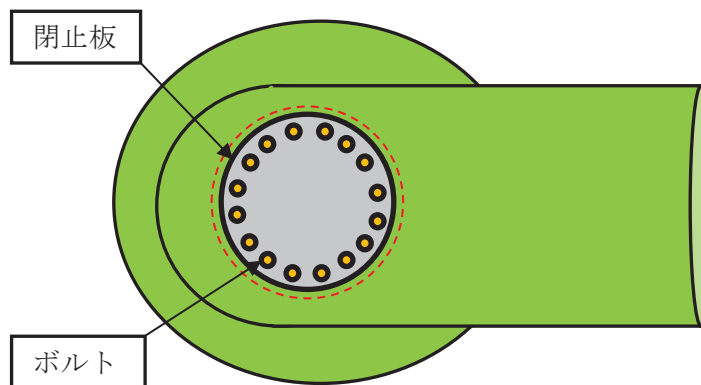


図 5. 24. 4-2 ポンプケーシングの開口部閉止板の取付概要（平面図）

(4) 計算条件

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

表5. 24. 4-5 3号循環水ポンプケーシング開口部閉止板の計算条件

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

表 5. 24. 4-6 ボルトの計算条件

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

(5) 計算方法

- a. 津波発生時にポンプが継続運転となる系統

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

- b. 津波発生時にポンプが停止となる系統

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

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

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

$H$  : 評価高さ (設計津波高さ - ポンプ設置高さ)

- c. ケーシング開口部閉止板の必要板厚の計算

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

- (a) 平板の計算上必要な厚さ

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

$t$  : 平板の計算上必要な厚さ (mm)

$d$  : 平板の外径 (mm)

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

$P$  : 最高使用圧力 (MPa)

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

(b) ボルトの評価式

(イ) ボルトの許容引張応力（許容値）

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

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

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

(ロ) ボルトの最小断面積

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

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

$A_b$  : ボルトの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

$d_b$  : ボルト谷径 (mm)

(ハ) 閉止板にかかる荷重

閉止板全体に最高使用圧力が加わるものとして、以下の式により算出する。

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

$W$  : 閉止板にかかる荷重 (N)

$d$  : 閉止板の外径 (mm)

$P$  : 最高使用圧力 (MPa)

(ニ) ボルト 1 本あたりの引張応力

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

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

$\sigma$  : ボルト 1 本あたりの引張応力 (MPa)

$W$  : 閉止板にかかる荷重 (N)

$n$  : ボルト本数

$A_b$  : ボルトの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

(5) 評価結果

a. 内圧評価結果

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

表 5.24.2-7 内圧評価結果

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

b. 閉止板の構造強度評価結果

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

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

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

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

表 5.24.4-9 ボルトの構造強度評価結果

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



## 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

### 5.24.5 2号機及び3号機海水系配管の津波に対する強度評価

#### (1) 概要

2号機及び3号機の屋外に露出している海水系配管については、津波による圧力により設備が損傷した場合、津波が敷地へ流入する可能性があるため、津波に対して健全性を維持する必要がある。

本資料は、2号機及び3号機の屋外に露出している海水系配管において、津波による圧力を考慮した荷重に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

#### (2) 構造強度評価方法

津波のバウンダリとなる配管については、津波来襲時に取水ピット、放水ピットを經由して津波が到達し、運転状態による圧力及び津波高さに応じた圧力が作用することから、これらの圧力が内圧として作用した場合を想定し、配管の最高使用圧力を下回ることを確認する。3号海水系配管については、津波高さに応じた圧力に加えて、保守的に運転圧力を考慮した評価を実施する。

また、津波時に閉止を期待する弁に接続する配管については、閉止した弁に発生する突き上げ荷重及び余震を考慮した荷重により発生する圧力が配管に作用した場合を想定し、配管の最高使用圧力を下回ることを確認する。

津波高さによる静水頭の算出条件については表 5.24.5-1、津波発生時の運転条件については表 5.24.5-2 に示す。

表 5. 24. 5-1 津波高さによる静水頭の算出条件

機器名称	設計津波高さ* <sup>1</sup> (m)	配管設置高さ (m)	備考
2号原子炉補機冷却海水系配管	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
2号タービン補機冷却海水系配管	0. P. +18. 6	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
2号循環水系配管（復水器水室出入口弁接続配管）	0. P. +18. 6	0. P. +1. 8	
2号循環水系配管（循環水ポンプ接続配管）	0. P. +18. 6	0. P. -0. 8* <sup>2</sup>	
3号原子炉補機冷却海水系配管	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
3号タービン補機冷却海水系配管	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0. P. +19. 5	0. P. +2. 0* <sup>2</sup>	
3号循環水配管	0. P. +19. 5	0. P. -0. 8* <sup>2</sup>	
3号原子炉補機冷却海水系配管（放水側配管）	0. P. +18. 0	0. P. +13. 8* <sup>3</sup>	
3号タービン補機冷却海水系配管（放水側配管）	0. P. +18. 0	0. P. +13. 8* <sup>3</sup>	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管（放水側配管）	0. P. +18. 0	0. P. +13. 8* <sup>3</sup>	
3号非放射性ドレン移送系配管（放水側配管）	0. P. +18. 0	0. P. +13. 8* <sup>3</sup>	

\* 1 : 設計津波高さ=入力津波高さ+余裕 (0. 5m)

\* 2 : 保守的にポンプ設置高さとする

\* 3 : 保守的に敷地高さとする。

表 5. 24. 5-2 津波発生時の運転条件

機器名称	運転有無	運転圧力* <sup>1</sup> (MPa)	備考
2号原子炉補機冷却海水系配管	有	0.58	津波時に運転を継続
2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	有	0.57	津波時に運転を継続
2号タービン補機冷却海水系配管	無	—	津波時に閉止を期待するタービン補機冷却海水ポンプ吐出弁に接続する配管
2号循環水系配管（復水器水室出入口弁接続配管）	無	—	津波時に閉止を期待する復水器水室出入口弁に接続する配管
2号循環水系配管（循環水ポンプ接続配管）	無	—	津波時に停止する
3号原子炉補機冷却海水系配管	—* <sup>2</sup>	0.54	
3号タービン補機冷却海水系配管	—* <sup>2</sup>	0.518	
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	—* <sup>2</sup>	0.53	
3号循環水配管	無	—	系統停止（乾燥保管運用）
3号原子炉補機冷却海水系配管（放水側配管）	—* <sup>2</sup>	0.54	
3号タービン補機冷却海水系配管（放水側配管）	—* <sup>2</sup>	0.518	
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管（放水側配管）	—* <sup>2</sup>	0.53	
3号非放射性ドレン移送系配管（放水側配管）	無	—	ドレンポンプの間欠運転のため運転圧力を考慮しない

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

\* 2：保守的に運転圧力を考慮する。

(3) 設計仕様

各海水系配管の設計条件について、表 5.24.5-3 に示す。

評価対象部位に記載した設備の仕様を記載する。

表 5.24.5-3 各海水系配管の設計条件\*

評価対象	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	外径 (mm)	配管厚さ (mm)	材料
2号原子炉補機冷却海水系配管	0.78	50	508.0	9.5	
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.78	50	216.3	8.2	
2号タービン補機冷却海水系配管	0.69	41	762.0	9.5	
2号循環水系配管(復水器水室出入口弁接続配管)	0.38	41	2500	13.0	
2号循環水系配管(循環水ポンプ接続配管)	0.38	41	3400	16.0	
3号原子炉補機冷却海水系配管	0.80	50	508.0	9.5	
3号タービン補機冷却海水系配管	0.70	40	508.0	9.5	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.80	50	216.3	8.2	
3号循環水系配管	0.38	40	3400	14.0	
3号原子炉補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.80	50	508.0	9.5	
3号タービン補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.70	40	508.0	9.5	
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.80	50	216.3	8.2	
3号非放射性ドレン移送系配管(放水側配管)	0.70	66	60.5	5.5	

\*：配管仕様は対象配管のうち最大口径を代表として記載。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 設計用地震力

本資料において考慮する設計用地震力を、表 5.24.5-4 に示す。

表 5.24.5-4 設計用地震力

地震動	評価対象	建屋・構築物	標高 O.P. (m)	減衰定数 (%)	備考
弾性設計用 地震動 S d	2号タービン補機冷却 海水系配管	2号海水ポンプ 室補機ポンプエ リア	* 1	* 1	* 1 : VI-2-別添 2- 7「タービン補機冷 却海水ポンプ吐出弁 の耐震性についての 計算書」と同様
	2号循環水系配管（復 水器水室出入口弁接続 配管）	2号タービン建 屋	* 2	* 2	* 2 : VI-2-別添 2- 8「復水器水室出入 口弁の耐震性につい ての計算書」と同様

(5) 荷重の設定

a. 配管評価に関する荷重

(a) 運転圧力

運転圧力は保守的に工場試験で実施した締切運転時の全揚程実測値とする。

(b) 津波高さによる静水頭

津波高さによる静水頭圧は、「設計津波高さ－配管設置高さ」にて算出した静水頭圧を考慮する。

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

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

$g$  : 重力加速度

$H$  : 評価高さ (設計津波高さ－配管設置高さ)

b. 津波時に閉止を期待する弁に接続する配管に関する荷重

津波時に閉止を期待する弁に接続する配管に考慮する圧力は、以下の津波及び余震を考慮した荷重により算出する。

(a) 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ )

突き上げ津波荷重として、津波流入を想定した流速成分による荷重と、経路からの津波に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_p \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

$P_t$  : 突き上げ津波荷重  
 $\rho_0$  : 海水の密度  
 $U$  : 流速 (津波流速を保守側に設定)  
 $C_p$  : 抗力係数 (2.01\*1)  
 $g$  : 重力加速度  
 $H$  : 評価高さ (設計津波高さ－設置位置高さ)

\*1 : 出典 : ①津波漂流物対策ガイドライン 表-3.4.7 抗力係数 (H26.3 沿岸技術研究センター)  
 ②港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻) 表-参7.2.1 抗力係数 (社団法人日本港湾協会)

(b) 余震荷重 ( $K S_d$ )

余震荷重は、弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  に伴う地震力 (動水圧含む) とする。

津波時に閉止を期待する弁に接続する配管に対しては、余震に伴う加速度で終端部となる弁に発生する慣性力と、余震による動水圧荷重を考慮し、以下の式より算出する。

津波時に閉止を期待する弁に接続する配管は、余震による動水圧荷重を考慮し、以下の式より算出する。

津波時に閉止を期待する弁に接続する配管の内面に加わる動水圧荷重

$$K S_d = \rho_0 \cdot \alpha_v \cdot g \cdot H$$

$K S_d$  : 余震荷重  
 $g$  : 重力加速度  
 $\rho_0$  : 海水の密度 (=1030 (kg/m<sup>3</sup>))  
 $\alpha_v$  : 評価部位の鉛直方向震度  
 $H$  : 評価高さ (設計津波高さ－設置位置高さ)

(c) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、配管の自重を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重の組合せを表5. 24. 5-5に示す。

表5. 24. 5-5 強度評価にて考慮する荷重の組合せ

機器名称	荷重の組合せ
2号原子炉補機冷却海水系配管	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
2号タービン補機冷却海水系配管	$D + P_t + K S d^{*1, *2}$
2号循環水系配管（復水器水室出入口弁接続配管）	$D + P_t + K S d^{*1, *2}$
2号循環水系配管（循環水ポンプ接続配管）	津波高さによる静水頭圧
3号原子炉補機冷却海水系配管	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号タービン補機冷却海水系配管	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号循環水系配管	津波高さによる静水頭圧
3号原子炉補機冷却海水系配管（放水側配管）	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号タービン補機冷却海水系配管（放水側配管）	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管（放水側配管）	運転圧力+津波高さによる静水頭圧
3号非放射性ドレン移送系配管（放水側配管）	津波高さによる静水頭圧

注記 \*1 : Dは固定荷重,  $P_t$  は突き上げ津波荷重,  $K S d$  は余震荷重を示す。

\*2 : 固定荷重 (D) 及び余震荷重 ( $K S d$ ) の組み合わせが, 強度評価上, 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ ) を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれらを組み合わせない評価を実施する。

(7) 許容限界

- a. 各海水系配管については、表5.24.5-6に示す各系統の最高使用圧力以下であることを確認する。

表5.24.5-6 各海水系配管の許容限界

機器名称	最高使用圧力(MPa)
2号原子炉補機冷却海水系配管	0.78
2号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.78
2号タービン補機冷却海水系配管	0.69
2号循環水系配管(復水器水室出入口弁接続配管)	0.38
2号循環水系配管(循環水ポンプ接続配管)	0.38
3号原子炉補機冷却海水系配管	0.80
3号タービン補機冷却海水系配管	0.70
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.80
3号循環水系配管	0.38
3号原子炉補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.80
3号タービン補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.70
3号高压炉心スプレイ補機冷却海水系配管(放水側配管)	0.80
3号非放射性ドレン移送系配管(放水側配管)	0.70



(8) 評価結果

- a. 各海水系配管の構造強度評価結果については、表5.24.5-7に示すとおり、発生圧力が許容値以下であり、構造健全性を維持することを確認した。

表5.24.5-7 構造強度評価結果

機器名称	発生圧力 (MPa)	許容値 (MPa)
2号原子炉補機冷却海水系配管	0.75	0.78
2号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.74	0.78
2号タービン補機冷却海水系配管	0.36* <sup>1</sup>	0.69
2号循環水系配管 (復水器水室出入口弁接続配管)	0.28* <sup>2</sup>	0.38
2号循環水系配管 (循環水ポンプ接続配管)	0.20	0.38
3号原子炉補機冷却海水系配管	0.72	0.80
3号タービン補機冷却海水系配管	0.70 (0.698)	0.70
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	0.71	0.80
3号循環水系配管	0.20	0.38
3号原子炉補機冷却海水系配管 (放水側配管)	0.59	0.80
3号タービン補機冷却海水系配管 (放水側配管)	0.57	0.70
3号高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管 (放水側配管)	0.58	0.80
3号非放射性ドレン移送系配管 (放水側配管)	0.05	0.70

注記 \*1 : 「補足-140-1\_5.23\_タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について」にて算出された値を適用する。

\*2 : 「補足-140-1\_5.22\_復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について」にて算出された値を適用する。

5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転動の影響について

1. 概要

第3号機海水熱交換器建屋には、図1-1の配置図に示すように津波防護施設（防潮壁）及び浸水防止設備（浸水防止蓋及び水密扉）が建屋端部に設置される。各設備においては、各階の建屋中央に質量を集約した1軸の質点系地震応答解析モデルにより算出される応答加速度を基に設計している。

本資料は、地震時に水平方向の地震動により生じる回転動が鉛直方向の応答に及ぼす影響（図1-2参照）を検討し、建屋端部に設置された設備に対する設計用地震力の妥当性を確認するものである。

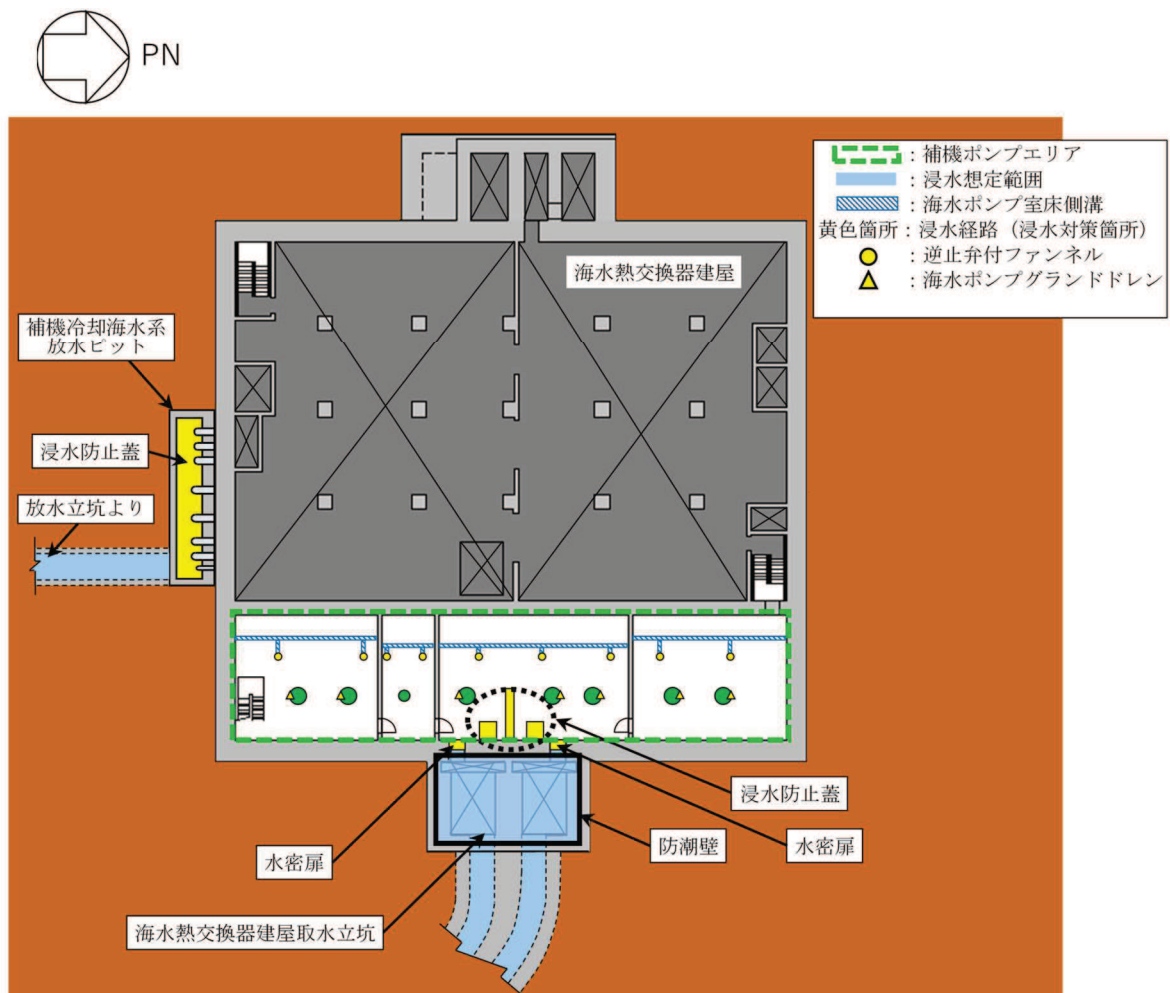


図1-1 津波防護施設及び浸水防止設備の配置図  
(第3号機海水熱交換器建屋 1階)

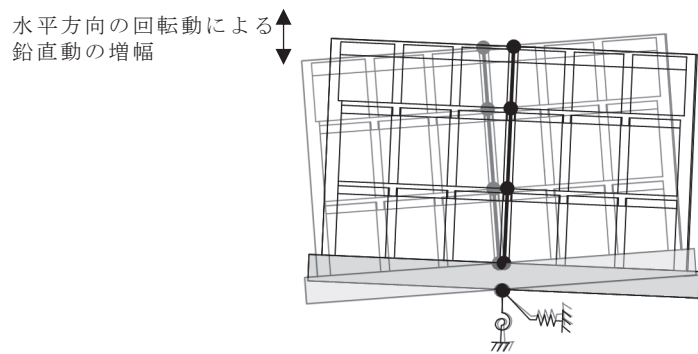


図 1-2 水平方向の地震動による回転動により生じる鉛直動のイメージ

## 2. 検討方針

第3号機海水熱交換器建屋に設置している地震計で収録された地震観測記録を用いて、観測記録と地震応答解析モデルの応答値の関係を確認する。

第3号機海水熱交換器建屋の地震計の配置図を図2-1に示す。地震計は、基礎版上及び1階の南端部に設置している。したがって、水平方向の地震動により回転動が発生する場合は地震観測記録にその影響が生じていると考えられるため、観測記録とシミュレーション解析による質点応答の関係について検討する。

なお、今回工認に用いる地震応答解析モデルは、シミュレーション解析モデルに新設する防潮壁等の重量を追加したモデルとなっているが、質点重量に対する割合は1～2%程度であり、重量の増加による解析結果への影響は軽微である。

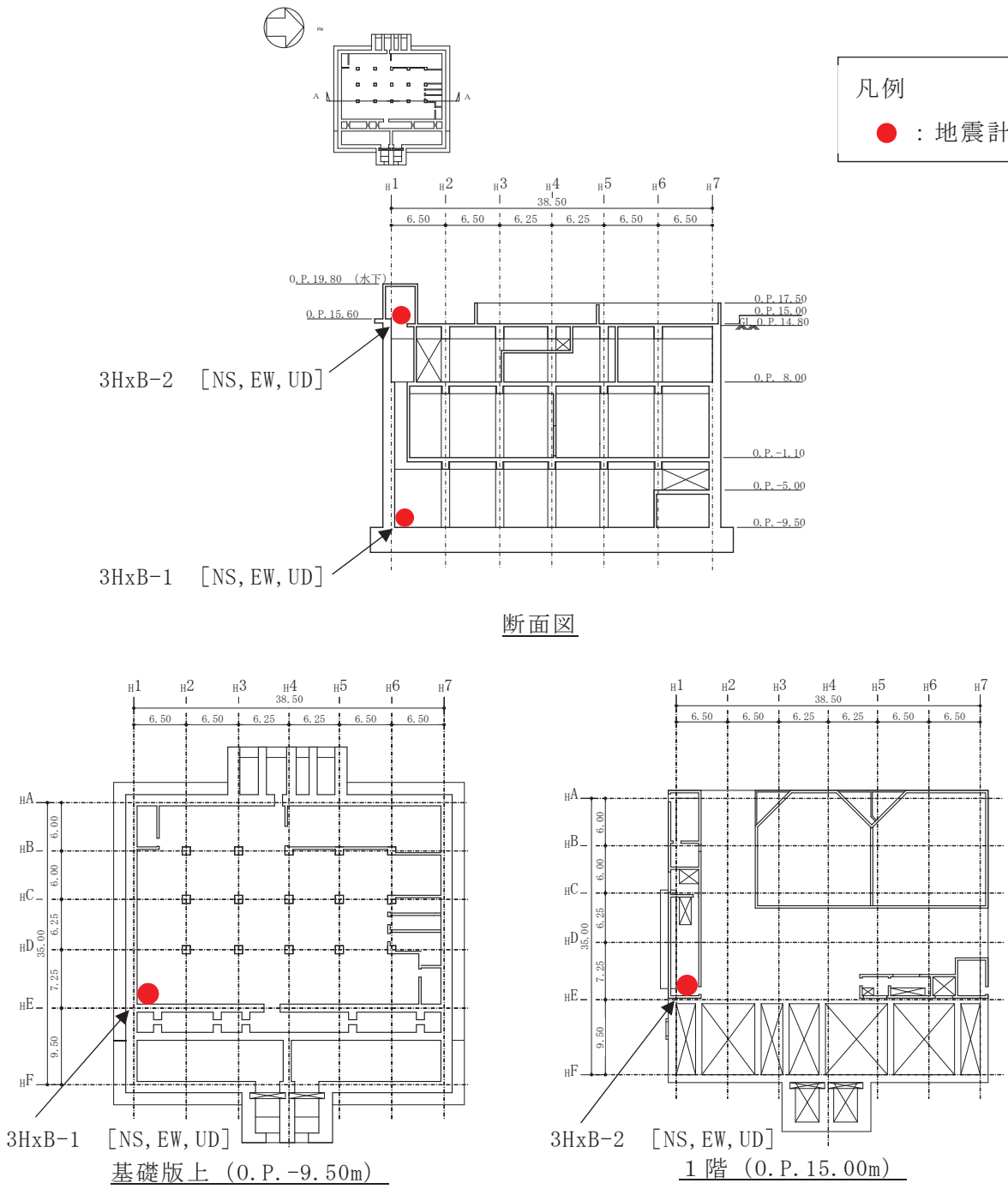


図 2-1 地震計配置図

### 3. 検討方法

検討においては、「補足-610-12 別紙 1 東北地方太平洋沖地震等に対する第3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析」において示した 3.11 地震及び 4.7 地震に対する鉛直方向の観測記録及びシミュレーション解析結果を用いる。シミュレーション解析は、図 3-1 に示すとおり、基礎版上の観測記録を周波数応答解析により地盤ばねのばね外の入力動を算出し、建屋線形とした時刻歴応答解析を実施したものである。

地震観測記録については、建屋南端に配置されている地震計の観測記録を用いる。なお、建屋の南端に浸水防止蓋、東端に浸水防止蓋、水密扉及び防潮壁が設置されているが、第3号機海水熱交換器建屋の基礎版は NS 方向が 43.5m、EW 方向が 40.0m であり概ね同じ長さであることから、水平方向の回転動による鉛直動への影響は NS 方向、EW 方向とも同程度であると考えられる。

表 3-1 に鉛直方向の地震応答解析モデルの用いる物性値を示す。また、シミュレーション解析モデルの固有値解析結果を表 3-2 に示す。

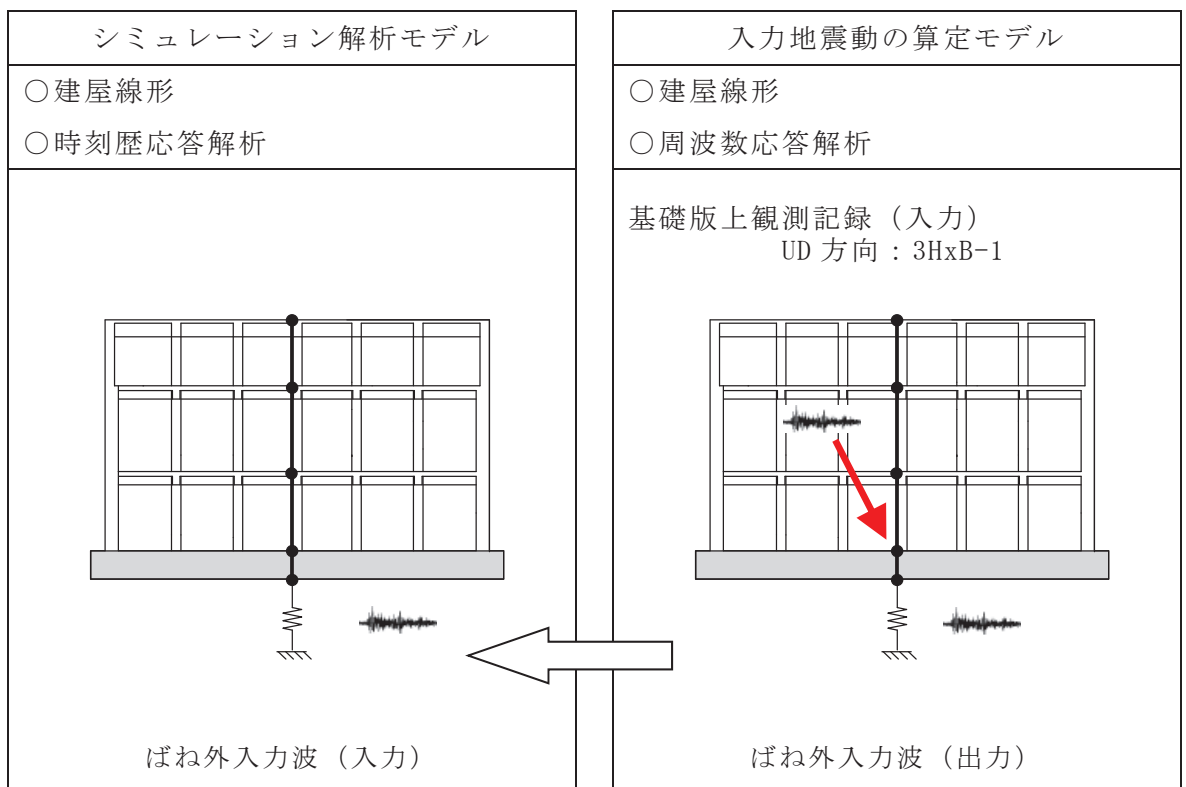


図 3-1 入力地震動の算出概念図

表 3-1 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65×10 <sup>4</sup>	1.14×10 <sup>4</sup>	5

表 3-2 固有値解析結果（鉛直方向）

次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.054	18.57	1.380
2	0.023	44.00	0.506
3	0.015	67.54	0.163
4	0.011	90.82	0.024

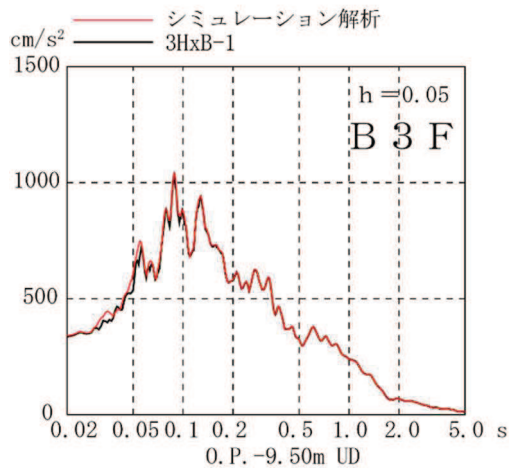
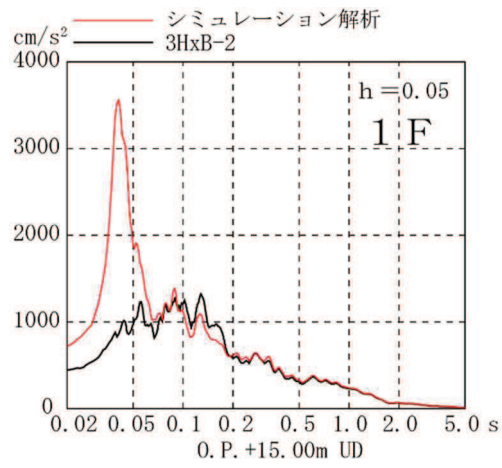
#### 4. 検討結果

3.11 地震及び 4.7 地震に対する 1 階と地下 3 階の鉛直方向加速度応答スペクトルを図 4-1 及び図 4-2 に示す。また、シミュレーション解析結果と観測により得られた最大加速度応答を図 4-3 に、1 階におけるシミュレーション解析結果と観測により得られた最大加速度応答の値を表 4-1 に示す。

加速度応答スペクトルの比較により、1 階においてシミュレーション解析結果は概ね観測記録を上回ることが確認できる。また、1 階の観測記録に対するシミュレーション解析結果の最大応答加速度の比率は、3.11 地震で 1.31 倍、4.7 地震で 1.99 倍であり、いずれもシミュレーション解析結果が観測記録を大きく上回ることを確認した。

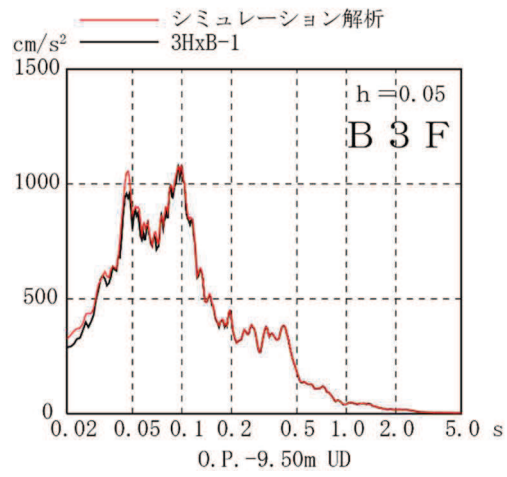
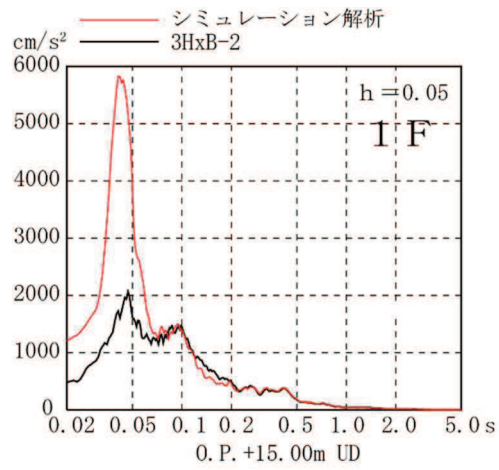
以上の検討により、水平方向の回転動により生じる鉛直動の応答が含まれている観測記録をシミュレーション解析結果が上回っていることから、質点系モデルを用いて算定した応答加速度を基に第 3 号機海水熱交換器建屋に設置されている防潮壁、浸水防止蓋及び水密扉の設計用地震力を設定することは妥当である。





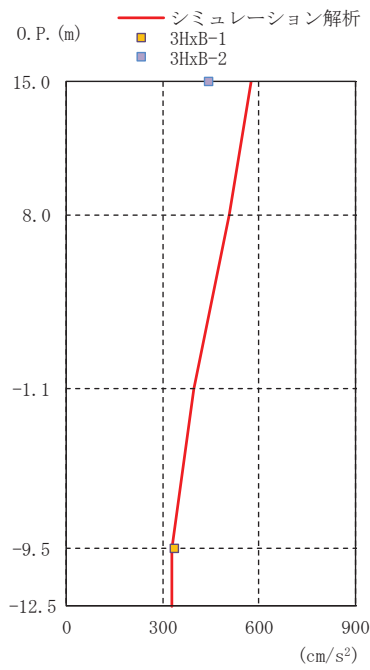
(鉛直方向)

図 4-1 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)

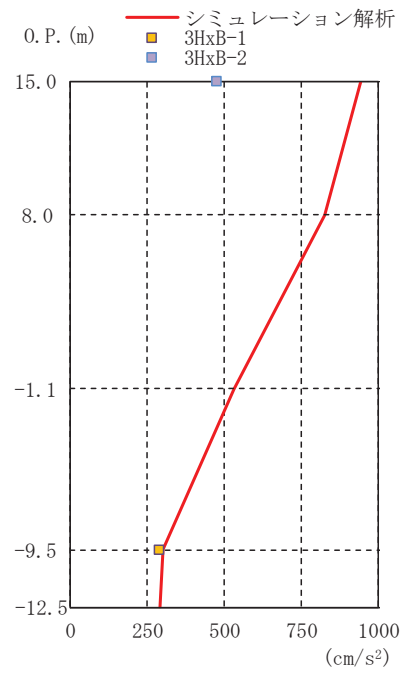


(鉛直方向)

図 4-2 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)



3.11 地震



4.7 地震

図 4-3 最大応答加速度の比較図（鉛直方向）

表 4-1 1 階における最大応答加速度の比率

地震名称	①観測記録(3HxB-2) ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )	②シミュレーション解析 ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )	比率 (②/①)
3.11 地震	441	577	1.31
4.7 地震	475	943	1.99

## 5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について

### (1) 概要

本資料は、津波発生時において、津波の敷地への流入を防止する観点及び非常用海水ポンプの取水量を確保する観点にて実施する、女川原子力発電所2号機常用系海水系（循環水系、タービン補機冷却海水系）に関わる運用について説明するものである。

### (2) 津波の敷地への流入防止に係る運用

大津波警報（津波高さ「10m超」を目安）が発表された場合は、図1に示す運用フローにてプラント運転操作を行い、内部溢水の対策設備である循環水系隔離システム及びタービン補機冷却海水系隔離システムが動作した場合と同様の設備状態とすることにより、津波時におけるタービン建屋内の溢水量低減に期待する。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

### (3) 非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用

非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用においては、(2)に示す、大津波警報が発表された場合に加えて、津波発生時の海水ポンプ室の水位低下に対して図2に示す運用フローにてプラント運転操作を行う運用としている。引き波時よる海水ポンプ室水位の低下により、海水ポンプ室水位極低警報が発生した場合には、循環水ポンプが自動停止するインターロック\*1を設けている。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

注記 \*1：循環水ポンプ停止インターロックに伴う誤動作防止について

循環水ポンプ停止のインターロックは、海水ポンプ室水位低下検知信号（2 out of 3）の条件が成立した場合に循環水ポンプ停止が動作する設計としており、通常運転時に誤動作する可能性は十分に低い。

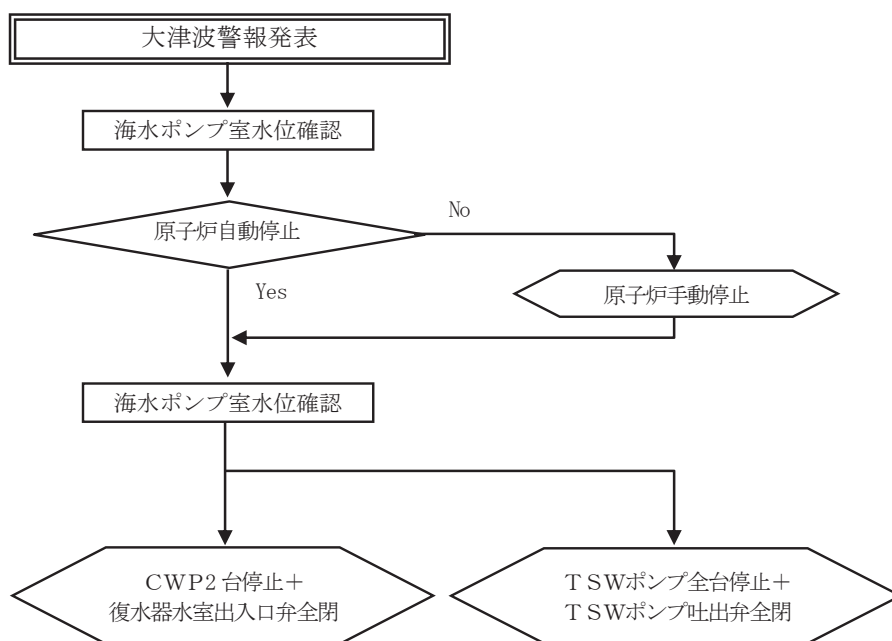


図1 大津波警報時及び津波の来襲時における運用フロー

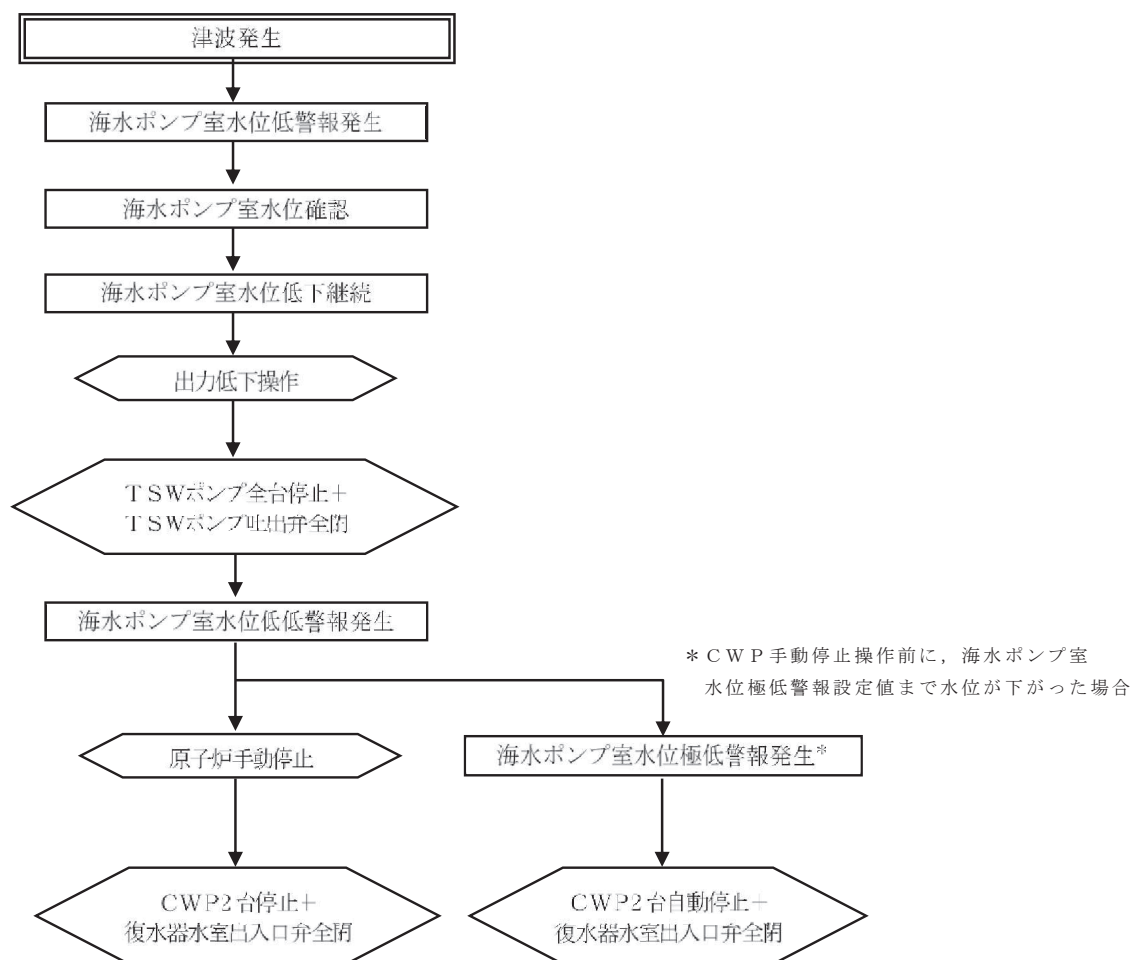


図2 引き波時における非常用海水ポンプ取水量確保の運用フロー

## 5.27 防潮壁の止水構造について

### 1. 概要

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

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

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

## 2. 構造物及び周囲の改良地盤位置

杭基礎防潮壁の位置及び周辺の改良地盤位置を図2-1に、また、各防潮壁位置における改良地盤の縦断図を図2-2に示す。杭基礎防潮壁は、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機放水立坑の周囲に設置される。

ボーリング対策も含めた止水性確保にあたっては、防潮壁周囲における地中部の改良地盤\*の配置状況等を踏まえ、所定の安全性が確保されるよう検討を実施している。

なお、第2号機放水立坑並びに第3号機放水立坑については、一面が杭基礎防潮壁にて囲われており、他設備との取り合いが無いことや、地盤改良についても実施することから、止水性確保の考え方については後述する第2号機海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の止水性確保の考え方に包含される。

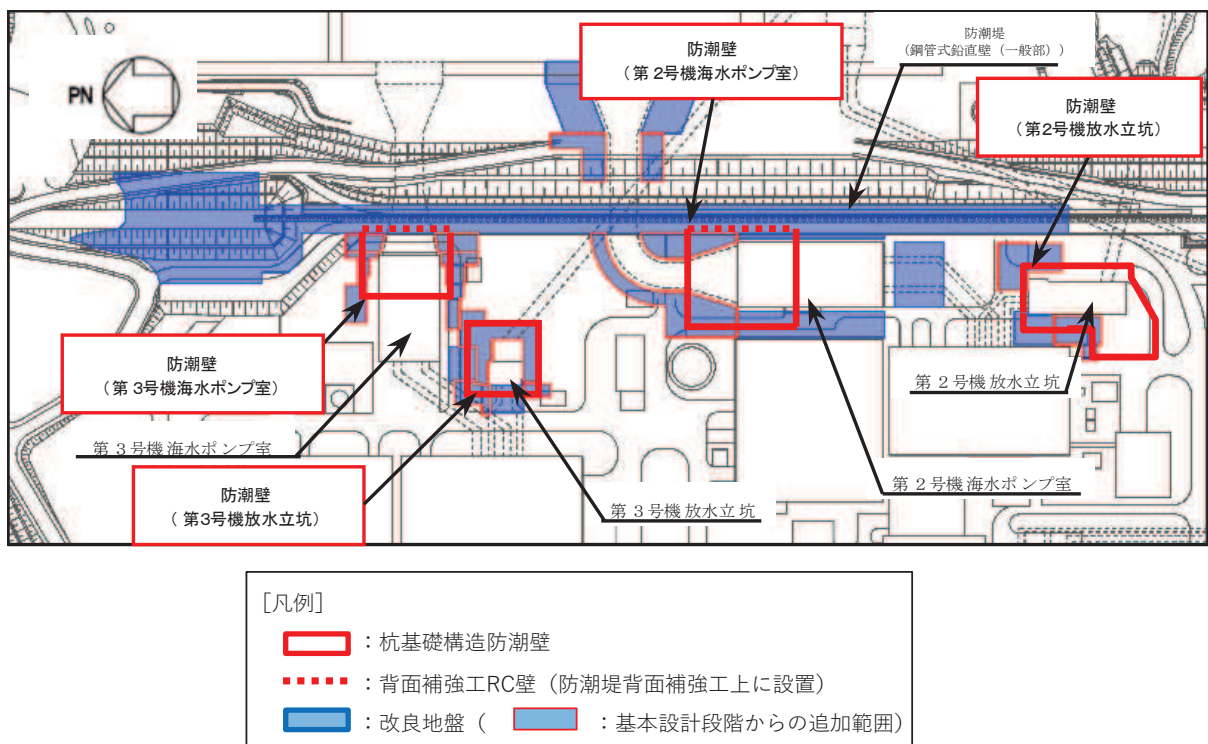
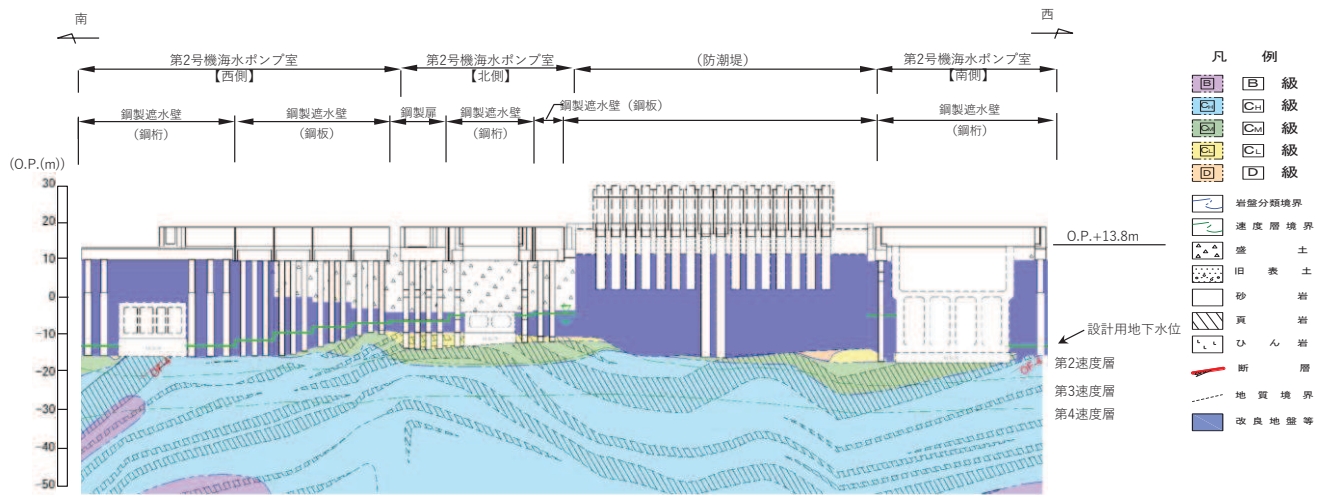


図2-1 杭基礎防潮壁の位置及び周辺の改良地盤位置（平面図）\*

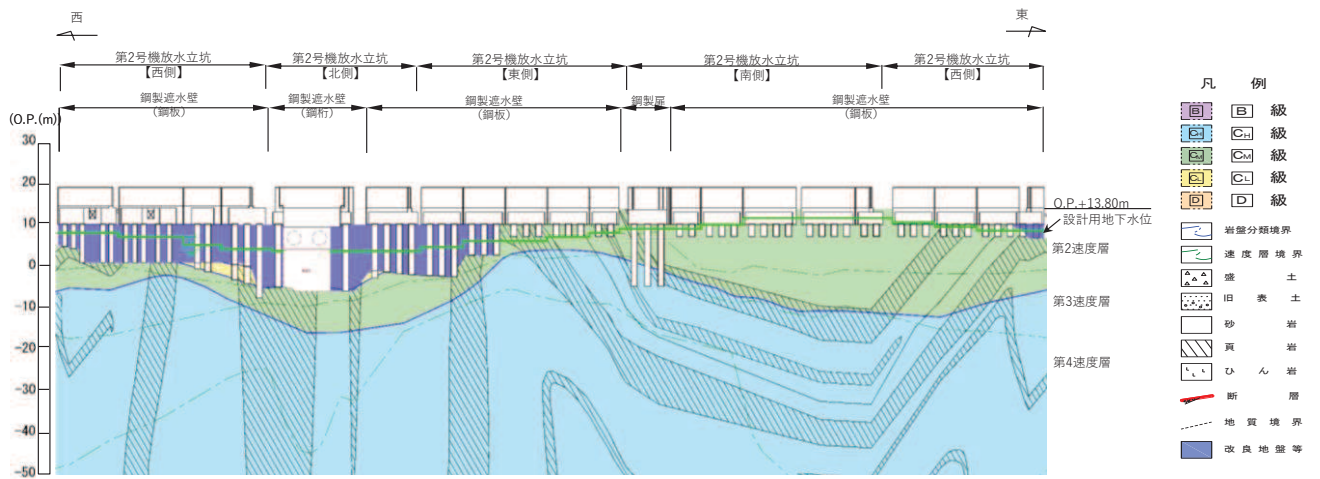
注記\*：防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、余裕を考慮し設計用地下水位+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保している。

なお、周辺には、屋外重要土木構造物等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箇所もある。

また、第3号機放水立坑周辺の地盤改良は、放水立坑の損壊時を仮定した場合の周辺土砂の流出防止対策が目的であり、防潮壁の変形抑制及び液状化対策としての効果を期待できる改良幅（地盤改良高さの2倍）を満足していないが、基準地震動S<sub>s</sub>時に対する安定性が確保されていることから、ボーリング対策を検討する上で考慮する。



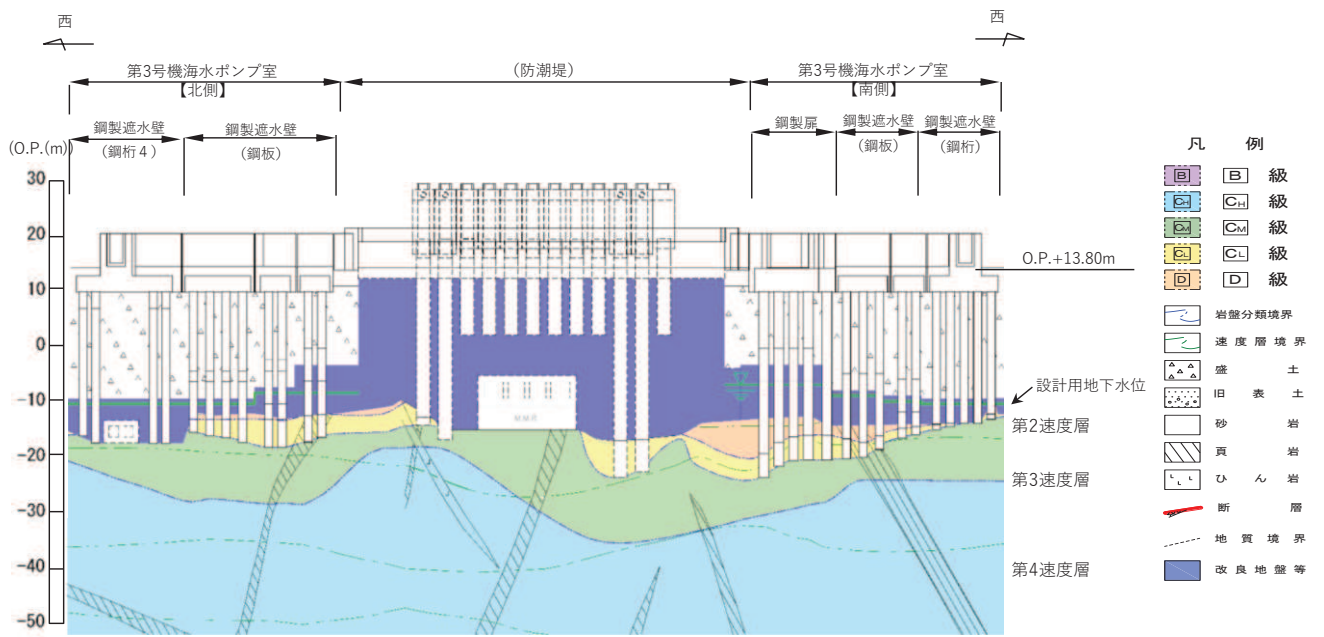
(第2号機海水ポンプ室)



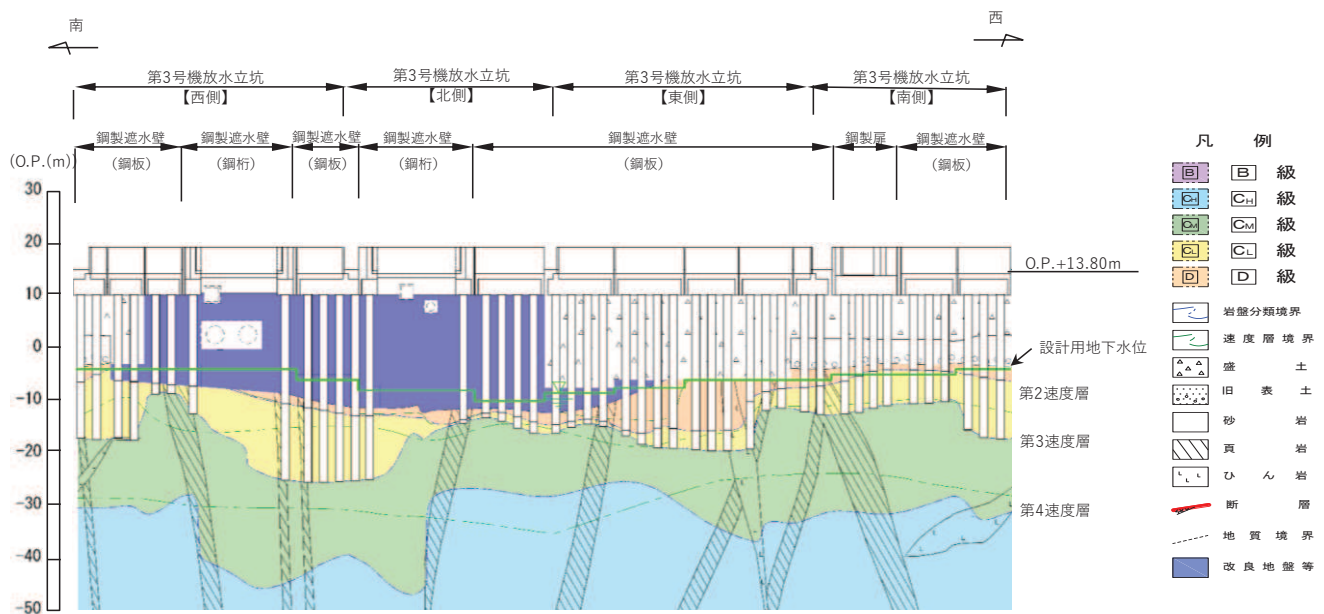
(第2号機放水立坑)

図2-2(1) 各防潮壁における改良地盤位置(縦断図)





(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

図 2-2(2) 各防潮壁における改良地盤位置(縦断図)

### 3. 止水パターンについて

#### 3.1 各止水パターン位置

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

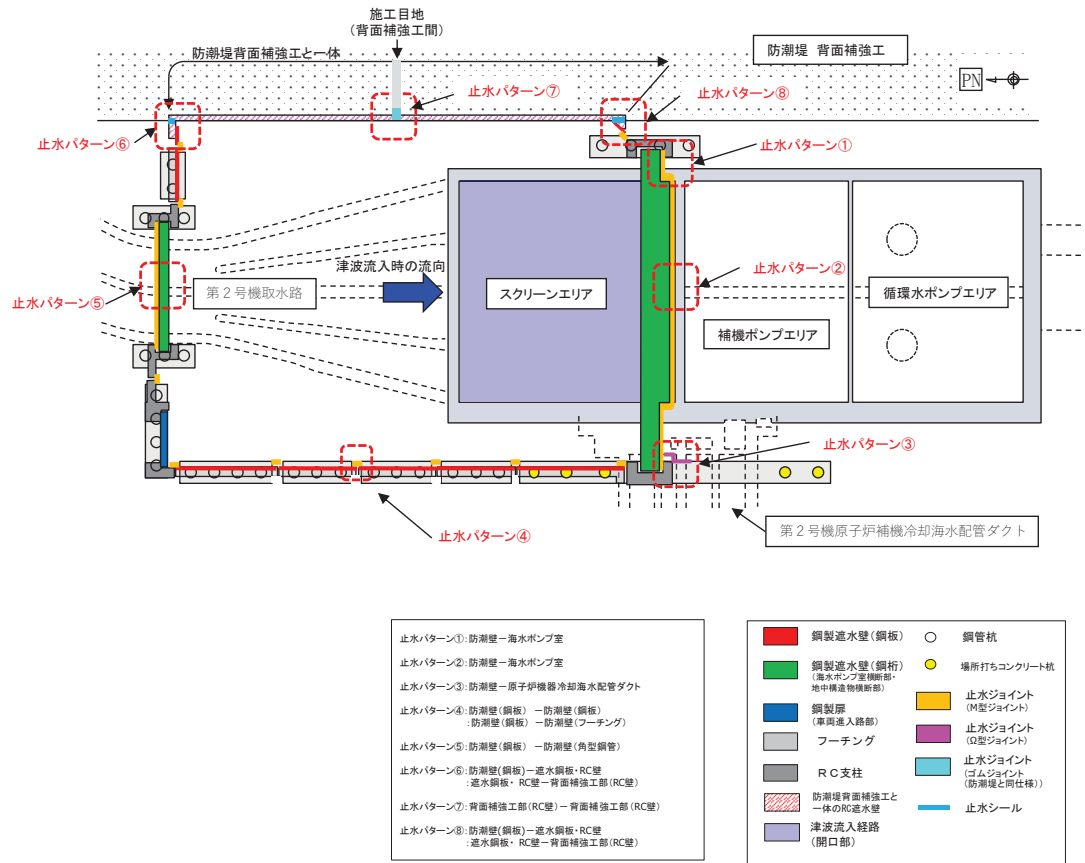


図 3.1-1(1) 各止水パターンの位置(第2号機海水ポンプ室)

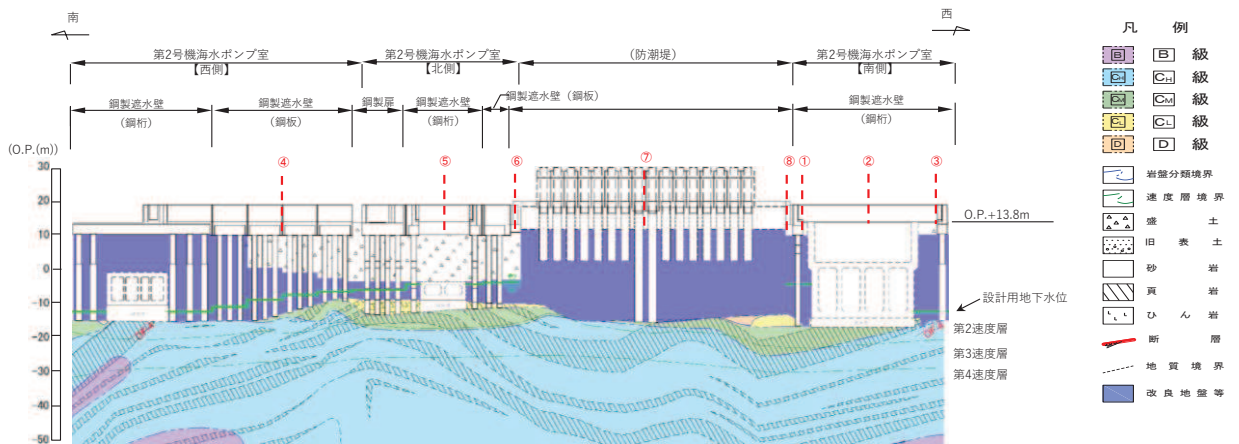


図 3.1-1(2) 改良地盤と各止水パターンの位置(第2号機海水ポンプ室)

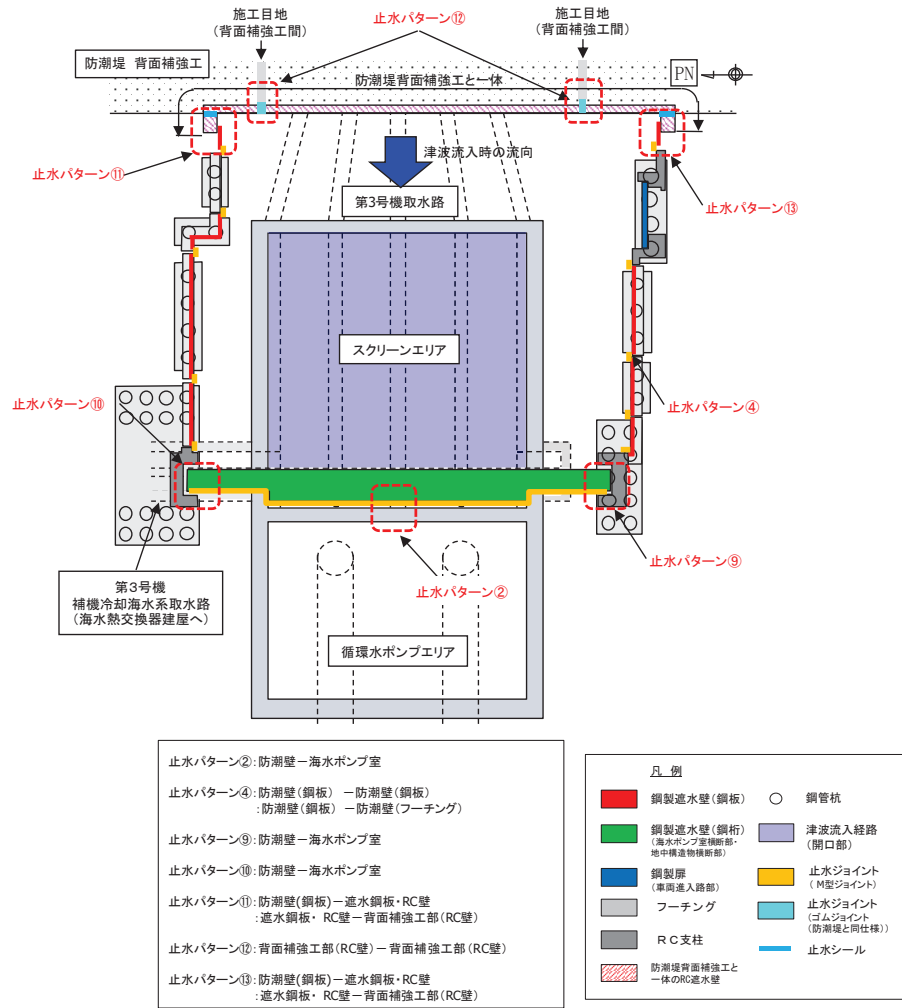


図 3.1-2(1) 各止水パターンの位置(第3号機海水ポンプ室)

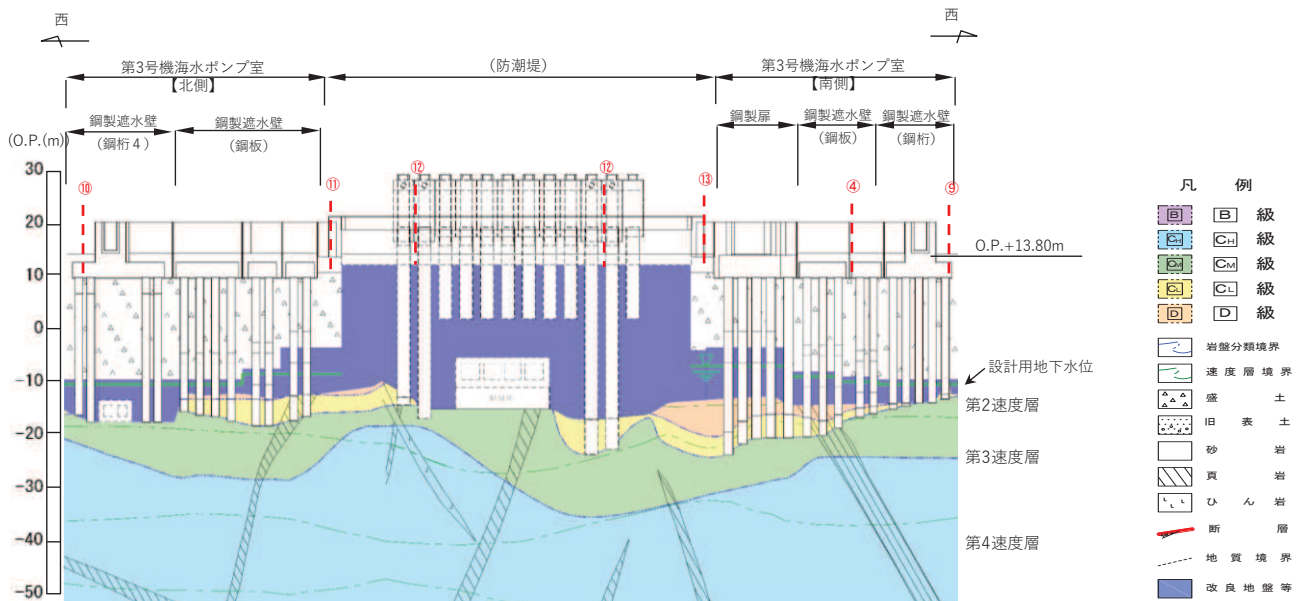


図 3.1-2(2) 改良地盤と各止水パターンの位置(第3号機海水ポンプ室)

表 3.1-1 各止水パターンにおける構造的特徴

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

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

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

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

表 3.1-2 ボイリングに対する止水性確保の考え方

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

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

#### 4 各止水パターンにおける止水性の確保詳細

##### 4.1 止水パターン①（防潮壁（RC支柱・鋼桁）間及び防潮壁（鋼桁）・第2号機海水ポンプ室間）

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

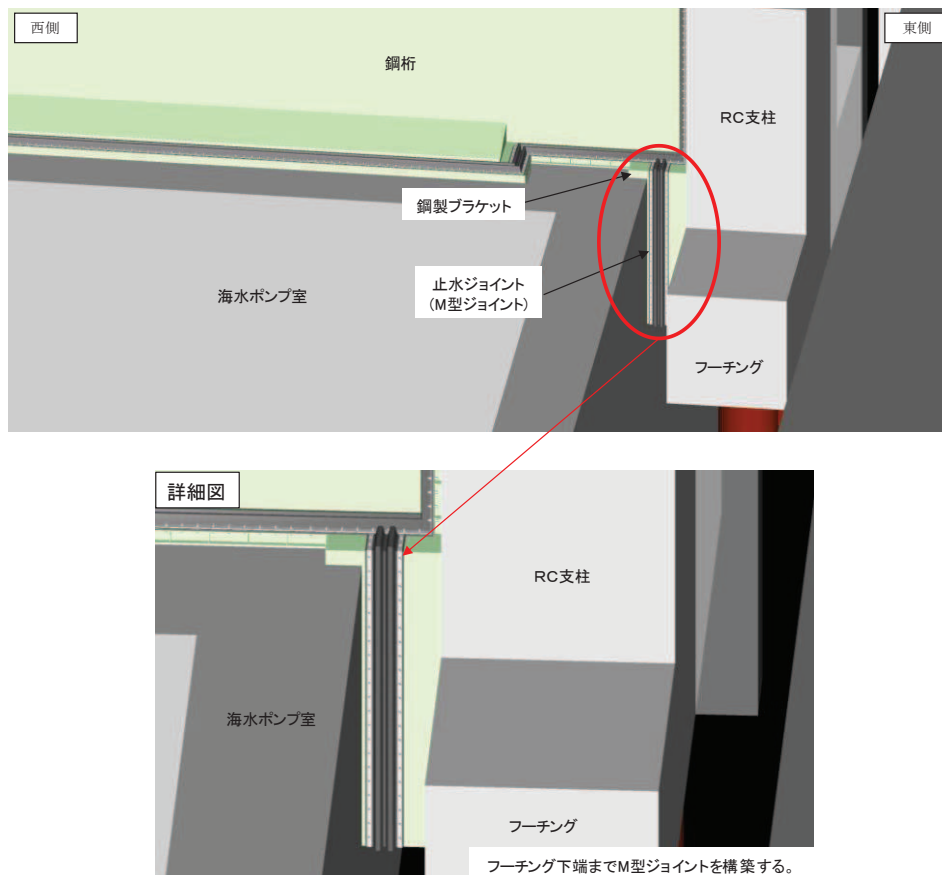


図 4.1-1(1) 止水パターン①の構造概要(概要図)

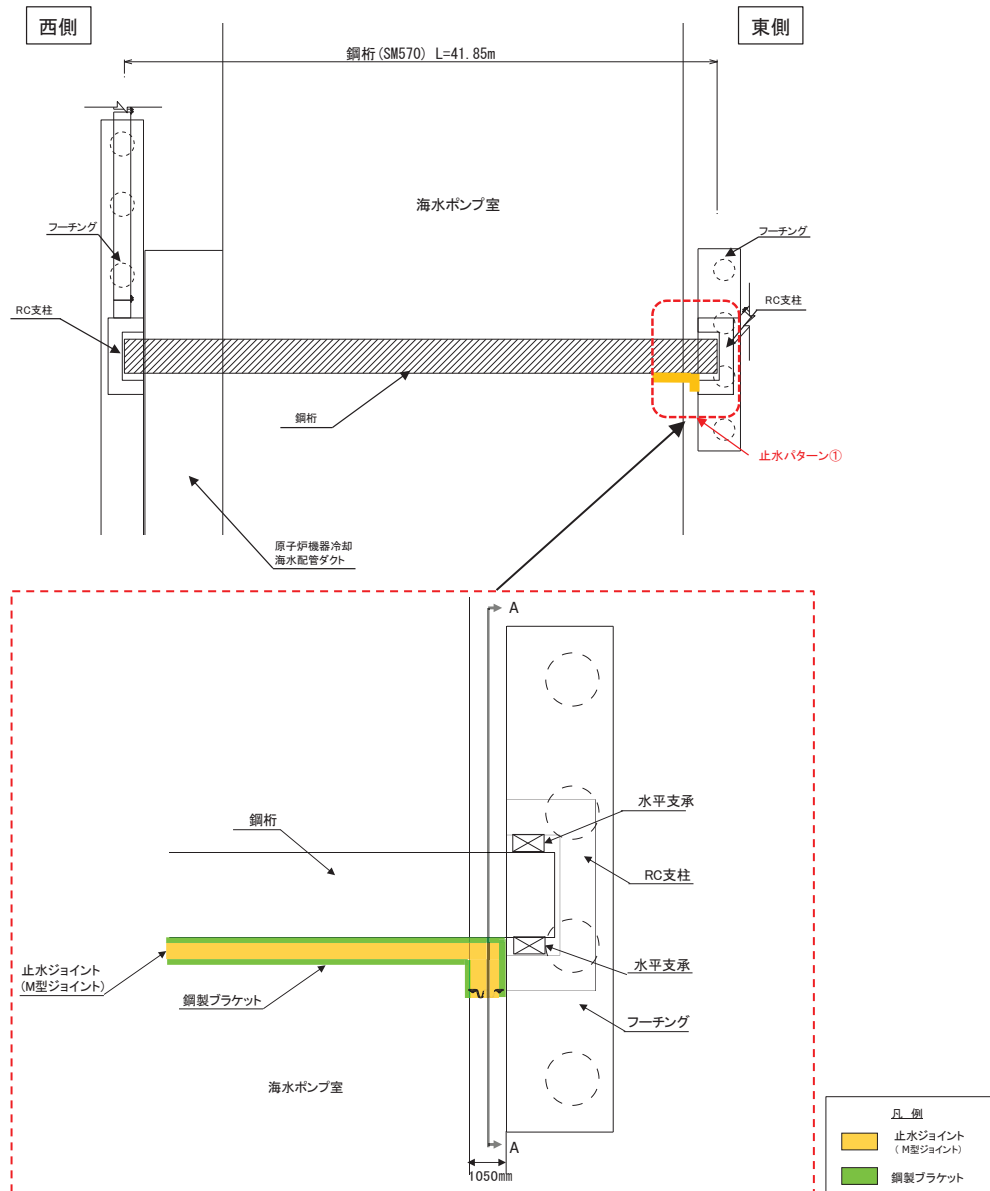


図 4.1-1(2) 止水パターン①の構造概要(平面図)

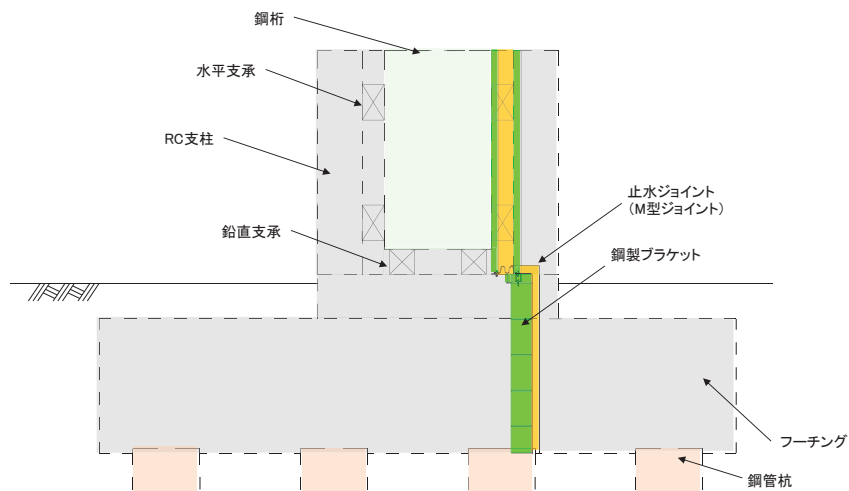


図 4.1-1(3) 止水パターン①の構造概要(断面図(A-A))

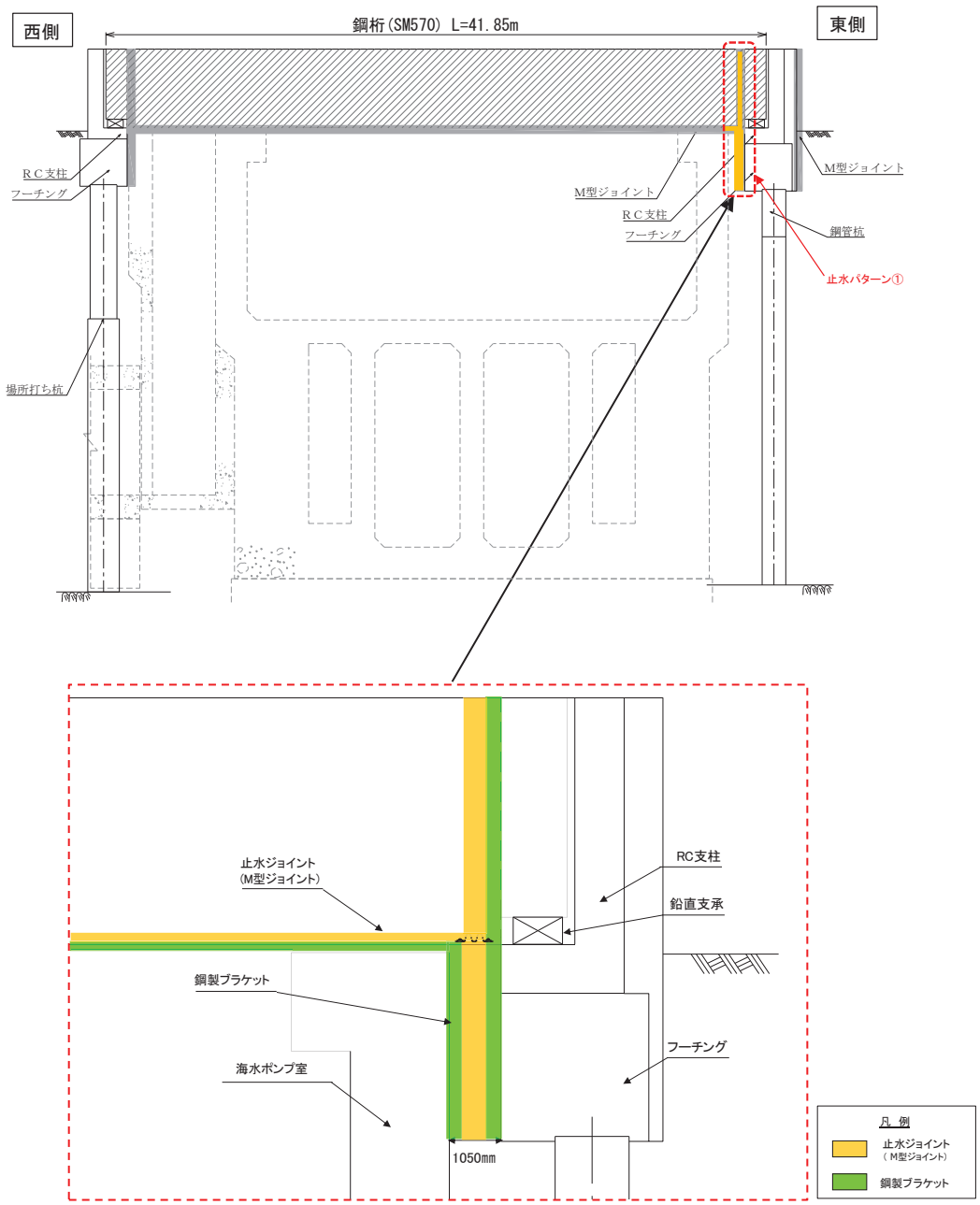


図 4.1-1(4) 止水パターン①の構造概要(正面図)



#### 4.2 止水パターン②（防潮壁（鋼桁）・海水ポンプ室隔壁間）

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

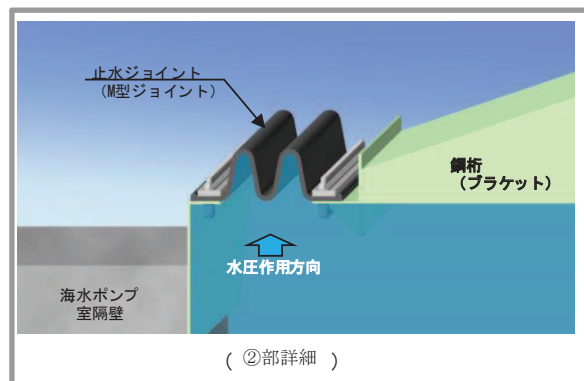
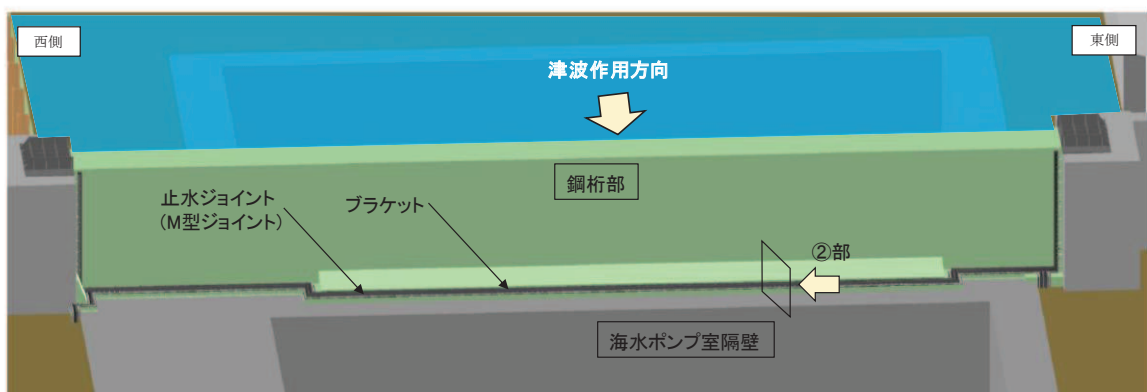


図 4.2-1 止水パターン②の構造概要

#### 4.3 止水パターン③（防潮壁（RC 支柱・鋼桁）間及び防潮壁（フーチング）・原子炉機器冷却海水配管ダクト間）

止水パターン③の構造概要を図 4.3-1 に示す。止水パターン③（防潮壁（RC 支柱・鋼桁）間及び防潮壁（フーチング）・原子炉機器冷却海水配管ダクト間）については、RC 支柱に鋼製ブラケットを介してM型ジョイント及びΩ型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水性を確保する。止水ジョイント（M型ジョイント，Ω型ジョイント）の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、M型ジョイントとΩ型ジョイントの接合部については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」にて示すとおり、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。なお、構造物間については、約 10 cm 程度のクリアランスがあることから、適切に密度管理した埋戻し材にて埋め戻すこととする。埋戻し材を適切に密度管理することにより、「6.3 防潮壁に関する補足説明 参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について」のとおりボイリングによる津波の回り込みは生じない。

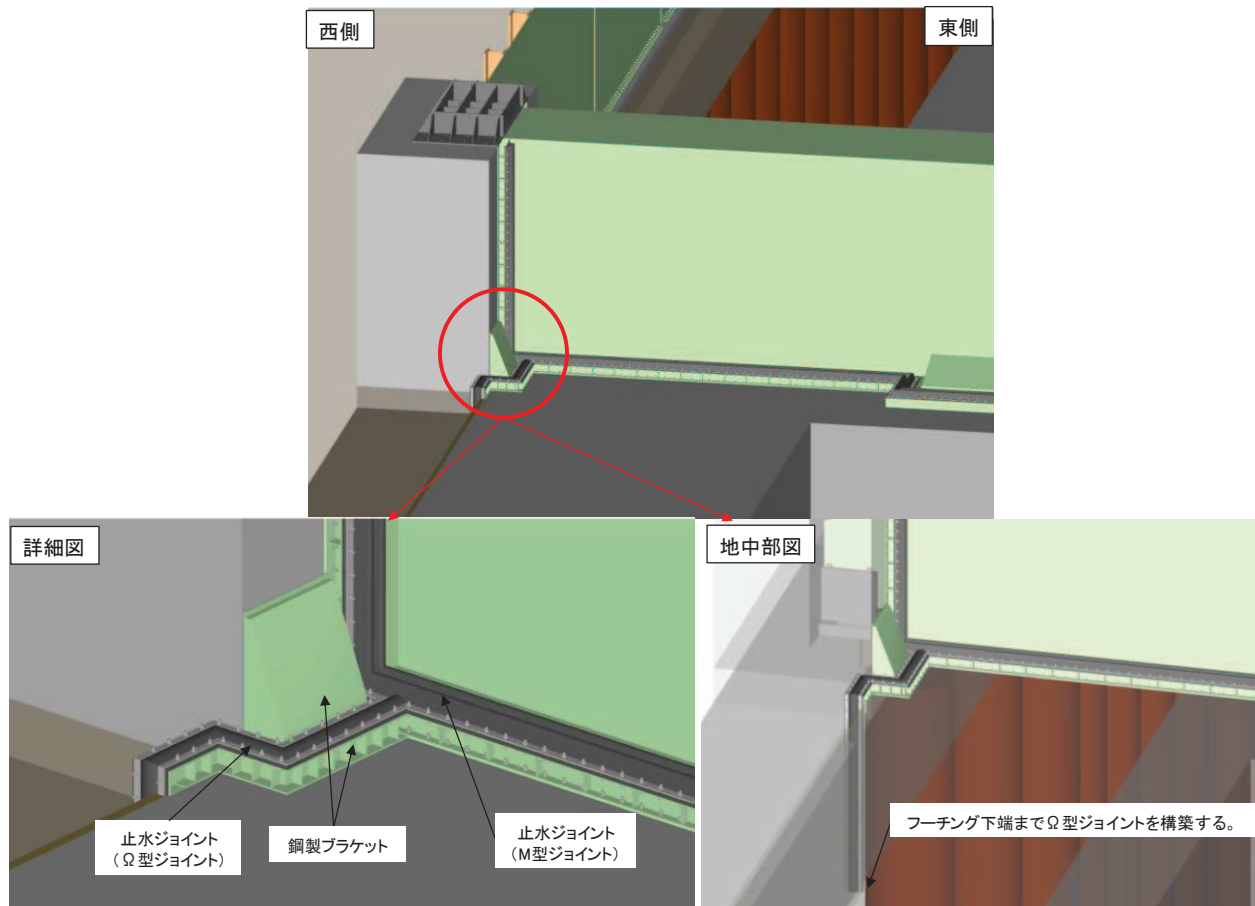


図 4.3-1(1) 止水パターン③の構造概要（概要図）

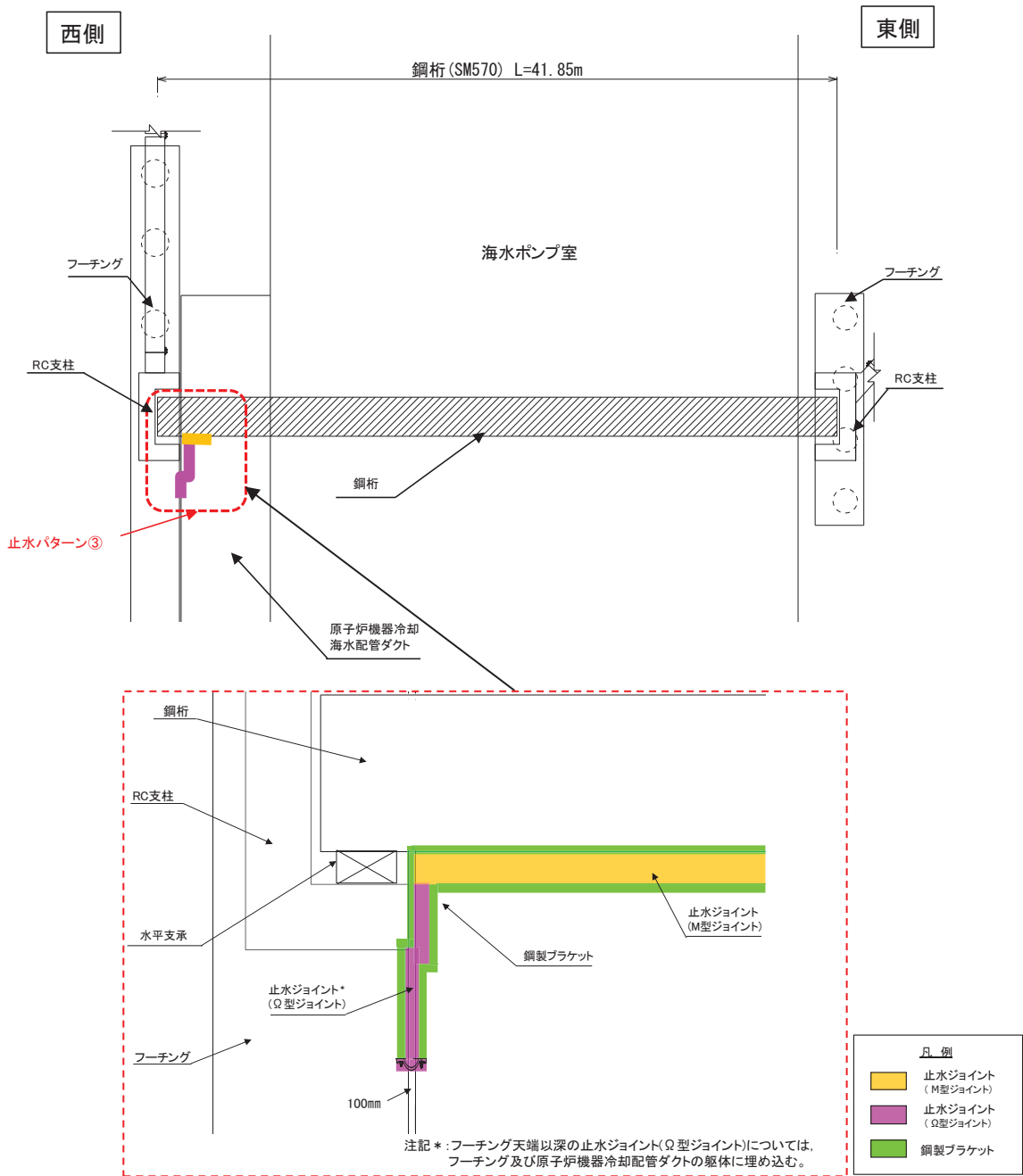


図 4.3-1(2) 止水パターン③の構造概要(平面図)

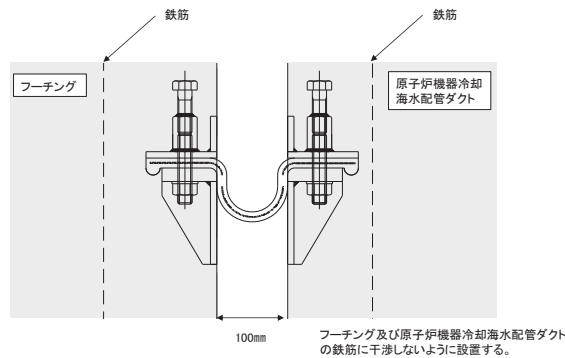


図 4.3-1(3) 止水パターン③の止水ジョイント構造概要(Q型ジョイント施工イメージ)

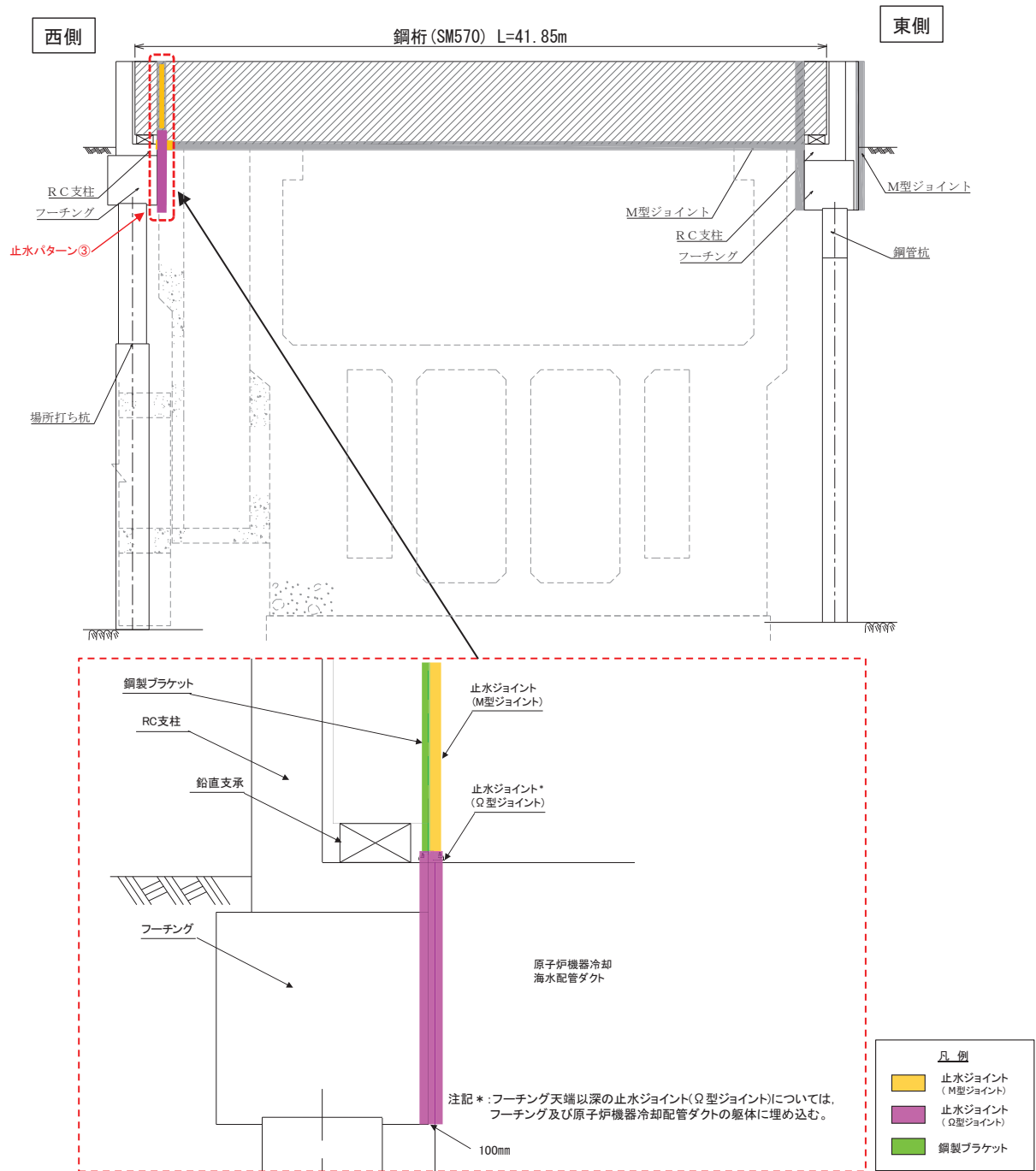


図 4.3-1(4) 止水パターン③の構造概要(正面図)

#### 4.4 止水パターン④（防潮壁（鋼板・鋼板）間）

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

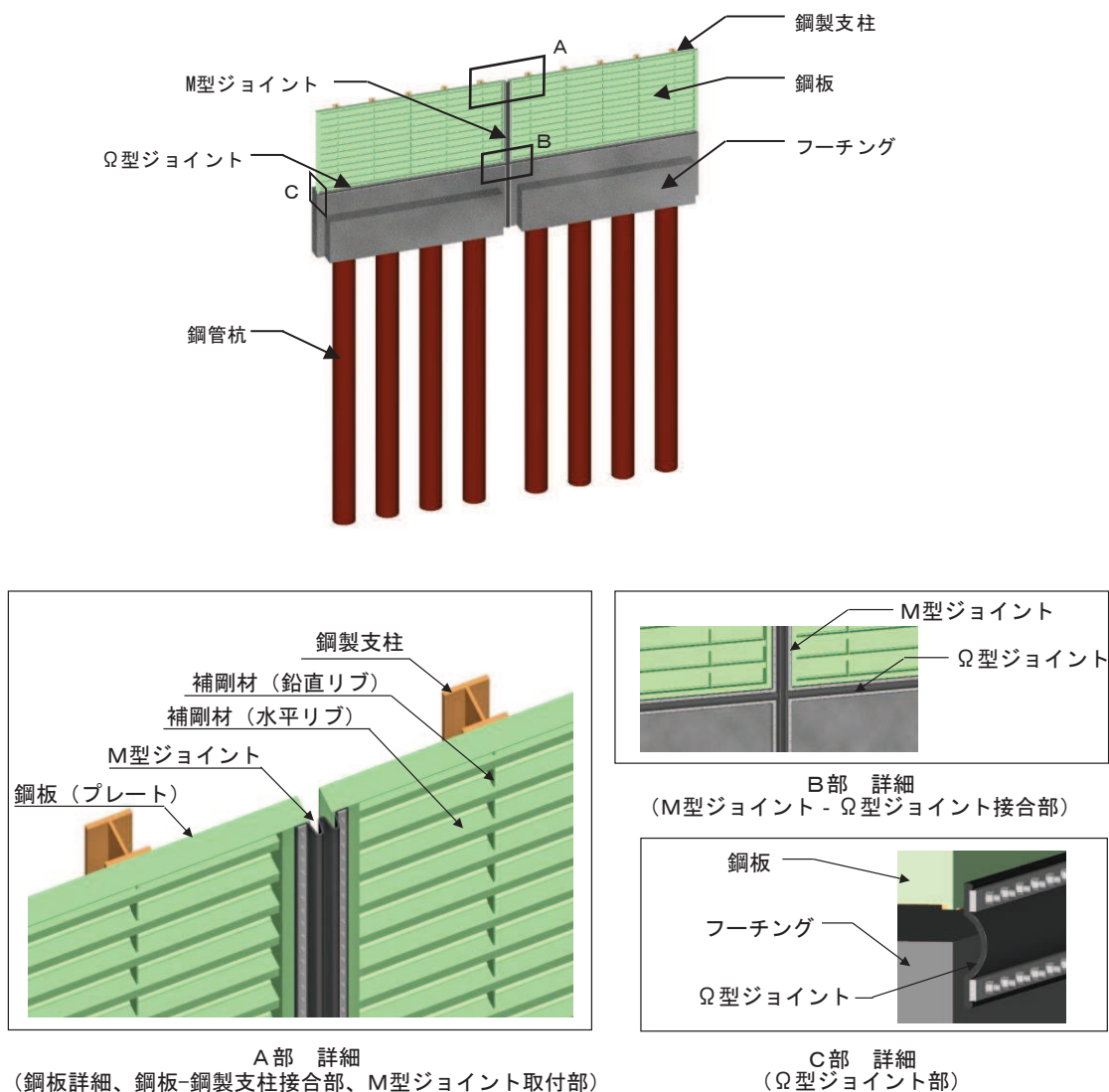


図 4.4-1 止水パターン④の構造概要

#### 4.5 止水パターン⑤（防潮壁（鋼桁・RC支柱）間及び防潮壁（鋼桁）・鋼矢板間）

止水パターン⑤の構造概要を図4.5-1に示す。止水パターン⑤（防潮壁（鋼桁・RC支柱）間及び防潮壁（鋼桁）・鋼矢板間）については、構造物間にM型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に、相対変位の評価結果については、「6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。また、鋼桁下部には鋼矢板を設置することとし、鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

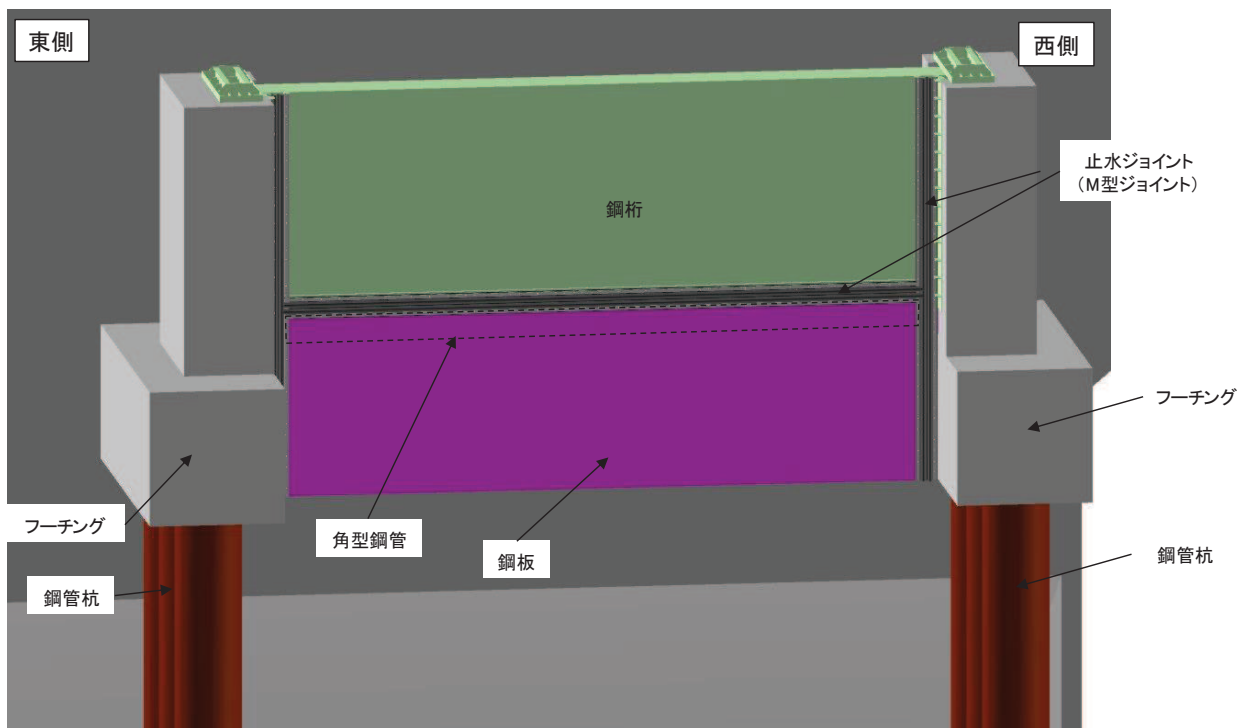
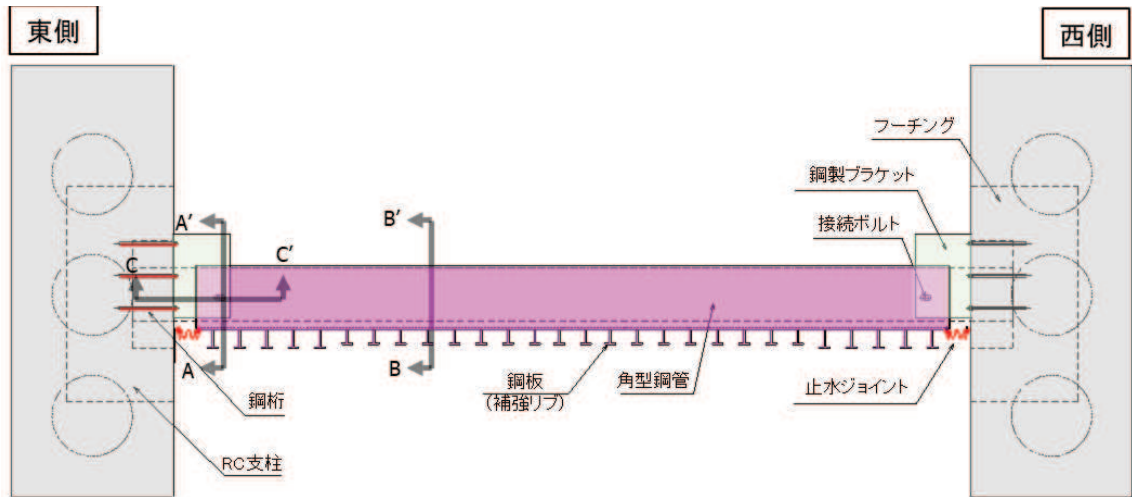
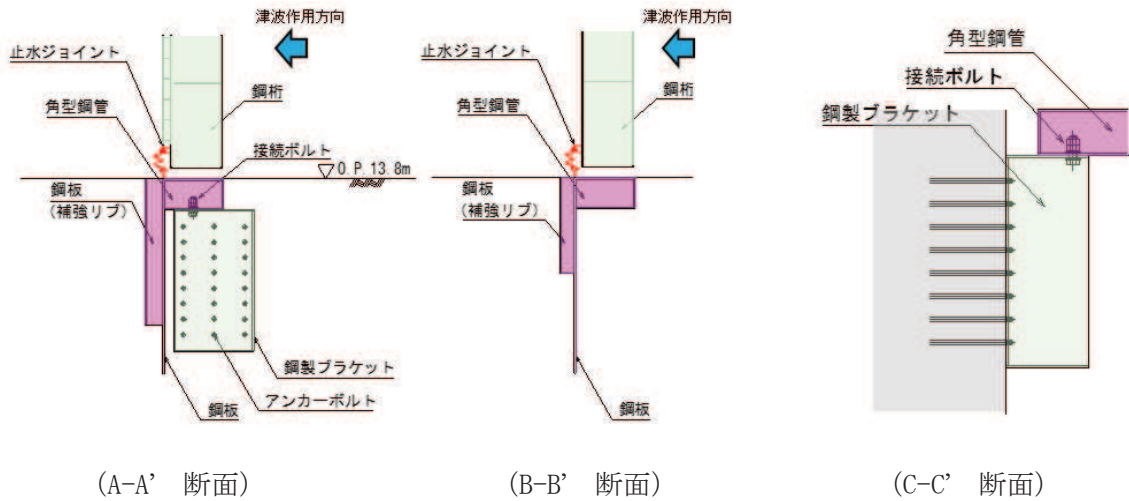


図4.5-1(1) 止水パターン⑤の構造概要(概要図)



(平面図)



(A-A' 断面)

(B-B' 断面)

(C-C' 断面)

図 4.5-1 止水パターン⑤の構造概要 (平面図, 断面図)

4.6 止水パターン⑥(防潮堤取り合い部(鋼矢板設置箇所)), ⑦(背面補強工間), ⑧(防潮堤取り合い部(セメント改良土埋戻し箇所))

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



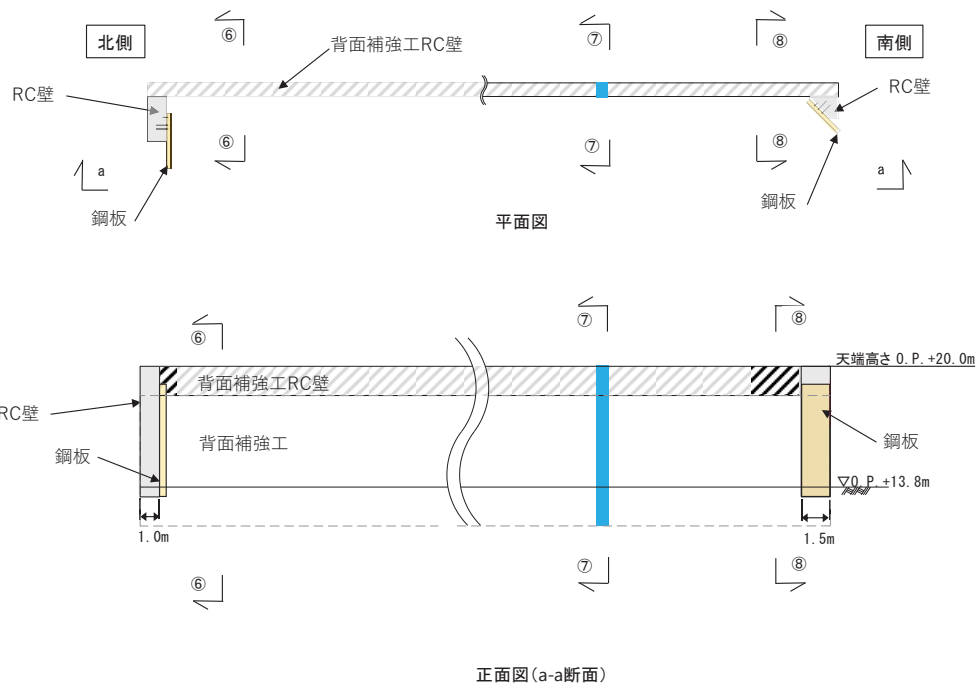


図 4. 6-1 (1) 止水パターン⑥, ⑦, ⑧の構造概要(平面図, 正面図)

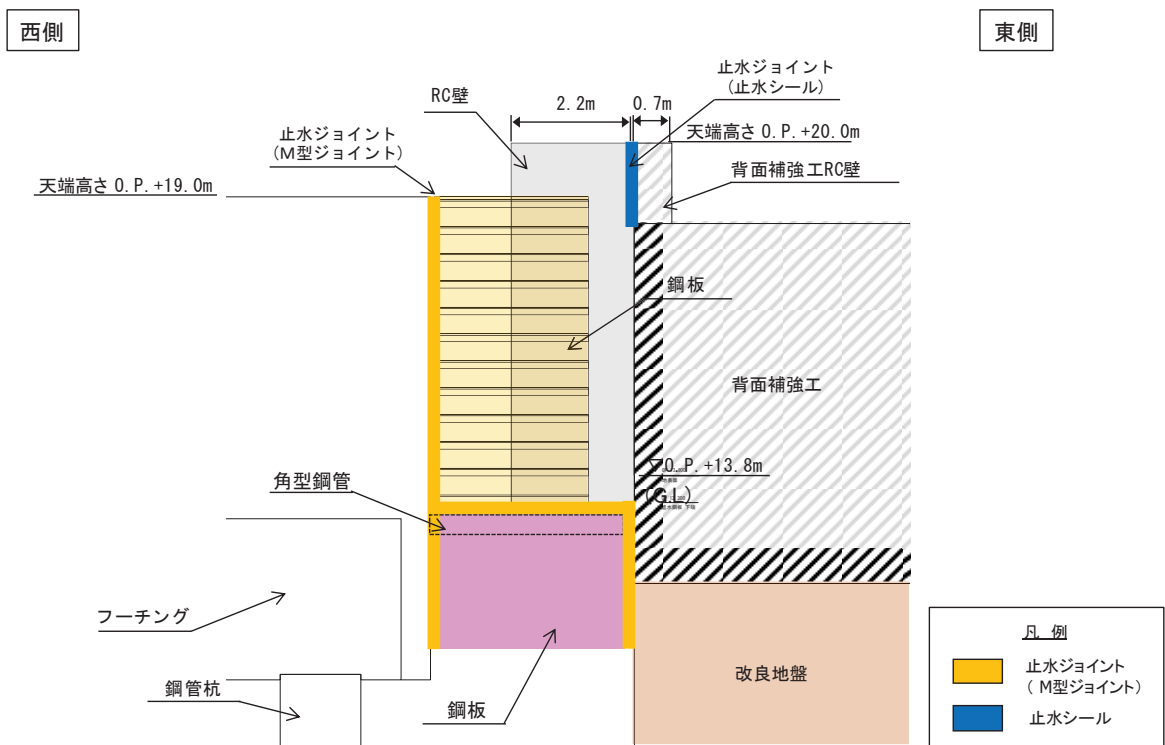


図 4. 6-1 (2) 止水パターン⑥の構造概要(⑥-⑥断面図)

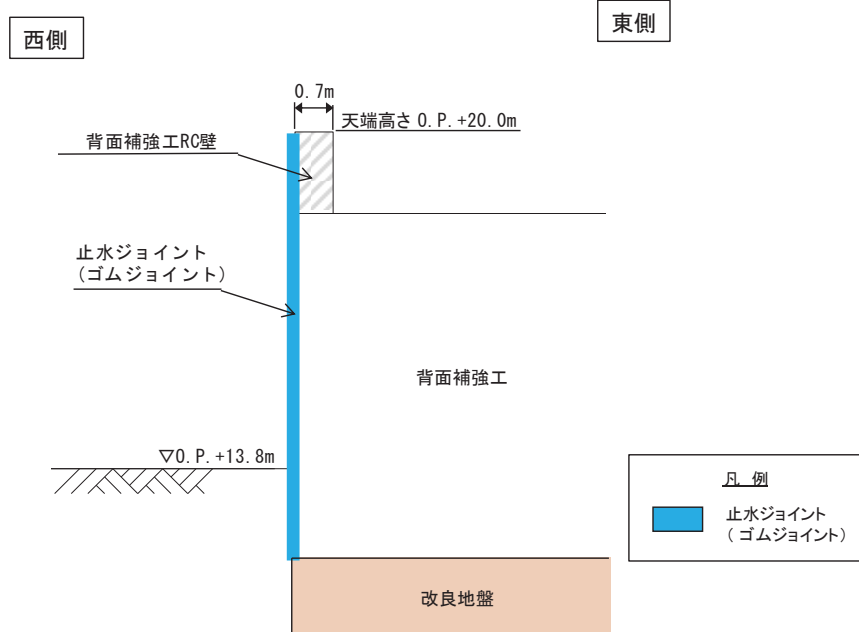
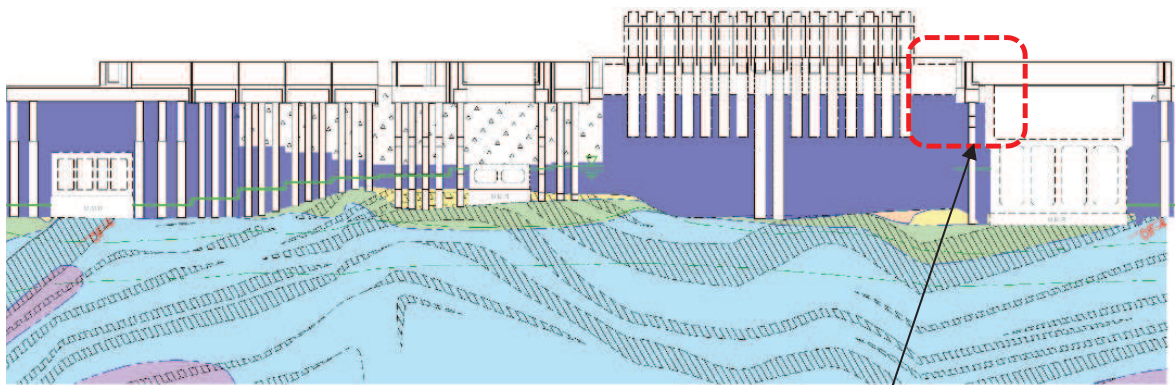
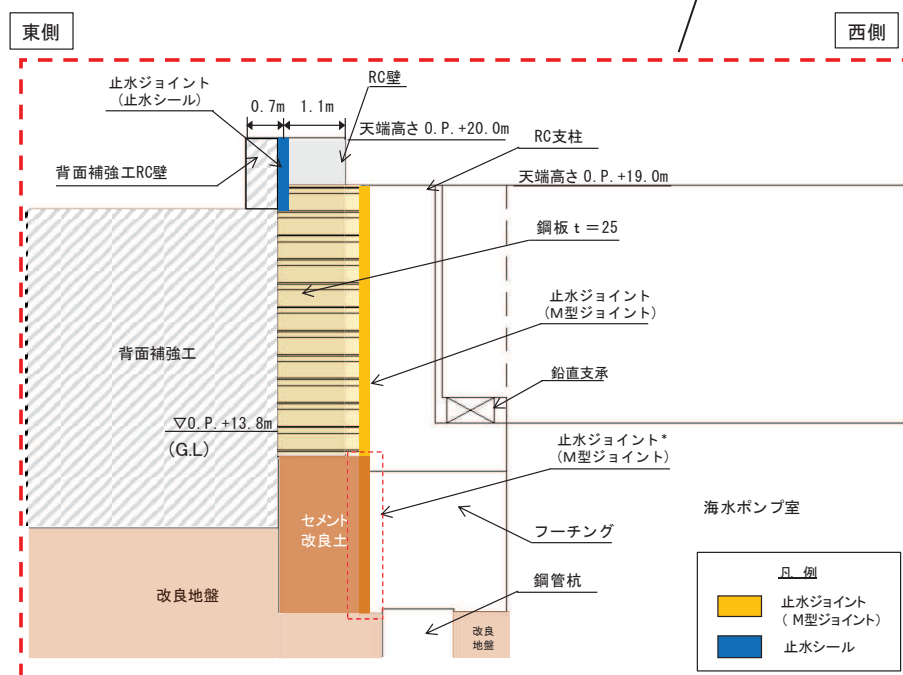


図 4.6-1(3) 止水パターン⑦の構造概要(⑦-⑦断面図)



(第2号機海水ポンプ室)



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

止水ジョイントは、フーチングに取り付けるブラケットにより支持することとし、その周辺は小型の締固め器具を用いて止水ジョイントに損傷を与えないようセメント改良土にて埋戻す。

図 4.6-1(4) 止水パターン⑧の構造概要(⑧-⑧断面図)

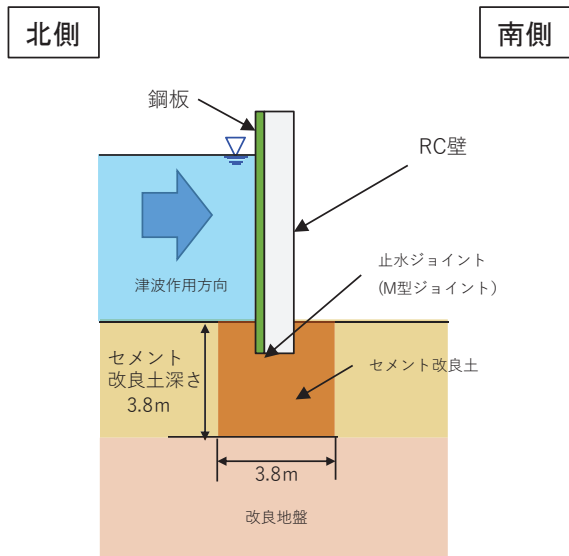


図 4.6-1 (5) 止水パターン⑧の構造概要 (⑧-⑧断面図)

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

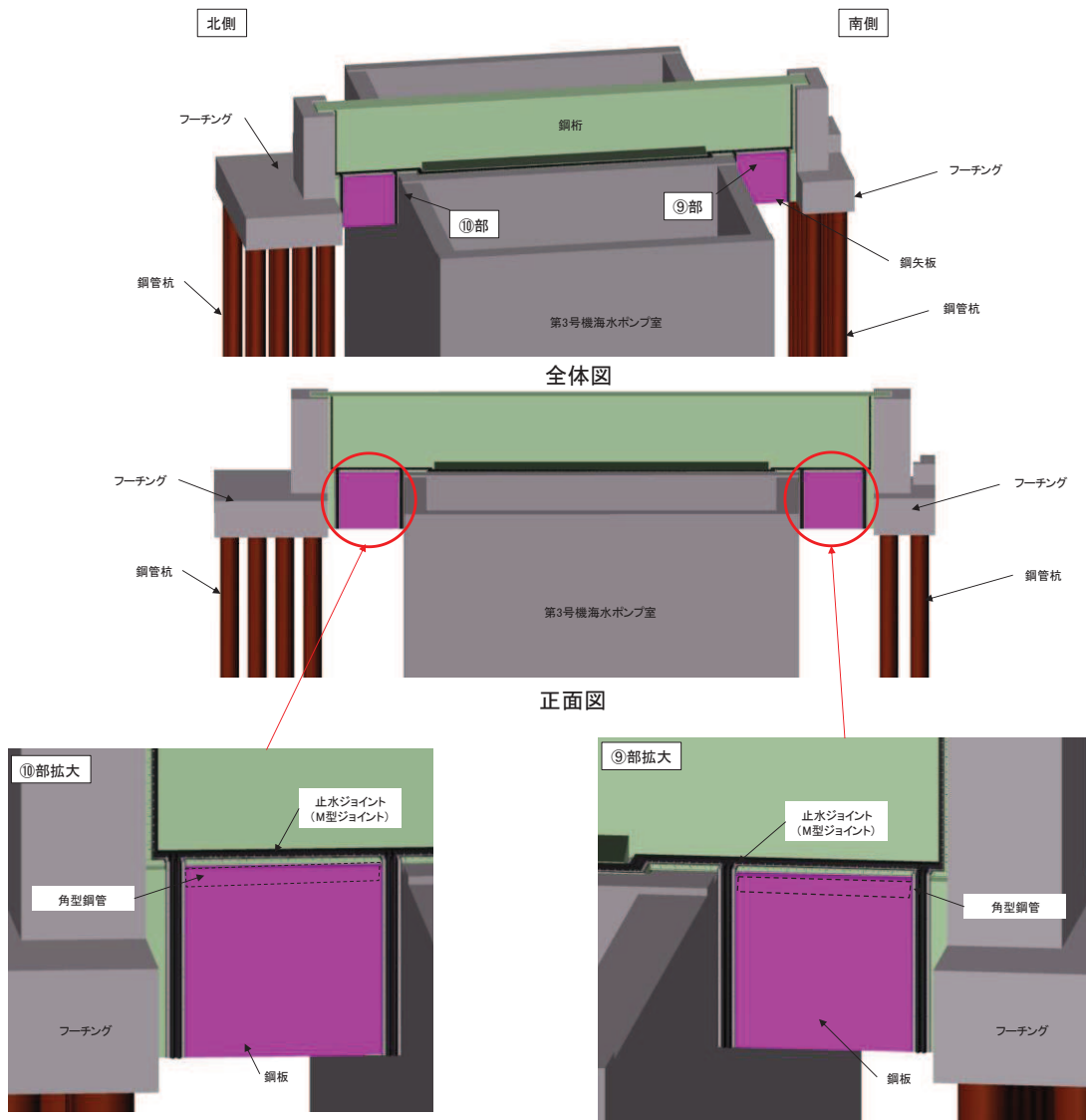


図 4.7-1(1) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(概要図)

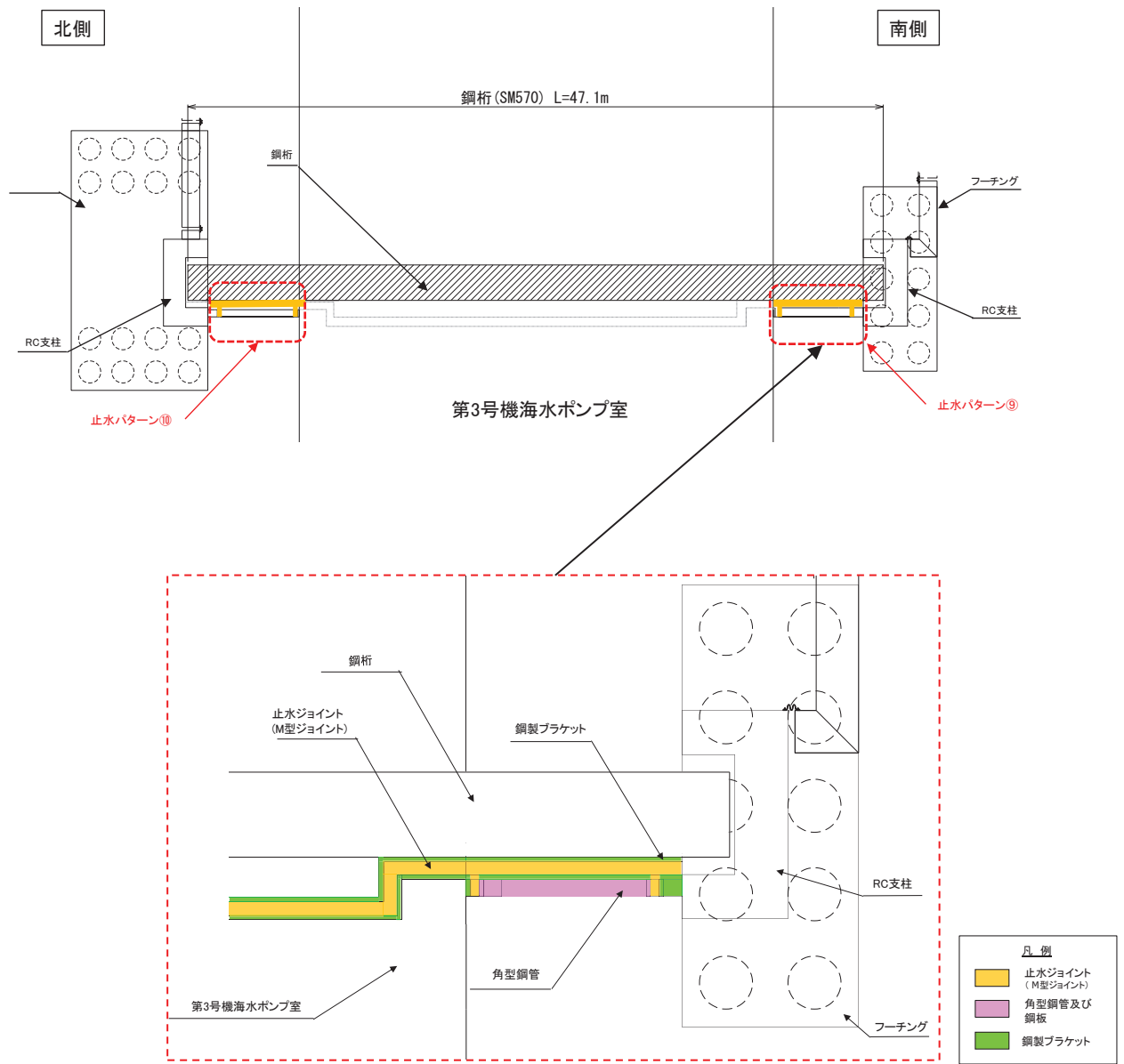


図 4.7-1(2) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(平面図)

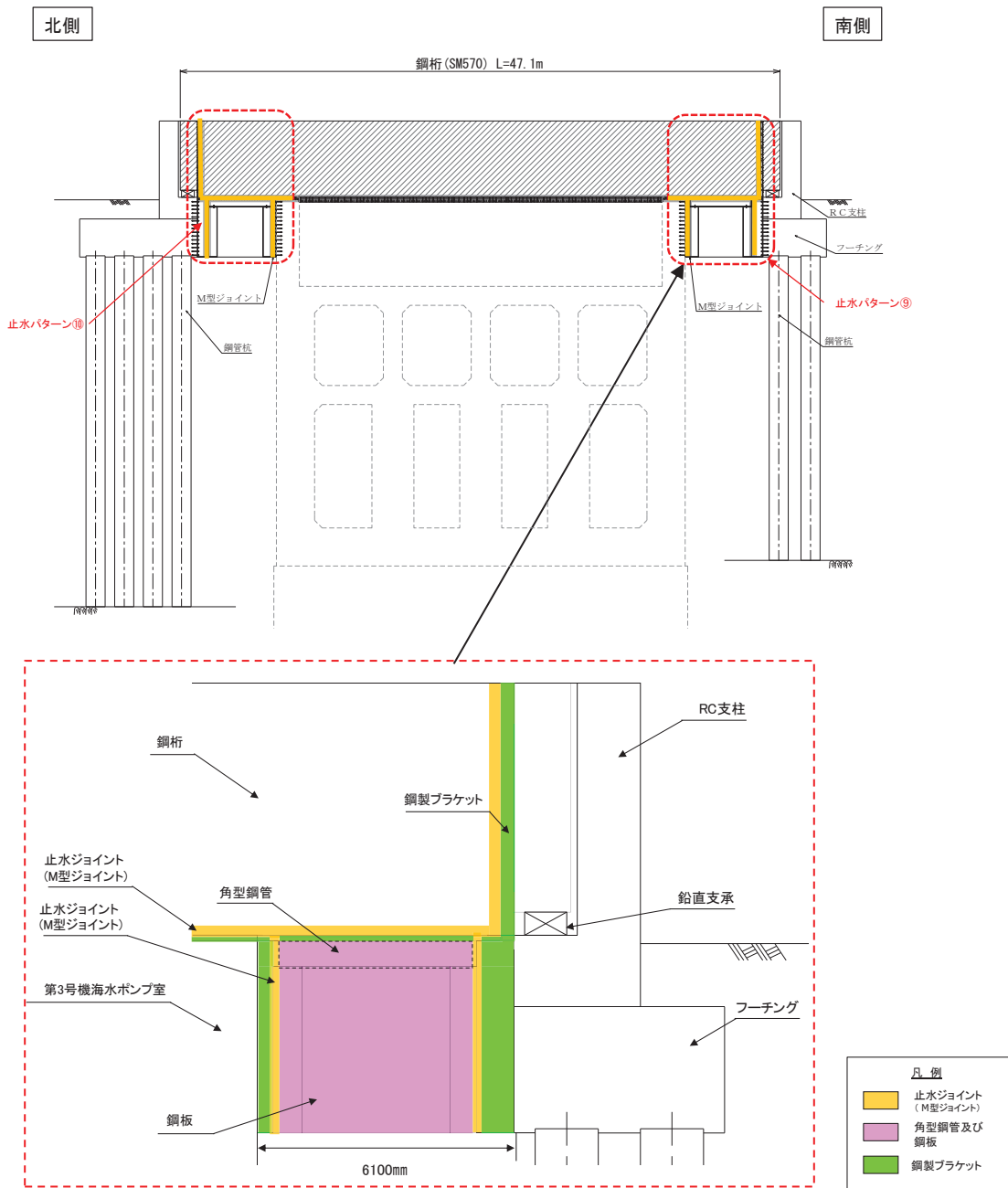
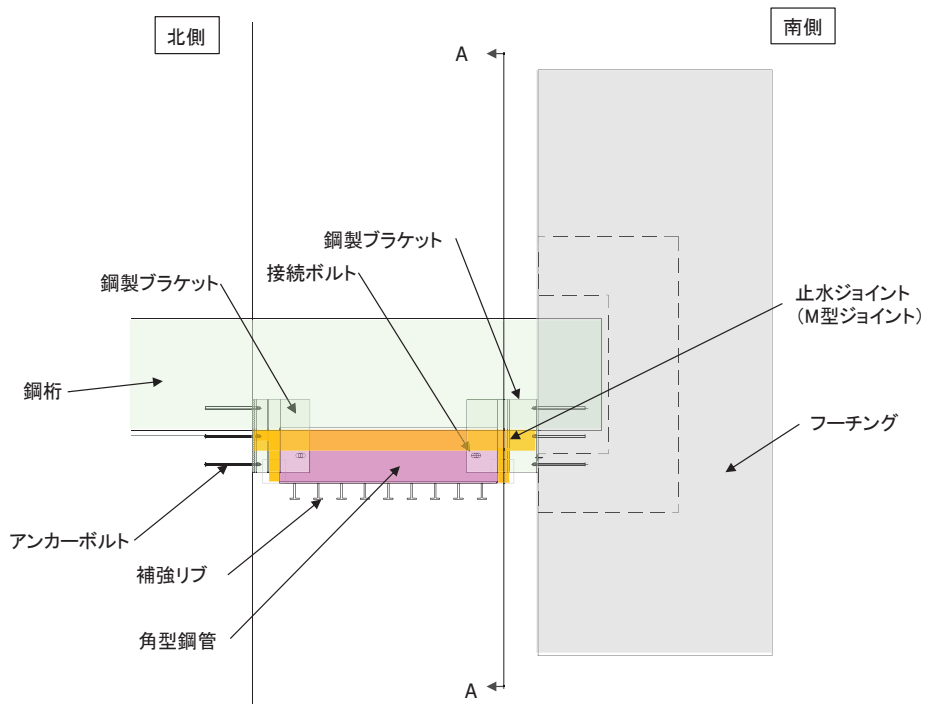
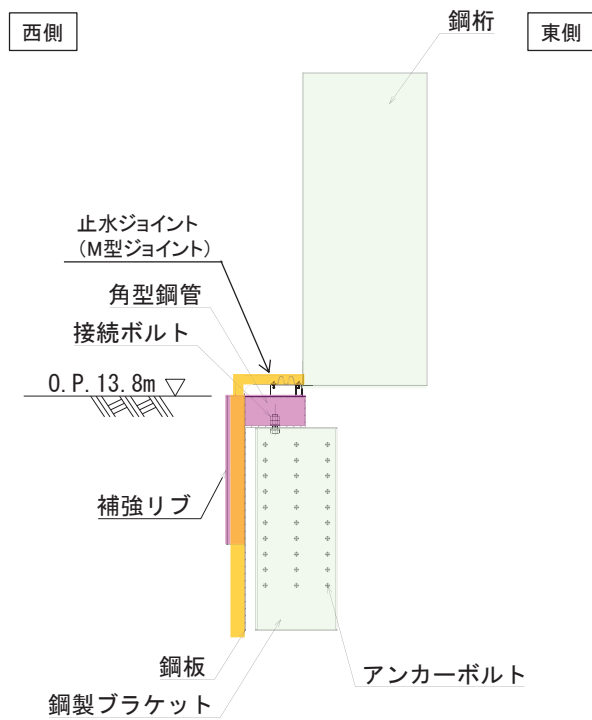


図 4.7-1(3) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(正面図)



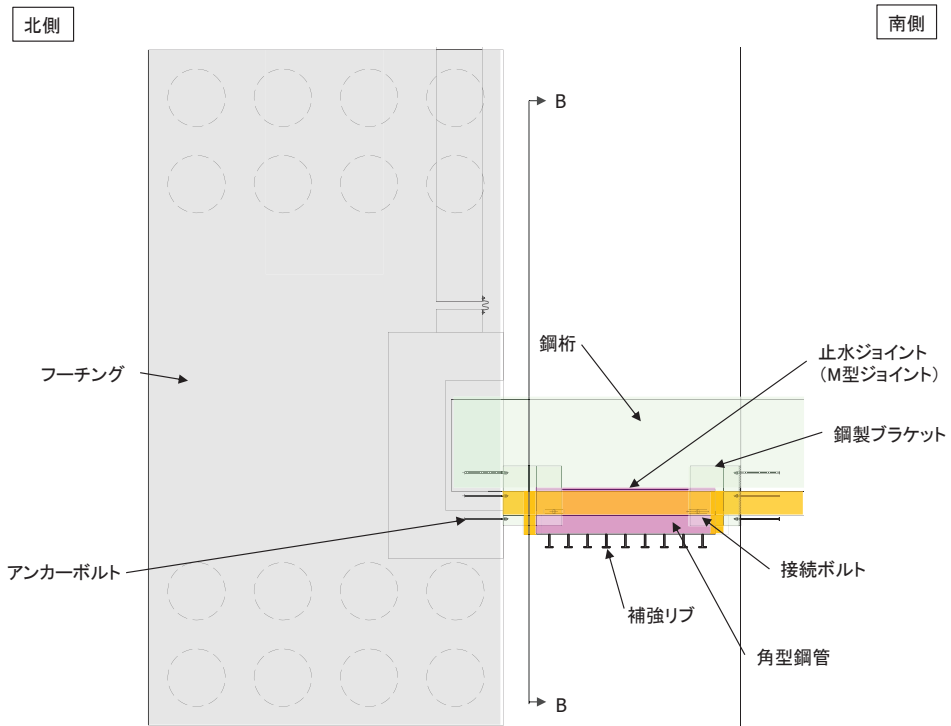
(平面図) (止水パターン⑨)



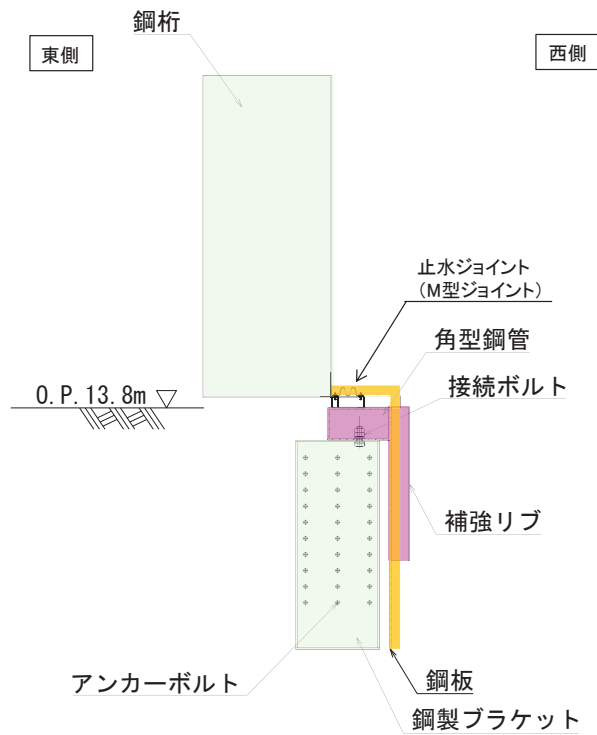
(断面図(A-A)) (止水パターン⑨)

図 4.7-1(4) 止水パターン⑨の構造概要(詳細図)





(平面図) (止水パターン⑩)



(断面図(B-B)) (止水パターン⑩)

図 4.7-1(5) 止水パターン⑩の構造概要(詳細図)

4.8 止水パターン⑪(防潮堤取り合い部(鋼矢板設置箇所)), ⑫(背面補強工間), ⑬(防潮堤取り合い部(鋼矢板設置箇所))

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

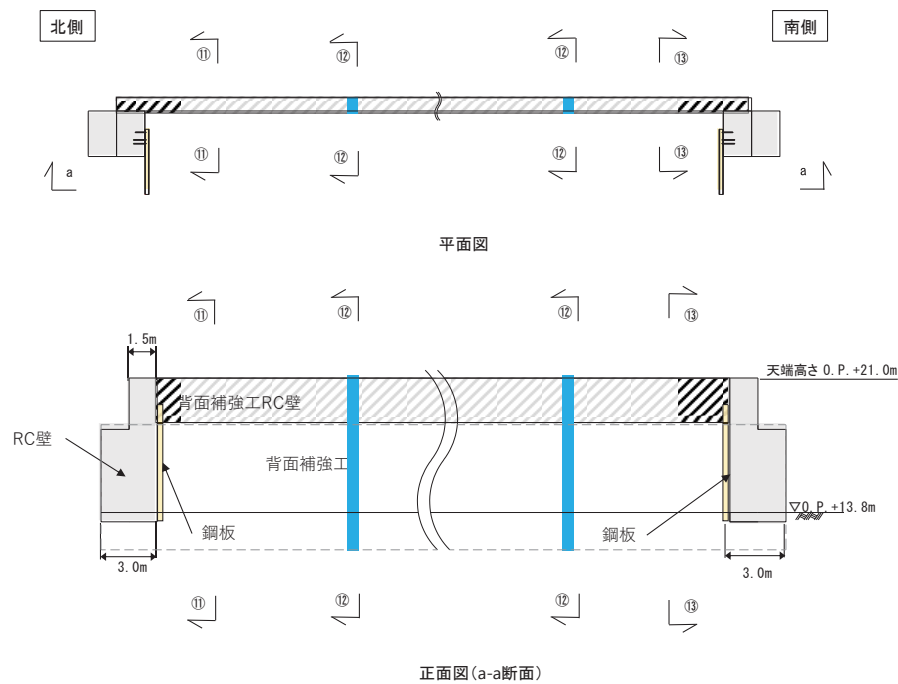


図4.8-1(1) 止水パターン⑪, ⑫, ⑬の構造概要(平面図, 正面図)

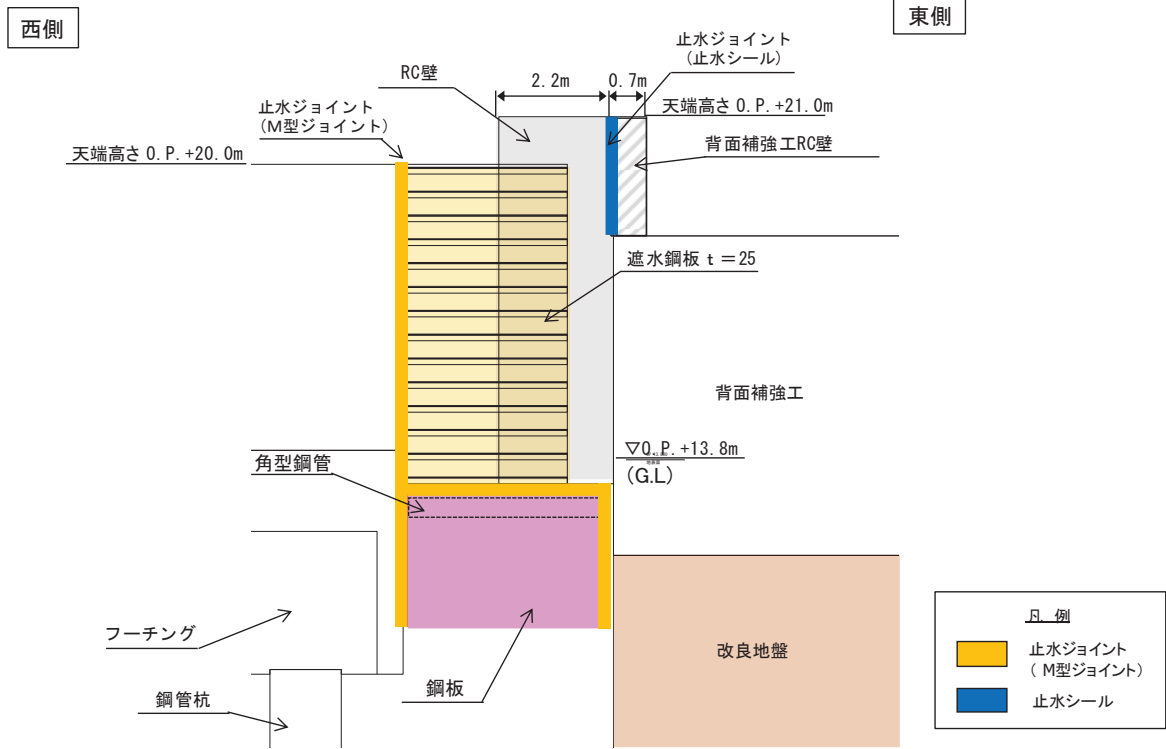


図 4.8-1(2) 止水パターン⑪の構造概要(⑪-⑪断面図)

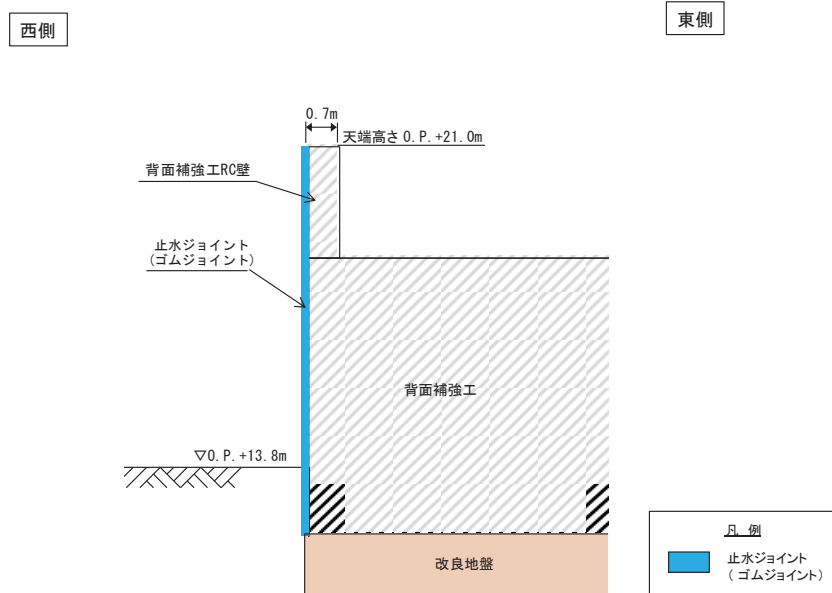


図 4.8-1(3) 止水パターン⑫の構造概要(⑫-⑫断面図)

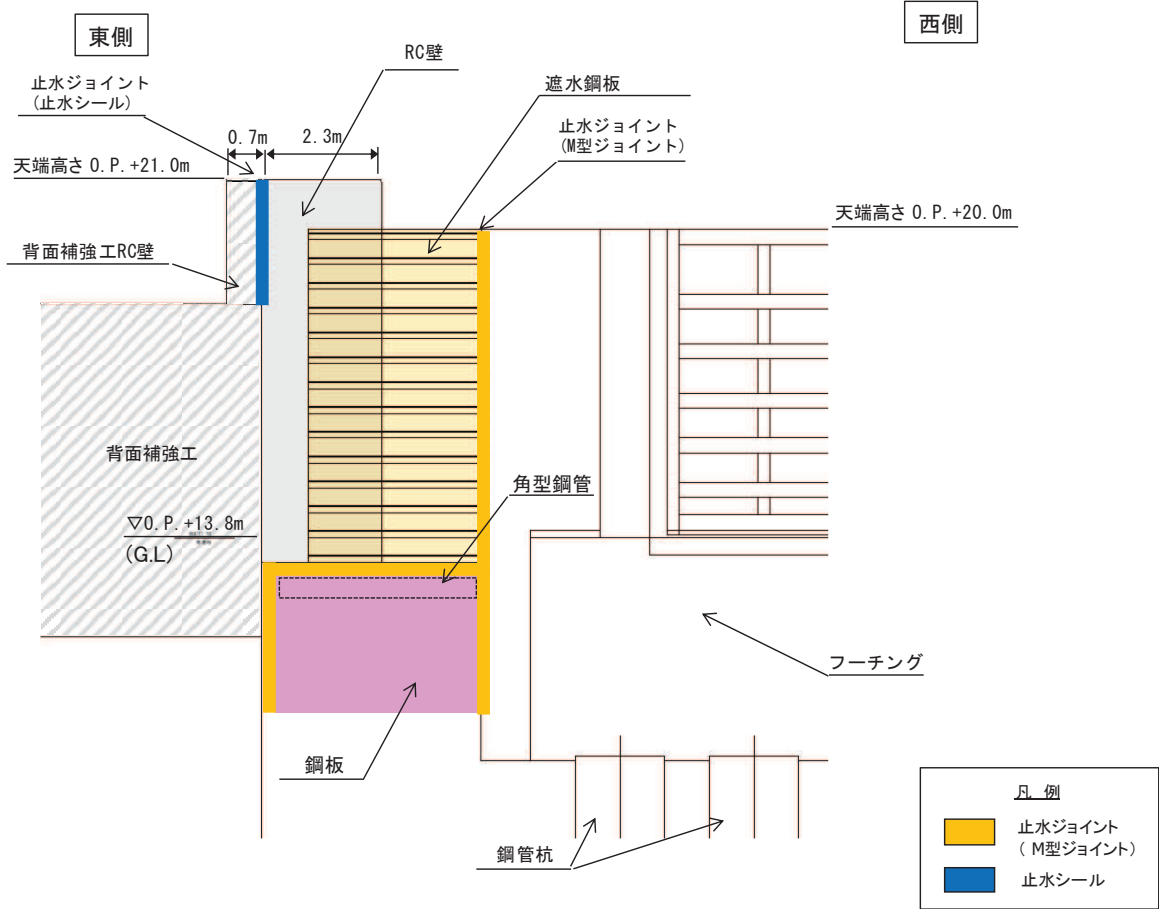


図 4. 8-1(4) 止水パターン⑬の構造概要(⑬-⑬断面図)

## 5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について

### 1. 概要

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

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

### 2. 津波時の敷地への影響

#### (1) 3号タービン建屋からの敷地への津波影響

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

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

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

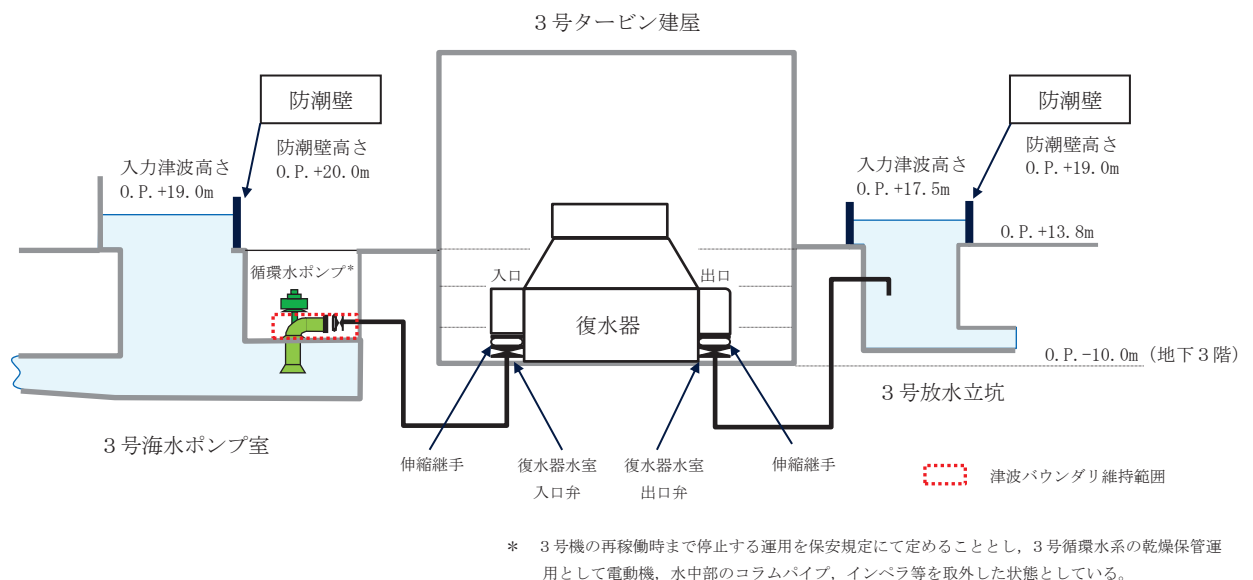


図1 3号タービン建屋の循環水系の概要

a. 評価条件

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

表1 循環水系配管の評価仕様

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

b. 流入量と浸水水位の評価

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

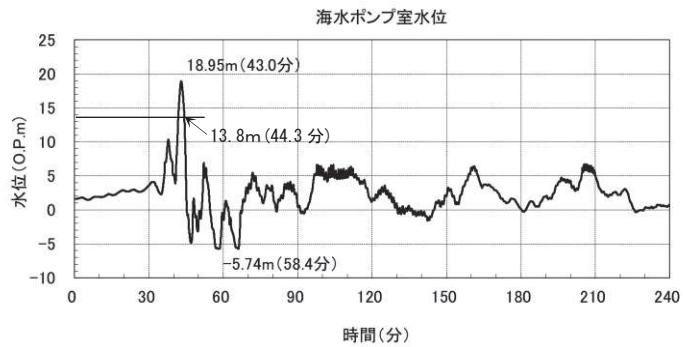
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

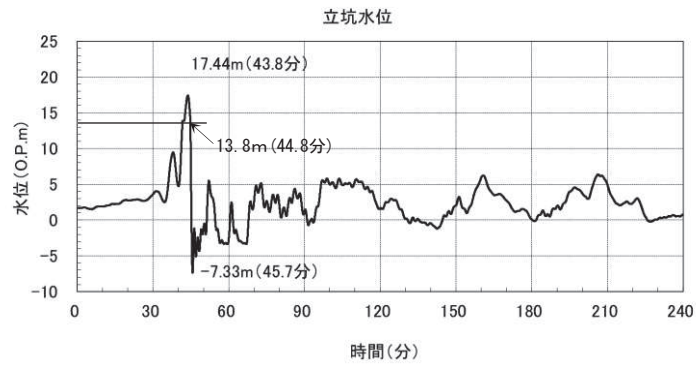
- Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)  
A : 破断面積 (= π · D<sub>1</sub> · w)  
C : 損失係数 (=0.82)  
g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
h : 入力津波高さとし破断箇所高さによる水頭差 (m)  
n : 破断想定箇所数 (-)

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

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



(取水側：3号海水ポンプ室)



(放水側：3号機放水立坑)

図2 入力津波の時刻歴波形（3号タービン建屋評価）

表2 津波の流入による3号タービン建屋浸水高さ

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

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

(2) 3号海水熱交換器建屋からの敷地への津波影響

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

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

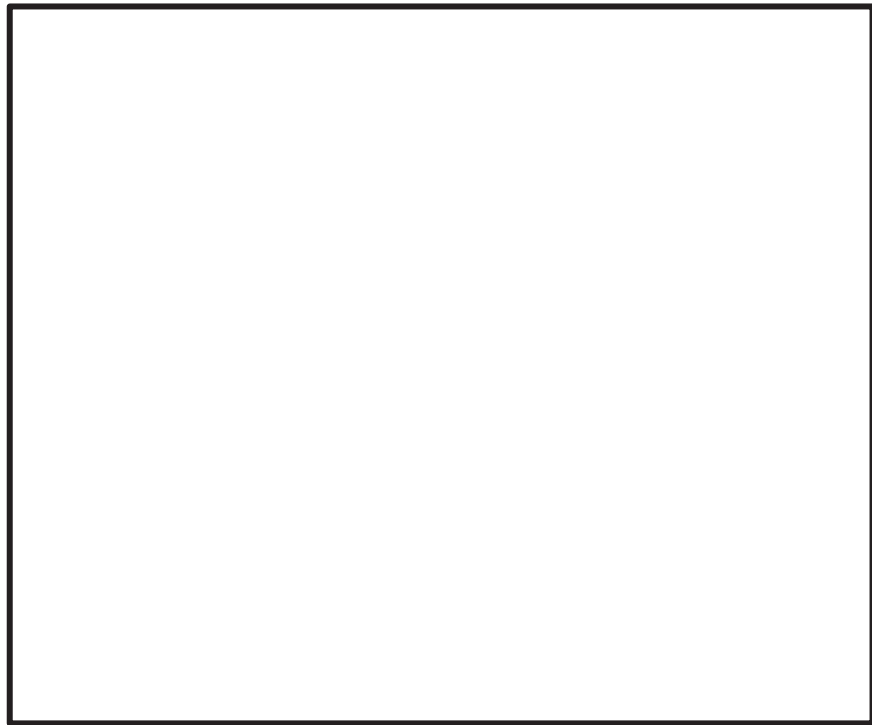


図3 3号海水熱交換器建屋の海水系の配置図

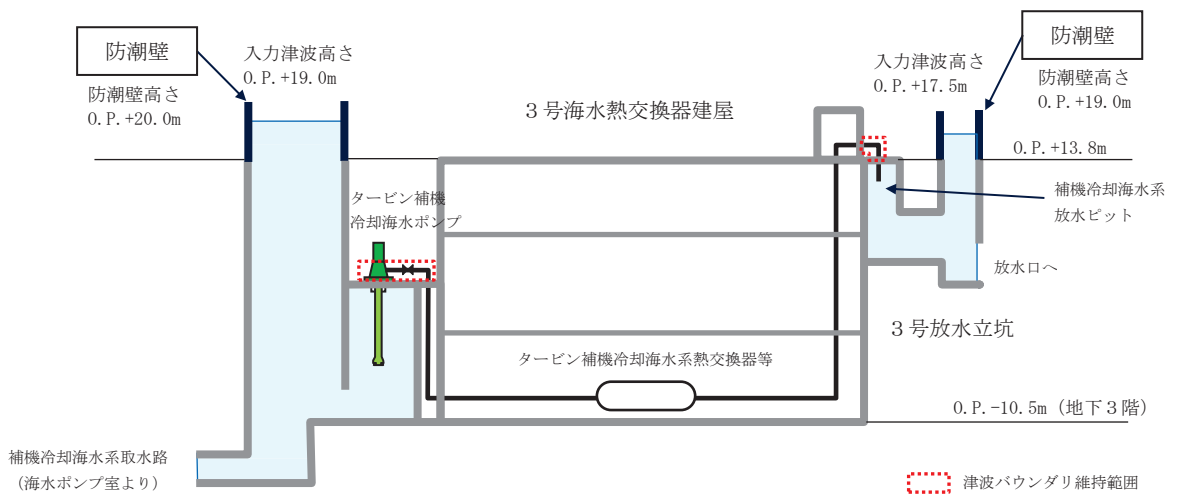


図4 3号海水熱交換器建屋のタービン補機冷却海水系の概要



a. 評価条件

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

表3 3号海水熱交換器建屋に接続する配管の評価仕様

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

表4 3号海水熱交換器建屋の評価仕様

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

b. 流入量と浸水水位の評価結果

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

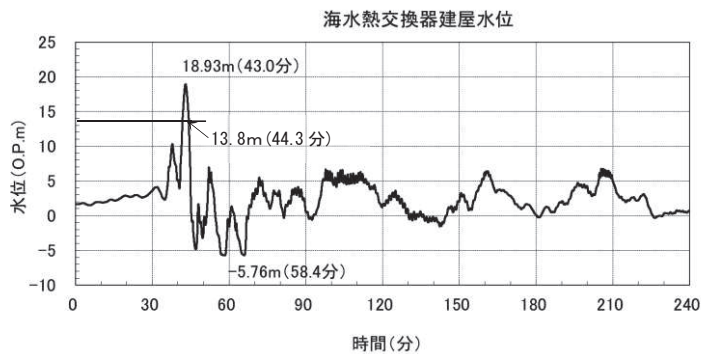
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

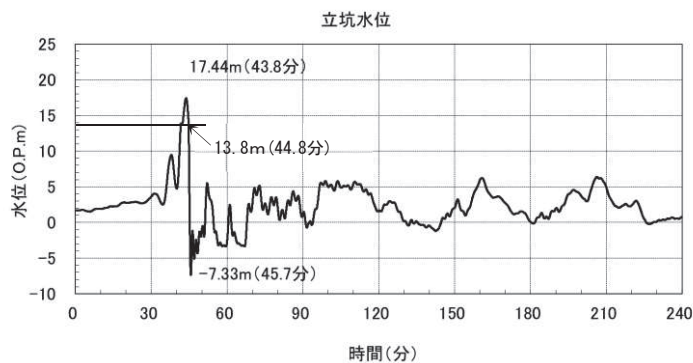
- Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)
- A : 破断面積 (=  $\pi \cdot D_2^2 / 4$ )
- C : 損失係数 (=0.82)
- g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- h : 入力津波高さとの破断箇所高さによる水頭差 (m)
- n : 破断想定箇所数 (-)

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

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



(取水側：3号海水熱交換器建屋)



(放水側：3号機放水立坑)

図5 入力津波の時刻歴波形（3号海水熱交換器建屋評価）

表 5 津波の流入による 3 号海水熱交換器建屋浸水高さ

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

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

(3) まとめ

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

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

(1) 3号タービン建屋に接続する地下トレンチ

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

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

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



図6 3T-1トレンチの配置図



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

図7 3 T-1 トレンチ断面概要（3号タービン建屋～2号制御建屋）

(2) 3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ

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

(3) その他設備

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

(4) まとめ

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

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 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	10
2.4 適用基準	22
3. 耐震評価	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	32
3.3 荷重及び荷重の組合せ	49
3.4 入力地震動	51
3.5 解析モデル及び諸元	154
3.6 評価対象部位	184
3.7 許容限界	186
3.8 評価方法	202
4. 評価結果	232
4.1 地震応答解析結果	232
4.2 鋼管杭	365
4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工	388
4.4 RC 遮水壁	390
4.5 背面補強工	399
4.6 置換コンクリート	405
4.7 改良地盤	409
4.8 セメント改良土	423
4.9 止水ジョイント部材の評価結果	431
4.10 基礎地盤	436
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討	460
5.1 コンクリートの剛性の影響について	460
5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について	467
5.3 断層交差部による影響検討について	472
5.4 隣接構造物による影響検討について	484
5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	492
5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について	520

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

(参考資料 2) 断面④の鋼管杭の軸力について

(参考資料 3) 鋼管杭－地盤間の境界条件の保守性について

(参考資料 4) ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

(参考資料 5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

(参考資料 6) RC 壁部の地盤ばね評価について

## 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、防潮堤（鋼管式鉛直壁）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。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）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. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部、岩盤部に分類される。

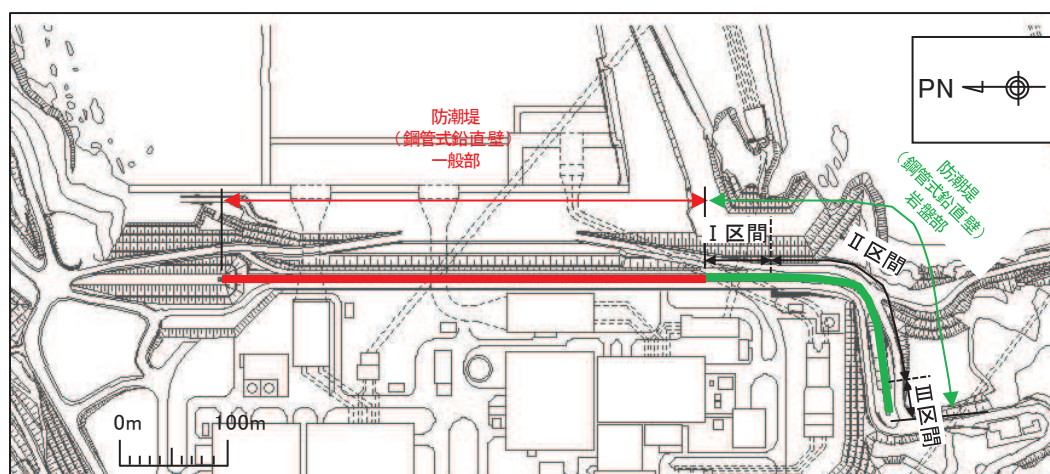


図 2.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、一般部と岩盤部に分類される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の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を設置する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面には、鋼製の保護部材を設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図及び構造図を図2.2-1及び図2.2-2に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図2.2-3に、止水ジョイント概念図を図2.2-4に示す。

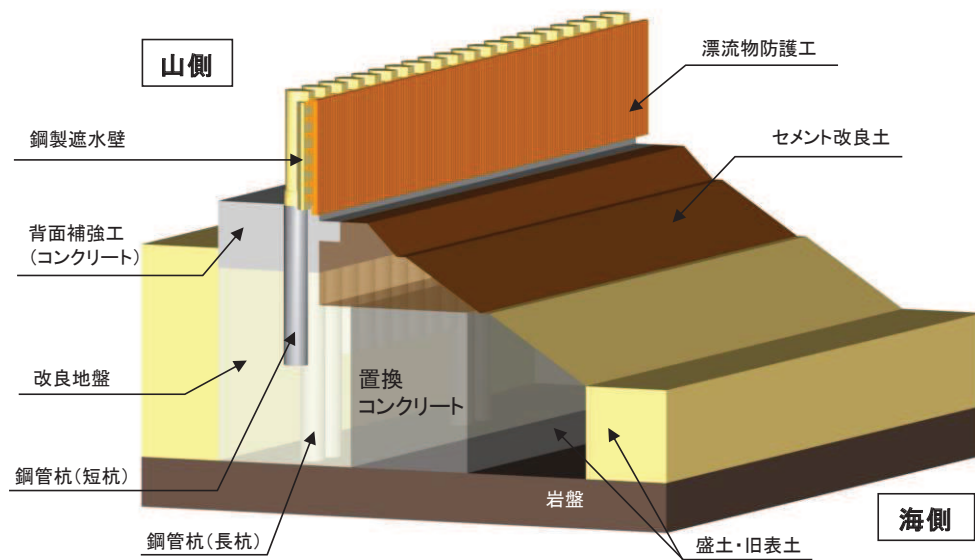


図 2.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図

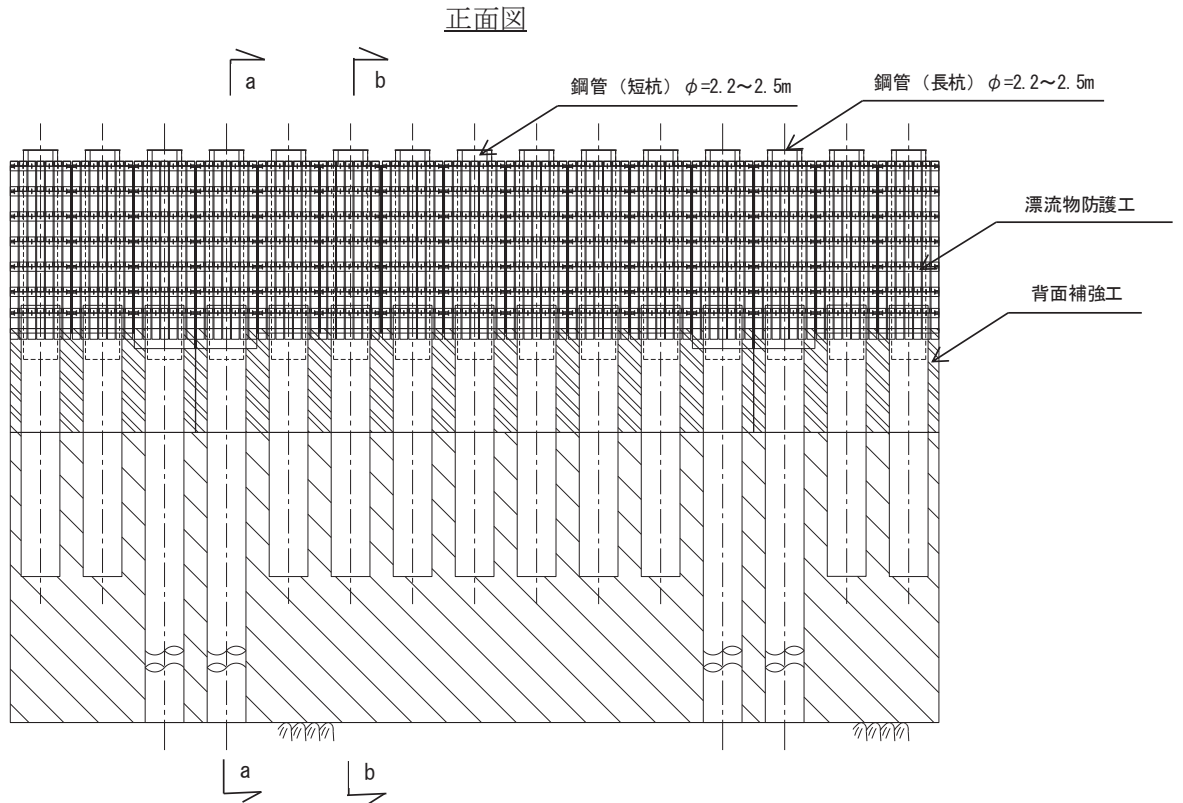


図 2.2-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，漂流物防護工）

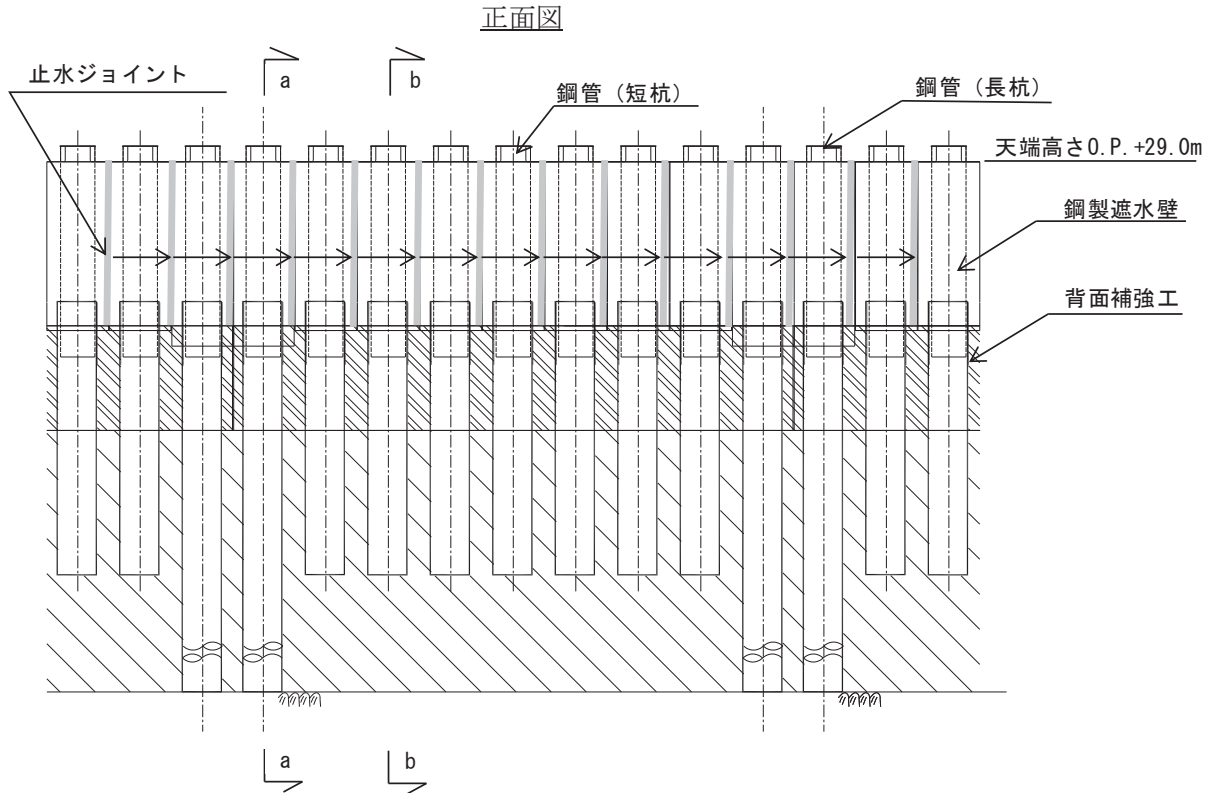


図 2.2-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

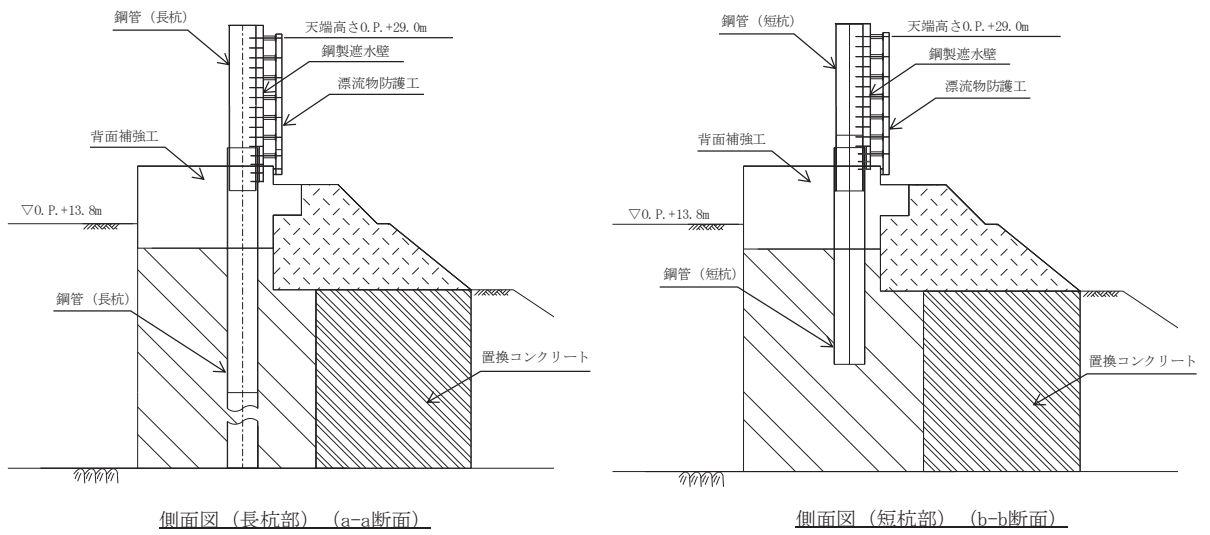


図 2.2-2 (3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (断面図)

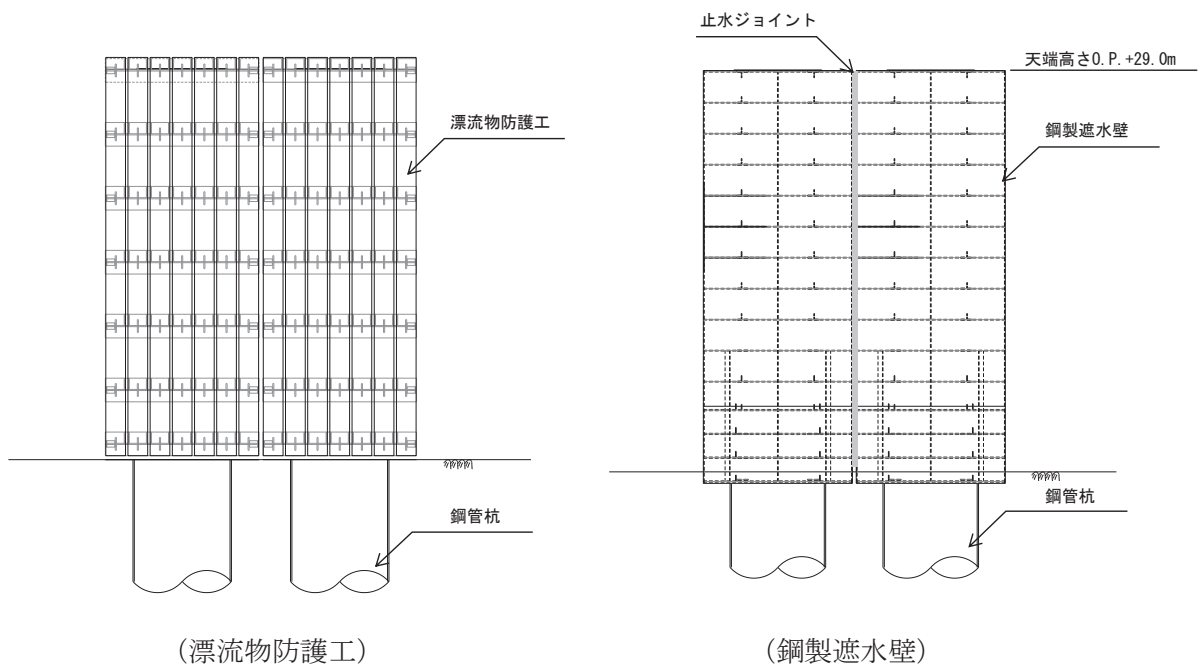


図 2.2-3(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（正面図，I・II区間）

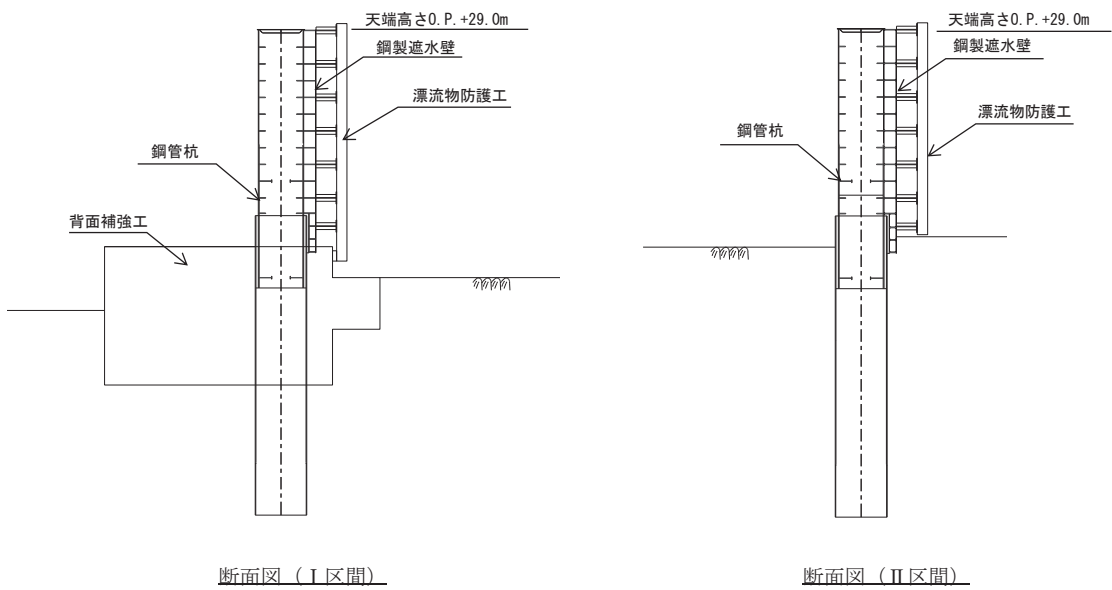


図 2.2-3(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（断面図，I・II区間）

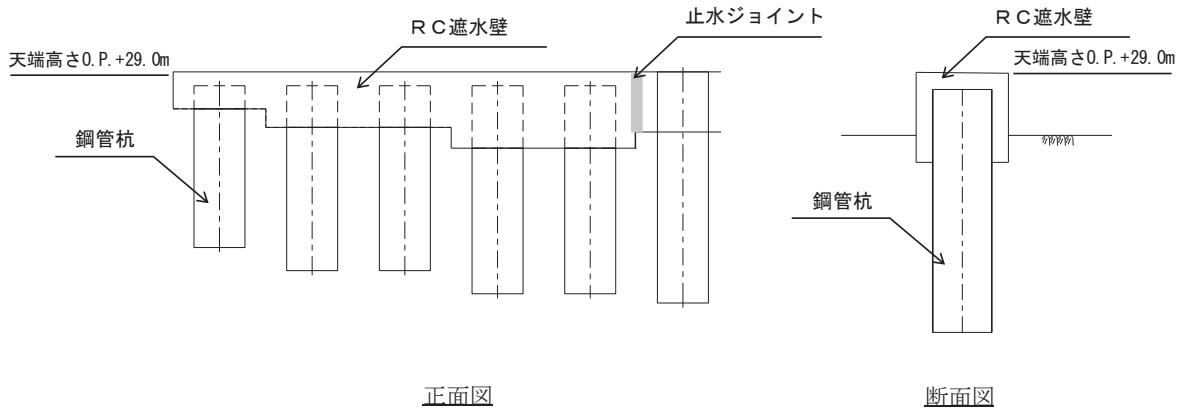
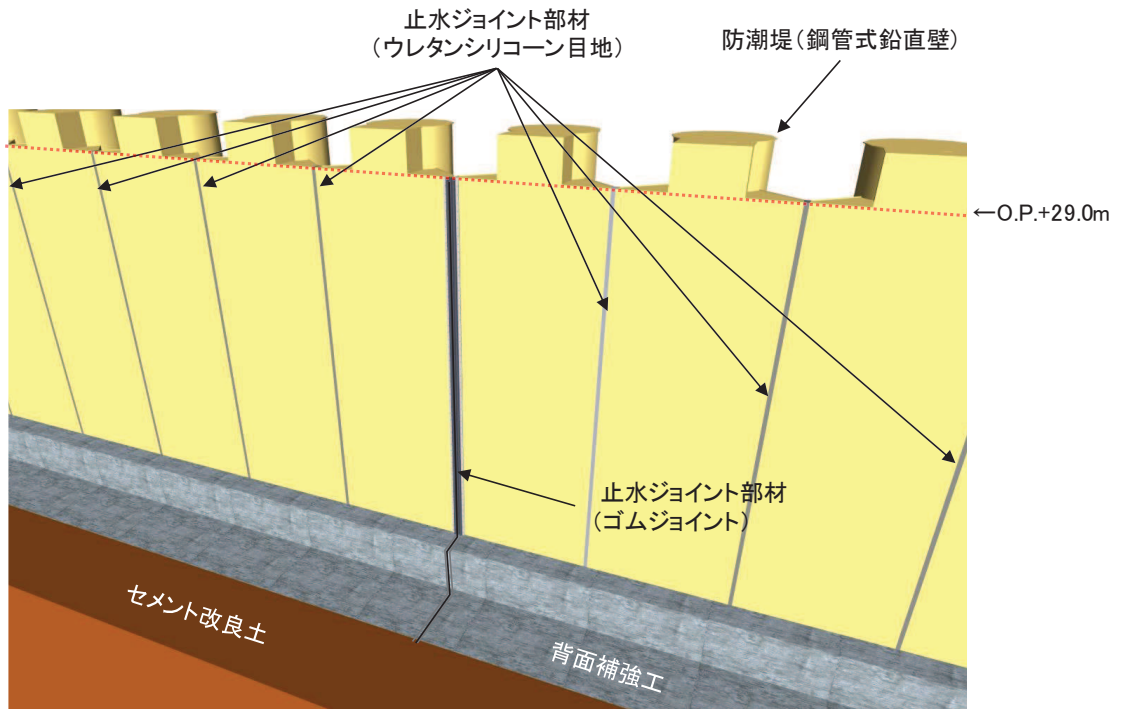


図 2.2-3(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（Ⅲ区間）

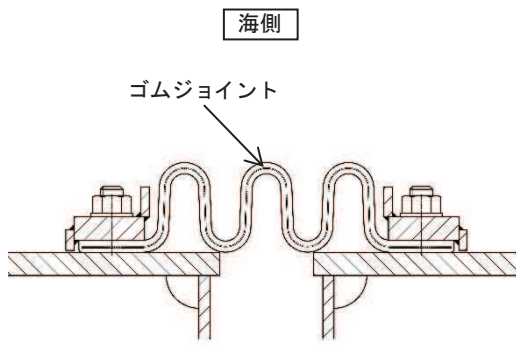


(全体)

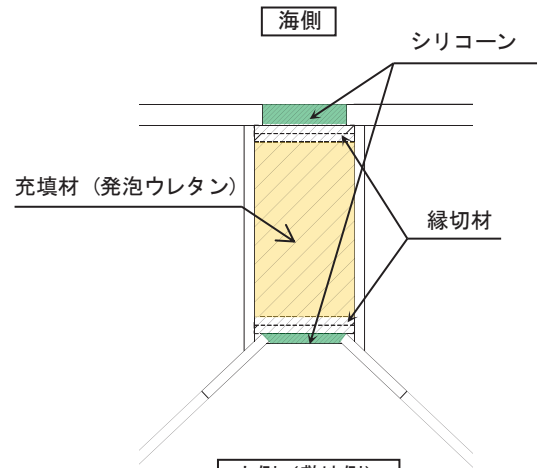


(ゴムジョイント部材の設置イメージ) (ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

図 2.2-4 (1) 止水ジョイント部材設置イメージ図

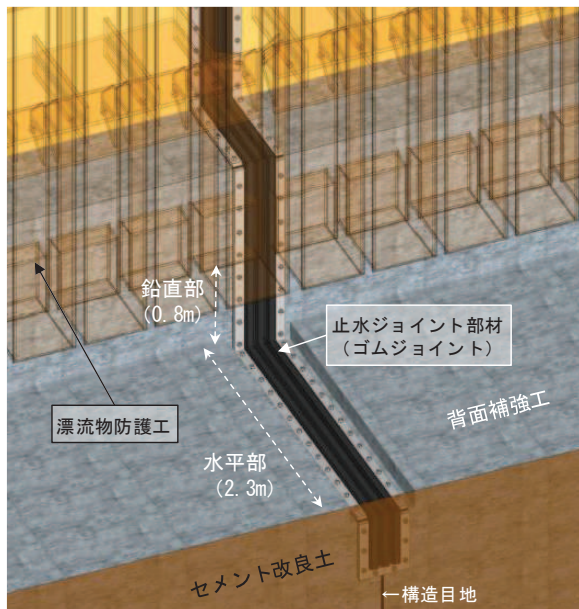


山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント)

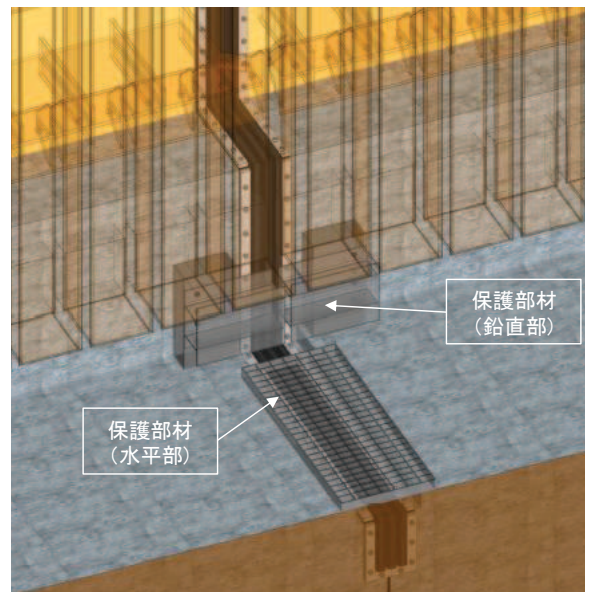


山側 (敷地側)  
(ウレタンシリコーン目地)

図 2.2-4 (2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント概念図



(保護部材設置前の状態)



(保護部材の設置イメージ)

図 2.2-4 (3) ゴムジョイントの下端部部の概念図



## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 2.3-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設（鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし，地盤内にすべり線を想定し，安定性を確認する。</li></ul>
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で，施設の耐震安全性を確認する。</li></ul>
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で，機能を保持できることを確認する。</li><li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li></ul>

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 2.3-1，図 2.3-2 及び表 2.3-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

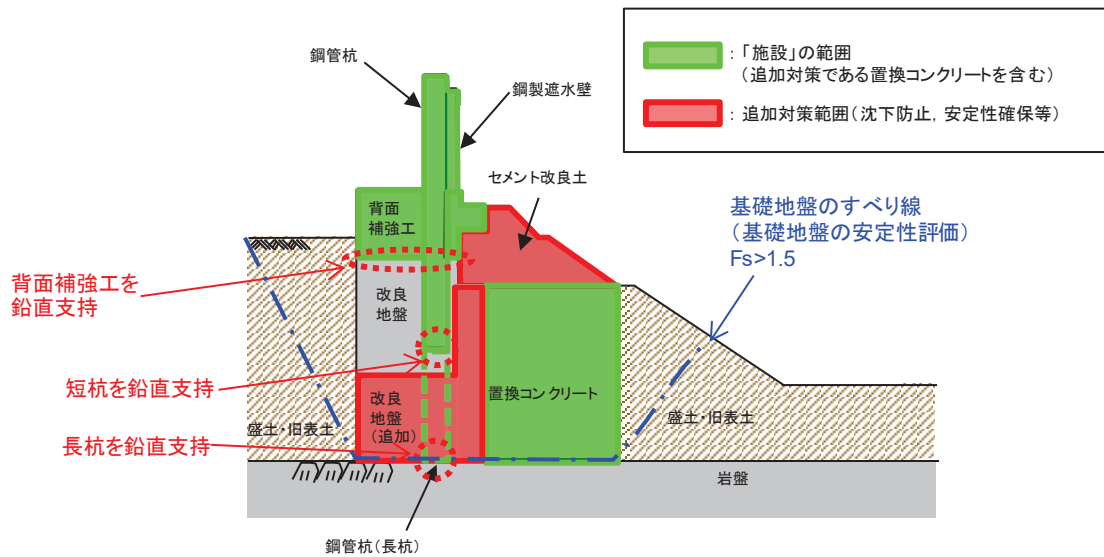


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁 (一般部) の「施設」の範囲

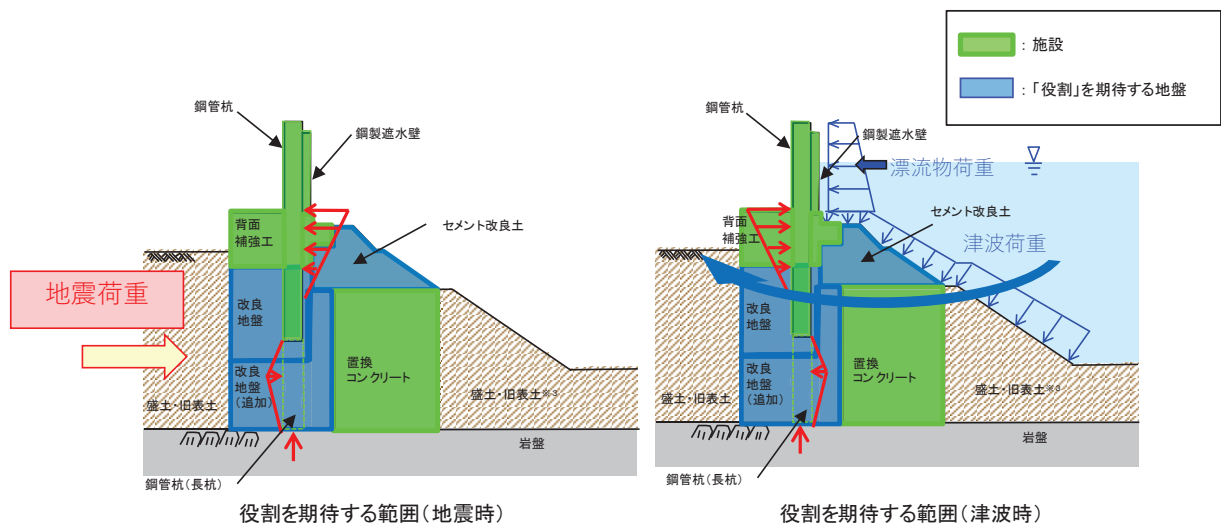


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁 (一般部) の役割を期待する範囲

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*1	津波時の役割*1
施設	鋼管杭（長杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 鋼製遮水壁及び止水ジョイントに漂流物を直接衝突させない。 ・ 漂流物衝突荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水目地	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 2.3-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第 5 条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例

◎: 要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目  
 (該当する部位を施設と区分とする)

○: 施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目

—: 設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の区分の考え方	
	地震時	津波時	*1 鉛直支持	すべり安定性	(鋼管杭の変形抑制) *1健全性		(遮水性・難透水性) 止水性
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。</li> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	—	—	○	◎	津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	—	◎	○	○ <sup>*2</sup>	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。</li> <li>遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	—	○	○	○ <sup>*2</sup>	すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○	○	○	○ <sup>*2</sup>	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

注記 \*1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。

\*2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

	部位	鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。	有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物防護工			構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水ジョイント			有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。	有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを縁国支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-

### 2.3.2 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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 2.3-5 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性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。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）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、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

施設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ことを確認した許容限界以下であることを確認する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面の保護部材に生じる応力が許容応力度以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部材における相対変位量の算出方法は、「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。止水ジョイントの保護部材における応力の算出方法は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フローを図 2.3-3～図 2.3-5 に示す。

表 2.3-5(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

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・地盤の健全性	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	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	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
		漂流物防護工	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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
	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*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	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	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	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
		漂流物防護工	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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
		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
	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ことを確認した変形量
保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認			短期許容応力度	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。



表 2.3-5(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

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	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	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	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
		RC 遮水壁	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
		漂流物防護工	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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	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*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	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	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	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
		RC 遮水壁	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
		漂流物防護工	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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	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*
	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ことを確認した変形量
	保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認		短期許容応力度	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

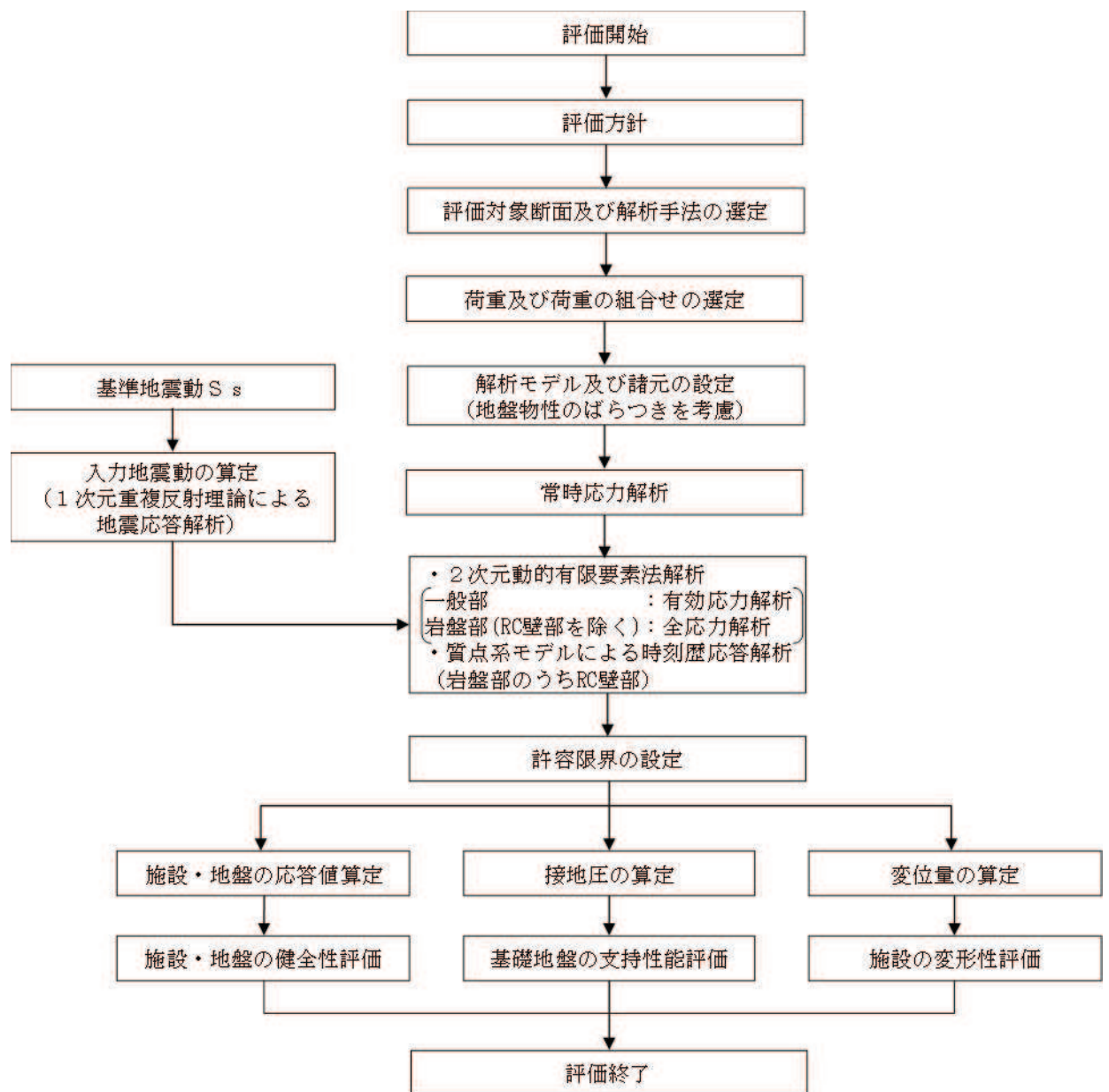


図 2.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フロー

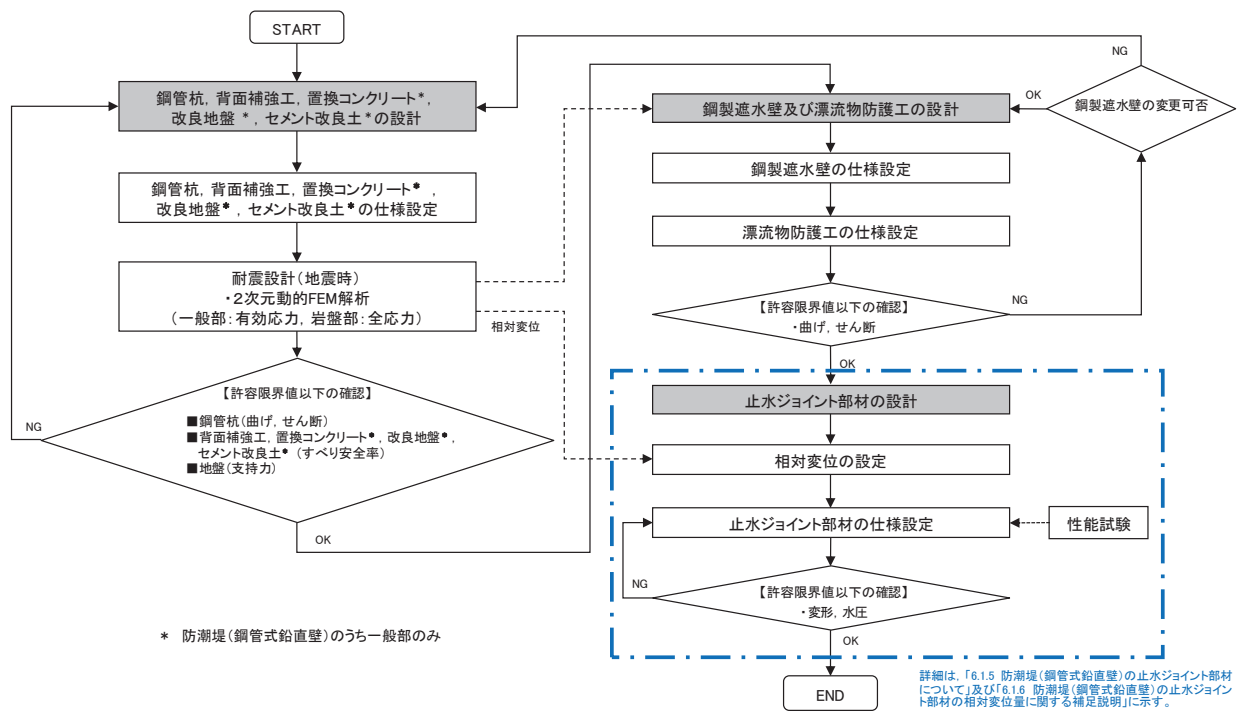


図 2.3-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の詳細耐震評価フロー

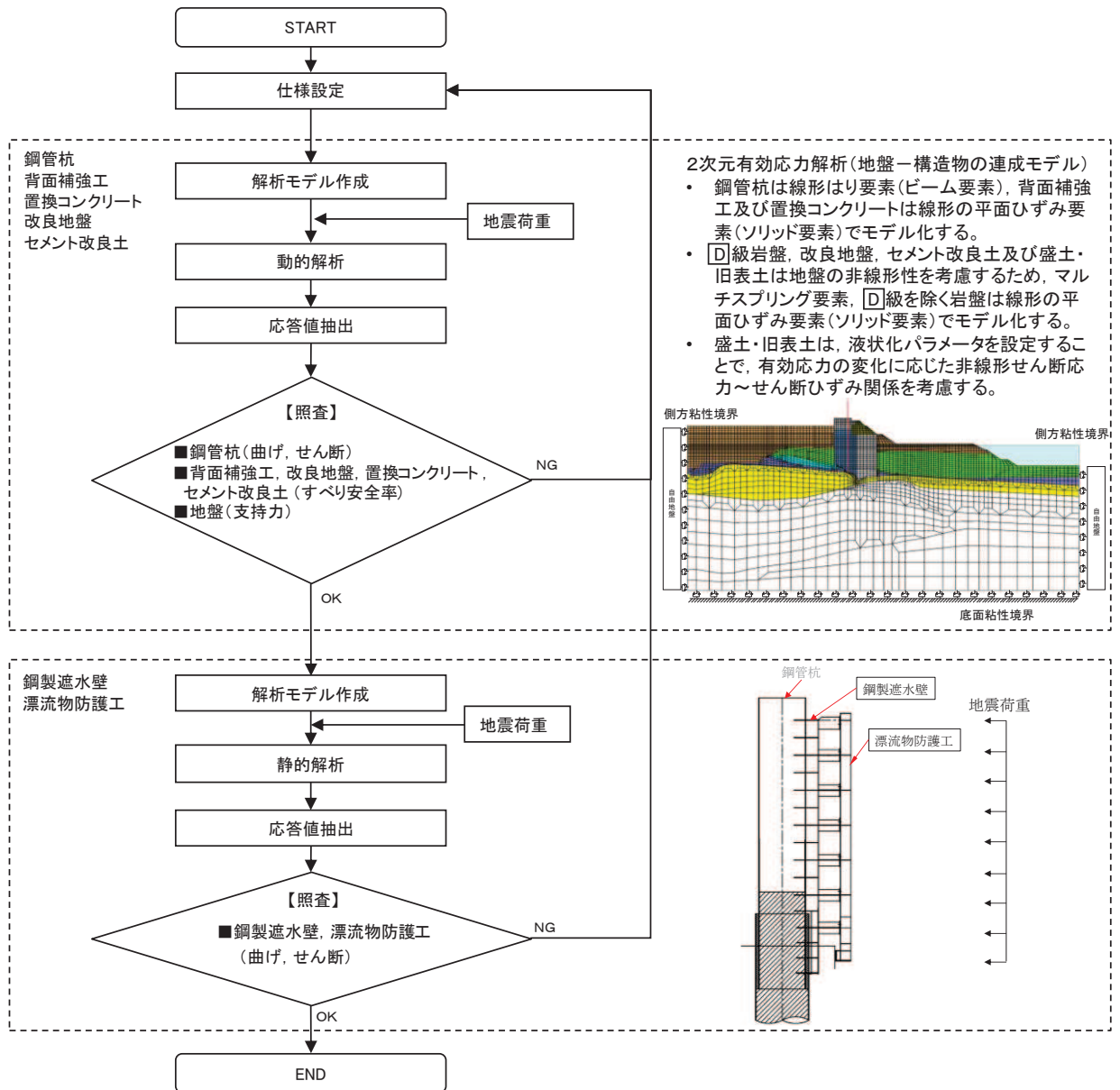


図 2.3-5 地震時の防潮堤(鋼管式鉛直壁)の詳細設計フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- ・ 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
- ・ 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 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
- ・ 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)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	鋼管杭	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	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鋼製遮水壁	鋼材 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	
	漂流物防護工	鋼材 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	
	背面補強工	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 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド	
	置換コンクリート	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 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド	
	改良地盤及びセメント改良土	耐津波設計に係る工認審査ガイド	
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会)	水平・鉛直地盤ばねの設定

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

##### 3.1.1 一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部を構造的特徴及び周辺状況により2区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を整理し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-1に、評価対象断面位置を図3.1-1に、評価対象断面を図3.1-2～図3.1-3に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果（一般部）

評価対象断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+ [C] <sub>1</sub> 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④[C] <sub>1</sub> 級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	断面①* <sup>1</sup>	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○：[C] <sub>1</sub> 級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	断面②* <sup>2</sup>	—	○：[D]級、[C] 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	断面③	—	○：[D]級+ [C] <sub>1</sub> 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	断面④	<ul style="list-style-type: none"> <li>II区間は区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないと考えられるため、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。</li> <li>評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすと考えられるII-①断面を選定する。</li> </ul>					

注記 \*1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面  
\*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

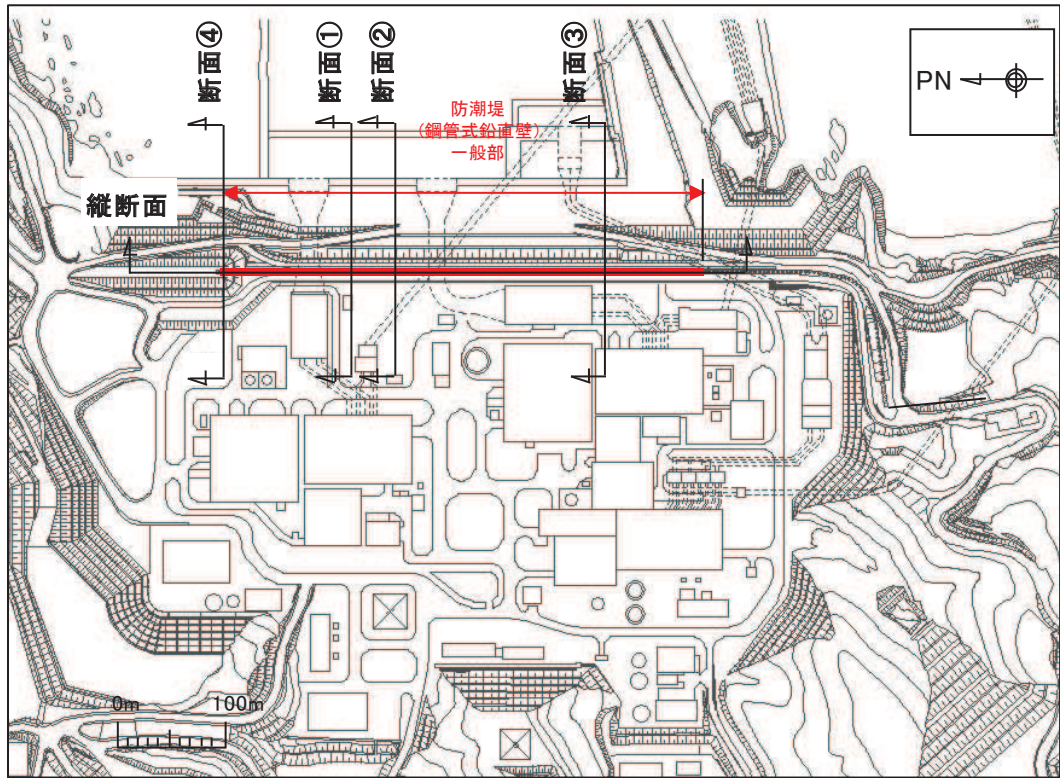


図 3.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面位置図



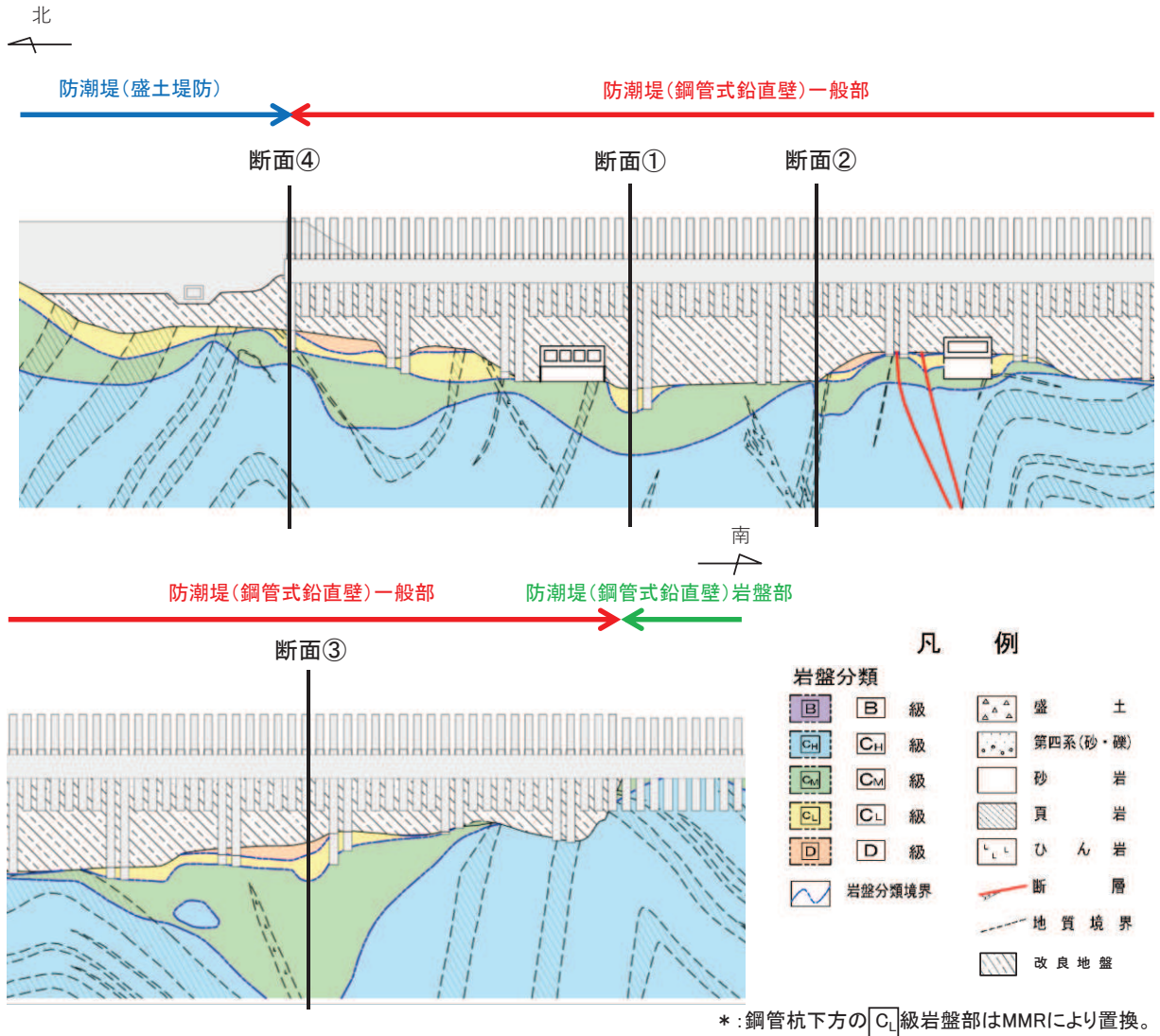


図 3.1-2 防潮堤(鋼管式鉛直壁)のうち一般部 評価対象断面縦断図

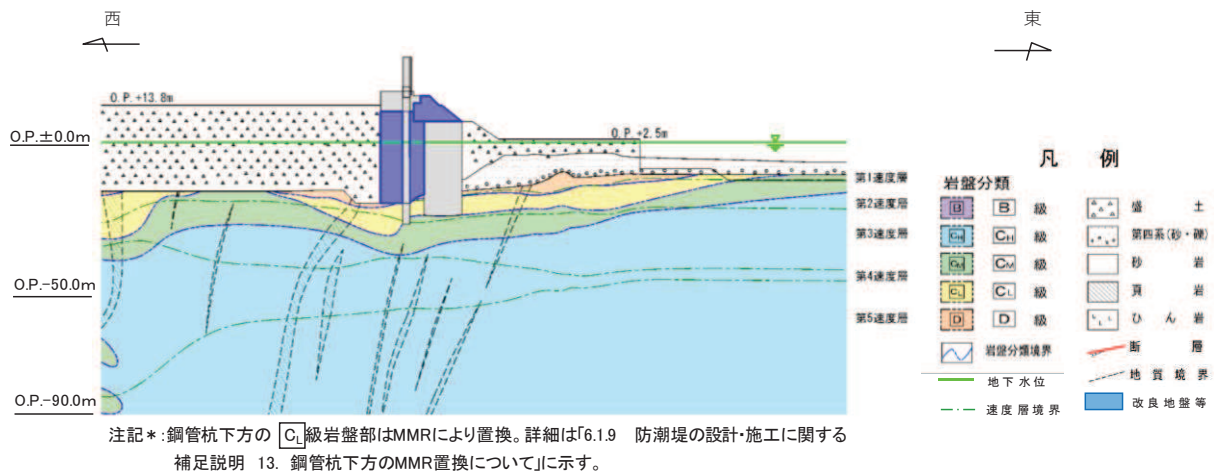


図 3.1-3 (1) 評価対象断面(断面①)

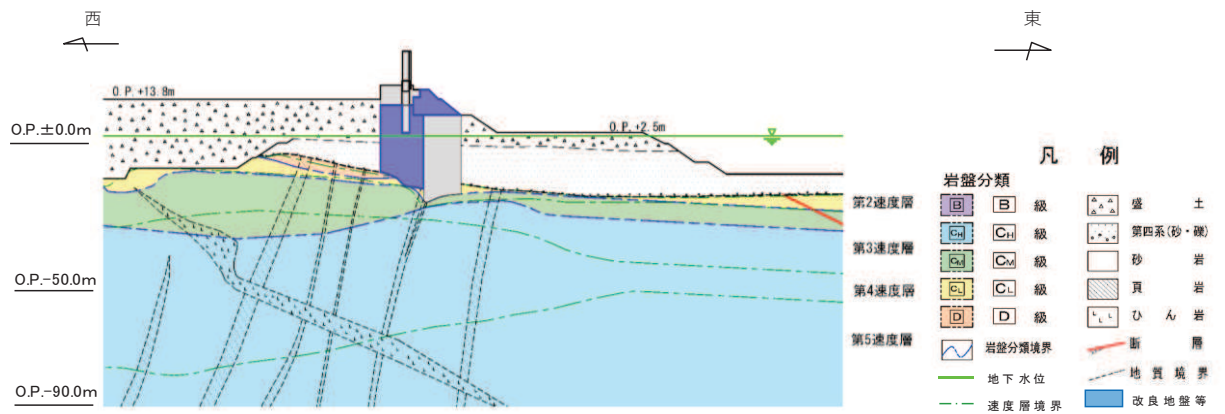


図 3.1-3 (2) 評価対象断面 (断面②)

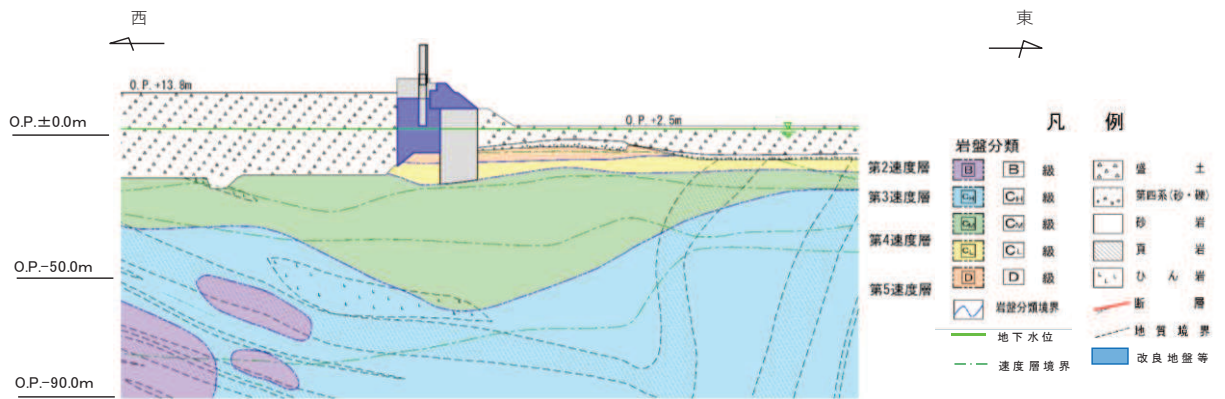
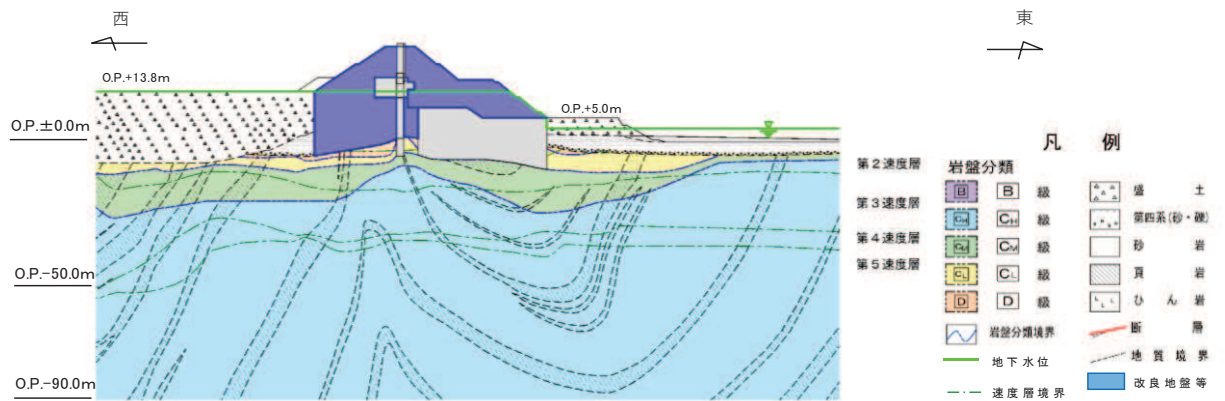


図 3.1-3 (3) 評価対象断面 (断面③)



注記\*: 鋼管杭下方の C<sub>+</sub> 級岩盤部はMMRにより置換。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

図 3.1-3 (4) 評価対象断面 (断面④)

### 3.1.2 岩盤部

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部を構造的特徴及び周辺状況により3区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を選定し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-2に、評価対象断面位置を図3.1-4に、評価対象断面を図3.1-5～図3.1-6に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-2 評価対象断面選定結果（岩盤部）

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C <sub>L</sub> ]級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	断面⑤	<ul style="list-style-type: none"> <li>• I区間において区間内の突出長は同一であることから、I区間の評価対象断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。</li> <li>• [D]級、[C<sub>L</sub>]級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。</li> <li>• 断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される⑤断面を選定した。</li> </ul>		
II 区 間	断面⑥	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級、[C <sub>L</sub> ]級岩盤が分布しない	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 海側斜面の傾きが最も急勾配である。</li> </ul>
III 区 間	断面⑦	<ul style="list-style-type: none"> <li>• III区間は、5本の鋼管杭とRC遮水壁からなる一体構造として評価を実施する。</li> </ul>		

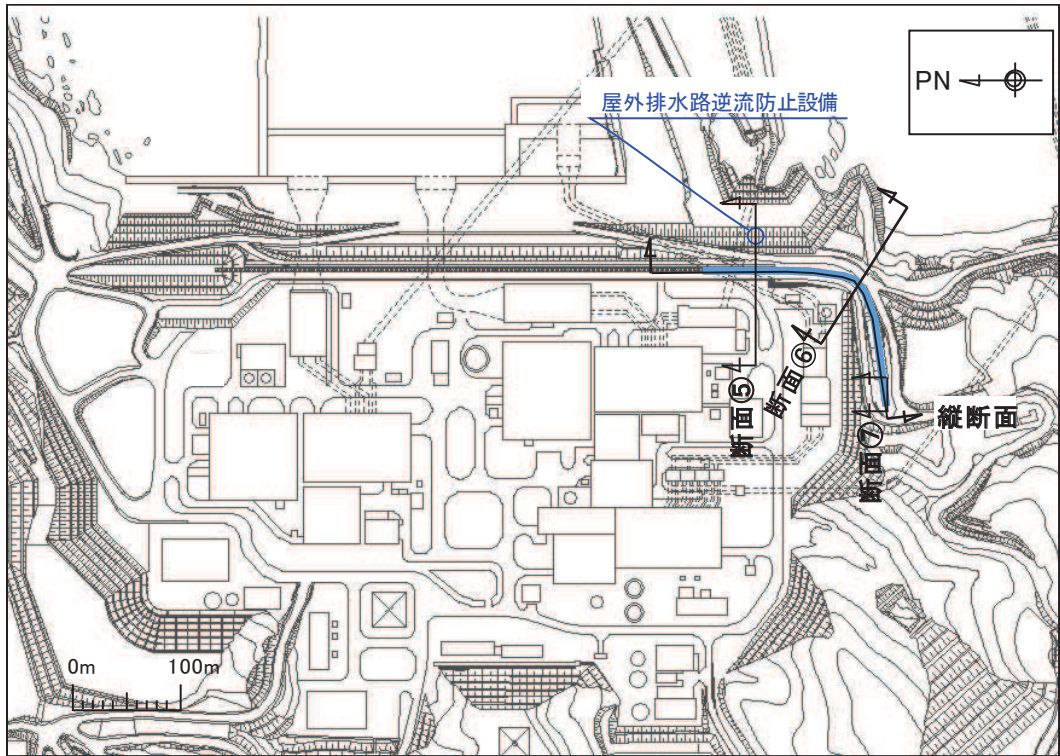


図 3.1-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象断面位置図

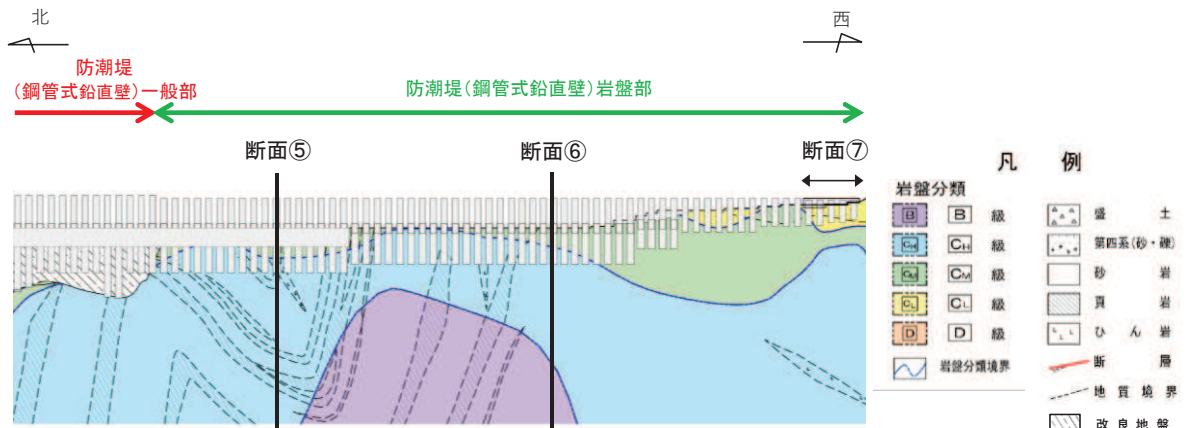


図 3.1-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象縦断面図

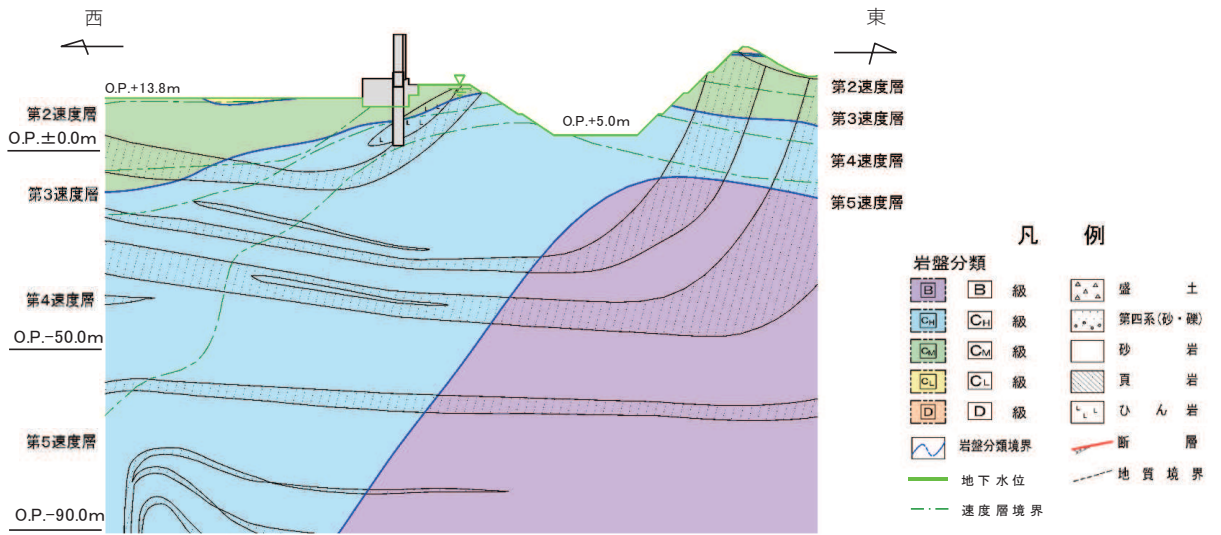


図 3.1-6 (1) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

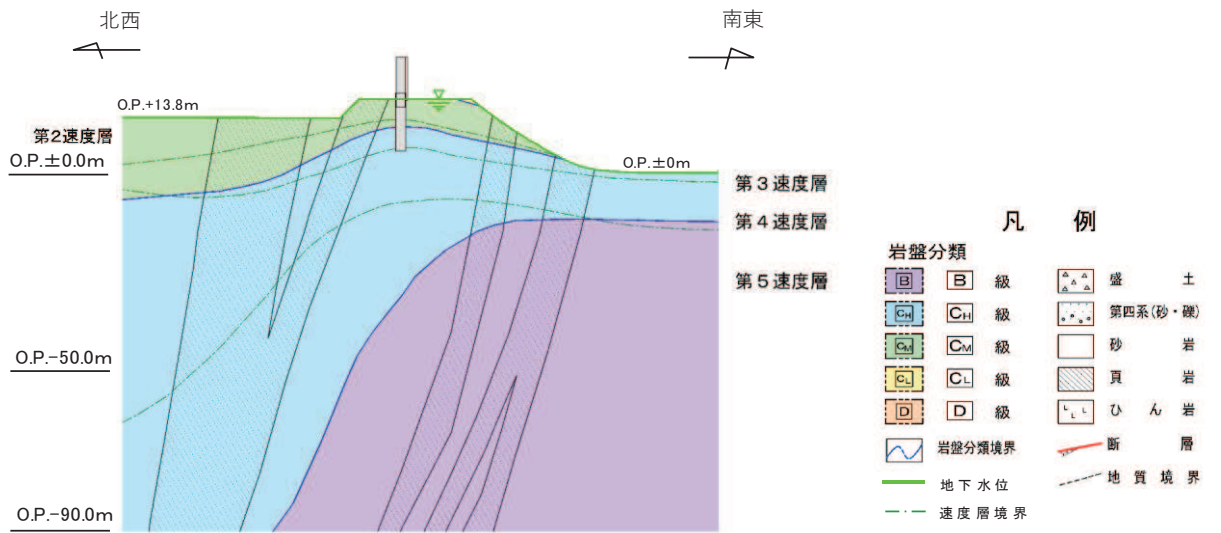


図 3.1-6 (2) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

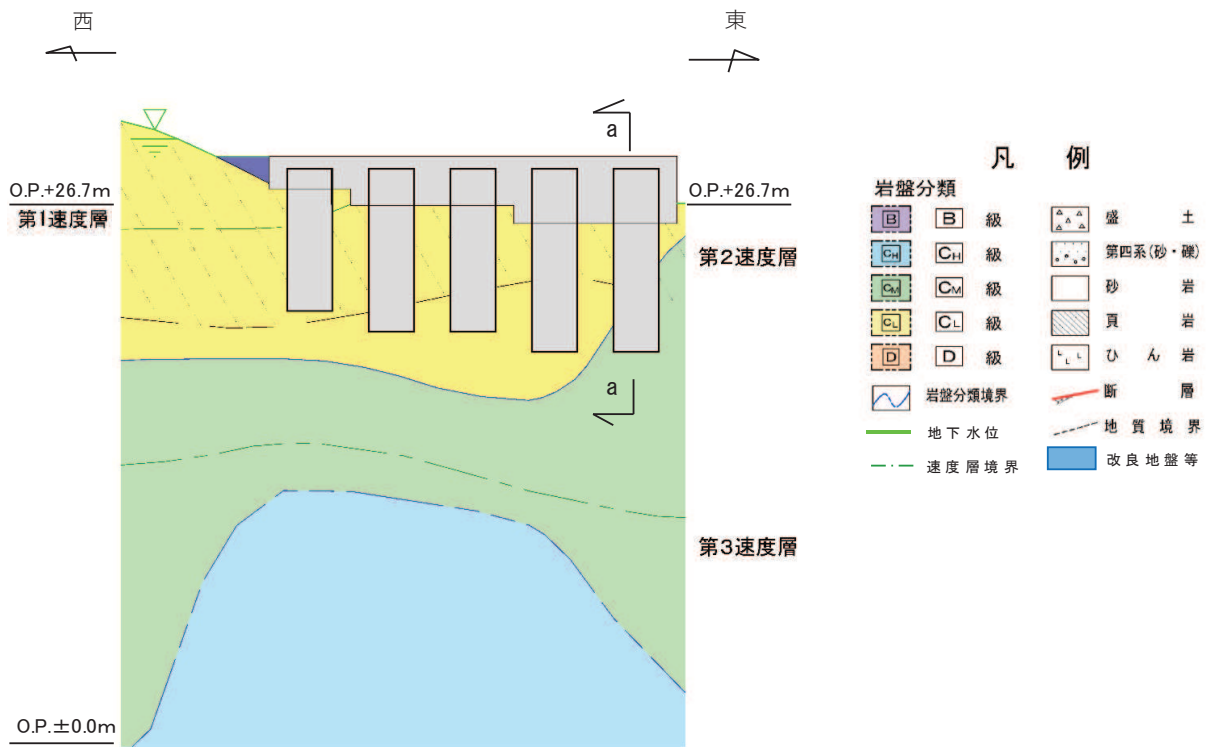


图 3.1-6 (3) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

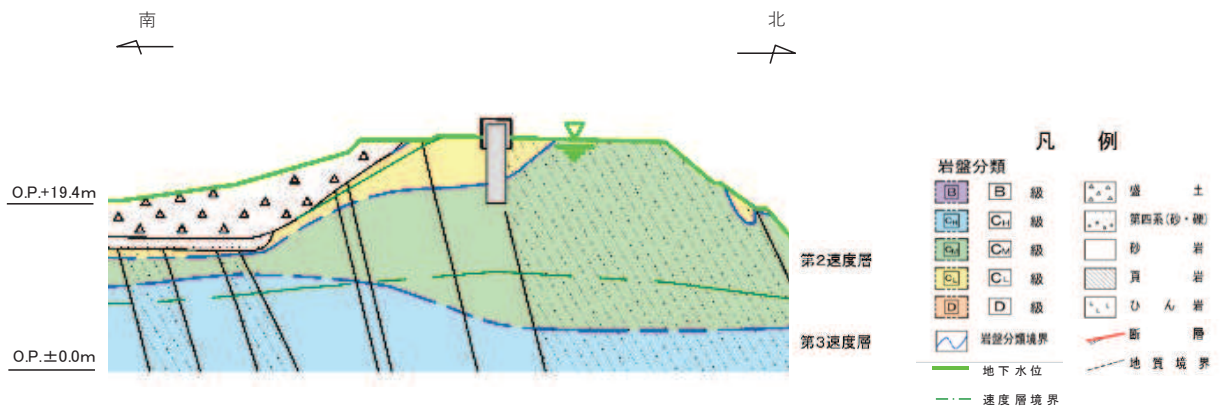


图 3.1-6 (4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

### 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、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、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時刻歴応答解析を行う。なお、岩盤部のうち RC 壁部の地震応答解析は、RC 壁部が RC 遮水壁と 5 本の鋼管杭が縦断方向に一体となった構造であることを踏まえ、質点系モデルによる時刻歴応答解析により行う。

一般部については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

岩盤部のうち RC 壁部の縦断方向加振時には、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向を評価対象とする。

一般部の地震応答解析（有効応力解析）については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

岩盤部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.08」を使用し、岩盤部のうち RC 壁部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。

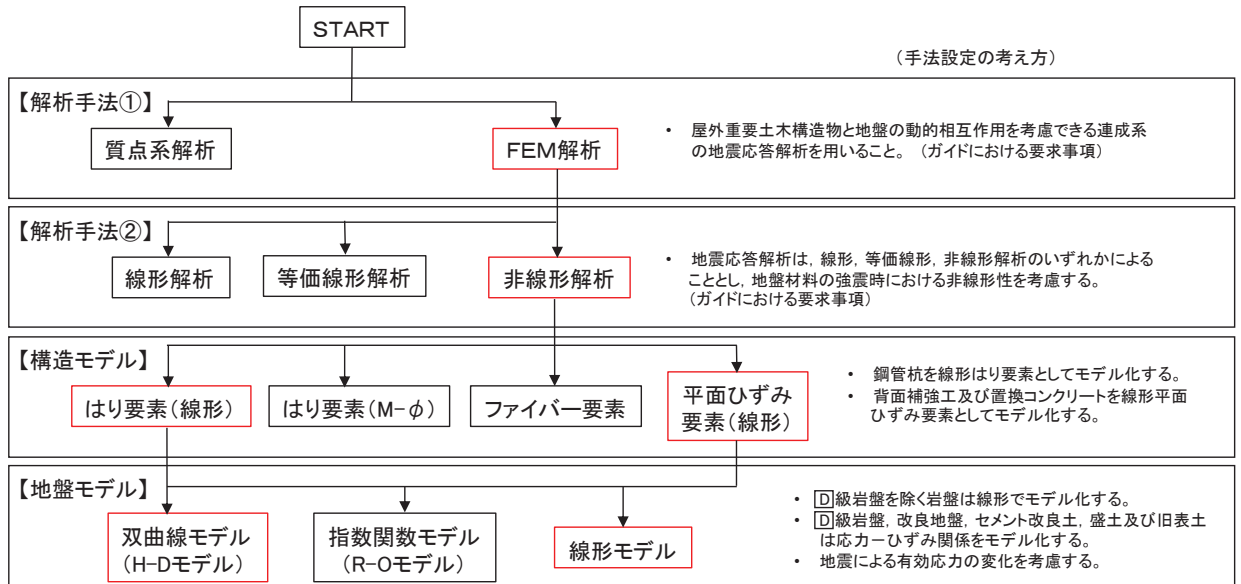


図 3.2-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

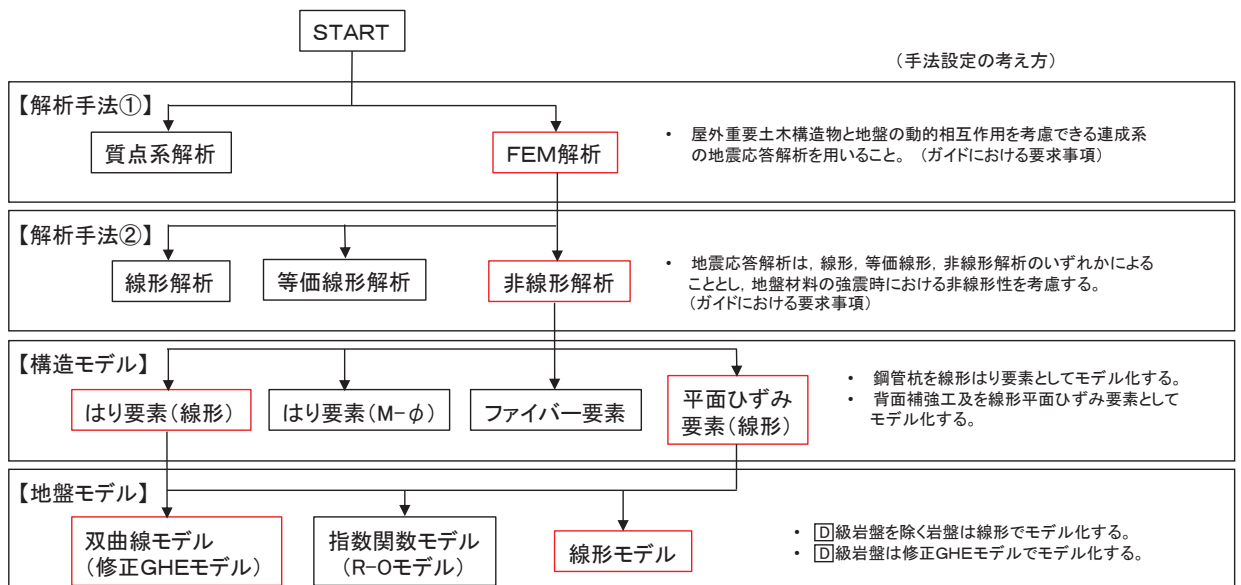


図 3.2-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー（岩盤部）



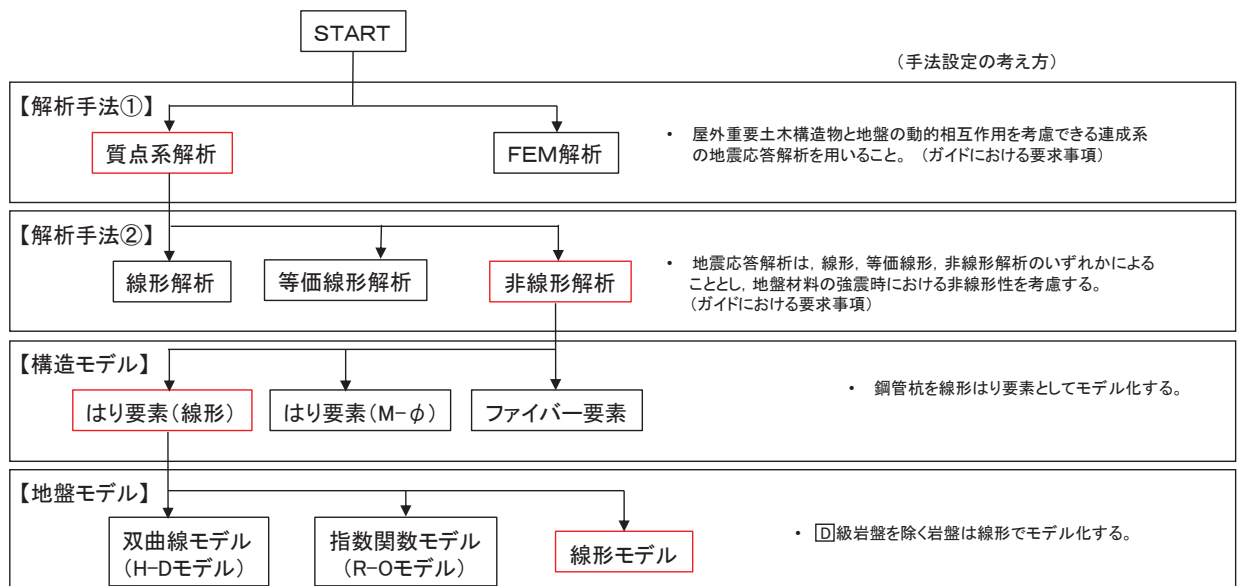


図 3.2-1(3) 地震応答解析手法の選定フロー（岩盤部のうち RC 壁部）

### 3.2.2 施設

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

また、岩盤部のうち RC 壁部は、鋼管杭及び RC 遮水壁を質点及び線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

### 3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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。地盤物性のばらつきについては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の 2 種類に分類し、表 3.2-1 に示す解析ケースにて行う。

#### (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3.1-2～図 3.1-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤、セメント改良土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おり、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

#### (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3.1-5～図 3.1-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、C<sub>I</sub> 級岩盤、C<sub>M</sub> 級岩盤、C<sub>H</sub> 級岩盤及び B 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2-1 (1) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <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 3.2-1 (2) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <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 $\sigma$

### 3.2.4 減衰定数

時刻歴応答解析 (全応力解析及び有効応力解析) における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性 (曲げモーメント-曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係) の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性 (せん断剛性-せん断ひずみ関係) の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

防潮堤の耐震・耐津波計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えている。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法 (線形又は非線形) によらず、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

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

[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

Rayleigh 減衰は、有効応力解析（一般部）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0, \beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

全応力解析（岩盤部）では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.2-2 に示す。

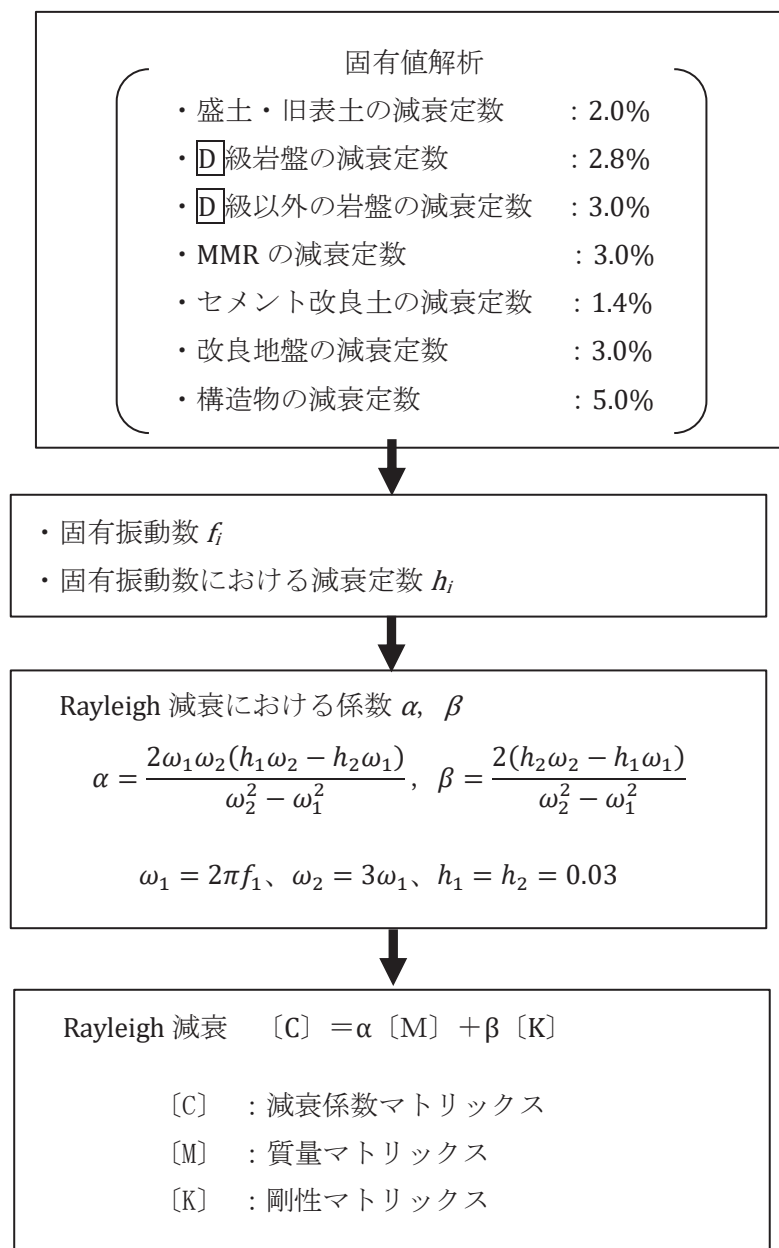


図 3.2-2 岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードが支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 ( $f_1$ ) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 ( $f_2$ ) は、図 3.2-3 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

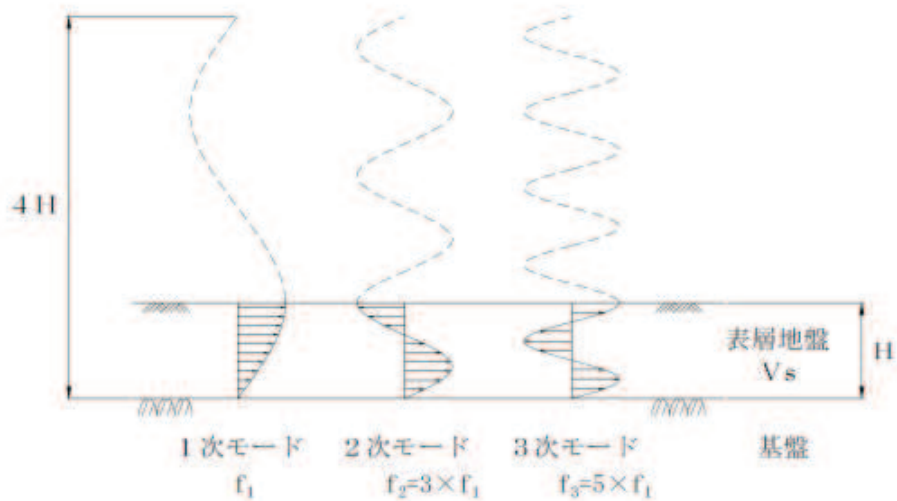


図 3.2-3 せん断振動の固有振動モード  
(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011) )

固有値解析結果の一覧を表 3.2-2 に、固有値解析におけるモード図を図 3.2-4 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3.2-3 に Rayleigh 減衰を図 3.2-5 に示す。

表 3.2-2 (1) 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	5.848	84	0	192.80	2.27	1次として採用
2	7.585	84	0	9.83	0.26	—
3	11.054	85	3	19.24	35.67	—
4	11.366	85	57	6.86	-148.70	—
5	13.324	85	57	13.34	-8.74	—
6	14.847	89	58	-40.71	26.87	—
7	17.616	92	60	-34.11	-21.59	—
8	18.405	92	60	-2.30	0.59	—
9	19.625	92	76	-16.12	-83.23	—
10	20.668	94	78	26.98	-23.90	—

表 3.2-2 (2) 固有値解析結果 (断面⑥)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.035	84	0	177.60	-0.28	1次として採用
2	7.228	84	0	17.68	-0.08	—
3	11.528	84	58	-0.91	-142.40	—
4	14.022	87	59	31.85	18.22	—
5	14.656	88	59	-20.18	-2.82	—
6	17.711	92	63	-39.83	35.48	—
7	19.593	93	71	8.10	51.52	—
8	21.271	93	73	-13.56	29.54	—
9	23.186	96	74	30.90	19.11	—
10	24.495	96	78	-8.54	-36.04	—

表 3.2-2 (3) 固有値解析結果 (断面⑦)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	40.2	0	0	53	0.00	0.00	19.28	1次として採用
2	48.3	3	55	53	-4.59	19.60	0.00	—
3	54.1	17	76	53	10.02	12.09	0.00	—
4	60.1	17	76	58	0.00	0.00	-5.91	—
5	62.0	72	76	58	-19.59	1.04	0.00	—
6	74.2	73	79	58	1.92	-4.64	0.00	—
7	86.5	73	79	62	0.00	0.00	-4.87	—
8	114.4	73	79	62	-1.95	0.43	0.00	—
9	126.3	73	80	62	-0.55	-1.69	0.00	—
10	131.5	73	89	62	0.58	-8.35	0.00	—

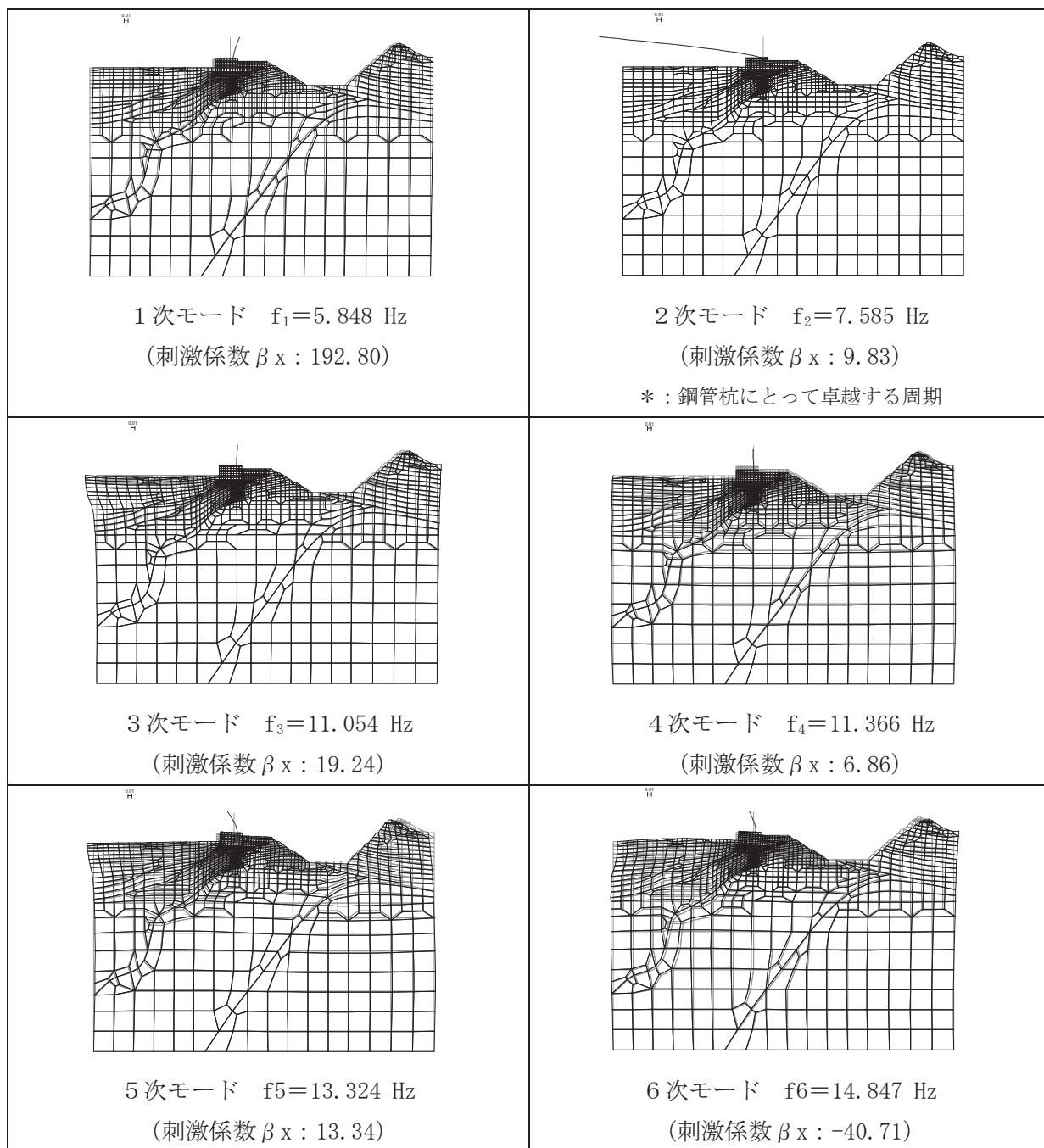


図 3.2-4 (1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

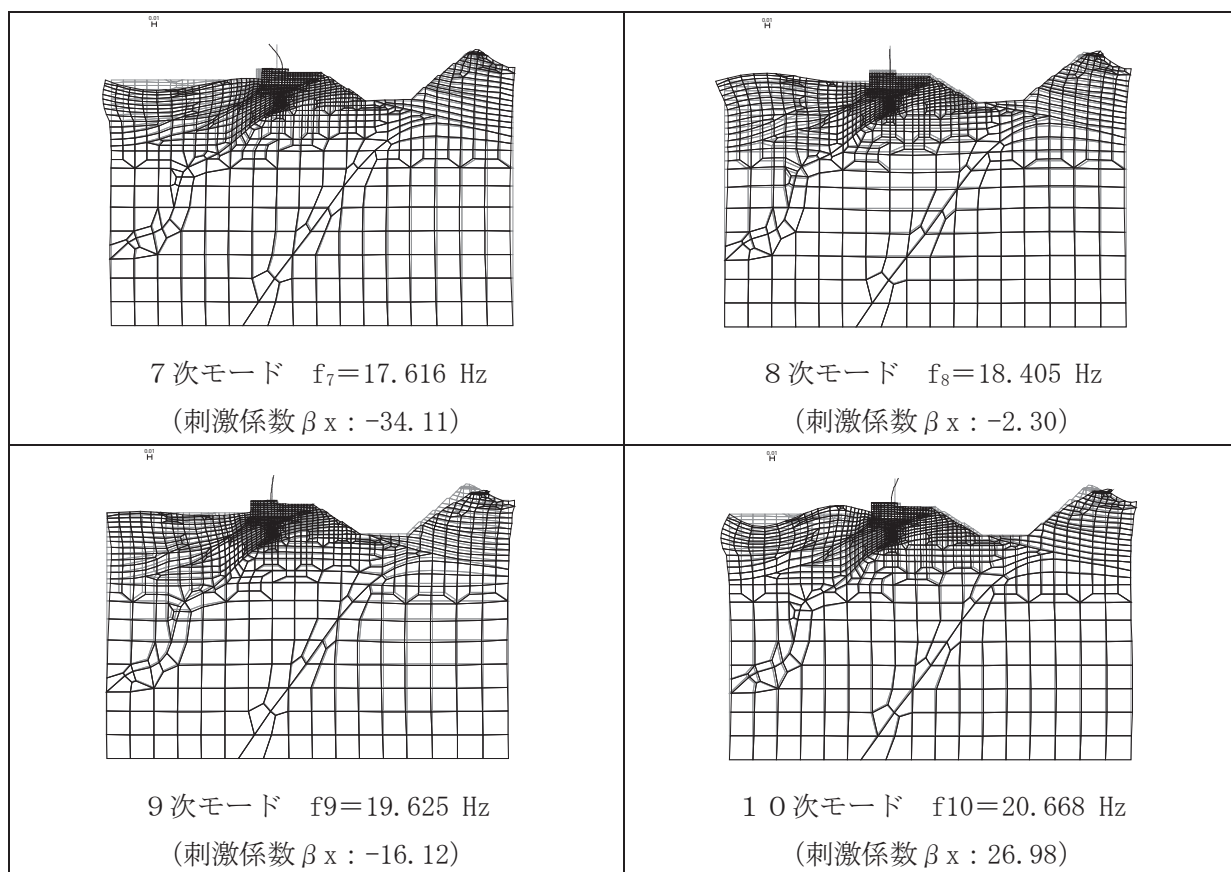


図 3.2-4 (2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)



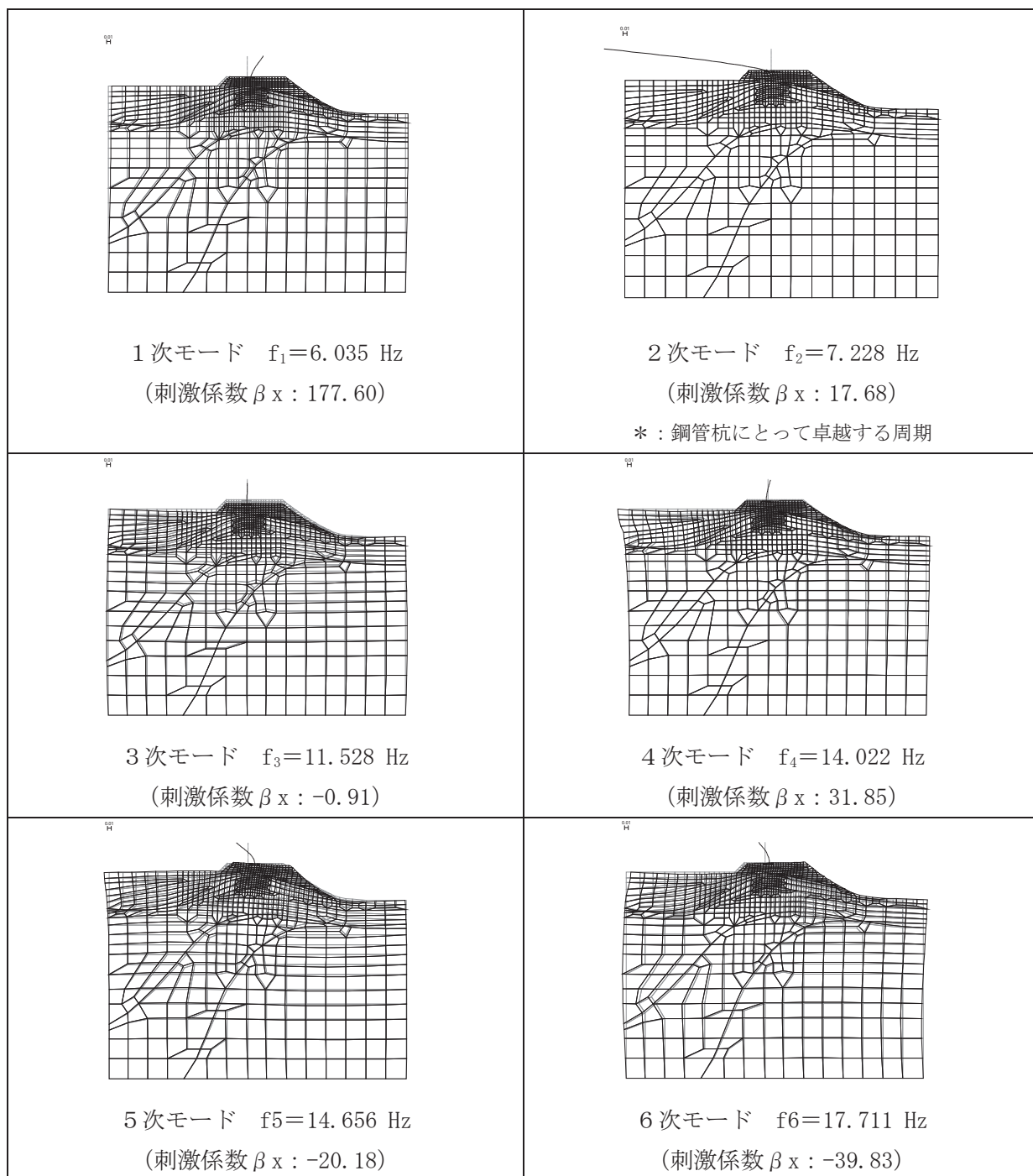


図 3.2-4 (3) 固有値解析結果 (断面⑥: モード図)

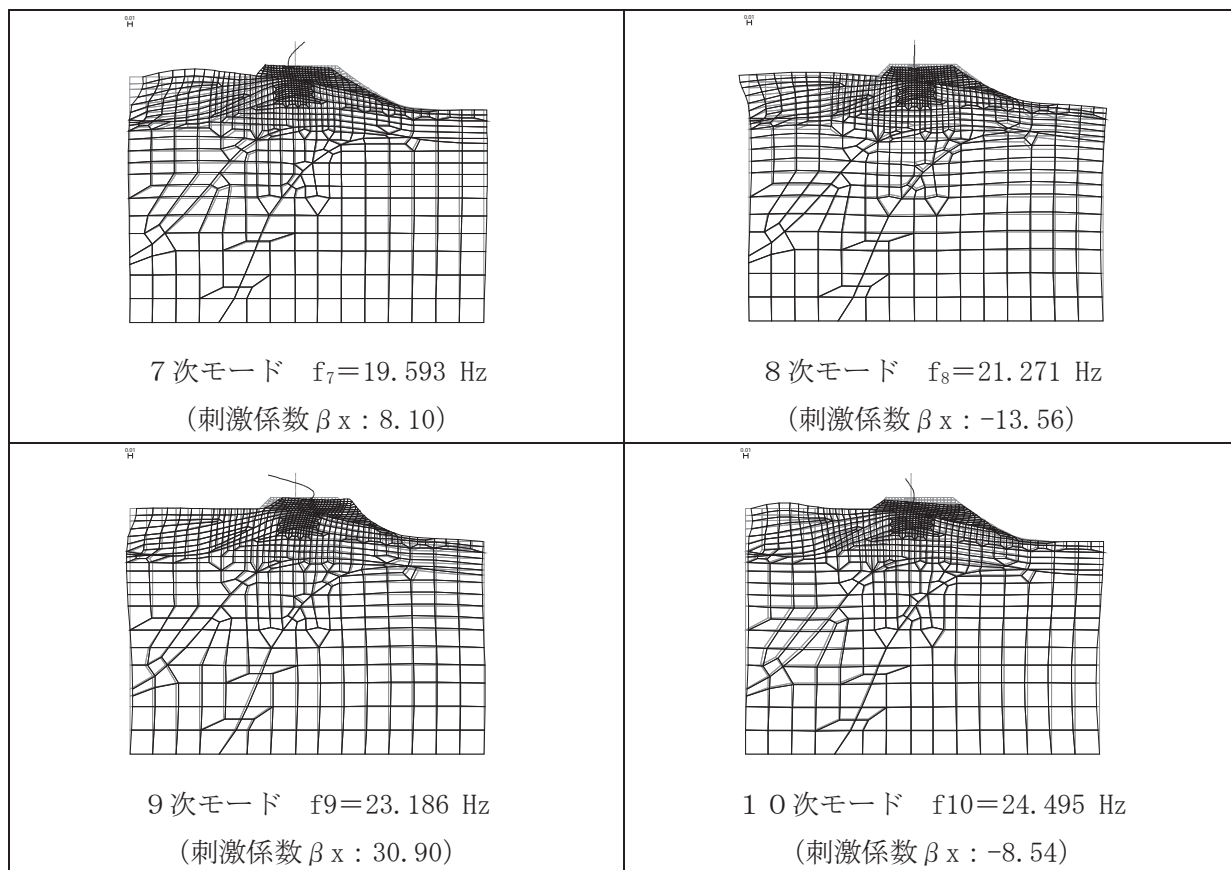


図 3.2-4 (4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

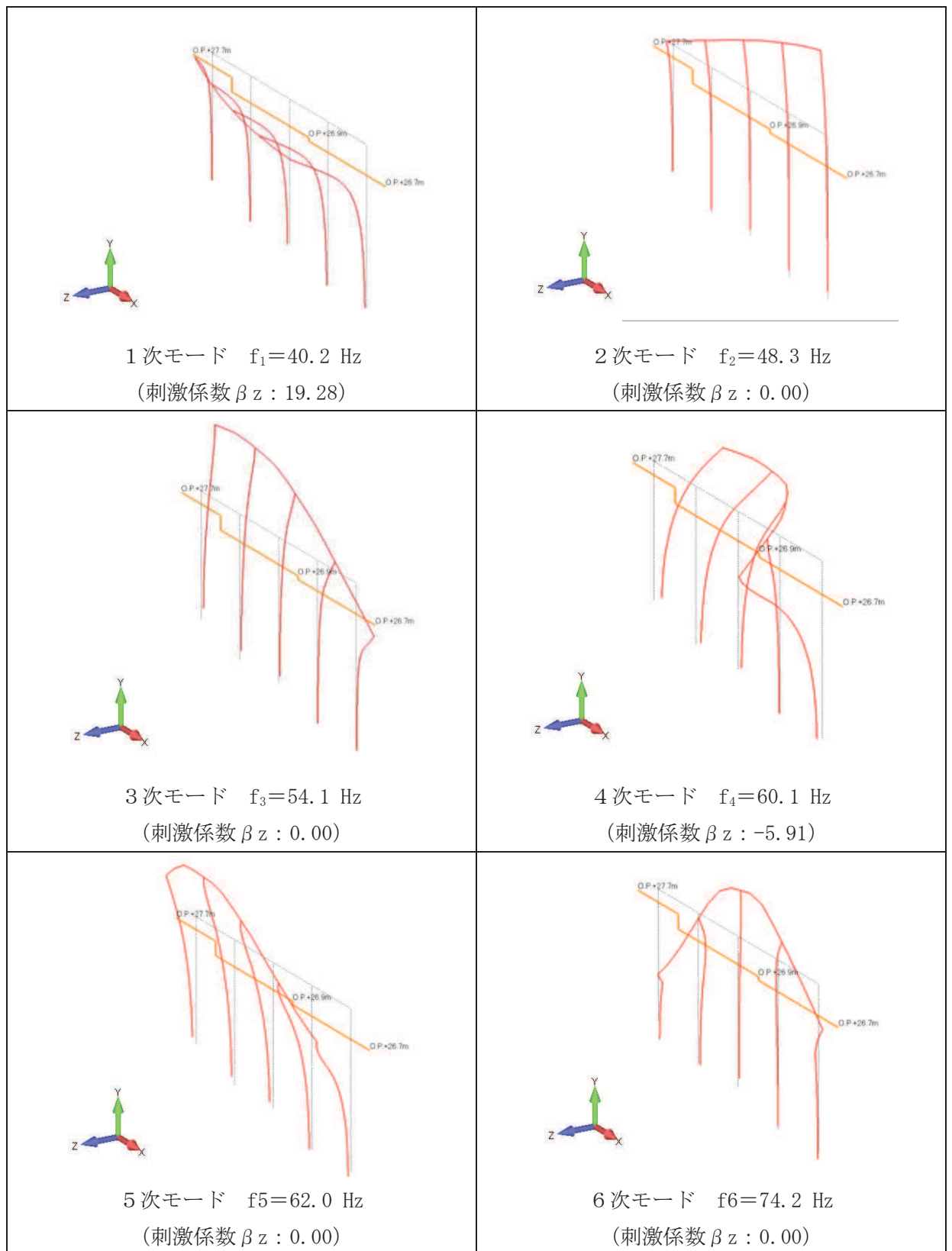


図 3.2-4 (5) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

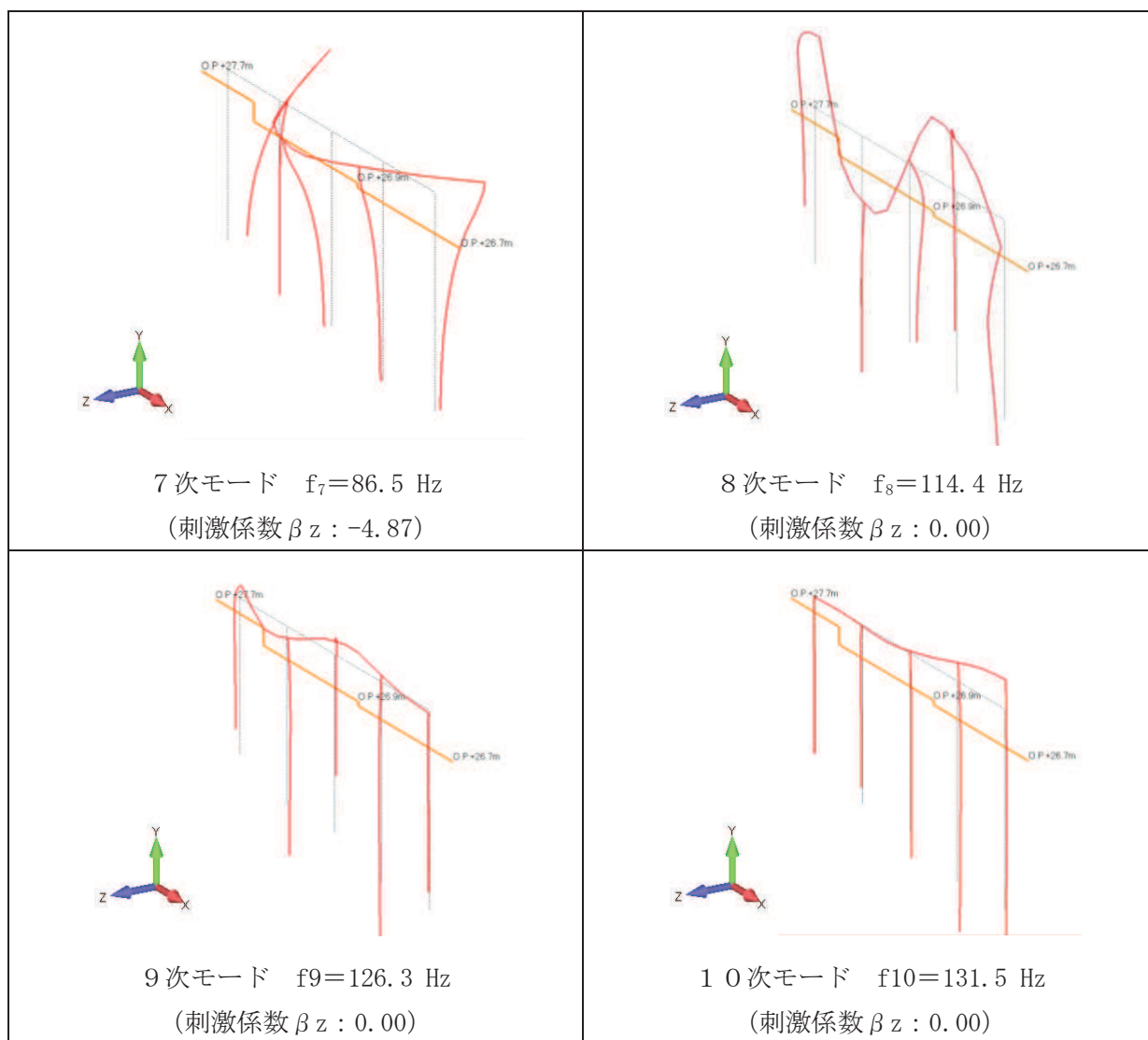


図 3.2-4 (6) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

表 3.2-3 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
断面⑤	1.653	$4.803 \times 10^{-4}$
断面⑥	1.706	$3.956 \times 10^{-4}$
断面⑦	$1.136 \times 10$	$5.944 \times 10^{-5}$

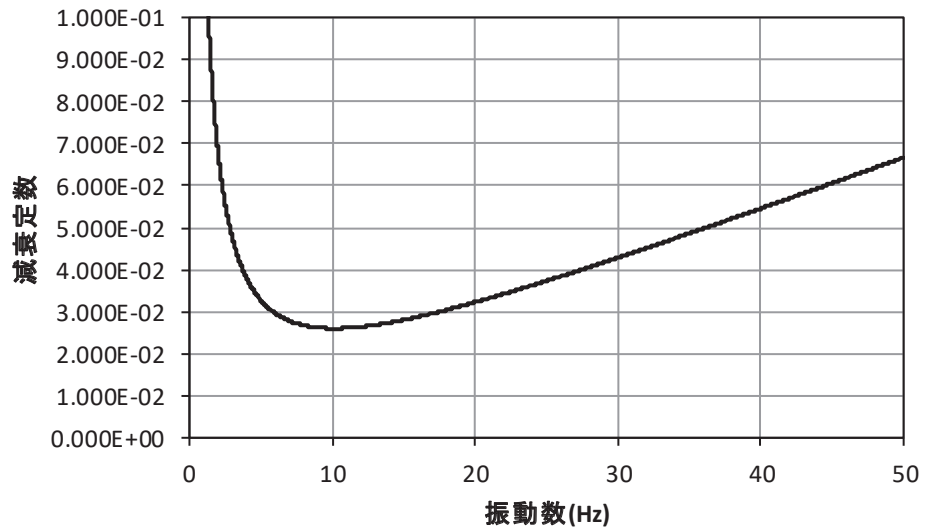


図 3.2-5 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

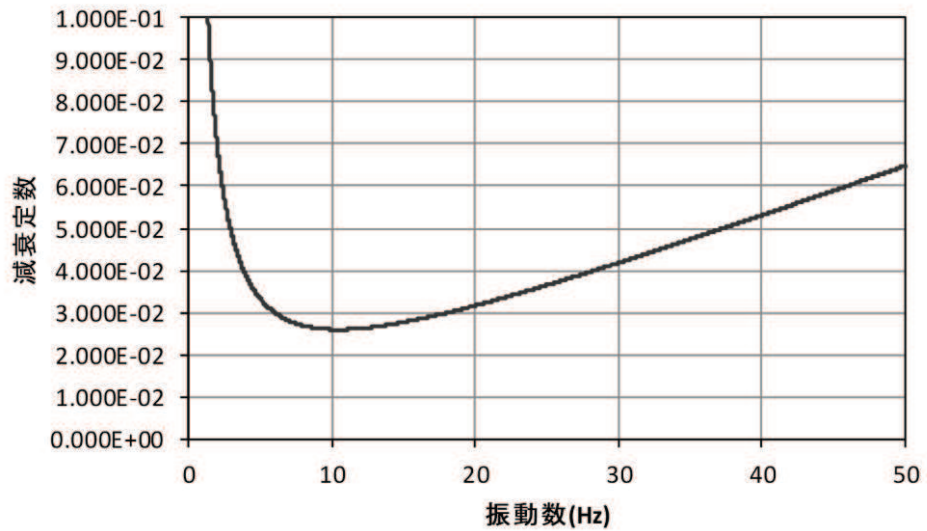


図 3.2-5 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

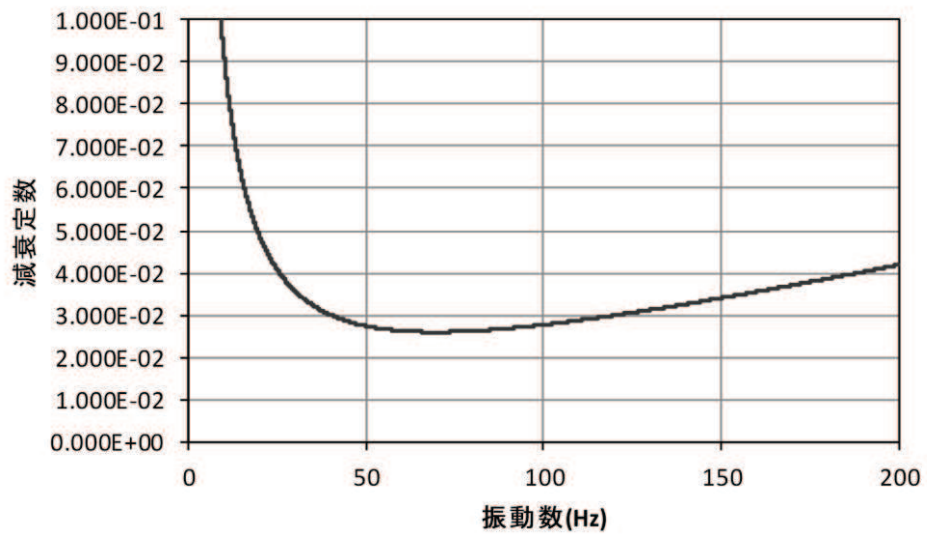


図 3.2-5 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦)

### 3.2.5 解析ケース

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。全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施したケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-4 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-4 に示す。

表 3.2-4 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S s - D 1	++*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 以上となる又はすべり安全率が 2.4 以下*2 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。	
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

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

\*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

### 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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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（核物質防護設備の荷重を含む）を考慮する。

##### (2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である  $43\text{cm}$  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  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

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。

##### (5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

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

$G$  : 固定荷重 (核物質防護設備の荷重を含む)

$P$  : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 加えて、核物質防護設備 ( $40.75\text{kN/m}$ ) の荷重を考慮する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

### 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 $S_s$ を次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端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 3.4-1 に、次元解析モデル図を図 3.4-2 に示す。図 3.4-3～図 3.4-9 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」及び「microSHAKE Ver2.3.3」（岩盤部のうち RC 壁部）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。

#### ①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

#### ②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

#### ③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

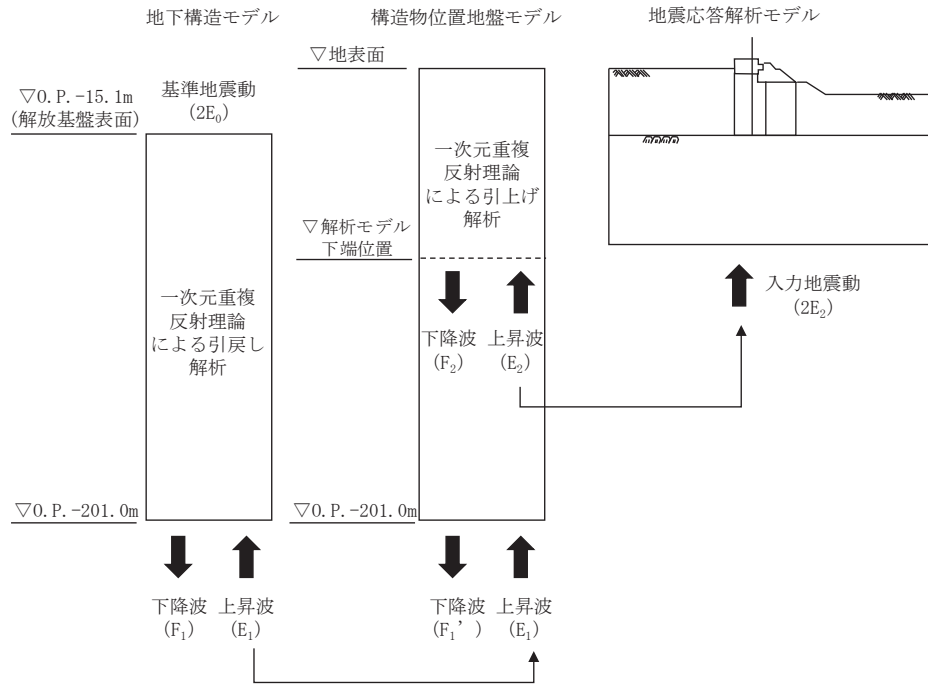


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

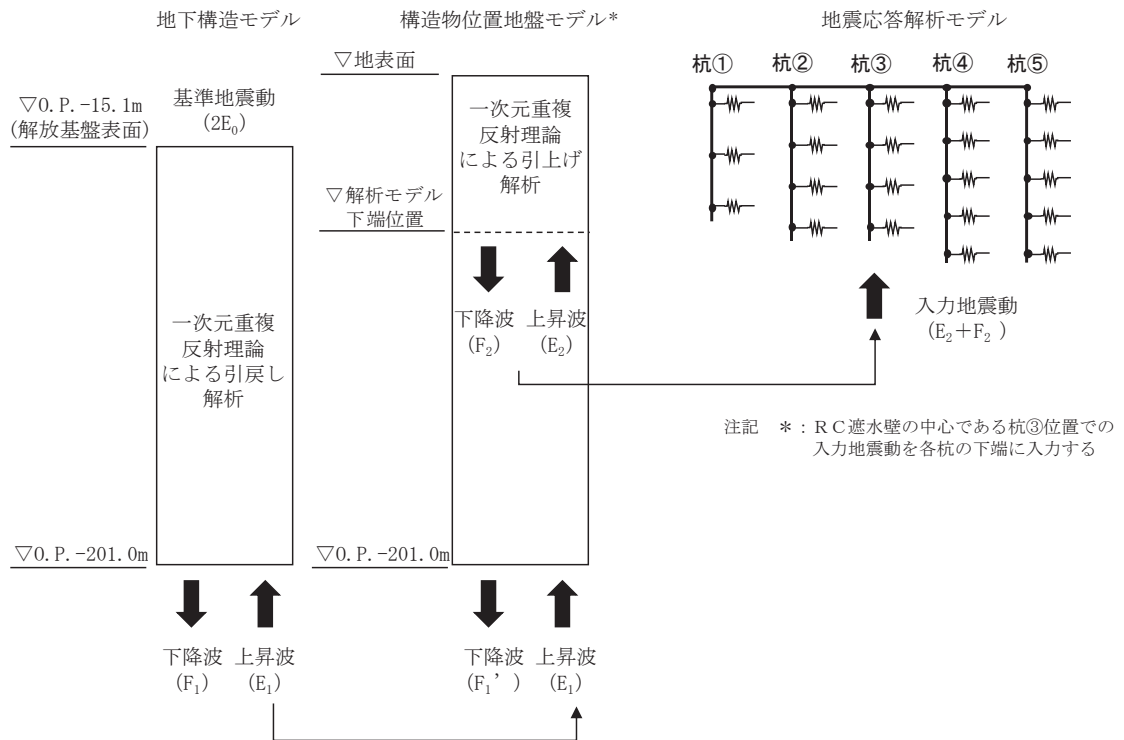


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (岩盤部のうち RC 壁部)

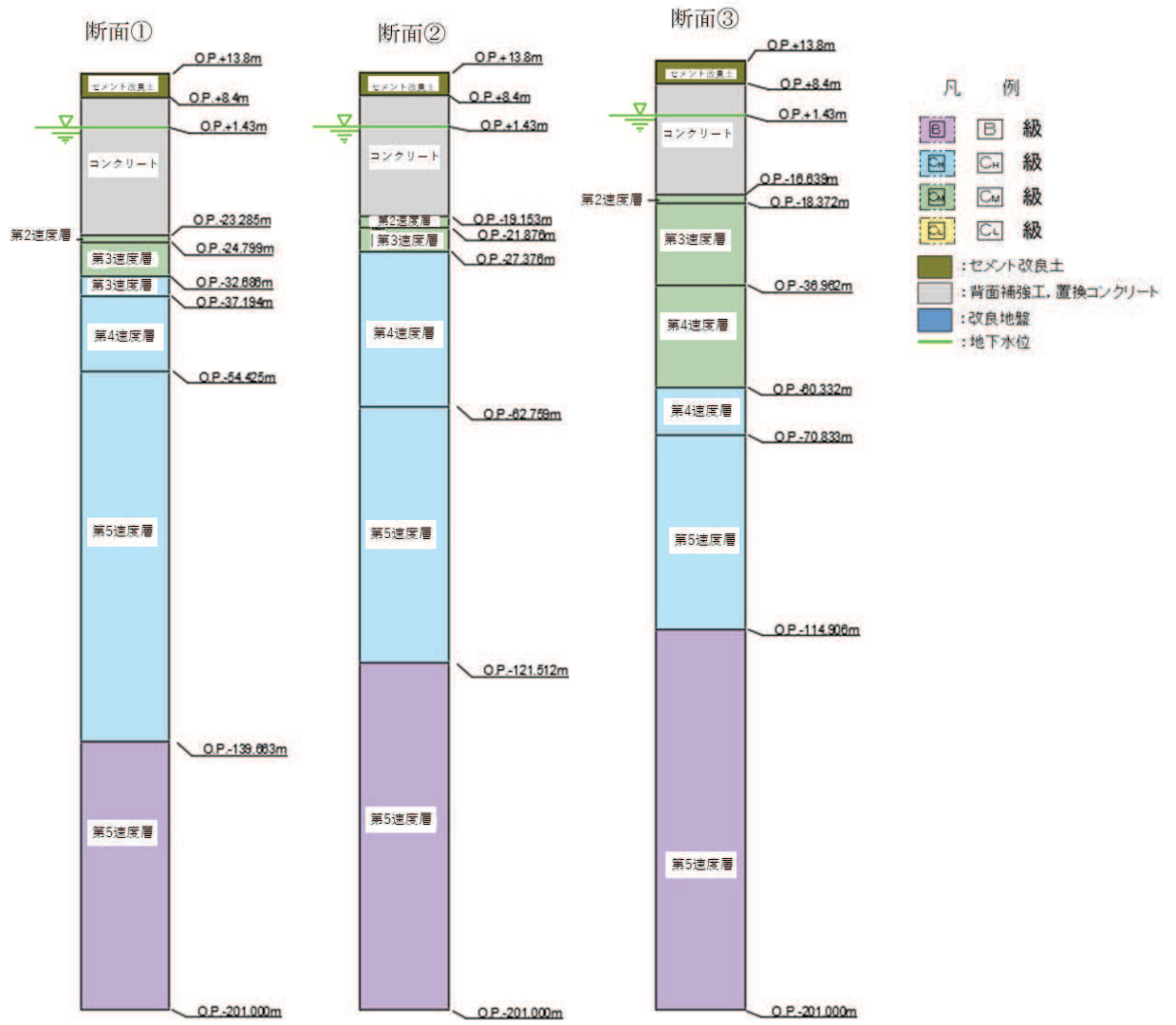


図 3.4-2 (1) 一次元解析モデル図 (断面①~③)

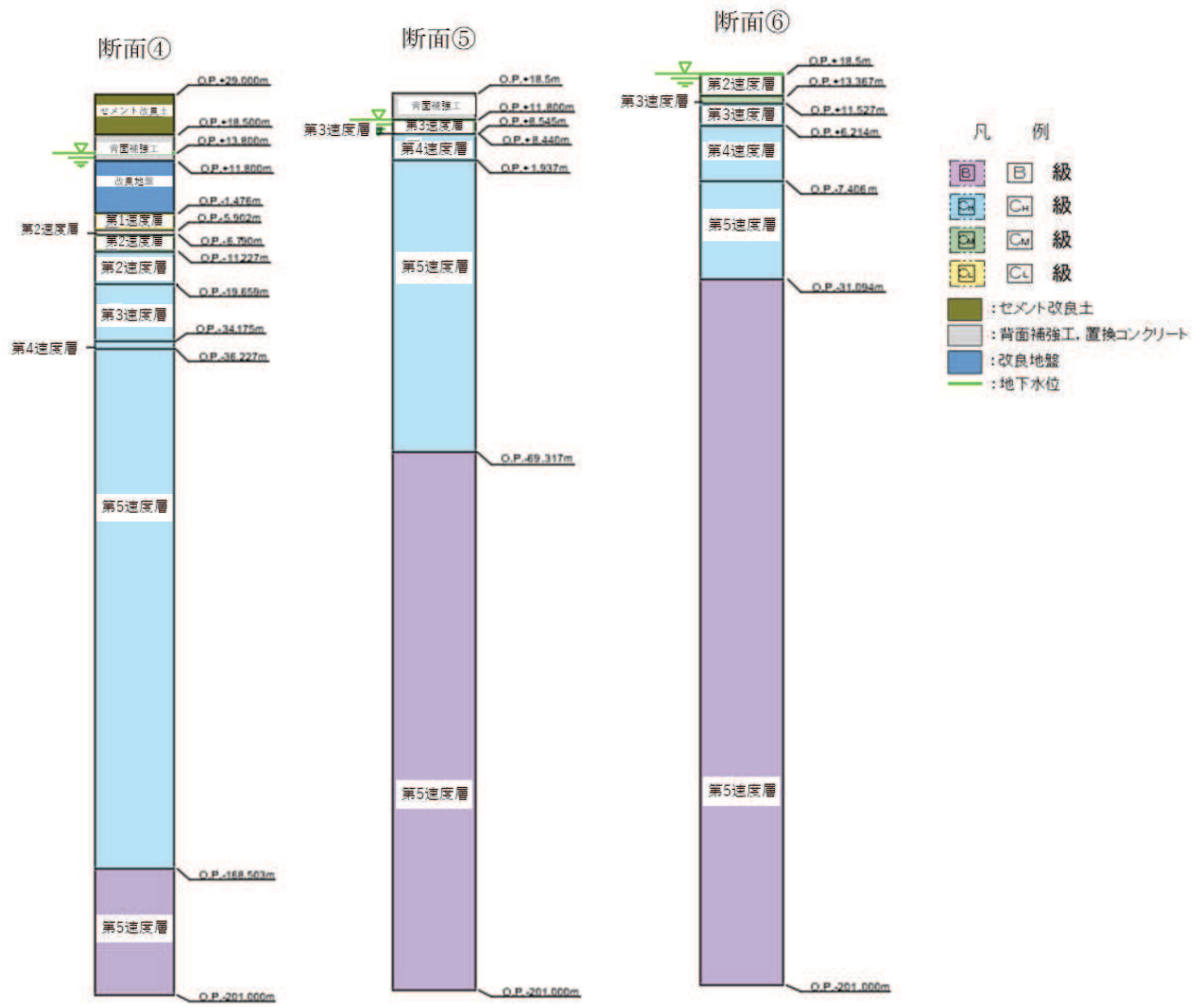


図 3.4-2 (2) 一次元解析モデル図 (断面④～⑥)

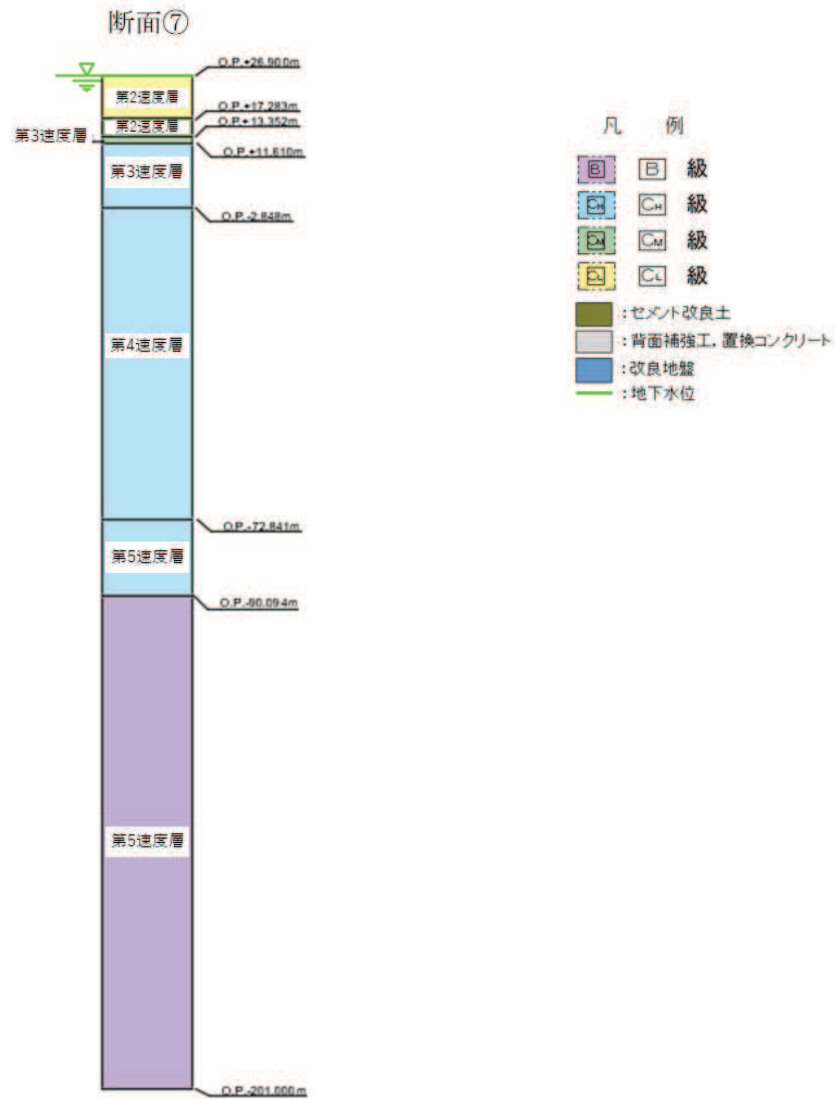
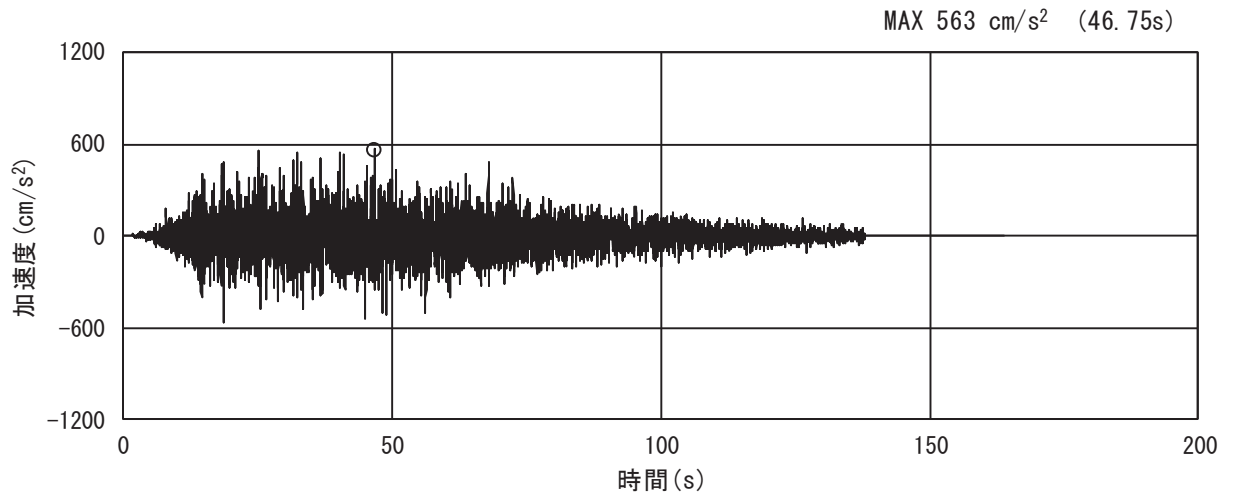


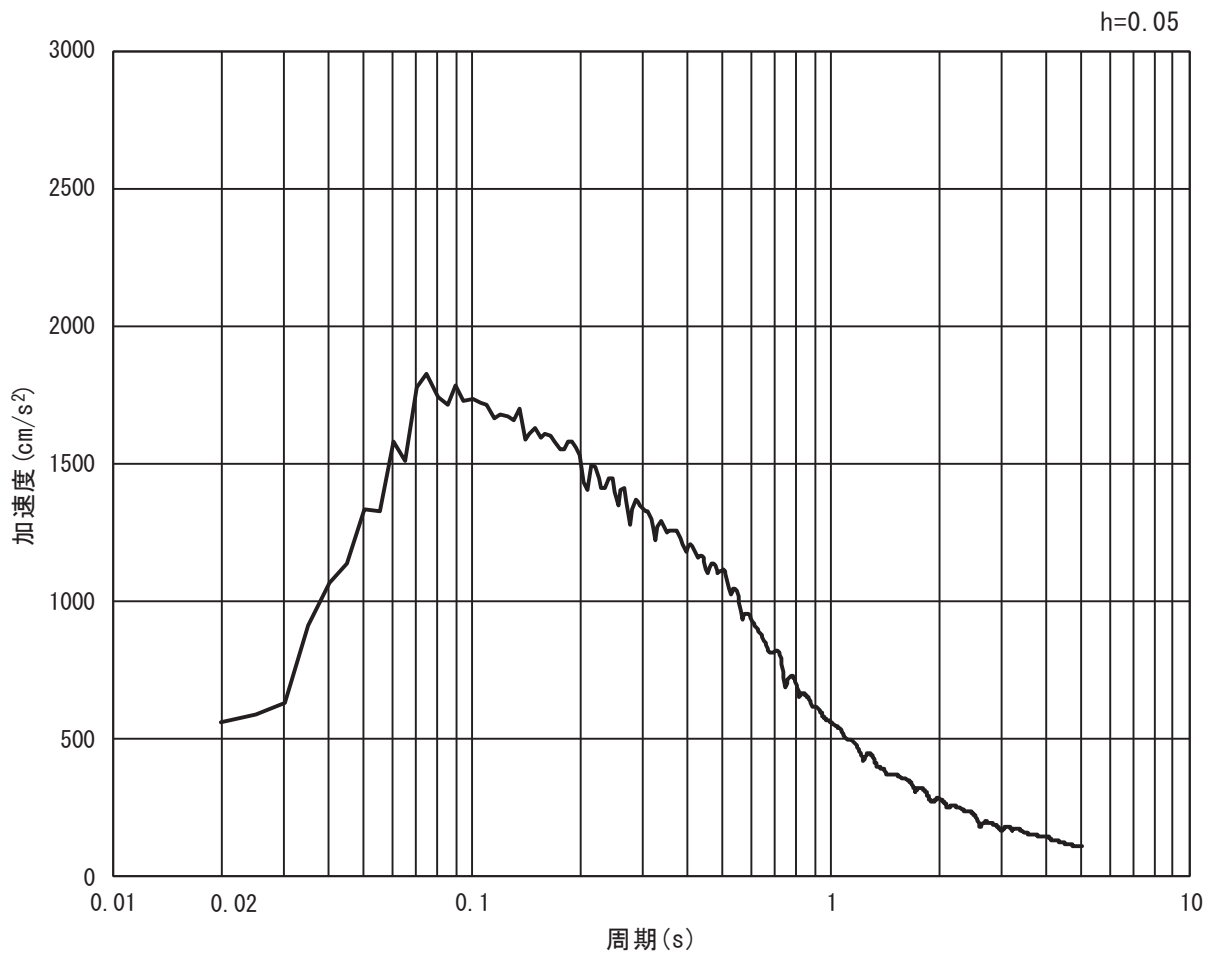
図 3.4-2 (3) 一次元解析モデル図 (断面⑦)

3.4.1 一般部

(1) 断面①

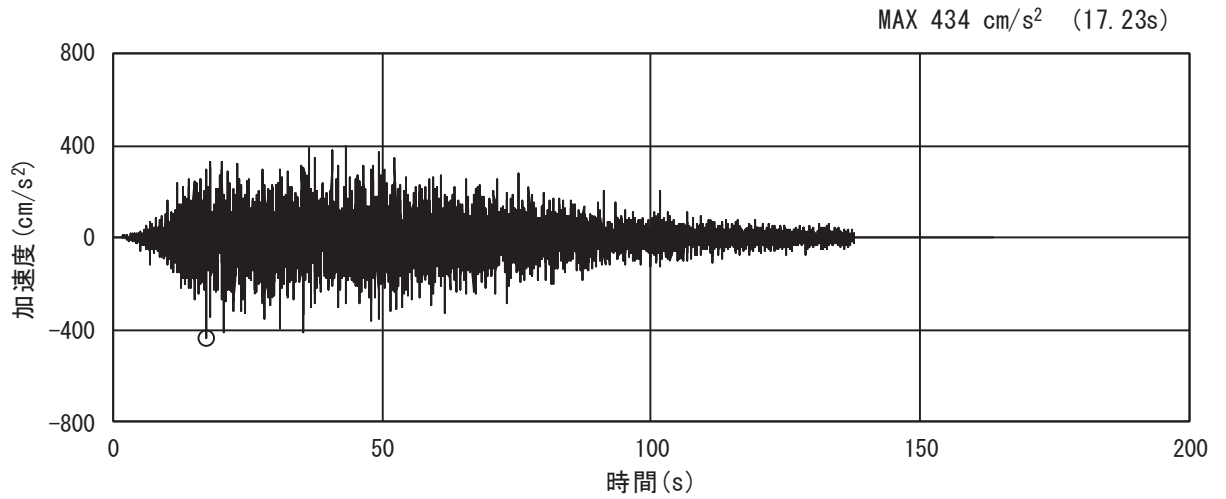


(a) 加速度時刻歴波形

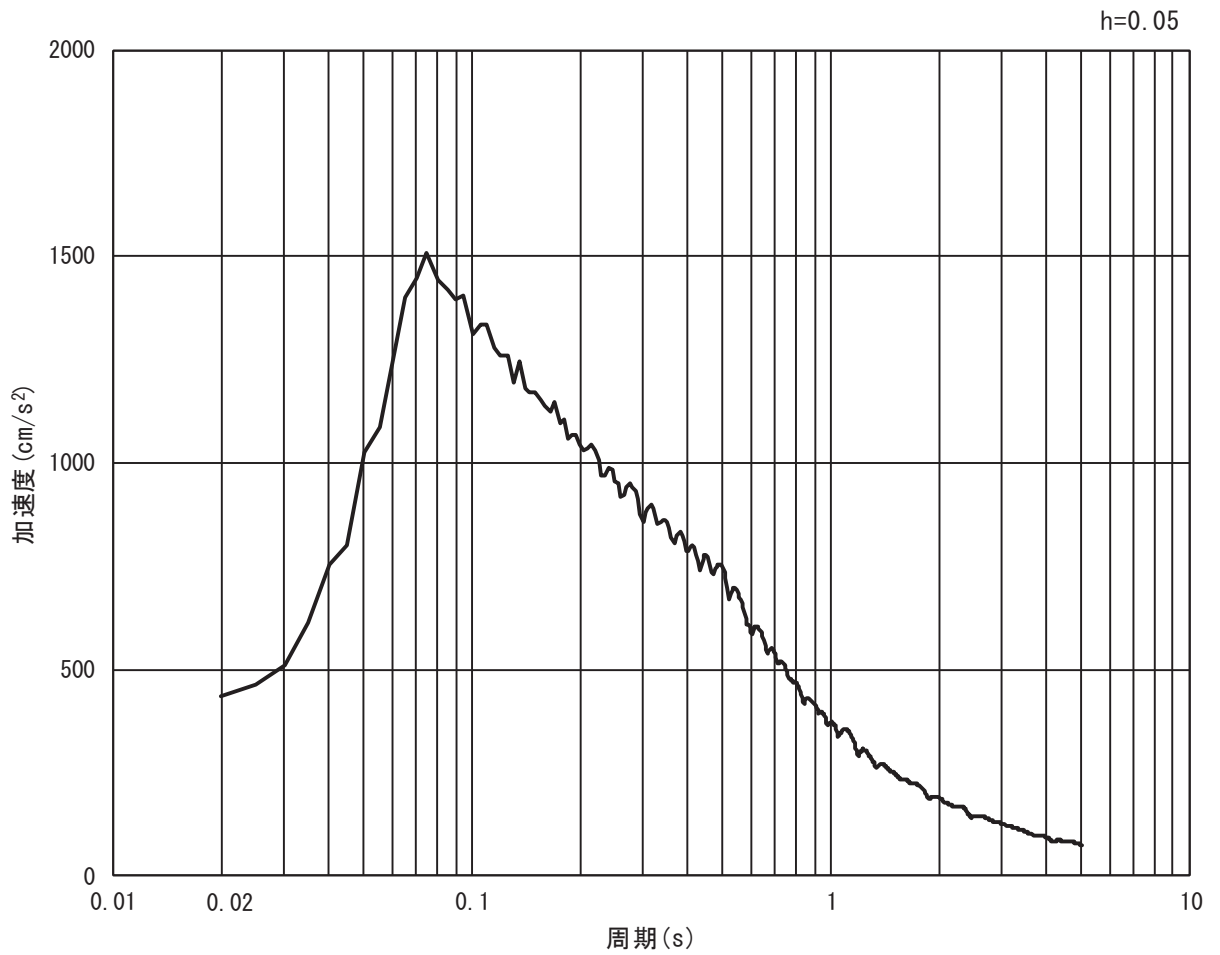


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)



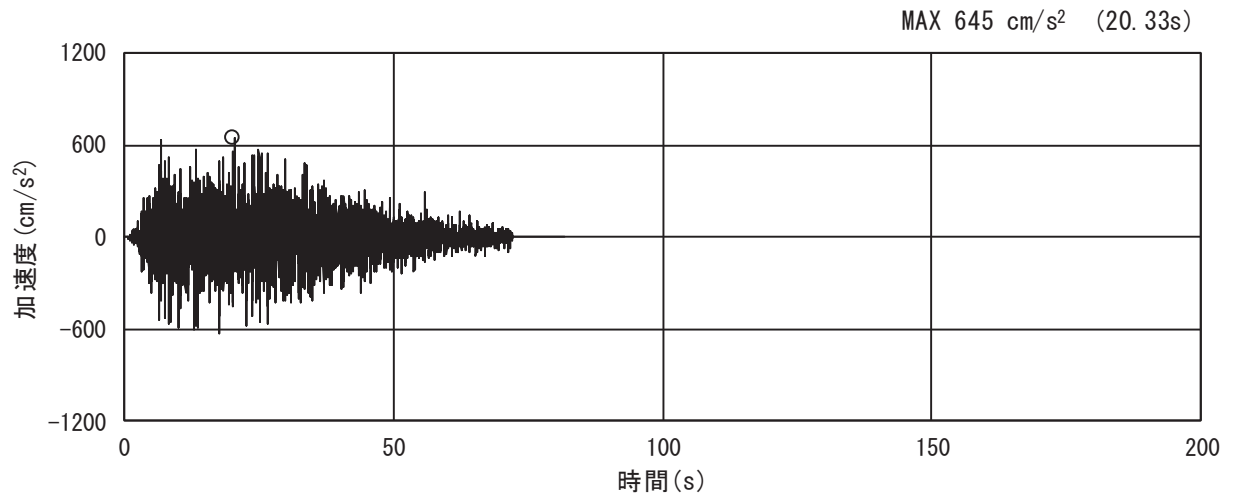
(a) 加速度時刻歴波形



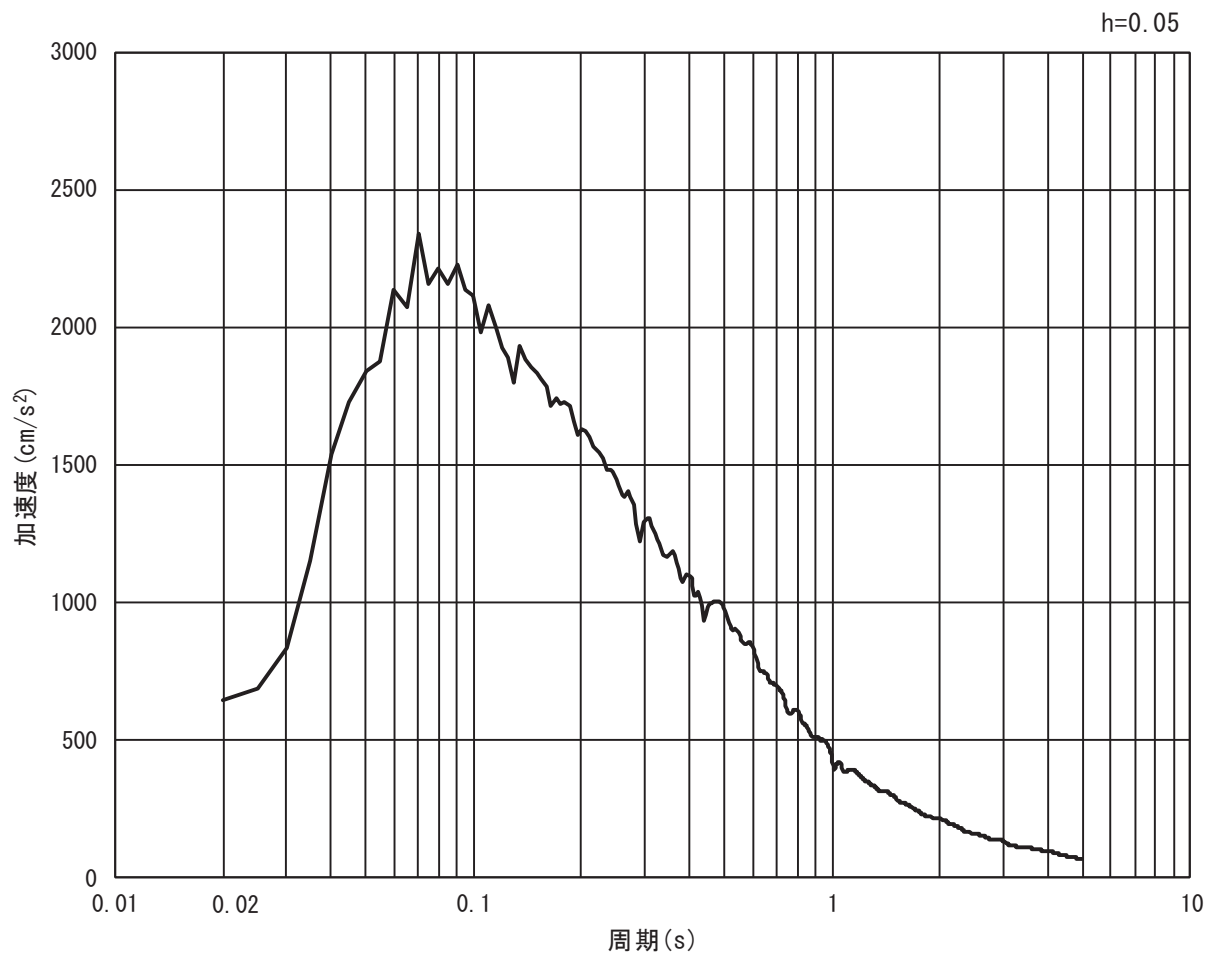
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)



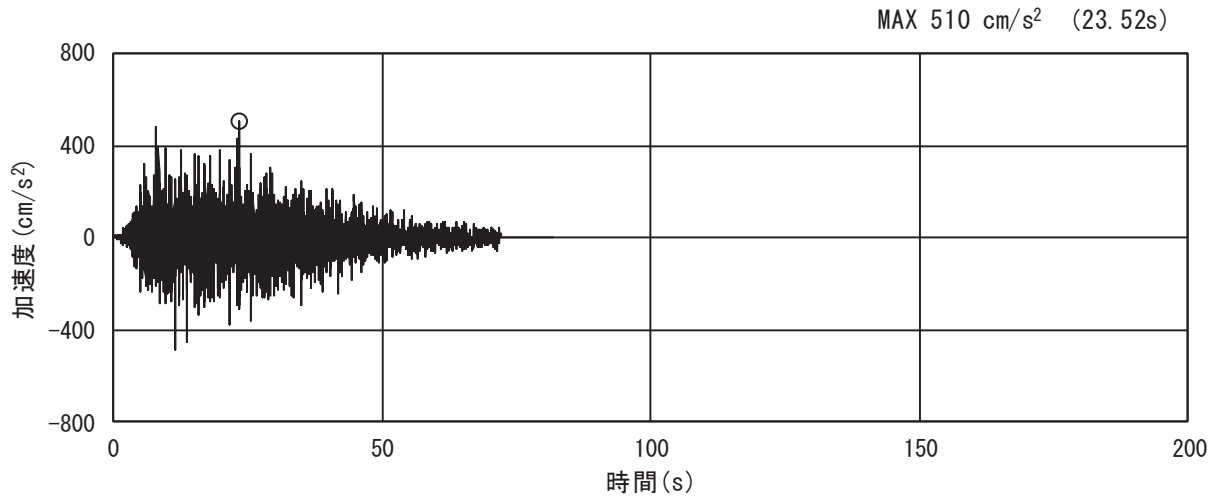


(a) 加速度時刻歴波形

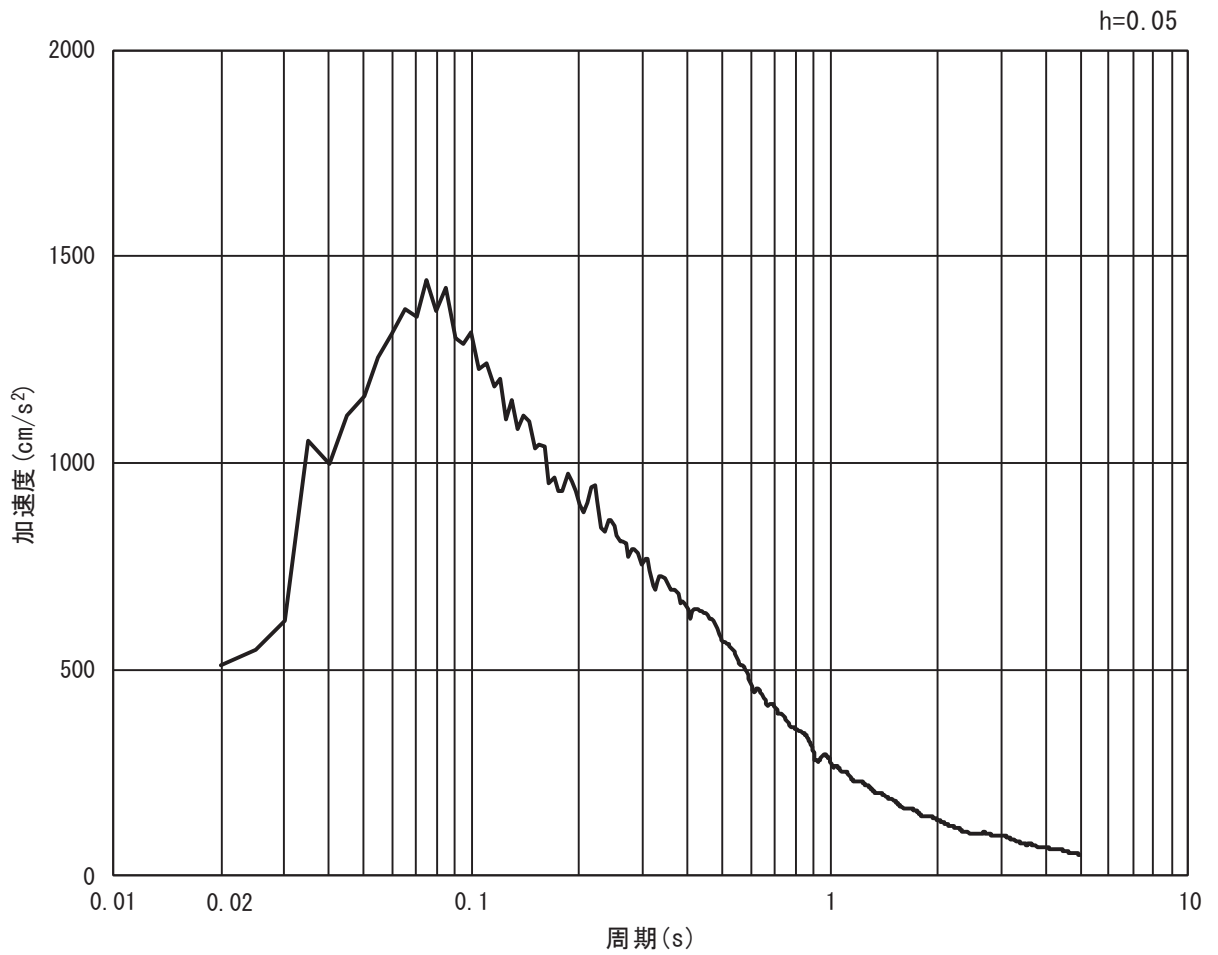


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

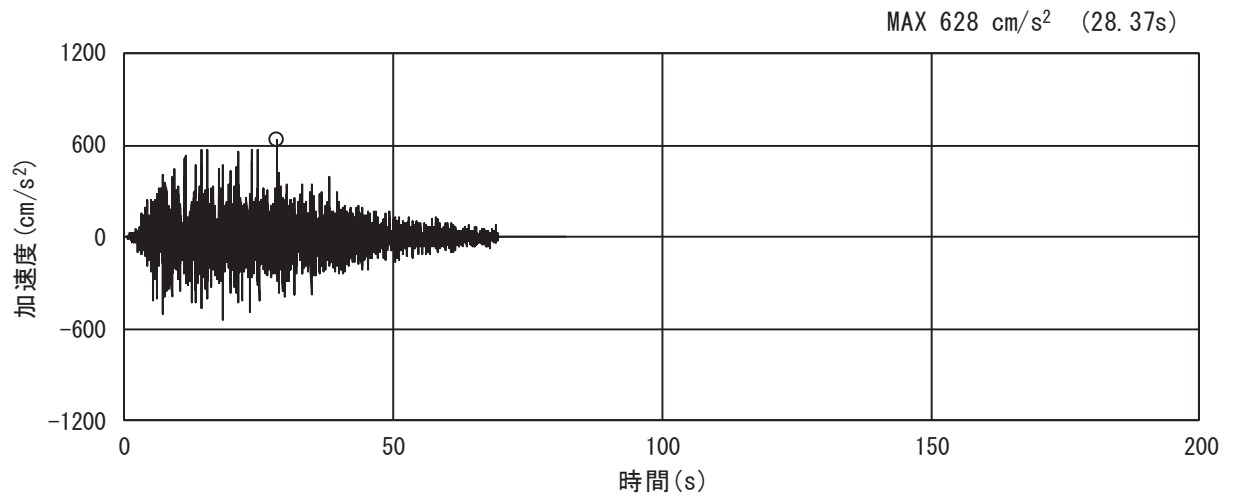


(a) 加速度時刻歴波形

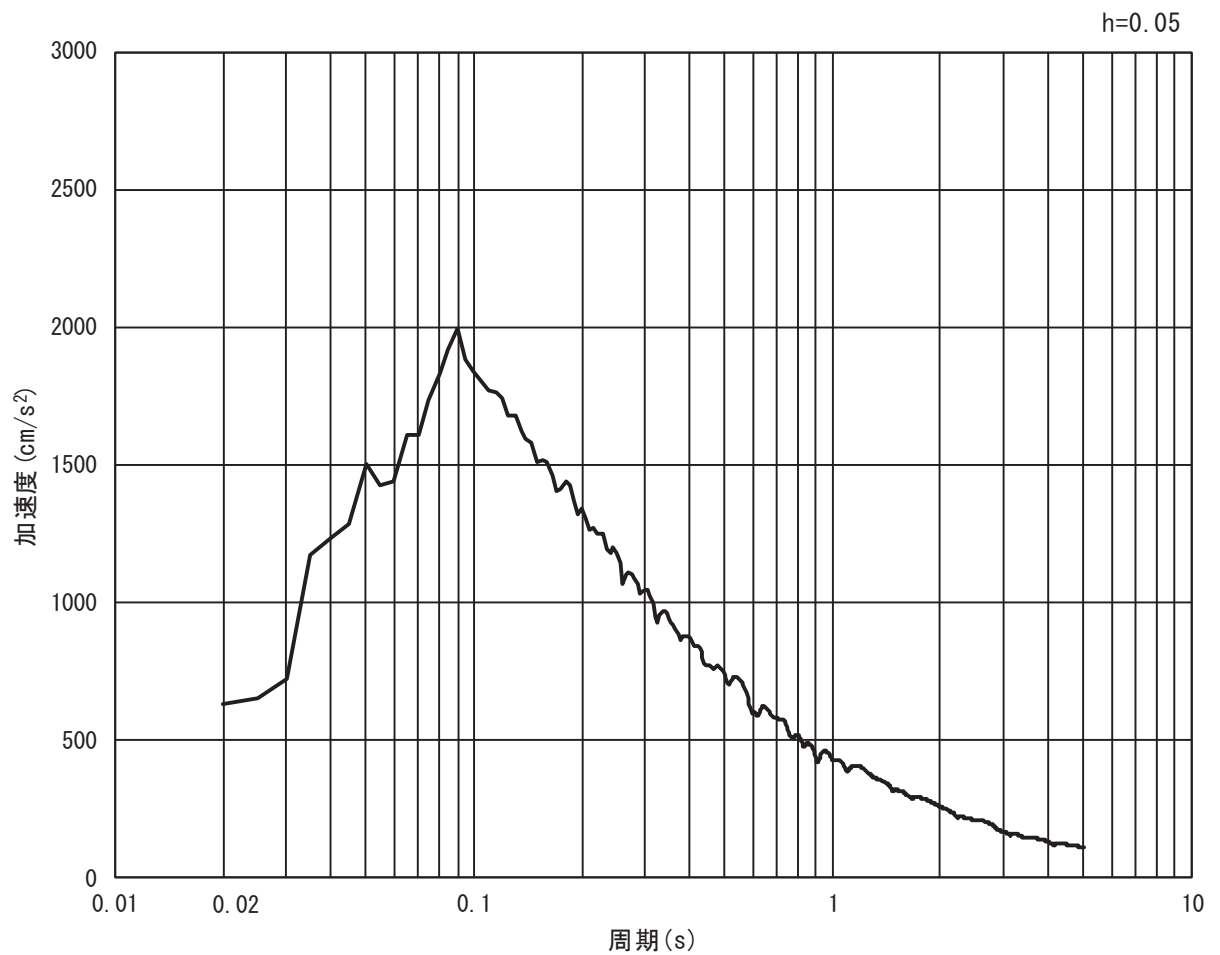


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

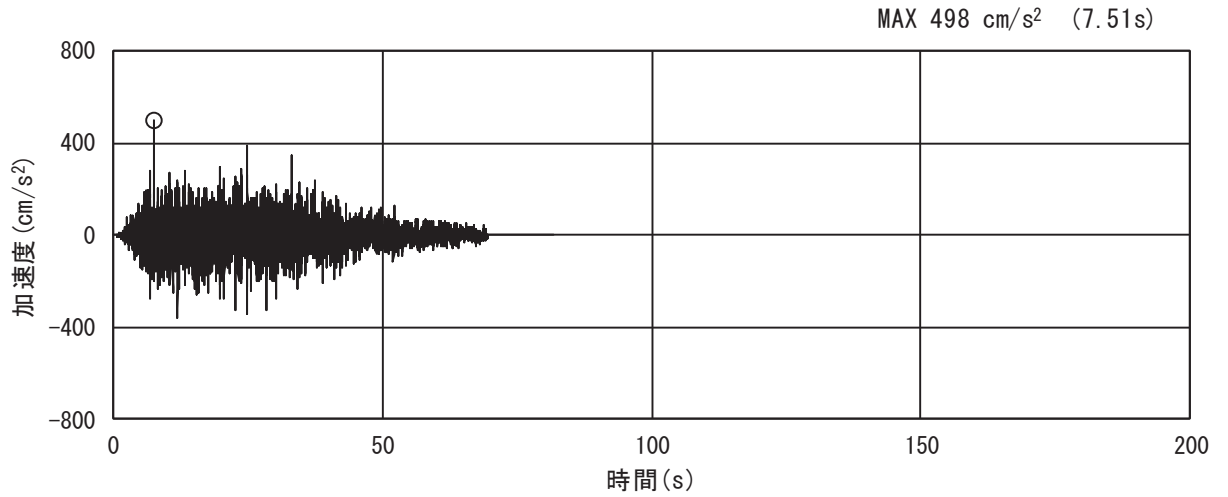


(a) 加速度時刻歴波形

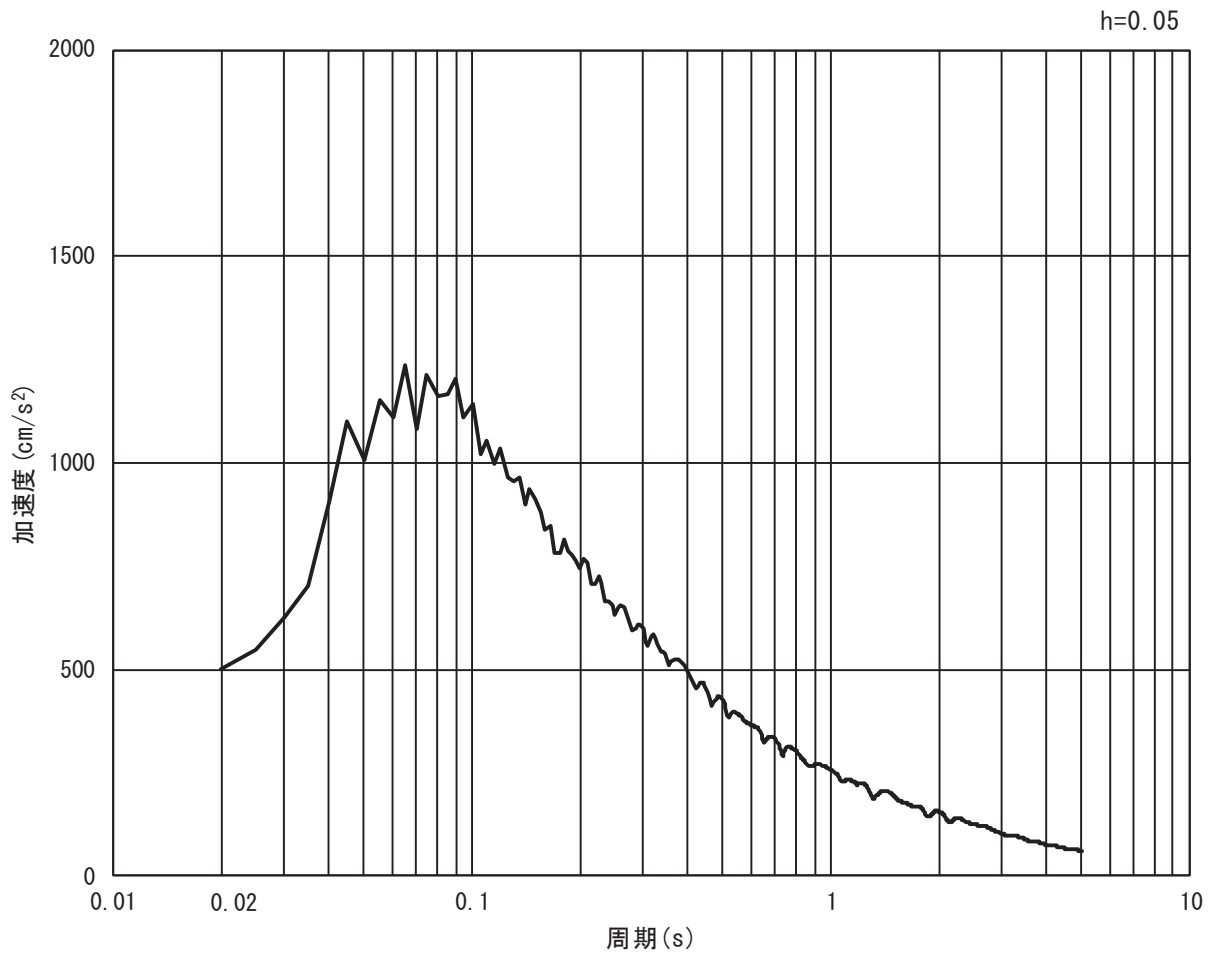


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

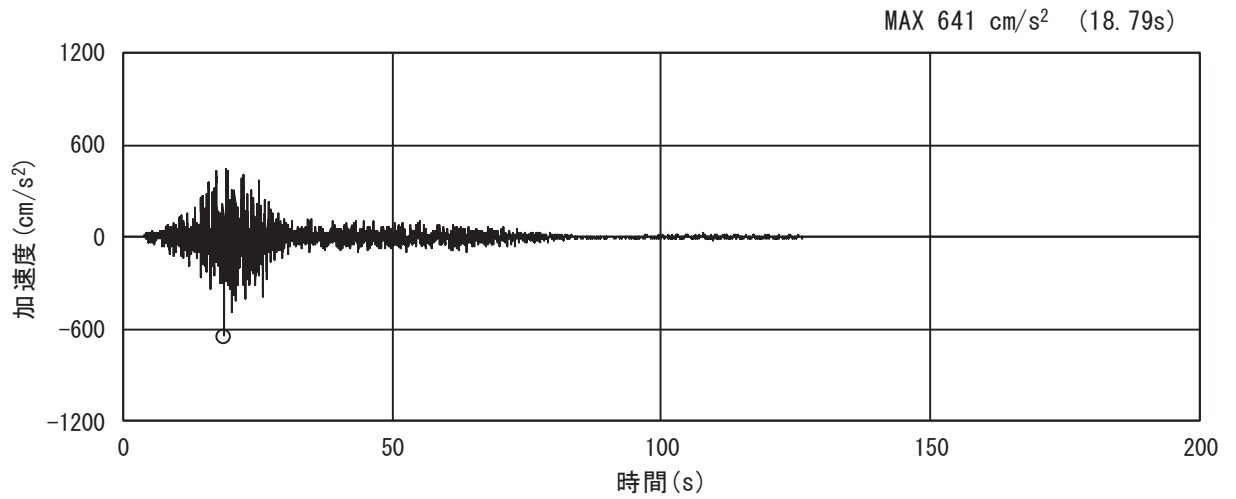


(a) 加速度時刻歴波形

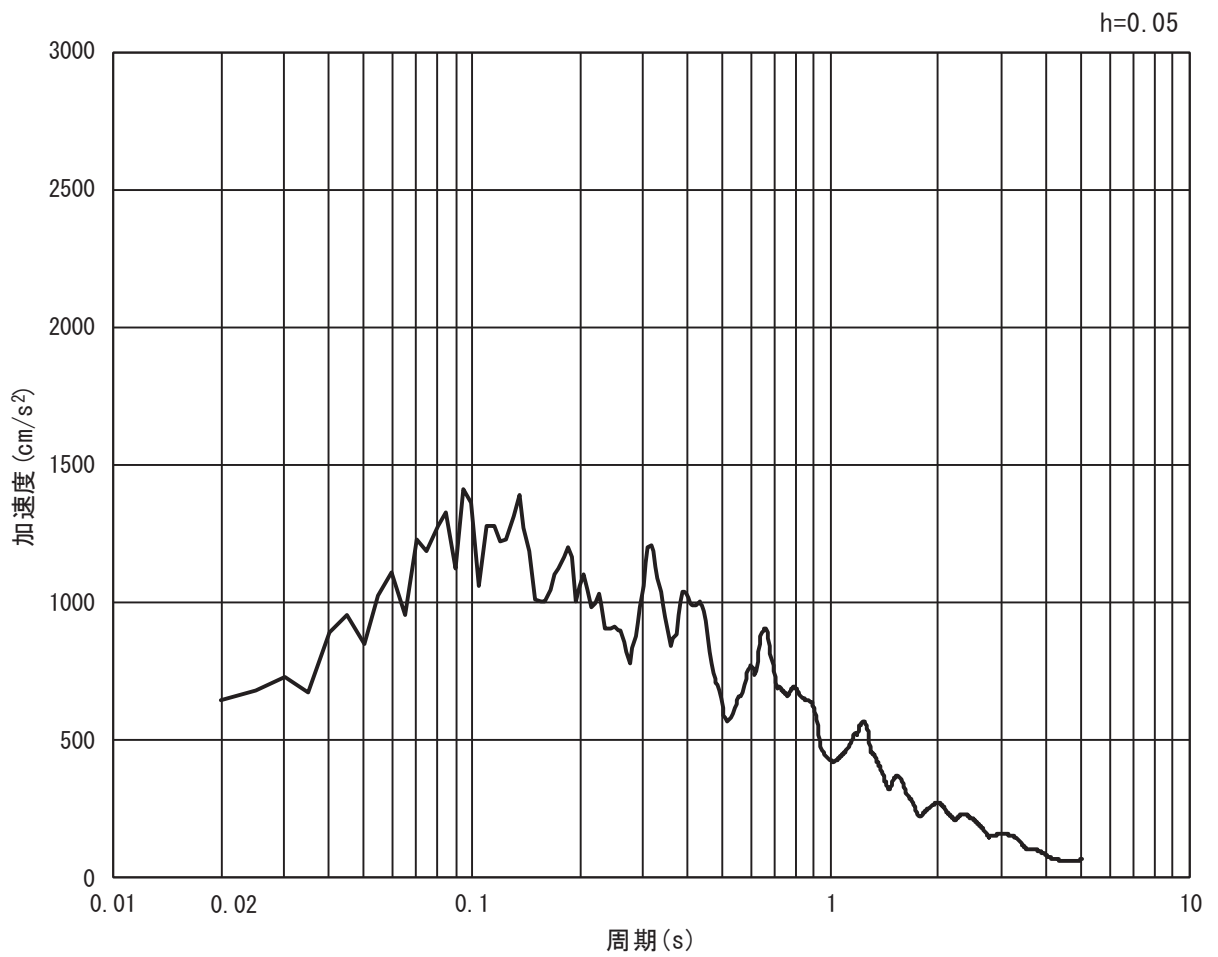


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

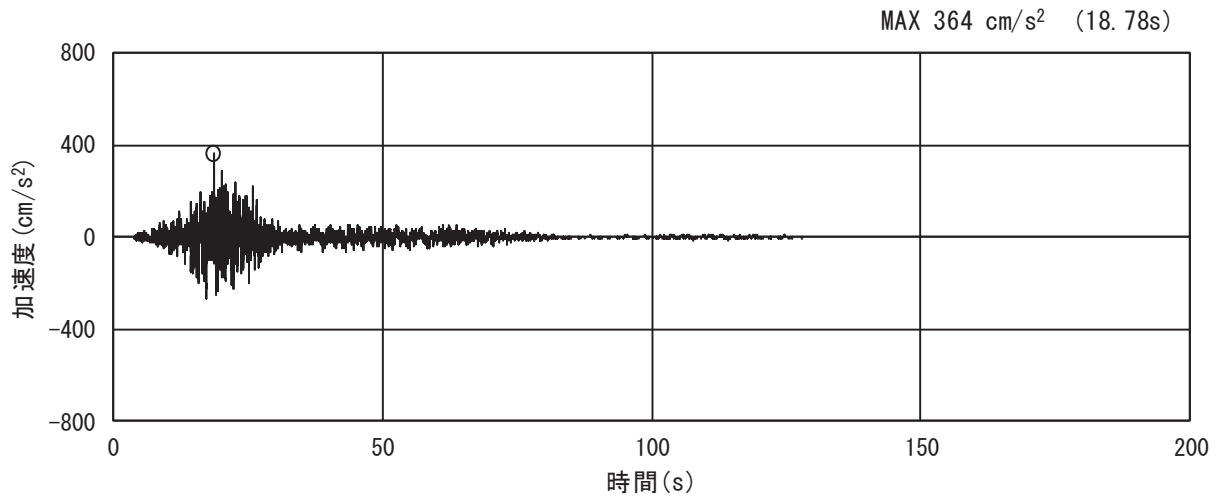


(a) 加速度時刻歴波形

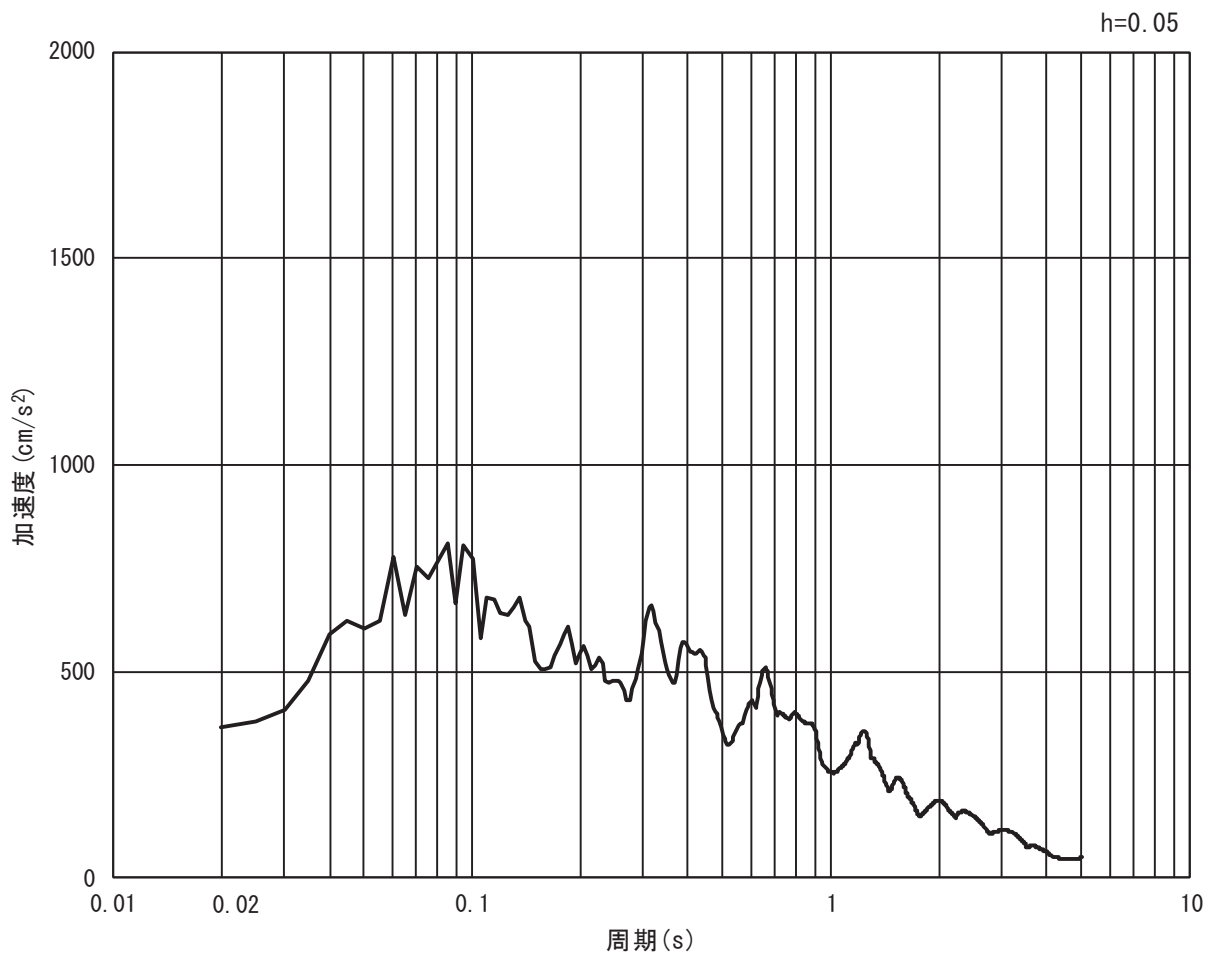


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

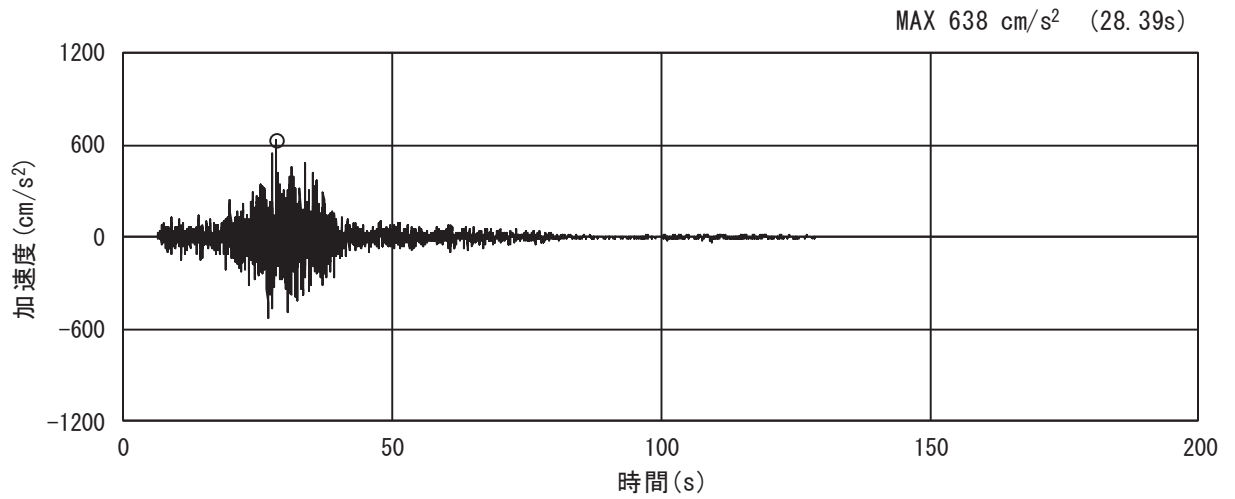


(a) 加速度時刻歴波形

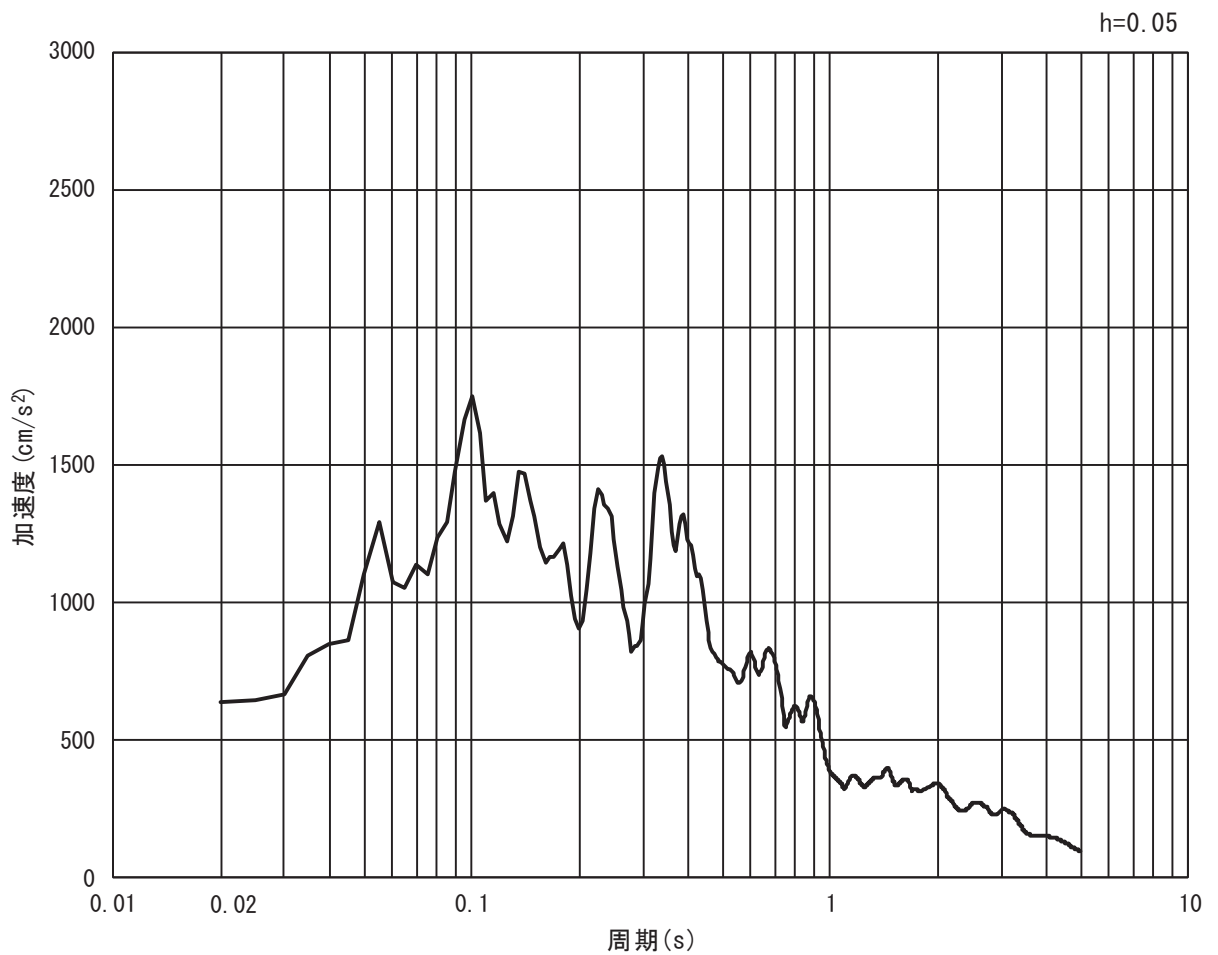


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

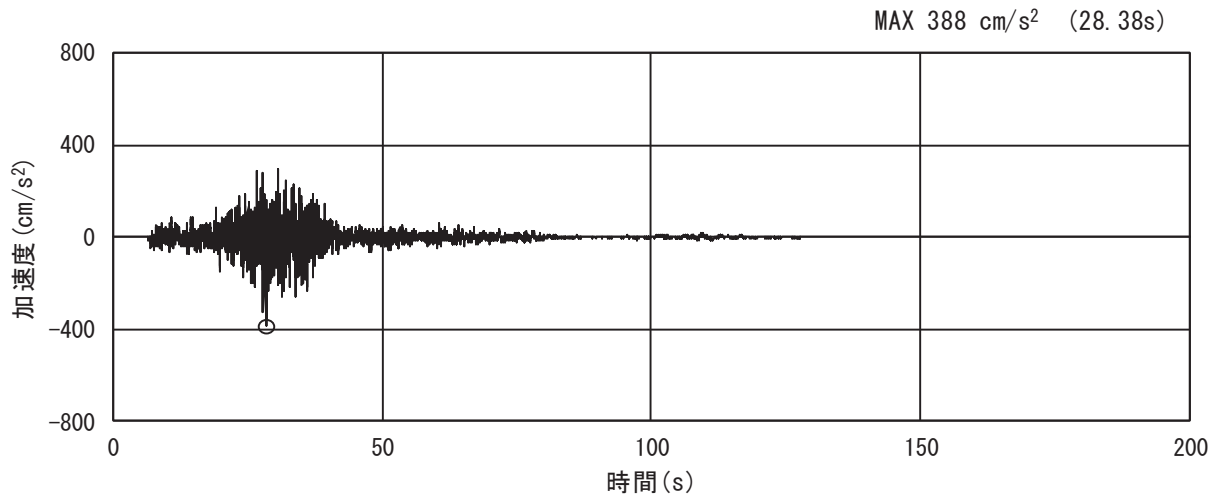


(a) 加速度時刻歴波形

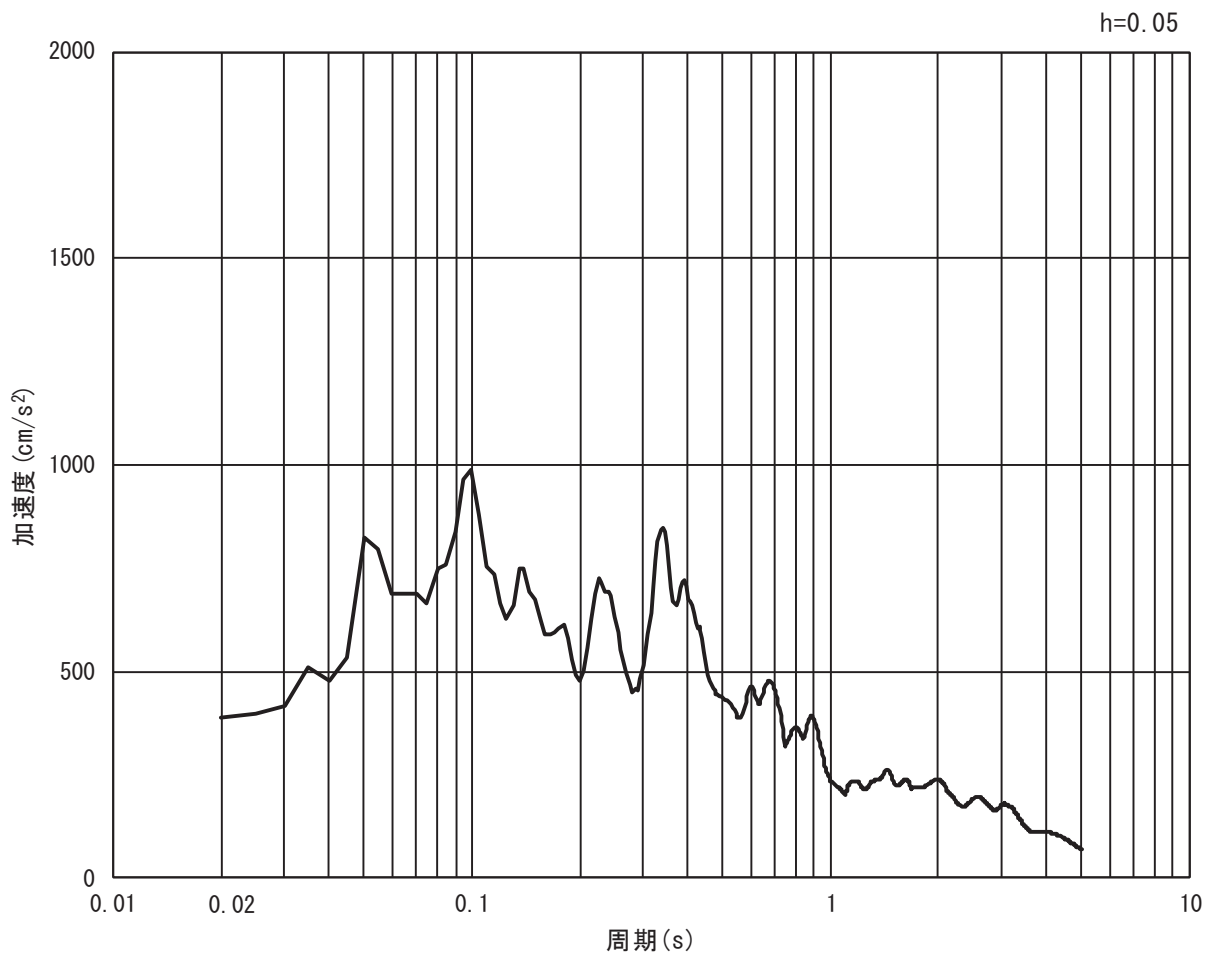


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)



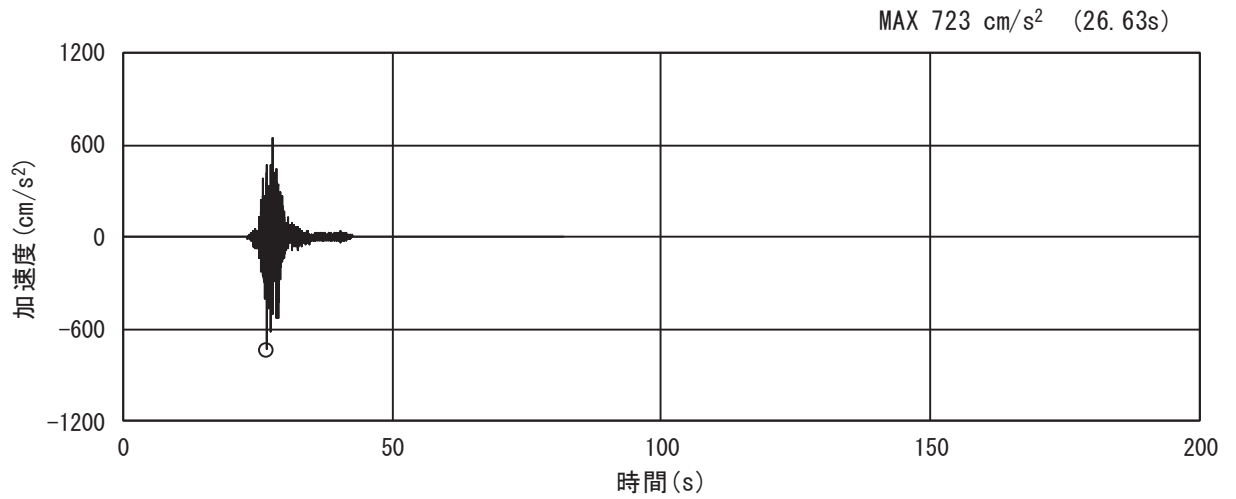
(a) 加速度時刻歴波形



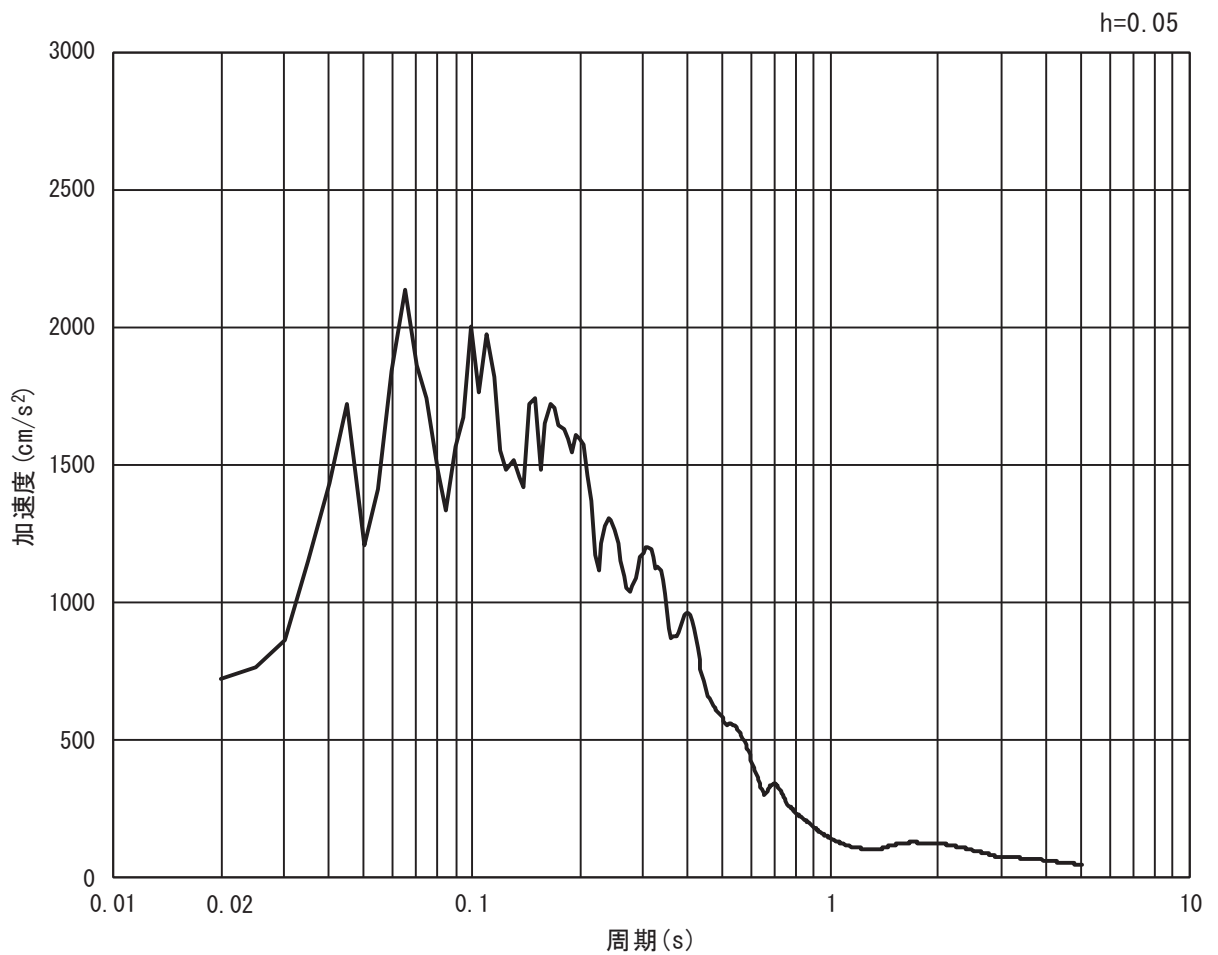
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)





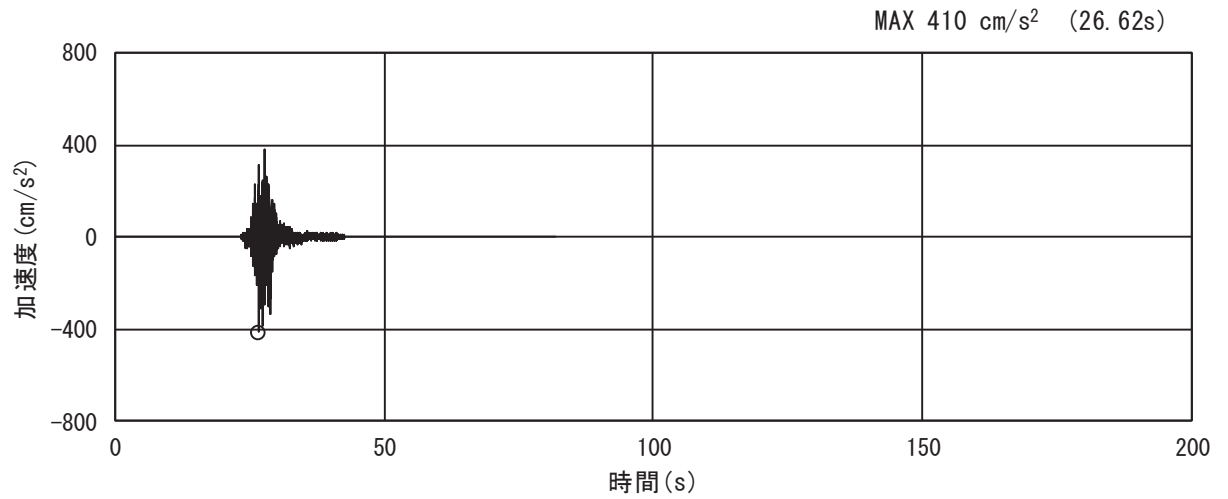
(a) 加速度時刻歴波形



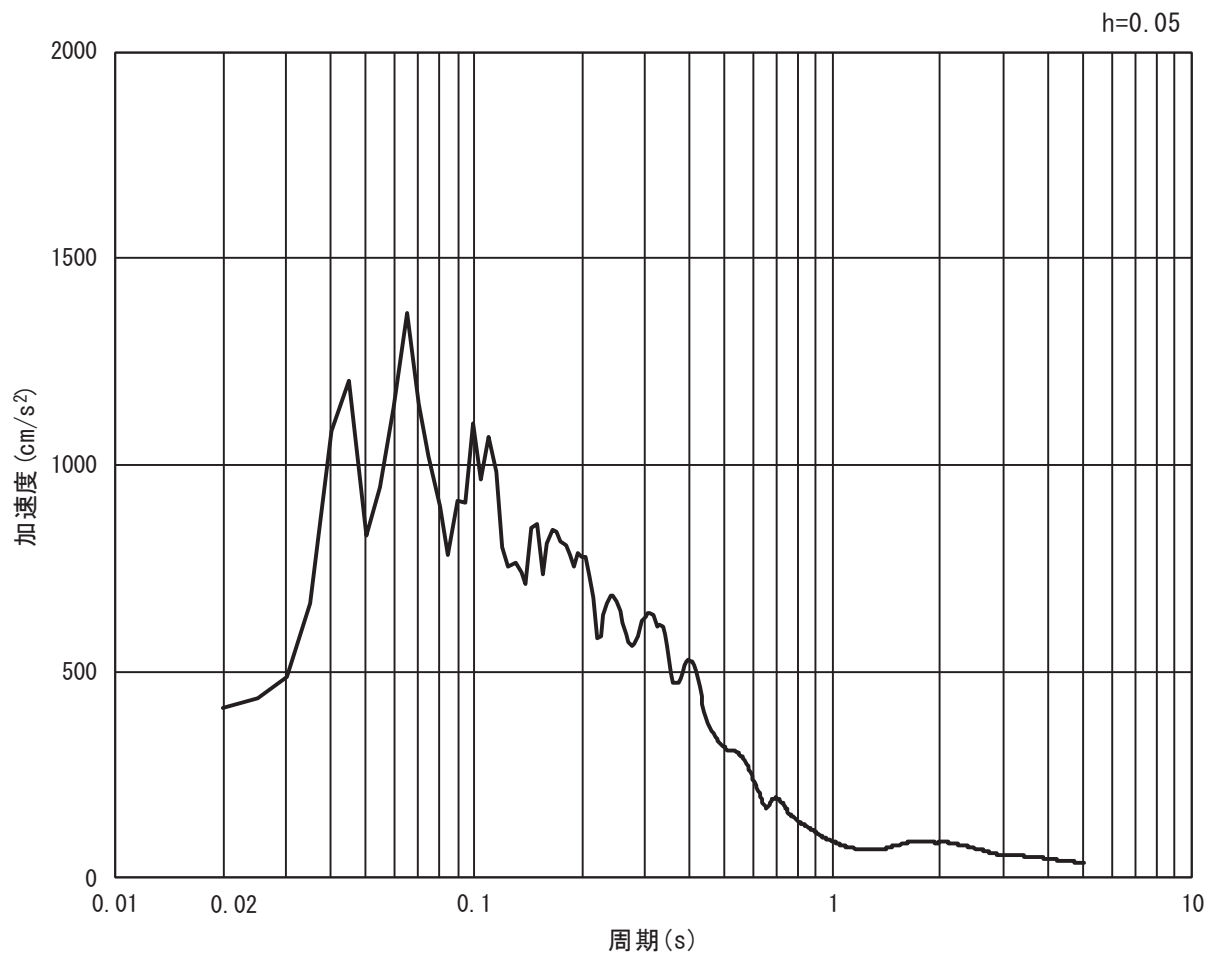
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

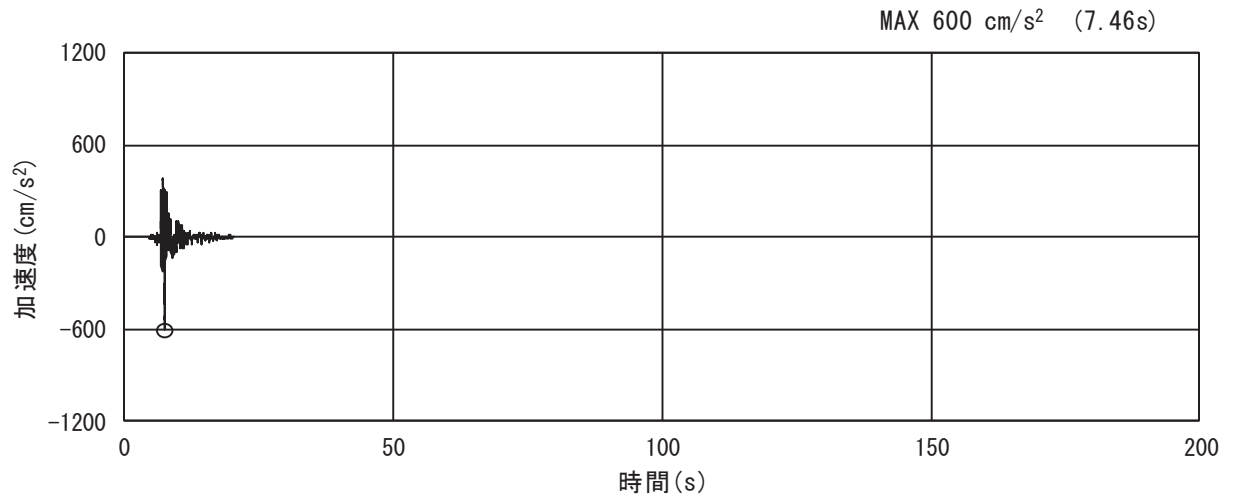


(a) 加速度時刻歴波形

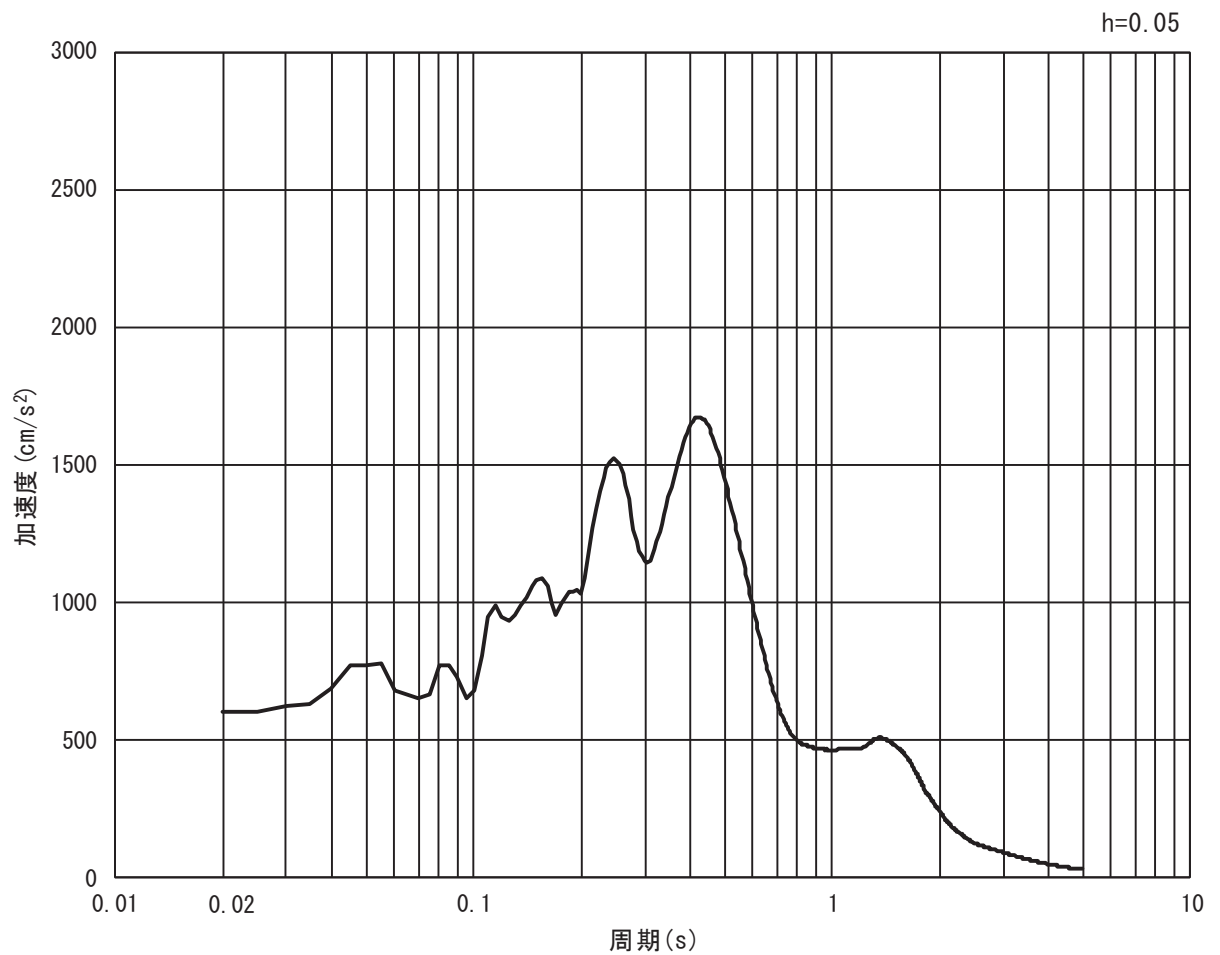


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

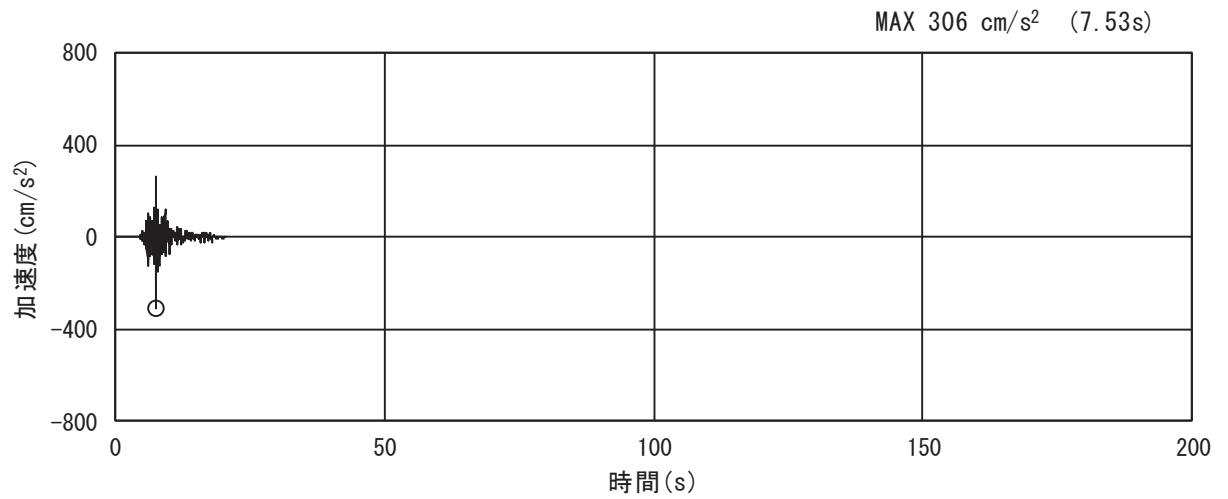


(a) 加速度時刻歴波形

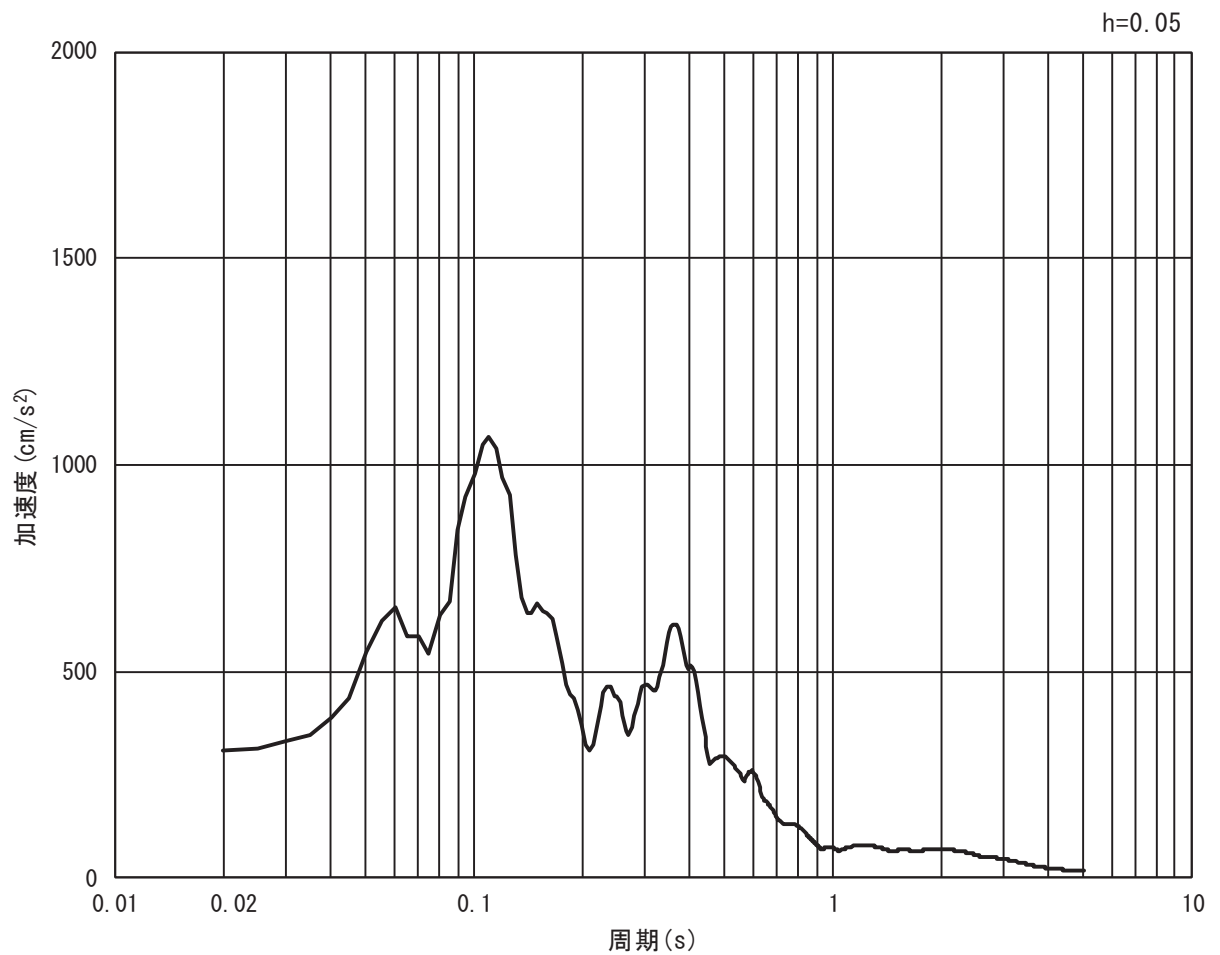


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)



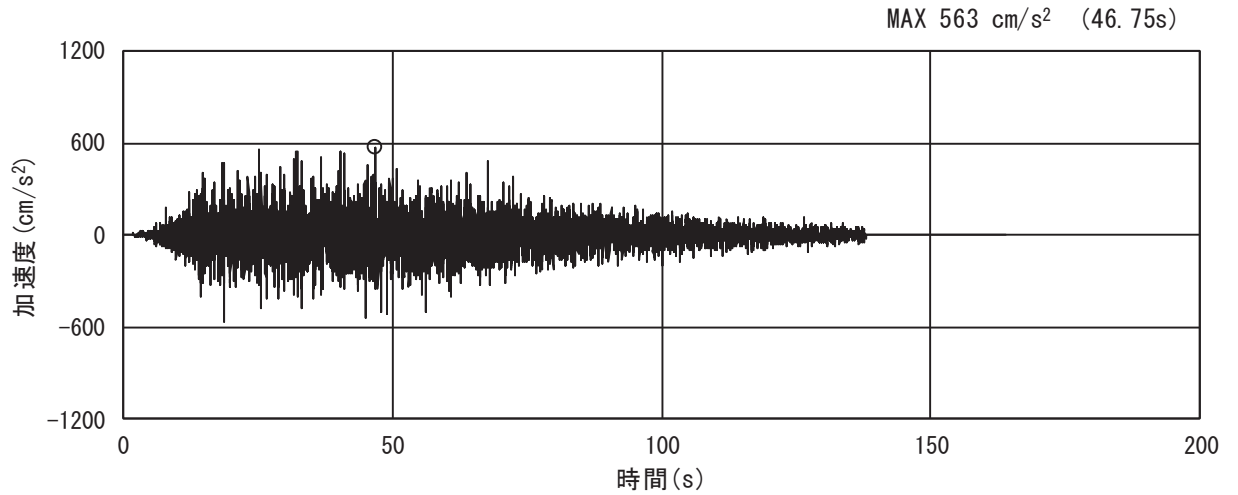
(a) 加速度時刻歴波形



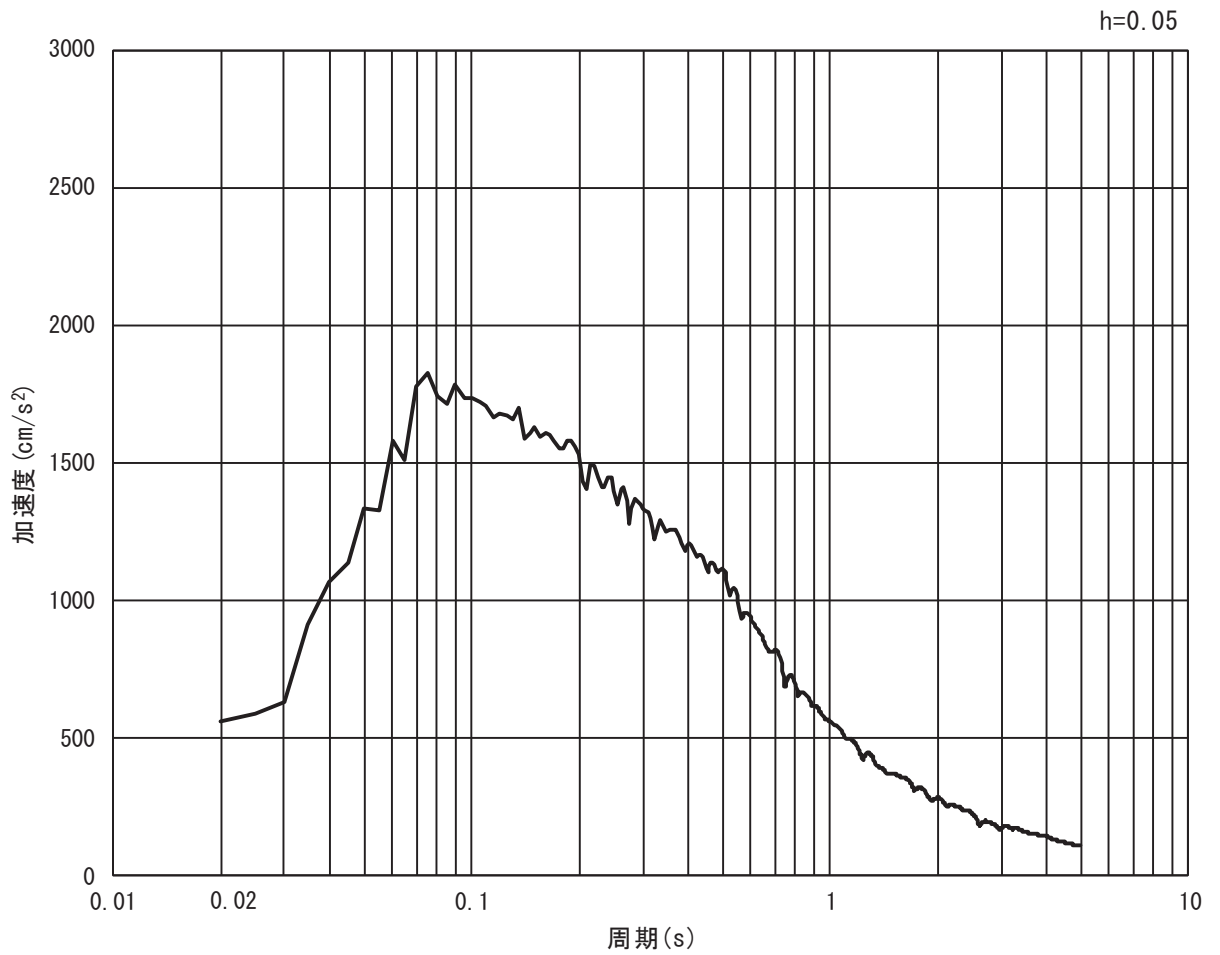
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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)

(2) 断面②

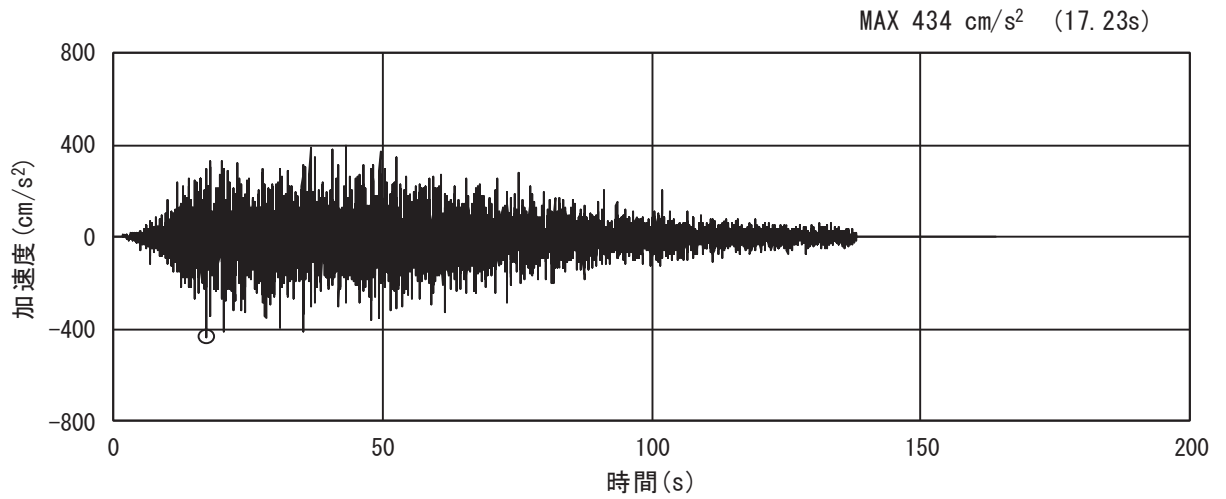


(a) 加速度時刻歴波形

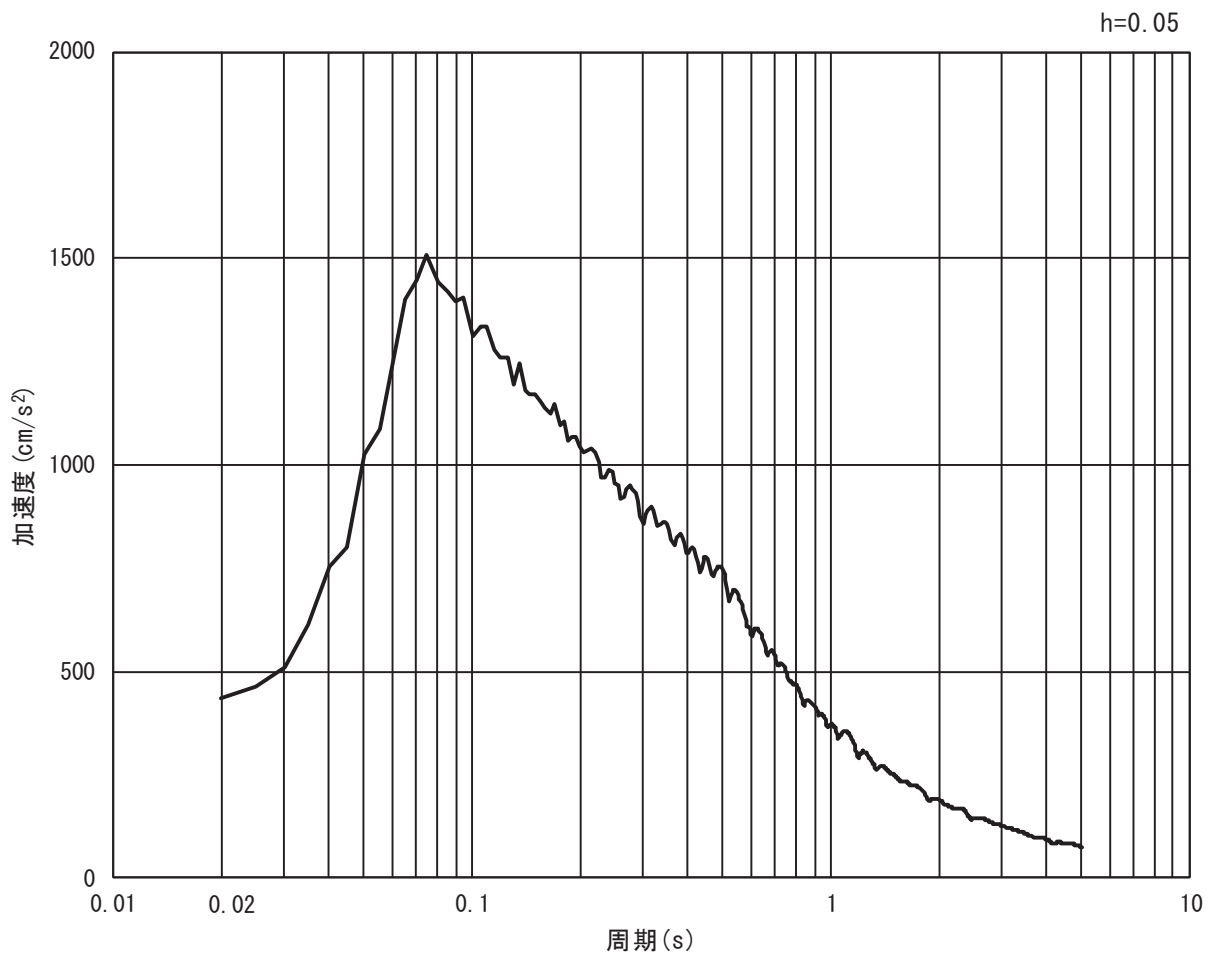


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

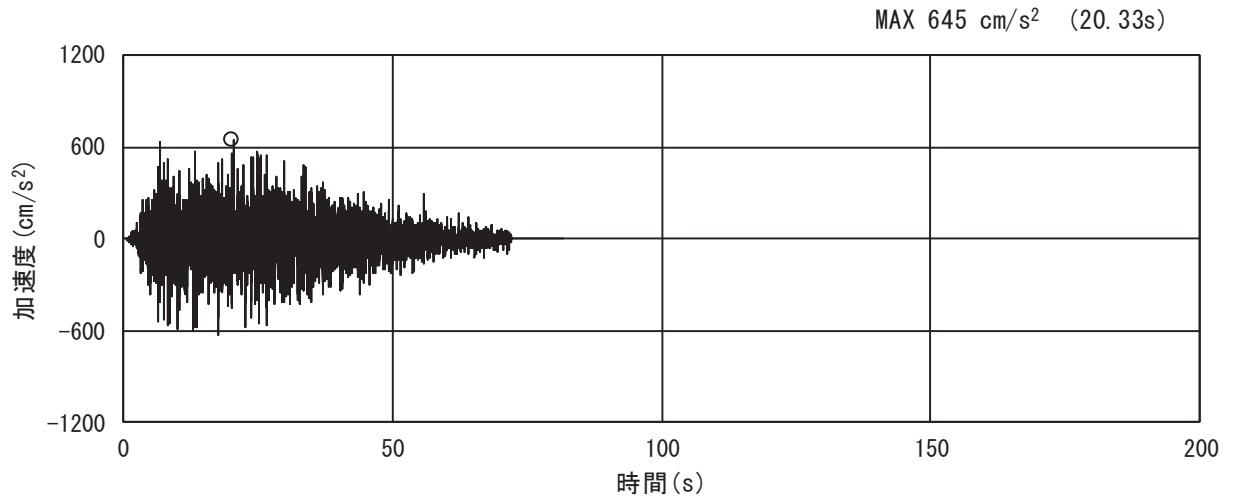


(a) 加速度時刻歴波形

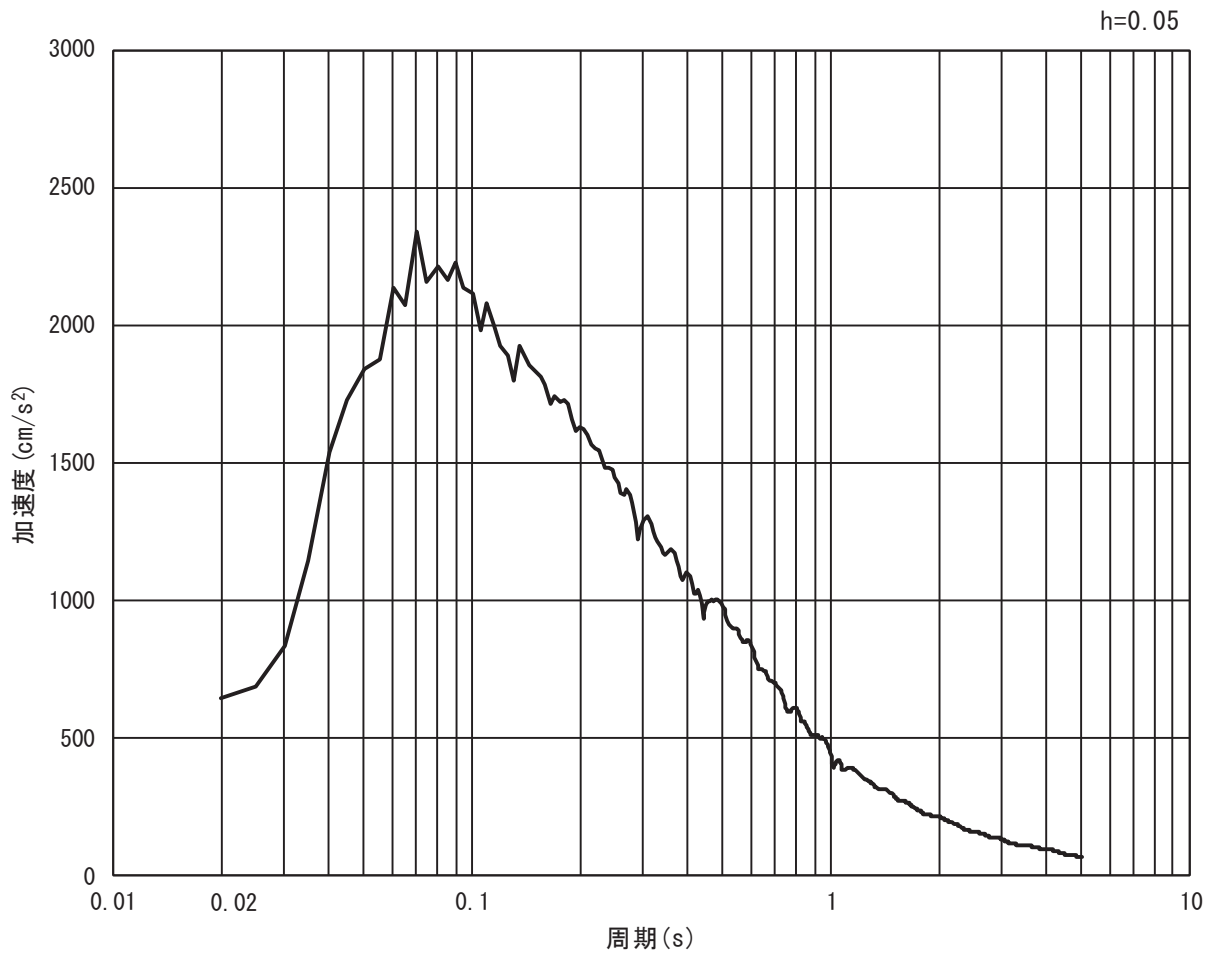


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

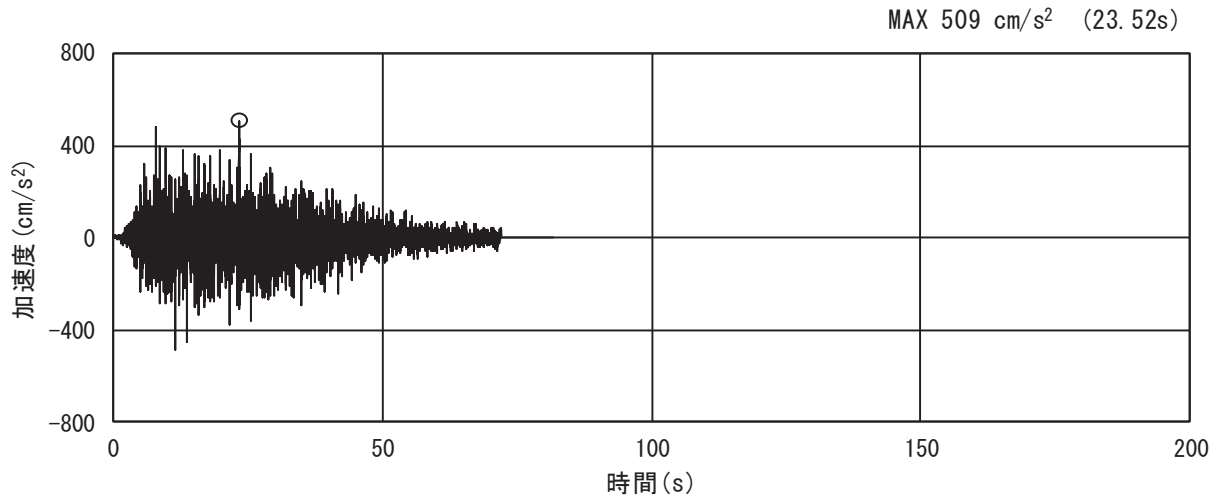


(a) 加速度時刻歴波形

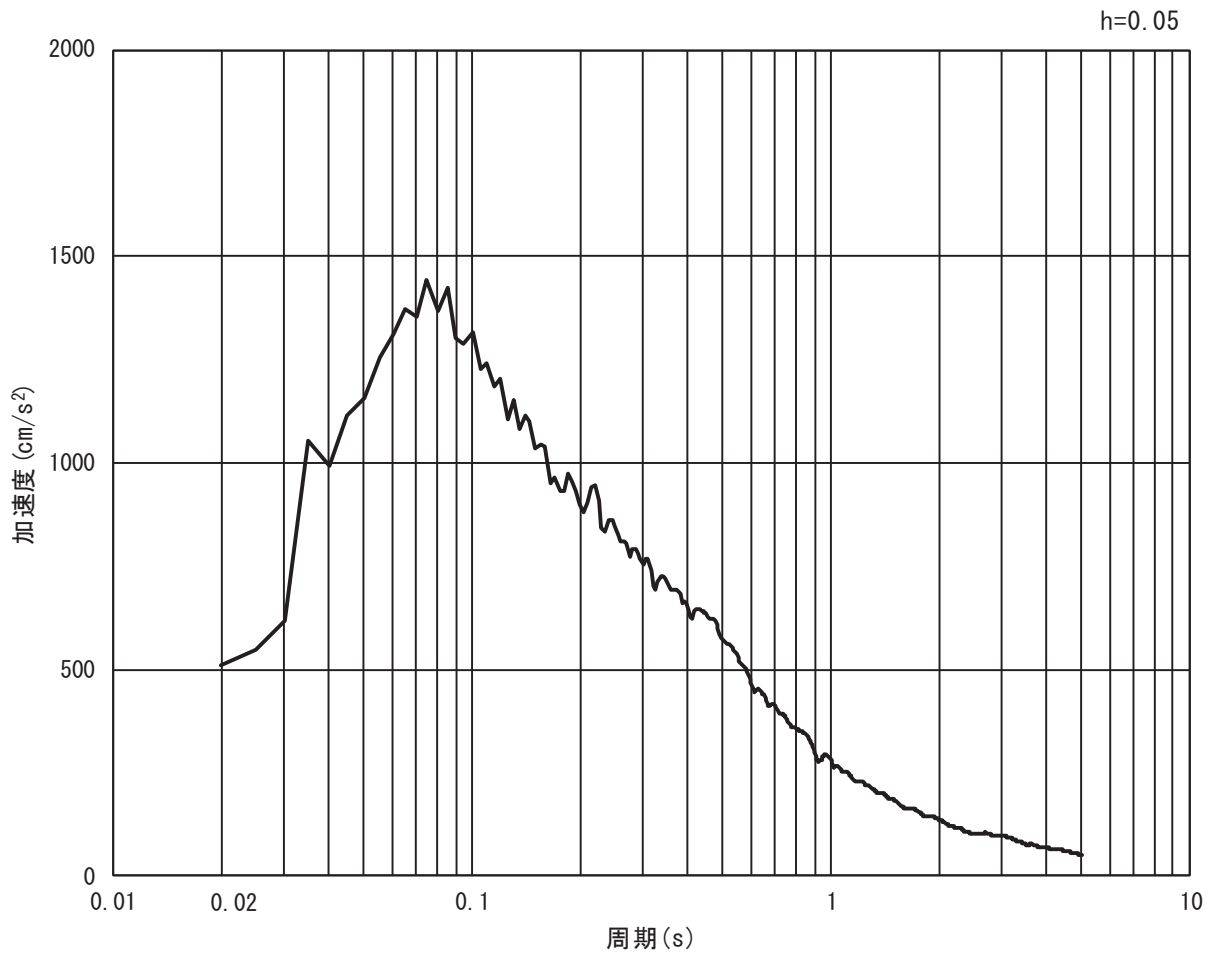


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



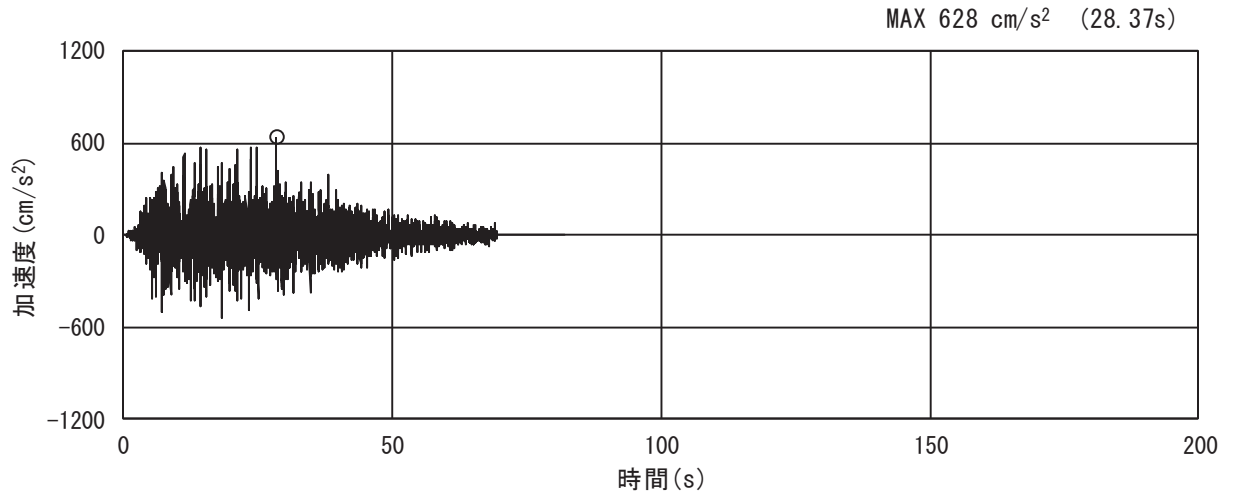
(a) 加速度時刻歴波形



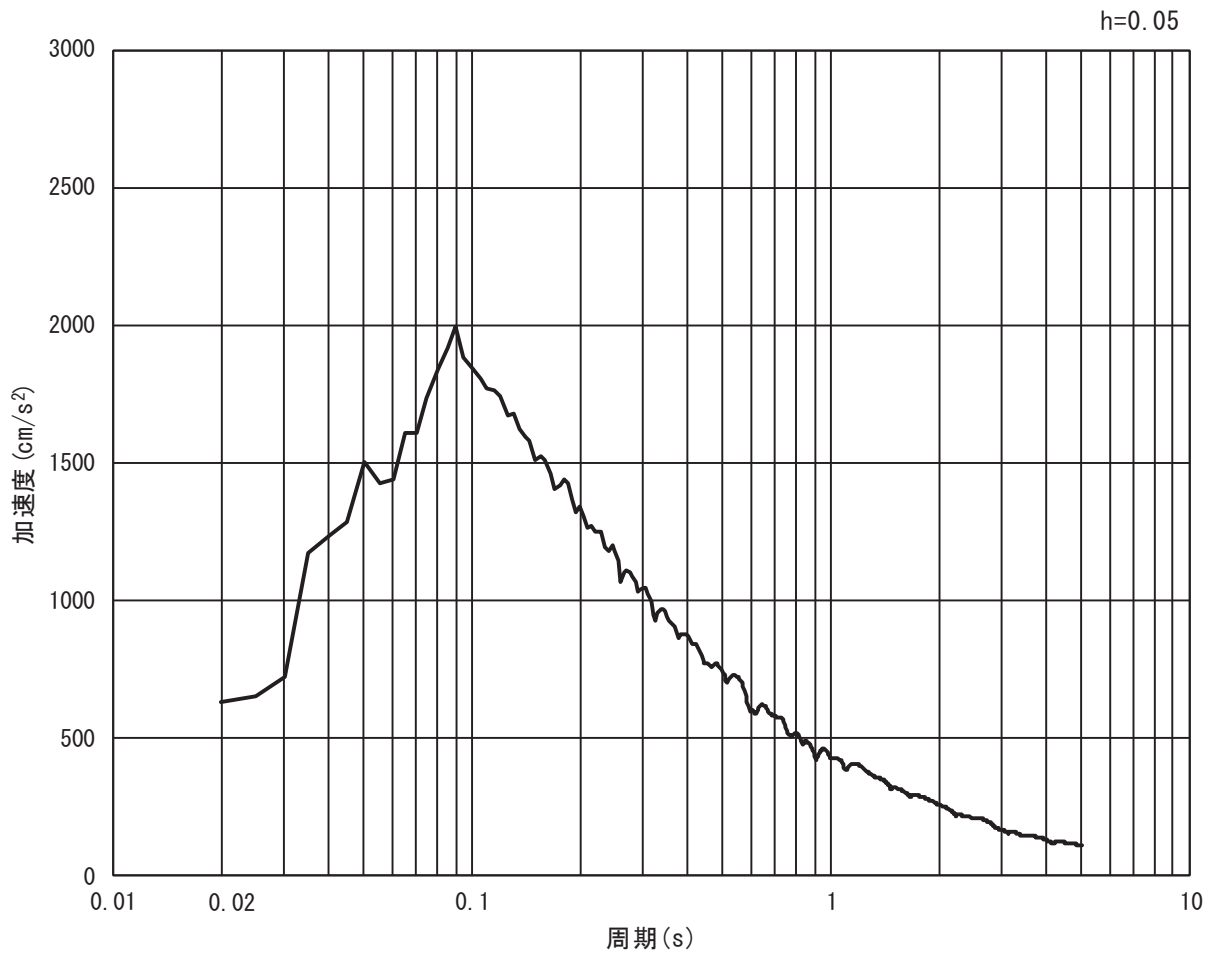
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



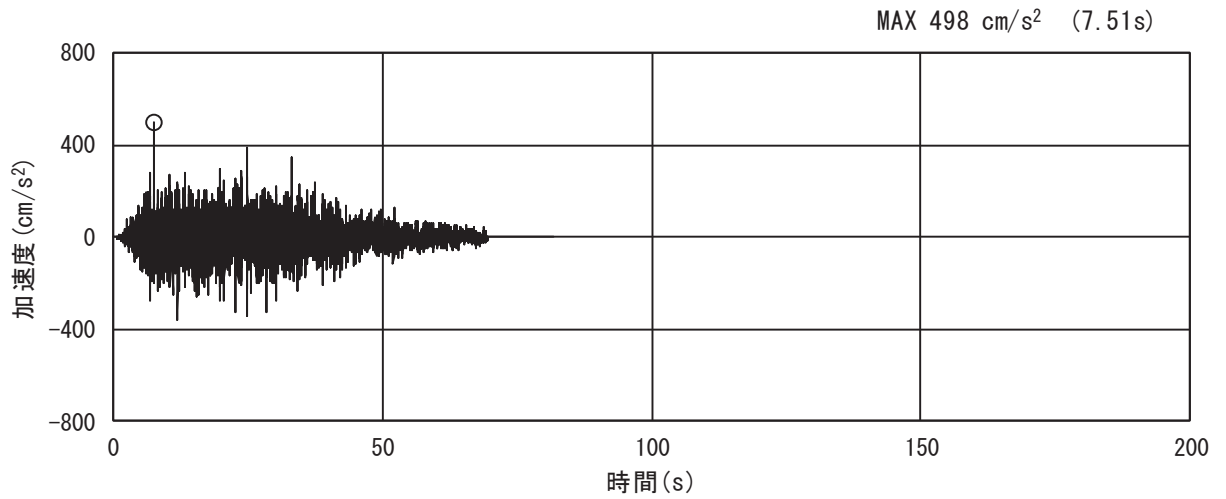


(a) 加速度時刻歴波形

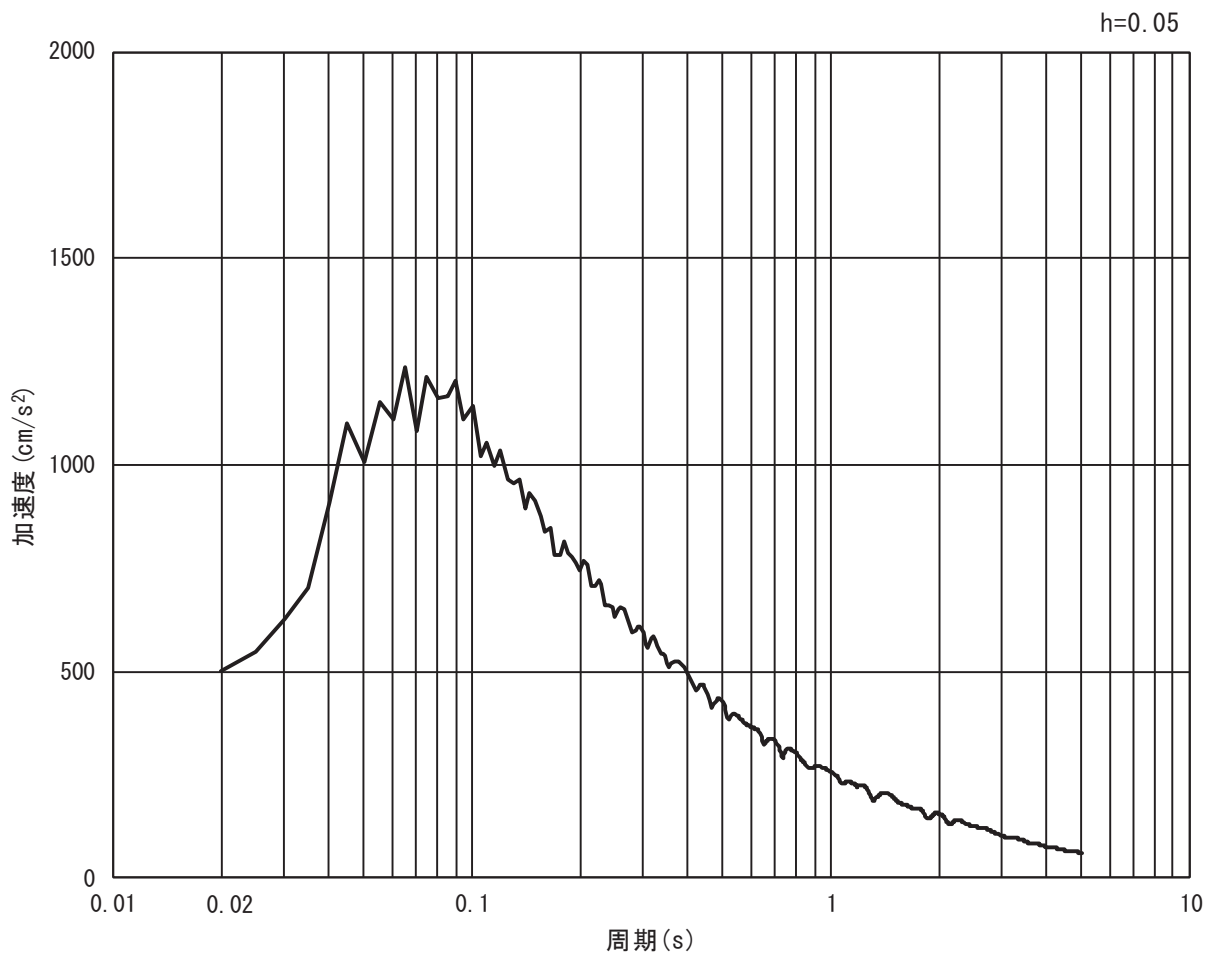


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

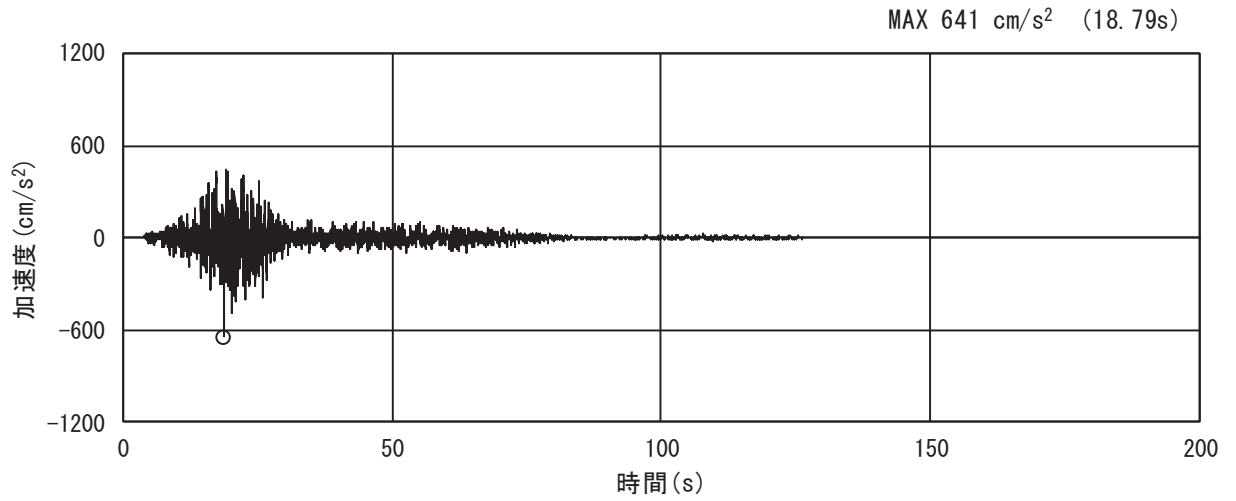


(a) 加速度時刻歴波形

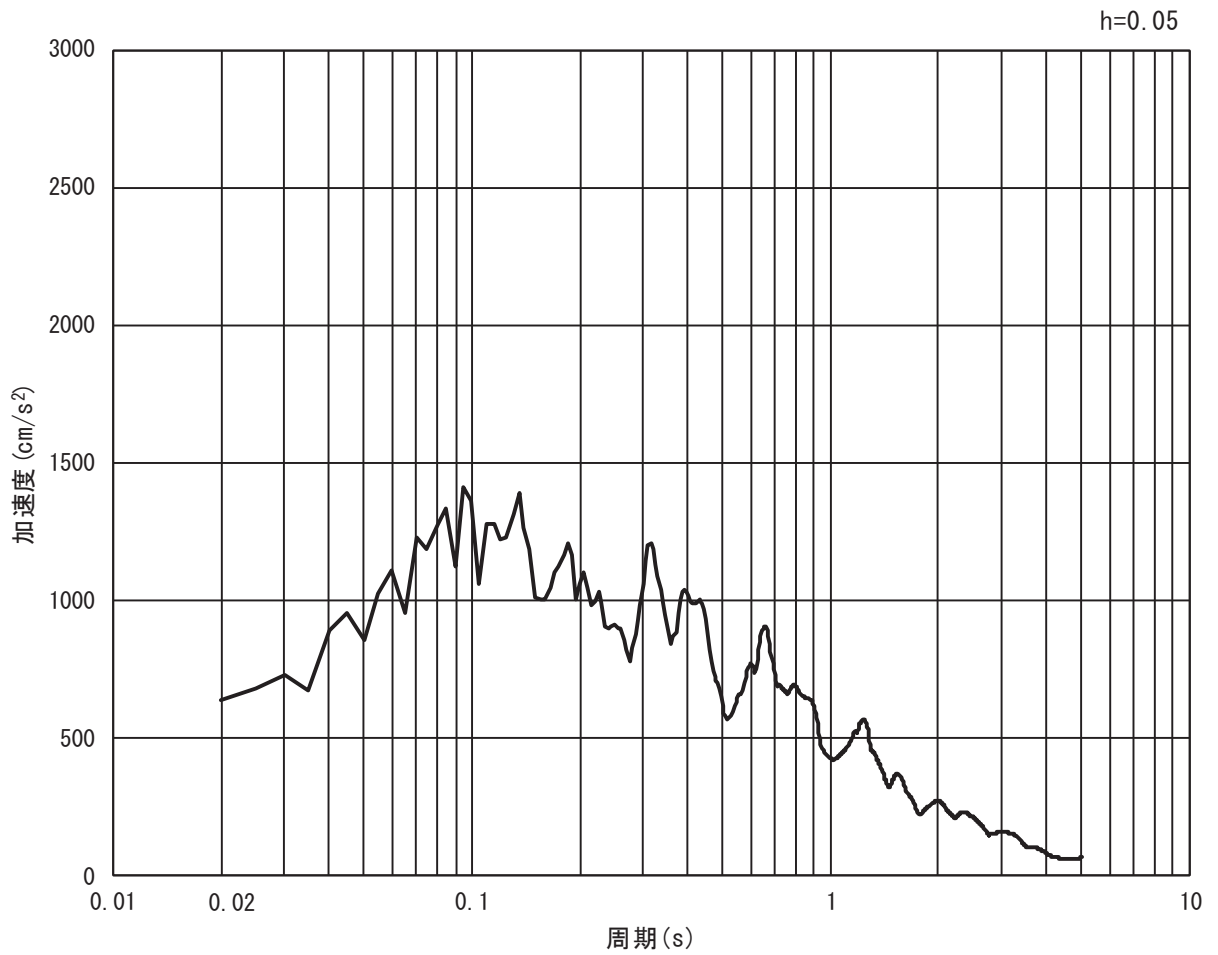


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

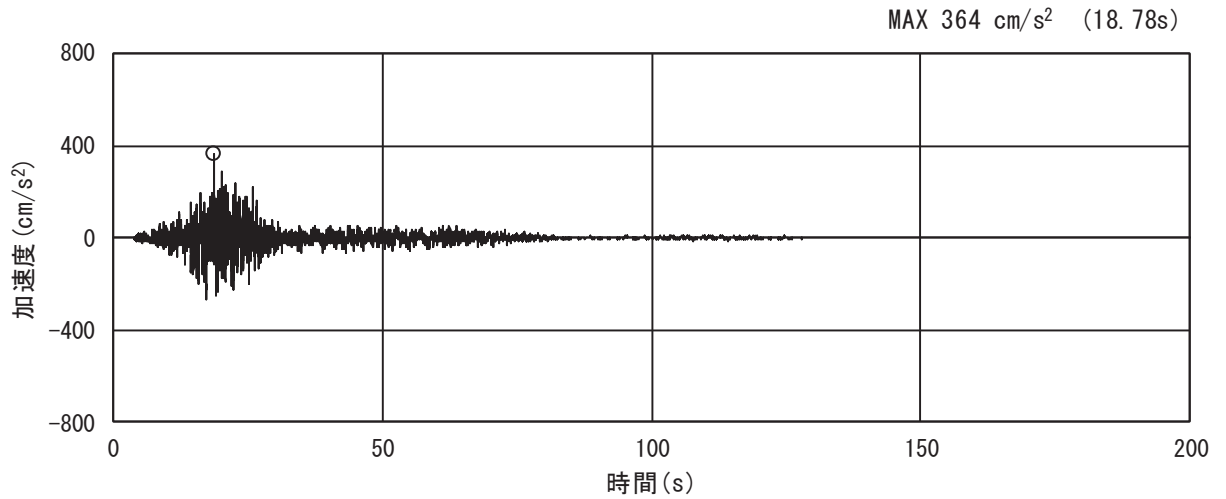


(a) 加速度時刻歴波形

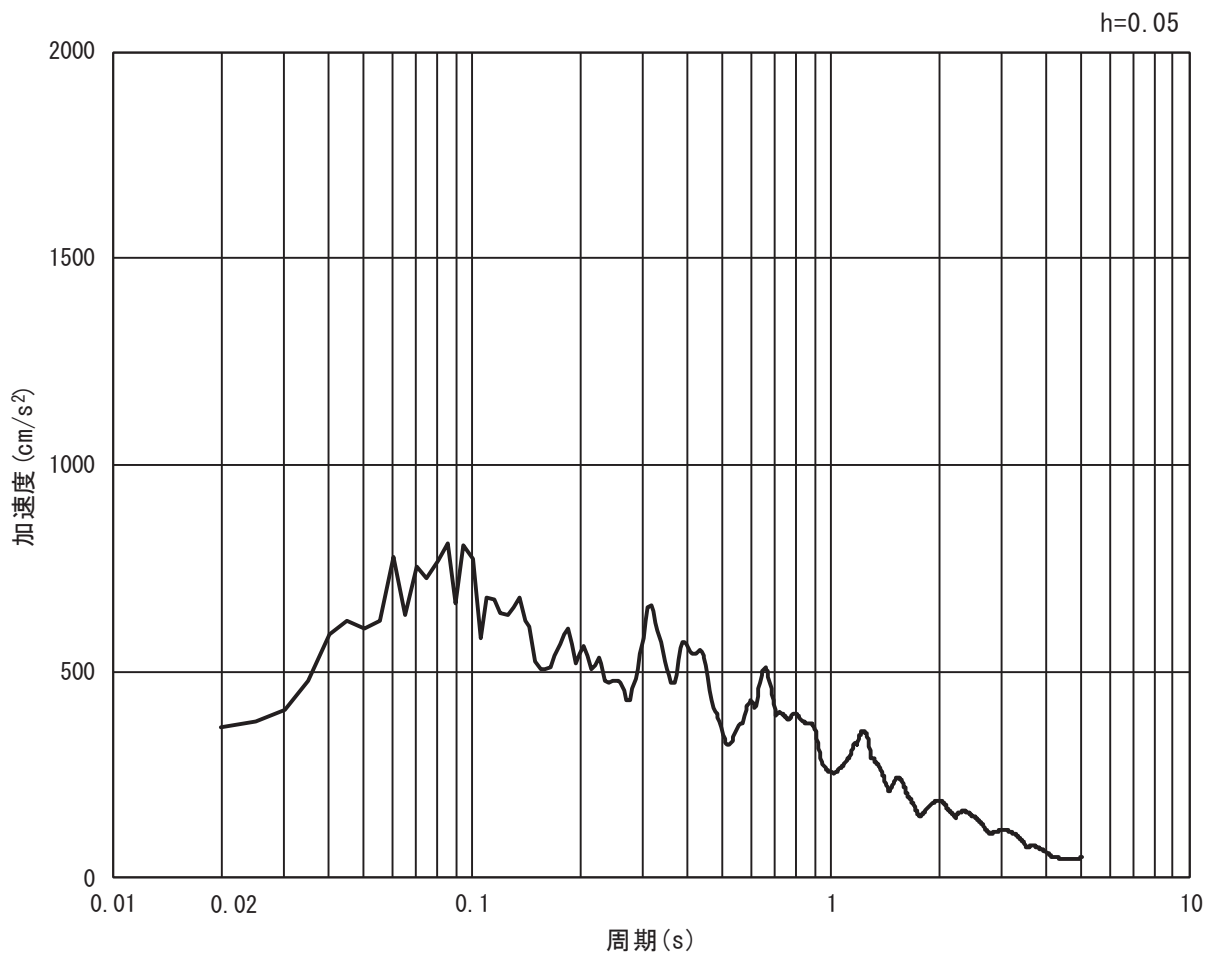


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

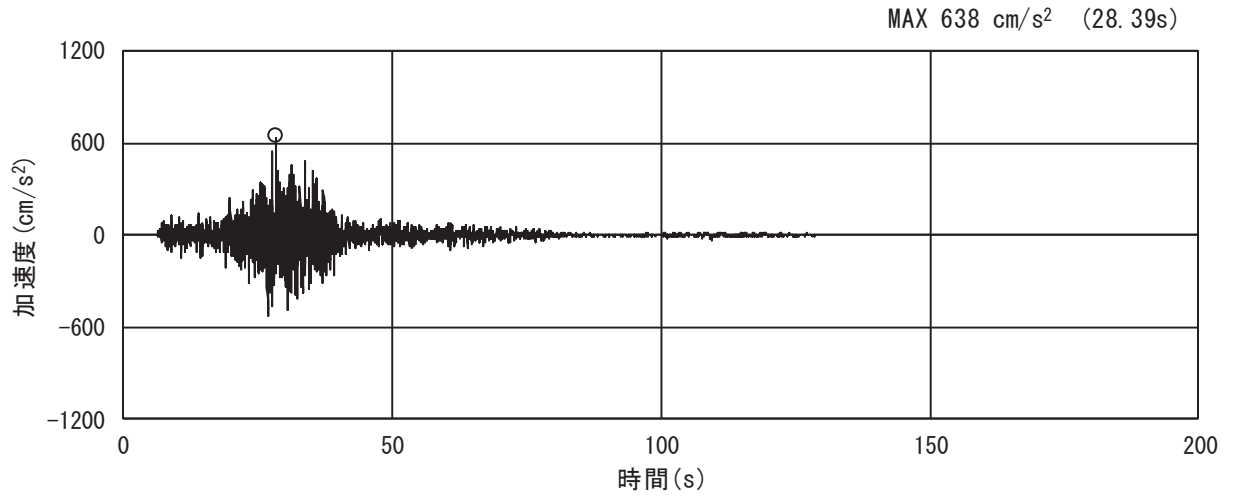


(a) 加速度時刻歴波形

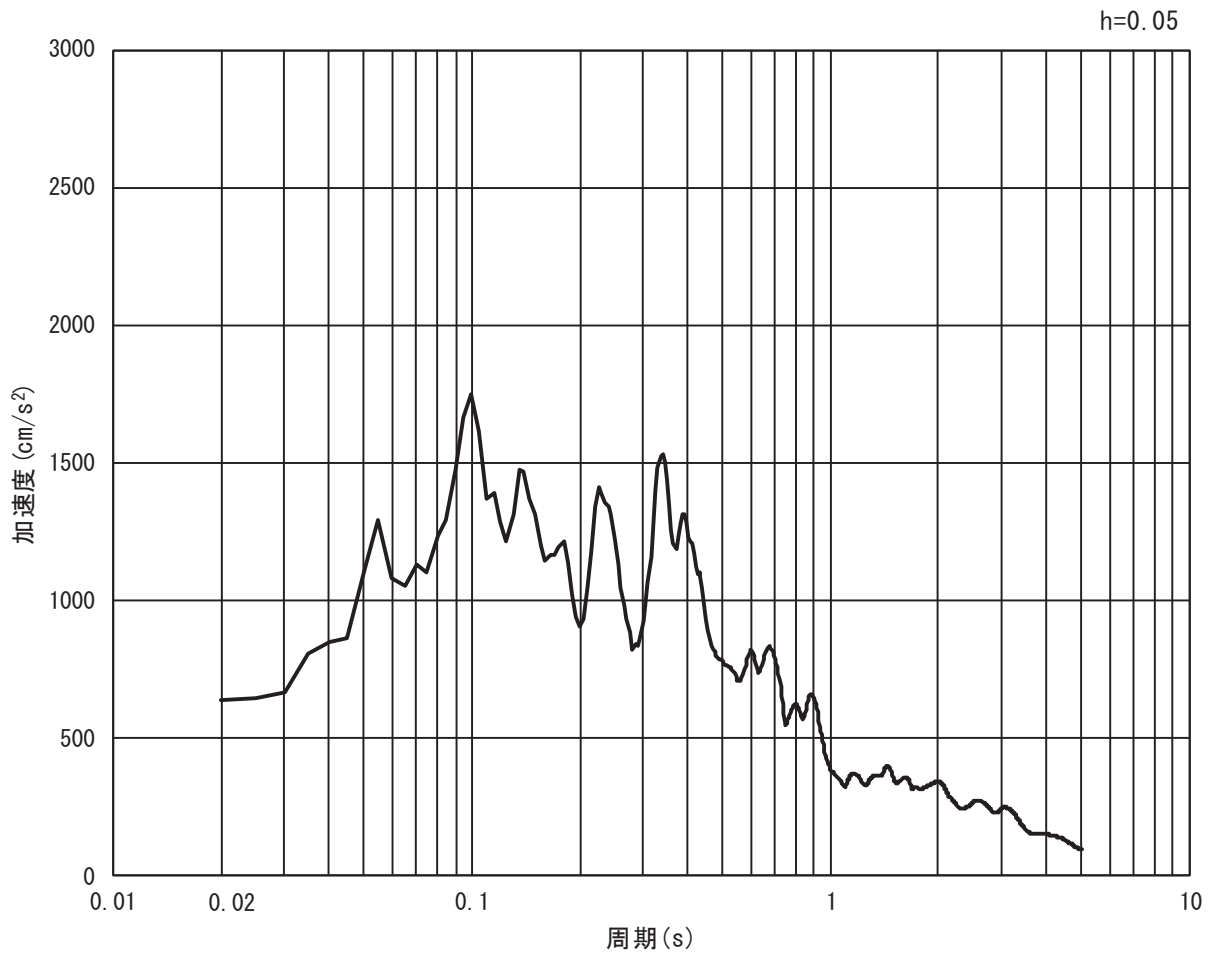


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

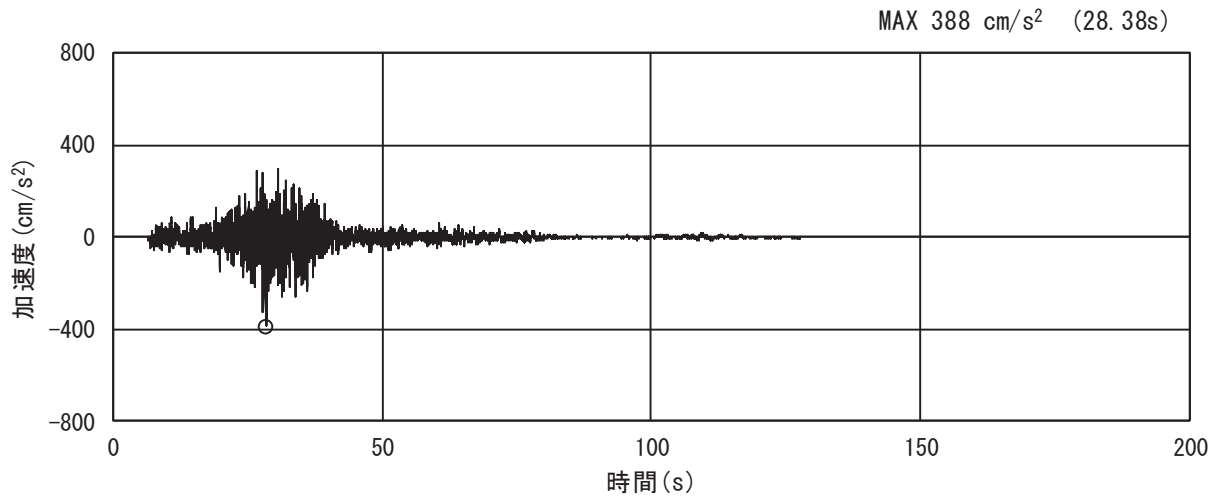


(a) 加速度時刻歴波形

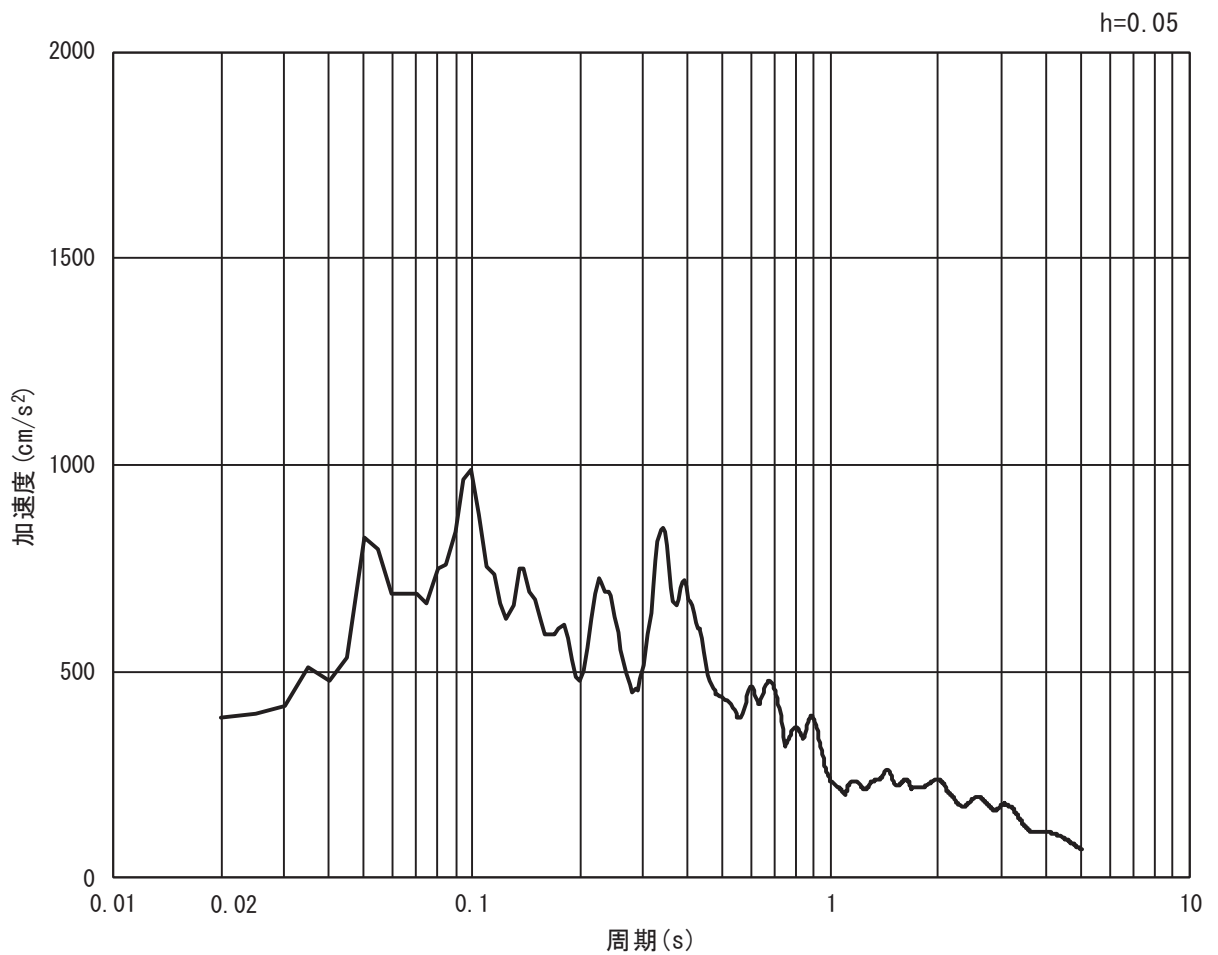


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)

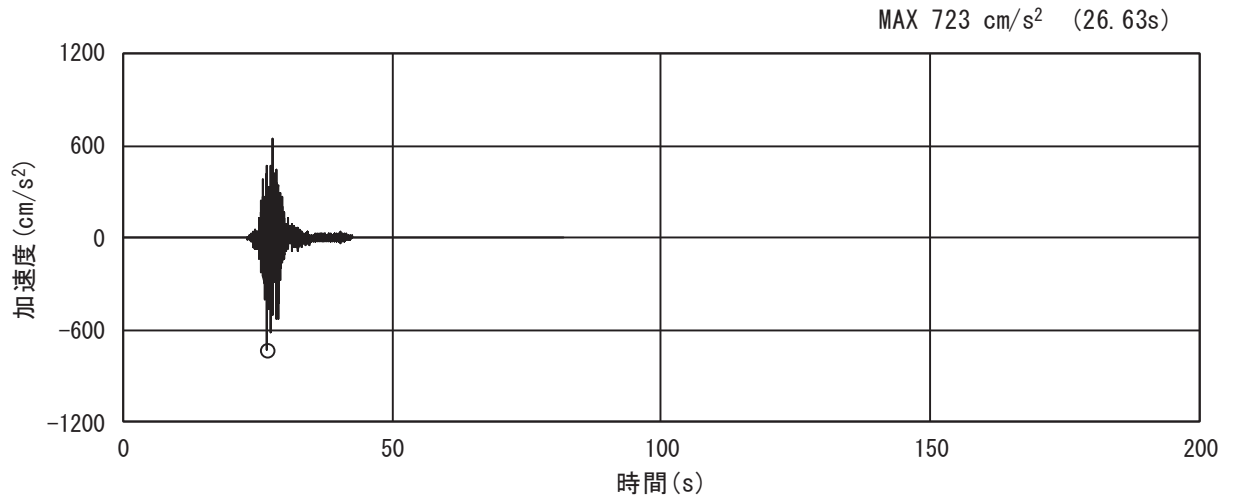


(a) 加速度時刻歴波形

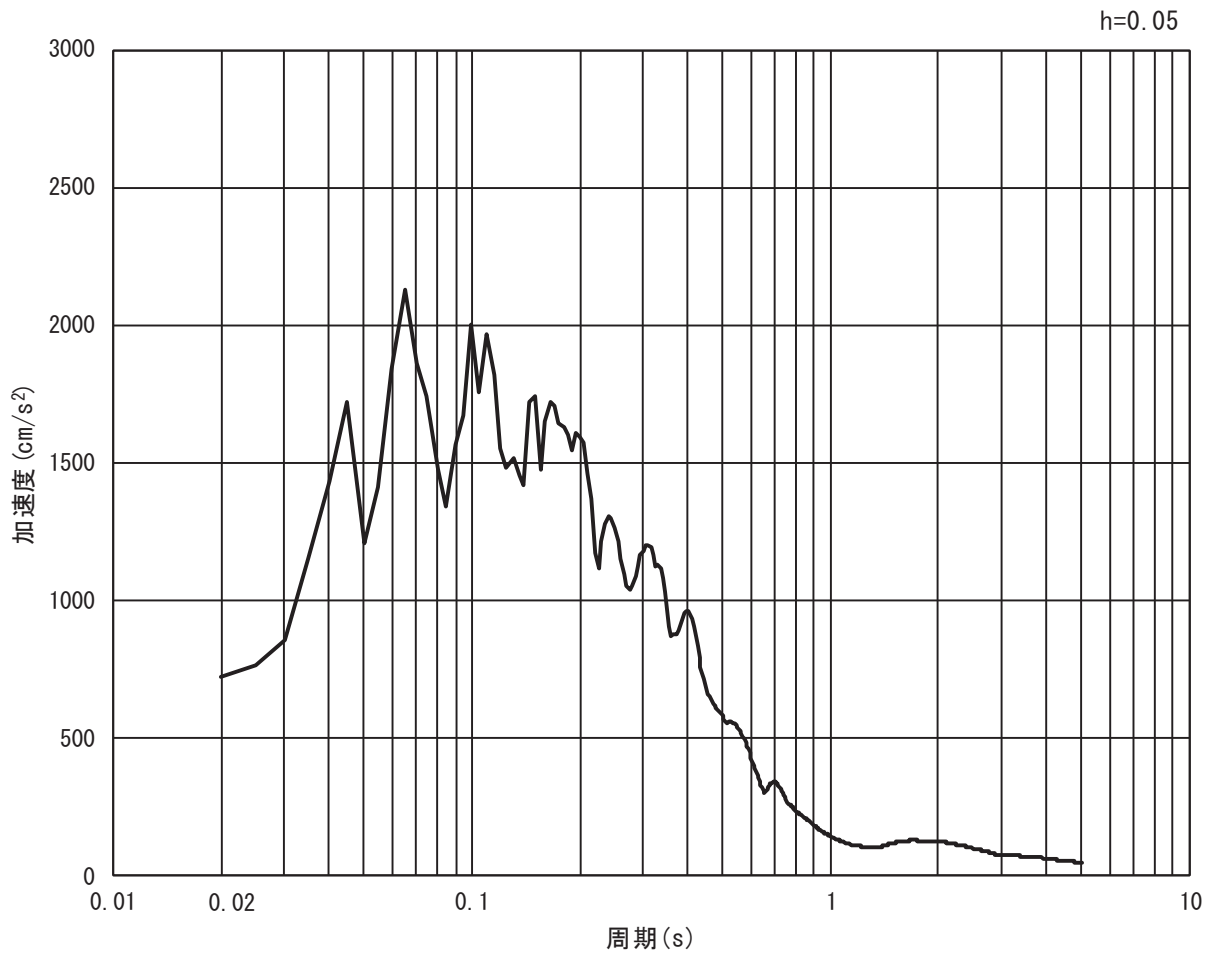


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



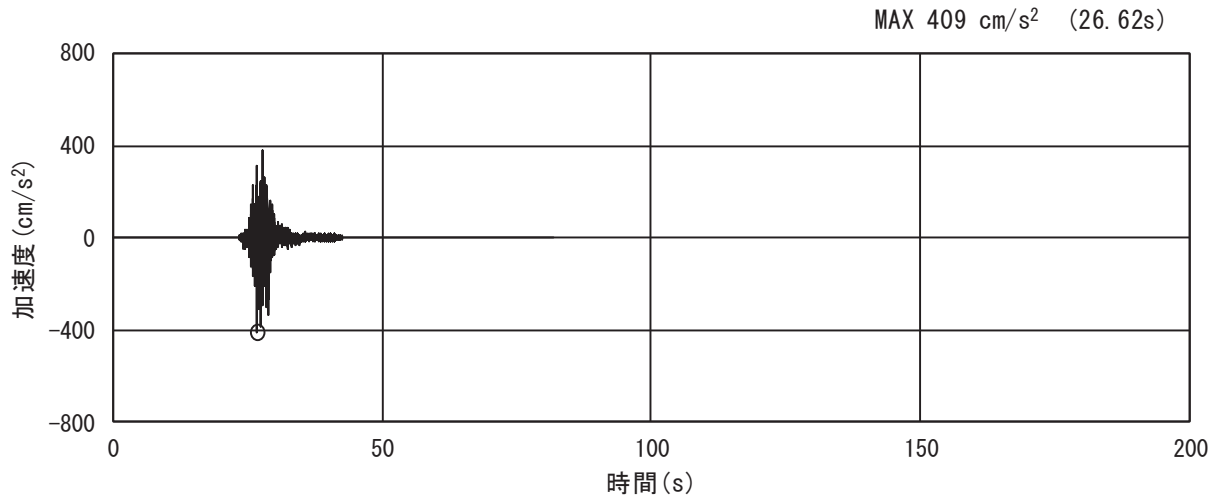
(a) 加速度時刻歴波形



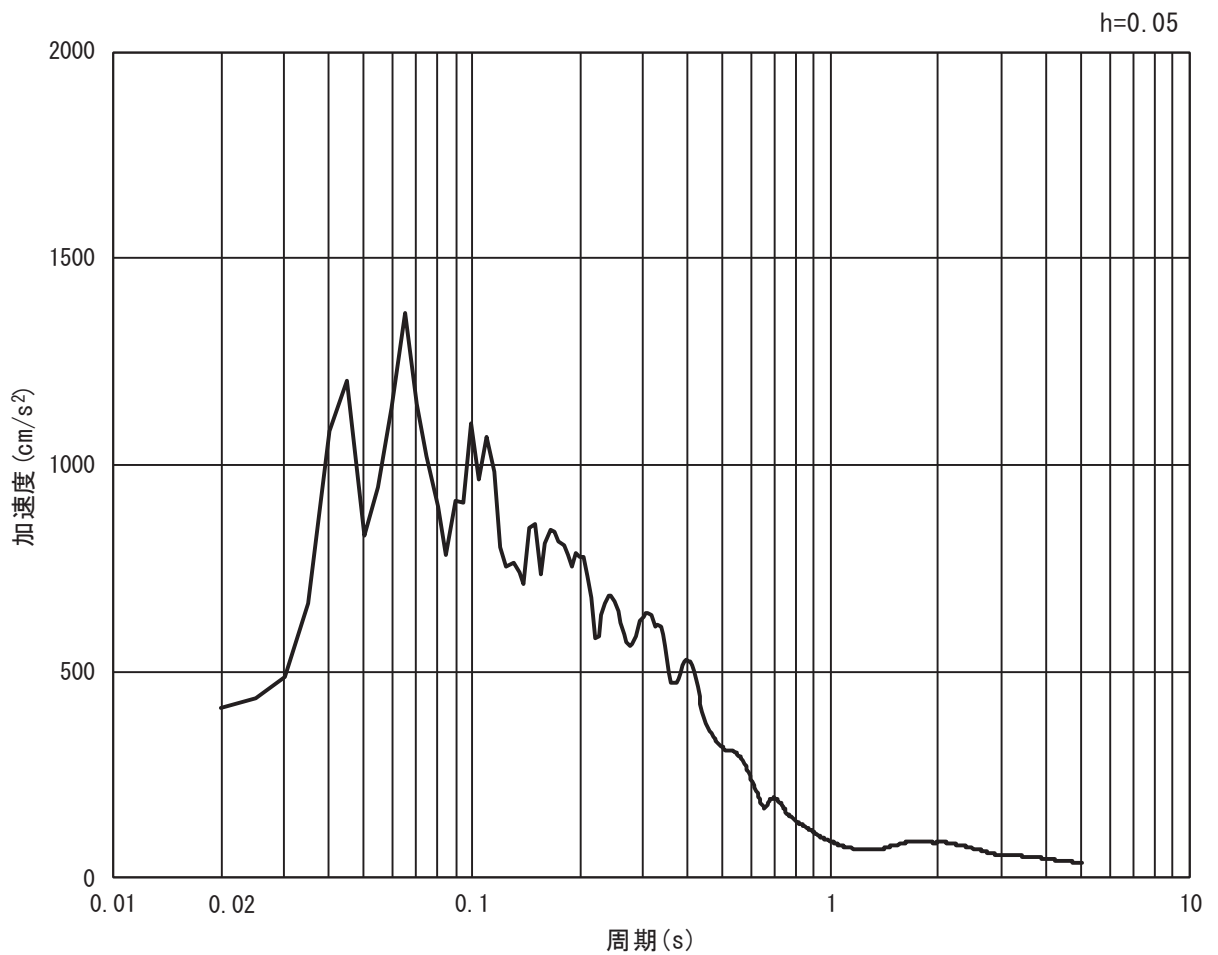
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



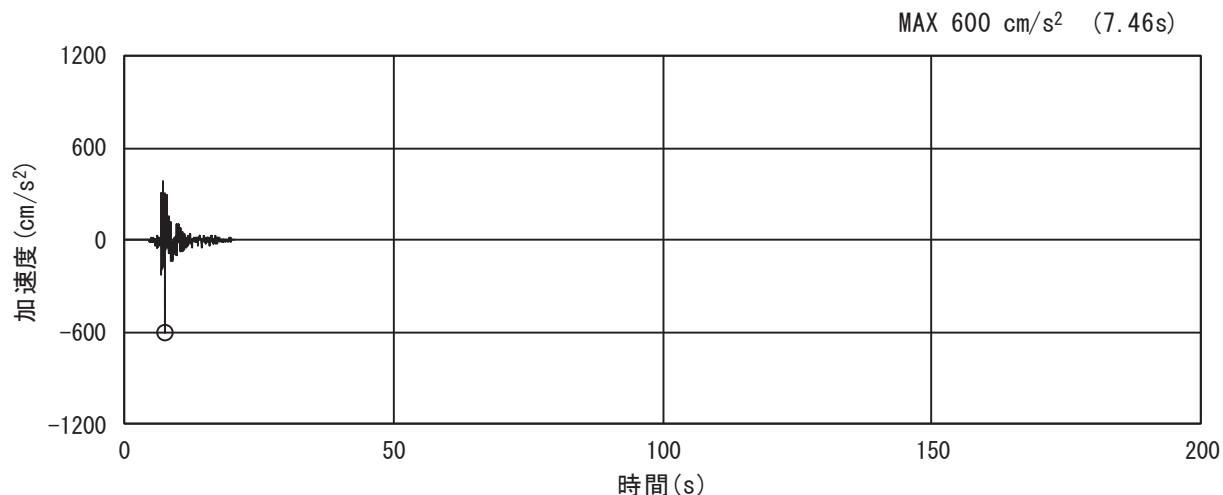
(a) 加速度時刻歴波形



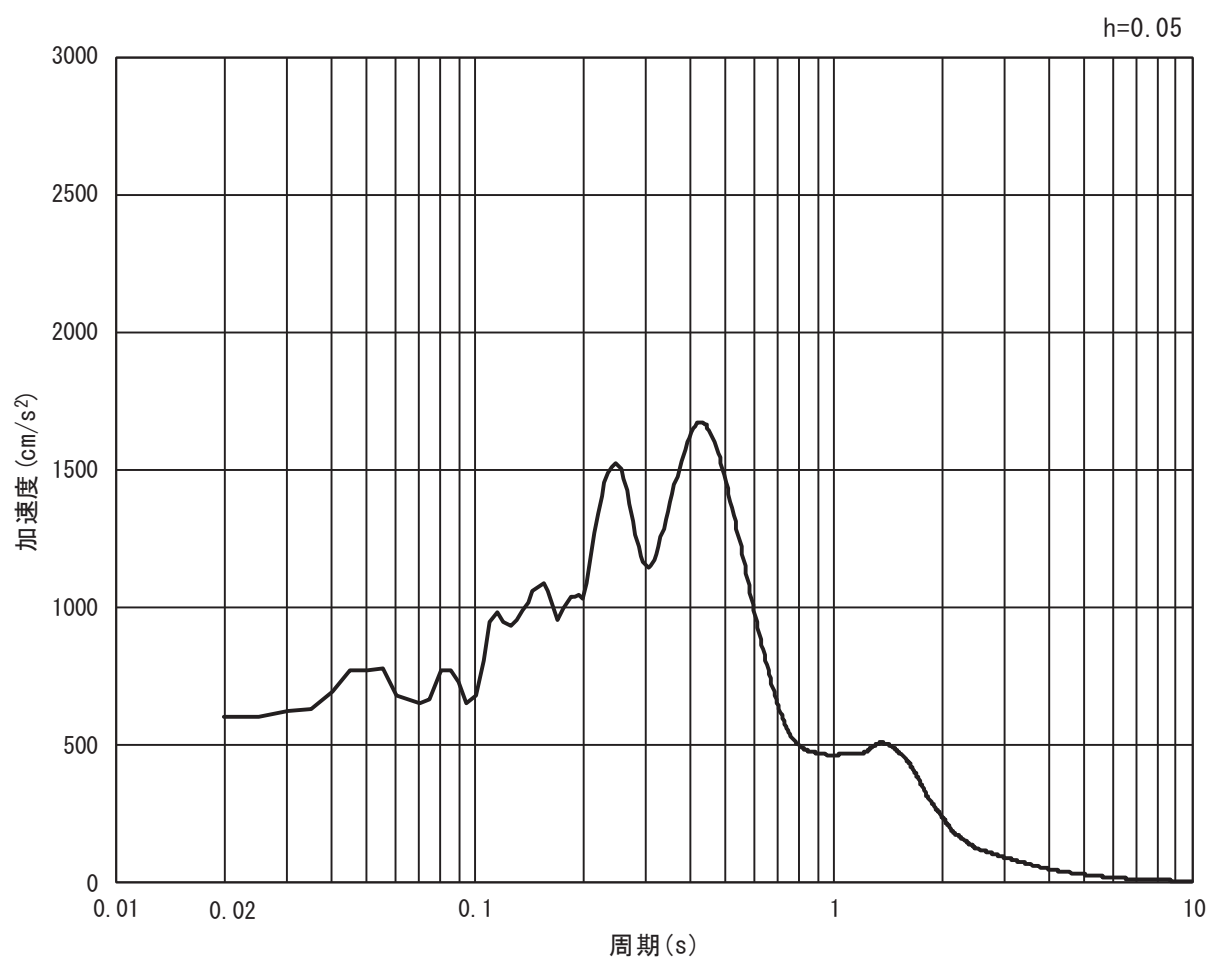
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



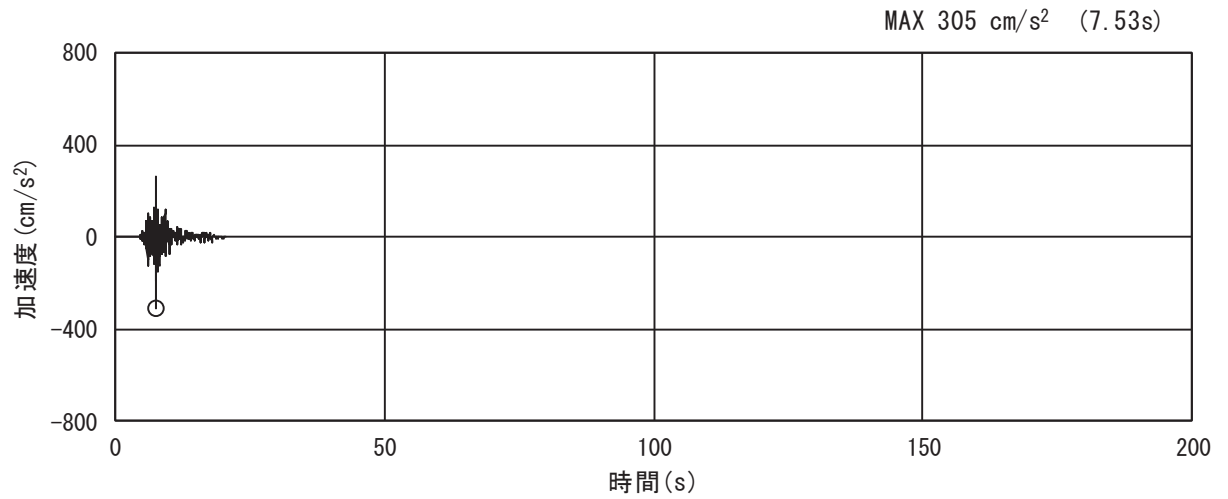


(a) 加速度時刻歴波形

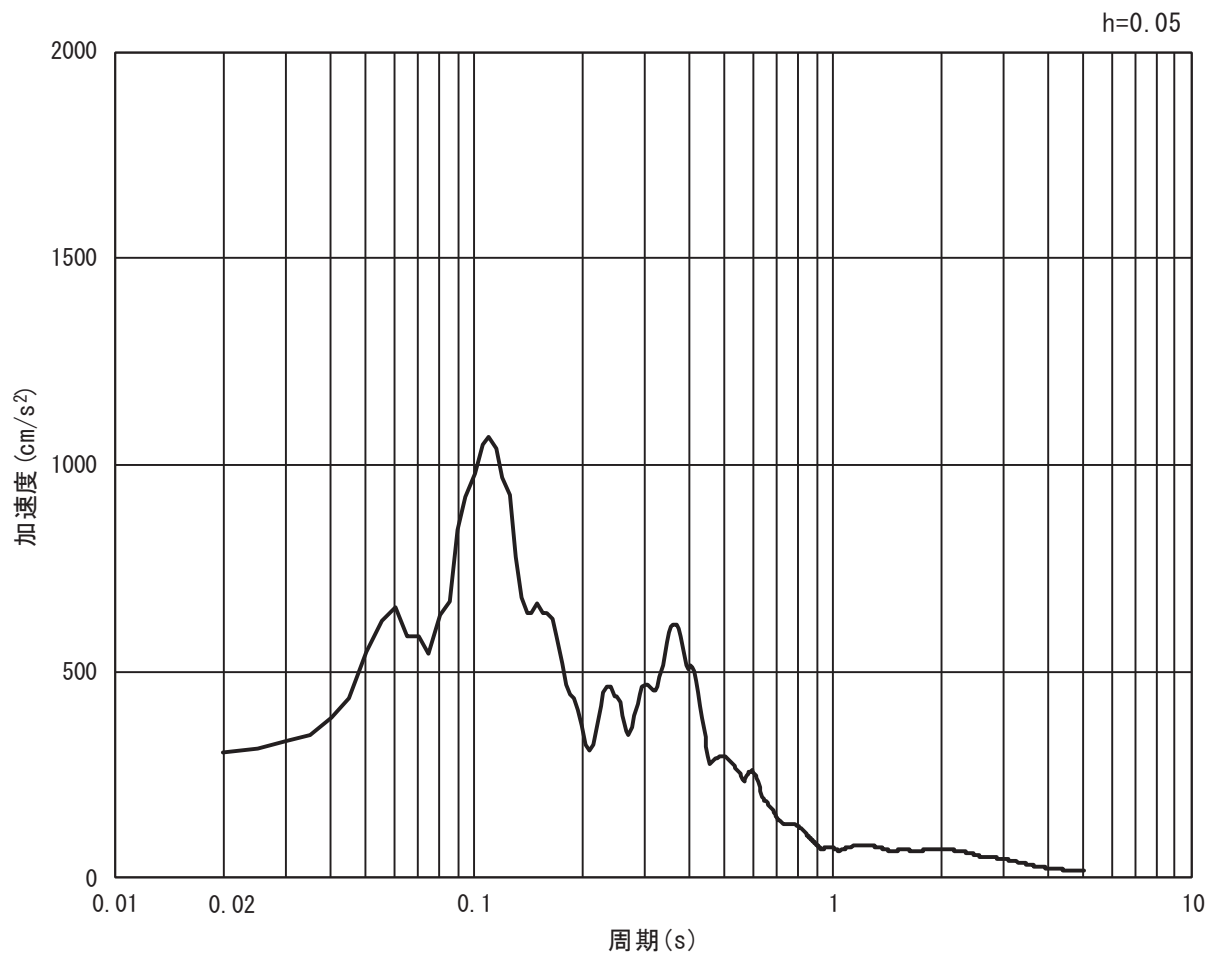


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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)



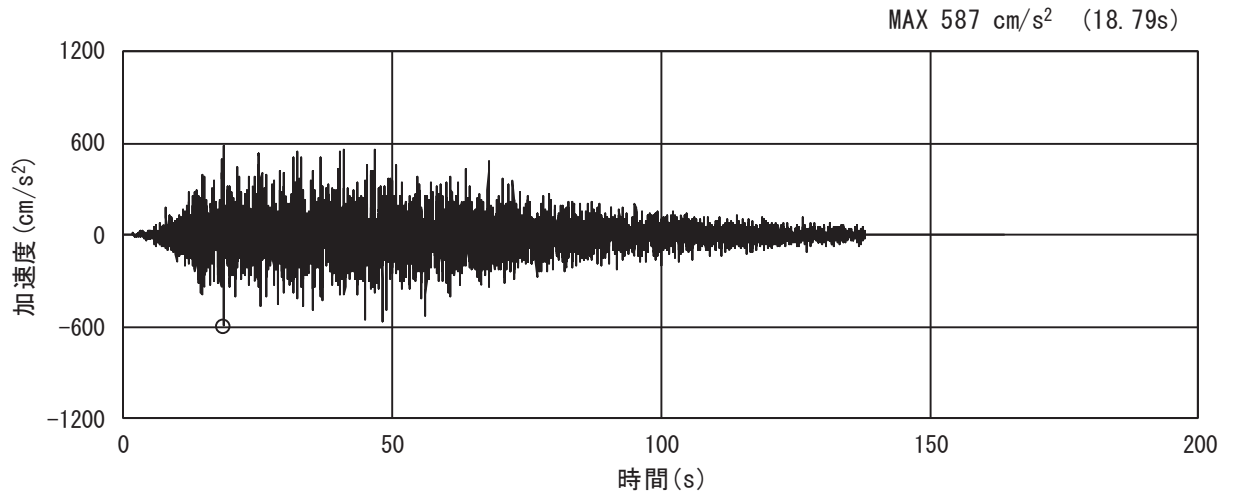
(a) 加速度時刻歴波形



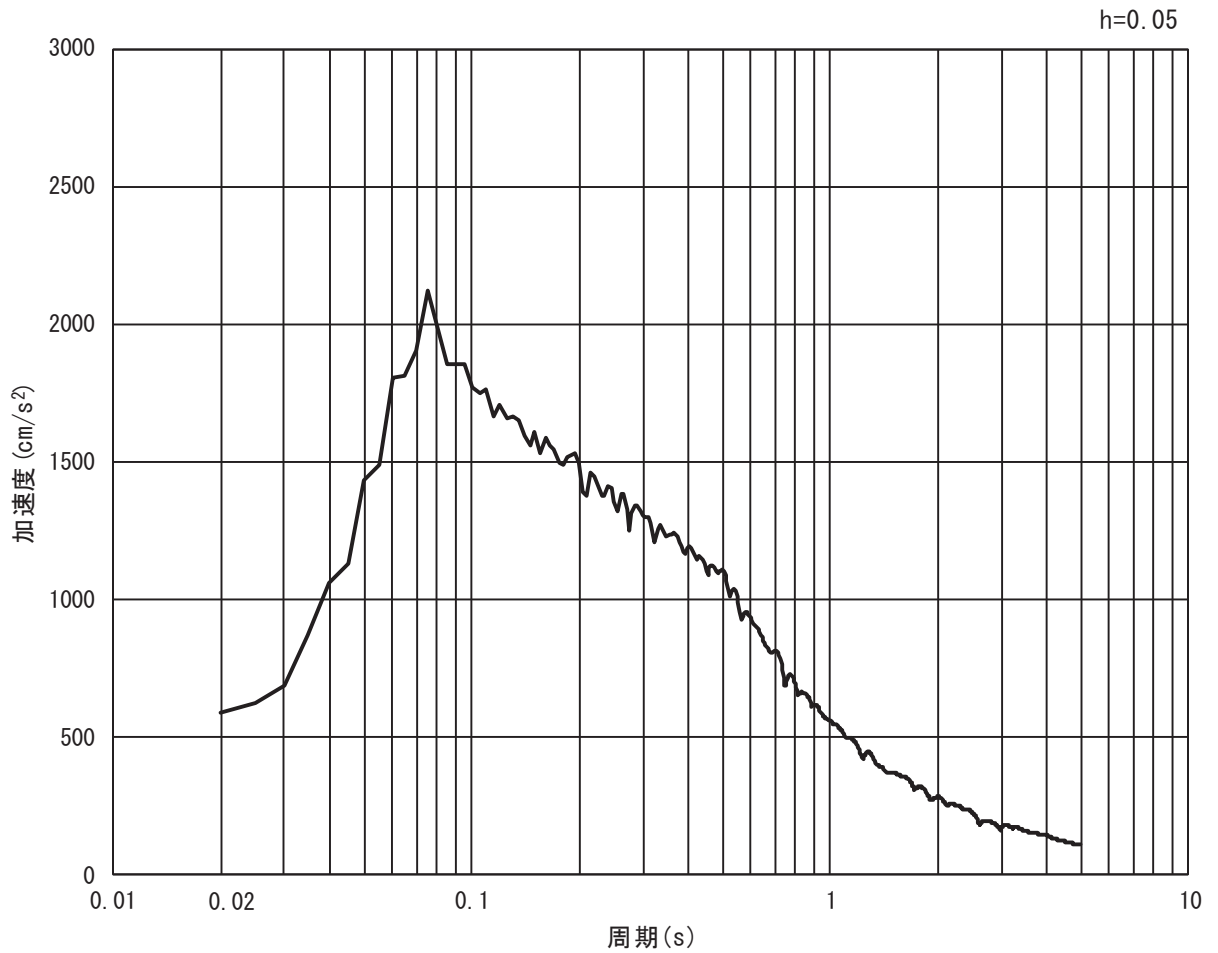
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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) 断面③

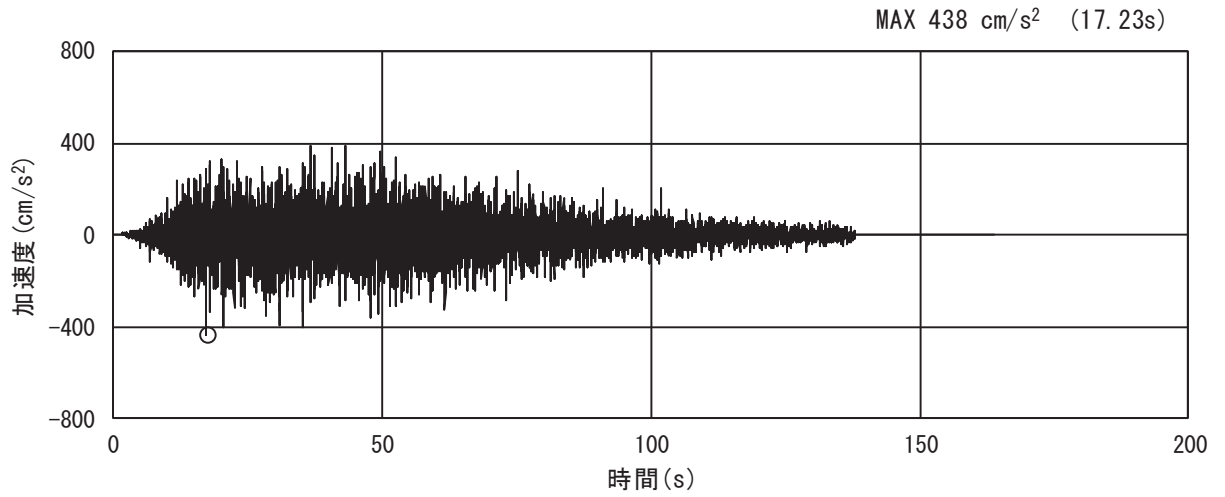


(a) 加速度時刻歴波形

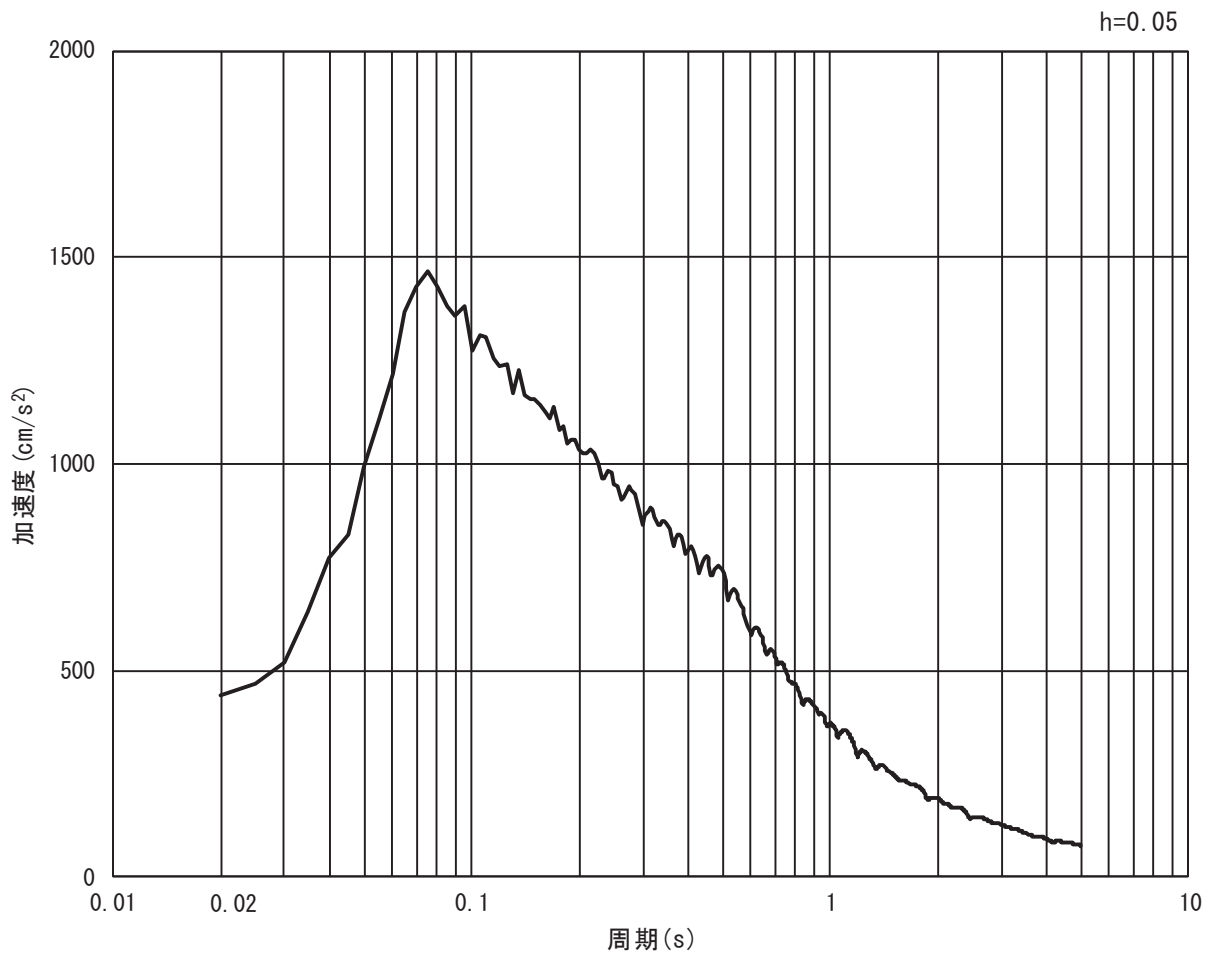


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-5(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)

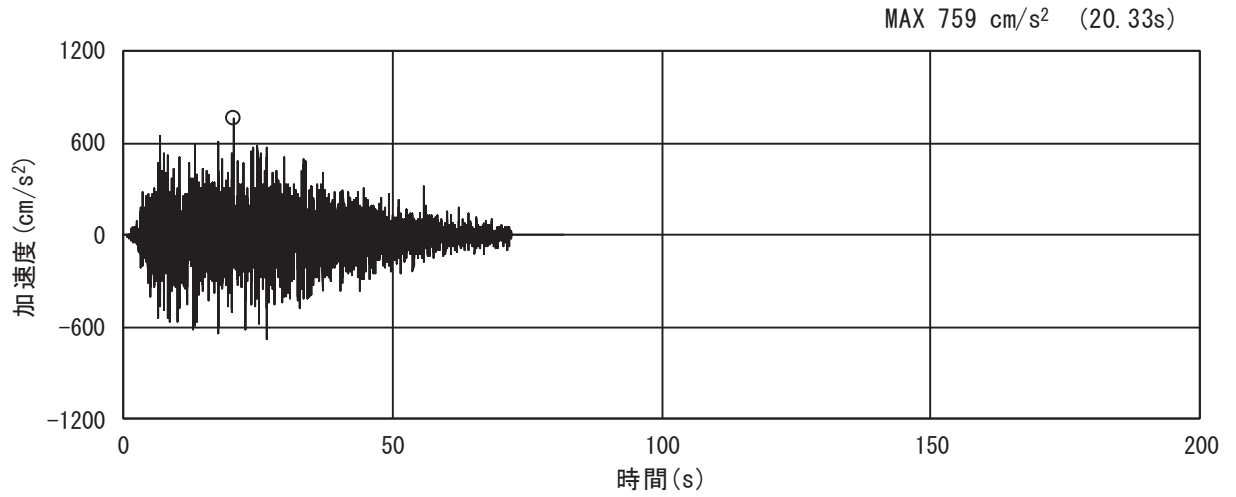


(a) 加速度時刻歴波形

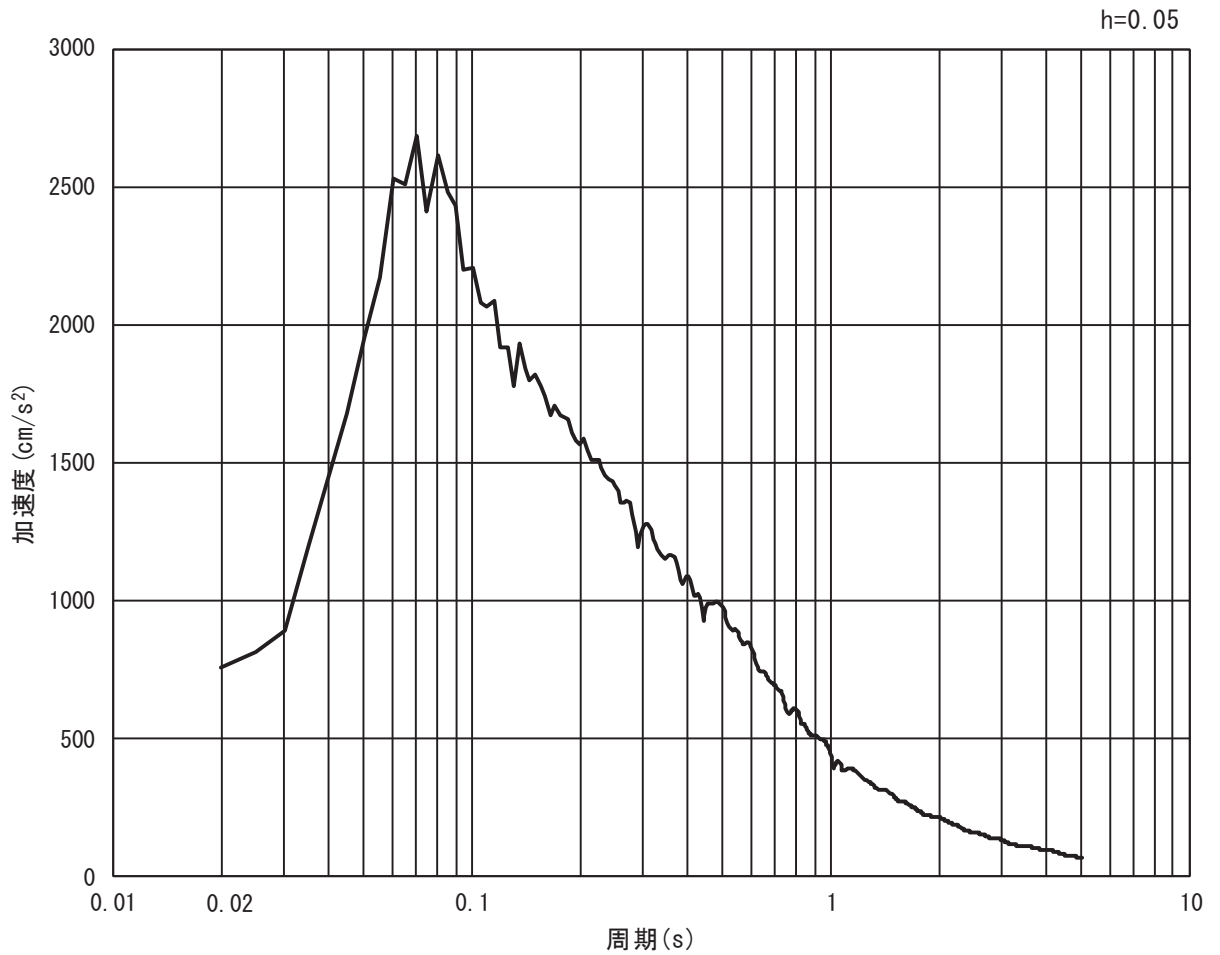


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

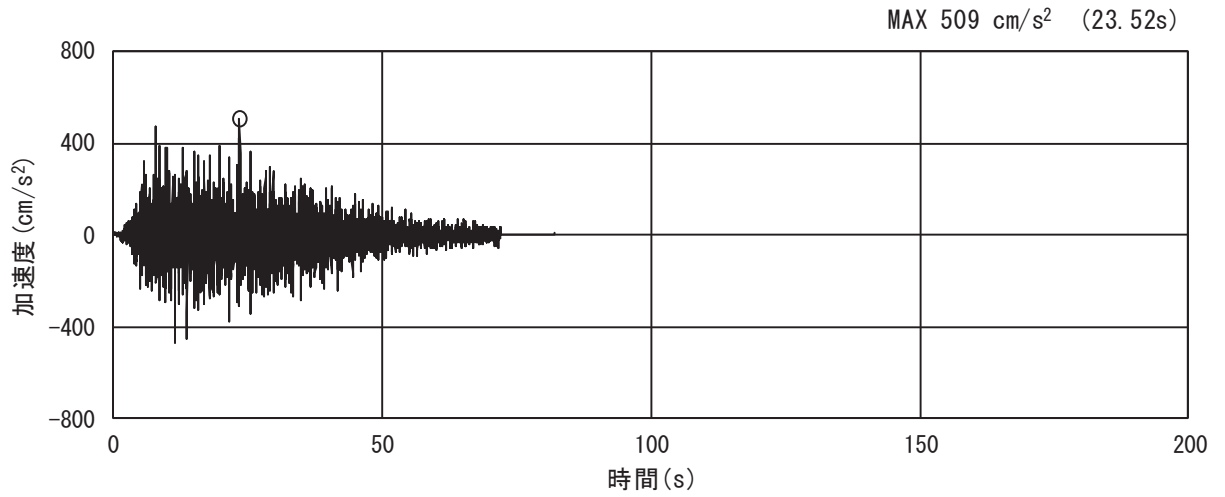


(a) 加速度時刻歴波形

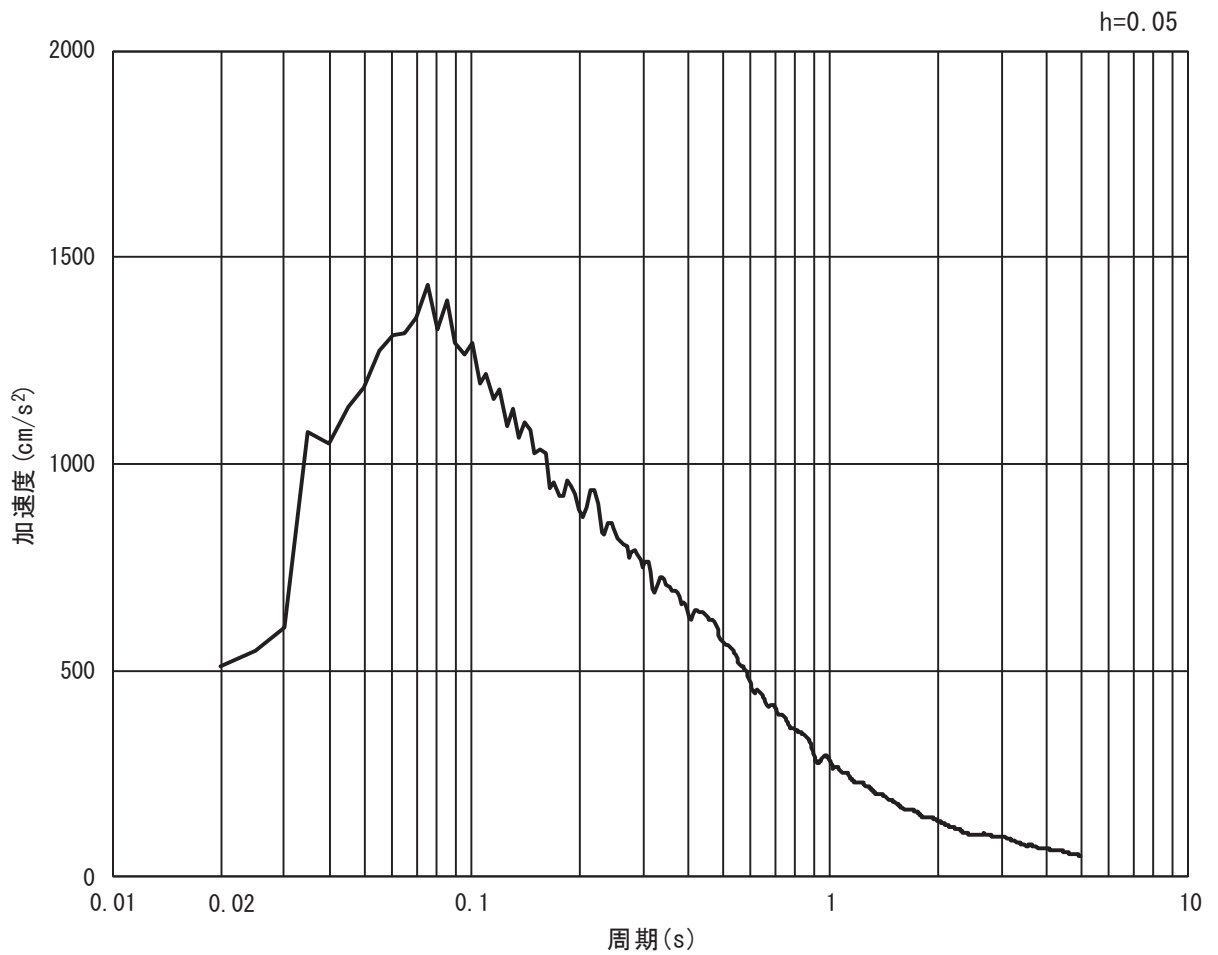


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

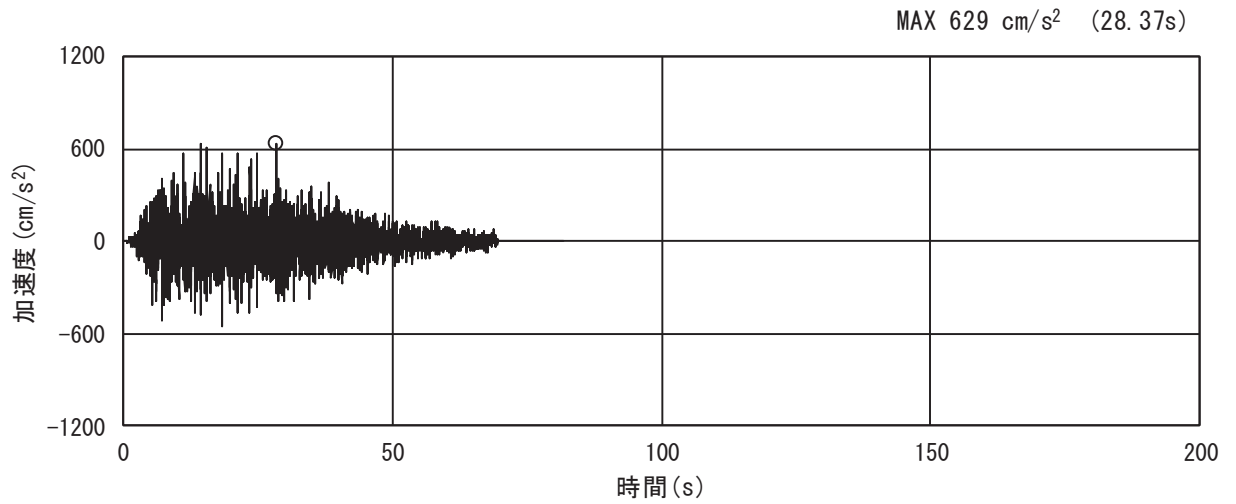


(a) 加速度時刻歴波形

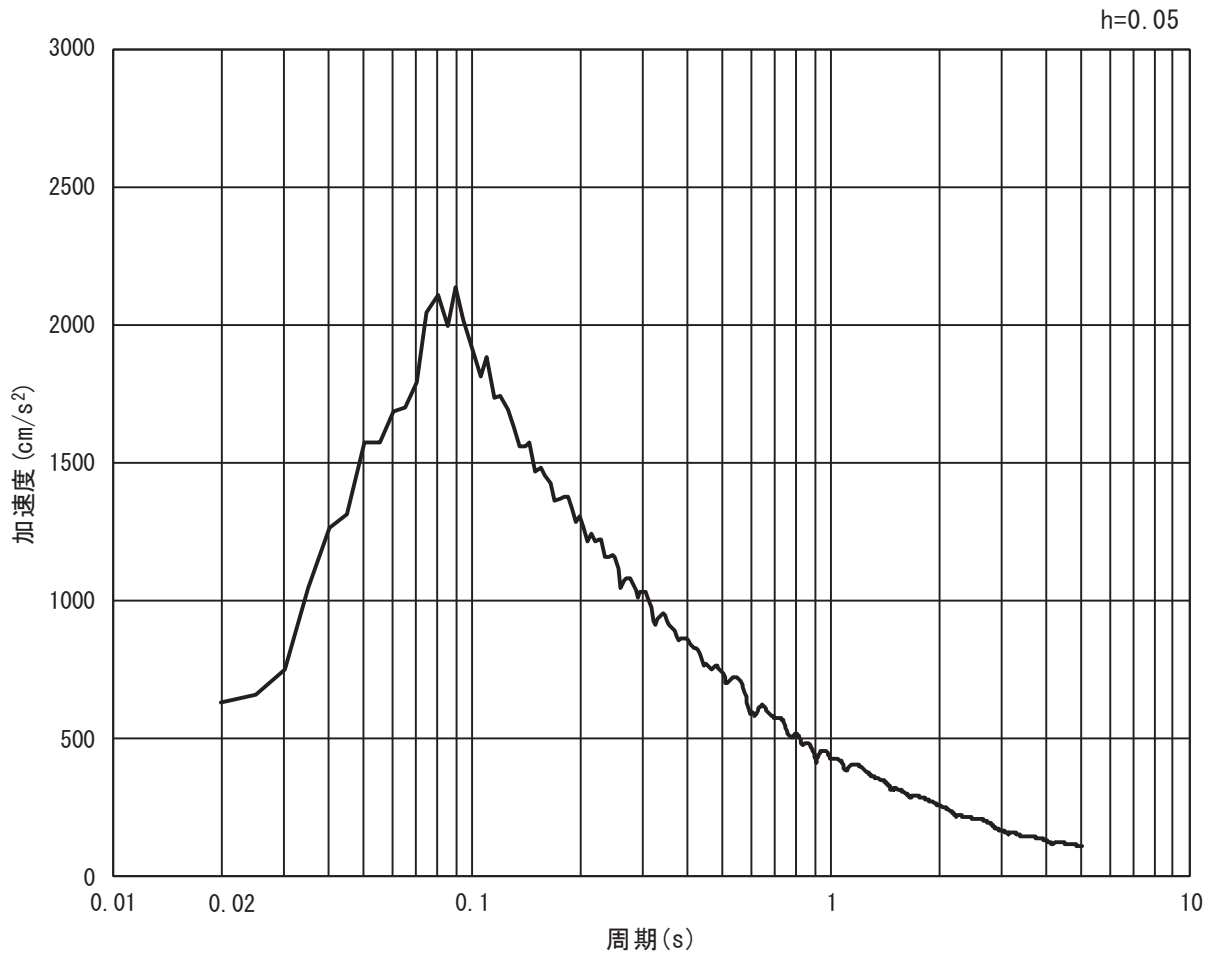


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

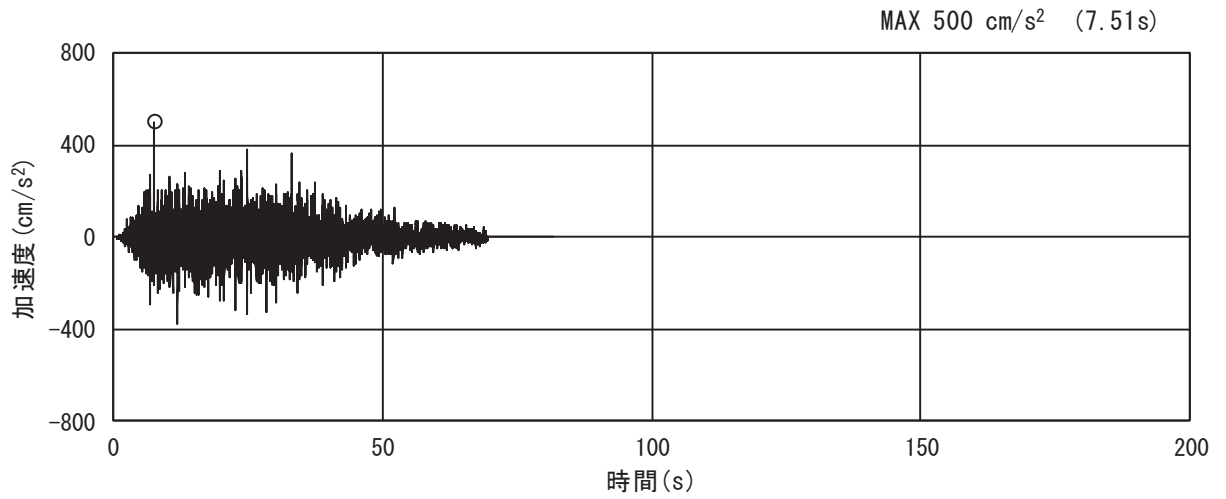


(a) 加速度時刻歴波形

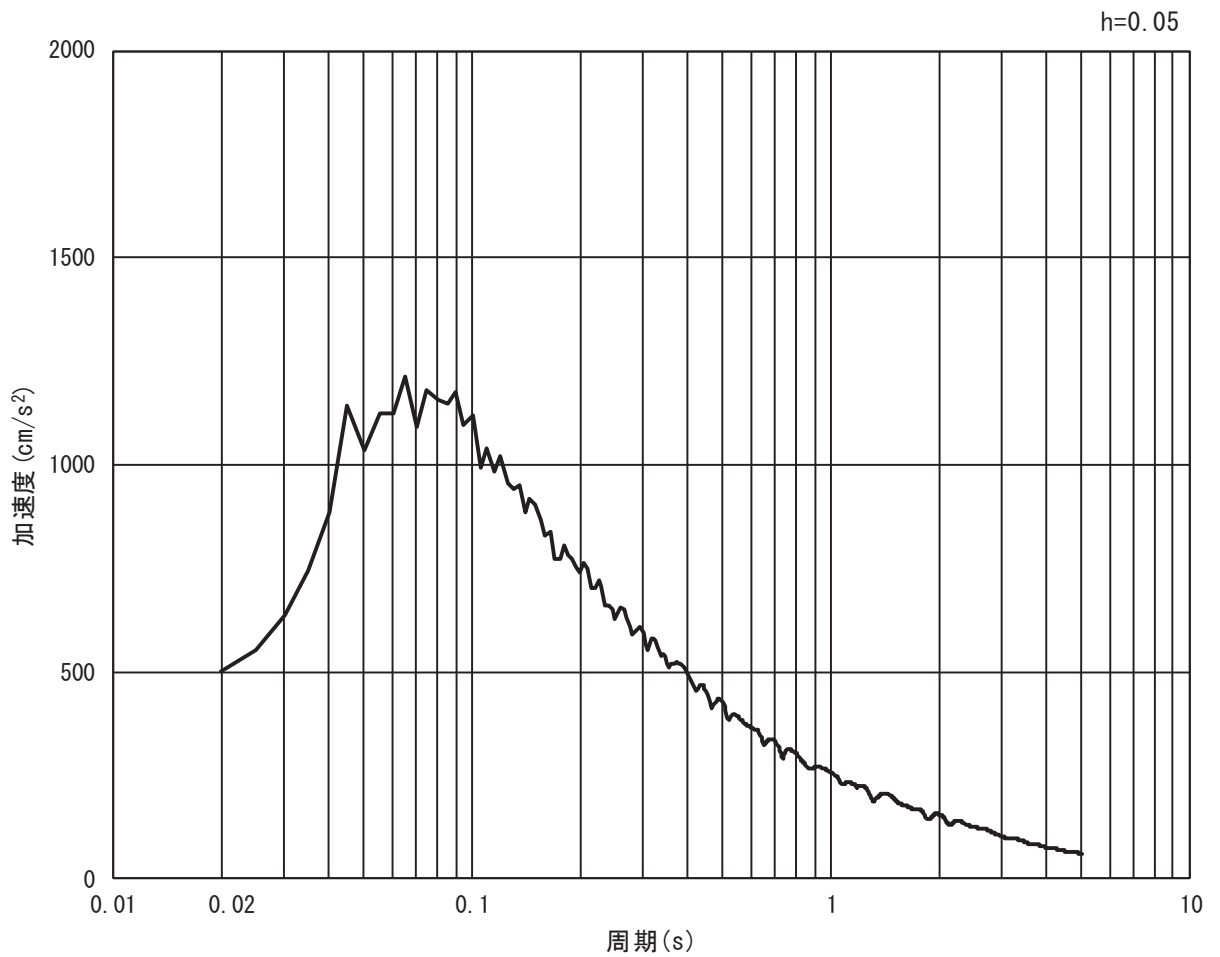


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)



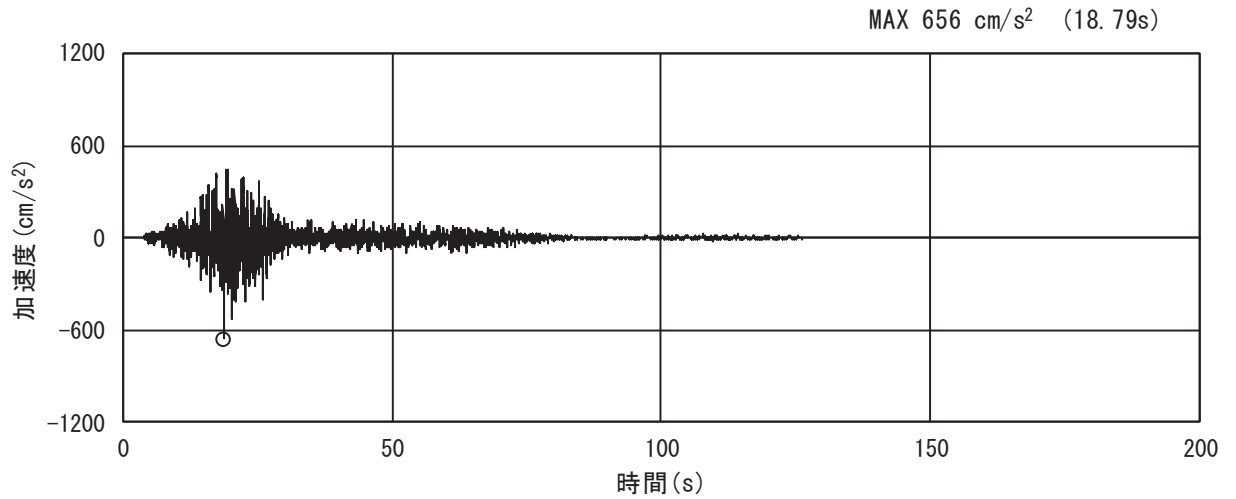
(a) 加速度時刻歴波形



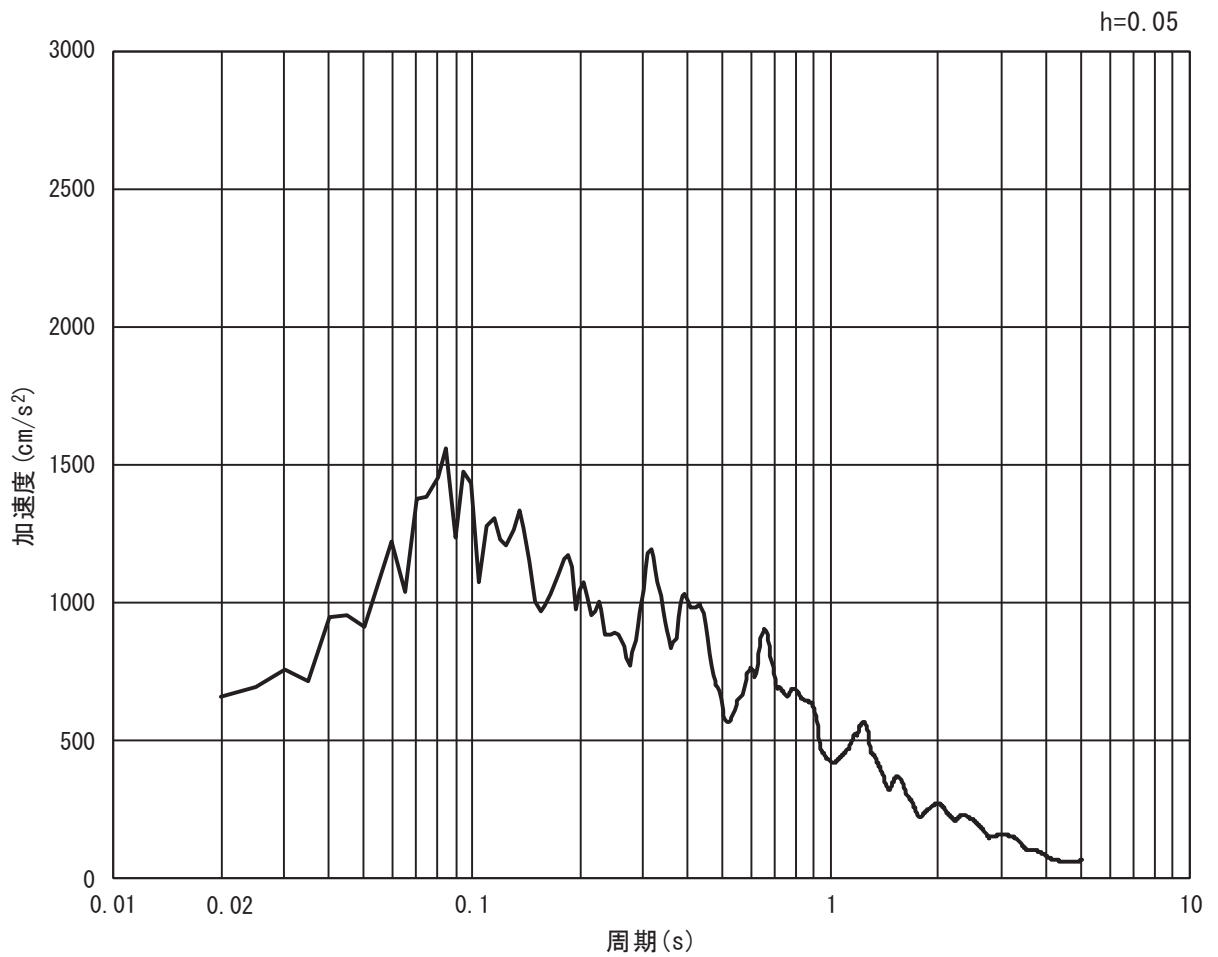
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)



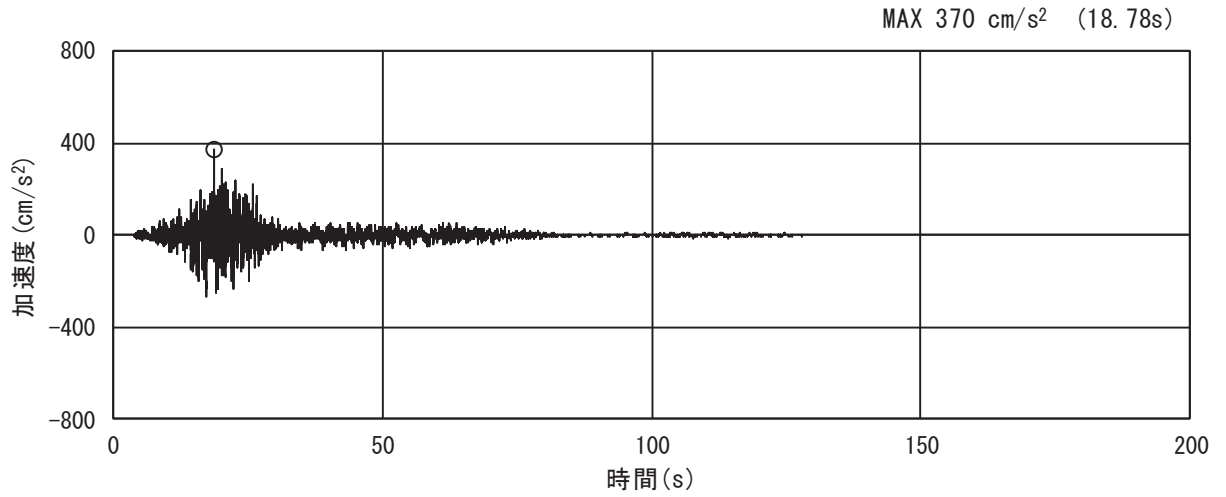


(a) 加速度時刻歴波形

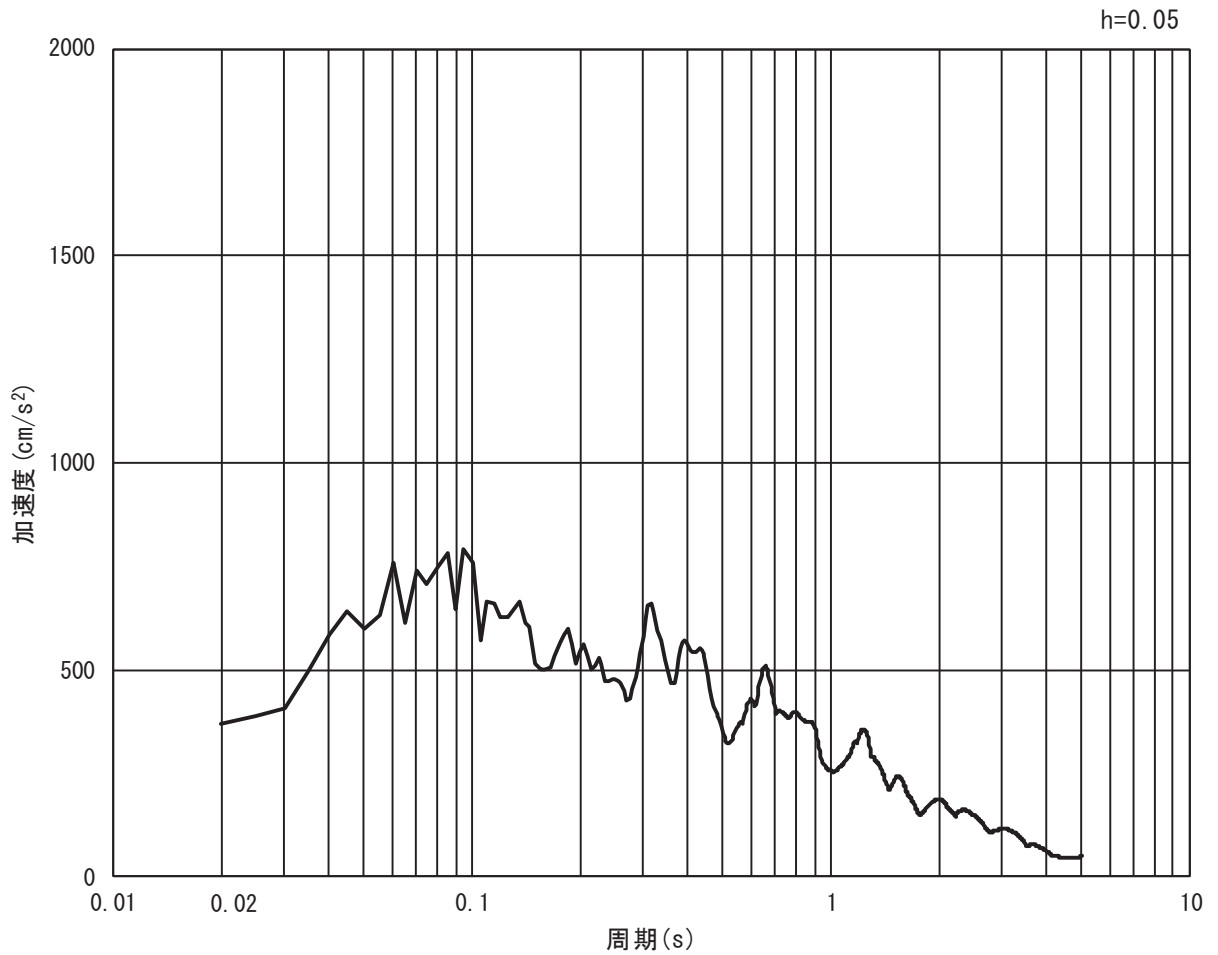


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

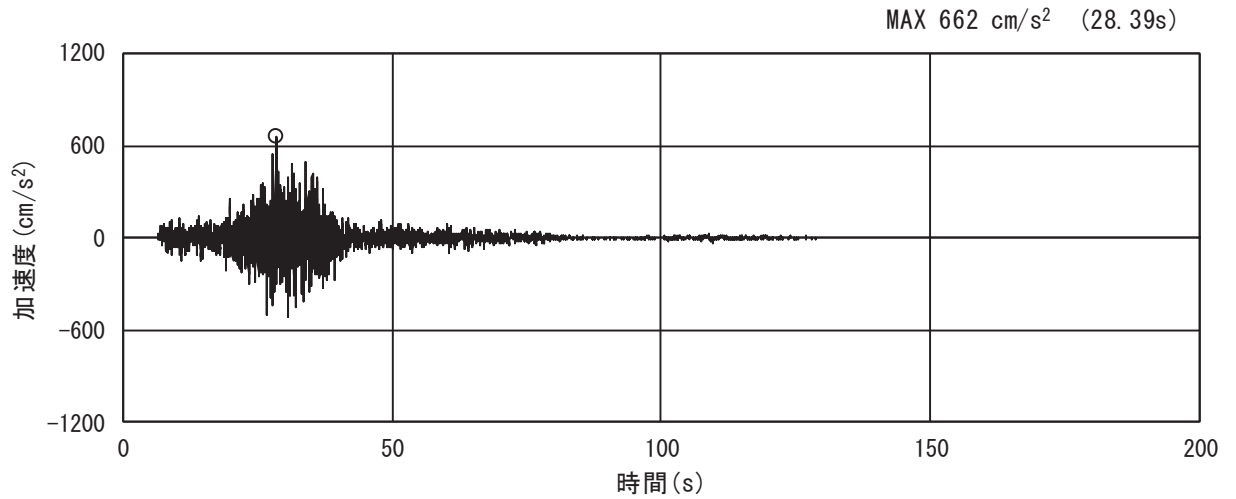


(a) 加速度時刻歴波形

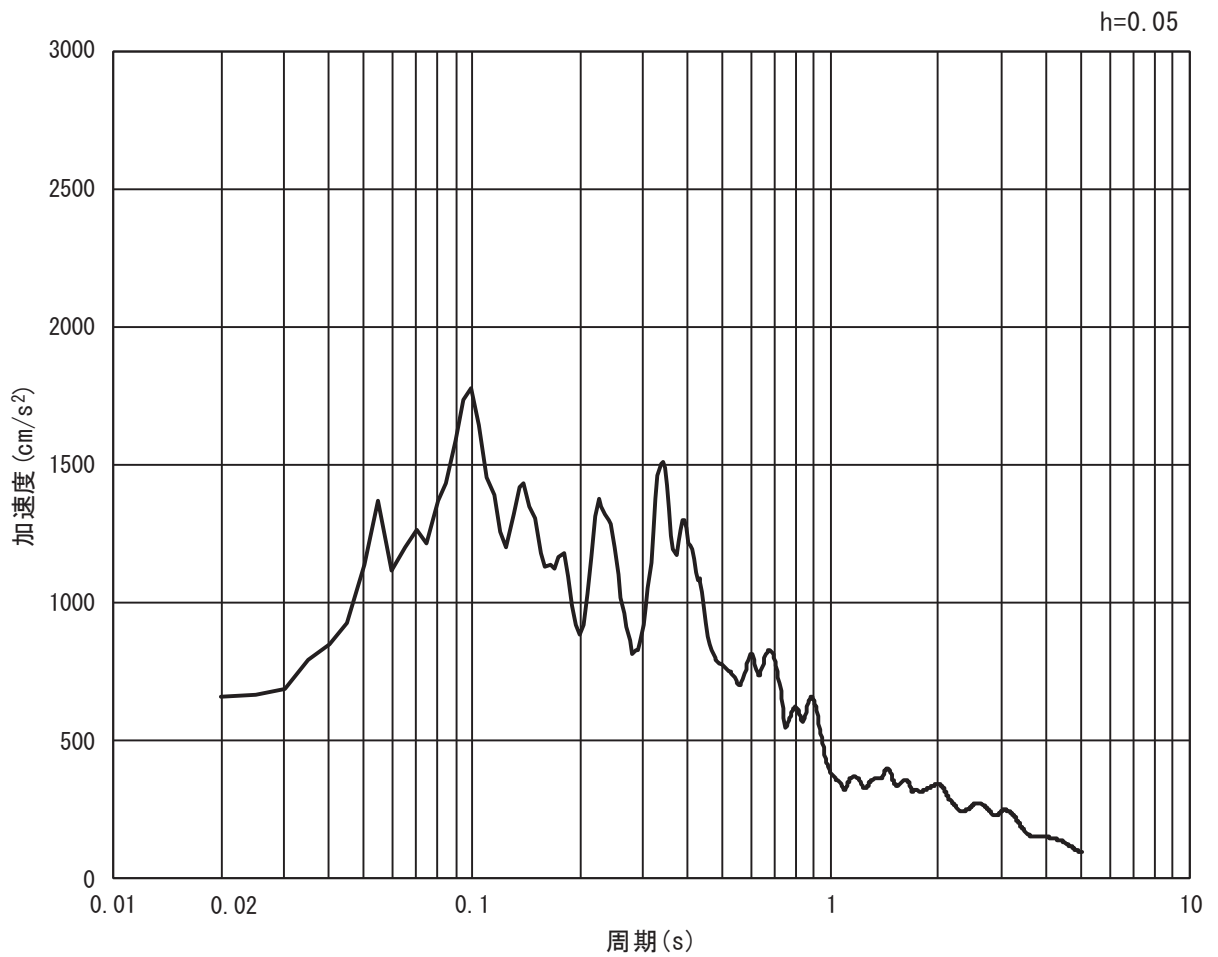


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

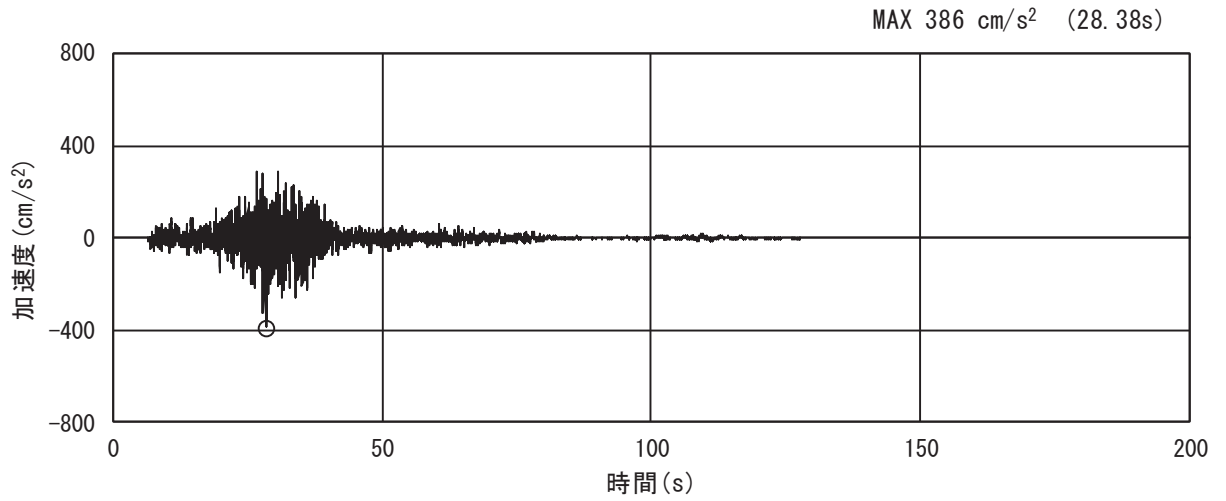


(a) 加速度時刻歴波形

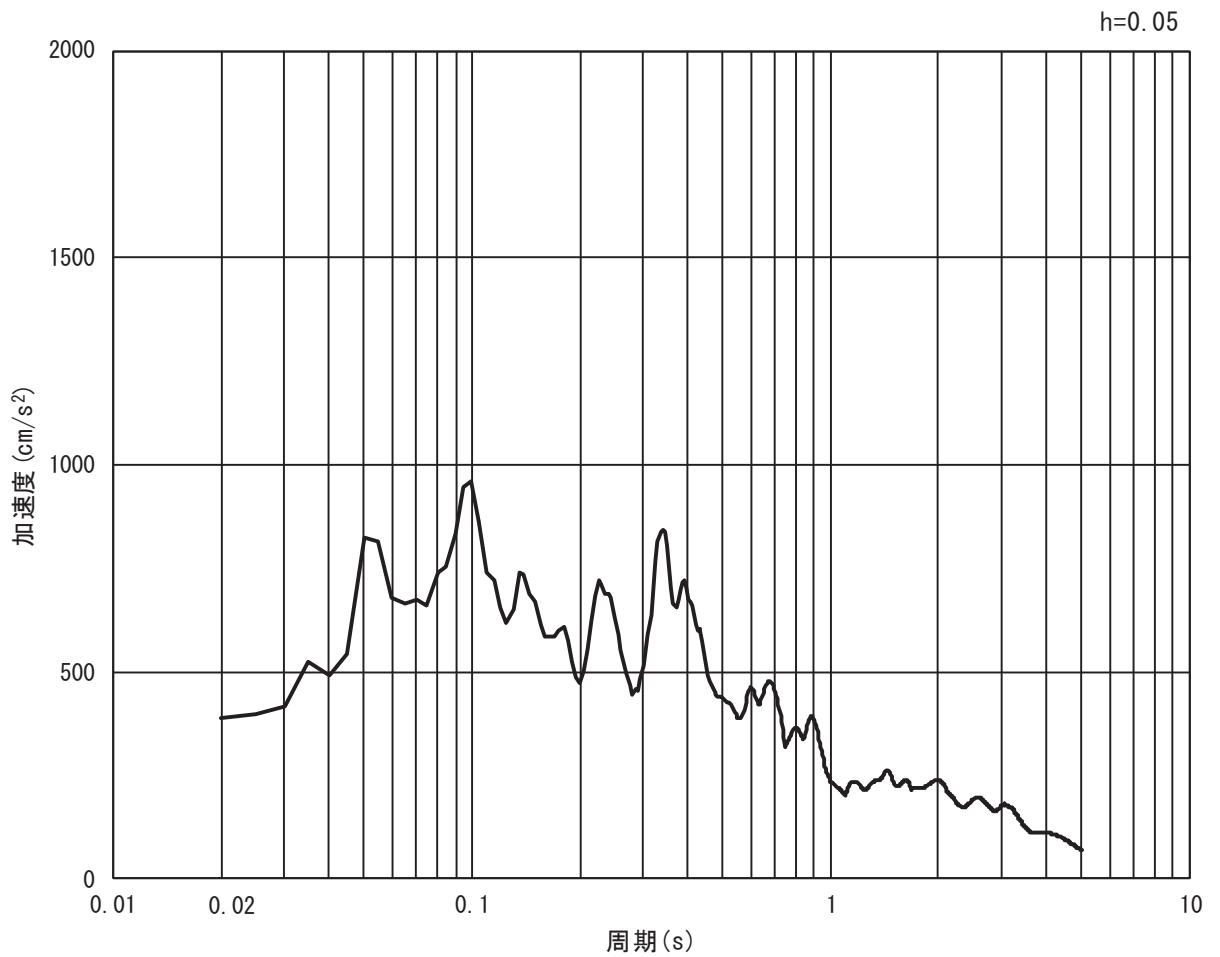


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

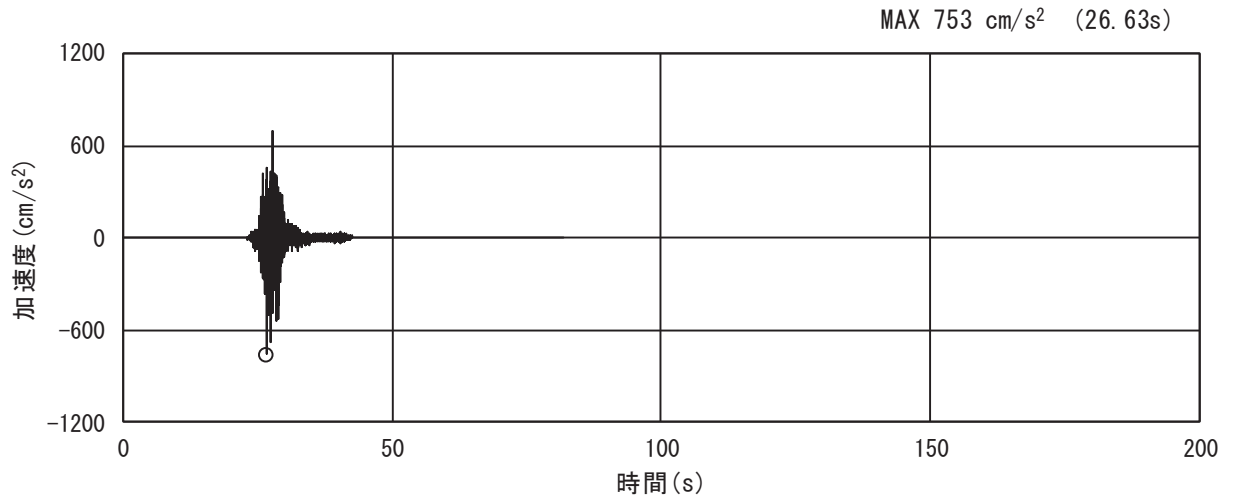


(a) 加速度時刻歴波形

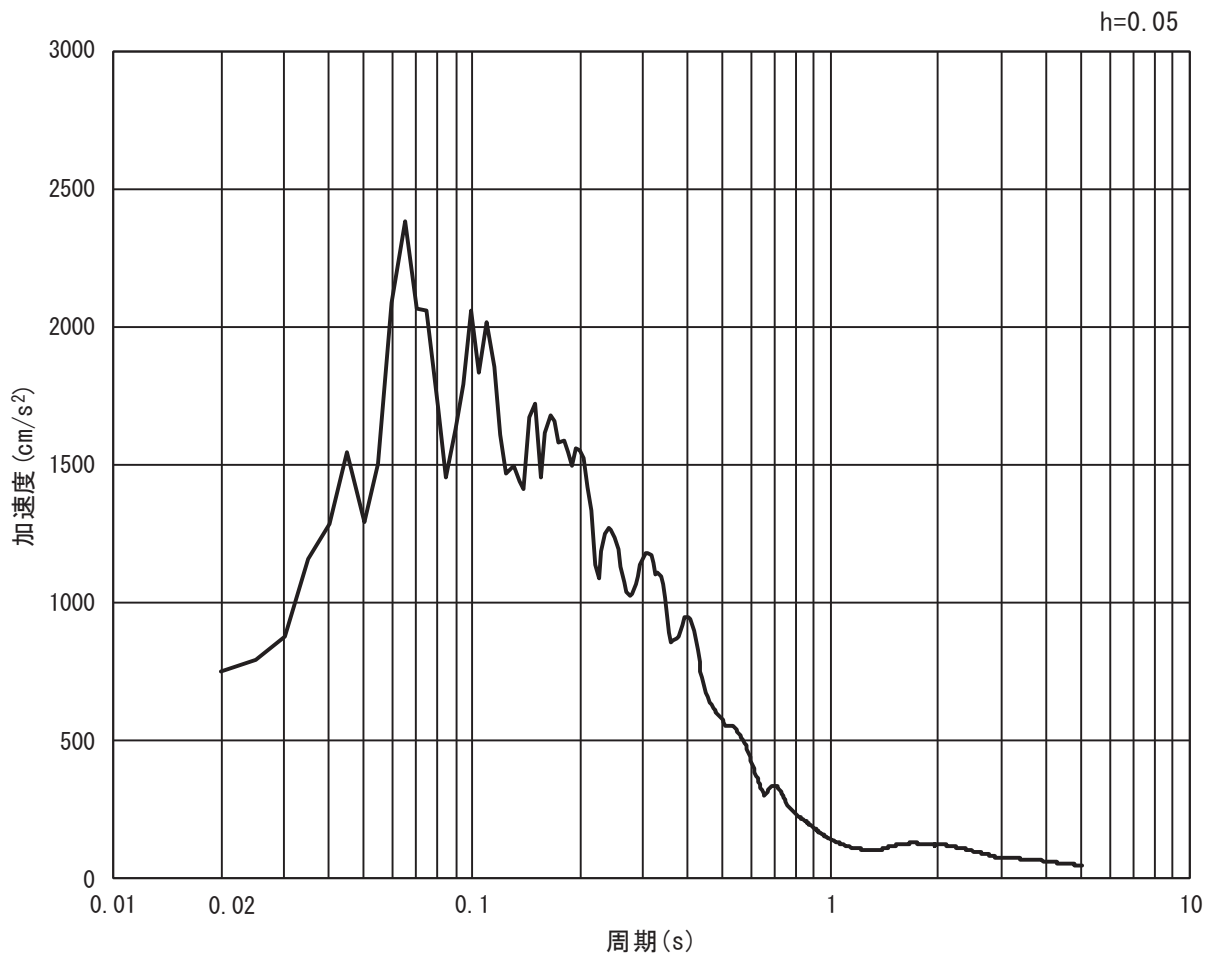


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

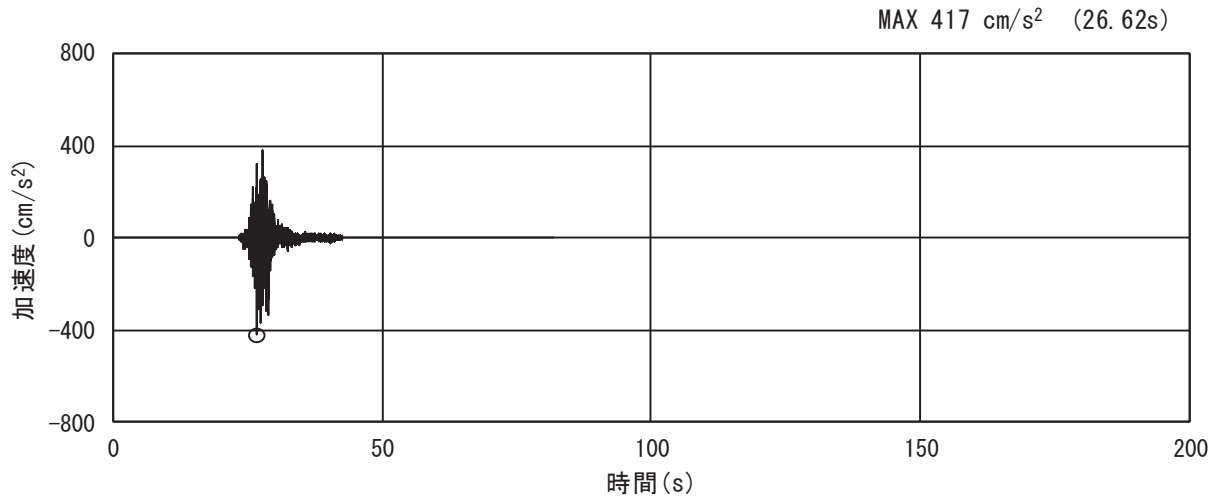


(a) 加速度時刻歴波形

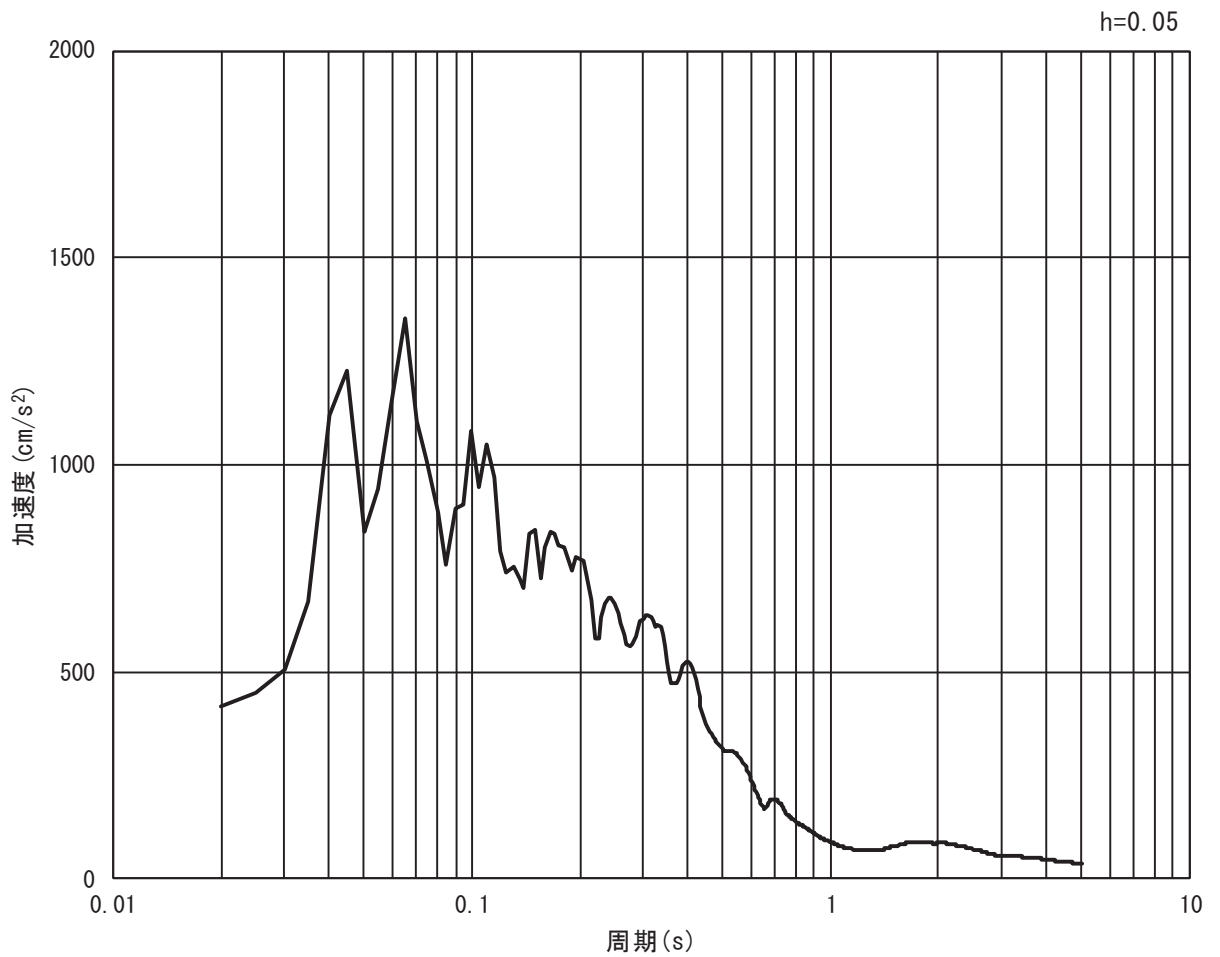


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)

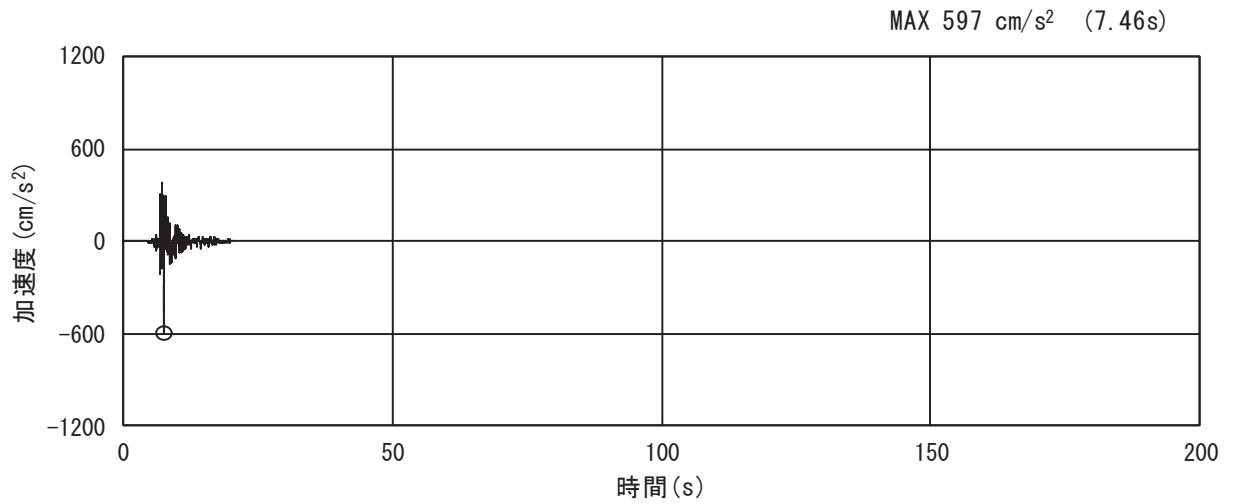


(a) 加速度時刻歴波形

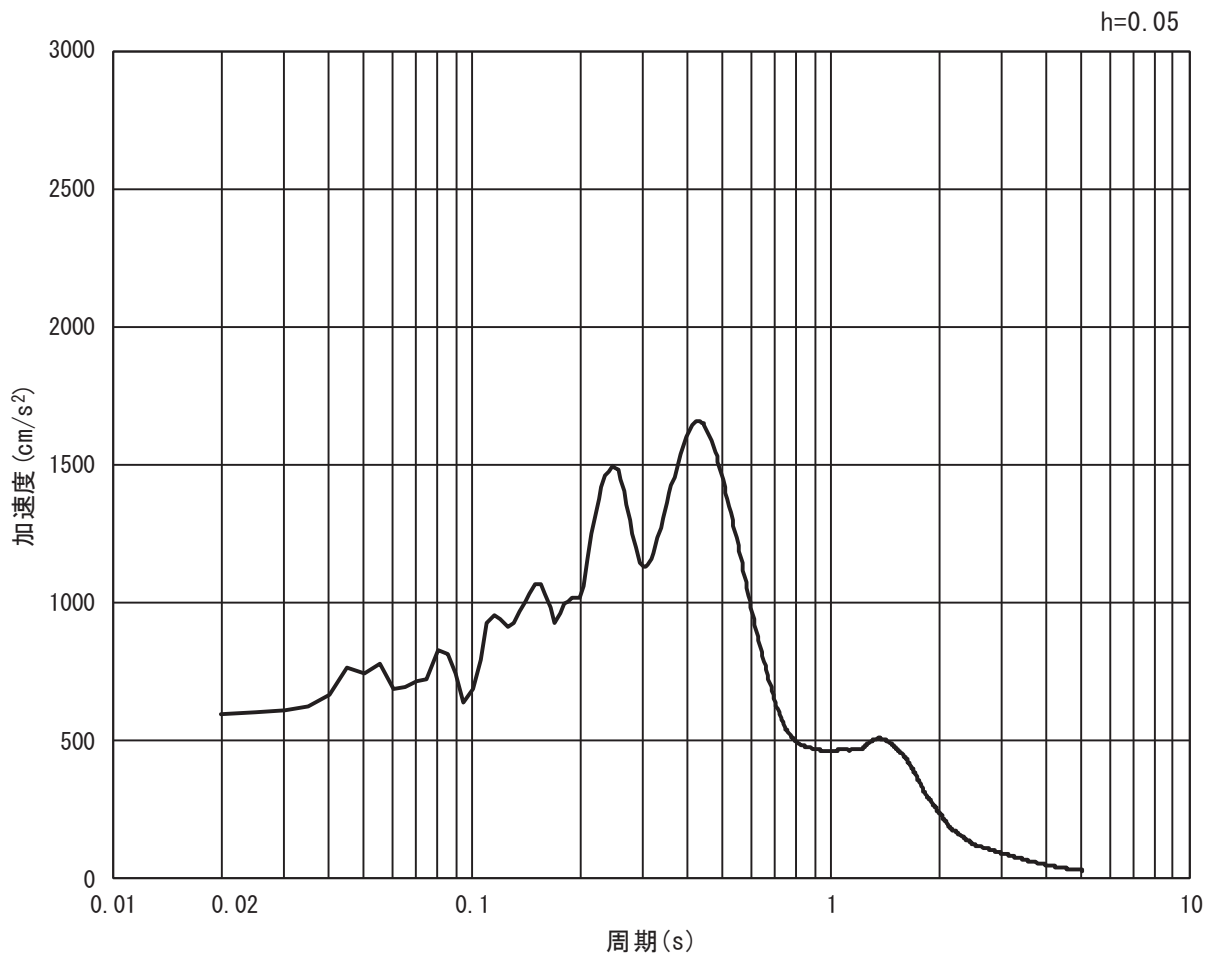


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)



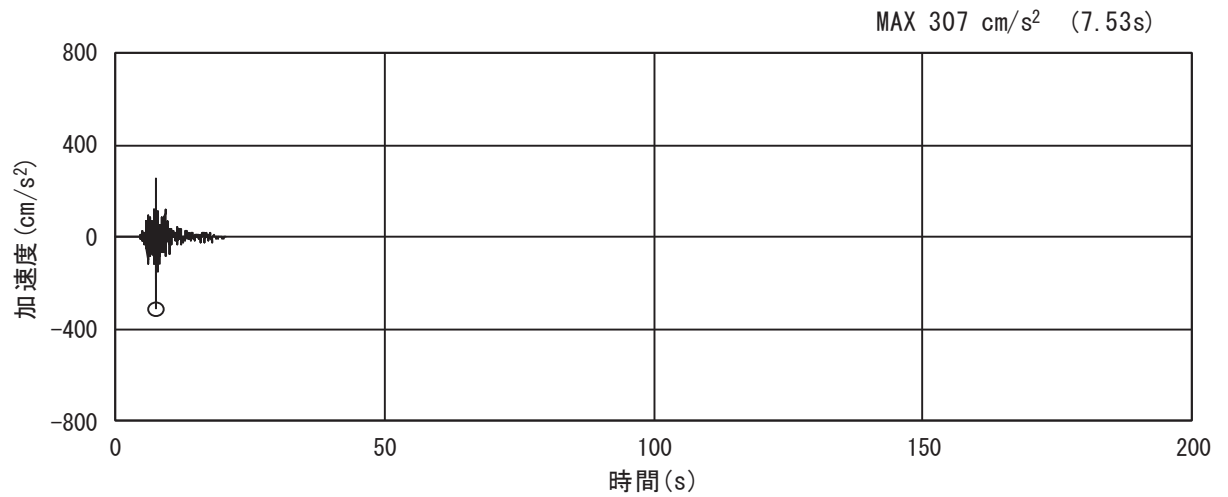
(a) 加速度時刻歴波形



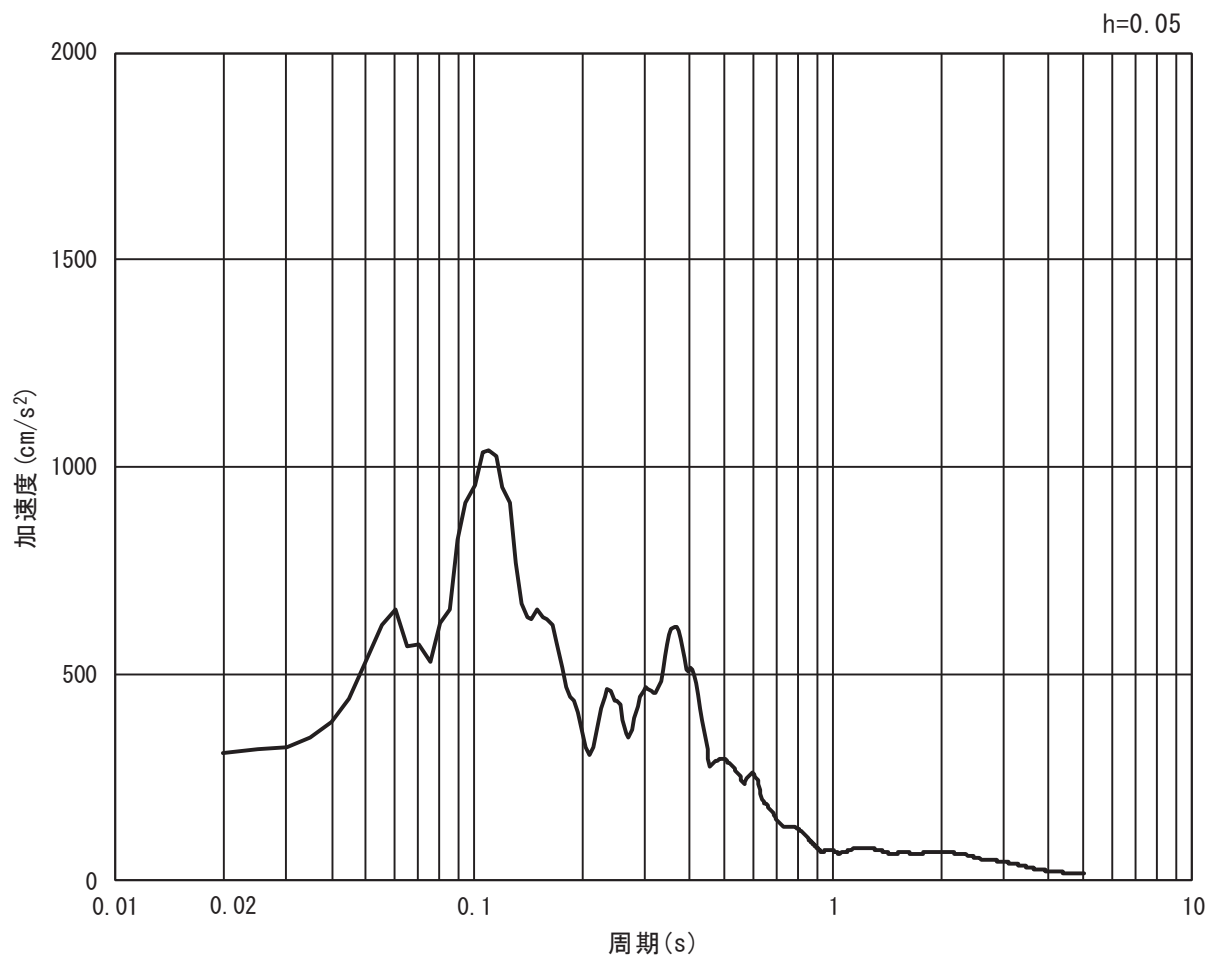
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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)



(a) 加速度時刻歴波形

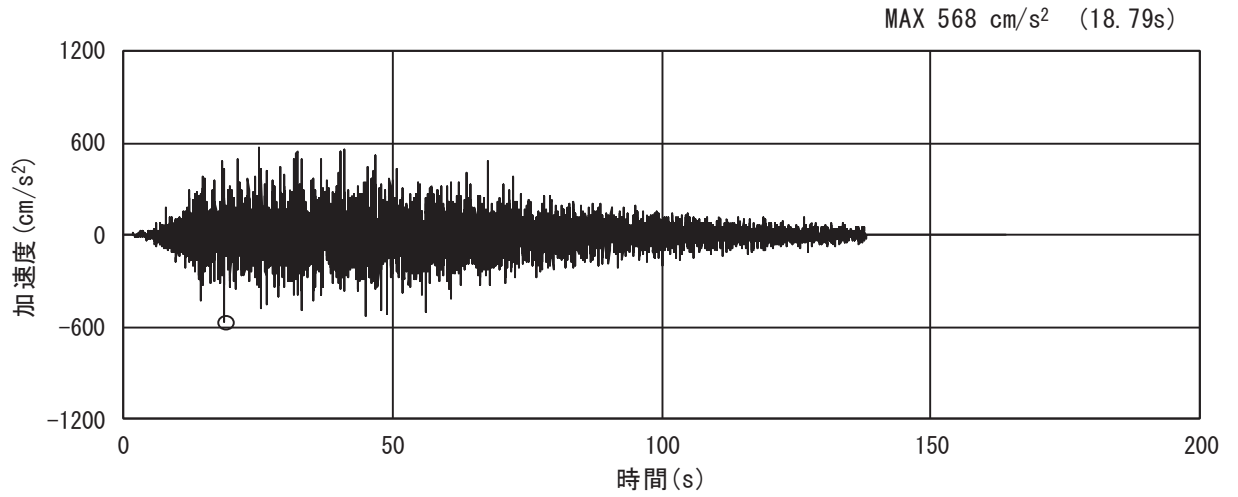


(b) 加速度応答スペクトル

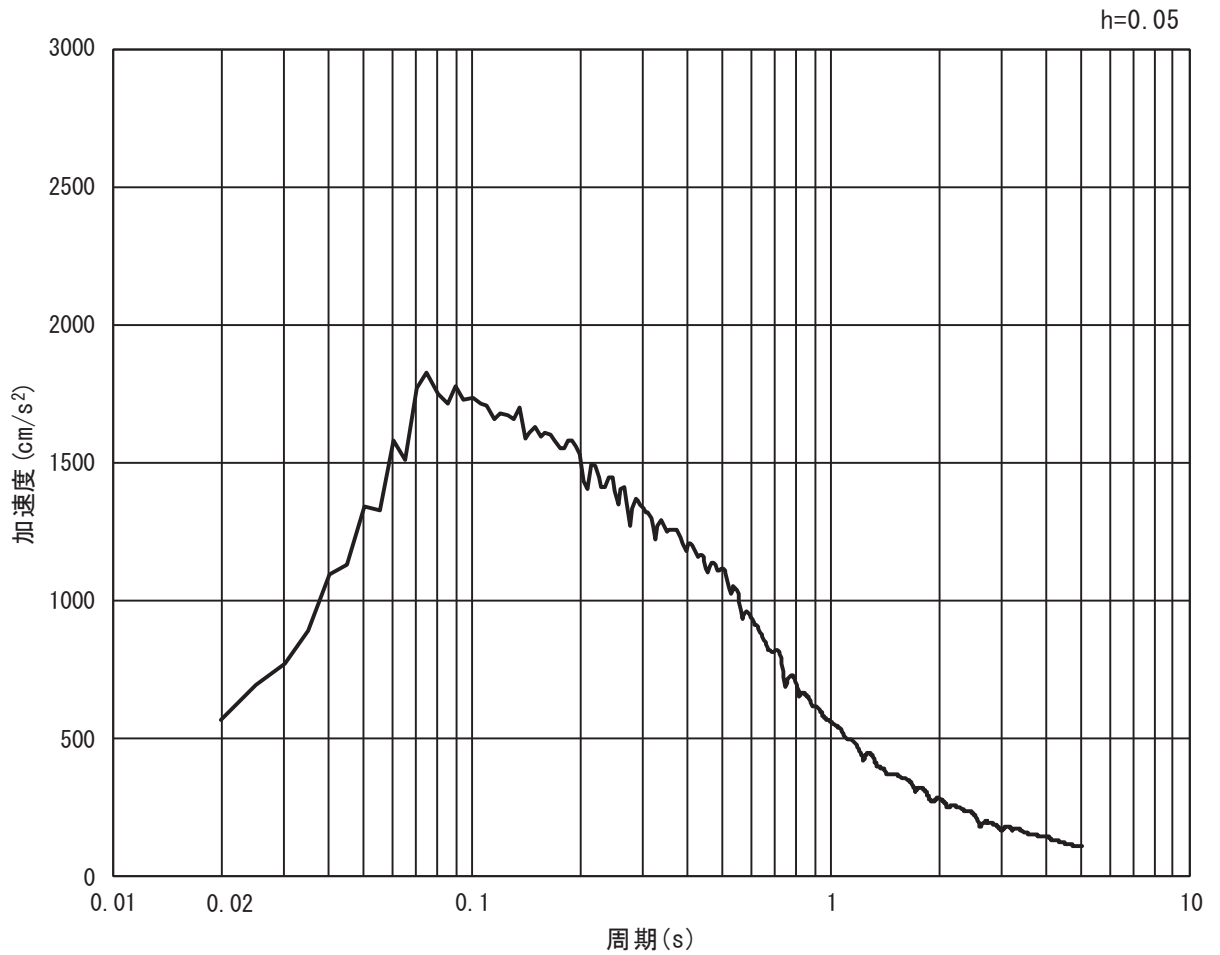
図 3.4-5(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - N 1)



(4) 断面④

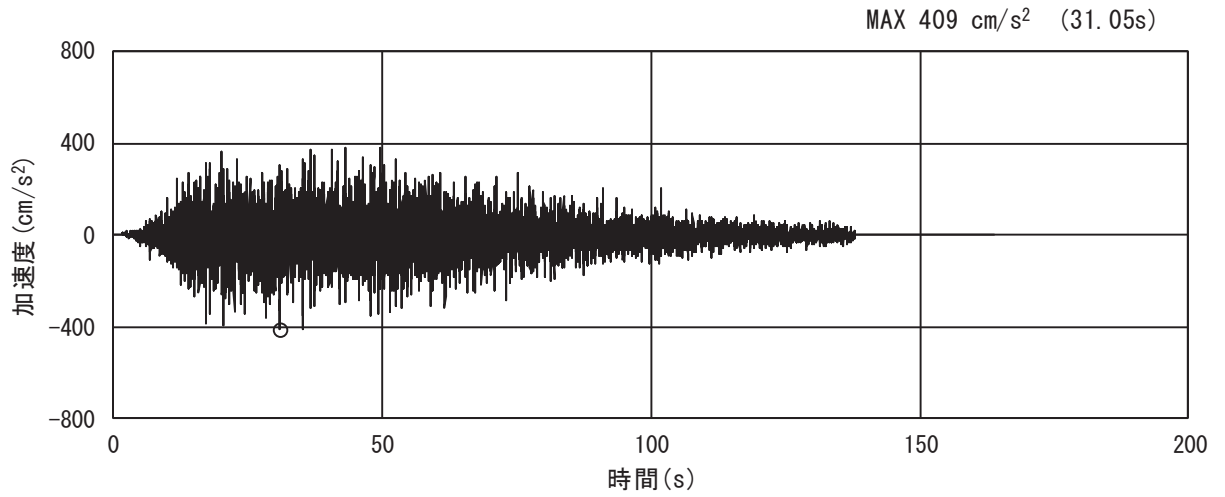


(a) 加速度時刻歴波形

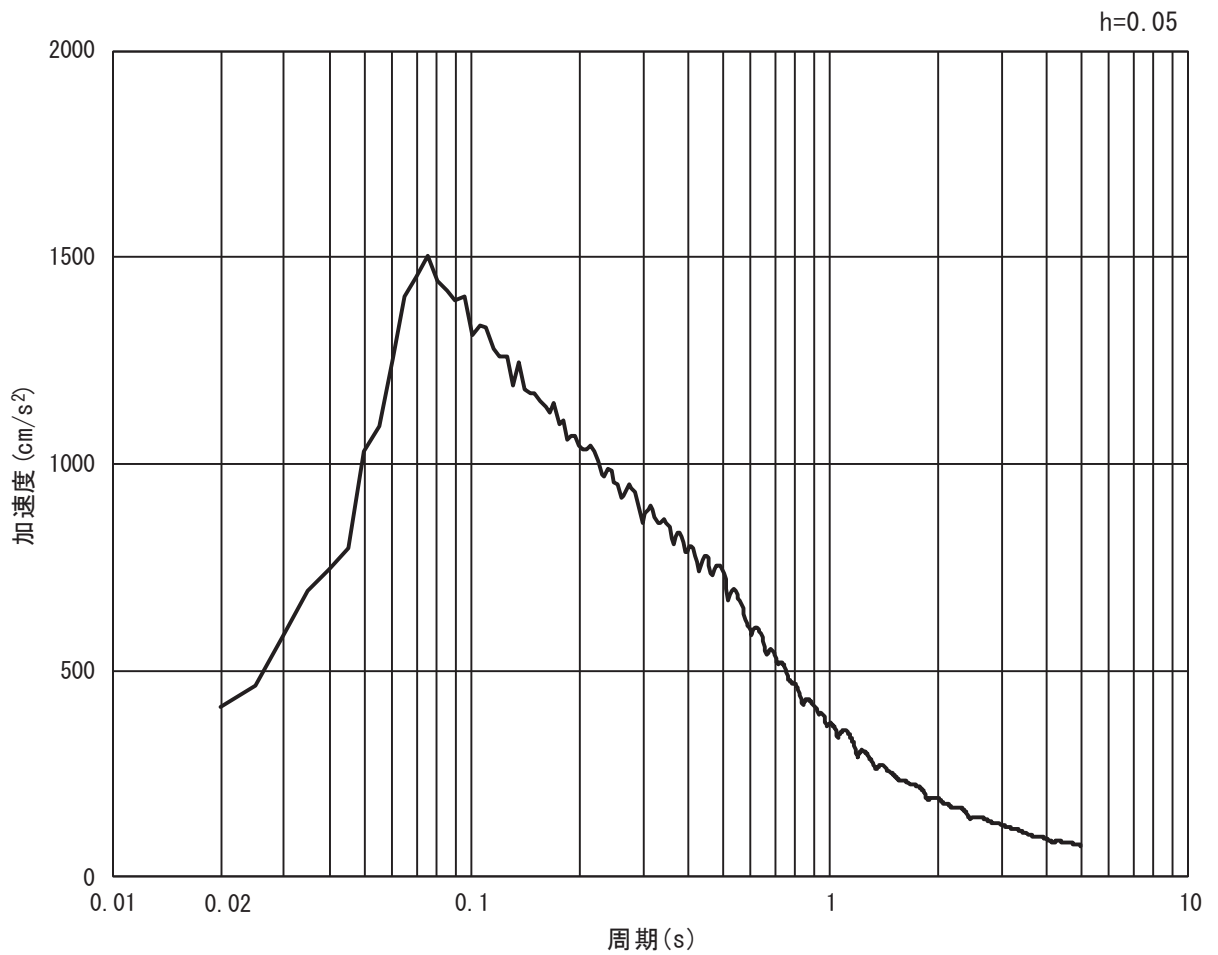


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

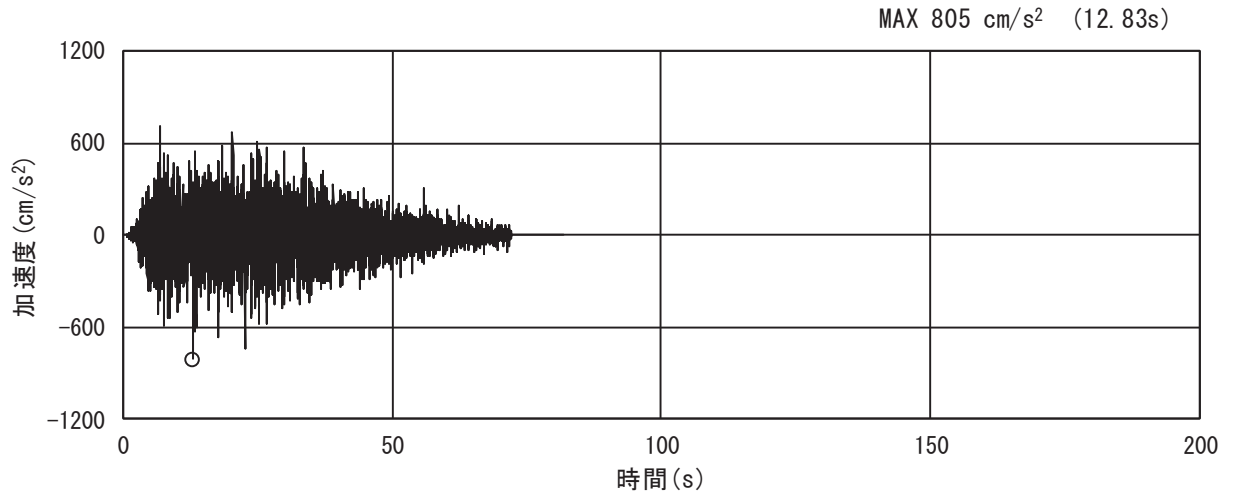


(a) 加速度時刻歴波形

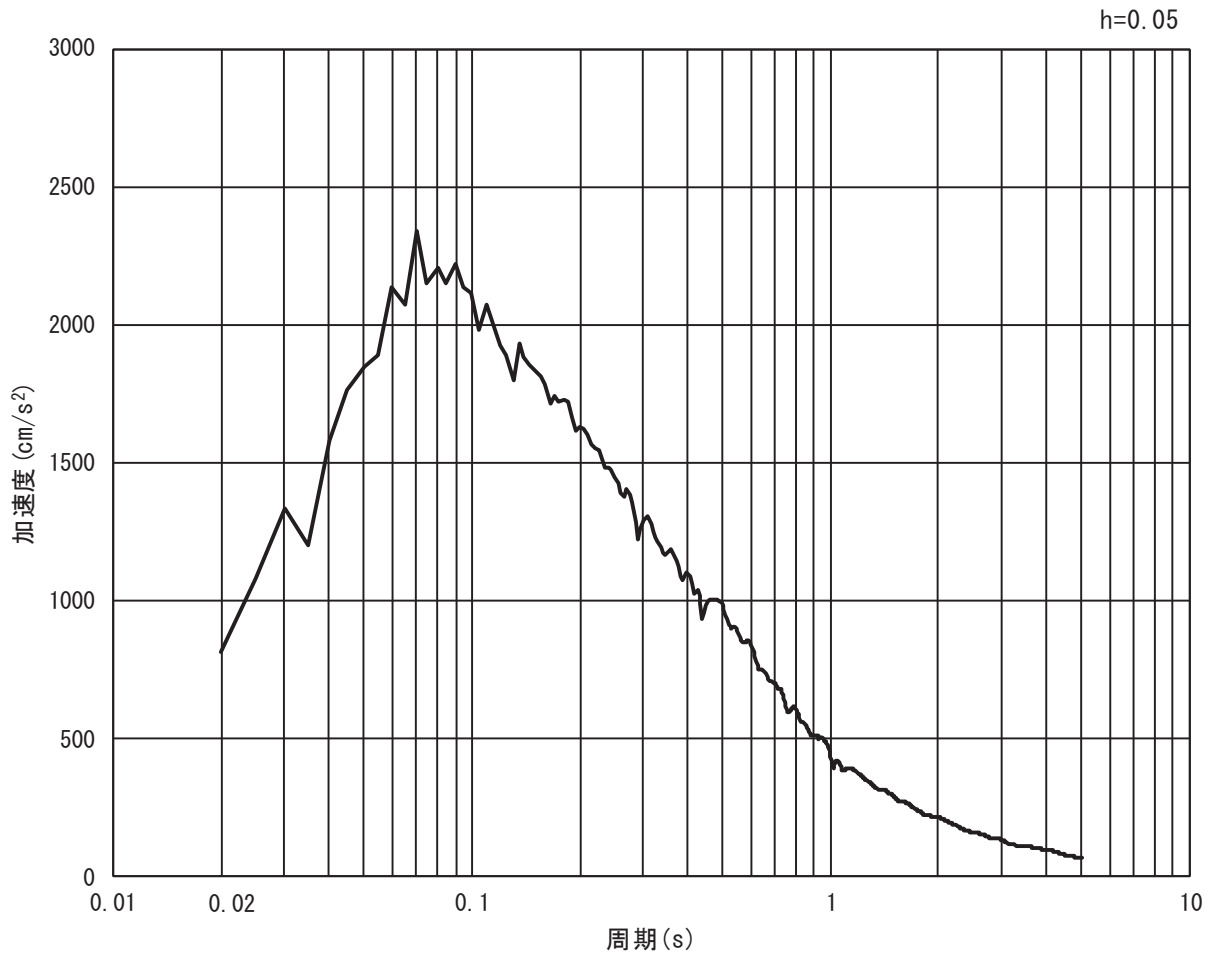


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

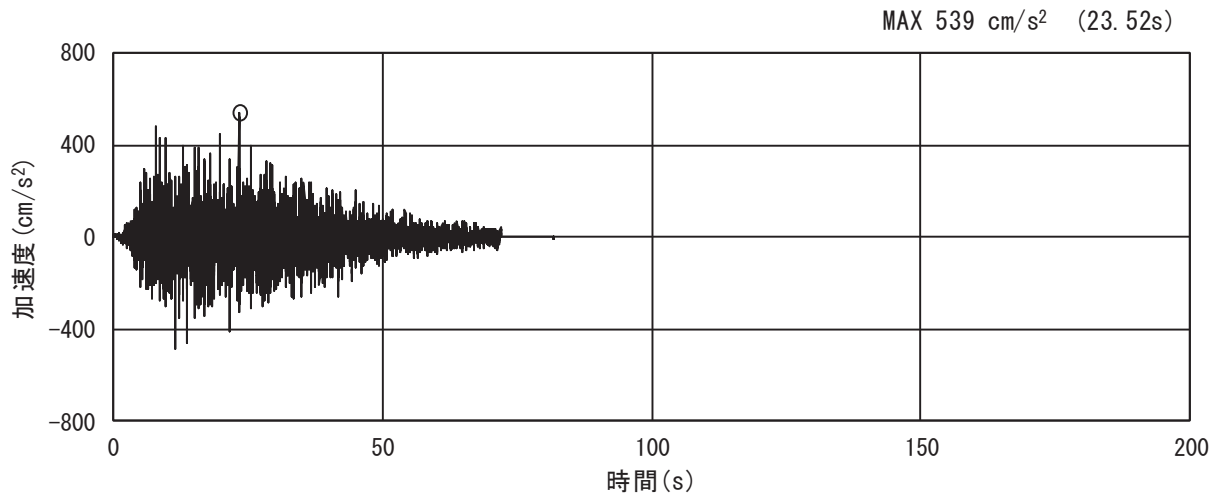


(a) 加速度時刻歴波形

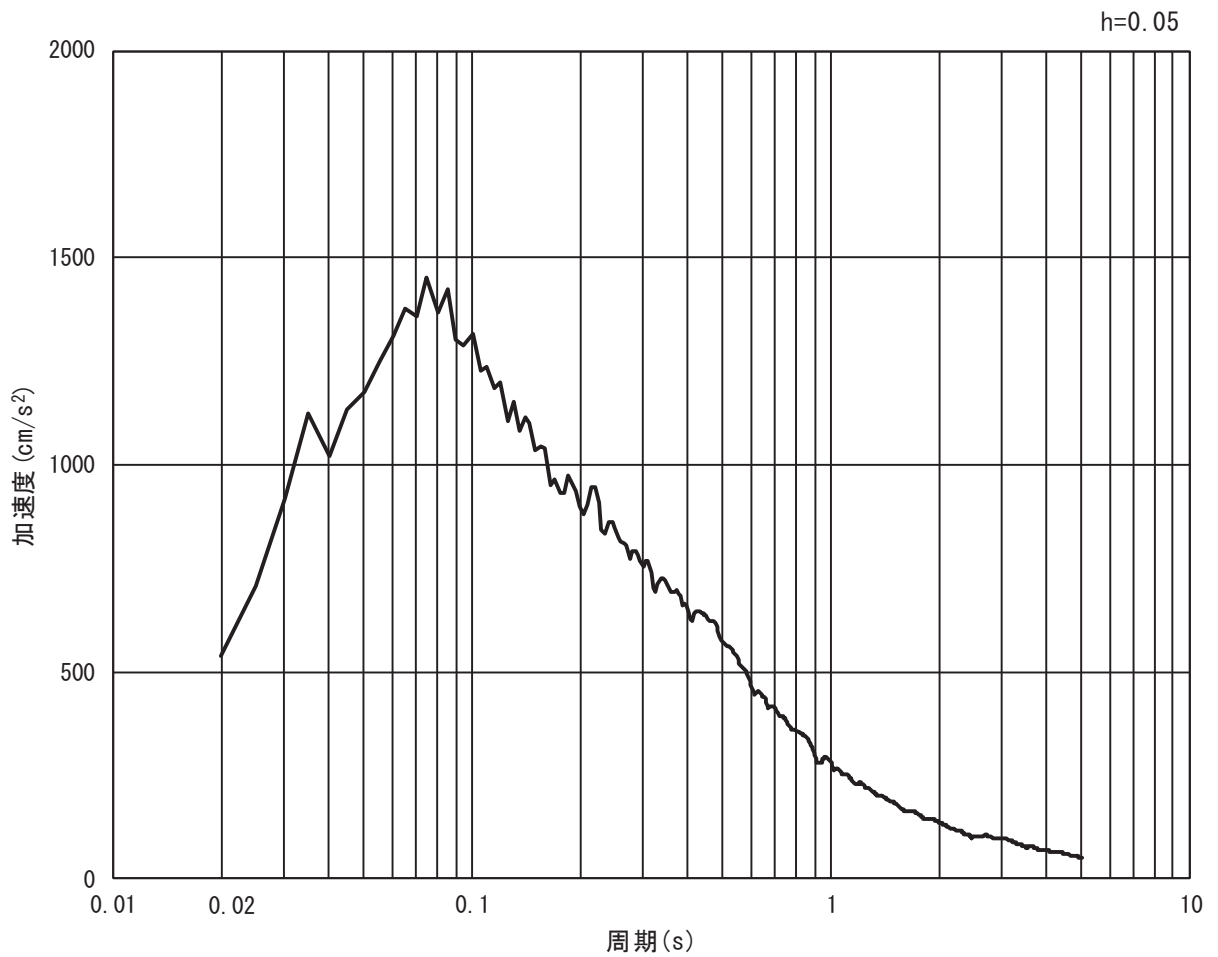


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

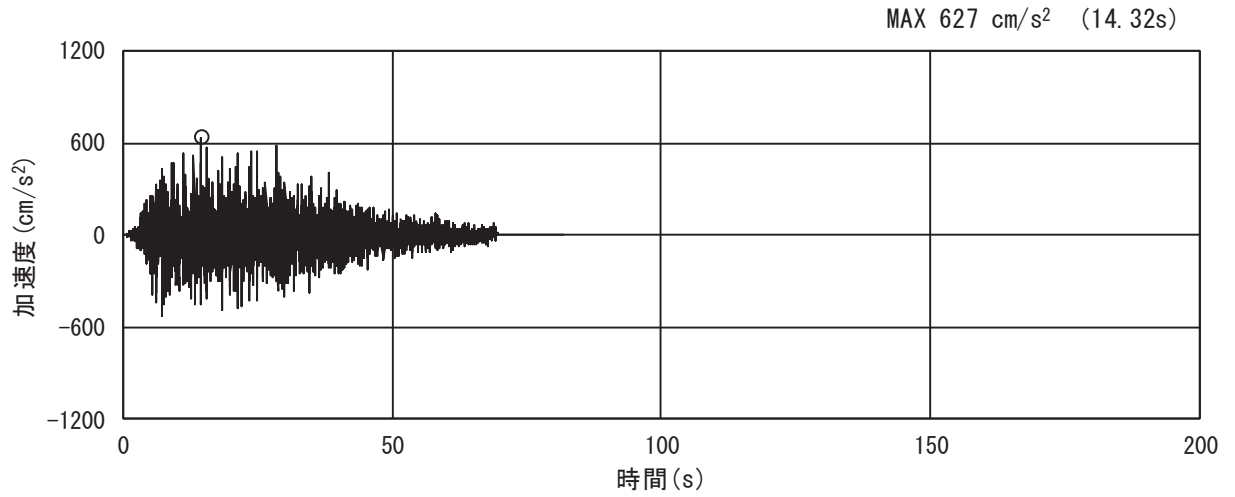


(a) 加速度時刻歴波形

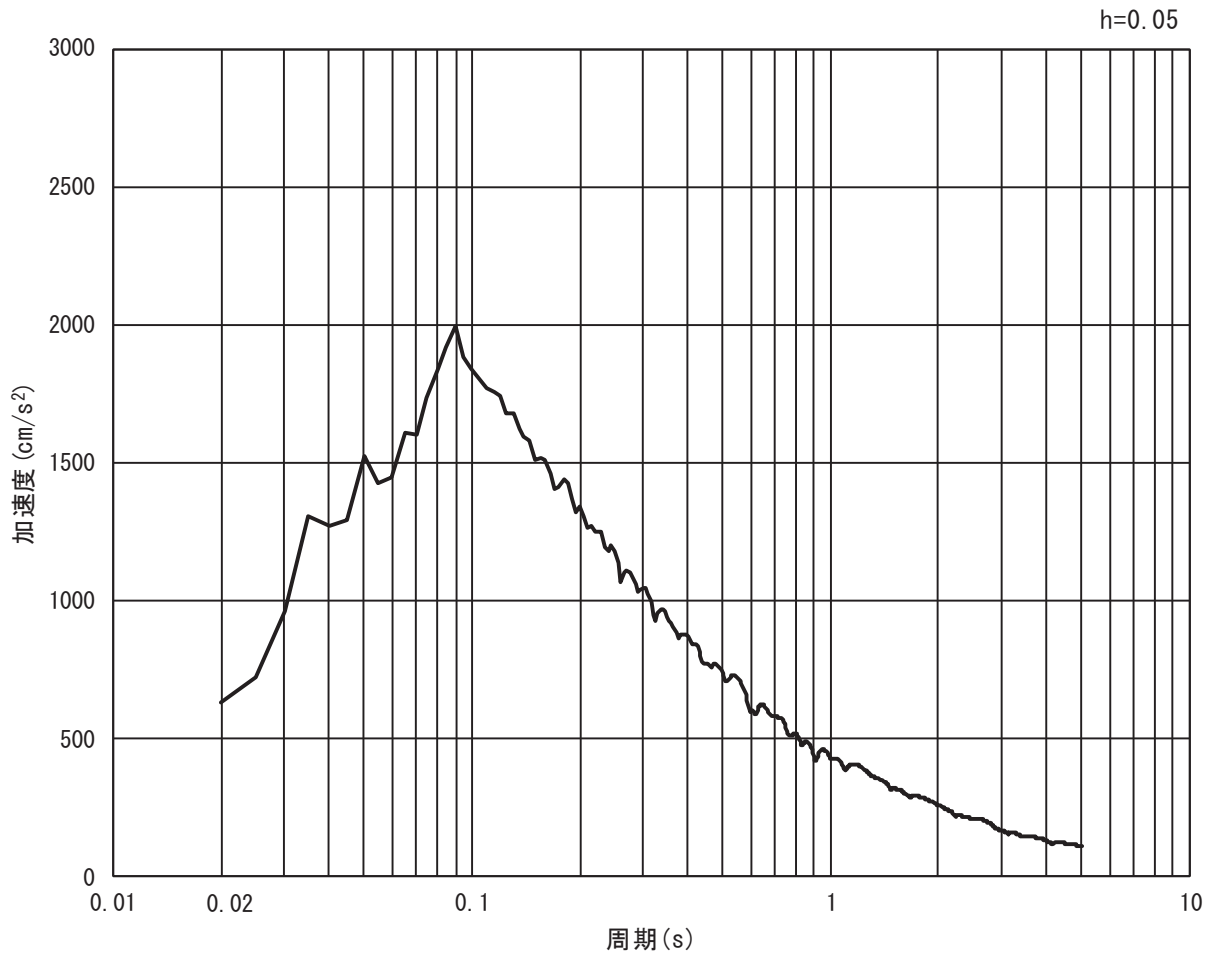


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

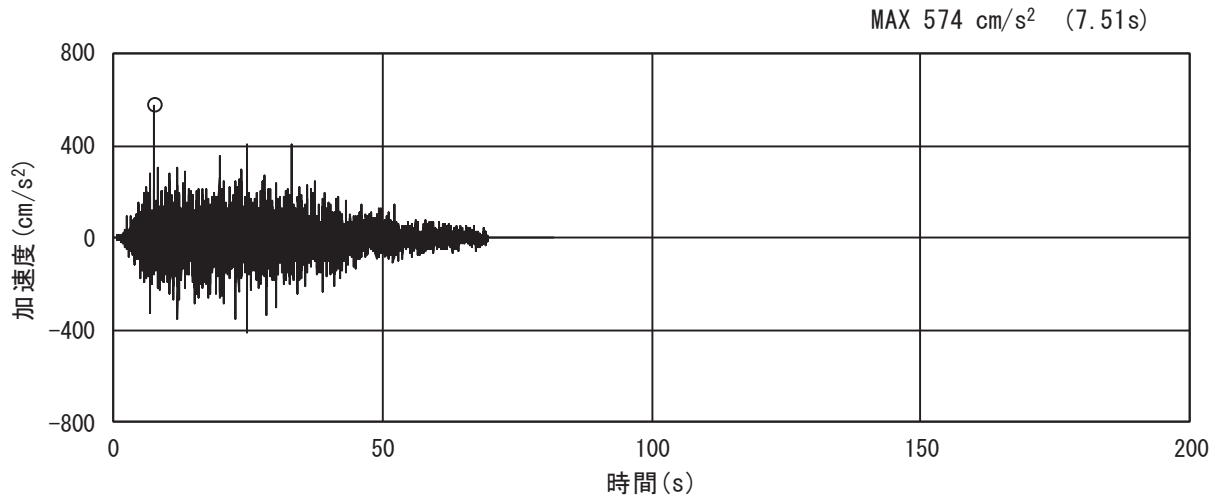


(a) 加速度時刻歴波形

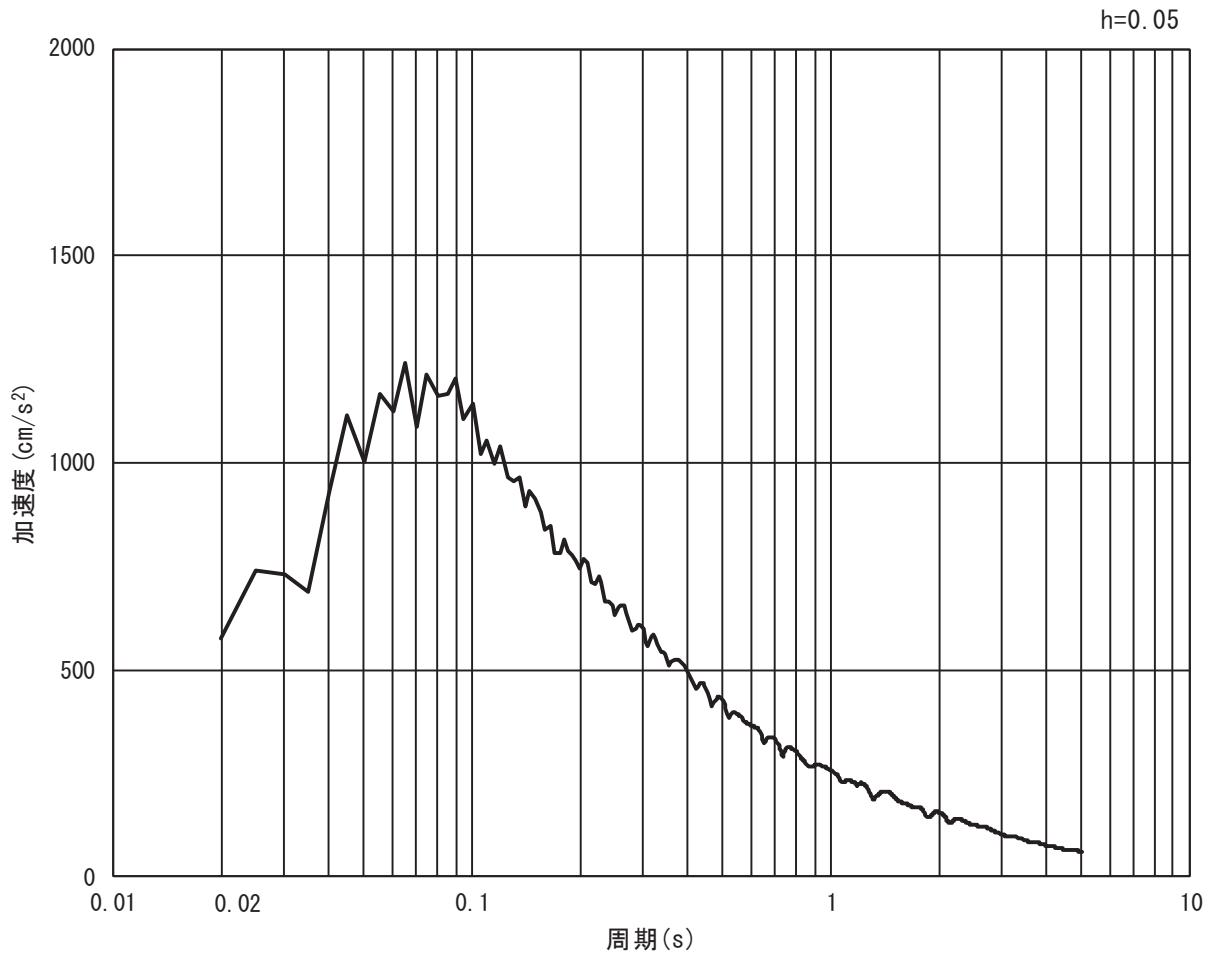


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

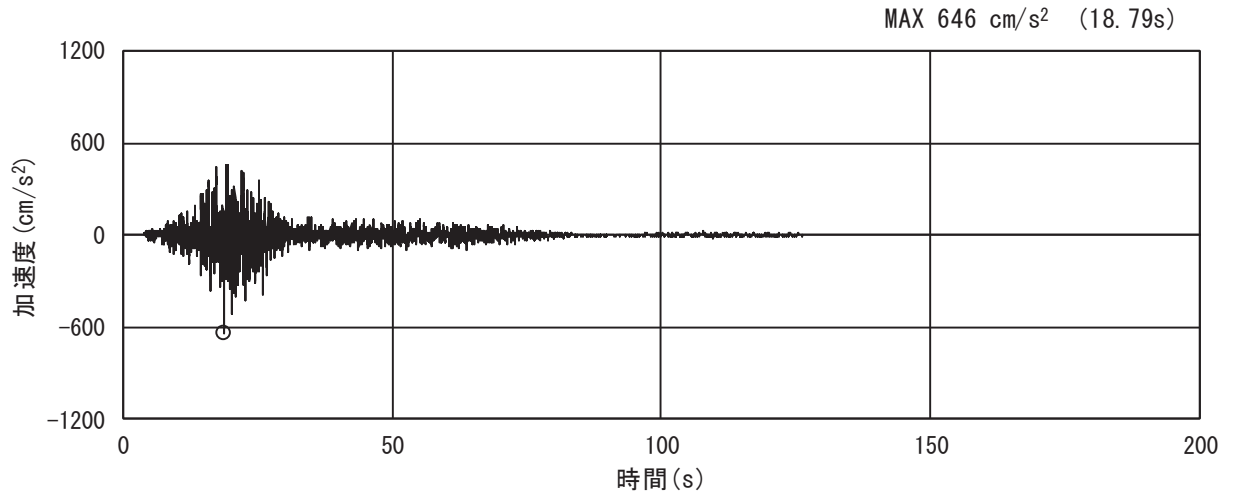


(a) 加速度時刻歴波形

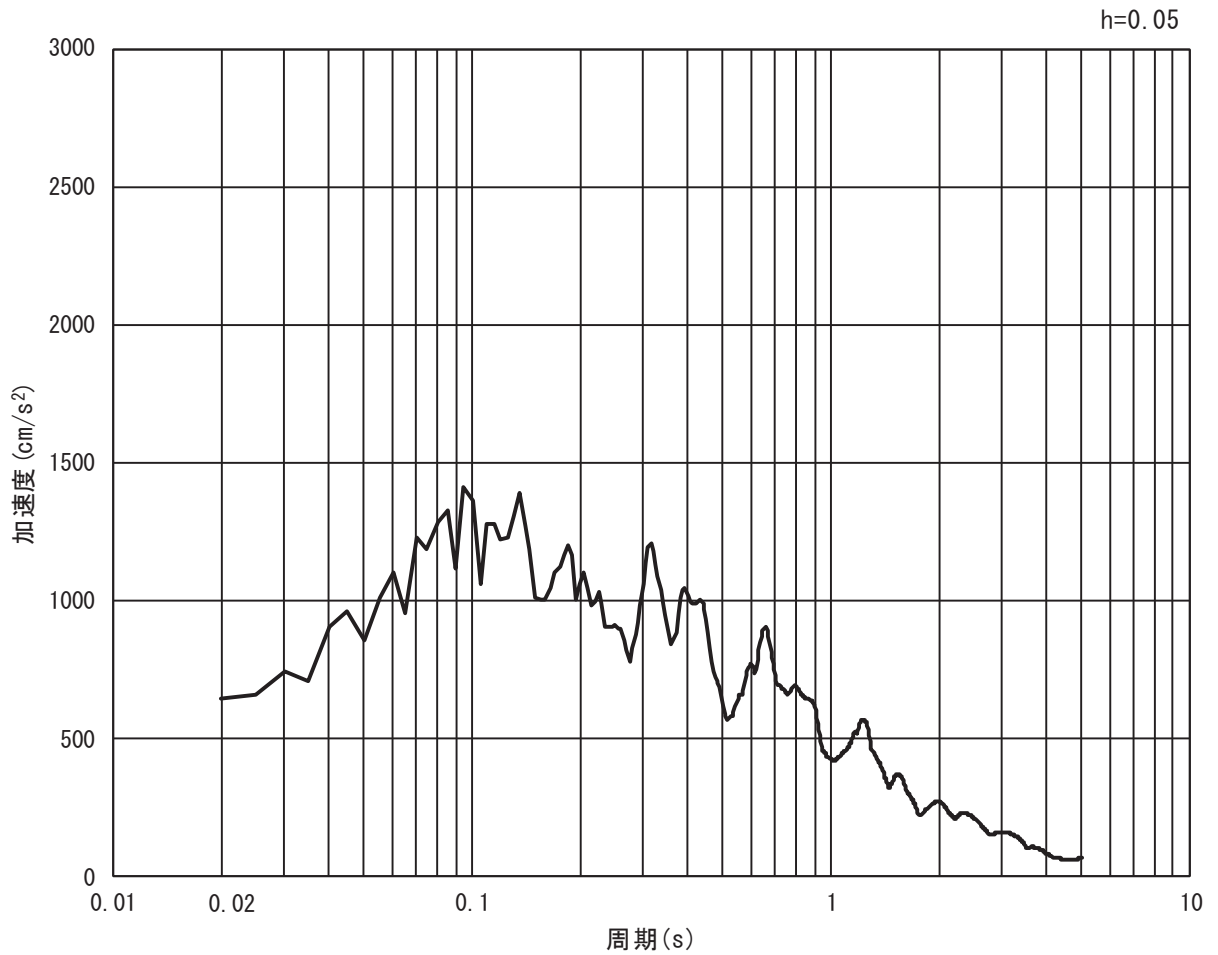


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

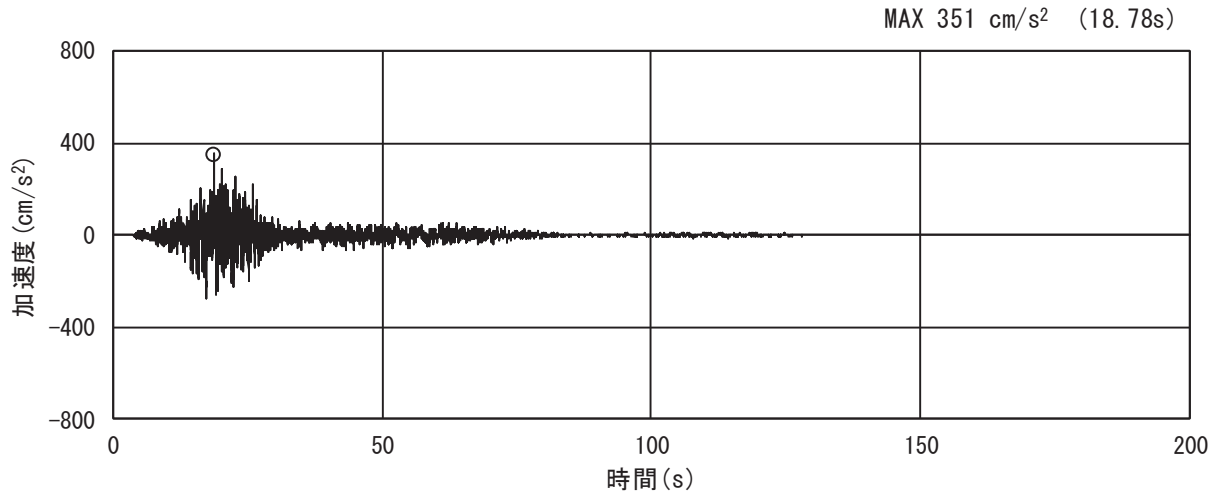


(a) 加速度時刻歴波形

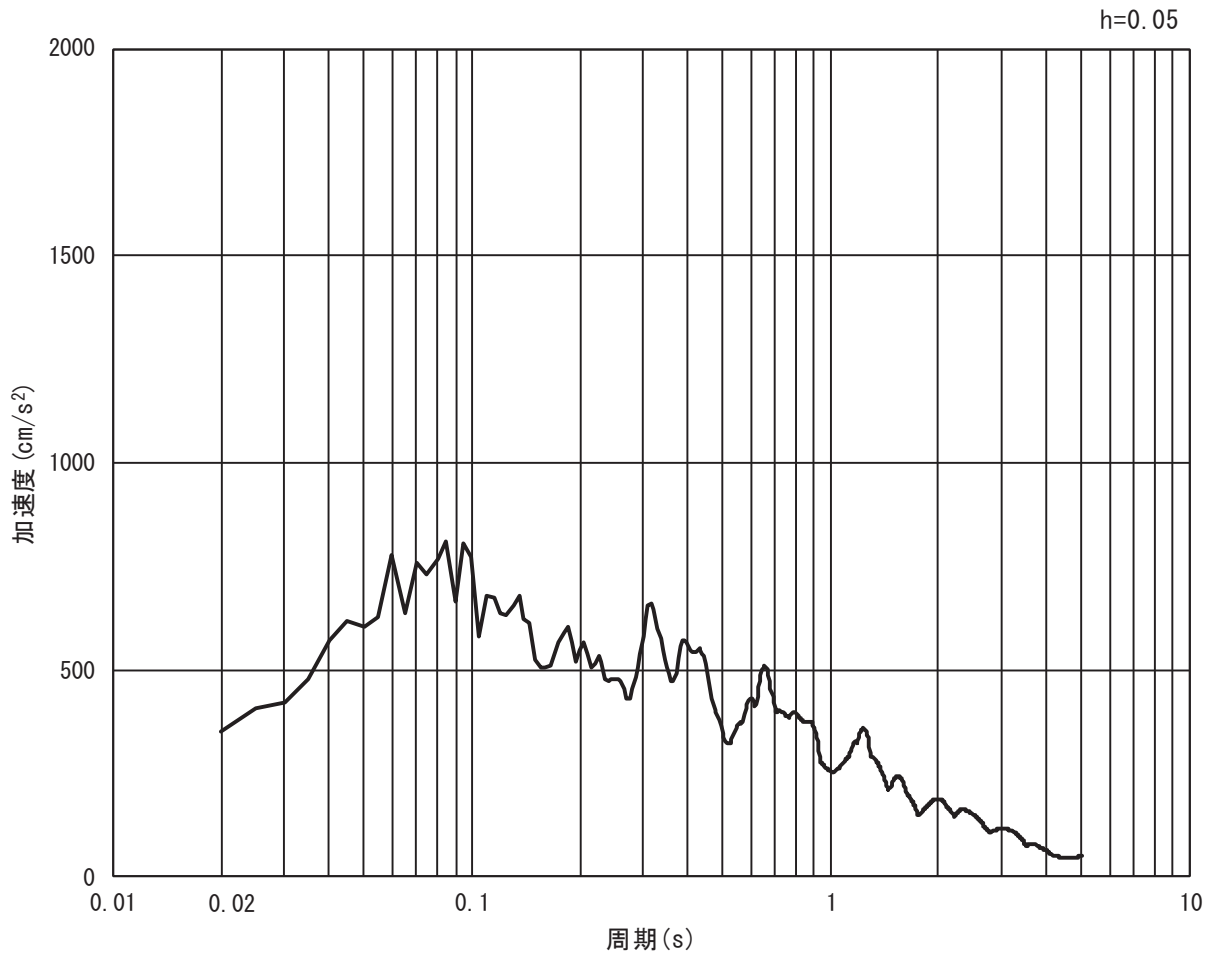


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-6(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)



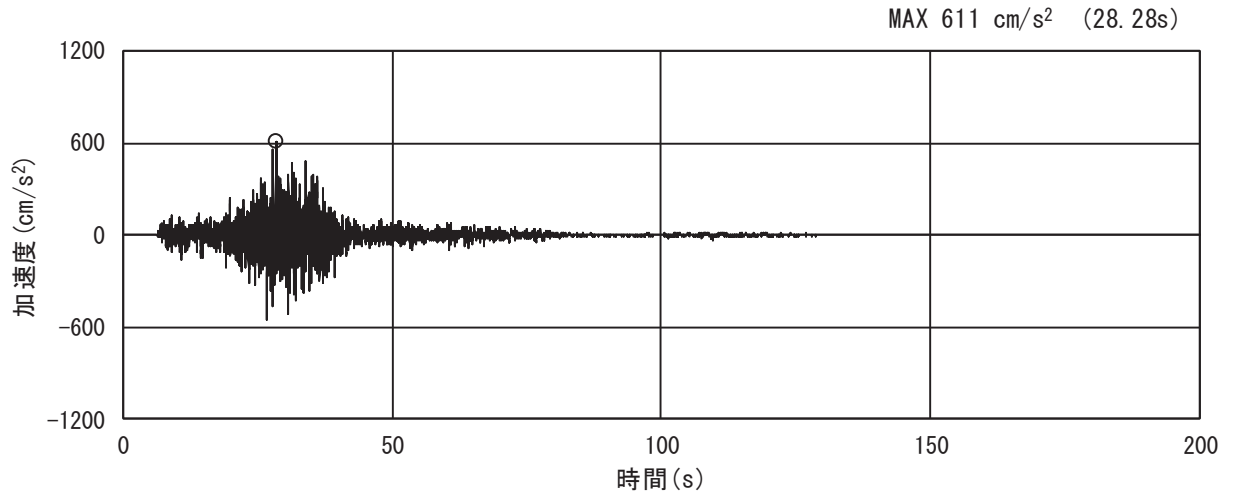
(a) 加速度時刻歴波形



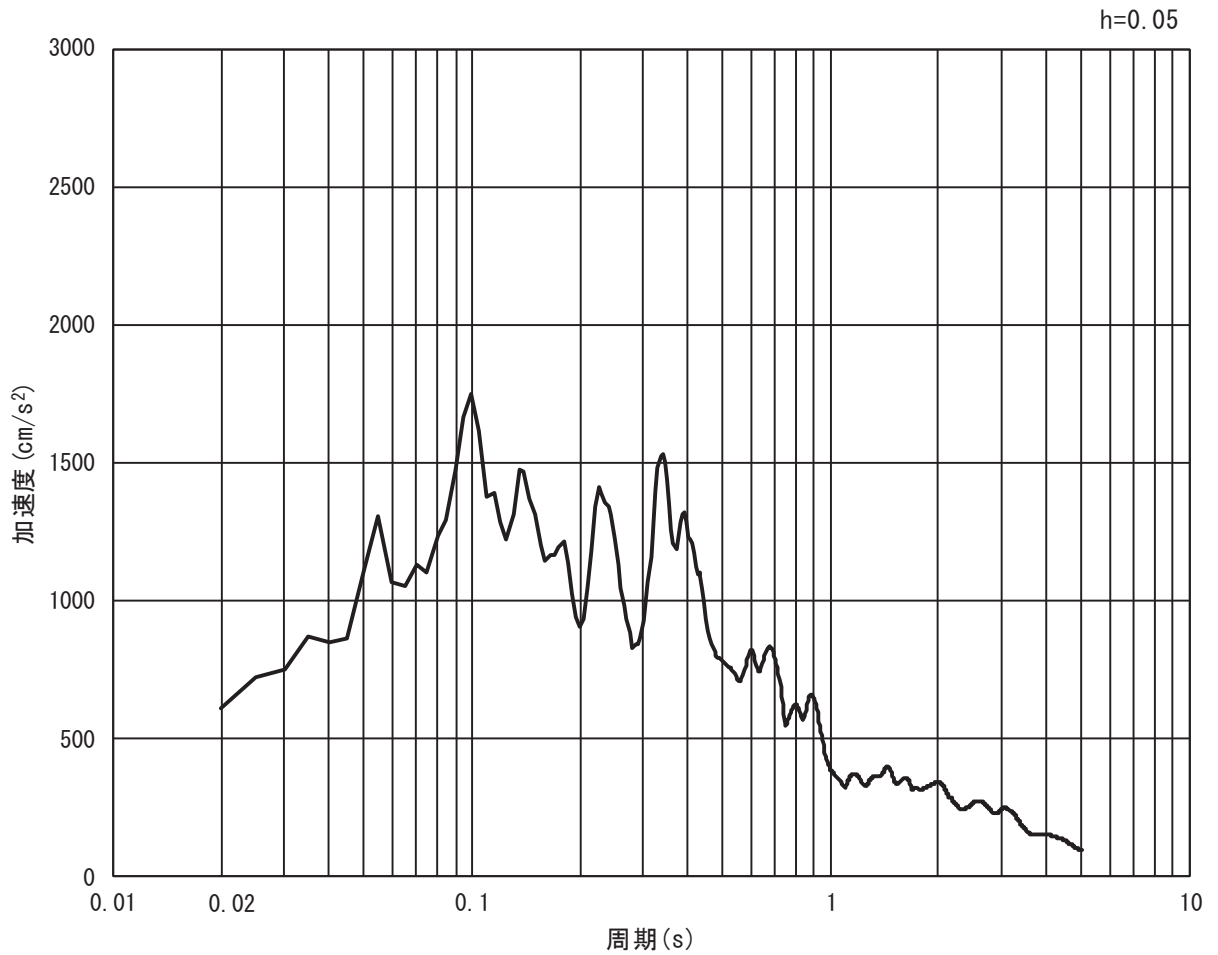
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)



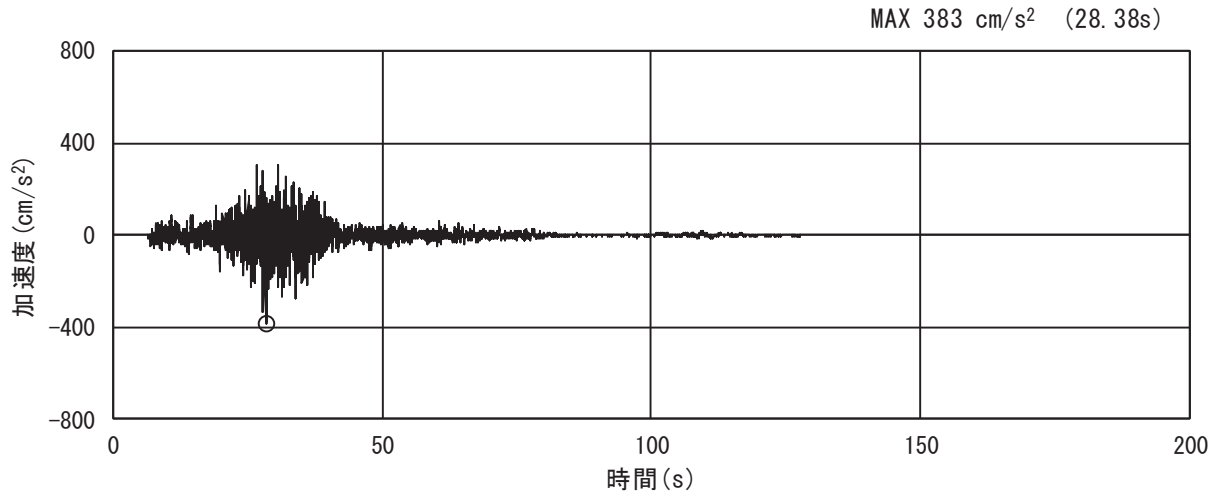


(a) 加速度時刻歴波形

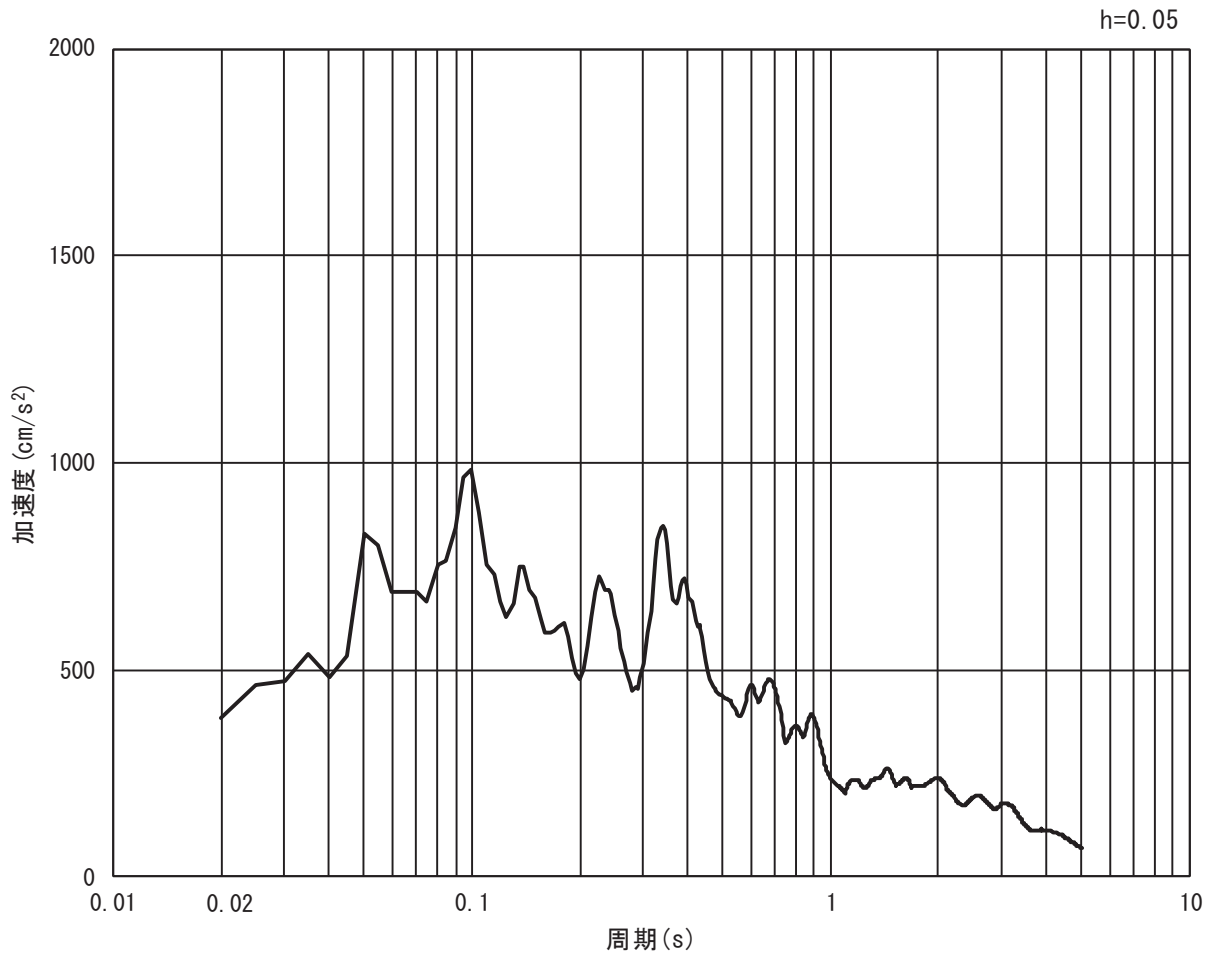


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

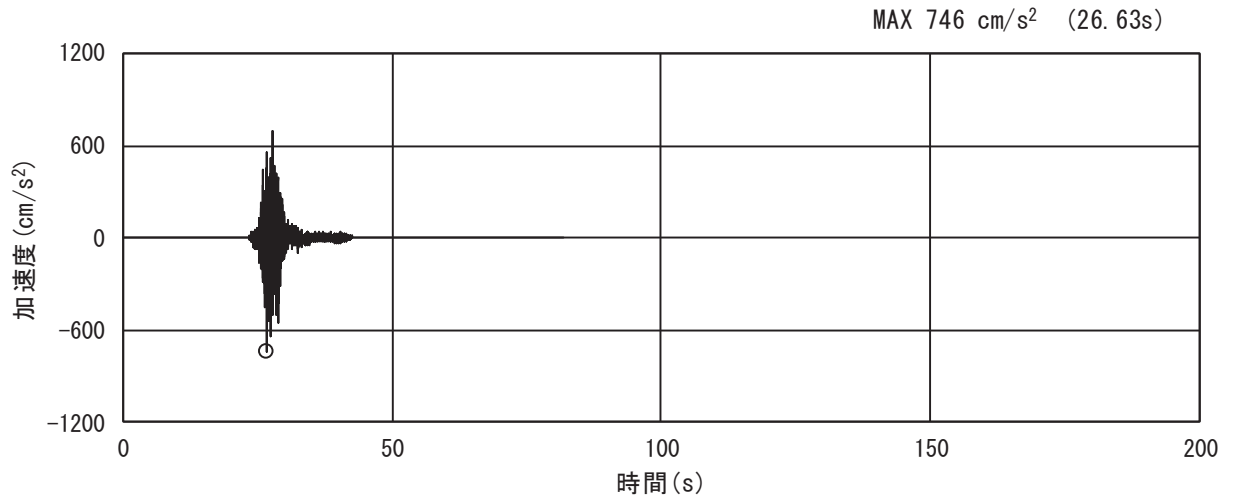


(a) 加速度時刻歴波形

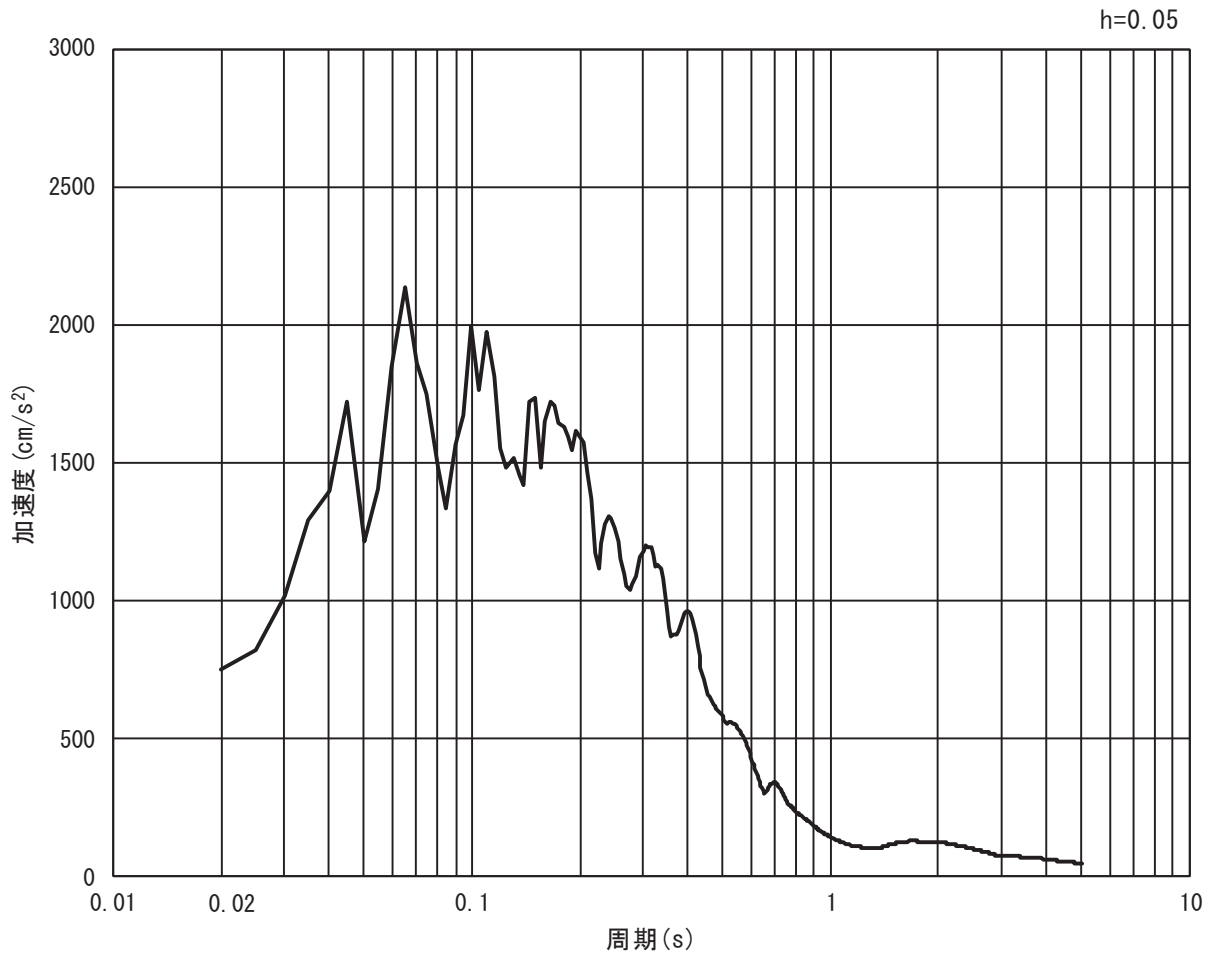


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

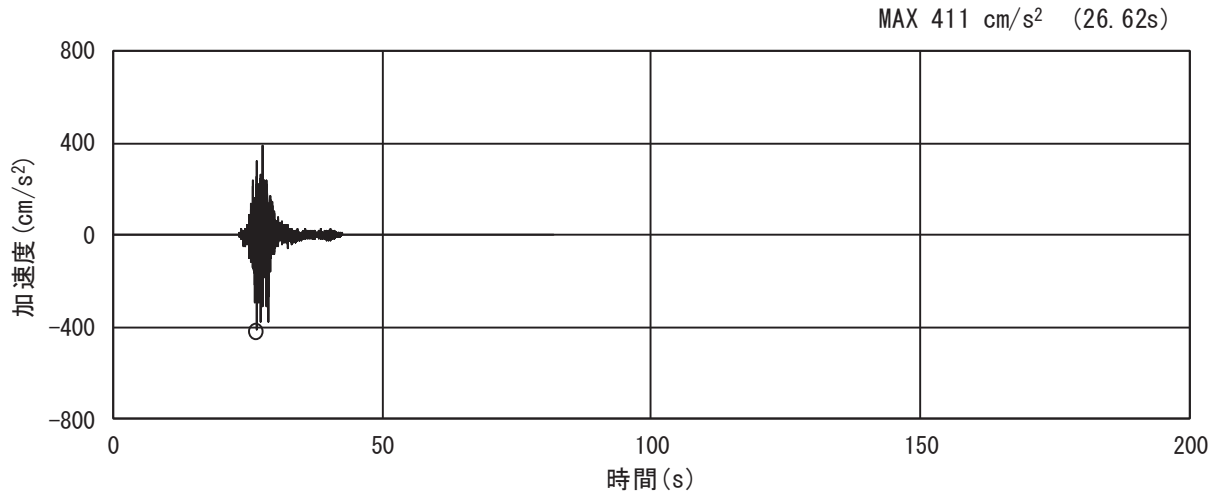


(a) 加速度時刻歴波形

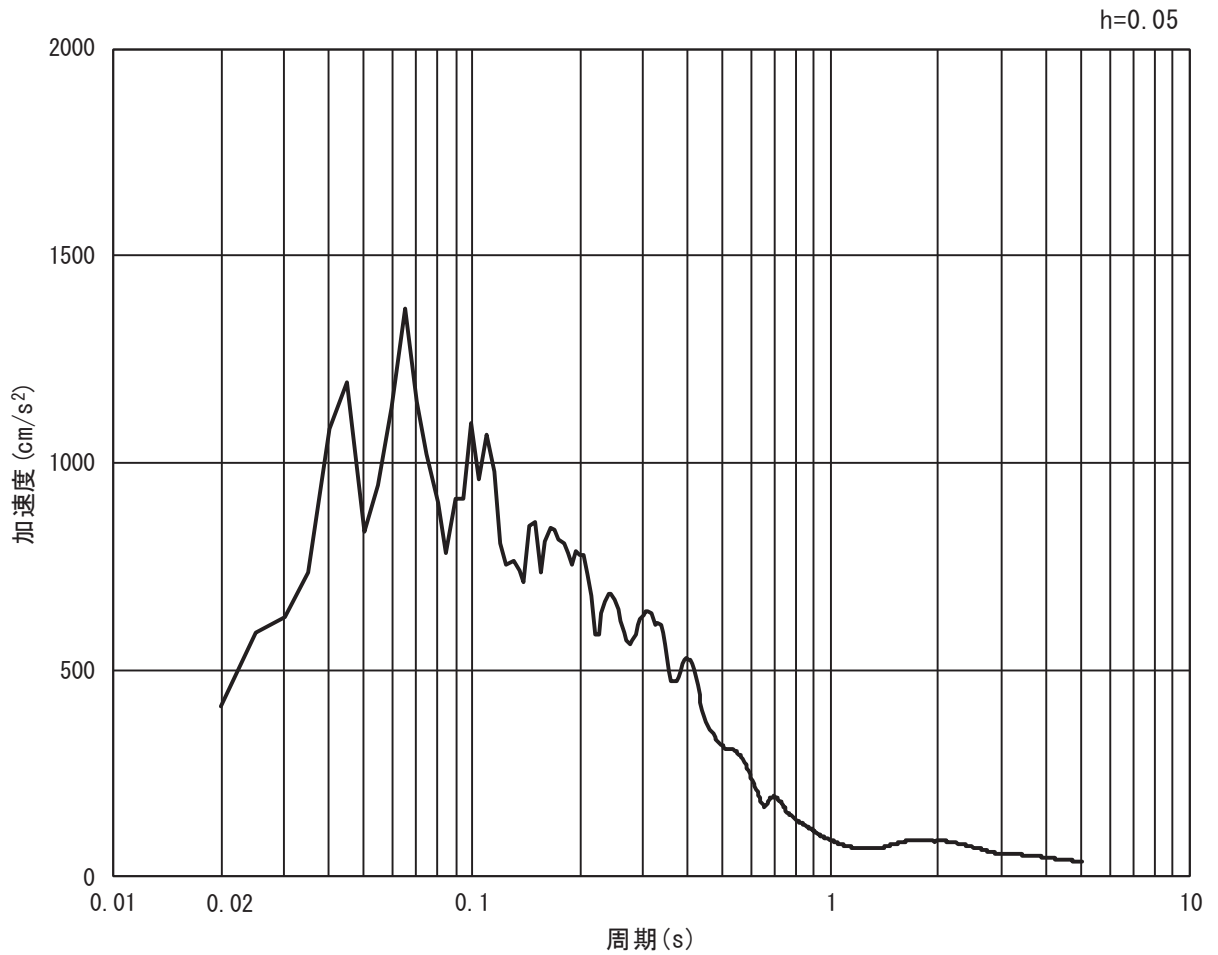


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

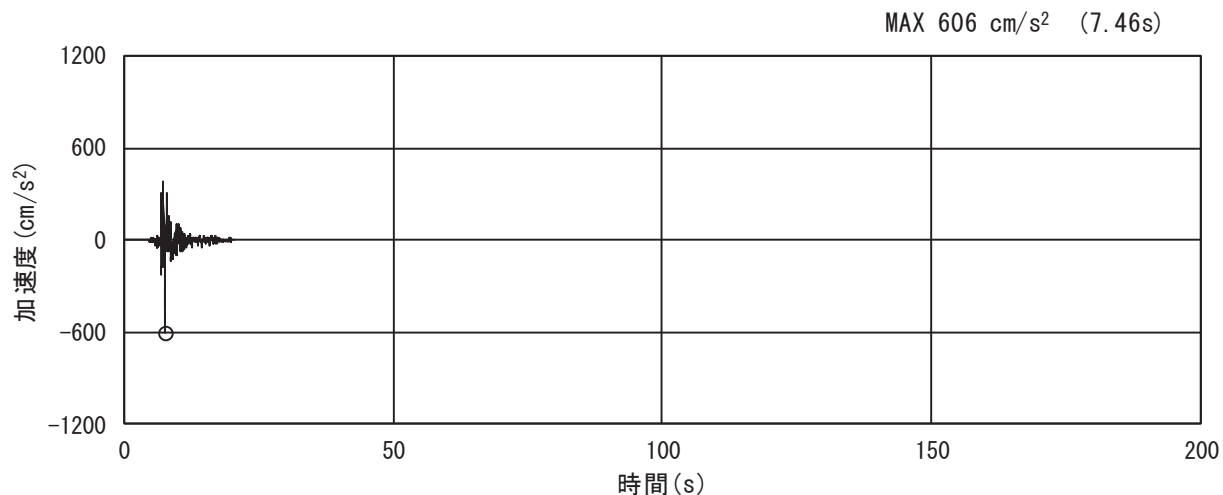


(a) 加速度時刻歴波形

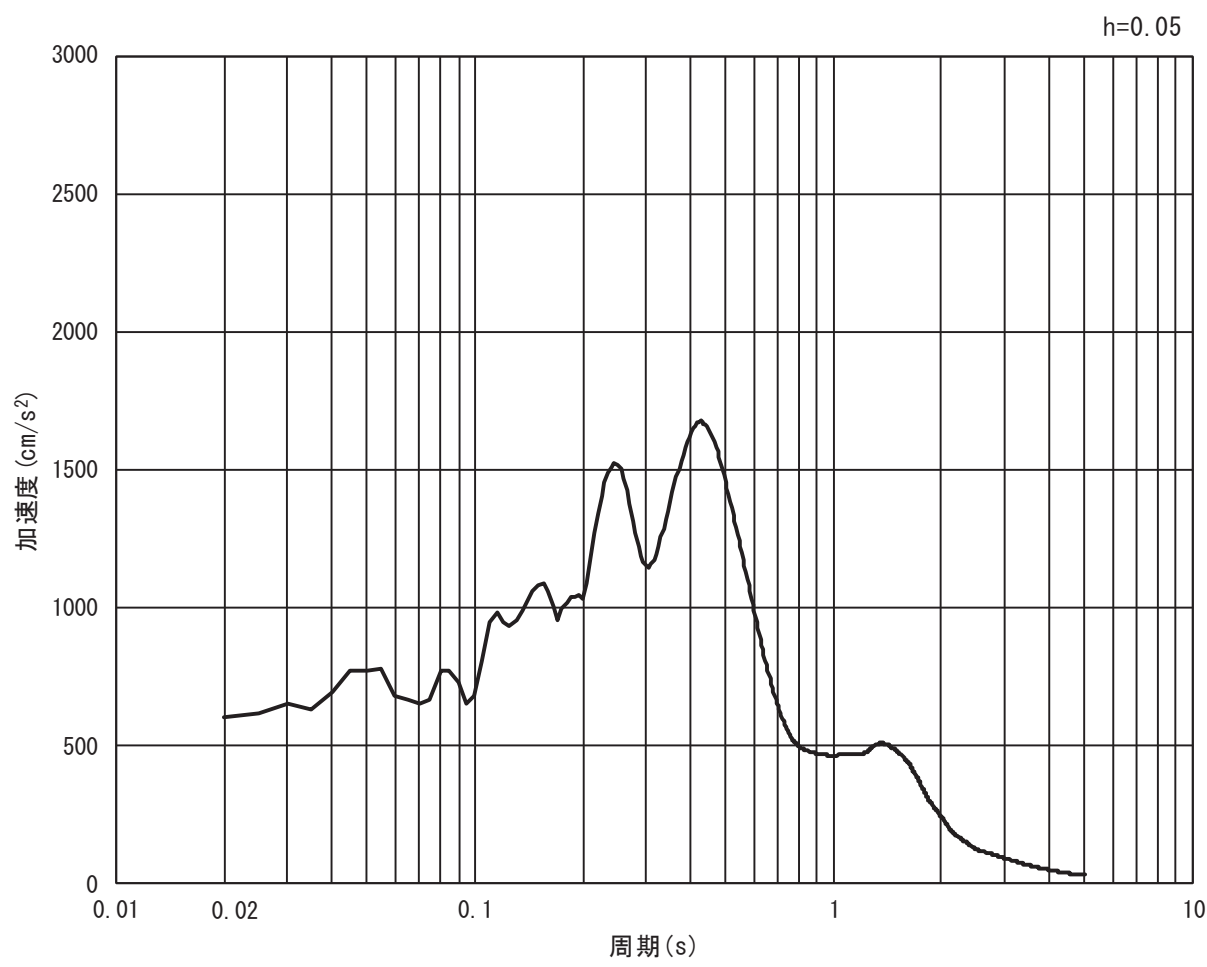


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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)

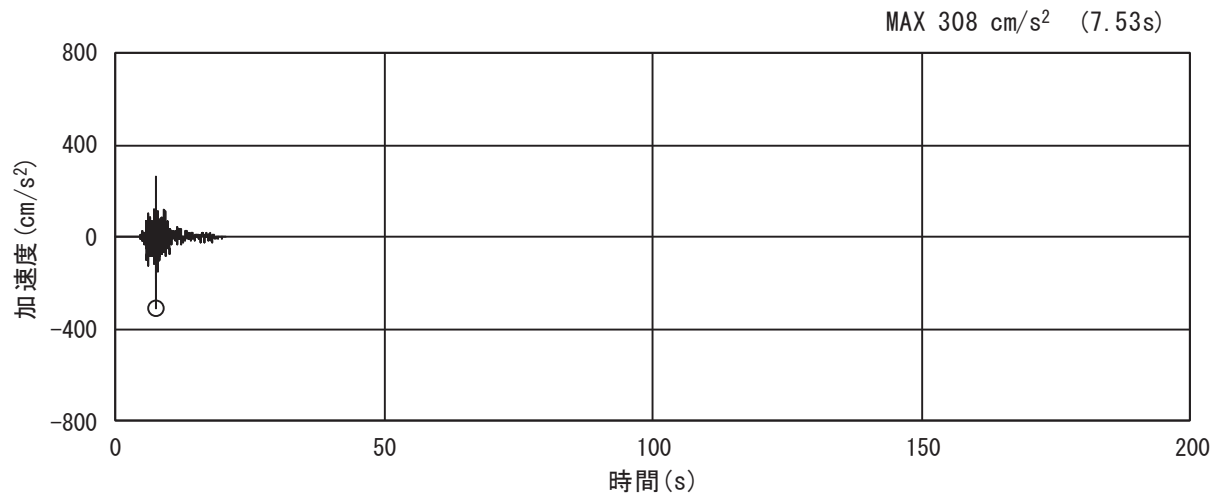


(a) 加加速度時刻歴波形

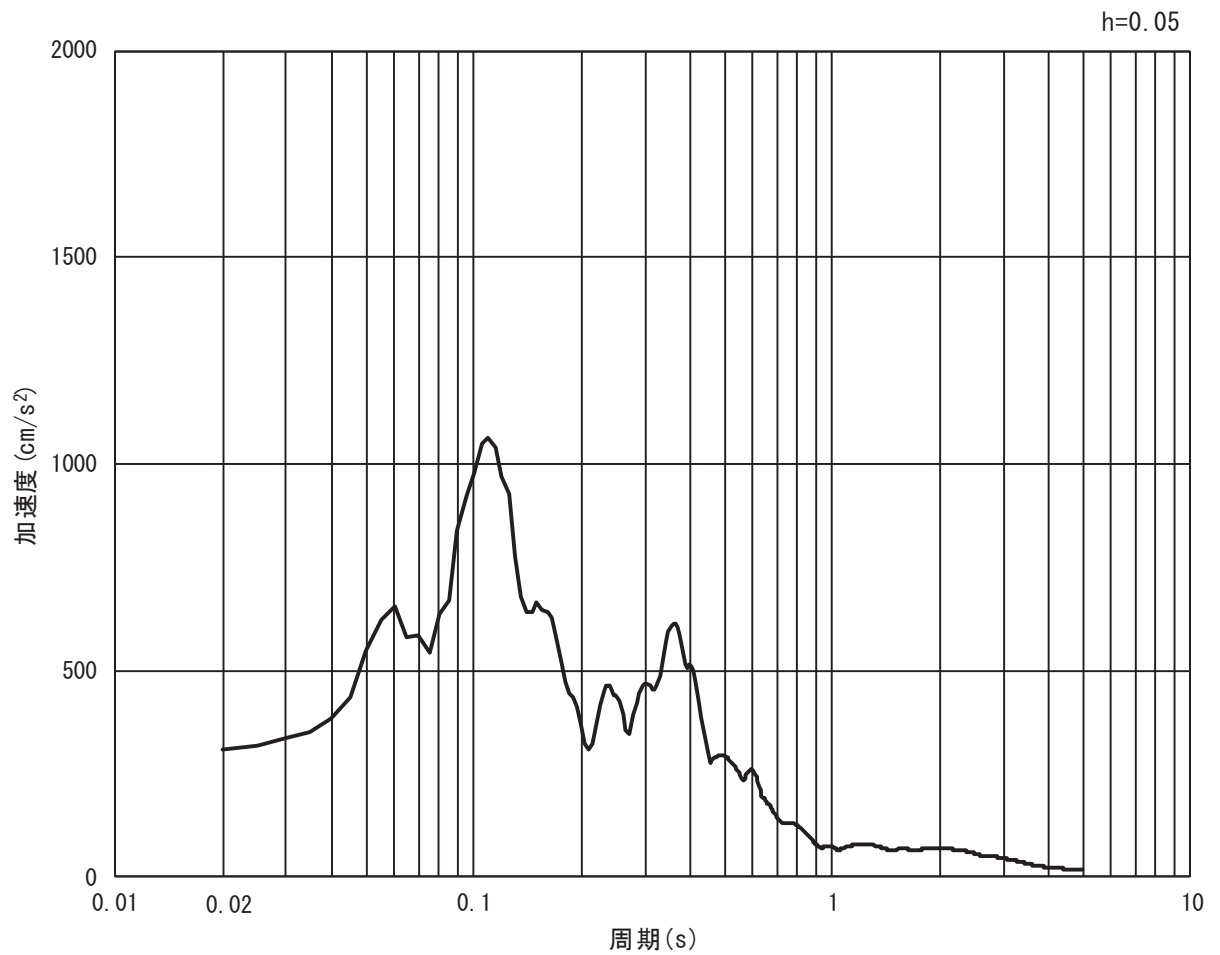


(b) 加加速度応答スペクトル

図 3.4-6(13) 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加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

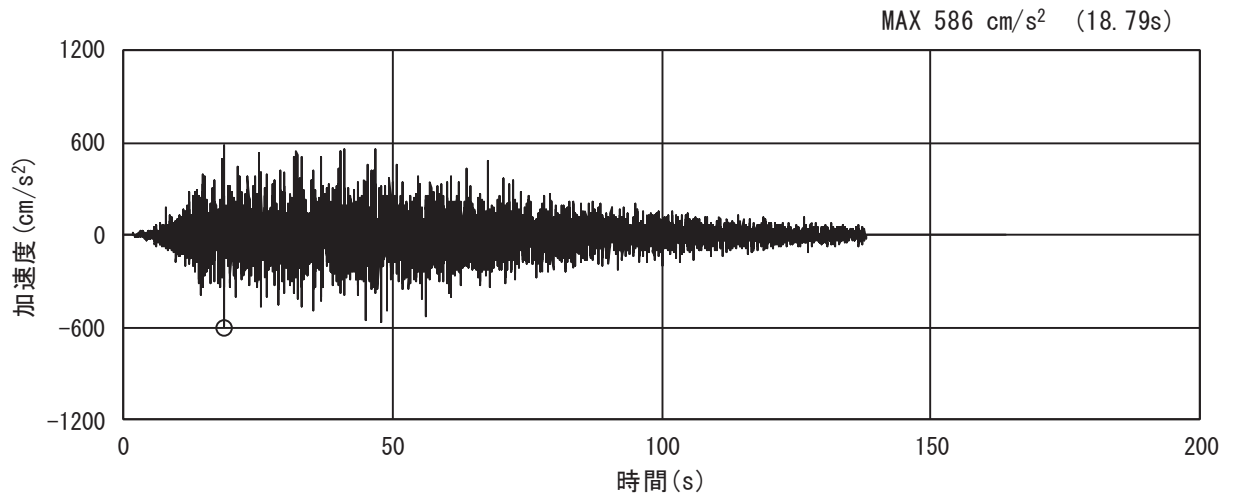


(b) 加速度応答スペクトル

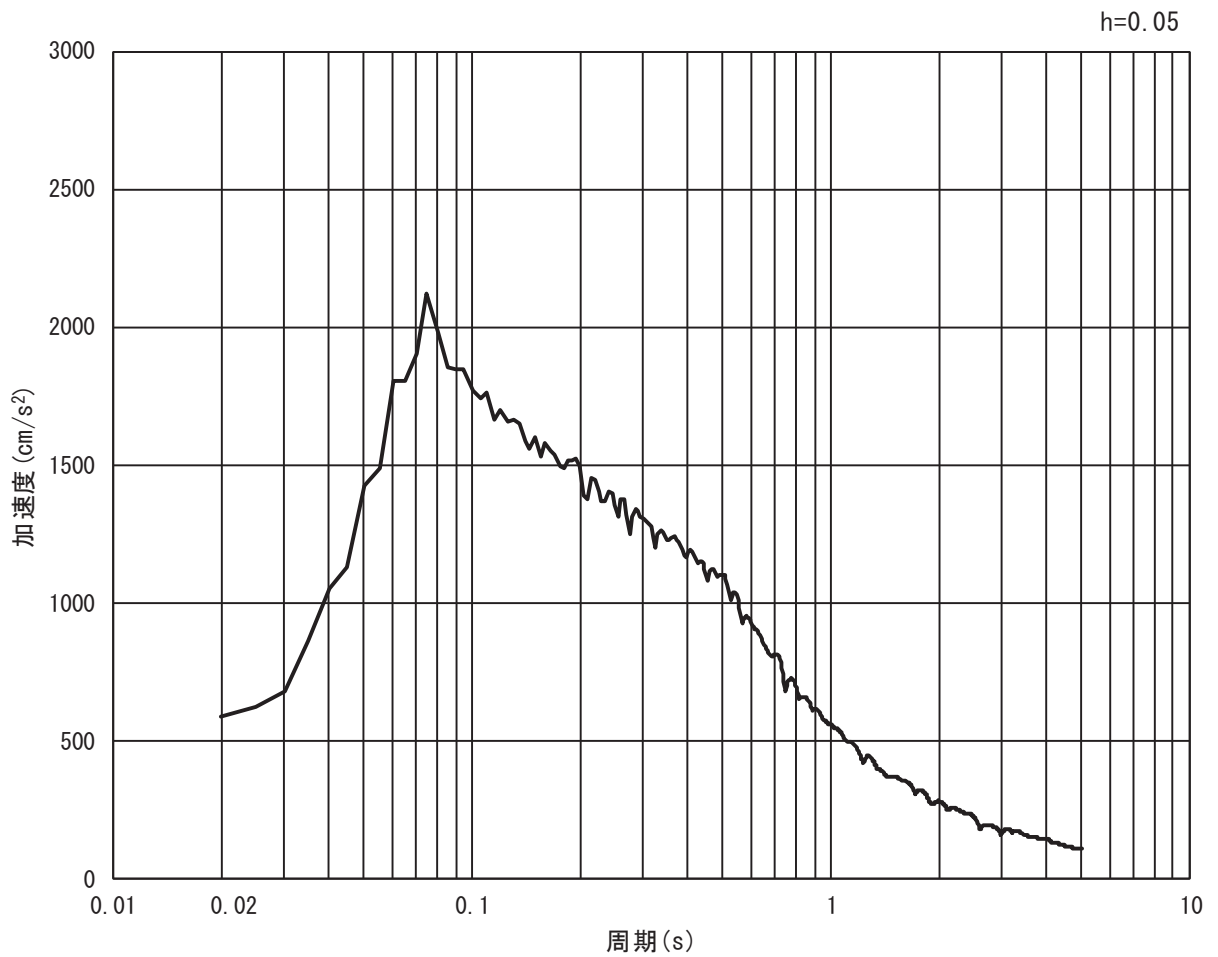
図 3.4-6(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - N 1)

3.4.2 岩盤部

(1) 断面⑤

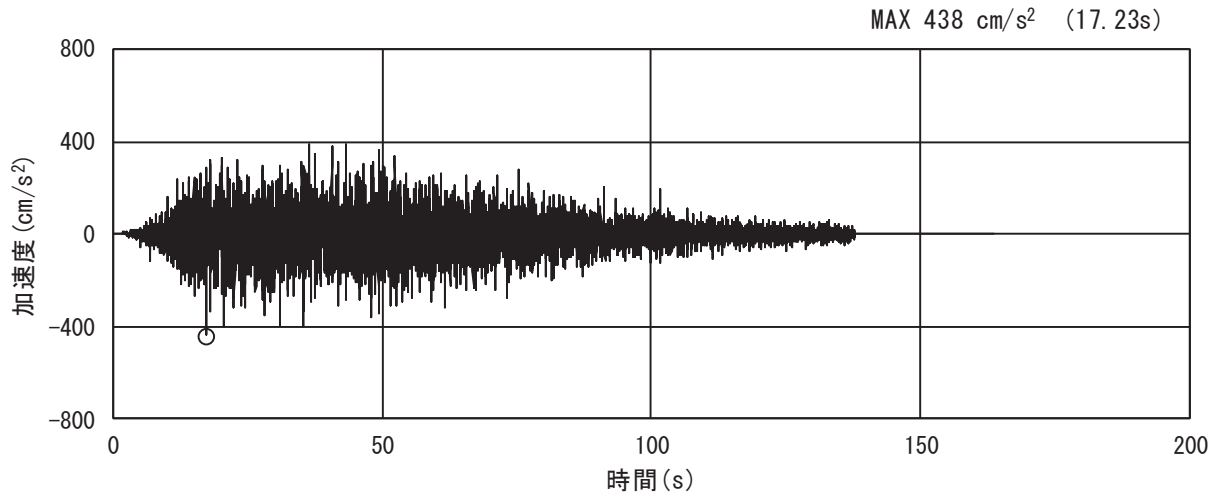


(a) 加速度時刻歴波形

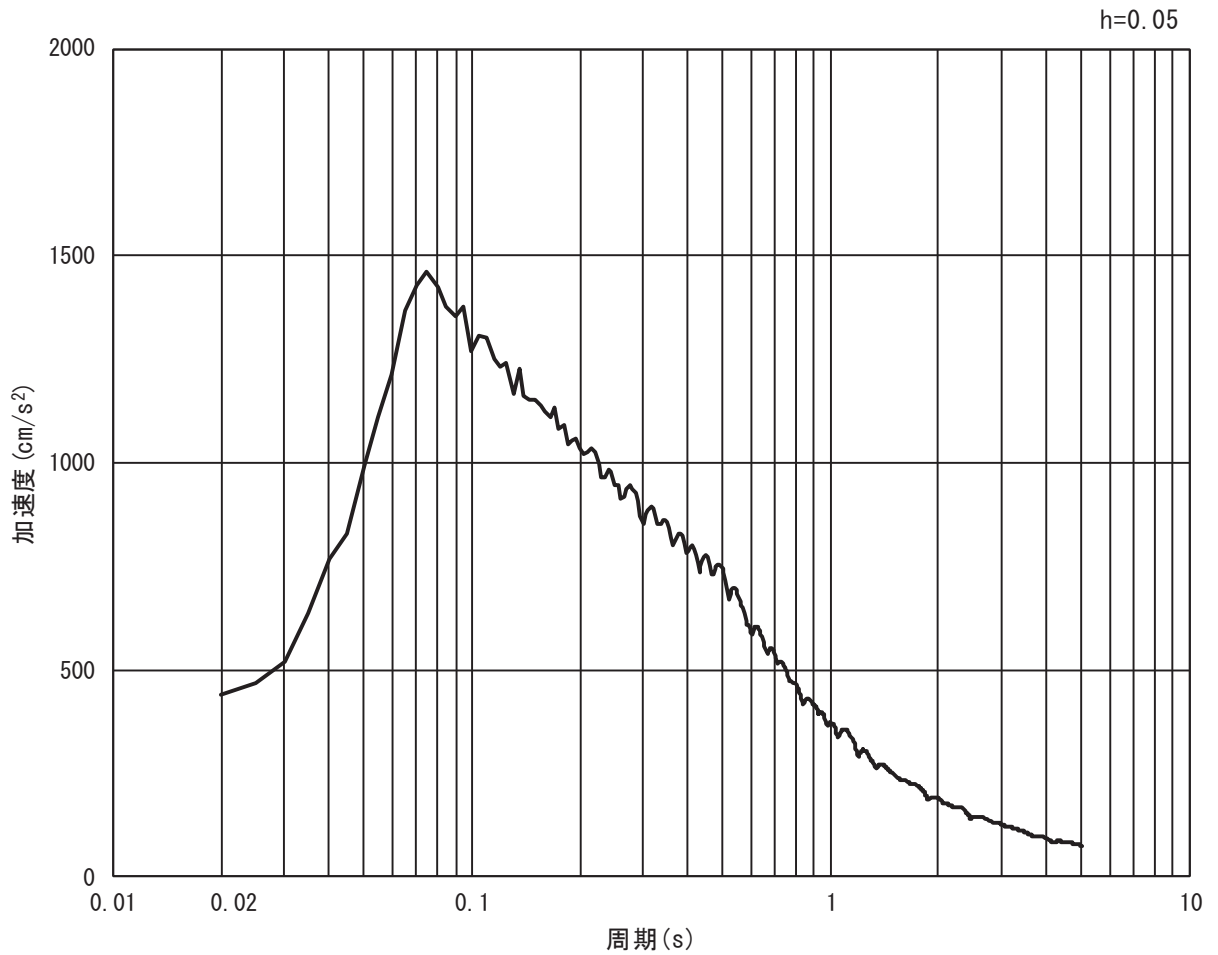


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)



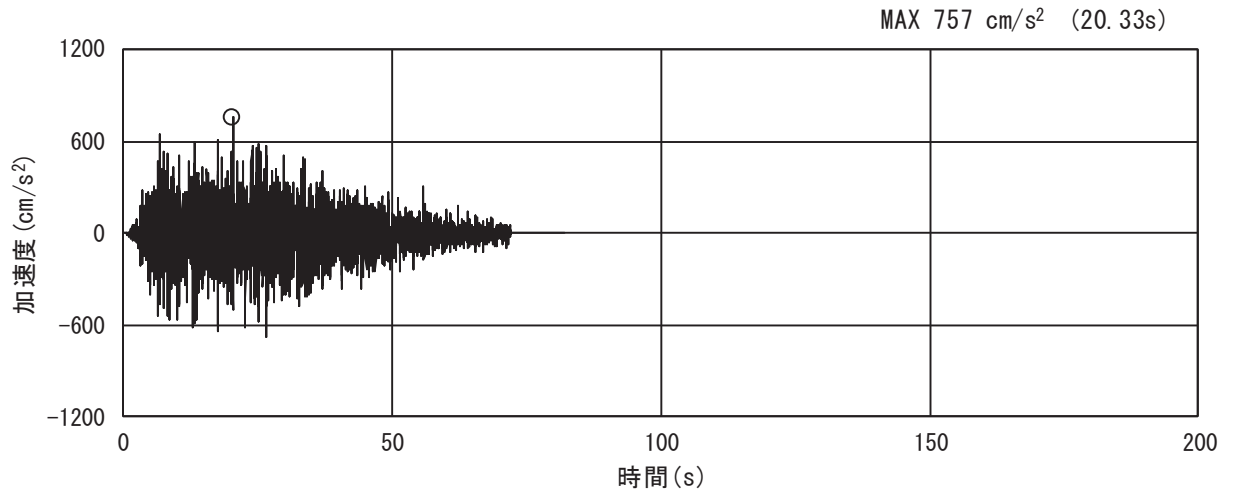
(a) 加速度時刻歴波形



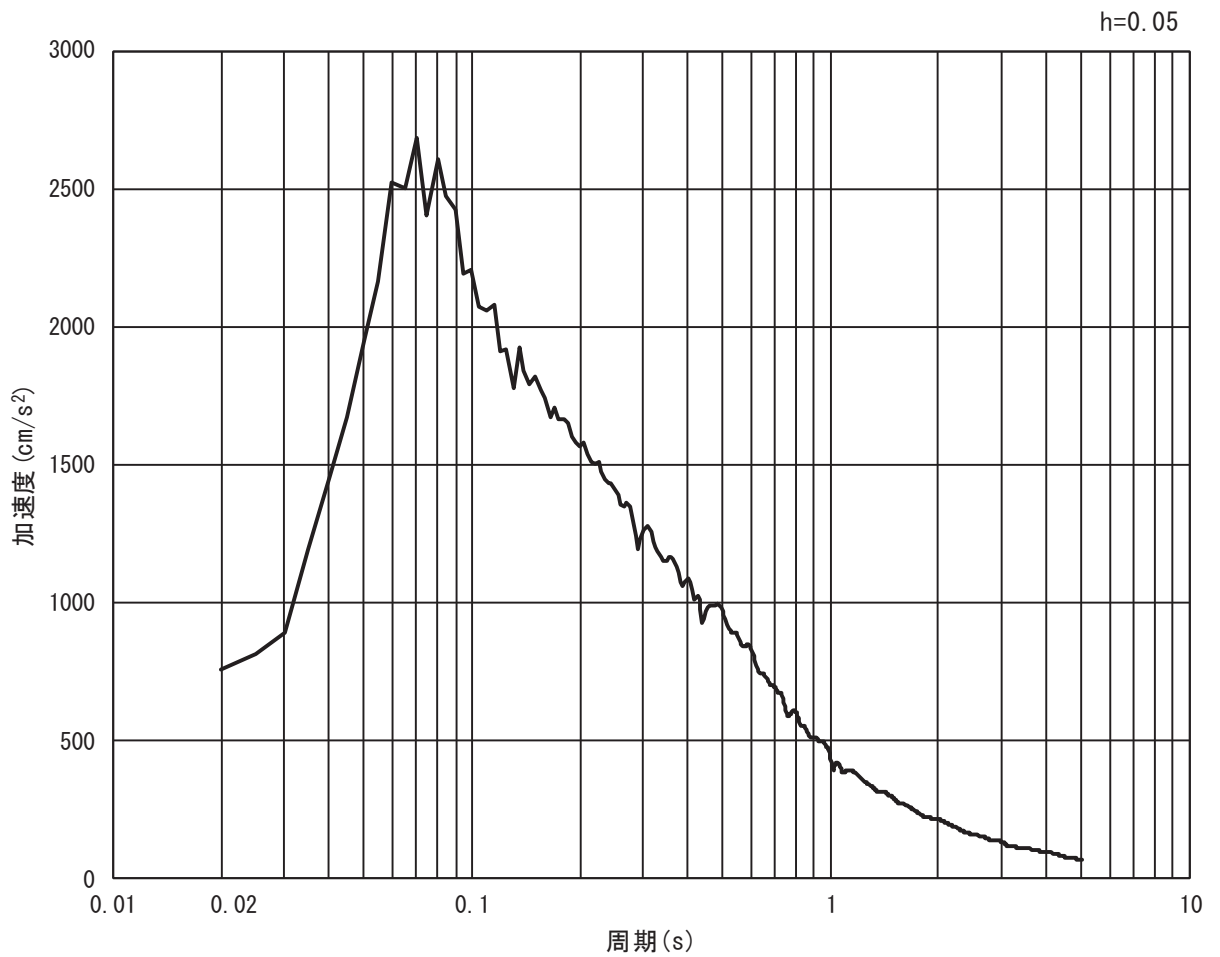
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)



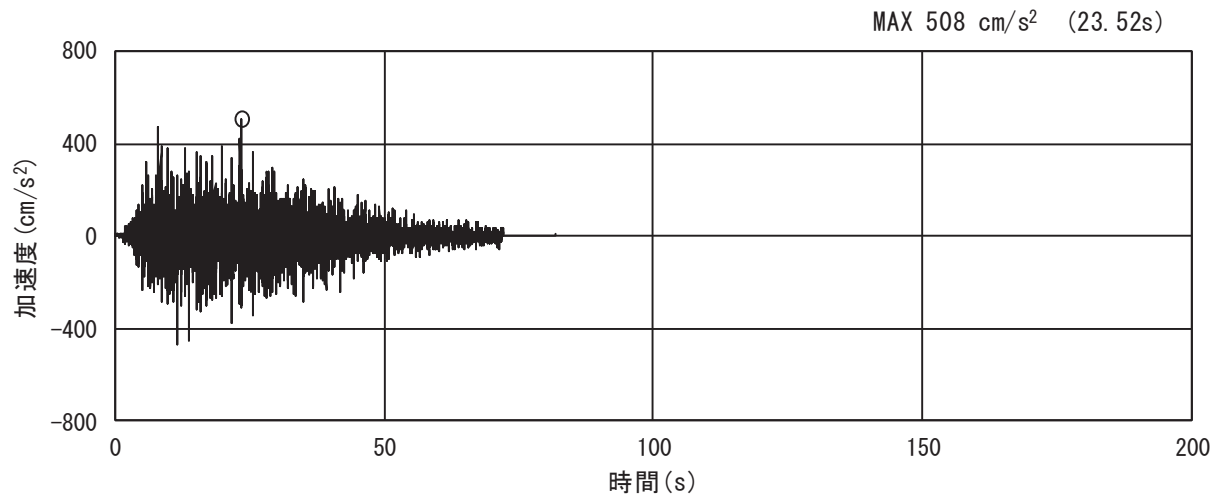


(a) 加速度時刻歴波形

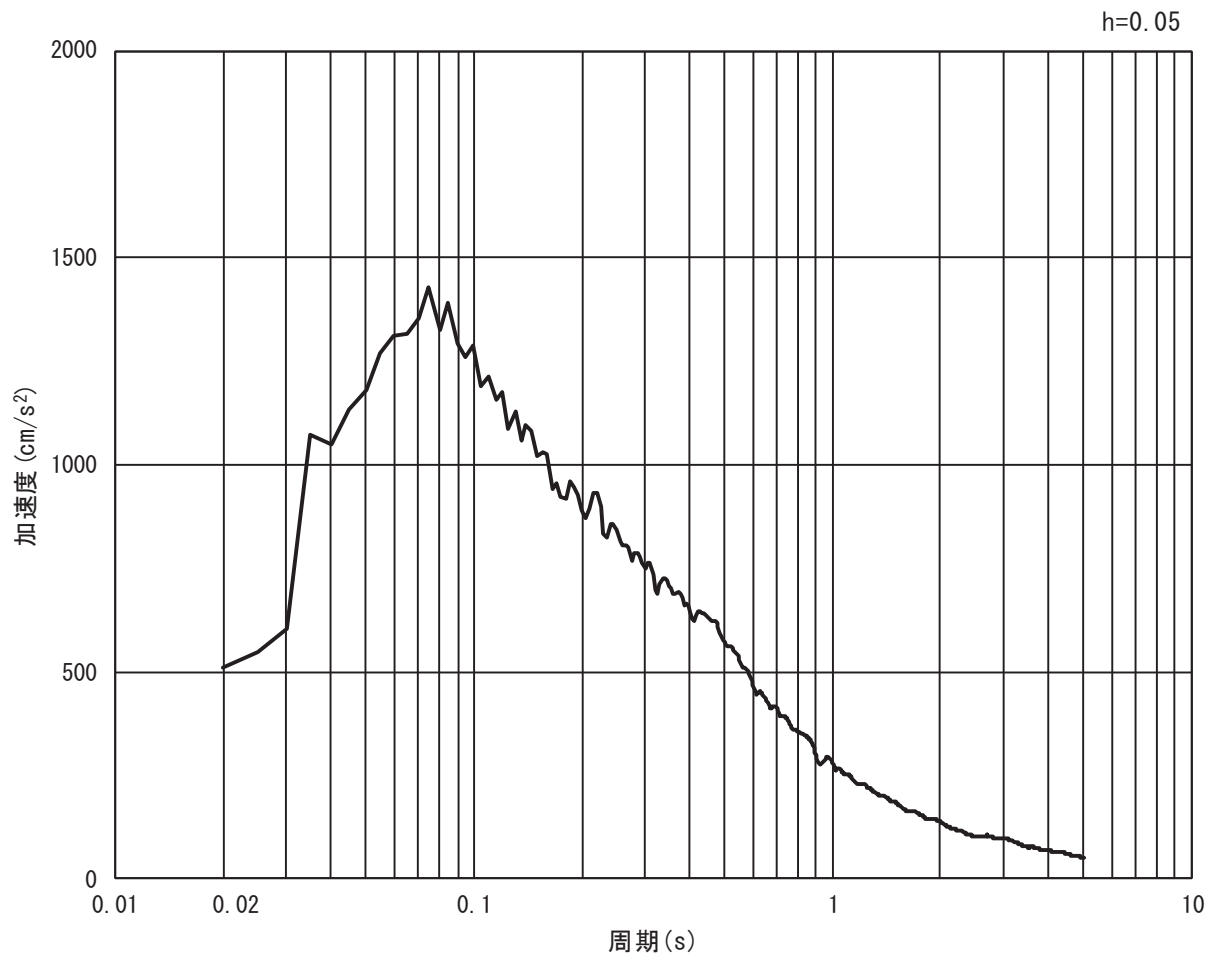


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 :  $S_s - D_2$ )

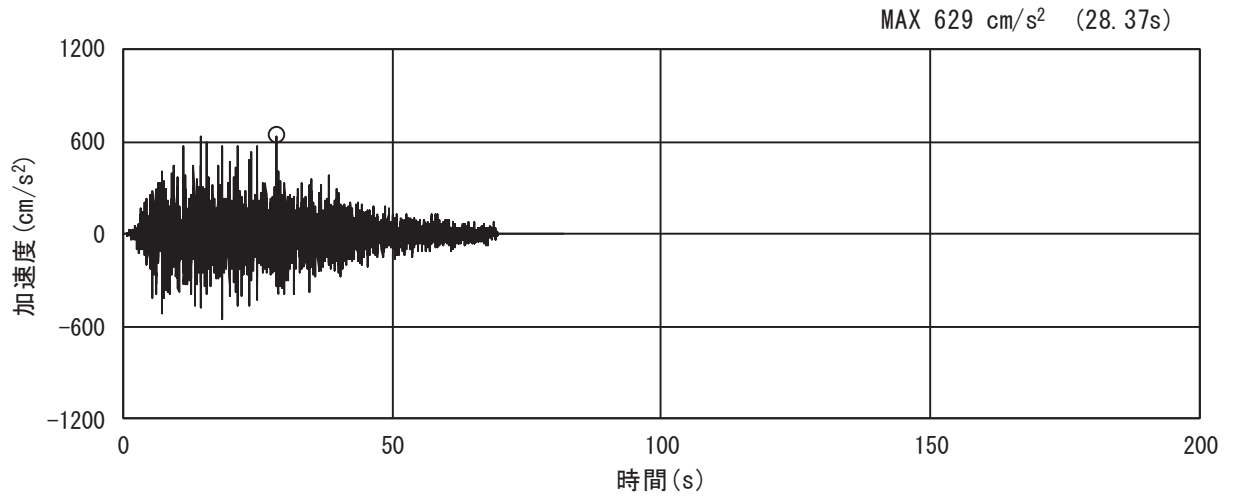


(a) 加速度時刻歴波形

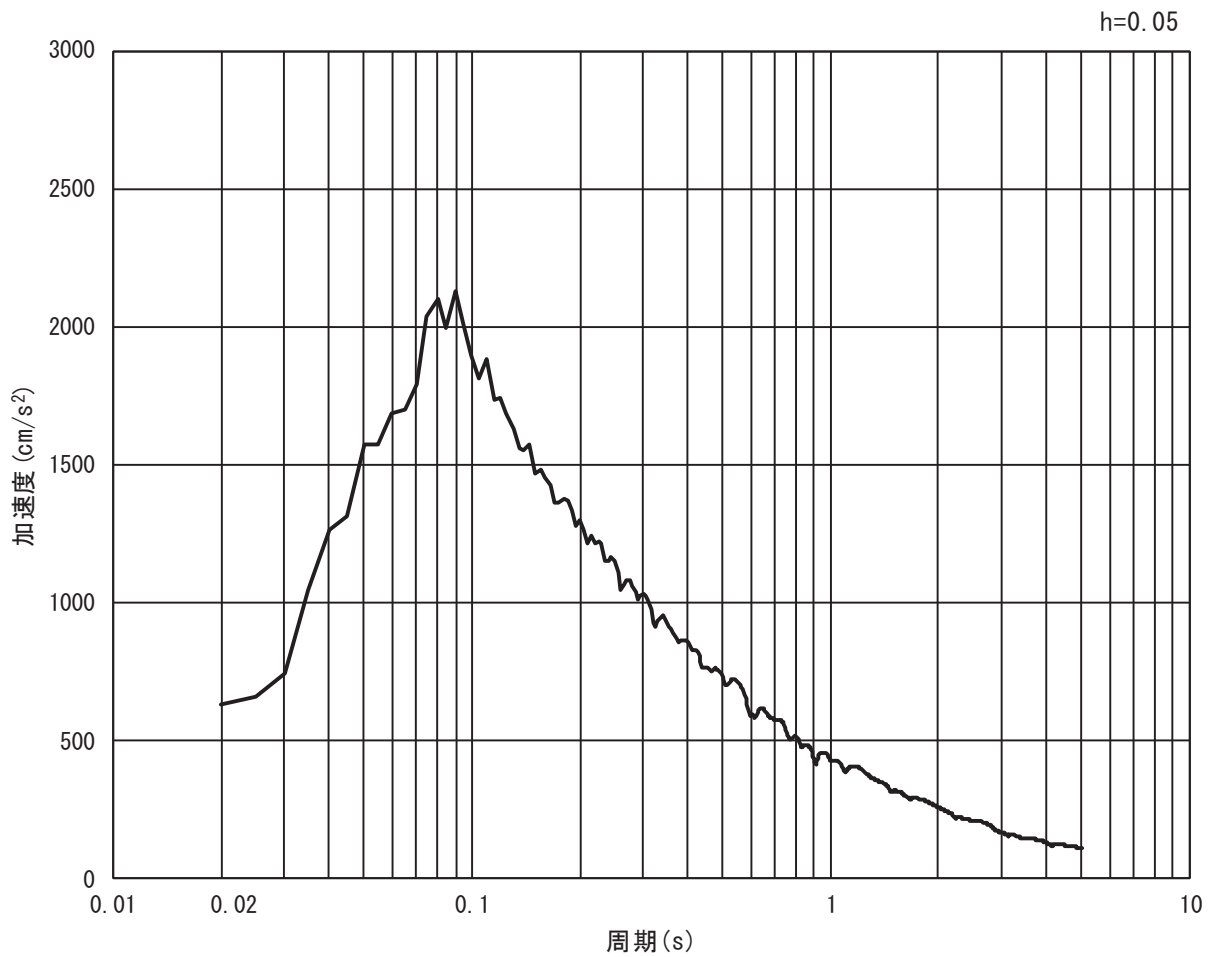


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

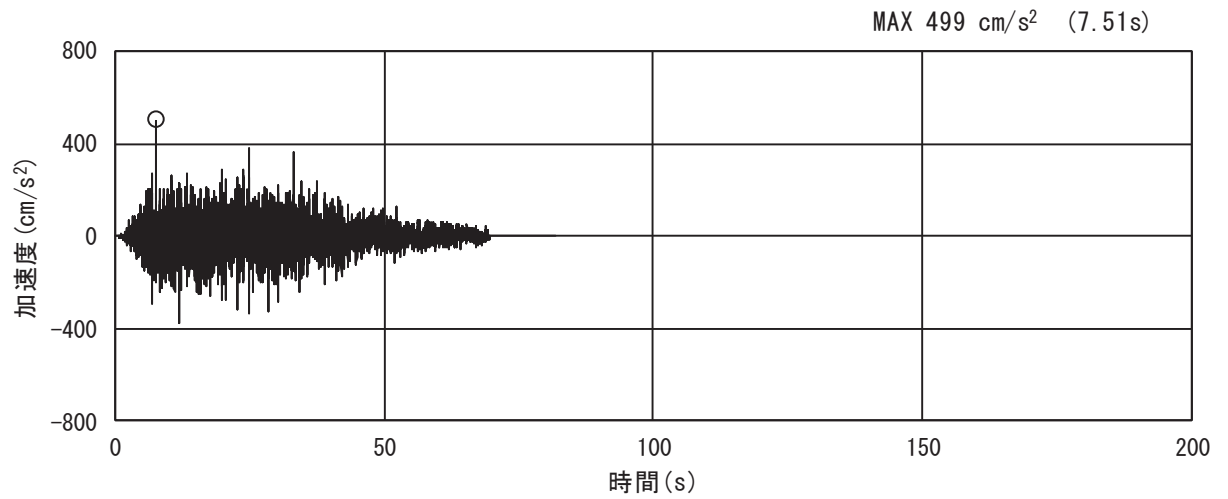


(a) 加速度時刻歴波形

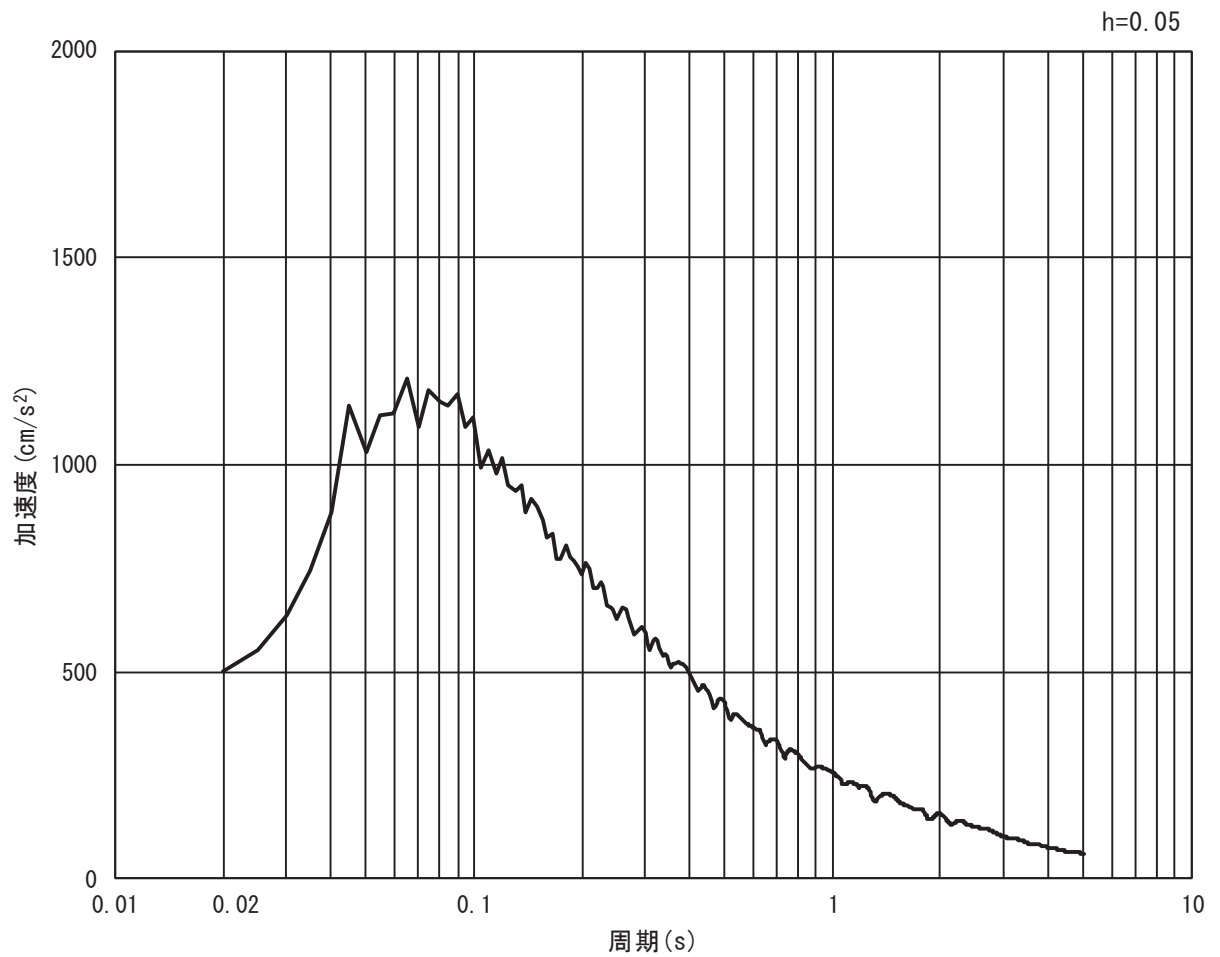


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

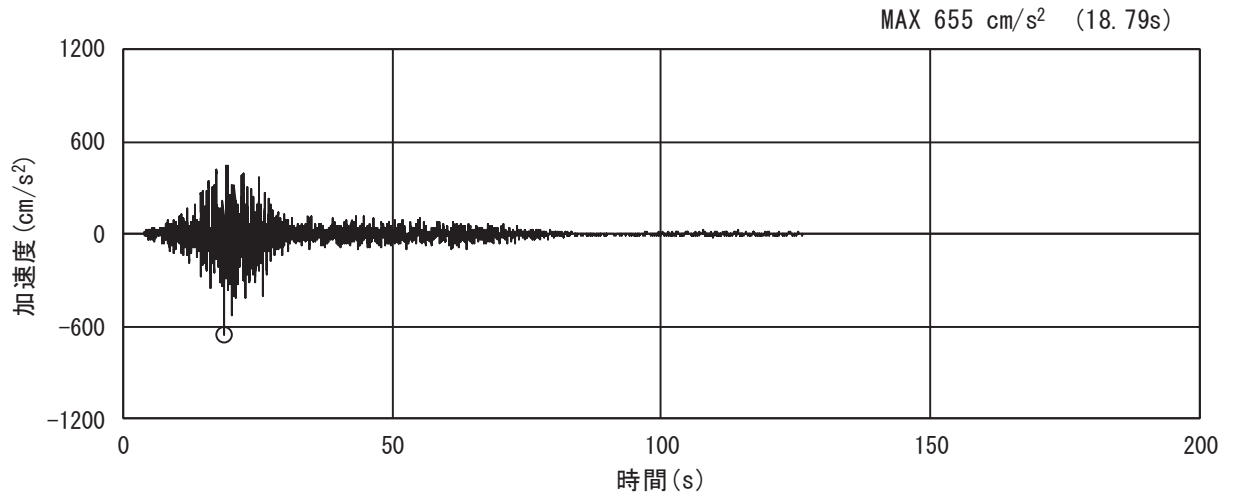


(a) 加速度時刻歴波形

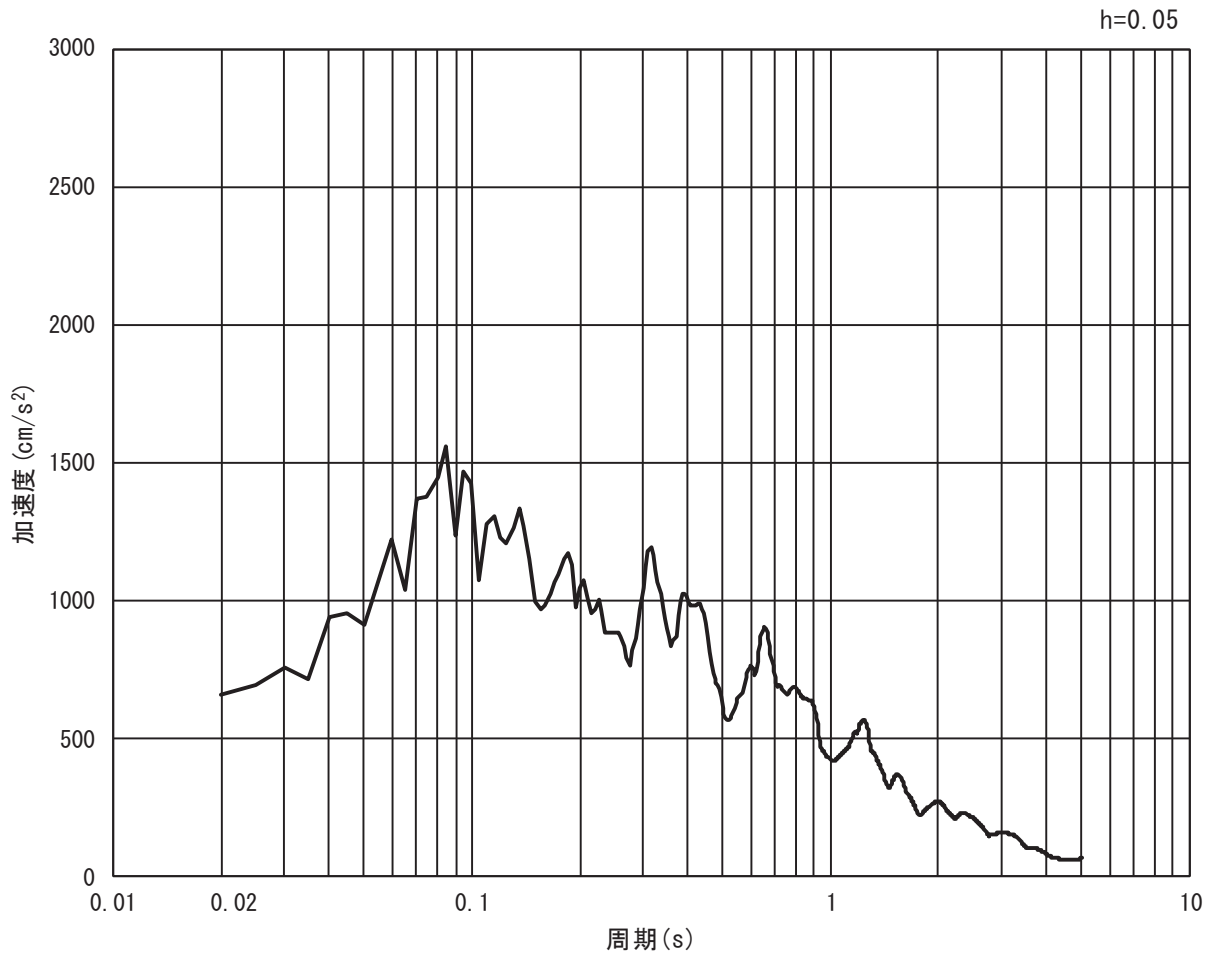


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

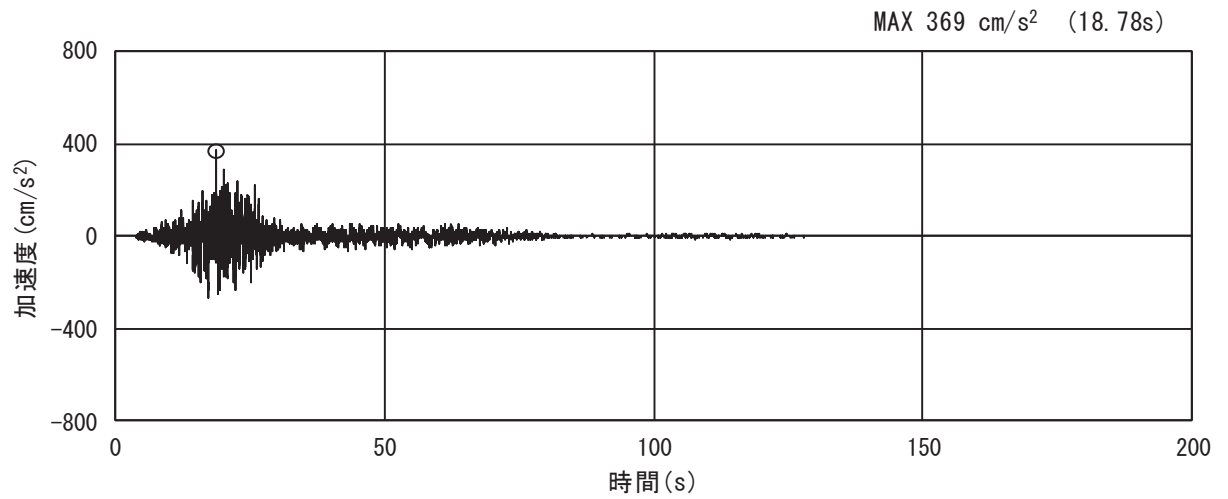


(a) 加速度時刻歴波形

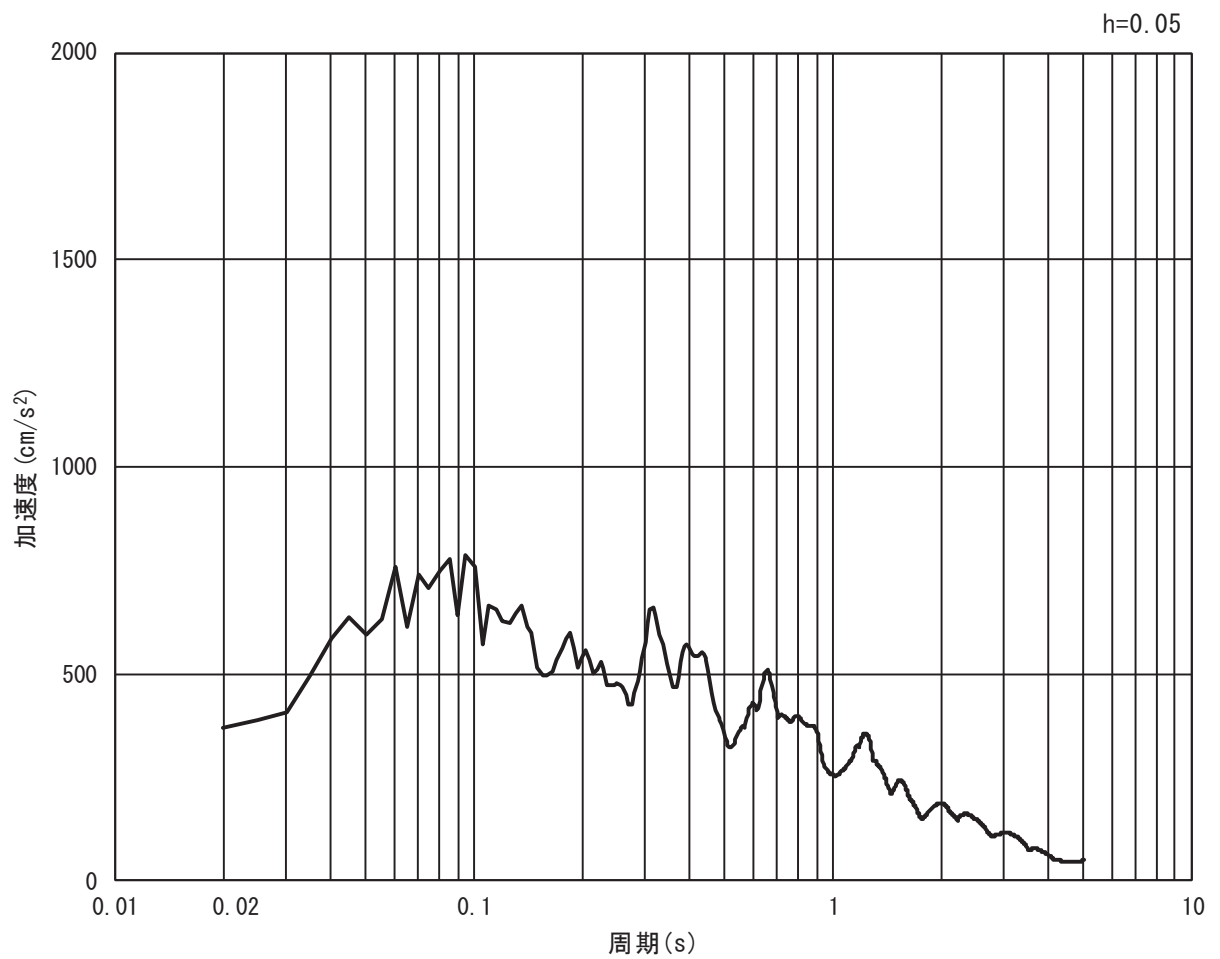


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

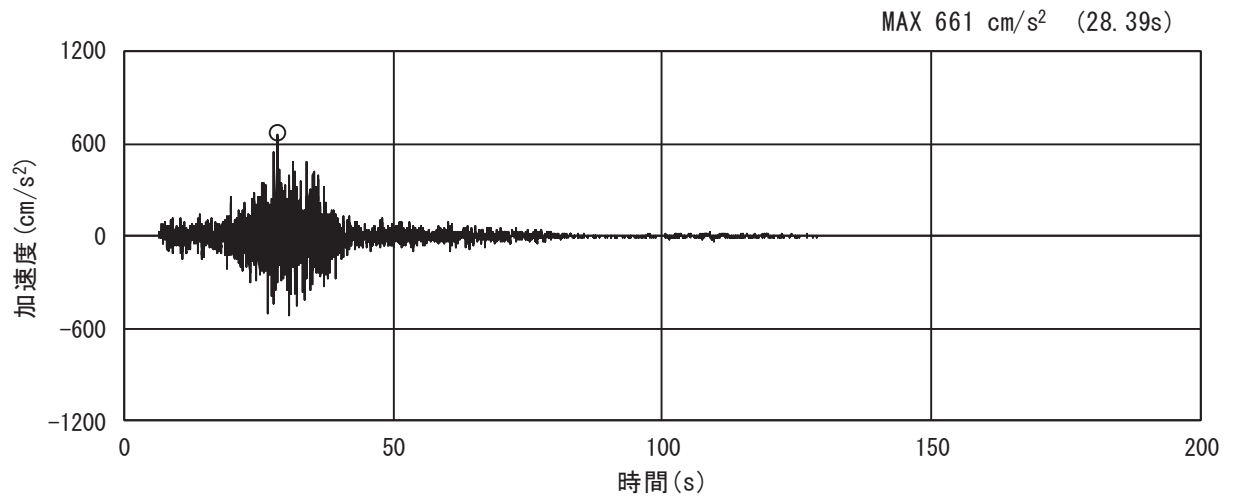


(a) 加速度時刻歴波形

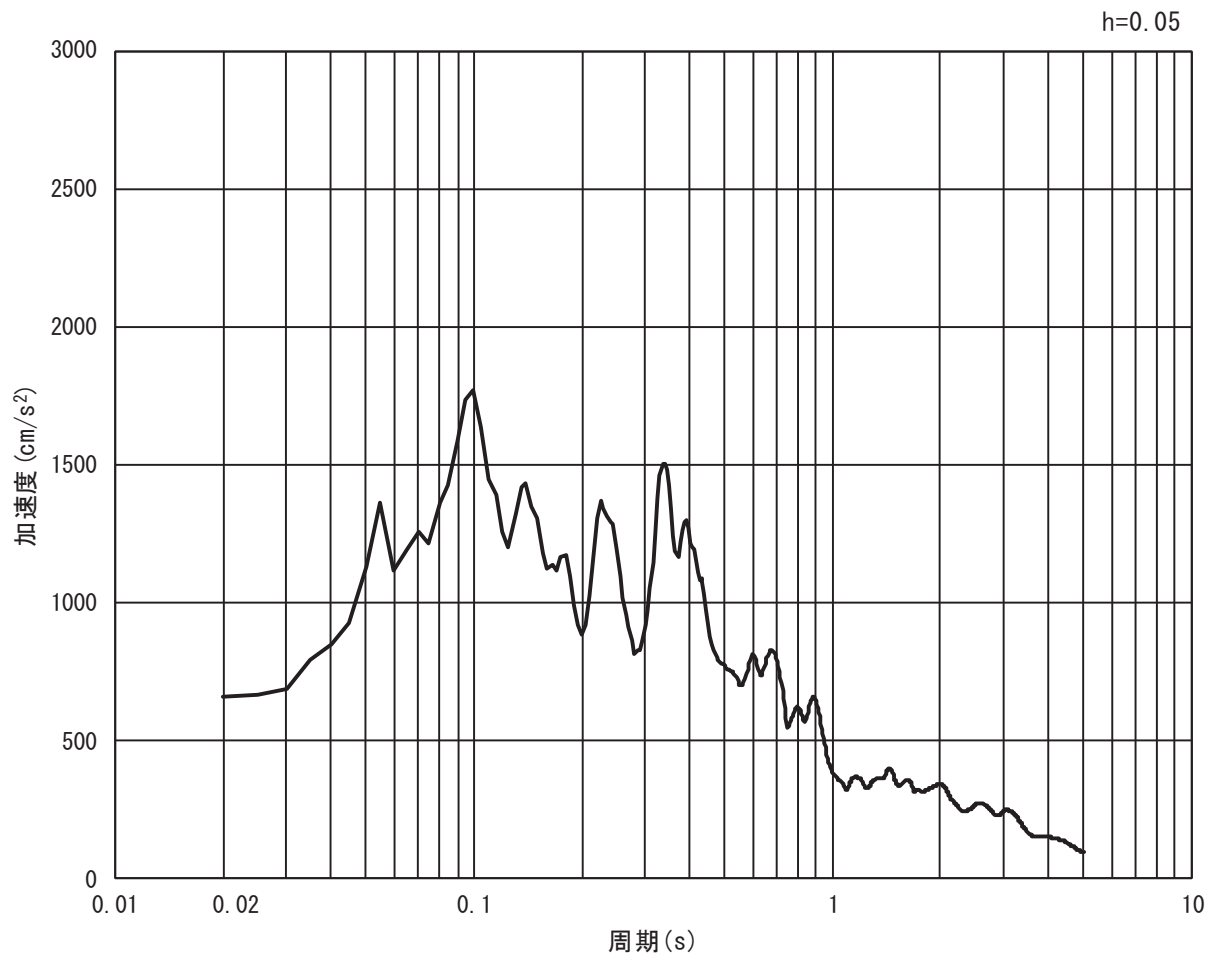


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

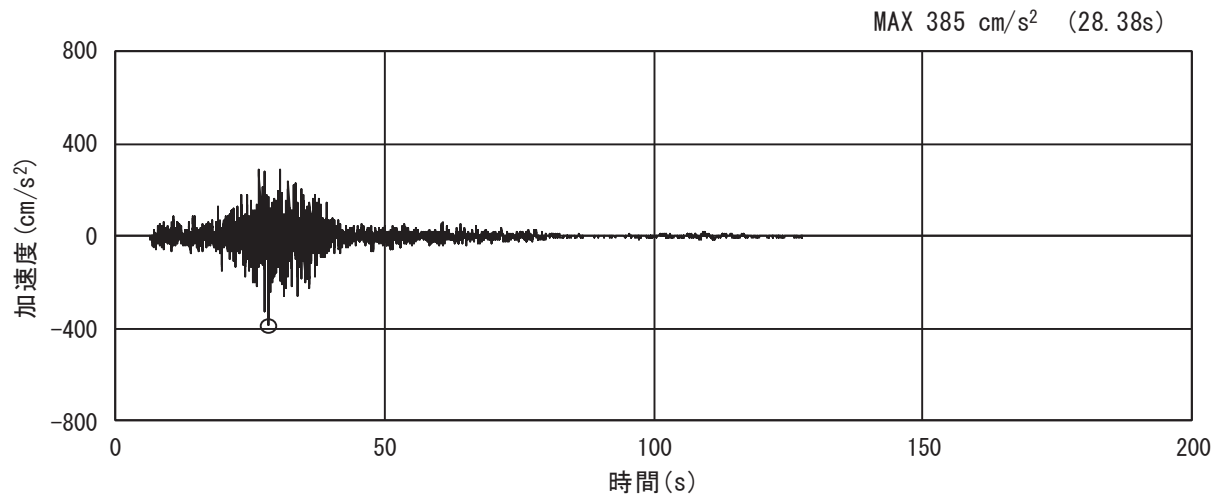


(a) 加速度時刻歴波形

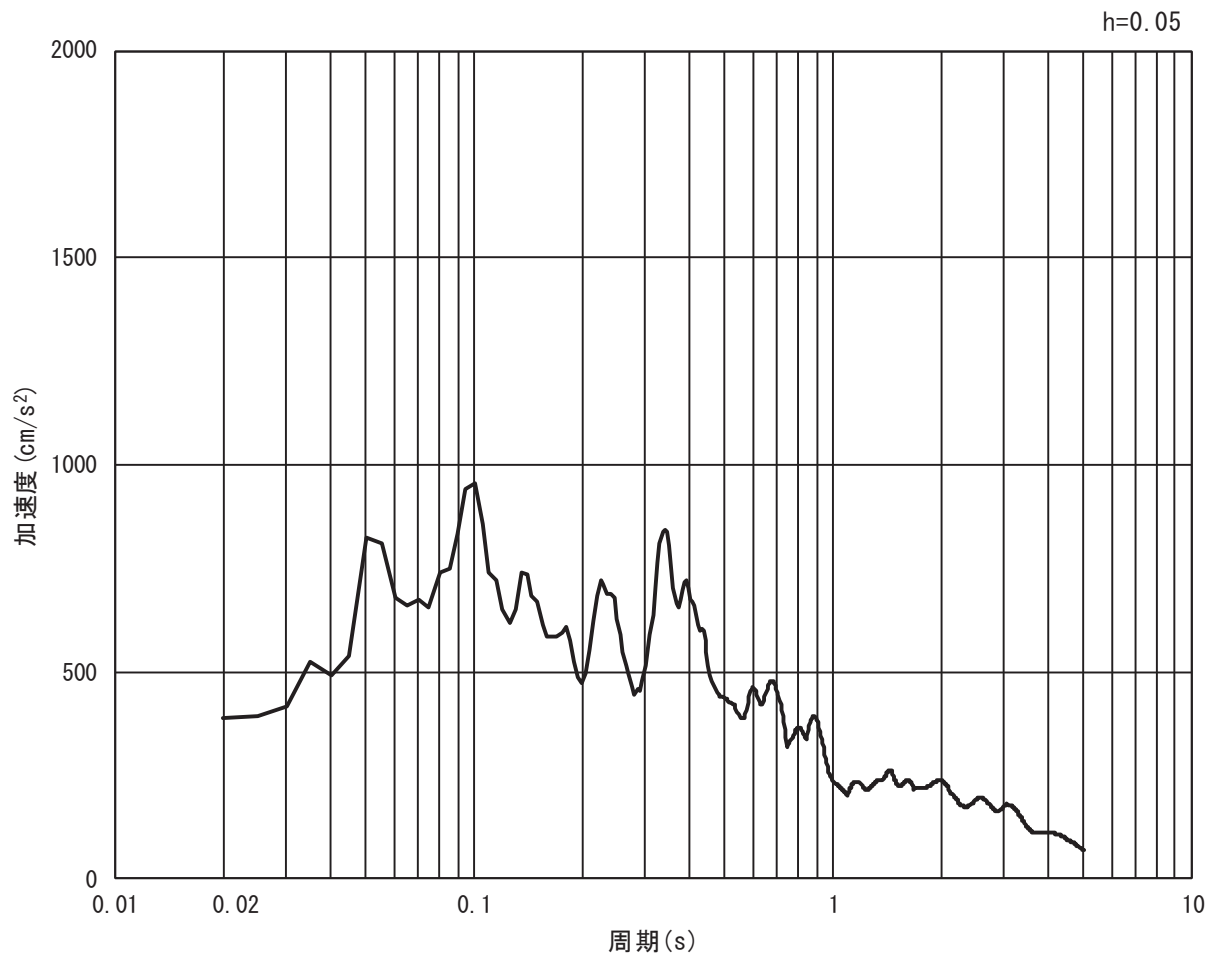


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)



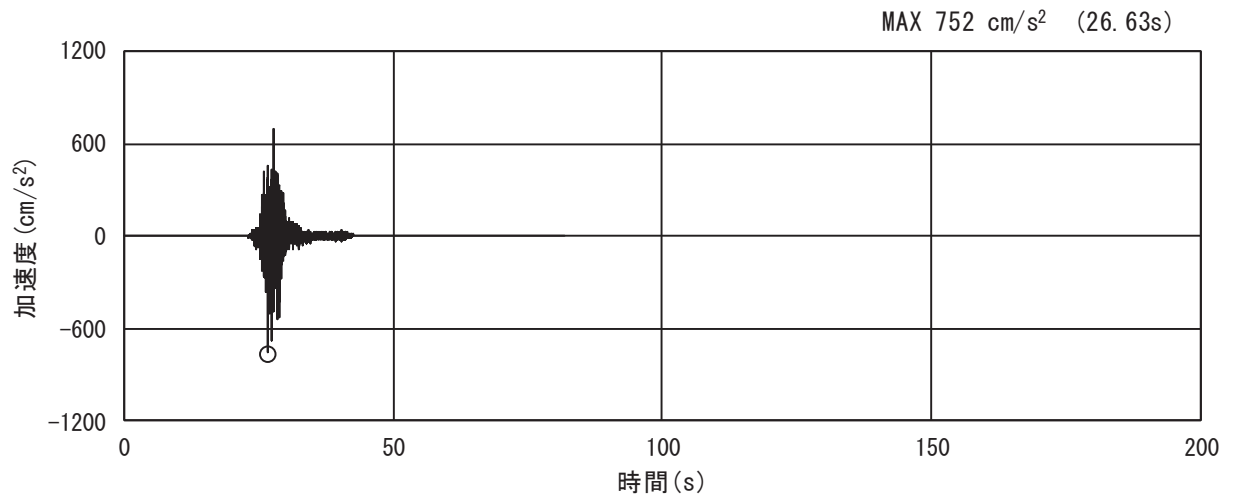
(a) 加速度時刻歴波形



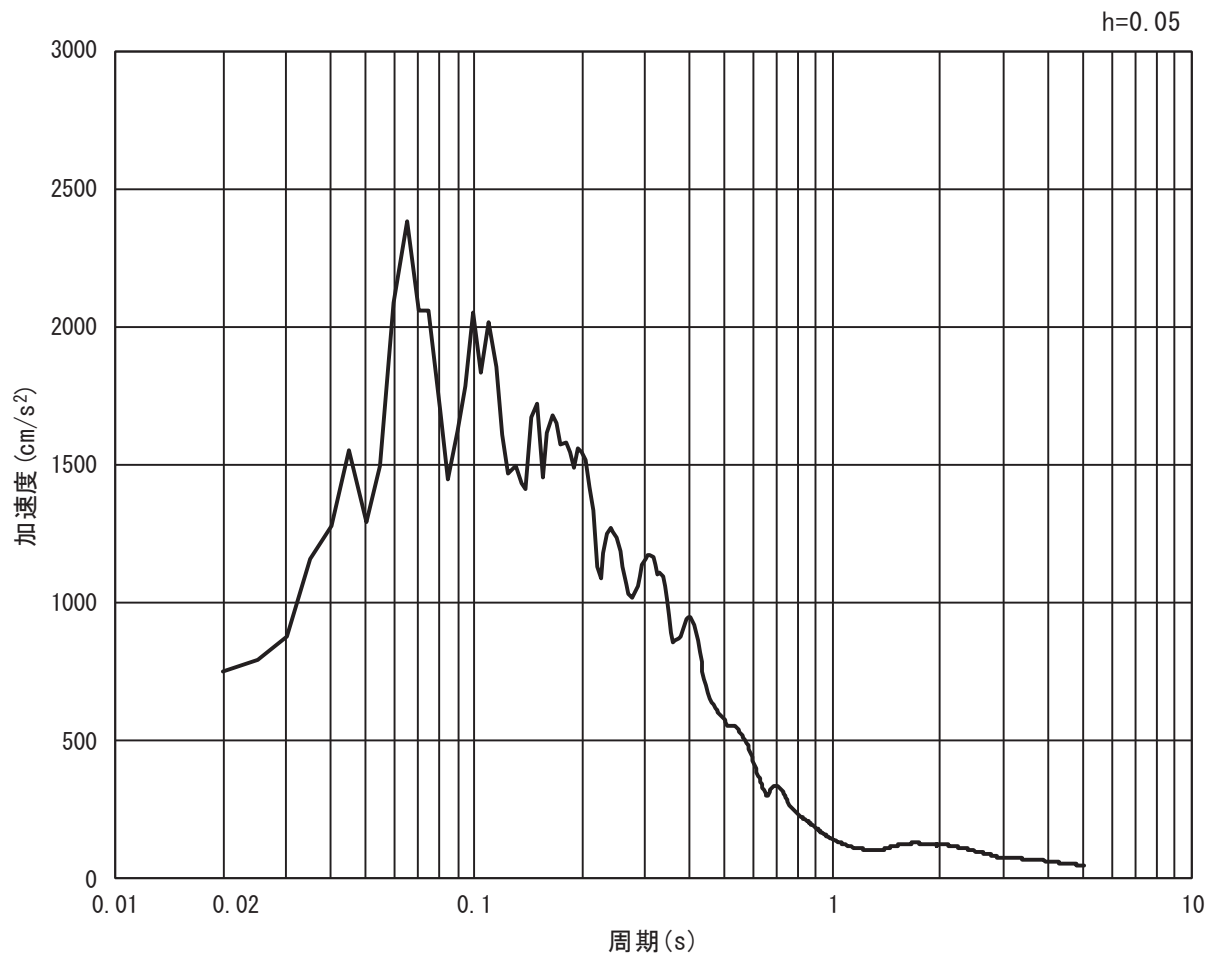
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)



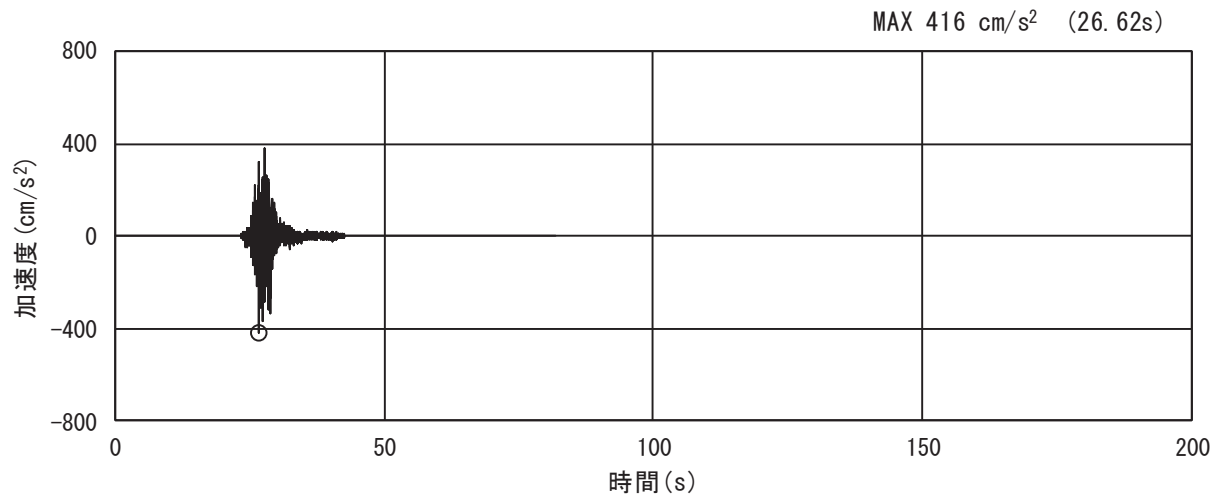


(a) 加速度時刻歴波形

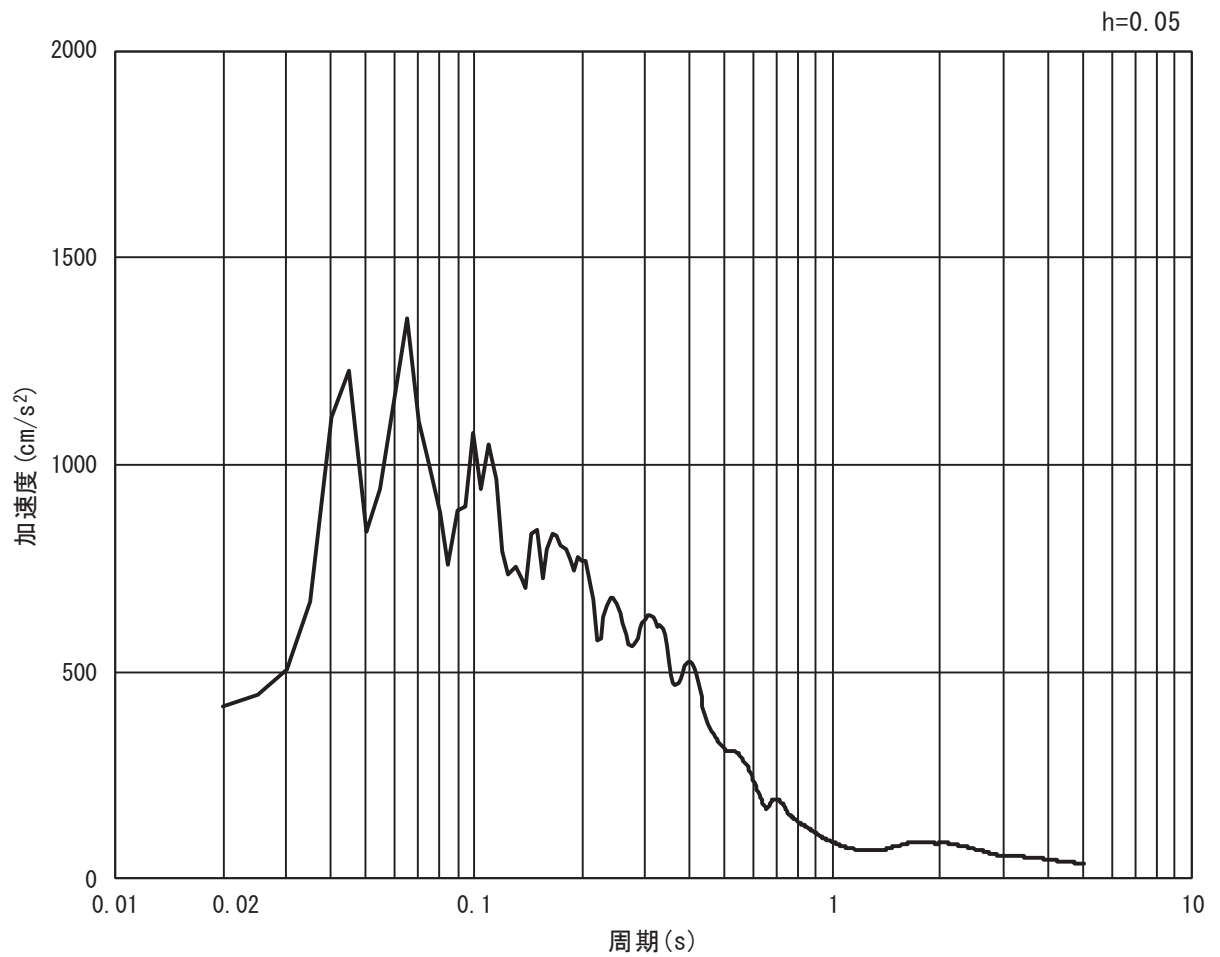


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

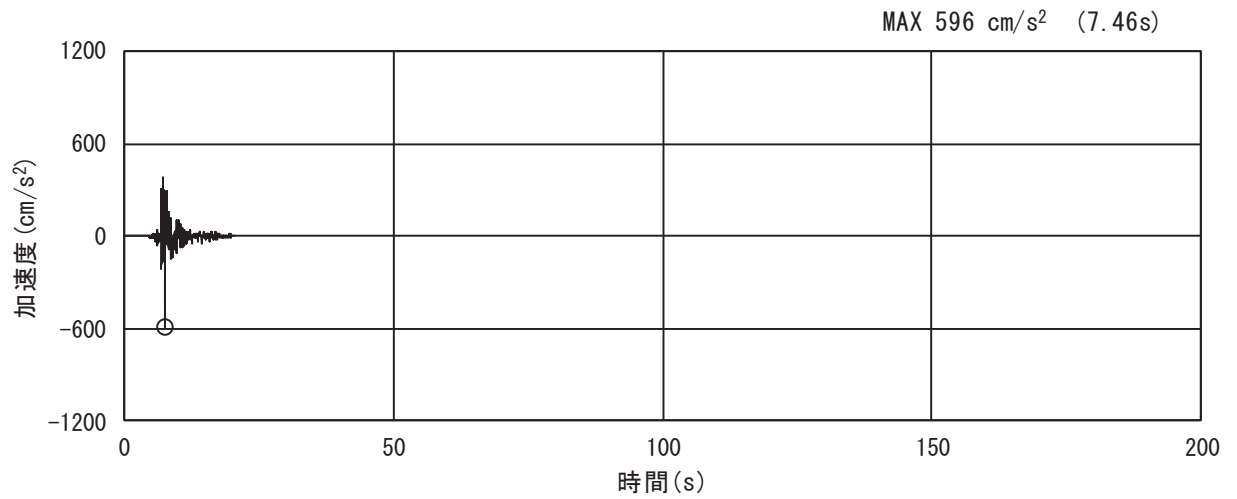


(a) 加速度時刻歴波形

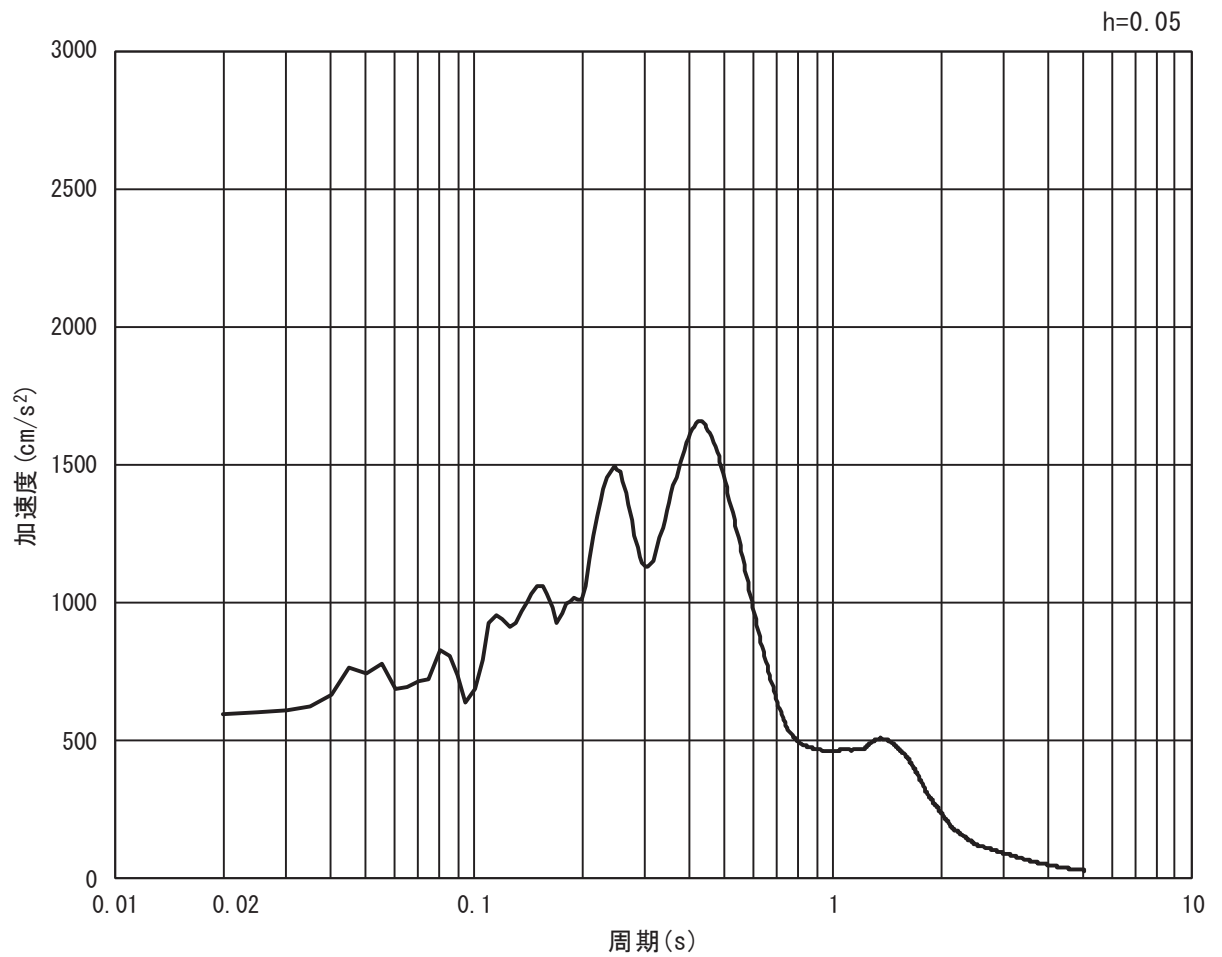


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

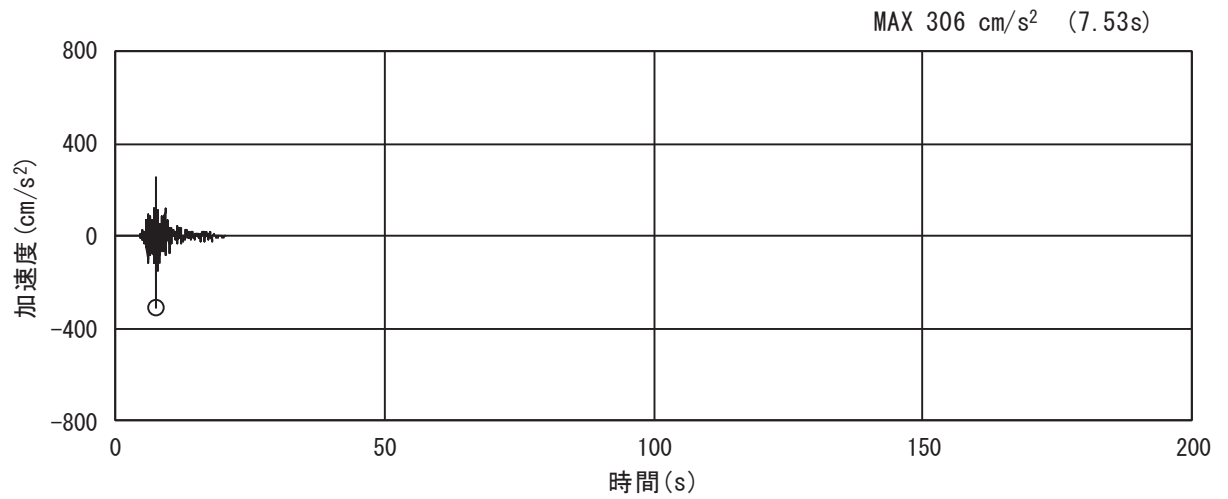


(a) 加速度時刻歴波形

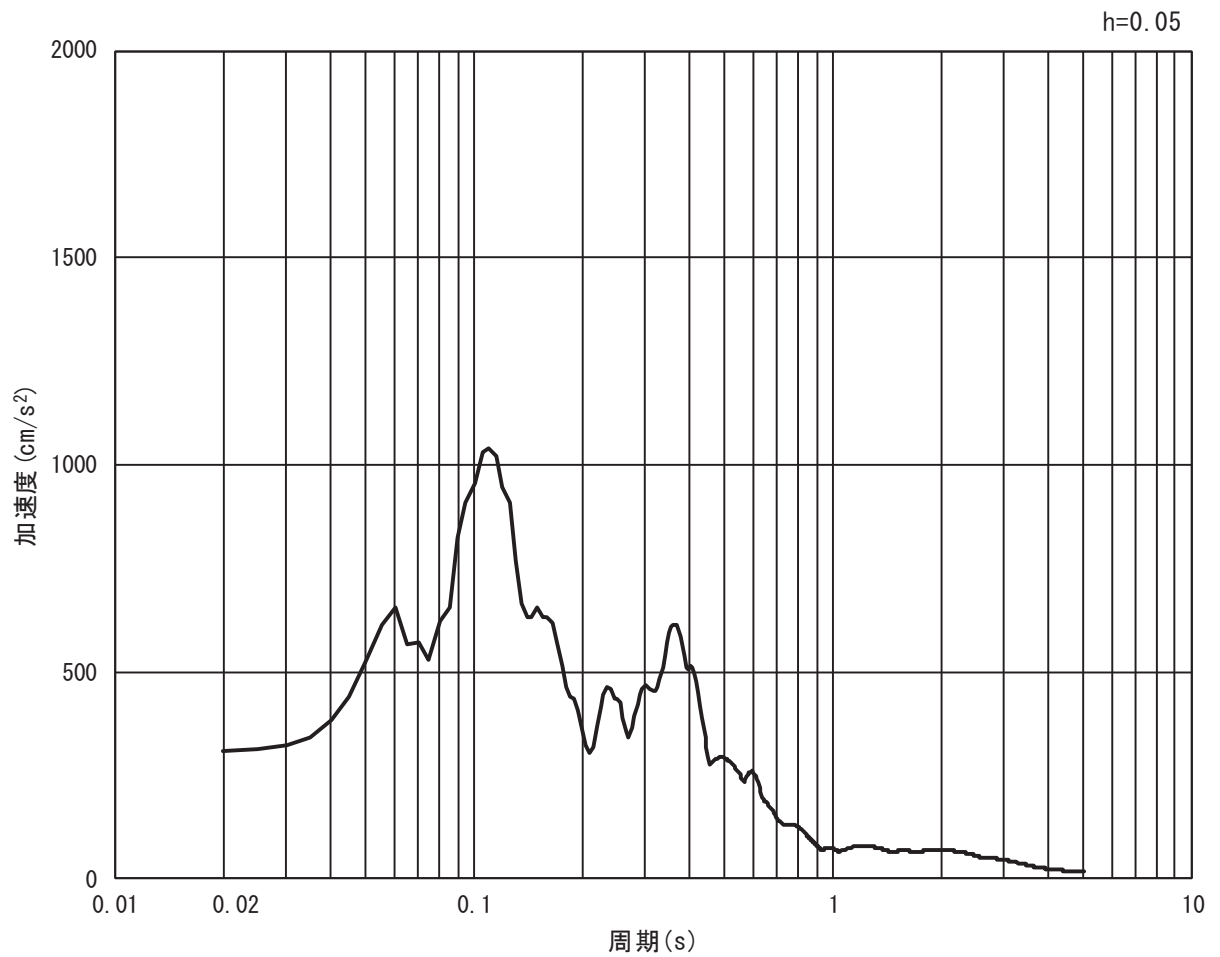


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)



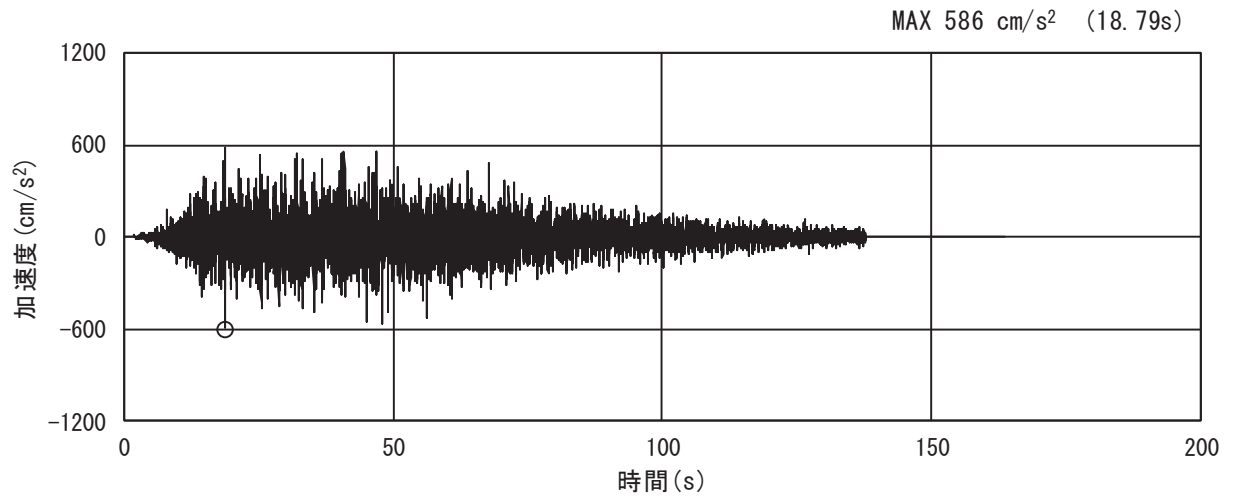
(a) 加速度時刻歴波形



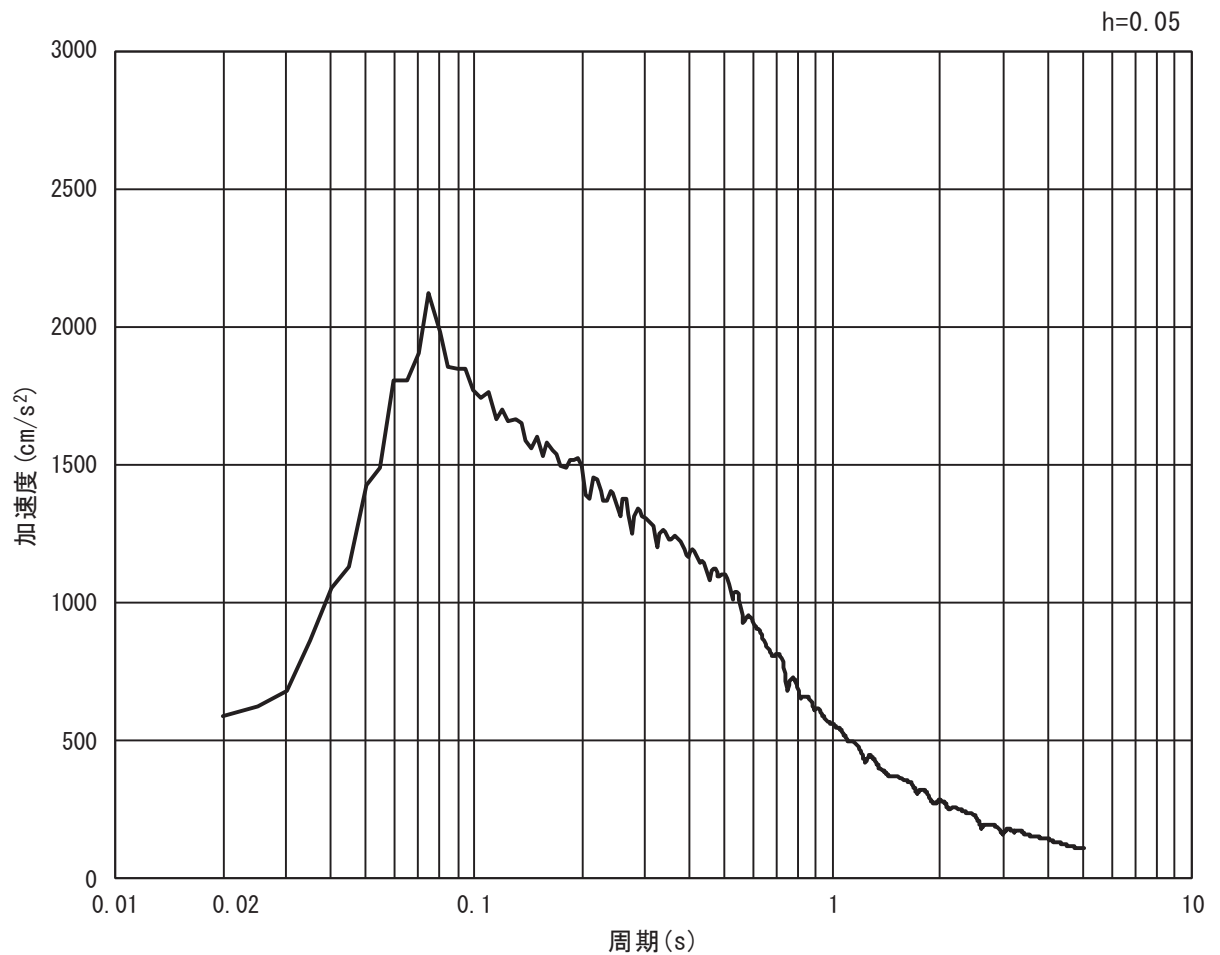
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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)

(2) 断面⑥

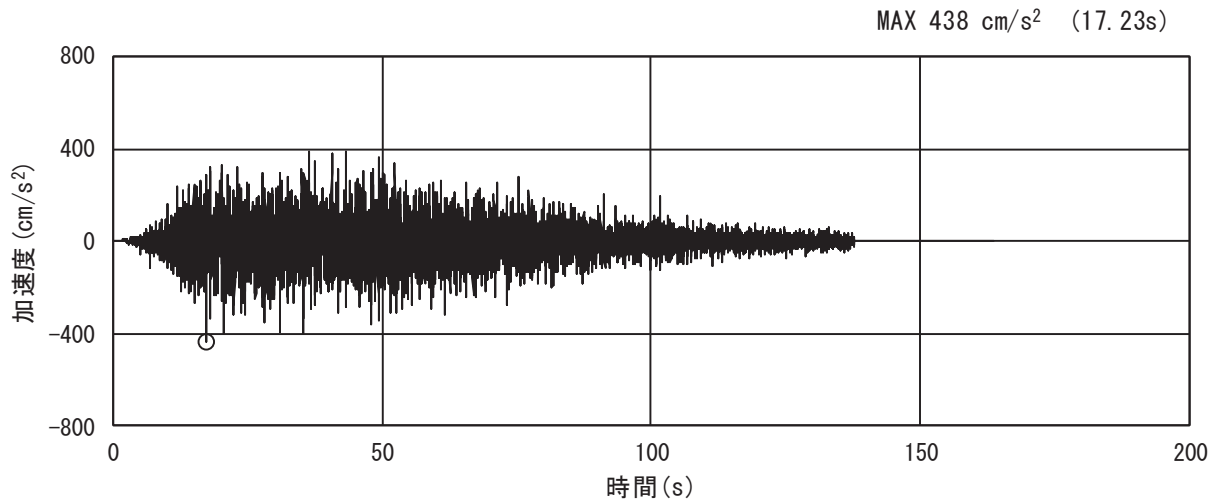


(a) 加速度時刻歴波形

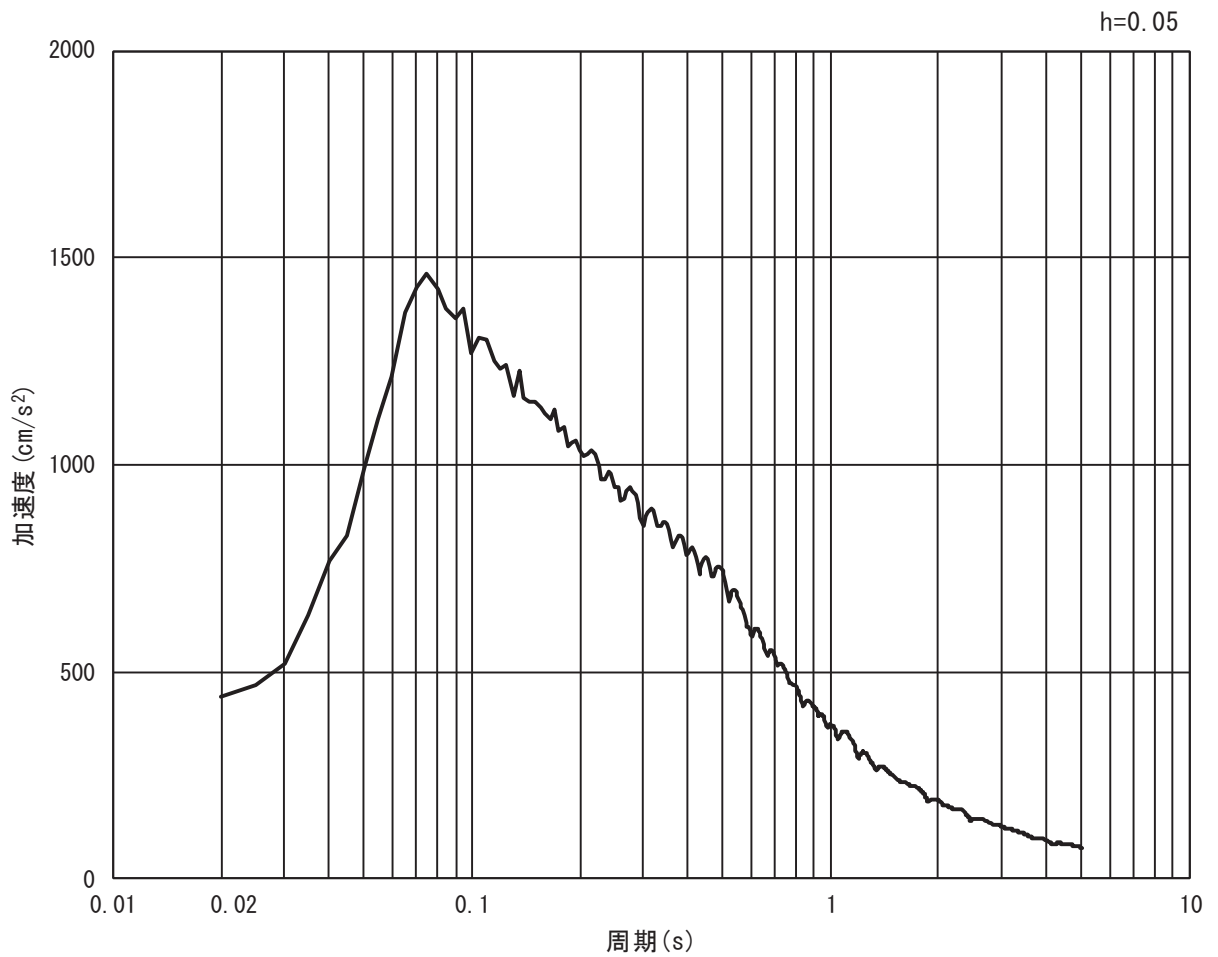


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

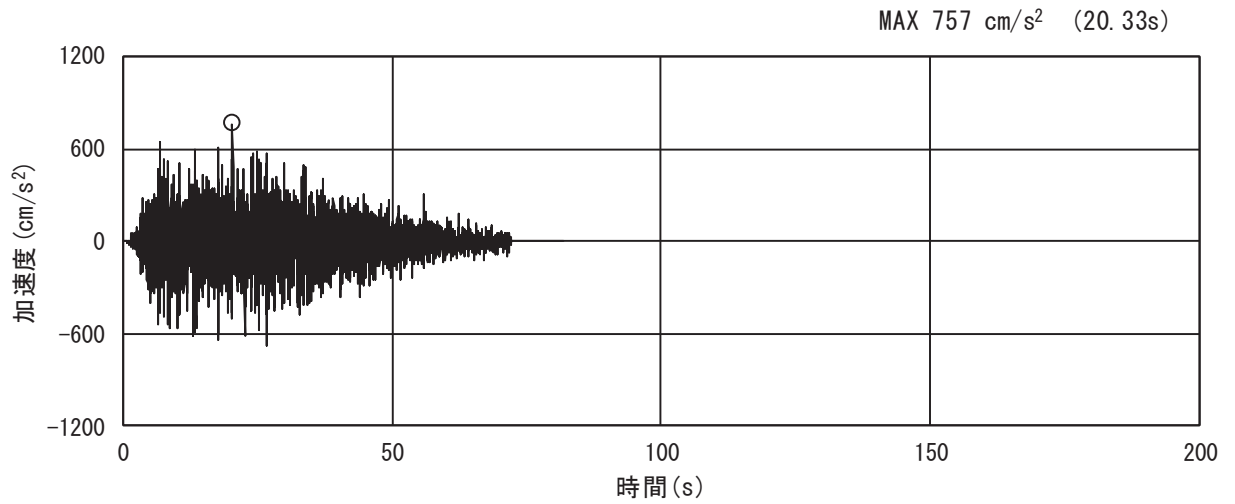


(a) 加速度時刻歴波形

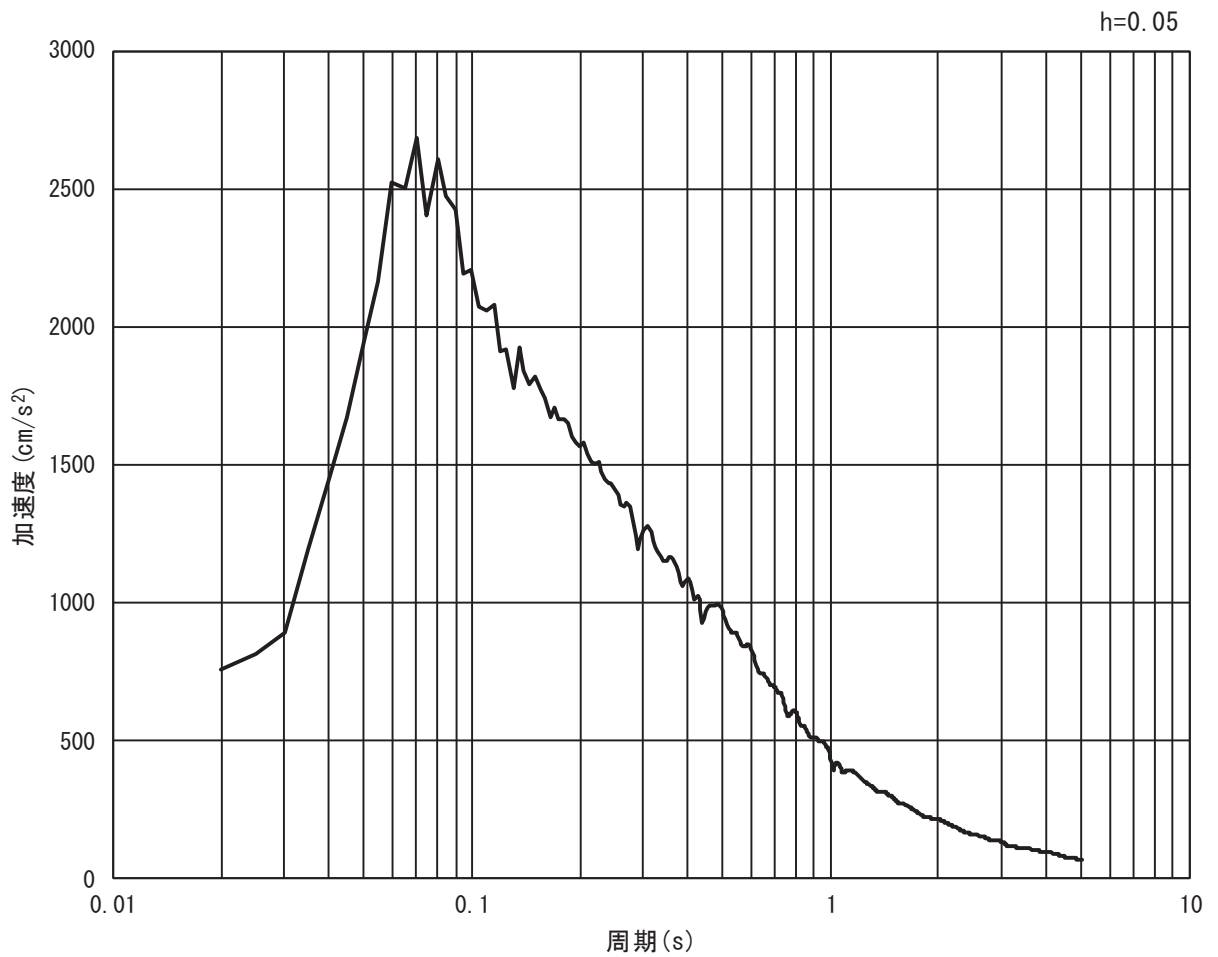


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

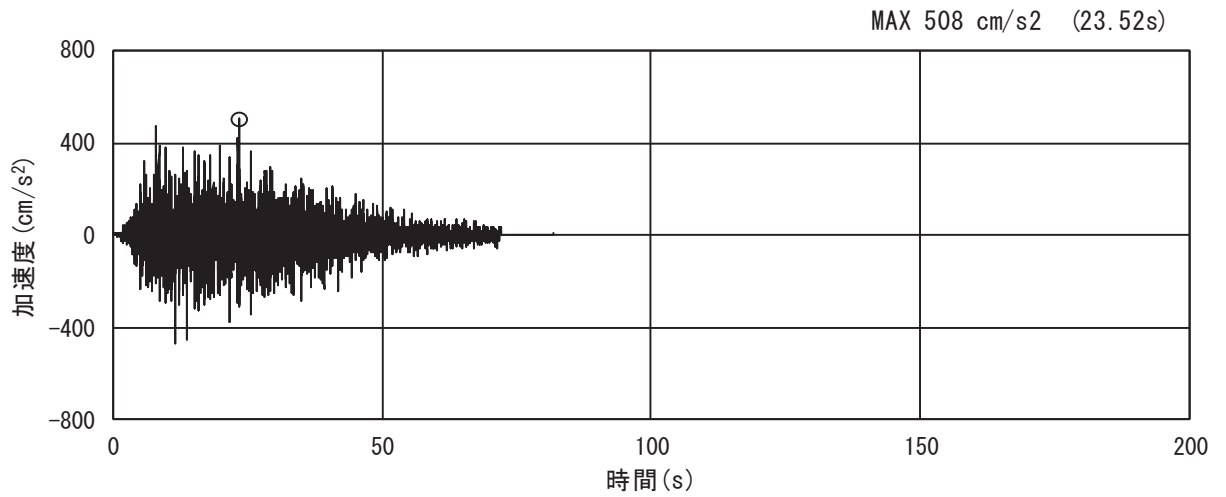


(a) 加速度時刻歴波形

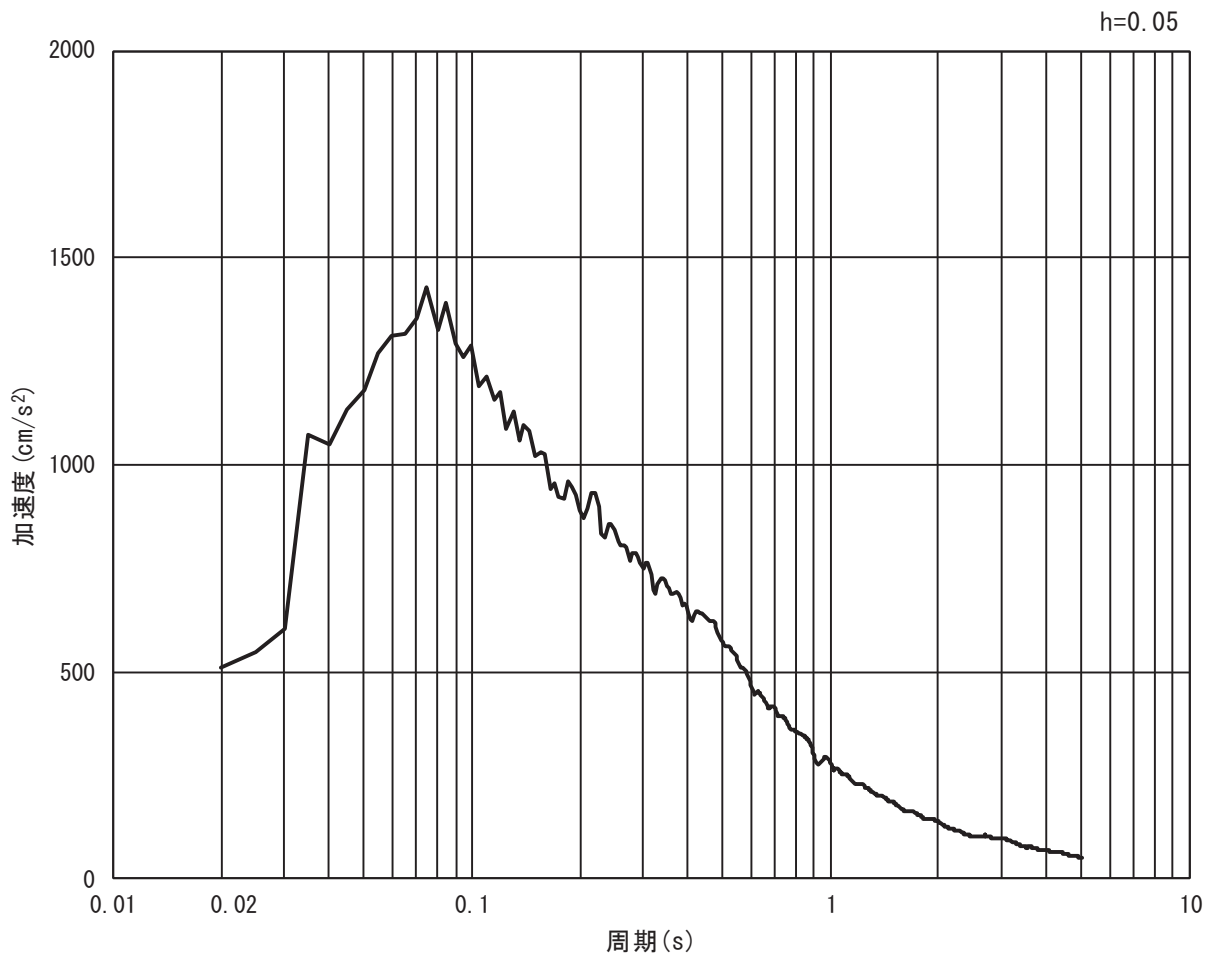


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)



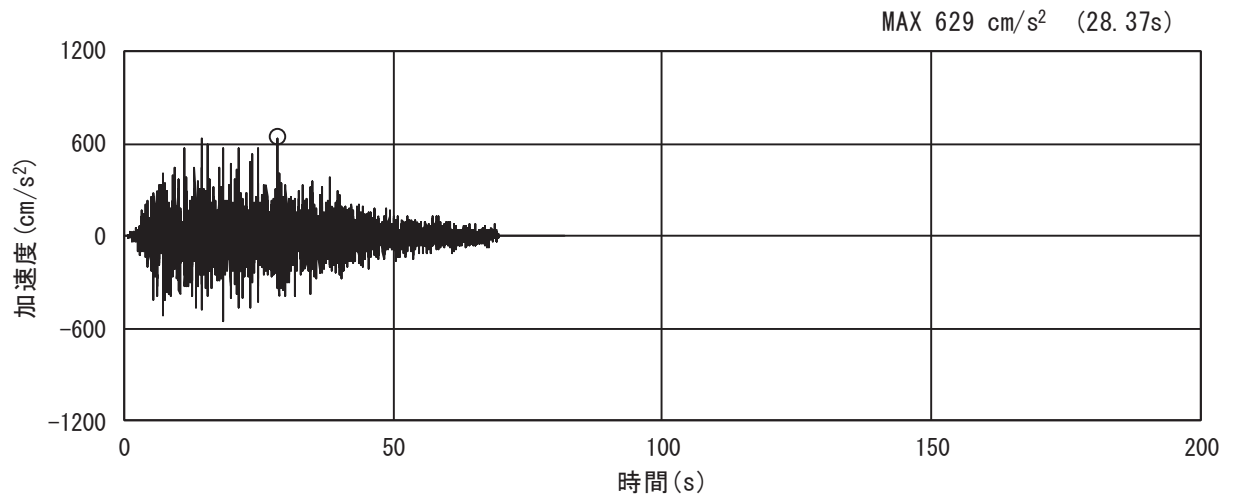
(a) 加速度時刻歴波形



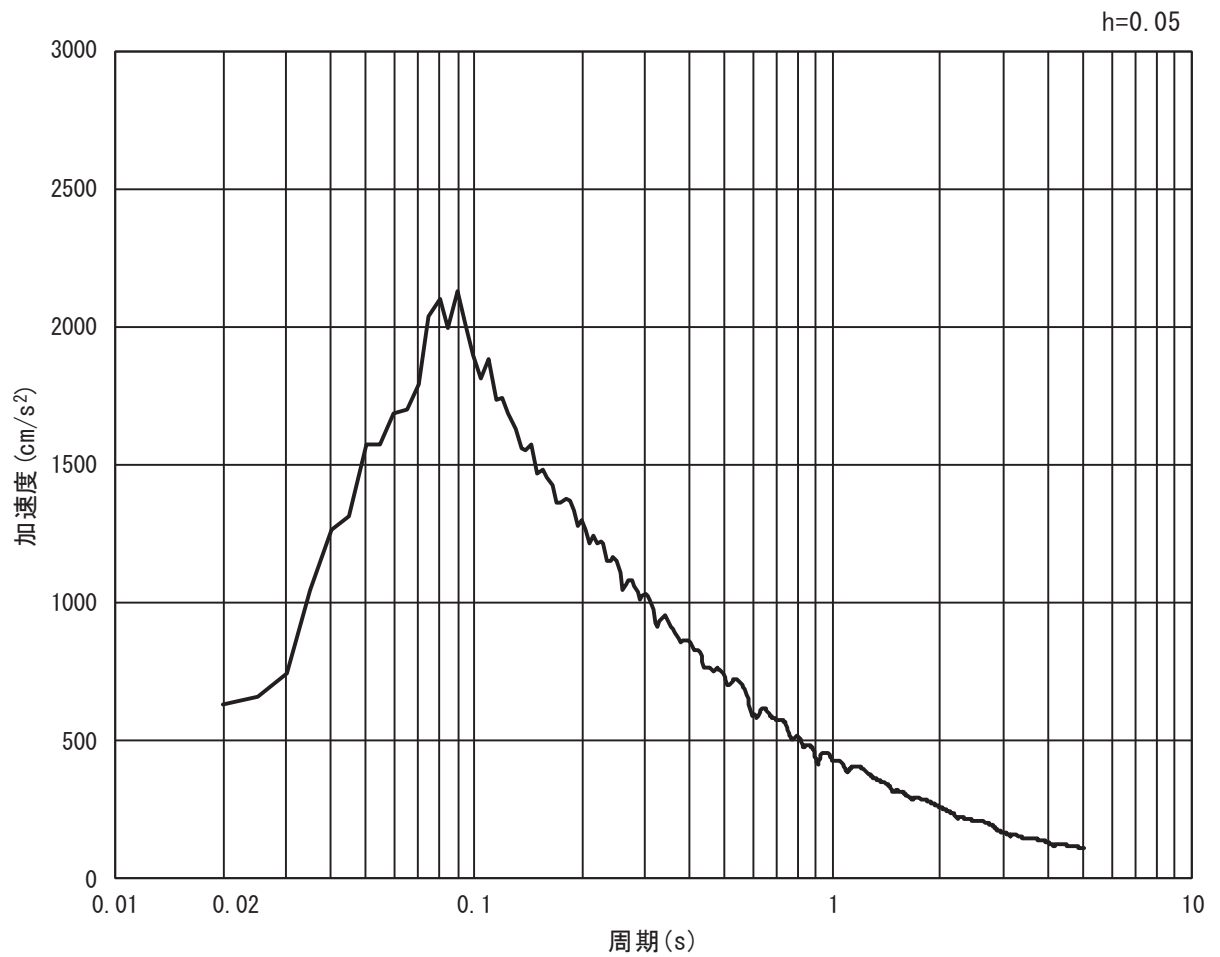
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)



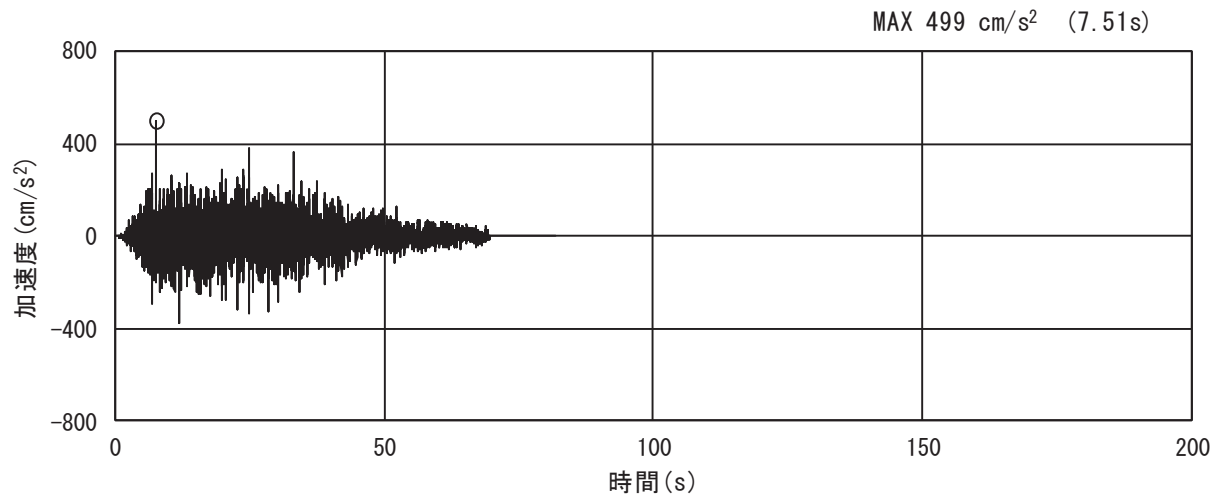


(a) 加速度時刻歴波形

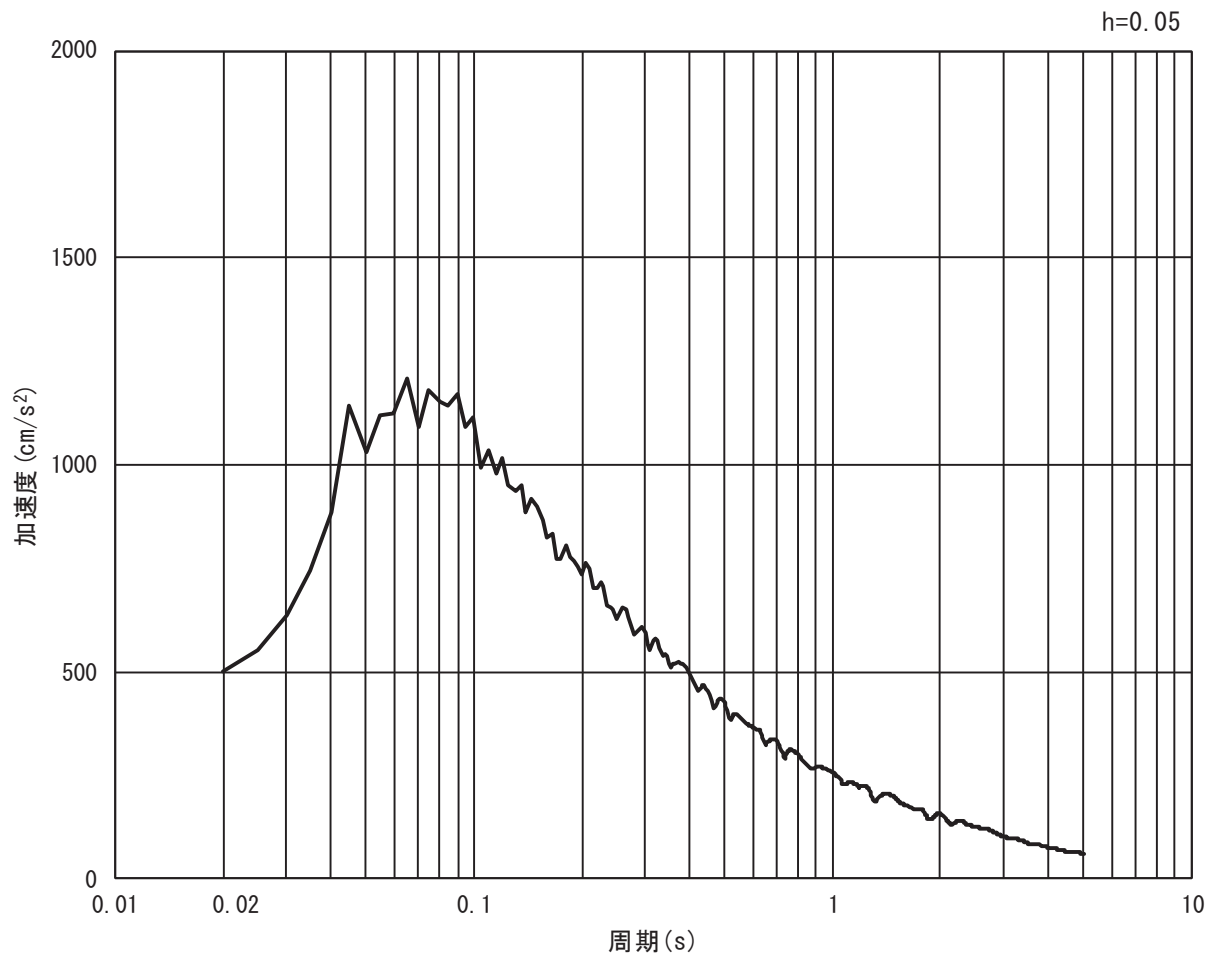


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

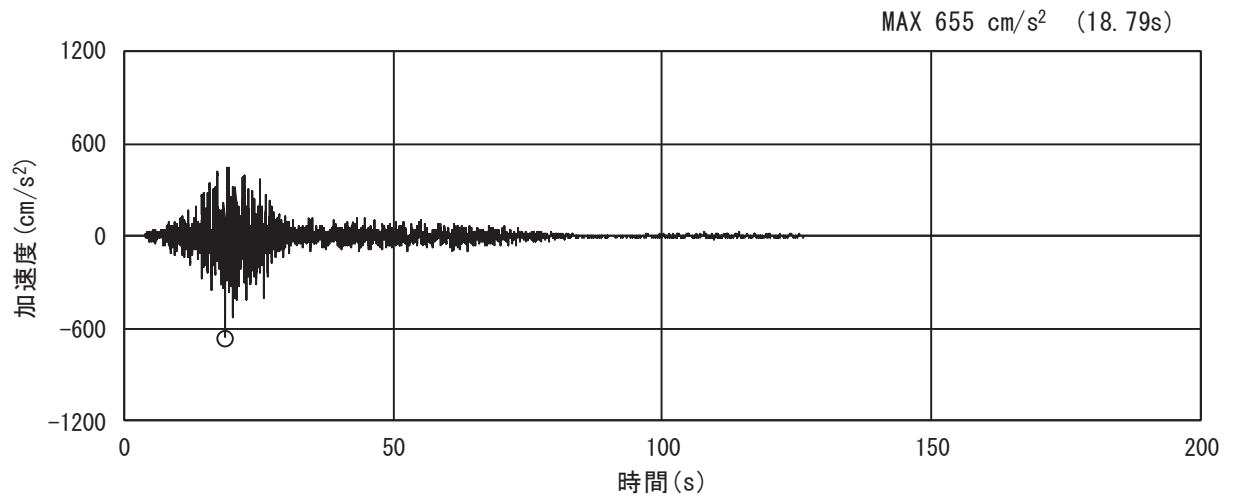


(a) 加速度時刻歴波形

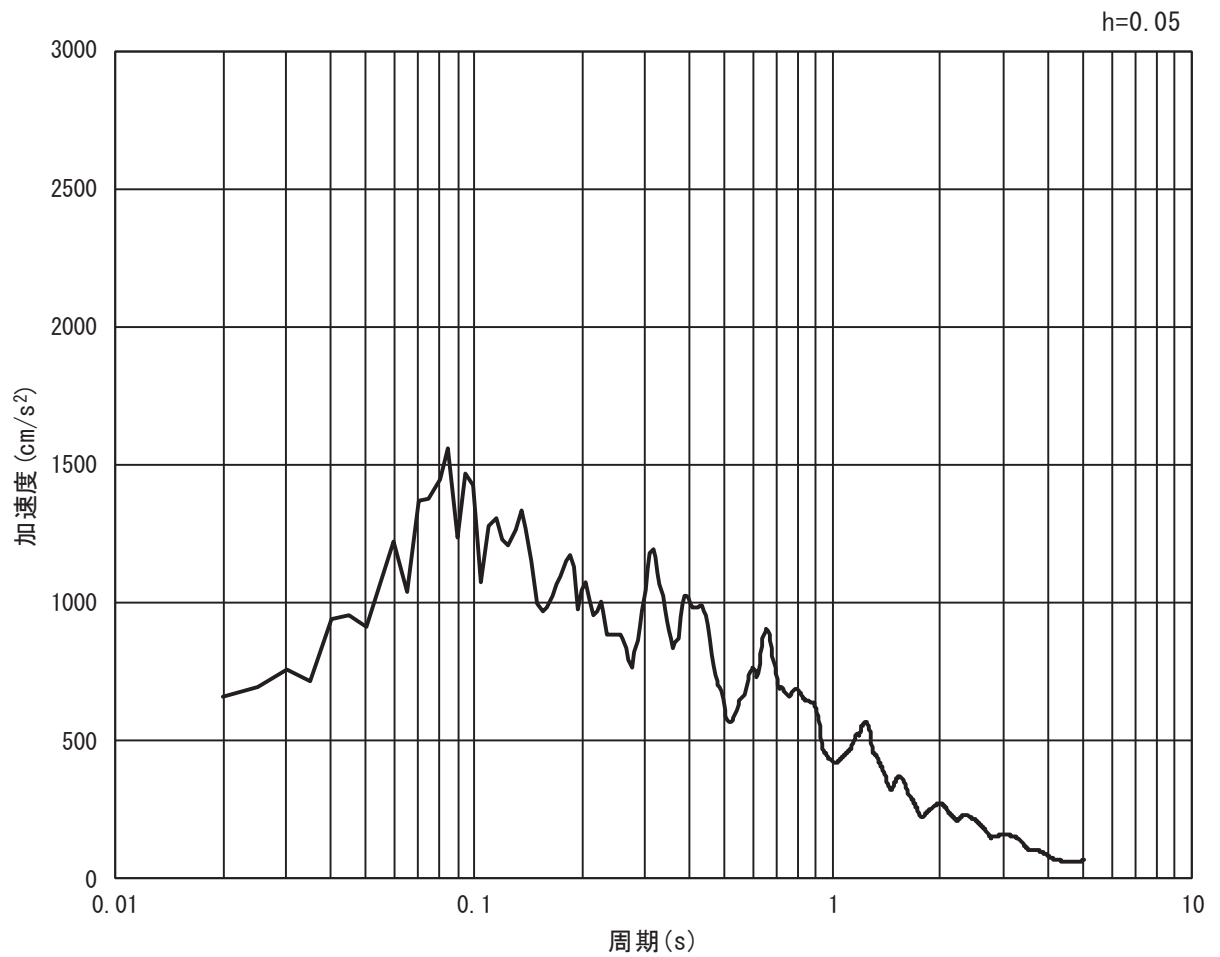


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

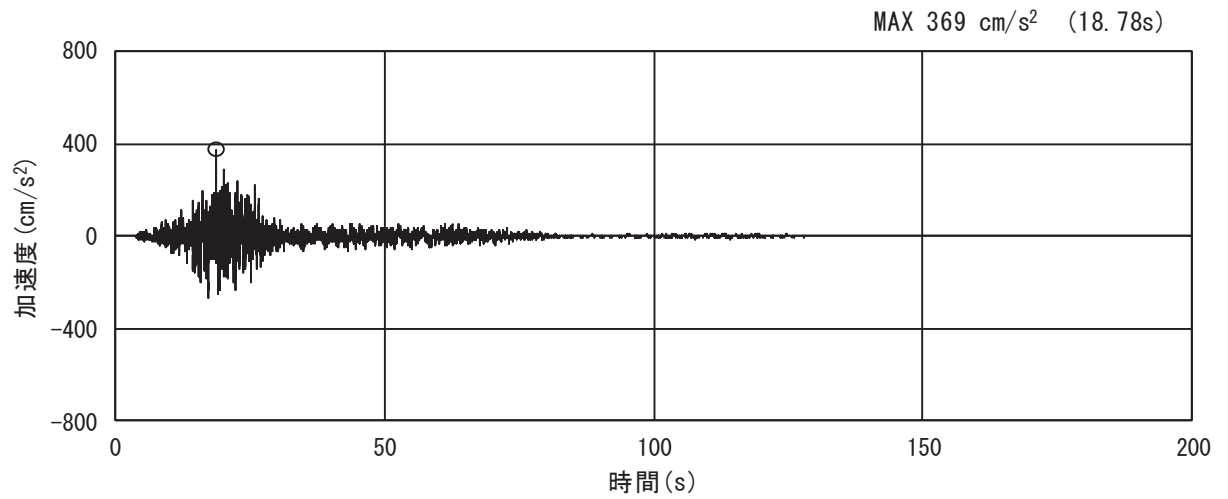


(a) 加速度時刻歴波形

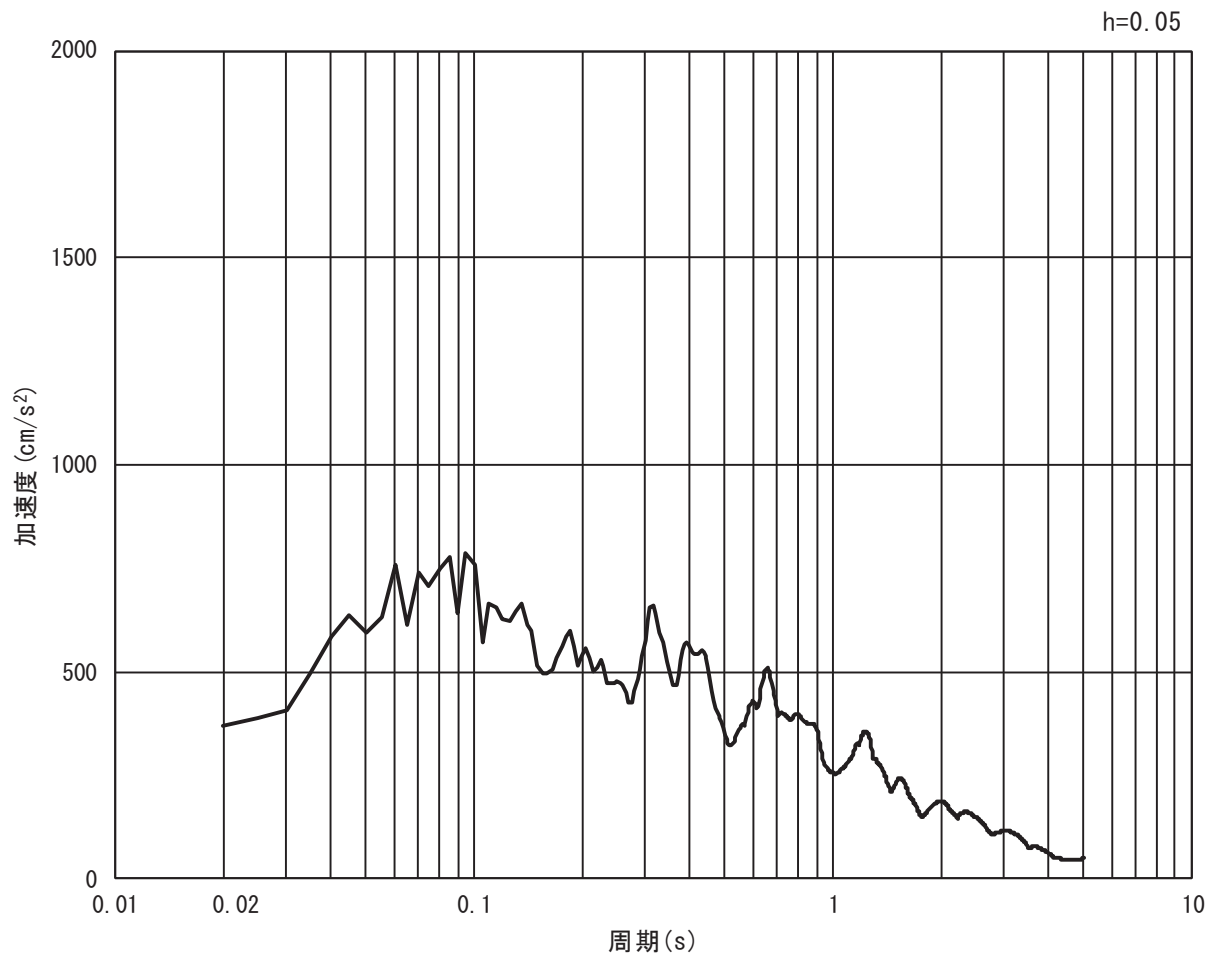


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

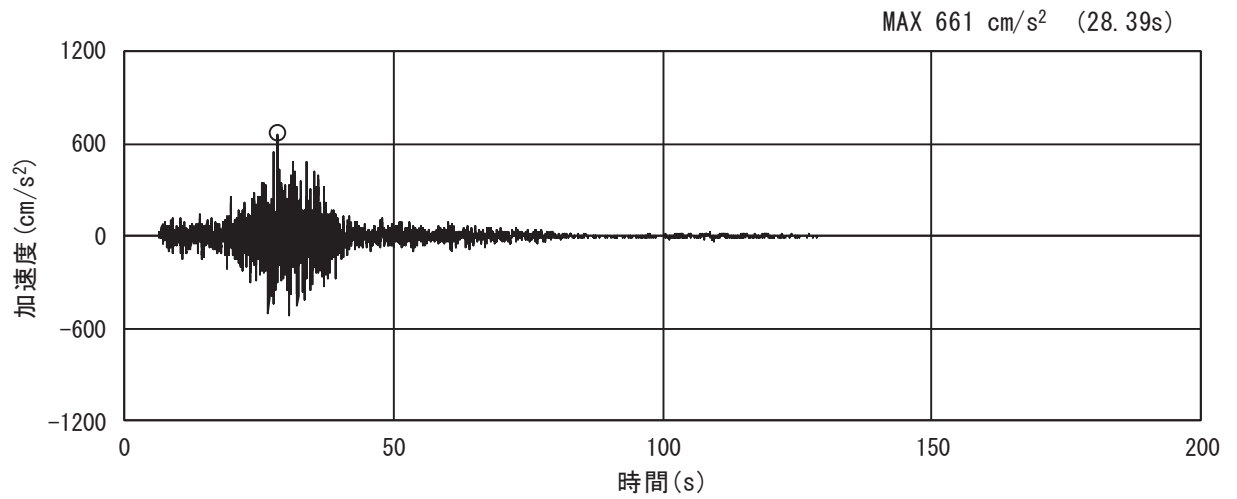


(a) 加速度時刻歴波形

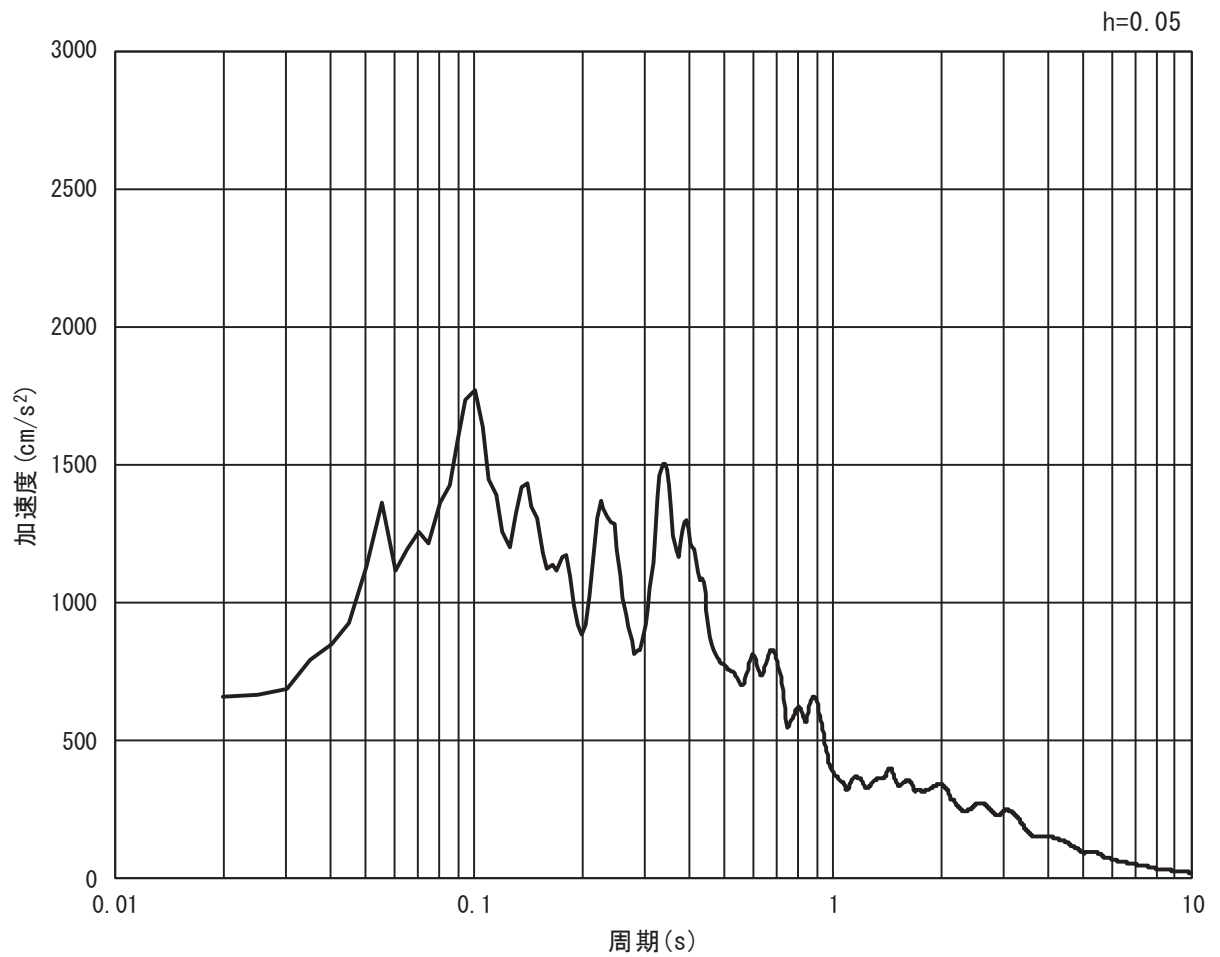


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

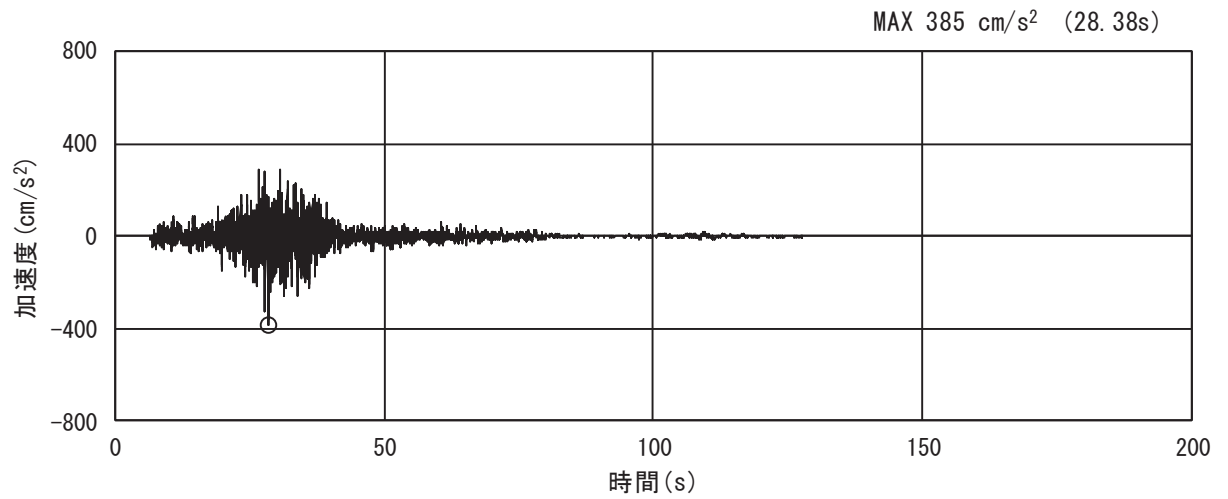


(a) 加速度時刻歴波形

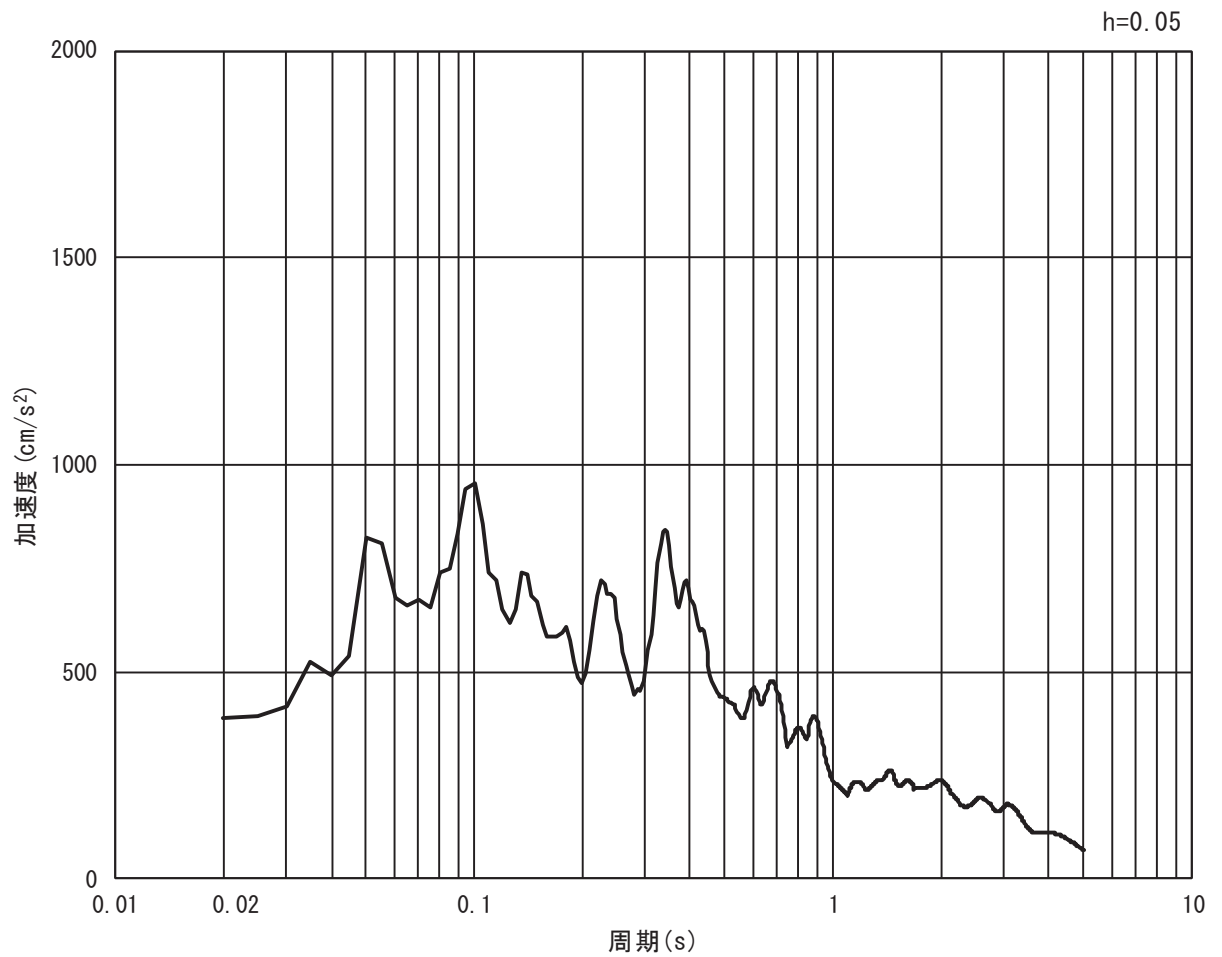


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

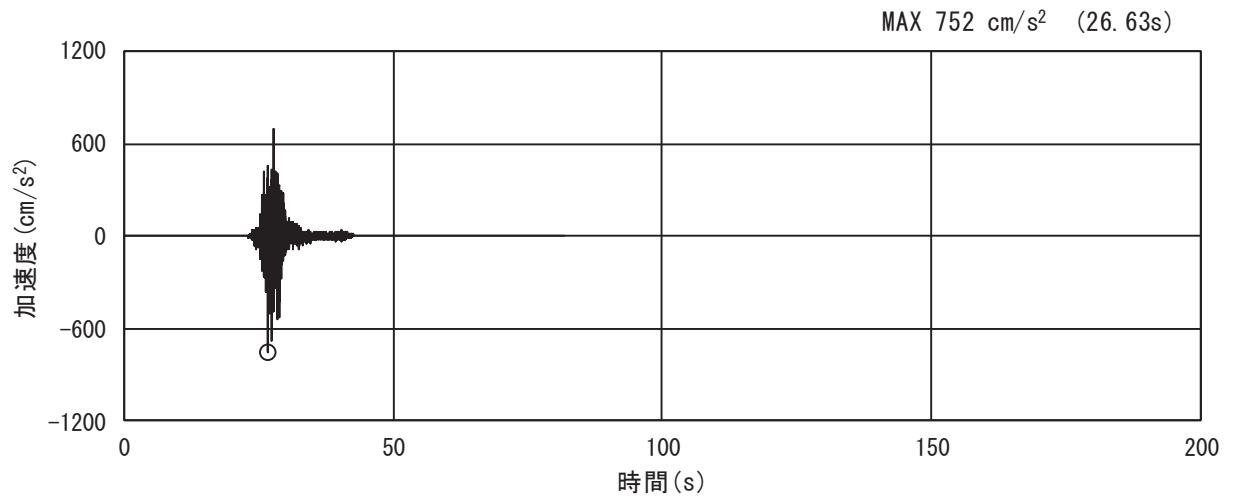


(a) 加速度時刻歴波形

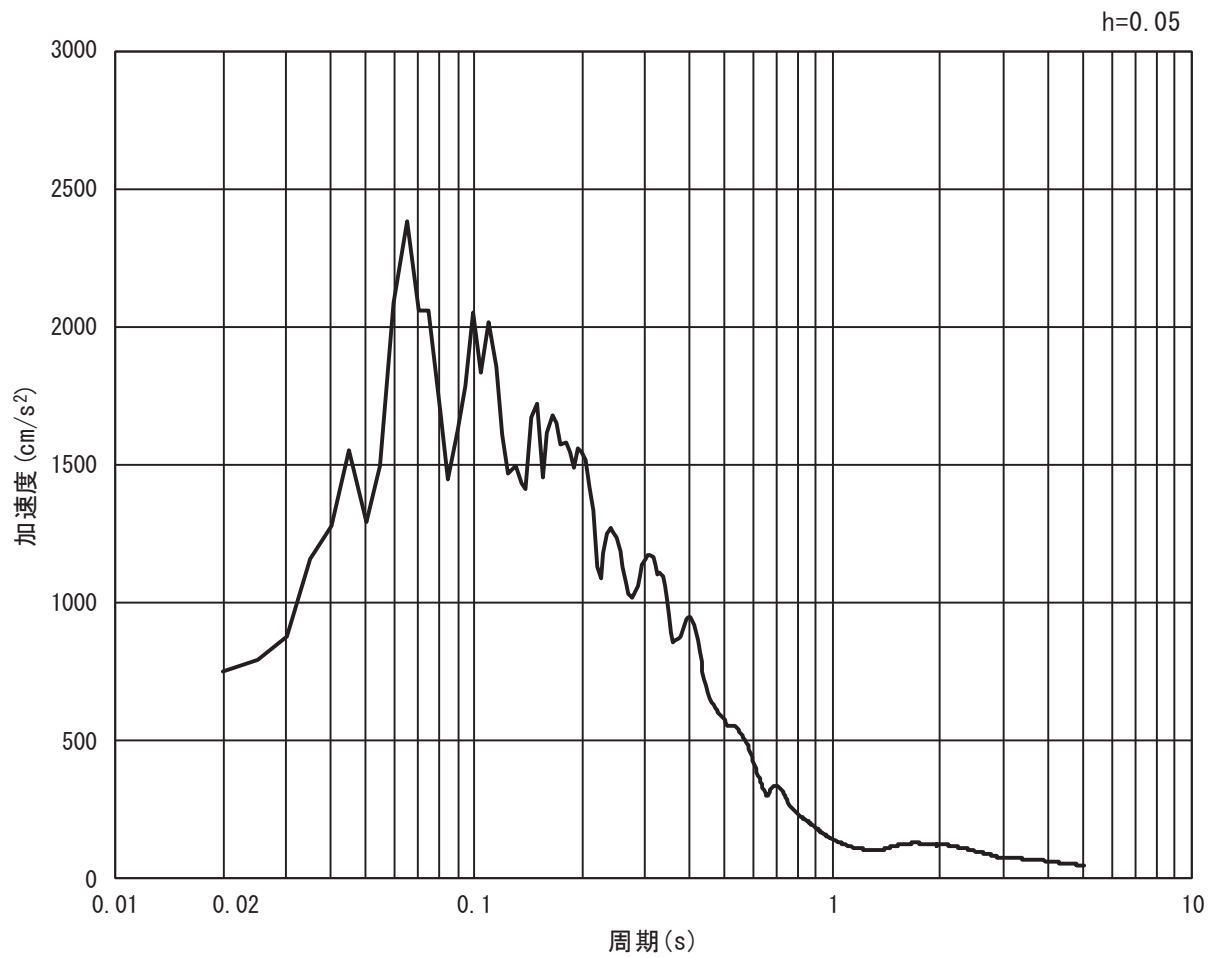


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

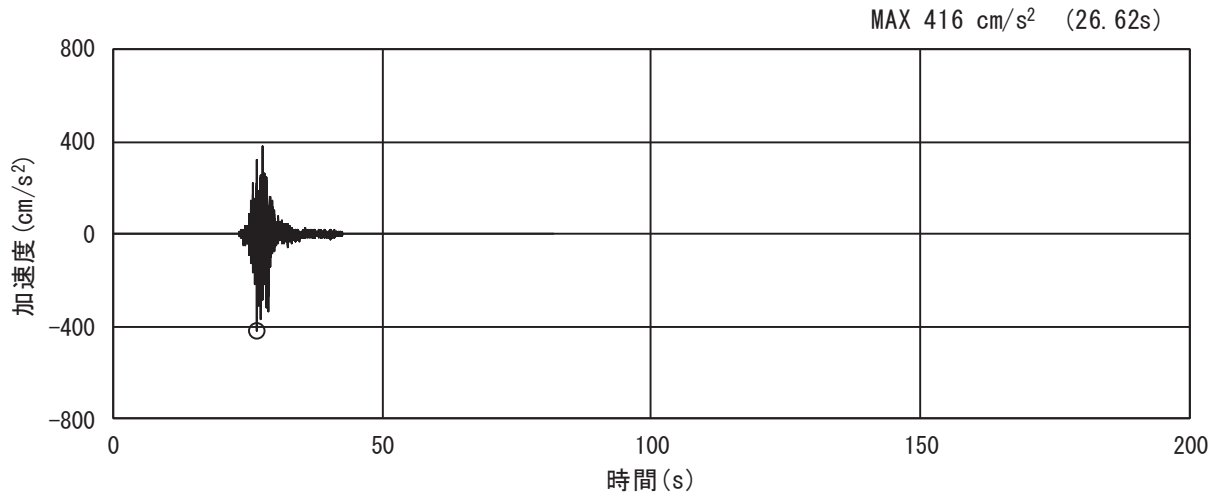


(a) 加速度時刻歴波形

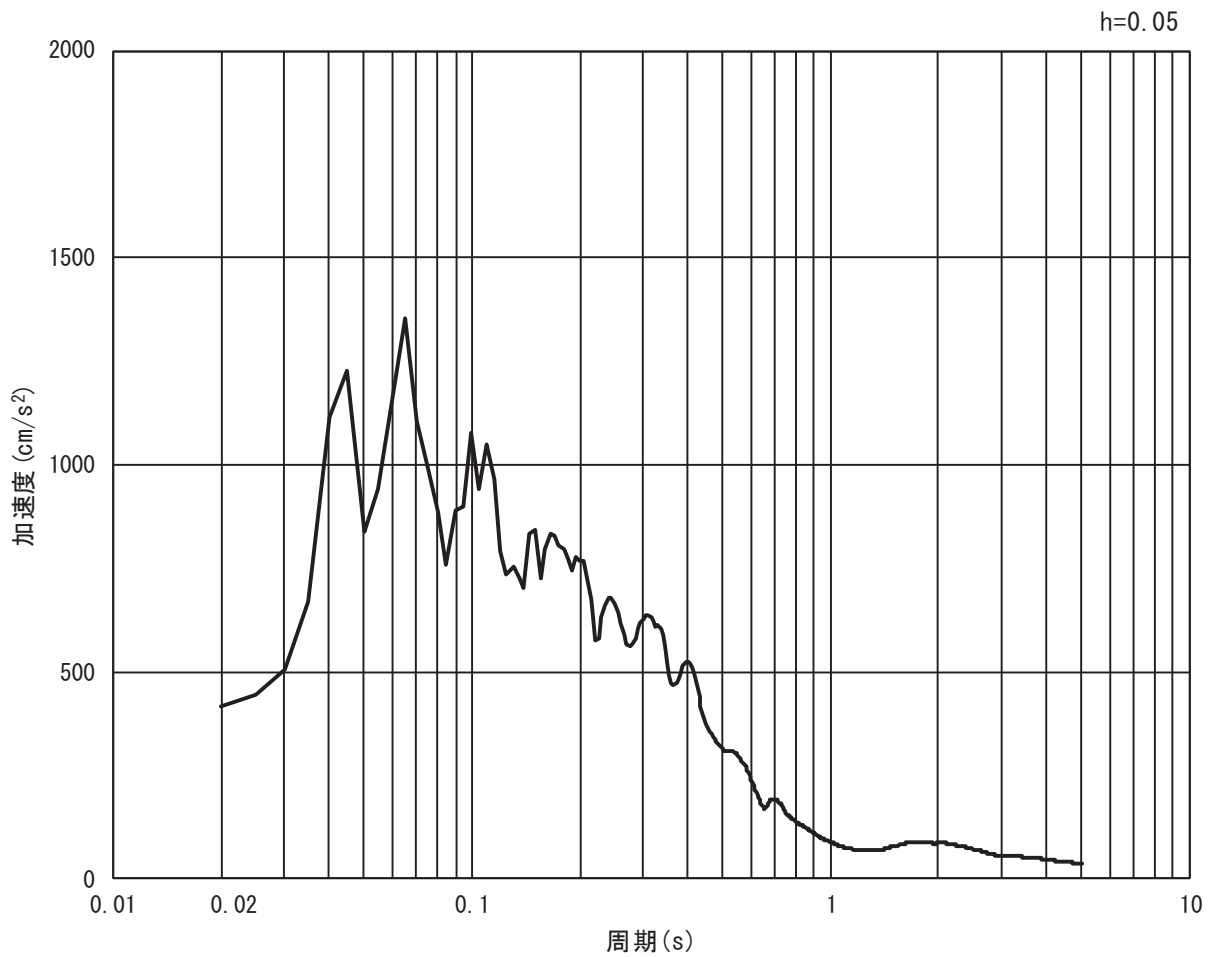


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)



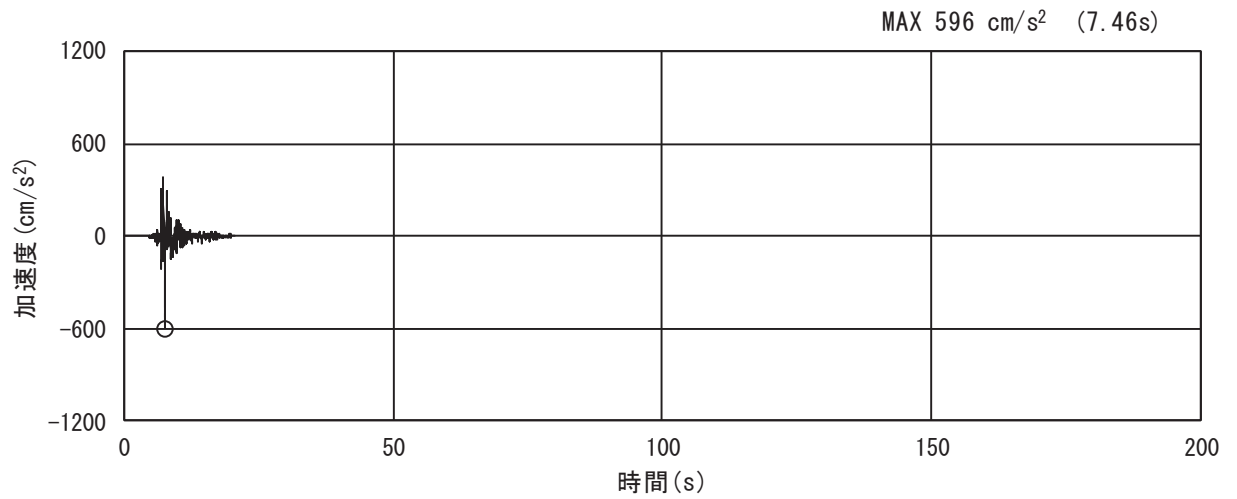
(a) 加速度時刻歴波形



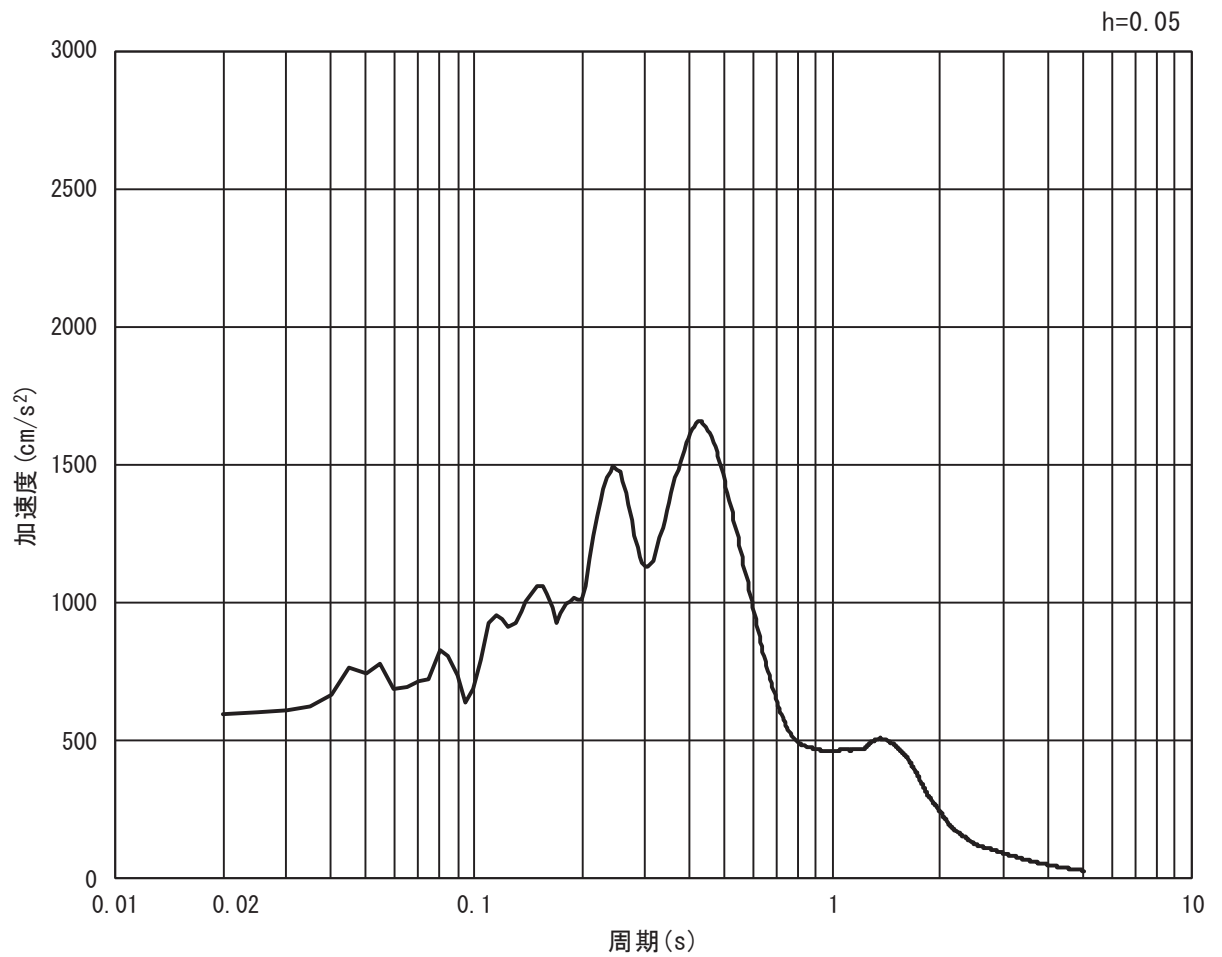
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)



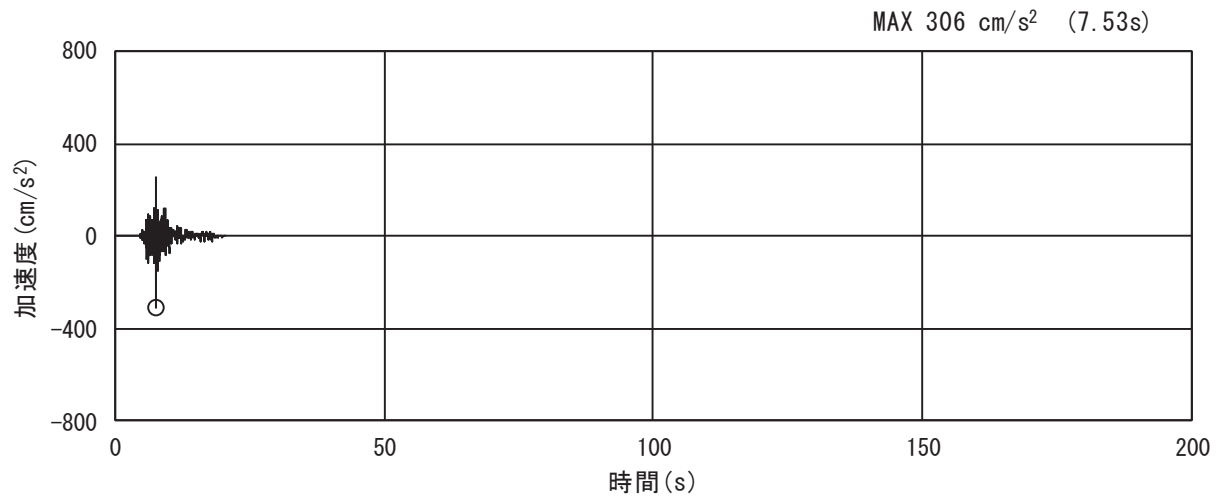


(a) 加速度時刻歴波形

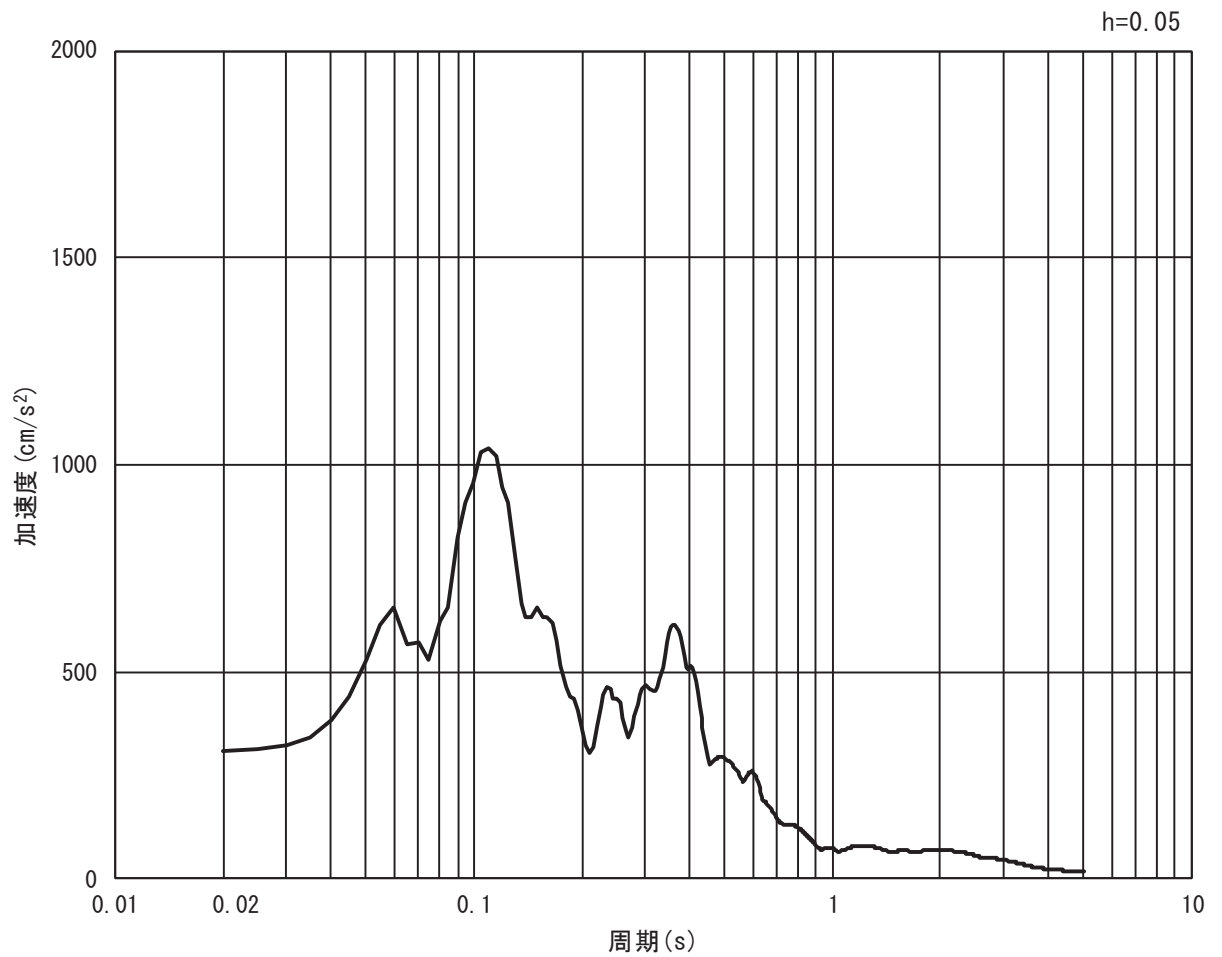


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)



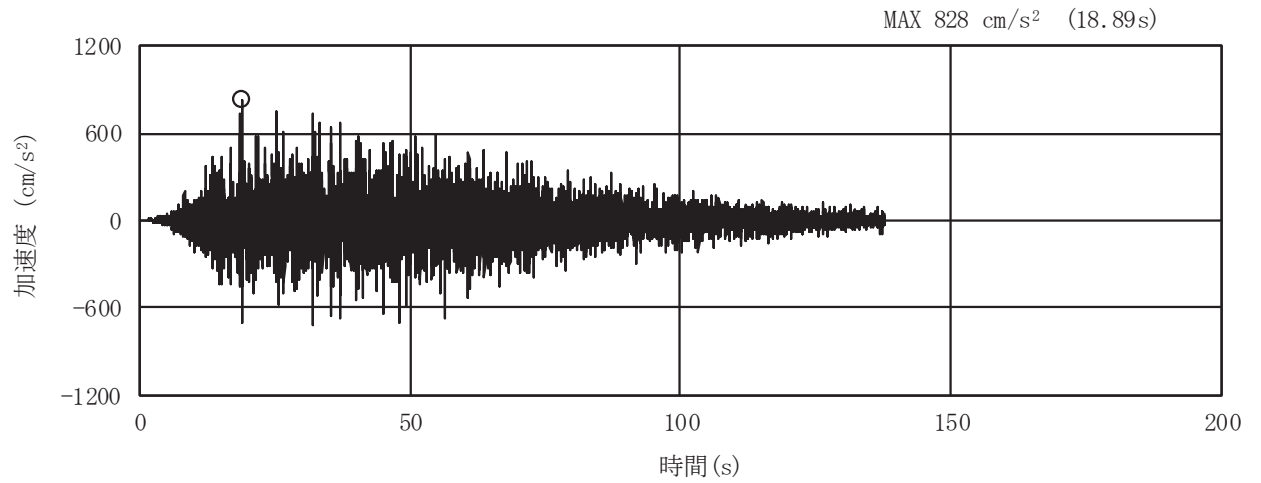
(a) 加速度時刻歴波形



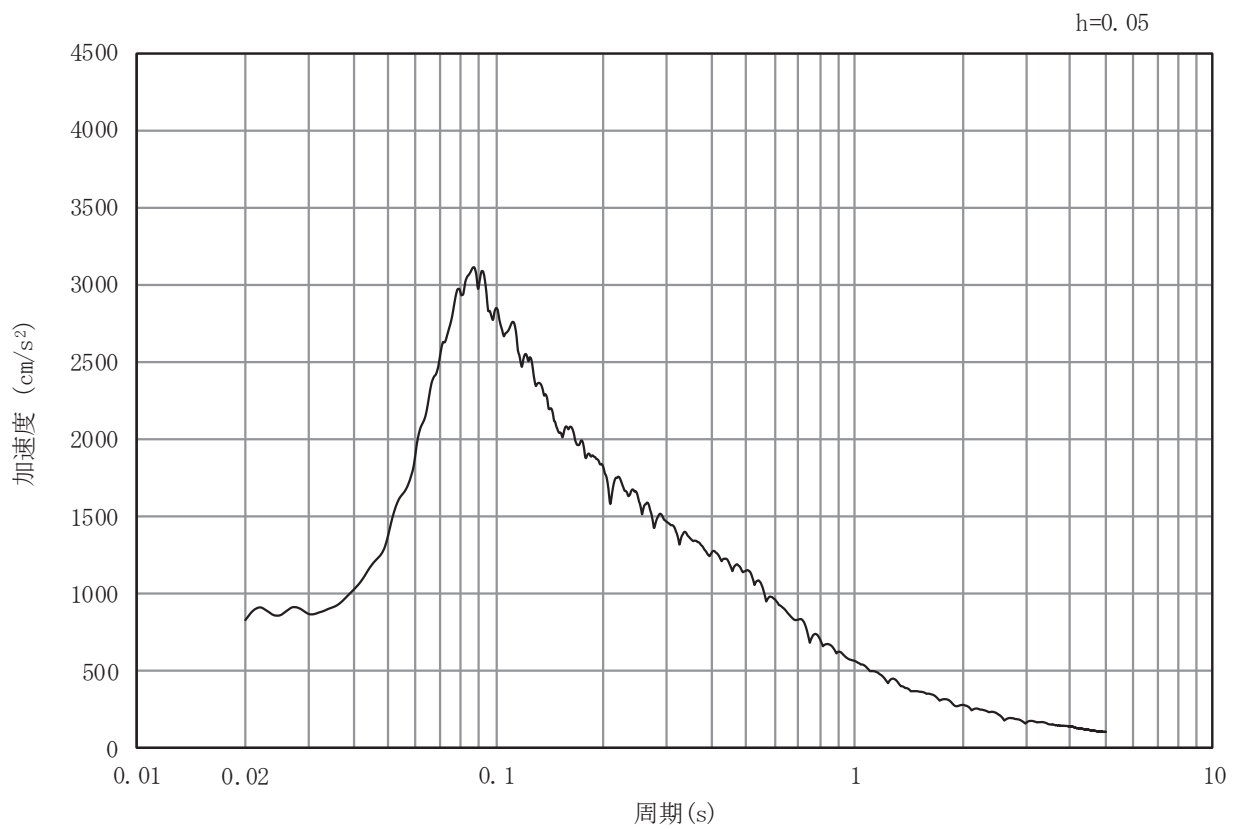
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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)

(3) 断面⑦

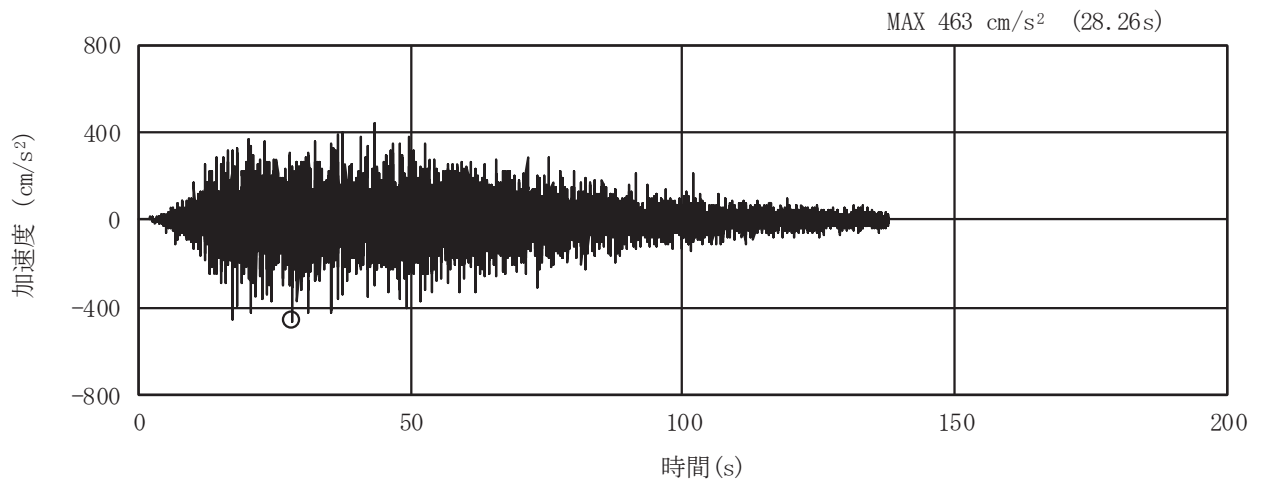


(a) 加速度時刻歴波形

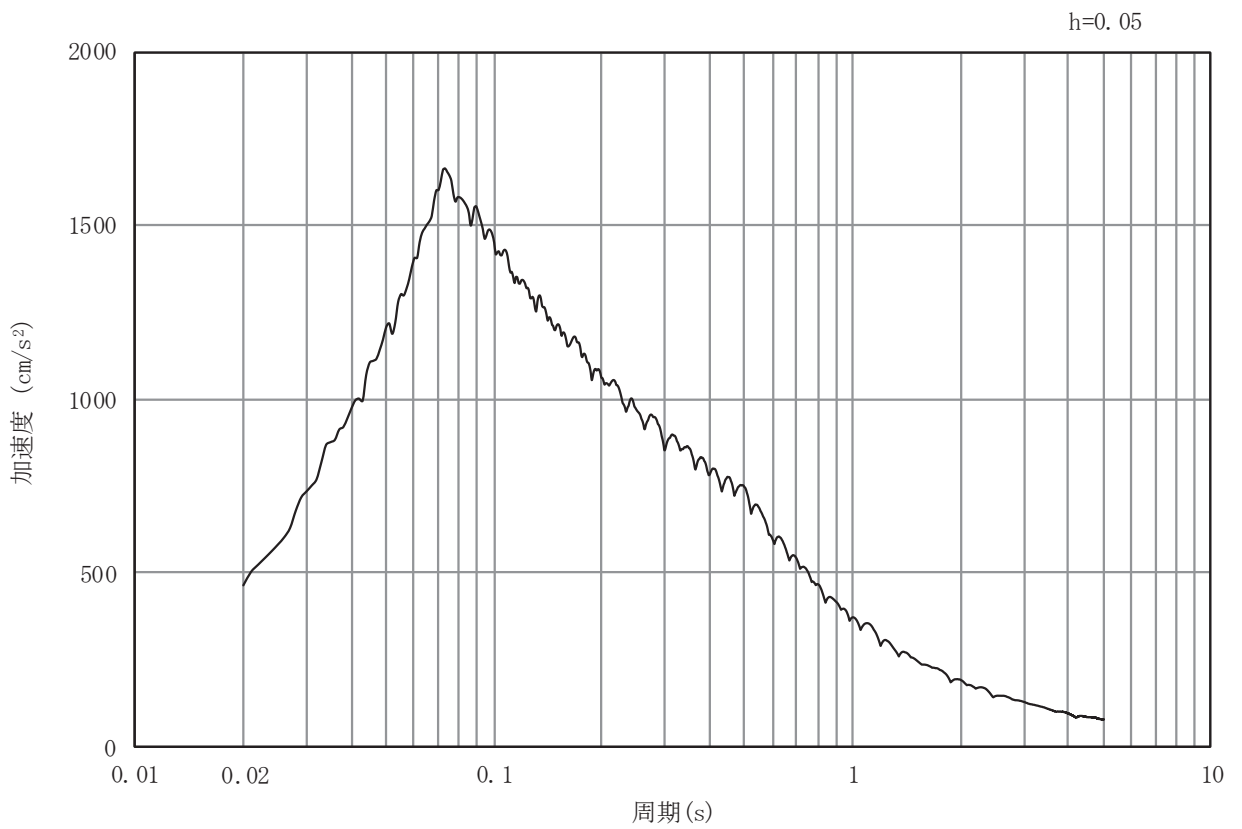


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

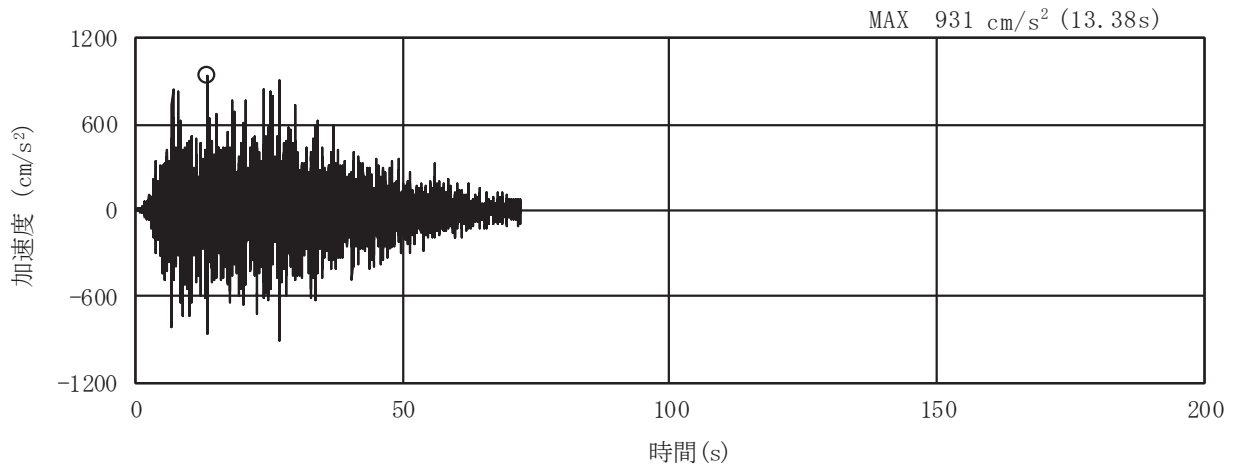


(a) 加速度時刻歴波形

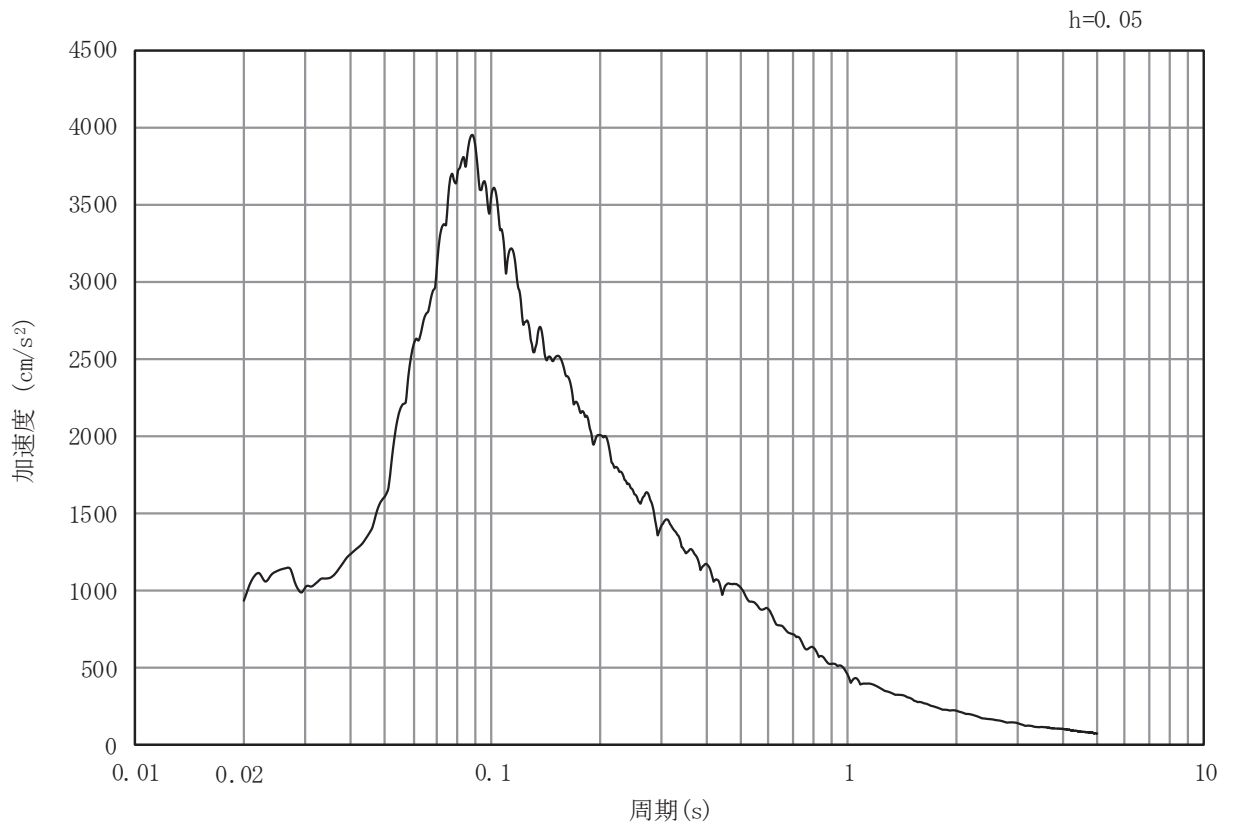


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

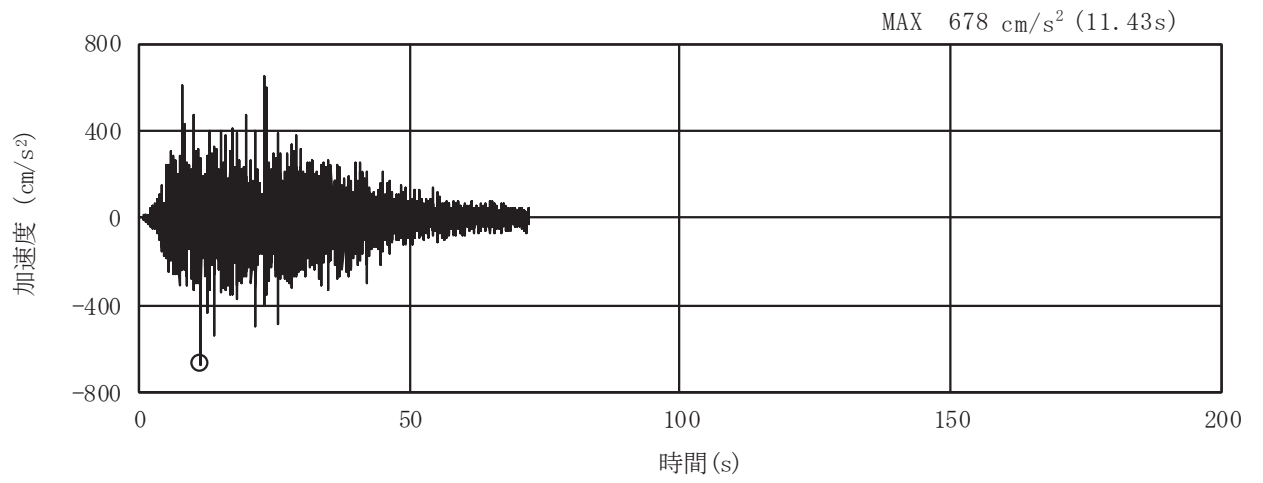


(a) 加速度時刻歴波形

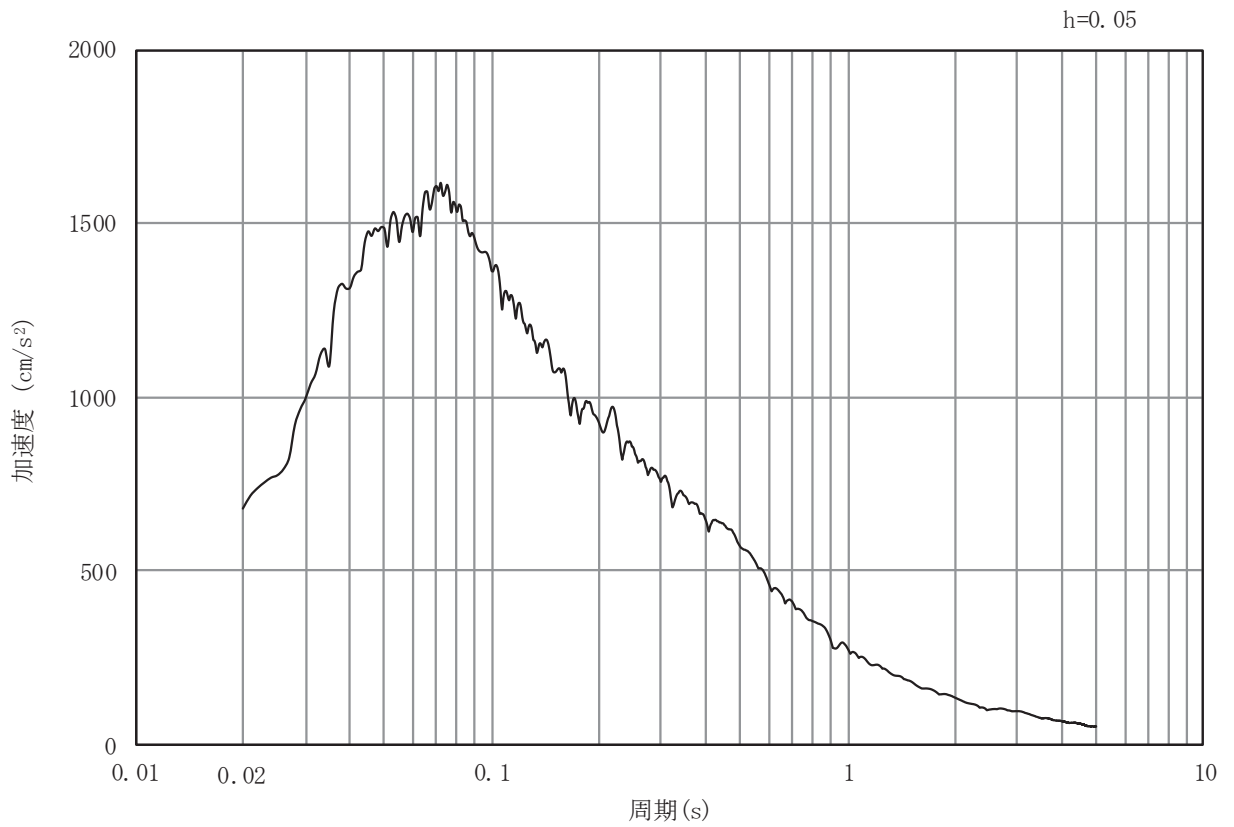


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

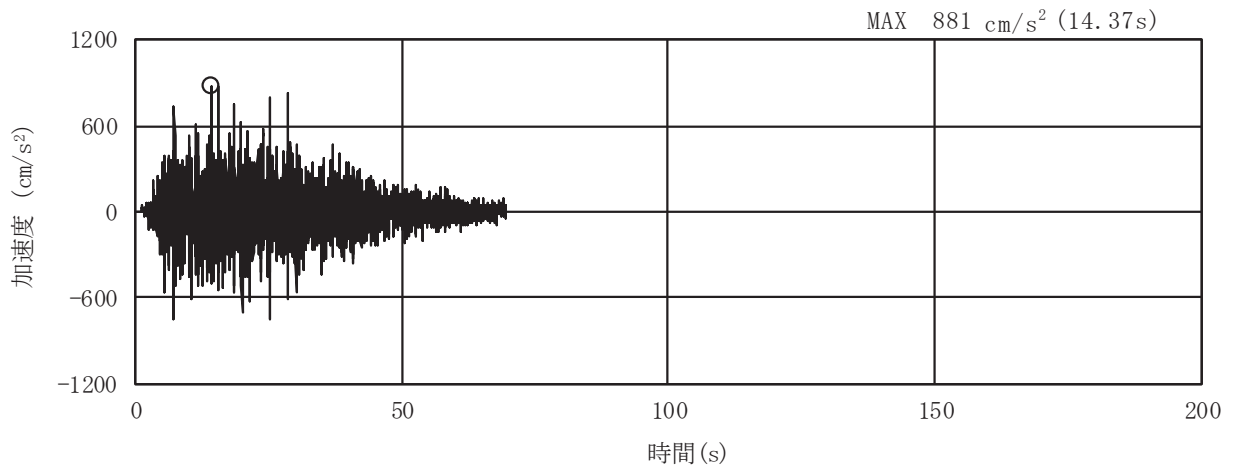


(a) 加速度時刻歴波形

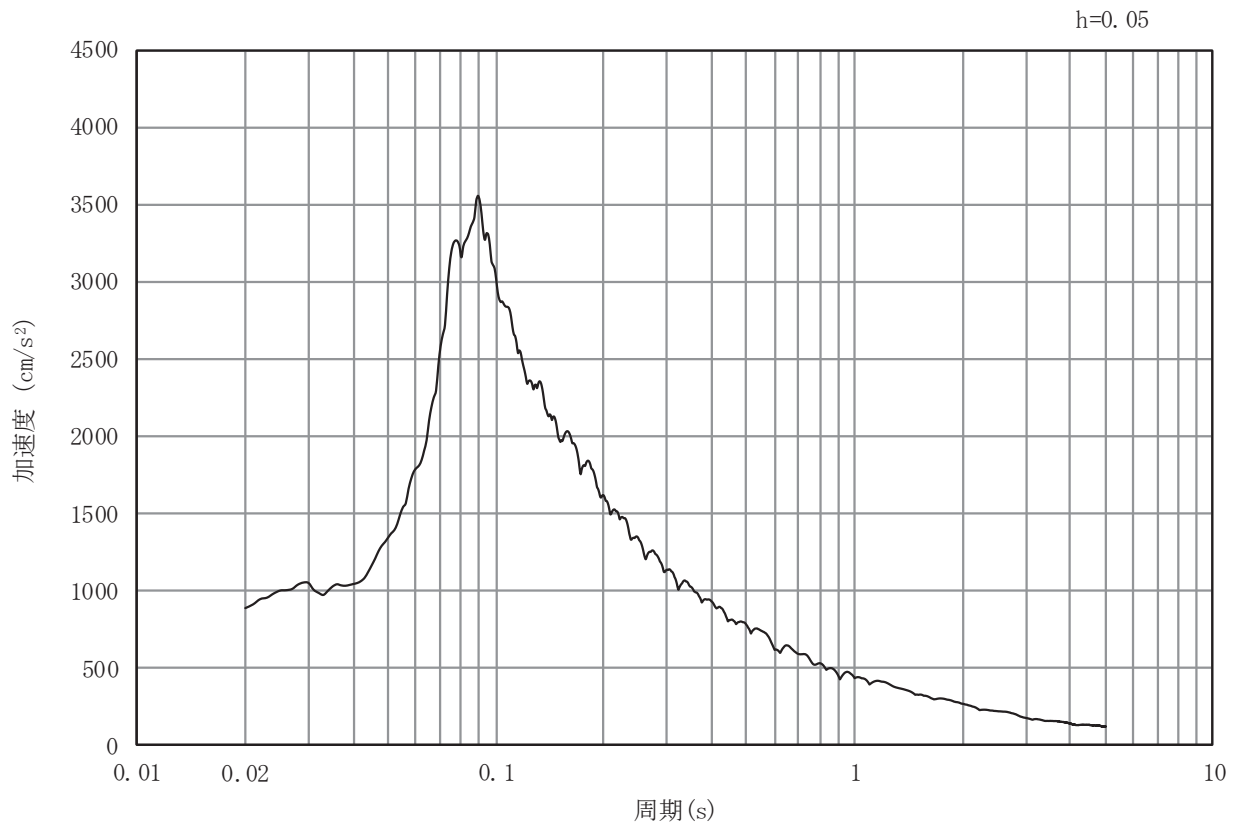


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

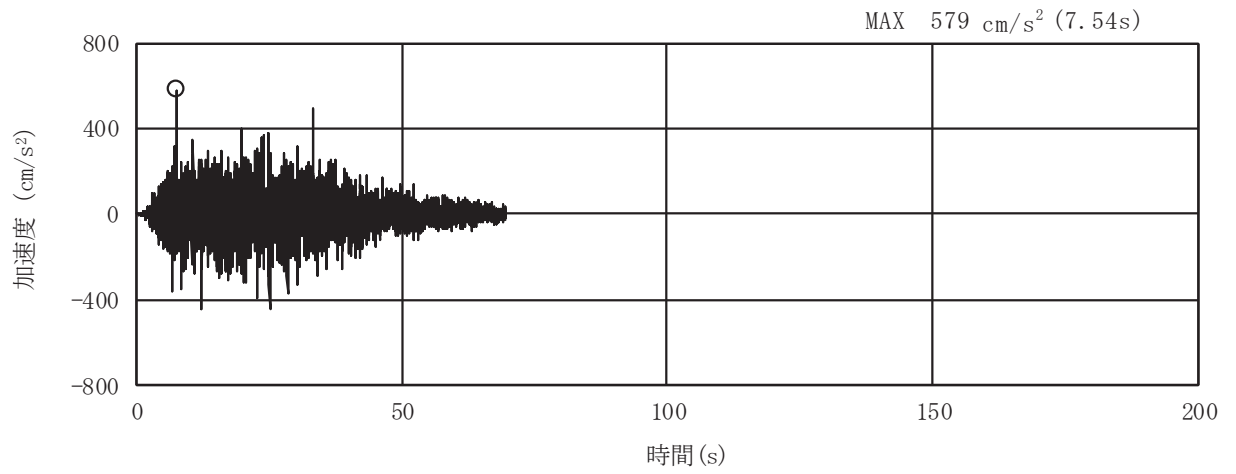


(a) 加速度時刻歴波形

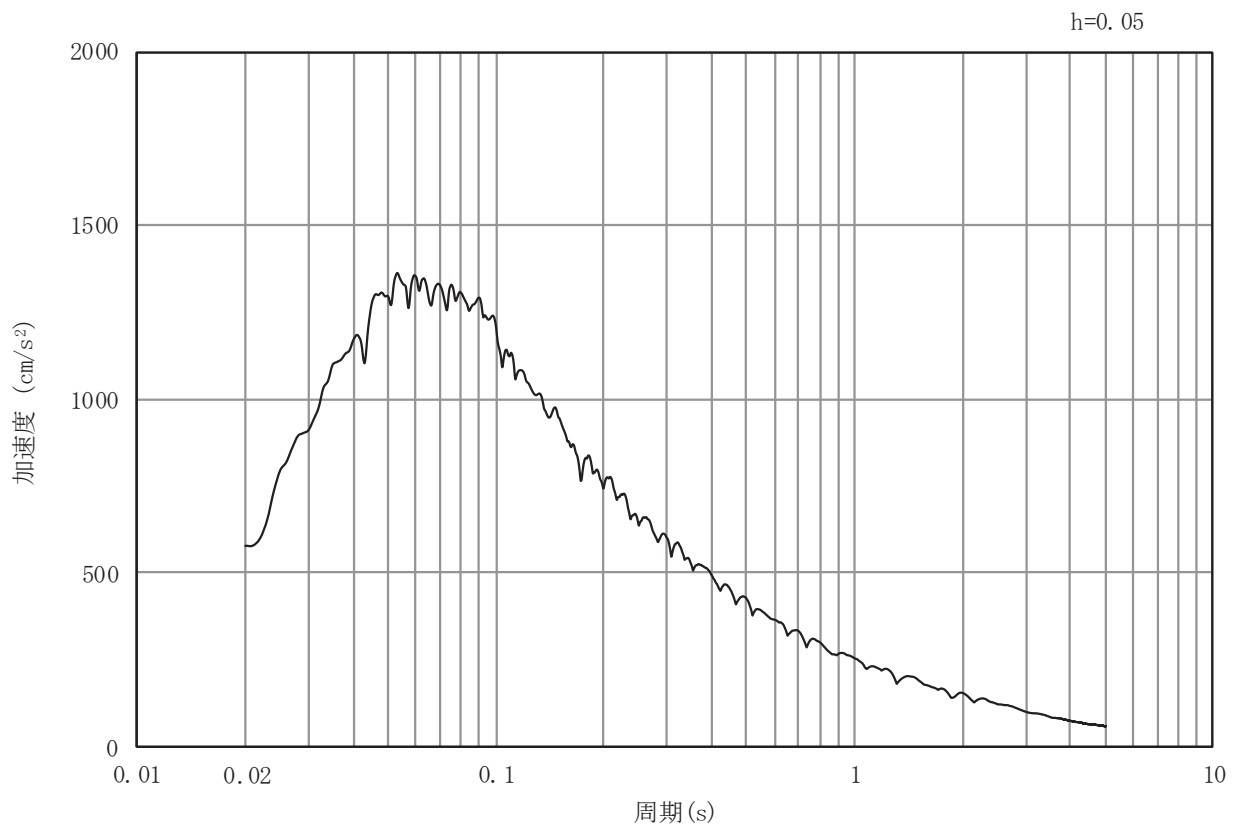


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)



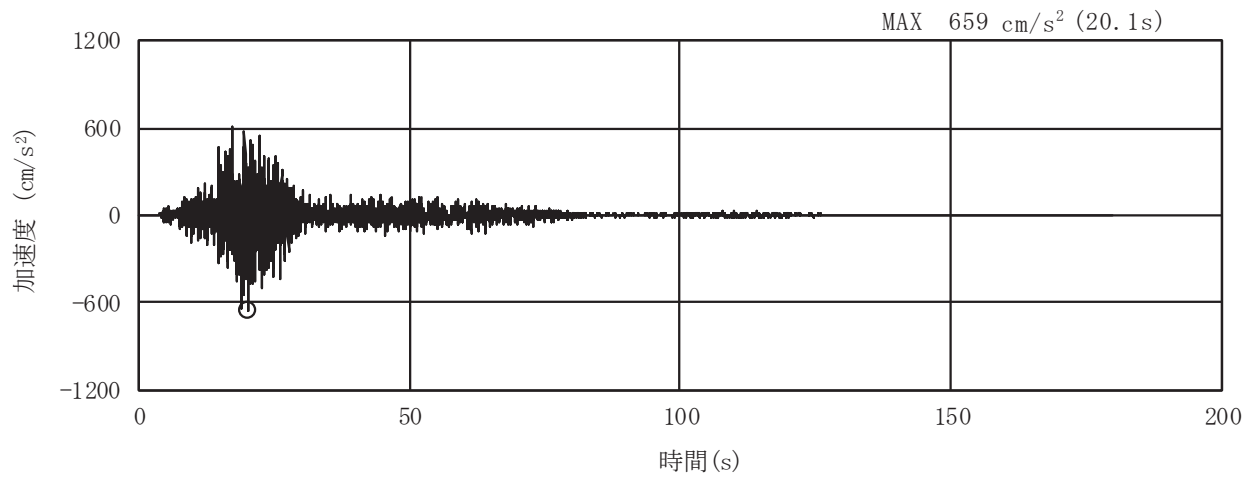
(a) 加速度時刻歴波形



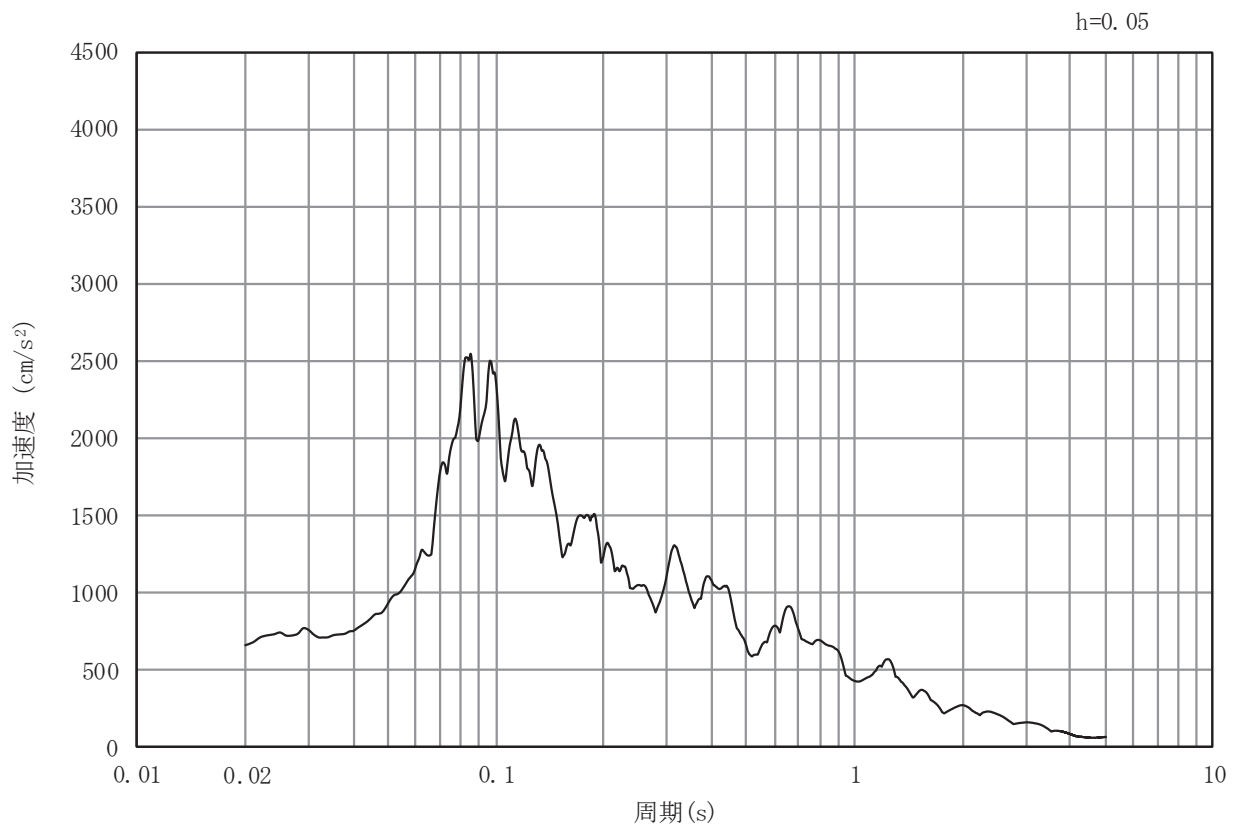
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)



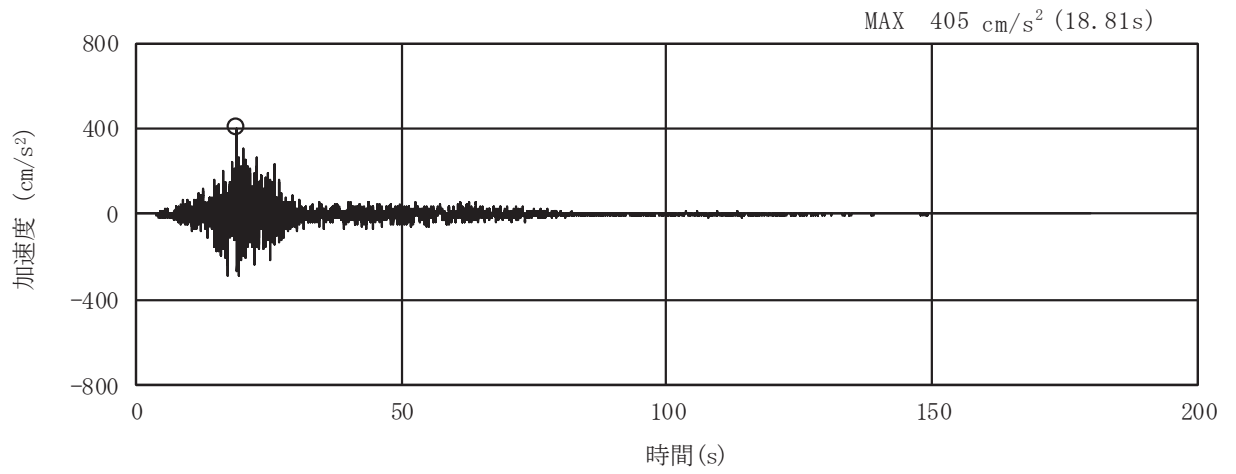


(a) 加速度時刻歴波形

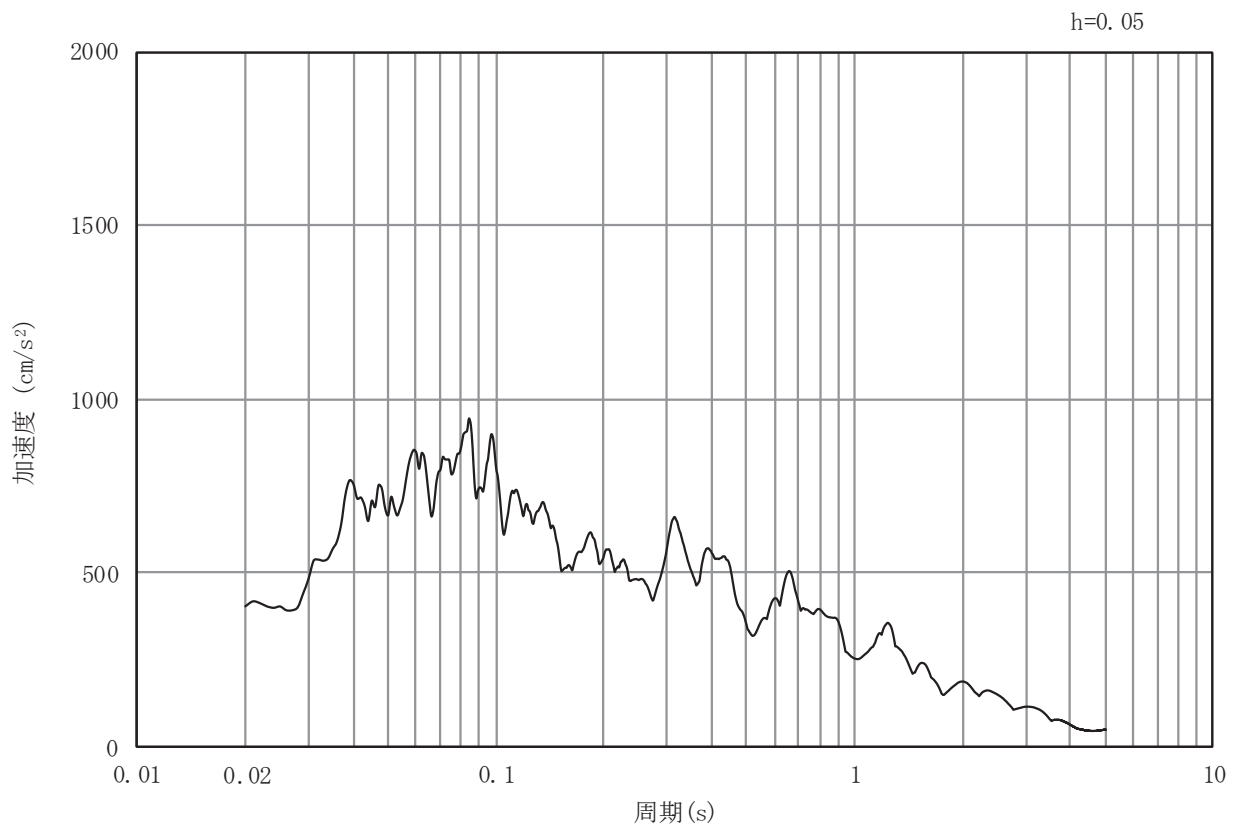


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

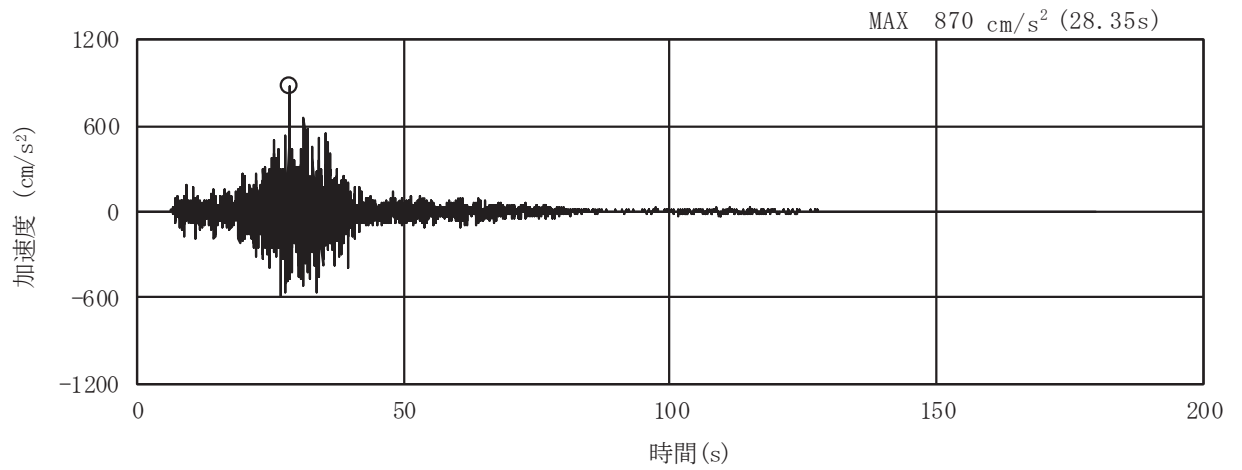


(a) 加速度時刻歴波形

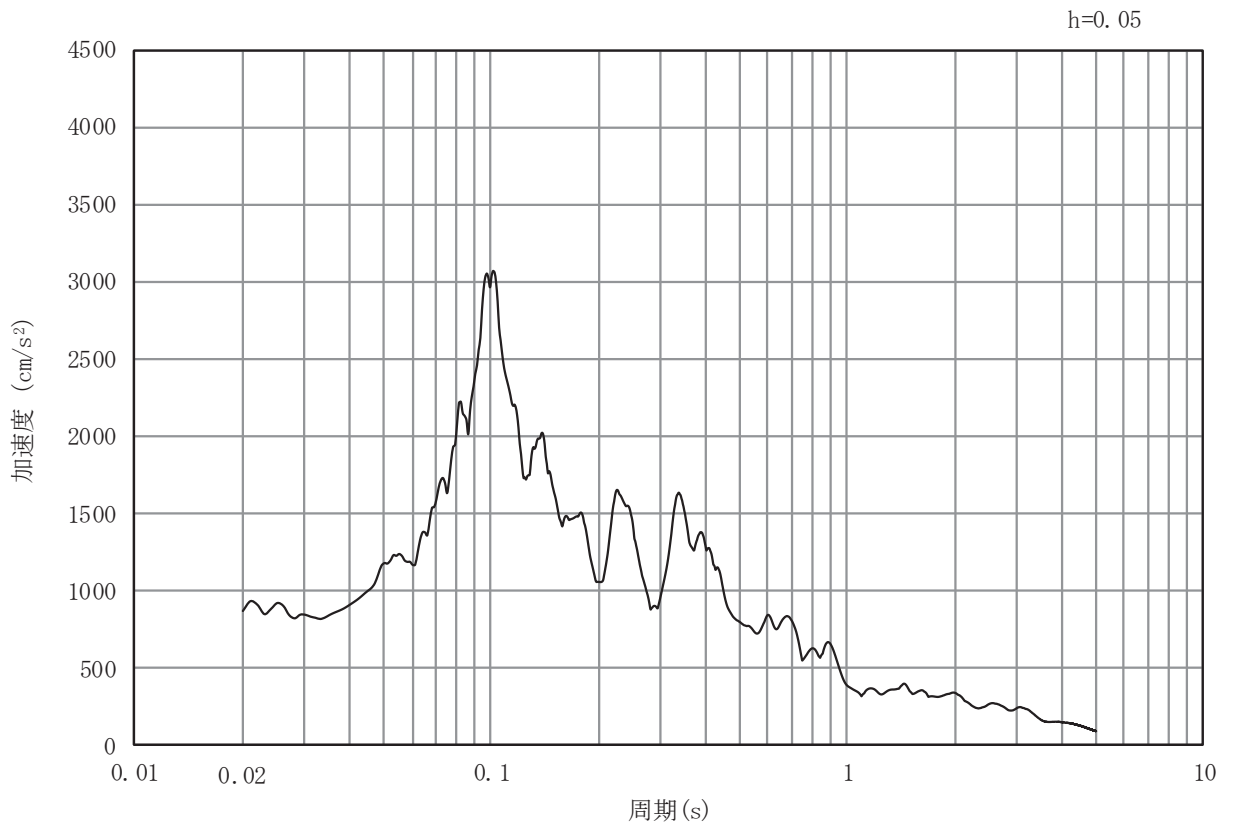


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

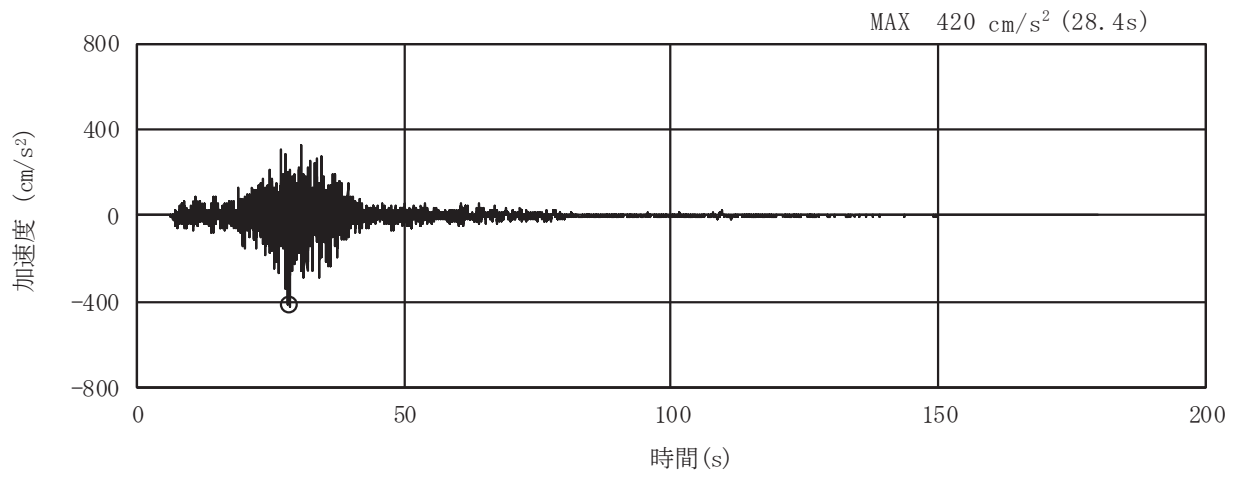


(a) 加速度時刻歴波形

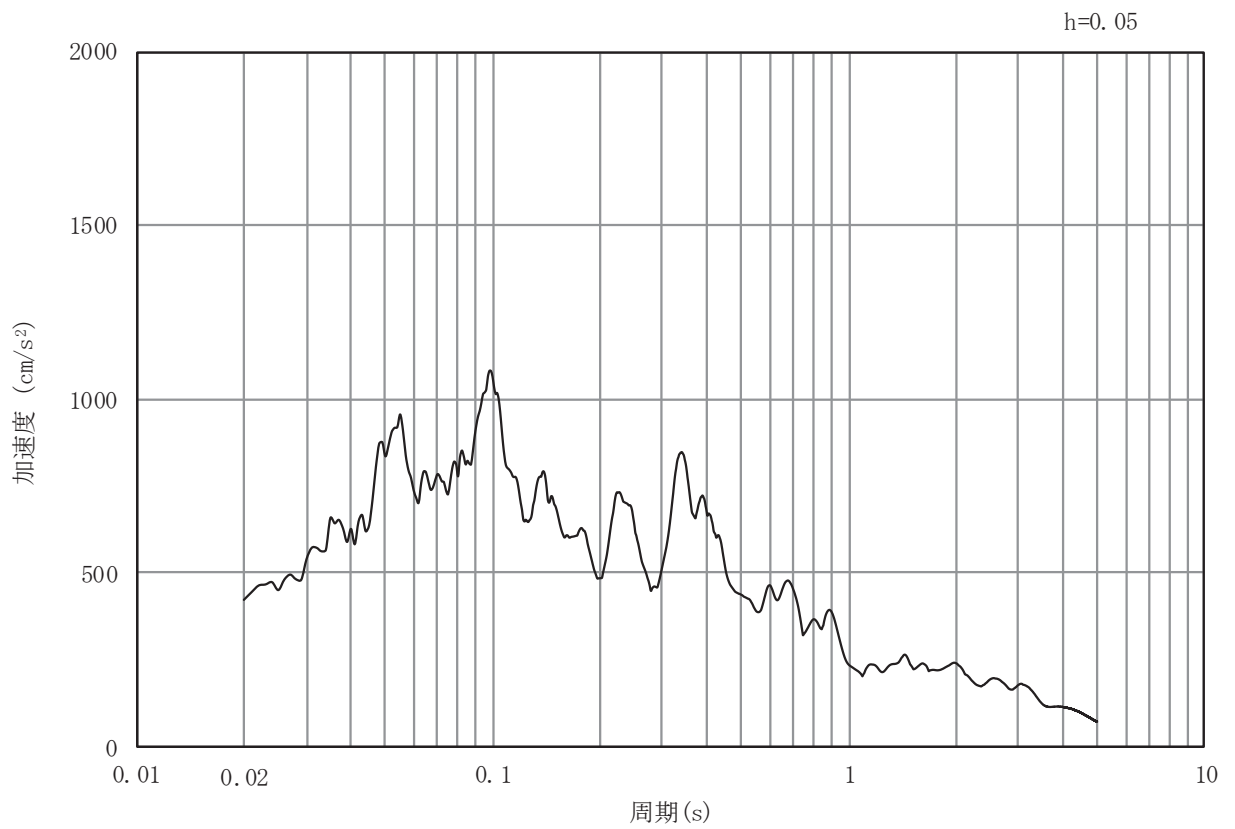


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

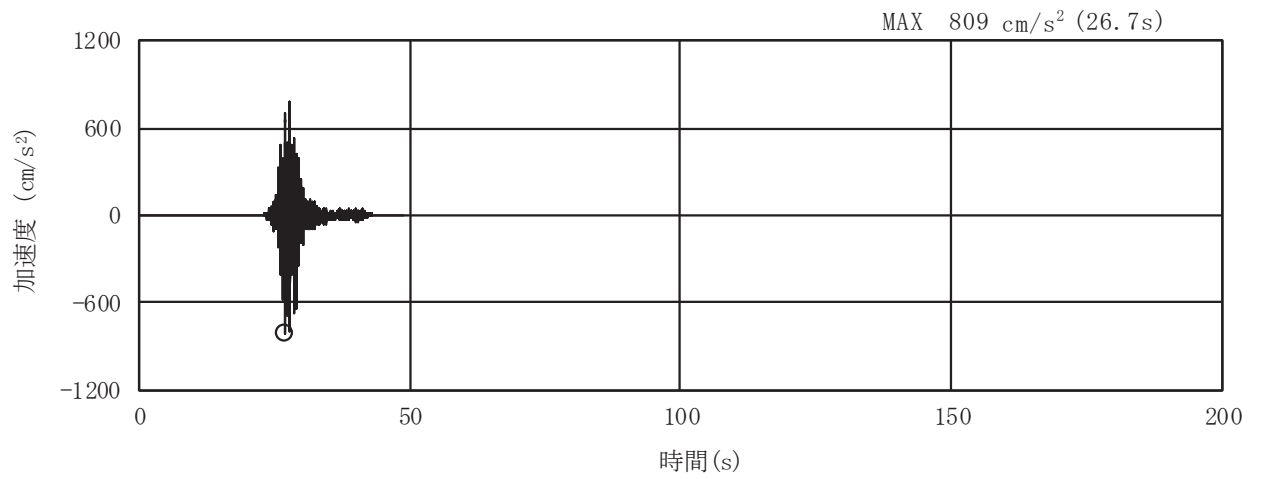


(a) 加速度時刻歴波形

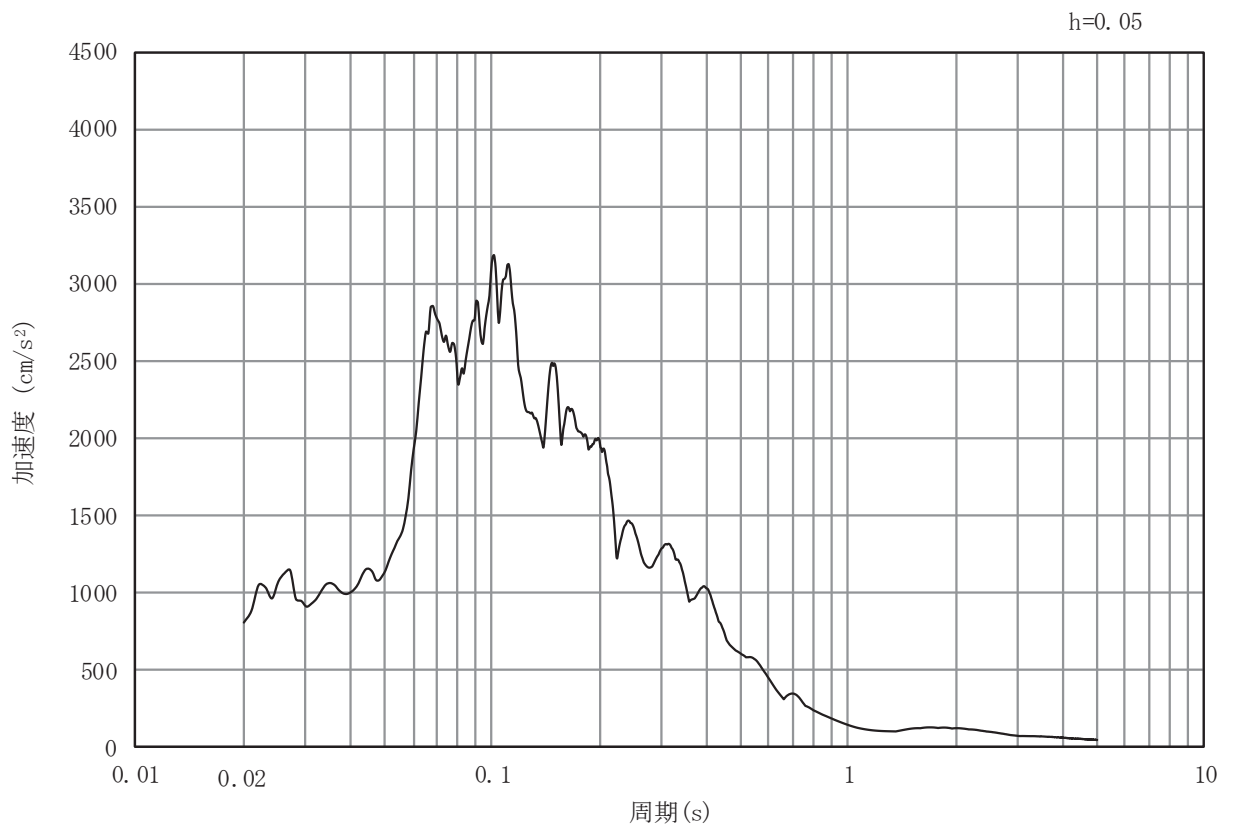


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

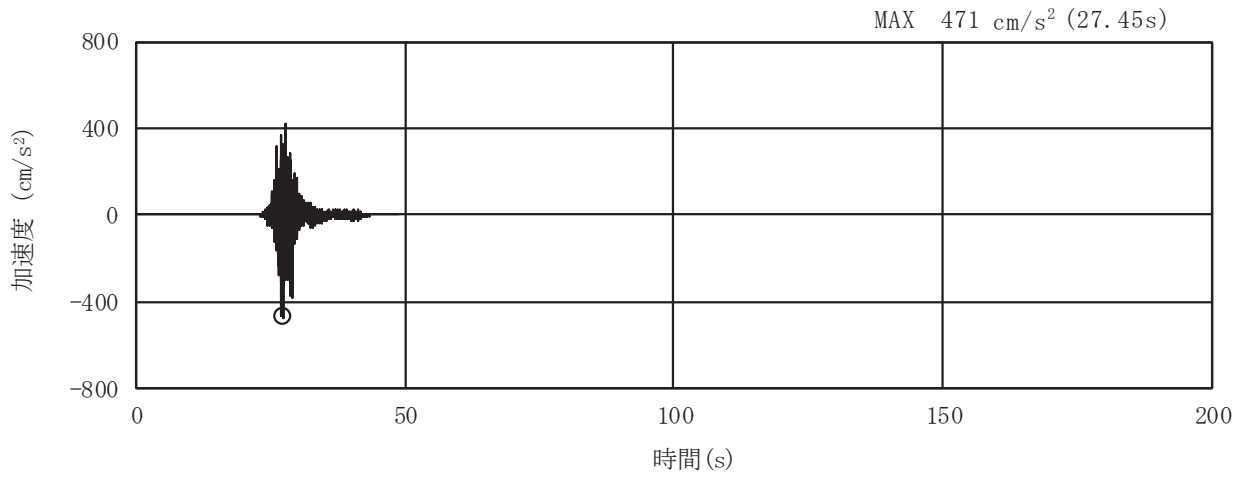


(a) 加速度時刻歴波形

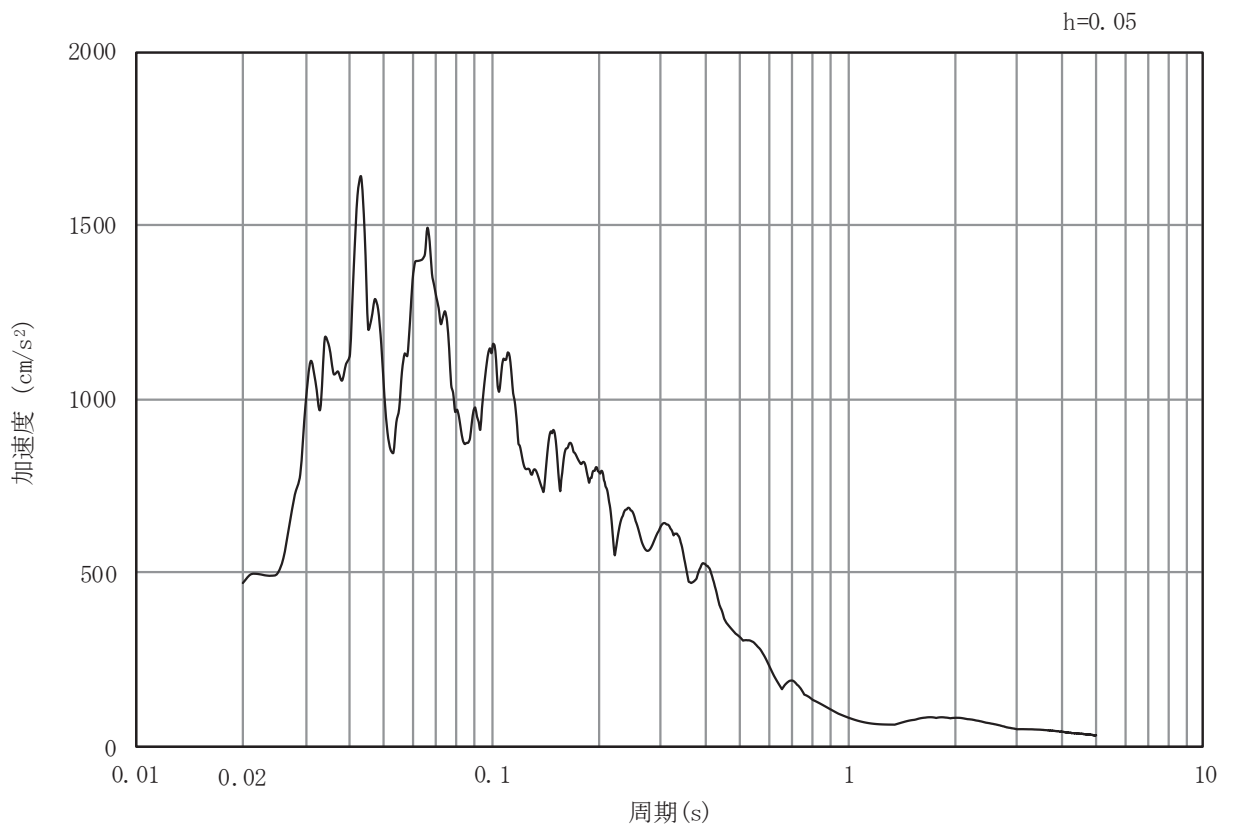


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

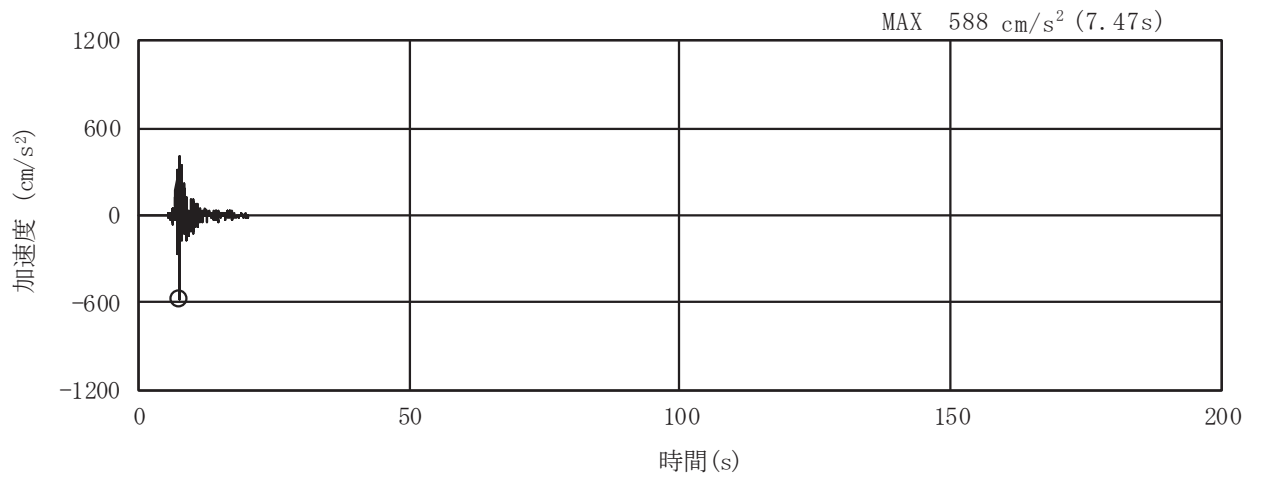


(a) 加速度時刻歴波形

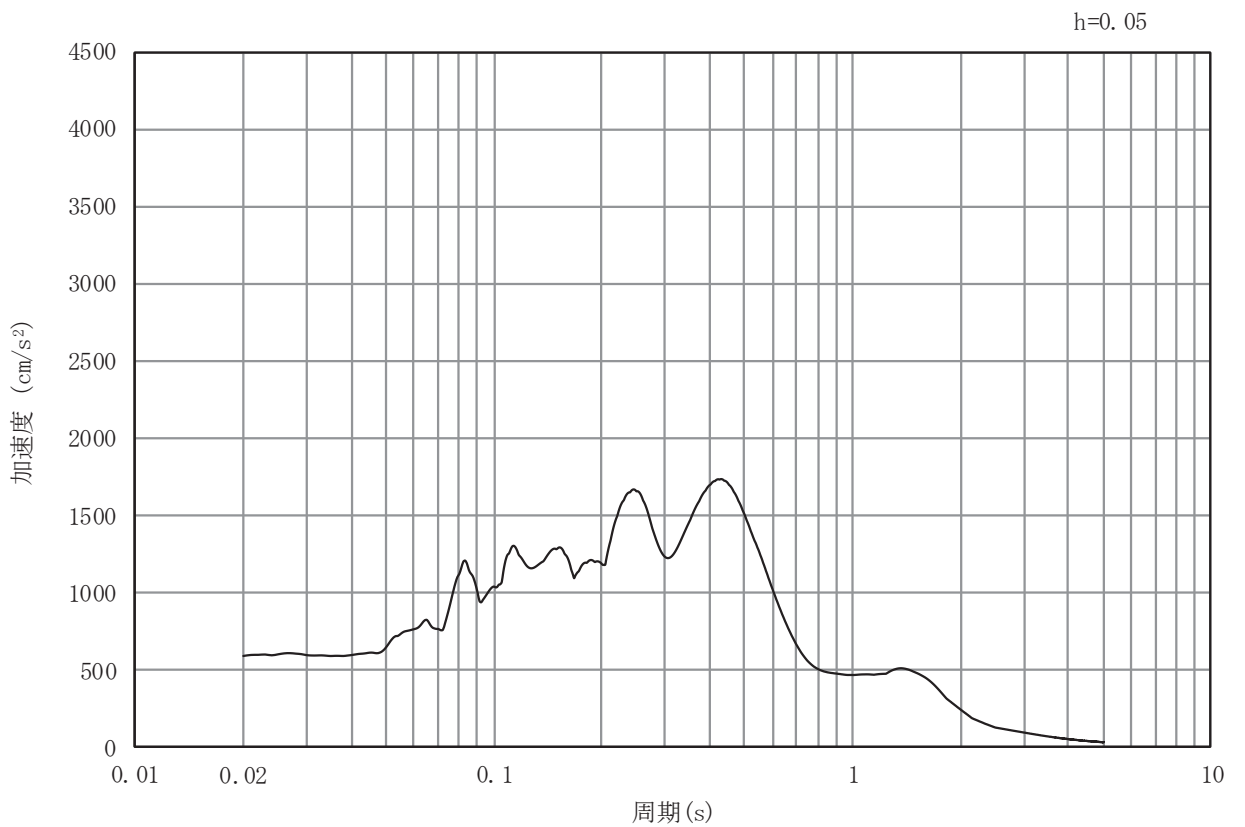


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)

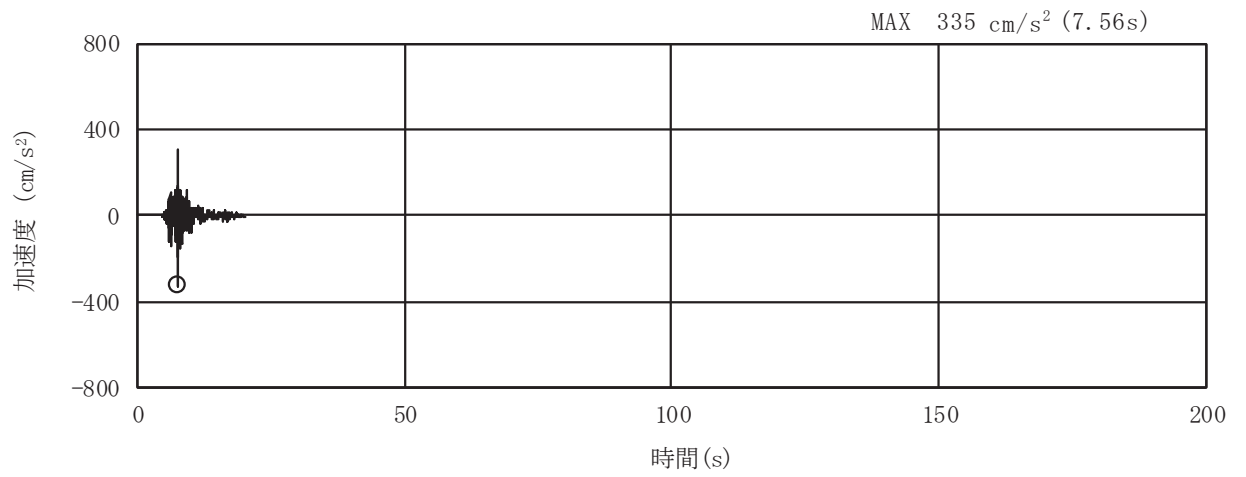


(a) 加速度時刻歴波形

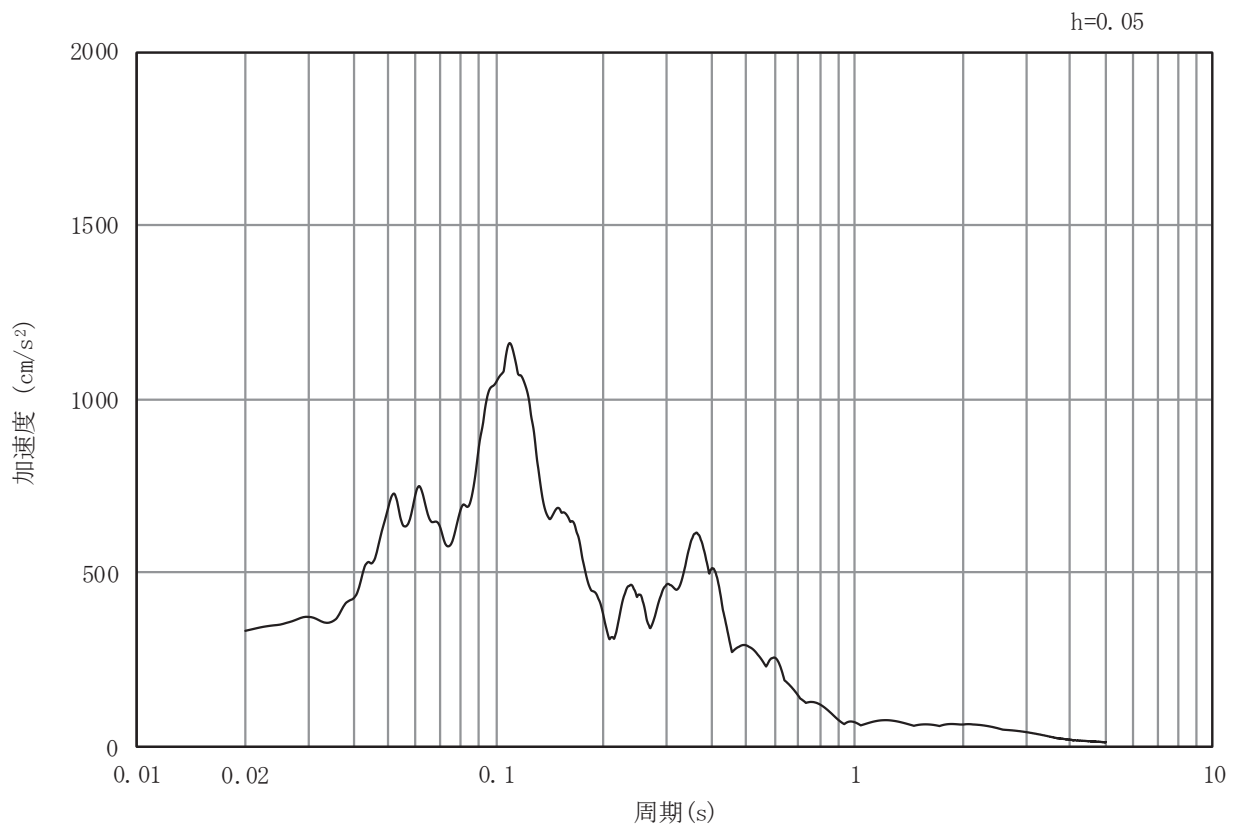


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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)



### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

##### (1) 解析領域（断面①～断面⑥）

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

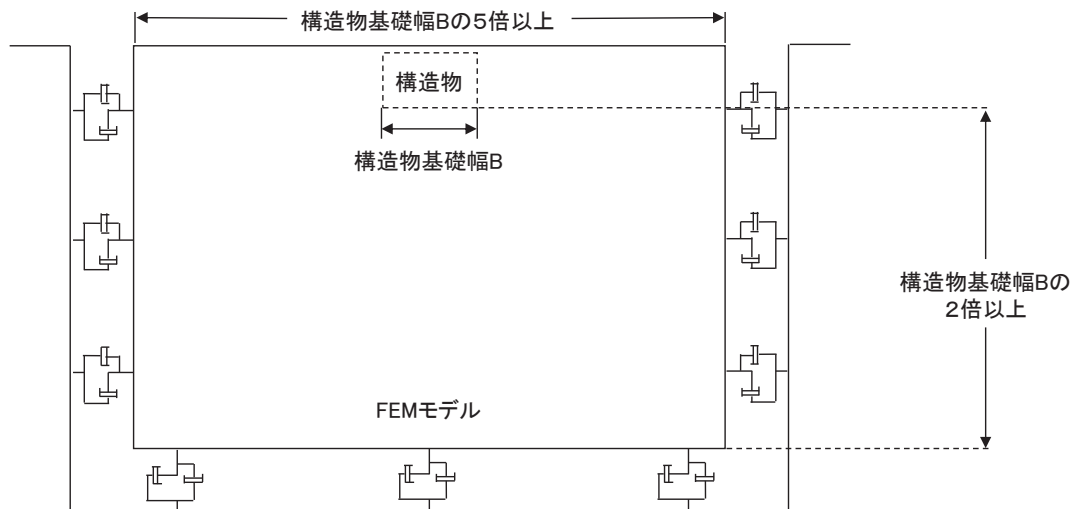


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

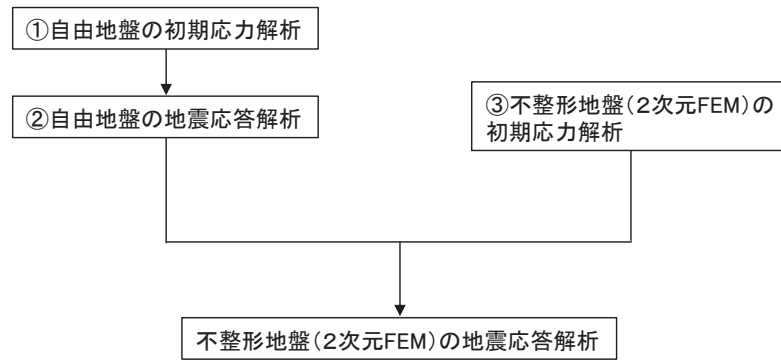


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件 (断面①～断面⑥)

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

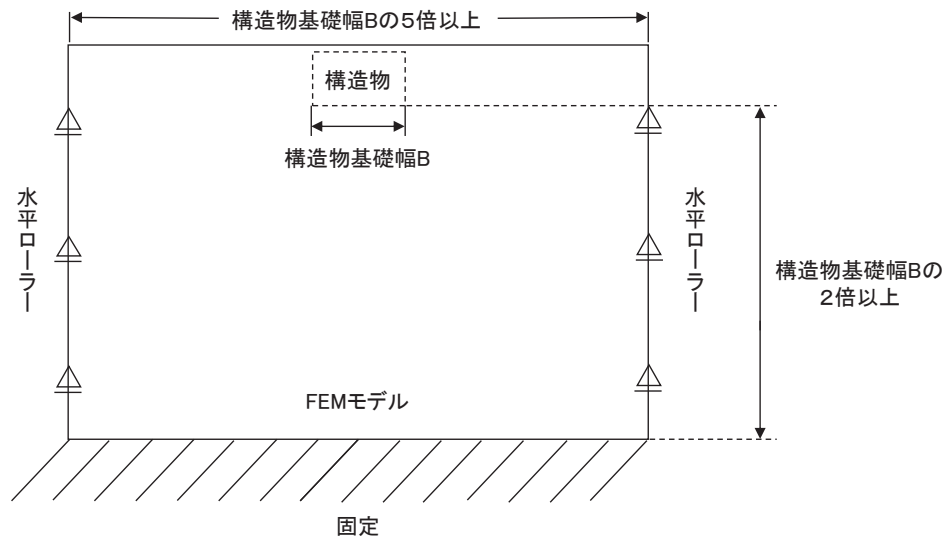


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や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る常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

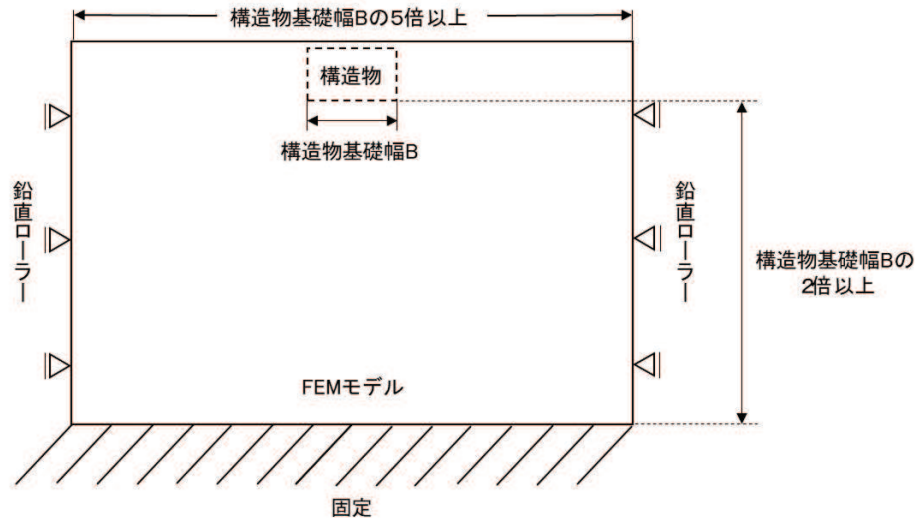


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化することとし、長杭と短杭で上部工は構造・重量ともに大きな差は無く、短杭位置での応力状態も確認できることから、長杭としてモデル化する。なお、短杭としてモデル化した場合の影響検討を参考資料 1 に示す。

背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

漂流物防護工については、固有周期が 0.05s 以下となり、地震応答に及ぼす影響は小さいため、鋼管杭に質点としてモデル化する。漂流物防護工の固有周期は参考資料 5 に示す。

また、岩盤部のうち RC 壁部は、鋼管杭及び RC 遮水壁を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

二次元有限要素法解析においては  $D$  級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

一般部に分布する  $D$  級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。そのうち、盛土・旧表土は、液状化パラメータを

設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

また、岩盤部に分布する  $D$  級岩盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いる。修正 GHE モデルは、骨格曲線は GHE モデルを適用し、履歴曲線は Masing 則を改良することにより、任意の  $G/G_{max} \sim \gamma$  関係、 $h \sim \gamma$  関係及び強度特性（せん断応力の上限值）を満足できるモデルである。モデルの概要を図 3.5-5 に示す。

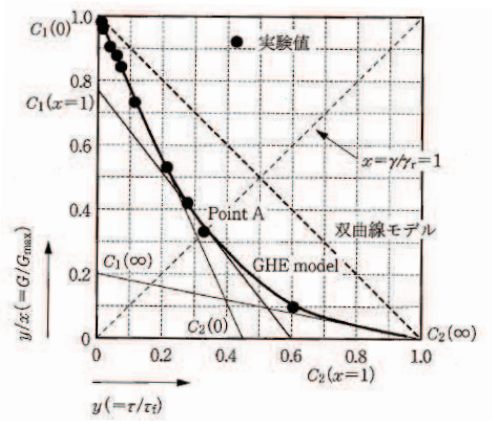
なお、鋼管杭下方の MMR は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方の MMR 置換について」に示す。

岩盤部のうち RC 壁部における質点系モデルによる時刻歴応答解析では、周辺地盤を地盤ばねとダッシュポットでモデル化する。地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価する。地盤ばねの設定方法を図 3.5-6 及び図 3.5-7 に示す。なお、鋼管杭の周面摩擦力に係る鉛直地盤ばねについては、ひずみ依存性を持たない  $C_L$  級岩盤に設置されること及び鋼管杭の軸力評価における保守性の観点を踏まえ、線形でモデル化する。

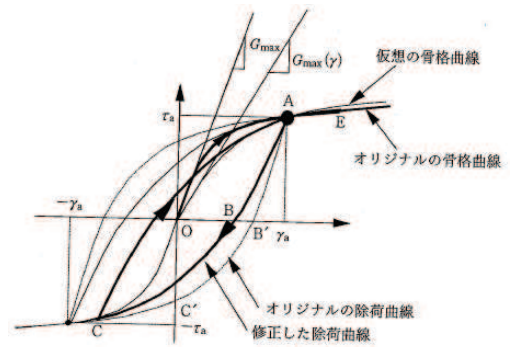
また、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮する為にせん断ばねを使用するものであるため、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するために、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。せん断地盤ばねは、解析用物性値に基づき適切に設定する。

設定した地盤ばね及びダッシュポットに変位及び速度を入力する。地盤ばねのモデル化イメージ及び地震応答作成モデルを図 3.5-8～図 3.5-10 に示す。

なお、RC 壁部は地震力が作用する方向に斜面を有するが、水平地盤ばねとして設定していることの適用性を参考資料 6 に示す。



(a) GHEモデルによる実験データのフィッティング方法



(b) Masing則の修正方法の概念図

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{(1/C_1) + (x/C_2)}$$

$$C_1 = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\alpha/X + 1}\right\}$$

$$C_2 = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\beta/X + 1}\right\}$$

ここに、

$x$  : 正規化ひずみ ( $= \gamma / \gamma_r$ )

$\gamma_r$  : 基準ひずみ ( $= \tau_f / G_{\max}$ )

$C_1(0)$ ,  $C_1(\infty)$ ,  $C_2(0)$ ,  $C_2(\infty)$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  : GHE モデルのパラメータ

図 3.5-5 修正 GHE モデルの概要

水平地盤ばね

$$\text{剛性: } K_x = (k_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \cdot \alpha_{HH}^4 \dots\dots\dots \text{(附2.7-1)}$$

$$k_h \cdot D = \frac{1.3E_s}{1-\nu^2} \cdot \left( \frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ (Francisのばね)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-2)}$$

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

$$\text{減衰係数: } C_x = (c_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \dots\dots\dots \text{(附2.7-3)}$$

$$c_h \cdot D = 1.57\rho \cdot (V_s + V_{Ls}) \cdot D \text{ (Gazetas and Dobryによる (附2.7-7))} \dots\dots\dots \text{(附2.7-4)}$$

$$V_{Ls} = \frac{3.4 V_s}{\pi \cdot (1-\nu)}$$

せん断地盤ばね

$$\text{剛性: } K_{b(s)} = N_p \cdot K_{s(s)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-5)}$$

$$K_{s(s)} = \frac{G \cdot A_{S(s)}}{\ell} \dots\dots\dots \text{(附2.7-6)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = \frac{\ell}{1.25D} \quad \left( \frac{\ell}{D} > 1.25 \text{のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-7)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = 1.0 \quad \left( \frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-8)}$$

$$\frac{A_{S0(s)}}{D^2} = 2.15 \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^{-0.35} \dots\dots\dots \text{(附2.7-9)}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \dots\dots\dots \text{(附2.7-10)}$$

$$\text{減衰係数: } C_s = 0 \dots\dots\dots \text{(附2.7-11)}$$

ここで,  $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$V_s$  : 地盤のS波速度 (m/s)

$\ell'$  : 杭の質点の支配長さ (m)

$V_{Ls}$  : Lysmerの波動速度 (m/s)

$\ell$  : 杭の質点間距離 (杭要素の長さ) (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

$\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$ \* : Francisのばねに考慮する群杭効果

$E_p \cdot I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$K_{b(s)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$K_{s(s)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

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

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

$D$  : 杭径 (m)

$V_p$  : 地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 \* : 群杭効果は見込まず,  $\alpha_{HH}=1$ とする

図 3.5-6(1) 水平地盤ばね及びせん断地盤ばね算定式

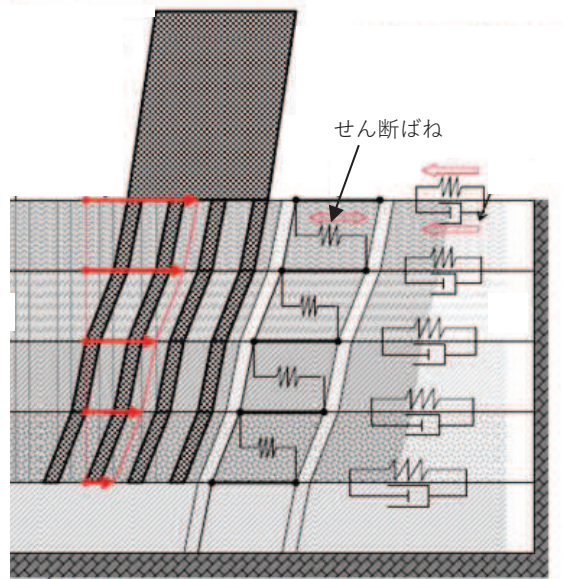


図 3.5-6(2) せん断ばねイメージ図

剛性（杭周部分）：

$$K_V = S_V \cdot \ell \cdot e_V \cdot N_p \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-12)}$$

$$S_V = \frac{2\pi \cdot G}{\log_e \left( \frac{2r_m}{D} \right)} \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-13)}$$

$$r_m = 2.5L \cdot (1 - \nu)$$

剛性（杭底面部分）：

$$K_V' = \frac{\pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S^2}{2(1 - \nu)} \cdot e_V \cdot N_p \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-14)}$$

減衰係数（杭周部分）：

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \cdot \ell' \cdot N_p \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-15)}$$

$$C_{V(S)} = \pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-16)}$$

減衰係数（杭底面部分）：

$$C_V' = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \rho \cdot V_p \cdot N_p \quad \dots\dots\dots \text{ (附 2.7-17)}$$

ここで、 $e_V$  ：「d. 群杭効果  $e_V$  の評価方法」による鉛直分布ばねの群杭効果

$N_p$  ：杭本数

$\ell'$  ：杭の質点の支配長さ (m)

$G$  ：地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  ：杭長 (m)

$\nu$  ：地盤のポアソン比

$D$  ：杭径 (m)

$\rho$  ：地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_S$  ：地盤のS波速度 (m/s)

$C_{V(G)}$  ：群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

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

$V_p$  ：地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 \*：群杭効果は見込まず、 $e_V = 1$  とする

図 3.5-7 鉛直地盤ばね算定式



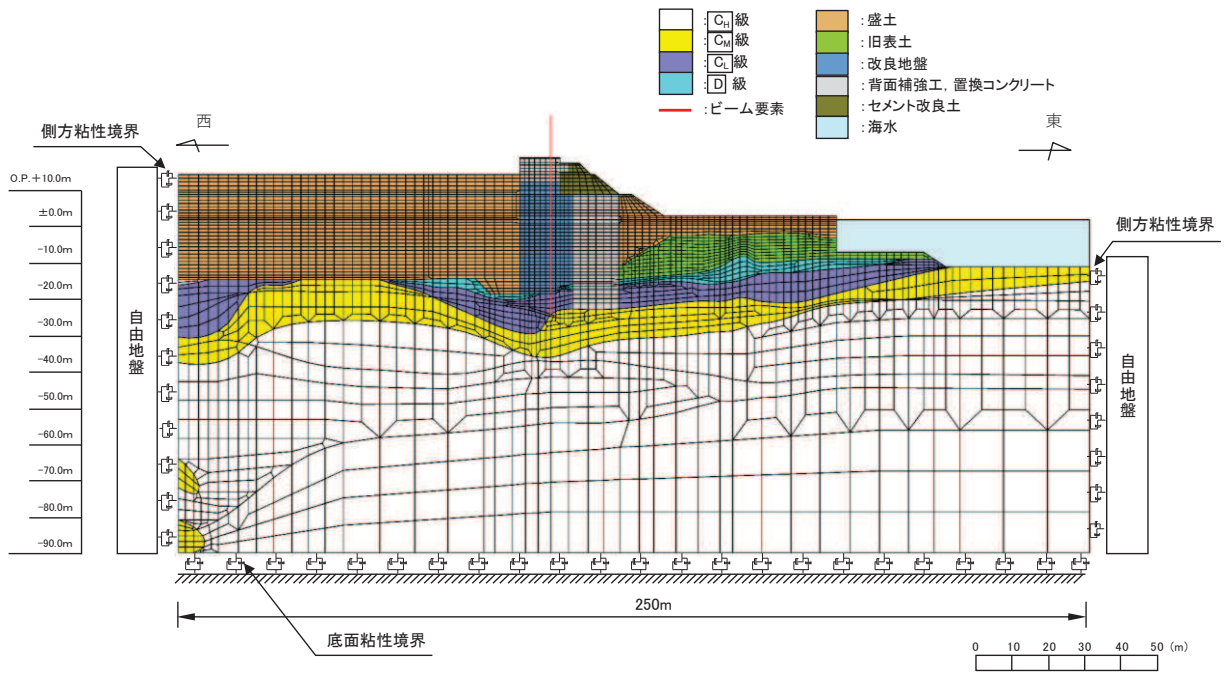


図 3.5-8 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①）

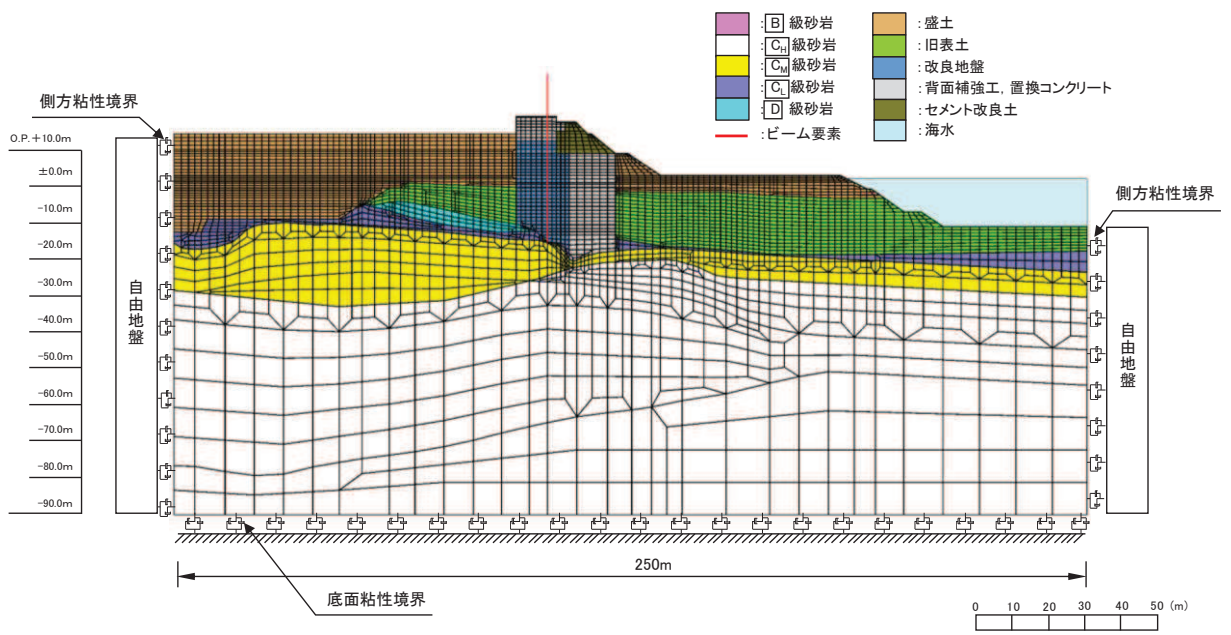


図 3.5-8 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

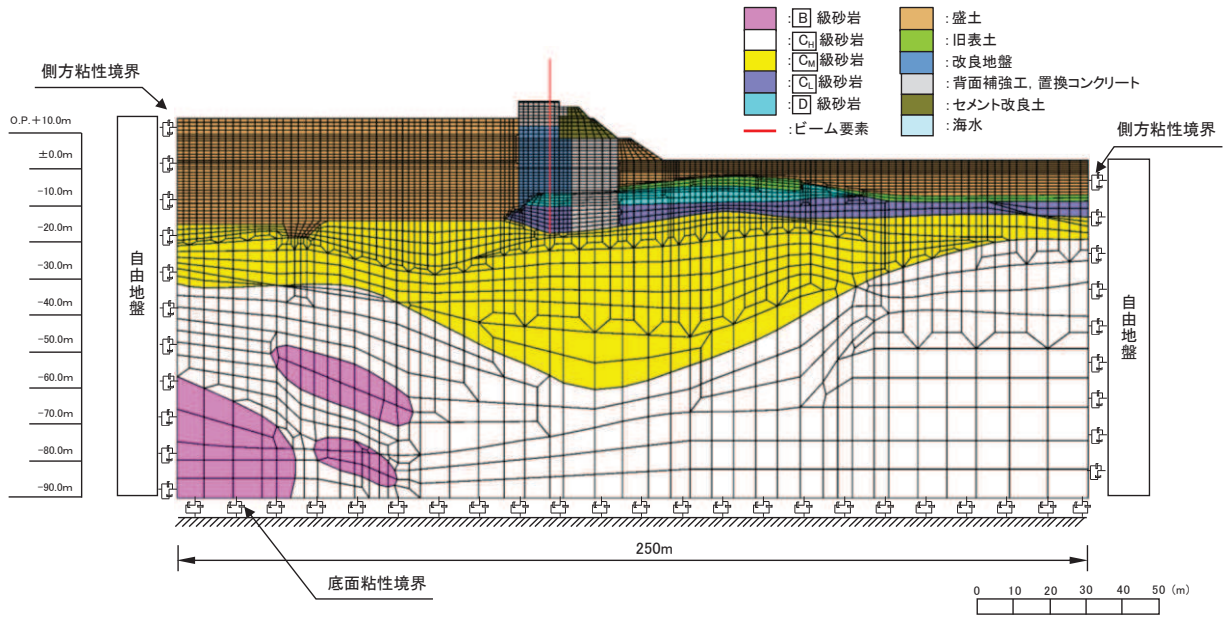


図 3.5-8 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③）

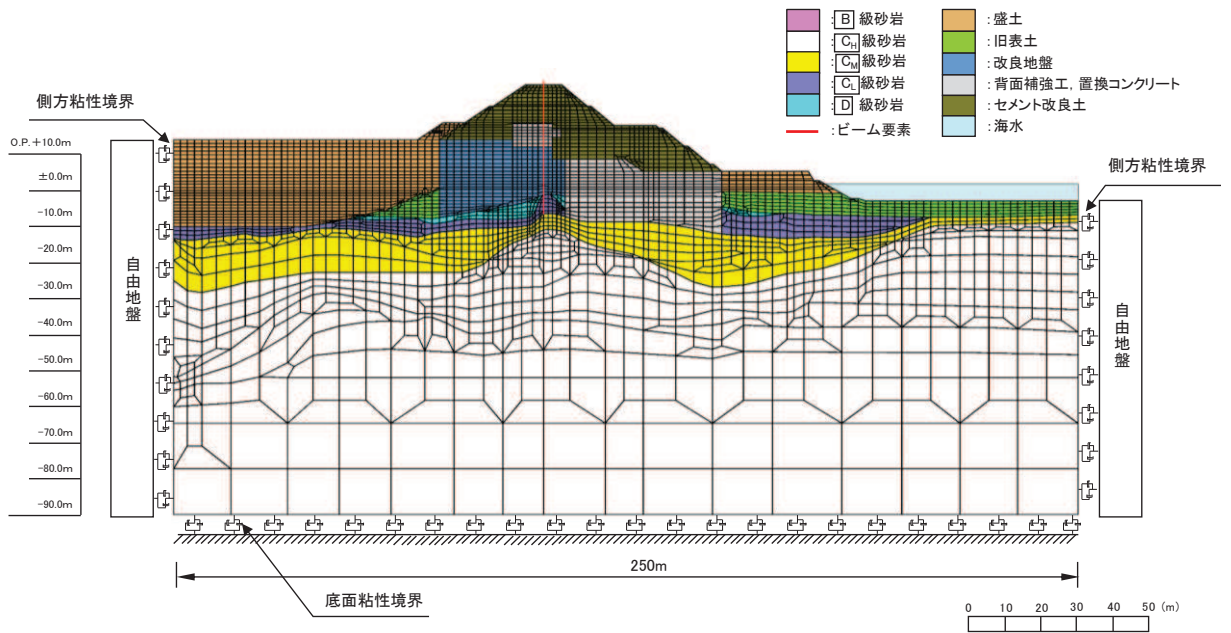


図 3.5-8 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面④）

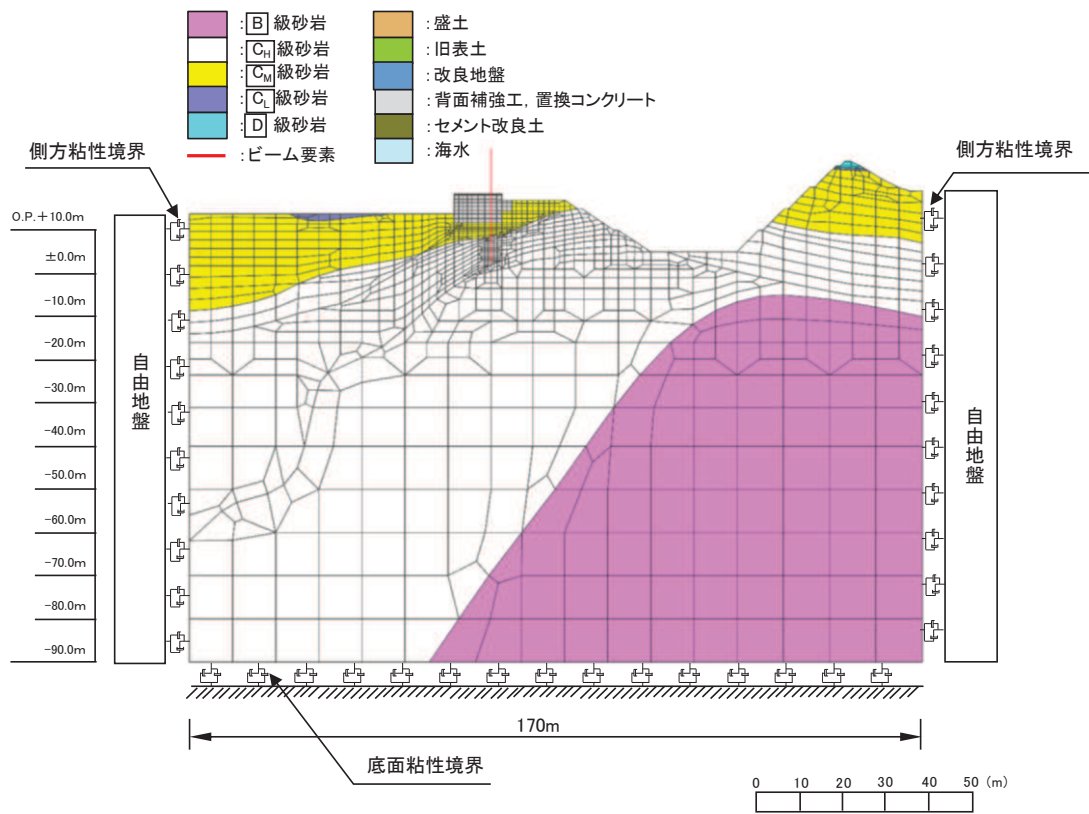


図 3.5-9 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤）

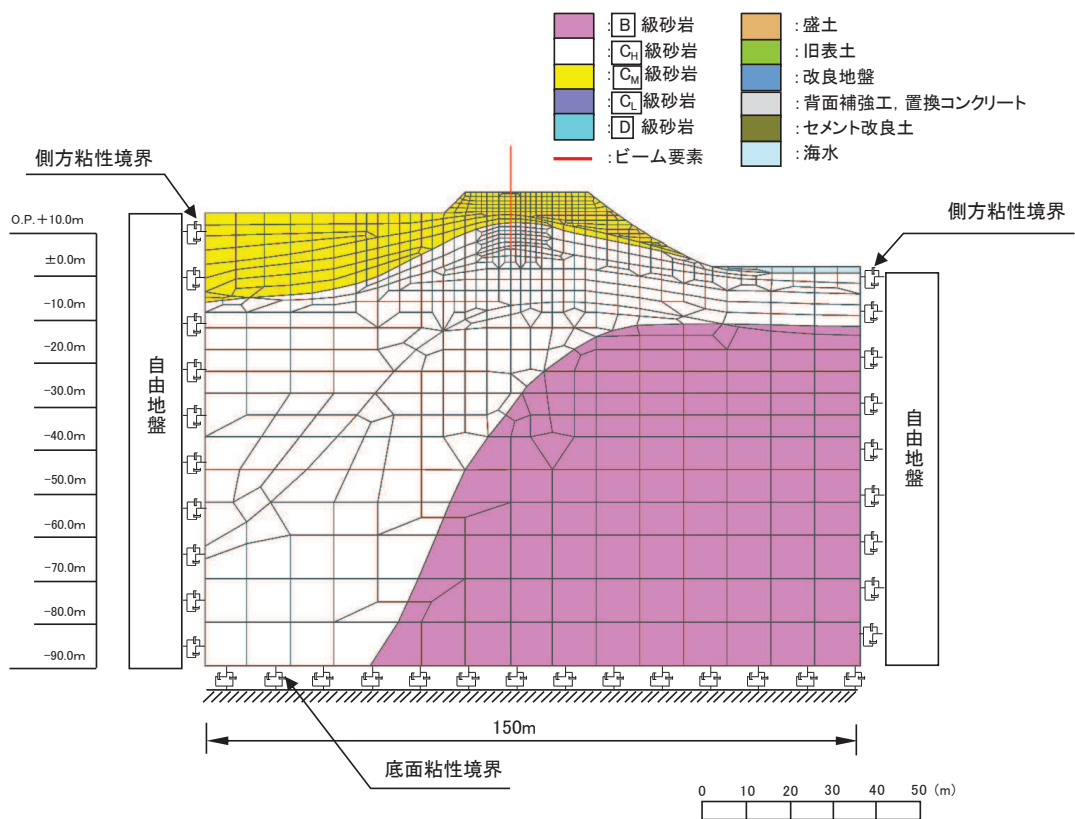


図 3.5-9 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥）

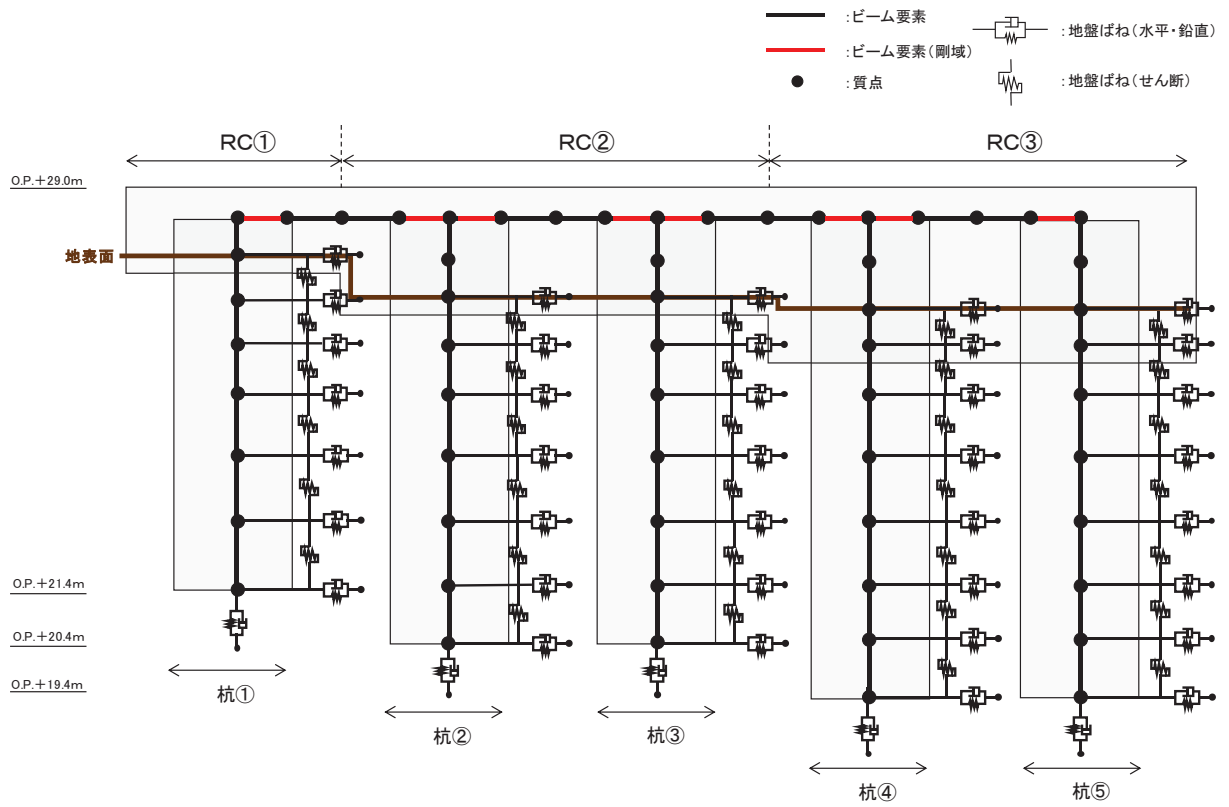


図 3.5-9 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦）

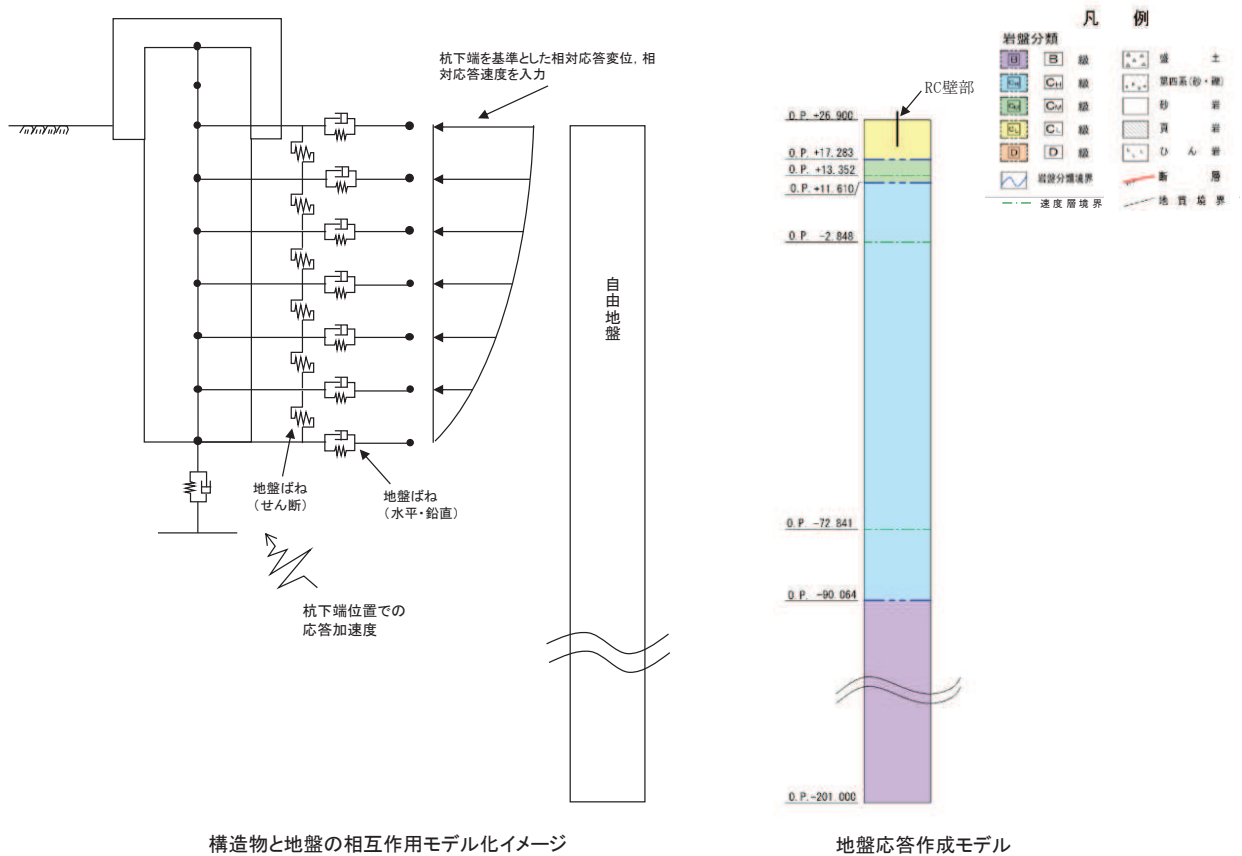


図 3.5-10 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化（断面⑦）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料4に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3.5-11 にジョイント要素の力学特性、図 3.5-12 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-1～表 3.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3.5-3 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\*：砂岩

表 3.5-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.78	50.0
C <sub>H</sub> 級*	1.29	54.0

注記\* : 砂岩

表 3.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.00	33.9
旧表土	0.00	38.7
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C <sub>L</sub> 級	0.46	44.0

注記 \* 1 : 地下水位以浅

\* 2 : 地下水位以深

表 3.5-3 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
背面補強工-盛土	盛土の $c$	盛土の $\phi$
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法 (松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009) に従い、表 3.5-4 のとおり設定する。

表 3.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

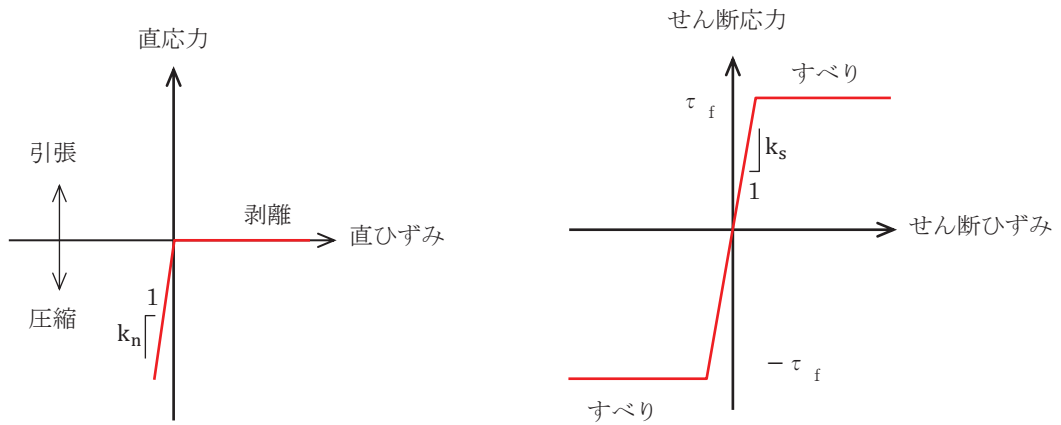


図 3.5-11 ジョイント要素の力学特性

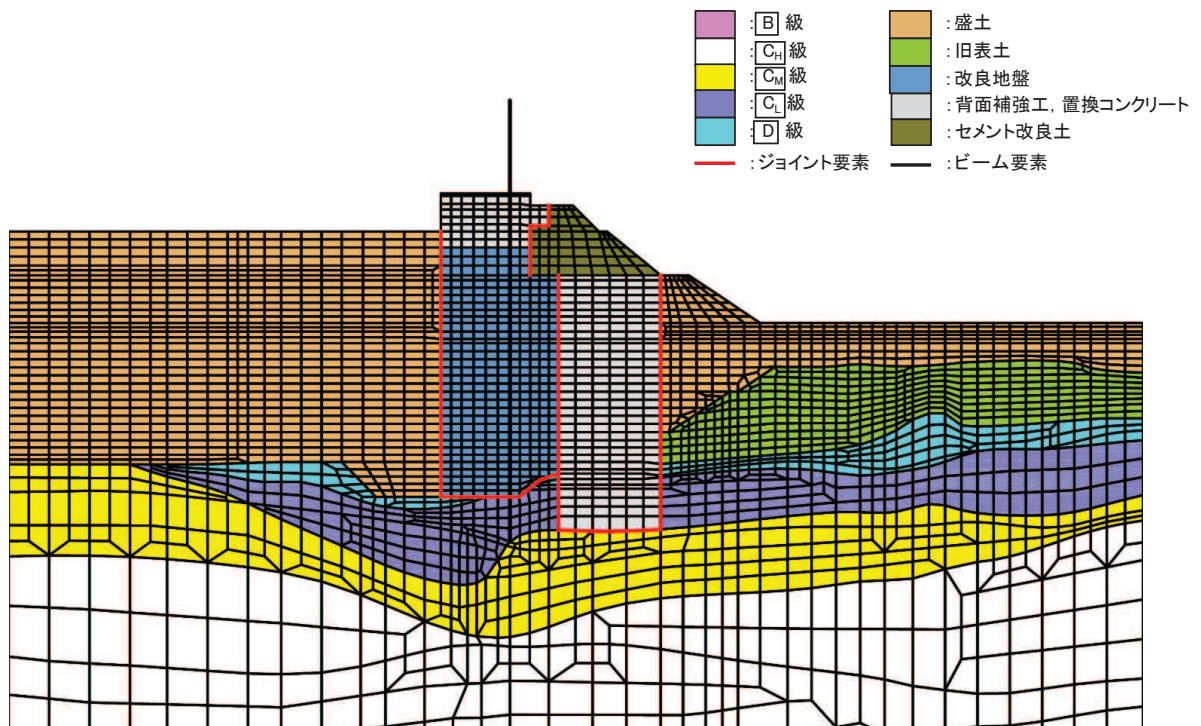


図 3.5-12 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

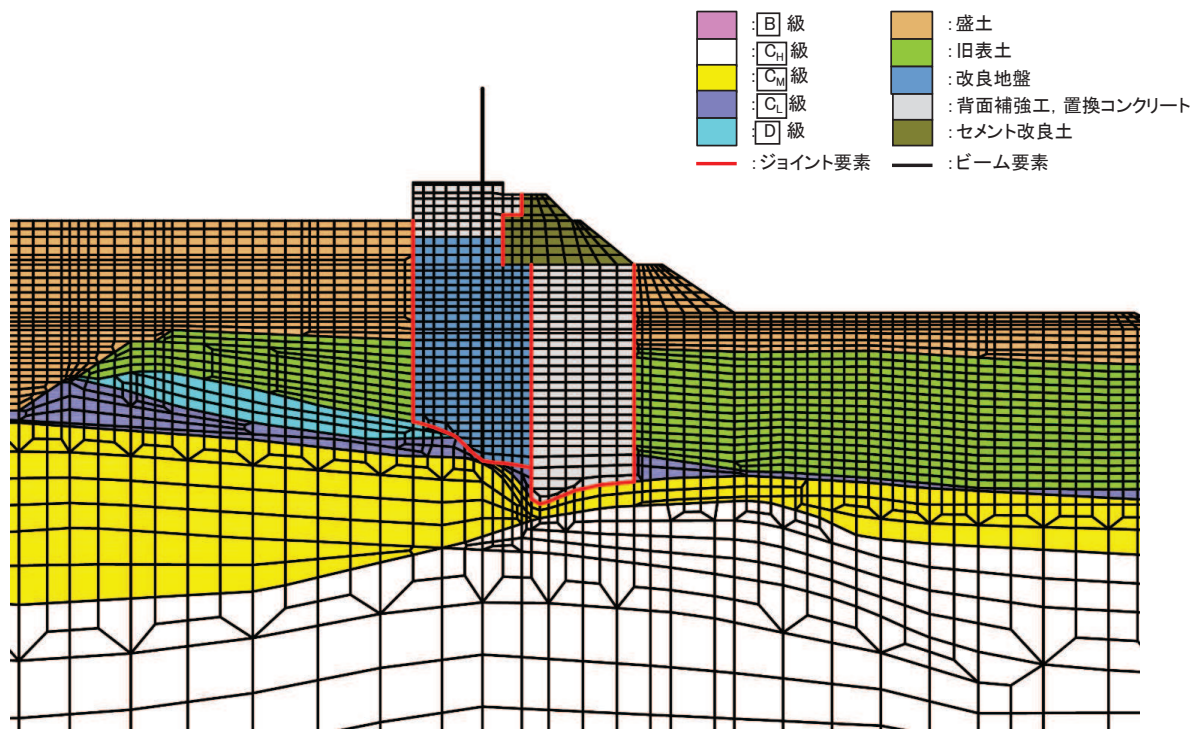


図 3.5-12 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

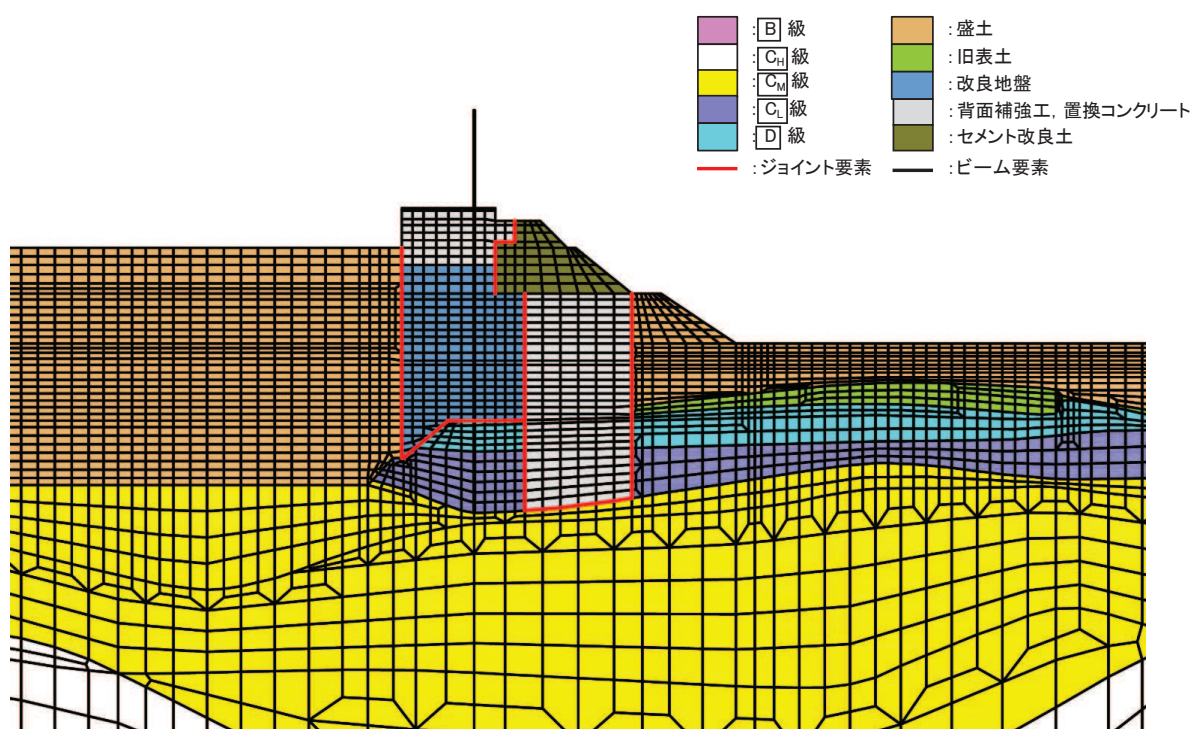


図 3.5-12 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図



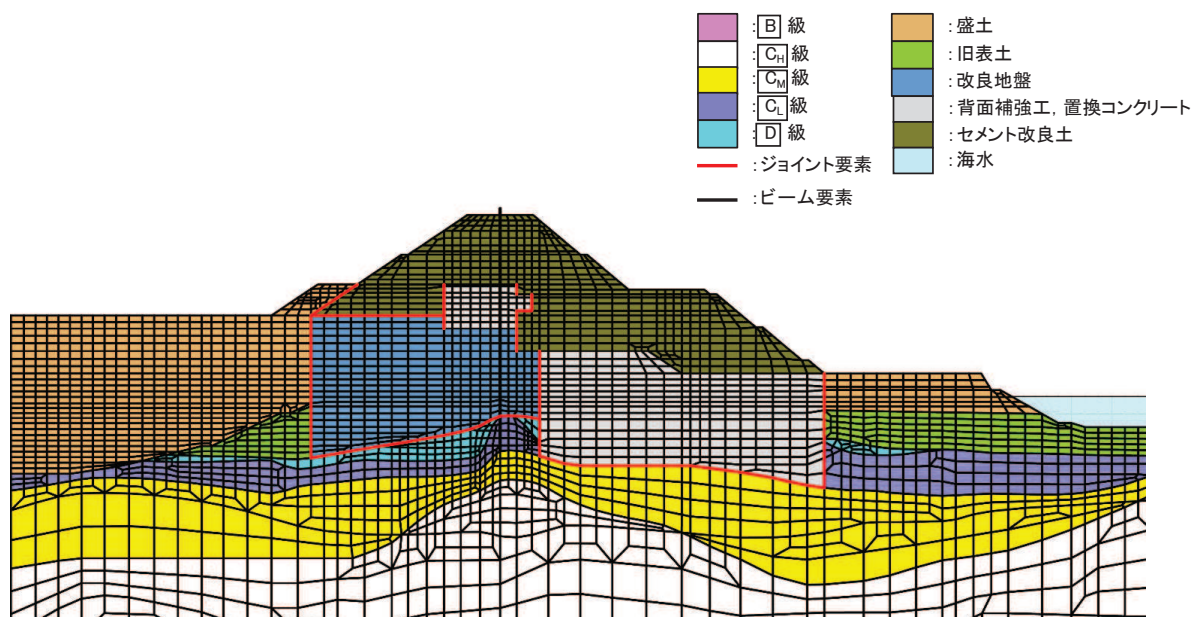


図 3.5-12 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

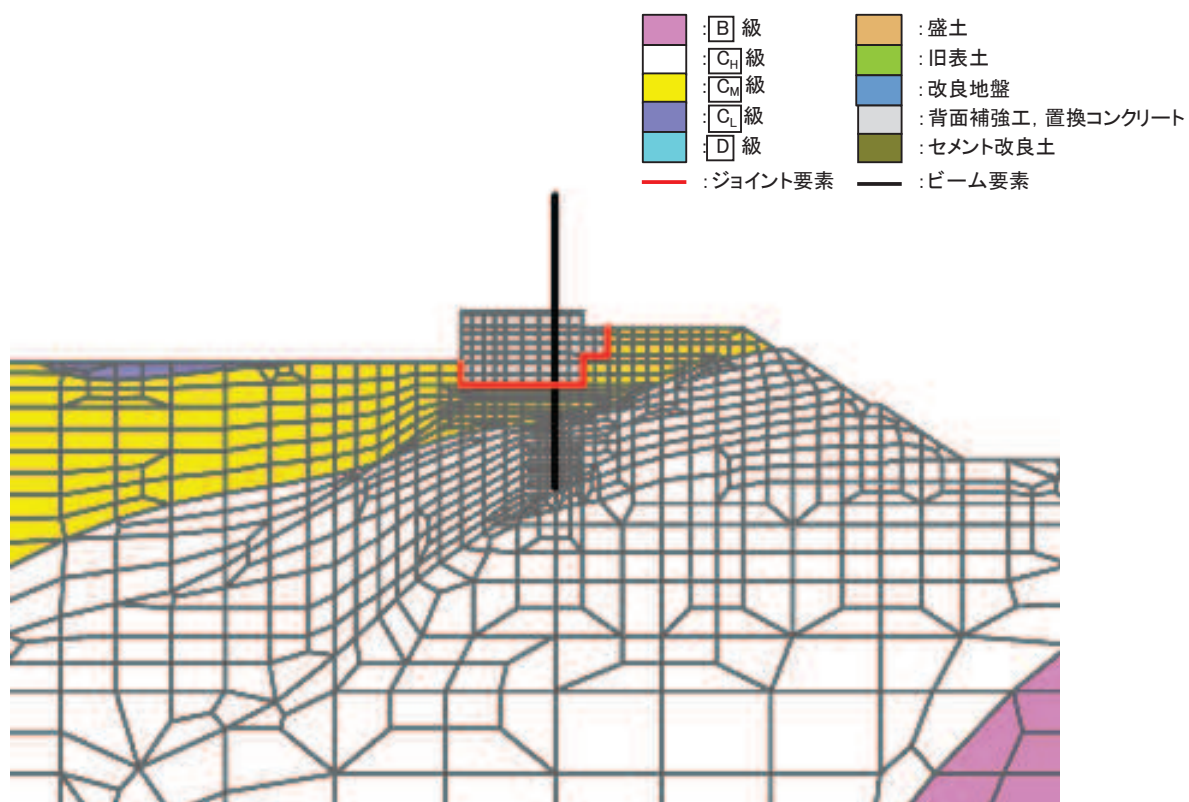


図 3.5-12 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

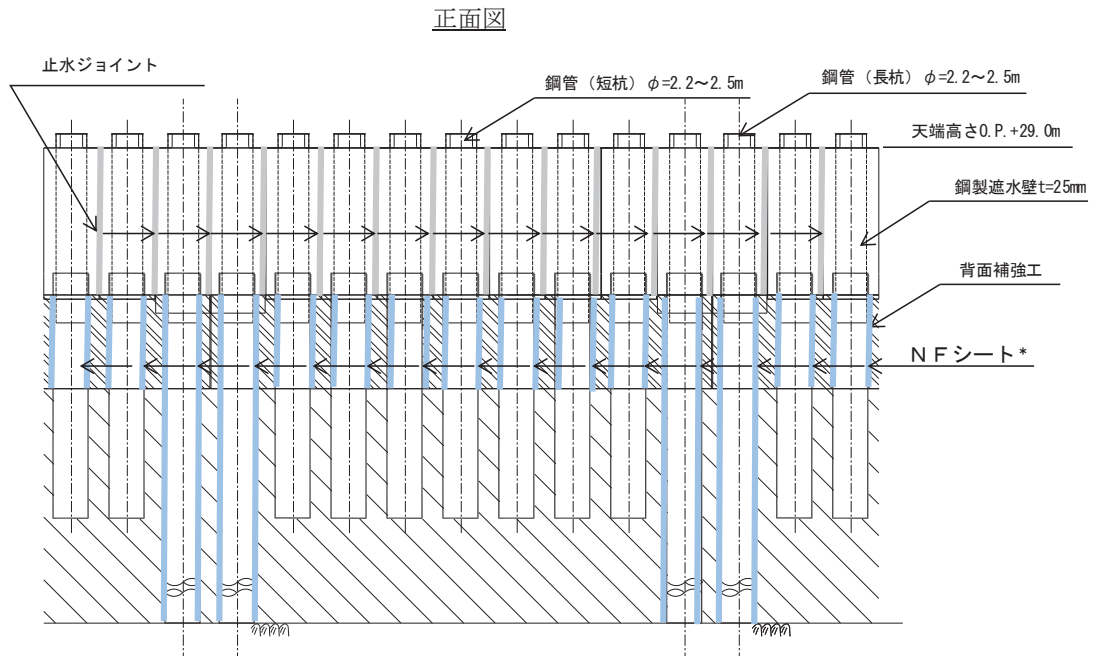
(6) 杭と地盤の境界条件

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（断面①～断面④）

一般部の鋼管杭の周面には、図 3.5-13 に示すとおり NF シート\*を施工している。一方、NF シートは瞬間的な挙動変化に対して追従できない可能性がある。

上記及び鋼管杭の軸力にとって保守的な評価とするため、鋼管杭と背面補強工及び地盤の接合方法については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件を図 3.5-14 に示す。なお、NF シートが施工されていることを踏まえ、影響確認として、鋼管杭と背面補強工及び改良地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした検討を参考資料 3 に示す。

また、鋼製遮水壁が根入れする部分及び鋼管杭がセメント改良土に囲まれる部分（断面④のみ）については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。



注記 \* : アスファルトをシートに成形したものであり、本資料では『NF シート』と呼ぶ。ネガティブフリクション対策として施工したが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

図 3.5-13 NF シートの配置

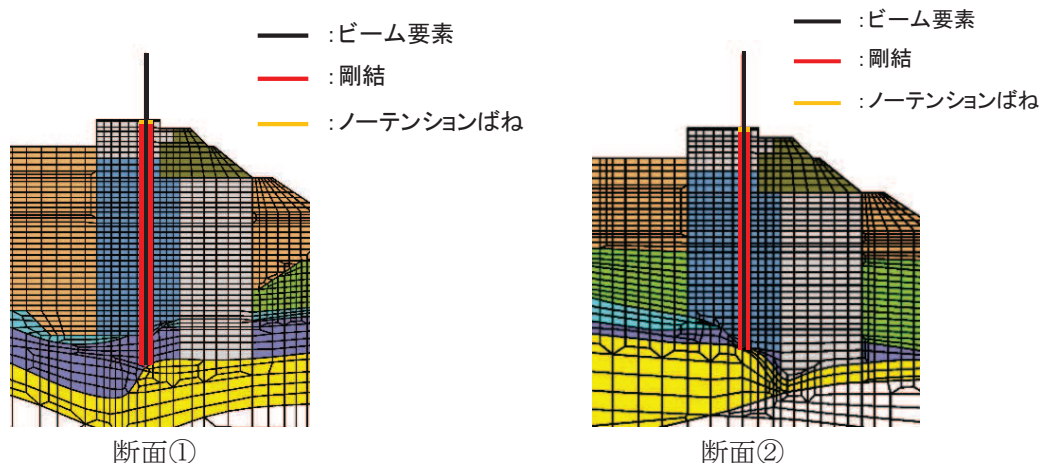


図 3.5-14(1) 鋼管杭周面の境界条件 (一般部)

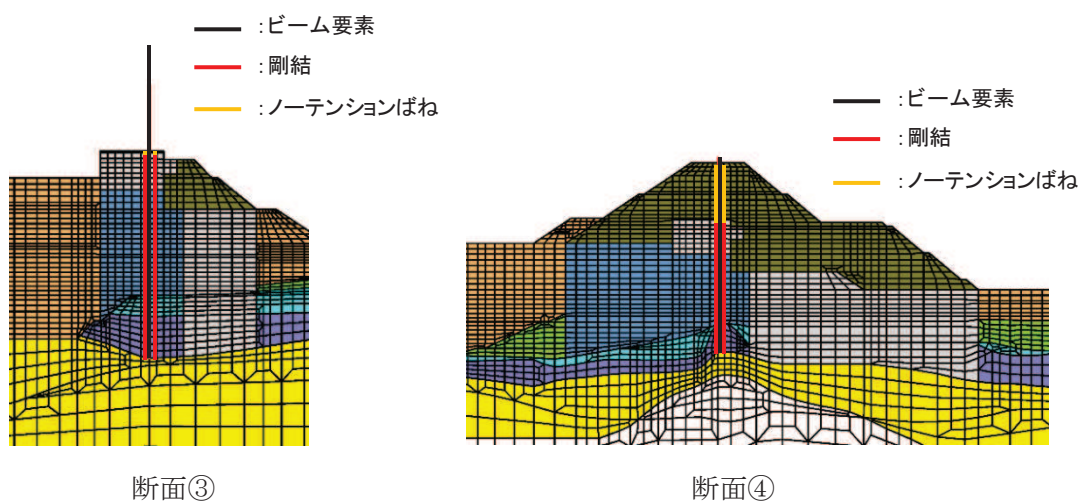


図 3.5-14(2) 鋼管杭周面の境界条件 (一般部)

b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（断面⑤～断面⑥）

鋼管杭の周面は背面補強工及び岩盤で囲まれていることを踏まえ、鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件を図 3.5-15 に示す。

なお、鋼製遮水壁が根入れする部分については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。

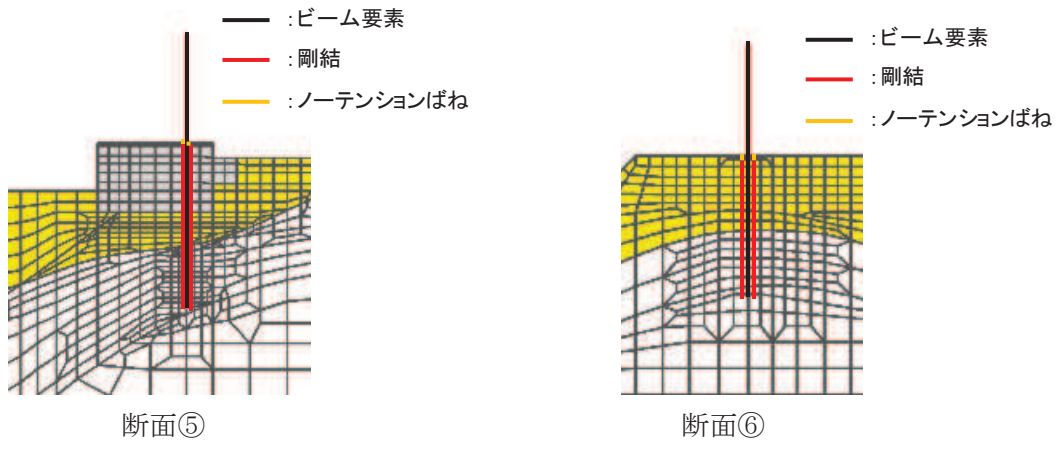


図 3.5-15 鋼管杭周面の境界条件（岩盤部）

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-5 に、材料の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-5 使用材料

材料		諸元	
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>	
	置換コンクリート	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>	
	RC 遮水壁	設計基準強度 : 40 N/mm <sup>2</sup>	
鋼材	鋼管杭*	φ 2200mm	t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm	t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y
	鉄筋		SD345

注記 \* : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため腐食代を考慮することとし、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体、鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-6(1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* <sup>1</sup>	2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
	置換コンクリート	22.5* <sup>1</sup>	2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
	RC 遮水壁	24.0* <sup>1</sup>	3.1×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>	-
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>	-

注記 \* 1 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

\* 2 : 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

表 3.5-6(2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残留 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	背面補強工	6.00* <sup>1</sup>	-* <sup>2</sup>	2.22* <sup>3</sup>	-* <sup>2</sup>
	置換コンクリート				

注記 \*1 : 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

\*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

\*3 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

### 3.5.3 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。地盤の物性値を表 3.5-7～表 3.5-11 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 3. 5-7(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">B</span> 級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3. 5-7(2)参照	0.03	
<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C<sub>H</sub></span> 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C<sub>M</sub></span> 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C<sub>L</sub></span> 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</span> 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h = 0.085 \gamma / (0.00026 + \gamma) + 0.028$	



表 3.5-7(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 3.5-7(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 3.5-8(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h
[B]級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-8(2) 参照	0.03	
[C <sub>H</sub> ]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C <sub>M</sub> ]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C <sub>L</sub> ]級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D]級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 3.5-8(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-8(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-9 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

\*1：残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

\*2：断層及びシームの挟在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.3	14.0
		$p_1$	1.2	1.0
		$p_2$	0.8	0.6
		$c_1$	2.75	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

### 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を図 3.1-3 及び図 3.1-6 に示す。また，設計用地下水位の一覧を表 3.5-12 に示す。

表 3.5-12 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	断面①	O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側で地表面，海側で O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。（盛土堤防との境界部であることも踏まえ，盛土堤防と同様の設定）
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	
	断面⑦	

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部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・地盤の健全性評価

##### (1) 一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

##### (2) 岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

##### (3) 岩盤部のうち RC 壁部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は，鋼管杭及び RC 遮水壁とする。

#### 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及びウレタンシリコン目地とする。

### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

#### (1) 一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおり鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①, ②, ④	鋼管杭	牧の浜部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*
断面③	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	狐崎部層*

\* :  $C_M$ 級岩盤以上の岩盤が対象

#### (2) 岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-2 のとおり鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-2 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑤, ⑥	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	

\* :  $C_M$ 級岩盤以上の岩盤が対象

#### (3) 岩盤部のうち RC 遮水壁

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-3 のとおり鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-3 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑦	鋼管杭	$C_L$ 級岩盤 (杭基礎)



### 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 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「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14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図3.7-1に示す。

地中部(O.P.+18.5m以下)の下杭は、下部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に準拠した許容応力度を用いる。道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）によると、「全長が地中に埋込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては、杭は背面補強工（コンクリート）及び改良地盤に埋め込まれており、かつすべりに対する安定性（内的安定）を確保することで、座屈に対する拘束効果を見込めることから、座屈非考慮とする。断面④においては、セメント改良土に埋め込まれる部分を含めて座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以上)の上杭は、上部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。ただし、鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m～21.0mの範囲はコンクリートと一体化されていること、上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m～20.0mの範囲で、モルタル充填により一体化\*されていることから、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、座屈非考慮とする。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図3.7-2～図3.7-4に示す。

上記に基づいた鋼管杭の許容限界を表3.7-1に示す。

注記\*：上杭と下杭の接合部は、複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし、十分な裕度を確保する。

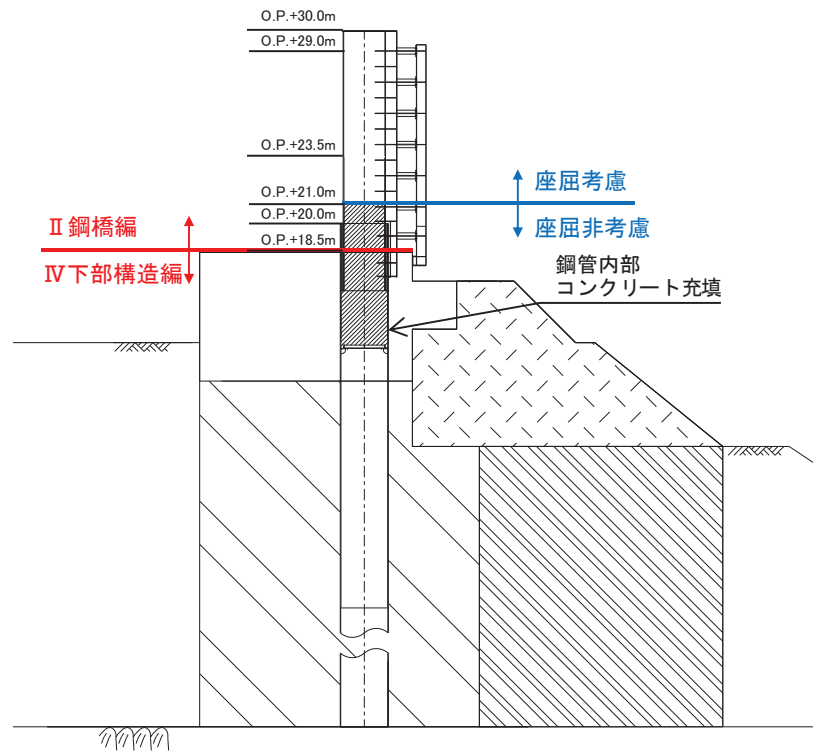


図 3.7-1 (1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (一般部)

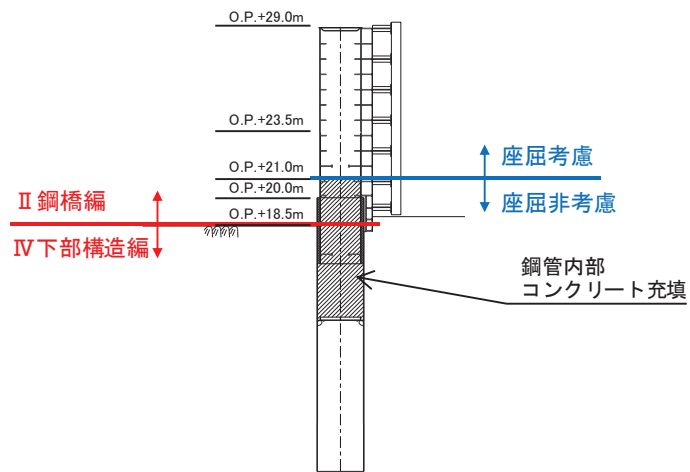


図 3.7-1 (2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (岩盤部)