

参考資料 12 ジョイント要素のばね定数の妥当性確認結果

1. 概要

「7. ジョイント要素のばね設定」に示すとおり、ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、松本らの方法（参考文献(1)参照）に従い、表 1-1 のとおり設定する。

本項では、表 1-1 のとおり設定しているジョイント要素のばね定数が、数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認する。

表 1-1 ジョイント要素のばね定数

地盤	設定位置	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土, 旧表土	側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤, セメント改良土, 改良地盤, MMR	側方及び底面	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

2. 評価方法

表 1-1 のとおり設定しているジョイント要素のばね定数が、数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であるかを確認するため、ジョイント要素のばね定数について影響評価を実施する。具体的には、今回の工事計画認可申請にて、松本らの方法に従い設定しているジョイント要素のばね定数に対して、ばね定数の値を 1/10 倍、1 倍、10 倍、100 倍とした場合の解析を実施し、構造物の照査値、地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量及び構造物位置での応答加速度の比較を行う。

評価対象とする構造物は、屋外重要土木構造物において躯体の断面形状が比較的大きく、地盤と構造物の接合面で多数のジョイント要素を設けており、ジョイント要素のばね定数の設定値による影響を生じやすいと考えられる取水路（漸拡部）とする。解析ケースは基本ケース①とし、地震動は、基本ケース（検討ケース 2）におけるせん断破壊に対する照査値が最も厳しく、全周期帯で加速度応答スペクトルが大きい  $S_s - D1$ （++）を用いる。

表 2-1 にジョイント要素のばね定数に係る影響評価の検討ケース、図 2-1 に取水路（漸拡部）の平面図、図 2-2 に断面図、図 2-3 にジョイント要素の配置図をそれぞれ示す。

表 2-1 検討ケース

検討ケース	ばね定数の倍率	ジョイント要素のばね定数 (kN/m <sup>3</sup> )	
		盛土, 旧表土	岩盤, セメント改良土, 改良地盤, MMR
1	0.1 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^5$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^6$
2	1 倍 (基本ケース)	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^6$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^7$
3	10 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^7$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^8$
4	100 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^8$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^9$

注： $k_s$ ：せん断剛性， $k_n$ ：圧縮剛性

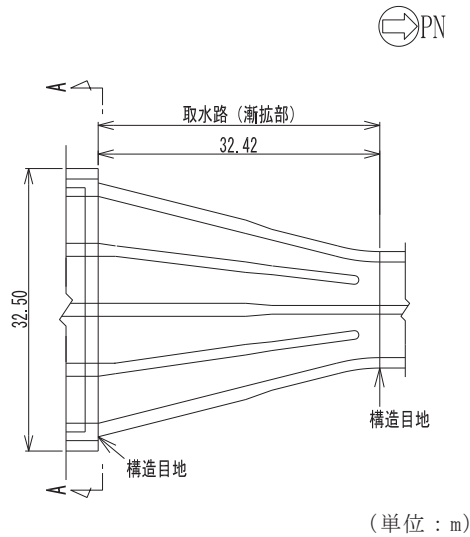


図 2-1 取水路 (漸拡部) の平面図

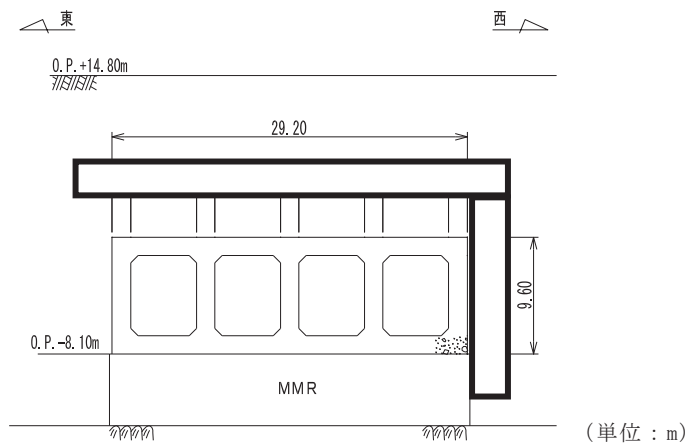
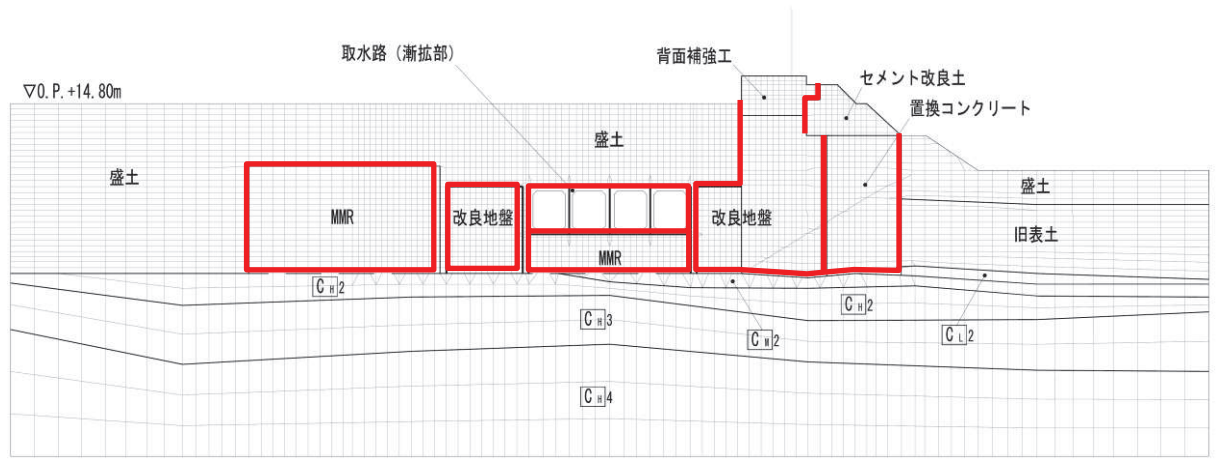


図 2-2 取水路 (漸拡部) の断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



— : ジョイント要素

図 2-3 ジョイント要素の配置図

### 3. 評価結果

ジョイント要素のばね定数の設定値と、各設定値に対する取水路（漸拡部）の構造物の照査値（曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値）の比較結果を表 3-1 に、地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量の比較結果を図 3-1 に、構造物位置における加速度応答スペクトルの比較結果を図 3-2 に示す。

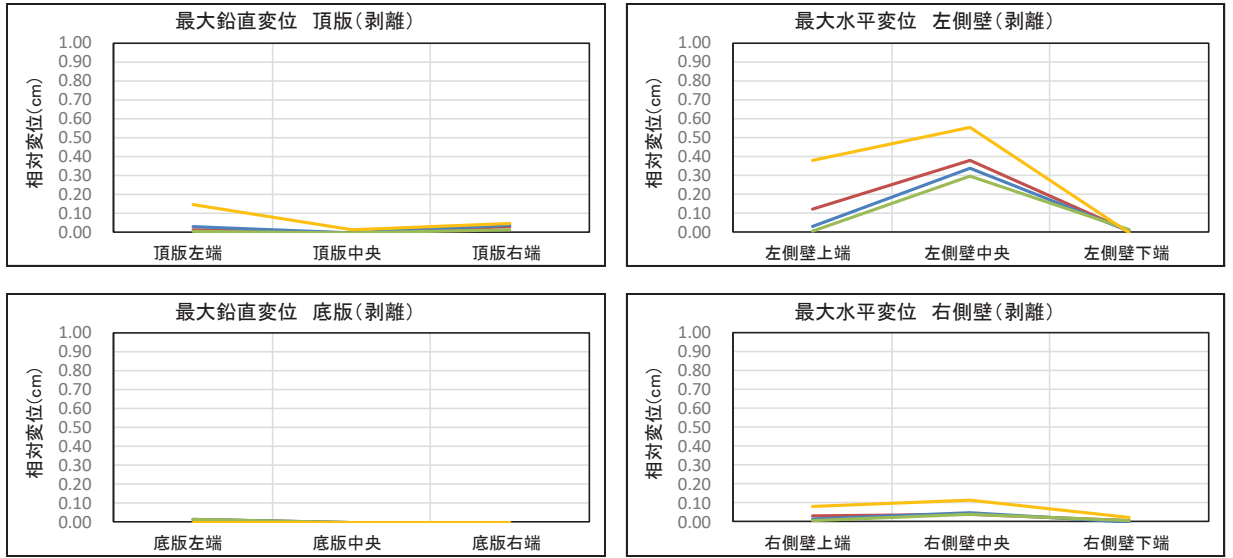
表 3-1 に示す通り、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値とともに、ジョイント要素のばね定数が大きくなるほど、照査値が小さく、裕度が大きくなっている。図 3-1 に示すとおり、ばね定数が 1 倍、10 倍の設定において、剥離・すべり量に大きな差は無い。ばね定数 0.1 倍においては、剥離・すべり量が明確に大きくなっている。ばね定数 100 倍においては、右側壁中央のすべり量が特に大きくなっている。図 3-2 に示すとおり、ばね定数 1 倍以上の設定において、加速度応答スペクトルに大きな差は無い。

以上の結果から、ばね定数 1 倍、10 倍では数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値となっており、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認した。また、松本らの方法に従い設定したばね定数 1 倍は、ばね定数 10 倍に比べて保守的な設定となっており、ジョイント要素のばね定数の設定は問題無いことを確認した。

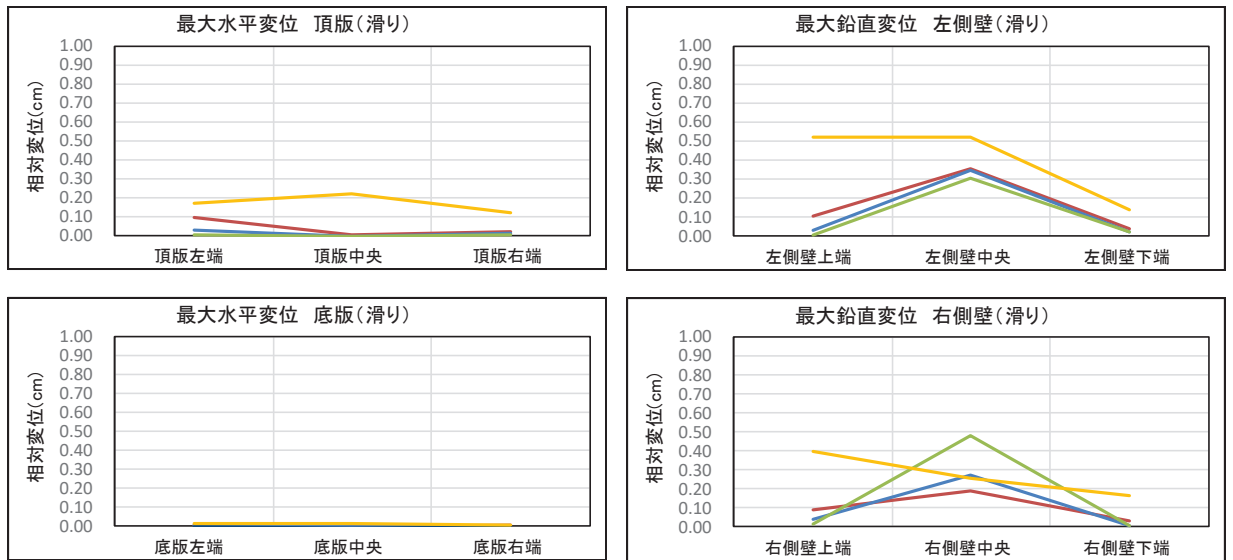
表 3-1 構造物の照査値の比較結果  $S_s - D_1$  (++)

検討ケース	ばね定数の倍率	曲げ・軸力系の破壊 に対する照査値	せん断破壊 に対する照査値*
1	0.1 倍	0.12	0.75
2	1 倍	0.09	0.69
3	10 倍	0.08	0.67
4	100 倍	0.08	0.63

注記\*：部材非線形解析の結果を示す。全ての検討ケースにおいて照査位置は照査値が最も厳しい頂版の値である。



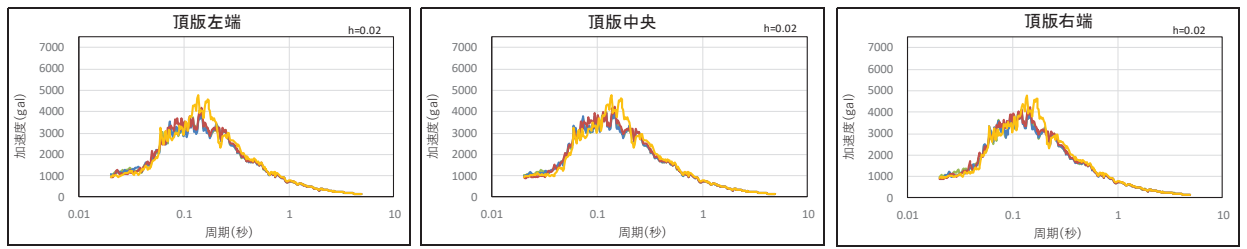
(a) 剥離量



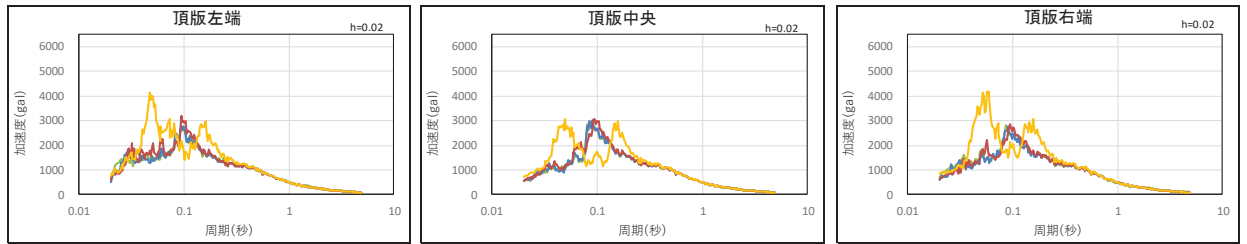
(b) すべり量



図 3-1 地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量の比較  
(基本ケース①,  $S_s - D1 (+ +)$ )



(a) 水平加速度



(b) 鉛直加速度



図 3-2 構造物位置における加速度応答スペクトルの比較  
(基本ケース①,  $S_s - D1 (+ +)$ )

【参考文献】

- (1) 松本敏克, 坂田勉, 八木悟, 森聡, 沢田純男: 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 pp1061-1070, 2009

## 参考資料 13 三次元構造解析による耐震評価の照査時刻の妥当性確認方針

### 1. はじめに

三次元構造解析においては、耐震評価結果が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定して地震時荷重を算出し、選定した時刻の荷重を三次元構造解析モデルに作用させて評価を行っている。

本資料は、照査時刻の選定の妥当性を確認するための方針について取りまとめたものである。具体的には、複数の照査時刻における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と、全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがないことを確認する。また、三次元構造解析を行う箱形構造物を、構造形式の違いにより3つに分類し、それぞれの分類から妥当性確認を行う構造物を代表構造物として選定する。

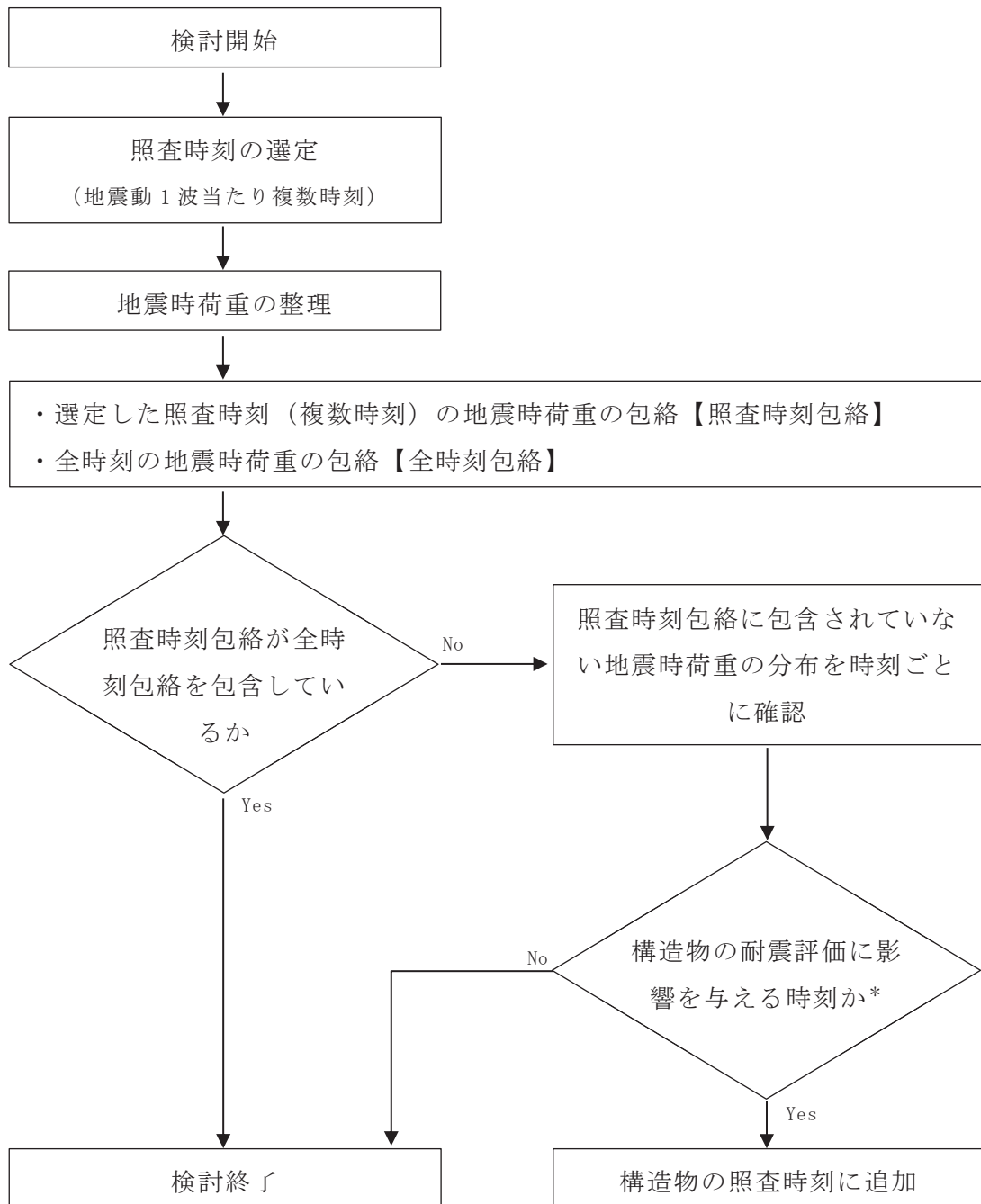
なお、各構造物の照査時刻の妥当性確認結果は、個別の補足説明資料に示す。

## 2. 照査時刻の選定の妥当性確認方法

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定し耐震評価を行っている。照査時刻の妥当性の検証は、図 2-1 に示すフローに基づき行うこととし、選定した複数の照査時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、選定した複数の照査時刻の地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻の地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が構造物の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。地震時荷重の分布から判断が難しい場合は、構造解析等による個別の評価により耐震評価への影響を確認する。





注記\*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。地震時荷重の分布から判断が難しい場合は、構造解析等による個別の評価により耐震評価への影響を確認する。

図 2-1 確認フロー

### 3. 照査時刻の選定の妥当性確認を行う代表構造物の整理

三次元構造解析を行う箱形構造物を周辺地盤との相互作用を考慮し構造形式を以下の3種類に分類する。

- ①構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物
- ②構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物
- ③構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物

照査時刻の選定の妥当性確認を行う代表構造物について整理した結果を表3-1に示す。

#### 3.1 構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物

取水口、第3号機海水ポンプ室及び海水ポンプ室は構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物に分類される。

取水口及び第3号機海水ポンプ室は、地震時荷重の分布形状が類似している。このうち、着目する損傷モードが多く、照査時刻を多く有する第3号機海水ポンプ室を妥当性確認の対象構造物として選定する。

確認結果は、「資料14 第3号機海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。

海水ポンプ室は、周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なるため地震時荷重の分布形状も異なる。よって、妥当性確認の対象構造物として、海水ポンプ室を選定する。

確認結果は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。

#### 3.2 構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物

軽油タンク室、軽油タンク室(H)及びガスタービン発電設備軽油タンク室は構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物に分類される。これらの構造物は、地震時荷重に構造全体で抵抗することや構成される部材が同一であることから、構造的特徴に大きな差異はなく、着目する照査時刻の考え方も同様である。このうち、比較的構造が単純で、三次元静的材料非線形解析を行っている軽油タンク室を代表構造物として選定する。

確認結果は、「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」に示す。

#### 3.3 構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物

復水貯蔵タンク基礎以外に該当する構造物が存在しないことから、復水貯蔵タンク基

礎により照査時刻の選定の妥当性確認を行う。

確認結果は、「資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価」に示す。

表 3-1(1) 箱形構造物の構造形式

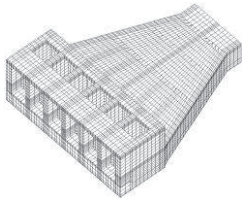
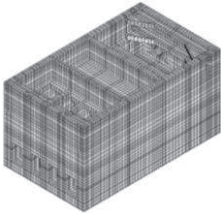
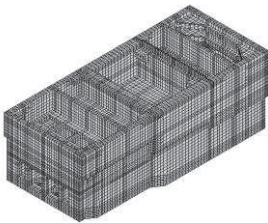
No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
1	構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 12.0m～29.0m の深さで MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は大きい。</li> <li>海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室の中床版以深及び取水口ではボックスカルバート構造の水路となっており、地震時荷重は主に側壁、導流壁及び中床版又は頂版が負担し、水路部全体で抵抗する。</li> <li>海水ポンプ室は構造物周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なる。</li> </ul>	<p>取水口</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水口及び第 3 号機海水ポンプは地震時荷重の分布形状が類似している。このうち、着目する損傷モードが多く、照査時刻を多く有する <u>第 3 号機海水ポンプ室</u> を妥当性確認の対象構造物として選定する。</li> <li>確認結果は、「資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>
			<p>第 3 号機海水ポンプ室</p> 	
			<p>海水ポンプ室</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造物周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なるため地震時荷重の分布形状も異なることから、妥当性確認の対象構造物として <u>海水ポンプ室</u> を選定する。</li> <li>確認結果は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>

表 3-1(2) 箱形構造物の構造形式

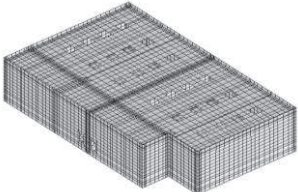

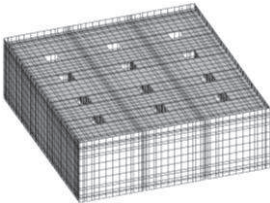
No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
2	構造全体が地中に埋設され，頂版を有する構造物であり，かつ断面奥行方向で部材の配置がおむね同一である箱形構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 6.8m～9.9m の深さで直接又は MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は比較的小さい。</li> <li>ボックスカルバート構造となっており，地震時荷重は主に側壁，隔壁及び頂版が負担し，ボックスカルバート全体で抵抗する。</li> </ul>	<p>軽油タンク室</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に示す構造物は，構造的特徴に大きな差異がなく，着目する照査時刻の考え方も同様であることから，比較的構造が単純であり，三次元静的材料非線形解析を行っている軽油タンク室を代表に照査時刻の選定の妥当性を確認する。</li> <li>確認結果は，「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>
			<p>軽油タンク室 (H)</p> 	
			<p>ガスタービン発電設備 軽油タンク室</p> 	

表 3-1(3) 箱形構造物の構造形式

No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
3	構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 13.6m の深さで MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は比較的小さい。</li> <li>地上に露出した構造のため、地上部に生じる慣性力が構造物全体の振動に作用し、地盤との相互作用が生じる。</li> </ul>	<p>復水貯蔵タンク基礎</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>復水貯蔵タンク基礎</u>を代表に照査時刻の選定の妥当性を確認する。</li> <li>確認結果は、「資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>

## 参考資料 14 浮上り評価結果

### 1. 概要

屋外重要土木構造物等のうち、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより，⑤に分類されている排気筒連絡ダクト（土砂部），取水口，取水路（標準部），第 3 号機海水ポンプ室及びガスタービン発電設備軽油タンク室は，施設周辺に液状化対象層が分布しており，浮上りの影響を受ける可能性があるため，浮上り評価を行うこととしている。

本資料では，浮上りに対する評価結果をとりまとめ，影響がないことを示す。

評価は，トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下，「トンネル標準示方書」という。）に基づき，かつ地下水位以深の液状化対象層（盛土，旧表土）は液状化する前提で評価する。その後，有効応力解析により液状化が発生していないことを確認した。

### 2. 評価内容

#### 2.1 浮上り評価に用いる指針・基準の選定

屋外重要土木構造物等における浮上り評価の対象構造物は，主に矩形のボックスカルバート構造であることから，共同溝設計指針，トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される式(2.1)を用いて評価を実施する。浮上り評価の概念図を図 2-1 に示す。

$$F_S = (W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B) / \gamma_i \cdot (U_S + U_D) \cdots \cdots \text{式 (2.1)}$$

ここで，

$F_S$  : 浮上りに対する安全率

$\gamma_i$  : 構造物係数で， $\gamma_i = 1.0$  とする

$U_S$  : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 (kN/m)

$U_D$  : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)

$W_S$  : 上載土の荷重（水の重量を含む）(kN/m)

$W_B$  : 構造物の自重 (kN/m)

$Q_S$  : 上載土のせん断抵抗 (kN/m)

$Q_B$  : 構造物側面の摩擦抵抗 (kN/m)

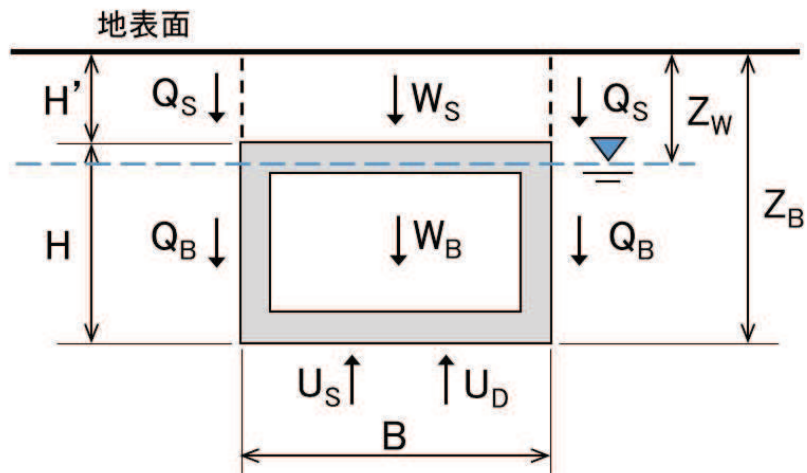


図 2-1 算定方法の概念図

上載土のせん断抵抗  $Q_s$  及び構造物側面の摩擦抵抗  $Q_B$  は、トンネル標準示方書に示される式 (2.2) 及び式 (2.3) に基づき算定する。

$$Q_s = f_{uw} \cdot (c_s + K_o \cdot \sigma'_{vs} \cdot \tan \phi_s) \cdot H' \dots \dots \dots \text{式 (2.2)}$$

$$Q_B = f_{us} \cdot (c_B + K_o \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan \phi_B) \cdot H \dots \dots \dots \text{式 (2.3)}$$

ここで、

- $c_s$  : 上載土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $c_B$  : 構造物側面の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\phi_s$  : 上載土のせん断抵抗角 ( $^\circ$ )
- $\phi_B$  : 構造物側面の壁面摩擦角で、 $\phi_B = 2\phi / 3$  とする ( $^\circ$ )
- $\phi$  : 構造物周辺地盤の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
- $K_o$  : 静止土圧係数
- $\sigma'_{vs}$  : 上載土中央深さにおける有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\sigma'_{vB}$  : 構造物中央深さにおける有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $H'$  : 上載土の厚さ (m)
- $H$  : 構造物の高さ (m)
- $f_{uw}, f_{us}$  : 液状化時の浮上りに関する安全係数で、 $f_{uw} = 1.0$ ,  
 $f_{us} = 1.0$  とする



構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 $U_s$ は、トンネル標準示方書に示される式(2.4)に基づき算定する。

$$U_s = \gamma_w \cdot (Z_B - Z_w) \cdot B \cdots \cdots \text{式 (2.4)}$$

ここで、

- $\gamma_w$  : 地下水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $Z_B$  : 地表から構造物底面までの深さ (m)
- $Z_w$  : 地表から地下水面までの深さ (m)
- $B$  : 構造物の幅 (m)

構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 $U_D$ は、トンネル標準示方書に示される式(2.5)に基づき算定する。

$$U_D = L_U \cdot \sigma_v' \cdot B \cdots \cdots \text{式 (2.5)}$$

ここで、

- $U_D$  : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)
- $L_U$  : 過剰間隙水圧比
- $\sigma_v'$  : 構造物底面位置における初期有効上載圧 (kN/m<sup>3</sup>)
- $B$  : 構造物の幅 (m)

安全率は、共同溝設計指針では「1.1」、トンネル標準示方書では「1.0」とされているが、本検討では保守的な設定として共同溝指針の「1.1」とする。

## 2.2 評価対象断面

### (1) 排気筒連絡ダクト（土砂部）

排気筒連絡ダクトの縦断図を図 2-2 に示す。評価対象断面は、耐震評価を行っている断面①及び北側で地下水位が高く、上載土の層厚が小さいことから、浮上りが発生しやすいと考えられる断面②とする。

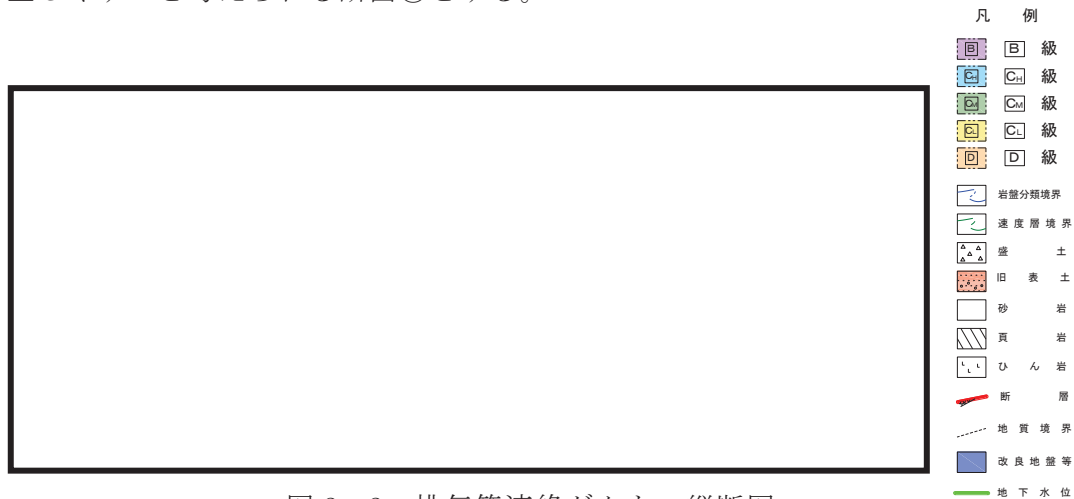


図 2-2 排気筒連絡ダクト 縦断図

### (2) 取水口及び取水路（標準部）

取水口及び取水路の縦断図を図 2-3 に示す。取水口の評価対象断面は、上載土がないこと及び地下水位が朔望平均満潮位となっている 6 連ボックスカルバートの A-A 断面と、A-A 断面と比較して上載土の層厚は大きい、2 連ボックスカルバートであり構造物自重が小さい B-B 断面とする。

取水路（標準部）は東側ほど上載土の層厚が小さくなり地下水が高いことから、取水口の評価対象断面である B-B 断面で代表するものとする。

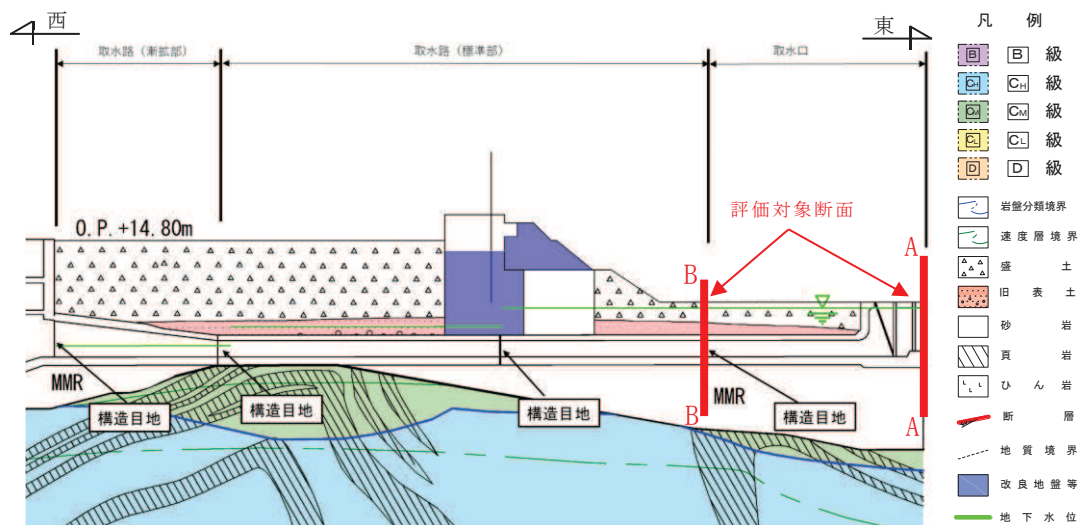


図 2-3 取水口及び取水路 縦断図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 第3号機海水ポンプ室

第3号機海水ポンプ室の縦断図を図2-4に示す。第3号機海水ポンプ室は図2-5に示すスクリーンエリアと図2-6に示す循環水ポンプエリアの2エリアに分かれているが、評価対象断面はスクリーンエリアと比較して自重が比較的小さく浮上りやすいと考えられる循環水ポンプエリアの断面とする。なお、地下水位は、縦断東西方向に底版付近で一定となっている。

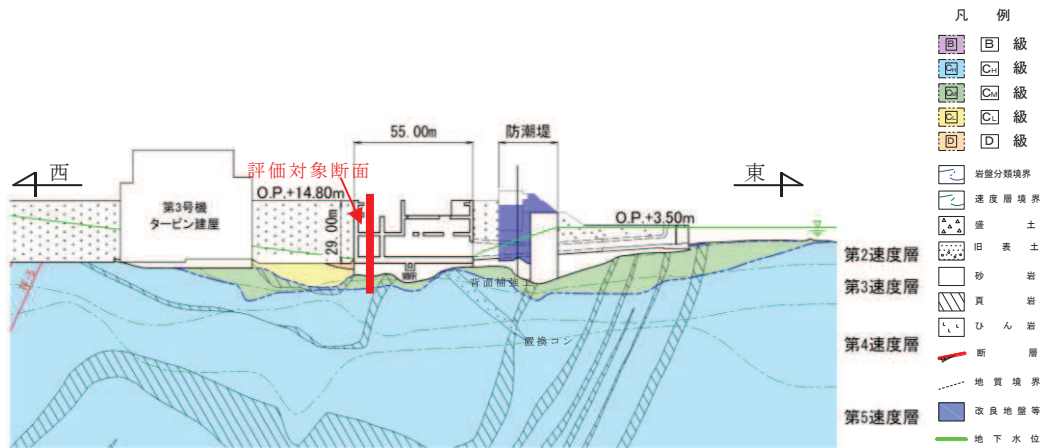


図2-4 第3号機海水ポンプ室 縦断図

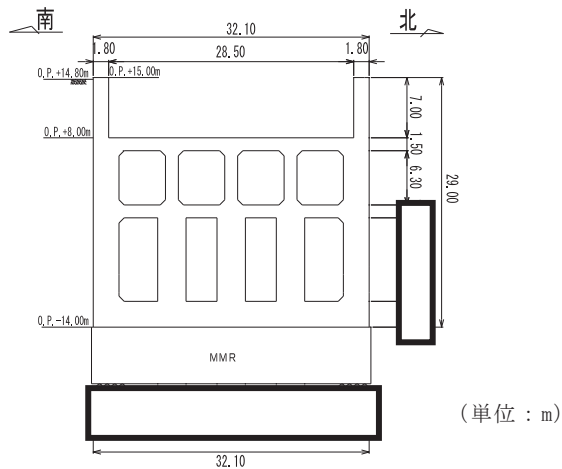


図2-5 第3号機海水ポンプ室 スクリーンエリア

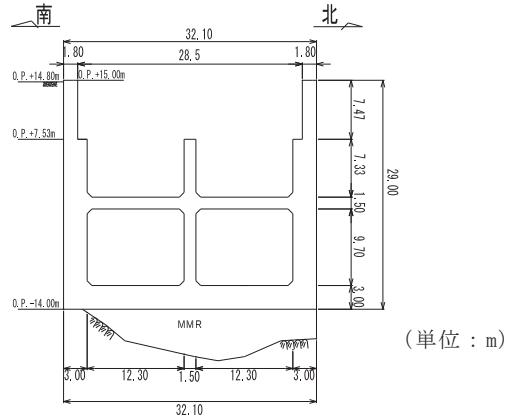


図2-6 第3号機海水ポンプ室 循環水ポンプエリア

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(4) ガスタービン発電設備軽油タンク室（南北方向）

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地質断面図を図 2-7 及び図 2-8 に示す。構造物の南北方向及び西側には、セメント改良土が頂版の高さで躯体際まで施工されていること、東側には、底版から 1.2m の高さで MMR が施工されていることから、共同溝指針に基づき、不透水層への根入れが 1m 以上あるので浮上らないと判断した。

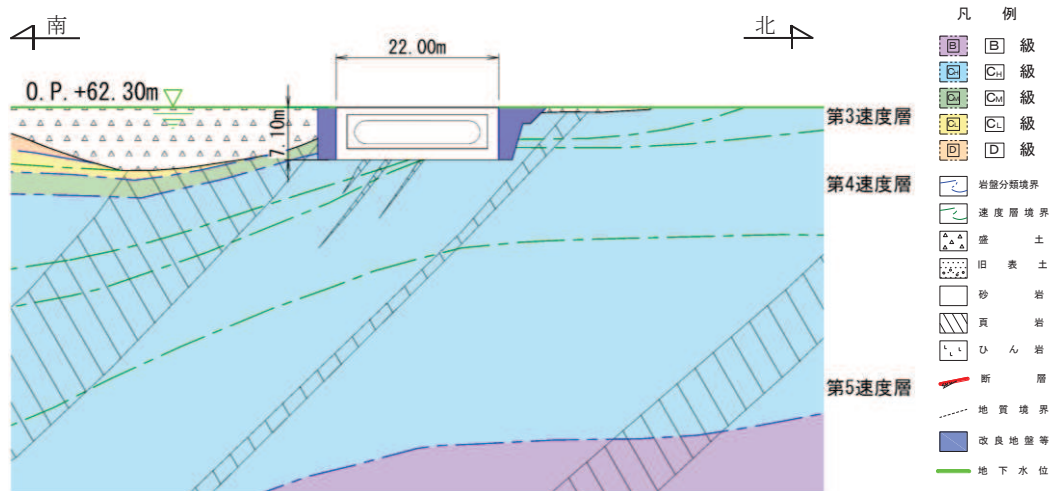


図 2-7 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図（南北方向）

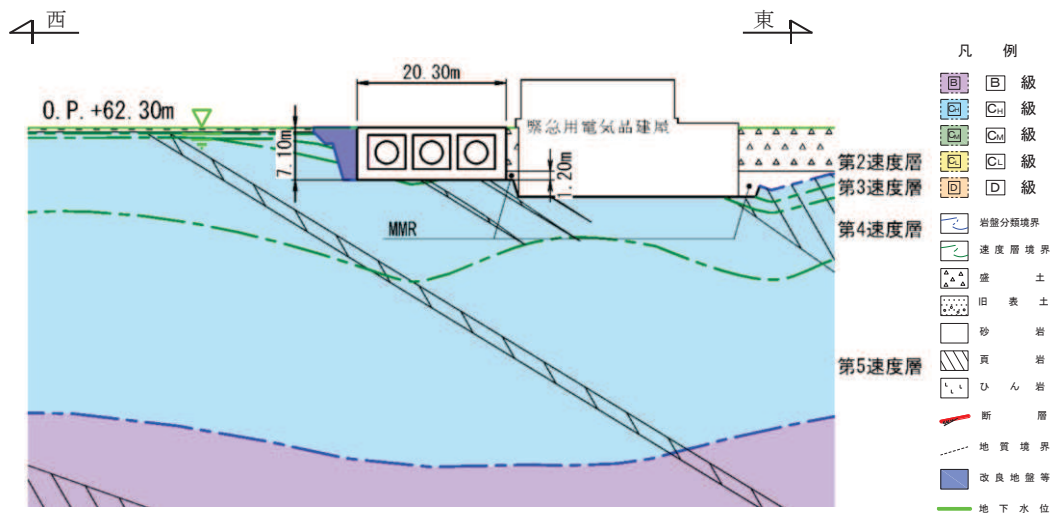


図 2-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図（東西方向）

## 2.3 評価条件

浮上り評価の評価条件を以下に示す。

### 2.3.1 荷重・重量

表 2-1 に、上載土の荷重及び構造物の自重に関する評価条件を示す。

地盤の単位体積重量は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき設定する。地下水及び海水の密度、鉄筋コンクリートの単位体積重量は耐震評価と同じ設定とする。取水口、取水路（標準部）及び第3号機海水ポンプ室の自重 $W_B$ の算出においては、鉄筋コンクリートの躯体重量に加え、水路内の内水を考慮する。機器・配管荷重については、保守的に考慮しないこととする。

表 2-1 荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土（地下水位以浅）	18.6
盛土（地下水位以深）	20.6
旧表土（地下水位以浅）	18.4
旧表土（地下水位以深）	19.0
地下水	9.8
海水（内水）	10.1
鉄筋コンクリート	24.0

### 2.3.2 設計用地下水位

設計用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」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-2 に示す。

表 2-2 設計地下水位

施設名称	設計用地下水位
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	O. P. +5. 73m
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	O. P. +14. 80m
取水口 A-A 断面	O. P. +2. 43m <sup>*1,2</sup>
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	O. P. +2. 43m <sup>*1,2</sup>
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. -12. 00m

注記\*1：朔望平均満潮位。

\*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を，朔望平均満潮位を O. P. +1. 43m から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

### 2.3.3 構造物の寸法及び上載土の層厚

浮上り評価対象構造物の寸法及び上載土の層厚を表 2-3 に示す。

表 2-3 浮上り評価の諸元

施設名称	施設		上載土	
	高さ H (m)	幅 B (m)	地盤種別	層厚（地下水位以浅の層厚） H' (m)
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	7. 6	7. 6	盛土	16. 30 (9. 07)
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	7. 6	7. 6	盛土	7. 2 (0. 00)
取水口 A-A 断面	12. 0	33. 0	盛土	0. 00 (0. 00)
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	5. 5	13. 4	盛土	5. 48 (1. 07)
第 3 号機海水ポンプ室	29. 0	32. 1	盛土	0. 00 (0. 00)

#### 2.3.4 地盤のせん断抵抗

地盤のせん断抵抗に関する評価条件として、地盤の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき、表 2-4 のとおりに設定する。

なお、浮上り評価においては、地震応答解析の結果によらず設計地下水位以深の液状化検討対象層（盛土、旧表土）については、液状化するものとして扱い、上載土のせん断抵抗  $Q_s$  及び構造物側面の摩擦抵抗  $Q_B$  は考慮しない。なお、有効応力解析による過剰間隙水圧分布比を「4. 有効応力解析結果」に示す。

静止土圧係数  $K_0$  は 0.5 とする。

表 2-4 地盤の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$

種別	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土（地下水位以浅）	0.10	33.9
旧表土（地下水位以浅）	0.00	38.7

#### 2.3.5 揚圧力

構造物底面に作用する揚圧力のうち、静水圧による揚圧力  $U_s$  は表 2-2 に示す地下水位に基づき設定する。過剰間隙水圧による揚圧力  $U_D$  は、評価対象構造物は全て MMR 上に設置又は岩着していることから、考慮しないこととする。

### 3. 評価結果

評価結果を表 3-1 に示す。排気筒連絡ダクト（土砂部），取水口，取水路（標準部）及び第 3 号機海水ポンプ室は，浮上り評価に対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-1 浮上り評価結果

施設名称	安全率 $F_s$	判定 $F_s \geq 1.1$
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	4.99	○
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	1.72	○
取水口 A-A 断面	1.56	○
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	2.24	○
第 3 号機海水ポンプ室	26.42	○



#### 4. 有効応力解析結果

浮上り評価では、地下水位以深の液状化対象層は液状化するものとして、保守的に評価を実施しているが、各構造物については有効応力解析による耐震評価を行っていることから、過剰間隙水圧比分布による構造物周辺の液状化発生の有無について確認する。

排気筒連絡ダクトの評価対象断面である断面⑫は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.5 排気筒連絡ダクト」より、耐震評価を行う断面ではないことから、構造物周辺の液状化の発生の有無の確認は、一次元有効応力解析により行う。一次元有効応力解析に用いる土層モデル図 4-1 に示す。

取水口及び取水路（標準部）の評価対象断面である B-B 断面は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての「4.11 取水口」及び「4.12 取水路（標準部）」より、地震時荷重算出断面ではないことから、液状化の発生の有無の確認は、B-B 断面と構造形状に差異が無く地質状況が類似している、図 4-2 に示す C-C 断面（取水路（標準部）の地震時荷重算出断面）にて構造物周辺の液状化発生の有無を行う。

浮上り評価対象構造物の有効応力解析による、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースを表 4-1 に、過剰間隙水圧比分布の結果を図 4-3～図 4-9 に示す。

有効応力解析による過剰間隙水圧比分布の確認により、構造物周辺で液状化の発生は認められなかった。

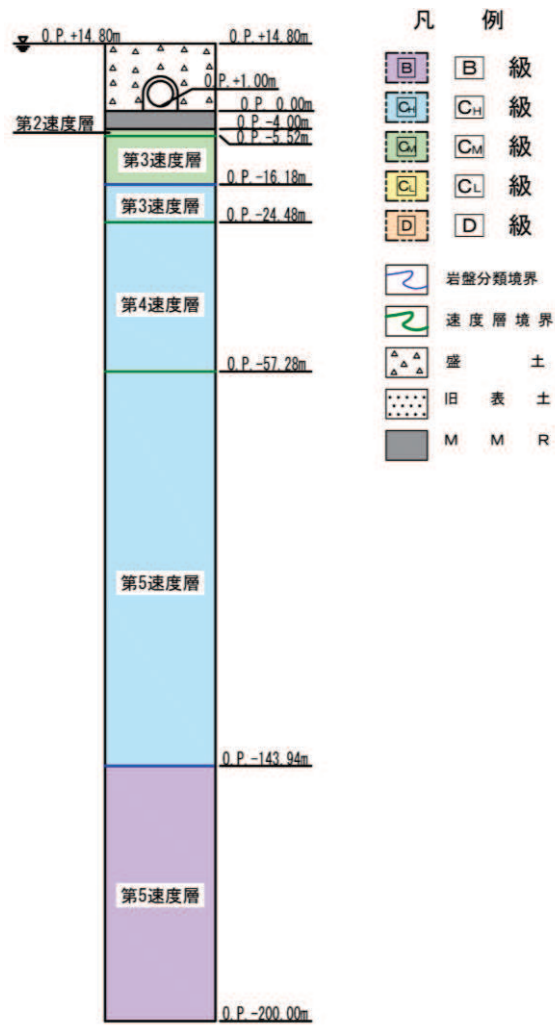


図 4-1 排気筒連絡ダクト（土砂部）断面⑫ 土層モデル

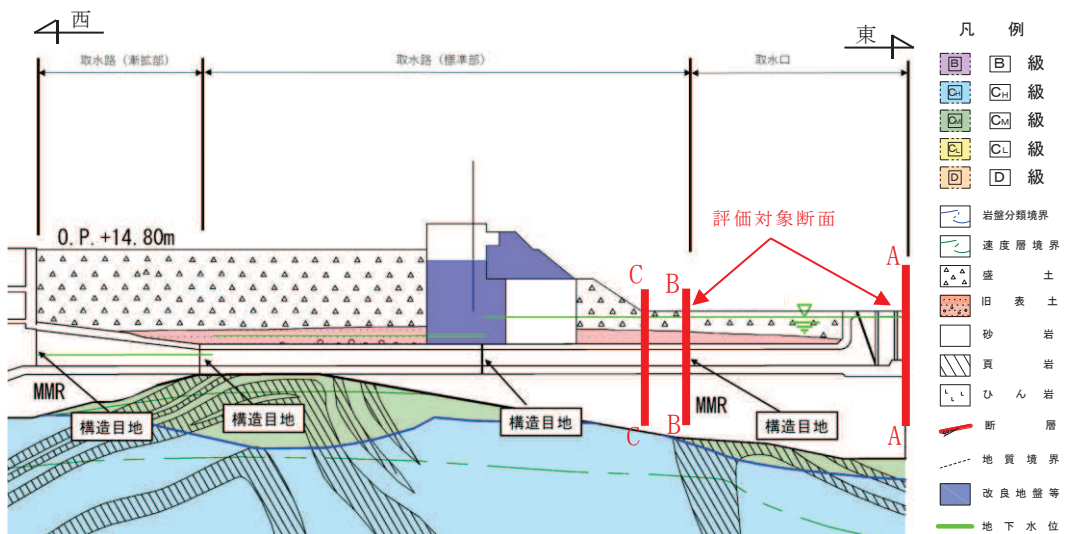


図 4-2 取水口及び取水路 縦断図

表 4-1 最大照査値を示す解析ケース

施設名称	評価項目	
	曲げ・軸力系の破壊 に対する照査	せん断破壊に対する照査
排気筒連絡ダクト 断面①	ケース⑦ S s - D 3 ( - + )	ケース⑦ S s - D 3 ( - + )
排気筒連絡ダクト 断面⑫* <sup>1</sup>	-	-
取水口 A-A 断面	ケース⑧ S s - D 2 ( + + )	ケース⑧ S s - D 2 ( + + )
取水路 (標準部) C-C 断面* <sup>2</sup>	ケース⑧ S s - F 3 ( + + )	ケース⑨ S s - F 3 ( + + )
第 3 号機海水ポンプ室	ケース⑥ S s - N 1 ( + + )	ケース⑧ S s - D 2 ( + + )

注記\*1：断面⑫周辺の液状化発生の有無の確認は、一次元有効応力解析を実施して行う。

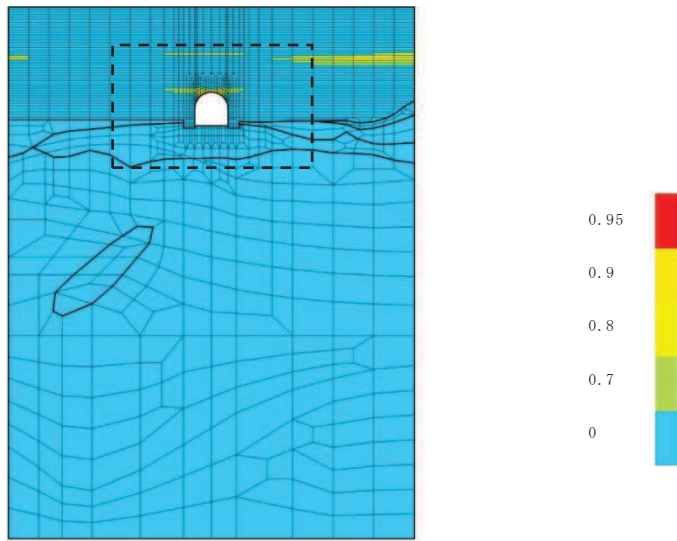
解析ケースは基準地震動 7 波の基本ケース (解析ケース⑥) とする。

\*2：B-B 断面周辺の液状化発生の有無の確認は、B-B 断面と構造形状及び地質状況が同一の C-C 断面にて行う。

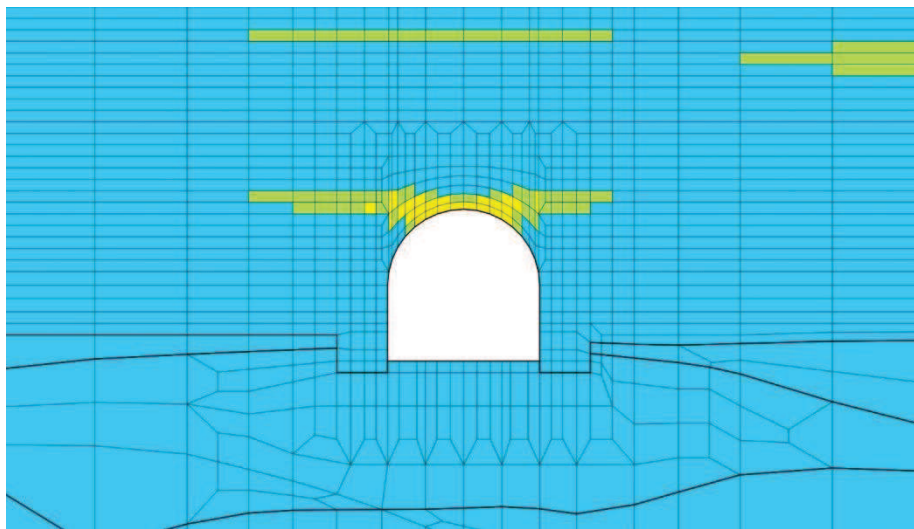
注：耐震評価における解析ケース一覧

【有効応力解析】

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4-3 最大過剰間隙水圧比分布図 (排気筒連絡ダクト (土砂部), 断面①)  
(解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

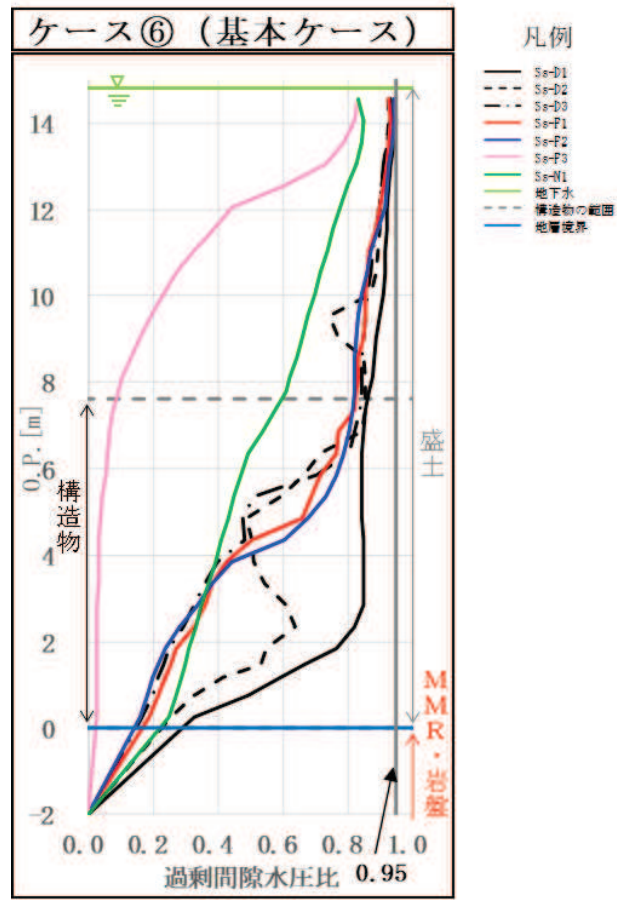
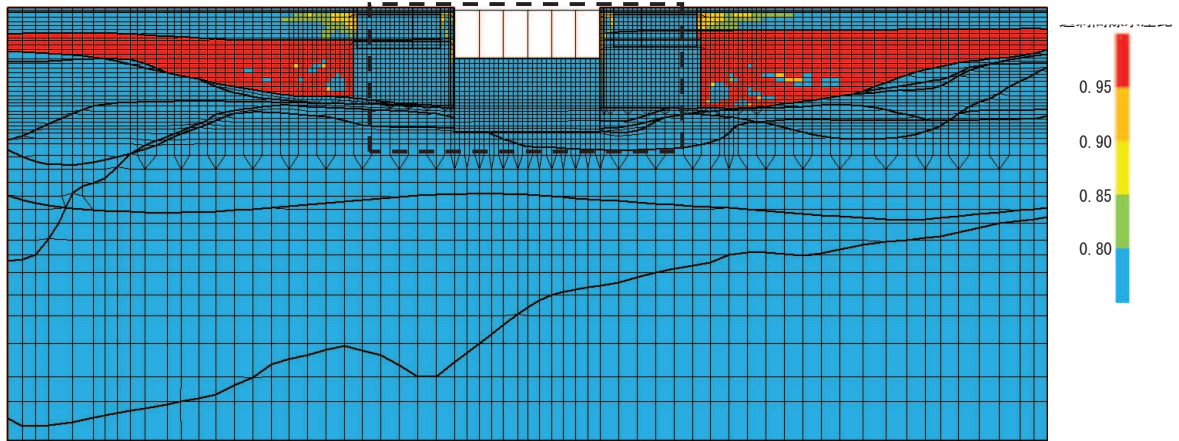
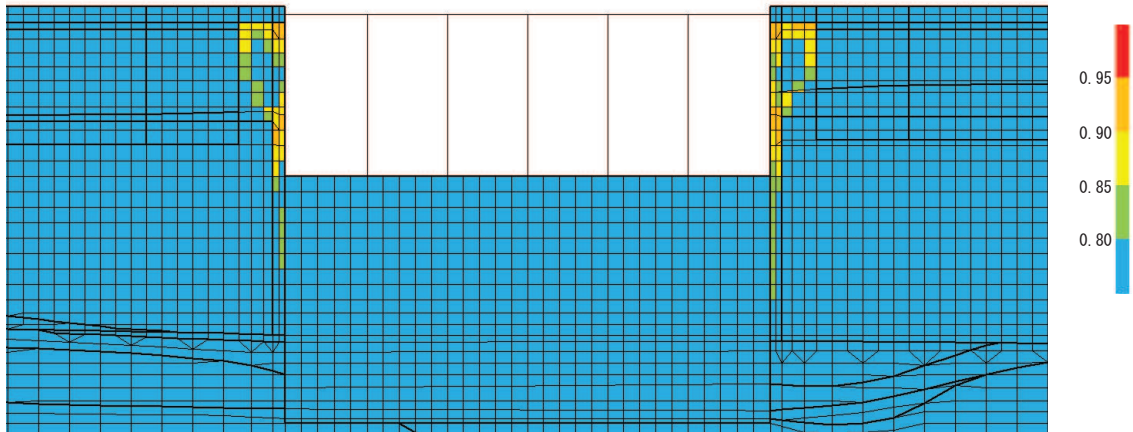


図 4-4 最大過剰間隙水圧比分布図 (排気筒連絡ダクト (土砂部), 断面⑫)

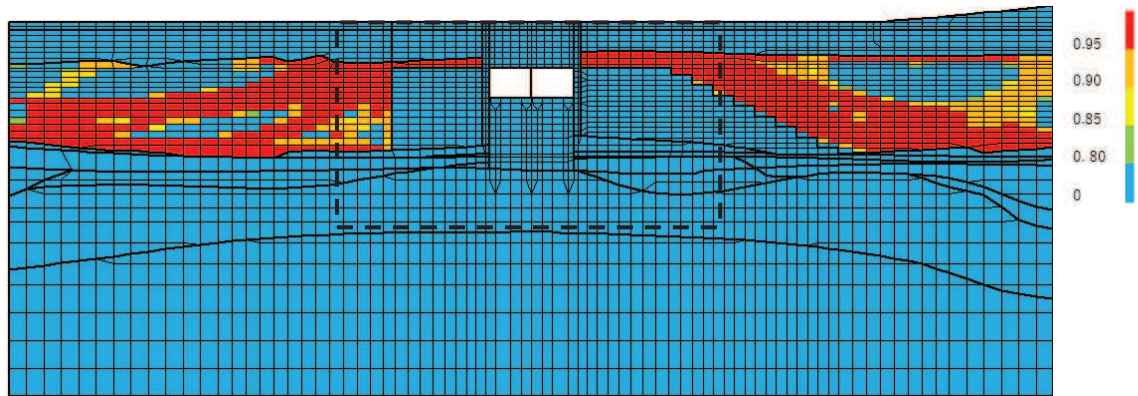


(a) 全体図

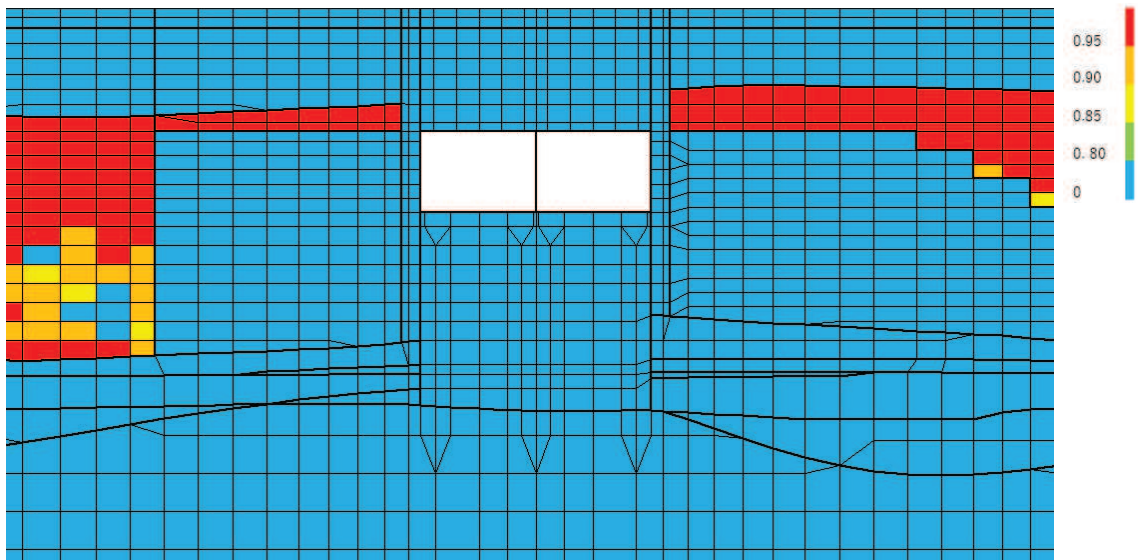


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-5 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水口 (標準部), A-A 断面)  
(解析ケース⑧,  $S_s - D 2 (+ +)$ )

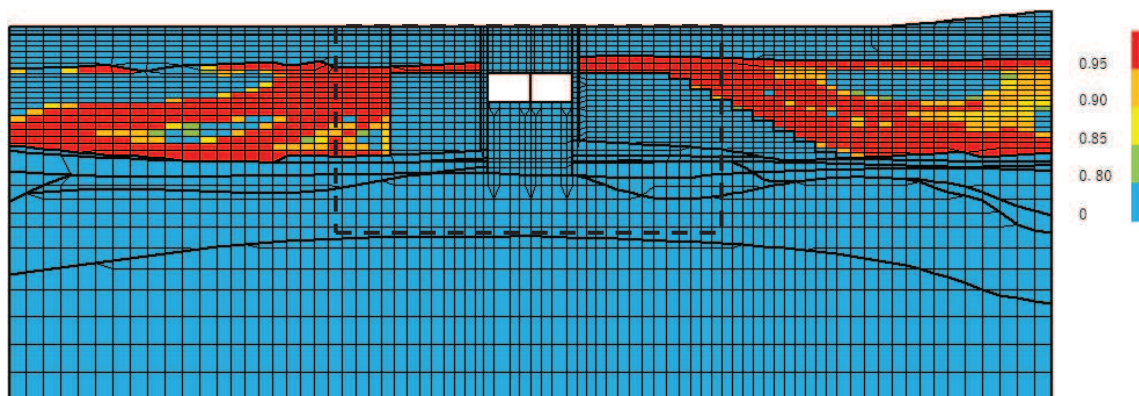


(a) 全体図

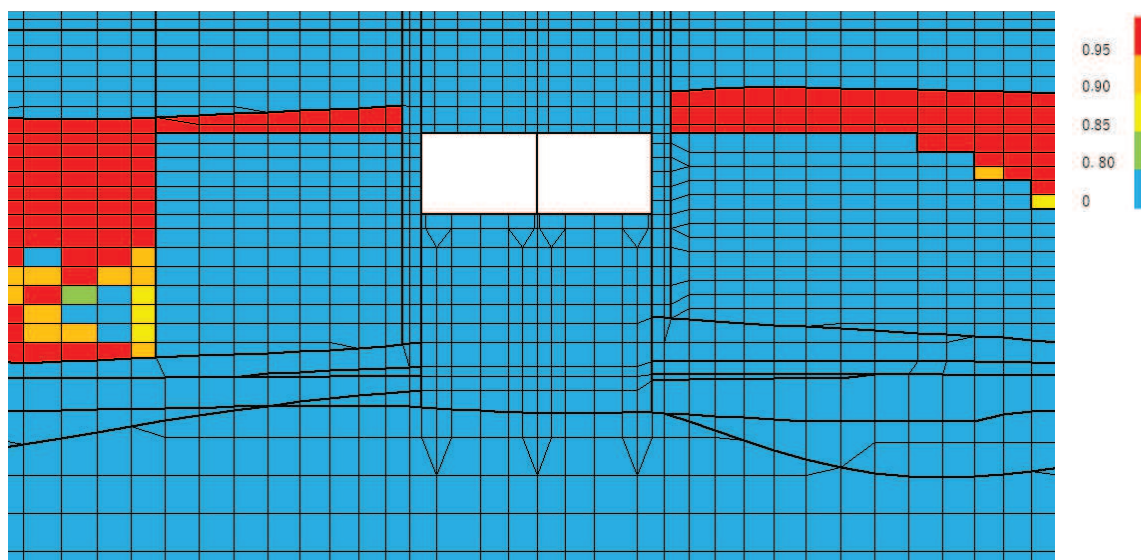


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-6 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水路 (標準部), C-C 断面)  
(解析ケース⑧,  $S_s - F 3$  (++)



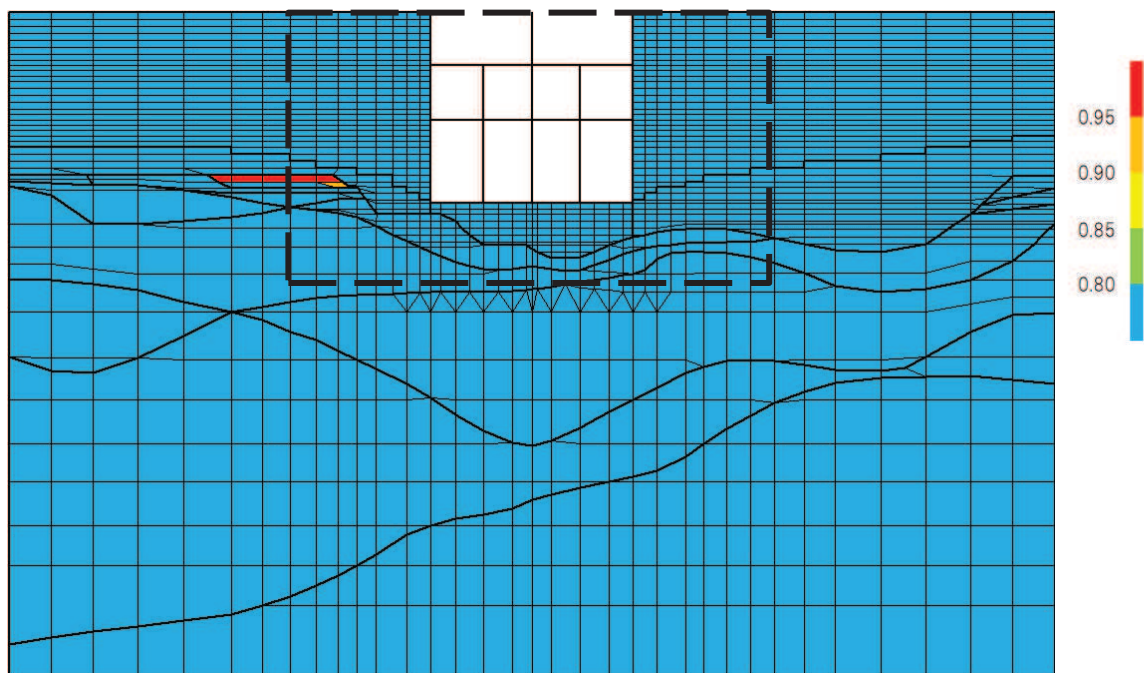
(a) 全体図



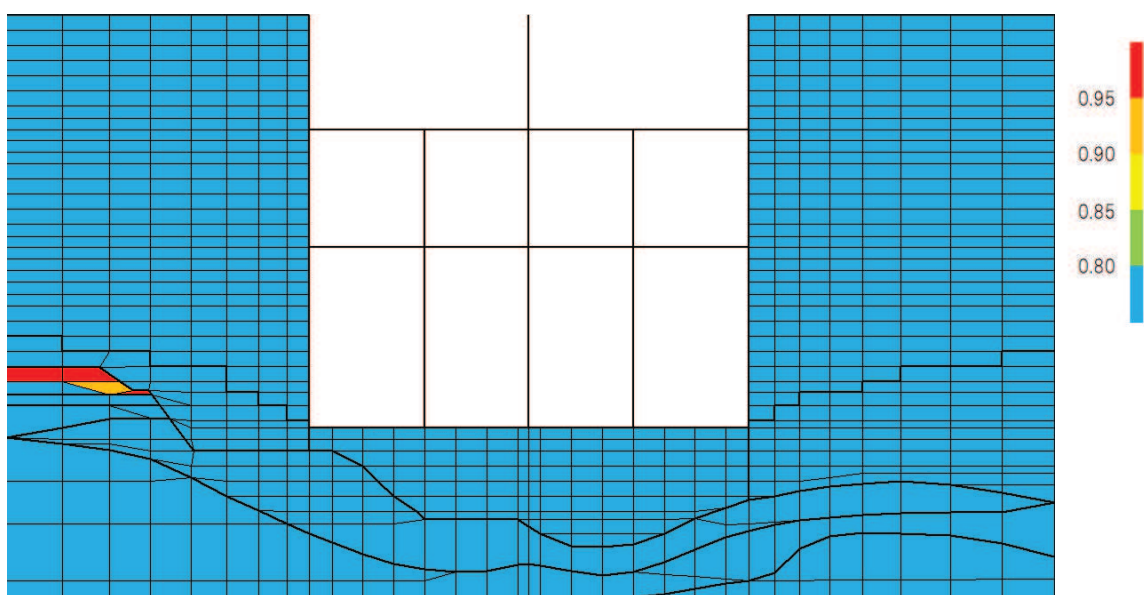
(b) 構造物周辺拡大図

図 4-7 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水路 (標準部), C-C 断面)  
(解析ケース⑨,  $S_s - F 3$  (++)



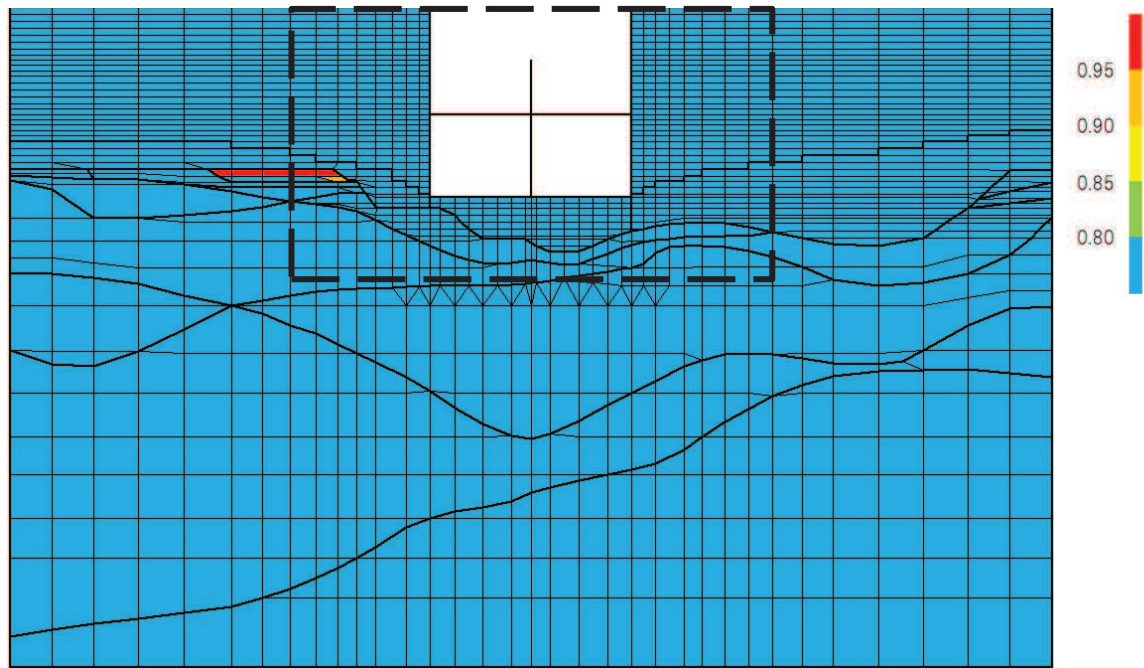


(a) 全体図

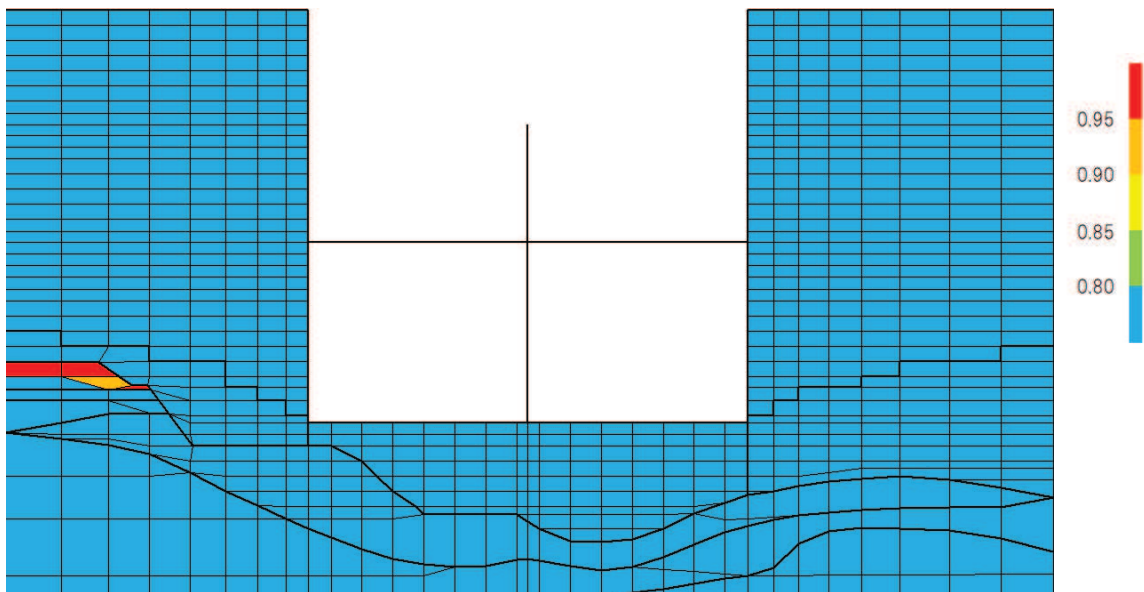


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-8 最大過剰間隙水圧比分布図 (第 3 号機海水ポンプ室)  
(解析ケース⑥, 地震動  $S_s - N1 (+ +)$ )



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4-9 最大過剰間隙水圧比分布図 (第 3 号機海水ポンプ室)  
(解析ケース⑧, 地震動  $S_s - D 2 (+ +)$ )

#### 4. まとめ

本検討では、施設周辺に液状化対象層が分布している排気筒連絡ダクト（土砂部）、取水口、取水路（標準部）、第3号機海水ポンプ室の浮上り評価を実施した。評価はトンネル標準示方書に基づき、かつ地下水以深は液状化するものとして保守的に評価した。ガスタービン発電設備軽油タンク室については、不透水層への根入れが1m以上あるので浮上らないと判断した。検討の結果、浮上りの対して十分な安全性を有していることを確認した。

更に、有効応力解析の結果として過剰間隙水圧比分布を確認したが、全ての構造物において、側面の地盤に液状化の発生は認められなかった。したがってより浮上りに対する安全性が高いこととなる。

参考資料 15 屋外重要土木構造物等におけるコンクリート初期剛性  
低下の機器・配管系への影響

## 目 次

1. 概要	資料 1- (参考) 15-1
2. 検討方針	資料 1- (参考) 15-1
3. 検討対象	資料 1- (参考) 15-2
4. 検討内容	資料 1- (参考) 15-4
5. 検討結果	資料 1- (参考) 15-51
6. まとめ	資料 1- (参考) 15-53

## 1. 概要

本資料は、屋外重要土木構造物等に対して建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合の機器・配管系への影響について、補足説明資料「補足600-43 地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因の整理」に基づき、検討する。

なお、屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなるため、屋外重要土木構造物等の耐震性への影響検討は対象外とする。

## 2. 検討方針

影響検討フローを図 2-1 に示し、以下のとおり、屋外重要土木構造物等におけるコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合の機器・配管系への影響検討を行う。

### 2.1 地震応答解析

機器・配管系への屋外重要土木構造物等におけるコンクリートの初期剛性低下による影響の考慮にあたっては、以下の資料に示す「コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケース（影響検討ケース）」の地震応答解析結果を用いる。

- ・補足-610-16 排気筒基礎の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
- ・補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について
  - ・資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価
  - ・資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価
  - ・資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震安全性評価
  - ・資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価
  - ・資料 8 軽油タンク室（H）の耐震安全性評価
  - ・資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価
  - ・資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価
  - ・資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

### 2.2 応答比較

最大応答加速度及び床応答曲線に対して影響検討ケースの応答から作成した耐震条件（以下「影響検討条件」という。）と工認設計ケースの応答から作成した耐震条件（以下「設計条件」という。）を用いて応答比率を算定し、応答比較を行う。応答比率の算定結果を「4.1 応答比率算定」に示す。

応答比較の結果、応答比率が 1 を上回る場合、その応答による影響を検討する。

### 2.3 簡易評価

応答比率と検討対象設備の裕度（許容値／発生値）を用いた簡易評価（応答比率が設備の裕度以下となることを確認する）を行う。

### 2.4 詳細評価

簡易評価で応答比率が設備の裕度を上回った設備に対しては影響検討条件を用いた詳細評価（当該設備の耐震計算書と同様の評価手法（スペクトルモーダル解析など）による設備評価）を行い、発生値が許容値以下となることを確認する。

なお、相対変位による機器・配管系の耐震性への影響については、4.2 項に記載のとおり、影響検討条件の相対変位と設計条件の相対変位を比較すると、その大小関係は一定ではないが、設計条件を上回る場合であっても、相対変位の差異は 1mm 未満であることから影響は軽微であると判断し、最大応答加速度及び設計用床応答曲線を用いた影響検討を実施する。

## 3. 検討対象

屋外重要土木構造物等に設置される以下の機器・配管系を影響検討の対象とする。

- ・設計基準対象施設のうち、耐震重要度分類の S クラスに属する機器・配管系
- ・重大事故等対処施設のうち、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類が S クラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）に属する機器・配管系
- ・波及的影響防止のために耐震評価を実施する機器・配管系

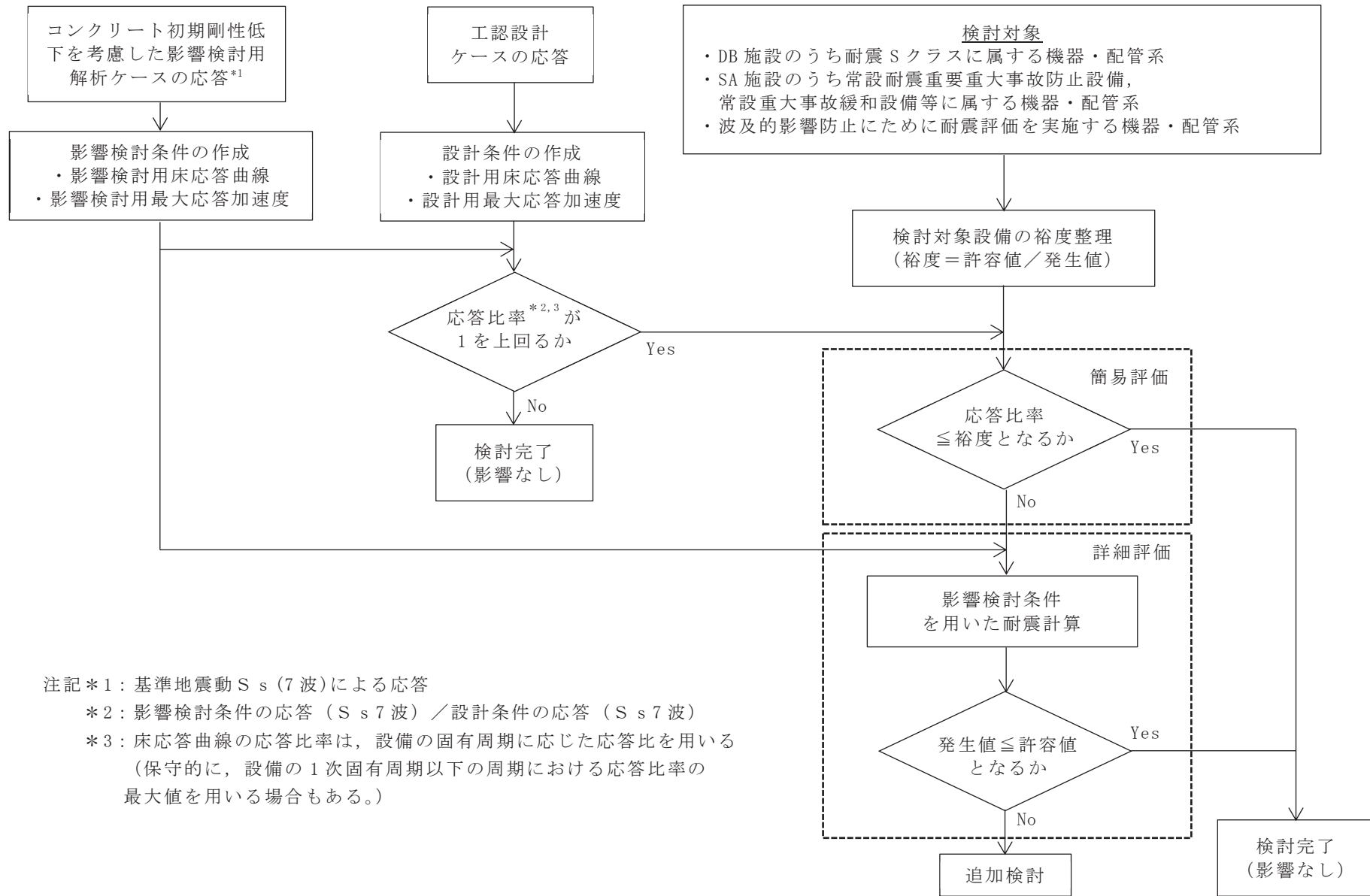


図 2-1 屋外重要土木構造物等におけるコンクリート初期剛性低下を考慮した影響検討フロー



#### 4. 検討内容

##### 4.1 応答比率算定

機器・配管系の耐震計算に用いる条件の応答比率の算定方法及び応答比率を以下に示す。

「4.1.1 最大応答加速度」及び「4.1.2 床応答曲線」に示すとおり、応答比率が1を上回ることを確認したため、影響検討フローに基づき簡易評価、詳細評価及び追加検討を行う。

##### 4.1.1 最大応答加速度

各屋外重要土木構造物等の各標高における最大応答加速度の比較結果（水平方向（NS/EW 方向別又は NS/EW 方向包絡）及び鉛直方向）を表 4-1~9 に示す。

##### (1) 復水貯蔵タンク基礎

表 4-1(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

位置	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
復水貯蔵タンク	21.362	4.60	4.52	0.99
	19.362	4.33	4.26	0.99
	17.402	4.06	4.00	0.99
	15.442	3.73	3.67	0.99
	13.482	2.87	2.83	0.99
	11.522	1.80	1.77	0.99
	9.562	1.21	1.18	0.98
しゃへい壁	20.600	2.21	2.44	1.11
	19.600	2.02	2.23	1.11
	17.800	1.73	1.75	1.02
	14.800	1.51	1.55	1.03
	13.250	1.43	1.45	1.02
	11.225	1.36	1.33	0.98
	9.200	1.20	1.18	0.99
バルブ室	14.800	2.40	2.43	1.02
	13.250	1.86	1.85	1.00
	11.225	1.45	1.44	1.00
連絡トレンチ	10.500	1.25	1.21	0.97

表 4-1 (2) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

位置 名称	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
復水貯蔵タンク	21.362	0.92	0.90	0.98
	19.362	0.92	0.90	0.98
	17.402	0.92	0.90	0.98
	15.442	0.92	0.90	0.98
	13.482	0.92	0.90	0.98
	11.522	0.92	0.90	0.98
	9.562	0.92	0.90	0.98
しゃへい壁	20.600	0.92	0.90	0.98
	19.600	0.92	0.90	0.98
	17.800	0.92	0.90	0.98
	14.800	0.92	0.90	0.98
	13.250	0.92	0.90	0.98
	11.225	0.92	0.90	0.98
	9.200	0.92	0.90	0.98
バルブ室	14.800	0.92	0.90	0.98
	13.250	0.92	0.90	0.98
	11.225	0.92	0.90	0.98
連絡トレンチ	10.500	0.92	0.90	0.98

(2) 海水ポンプ室

表 4-2(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	7.34	5.30	0.73
11.025	3.15	2.85	0.91
7.250	2.76	2.60	0.95
2.250	1.83	1.77	0.97
-0.550	1.88	1.75	0.94
-7.025	1.50	1.55	1.04
-9.800	1.18	1.30	1.11

表 4-2(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	1.56	1.30	0.84
11.650	1.17	1.23	1.06
7.250	1.03	1.06	1.03
2.250	0.94	0.94	1.00
-0.550	0.89	0.89	1.00
-6.400	0.82	0.84	1.03
-9.800	0.82	0.84	1.03

表 4-2(3) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (EW))

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	7.34	5.30	0.73
11.025	3.15	2.85	0.91
7.250	2.76	2.60	0.95
2.250	1.83	1.77	0.97
-0.550	1.88	1.75	0.94
-7.025	1.50	1.55	1.04
-9.800	1.18	1.30	1.11

表 4-2(4) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	2.72	2.96	1.09
11.025	2.47	2.34	0.95
7.250	2.26	1.85	0.82
2.250	1.94	1.61	0.83
-0.550	1.48	1.30	0.88
-7.025	1.44	1.25	0.87
-9.800	1.44	1.25	0.87

(3) 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）

表 4-3(1) 最大応答加速度の応答比率

（基準地震動  $S_s$  , 1.2ZPA, 水平方向）

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
-0.65	1.34	1.12	0.84
-4.75	1.36	1.31	0.97
-8.85	1.19	1.03	0.87

表 4-3(2) 最大応答加速度の応答比率

（基準地震動  $S_s$  , 1.2ZPA, 鉛直方向）

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
-0.65	1.11	1.12	1.01
-4.75	1.13	1.06	0.94
-8.85	1.02	0.97	0.96

(4) 軽油タンク室

表 4-4(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

位置	標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
タンク室	14.80	1.65	1.61	0.98
	9.50	1.31	1.30	1.00
ポンプ室	14.80	1.69	1.56	0.93
	9.50	1.30	1.33	1.03

表 4-4(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

位置	標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
タンク室	14.80	1.10	1.19	1.09
	9.50	0.99	0.95	0.96
ポンプ室	14.80	0.95	0.93	0.98
	9.50	0.91	0.89	0.98

(5) 軽油タンク室 (H)

表 4-5(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	2.16	2.13	0.99
6.40	1.72	1.36	0.80

表 4-5(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	1.33	1.36	1.03
6.40	1.03	1.00	0.98

(6) ガスタービン発電設備軽油タンク室

表 4-6(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
62.30	1.47	1.55	1.06
56.70	0.94	0.90	0.96

表 4-6(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
62.30	0.94	0.94	1.00
56.70	0.69	0.69	1.00

(7) 軽油タンク連絡ダクト

表 4-7(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
12.1	1.79	1.52	0.85
10.5	1.56	1.34	0.86
9.5	1.31	1.20	0.92

表 4-7(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
12.1	1.22	1.08	0.89
10.5	1.25	1.08	0.87
9.5	1.13	1.02	0.91



(8) 排気筒基礎

表 4-8(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	1.69	1.64	0.98
10.41	1.56	1.49	0.96
6.60	1.48	1.35	0.92
1.00	1.25	1.17	0.94

表 4-8(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	0.99	0.94	0.95
10.41	0.96	0.92	0.96
6.60	0.91	0.90	0.99
1.00	0.85	0.85	1.00

(9) 排気筒連絡ダクト

表 4-9(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
上床板	1.54	1.59	1.04
中間点	1.03	0.99	0.97
底板	1.11	1.12	1.01

表 4-9(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
上床板	1.17	1.18	1.01
中間点	1.13	1.10	0.98
底板	0.83	0.78	0.94

#### 4.1.2 床応答曲線

各屋外重要土木構造物等の各標高における床応答曲線の比較結果を図 4-1 に示す。なお、床応答曲線の減衰定数は、耐震裕度の比較的小さい配管系の主要な減衰定数である 2.0%を記載する。

床応答曲線の応答比率は、方向、標高、減衰定数及び設備の固有周期に応じた応答比率を算定する。応答比率の算定例を図 4-2 に示す。

(1) 復水貯蔵タンク基礎

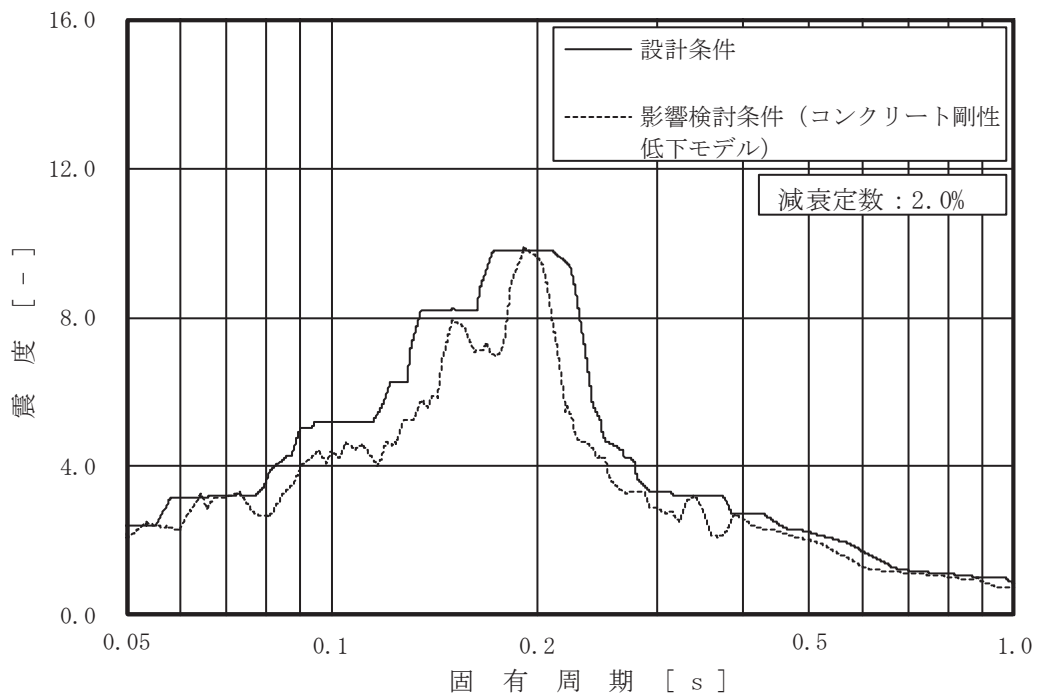


図 4-1 床応答曲線の比較 (1/63) (基準地震動 S s , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.13.250m , 水平 (NS/EW 包絡))

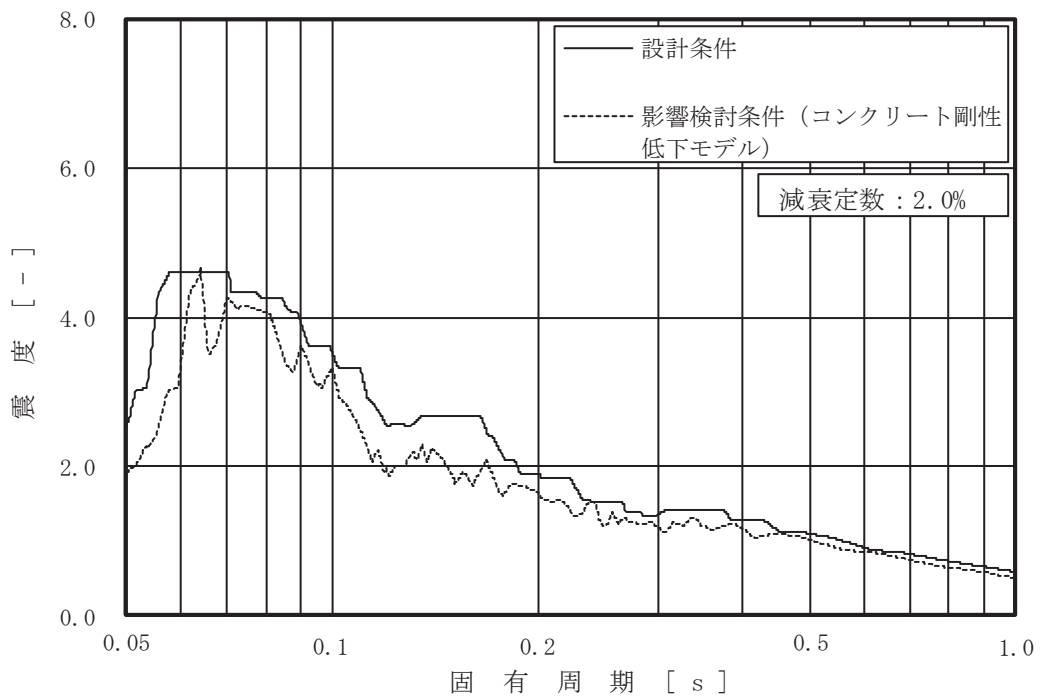


図 4-1 床応答曲線の比較 (2/63) (基準地震動 S s , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.13.250m , 鉛直)

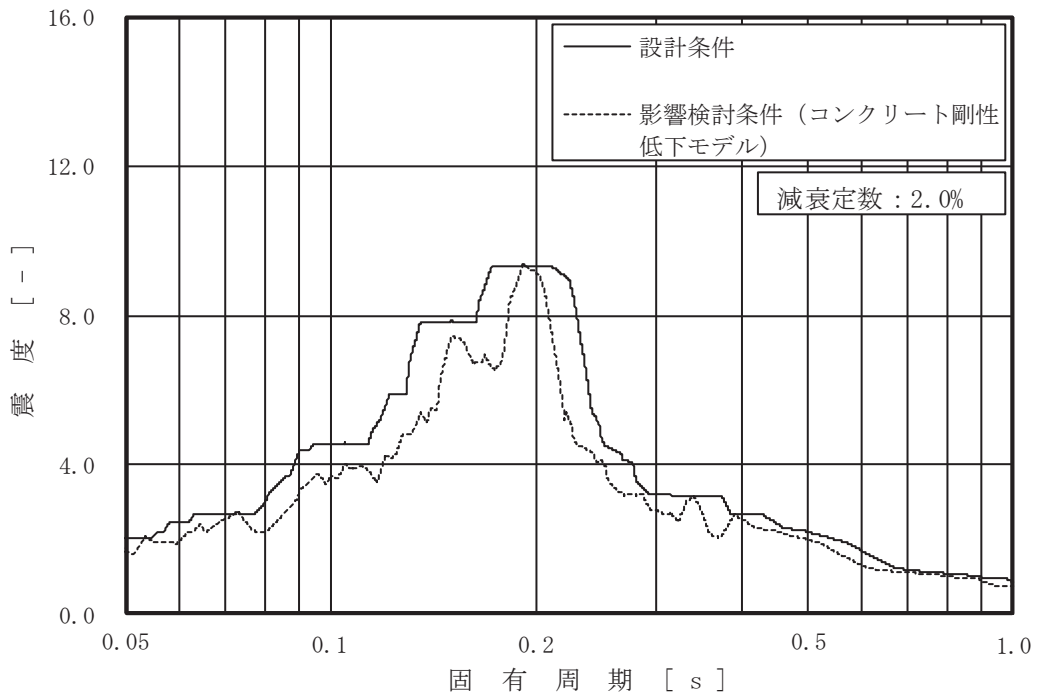


図 4-1 床応答曲線の比較 (3/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P. 11. 225m , 水平 (NS/EW 包絡))

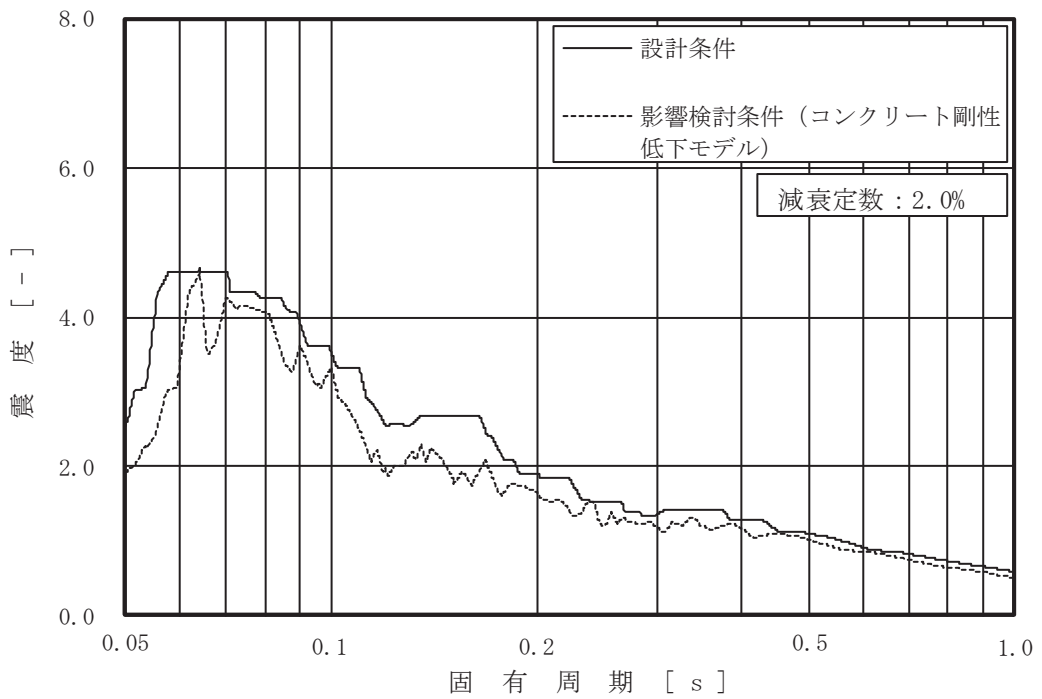


図 4-1 床応答曲線の比較 (4/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P. 11. 225m , 鉛直)

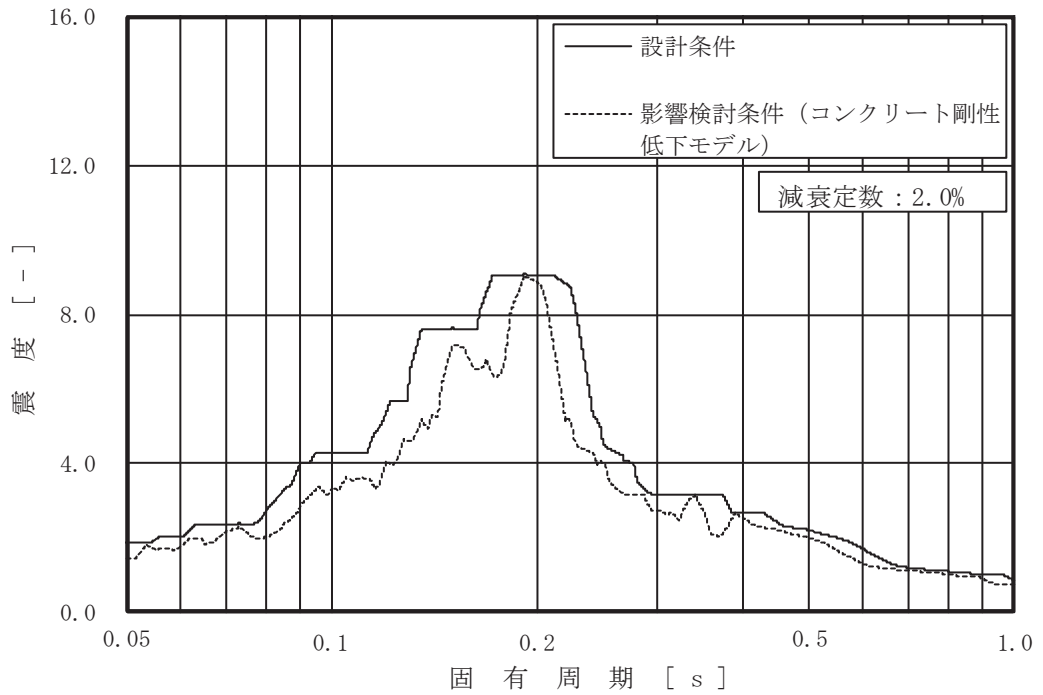


図 4-1 床応答曲線の比較 (5/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (連絡トレンチ) 0.P.10.500m , 水平 (NS/EW 包絡))

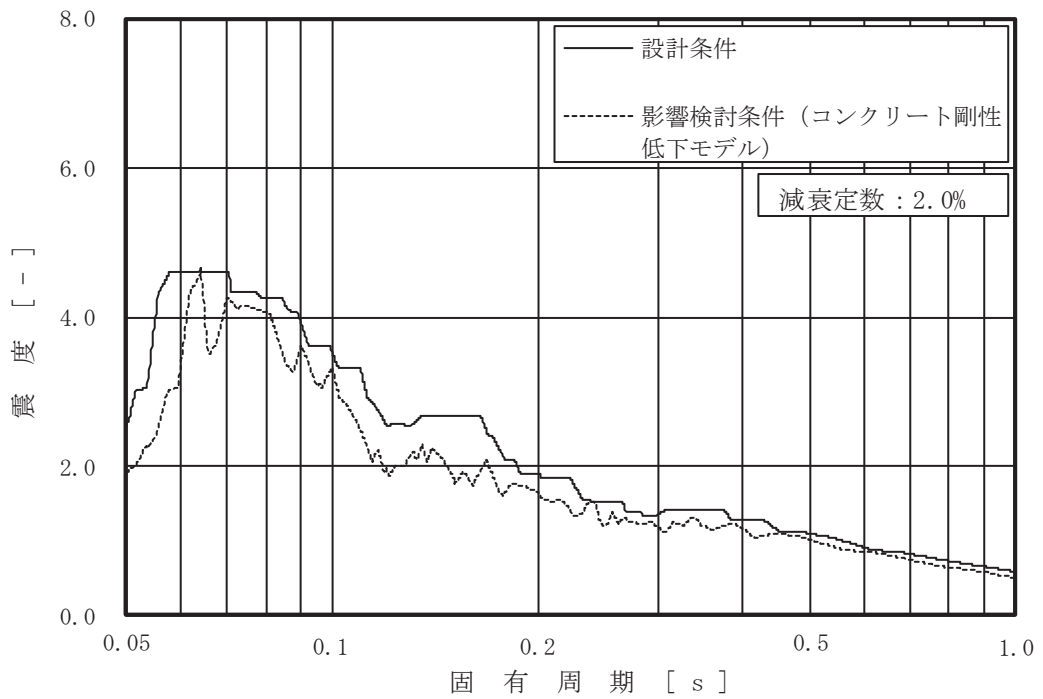


図 4-1 床応答曲線の比較 (6/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.10.500m , 鉛直)

(2) 海水ポンプ室

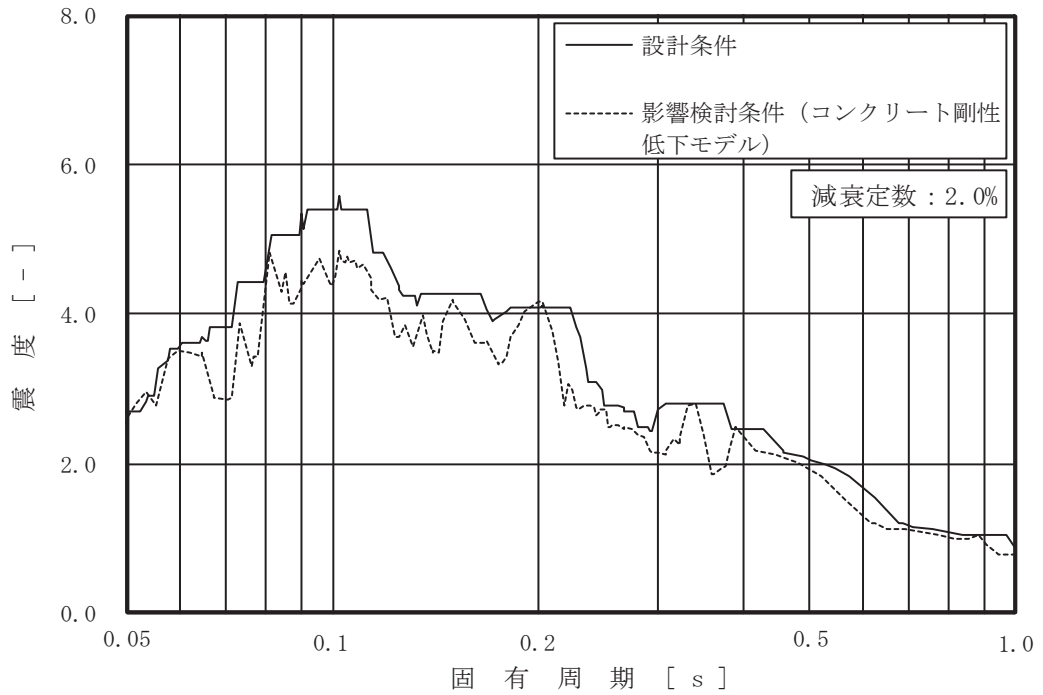


図 4-1 床応答曲線の比較 (7/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. 14.800m , 水平 (NS))

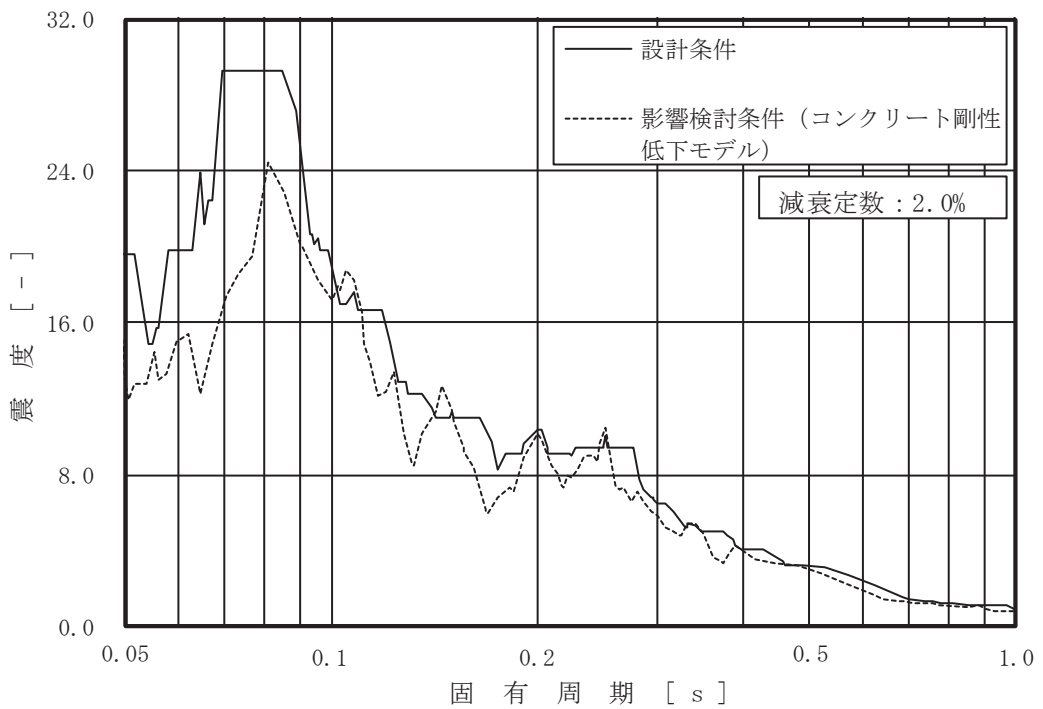


図 4-1 床応答曲線の比較 (8/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. 14.800m , 水平 (EW))

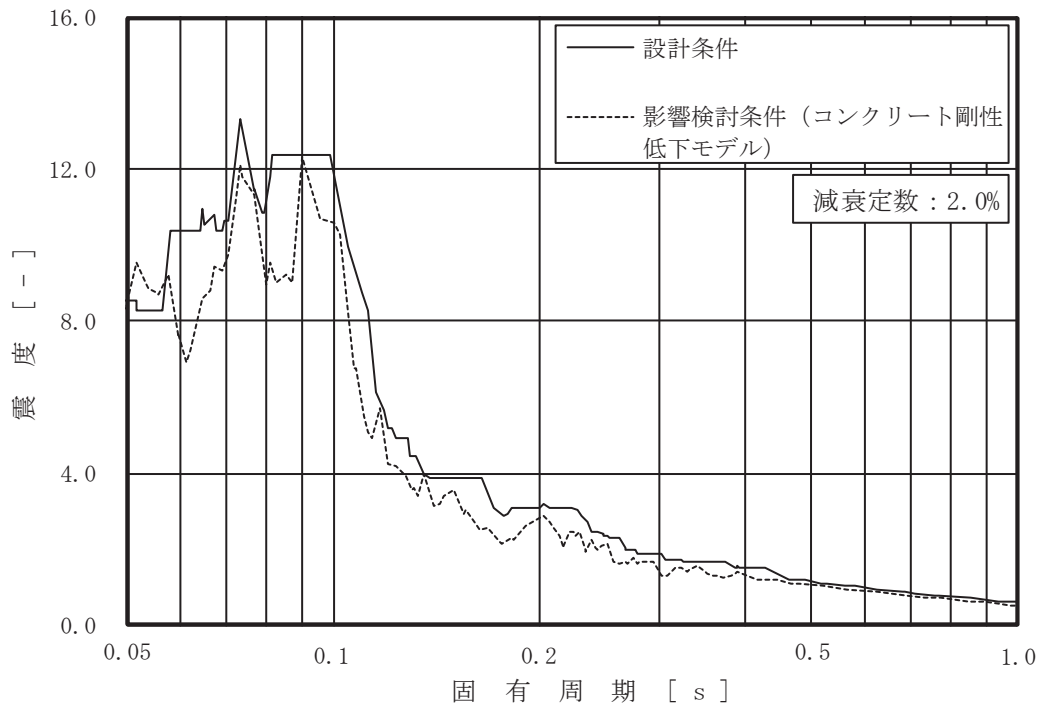


図 4-1 床応答曲線の比較 (9/63)

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 O.P.14.800m , 鉛直)

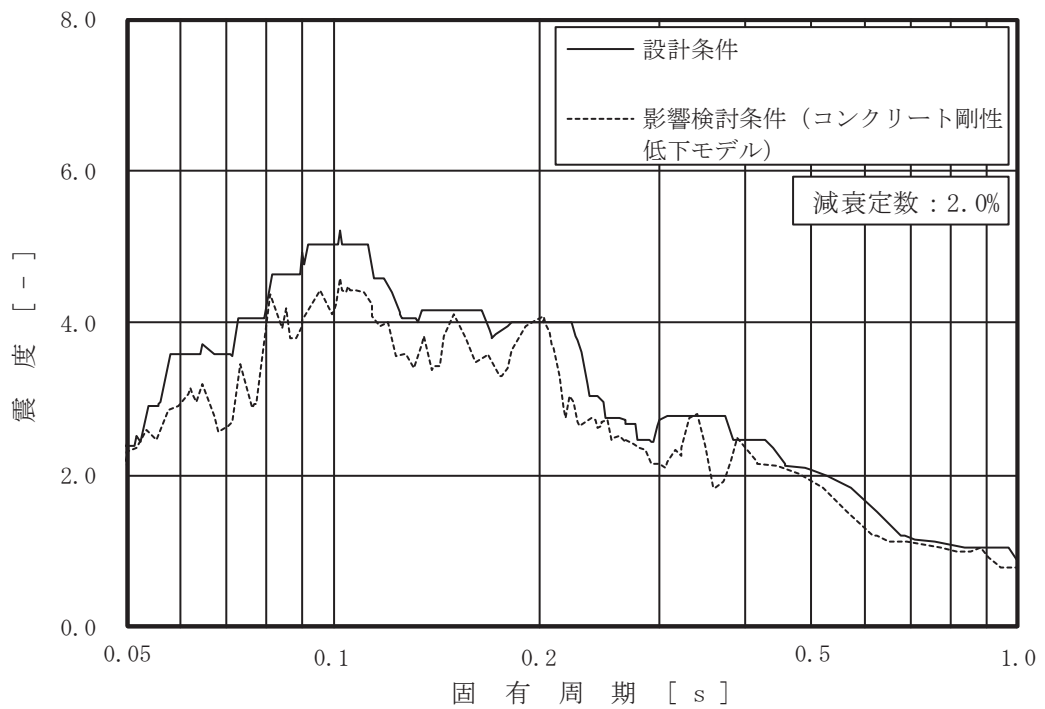


図 4-1 床応答曲線の比較 (10/63)

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 O.P.11.650m , 水平 (NS))



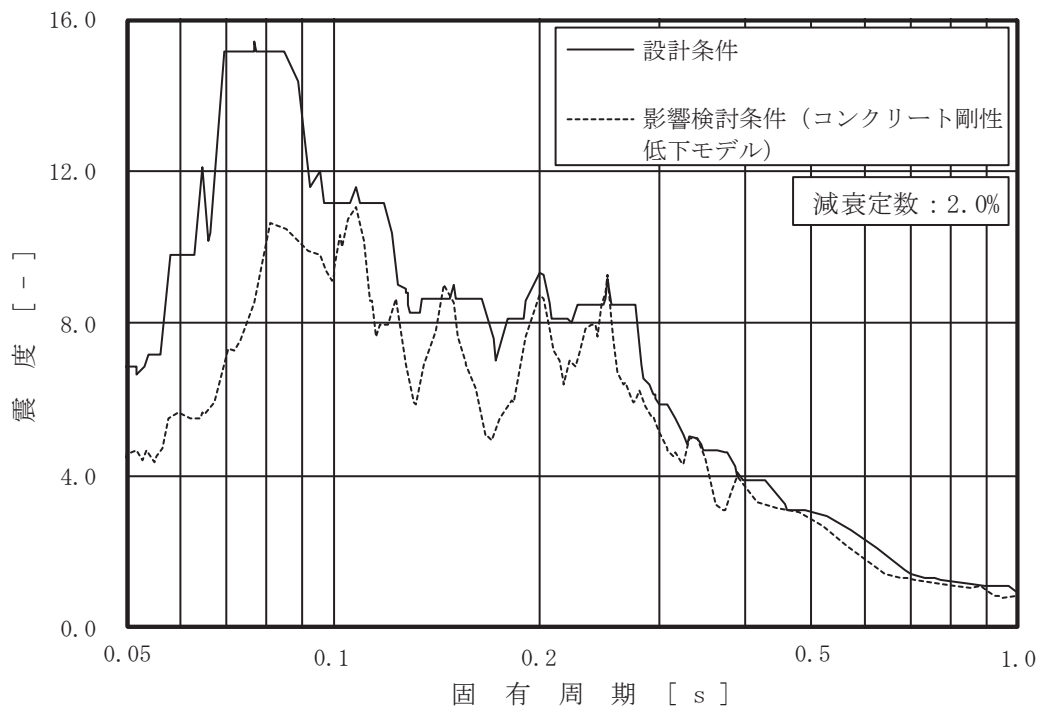


図 4-1 床応答曲線の比較 (11/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.11.025m, 水平 (EW))

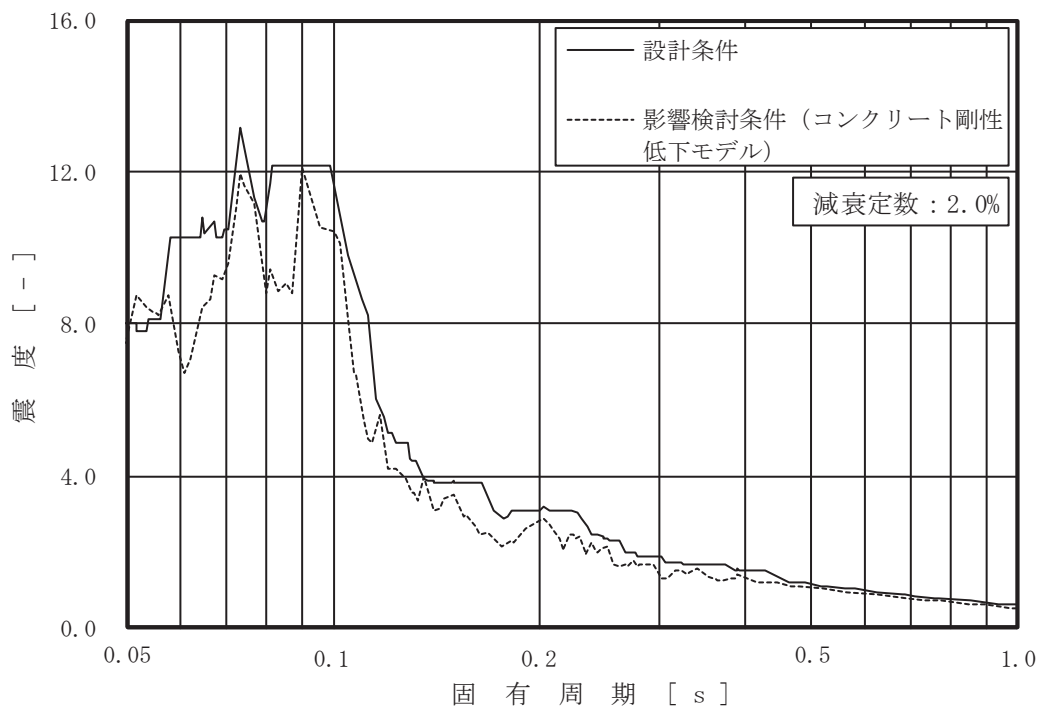


図 4-1 床応答曲線の比較 (12/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.11.025m, 鉛直)

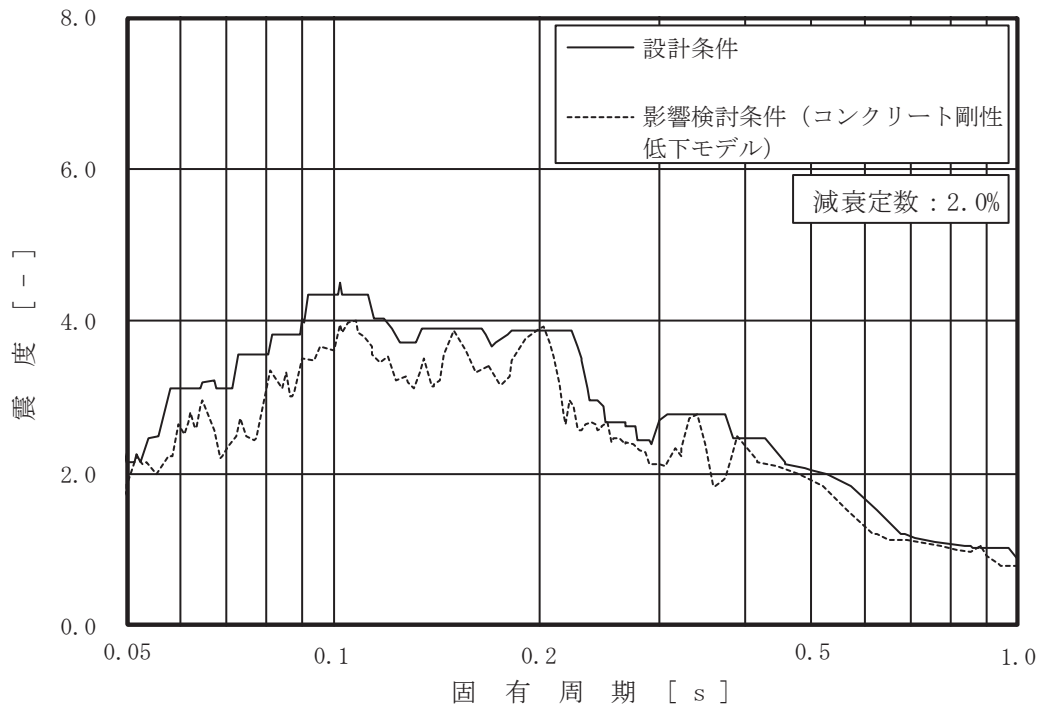


図 4-1 床応答曲線の比較 (13/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 O.P. 7.250m, 水平 (NS))

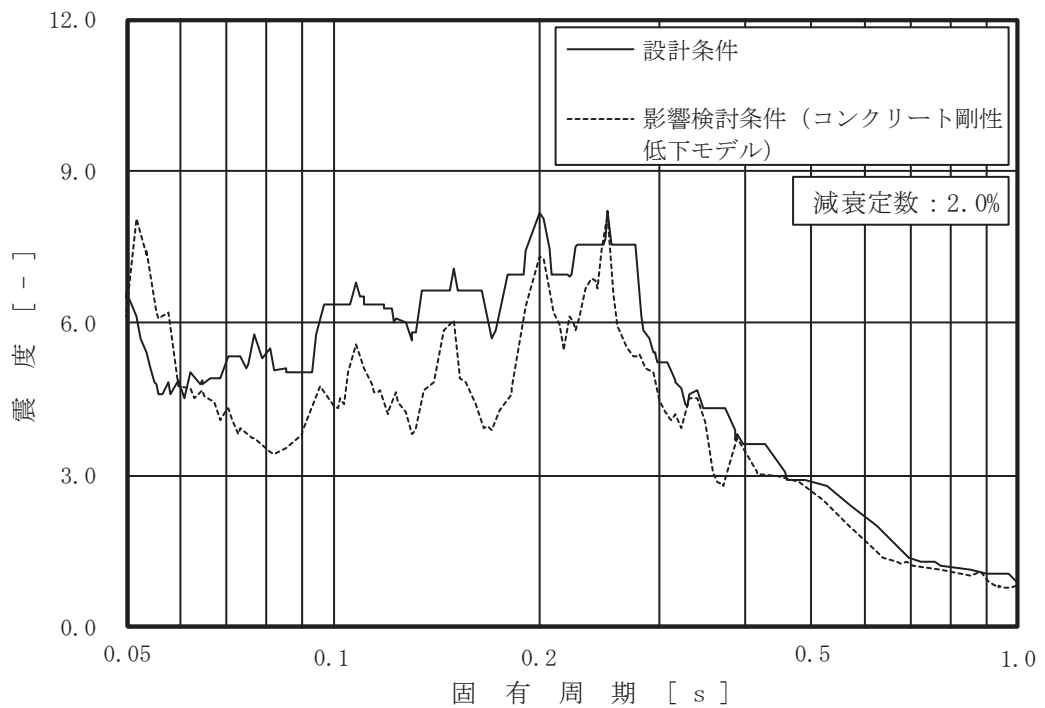


図 4-1 床応答曲線の比較 (14/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 O.P. 7.250m, 水平 (EW))

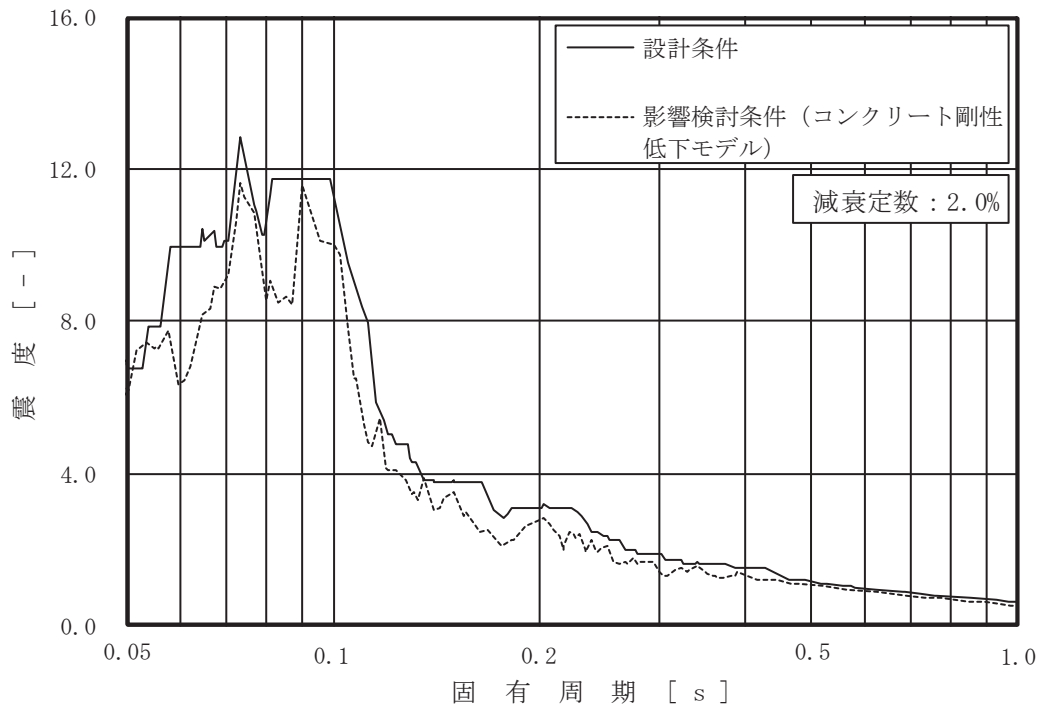


図 4-1 床応答曲線の比較 (15/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. 7.250m , 鉛直)

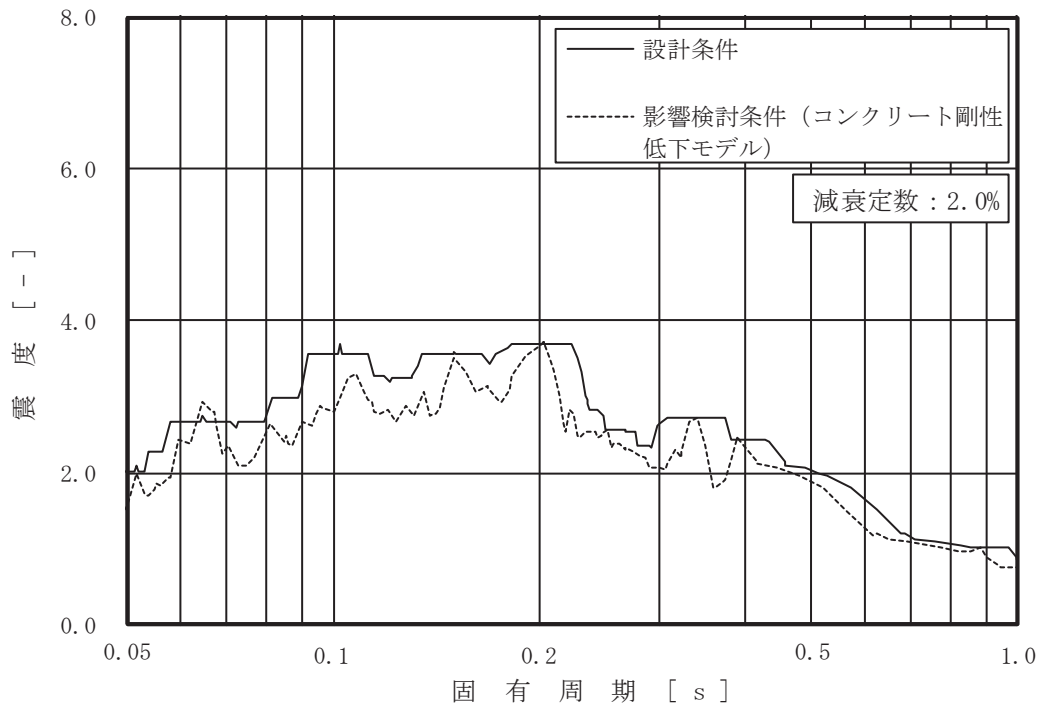


図 4-1 床応答曲線の比較 (16/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. 2.250m , 水平 (NS))

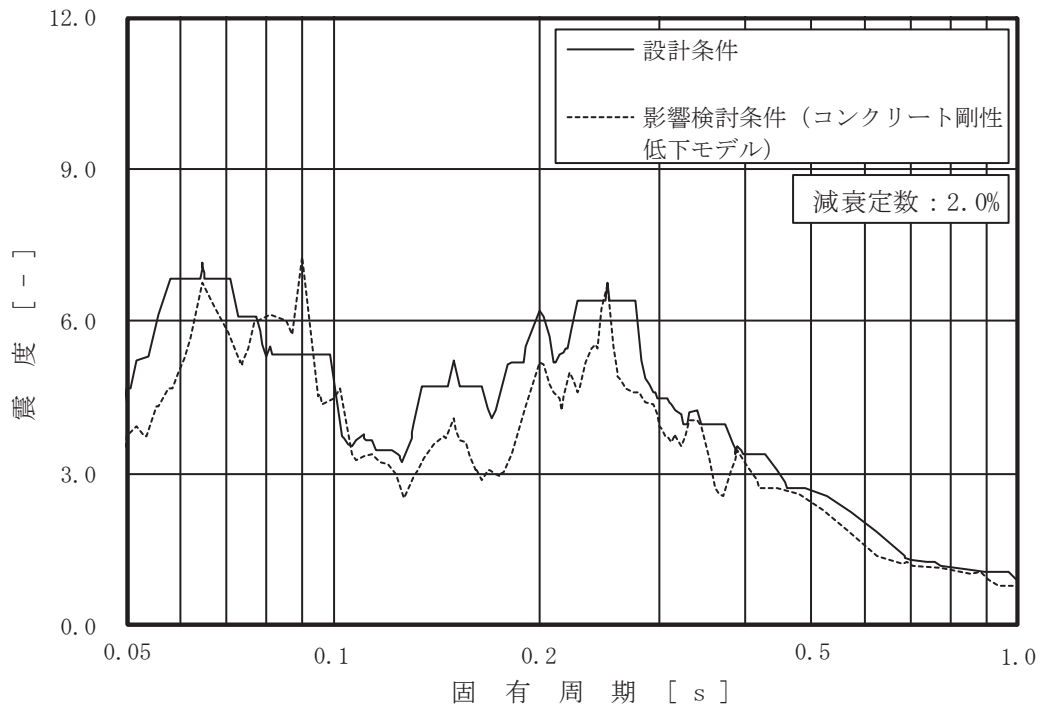


図 4-1 床応答曲線の比較 (17/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.2.250m, 水平 (EW))

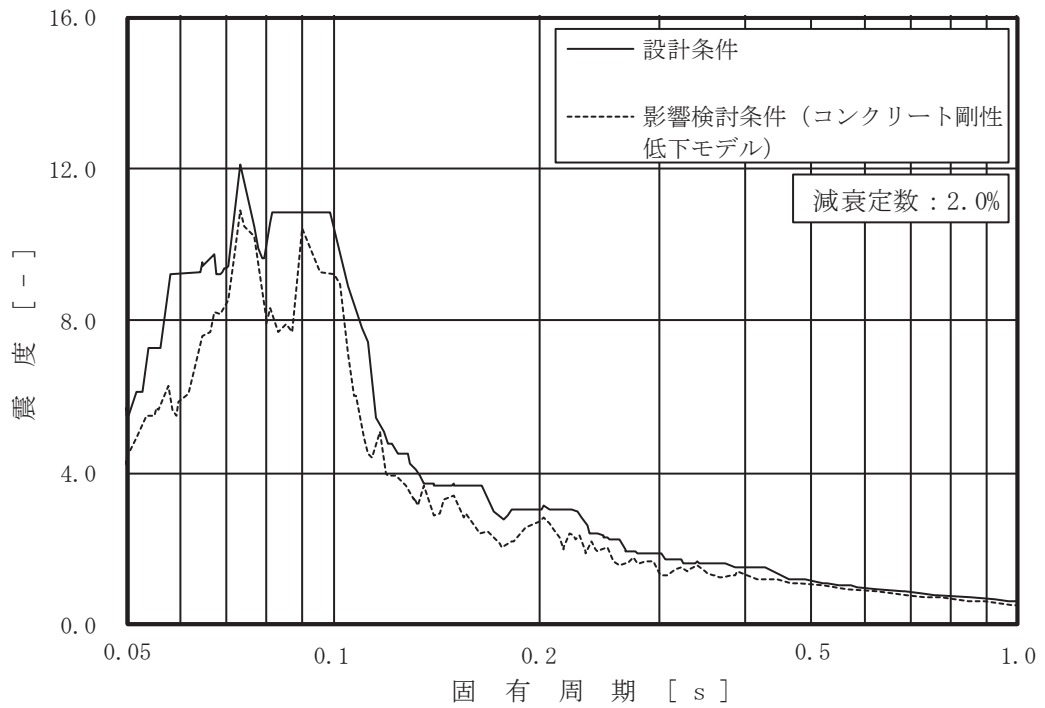


図 4-1 床応答曲線の比較 (18/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.2.250m, 鉛直)

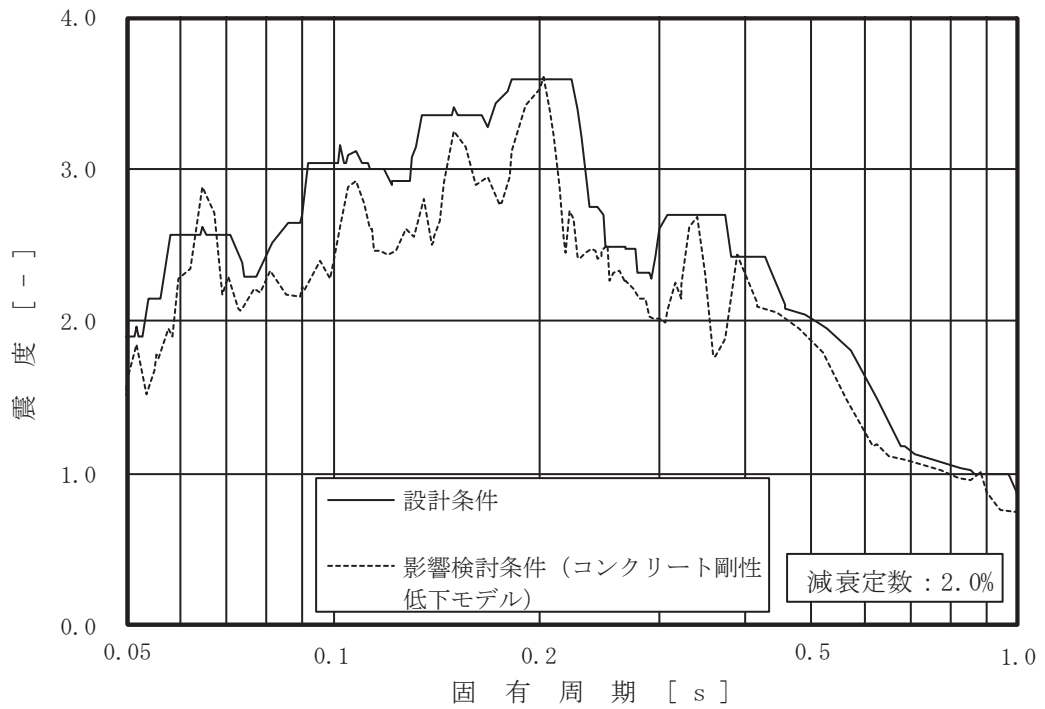


図 4-1 床応答曲線の比較 (19/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P. -0.550m , 水平 (NS))

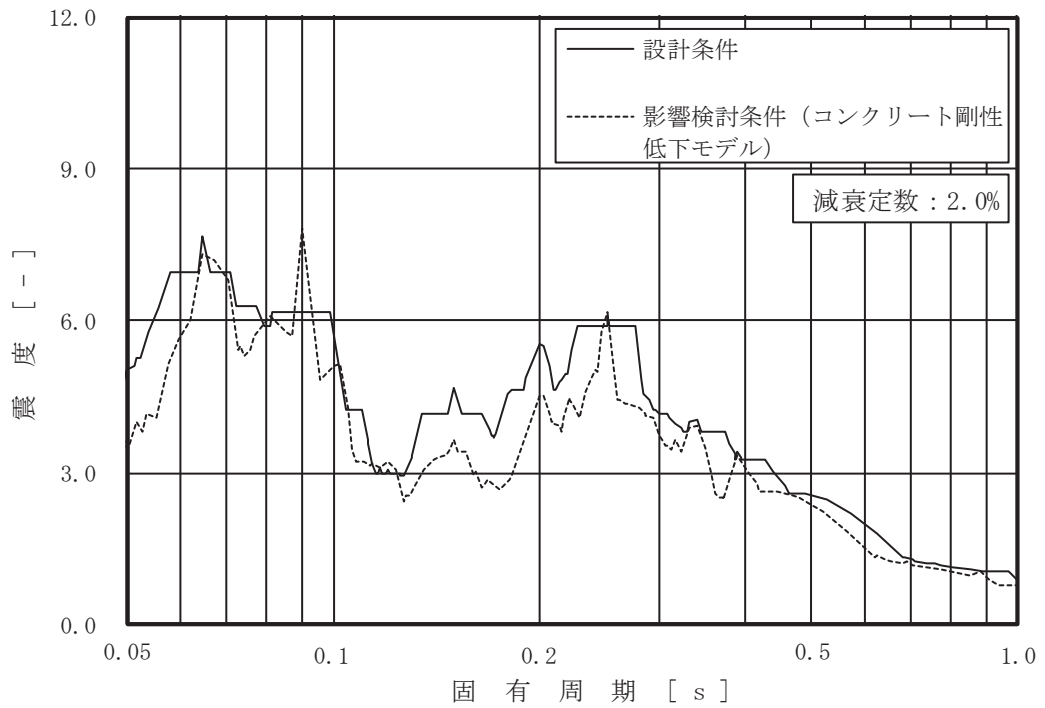


図 4-1 床応答曲線の比較 (20/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P. -0.550m , 水平 (EW))

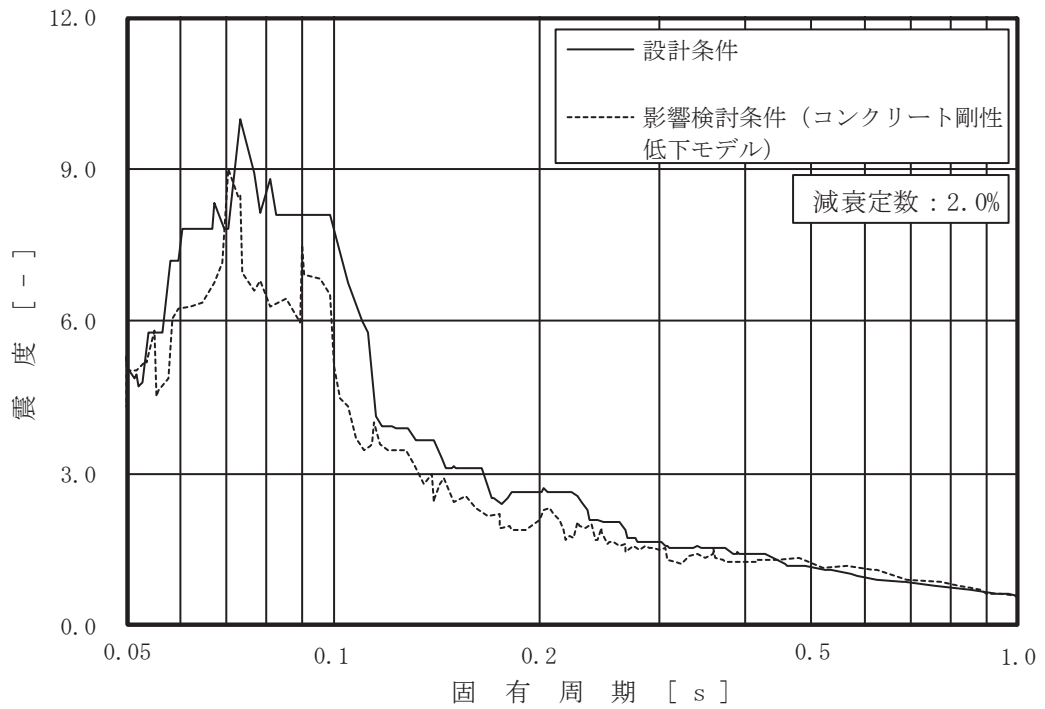


図 4-1 床応答曲線の比較 (21/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -0.550m , 鉛直)

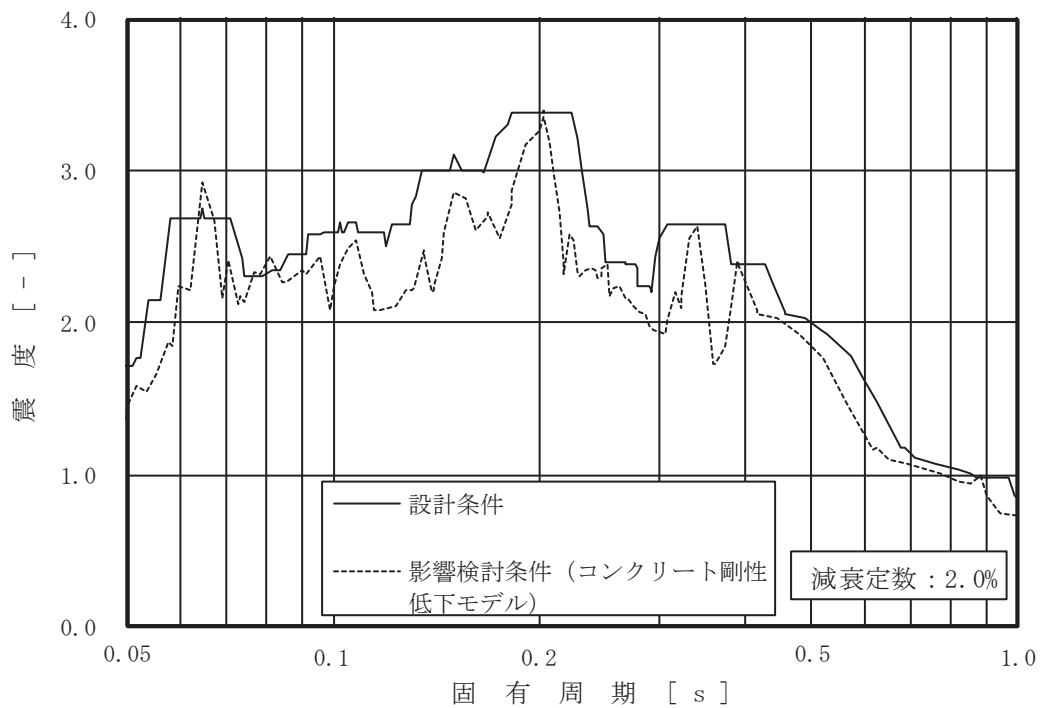


図 4-1 床応答曲線の比較 (22/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -6.400m , 水平 (NS))

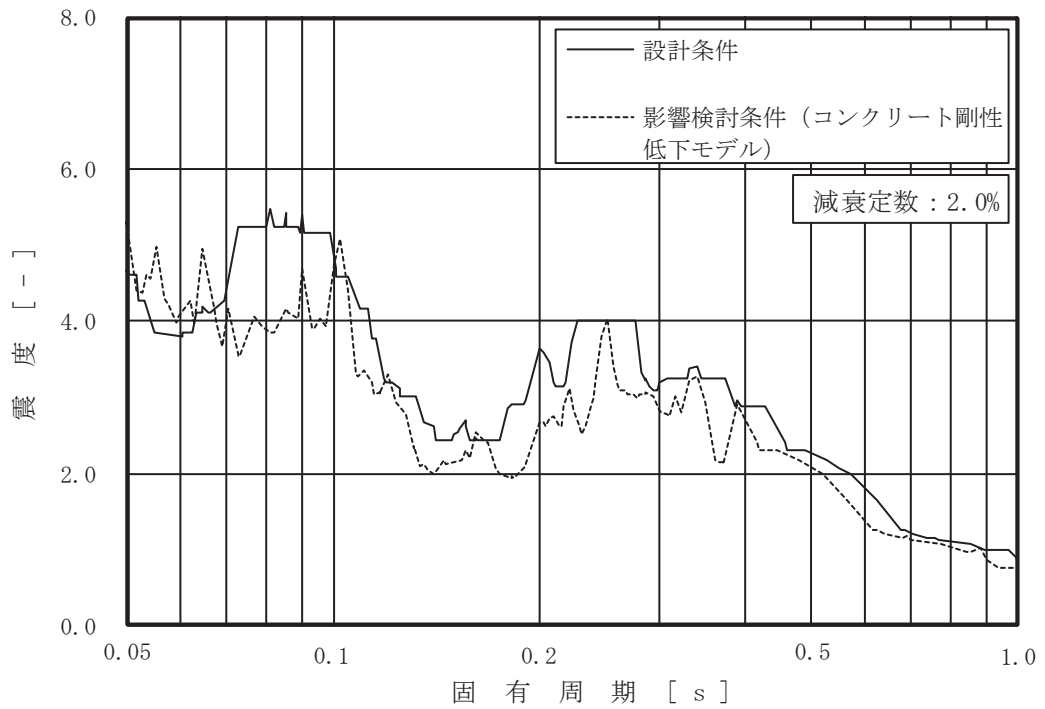


図 4-1 床応答曲線の比較 (23/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -7.025m , 水平 (EW))

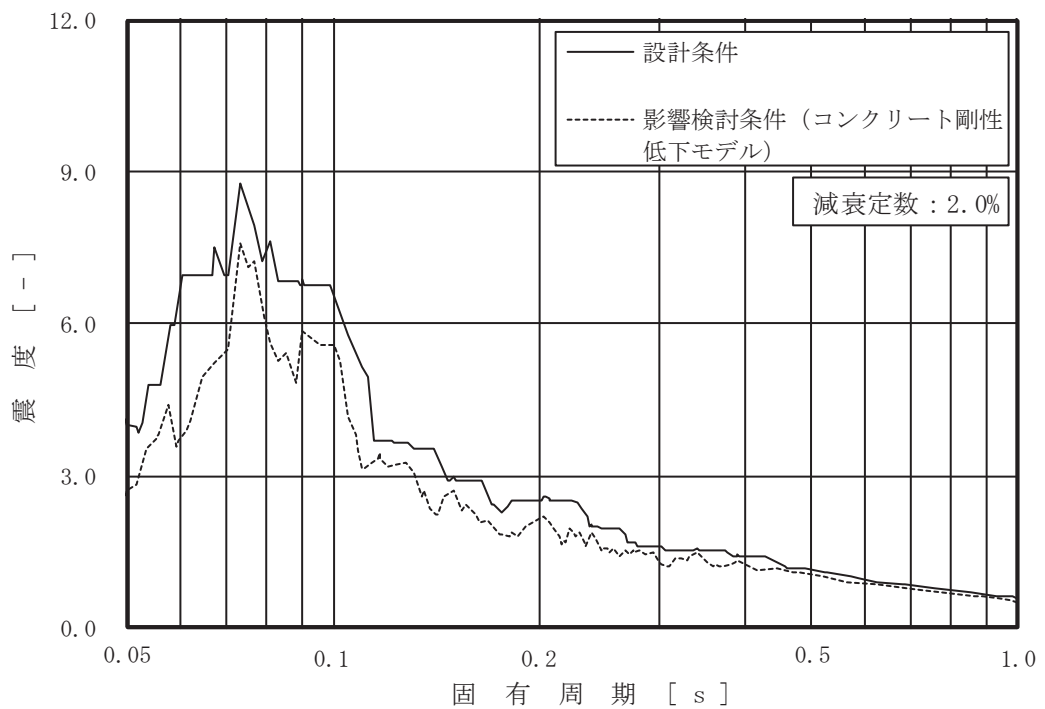


図 4-1 床応答曲線の比較 (24/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -7.025m , 鉛直)

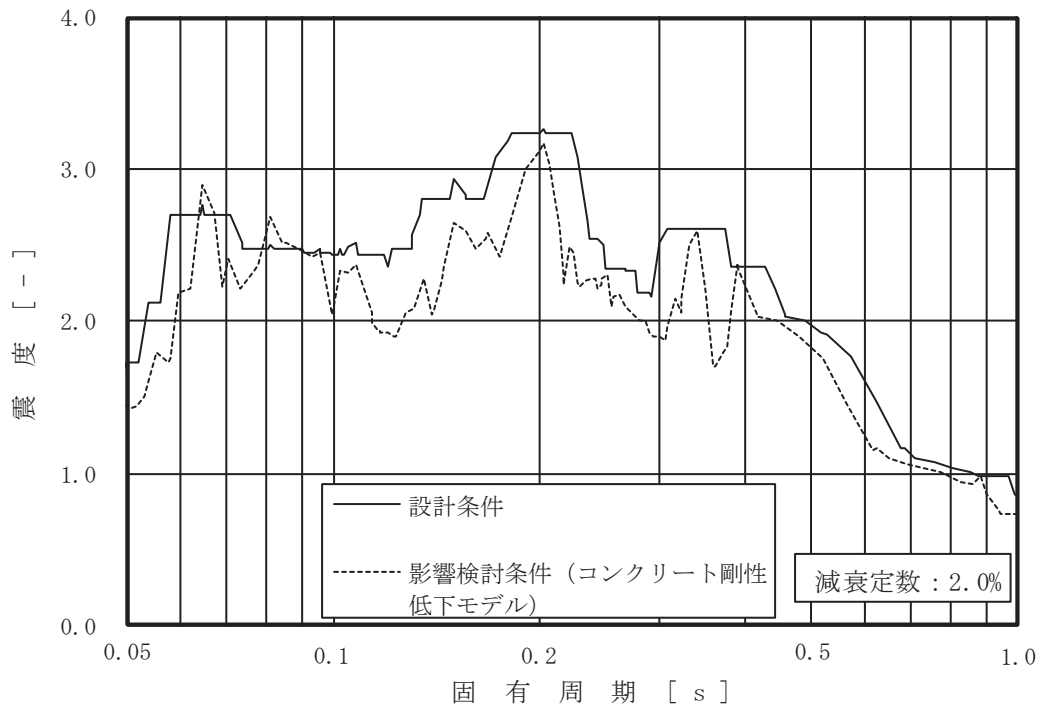


図 4-1 床応答曲線の比較 (25/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m , 水平 (NS))

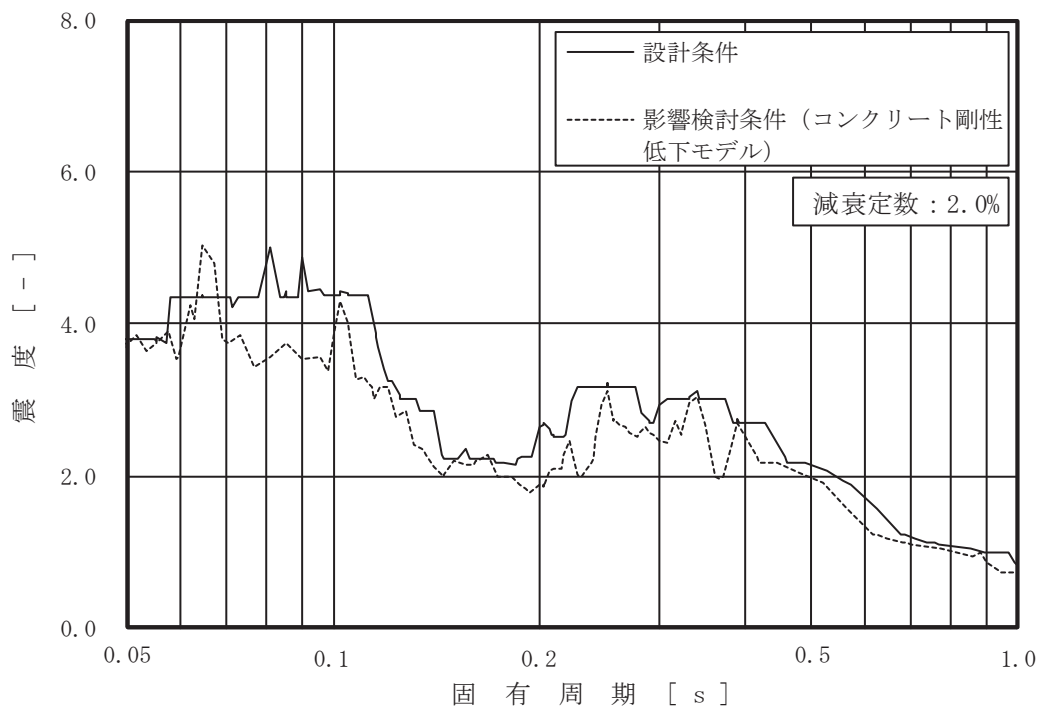


図 4-1 床応答曲線の比較 (26/63)

(基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m , 水平 (EW))



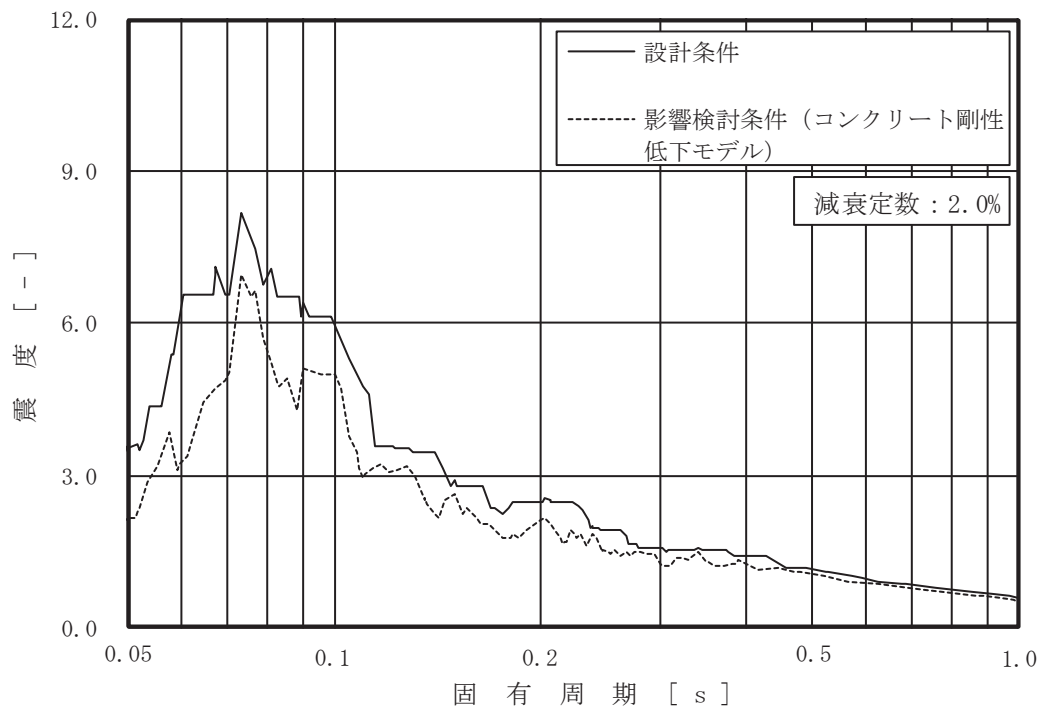


図 4-1 床応答曲線の比較 (27/63)

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 O.P.-9.800m , 鉛直)

(3) 軽油タンク室

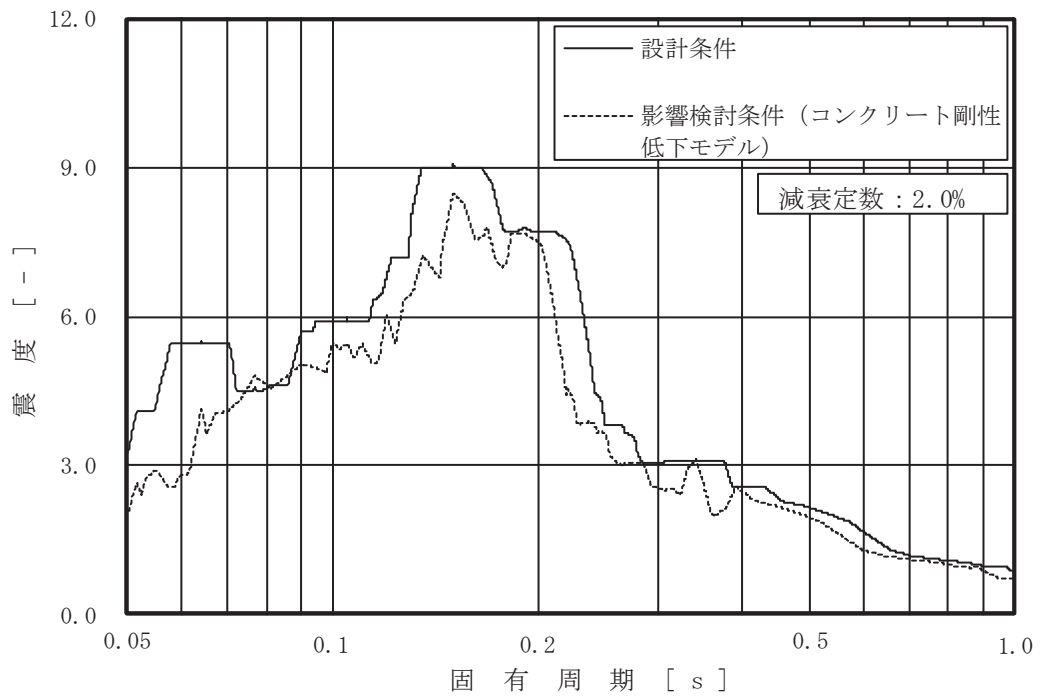


図 4-1 床応答曲線の比較 (28/63)

(基準地震動 S s , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

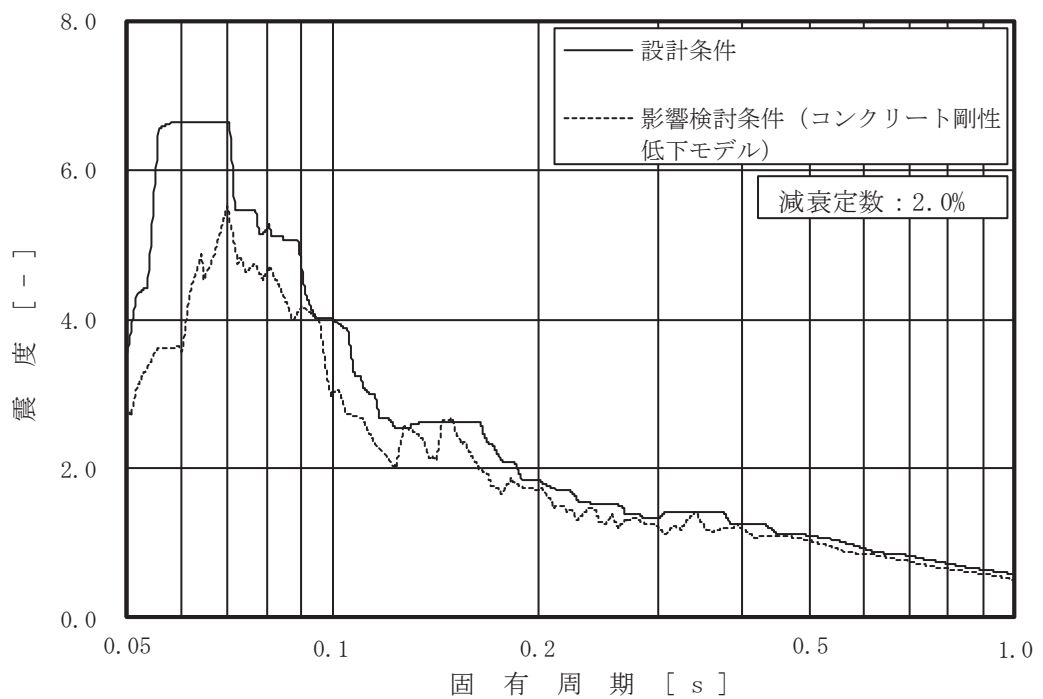


図 4-1 床応答曲線の比較 (29/63)

(基準地震動 S s , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.14.800m , 鉛直)

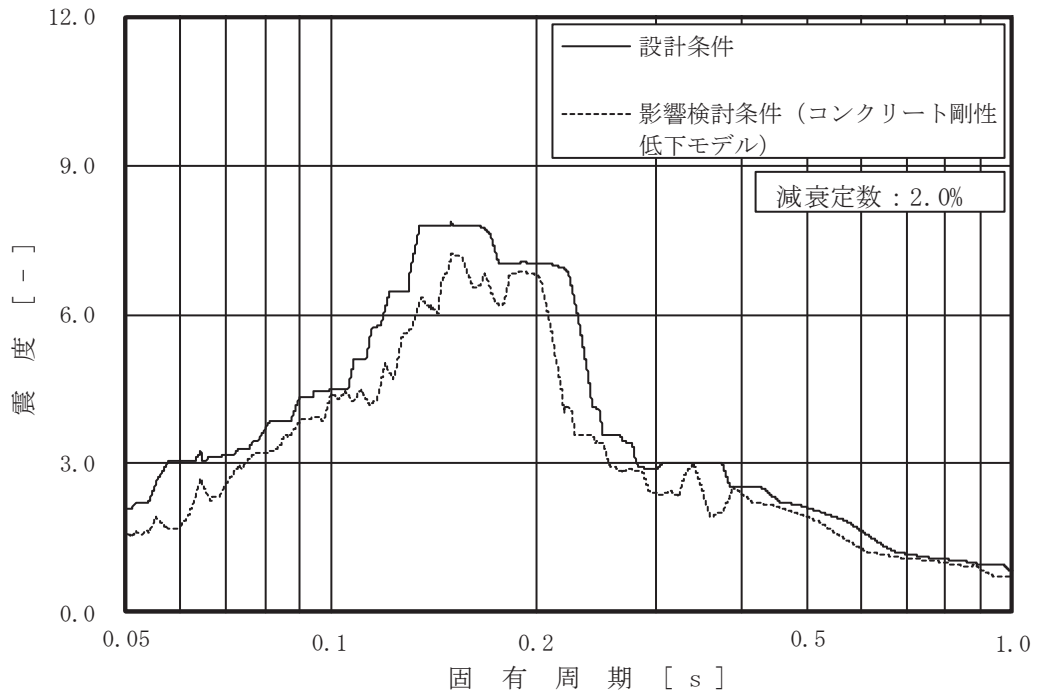


図 4-1 床応答曲線の比較 (30/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.9.500m , 水平 (NS/EW 包絡))

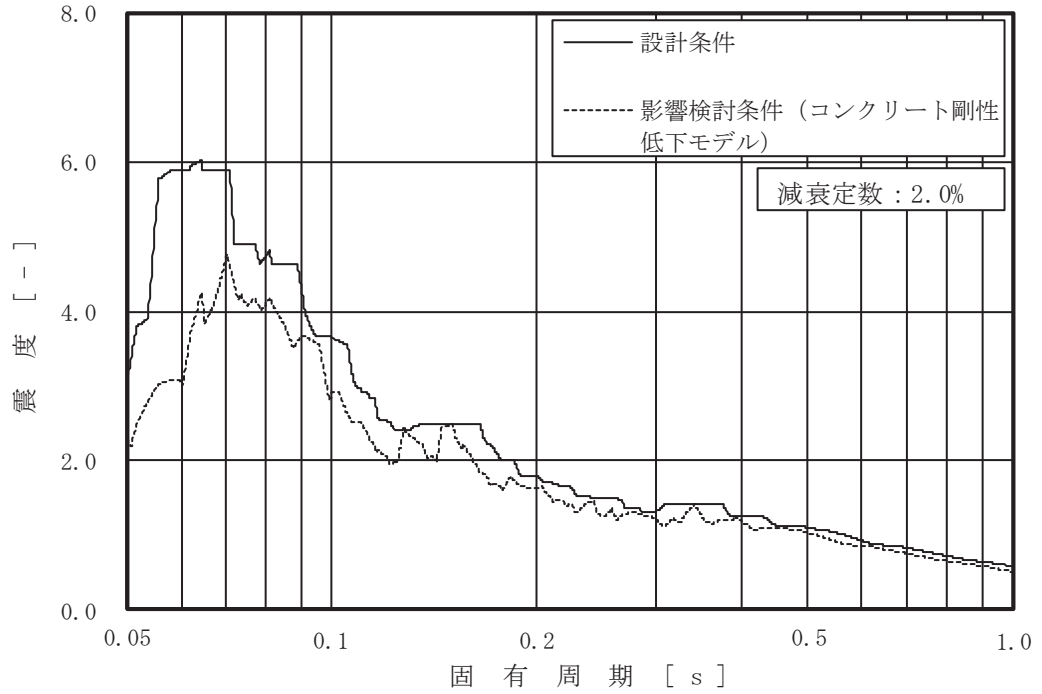


図 4-1 床応答曲線の比較 (31/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.9.500m , 鉛直)

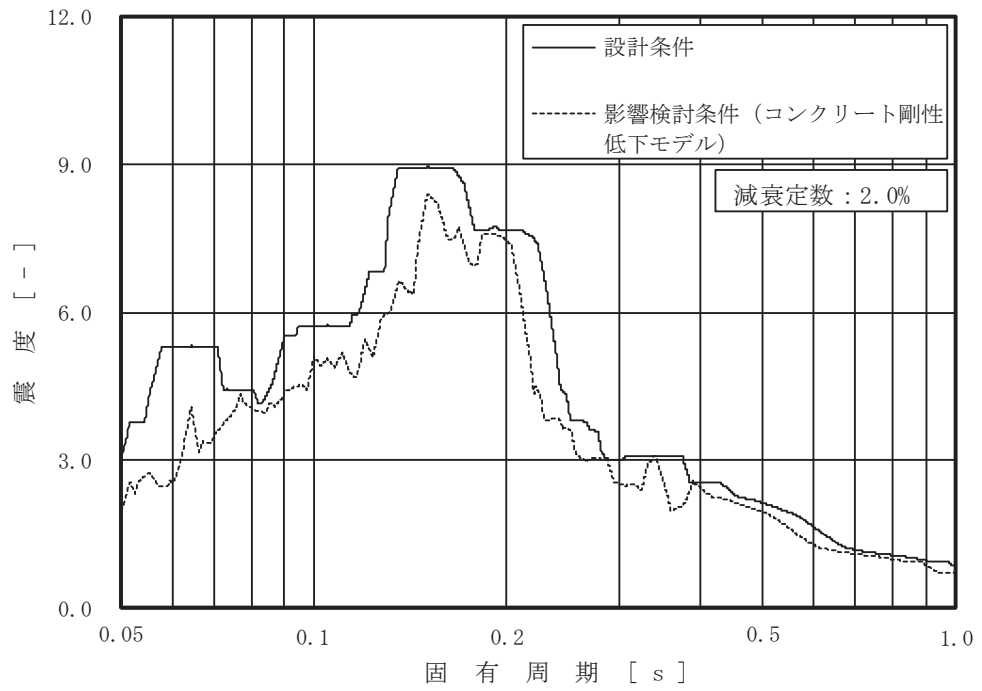


図 4-1 床応答曲線の比較 (32/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) O.P. 14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

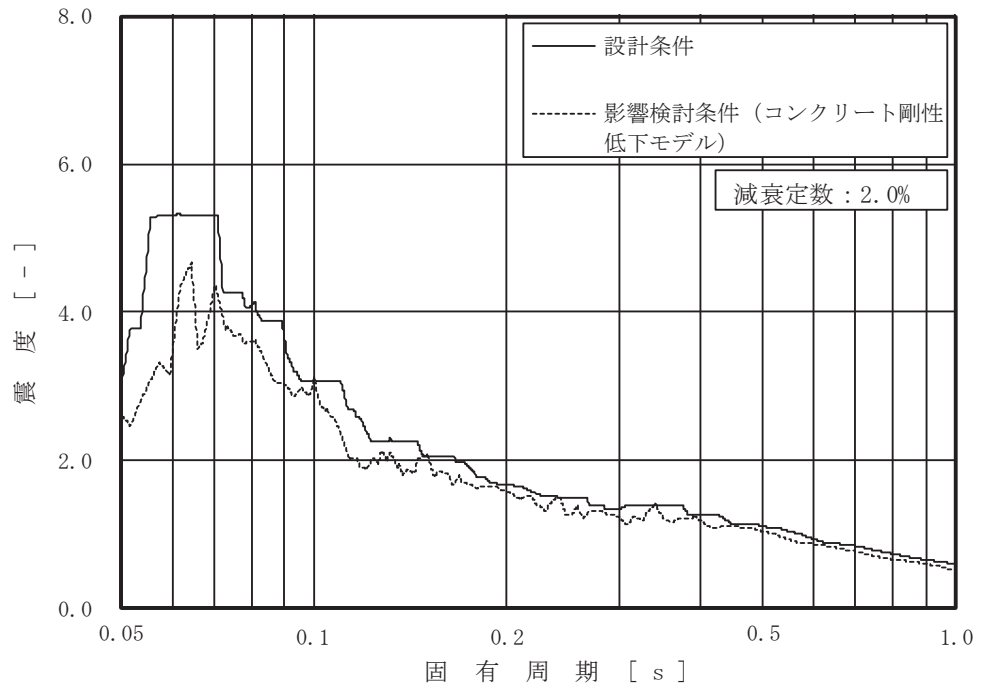


図 4-1 床応答曲線の比較 (33/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) O.P. 14.800m , 鉛直)

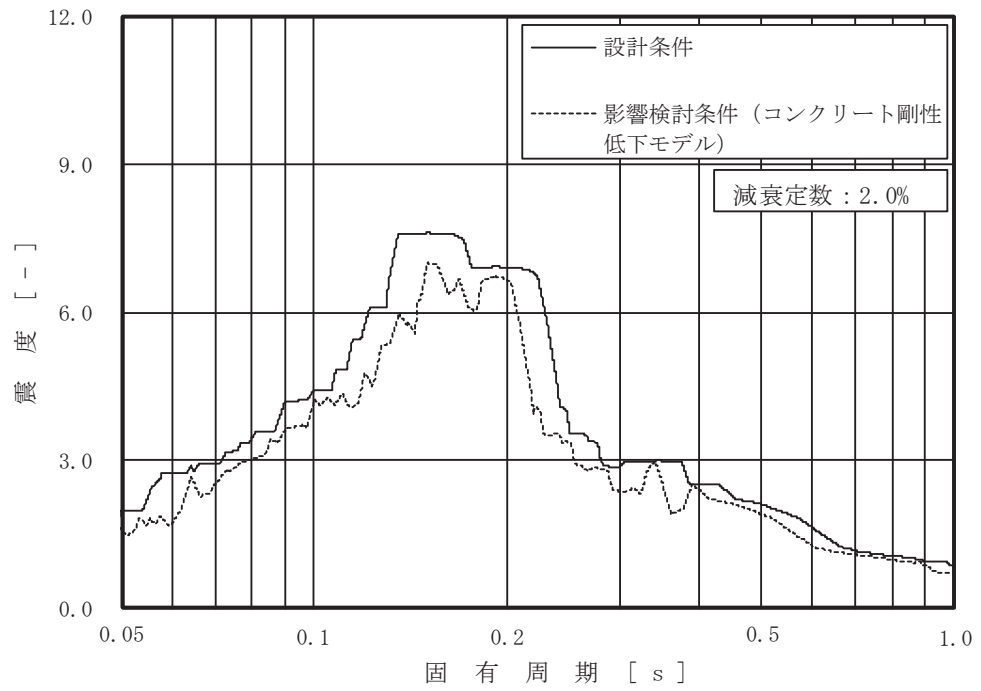


図 4-1 床応答曲線の比較 (34/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) 0.P.9.500m , 水平 (NS/EW 包絡))

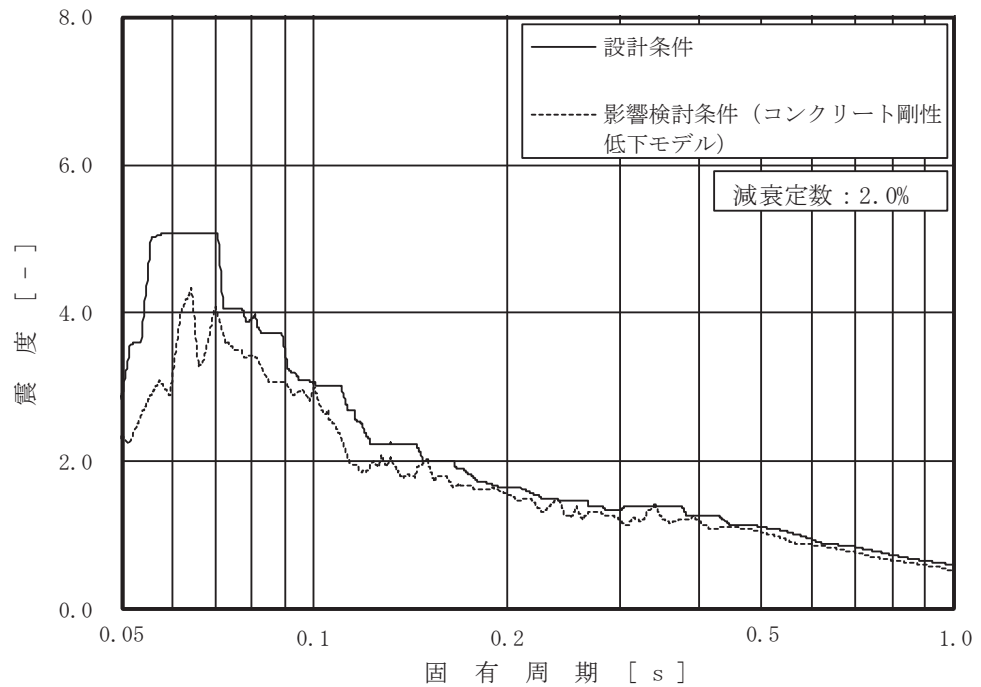


図 4-1 床応答曲線の比較 (35/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) 0.P.9.500m , 鉛直)

(4) 軽油タンク室(H)

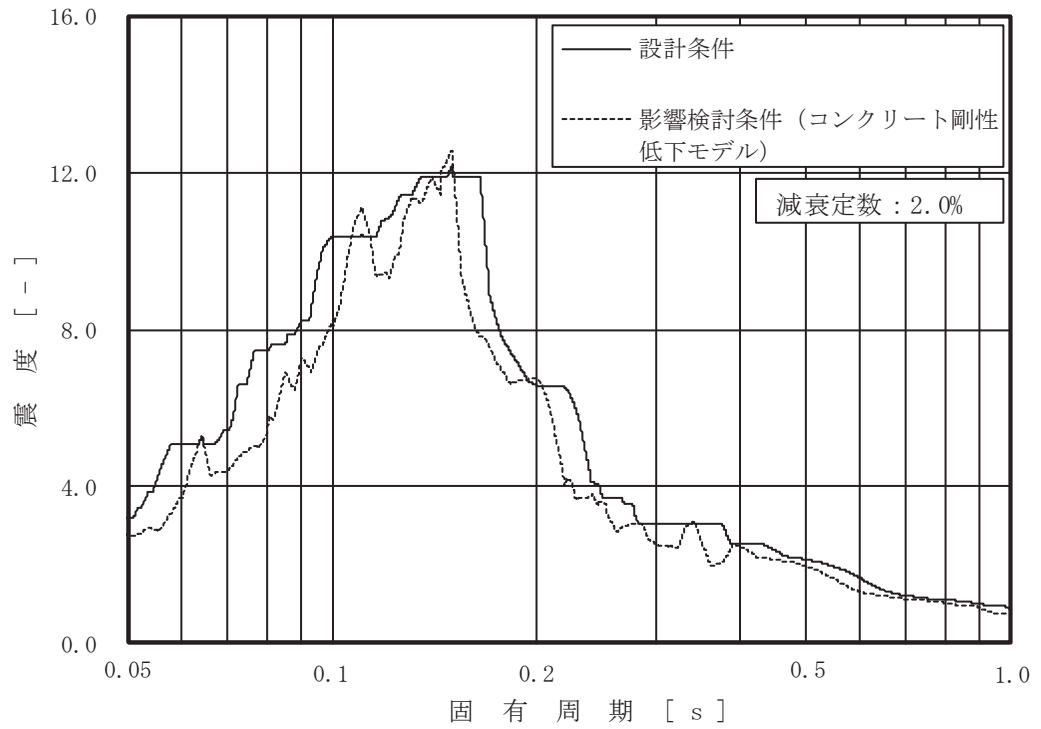


図 4-1 床応答曲線の比較 (36/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

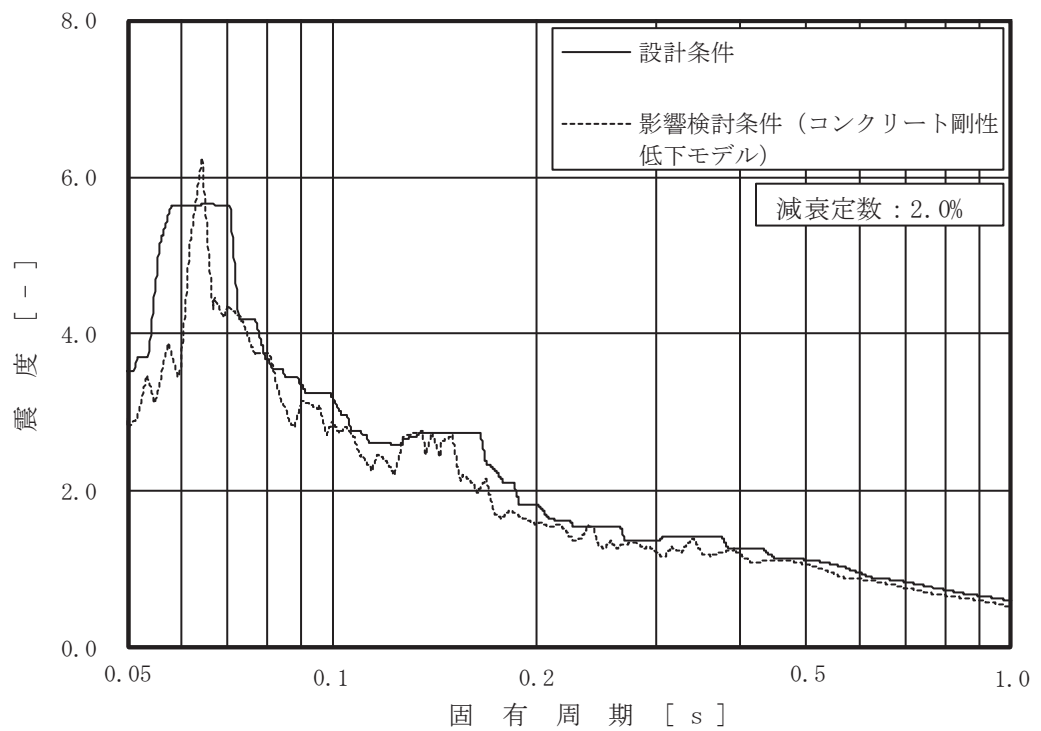


図 4-1 床応答曲線の比較 (37/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.14.800m , 鉛直)

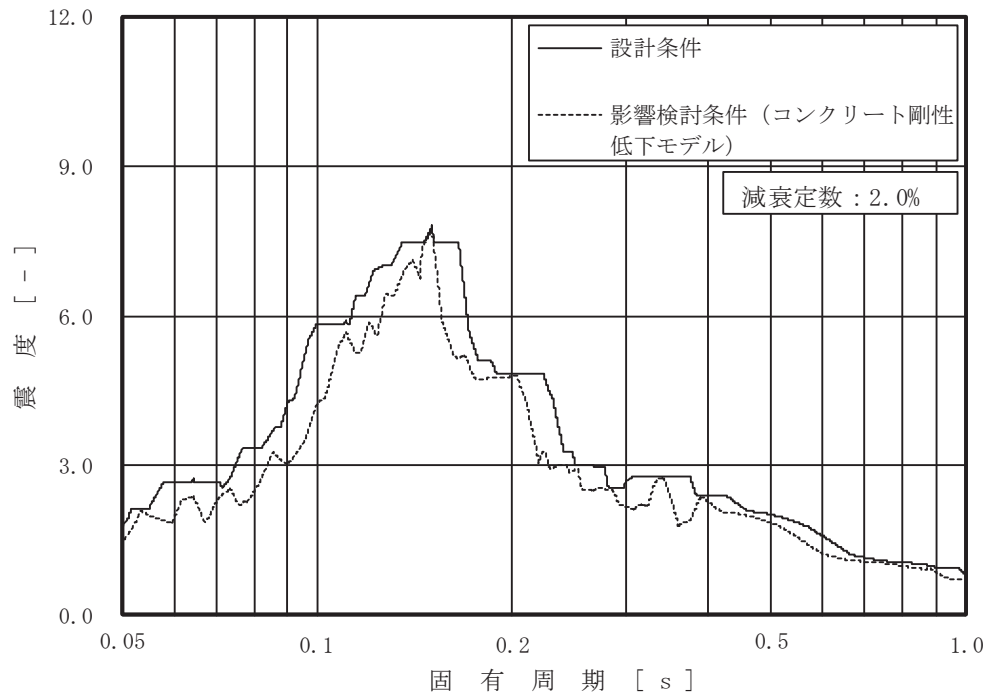


図 4-1 床応答曲線の比較 (38/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P. 6.400m , 水平 (NS/EW 包絡))

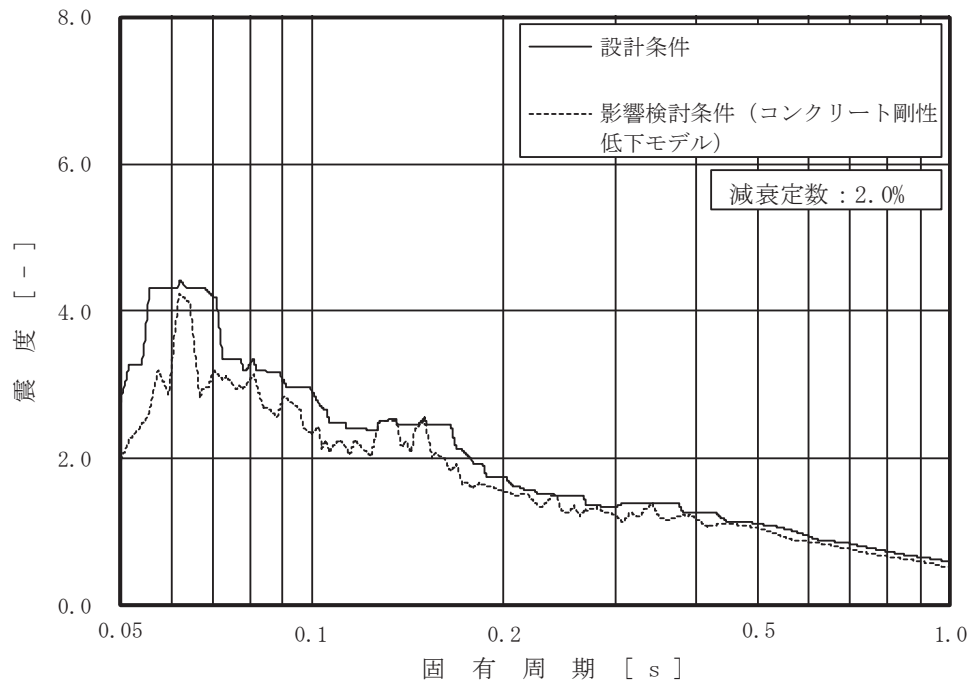


図 4-1 床応答曲線の比較 (39/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P. 6.400m , 鉛直)

(5) ガスタービン発電設備軽油タンク室

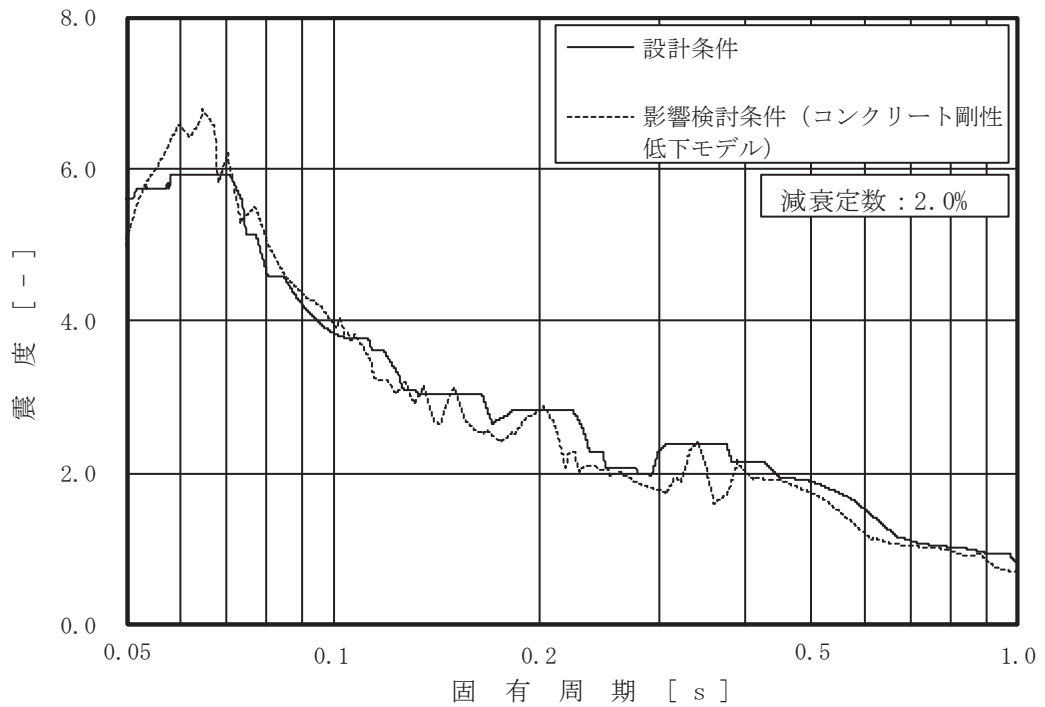


図 4-1 床応答曲線の比較 (40/63) (基準地震動  $S_s$  ,  
ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.62.30m , 水平 (NS/EW 包絡))

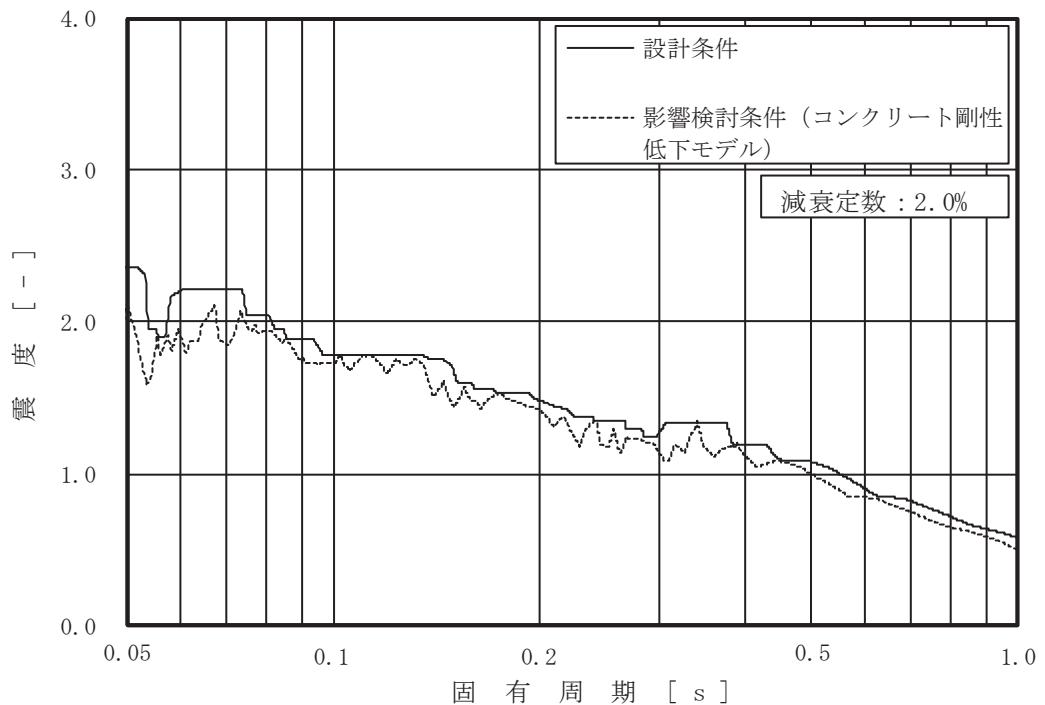


図 4-1 床応答曲線の比較 (41/63)  
(基準地震動  $S_s$  , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.62.30m , 鉛直)



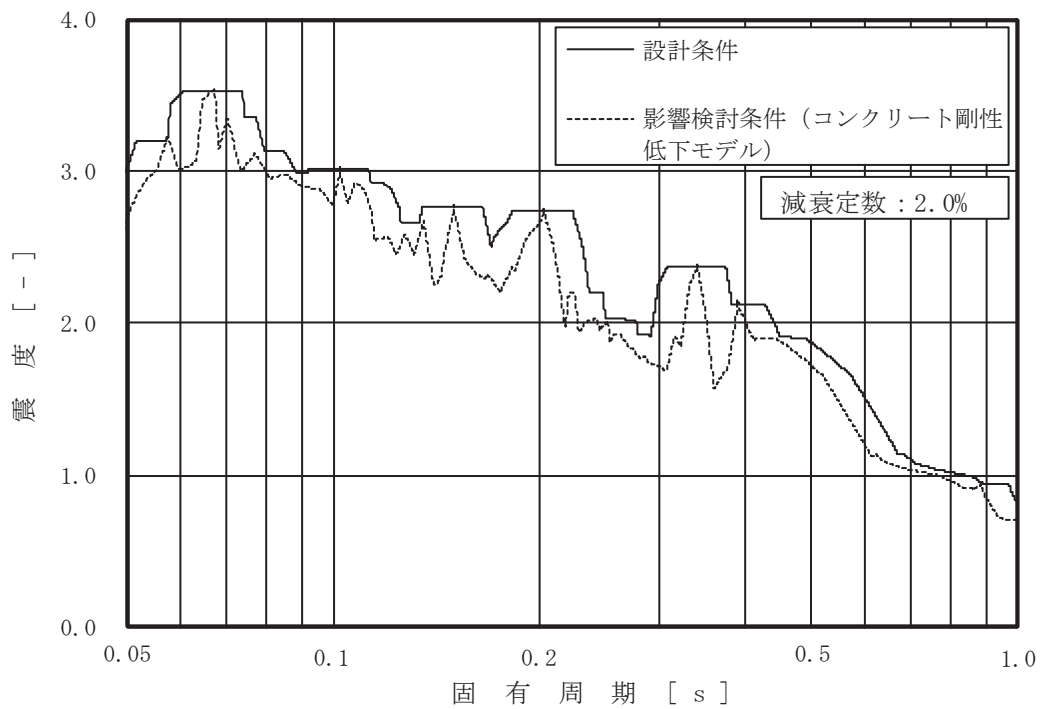


図 4-1 床応答曲線の比較 (42/63) (基準地震動  $S_s$ , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.56.70m, 水平 (NS/EW 包絡))

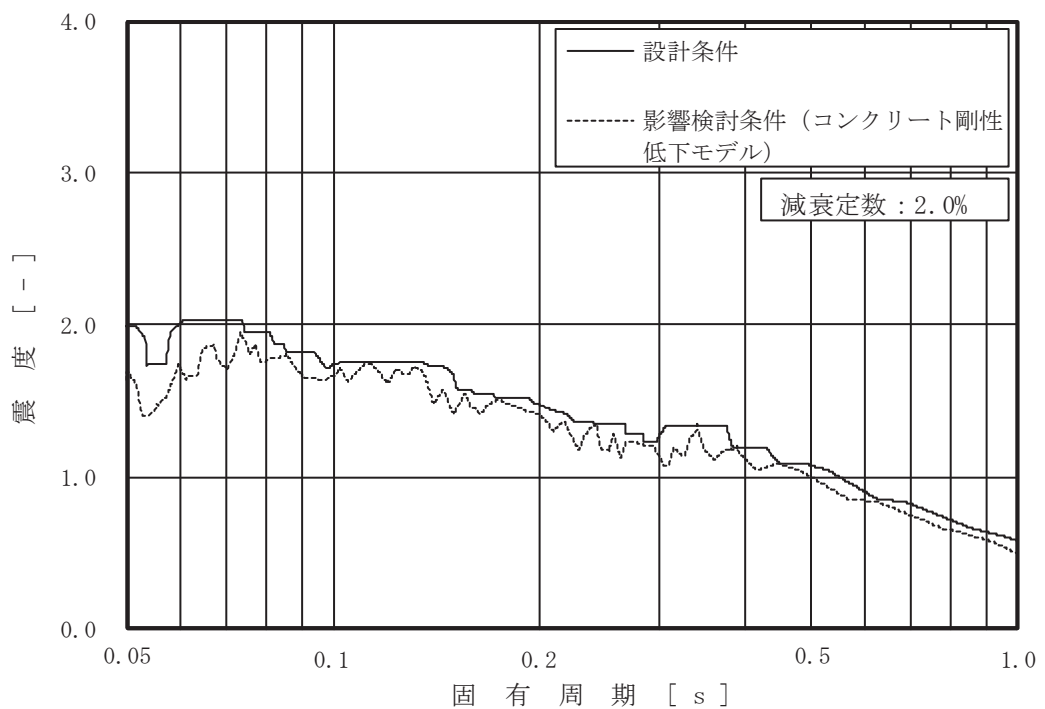


図 4-1 床応答曲線の比較 (43/63)  
(基準地震動  $S_s$ , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.56.70m, 鉛直)

(6) 軽油タンク連絡ダクト

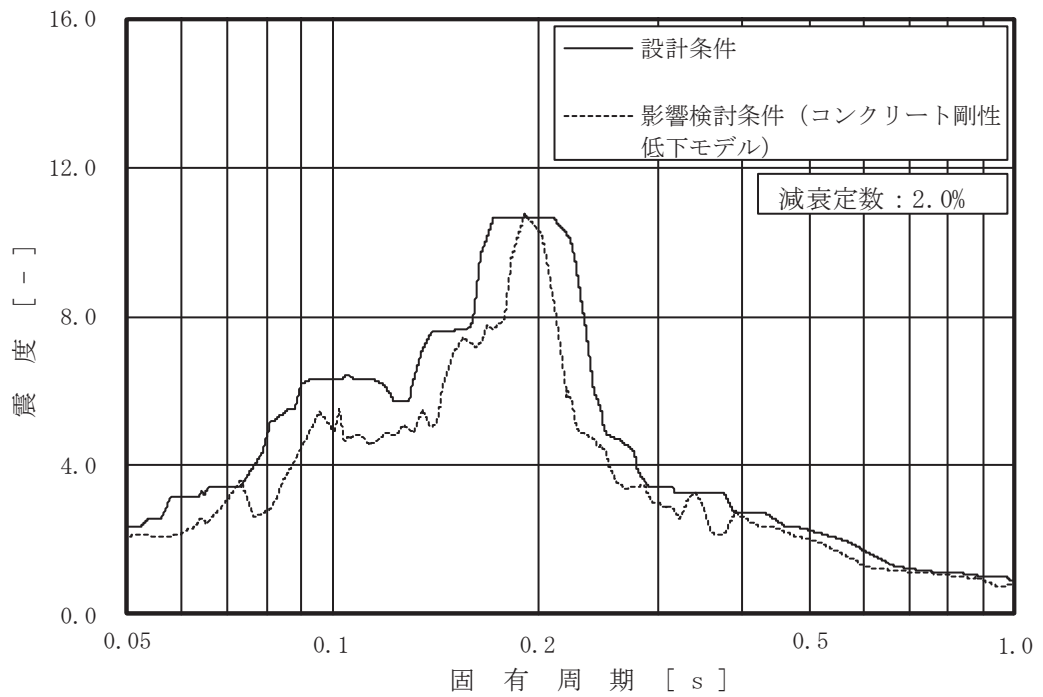


図 4-1 床応答曲線の比較 (44/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.12.10m , 水平 (NS/EW 包絡))

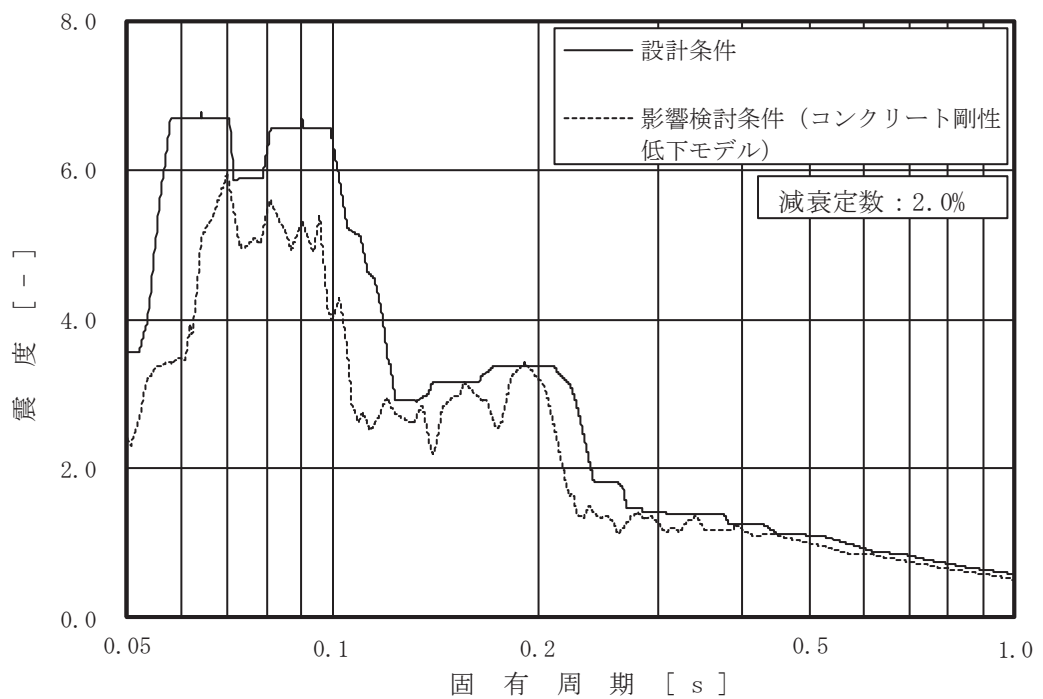


図 4-1 床応答曲線の比較 (45/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.12.10m , 鉛直)

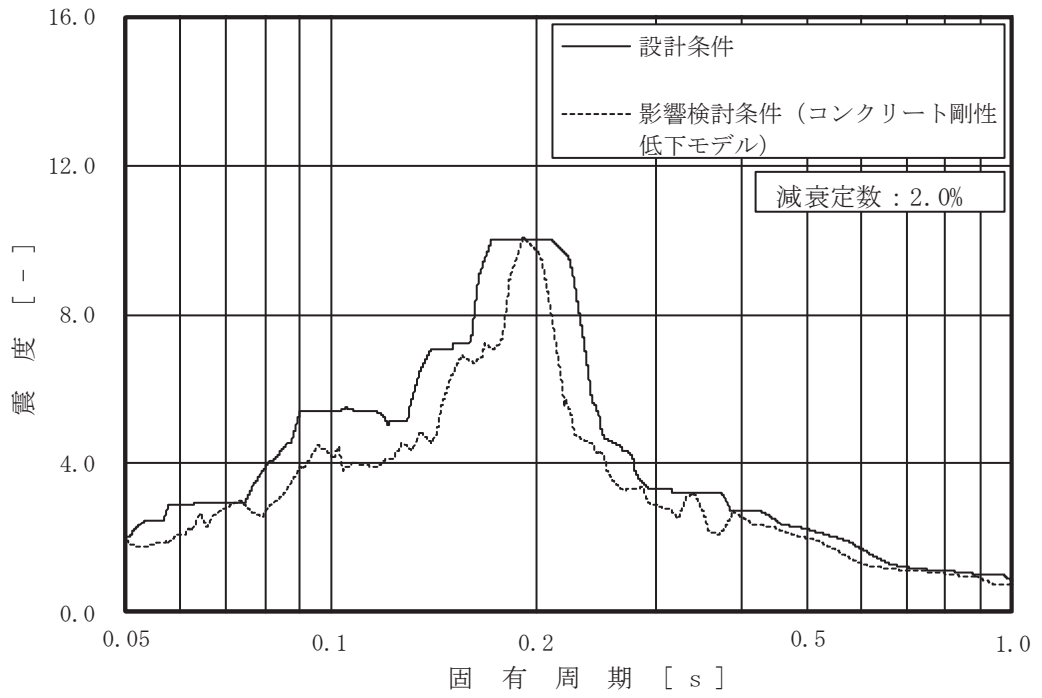


図 4-1 床応答曲線の比較 (46/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.10.50m , 水平 (NS/EW 包絡))

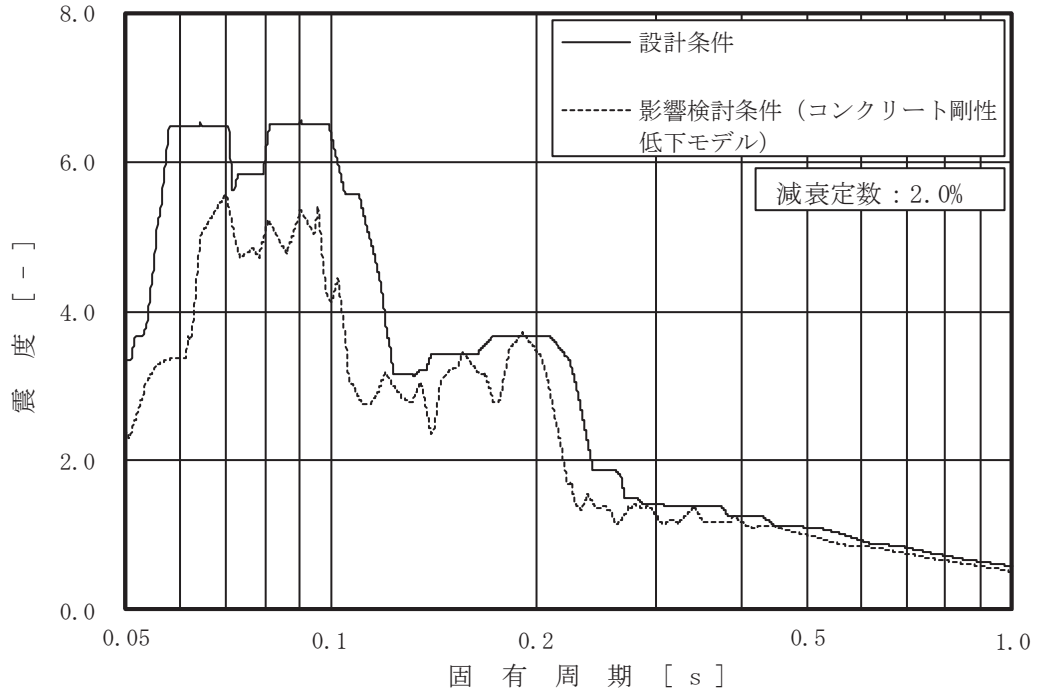


図 4-1 床応答曲線の比較 (47/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.10.50m , 鉛直)

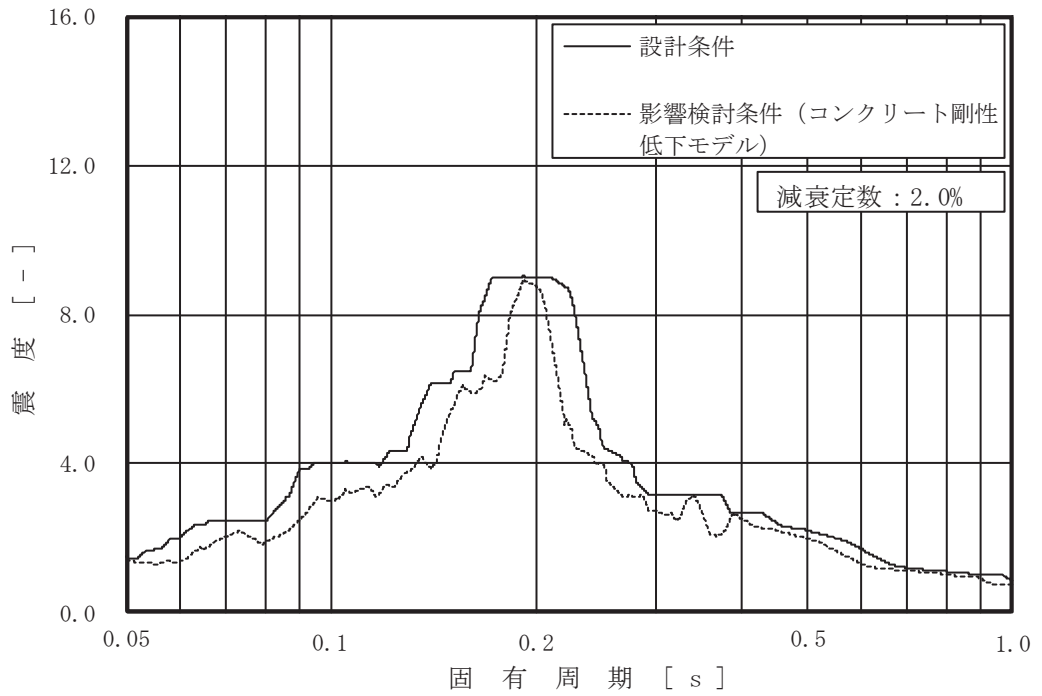


図 4-1 床応答曲線の比較 (48/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P. 9.50m , 水平 (NS/EW 包絡))

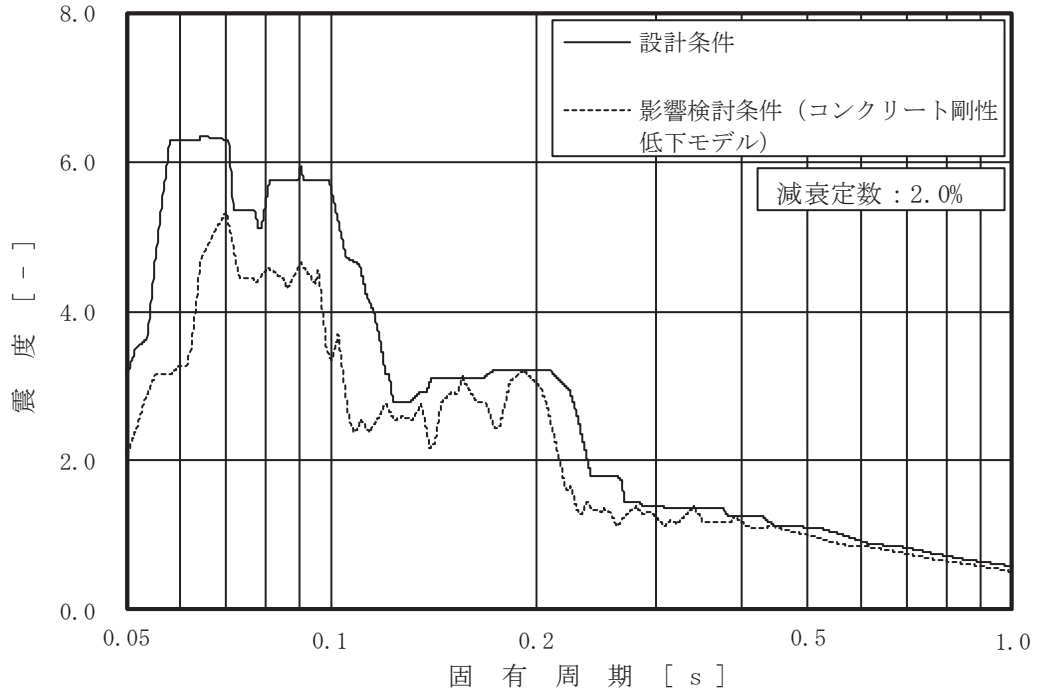


図 4-1 床応答曲線の比較 (49/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P. 9.50m , 鉛直)

(7) 排気筒基礎

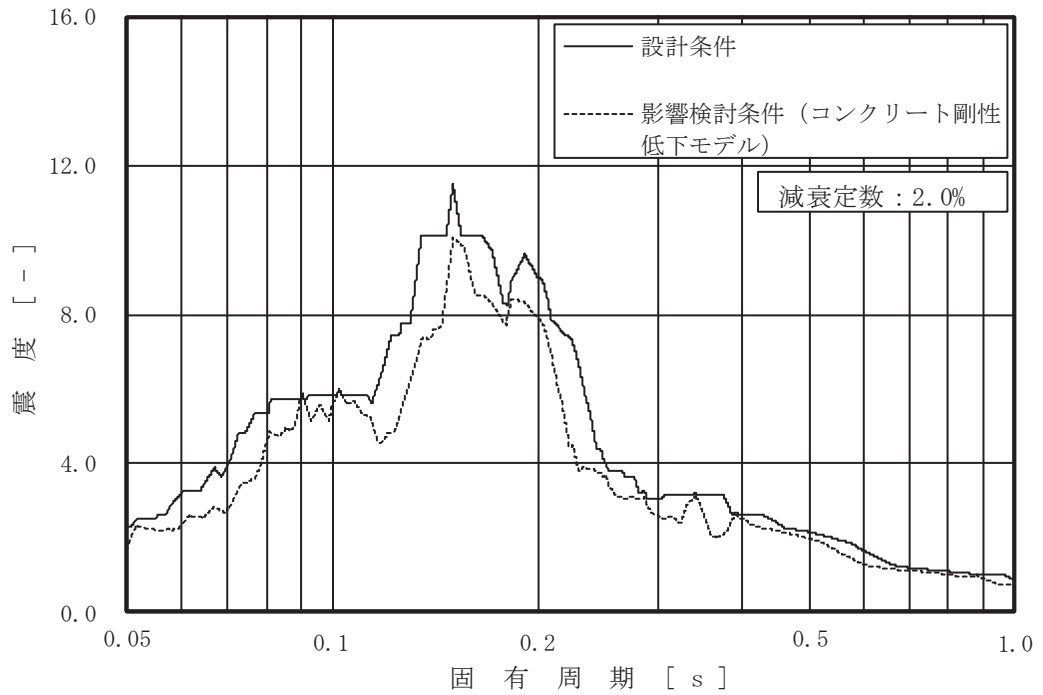


図 4-1 床応答曲線の比較 (50/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.14.80m , 水平 (NS/EW 包絡))

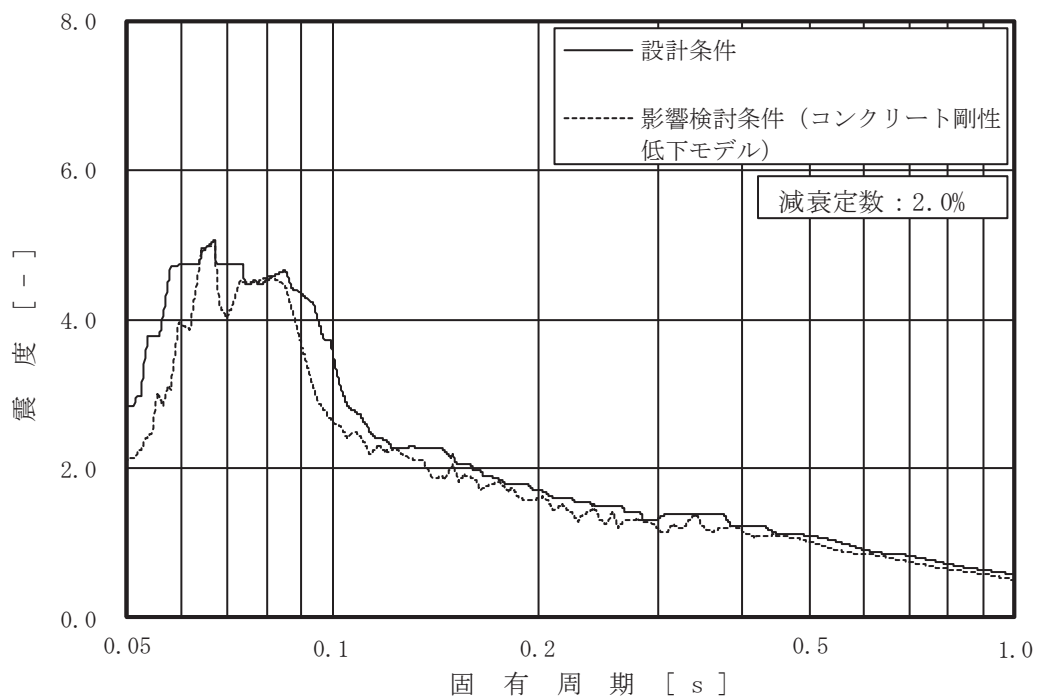


図 4-1 床応答曲線の比較 (51/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.14.80m , 鉛直)

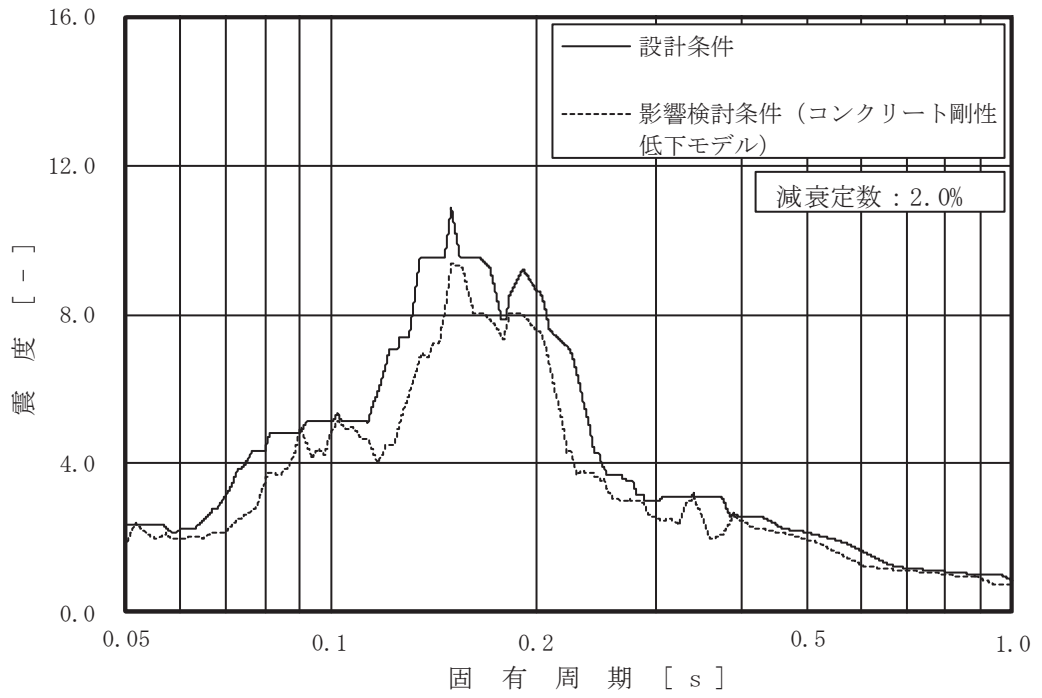


図 4-1 床応答曲線の比較 (52/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.10.41m , 水平 (NS/EW 包絡))

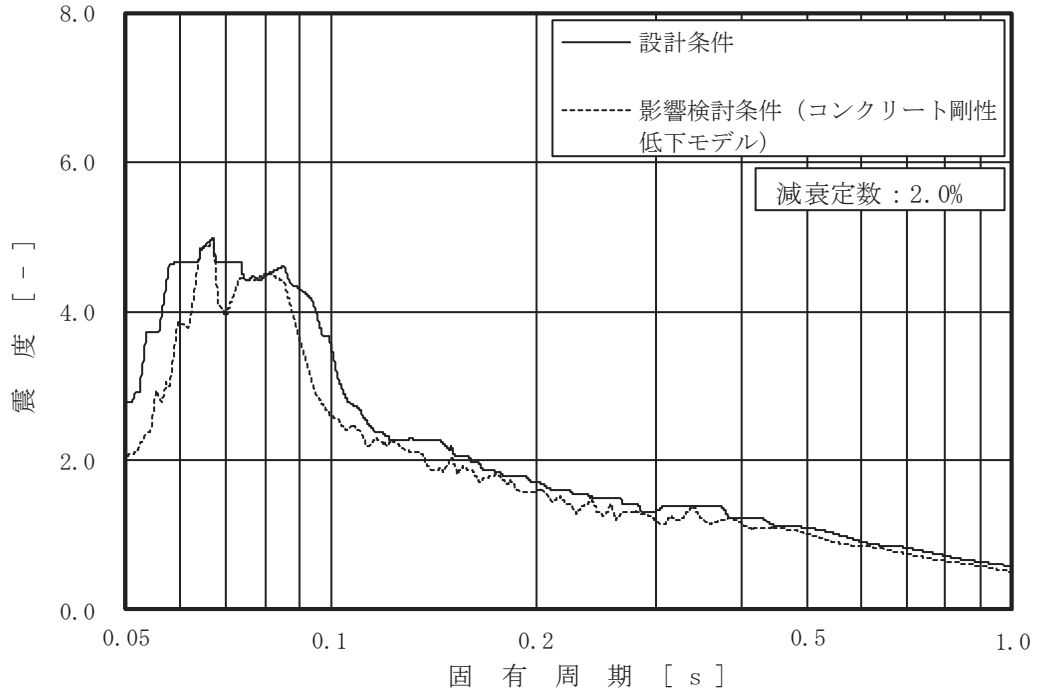


図 4-1 床応答曲線の比較 (53/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.10.41m , 鉛直)

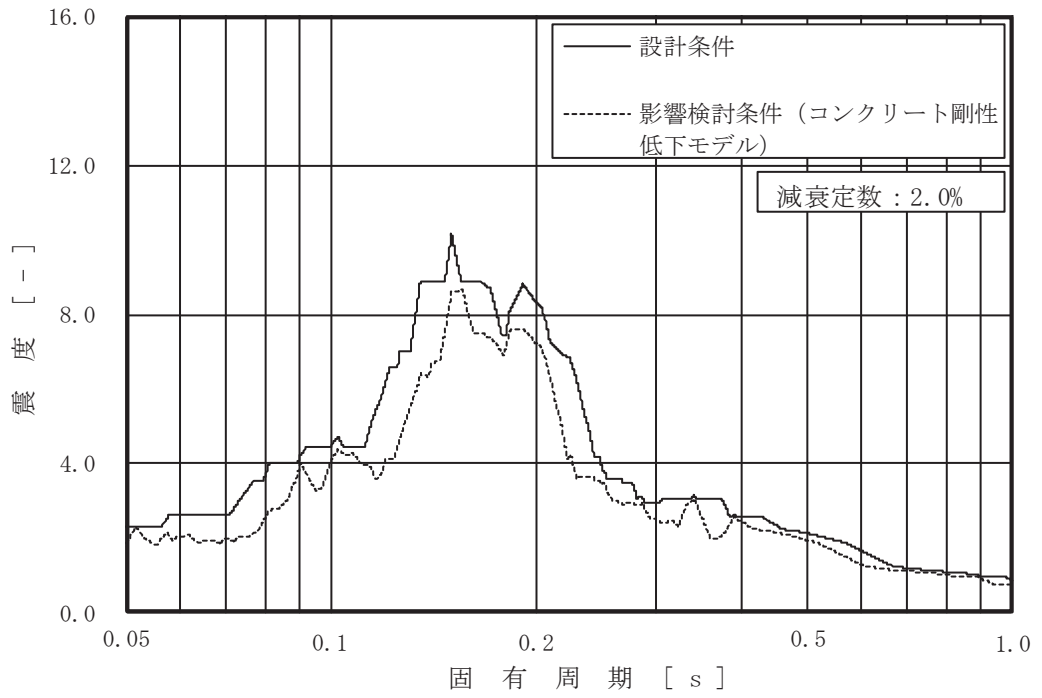


図 4-1 床応答曲線の比較 (54/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 O.P. 6.60m , 水平 (NS/EW 包絡))

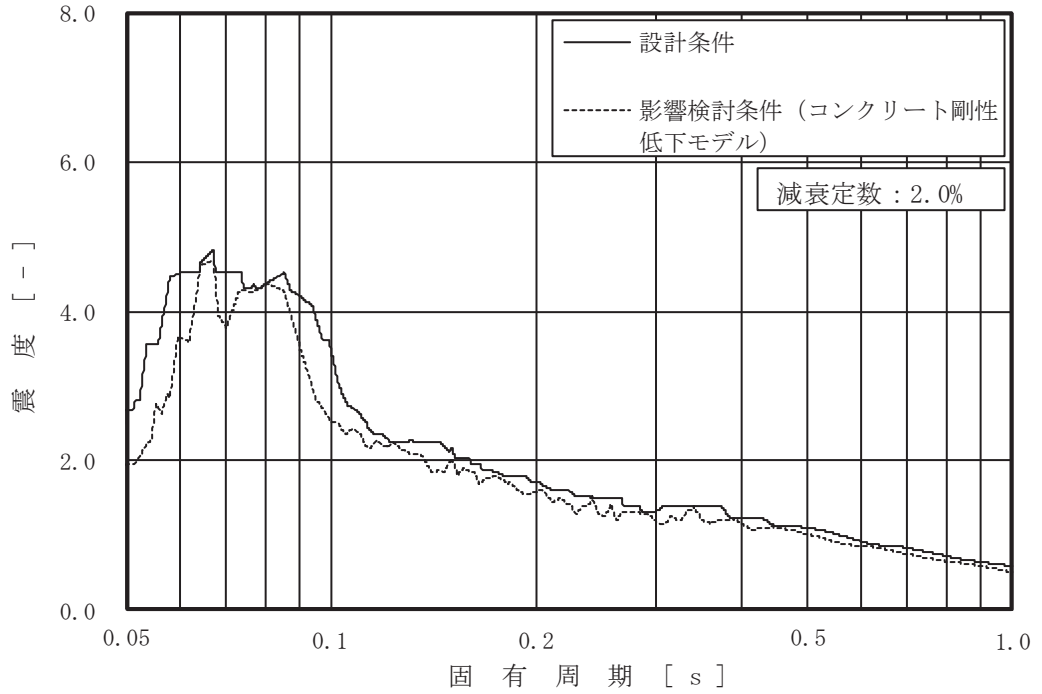


図 4-1 床応答曲線の比較 (55/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 O.P. 6.60m , 鉛直)

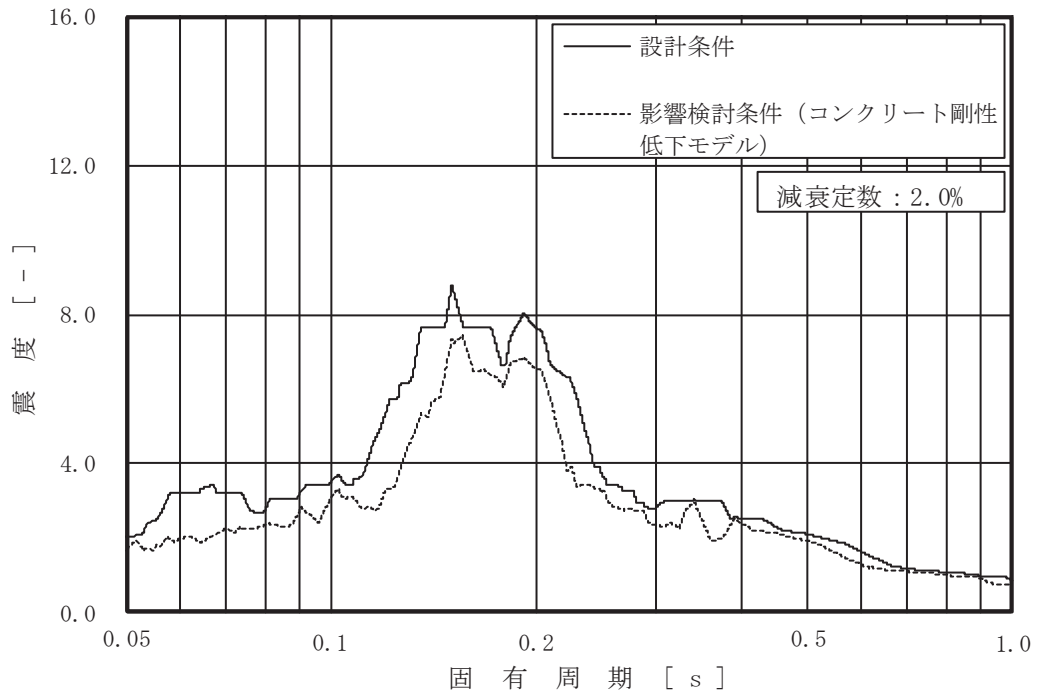


図 4-1 床応答曲線の比較 (56/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 O.P. 1.00m , 水平 (NS/EW 包絡))

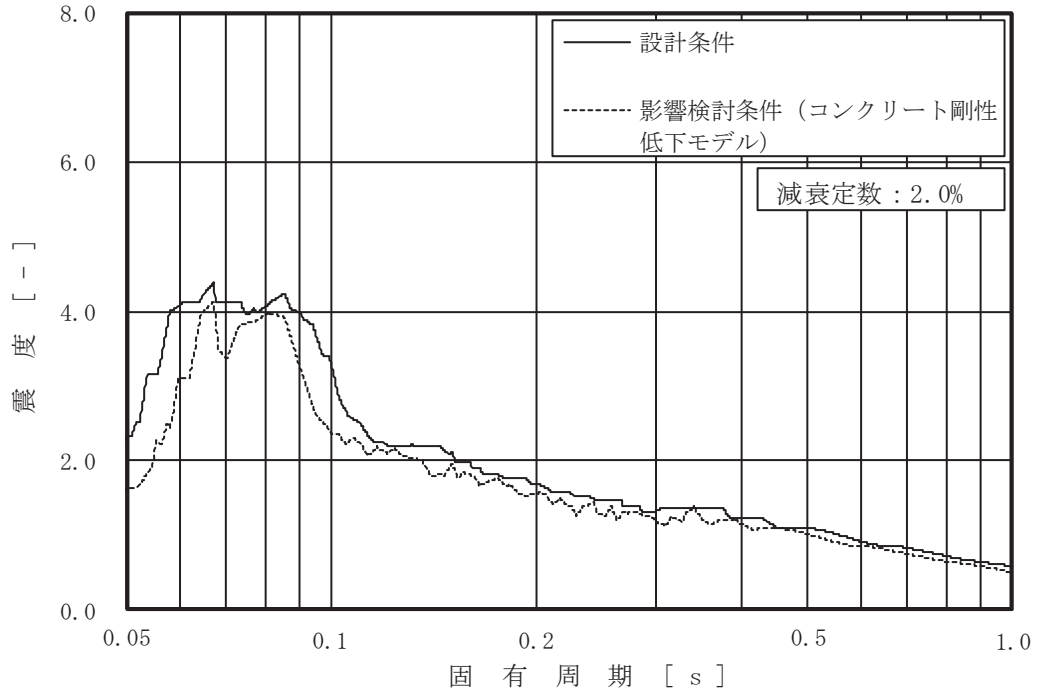


図 4-1 床応答曲線の比較 (57/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 O.P. 1.00m , 鉛直)



(8) 排気筒連絡ダクト

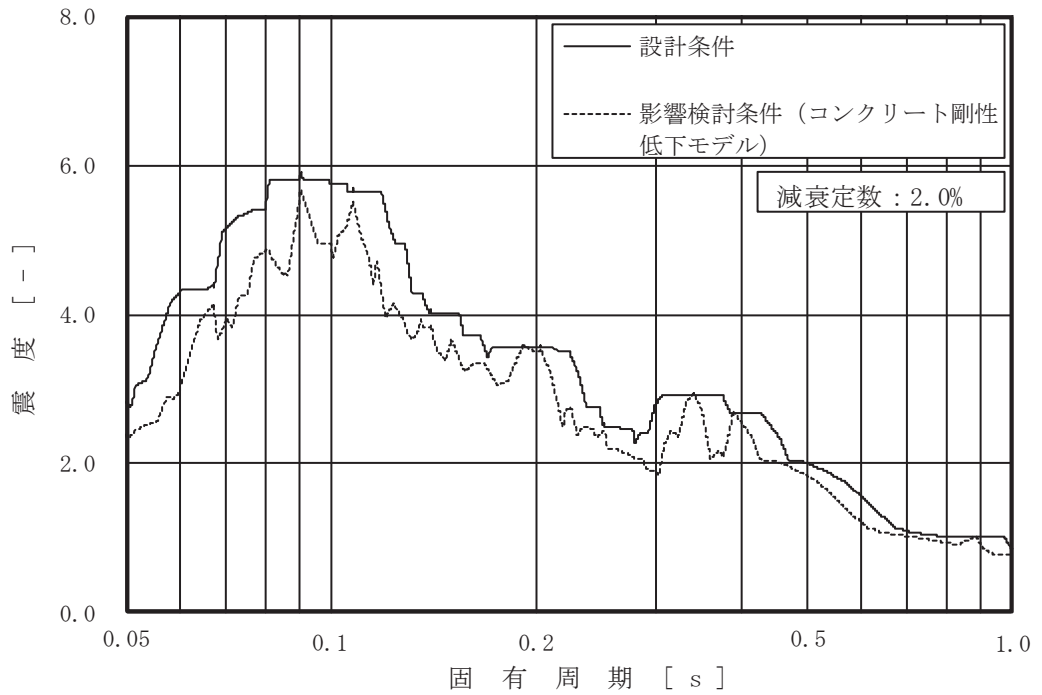


図 4-1 床応答曲線の比較 (58/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 上床板 , 水平 (NS/EW 包絡))

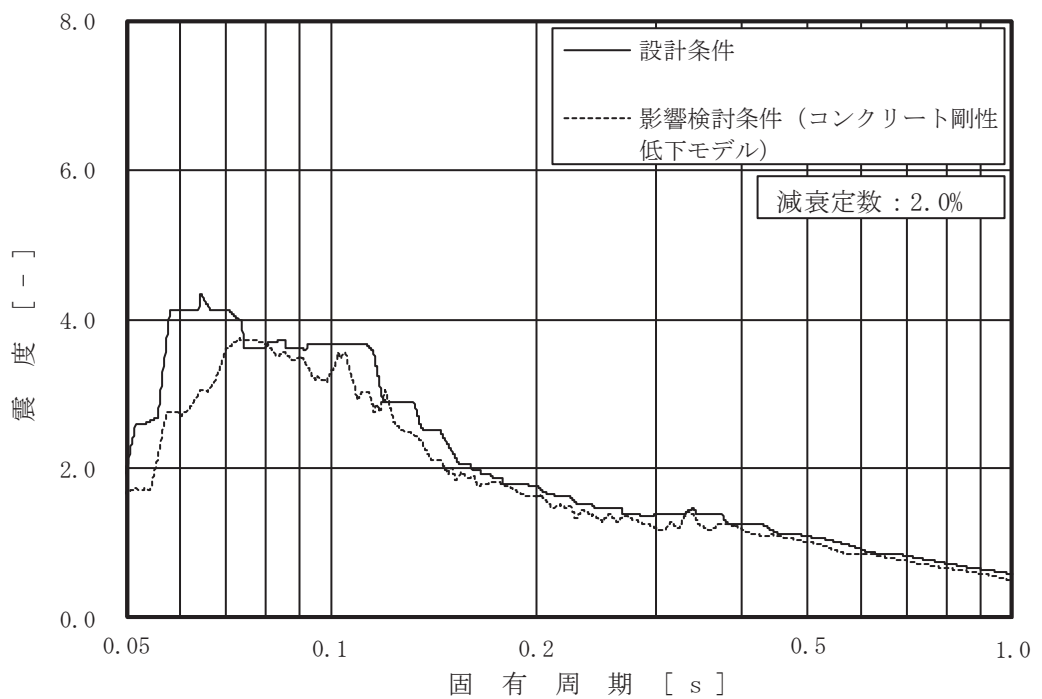


図 4-1 床応答曲線の比較 (59/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 上床板 , 鉛直)

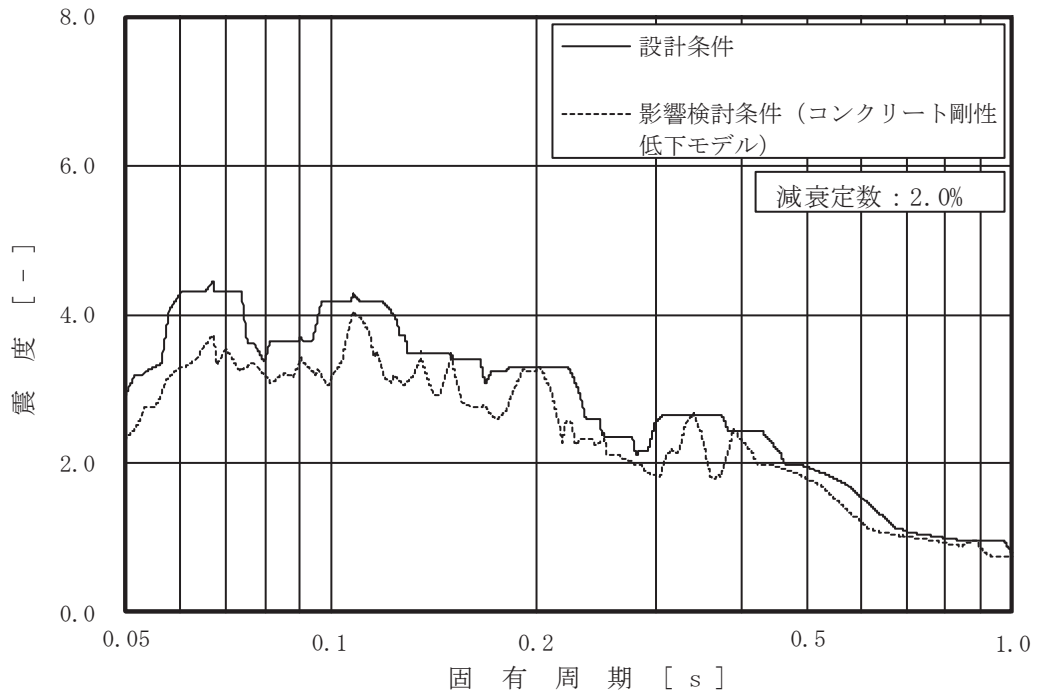


図 4-1 床応答曲線の比較 (60/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 中間点 , 水平 (NS/EW 包絡))

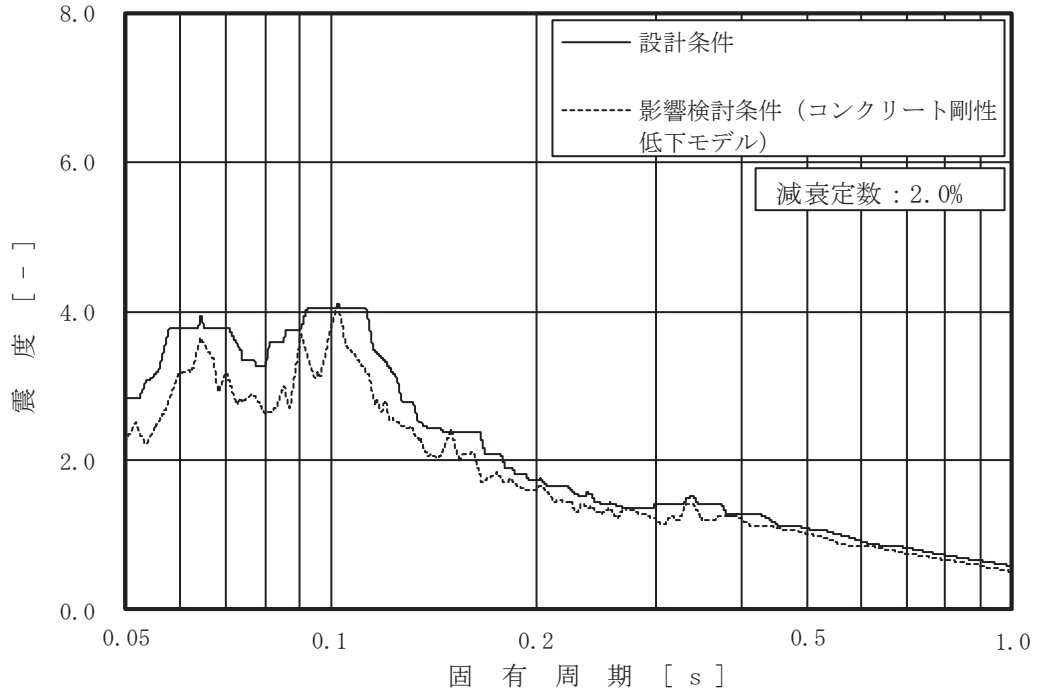


図 4-1 床応答曲線の比較 (61/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 中間点 , 鉛直)

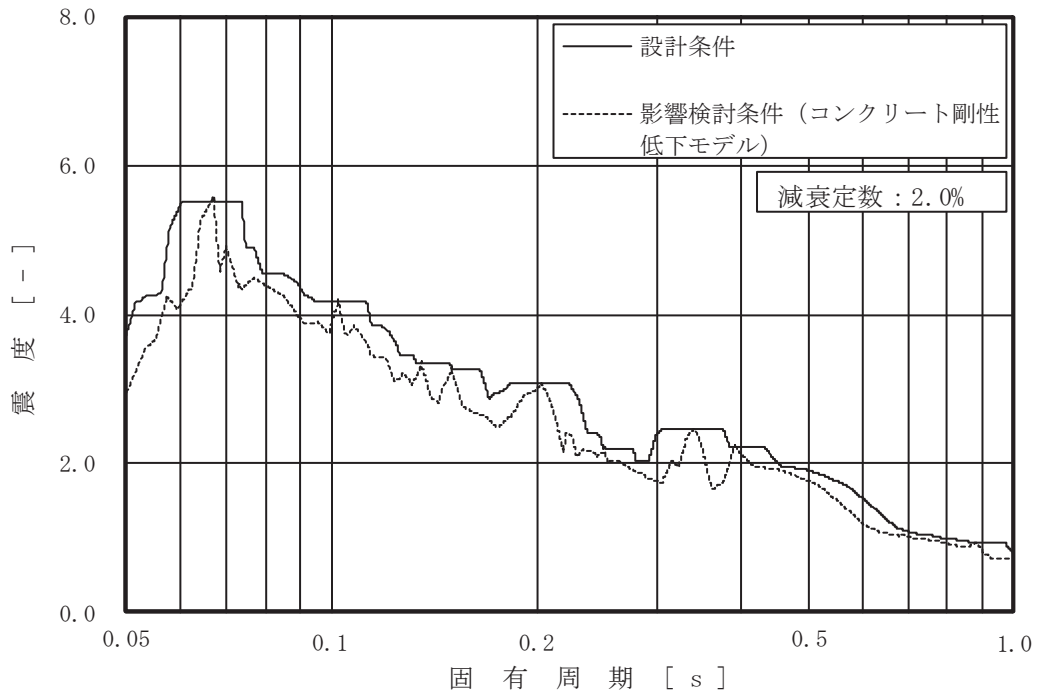


図 4-1 床応答曲線の比較 (62/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 底板 , 水平 (NS/EW 包絡))

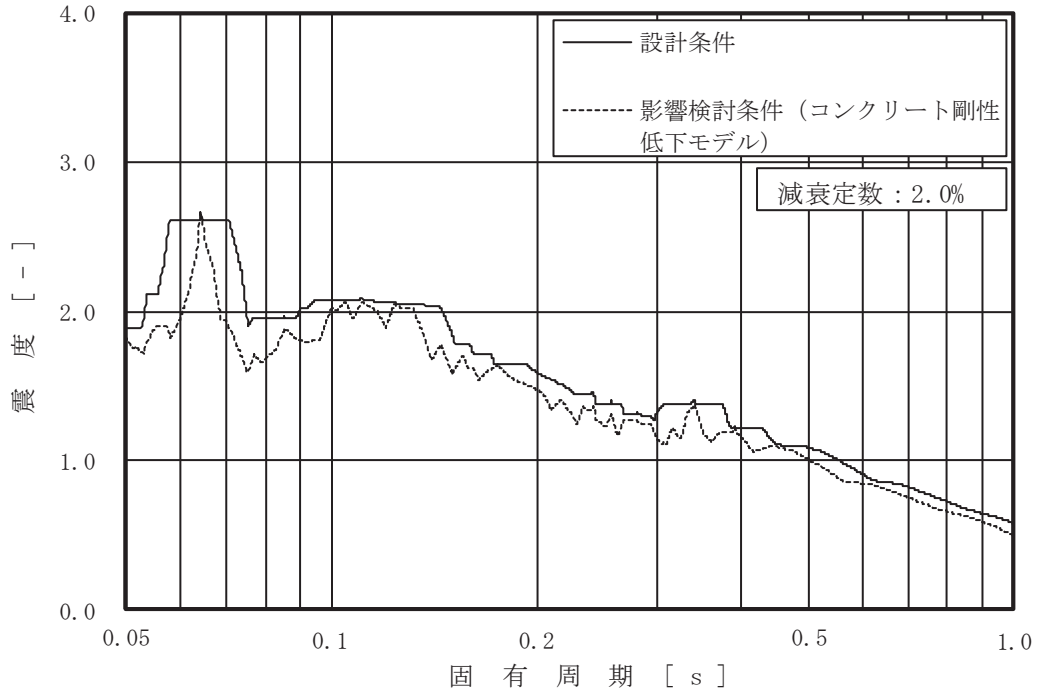


図 4-1 床応答曲線の比較 (63/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 底板 , 鉛直)

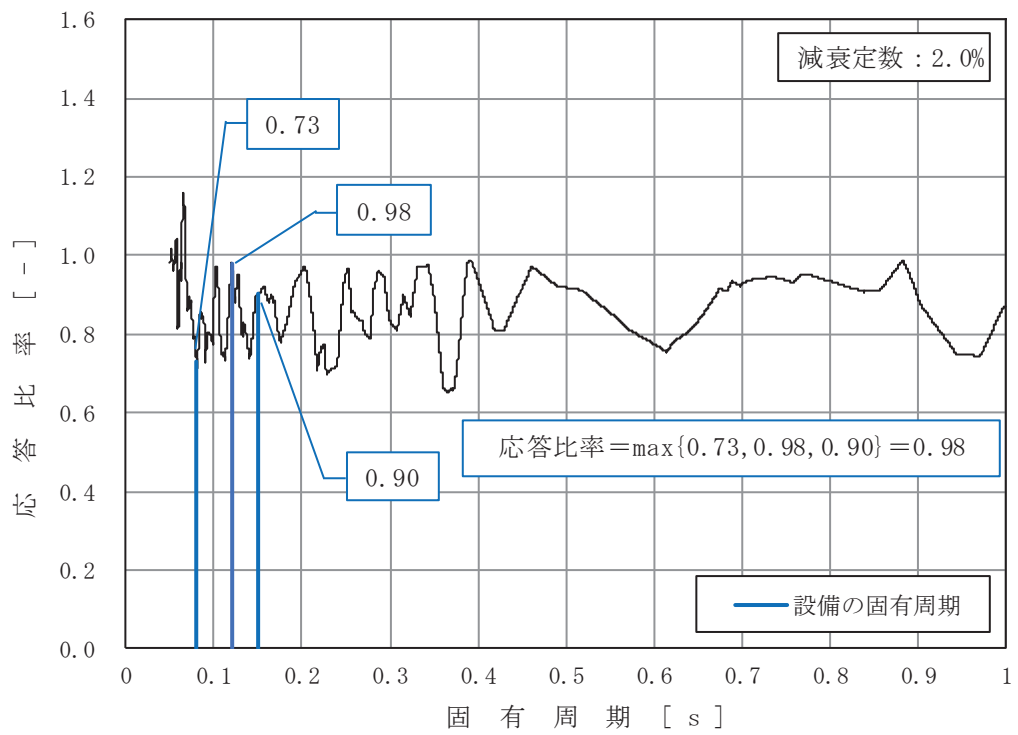


図 4-2 床応答曲線における応答比率の算定例

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m , 水平 (NS/EW 包絡),  
固有周期 : 0.08s, 0.12s, 0.15s)

#### 4.2 相対変位の影響

2. 項「検討方針」に示すように屋外重要土木構造物等にコンクリートの初期剛性低下（影響検討条件）を考慮した場合の機器・配管系への影響検討は、床応答曲線及び最大応答加速度を用いて行うこととしているが、機器・配管系の耐震性評価においては、各屋外重要土木構造物等の相対変位も考慮する必要があるため、その影響について検討した。

屋外重要土木構造物等のうち箱型構造物として海水ポンプ室、線状構造物として軽油タンク連絡ダクトを代表として、設備設計に用いている各方向、各標高の設計条件と影響検討条件の相対変位<sup>\*1</sup>の比較を表 4-10～11 に示す。

影響検討条件の相対変位を設計条件の相対変位と比較すると、方向によっては設計条件を上回る場合があるが、相対変位の差異は 1mm 未満であることから影響は軽微である。

したがって、屋外重要土木構造物等にコンクリートの初期剛性低下（影響検討条件）を考慮した場合の機器・配管系への影響検討は床応答曲線及び最大応答加速度を用いて実施する。

なお、5. 項に示す詳細評価を実施した配管系においては、影響検討条件の相対変位についても反映した評価<sup>\*2</sup>を実施し、発生値が許容値以下になることを確認した（結果は 5. 項 表 5-2 にて後述）。

注記\*1：



\*2：影響検討条件の相対変位が設計条件の相対変位を下回った場合については、当該方向の設計条件の相対変位を適用。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(1) 海水ポンプ室－原子炉建屋間\*

表 4-10(1) 相対変位の比較（水平方向（NS））

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差異 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-0.2
				-0.2
				-0.1

表 4-10(2) 相対変位の比較（水平方向（EW））

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差異 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-2.9
				-2.3
				-1.4

表 4-10(3) 相対変位の比較（鉛直）

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				0.2
				0.2
				0.1

注記\*：詳細評価対象となる配管系の敷設ルートは、海水ポンプ室（原子炉機器冷却配管ダクト（鉛直部）含む）－原子炉機器冷却配管ダクト（水平部）－原子炉建屋であるが、原子炉機器冷却配管ダクト（水平部）には配管支持構造物を設置していないため、海水ポンプ室－原子炉建屋間の相対変位を考慮する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 軽油タンク連絡ダクトー原子炉建屋間

表 4-11(1) 相対変位の比較 (水平方向 (NS, EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
軽油タンク連絡 ダクト	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				0.9
				0.9

表 4-11(2) 相対変位の比較 (鉛直方向)

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
軽油タンク連絡 ダクト	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-0.1
				-0.1

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 検討結果

「2. 検討方針」に示す影響検討フローに従った検討を行い、簡易評価の結果、一部の設備（4設備）を除き、応答比率が設備の裕度以下となることを確認した。

また、簡易評価において応答比率が設備の裕度を上回った4設備に対して、影響検討条件を用いた詳細評価を行い、発生値が許容値以下になることを確認した。

応答比率が設備の裕度を上回った4設備の簡易評価結果を表5-1に、詳細評価結果を表5-2に示す。

表 5-1 応答比率が設備の裕度を上回った4設備の簡易評価結果  
(コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケースの影響検討)

設備名称	評価部位	応力分類	今回工認の耐震評価 (基準地震動 S s)			応答比率	検討結果
			発生値 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度		
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次 応力	457	482	1.05	1.25	×
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次 応力	376	482	1.28	1.35	×
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次 応力	439	398	0.90	1.06	×
		疲労*	0.4004	1	-		
海水ポンプ室門型クレーン	クレーン 本体ガード	曲げ応力	263	280	1.06	1.42	×

注記\*：単位は無次元



表 5-2 応答比率が設備の裕度を上回った 4 設備の詳細評価結果  
(コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケースの影響検討)

対象設備	評価部位	応力分類	影響検討条件を用いた詳細評価 (基準地震動 S s)				検討結果
			最大応答 加速度 (1.2ZPA)	床応答曲線	発生値 (MPa)	許容値 (MPa)	
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 1.75 鉛直 : 1.30	海水ポンプ室 O.P. -0.550, -7.025 m 原子炉建屋 O.P. -0.8, -8.1 m (2%減衰)	402	482	○
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 2.60 鉛直 : 1.85	海水ポンプ室 O.P. 7.250, 2.250, -0.550, -7.025 m 原子炉建屋 O.P. -0.8, -8.1 m (2%減衰)	371	482	○
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 1.97 鉛直 : 1.37	軽油タンク連絡ダクト O.P. 12.1, 10.5, 9.5 m 原子炉建屋 O.P. 15.0, 6.0 m (2%減衰)	439	398	○
		疲労*			0.3990	1.000	
海水ポンプ室門型クレーン	クレーン本体 ガーダ	曲げ	時刻歴応答解析による評価		246	280	○
(配管系に対し影響検討条件の相対変位を適用した場合の評価結果)							
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次応力	上記に同じ		402	482	○
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次応力			378	482	○
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次応力			458	398	○
		疲労*	0.3997	1.000			

注記\* : 単位は無次元

## 6. まとめ

屋外重要土木構造物等に対してコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合の機器・配管系への影響評価について、簡易評価の結果、一部の設備（4設備）を除き、応答比率が設備の裕度以下となることを確認した。

また、応答比率が設備の裕度を上回った4設備について影響検討条件による詳細評価を行い、発生値が許容値以下となることを確認した。

以上より、屋外重要土木構造物等に対してコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合でも機器・配管系の耐震性に影響はないことを確認した。

## 資料2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 2-1
2. 評価条件	資料 2-1
2.1 構造概要	資料 2-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 2-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 2-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 2-8
2.5 地盤物性値	資料 2-8
2.6 評価構造物諸元	資料 2-13
2.7 地下水位	資料 2-14
2.8 耐震評価フロー	資料 2-15
2.9 適用規格	資料 2-17
3. 地震応答解析	資料 2-19
3.1 地震応答解析手法	資料 2-19
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 2-22
3.2.1 解析モデル領域	資料 2-22
3.2.2 境界条件	資料 2-24
3.2.3 構造物のモデル化	資料 2-28
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 2-28
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 2-28
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 2-29
3.2.7 材料特性の設定	資料 2-32
3.3 減衰定数	資料 2-34
3.4 荷重の組合せ	資料 2-41
3.4.1 機器・配管荷重	資料 2-42
3.4.2 外水圧	資料 2-42
3.4.3 積載荷重	資料 2-42
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 2-43
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 2-43
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 2-50
4. 評価内容	資料 2-54
4.1 入力地震動の設定	資料 2-54
4.2 許容限界の設定	資料 2-83
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 2-83
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）	資料 2-85
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）	資料 2-89
4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 2-102

5. 評価結果 .....	資料 2-103
5.1 地震応答解析結果 .....	資料 2-103
5.1.1 解析ケースと照査値 .....	資料 2-103
5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査） .....	資料 2-111
5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査） .....	資料 2-112
5.1.4 最大せん断ひずみ分布 .....	資料 2-114
5.2 構造部材の健全性に対する評価結果 .....	資料 2-117
5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 .....	資料 2-117
5.2.2 せん断破壊に対する評価結果 .....	資料 2-122
5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 .....	資料 2-153
5.3.1 基礎地盤（狐崎部層） .....	資料 2-153
5.3.2 MMR（既設） .....	資料 2-155
6. まとめ .....	資料 2-163

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース ..... 資料 2- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 ..... 資料 2- (参考) 2-1

## 1. 評価方法

軽油タンク連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である燃料移送系配管を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク連絡ダクトについては、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

## 2. 評価条件

### 2.1 構造概要

軽油タンク連絡ダクトの位置図を図2-1に示す。

軽油タンク連絡ダクトは、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

軽油タンク連絡ダクトの平面図を図2-2に、断面図及び縦断図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

軽油タンク連絡ダクトは、軽油タンク室と原子炉建屋を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長52.30m、内空幅1.25m、内空高さ2.00mの二連ボックスカルバート構造の標準部（以下「標準部」という。）と、内空幅1.55m（東西方向）×2.25m（南北方向）、内空高さ3.05mの軽油タンク室と接続する接続部（以下「接続部」という。）から構成され、MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

軽油タンク連絡ダクトは、延長方向に13.0m間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋との接合部には耐震ジョイントが設置されており、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

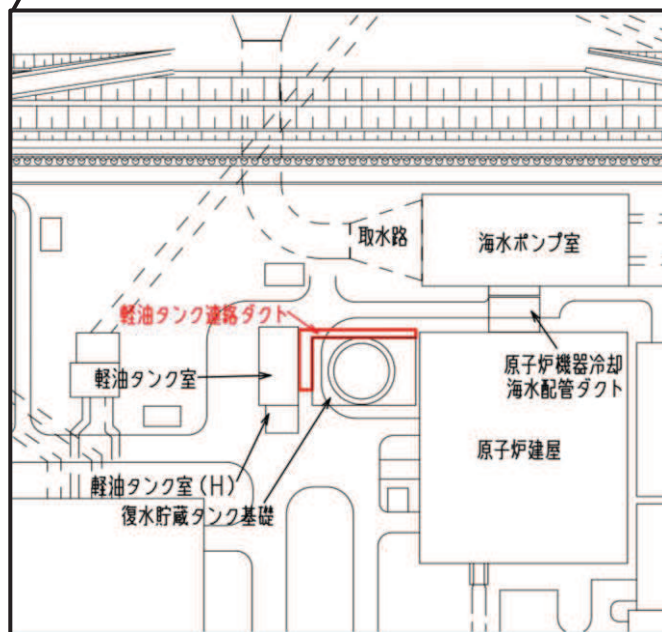
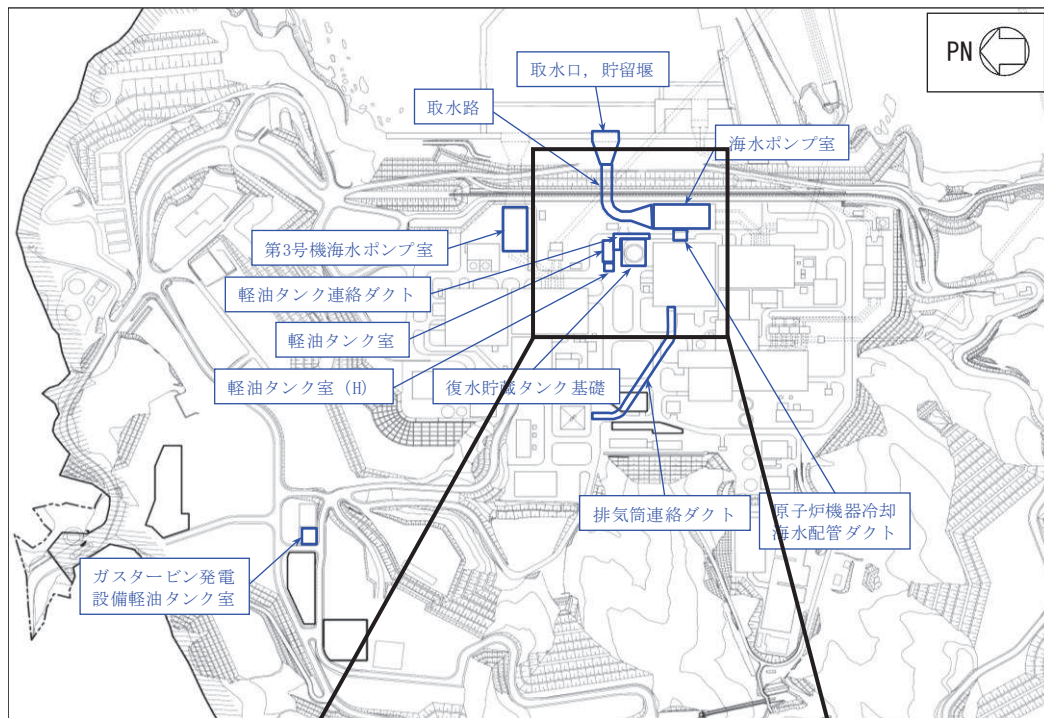


図 2-1 軽油タンク連絡ダクトの位置図



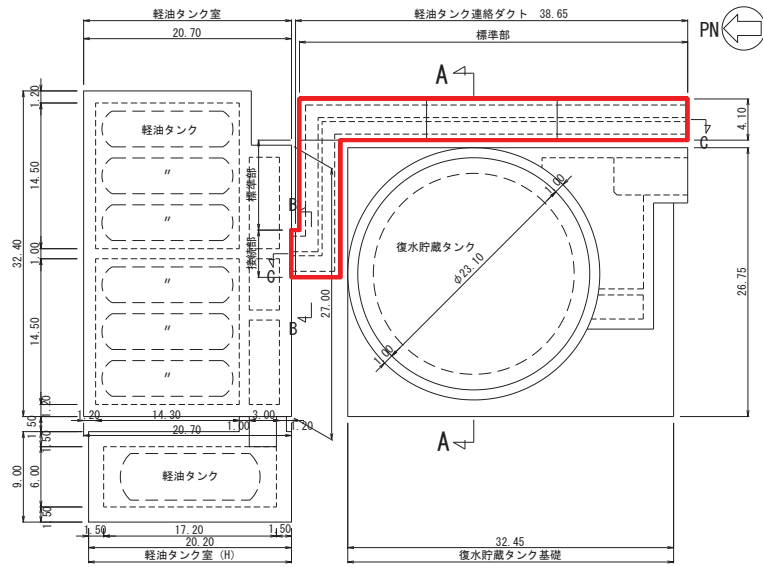


図 2-2(1) 軽油タンク連絡ダクト平面図 (単位：m)

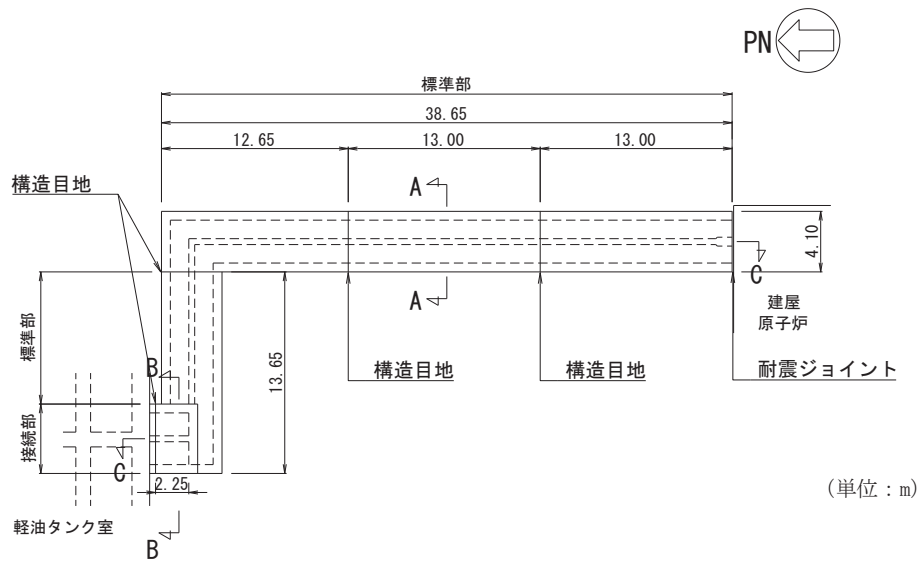


図 2-2(2) 軽油タンク連絡ダクト平面図 (詳細)

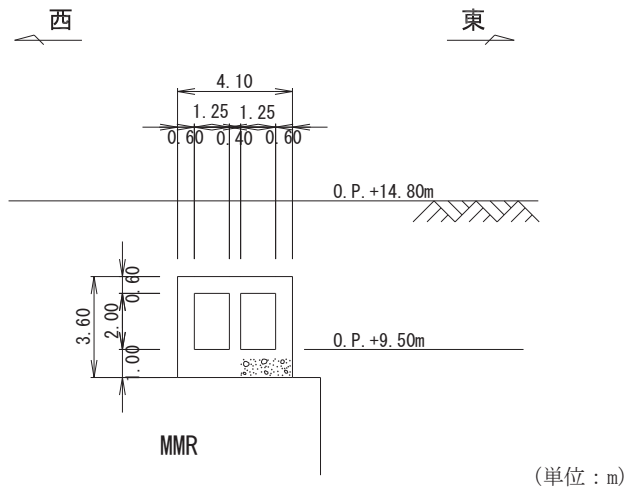


図 2-3(1) 軽油タンク連絡ダクト断面図 (A-A 断面, 標準部)

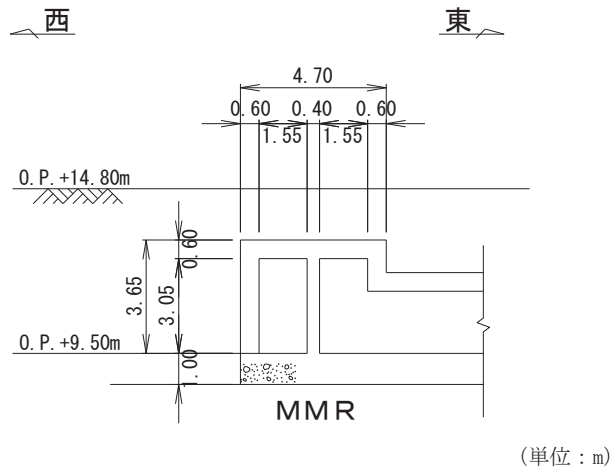


図 2-3(2) 軽油タンク連絡ダクト断面図 (B-B 断面, 接続部)

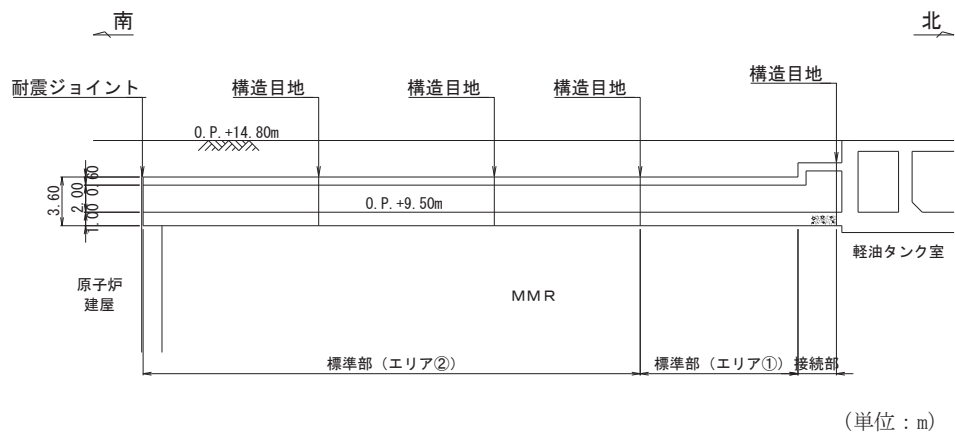


図 2-3(3) 軽油タンク連絡ダクト縦断面図 (C-C 断面)

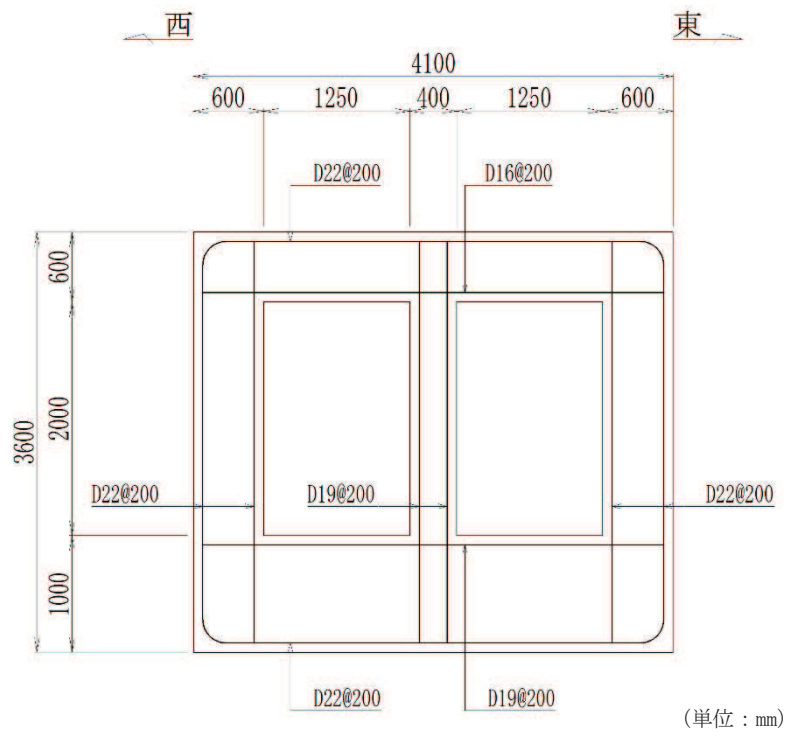


図 2-4 軽油タンク連絡ダクト概略配筋図 (A-A 断面)

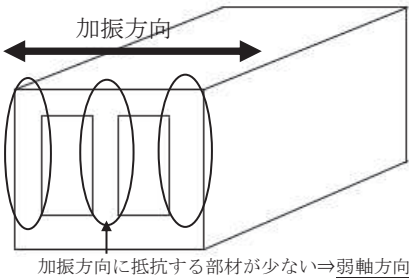
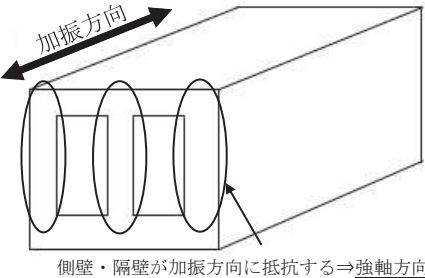
## 2.2 評価対象断面の方向

軽油タンク連絡ダクトは復水貯蔵タンク基礎の東側及び復水貯蔵タンク基礎と軽油タンク室の間にL型に設置されるが、復水貯蔵タンク基礎と軽油タンク室の間は地震時の土圧が低減されることから、復水貯蔵タンク基礎の東側部分から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。軽油タンク連絡ダクトの南北方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、東西方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから、軽油タンク連絡ダクトの耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である東西方向を評価対象断面とする。

表 2-1 軽油タンク連絡ダクトの評価対象断面の方向の選定

	東西方向の加振	南北方向の加振
軽油タンク連絡ダクト	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない⇒弱軸方向</p>	 <p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する⇒強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</li> </ul>
	弱軸方向を評価対象断面とする。	

### 2.3 評価対象断面の選定

軽油タンク連絡ダクトは、延長方向に13.0m間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋との接合部には耐震ジョイントが設置されており、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

評価対象断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.4 軽油タンク連絡ダクト」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ構造物の延長方向のおおむね中心位置を通り弱軸方向となる東西方向（A-A断面）を代表として、耐震評価を実施する。

軽油タンク連絡ダクトの評価対象地質断面図を図2-5に示す。

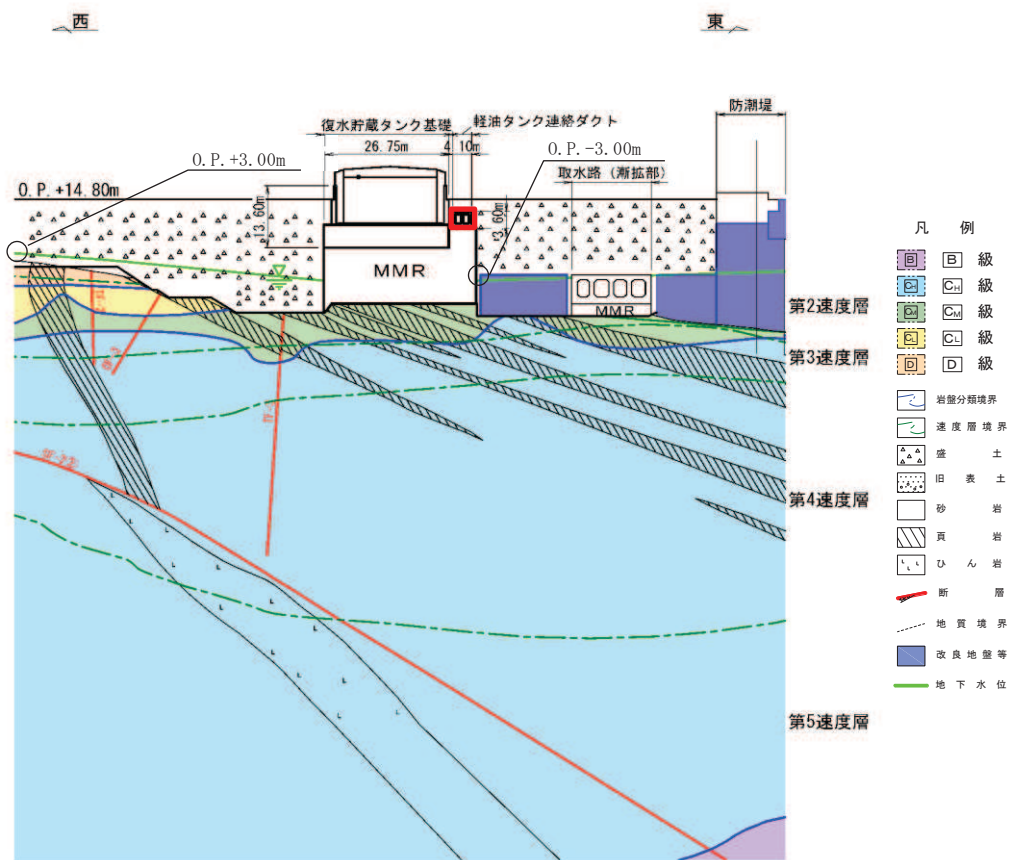


図2-5 軽油タンク連絡ダクト 評価対象地質断面図（A-A断面）

## 2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-2に、材料の物性値を表2-3に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	2.33×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2 ①, ②, ③
		実強度*1	3.32×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2④
	ポアソン比	0.2	

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

## 2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4～表2-6に示す。

表 2-4(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 $h$
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C <sub>M</sub> 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C <sub>L</sub> 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		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 2-4(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 2-4(1) 参照	0.48	
	第 3 速度層		0.44	



表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

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 $\phi$ (°)	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: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」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 2-6 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

\*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.6 評価構造物諸元

軽油タンク連絡ダクトの諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-6 に示す。

表 2-7 評価部位とその仕様

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
頂版	3 4	1000	600	20.5	SD345	—
側壁	5 7	1000	600	20.5	SD345	—
隔壁	6	1000	400	20.5	SD345	支持機能
底版	1 2	1000	1000	20.5	SD345	—

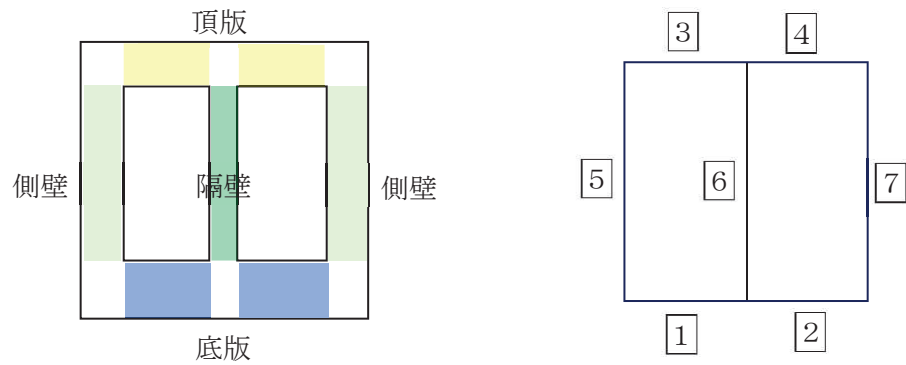


図 2-6 評価部位

## 2.7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
 設計用地下水位の一覧を表2-8に、設計用地下水位を図2-7に示す。

表 2-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
軽油タンク連絡ダクト	O. P. -3.00m~O. P. +3.00m

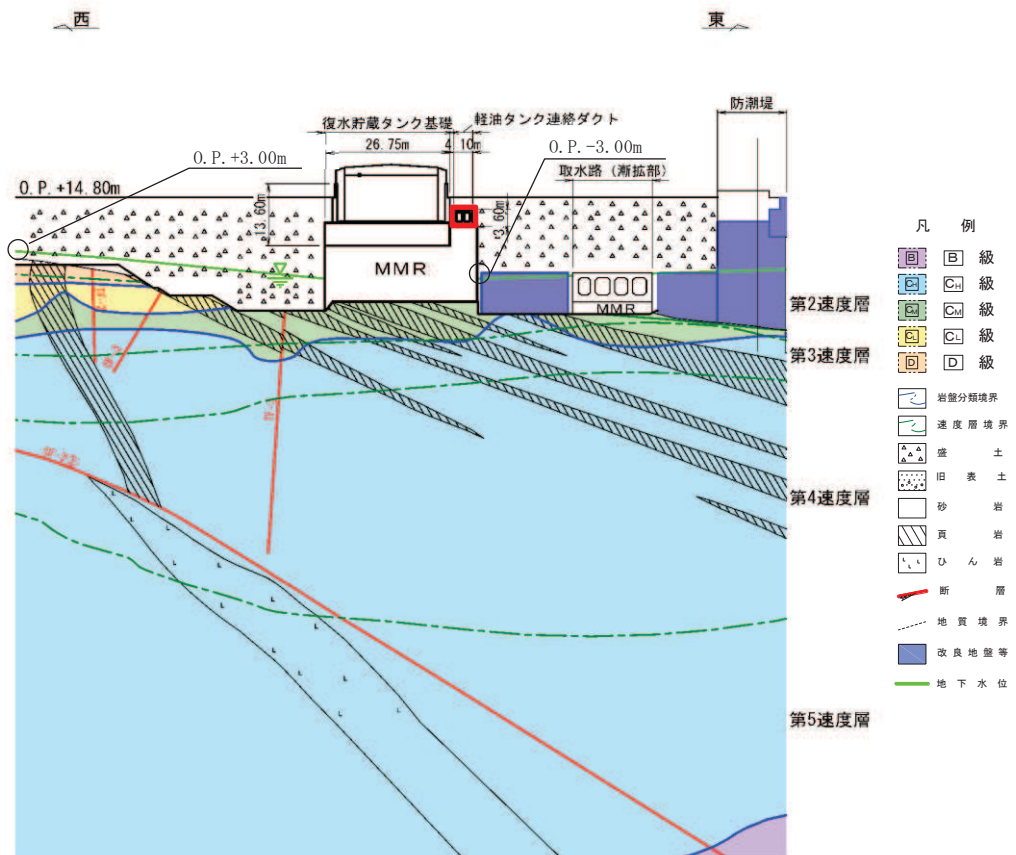


図 2-7 軽油タンク連絡ダクトの設計用地下水位

## 2.8 耐震評価フロー

軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-8及び図2-9に示す。

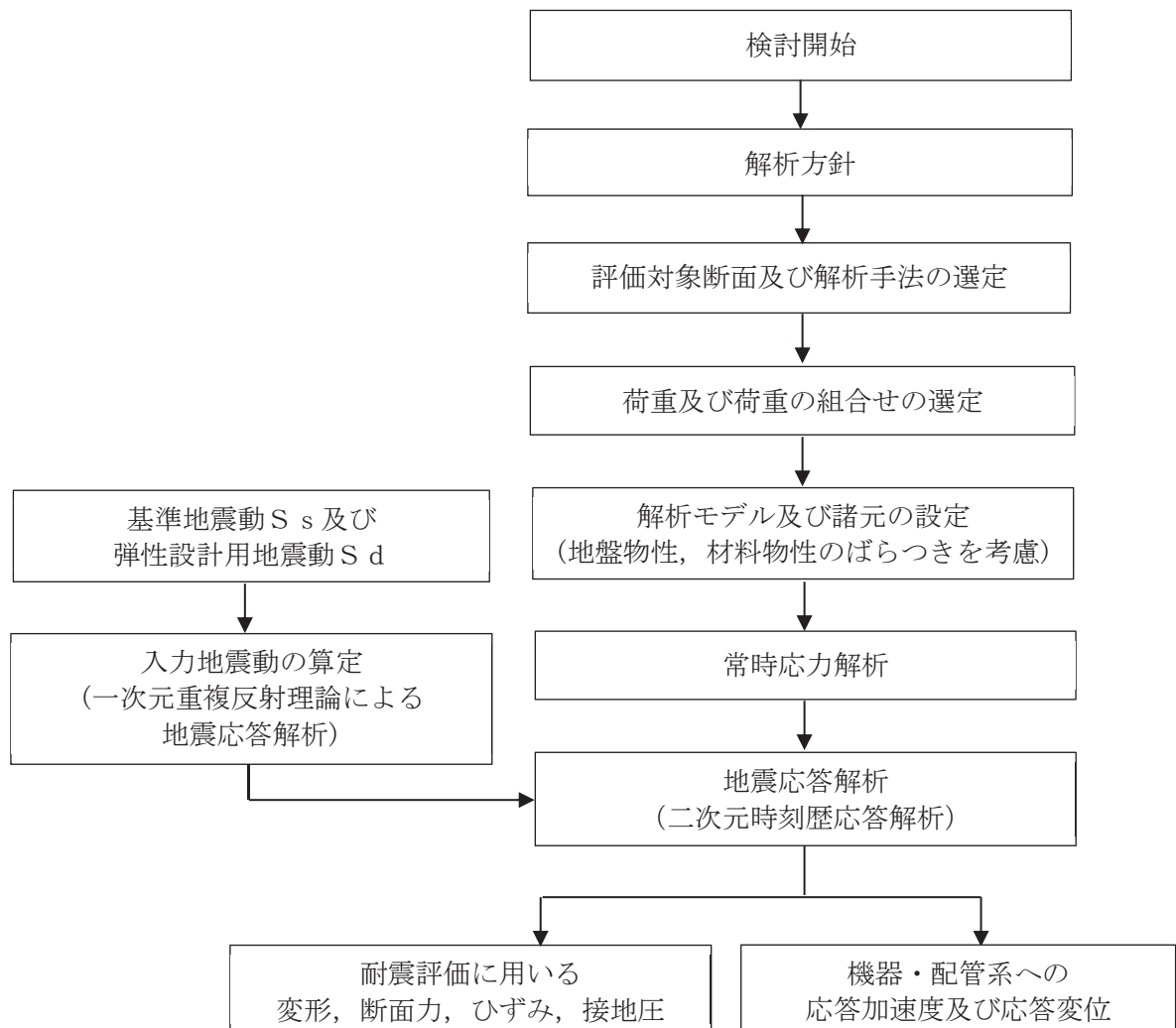


図 2-8 軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析フロー

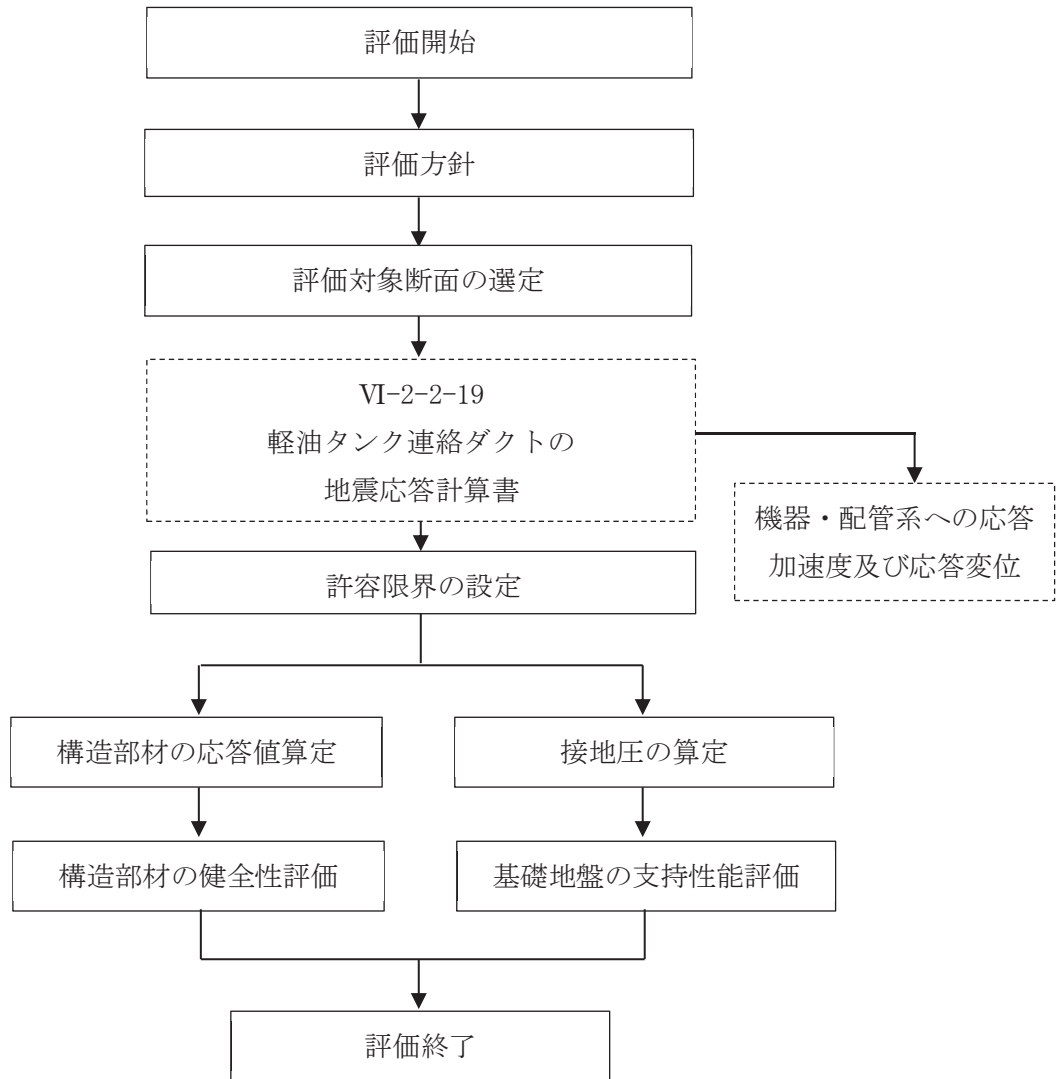


図 2-9 軽油タンク連絡ダクトの耐震評価フロー

## 2.9 適用規格

軽油タンク連絡ダクトの耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV下部構造編）（社団法人 日本道路協会、平成14年3月）を適用する。

また、材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数についてはコンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）を適用する。

表2-9に適用する規格，基準類を示す。

表 2-9 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元 ( $\gamma$ , E, $\nu$ )	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界*1	・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(2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 $2000\mu$ , 主筋ひずみ $1725\mu$ ) 以下であることを確認*2	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・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)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎地盤に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*2	—
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 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・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	—

注記\*1: 軽油タンク連絡ダクトは, 設計用地下水位がダクトの底版より低く, 地下水の流入が無いことから, 地下水に対する止水性能の評価を省略する。

\*2: 妥当な安全余裕を考慮する。



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

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有限要素法により、基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  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より行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.4 軽油タンク連絡ダクト」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いる。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土、旧表土及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (修正GHEモデル又はH-Dモデル) を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

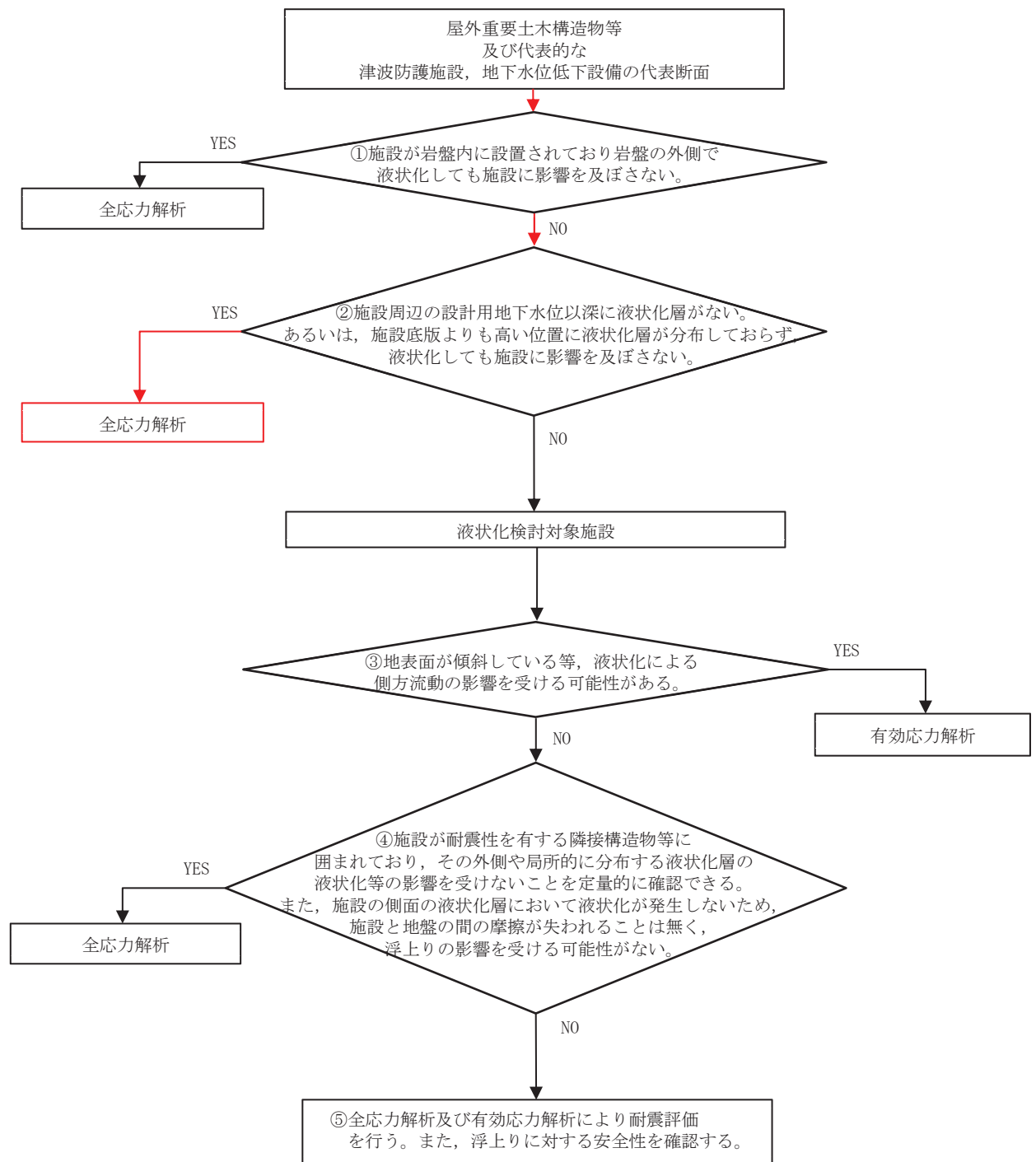


図 3-1 解析手法の選定フロー

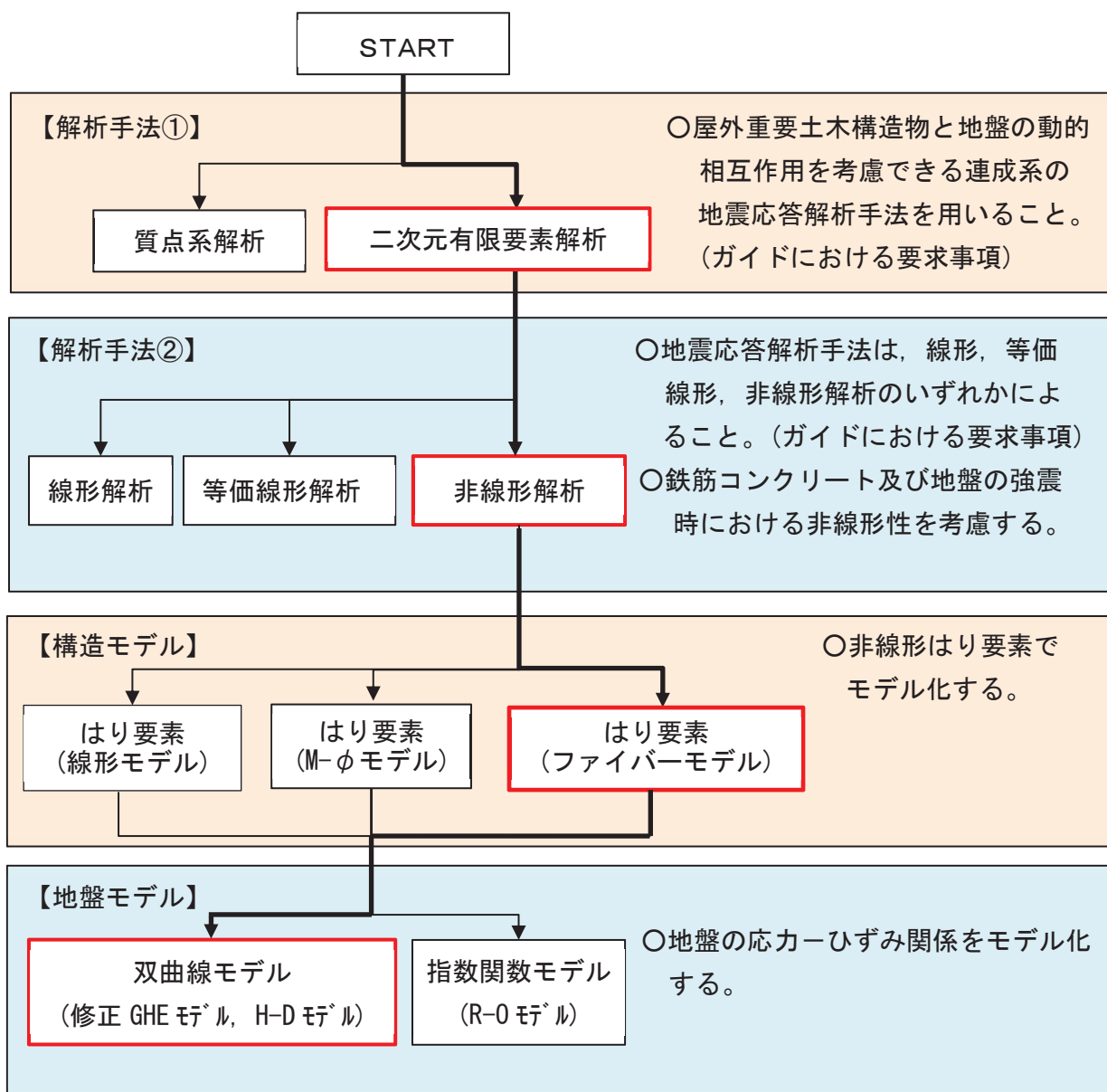


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

## 3.2 地震応答解析モデルの設定

### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

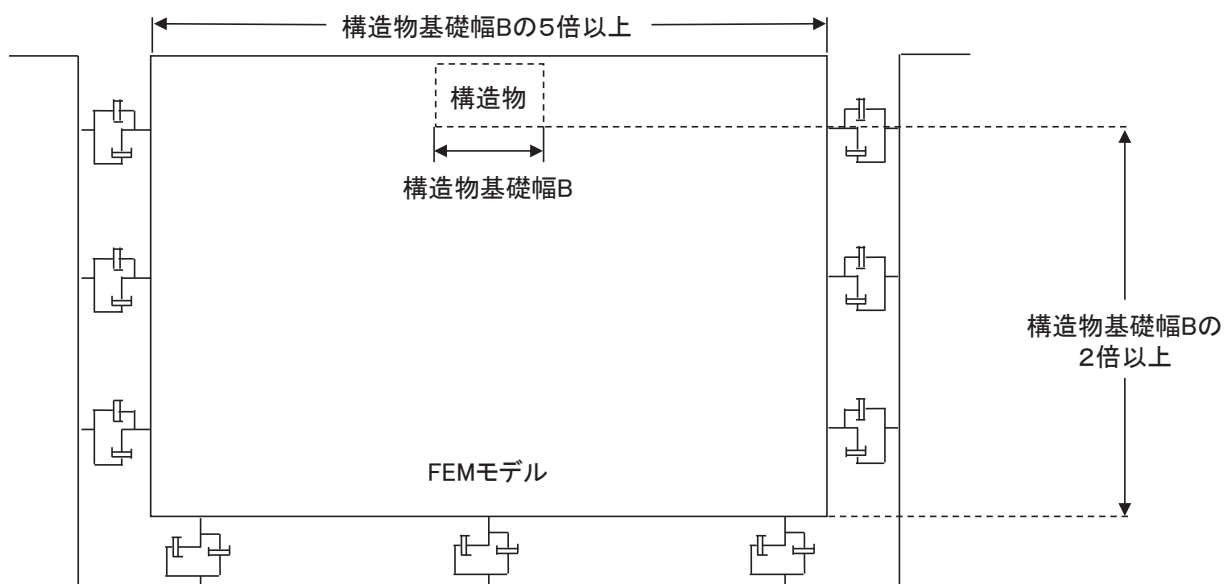


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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常時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3-4に示す。

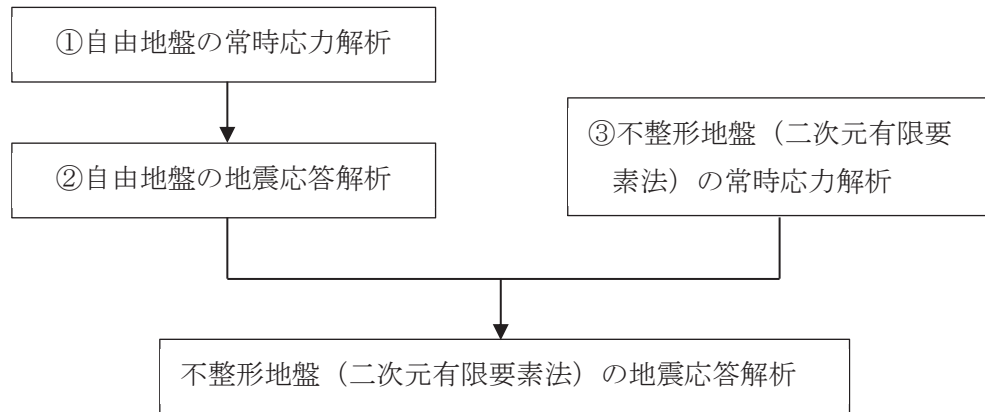


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための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に示す。

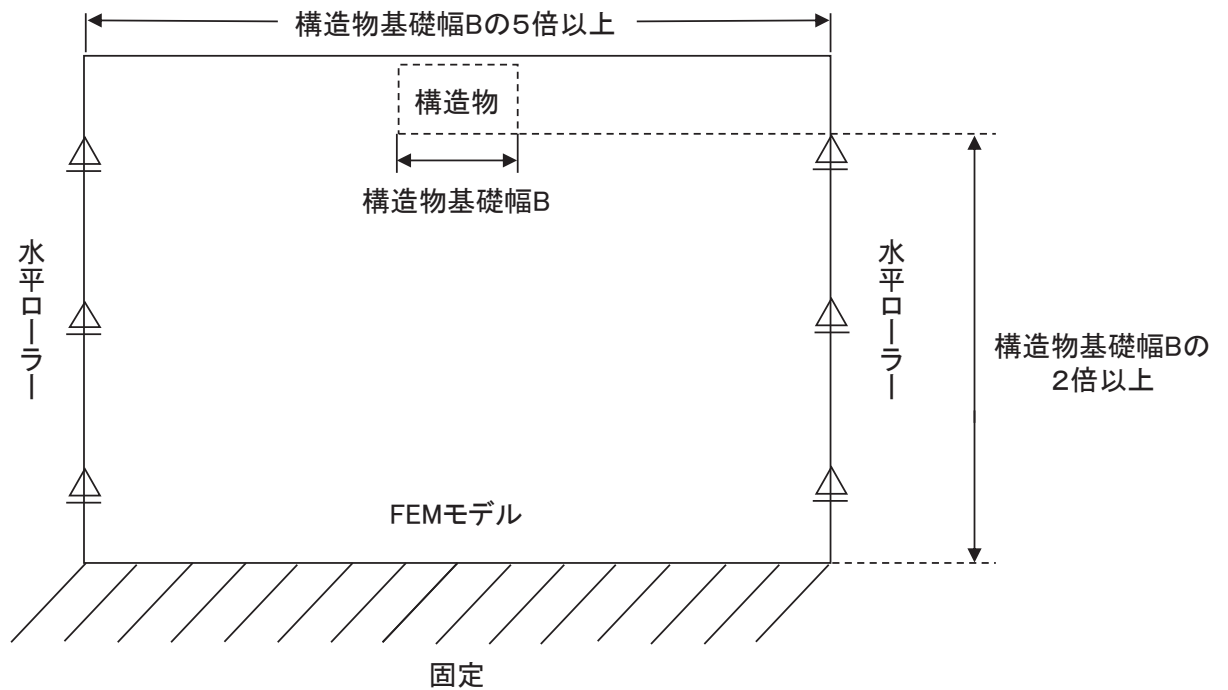


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時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3-6に示す。

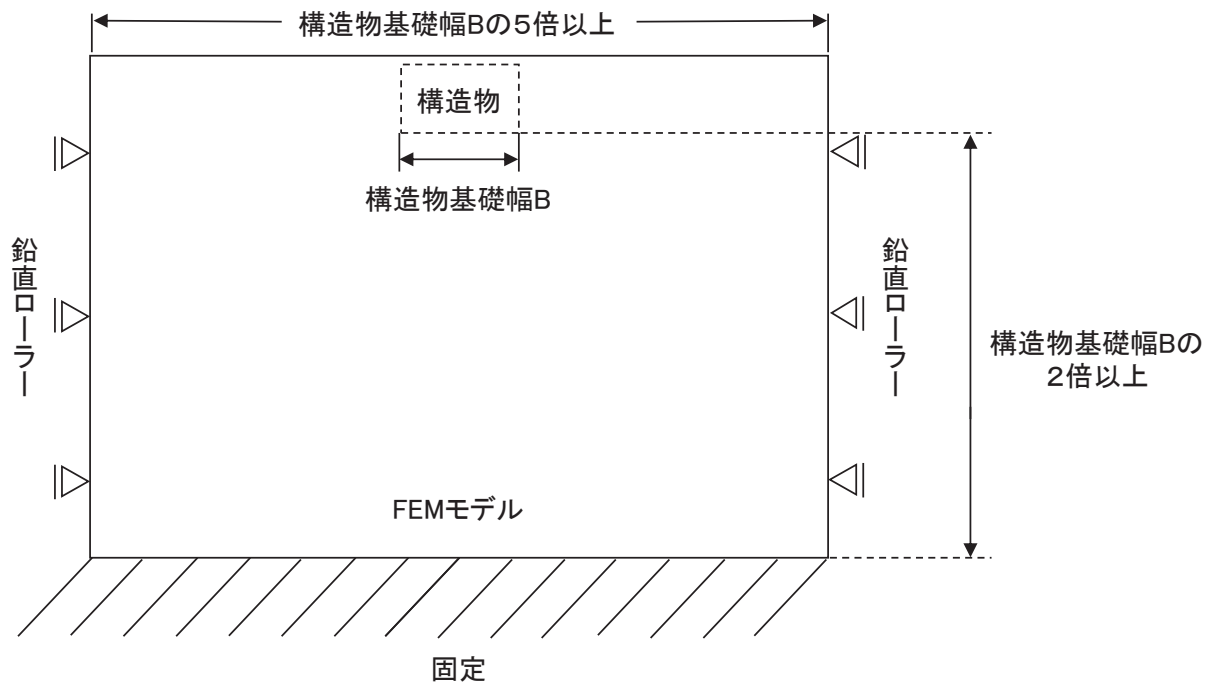
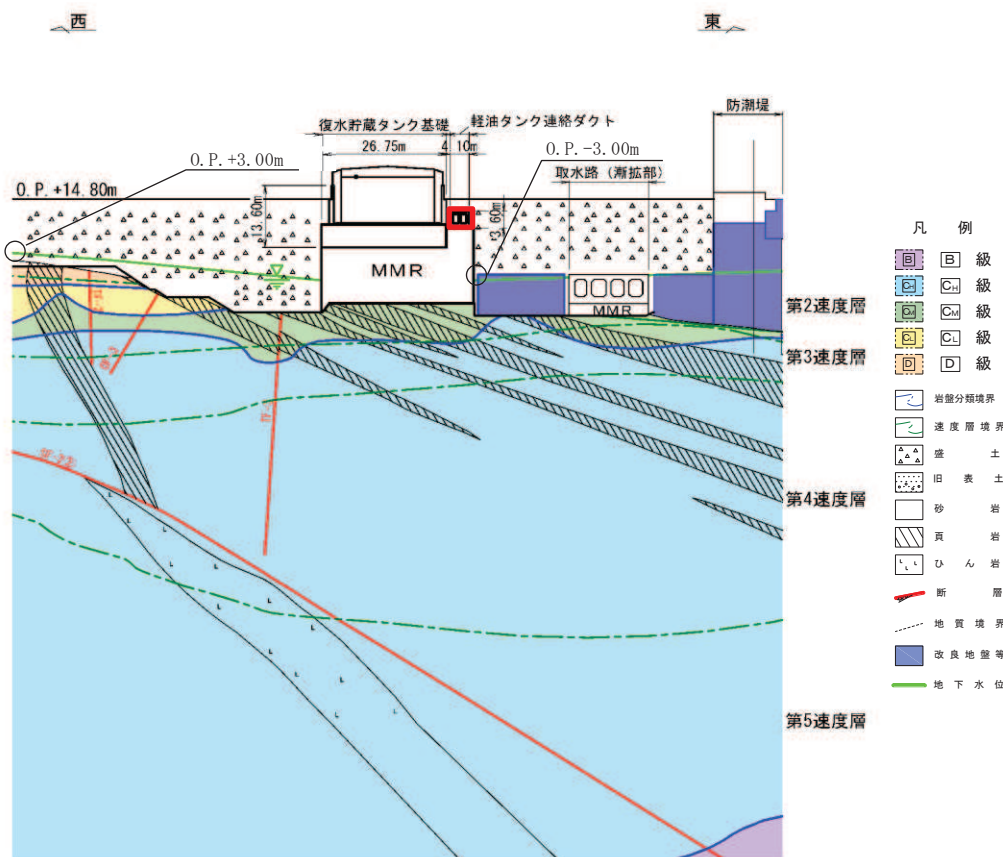


図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

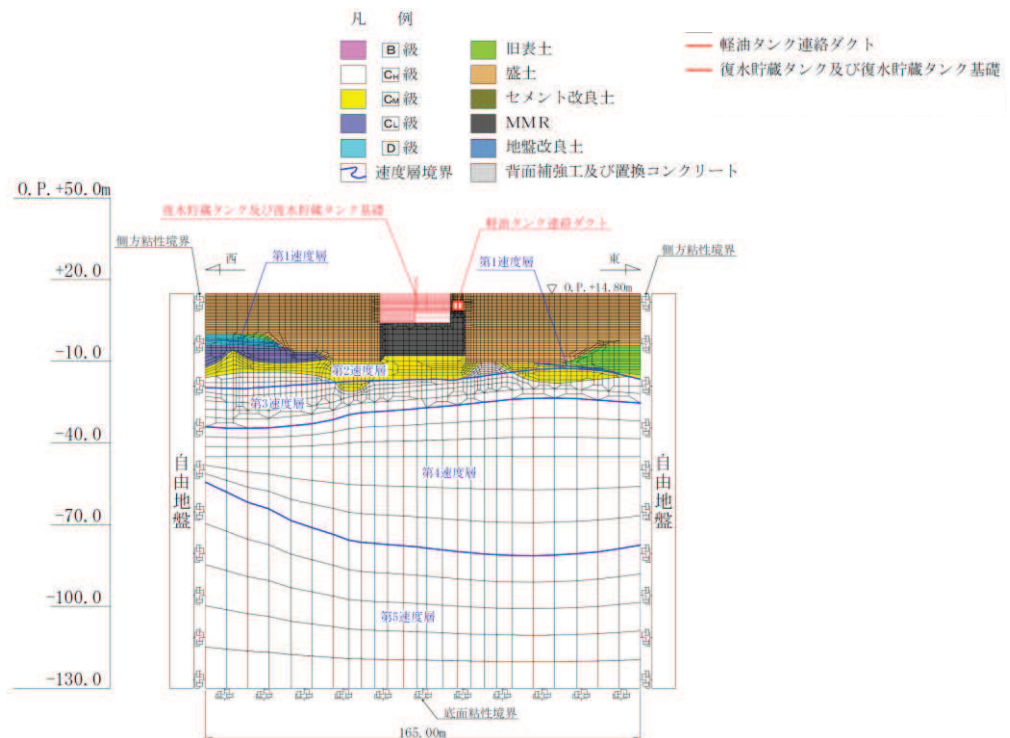
(3) 地震応答解析時

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整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。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図 3-7 に示す。





(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 軽油タンク連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図

### 3.2.3 構造物のモデル化

軽油タンク連絡ダクトでは、構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

軽油タンク連絡ダクトの解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

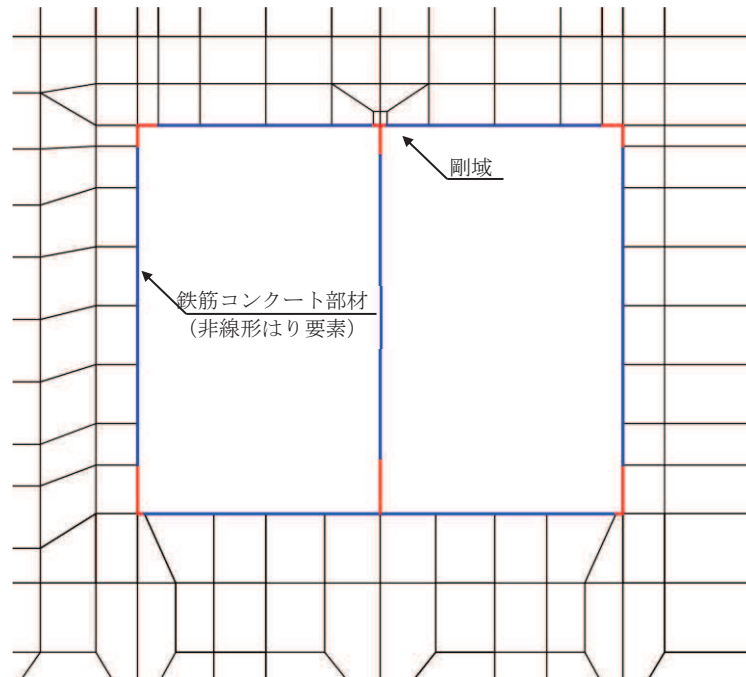


図3-8 軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析モデル（構造物部分拡大）

### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

軽油タンク連絡ダクトの東側に設置されている取水路や周囲の改良地盤及び防潮堤については、軽油タンク連絡ダクトの耐震性に保守的な評価となるよう盛土でモデル化する。

また、軽油タンク連絡ダクトは復水貯蔵タンク基礎とMMRを共有しており、お互いの振動を受けることから、復水貯蔵タンク基礎をモデル化する。なお、復水貯蔵タンク基礎は、線形はり要素でモデル化する。

### 3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

D<sub>1</sub>級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、及びD<sub>2</sub>級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

### 3.2.6 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」及び「構造物と MMR」（以下「地盤と構造物等」という。）の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の「地盤と構造物等」の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は「地盤と構造物等」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、「地盤と構造物等」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。

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 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

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

ここで、

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

表 3-1 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 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.06	30.0
C <sub>II</sub> 級	0.49	47.0
MMR（既設）	3.10	40.0

注記\*1：地下水位以浅

\*2：地下水位以深

表 3-2 要素間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 $\phi$ (°)
盛土-MMR	盛土の $c$	盛土の $\phi$
盛土-構造物	盛土の $c$	盛土の $\phi$
岩盤-MMR	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$

また、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大きな値とし、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 pp1061-1070，2009）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に，ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$
MMR (既設)	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

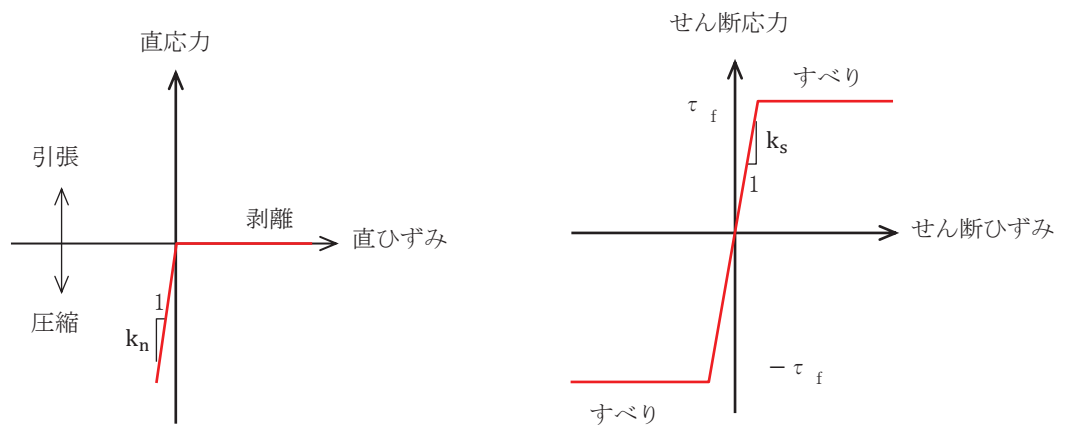


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- |  |       |  |                 |  |         |
|--|-------|--|-----------------|--|---------|
|  | ①級    |  | 旧表土             |  | 軽油タンク室  |
|  | ②級    |  | 盛土              |  | ジョイント要素 |
|  | ③級    |  | セメント改良土         |  |         |
|  | ④級    |  | MMR             |  |         |
|  | ⑤級    |  | 地盤改良土           |  |         |
|  | 速度層境界 |  | 背面補強工及び置換コンクリート |  |         |

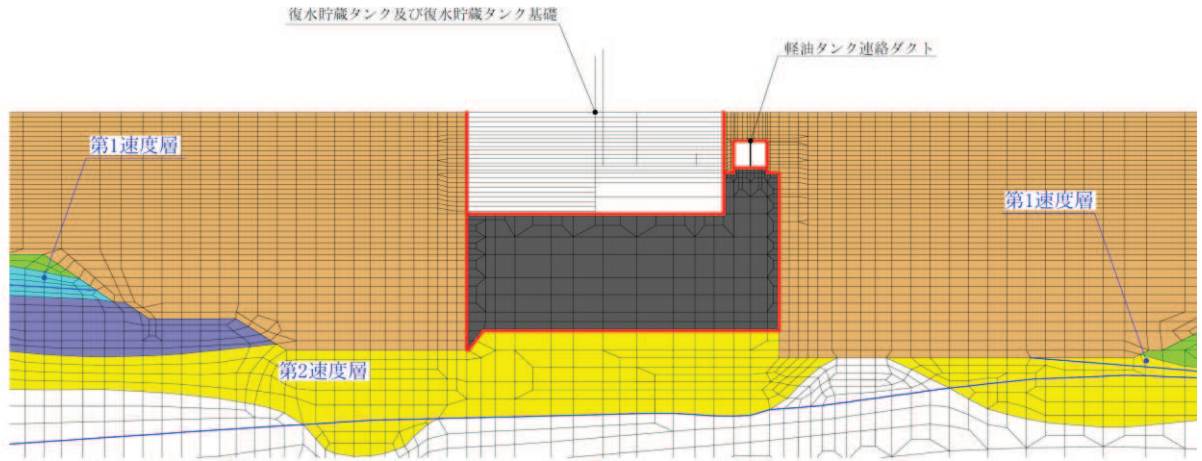


図 3-10 ジョイント要素の配置

### 3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書及びコンクリート標準示方書 2017 に基づき設定する。

図 3-11 にファイバーモデルの概念図を、図 3-12 にファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、及び鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

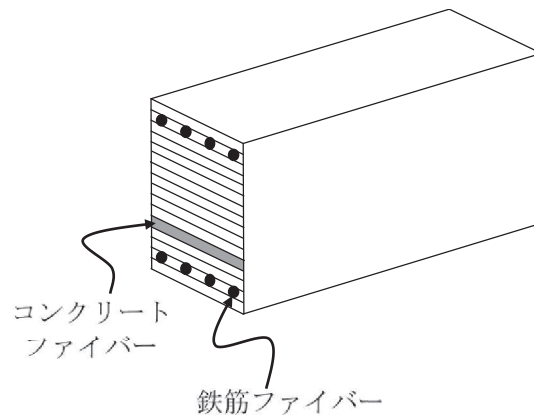


図 3-11 ファイバーモデルの概念図

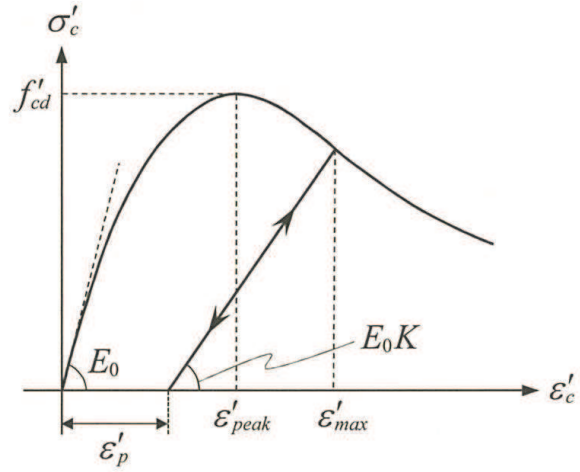


図 3-12(1) コンクリートの応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

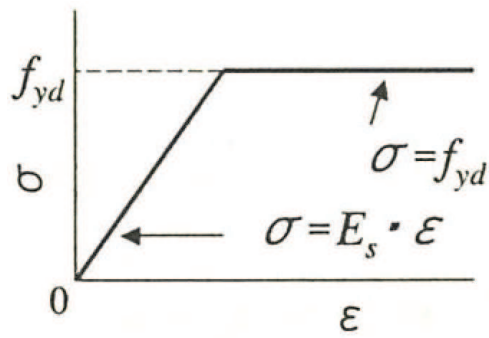


図 3-12(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書より引用)

### 3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-13に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス, [m] : 質量マトリックス,

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数



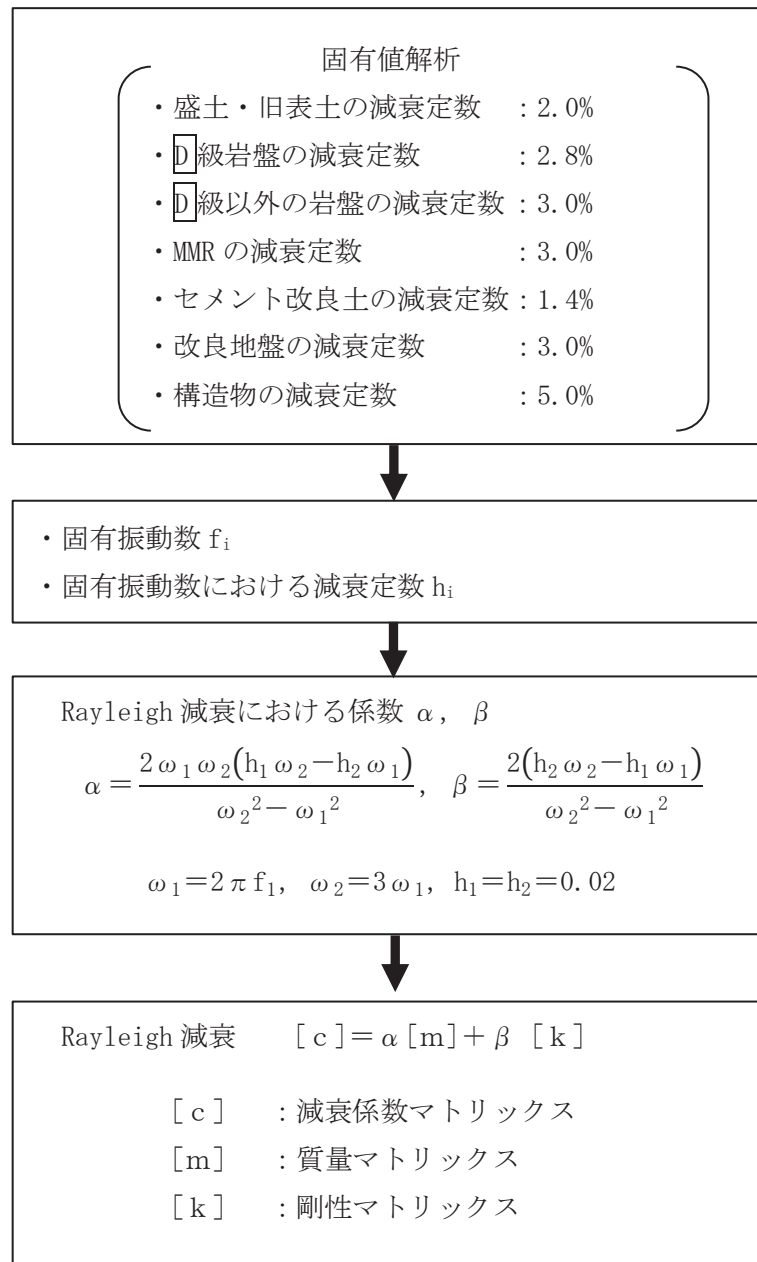


図 3-13 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定に当たっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、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、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 ( $f_1$ ) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-14 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-15 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.415	5	0	-52.99	8.60	1 次として採用
2	1.795	9	0	-49.26	-4.15	—
3	1.998	9	0	7.81	12.06	—
4	2.299	9	0	-10.70	5.92	—
5	2.412	9	1	-16.26	7.13	—
6	2.698	10	1	-12.04	-5.50	—
7	2.960	10	1	-12.30	-4.79	—
8	3.112	10	1	14.52	-10.29	—
9	3.118	10	1	-7.02	-3.20	—
10	3.257	12	1	-29.98	9.41	—

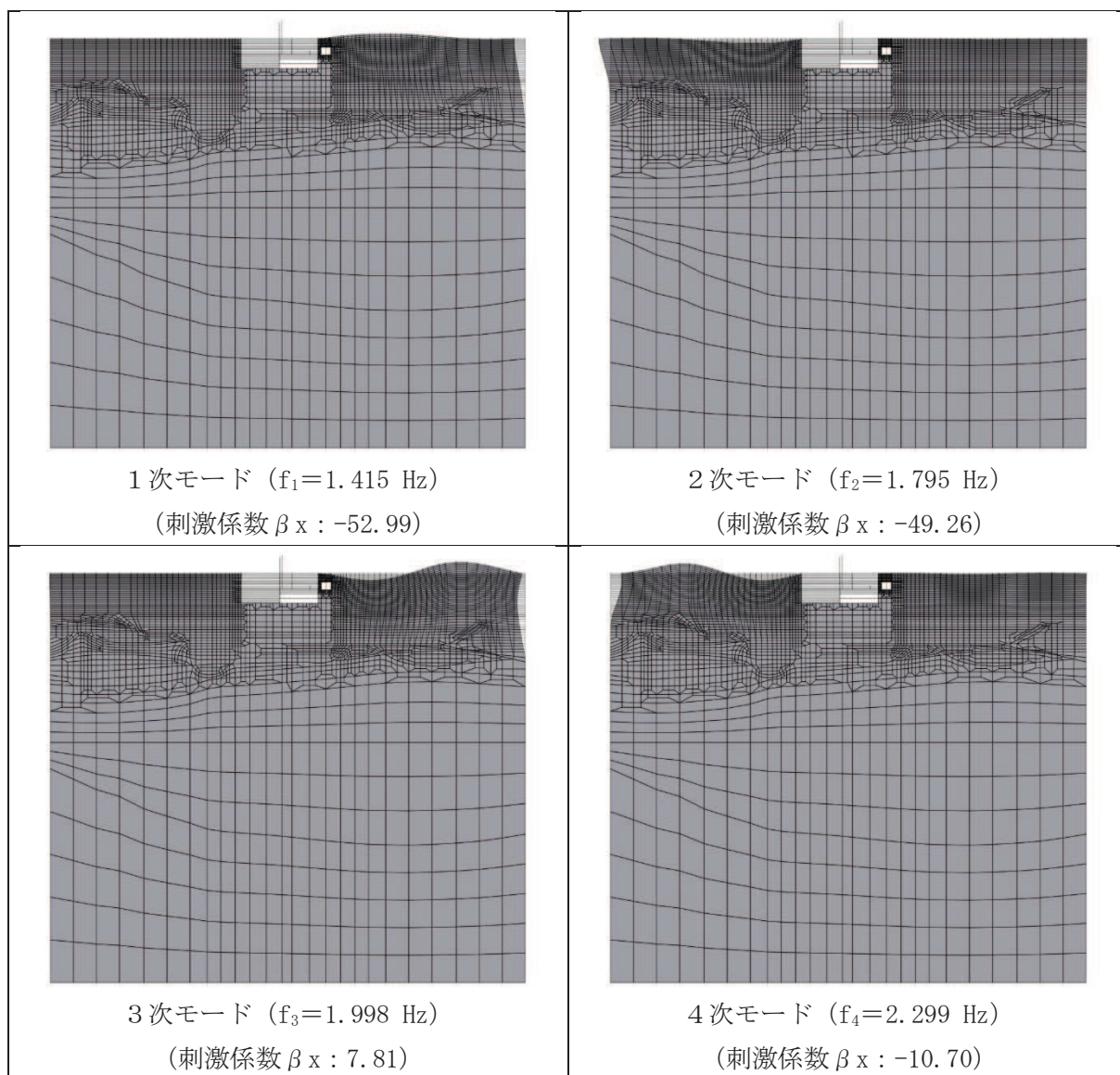


図 3-14(1) 固有値解析結果 (モード図)

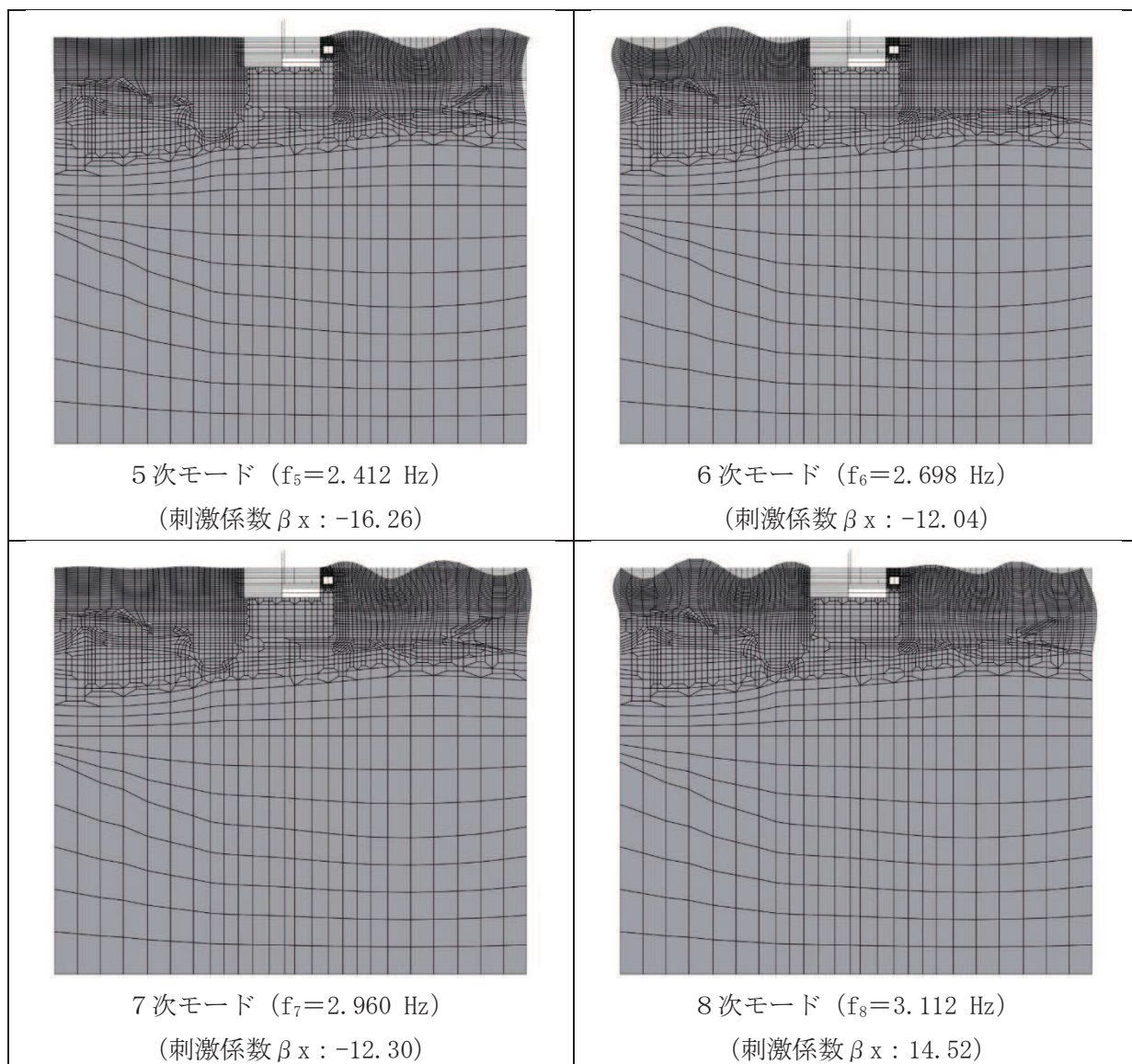


図 3-14(2) 固有値解析結果 (モード図)

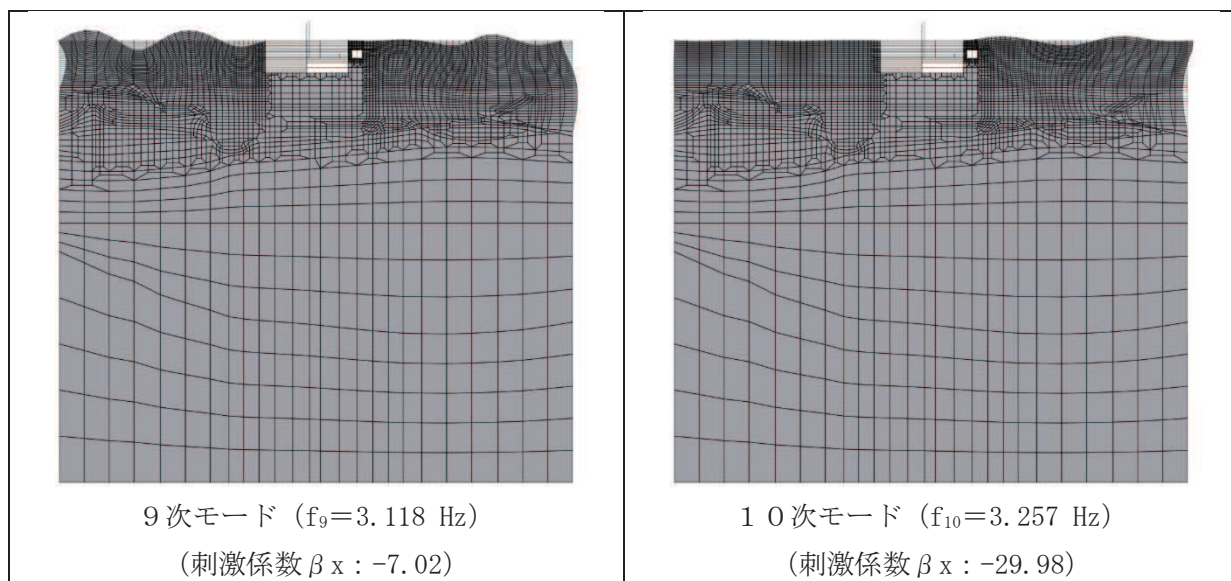


図 3-14(3) 固有値解析結果 (モード図)

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

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
標準部	$2.667 \times 10^{-1}$	$1.125 \times 10^{-3}$

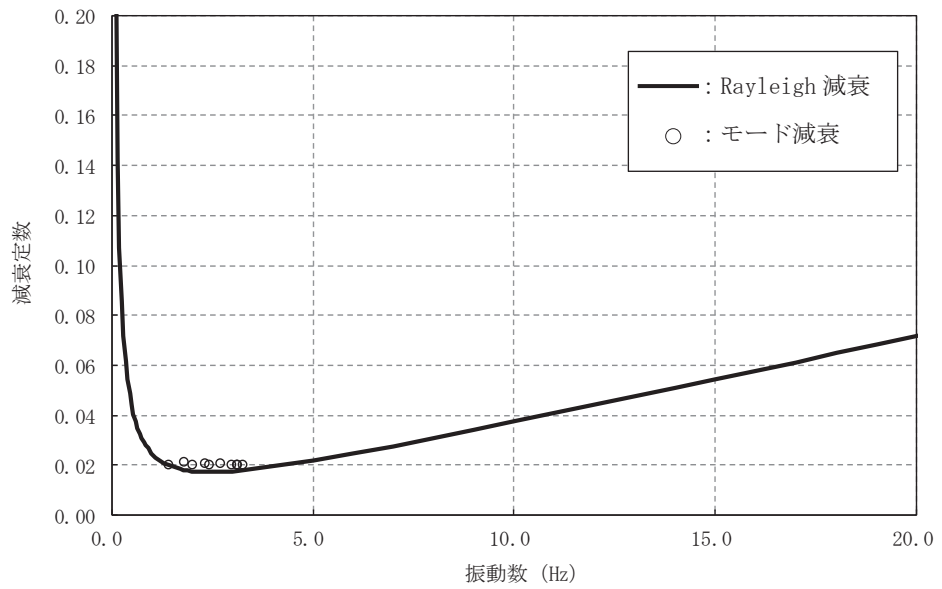


図 3-15 設定した Rayleigh 減衰

### 3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に軽油タンク連絡ダクトに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、軽油タンク連絡ダクトの運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表3-6に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	- ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
積載荷重		○ ・地表面に考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		

### 3.4.1 機器・配管荷重

地震時に軽油タンク連絡ダクトに作用する機器・配管系の荷重図を図3-16に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

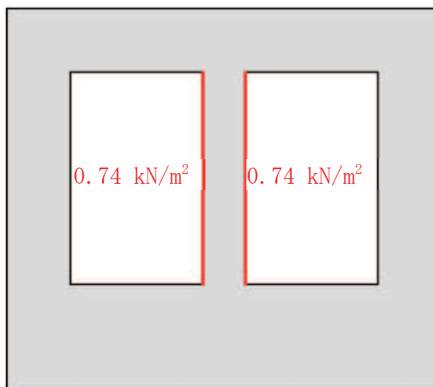


図3-16 機器・配管系の荷重図

### 3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として  $1.00\text{g/cm}^3$  を考慮する。

### 3.4.3 積載荷重

地震時に軽油タンク連絡ダクトに作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.301\text{kN/m}^2$  とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き（1m）あたりの付加質量として考慮する。



### 3.5 地震応答解析の解析ケース

#### 3.5.1 耐震評価における解析ケース

##### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

軽油タンク連絡ダクトは、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-9 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（表 3-9 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

##### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-9 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表 3-9 に示すケース⑤）。

軽油タンク連絡ダクトにおける実強度は、構造物ごとのコア抜き強度  $f'_{ck}$  の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。

なお、コンクリートの実強度は、軽油タンク連絡ダクトの関連施設であり、コンクリートの実強度が大きい値となる軽油タンク室の実強度を用いる。

軽油タンク連絡ダクトの実強度及びヤング係数を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-9 に示す。

表 3-7 軽油タンク連絡ダクトの実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
50.9N/mm <sup>2</sup>	33.2kN/mm <sup>2</sup>

注記\*：軽油タンク連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 軽油タンク連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
			最大	最小	最大	最小
底版	2018	3	51.3	43.0	33.3	31.6
側壁	2018	3	59.3	51.5	34.9	33.3

注記\*：コア採取位置は図 3-17 に示す。

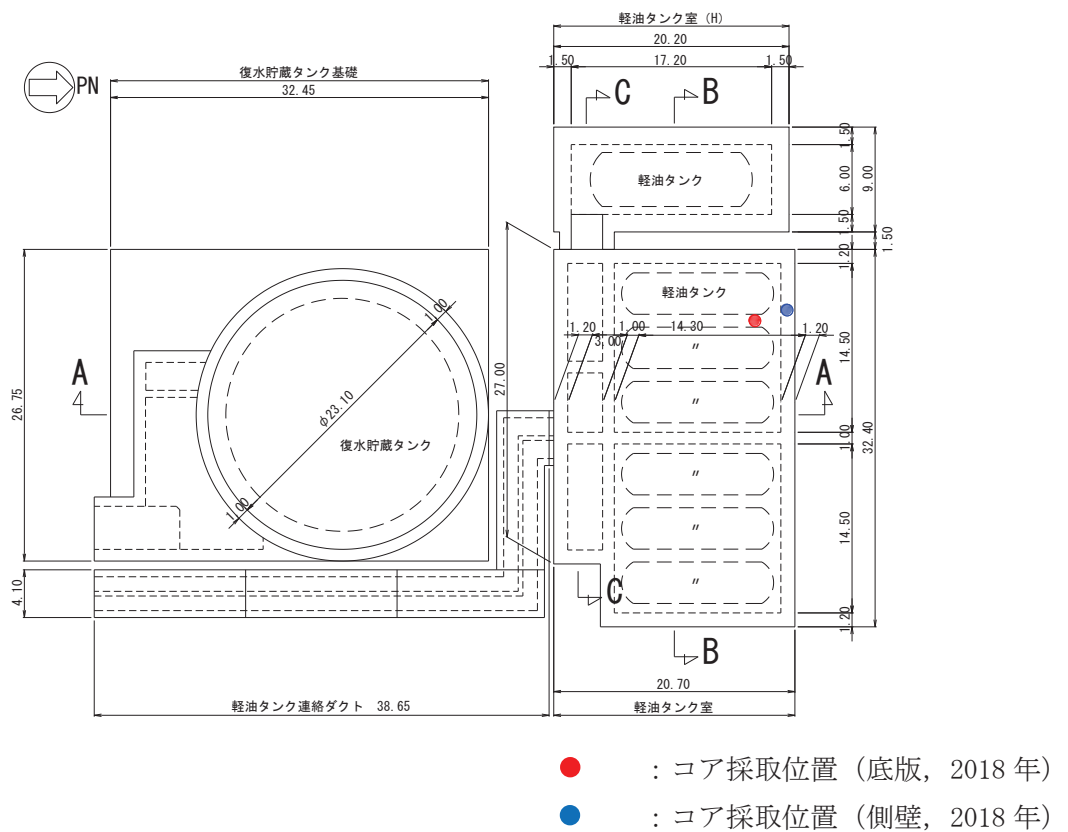


図 3-17 コア採取位置図

表 3-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, D級岩盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

\*2: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

軽油タンク連絡ダクトの耐震評価においては、基準地震動  $S_s$  (7 波) 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波を用いてケース① (基本ケース) を実施する。

上記のケース①において、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 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、全応力解析の場合は図 3-18 に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表 3-10 に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3-19 に示す。

なお、「資料 1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 7 地中建造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において、軽油タンク連絡ダクトのような、地中に埋設された鉄筋コンクリート建造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

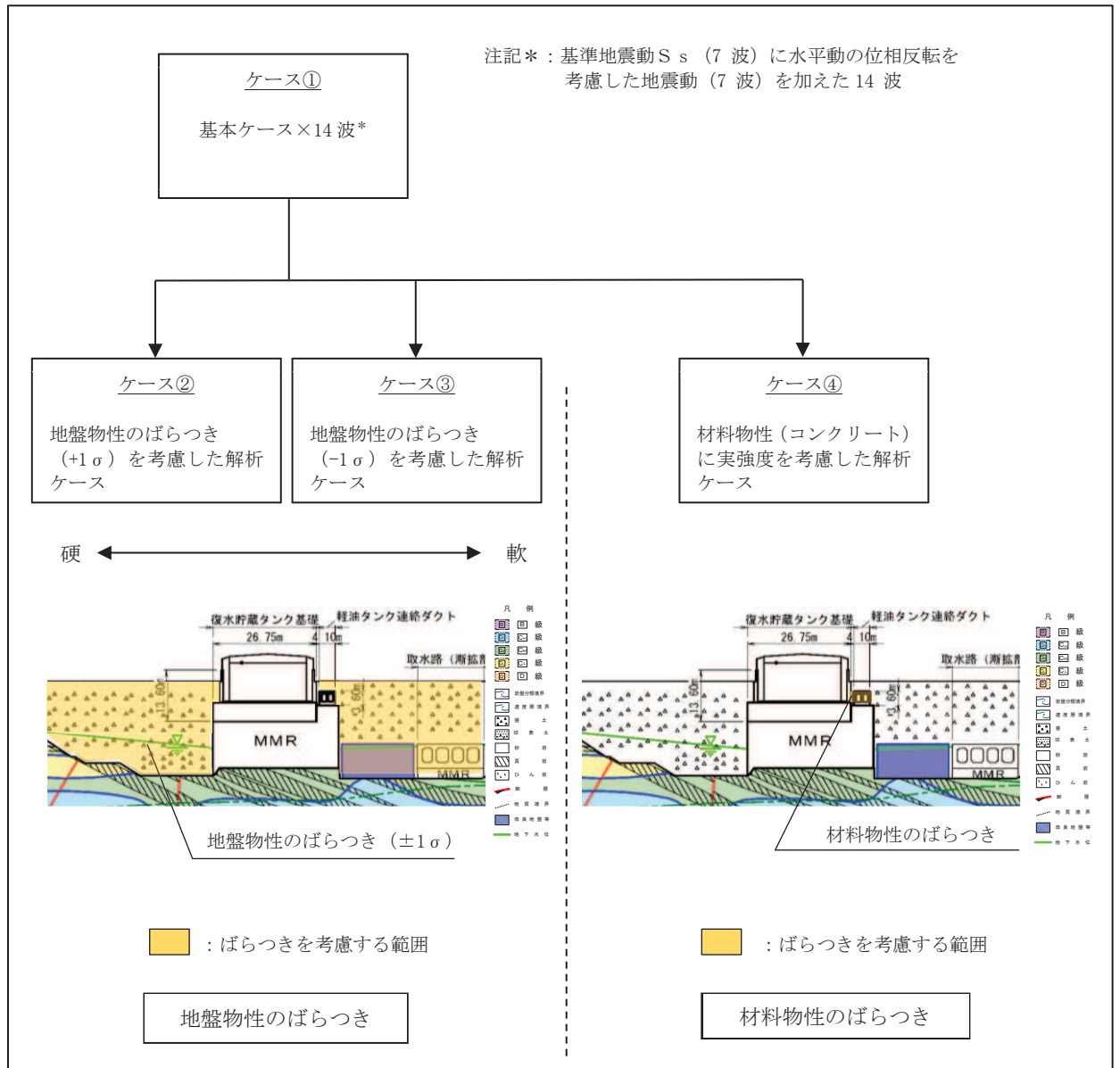


図 3-18 耐震評価における解析ケース

表 3-10 軽油タンク連絡ダクトの耐震評価における解析ケース

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

**【追加解析ケースについて】**

基準地震動 S s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~④を実施する。

すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。

注記\*1：耐震評価に当たっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。

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

\*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

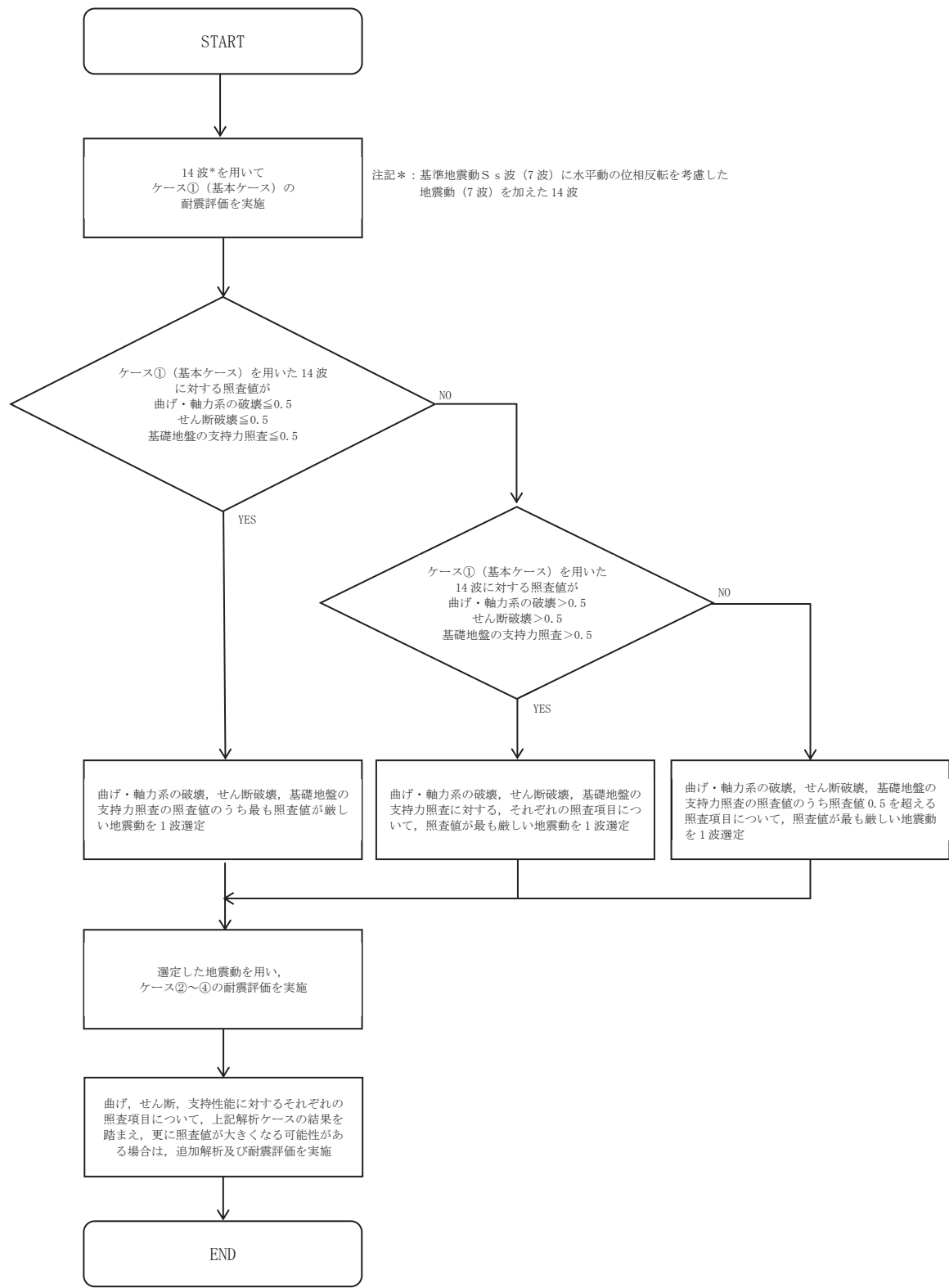


図 3-19 追加解析を実施する地震動の選定フロー

### 3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

軽油タンク連絡ダクトに支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 $S_s$ （7波）、弾性設計用地震動 $S_d$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-20に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動 $S_s$ （7波）については、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②、最も地盤が軟らかいケース③、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを図3-20及び表3-11に示す。

なお、基準地震動 $S_s$ （7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース」に示す。



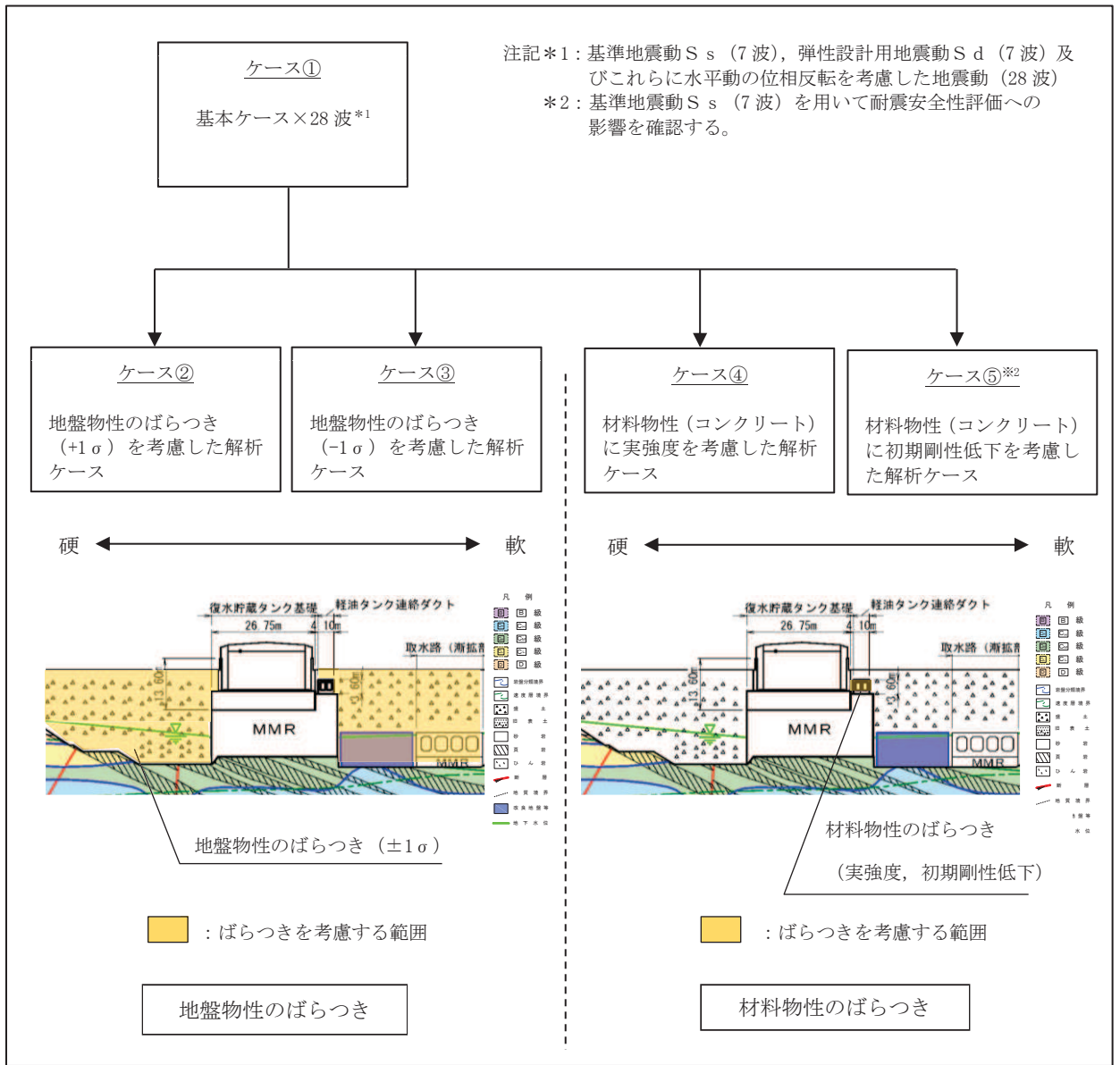


図 3-20 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-11(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動  $S_s$ ）

解析ケース*3		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本 ケース	地盤物性の ばらつき (+1 $\sigma$ )を 考慮した解 析ケース	地盤物性の ばらつき (-1 $\sigma$ )を 考慮した解 析ケース	材料物性 (コンクリ ート)に実 強度を考慮 した解析ケ ース	材料物性 (コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮 強度*2	剛性低下に 基づく圧縮 強度*4	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	○	○	○	△
		–+*1	○	○	○	○	–
	$S_s - D 2$	++*1	○	○	○	○	△
		–+*1	○	○	○	○	–
	$S_s - D 3$	++*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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

\*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本 ケース	地盤物性のば らつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解 析ケース	地盤物性のば らつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解 析ケース	材料物性（コンク リート）に実強度 を考慮した解析ケ ース	
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮強度*2	
地震動 (位相)	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		--+*1	○	○	○	○
	S d - 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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を一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「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2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」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

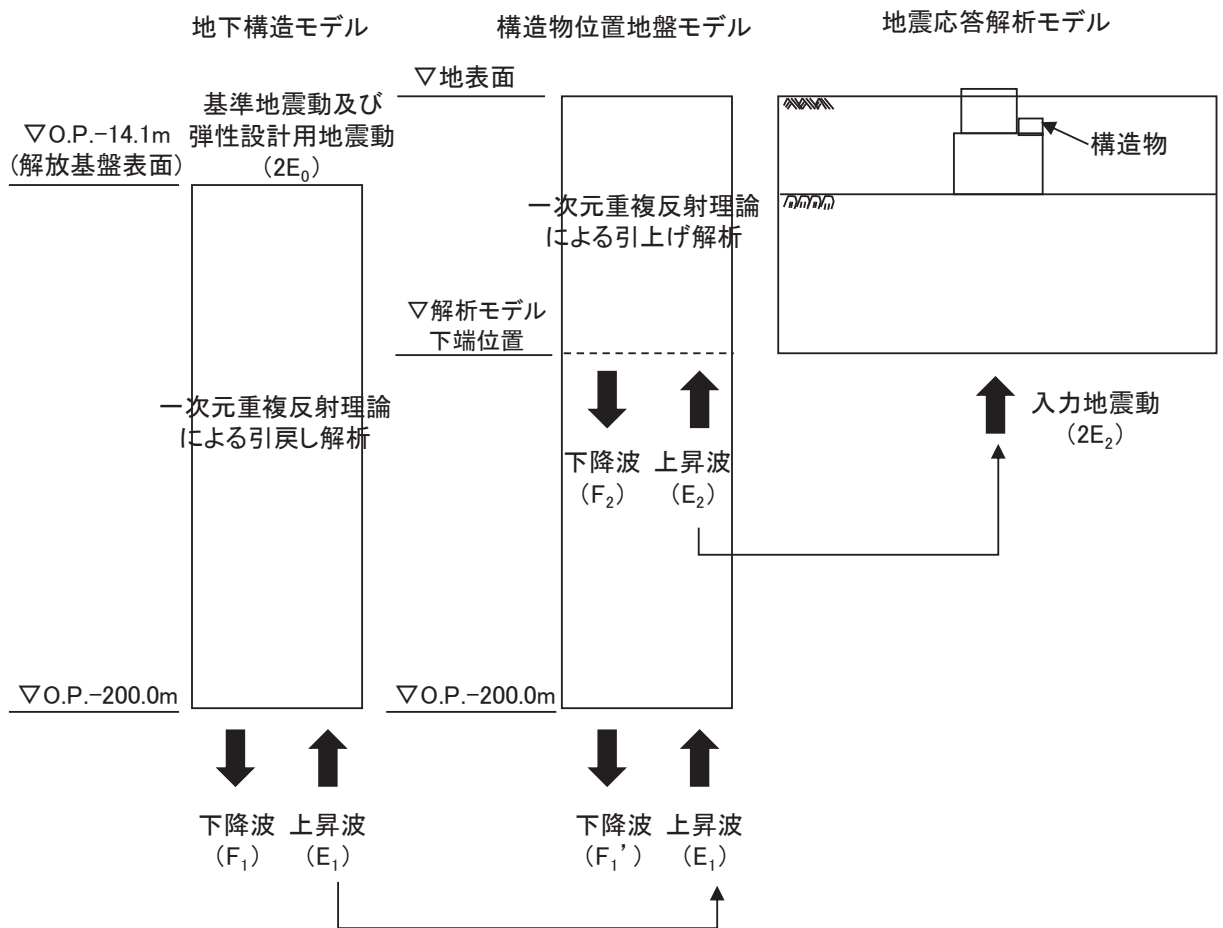
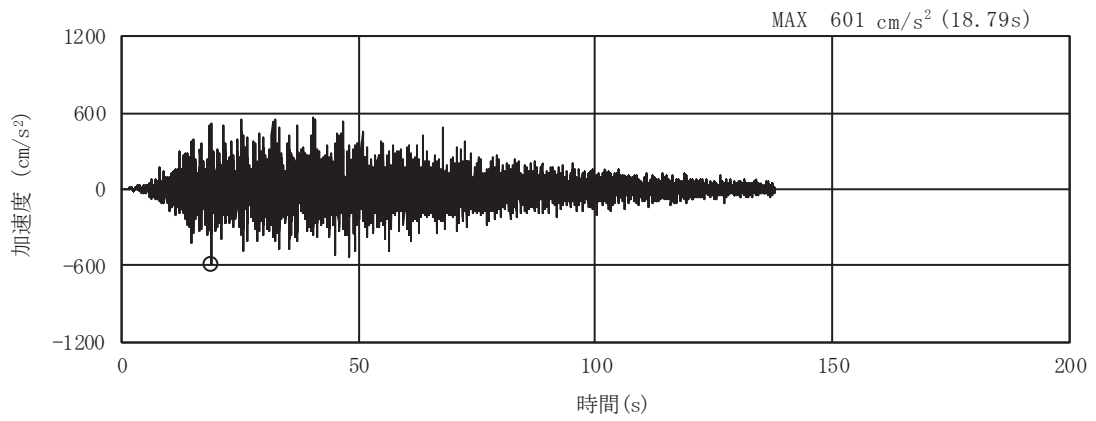
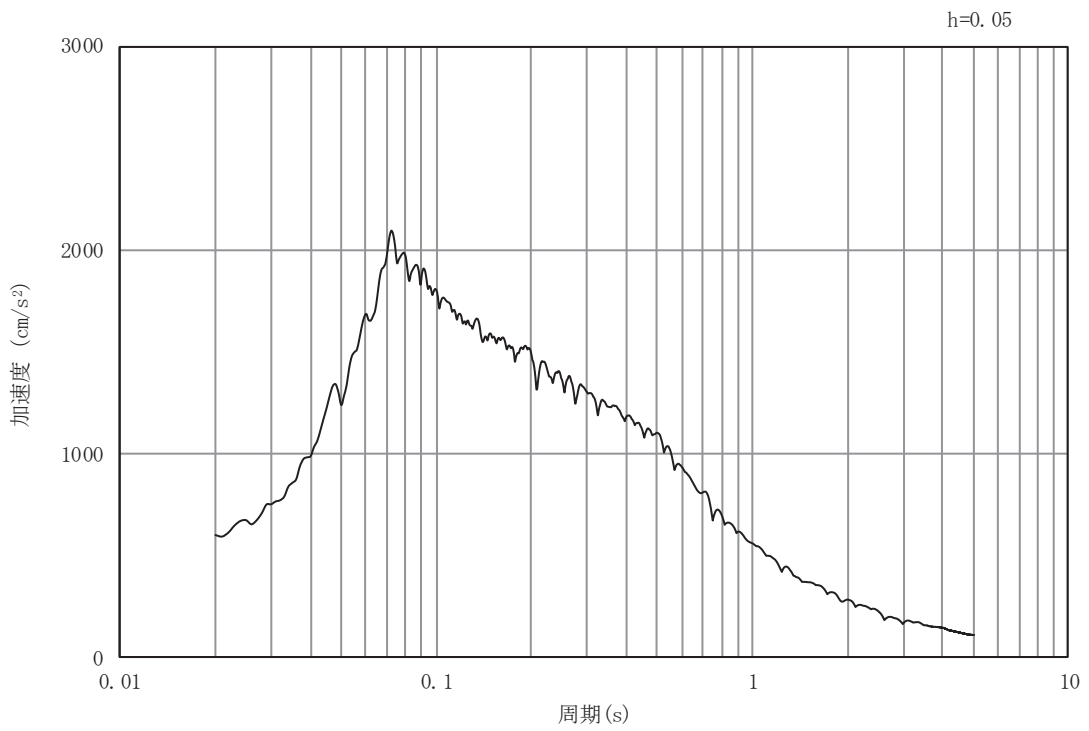


図 4-1 入力地震動算定の概念図 (基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$ )

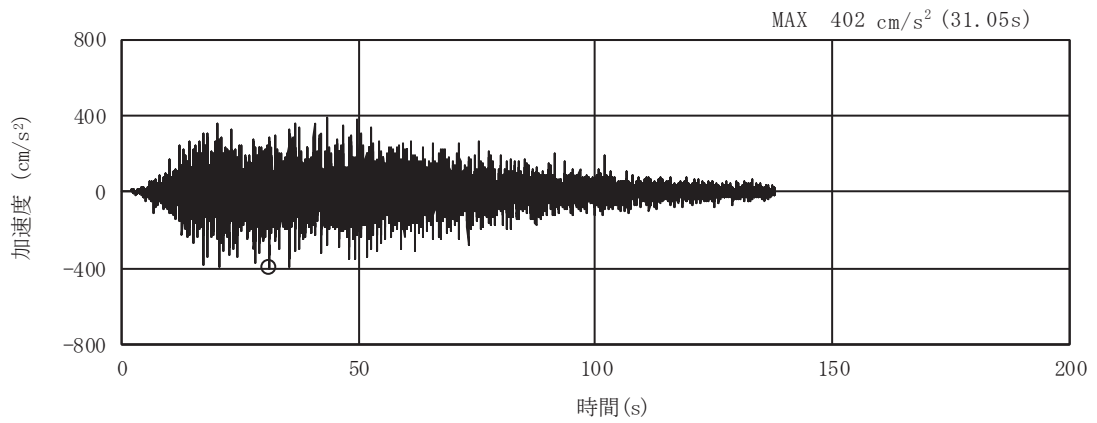


(a) 加速度時刻歴波形

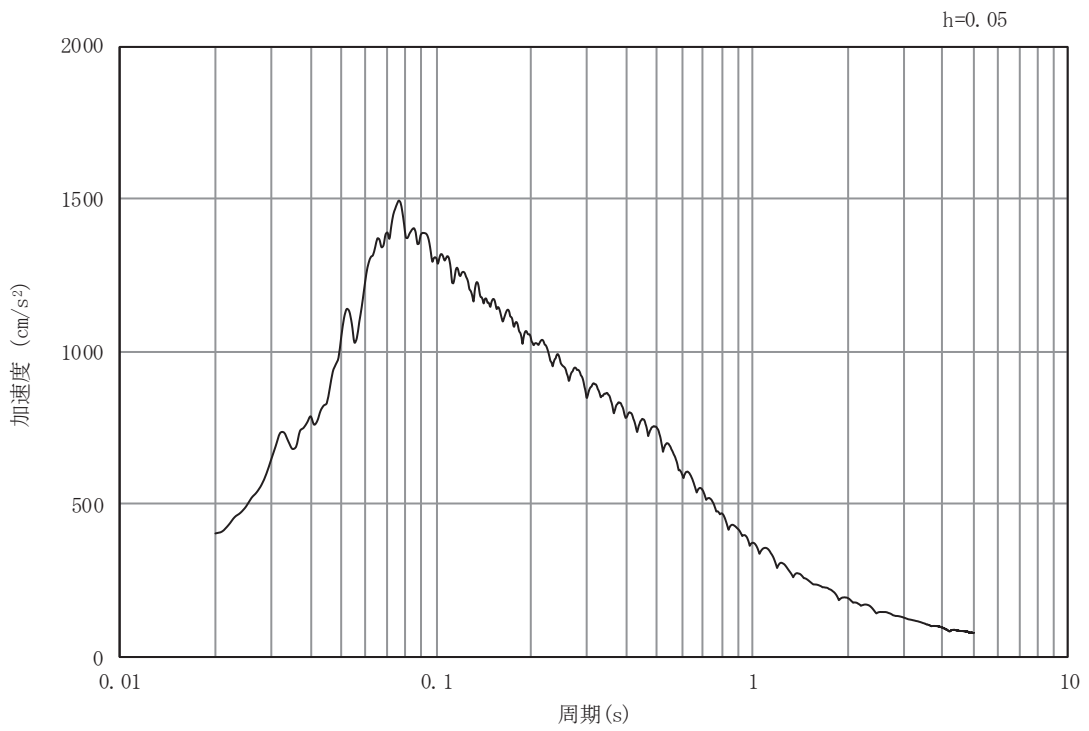


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - D 1)

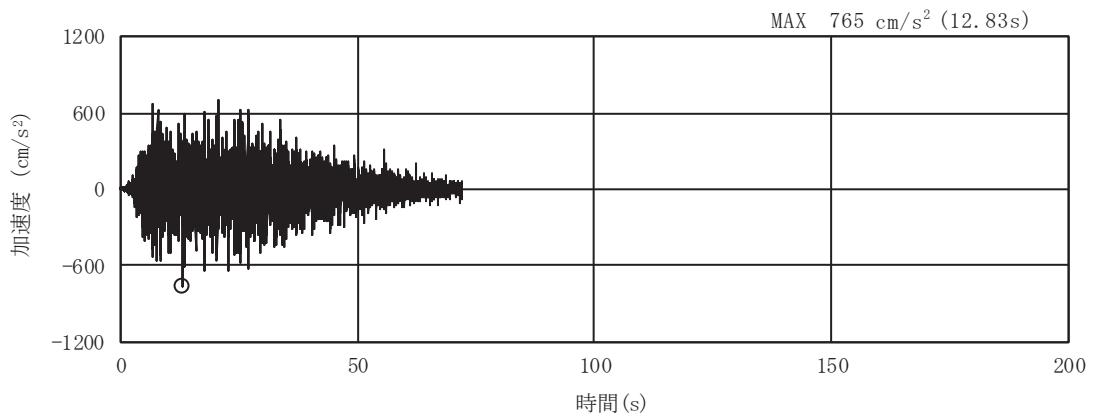


(a) 加速度時刻歴波形

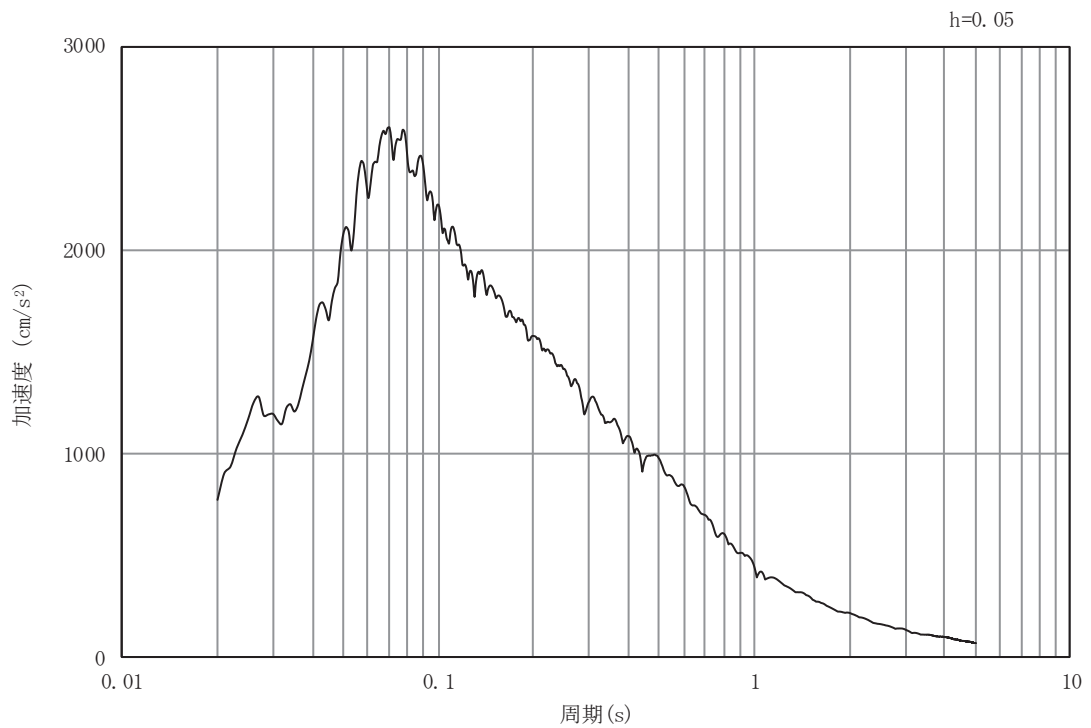


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - D 1)

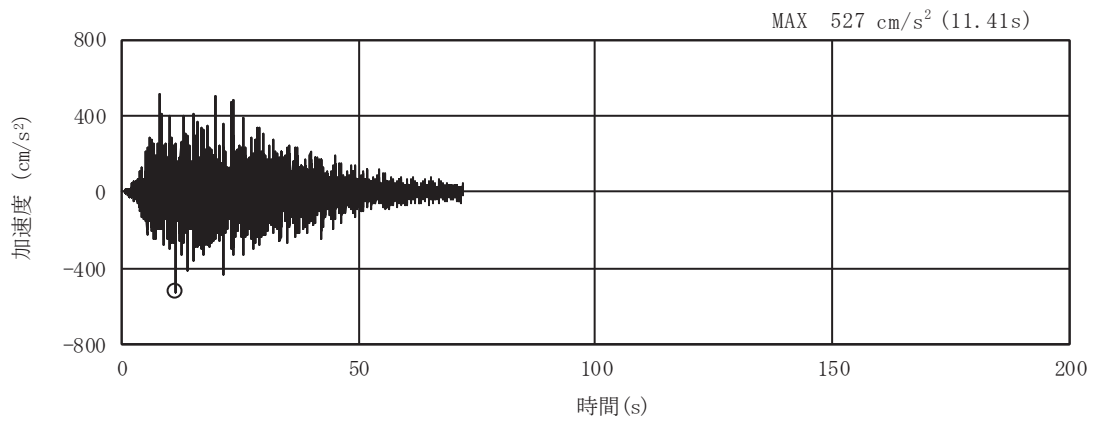


(a) 加速度時刻歴波形

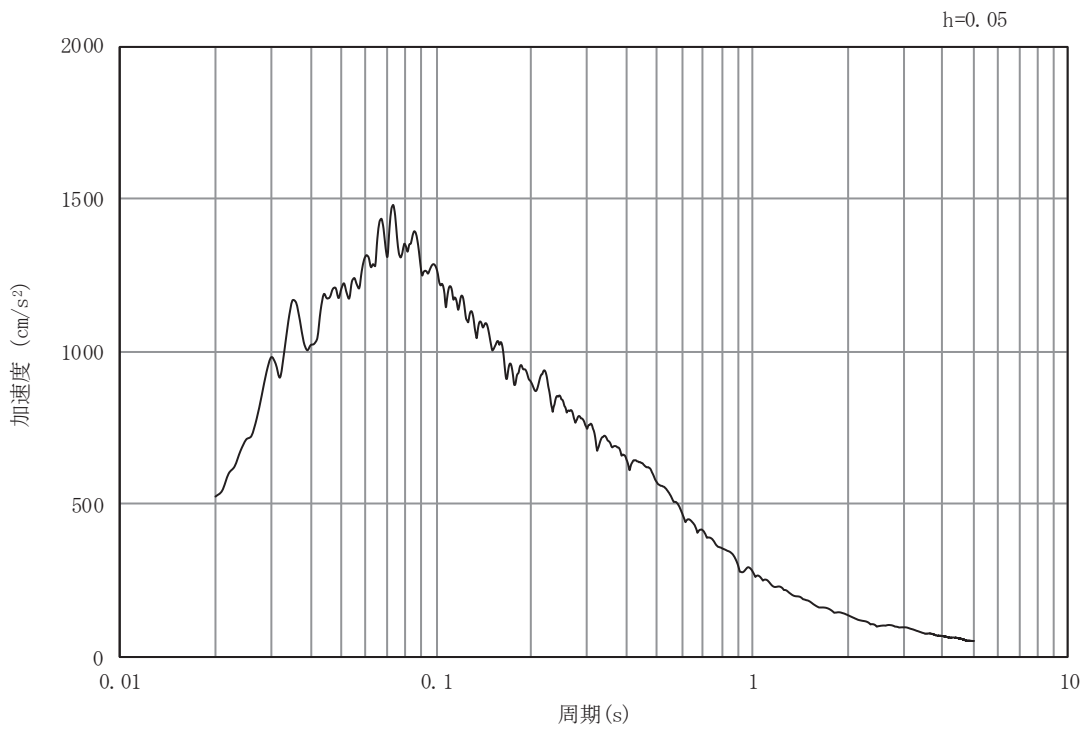


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - D 2)



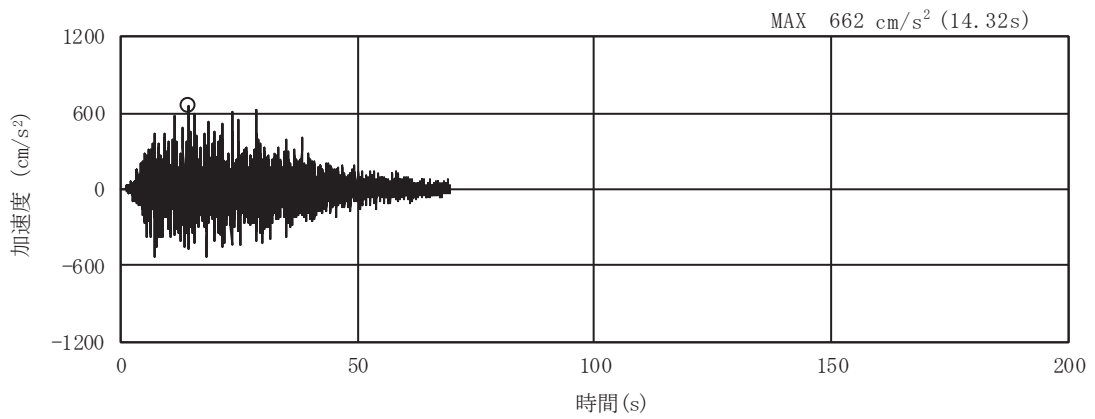
(a) 加速度時刻歴波形



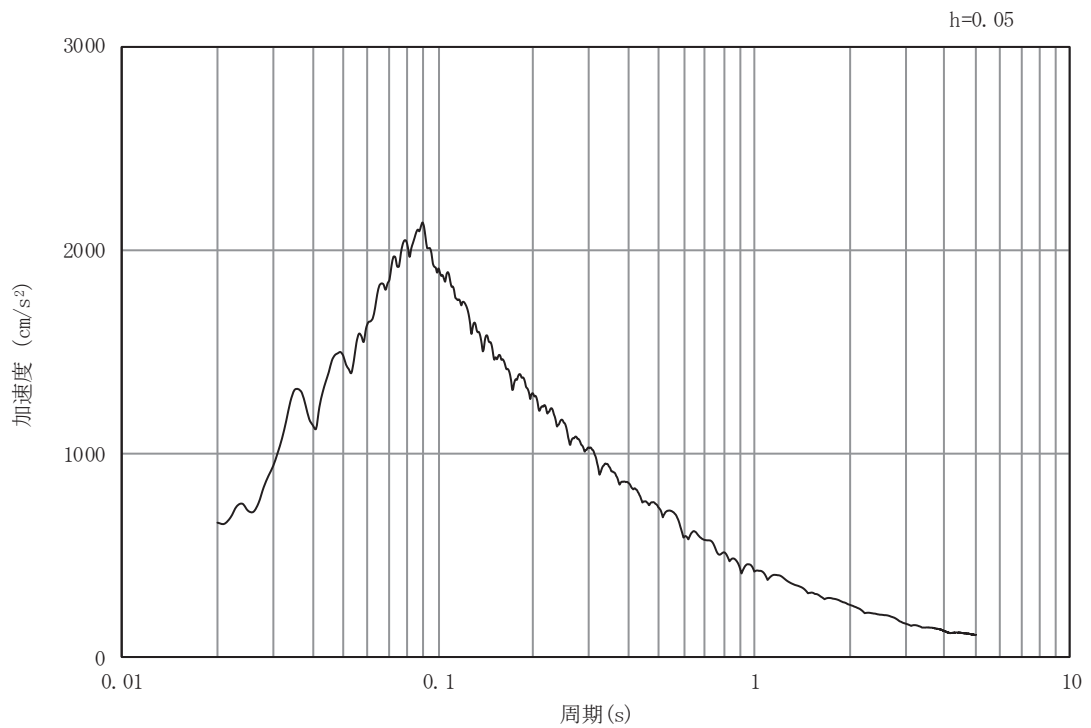
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - D 2)



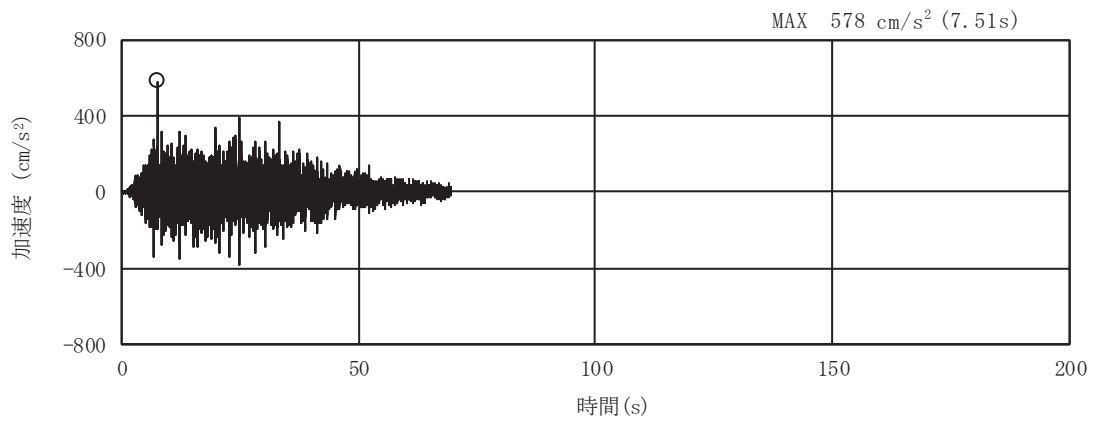


(a) 加速度時刻歴波形

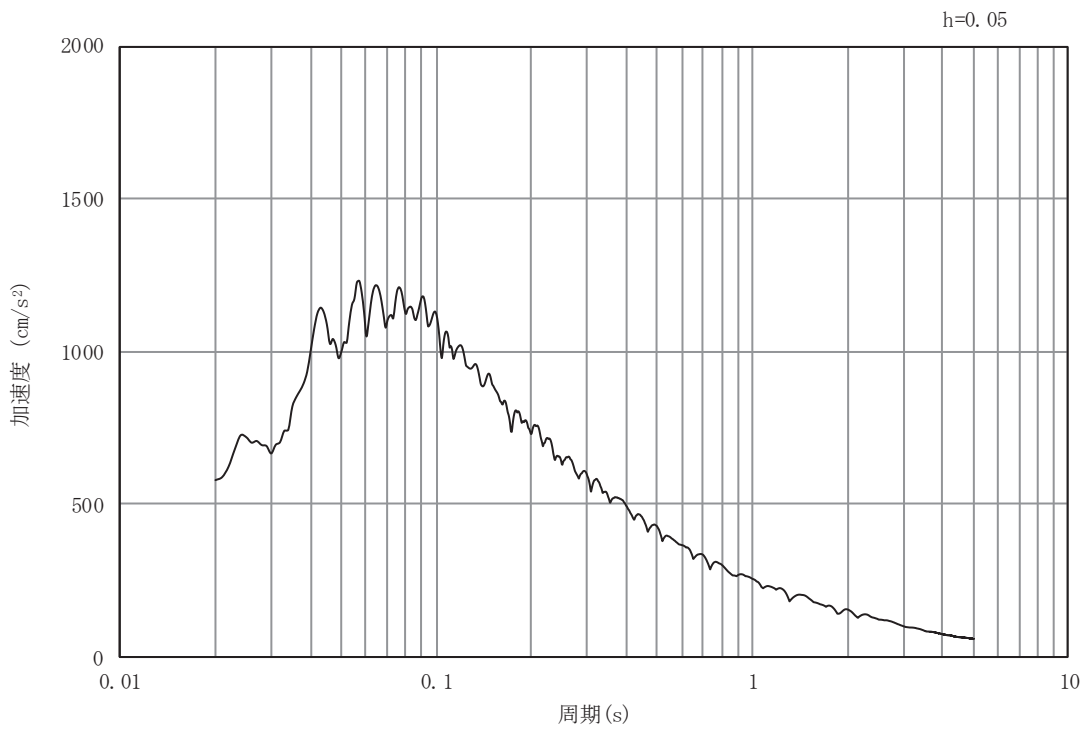


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - D 3)

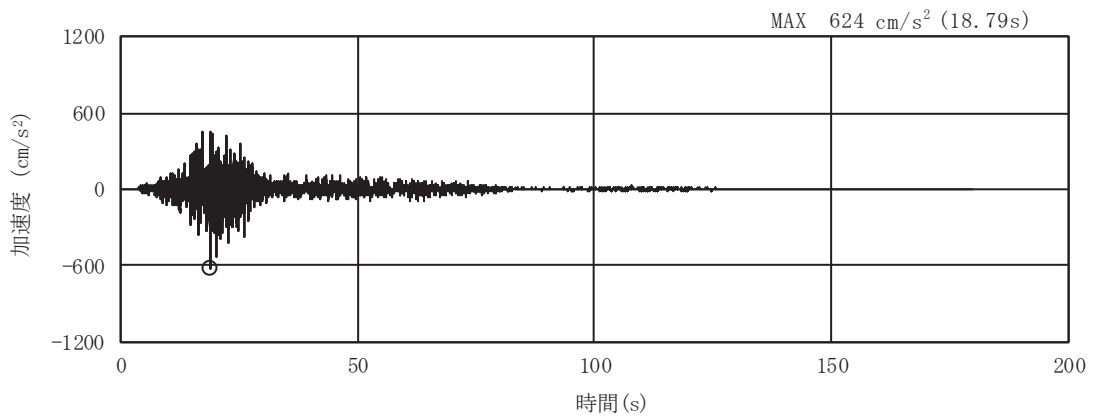


(a) 加速度時刻歴波形

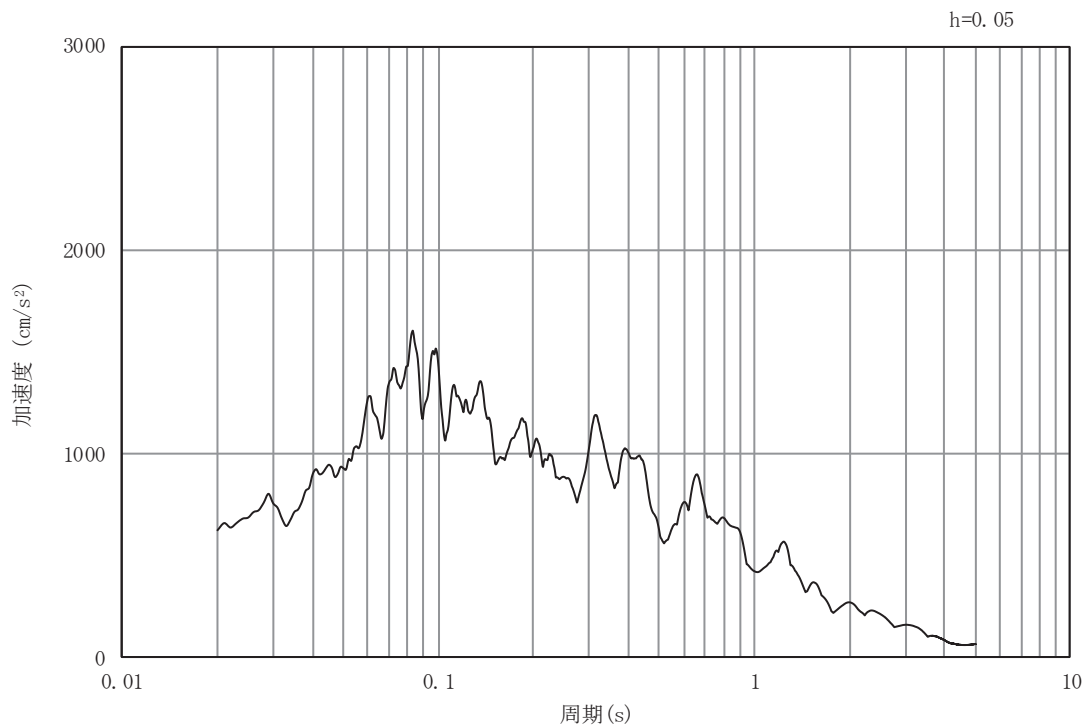


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - D 3)

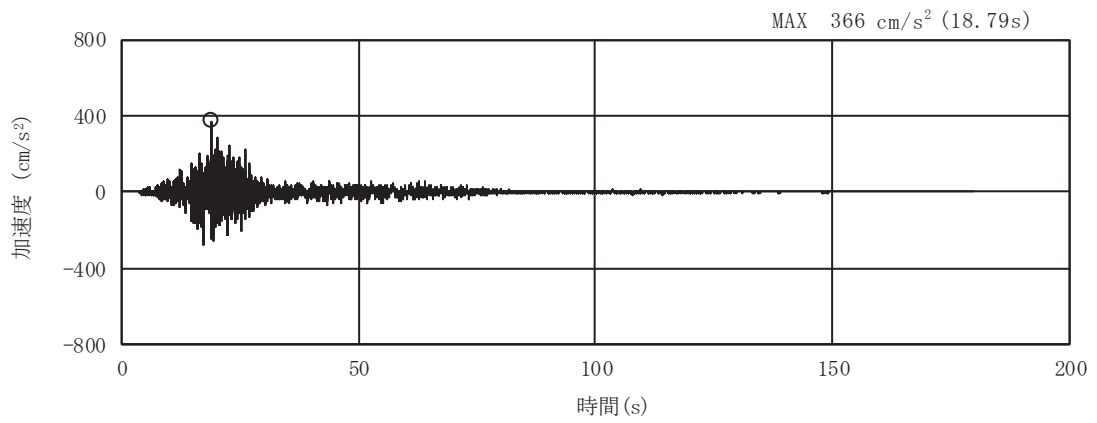


(a) 加速度時刻歴波形

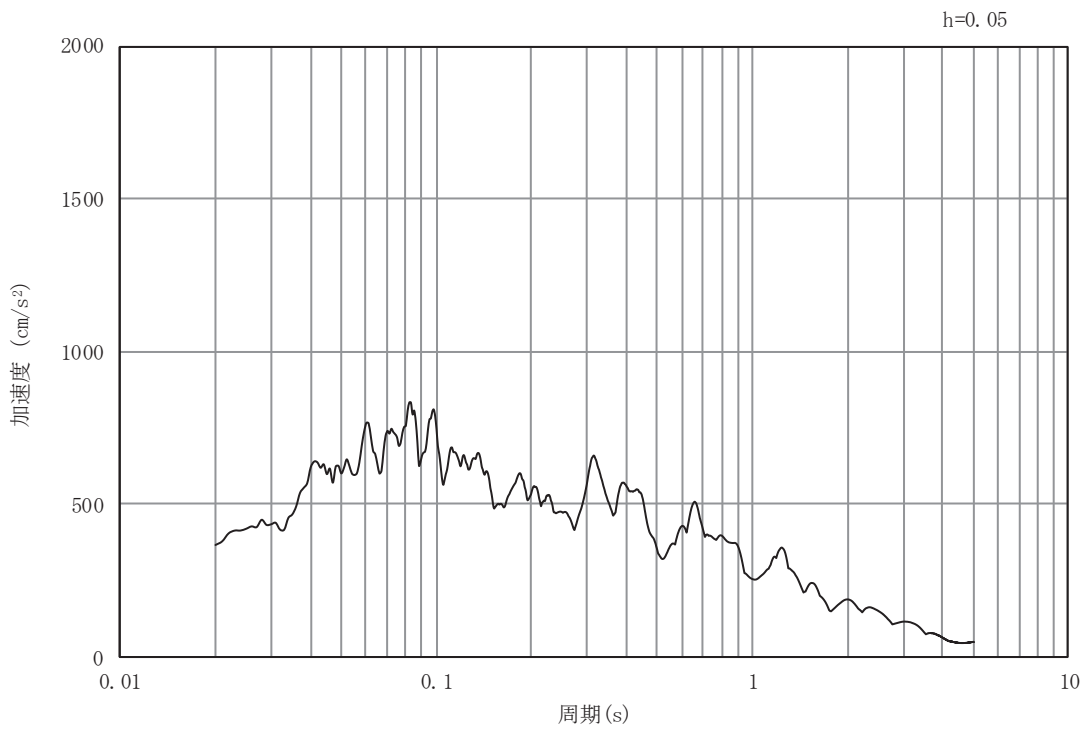


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - F 1)

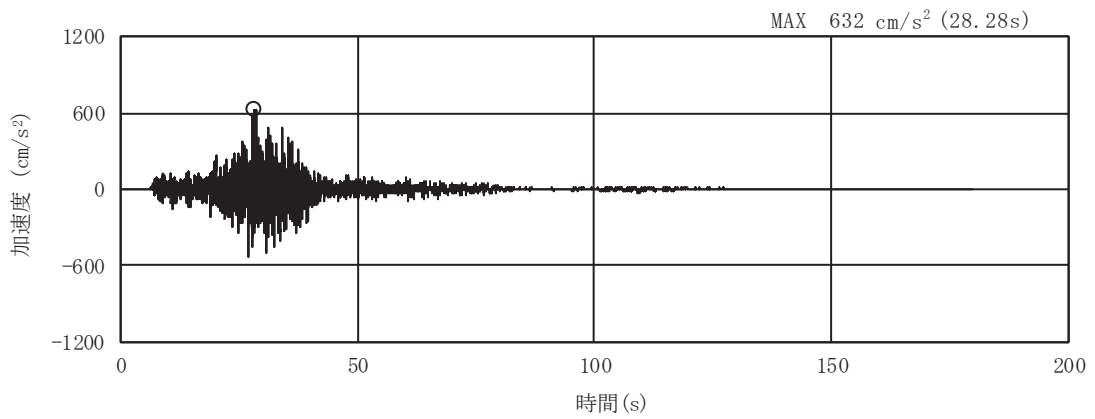


(a) 加速度時刻歴波形

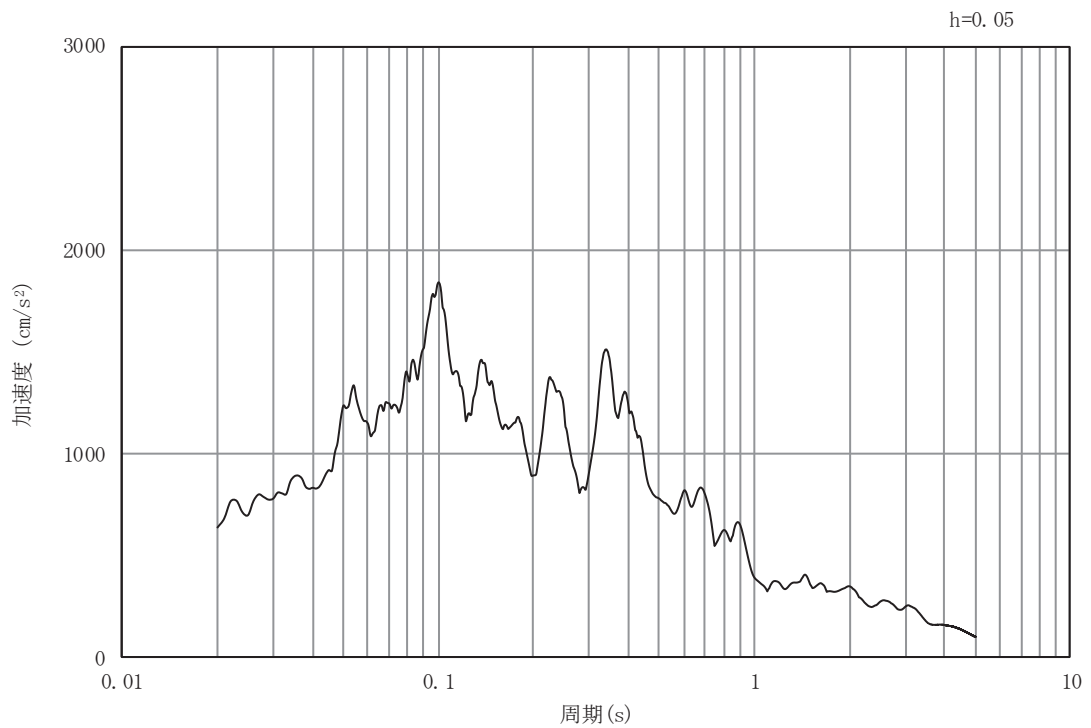


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - F 1)

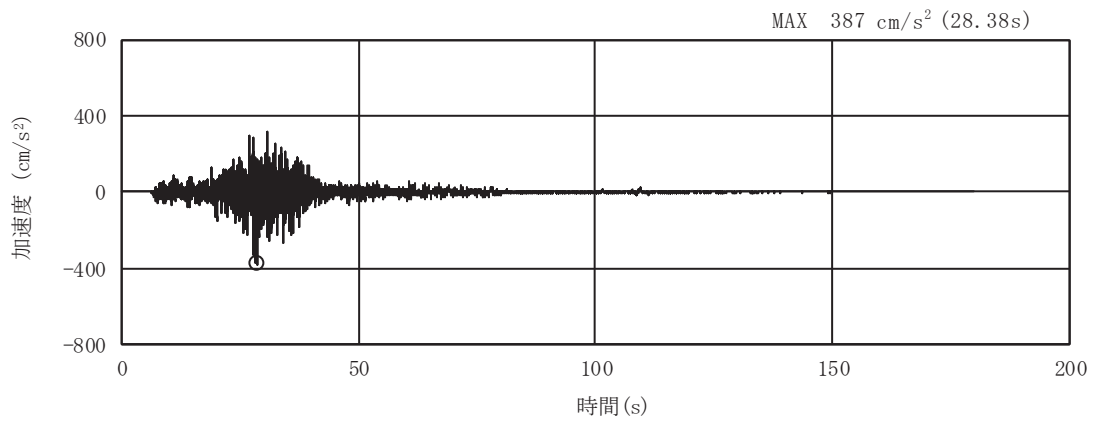


(a) 加速度時刻歴波形

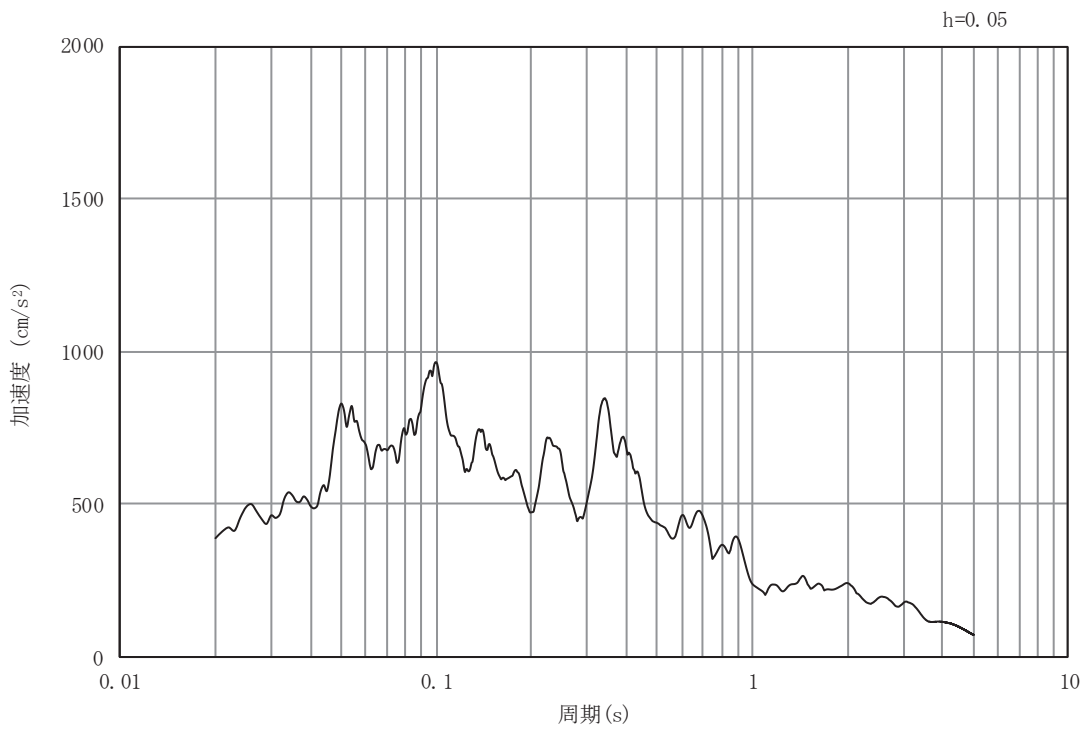


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - F 2)

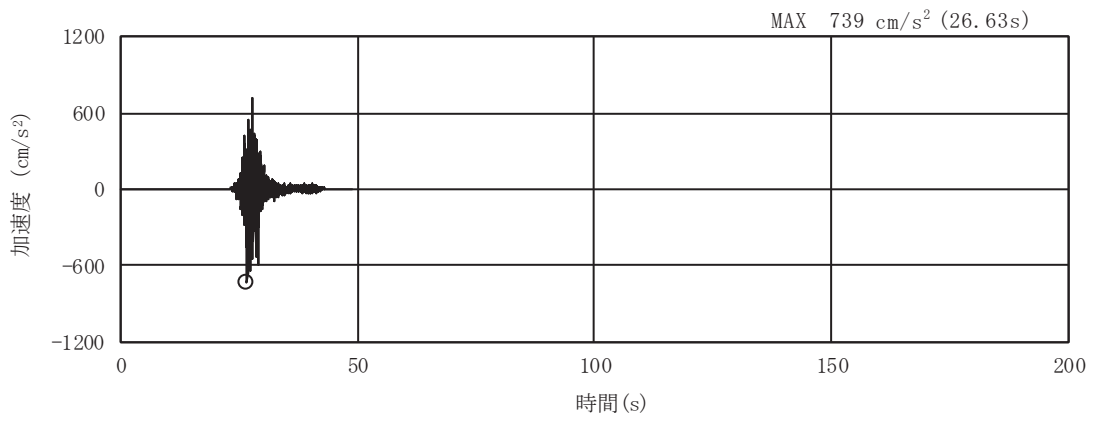


(a) 加速度時刻歴波形

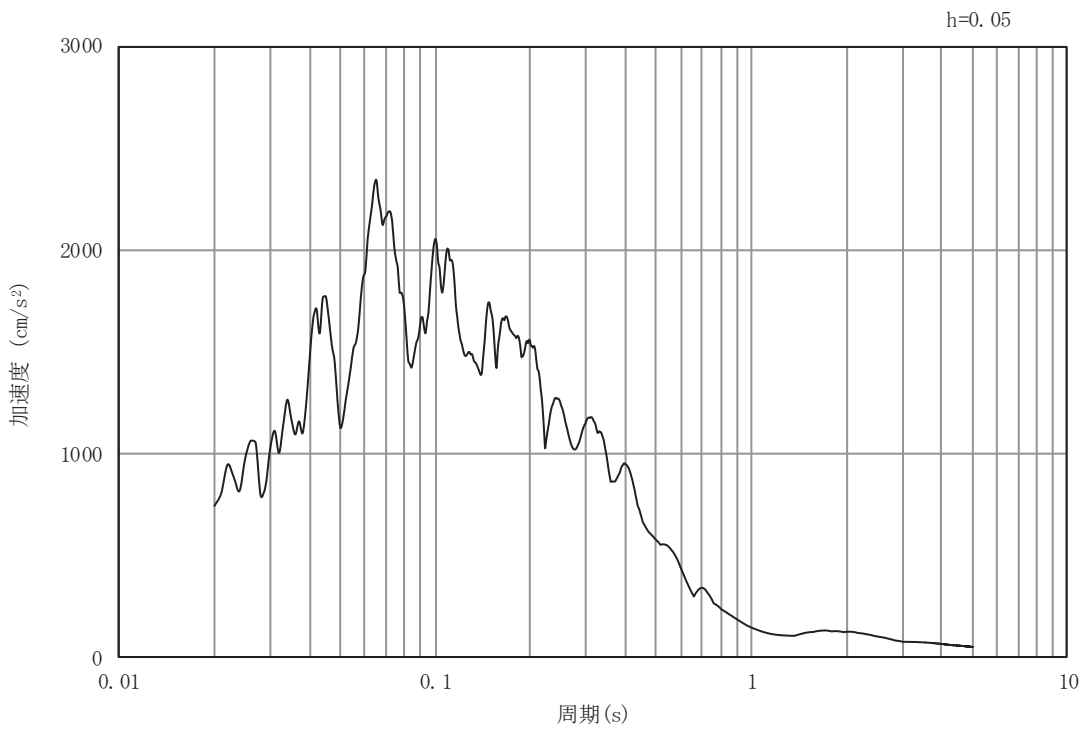


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - F 2)

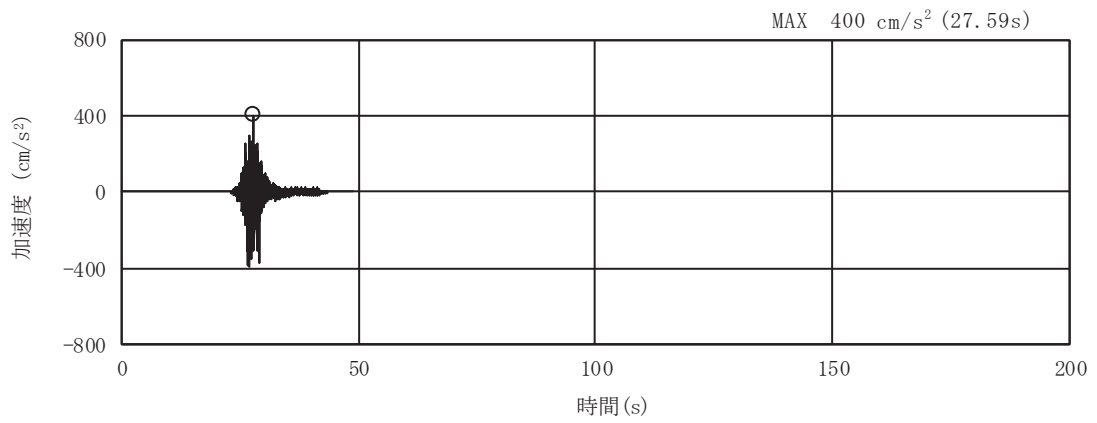


(a) 加速度時刻歴波形

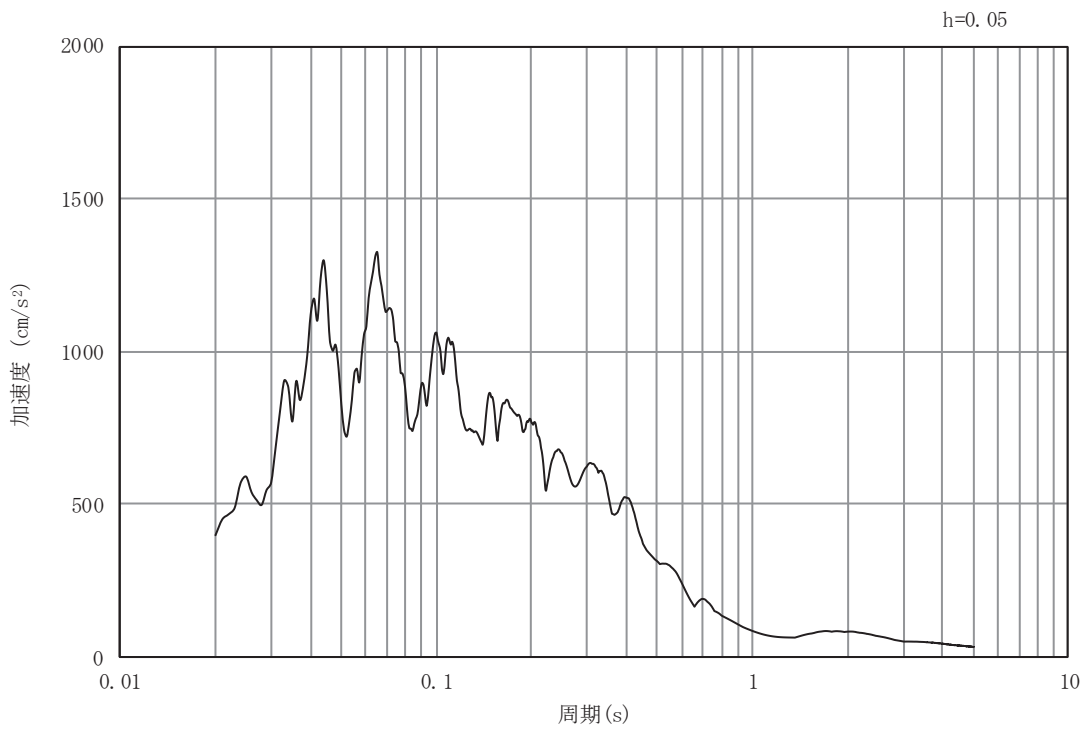


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - F 3)



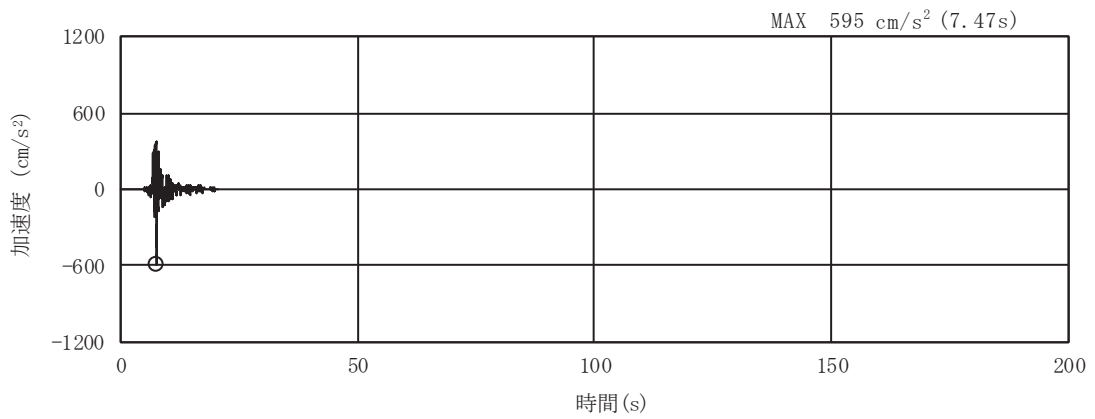
(a) 加速度時刻歴波形



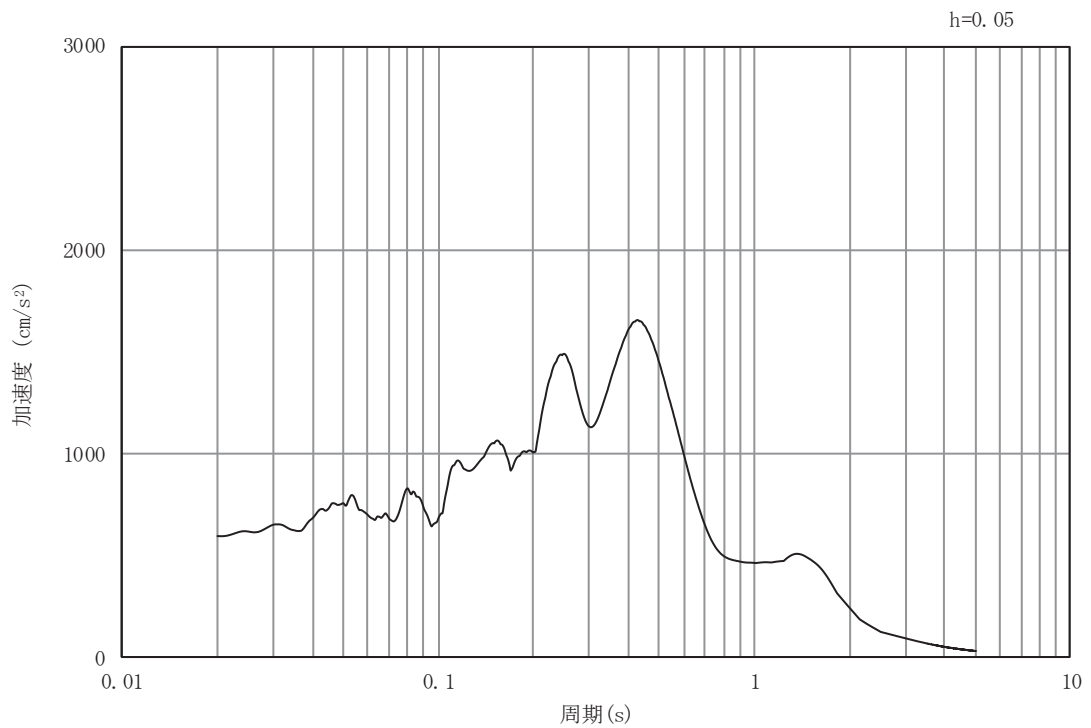
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - F 3)



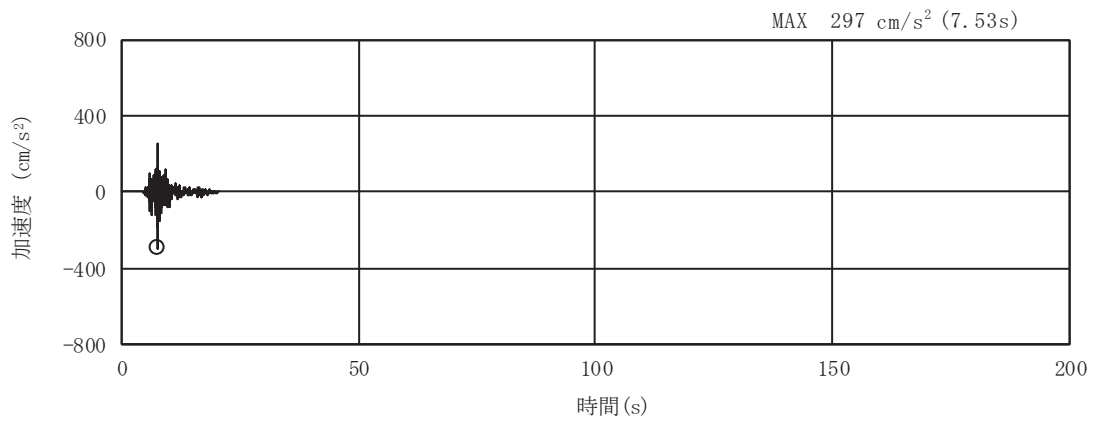


(a) 加速度時刻歴波形

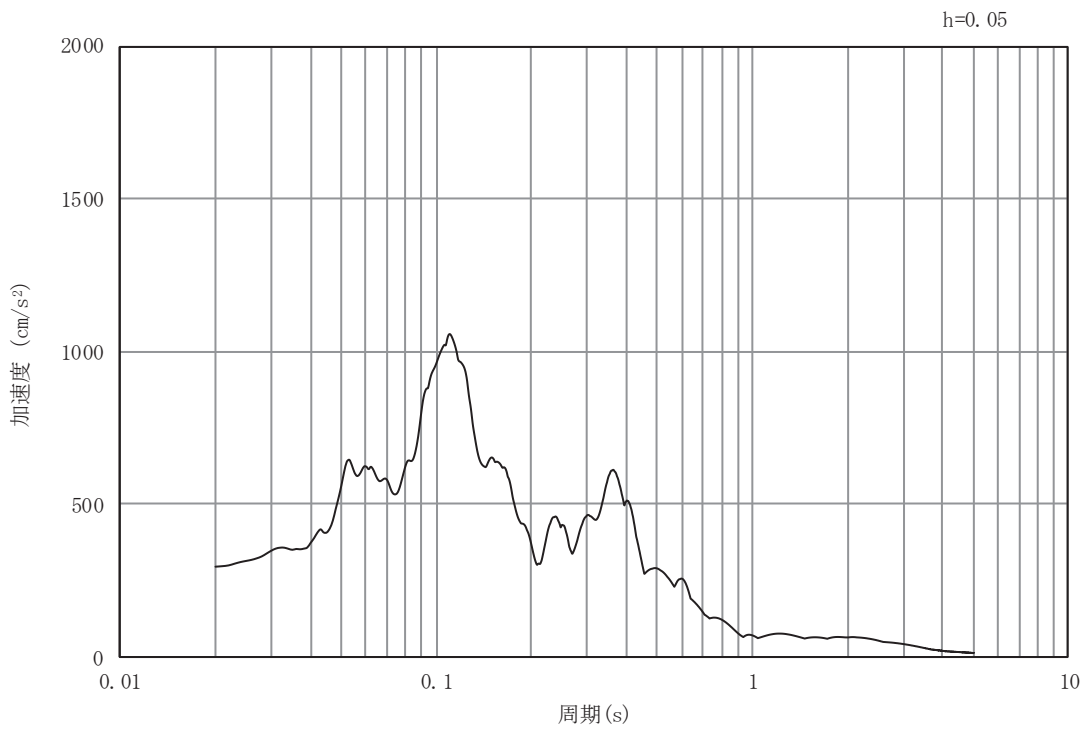


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(水平成分：S s - N 1)

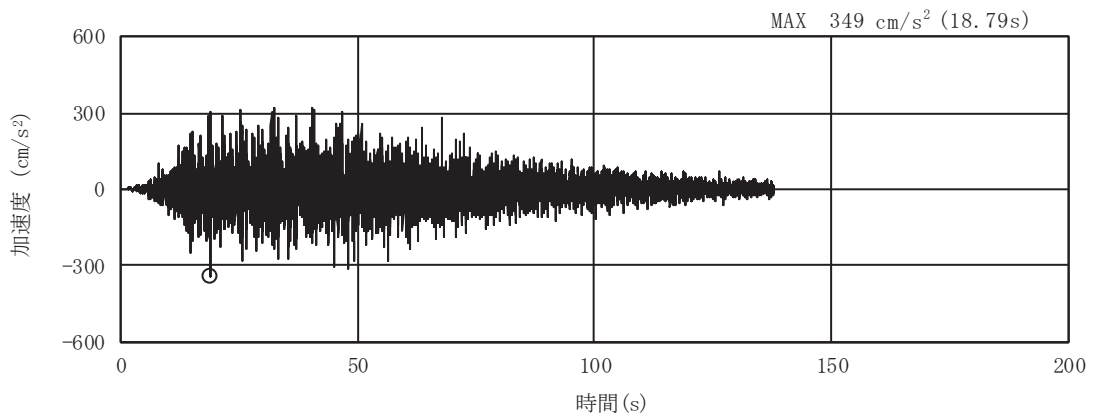


(a) 加速度時刻歴波形

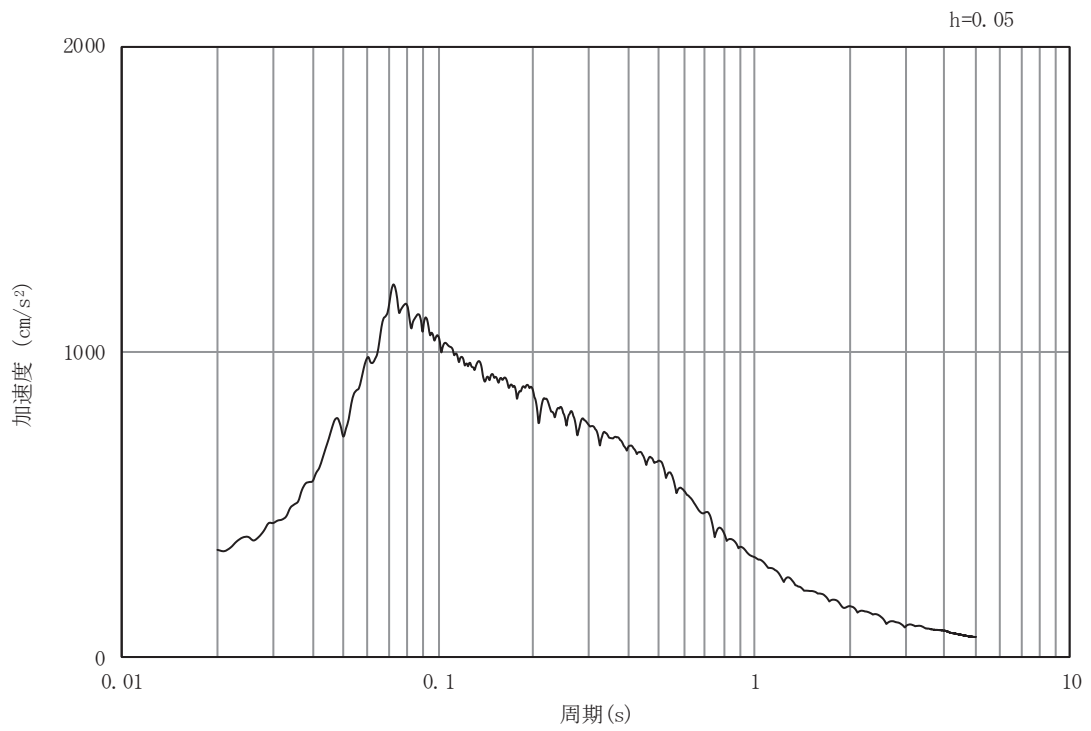


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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  
(鉛直成分：S s - N 1)

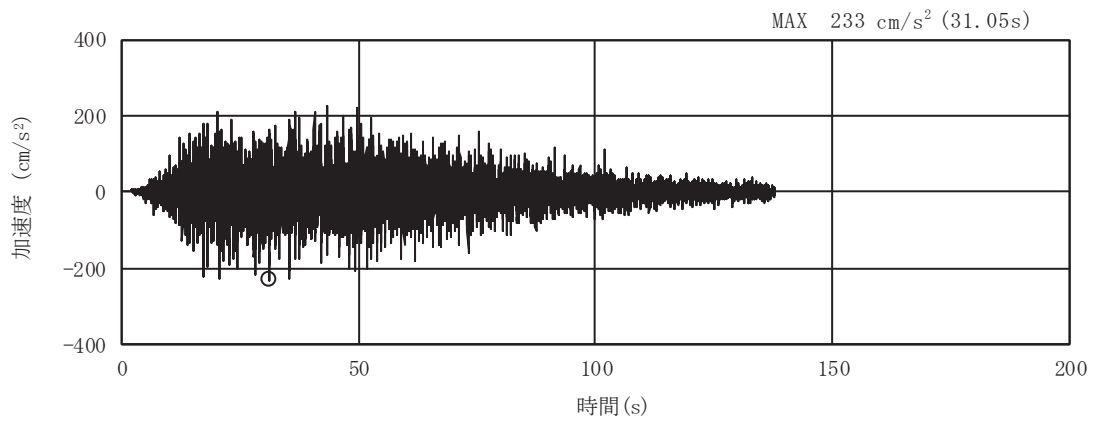


(a) 加速度時刻歴波形

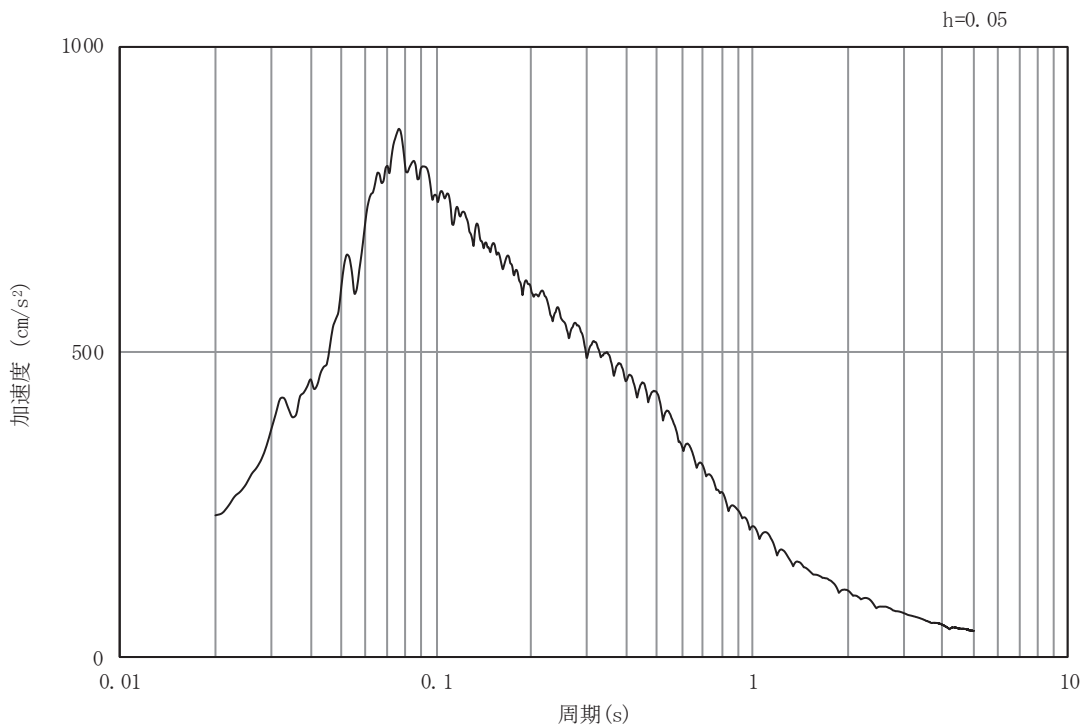


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(15) 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  
(水平成分：S d - D 1)

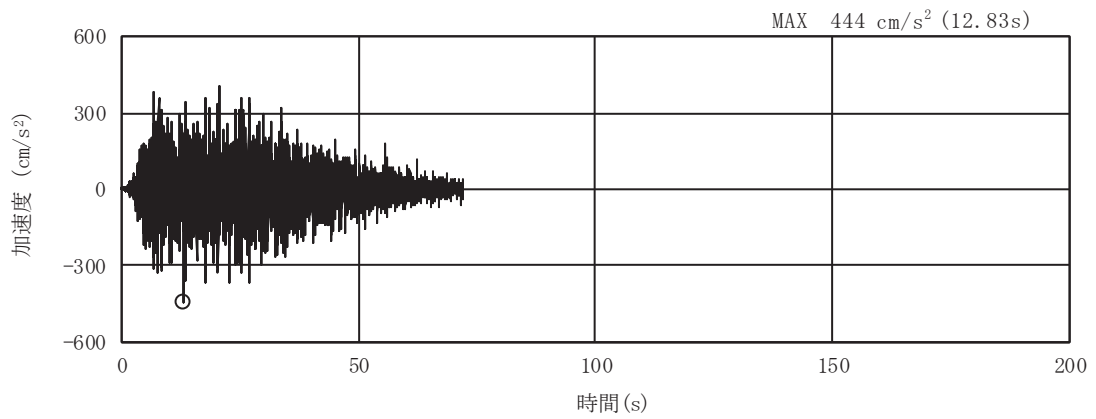


(a) 加速度時刻歴波形

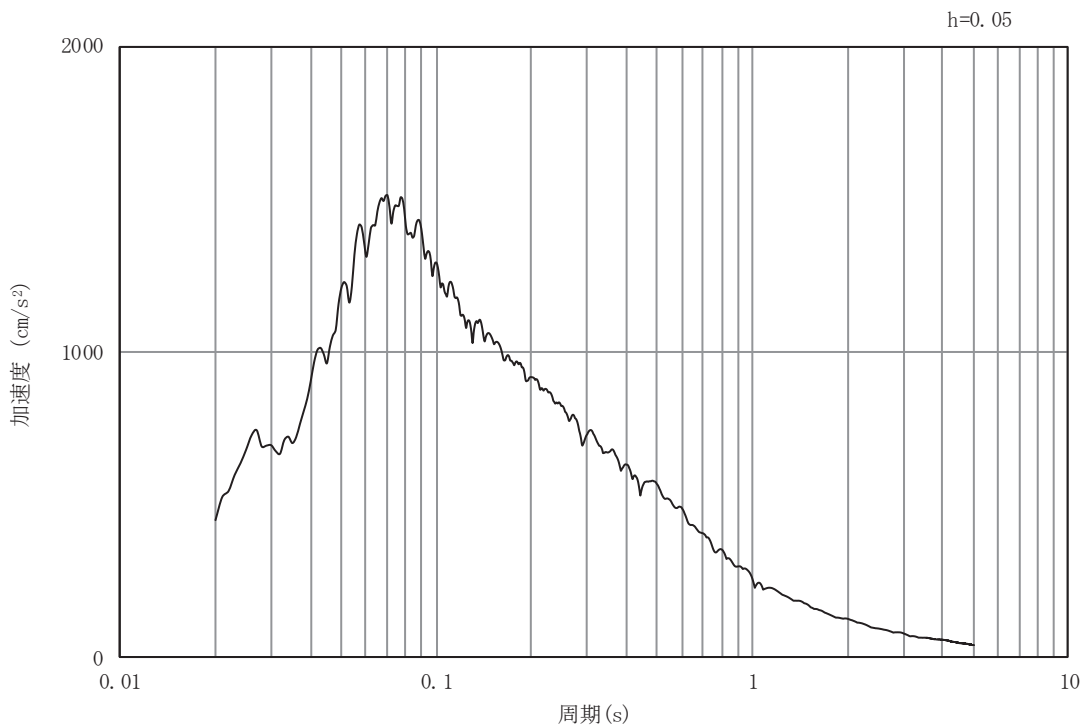


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(16) 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  
(鉛直成分：S d - D 1)

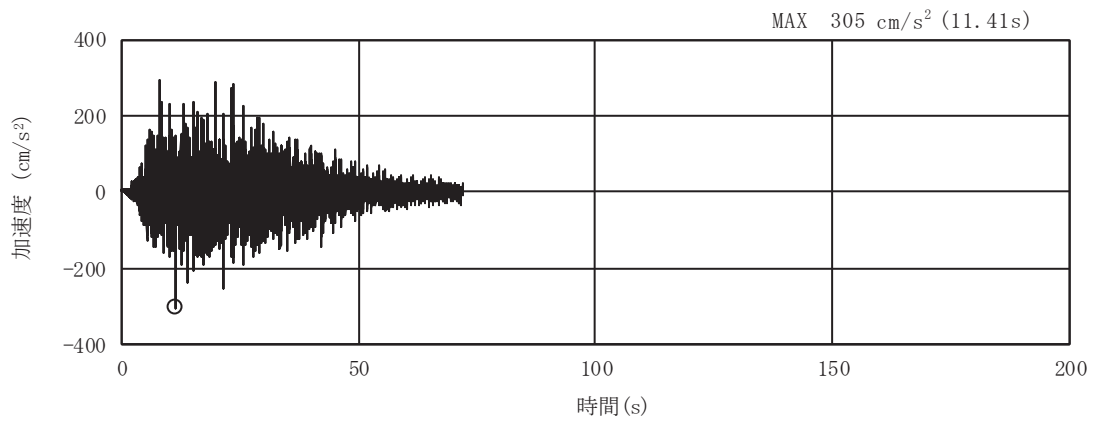


(a) 加速度時刻歴波形

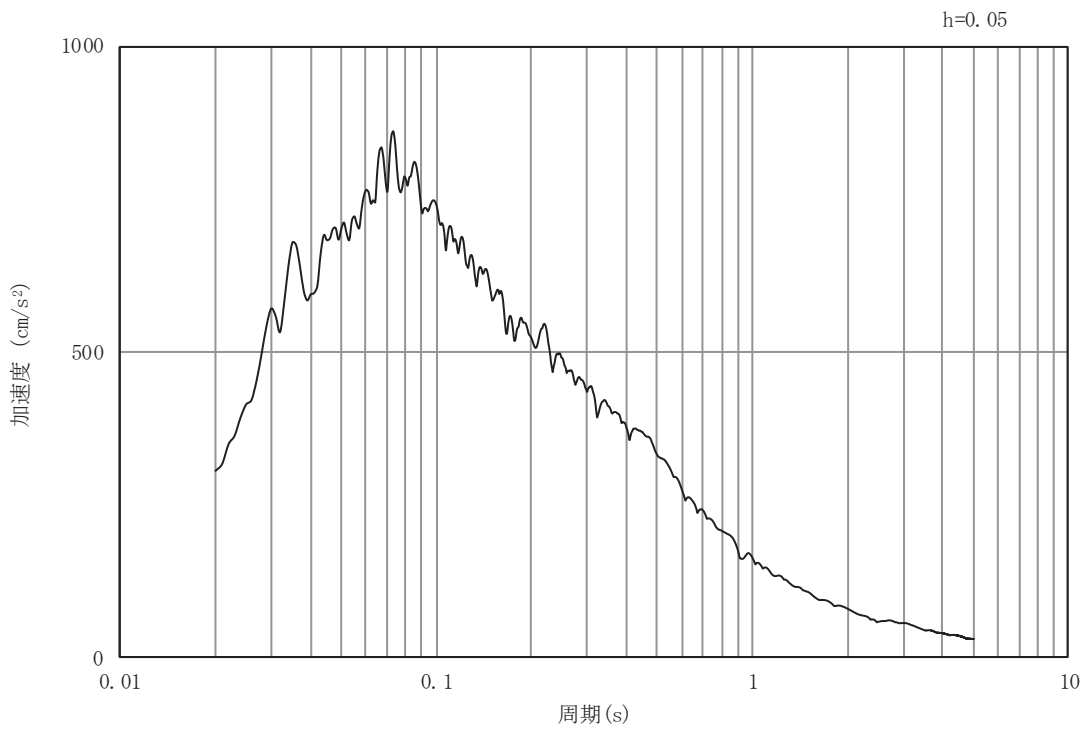


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(17) 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  
(水平成分：S d - D 2)

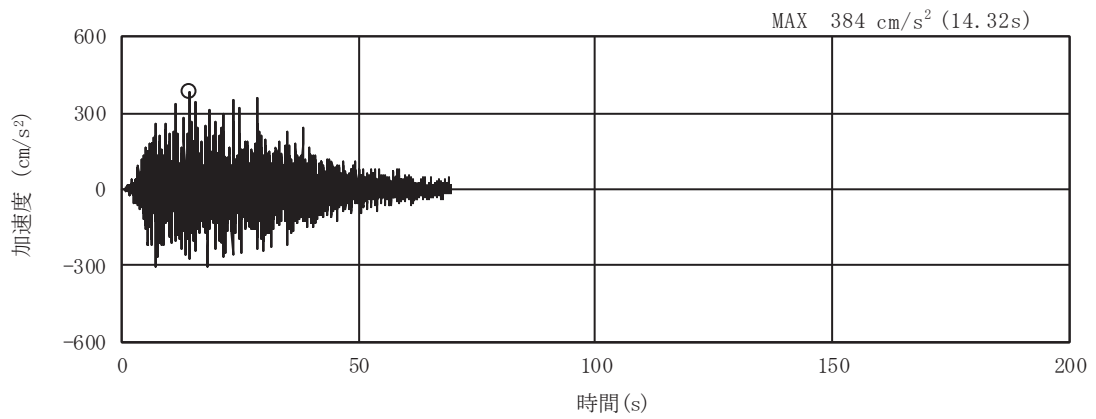


(a) 加速度時刻歴波形

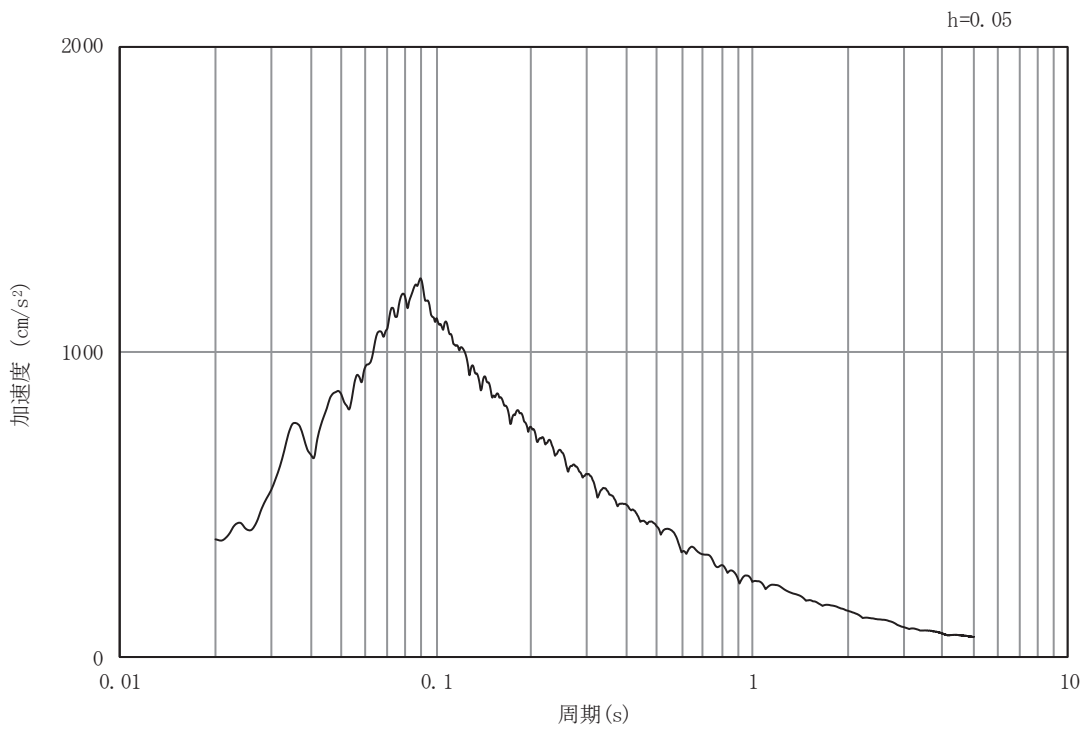


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(18) 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  
(鉛直成分：S d - D 2)

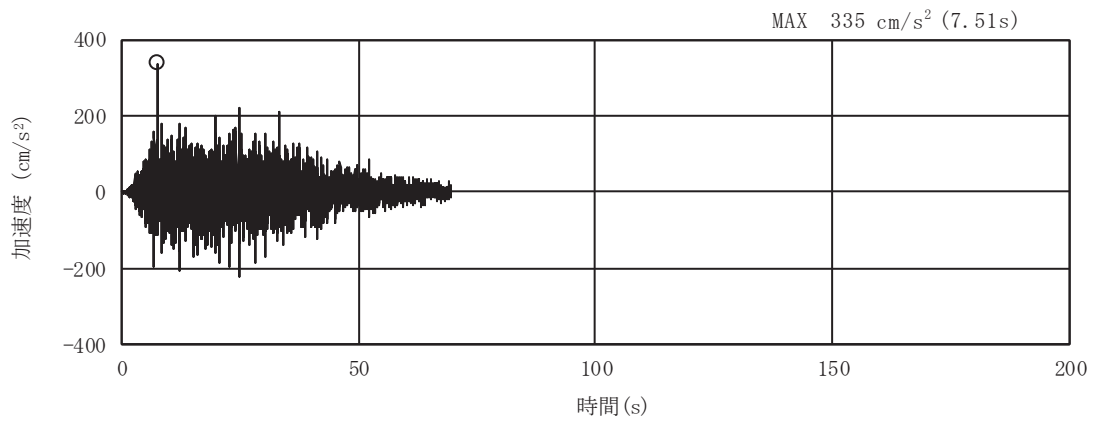


(a) 加速度時刻歴波形

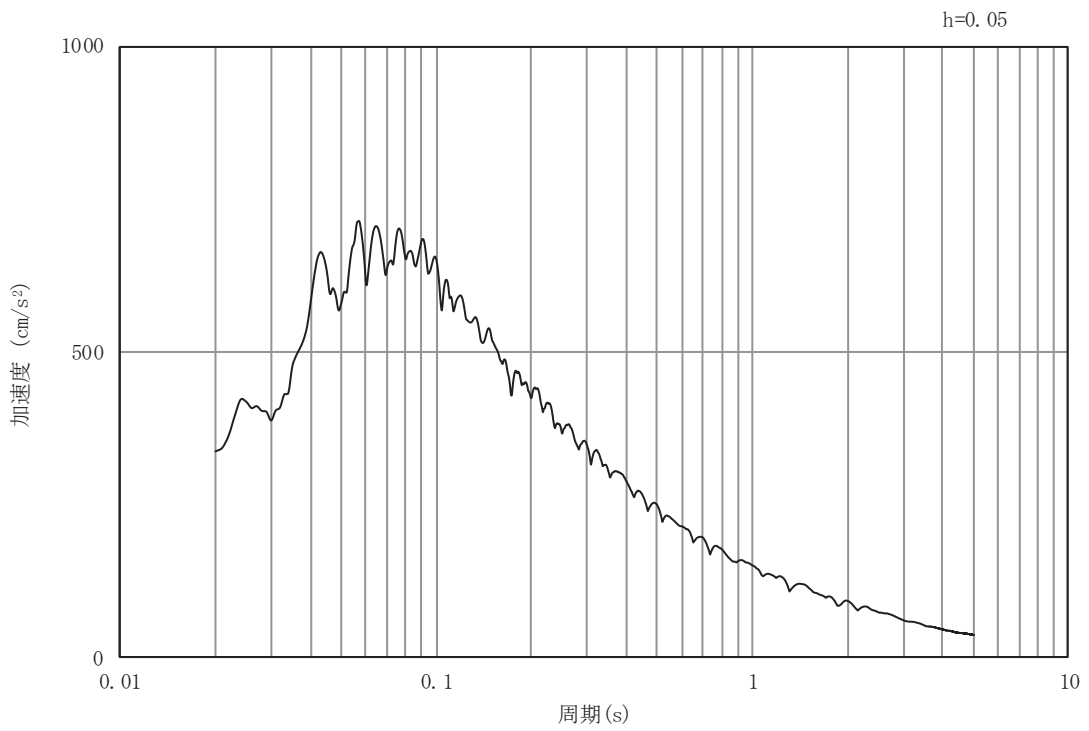


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(19) 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  
(水平成分：S d - D 3)



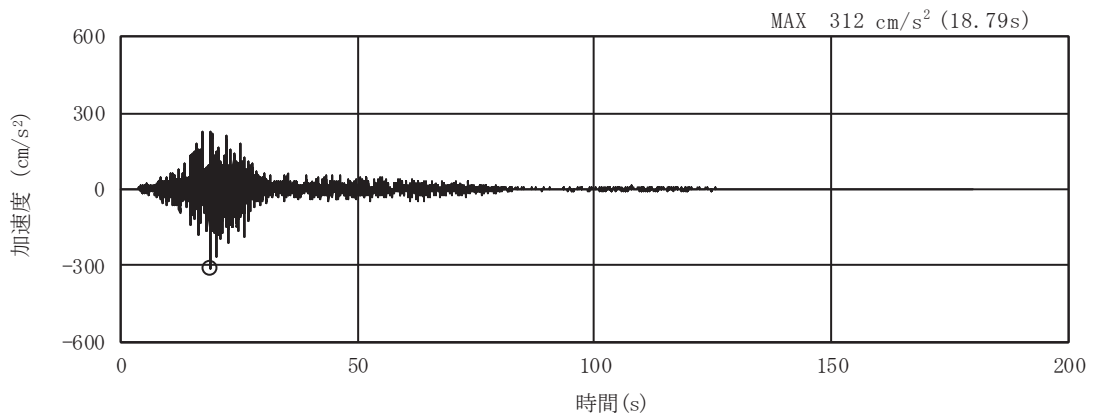
(a) 加速度時刻歴波形



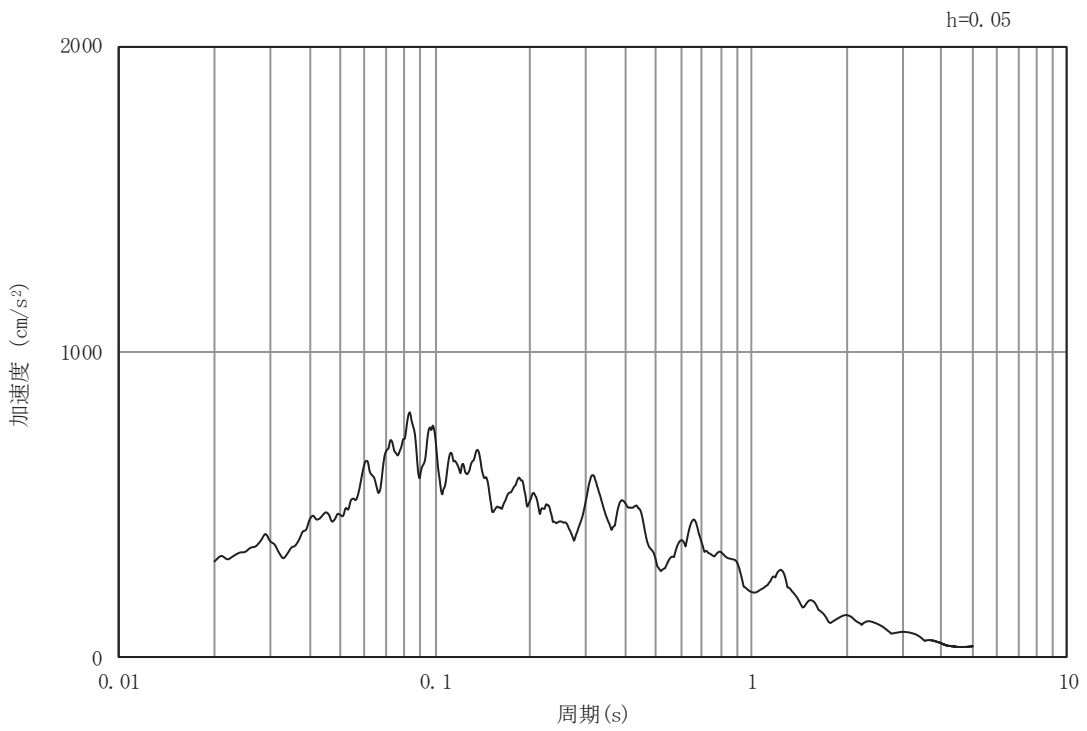
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(20) 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  
(鉛直成分：S d - D 3)



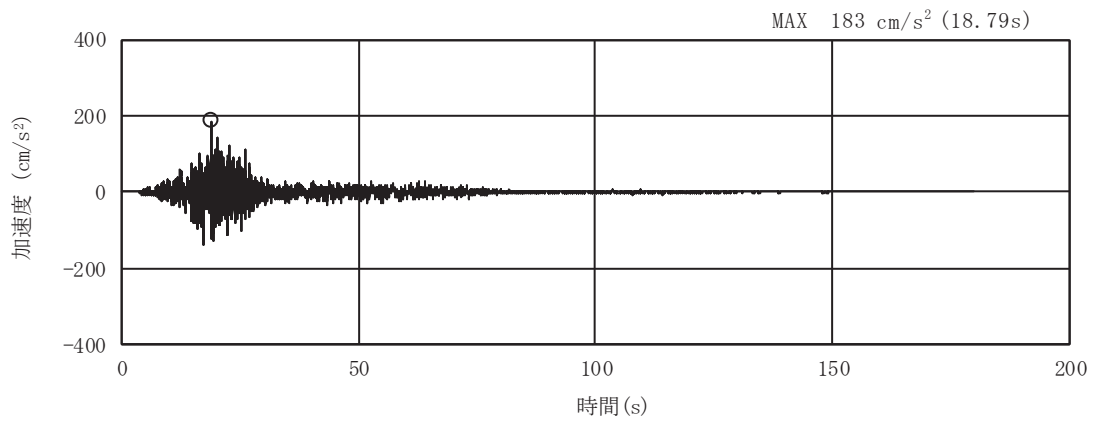


(a) 加速度時刻歴波形

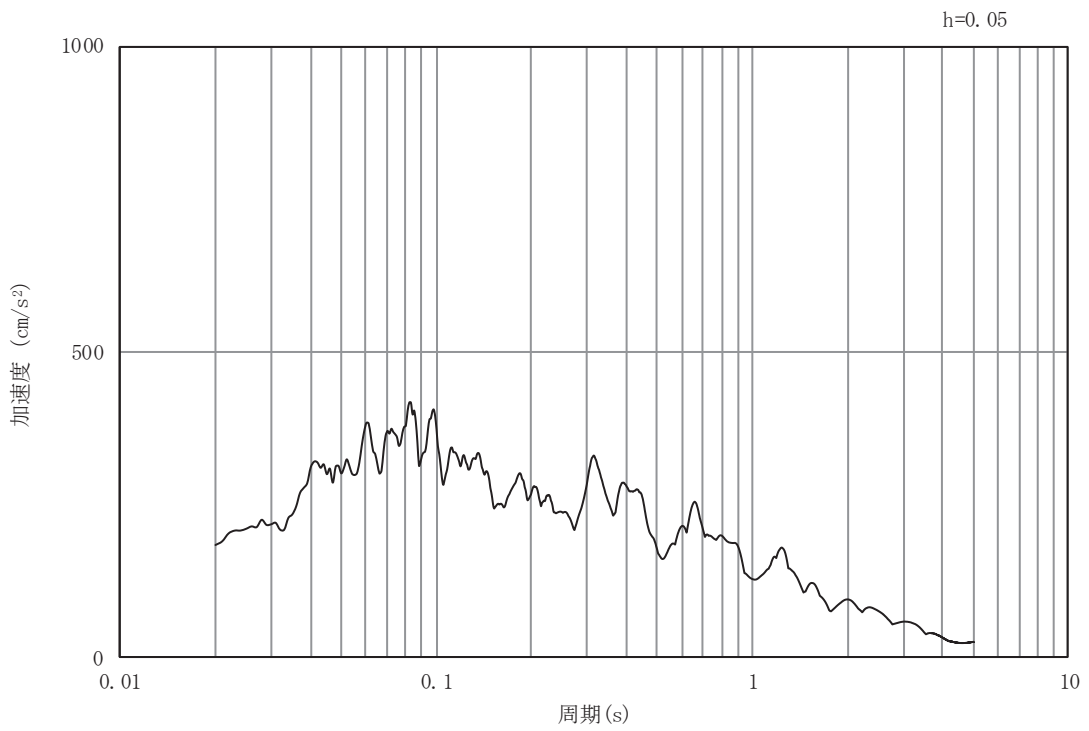


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(21) 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  
(水平成分：S d - F 1)

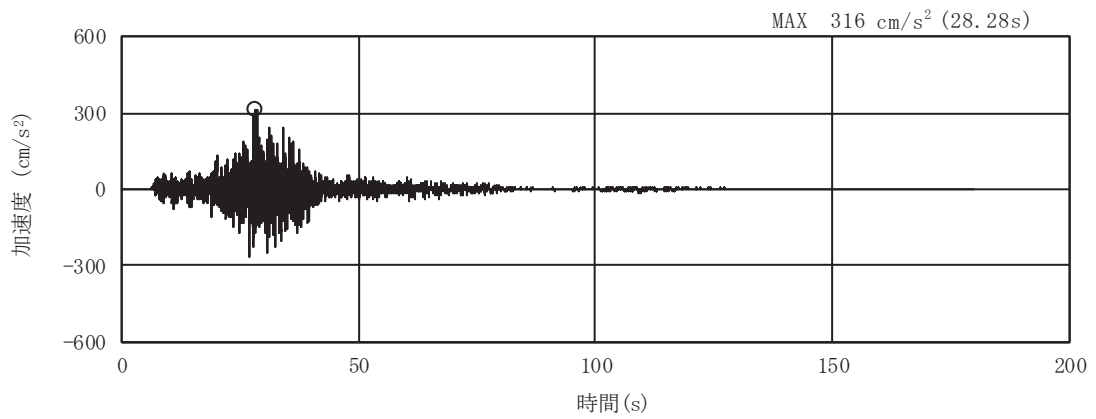


(a) 加速度時刻歴波形

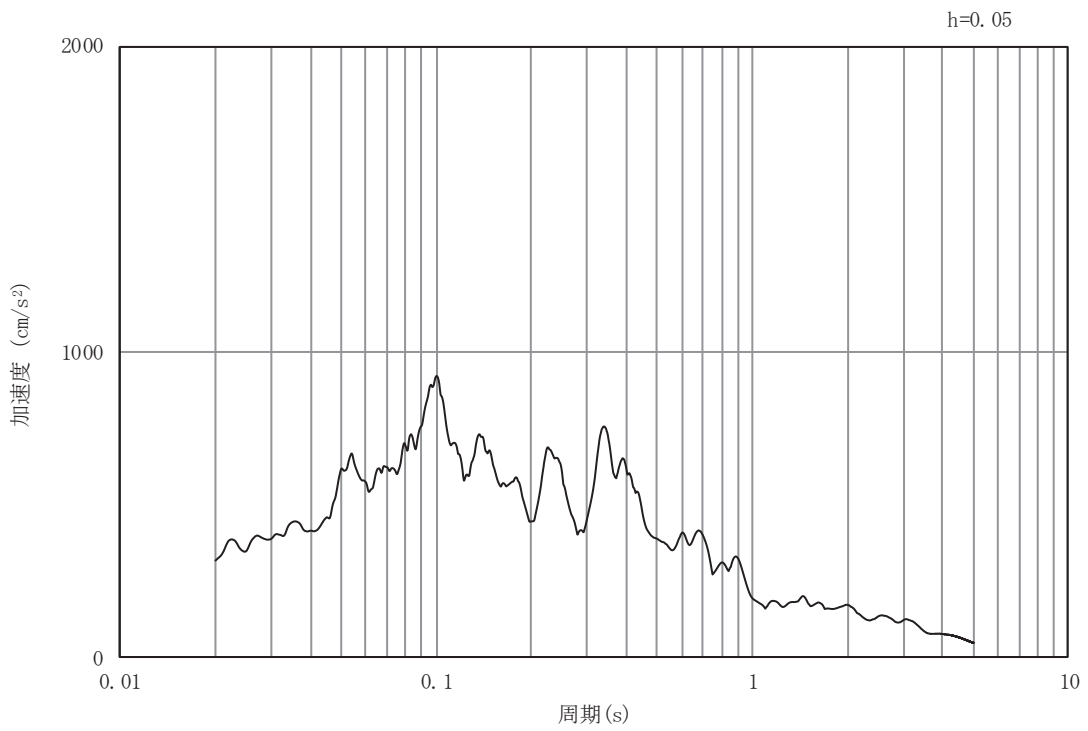


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(22) 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  
(鉛直成分：S d - F 1)

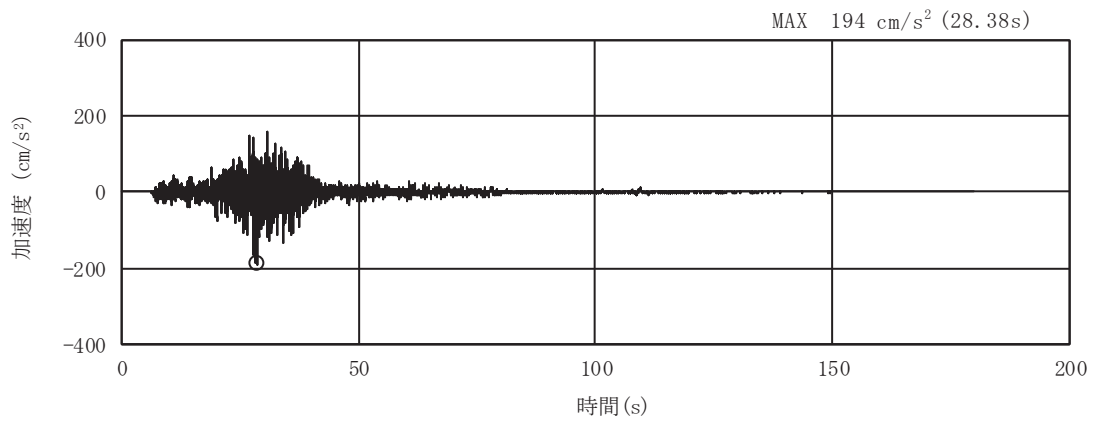


(a) 加速度時刻歴波形

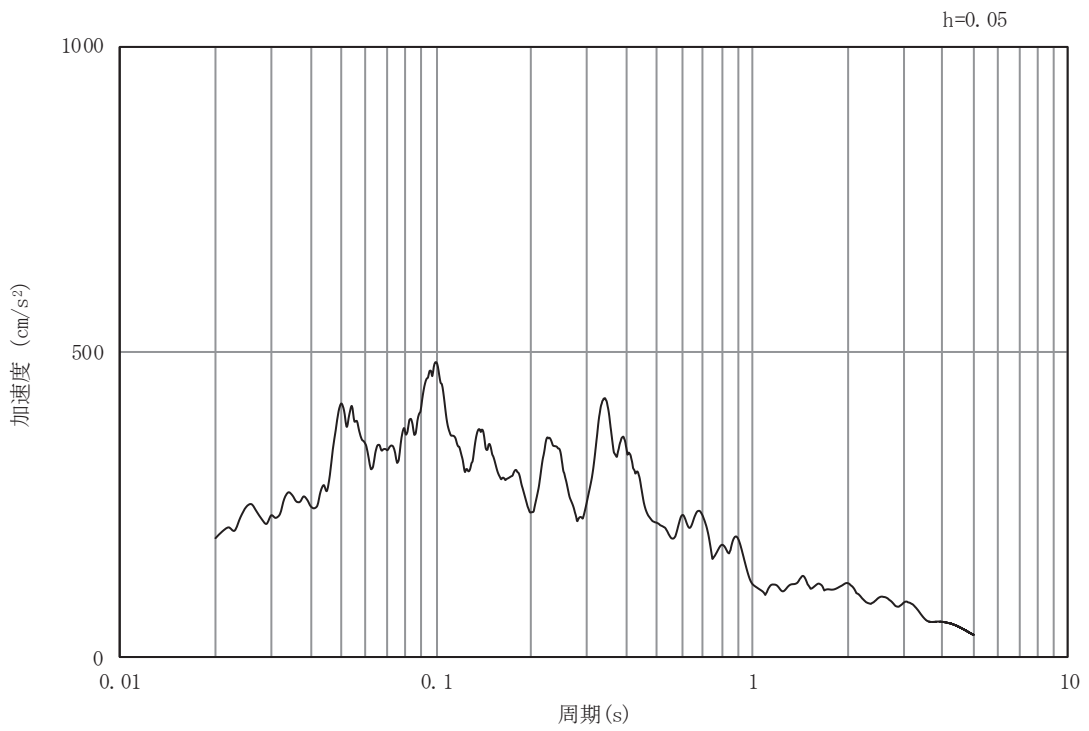


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(23) 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  
(水平成分：S d - F 2)

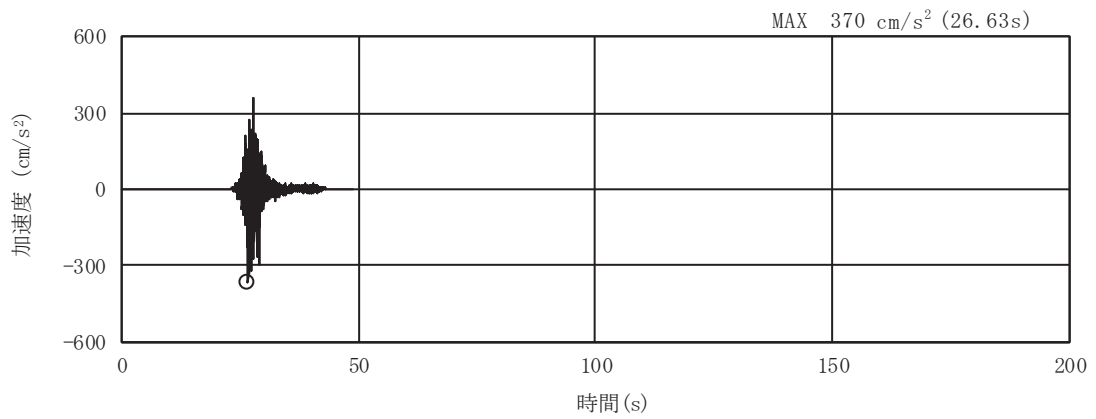


(a) 加速度時刻歴波形

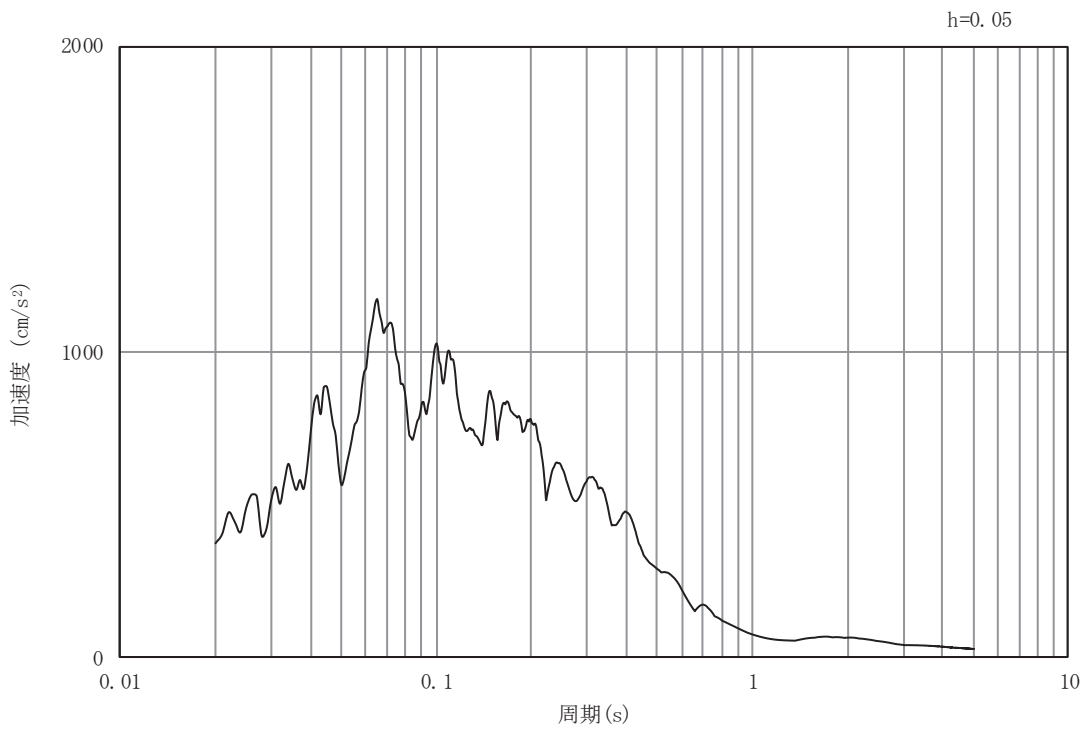


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(24) 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  
(鉛直成分：S d - F 2)

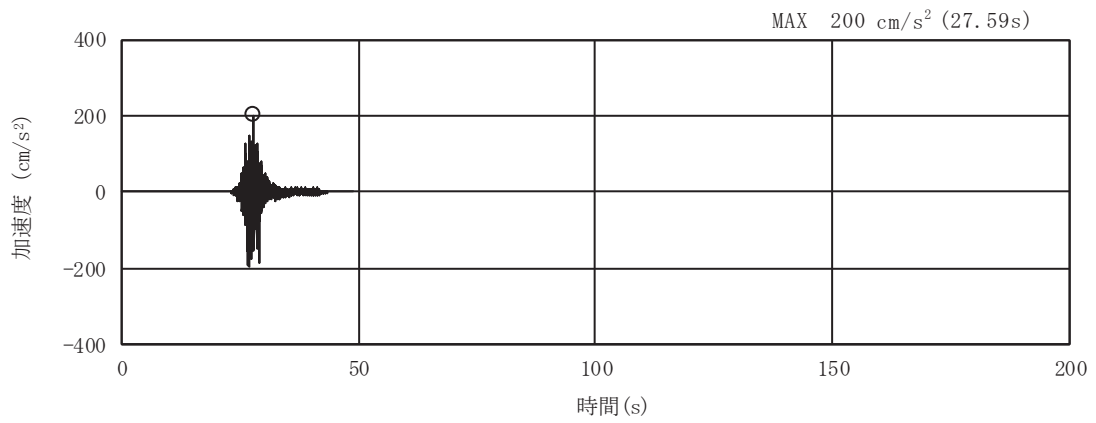


(a) 加速度時刻歴波形

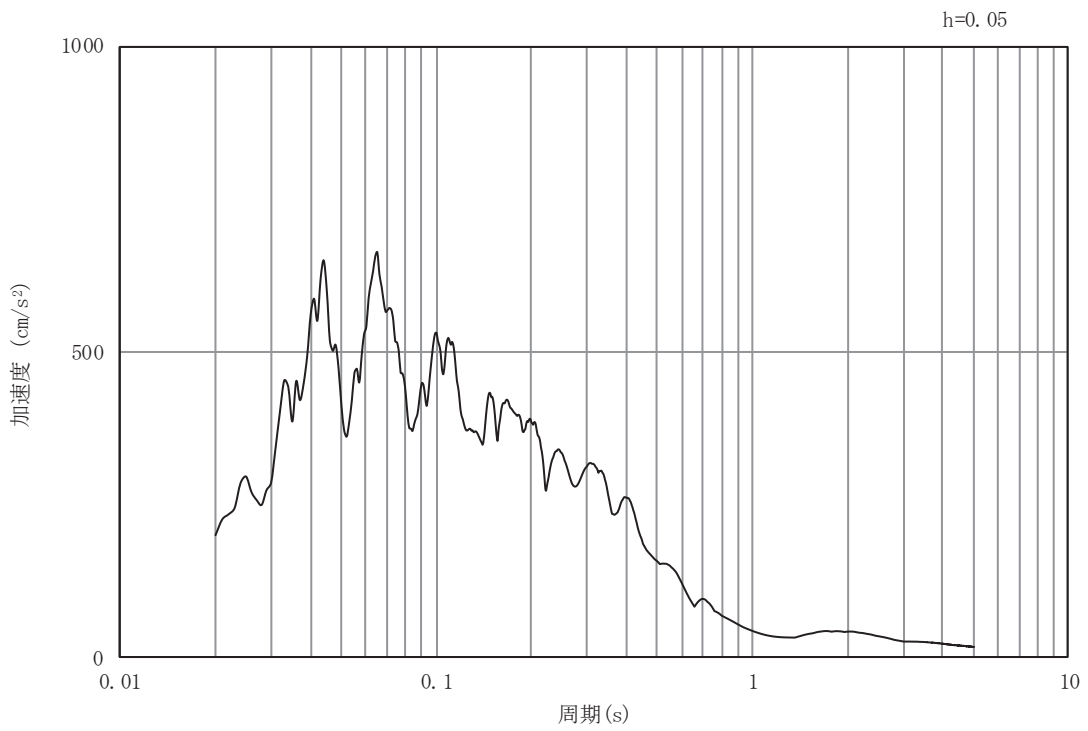


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(25) 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  
(水平成分：S d - F 3)

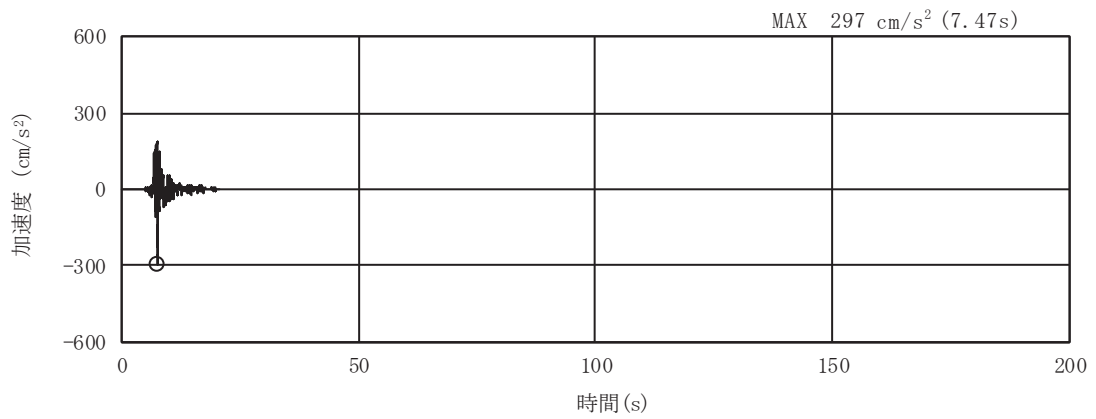


(a) 加速度時刻歴波形

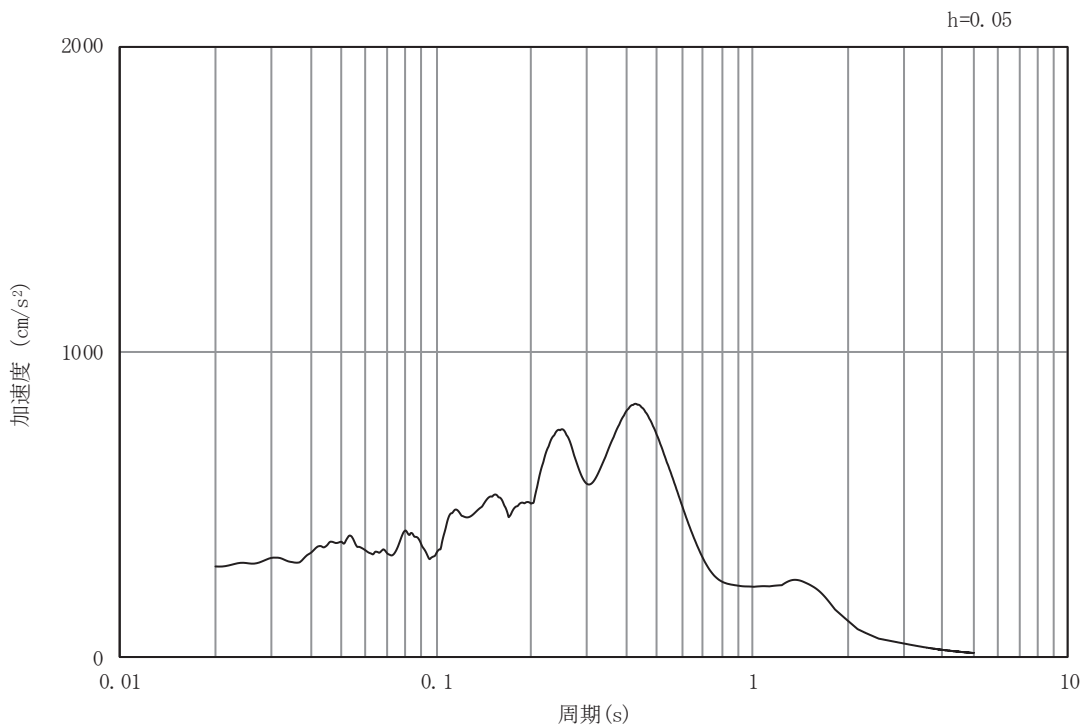


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(26) 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  
(鉛直成分：S d - F 3)

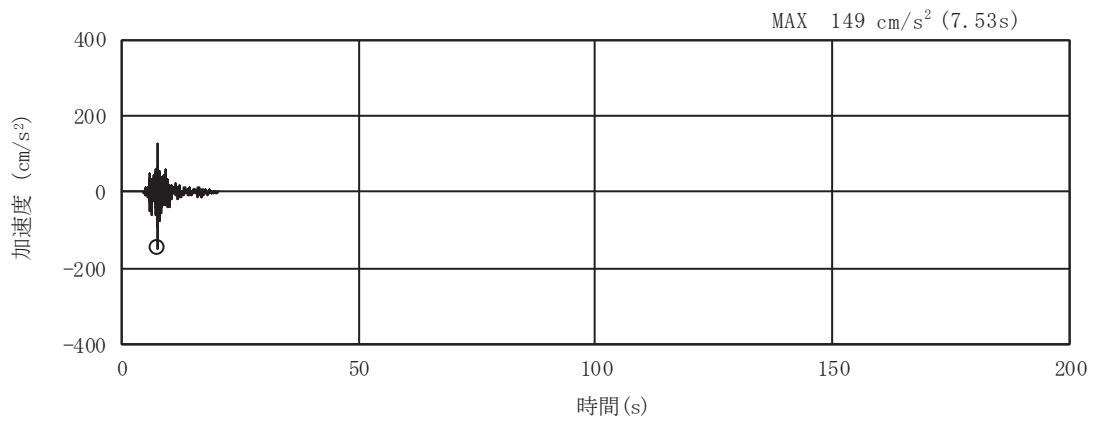


(a) 加速度時刻歴波形

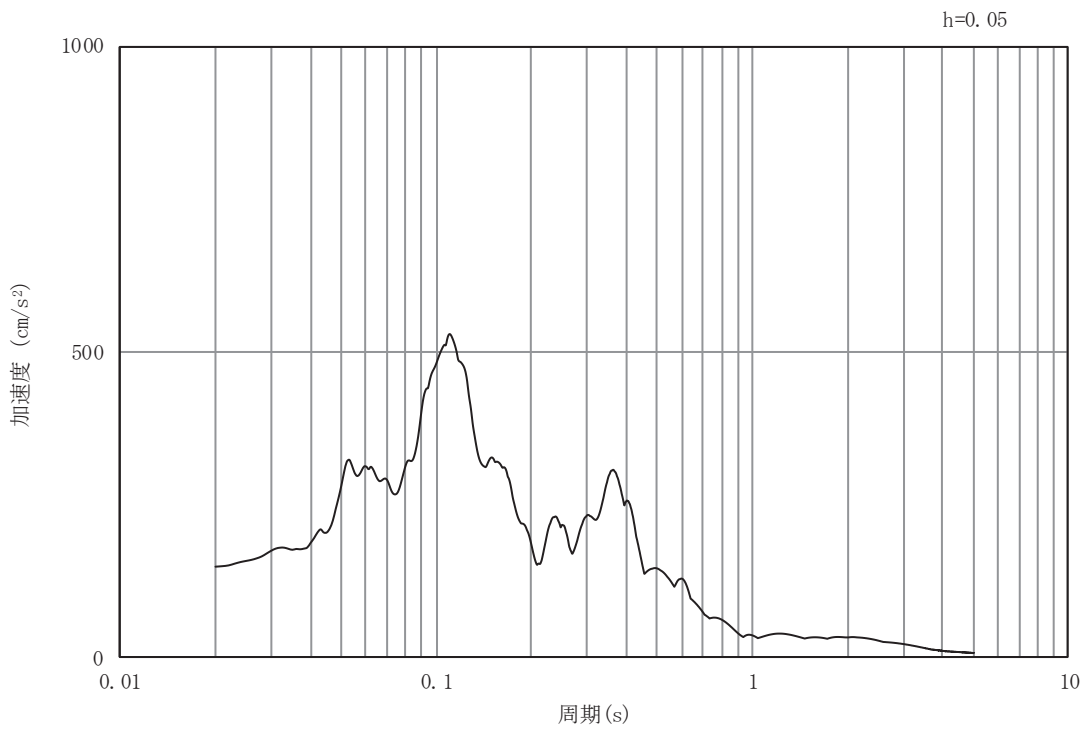


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(27) 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  
(水平成分：S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(28) 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  
(鉛直成分：S d - N 1)



## 4.2 許容限界の設定

### 4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は土木学会マニュアルに基づき限界層間変形角（層間変形角 1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、層間変形角 1/100 の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、隔壁のアンカー定着部に要求される S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート： $2000\mu$ ，主筋： $1725\mu$ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角及び照査用ひずみは、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100*1
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと	限界ひずみ	コンクリート：2000 $\mu$ *2 主筋 (SD345)：1725 $\mu$ *2

注記\*1：  $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数( $\gamma_i=1.0$ )  
 $R_u$ ：限界層間変形角(=1/100)  
 $R_d$ ：照査用層間変形角( $R_d=\gamma_a \cdot R$ )  
 $\gamma_a$ ：構造解析係数( $\gamma_a=1.2$ )  
 $R$ ：発生層間変形角

\*2：  $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

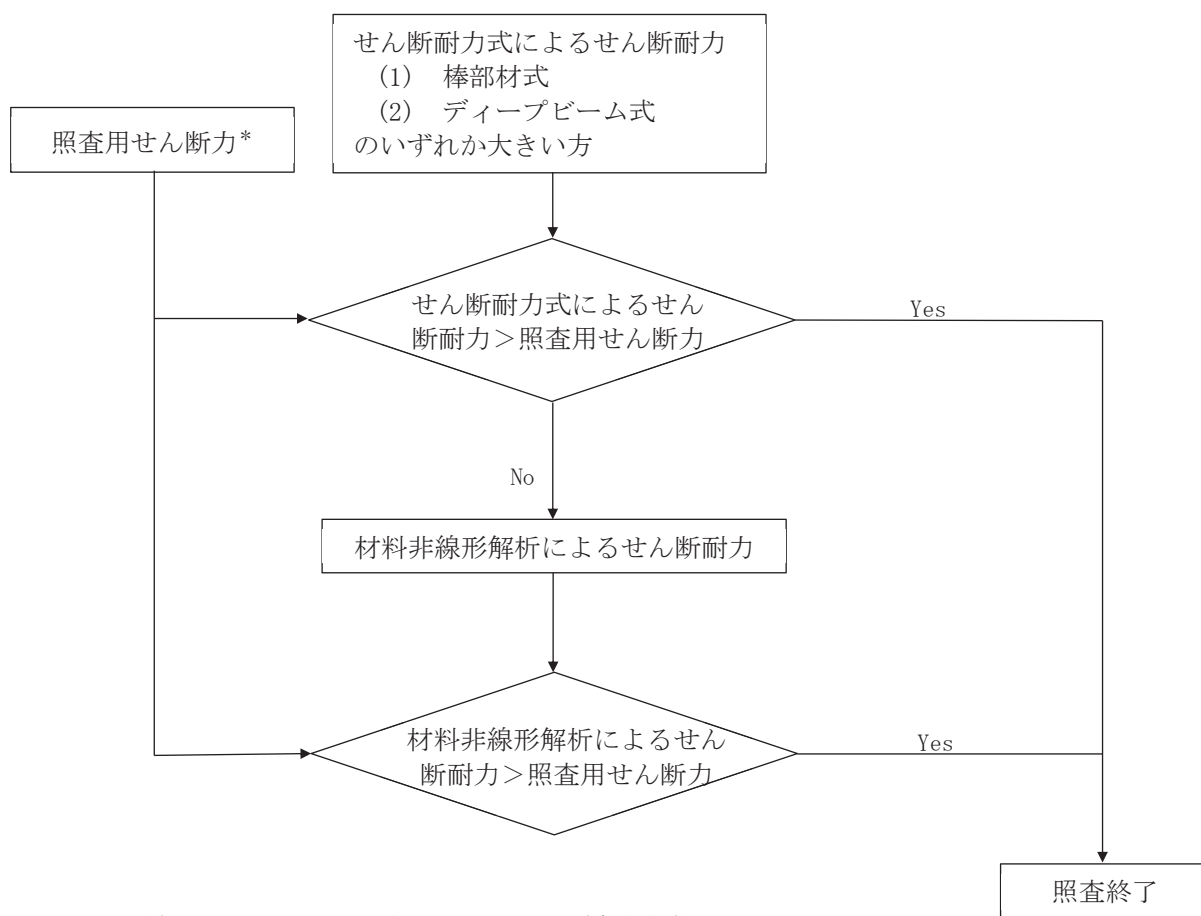
ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数( $\gamma_i=1.0$ )  
 $\varepsilon_R$ ：限界ひずみ  
 $\varepsilon_d$ ：照査用ひずみ( $\varepsilon_d=\gamma_a \cdot \varepsilon$ )  
 $\gamma_a$ ：構造解析係数( $\gamma_a=1.2$ )  
 $\varepsilon$ ：発生ひずみ

#### 4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐方式によるせん断耐力）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」、「(2) ディープビーム式」のせん断耐方式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

また、せん断耐方式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-3に示す。



注記\*：照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図4-3 せん断破壊に対する照査フロー

(1) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで,  $V_{yd}$  : せん断耐力  
 $V_{cd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力  
 $V_{sd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ となる場合は}$$
$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで,  $f'_{cd}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm<sup>2</sup>)で設計基準強度 $f'_{ck}$ を材料係数 $\gamma_{mc}$ で除したもの

$p_v$  : 引張鉄筋比  $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0$  :  $M_d$ に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度を  $\gamma_{ms}$  で除したもので、 $400\text{N/mm}^2$  以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値  $f'_{ck}$  が  $60\text{N/mm}^2$  以上のときは  $800\text{N/mm}^2$  以下とする。

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 材料係数

## (2) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、 $V_{ydd}$  : せん断耐力

$V_{cdd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sdd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

ここで、 $\gamma_{bc}$  : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

ここで、 $p_{wb}$  : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	$\gamma_{ms}$	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記\*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R+2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角とされている。

軽油タンク連絡ダクトは、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

#### 4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

##### (1) 評価条件

図4-3のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-3及び表4-4に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書2017や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書2017において標準とされる以下の手法とする。

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「UC-win/WC OMD」を使用する。

表 4-3 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

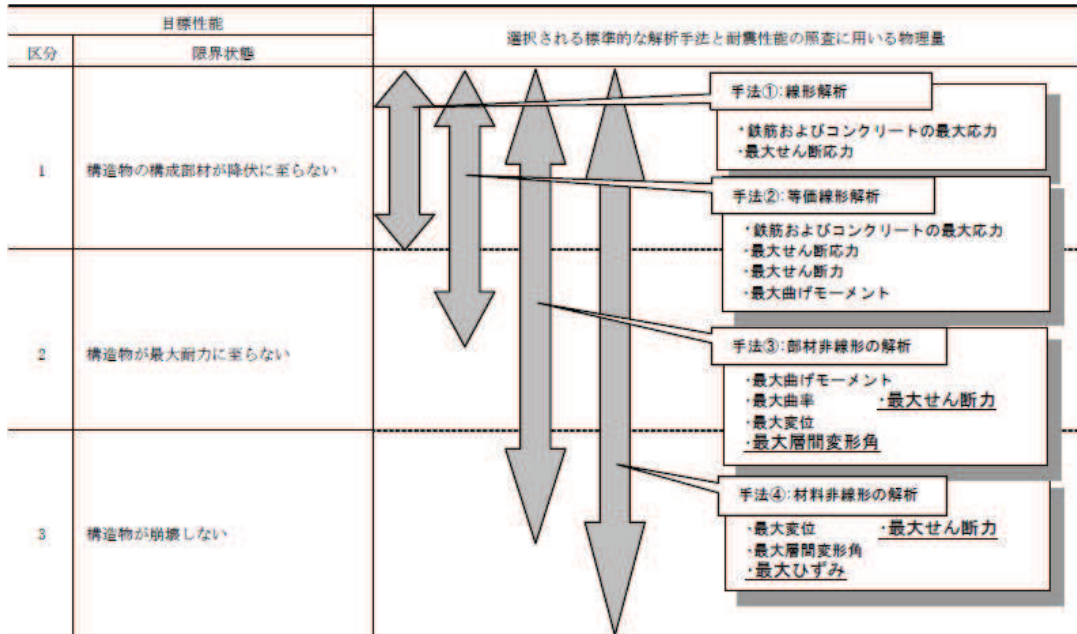


表 4-4 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	一次元		二次元	三次元
構成則	M- $\Phi$ , M- $\theta$ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		



a. 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

表 4-5 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-5 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

b. 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度 (20.5N/mm <sup>2</sup> ) ／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm <sup>2</sup>	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記\*：材料係数を 1.3 とし算出

表 4-7 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書2017
降伏 強度	主筋	2000 N/mm <sup>2</sup>	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345 N/mm <sup>2</sup>	SD345

c. 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、図4-4に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

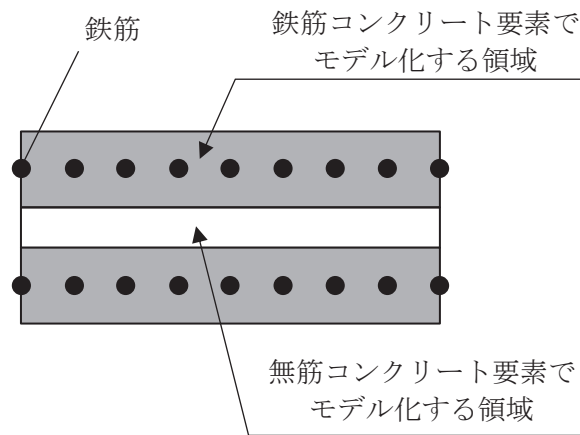


図4-4 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

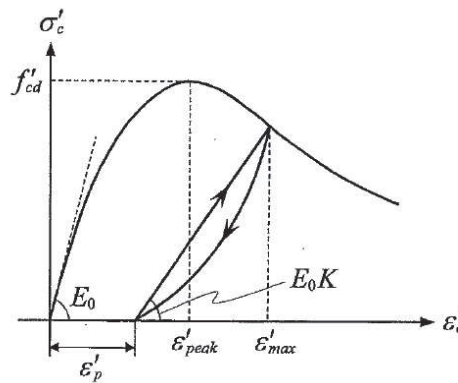
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-5 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を超えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4-6 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p)$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left( 1 - \exp \left( -1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left( -0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに、

$\varepsilon'_{peak}$  : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4-5 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

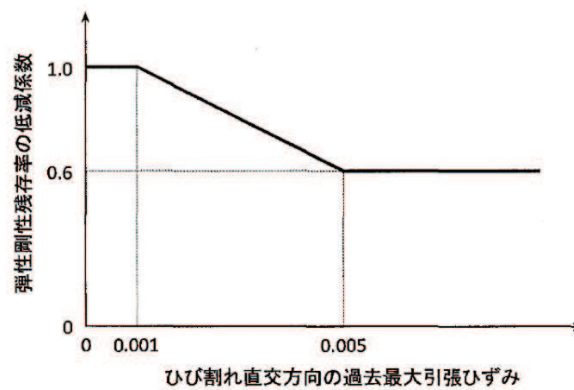
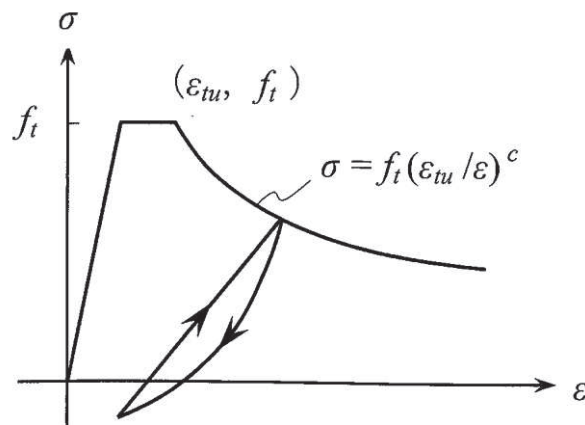


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-7 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー ( $G_f$ ) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-8 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が  $G_f/Le$  (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数  $c$  を用いる。



- ここに、 $f_t$  : 引張強度  
 $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ  
 $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 4-7 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの  
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

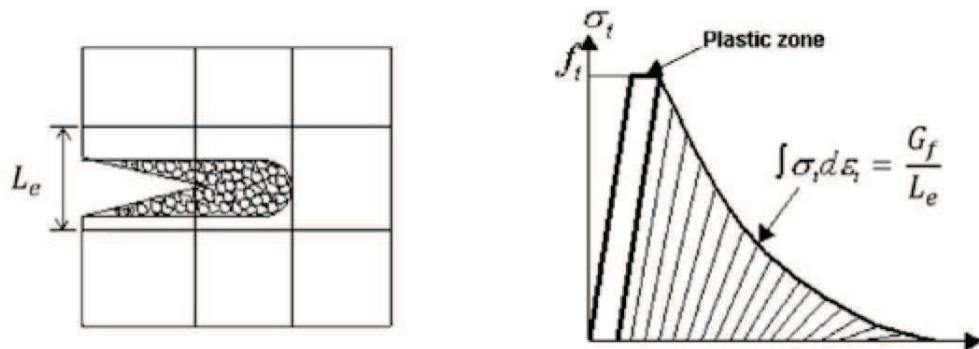
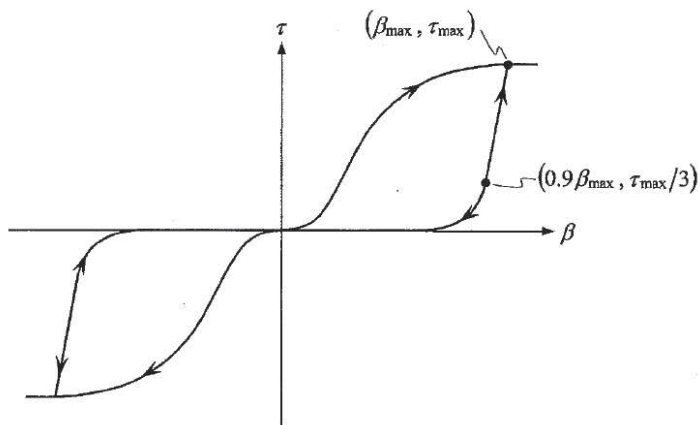


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-9 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

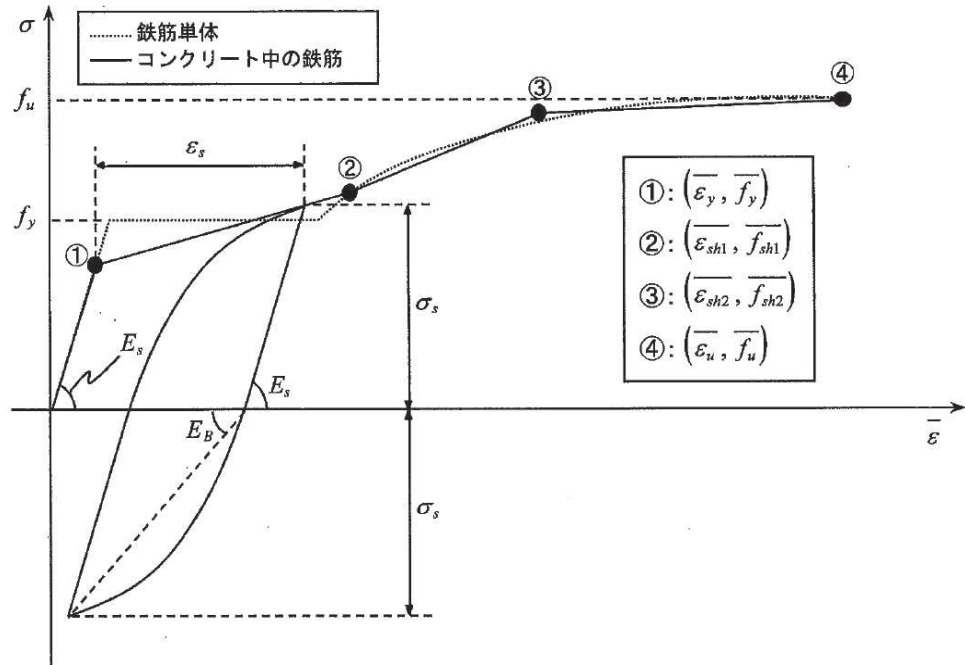


- ここに、 $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比  
 $(\gamma / \varepsilon)$   
 $\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力  
 $\tau_{\max}$  : 除荷開始時せん断応力  
 $\beta_{\max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比

図 4-9 ひび割れ面でのせん断伝達モデル  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

e. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-10 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- $f_y$  : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_u$  : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_y$  : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- $\epsilon_{sh}$  : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- $p$  : 鉄筋比
- $f_1$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 4-10 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

f. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ ,  $\bar{\sigma}_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

$A_S$ ,  $A_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積,  $A_{RC} = A_S + A_C$

g. 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価内容

a. 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図 4-11 に示す。

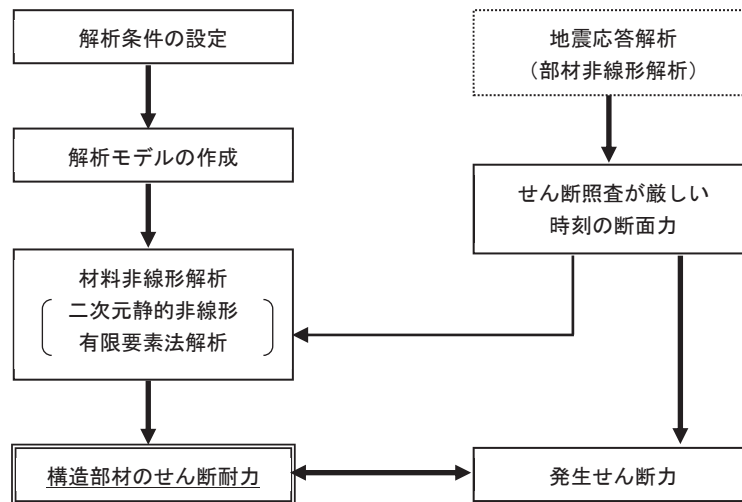


図 4-11 材料非線形解析の耐震評価フロー

b. 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-12 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-13 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。



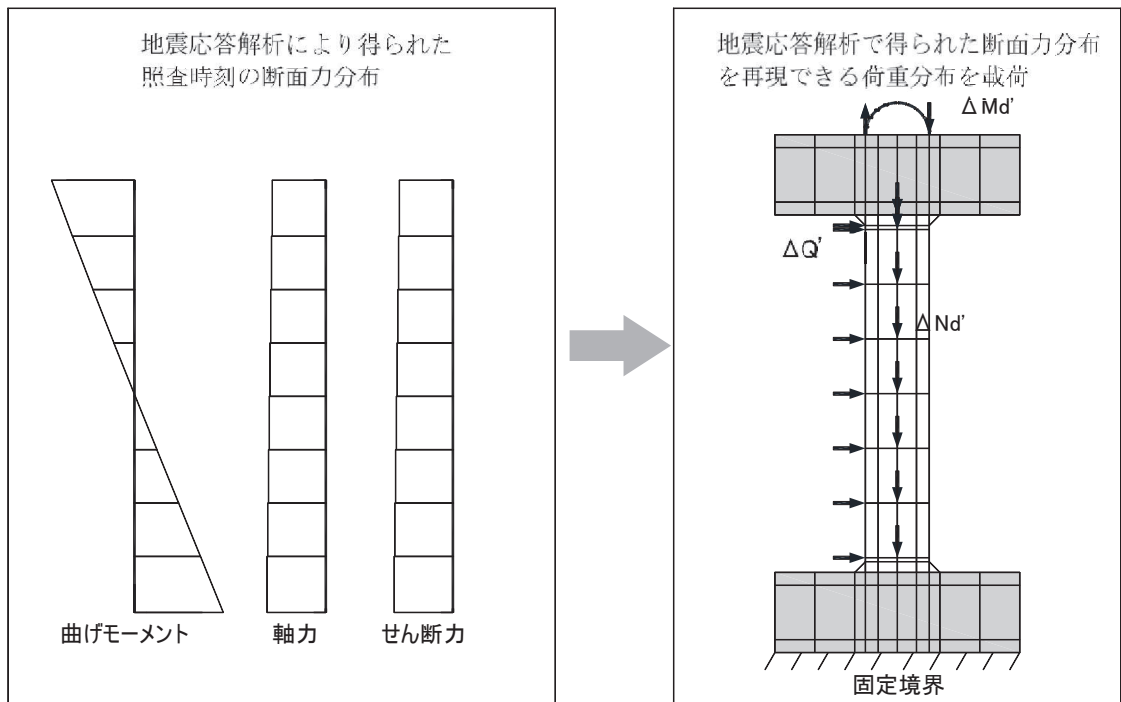


図 4-12 材料非線形解析における荷重状況

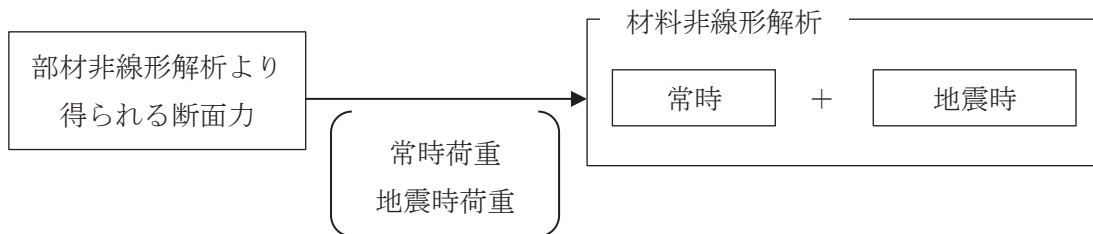


図 4-13 荷重の作用手順

c. せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係から設定する。具体的には、図 4-14 に示す例のとおり、固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係においてせん断力の増分に対して相対変位  $\delta$  が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

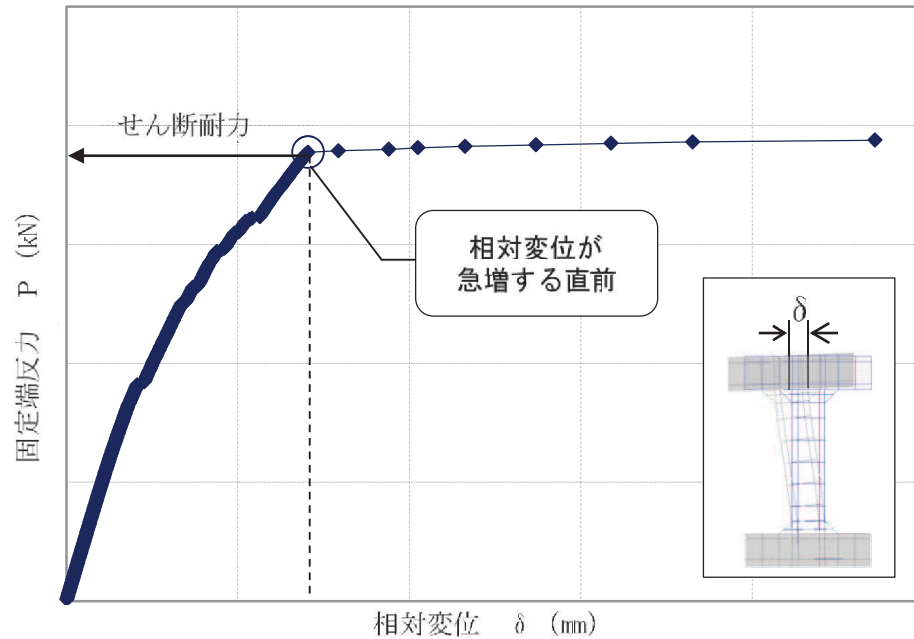


図 4-14 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

d. 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力  $V$  と材料非線形解析で得られるせん断耐力  $V_y$  に、以下のとおり部材係数  $\gamma_{b1}$ 、 $\gamma_{b2}$ 、構造解析係数  $\gamma_a$ 、構造物係数  $\gamma_i$  を考慮し、照査用せん断力  $V_d$ 、設計せん断耐力  $V_{yd}$  を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-8 に示す。ここで、部材係数  $\gamma_{b1}$  については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.7 の部材係数 1.14 を設定する（表 4-9）。

表 4-8 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	$\gamma_{b1}$	1.14	別途実施する材料非線形解析により設定
	$\gamma_{b2}$	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	$\gamma_i$	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 $S_s$ により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	$\gamma_a$	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	$\gamma_m$	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 4-9 部材係数  $\gamma_{b1}$  の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	427.5	0.90	
2	1187	1222.6	1.03	
3	324	359.6	1.11	
4	294	311.6	1.06	
5	581	517.1	0.89	
6	329	338.9	1.03	
7	1587	1809.2	1.14	最大値
8	350	395.5	1.13	
9	855	880.6	1.03	
10	165	104.0	0.63	
11	333	359.6	1.08	
12	127	99.1	0.78	
13	188	120.3	0.64	
14	163	117.4	0.72	
15	273	185.6	0.68	
16	356	320.4	0.90	
17	432	250.6	0.58	

#### 4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

##### (1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）許容限界を表 4-10 に示す。

表 4-10 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

##### (2) MMR（既設）

###### a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 4-11 に示す。

表 4-11 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
支圧強度	コンクリート ( $f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$ )	$f'_a = 15.6$

###### b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度  $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck} / 5$  とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表 4-12 に示す。

表 4-12 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度*2 (N/mm <sup>2</sup> )
3.12	1.43

注記\*1：せん断強度  $\tau_f$  は、粘着力  $\tau_0 = f'_{ck} / 5$  のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$  は考慮しないことで安全側に配慮する。

\*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値に示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

#### 5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき，すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①において，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 を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて，ケース②～④を実施する。

また，上記実施ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

以下に，軽油タンク連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお，評価位置を図 5-1 に示す。

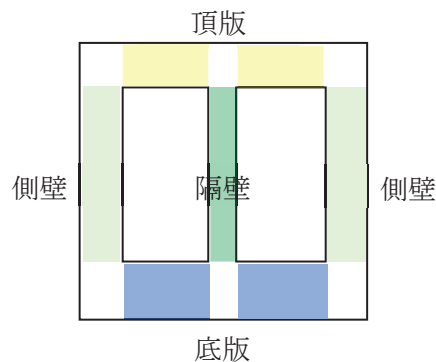


図 5-1 評価位置

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表5-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界層間変形角又は限界ひずみを許容限界とする。  
 なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても0.50以下であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.36			
	-+	0.32			
S s - D 2	++	0.35			
	-+	0.38	0.40	0.38	0.32
S s - D 3	++	0.27			
	-+	0.32			
S s - F 1	++	0.44			
	-+	0.50			
S s - F 2	++	0.30			
	-+	0.30			
S s - F 3	++	0.35			
	-+	0.33			
S s - N 1	++	0.47			
	-+	0.30			

注記\*：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（ひずみ）の厳しい方を記載。

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。

参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式による照査値を併記する。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.95 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）\*1

地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.38*3 (1.08)			
	-+	0.36*3 (1.04)			
S s - D 2	++	0.37*3 (1.08)			
	-+	0.46*3 (1.32)	0.45*3 (1.30)	0.46*3 (1.33)	0.43*3 (1.23)
S s - D 3	++	0.46*3 (1.34)		0.47*3 (1.38)	
	-+	0.95			
S s - F 1	++	0.89			
	-+	0.87			
S s - F 2	++	0.80			
	-+	0.65			
S s - F 3	++	0.88			
	-+	0.40*3 (1.11)			
S s - N 1	++	0.73			
	-+	0.67			

注記\*1：評価位置を図 5-1 に示す。

\*2：赤枠は、前述図 3-20 のフローに基づき、解析ケース②及び③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。



表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）\*1

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.29* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.32* <sup>2</sup> (-)			
S s - D 2	++	0.32* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.31* <sup>2</sup> (-)	0.38* <sup>2</sup> (-)	0.32* <sup>2</sup> (-)	0.36* <sup>2</sup> (-)
S s - D 3	++	0.30* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.23* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 1	++	0.37* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.35* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 2	++	0.35* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.25* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 3	++	0.23* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.31* <sup>2</sup> (-)			
S s - N 1	++	0.29* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.37* <sup>2</sup> (-)			

注記\*1：評価位置を図 5-1 に示す。

\*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。「-」は、せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）\*1

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.21* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.24* <sup>2</sup> (-)			
S s - D 2	++	0.27* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.23* <sup>2</sup> (-)	0.22* <sup>2</sup> (-)	0.21* <sup>2</sup> (-)	0.25* <sup>2</sup> (-)
S s - D 3	++	0.18* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.15* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 1	++	0.18* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.16* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 2	++	0.20* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.17* <sup>2</sup> (-)			
S s - F 3	++	0.15* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.20* <sup>2</sup> (-)			
S s - N 1	++	0.16* <sup>2</sup> (-)			
	-+	0.14* <sup>2</sup> (-)			

注記\*1：評価位置を図 5-1 に示す。

\*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。「-」は、せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）\*

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.49			
	-+	0.48			
S s - D 2	++	0.55			
	-+	0.53	0.53	0.54	0.60
S s - D 3	++	0.57			
	-+	0.48			
S s - F 1	++	0.58			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.43			
	-+	0.41			
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.53			
	-+	0.38			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記\*：評価位置を図 5-1 に示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力及び支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査値は、ばらつきを考慮しても許容限界に対して 0.50 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.49			
	-+	0.35			
S s - D 2	++	0.44			
	-+	0.37	0.36	0.37	0.37
S s - D 3	++	0.37			
	-+	0.28			
S s - F 1	++	0.36			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.38			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.29			
	-+	0.37			
S s - N 1	++	0.35			
	-+	0.21			

注記\*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

軽油タンク連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-4に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-2に示す。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果  
(最も厳しい照査値とその地震動)

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* $R_d$	限界層間変形角 $R_u$	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - F 1 (-+)	$9.84 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.10

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 最大層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

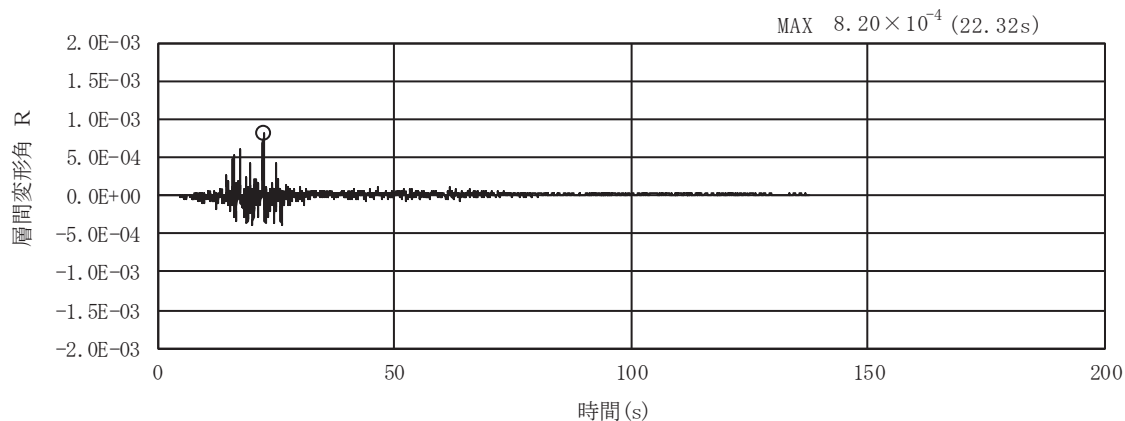


図5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース①，S s - F 1 (-+)）

### 5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

せん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-5に示す。また、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-4に示す。

表 5-5 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$
頂版	3	③	S s - D 3 (++)	248	537*4	0.47
側壁	7	②	S s - D 2 (-+)	318	848*4	0.38
隔壁	6	①	S s - D 2 (++)	60	227*4	0.27
底版	2	①	S s - F 1 (-+)	308	515*3	0.60

注記\*1：評価位置を図5-3に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：せん断耐力式によるせん断耐力

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力

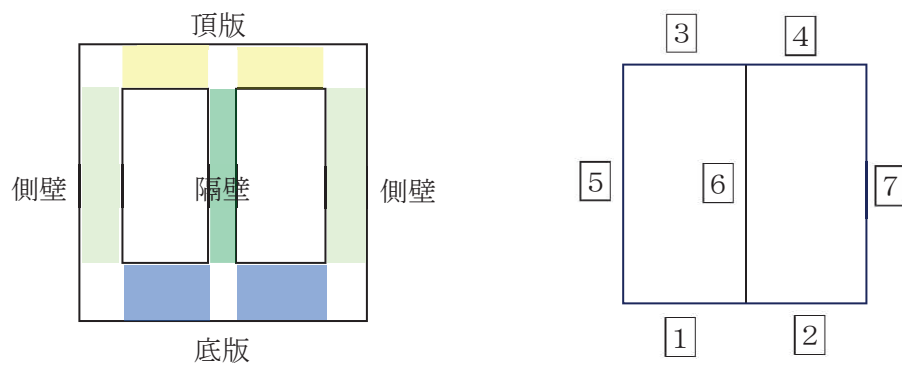
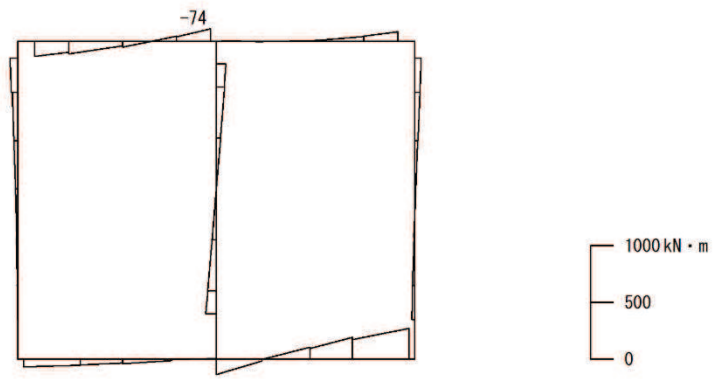
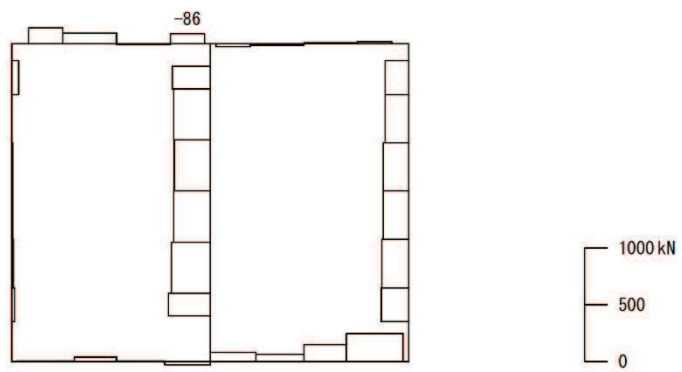


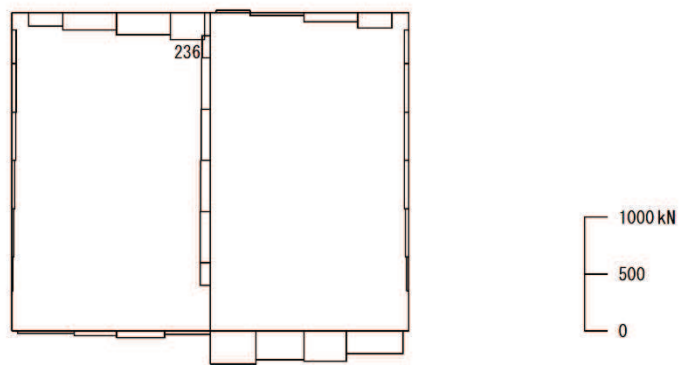
図 5-3 評価位置図



数値：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数値：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時\*の断面力図  
 (解析ケース③, S s - D 3 (++) )

注記\*：材料非線形解析による評価結果

#### 5.1.4 最大せん断ひずみ分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 及び図 5-6 に示す。

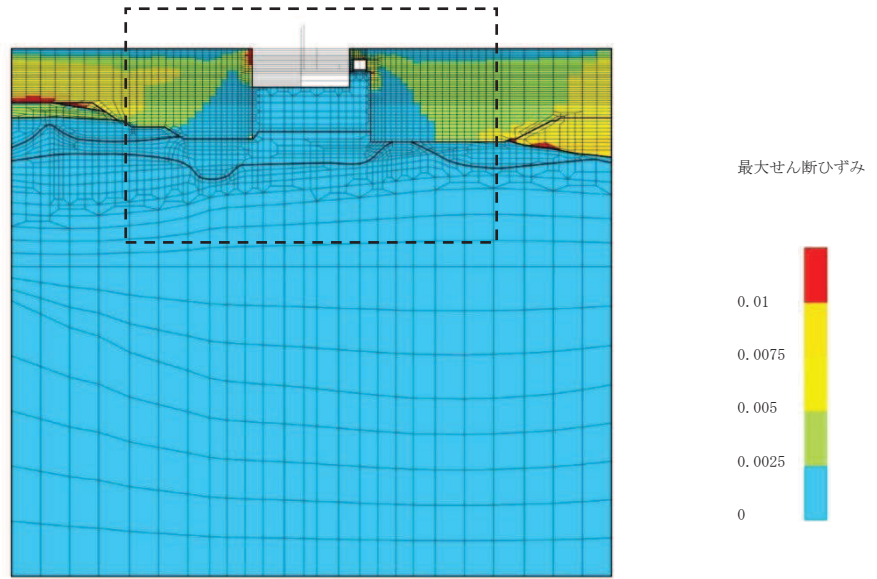
表 5-6 最大照査値を示すケースの一覧

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース① S s - F 1 (-+)	ケース③ S s - D 3 (++)

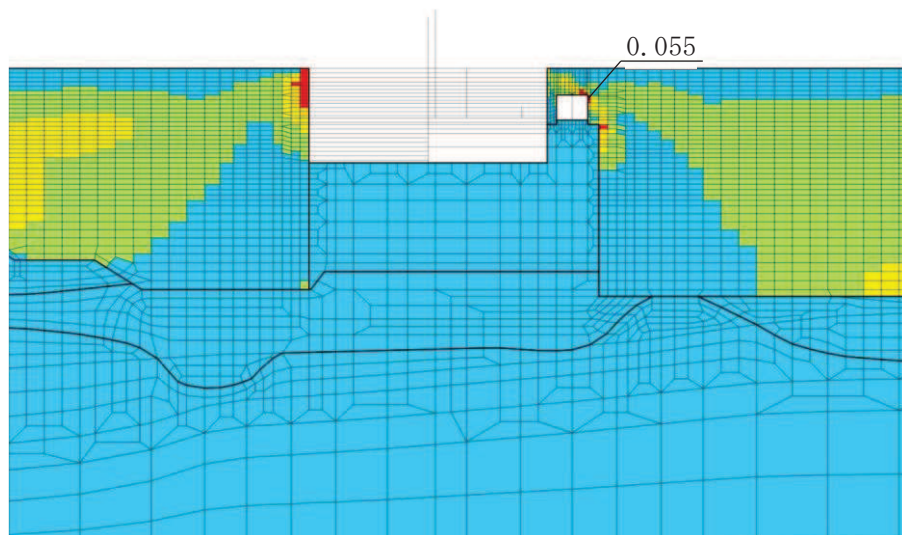
注：耐震評価における解析ケース一覧

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



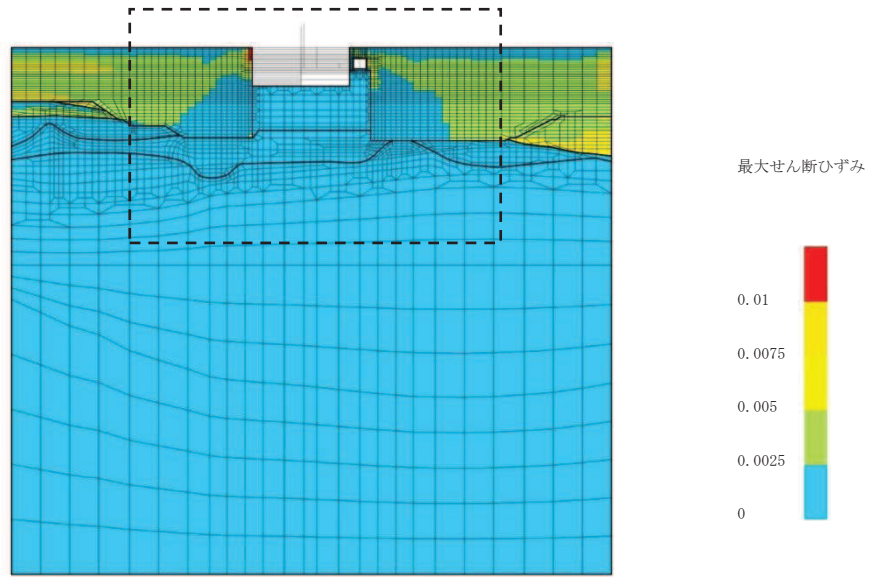


(a) 全体図

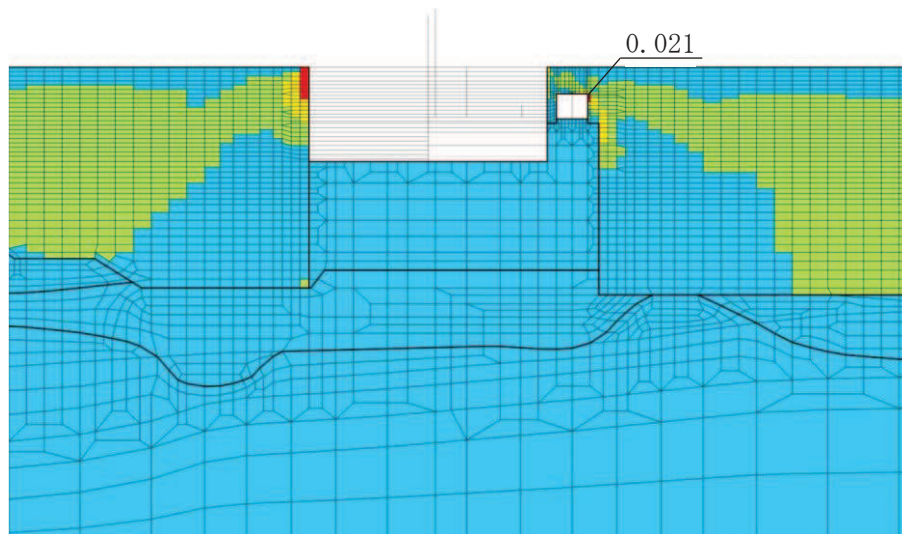


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5 最大せん断ひずみ分布図  
(解析ケース①, 地震動 S s - F 1 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6 最大せん断ひずみ分布図  
(解析ケース③, 地震動 S<sub>s</sub>-D3 (++) )

## 5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

### 5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-8 に示す。照査値は、層間変形角及びひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-7 のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

表 5-8 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する底版におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000  $\mu$ ，主筋ひずみ：1725  $\mu$ ）を下回ることを確認した。

最大となるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが発生したケースについて、最大値の発生位置とその値を図 5-7 に示す。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			$R_d$	$R_u$	$R_d/R_u$	
①	S s - D 1	++	$7.09 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.08	
		-+	$6.07 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
	S s - D 2	++	$6.51 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
		-+	$7.52 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.08	
	S s - D 3	++	$5.15 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.06	
		-+	$6.39 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
	S s - F 1	++	$8.68 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.09	
		-+	$9.84 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.10	
	S s - F 2	++	$5.68 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.06	
		-+	$6.07 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
	S s - F 3	++	$6.65 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
		-+	$6.07 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
	S s - N 1	++	$9.43 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.10	
		-+	$6.02 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07	
	②	S s - D 2	-+	$7.86 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.08
	③	S s - D 2	-+	$7.29 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.08
	④	S s - D 2	-+	$5.42 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.06

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 最大層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，隔壁）  
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

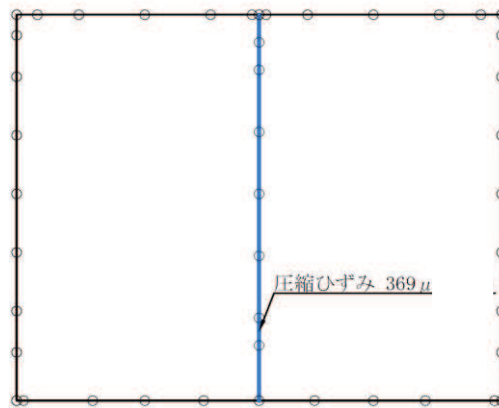
解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	
			$\epsilon_d$	$\epsilon_R$	$\epsilon_d / \epsilon_R$	
①	S s - D 1	++	356 $\mu$	2000 $\mu$	0.18	
		-+	337 $\mu$	2000 $\mu$	0.17	
	S s - D 2	++	330 $\mu$	2000 $\mu$	0.17	
		-+	362 $\mu$	2000 $\mu$	0.19	
	S s - D 3	++	338 $\mu$	2000 $\mu$	0.17	
		-+	324 $\mu$	2000 $\mu$	0.17	
	S s - F 1	++	409 $\mu$	2000 $\mu$	0.21	
		-+	443 $\mu$	2000 $\mu$	0.23	
	S s - F 2	++	318 $\mu$	2000 $\mu$	0.16	
		-+	287 $\mu$	2000 $\mu$	0.15	
	S s - F 3	++	338 $\mu$	2000 $\mu$	0.17	
		-+	343 $\mu$	2000 $\mu$	0.18	
	S s - N 1	++	386 $\mu$	2000 $\mu$	0.20	
		-+	293 $\mu$	2000 $\mu$	0.15	
	②	S s - D 2	-+	373 $\mu$	2000 $\mu$	0.19
	③	S s - D 2	-+	370 $\mu$	2000 $\mu$	0.19
	④	S s - D 2	-+	195 $\mu$	2000 $\mu$	0.10

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ, 隔壁)  
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

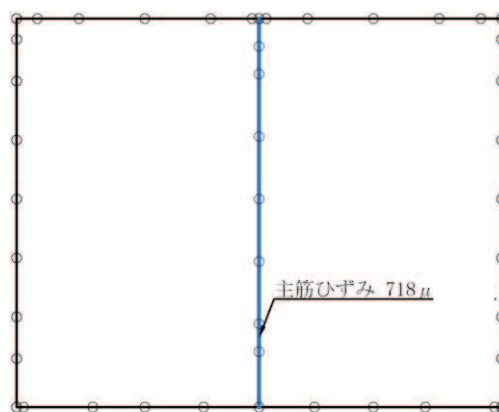
解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			$\epsilon_d$	$\epsilon_R$	$\epsilon_d / \epsilon_R$
①	S s - D 1	++	606 $\mu$	1725 $\mu$	0.36
		-+	548 $\mu$	1725 $\mu$	0.32
	S s - D 2	++	592 $\mu$	1725 $\mu$	0.35
		-+	654 $\mu$	1725 $\mu$	0.38
	S s - D 3	++	458 $\mu$	1725 $\mu$	0.27
		-+	551 $\mu$	1725 $\mu$	0.32
	S s - F 1	++	750 $\mu$	1725 $\mu$	0.44
		-+	862 $\mu$	1725 $\mu$	0.50
	S s - F 2	++	506 $\mu$	1725 $\mu$	0.30
		-+	513 $\mu$	1725 $\mu$	0.30
	S s - F 3	++	590 $\mu$	1725 $\mu$	0.35
		-+	553 $\mu$	1725 $\mu$	0.33
	S s - N 1	++	799 $\mu$	1725 $\mu$	0.47
		-+	507 $\mu$	1725 $\mu$	0.30
②	S s - D 2	-+	687 $\mu$	1725 $\mu$	0.40
③	S s - D 2	-+	648 $\mu$	1725 $\mu$	0.38
④	S s - D 2	-+	550 $\mu$	1725 $\mu$	0.32

注記\* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$



注記\* : — は S クラスの施設を支持する部材 (隔壁) を示す

図 5-7 (1) 最大圧縮ひずみ発生位置  
(隔壁, 解析ケース①, S<sub>s</sub>-F 1 (-+))



注記\* : — は S クラスの施設を支持する部材 (隔壁) を示す

図 5-7 (2) 最大主筋ひずみ発生位置  
(隔壁, 解析ケース①, S<sub>s</sub>-F 1 (-+))

## 5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

### (1) せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果のうち、せん断耐力式による評価結果を表 5-9 に示す。

照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が 1.0 を上回る解析ケース、部材があることから、次項「b. 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が 1.0 を下回ることを確認する。



表 5-9(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - D 1	++	頂版	3	162	150	1.08
			側壁	7	197	0	—
			隔壁	6	37	0	—
			底版	2	250	515	0.49
		-+	頂版	3	156	150	1.04
			側壁	7	205	0	—
			隔壁	6	42	0	—
			底版	2	244	515	0.48
	S s - D 2	++	頂版	3	162	150	1.08
			側壁	7	192	0	—
			隔壁	6	50	0	—
			底版	2	281	515	0.55
		-+	頂版	3	197	150	1.32
			側壁	7	204	0	—
			隔壁	6	44	0	—
			底版	2	269	515	0.53
	S s - D 3	++	頂版	3	200	150	1.34
			側壁	7	179	0	—
			隔壁	6	33	0	—
			底版	2	289	515	0.57
		-+	頂版	3	142	150	0.95
			側壁	7	158	0	—
			隔壁	6	31	0	—
			底版	2	244	515	0.48

注記\*1 : 評価位置を図 5-8 に示す。

\*2 : 照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3 : せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。  
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「—」と記載する。

表 5-9(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	167	188	0.89
			側壁	7	222	0	—
			隔壁	6	35	0	—
			底版	2	295	515	0.58
		-+	頂版	3	163	188	0.87
			側壁	7	211	0	—
			隔壁	6	32	0	—
			底版	2	308	515	0.60
	S s - F 2	++	頂版	3	222	278	0.80
			側壁	7	213	0	—
			隔壁	6	37	0	—
			底版	2	217	515	0.43
		-+	頂版	3	97	150	0.65
			側壁	7	166	0	—
			隔壁	6	29	0	—
			底版	2	211	515	0.41
	S s - F 3	++	頂版	3	164	188	0.88
			側壁	7	157	0	—
			隔壁	6	31	0	—
			底版	2	250	515	0.49
-+		頂版	3	166	150	1.11	
		側壁	7	193	0	—	
		隔壁	6	40	0	—	
		底版	2	271	515	0.53	

注記\*1：評価位置を図 5-8 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。  
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「—」と記載する。

表 5-9(3) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - N 1	++	頂版	3	137	188	0.73
			側壁	7	176	0	-
			隔壁	6	31	0	-
			底版	2	268	515	0.53
		-+	頂版	3	206	309	0.67
			側壁	7	220	0	-
			隔壁	6	27	0	-
			底版	2	192	515	0.38
②	S s - D 2	-+	頂版	3	195	150	1.30
			側壁	7	219	0	-
			隔壁	6	42	0	-
			底版	2	272	515	0.53
③	S s - D 2	-+	頂版	3	199	150	1.33
			側壁	7	211	0	-
			隔壁	6	41	0	-
			底版	2	274	515	0.54
	S s - D 3	++	頂版	3	207	150	1.38
④	S s - D 2	-+	頂版	3	184	150	1.23
			側壁	7	212	0	-
			隔壁	6	45	0	-
			底版	2	304	515	0.60

注記\*1 : 評価位置を図 5-8 に示す。

\*2 : 照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3 : せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。  
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「-」と記載する。

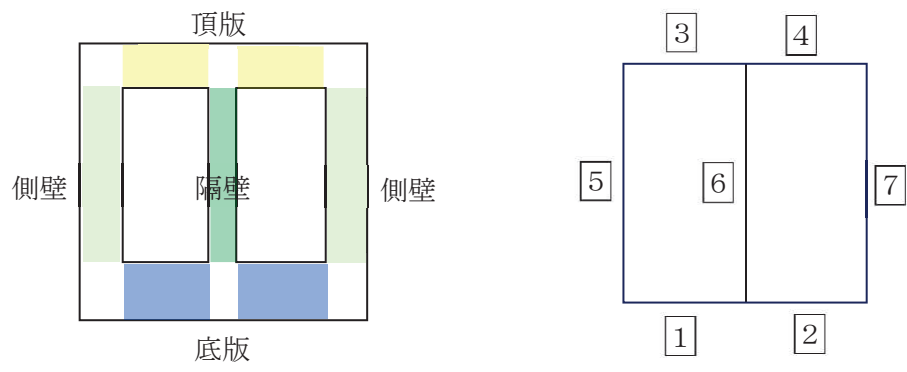


図 5-8 評価位置図

(2) 材料非線形解析による評価結果

a. 評価条件

前項「(1) せん断耐力式による評価結果」では、軽油タンク連絡ダクトの頂版、側壁、隔壁において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-9 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-10 に、要素プロパティ番号図を図 5-11 及び図 5-12、図 5-13 に、要素プロパティ条件を表 5-10 及び表 5-11、表 5-12 に示す。

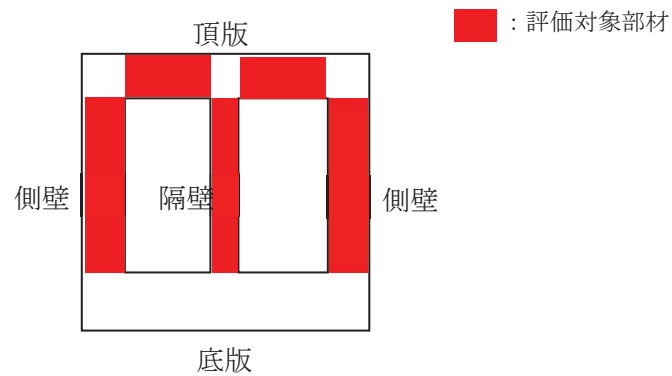
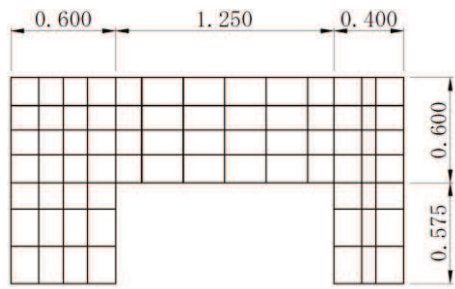
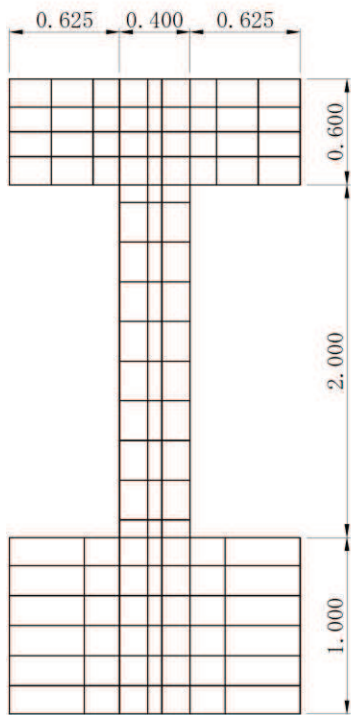


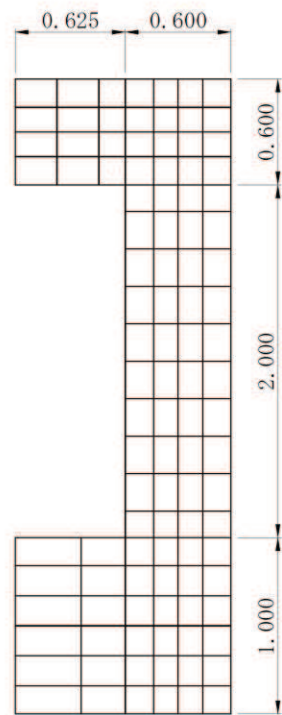
図 5-9 材料非線形解析における評価対象部材



(a) 頂版



(b) 隔壁



(c) 側壁

图 5-10 要素分割图

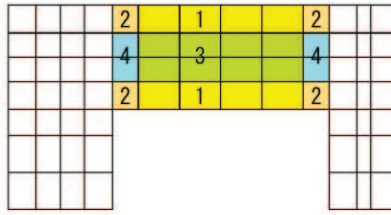


図 5-11 要素プロパティ番号図 (頂版)

表 5-10 要素プロパティ条件 (頂版)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	0.4	1.5
2	R C	0.4	1.5
3	無筋	1.9	1.5
4	無筋	1.5	1.5

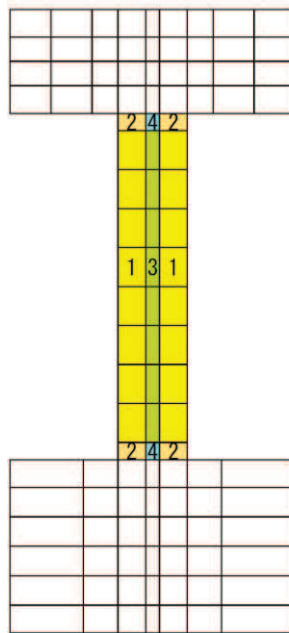


図 5-12 要素プロパティ番号図 (隔壁)

表 5-11 要素プロパティ条件 (隔壁)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	1.5	0.4
2	R C	1.5	0.4
3	無筋	1.1	1.9
4	無筋	1.1	1.2



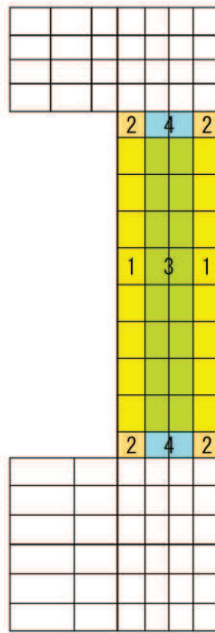


図 5-13 要素プロパティ番号図 (側壁)

表 5-12 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	1.5	0.4
2	R C	1.5	0.4
3	無筋	1.5	1.8
4	無筋	1.5	1.5

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる荷重を考慮する。具体的には地震応答解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-14 及び図 5-15，図 5-16 のように作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを  $\Delta M$ ， $\Delta Q$ ， $\Delta N$  とし、これらの比率を維持しながら漸増載荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ $\Delta M_s$ ， $\Delta Q_s$ ， $\Delta N_s$ ）及び地震時荷重（ $\Delta M_d$ ， $\Delta Q_d$ ， $\Delta N_d$ ）とし、図 5-17 に作用手順を示す。表 5-13 に代表例として、材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースにおける  $\Delta M$ ， $\Delta Q$ ， $\Delta N$  を示す。

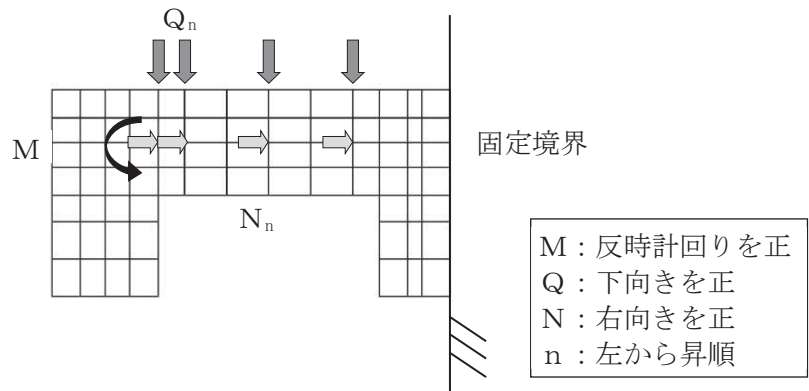


図 5-14 材料非線形解析における荷況 (頂版)

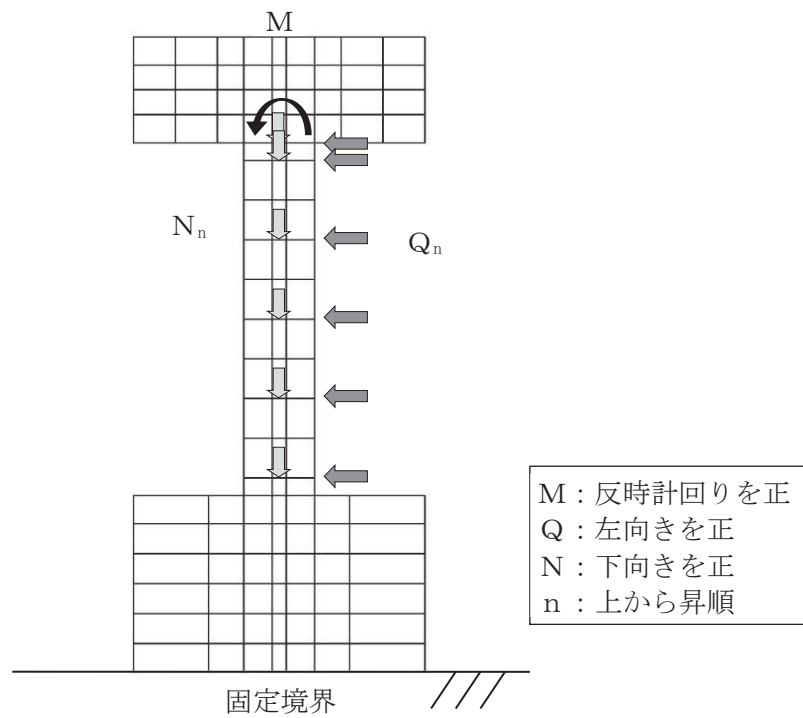


図 5-15 材料非線形解析における荷況 (隔壁)

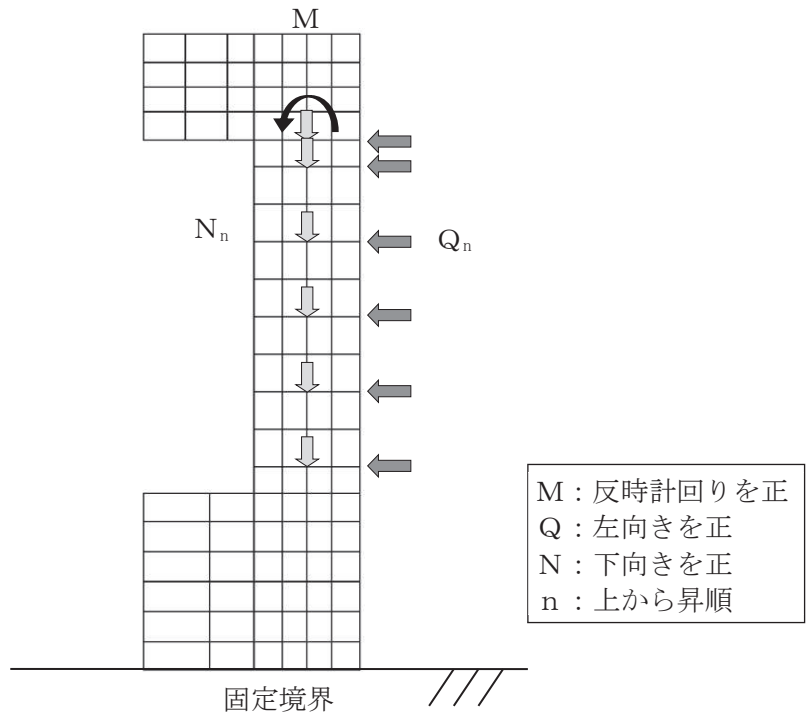


図 5-16 材料非線形解析における載荷状況（側壁）

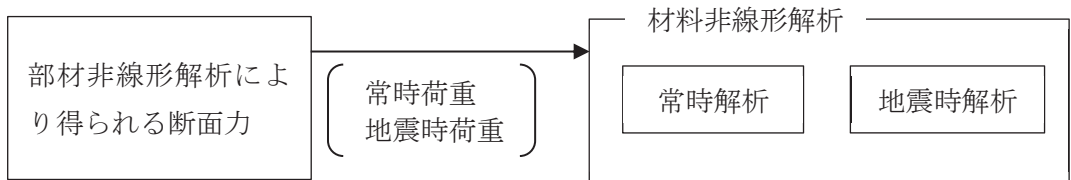


図 5-17 荷重の作用手順

表 5-13 材料非線形解析における作用荷重

部材		頂版	側壁	隔壁	
地震動		S <sub>s</sub> -D3 (++)	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	S <sub>s</sub> -D2 (++)	
解析ケース		解析ケース③	解析ケース②	解析ケース①	
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	0.1552	0.1609	-0.0092
	せん断力 (kN)	ΔQ <sub>1</sub>	-0.6338	-0.6046	0.0095
		ΔQ <sub>2</sub>	0.3042	0.1876	0.0000
		ΔQ <sub>3</sub>	0.3715	0.2479	0.0000
		ΔQ <sub>4</sub>	0.3031	0.2781	0.0000
		ΔQ <sub>5</sub>		0.3092	0.0000
		ΔQ <sub>6</sub>		0.2861	0.0000
	軸力 (kN)	ΔN <sub>1</sub>	0.7467	0.9084	1.0630
		ΔN <sub>2</sub>	-0.0008	0.0548	0.0435
		ΔN <sub>3</sub>	-0.0004	0.0643	0.0602
		ΔN <sub>4</sub>	-0.0012	0.0643	0.0602
		ΔN <sub>5</sub>		0.0643	0.0602
ΔN <sub>6</sub>			0.0548	0.0435	
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	-1.3602	-0.0970	-0.3549
	せん断力 (kN)	ΔQ <sub>1</sub>	1.8702	-1.4961	0.2976
		ΔQ <sub>2</sub>	0.0613	0.7577	0.0528
		ΔQ <sub>3</sub>	0.0913	0.8522	0.0698
		ΔQ <sub>4</sub>	0.1106	0.8285	0.0644
		ΔQ <sub>5</sub>		0.8208	0.0588
		ΔQ <sub>6</sub>		0.7036	0.0396
	軸力 (kN)	ΔN <sub>1</sub>	0.6881	-0.4929	-0.8311
		ΔN <sub>2</sub>	-0.4753	0.0352	-0.1037
		ΔN <sub>3</sub>	-1.0422	-0.2280	-0.1956
		ΔN <sub>4</sub>	0.9882	-0.1515	-0.1217
		ΔN <sub>5</sub>		-0.3238	0.2265
ΔN <sub>6</sub>			0.1011	0.1432	

b. 評価結果

(a) 頂版の評価結果

評価対象部材（頂版）における荷重－変位曲線を図 5-18 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動 S<sub>s</sub>-D3（++））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。247 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-19 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、247 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、247 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、247 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（頂版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、247 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、247 ステップにおけるせん断耐力 612.2kN を表 4-8 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$  及び  $\gamma_{b2}$ ）で除した 537kN とする。

また、図 5-20 に、各ステップにおける変形図を示す。

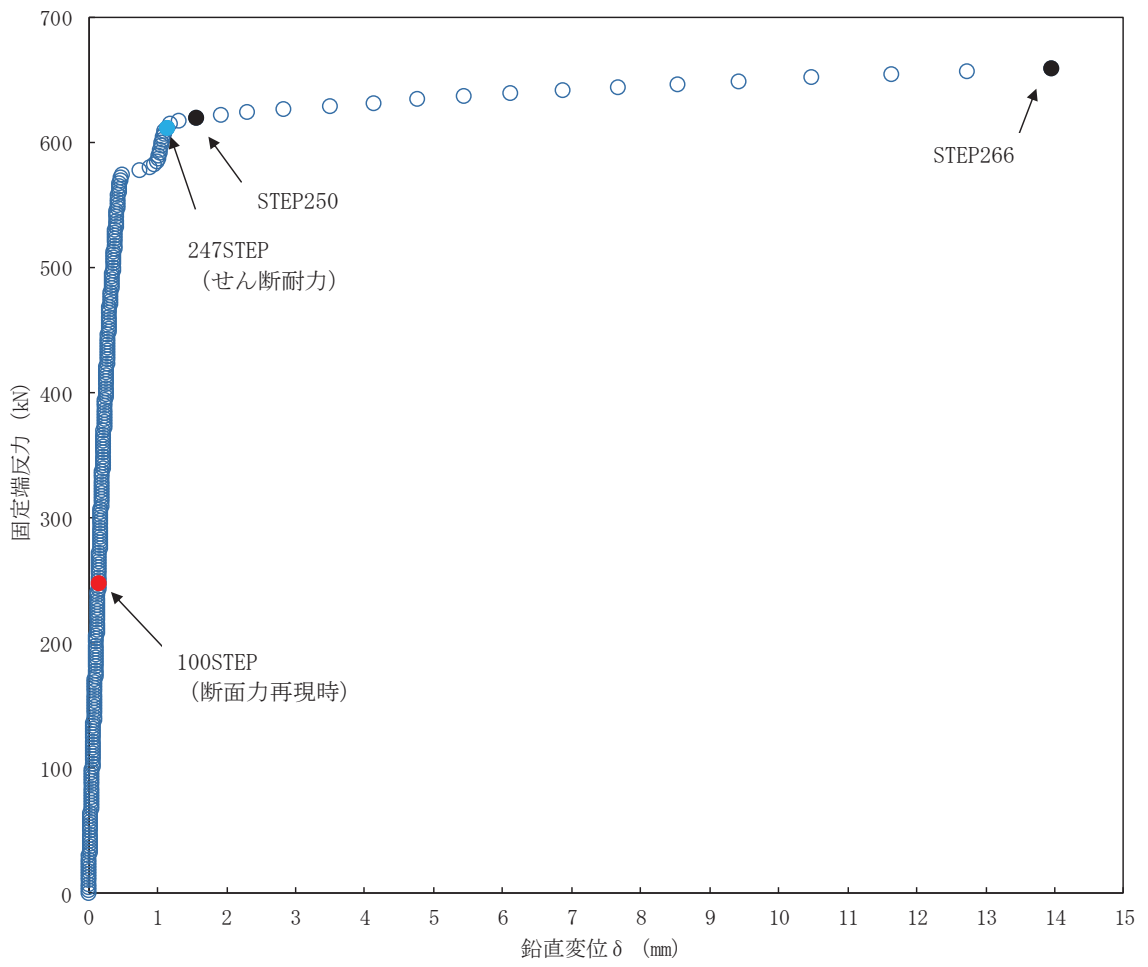
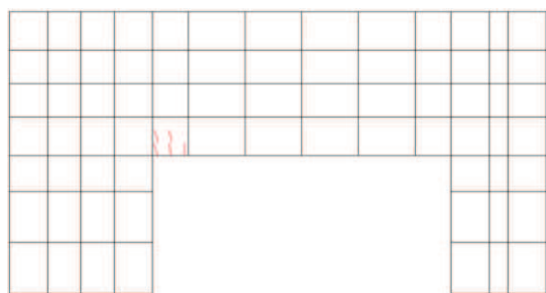
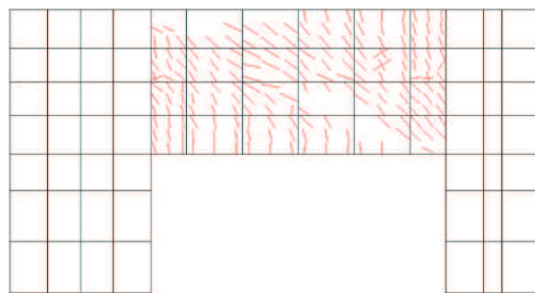


図 5-18 荷重-変位曲線  
 (頂版, 解析ケース③, S s - D 3 (++) )



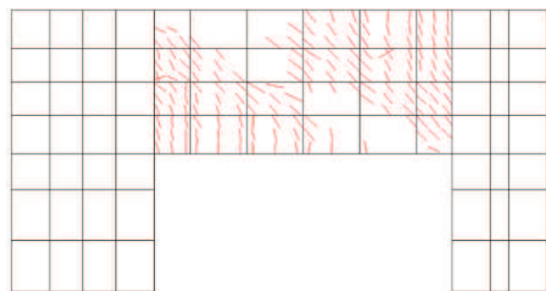
100STEP

断面力再現時



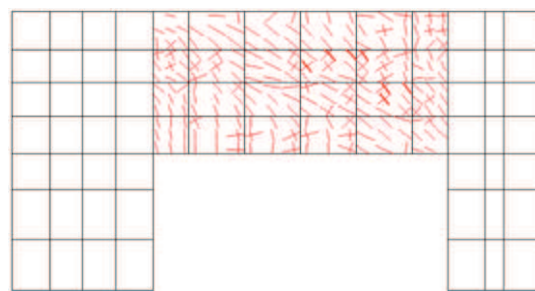
250STEP

斜めひび割れ進行



247STEP

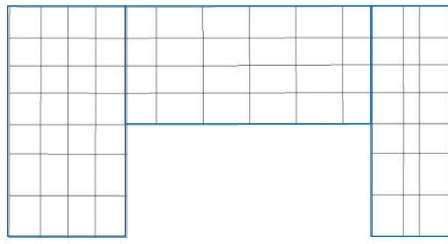
せん断耐力



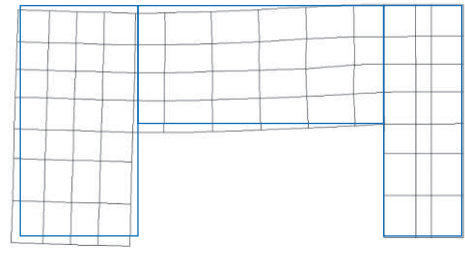
266STEP

図 5-19 各ステップにおけるひび割れ図  
(頂版, 解析ケース③,  $S_s - D3$  (++))

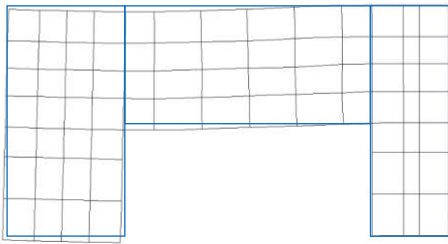




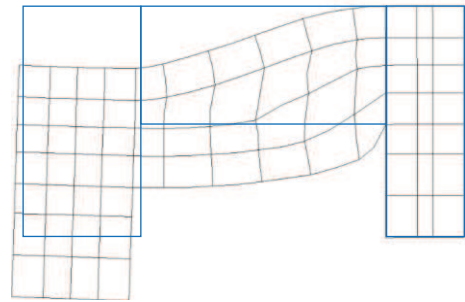
100STEP  
断面力再現時



250STEP  
斜めひび割れ進行



247STEP  
せん断耐力



266STEP

変形倍率 (×20)

図 5-20 各ステップにおける変形図  
(頂版, 解析ケース③, S s - D 3 (++) )

(b) 側壁の評価結果

評価対象部材（側壁）における荷重－変位曲線を図 5-21 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース②，地震動 S s - D 2（-+））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。305 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-22 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、305 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、305 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、305 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（側壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、305 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、305 ステップにおけるせん断耐力 967.2kN を表 4-8 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$  及び  $\gamma_{b2}$ ）で除した 848kN とする。

また、図 5-23 に、各ステップにおける変形図を示す。

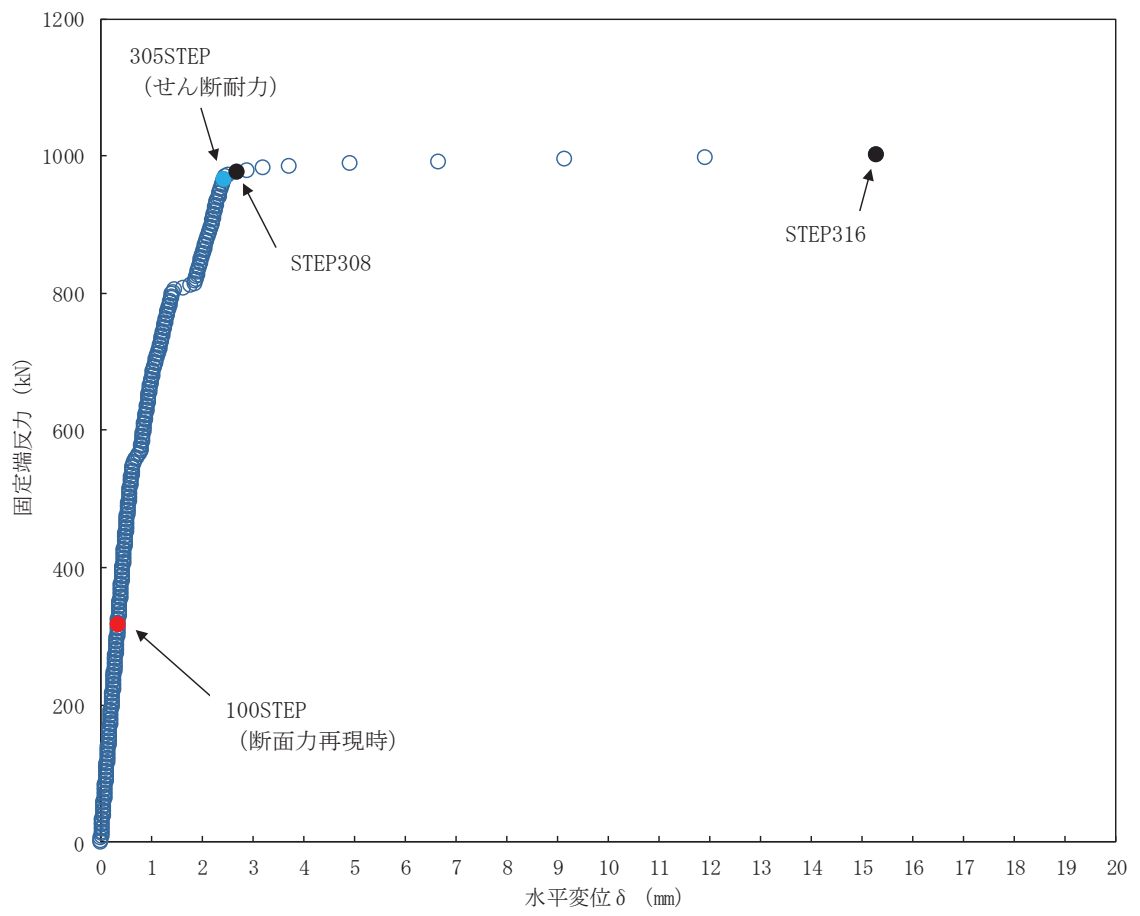
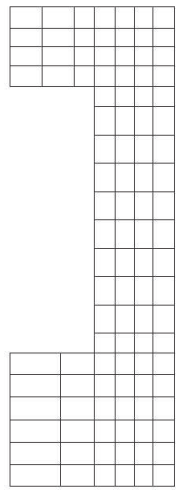
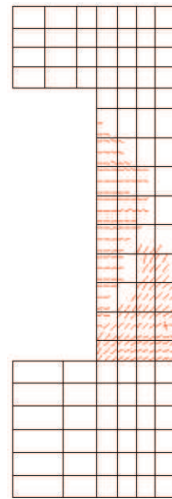


図 5-21 荷重-変位曲線  
 (側壁, 解析ケース②,  $S_s - D_2 (-+)$ )



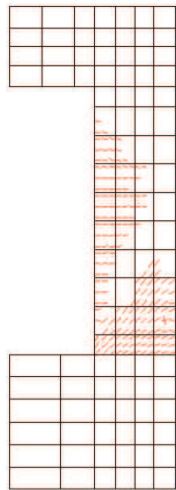
100STEP

断面力再現時



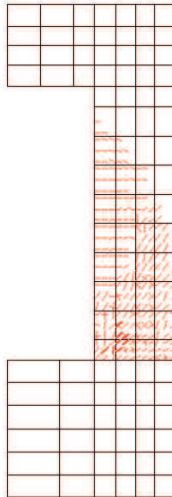
308STEP

斜めひび割れ進行



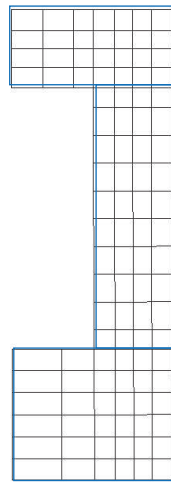
305STEP

せん断耐力

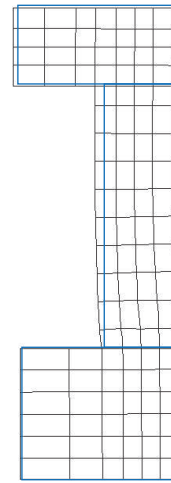


316STEP

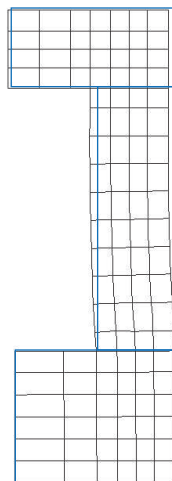
図 5-22 各ステップにおけるひび割れ図  
(側壁, 解析ケース②,  $S_s - D_2$  (-+))



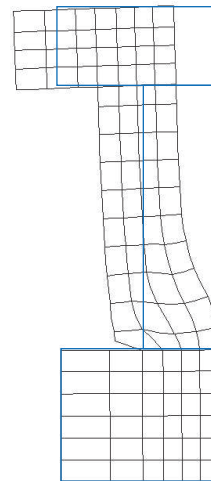
100STEP  
断面力再現時



308STEP  
斜めひび割れ進行



305 STEP  
せん断耐力



316 STEP

変形倍率 (×20)

図 5-23 各ステップにおける変形図  
(側壁, 解析ケース②,  $S_s - D_2 (-+)$ )

(c) 隔壁の評価結果

評価対象部材（隔壁）における荷重－変位曲線を図 5-24 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース①，地震動 S s - D 2（++））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。437 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-25 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、437 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、437 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、437 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（隔壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、437 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、437 ステップにおけるせん断耐力 258.9kN を表 4-8 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$  及び  $\gamma_{b2}$ ）で除した 227kN とする。

また、図 5-26 に、各ステップにおける変形図を示す。

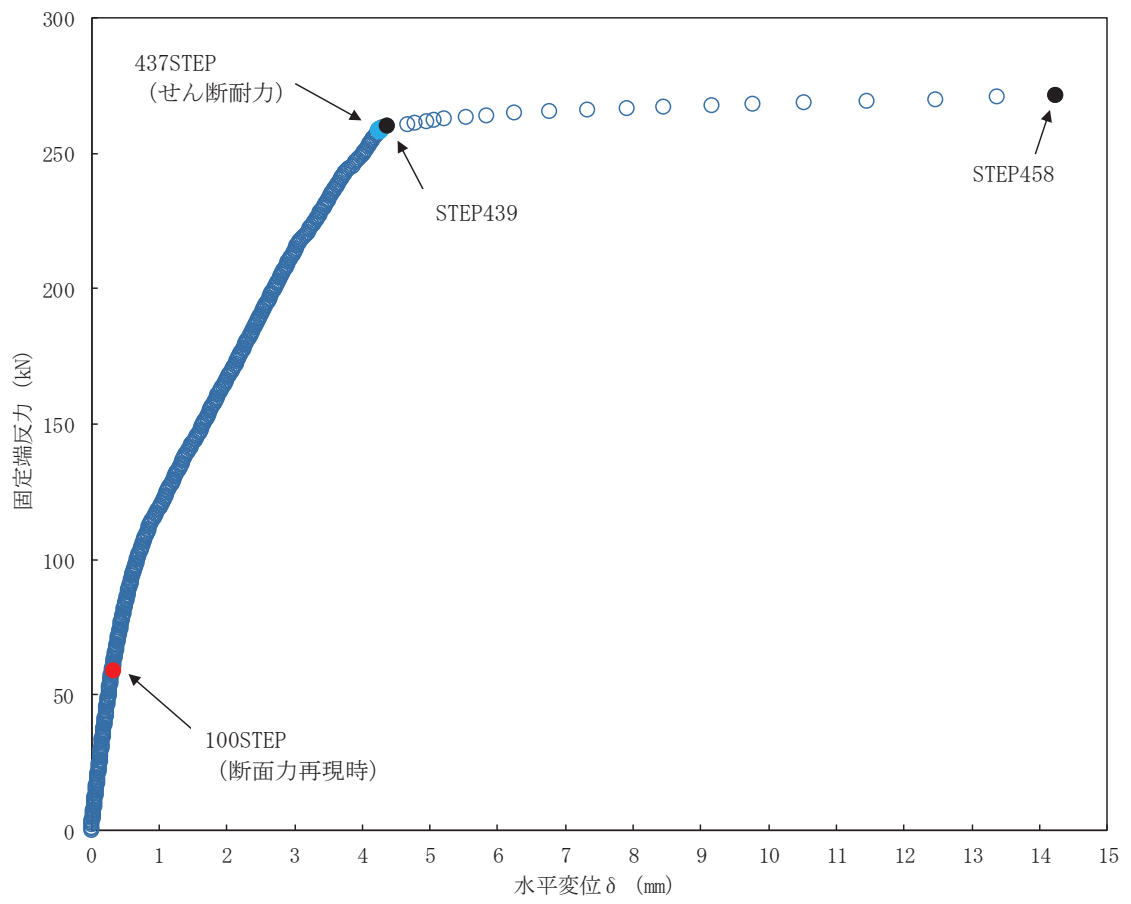
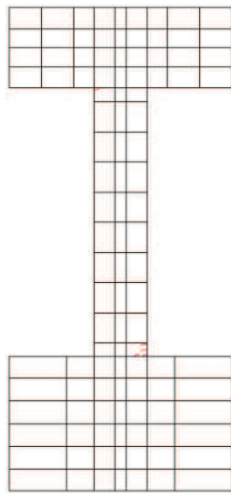
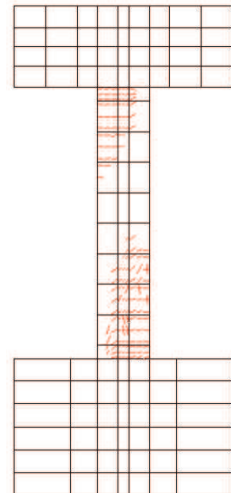


図 5-24 荷重-変位曲線  
 (隔壁, 解析ケース①,  $S_s - D_2$  (++) )



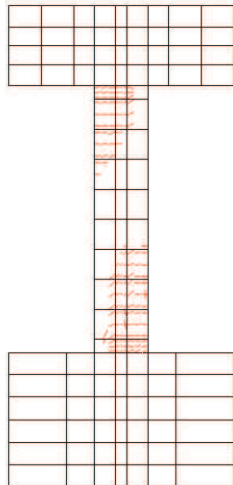
100STEP

断面力再現時



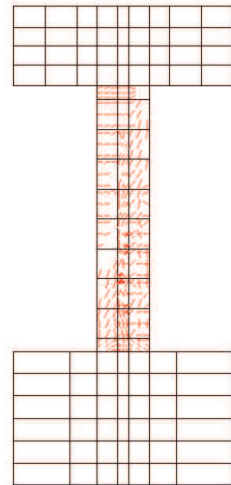
439STEP

斜めひび割れ進行



437STEP

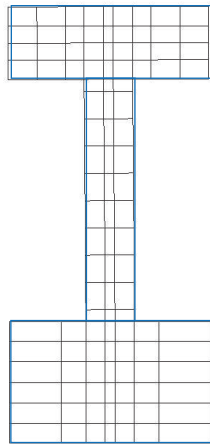
せん断耐力



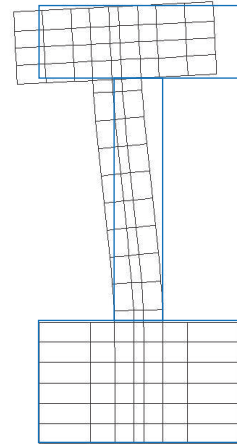
458STEP

図 5-25 各ステップにおけるひび割れ図  
(隔壁, 解析ケース①,  $S_s - D2$  (++))

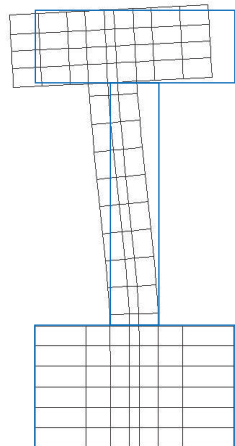




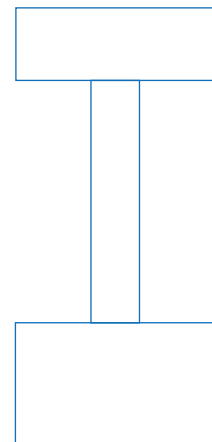
100STEP  
断面力再現時



439STEP  
斜めひび割れ進行



437STEP  
せん断耐力



458STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26 各ステップにおける変形図  
(隔壁, 解析ケース①,  $S_s - D2 (+ +)$ )

(d) せん断力に対する評価結果

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を，表 5-14 に示す。

同表より，全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-14(1) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式及び材料非線形解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - D 1	++	頂版	3	208	554*3	0.38
			側壁	7	262	918*3	0.29
			隔壁	6	46	226*3	0.21
			底版	2	250	515	0.49
		-+	頂版	3	195	547*3	0.36
			側壁	7	277	872*3	0.32
			隔壁	6	52	224*3	0.24
			底版	2	244	515	0.48
	S s - D 2	++	頂版	3	208	575*3	0.37
			側壁	7	255	813*3	0.32
			隔壁	6	60	227*3	0.27
			底版	2	281	515	0.55
		-+	頂版	3	244	538*3	0.46
			側壁	7	277	903*3	0.31
			隔壁	6	46	202*3	0.23
			底版	2	269	515	0.53
	S s - D 3	++	頂版	3	240	532*3	0.46
			側壁	7	246	829*3	0.30
			隔壁	6	39	229*3	0.18
			底版	2	289	515	0.57
-+		頂版	3	142	150	0.95	
		側壁	7	218	952*3	0.23	
		隔壁	6	33	226*3	0.15	
		底版	2	244	515	0.48	

注記\*1：評価位置を図 5-27 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-14(2) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式及び材料非線形解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 $V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - F 1	++	頂版	3	167	188	0.89
			側壁	7	301	827*3	0.37
			隔壁	6	36	203*3	0.18
			底版	2	295	515	0.58
		-+	頂版	3	163	188	0.87
			側壁	7	286	822*3	0.35
			隔壁	6	33	209*3	0.16
			底版	2	308	515	0.60
	S s - F 2	++	頂版	3	222	278	0.80
			側壁	7	282	808*3	0.35
			隔壁	6	40	208*3	0.20
			底版	2	217	515	0.43
		-+	頂版	3	97	150	0.65
			側壁	7	226	916*3	0.25
			隔壁	6	37	218*3	0.17
			底版	2	211	515	0.41
	S s - F 3	++	頂版	3	164	188	0.88
			側壁	7	211	950*3	0.23
			隔壁	6	33	221*3	0.15
			底版	2	250	515	0.49
-+		頂版	3	201	505*3	0.40	
		側壁	7	253	829*3	0.31	
		隔壁	6	42	211*3	0.20	
		底版	2	271	515	0.53	

注記\*1：評価位置を図 5-27 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-14(3) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式及び材料非線形解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 $V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - N 1	++	頂版	3	137	188	0.73
			側壁	7	236	831*3	0.29
			隔壁	6	33	216*3	0.16
			底版	2	268	515	0.53
		-+	頂版	3	206	309	0.67
			側壁	7	293	805*3	0.37
			隔壁	6	29	215*3	0.14
			底版	2	192	515	0.38
②	S s - D 2	-+	頂版	3	242	539*3	0.45
			側壁	7	318	848*3	0.38
			隔壁	6	44	206*3	0.22
			底版	2	272	515	0.53
③	S s - D 2	-+	頂版	3	247	539*3	0.46
			側壁	7	286	909*3	0.32
			隔壁	6	47	226*3	0.21
			底版	2	274	515	0.54
	S s - D 3	++	頂版	3	248	537*3	0.47
			側壁	7	285	805*3	0.36
④	S s - D 2	-+	頂版	3	236	561*3	0.43
			側壁	7	285	805*3	0.36
			隔壁	6	53	217*3	0.25
			底版	2	304	515	0.60

注記\*1：評価位置を図 5-27 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

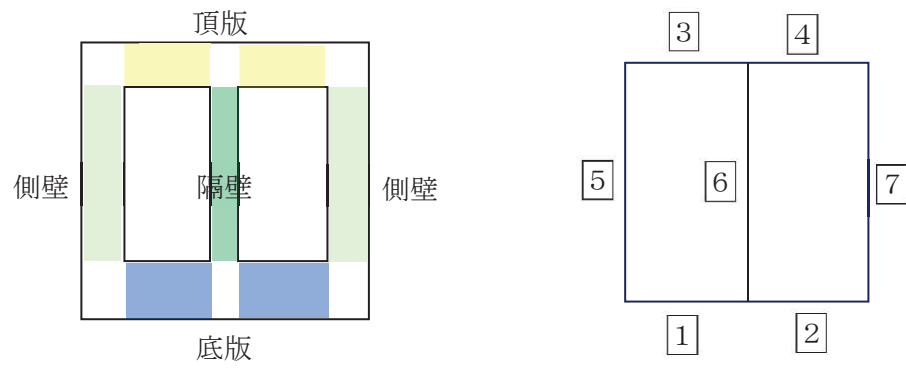


图 5-27 評估位置图

### 5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

#### 5.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する照査結果を表5-15に示す。また、最大接地圧分布図を図5-28に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-15 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値	
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$	
①	S <sub>s</sub> -D1	++	6.6	13.7	0.49	
		-+	4.7	13.7	0.35	
	S <sub>s</sub> -D2	++	6.0	13.7	0.44	
		-+	5.0	13.7	0.37	
	S <sub>s</sub> -D3	++	5.0	13.7	0.37	
		-+	3.7	13.7	0.28	
	S <sub>s</sub> -F1	++	4.9	13.7	0.36	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S <sub>s</sub> -F2	++	5.2	13.7	0.38	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S <sub>s</sub> -F3	++	3.9	13.7	0.29	
		-+	5.0	13.7	0.37	
	S <sub>s</sub> -N1	++	4.7	13.7	0.35	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	②	S <sub>s</sub> -D2	-+	4.9	13.7	0.36
	③	S <sub>s</sub> -D2	-+	5.0	13.7	0.37
④	S <sub>s</sub> -D2	-+	5.0	13.7	0.37	

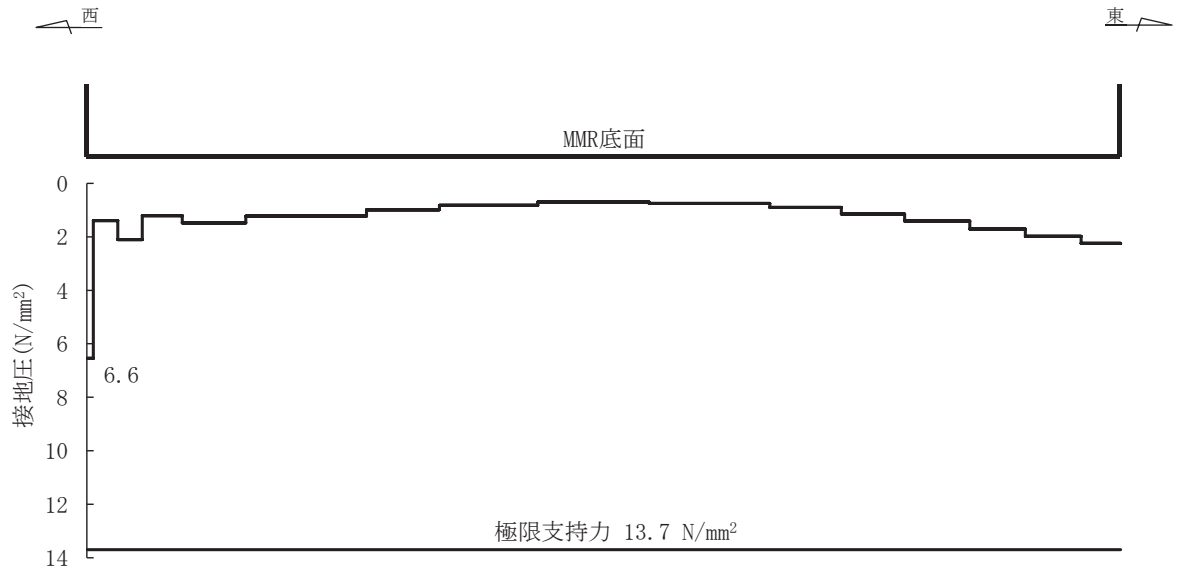


図 5-28 基礎地盤の最大接地圧分布図  
 (解析ケース①, S s - D 1 (++) )



### 5.3.2 MMR（既設）

#### (1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表5-16に示す。また、最大接地圧分布図を図5-29に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-16 MMR（既設）の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/f'_a$	
①	S <sub>s</sub> -D1	++	1.7	15.6	0.11	
		-+	1.7	15.6	0.11	
	S <sub>s</sub> -D2	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.7	15.6	0.11	
	S <sub>s</sub> -D3	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.6	15.6	0.11	
	S <sub>s</sub> -F1	++	1.9	15.6	0.13	
		-+	2.0	15.6	0.13	
	S <sub>s</sub> -F2	++	1.5	15.6	0.10	
		-+	1.4	15.6	0.09	
	S <sub>s</sub> -F3	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.8	15.6	0.12	
	S <sub>s</sub> -N1	++	1.7	15.6	0.11	
		-+	1.4	15.6	0.09	
	②	S <sub>s</sub> -D2	-+	1.8	15.6	0.12
	③	S <sub>s</sub> -D2	-+	1.7	15.6	0.11
④	S <sub>s</sub> -D2	-+	1.6	15.6	0.11	

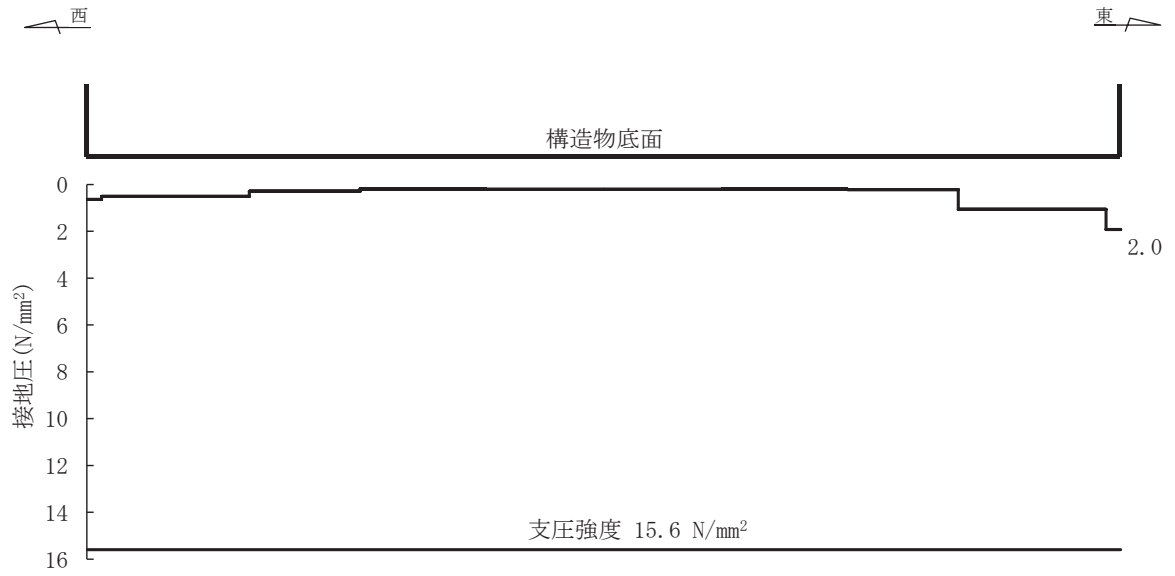


図 5-29 基礎地盤の最大接地圧分布図  
 (解析ケース①, S s - F 1 (-+))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-17 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-18 に示す。

局所安全係数は、せん断強度をせん断応力で除した値として時々刻々求め、全時刻において最小となる局所安全係数を記載する。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 5-30 及び図 5-31 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 $f_s$  : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

表 5-17 及び表 5-18、図 5-30、図 5-31 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-17 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 $f_s$
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	2.27	3.12	1.37
		-+	1.82	3.12	1.71
	S <sub>s</sub> -D 2	++	2.19	3.12	1.42
		-+	1.76	3.12	1.77
	S <sub>s</sub> -D 3	++	1.84	3.12	1.69
		-+	1.50	3.12	2.08
	S <sub>s</sub> -F 1	++	1.79	3.12	1.74
		-+	1.28	3.12	2.43
	S <sub>s</sub> -F 2	++	1.75	3.12	1.78
		-+	1.40	3.12	2.22
	S <sub>s</sub> -F 3	++	1.58	3.12	1.97
		-+	2.01	3.12	1.55
	S <sub>s</sub> -N 1	++	1.69	3.12	1.84
		-+	1.22	3.12	2.55
②	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.74	3.12	1.79
③	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.78	3.12	1.75
④	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.76	3.12	1.77

表 5-18 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub>	
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	0.92	1.43	1.55	
		-+	1.86	1.43	0.76	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	1.29	1.43	1.10	
		-+	1.09	1.43	1.31	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	1.14	1.43	1.25	
		-+	1.22	1.43	1.17	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	0.83	1.43	1.72	
		-+	1.38	1.43	1.03	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	0.91	1.43	1.57	
		-+	1.16	1.43	1.23	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	1.53	1.43	0.93	
		-+	1.20	1.43	1.19	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	0.81	1.43	1.76	
		-+	1.54	1.43	0.92	
	②	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.09	1.43	1.31
	③	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.10	1.43	1.30
	④	S <sub>s</sub> -D 2	-+	1.10	1.43	1.30

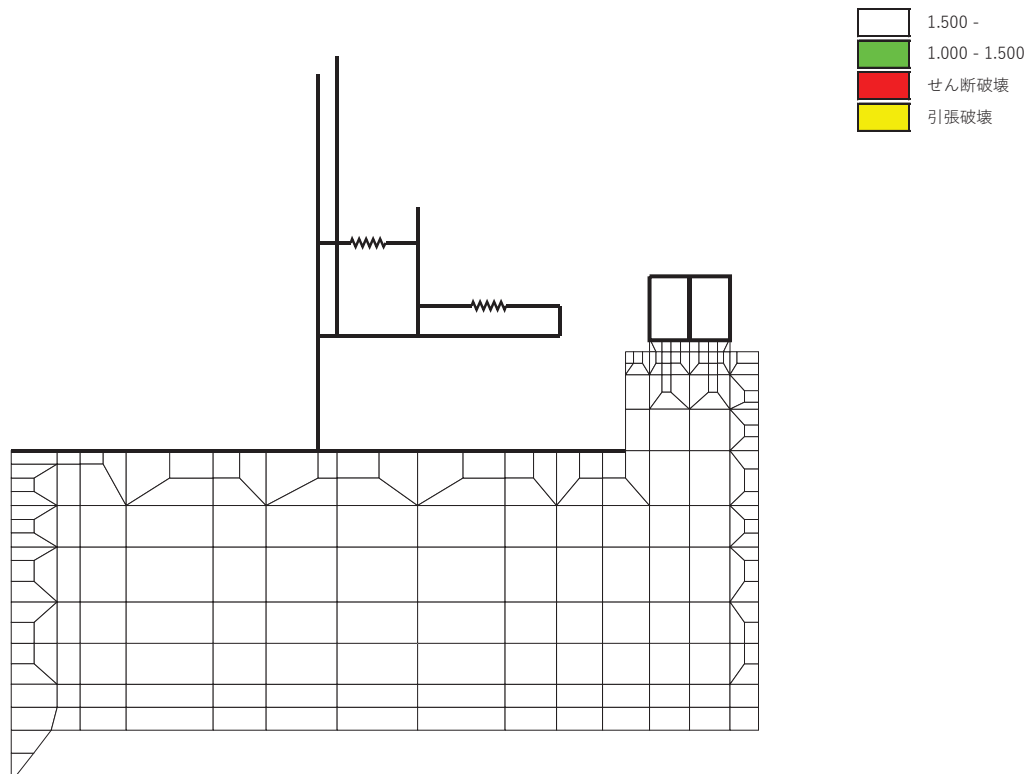


図 5-30(1) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数  
 (解析ケース① : 基本ケース,  $S_s - D 1 (-+)$ ,  $t=37.19s$ )

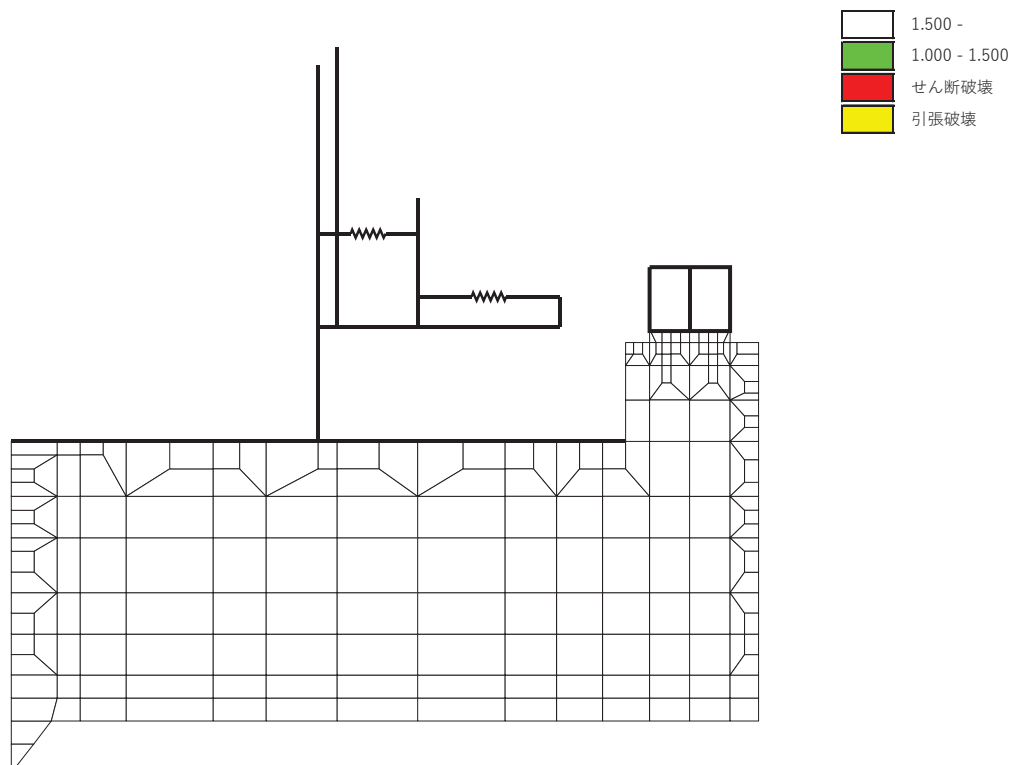


図 5-30(2) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数  
 (解析ケース① : 基本ケース,  $S_s - F 3 (++)$ ,  $t=28.52s$ )

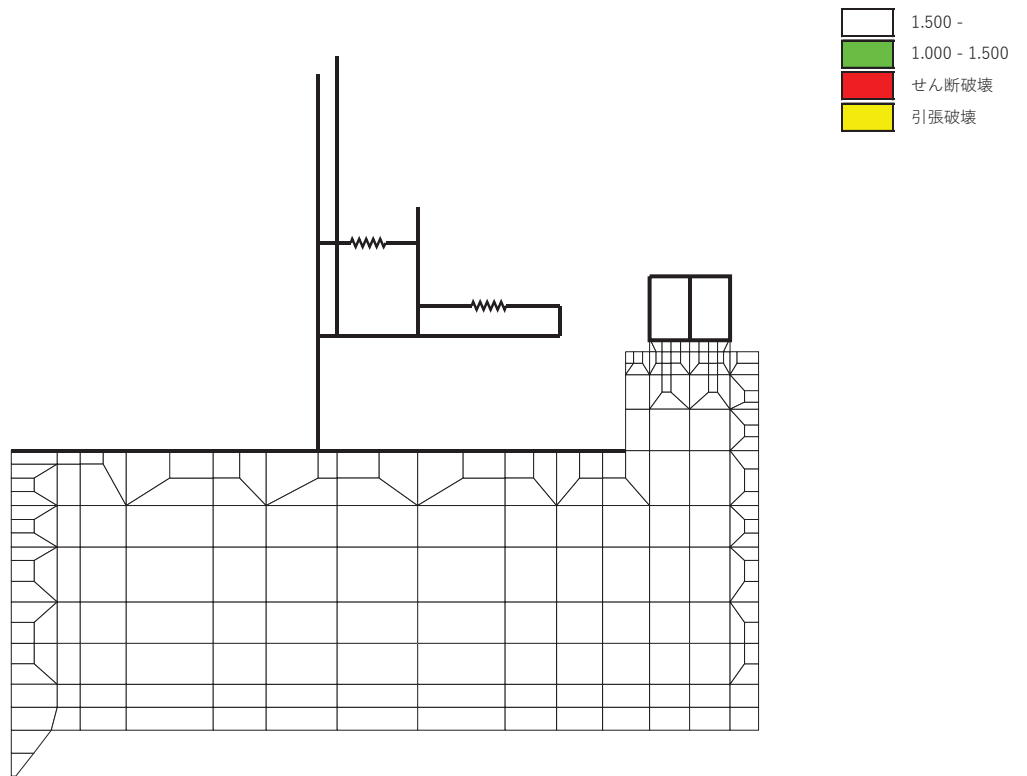


図 5-30(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数  
 (解析ケース①: 基本ケース,  $S_s - N_1 (-+)$ ,  $t=7.55s$ )

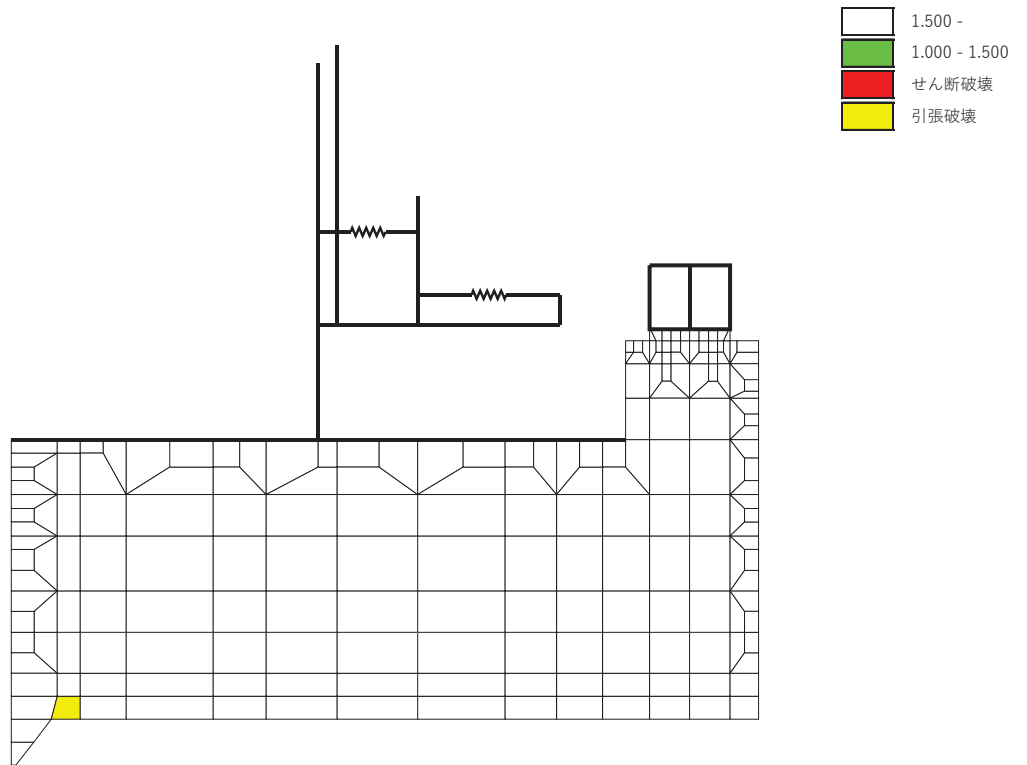


図 5-31(1) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数  
(解析ケース① : 基本ケース,  $S_s - D 1 (-+)$ ,  $t=25.22s$ )

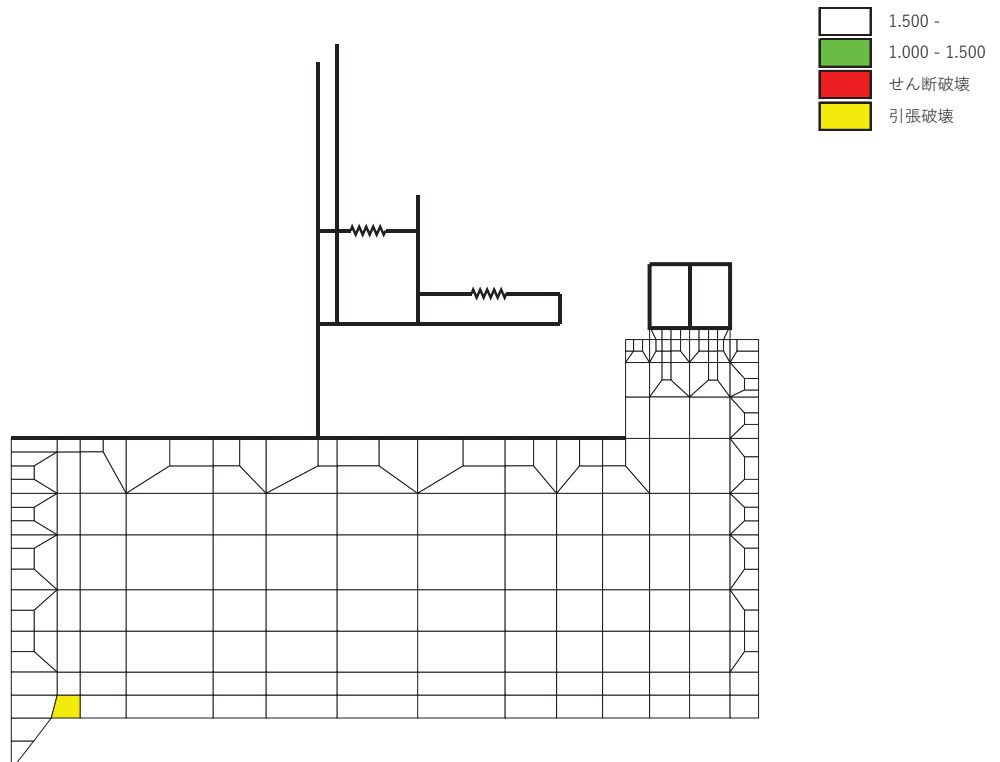


図 5-31(2) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数  
(解析ケース① : 基本ケース,  $S_s - F 3 (++)$ ,  $t=28.61s$ )

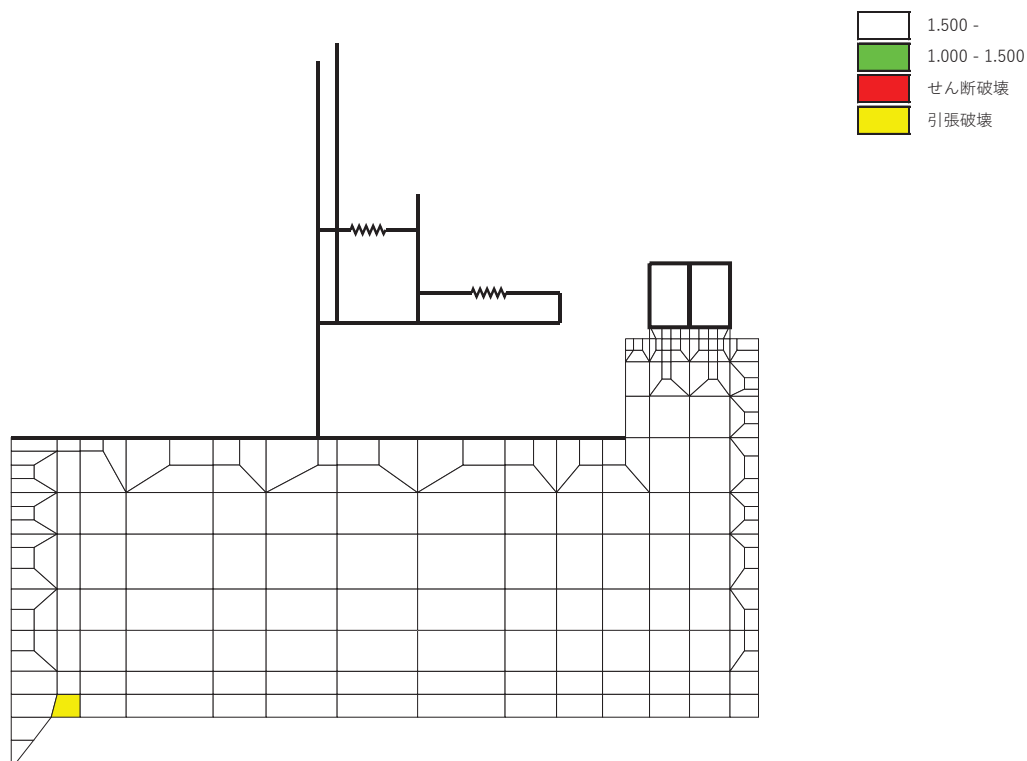


図 5-31(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数  
 (解析ケース①: 基本ケース,  $S_s - N_1 (-+)$ ,  $t=7.36s$ )



## 6. まとめ

軽油タンク連絡ダクトについては、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、構造部材の応力度、層間変形角、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

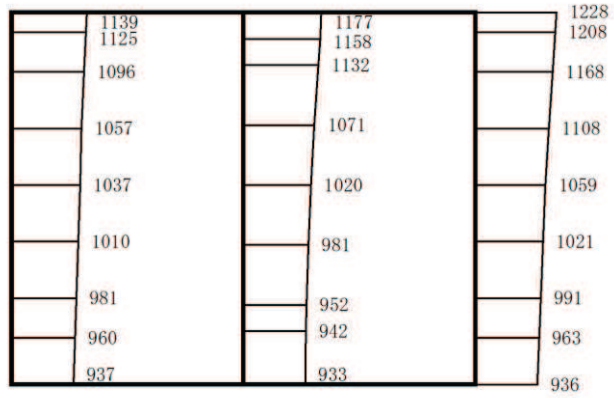
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及びMMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、軽油タンク連絡ダクトは、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、構造強度を有すること、及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

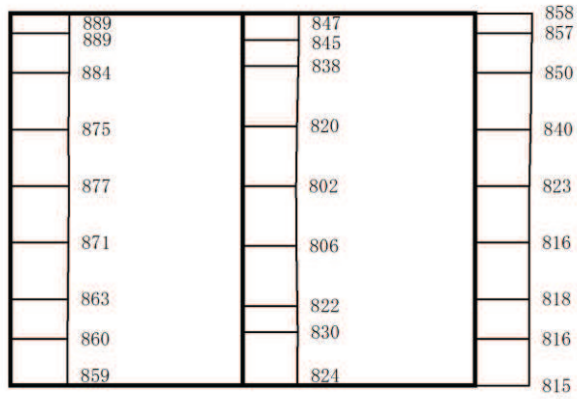
## 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

軽油タンク連絡ダクトに支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動  $S_s$  (7 波) 及び弾性設計用地震動  $S_d$  を用いて、ケース①に加え、「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動  $S_s$  に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-7 に示す。



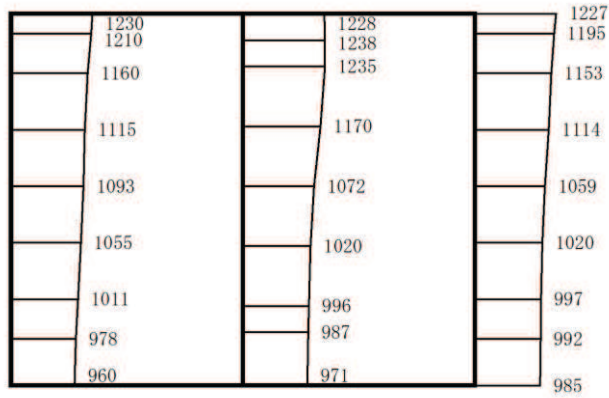
(a) S s - D 1 (++) 水平



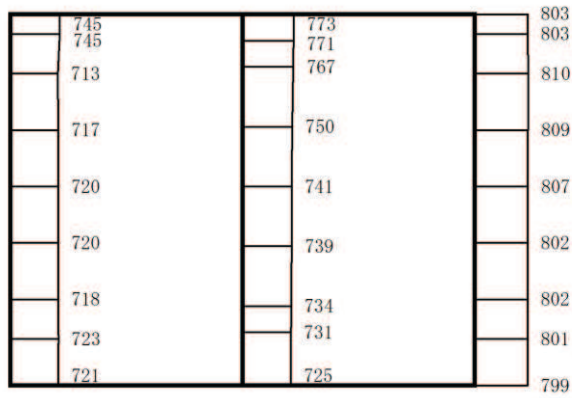
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



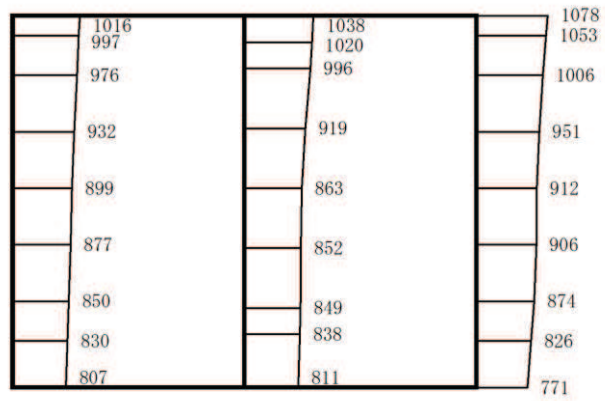
(a)  $S_s - D_2$  (++) 水平



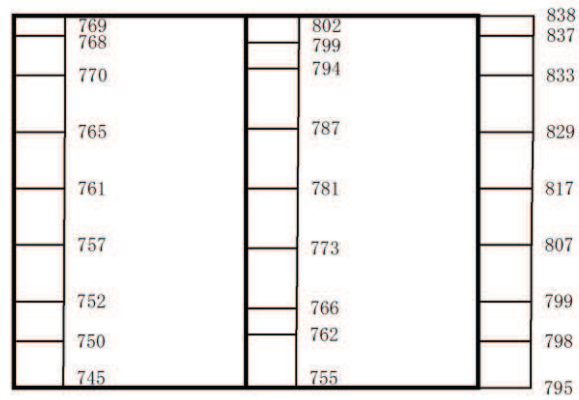
(b)  $S_s - D_2$  (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



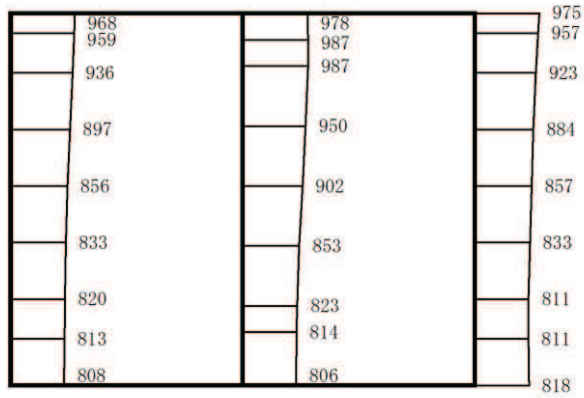
(a) S s - D 3 (++) 水平



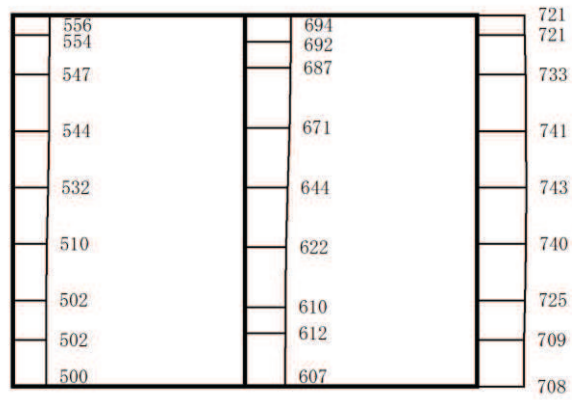
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



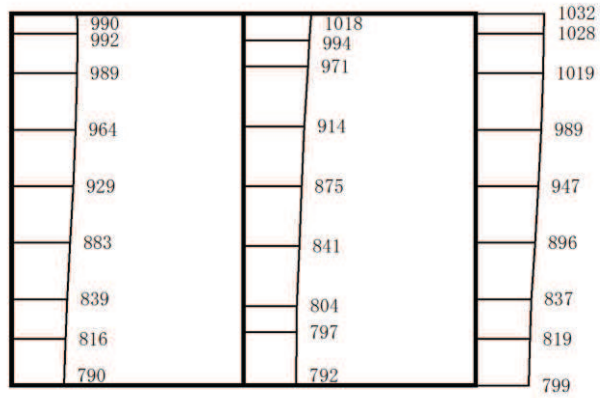
(a)  $S_s - F1$  (++) 水平



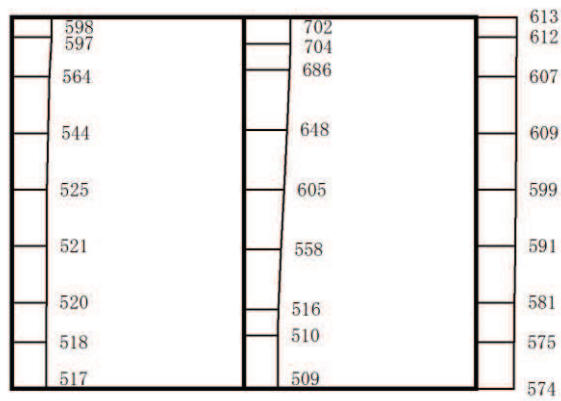
(b)  $S_s - F1$  (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



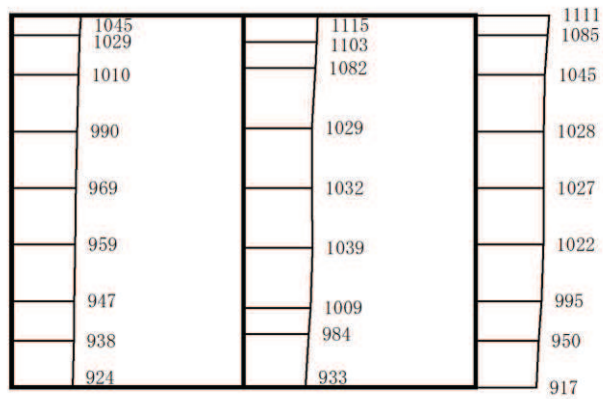
(a)  $S_s - F_2$  (++) 水平



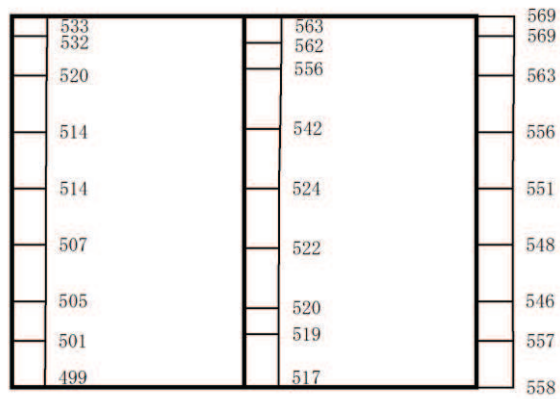
(b)  $S_s - F_2$  (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m)      応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



(a)  $S_s - F_3$  (++) 水平

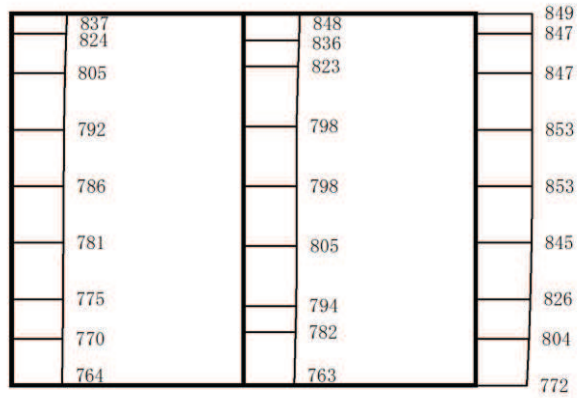


(b)  $S_s - F_3$  (++) 鉛直

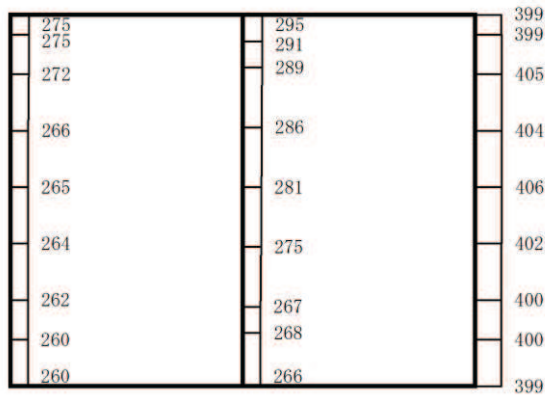
構造スケール 0 1 (m)      応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)





(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)

## 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

### 1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、軽油タンク連絡ダクトが耐震性を有することの確認を行う。

軽油タンク連絡ダクトの静的地震力に対する耐震評価は、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ることを、MMR に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

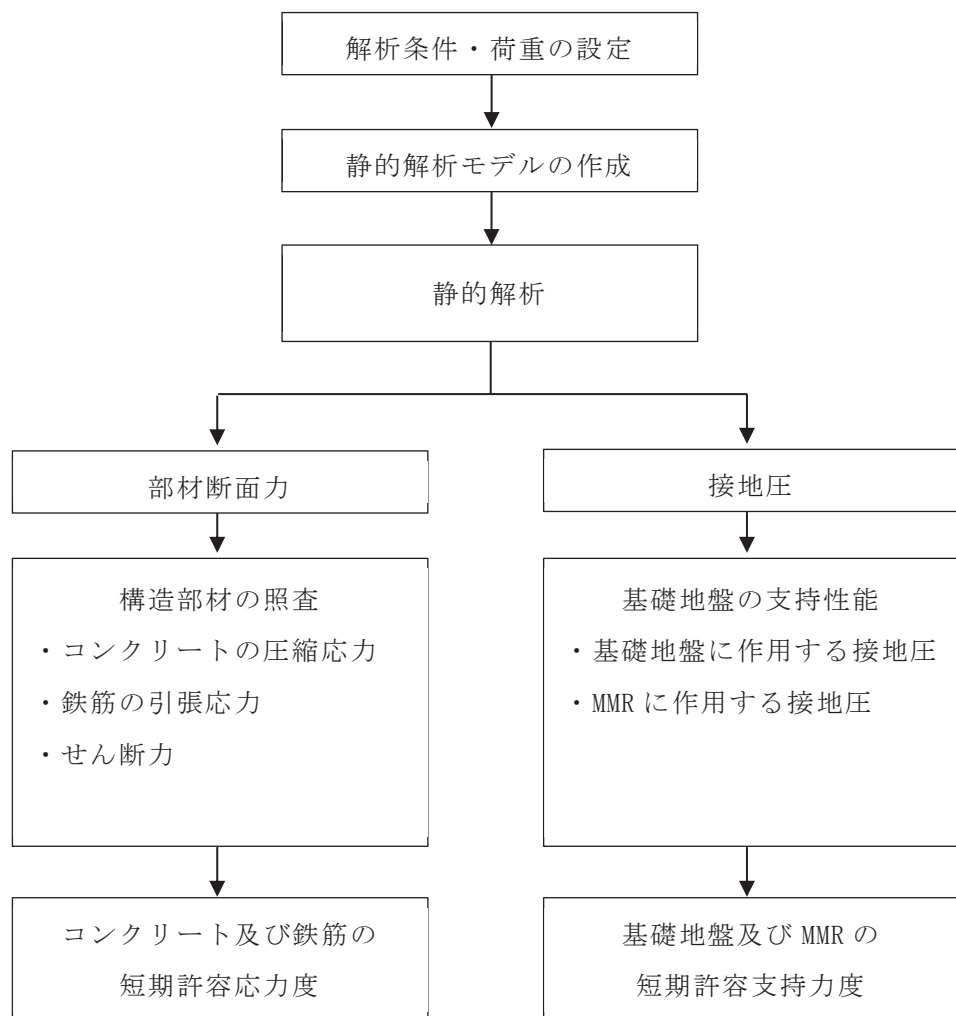


図 1-1 軽油タンク連絡ダクトの静的地震力に対する耐震評価フロー

## 2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

## 3. 評価対象断面

「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

## 4. 荷重及び荷重の組合せ

### 4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

#### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，積雪荷重  $P_s$  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) 地震荷重 ( $S_c$ )

地震荷重は静的地震力 ( $kh=0.16$ ) を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面 ( $0.P.+14.8\text{m}$ ) とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

$Q_i$  : 第  $i$  層に生じる水平地震力

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数

$Z$  : 地震地域係数 (1.0)

$C_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数

$W_i$  : 第  $i$  層が支える重量

$R_t$  : 振動特性係数 (0.8)

$A_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_0$  : 標準せん断力係数 (0.2)

#### 4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

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

$G$  : 固定荷重

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

$S_c$  : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 ( $kh=0.16$ )

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「2.3 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、軽油タンク連絡ダクトを線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 解析モデル

図 7-1 に解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

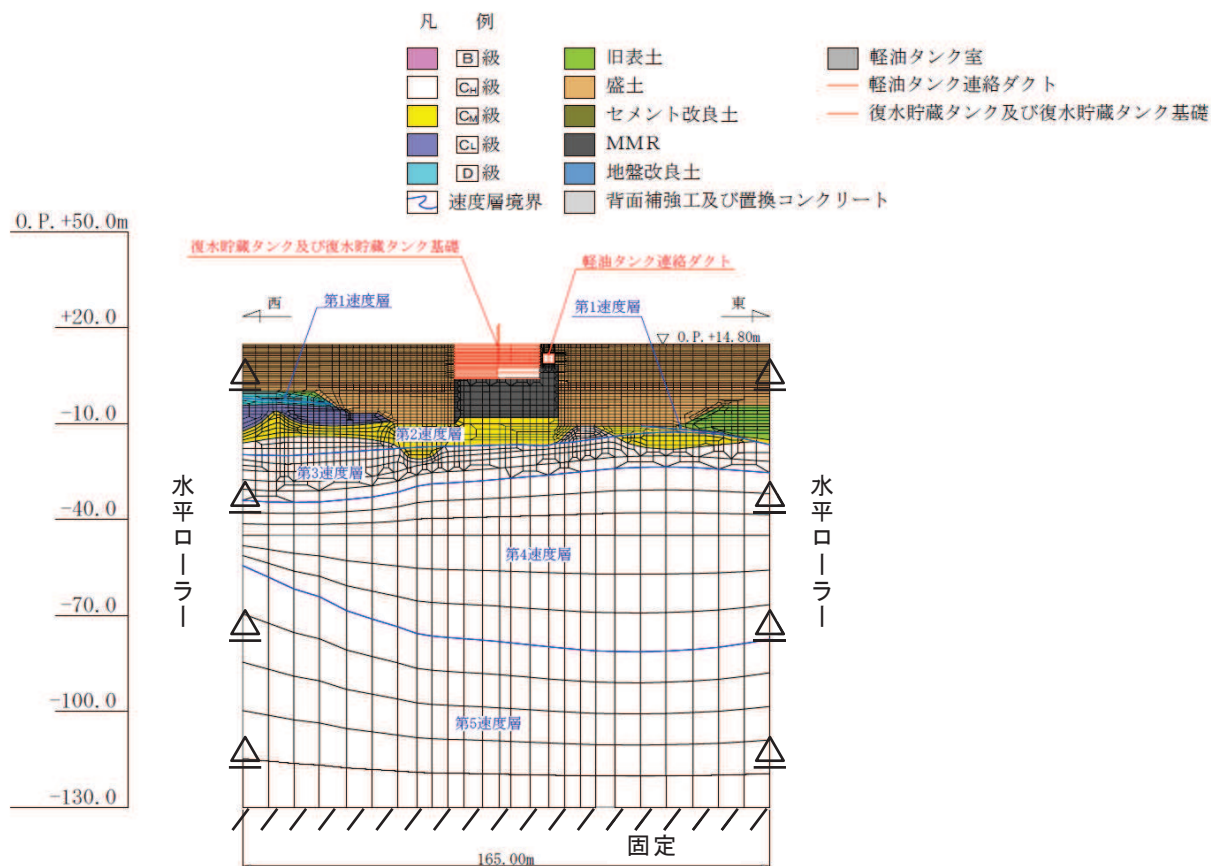


図 7-1 軽油タンク連絡ダクトの静的解析モデル図

8. ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「3.2.6 ジョイント要素の設定」と同様とする。

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	f' <sub>ck</sub> = 20.5 (N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 σ' <sub>ca</sub>	
許容せん断応力度 τ <sub>a1</sub>		0.42	0.63

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 9-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 σ <sub>sa</sub>	

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

9.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.2.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2008（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）に基づき極限支持力度の2/3とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 4-10 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
短期許容支持 力度	狐崎部層	9.1

### 9.2.1 MMR（既設）

MMR（既設）に作用する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 9-4 に示す。

表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
支圧強度	コンクリート ( $f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$ )	$f'_a = 15.6$

## 10. 評価結果

静的地震力に対する評価結果を表 10-1～表 10-3 に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図 10-1 に示す。

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置		曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
			(kN・m)		(kN)	$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	-72	-195	2.0	11.7	0.18
	側壁	5	-68	-54	1.9	11.7	0.17
	隔壁	6	-43	-190	2.8	11.7	0.24
	底版	2	148	-249	1.6	11.7	0.14

注記\*：評価位置は図 10-2 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置		曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			(kN・m)		(kN)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	53	43	134	294	0.46
	側壁	5	-68	-54	61	294	0.21
	隔壁	6	30	-57	54	294	0.19
	底版	2	-114	38	106	294	0.37

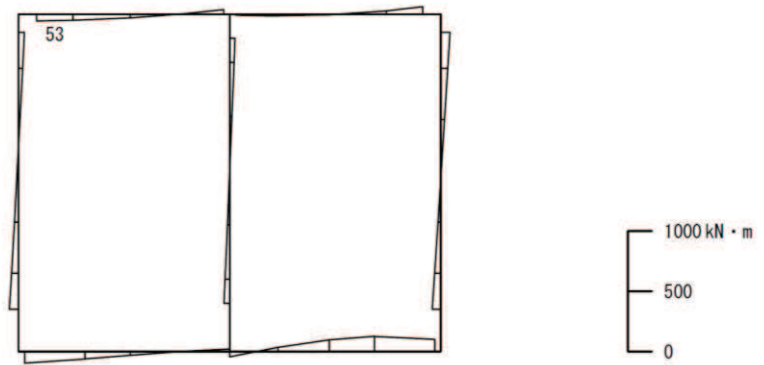
注記\*：評価位置は図 10-2 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

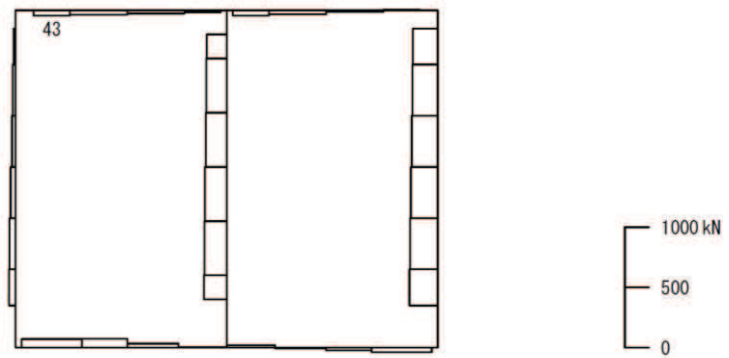
地震荷重	評価位置		発生 せん断力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_d / \tau_{a1}$
			(kN)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	108	0.24	0.63	0.39
	側壁	7	136	0.31	0.63	0.50
	隔壁	6	43	0.16	0.63	0.26
	底版	2	130	0.17	0.63	0.27

注記\*：評価位置は図 10-2 に示す。

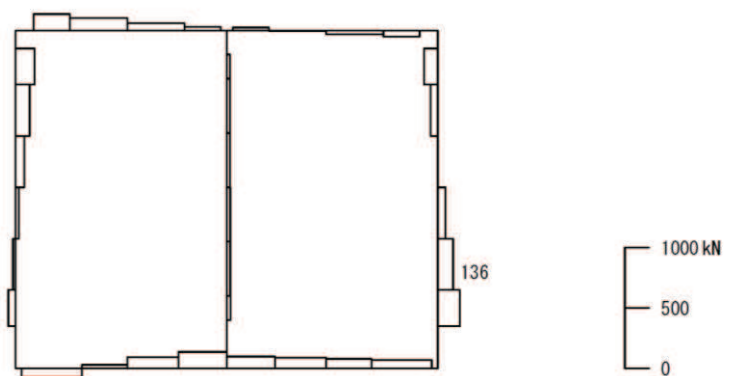




数値：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+：引張, -：圧縮)



数値：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 10-1 最も厳しい照査値の地震時断面力

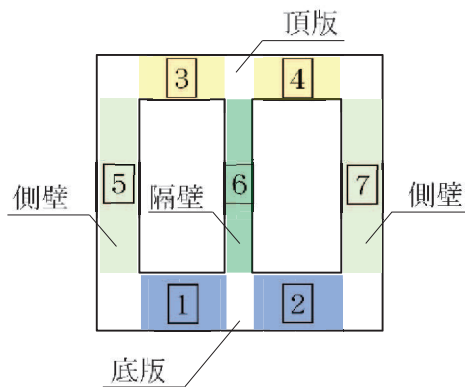


図 10-2 評価位置図

11. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤及び MMR の支持性能に対する評価結果を表 11-1 及び表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 及び図 11-2 に示す。

基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR (既設) に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 支持力度 $R_a$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d/R_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.3	9.1	0.15

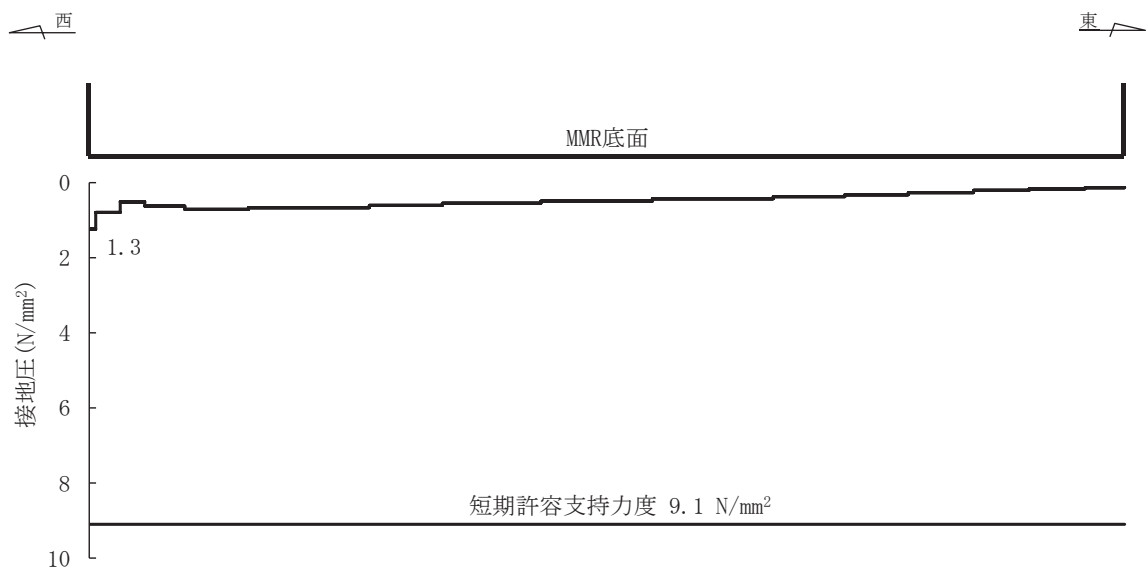


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

表 11-2 MMR（既設）の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/f'_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	0.7	15.6	0.05

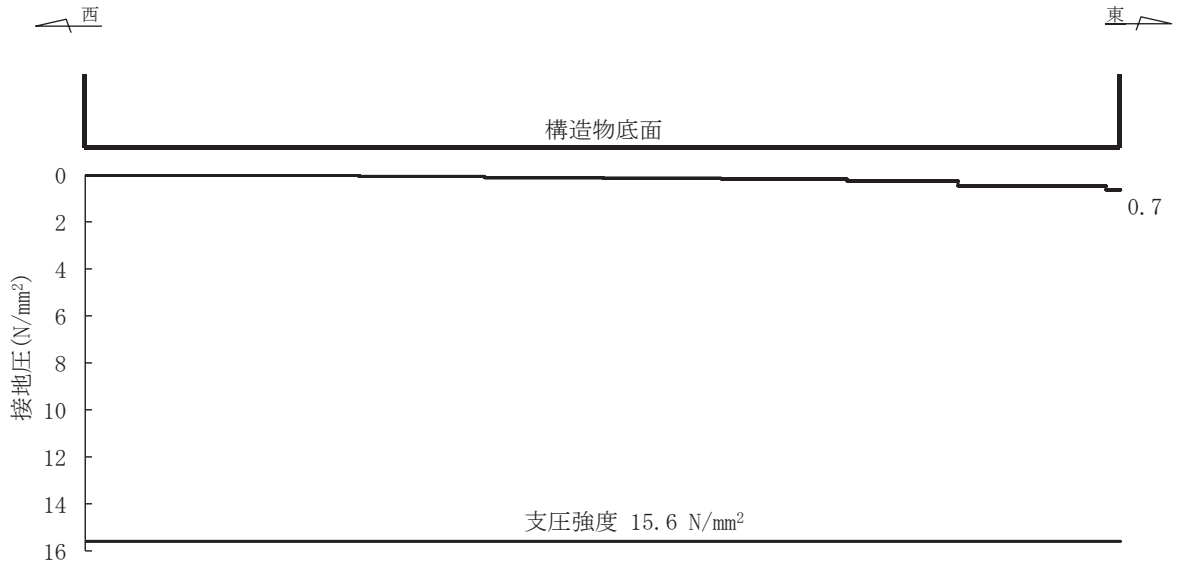


図 11-2 MMR（既設）の最大接地圧分布図

## 12. まとめ

軽油タンク連絡ダクトについて、Cクラス施設に求められる静的地震力 ( $kh=0.16$ ) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR（既設）に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、軽油タンク連絡ダクトは設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

### 資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 3-1
2. 評価条件	資料 3-1
2.1 構造概要	資料 3-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 3-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 3-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 3-10
2.5 地盤物性値	資料 3-10
2.6 評価構造物諸元	資料 3-16
2.6.1 土砂部 (断面①及び③)	資料 3-16
2.6.2 岩盤部 (断面⑤)	資料 3-17
2.7 地下水位	資料 3-18
2.8 耐震評価フロー	資料 3-20
2.9 適用規格	資料 3-22
3. 地震応答解析	資料 3-25
3.1 地震応答解析手法	資料 3-25
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 3-28
3.2.1 解析モデル領域	資料 3-28
3.2.2 境界条件	資料 3-30
3.2.3 構造物のモデル化	資料 3-36
3.2.4 地盤のモデル化	資料 3-38
3.2.5 ジョイント要素の設定	資料 3-38
3.2.6 材料特性の設定	資料 3-42
3.3 減衰定数	資料 3-45
3.4 荷重の組合せ	資料 3-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 3-60
3.4.2 外水圧	資料 3-60
3.4.3 積載荷重	資料 3-61
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 3-62
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 3-62
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 3-74
4. 評価内容	資料 3-81
4.1 入力地震動の設定	資料 3-81
4.2 許容限界の設定	資料 3-166
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 3-166
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界 (せん断耐力式によるせん断耐力)	資料 3-169
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界 (材料非線形解析によるせん断耐力)	資料 3-173

4. 2. 4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 3-186
5. 評価結果 .....	資料 3-187
5. 1 地震応答解析結果 .....	資料 3-187
5. 1. 1 解析ケースと照査値 .....	資料 3-188
5. 1. 2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査） .....	資料 3-202
5. 1. 3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査） .....	資料 3-204
5. 1. 4 断面力分布（せん断破壊に対する照査） .....	資料 3-206
5. 1. 5 最大せん断ひずみ分布 .....	資料 3-212
5. 1. 6 過剰間隙水圧比分布 .....	資料 3-219
5. 2 構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 3-221
5. 2. 1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 3-221
5. 2. 2 せん断破壊に対する評価結果.....	資料 3-231
5. 3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 3-264
5. 3. 1 土砂部（断面①） .....	資料 3-264
5. 3. 2 岩盤部（断面⑤） .....	資料 3-267
6. まとめ .....	資料 3-269

参考資料

参考資料 1	機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース .....	資料 3- (参考) 1-1
参考資料 2	静的地震力に対する耐震評価 .....	資料 3- (参考) 2-1
参考資料 3	断層交差部の影響評価 .....	資料 3- (参考) 3-1
参考資料 4	地下水位の設定による影響 .....	資料 3- (参考) 4-1
参考資料 5	非線形はり要素のモデル化方法に関する補足 .....	資料 3- (参考) 5-1
参考資料 6	軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について .....	資料 3- (参考) 6-1

## 1. 評価方法

排気筒連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である非常用ガス処理系配管を底版で間接支持しており、支持機能が要求される。

排気筒連絡ダクトについては、基準地震動  $S_s$  による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の応力度、層間変形角、ひずみ、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認する。

## 2. 評価条件

### 2.1 構造概要

排気筒連絡ダクトの位置図を図2-1に示す。

排気筒連絡ダクトは、鉄筋コンクリート造のトンネル構造物である。

排気筒連絡ダクトの平面図を図2-2に、断面図及び縦断図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

排気筒連絡ダクトは、原子炉建屋と排気筒を結ぶ、延長187.49m、内空   mの鉄筋コンクリート造のトンネル構造物であり、幌形の土砂部と円形の岩盤部にて構成され、土砂部は直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されており、岩盤部は岩盤に囲まれている。

排気筒連絡ダクトは、延長方向に3.0m～9.0m間隔に構造目地を介して分割され、原子炉建屋及び排気筒との接合部には耐震ジョイントが設置されており、土砂部と岩盤部のそれぞれの区間で延長方向に断面の変化がない線状構造物である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



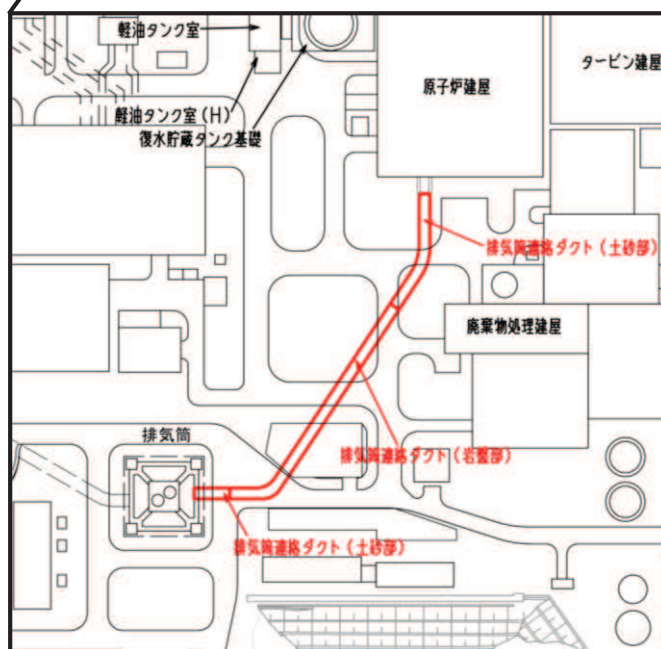
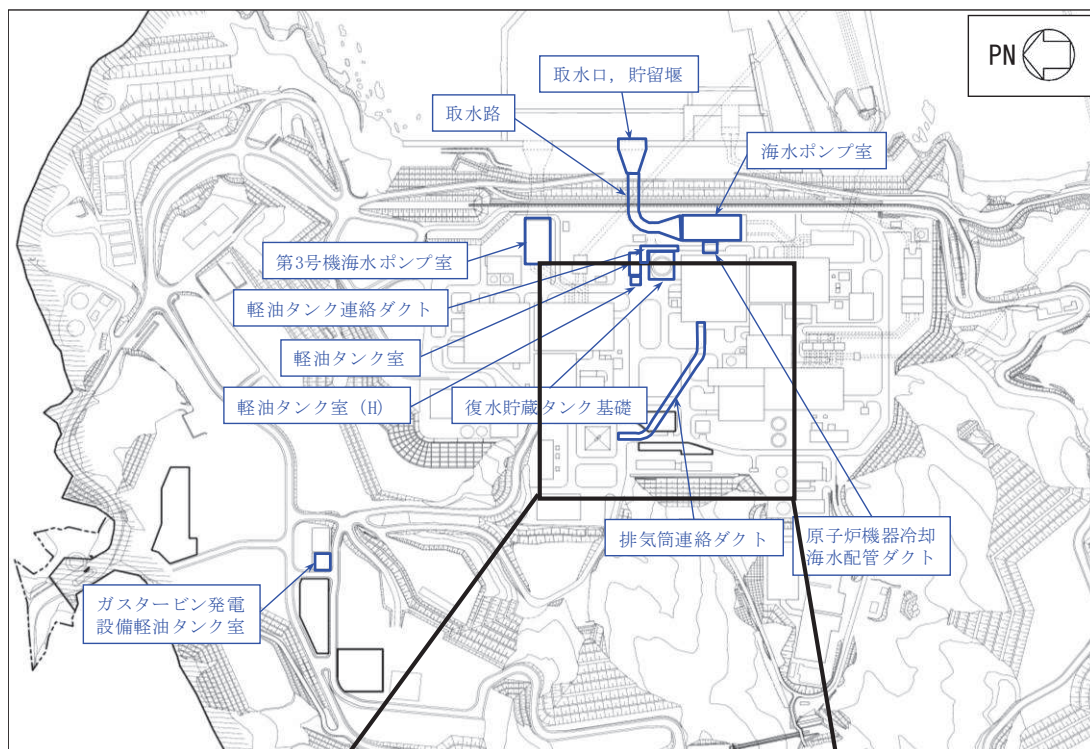


図 2-1 排気筒連絡ダクトの位置図

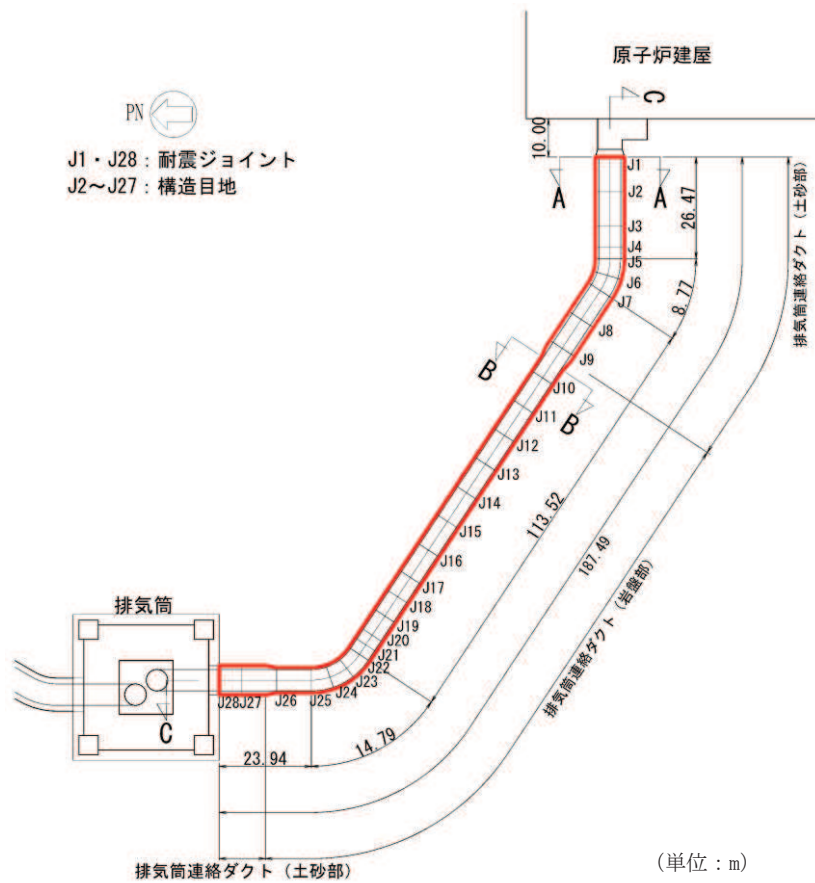


図 2-2 排気筒連絡ダクト平面図

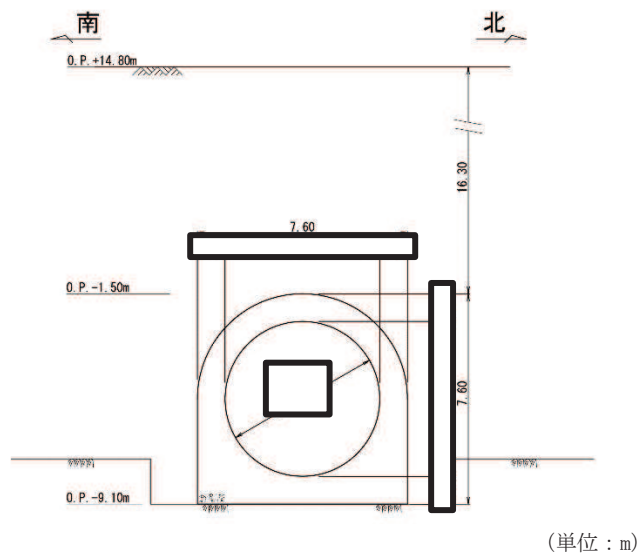


図 2-3(1) 排気筒連絡ダクト断面図 (A-A 断面, 土砂部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



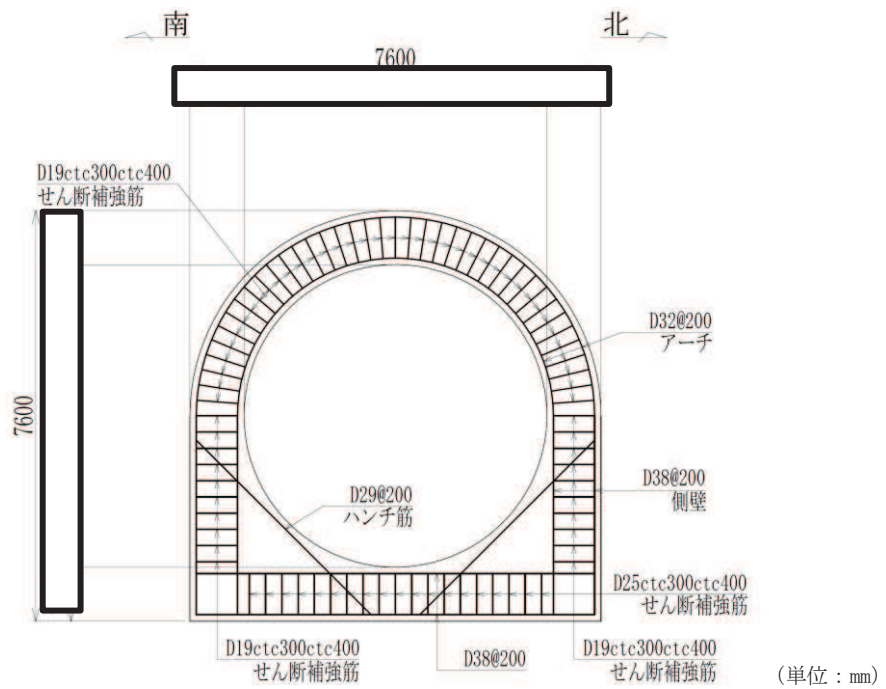


図 2-4(1) 排気筒連絡ダクト概略配筋図 (A-A 断面, 土砂部)

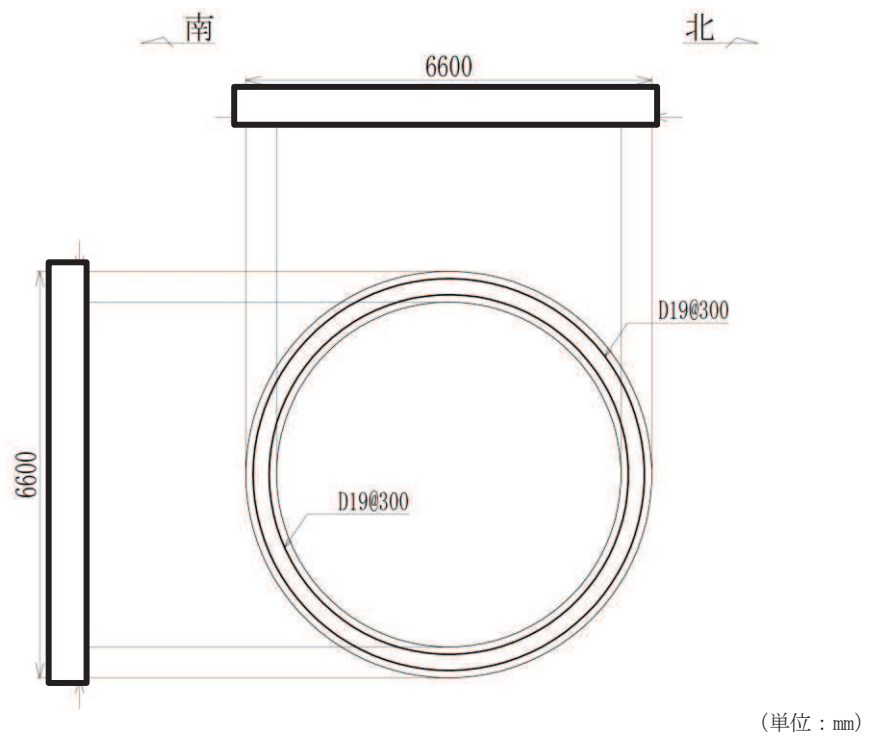


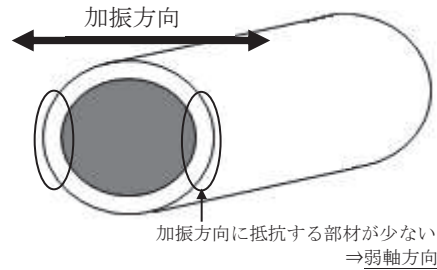
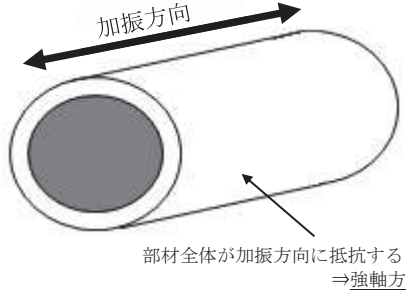
図 2-4(2) 排気筒連絡ダクト概略配筋図 (B-B 断面, 岩盤部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表2-1に示す。排気筒連絡ダクトは、横断方向（延長方向に直交する方向）に構造部材がない線状構造物であり、横断方向が明確な弱軸になるとともに全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、横断方向の断面を評価対象断面とする。

表 2-1 排気筒連絡ダクトの評価対象断面の方向の選定

	横断方向の加振	縦断方向の加振
排気筒連絡ダクト	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない ⇒弱軸方向</p>	 <p>部材全体が加振方向に抵抗する ⇒強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・横断方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・縦断方向は、加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</li> </ul>
弱軸方向を評価対象断面とする。		

### 2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.5 排気筒連絡ダクト」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、土砂部については断面①、岩盤部については断面⑤を選定する。また機器・配管系の床応答の観点から、断面①及び断面⑤に加えて断面③を選定する。

排気筒連絡ダクトの評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-5に示す。



図 2-5(1) 排気筒連絡ダクト 評価対象断面位置図

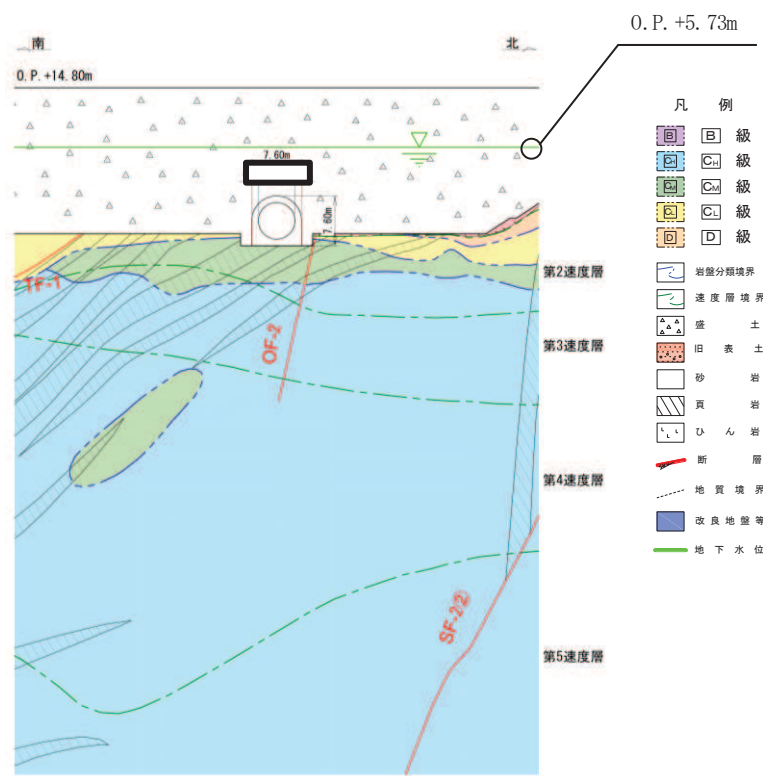


図 2-5(2) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

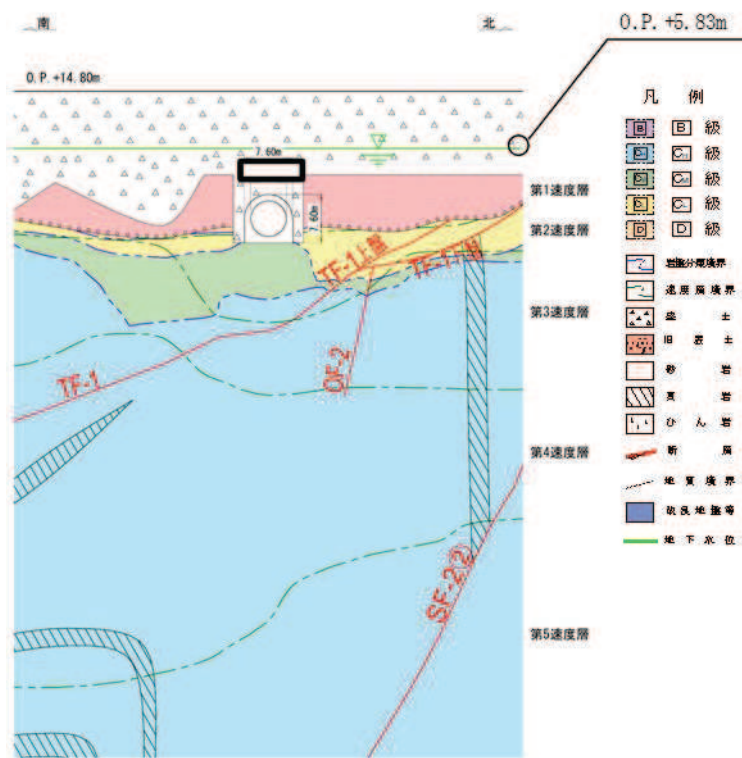


図 2-5(3) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (土砂部 (断面③))

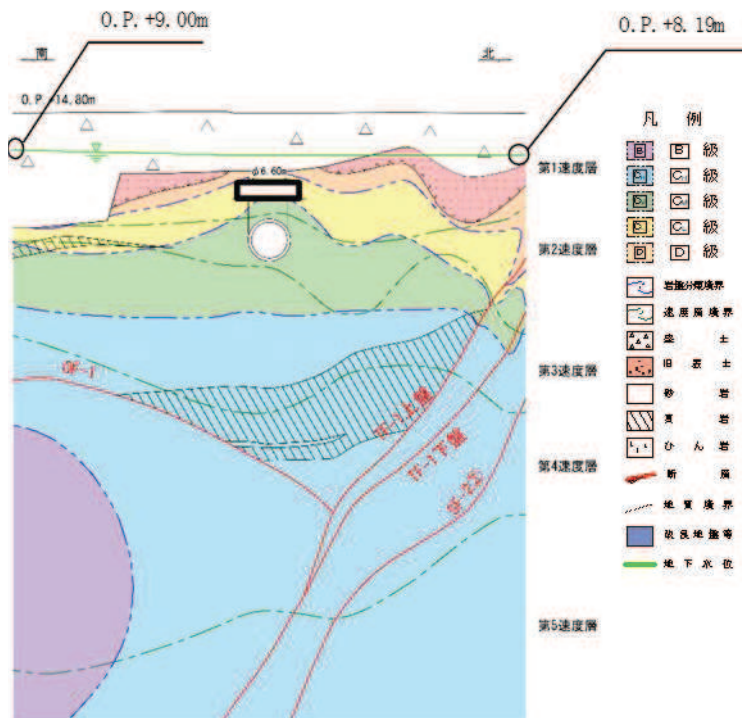


図 2-5(4) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



## 2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-2に、材料の物性値を表2-3に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	2.33×10 <sup>4</sup>	解析ケース* <sup>2</sup> ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度* <sup>1</sup>	2.54×10 <sup>4</sup>	解析ケース* <sup>2</sup> ④
	ポアソン比		0.2	

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

## 2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4～表2-7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 2-4(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 $h$
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C <sub>M</sub> 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C <sub>L</sub> 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		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 2-4(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 <sup>2</sup> )	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
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	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
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4(1) 参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-5 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* <sup>1</sup>	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	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>3</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	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*2}$	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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

\*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

\*2: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

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

\*3: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」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 2-6 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
		$w_1$	1.0	14.0
		$p_1$	1.4	1.0
		$p_2$	1.5	0.6
		$c_1$	2.0	2.8

注記\*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 2-7 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)		
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。

2.6 評価構造物諸元

2.6.1 土砂部（断面①及び③）

排気筒連絡ダクト（土砂部（断面①及び③））の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-6 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様（土砂部（断面①及び③））

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
アーチ	①	1000	1000	20.5	SD345	—
側壁	② ③	1000	1000	20.5	SD345	—
底版	④	1000	1000	20.5	SD345	支持機能

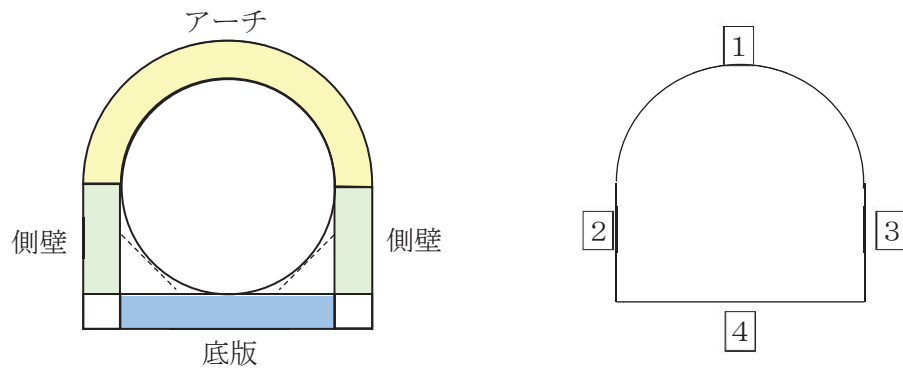


図 2-6 評価部位（土砂部（断面①及び③））

2.6.2 岩盤部（断面⑤）

排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑤））の諸元を表 2-9 に、評価部位を図 2-7 に示す。

表 2-9 評価部位とその仕様（岩盤部（断面⑤））

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
覆工部	1	1000	500	20.5	SD345	支持機能

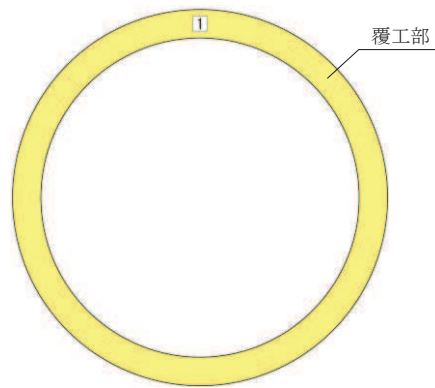


図 2-7 評価部位（岩盤部（断面⑤））



## 2.7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
設計用地下水位の一覧を表2-10に、設計用地下水位を図2-8～図2-10に示す。

表 2-10 設計用地下水位

評価対象断面	設計用地下水位
土砂部 (断面①)	O. P. +5. 73m
土砂部 (断面③)	O. P. +5. 83m
岩盤部 (断面⑤)	O. P. +8. 19m～O. P. +9. 00m

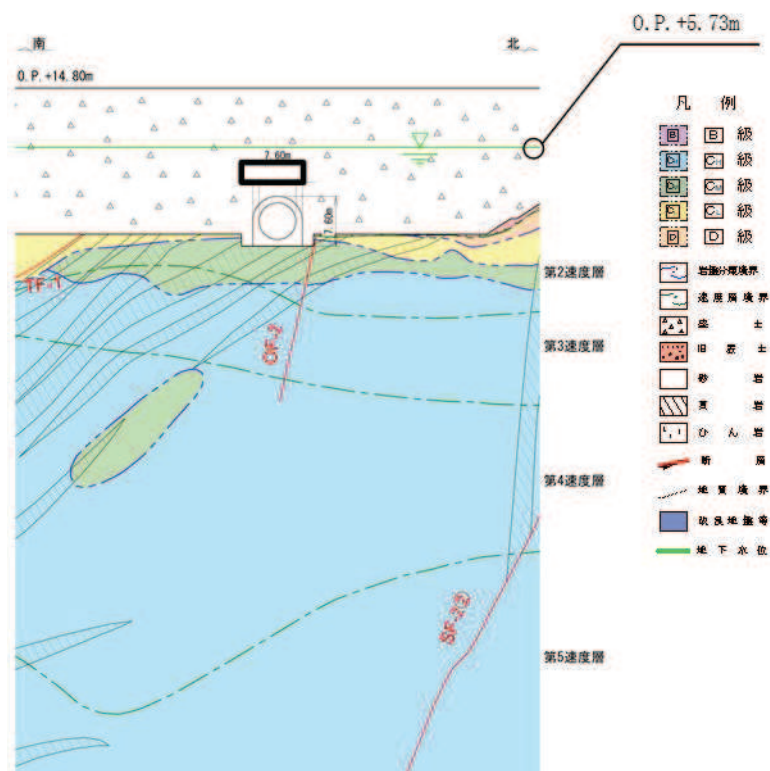


図 2-8 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

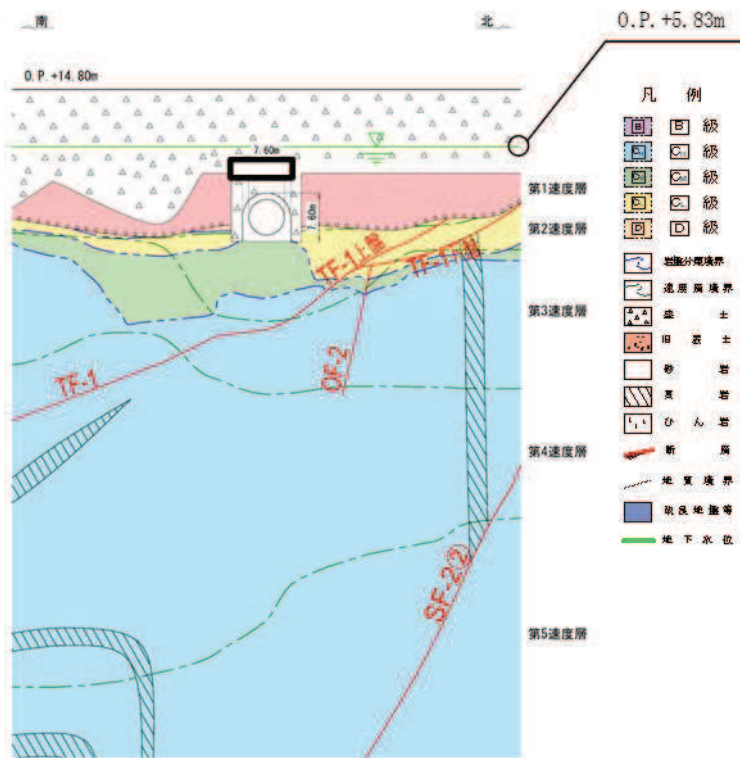


図 2-9 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位（土砂部（断面③））

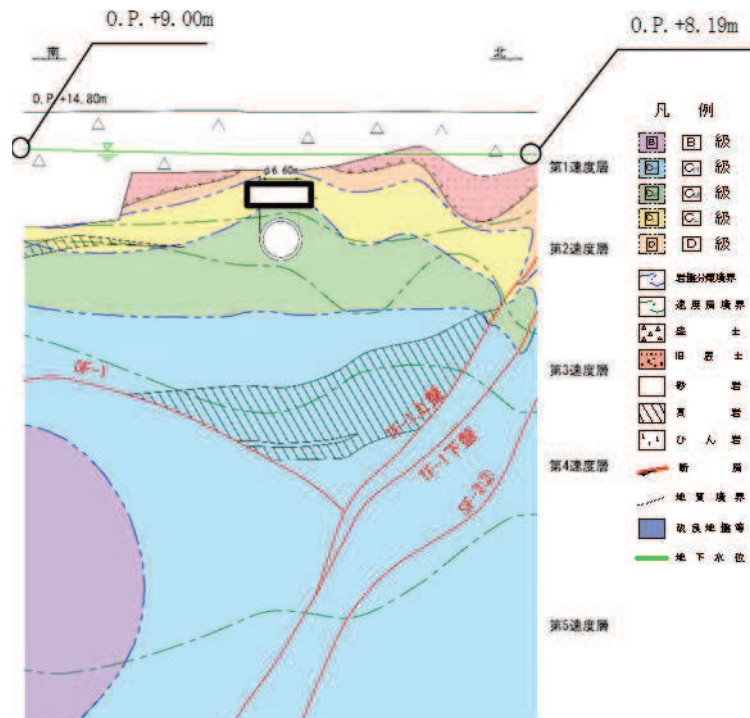


図 2-10 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位（岩盤部（断面⑤））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2.8 耐震評価フロー

排気筒連絡ダクトの地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-11及び図2-12に示す。

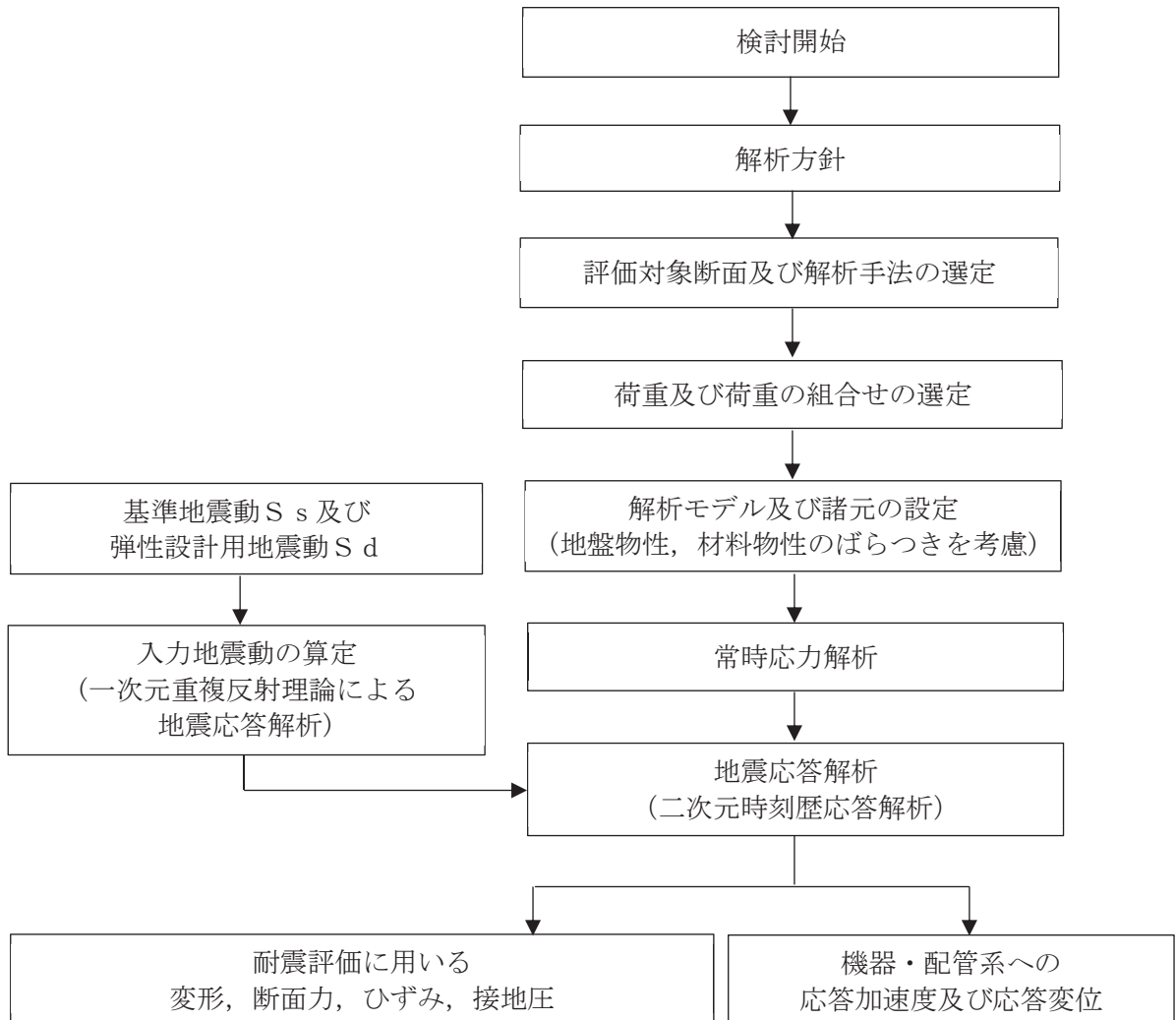


図 2-11 排気筒連絡ダクトの地震応答解析フロー

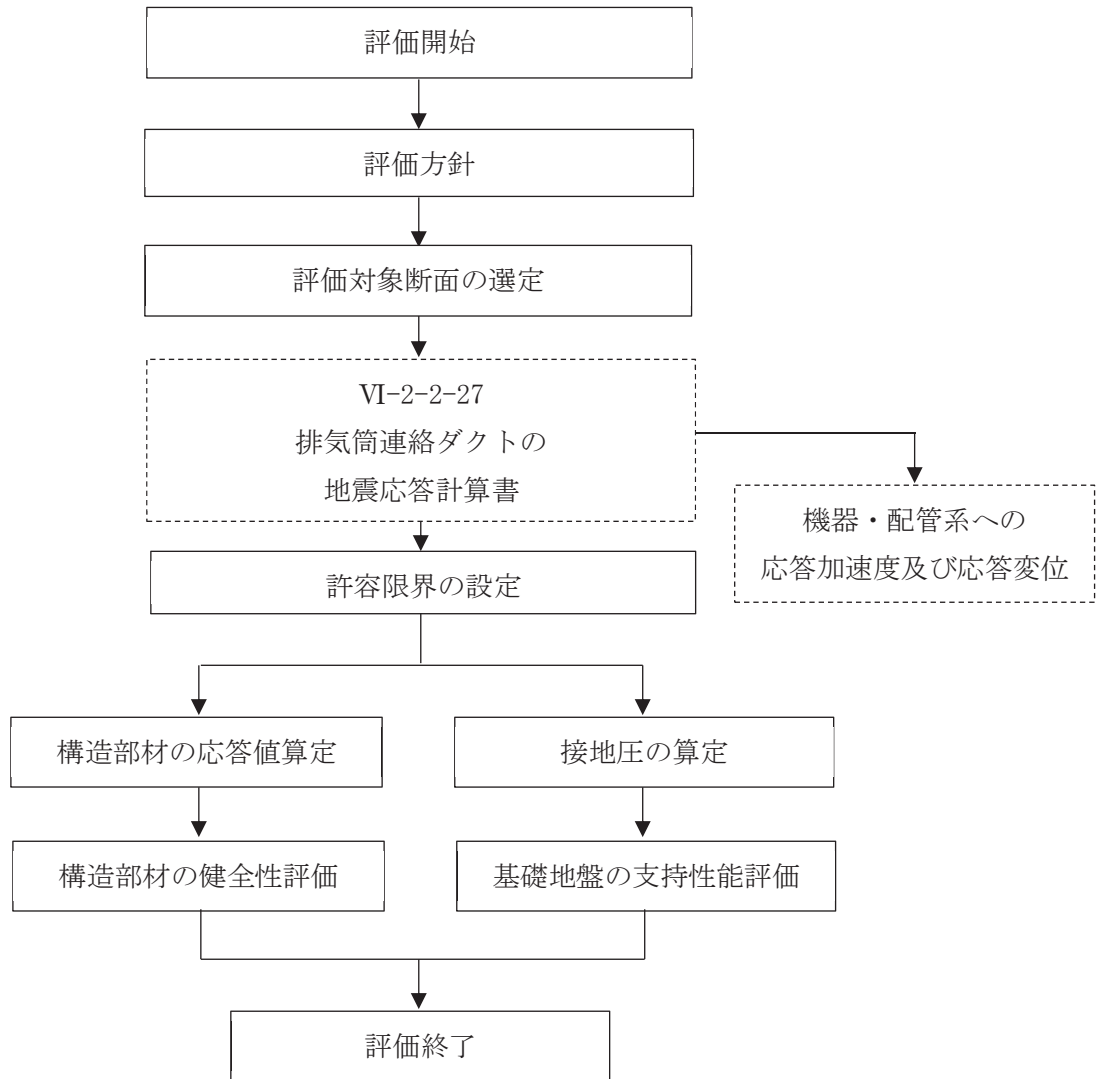


図 2-12 排気筒連絡ダクトの耐震評価フロー

## 2.9 適用規格

排気筒連絡ダクトの耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）及び道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（日本道路協会，平成14年3月）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。また，基礎地盤の支持性能の許容限界については，道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV下部構造編）（社団法人 日本道路協会，平成14年3月）を適用する。

また，材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数についてはコンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）を適用する。

表2-11に適用する規格，基準類を示す。

表 2-11 適用する規格，基準類(1/2)

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元( $\gamma$ , E, $\nu$ )	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界*1	・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 (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	【土砂部 (全応力解析及び有効応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*2	・構造強度を有すること
		【土砂部 (全応力解析及び有効応力解析)】 ・せん断破壊に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*2	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	【土砂部 (全応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として，発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 2000 $\mu$ ，主筋ひずみ 1725 $\mu$ ) を下回ることを確認*2,*3	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	【土砂部 (有効応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として，発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認*2,*3	

注記\*1：排気筒連絡ダクトは，設計用地下水位がダクトの頂版以上であるが，盛土の透水係数が低く，構造強度が確保されていれば，ダクトの安全機能への影響が無いことから，地下水に対する止水性能の評価を省略する。

\*2：妥当な安全余裕を考慮する。

\*3：土砂部の構造モデルは，有効応力解析では M- $\phi$  モデルを用いてモデル化していることから降伏曲げモーメントを許容限界に，全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化していることから限界ひずみを許容限界に設定する。

表 2-11 適用する規格，基準類(2/2)

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
許容限界*1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)</li> </ul>	<b>【岩盤部】</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において，発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認*2</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造強度を有すること</li> <li>・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・せん断破壊に対する照査において，発生せん断力が短期許容せん断力を下回ることを確認*2</li> </ul>	
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)</li> </ul>		

注記\*1：排気筒連絡ダクトは，設計用地下水位がダクトの頂版以上であるが，盛土の透水係数が低く，構造強度が確保されていれば，ダクトの安全機能への影響が無いことから，地下水に対する止水性能の評価を省略する。

\*2：妥当な安全余裕を考慮する。

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

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有限要素法により、基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  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より行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.5 排気筒連絡ダクト」に示すとおり、土砂部（断面①及び③）については全応力解析及び有効応力解析、岩盤部（断面⑤）については全応力解析とする。

構造部材については、土砂部（断面①及び断面③）は非線形はり要素、岩盤部（断面⑤）は線形はり要素を用いる。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（全応力解析では修正GHEモデル又はH-Dモデル、有効応力解析ではH-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、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。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.64」、 「SLAP Ver. 6.65」及び「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。



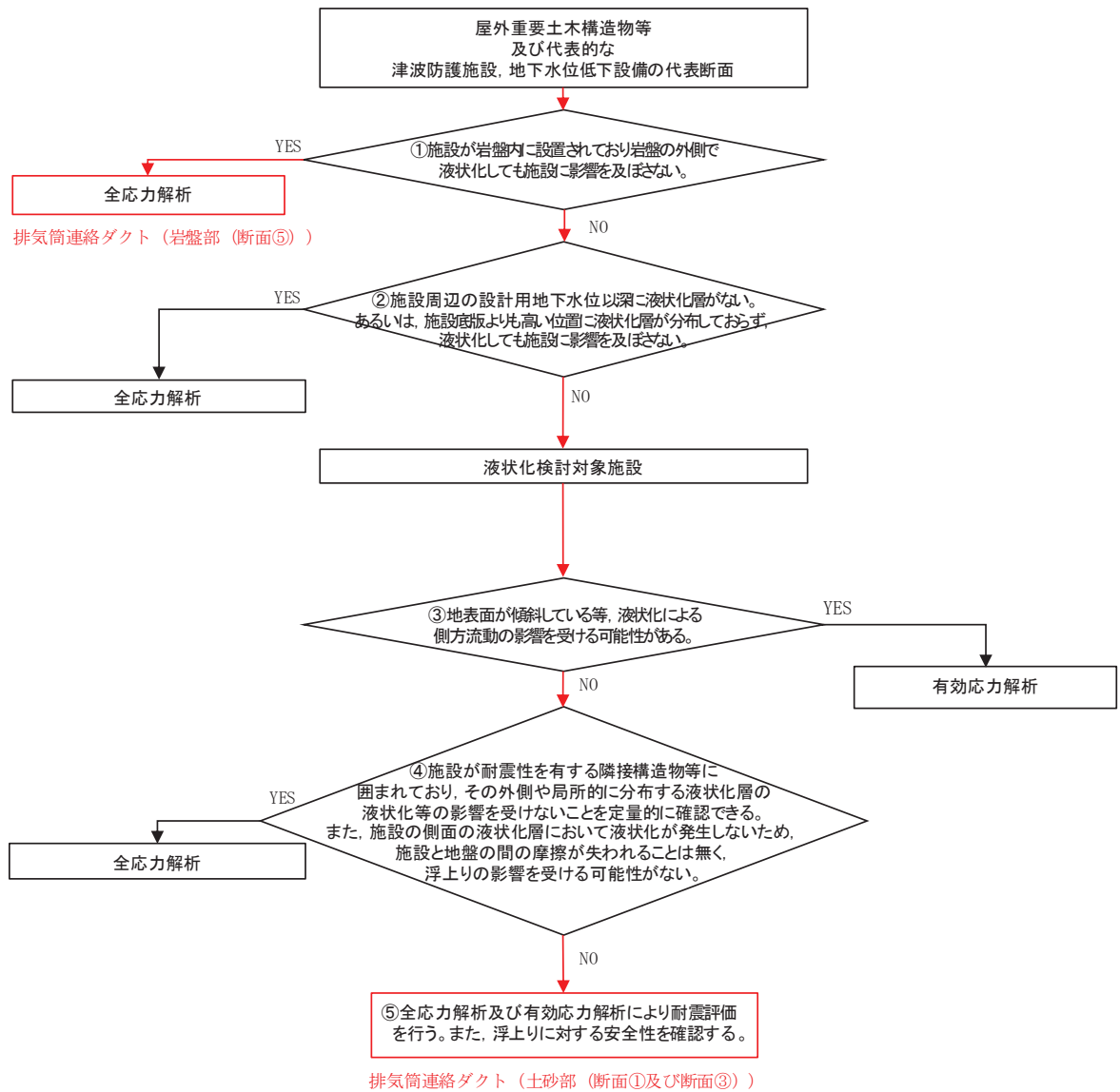
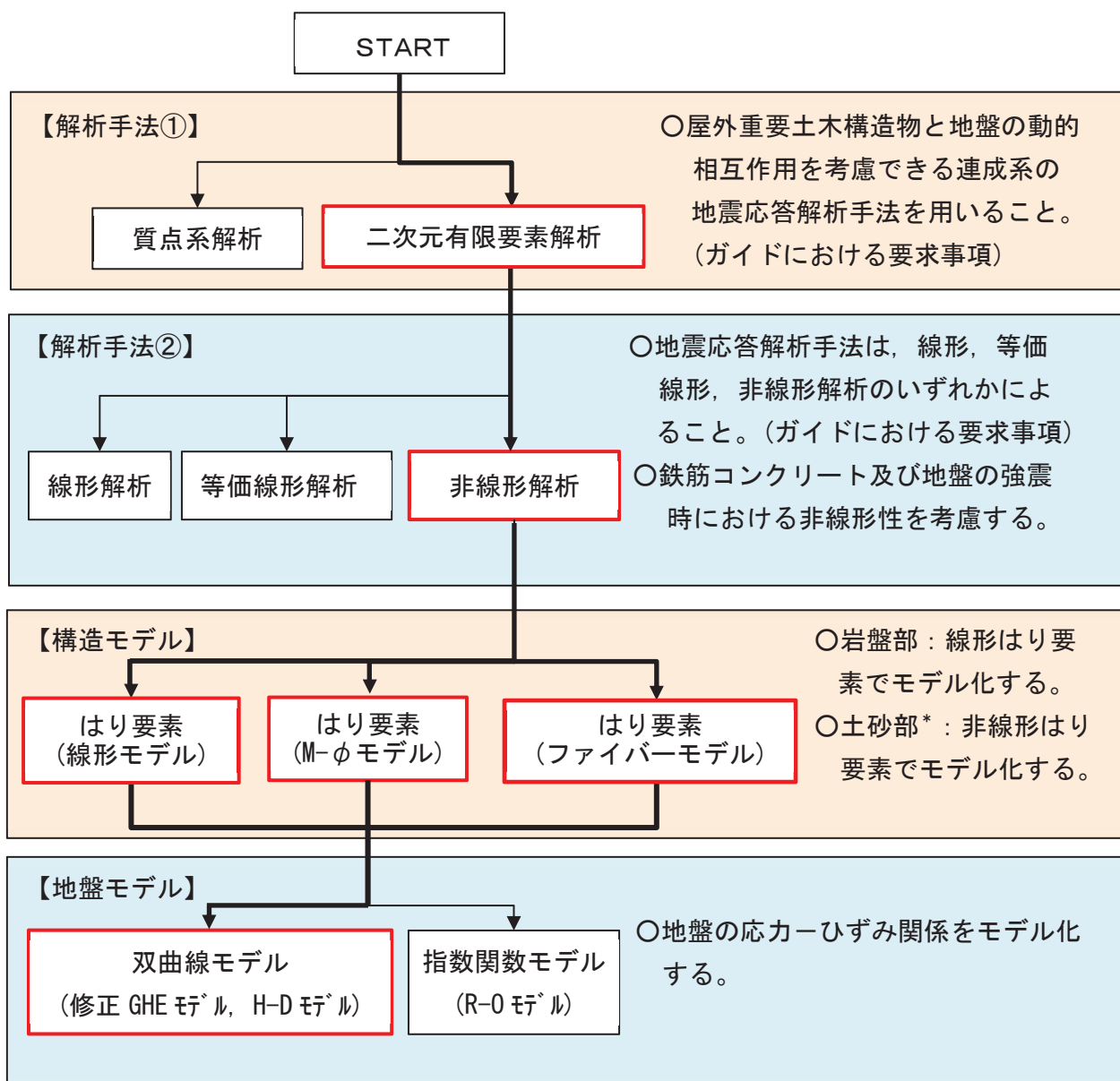


図 3-1 解析手法の選定フロー



注記\*：土砂部の構造モデルは、有効応力解析ではM-φモデルを用いてモデル化し、全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化する。

図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

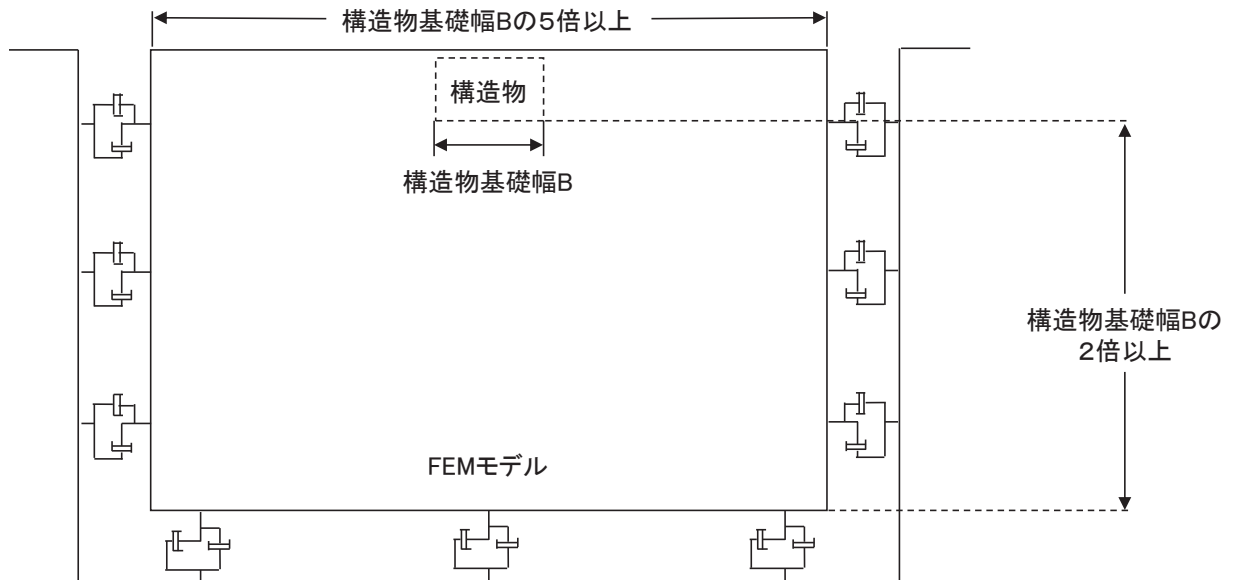


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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常時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3-4に示す。

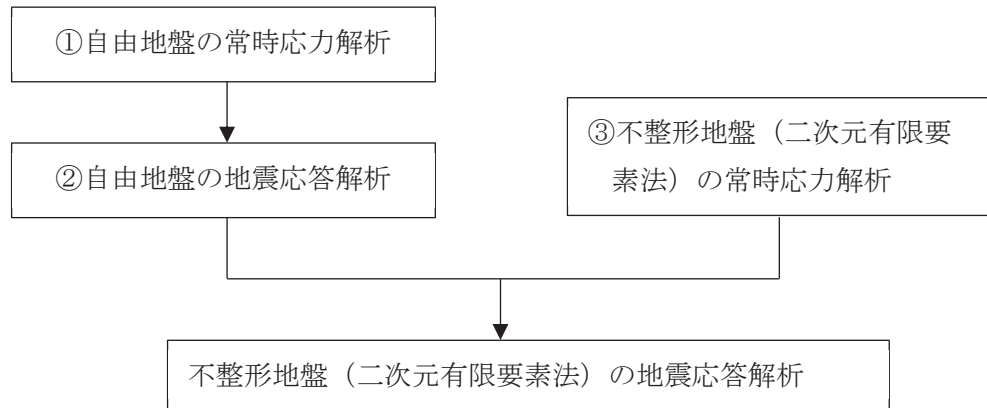


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための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に示す。

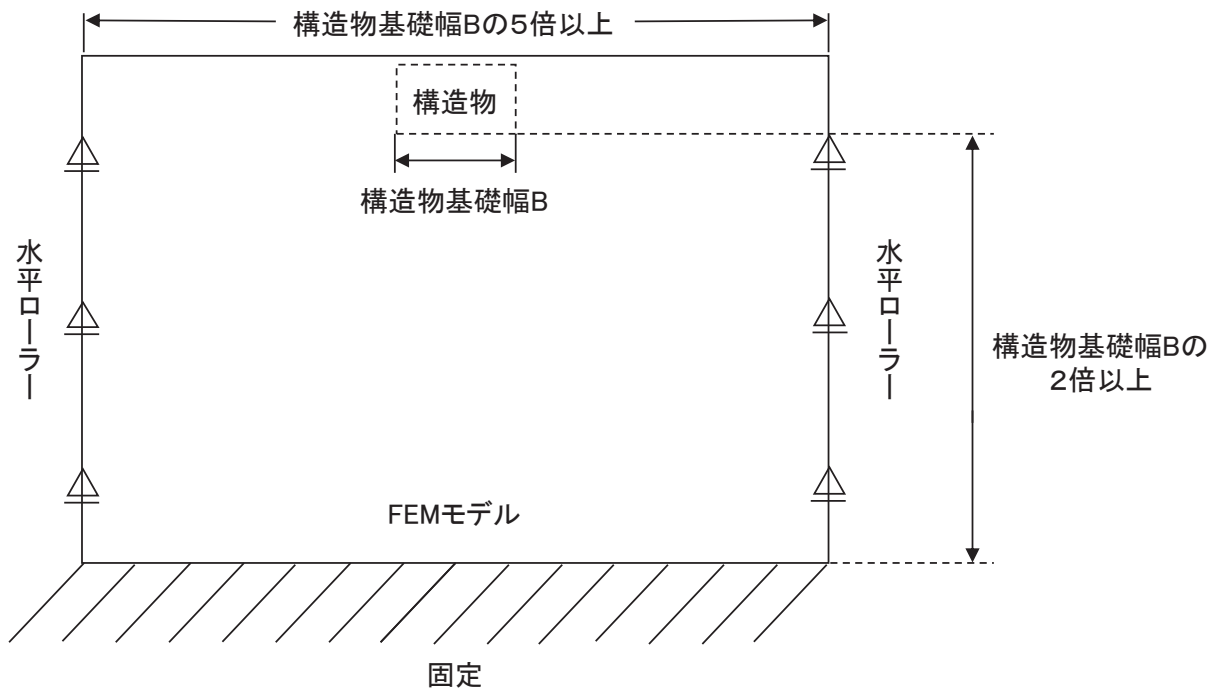


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時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3-6に示す。

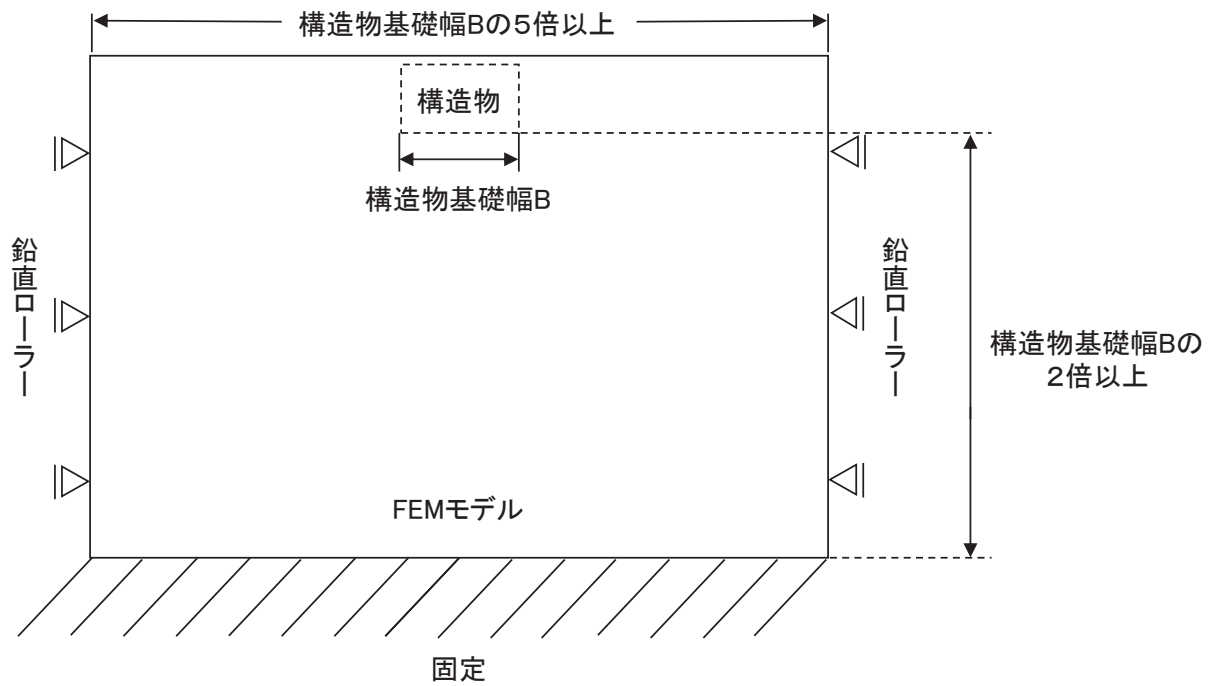
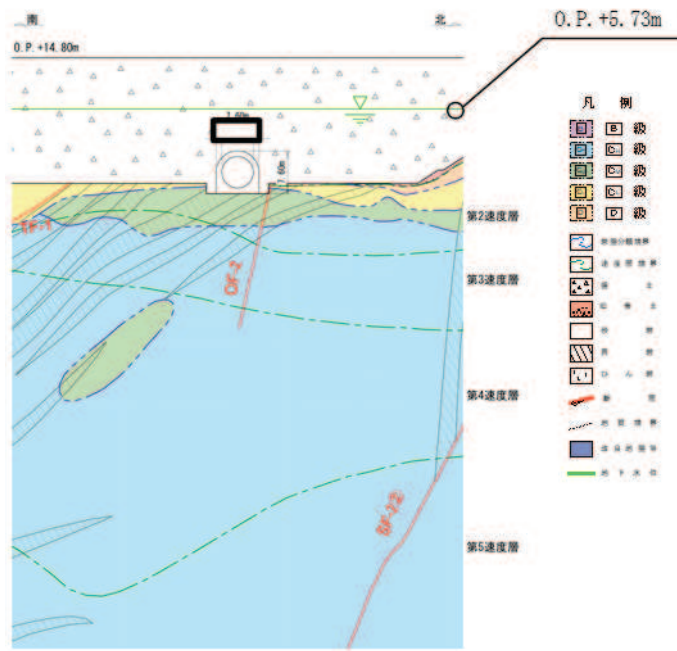


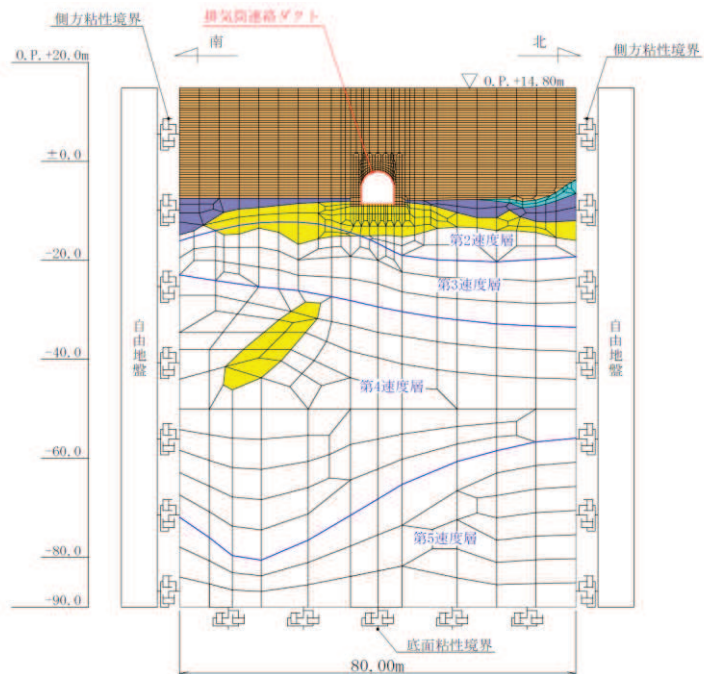
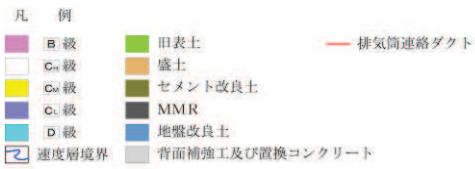
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 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整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。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図 3-7 に示す。



(a) 評価対象地質断面図

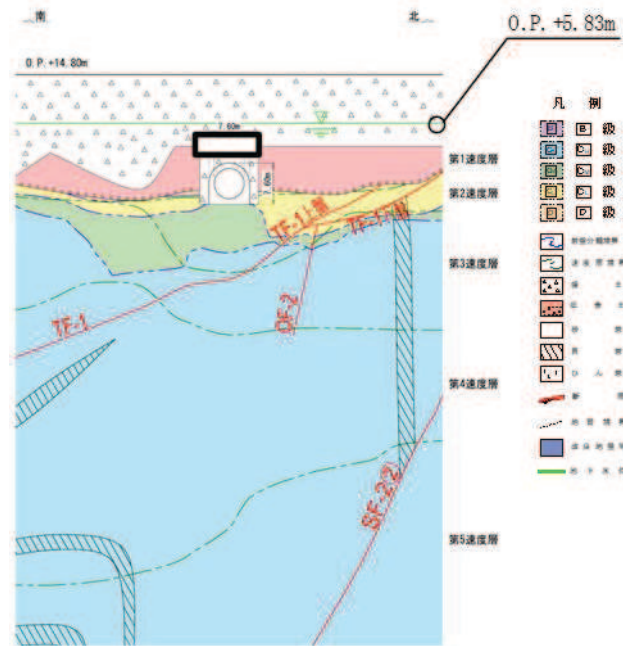


(b) 地震応答解析モデル図

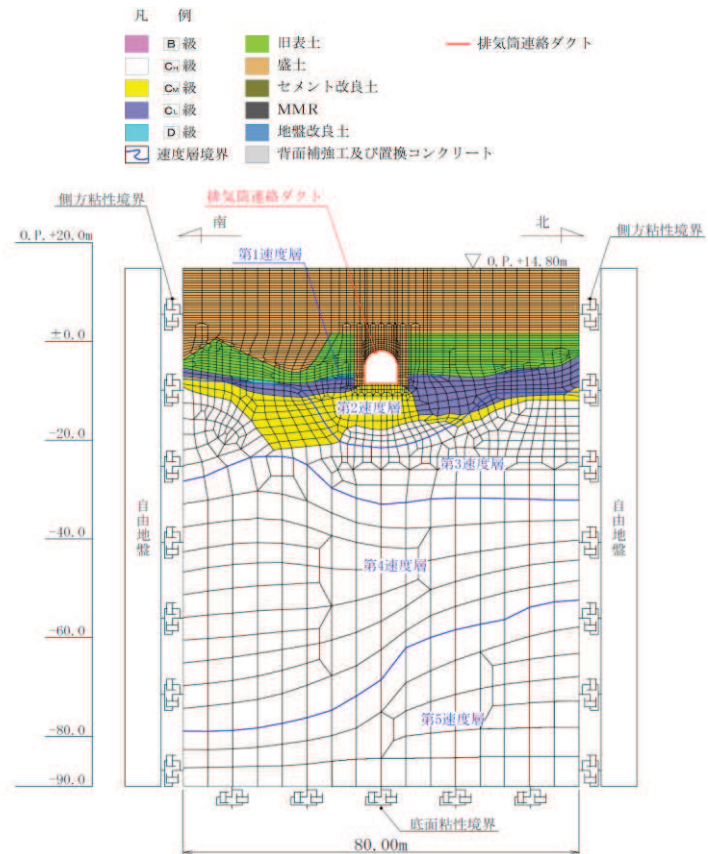
図 3-7(1) 排気筒連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。





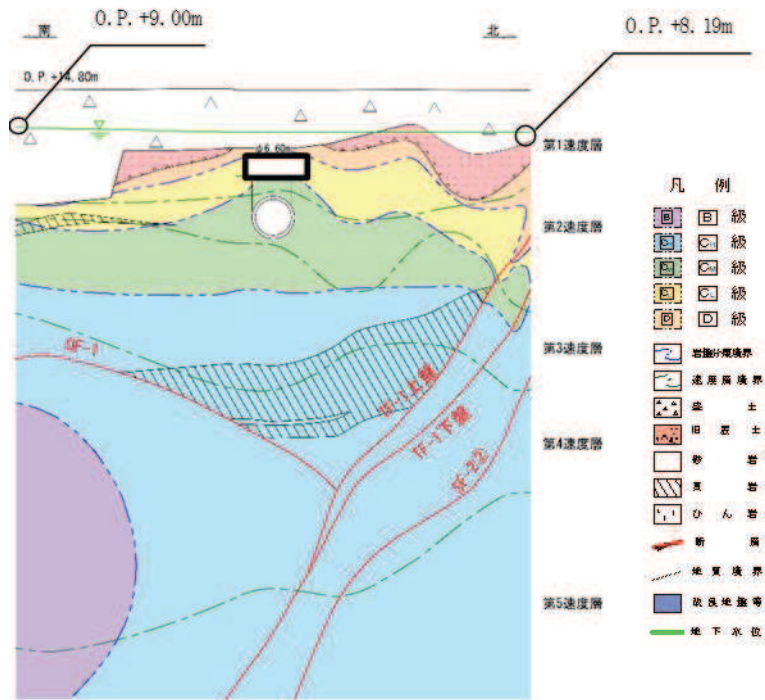
(a) 評価対象地質断面図



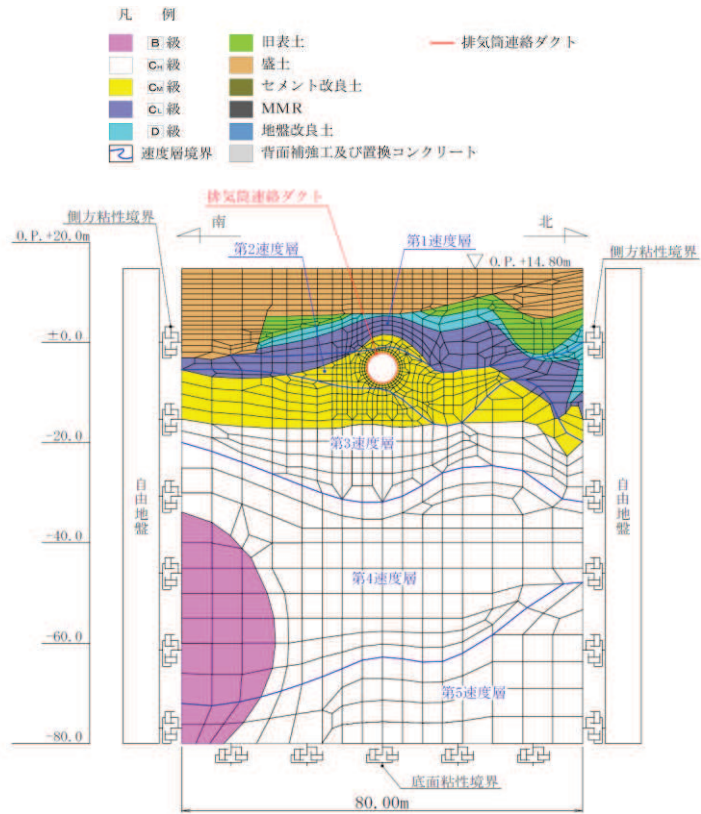
(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7(2) 排気筒連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(土砂部 (断面③))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7(3) 排気筒連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 3.2.3 構造物のモデル化

排気筒連絡ダクトでは、構造部材を土砂部（断面①及び断面③）は非線形はり要素、岩盤部（断面⑤）は線形はり要素でモデル化する。排気筒連絡ダクトのモデル化について、土砂部（断面①及び断面③）は、周囲に分布する盛土の土圧により構造物が非線形領域まで大きく変形することから非線形モデルを用いた限界状態設計法による設計を行い、岩盤部（断面⑤）は、周囲に岩盤が分布することから構造物が線形領域と小さい変形となることから線形はり要素を用いた許容応力度設計法による設計を行っている。土砂部（断面①及び断面③）の鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には、図3-8に示すとおり、断面内部の円弧部を、部材の軸線に対して45°傾斜し円弧部に接するハンチとみなし、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。また、円弧部のコンクリート重量については、はり要素に付加重量として考慮する。岩盤部（断面⑤）は円形断面として剛域は設けない。

排気筒連絡ダクトの解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-9に示す。

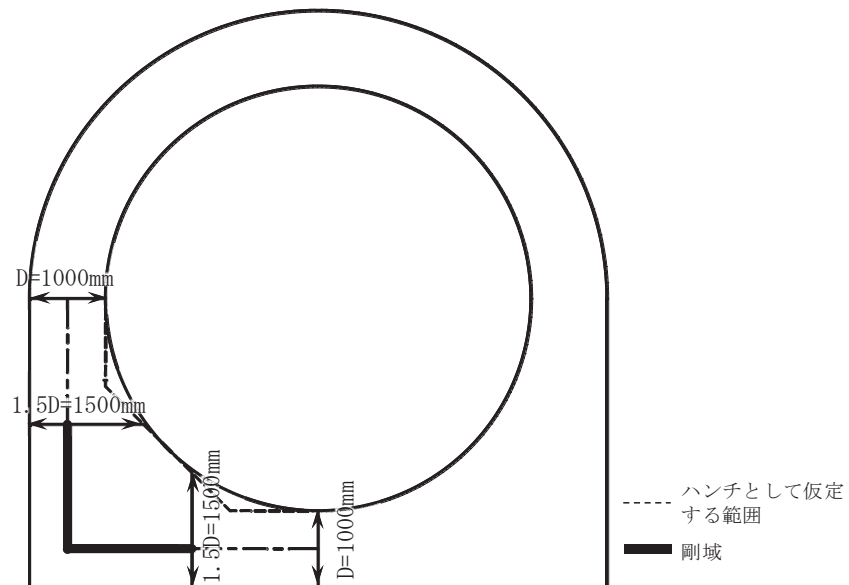


図3-8 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①及び断面③）の剛域設定

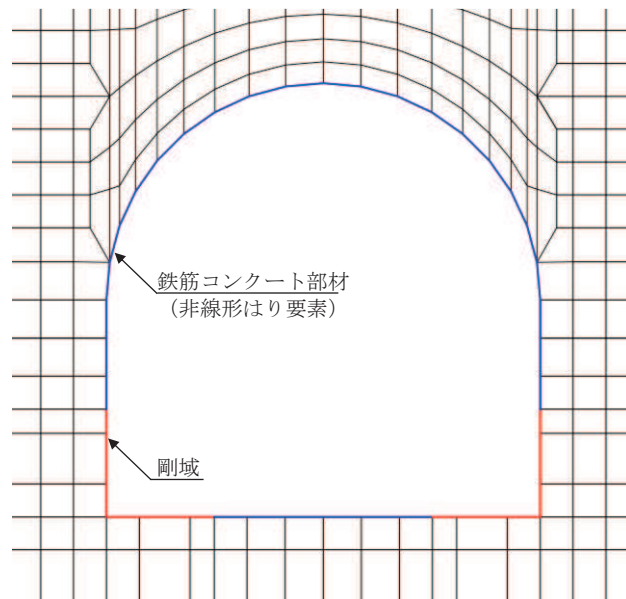


図 3-9(1) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル  
(構造物部分拡大, 土砂部 (断面①及び③))

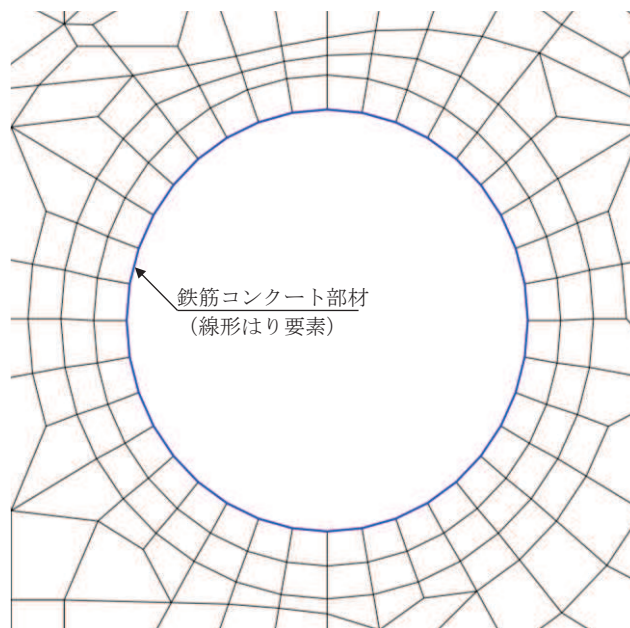


図 3-9(2) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル  
(構造物部分拡大, 岩盤部 (断面⑤))

### 3.2.4 地盤のモデル化

D<sub>1</sub>級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、全応力解析では、盛土、旧表土及びD<sub>1</sub>級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、地盤については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。

### 3.2.5 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物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、地盤と構造物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。

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 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

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

ここで、

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

表 3-1 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 $\phi$ (°)
盛土*	0.06	30.0
C <sub>1</sub> 級	0.49	47.0

注記\* : 地下水位以深

表 3-2 要素間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 $\phi$ (°)
盛土-構造物	盛土の $c$	盛土の $\phi$
岩盤-構造物	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

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大きな値とし、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 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-10 に、ジョイント要素の配置を図 3-11 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

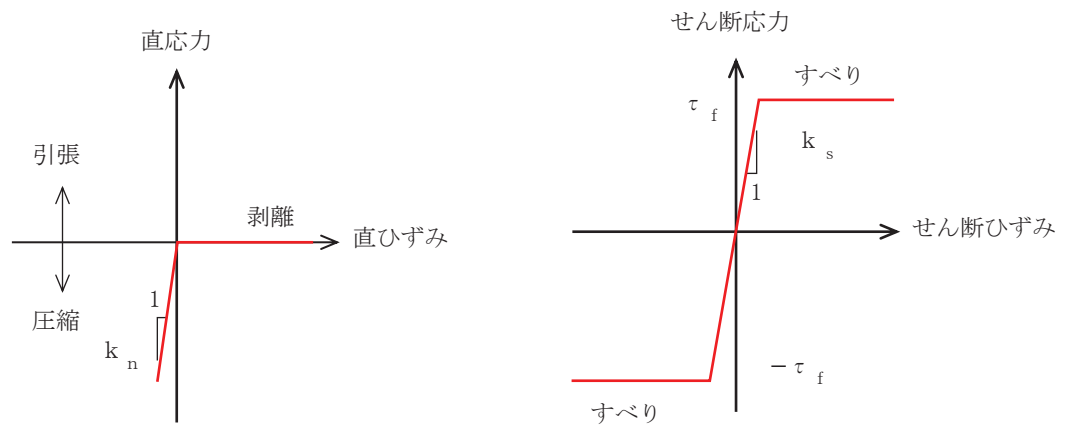


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

凡 例		
	B 級	旧表土
	C <sub>1</sub> 級	盛土
	C <sub>2</sub> 級	セメント改良土
	C <sub>3</sub> 級	MMR
	D 級	地盤改良土
	速度層境界	背面補強工及び置換コンクリート
		ジョイント要素

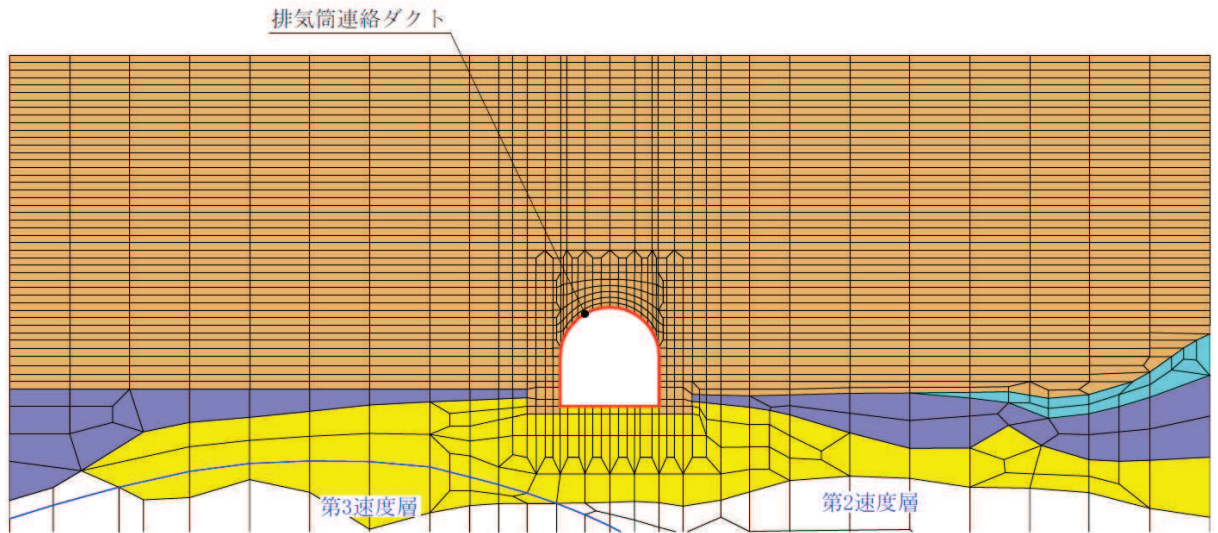


図 3-11(1) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面①))

凡 例		
	B 級	旧表土
	C <sub>1</sub> 級	盛土
	C <sub>2</sub> 級	セメント改良土
	C <sub>3</sub> 級	MMR
	D 級	地盤改良土
	速度層境界	背面補強工及び置換コンクリート
		ジョイント要素

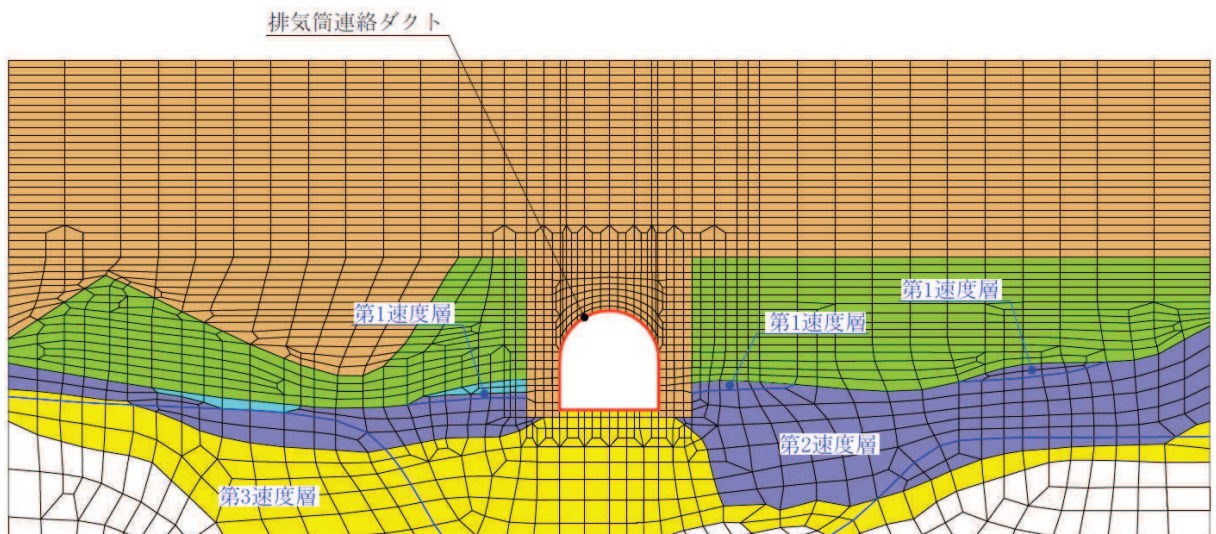















図 3-11(2) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面③))

凡 例		
	B 級	 旧表土
	C <sub>1</sub> 級	 盛土
	C <sub>2</sub> 級	 セメント改良土
	C <sub>3</sub> 級	 MMR
	D 級	 地盤改良土
	速度層境界	 背面補強工及び置換コンクリート
		 ジョイント要素

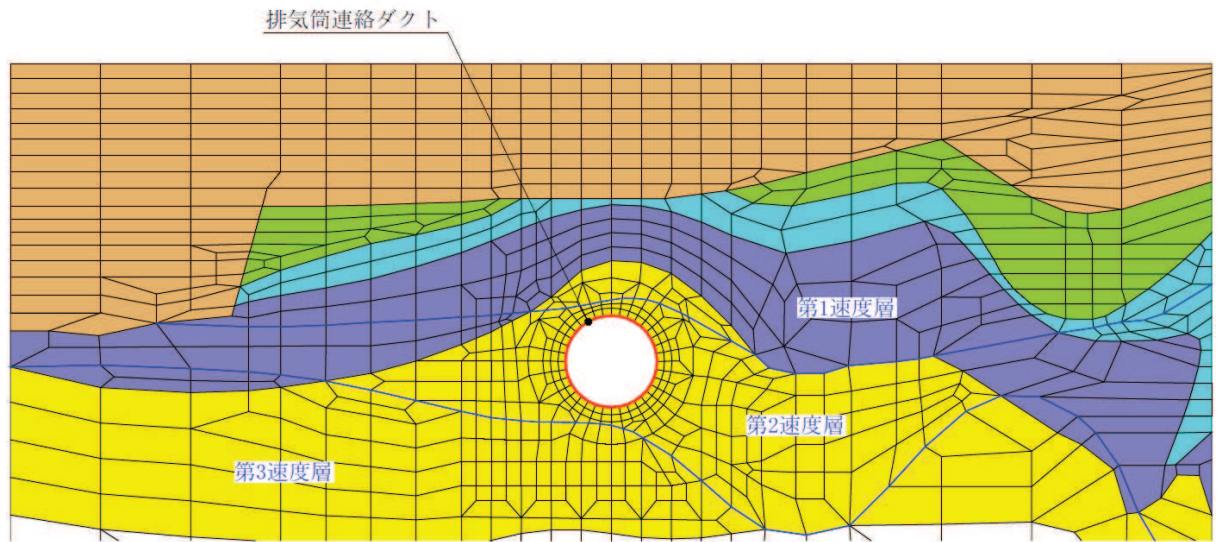


図 3-11(3) ジョイント要素の配置 (岩盤部 (断面⑤))



### 3.2.6 材料特性の設定

土砂部（断面①及び断面③）の鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素を用いてモデル化する。全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化し、有効応力解析ではM- $\phi$ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書及びコンクリート標準示方書 2017 に基づき設定する。

図 3-12 にファイバーモデルの概念図を、図 3-13 にファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。また、図 3-14 にM- $\phi$  関係のトリリニアモデルを示す。M- $\phi$  モデルに用いるコンクリートの履歴特性は、図 3-15 に示すとおり修正武田モデルを適用する。図 3-16 にM- $\phi$  モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を、図 3-17 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

岩盤部（断面⑤）の鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素を用いてモデル化する。

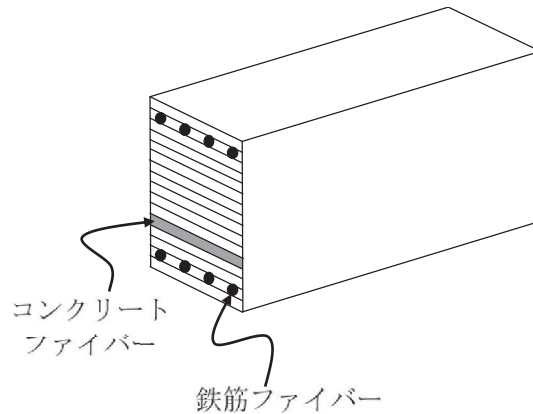


図 3-12 ファイバーモデルの概念図

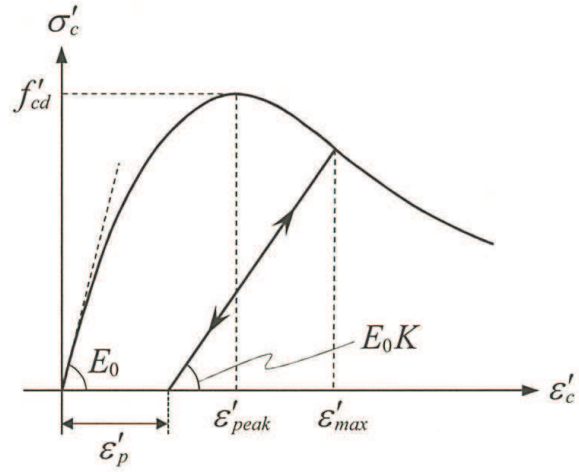


図 3-13 ファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

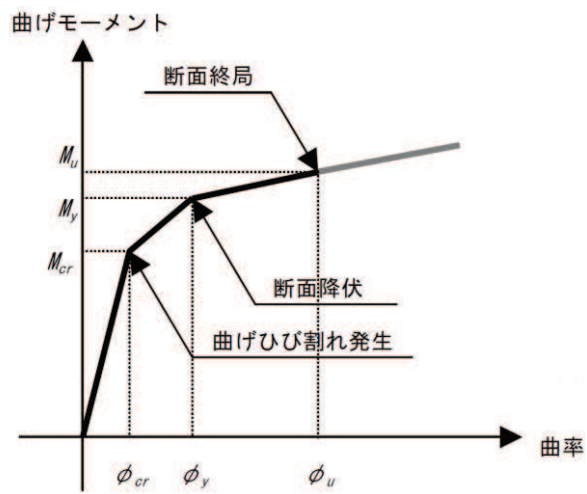


図 3-14 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係  
(土木学会マニュアルより引用)

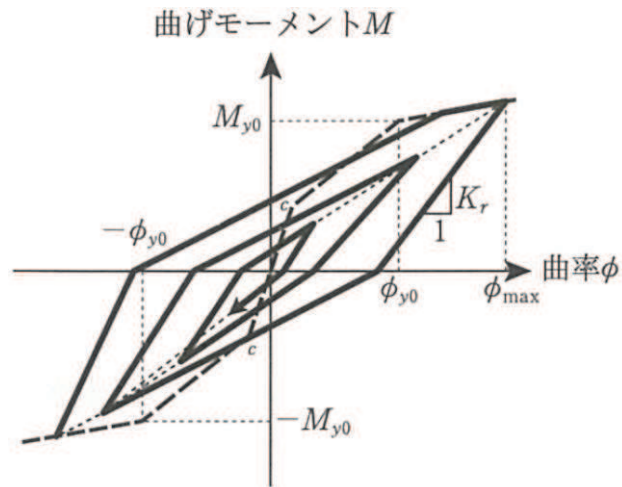


図 3-15 M-φ モデルに用いる鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）  
（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月）より引用）

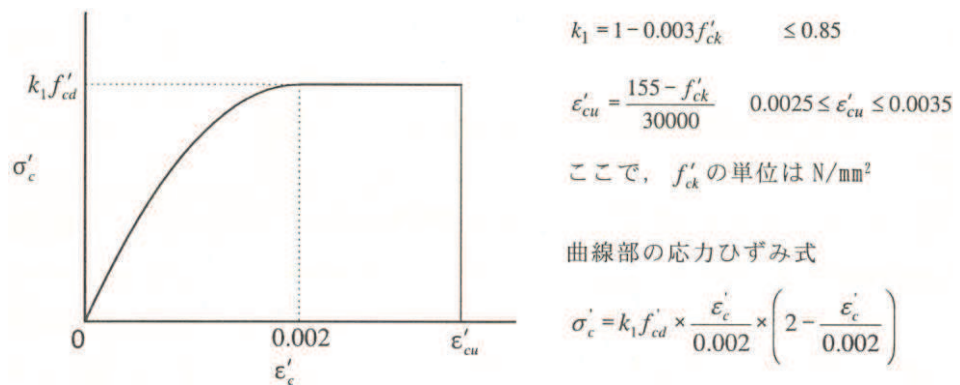


図 3-16 構造部材の非線形特性（M-φ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係）  
（コンクリート標準示方書より引用）

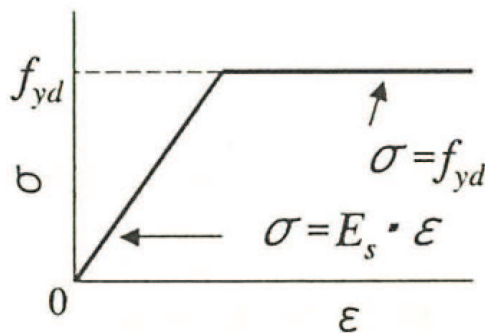


図 3-17 鉄筋の応力-ひずみ関係  
（コンクリート標準示方書より引用）

### 3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

また、有効応力解析では、Rayleigh減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) とする。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」」による。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-18に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス, [m] : 質量マトリックス,

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

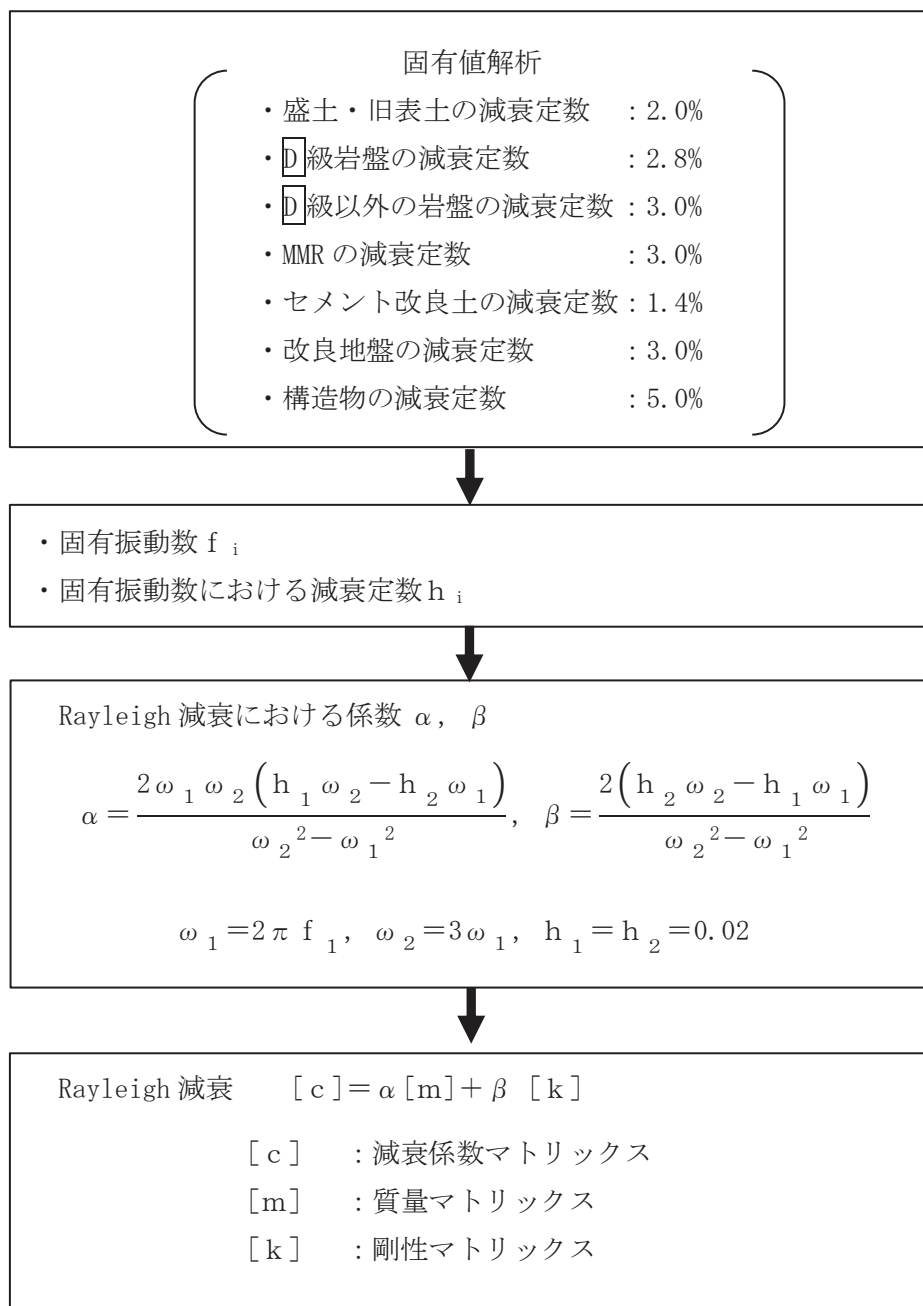


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定に当たっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、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、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 ( $f_1$ ) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-20 に示す。

表 3-4(1) 固有値解析結果 (土砂部 (断面①))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	1.422	15	0	56.15	-0.94	1 次として採用
2	1.716	15	1	2.95	14.15	—
3	2.153	15	1	2.51	0.18	—
4	2.277	15	2	0.38	12.06	—
5	2.684	15	2	-1.24	-0.66	—
6	3.176	15	2	0.76	7.34	—
7	3.574	15	2	7.19	-6.31	—
8	3.616	15	3	-1.39	14.75	—
9	3.751	15	3	4.36	-0.02	—
10	3.769	15	3	1.36	4.51	—

表 3-4(2) 固有値解析結果 (土砂部 (断面③))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	1.541	14	0	53.46	2.55	1 次として採用
2	1.883	14	1	10.02	-11.26	—
3	2.299	14	1	1.51	-3.30	—
4	2.509	14	1	-1.45	-8.67	—
5	2.832	14	1	2.34	0.58	—
6	3.213	14	1	0.06	6.66	—
7	3.700	14	1	2.12	2.68	—
8	3.805	14	2	-7.90	-10.09	—
9	3.892	15	2	13.32	6.91	—
10	4.094	16	2	15.57	5.33	—

表 3-4(3) 固有値解析結果 (岩盤部 (断面⑤))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	2.048	8	0	39.53	6.73	1次として採用
2	2.475	13	1	30.71	-8.82	—
3	2.915	13	1	-4.11	3.92	—
4	3.288	13	1	2.00	8.73	—
5	3.744	13	1	-0.66	-4.11	—
6	4.048	13	1	-1.18	-5.96	—
7	4.425	13	1	2.77	-2.14	—
8	4.819	14	2	-14.12	-5.22	—
9	4.873	14	2	-3.23	-7.57	—
10	5.370	15	2	-9.82	-0.45	—

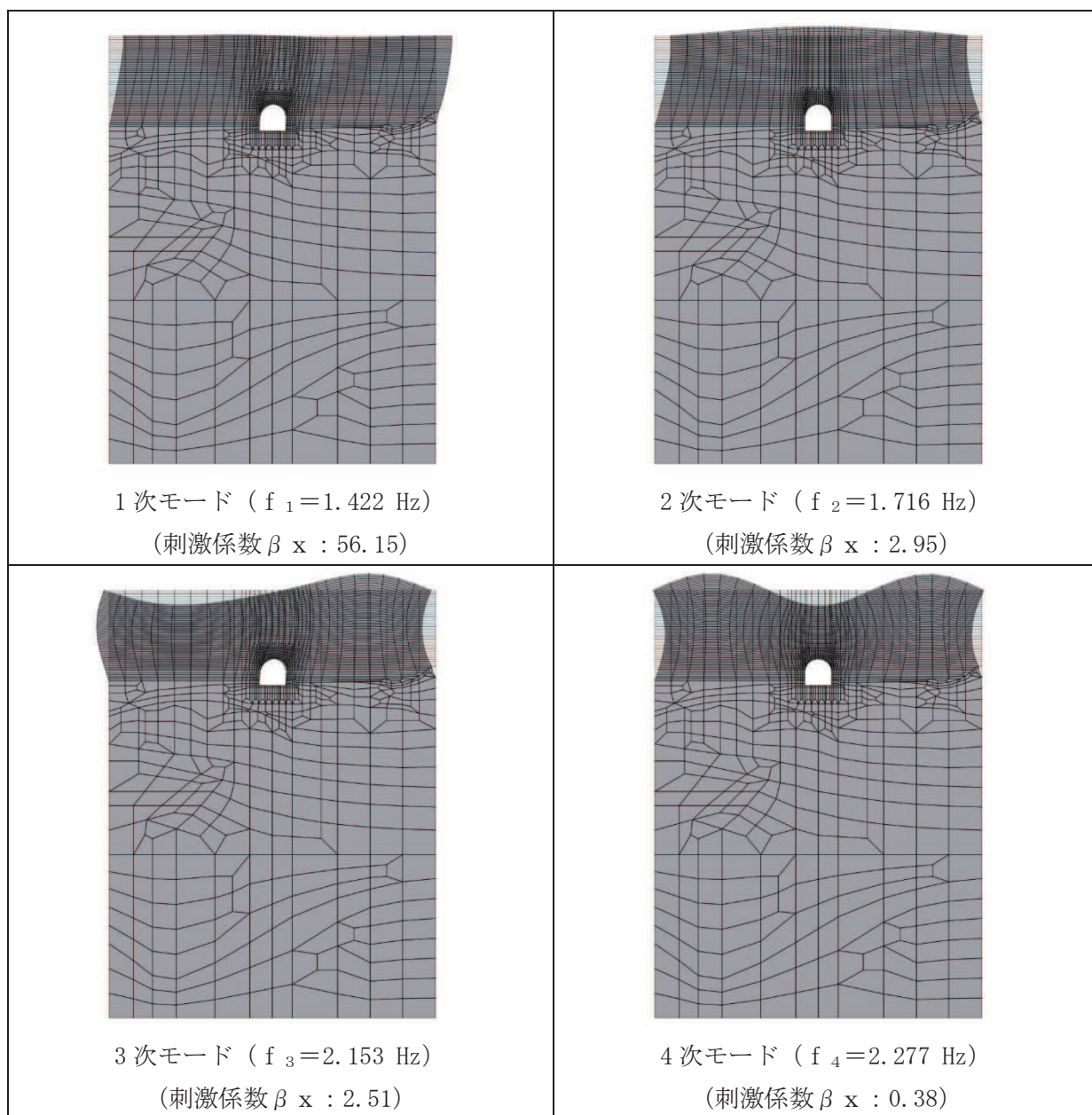


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))



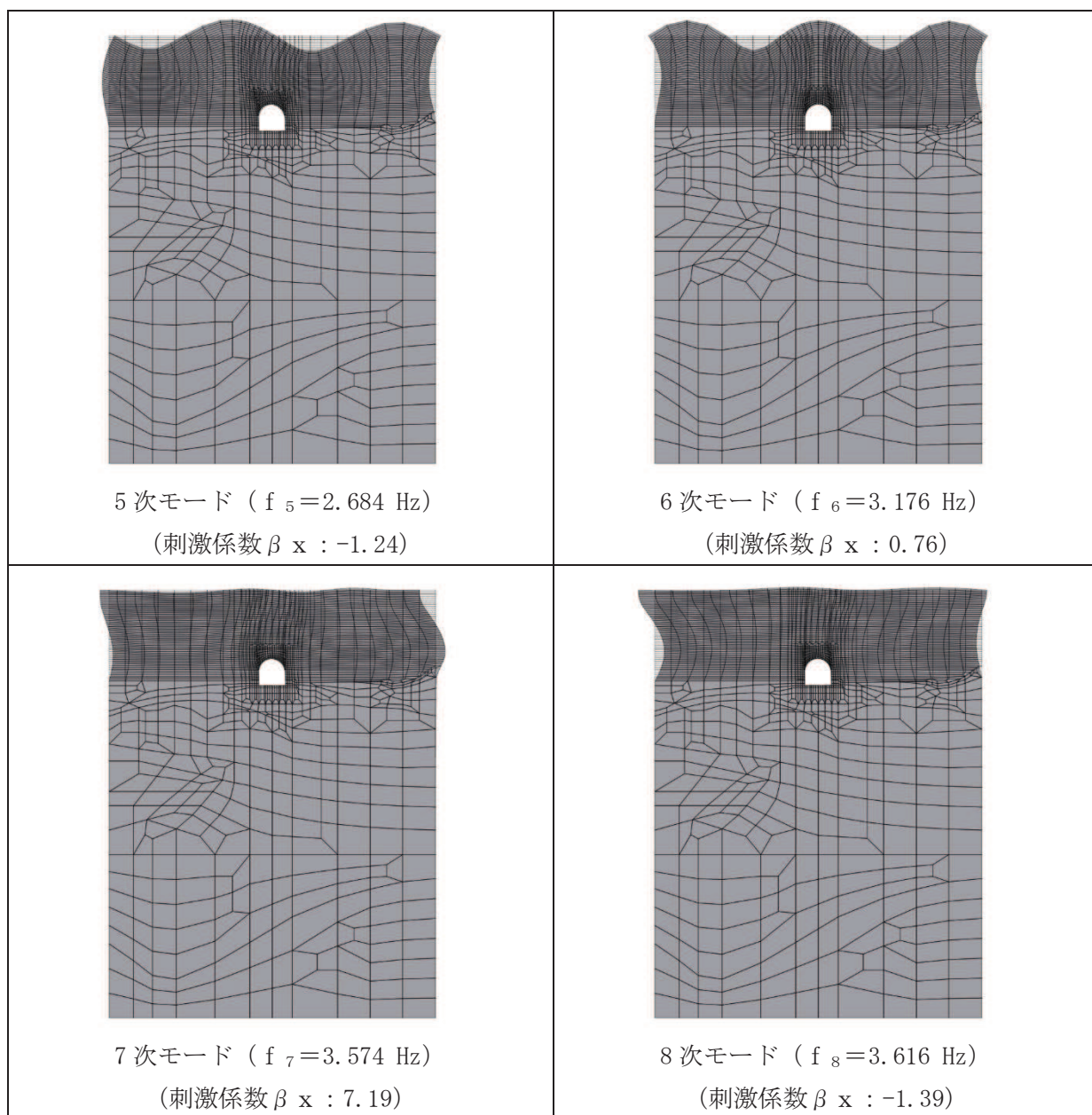


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

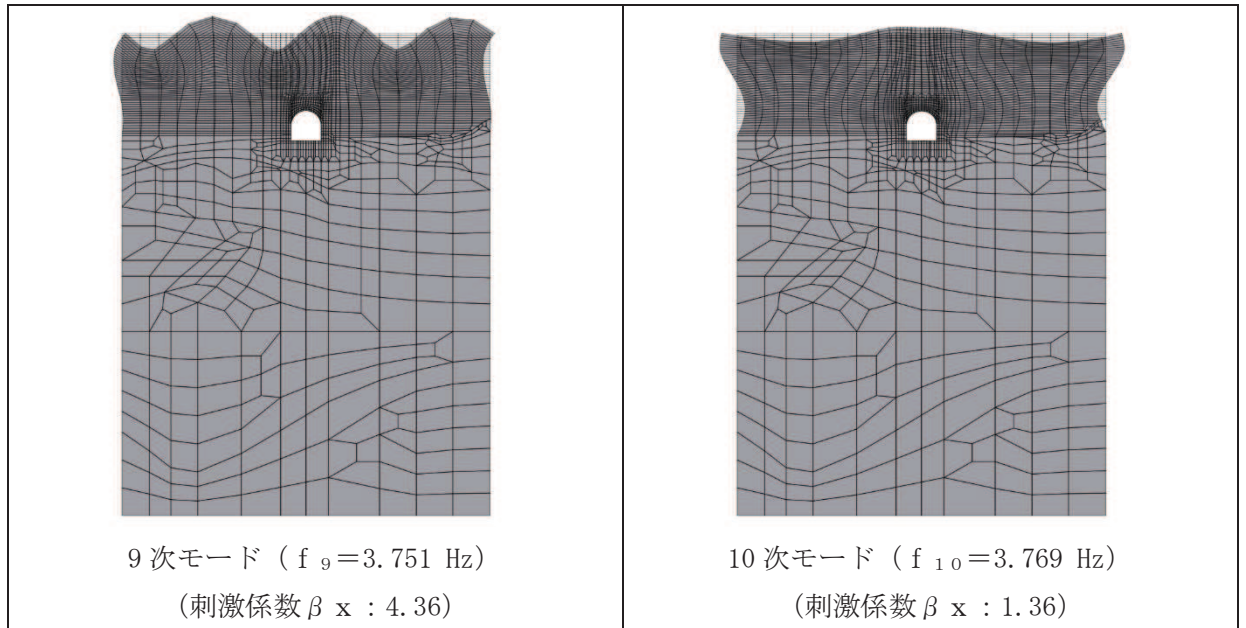


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

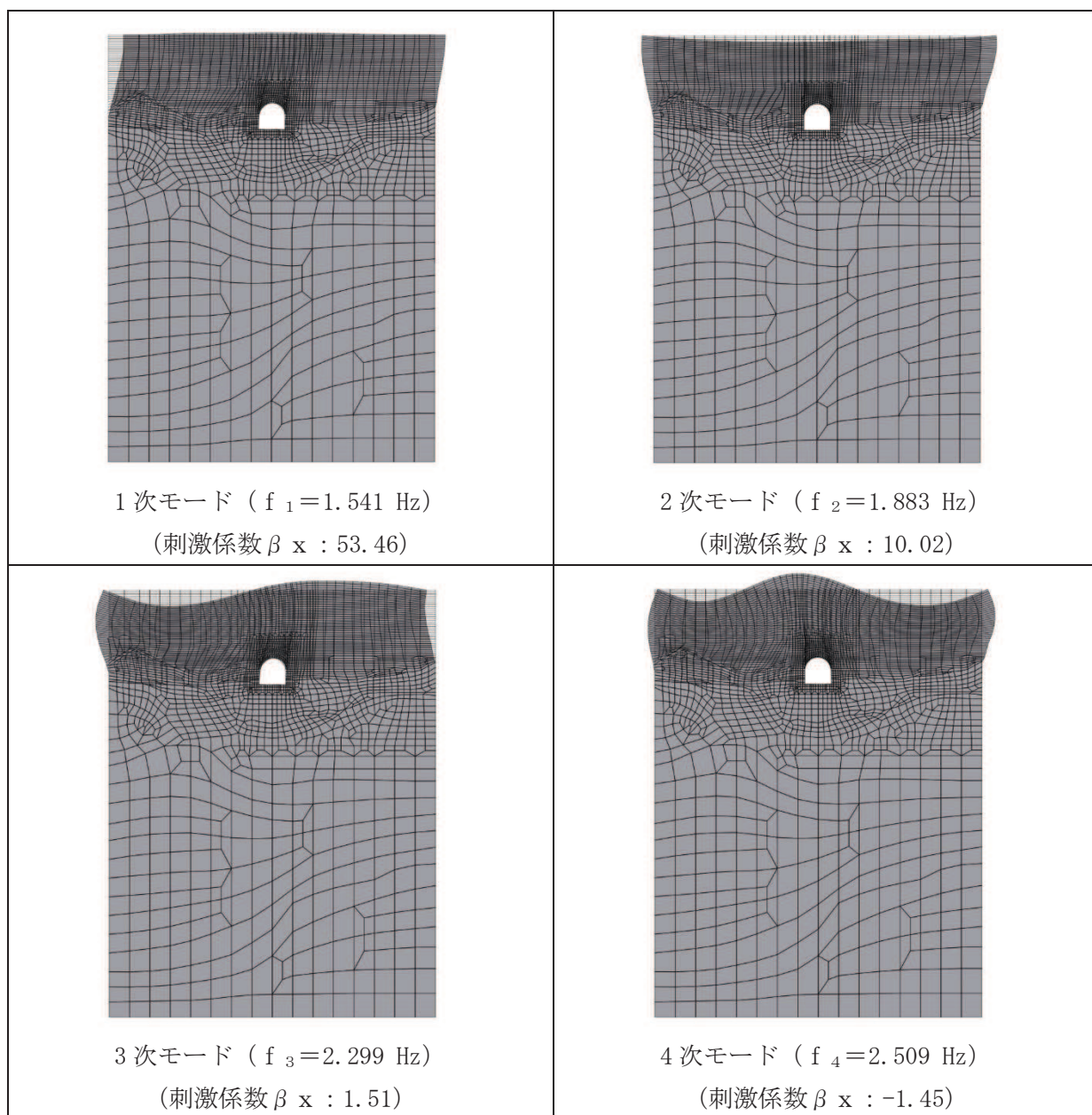


図 3-19(4) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

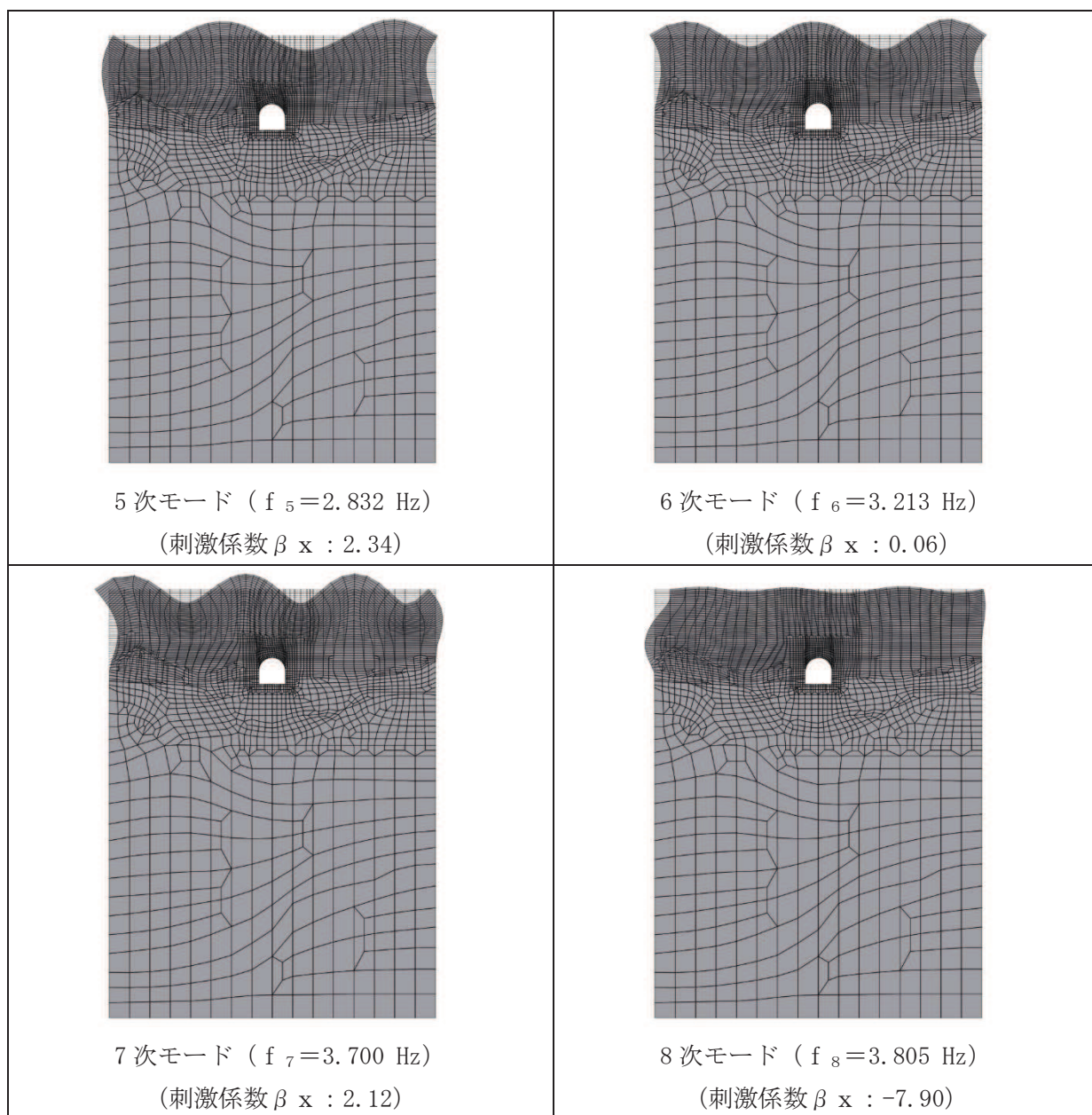


図 3-19(5) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

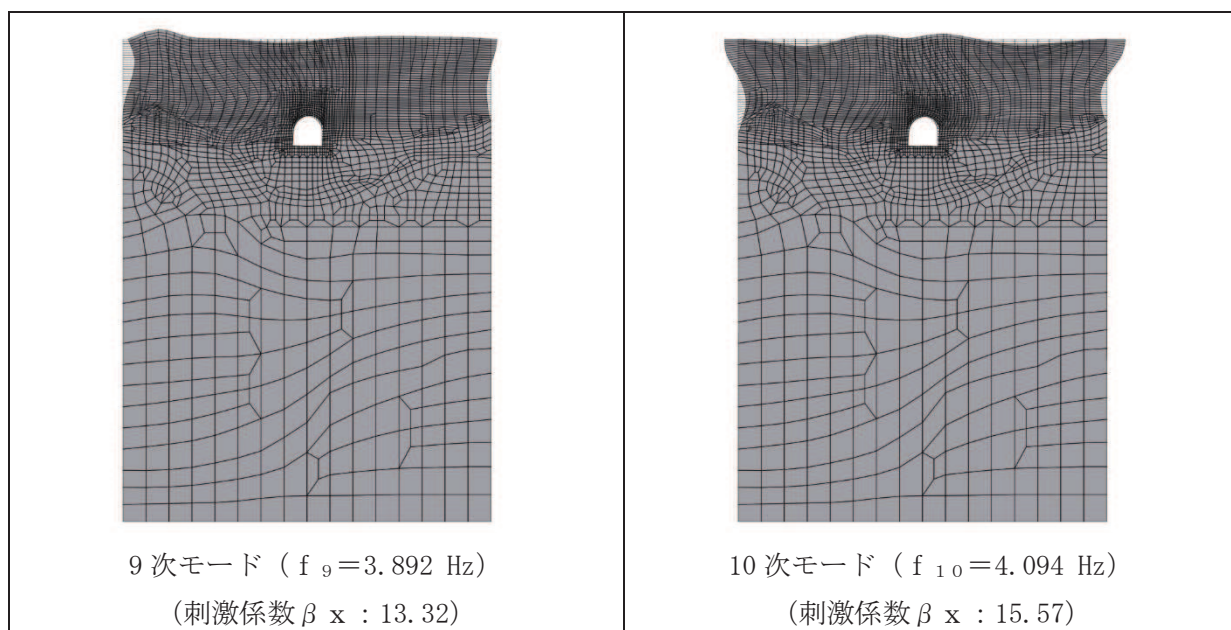


図 3-19(6) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

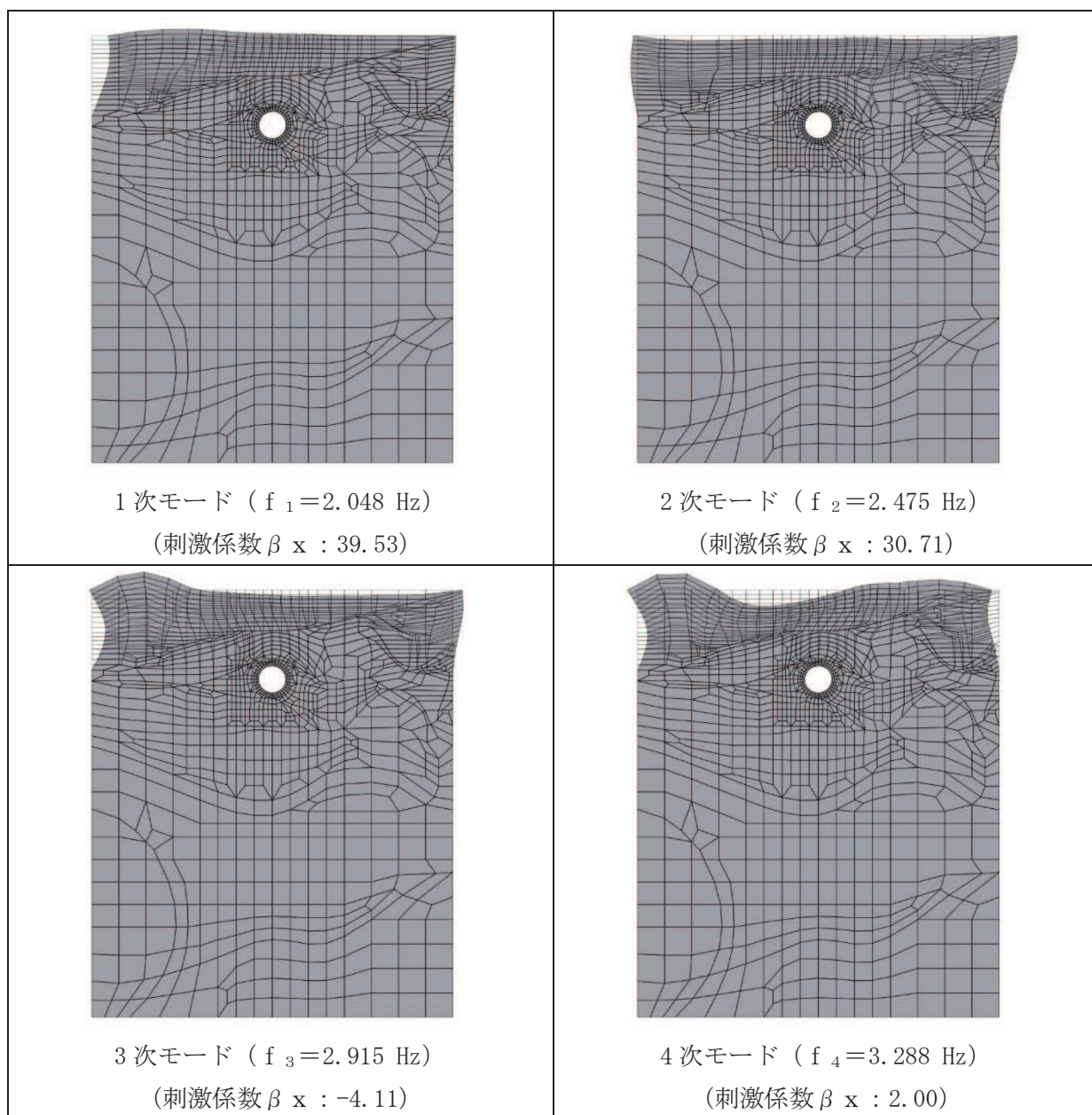


図 3-19(7) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

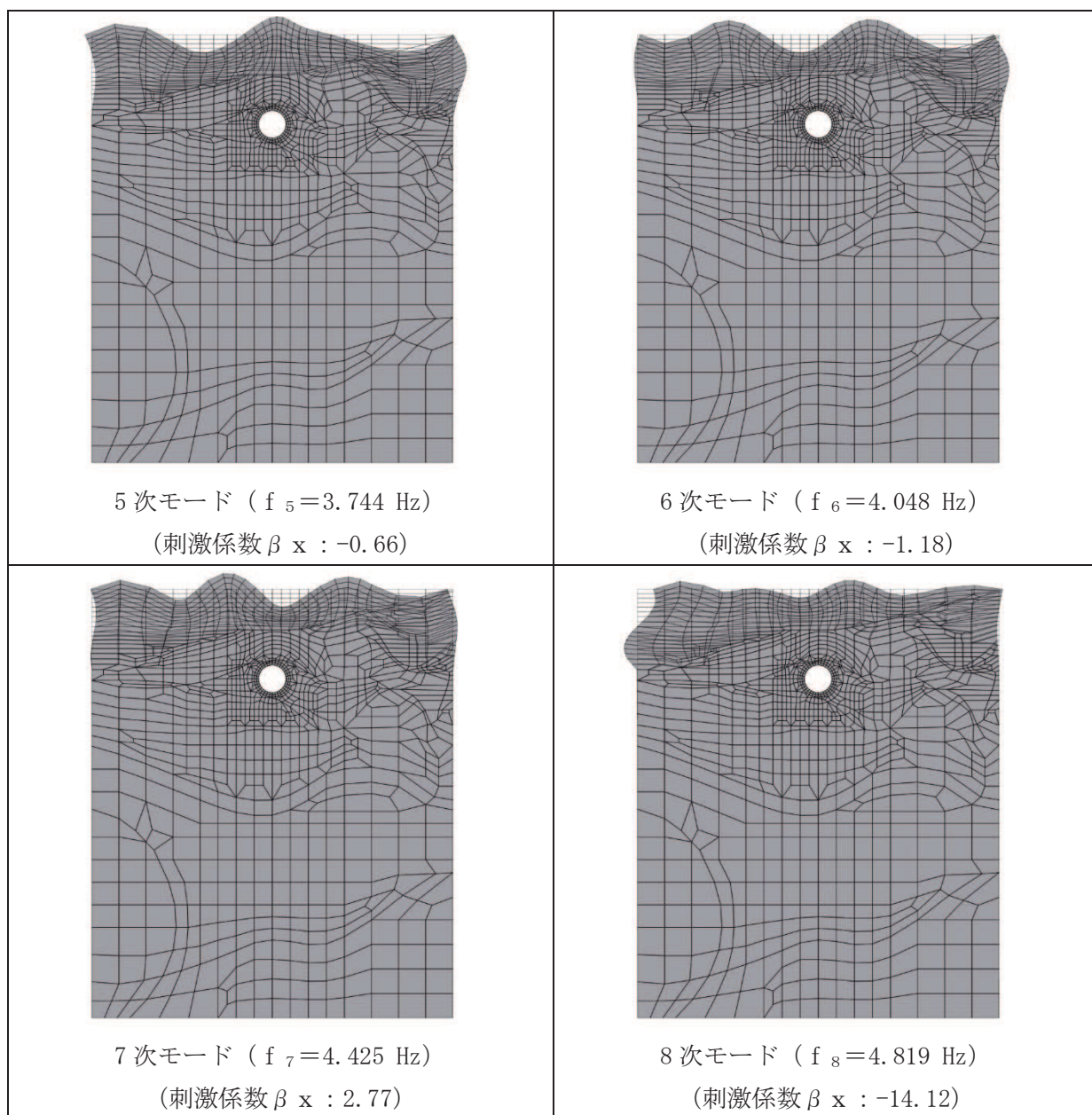


図 3-19(8) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

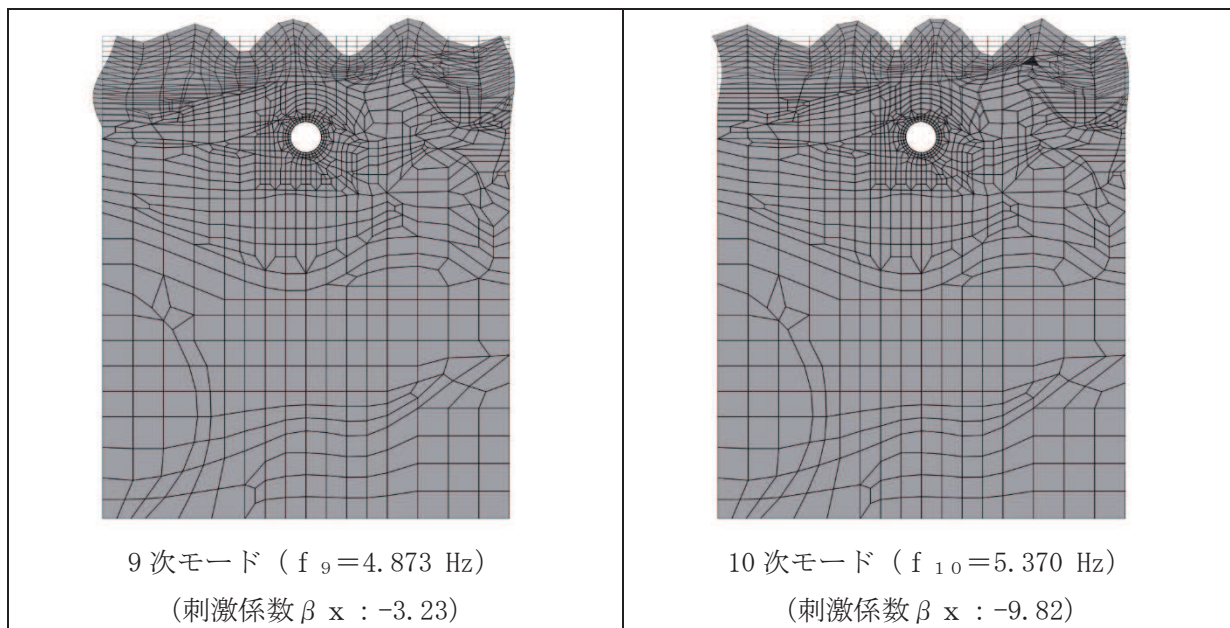


図 3-19(9) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

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

評価対象断面	解析手法	$\alpha$	$\beta$
土砂部 (断面①)	全応力解析	$2.680 \times 10^{-1}$	$1.120 \times 10^{-3}$
	有効応力解析	0.00	$2.00 \times 10^{-3}$
土砂部 (断面③)	全応力解析	$2.905 \times 10^{-1}$	$1.033 \times 10^{-3}$
	有効応力解析	0.00	$2.00 \times 10^{-3}$
岩盤部 (断面⑤)	全応力解析	$3.860 \times 10^{-1}$	$7.773 \times 10^{-4}$

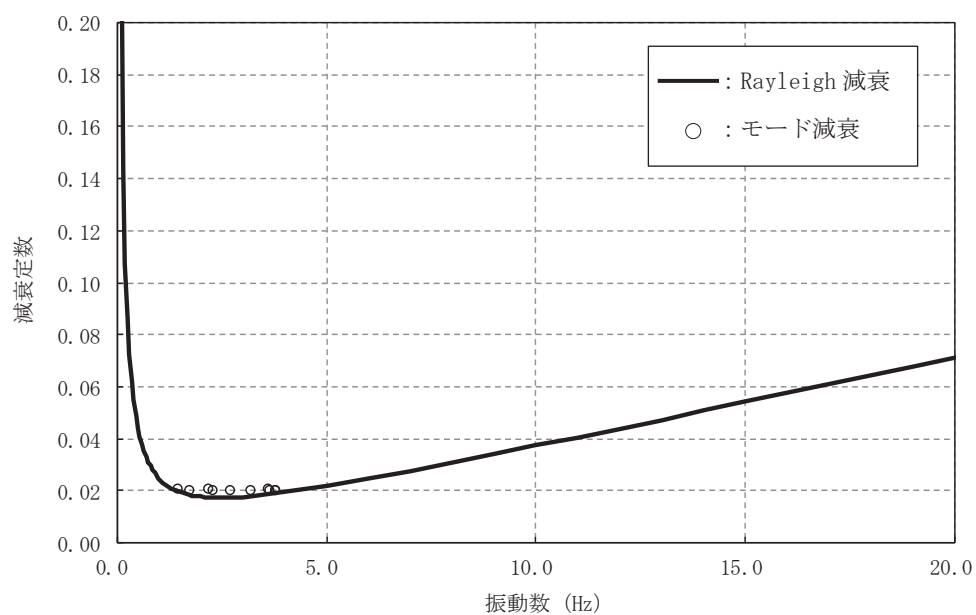


図 3-20(1) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面①))



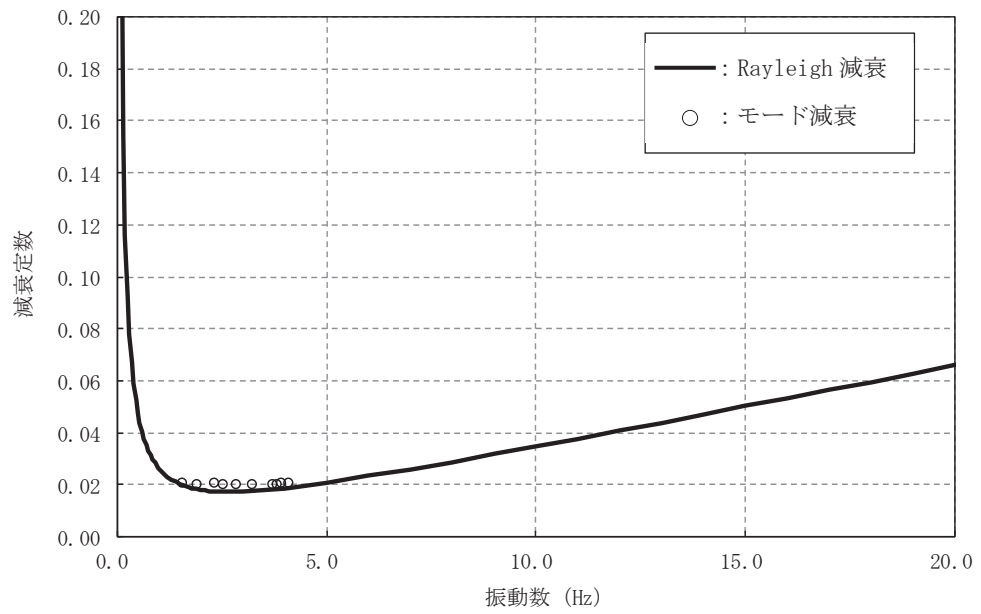


図 3-20(2) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面③))

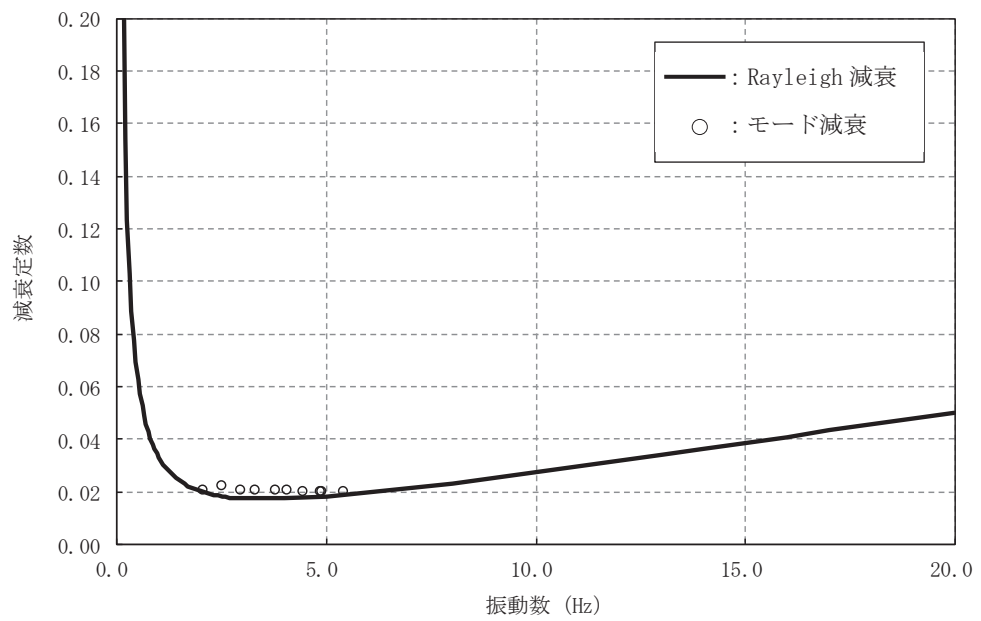


図 3-20(3) 設定した Rayleigh 減衰 (岩盤部 (断面⑤))

### 3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、排気筒連絡ダクトの運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表3-6に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○	・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	積載荷重		○	・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	

### 3.4.1 機器・配管荷重

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する機器・配管系の荷重図を図3-21に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

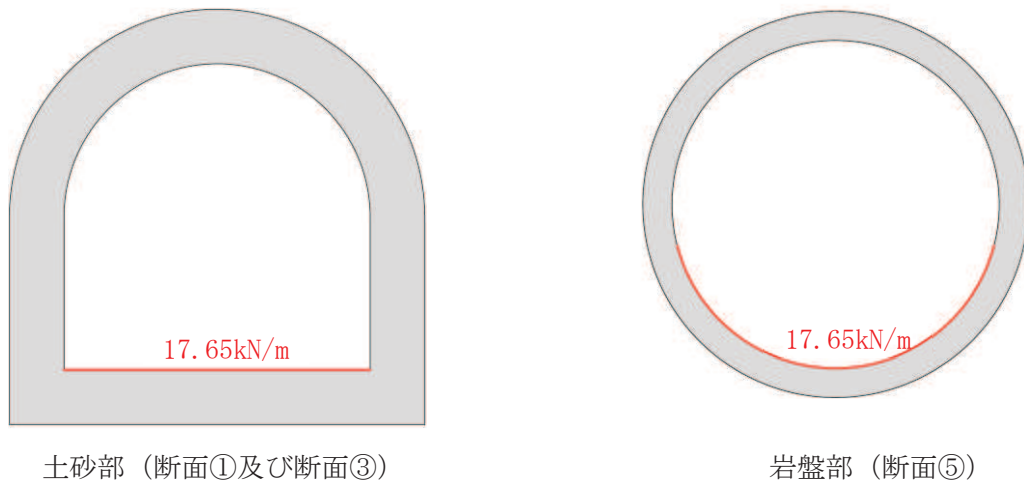


図3-21 機器・配管系の荷重図

### 3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g/cm}^3$ を考慮する。

外水圧図を図3-22に示す。

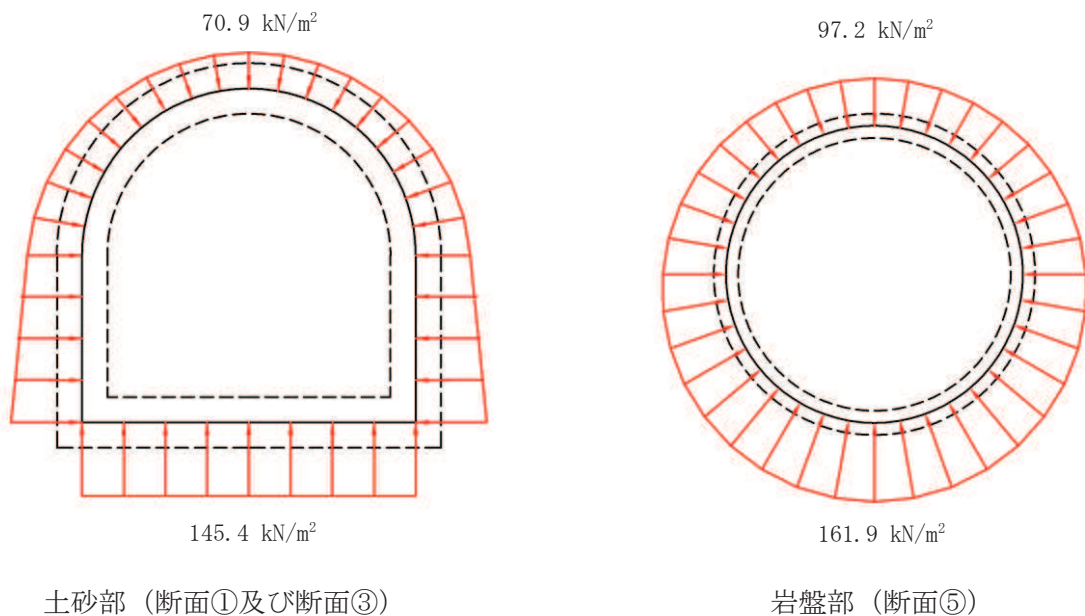


図3-22 外水圧図

### 3.4.3 積載荷重

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である  $43\text{cm}$  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し、 $0.301\text{kN/m}^2$  とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き ( $1\text{m}$ ) あたりの付加質量として考慮する。

### 3.5 地震応答解析の解析ケース

#### 3.5.1 耐震評価における解析ケース

##### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①及び断面③）は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（全応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース①、有効応力解析の場合は表 3-9(1)に示すケース⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（全応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース②及び③、有効応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

岩盤部（断面⑤）は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として、**C<sub>L</sub>**級岩盤、**C<sub>M</sub>**級岩盤、**C<sub>H</sub>**級岩盤及び**B**級岩盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-9(2)に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（表 3-9(2)に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

##### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-9 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておら

ず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表 3-9 に示すケース⑤）。

排気筒連絡ダクトにおける実強度は、構造物ごとのコア抜き強度  $f'_{ck}$  の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。排気筒連絡ダクトの実強度及びヤング係数を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-9 に示す。

表 3-7 排気筒連絡ダクトの実強度及びヤング係数

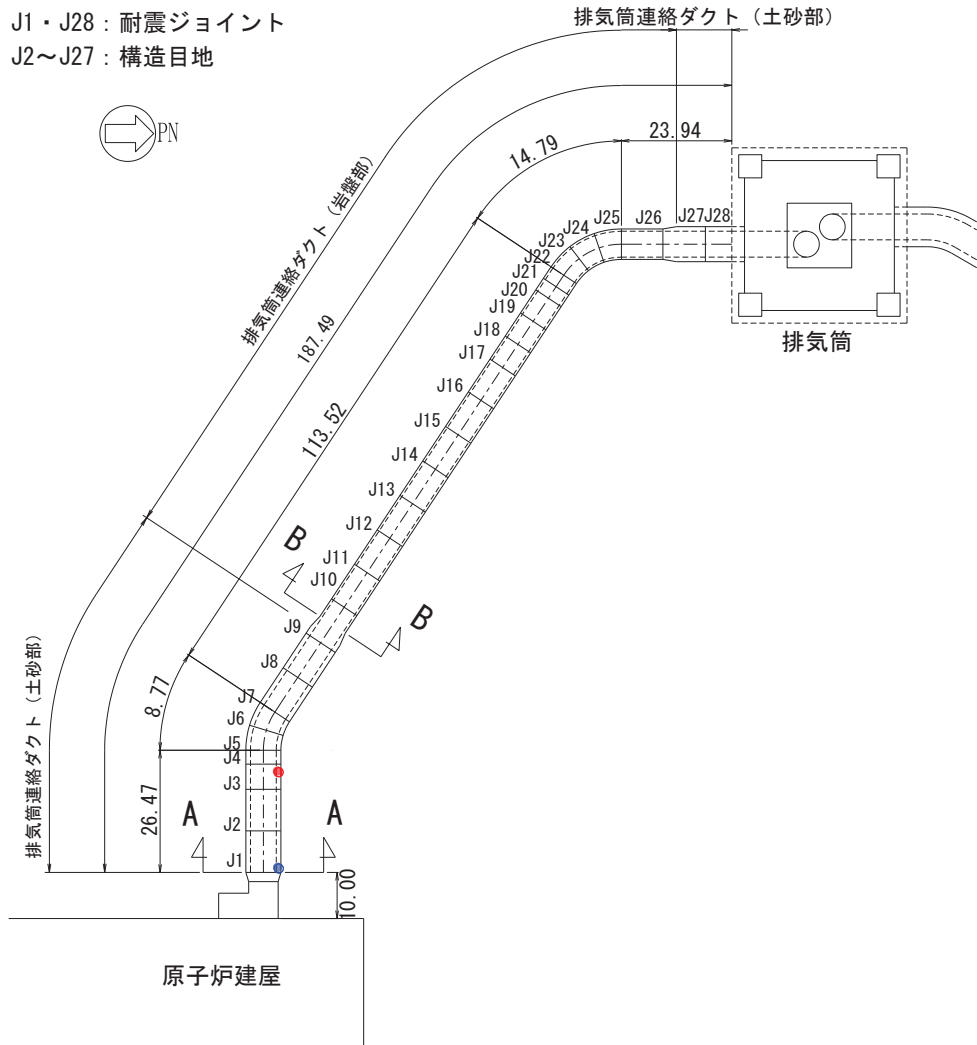
実強度*	ヤング係数
24.8N/mm <sup>2</sup>	25.4kN/mm <sup>2</sup>

注記\*：排気筒連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 排気筒連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	23.4	20.9	24.7	23.5
側壁	2018	3	28.1	26.1	27.1	26.1

注記\*：コア採取位置は図 3-23 に示す。



- : コア採取位置 (側壁, 2012年)
- : コア採取位置 (側壁, 2018年)

図 3-23 コア採取位置図

表 3-9(1) 耐震評価における解析ケース（土砂部（断面①及び③））

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤 ( $G_0$ : 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)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④* <sup>2</sup>	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* <sup>1</sup>	平均値	平均値
ケース⑤* <sup>3</sup>	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース⑨* <sup>2</sup>	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* <sup>1</sup>	平均値	平均値

注記\*1 : 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

\*2 : 基本ケース（ケース①及び⑥）を実施し、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ける照査値の最大値を比較し、最大照査値を示す解析手法において、実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお、ケース①とケース⑥の曲げ・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ける照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

\*3 : 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。



表 3-9(2) 耐震評価における解析ケース（岩盤部（断面⑤））

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤 ( $G_0$ : 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)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1 : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

\*2 : 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

a. 土砂部（断面①）

排気筒連絡ダクトの土砂部（断面①）における耐震評価においては、基準地震動  $S_s$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記のケース①，⑥において、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を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，全応力解析の場合は図3-24(1)に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-24(1)に示すケース⑦及び⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，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ける照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。排気筒連絡ダクトの土砂部（断面①）については，上記のケース①で最大照査値を示すことから，実強度を考慮した解析ケース④を実施する。上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10(1)に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-25(1)に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，排気筒連絡ダクトのような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

b. 岩盤部

排気筒連絡ダクトの岩盤部（断面⑤）における耐震評価においては，基準地震動  $S_s$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波（ケース①）を実施する。

上記のケース①において，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を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，図3-24(2)に示すケース②～④を実施する。また，上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10(2)に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-25(2)に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，排気筒連絡ダクトのような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

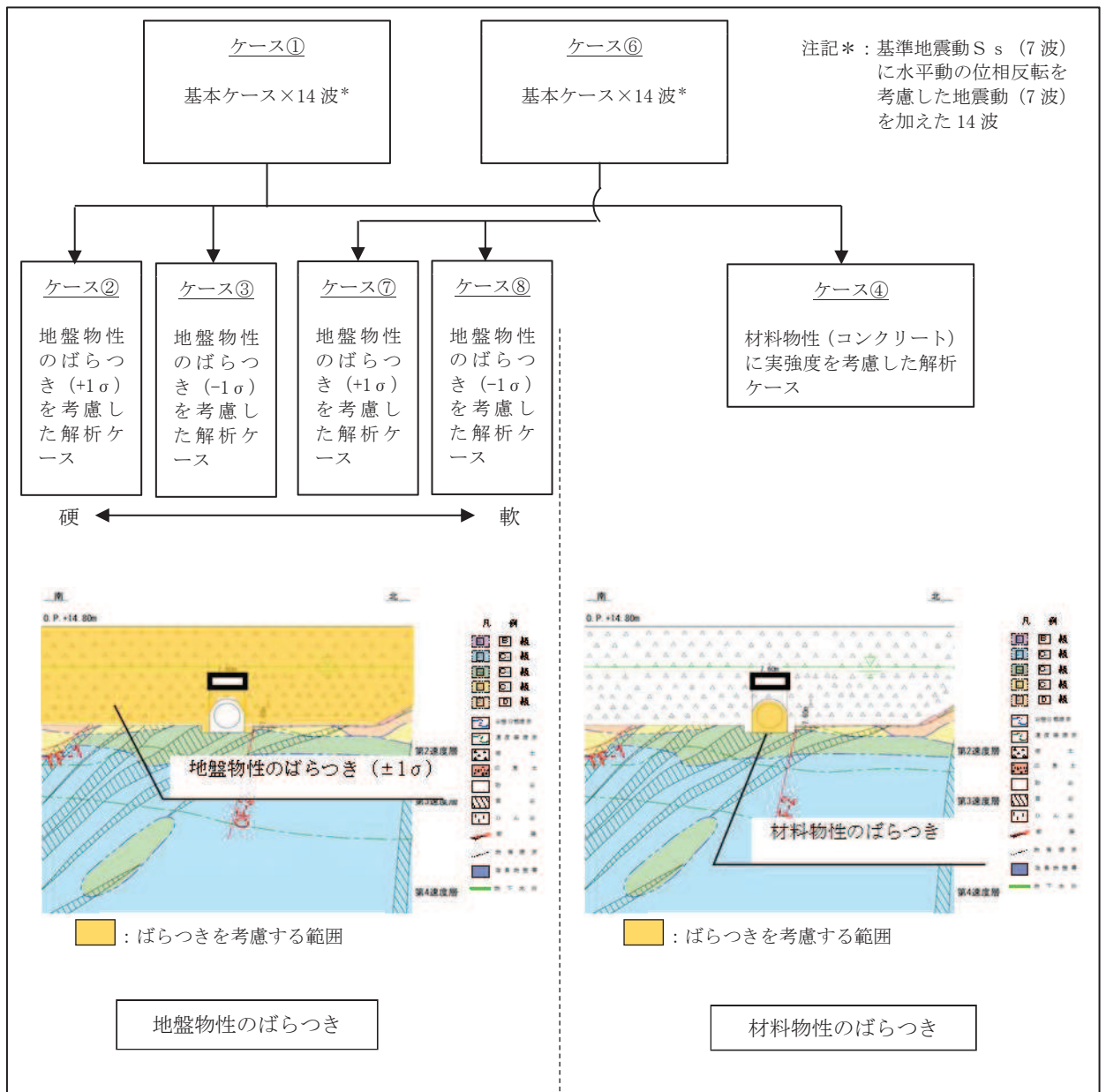


図 3-24(1) 耐震評価における解析ケース (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

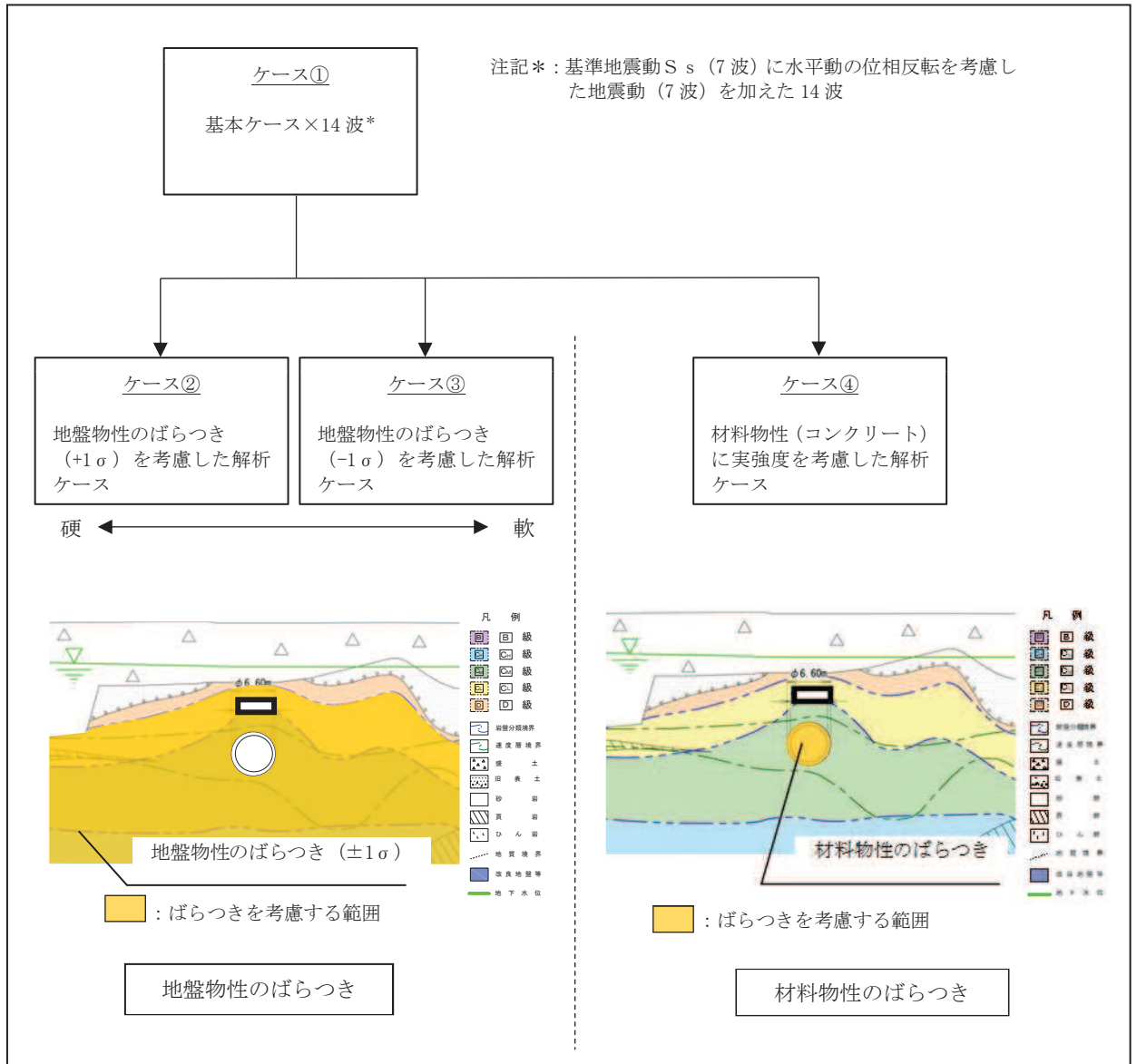


図 3-24(2) 耐震評価における解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-10(1) 排気筒連絡ダクト（土砂部（断面①））の耐震評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析		
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	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	平均値	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②、③、⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・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ける照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及び⑨）を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による		
		-+*1	○		○			
	S s - D 2	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - D 3	++*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	○		○			

資料 3-70

注記\*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

表 3-10(2) 排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑤））の耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	S <sub>s</sub> -D1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S<sub>s</sub>（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②～④を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -D2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -D3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -F1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -F2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -F3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S <sub>s</sub> -N1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記\*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。

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

\*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

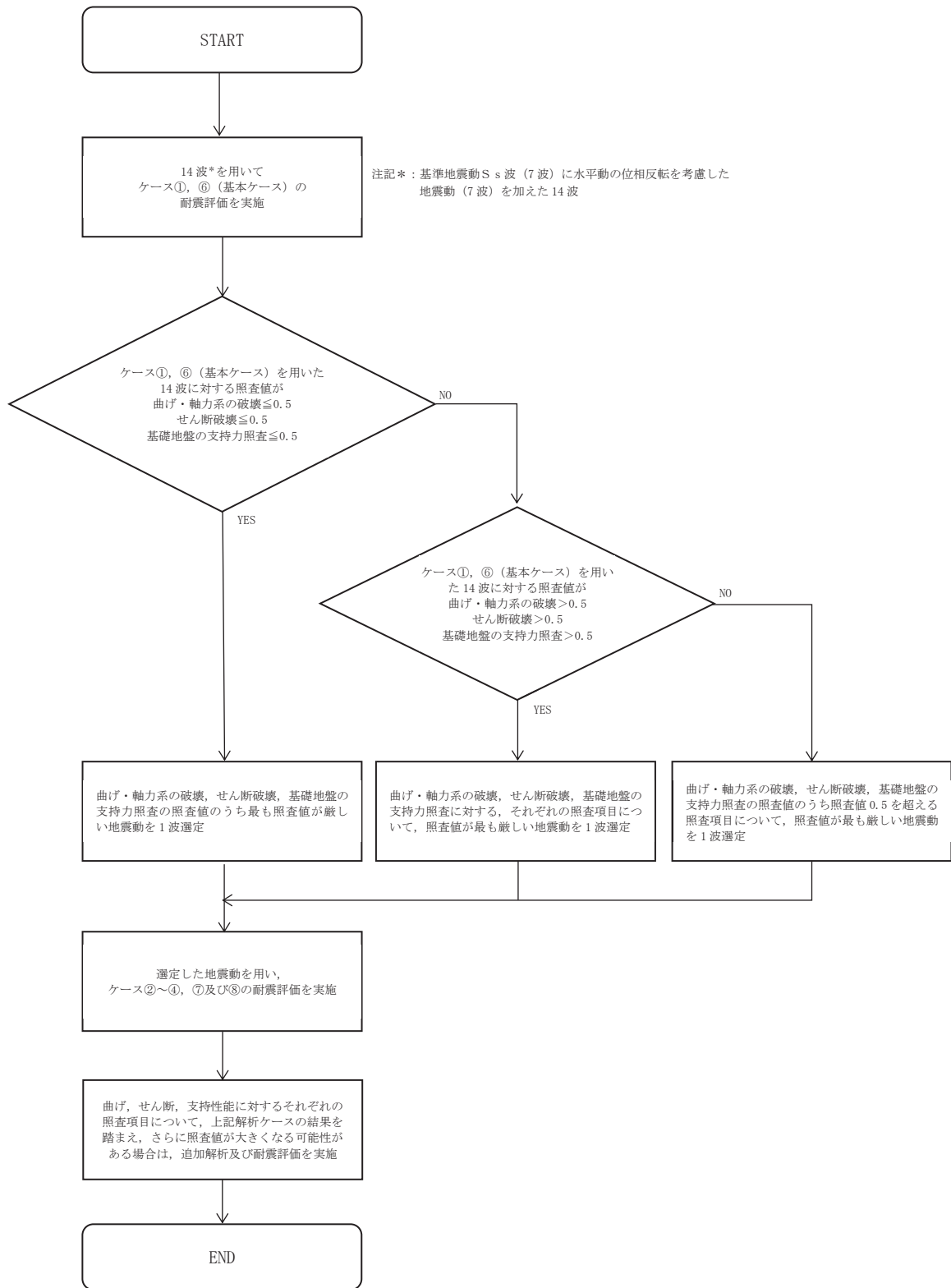


図 3-25(1) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（土砂部（断面①））

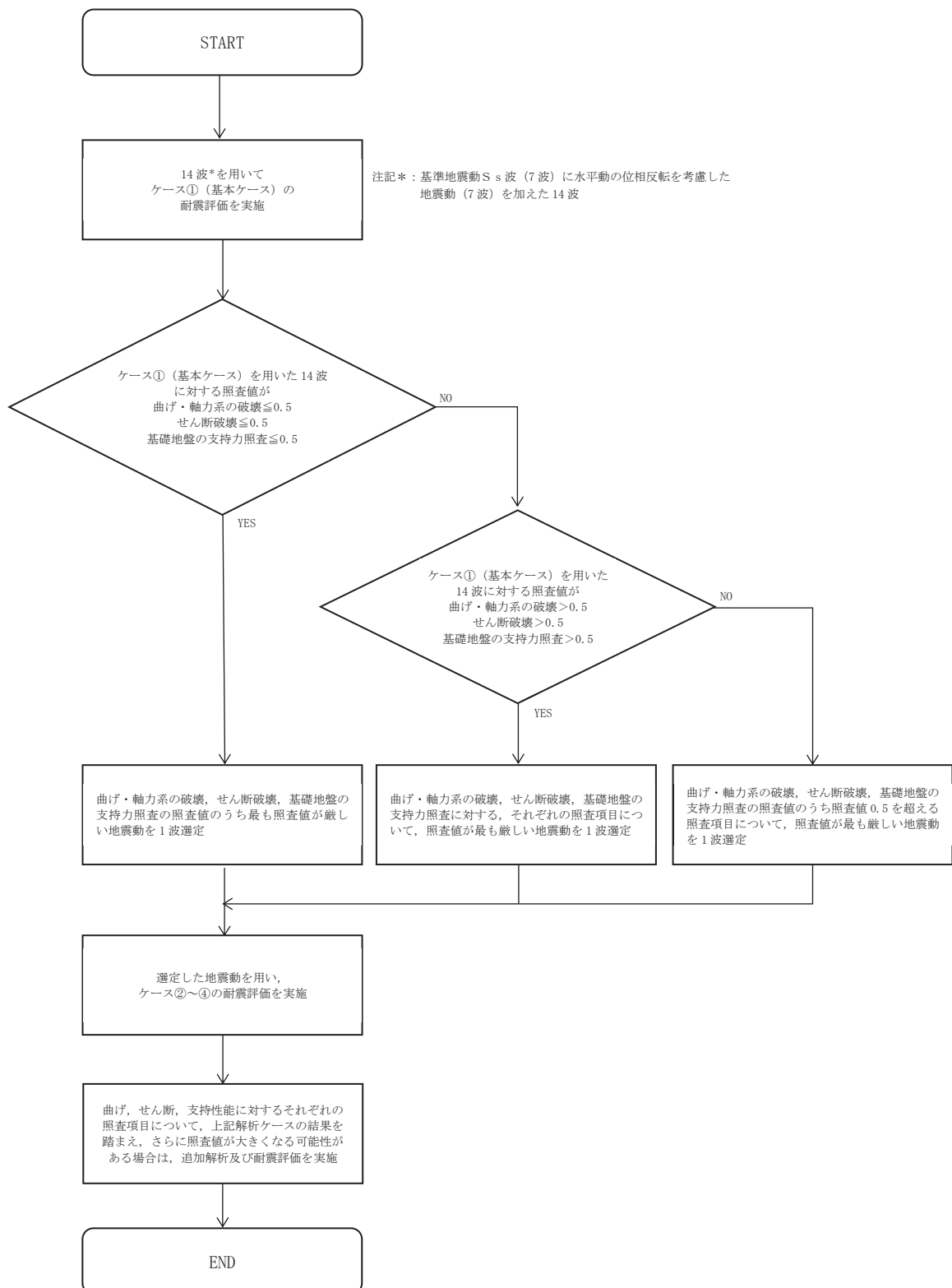


図 3-25(2) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（岩盤部（断面⑤））



### 3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

排気筒連絡ダクトに支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 $S_s$ （7波）、弾性設計用地震動 $S_d$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-26に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動 $S_s$ （7波）を用いて、初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

さらに、土砂部（断面①及び断面③）は、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、地震応答解析として全応力解析及び有効応力解析を実施することから、基準地震動 $S_s$ （7波）、弾性設計用地震動 $S_d$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を加えた全14波を用いて、図3-26に示す全応力解析のケース①～④及び有効応力解析のケース⑧を実施する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②、最も地盤が軟らかいケース③及びケース⑧、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを図3-26及び表3-11に示す。

なお、基準地震動 $S_s$ （7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース」に示す。

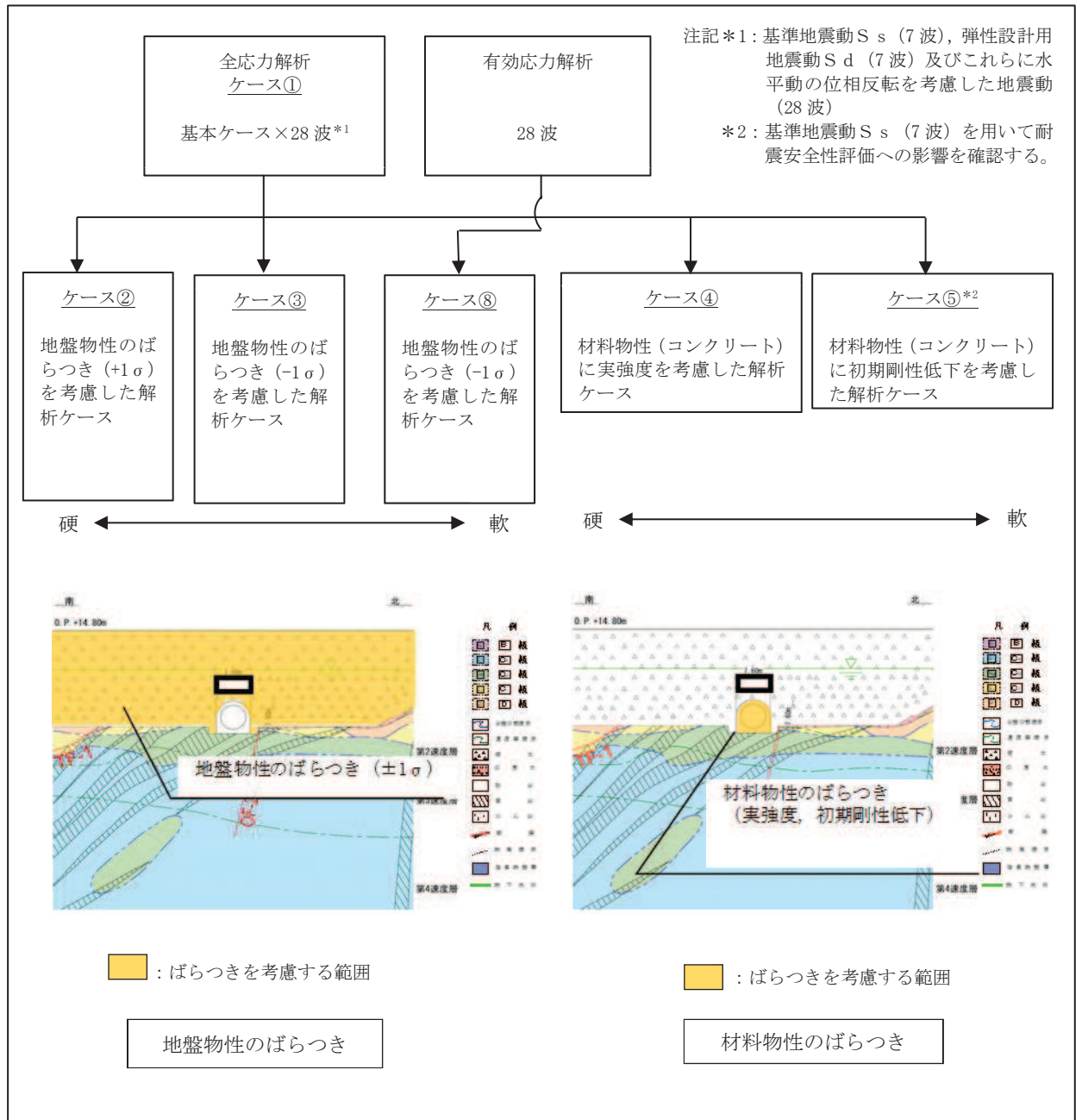


図 3-26(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (土砂部 (断面①及び断面③))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

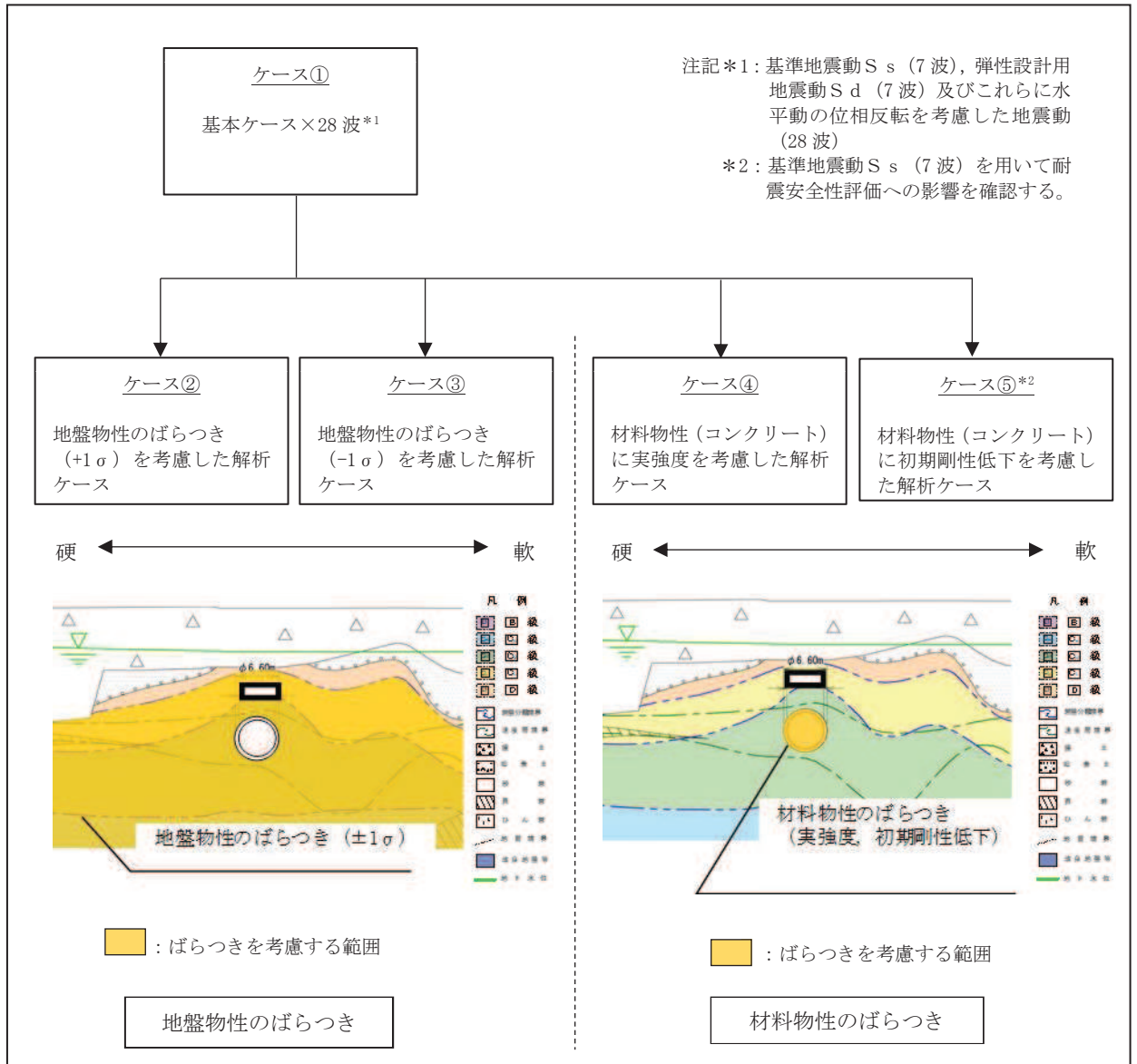


図 3-26(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-11(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動  $S_s$ ）（土砂部（断面①及び断面③））

解析ケース*3		全応力解析					有効応力解析	
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	ケース⑧	
		基本ケース*2	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に剛性低下を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	平均値	平均値-1 $\sigma$	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*	設計基準強度	
地震動（位相）	$S_s - D 1$	++*1	○	○	○	○	△	○
		–+*1	○	○	○	○	—	○
	$S_s - D 2$	++*1	○	○	○	○	△	○
		–+*1	○	○	○	○	—	○
	$S_s - D 3$	++*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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

\*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S s）  
（岩盤部（断面⑤））

解析ケース*3		全応力解析					
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本ケース*2	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に剛性低下を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 3	++*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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

\*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペプロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(3) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）（土砂部（断面①及び断面③））

解析ケース		全応力解析				有効応力解析
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
		基本ケース*2	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	平均値-1 $\sigma$
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度
地震動（位相）	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		--*1	○	○	○	○
	S d - 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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

表 3-11(4) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）  
（岩盤部（断面⑤））

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本ケース	地盤物性のばらつき（+1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき（-1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○
	S d - D 1	--*1	○	○	○	○
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○
	S d - D 2	--*1	○	○	○	○
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○
	S d - D 3	--*1	○	○	○	○
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○
	S d - F 1	--*1	○	○	○	○
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○
	S d - F 2	--*1	○	○	○	○
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○
	S d - F 3	--*1	○	○	○	○
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○
	S d - N 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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を一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「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2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」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

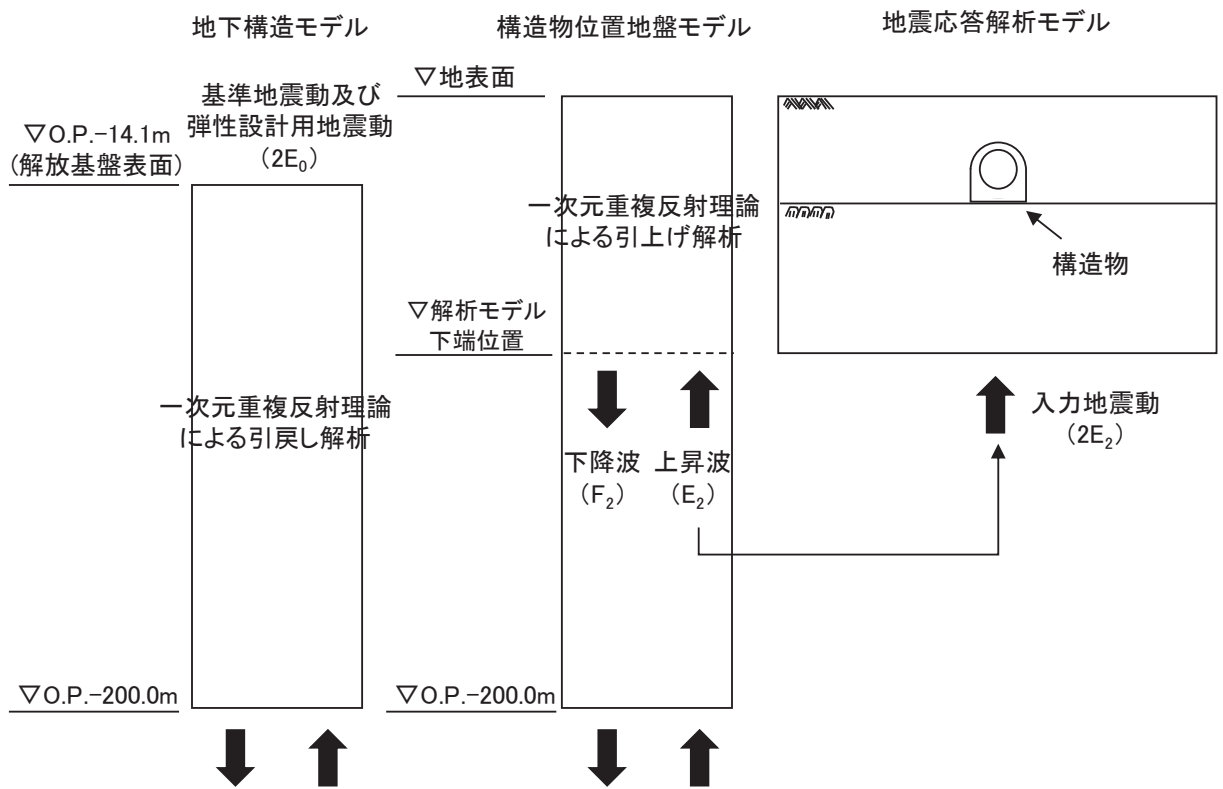
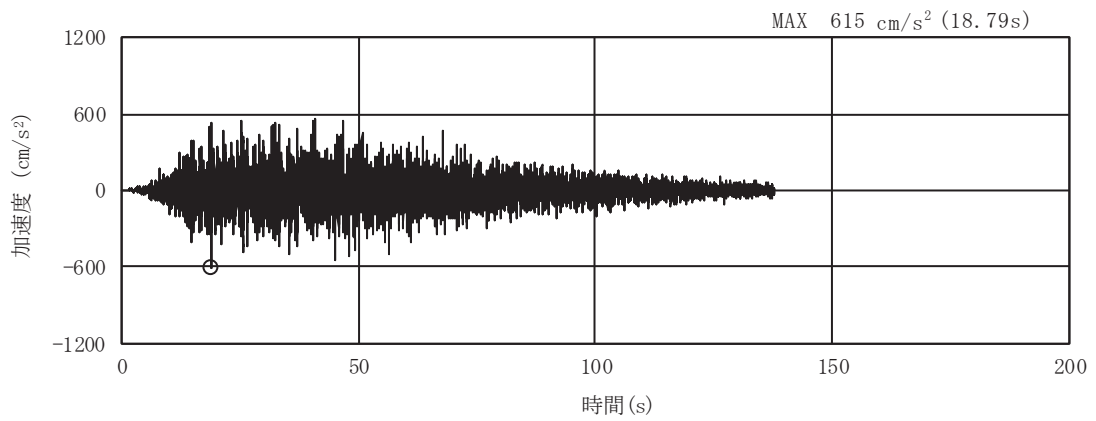
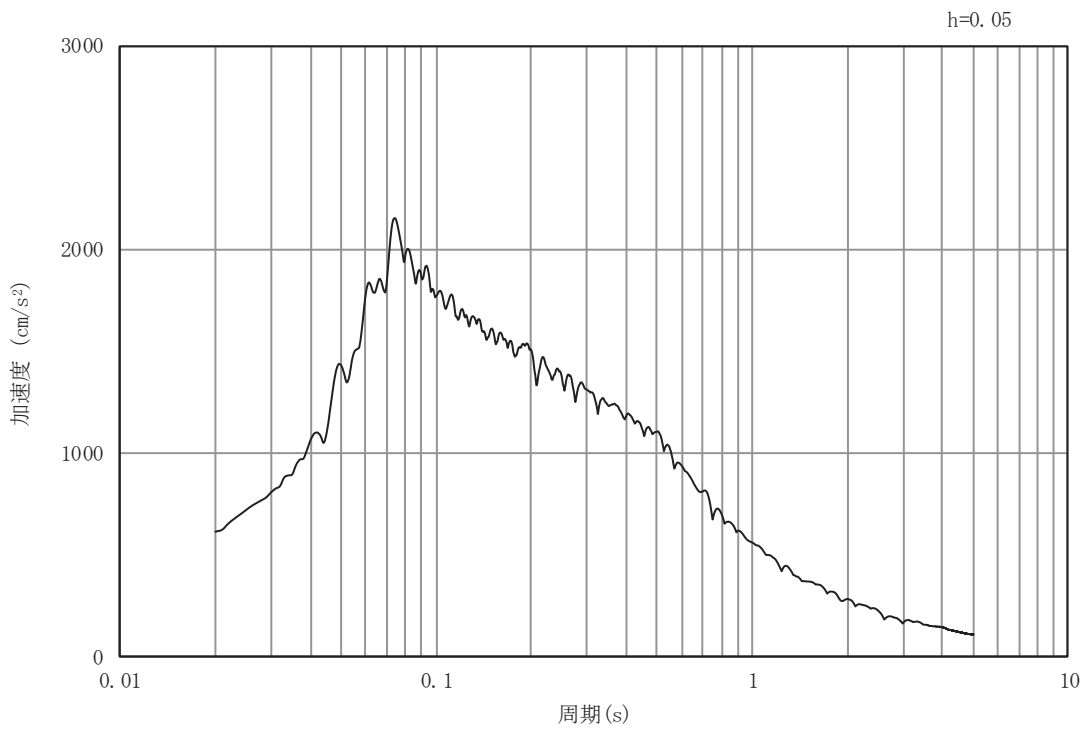


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$ ）



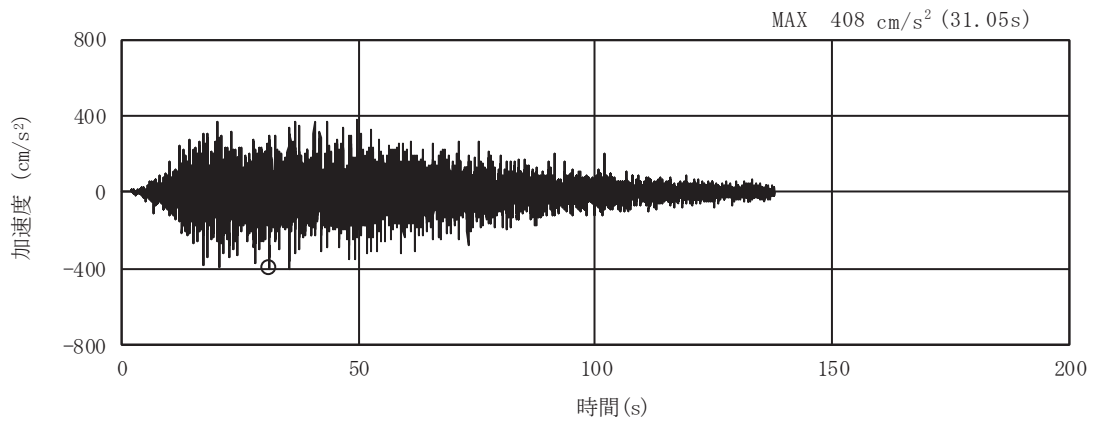


(a) 加速度時刻歴波形

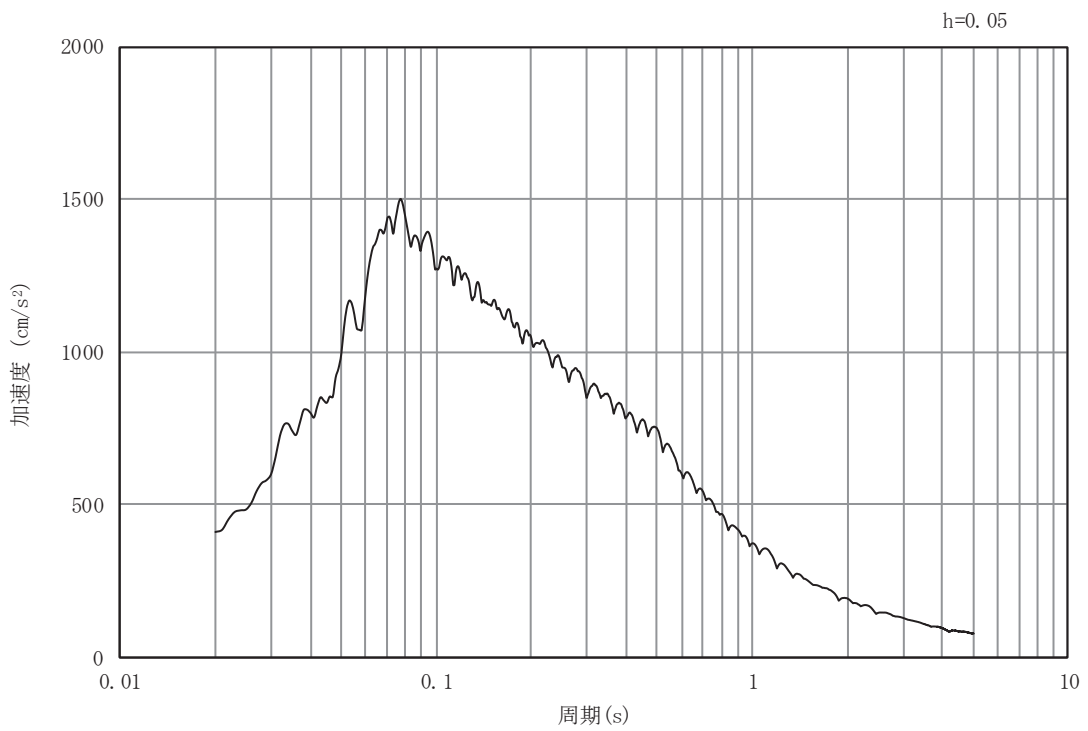


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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 (土砂部 (断面①))  
(水平成分: S s - D 1)

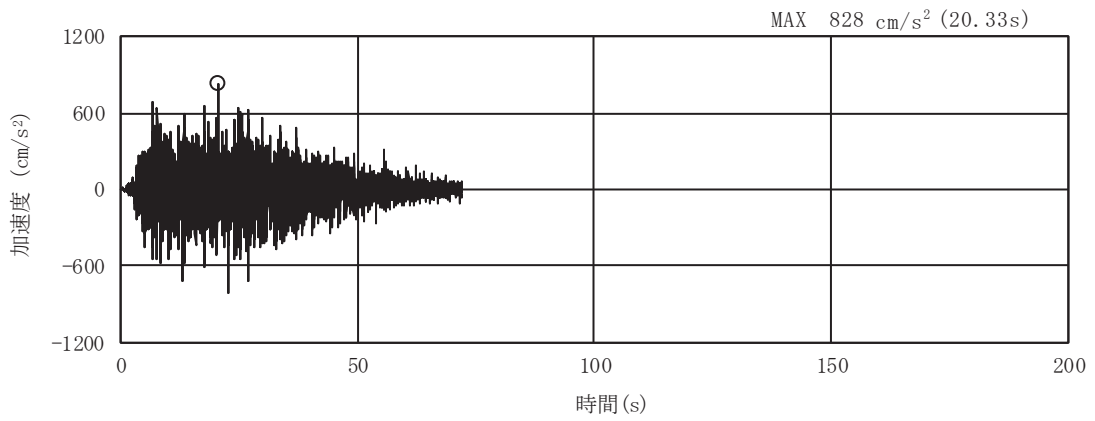


(a) 加速度時刻歴波形

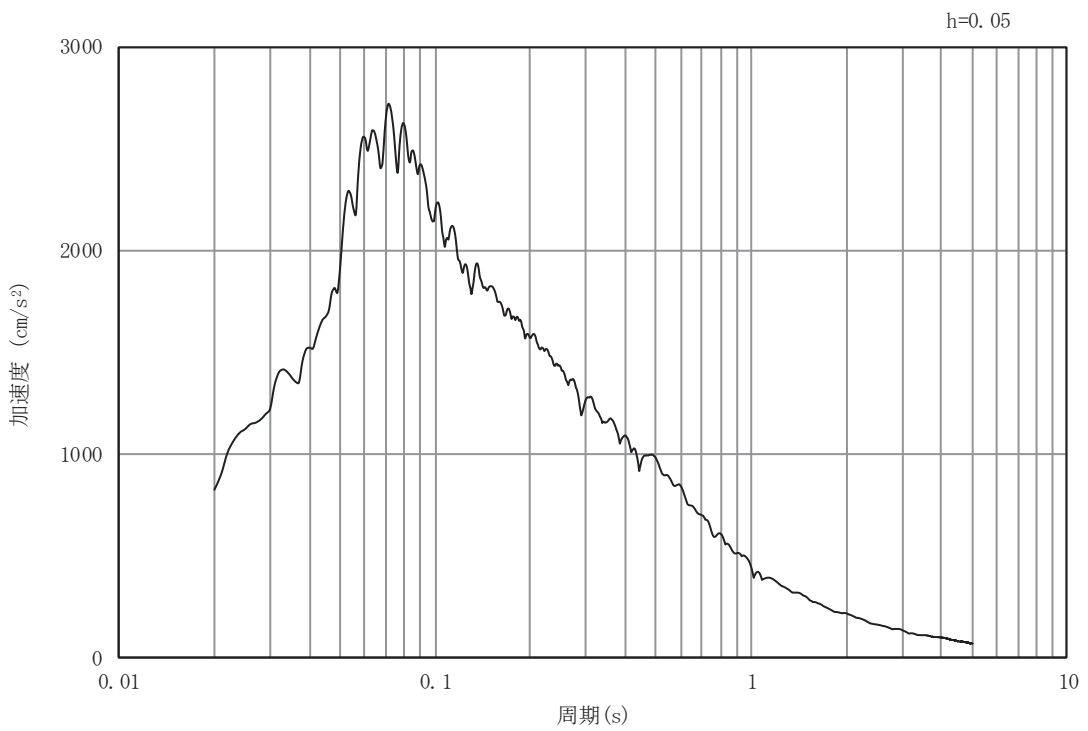


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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 (土砂部 (断面①))  
(鉛直成分: S s - D 1)

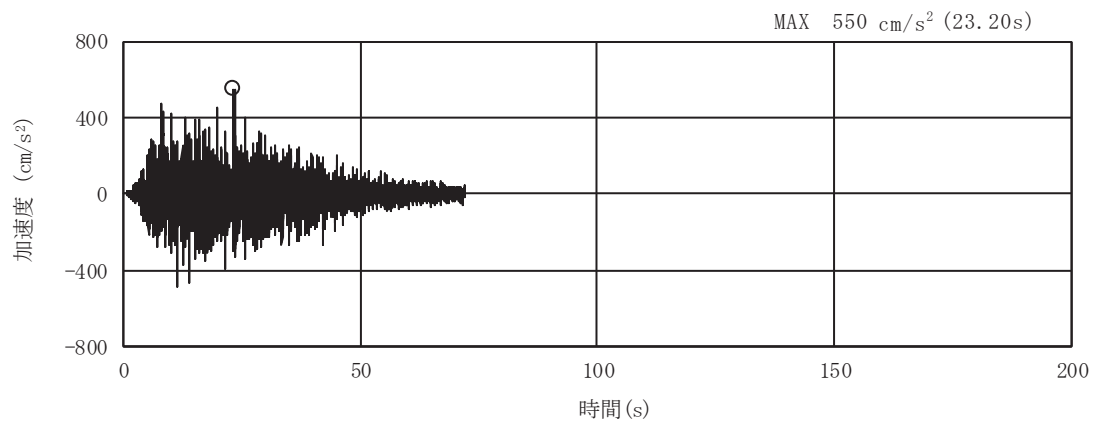


(a) 加速度時刻歴波形

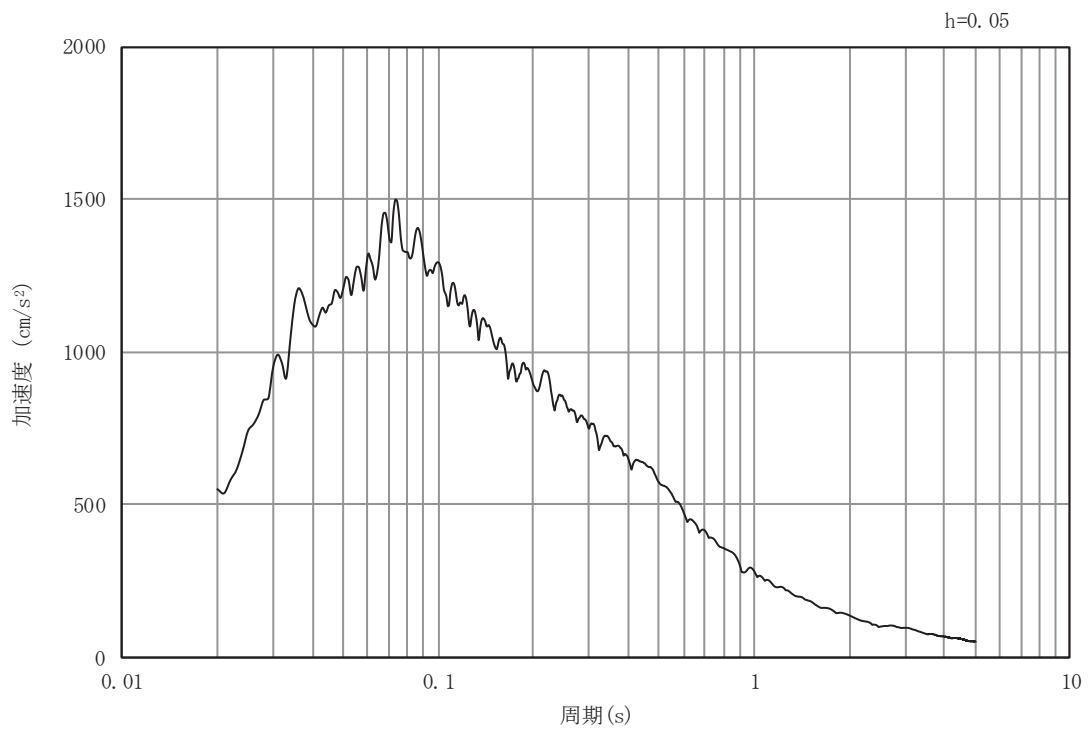


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S s - D 2）

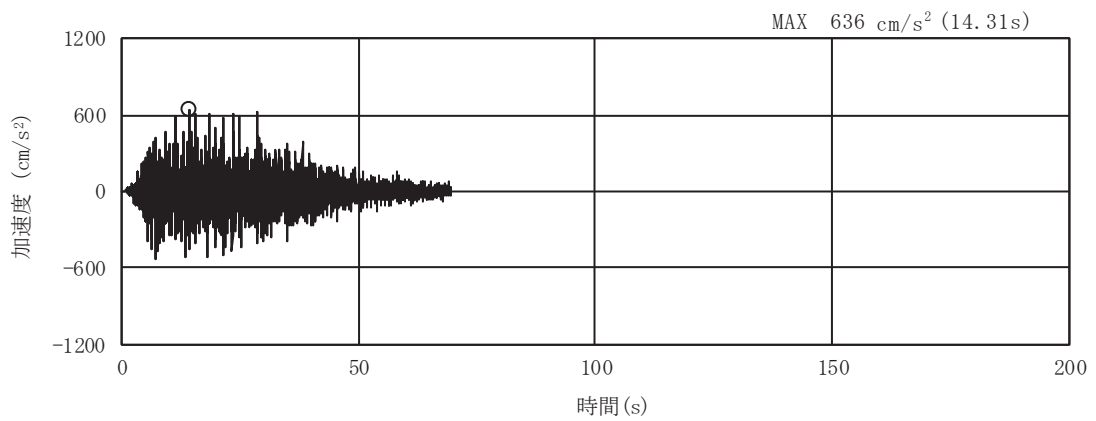


(a) 加速度時刻歴波形

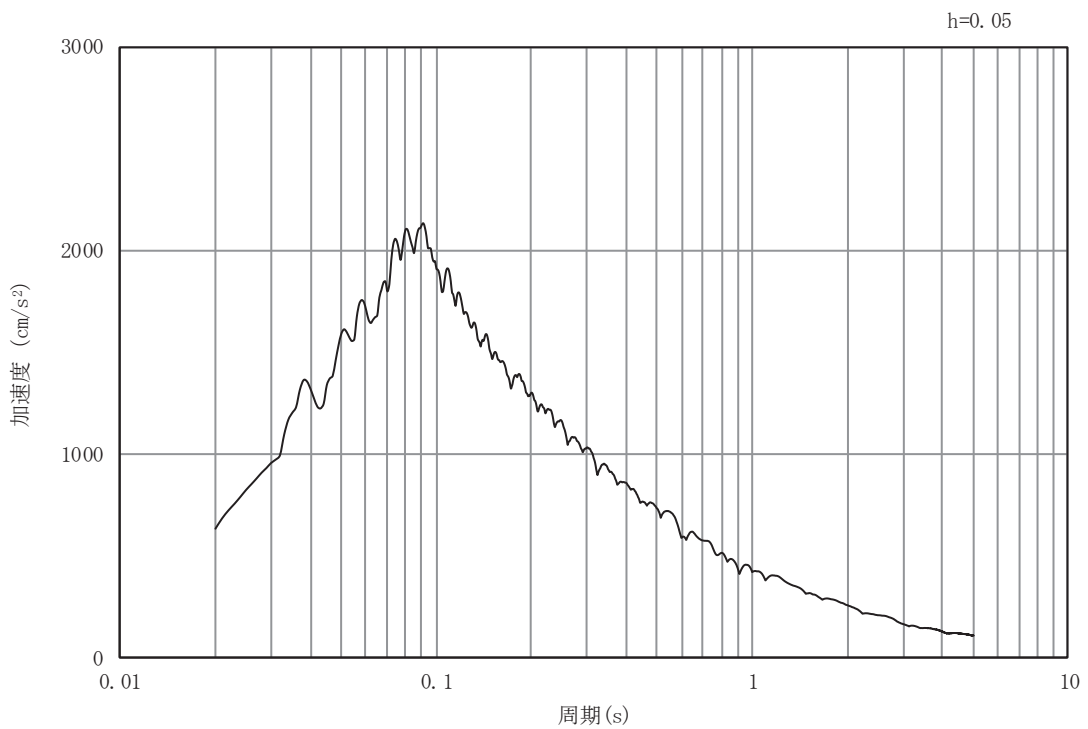


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S s - D 2）

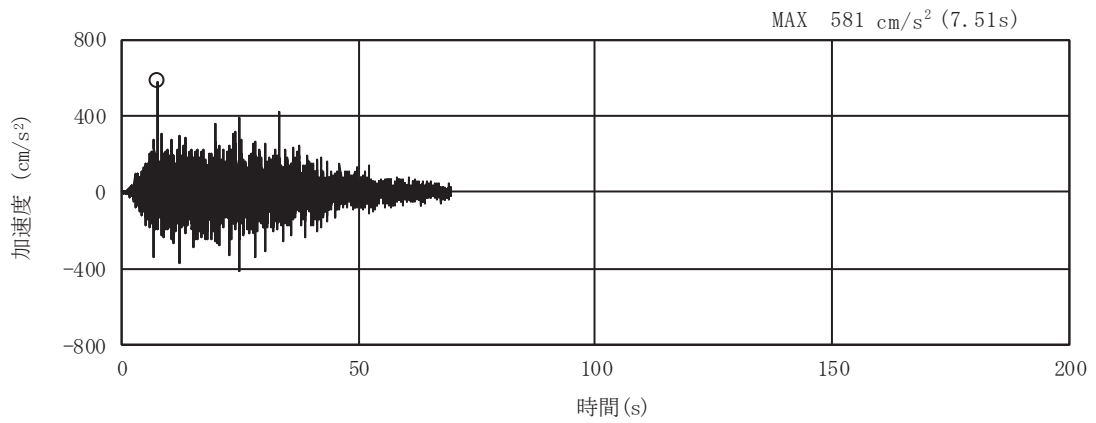


(a) 加速度時刻歴波形

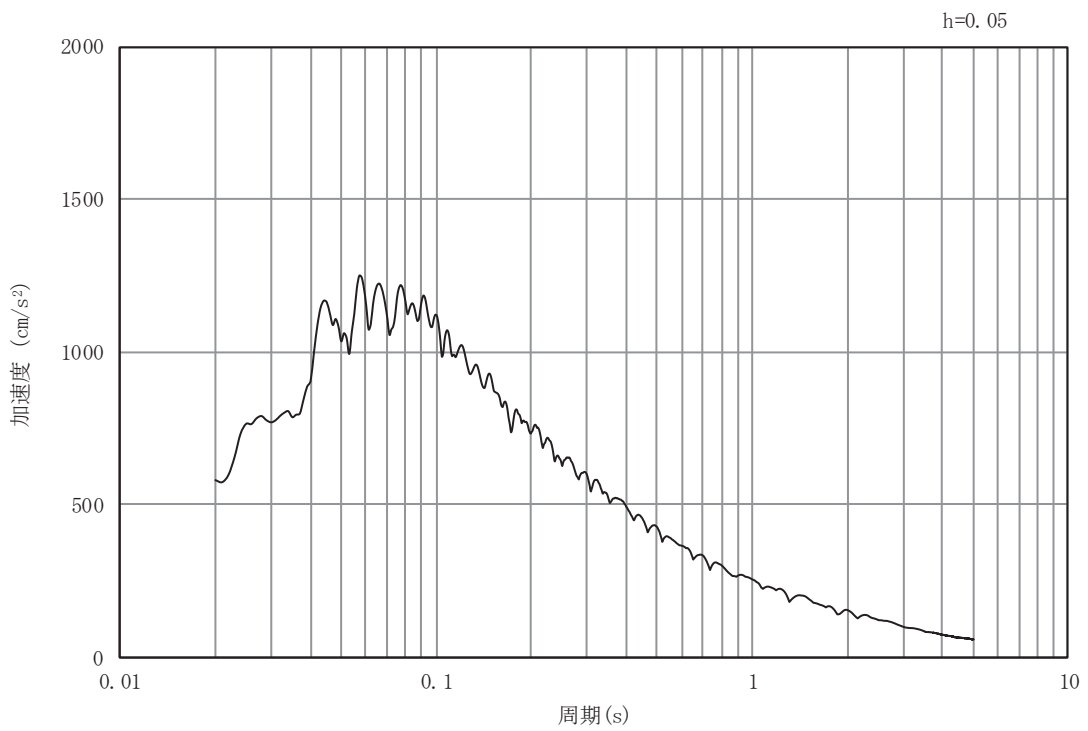


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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 (土砂部 (断面①))  
(水平成分: S s - D 3)

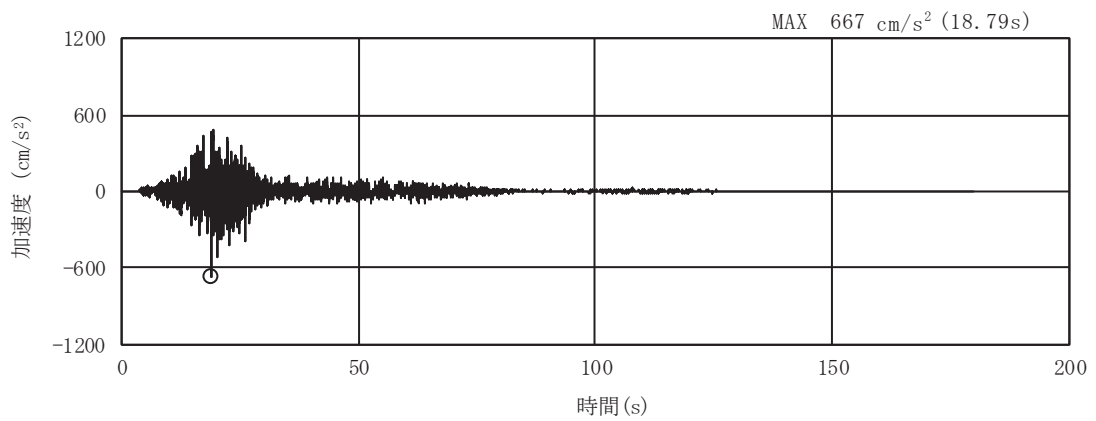


(a) 加速度時刻歴波形

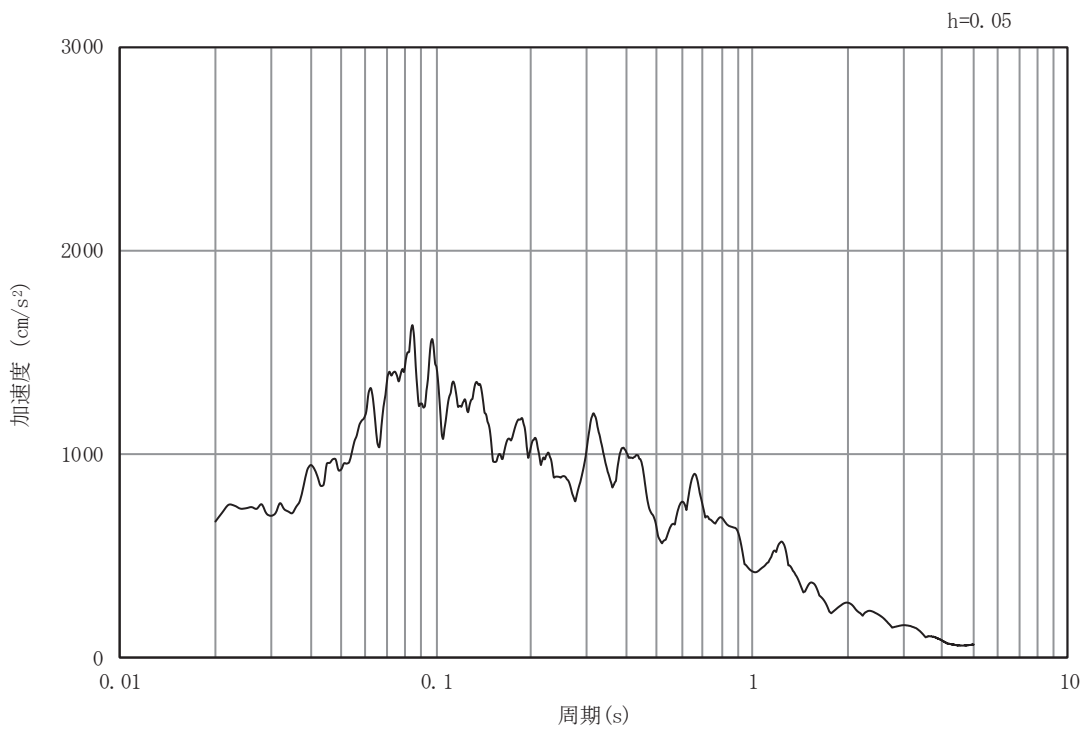


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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 (土砂部 (断面①))  
(鉛直成分: S s - D 3)

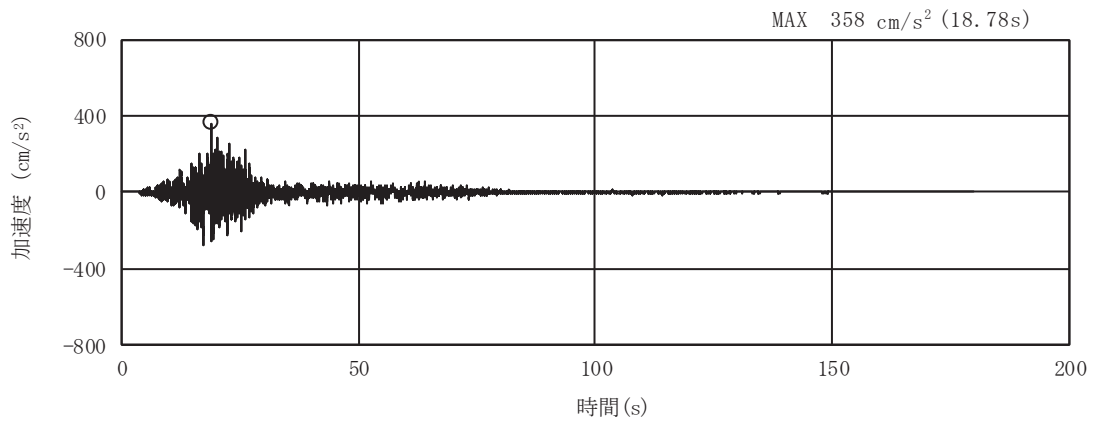


(a) 加速度時刻歴波形

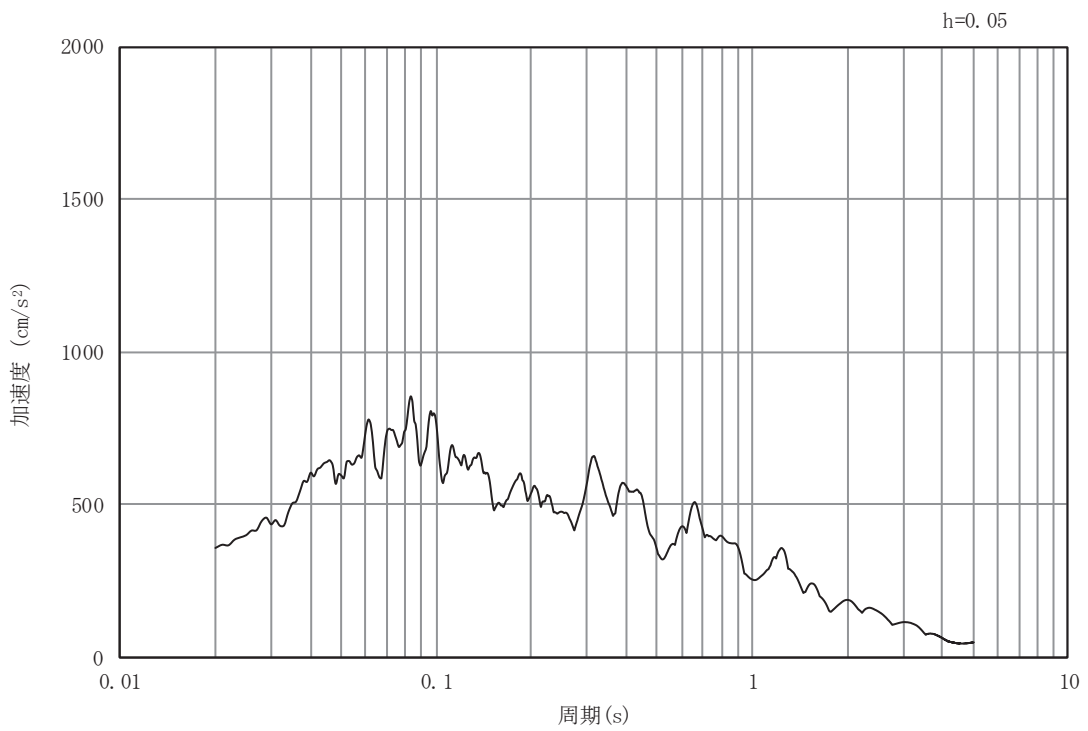


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S s - F 1）



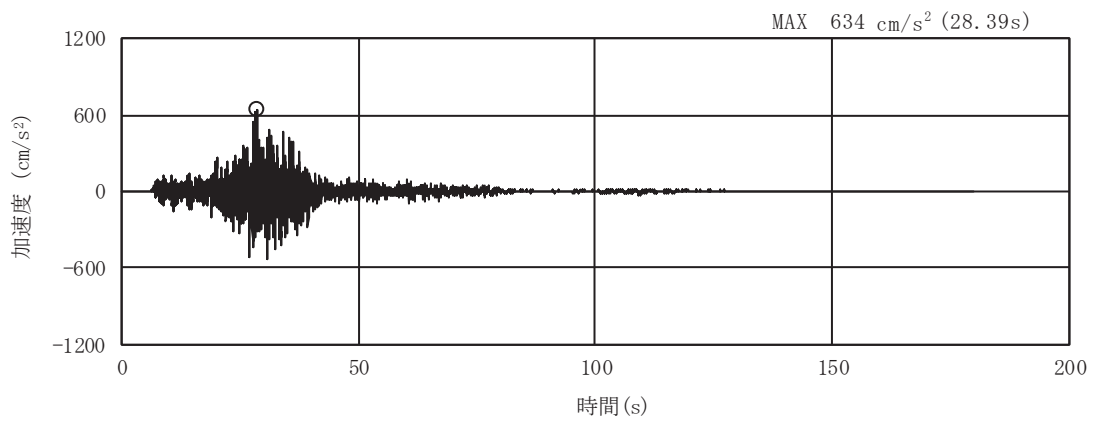
(a) 加速度時刻歴波形



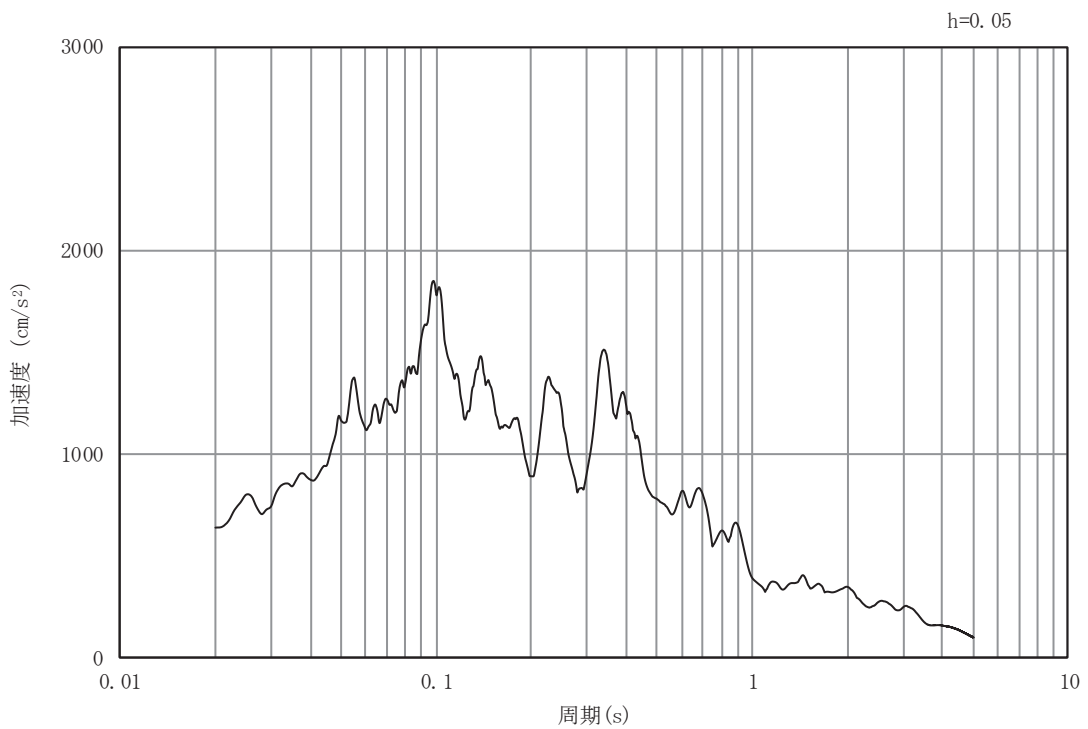
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S s - F 1）



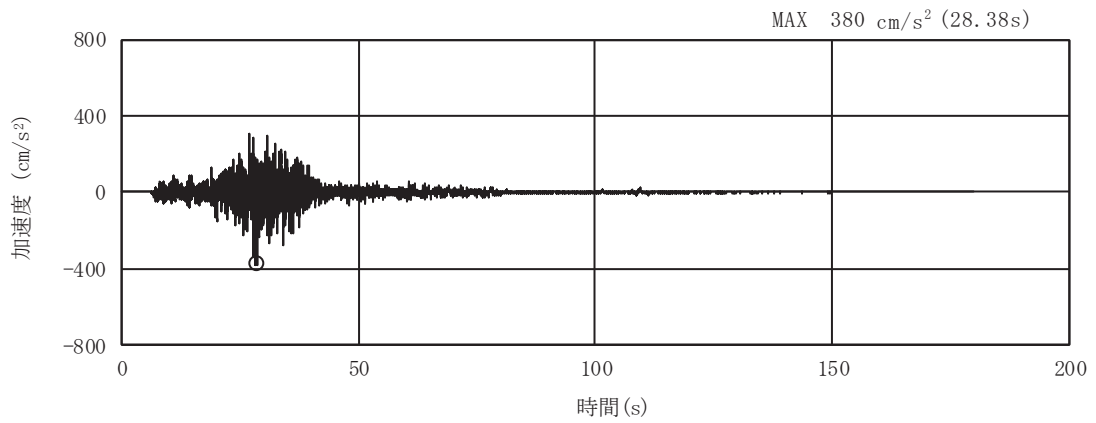


(a) 加速度時刻歴波形

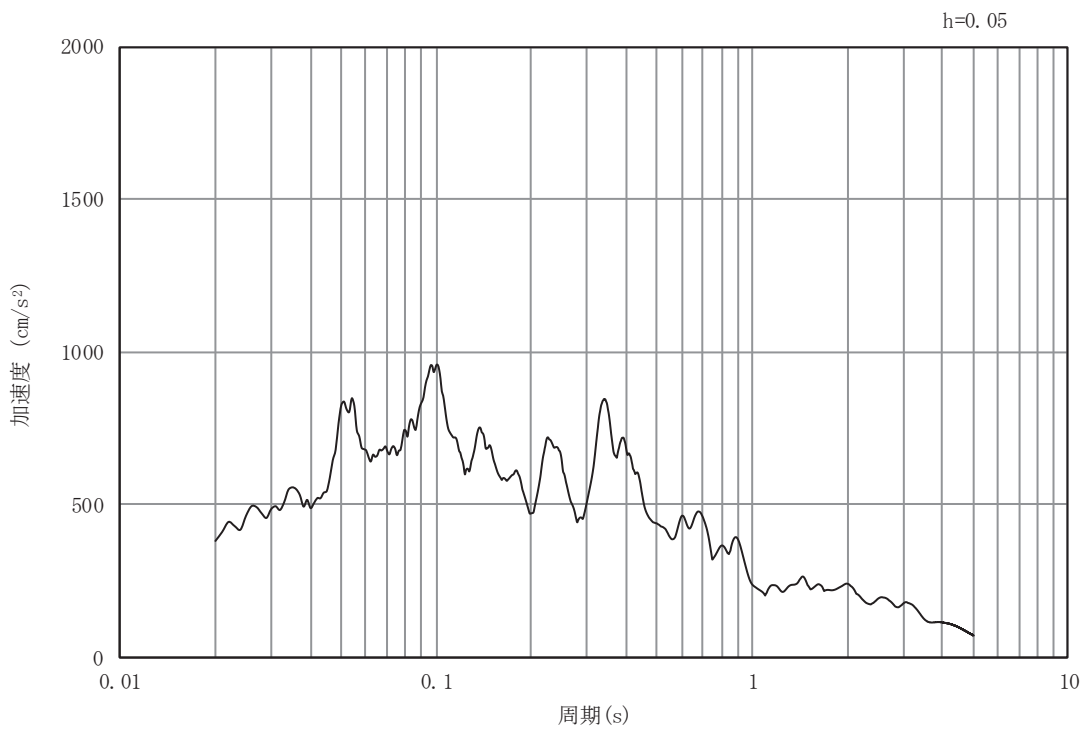


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S s - F 2）

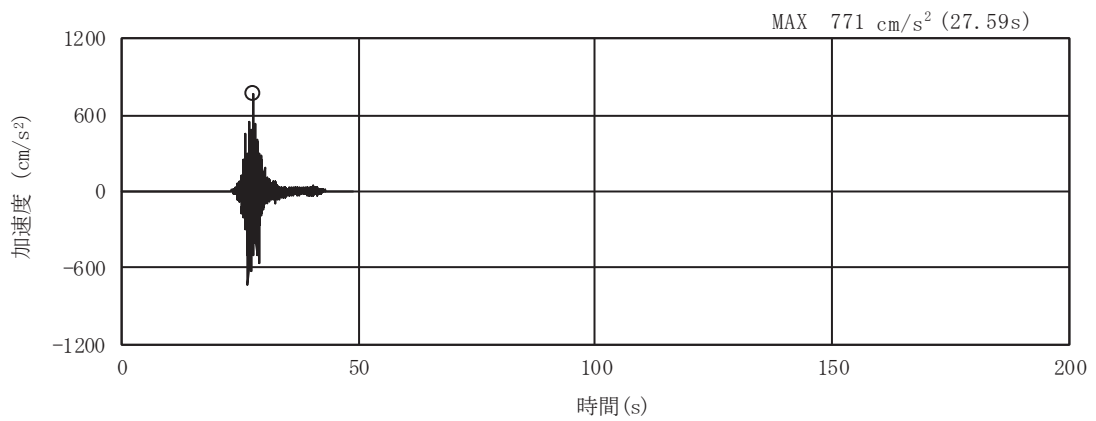


(a) 加速度時刻歴波形

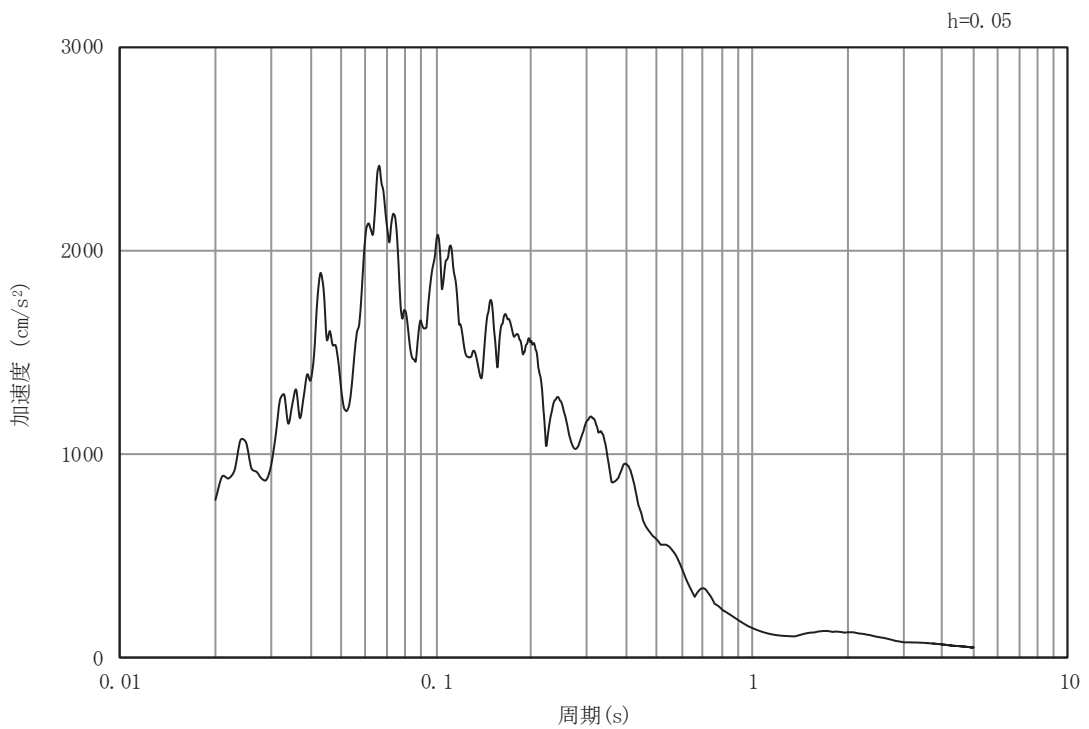


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S s - F 2）

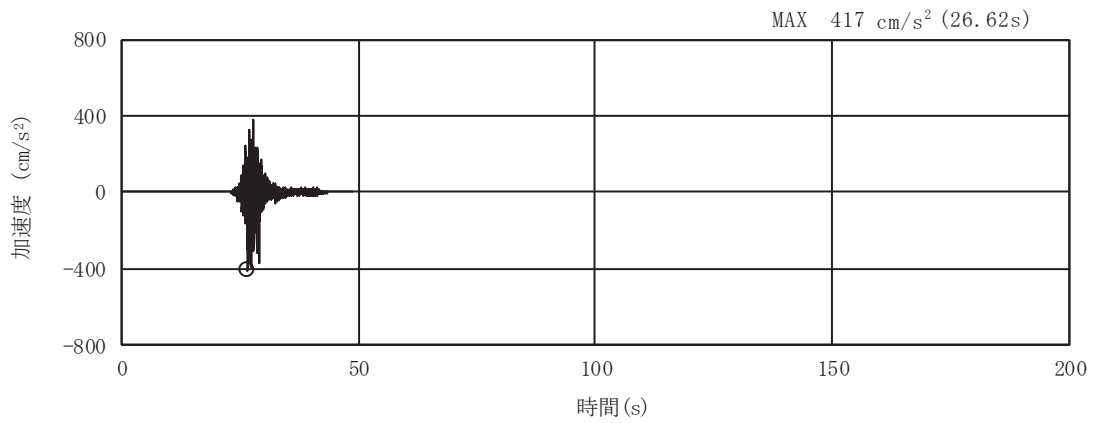


(a) 加速度時刻歴波形

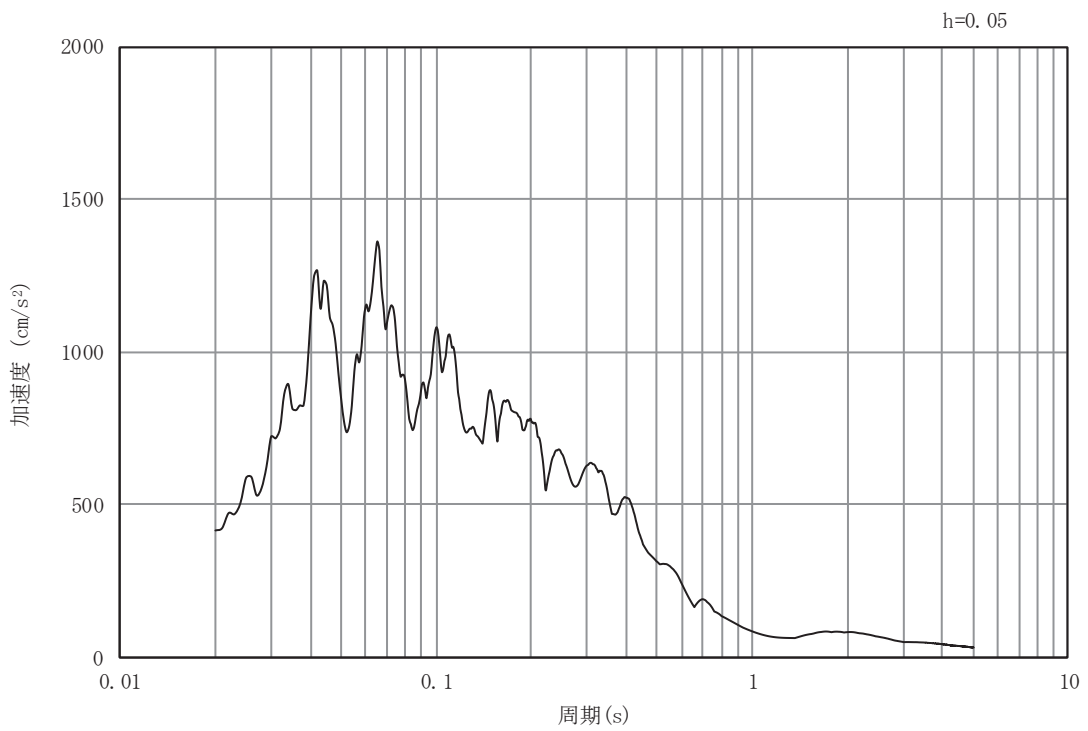


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S s - F 3）

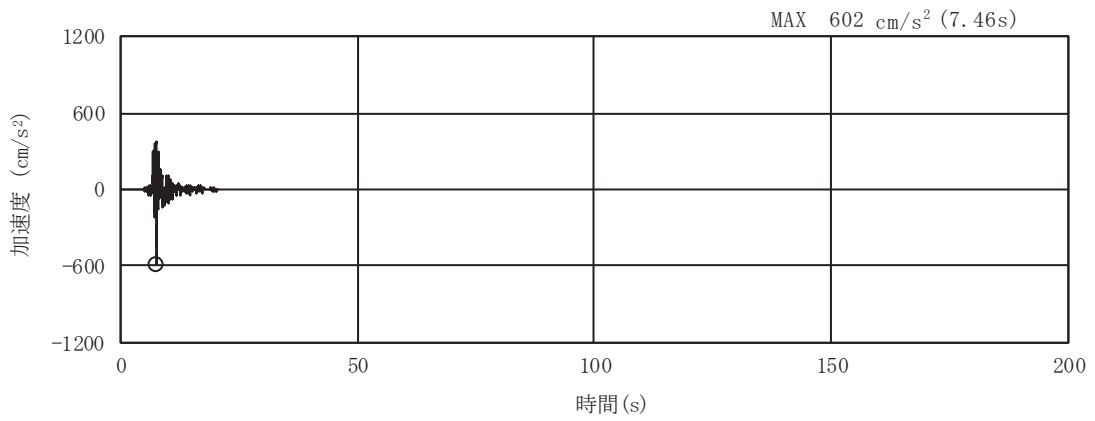


(a) 加速度時刻歴波形

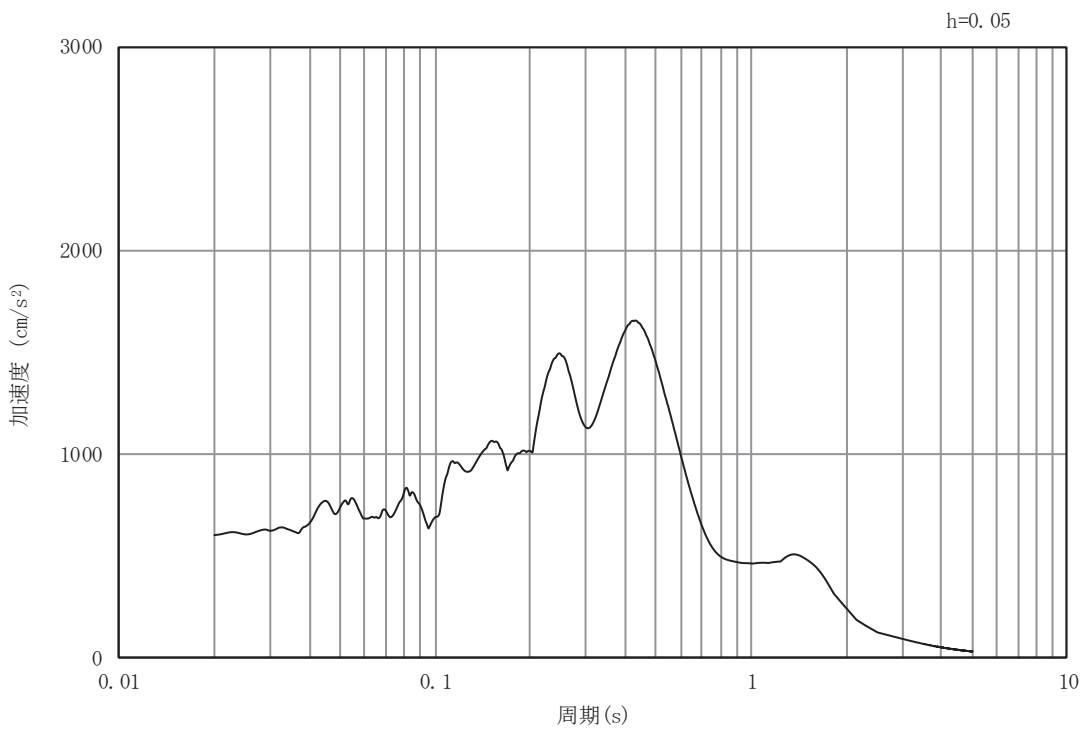


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S s - F 3）

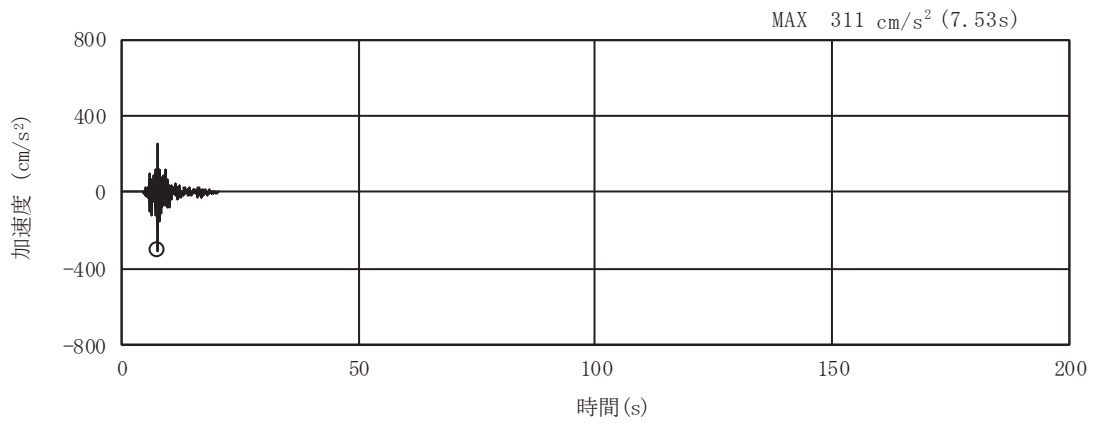


(a) 加速度時刻歴波形

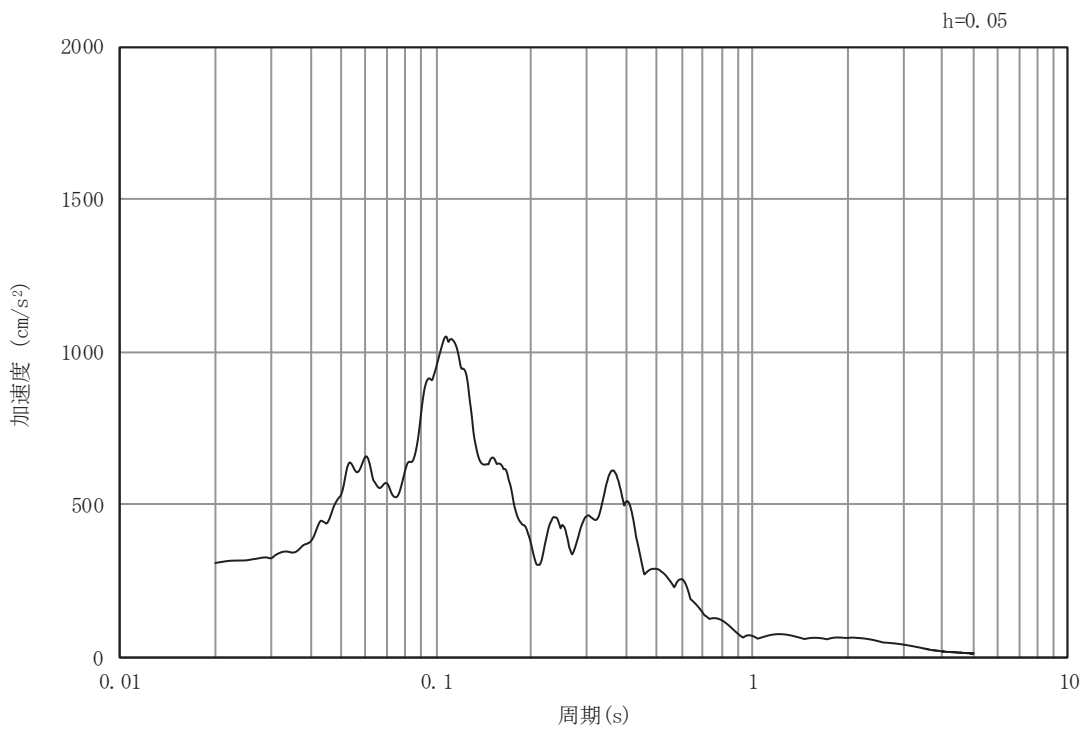


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S s - N 1）

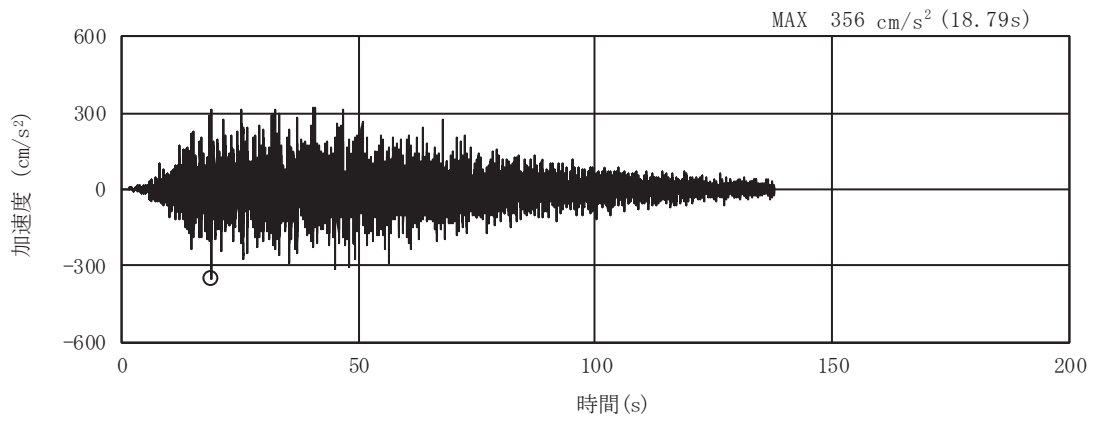


(a) 加速度時刻歴波形

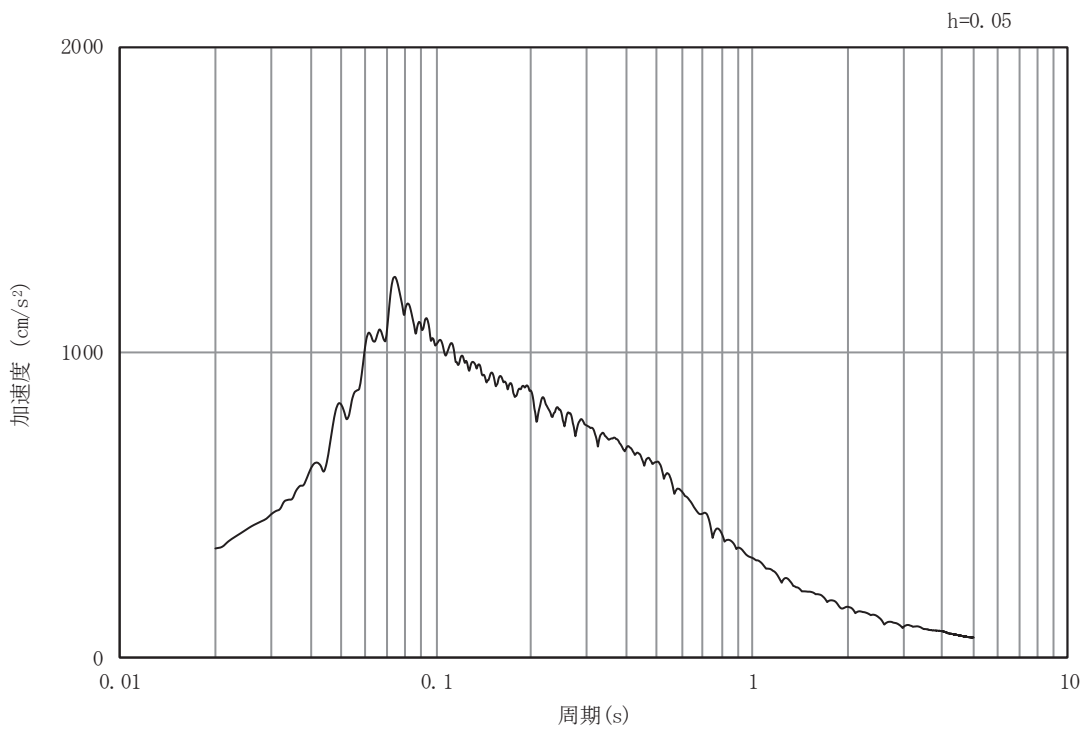


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S s - N 1）

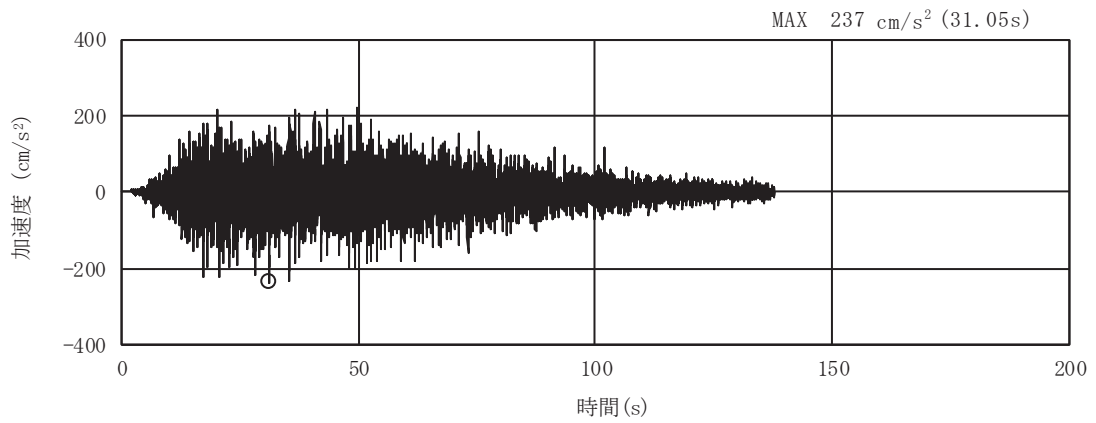


(a) 加速度時刻歴波形

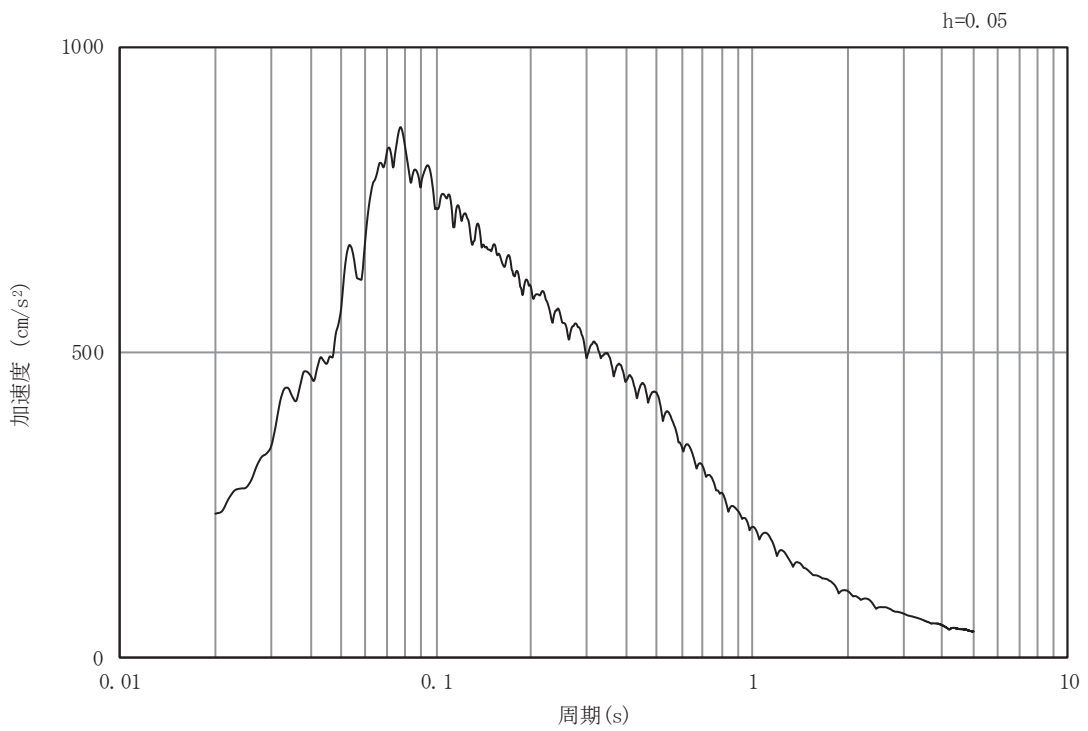


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(15) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - D 1）



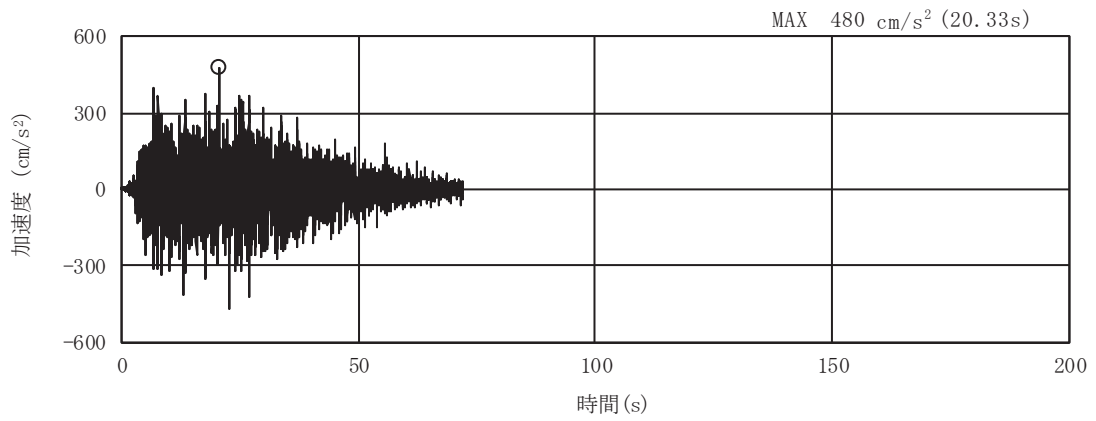
(a) 加速度時刻歴波形



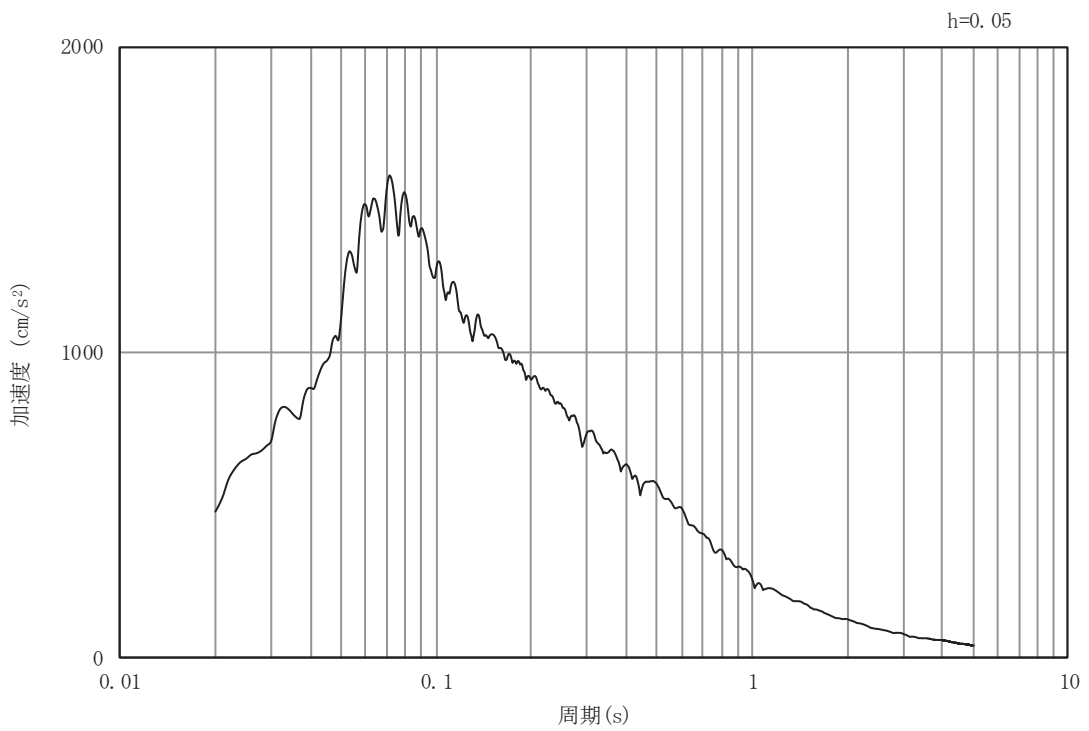
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(16) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - D 1）



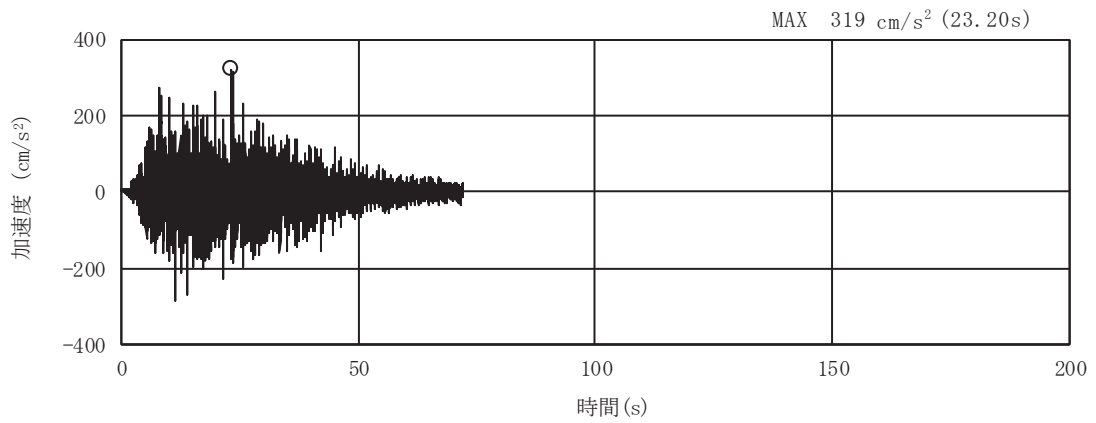


(a) 加速度時刻歴波形

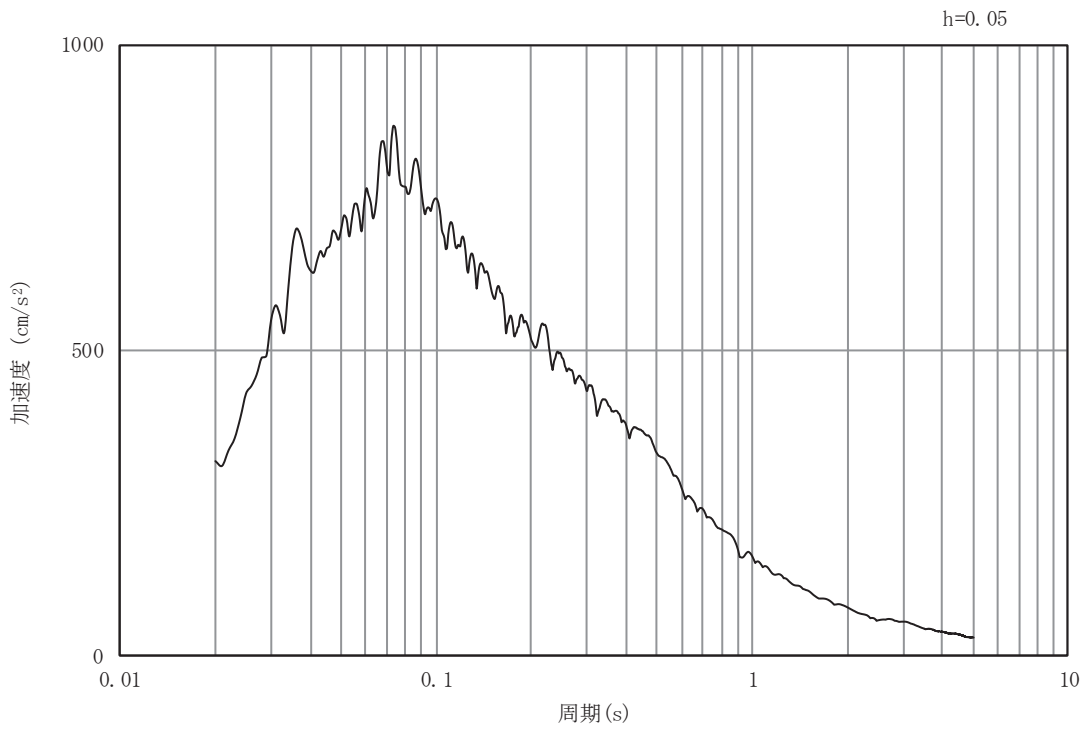


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(17) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - D 2）

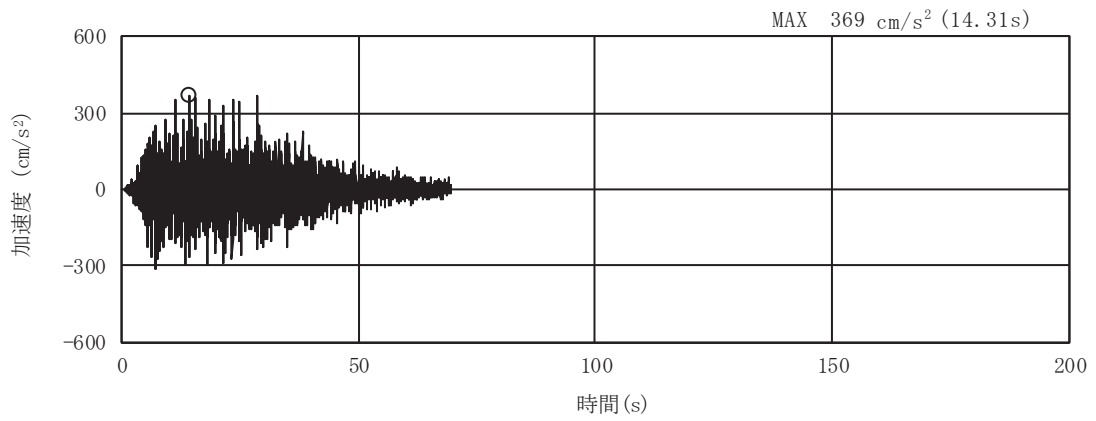


(a) 加速度時刻歴波形

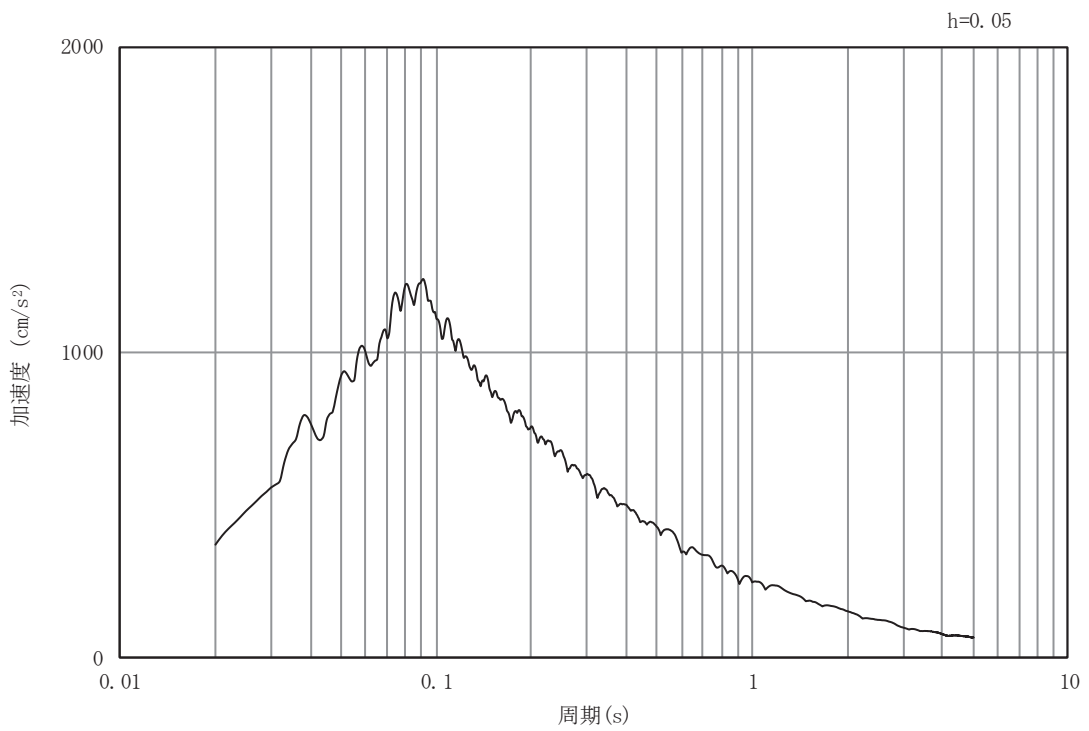


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(18) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - D 2）

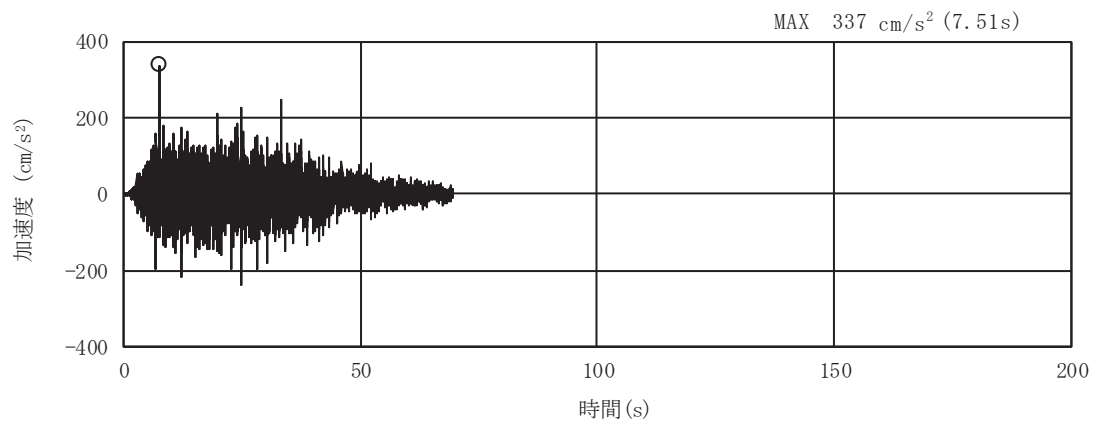


(a) 加速度時刻歴波形

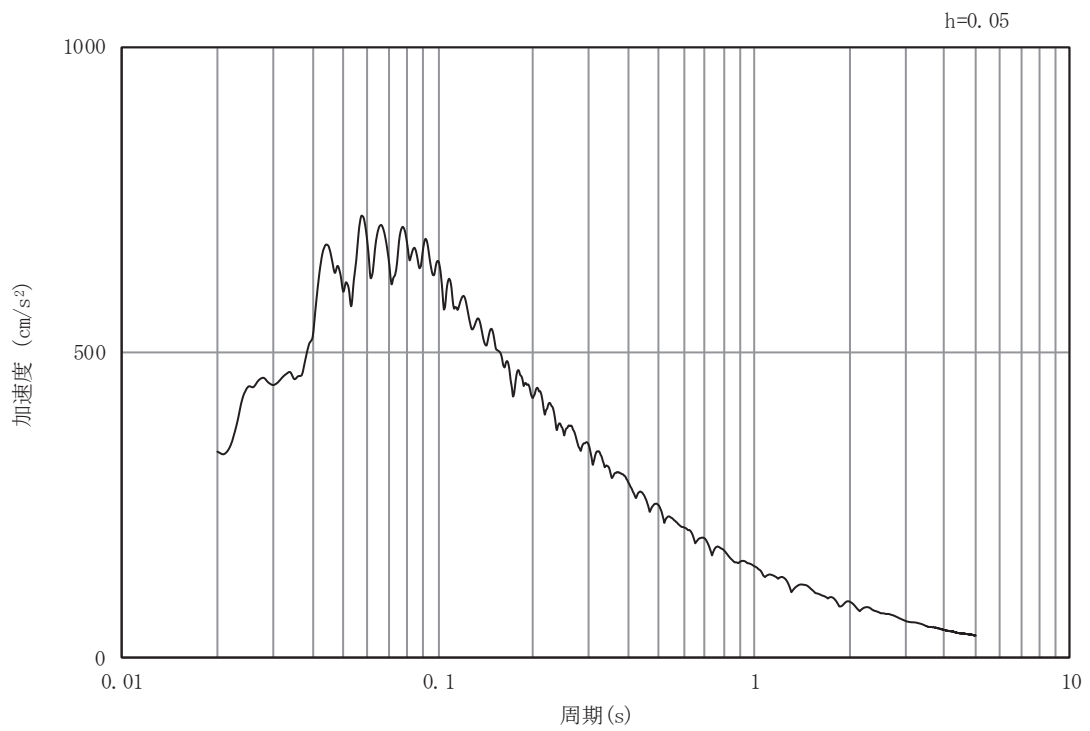


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(19) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - D 3）

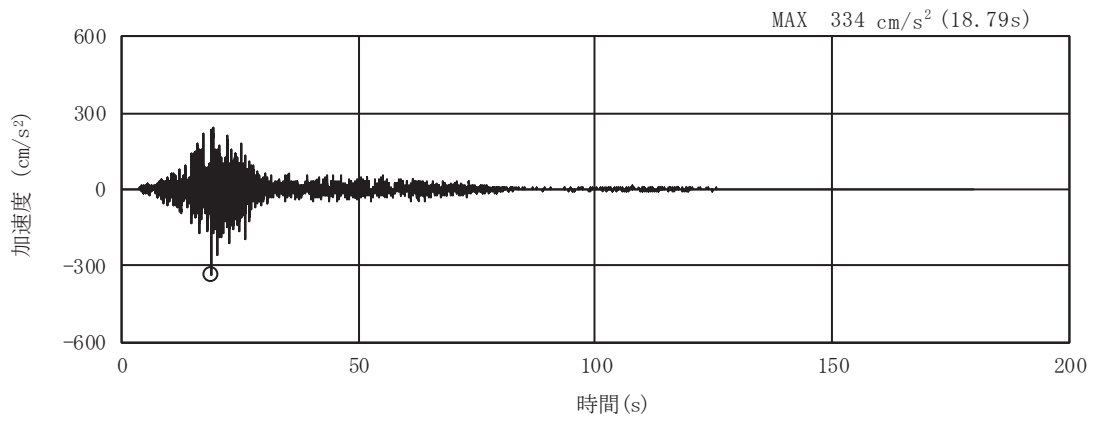


(a) 加速度時刻歴波形

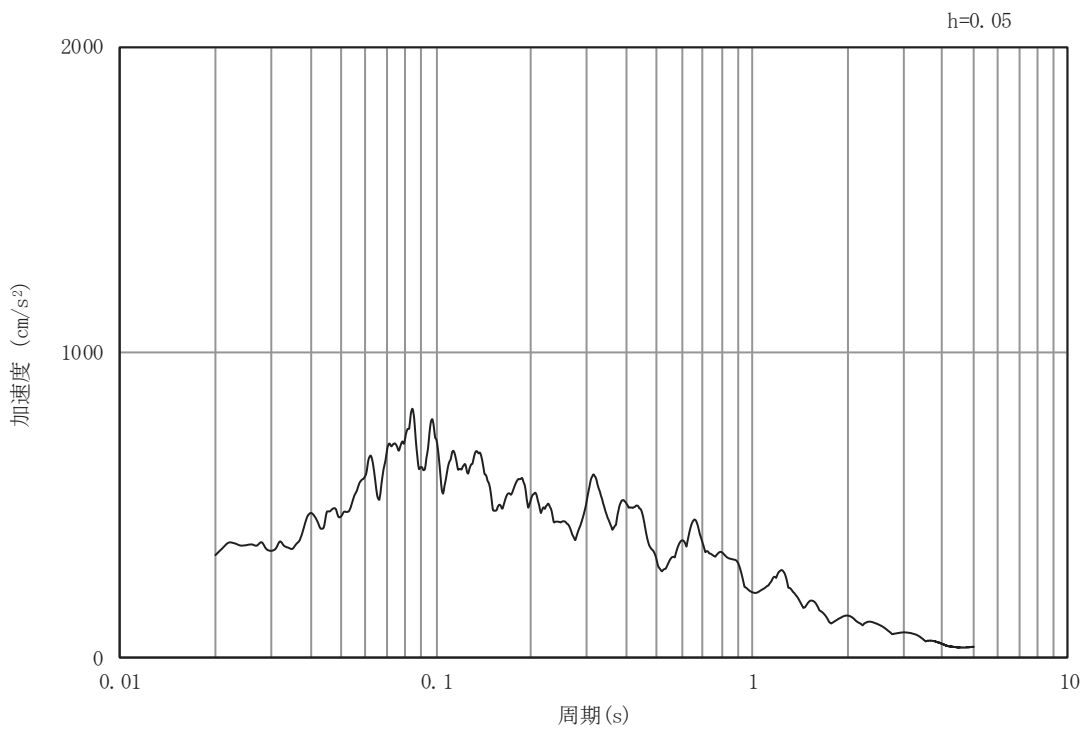


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(20) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - D 3）

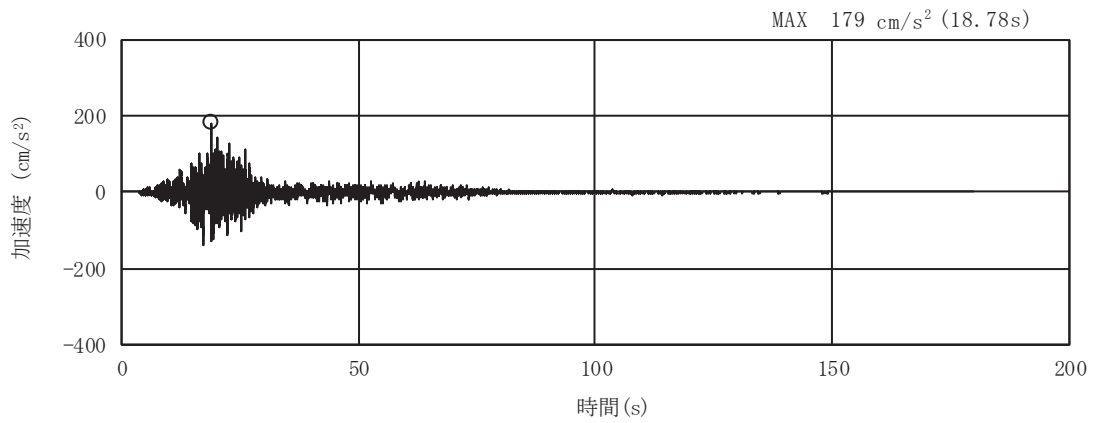


(a) 加速度時刻歴波形

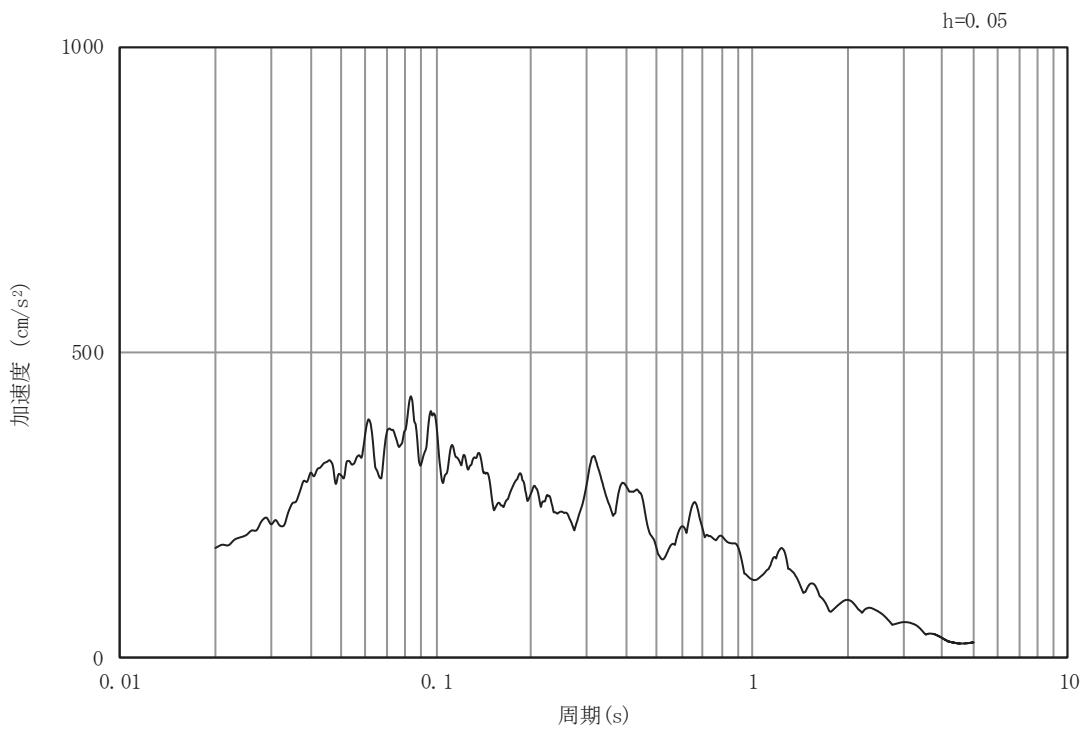


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(21) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - F 1）

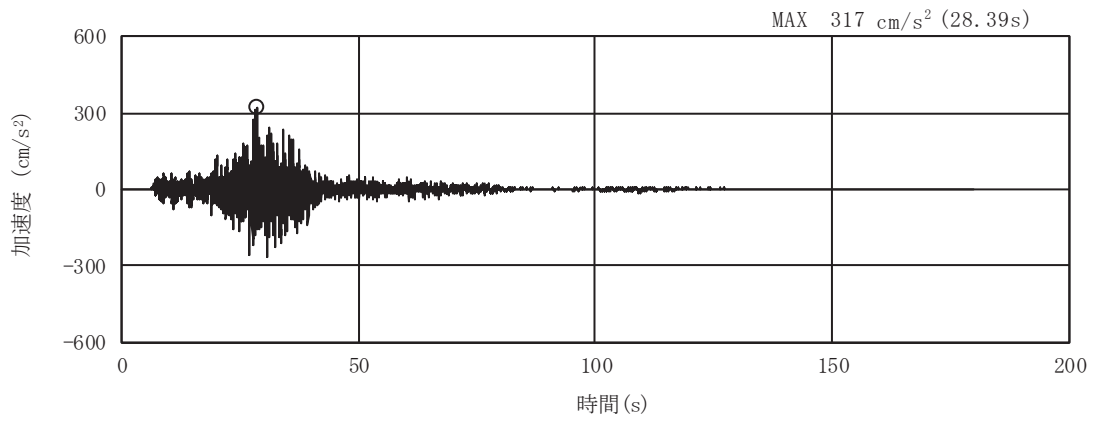


(a) 加速度時刻歴波形

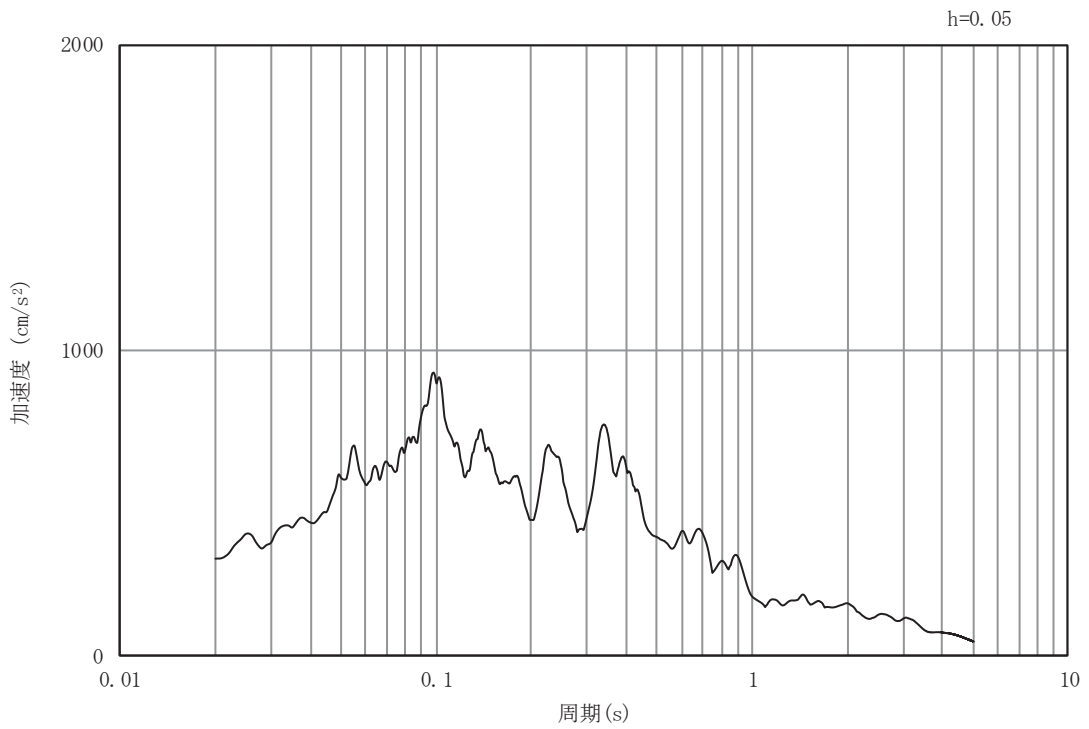


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(22) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - F 1）

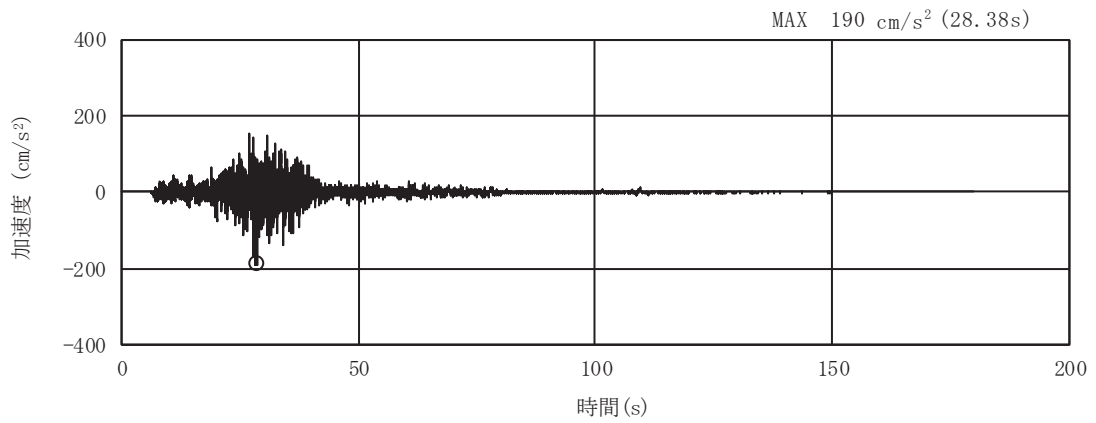


(a) 加速度時刻歴波形

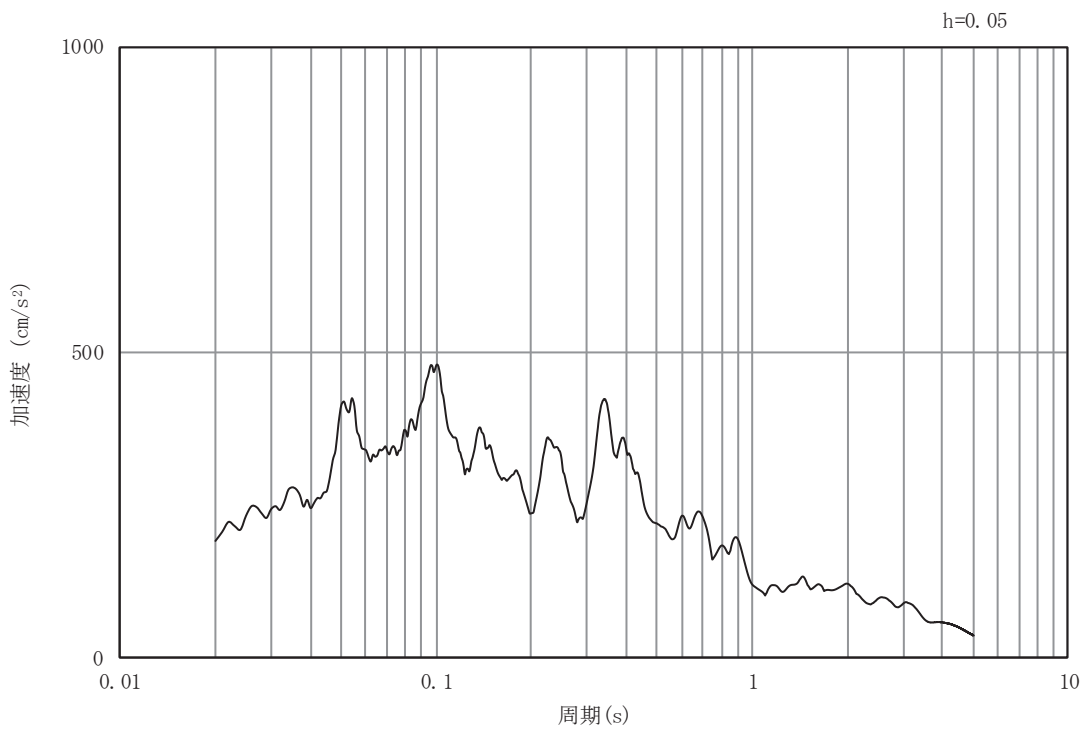


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(23) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - F 2）



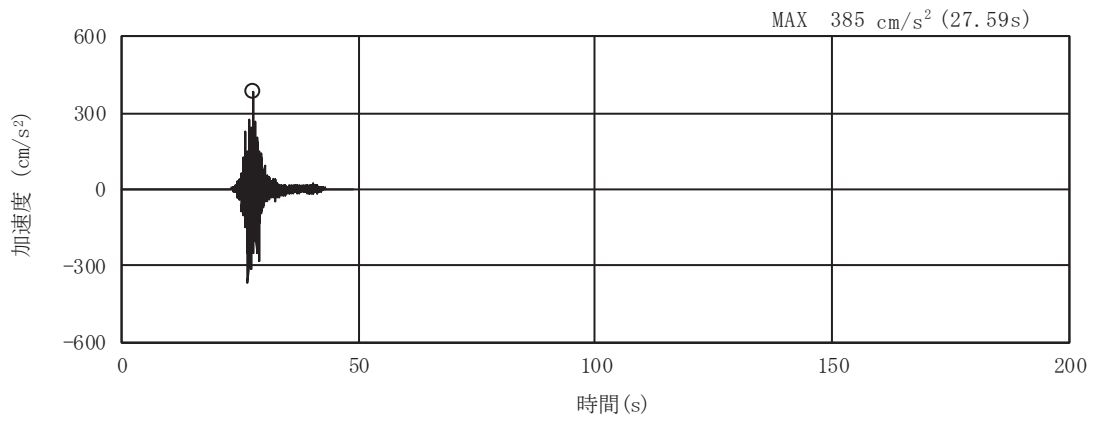
(a) 加速度時刻歴波形



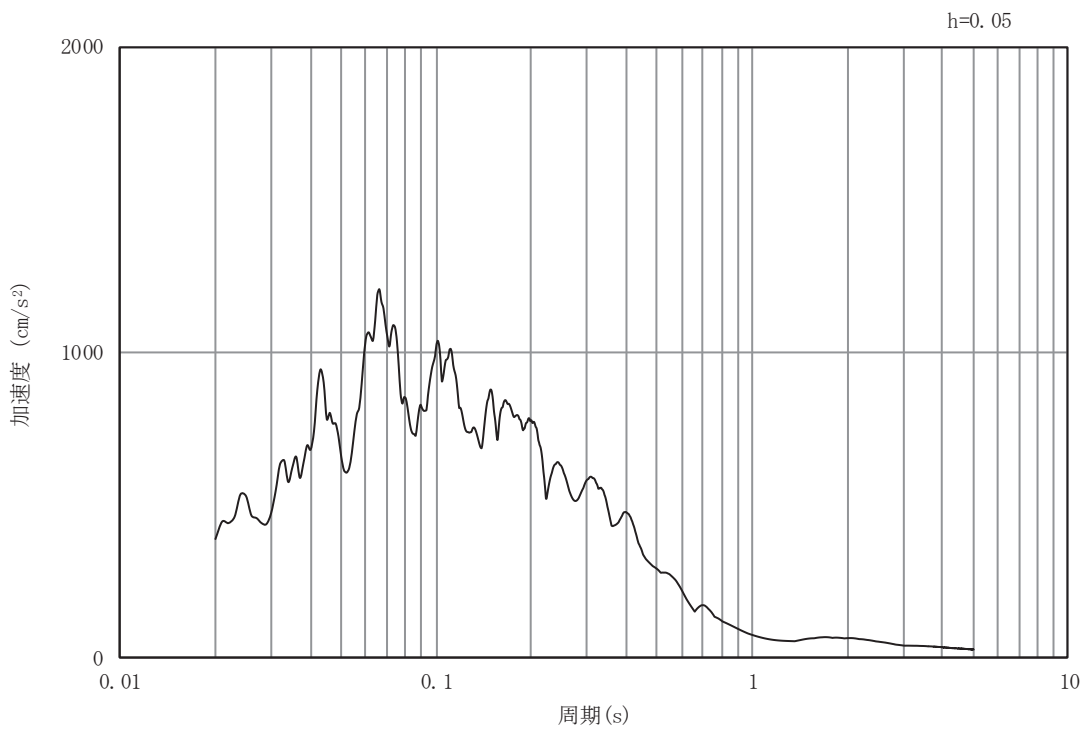
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(24) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - F 2）



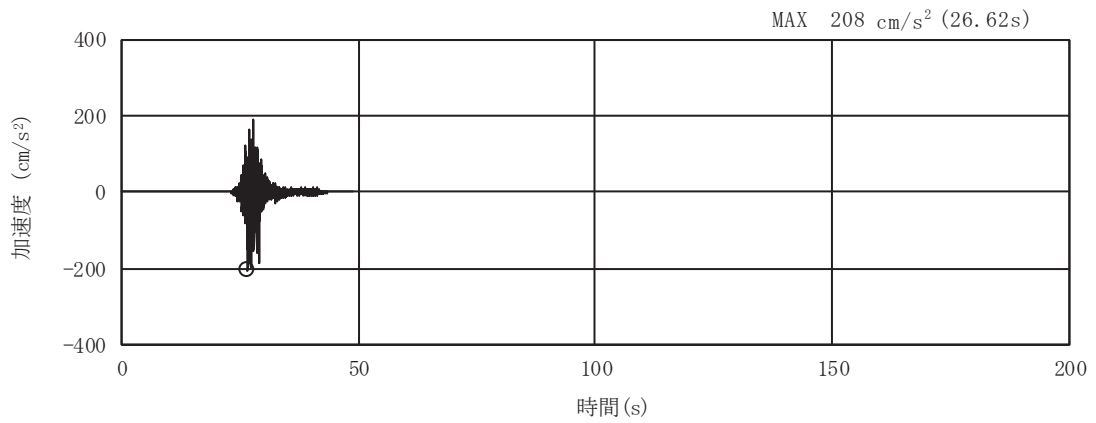


(a) 加速度時刻歴波形

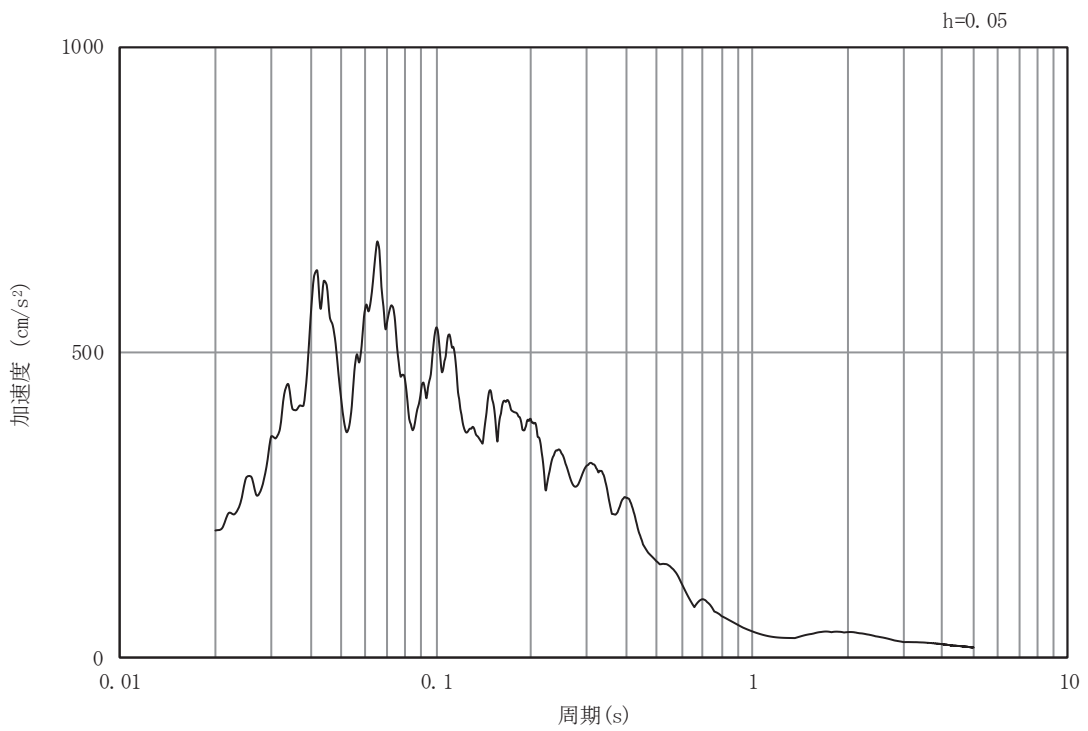


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(25) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - F 3）

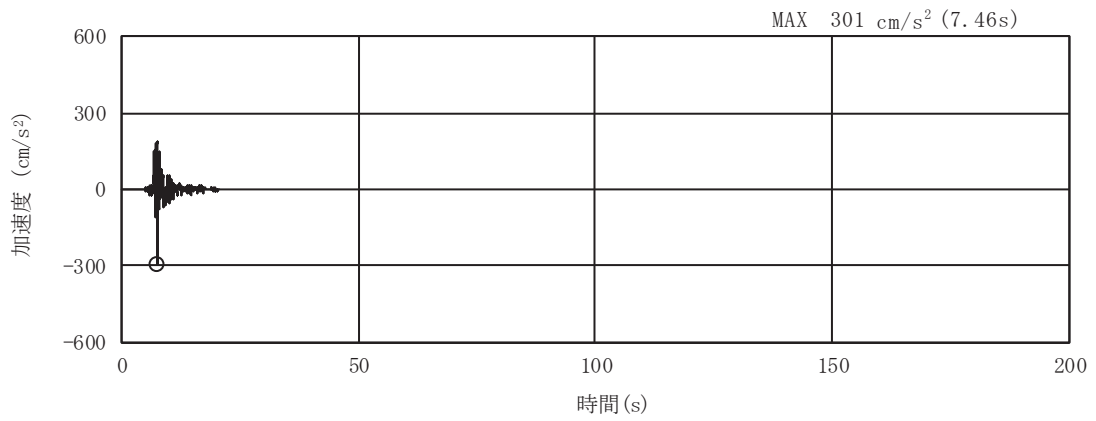


(a) 加速度時刻歴波形

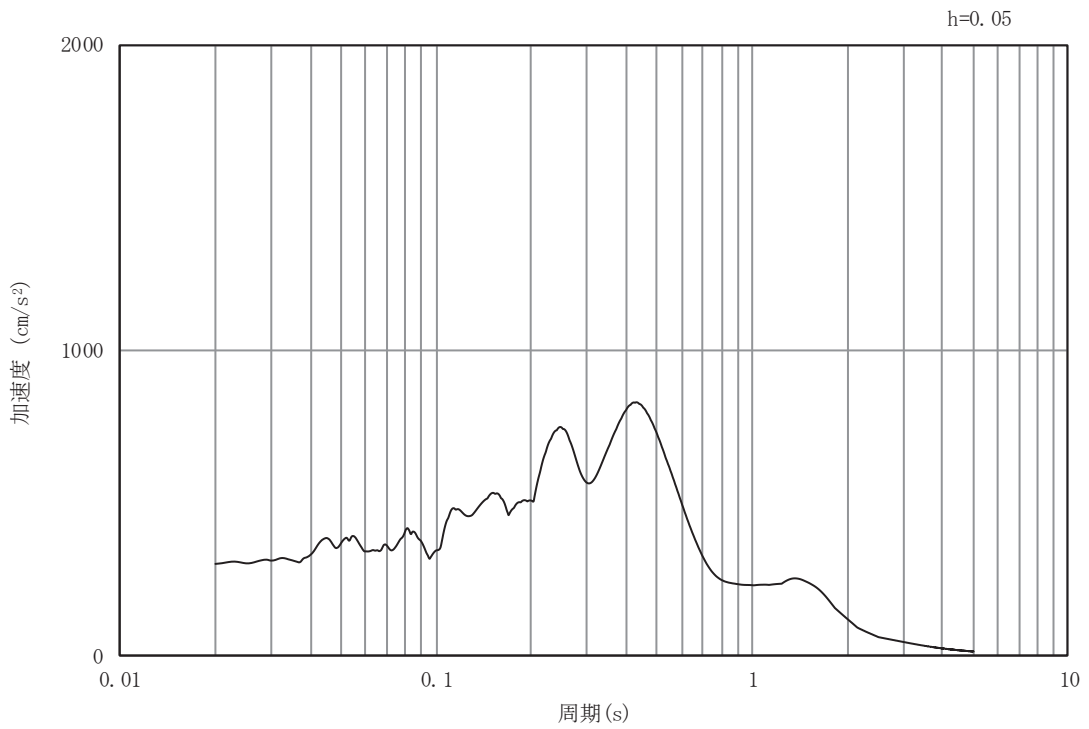


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(26) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - F 3）

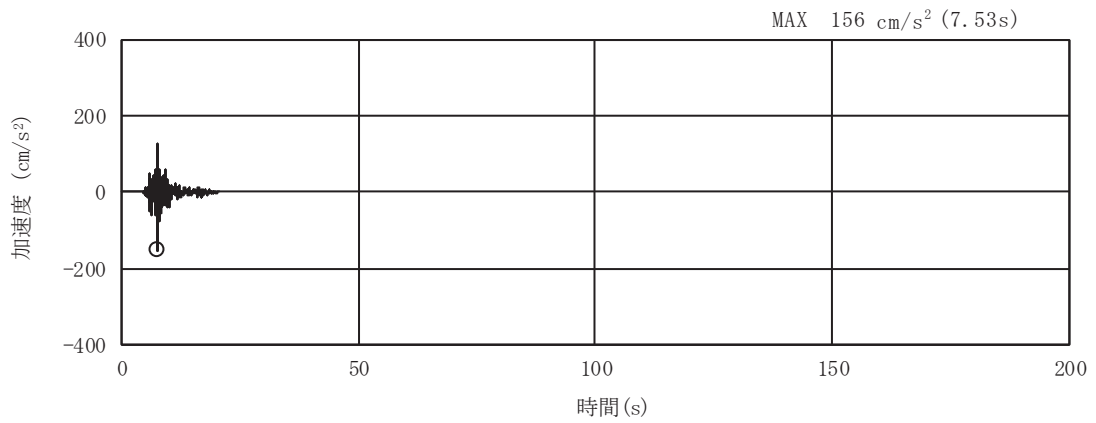


(a) 加速度時刻歴波形

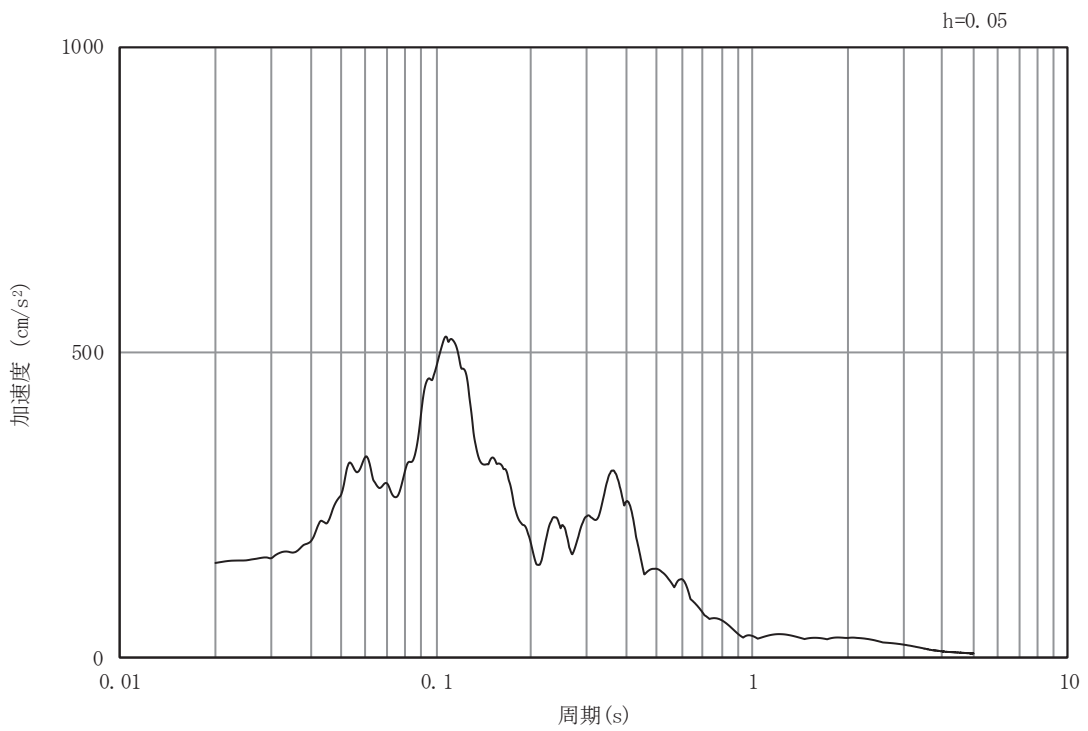


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(27) 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（土砂部（断面①））  
（水平成分：S d - N 1）

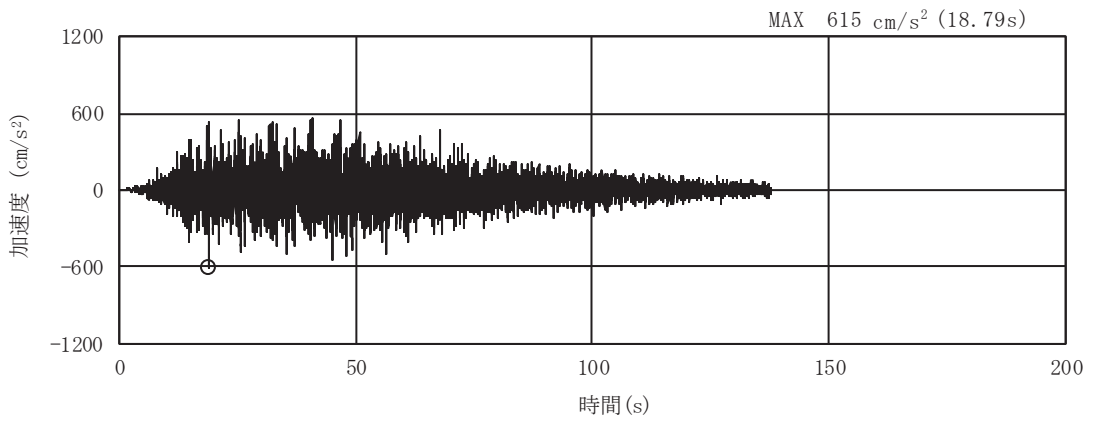


(a) 加速度時刻歴波形

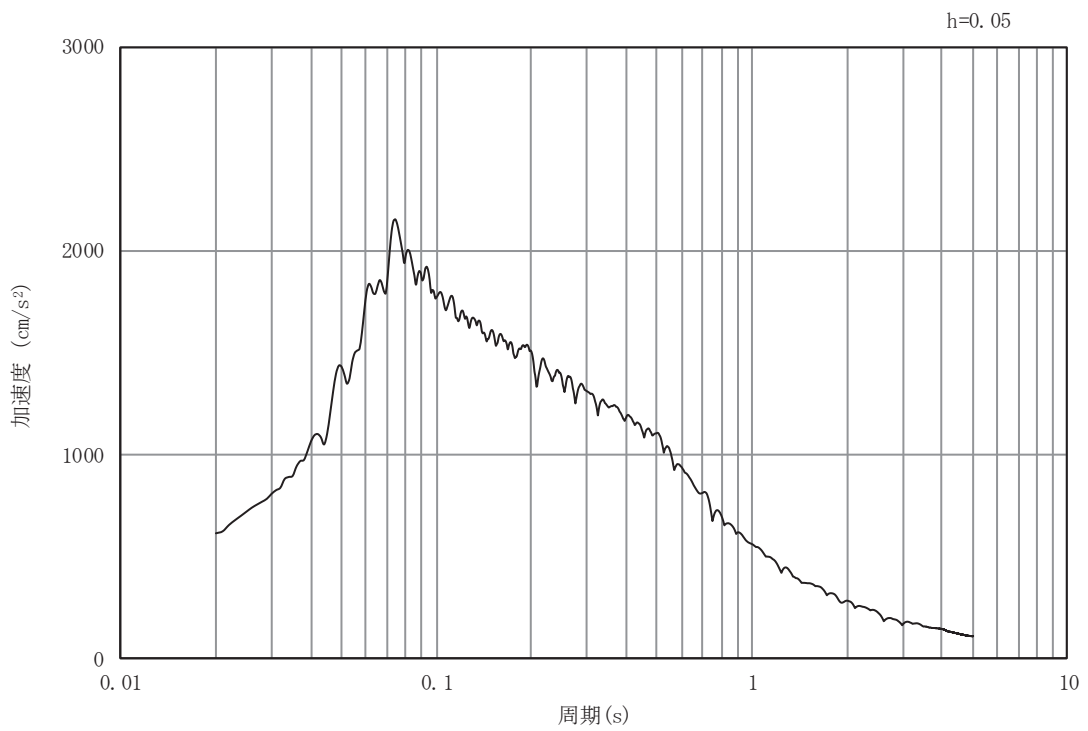


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(28) 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（土砂部（断面①））  
（鉛直成分：S d - N 1）

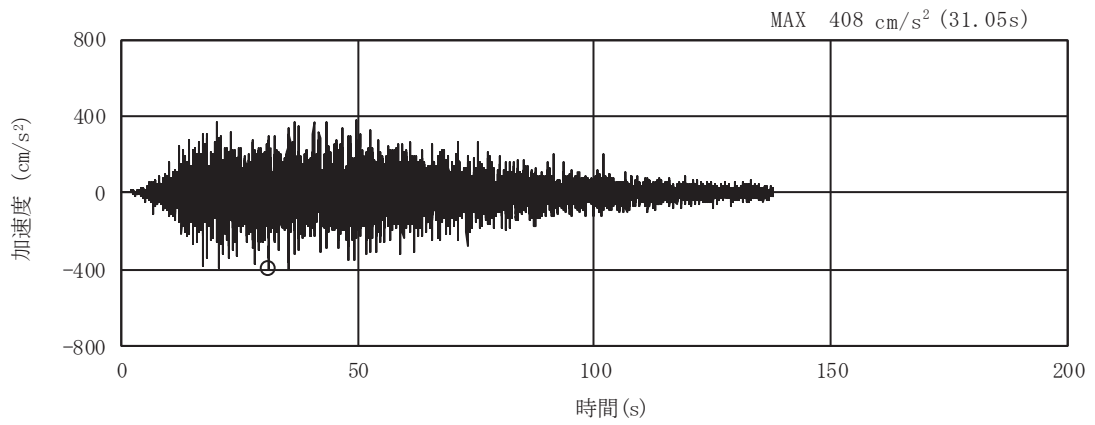


(a) 加速度時刻歴波形

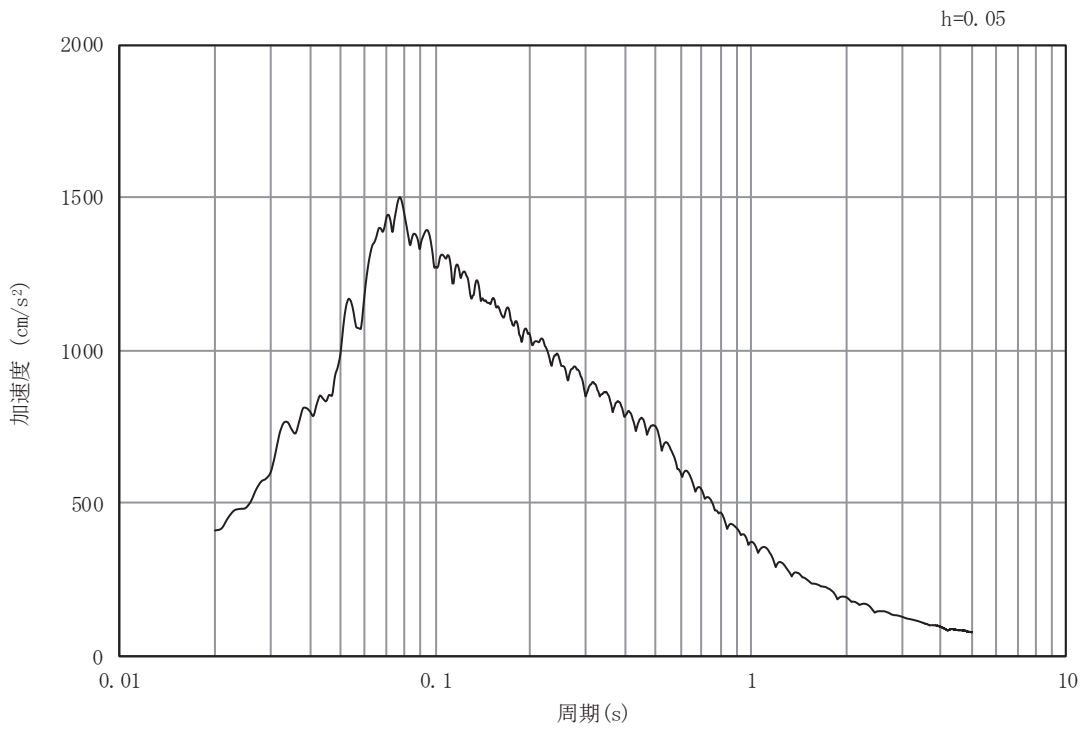


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(29) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - D 1)

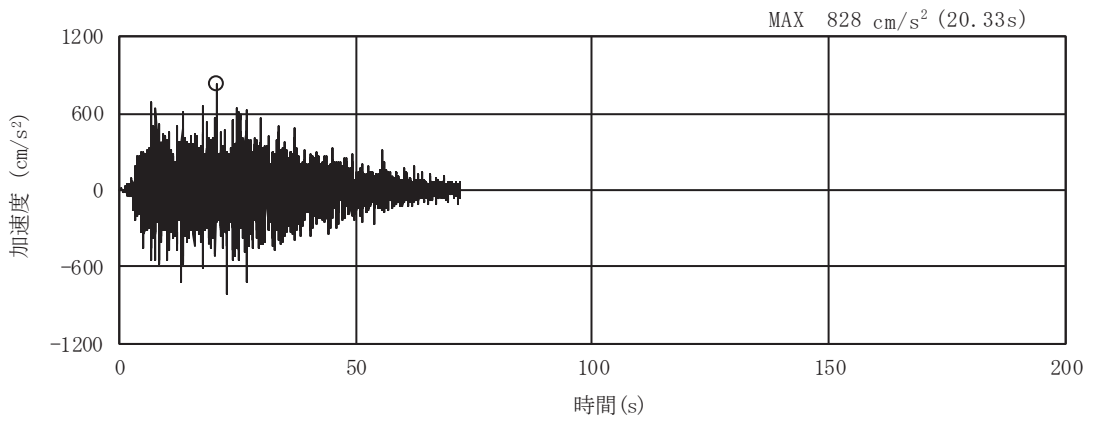


(a) 加速度時刻歴波形

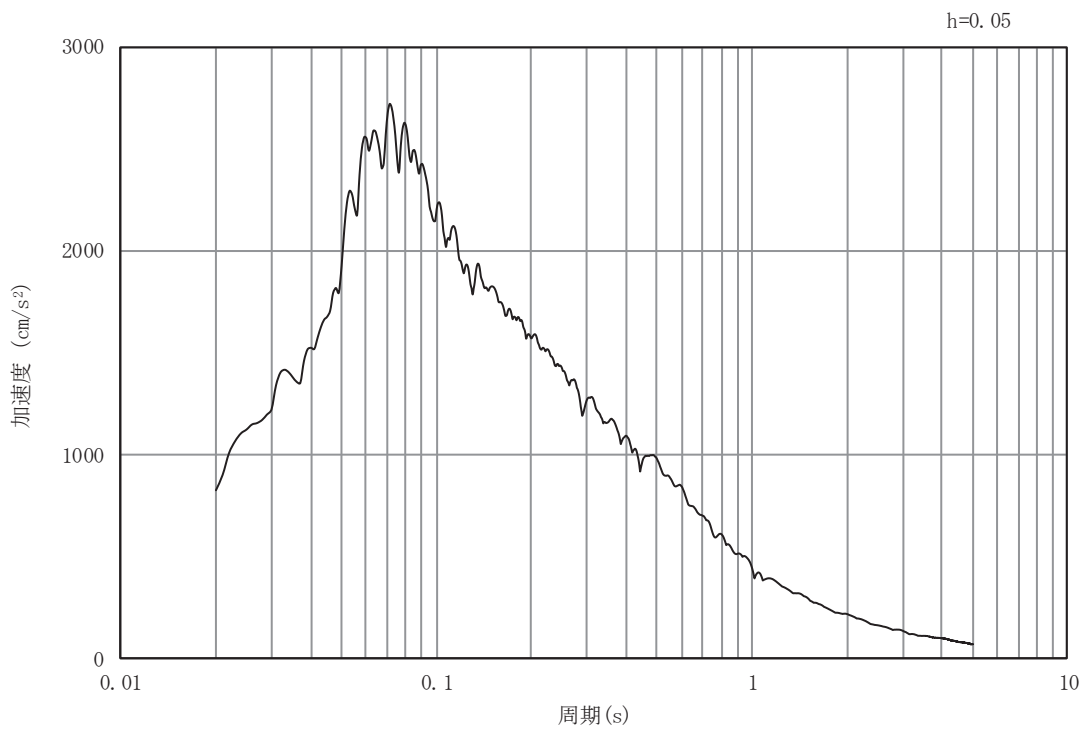


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(30) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - D 1)

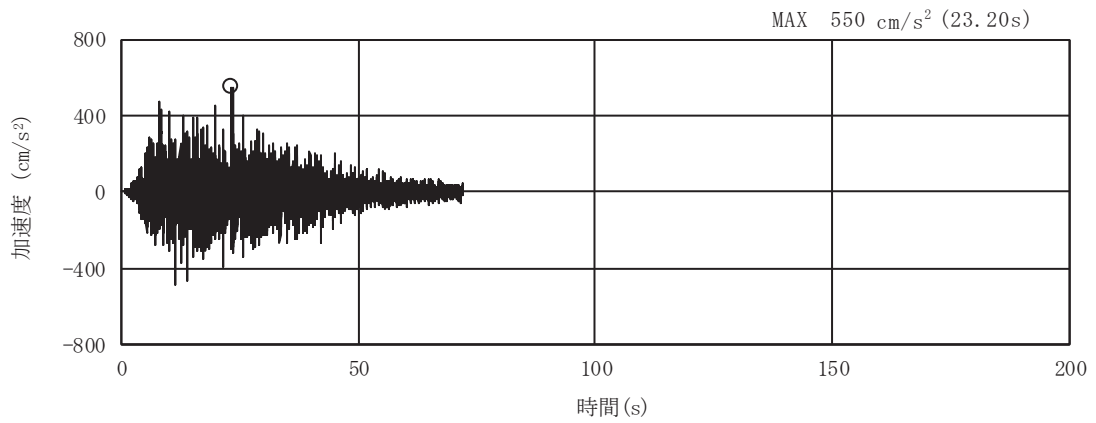


(a) 加速度時刻歴波形

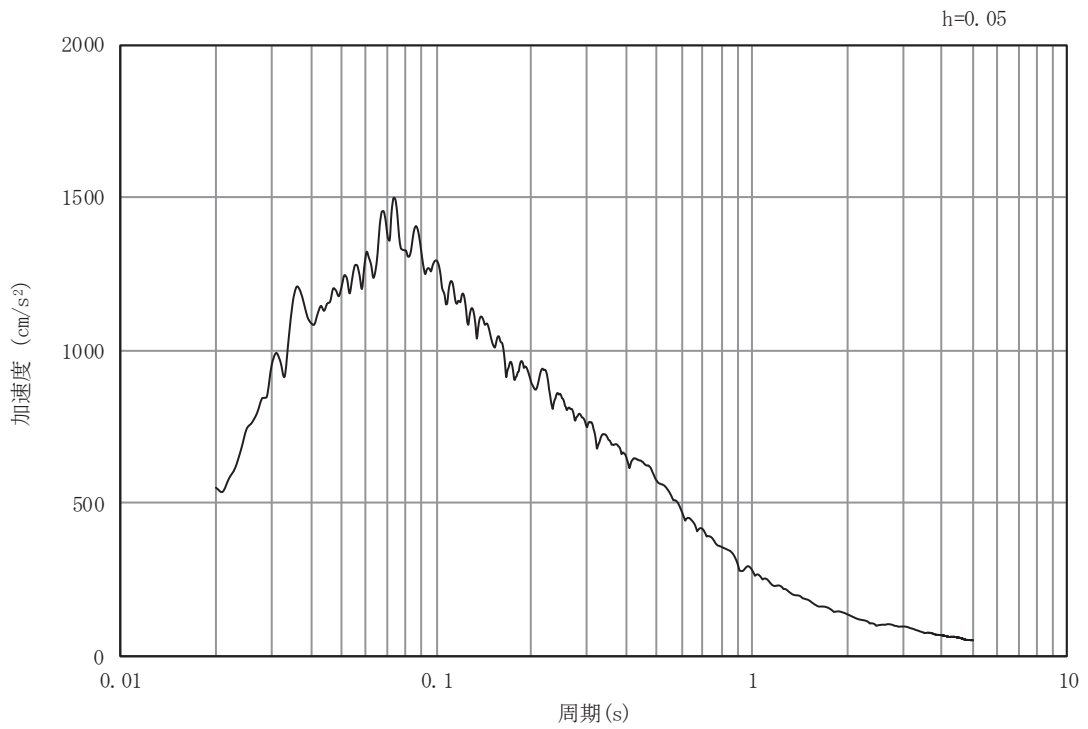


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(31) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - D 2)



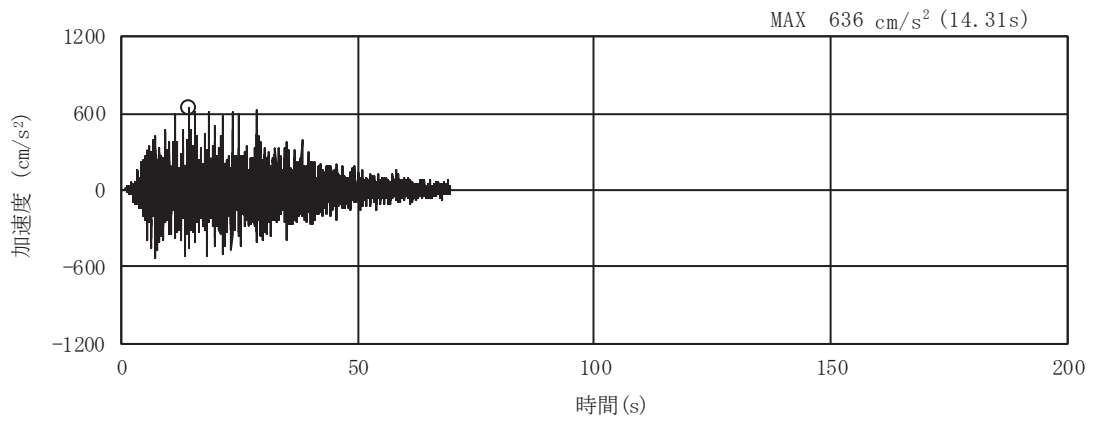
(a) 加速度時刻歴波形



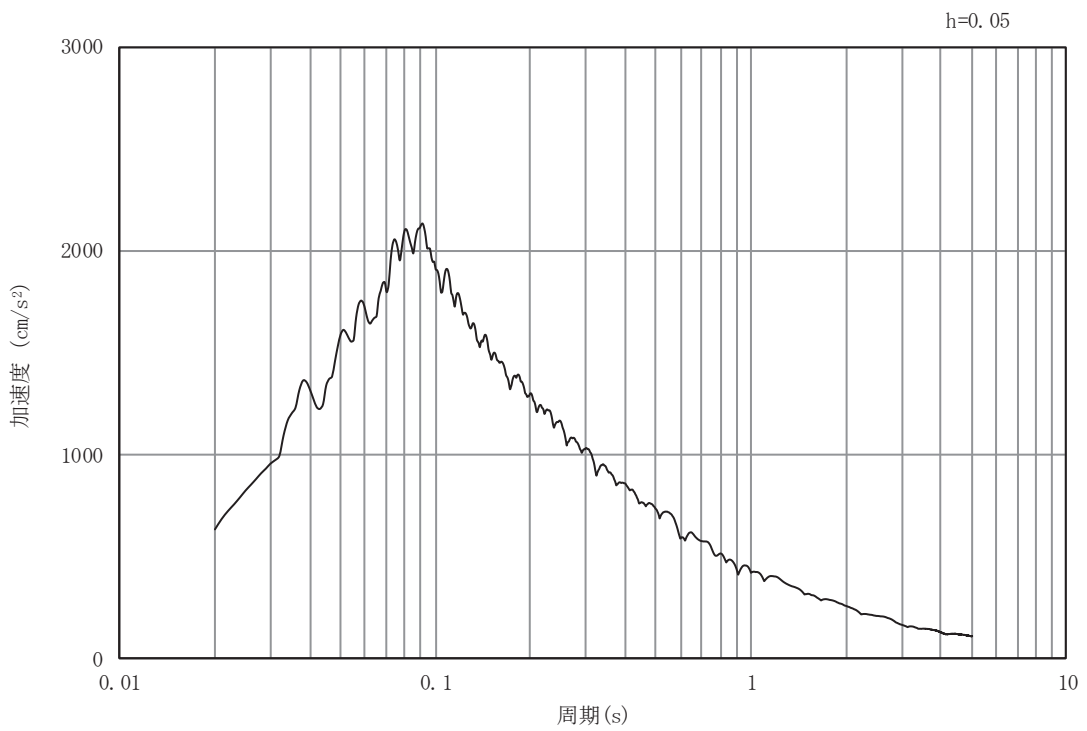
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(32) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - D 2)



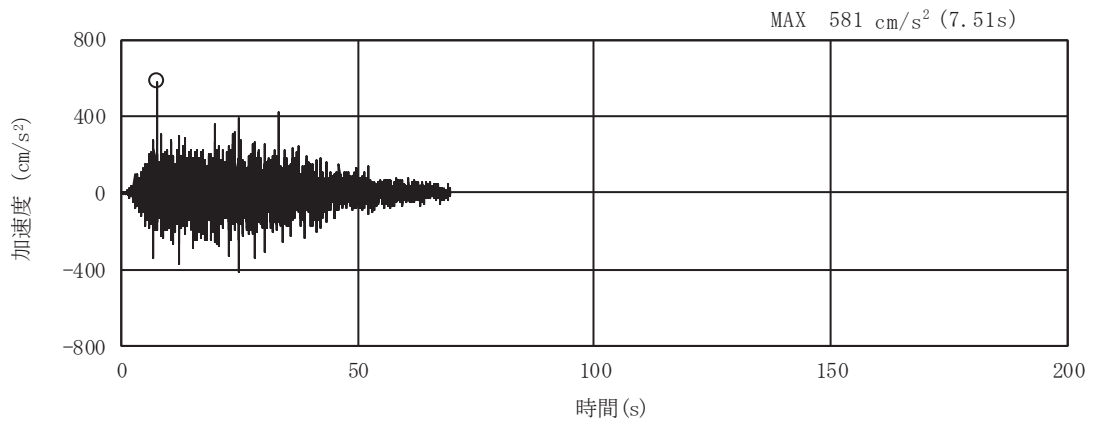


(a) 加速度時刻歴波形

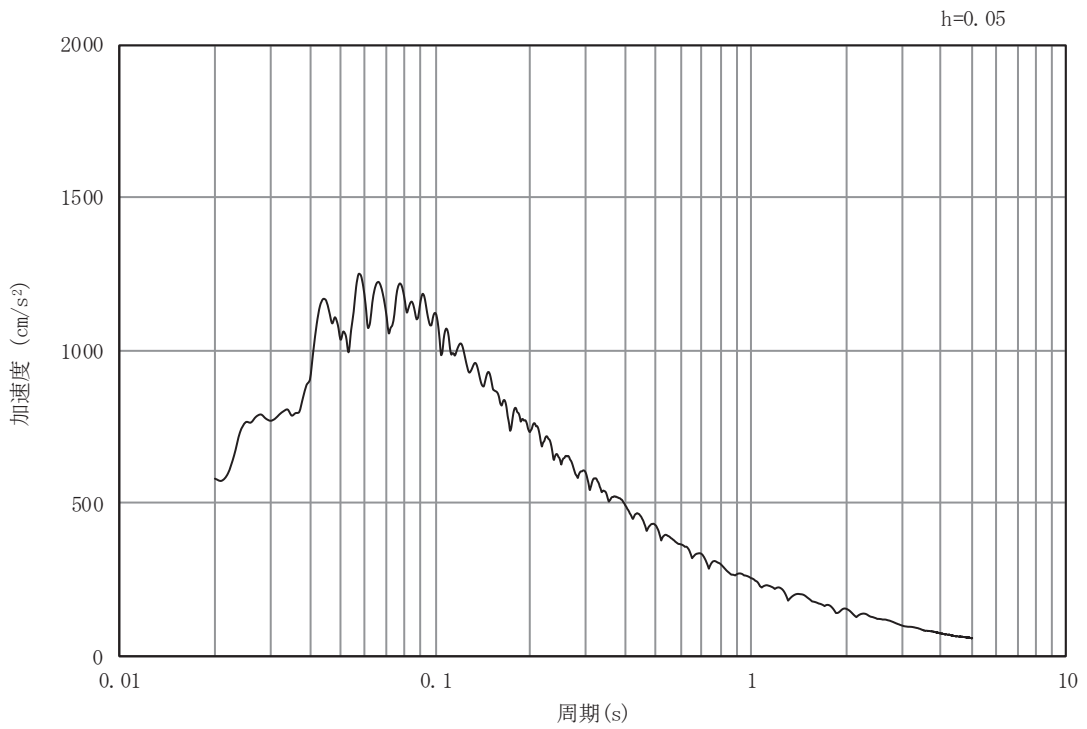


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(33) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - D 3)

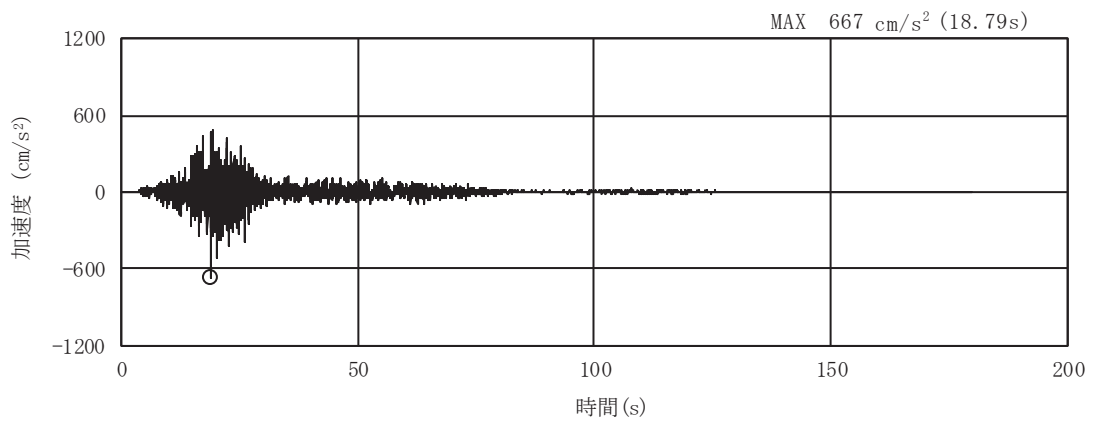


(a) 加速度時刻歴波形

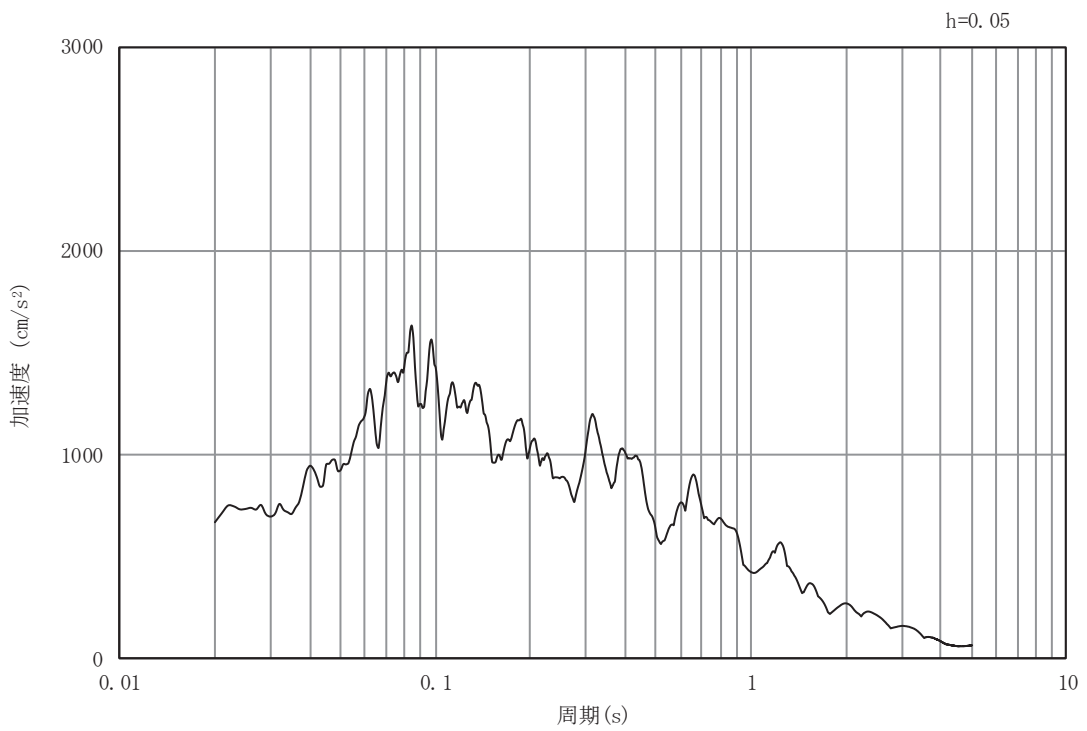


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(34) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - D 3)

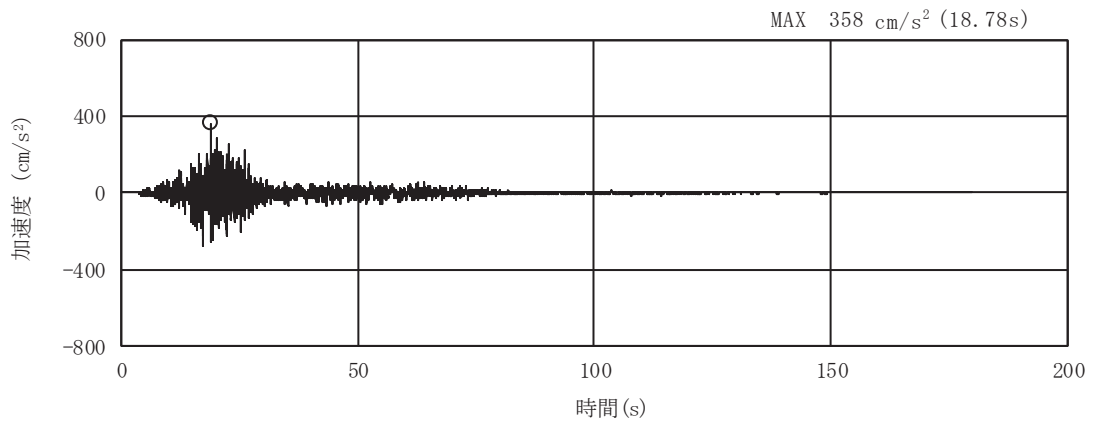


(a) 加速度時刻歴波形

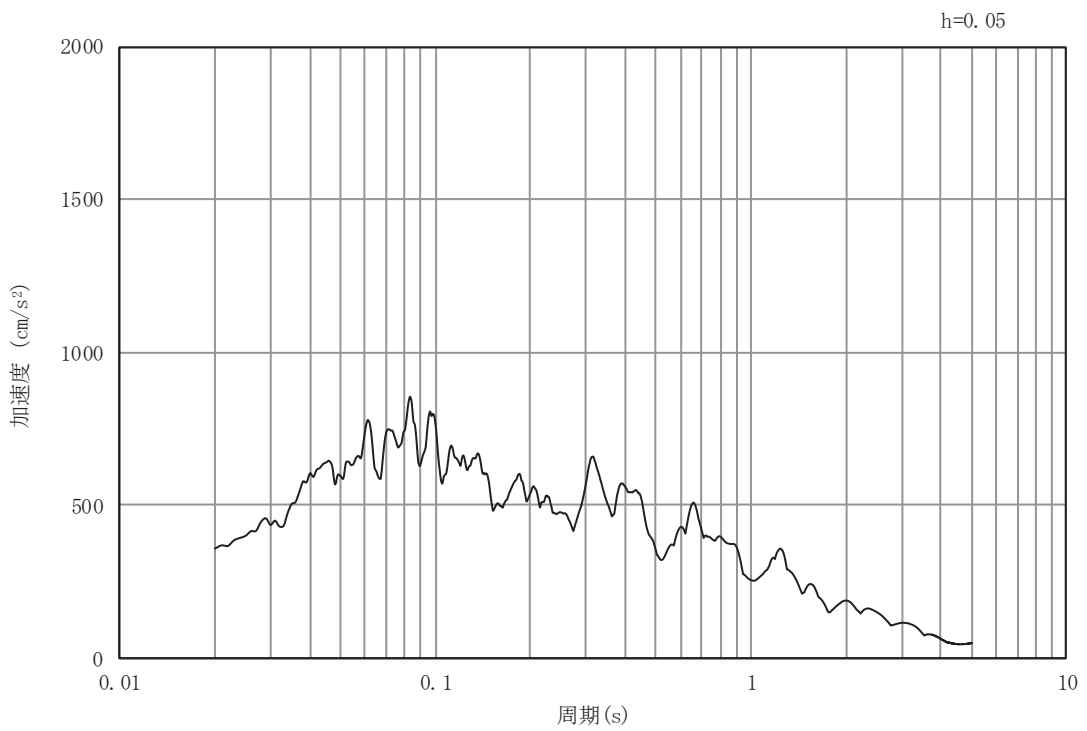


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(35) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - F 1)

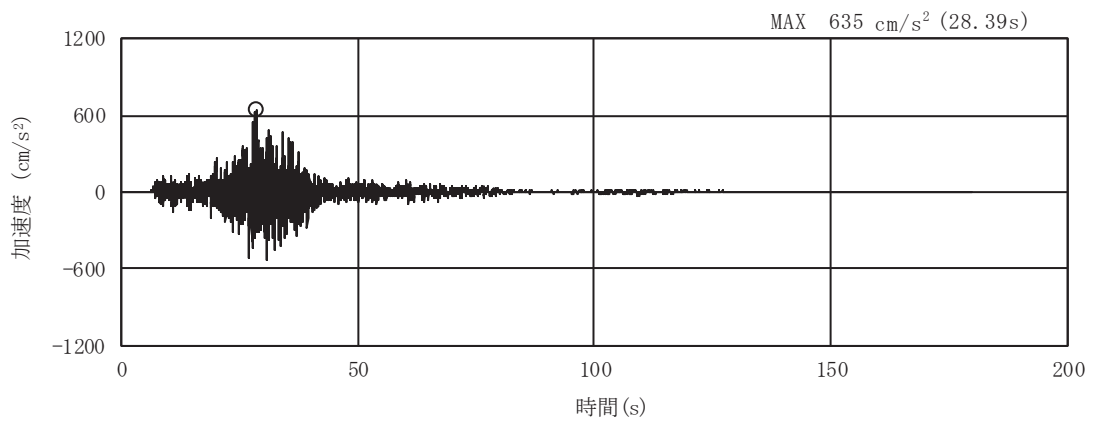


(a) 加速度時刻歴波形

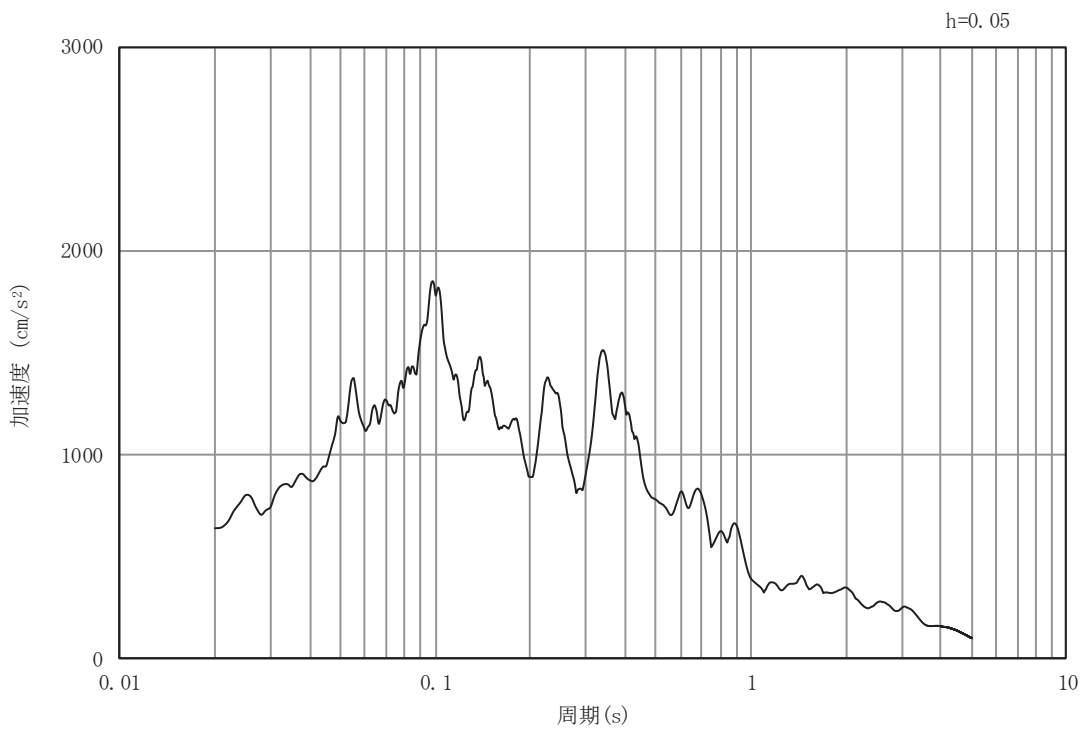


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(36) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分 : S s - F 1)

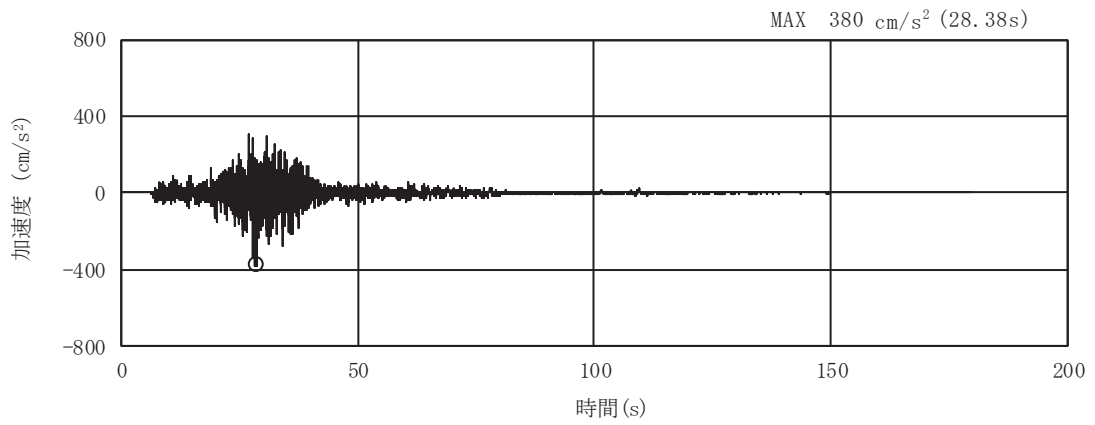


(a) 加速度時刻歴波形

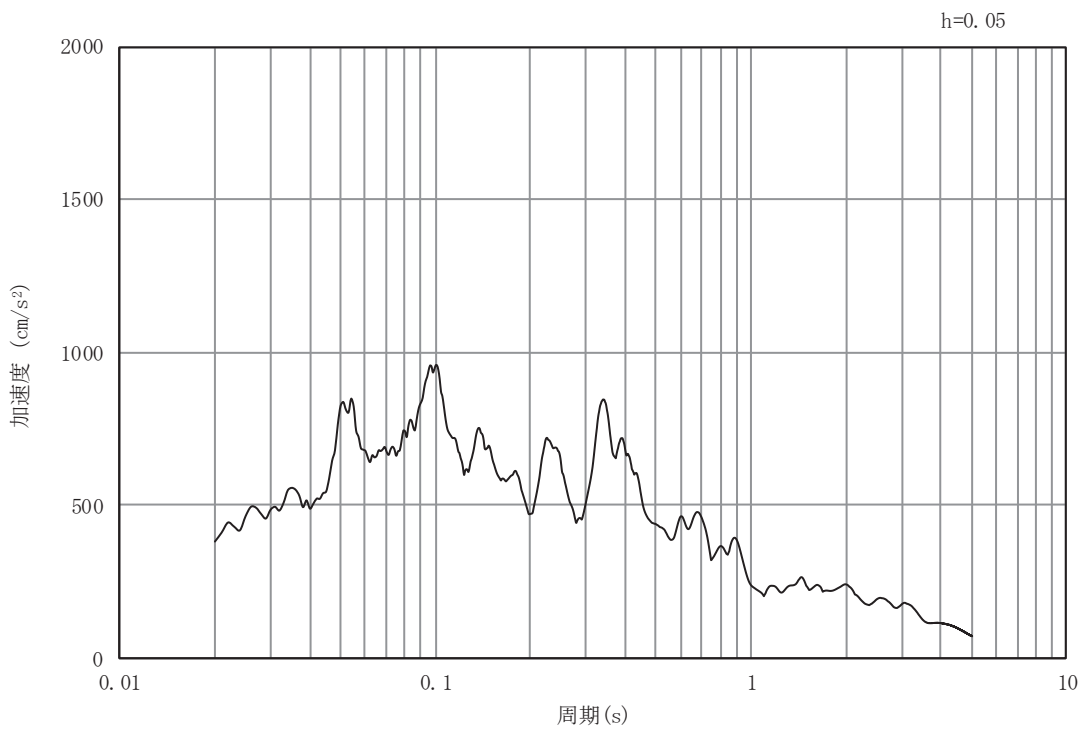


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(37) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - F 2)

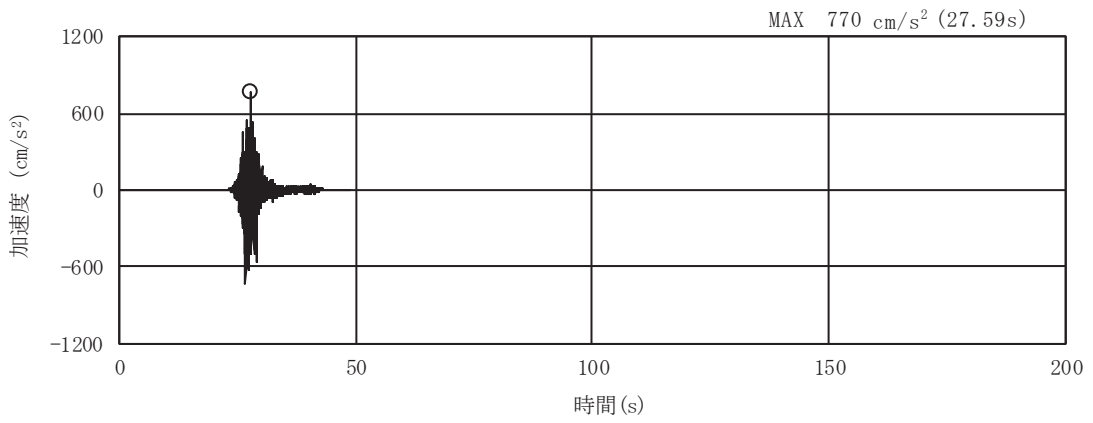


(a) 加速度時刻歴波形

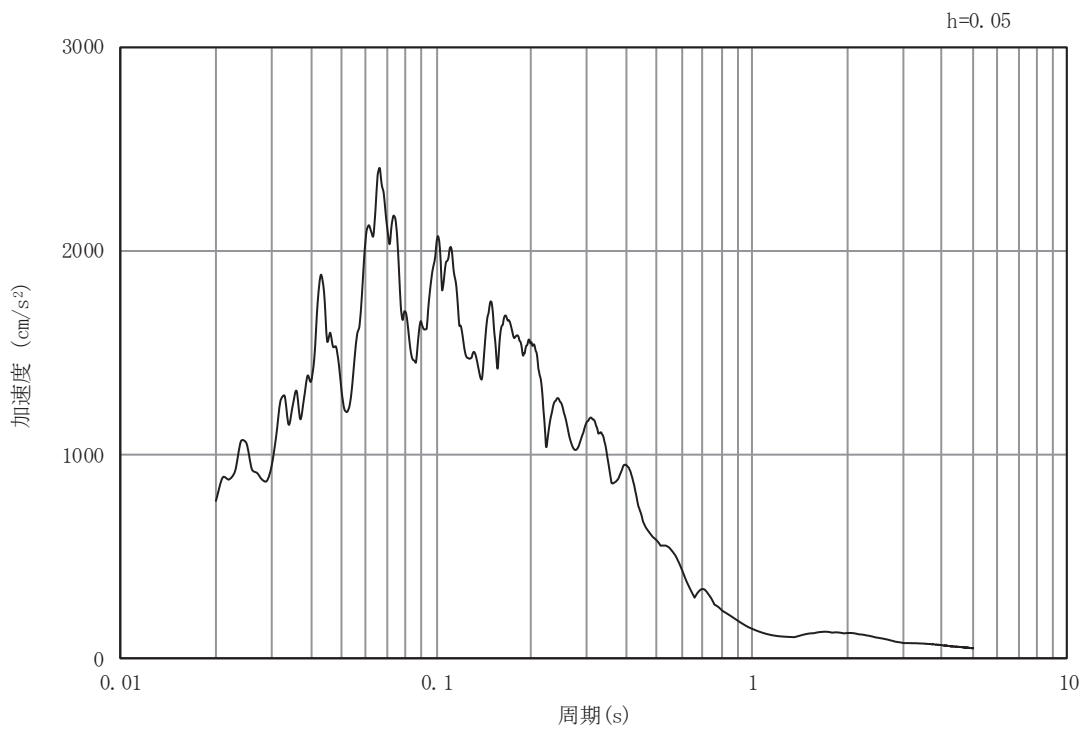


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(38) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - F 2)

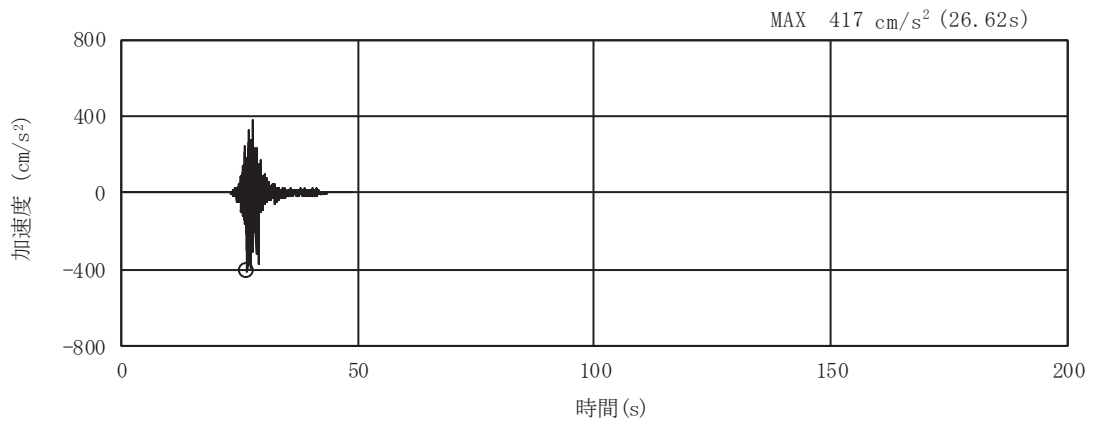


(a) 加速度時刻歴波形

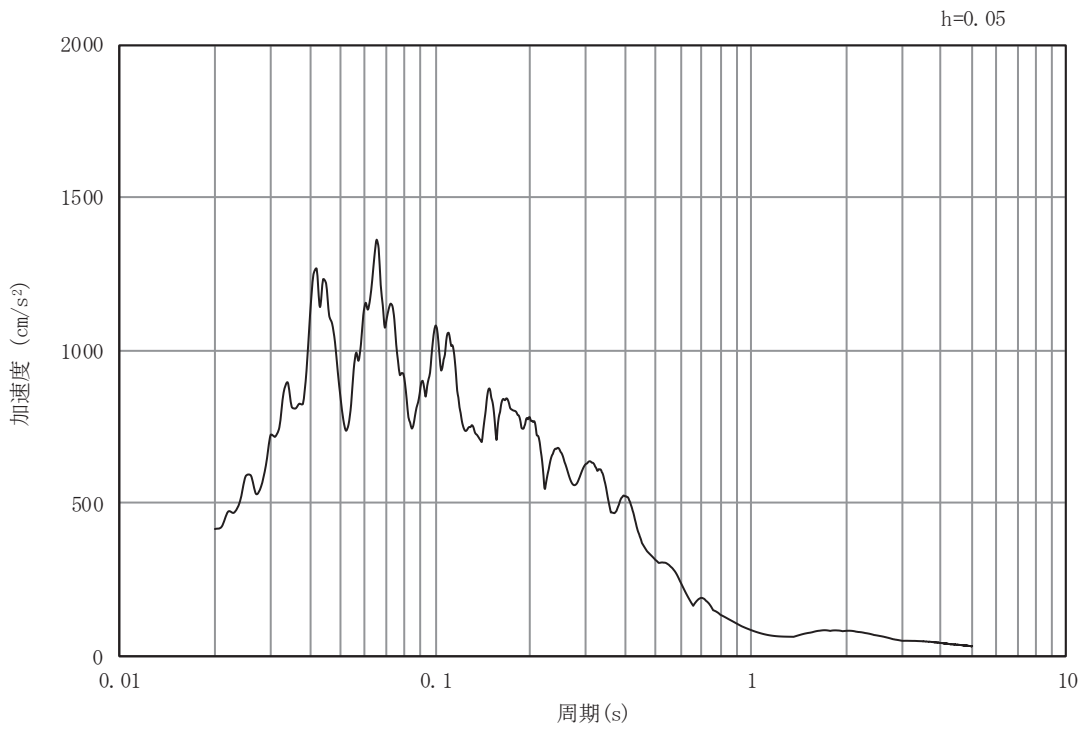


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(39) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S s - F 3)



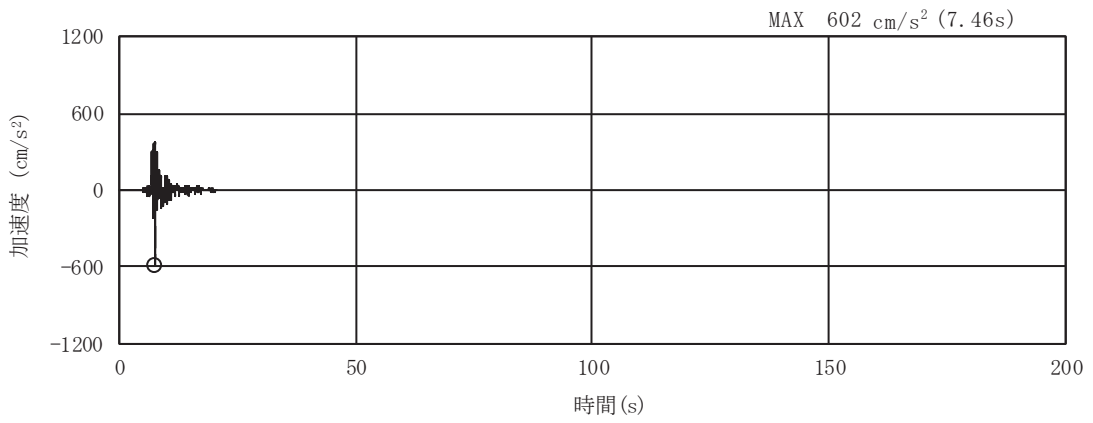
(a) 加速度時刻歴波形



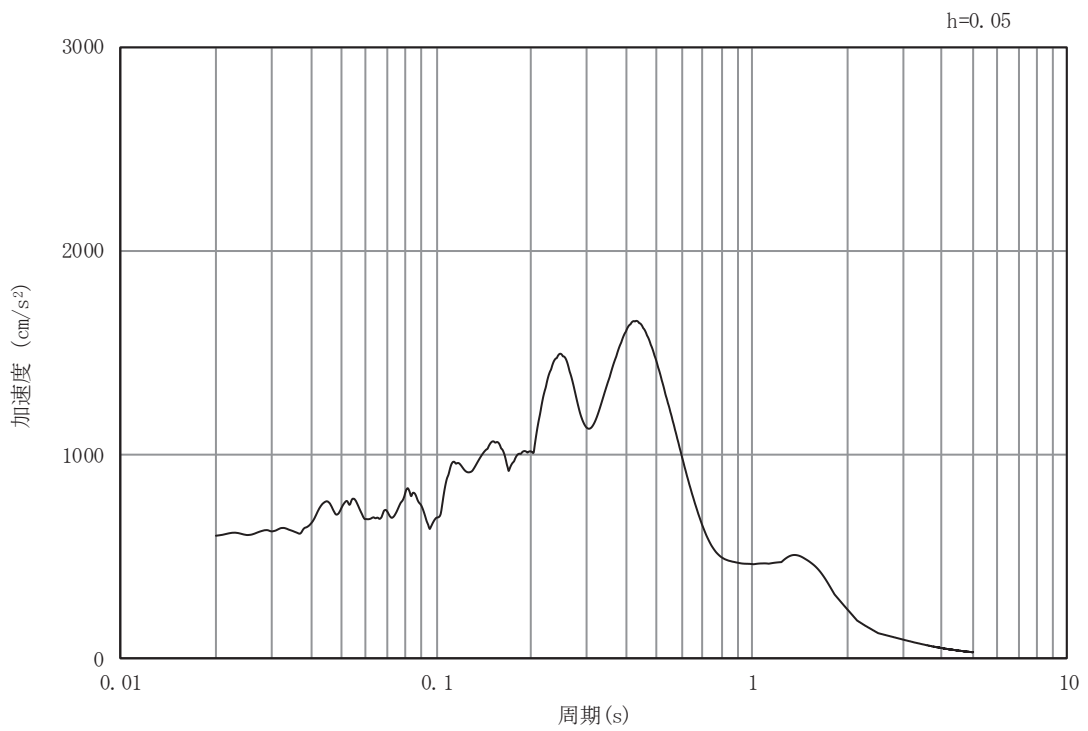
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(40) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - F 3)



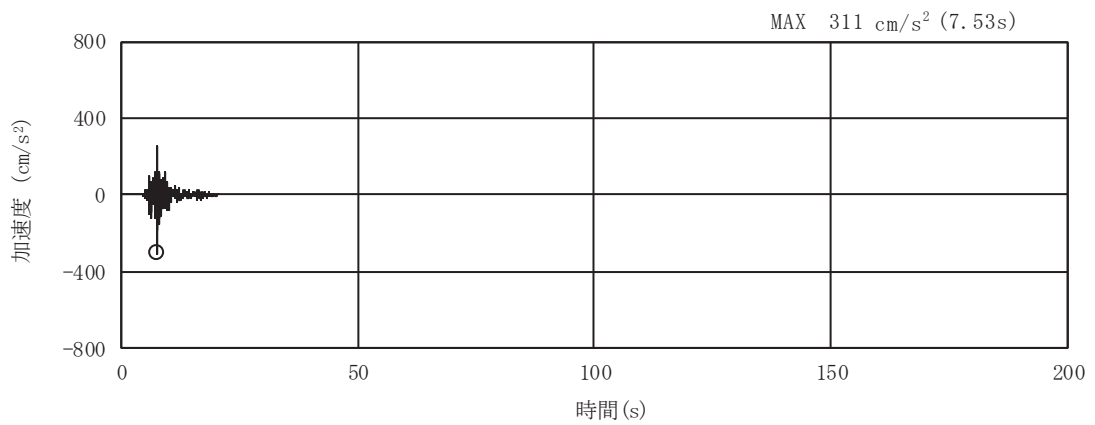


(a) 加速度時刻歴波形

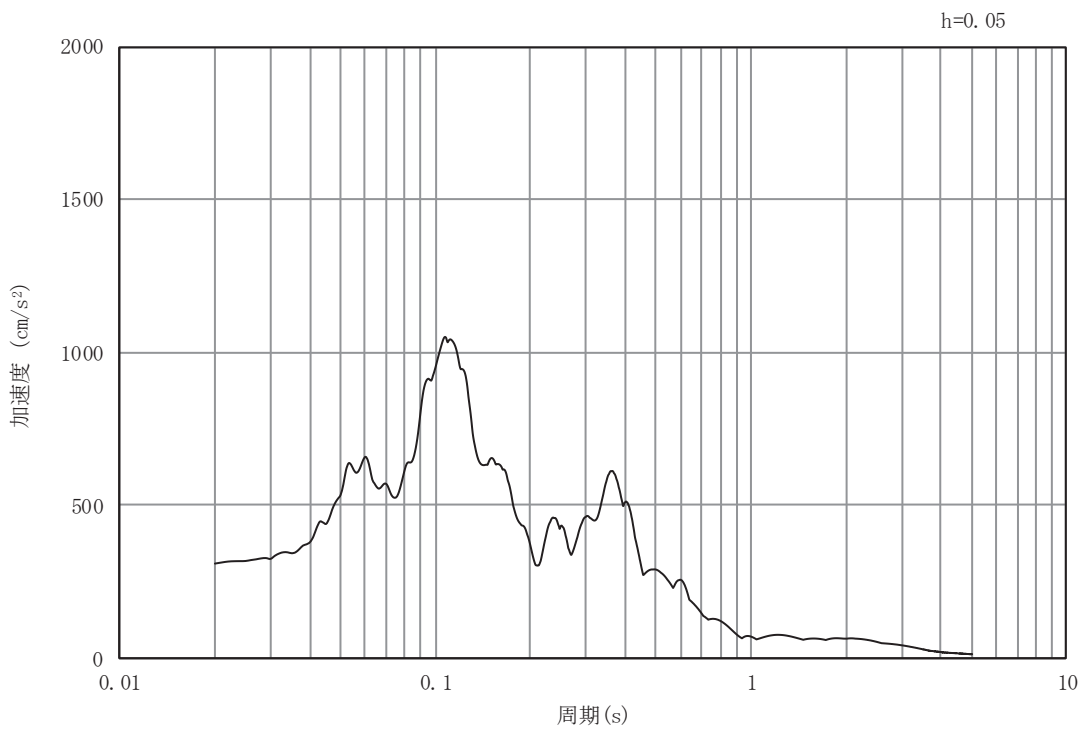


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(41) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S s - N 1)

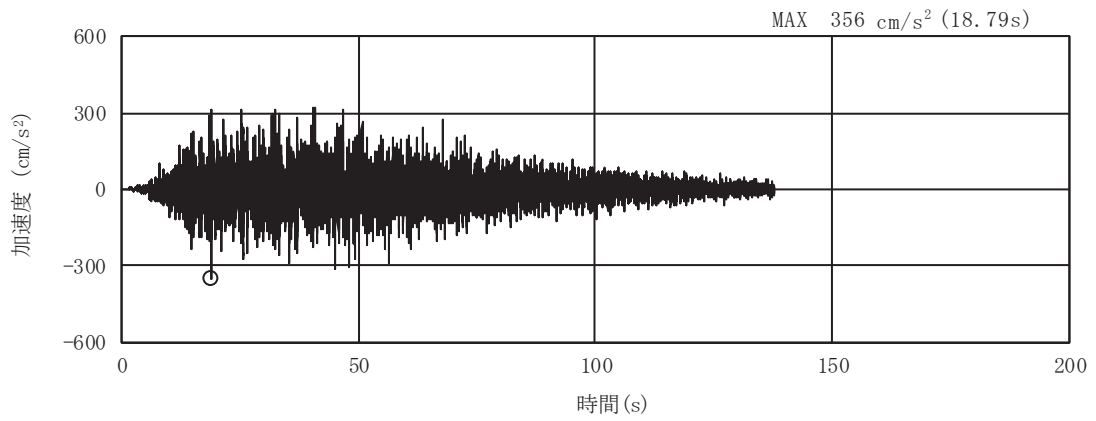


(a) 加速度時刻歴波形

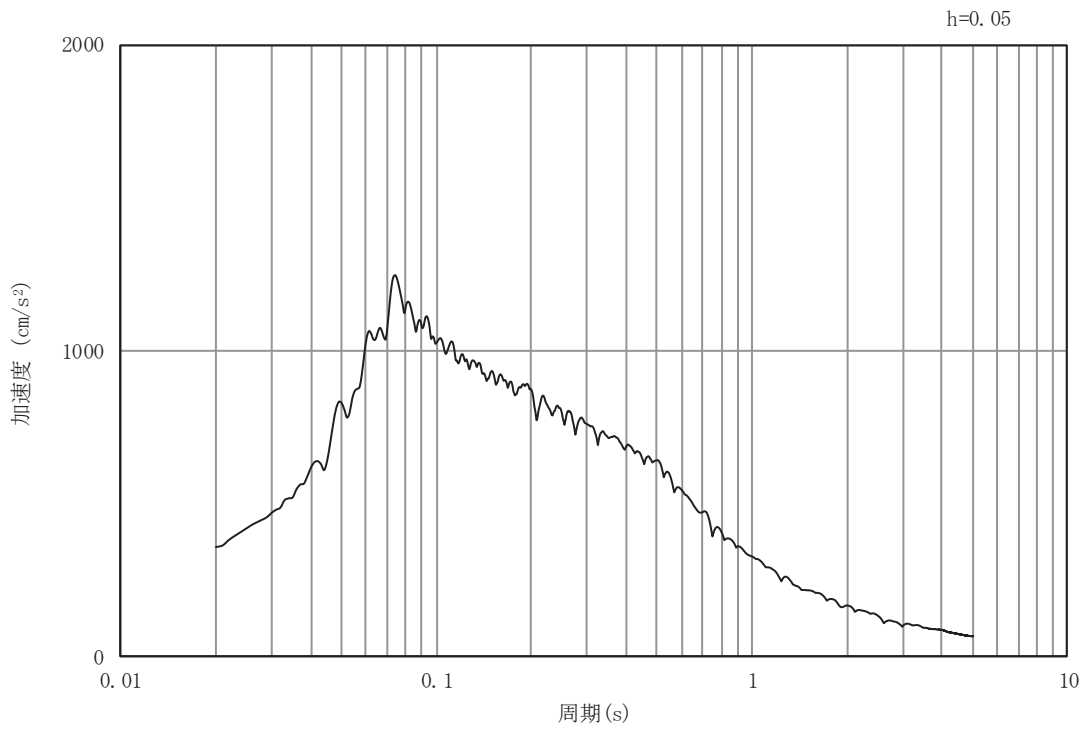


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(42) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S s - N 1)

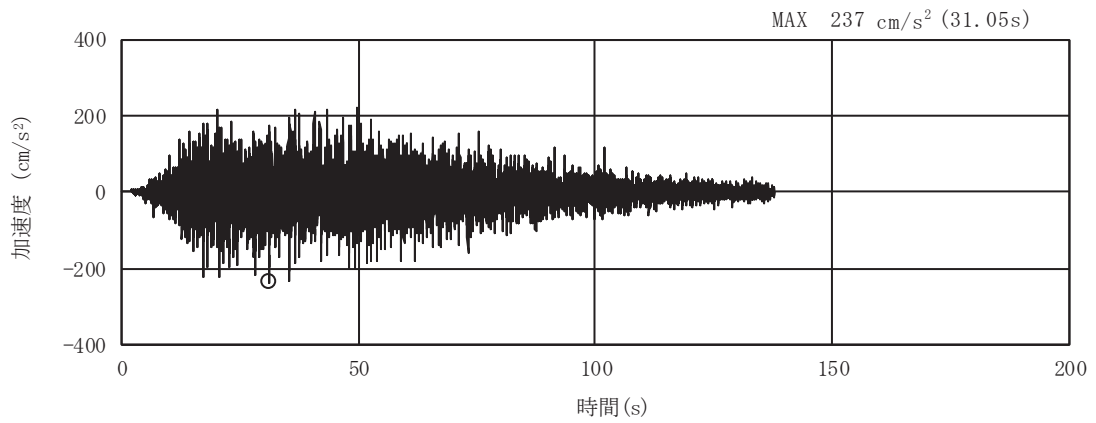


(a) 加速度時刻歴波形

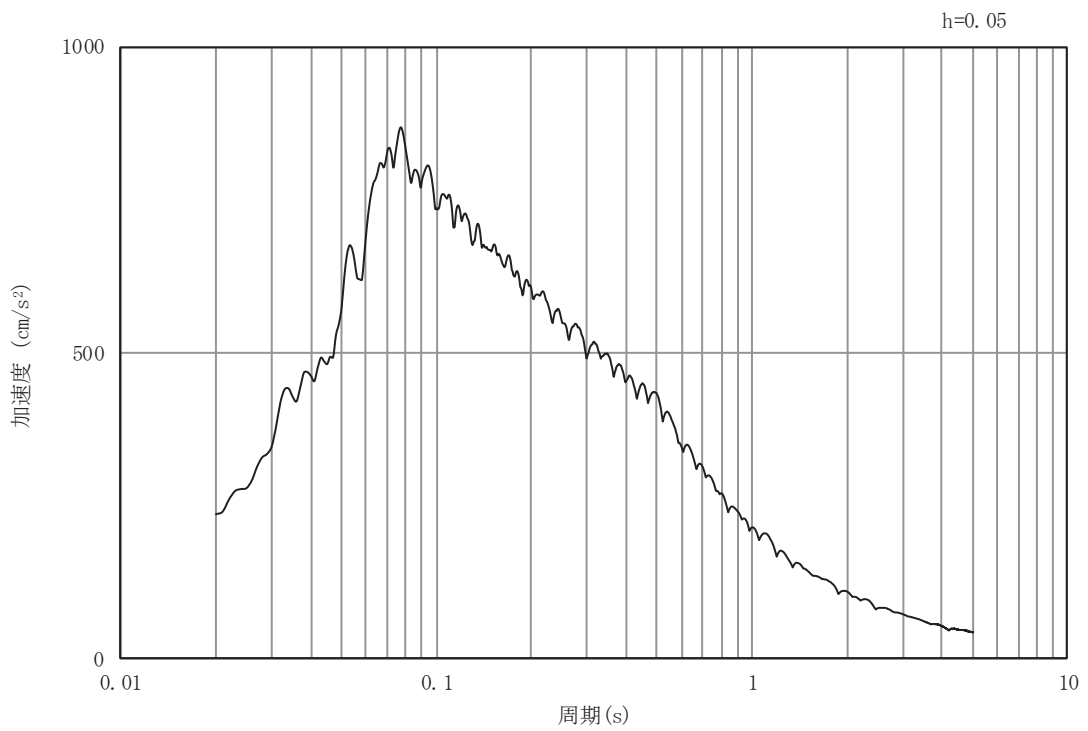


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(43) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分 : S d - D 1)

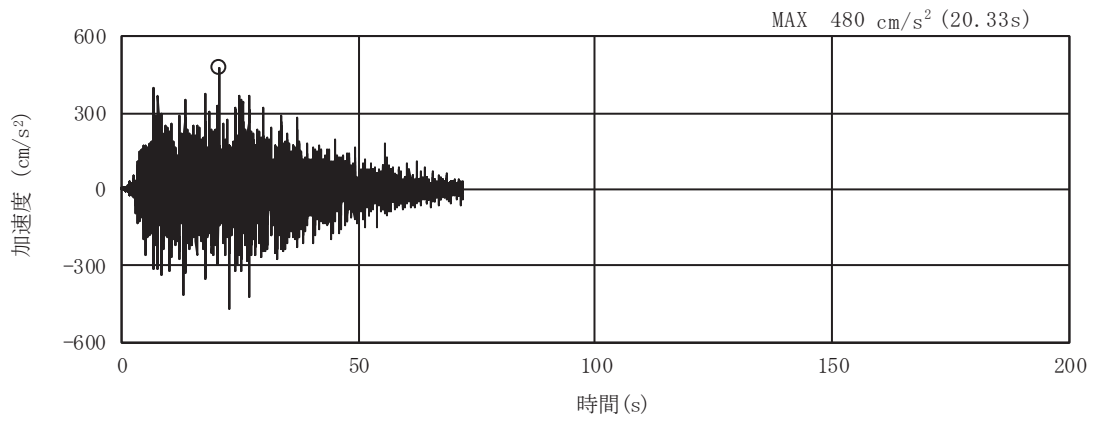


(a) 加速度時刻歴波形

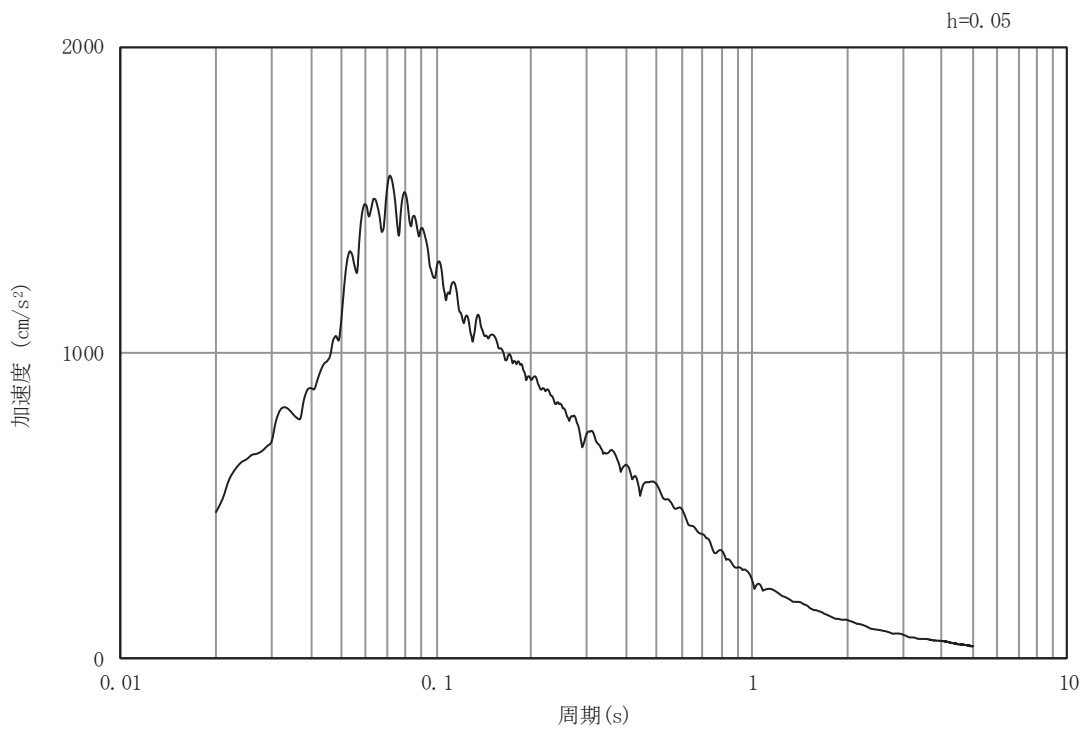


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(44) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - D 1)

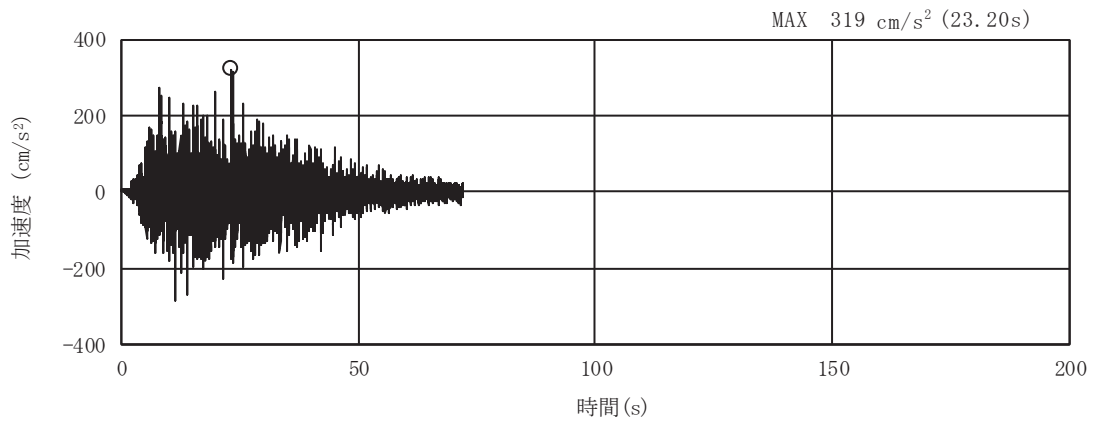


(a) 加速度時刻歴波形

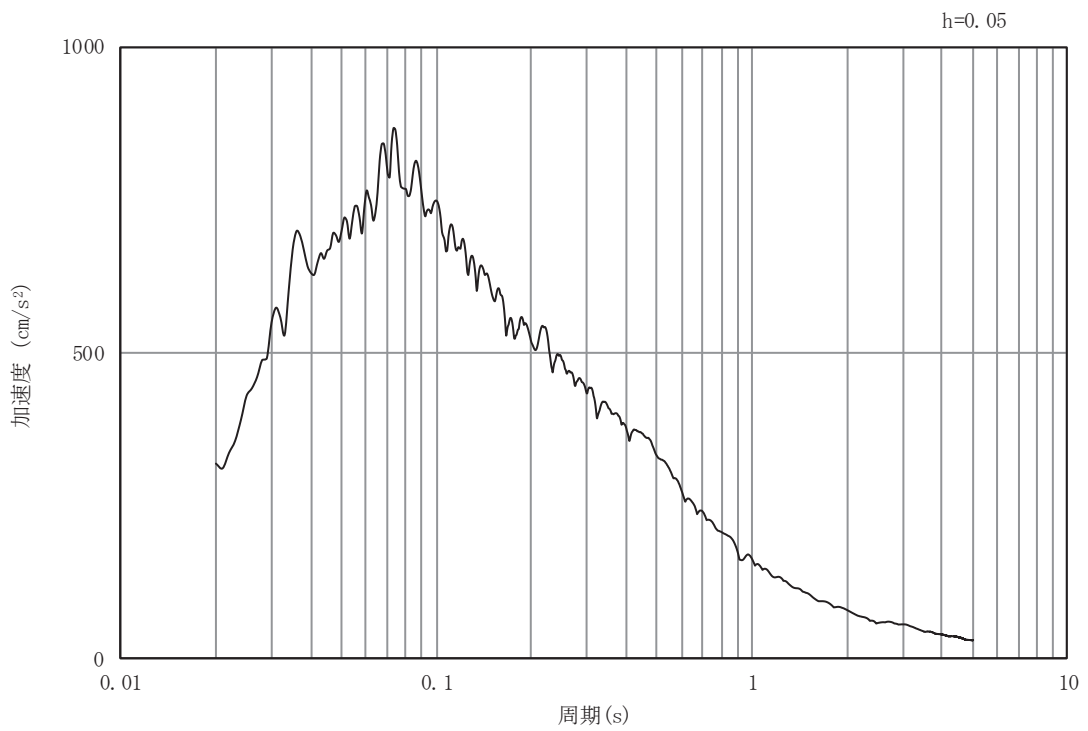


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(45) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - D 2)

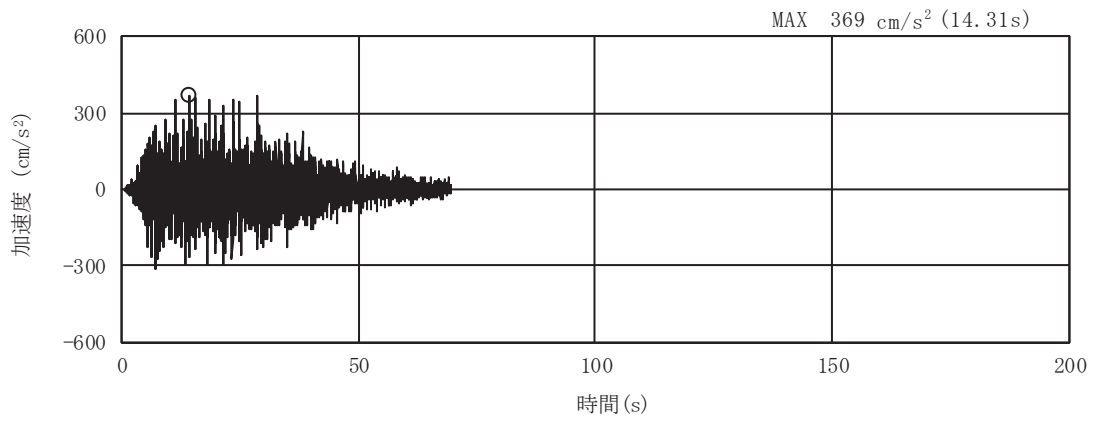


(a) 加速度時刻歴波形

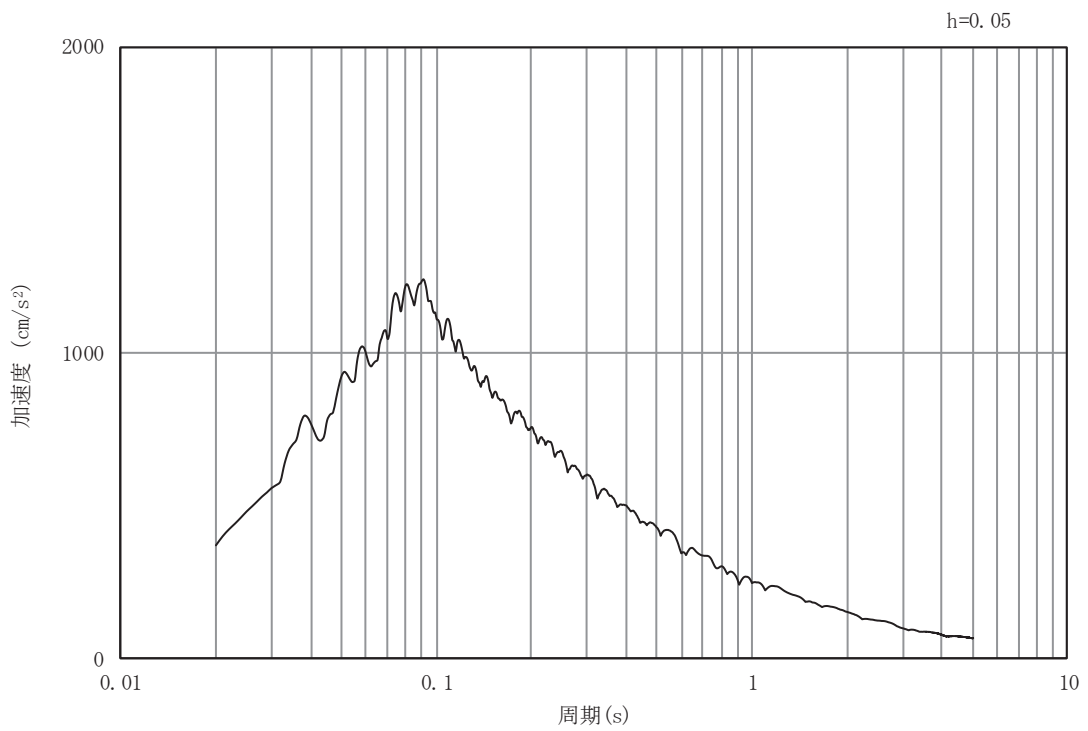


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(46) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - D 2)

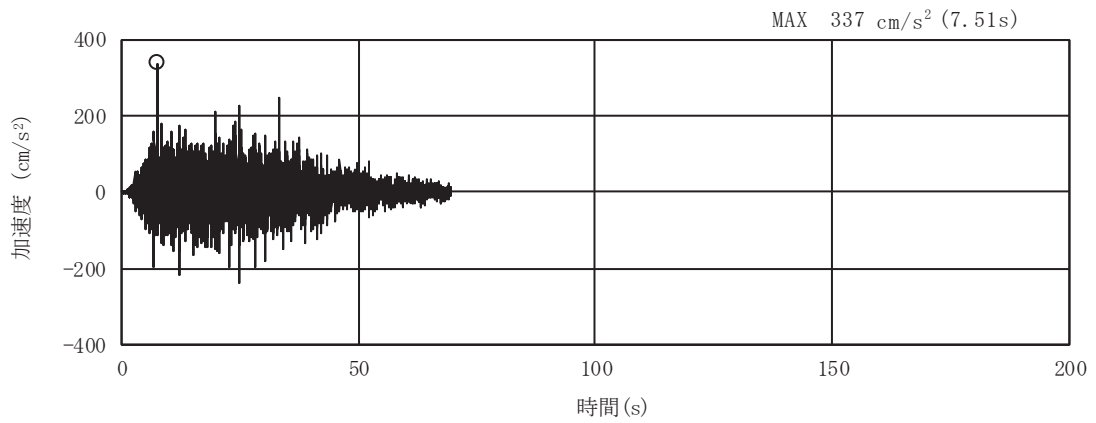


(a) 加速度時刻歴波形

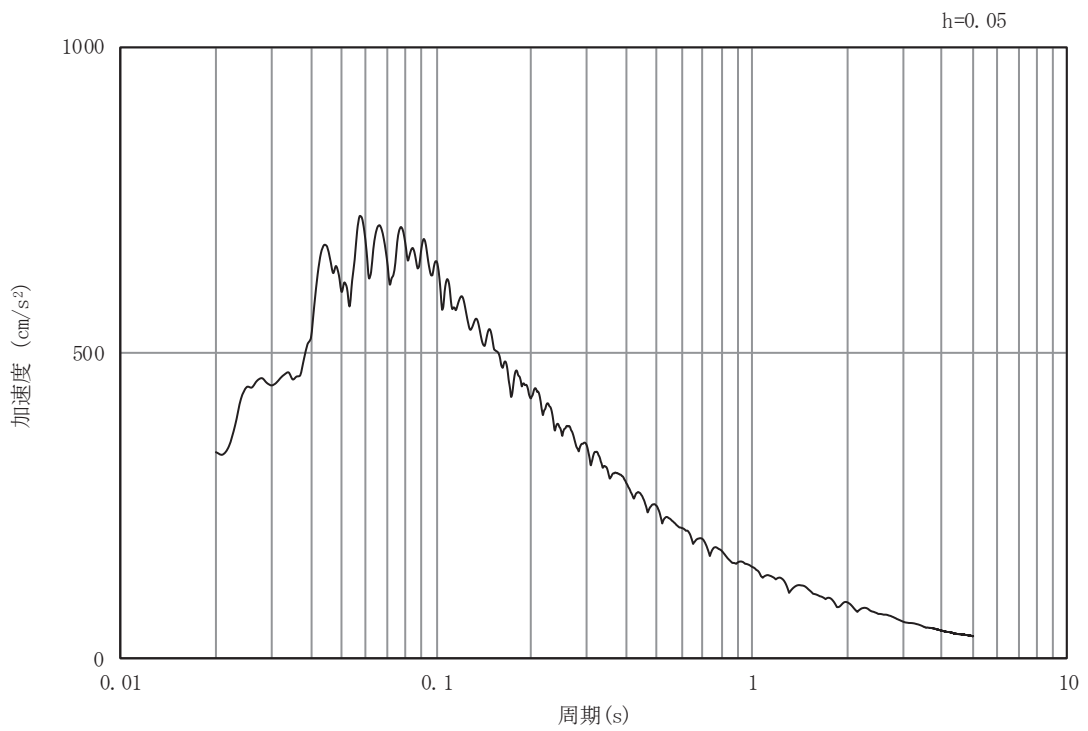


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(47) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - D 3)



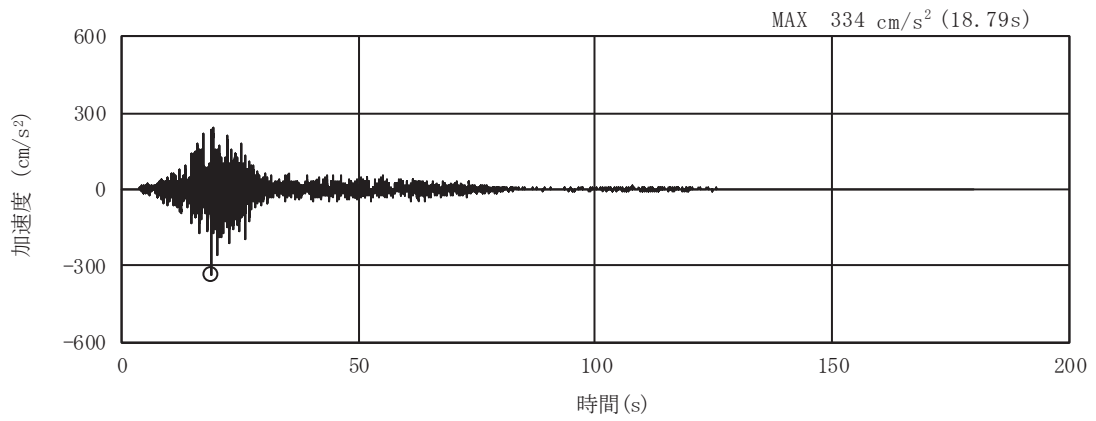
(a) 加速度時刻歴波形



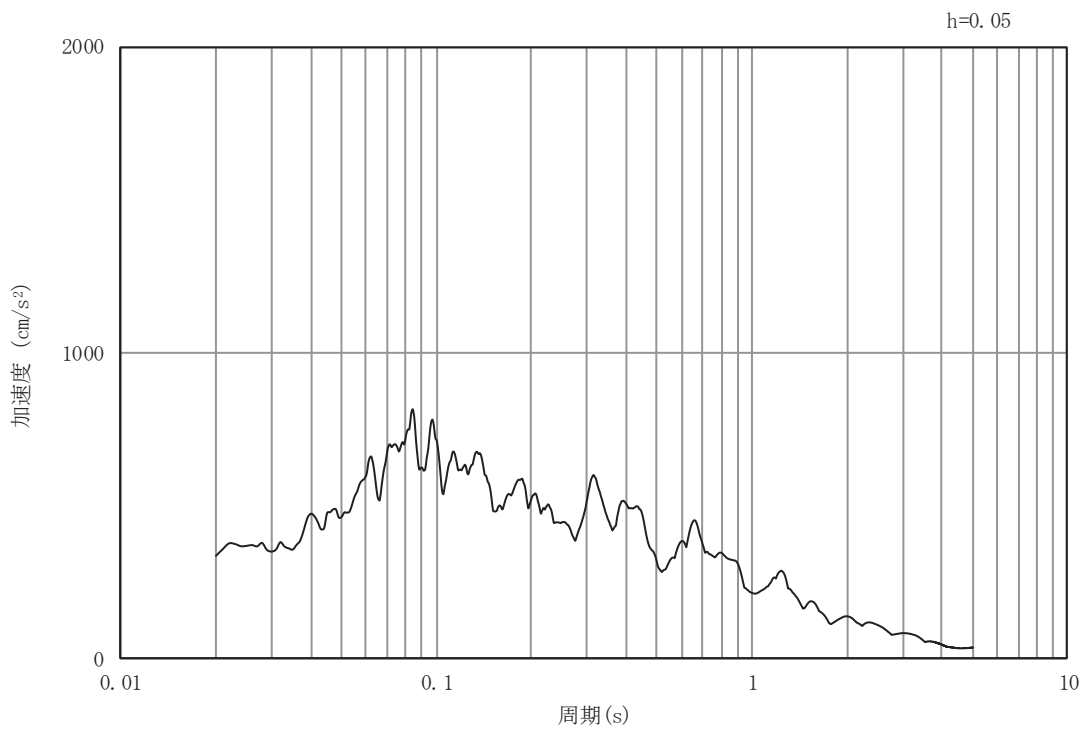
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(48) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - D 3)



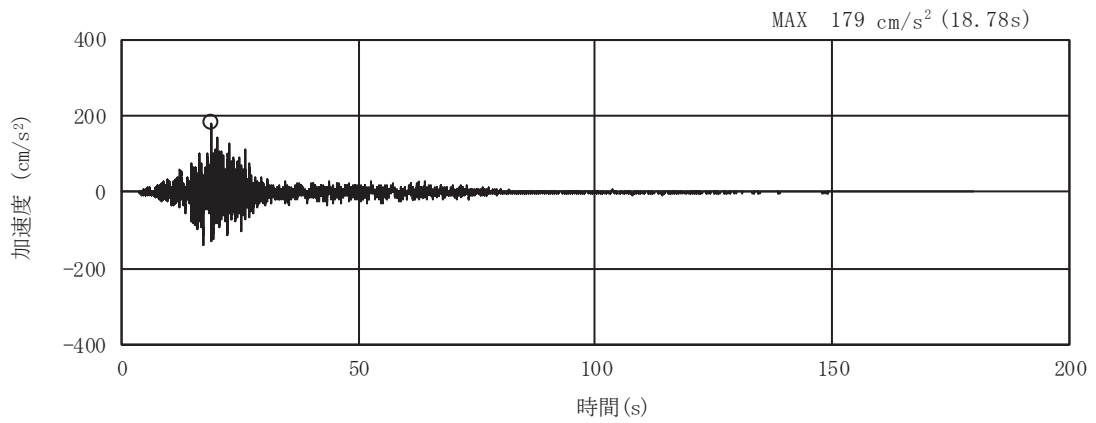


(a) 加速度時刻歴波形

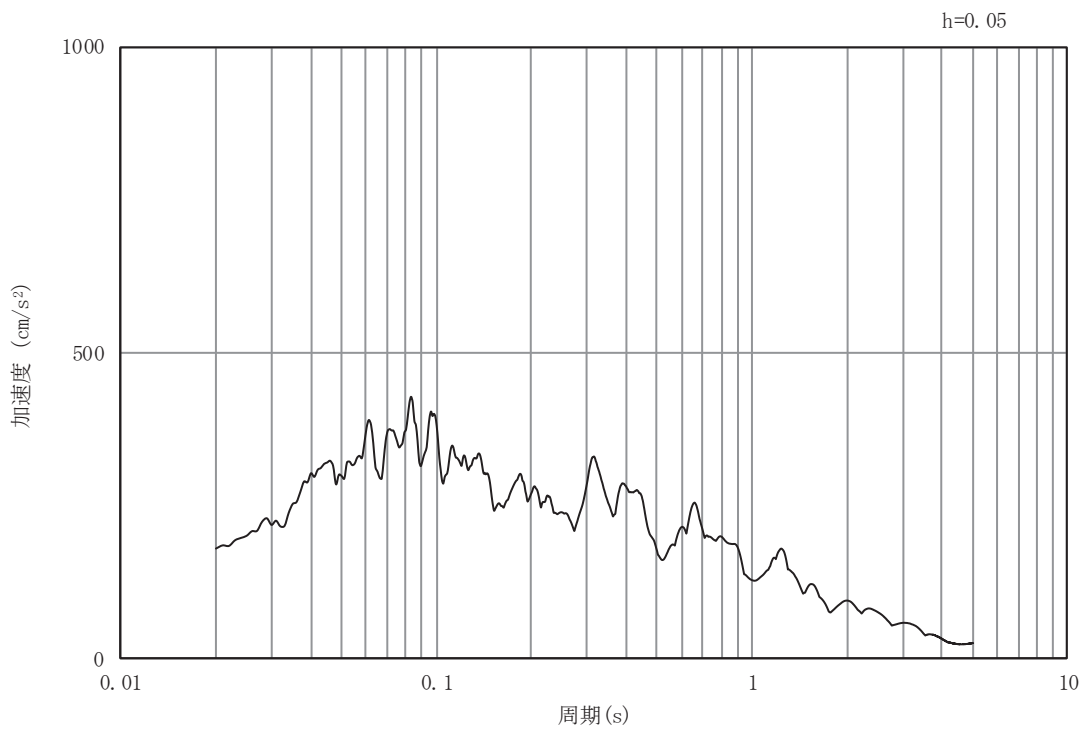


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(49) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - F 1)

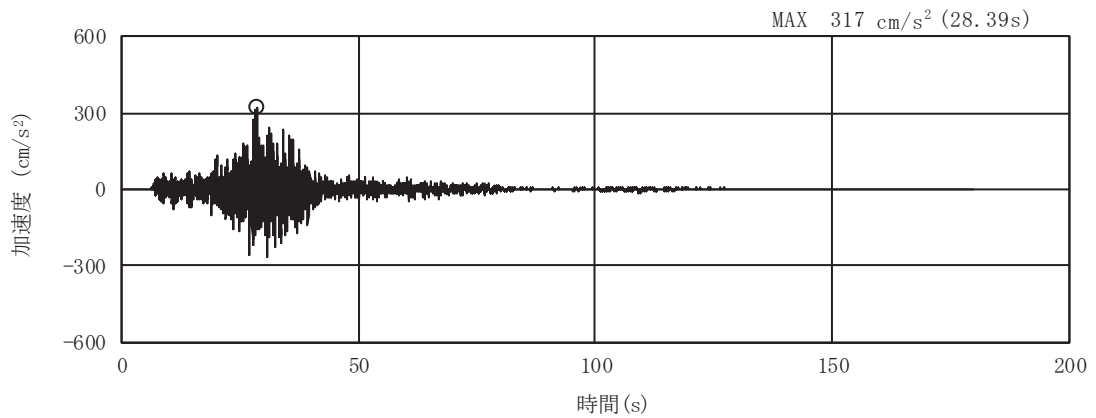


(a) 加速度時刻歴波形

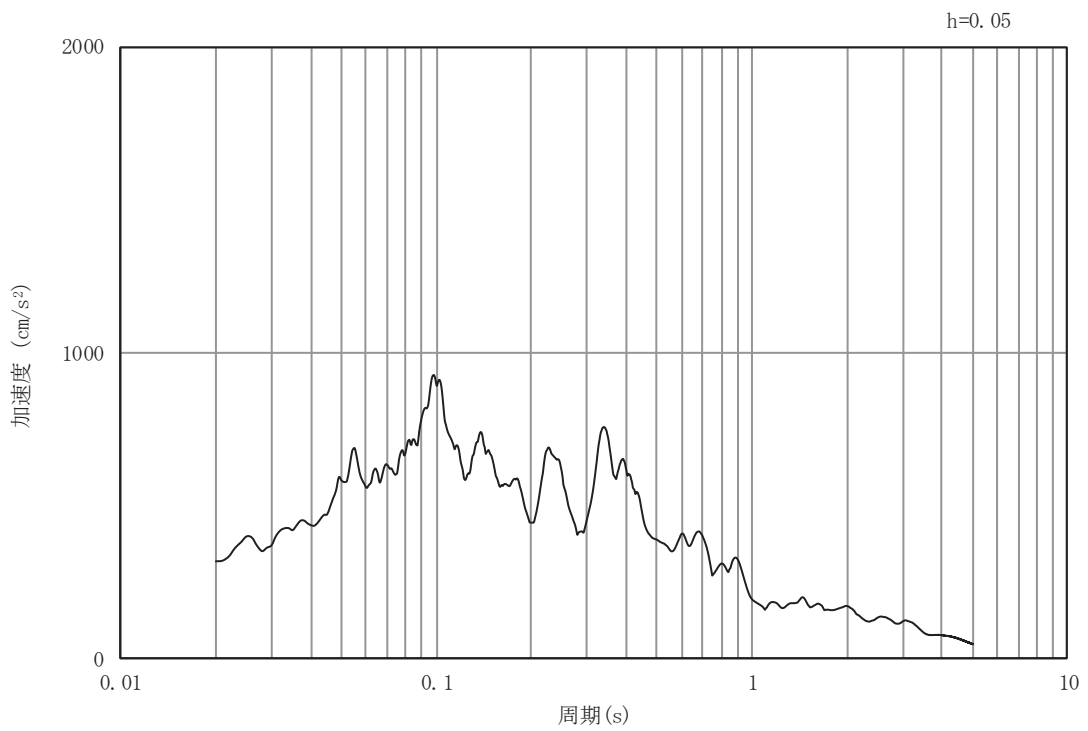


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(50) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - F 1)

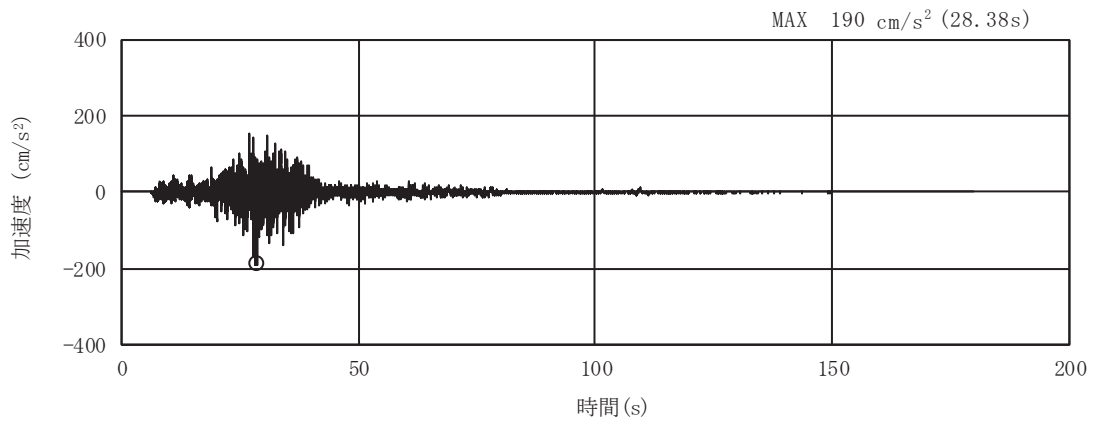


(a) 加速度時刻歴波形

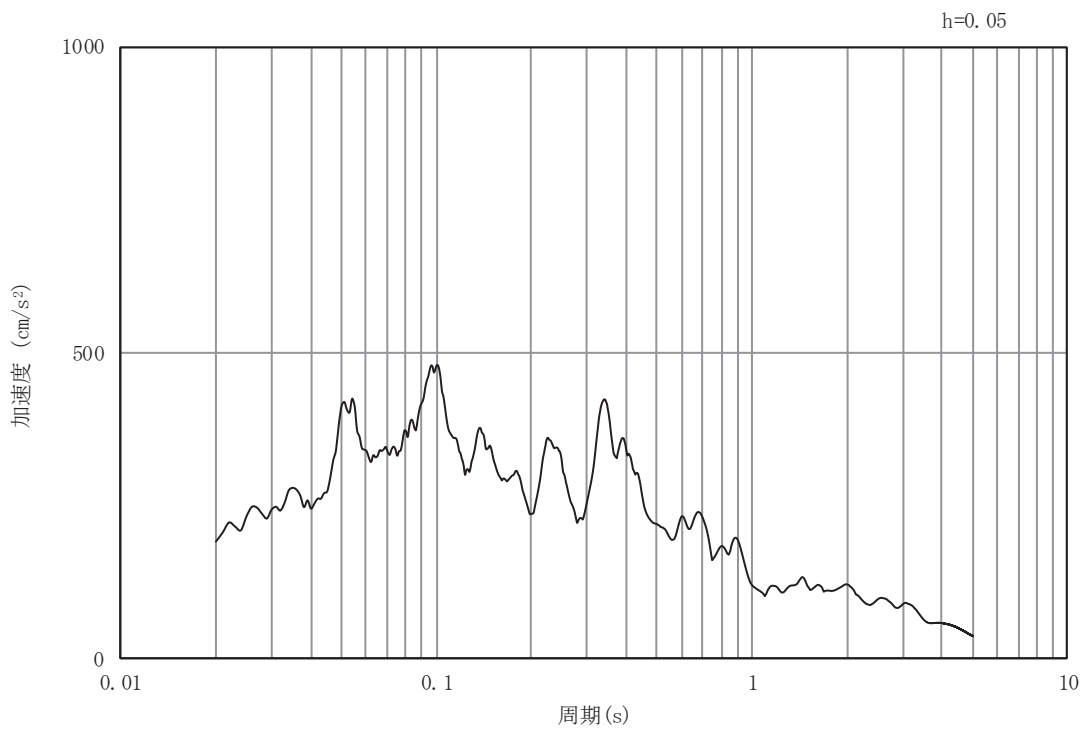


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(51) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - F 2)

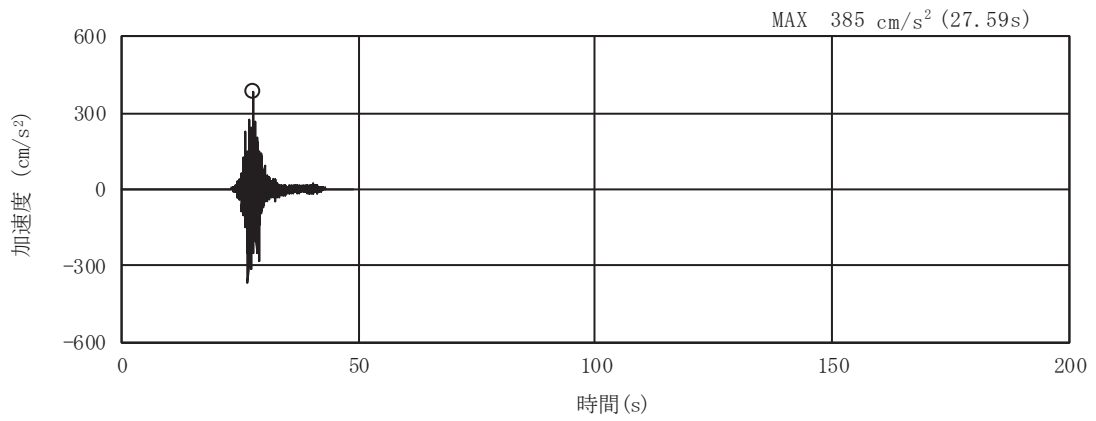


(a) 加速度時刻歴波形

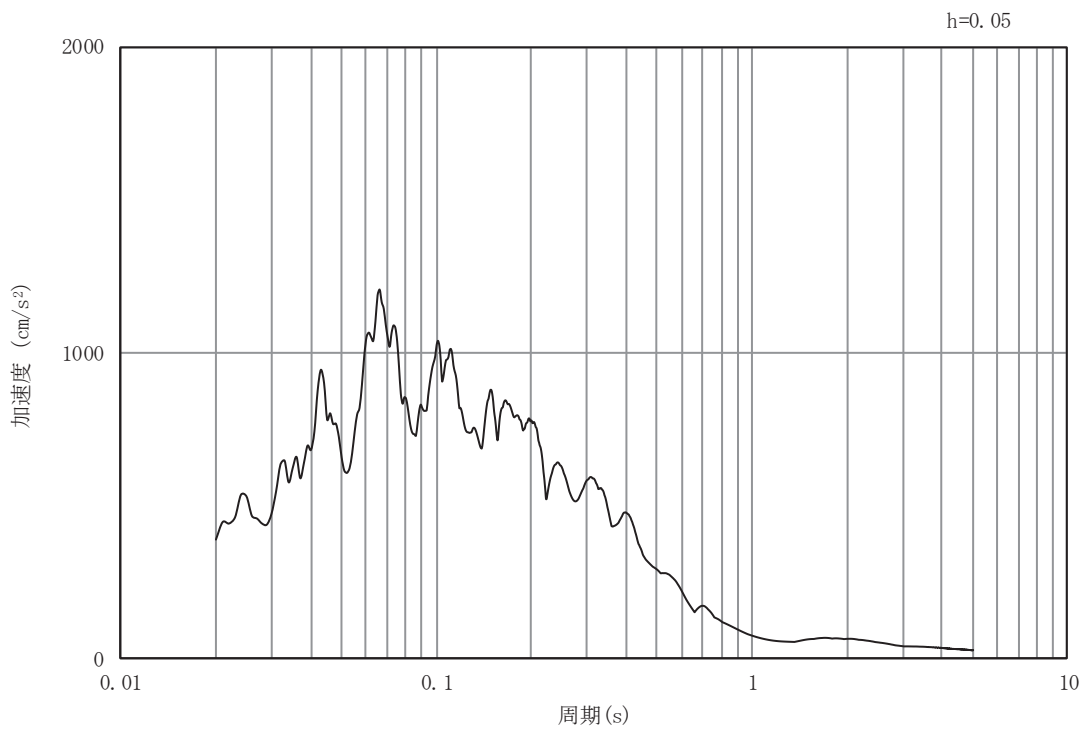


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(52) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - F 2)

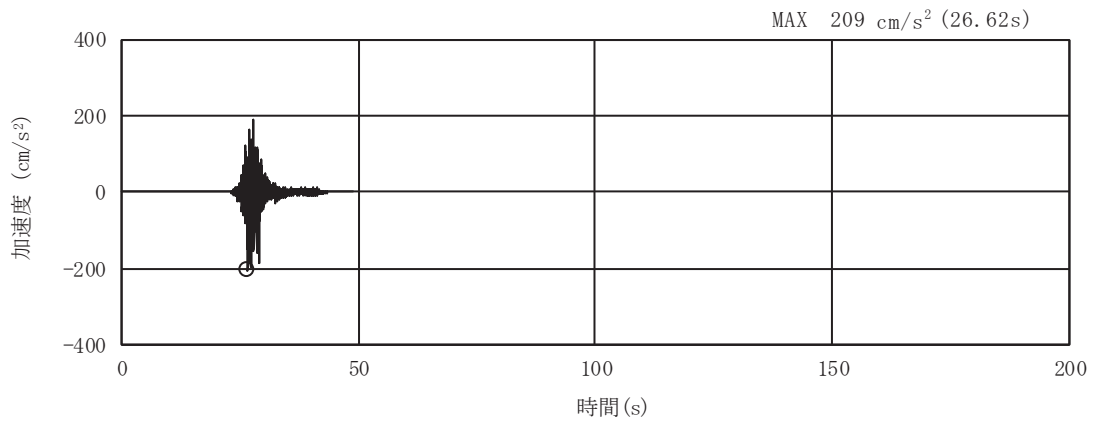


(a) 加速度時刻歴波形

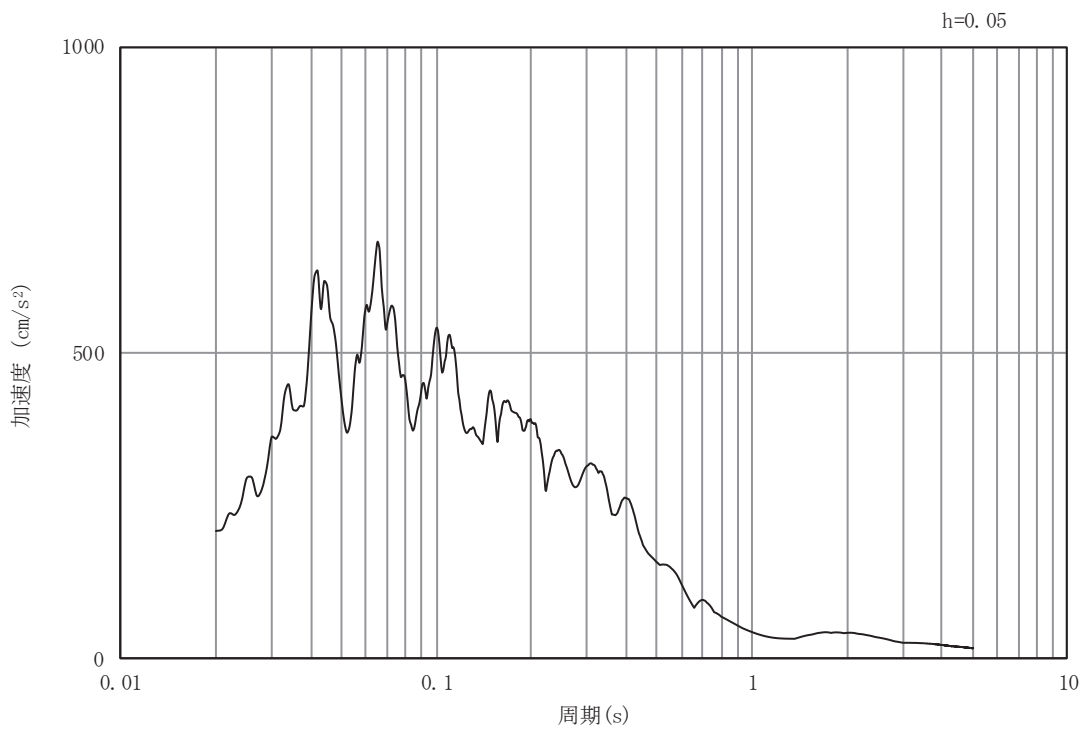


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(53) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - F 3)

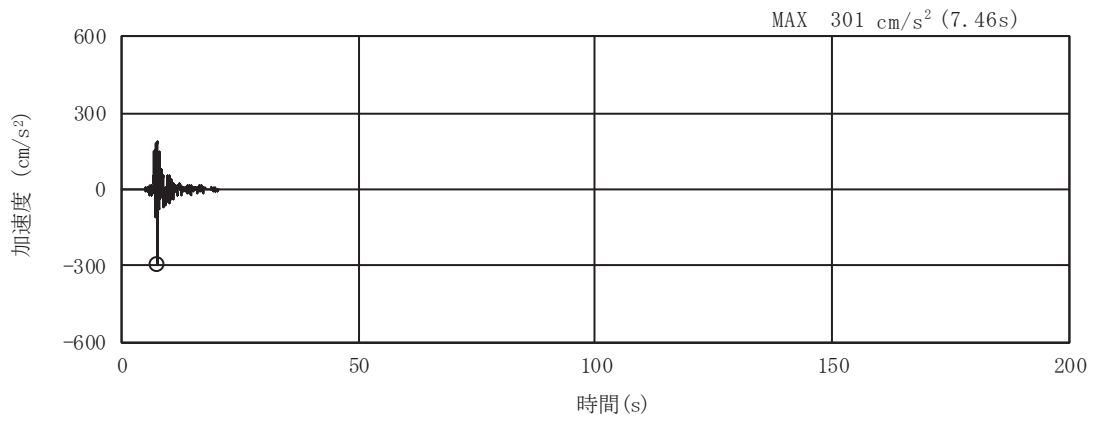


(a) 加速度時刻歴波形

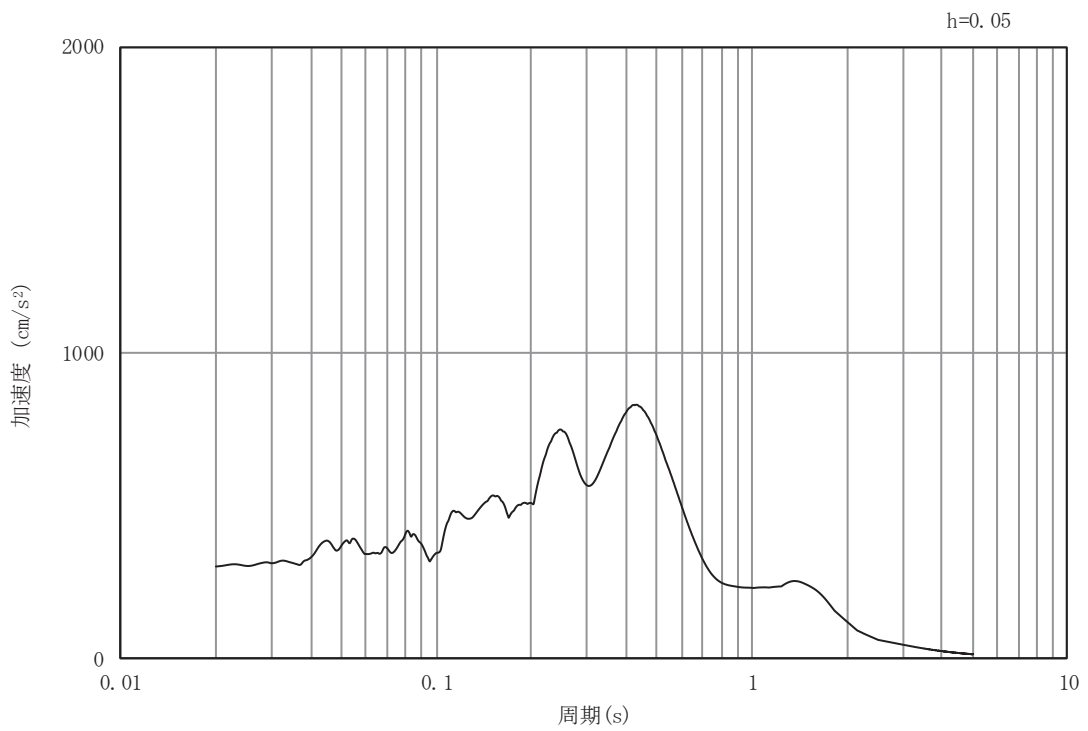


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(54) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - F 3)

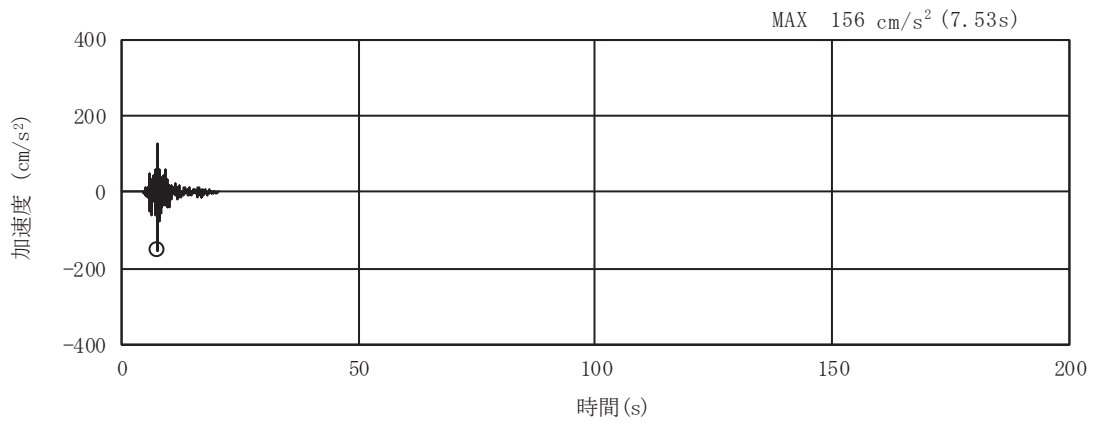


(a) 加速度時刻歴波形

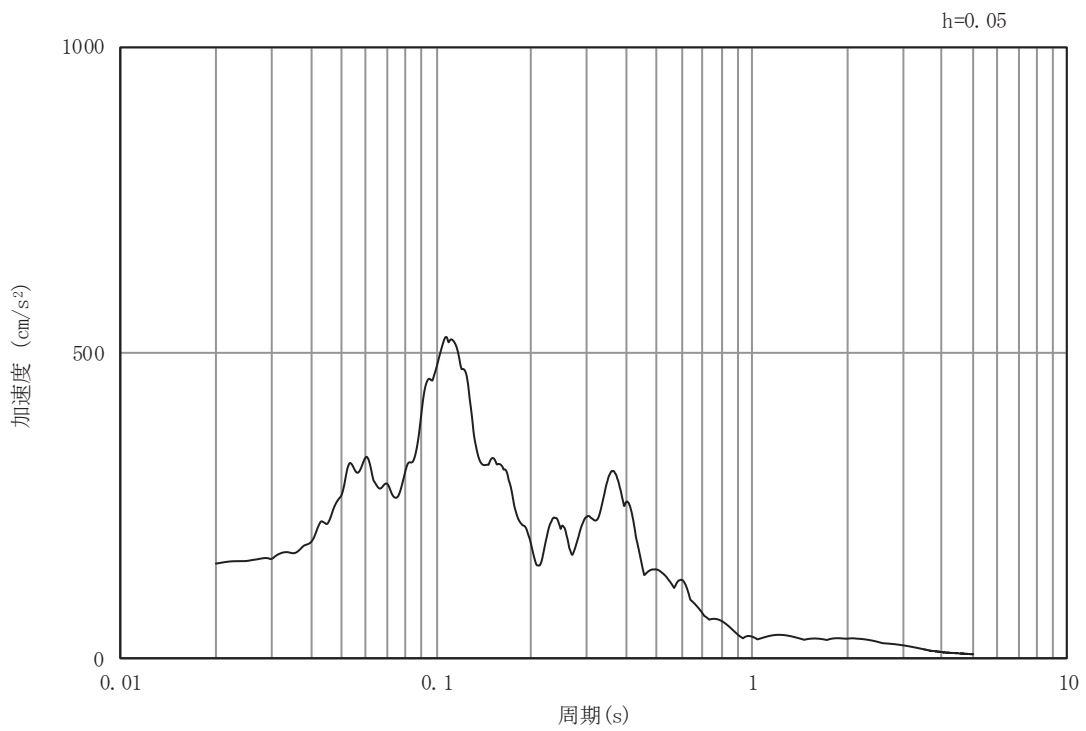


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(55) 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 (土砂部 (断面③))  
(水平成分: S d - N 1)



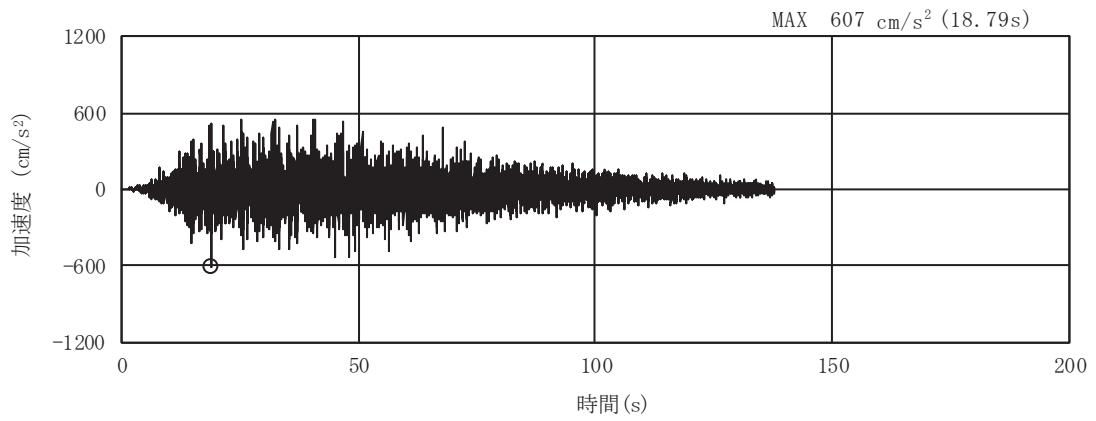
(a) 加速度時刻歴波形



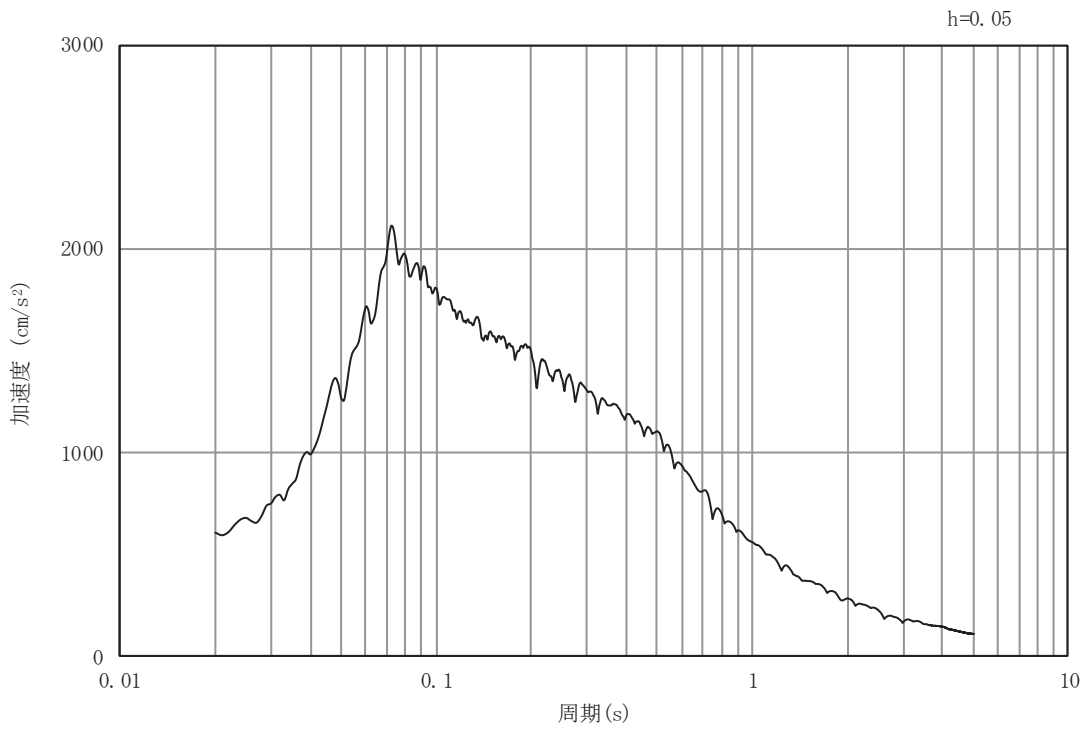
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(56) 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 (土砂部 (断面③))  
(鉛直成分: S d - N 1)



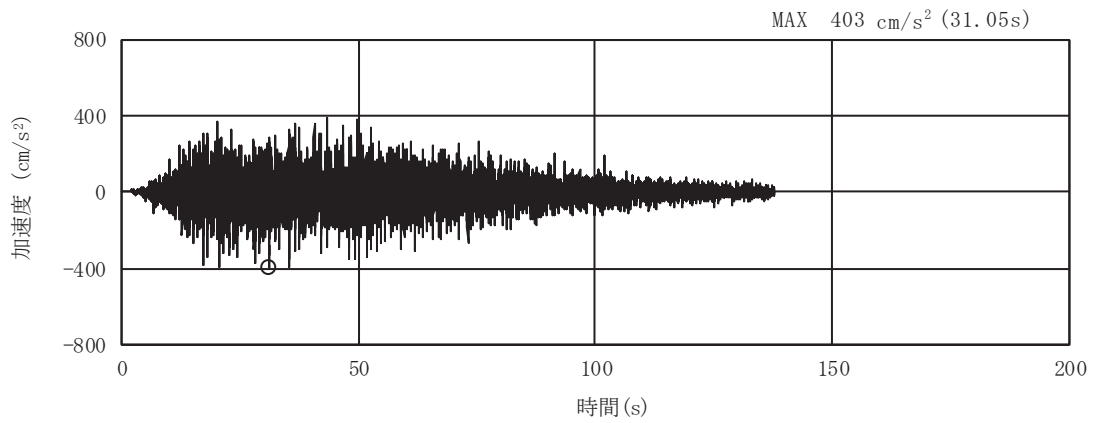


(a) 加速度時刻歴波形

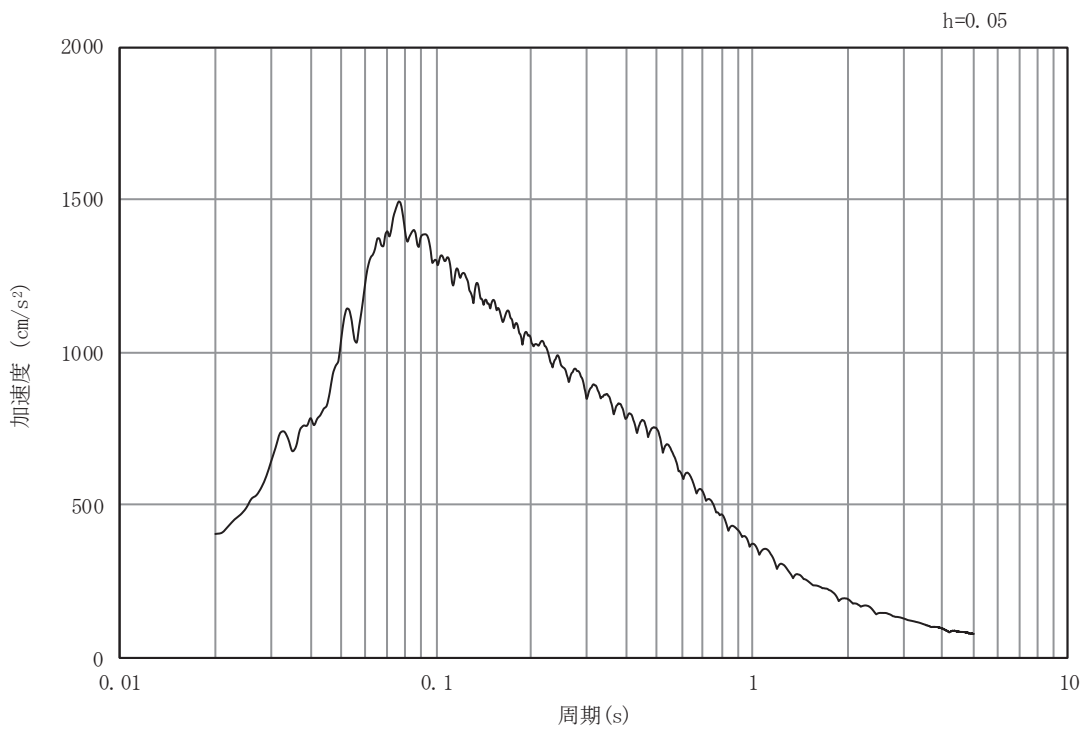


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(57) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - D 1)

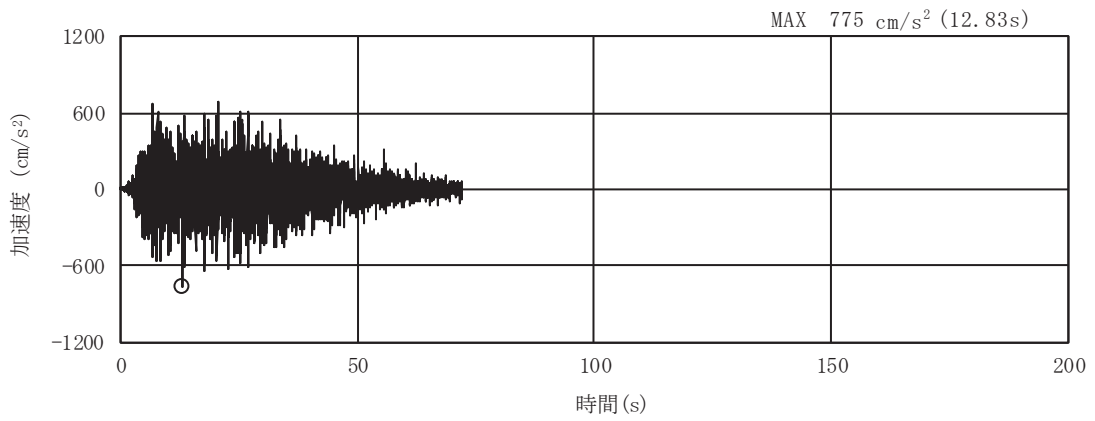


(a) 加速度時刻歴波形

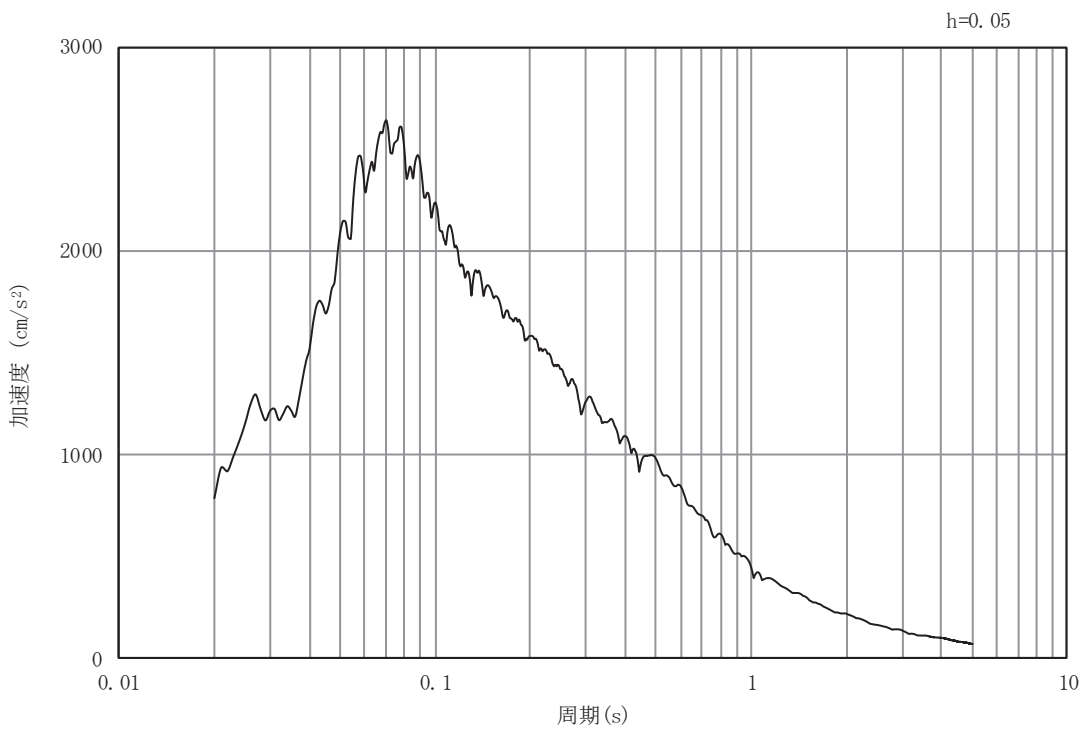


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(58) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - D 1)

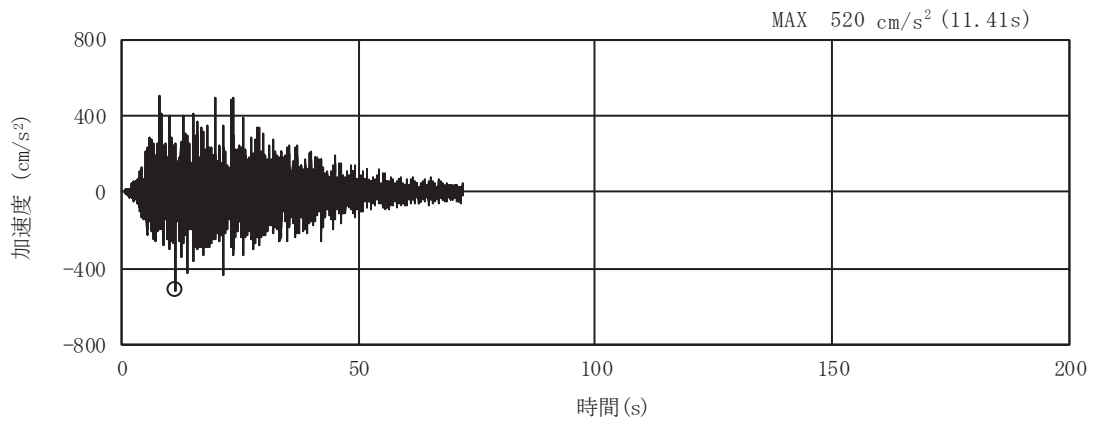


(a) 加速度時刻歴波形

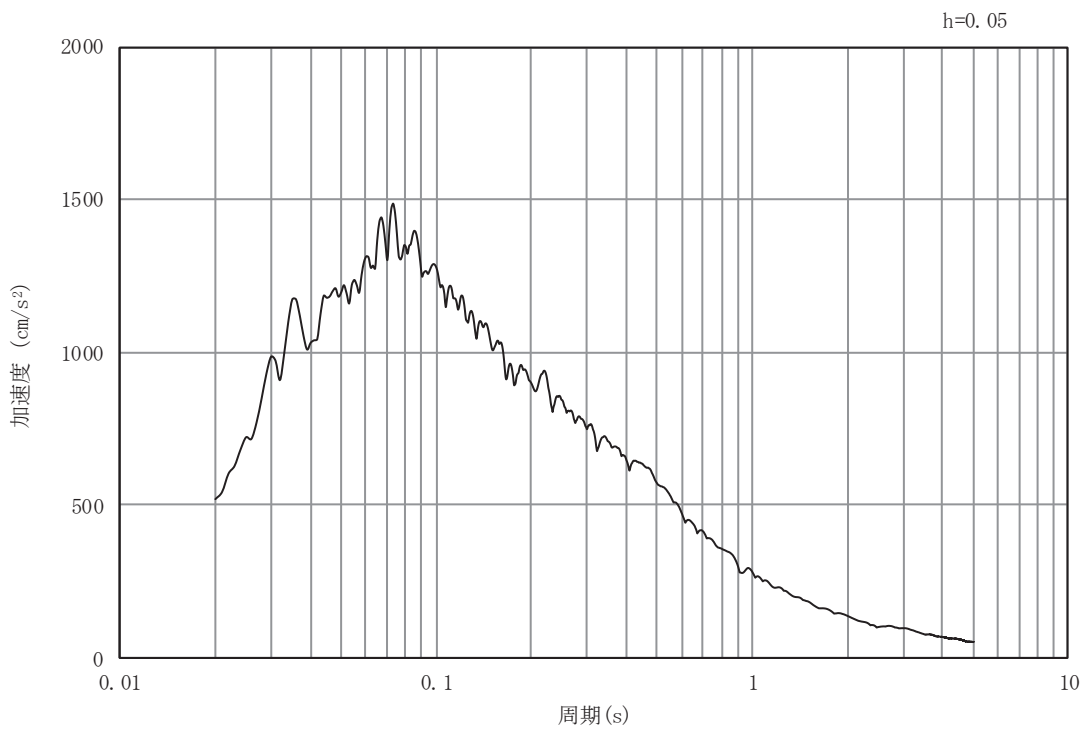


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(59) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - D 2)

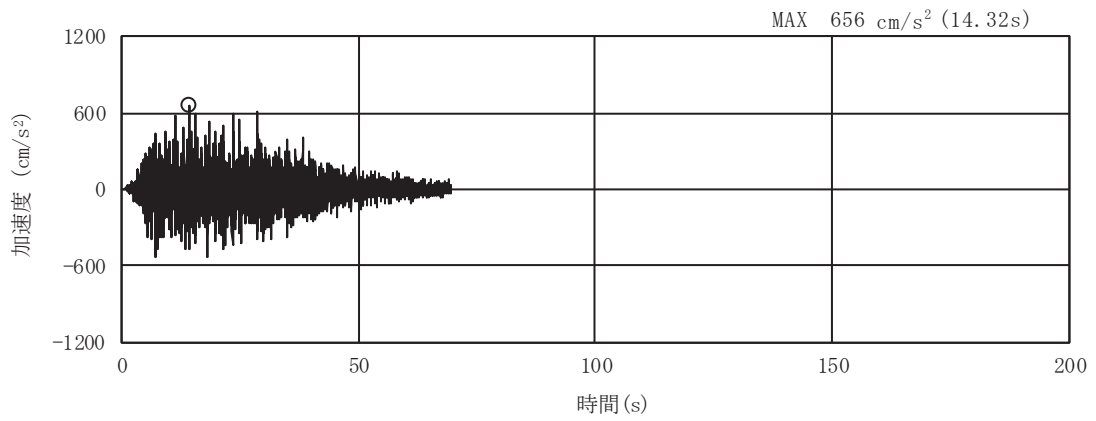


(a) 加速度時刻歴波形

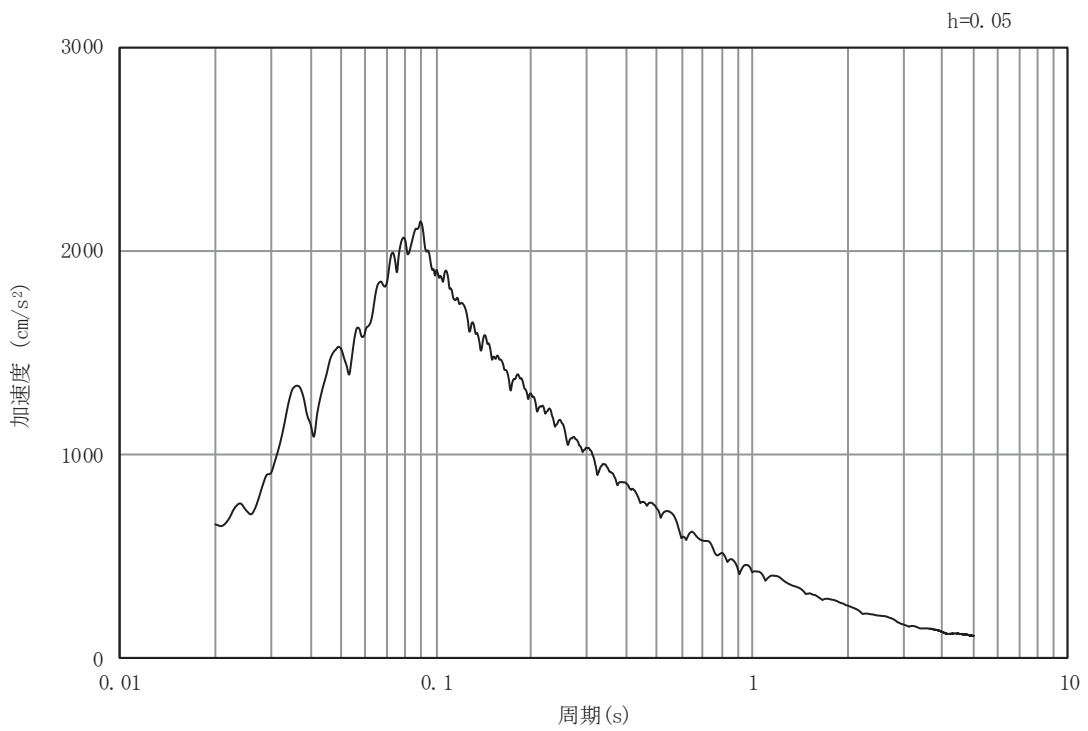


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(60) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - D 2)

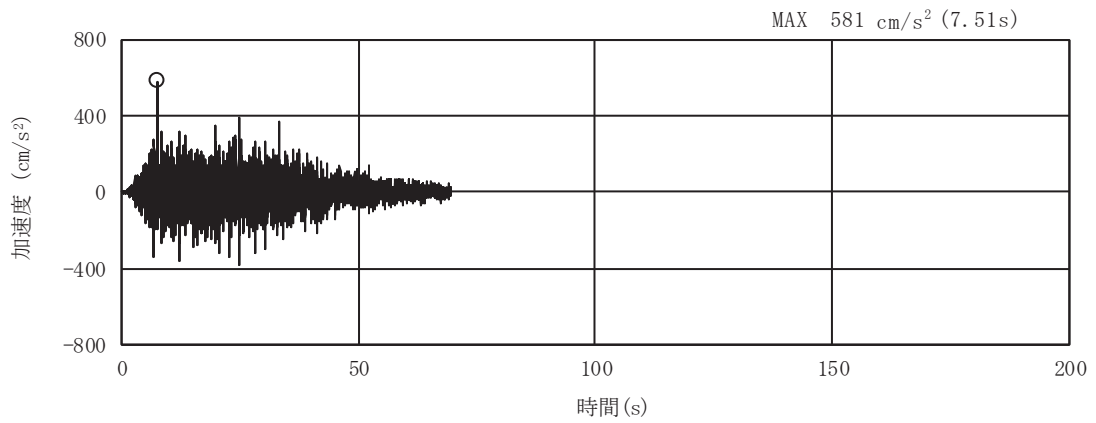


(a) 加速度時刻歴波形

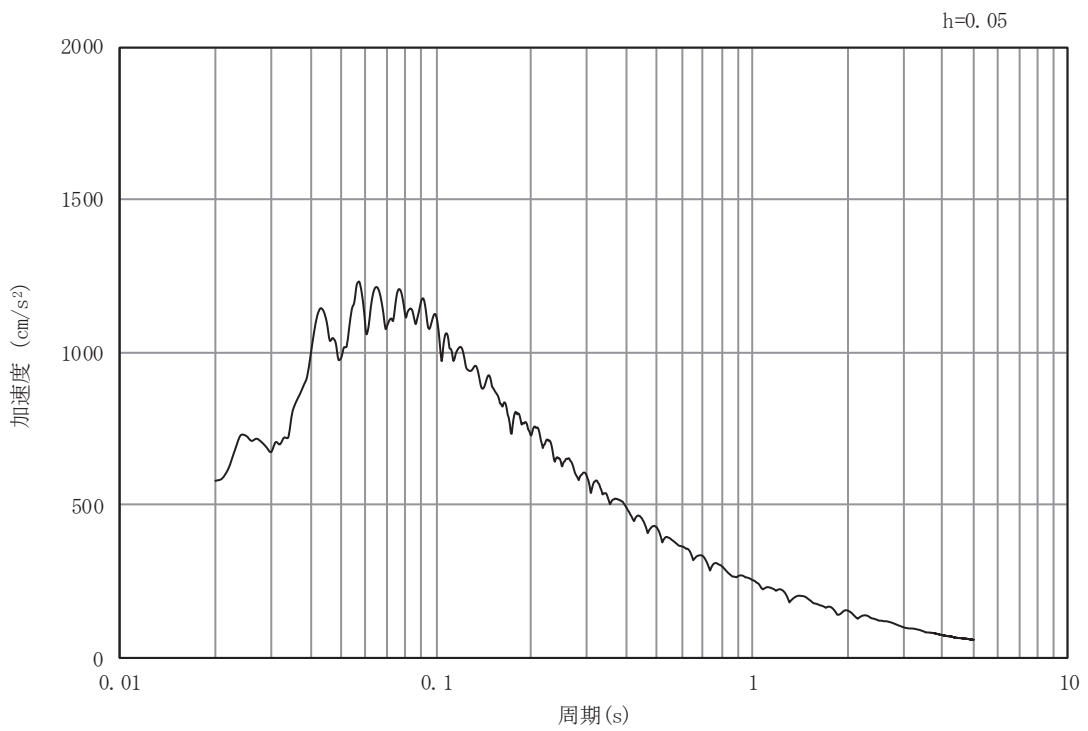


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(61) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - D 3)

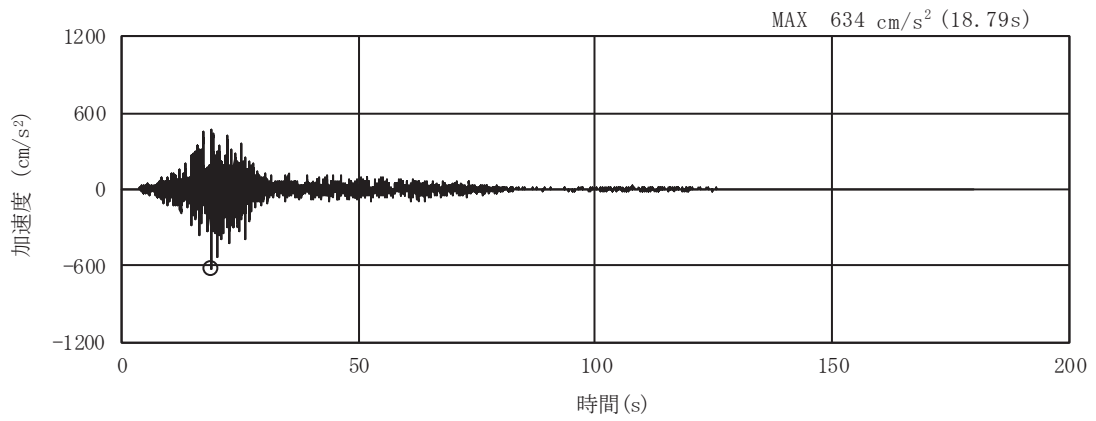


(a) 加速度時刻歴波形

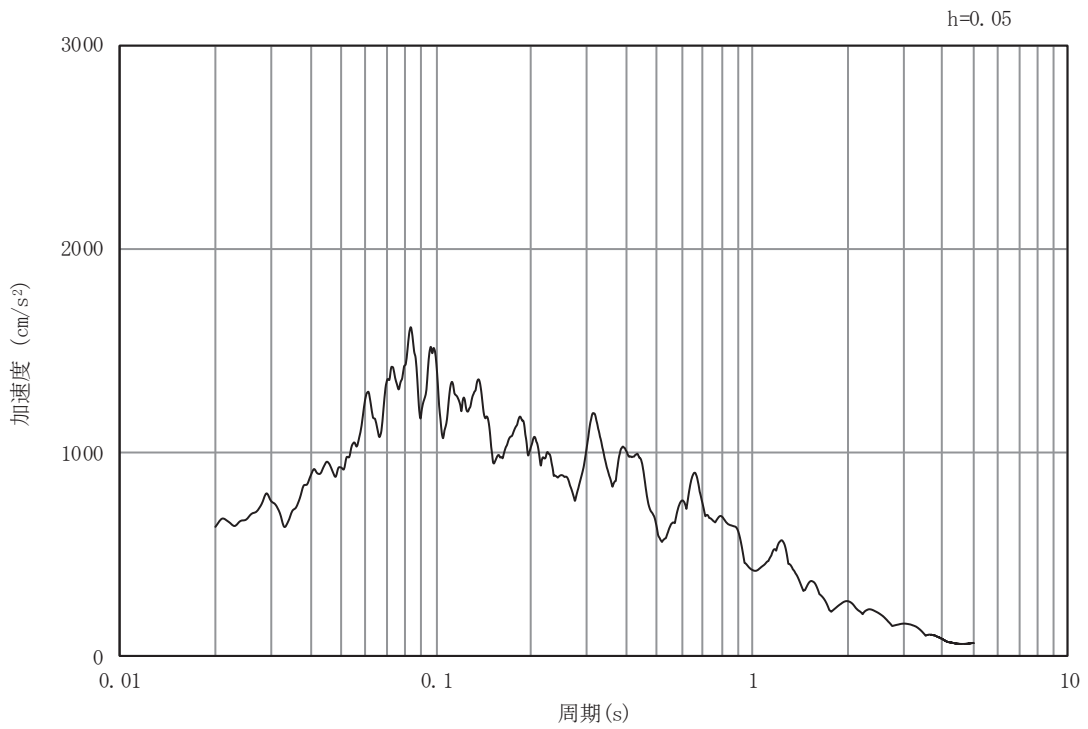


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(62) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - D 3)

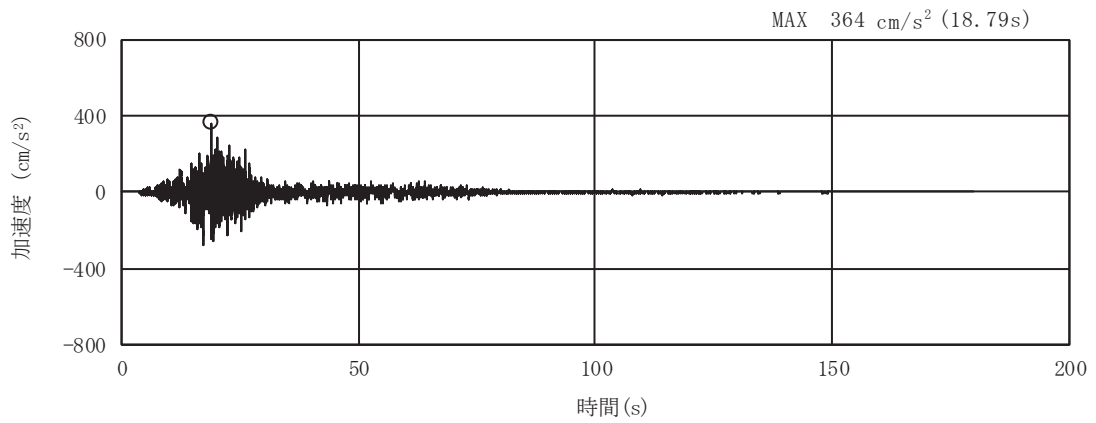


(a) 加速度時刻歴波形

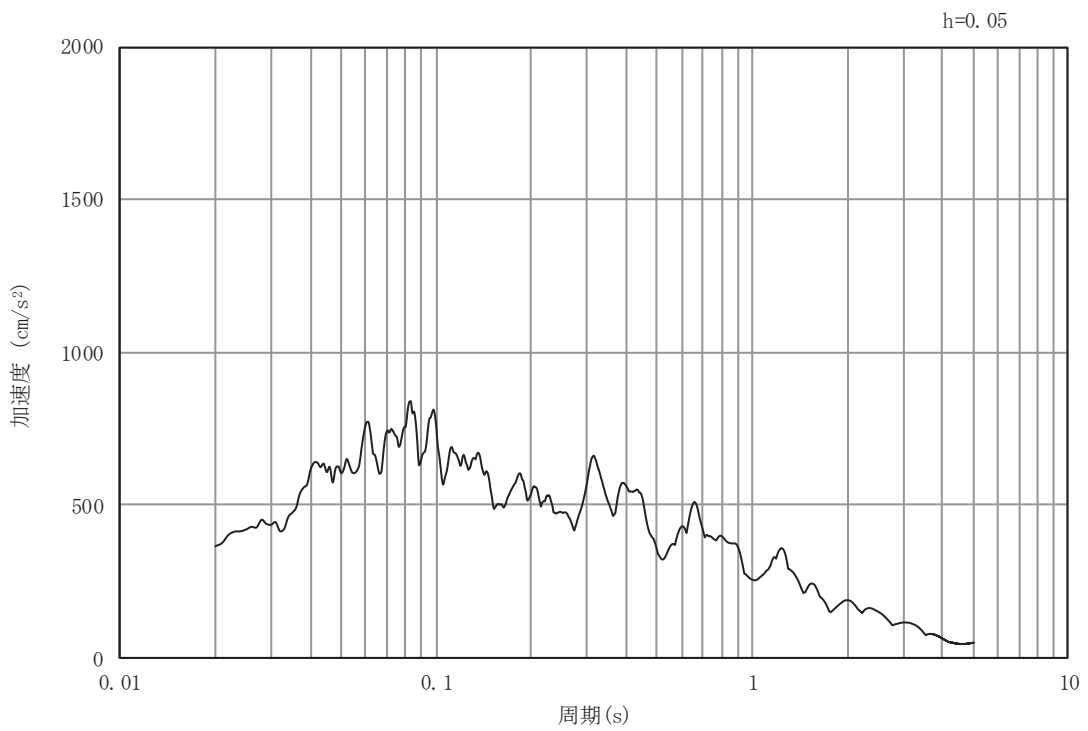


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(63) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - F 1)



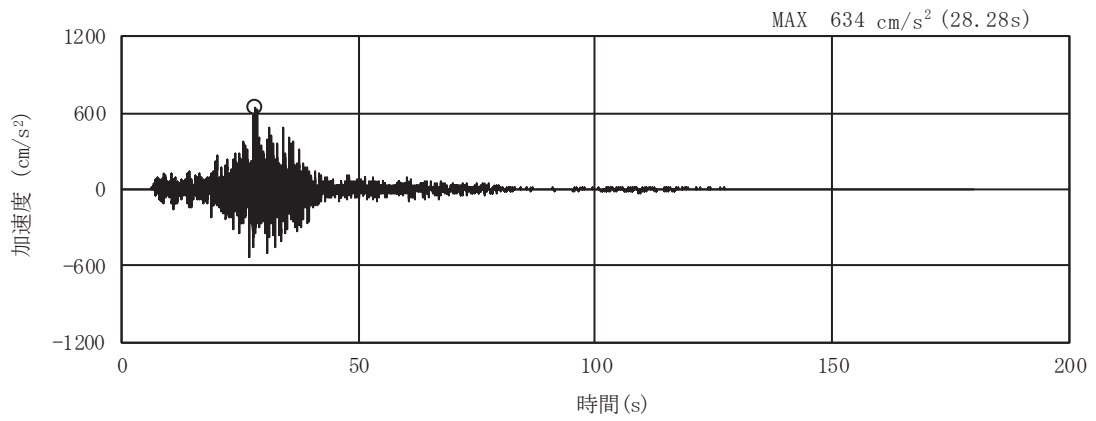
(a) 加速度時刻歴波形



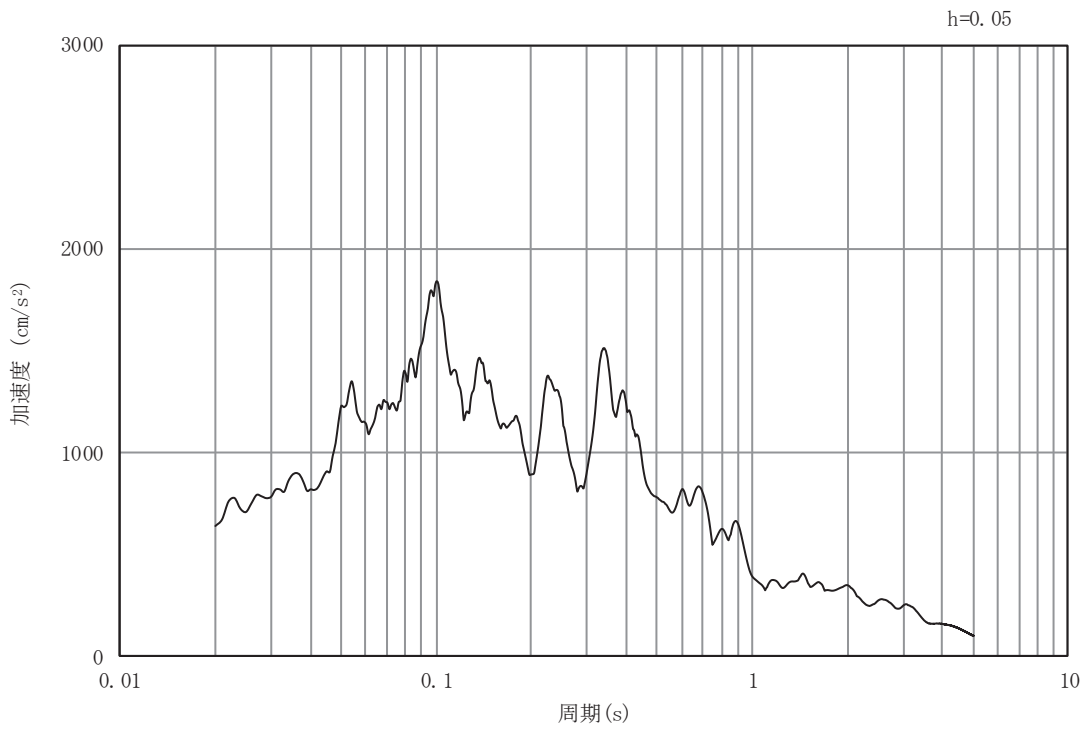
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(64) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - F 1)



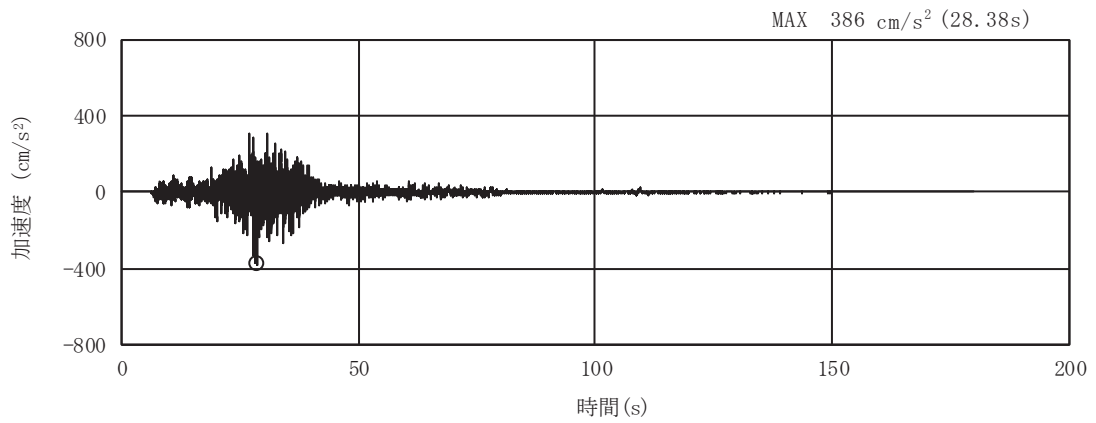


(a) 加速度時刻歴波形

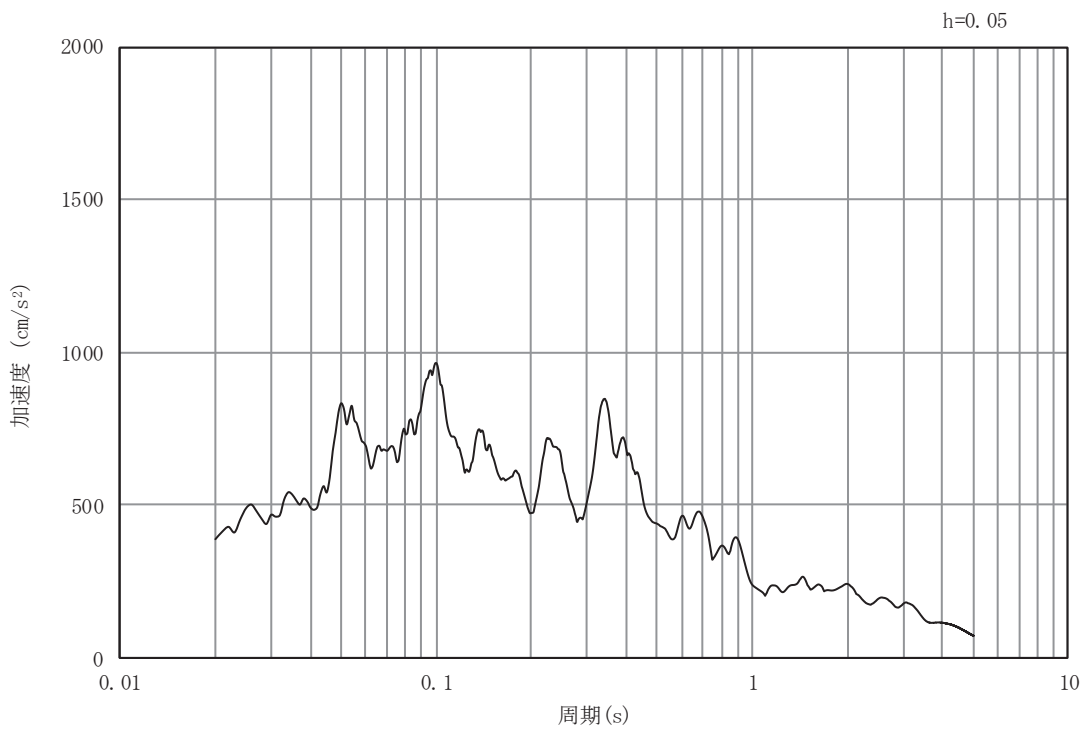


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(65) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - F 2)

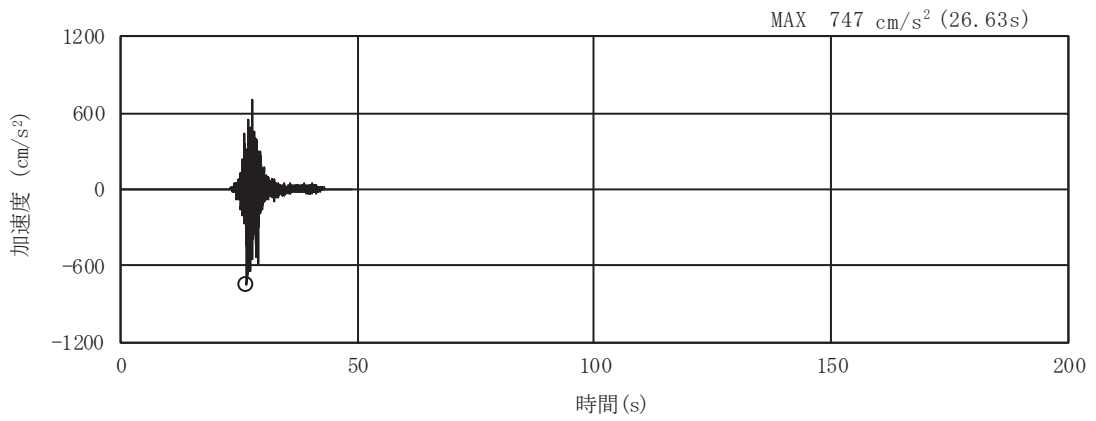


(a) 加速度時刻歴波形

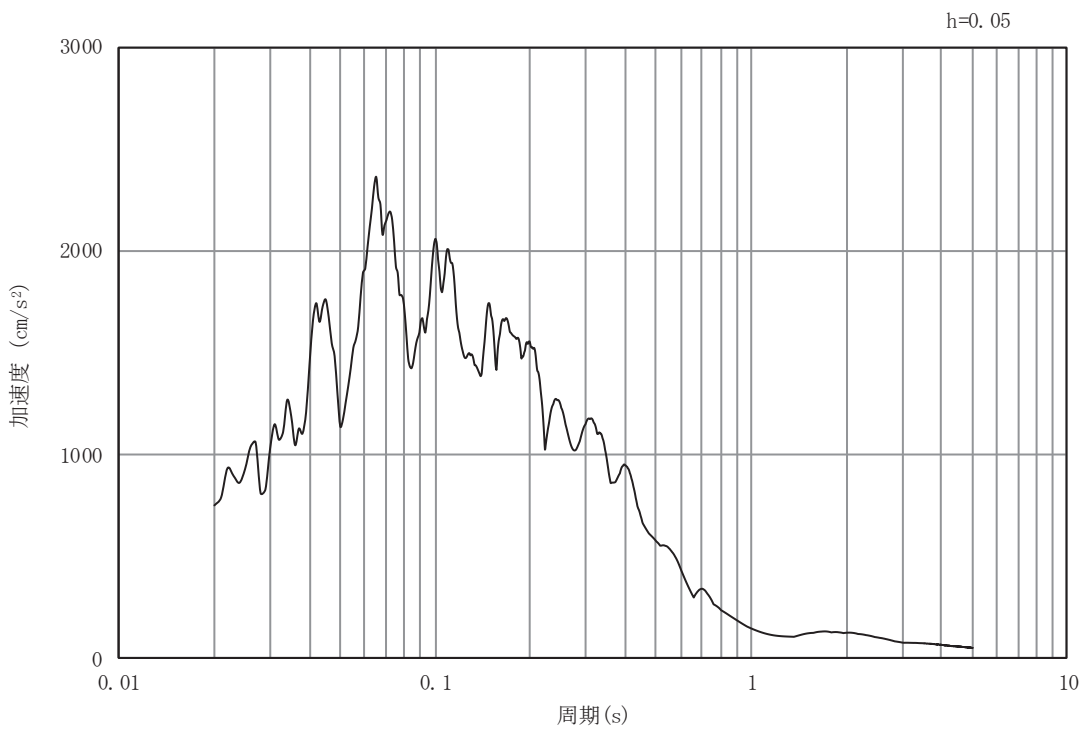


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(66) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - F 2)

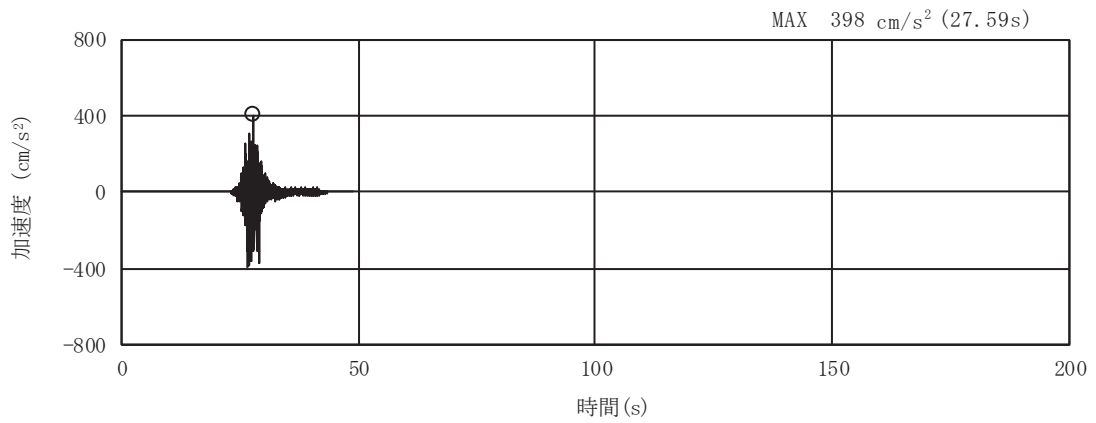


(a) 加速度時刻歴波形

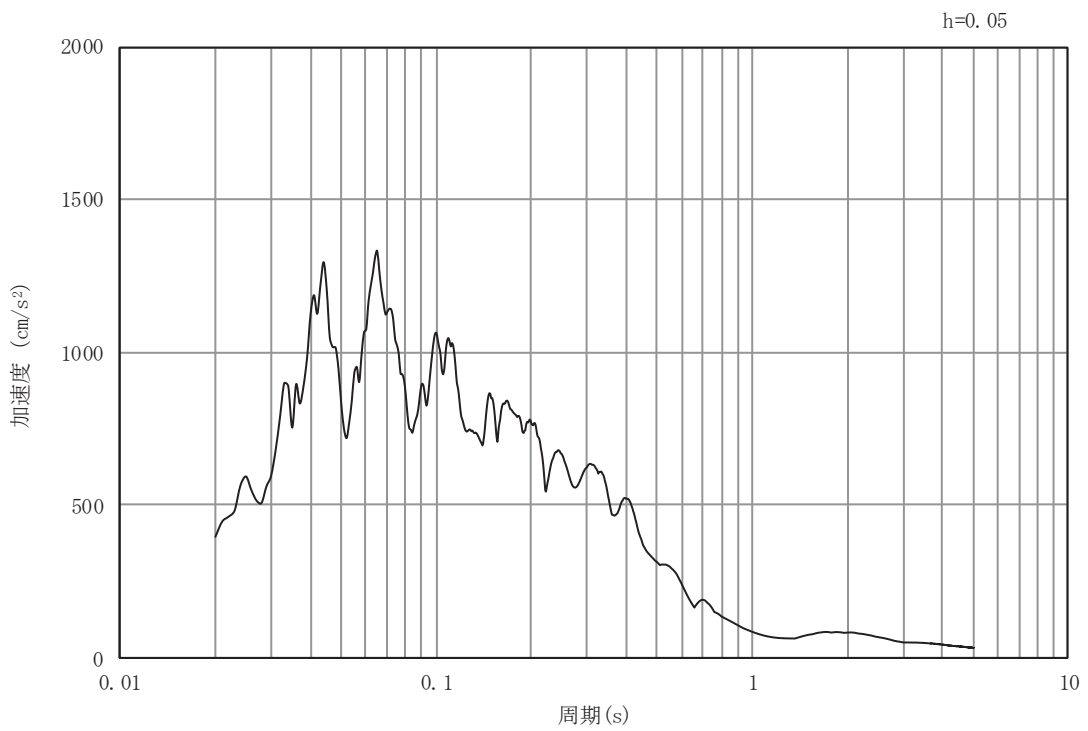


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(67) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - F 3)

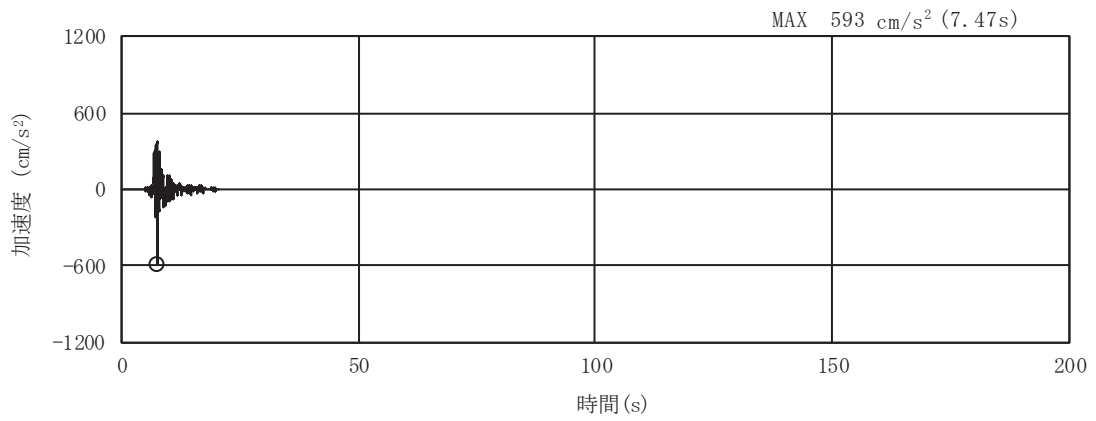


(a) 加速度時刻歴波形

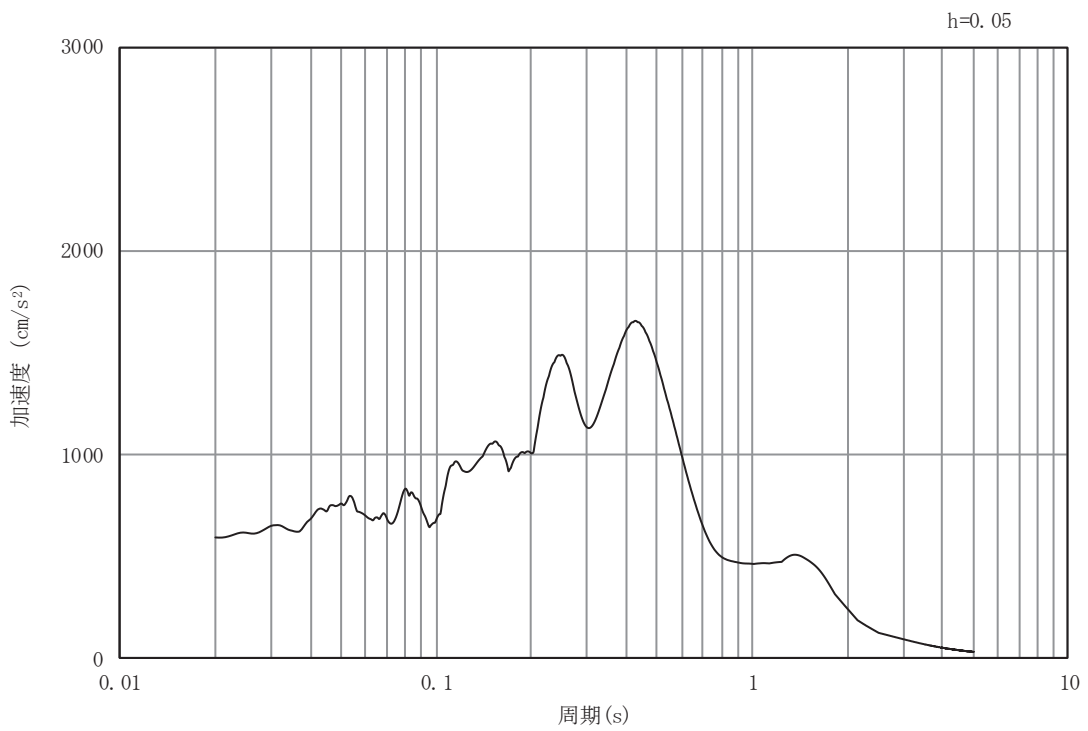


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(68) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - F 3)

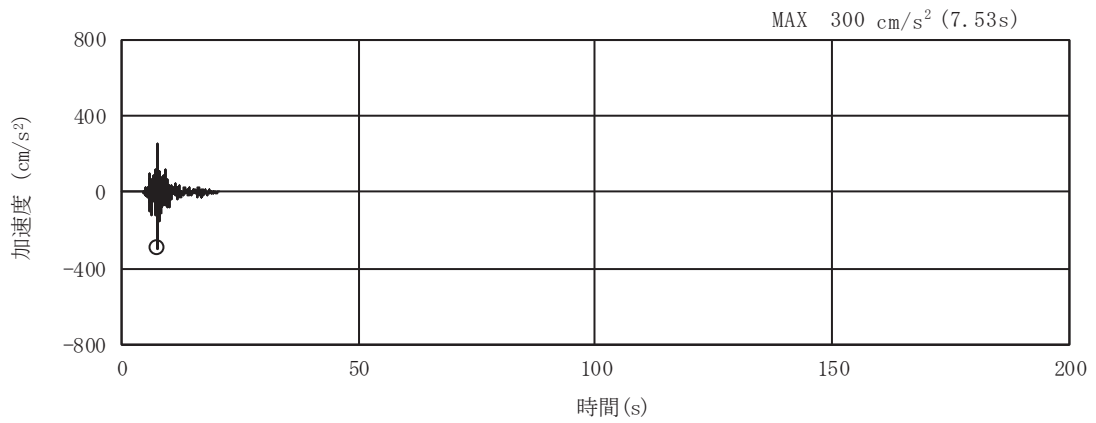


(a) 加速度時刻歴波形

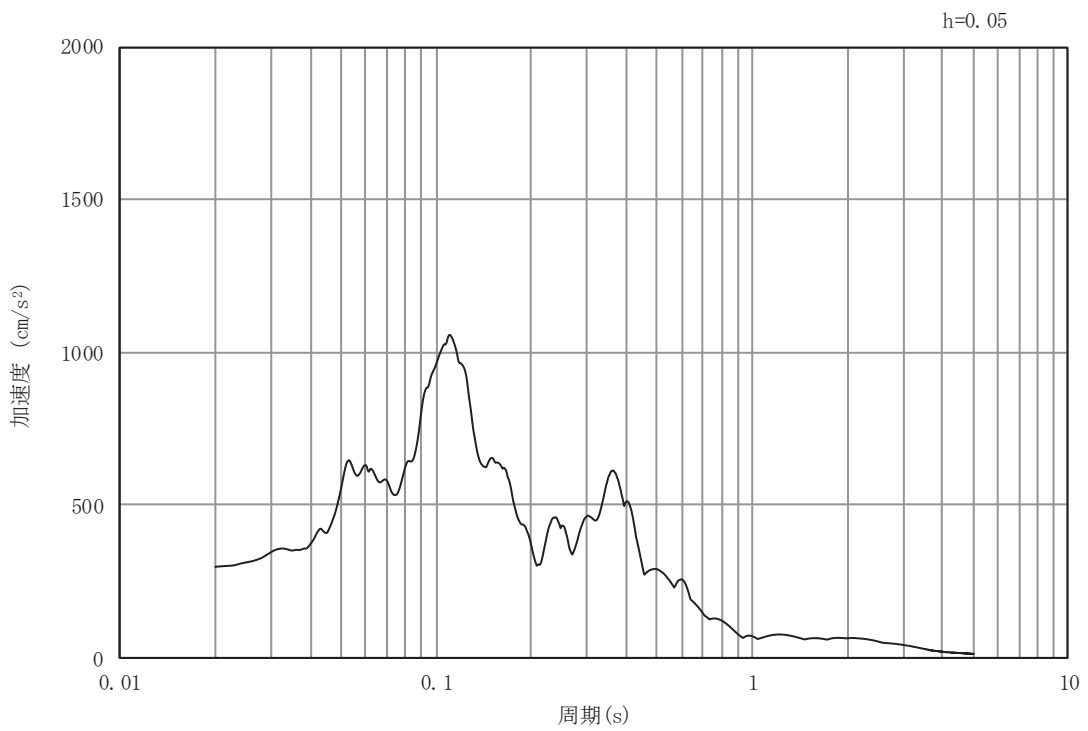


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(69) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S s - N 1)

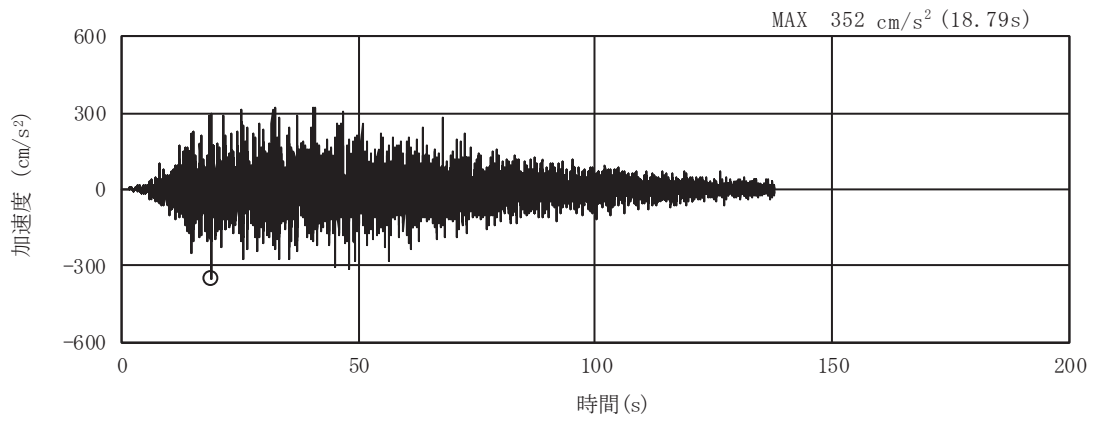


(a) 加速度時刻歴波形

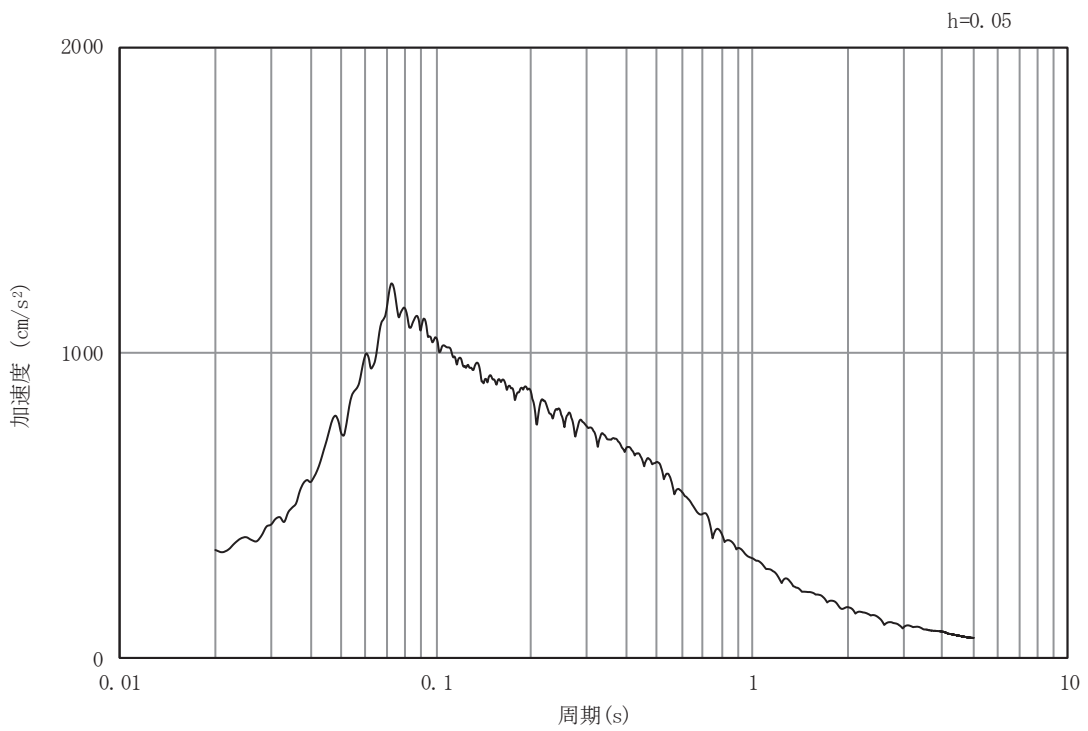


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(70) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S s - N 1)

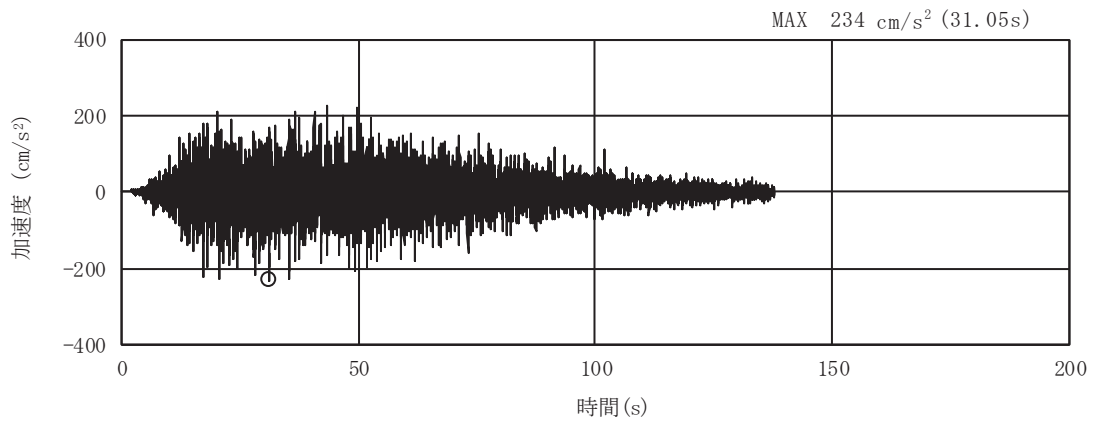


(a) 加速度時刻歴波形

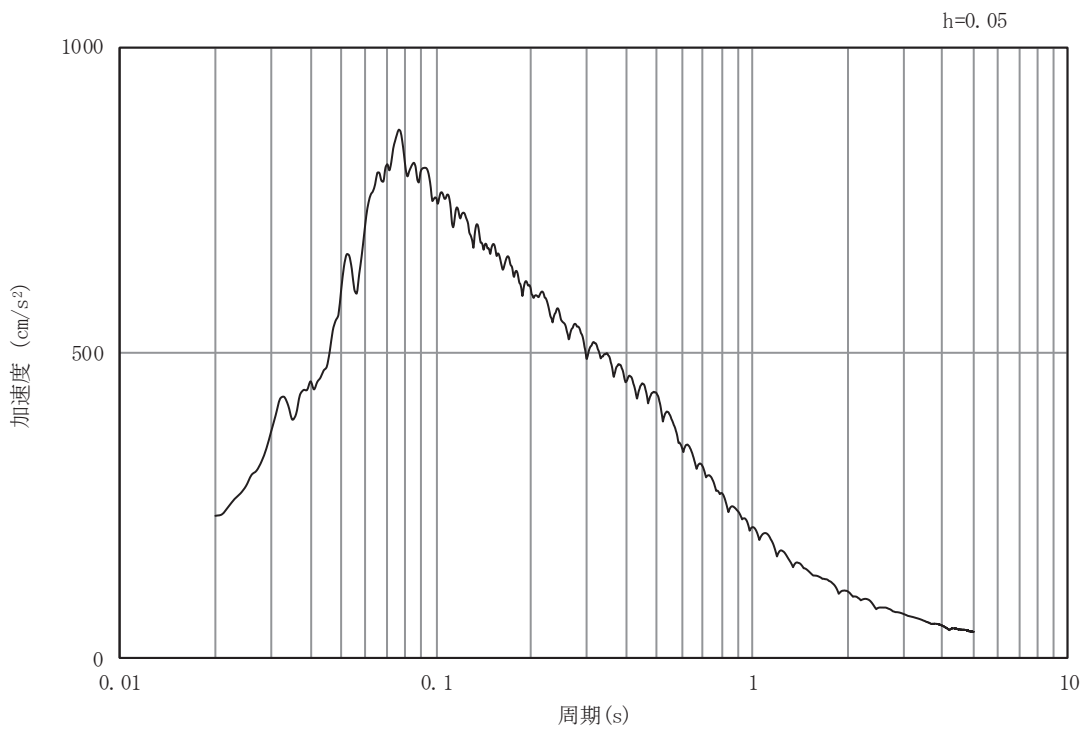


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(71) 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（岩盤部（断面⑤））  
（水平成分：S d - D 1）



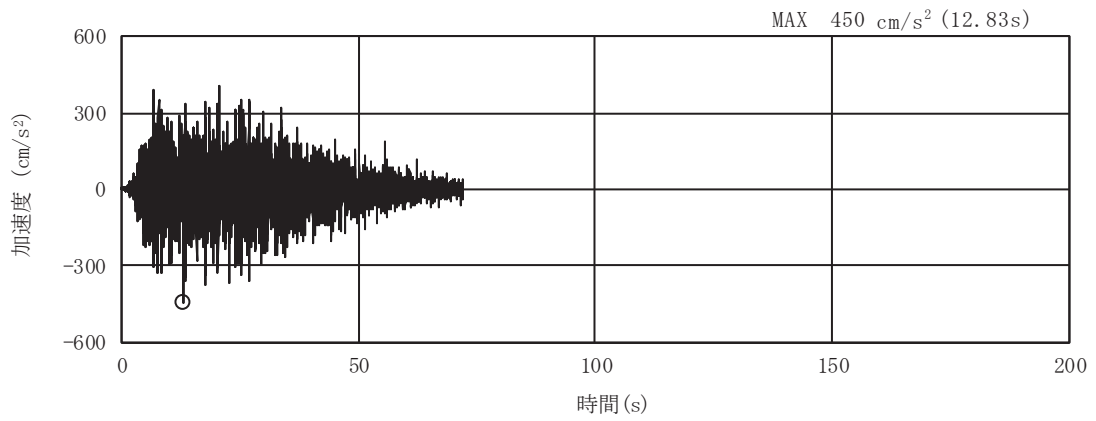
(a) 加速度時刻歴波形



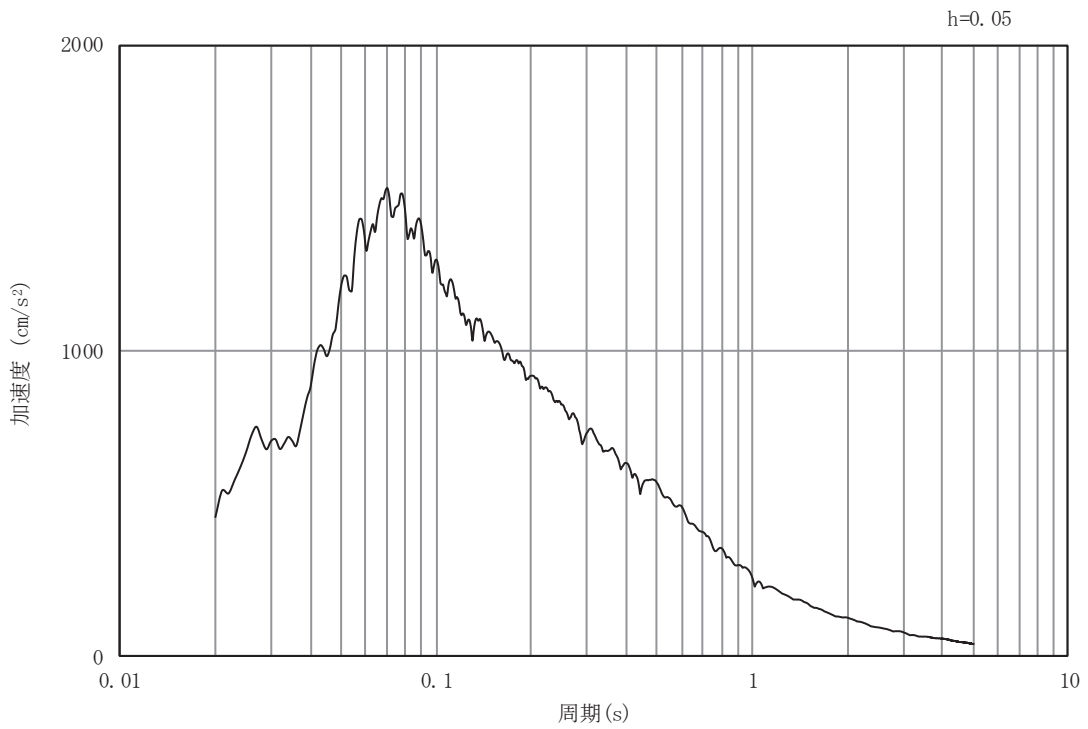
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(72) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - D 1)



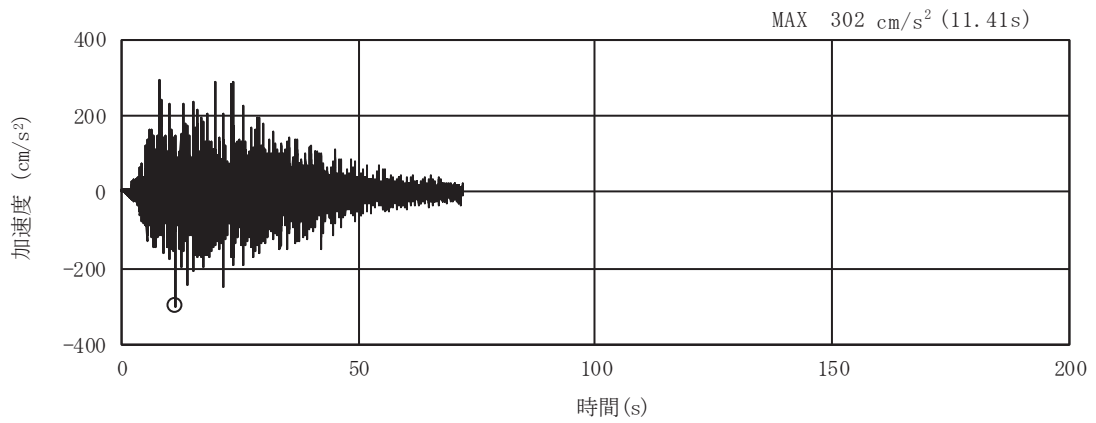


(a) 加速度時刻歴波形

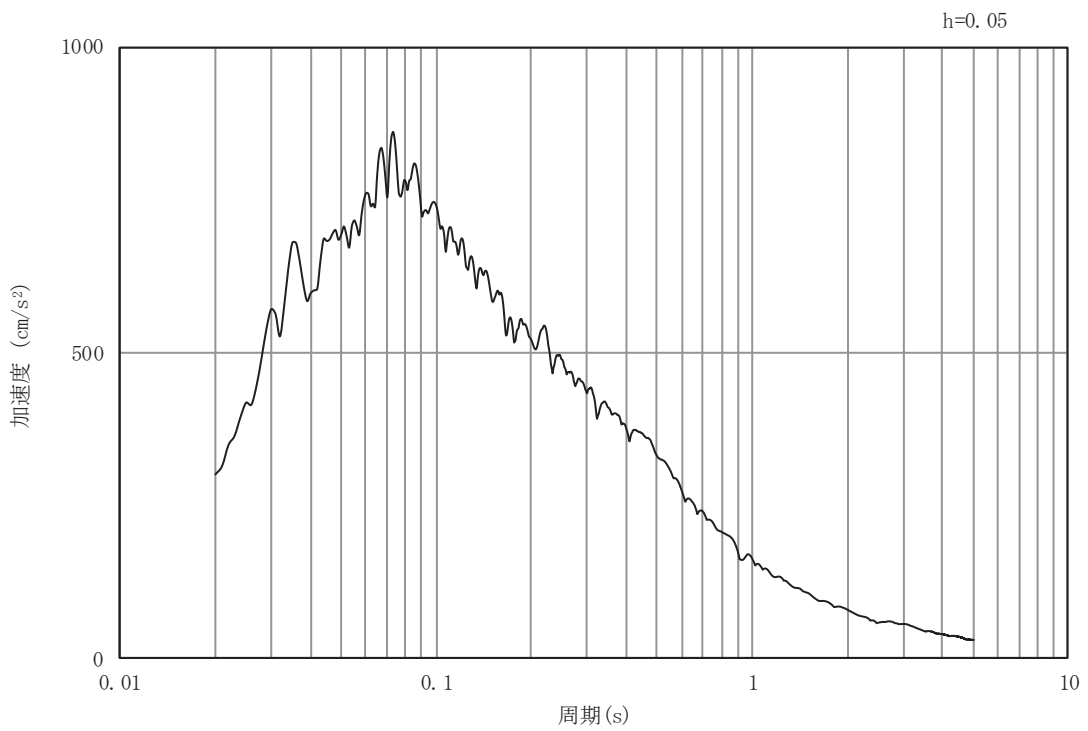


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(73) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S d - D 2)

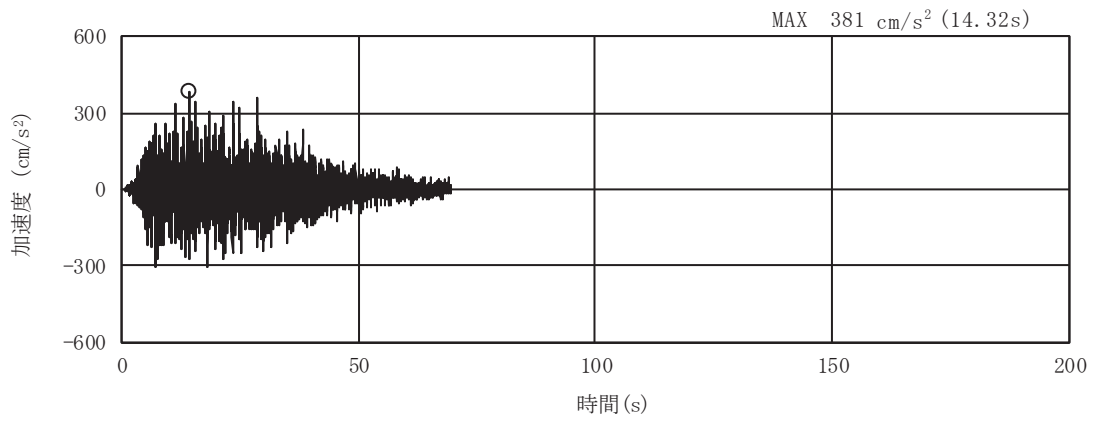


(a) 加速度時刻歴波形

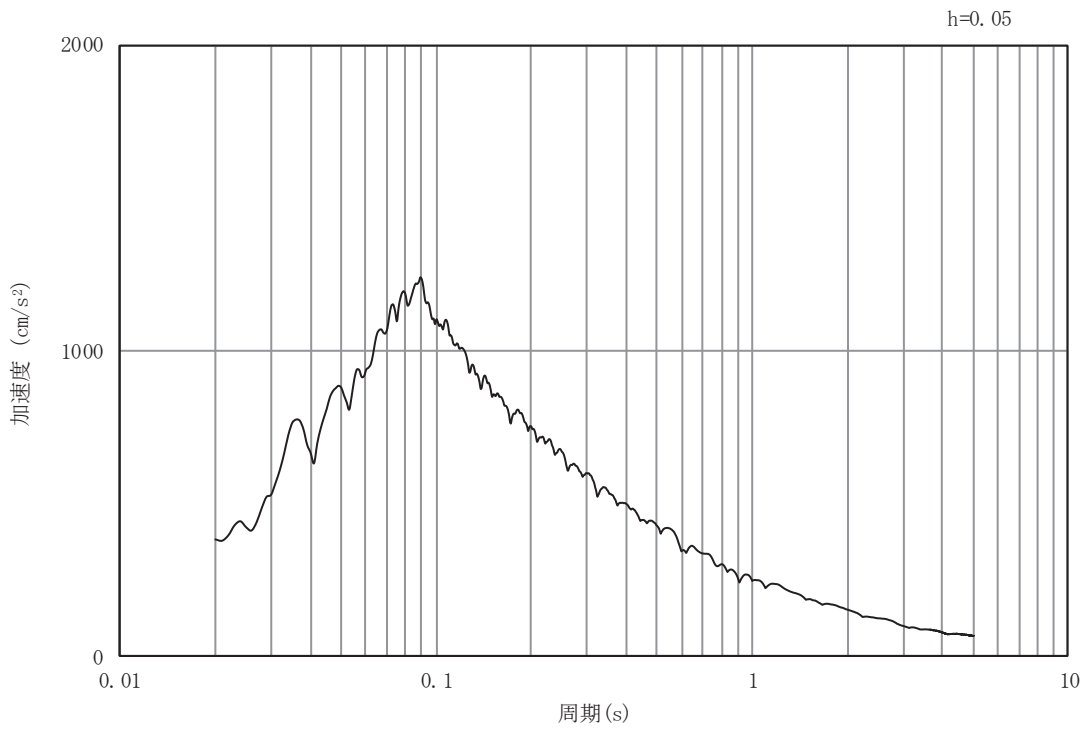


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(74) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - D 2)

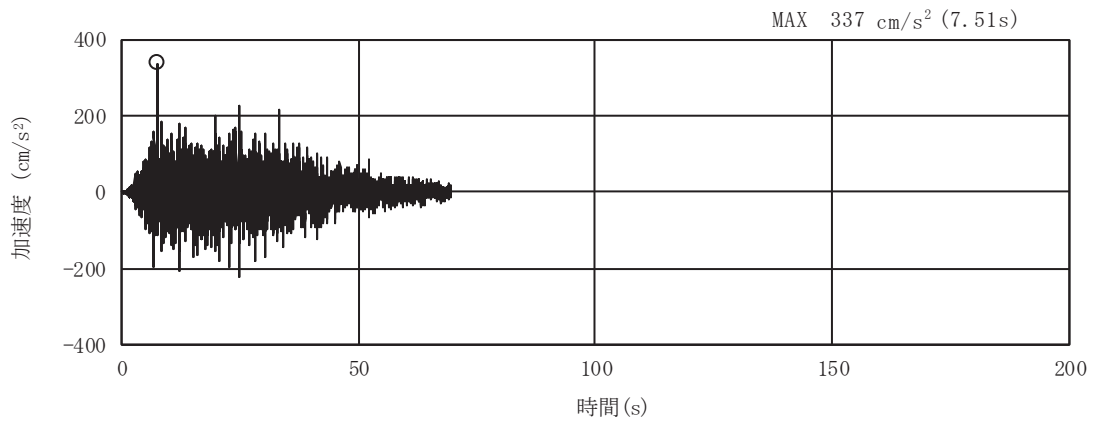


(a) 加速度時刻歴波形

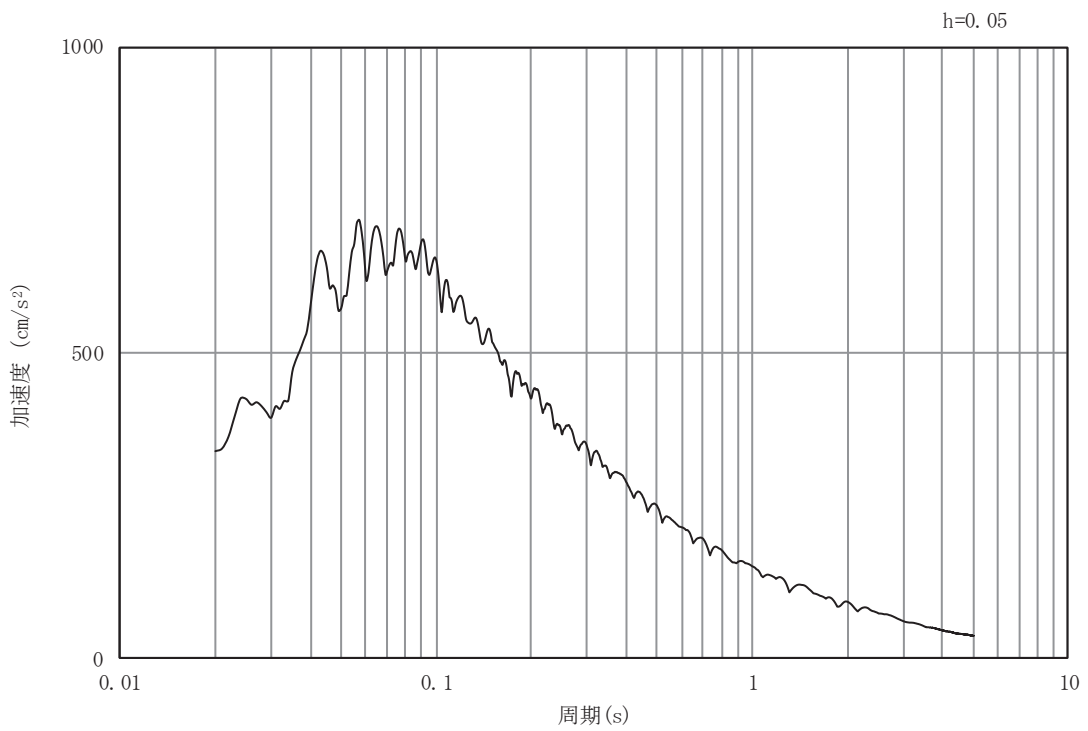


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(75) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S d - D 3)

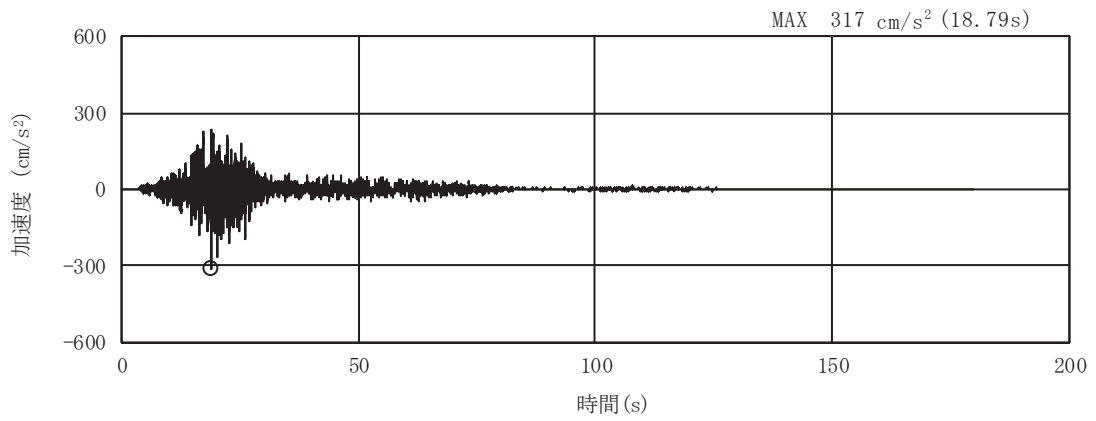


(a) 加速度時刻歴波形

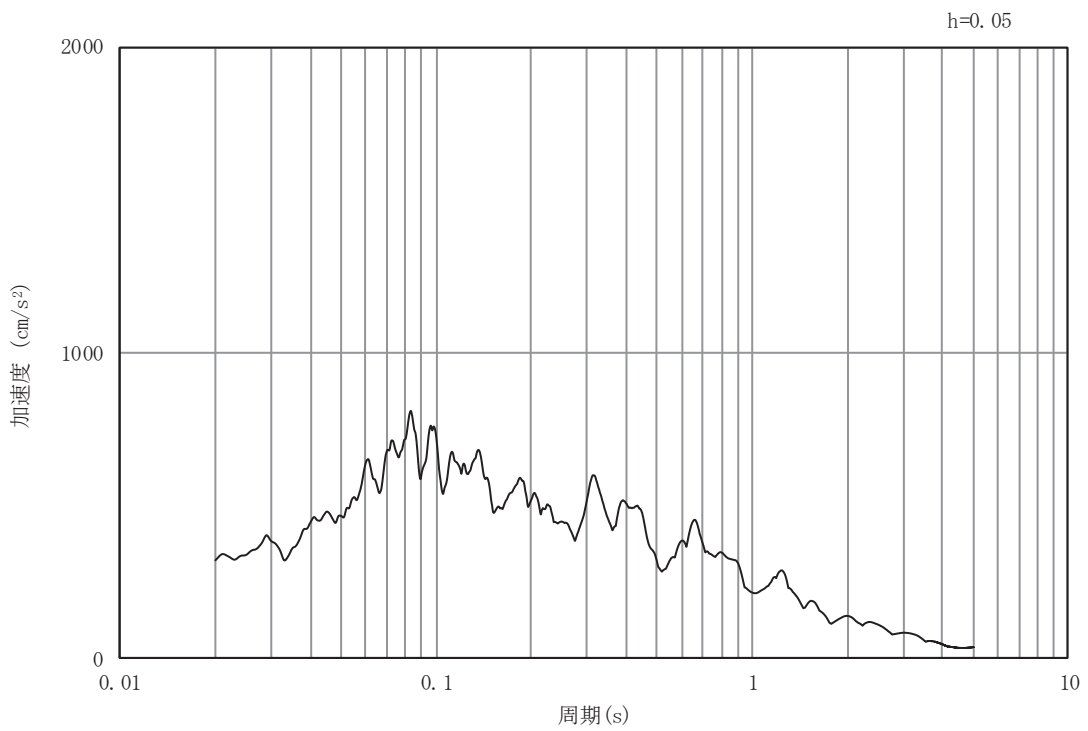


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(76) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - D 3)

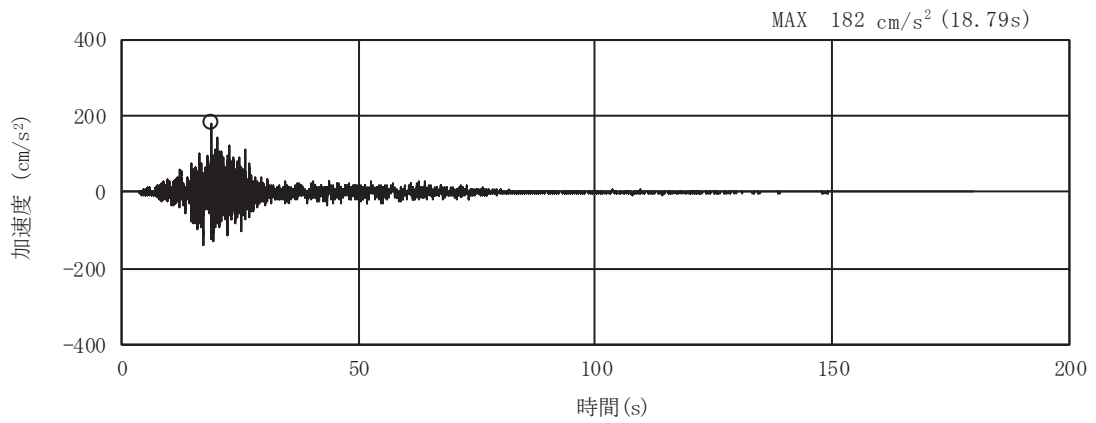


(a) 加速度時刻歴波形

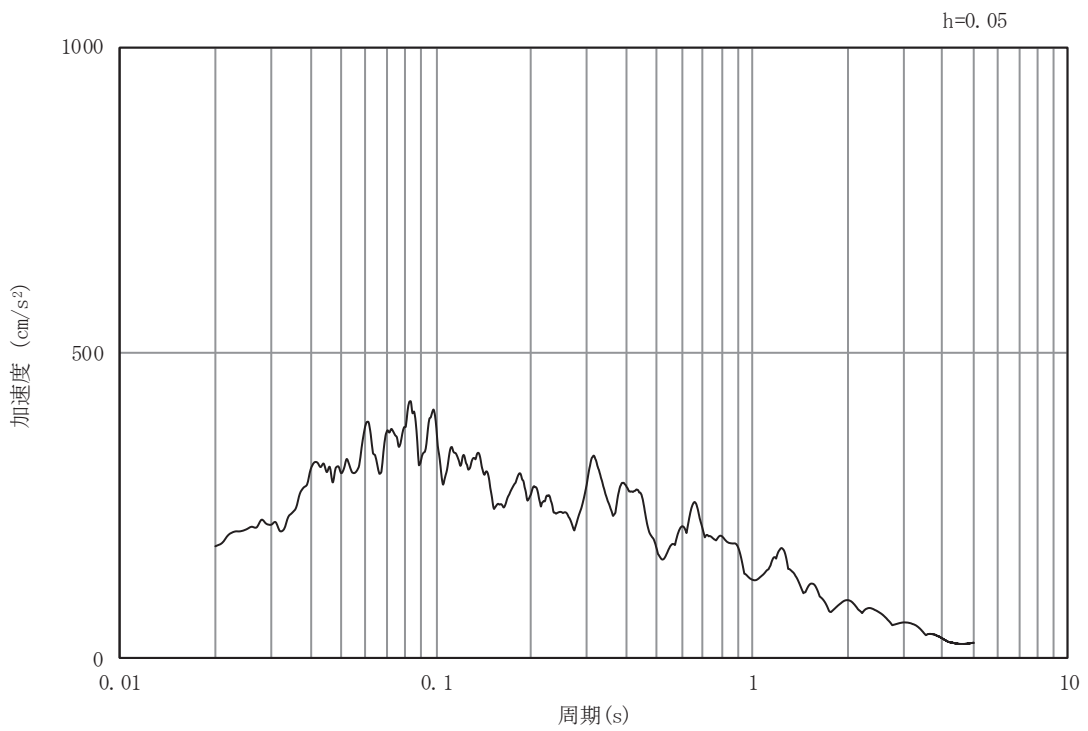


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(77) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S d - F 1)

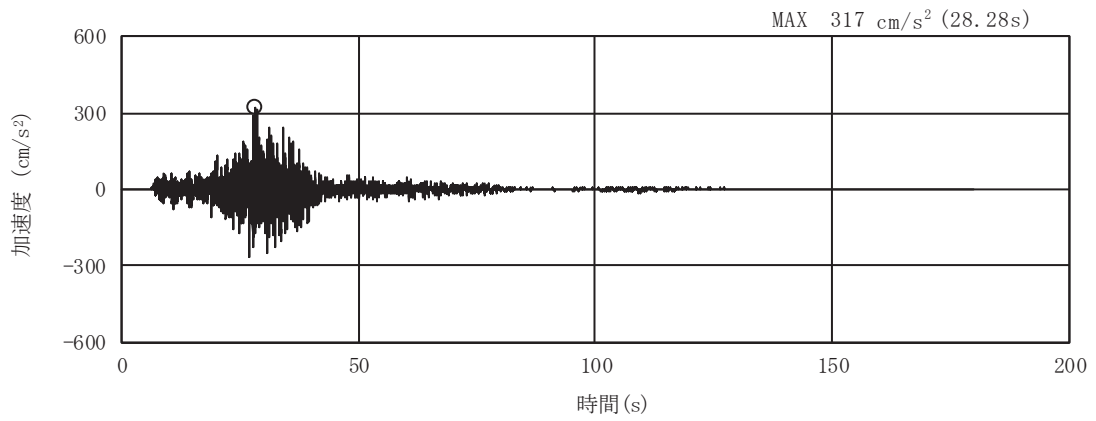


(a) 加速度時刻歴波形

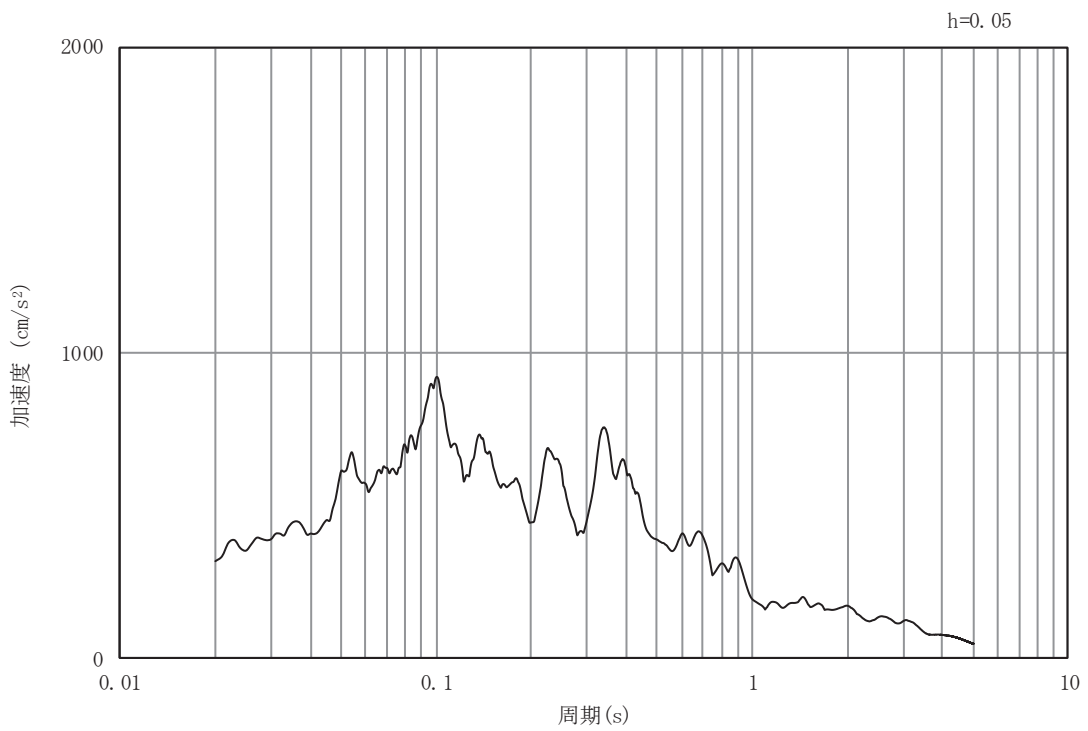


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(78) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - F 1)

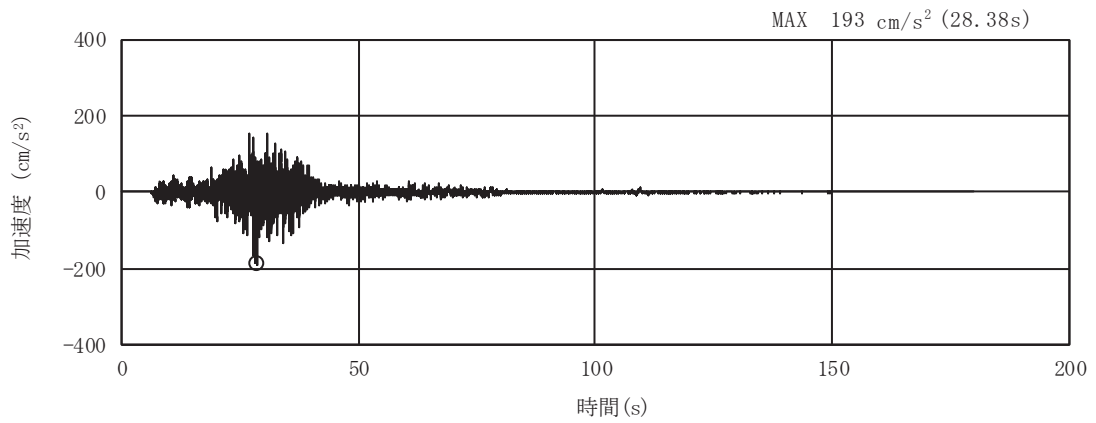


(a) 加速度時刻歴波形

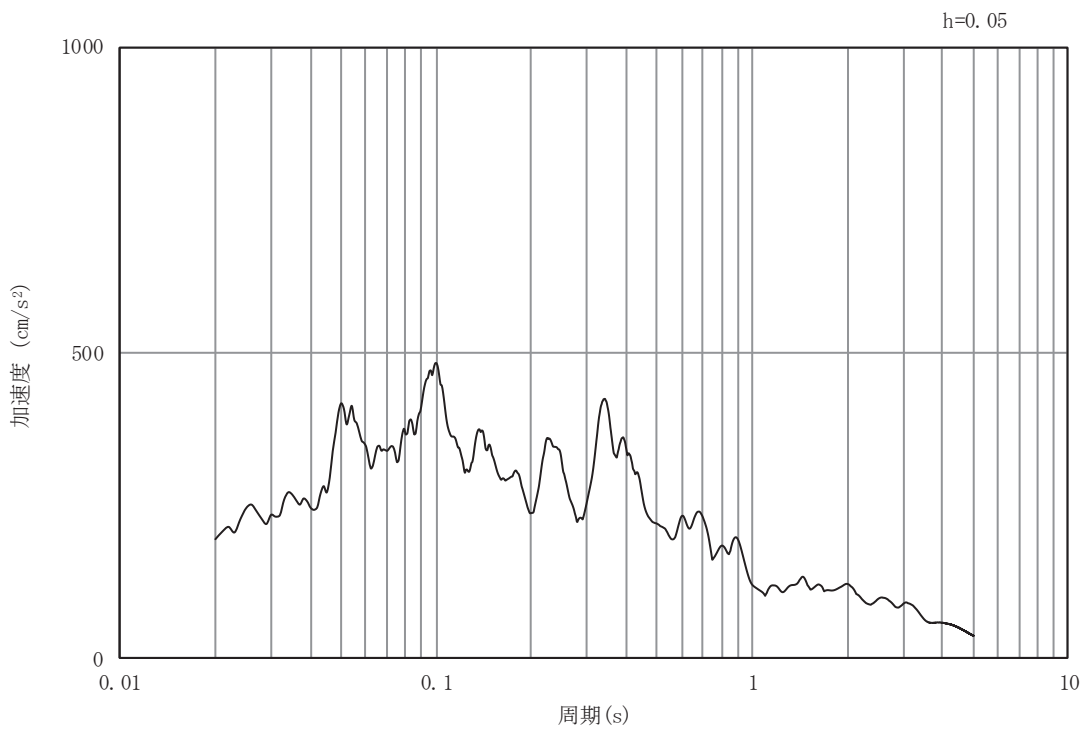


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(79) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S d - F 2)



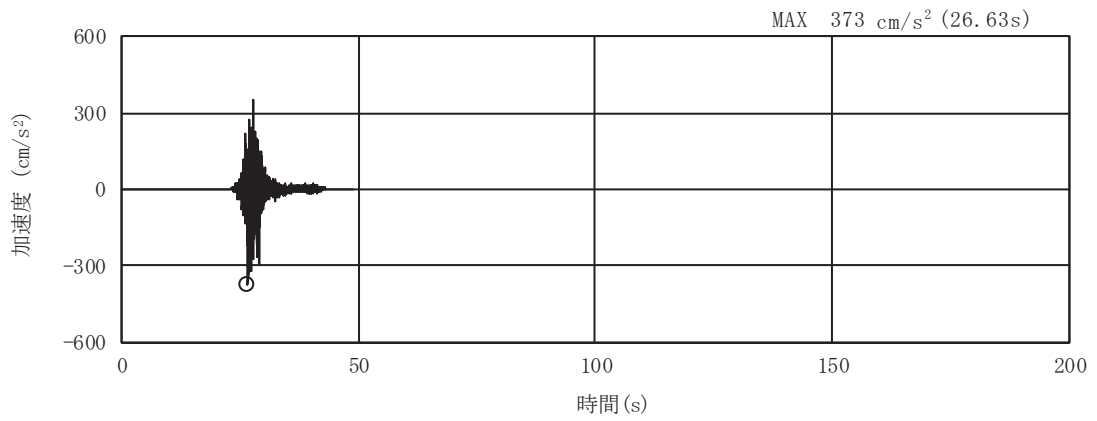
(a) 加速度時刻歴波形



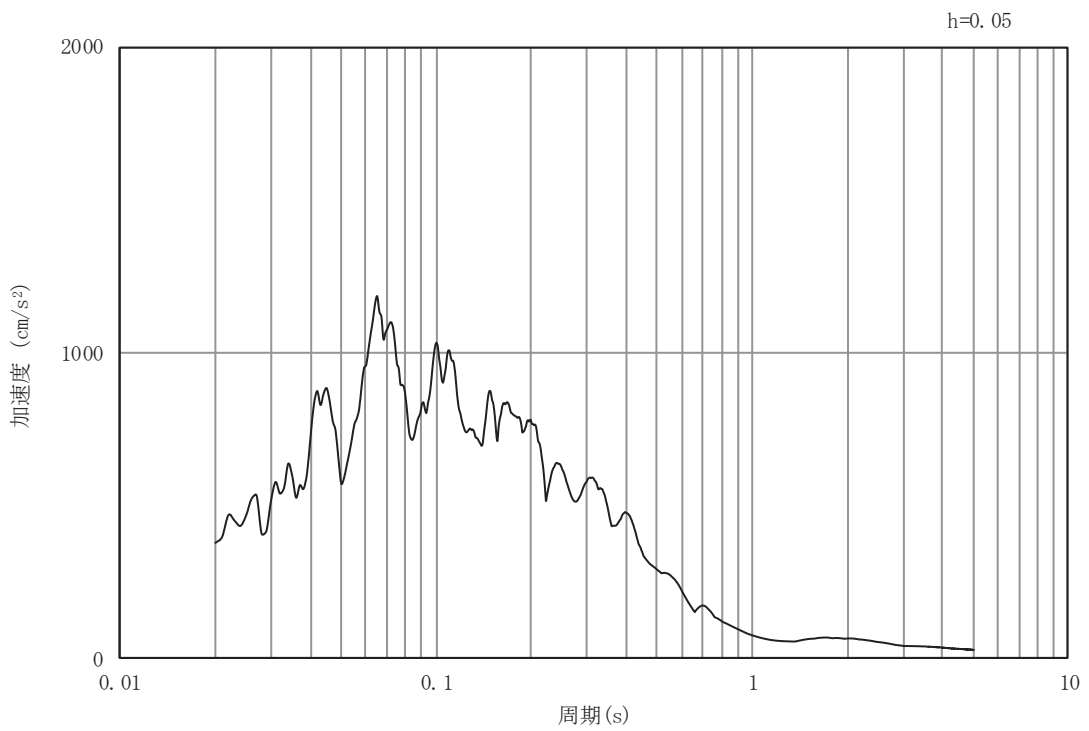
(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(80) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - F 2)



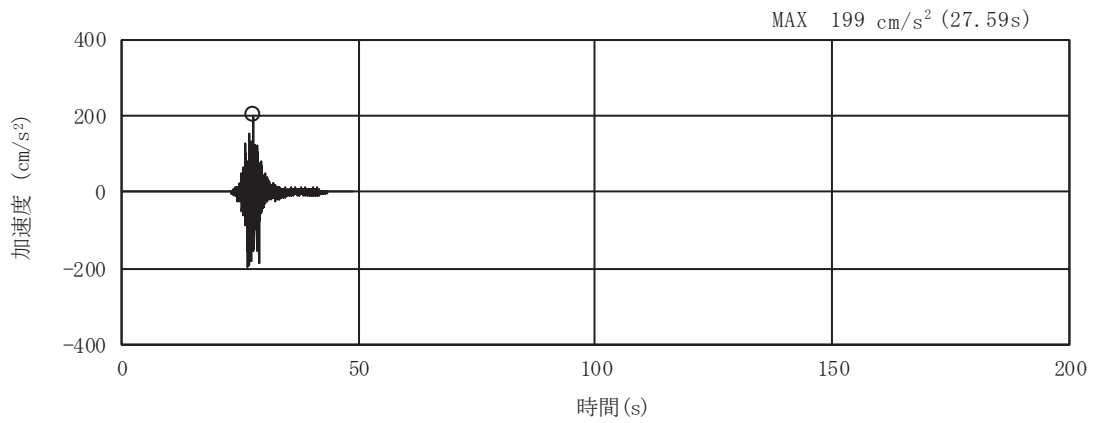


(a) 加速度時刻歴波形

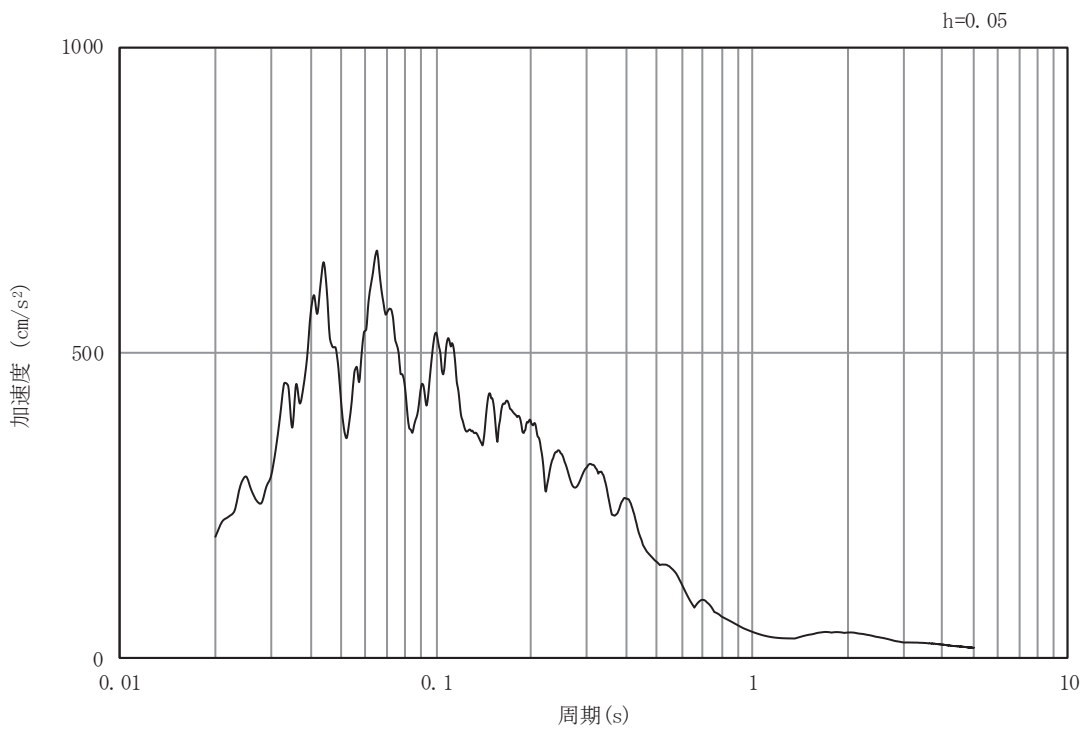


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(81) 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（岩盤部（断面⑤））  
（水平成分：S d - F 3）

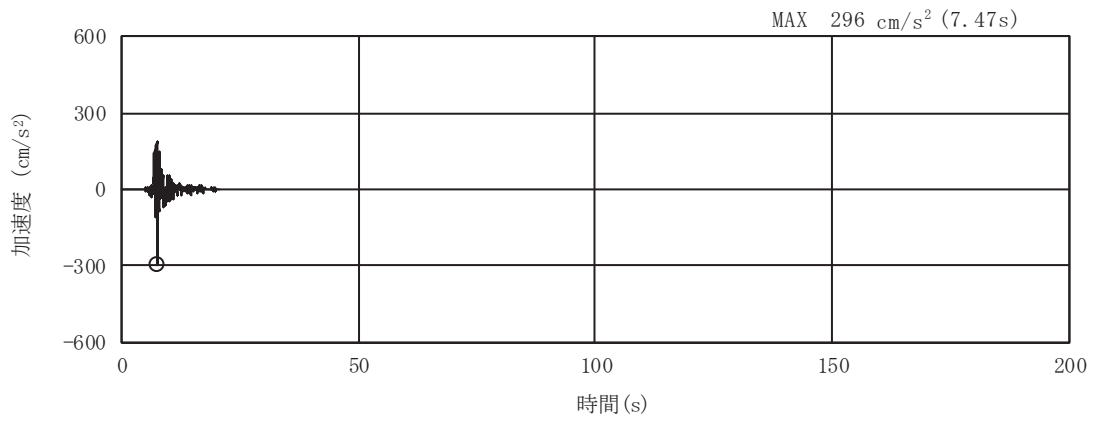


(a) 加速度時刻歴波形

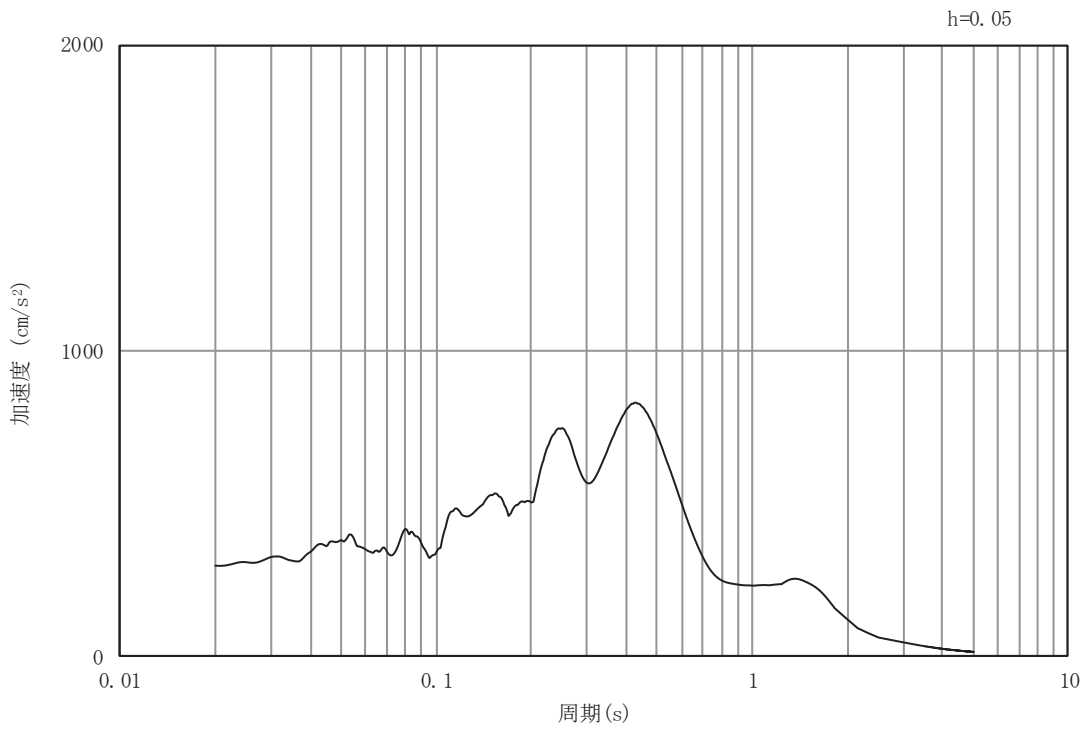


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(82) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - F 3)

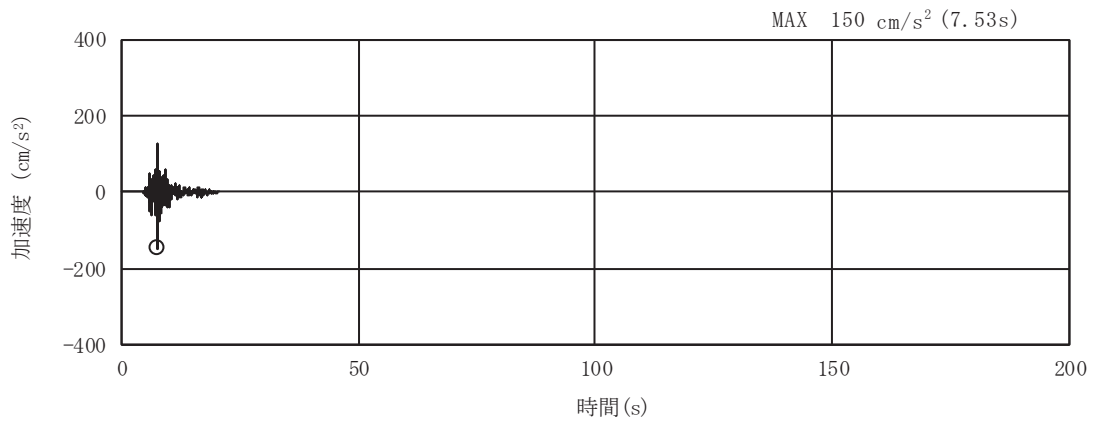


(a) 加速度時刻歴波形

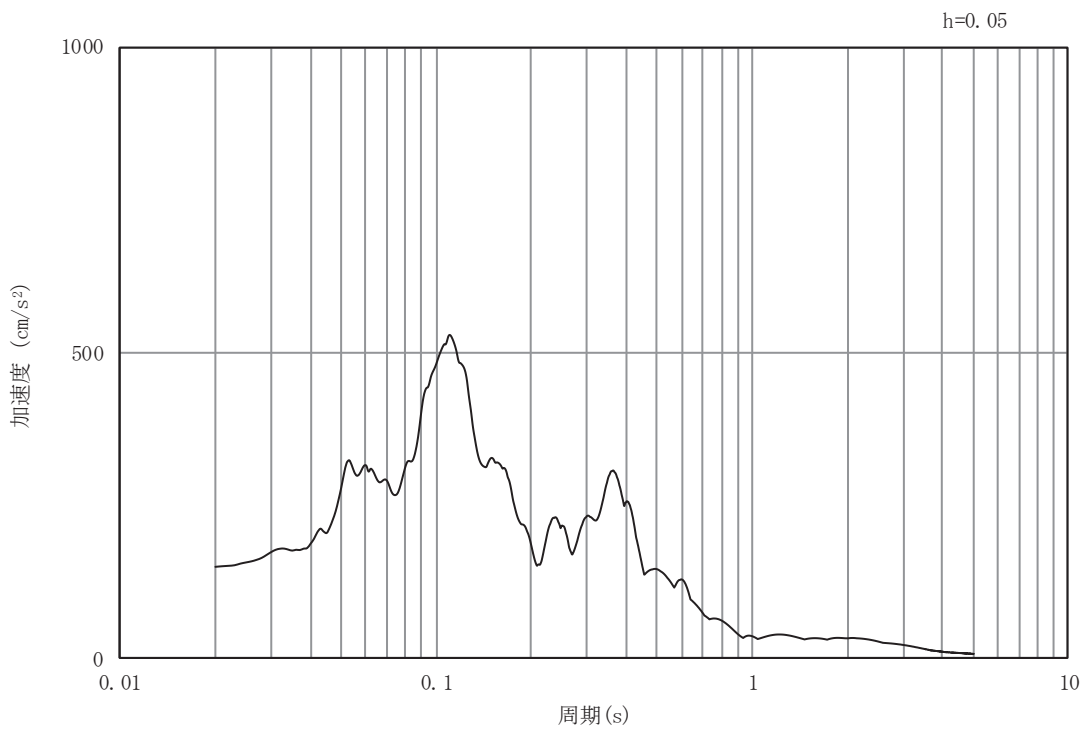


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(83) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(水平成分: S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(84) 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 (岩盤部 (断面⑤))  
(鉛直成分: S d - N 1)

## 4.2 許容限界の設定

### 4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

#### (1) 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）の構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（層間変形角 1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、層間変形角 1/100 の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、底版のアンカー定着部に要求される S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、全応力解析では、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 $\mu$ ，主鉄筋：1725 $\mu$ ）とする。有効応力解析では、鉄筋の降伏を許容限界として降伏曲げモーメントとする。部材端の断面検討に用いる曲げモーメントは、コンクリート標準示方書に基づき、図 3-8 の剛域を除いた点とする。なお、ハンチ部の部材厚は、ハンチの 1：3 より緩やかな部分を有効とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角及び照査用ひずみは、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2 を、照査用曲げモーメントは、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.0 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100*1
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと	限界ひずみ	コンクリート：2000 $\mu$ *2 主鉄筋（SD345）：1725 $\mu$ *2
	曲げモーメント	降伏曲げモーメント*3

注記\*1： $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$R_u$ ：限界層間変形角（=1/100）

$R_d$ ：照査用層間変形角（ $R_d = \gamma_a \cdot R$ ）

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

$R$ ：発生層間変形角

\*2： $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$\epsilon_R$ ：限界ひずみ

$\epsilon_d$ ：照査用ひずみ（ $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$ ）

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

$\epsilon$ ：発生ひずみ

\*3： $\gamma_i \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$M_y$ ：鉄筋降伏に相当する曲げモーメント

$M_d$ ：照査用曲げモーメント（ $M_d = \gamma_a \cdot M$ ）

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.0$ ）

$M$ ：発生曲げモーメント

(2) 岩盤部 (断面⑤)

岩盤部 (断面⑤) の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材 (鉄筋コンクリート) の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-2及び表4-3に示す。

なお、底版のアンカー定着部はSクラスの施設を支持する機能を要求される。短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認とSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における許容限界は同一となる。したがって、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表4-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	7.8
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.42	0.63

注記\* : コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表4-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

注記\* : コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

#### 4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

##### (1) 土砂部（断面①）

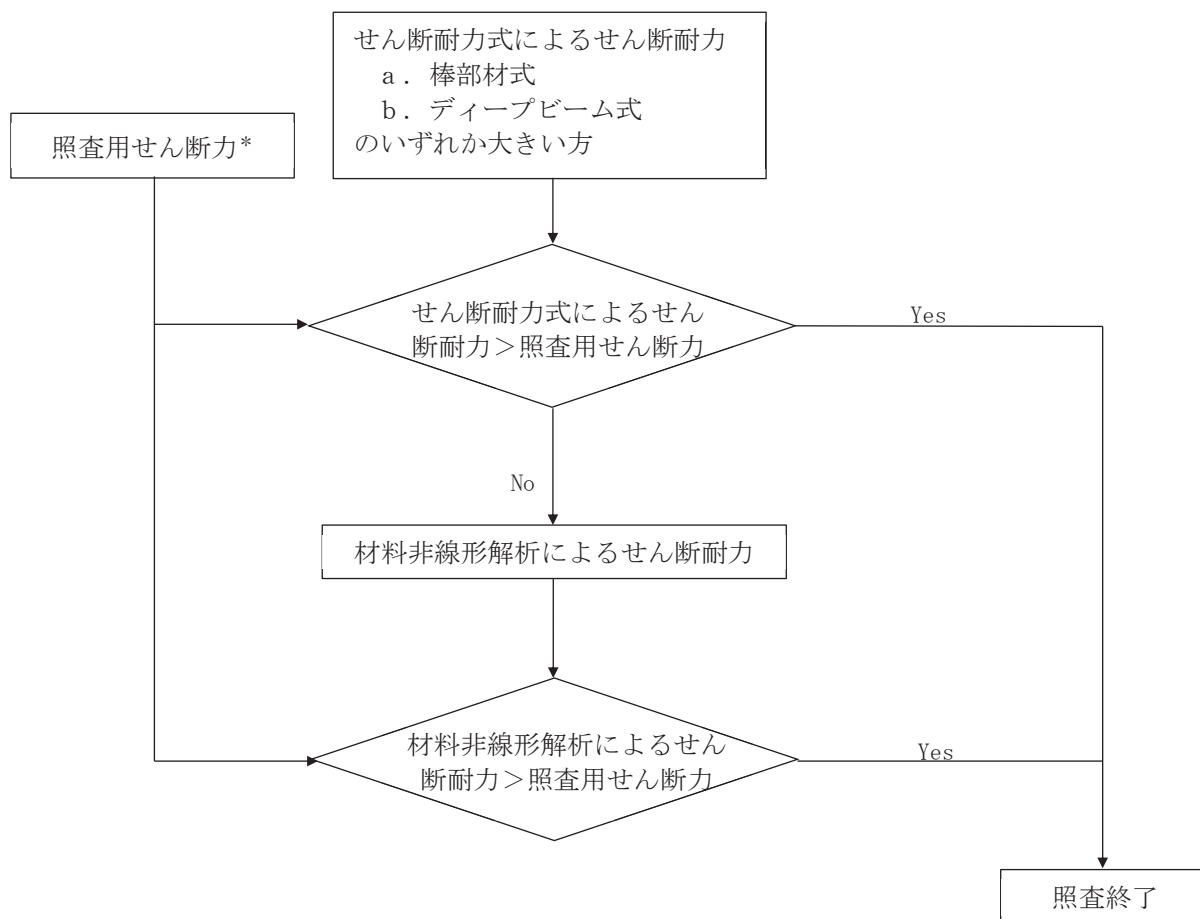
土砂部（断面①）の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことにおける構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

部材端の断面検討に用いるせん断力は、コンクリート標準示方書に基づき、壁面から部材高さの1/2だけ離れた位置のせん断力とする。なお、ハンチ部の部材厚は、ハンチの1:3より緩やかな部分を有効とする。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」、「b. ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-3に示す。



注記\*：照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図4-3 せん断破壊に対する照査フロー



a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$  : せん断耐力

$V_{c d}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし、} f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 $f'_{c d}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm<sup>2</sup>)で設計基準強度  $f'_{c k}$  を材料係数  $\gamma_{m c}$  で除したもの

$p_v$  : 引張鉄筋比  $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0$  :  $M_d$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$  : 部材係数

$\gamma_{m c}$  : 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

- ここで、 $A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積  
 $f_{w y d}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度を  $\gamma_{m s}$  で除したもので、  
 400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値  
 $f'_{c k}$  が 60N/mm<sup>2</sup> 以上のときは 800N/mm<sup>2</sup> 以下とする。  
 $\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度  
 $s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔  
 $z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  
 $d/1.15$  とする。  
 $\gamma_{b s}$  : 部材係数  
 $\gamma_{m s}$  : 材料係数

b. ディープビーム式

$$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$$

- ここで、 $V_{y d d}$  : せん断耐力  
 $V_{c d d}$  : コンクリートが分担するせん断耐力  
 $V_{s d d}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{d d} = 0.19 \sqrt{f'_{c d}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

- ここで、 $\gamma_{b c}$  : 部材係数

$$V_{s d d} = \phi \cdot V_{s d}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{w b} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

- ここで、 $p_{w b}$  : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-4に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-4 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{ms}$	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記\*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R+2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角とされている。

排気筒連絡ダクトは、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

## (2) 岩盤部（断面⑤）

岩盤部（断面⑤）の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表4-2及び表4-3に示す短期許容応力度とする。

#### 4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

##### (1) 評価条件

図4-3のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-5及び表4-6に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書2017や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書2017において標準とされる以下の手法とする。

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「UC-win/WCOMD」を使用する。

表 4-5 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

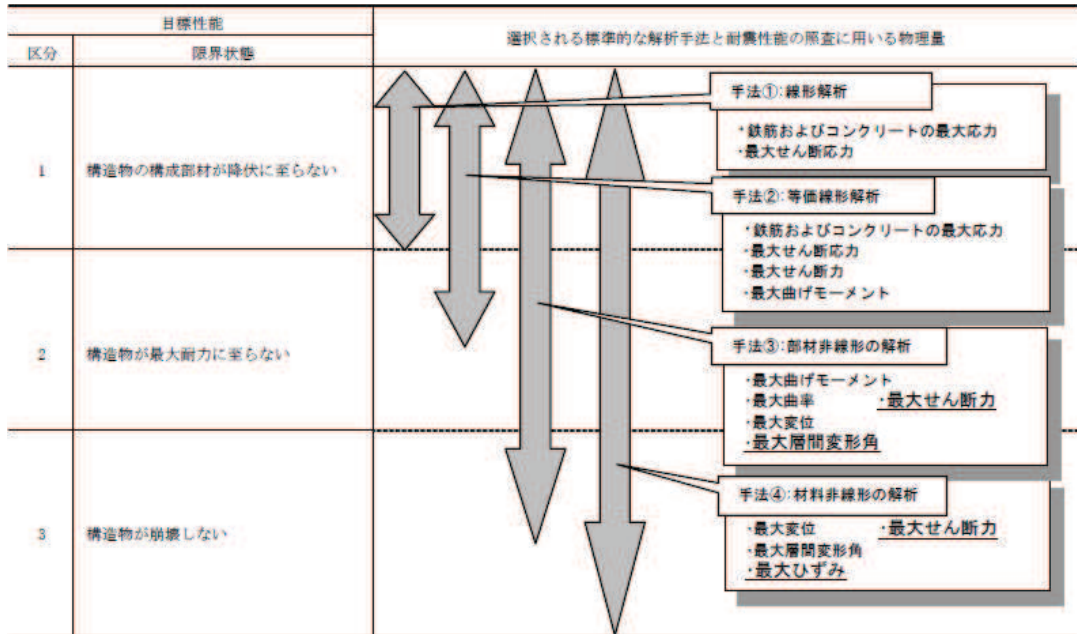


表 4-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	一次元		二次元	三次元
構成則	M- $\Phi$ , M- $\theta$ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

a. 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

表 4-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書2017</li> <li>・土木学会マニュアル</li> </ul>	—
許容限界	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。</li> </ul>

b. 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度 (20.5 N/mm <sup>2</sup> ) / 材料係数*
引張強度	1.33 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 / 材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記\*：材料係数を 1.3 として算出

表 4-9 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	主鉄筋	2000 N/mm <sup>2</sup>	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345 N/mm <sup>2</sup>	SD345

c. 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、図4-4に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

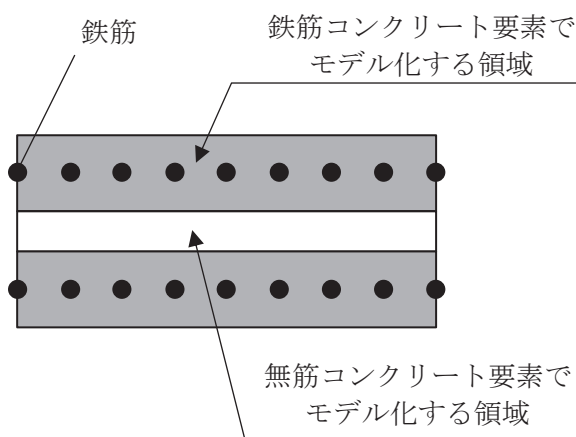


図4-4 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

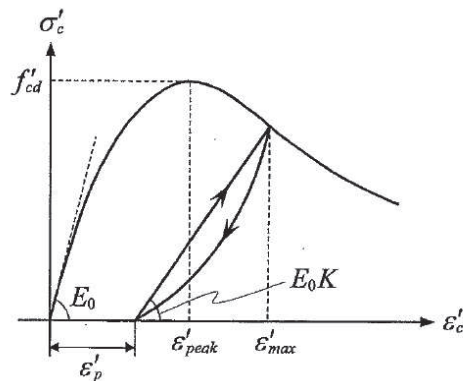
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-5に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を超えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-6に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left( 1 - \exp \left( -1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left( -0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

$\varepsilon'_{peak}$  : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-5 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)



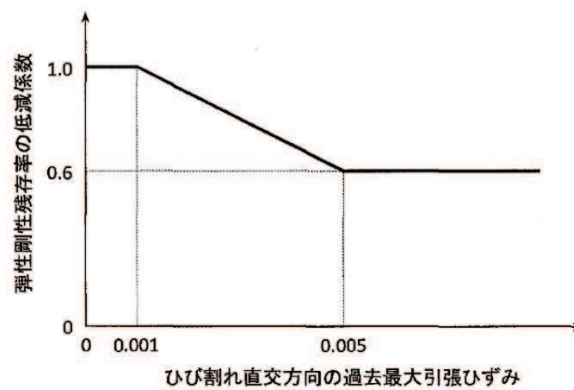
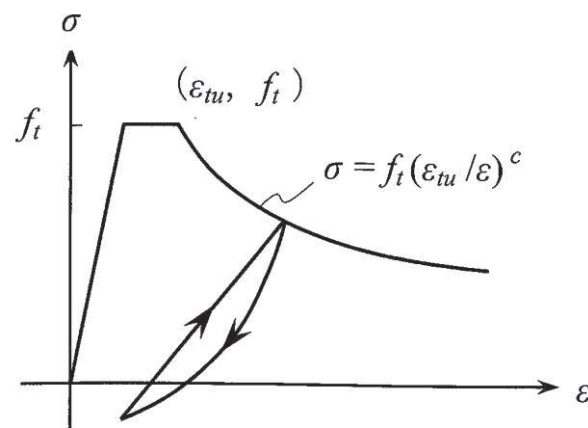


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-7 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー ( $G_f$ ) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-8 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が  $G_f/Le$  (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数  $c$  を用いる。



- ここに、 $f_t$  : 引張強度  
 $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ  
 $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 4-7 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの  
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

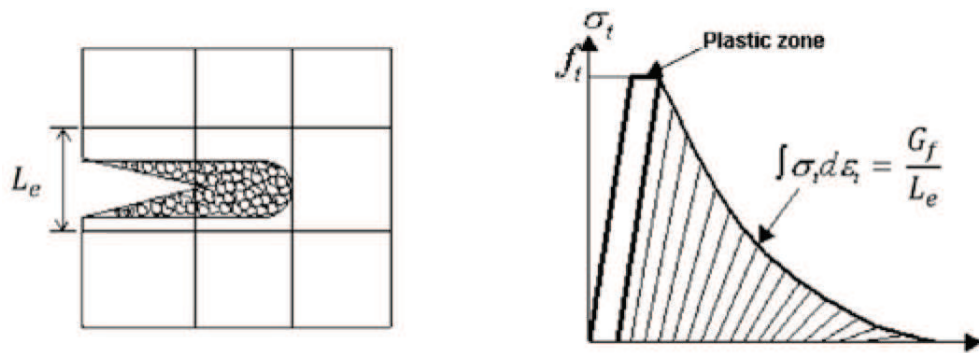
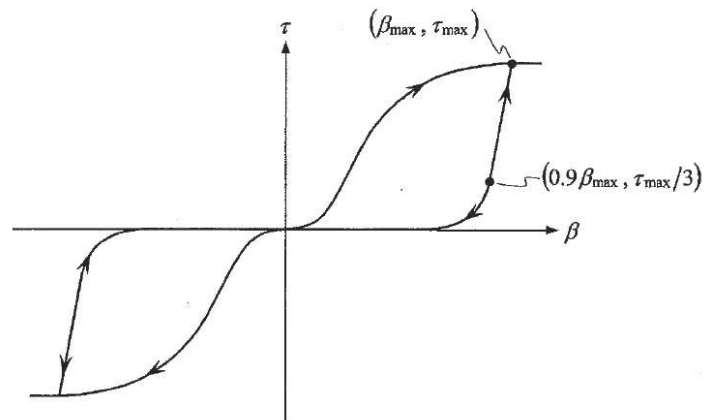


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-9 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比  
( $\gamma / \varepsilon$ )

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

$\tau_{max}$  : 除荷開始時せん断応力

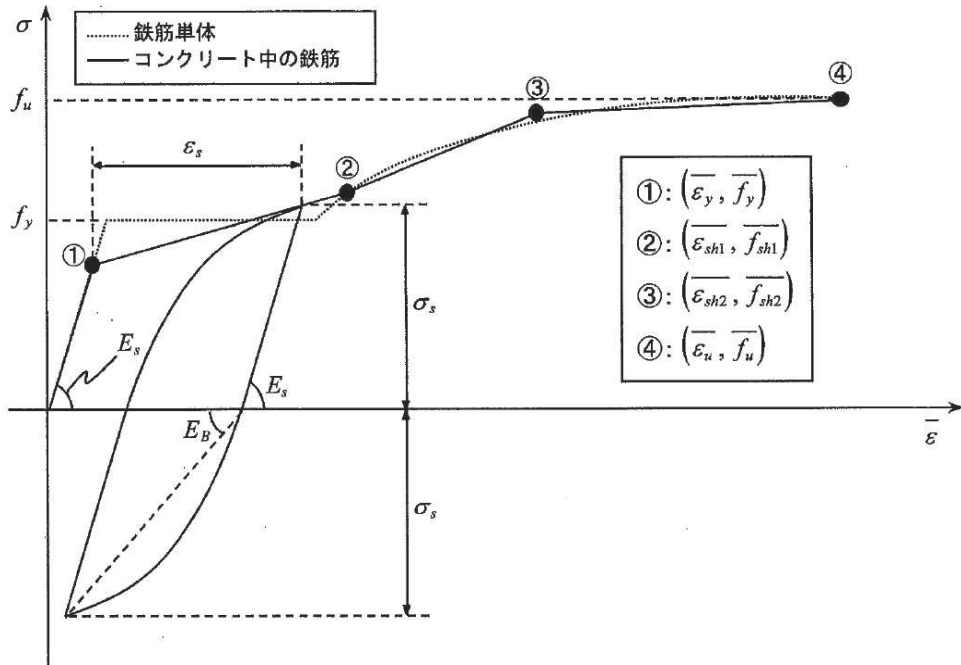
$\beta_{max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比

図 4-9 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

e. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-10 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- $f_y$  : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_u$  : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_y$  : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- $\epsilon_{sh}$  : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- $p$  : 鉄筋比
- $f_1$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 4-10 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

f. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

$A_S$ 、 $A_C$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

g. 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価内容

a. 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図4-11に示す。

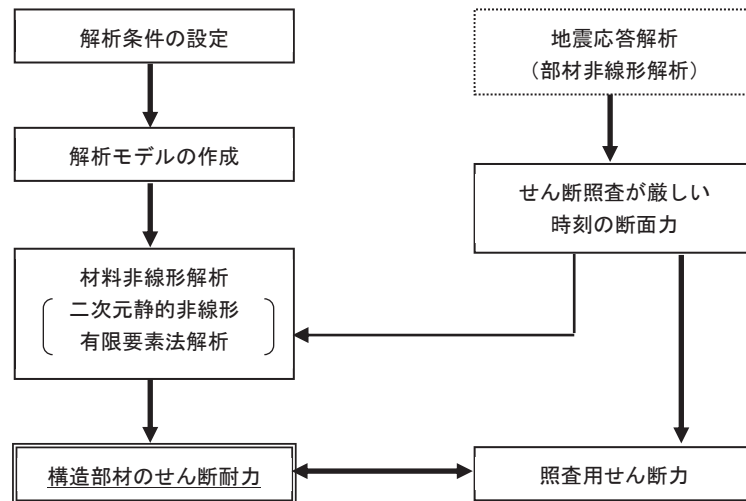


図4-11 材料非線形解析の耐震評価フロー

b. 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析及びび有効応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図4-12に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図4-13に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

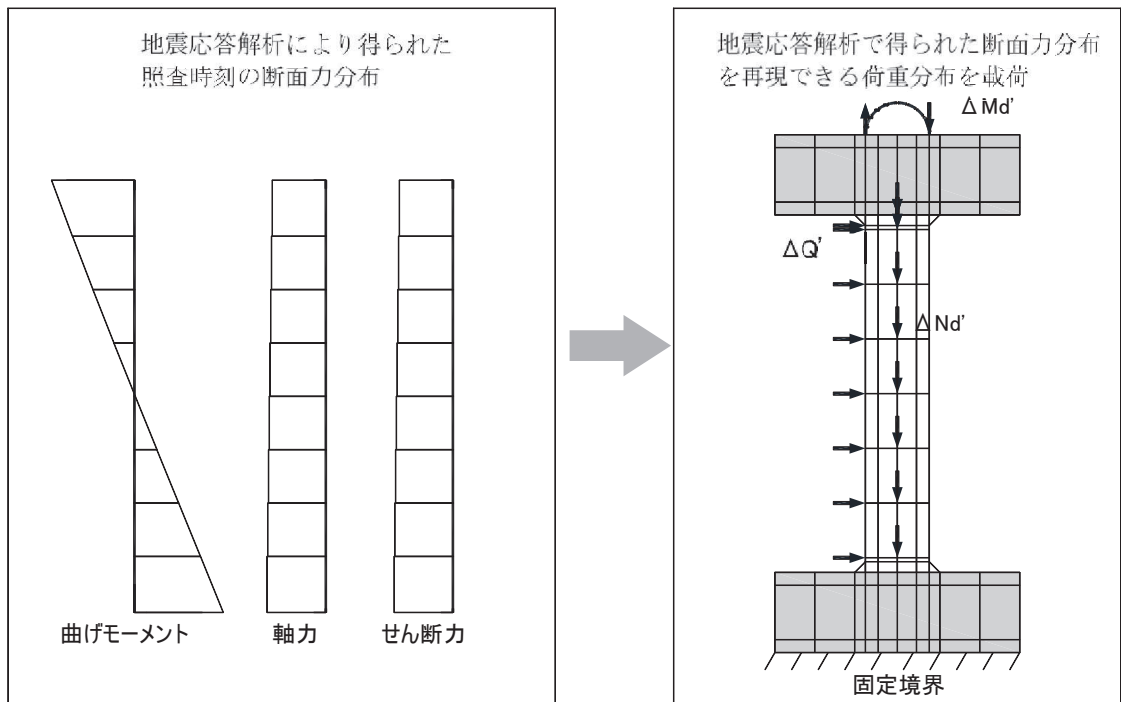


図 4-12 材料非線形解析における荷重状況

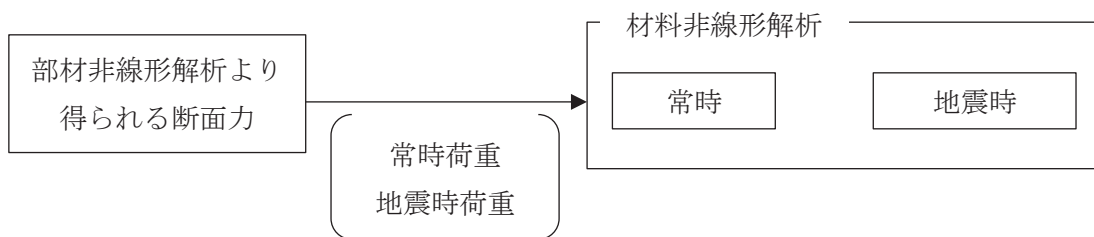


図 4-13 荷重の作用手順

c. せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係から設定する。具体的には、図 4-14 に示す例のとおり、固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係においてせん断力の増分に対して相対変位  $\delta$  が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

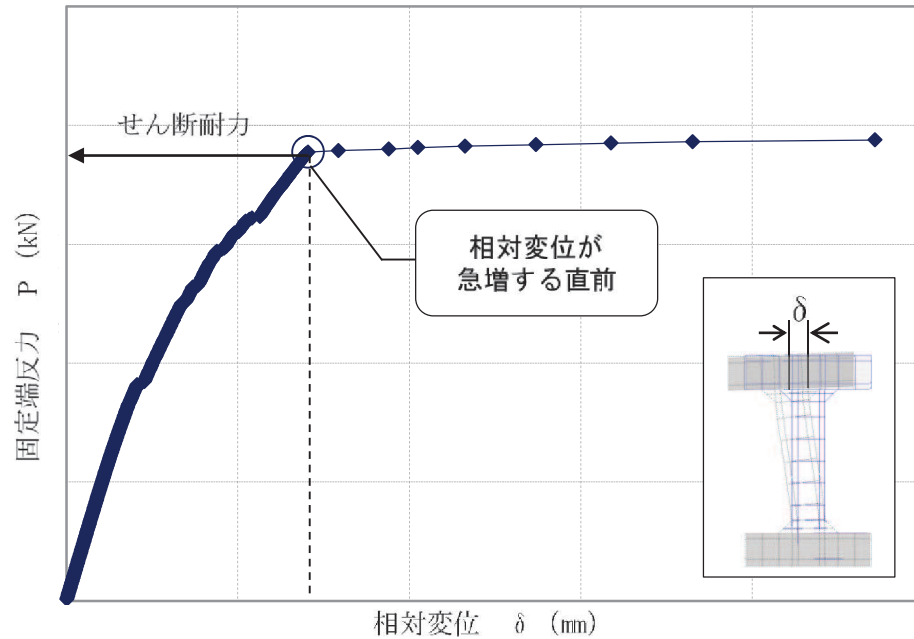


図 4-14 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

d. 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析））で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 $V$ と材料非線形解析で得られるせん断耐力 $V_y$ に、以下のとおり部材係数 $\gamma_{b1}$ 、 $\gamma_{b2}$ 、構造解析係数 $\gamma_a$ 、構造物係数 $\gamma_i$ を考慮し、照査用せん断力 $V_d$ 、設計せん断耐力 $V_{yd}$ を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-10 に示す。ここで、部材係数 $\gamma_{b1}$ については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.7 の部材係数 1.14 を設定する（表 4-11）。

表 4-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	$\gamma_{b1}$	1.14	別途実施する材料非線形解析により設定
	$\gamma_{b2}$	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	$\gamma_i$	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 $S_s$ により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	$\gamma_a$	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	$\gamma_m$	1.3	文献に基づき標準的な値を設定

表 4-11 部材係数  $\gamma_{b1}$  の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	427.5	0.90	
2	1187	1222.6	1.03	
3	324	359.6	1.11	
4	294	311.6	1.06	
5	581	517.1	0.89	
6	329	338.9	1.03	
7	1587	1809.2	1.14	最大値
8	350	395.5	1.13	
9	855	880.6	1.03	
10	165	104.0	0.63	
11	333	359.6	1.08	
12	127	99.1	0.78	
13	188	120.3	0.64	
14	163	117.4	0.72	
15	273	185.6	0.68	
16	356	320.4	0.90	
17	432	250.6	0.58	



#### 4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 4-12 に示す。

表 4-12 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

### 5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

土砂部（断面①）については、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、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 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

岩盤部（断面⑤）については、全応力解析により耐震評価を行うことから、ケース①（全応力解析）を基本ケースとし、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 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

また、上記実施ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

以下に、排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図 5-1 に示す。

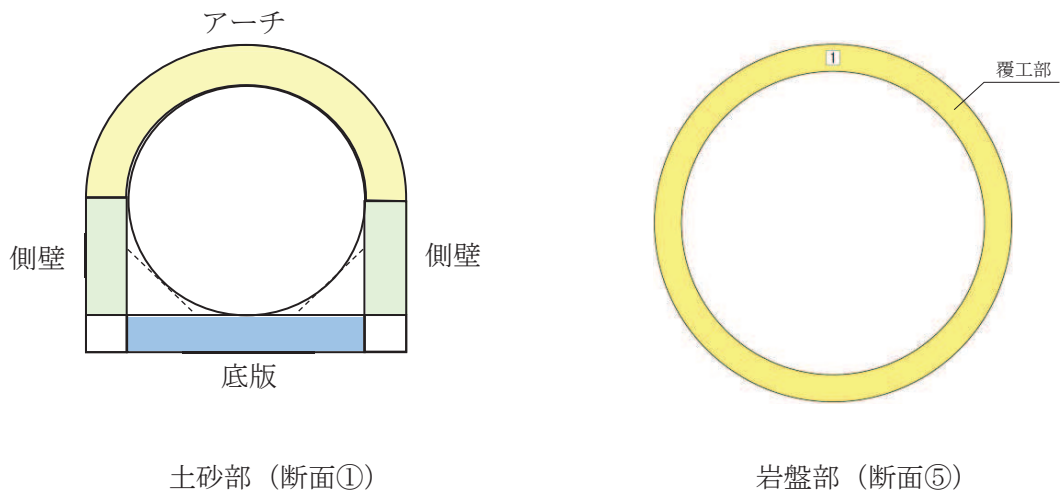


図 5-1 評価位置図

(1) 土砂部（断面①）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、全応力解析においては限界層間変形角又は限界ひずみを許容限界とし、有効応力解析においては、降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部（断面①）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.79 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.66			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.79	0.79	0.78	0.79
	-+	0.74			0.75
S s - D 3	++	0.62			
	-+	0.58			
S s - F 1	++	0.63			
	-+	0.63			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.67			
S s - F 3	++	0.40			
	-+	0.38			
S s - N 1	++	0.57	0.56	0.59	0.58
	-+	0.59			

注記\*1：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）とスクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（ひずみ）の厳しい方を記載。

\*2：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.55		
	-+	0.55		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.61		
	-+	0.62		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.66		
	-+	0.67	0.67	0.67
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.67		
	-+	0.67		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.63		
	-+	0.64		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.46		
	-+	0.45		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.62		
	-+	0.62		

注記\*1：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載

\*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式によるせん断耐力を併記する。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部(断面①)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.88 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (アーチ) \*

地震動		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.85			
	-+	0.84			
S s - D 2	++	0.83	0.83	0.82	0.84
	-+	0.86			
S s - D 3	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 1	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 2	++	0.81			
	-+	0.80			
S s - F 3	++	0.59			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.81	0.80	0.82	0.82
	-+	0.80			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記\*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（アーチ）\*

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.65		
	-+	0.64		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.72		
	-+	0.73		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.77		
	-+	0.76	0.77	0.76
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.72		
	-+	0.73		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.67		
	-+	0.67		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.51		
	-+	0.51		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.73		
	-+	0.72		

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記\*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）\*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.61* <sup>2</sup> (1.69)			
	-+	0.62* <sup>2</sup> (1.69)			
S s - D 2	++	0.63* <sup>2</sup> (1.61)	0.62* <sup>2</sup> (1.61)	0.63* <sup>2</sup> (1.61)	0.63* <sup>2</sup> (1.63)
	-+	0.59* <sup>2</sup> (1.56)			
S s - D 3	++	0.60* <sup>2</sup> (1.56)			
	-+	0.61* <sup>2</sup> (1.54)			
S s - F 1	++	0.59* <sup>2</sup> (1.45)			
	-+	0.62* <sup>2</sup> (1.46)			
S s - F 2	++	0.61* <sup>2</sup> (1.48)			
	-+	0.66* <sup>2</sup> (1.60)			
S s - F 3	++	0.57* <sup>2</sup> (1.47)			
	-+	0.52* <sup>2</sup> (1.39)			
S s - N 1	++	0.72* <sup>2</sup> (1.74)	0.69* <sup>2</sup> (1.73)	0.76* <sup>2</sup> (1.76)	0.74* <sup>2</sup> (1.75)
	-+	0.68* <sup>2</sup> (1.72)			

注記 1\* : 評価位置を図 5-5 に示す。

注記 2\* : 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。



表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）\*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.53*2 (1.23)		
	-+	0.51*2 (1.22)		
S s - D 2	++	0.57*2 (1.33)		
	-+	0.58*2 (1.34)		
S s - D 3	++	0.66*2 (1.34)		
	-+	0.66*2 (1.32)	0.64*2 (1.32)	0.63*2 (1.31)
S s - F 1	++	0.50*2 (1.26)		
	-+	0.60*2 (1.27)		
S s - F 2	++	0.51*2 (1.18)		
	-+	0.51*2 (1.18)		
S s - F 3	++	0.43*2 (1.03)		
	-+	0.41*2 (1.06)		
S s - N 1	++	0.52*2 (1.28)		
	-+	0.50*2 (1.28)		

注記\*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記\*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）\*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.84*3 (1.36)			
	-+	0.82*3 (1.34)			
S s - D 2	++	0.76*3 (1.24)	0.76*3 (1.24)	0.78*3 (1.25)	0.78*3 (1.25)
	-+	0.86*3 (1.24)			0.87*3 (1.24)
S s - D 3	++	0.77*3 (1.22)			
	-+	0.76*3 (1.21)			
S s - F 1	++	0.79*3 (1.22)			
	-+	0.74*3 (1.19)			
S s - F 2	++	0.75*3 (1.18)			
	-+	0.81*3 (1.25)			
S s - F 3	++	0.69*3 (1.14)			
	-+	0.67*3 (1.09)			
S s - N 1	++	0.87*3 (1.37)	0.86*3 (1.36)	0.88*3 (1.38)	0.88*3 (1.36)
	-+	0.86*3 (1.35)			

注記\*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記\*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）\*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.65*3 (1.03)		
	-+	0.66*3 (1.02)		
S s - D 2	++	0.68*3 (1.04)		
	-+	0.68*3 (1.03)		
S s - D 3	++	0.71*3 (1.08)		
	-+	0.73*3 (1.09)	0.73*3 (1.10)	0.72*3 (1.08)
S s - F 1	++	0.98		
	-+	0.69*3 (1.01)		
S s - F 2	++	0.95		
	-+	0.95		
S s - F 3	++	0.91		
	-+	0.88		
S s - N 1	++	0.98		
	-+	0.97		

注記\*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記\*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。  
 なお、( ) 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.1 土砂部(断面①)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S <sub>s</sub> -D1	++	0.22			
	-+	0.22			
S <sub>s</sub> -D2	++	0.22	0.22	0.22	0.22
	-+	0.25			
S <sub>s</sub> -D3	++	0.22			
	-+	0.20			
S <sub>s</sub> -F1	++	0.21			
	-+	0.22			
S <sub>s</sub> -F2	++	0.22			
	-+	0.25			
S <sub>s</sub> -F3	++	0.22			
	-+	0.20			
S <sub>s</sub> -N1	++	0.24	0.24	0.25	0.24
	-+	0.22			

表 5-3(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.22		
	-+	0.22		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.23		
	-+	0.23	0.23	0.22
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.20		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.20		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.22		
	-+	0.21		

(2) 岩盤部（断面⑤）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表5-4に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)岩盤部（断面⑤）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して0.67であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.39			
	-+		0.53			
S s - D 2	++		0.45			
	-+		0.61	0.54	0.65	0.67
S s - D 3	++		0.40			
	-+		0.52			
S s - F 1	++		0.53			
	-+		0.52			
S s - F 2	++		0.55			
	-+		0.56			0.61
S s - F 3	++		0.49			
	-+		0.52			
S s - N 1	++		0.43			
	-+		0.42			

注記\*：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-5 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(2) 岩盤部 (断面⑤)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-5 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.32			
	-+	0.32			
S s - D 2	++	0.35			
	-+	0.35	0.34	0.39	0.37
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.32			
S s - F 1	++	0.26			
	-+	0.26			
S s - F 2	++	0.32			
	-+	0.34			
S s - F 3	++	0.26			
	-+	0.24			
S s - N 1	++	0.24			
	-+	0.21			

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-6 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.2 岩盤部(断面⑤)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-6 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.04			
	-+	0.03			
S s - D 2	++	0.04			
	-+	0.04	0.04	0.04	0.04
S s - D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.03			
	-+	0.03			



5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

土砂部（断面①）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 5-7 に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図 5-2 に示す。

表 5-7(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果  
（最も厳しい照査値とその地震動：全応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* $R_d$	限界層間変形角 $R_u$	照査値 $R_d/R_u$
②	S s - D 2 (++)	$1.41 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.15

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 最大層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-7(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果  
（最も厳しい照査値とその地震動：有効応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* $R_d$	限界層間変形角 $R_u$	照査値 $R_d/R_u$
⑦	S s - D 3 (-+)	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 最大層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

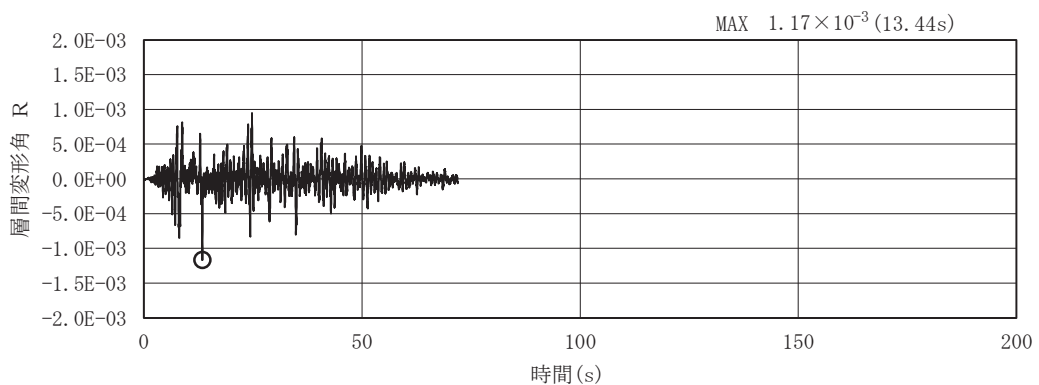


図 5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる  
ケースの層間変形角時刻歴波形（全応力解析）（解析ケース②，S s - D 2 (++)）

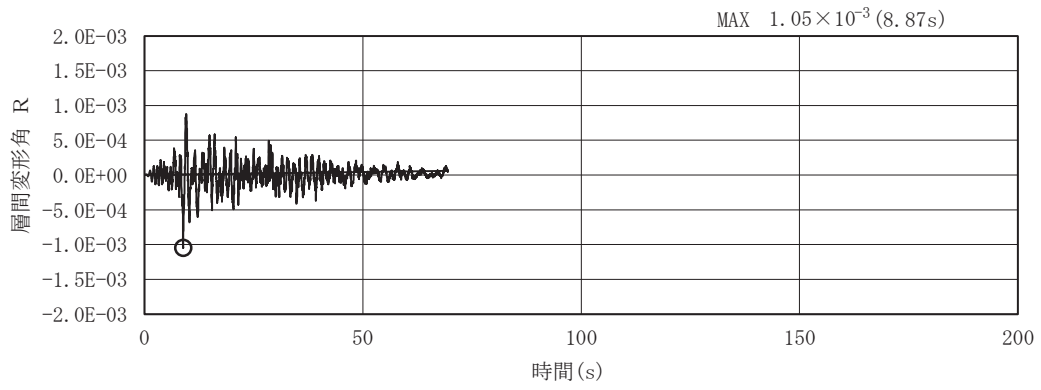


図 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる  
 ケースの層間変形角時刻歴波形（有効応力解析）（解析ケース⑦，S s - D 3（-+））

5.1.3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

岩盤部（断面⑤）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-8に示す。

また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-4に示す。

表5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）  
（最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
覆工部	1	③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	78	-70	4.5	11.7	0.39

注記\*：評価位置は図5-3に示す。

表5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）  
（最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
覆工部	1	④	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	76	-37	196	294	0.67

注記\*：評価位置は図5-3に示す。

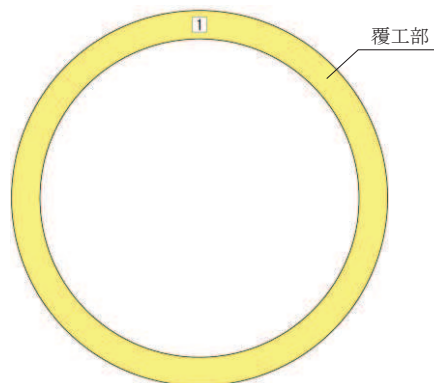
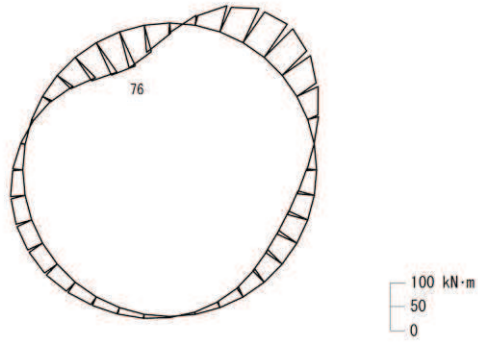
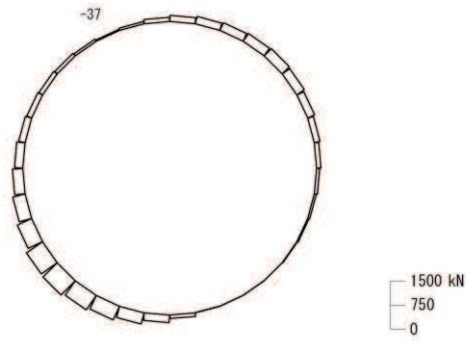


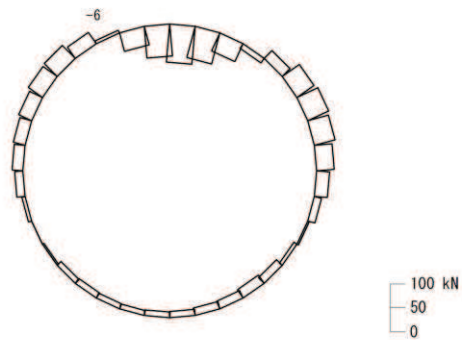
図5-3 評価位置図（岩盤部（断面⑤））



数值：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数值：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+：引張, -：圧縮)



数值：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図  
 (解析ケース④, S s - D 2 (-+))

5.1.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

(1) 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）におけるせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-9に示す。また、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-6に示す。

表5-9(1) せん断破壊に対する最大照査値（全応力解析）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
アーチ	1	①	S s - D 2 (-+)	946	1110*3	0.86
側壁	2	③	S s - N 1 (++)	1883	2487*4	0.76
底版	4	④	S s - N 1 (++)	2228	2537*4	0.88

注記\*1：評価位置は図5-5に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：せん断耐力式によるせん断耐力

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力

表5-9(2) せん断破壊に対する最大照査値（有効応力解析）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
アーチ	1	⑦	S s - D 3 (-+)	848	1110*3	0.77
側壁	3	⑥	S s - D 3 (-+)	1394	2129*4	0.66
底版	4	⑦	S s - D 3 (-+)	1653	2275*4	0.73

注記\*1：評価位置は図5-5に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：せん断耐力式によるせん断耐力

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力

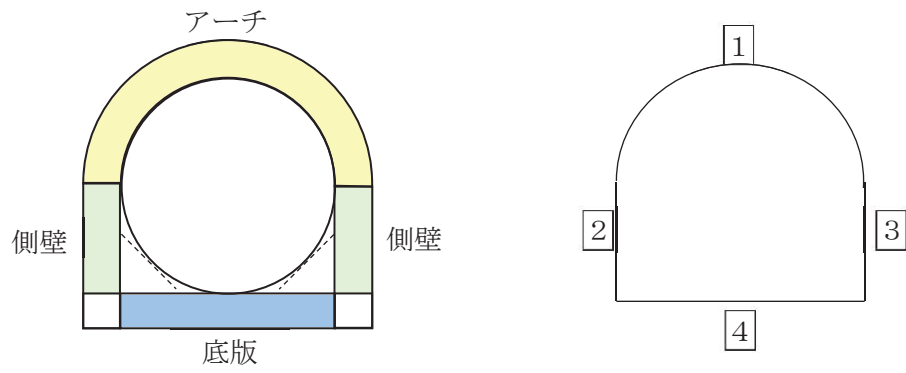
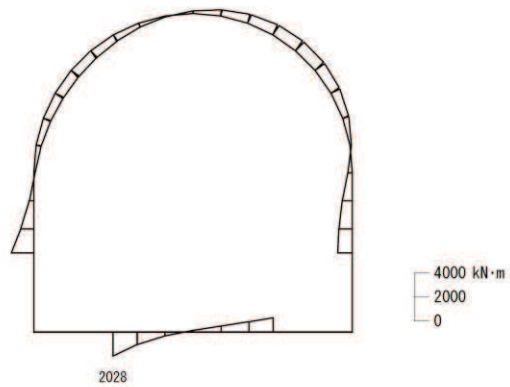
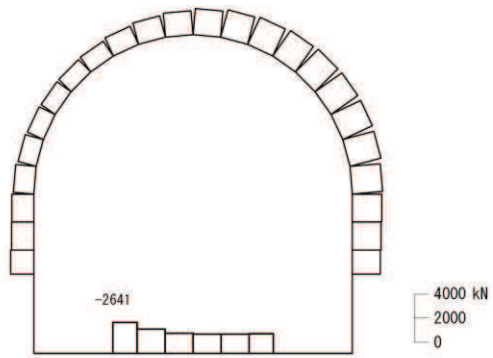


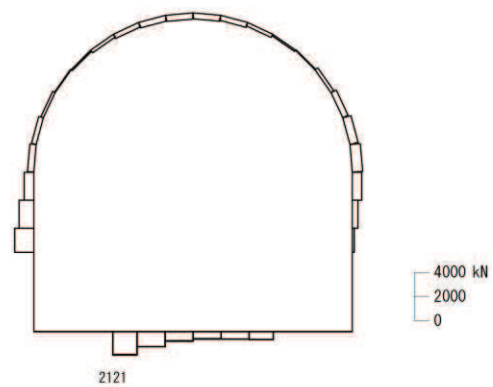
図 5-5 評価位置図 (土砂部 (断面①))



数値：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



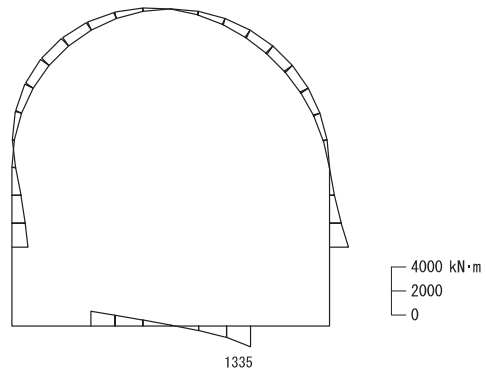
数値：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+: 引張, -: 圧縮)



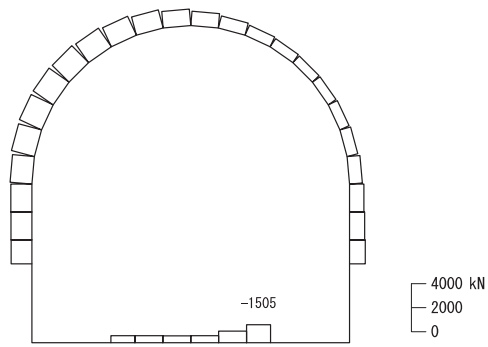
数値：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 5-6(1) せん断破壊に対する照査値最大時\*の断面力図  
 (全応力解析) (解析ケース④, S s - N 1 (++))

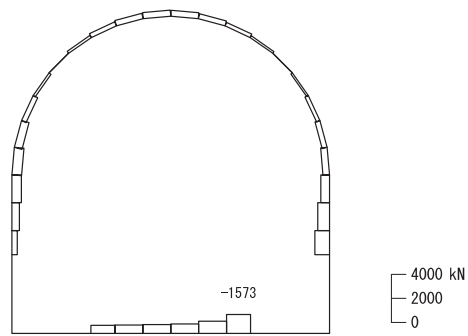
注記\*：材料非線形解析による評価結果



数值：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数值：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数值：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 5-6(2) せん断破壊に対する照査値最大時\*の断面力図  
 (有効応力解析) (解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

注記\*：材料非線形解析による評価結果



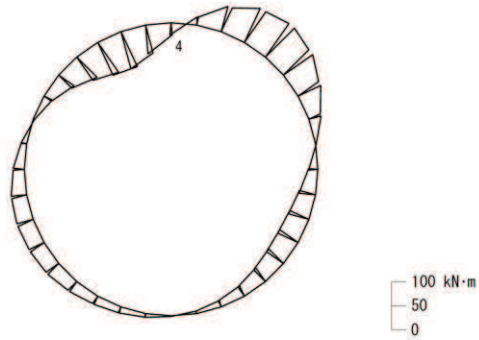
(2) 岩盤部 (断面⑤)

岩盤部 (断面⑤) におけるせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 5-10 に示す。また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図 (曲げモーメント, 軸力, せん断力) を図 5-7 に示す。

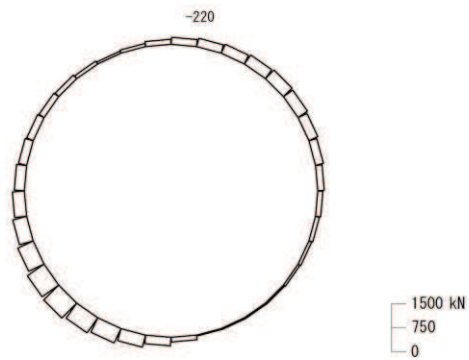
表 5-10 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*	解析 ケース	地震動	発生 せん断力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
			(kN)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\tau_d / \tau_{a1}$
覆工部	1	③	S s - D 2 (-+)	80	0.24	0.63	0.39

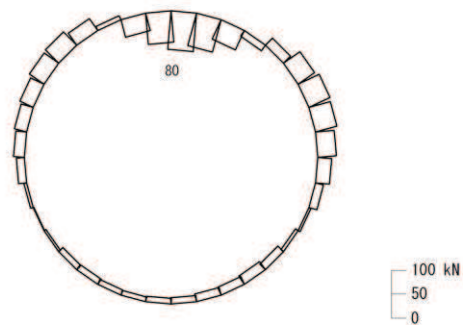
注記\* : 評価位置は図5-3に示す。



数值：評価位置における断面力  
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数值：評価位置における断面力  
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数值：評価位置における断面力  
 (c) せん断力 (kN)

図 5-7 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図  
 (解析ケース③, S s - D 2 (-+))

### 5.1.5 最大せん断ひずみ分布

#### (1) 土砂部（断面①）

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-11 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-8 に示す。

表 5-11(1) 最大照査値を示すケースの一覧(全応力解析)

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S s - D 2 (++)	ケース④ S s - N 1 (++)

表 5-11(2) 最大照査値を示すケースの一覧（有効応力解析）

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)

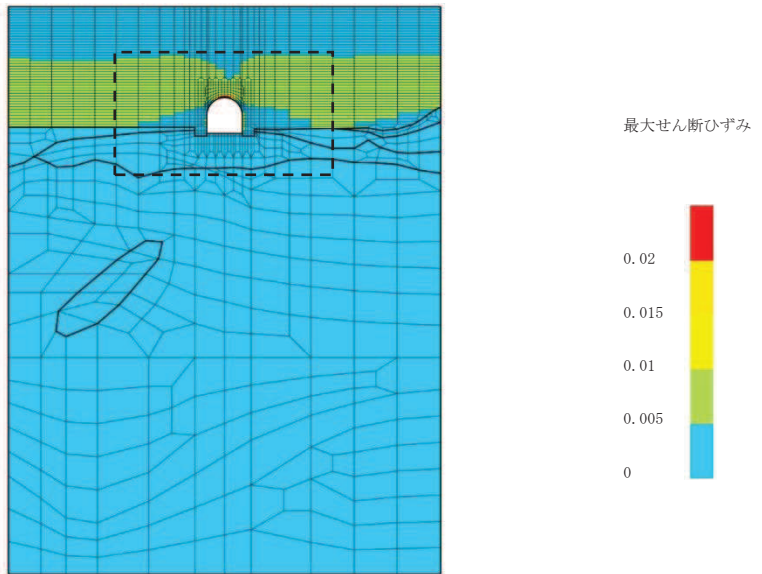
注：耐震評価における解析ケース一覧

#### 【全応力解析】

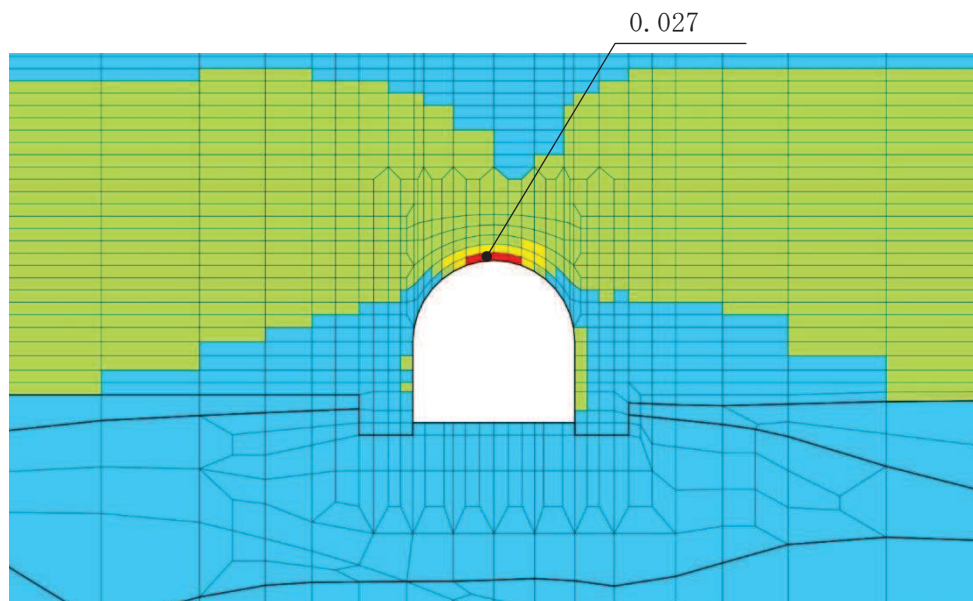
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

#### 【有効応力解析】

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

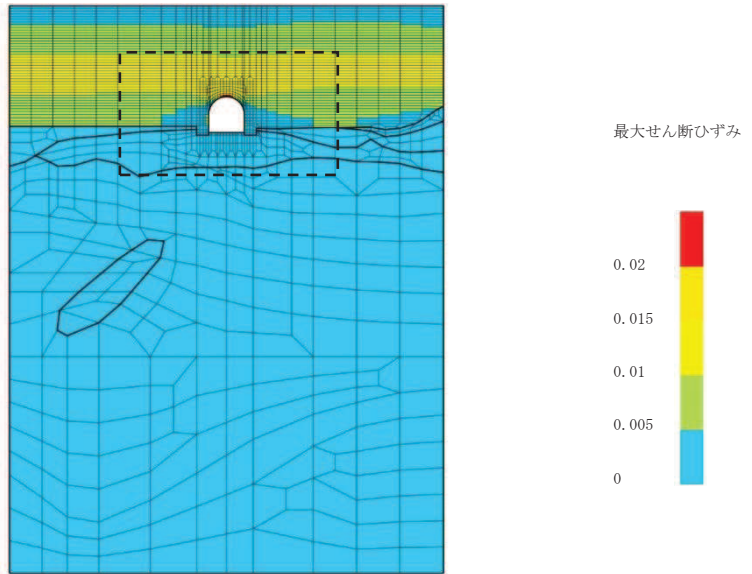


(a) 全体図

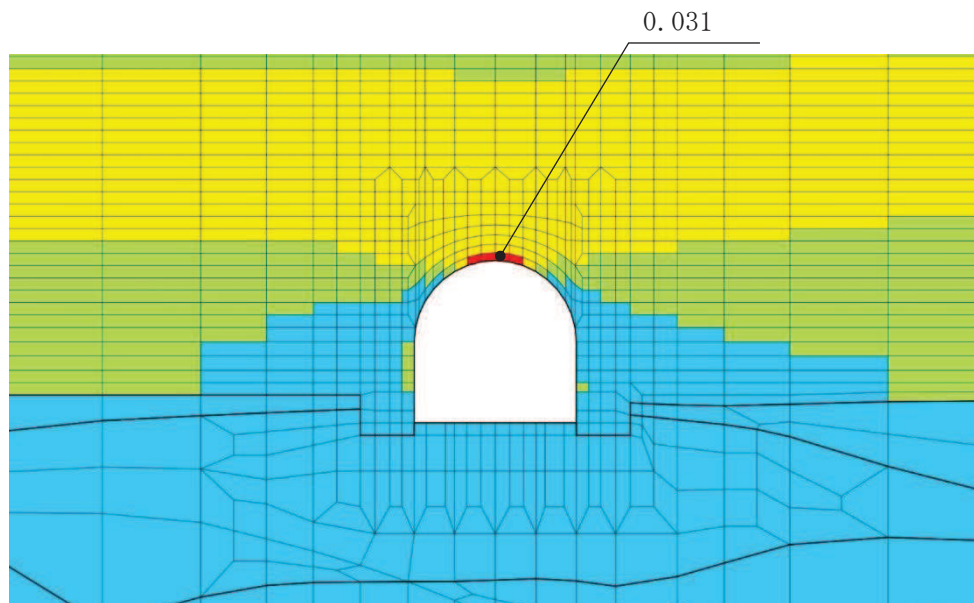


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(1) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))  
 (全応力解析) (解析ケース④,  $S_s - D2$  (++)

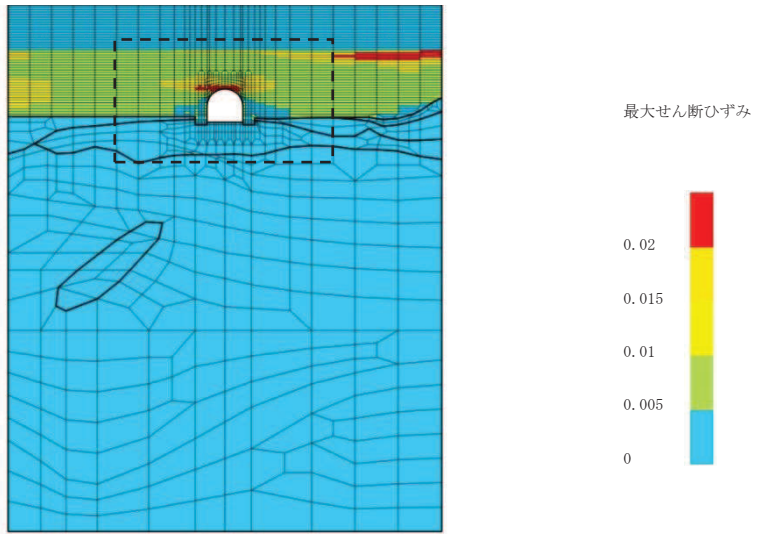


(a) 全体図

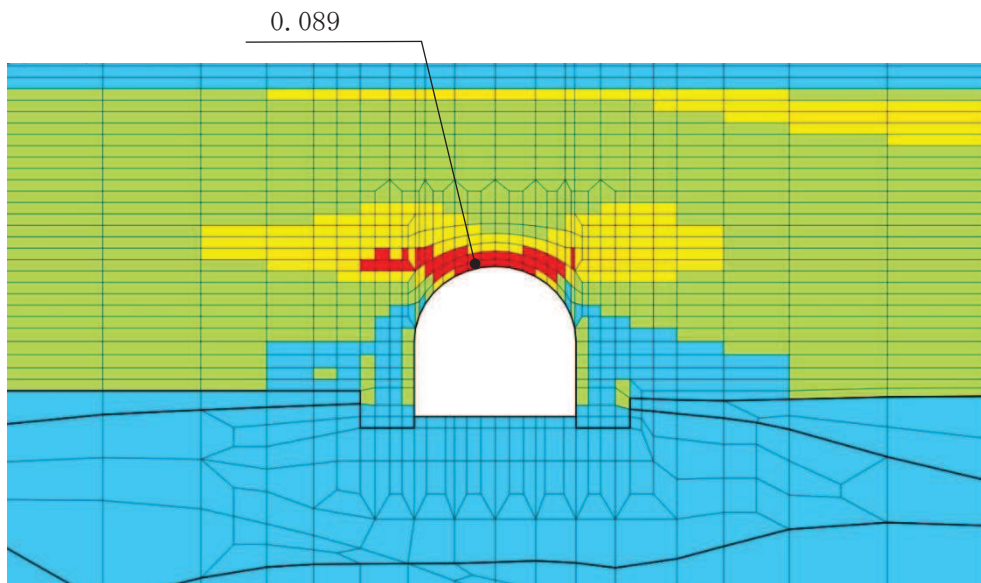


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(2) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))  
 (全応力解析) (解析ケース④,  $S_s - N1$  (++)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(3) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))  
(有効応力解析) (解析ケース⑦,  $S_s - D3$  (-+))

(2) 岩盤部（断面⑤）

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

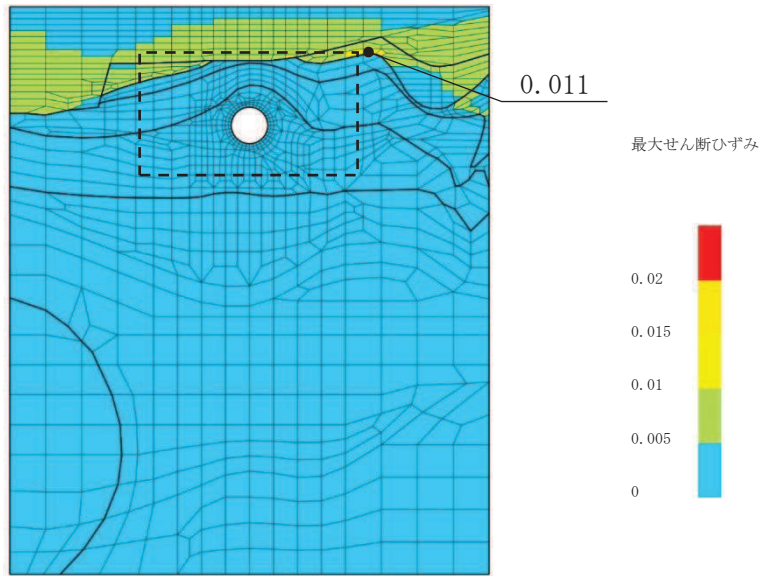
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-12 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-9 に示す。

表 5-12 最大照査値を示す解析ケースの一覧

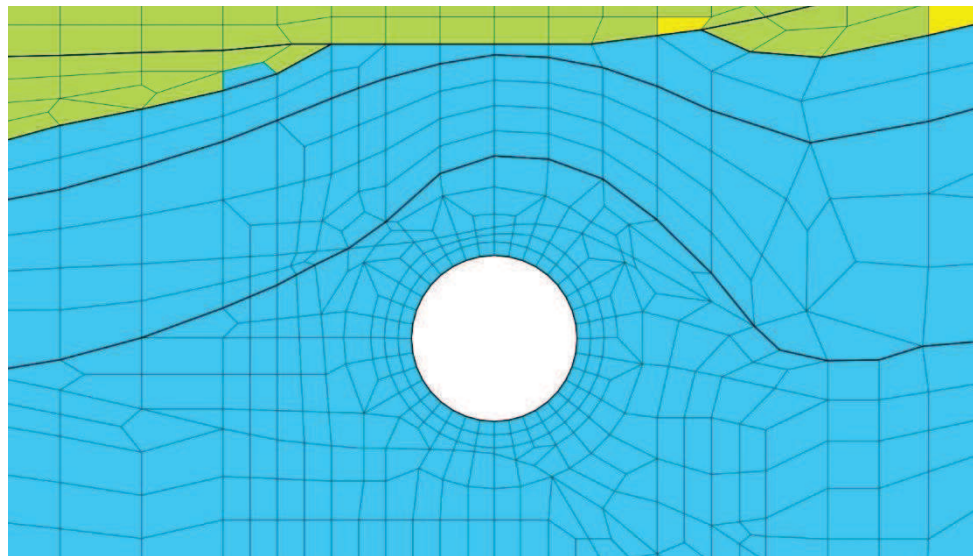
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S <sub>s</sub> -D2 (-+)	ケース③ S <sub>s</sub> -D2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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



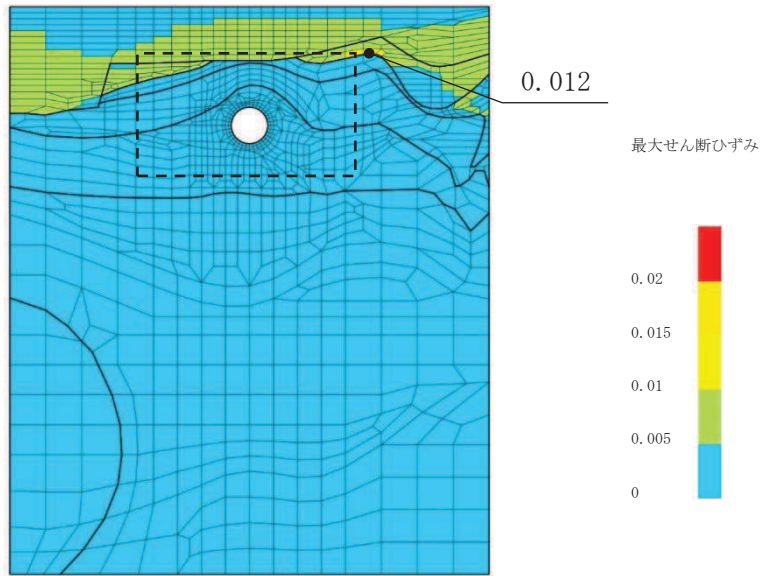
(a) 全体図



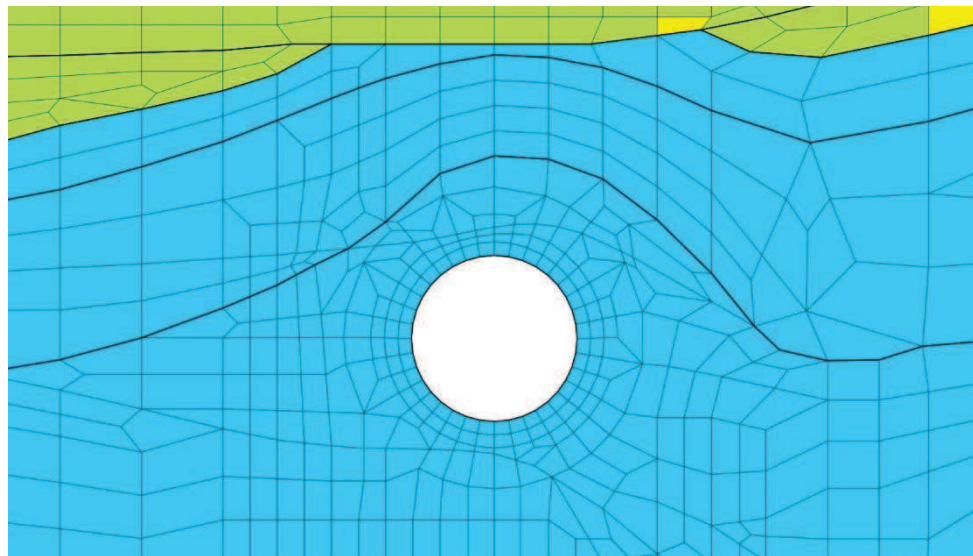
(b) 構造物周辺拡大図

図 5-9(1) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑤))  
(解析ケース④, S s - D 2 (-+))





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-9(2) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑤))  
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

### 5.1.6 過剰間隙水圧比分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

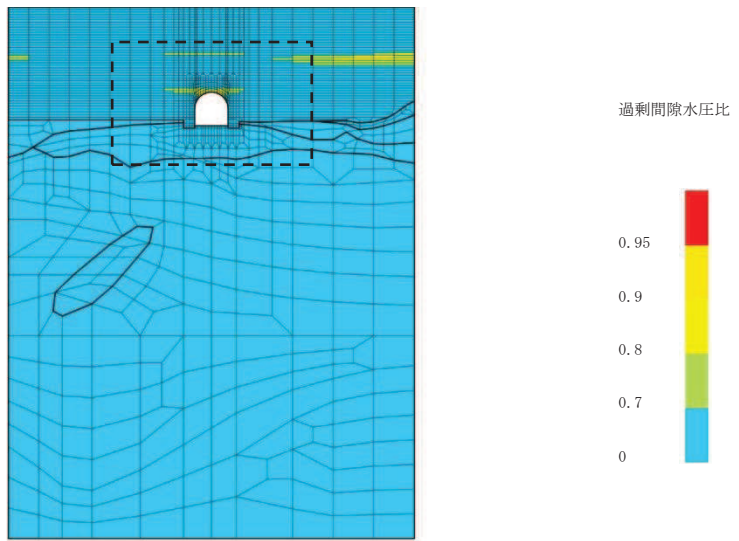
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-13 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5-10 に示す。

表 5-13 最大照査値を示すケースの一覧

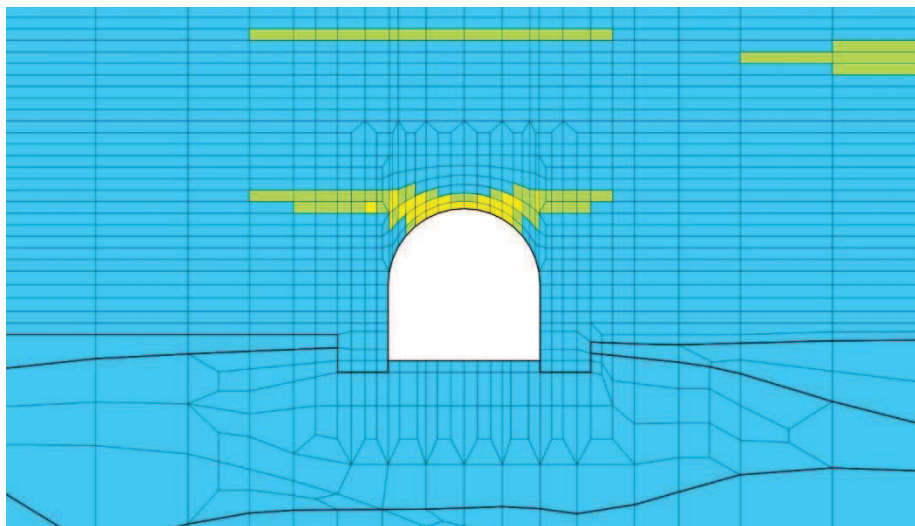
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-10 最大過剰間隙水圧比分布図 (土砂部 (断面①))  
(解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

## 5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

### 5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

#### (1) 土砂部（断面①）

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-14 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-15 に示す。照査値は、層間変形角、ひずみ及び曲げモーメントを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-14 のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

表 5-15 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する底版におけるコンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみ及び照査用曲げモーメントが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 $\mu$ ，主筋ひずみ：1725 $\mu$ ，降伏曲げモーメント）を下回ることを確認した。

最大となるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが発生したケースについて、最大値の発生位置とその値を図 5-11 に示す。

表 5-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果  
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値
			$R_d$	$R_u$	$R_d/R_u$
①	S s - D 1	++	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
		-+	$1.25 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
	S s - D 2	++	$1.41 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.15
		-+	$1.39 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
	S s - D 3	++	$1.14 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
		-+	$1.16 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
	S s - F 1	++	$1.19 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
		-+	$1.21 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
	S s - F 2	++	$1.32 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
		-+	$1.34 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
	S s - F 3	++	$6.36 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07
		-+	$6.17 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.07
	S s - N 1	++	$1.24 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
		-+	$1.25 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
②	S s - D 2	++	$1.41 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.15
	S s - N 1	++	$1.23 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
③	S s - D 2	++	$1.39 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
	S s - N 1	++	$1.27 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
④	S s - D 2	++	$1.34 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
		-+	$1.31 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.14
	S s - N 1	++	$1.18 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 最大層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-14(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果  
(構造強度を有することの確認：有効応力解析)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値
			$R_d$	$R_u$	$R_d/R_u$
⑥	S <sub>s</sub> -D 1	++	$8.75 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.09
		-+	$8.55 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.09
	S <sub>s</sub> -D 2	++	$1.09 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.11
		-+	$1.13 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
	S <sub>s</sub> -D 3	++	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
		-+	$1.25 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
	S <sub>s</sub> -F 1	++	$1.14 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
		-+	$1.16 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
	S <sub>s</sub> -F 2	++	$1.02 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.11
		-+	$1.03 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.11
	S <sub>s</sub> -F 3	++	$5.12 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.06
		-+	$4.85 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.05
	S <sub>s</sub> -N 1	++	$1.13 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.12
		-+	$1.10 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.11
⑦	S <sub>s</sub> -D 3	-+	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13
⑧	S <sub>s</sub> -D 3	-+	$1.22 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13

注記\*：照査用層間変形角  $R_d$  = 発生層間変形角  $R$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ, 底版)  
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認: 全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			$\epsilon_d$	$\epsilon_R$	$\epsilon_d / \epsilon_R$
①	S s - D 1	++	875 $\mu$	2000 $\mu$	0.44
		-+	819 $\mu$	2000 $\mu$	0.41
	S s - D 2	++	860 $\mu$	2000 $\mu$	0.43
		-+	892 $\mu$	2000 $\mu$	0.45
	S s - D 3	++	785 $\mu$	2000 $\mu$	0.40
		-+	752 $\mu$	2000 $\mu$	0.38
	S s - F 1	++	810 $\mu$	2000 $\mu$	0.41
		-+	761 $\mu$	2000 $\mu$	0.39
	S s - F 2	++	832 $\mu$	2000 $\mu$	0.42
		-+	817 $\mu$	2000 $\mu$	0.41
	S s - F 3	++	568 $\mu$	2000 $\mu$	0.29
		-+	569 $\mu$	2000 $\mu$	0.29
	S s - N 1	++	782 $\mu$	2000 $\mu$	0.40
		-+	785 $\mu$	2000 $\mu$	0.40
②	S s - D 2	++	859 $\mu$	2000 $\mu$	0.43
	S s - N 1	++	766 $\mu$	2000 $\mu$	0.39
③	S s - D 2	++	856 $\mu$	2000 $\mu$	0.43
	S s - N 1	++	802 $\mu$	2000 $\mu$	0.41
④	S s - D 2	++	777 $\mu$	2000 $\mu$	0.39
		-+	805 $\mu$	2000 $\mu$	0.41
	S s - N 1	++	706 $\mu$	2000 $\mu$	0.36

注記\*: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ, 底版)  
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認: 全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			$\epsilon_d$	$\epsilon_R$	$\epsilon_d / \epsilon_R$
①	S s - D 1	++	1137 $\mu$	1725 $\mu$	0.66
		-+	1083 $\mu$	1725 $\mu$	0.63
	S s - D 2	++	1349 $\mu$	1725 $\mu$	0.79
		-+	1274 $\mu$	1725 $\mu$	0.74
	S s - D 3	++	1061 $\mu$	1725 $\mu$	0.62
		-+	986 $\mu$	1725 $\mu$	0.58
	S s - F 1	++	1077 $\mu$	1725 $\mu$	0.63
		-+	1073 $\mu$	1725 $\mu$	0.63
	S s - F 2	++	1193 $\mu$	1725 $\mu$	0.70
		-+	1146 $\mu$	1725 $\mu$	0.67
	S s - F 3	++	675 $\mu$	1725 $\mu$	0.40
		-+	649 $\mu$	1725 $\mu$	0.38
	S s - N 1	++	979 $\mu$	1725 $\mu$	0.57
		-+	1013 $\mu$	1725 $\mu$	0.59
②	S s - D 2	++	1352 $\mu$	1725 $\mu$	0.79
	S s - N 1	++	959 $\mu$	1725 $\mu$	0.56
③	S s - D 2	++	1333 $\mu$	1725 $\mu$	0.78
	S s - N 1	++	1014 $\mu$	1725 $\mu$	0.59
④	S s - D 2	++	1353 $\mu$	1725 $\mu$	0.79
		-+	1282 $\mu$	1725 $\mu$	0.75
	S s - N 1	++	992 $\mu$	1725 $\mu$	0.58

注記\*: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

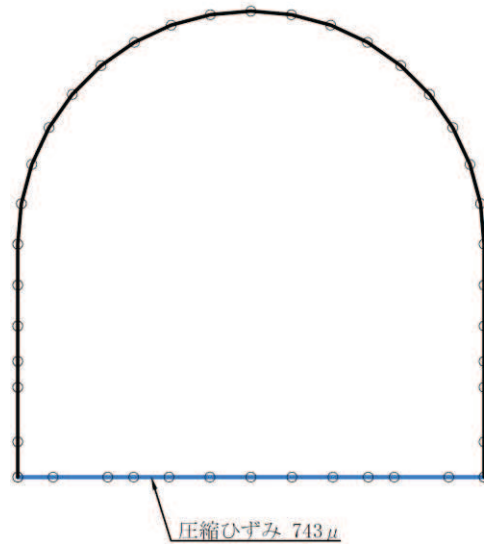


表 5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (降伏曲げモーメント, 底版)

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認:有効応力解析)

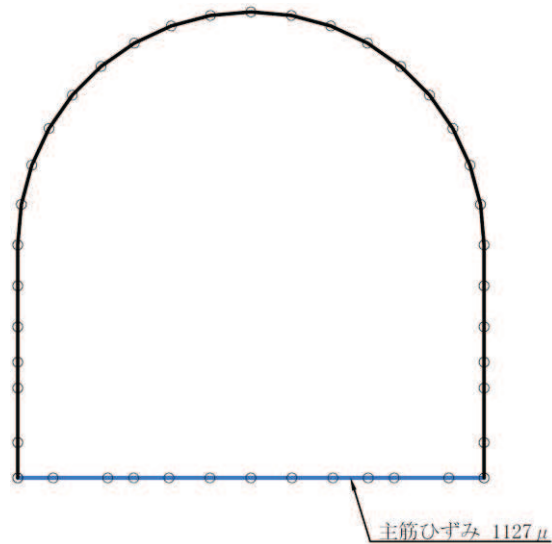
解析ケース	地震動		照査用	降伏曲げ	照査値 $M_d/M_y$	
			曲げモーメント*	モーメント		
			$M_d$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)		
⑥	S s - D 1	++	1025	1893	0.55	
		-+	1050	1913	0.55	
	S s - D 2	++	1254	2060	0.61	
		-+	1279	2063	0.62	
	S s - D 3	++	1319	2019	0.66	
		-+	1341	2005	0.67	
	S s - F 1	++	1094	1657	0.67	
		-+	1112	1672	0.67	
	S s - F 2	++	1048	1678	0.63	
		-+	1061	1681	0.64	
	S s - F 3	++	818	1782	0.46	
		-+	794	1765	0.45	
	S s - N 1	++	1253	2027	0.62	
		-+	1242	2010	0.62	
	⑦	S s - D 3	-+	1339	2001	0.67
	⑧	S s - D 3	-+	1331	2008	0.67

注記\*: 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 $\gamma_a$



注記\* : — は S クラスの施設を支持する部材 (底版) を示す

図 5-11(1) 最大圧縮ひずみ発生位置  
(底版, 解析ケース①, S<sub>s</sub>-D2 (-+))



注記\* : — は S クラスの施設を支持する部材 (底版) を示す

図 5-11(2) 最大主筋ひずみ発生位置  
(底版, 解析ケース④, S<sub>s</sub>-D2 (++))

(2) 岩盤部（断面⑤）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-16に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-16(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
					モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S s - D 1	++	覆工部	1	-77	-762	3.3	11.7	0.29
		-+	覆工部	1	67	-66	3.8	11.7	0.33
	S s - D 2	++	覆工部	1	-72	-1009	3.6	11.7	0.31
		-+	覆工部	1	71	-41	4.1	11.7	0.36
	S s - D 3	++	覆工部	1	-58	-946	3.1	11.7	0.27
		-+	覆工部	1	64	-141	3.5	11.7	0.30
	S s - F 1	++	覆工部	1	-60	-1010	3.3	11.7	0.29
		-+	覆工部	1	-56	-1000	3.2	11.7	0.28
	S s - F 2	++	覆工部	1	-77	-1054	3.8	11.7	0.33
		-+	覆工部	1	71	-157	3.9	11.7	0.34
	S s - F 3	++	覆工部	1	-62	-177	3.2	11.7	0.28
		-+	覆工部	1	-46	-1061	3.1	11.7	0.27
	S s - N 1	++	覆工部	1	-41	-1039	3.0	11.7	0.26
		-+	覆工部	1	-48	-1177	3.4	11.7	0.30
②	S s - D 2	-+	覆工部	1	65	-50	3.8	11.7	0.33
③	S s - D 2	-+	覆工部	1	78	-70	4.5	11.7	0.39
④	S s - D 2	-+	覆工部	1	76	-37	4.5	11.7	0.39
	S s - F 2	-+	覆工部	1	78	-147	4.4	11.7	0.38

注記\* : 評価位置は図 5-12 に示す。

表 5-16(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
					モーメント (kN・m)		応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S s - D 1	++	覆工部	1	33	32	113	294	0.39
		-+	覆工部	1	60	-31	153	294	0.53
	S s - D 2	++	覆工部	1	30	82	132	294	0.45
		-+	覆工部	1	71	-41	178	294	0.61
	S s - D 3	++	覆工部	1	34	35	115	294	0.40
		-+	覆工部	1	60	-35	150	294	0.52
	S s - F 1	++	覆工部	1	30	115	153	294	0.53
		-+	覆工部	1	33	98	152	294	0.52
	S s - F 2	++	覆工部	1	63	-35	159	294	0.55
		-+	覆工部	1	50	36	163	294	0.56
	S s - F 3	++	覆工部	1	41	45	142	294	0.49
		-+	覆工部	1	28	118	150	294	0.52
	S s - N 1	++	覆工部	1	25	94	125	294	0.43
		-+	覆工部	1	36	38	123	294	0.42
②	S s - D 2	-+	覆工部	1	65	-50	157	294	0.54
③	S s - D 2	-+	覆工部	1	74	-35	190	294	0.65
④	S s - D 2	-+	覆工部	1	76	-37	196	294	0.67
	S s - F 2	-+	覆工部	1	55	37	177	294	0.61

注記\*：評価位置は図 5-12 に示す。

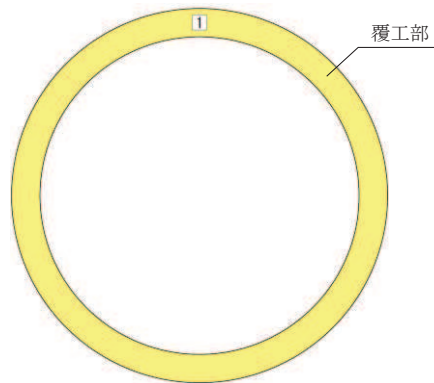


図 5-12 評価位置図（岩盤部（断面⑤））

## 5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

### (1) 土砂部（断面①）

#### a. せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果のうち、せん断耐力式による評価結果を表 5-17 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が 1.0 を上回る解析ケース、部材があることから、次項「b. 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が 1.0 を下回ることを確認する。

表 5-17(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)		
①	S s - D 1	++	アーチ	1	935	1110	0.85
			側壁	3	1834	1090	1.69
			底版	4	2080	1531	1.36
		-+	アーチ	1	924	1110	0.84
			側壁	2	1842	1091	1.69
			底版	4	2189	1636	1.34
	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1741	1083	1.61
			底版	4	2036	1649	1.24
		-+	アーチ	1	946	1110	0.86
			側壁	3	1678	1082	1.56
			底版	4	1880	1521	1.24
	S s - D 3	++	アーチ	1	836	1110	0.76
			側壁	3	1672	1078	1.56
			底版	4	1989	1641	1.22
		-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	2	1648	1076	1.54
			底版	4	1980	1639	1.21
	S s - F 1	++	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1548	1071	1.45
			底版	4	1853	1524	1.22
		-+	アーチ	1	851	1110	0.77
			側壁	2	1555	1071	1.46
			底版	4	1803	1527	1.19
S s - F 2	++	アーチ	1	893	1110	0.81	
		側壁	3	1585	1071	1.48	
		底版	4	1799	1537	1.18	
	-+	アーチ	1	887	1110	0.80	
		側壁	2	1717	1074	1.60	
		底版	4	2033	1634	1.25	

注記\*1：評価位置は図 5-13 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 5-17(2) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)		
①	S s - F 3	++	アーチ	1	645	1110	0.59
			側壁	2	1601	1091	1.47
			底版	4	1863	1639	1.14
		-+	アーチ	1	630	1110	0.57
			側壁	3	1507	1090	1.39
			底版	4	1780	1636	1.09
	S s - N 1	++	アーチ	1	892	1110	0.81
			側壁	2	1867	1074	1.74
			底版	4	2239	1640	1.37
		-+	アーチ	1	878	1110	0.80
			側壁	3	1850	1076	1.72
			底版	4	2204	1642	1.35
②	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1736	1083	1.61
			底版	4	2030	1649	1.24
	S s - N 1	++	アーチ	1	880	1110	0.80
			側壁	2	1853	1075	1.73
			底版	4	2224	1641	1.36
③	S s - D 2	++	アーチ	1	908	1110	0.82
			側壁	2	1740	1082	1.61
			底版	4	2041	1642	1.25
	S s - N 1	++	アーチ	1	909	1110	0.82
			側壁	2	1883	1074	1.76
			底版	4	2257	1640	1.38
④	S s - D 2	++	アーチ	1	926	1110	0.84
			側壁	2	1753	1082	1.63
			底版	4	2044	1648	1.25
		-+	底版	4	1891	1528	1.24

注記\*1：評価位置は図 5-13 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$



表 5-17(3) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
④	S s - N 1	++	アーチ	1	905	1110	0.82
			側壁	2	1874	1074	1.75
			底版	4	2228	1639	1.36

注記\*1：評価位置は図 5-13 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-17(4) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)		
⑥	S s - D 1	++	アーチ	1	713	1110	0.65
			側壁	2	1313	1076	1.23
			底版	4	1661	1627	1.03
		-+	アーチ	1	705	1110	0.64
			側壁	3	1306	1076	1.22
			底版	4	1653	1627	1.02
	S s - D 2	++	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1413	1070	1.33
			底版	4	1566	1518	1.04
		-+	アーチ	1	805	1110	0.73
			側壁	2	1425	1069	1.34
			底版	4	1556	1516	1.03
	S s - D 3	++	アーチ	1	845	1110	0.77
			側壁	2	1413	1062	1.34
			底版	4	1619	1512	1.08
		-+	アーチ	1	843	1110	0.76
			側壁	3	1394	1060	1.32
			底版	4	1640	1510	1.09
	S s - F 1	++	アーチ	1	793	1110	0.72
			側壁	3	1352	1079	1.26
			底版	4	1485	1527	0.98
		-+	アーチ	1	801	1110	0.73
			側壁	2	1343	1065	1.27
			底版	4	1527	1513	1.01
S s - F 2	++	アーチ	1	739	1110	0.67	
		側壁	3	1260	1073	1.18	
		底版	4	1427	1503	0.95	
	-+	アーチ	1	736	1110	0.67	
		側壁	2	1259	1071	1.18	
		底版	4	1532	1616	0.95	

注記\*1：評価位置は図 5-13 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 5-17(5) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
⑥	S s - F 3	++	アーチ	1	559	1110	0.51
			側壁	3	1105	1081	1.03
			底版	4	1464	1611	0.91
		-+	アーチ	1	562	1110	0.51
			側壁	2	1154	1098	1.06
			底版	4	1417	1622	0.88
	S s - N 1	++	アーチ	1	802	1110	0.73
			側壁	2	1383	1082	1.28
			底版	4	1479	1514	0.98
		-+	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1376	1083	1.28
			底版	4	1581	1630	0.97
⑦	S s - D 3	-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	3	1393	1060	1.32
			底版	4	1653	1511	1.10
⑧	S s - D 3	-+	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1388	1061	1.31
			底版	4	1626	1512	1.08

注記\*1：評価位置は図 5-13 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

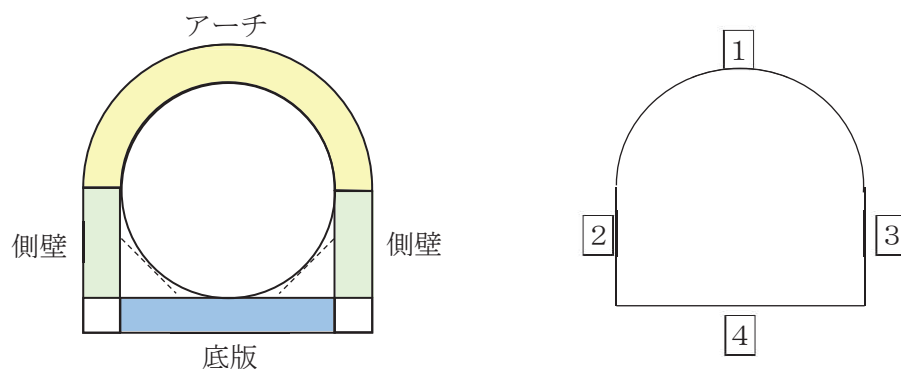


図 5-13 評価位置図（土砂部（断面①））

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 評価条件

前項「a. せん断耐力式による評価結果」では、排気筒連絡ダクトの側壁、底版において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-14 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-15 に、要素プロパティ番号図を図 5-16 及び図 5-17、要素プロパティ条件を表 5-18 及び表 5-19 に示す。材料非線形解析におけるハンチ部についても、図 3-8 に示すとおり、断面内部の円弧部を、部材の軸線に対して  $45^\circ$  傾斜し円弧部に接するハンチとみなしている。

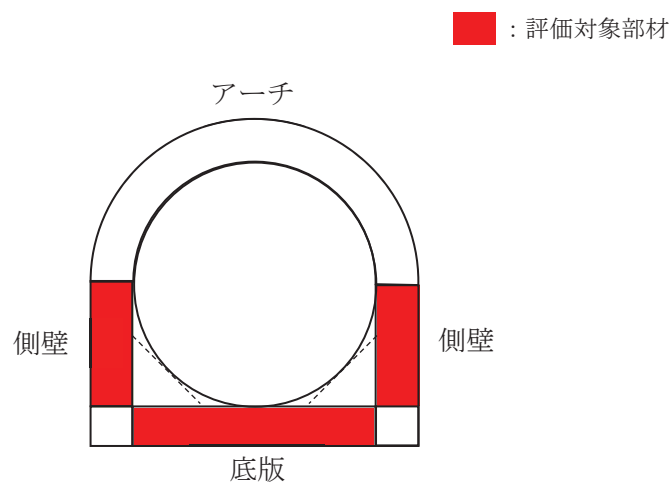
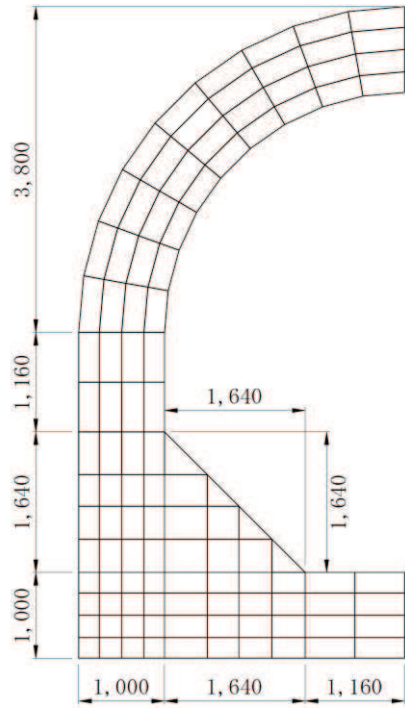
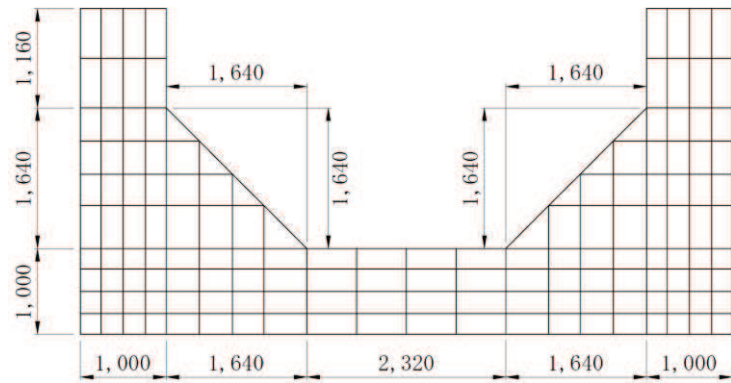


図 5-14 材料非線形解析における評価対象部材



(a) 側壁



(b) 底版

图 5-15 要素分割图

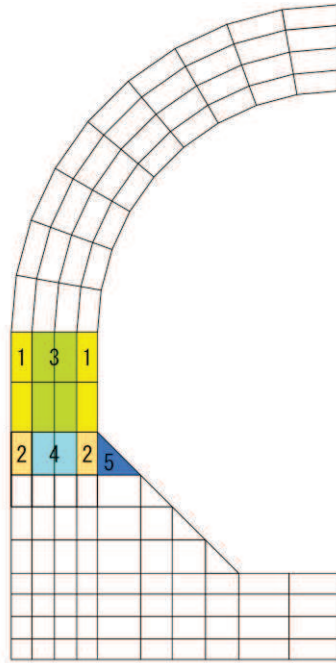


図 5-16 要素プロパティ番号図 (側壁)

表 5-18 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	元要素			オーバーラッピング要素		
	材料	引張硬化軟化係数		材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y		C x	C y
1	RC	0.4	0.4	RC	1.9	0.4
2	RC	0.4	0.4	RC	1.9	0.4
3	RC	0.4	4.4	無筋	2.0	4.4
4	RC	0.4	3.6	無筋	2.0	3.6
5	無筋	2.6	2.6	—	—	—

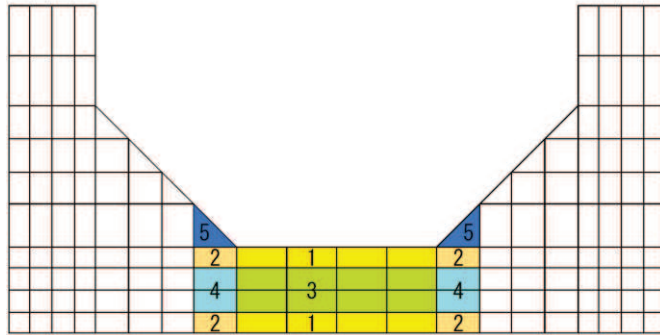


図 5-17 要素プロパティ番号図 (底版)

表 5-19 要素プロパティ条件 (底版)

番号	元要素			オーバーラッピング要素		
	材料	引張硬化軟化係数		材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y		C x	C y
1	RC	0.4	0.4	RC	0.4	1.9
2	RC	0.4	0.4	RC	0.4	1.9
3	RC	4.4	0.4	無筋	4.4	2.0
4	RC	3.6	0.4	無筋	3.6	2.0
5	無筋	2.6	2.6	—	—	—

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる荷重を考慮する。具体的には地震応答解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-18 及び図 5-19 のように作用させる。排気筒連絡ダクトはアーチ部を持つ構造であり、一般的な矩形構造と異なることから、側壁における材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースに対する地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルとの断面力の比較を図 5-20 に示す。なお、参考までに、排気筒連絡ダクトの底版における断面力の比較を図 5-21 に示す。

材料非線形解析では、地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを  $\Delta M$ 、 $\Delta Q$ 、 $\Delta N$  とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ $\Delta M_s$ 、 $\Delta Q_s$ 、 $\Delta N_s$ ）及び地震時荷重（ $\Delta M_d$ 、 $\Delta Q_d$ 、 $\Delta N_d$ ）とし、図 5-22 に作用手順を示す。表 5-20 に代表例として、材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースにおける  $\Delta M$ 、 $\Delta Q$ 、 $\Delta N$  を示す。



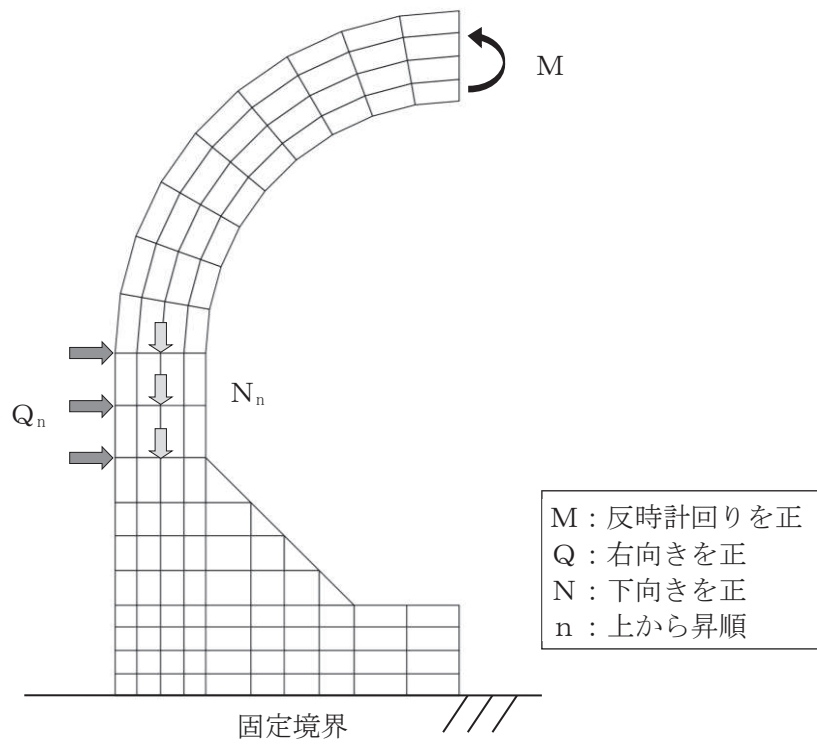


図 5-18 材料非線形解析における荷荷状況 (側壁)

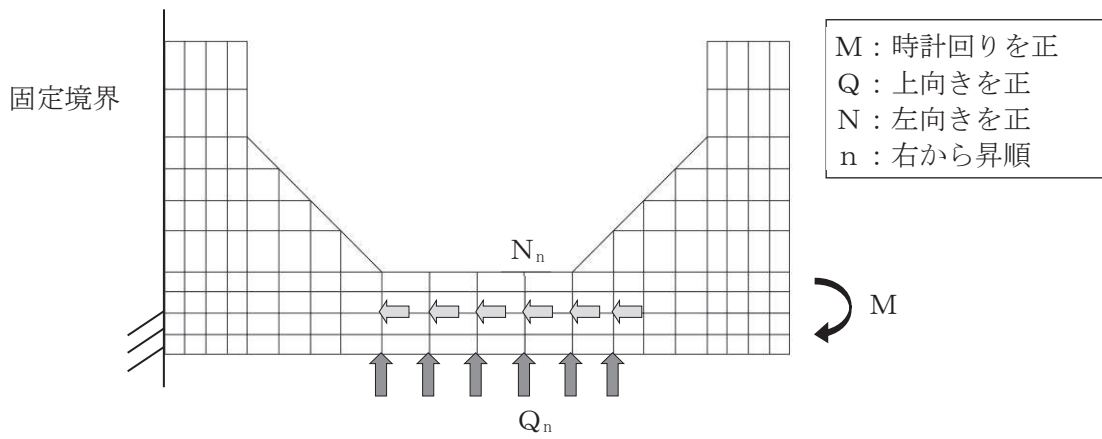
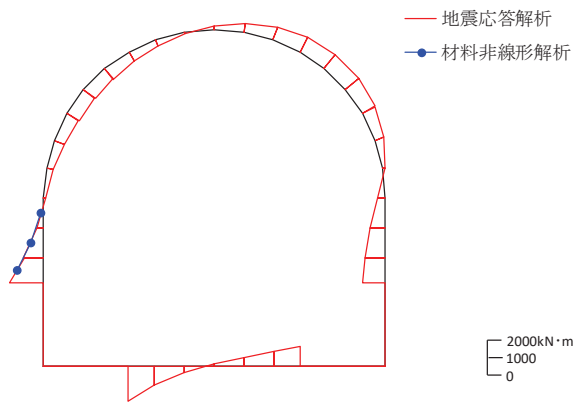
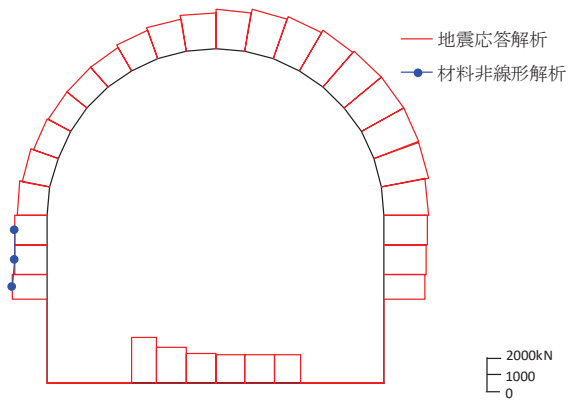


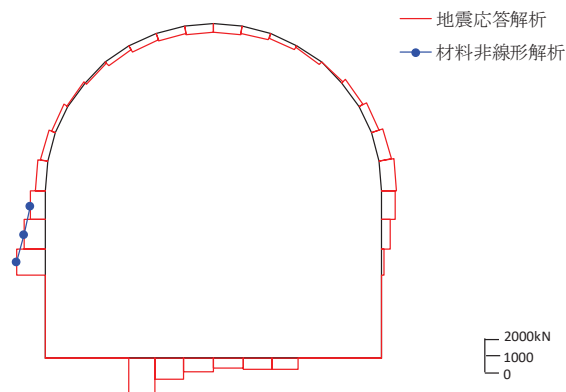
図 5-19 材料非線形解析における荷荷状況 (底版)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(a) 曲げモーメント (kN・m)

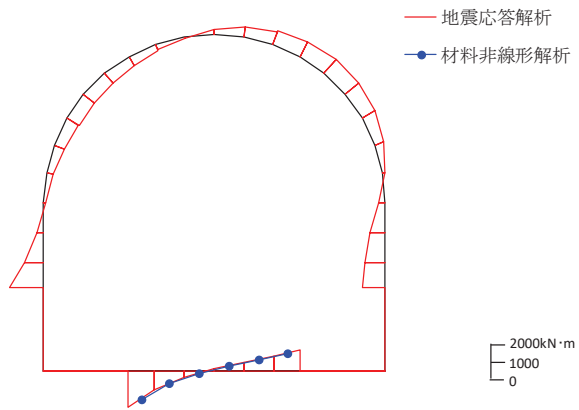


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

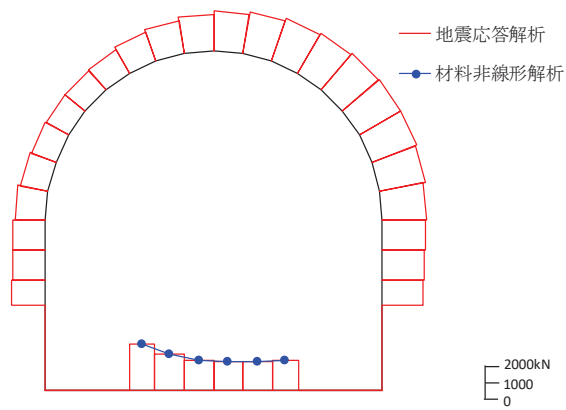


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(c) せん断力 (kN)

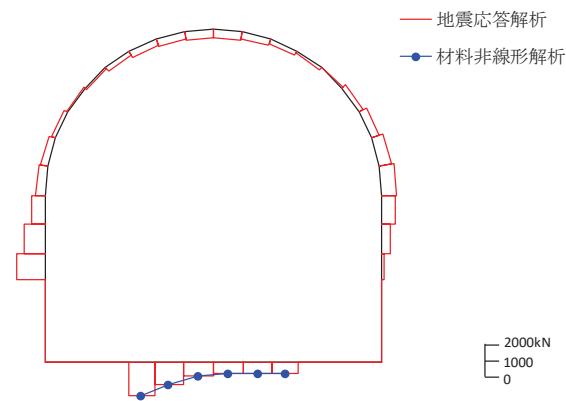
図 5-20 地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルにおける断面力の比較  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1 (+ +)$ )



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力  
(c) せん断力 (kN)

図 5-21 地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルにおける断面力の比較  
(底版, 解析ケース④,  $S_s - N1$  (++) )

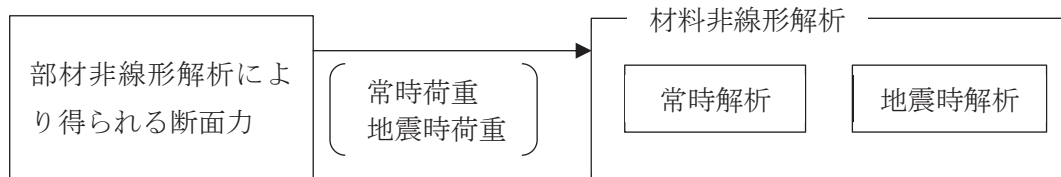


図 5-22 荷重の作用手順

表 5-20 材料非線形解析における作用荷重

部材			側壁	底板
地震動			S <sub>s</sub> -N1 (++)	S <sub>s</sub> -N1 (++)
解析ケース			解析ケース③	解析ケース④
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	$\Delta M$	0.4052	-1.9168
	せん断力 (kN)	$\Delta Q_1$	0.2923	-4.1078
		$\Delta Q_2$	2.1473	1.9423
		$\Delta Q_3$	2.0107	1.5002
		$\Delta Q_4$		1.2893
		$\Delta Q_5$		1.4918
		$\Delta Q_6$		1.9296
	軸力 (kN)	$\Delta N_1$	13.2967	9.1365
		$\Delta N_2$	0.1834	-0.2204
		$\Delta N_3$	0.1708	-0.1327
		$\Delta N_4$		-0.0190
		$\Delta N_5$		0.0949
$\Delta N_6$			0.1851	
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	$\Delta M$	0.5289	14.4107
	せん断力 (kN)	$\Delta Q_1$	8.1882	11.0063
		$\Delta Q_2$	2.1794	-2.1653
		$\Delta Q_3$	1.9622	-1.7379
		$\Delta Q_4$		0.5889
		$\Delta Q_5$		3.3939
		$\Delta Q_6$		5.0979
	軸力 (kN)	$\Delta N_1$	6.1363	8.0032
		$\Delta N_2$	0.0542	-0.1259
		$\Delta N_3$	0.7234	-0.0036
		$\Delta N_4$		0.9697
		$\Delta N_5$		3.3634
$\Delta N_6$			5.7567	

(b) 評価結果

イ. 側壁の評価結果

評価対象部材（側壁）における荷重－変位曲線を図 5-23 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動  $S_s - N1 (+ +)$ ）の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。169 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、168 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-24 に示す。

図 5-25 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、169 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、169 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、169 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（側壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、169 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、169 ステップにおけるせん断耐力 2835.8kN を表 4-8 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$  及び  $\gamma_{b2}$ ）で除した 2487kN とする。

また、図 5-26 に、各ステップにおける変形図を示す。

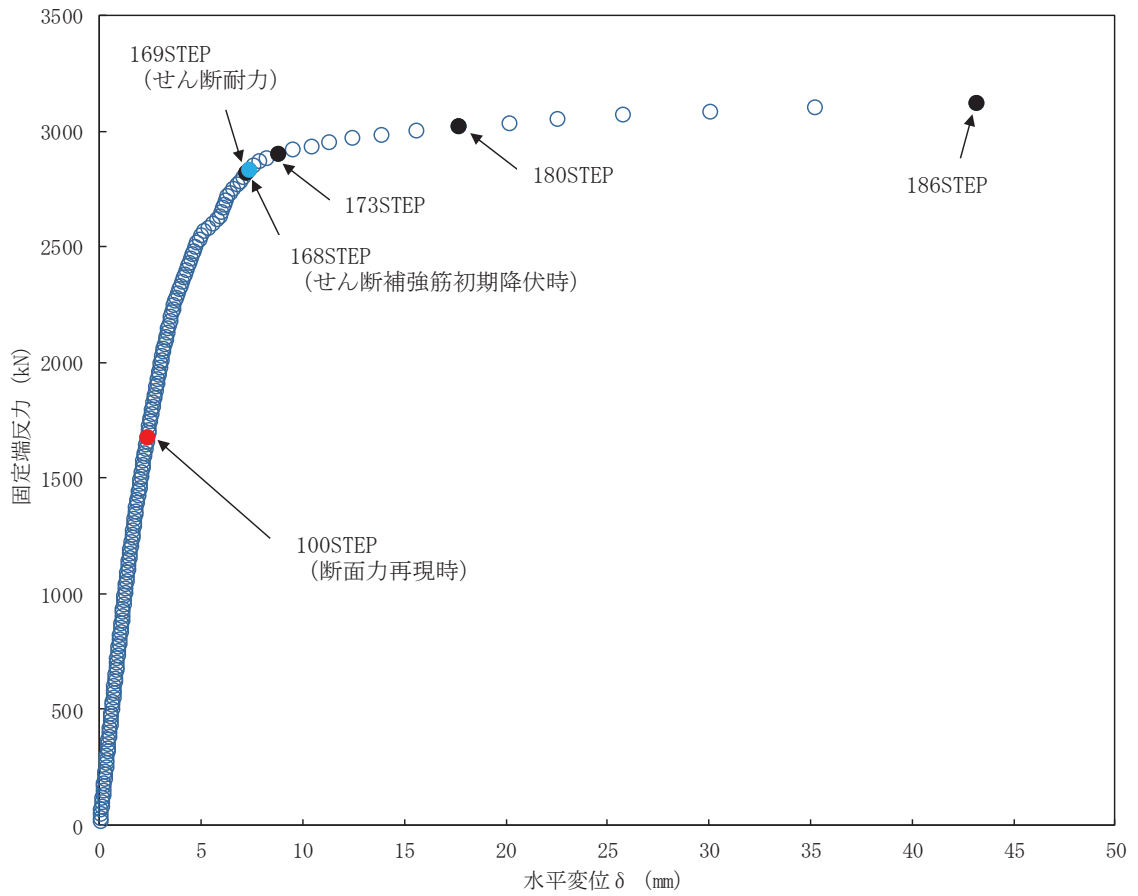


図 5-23 荷重-変位曲線  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1$  (++))

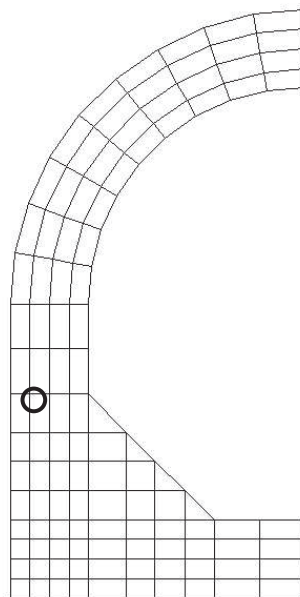
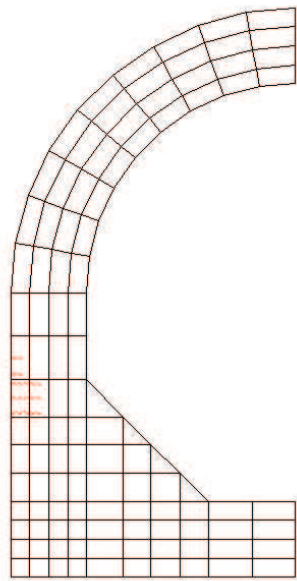
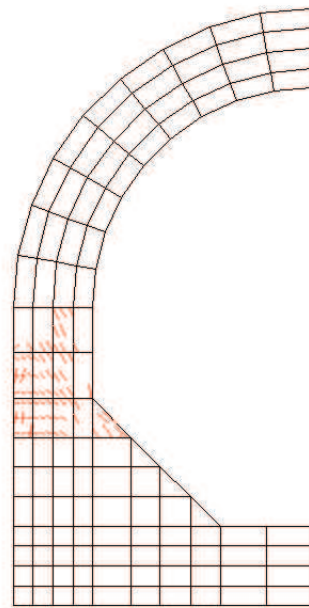


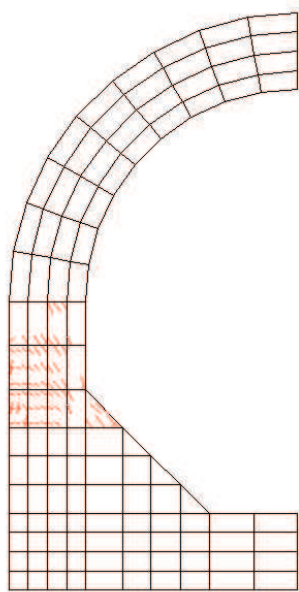
図 5-24 せん断補強筋の初期降伏箇所  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1$  (++) 168STEP)



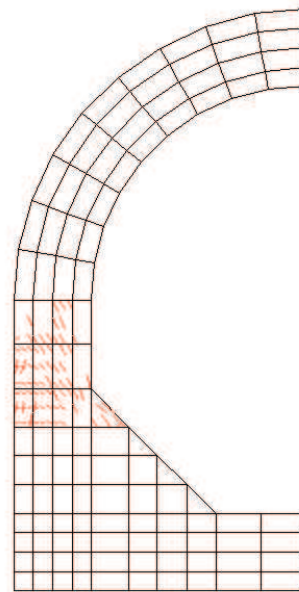
100STEP  
断面力再現時



169STEP  
せん断耐力

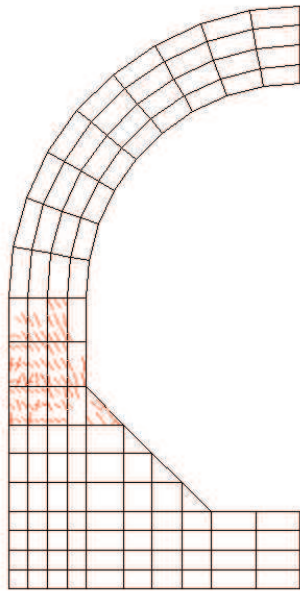


168STEP  
せん断補強筋初期降伏時

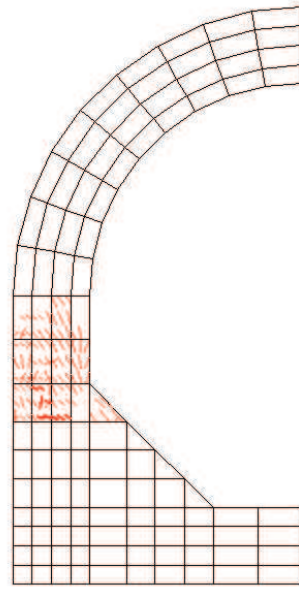


173STEP

図 5-25(1) 各ステップにおけるひび割れ図  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1$  (++))



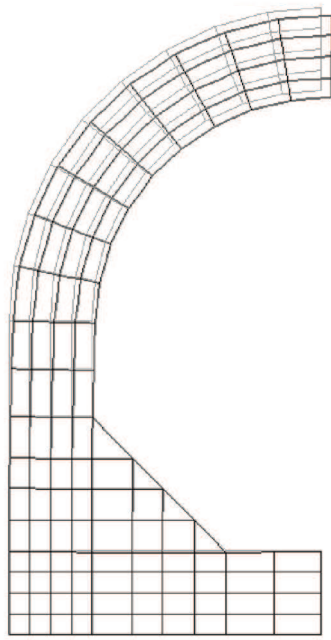
180STEP



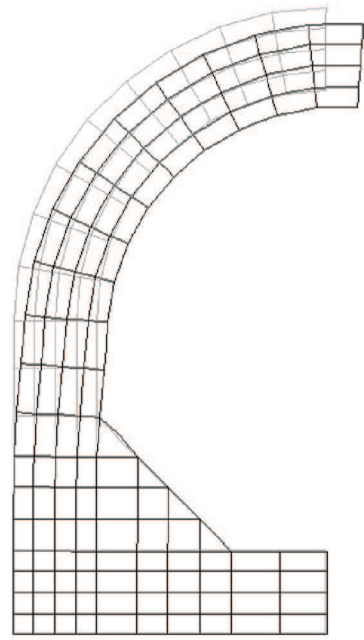
186STEP

図 5-25(2) 各ステップにおけるひび割れ図  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1$  (++))

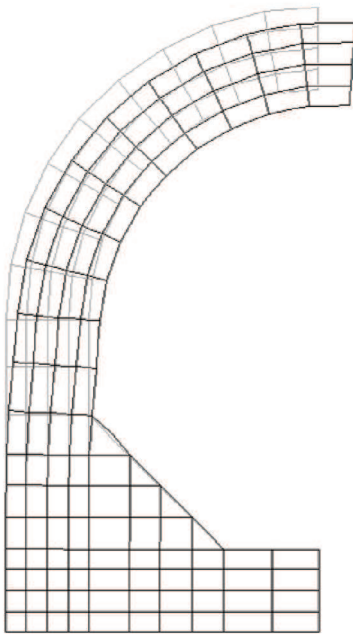




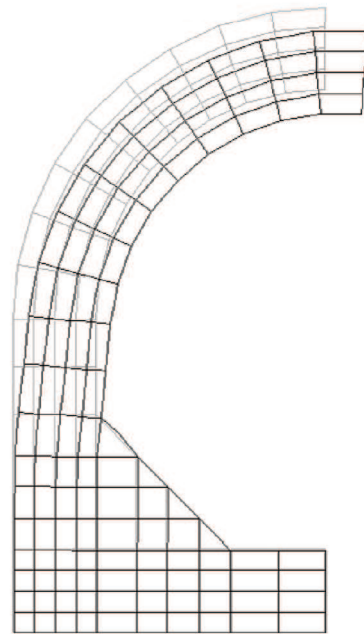
100STEP  
断面力再現時



169STEP  
せん断耐力



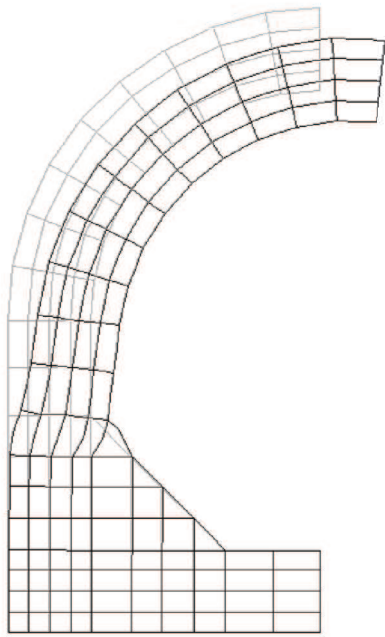
168STEP  
せん断補強筋初期降伏時



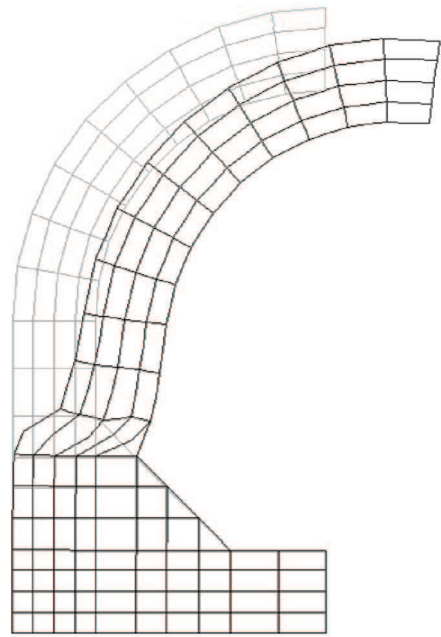
173STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26(1) 各ステップにおける変形図  
(側壁, 解析ケース③, S<sub>s</sub>-N1 (++) )



180STEP



186STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26(2) 各ステップにおける変形図  
(側壁, 解析ケース③,  $S_s - N1$  (++))

## ロ. 底版の評価結果

評価対象部材（底版）における荷重－変位曲線を図 5-27 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース④，地震動  $S_s - N1 (+ +)$ ）の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。143 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、155 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-28 に示す。

図 5-29 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、143 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、143 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、143 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（底版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、143 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、143 ステップにおけるせん断耐力 2892.8kN を表 4-8 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$  及び  $\gamma_{b2}$ ）で除した 2537kN とする。

また、図 5-30 に、各ステップにおける変形図を示す。

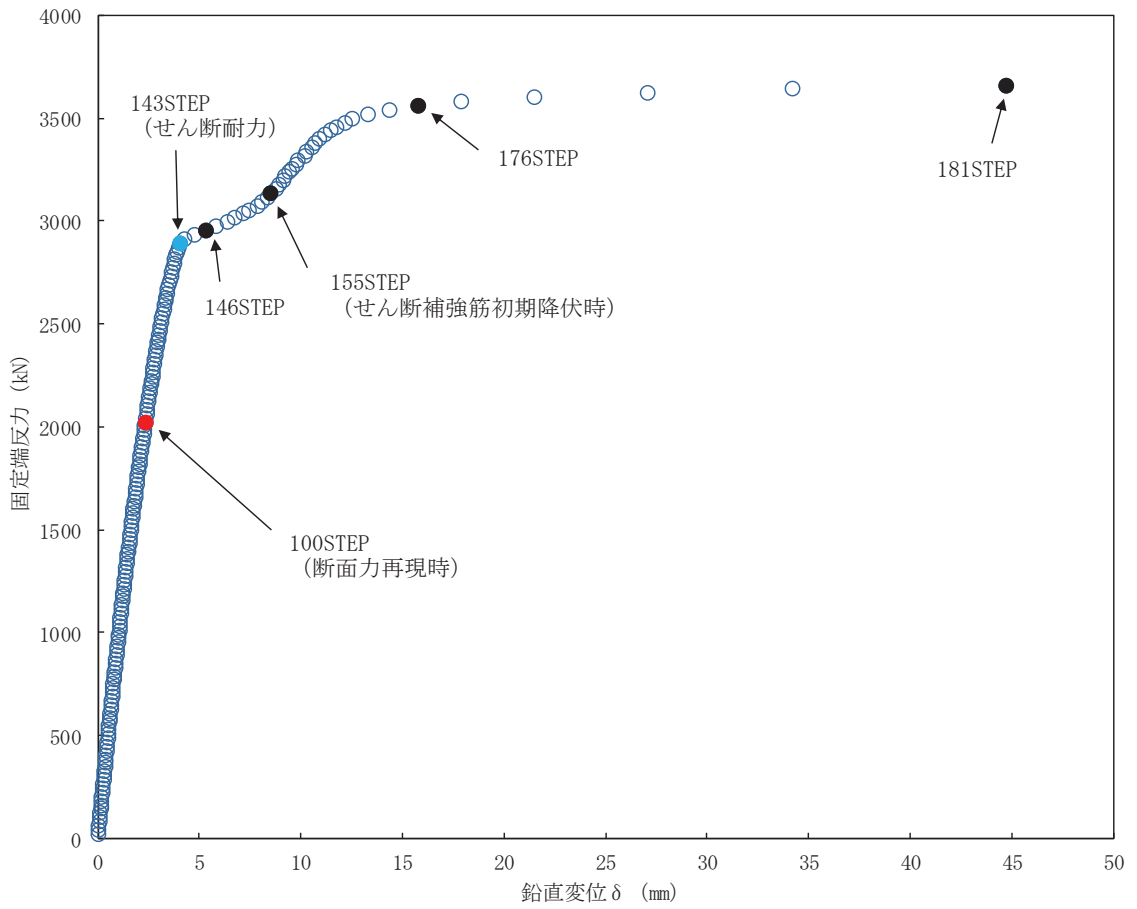


図 5-27 荷重-変位曲線  
(底版, 解析ケース④,  $S_s - N1$  (++) )

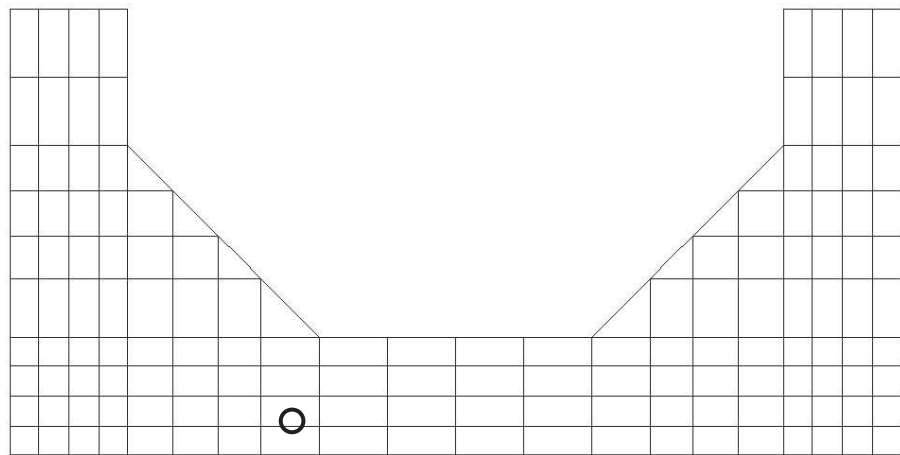


図 5-28 せん断補強筋の初期降伏箇所  
(底版, 解析ケース④,  $S_s - N1$  (++) 155STEP)

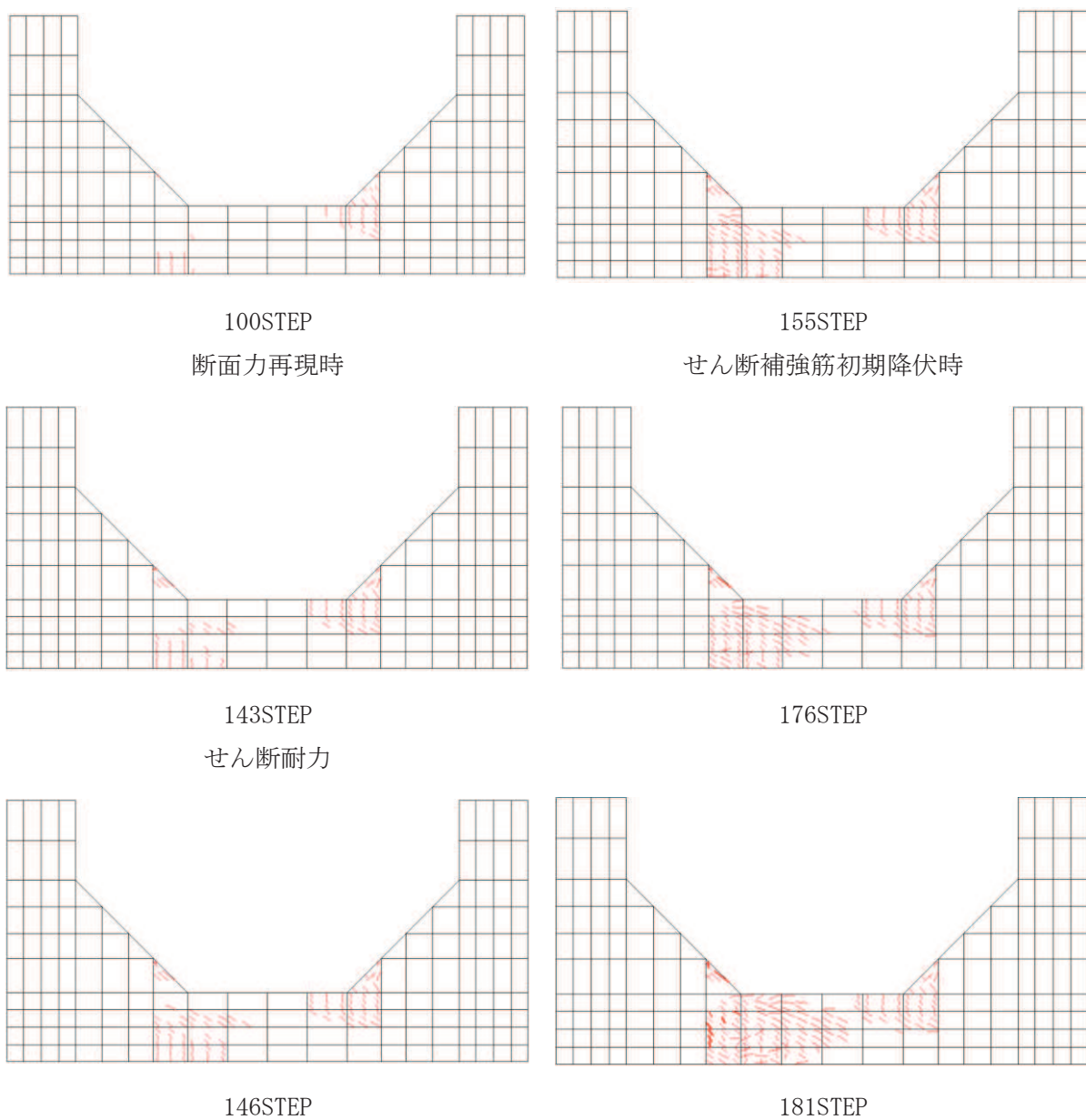
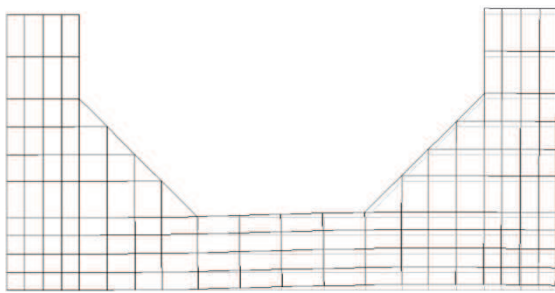
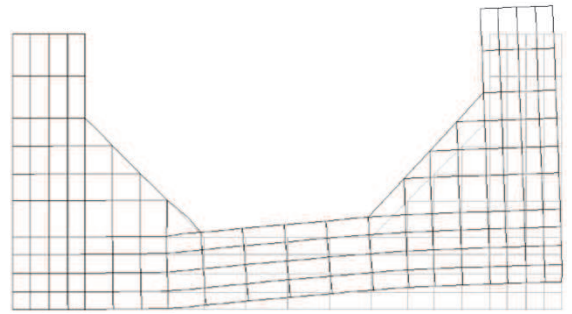


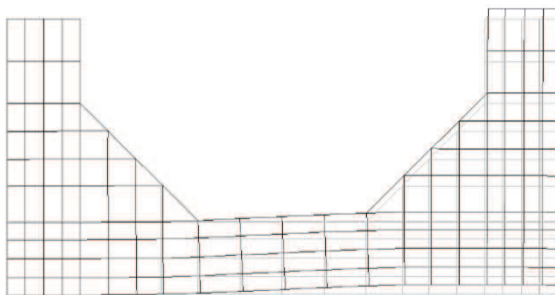
図 5-29 各ステップにおけるひび割れ図  
(底版, 解析ケース④,  $S_s - N1$  (++) )



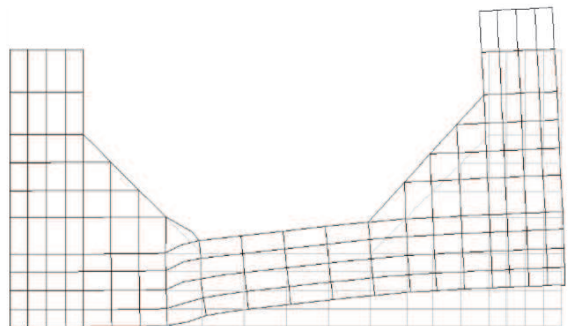
100STEP  
断面力再現時



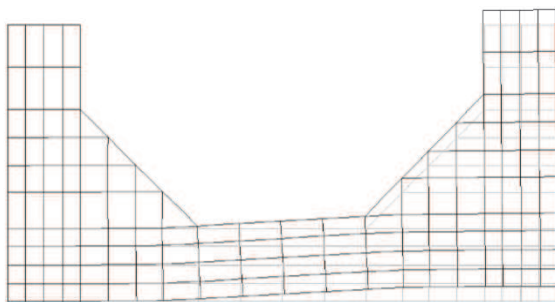
155STEP  
せん断補強筋初期降伏時



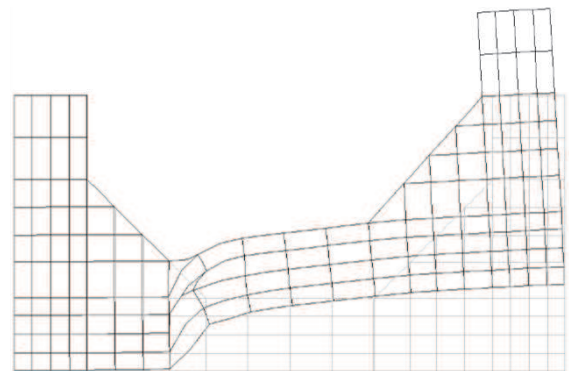
143STEP  
せん断耐力



176STEP



146STEP



181STEP

変形倍率 (×20)

図 5-30 各ステップにおける変形図  
(底版, 解析ケース④, S<sub>s</sub>-N1 (++) )

ハ. せん断力に対する評価結果

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を、表 5-21 に示す。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-21(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 $V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	アーチ	1	935	1110	0.85
			側壁	3	1834	3051*3	0.61
			底版	4	2080	2480*3	0.84
		-+	アーチ	1	924	1110	0.84
			側壁	2	1842	2990*3	0.62
			底版	4	2189	2680*3	0.82
	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1741	2804*3	0.63
			底版	4	2036	2701*3	0.76
		-+	アーチ	1	946	1110	0.86
			側壁	3	1678	2856*3	0.59
			底版	4	1880	2193*3	0.86
	S s - D 3	++	アーチ	1	836	1110	0.76
			側壁	3	1672	2813*3	0.60
			底版	4	1989	2584*3	0.77
		-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	2	1648	2718*3	0.61
			底版	4	1980	2624*3	0.76
	S s - F 1	++	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1548	2629*3	0.59
			底版	4	1853	2372*3	0.79
		-+	アーチ	1	851	1110	0.77
			側壁	2	1555	2510*3	0.62
			底版	4	1803	2451*3	0.74
S s - F 2	++	アーチ	1	893	1110	0.81	
		側壁	3	1585	2612*3	0.61	
		底版	4	1799	2414*3	0.75	
	-+	アーチ	1	887	1110	0.80	
		側壁	2	1717	2632*3	0.66	
		底版	4	2033	2512*3	0.81	

注記\*1：評価位置は図 5-31 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力



表 5-21(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 $V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - F 3	++	アーチ	1	645	1110	0.59
			側壁	2	1601	2838*3	0.57
			底版	4	1863	2725*3	0.69
		-+	アーチ	1	630	1110	0.57
			側壁	3	1507	2927*3	0.52
			底版	4	1780	2674*3	0.67
	S s - N 1	++	アーチ	1	892	1110	0.81
			側壁	2	1867	2625*3	0.72
			底版	4	2239	2589*3	0.87
		-+	アーチ	1	878	1110	0.80
			側壁	3	1850	2745*3	0.68
			底版	4	2204	2581*3	0.86
②	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1736	2834*3	0.62
			底版	4	2030	2700*3	0.76
	S s - N 1	++	アーチ	1	880	1110	0.80
			側壁	2	1853	2693*3	0.69
			底版	4	2224	2600*3	0.86
③	S s - D 2	++	アーチ	1	908	1110	0.82
			側壁	2	1740	2804*3	0.63
			底版	4	2041	2645*3	0.78
	S s - N 1	++	アーチ	1	909	1110	0.82
			側壁	2	1883	2487*3	0.76
			底版	4	2257	2583*3	0.88
④	S s - D 2	++	アーチ	1	926	1110	0.84
			側壁	2	1753	2820*3	0.63
			底版	4	2044	2636*3	0.78
		-+	底版	4	1891	2188*3	0.87

注記\*1：評価位置は図 5-31 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21(3) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					$V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
④	S s - N 1	++	アーチ	1	905	1110	0.82
			側壁	2	1874	2559*3	0.74
			底版	4	2228	2537*3	0.88

注記\*1：評価位置は図 5-31 に示す。

\*2：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21 (4) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析 : 有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 $V_d$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
⑥	S s - D 1	++	アーチ	1	713	1110	0.65
			側壁	2	1313	2510*3	0.53
			底版	4	1661	2564*3	0.65
		-+	アーチ	1	705	1110	0.64
			側壁	3	1306	2605*3	0.51
			底版	4	1653	2523*3	0.66
	S s - D 2	++	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1413	2519*3	0.57
			底版	4	1566	2320*3	0.68
		-+	アーチ	1	805	1110	0.73
			側壁	2	1425	2484*3	0.58
			底版	4	1556	2292*3	0.68
	S s - D 3	++	アーチ	1	845	1110	0.77
			側壁	2	1413	2173*3	0.66
			底版	4	1619	2299*3	0.71
		-+	アーチ	1	843	1110	0.76
			側壁	3	1394	2129*3	0.66
			底版	4	1640	2271*3	0.73
	S s - F 1	++	アーチ	1	793	1110	0.72
			側壁	3	1352	2726*3	0.50
			底版	4	1485	1527	0.98
		-+	アーチ	1	801	1110	0.73
			側壁	2	1343	2241*3	0.60
			底版	4	1527	2222*3	0.69
S s - F 2	++	アーチ	1	739	1110	0.67	
		側壁	3	1260	2517*3	0.51	
		底版	4	1427	1503	0.95	
	-+	アーチ	1	736	1110	0.67	
		側壁	2	1259	2478*3	0.51	
		底版	4	1532	1616	0.95	

注記\*1 : 評価位置は図 5-31 に示す。

\*2 : 照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21 (5) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析 : 有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					$V_d$ (kN)		
⑥	S s - F 3	++	アーチ	1	559	1110	0.51
			側壁	3	1105	2625*3	0.43
			底版	4	1464	1611	0.91
		-+	アーチ	1	562	1110	0.51
			側壁	2	1154	2880*3	0.41
			底版	4	1417	1622	0.88
	S s - N 1	++	アーチ	1	802	1110	0.73
			側壁	2	1383	2698*3	0.52
			底版	4	1479	1514	0.98
		-+	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1376	2774*3	0.50
			底版	4	1581	1630	0.97
⑦	S s - D 3	-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	3	1393	2207*3	0.64
			底版	4	1653	2275*3	0.73
⑧	S s - D 3	-+	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1388	2209*3	0.63
			底版	4	1626	2280*3	0.72

注記\*1 : 評価位置は図 5-31 に示す。

\*2 : 照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $V \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

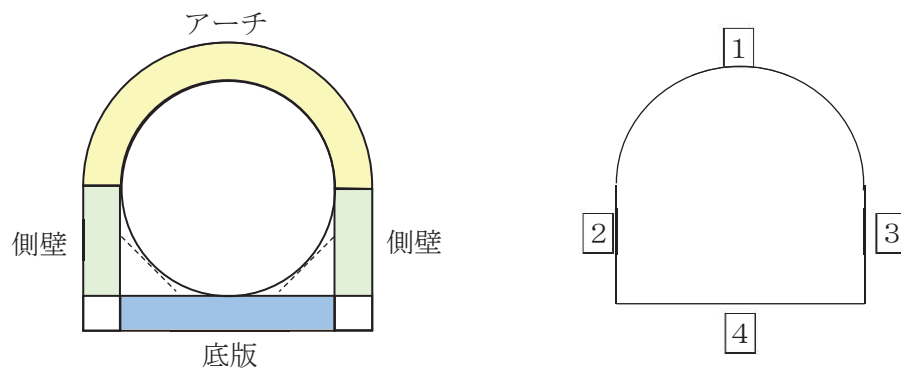


図 5-31 評価位置図 (土砂部 (断面①))

(2) 岩盤部（断面⑤）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-22に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-22 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生	発生	短期許容	照査値	
					せん断力 V (kN)	応力度 $\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	覆工部	1	67	0.20	0.63	0.32	
		-+	覆工部	1	69	0.20	0.63	0.32	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	覆工部	1	73	0.22	0.63	0.35	
		-+	覆工部	1	74	0.22	0.63	0.35	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	覆工部	1	62	0.18	0.63	0.29	
		-+	覆工部	1	67	0.20	0.63	0.32	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	覆工部	1	53	0.16	0.63	0.26	
		-+	覆工部	1	55	0.16	0.63	0.26	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	覆工部	1	69	0.20	0.63	0.32	
		-+	覆工部	1	73	0.21	0.63	0.34	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	覆工部	1	53	0.16	0.63	0.26	
		-+	覆工部	1	50	0.15	0.63	0.24	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	覆工部	1	50	0.15	0.63	0.24	
		-+	覆工部	1	44	0.13	0.63	0.21	
	②	S <sub>s</sub> -D 2	-+	覆工部	1	71	0.21	0.63	0.34
	③	S <sub>s</sub> -D 2	-+	覆工部	1	80	0.24	0.63	0.39
	④	S <sub>s</sub> -D 2	-+	覆工部	1	79	0.23	0.63	0.37

注記\*：評価位置は図 5-32 に示す。

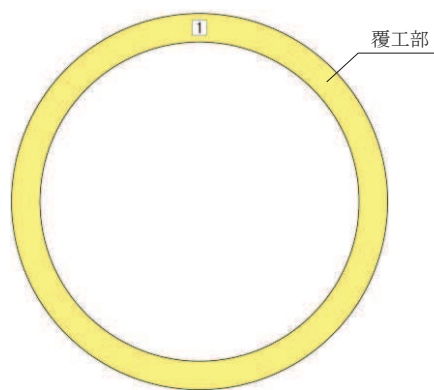


図 5-32 評価位置図 (岩盤部 (断面⑤))

### 5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

#### 5.3.1 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 5-23 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-33 に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-23(1) 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - D 1	++	3.0	13.7	0.22
		-+	3.0	13.7	0.22
	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22
		-+	3.3	13.7	0.25
	S s - D 3	++	2.9	13.7	0.22
		-+	2.7	13.7	0.20
	S s - F 1	++	2.8	13.7	0.21
		-+	2.9	13.7	0.22
	S s - F 2	++	2.9	13.7	0.22
		-+	3.3	13.7	0.25
	S s - F 3	++	3.0	13.7	0.22
		-+	2.7	13.7	0.20
	S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24
		-+	3.0	13.7	0.22
②	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22
	S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24
③	S s - D 2	++	3.0	13.7	0.22
	S s - N 1	++	3.3	13.7	0.25
④	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22
	S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24

表 5-23(2) 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（有効応力解析）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
⑥	S <sub>s</sub> -D1	++	2.8	13.7	0.21
		-+	2.8	13.7	0.21
	S <sub>s</sub> -D2	++	3.0	13.7	0.22
		-+	3.0	13.7	0.22
	S <sub>s</sub> -D3	++	3.1	13.7	0.23
		-+	3.1	13.7	0.23
	S <sub>s</sub> -F1	++	2.8	13.7	0.21
		-+	2.8	13.7	0.21
	S <sub>s</sub> -F2	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.7	13.7	0.20
	S <sub>s</sub> -F3	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.6	13.7	0.19
	S <sub>s</sub> -N1	++	2.9	13.7	0.22
		-+	2.8	13.7	0.21
⑦	S <sub>s</sub> -D3	-+	3.1	13.7	0.23
⑧	S <sub>s</sub> -D3	-+	3.0	13.7	0.22



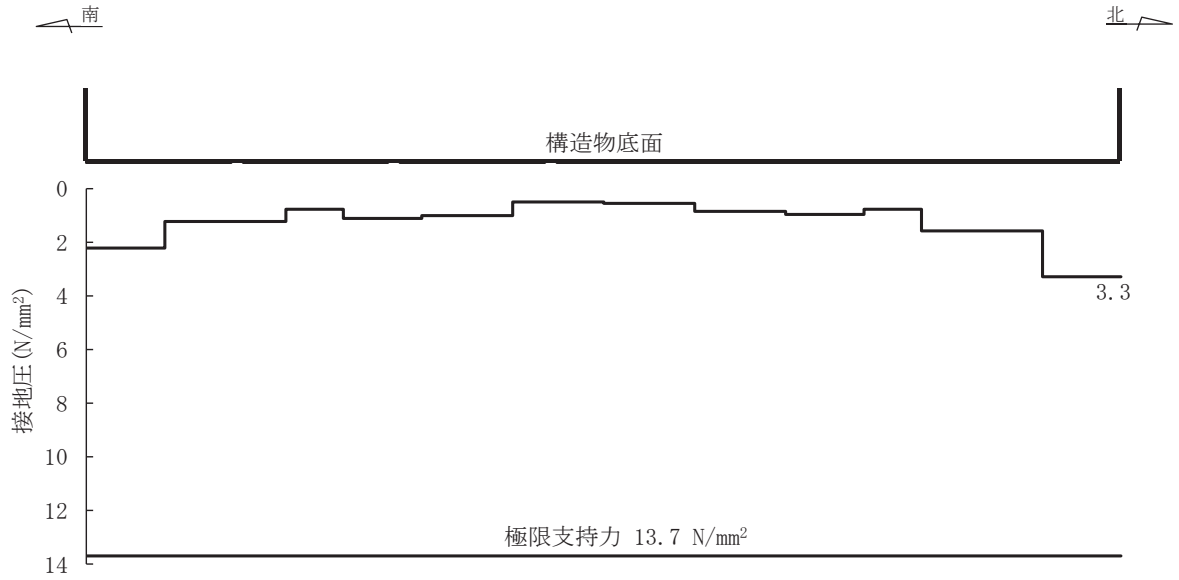


図 5-33(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (土砂部 (断面①))  
 (全応力解析) (解析ケース①, S<sub>s</sub>-F 2 (-+))

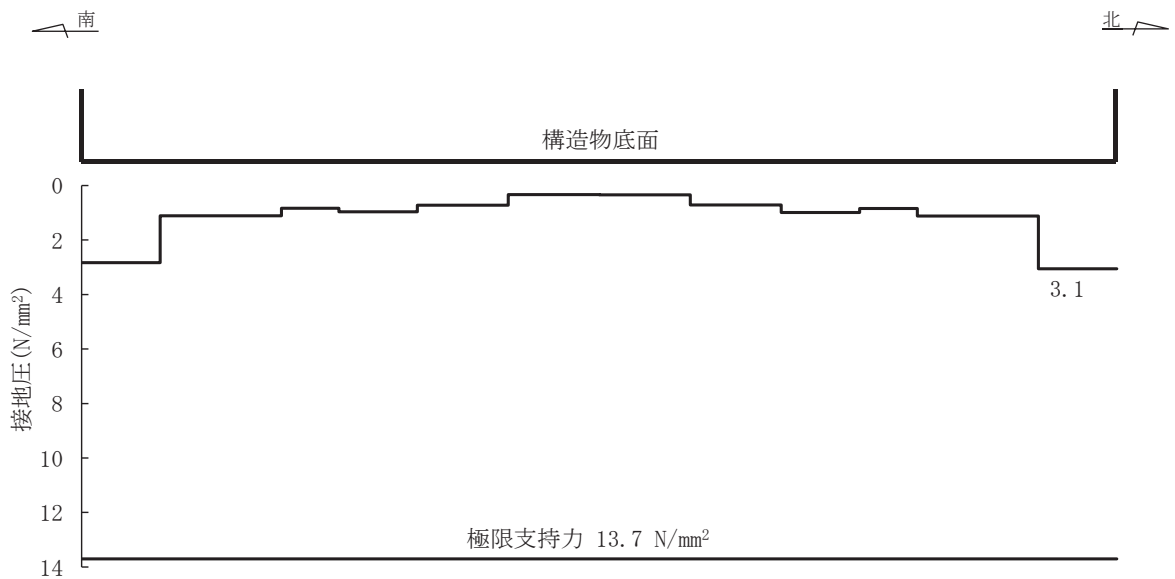


図 5-33(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (土砂部 (断面①))  
 (有効応力解析) (解析ケース⑥, S<sub>s</sub>-D 3 (++) )

### 5.3.2 岩盤部（断面⑤）

岩盤部（断面⑤）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 5-24 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-34 に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-24 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S s - D 1	++	0.5	13.7	0.04	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - D 2	++	0.5	13.7	0.04	
		-+	0.5	13.7	0.04	
	S s - D 3	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 1	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 2	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 3	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - N 1	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	②	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04
	③	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04
④	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04	

南

北

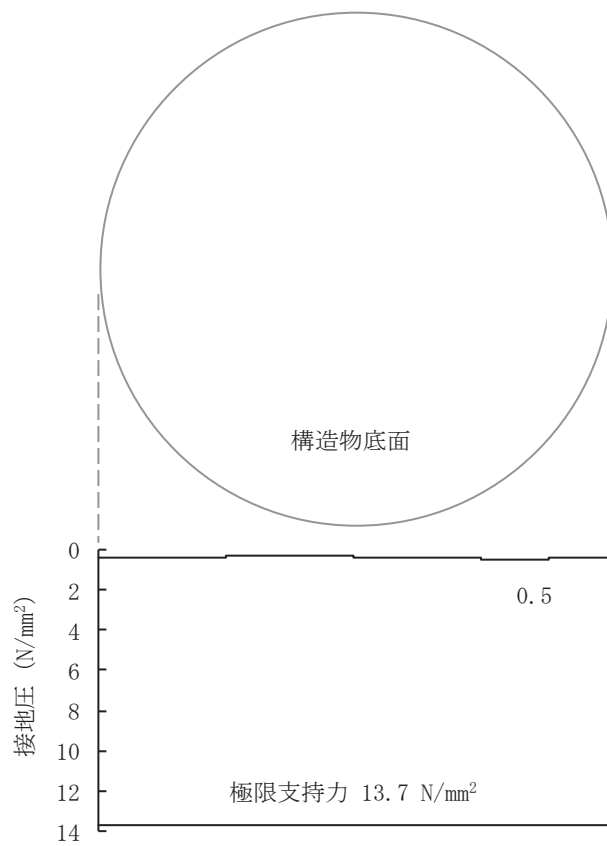


図 5-34 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤部 (断面⑤))  
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

## 6. まとめ

排気筒連絡ダクトについては、基準地震動  $S_s$  による耐震評価として、土砂部（断面①）では全応力解析及び有効応力解析、岩盤部（断面⑤）では全応力解析により、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、構造部材の応力度、層間変形角、ひずみ、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認した。

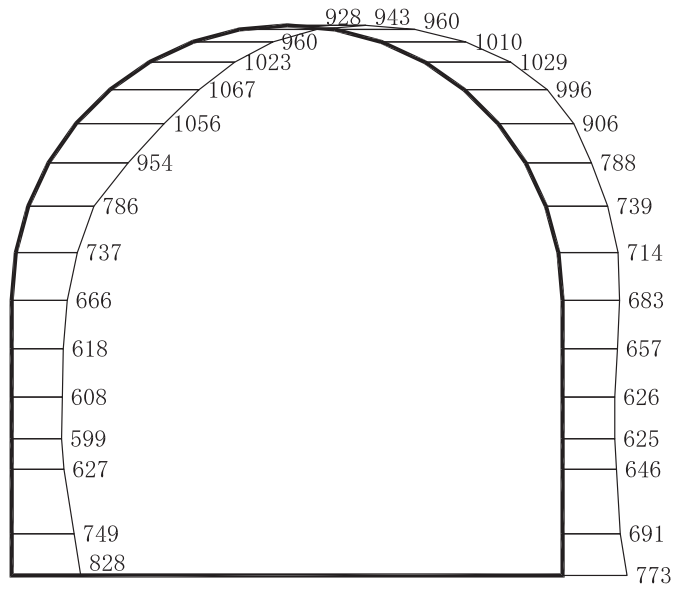
排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）においては、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、及び基礎地盤の支持性能のいずれにおいても、全応力解析の最大照査値が大きい値となった。過剰間隙水圧比は、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の頂部において0.8程度を示しているが、液状化には至っていない。この排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における頂部の最大せん断ひずみは、有効応力解析では全応力解析に比べ2%を超える範囲が広範囲に広がっており、せん断ひずみの最大値についても全応力解析では3%に対し9%程度と大きな値となっている。一方、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の側壁付近のせん断ひずみは同等である。以上より、有効応力解析の方が、頂部付近で剛性低下して水平方向の摩擦力が小さくなった結果、全応力解析の方が厳しくなった。

以上から、排気筒連絡ダクトは、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、構造強度を有すること、及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

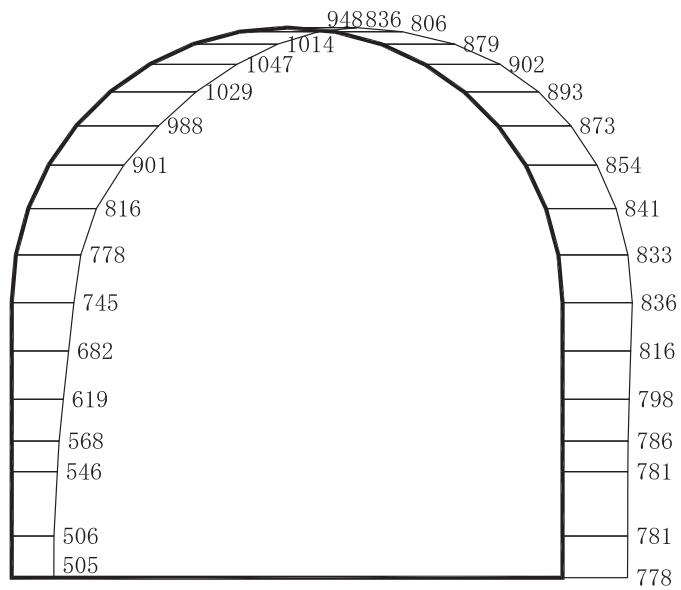
## 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

排気筒連絡ダクトに支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動  $S_s$  (7 波) 及び弾性設計用地震動  $S_d$  を用いて、ケース①に加え、「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動  $S_s$  に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-21 に示す。



(a) S s - D 1 (++) 水平

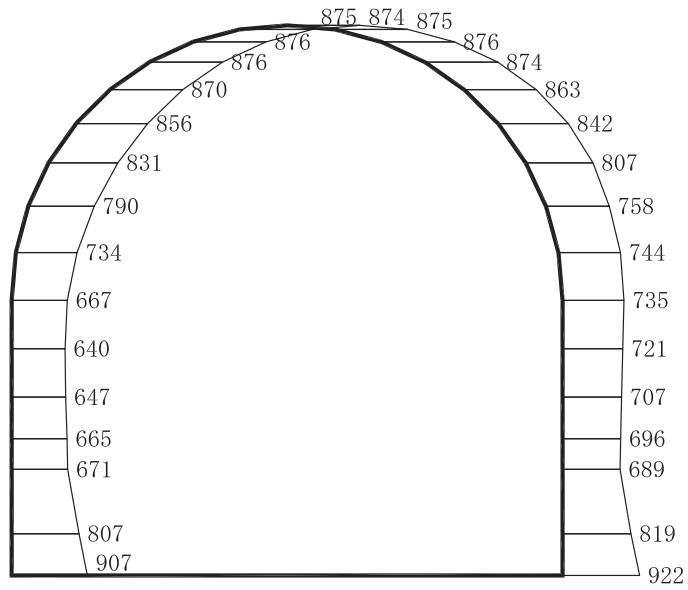


(b) S s - D 1 (++) 鉛直

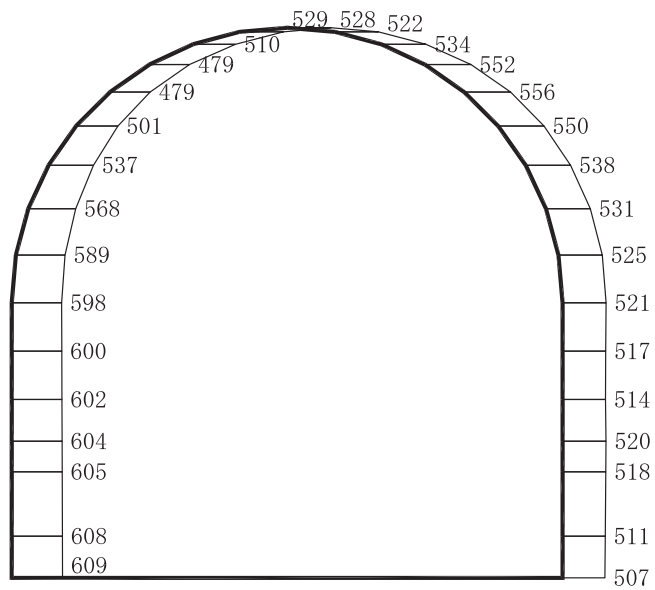
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - D 2 (++) 水平

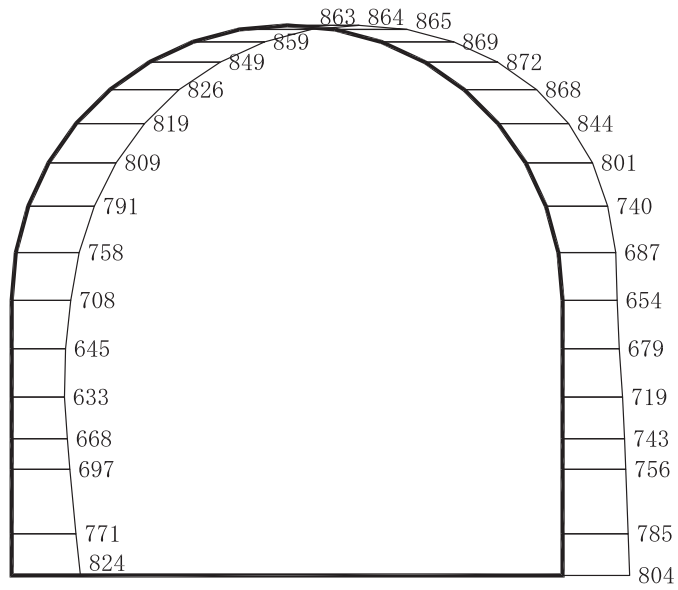


(b) S s - D 2 (++) 鉛直

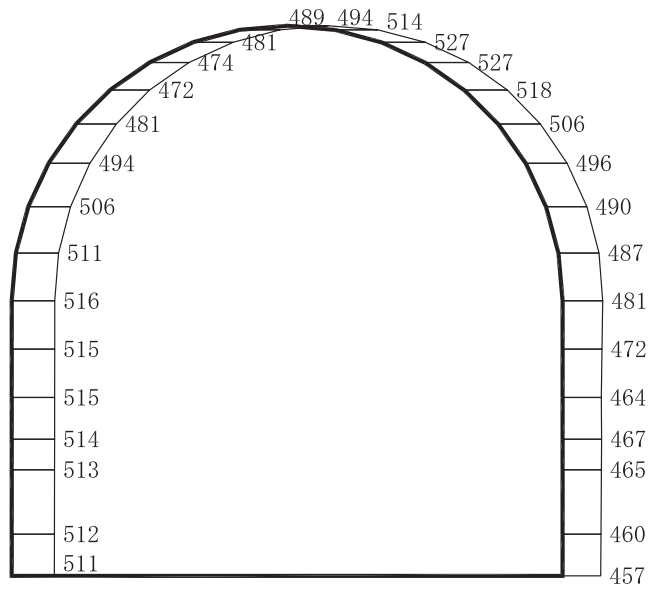
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - D 3 (++) 水平



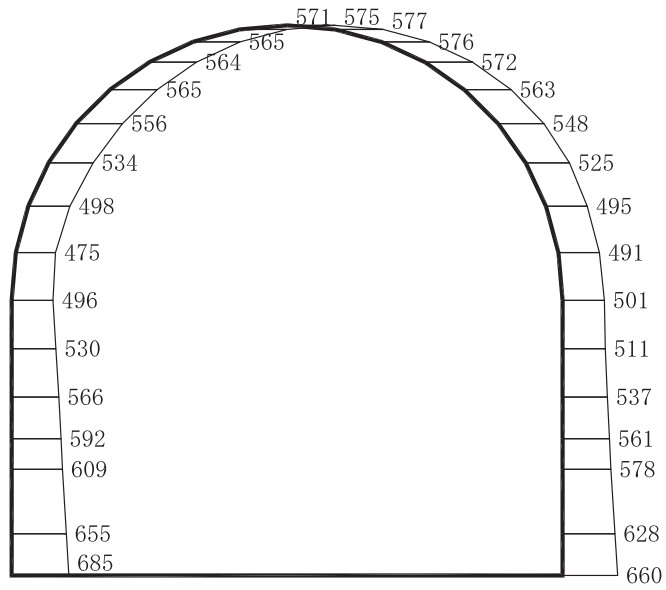
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

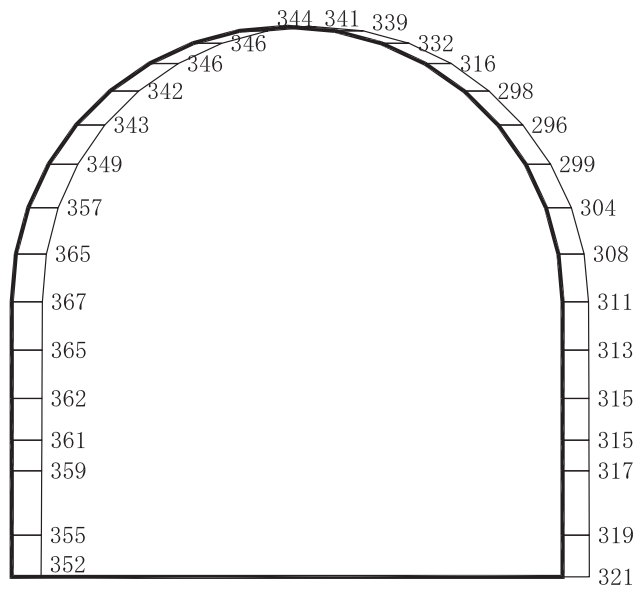
応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))





(a) S s - F 1 (++) 水平

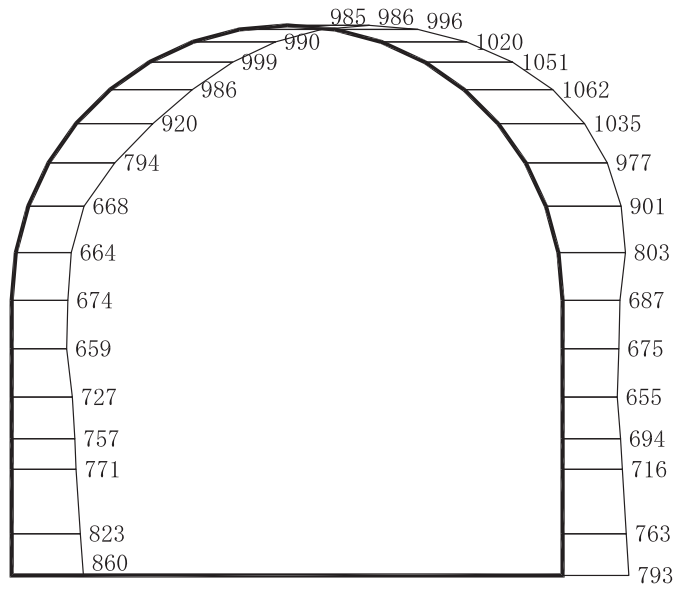


(b) S s - F 1 (++) 鉛直

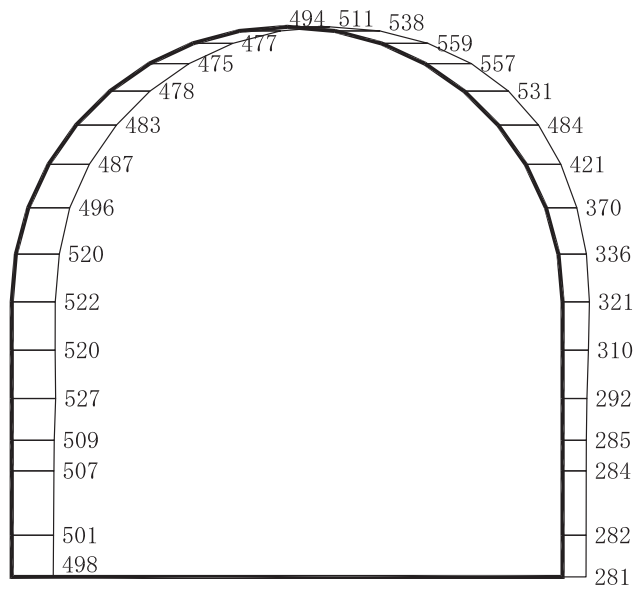
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - F 2 (++) 水平

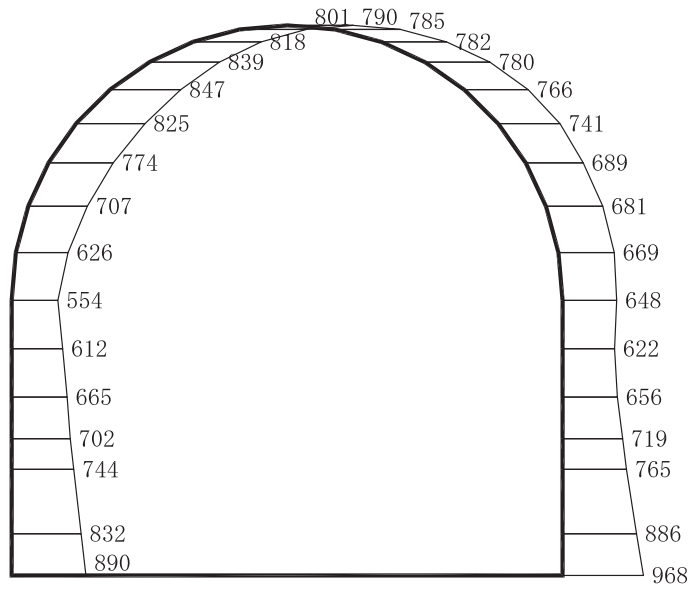


(b) S s - F 2 (++) 鉛直

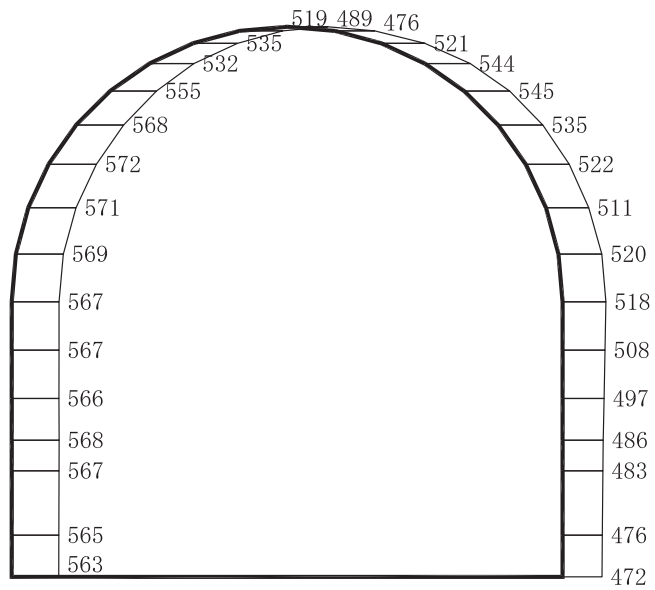
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - F 3 (++) 水平

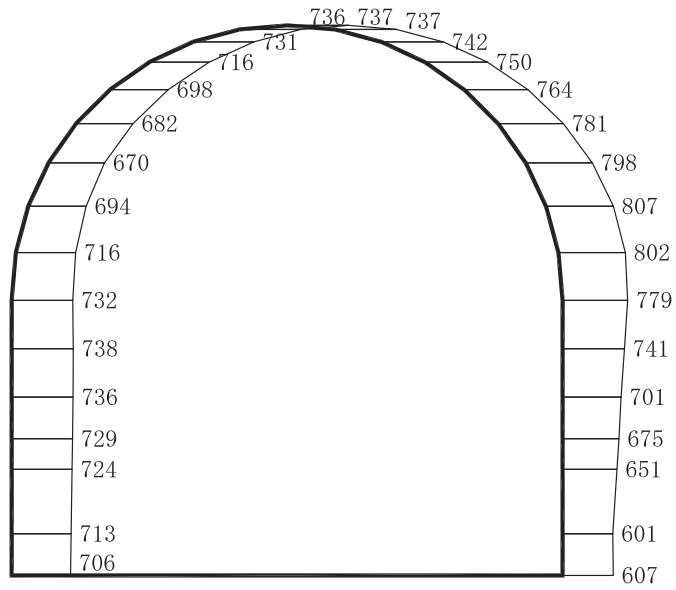


(b) S s - F 3 (++) 鉛直

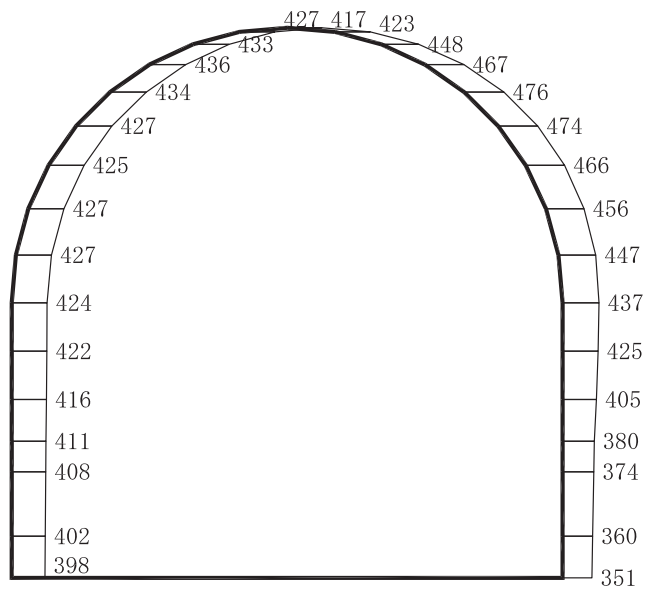
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - N 1 (++) 水平

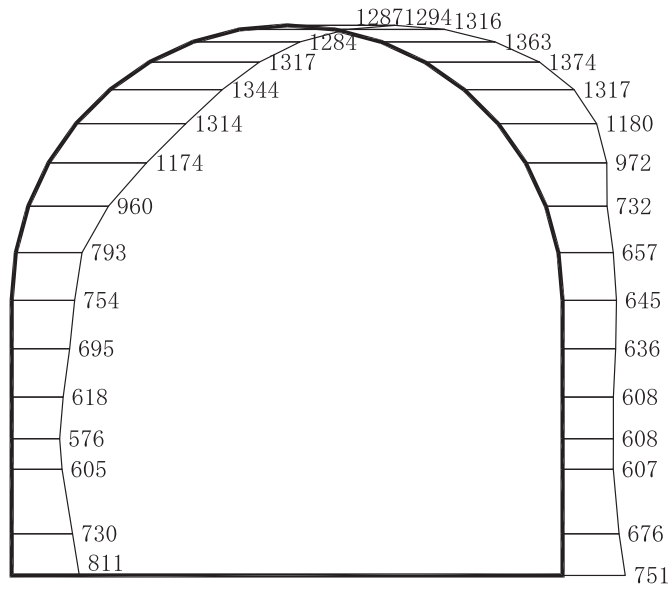


(b) S s - N 1 (++) 鉛直

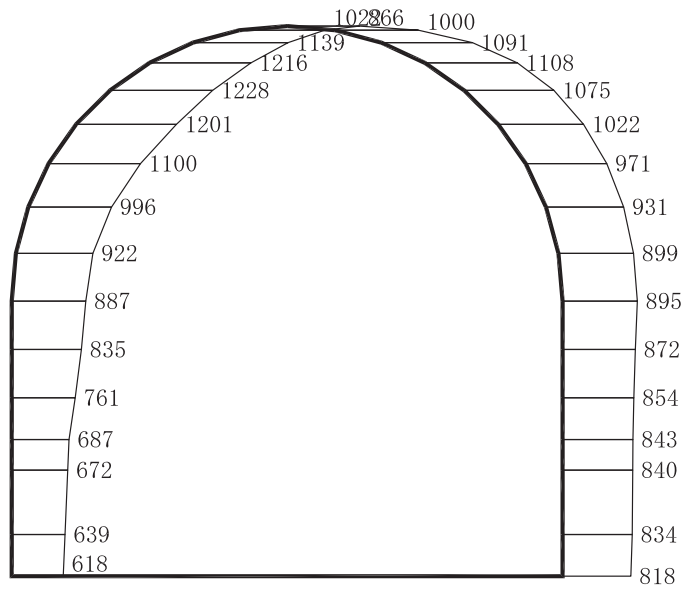
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面①))



(a) S s - D 1 (++) 水平

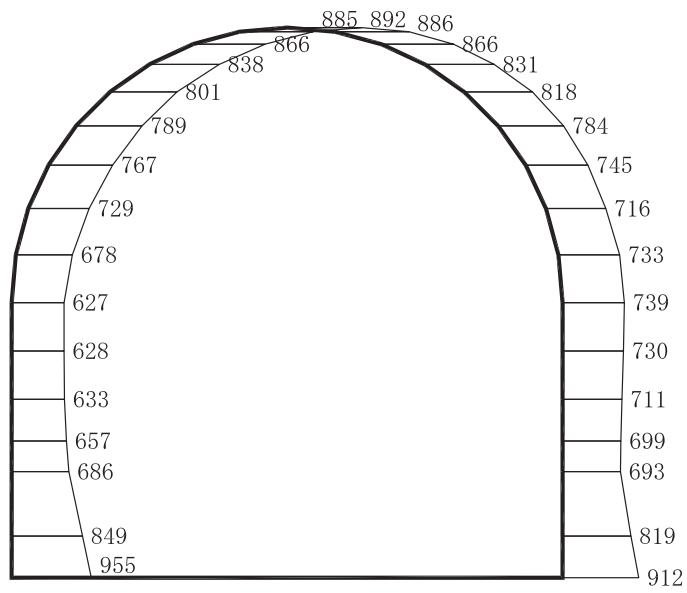


(b) S s - D 1 (++) 鉛直

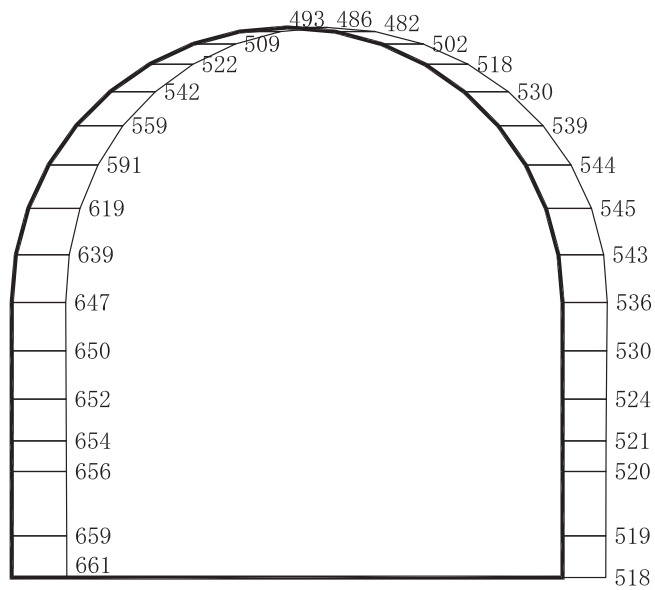
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - D 2 (++) 水平

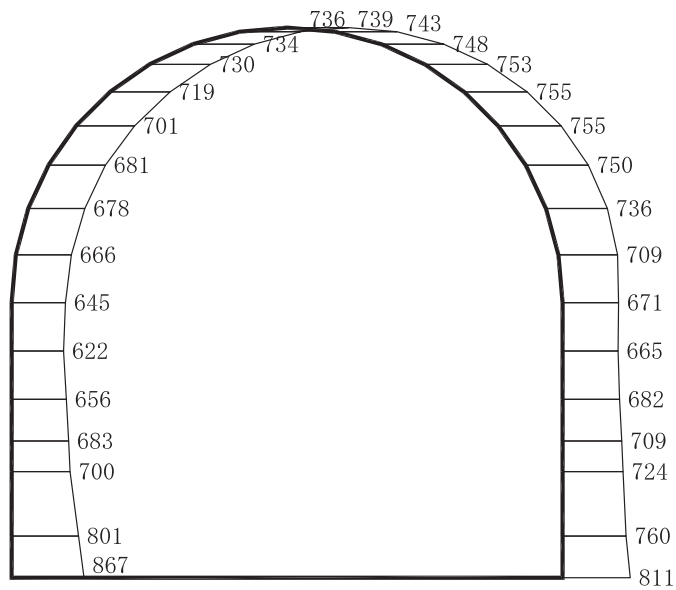


(b) S s - D 2 (++) 鉛直

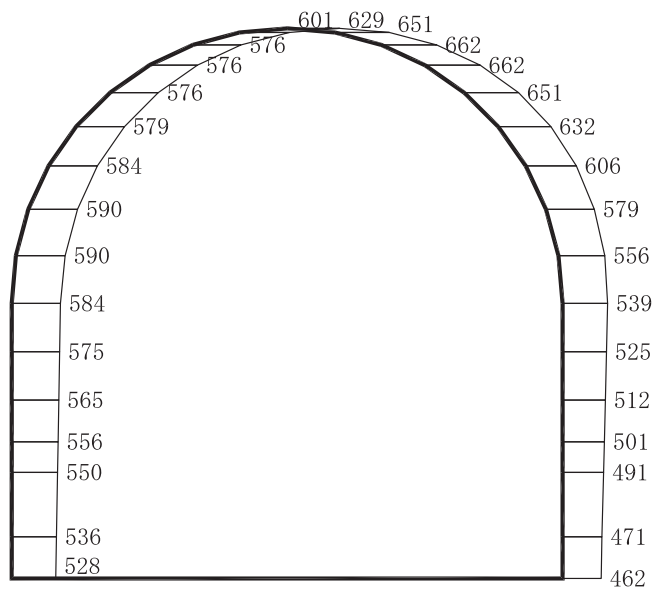
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - D 3 (++) 水平

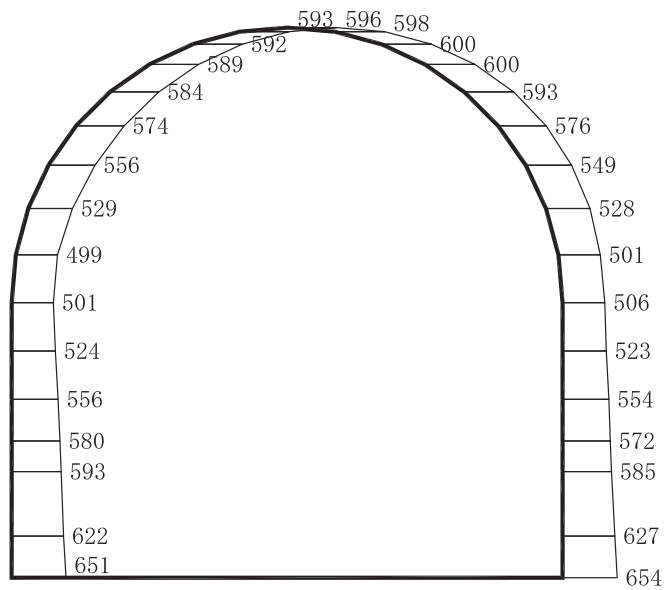


(b) S s - D 3 (++) 鉛直

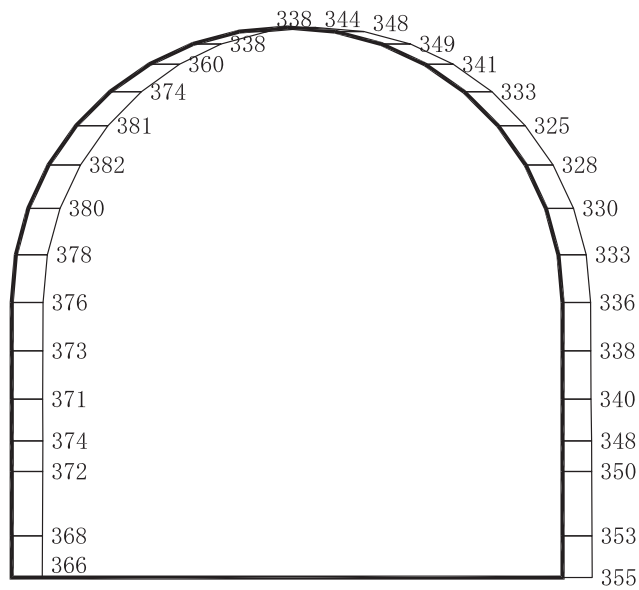
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - F 1 (++) 水平



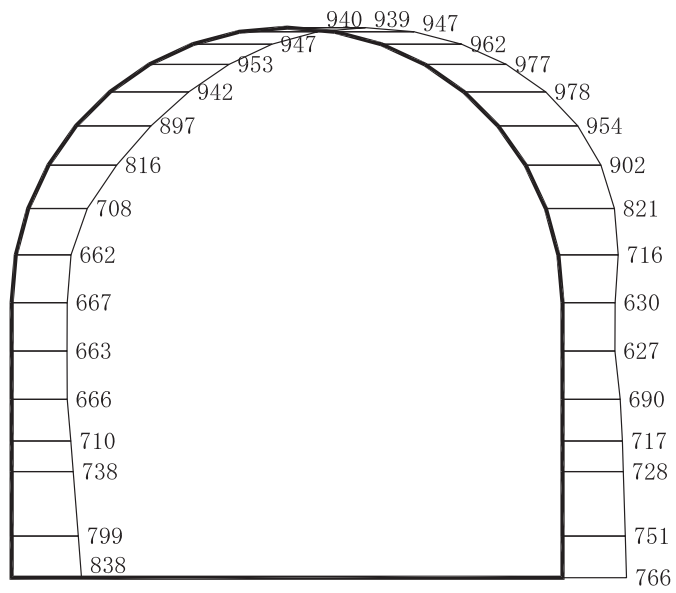
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

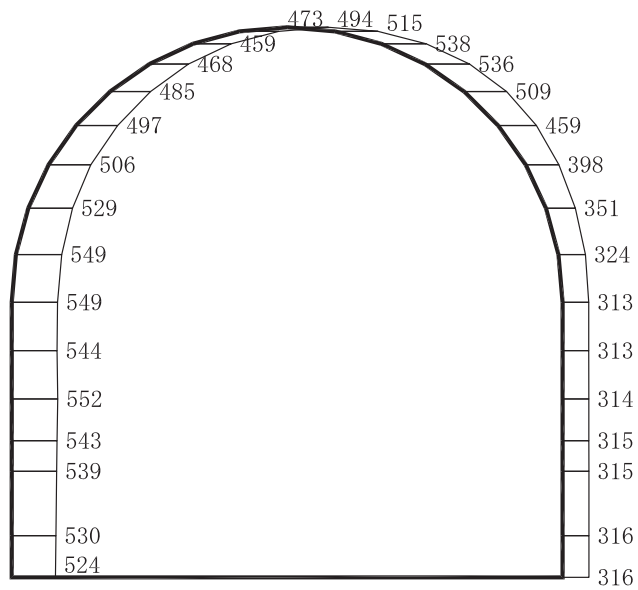
応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))





(a) S s - F 2 (++) 水平

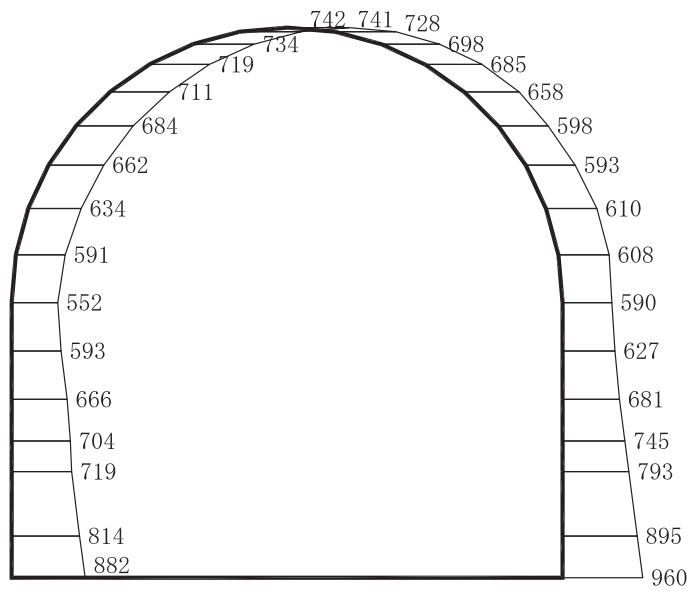


(b) S s - F 2 (++) 鉛直

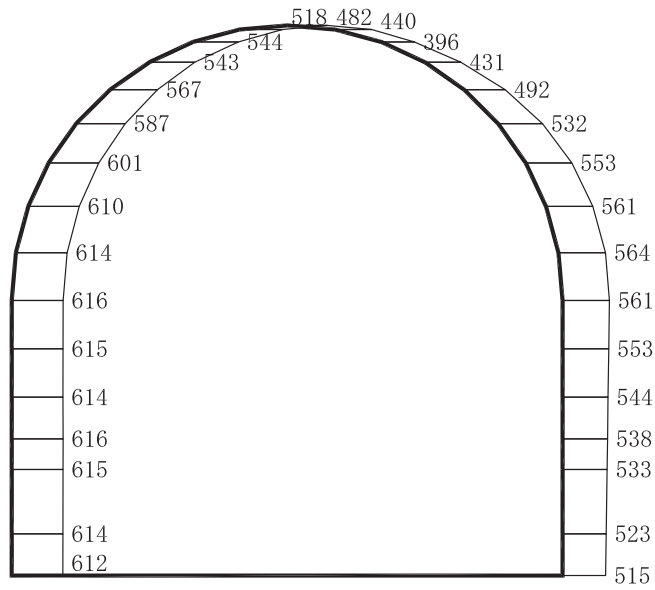
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)


図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - F 3 (++) 水平

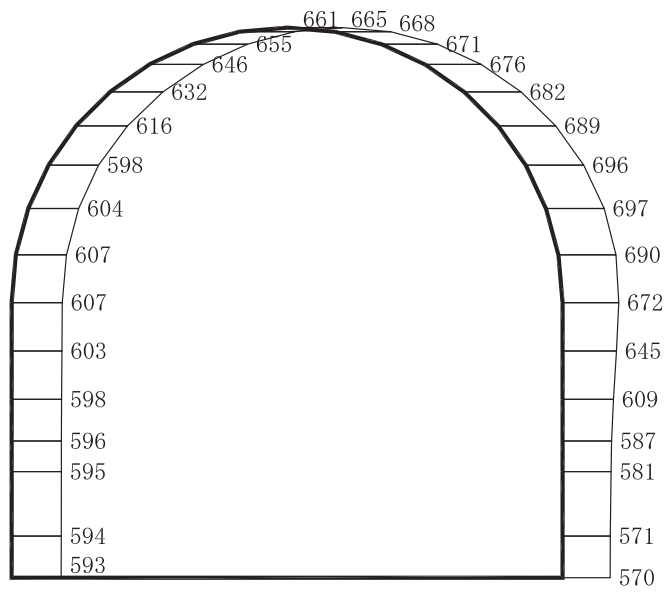


(b) S s - F 3 (++) 鉛直

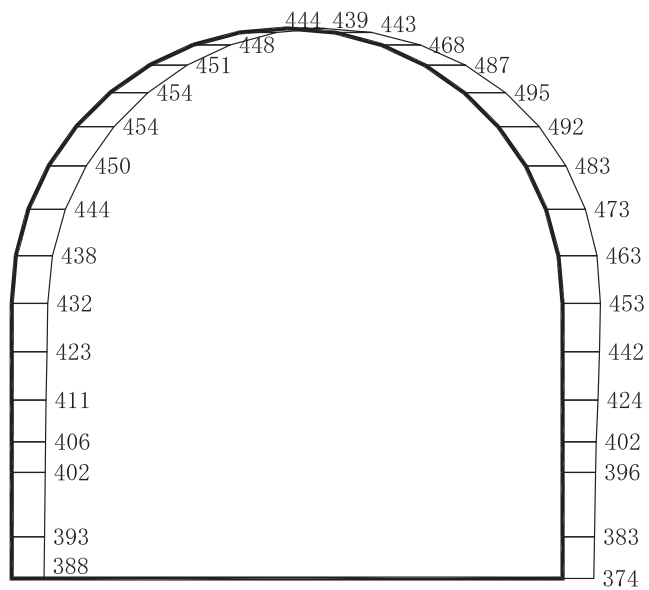
構造スケール 0  2 (m)

応答値スケール 0  2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - N 1 (++) 水平

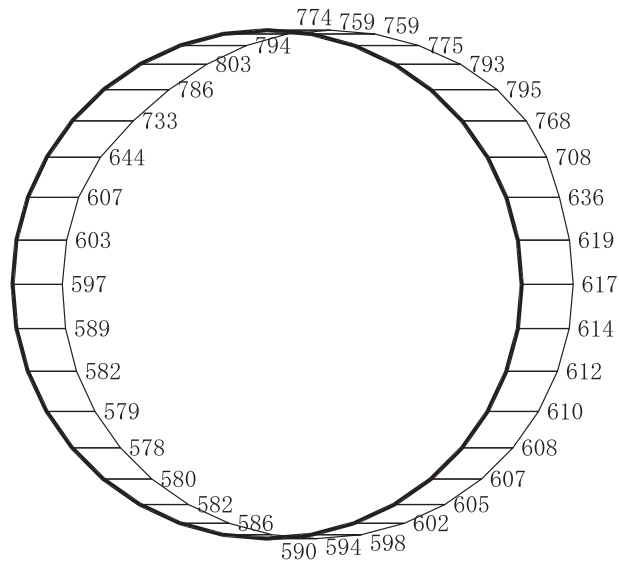


(b) S s - N 1 (++) 鉛直

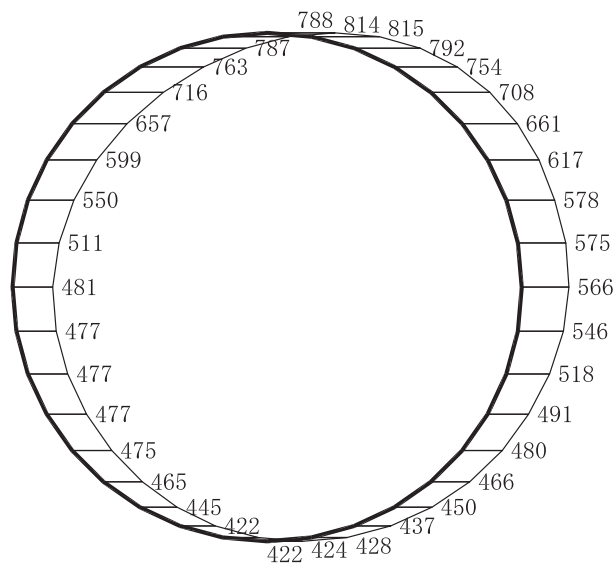
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s²)

図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 土砂部 (断面③))



(a) S s - D 1 (++) 水平

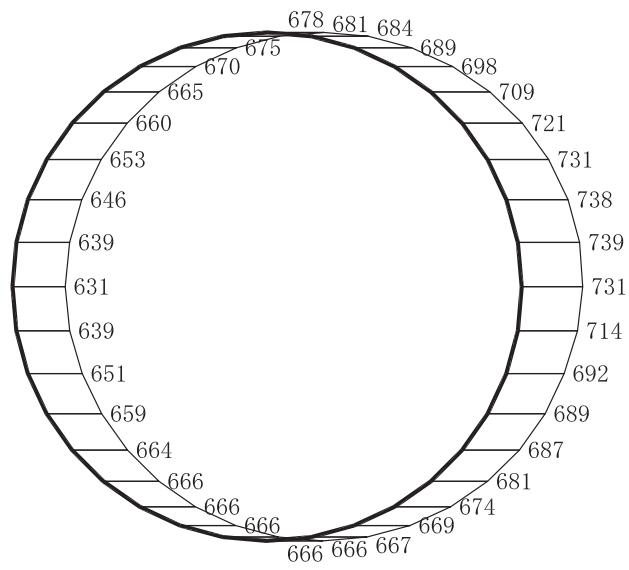


(b) S s - D 1 (++) 鉛直

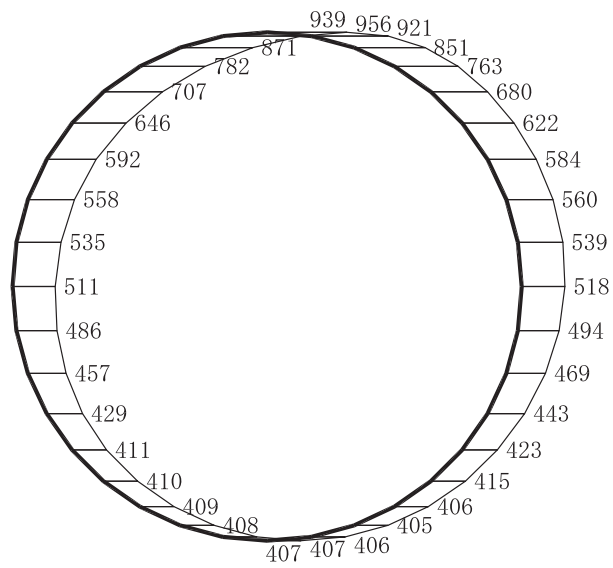
構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)

応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-15 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))



(a) S s - D 2 (++) 水平

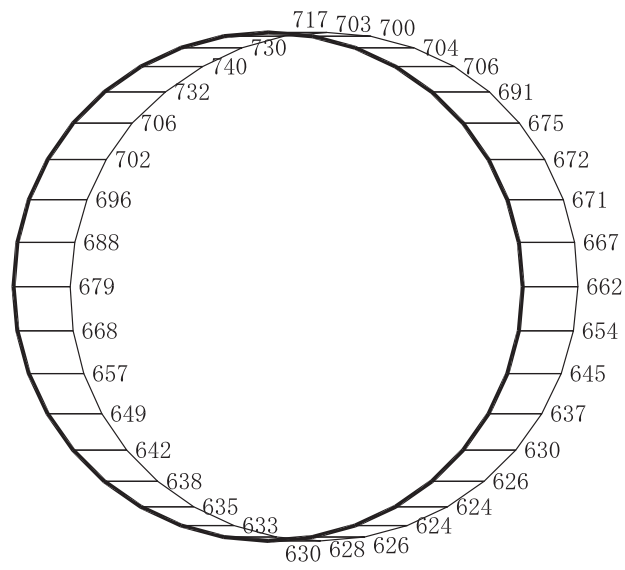


(b) S s - D 2 (++) 鉛直

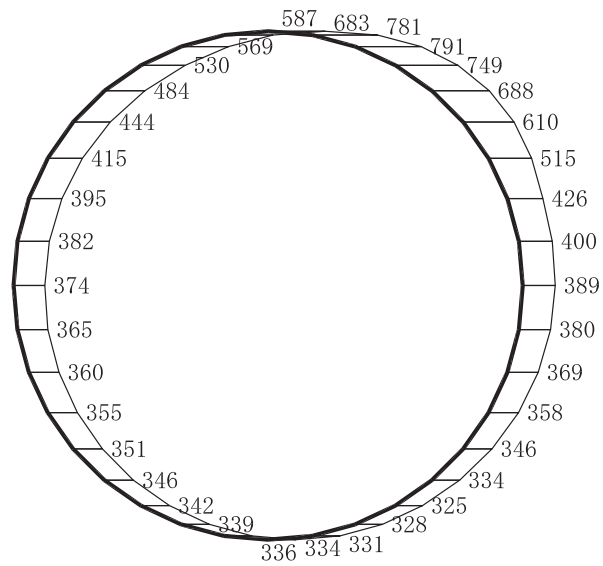
構造スケール 0  (m)

応答値スケール 0  (cm/s<sup>2</sup>)


図 1-16 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))



(a) S s - D 3 (++) 水平

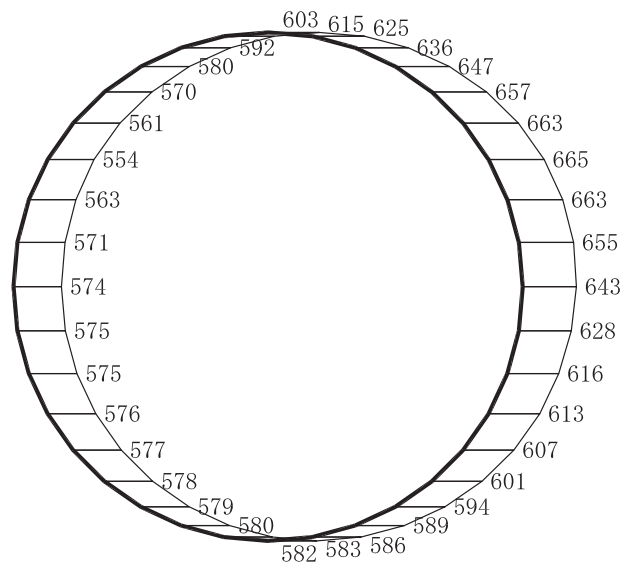


(b) S s - D 3 (++) 鉛直

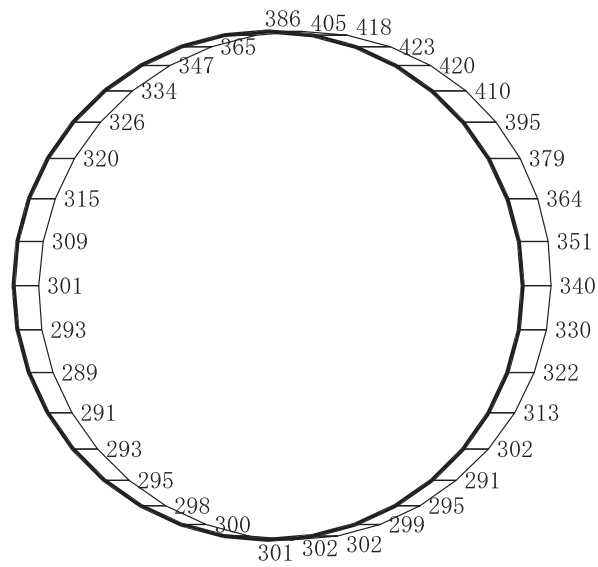
構造スケール 0  (m)

応答値スケール 0  (cm/s<sup>2</sup>)


図 1-17 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))



(a) S s - F 1 (++) 水平

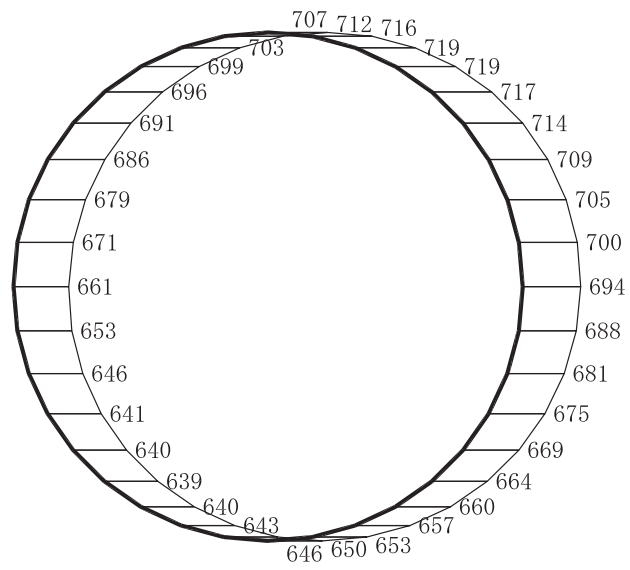


(b) S s - F 1 (++) 鉛直

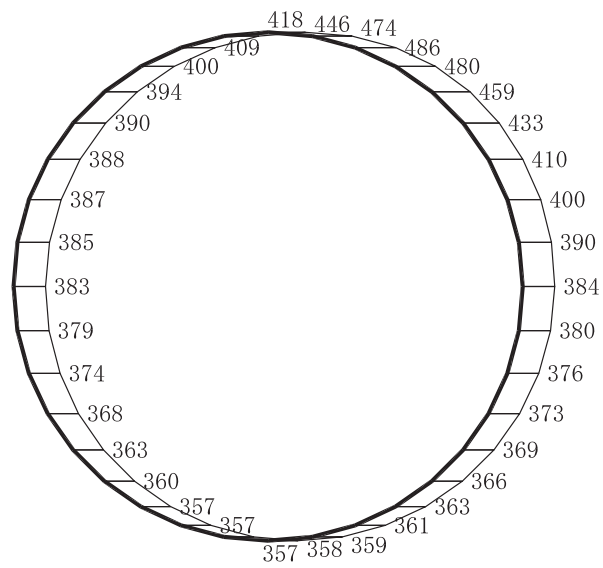
構造スケール 0  2 (m)

応答値スケール 0  2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-18 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))



(a) S s - F 2 (++) 水平



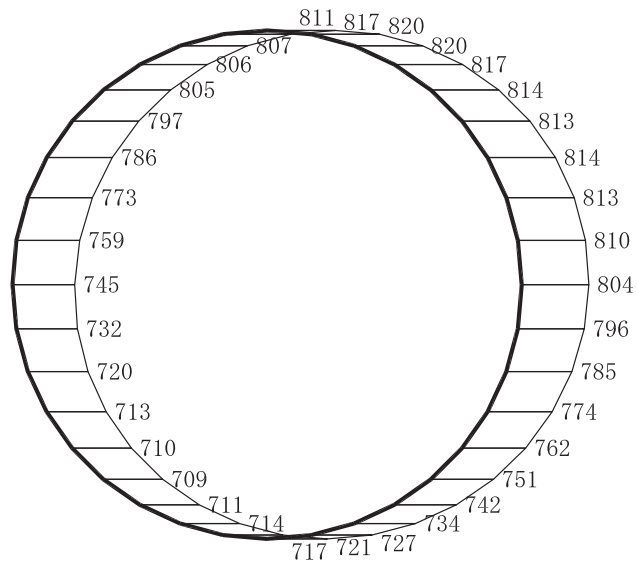
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)

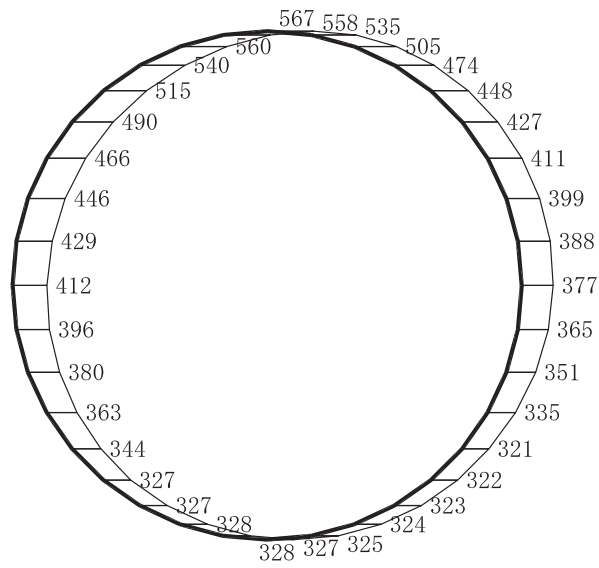
応答値スケール 0  2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-19 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))





(a) S s - F 3 (++) 水平

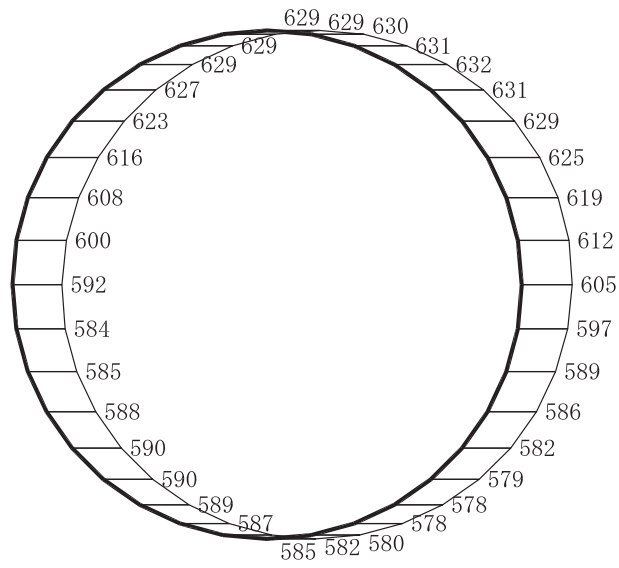


(b) S s - F 3 (++) 鉛直

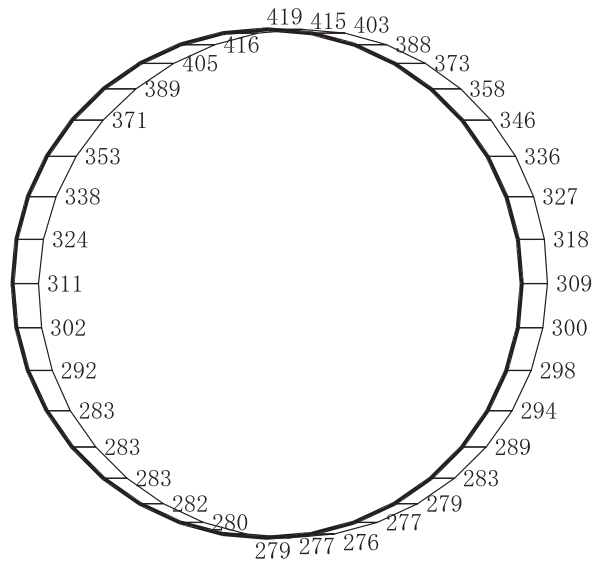
構造スケール 0  2 (m)

応答値スケール 0  2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-20 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)

応答値スケール 0  2000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-21 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 岩盤部 (断面⑤))

## 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

排気筒連絡ダクトについては、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力 ( $kh = 0.16$ ) を上回る、As クラス用設計地震 (最大水平加速度  $375\text{cm/s}^2$ ) による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。

### 参考資料 3 断層交差部の影響評価

#### 1. 評価方法

排気筒連絡ダクトは TF-1 断層及び OF-1 断層と交差する構造物である。TF-1 断層と交差する排気筒連絡ダクトの土砂部（断面②）は，施設の周囲が地盤に覆われていることから，岩盤の変形に対して躯体が変形しやすい。一方，OF-1 断層と交差する排気筒連絡ダクトの岩盤部（断面⑦）は，施設の周囲が岩盤に覆われていることから，躯体が変形しづらく大きな断面力が発生する可能性がある。そのため，断層が構造物に与える影響が軽微であると考えられる排気筒連絡ダクト土砂部（断面②）は耐震性に与える影響について検討を行い，断層が構造物に与える影響があると考えられる排気筒連絡ダクト岩盤部（断面⑦）は評価対象断面として耐震評価を行う。排気筒連絡ダクトの断層交差部における影響検討及び耐震評価では，基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

#### 2. 評価条件

##### 2.1 評価対象断面の方向

「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「2.1 評価対象断面の方向」と同様とする。

##### 2.2 評価対象断面の選定

「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「4.5 排気筒連絡ダクト」に基づき，土砂部のうち TF-1 断層と交差する断面②と，岩盤部のうち OF-1 断層と交差する断面⑦を選定する。

評価対象断面位置図を図 2-1 に，評価対象断面地質図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

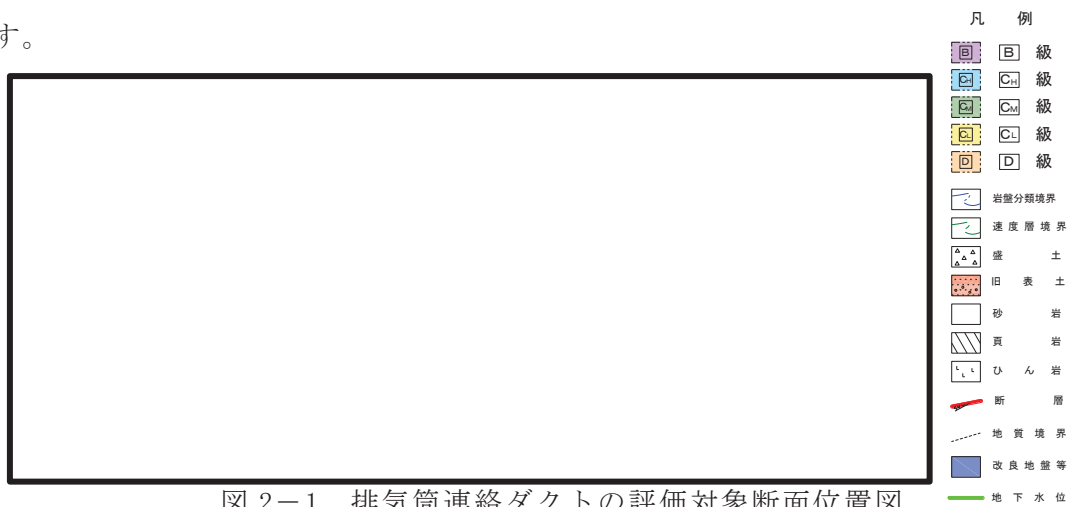


図 2-1 排気筒連絡ダクトの評価対象断面位置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

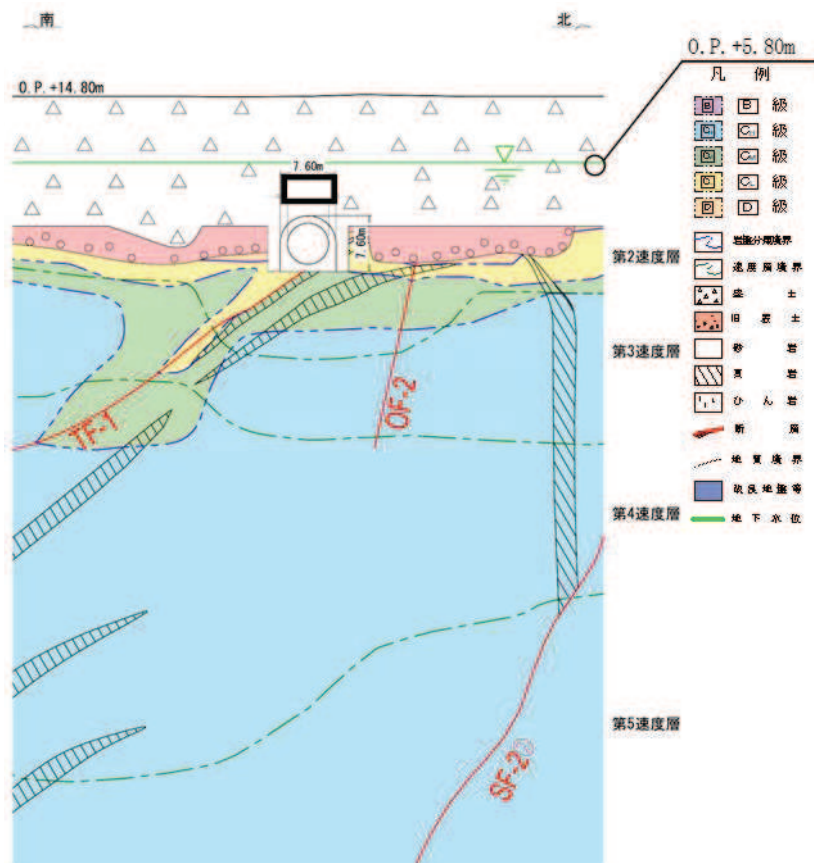


図 2-2 排気筒連絡ダクト（土砂部）評価対象地質断面図（断面②）

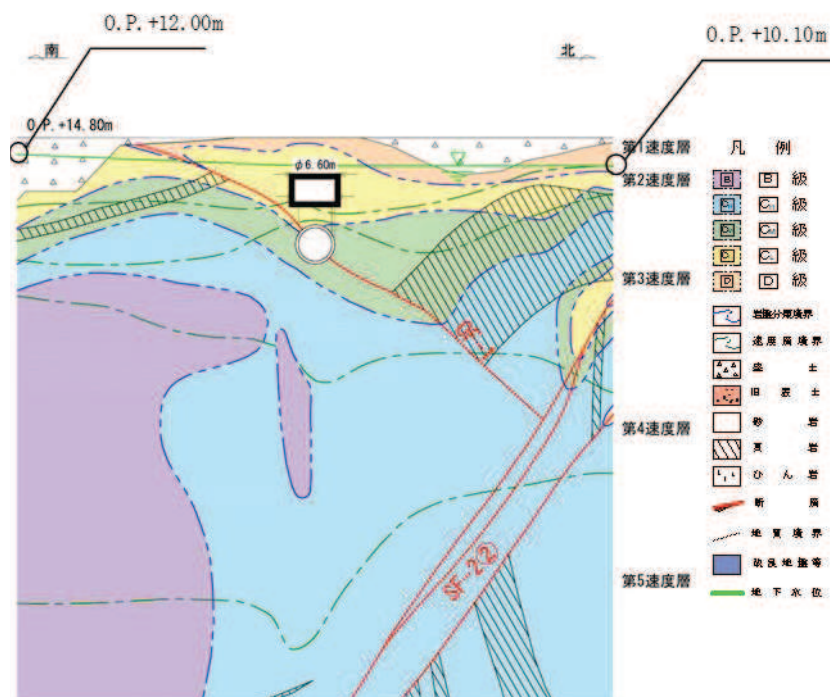


図 2-3 排気筒連絡ダクト（岩盤部）評価対象地質断面図（断面⑦）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 2.3 使用材料及び材料の物性値等

使用材料及び材料の物性値は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「2.3 使用材料及び材料の物性値」、地盤物性値は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「2.4 地盤物性値」、評価構造物諸元は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「2.5 評価構造物諸元」と同様とする。

### 2.4 地下水位

地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-1 に、設計用地下水位を図 2-4 及び図 2-5 に示す。

表 2-1 設計用地下水位の一覧

評価対象断面	設計用地下水位
土砂部（断面②）	0. P. +5. 80m
岩盤部（断面⑦）	0. P. +10. 10m～0. P. +12. 00m

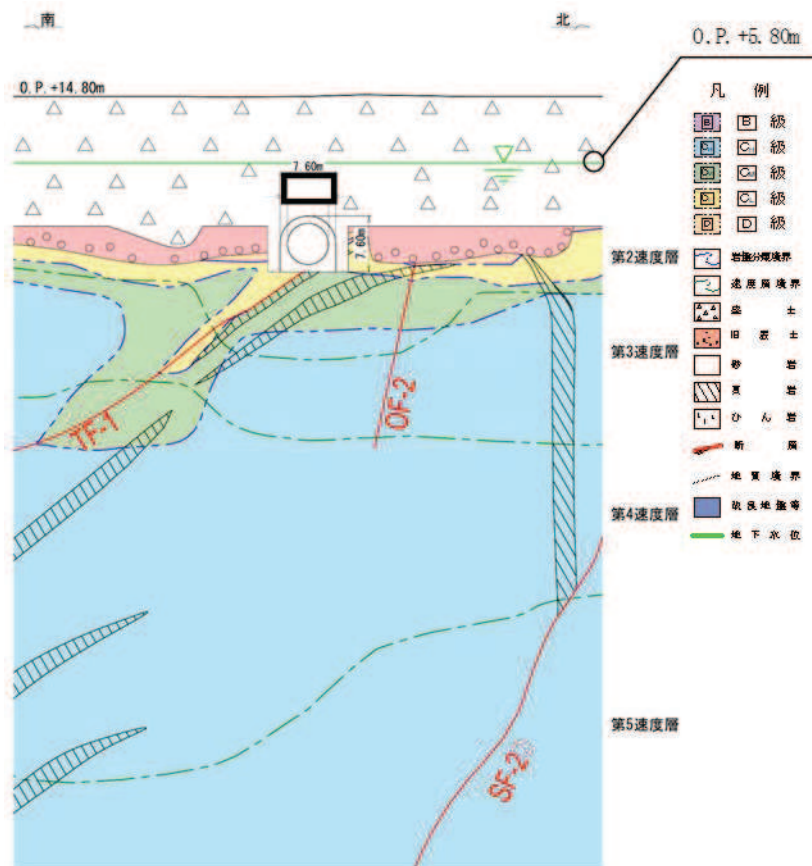


図 2-4 設計用地下水位（土砂部，（断面②））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

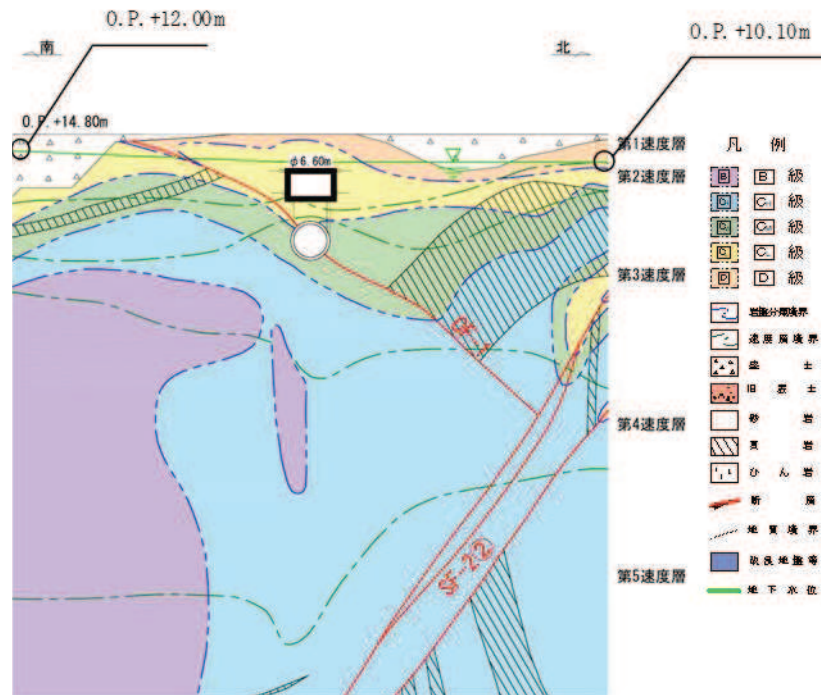


図 2-5 設計用地下水位（岩盤部，（断面⑦））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



## 2.5 評価フロー

排気筒連絡ダクトの地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-6 及び図 2-7 に示す。

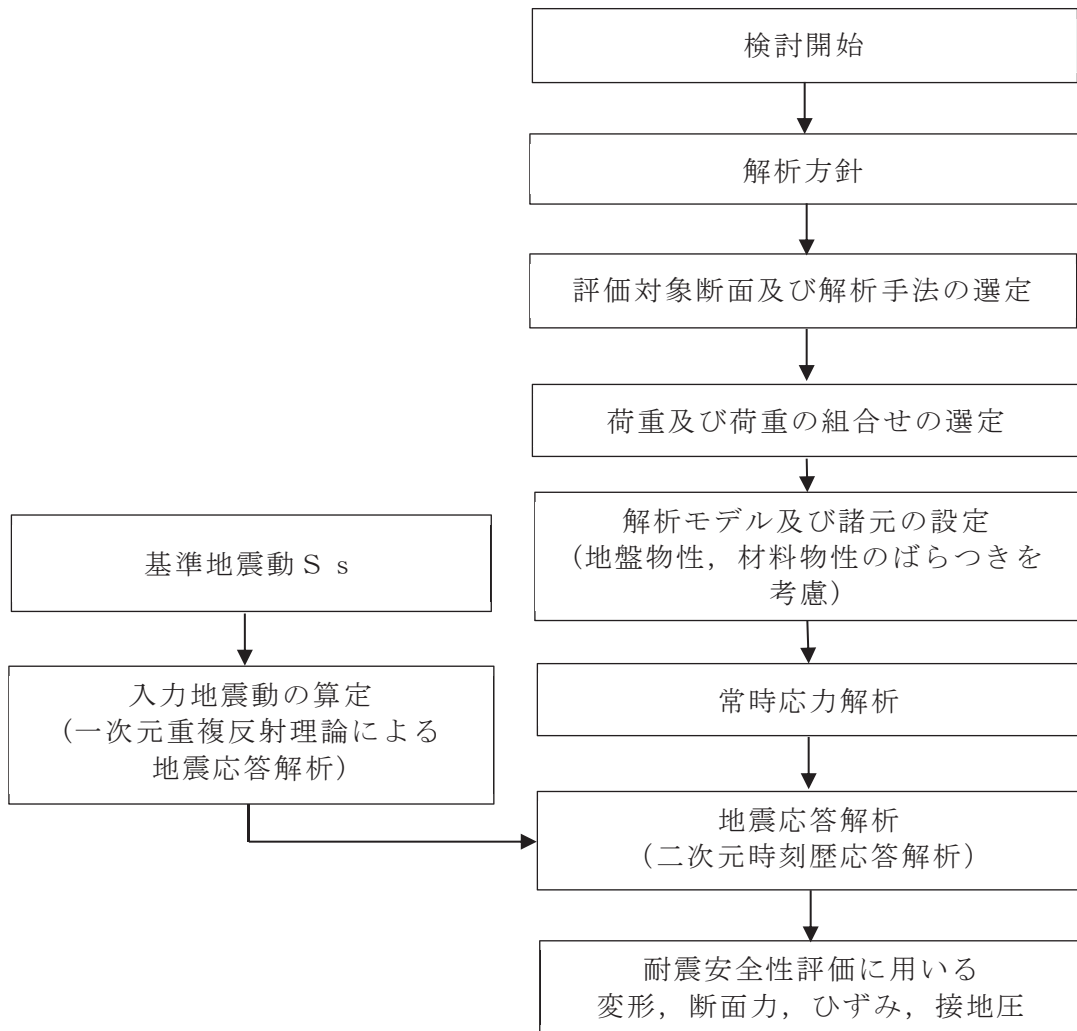


図 2-6 排気筒連絡ダクト断層交差部の地震応答解析フロー

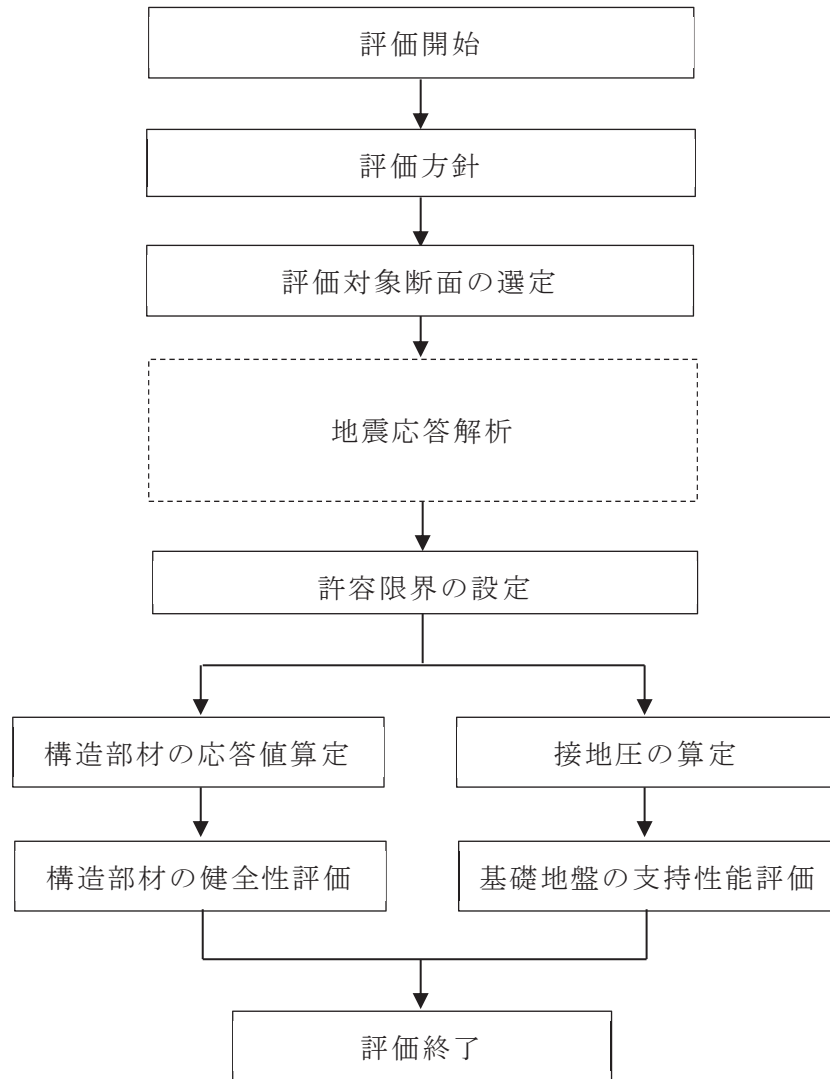


図 2-7 排気筒連絡ダクト断層交差部の耐震評価フロー

## 2.6 適用規格

「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「2.8 適用規格」と同様とする。

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「3.1 地震応答解析手法」と同様とする。

#### 3.2 地震応答解析モデルの設定

女川原子力発電所第 2 号機における屋外重要土木構造物等の断層交差部の断層評価においては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 4 断層評価部の影響評価」における「1. 断層が接する構造物の抽出」に既述の通り、地質観察により断層の影響を否定できない領域を全て断層幅として保守的に評価している。

構造物へ与える影響は、構造物直下の粘土状物質の断層幅が支配的と考えられるものの、断層の挙動は深部まで連続する断層が一体となって変形することから、深部での断層幅も考慮しモデル化する断層幅を決定する。つまり、直下の粘土状物質の幅と深部を含めた断層の平均幅のうち大きい方でモデル化する。

表 3-1 に示すように、排気筒連絡ダクトの TF-1 断層と交差する土砂部（断面②）と、OF-1 断層と交差する岩盤部（断面⑦）のいずれも、モデル化領域の地質調査より得られた断層の平均幅が大きいため、土砂部（断面②）の TF-1 断層は 1146mm、岩盤部（断面⑦）の OF-1 断層は 95mm 用いて評価を行う。

二次元有限要素解析による影響評価においては、粘土状物質以外の亀裂部等も含めた断層幅を全て粘土状物質によりモデル化する。なお、解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値は「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 4 断層評価部の影響評価」に示す。

二次元有限要素解析における断層のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（土木学会，2009 年）」（以下「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」という。）を参考に、ソリッド要素及びジョイント要素により行う。また、松本ら\*の「ソリッド要素による弱層のモデルに対し、ジョイント要素を用いた弱層のモデルは、同程度の地盤応答を再現できる」という知見と「設置変更許可時の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」における断層のモデル化方針を踏まえ、排気筒連絡ダクト（土砂部（断面②））と交差し層厚の厚い TF-1 断層はソリッド要素でモデル化し、その他の断層についてはジョイント要素によりモデル化する。

ジョイント要素は「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」を参考に、ばね値をせん断弾性係数と断層の厚さの関係から式 3-1 及び式 3-2 のとおり設定する。表 3-1 に影響評価を行う断層幅とモデル化の一覧を示す。

断層以外については、「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「3.2 地震応答解析モデルの設定」に基づきモデル化する。地震応答解析モデルを図 3-1 及び図 3-2 に示す。

せん断ばね：
$$k_s = \frac{G}{t} \quad \dots \text{ (式 3-1)}$$

垂直ばね：
$$k_n = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{t} \quad \dots \text{ (式 3-2)}$$

注記\*：松本ら：非線形動的解析における地盤の弱層のモデル化に関する一考察，土木学会第 66 回年次学術講演会（平成 23 年度）

表 3-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層

構造物	断層	構造物直下の 粘土状物質の幅 (mm)	モデル化領域の 断層の平均幅 (mm)
排気筒連絡ダクト (土砂部 (断面②))	TF-1 断層	50	1146
排気筒連絡ダクト (岩盤部 (断面⑦))	OF-1 断層	0	95

注：赤枠は評価対象として選定した断層

表 3-2 断層幅及びモデル化方法

構造物	断層	断層幅 (mm)	モデル化方法
排気筒連絡ダクト (土砂部 (断面②))	TF-1 断層	1146	ソリッド要素
	SF-2①断層	125	ジョイント要素
	SF-2②断層	125	ジョイント要素
	OF-2 断層	50	ジョイント要素
排気筒連絡ダクト (岩盤部 (断面⑦))	OF-1 断層	95	ジョイント要素
	TF-1 断層	605	ジョイント要素
	SF-2②断層	742	ジョイント要素

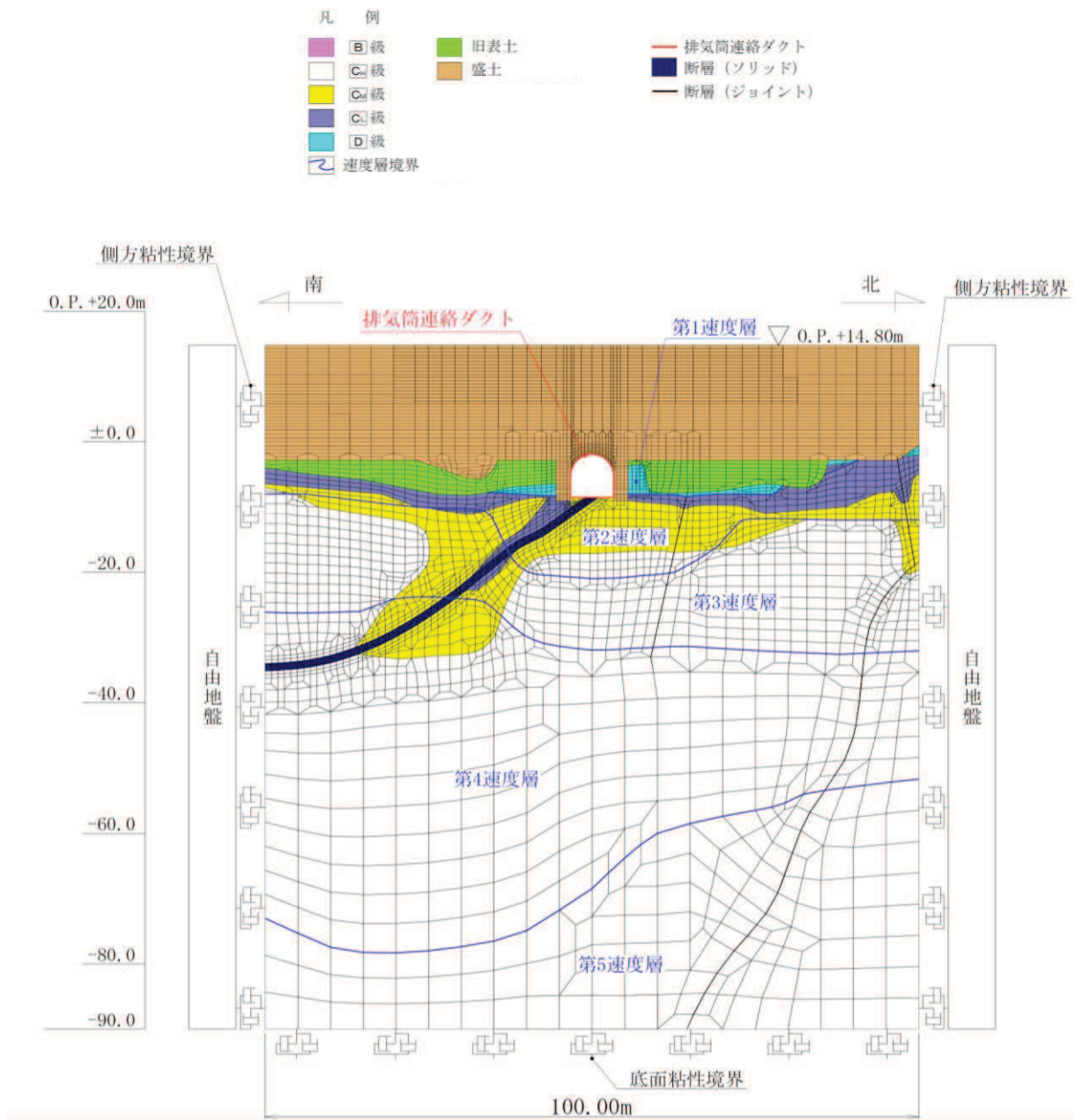


図 3-1 排気筒連絡ダクト（土砂部（断面②））の地震応答解析モデル図

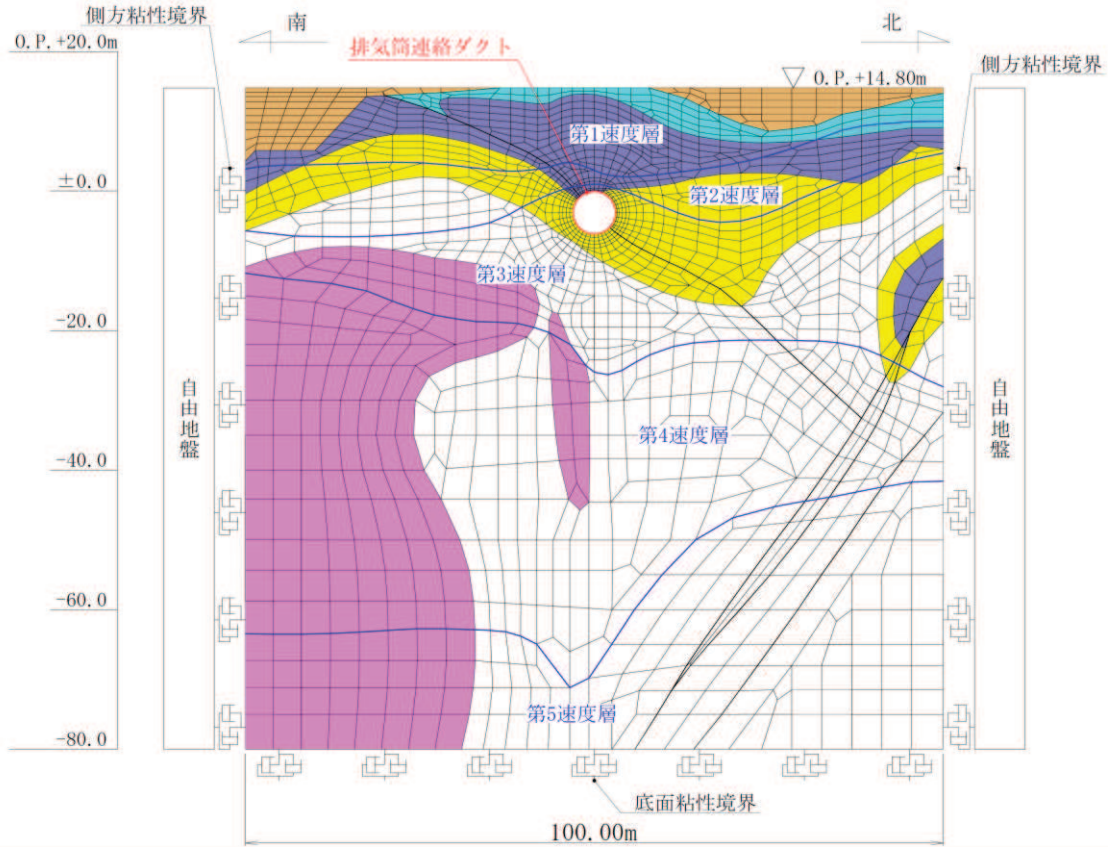
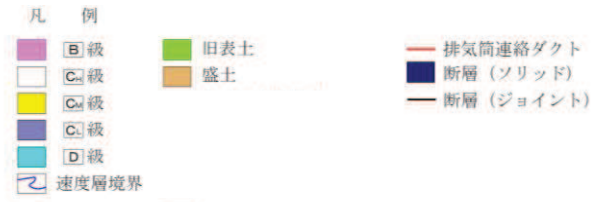


図 3-2 排気筒連絡ダクト (岩盤部 (断面⑦)) の地震応答解析モデル図

### 3.3 減衰定数

減衰定数は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「3.3 減衰定数」に基づき設定する。

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

表 3-3(1) 固有値解析結果（土砂部（断面②））

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	1.504	14	0	61.10	1.80	1次として採用
2	1.748	14	0	7.62	-9.34	—
3	2.119	14	0	2.62	-1.32	—
4	2.292	14	1	-1.37	-8.04	—
5	2.500	14	1	-1.18	1.18	—
6	2.706	14	1	1.47	7.37	—
7	3.056	14	1	-0.41	0.27	—
8	3.444	14	1	0.14	-6.24	—
9	3.772	15	1	-6.80	0.46	—
10	3.849	15	1	-5.10	-6.61	—

表 3-3(2) 固有値解析結果（岩盤部（断面⑦））

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	3.703	6	0	37.33	3.02	1次として採用
2	4.653	30	0	-77.60	5.03	—
3	5.472	44	1	58.24	-9.98	—
4	6.061	49	1	36.75	-0.44	—
5	6.698	57	1	-43.16	1.44	—
6	7.440	67	1	51.33	-6.07	—
7	7.515	74	1	-41.69	10.34	—
8	8.132	74	1	4.69	1.02	—
9	8.524	76	2	17.75	-13.32	—
10	8.894	76	2	-7.59	3.78	—



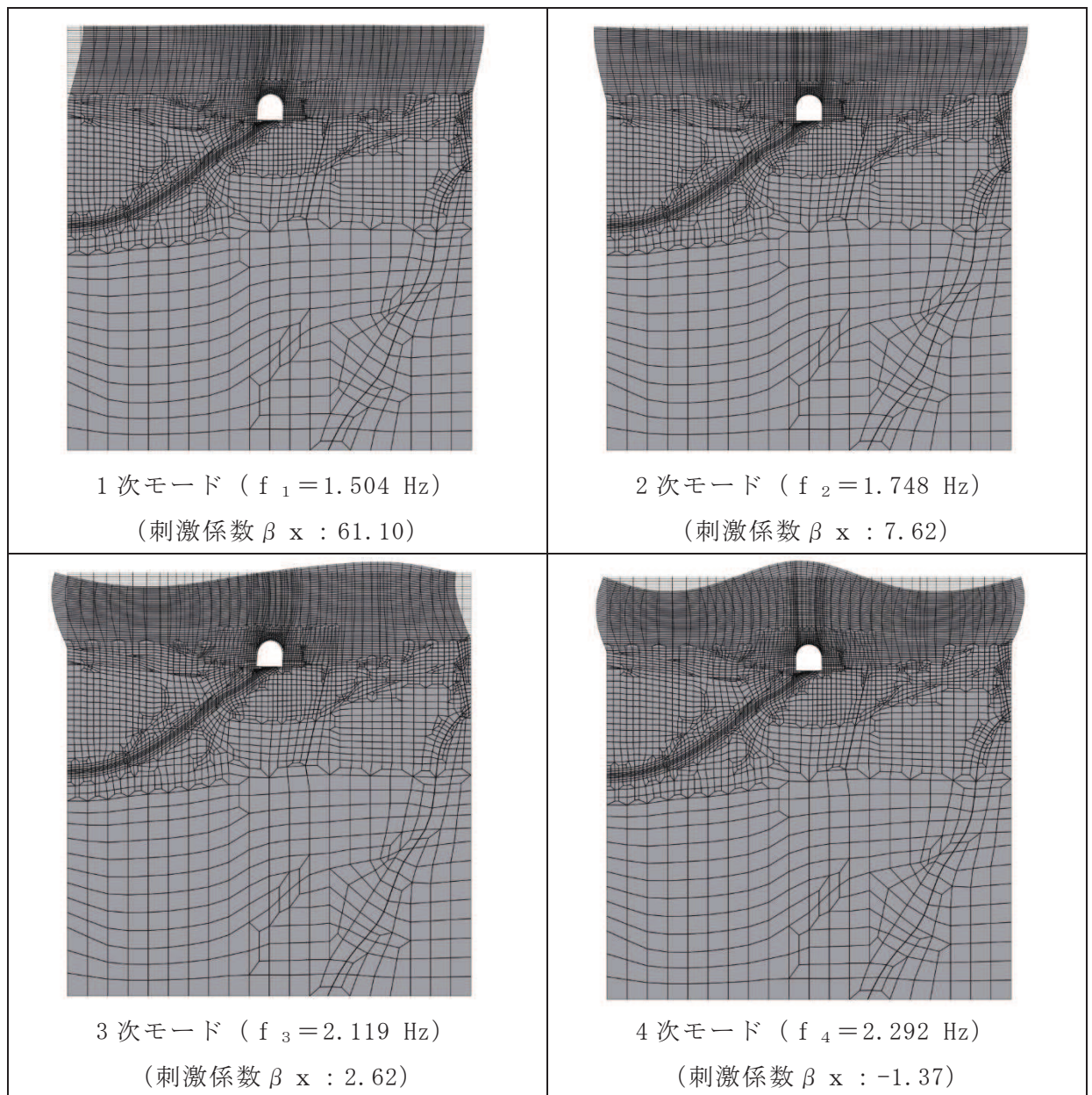


図 3-3(1) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面②))

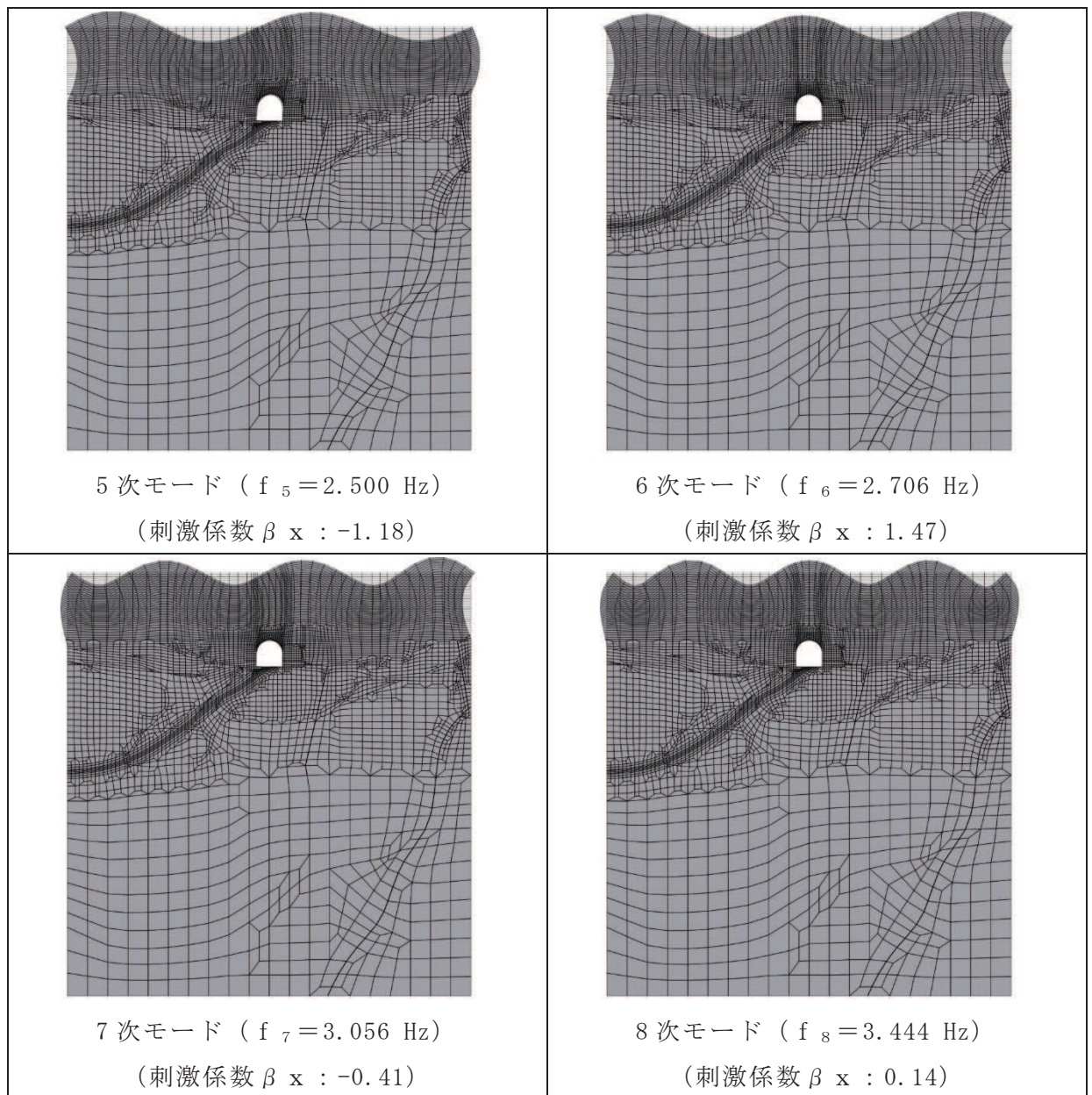


図 3-3(2) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面②))

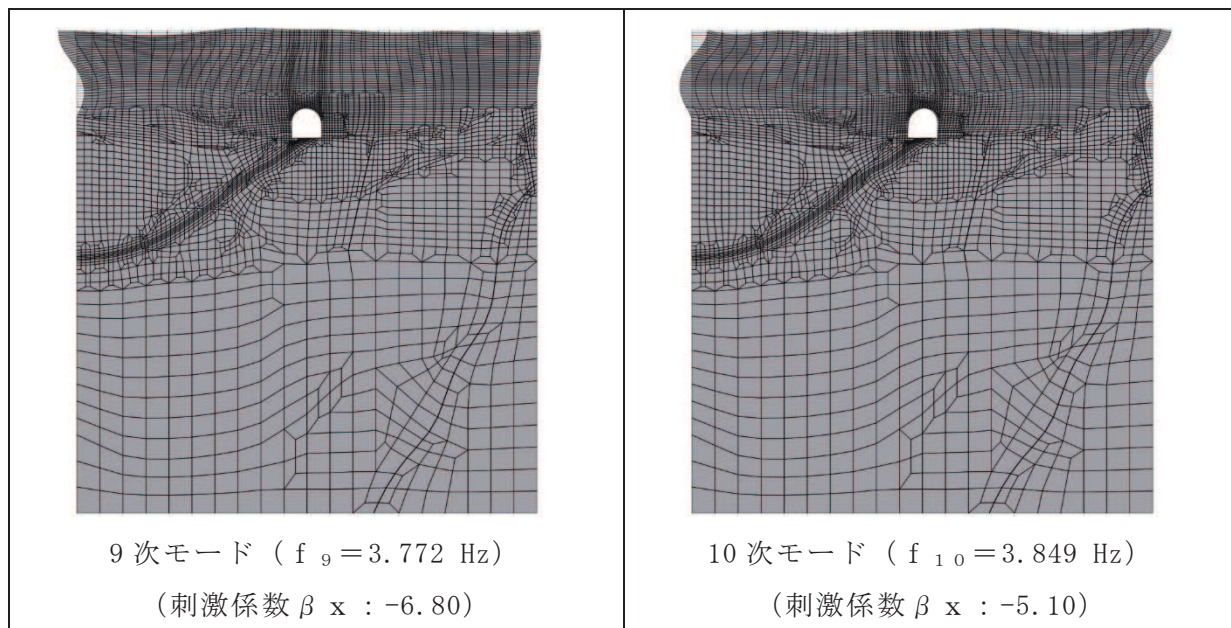


図 3-3(3) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面②))

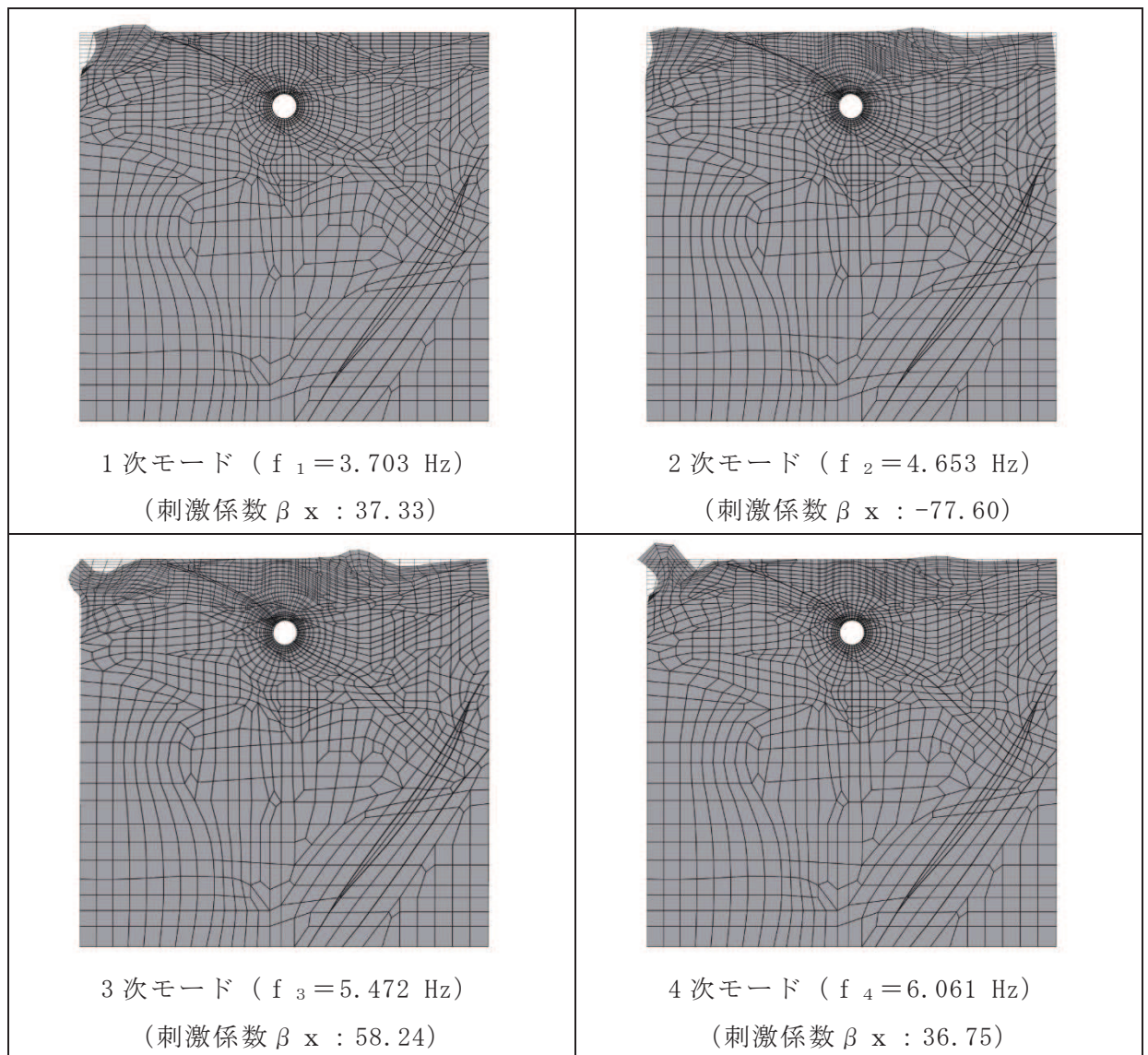


図 3-3(4) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑦))

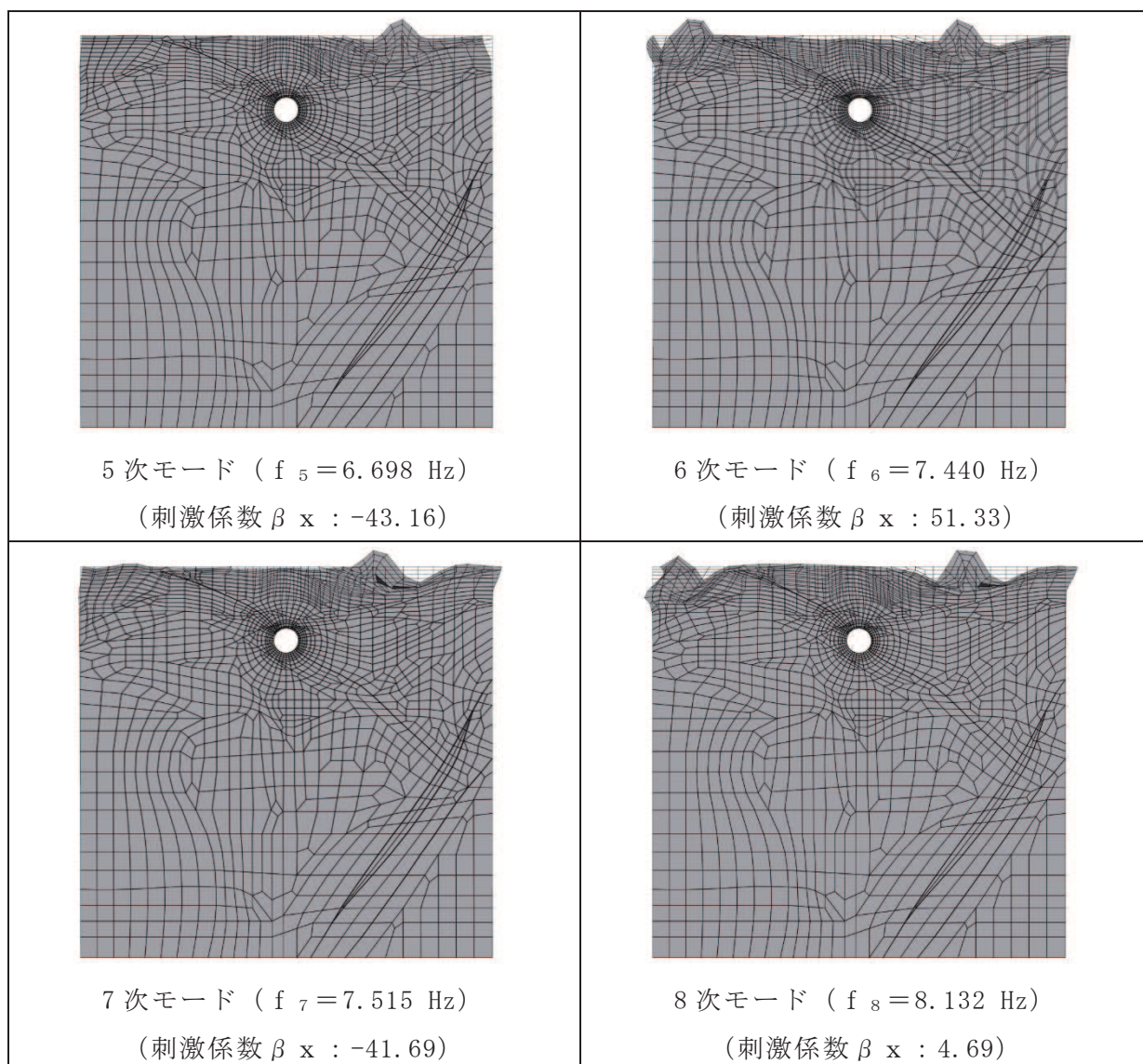


図 3-3(5) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑦))

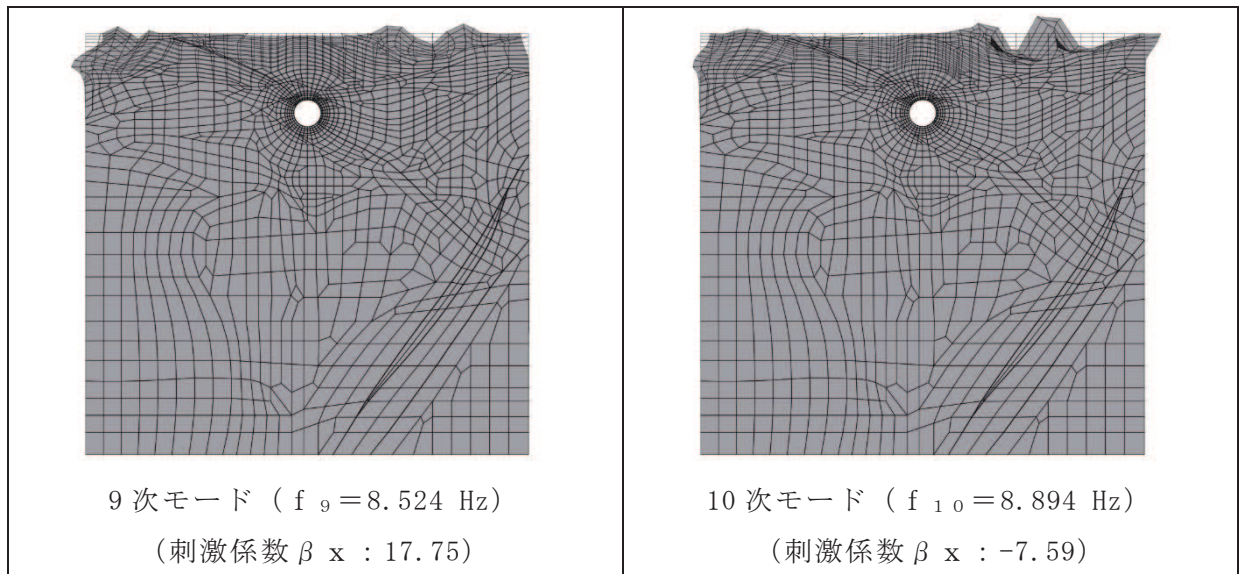


図 3-3(6) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑦))

表 3-4 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
土砂部 (断面②)	$2.835 \times 10^{-1}$	$1.058 \times 10^{-3}$
岩盤部 (断面⑦)	$6.980 \times 10^{-1}$	$4.298 \times 10^{-4}$

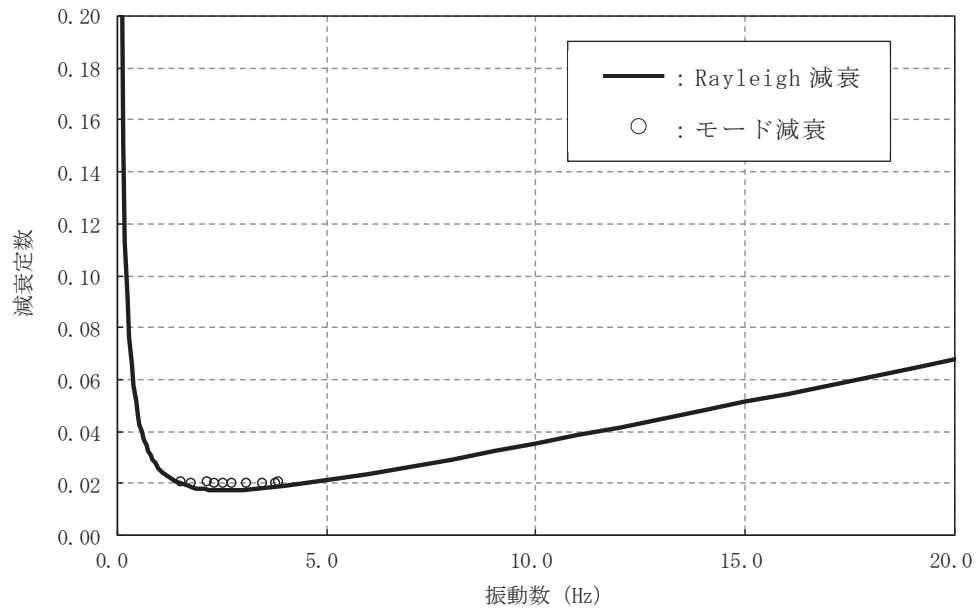


図 3-4(1) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面②))

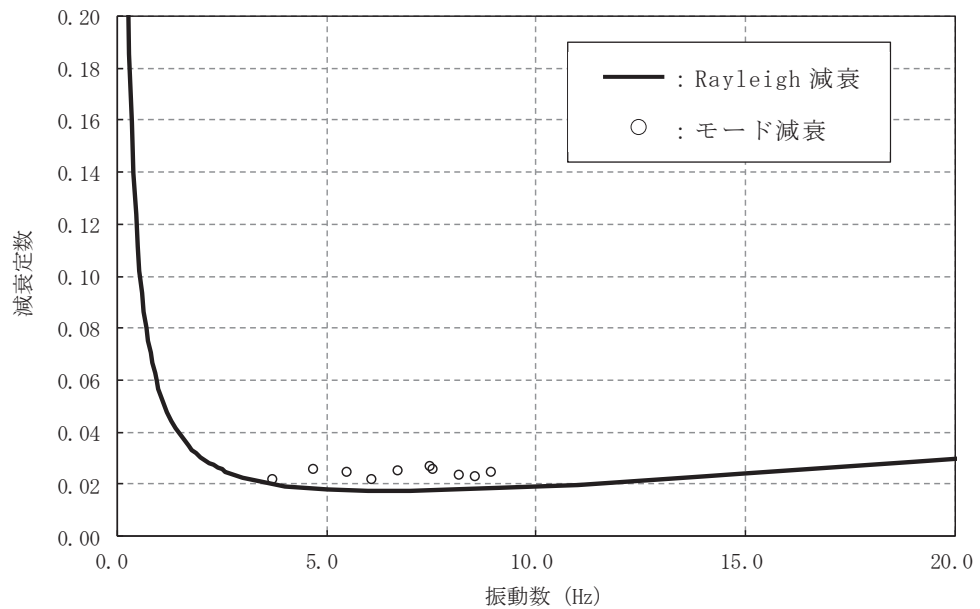


図 3-4(1) 設定した Rayleigh 減衰 (岩盤部 (断面⑦))