

本資料のうち、枠囲みの内容は防  
護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-32_改0
提出年月日	2021年6月2日

補足-600-32 前面護岸の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

## 目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 評価対象断面の方向	1
2.2 評価対象断面の選定	3
2.3 使用材料及び材料の物性値	6
2.4 地盤物性値	6
2.5 地下水位	11
2.6 耐震評価フロー	12
2.7 適用規格	13
3. 地震応答解析	14
3.1 地震応答解析手法	14
3.2 地震応答解析モデルの設定	16
3.2.1 解析モデル領域	16
3.2.2 境界条件	18
3.2.3 構造物のモデル化	21
3.2.4 海水のモデル化	21
3.2.5 地盤のモデル化	21
3.2.6 ジョイント要素の設定	22
3.3 減衰定数	25
3.4 荷重の組合せ	30
3.4.1 積載荷重	31
3.5 耐震評価における解析ケース	32
4 評価内容	35
4.1 入力地震動の設定	35
4.2 許容限界の設定	50
4.2.1 地盤のすべりに対する許容限界	50
4.2.2 置換工のせん断破壊に対する許容限界	52
5 評価結果	53
5.1 改良地盤のすべりに対する照査	53
5.2 置換工のすべりに対する照査	55
5.3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべりに対する照査	57
6. まとめ	58

## 1. 評価方法

前面護岸は、上位クラス施設である取水口及び貯留堰（以下「取水口」という。）の近傍に位置していることから、上位クラス施設が有する原子炉補機冷却海水系の通水機能に対して波及的影響を及ぼさないことが要求される。

前面護岸は、取水口と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

取水口周辺の前面護岸はタイロッド式矢板護岸であり、取水口の側面には、改良地盤、コンクリート置換（以下「置換工」という。）及び土砂が存在する。

前面護岸の崩壊による通水断面の閉塞の可能性について、「補足-600-4 下位クラス施設の波及的影響の検討について」により、土砂流出による通水断面の閉塞が生じないことを確認している。

以上のことから、前面護岸については、改良地盤及び置換工に対して、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、地盤のすべり安全率により健全性評価を実施する。改良地盤及び置換工を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

ここで、前面護岸は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

## 2. 評価条件

### 2.1 評価対象断面の方向

前面護岸の位置を図2-1に示す。前面護岸は、タイロッド式矢板護岸であり、矢板背面は取水口の耐震性確保を目的として施工された改良地盤及びコンクリート置換工（以下「置換工」という）が施工されている。

評価対象断面は、改良地盤及び置換工のすべり破壊に伴う取水口の通水機能に対する波及的影響を検討する観点から、汀線直交方向から選定する。

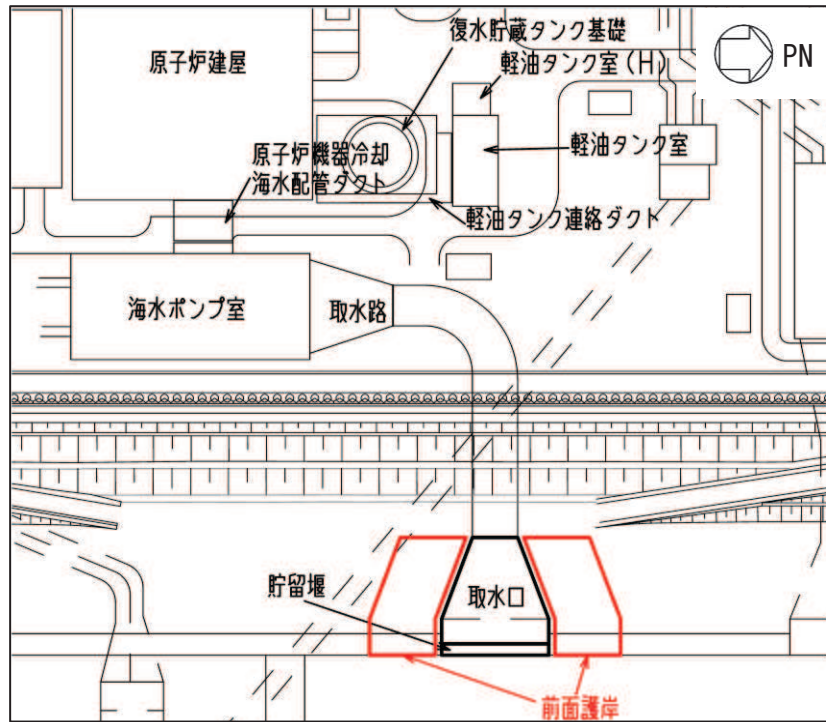


図 2-1 前面護岸の位置図

## 2.2 評価対象断面の選定

前面護岸の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3～図 2-5 に示す。

前面護岸はタイロッド式矢板護岸であるが、取水口の側面（護岸背面）に改良地盤及び置換工が配置されている。改良地盤は、延長 37.80m（東西）、幅 21.00m（南北）、高さ 12.08m～14.55m であり、置換工は、延長 11.50m（東西）、幅 18.00m（南北）、高さ 7.16m（取水口北側）、7.47m（取水口南側）である。改良地盤は十分な支持性能を有する岩盤に支持され、置換工は改良地盤を介して岩盤に支持されている。

取水口の北側と南側では改良地盤及び置換工の延長（東西）、幅（南北）は同等であるが、高さに若干違いがある。置換工は、取水口の南側の方が高く、南側の改良地盤は、取水口に近い側が高くなっており、すべり安定性が厳しくなると考えられることから、評価対象断面は図 2-2 に示す A-A 断面とする。

評価対象地質断面図を図 2-6 に示す。

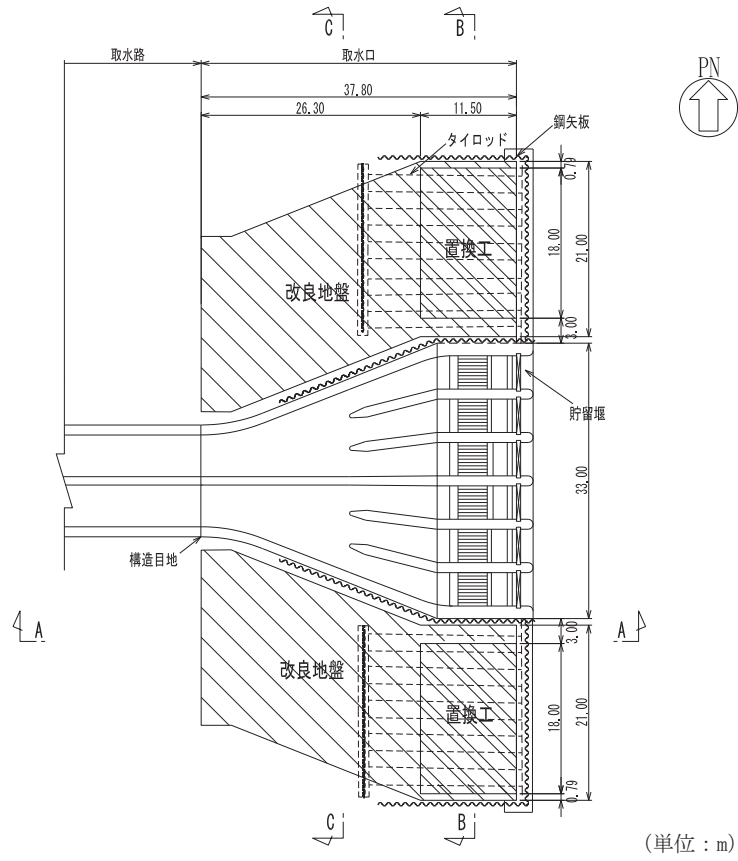


図 2-2 前面護岸平面図

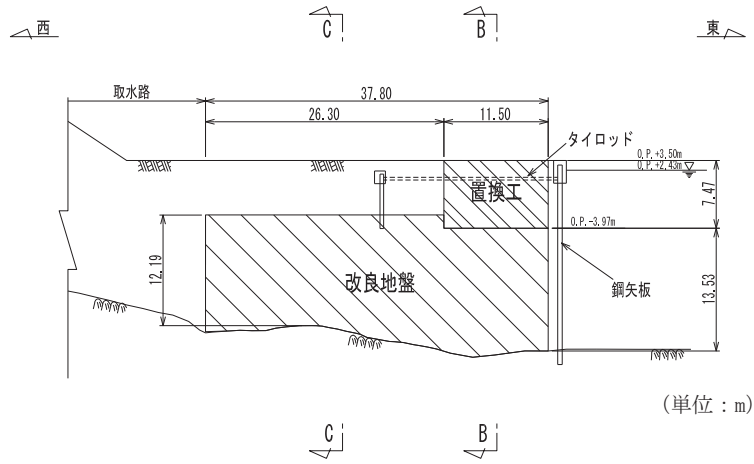
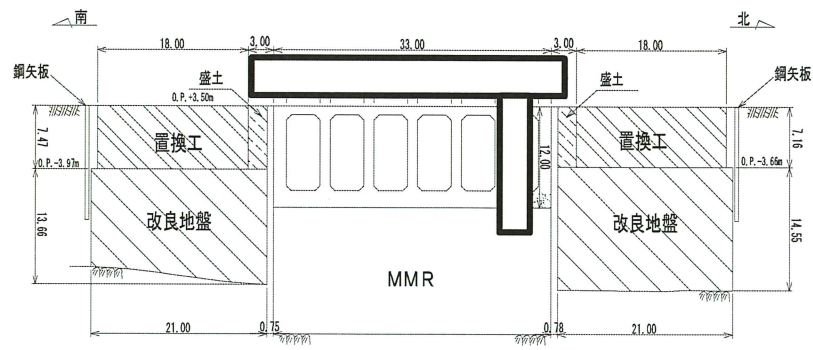
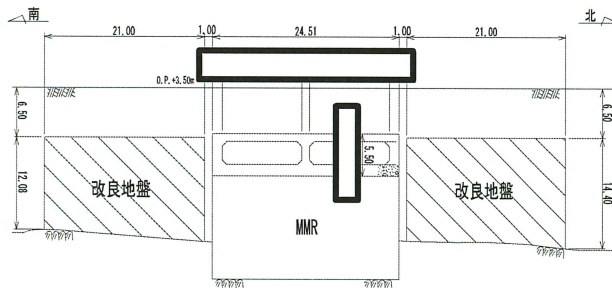


図 2-3 前面護岸断面図 (A-A 断面)



(単位：m)

図 2-4 前面護岸断面図 (B-B 断面)



(単位：m)

図 2-5 前面護岸断面図 (C-C 断面)

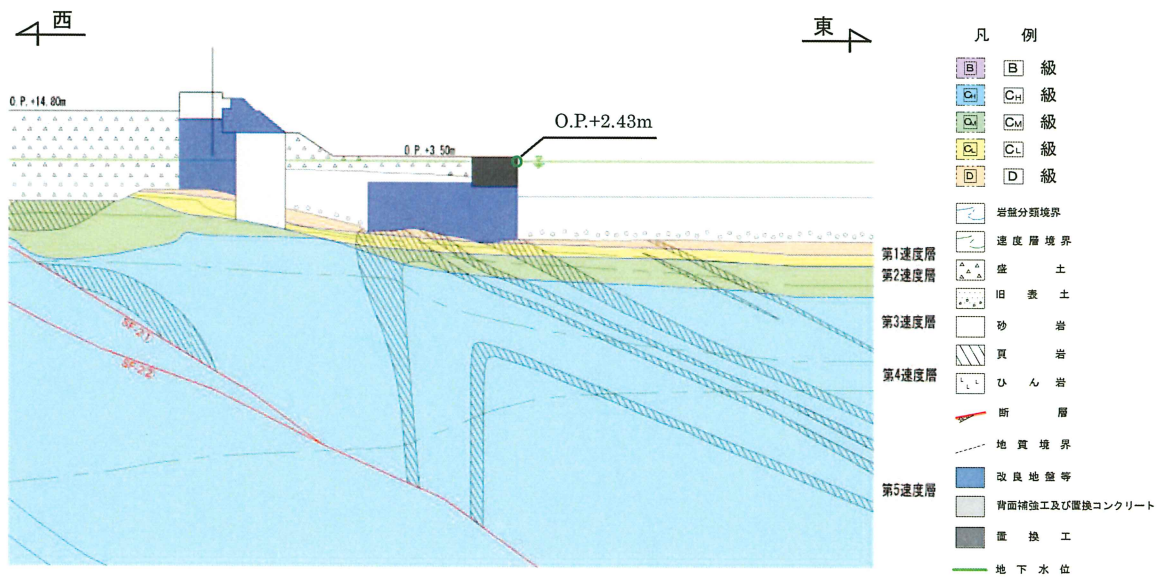


図 2-6 前面護岸評価対象地質断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 2.3 使用材料及び材料の物性値

置換工の使用材料を表 2-1 に、材料物性値を表 2-2 に示す。

表 2-1 使用材料

材料	仕様
置換工（コンクリート）	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>

表 2-2 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
置換工 （コンクリート）	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2.50×10 <sup>4</sup>
	ポアソン比	0.2

### 2.4 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 2-3～表 2-6 に示す。



表 2-3 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		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> )	せん断強度係数 $E_s$ (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	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4 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		$h = 0.085 \gamma / (0.00026 + \gamma) + 0.028$		
							$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 = 1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$			

表 2-4 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
		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 2-3 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			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		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 $h$		
		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> )	せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$					
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00087)$	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	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	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.0012)^{*1}$	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	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00085)$	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	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00136)$	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

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

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

表2-6 地盤の解析用物性値（置換工）

	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/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/m <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/m <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 (%)
置換工 ( $f'_{sk}=24.0$ N/mm <sup>2</sup> )	22.56	4.80	—*	1.91	—*	25,000	10,417	0.2	3

注記\*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

## 2.5 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。表 2-7 に示す設計用地下水位とする。

また、設計用地下水位の分布を図 2-7 に示す。

表 2-7 評価対象断面の設計用地下水位

評価対象	設計用地下水位
前面護岸	O. P. +2.43m (朔望平均満潮位)

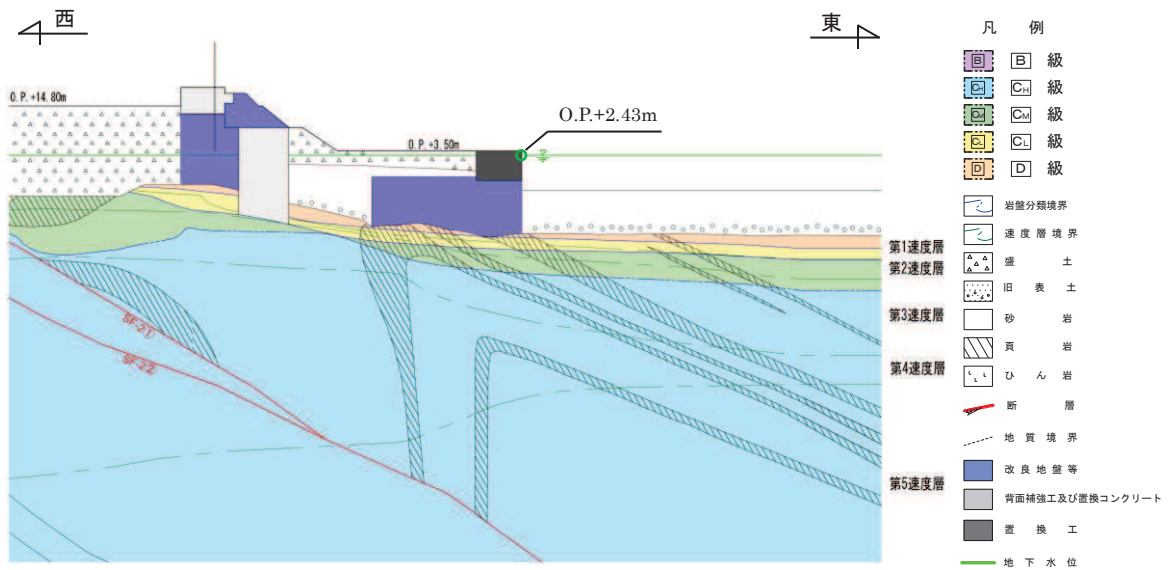


図 2-7 前面護岸の設計用地下水位

## 2.6 耐震評価フロー

前面護岸の耐震評価フローを図 2-8 に示す。

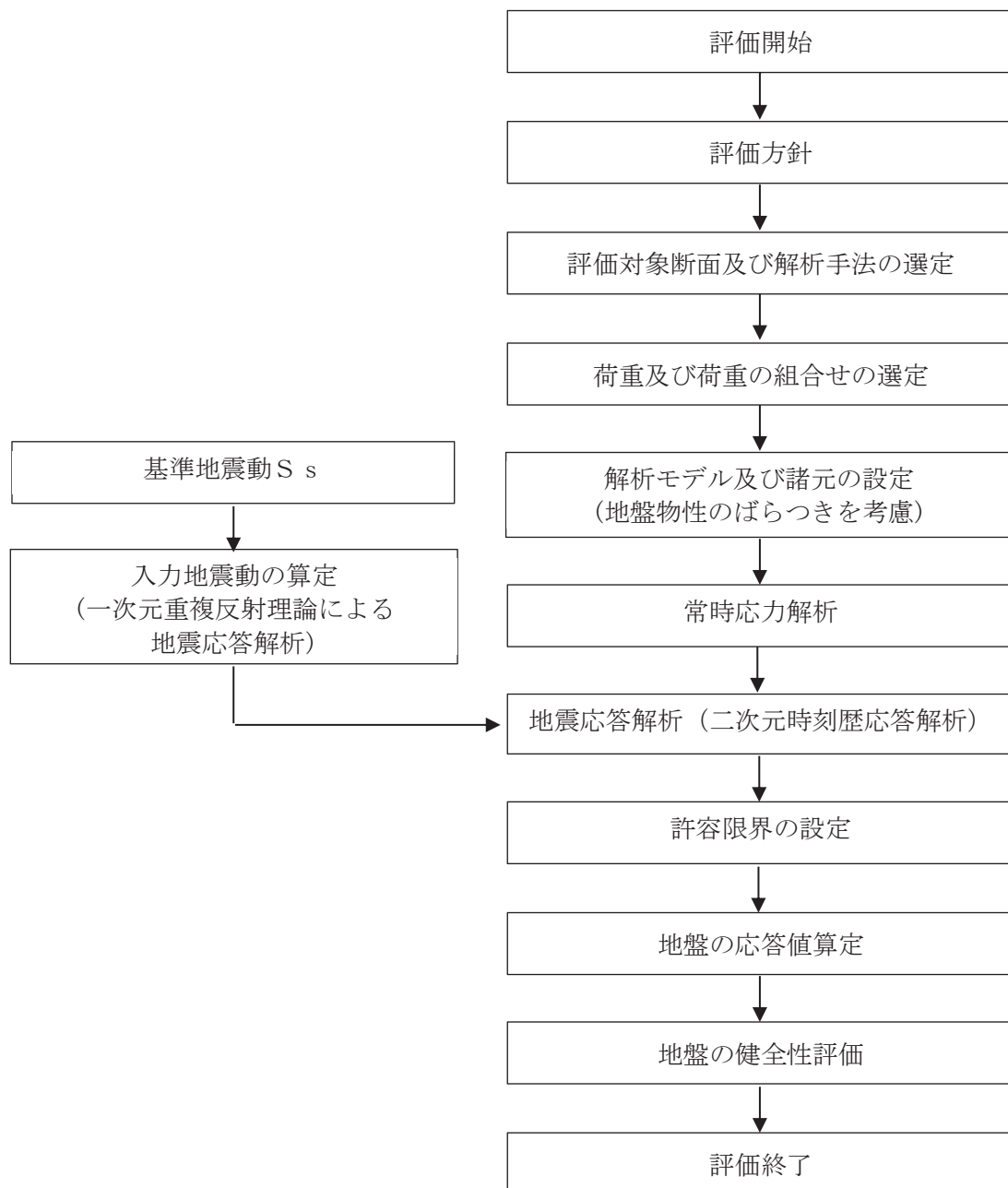


図 2-8 前面護岸の耐震評価フロー

## 2.7 適用規格

前面護岸の耐震評価に当たって適用する規格，規準等を表 2-8 に示す。

表 2-8 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書[構造的 性能照査編] (土木学会 2002 年制定)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートの材料諸元 (<math>\gamma</math>, E, <math>\nu</math>)</li> </ul>
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基礎地盤及び周辺斜面の安定性 評価に係る審査ガイド (2013 年 6 月 原子力規制委員会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地盤のすべり破壊に対する照 査は，すべり安全率が許容限界 を上回ることを確認</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>

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

前面護岸の地震応答解析は、前面護岸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  $S_s$  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する。改良地盤及び置換工のすべり安定性は、周辺の盛土及び旧表土から作用する土圧による影響が支配的であることを考慮し、解析手法は、土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

$D$ 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、盛土、旧表土、改良地盤及び $D$ 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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-1に示す。



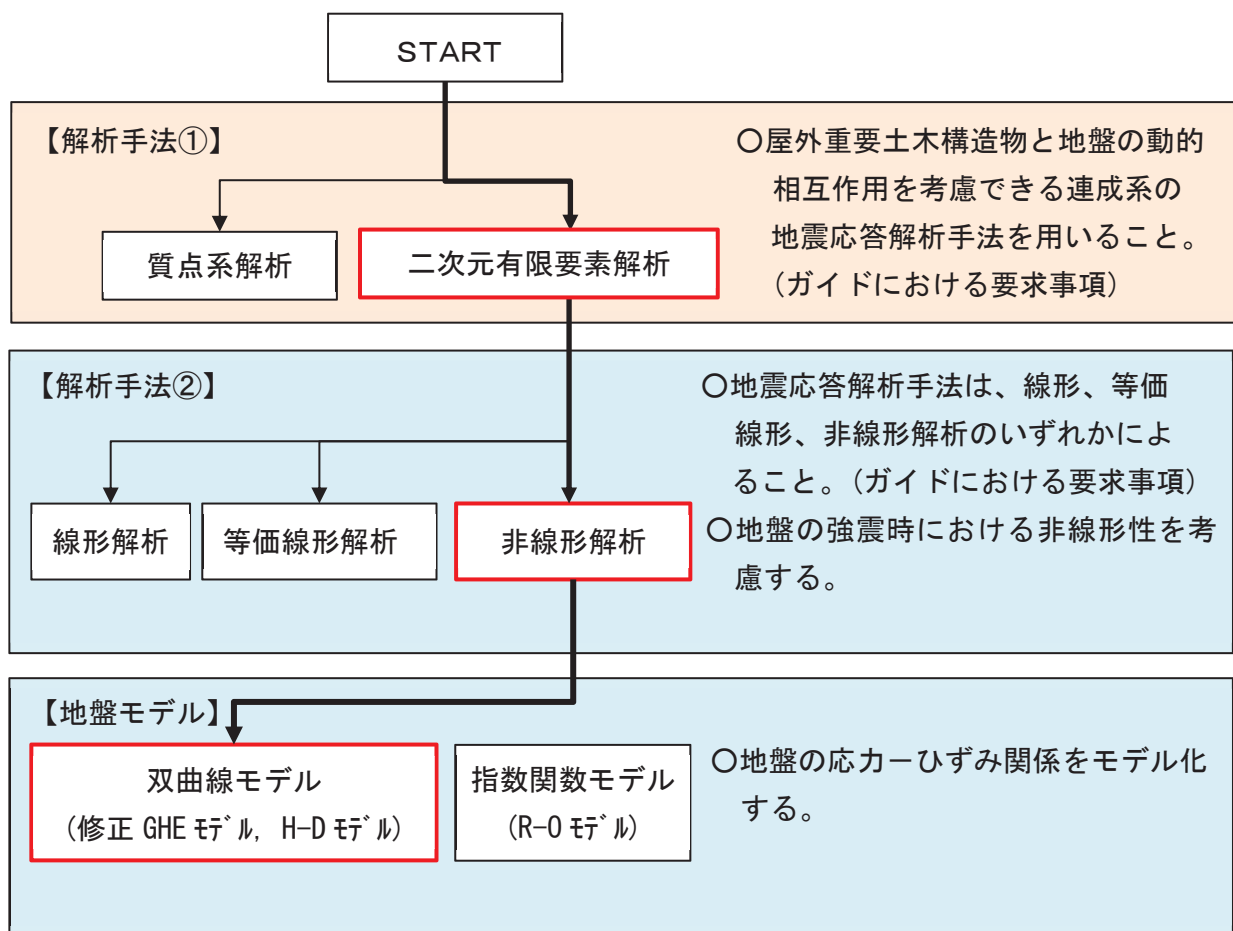


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

### 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 3-2 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。

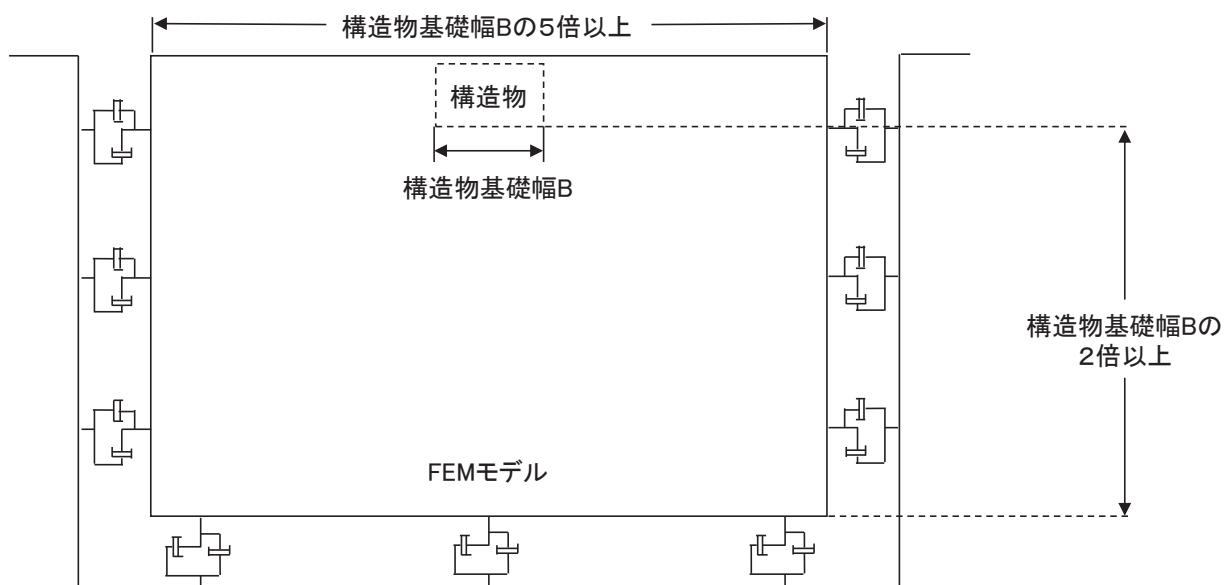


図 3-2 モデル化範囲の考え方

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3-3に示す。

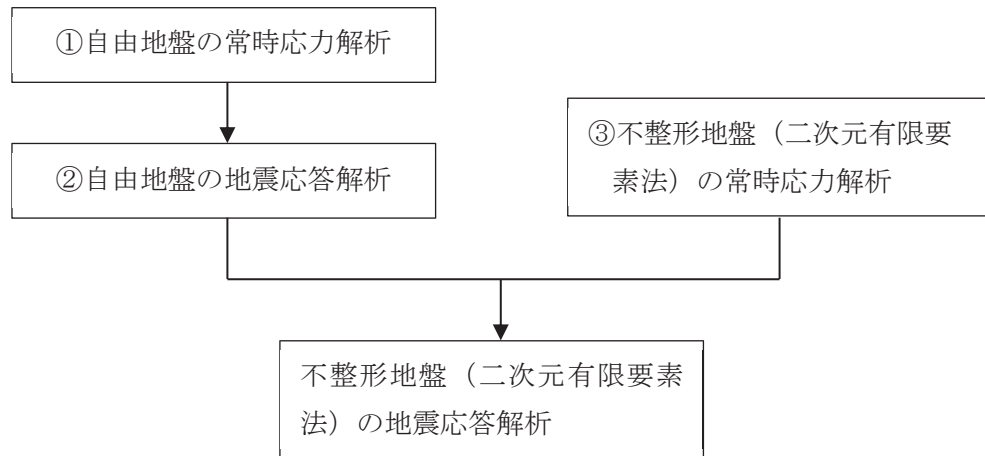


図3-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析

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3-4に示す。

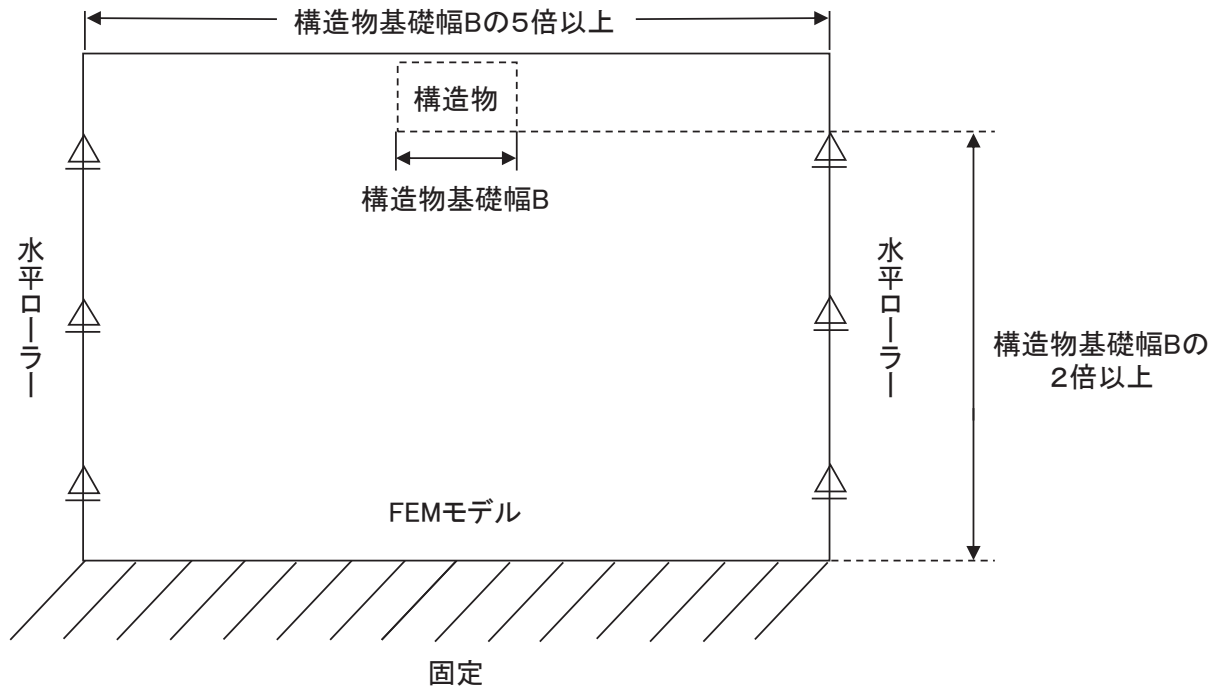


図3-4 固有値解析における境界条件の概念図

(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 3-4 に示す。

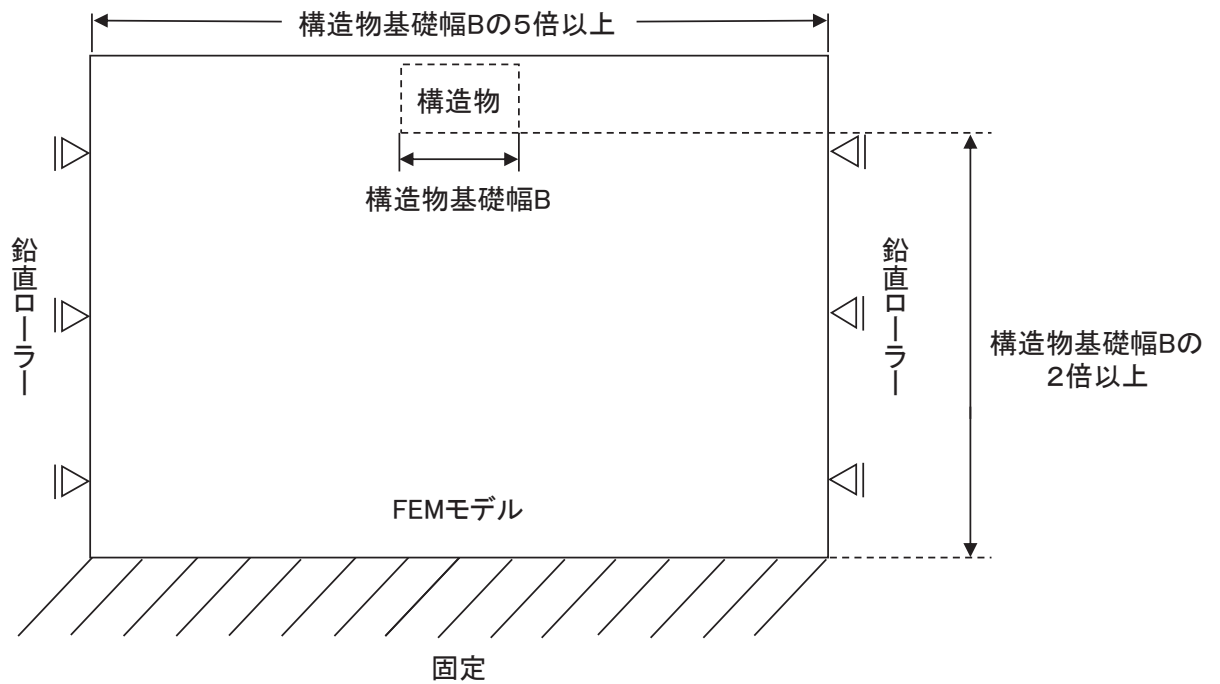
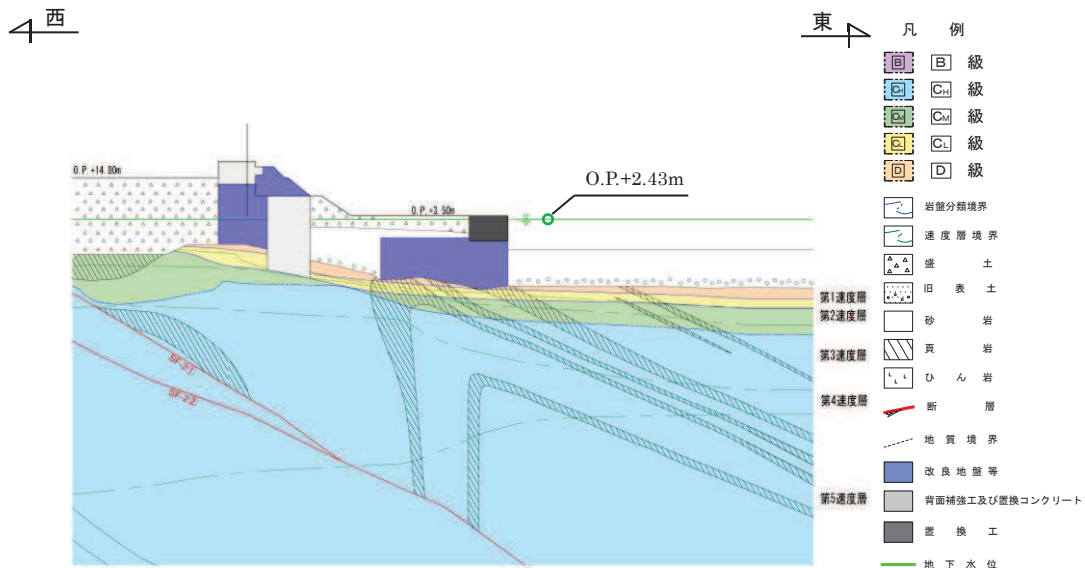


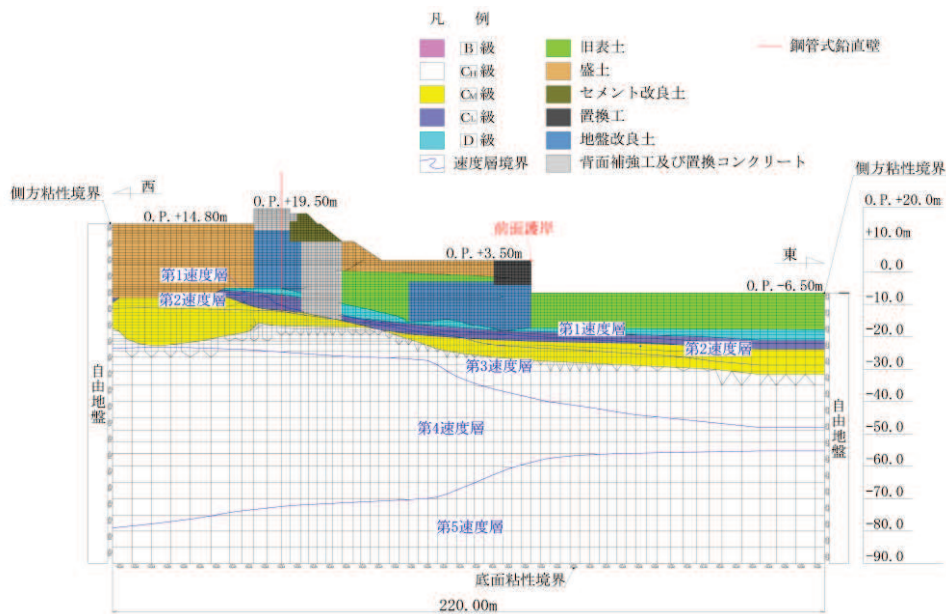
図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。前面護岸の評価対象断面図及び地震応答解析モデルを図3-5に示す。



(a) 評価対象断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図3-5 前面護岸の地震応答解析モデル

### 3.2.3 構造物のモデル化

隣接構造物となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

前面護岸のうち、タイロッド式矢板護岸の鋼矢板及びタイロッドは、すべり安定性に対し安全側の評価となるようモデル化しない。

### 3.2.4 海水のモデル化

海水は、海底面及び置換工、改良地盤への付加質量としてモデル化する。

### 3.2.5 地盤のモデル化

D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、盛土、旧表土、改良地盤及びD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

地震時の「旧表土及び岩盤と改良地盤」及び「旧表土、盛土及び改良地盤と置換工」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、ジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、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、接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3-9 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1 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、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（粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$ ）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
旧表土*1	0.00	38.7
旧表土*2	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C <sub>L</sub> 級	0.49	47.0

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・旧表土-改良地盤	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-岩盤 (D級, CL級)	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
背面補強工-盛土	盛土 $c$	盛土 $\phi$
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-改良地盤	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$
盛土・旧表土-置換工	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $c$
置換工-改良地盤	改良地盤の $c$	改良地盤の $c$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10610070, 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 3-8 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	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	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤, セメント改良土, 改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

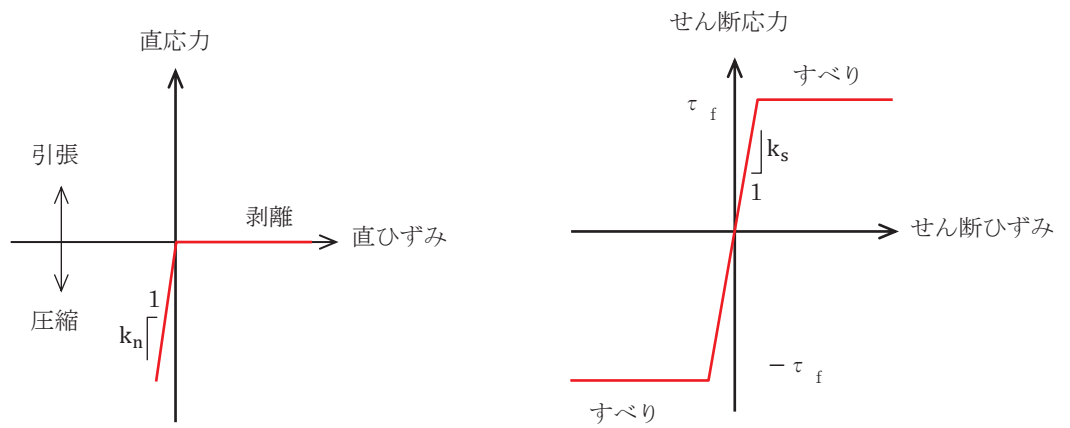


図 3-8 ジョイント要素の力学特性

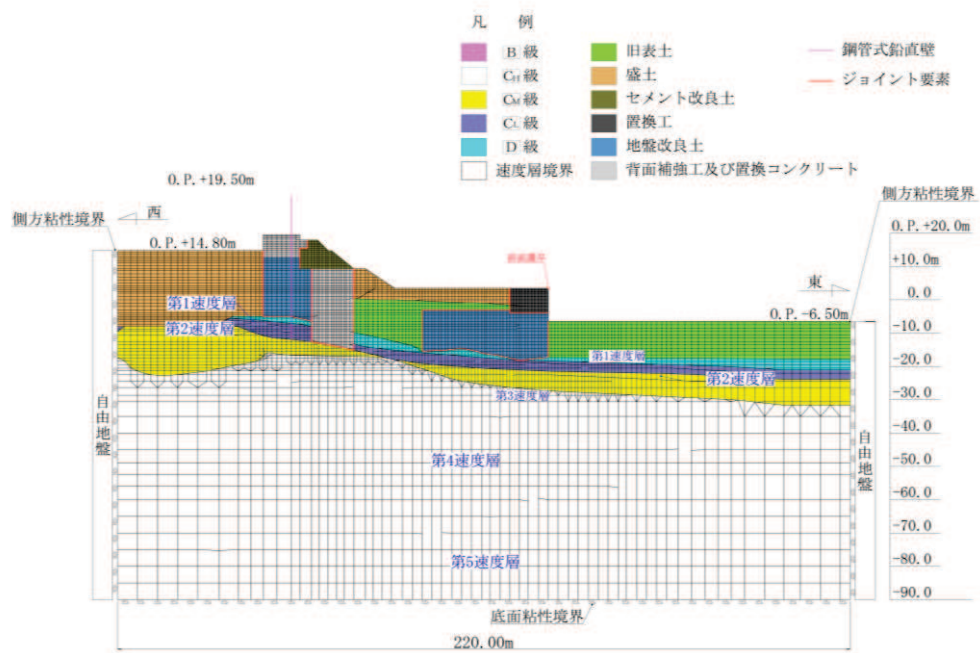


図 3-9 ジョイント要素の配置

### 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構造物の減衰定数」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 3-14 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

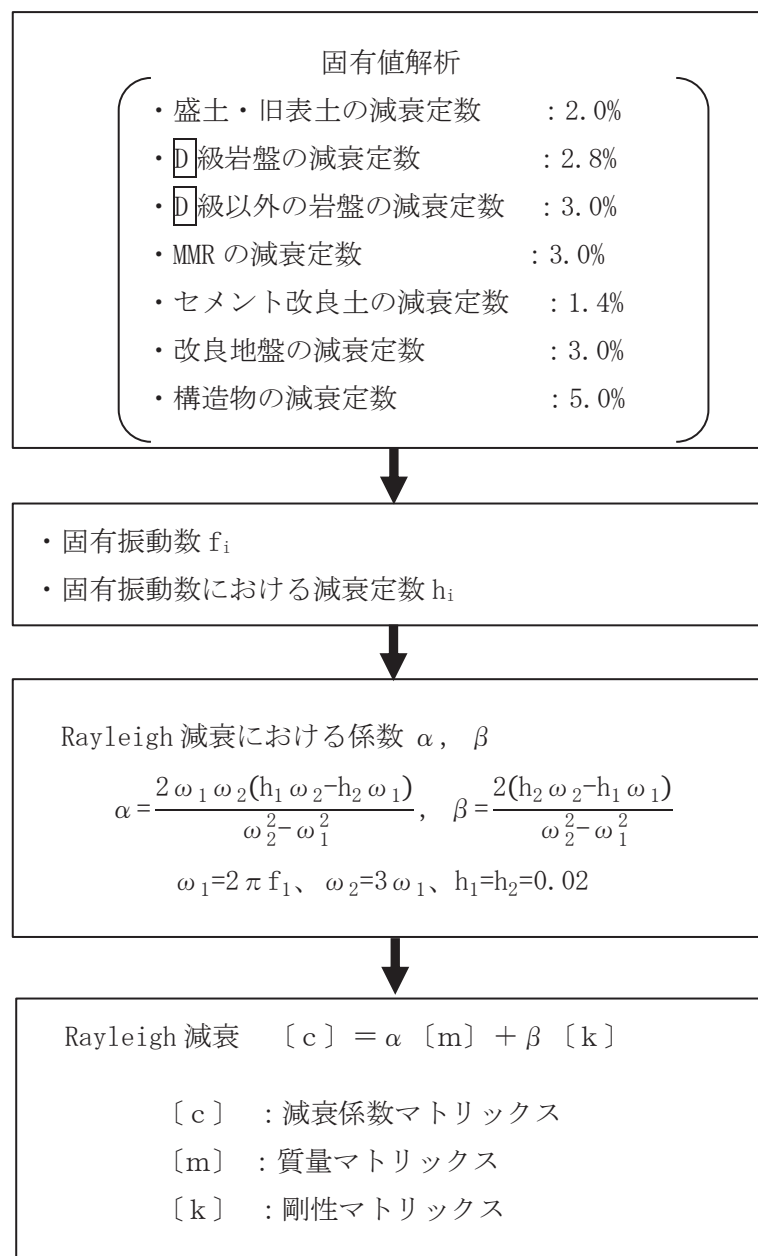


図 3-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定にあたっては、低次のモード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、図 3-14 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 ( $f_1$ ) の 3 倍とする。

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 3-15 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 3-16 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	3.108	9	0	67.88	-5.99	1 次として採用
2	3.215	4	0	42.48	9.72	—
3	3.834	2	0	-28.71	5.02	—
4	4.383	4	0	45.98	9.04	—
5	4.581	10	0	-71.11	-5.12	—
6	4.902	0	0	-7.85	-6.98	—
7	5.134	0	0	-12.94	0.00	—
8	5.319	0	0	-10.14	4.46	—
9	5.673	0	0	-9.35	0.05	—
10	5.763	1	0	15.23	-11.92	—

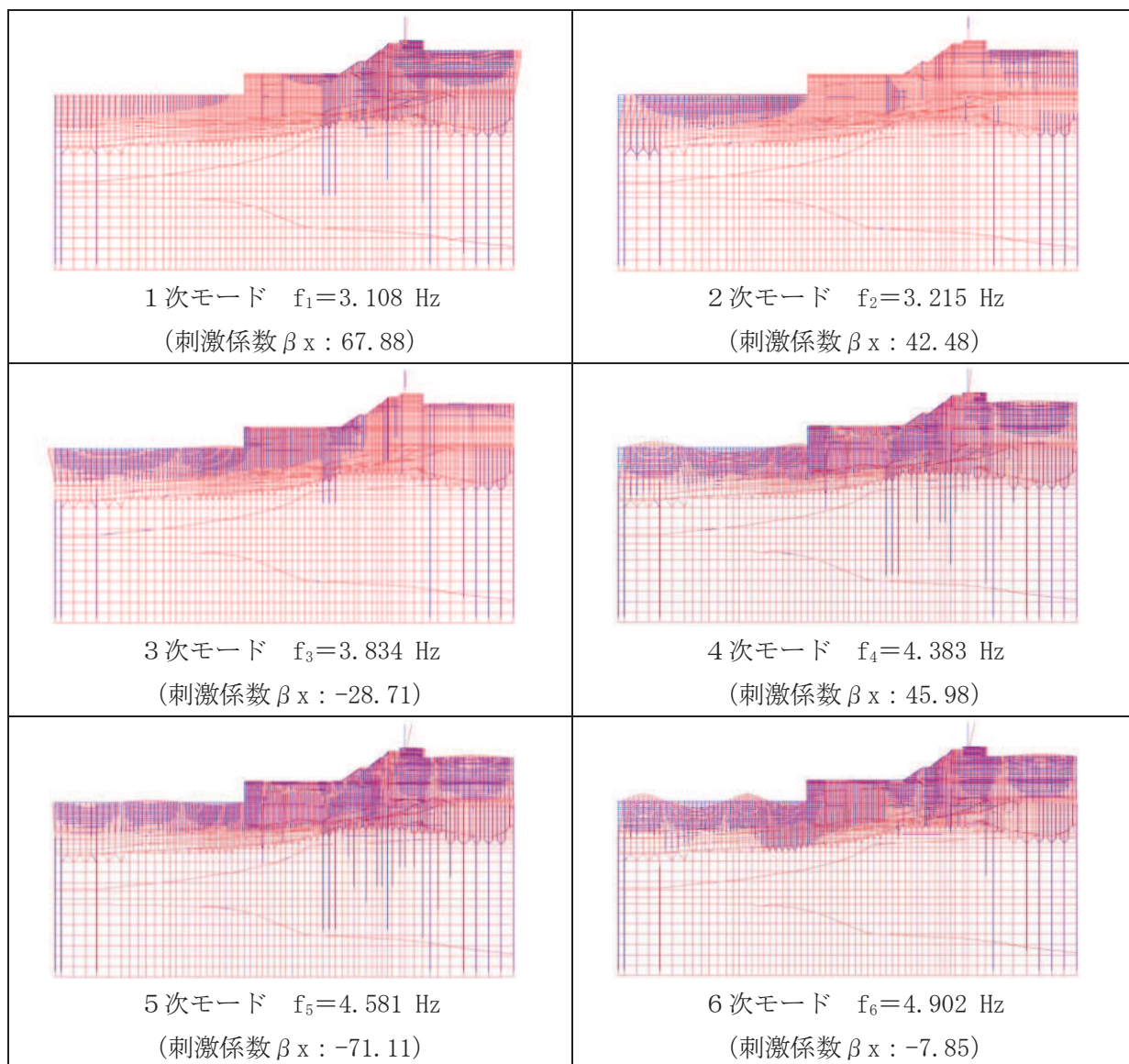


図 3-11 (1) 固有値解析結果 (モード図) (1/2)

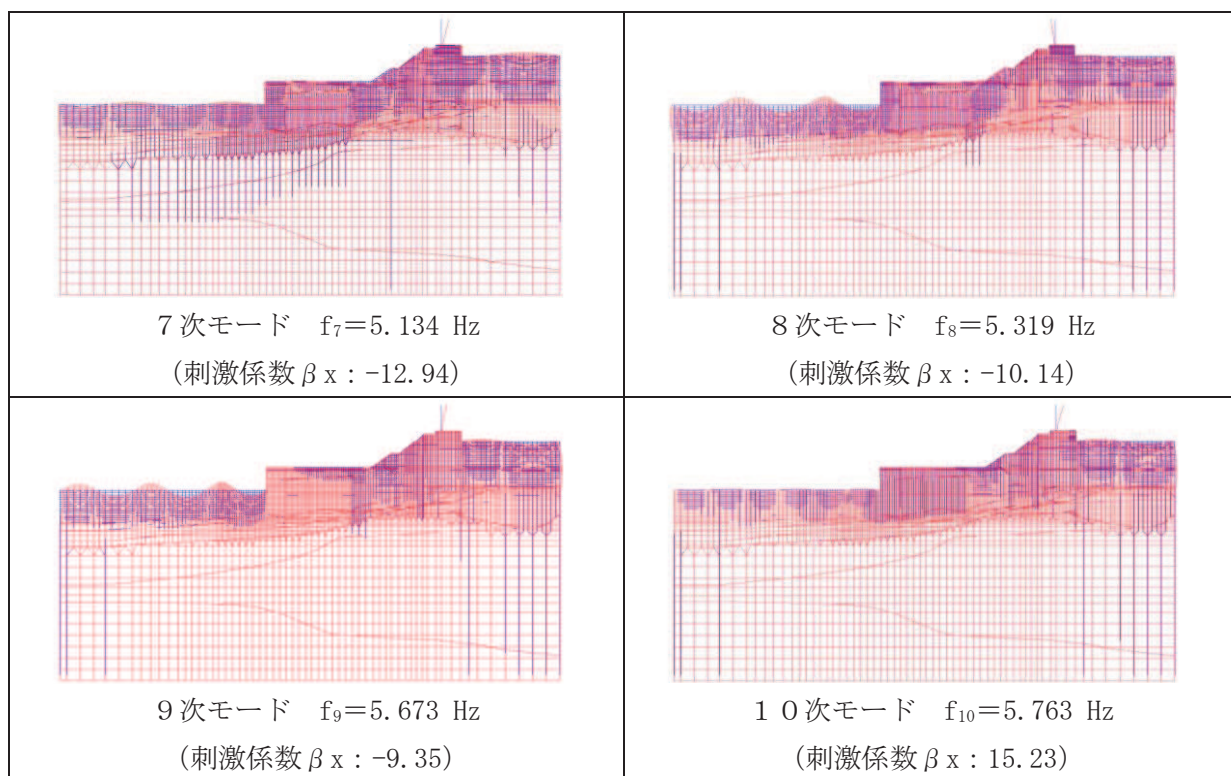


図 3-11 (2) 固有値解析結果 (モード図) (2/2)

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

$\alpha$	$\beta$
$5.859 \times 10^{-1}$	$5.120 \times 10^{-4}$

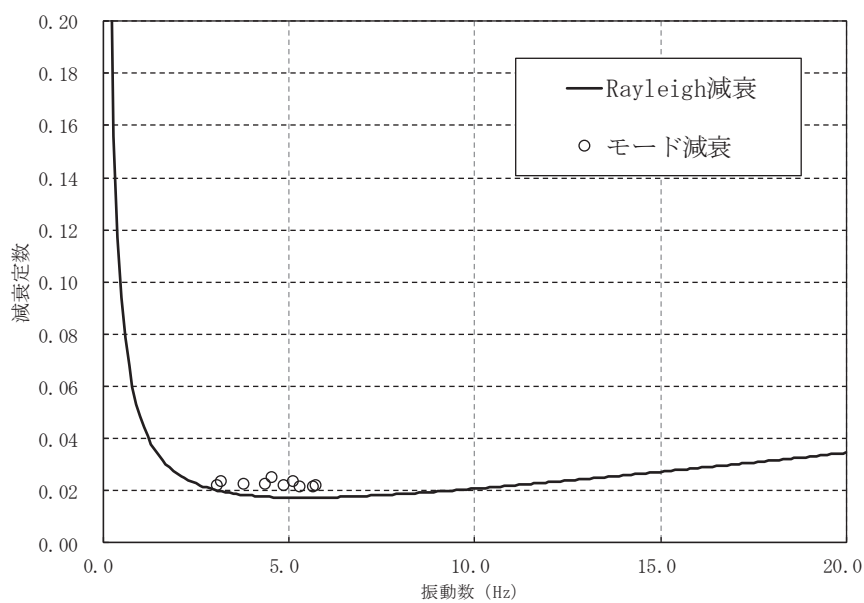


図 3-12 設定した Rayleigh 減衰

### 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。

なお、発電用原子炉の運転時、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	○	・前面護岸の自重を考慮する。
		機器・配管荷重	—	・機器・配管はないことから考慮しない。
		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。
	内水圧		—	・内水は無いことから考慮しない。
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 積載荷重

地震時に前面護岸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、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  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、 $0.301\text{kN/m}^2$  としている。

### 3.5 耐震評価における解析ケース

#### (1) 地盤物性（変形特性）のばらつきを考慮した解析ケース

前面護岸には、盛土、旧表土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に前面護岸の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて、影響を確認する。

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) 地盤物性（強度特性）のばらつきを考慮した解析ケース

地盤の安定性評価において支配的な要因は、地盤のせん断強度であることから、地盤の強度のばらつき（平均強度 $-1\sigma$ ）について影響を評価する。なお、置換工（コンクリート）については、配合設計の段階で設計基準強度を上回るよう計画されていることから、強度のばらつきは確認しない。改良地盤の強度のばらつきについて影響評価する。

表 3-7 ばらつきを考慮した解析ケース

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, <b>D</b> 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤, <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤, <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤, <b>B</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

注記\*: 強度のばらつきについては、ケース①の地震応答解析結果に対して、強度を平均値 $-1\sigma$ としたすべり安全率を算定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

前面護岸の耐震評価においては、基準地震動  $S_s$  (7波)、これらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) 及び鉛直動の反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全 20 波を用いてケース① (基本ケース) 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。

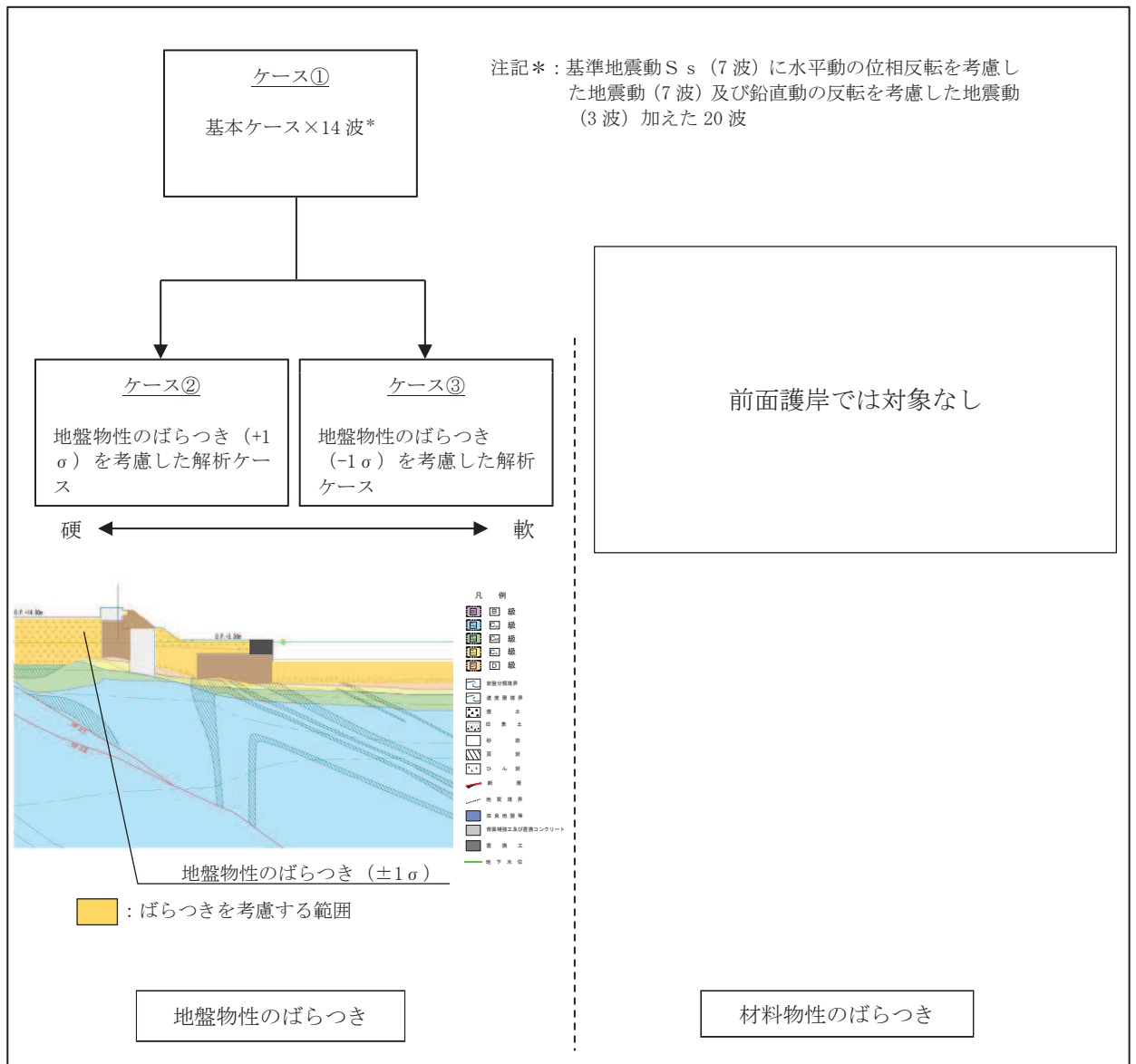


図 3-20 前面護岸の耐震評価における解析ケース

表 3-8 前面護岸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
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	++*	○	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), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波より照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から, すべり安全率に対して, 最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S <sub>s</sub> -D 2	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S <sub>s</sub> -D 3	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S <sub>s</sub> -F 1	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -F 2	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -F 3	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -N 1	++*	○		
		-+*	○		

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

#### 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  $S_s$  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～図4-29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「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

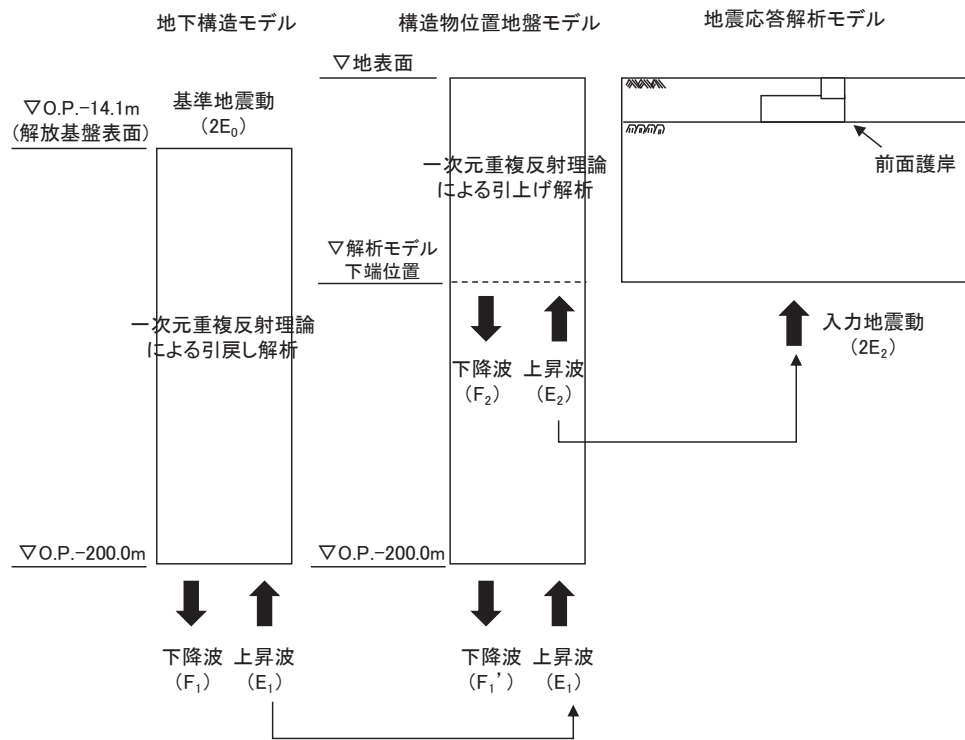
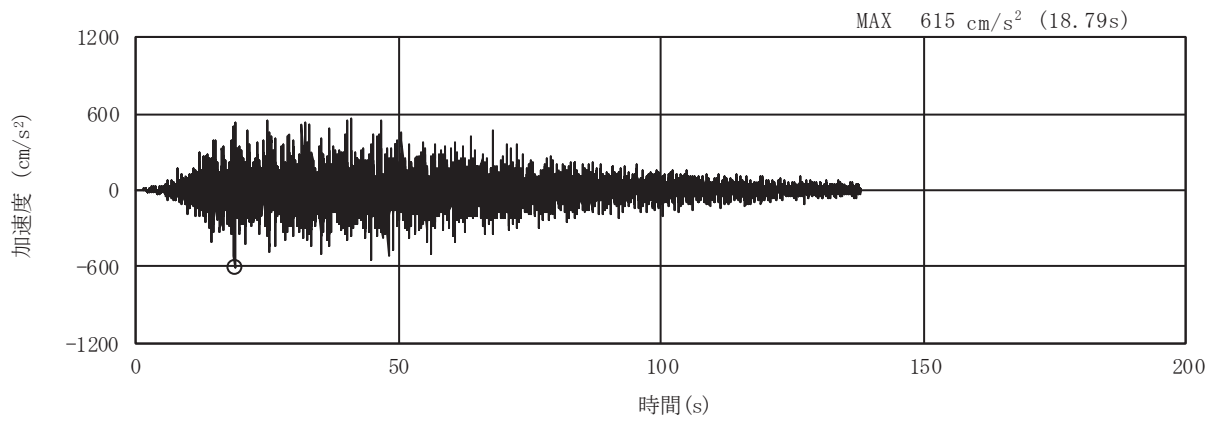
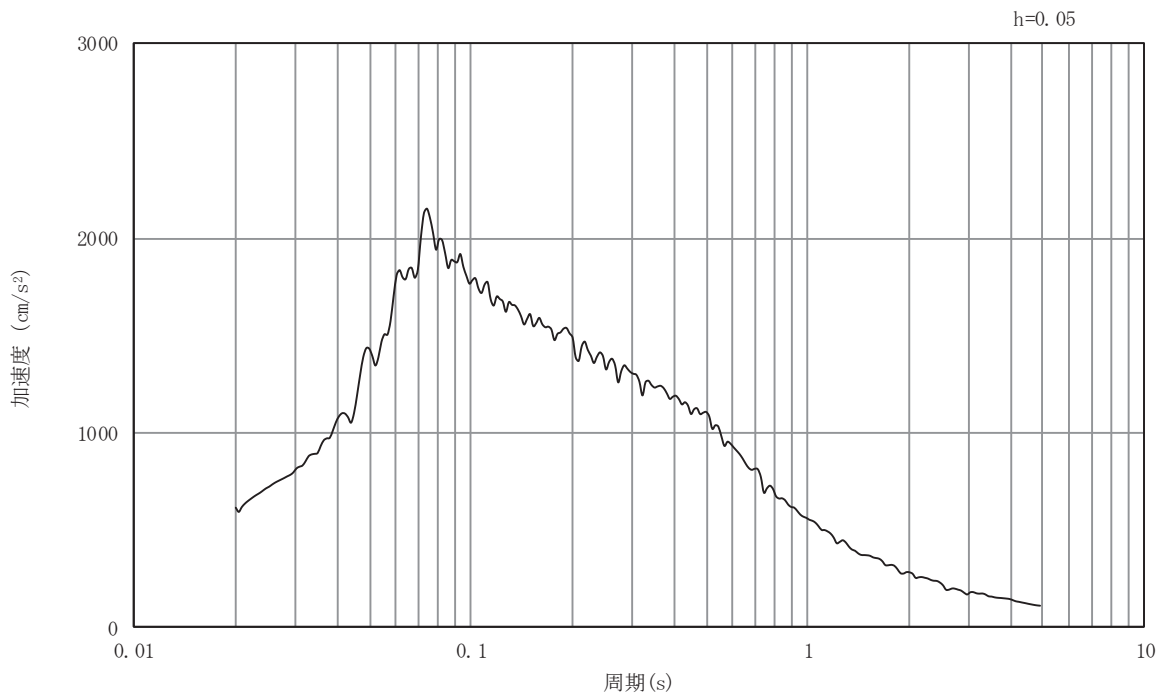


図 4-1 入力地震動算定の概念図

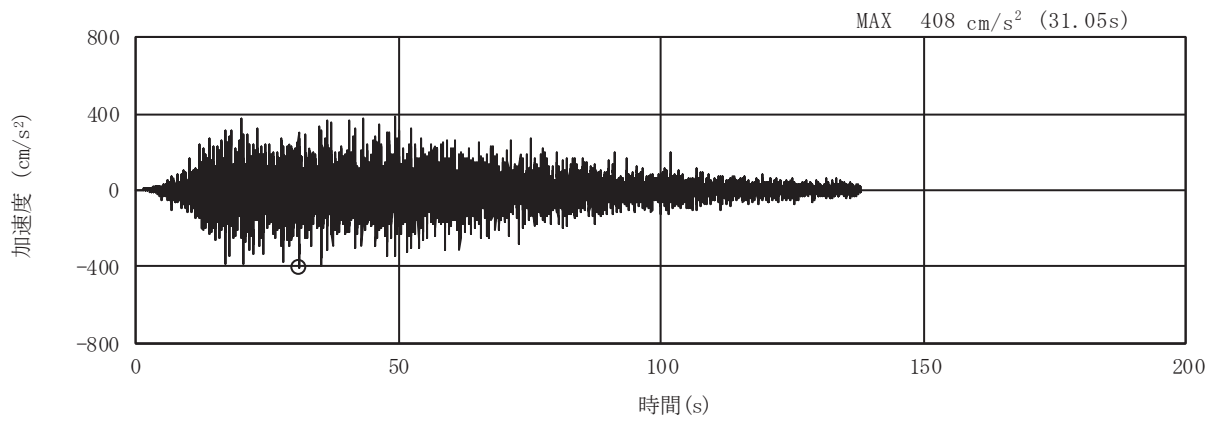


(a) 加速度時刻歴波形

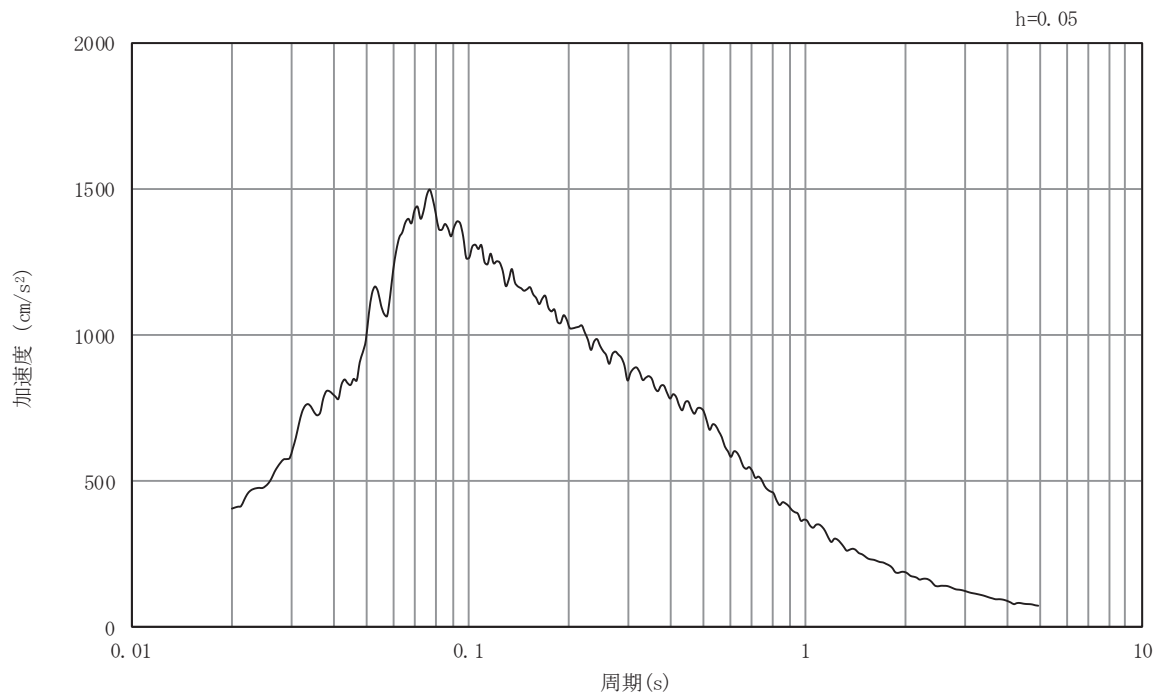


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - D 1)

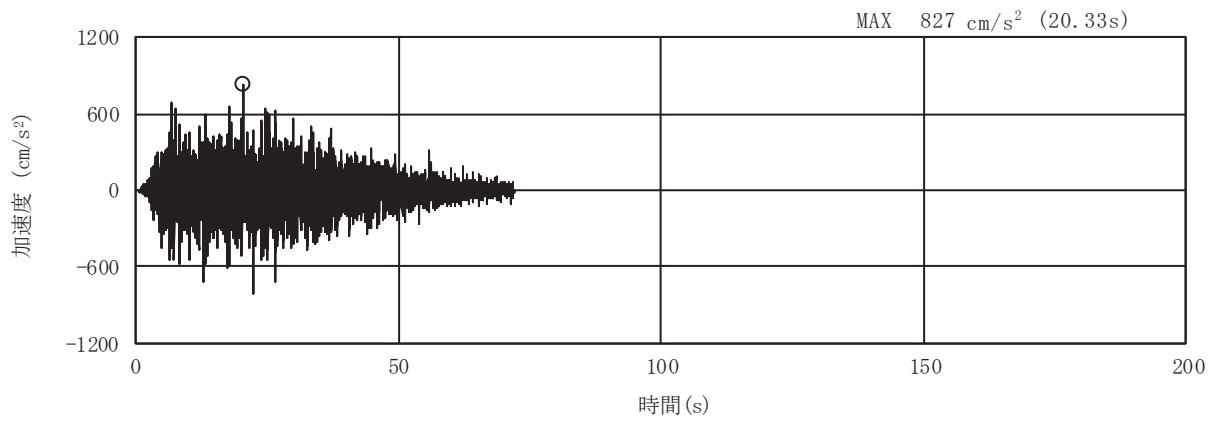


(a) 加速度時刻歴波形

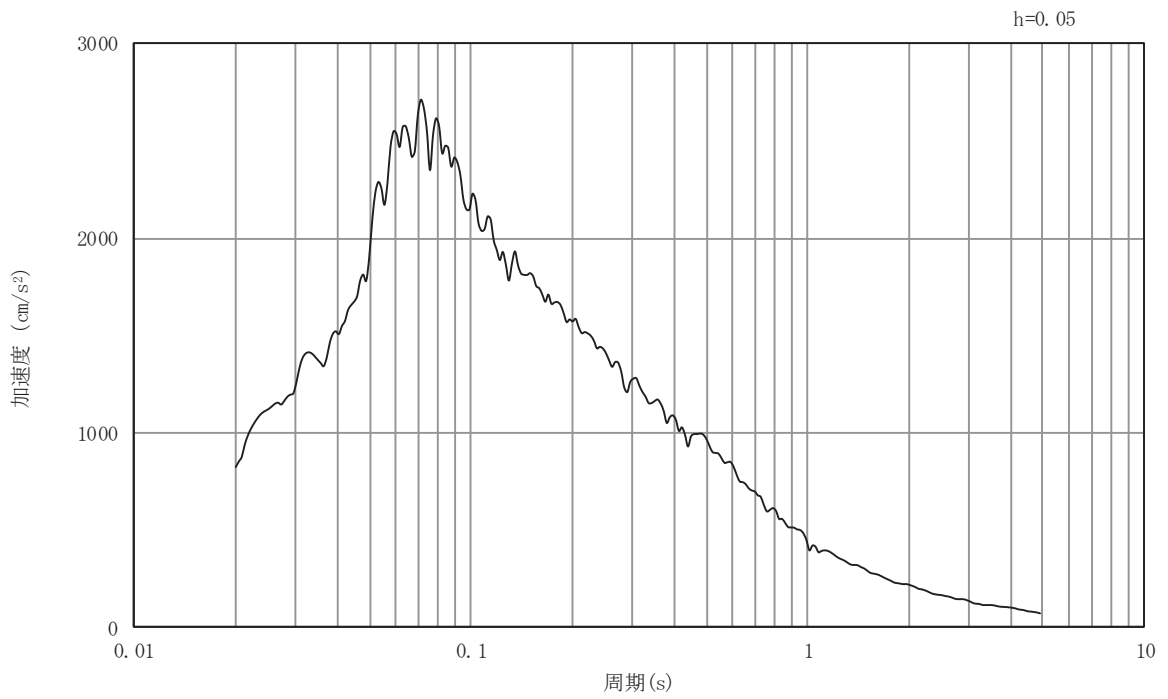


(b) 加速度応答スペクトル

図4-3 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  
(鉛直成分：S s - D 1)



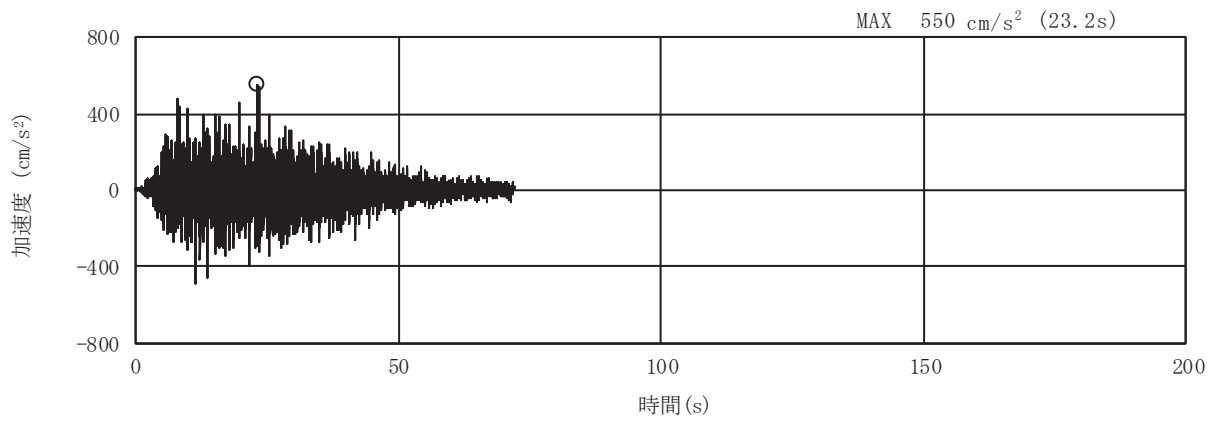
(a) 加速度時刻歴波形



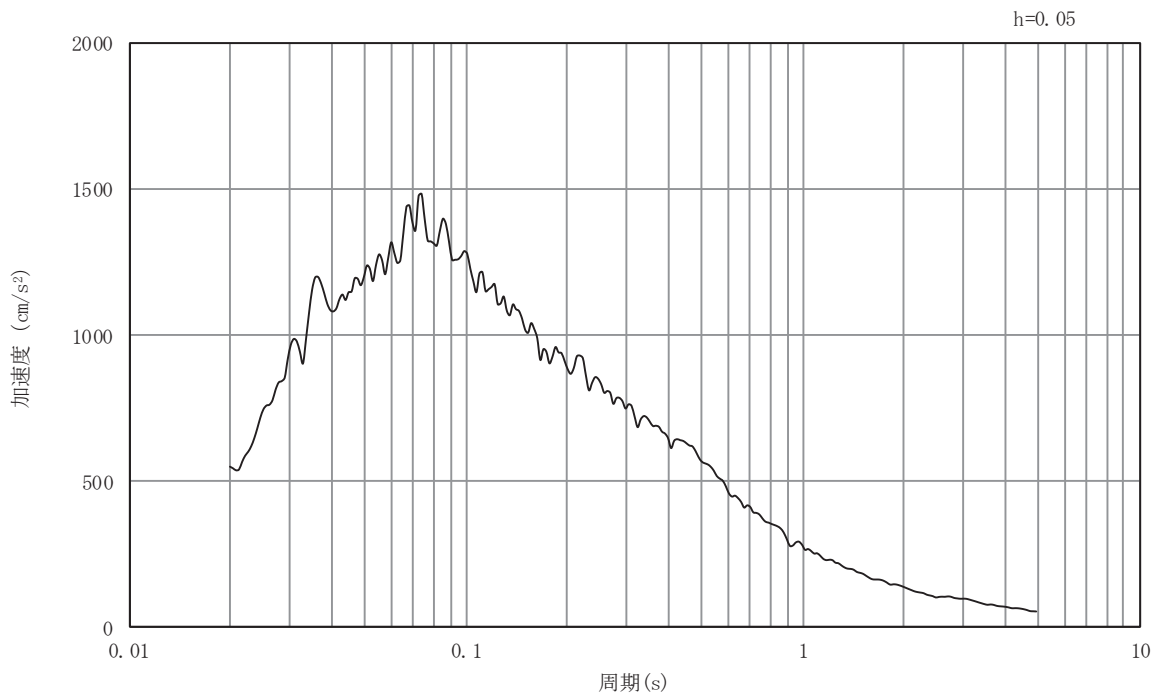
(b) 加速度応答スペクトル

図4-4 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  
(水平成分：S s - D 2)



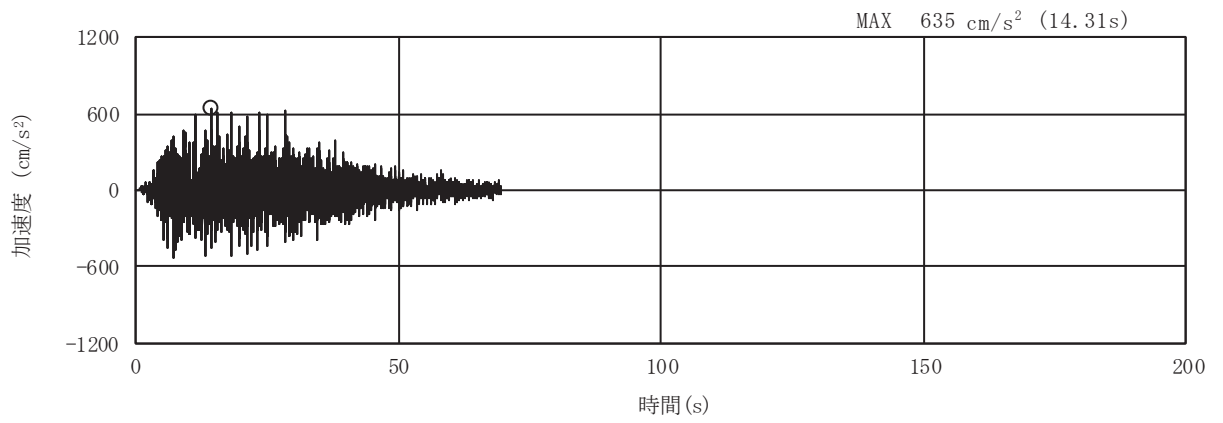


(a) 加速度時刻歴波形

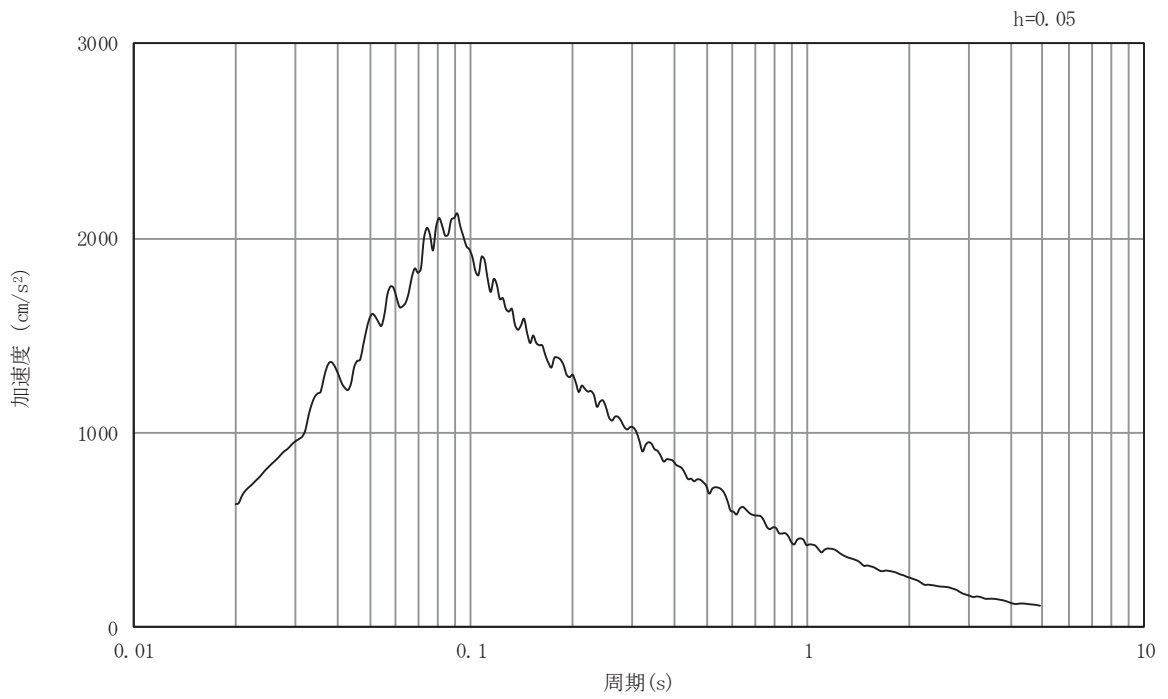


(b) 加速度応答スペクトル

図4-5 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  
(鉛直成分：S s - D 2)

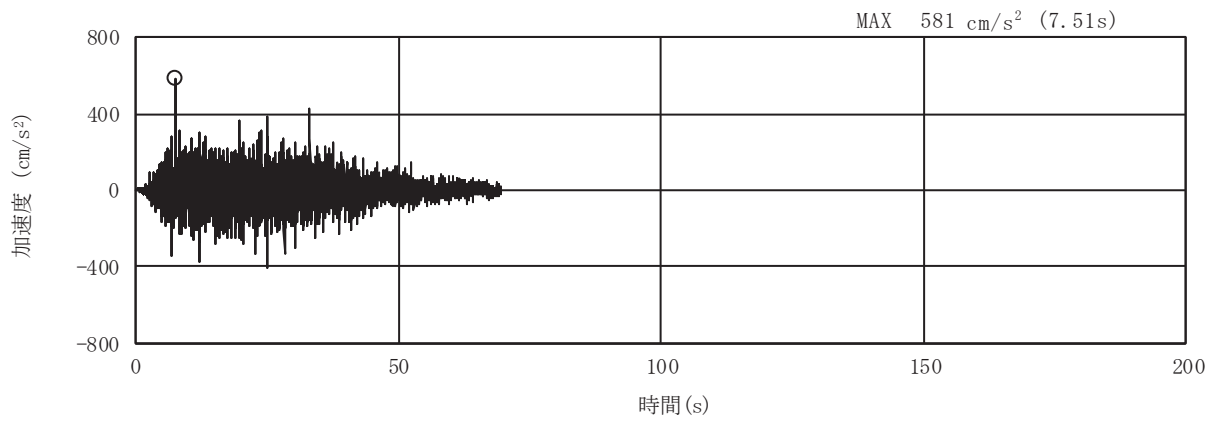


(a) 加速度時刻歴波形

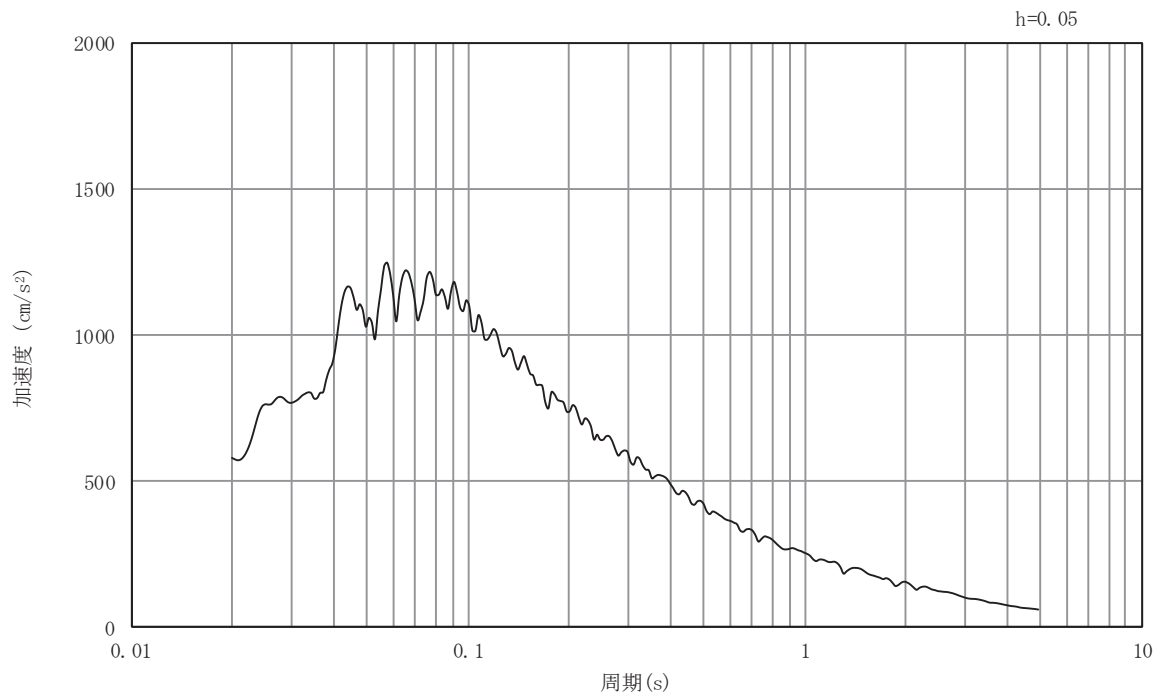


(b) 加速度応答スペクトル

図4-6 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  
(水平成分：S s - D 3)

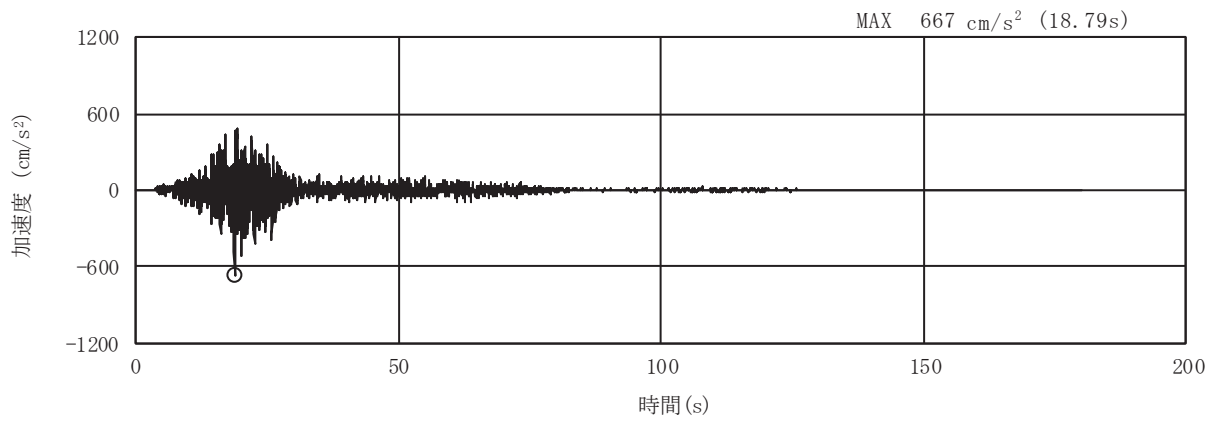


(a) 加速度時刻歴波形

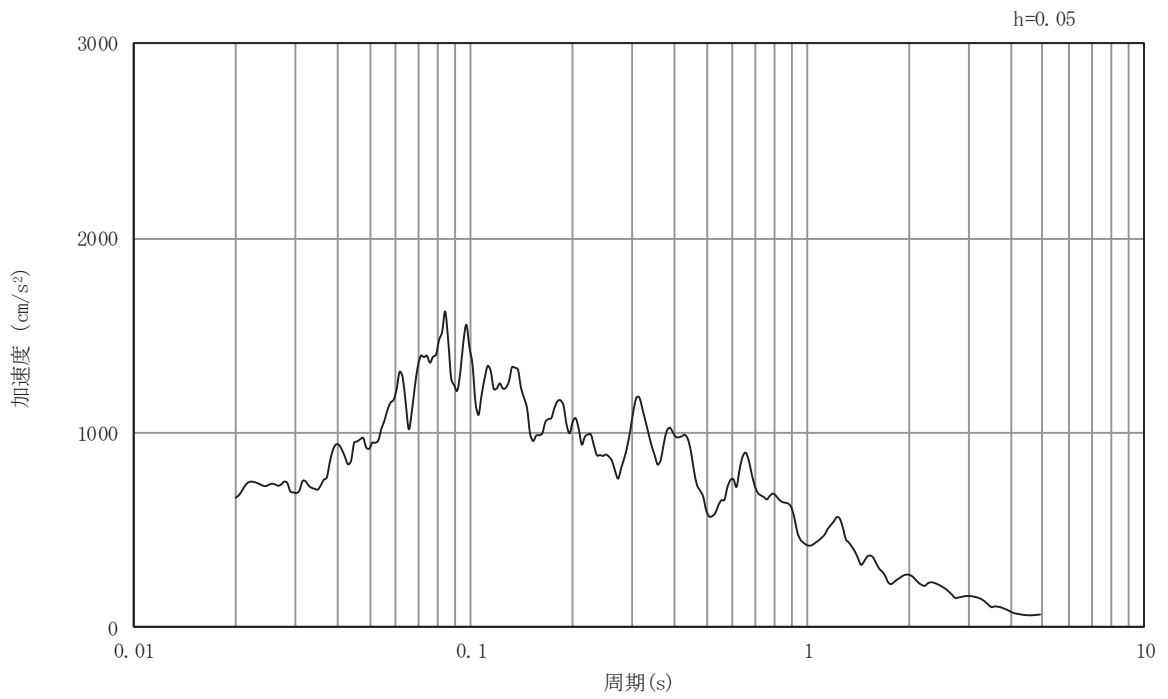


(b) 加速度応答スペクトル

図4-7 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  
(鉛直成分：S s - D 3)

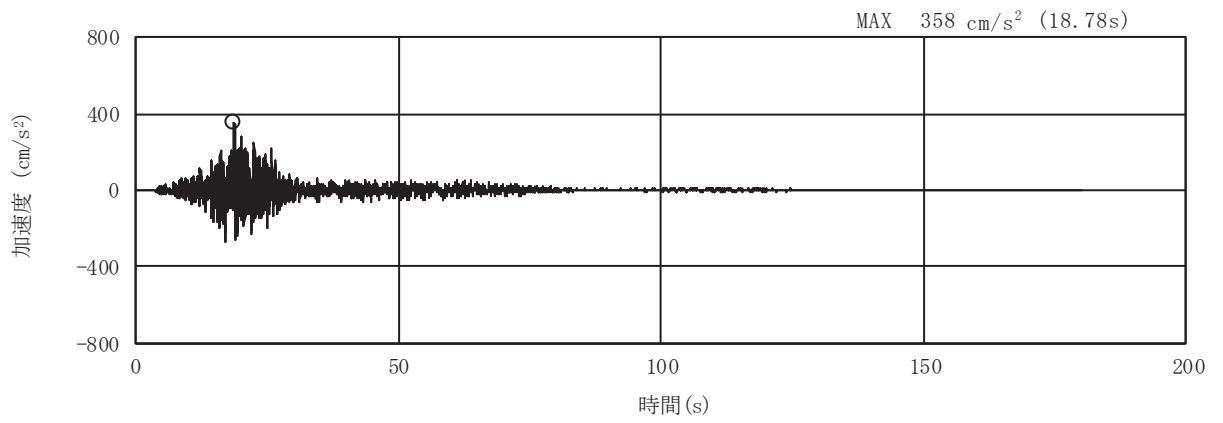


(a) 加速度時刻歴波形

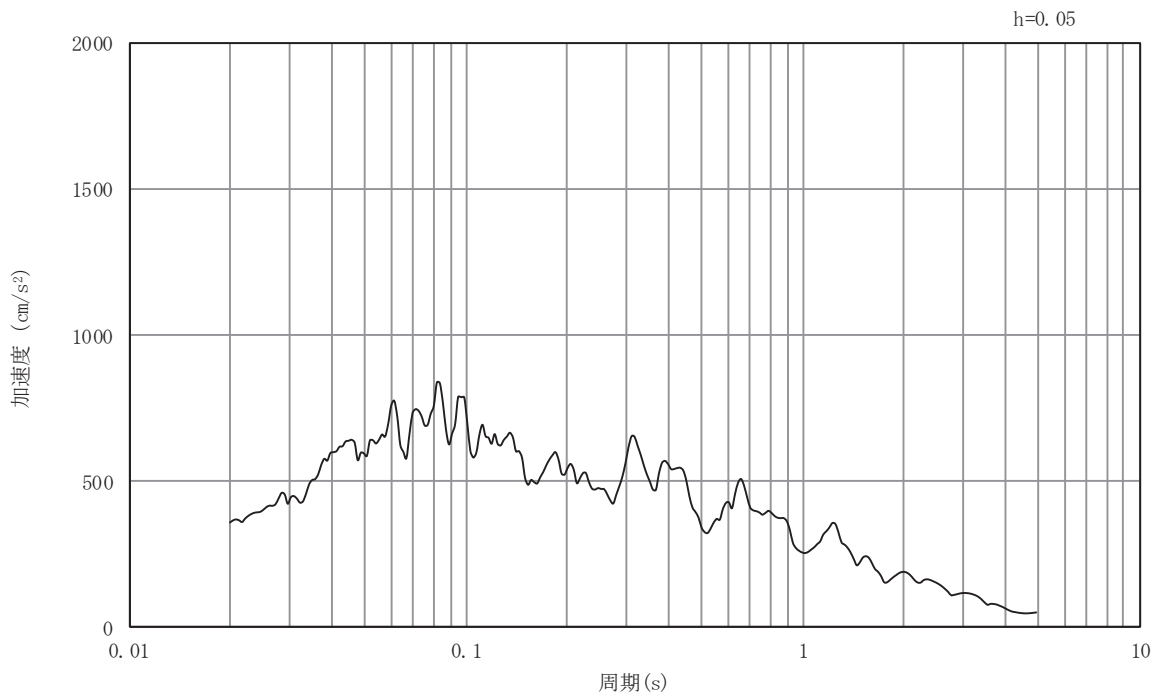


(b) 加速度応答スペクトル

図4-8 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  
(水平成分：S s - F 1)

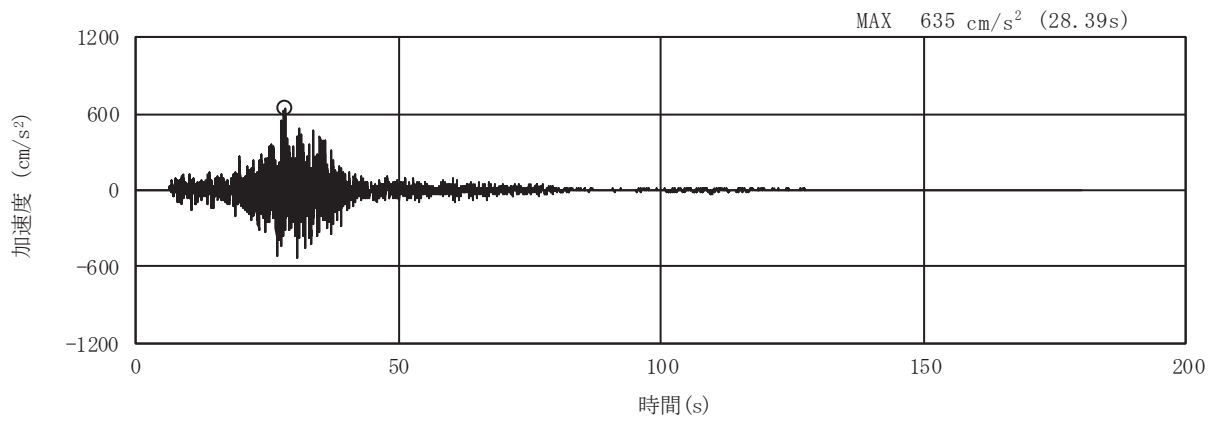


(a) 加速度時刻歴波形

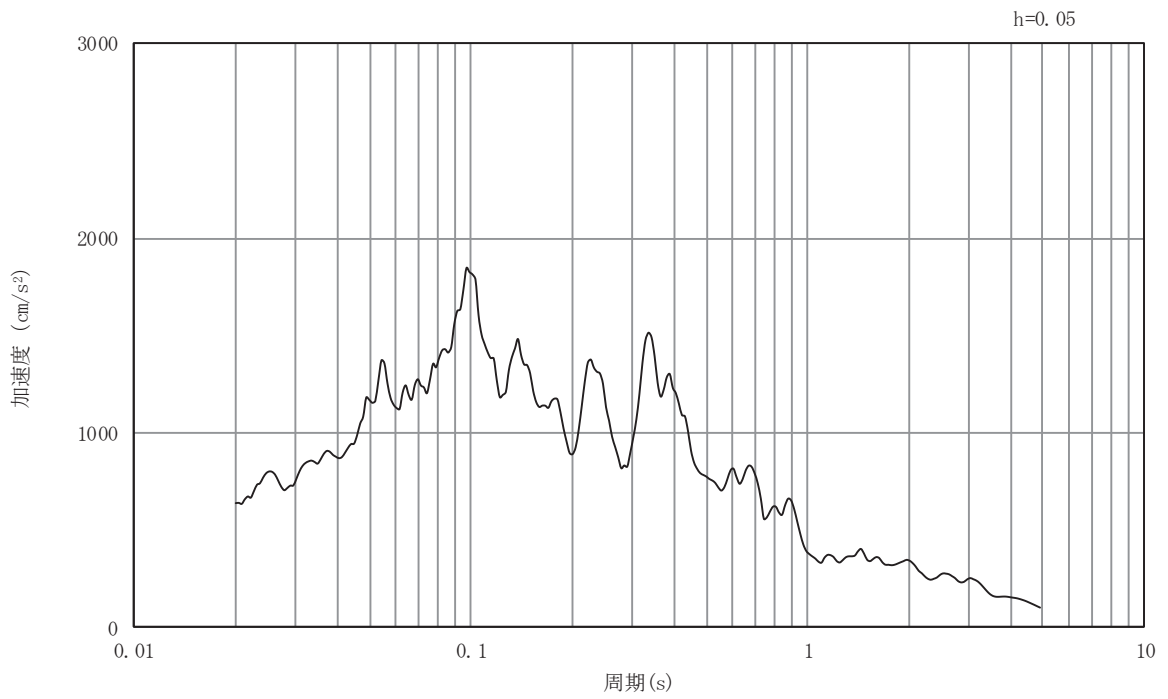


(b) 加速度応答スペクトル

図4-9 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  
(鉛直成分：S s - F 1)

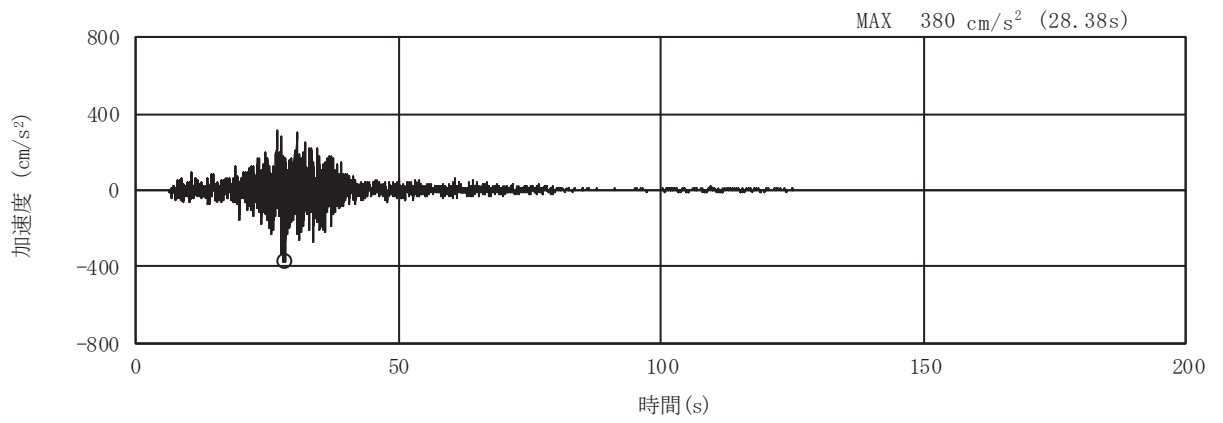


(a) 加速度時刻歴波形

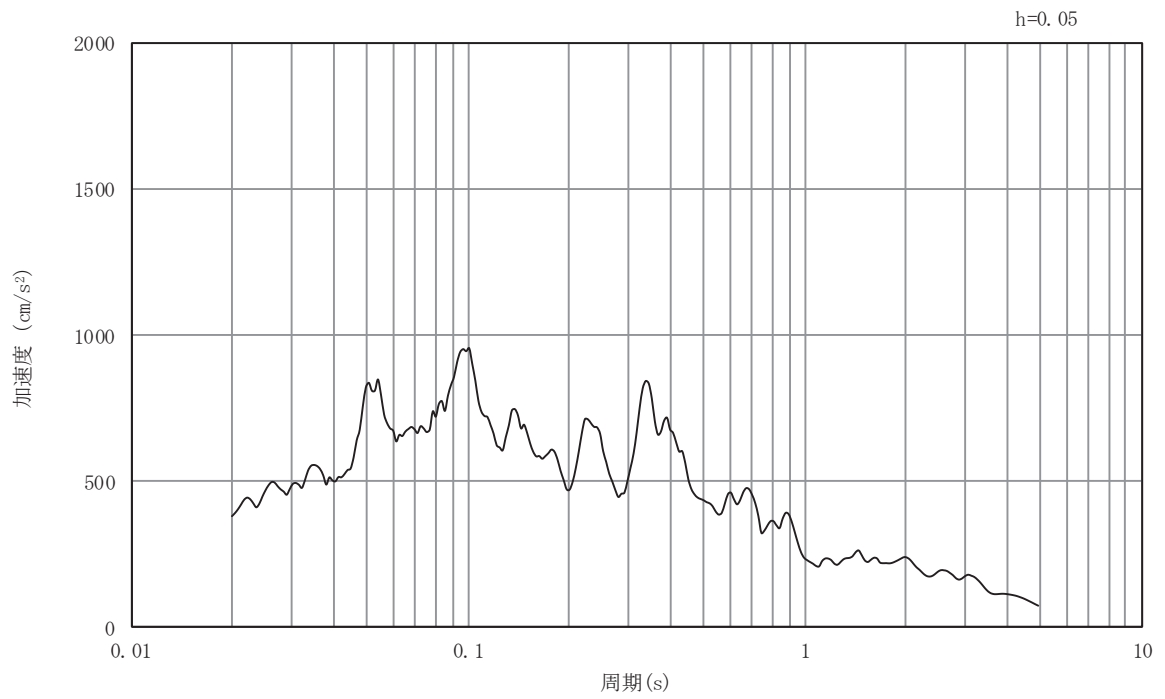


(b) 加速度応答スペクトル

図4-10 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  
(水平成分：S s - F 2)

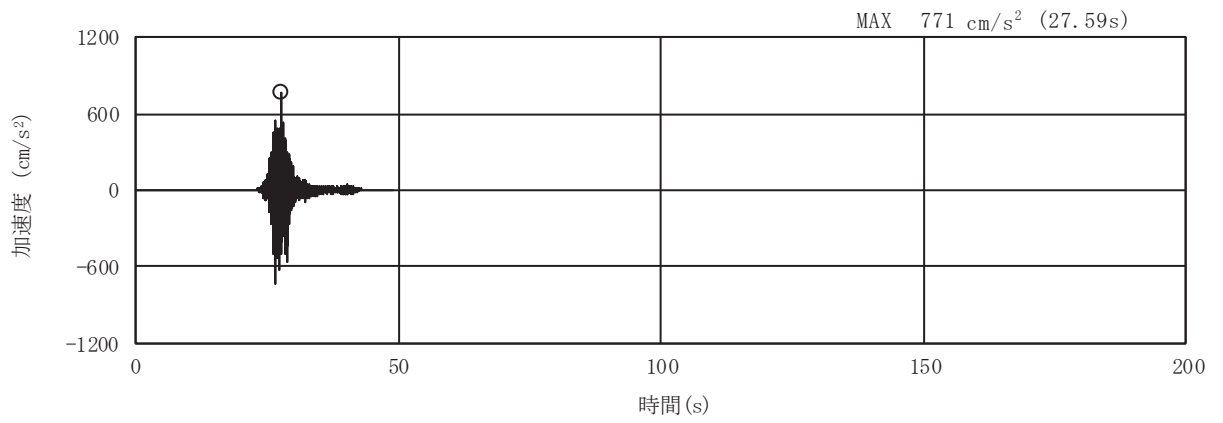


(a) 加速度時刻歴波形

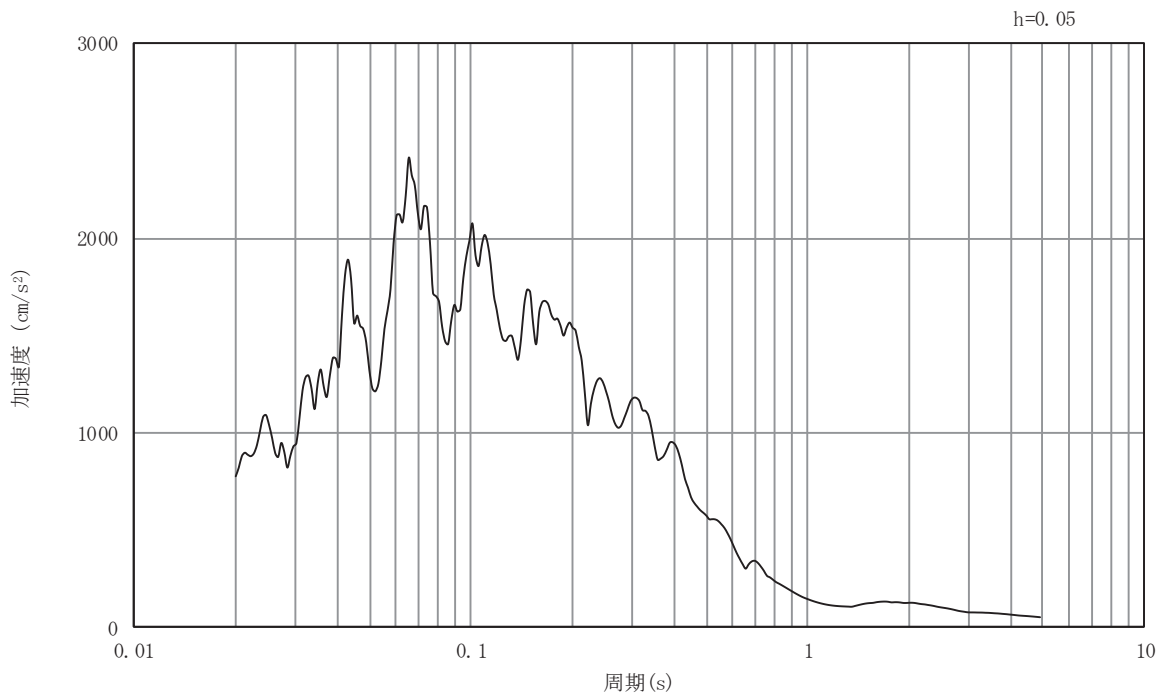


(b) 加速度応答スペクトル

図4-11 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  
(鉛直成分：S s - F 2)



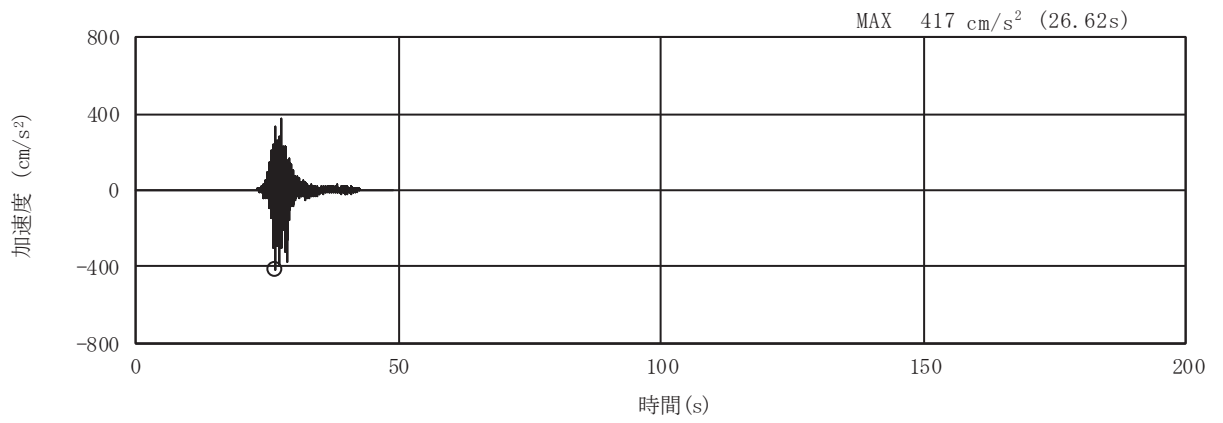
(a) 加速度時刻歴波形



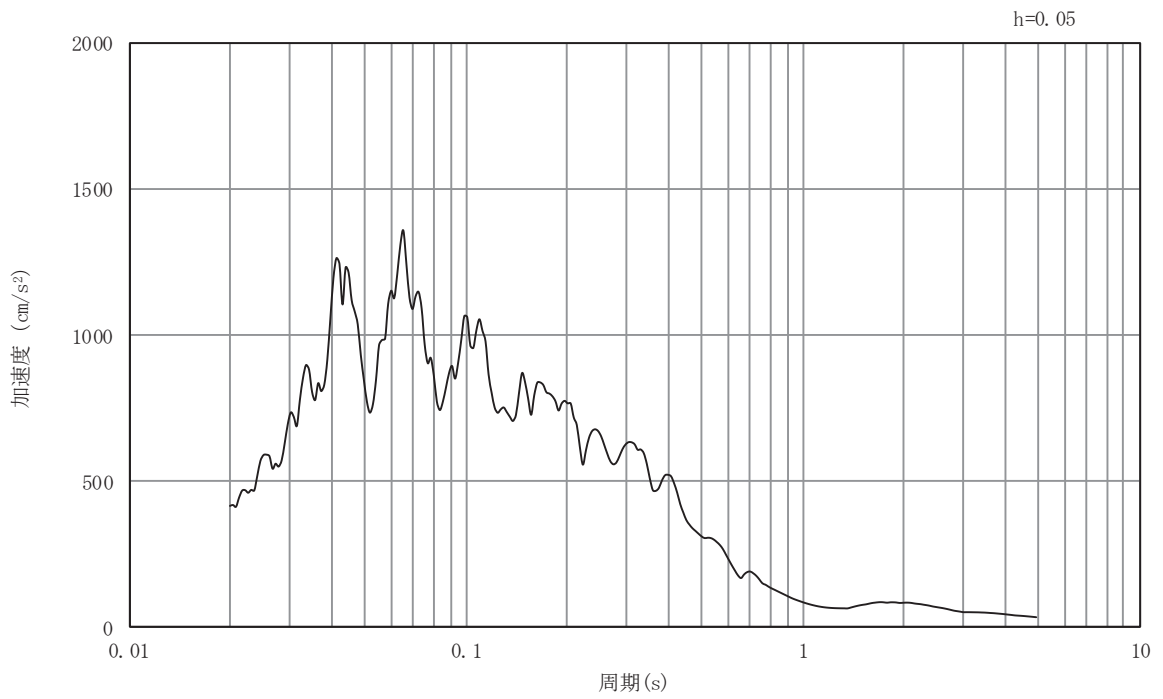
(b) 加速度応答スペクトル

図4-12 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  
(水平成分：S s - F 3)



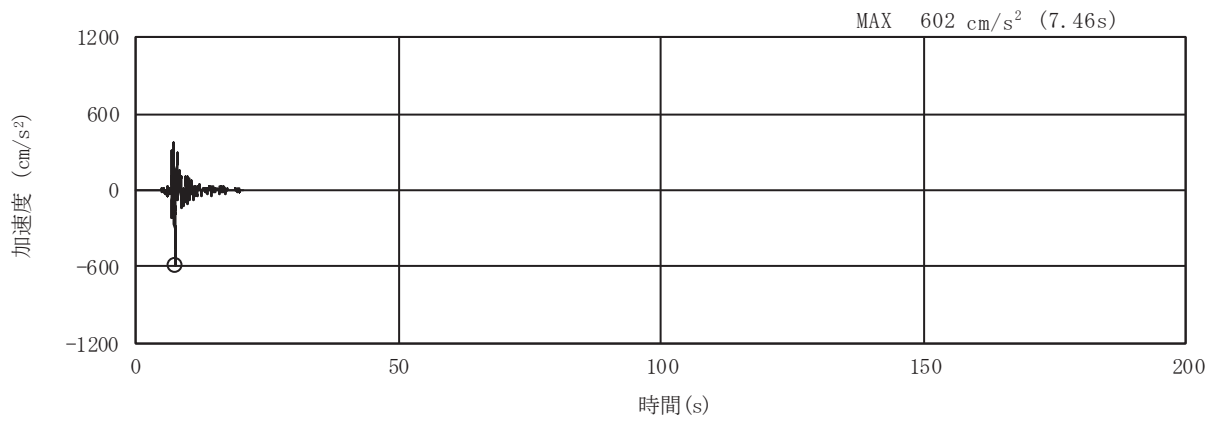


(a) 加速度時刻歴波形

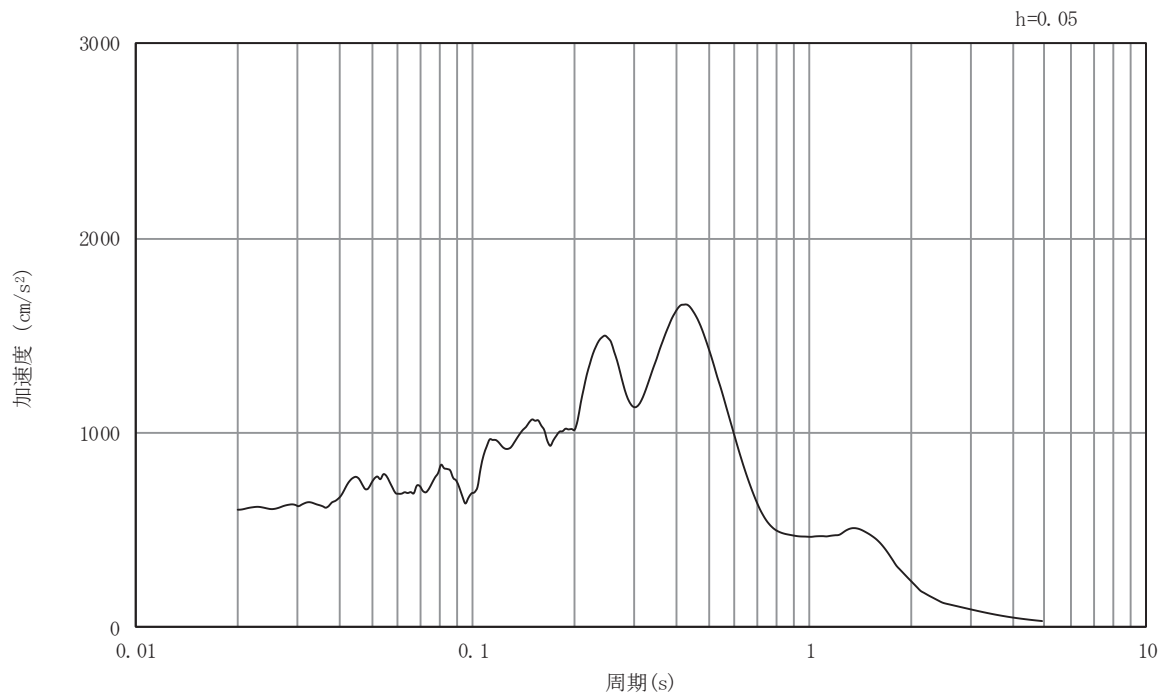


(b) 加速度応答スペクトル

図4-13 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  
(鉛直成分：S s - F 3)

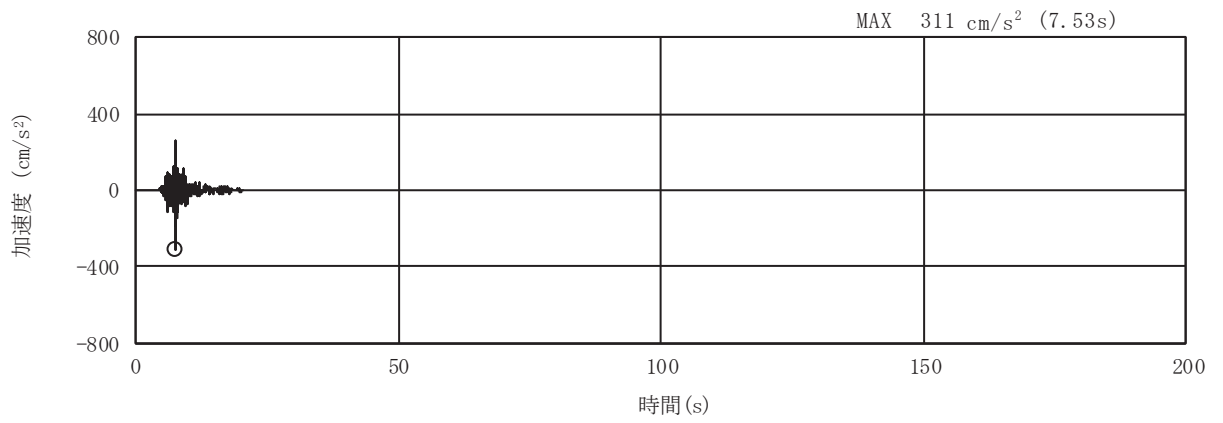


(a) 加速度時刻歴波形

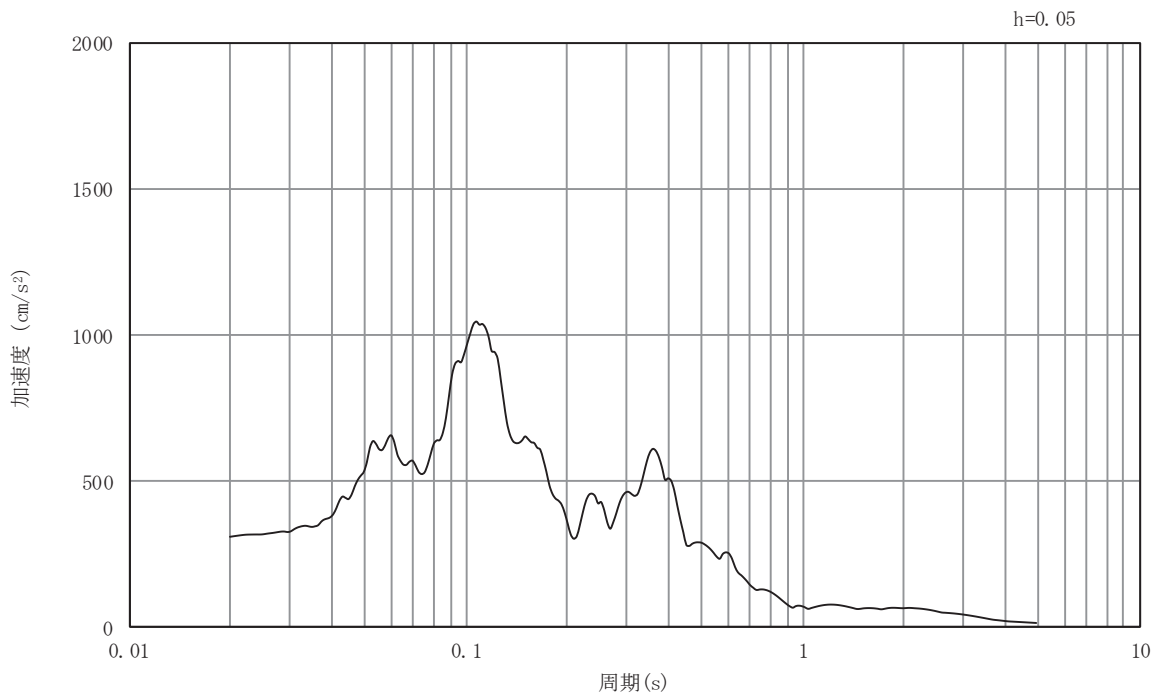


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 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  
(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4-15 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  
(鉛直成分：S s - N 1)

## 4.2 許容限界の設定

### 4.2.1 地盤のすべりに対する許容限界

改良地盤及び置換工のすべりに対する許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表 4-1 に示すすべり安全率とする。

表 4-1 地盤のすべりに対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

また、すべり安全率の算定フローを図 4-16 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、置換工及び改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。置換工及び改良地盤の想定すべり線を図 4-17 及び図 4-18 に示す。

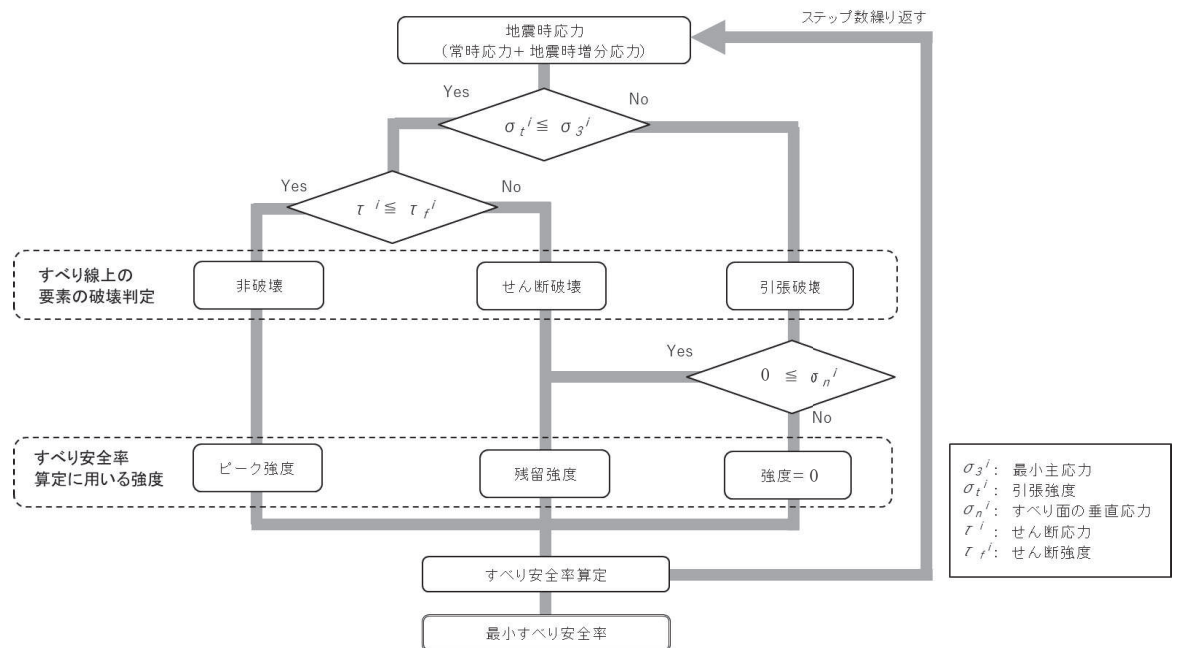


図 4-16 すべり安全率の算定フロー

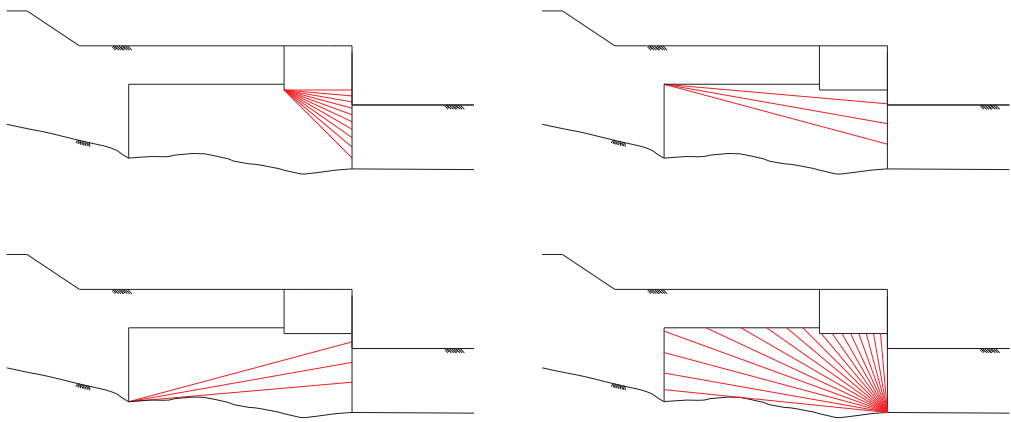


図 4-17 改良地盤の想定すべり線

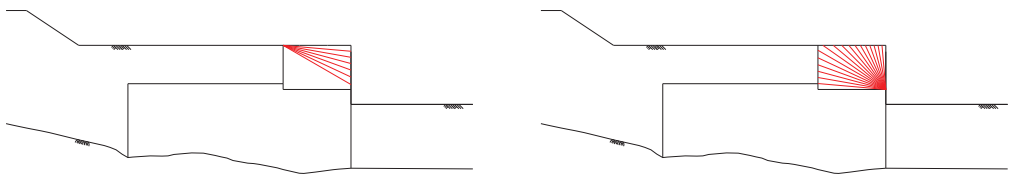


図 4-18 置換工の想定すべり線

#### 4.2.2 置換工のせん断破壊に対する許容限界

置換工に発生するせん断応力に対する許容限界（せん断強度）は、 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$  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、表 4-12 に示す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。

置換工のせん断破壊及び引張破壊に対する許容限界を表 4-2 に、せん断破壊に対する照査のフローを図 4-19 に示す。

表 4-2 置換工の局所破壊に対する許容限界

評価項目	置換工 (コンクリート)	許容限界* (N/mm <sup>2</sup> )
局所せん断破壊	$f'_{ck} = 24 \text{N/mm}^2$	$\tau_f = \tau_0 = 4.80$
局所引張破壊		$f_t = 1.91$

注記\*：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。

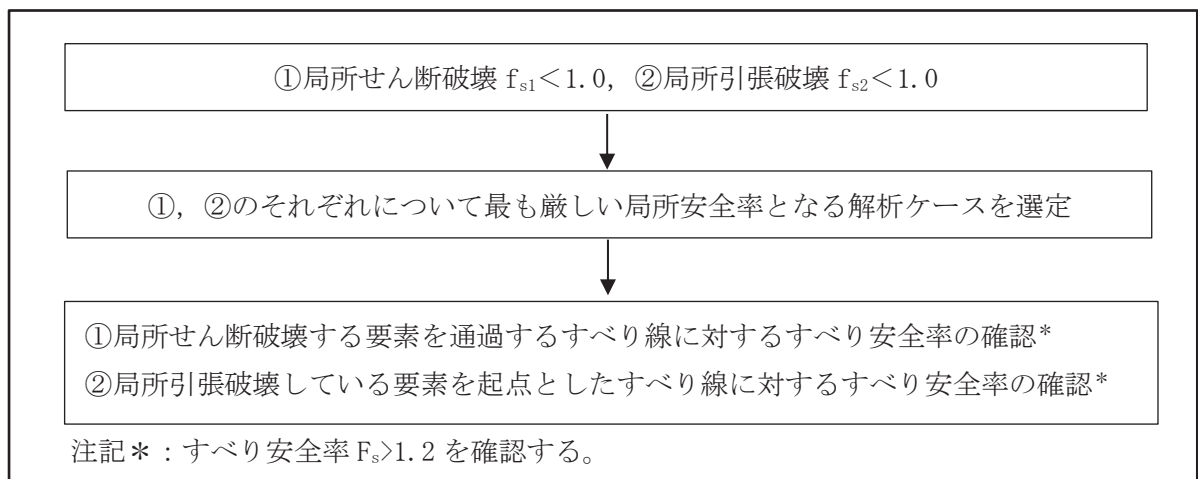


図 4-19 置換工（コンクリート）のせん断破壊に対する照査フロー

## 5 評価結果

### 5.1 改良地盤のすべりに対する照査

耐震評価においては、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、すべり安全率が最小となる地震動を用いて、ケース②～③を実施する。

表 5-1 に改良地盤のすべり安定性に対する解析ケースと照査値を示す。図 5-1 に最小すべり安全率における局所安全係数とすべり線を示す。

最小すべり安全率は 4.3 であり、許容限界 1.2 を満足し、地盤物性のばらつき（変形特性）を考慮しても、改良地盤の安定性は確保されることが確認できた。

表 5-1 改良地盤のすべり安定性に対する解析ケースと照査値

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++	5.7		
		-+	5.2		
		+-	5.5		
		--	5.8		
	$S_s - D 2$	++	5.5		
		-+	5.6		
		+-	5.0		
		--	5.4		
	$S_s - D 3$	++	6.3		
		-+	5.9		
		+-	5.4		
		--	5.7		
	$S_s - F 1$	++	6.5		
		-+	6.9		
	$S_s - F 2$	++	6.3		
		-+	5.8		
	$S_s - F 3$	++	6.2		
		-+	6.9		
	$S_s - N 1$	++	4.5	4.5	4.3
		-+	6.2		

注記\*：赤枠は、表 3-8 に基づき、解析ケース②～③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

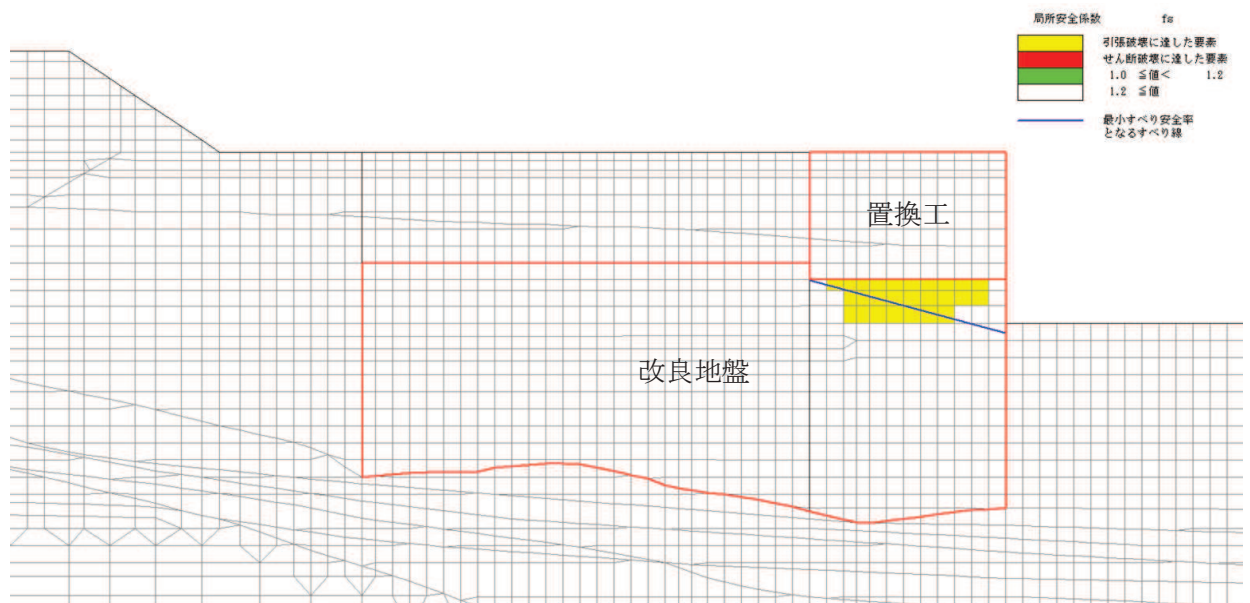


図 5-1 改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布

(解析ケース③,  $S_s - N1 (+ +)$ )



## 5.2 置換工のすべりに対する照査

表 5-2 に置換工のすべり安定性に対する解析ケースと照査値を示す。図 5-2 に最小すべり安全率における局所安全係数とすべり線を示す。

最小すべり安全率は 18.8 であり，許容限界 1.2 を満足し，地盤物性のばらつき（変形特性）を考慮しても，置換工の安定性は確保されることが確認できた。

表 5-2 置換工のすべり安定性に対する解析ケースと照査値

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値+1 $\sigma$		平均値-1 $\sigma$	
地震動 (位相)	S s - D 1	++	24.0				
		-+	22.8				
		+-	23.3				
		--	24.2				
	S s - D 2	++	23.3				
		-+	24.6				
		+-	22.9				
		--	23.5				
	S s - D 3	++	27.0				
		-+	26.3				
		+-	24.5				
		--	24.9				
	S s - F 1	++	27.9				
		-+	29.4				
	S s - F 2	++	26.9				
		-+	24.5				
	S s - F 3	++	25.9				
		-+	26.4				
	S s - N 1	++	18.8	19.8	21.9		
		-+	25.7				

注記\*：赤枠は，表 3-8 に基づき，解析ケース②～③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

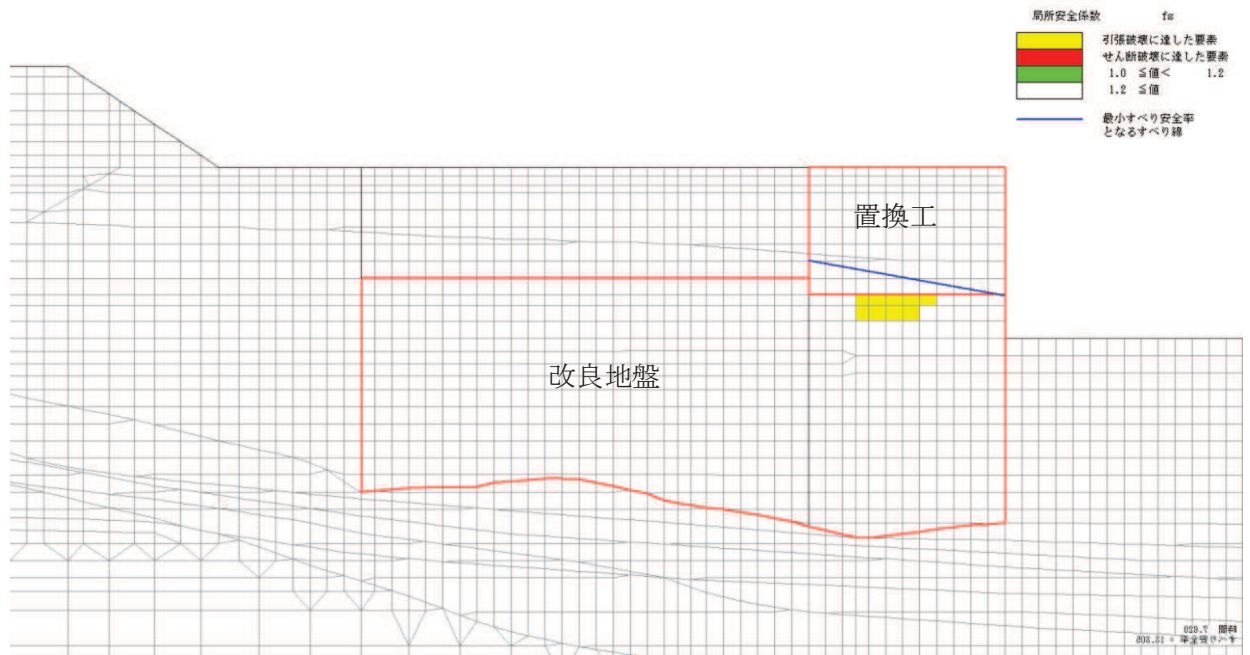


図 5-2 置換工の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布  
(解析ケース①, S s - N 1 (++) )

### 5.3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべりに対する照査

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、すべり安全率が最小となる時刻において、地盤強度を平均値 $-1\sigma$ としたすべり安全率を表5-3に示す。

表5-3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべり安定性評価

解析ケース	地震動	強度	最小すべり安全率
①	$S_s-N1(++)$	平均強度	4.5
		平均値 $-1\sigma$ 強度	3.7

## 6. まとめ

前面護岸については、地盤の破壊により上位クラス施設である取水口の原子炉補機冷却海水系の通水機能に波及的影響を及ぼさないことを確認するため、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、地盤のすべり安定性評価を実施した。

地震応答解析の結果、護岸である改良地盤及び置換工（コンクリート）のすべり安全率が許容限界を上回ることから、護岸のすべり破壊が生じないことを確認した。

以上から、前面護岸は、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、地盤の安定性を維持すること、取水口の通水機能に影響を及ぼさないことを確認した。