

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0102_改0
提出年月日	2021年3月29日

VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書

2021年 3月  
東北電力株式会社

## 目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	3
2.3 解析方針.....	9
2.4 適用規格・基準等.....	11
3. 解析方法.....	12
3.1 設計に用いる地震波.....	12
3.2 地震応答解析モデル.....	20
3.3 解析方法.....	34
3.4 解析条件.....	37
4. 解析結果.....	50
4.1 動的解析.....	50
4.2 必要保有水平耐力.....	65
別紙 1 第3号機海水熱交換器建屋の弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震応答解析結果について	

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づく第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び浸水防護施設の設計用地震力として用いる。また、必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

第3号機海水熱交換器建屋の設置位置を図2-1に示す。

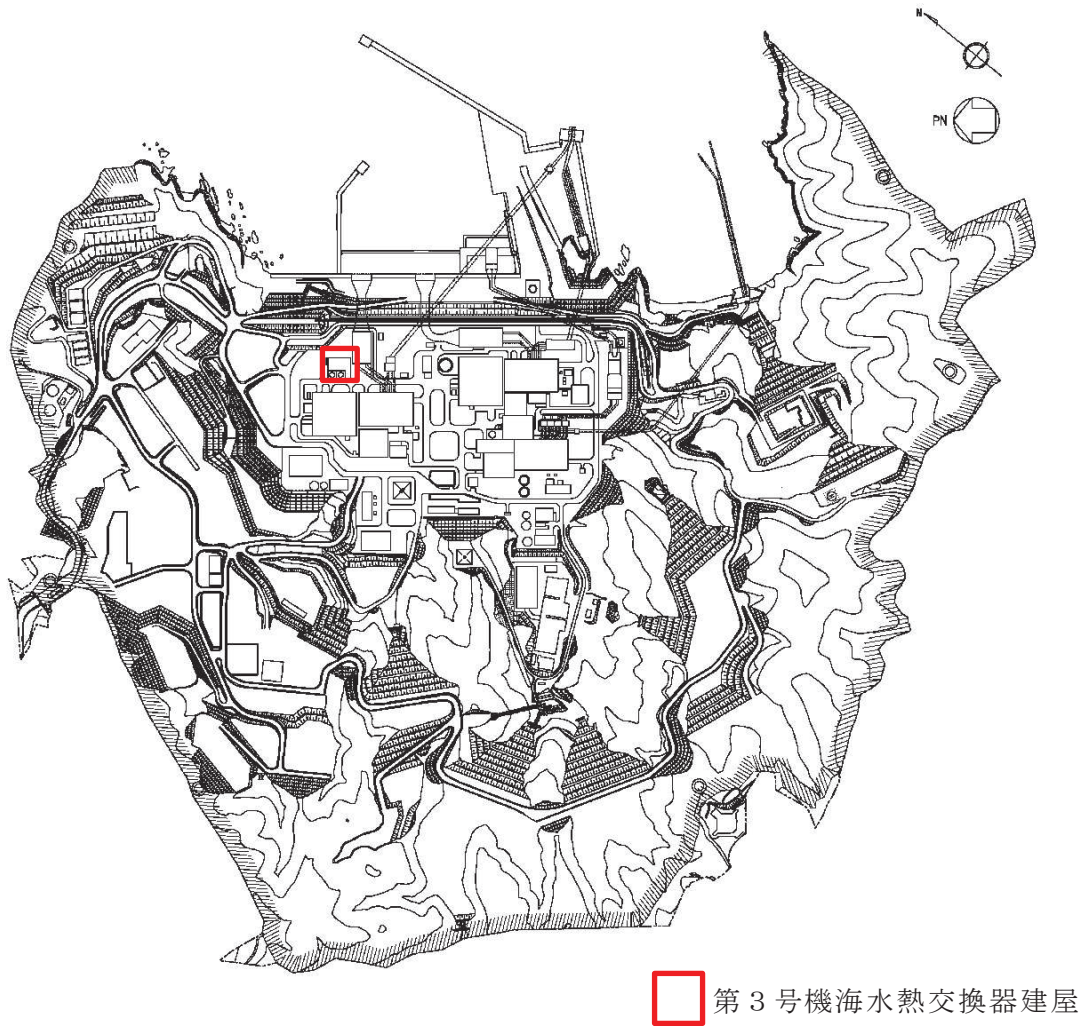


図2-1 第3号機海水熱交換器建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

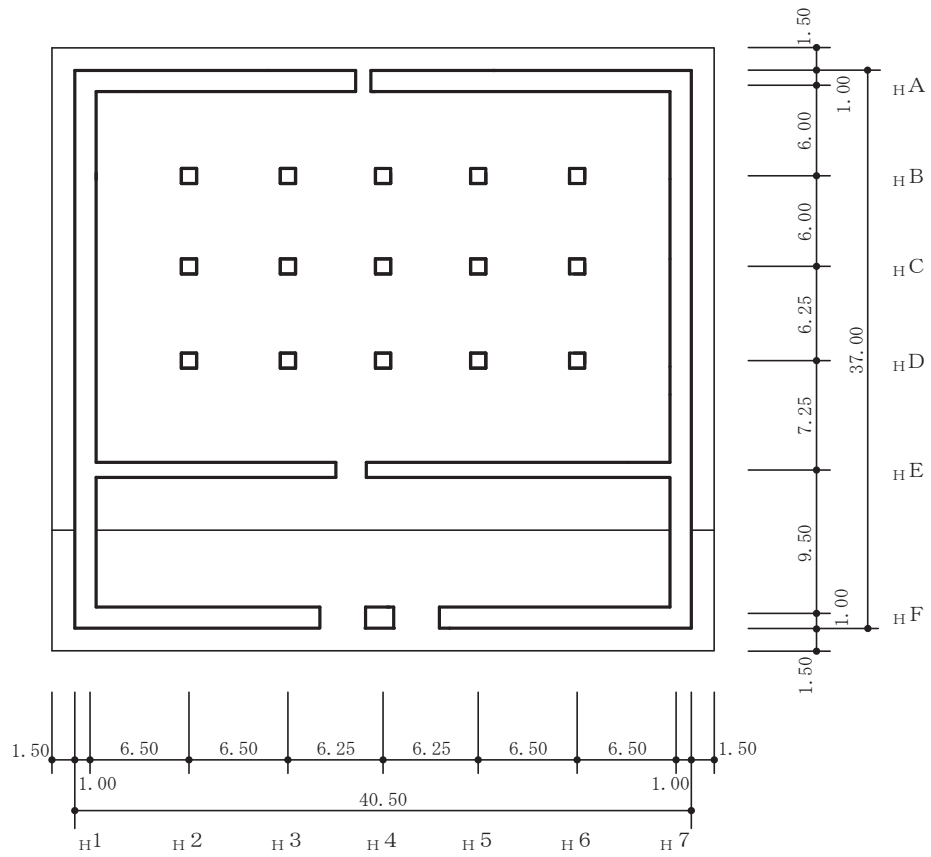
第3号機海水熱交換器建屋は、地下3階、地上1階建で、基礎底面からの高さは27.5mであり、平面は40.5m（NS方向）×37.0m（EW方向）\*である。

建屋の構造は鉄筋コンクリート造であり、その主たる耐震要素は耐震壁である。

第3号機海水熱交換器建屋の基礎は、厚さ3.0mのべた基礎で、支持地盤である砂岩及び頁岩上に設置されており、一部は支持地盤上に打設されたマンメイドロック上に設置されている。

第3号機海水熱交換器建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

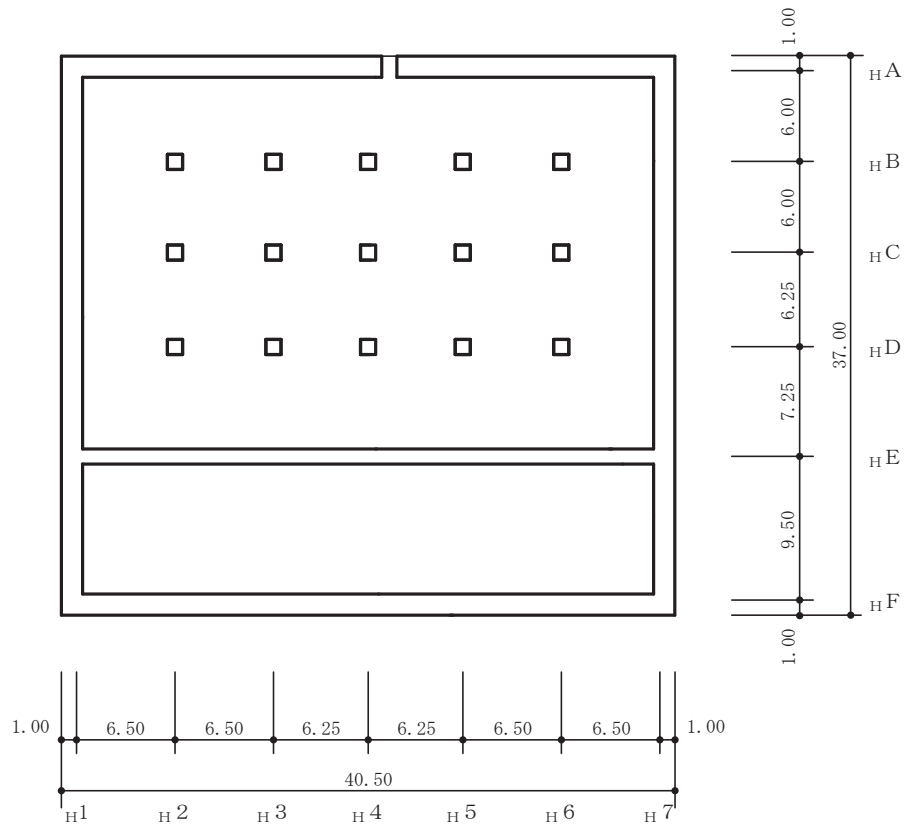
注記\* : 建屋寸法は壁外面押えとする。



(単位：m)

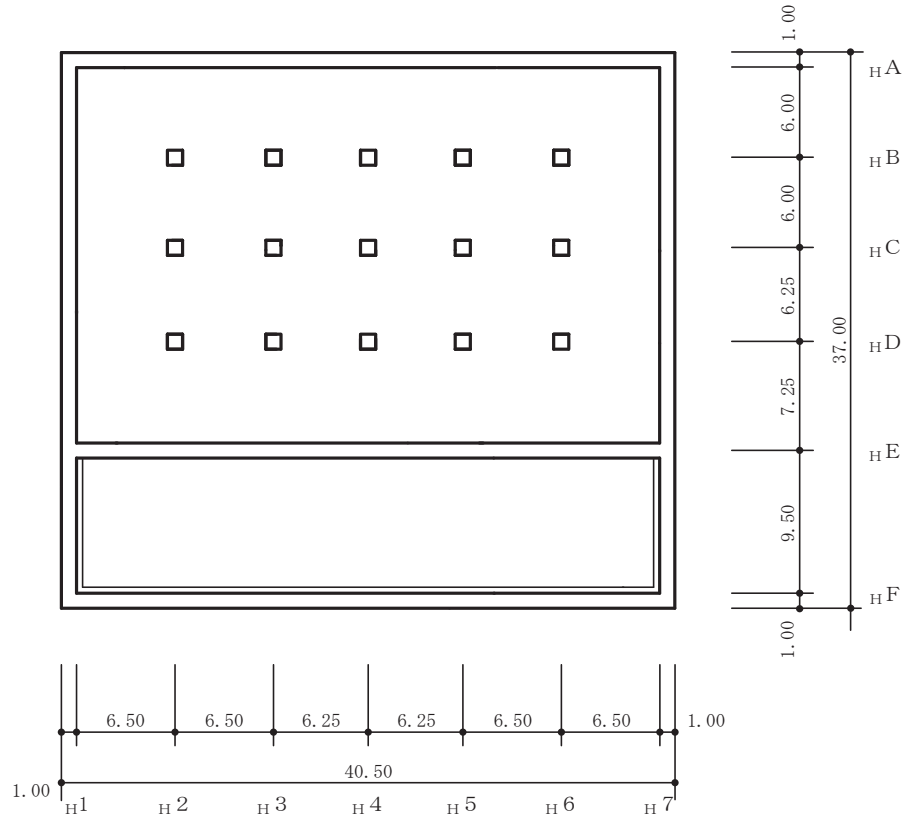
図 2-2(1) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略平面図 (0.P.\*-9.5m)

注記\* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり，東京湾平均海面 (T.P.)-0.74m である。



(単位：m)

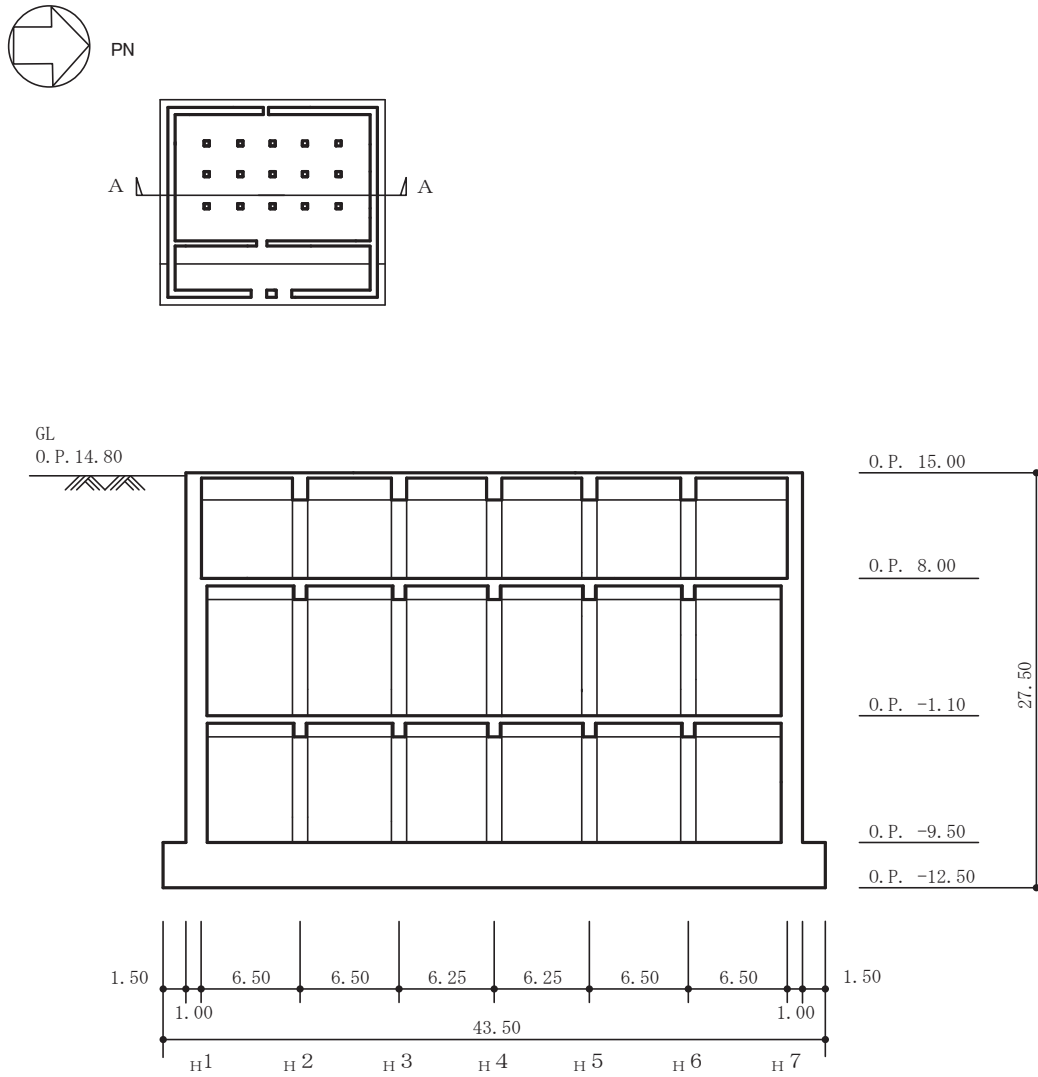
図 2-2(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略平面図 (O.P. -1.1m)



(単位：m)

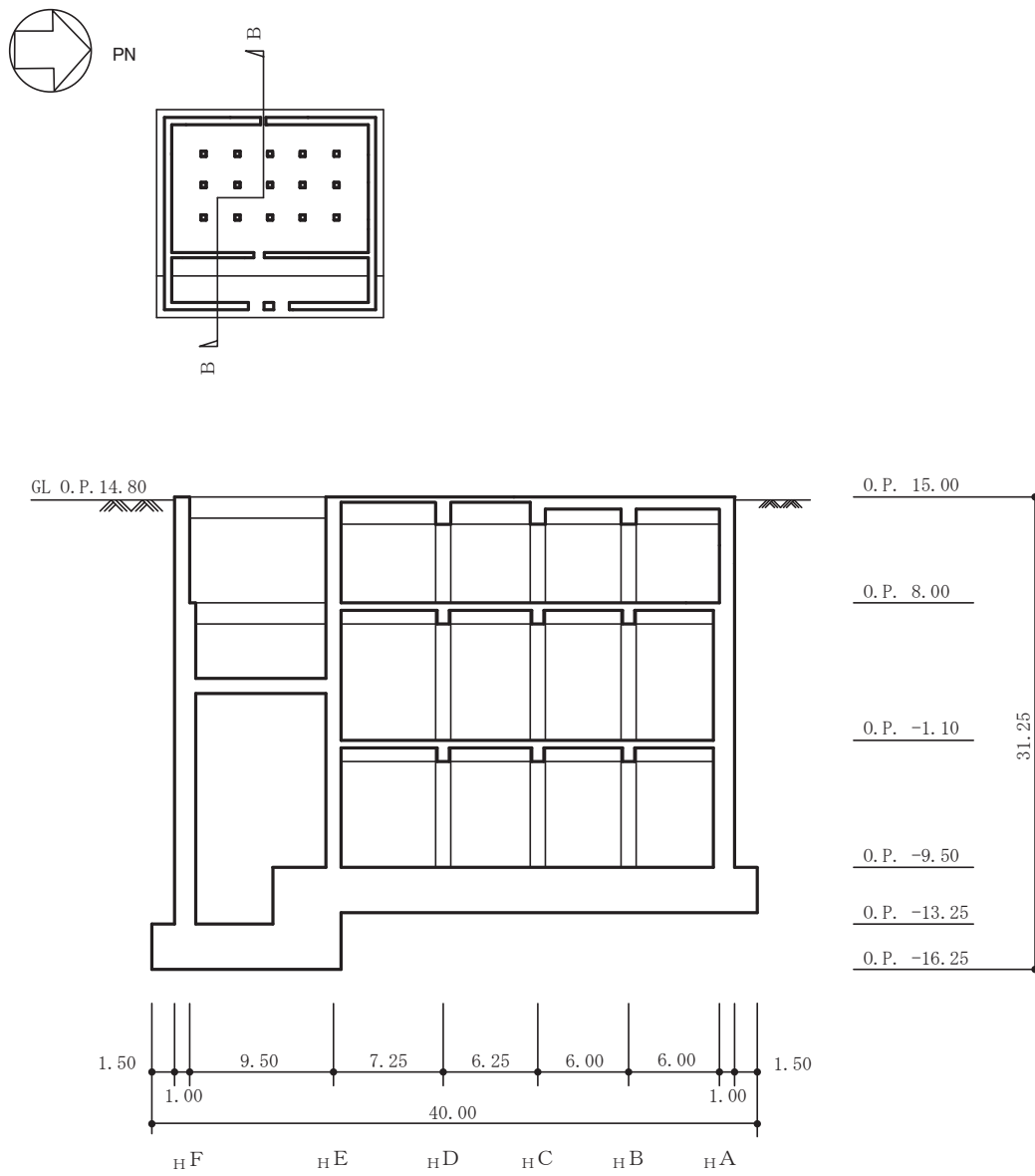
図 2-2(3) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略平面図 (0. P. 8. 0m)





(単位：m)

図 2-3(1) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

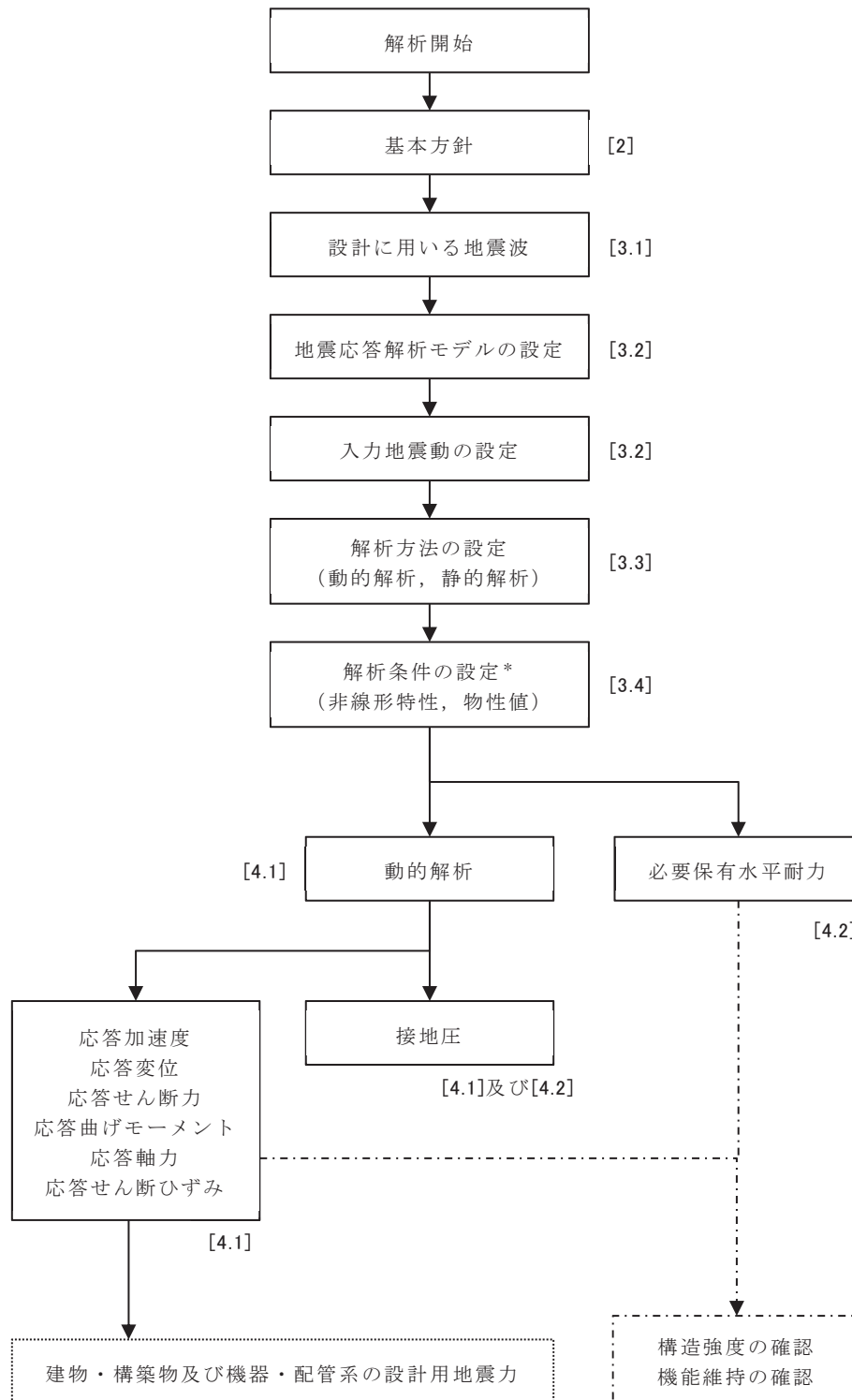
図 2-3(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

### 2.3 解析方針

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図2-4に第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.1 設計に用いる地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし、「3.3 解析方法」及び「3.4 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においては、材料物性の不確かさを考慮し、加速度、変位、せん断ひずみ、接地圧等を含む各種応答値を、「4.2 必要保有水平耐力」においては必要保有水平耐力を算出する。



注 : [ ]内は, 本資料における章番号を示す。

注記\* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-4 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析フロー

## 2.4 適用規格・基準等

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和25年5月24日法律第201号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和25年11月16日政令第338号）
- ・ 日本建築学会 1991年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）

### 3. 解析方法

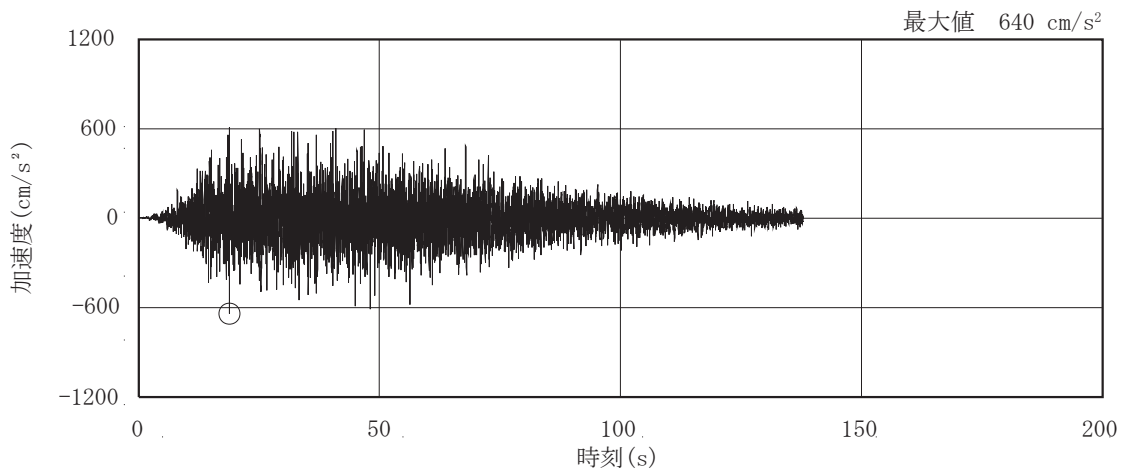
#### 3.1 設計に用いる地震波

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデルは、建屋と地盤の相互作用を評価した建屋-地盤連成モデルとする。この連成モデルへの入力地震動は、水平方向については、添付書類「VI-2-1-2 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す基準地震動  $S_s$  から、建屋底面位置 (O.P. -12.5m) より上部の地盤の振動特性を考慮して算定した地震動を用いる。鉛直方向については、基準地震動  $S_s$  を用いる。

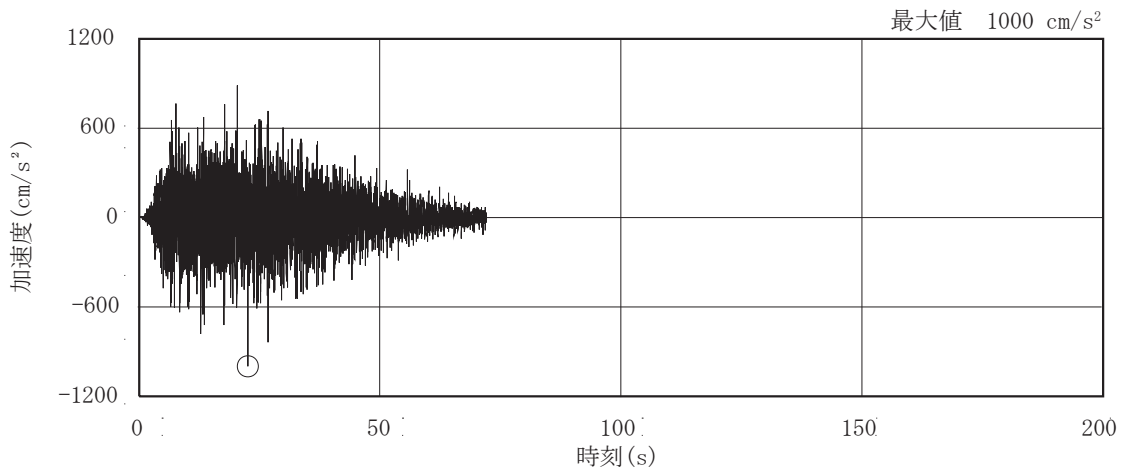
基準地震動  $S_s$  の最大加速度一覧を表 3-1 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-1～図 3-3 に示す。

表 3-1 基準地震動  $S_s$  の最大加速度一覧

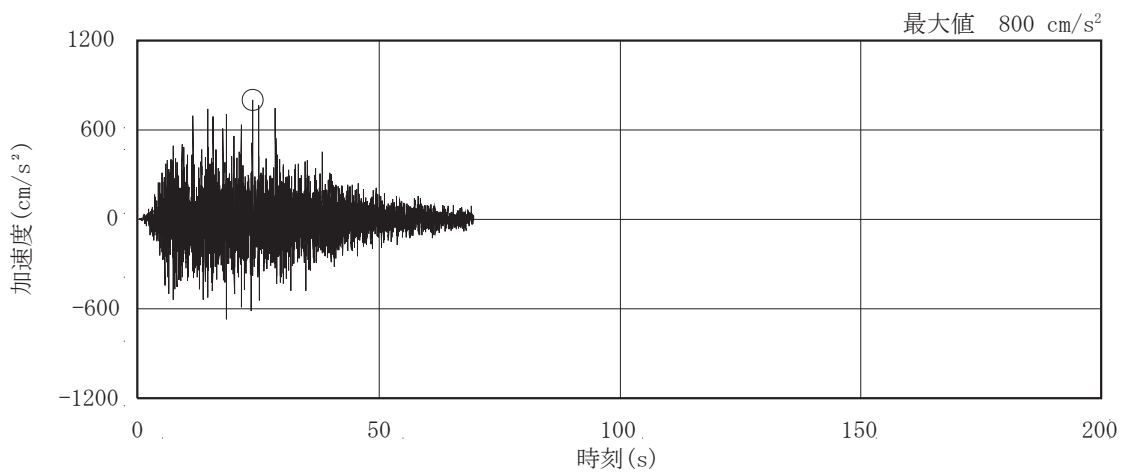
基準地震動		最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	
		水平方向	鉛直方向
$S_s - D 1$	プレート間地震の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	640	430
$S_s - D 2$	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	1000	600
$S_s - D 3$	海洋プレート内地震 (SMGA 地殻内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	800	500
$S_s - F 1$	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル) の不確かさ)	717	393
$S_s - F 2$	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA 位置と応力降下量 (短周期レベル) の不確かさの重畳)	722	396
$S_s - F 3$	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA マントル内集約)	835	443
$S_s - N 1$	2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	620	320



(a) S s - D 1

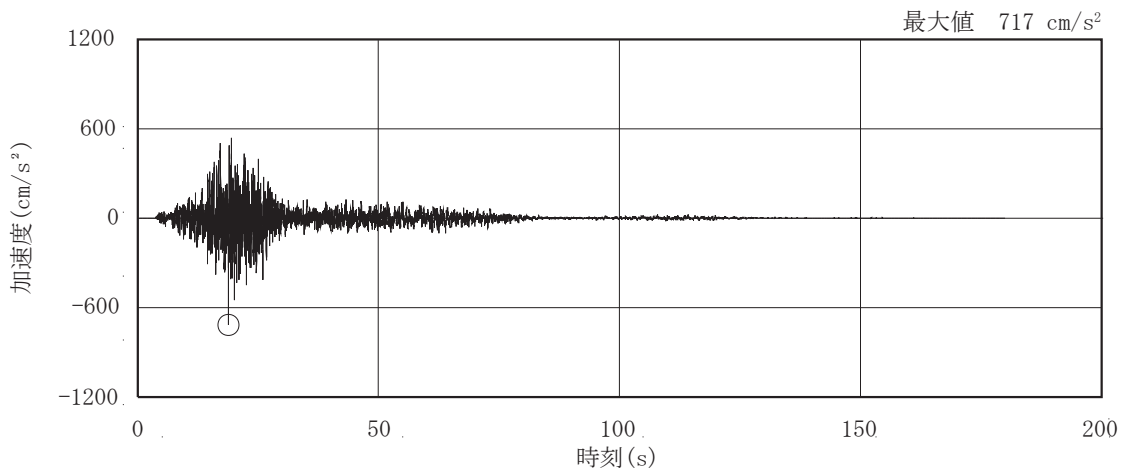


(b) S s - D 2

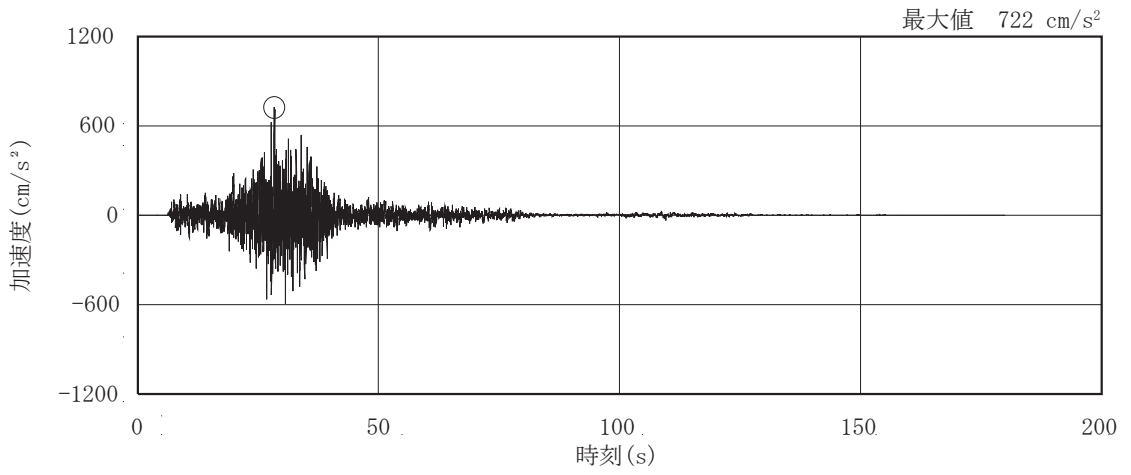


(c) S s - D 3

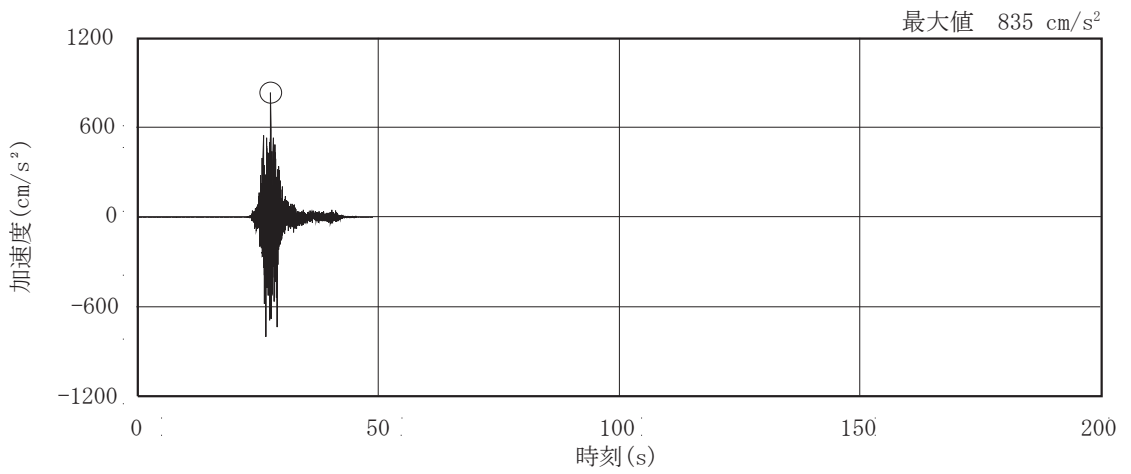
图 3-1(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (1/3)



(d) S s - F 1



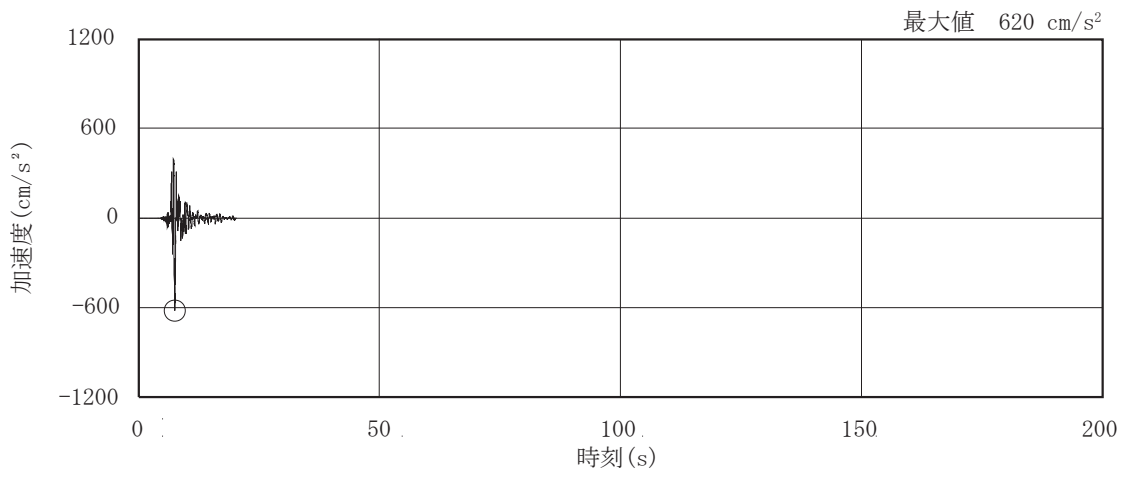
(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

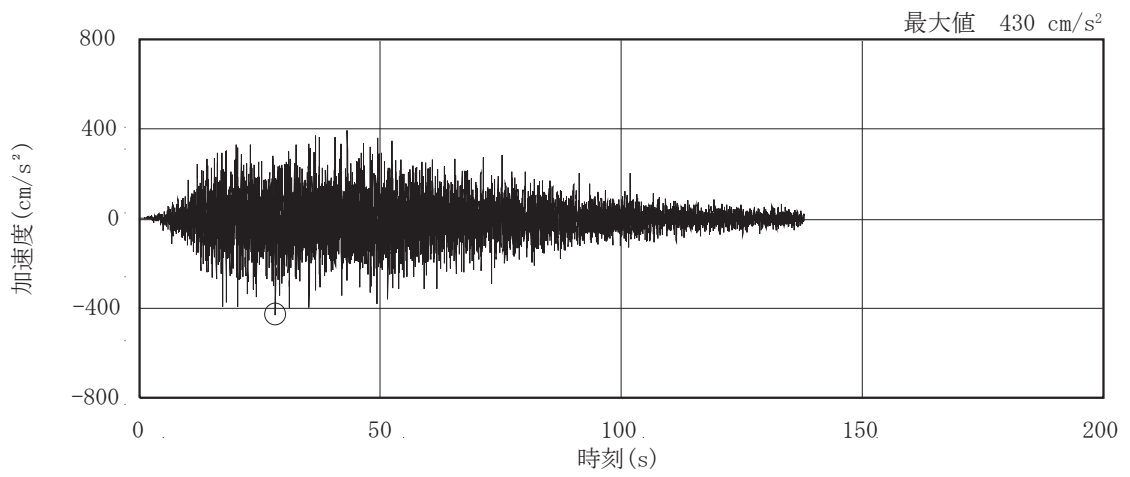
图 3-1 (2) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (2/3)



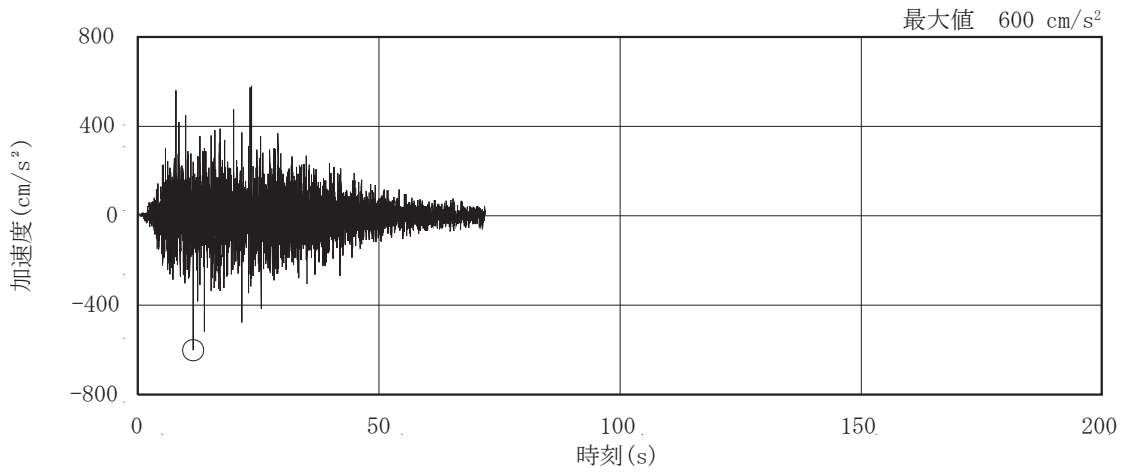


(g) S s - N 1

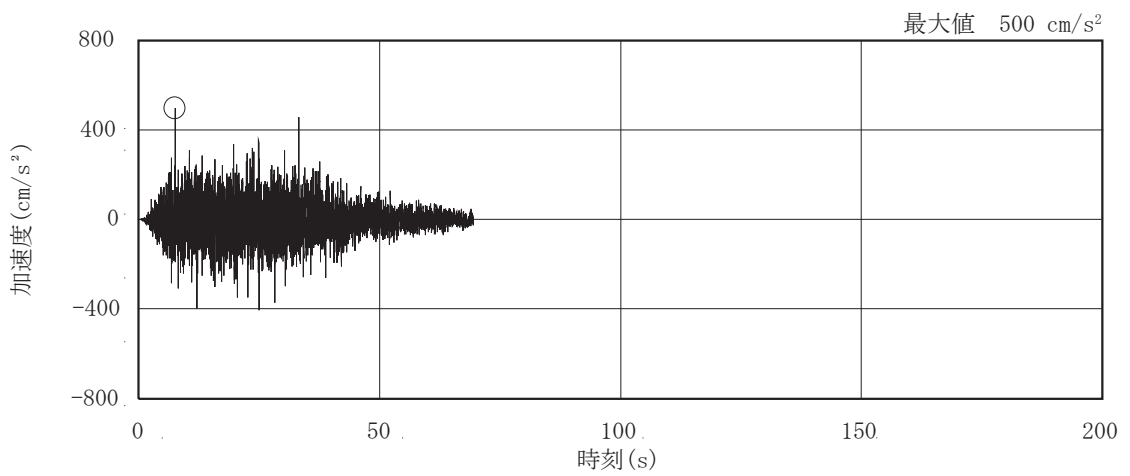
图 3-1 (3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 水平方向) (3/3)



(a) S s - D 1

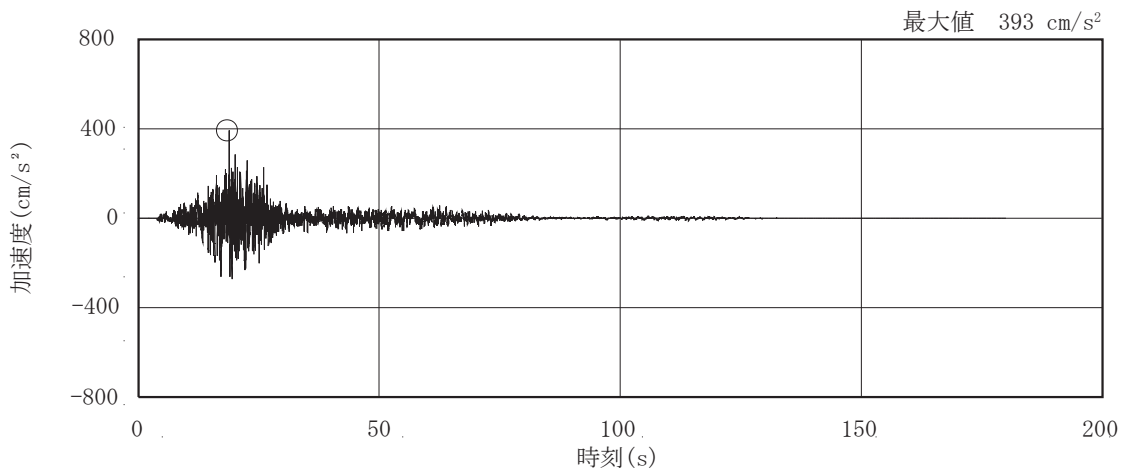


(b) S s - D 2

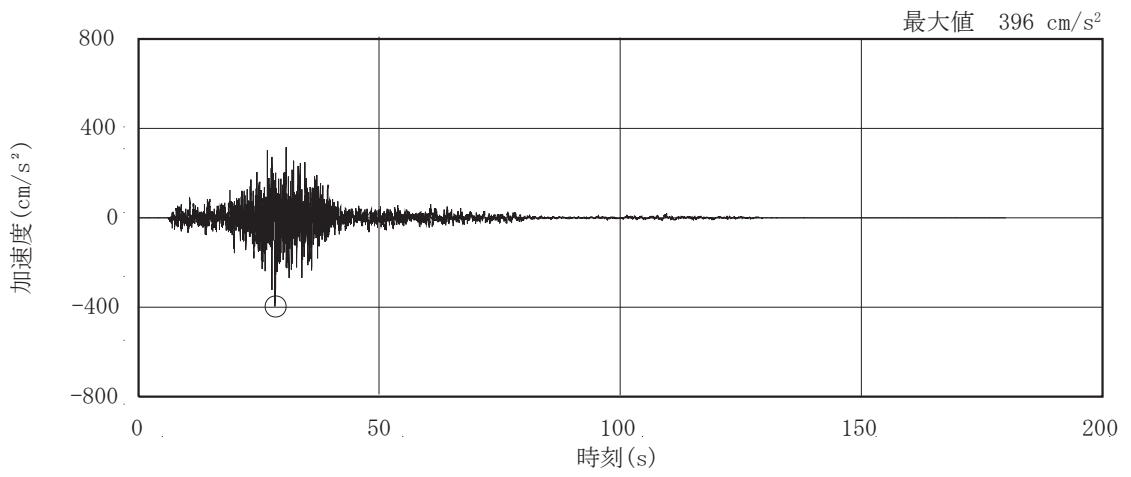


(c) S s - D 3

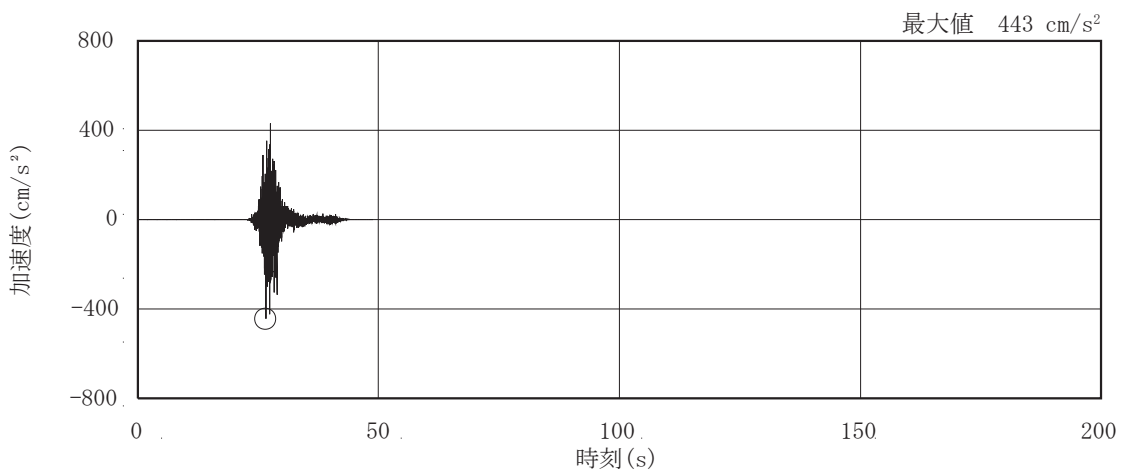
图 3-2(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 鉛直方向) (1/3)



(d) S s - F 1

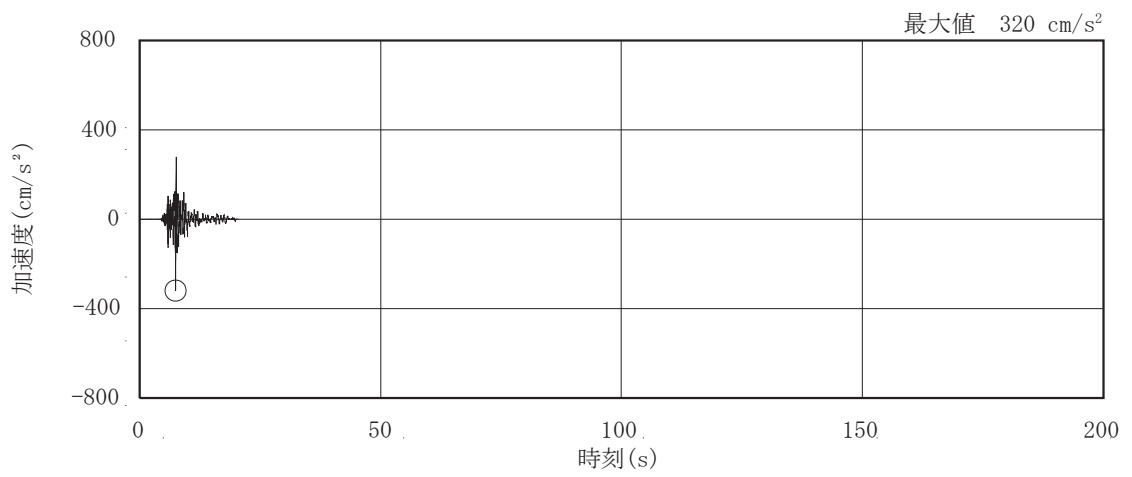


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

图 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向) (2/3)



(g) S s - N 1

图 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向) (3/3)

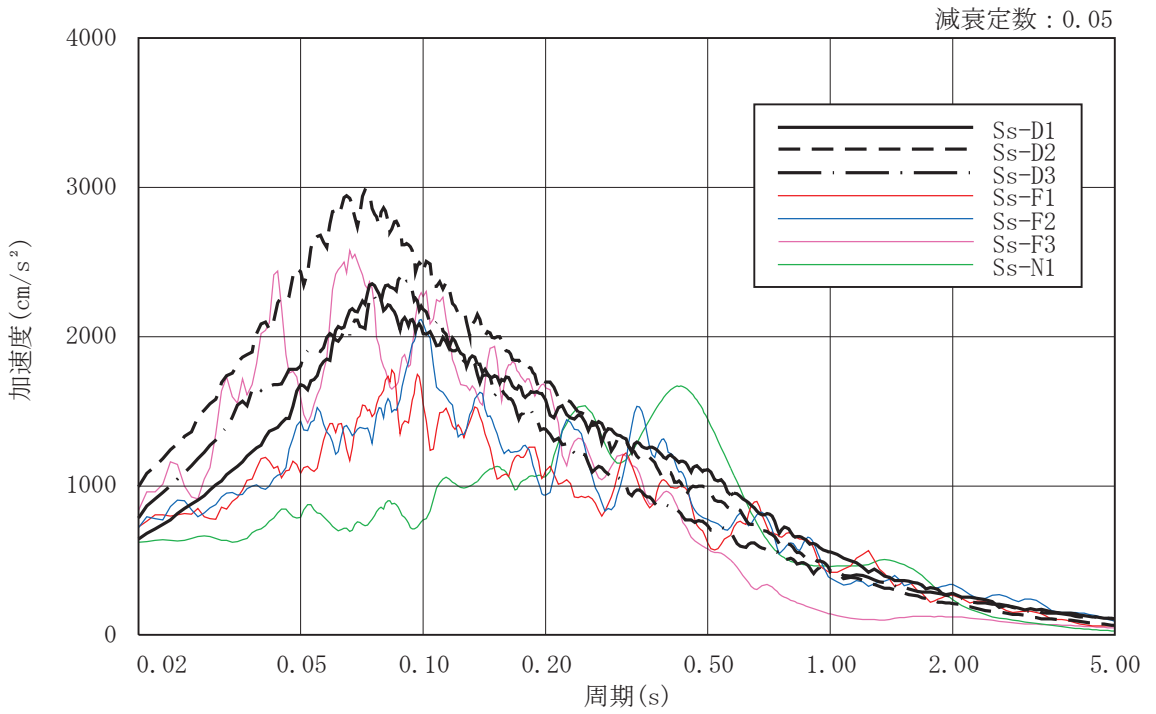


図 3-3(1) 加速度応答スペクトル (基準地震動  $S_s$ , 水平方向)

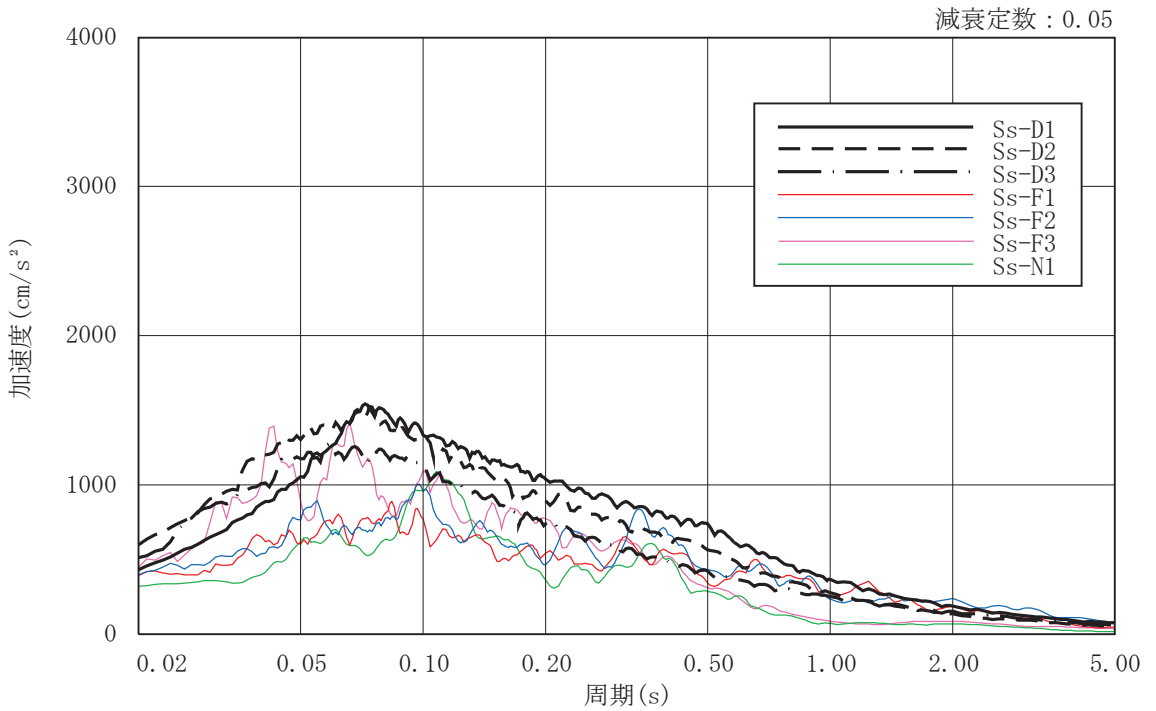


図 3-3(2) 加速度応答スペクトル (基準地震動  $S_s$ , 鉛直方向)

### 3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 32.4 (N/mm <sup>2</sup> ) (F <sub>c</sub> = 330 (kgf/cm <sup>2</sup> )) 鉄筋：SD345	2.65 × 10 <sup>4</sup>	1.14 × 10 <sup>4</sup>	5	

### 3.2.1 水平方向

#### (1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 に示す。図 3-4 に示す誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルについては、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2015）」を参考に、水平加振により励起される上下応答を評価するために、後述の鉛直方向の地震応答解析モデルの諸元（図 3-10）及び接地率に応じて変化する回転・鉛直連成ばねについても考慮している。なお、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については、観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し、保守性を確認した上で適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-3 に示す。

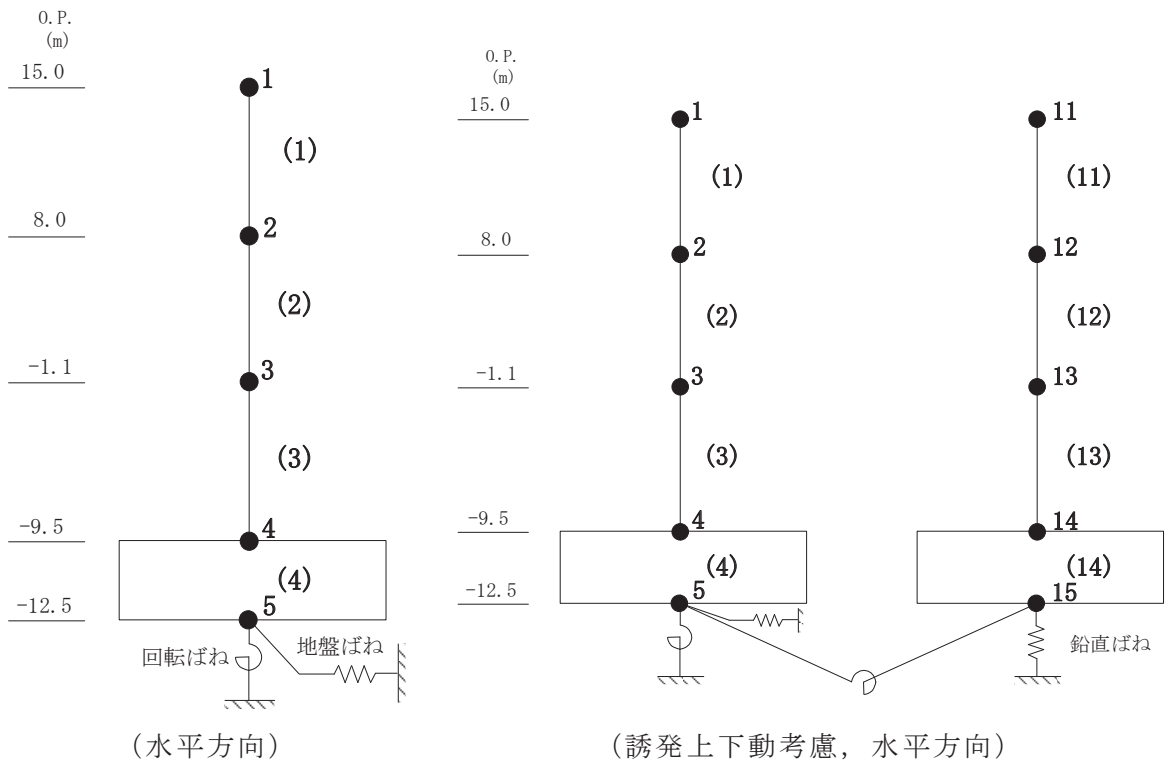
#### (2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-5 に示すようにばね定数として、実部の静的な値( $K_0$ )を、また、減衰係数( $C_0$ )として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数( $\omega_1$ )に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-4 に、地盤モデルの物性値を表 3-5 に示す。

(3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動  $S_s$  から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面相当以深の地盤を一次元地盤としてモデル化し、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により O.P. -200m の入射波を算定する。次に、解析コード「mflow」を用いて、「SHAKE」により算定した O.P. -200m の入射波を、表層地盤の非線形性を考慮した一次元地盤モデルに入力して逐次非線形解析を行い、建屋基礎底面での地盤の応答を評価して入力地震動とする。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「補正水平力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。表 3-4 に示す地盤モデルのうち表層地盤 (O.P. 14.8m ~ O.P. -12.5m) には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性  $G_0$ 、 $G/G_0-\gamma$  曲線及び  $h-\gamma$  曲線の非線形特性を設定した。 $G/G_0-\gamma$  曲線及び  $h-\gamma$  曲線の非線形特性を図 3-6 及び図 3-7 に示す。図 3-8 に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を、設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置 (O.P. -12.5m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-9 に示す。入力地震動の算定において、一次元波動論に基づく評価には解析コード「SHAKE」、逐次非線形解析には「mflow」を用いる。評価に用いる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。





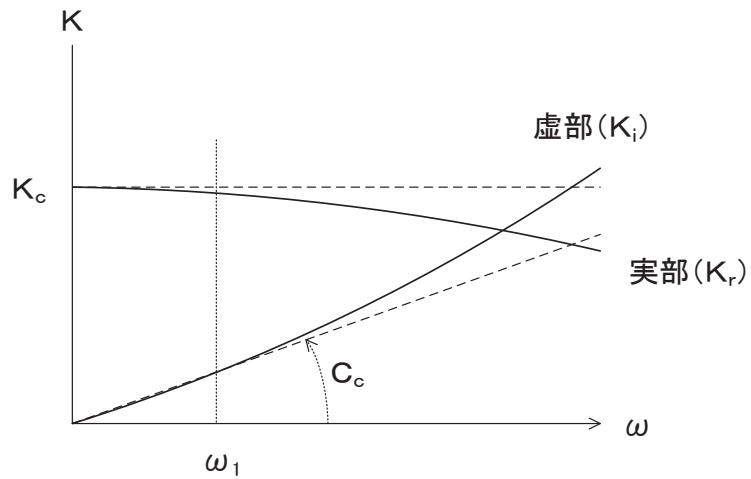
標高 O.P. (m)	質点 番号	質点重量 ( $\times 10$ kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m $^2$ )		要素 番号	せん断断面積 (m $^2$ )		断面二次モーメント ( $\times 10^3$ m $^4$ )		
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	
15.0	1	6921	9.5	7.9	(1)	81.0	74.0	23.9	21.6	
8.0	2	9209	12.6	10.6		(2)	97.2	103.6	30.4	28.8
-1.1	3	13497	18.6	15.6		(3)	143.5	103.6	42.6	28.8
-9.5	4	11687	18.5	15.7		(4)	1740.0	1740.0	274.4	232.0
-12.5	5	10980	17.4	14.7						

注：質点 11～15 及び要素 (11)～(14) の諸元は図 3-10 の質点 1～5 及び要素 (1)～(4) の諸元に対応する。

図 3-4 地震応答解析モデル及び諸元

表 3-3 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数
NS	0.80
EW	0.80



ばね定数：底面ばねは 0Hz のばね定数  $K_c$  で定数化

減衰係数：建屋—地盤連成系の 1 次固有円振動数  $\omega_1$  に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き  $C_c$  で定数化

図 3-5 地盤ばねの定数化の概要

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数

(a)NS 方向

地盤ばね 成分	ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
底面・水平	$9.743 \times 10^8$ (kN/m)	$6.764 \times 10^6$ (kN·s/m)
底面・回転	$5.067 \times 10^{11}$ (kN·m/rad)	$4.207 \times 10^8$ (kN·m·s/rad)

(b)EW 方向

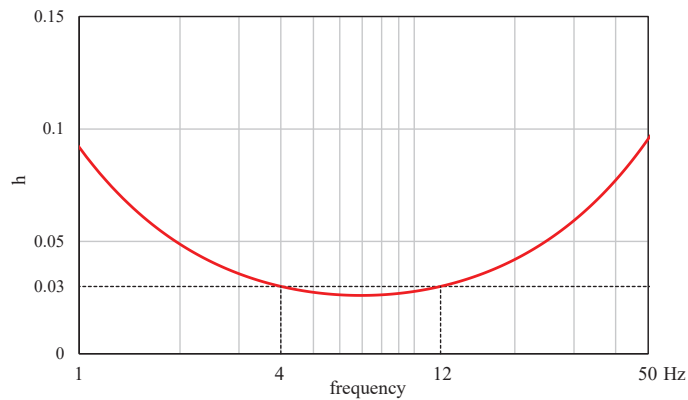
地盤ばね 成分	ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
底面・水平	$9.821 \times 10^8$ (kN/m)	$6.870 \times 10^6$ (kN·s/m)
底面・回転	$4.499 \times 10^{11}$ (kN·m/rad)	$2.948 \times 10^8$ (kN·m·s/rad)

表 3-5 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数* <sup>2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3* <sup>3</sup>
底面地盤	-12.50	26.1	1360	3
	-27.00	26.4	2040	3
	-50.00	26.5	2520	3
	-200.0	26.5	2520	3

注記\*1：O.P. 14.8m～O.P. -12.5m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 $G_0$ を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 20 層に分割する。

\*2：O.P. 14.8m～O.P. -12.5m の表層地盤の 1 次振動数及び 2 次振動数を基準として，レーリー減衰を 4Hz 及び 12Hz で設定する。



\*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

初期せん断剛性 $G_0$ は、PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (3.1)$$

ここで、

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

$Z$  : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$G/G_0 - \gamma$  曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 $\tau_m$ と初期せん断剛性 $G_0$ から、基準ひずみ $\gamma_m$ を算定し次式により求める。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \quad (3.2)$$

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_m = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$  曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき次式により求める。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (3.3)$$

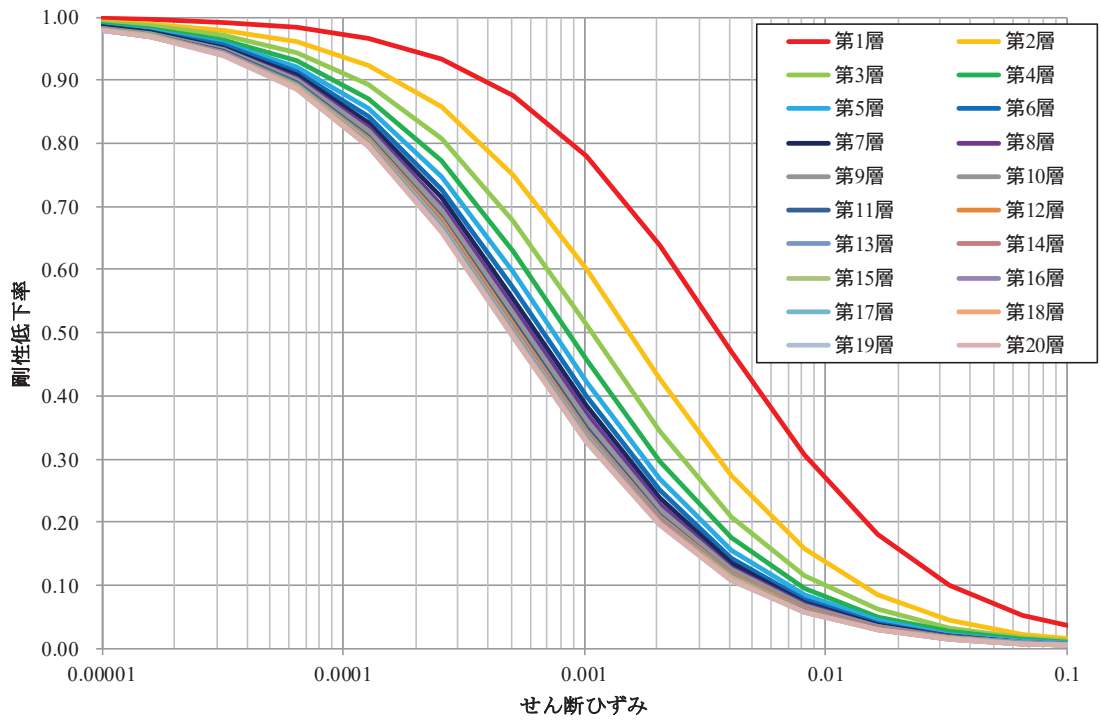


図 3-6  $G/G_0 - \gamma$  曲線

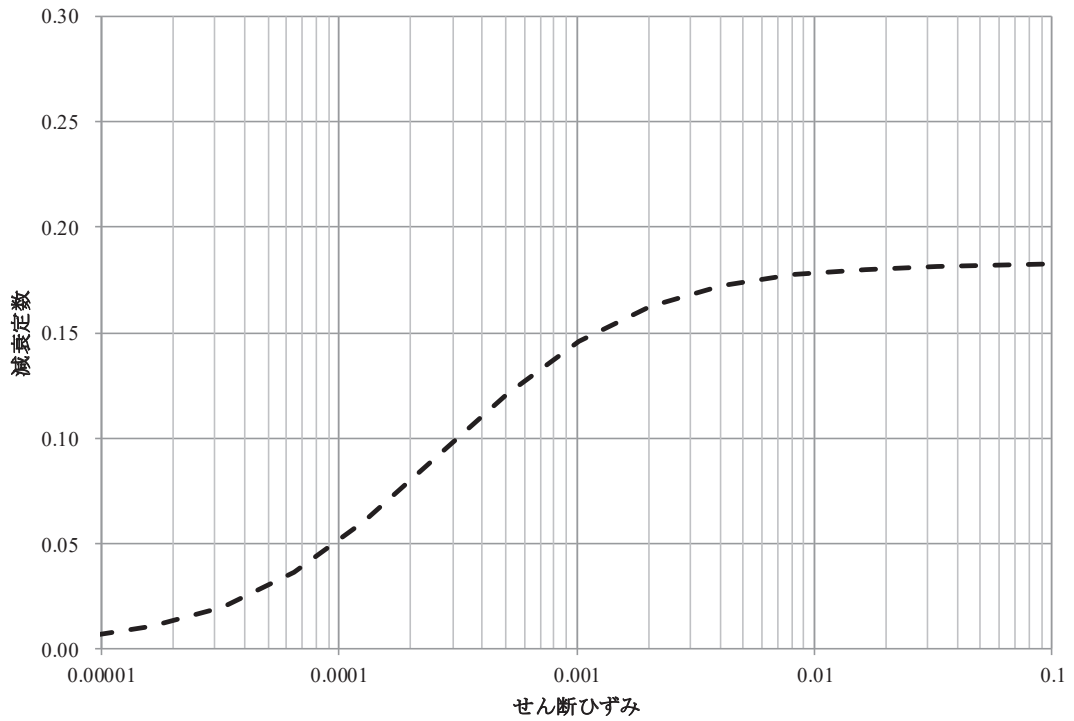


図 3-7  $h - \gamma$  曲線

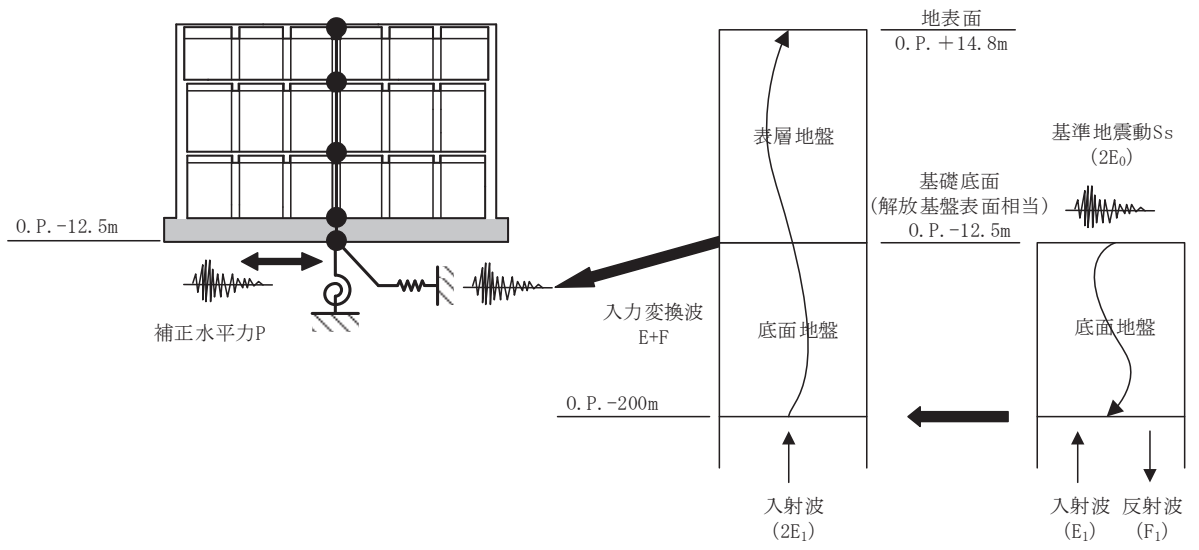


図 3-8 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

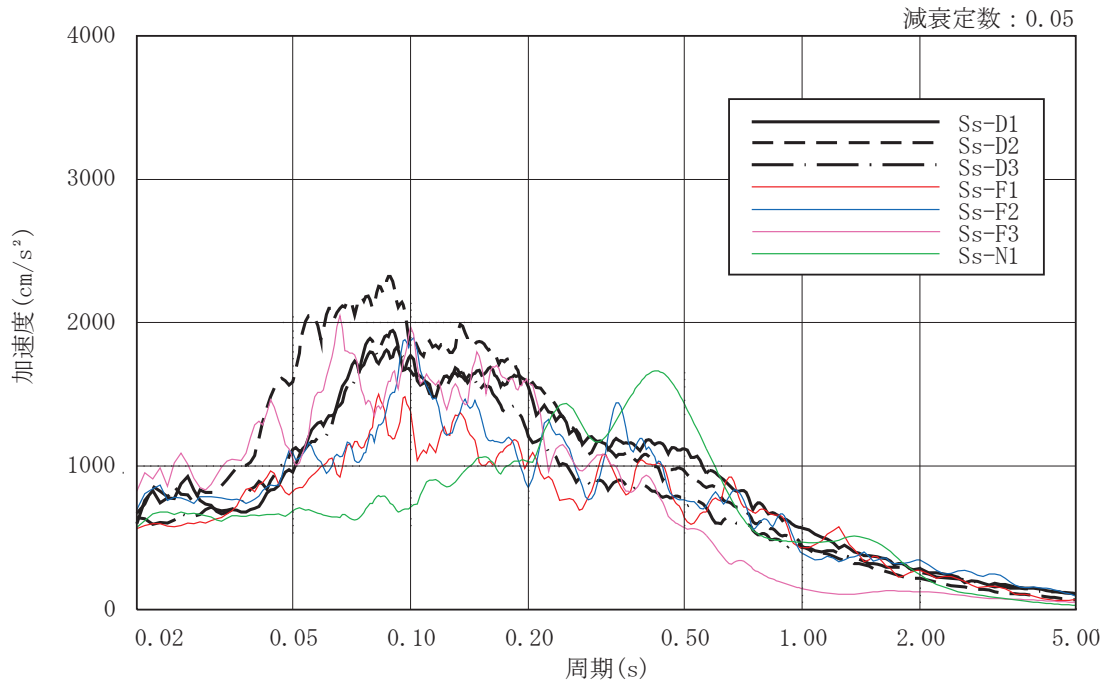


図 3-9 入力地震動の加速度応答スペクトル  
(基準地震動 S<sub>s</sub>, 0.P. -12.5m)



### 3.2.2 鉛直方向

#### (1) 地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁部の軸剛性を評価した質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

鉛直方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-10 に示す。なお、鉛直方向の軸剛性に関しては、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下の影響が確認されなかったことから、設計剛性とする。

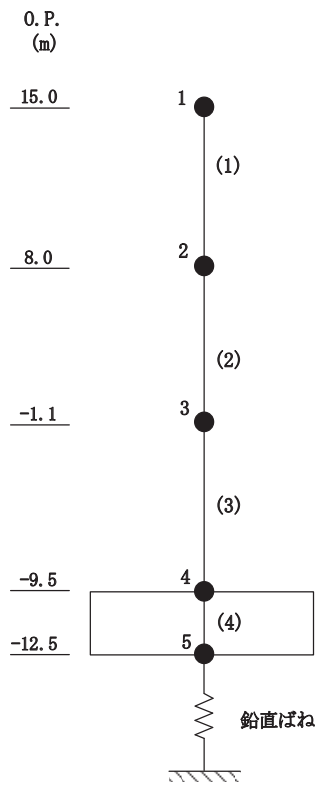
#### (2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、鉛直方向の地震応答解析モデルにおいては鉛直ばねで置換している。この鉛直ばねは、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価しており、振動数に依存した複素剛性として表現される。図 3-5 に示すようにばね定数として、実部の静的な値( $K_0$ )を、また、減衰係数( $C_0$ )として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数( $\omega_1$ )に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に示す。

#### (3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、「3.1 設計に用いる地震波」に示す基準地震動  $S_s$  とし、基礎底面レベルに直接入力する。図 3-11 に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。



標高 O. P. (m)	質点 番号	質点重量 ( $\times 10$ kN)	要素 番号	軸断面積 ( $m^2$ )
15.0	1	6921		
			(1)	260.7
8.0	2	9209		
			(2)	318.0
-1.1	3	13497		
			(3)	342.1
-9.5	4	11687		
			(4)	1740.0
-12.5	5	10980		

図 3-10 地震応答解析モデル及び諸元（鉛直方向）

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

地盤ばね成分	ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
底面・鉛直	$1.310 \times 10^9$ (kN/m)	$1.327 \times 10^7$ (kN·s/m)

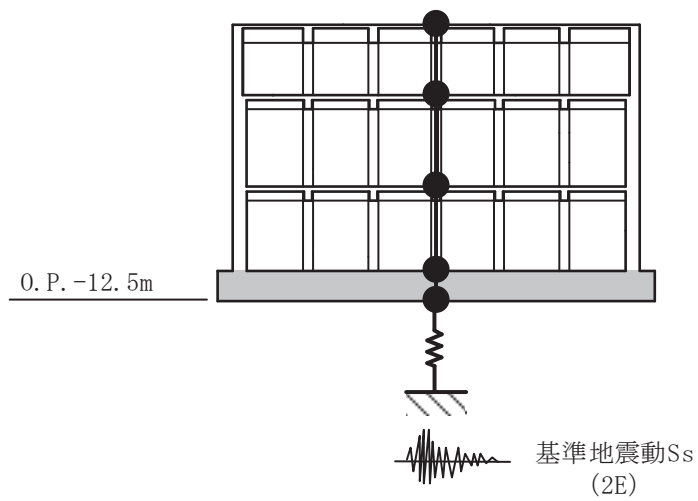


図 3-11 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

### 3.3 解析方法

第3号機海水熱交換器建屋について、動的解析により応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント、応答軸力、応答せん断ひずみ及び接地圧を算出する。また、静的解析により必要保有水平耐力を算出する。

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。評価に用いる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。

#### 3.3.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、最大接地圧は、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2015）」を参考に、水平応答と鉛直応答から組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いて算出する。

### 3.3.2 必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力 $Q_{un}$ は、次式により算出する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (3.4)$$

ここで、

$D_s$  : 各層の構造特性係数 (0.55)

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数 (1.0)

$$F_{es} = F_s \cdot F_e$$

$F_s$  : 剛性率に応じた数値 (1.0)

$F_e$  : 偏心率に応じた数値 (1.0)

地震力によって各層に生じる水平力 $Q_{ud}$ は、次式により算出する。

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (3.5)$$

ここで、

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数 (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

地震層せん断力係数 $C_i$ は、次式により算出する。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (3.6)$$

ここで、

$Z$  : 地震地域係数 (1.0)

$R_t$  : 振動特性係数 (1.0)

$A_i$  : 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 (1.0)

なお、 $A_i$ はモーダル解析により以下のとおり算出する。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=1}^k \left( \sum_{m=i}^n w_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t(T_j) \right)^2} / \sum_{m=i}^n w_m$$

ここで、

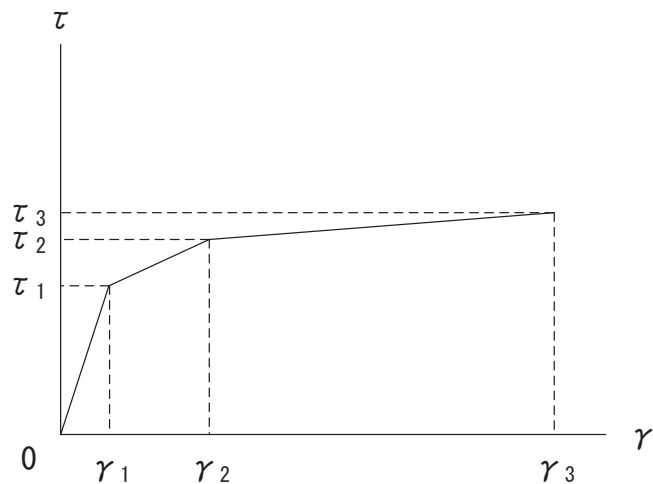
- n : 建物・構築物の層数
- w<sub>m</sub> : 第m層の重量
- β<sub>j</sub>・U<sub>mj</sub> : 第m層のj次刺激関数
- T<sub>j</sub> : 固有値解析により得られる建物・構築物のj次固有周期
- R<sub>t</sub>(T<sub>j</sub>) : 周期T<sub>j</sub>に対応する加速度応答スペクトルの値  
(建築基準法施行令第88条第1項に与えられている振動特性係数R<sub>t</sub>のT<sub>j</sub>に対する値とする。地盤種別は第1種地盤とする。)
- k : 考慮すべき最高次数

### 3.4 解析条件

#### 3.4.1 建物・構築物の復元力特性

##### (1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-12 に示す。

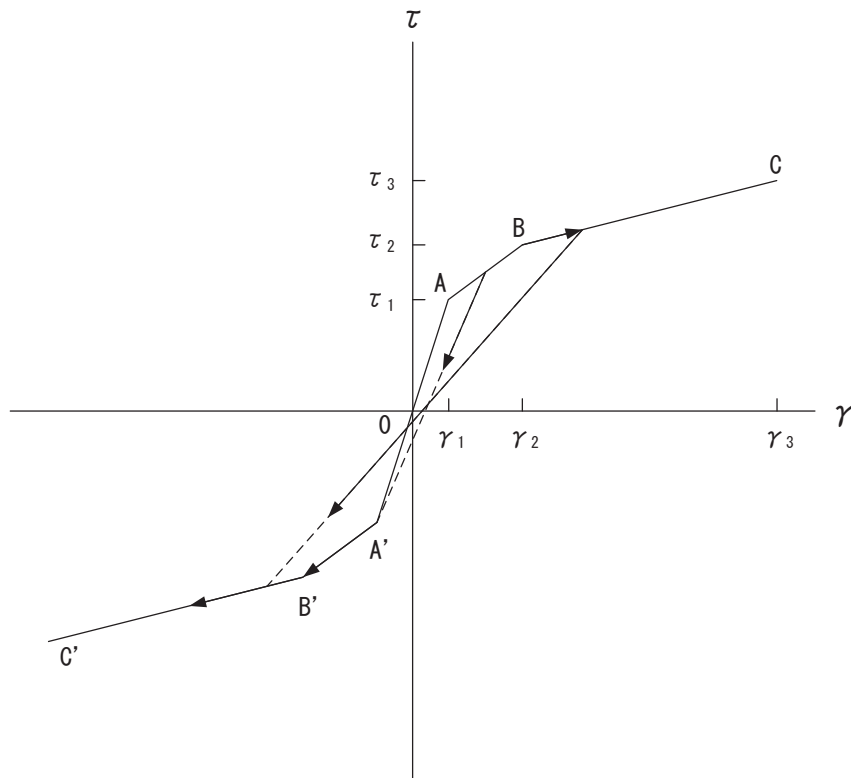


- $\tau_1$  : 第 1 折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第 2 折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第 1 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第 2 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $=4.0 \times 10^{-3}$ )

図 3-12 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-13 に示す。



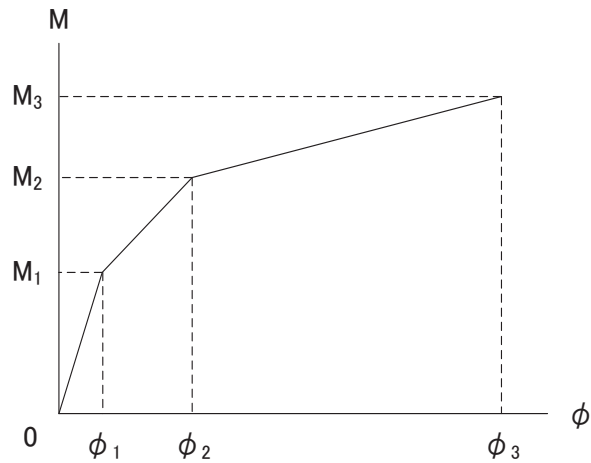
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-13 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性



(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 ( $M-\phi$  関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 ( $M-\phi$  関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-14 に示す。



$M_1$  : 第 1 折点の曲げモーメント

$M_2$  : 第 2 折点の曲げモーメント

$M_3$  : 終局点の曲げモーメント

$\phi_1$  : 第 1 折点の曲率

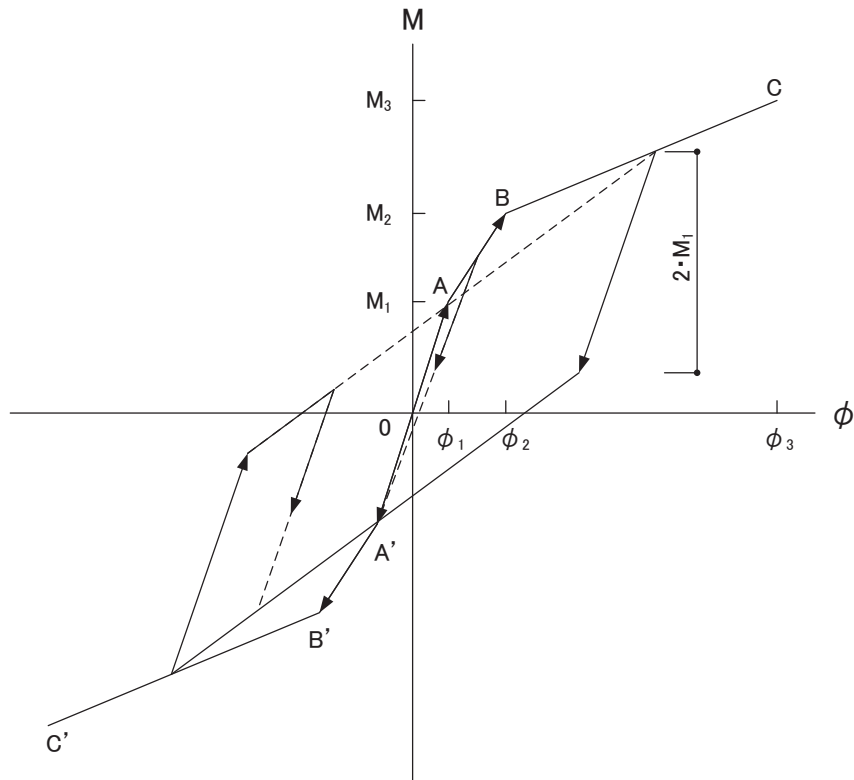
$\phi_2$  : 第 2 折点の曲率

$\phi_3$  : 終局点の曲率

図 3-14 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-15 に示す。

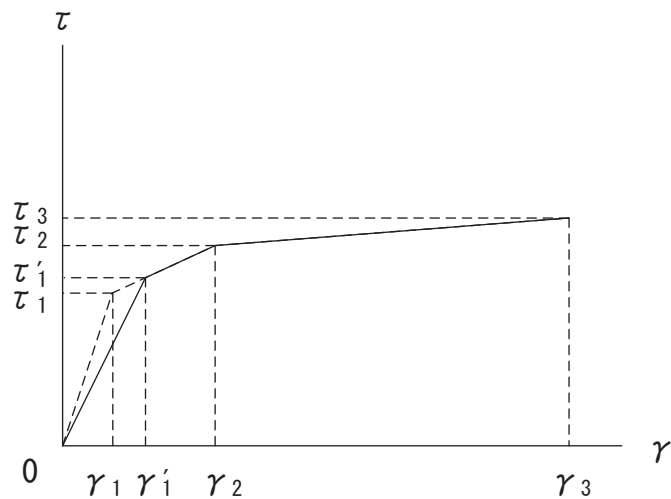


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から  $2 \cdot M_1$  を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-15 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定

設計基準強度により算定したスケルトンカーブに対して，地震観測記録に基づき評価した建屋剛性に整合するようにスケルトンカーブの初期剛性を補正する。剛性低下を考慮したスケルトンカーブの概念を図 3-16 及び図 3-17 に示す。



$\tau_1$  : 第 1 折点のせん断応力度

$\tau_2$  : 第 2 折点のせん断応力度

$\tau_3$  : 終局点のせん断応力度

$\gamma_1$  : 第 1 折点のせん断ひずみ

$\gamma_2$  : 第 2 折点のせん断ひずみ

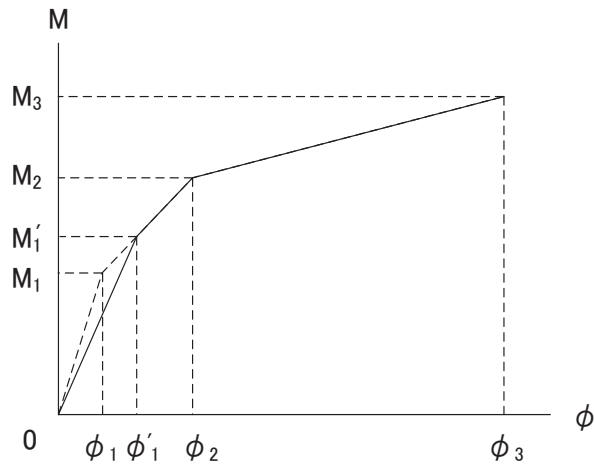
$\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $=4 \times 10^{-3}$ )

$\tau'_1$  : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断応力度

$\gamma'_1$  : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断ひずみ

注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの  $\tau'_1$  は及び  $\gamma'_1$  は J E A G 式とは対応しない

図 3-16 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係のスケルトンカーブの初期剛性の補正



$M_1$  : 第 1 折点の曲げモーメント

$M_2$  : 第 2 折点の曲げモーメント

$M_3$  : 終局点の曲げモーメント

$\phi_1$  : 第 1 折点の曲率

$\phi_2$  : 第 2 折点の曲率

$\phi_3$  : 終局点の曲率

$M'_1$  : 初期剛性補正後の第 1 折点の曲げモーメント

$\phi'_1$  : 初期剛性補正後の第 1 折点の曲率

注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの  $M'_1$  及び  $\phi'_1$  は J E A G 式とは対応しない

図 3-17 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の  
スケルトンカーブの初期剛性の補正

(6) スケルトンカーブの諸数値

第 3 号機海水熱交換器建屋の各耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

表 3-7(1) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

NS 方向

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
15.0 ~ 8.0	1.97	2.51	5.91	0.216	0.491	4.00
8.0 ~ -1.1	2.06	2.64	5.86	0.227	0.515	4.00
-1.1 ~ -9.5	2.20	2.82	6.24	0.242	0.550	4.00

表 3-7(2) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

EW 方向

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
15.0 ~ 8.0	1.97	2.51	6.04	0.216	0.491	4.00
8.0 ~ -1.1	2.06	2.64	5.99	0.227	0.515	4.00
-1.1 ~ -9.5	2.20	2.82	6.26	0.242	0.550	4.00

表 3-8(1) 曲げモーメントのスケルトンカーブ ( $M - \phi$  関係)

NS 方向

0. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_2$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_3$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ /m)
15.0 ~ 8.0	2.98	5.84	7.98	0.589	4.95	98.9
8.0 ~ -1.1	4.16	8.36	11.1	0.646	5.05	101
-1.1 ~ -9.5	6.73	15.0	20.1	0.746	5.27	105

表 3-8(2) 曲げモーメントのスケルトンカーブ ( $M - \phi$  関係)

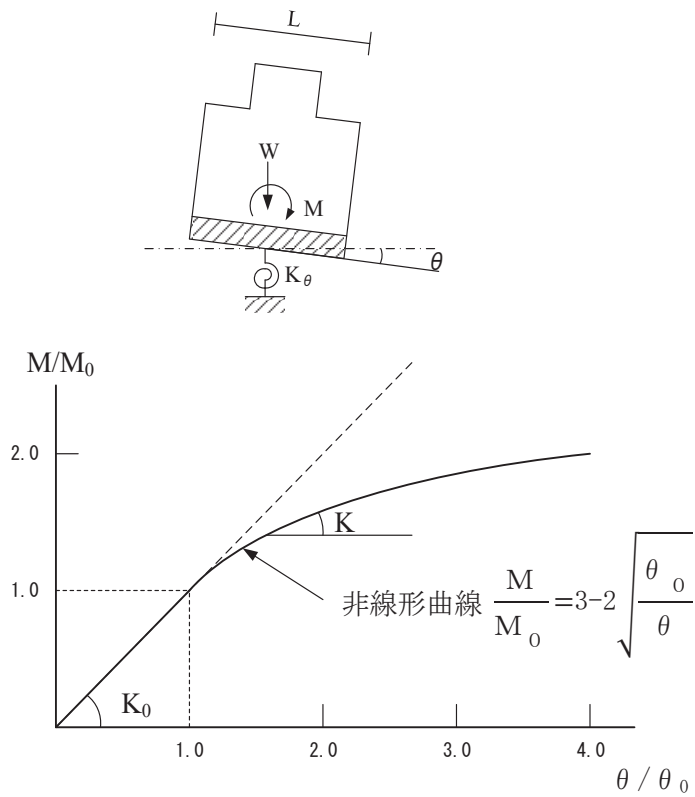
EW 方向

0. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_2$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_3$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ /m)
15.0 ~ 8.0	2.95	5.34	7.72	0.644	5.40	108
8.0 ~ -1.1	4.31	8.22	11.6	0.708	5.55	111
-1.1 ~ -9.5	4.99	11.2	15.5	0.818	5.81	116

### 3.4.2 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤の回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-18 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は、図 3-18 の曲線で表され、減衰係数は、回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- $M_0$  : 浮上り限界転倒モーメント ( $=W \cdot L / 6$ )
- $\theta$  : 回転角
- $\theta_0$  : 浮上り限界回転角
- $K_0$  : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)
- K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)
- W : 建屋総重量
- L : 建屋基礎幅

図 3-18 地盤の回転ばねのモーメントー回転角の関係

### 3.4.3 誘発上下動を考慮する基礎浮上り評価法

図3-4に示す誘発上下動を考慮した地震応答解析モデルでは「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づく基礎の浮上り非線形性を考慮できる水平ばね $K_{HH}$ 及び回転ばね $K_{RR}$ に加えて、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2015）」を参考に、接地率 $\eta_t$ に応じて時々刻々と変化する鉛直ばね $K_{VV}$ 及び回転・鉛直連成ばね $K_{VR}$ を考慮している。

図3-19に誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図を、表3-9に基礎浮上り時の地盤ばねの剛性と減衰の評価式を示す。

$$\begin{Bmatrix} P \\ N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 & 0 \\ 0 & K_{VV} & K_{VR} \\ 0 & K_{VR} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ w_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

ここで、

P : 水平方向慣性力

N : 鉛直方向慣性力

M : 転倒モーメント

$K_{HH}$ ,  $K_{VV}$ ,  $K_{RR}$  :

水平, 鉛直, 回転ばねの対角項

$K_{VR}$  : 回転・鉛直連成ばね

$u_0$ ,  $w_0$ ,  $\theta$  :

基礎底面中心の各変位及び回転角

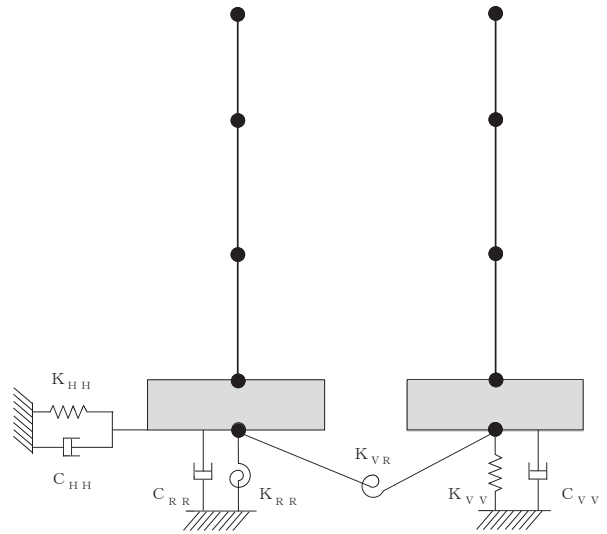


図 3-19 誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図

表 3-9 誘発上下動考慮モデルの基礎浮上り時の地盤ばねの剛性と減衰

	剛性	減衰
鉛直ばね	$K_{VV} = \eta_t^\beta \cdot K_{V0}$	$C_{VV} = C_{V0} \cdot \eta_t^{\alpha/2}$
回転・鉛直連成ばね	$K_{VR} = (1 - \eta_t) / 2 \cdot L \cdot K_{VV}$	$C_{VR} = 0$
回転ばね	$K_{RR} = (M - K_{VR} \cdot w_0) / \theta$	$C_{RR} = C_{R0} \cdot \eta_t^{\alpha/2}$

$\eta_t = (\theta_0 / \theta)^{2 / (\alpha - 2)}$   
 $\theta$  : 回転角  
 M : 転倒モーメント  
 $w_0$  : 基礎スラブ中心の鉛直変位  
 $\theta_0$  : 浮上り限界回転角  
 L : 建屋基礎幅  
 $K_{V0}$  : 線形域の鉛直ばね剛性  
 $\beta$  : 0.46  
 $\alpha$  : 地反力分布に応じた値(三角形分布 6.0)  
 $C_{V0}$  : 線形域の鉛直ばねの減衰係数  
 $C_{R0}$  : 線形域の回転ばねの減衰係数



#### 3.4.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基本ケースによる地震応答解析で、部材または質点の応答値のうち、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力のいずれかが最大値となった地震動を基準地震動  $S_s$  から選定し実施する。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、底面地盤のせん断波速度のばらつきは、変動係数±7%を考慮する。O.P. 14.8m から O.P. -12.5m の表層地盤は、非線形性を考慮しているためばらつきは考慮しない。

建屋剛性の不確かさについて、水平方向については、**全ての**基準地震動  $S_s$  入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動  $S_s$  について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。なお、終局耐力については、実機のコンクリート強度が設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高いほうに上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。また、鉛直方向については、水平方向に比べ剛性の低下量は小さく、これまでの経年変化によって設計基準強度に基づく剛性（以下「設計剛性」という。）を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では設計剛性に基づく解析モデルで記録を再現できたこと、また、剛性の変化が建屋応答に与える感度が小さいことから、初期剛性の不確かさは考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 3-**10** に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性を表 3-**11** に示す。

表 3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011 年 3 月 11 日 東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEAG 式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + $\sigma$
	ケース 3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - $\sigma$
	ケース 4	同上	同上	同上	同上	標準地盤
	ケース 5	基本ケースの 0.53 倍*	同上	同上	同上	標準地盤 + $\sigma$
	ケース 6	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - $\sigma$
基準地震動 S s (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + $\sigma$
	ケース 3	同上	—	同上	同上	標準地盤 - $\sigma$

注記\*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S s 入力前後の 1 次固有振動数の比 ( $f_{Ss \text{ 入力後}}/f_{Ss \text{ 入力前}}$ ) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性

	O. P. (m)	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ $\sigma$ 相当	- $\sigma$ 相当
表層地盤	14.8	*	*	*
底面地盤	-12.5	1360	1460	1260
	-27.0	2040	2180	1900
	-50.0	2520	2700	2340
	-200.0	2520	2700	2340

注記\* : O. P. 14.8m~O. P. -12.5m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と  
 相関のある初期せん断剛性 $G_0$ を設定する。また、ひずみ依存によ  
 る非線形特性を考慮する。(詳細は表 3-5 及び図 3-6 に従う。)

## 4. 解析結果

### 4.1 動的解析

本資料においては、代表として基本ケースの地震応答解析結果を示す。

#### 4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1 に示す。刺激関数図を図 4-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル  $\{u\}$  に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

#### 4.1.2 地震応答解析結果

基準地震動  $S_s$  による最大応答値を図 4-2～図 4-12，表 4-2 及び表 4-3 に示す。また，基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を図 4-13 及び図 4-14 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。表 4-4 に基準地震動  $S_s$  による地震応答解析結果に基づく接地率を示す。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.137	7.28	1.364	全体 1 次
2	0.057	17.40	0.524	全体 2 次
3	0.045	22.39	0.176	
4	0.034	29.16	0.296	全体 3 次

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.149	6.69	1.349	全体 1 次
2	0.062	16.21	0.490	全体 2 次
3	0.044	22.65	0.099	
4	0.035	28.46	0.272	全体 3 次

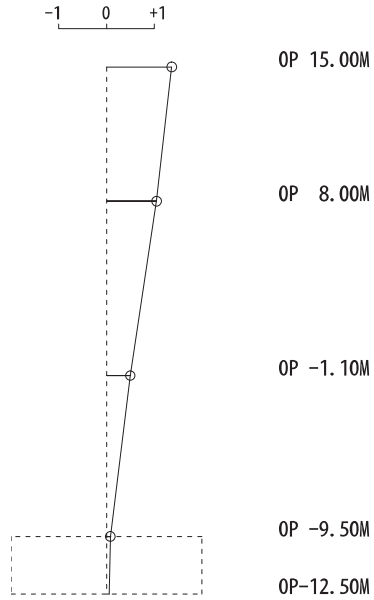
(c) UD 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.054	18.49	1.381	全体 1 次
2	0.023	43.79	0.507	全体 2 次
3	0.015	67.10	0.164	全体 3 次
4	0.011	90.57	0.024	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル {u} に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

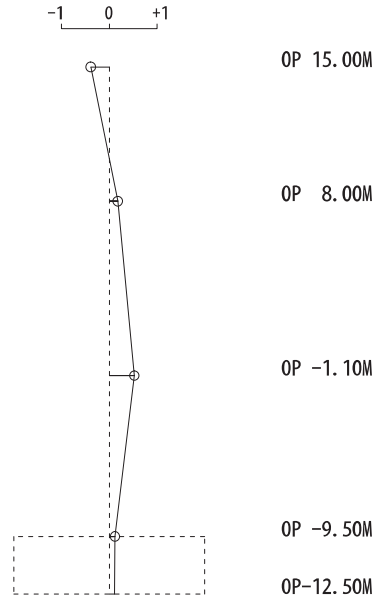
固有周期 0.137 s  
固有振動数 7.28 Hz  
刺激係数 1.364

固有周期 0.057 s  
固有振動数 17.40 Hz  
刺激係数 0.524



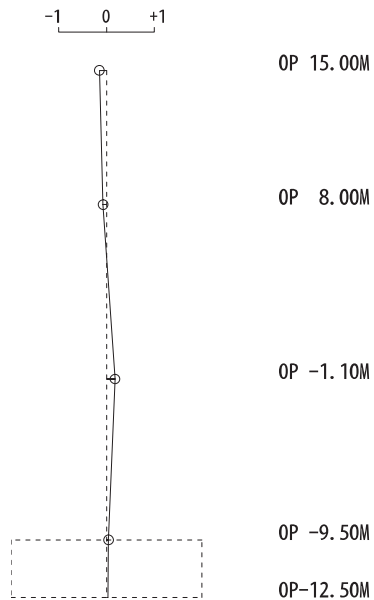
1次モード

固有周期 0.045 s  
固有振動数 22.39 Hz  
刺激係数 0.176

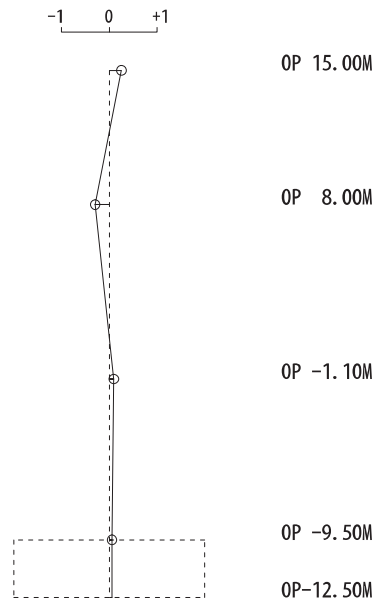


2次モード

固有周期 0.034 s  
固有振動数 29.16 Hz  
刺激係数 0.296



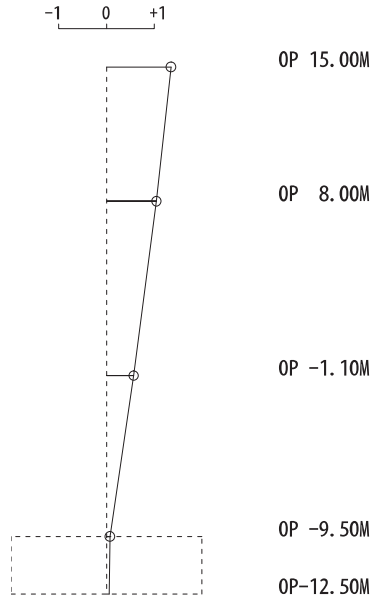
3次モード



4次モード

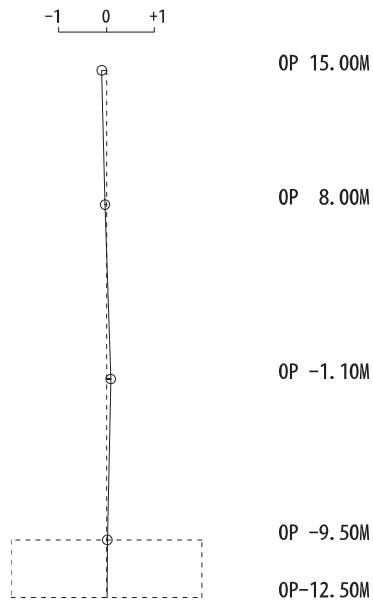
図 4-1(1) 刺激関数図 (NS 方向)

固有周期 0.149 s  
固有振動数 6.69 Hz  
刺激係数 1.349



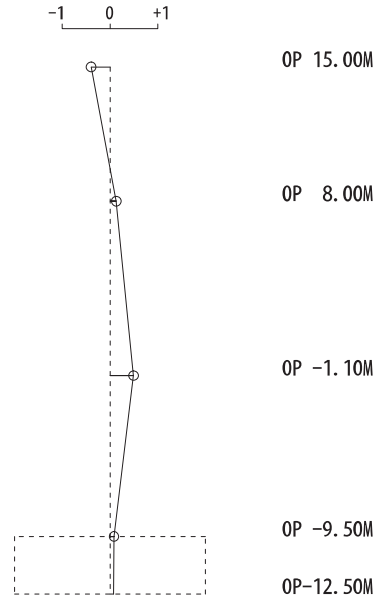
1 次モード

固有周期 0.044 s  
固有振動数 22.65 Hz  
刺激係数 0.099



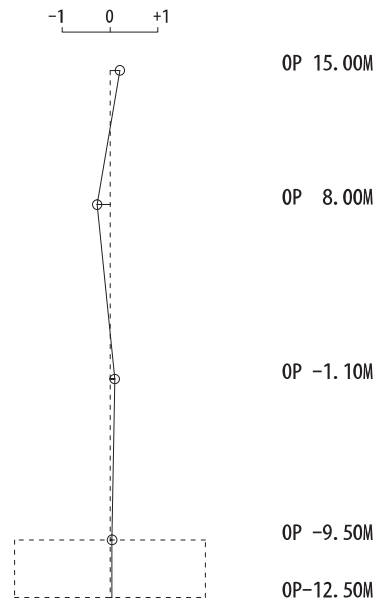
3 次モード

固有周期 0.062 s  
固有振動数 16.21 Hz  
刺激係数 0.490



2 次モード

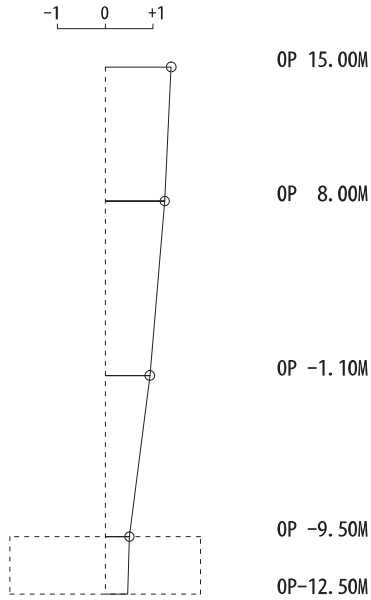
固有周期 0.035 s  
固有振動数 28.46 Hz  
刺激係数 0.272



4 次モード

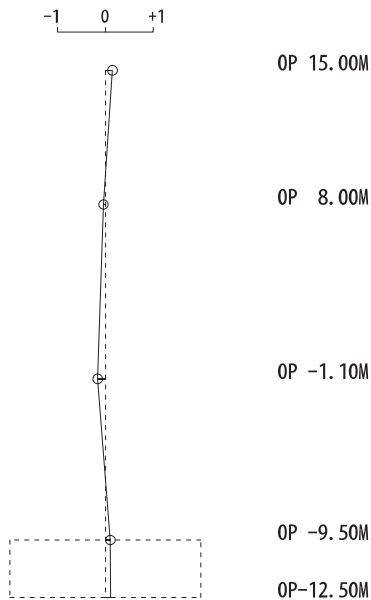
図 4-1(2) 刺激関数図 (EW 方向)

固有周期 0.054 s  
固有振動数 18.49 Hz  
刺激係数 1.381



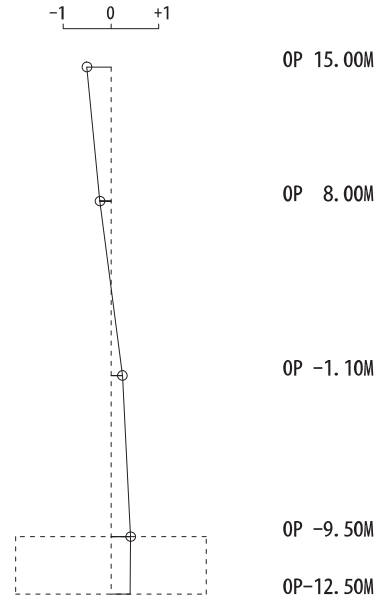
1次モード

固有周期 0.015 s  
固有振動数 67.10 Hz  
刺激係数 0.164



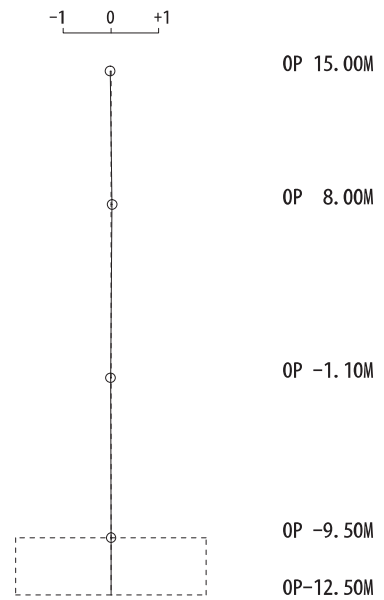
3次モード

固有周期 0.023 s  
固有振動数 43.79 Hz  
刺激係数 0.507



2次モード

固有周期 0.011 s  
固有振動数 90.57 Hz  
刺激係数 0.024



4次モード

図 4-1(3) 刺激関数図 (UD 方向)



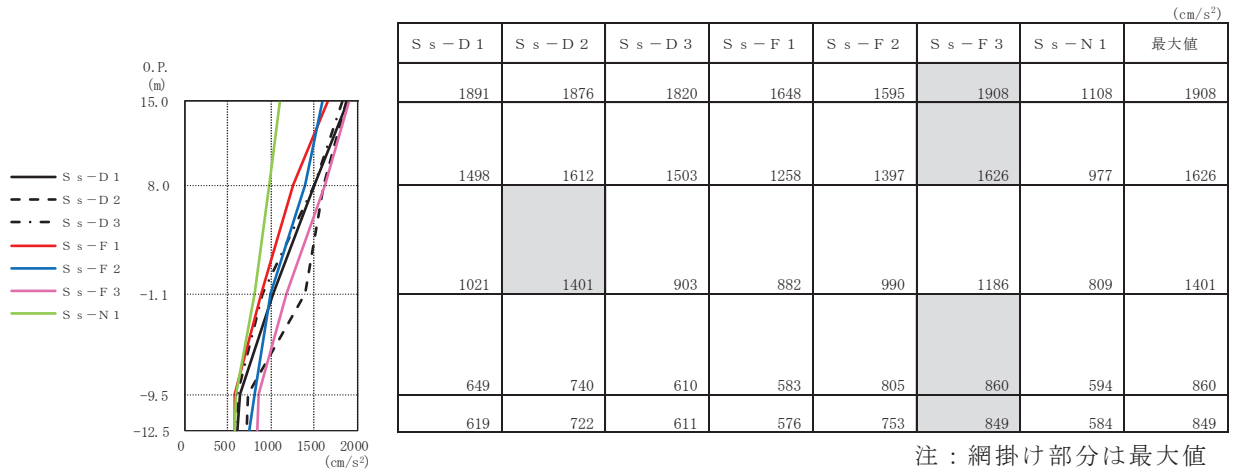


図 4-2 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

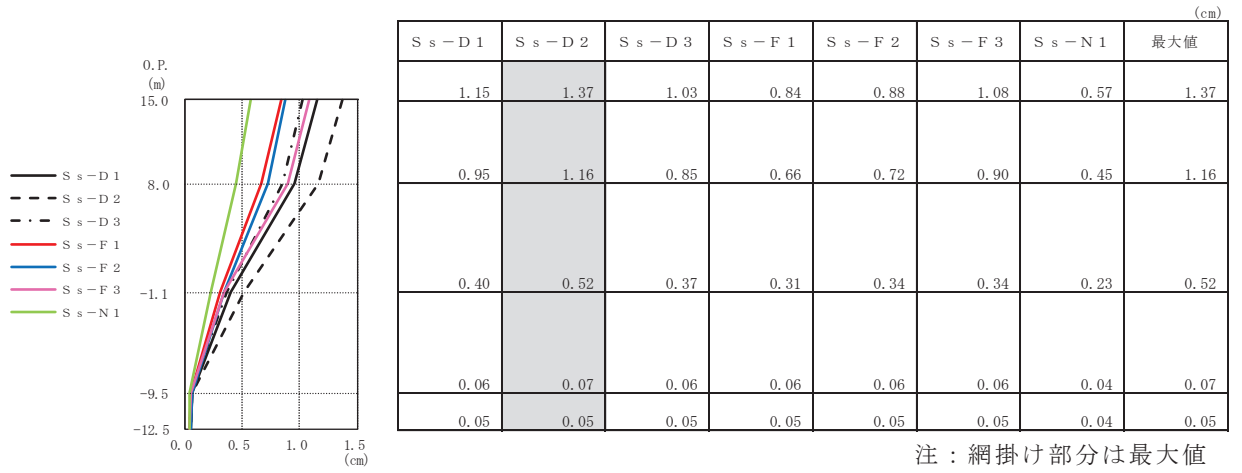


図 4-3 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

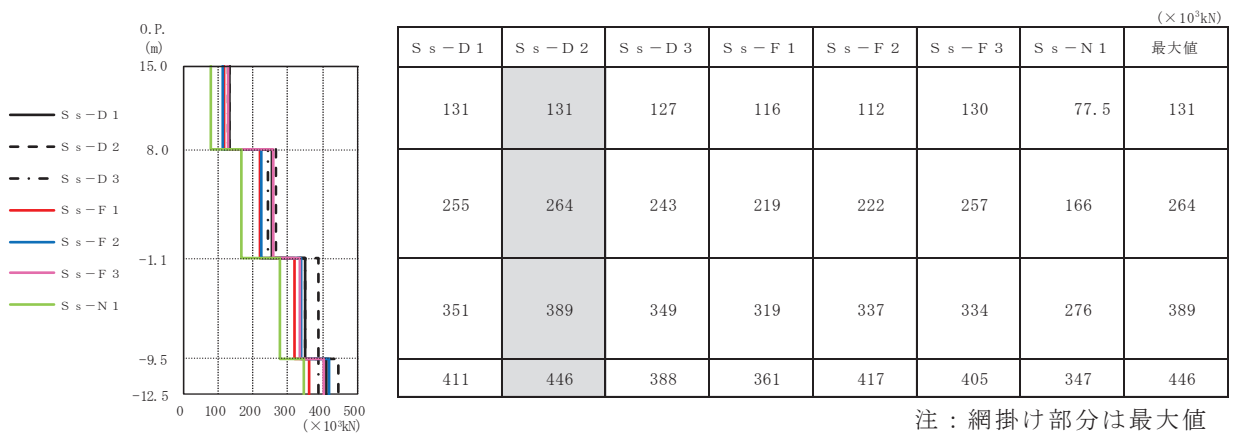
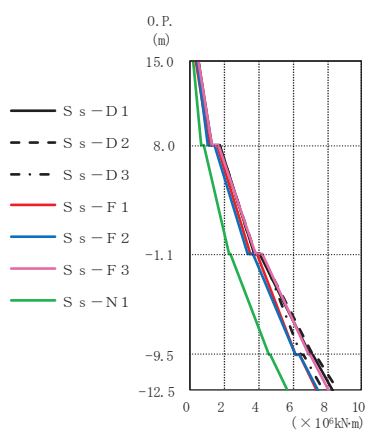


図 4-4 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



							(×10 <sup>6</sup> kN-m)	
S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	最大値	
0.490	0.486	0.438	0.377	0.402	0.479	0.199	0.490	
1.25	1.19	1.30	1.12	1.08	1.28	0.650	1.30	
1.77	1.65	1.71	1.58	1.47	1.69	0.836	1.77	
3.74	3.81	3.74	3.49	3.36	3.79	2.25	3.81	
4.08	4.17	4.20	3.89	3.69	4.20	2.35	4.20	
6.98	7.15	6.45	6.17	6.13	6.88	4.60	7.15	
7.18	7.31	6.64	6.39	6.34	7.02	4.64	7.31	
8.34	8.59	7.74	7.38	7.46	8.04	5.67	8.59	

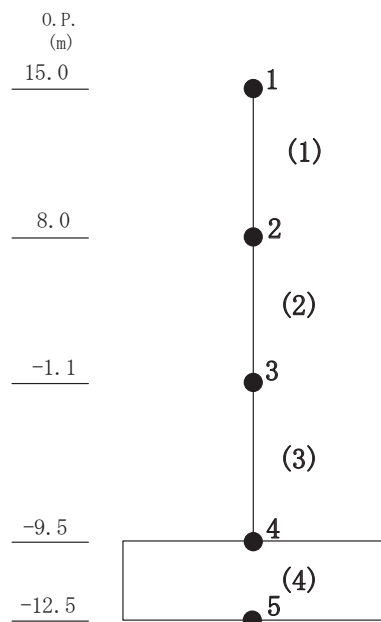
注：網掛け部分は最大値

図 4-5 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向）

表 4-2 最大応答せん断ひずみ一覧（基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向）

要素 番号	最大応答せん断ひずみ (×10 <sup>-3</sup> )							最大値 (×10 <sup>-3</sup> )
	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	
(1)	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.18	0.11	0.18
(2)	0.51	0.60	0.45	0.32	0.34	0.52	0.19	0.60
(3)	0.36	0.50	0.36	0.25	0.32	0.31	0.21	0.50

注：網掛け部分は最大値



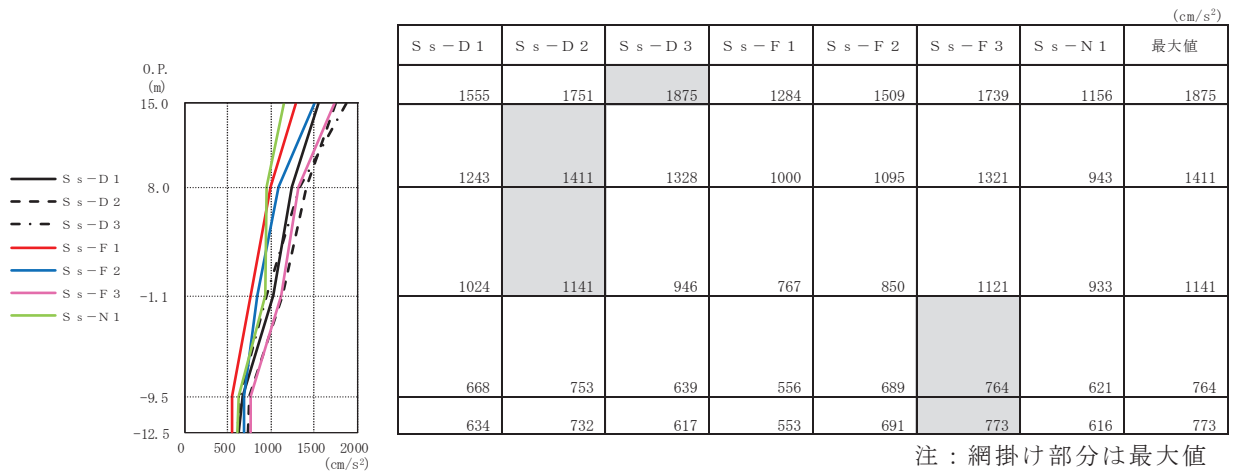


図 4-6 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

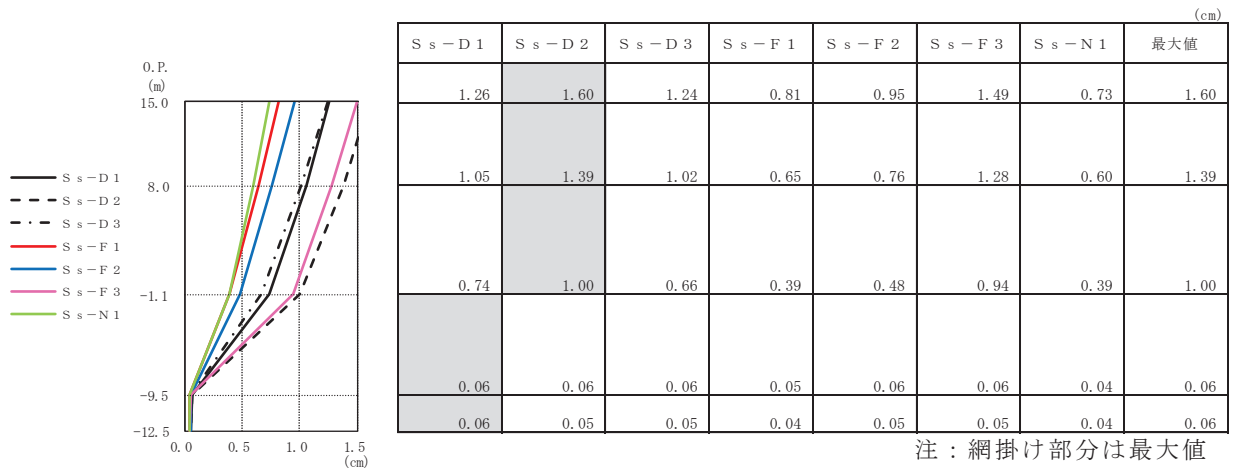


図 4-7 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

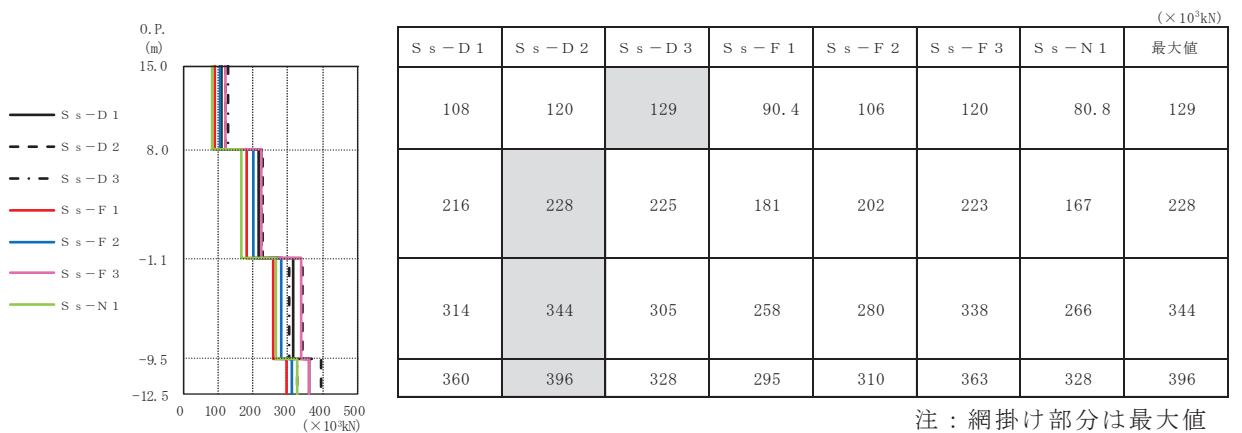
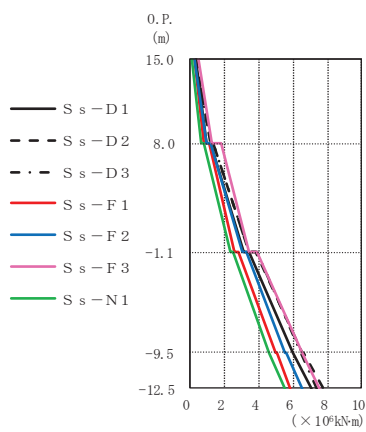


図 4-8 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



							(×10 <sup>6</sup> kN-m)	
S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	最大値	
0.329	0.368	0.338	0.257	0.247	0.483	0.146	0.483	
0.948	1.21	1.18	0.846	0.976	1.27	0.689	1.27	
1.20	1.38	1.38	1.14	1.23	1.81	0.834	1.81	
3.14	3.43	3.44	2.61	3.05	3.45	2.35	3.45	
3.43	3.84	3.89	2.83	3.32	3.93	2.50	3.93	
5.98	6.56	6.43	4.99	5.55	6.51	4.58	6.56	
6.02	6.57	6.43	5.04	5.62	6.51	4.60	6.57	
7.07	7.73	7.35	5.87	6.53	7.57	5.55	7.73	

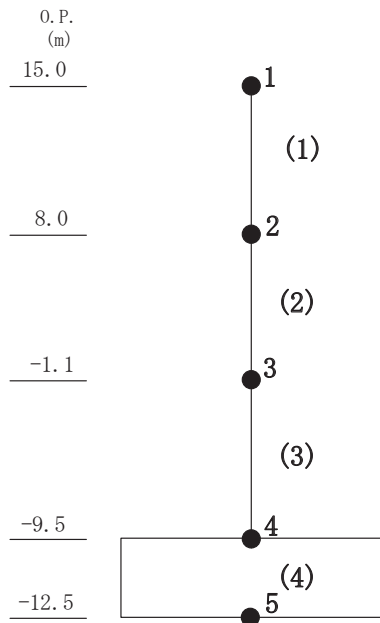
注：網掛け部分は最大値

図 4-9 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

表 4-3 最大応答せん断ひずみ一覧 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

要素番号	最大応答せん断ひずみ (×10 <sup>-3</sup> )							最大値 (×10 <sup>-3</sup> )
	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	
(1)	0.16	0.18	0.19	0.13	0.16	0.18	0.12	0.19
(2)	0.24	0.30	0.28	0.19	0.21	0.27	0.18	0.30
(3)	0.77	1.05	0.68	0.39	0.49	1.00	0.42	1.05

注：網掛け部分は最大値



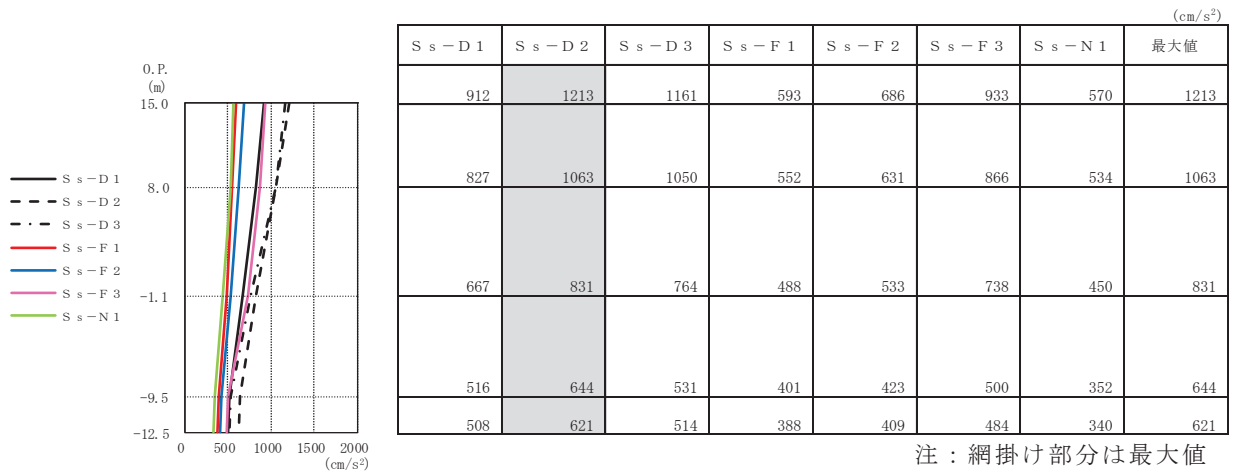


図 4-10 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

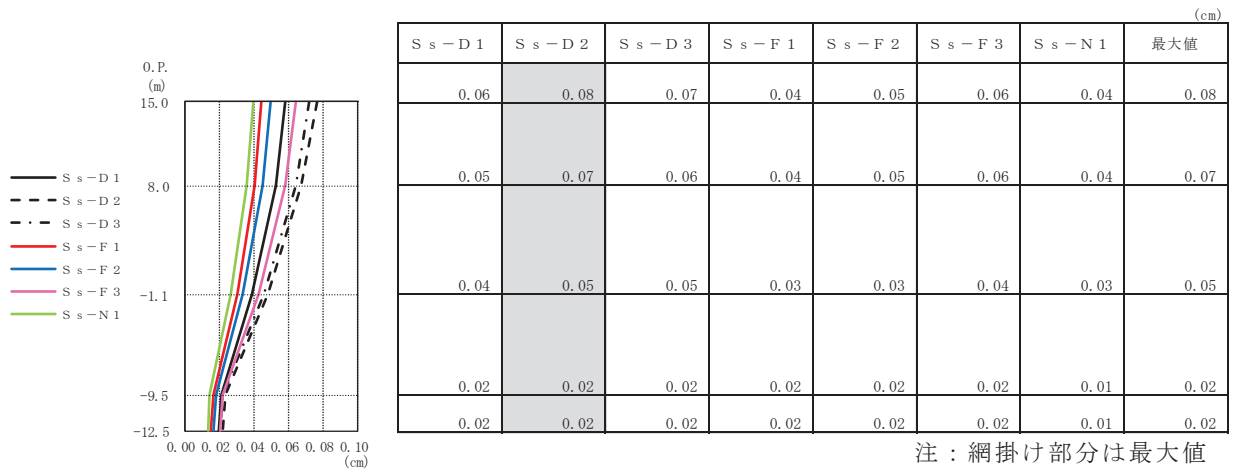


図 4-11 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

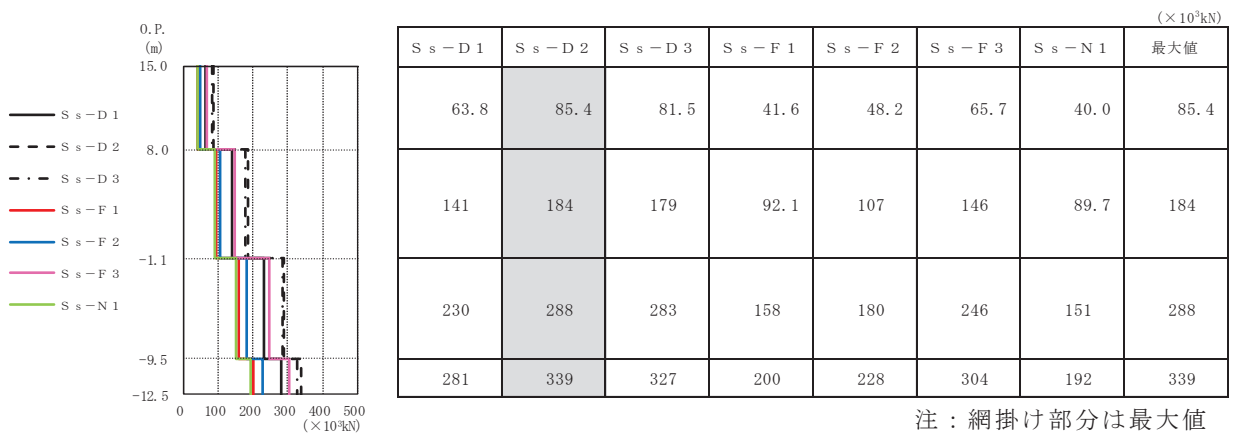
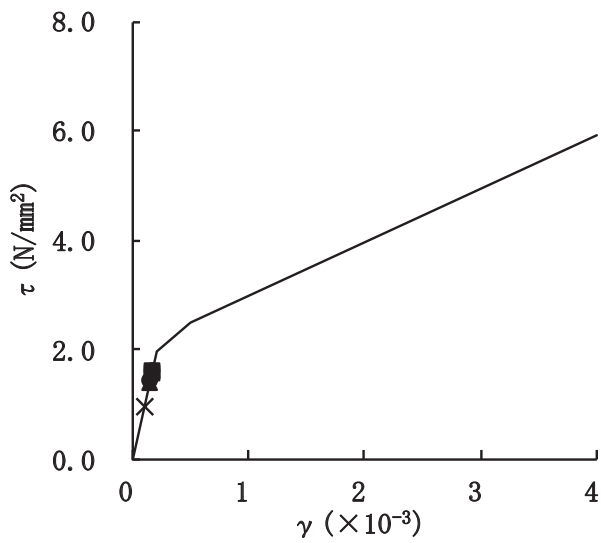
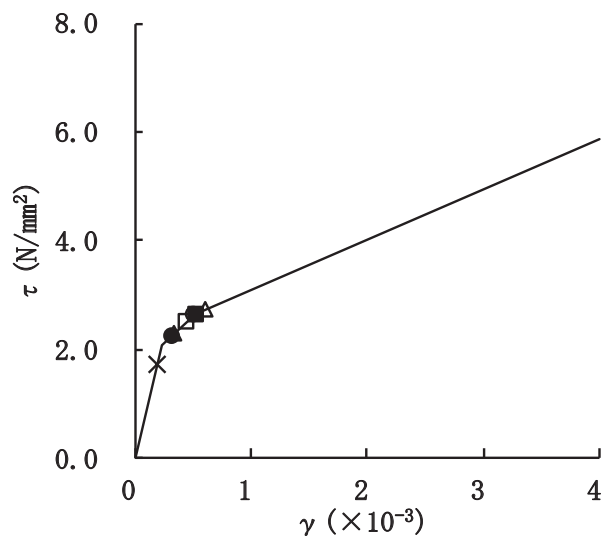


図 4-12 最大応答軸力（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

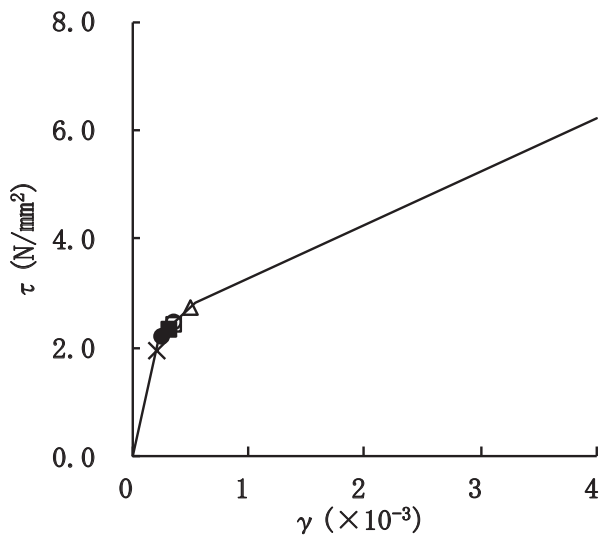
○ S<sub>s</sub>-D1   △ S<sub>s</sub>-D2   □ S<sub>s</sub>-D3   ● S<sub>s</sub>-F1   ▲ S<sub>s</sub>-F2   ■ S<sub>s</sub>-F3   × S<sub>s</sub>-N1



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

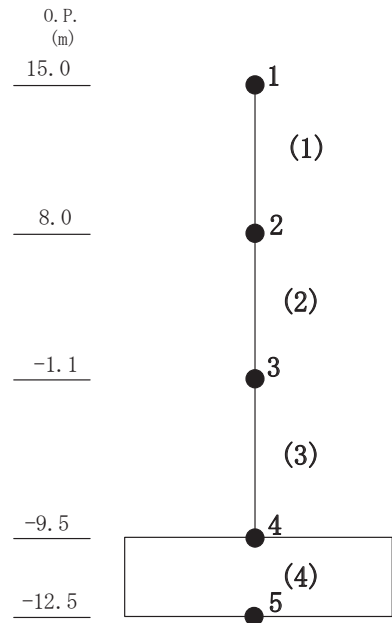
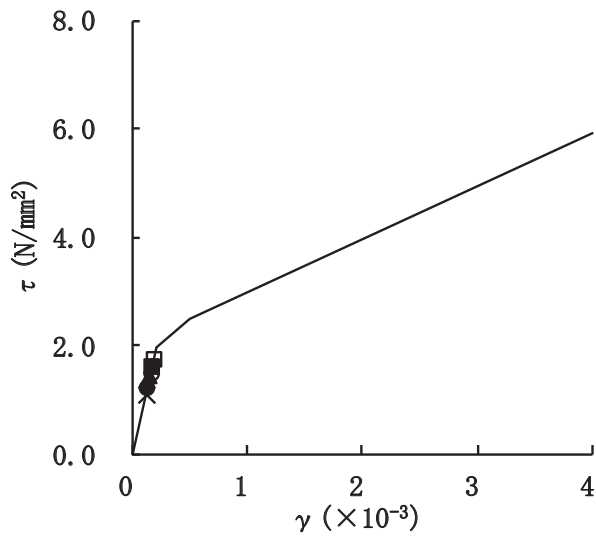
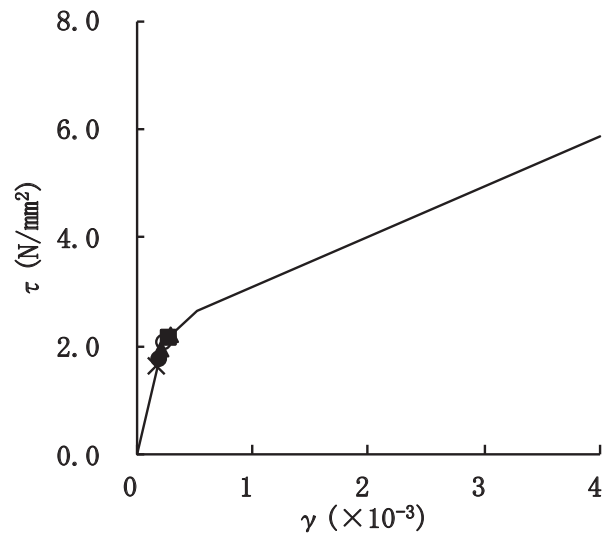


図 4-13 (1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向)

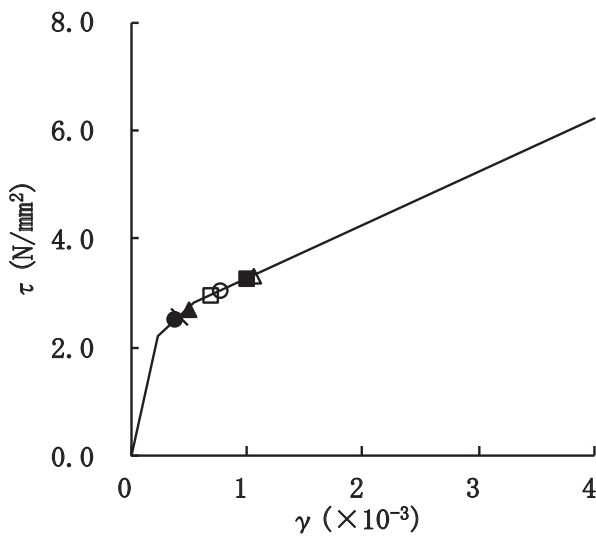
○ S<sub>s</sub>-D1   Δ S<sub>s</sub>-D2   □ S<sub>s</sub>-D3   ● S<sub>s</sub>-F1   ▲ S<sub>s</sub>-F2   ■ S<sub>s</sub>-F3   × S<sub>s</sub>-N1



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

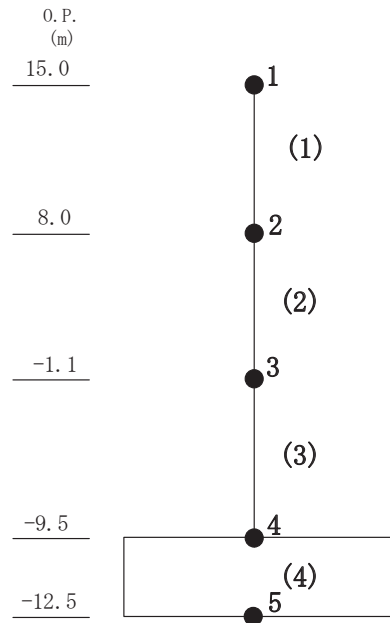
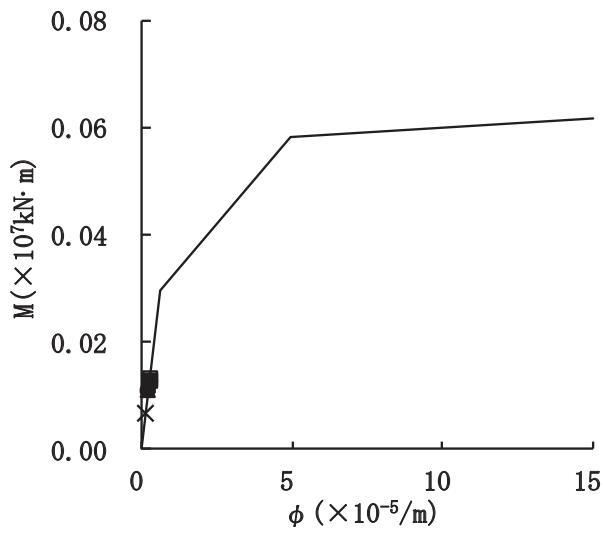


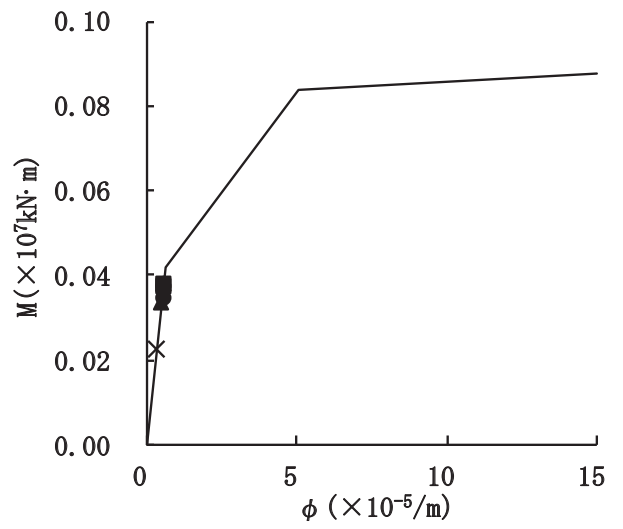
図 4-13 (2)   せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

O 2 ③ VI-2-2-29 R 1

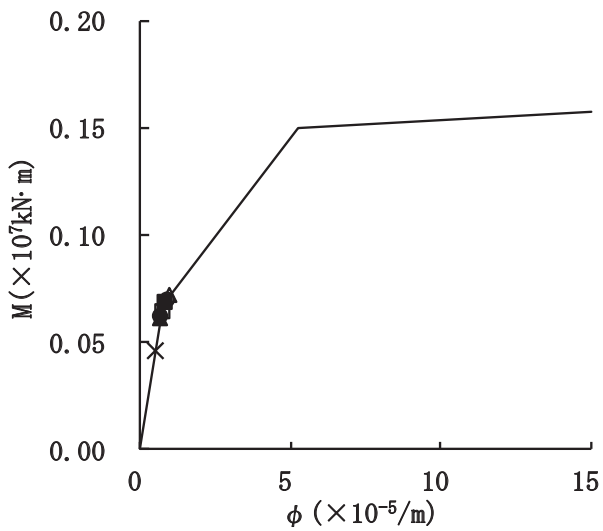
○ S<sub>s</sub>-D1   Δ S<sub>s</sub>-D2   □ S<sub>s</sub>-D3   ● S<sub>s</sub>-F1   ▲ S<sub>s</sub>-F2   ■ S<sub>s</sub>-F3   × S<sub>s</sub>-N1



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

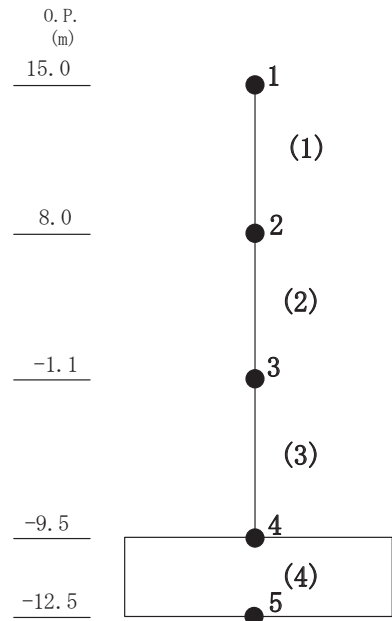
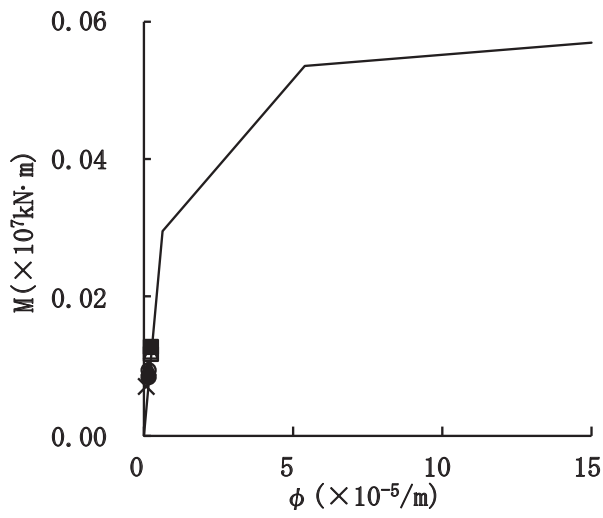


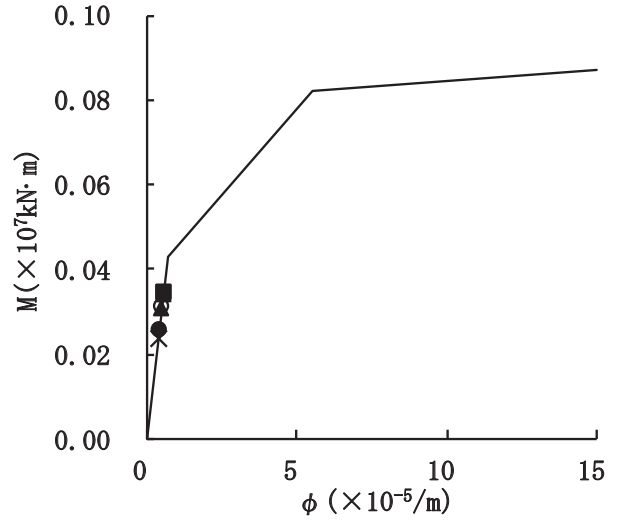
図 4-14 (1) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向)



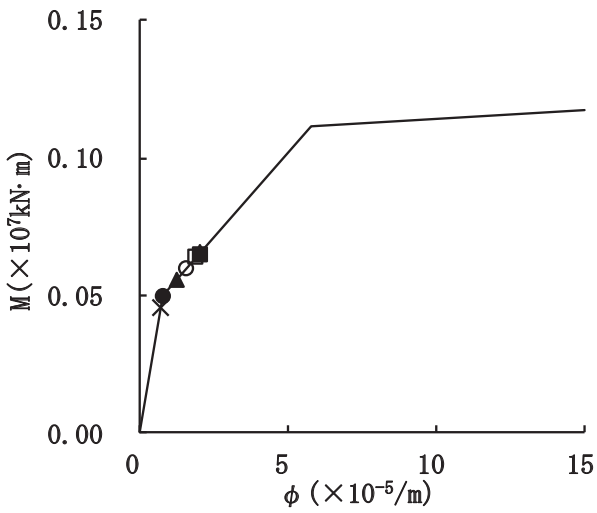
○ S<sub>s</sub>-D1   △ S<sub>s</sub>-D2   □ S<sub>s</sub>-D3   ● S<sub>s</sub>-F1   ▲ S<sub>s</sub>-F2   ■ S<sub>s</sub>-F3   × S<sub>s</sub>-N1



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

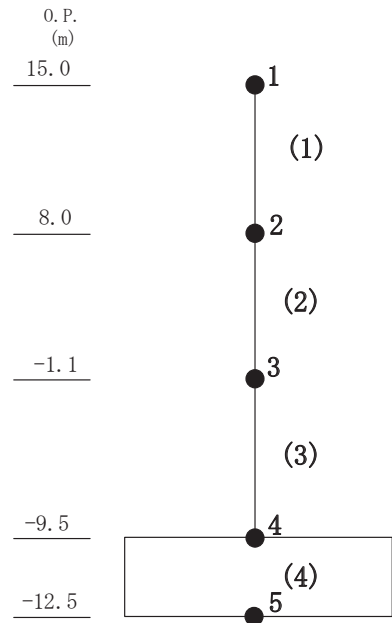


図 4-14 (2) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

○ 2 ③ VI-2-2-29 R 1

表 4-4 基準地震動  $S_s$  による地震応答解析結果に基づく接地率

(a)NS 方向

地震動	最大接地圧 ( $\times 10^3 \text{kN/m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
$S_s - D 1^*$	2.41	8.50	54.5
$S_s - D 2^*$	5.24	8.72	52.1
$S_s - D 3^*$	1.88	7.90	61.3
$S_s - F 1^*$	1.26	7.58	64.9
$S_s - F 2^*$	1.35	7.65	64.1
$S_s - F 3^*$	2.17	8.18	58.1
$S_s - N 1$	0.87	5.70	86.0

(b)EW 方向

地震動	最大接地圧 ( $\times 10^3 \text{kN/m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
$S_s - D 1^*$	1.59	7.13	63.0
$S_s - D 2^*$	3.59	7.77	55.1
$S_s - D 3^*$	2.01	7.36	60.2
$S_s - F 1$	0.94	5.91	77.9
$S_s - F 2$	1.16	6.58	69.6
$S_s - F 3^*$	2.23	7.55	57.8
$S_s - N 1$	0.91	5.57	82.0

注記\* : 誘発上下動を考慮したケースを示す。

#### 4.2 必要保有水平耐力

「3.3 解析方法」による解析方法で算出した必要保有水平耐力  $Q_{un}$  を表 4-5 に示す。

構造特性係数  $D_s$  は以下の条件に基づき設定している。

耐震壁は全てせん断破壊型であるため建築基準法施行令に基づく耐力壁の種別は WD とする。

耐震壁が全ての地震荷重を負担するため、耐震壁が分担する保有水平耐力の比  $\beta_u$  は 1.0 となる。

以上の条件から構造特性係数  $D_s$  は 0.55 となる。

形状特性係数  $F_{es}$  は

$F_s=1.0$  (剛性率が 0.6 以上のため)

$F_e=1.0$  (偏心率が 0.15 以下のため)

より、1.0 となる。

表 4-5 必要保有水平耐力

(a)NS 方向

階	O. P. (m)	構造特性係数 $D_s$	形状特性係数 $F_{e s}$	必要保有水平耐力 $Q_{u n} (\times 10^3 \text{kN})$
B1F	15.0 ~ 8.0	0.55	1.0	61.36
B2F	8.0 ~ -1.1	0.55	1.0	117.55
B3F	-1.1 ~ -9.5	0.55	1.0	162.95

(b)EW 方向

階	O. P. (m)	構造特性係数 $D_s$	形状特性係数 $F_{e s}$	必要保有水平耐力 $Q_{u n} (\times 10^3 \text{kN})$
B1F	15.0 ~ 8.0	0.55	1.0	59.11
B2F	8.0 ~ -1.1	0.55	1.0	114.27
B3F	-1.1 ~ -9.5	0.55	1.0	162.95

別紙 1 第 3 号機海水熱交換器建屋の弾性設計用地震動 S d - D 2  
による地震応答解析結果について

## 目次

1. 概要.....	別紙 1-1
2. 設計に用いる地震波.....	別紙 1-3
3. 解析結果.....	別紙 1-7
3.1 地震応答解析結果.....	別紙 1-7

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づく第3号機海水熱交換器建屋の弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震応答解析結果を示すものである。地震応答解析により算出した各種応答値は、添付書類「VI-3-別添3 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度に関する説明書」に示す浸水防護施設の余震荷重として用いる。

なお、本資料で用いる地震応答解析モデル、解析方法及び解析条件は添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」に準じるものとする。弾性設計用地震動 S d - D 2 に対する材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 1-1 に示す。

表 1-1 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

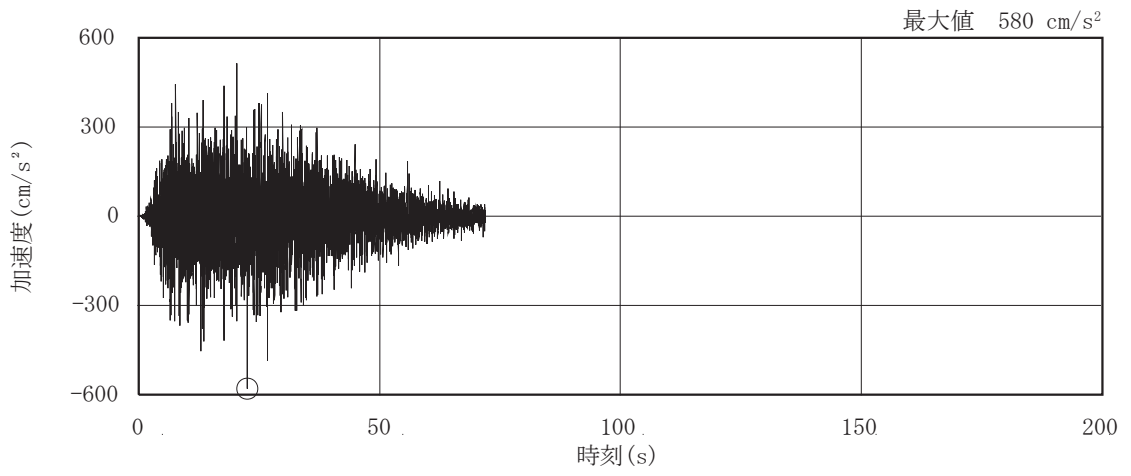
対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011年3月11日東北 地方太平洋沖地震の観 測記録を用いたシミュ レーション解析により 補正	設計基準強度を用い JEA G 式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + 0
	ケース 3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - 0
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + 0
	ケース 3	同上	—	同上	同上	標準地盤 - 0



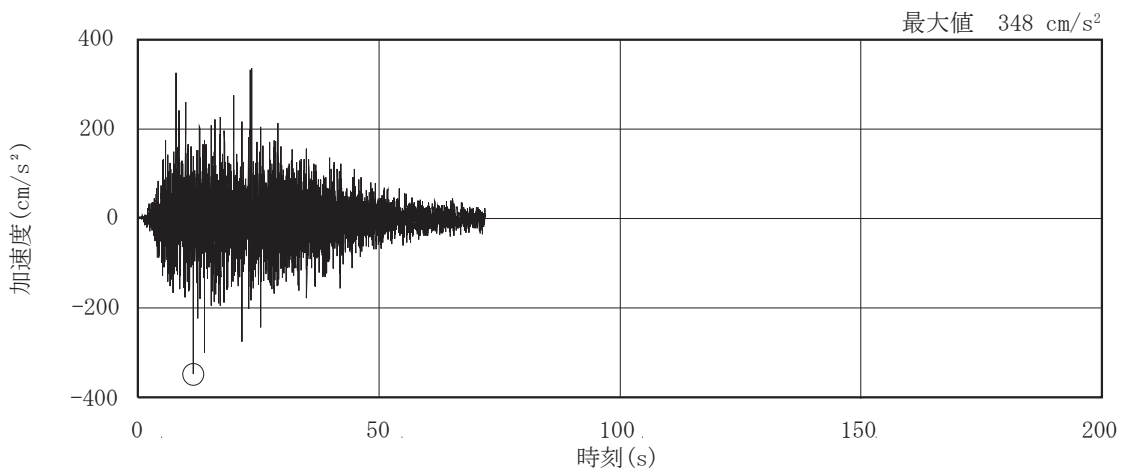
## 2. 設計に用いる地震波

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、水平方向については、添付書類「VI-2-1-2 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す弾性設計用地震動  $S_d-D2$  から、建屋底面位置 (O.P. -12.5m) より上部の地盤の振動特性を考慮して算定した地震動を用いる。鉛直方向については、弾性設計用地震動  $S_d-D2$  を用いる。

弾性設計用地震動  $S_d-D2$  の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図2-1及び図2-2に、基礎底面位置 (O.P. -12.5m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図2-3に示す。

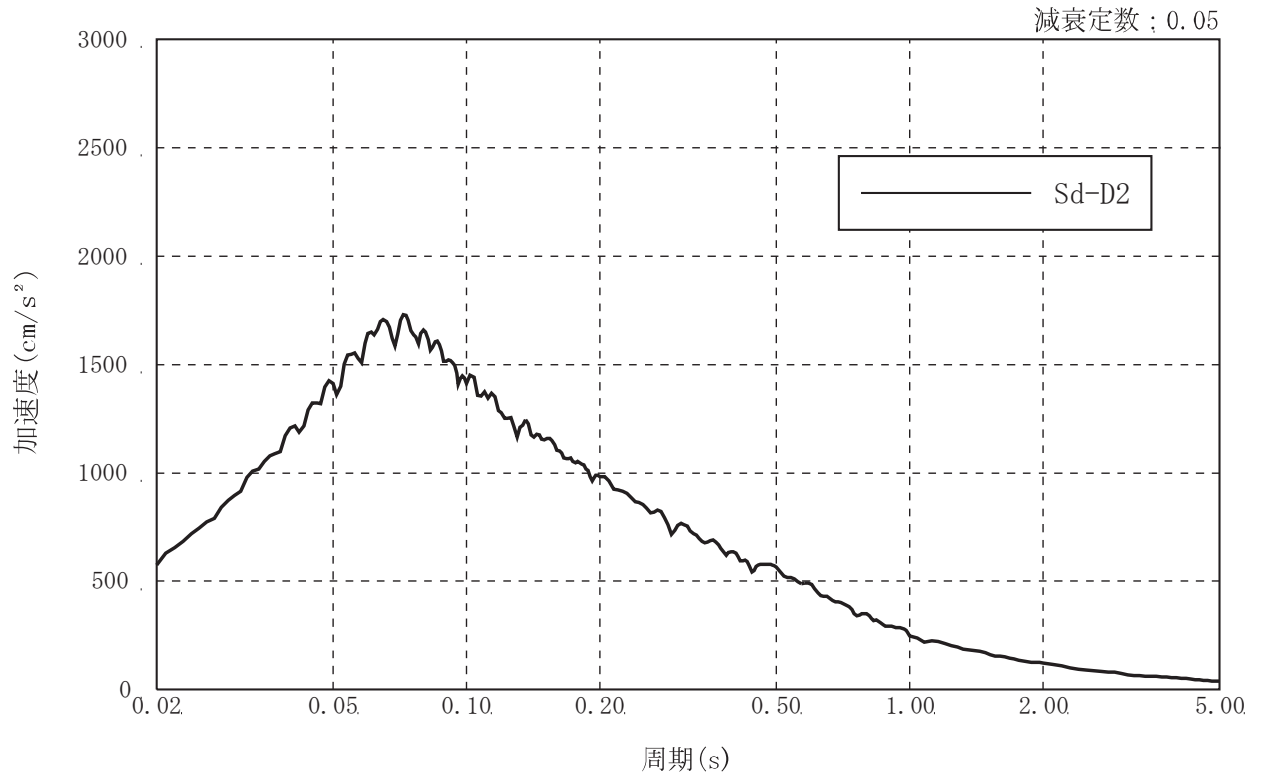


(a) 水平方向

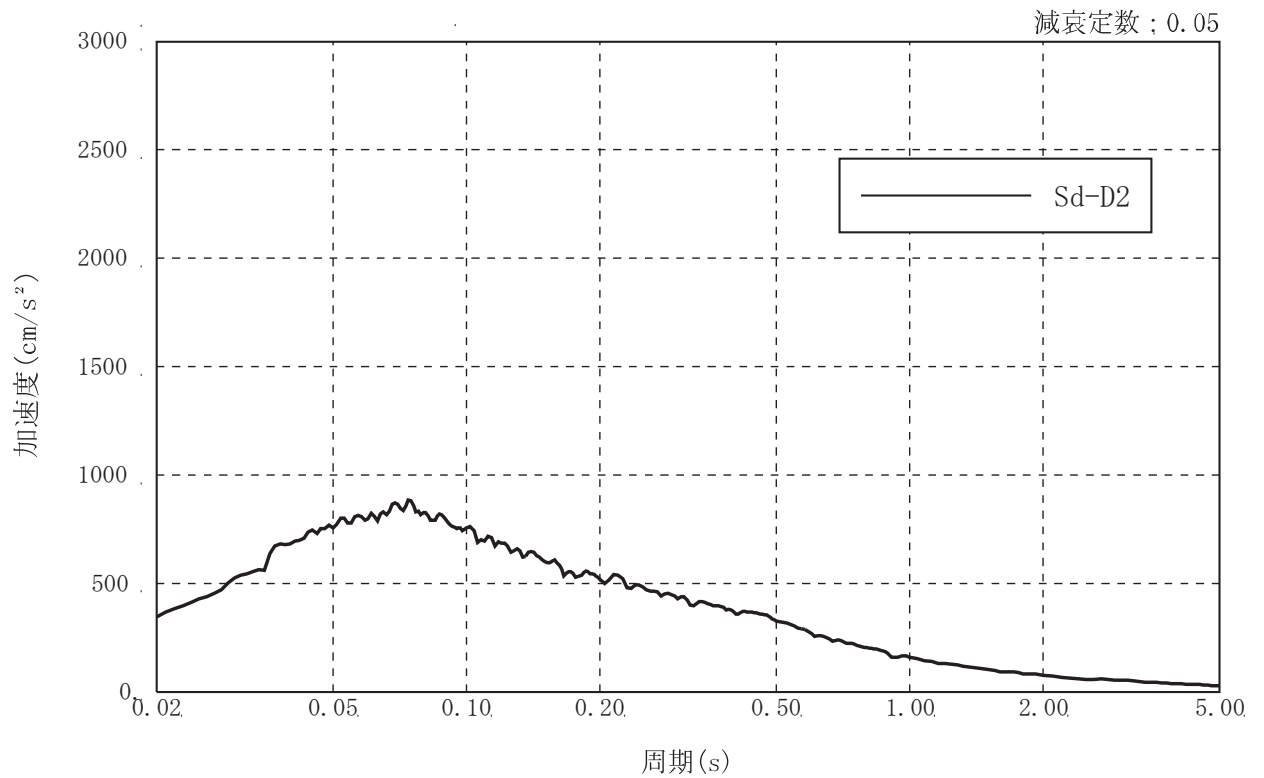


(b) 鉛直方向

図 2-1 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d - D 2)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 2-2 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d - D 2)

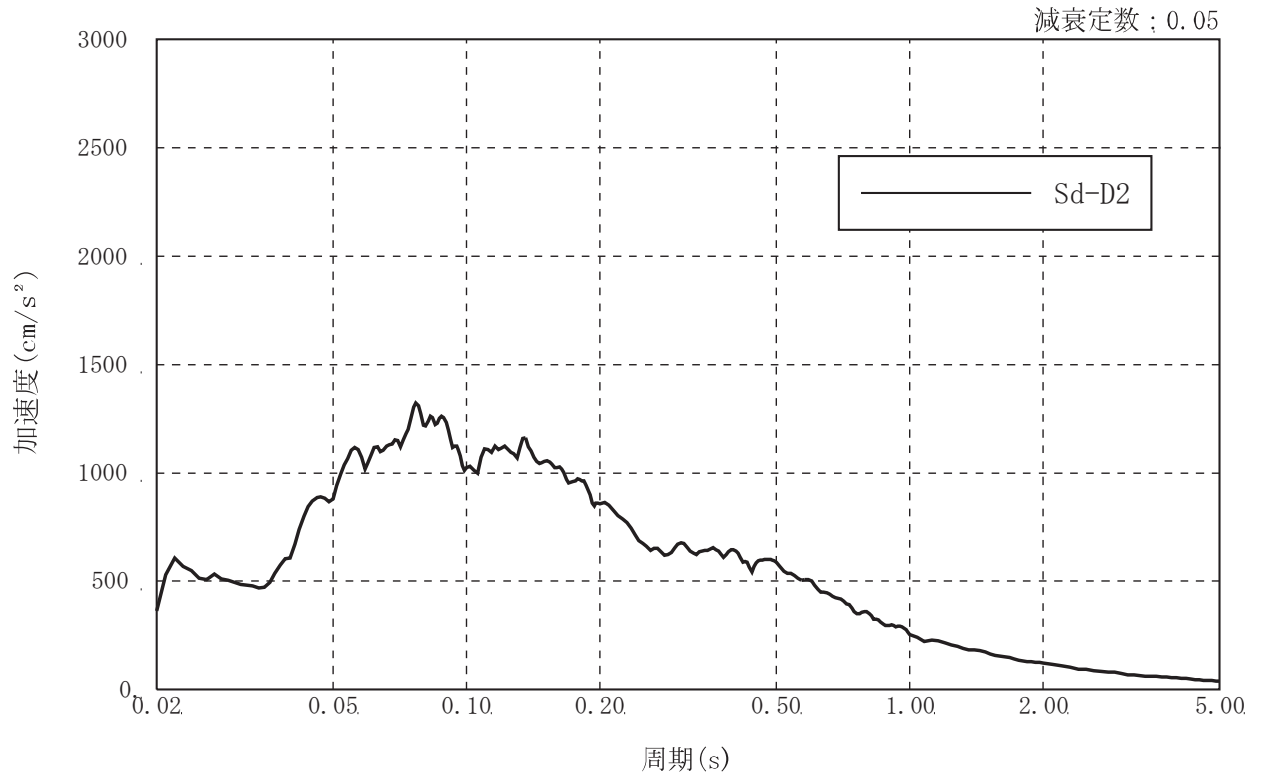


図 2-3 入力地震動の加速度応答スペクトル  
(弾性設計用地震動 S d - D 2 , 0.P.-12.5m)

### 3. 解析結果

#### 3.1 地震応答解析結果

弾性設計用地震動 S d - D 2 による最大応答値を図 3-1～図 3-5 に示す。また、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対する最大応答値を図 3-6 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

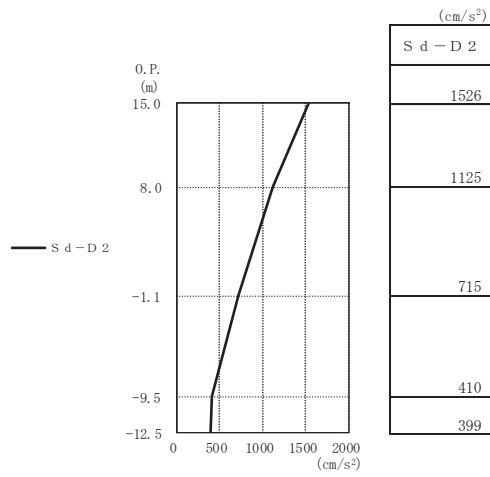


図 3-1 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d - D 2, NS 方向)

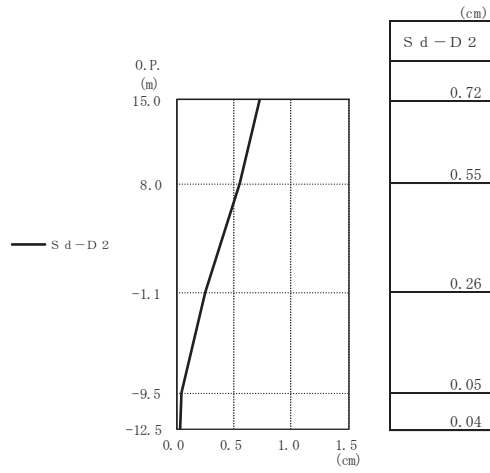


図 3-2 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d - D 2, NS 方向)

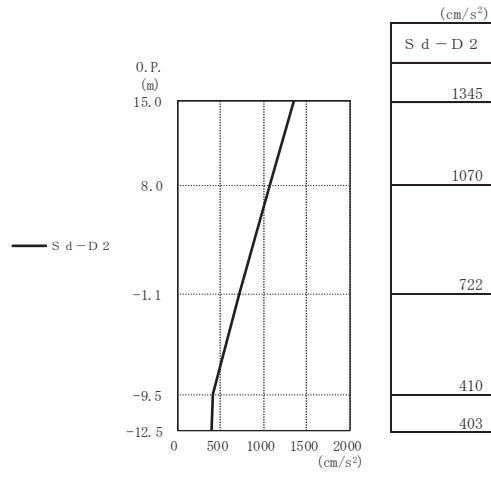


図 3-3 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d - D 2 , EW 方向)

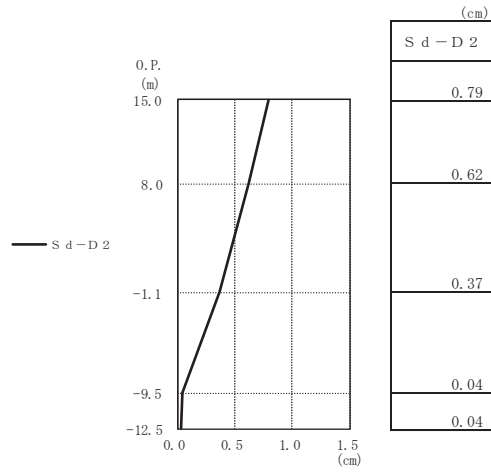


図 3-4 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d - D 2 , EW 方向)

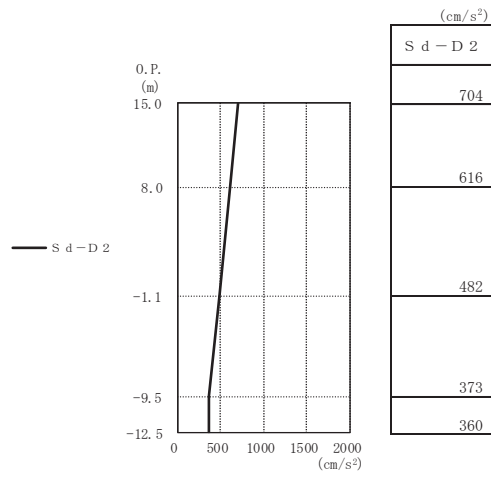
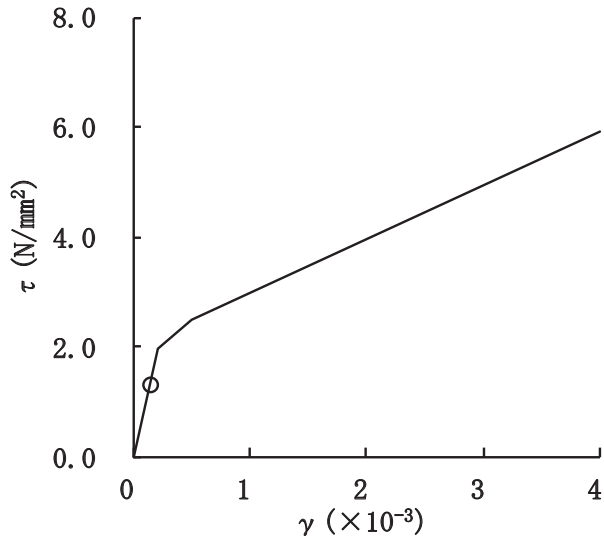


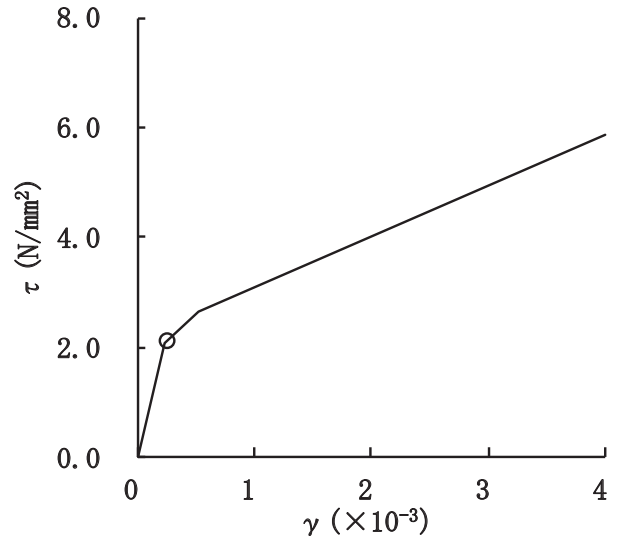
図 3-5 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d - D 2, UD 方向)



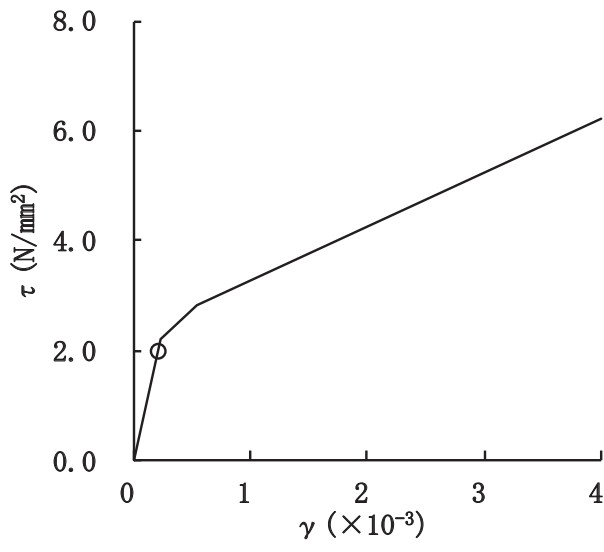
○ Sd-D2



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

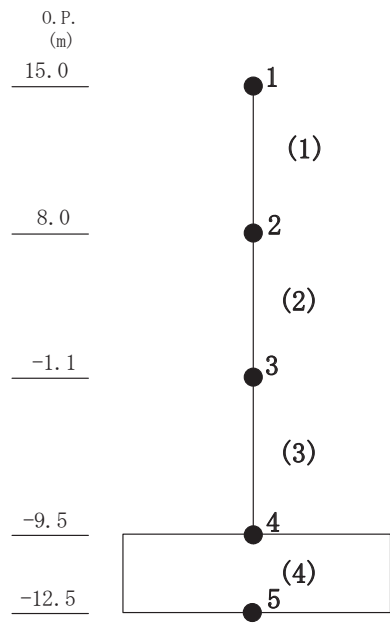
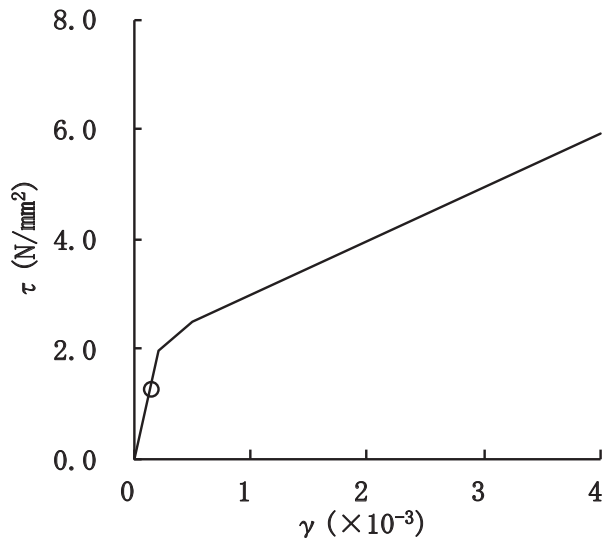
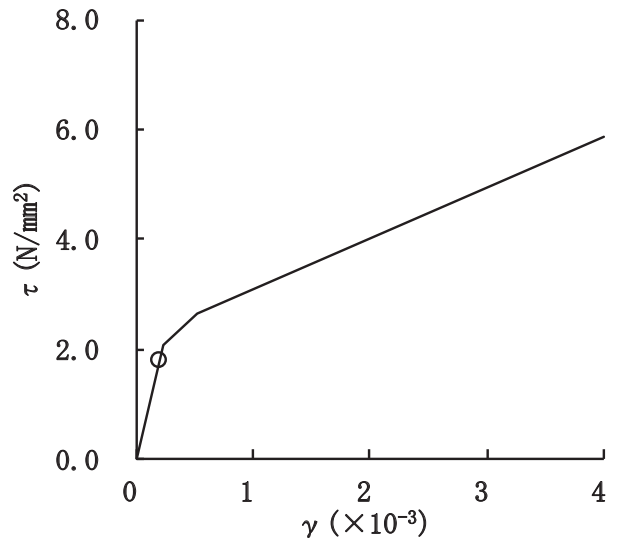


図 3-6(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(弾性設計用地震動 S d - D 2, NS 方向)

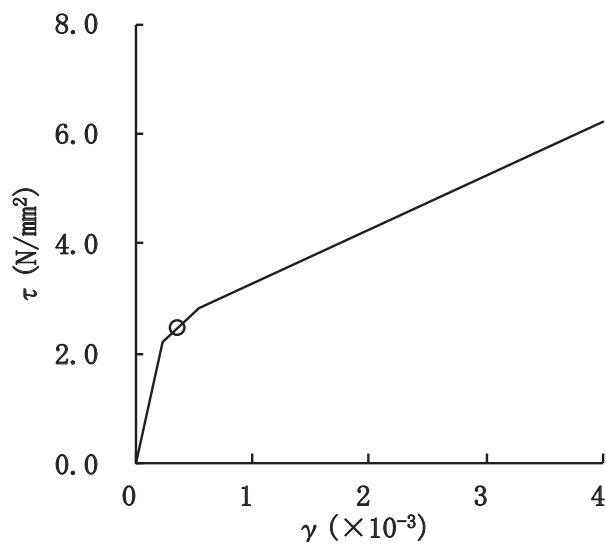
○ Sd-D2



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

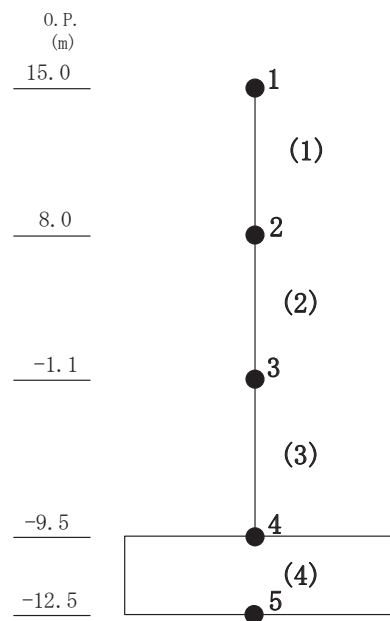


図 3-6(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(弾性設計用地震動 S d - D 2, EW 方向)