

1次モード図

固有周期：0.499 (秒)

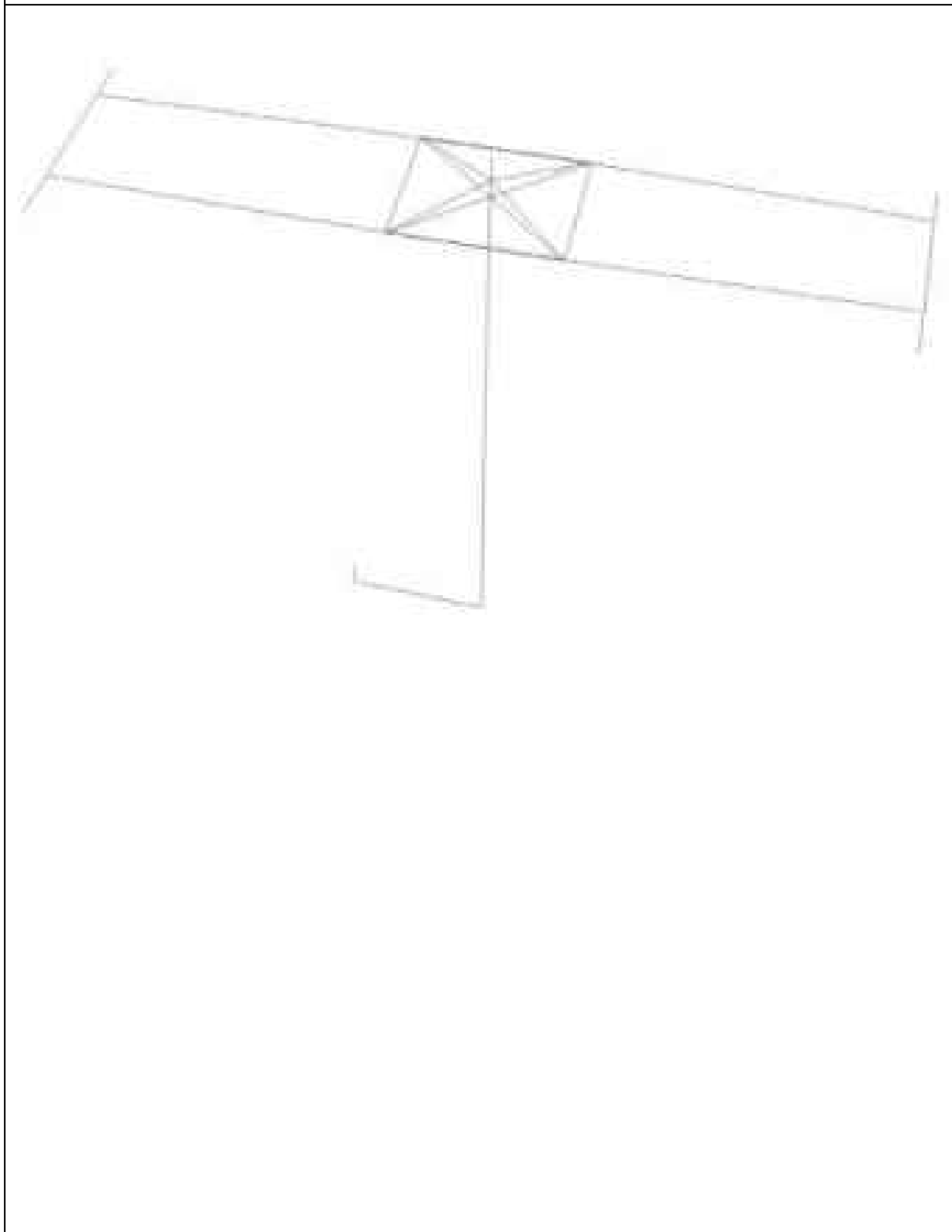


図 4-6 両腕型マニプレータ (G51M120) 固有モード図 (1/3)

2次モード図

固有周期：0.282 (秒)

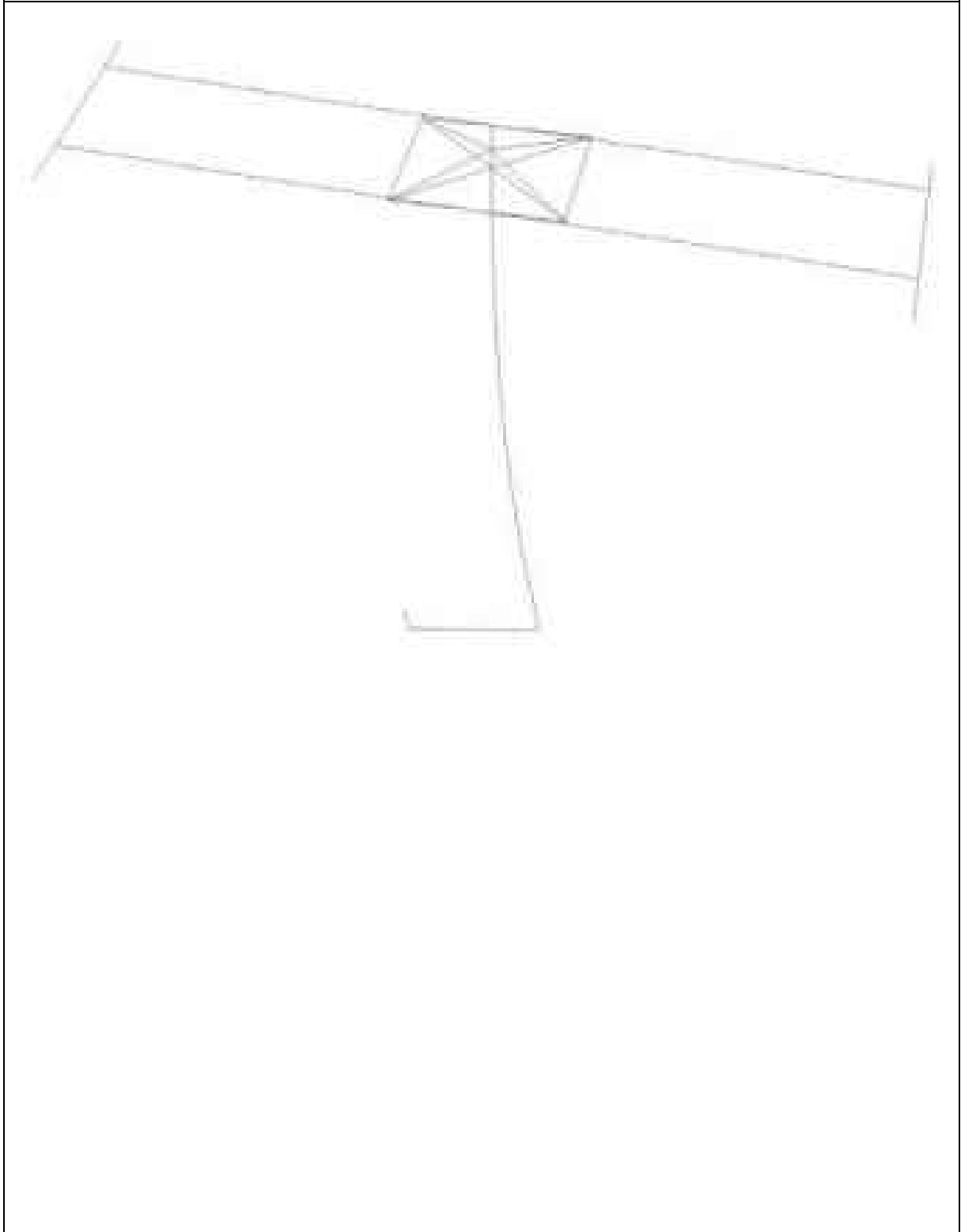


図 4-7 両腕型マニプレータ (G51M120) 固有モード図 (2/3)

3次モード図 固有周期：0.155 (秒)

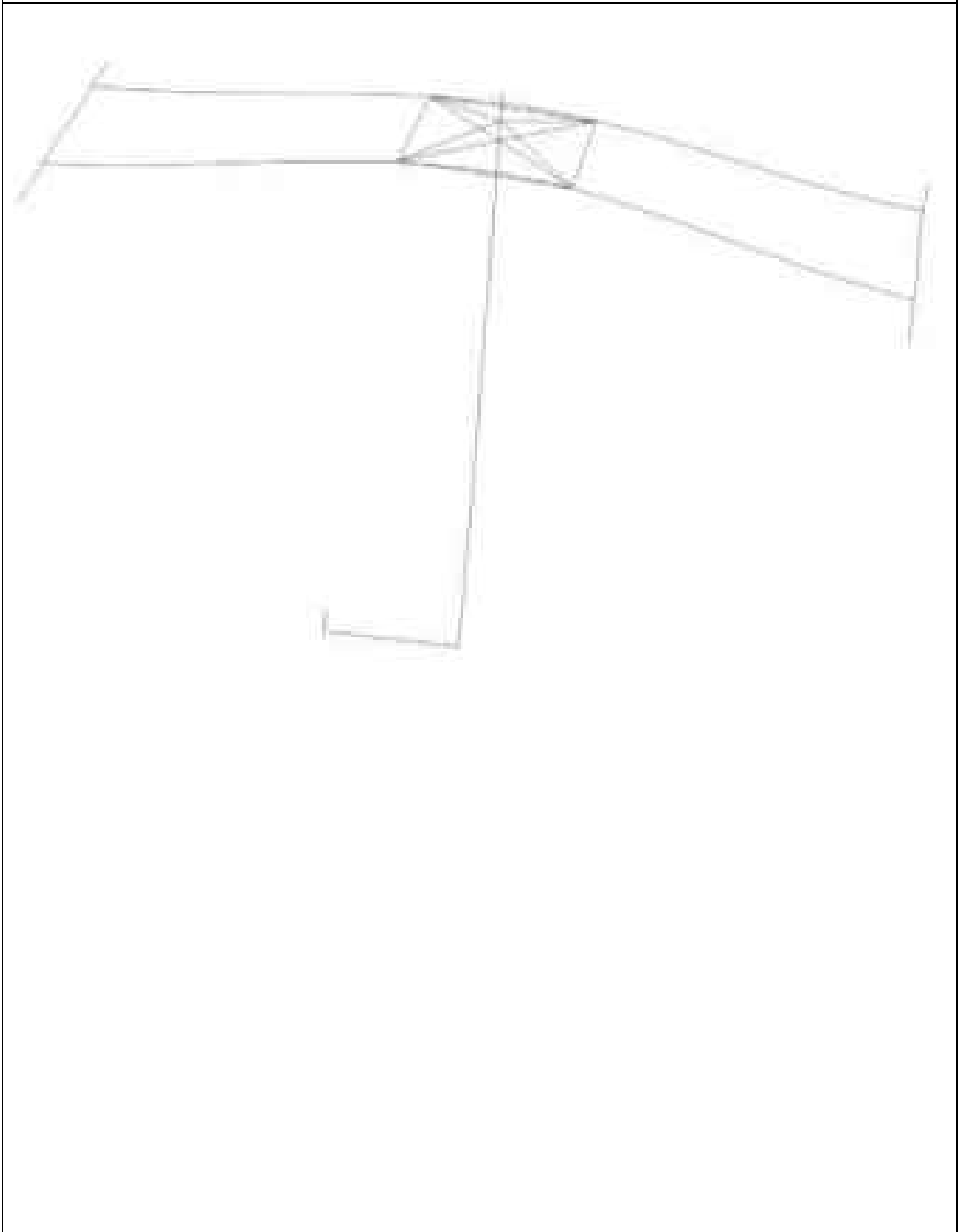


図 4-8 両腕型マニプレータ (G51M120) 固有モード図 (3/3)

## 5. 評価結果

### 5.1 走行車輪の浮き上がり

廃止措置計画用設計地震動の内、最も浮き上がり量の大きかった Ss-D における結果として走行車輪のツバ高さ (20 mm) を超えて同時に浮き上がる車輪の個数を図 5-1 に、それぞれの車輪の浮き上がり高さを図 5-2 に示す。4 つの車輪に対する最大の浮き上がり量は 4.8 mm であり、走行車輪のツバ高さ (20 mm) を下回ることからレールから外れる車輪は無く、ガータの脱輪・落下のおそれはない。

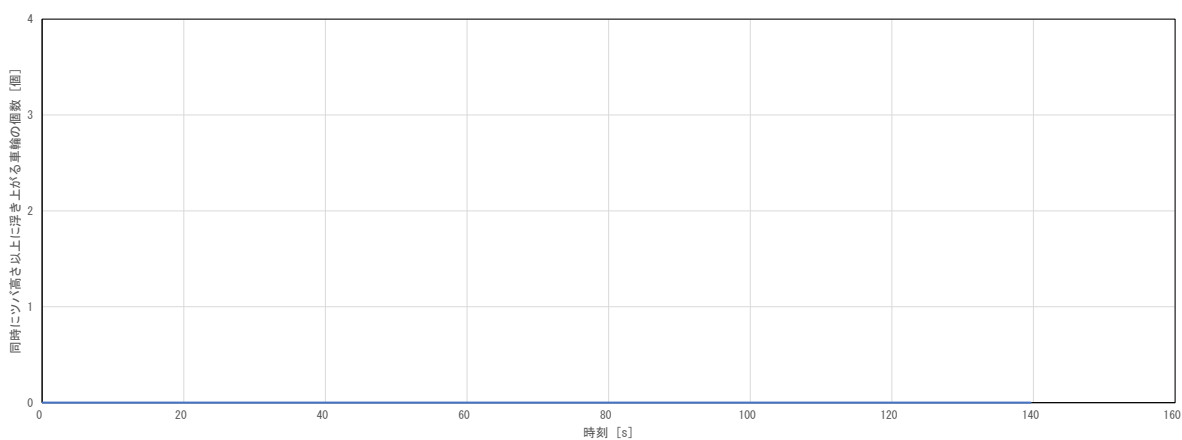
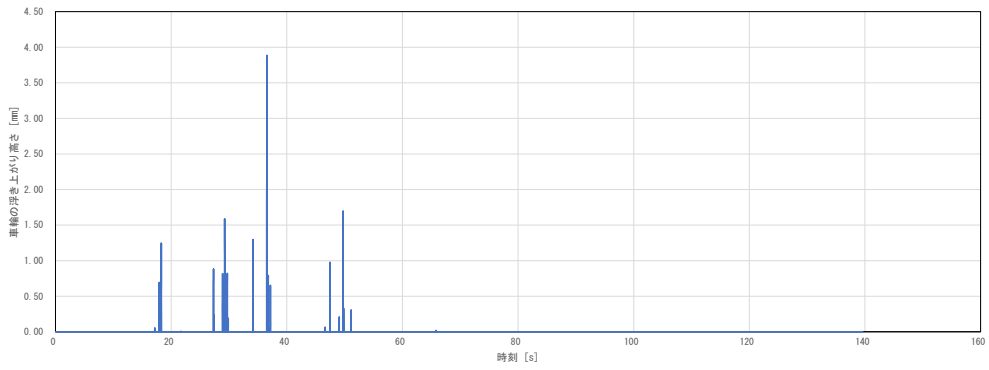
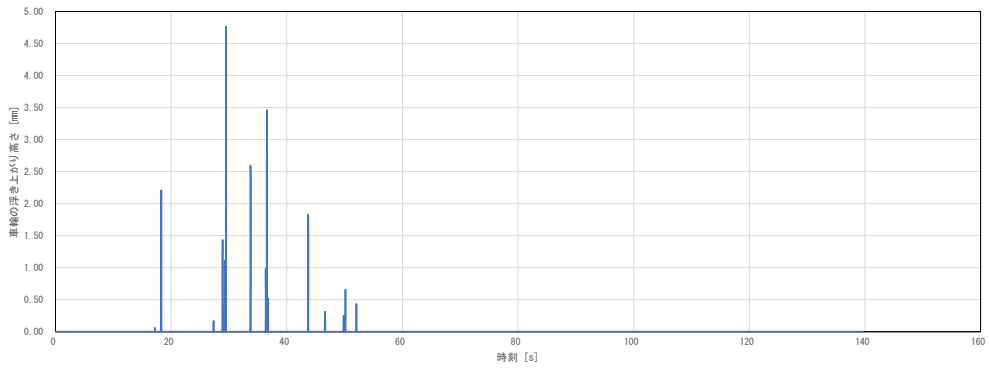


図 5-1 両腕型マニプレータ (G51M120) の走行車輪の同時浮き上がり個数 (Ss-D)

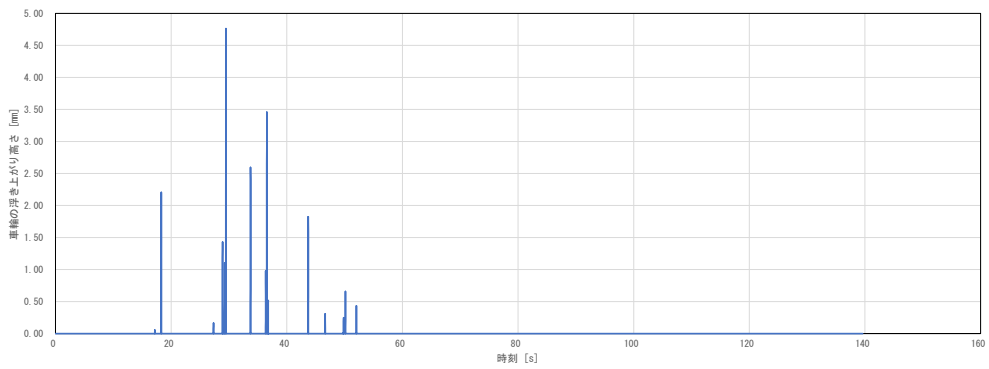
○南西位置走行車輪の浮き上がり量



○北西位置走行車輪の浮き上がり量



○南東位置走行車輪の浮き上がり量



○北東位置走行車輪の浮き上がり量

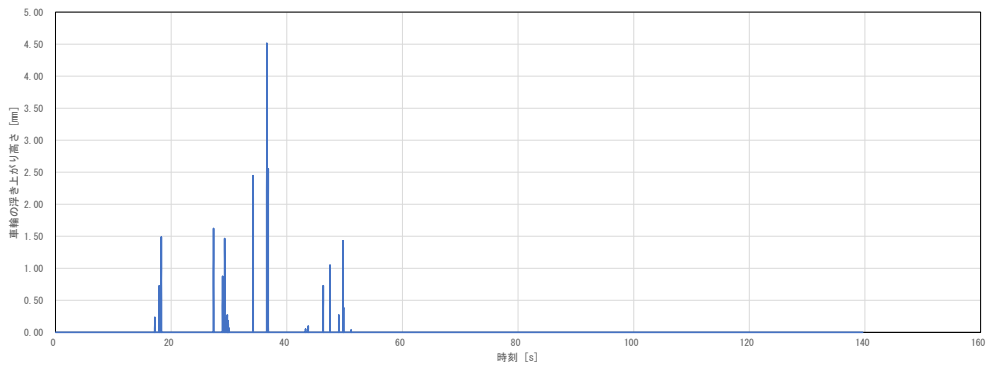


図 5-2 両腕型マニプレータ (G51M120) の走行車輪の浮き上がり高さ (Ss-D)

## 5.2 走行車輪の構造強度評価

走行車輪の脱輪を防止するために設けられた車輪のツバ部分には水平方向の地震力によりレールとの間でせん断力を受ける。そこで、車輪の浮き上がりを考慮した場合のツバに発生するせん断応力を評価した。浮き上がり時には図 5-3 に示すようにツバがせん断力を受ける部位の有効長さ（レールとツバの接触長さ）が異なることから、次式のように浮き上がり高さ（ $\delta$ ）を考慮した有効長さでせん断応力の評価を行った。

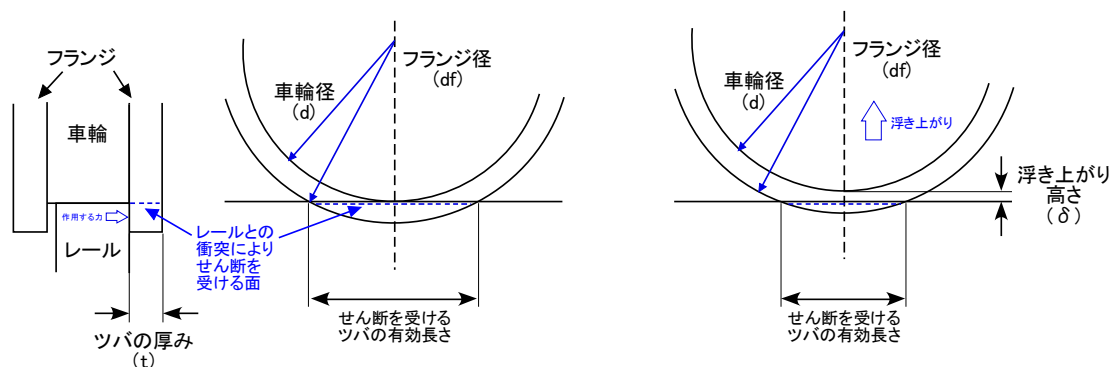


図 5-3 車輪の浮き上がりを考慮したツバのせん断応力の評価

せん断力を受けるツバの有効せん断長さは

$$L_w = \sqrt{df^2 - (d + 2\delta)^2}$$

せん断断面積は

$$A_s = L_w \cdot t$$

より、せん断応力は

$$\tau = \frac{P}{A_s}$$

ここで、

df : 車輪フランジ径 [mm] (290 mm)

d : 車輪径 [mm] (250 mm)

$\delta$  : レールからの浮き上がり高さ [mm]

$L_w$  : せん断力を受けるツバの有効せん断長さ [mm]

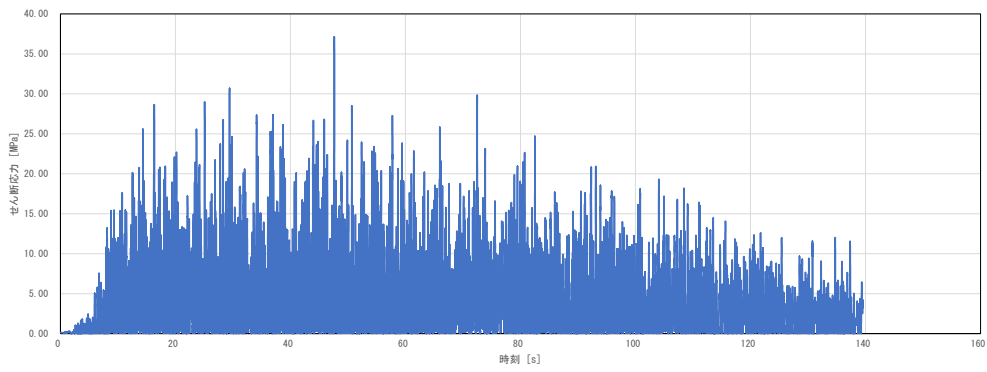
t : ツバの厚み [mm]

P : レールとの衝突によりツバに作用する水平力 [N]

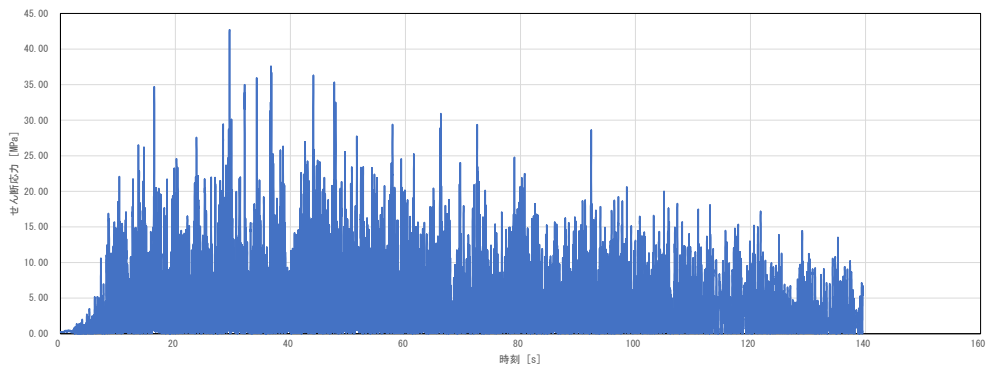
$\tau$  : レールとの衝突によりツバのせん断断面に発生するせん断応力 [MPa]

各走行車輪のツバに発生するせん断応力の時刻歴変化を図 5-4 に示す。最大値は北西位置走行車輪の 43 MPa であった。

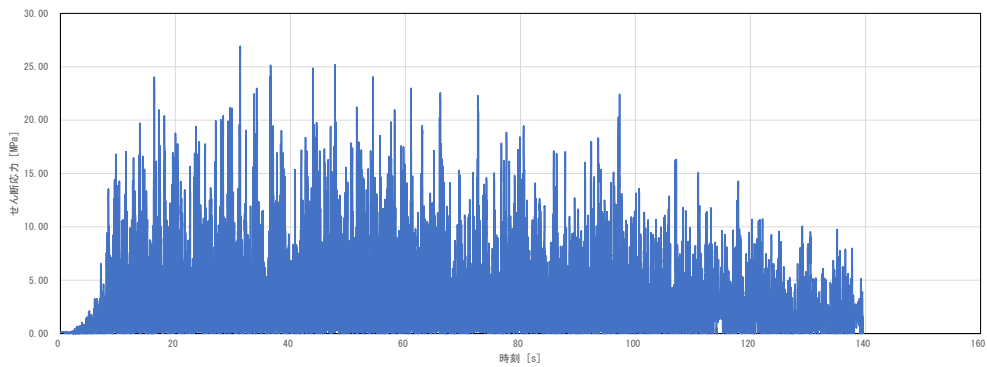
○南西位置走行車輪



○北西位置走行車輪



○南東位置走行車輪



○北東位置走行車輪

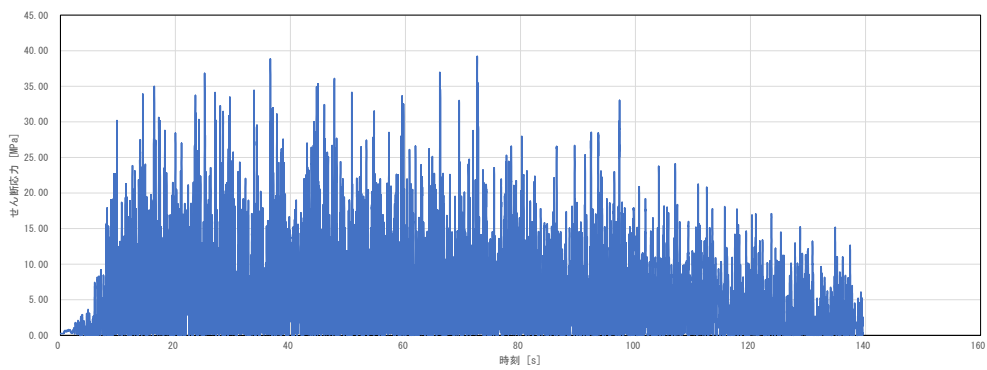


図 5-4 両腕型マニプレータ (G51M120) の走行車輪のツバの発生せん断応力 (Ss-D)

### 5.3 横行車輪の浮き上がり

両腕型マニプレータのトロリには 4.2 に示したように脱輪防止装置がついていることから、4つの車輪に対する最大の浮き上がり量は 10 mm 以下に抑制される。よって、最大浮き上がり量は横行車輪のツバ高さ以下であることからトロリの脱輪・落下のおそれはない。

### 5.4 脱輪防止装置の強度

地震動によりトロリが浮き上がり、脱輪防止装置の浮き上がり代 (10 mm) を超えるような場合には脱輪防止装置の金具 (SUS304) とガータ (SS400) が衝突し、衝突面にせん断応力を生じる (図 4-1)。せん断断面積の少ないガータ側のせん断断面に生じるせん断力を次式により評価した。脱輪防止装置はトロリの対角位置の2か所に設けられているが、保守的に1つの脱輪防止装置で全ての荷重を受けるとした。また、せん断断面は脱輪防止装置の金具の長辺部分のみで負担するとし、金具側面の短辺部分は無視した。

せん断面に作用する力は

$$F = M_C \cdot g \cdot C_V$$

せん断力を受けるせん断断面積は

$$A = t_g \cdot L_g$$

したがって、せん断応力は

$$\sigma_g = \frac{F}{A}$$

ここで、

$M_C$  : トロリ質量 [ton] (11.93 ton)

$g$  : 重力加速度 (9806.65 mm/s<sup>2</sup>)

$C_V$  : トロリの最大鉛直震度

$t_g$  : せん断力を受けるガータの厚み [mm] (19 mm)

$L_g$  : せん断力を受けるガータの長さ (脱輪防止装置金具との接触長さ) [mm]  
(50 mm)

$\sigma_g$  : 衝突によりガータに発生するせん断応力 [MPa]

である。図 5-5 に示すとおり Ss-D におけるトロリの鉛直方向最大加速度は 6475 mm/s<sup>2</sup> (発生時刻 39.5 s) であることから、せん断応力は 82 MPa となる。



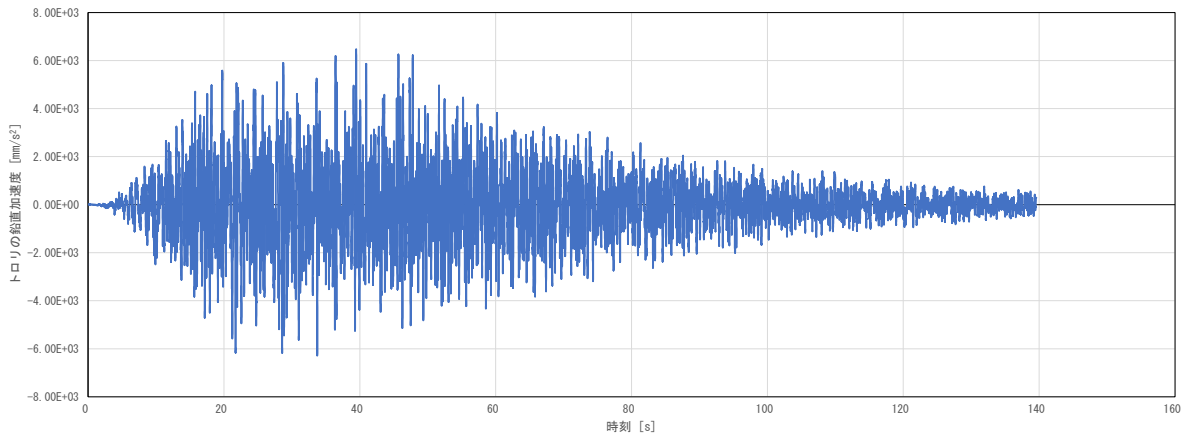


図 5-5 トロリの鉛直加速度

## 5.5 横行車輪の構造強度評価

横行車輪についても走行車輪と同様にツバに発生するせん断力に対する構造強度評価を実施した。評価方法は走行車輪と同様である。

ただし、横行車輪の諸元は

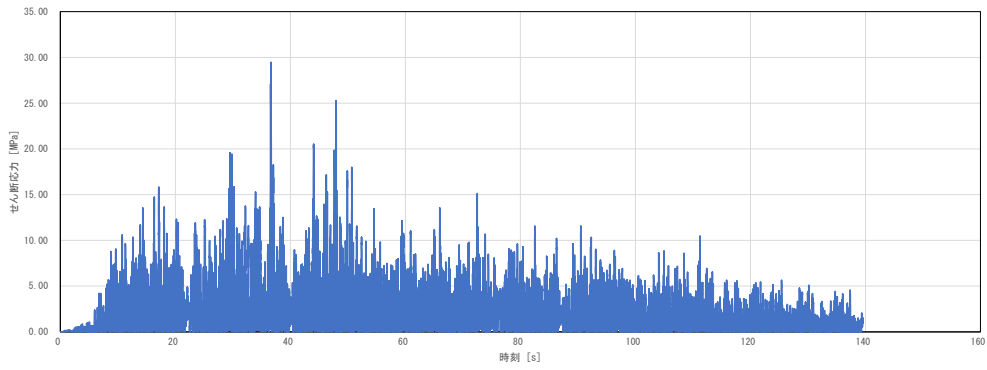
df : 車輪フランジ径 [mm] (250 mm)

d : 車輪径 [mm] (225 mm)

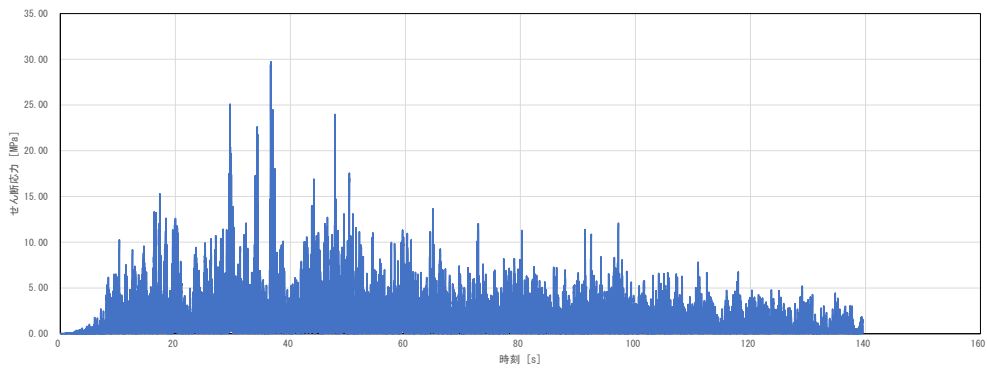
である。

各横行車輪のツバに発生するせん断応力の時刻歴変化を図 5-6 に示す。最大値は北西及び北東位置横行車輪の 29.8 MPa であった。

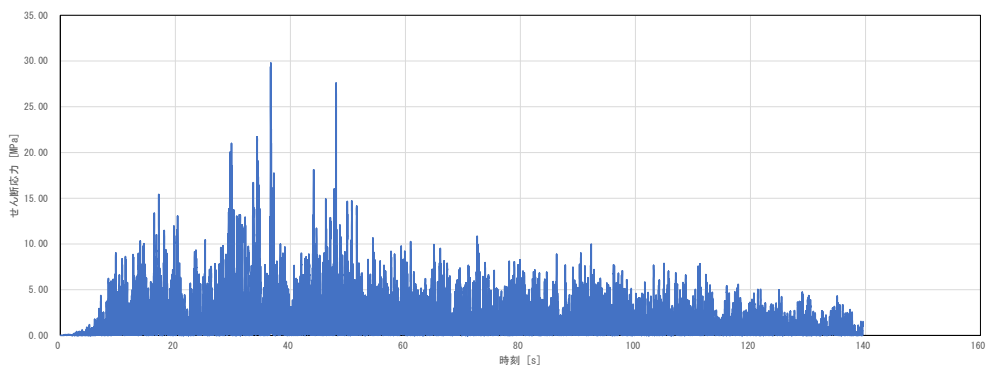
○南西位置横行車輪



○北西位置横行車輪



○南東位置横行車輪



○北東位置横行車輪

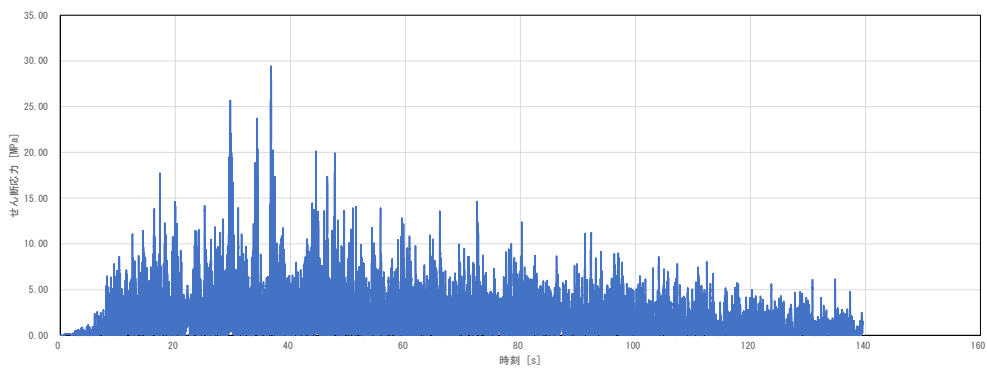


図 5-6 両腕型マニプレータ (G51M120) の横行車輪のツバの発生せん断応力 (Ss-D)

## 5.6 評価結果のまとめ

構造強度評価結果を表 5-1 に、浮き上がり評価結果を表 5-2 に示す。

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の両腕型マニプレータ(G51M120, M121)の各評価部位の発生応力はいずれも許容応力以下であることを確認した。また、車輪の浮き上がりについても同時にツバ高さを超えて浮き上がる車輪は無いことを確認した。以上より両腕型マニプレータ(G51M120, M121)は廃止措置計画用設計地震動においても落下することは無く、両腕型マニプレータの直下にある設備に対して波及的影響は生じない。

表 5-1 構造強度評価結果

評価対象設備	評価部位	応力分類	発生応力(MPa)	許容応力(MPa)	応力比 <sup>※1</sup>
両腕型マニプレータ (G51M120, M121)	ガータ 中央	曲げ	157	280	0.56
	走行車輪 ツバ	せん断	43	142	0.30
	横行車輪 ツバ	せん断	30	142	0.21
	ガータ (脱輪防止 装置との接 触面)	せん断	82	161	0.51

※1 応力比は、発生応力/許容応力を示す。

表 5-2 浮き上がり評価結果

評価対象設備	評価部位	最大 浮き上がり量 (mm)	許容 浮き上がり量 (mm)	同時 浮き上がり 車輪数	許容同時 浮き上がり 車輪数
両腕型マニプレータ(G51M120, M121)	走行車輪	4.8	20	0	2

廃気処理室クレーン(G51M901)の耐震性についての計算書

## 1. 概要

廃気処理室クレーン(G51M901)は高放射性廃液の閉じ込め機能を構成する廃棄処理室(A012, アンバー区域)内に設置されている槽類換気設備の機器・配管の上部にあることから、その落下等により廃棄処理室内の機器・配管への波及的影響を考慮する必要がある。このため、廃気処理室クレーン(G51M901)について、「再処理施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」及び「耐震設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、廃止措置計画用設計地震動によって生じる地震力が作用したとしても波及的影響が生じないことを示す。

## 2. 一般事項

### 2.1 評価方針

廃気処理室クレーン(G51M901)の構造強度の評価は、有限要素法(FEM)解析により行い、当該設備に廃止措置計画用設計地震動時に発生する最大応力を評価し、構造上の許容限界を超えないことを確認する。

### 2.2 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

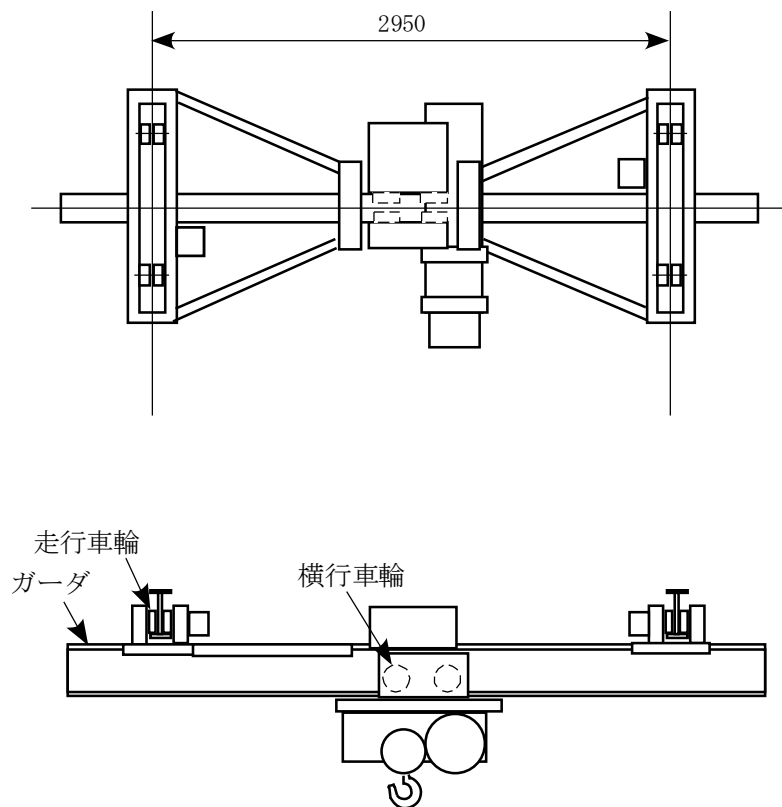
- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987(日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008(日本電気協会)
- (3) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 JSME S NC1-2012(日本機械学会)
- (4) 発電用原子力設備規格 材料規格 JSME S NJ1-2012(日本機械学会)

### 2.3 記号の説明

記号	記号の説明	単位
$f_s$	JSME S NC1-2012 SSB-3121 に定める許容せん断応力	MPa
$f_b$	JSME S NC1-2012 SSB-3121 に定める許容曲げ応力	MPa

### 3. 評価部位

廃気処理室クレーン(G51M901)の構造強度の評価部位は、評価上厳しくなるガーダ、走行車輪及び横行車輪とする。廃気処理室クレーン(G51M901)の概要図を図3-1に示す。



(単位:mm)

図3-1 廃気処理室クレーン(G51M901)の概要図

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 荷重の組合せ

発生応力の算出については、自重及び地震力による応力を組み合わせた。地震力による応力については、水平方向応力と鉛直方向応力を、二乗和平方根（SRSS）法により組み合わせた。

##### 4.2 許容応力

設備の構造強度の許容応力は、「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」及び「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 JSME S NC1-2012」に準拠し、供用状態 Ds における許容応力を用いた。供用状態 Ds での温度は設計温度、自重については設計時の質量とし、それぞれ生じる荷重と廃止措置計画用設計地震動による地震力を組み合わせた状態とした。評価部位ごとの応力分類及び許容応力を表 4-1 に示す。

表 4-1 評価部位ごとの応力分類及び許容応力

評価部位	応力分類	許容応力
ガータ	せん断応力	$1.5 \times f_s$
ガータ	曲げ応力	$1.5 \times f_b$
走行車輪	せん断応力	$1.5 \times f_s$
横行車輪	せん断応力	$1.5 \times f_s$

##### 4.3 減衰定数

減衰定数は、「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」に規定された値を用いた。使用した減衰定数を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用した減衰定数

評価対象設備	減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向
廃気処理室クレーン(G51M901)	2.0	2.0



#### 4.4 設計用地震力

「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」に基づき、廃止措置計画用設計地震動による建家の地震応答解析の結果得られる各階の床応答加速度をもとに、各階の床応答スペクトル (Ss-D, Ss-1, Ss-2 の3波包絡。周期軸方向に±10%拡幅したもの。)を作成し、これを評価に用いた。

廃気処理室クレーン (G51M901) の解析用の床応答スペクトルは、機器据付階 (地下1階) のものを用いた。使用した解析用の床応答スペクトルを表4-3、図4-1及び図4-2に示す。

表4-3 使用した解析用の床応答スペクトル

評価対象設備	水平方向	鉛直方向
廃気処理室クレーン (G51M901)	解析用の床応答スペクトル (地下1階, 減衰定数2.0%)	解析用の床応答スペクトル (地下1階, 減衰定数2.0%)

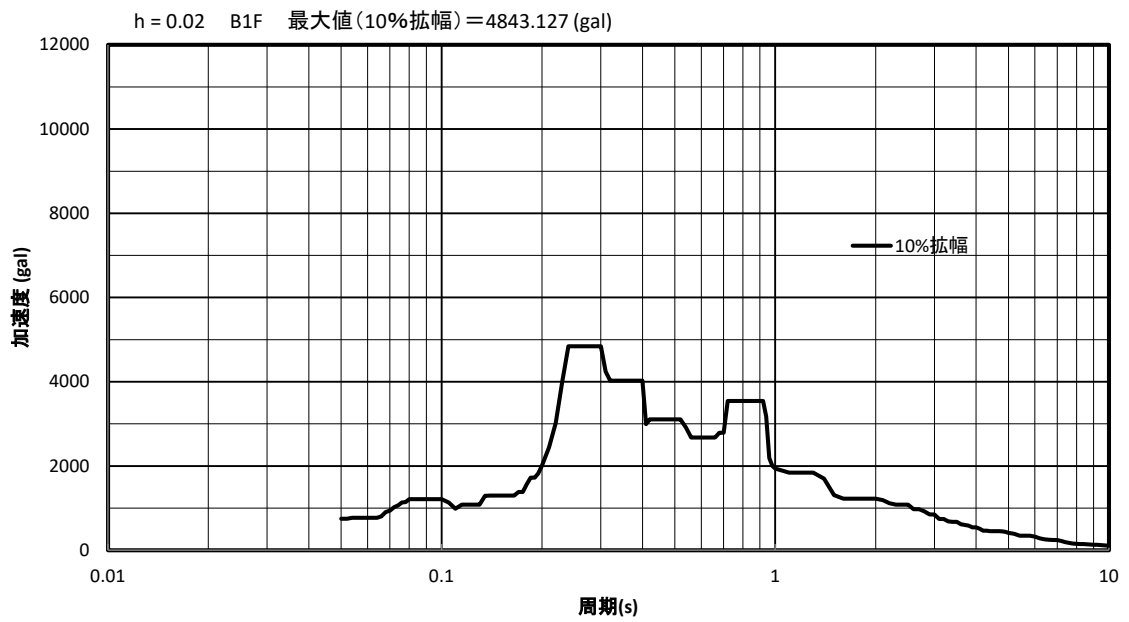


図 4-1 解析用の床応答スペクトル（水平方向，地下 1 階，減衰定数 2.0%）

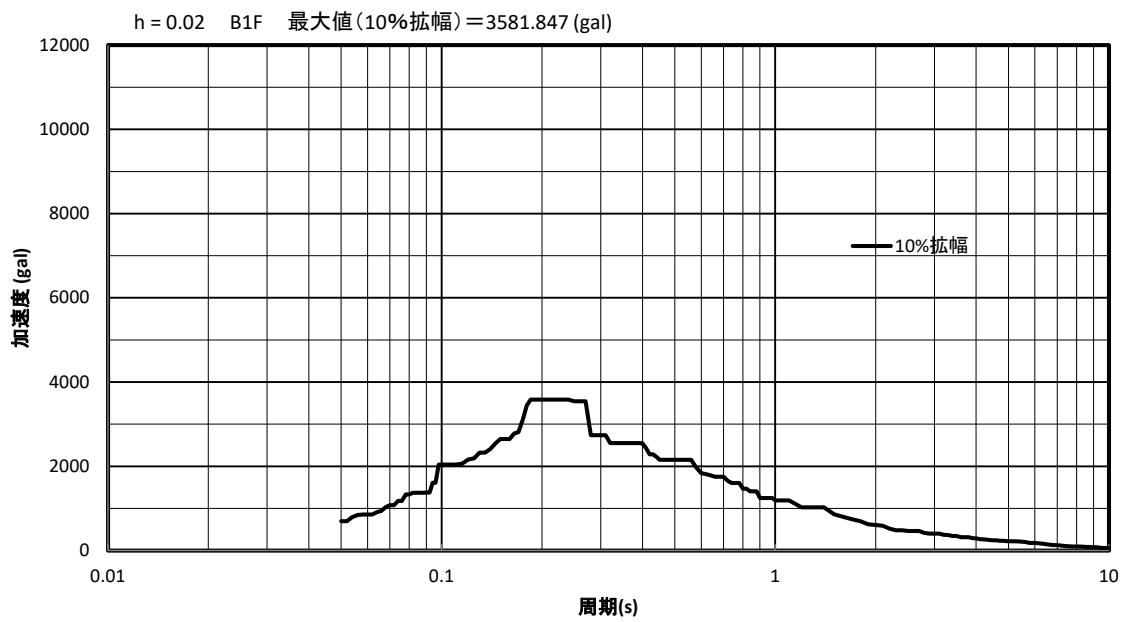


図 4-2 解析用の床応答スペクトル（鉛直方向，地下 1 階，減衰定数 2.0%）

#### 4.5 計算方法

廃気処理室クレーン(G51M901)の発生応力の計算方法は FEM 解析（スペクトルモーダル法）を用いた。解析コードは MSC.Nastran<sup>※1</sup>を用いた。構造強度評価は、算出した発生応力と許容応力を比較することにより行った。

※1 MSC Software Corporation, “MSC.Nastran Version 2005r2” .

#### 4.6 計算条件

##### 4.6.1 解析モデル

廃気処理室クレーン(G51M901)の解析モデルを図 4-3 に示す。FEM 解析のモデルは、その振動特性に応じ、代表的な振動モードが適切に表現でき、地震荷重による応力を適切に算定できるものを用いた。

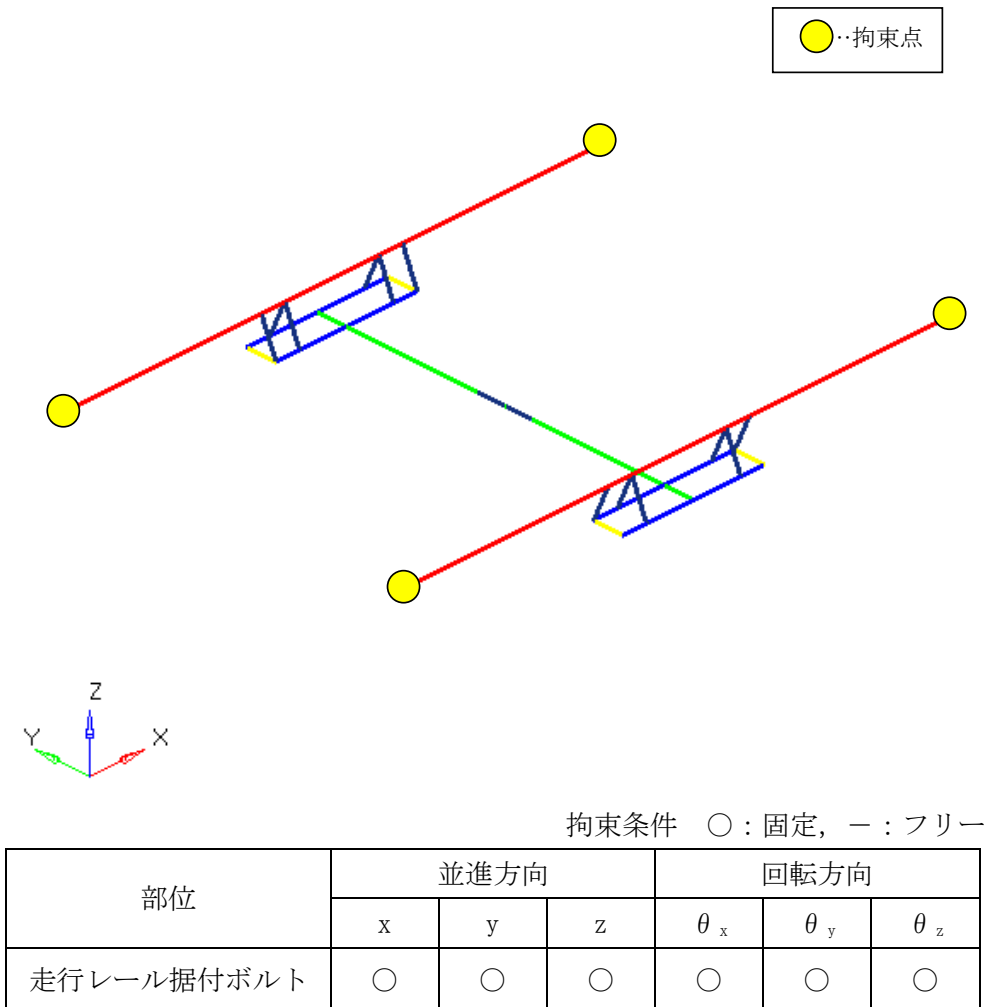


図 4-3 廃気処理室クレーン(G51M901)の解析モデル

#### 4.6.2 諸元

廃気処理室クレーン(G51M901)の主要寸法・仕様を表 4-4 に示す。

表 4-4 主要寸法・仕様

評価対象設備	項目	値
廃気処理室クレーン (G51M901)	安全上の機能	閉じ込め機能 (波及的影響の防止)
	機器区分	クラス 3
	定格荷重 (吊上げ荷重)	2.8 (t)
	走行レール間距離	2950 (mm)
	走行レール長さ	4500 (mm)
	走行レール材質	SS400
	ガータ長さ	3200 (mm)
	ガータ材質	SS400
	車軸材質	SS400
	設計温度	40 (°C)
	総質量 (吊上げ荷重を含む。)	約 7.1 (t)

#### 4.7 固有周期

廃気処理室クレーン(G51M901)の固有周期及び固有モードを図 4-4 に示す。

1次モード図

固有周期：0.146（秒）



図 4-4 廃気処理室クレーン(G51M901) 固有モード図 (1/3)

2次モード図

固有周期：0.093（秒）

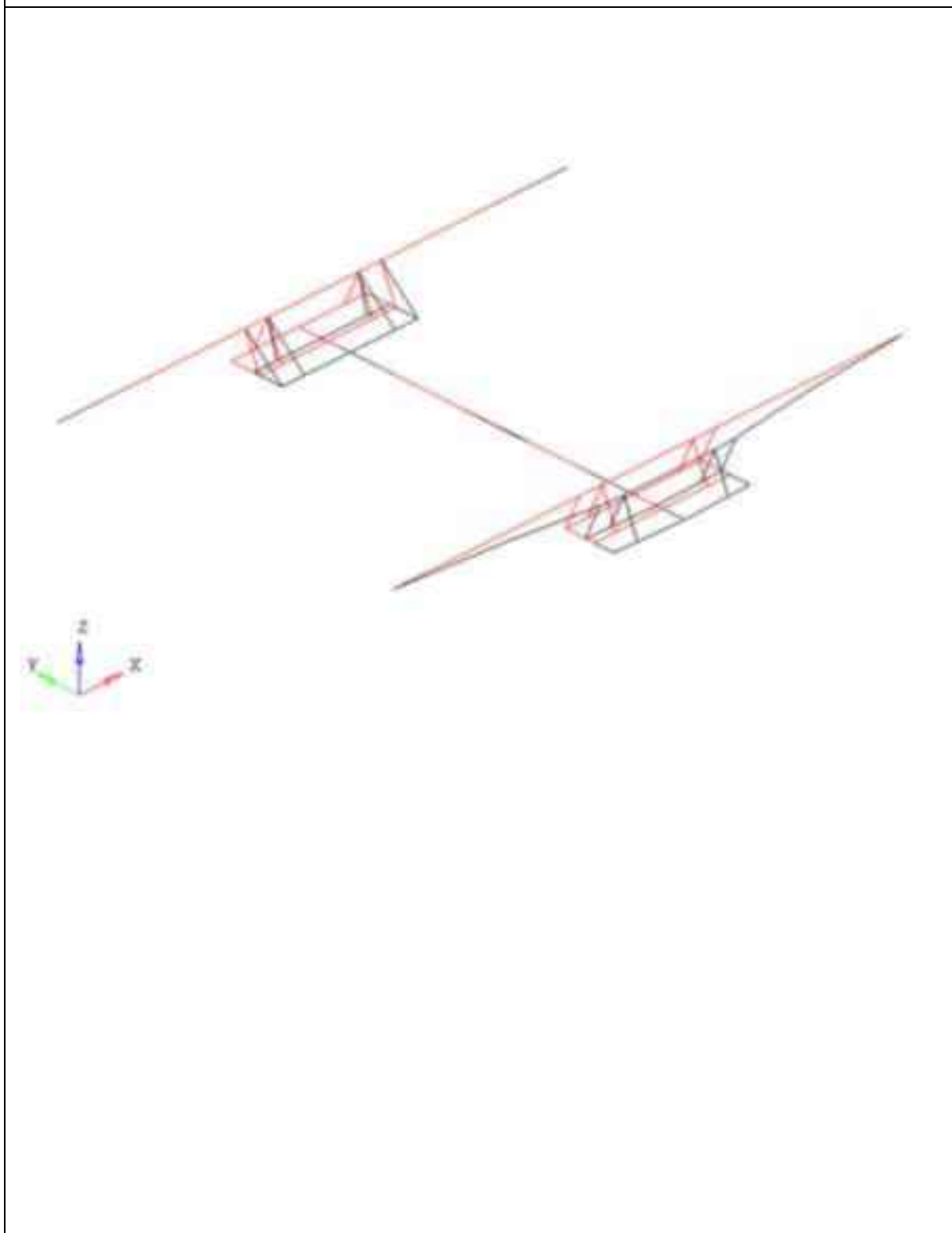


図 4-4 廃気処理室クレーン(G51M901) 固有モード図 (2/3)

3次モード図

固有周期：0.080 (秒)

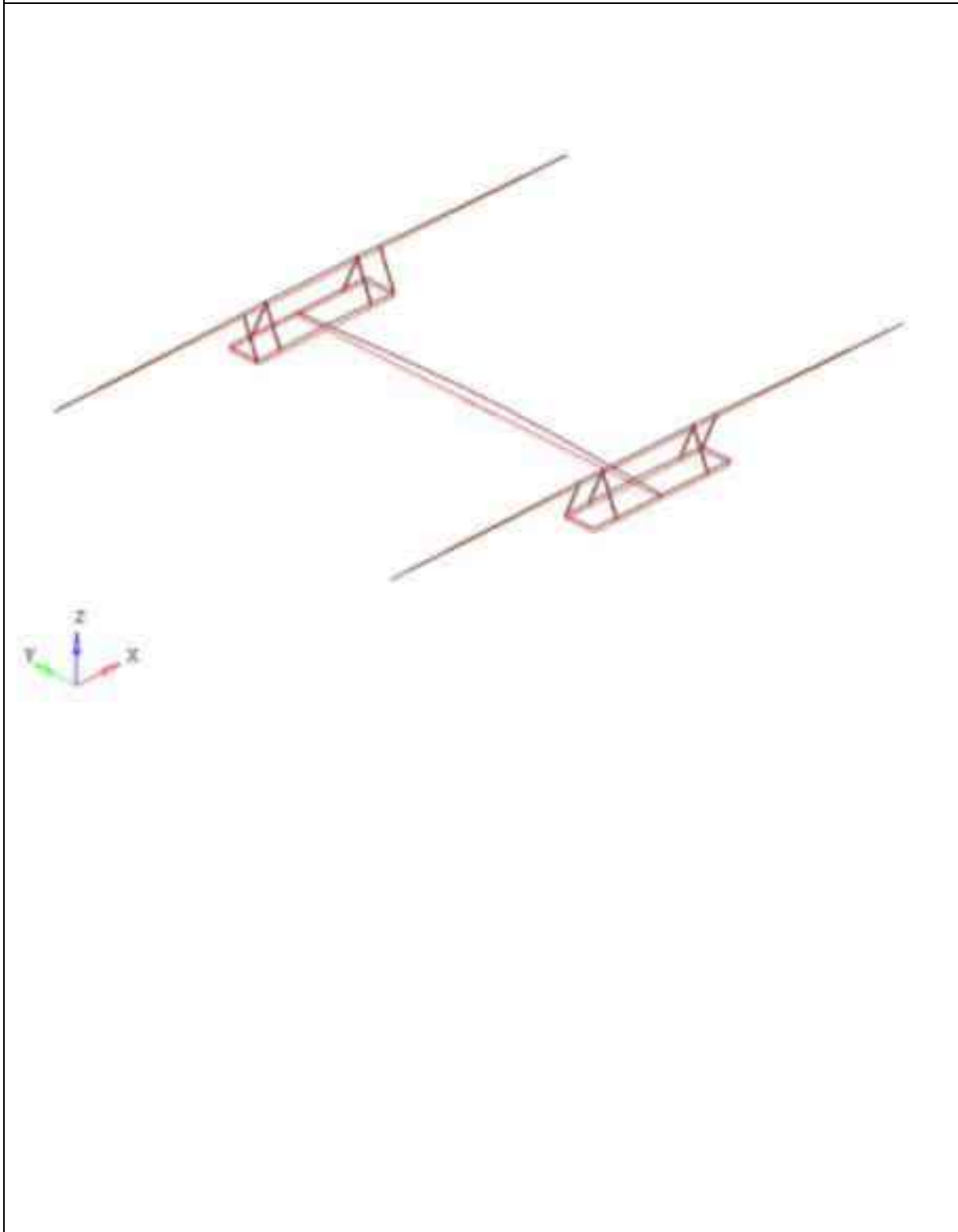


図 4-4 廃気処理室クレーン(G51M901) 固有モード図 (3/3)

## 5. 評価結果

構造強度評価結果を表 5-1 に示す。

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の廃気処理室クレーン (G51M901) の各評価部位の発生応力はいずれも許容応力以下であることを確認した。

表 5-1 構造強度評価結果

評価対象設備	評価部位	応力分類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	応力比 <sup>※1</sup>
廃気処理室クレーン (G51M901)	ガータ	せん断	20	161	0.13
		曲げ	196	280	0.70
	走行車輪	せん断	46	161	0.29
	横行車輪	せん断	31	161	0.20

※1 応力比は、発生応力/許容応力を示す。



第二付属排気筒の地震応答計算書

## 1. 概要

第二村岡株式会社、別冊 1-15「再処理施設に関する設計及び工事の計画」第二村岡株式会社及び株式会社建設院の耐震補強工事により、地震時における耐震性向上のため、筒身下部への鉄筋コンクリート補強を行うことを計画している。

本資料は、廃止措置計画用設計地震動に対して、耐震補強工事後の第二村岡株式会社耐震余裕を有することを説明するものである。

廃止措置計画用設計地震動は、令和 2 年 2 月 10 日付け原規規発第 2002100 号をもって認可された「国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所再処理施設に係る廃止措置計画変更認可申請書）において策定した敷地の解放基準表面における水平成分及び鉛直成分の地震動とする。策定した廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトルを図 1-1 から図 1-3 に、時間歴波形を図 1-4 から図 1-6 に示す。解放基準表面は、3 次元速度が  $4.7 \text{ km/s}$  以上である  $M_r=300 \text{ m}$  とする。

※T. P. 1「東京湾平均海面」

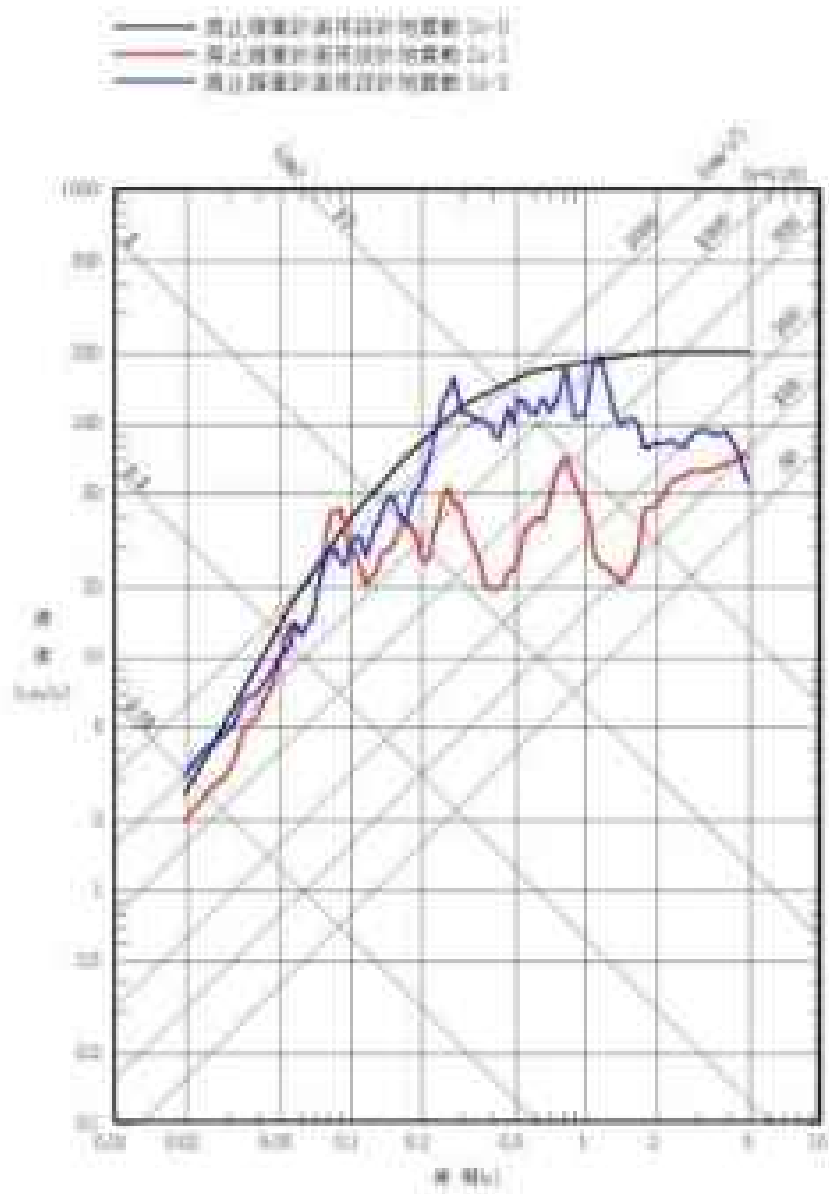


図1-1 震止時震計測用設計地震動の応答スペクトル(NS成分)

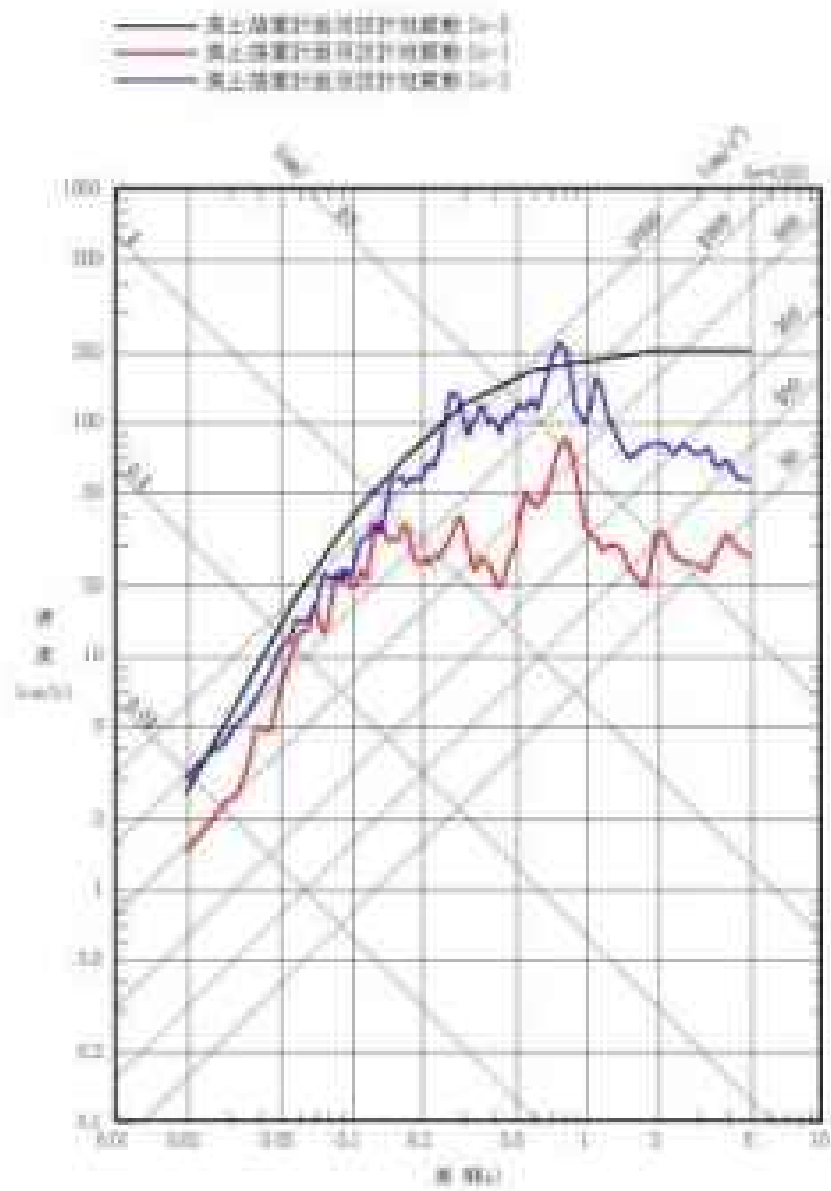
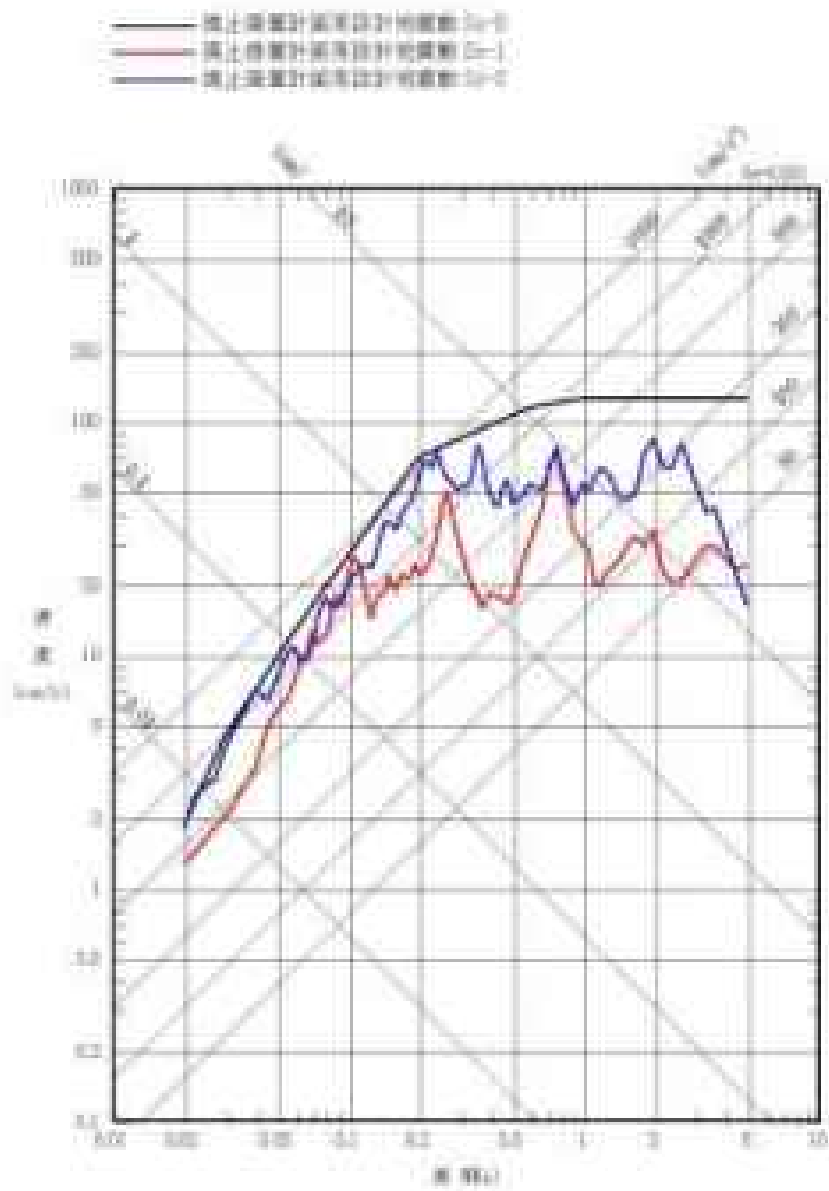


図 1-2 震上層設計用設計地震動の応答スペクトル (B/C 成分)



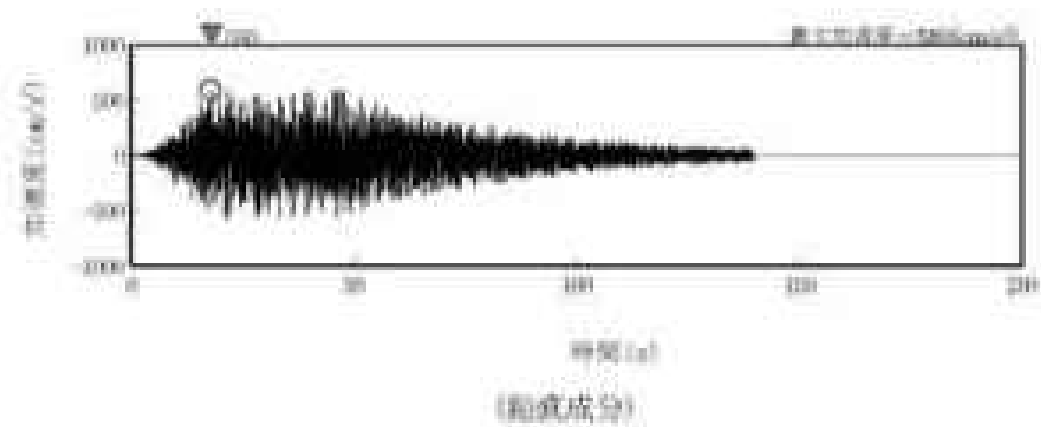
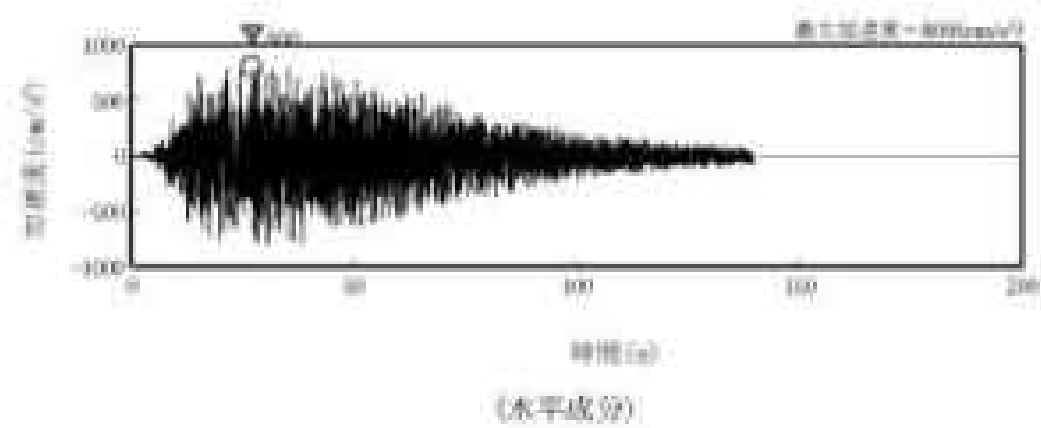
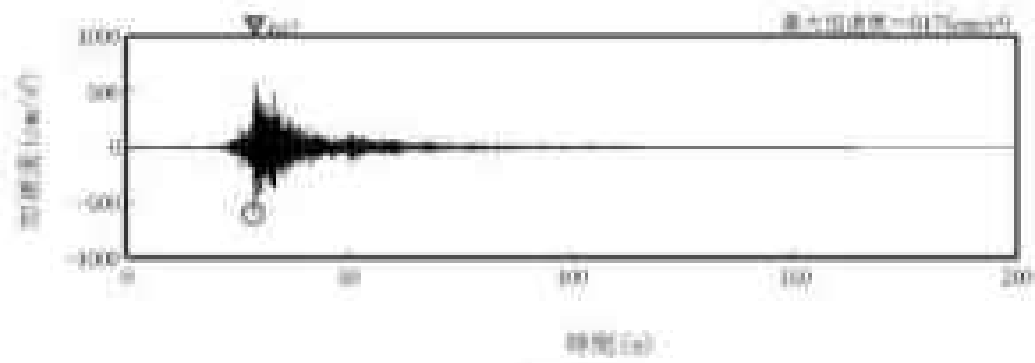
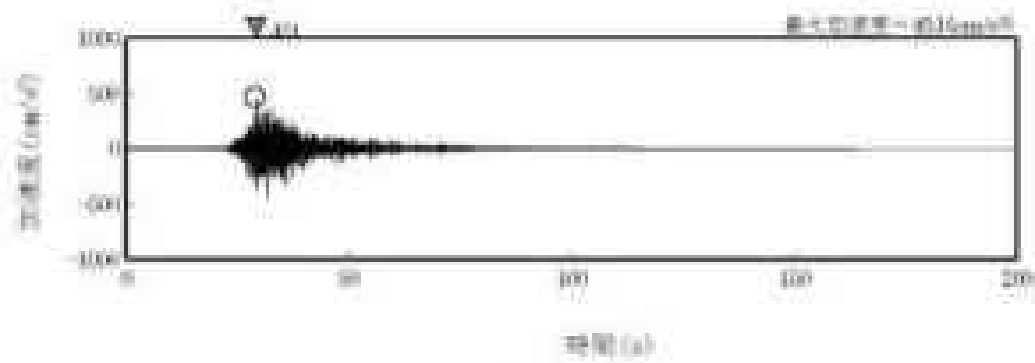


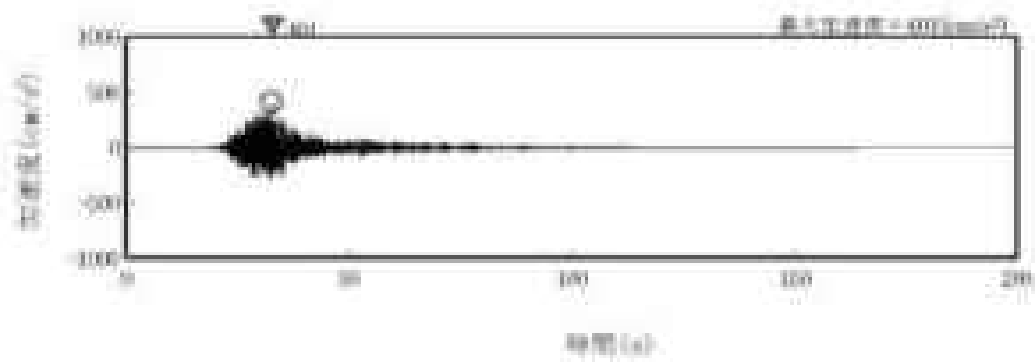
図 1-4 竣工施設計画用設計地震動 (S<sub>1</sub>-D) の時刻歴波形



(NS 成分)



(EW 成分)



(UD 成分)

図 1-3 滝止川設計用設計地震動(5a-1)の時刻歴波形

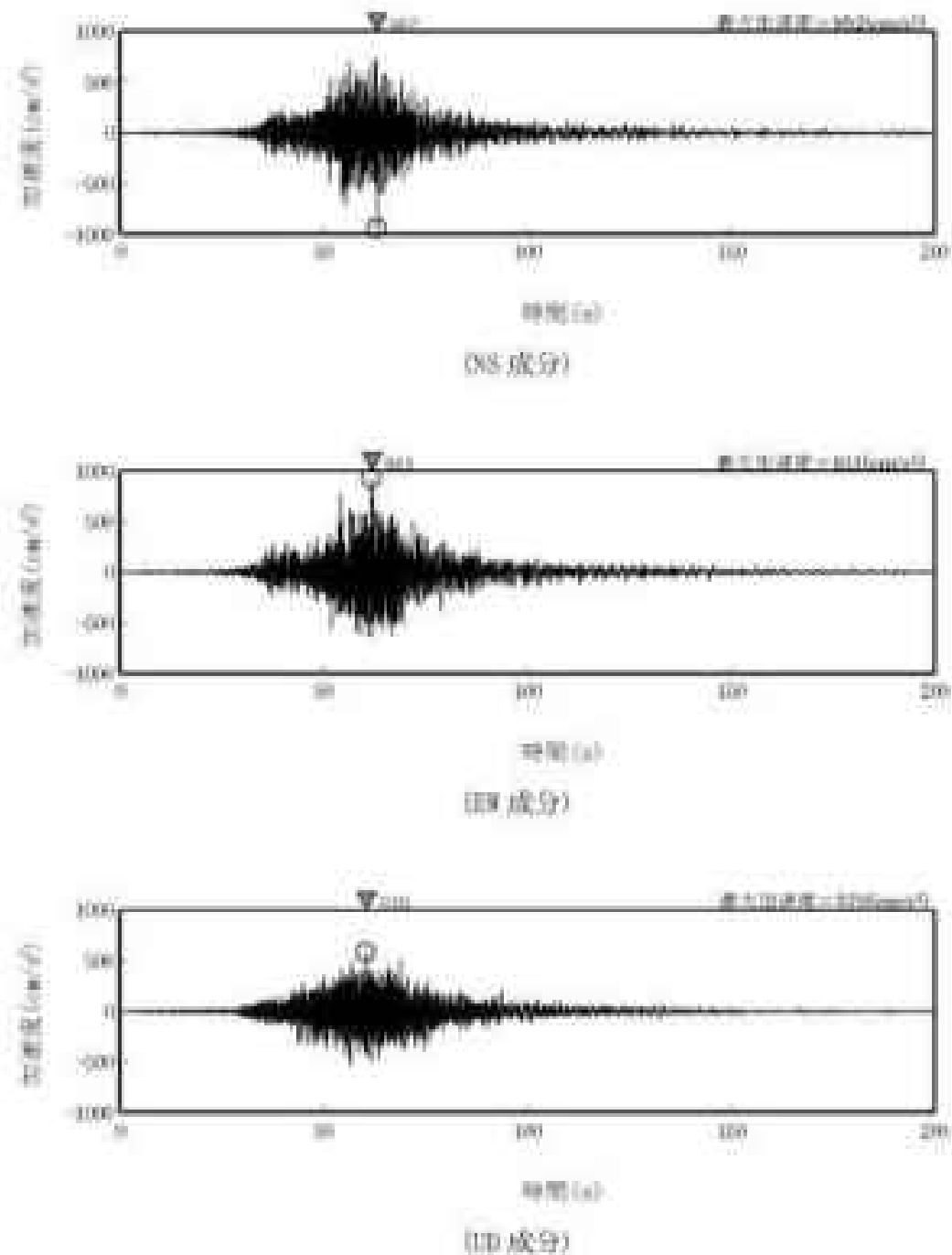


図 1-6 震害想定震計画用設計地震動 (5a-2) の時刻歴波形



## 2. 一般事項

### 2.1 位置

第二付属棟気筒の位置を図 2-1 に示す。プラントブースと磁北方向の角度は  $35.7^\circ$  である。



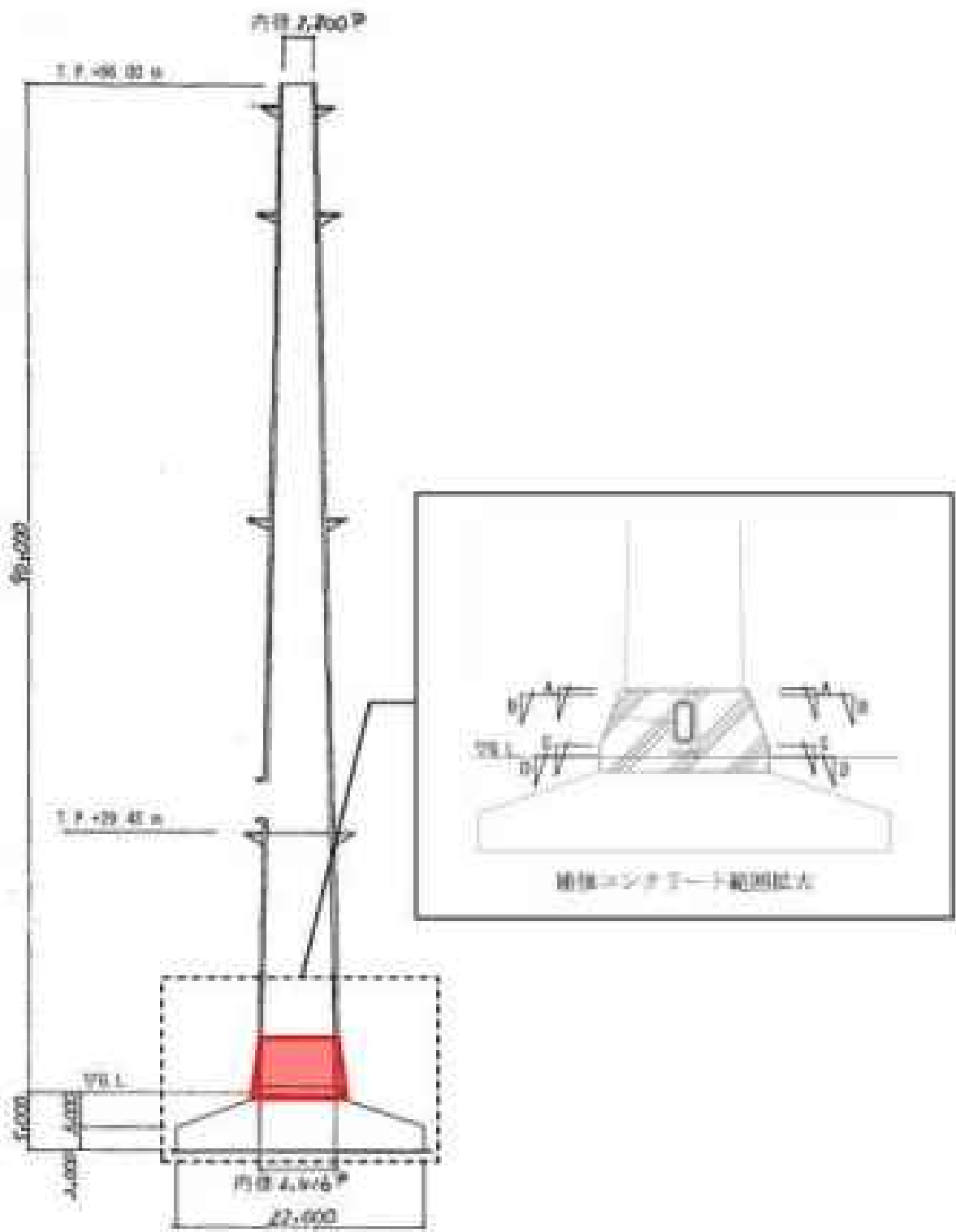
図 2-1 第二付属棟気筒の位置

## 2.2 構造概要

第二村営排気筒は、筒身中央の外径約4.0m、地上高さ30m、基礎径5.5mの自立型の鋼製排気筒である。基礎は、鉄筋コンクリート造のべた基礎とし、基礎地盤である久米層(砂質泥岩)に設置されている。

第二村営排気筒の地震時における耐震性向上のため、筒身下部から上部に鉄筋コンクリートによる補強を行う。

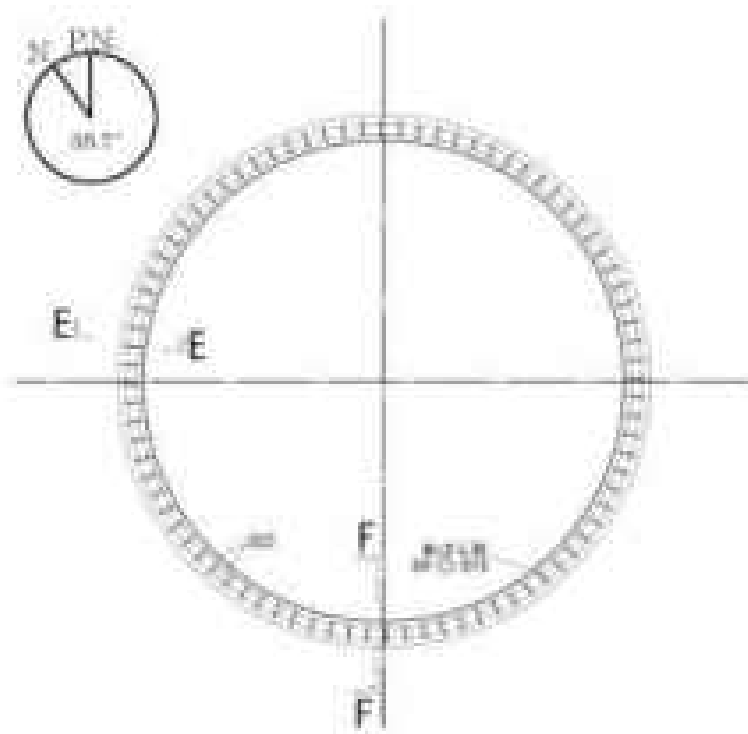
第二村営排気筒の断面図を図2-5、代表的な平面図を図2-3から図2-6に示す。基礎地盤(久米層)の等高線図を図2-7、断面図を図2-8に示す。



(青色部は補強鉄筋コンクリート範囲を示す。)

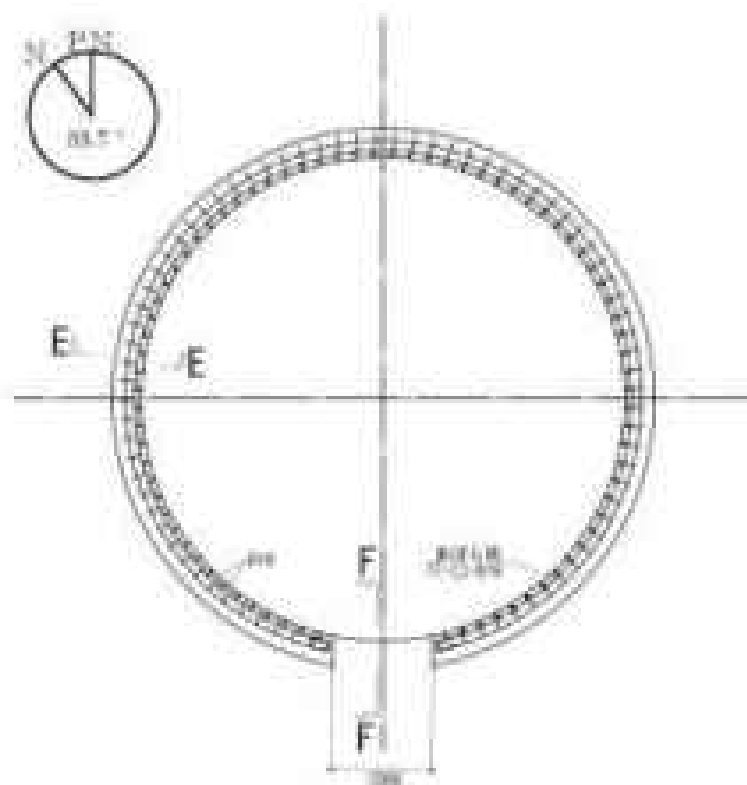
図 2-2 断面図

単位：mm



单位: mm

图 2-3 筒身平视图(A-A 剖视图)



单位: mm

图 2-4 筒身平视图(B-B 剖视图)

(6-1-2-3-4-1)

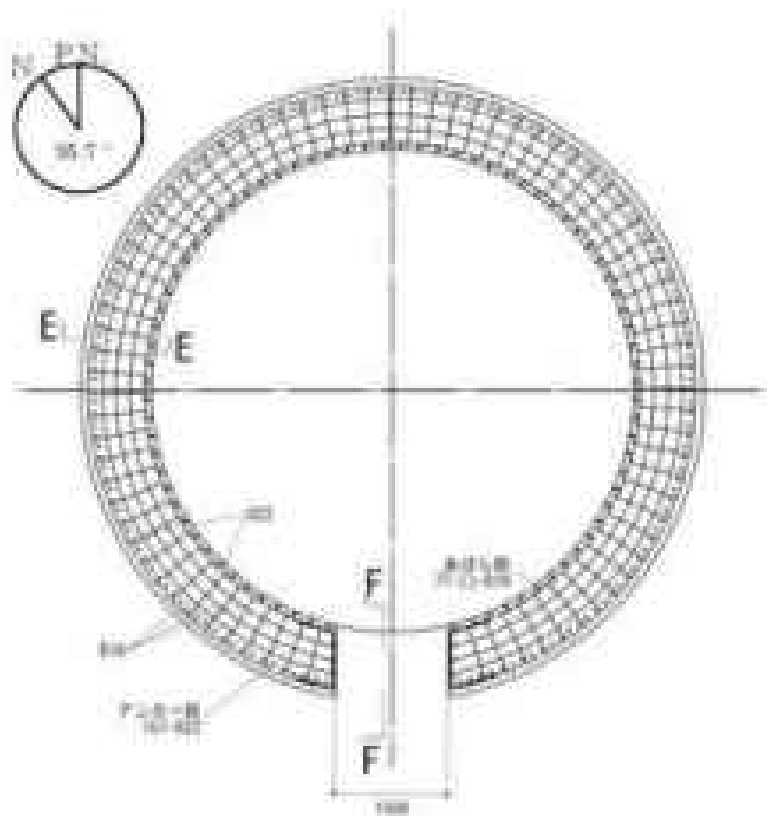


图 2-5 筒身最下部平面图 (C-C 切断面)

单位: mm

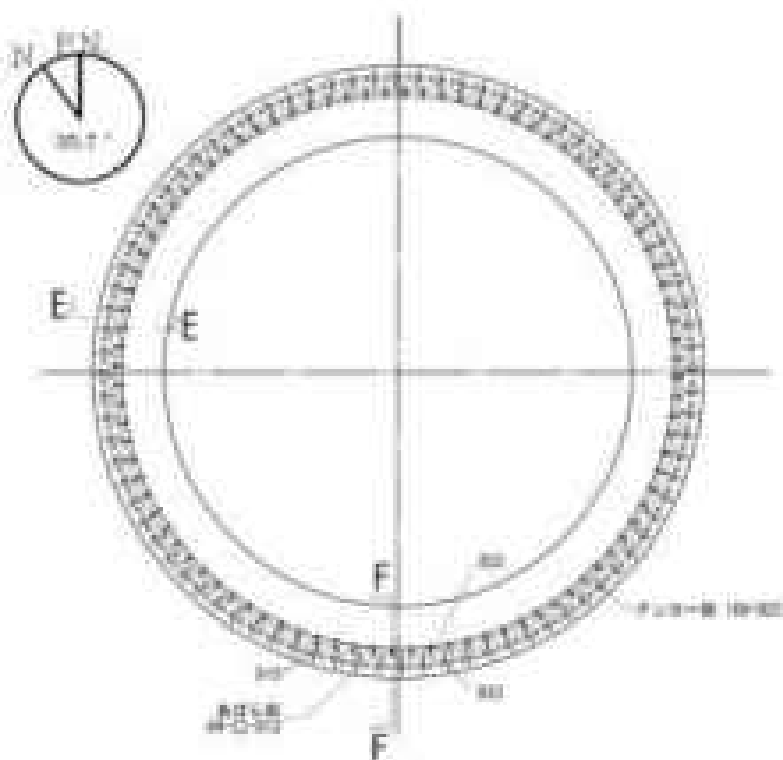


图 2-6 脚部平面图 (D-D 切断面)

单位: mm

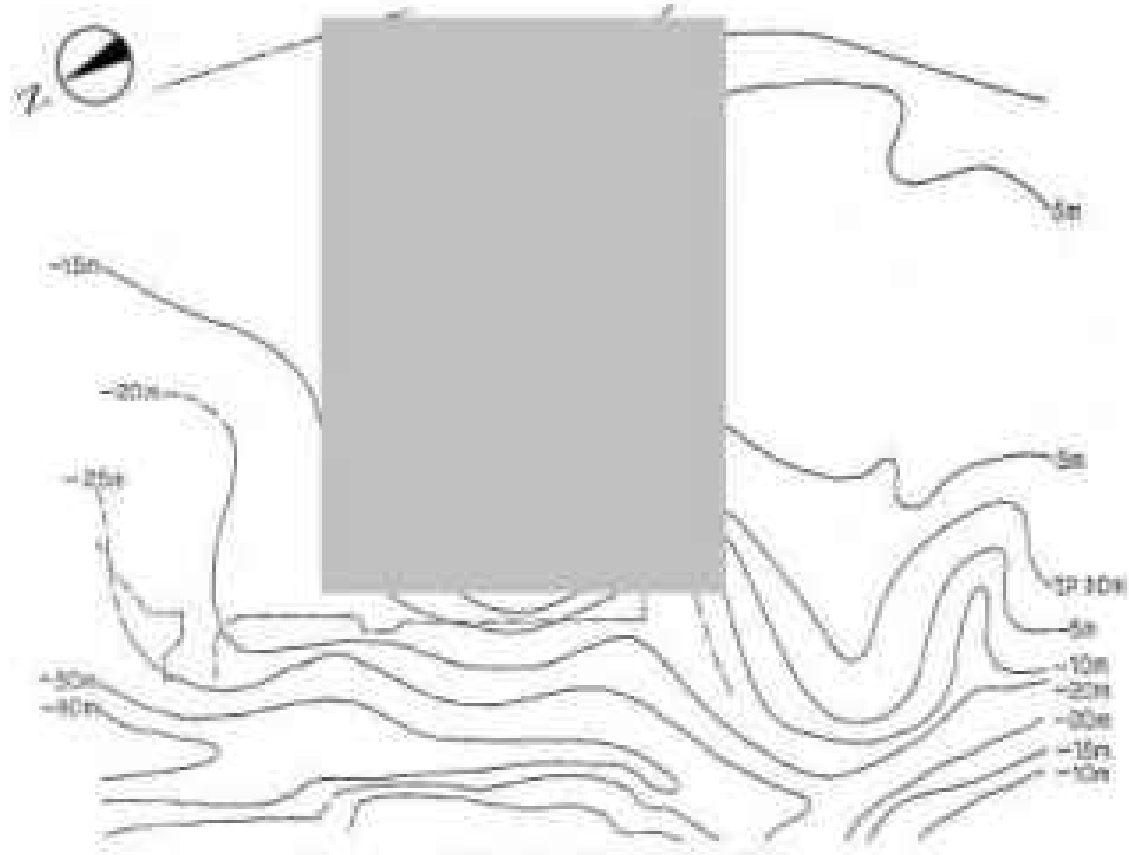
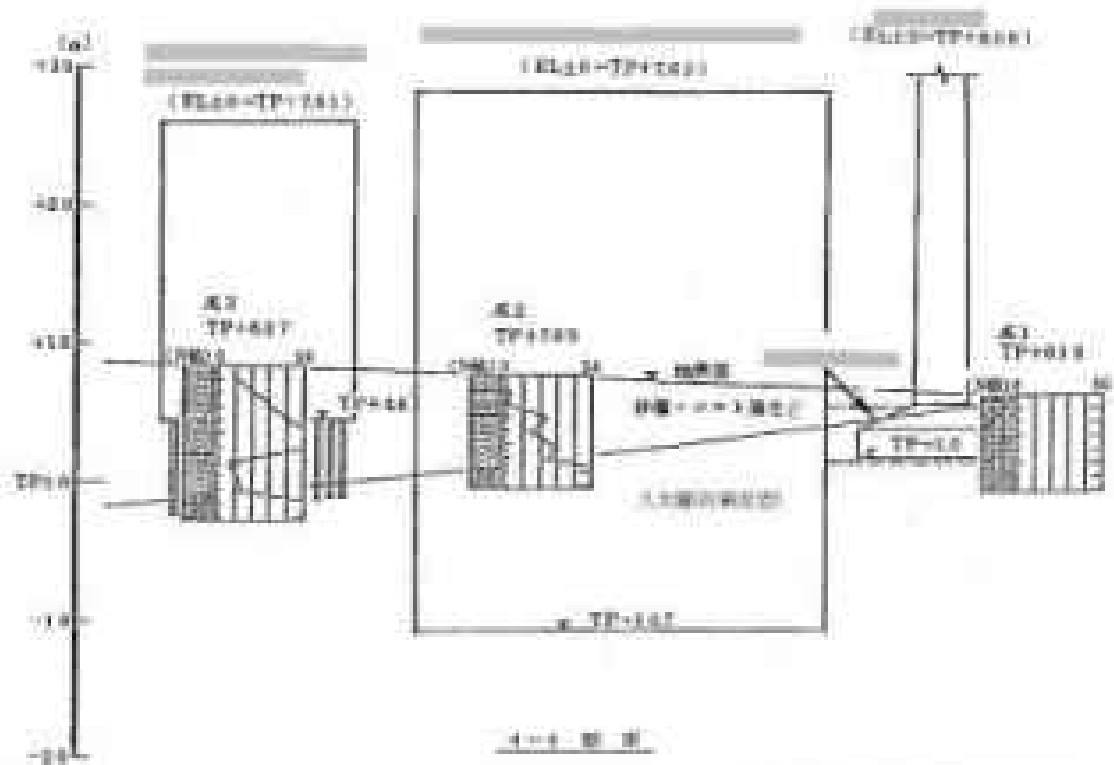
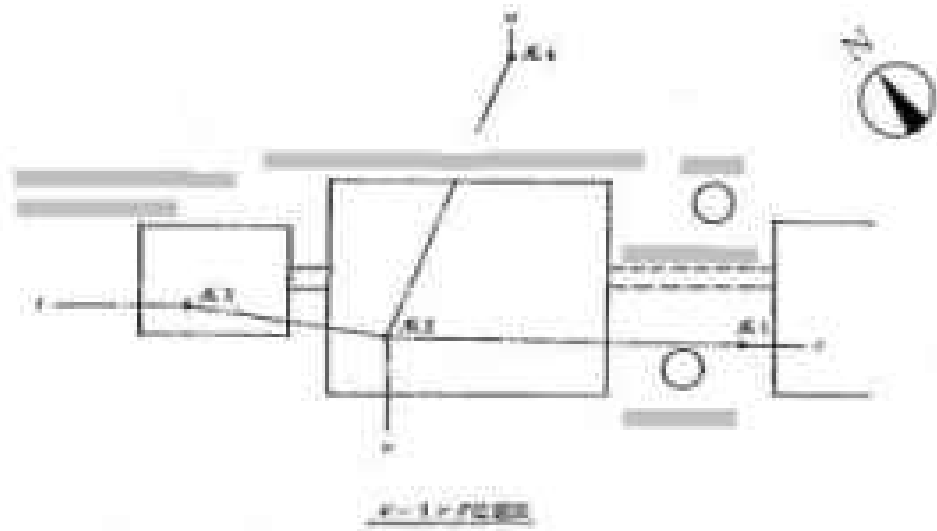


図2-7 基礎地盤(久米畑)の等高線図



(E) 調査区(断)上の構造物及び土質  
(単位:m)

図2-9 基礎地盤(久米級)の横断面

### 2.3 評価方針

第二付属表気筒の評価は、指定措置計画用設計地震動による地震応答解析の結果に基づき実施する。

地震応答解析は、構造物の形状、構造特性等を考慮した質点系の解析モデルを水平方向及び鉛直方向ごとに設定し実施する。

地震応答解析の結果に基づいて接地率を算出し、基礎浮き上がりの評価法の適用範囲内であることを確認する。

筒身、脚部及び基礎並びに接地率については、発生応力を算出し、評価基準値を超えないことを確認する。

第二付属表気筒の評価フローを図2-9に示す。



図 2-9 評価フロー



## 2.4 準拠規格・基準

第二付属律文書の地震応答解析において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・建築基準法・同施行令
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 (JEA4401) (日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術規程 (JEA4401) (日本電気協会)
- ・2015年版「建築物の構造関係技術基準解説書」  
(建築行政情報センター・日本建築防災協会)
- ・建築構造設計指針 (日本建築学会)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会)
- ・建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会)
- ・海上施工アンカー・連続橋脚基礎設計・施工指針 (国土交通省)
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会)
- ・鋼構造総合部設計指針 (日本建築学会)
- ・容容構造設計指針・同解説 (日本建築学会)

## 2.5 使用材料

### 2.5.1 使用材料

地震応答解析及び応力解析に用いるコンクリートの材料定数を表2-1に、鉄筋の材料定数を表2-2に、鋼材の材料定数を表2-3に、補強鉄筋コンクリートの単位体積重量を表2-4に、補強鉄筋コンクリートの重量を表2-5に示す。

表2-1 コンクリートの材料定数

対象	設計基準強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
既設部	22.1	$2.20 \times 10^4$	0.2
補強鉄筋 コンクリート部	26.0	$2.30 \times 10^4$	0.2

表2-2 鉄筋の材料定数

対象	種類	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
既設部	SD30A, SD35	$2.05 \times 10^4$	0.3
補強鉄筋 コンクリート部	SD30A, SD35	$2.05 \times 10^4$	0.3

表 2-3 鋼材の材料定数

対象	種類	ヤング係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
既設部 (鋼骨)	SS41	$2.05 \times 10^8$	0.3
既設部 (アンカーボルト)	SS41	$2.05 \times 10^8$	0.3

表 2-4 補強鉄筋コンクリートの単位体積重量

部位	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鉄筋コンクリート	24.0

表 2-5 補強鉄筋コンクリートの重量

部 位	重量 (kN)
観測点 18 (E.P.+11.0 m)	214.91
観測点 20 (E.P.+13.5 m)	1859.14

### 2.5.2 許容応力度及び材料強度

#### ①コンクリート

コンクリートの許容応力度及び材料強度を表2-6及び表2-7に示す。

表2-6 コンクリートの許容応力度及び材料強度(既設部)

		圧縮	せん断
$f_c=22.1 \text{ N/mm}^2$	長期許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	7.3	0.71
	短期許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	14.7	1.00
	材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	22.1	2.21

表2-7 コンクリートの許容応力度及び材料強度(補強鉄筋コンクリート部)

		圧縮	せん断
$f_c=26.0 \text{ N/mm}^2$	長期許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	12.0	0.85
	短期許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	24.0	1.27
	材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	26.0	2.60

②鉄筋

鉄筋の許容応力度及び材料強度を表2-8及び表2-9に示す。

表2-8 鉄筋の許容応力度及び材料強度(既設部)

	SD30A		SD33	
	引張 圧縮	せん断	引張 圧縮	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	195	195	215	195
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	295	295	345	345
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	295	295	345	345

表2-9 鉄筋の許容応力度及び材料強度(補強鉄筋コンクリート部)

	SD295A		SD45	
	引張 圧縮	せん断	引張 圧縮	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	195	195	215	195
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	295	295	345	345
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	295	295	345	345

④鋼材

鋼材の許容応力度及び材料強度を表2-10に示す。

表2-10 鋼材の許容応力度及び材料強度(既設部)

	SS41	
	引張、曲げ、圧縮 <sup>*)</sup>	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$F/1.5$	$F/(1.5\sqrt{3})$
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$F$	$F/\sqrt{3}$
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	$F$	$F/\sqrt{3}$

Fは建築基準法の定める基準強度を表す。

※圧縮、曲げの許容応力度及び材料強度は上限値であり、  
座屈長さ等を考慮して設定する。

## 2. 入力地震動

### 2.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、震止措置計画用設計地震動を解放基礎表面に入力して一次元数動論により算定した第二付属棟気筒の基礎底面位置での応答値とする。

NS 及び EW 方向での個別の地震動が定義されている Se-1 及び Se-2 については、解放基礎表面への入力前に第二付属棟気筒の座標系に方位変換する。

算定に用いる地盤モデルは、当該敷地の地層等を考慮して設定された水平成層地盤とし、等価線形化法により地盤の非線形性を考慮する。

水平方向の入力地震動算定の概要を図 3-1 に、地盤の物性値を表 3-1 に、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を図 3-2 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Shake (株式会社ニュージェック)」である。

震止措置計画用設計地震動による地盤の地震応答解析結果を図 3-3 から図 3-7 に、第二付属棟気筒の基礎底面位置における水平方向の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図 3-8 から図 3-10 に示す。

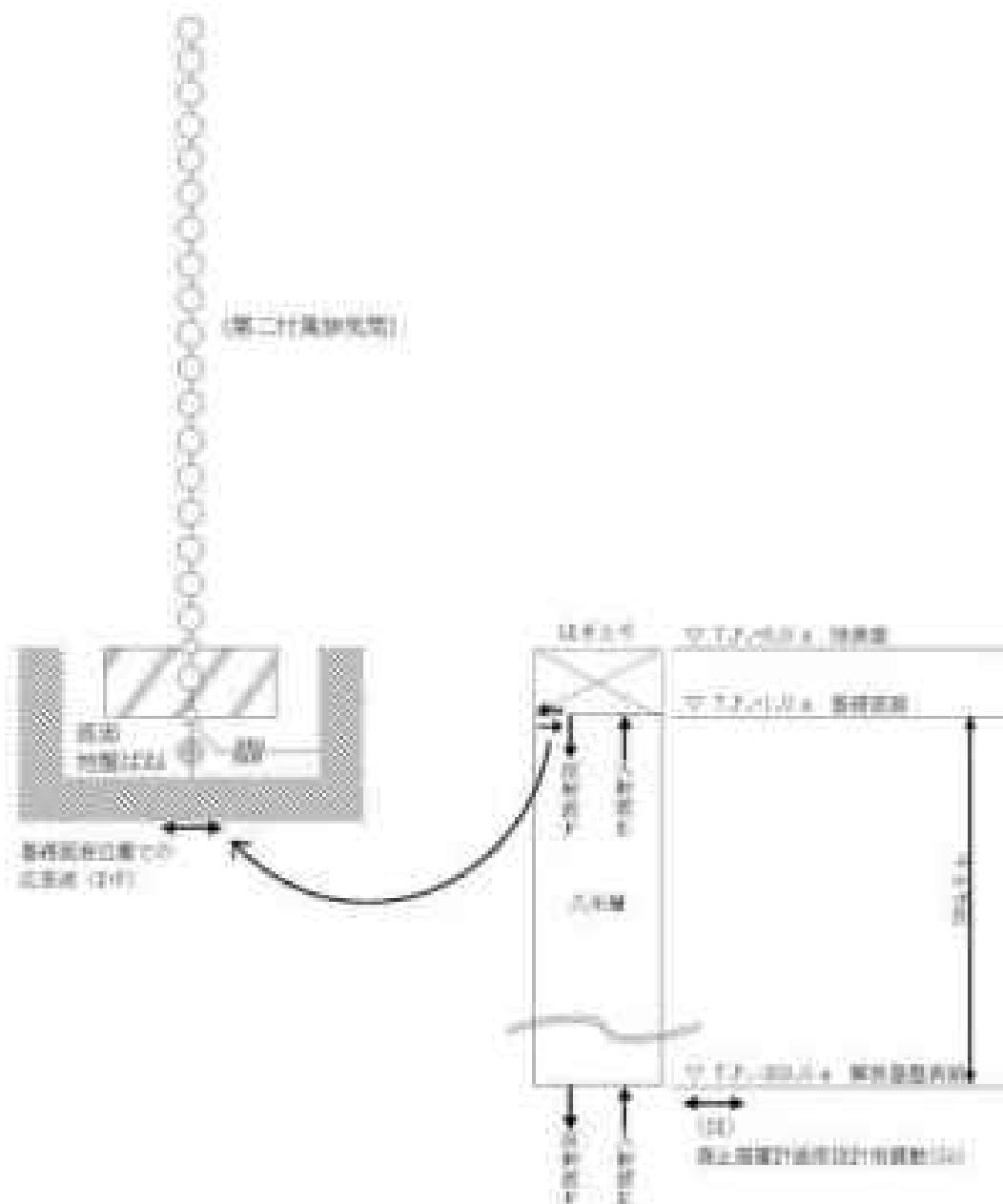
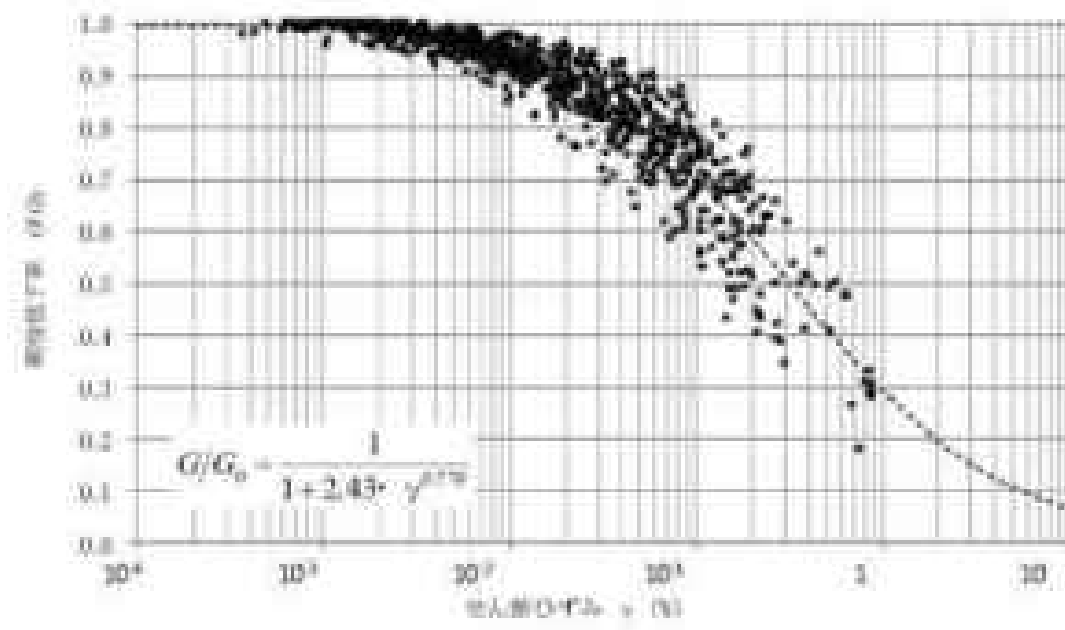


図 3-1 入力地震動算定の概要(水平方向)

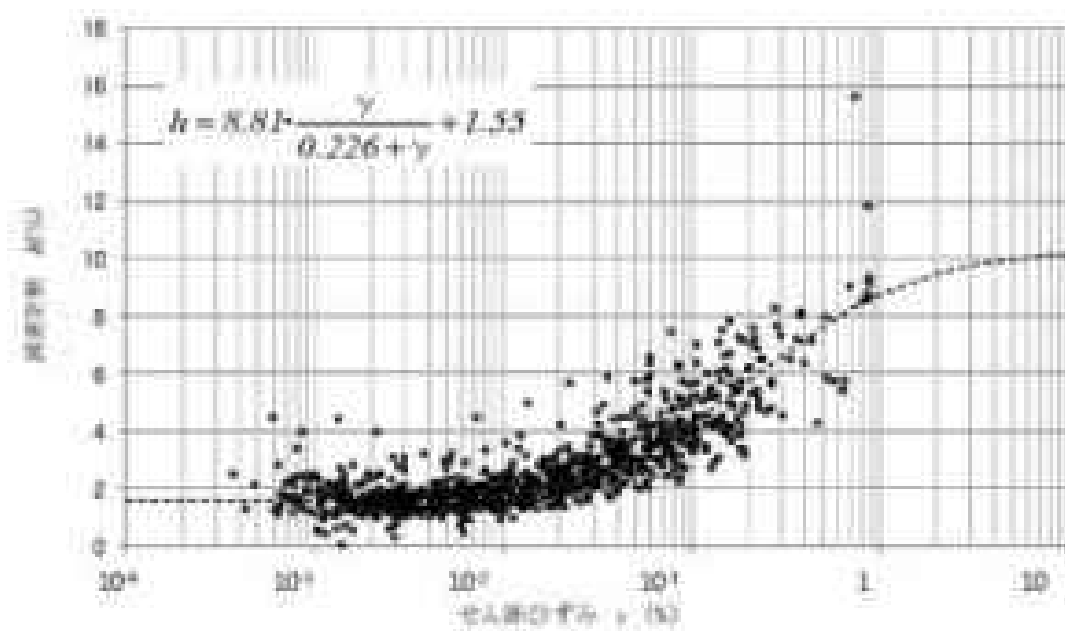
表 3-1 地盤の物性値

標高 T.T. (m)	地層名	地層 分類	湿潤密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	動弾アソシ 比 $\mu_s$	動弾入射 弾性係数 ( $kg/cm^2$ )
1.00					
-10.00	丸半層	So1	1.77	0.455	427
-02.00		So2	1.77	0.451	460
-02.00		So3	1.77	0.447	515
-118.00		So4	1.77	0.444	549
-109.00		So5	1.77	0.440	596
-215.00		So6	1.77	0.436	655
-201.00		So7	1.77	0.431	711
-301.00		▽埋戻基礎表面	So8	1.77	0.426
	解放基礎		1.77	0.417	807





(a) 動弾性係数



(b) 減衰定数

図 3-2 動弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性(久米編)

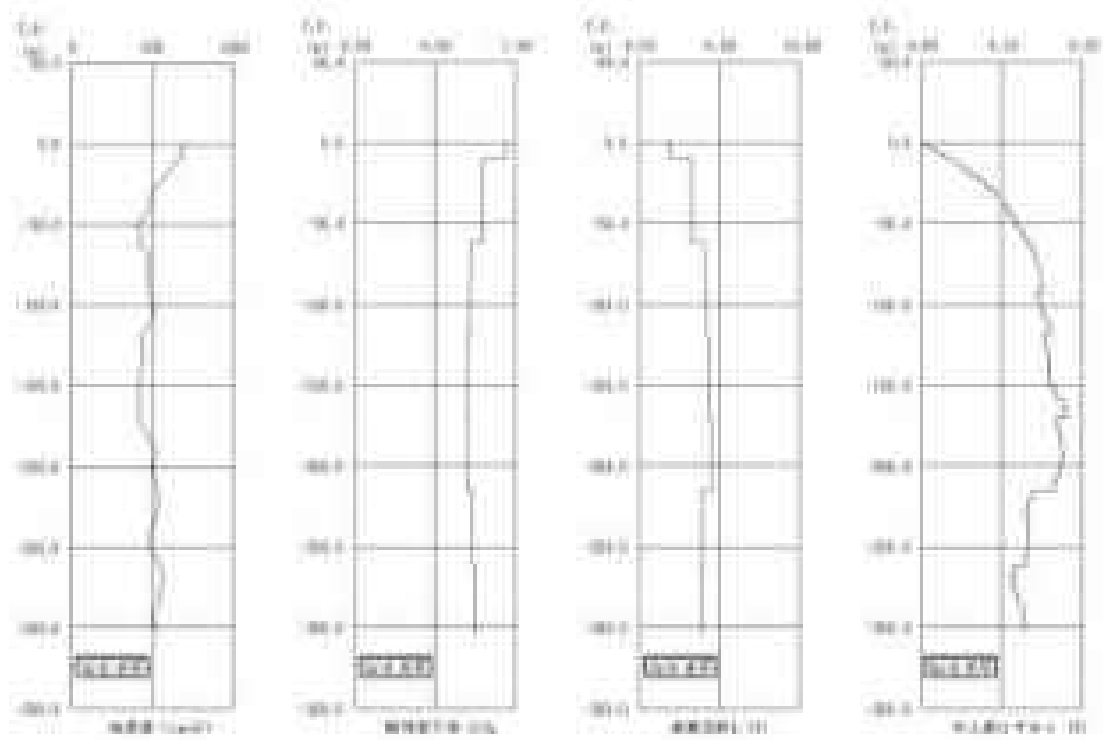


図 3-3 地震動の地盤応答解析結果(水平方向, Si-D)

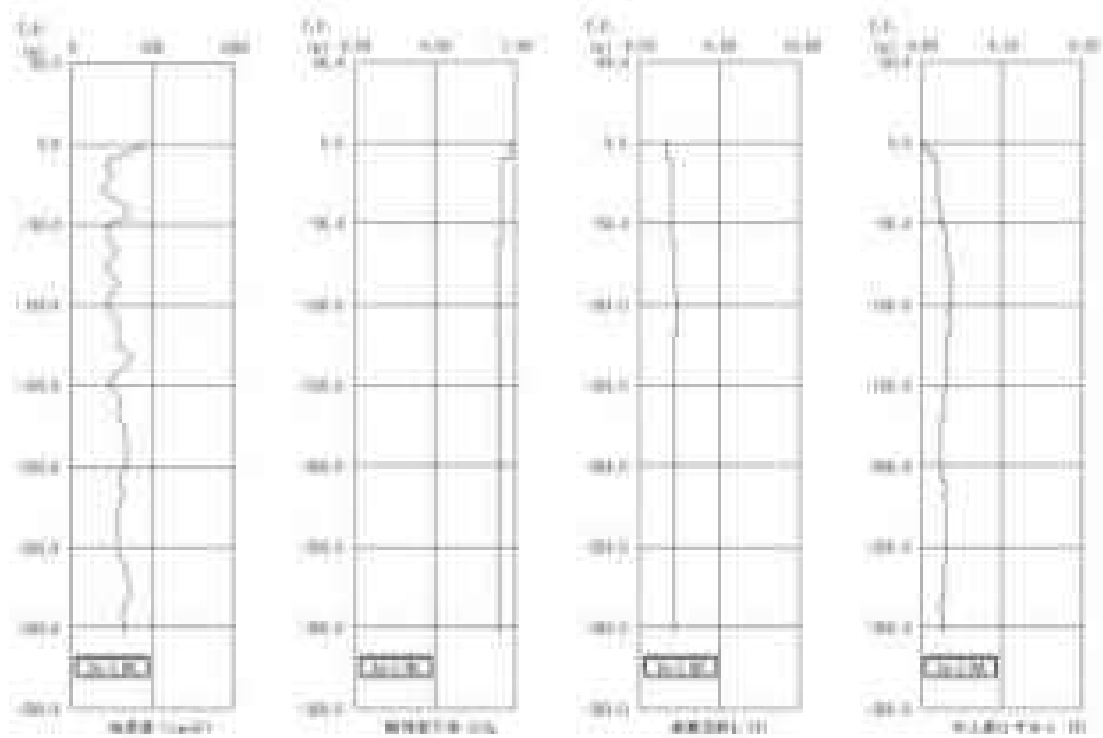


図 3-4 地盤の地表面分析結果(NS方向, Set-1)

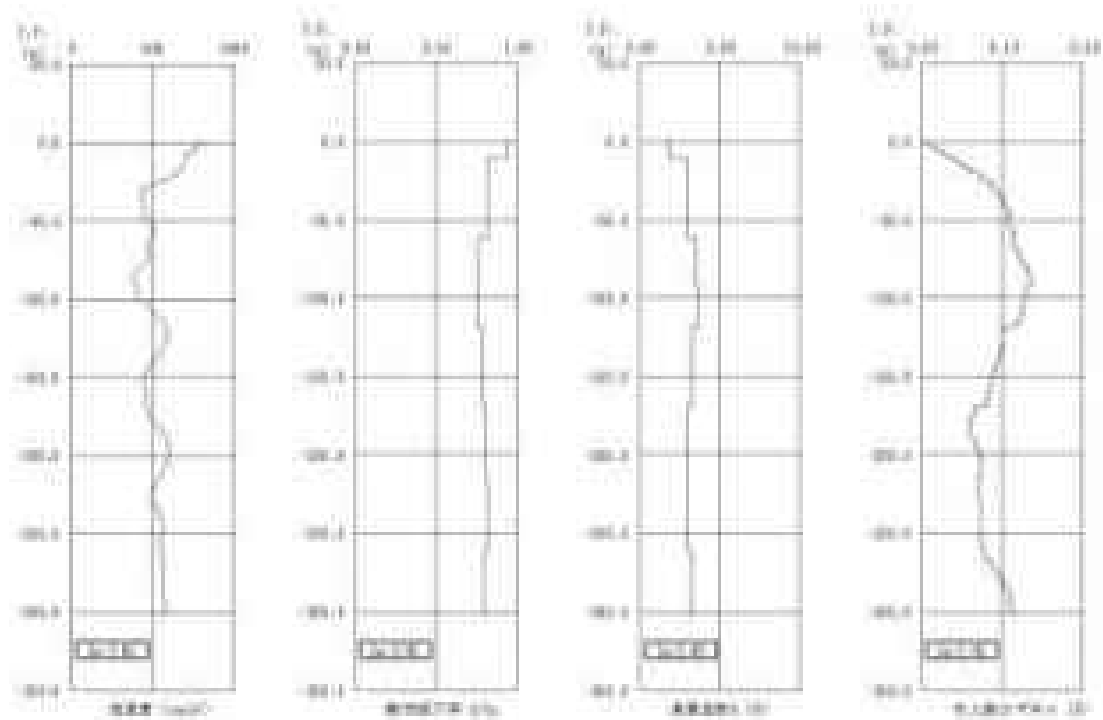


図 3-5 地盤の地表面分析結果(NS方向, Set-2)

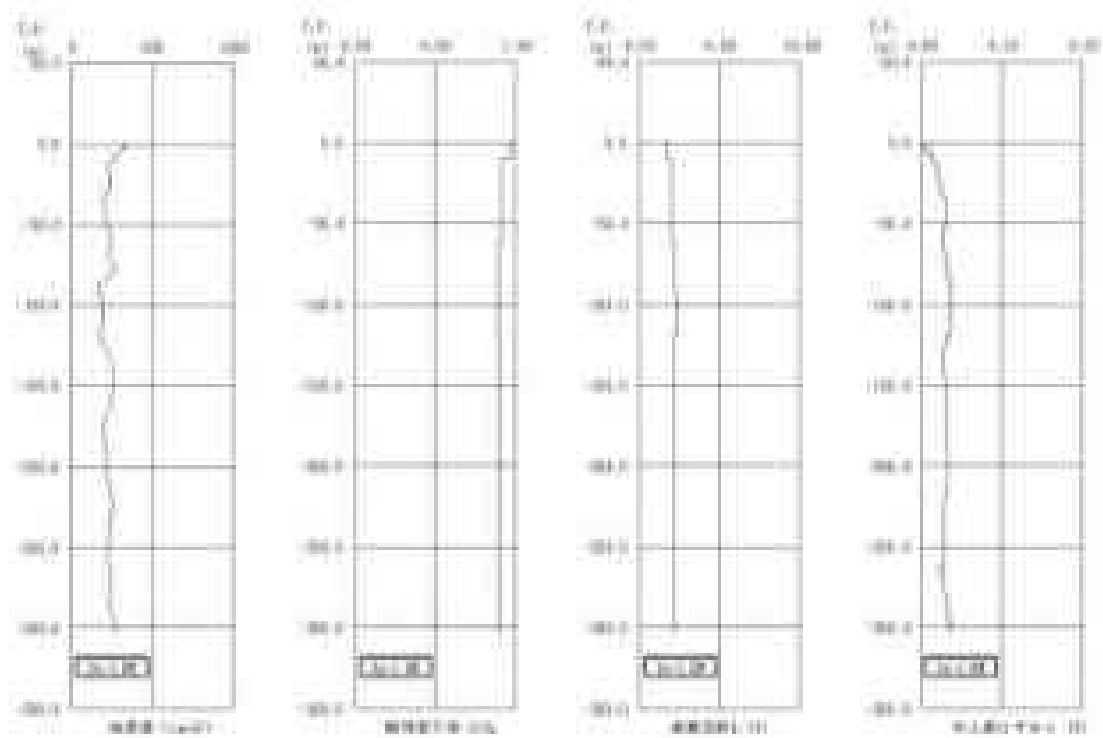


図 3-6 地震の地震応答解析結果 (S1 方向, S<1>)

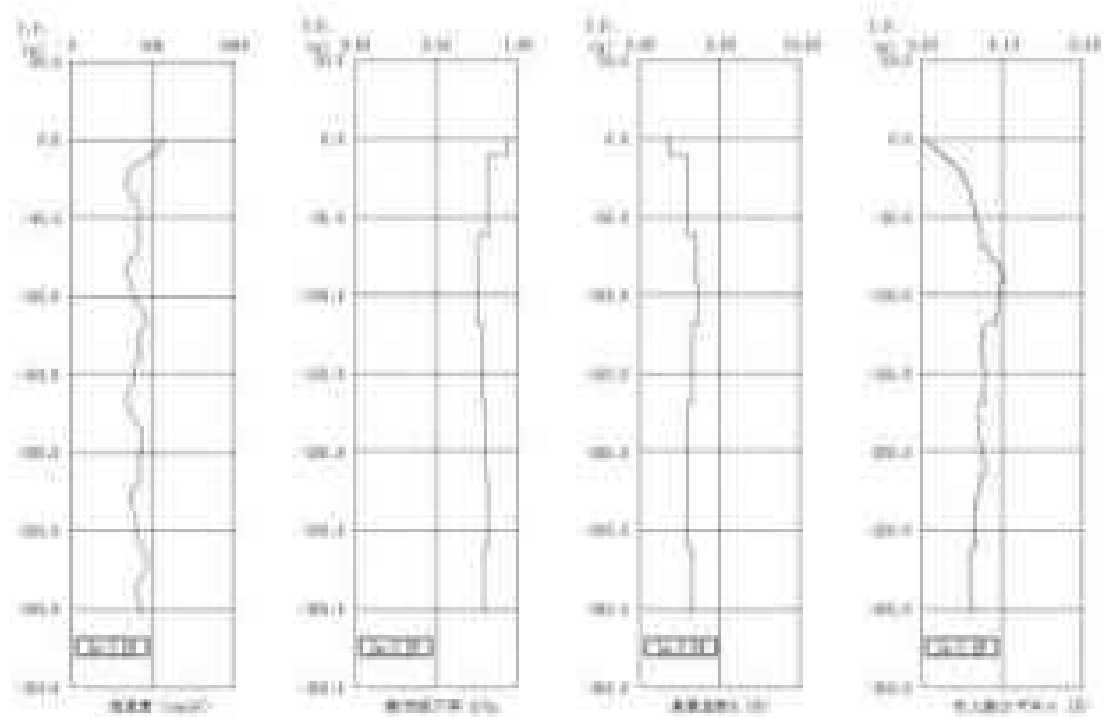


図 3-7 地震の地震応答解析結果 (S2 方向, S<2>)

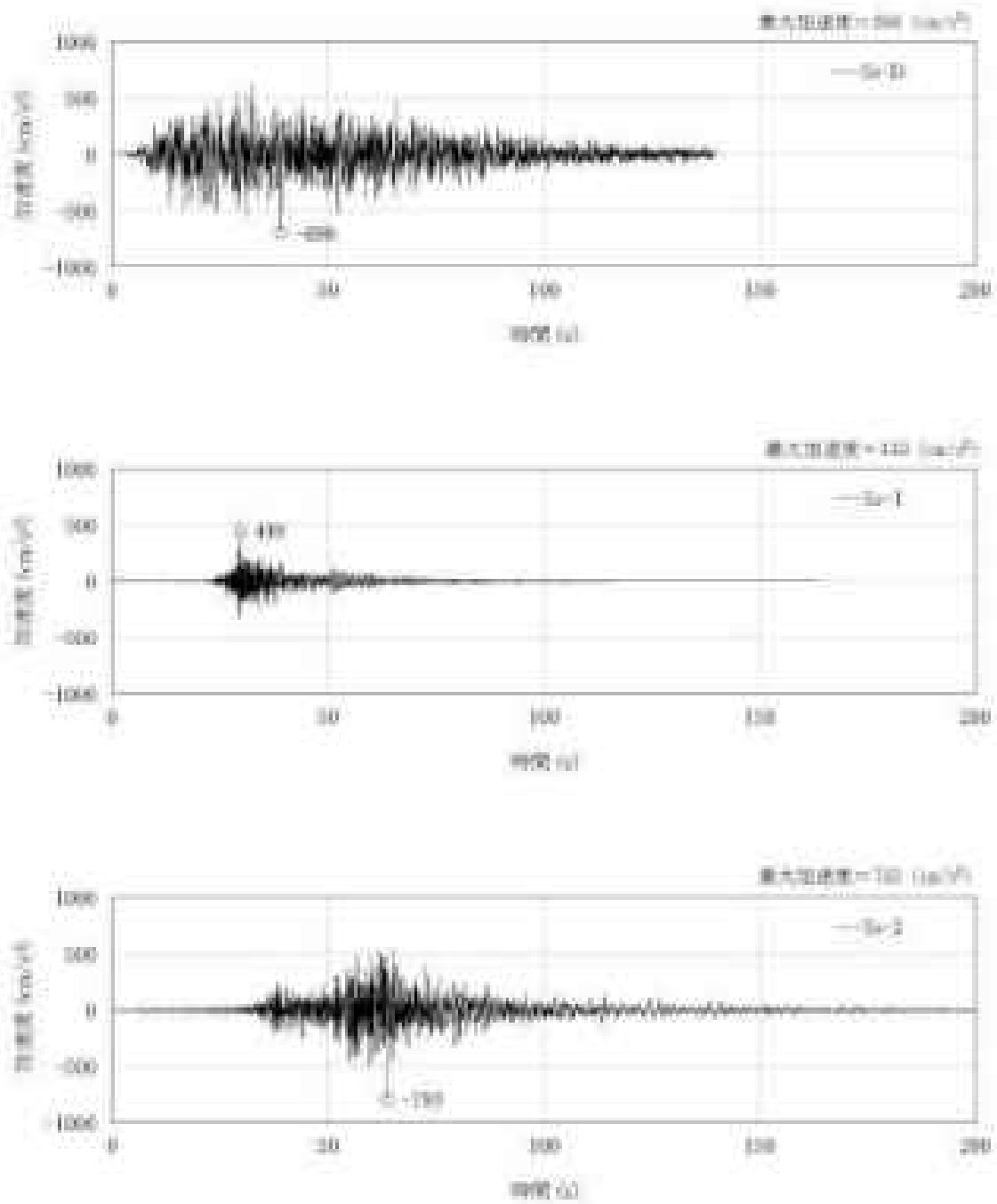


圖 3-6 入力地震動の加速度時刻歴表示 (NS 方向、基礎底面位置)

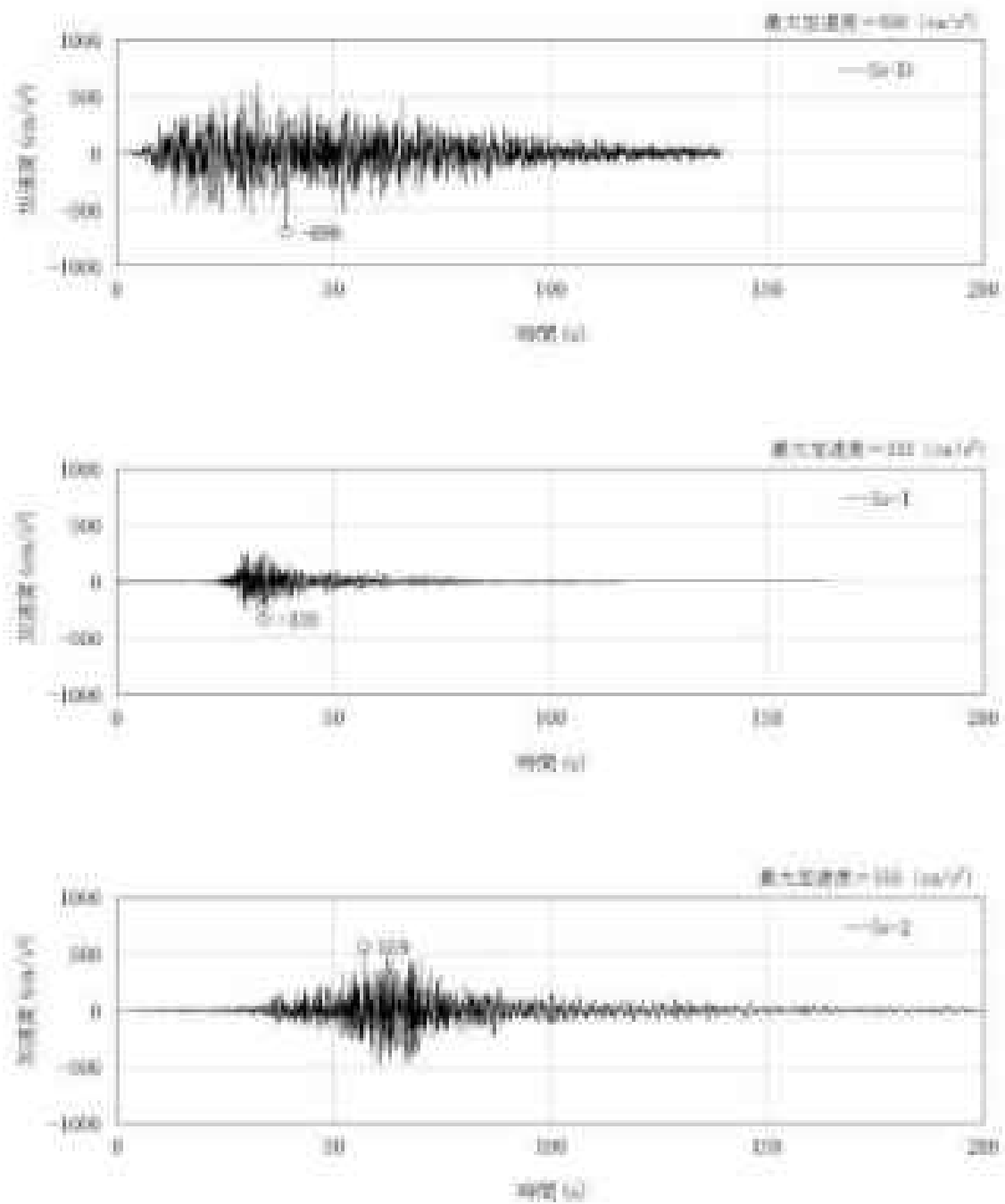


圖 3-9 入力地震動の加速度時間歴表示(0°方向、基礎底面位置)

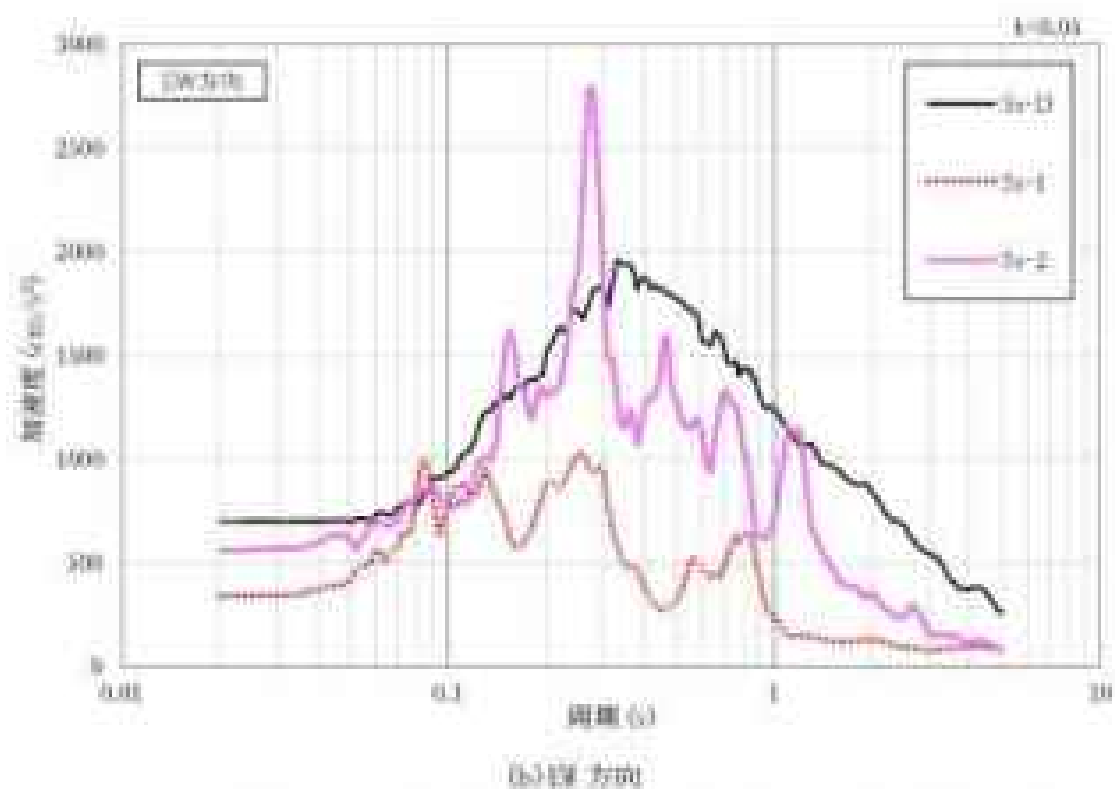
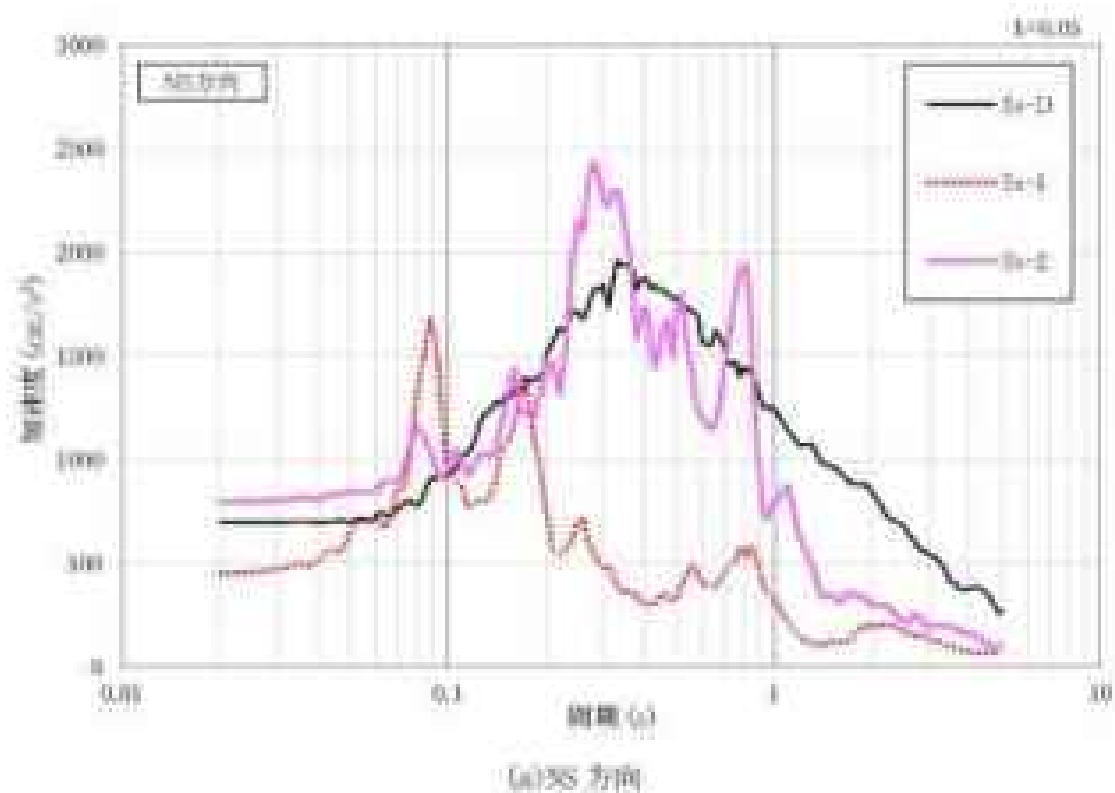


図 2-10 入力地震動の加速度応答スペクトル(水平方向、基礎底面位置)

## 3.2 鉛直方向の入力地震動

鉛直方向の入力地震動は、概止帯置計画用設計地震動を解放基礎表面に入力して一次元振動論により算定した第二付属棟気筒の基礎底面位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、水平方向の入力地震動の算定において設定された物性値に基づき、基礎底面位置より上部を切り取った地盤モデルとする。

鉛直方向の入力地震動算定の概要を図 3-11 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Nabake(株式会社ニュージェット)」である。

概止帯置計画用設計地震動による地盤の地震応答解析結果を図 3-12 に、第二付属棟気筒の基礎底面位置における鉛直方向の入力地震動の加速度時刻歴座標及び加速度応答スペクトルを図 3-13 及び図 3-14 に示す。



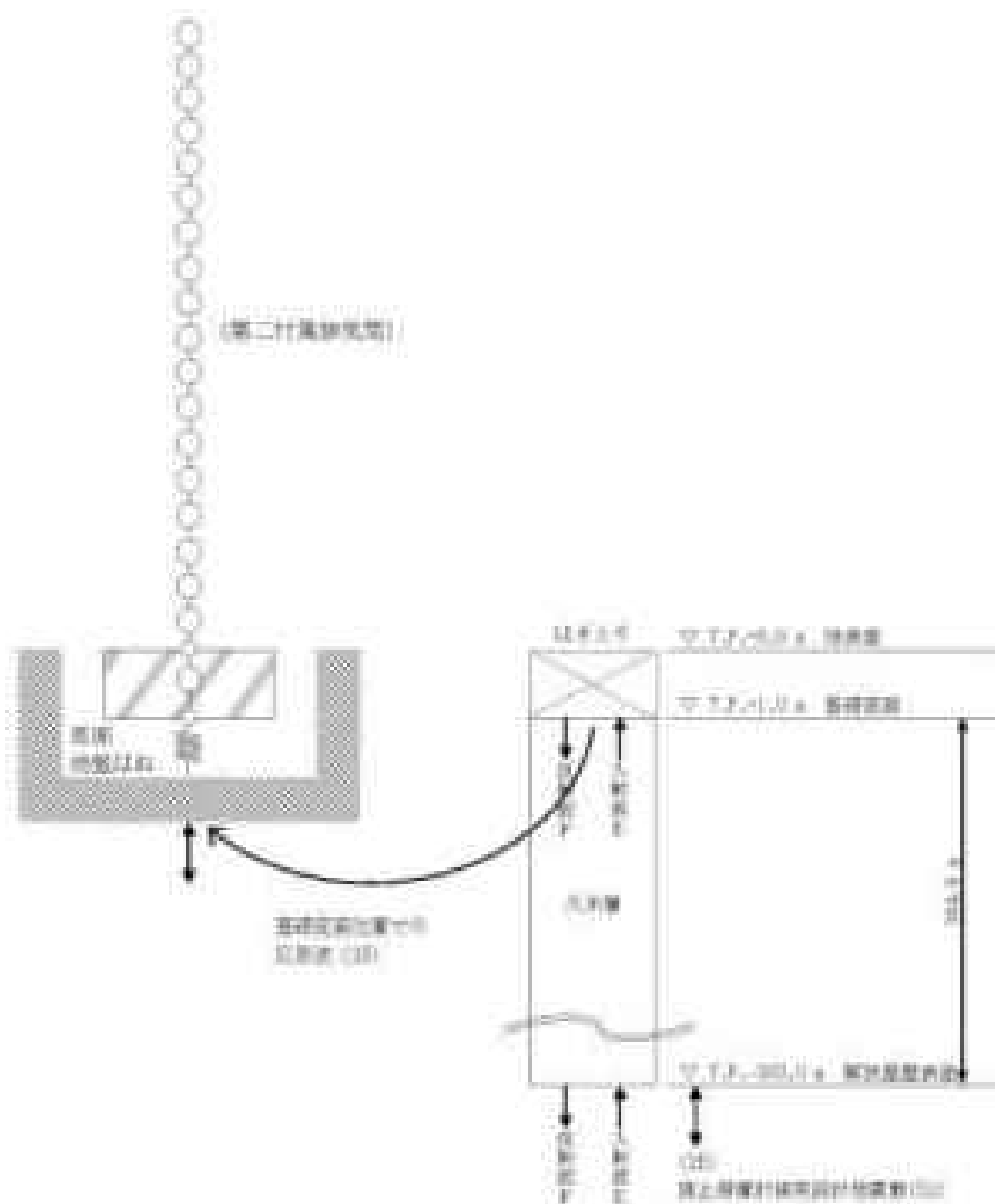
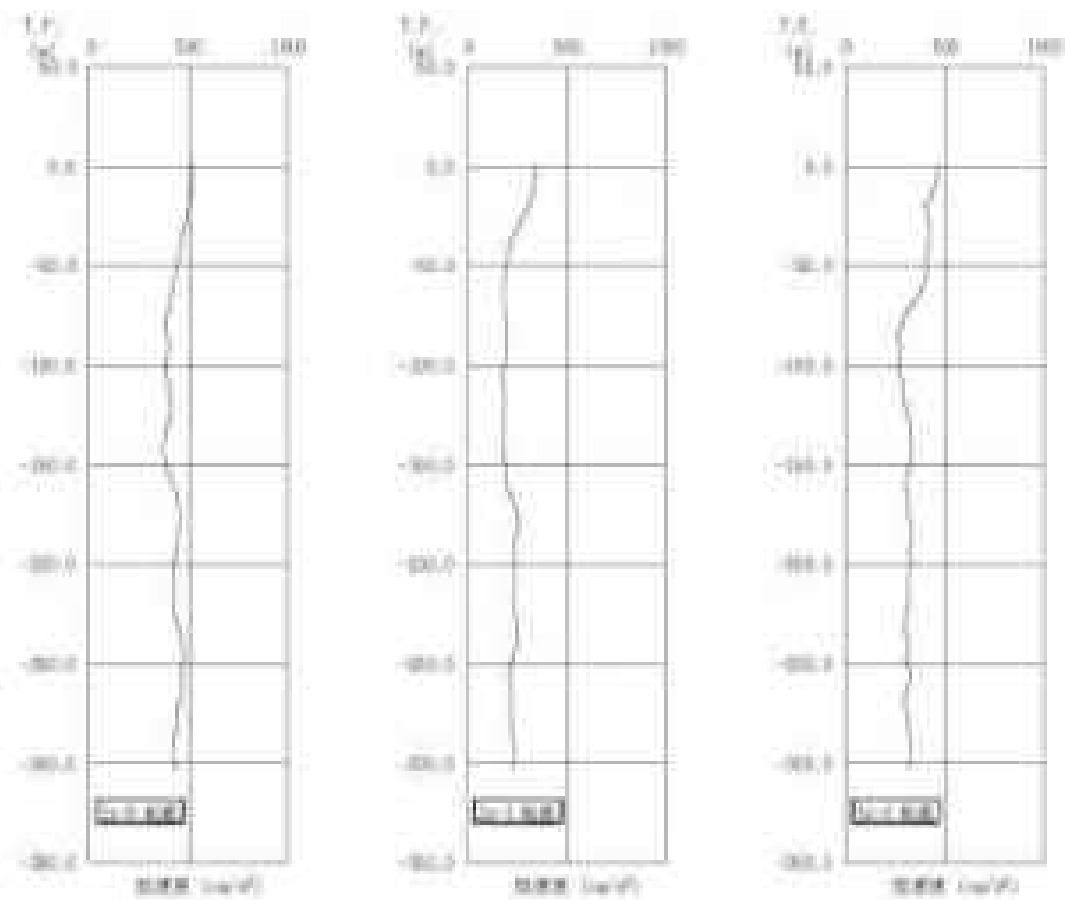


図3-11 入力地震動算定の概要(北直方向)



(a) Se-D

(b) Se-1

(c) Se-2

図3-12 地盤の地帯応答解析結果(鉛直方向)

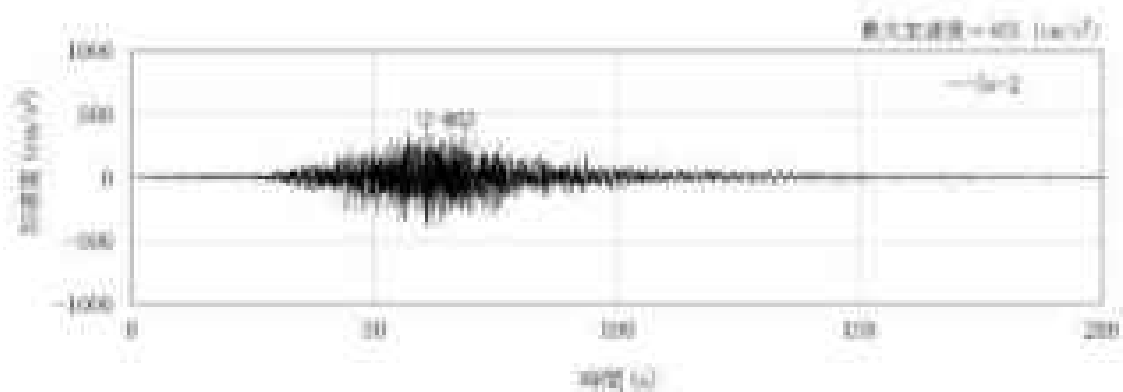
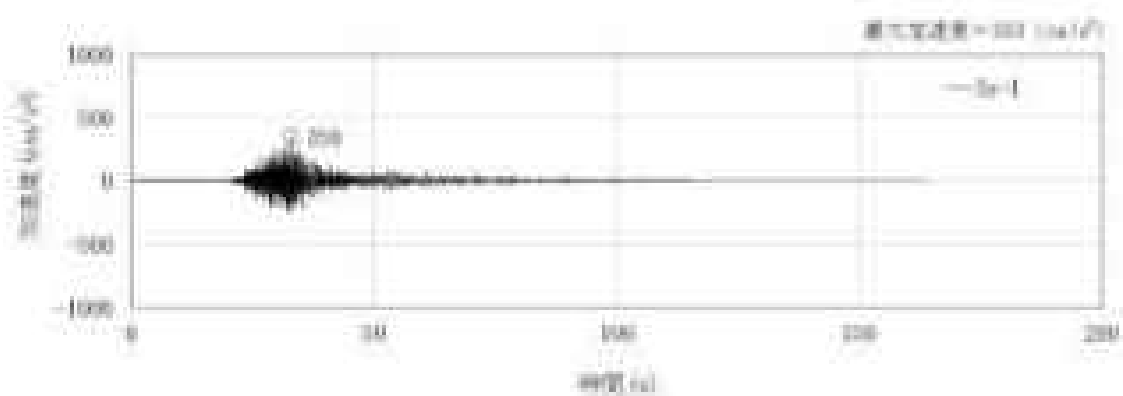
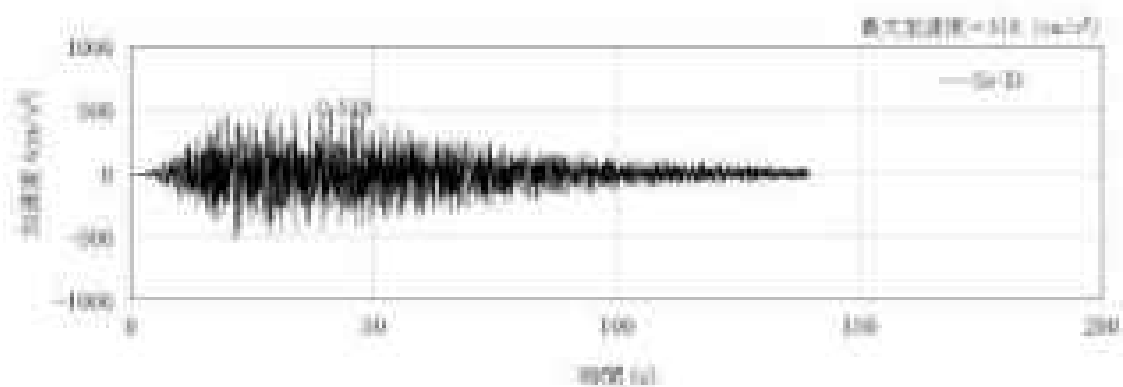


図3-13 入力地震動の加速度時系列波形(鉛直方向、基礎底面位置)

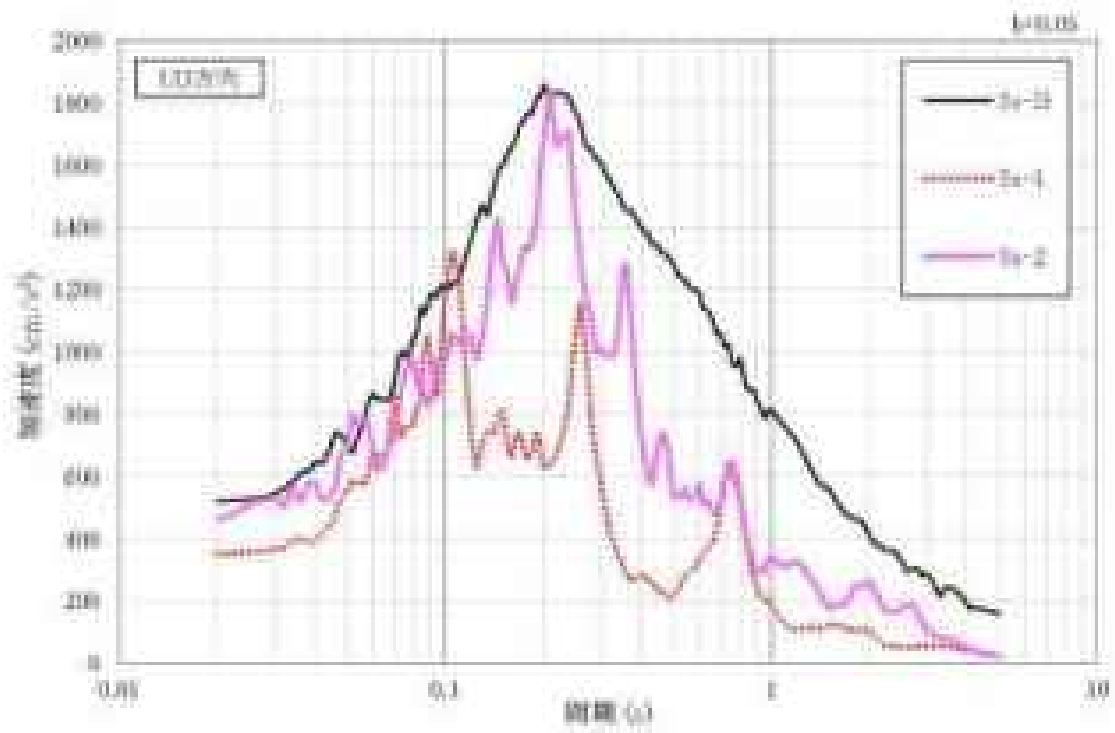


図3-14 入力地震動の加速度応答スペクトル(前後方向、基礎底面位置)

## 4. 地震応答解析

### 4.1 水平方向の解析モデル

水平方向の解析モデルは、第二付属排気筒と地盤の相互作用を考慮した曲げせん断型の多質点系モデルとする。筒身の最下部は鋼製の筒身と鉄筋コンクリート造の補強部の混合構造となり、これを一律に評価している。基礎は、筒身と比較して剛性が大きいので剛体とする。

水平方向の解析モデルを図4-1に、解析モデルの諸元を図4-1に示す。

解析モデルの諸元は、既述の設計及び工事の方法の認可「再地盤地耐に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」の構造図に基づき設定する。

基礎下の底面地盤ばねは、原子力発電所耐震設計技術指針 JAAG001-1991 最終版(以下「JAAG001-1991 最終版」という。)に基づき、振動アドミタンス理論により振動数依存の地盤ばねを算定し、地盤ばね定数は0 Hzでの実部(静的ばね値)により、減衰係数は地盤-構造物連成系1次固有円振動数での虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きにより、それぞれ設定する。

底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nmod」(株式会社ニュージェック)である。

地盤ばね定数及び減衰係数を図4-2に、地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要を図4-2に、底面地盤剛性ばねの非線形特性(配向モーメント-回転角関係)を図4-3に示す。

第二付属排気筒の減衰はモード減衰として考え、各次のモード減衰定数は第二付属排気筒各部のひずみエネルギーに比例した値として算定する。鋼製の筒身に関する減衰定数は1%とする。

第二付属排気筒の地震応答解析に使用する解析コードは「TDAE Ⅲ(株式会社アーク情報システム)」である。

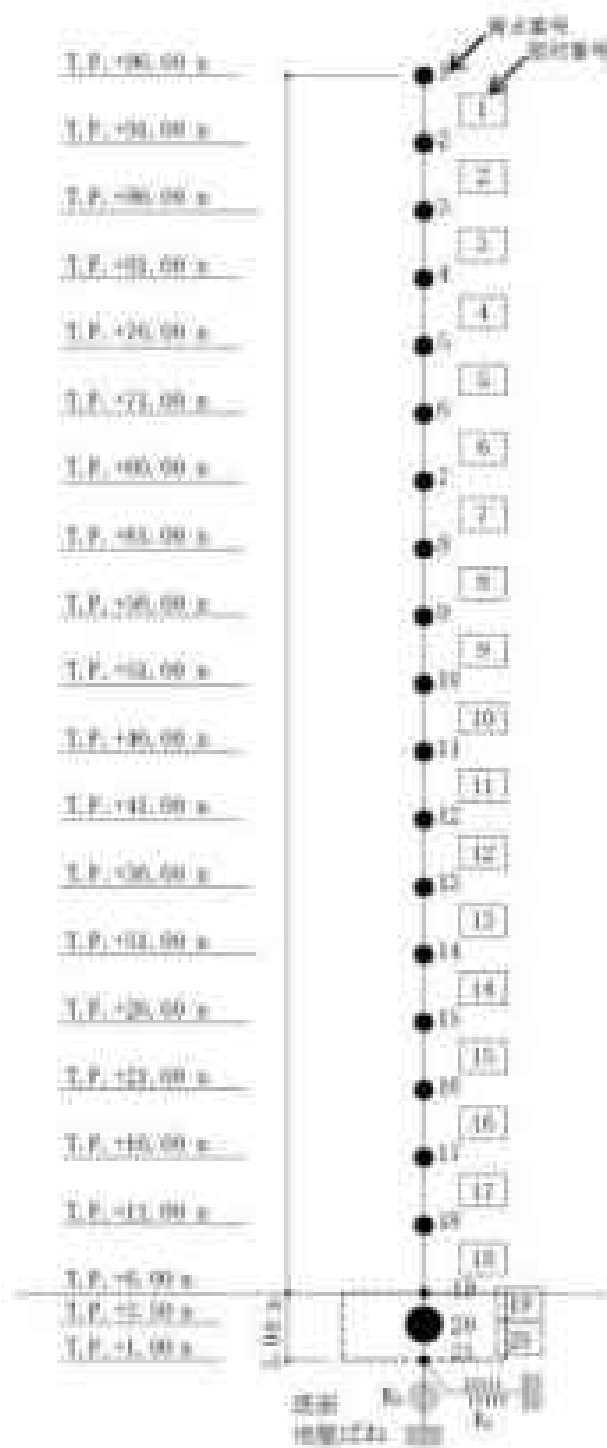


図 4-1 解析セブル(水平方向)

表十-1 解析モデルの露光(水平方向)

露光 番号	高さ T.R.(m)	重量 (kN)	日照露光 重量 (kN/m <sup>2</sup> )	架材 番号	せん断 露光種 ( $\times 10^3$ kg <sup>2</sup> )	露光二次 モーメント ( $\times 10^3$ kg <sup>2</sup> )
1	96.00	19.52	61.29	-	-	-
2	91.00	41.97	136.33	1	41.10	87.00
3	86.00	46.15	162.79	2	48.00	118.00
4	81.00	54.82	194.47	3	67.20	167.00
5	76.00	61.88	230.79	4	66.20	204.00
6	71.00	69.63	272.23	5	75.30	261.00
7	66.00	77.77	319.40	6	86.10	330.00
8	61.00	87.85	369.98	7	97.00	410.00
9	56.00	96.22	406.23	8	101.70	473.00
10	51.00	98.69	438.15	9	113.50	578.00
11	46.00	103.36	516.81	10	118.50	659.00
12	41.00	110.32	578.20	11	134.30	794.00
13	36.00	117.78	647.24	12	136.00	894.00
14	31.00	129.33	721.18	13	150.40	1060.00
15	26.00	133.08	801.46	14	150.00	1190.00
16	21.00	141.82	891.23	15	170.70	1400.00
17	16.00	149.26	955.71	16	178.70	1550.00
18	11.00	402.70	2458.38	17	192.30	1800.00
19	6.00	-	-	18	472.40	19990.32
20	3.50	40953.78	1421546.84	-	-	-
21	1.00	-	-	-	-	-

※第二付属掛気筒総重量：40881.73 kN

(補強鉄筋コンクリート重量：2104.06 kNを含む。)

表 4-3 地盤ばね定数及び減衰係数(水平方向)

方向	地盤	地震ばね成分		ばね定数 K (水平:kN/m)	減衰係数 C (水平:kN・m/s/m)
		成分	記号	圧縮:kN・m/cm	圧縮:kN・m・s/cm
NS, EW	So-D	水平	$K_h$	$2.289 \times 10^7$	$3.947 \times 10^5$
		回転	$K_\theta$	$2.654 \times 10^7$	$3.756 \times 10^5$
	So-1	水平	$K_h$	$2.441 \times 10^7$	$3.148 \times 10^5$
		回転	$K_\theta$	$2.835 \times 10^7$	$3.640 \times 10^5$
	So-2	水平	$K_h$	$2.321 \times 10^7$	$3.970 \times 10^5$
		回転	$K_\theta$	$2.692 \times 10^7$	$3.731 \times 10^5$





図 4-2 地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要

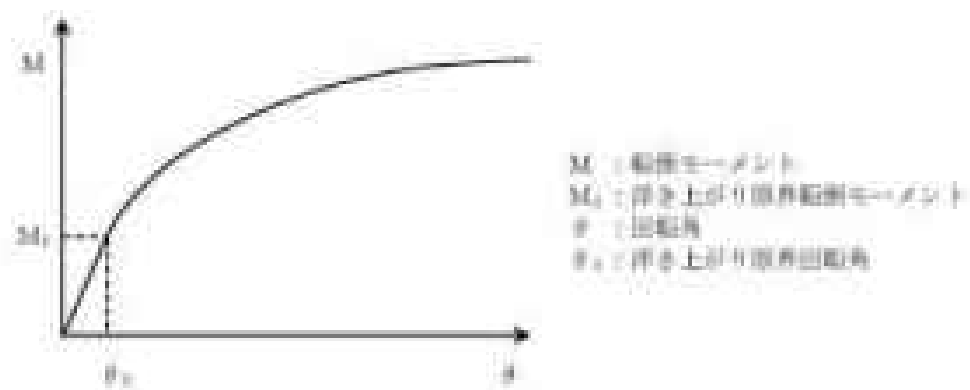


図 4-3 底面地盤回転ばねの非線形特性(回転モーメント-回転角関係)

## 4.2 鉛直方向の解析モデル

鉛直方向の解析モデルは、第二付属排気筒と地盤の相互作用を考慮した多質点系モデルとする。筒身の最下部は鋼製の筒身と鉄筋コンクリート造の補強部の混合構造となり、これを一体に評価している。基礎は、筒身と比較して剛性が大きいので剛体とする。

鉛直方向の解析モデルを図4-4に、解析モデルの諸元を表4-3に示す。

基礎下の底面地盤ばねは、JISG-901(1991) 鉛弾性に基づき、振動アドミタンス理論により算定する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nspgl(株式会社ニュージャック)」である。地盤ばね定数及び減衰係数を表4-4に示す。

第二付属排気筒の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は第二付属排気筒各部のひずみエネルギーに比例した値として算定する。鋼製の筒身の減衰定数は1%とする。

第二付属排気筒の地震応答解析に使用する解析コードは「TIME」Ⅲ(株式会社アーテックシステム)」である。

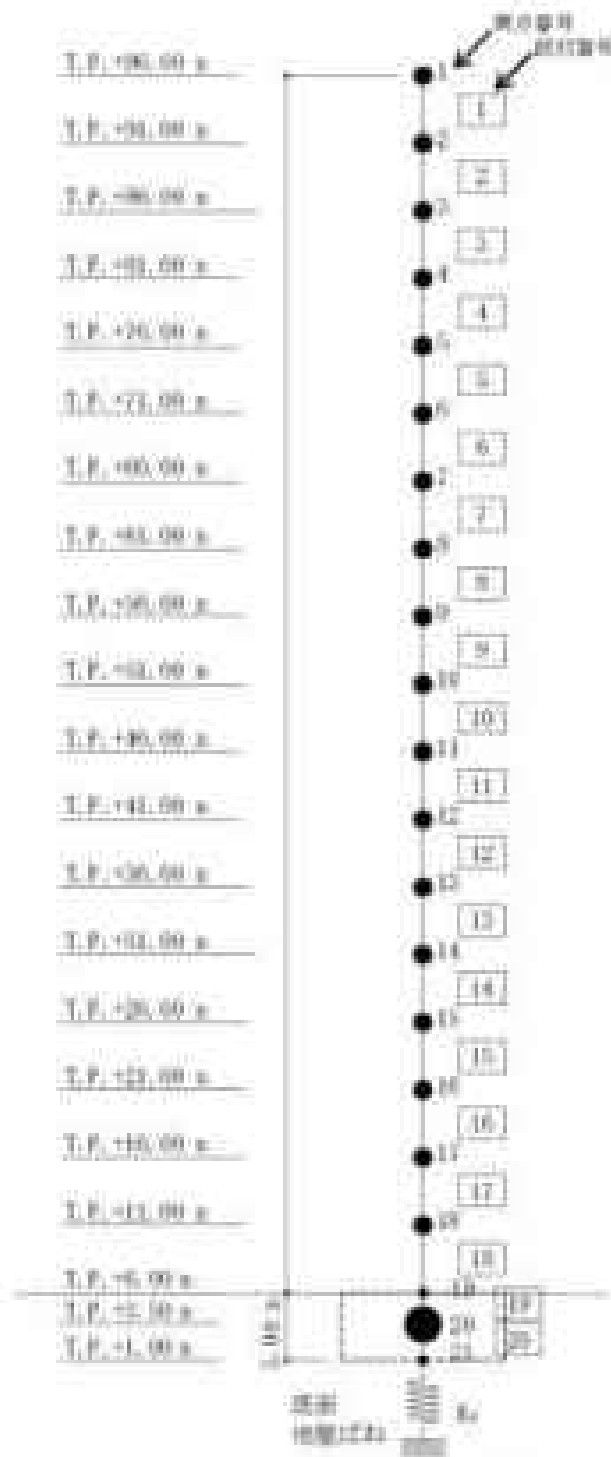


図 4-4 解析セブル(掘削方向)

表 7-3 解柱モデルの露光(鉛直方向)

露光 番号	高さ T.F. (m)	重量 (kN)	部材 番号	軸断面積 ( $\times 10^4 \text{ cm}^2$ )
1	96.00	19.52	-	-
2	91.00	41.97	1	82.30
3	86.00	48.15	2	92.70
4	81.00	54.82	3	114.40
5	76.00	61.89	4	132.40
6	71.00	69.83	5	151.60
7	66.00	77.77	6	172.10
8	61.00	85.85	7	193.00
9	56.00	94.22	8	203.30
10	51.00	96.69	9	227.00
11	46.00	103.16	10	237.10
12	41.00	110.82	11	262.00
13	36.00	117.78	12	273.30
14	31.00	129.33	13	306.70
15	26.00	133.68	14	312.00
16	21.00	141.92	15	343.40
17	16.00	148.26	16	363.30
18	11.00	402.70	17	384.50
19	6.00	-	18	954.00
20	3.50	4495.78	-	-
21	1.00	-	-	-

※第二付風押気筒総重量：48881.72 kN

(組立鉄骨コンクリート重量：2104.06 kN を含む。)

表 4-4 地盤圧入定数及び減衰係数(鉛直方向)

地盤動	地盤圧入成分		圧入定数 $k$ (kN/m)	減衰係数 $c$ (kN・s/m)
	成分	記号		
Sc-0	粘底	$k_b$	$3.217 \times 10^7$	$6.996 \times 10^5$
Sc-1	粘底	$k_b$	$3.597 \times 10^7$	$7.299 \times 10^5$
Sc-2	粘底	$k_b$	$3.316 \times 10^7$	$7.011 \times 10^5$

### 6.3 固有値解析結果

解析モデルの固有値解析結果を表 4-5 に示す。制約関数を 5=0 の結果を代表として図 4-5 から図 4-7 に示す。

解析モデルは、水平・鉛直の二方向について自由度を持つため、固有値を両方向一様に振っている。

表 4-5 固有値解析結果(1/2)

地震	方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (1/c)	調整係数	備 考
5e-0	水平	1	0.952	1.073	1.927	水平 1 次
		2	0.236	4.237	-1.936	
		3	0.104	9.608	6.305	
		4	0.091	10.988	-6.161	
		5	0.058	17.121	1.426	
		6	0.045	22.254	-0.851	
		7	0.038	26.341	0.310	
		8	0.028	35.541	-0.019	
	鉛直	1	0.078	12.893	2.285	鉛直 1 次
		2	0.053	18.845	-1.352	
		3	0.023	44.388	0.083	
		4	0.014	70.385	-0.023	
5e-1	水平	1	0.901	1.074	1.924	水平 1 次
		2	0.236	4.219	-1.904	
		3	0.104	9.649	5.370	
		4	0.089	11.250	-5.518	
		5	0.058	17.150	1.459	
		6	0.044	22.860	-0.912	
		7	0.038	26.410	0.406	
		8	0.028	35.548	-0.025	
	鉛直	1	0.074	13.093	2.875	鉛直 1 次
		2	0.053	18.900	-1.651	
		3	0.023	44.370	0.094	
		4	0.014	70.385	-0.026	

表 4-5 固有値解析結果(2/2)

振動	方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	模座係数	備 考
No.2	水平	1	0.932	1.074	1.926	水平 1 次
		2	0.230	4.238	-1.929	
		3	0.104	9.617	0.073	
		4	0.091	11.007	-5.950	
		5	0.058	17.128	1.434	
		6	0.045	22.288	-0.862	
		7	0.038	26.354	0.329	
		8	0.028	35.542	-0.020	
	鉛直	1	0.076	13.081	2.356	鉛直 1 次
		2	0.053	18.658	-1.426	
		3	0.033	44.389	0.083	
		4	0.014	70.385	-0.021	



Mode-1  
 $T(0) = 0.032$   
 $F(0.6) = 0.075$   
 $\beta_1 = 1.027$



1次

Mode-2  
 $T(0) = 0.236$   
 $F(0.6) = 0.237$   
 $\beta_2 = 1.536$



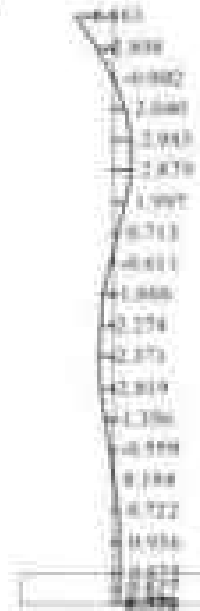
2次

Mode-3  
 $T(0) = 0.106$   
 $F(0.6) = 0.066$   
 $\beta_3 = 4.206$



3次

Mode-4  
 $T(0) = 0.091$   
 $F(0.6) = 0.059$   
 $\beta_4 = 6.161$



4次

図4-5 制振関数(水平,  $5\%D$ : 1~4次)

Mode=5  
T (s) =0.058  
F (Hz) =17.22  
 $\beta$  (%) =1.026



5次

Mode=6  
T (s) =0.060  
F (Hz) =16.784  
 $\beta$  (%) =0.991



6次

Mode=7  
T (s) =0.038  
F (Hz) =26.316  
 $\beta$  (%) =0.319



7次

Mode=8  
T (s) =0.029  
F (Hz) =34.544  
 $\beta$  (%) =0.019



8次

図4-6 轉振関数(水平、5~8次)

Mode-1  
 $T_{10} = 0.078$   
 $F(10) = 12.808$   
 $\beta = -1.358$



1次

Mode-2  
 $T_{10} = 0.073$   
 $F(10) = 18.305$   
 $\beta = -1.352$



2次

Mode-3  
 $T_{10} = 0.023$   
 $F(10) = 44.308$   
 $\beta = -0.083$



3次

Mode-4  
 $T_{10} = 0.014$   
 $F(10) = 72.307$   
 $\beta = -0.052$



4次

図4-7 軸座間数(鉛直)  $5 \leq D: 1 \sim 4$ 次

#### 4.4 地震応答解析結果

遮止措置計画用設計地震動による水平方向の最大応答加速度、変位、せん断力及び曲げモーメントを図4-8から図4-15に、鉛直方向の最大応答加速度、変位及び軸力を図4-16から図4-18に示す。

これらの検討結果を基に、筒身及び柱脚に生じる応力が許容応力を超えないことを確認する。



層別	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000

図 4-6 最大応答加速度 (X, Y, Z)

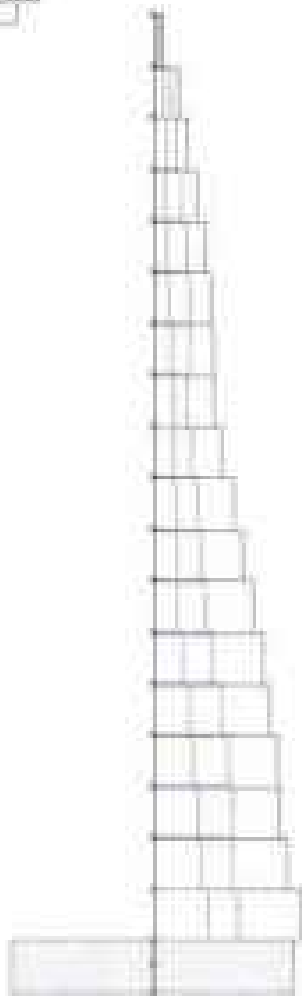


樓層	Y=0	Y=1	Y=2
1	282.0	282.0	282.0
2	282.0	282.0	282.0
3	282.0	282.0	282.0
4	282.0	282.0	282.0
5	282.0	282.0	282.0
6	282.0	282.0	282.0
7	282.0	282.0	282.0
8	282.0	282.0	282.0
9	282.0	282.0	282.0
10	282.0	282.0	282.0
11	282.0	282.0	282.0
12	282.0	282.0	282.0
13	282.0	282.0	282.0
14	282.0	282.0	282.0
15	282.0	282.0	282.0
16	282.0	282.0	282.0
17	282.0	282.0	282.0
18	282.0	282.0	282.0
19	282.0	282.0	282.0
20	282.0	282.0	282.0
21	282.0	282.0	282.0
22	282.0	282.0	282.0
23	282.0	282.0	282.0
24	282.0	282.0	282.0
25	282.0	282.0	282.0
26	282.0	282.0	282.0
27	282.0	282.0	282.0
28	282.0	282.0	282.0
29	282.0	282.0	282.0
30	282.0	282.0	282.0
31	282.0	282.0	282.0
32	282.0	282.0	282.0
33	282.0	282.0	282.0
34	282.0	282.0	282.0
35	282.0	282.0	282.0
36	282.0	282.0	282.0
37	282.0	282.0	282.0
38	282.0	282.0	282.0
39	282.0	282.0	282.0
40	282.0	282.0	282.0
41	282.0	282.0	282.0
42	282.0	282.0	282.0
43	282.0	282.0	282.0
44	282.0	282.0	282.0
45	282.0	282.0	282.0
46	282.0	282.0	282.0
47	282.0	282.0	282.0
48	282.0	282.0	282.0
49	282.0	282.0	282.0
50	282.0	282.0	282.0
51	282.0	282.0	282.0
52	282.0	282.0	282.0
53	282.0	282.0	282.0
54	282.0	282.0	282.0
55	282.0	282.0	282.0
56	282.0	282.0	282.0
57	282.0	282.0	282.0
58	282.0	282.0	282.0
59	282.0	282.0	282.0
60	282.0	282.0	282.0
61	282.0	282.0	282.0
62	282.0	282.0	282.0
63	282.0	282.0	282.0
64	282.0	282.0	282.0
65	282.0	282.0	282.0
66	282.0	282.0	282.0
67	282.0	282.0	282.0
68	282.0	282.0	282.0
69	282.0	282.0	282.0
70	282.0	282.0	282.0
71	282.0	282.0	282.0
72	282.0	282.0	282.0
73	282.0	282.0	282.0
74	282.0	282.0	282.0
75	282.0	282.0	282.0
76	282.0	282.0	282.0
77	282.0	282.0	282.0
78	282.0	282.0	282.0
79	282.0	282.0	282.0
80	282.0	282.0	282.0
81	282.0	282.0	282.0
82	282.0	282.0	282.0
83	282.0	282.0	282.0
84	282.0	282.0	282.0
85	282.0	282.0	282.0
86	282.0	282.0	282.0
87	282.0	282.0	282.0
88	282.0	282.0	282.0
89	282.0	282.0	282.0
90	282.0	282.0	282.0
91	282.0	282.0	282.0
92	282.0	282.0	282.0
93	282.0	282.0	282.0
94	282.0	282.0	282.0
95	282.0	282.0	282.0
96	282.0	282.0	282.0
97	282.0	282.0	282.0
98	282.0	282.0	282.0
99	282.0	282.0	282.0
100	282.0	282.0	282.0

圖 4-9 最大位移量(05 方向)

— 2x-D  
 — 2x-3  
 — 2x-2

0 2000  
 (m)



階層 No.	2x-D	2x-3	2x-2
1	1000	800	600
2	1000	800	600
3	1000	800	600
4	1000	800	600
5	1000	800	600
6	1000	800	600
7	1000	800	600
8	1000	800	600
9	1000	800	600
10	1000	800	600
11	1000	800	600
12	1000	800	600
13	1000	800	600
14	1000	800	600
15	1000	800	600
16	1000	800	600
17	1000	800	600
18	1000	800	600
19	1000	800	600
20	1000	800	600
21	1000	800	600
22	1000	800	600
23	1000	800	600
24	1000	800	600
25	1000	800	600

圖 4-10. 最大応答北風推力 (N 方向)

— 20-D  
— 20-E  
— 20-F

0 20  
(MPa)



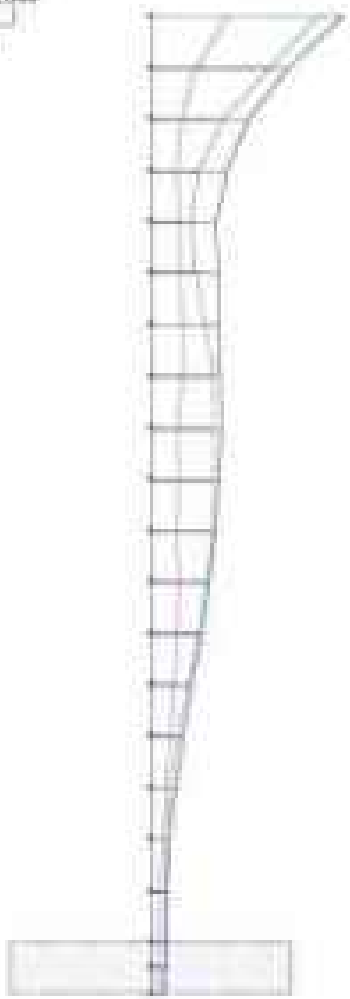
高さ (m)	20-D (MPa)	20-E (MPa)	20-F (MPa)
0	0.0	0.0	0.0
1	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.0	2.0
3	3.0	3.0	3.0
4	4.0	4.0	4.0
5	5.0	5.0	5.0
6	6.0	6.0	6.0
7	7.0	7.0	7.0
8	8.0	8.0	8.0
9	9.0	9.0	9.0
10	10.0	10.0	10.0
11	11.0	11.0	11.0
12	12.0	12.0	12.0
13	13.0	13.0	13.0
14	14.0	14.0	14.0
15	15.0	15.0	15.0
16	16.0	16.0	16.0
17	17.0	17.0	17.0
18	18.0	18.0	18.0
19	19.0	19.0	19.0
20	20.0	20.0	20.0
21	21.0	21.0	21.0
22	22.0	22.0	22.0
23	23.0	23.0	23.0
24	24.0	24.0	24.0
25	25.0	25.0	25.0
26	26.0	26.0	26.0
27	27.0	27.0	27.0
28	28.0	28.0	28.0
29	29.0	29.0	29.0
30	30.0	30.0	30.0
31	31.0	31.0	31.0
32	32.0	32.0	32.0
33	33.0	33.0	33.0
34	34.0	34.0	34.0
35	35.0	35.0	35.0
36	36.0	36.0	36.0
37	37.0	37.0	37.0
38	38.0	38.0	38.0
39	39.0	39.0	39.0
40	40.0	40.0	40.0
41	41.0	41.0	41.0
42	42.0	42.0	42.0
43	43.0	43.0	43.0
44	44.0	44.0	44.0
45	45.0	45.0	45.0
46	46.0	46.0	46.0
47	47.0	47.0	47.0
48	48.0	48.0	48.0
49	49.0	49.0	49.0
50	50.0	50.0	50.0

図 4-11 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



— 30-11  
 — 30-12  
 — 30-13

0 0.000  
 (m/s<sup>2</sup>)



楼层	30-11	30-12	30-13
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000
25	0.000	0.000	0.000
26	0.000	0.000	0.000
27	0.000	0.000	0.000
28	0.000	0.000	0.000
29	0.000	0.000	0.000
30	0.000	0.000	0.000
31	0.000	0.000	0.000

图 4-12 最大水平加速度(X 方向)

1000  
 800  
 600  
 400  
 200  
 0

100  
 200  
 300  
 400  
 500  
 600  
 700  
 800  
 900  
 1000

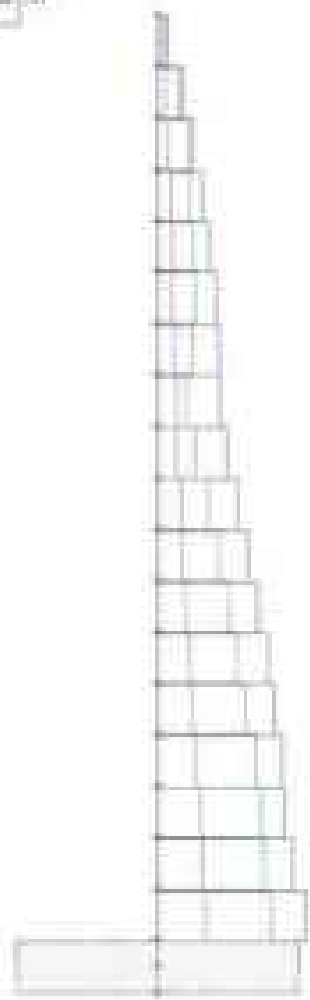


樓層 層數	EW	NS	SW
1	880.0	280.0	488.4
2	788.8	270.0	476.2
3	696.6	259.0	464.0
4	604.4	248.0	451.8
5	512.2	237.0	439.6
6	420.0	226.0	427.4
7	327.8	215.0	415.2
8	235.6	204.0	403.0
9	143.4	193.0	390.8
10	51.2	182.0	378.6
11	0.0	171.0	366.4
12	-91.0	160.0	354.2
13	-182.0	149.0	342.0
14	-273.0	138.0	329.8
15	-364.0	127.0	317.6
16	-455.0	116.0	305.4
17	-546.0	105.0	293.2
18	-637.0	94.0	281.0
19	-728.0	83.0	268.8
20	-819.0	72.0	256.6
21	-910.0	61.0	244.4

圖 4-13 最大位移(東方向)

— 9-0  
— 9-1  
— 9-2

0 2.000  
0.000

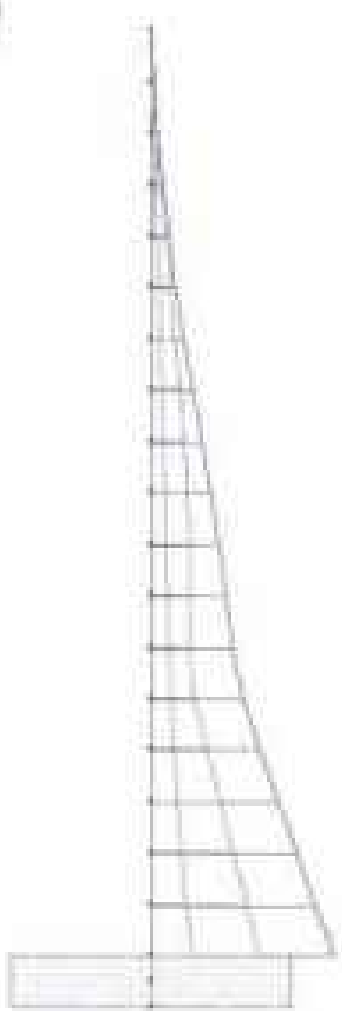


层号	9-0	9-1	9-2
1	282.2	73.2	282.2
2	282.2	282.2	282.2
3	272.2	272.2	272.2
4	262.2	262.2	262.2
5	252.2	252.2	252.2
6	242.2	242.2	242.2
7	232.2	232.2	232.2
8	222.2	222.2	222.2
9	212.2	212.2	212.2
10	202.2	202.2	202.2
11	192.2	192.2	192.2
12	182.2	182.2	182.2
13	172.2	172.2	172.2
14	162.2	162.2	162.2
15	152.2	152.2	152.2
16	142.2	142.2	142.2
17	132.2	132.2	132.2
18	122.2	122.2	122.2
19	112.2	112.2	112.2
20	102.2	102.2	102.2
21	92.2	92.2	92.2
22	82.2	82.2	82.2
23	72.2	72.2	72.2
24	62.2	62.2	62.2
25	52.2	52.2	52.2
26	42.2	42.2	42.2
27	32.2	32.2	32.2
28	22.2	22.2	22.2
29	12.2	12.2	12.2
30	2.2	2.2	2.2

图 4-14 最大水平地震力(X方向)

〓 0.0  
 〓 0.2  
 〓 0.4

0 20  
 (kN-m)



階数	20F	19F	18F
1	0.0	0.0	0.0
2	7.6	0.0	0.0
3	14.1	0.0	0.0
4	20.7	0.0	0.0
5	27.3	0.0	0.0
6	34.0	0.0	0.0
7	40.6	0.0	0.0
8	47.2	0.0	0.0
9	53.8	0.0	0.0
10	60.4	0.0	0.0
11	67.0	0.0	0.0
12	73.6	0.0	0.0
13	80.2	0.0	0.0
14	86.8	0.0	0.0
15	93.4	0.0	0.0
16	100.0	0.0	0.0
17	106.6	0.0	0.0
18	113.2	0.0	0.0
19	119.8	0.0	0.0
20	126.4	0.0	0.0
21	133.0	0.0	0.0
22	139.6	0.0	0.0

図 4-13 最大応答曲げモーメント(0°方向)

— 0-0  
 — 10-0  
 — 20-0

0.1mm  
 1cm



楼层	0-0	10-0	20-0
1	1000.0	1010.0	1020.0
2	1000.0	1000.0	1000.0
3	1000.0	1000.0	1000.0
4	1000.0	1000.0	1000.0
5	1000.0	1000.0	1000.0
6	1000.0	1000.0	1000.0
7	1000.0	1000.0	1000.0
8	1000.0	1000.0	1000.0
9	1000.0	1000.0	1000.0
10	1000.0	1000.0	1000.0
11	1000.0	1000.0	1000.0
12	1000.0	1000.0	1000.0
13	1000.0	1000.0	1000.0
14	1000.0	1000.0	1000.0
15	1000.0	1000.0	1000.0
16	1000.0	1000.0	1000.0
17	1000.0	1000.0	1000.0
18	1000.0	1000.0	1000.0
19	1000.0	1000.0	1000.0
20	1000.0	1000.0	1000.0
21	1000.0	1000.0	1000.0
22	1000.0	1000.0	1000.0
23	1000.0	1000.0	1000.0
24	1000.0	1000.0	1000.0
25	1000.0	1000.0	1000.0
26	1000.0	1000.0	1000.0
27	1000.0	1000.0	1000.0
28	1000.0	1000.0	1000.0
29	1000.0	1000.0	1000.0
30	1000.0	1000.0	1000.0
31	1000.0	1000.0	1000.0
32	1000.0	1000.0	1000.0
33	1000.0	1000.0	1000.0
34	1000.0	1000.0	1000.0
35	1000.0	1000.0	1000.0
36	1000.0	1000.0	1000.0
37	1000.0	1000.0	1000.0
38	1000.0	1000.0	1000.0
39	1000.0	1000.0	1000.0
40	1000.0	1000.0	1000.0
41	1000.0	1000.0	1000.0
42	1000.0	1000.0	1000.0
43	1000.0	1000.0	1000.0
44	1000.0	1000.0	1000.0
45	1000.0	1000.0	1000.0
46	1000.0	1000.0	1000.0
47	1000.0	1000.0	1000.0
48	1000.0	1000.0	1000.0
49	1000.0	1000.0	1000.0
50	1000.0	1000.0	1000.0
51	1000.0	1000.0	1000.0
52	1000.0	1000.0	1000.0
53	1000.0	1000.0	1000.0
54	1000.0	1000.0	1000.0
55	1000.0	1000.0	1000.0
56	1000.0	1000.0	1000.0
57	1000.0	1000.0	1000.0
58	1000.0	1000.0	1000.0
59	1000.0	1000.0	1000.0
60	1000.0	1000.0	1000.0
61	1000.0	1000.0	1000.0
62	1000.0	1000.0	1000.0
63	1000.0	1000.0	1000.0
64	1000.0	1000.0	1000.0
65	1000.0	1000.0	1000.0
66	1000.0	1000.0	1000.0
67	1000.0	1000.0	1000.0
68	1000.0	1000.0	1000.0
69	1000.0	1000.0	1000.0
70	1000.0	1000.0	1000.0
71	1000.0	1000.0	1000.0
72	1000.0	1000.0	1000.0
73	1000.0	1000.0	1000.0
74	1000.0	1000.0	1000.0
75	1000.0	1000.0	1000.0
76	1000.0	1000.0	1000.0
77	1000.0	1000.0	1000.0
78	1000.0	1000.0	1000.0
79	1000.0	1000.0	1000.0
80	1000.0	1000.0	1000.0
81	1000.0	1000.0	1000.0
82	1000.0	1000.0	1000.0
83	1000.0	1000.0	1000.0
84	1000.0	1000.0	1000.0
85	1000.0	1000.0	1000.0
86	1000.0	1000.0	1000.0
87	1000.0	1000.0	1000.0
88	1000.0	1000.0	1000.0
89	1000.0	1000.0	1000.0
90	1000.0	1000.0	1000.0
91	1000.0	1000.0	1000.0
92	1000.0	1000.0	1000.0
93	1000.0	1000.0	1000.0
94	1000.0	1000.0	1000.0
95	1000.0	1000.0	1000.0
96	1000.0	1000.0	1000.0
97	1000.0	1000.0	1000.0
98	1000.0	1000.0	1000.0
99	1000.0	1000.0	1000.0
100	1000.0	1000.0	1000.0

图 4-16 最大等效加速度(10 方向)

〰〰〰 鋼管  
 〰〰〰 鋼管  
 〰〰〰 鋼管

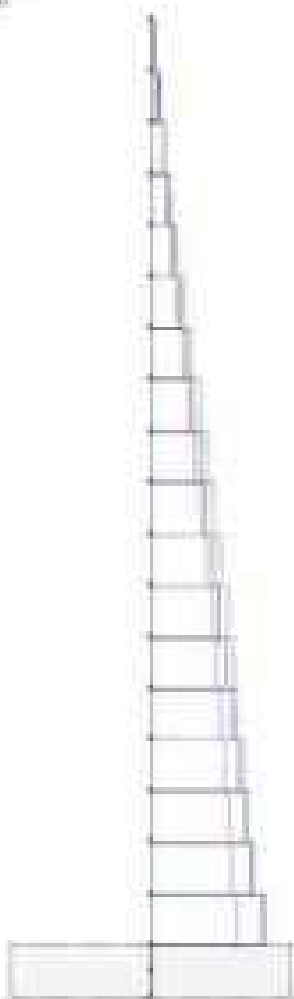


層高 層別	1000	1500	2000
1	0.0	0.0	1.0
2	0.0	0.0	1.0
3	0.0	0.0	1.0
4	1.0	0.0	1.0
5	1.0	0.0	1.0
6	1.0	0.0	1.0
7	1.0	0.0	1.0
8	1.0	0.0	1.0
9	1.0	0.0	1.0
10	1.0	0.0	1.0
11	1.0	0.0	1.0
12	1.0	0.0	1.0
13	0.0	0.0	1.0
14	0.0	0.0	1.0
15	0.0	0.0	1.0
16	0.0	0.0	1.0
17	0.0	0.0	0.0
18	0.0	0.0	0.0
19	0.0	0.0	0.0
20	0.0	0.0	0.0
21	0.0	0.0	0.0
22	0.0	0.0	0.0

圖 4-17 最大応答変位(DD 方向)

— 54-0  
 — 54-1  
 — 54-2

0 1,000  
 (kN)



階層 番号	54-0	54-1	54-2
1	20.0	20.0	20.0
2	40.0	39.0	39.0
3	60.0	57.0	57.0
4	80.0	75.0	75.0
5	100.0	93.0	93.0
6	120.0	111.0	111.0
7	140.0	129.0	129.0
8	160.0	147.0	147.0
9	180.0	165.0	165.0
10	200.0	183.0	183.0
11	220.0	201.0	201.0
12	240.0	219.0	219.0
13	260.0	237.0	237.0
14	280.0	255.0	255.0
15	300.0	273.0	273.0
16	320.0	291.0	291.0
17	340.0	309.0	309.0
18	360.0	327.0	327.0
19	380.0	345.0	345.0
20	400.0	363.0	363.0
21			
22			

図 4-18 最大応答軸力(DD 方向)

### 5. 基礎浮き上がりの検討

震止措置計画用設計地震動による地震応答解析の結果に基づく接地率の一覧表を表5-1に示す。

接地率は、浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値(65%以上)を満足していることを確認した。

表5-1 接地率

地震動 方向	5e-0		5e-1		5e-2	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
浮き上がり剛性 モーメント( $\times 10^6$ KN)	176.0	176.6	176.0	176.6	176.0	176.6
転倒モーメント( $\times 10^6$ KN)	181.7	181.7	72.0	62.0	124.1	115.3
接地率(%)	96.6	98.6	100.0	100.0	100.0	100.0



## 6. 5a 評価

### 4. 1 評価方法

各部分の橋上構造計画用設計地震動時の応力を算定し、発生応力が許容耐力以内であることを確認する。許容耐力は各項目に記載の規基準に従って算定する。

#### 6.1.1 筒身

筒身の評価は、鋼管部分(部材番号 1~17:  $L.P. + 11.00 \text{ m} \sim L.P. + 06.00 \text{ m}$ )及び連続鉄骨コンクリート部分(部材番号 18:  $L.P. + 6.00 \text{ m} \sim L.P. + 11.00 \text{ m}$ )について、高さ 3.0 m ごとに行う。

筒身の許容耐力は 1.0 mm の腐しを考慮して算定する。許容耐力算定に用いる筒身の鋼管部分の断面性能を表 6-1 に示す。

表 6-1 筒身の鋼管部分の断面性能

部材番号	外径 D (mm)	内径 d (mm)	板厚 (mm)	板厚 減しを考慮 t (mm)	断面積 A ( $\times 10^2 \text{ mm}^2$ )	断面係数 Z ( $\times 10^3 \text{ mm}^3$ )
1	2917.0	1459.5	9.0	9.0	0.731	0.530
2	3119.0	1559.5	10.0	9.0	0.879	0.682
3	3321.0	1659.5	11.0	10.0	1.04	0.803
4	3529.0	1759.5	12.0	11.0	1.21	1.00
5	3728.0	1859.5	13.0	12.0	1.40	1.20
6	3927.0	1959.5	14.0	13.0	1.60	1.40
7	4128.0	2059.5	15.0	14.0	1.81	1.60
8	4329.0	2159.5	15.0	14.0	1.96	2.04
9	4531.0	2259.5	16.0	15.0	2.13	2.29
10	4734.0	2359.5	16.0	15.0	2.22	2.61
11	4938.0	2459.5	17.0	16.0	2.47	3.03
12	5133.0	2559.5	17.0	16.0	2.57	3.28
13	5338.0	2659.5	18.0	17.0	2.84	3.70
14	5535.0	2759.5	18.0	17.0	2.96	4.06
15	5737.0	2859.5	19.0	18.0	3.23	4.61
16	5937.0	2959.5	19.0	18.0	3.36	4.94
17	6139.0	3059.5	20.0	19.0	3.65	5.57
18	6339.0	3159.5	20.0	19.0	3.77	5.94

鋼管と鉄筋コンクリートの一体構造となっている補強鉄筋コンクリート部の概要図を図6-1に、断面図を図6-2に示す。

鋼管の周囲に鉄筋コンクリートによる補強を行い、あと施工アンカーを用いて既存の基礎へ定着する。

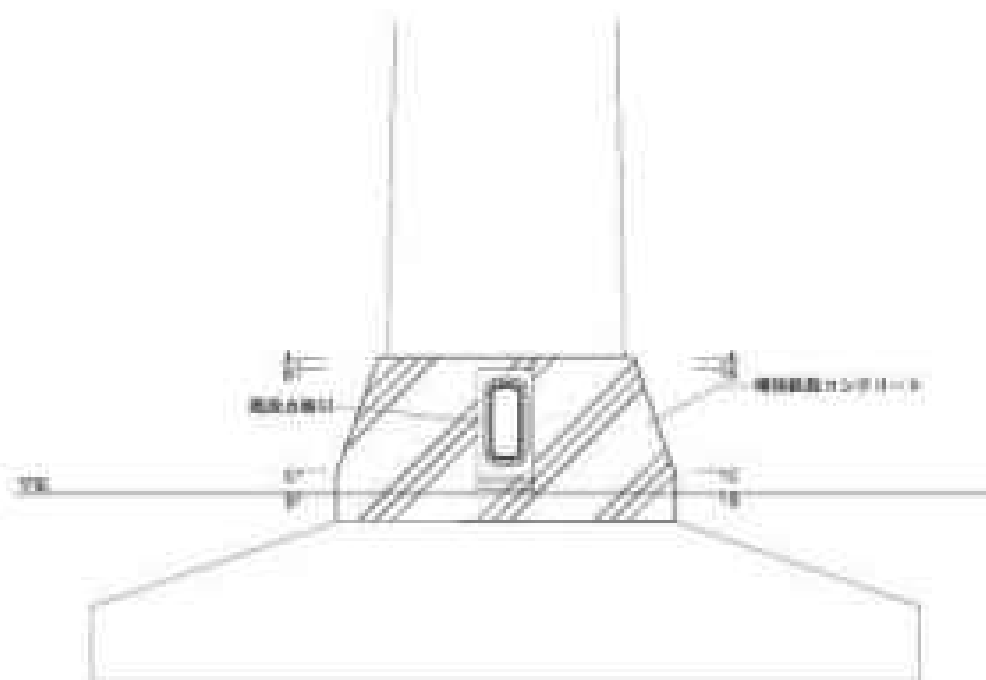
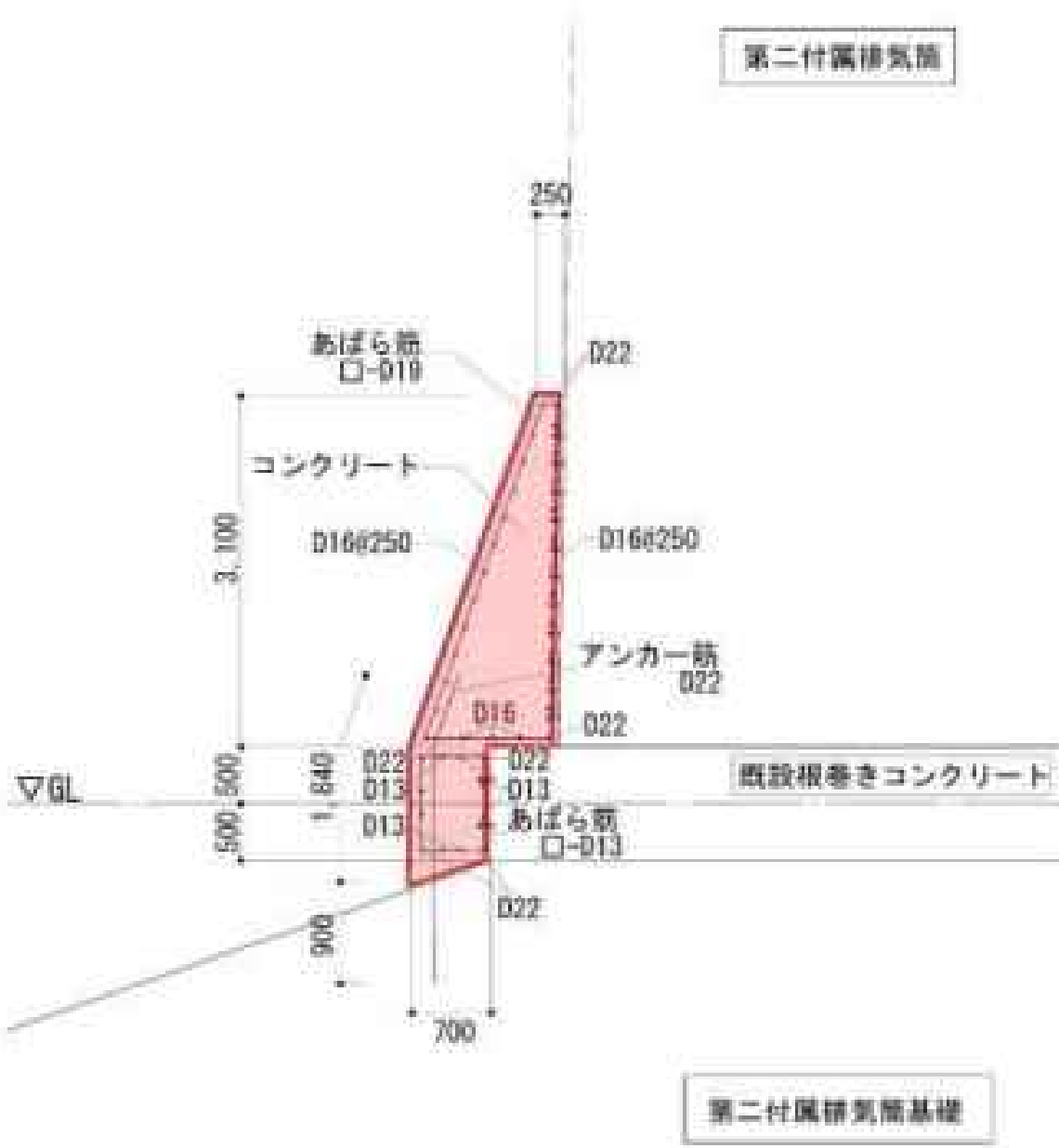


図6-1 補強鉄筋コンクリート部 概要図



単位：mm

(図中の赤枠部分は、補強鉄筋コンクリート範囲を示す。)

図 6-2 補強鉄筋コンクリート部 断面図

補強鉄筋コンクリートの鉄い、鋼管部分の応力は軸応力を考慮して「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」（日本建築学会）に準じて下式により算定する。

$$\text{(曲げ)} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} \left( 1 - \frac{N}{A_s \cdot f_c} \right) \leq f_{cb}$$

$$\text{(せん断)} \quad \sigma_s = \frac{Q}{A_s} \leq f_{cs}$$

$$N = N_L \pm N_E \text{ 又は } N = N_L \pm \alpha \cdot N_E$$

$f_c$	許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$f_{cb}$	許容曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$f_{cs}$	許容せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma$	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_s$	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$M$	曲げモーメント (N・mm)
$N, Q$	軸力・せん断力 (N)
$N_L$	長周軸力 (N)
$N_E$	地震時軸力 (N)
$\alpha$	組み合わせ係数 (=1.0)
$Z$	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
$A$	断面積 (mm <sup>2</sup> )
$A_s$	せん断断面積(mm <sup>2</sup> )(=0.5A)

鋼管と鉄筋コンクリートの一体構造となっている補強鉄筋コンクリート部分の応力は、断面を分割して力のつり合いから各部の応力を求める。

## 6.1.2 脚部及び基礎

### (1) 脚部

脚部の評価は、「鋼構造接合部設計指針」(日本建築学会)に準じて行う。

脚部に生じる引張応力は、筒体下部の曲げモーメント及び軸力から求め、既設アンカーボルトとあと施工アンカーが負担する。

既設アンカーボルトとあと施工アンカーが負担する引張応力は、既設アンカーボルト及びあと施工アンカーとベースプレート直下のコンクリートを考慮して、平面維持の仮定に基づいて分割した断面全体の力のつり合いから算出する。脚部に生じる引張応力の算定の概要を図6-3に示す。

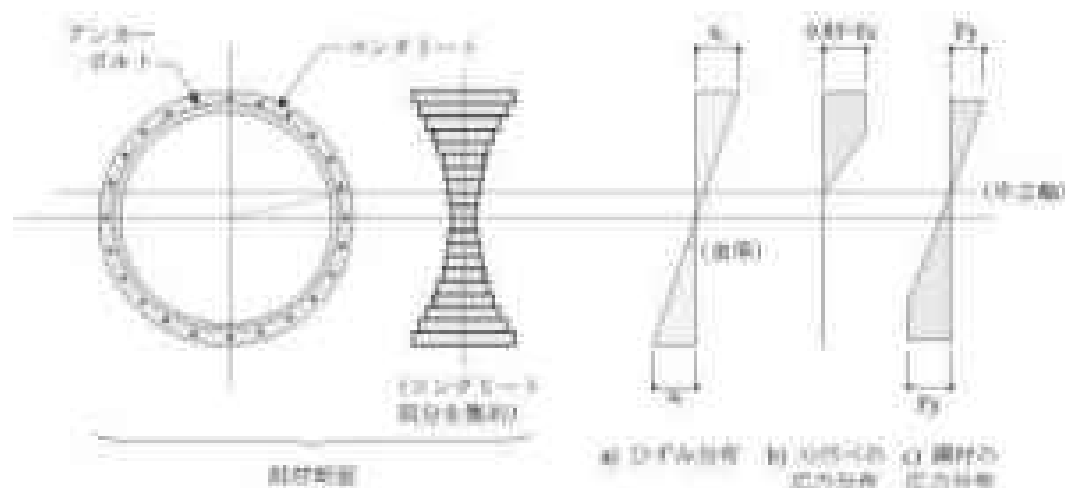


図6-3 脚部に生じる引張応力の算定の概要

### (2) 基礎

基礎の評価は「地盤基礎構造設計指針」(日本地盤学会)及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」(日本建築学会)に準じて許容耐力を算出し、基礎に生じる応力が許容耐力以下であることを確認する。

### 6.1.3 接地圧

$S_0$ 時の最大接地圧は、地反力分布を三角形分布と仮定し、鉛直方向の地震力を組合せ係数 $\alpha$ (組合せ係数 $\alpha$ )により考慮して算定する。

地盤の許容応力は、基礎地盤における平板載荷試験の結果から設定した極限支持力 $2350 \text{ kN/m}^2$ とする。

## 6.2 評価結果

各部分について、塵止措置計画用設計地震動時の発生応力を許容耐力で除した検定比が1.0を下回り、発生応力が許容耐力以内であることを確認する。

### 6.2.1 筒身

筒身の評価結果を表6-5及び表6-6に示す。筒身に生じる応力は全ての部材で、許容耐力以内であることを確認した。

表6-5 筒身の評価結果(曲げ)

部材 番号	① 発生曲げ モーメント M (kN・m)	② 発生軸力 N (kN)	③ 許容曲げ モーメント M (kN・m)	④ 許容軸力 N (kN)	検定比 (①/③+②/④)
1	954.4	61.7	11554.9	15083.8	0.088
2	2080.7	142.6	15045.0	18448.5	0.232
3	6839.1	335.1	19137.9	22113.3	0.368
4	10994.9	540.3	25776.8	28978.3	0.479
5	15147.3	756.9	29088.7	36343.6	0.532
6	20582.9	985.7	35479.6	34909.0	0.597
7	25486.7	1228.4	42435.6	39774.6	0.643
8	32445.8	1577.2	49217.5	41184.5	0.723
9	38163.6	1937.0	54500.0	46473.3	0.723
10	43503.0	2301.7	58804.2	47961.7	0.764
11	48250.0	2680.7	64027.9	53677.7	0.730
12	52453.9	3062.7	70090.9	55240.5	0.741
13	58970.7	3757.2	80979.6	61281.7	0.723
14	69713.1	4109.4	90705.2	65021.0	0.802
15	81583.7	4320.0	103715.6	69687.3	0.821
16	93748.9	4544.8	110200.2	71303.1	0.888
17	106113.0	4778.4	120990.2	78294.6	0.885
18 <sup>a</sup>	118054.0	-	300924.9	-	0.392

※補強鉄筋コンクリート部はSRC断面として軸力を考慮した許容曲げモーメント  
検定比は①/③

表6-3 自身の評価結果(仕人側)

部材 番号	① 発生仕人能力 Q (kN)	② 許容仕人能力 (kN)	検定比 ①/②
1	185.1	3471.2	0.054
2	476.5	4384.5	0.108
3	477.9	3399.4	0.138
4	521.6	6455.2	0.081
5	988.9	7670.6	0.129
6	1106.2	8946.6	0.124
7	1171.0	10313.6	0.114
8	1181.1	10890.9	0.111
9	1341.8	12189.8	0.111
10	1545.1	12599.0	0.123
11	1738.3	14236.4	0.123
12	1903.6	14672.2	0.130
13	2115.9	16436.9	0.129
14	2267.9	16911.0	0.135
15	2399.4	18810.0	0.128
16	2467.9	19319.3	0.128
17	2587.5	21350.9	0.121
18	2872.3	21993.2	0.131

## 6.2.2 脚部及び基礎

### (1) 脚部

脚部の評価結果を表6-4に示す。脚部に生じる引張応力は許容耐力以内であることを確認した。

既設アンカーボルト及びあと施工アンカーの許容引張耐力は許容耐力を用い、既設アンカーボルトの引張耐力は「各種合成繊維設計指針・解説」(日本建築学会)、あと施工アンカーの引張耐力は「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」(国土交通省)に準じて算定する。

表6-4 脚部(アンカーボルト及びあと施工アンカー)の評価結果

荷重の 組合せ	引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		許容引張応力度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		検定比 $\sigma_t/f_t$	
	既設 775-87.8)	あと施工 アンカー	既設 775-87.8)	あと施工 アンカー	既設 775-87.8)	あと施工 アンカー
Hのみ	175.4	296.8	212.7	292.5	0.829	0.738
H+0.4V	175.9	293.9			0.823	0.719
H-0.4V	181.8	210.6			0.855	0.746

### (2) 基礎

基礎の評価結果を表6-5に示す。基礎に生じる応力は許容耐力以内であることを確認した。

表6-5 基礎の評価結果

曲げ			せん断		
発生曲げ モーメント M(kN・m)	許容曲げ モーメント M <sub>s</sub> (kN・m)	検定比 M/M <sub>s</sub>	発生 せん断力 Q(kN)	許容 せん断力 Q <sub>s</sub> (kN)	検定比 Q/Q <sub>s</sub>
2027	2902	0.697	4165	3677	0.117



### 6.2.3 検地圧

検地圧の評価結果を表6-6に示す。最大検地圧は極限支持力以下であることを確認した。

表6-6 検地圧の評価結果

方向	最大検地圧 $\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma_1/q_u$
NS	261.0	2300	0.112
EW	261.0		0.112

第二付属排気筒排気ダクト接続架台の  
地震応答計算書

## 1. 概要

第二付属排気筒排気ダクト接続架台は、別冊 1-15 再処理施設に関する設計及び工事の計画 第二付属排気筒及び排気ダクト接続架台の耐震補強工事により、地震時における耐震性向上のため、梁及びブレースの補強、ブレースの新設及び支障部の補強を行うことを計画している。

本資料は、廃止措置計画用設計地震動に対して、耐震補強工事後の第二付属排気筒排気ダクト接続架台（以下「排気ダクト接続架台」という。）が耐震余裕を有することを説明するものである。

廃止措置計画用設計地震動は、令和 2 年 2 月 10 日付け原規規発第 2002103 号をもって認可された「国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 核燃料サイクル工学研究所再処理施設に係る廃止措置計画変更認可申請書」において策定した敷地の解放基盤表面における水平成分及び鉛直成分の地震動とする。策定した廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトルを図 1-1 から図 1-3 に、時刻歴波形を図 1-4 から図 1-6 に示す。解放基盤表面は、S 波速度が 0.7 km/s 以上である T.P.※-303 m とする。

※T.P. : 東京湾平均海面

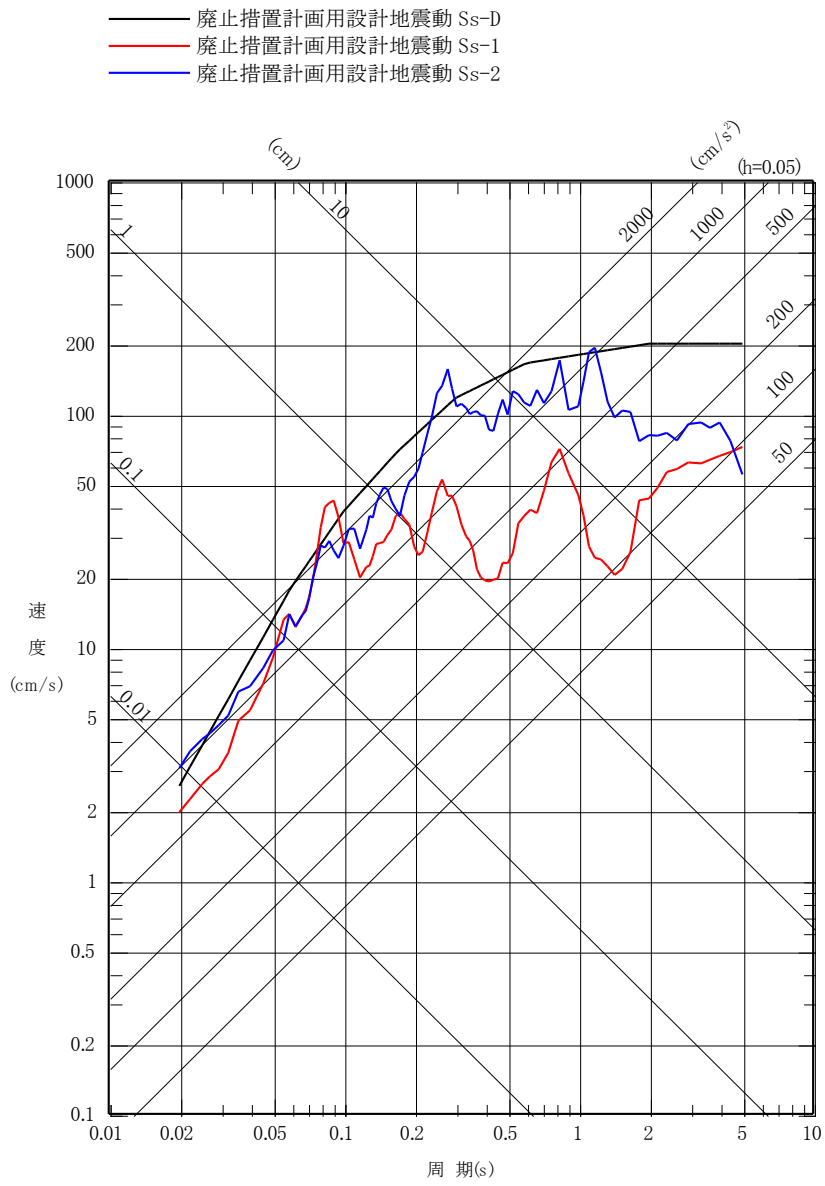


図 1-1 廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトル(NS成分)

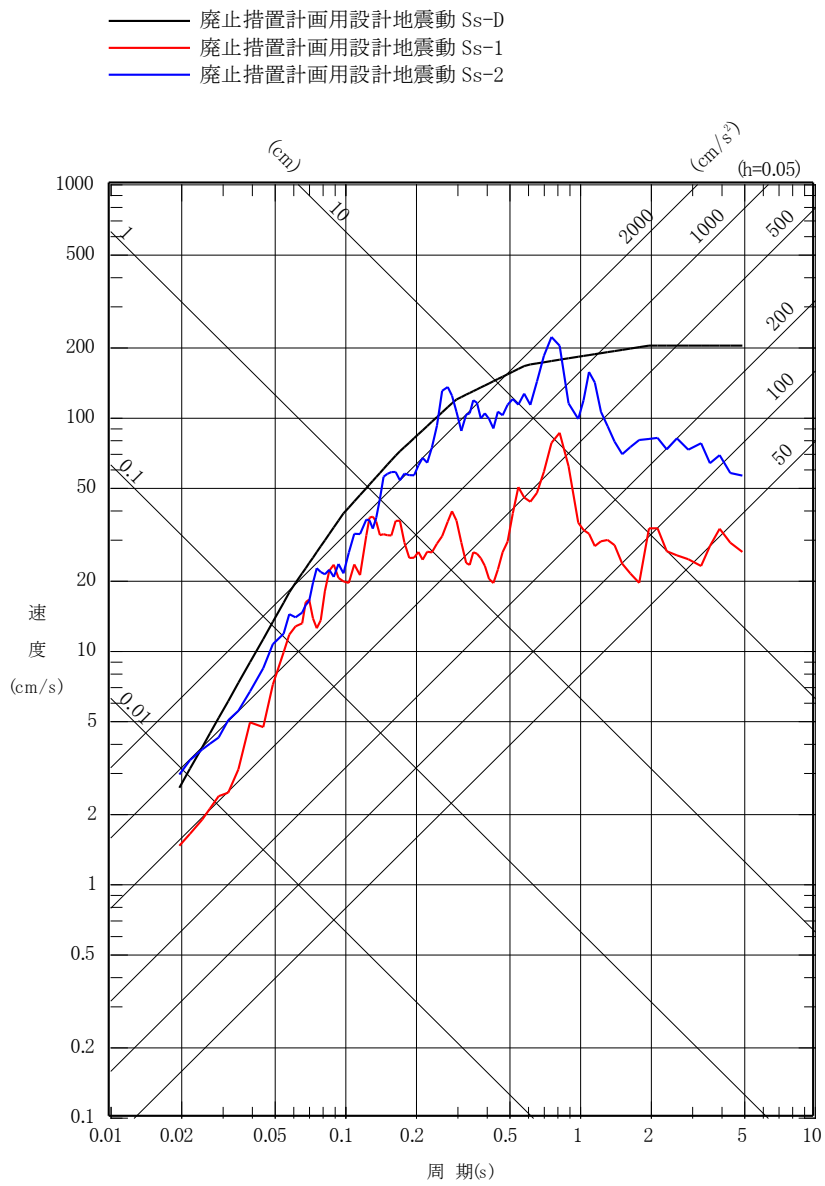


図 1-2 廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトル(EW成分)

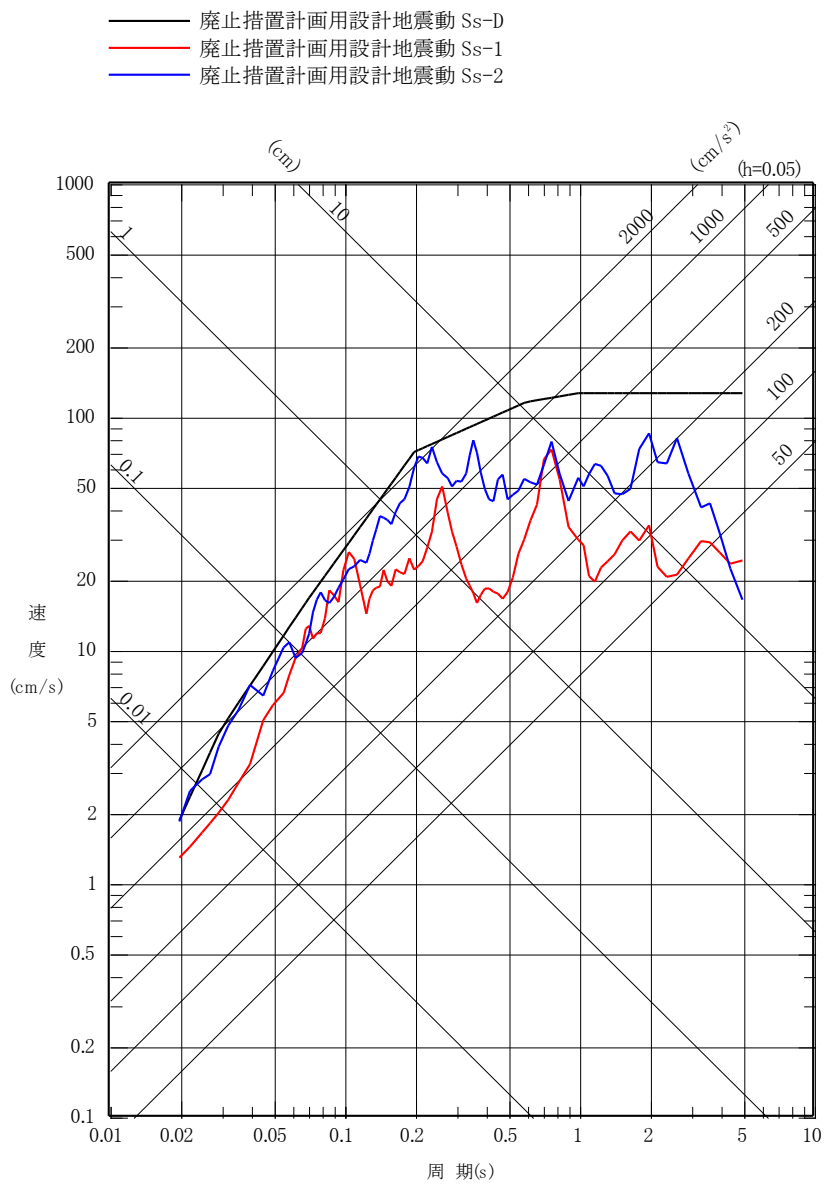


図 1-3 廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトル(UD成分)

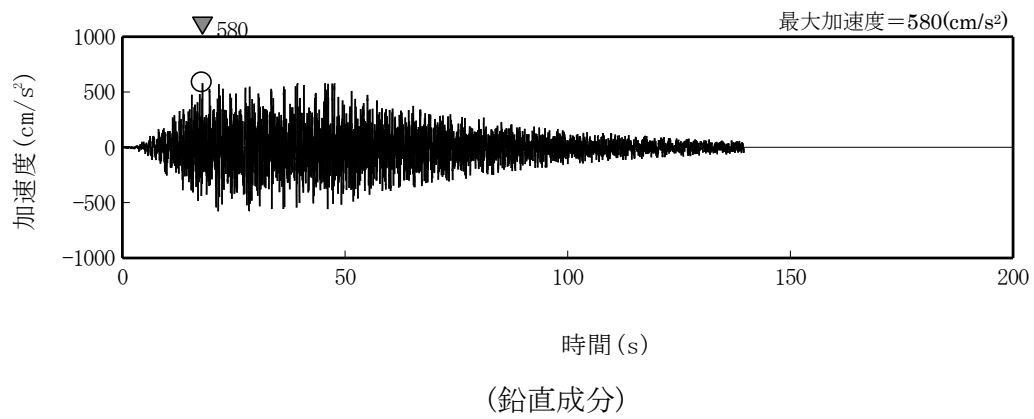
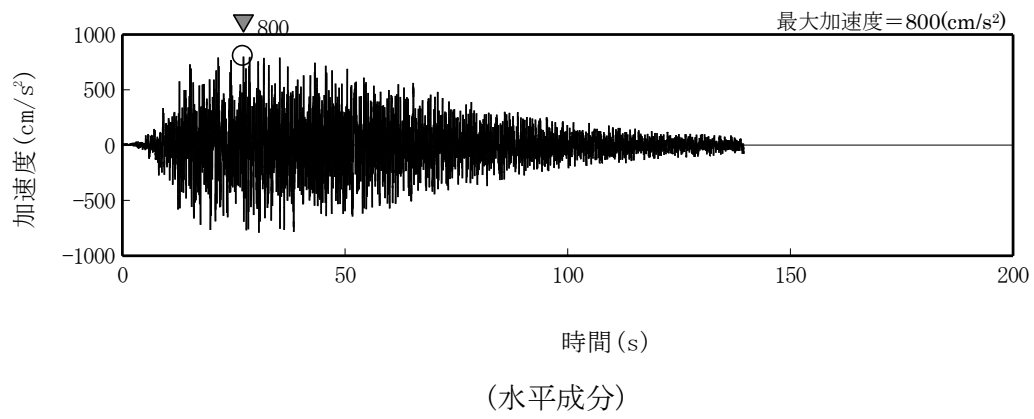
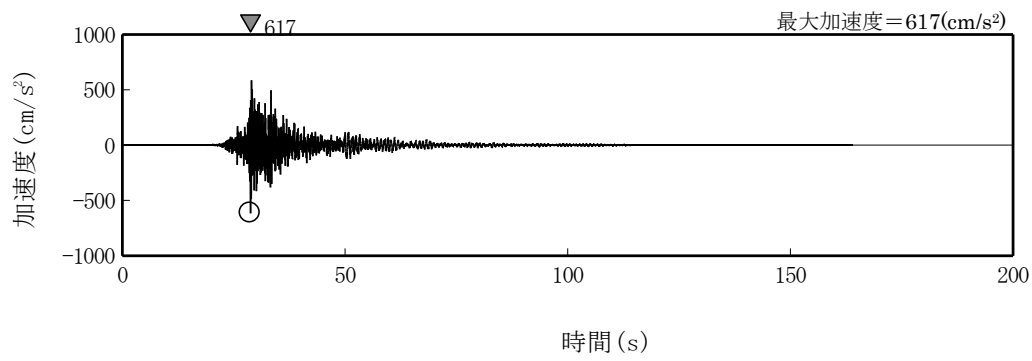
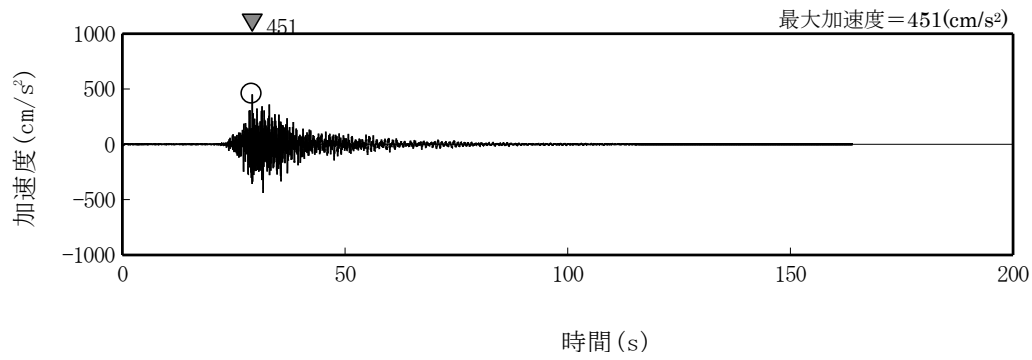


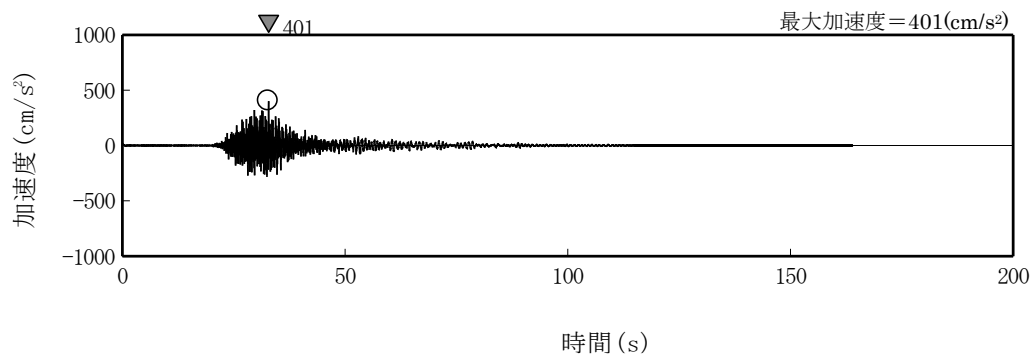
図 1-4 廃止措置計画用設計地震動 (Ss-D) の時刻歴波形



(NS 成分)



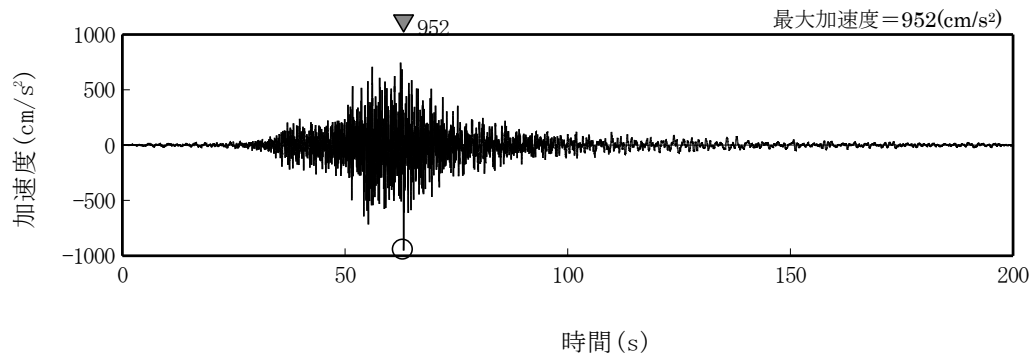
(EW 成分)



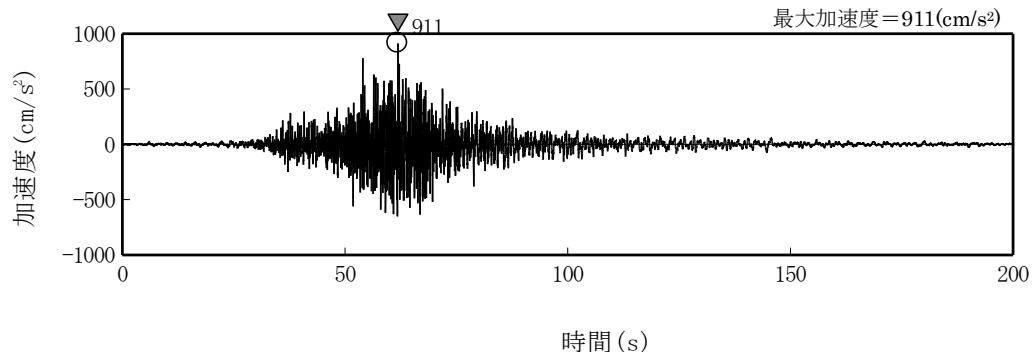
(UD 成分)

図 1-5 廃止措置計画用設計地震動(Ss-1)の時刻歴波形

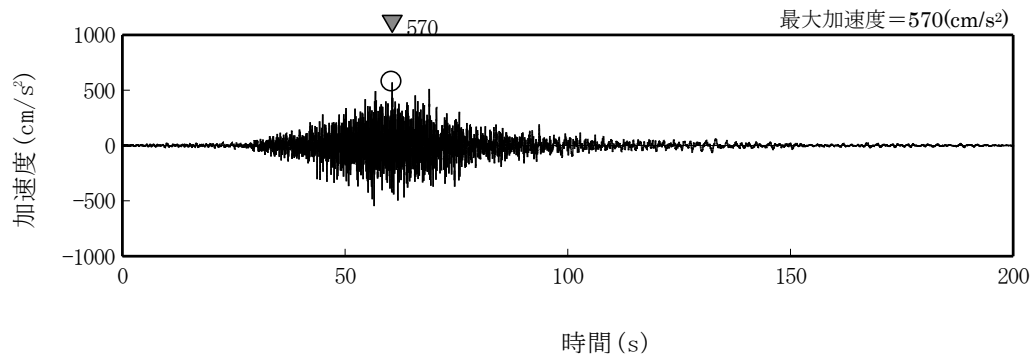




(NS 成分)



(EW 成分)



(UD 成分)

図 1-6 廃止措置計画用設計地震動(Ss-2)の時刻歴波形

## 2. 一般事項

### 2.1 位置

排気ダクト接続架台の位置を図 2-1 に示す。プラントノースと磁北方向の角度差は、 $35.7^\circ$  である。



図 2-1 排気ダクト接続架台の位置

## 2.2 構造概要

排気ダクト接続架台は、平面形状が 6.4 m(NS), 16.5 m(EW)の長方形を成しており、地上高さ約 30 m, 架台高さ 4.4 mの鉄骨造である。排気ダクト接続架台は、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟と第二付属排気筒を接続する架台である。

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟と排気ダクト接続架台の接続部は、テフロン支承(T1)及びステンレス鋼棒と補強鋼管(T3)により接続している。

第二付属排気筒と排気ダクト接続架台の接続部は、テフロン支承(T2)により接続している。

代表的な平面図及び軸組図を図 2-2 及び図 2-3 に、部材リストを表 2-1 に示す。テフロン支承(T1, T2)及びステンレス鋼棒と補強鋼管(T3)の NS 方向, EW 方向及び UD 方向の変位拘束条件を図 2-4 に、テフロン支承(T1, T2)の詳細図を図 2-5 に示す。

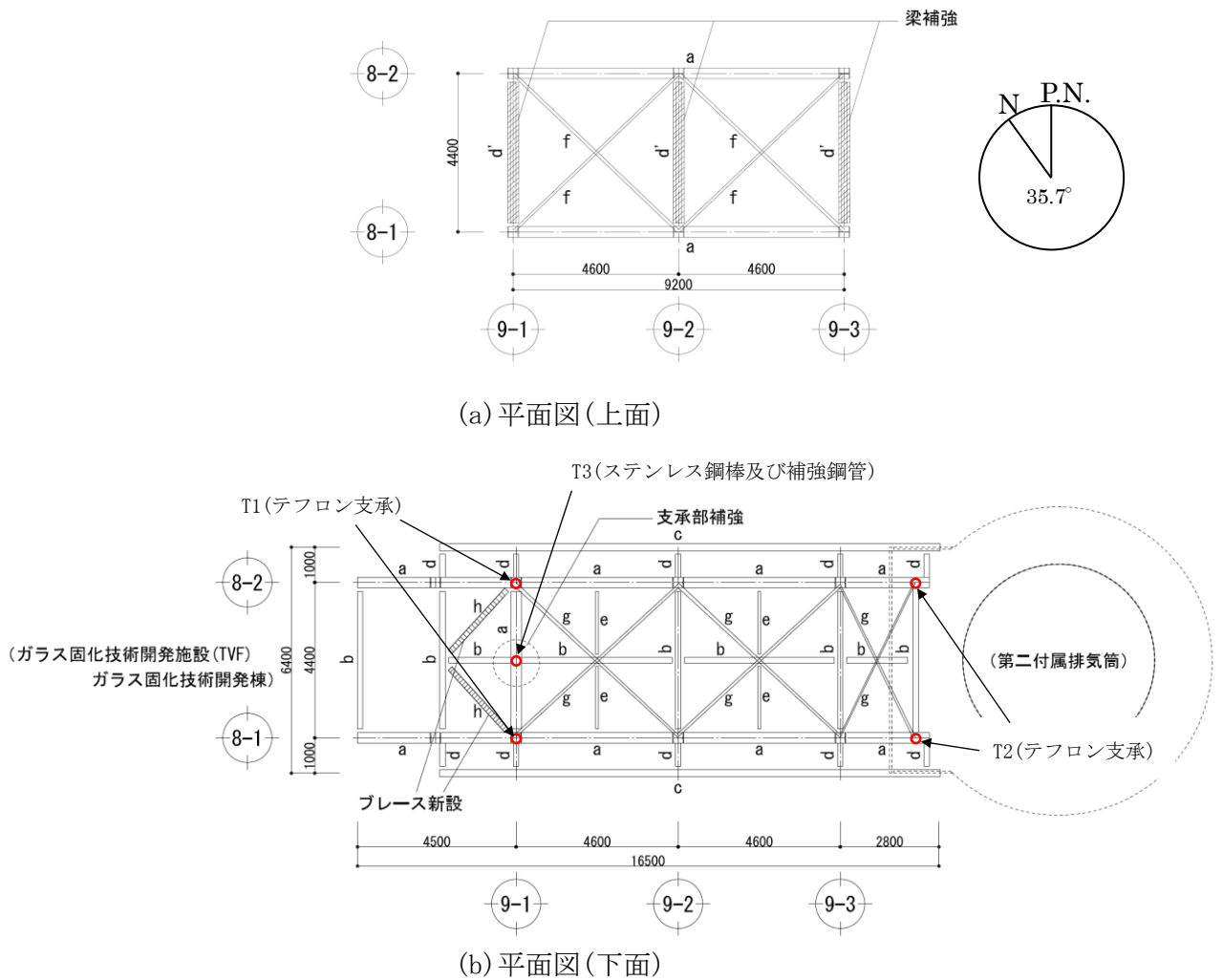
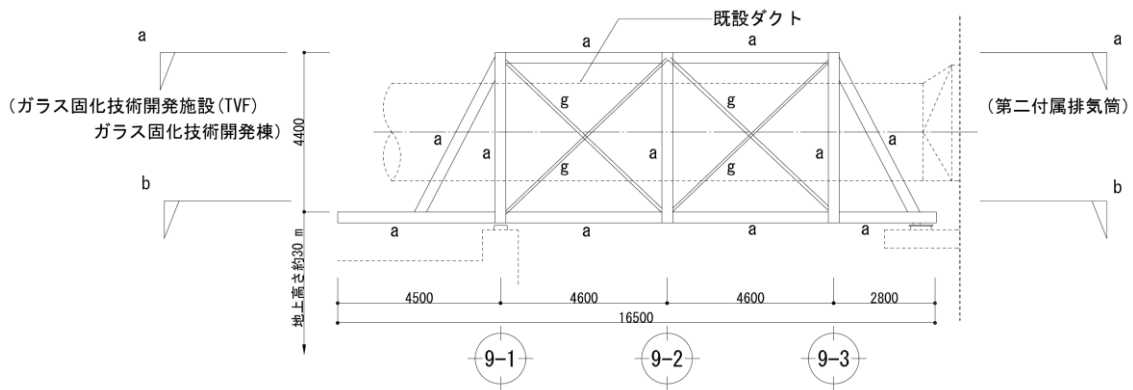
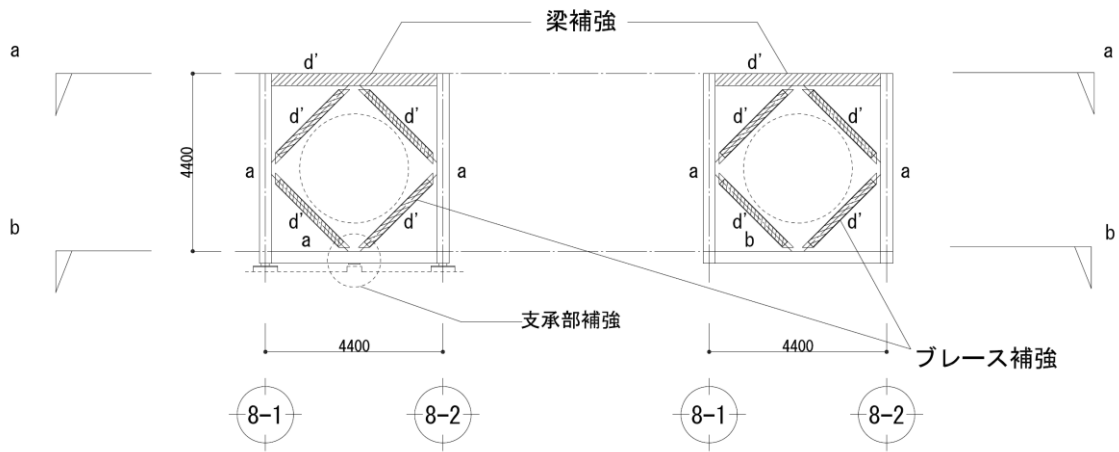


図 2-2 排気ダクト接続架台の平面図



(a) 8-1 通り



(b) 9-1 通り

(c) 9-2, 9-3 通り

図 2-3 排気ダクト接続架台の軸組図

表 2-1 排気ダクト接続架台の部材リスト

符号	断面	備考
a	H-300×300×10×15	
b	H-300×150×6.5×9	
c	H-200×200×8×12	
d	H-194×150×6×9	
d'	H-194×150×6×9 + 補強PL-9(両面)	補強部材
e	L-75×75×6	
f	2L-75×75×6	
g	2L-90×90×7	
h	H-150×150×7×10 (新設)	補強部材

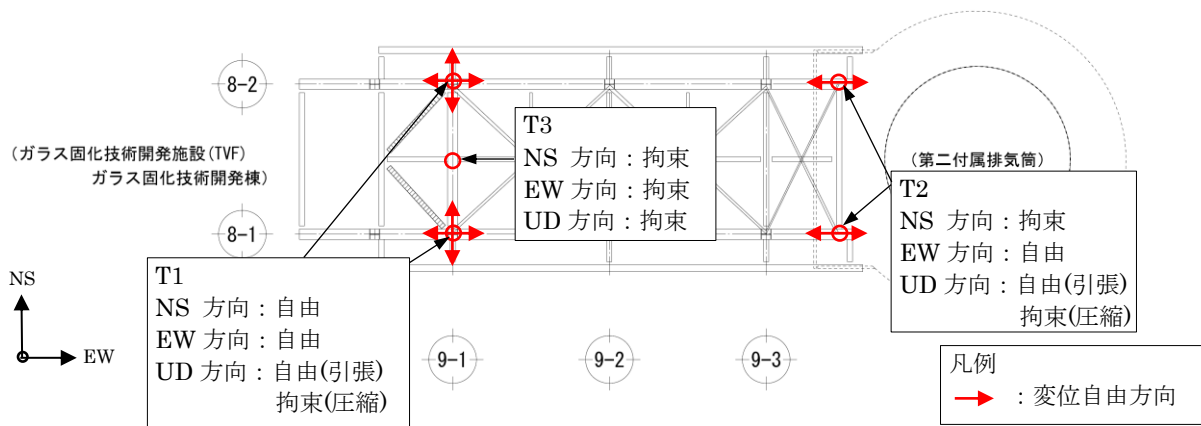
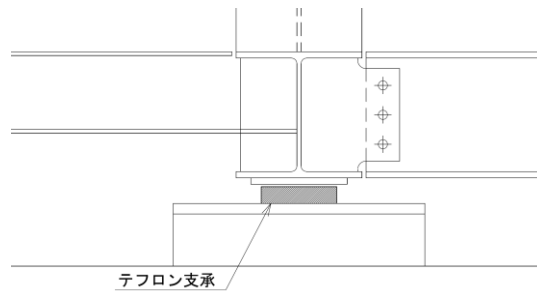
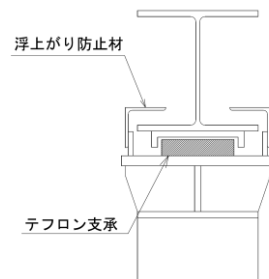


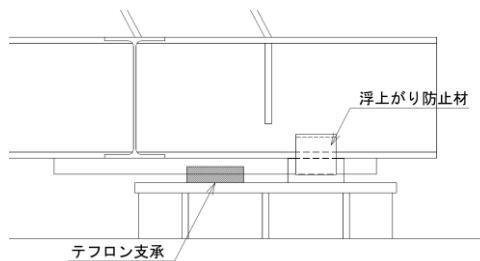
図 2-4 T1, T2 及び T3 の変位拘束条件



(a) T1 断面図 (NS・EW 共通)



(b) T2 断面図 (NS)



(c) T2 断面図 (EW)

図 2-5 テフロン支承 (T1, T2) の詳細図

### 2.3 評価方針

排気ダクト接続架台の上位クラス施設に対する波及影響評価は、廃止措置計画用設計地震動による地震応答解析の結果に基づき実施する。

地震応答解析は、排気ダクト接続架台の形状、構造特性等を考慮した三次元フレームモデルにより行い、算出した応力及び変位が評価基準値を超えないことを確認する。

排気ダクト接続架台の評価フローを図 2-6 に示す。

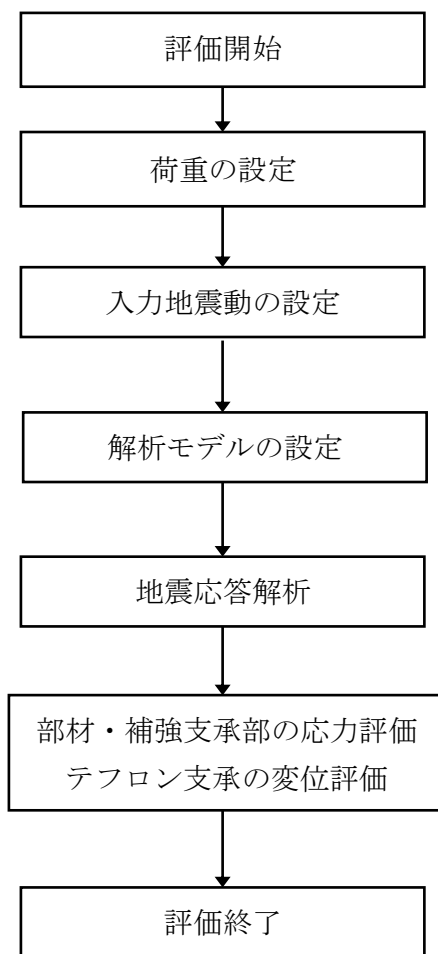


図 2-6 排気ダクト接続架台の評価フロー

## 2.4 準拠規格・基準

排気ダクト接続架台の地震応答解析において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601（日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601（日本電気協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-（日本建築学会）
- ・ 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会）
- ・ 鋼構造接合部設計指針（日本建築学会）
- ・ あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針（国土交通省）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書  
（建築行政情報センター・日本建築防災協会）
- ・ 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説  
（日本建築防災協会）

## 2.5 使用材料

### 2.5.1 使用材料

地震応答解析に用いる既設の使用材料は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」において定められている材料を用いる。

鋼材の材料定数を表 2-2 に、ステンレスの材料定数を表 2-3 に示す。

表 2-2 鋼材の材料定数

対象	種類	基準強度 F (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
既設鉄骨	SS41	235	2.05×10 <sup>5</sup>
補強部材	SS400, SN400B, STK400	235	2.05×10 <sup>5</sup>
補強部材 (高力ボルト)	F8T	640	2.05×10 <sup>5</sup>
補強部材 (鉄筋)	SD345	345	2.05×10 <sup>5</sup>

表 2-3 ステンレスの材料定数（既設）

対象	種類	基準強度 F (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
ステンレス鋼棒	SUS304	205	1.93×10 <sup>5</sup>



## 2.5.2 許容応力度及び材料強度

### ①鉄筋

鉄筋の許容応力度及び材料強度を表 2-4 に示す。

表 2-4 鉄筋の許容応力度及び材料強度（新設）

	SD345	
	引張 圧縮	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	215	195
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	345	345
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	345	345

### ②鋼材

鋼材の許容応力度及び材料強度を表 2-5、表 2-6 に示す。  
終局耐力での評価のため、材料強度は 1.1 倍とする。

表 2-5 鋼材の許容応力度及び材料強度（新設）

	SS400, SN400B, STK400, F8T	
	引張 曲げ* 圧縮*	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	F/1.5	F/(1.5√3)
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	F	F/√3
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	F	F/√3

※ 圧縮及び曲げの許容応力度及び材料強度は上限値であり、座屈長さ等を勘案して設定する。

表 2-6 鋼材の許容応力度及び材料強度（既設）

	SS41	
	引張 曲げ* 圧縮*	せん断
長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	F/1.5	F/(1.5√3)
短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	F	F/√3
材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	F	F/√3

※ 圧縮及び曲げの許容応力度及び材料強度は上限値であり，座屈長さ等を勘案して設定する。

## 2.6 固定荷重・積載荷重

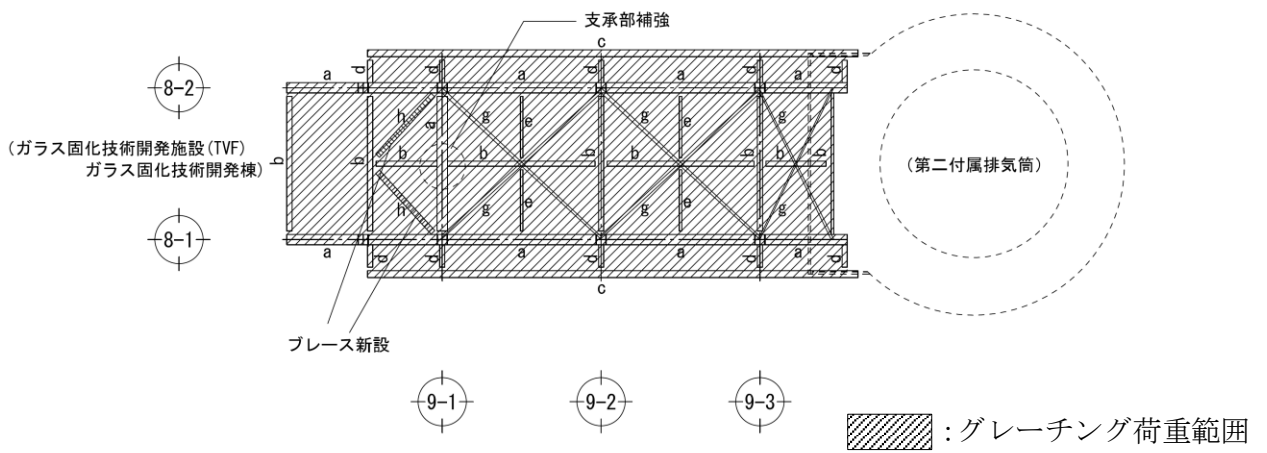
固定荷重・積載荷重を表 2-7 に、荷重入力位置を図 2-7 に示す。

図 2-7 は、グレーチングの設置による重量を考慮する範囲と、ダクト及びフレキシブル管を支持している 9-1 通り、9-2 通り、9-3 通りの重量を考慮する位置を示している。

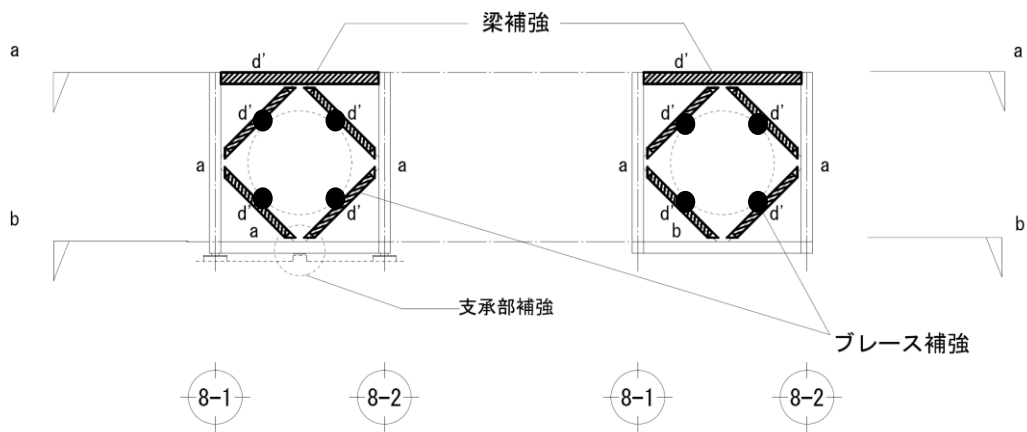
表 2-7 固定荷重・積載荷重

項目		重量	
鉄骨		77.0 kN/m <sup>3</sup>	
グレーチング		600 N/m <sup>2</sup>	
9-1 通り	ダクト (φ 2,700, t=4 mm)	13.208 kN	40.535 kN (10.134 kN)
	ダクト (φ 2,000, t=4 mm)	12.617 kN	
	フレキシブル管 (φ 2,000)	14.710 kN	
9-2 通り	ダクト (φ 2,700, t=4 mm)	13.353 kN	13.353 kN (3.338 kN)
9-3 通り	ダクト (φ 2,700, t=4 mm)	11.321 kN	21.127 kN (5.282 kN)
	フレキシブル管 (φ 2,700)	9.807 kN	

注：( ) は、1 か所当たりの重量 (計 4 か所)



(a) 平面図



(b) 9-1 通り断面図

(c) 9-2, 9-3 通り断面図

● : ダクト, フレキシブル管の荷重入力位置

図 2-7 荷重入力位置

### 3. 入力地震動

#### 3.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、添付資料 6-1-2-5-4 「第二付属排気筒の地震応答計算書」及び添付資料 6-1-2-5-2 「ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟建家の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用い、排気ダクト接続架台の解析を行う。

廃止措置計画用設計地震動  $S_s-D$ 、 $S_s-1$  及び  $S_s-2$  について、第二付属排気筒 (質点 14) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 (質点 2) の該当する質点位置の加速度応答波形を、変位応答波形に変換して排気ダクト接続架台の各々の支点に入力する。入力地震動算定の概要を図 3-1 に示す。

廃止措置計画用設計地震動  $S_s-D$ 、 $S_s-1$  及び  $S_s-2$  の第二付属排気筒及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における、加速度時刻歴波形を図 3-2 から図 3-5 に、変位時刻歴波形を図 3-6 から図 3-9 に示す。

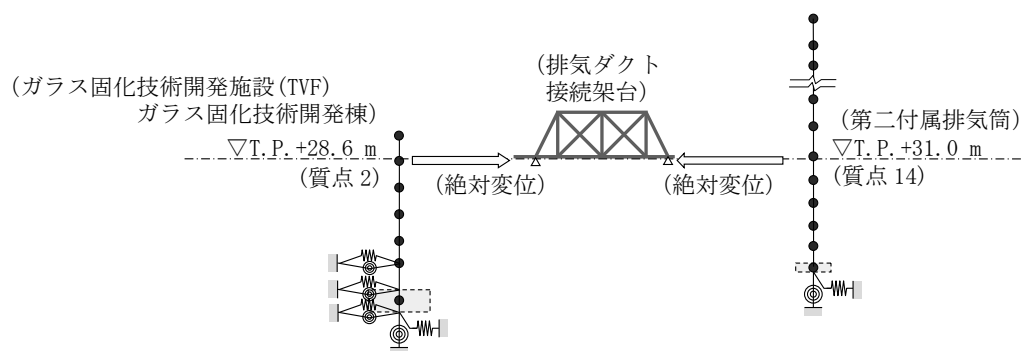


図 3-1 入力地震動算定の概要 (水平方向)

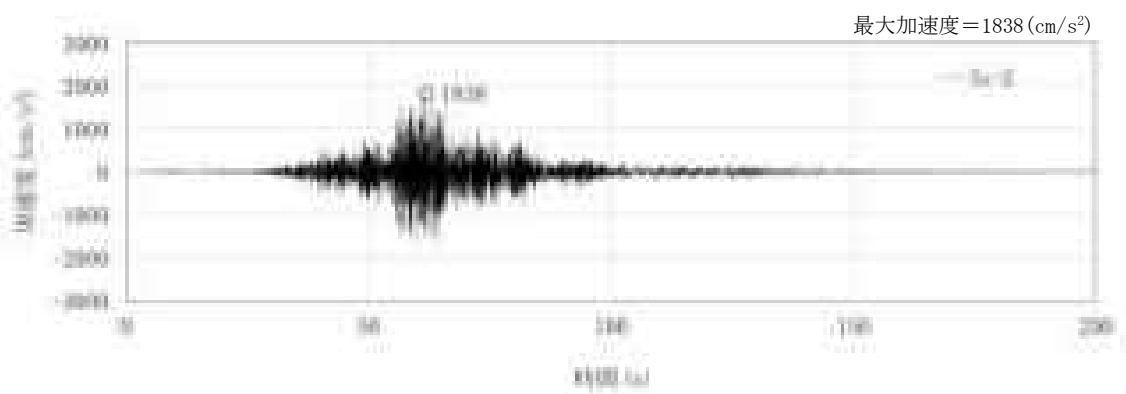
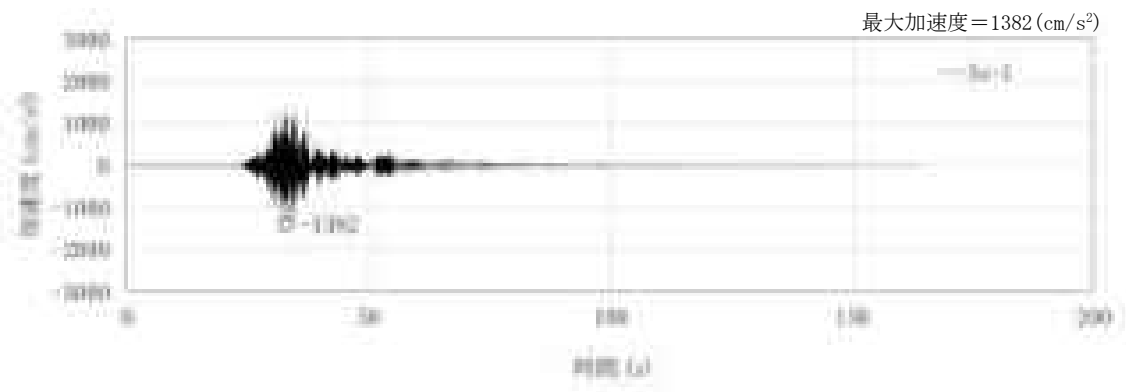
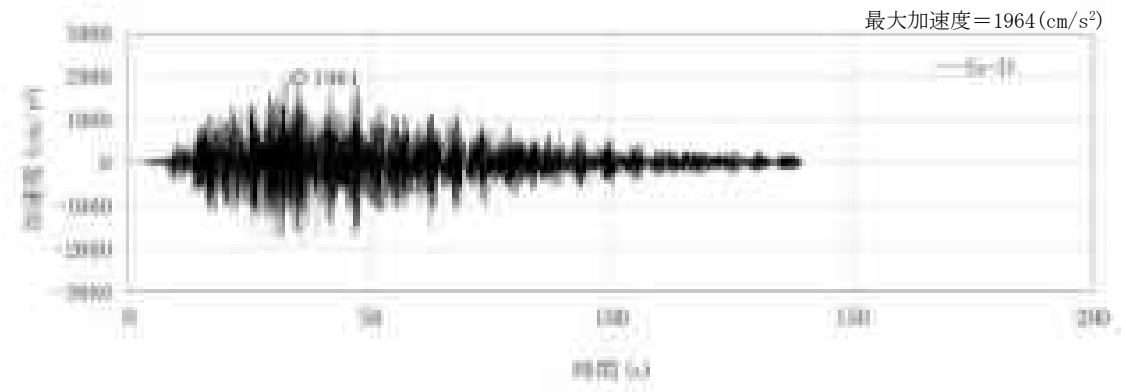


図 3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形 (NS 方向, 第二付属排気筒・質点 14)

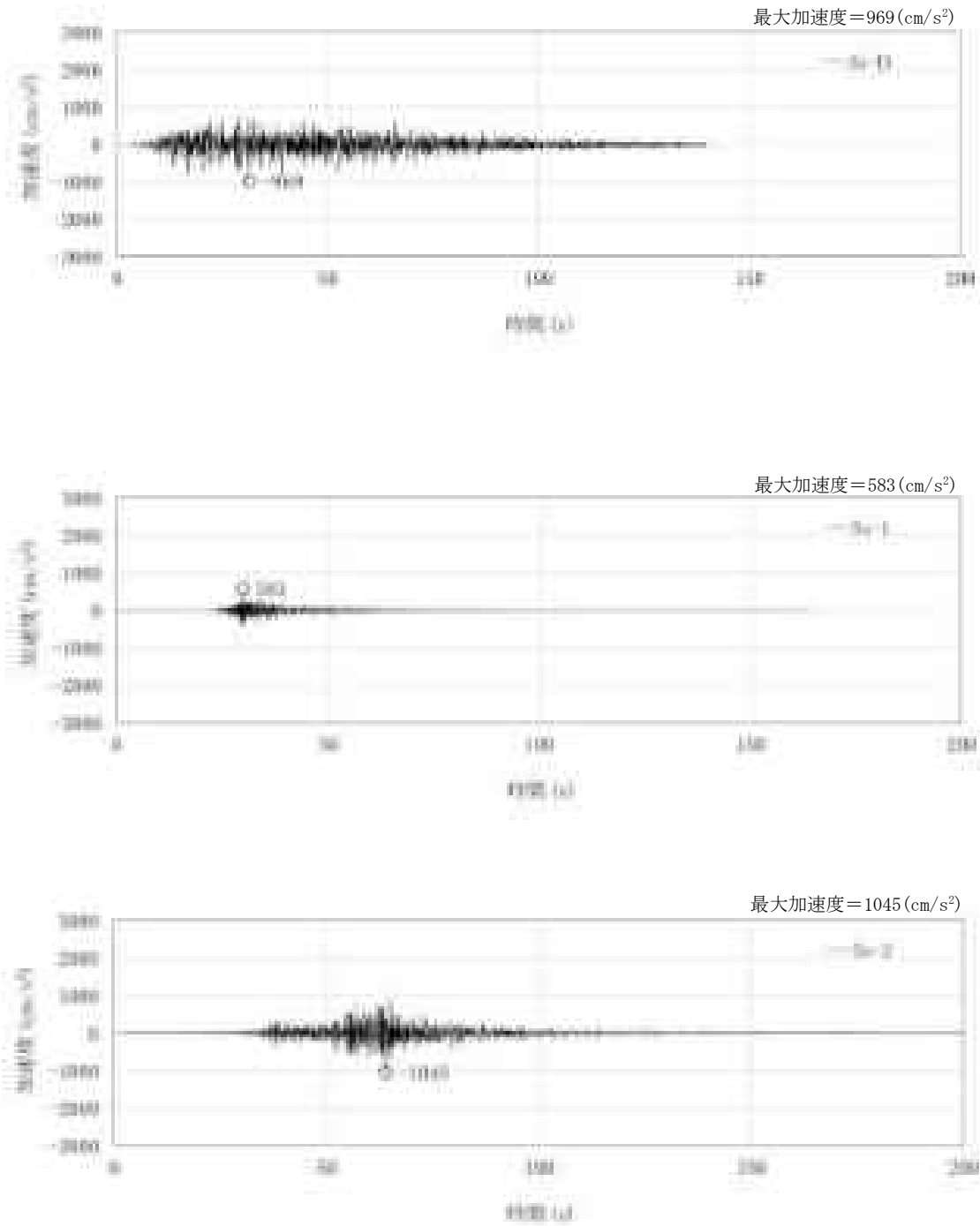


図 3-3 入力地震動の加速度時刻歴波形  
(NS 方向, ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟・質点 2)

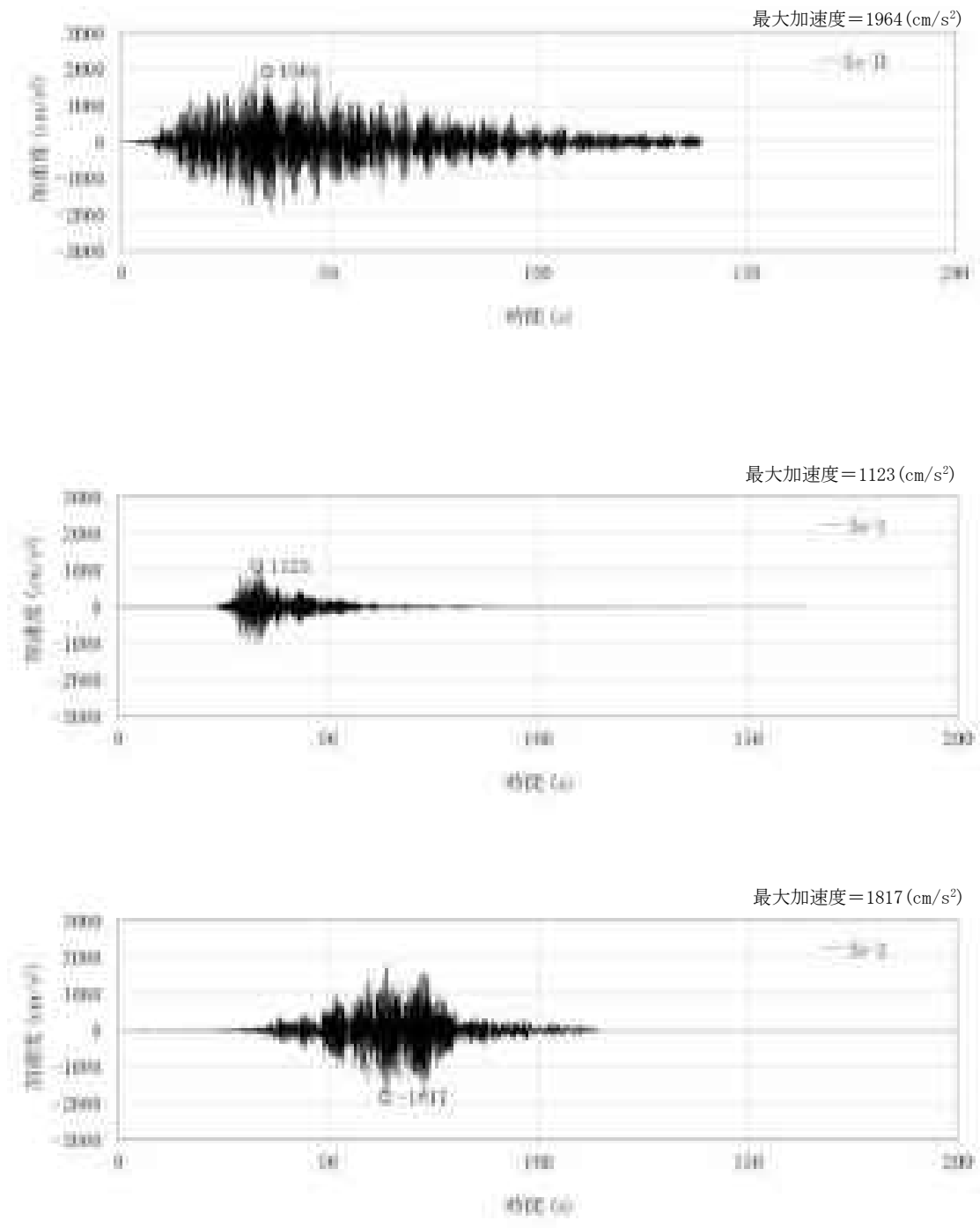


図 3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形 (EW 方向, 第二付属排気筒・質点 14)



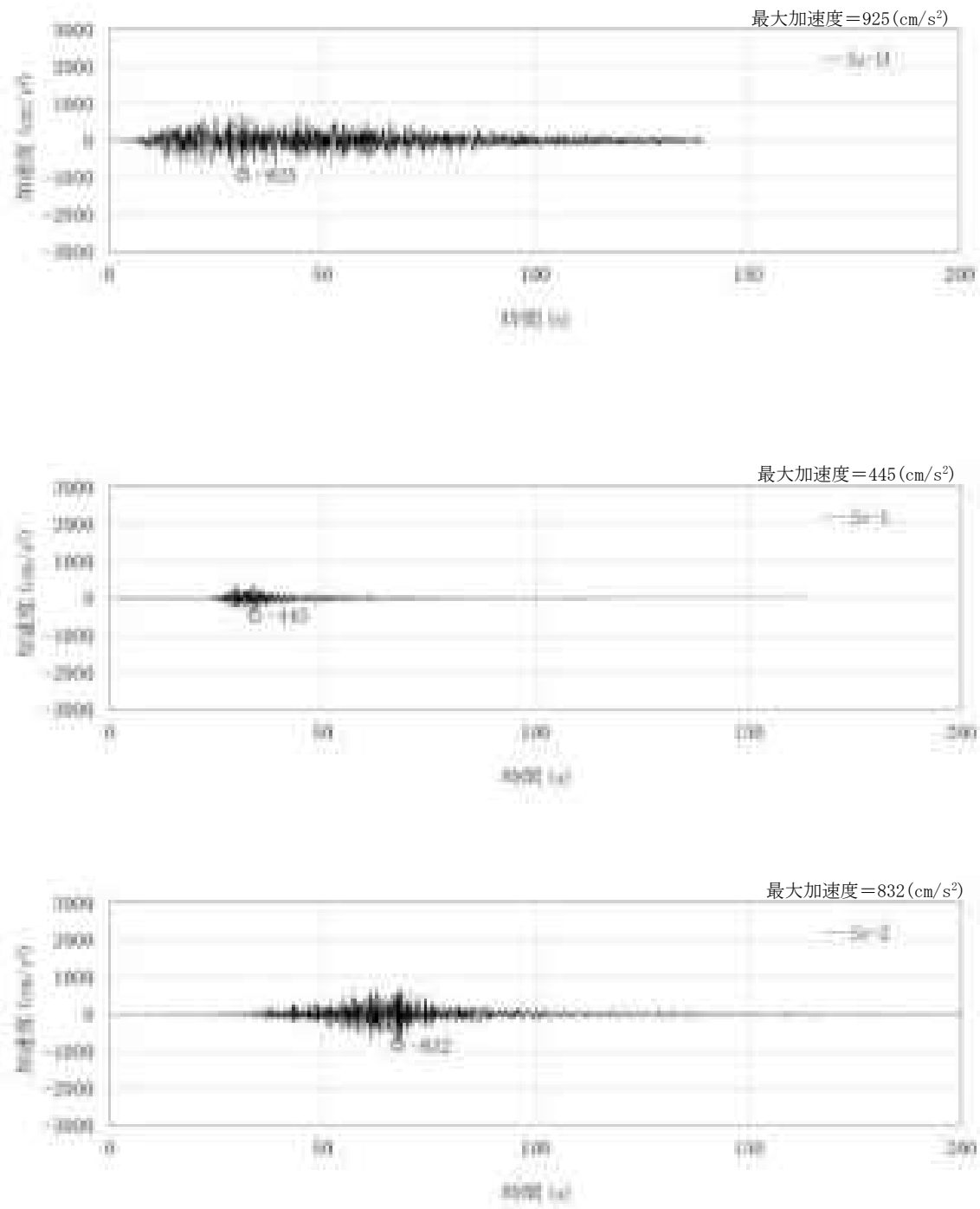


図 3-5 入力地震動の加速度時刻歴波形  
(EW 方向, ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟・質点 2)

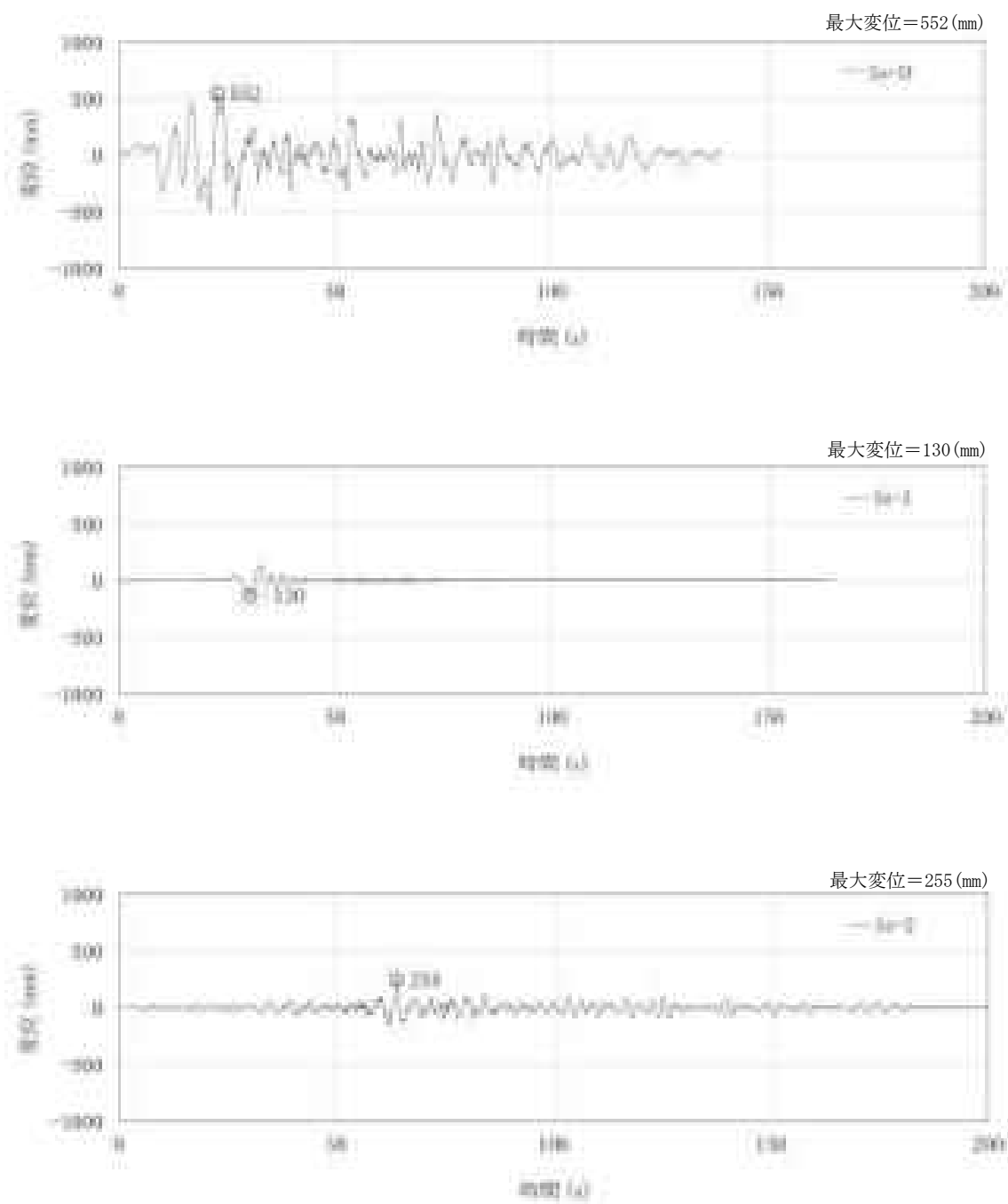


図 3-6 入力地震動の変位時刻歴波形 (NS 方向, 第二付属排気筒・質点 14)

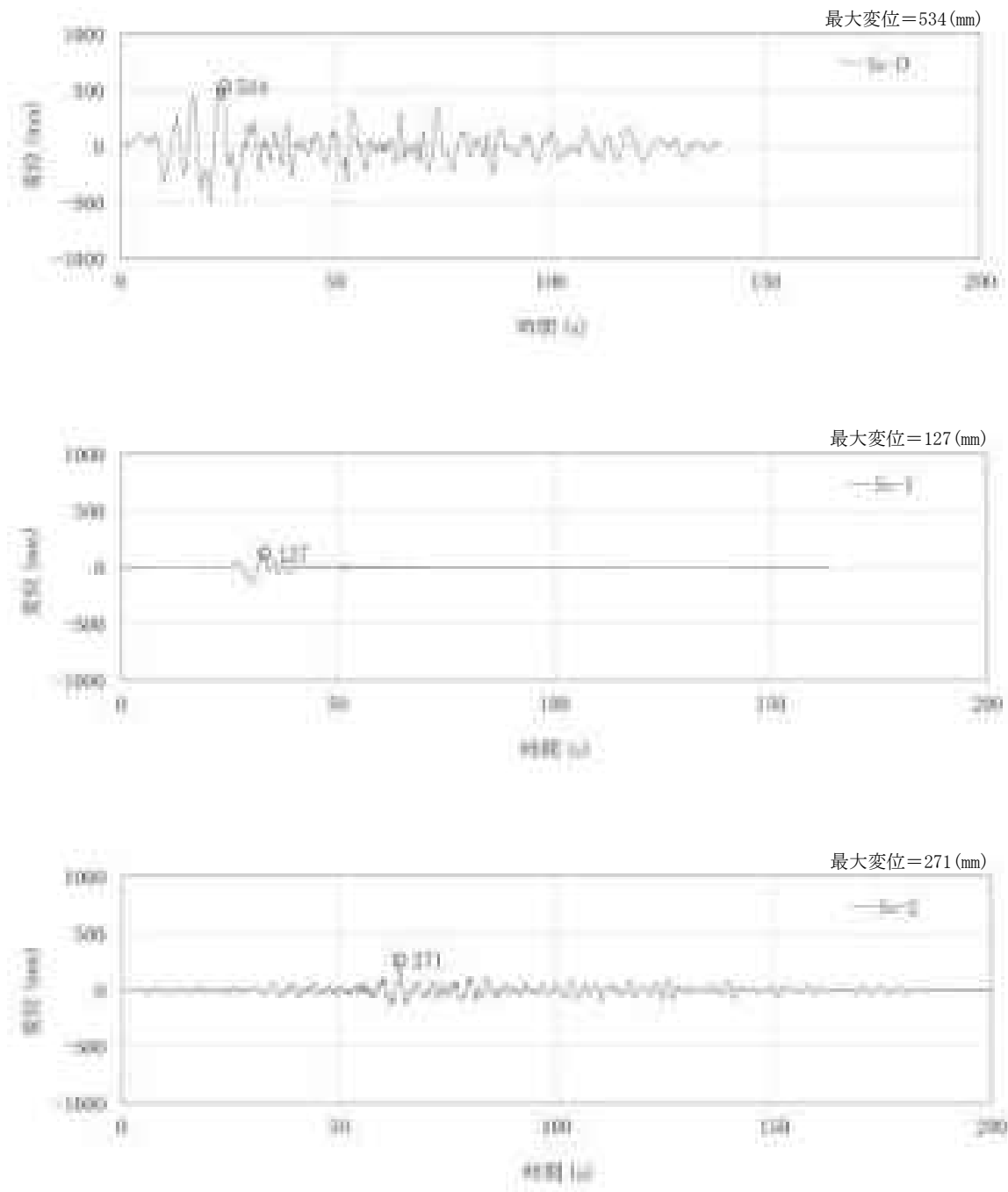


図 3-7 入力地震動の変位時刻歴波形  
(NS 方向, ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟・質点 2)

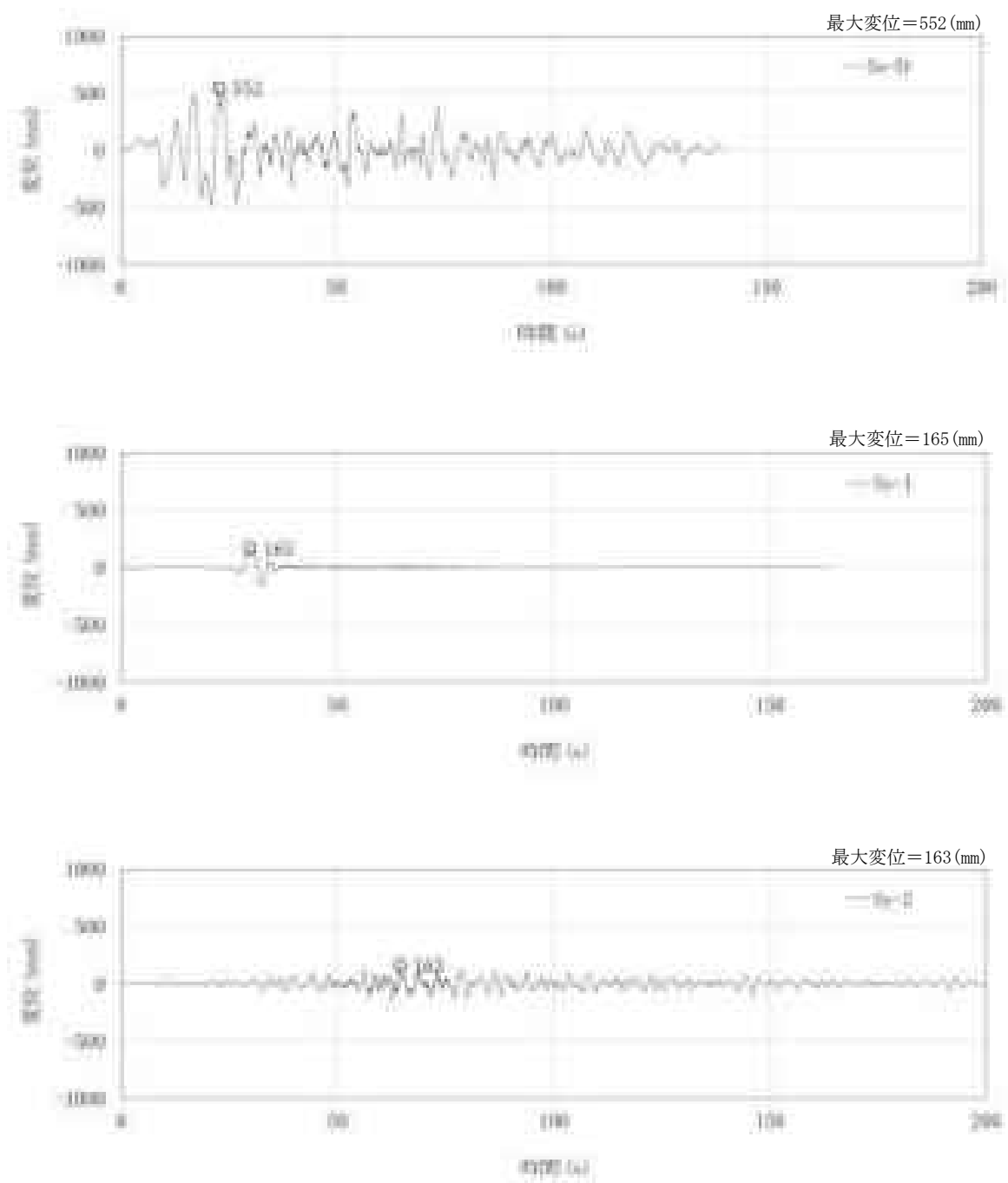


図 3-8 入力地震動の変位時刻歴波形 (EW 方向, 第二付属排気筒・質点 14)

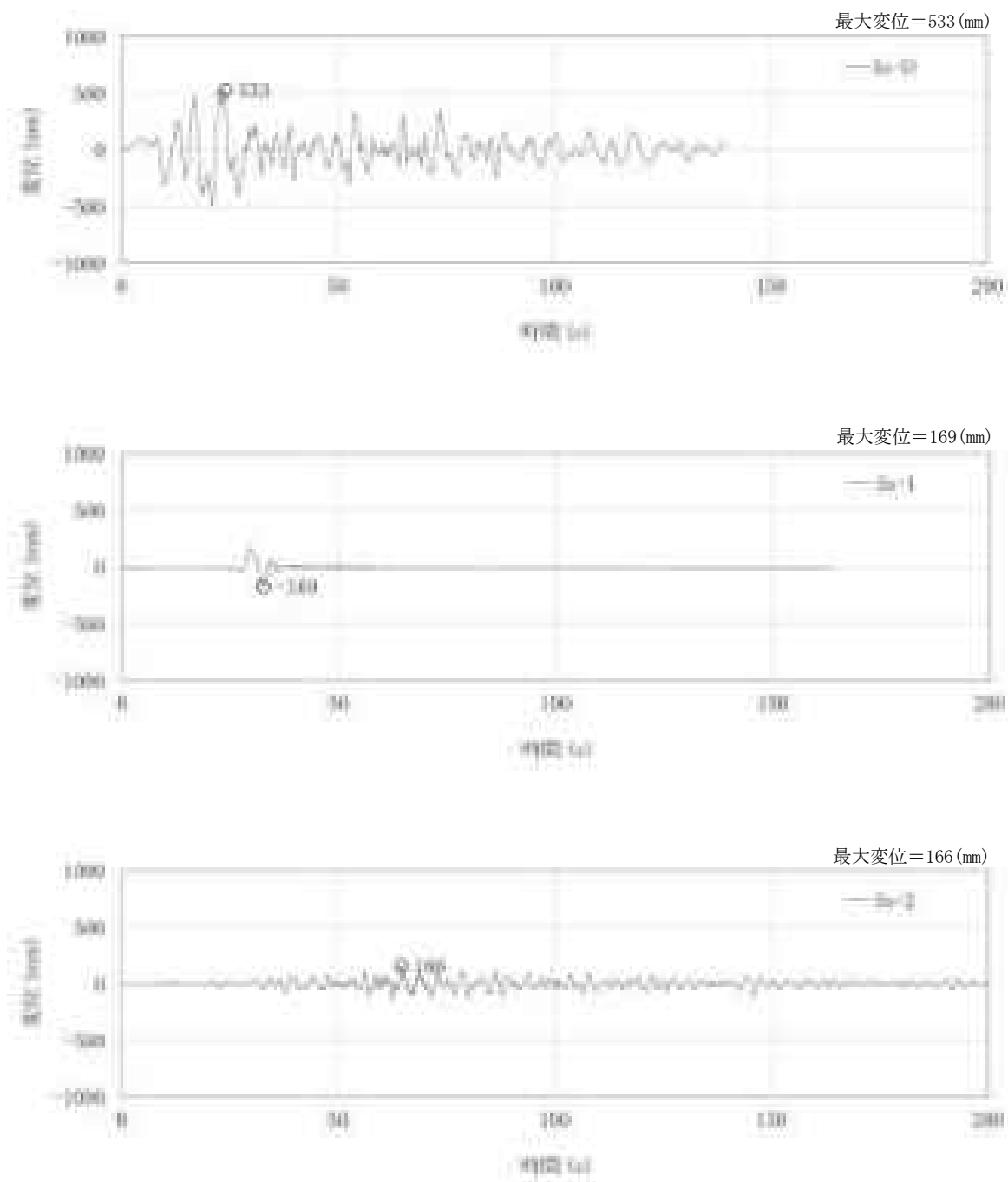


図 3-9 入力地震動の変位時刻歴波形  
(EW 方向, ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟・質点 2)

### 3.2 鉛直方向の入力地震動

鉛直方向の入力地震動は、添付資料 6-1-2-5-4「第二付属排気筒の地震応答計算書」及び添付資料 6-1-2-5-2「ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟建家の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用い、排気ダクト接続架台の解析を行う。

廃止措置計画用設計地震動  $S_s-D$ 、 $S_s-1$  及び  $S_s-2$  について、第二付属排気筒(質点 14)及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟(質点 2)の該当する質点位置の加速度応答波形を、変位応答波形に変換して排気ダクト接続架台の各々の支点に入力する。入力地震動算定の概要を図 3-10 に示す。

廃止措置計画用設計地震動  $S_s-D$ 、 $S_s-1$  及び  $S_s-2$  の第二付属排気筒及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟における加速度時刻歴波形を図 3-11 及び図 3-12 に、変位時刻歴波形を図 3-13 及び図 3-14 に示す。

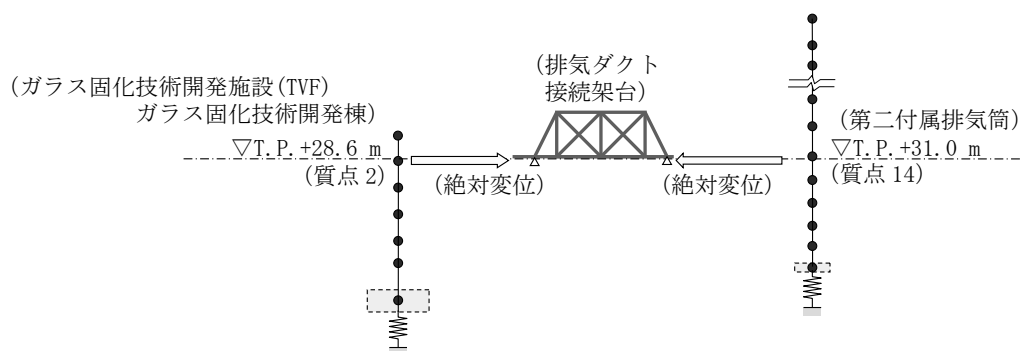


図 3-10 入力地震動算定の概要 (鉛直方向)

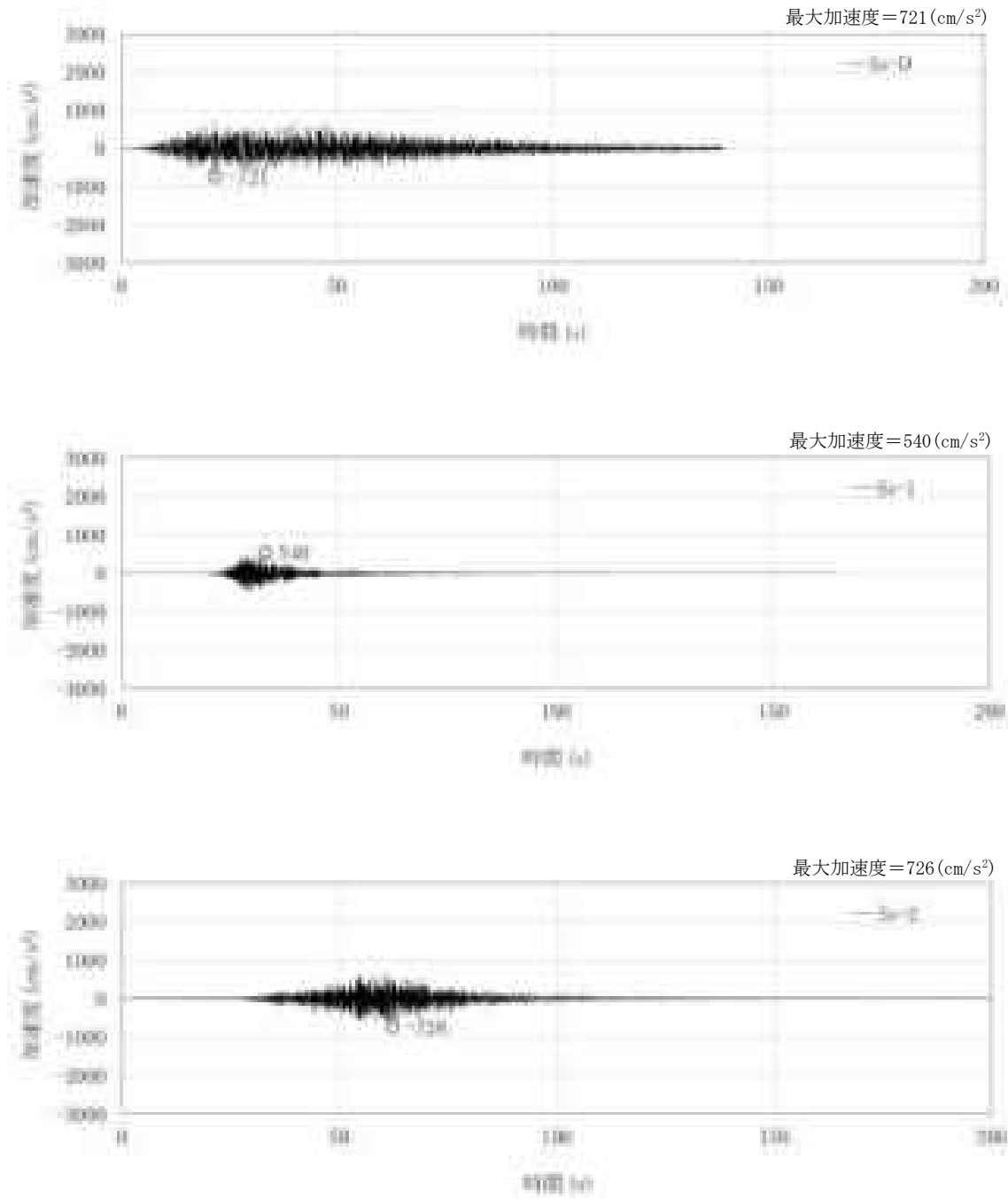


図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形（鉛直方向，第二付属排気筒・質点 14）

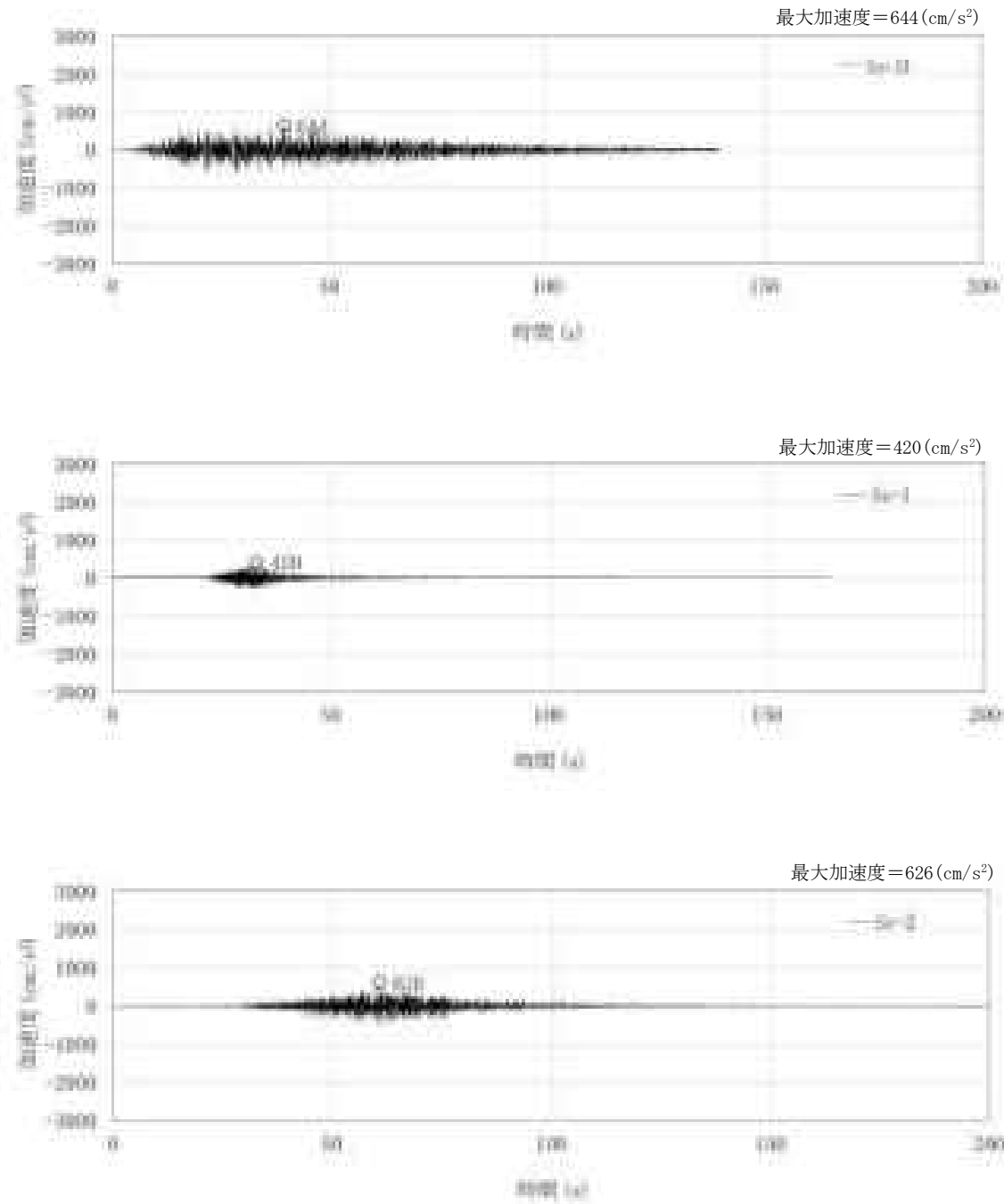


図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形  
(鉛直方向, ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟・質点 2)



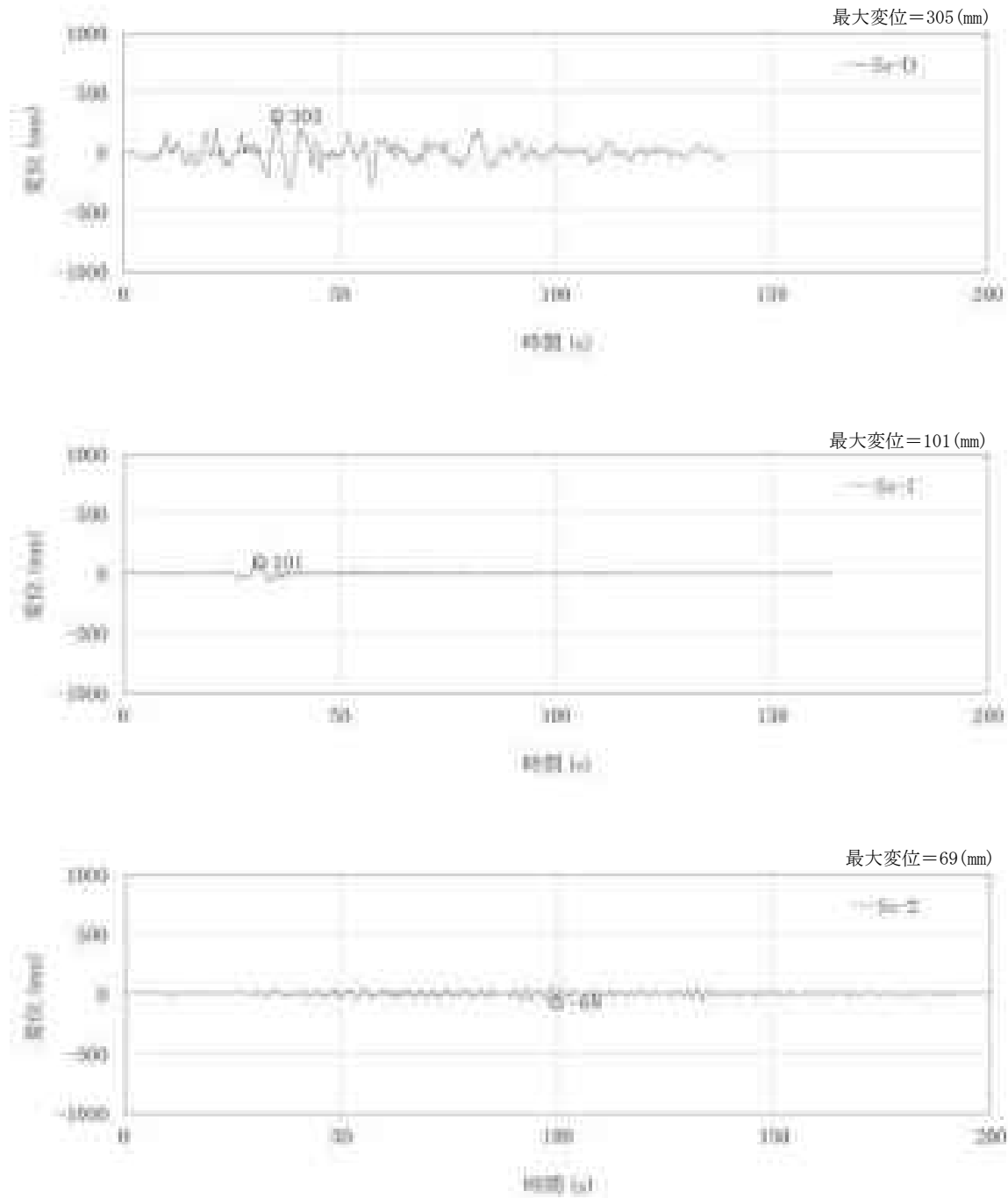


図 3-13 入力地震動の変位時刻歴波形（鉛直方向，第二付属排気筒・質点 14）

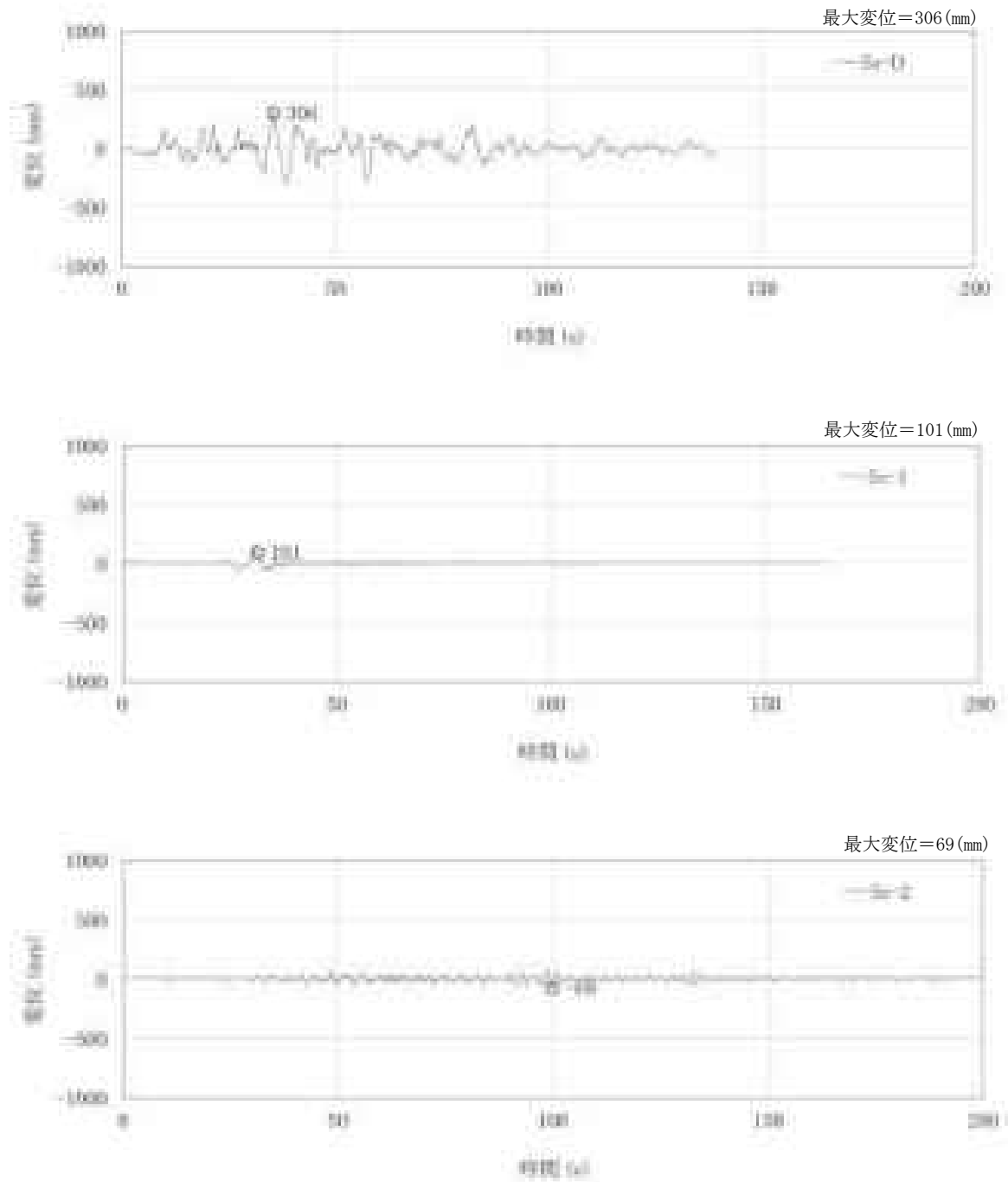


図 3-14 入力地震動の変位時刻歴波形  
(鉛直方向, ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟・質点 2)

#### 4. 解析モデル

解析モデルは、排気ダクト接続架台をモデル化した立体フレームモデルとし、地震動は水平・鉛直方向を同時入力する。解析モデルを図 4-1 に、T1、T2 及び T3 の NS 方向、EW 方向及び UD 方向の変位拘束条件を図 4-2 に示す。各部材の非線形特性は、「鋼構造塑性設計指針」に準じて設定し、接合部の耐力を考慮する。

テフロン支承、ステンレス鋼棒及び補強鋼管は、ばね要素でモデル化する。テフロン支承、ステンレス鋼棒及び補強鋼管のモデル化と非線形特性を図 4-3 から図 4-5 に、各諸元を表 4-1 から表 4-3 に示す。

排気ダクトは、排気ダクト接続架台と比較して十分に剛性が小さいため、重量のみを考慮する。排気ダクト接続架台の減衰はレーリー減衰とし、減衰定数は2%とする。

応力算出に使用する解析コードは「TDAP III(株式会社アーク情報システム)」を用いる。

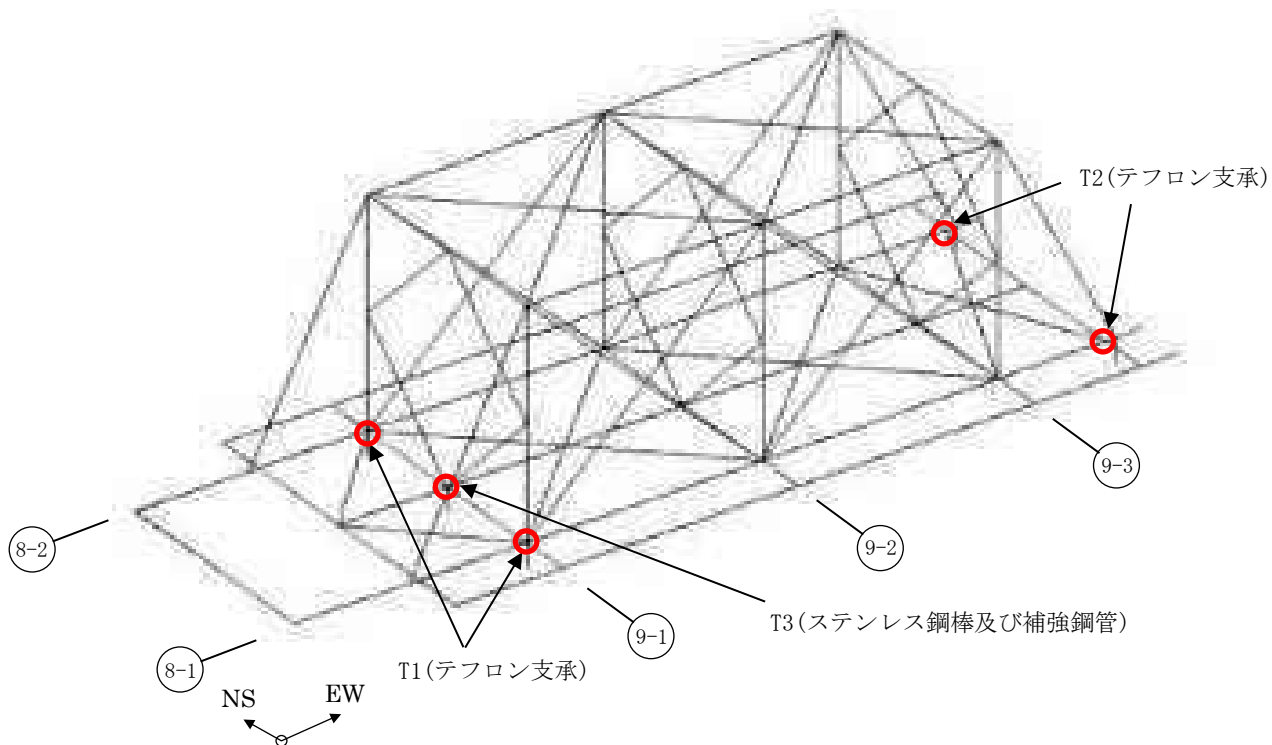


図 4-1 解析モデル

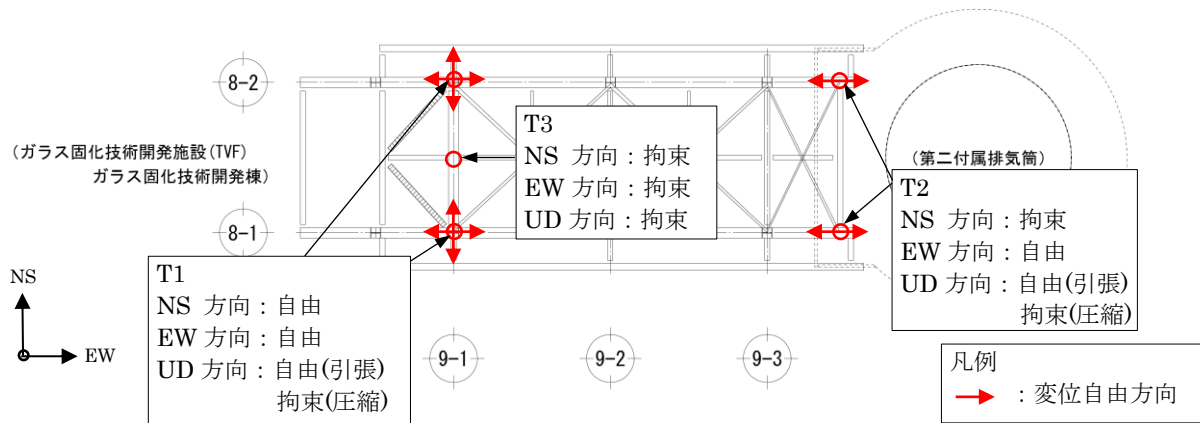
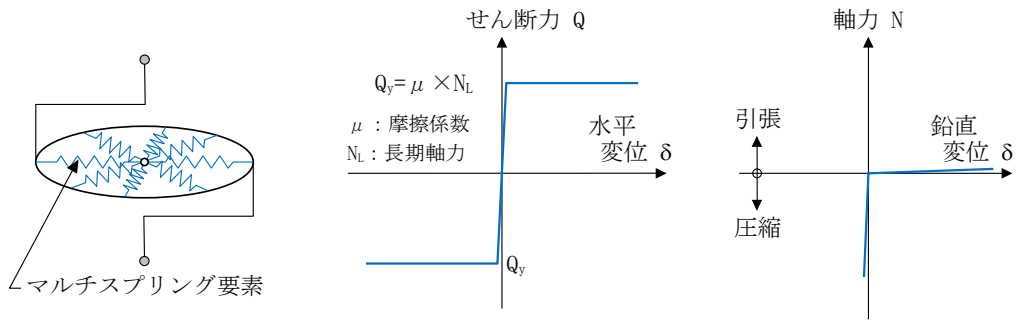
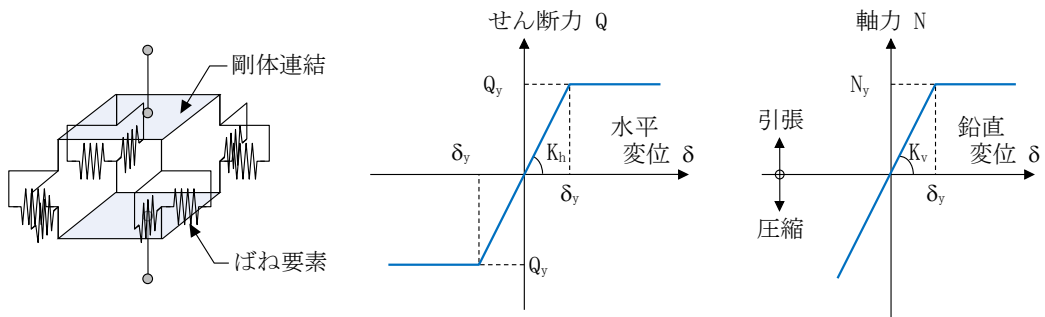


図 4-2 T1, T2 及び T3 の変位拘束条件



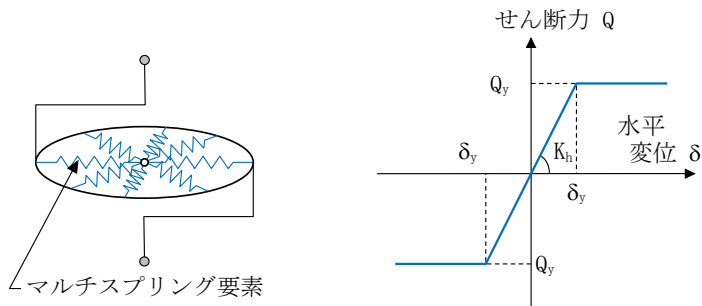
(a) 水平方向のモデル化 (b) 非線形特性 (水平方向) (c) 非線形特性 (鉛直方向)

図 4-3 テフロン支承のモデル化と非線形特性 (T1, T2)



(a) 水平方向のモデル化 (b) 非線形特性 (水平方向) (c) 非線形特性 (鉛直方向)

図 4-4 ステンレス鋼棒のモデル化と非線形特性 (T3)



(a) 水平方向のモデル化 (b) 非線形特性 (水平方向)

図 4-5 補強鋼管のモデル化と非線形特性 (T3)

表 4-1 テフロン支承の水平諸元(長期軸力, 降伏荷重)

部材	方向	記号	長期軸力 $N_L$ (kN)	降伏荷重 $Q_y$ (kN)	備考
テフロン支承	水平	T1	96.3	9.6	NS, EW 方向の拘束なし
		T2	54.9	5.5	NS 方向のみ拘束

※摩擦係数  $\mu = 0.1$

表 4-2 ステンレス鋼棒及び補強鋼管の水平諸元(ばね定数, 降伏荷重)

部材	方向	記号	ばね定数 $K_h$ (kN/m)	降伏荷重 $Q_y$ (kN)	備考
ステンレス鋼棒	水平	T3	$4.8760 \times 10^5$	149.1	1本あたり
補強鋼管			$3.9095 \times 10^6$	1160.0	

表 4-3 ステンレス鋼棒及び補強鋼管の鉛直諸元(ばね定数, 降伏荷重)

部材	方向	記号	ばね定数 $K_v$ (kN/m)	降伏荷重 $N_y$ (kN)	備考
ステンレス鋼棒	鉛直	T3	$1.0696 \times 10^6$	937.3	4本の合計
補強鋼管			-	-	鉛直は考慮しない。

## 5. 解析結果

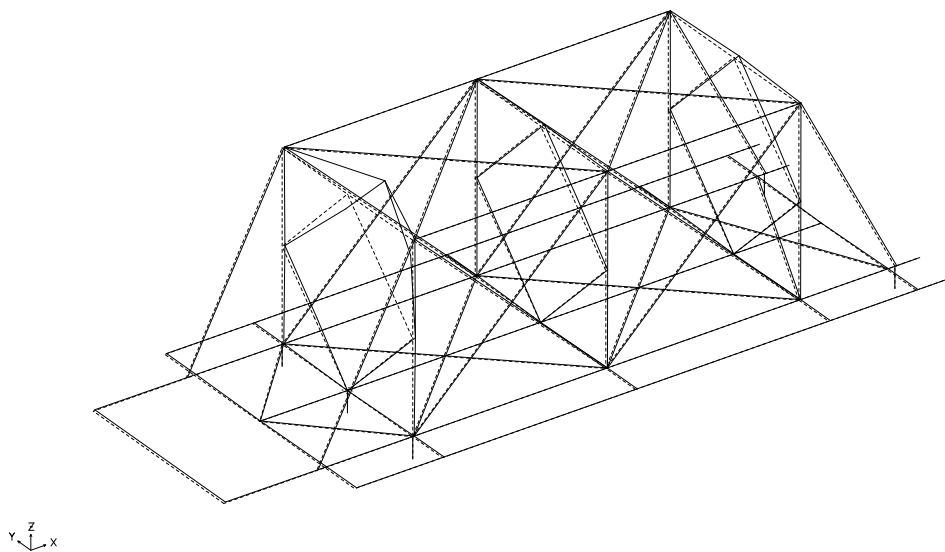
### 5.1 固有値解析結果

解析モデルの固有値解析結果を表 5-1 に、刺激関数図を図 5-1 から図 5-5 に示す。解析モデルは、水平・鉛直方向の二方向について自由度を持つため、両方向同時に刺激関数を描いている。

表 5-1 固有値解析結果

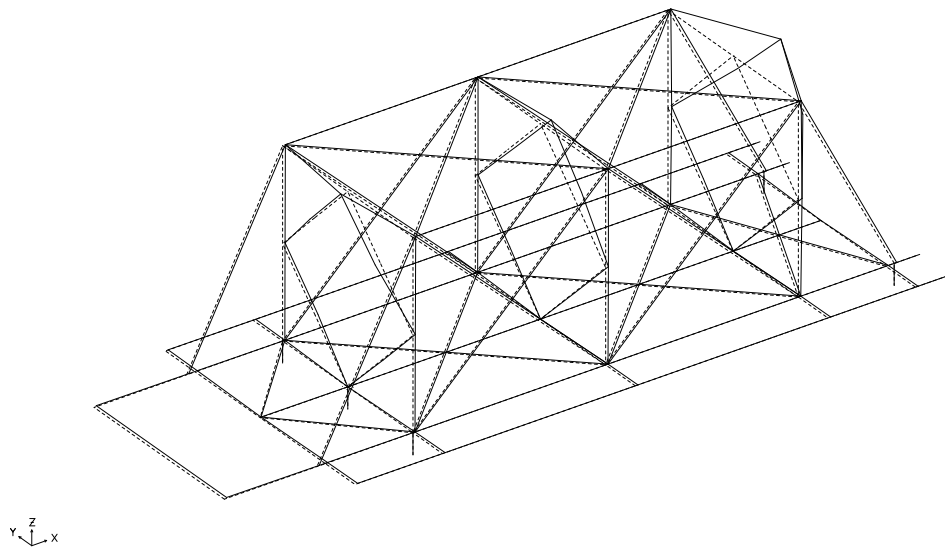
次数	周期 T (s)	振動数 f (Hz)	刺激係数 $\beta$			備 考
			NS 方向	EW 方向	UD 方向	
1	0.141	7.115	0.000	2.582	0.023	EW 方向・1 次
2	0.111	9.039	0.000	2.266	0.043	
3	0.096	10.465	0.000	1.818	0.011	
4	0.093	10.719	0.827	0.000	0.000	
5	0.086	11.695	0.438	0.000	0.000	
6	0.085	11.791	0.000	1.949	0.010	
7	0.082	12.220	-0.031	0.000	0.000	
8	0.078	12.770	0.000	0.021	-0.536	
9	0.076	13.079	0.305	0.000	0.000	
10	0.073	13.651	3.955	0.000	0.000	NS 方向・1 次
11	0.070	14.232	0.000	-2.987	0.067	
12	0.069	14.553	0.000	0.029	1.480	
13	0.068	14.667	-0.279	0.000	0.000	
14	0.068	14.810	0.000	-0.092	1.311	
15	0.067	14.932	0.000	-0.014	0.164	

1次モード F= 7.115Hz (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール 0: 1.0(m)  
刺激係数 (X) 2.5816 (Y) 0.0000 (Z) 0.0232 応答係数スケール 0: 1.0



1次

2次モード F= 9.039Hz (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール 0: 1.0(m)  
刺激係数 (X) 2.2661 (Y) 0.0000 (Z) 0.0431 応答係数スケール 0: 1.0

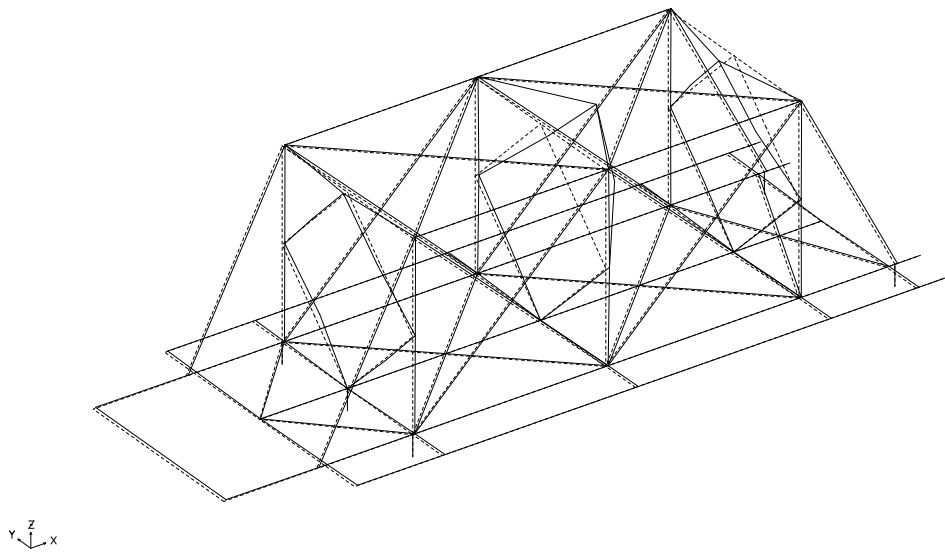


2次

図 5-1 刺激関数図 (1次, 2次)

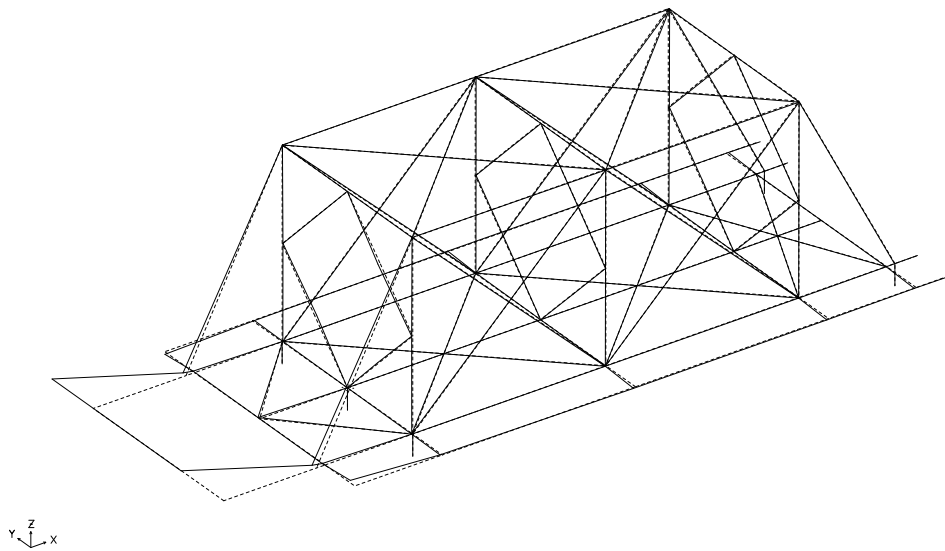


3次モード F= 10.465Hz (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 1.8183 (Y) 0.0000 (Z) 0.0113  
 構造スケール 0: 1.0(m)  
 応答スケール 0: 1.0



3次

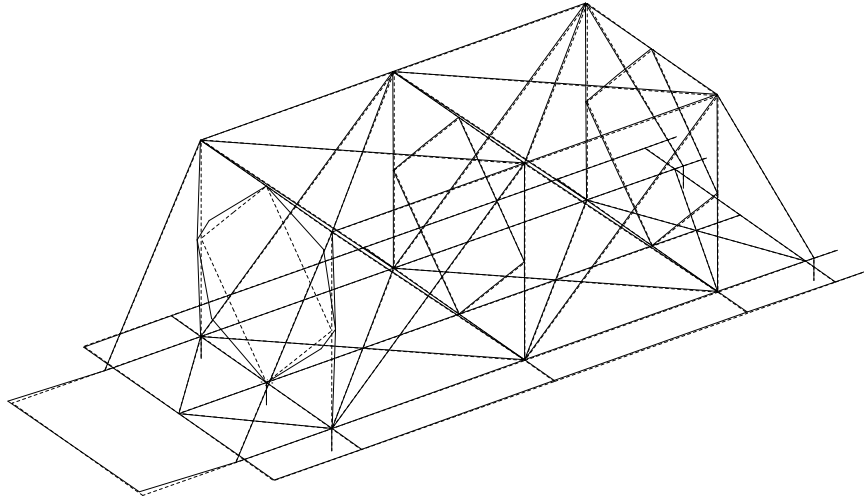
4次モード F= 10.719Hz (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 0.0000 (Y) 0.8275 (Z) 0.0000  
 構造スケール 0: 1.0(m)  
 応答スケール 0: 1.0



4次

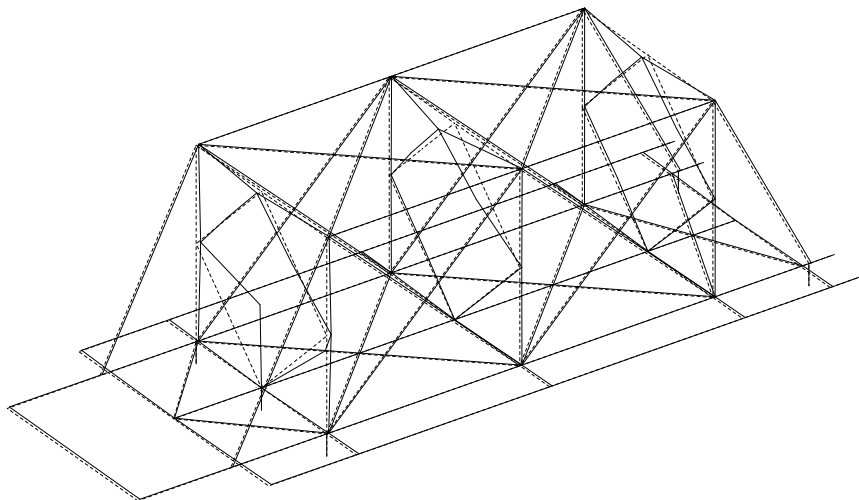
図 5-2 刺激関数図 (3次, 4次)

5次モード F= 11.695Hz (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール 0: 1.0(m)  
 刺激係数 (X) 0.0000 (Y) 0.4378 (Z) 0.0000 応答値スケール 0: 1.0



5次

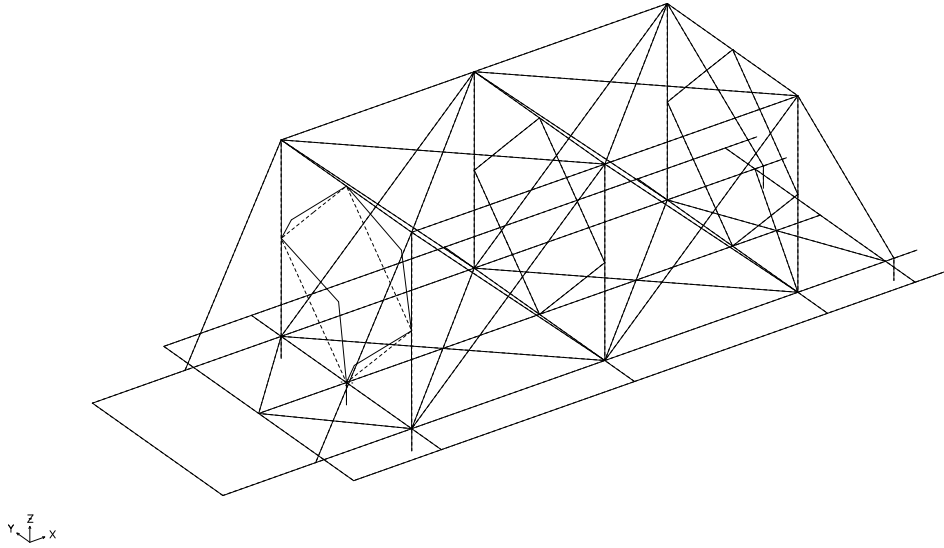
6次モード F= 11.791Hz (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール 0: 1.0(m)  
 刺激係数 (X) 1.9494 (Y) 0.0000 (Z) 0.0103 応答値スケール 0: 1.0



6次

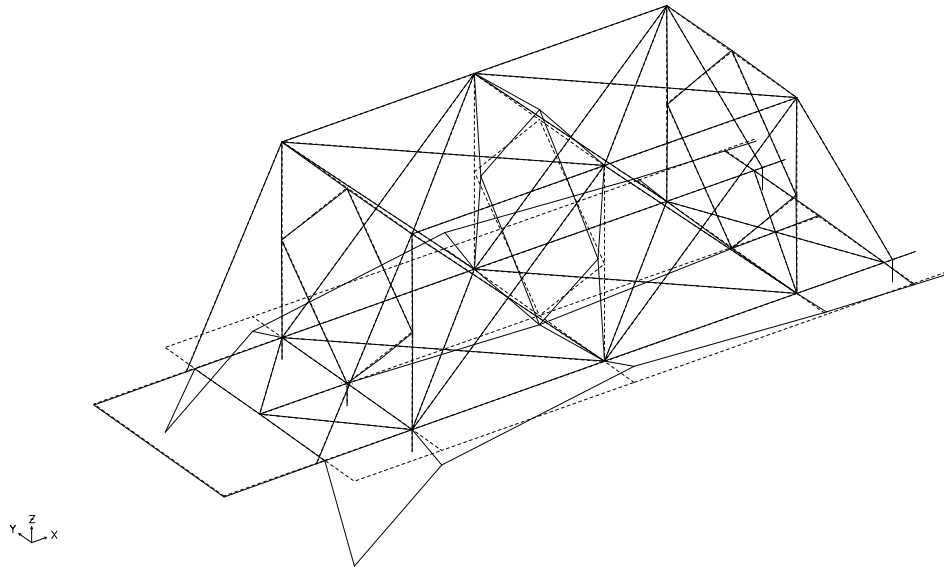
図 5-3 刺激関数図 (5次, 6次)

7次モード F= 12.220Hz (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 0.0000 (Y) -0.0306 (Z) 0.0000  
 横軸スケール 0: 1.0(m)  
 縦軸スケール 0: 1.0



7次

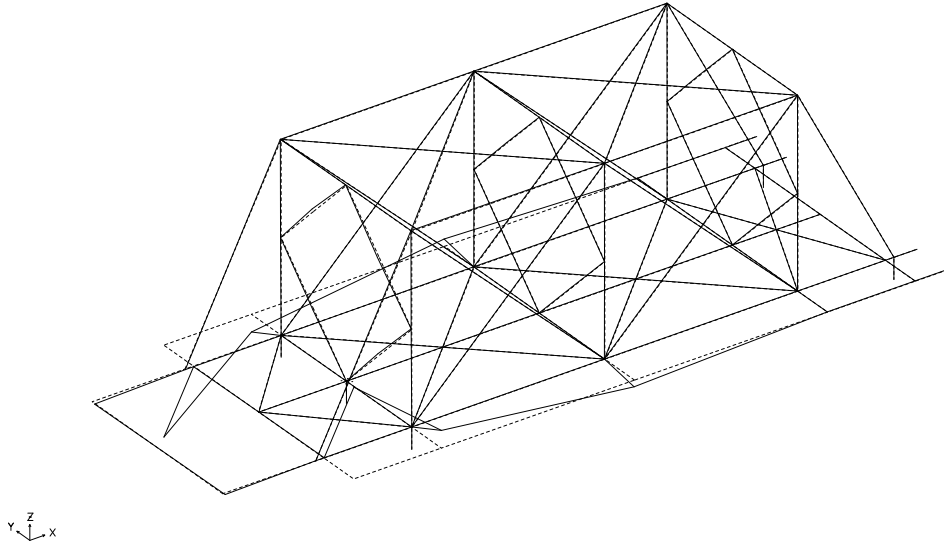
8次モード F= 12.770Hz (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 0.0214 (Y) 0.0000 (Z) -0.5360  
 横軸スケール 0: 1.0(m)  
 縦軸スケール 0: 1.0



8次

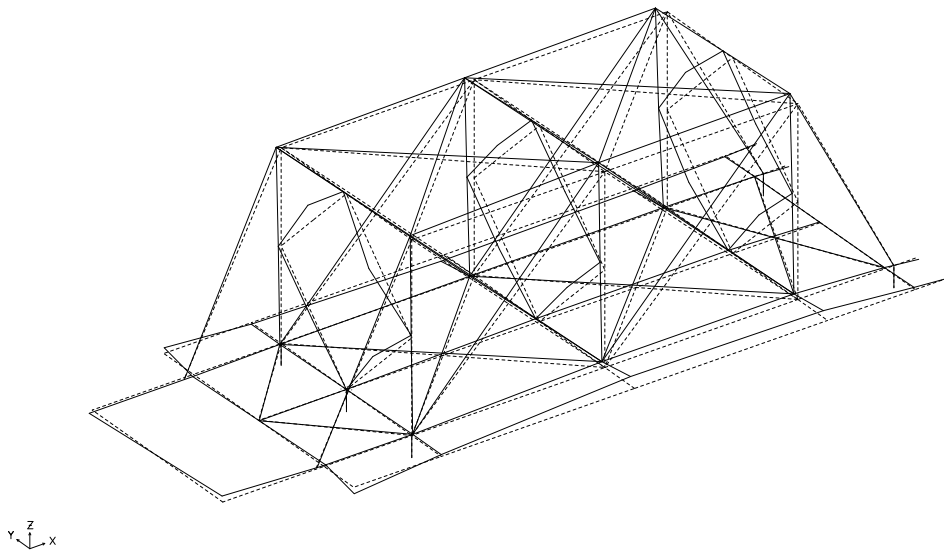
図 5-4 刺激関数図 (7次, 8次)

9次モード  $F=13.079\text{Hz}$  (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 0.0000 (Y) 0.3051 (Z) 0.0000  
 構造スケール 0: 1.0(m)  
 応答係数スケール 0: 1.0



9次

10次モード  $F=13.651\text{Hz}$  (Tx) (Ty) (Tz)  
 刺激係数 (X) 0.0000 (Y) 3.9553 (Z) 0.0000  
 構造スケール 0: 1.0(m)  
 応答係数スケール 0: 1.0



10次

図 5-5 刺激関数図 (9次, 10次)

## 5.2 地震応答解析結果

廃止措置計画用設計地震動 S<sub>s</sub>-D, S<sub>s</sub>-1 及び S<sub>s</sub>-2 による, 柱・梁・ブレースの各部材の検定比が最大の位置を図 5-6 に示す。

図 5-6 に示す各部材の検定比が最大の, 地震動と応力種別を表 5-2 に, 応力図を図 5-7 から図 5-20 に示す。

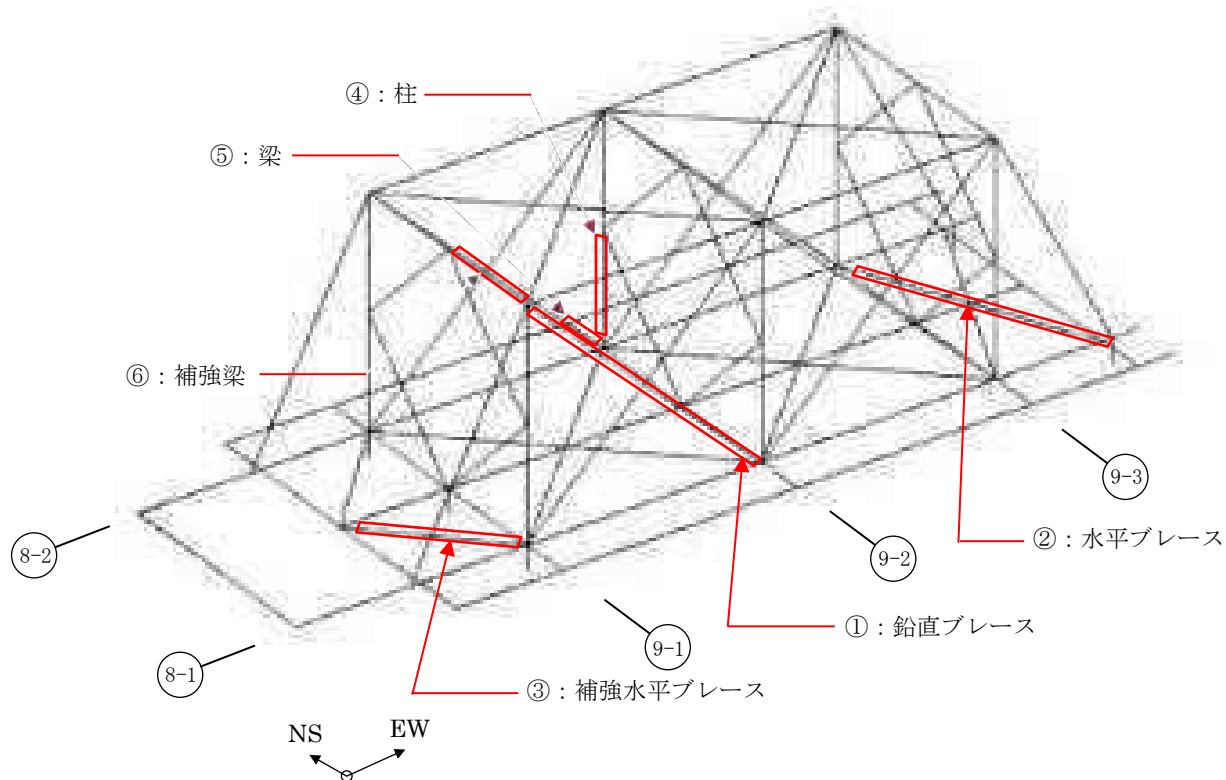


図 5-6 各部材の応力算定位置図

表 5-2 検定比が最大の地震動と応力種別

応力算定部材	地震動	応力種別
①鉛直ブレース	S <sub>s</sub> -2 (EW+UD)	軸力(引張)
②水平ブレース	S <sub>s</sub> -2 (NS+UD)	軸力(引張)
③補強水平ブレース	S <sub>s</sub> -D (EW+UD)	軸力(圧縮)
④柱	S <sub>s</sub> -1 (NS+UD)	曲げモーメント(弱軸)
⑤梁	S <sub>s</sub> -1 (NS+UD)	曲げモーメント(強軸)
⑥補強梁	S <sub>s</sub> -1 (EW+UD)	曲げモーメント(弱軸)

8-1通り  
材端剛塑性はの要素  
時刻 = 104.560 sec

軸力

構造スケール  $Q: 1.0(m)$   
応答値スケール  $Q: 200. (kN)$

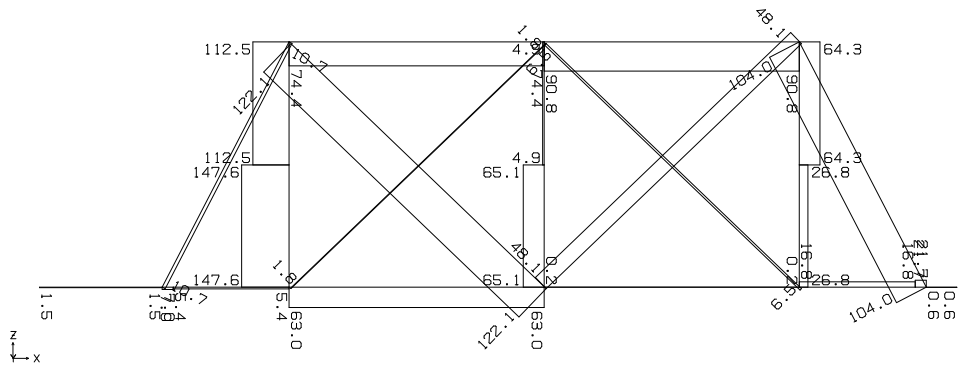


図 5-7 軸力図 (①鉛直ブレース, 8-1 通り, Ss-2(EW+UD), 引張)

TP+29.950m  
材端剛塑性はの要素  
時刻 = 113.760 sec

軸力

構造スケール  $Q: 1.0(m)$   
応答値スケール  $Q: 1000. (kN)$

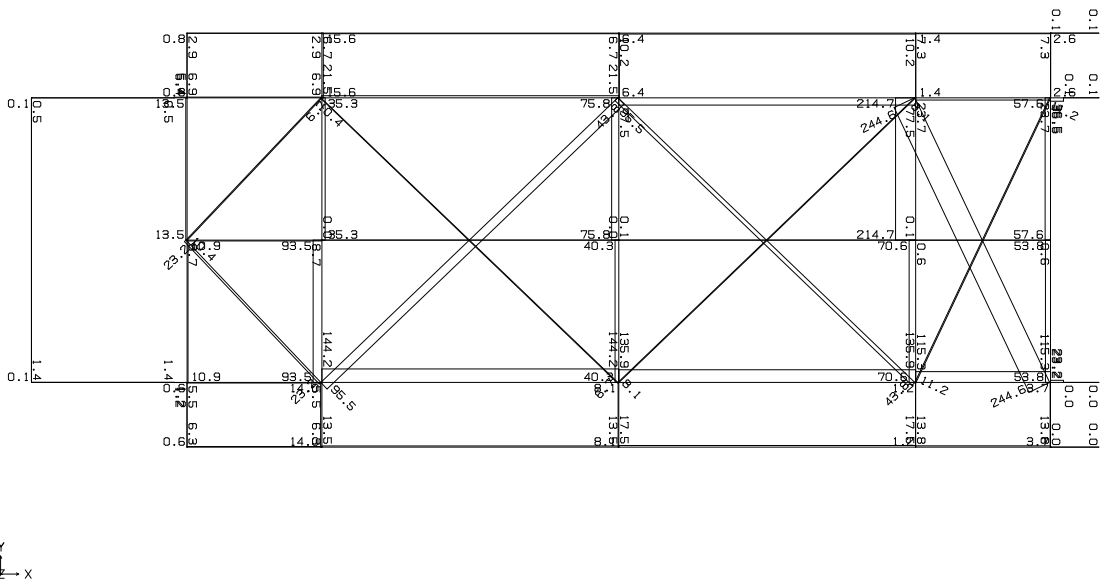


図 5-8 軸力図 (②水平ブレース, 平面図(下面), Ss-2(NS+UD), 引張)

TP+29.950m  
 材剛塑性はり要素  
 時刻 = 43.890 sec

軸力

構造スケール Q: 1.0(m)  
 応答値スケール Q: 1000. (kN)

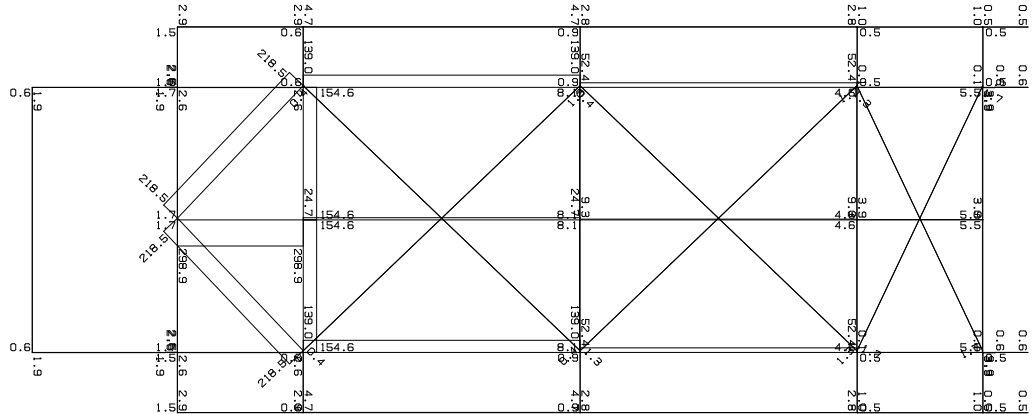


図 5-9 軸力図 (③補強水平ブレース, 平面図(下面), Ss-D(EW+UD), 圧縮)

9-2通り  
 材剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.340 sec

軸力

構造スケール Q: 1.0(m)  
 応答値スケール Q: 200. (kN)

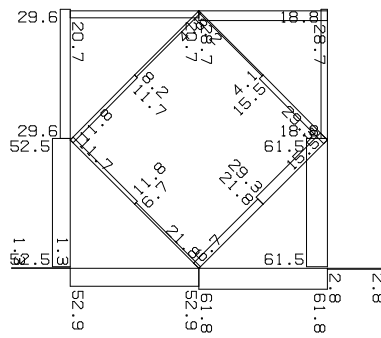


図 5-10 軸力図 (④柱, 9-2 通り, Ss-1(NS+UD), 軸力)

9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.340 sec

曲げモーメントY

構造スケール Q. 1.0(m)  
 応答値スケール Q. 100. (kN.m)

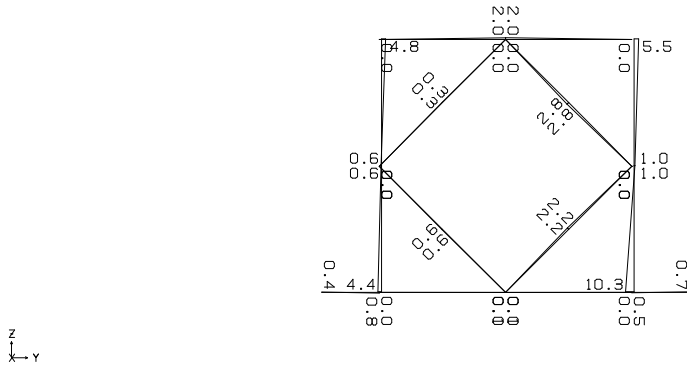


図 5-11 曲げモーメント図 (④柱, 9-2 通り,  $S_S=1(NS+UD)$ , 強軸)

9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 29.290 sec

曲げモーメントZ

構造スケール Q. 1.0(m)  
 応答値スケール Q. 100. (kN.m)

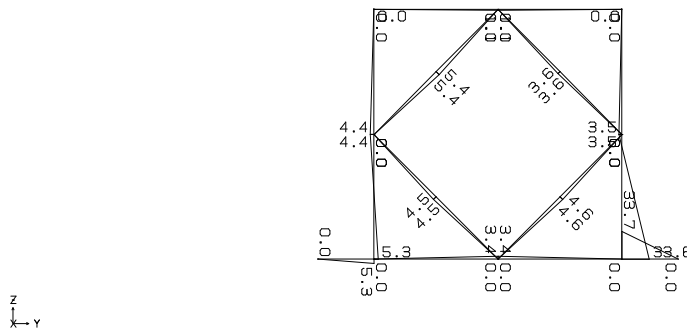


図 5-12 曲げモーメント図 (④柱・⑤梁, 9-2 通り,  $S_S=1(NS+UD)$ , ④弱軸・⑤強軸)



9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 29.290 sec

せん断力Y

構造スケール Q: 1.0(m)  
 応答値スケール Q: 50. (kN)

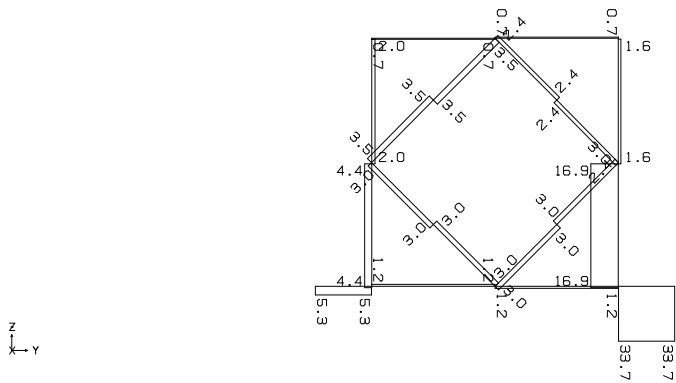


図 5-13 せん断力図 (④柱・⑤梁, 9-2 通り, Ss-1(NS+UD), ④・⑤せん断(1))

9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.340 sec

せん断力Z

構造スケール Q: 1.0(m)  
 応答値スケール Q: 50. (kN)

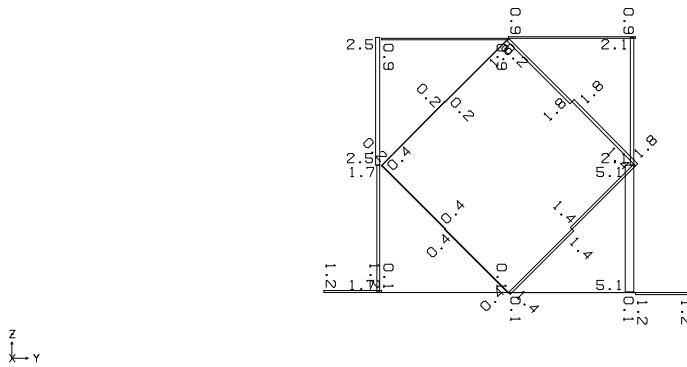


図 5-14 せん断力図 (④柱, 9-2 通り, Ss-1(NS+UD), せん断(2))

9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.240 sec

曲げモーメントY

構造スケール 0. 1.0(m)  
 応答値スケール 0. 100. (kN.m)

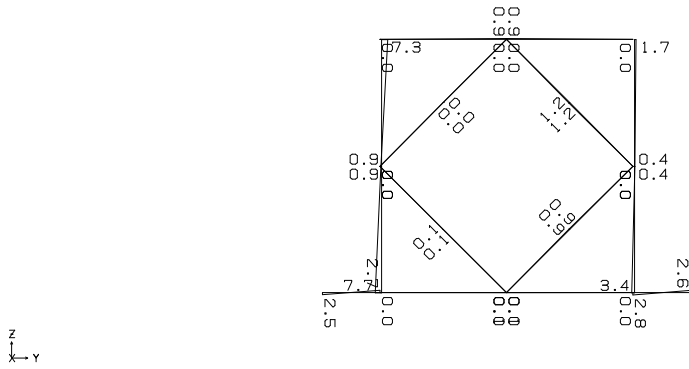


図 5-15 曲げモーメント図 (⑤梁, 9-2 通り, Ss-1(NS+UD), 弱軸)

9-2通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.240 sec

せん断力Z

構造スケール 0. 1.0(m)  
 応答値スケール 0. 50. (kN)

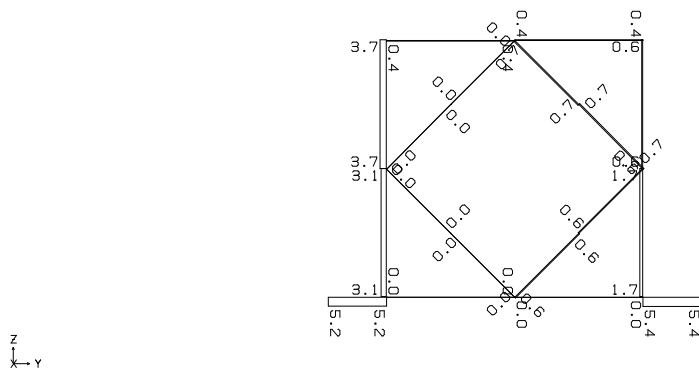


図 5-16 せん断力図 (⑤梁, 9-2 通り, Ss-1(NS+UD), せん断(2))

9-1通り  
 材端剛塑性は要素  
 時刻 = 29.210 sec

曲げモーメントZ

構造スケール Q. 1.0(m)  
 応答値スケール Q. 100. (kN.m)

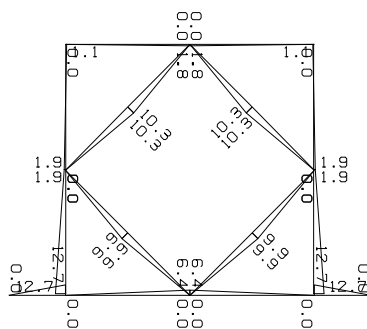


図 5-17 曲げモーメント図 (⑥補強梁, 9-1 通り, Ss-1 (EW+UD), 強軸)

9-1通り  
 材端剛塑性は要素  
 時刻 = 30.250 sec

曲げモーメントZ

構造スケール Q. 1.0(m)  
 応答値スケール Q. 100. (kN.m)

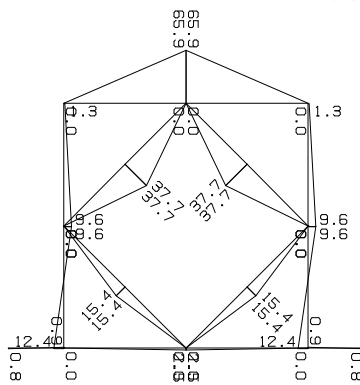


図 5-18 曲げモーメント図 (⑥補強梁, 9-1 通り, Ss-1 (EW+UD), 弱軸)

9-1通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 30.250 sec

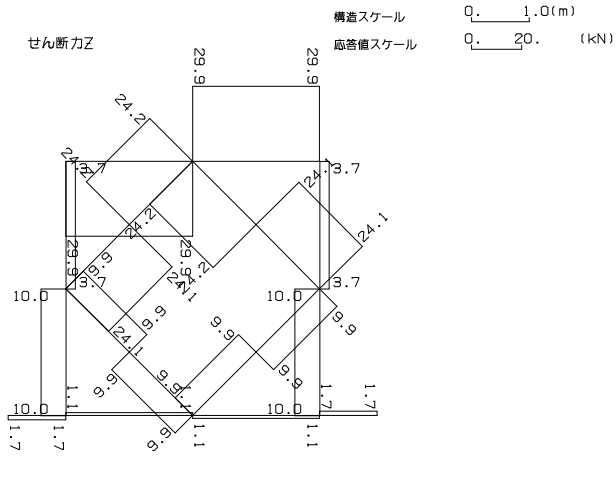


図 5-19 せん断力図 (⑥補強梁, 9-1 通り, Ss-1(EW+UD), せん断(1))

9-1通り  
 材端剛塑性はり要素  
 時刻 = 29.210 sec

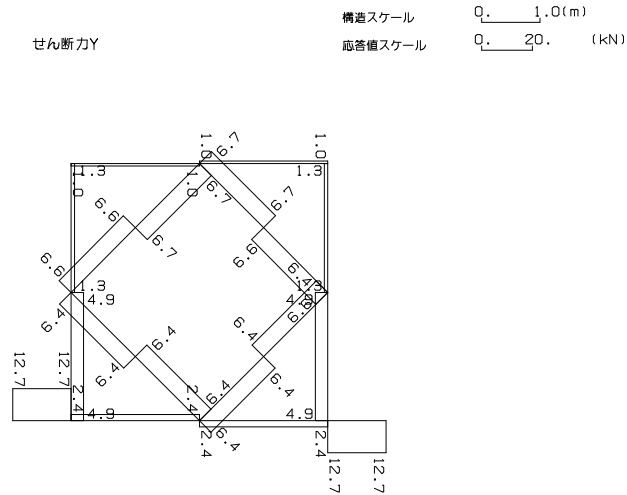


図 5-20 せん断力図 (⑥補強梁, 9-1 通り, Ss-1(EW+UD), せん断(2))

## 5.3 評価結果

### 5.3.1 部材

#### (1) 評価方法

部材の断面算定は、「鋼構造塑性設計指針」（日本建築学会）に基づき、入力地震動による設計応力に対し、終局耐力が上回ることを確認する。

#### (2) 評価結果

検定比が最大の柱・梁・ブレースの断面算定位置図を図 5-21 に示し、断面算定結果を表 5-3 に示す。

表 5-3 の結果より、各部材の終局耐力が設計応力を上回ることを確認した。

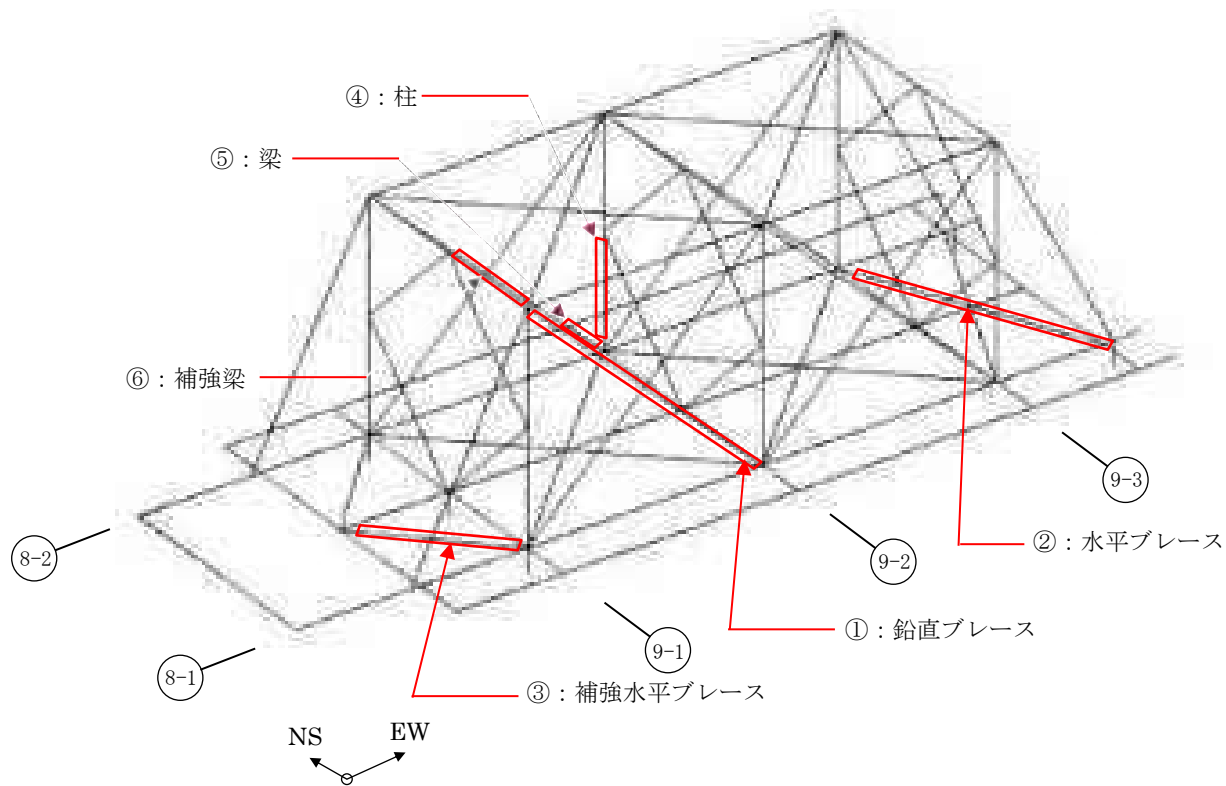


図 5-21 断面算定位置図

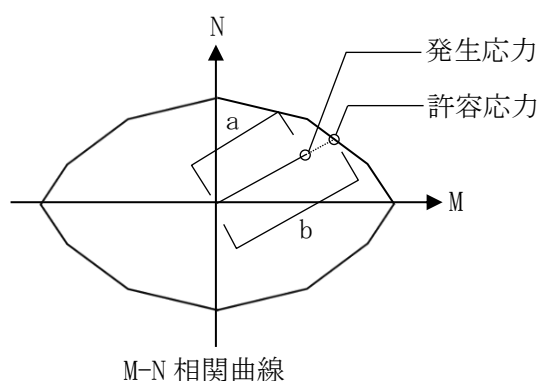
表 5-3 部材の断面算定結果

位置	部位	部材断面	応力種別	発生応力	許容応力	検定比
①	鉛直ブレース	2L-90×90×7 <sup>※1</sup>	軸力	122.1 kN	576.0 kN	0.212
②	水平ブレース	2L-90×90×7 <sup>※1</sup>	軸力	244.6 kN	576.0 kN	0.425
③	補強水平ブレース	H-150×150×7×10	軸力	218.5 kN	639.0 kN	0.342
④	柱	H-300×300×10×15	軸力+曲げ(強軸)	61.5 kN +10.3 kN・m	1278.4 kN +213.6 kN・m	0.048 <sup>※2</sup>
			軸力+曲げ(弱軸)	61.5 kN +33.6 kN・m	322.3 kN +176.3 kN・m	0.191 <sup>※2</sup>
			せん断	17.7 kN <sup>※3</sup>	1746.2 kN	0.010
⑤	梁	H-194×150×6×9	曲げ(強軸)	33.7 kN・m	76.5 kN・m	0.440
			曲げ(弱軸)	2.8 kN・m	26.6 kN・m	0.105
			せん断	34.1 kN <sup>※3</sup>	560.6 kN	0.061
⑥	補強梁	H-194×150×6×9 +補強 PL-9 (両面)	曲げ(強軸)	1.8 kN・m	100.6 kN・m	0.018
			曲げ(弱軸)	65.9 kN・m	84.0 kN・m	0.784
			せん断	30.0 kN <sup>※3</sup>	875.8 kN	0.034

※1：引張力のみ負担

※2：軸力が作用する柱部材は軸力を考慮した曲げ応力の断面算定を行う。

発生応力，許容応力及び検定比の考え方を下記に示す。



a : 発生応力 ( $\sqrt{M^2+N^2}$ )

b : 許容応力 ( $\sqrt{M_p^2+N_p^2}$ )

a/b : 検定比 ( $\sqrt{M^2+N^2} / \sqrt{M_p^2+N_p^2}$ )

※3：せん断力は部材軸に対して，強軸方向と弱軸方向の2方向の合力で，断面算定を行う（算定式： $\sqrt{Q_{(1)}^2+Q_{(2)}^2}$ ）。