

## 6. 安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価

## 【目 次】

6.1. 評価方針 .....	6-1
6.2. 原子炉建屋の耐震安全性評価 .....	6-2
6.2.1. 地震応答解析 .....	6-2
6.2.1.1. 原子炉建屋の概要 .....	6-2
6.2.1.2. 地震応答解析モデル .....	6-6
6.2.1.3. 地震応答解析結果 .....	6-26
6.2.1.4. 接地率 .....	6-41
6.2.1.5. 接地圧 .....	6-42
6.2.2. 評価基準 .....	6-45
6.2.3. 耐震安全性評価結果 .....	6-46
6.2.3.1. 耐震壁 .....	6-46
6.2.3.2. 局所的に発生する応答の影響 .....	6-59
6.3. タービン建屋の耐震安全性評価 .....	6-67
6.3.1. 地震応答解析 .....	6-67
6.3.1.1. タービン建屋の概要 .....	6-67
6.3.1.2. 地震応答解析モデル .....	6-72
6.3.1.3. 地震応答解析結果 .....	6-93
6.3.1.4. 接地率 .....	6-108
6.3.1.5. 接地圧 .....	6-109

6.3.2.	評価基準	6-112
6.3.3.	耐震安全性評価結果	6-113
6.4.	海水機器建屋の耐震安全性評価	6-120
6.4.1.	地震応答解析	6-120
6.4.1.1.	海水機器建屋の概要	6-120
6.4.1.2.	地震応答解析モデル	6-124
6.4.1.3.	地震応答解析結果	6-140
6.4.1.4.	接地率	6-152
6.4.1.5.	接地圧	6-153
6.4.2.	評価基準	6-156
6.4.3.	耐震安全性評価結果	6-157
6.5.	排気筒の耐震安全性評価	6-161
6.5.1.	地震応答解析	6-161
6.5.1.1.	排気筒の概要	6-161
6.5.1.2.	地震応答解析モデル	6-165
6.5.1.3.	地震応答解析結果	6-175
6.5.2.	耐震安全性評価結果	6-196
6.5.2.1.	鉄塔部および筒身部	6-196
6.5.2.2.	基礎	6-200
6.5.2.3.	非常用ガス処理系用排気筒	6-203

6.5.2.4. 制震装置（オイルダンパー） .....	6-208
6.6. 参考文献 .....	6-209

【添付】

添付 6.1 1号機原子炉建屋の入力地震動に関する検討資料

【参考資料】

参考資料 6.1 屋根トラスの解析に用いる原子炉建屋の応答波形

参考資料 6.2 排気筒の解析に用いる入力地震動の波形

参考資料 6.3 非常用ガス処理系用排気筒脚部のコンクリートの評価について

参考資料 6.4 原子炉建屋 建屋モデルの違いが建屋応答に与える影響について（補助壁の影響検討）

参考資料 6.5 屋根トラスの余裕に関する検討

参考資料 6.6 排気筒の余裕に関する検討

参考資料 6.7 地震応答解析モデルの条件比較

## 6. 安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価

### 6.1. 評価方針

安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  に対する耐震設計上重要な施設の安全機能を保持する観点から実施する。

新耐震指針による S クラスの建物・構築物としては、原子炉建屋があり、これに対しては「遮へい機能」、「耐漏洩機能（気密性）」、「支持機能」および「波及的影響の防止機能」の保持が地震時に要求される。

建物・構築物の評価は原子炉建屋，タービン建屋，海水機器建屋，排気筒を対象とする。

建物・構築物の耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

耐震安全性評価は、地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと評価基準値との比較により行う。

局所的な応答による構造物の安全性への影響の評価は、水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析結果より評価する。

## 6.2. 原子炉建屋の耐震安全性評価

### 6.2.1. 地震応答解析

#### 6.2.1.1. 原子炉建屋の概要

原子炉建屋は、地上3階、地下5階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図および概略断面図を第6.2.1-1図および第6.2.1-2図に、物性値を第6.2.1-1表に示す。

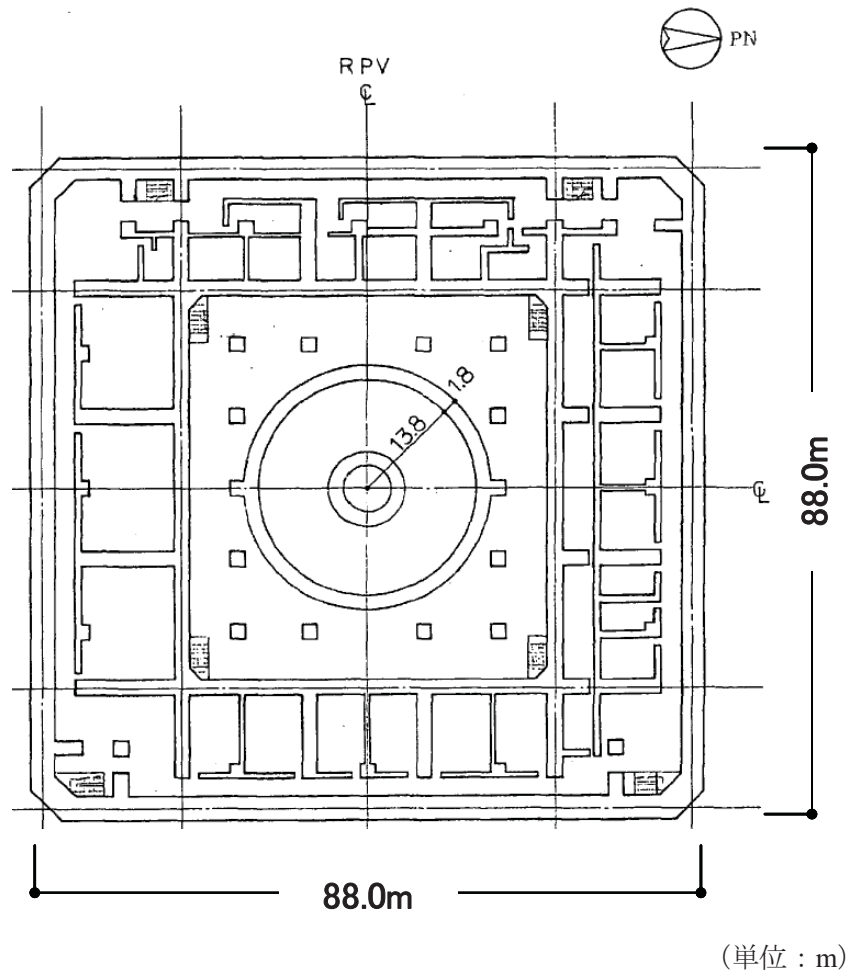
原子炉建屋の平面は、地下部分では88.0m<sup>※1</sup>（NS方向）×88.0m<sup>※1</sup>（EW方向）、最上階は51.0m<sup>※1</sup>（NS方向）×55.0m<sup>※1</sup>（EW方向）である。基礎版底面からの高さは76.0mであり、地上高さは31.0mである。原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

原子炉建屋の基礎は厚さ7.5mのべた基礎で、支持地盤である新第三紀層の泥岩上に設置している。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器を収容している鋼製格納容器があり、この格納容器の上部がドライウェル、下部がサプレッションプールとなっており、これらの周囲は鉄筋コンクリート造の生体遮へい壁で固まれている。

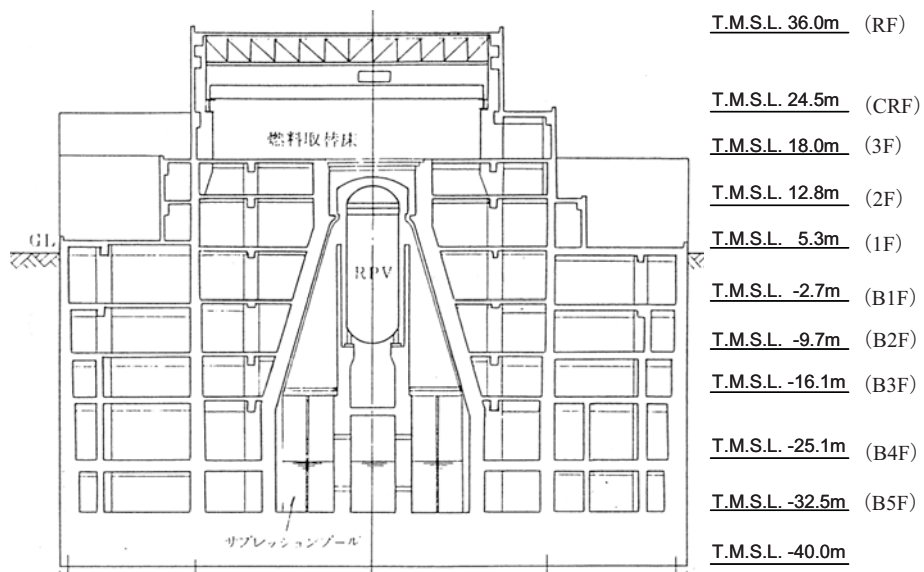
原子炉建屋の主な耐震壁は、外壁、内部ボックス壁及び生体遮へい壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。

※1 建屋寸法は壁外面押えとする。

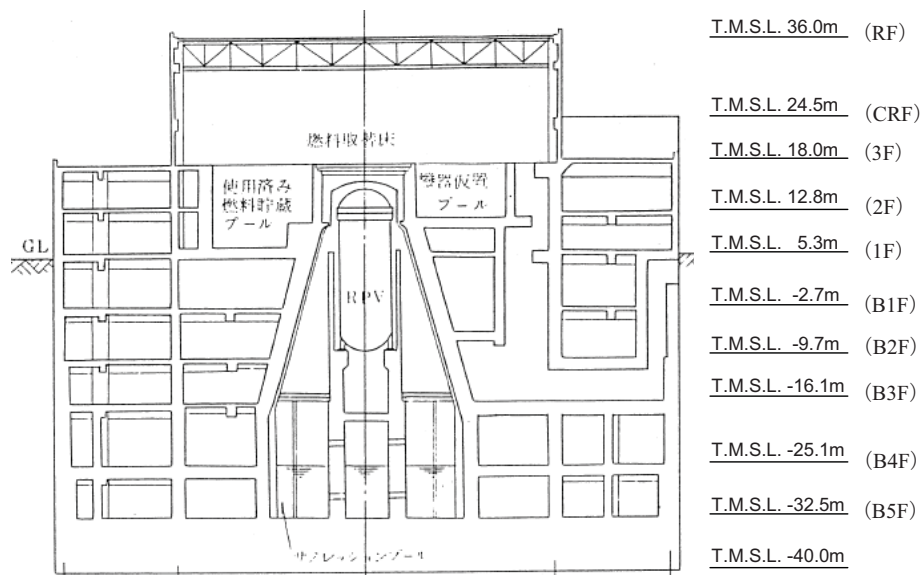


第 6.2.1-1 図 原子炉建屋の概略平面図 (地下 5 階)





NS 方向断面



EW 方向断面

第 6.2.1-2 図 原子炉建屋の概略断面図

第 6.2.1-1 表 原子炉建屋の物性値

コンクリート	コンクリート強度*1 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*2 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	44.1	2.90×10 <sup>4</sup>	1.21×10 <sup>4</sup>	0.2	24.5
鉄筋	SD345 相当 (SD35)				
鋼材	SS400, SM400A, SM490A, SM490B 相当 (SS41, SM41A, SM50A, SM50B)				

\*1：実強度に基づくコンクリート強度。

\*2：鉄筋コンクリートの値を示す。

### 6.2.1.2. 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、次の 4 項目について設計時に用いた解析モデルから修正を行うこととする。

- ① 本検討では、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機等の耐震安全性評価に用いた解析モデルと同様にスウェイ・ロッキングモデルを用いることとする。
- ② 設計時にはコンクリートの設計基準強度を基に算定していた鉄筋コンクリートの剛性評価を、コンクリートの実際の平均的な強度を基に算定して見直すこととする。
- ③ 設計時には、多質点系並列地盤モデルである格子型モデルにより建物と地盤の相互作用を考慮していたが、本検討では、底面を振動アドミッタンス、側面を Novak<sup>[1]</sup>の方法により算定した水平及び回転地盤ばねを考慮する。なお、基準地震動  $S_s$  による地盤応答レベルを踏まえ、表層部については地盤—建屋相互作用が見込めないと判断し、この部分のばね評価を行わないこととする。
- ④ 設計時には地震応答解析は弾性応答解析であったが、弾塑性応答解析を行うこととする。復元力特性については、「原子力発電所耐震設計技術指針 追補版 JEAG 4601-1991」（以下、「JEAG 4601-1991」という）に示された手法に従うことを基本とする。

#### (a) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。モデル化は NS 方向、EW 方向それぞれについて行っている。地震応答解析モデルを第 6.2.1-3 図に、解析モデルの諸元を第 6.2.1-2 表に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス

ス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似法により評価する。基礎底面地盤ばねには、基礎浮き上がりによる幾何学的非線形性を考慮する。第 6.2.1-4 図に回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係を示す。

また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」により Novak ばねに基づいて近似法により評価する。

なお、第 6.2.1-3 表に地盤調査に基づく地盤定数を、第 6.2.1-4 表に地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を示す。

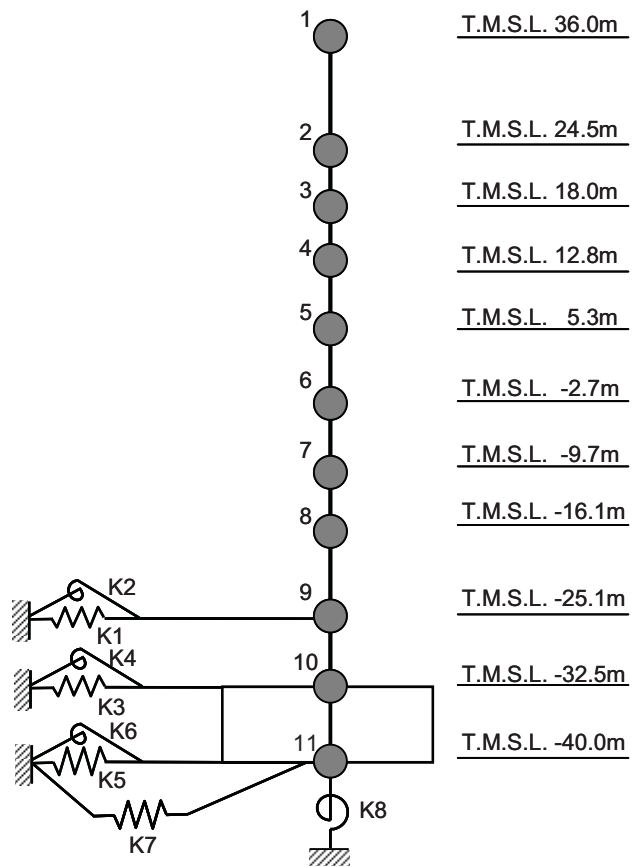
復元力特性は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG 4601-1991」に基づいて設定する。

水平方向の地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性応答解析とする。

入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

埋め込みを考慮した水平モデルであるため、モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力（以下、「切欠き力」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。第 6.2.1-5 図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。

なお、「柏崎刈羽原子力発電所 1 号機新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価報告書（建物・構築物編）」（平成 21 年 12 月 22 日に原子力安全・保安院に提出）において、床などの柔性を考慮した解析および地震観測記録に基づいた解析などによる検討を実施し、水平方向の地震応答解析モデルの妥当性について確認しており、耐震安全性の評価に問題が無いと判断している。



第 6.2.1-3 図 地震応答解析モデル (NS 方向及び EW 方向)

第 6.2.1-2 表(1) 解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点 番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m <sup>2</sup> )	せん断断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント I(×10 <sup>9</sup> m <sup>4</sup> )
1	38,560	6.01		
			48	31
2	70,930	15.39		
			104	70
3	231,770	149.61		
			423	482
4	312,150	201.53		
			399	438
5	433,240	279.76		
			439	525
6	448,910	289.85		
			611	685
7	497,920	321.66		
			775	830
8	643,620	416.04		
			958	973
9	764,230	494.36		
			1015	1087
10	980,850	635.26		
			7744	4997
11	684,460	442.47		
合計	5,106,640			

ヤング係数 E<sub>c</sub>      2.90×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G    1.21×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν        0.20  
 減衰定数 h            5%

基礎形状 88.0m (NS 方向) × 88.0m (EW 方向)

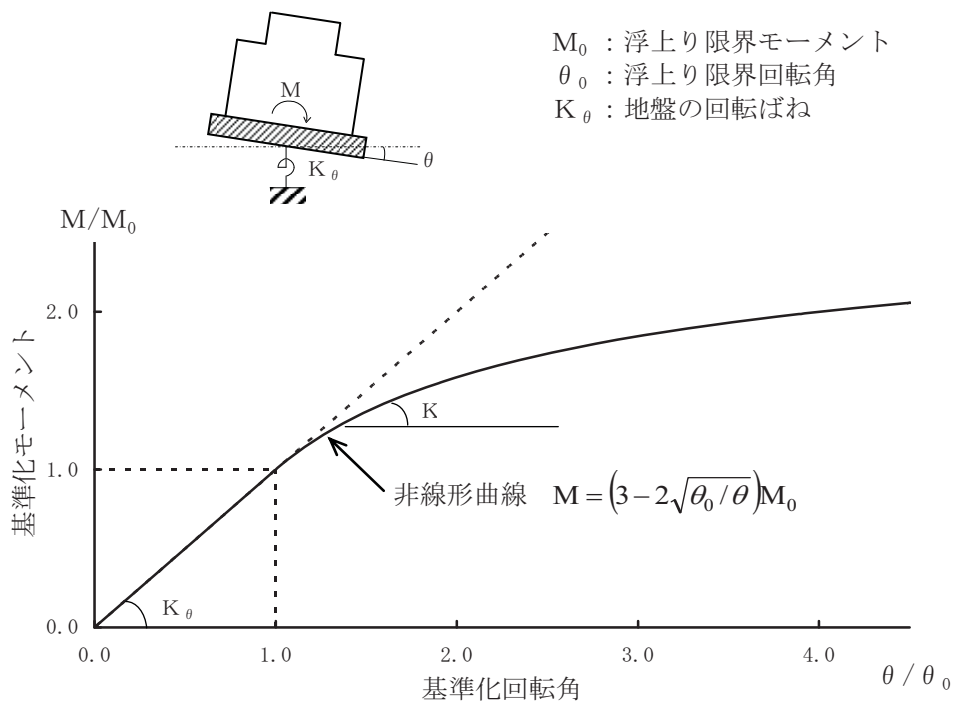
第 6.2.1-2 表(2) 解析モデルの諸元

(EW 方向)

質点 番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m <sup>2</sup> )	せん断断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント I(×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )
1	38,560	9.66		
			58	43
2	70,930	17.95		
			101	86
3	231,770	149.61		
			361	279
4	312,150	201.53		
			367	260
5	433,240	279.76		
			459	564
6	448,910	289.85		
			620	686
7	497,920	321.66		
			760	859
8	643,620	416.04		
			907	998
9	764,230	494.36		
			1011	1119
10	980,850	635.26		
			7744	4997
11	684,460	442.47		
合計	5,106,640			

ヤング係数 E<sub>c</sub>      2.90×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G    1.21×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν        0.20  
 減衰定数 h            5%

基礎形状 88.0m (NS 方向) × 88.0m (EW 方向)



第 6.2.1-4 図 回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係



第 6.2.1-3 表(1) 地盤定数

(Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	13.0	21.7	0.60	34.6	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	20.2	45.0	0.45	53.7	13	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	25.1	62.8	0.40	66.8	14	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	28.3	76.6	0.37	75.3	15	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	32.1	89.3	0.36	85.4	15	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	34.0	100	0.34	90.4	16	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	26.4	115	0.23	70.2	48	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	437	503	0.87	1250	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	498	600	0.83	1424	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	542	662	0.82	1550	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	582	728	0.80	1665	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	588	774	0.76	1682	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	639	820	0.78	1828	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.2.1-3 表(2) 地盤定数

(Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	10.1	21.7	0.47	26.9	20	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.1	45.0	0.27	32.2	21	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	12.5	62.8	0.20	33.3	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	15.3	76.6	0.20	40.7	20	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	19.6	89.3	0.22	52.1	19	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	24.0	100	0.24	63.8	19	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	29.9	115	0.26	79.5	19	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	452	503	0.90	1293	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	595	662	0.90	1702	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	647	728	0.89	1850	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	721	820	0.88	2062	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.2.1-3 表(3) 地盤定数

(Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	11.9	21.7	0.55	31.7	12	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	16	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	28	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	31	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	11.0	100	0.11	29.3	34	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	13.8	115	0.12	36.7	32	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	540	600	0.90	1544	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	589	662	0.89	1685	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	640	728	0.88	1830	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	665	774	0.86	1902	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	697	820	0.85	1993	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.2.1-3 表(4) 地盤定数

(Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	9.98	21.7	0.46	26.5	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.6	45.0	0.28	33.5	12	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	13	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	22.2	76.6	0.29	59.1	14	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	27.6	89.3	0.31	73.4	14	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	31.0	100	0.31	82.5	14	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	35.6	115	0.31	94.7	14	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	467	503	0.93	1336	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	552	600	0.92	1579	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	602	662	0.91	1722	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	655	728	0.90	1873	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	705	820	0.86	2016	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.2.1-3 表(5) 地盤定数

(Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)	層厚 $H$ (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	12.5	21.7	0.58	33.3	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	14	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.9	62.8	0.27	45.0	17	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	19	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	20	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	9.00	100	0.09	23.9	21	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	8.05	115	0.07	21.4	21	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	575	662	0.87	1645	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	626	728	0.86	1790	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	642	774	0.83	1836	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	647	820	0.79	1850	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.2.1-4 表(1) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-1)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.41×10 <sup>7</sup>	1.00	3.67×10 <sup>6</sup>	2.28
K2	9	側面・回転	2.57×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.28
K3	10	側面・並進	1.38×10 <sup>7</sup>	1.00	3.60×10 <sup>6</sup>	2.28
K4	10	側面・回転	2.52×10 <sup>10</sup>	0.01	2.16×10 <sup>9</sup>	2.28
K5	11	側面・並進	6.96×10 <sup>6</sup>	1.00	1.81×10 <sup>6</sup>	2.28
K6	11	側面・回転	1.27×10 <sup>10</sup>	0.01	1.09×10 <sup>9</sup>	2.28
K7	11	底面・並進	1.29×10 <sup>8</sup>	0.00	7.10×10 <sup>6</sup>	2.28
K8	11	底面・回転	3.03×10 <sup>11</sup>	0.00	4.98×10 <sup>9</sup>	2.28

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f1 は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-1)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.41×10 <sup>7</sup>	1.00	3.67×10 <sup>6</sup>	2.28
K2	9	側面・回転	2.57×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.28
K3	10	側面・並進	1.38×10 <sup>7</sup>	1.00	3.60×10 <sup>6</sup>	2.28
K4	10	側面・回転	2.52×10 <sup>10</sup>	0.01	2.16×10 <sup>9</sup>	2.28
K5	11	側面・並進	6.96×10 <sup>6</sup>	1.00	1.81×10 <sup>6</sup>	2.28
K6	11	側面・回転	1.27×10 <sup>10</sup>	0.01	1.09×10 <sup>9</sup>	2.28
K7	11	底面・並進	1.29×10 <sup>8</sup>	0.00	7.10×10 <sup>6</sup>	2.28
K8	11	底面・回転	3.03×10 <sup>11</sup>	0.00	4.98×10 <sup>9</sup>	2.28

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f1 は連成系の 1 次固有振動数

第 6.2.1-4 表(2) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-2)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.46×10 <sup>7</sup>	1.02	3.74×10 <sup>6</sup>	2.34
K2	9	側面・回転	2.66×10 <sup>10</sup>	0.01	2.25×10 <sup>9</sup>	2.34
K3	10	側面・並進	1.43×10 <sup>7</sup>	1.02	3.66×10 <sup>6</sup>	2.34
K4	10	側面・回転	2.61×10 <sup>10</sup>	0.01	2.20×10 <sup>9</sup>	2.34
K5	11	側面・並進	7.21×10 <sup>6</sup>	1.02	1.84×10 <sup>6</sup>	2.34
K6	11	側面・回転	1.31×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.34
K7	11	底面・並進	1.37×10 <sup>8</sup>	0.00	7.33×10 <sup>6</sup>	2.34
K8	11	底面・回転	3.26×10 <sup>11</sup>	0.00	5.14×10 <sup>9</sup>	2.34

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-2)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.46×10 <sup>7</sup>	1.02	3.73×10 <sup>6</sup>	2.33
K2	9	側面・回転	2.66×10 <sup>10</sup>	0.01	2.25×10 <sup>9</sup>	2.33
K3	10	側面・並進	1.43×10 <sup>7</sup>	1.02	3.66×10 <sup>6</sup>	2.33
K4	10	側面・回転	2.61×10 <sup>10</sup>	0.01	2.20×10 <sup>9</sup>	2.33
K5	11	側面・並進	7.21×10 <sup>6</sup>	1.02	1.84×10 <sup>6</sup>	2.33
K6	11	側面・回転	1.31×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.33
K7	11	底面・並進	1.37×10 <sup>8</sup>	0.00	7.33×10 <sup>6</sup>	2.33
K8	11	底面・回転	3.26×10 <sup>11</sup>	0.00	5.12×10 <sup>9</sup>	2.33

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

第 6.2.1-4 表(3) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-3)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.47×10 <sup>7</sup>	1.03	3.75×10 <sup>6</sup>	2.34
K2	9	側面・回転	2.68×10 <sup>10</sup>	0.01	2.26×10 <sup>9</sup>	2.34
K3	10	側面・並進	1.44×10 <sup>7</sup>	1.03	3.68×10 <sup>6</sup>	2.34
K4	10	側面・回転	2.63×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.34
K5	11	側面・並進	7.27×10 <sup>6</sup>	1.03	1.85×10 <sup>6</sup>	2.34
K6	11	側面・回転	1.32×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.34
K7	11	底面・並進	1.38×10 <sup>8</sup>	0.00	7.33×10 <sup>6</sup>	2.34
K8	11	底面・回転	3.27×10 <sup>11</sup>	0.00	5.13×10 <sup>9</sup>	2.34

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-3)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.47×10 <sup>7</sup>	1.03	3.75×10 <sup>6</sup>	2.34
K2	9	側面・回転	2.68×10 <sup>10</sup>	0.01	2.26×10 <sup>9</sup>	2.34
K3	10	側面・並進	1.44×10 <sup>7</sup>	1.03	3.68×10 <sup>6</sup>	2.34
K4	10	側面・回転	2.63×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.34
K5	11	側面・並進	7.27×10 <sup>6</sup>	1.03	1.85×10 <sup>6</sup>	2.34
K6	11	側面・回転	1.32×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.34
K7	11	底面・並進	1.38×10 <sup>8</sup>	0.00	7.33×10 <sup>6</sup>	2.34
K8	11	底面・回転	3.27×10 <sup>11</sup>	0.00	5.13×10 <sup>9</sup>	2.34

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

第 6.2.1-4 表(4) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-4)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.51×10 <sup>7</sup>	1.04	3.79×10 <sup>6</sup>	2.36
K2	9	側面・回転	2.74×10 <sup>10</sup>	0.01	2.28×10 <sup>9</sup>	2.36
K3	10	側面・並進	1.48×10 <sup>7</sup>	1.04	3.72×10 <sup>6</sup>	2.36
K4	10	側面・回転	2.69×10 <sup>10</sup>	0.01	2.24×10 <sup>9</sup>	2.36
K5	11	側面・並進	7.44×10 <sup>6</sup>	1.04	1.87×10 <sup>6</sup>	2.36
K6	11	側面・回転	1.35×10 <sup>10</sup>	0.01	1.13×10 <sup>9</sup>	2.36
K7	11	底面・並進	1.41×10 <sup>8</sup>	0.00	7.41×10 <sup>6</sup>	2.36
K8	11	底面・回転	3.34×10 <sup>11</sup>	0.00	5.18×10 <sup>9</sup>	2.36

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f1 は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-4)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.51×10 <sup>7</sup>	1.04	3.79×10 <sup>6</sup>	2.36
K2	9	側面・回転	2.74×10 <sup>10</sup>	0.01	2.28×10 <sup>9</sup>	2.36
K3	10	側面・並進	1.48×10 <sup>7</sup>	1.04	3.72×10 <sup>6</sup>	2.36
K4	10	側面・回転	2.69×10 <sup>10</sup>	0.01	2.24×10 <sup>9</sup>	2.36
K5	11	側面・並進	7.44×10 <sup>6</sup>	1.04	1.87×10 <sup>6</sup>	2.36
K6	11	側面・回転	1.35×10 <sup>10</sup>	0.01	1.13×10 <sup>9</sup>	2.36
K7	11	底面・並進	1.41×10 <sup>8</sup>	0.00	7.41×10 <sup>6</sup>	2.36
K8	11	底面・回転	3.34×10 <sup>11</sup>	0.00	5.18×10 <sup>9</sup>	2.36

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f1 は連成系の 1 次固有振動数

第 6.2.1-4 表(5) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-5)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.47×10 <sup>7</sup>	1.03	3.75×10 <sup>6</sup>	2.33
K2	9	側面・回転	2.68×10 <sup>10</sup>	0.01	2.25×10 <sup>9</sup>	2.33
K3	10	側面・並進	1.44×10 <sup>7</sup>	1.03	3.68×10 <sup>6</sup>	2.33
K4	10	側面・回転	2.63×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.33
K5	11	側面・並進	7.27×10 <sup>6</sup>	1.03	1.85×10 <sup>6</sup>	2.33
K6	11	側面・回転	1.32×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.33
K7	11	底面・並進	1.36×10 <sup>8</sup>	0.00	7.30×10 <sup>6</sup>	2.33
K8	11	底面・回転	3.22×10 <sup>11</sup>	0.00	5.10×10 <sup>9</sup>	2.33

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-5)

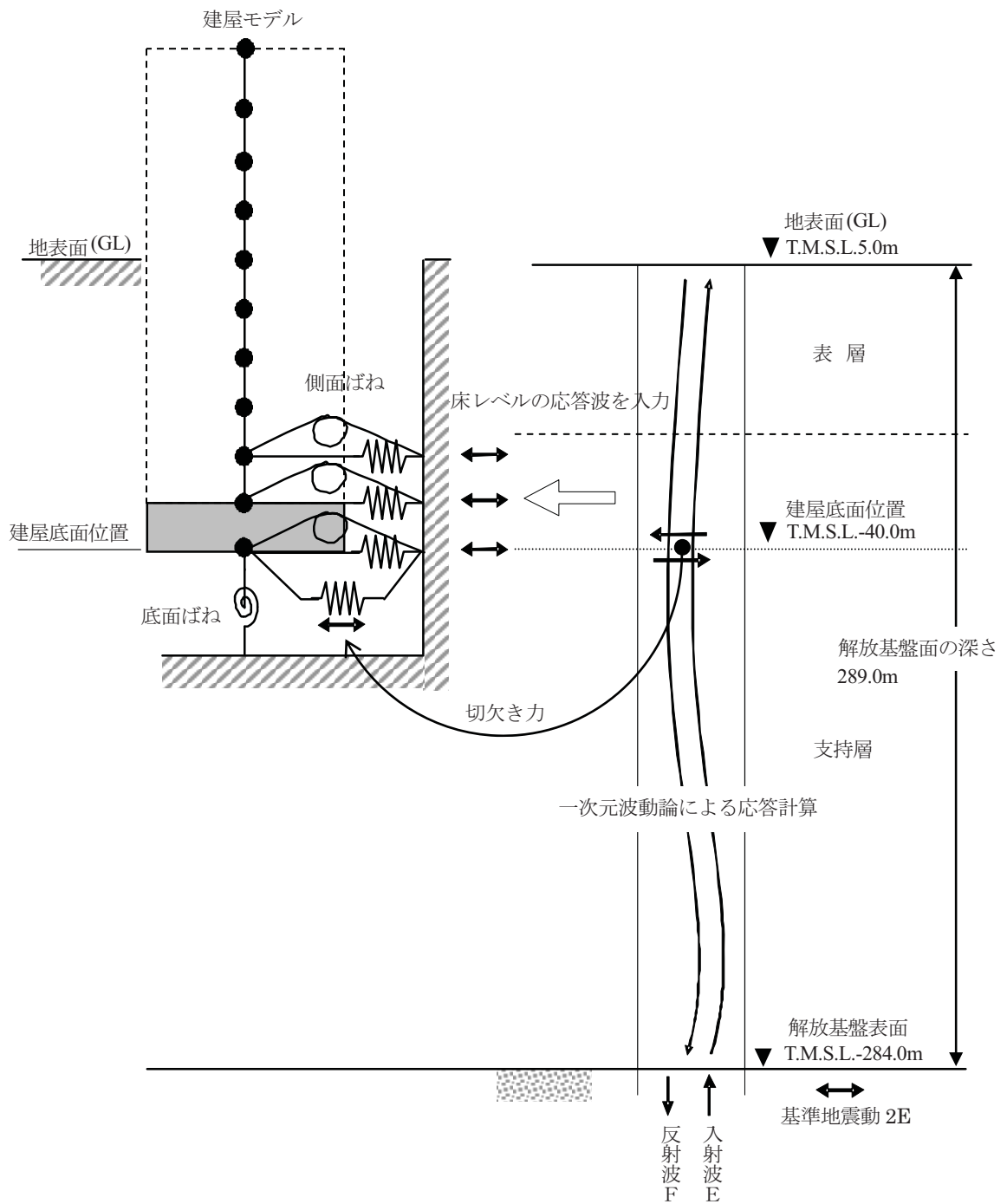
ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	9	側面・並進	1.47×10 <sup>7</sup>	1.03	3.75×10 <sup>6</sup>	2.33
K2	9	側面・回転	2.68×10 <sup>10</sup>	0.01	2.25×10 <sup>9</sup>	2.33
K3	10	側面・並進	1.44×10 <sup>7</sup>	1.03	3.68×10 <sup>6</sup>	2.33
K4	10	側面・回転	2.63×10 <sup>10</sup>	0.01	2.21×10 <sup>9</sup>	2.33
K5	11	側面・並進	7.27×10 <sup>6</sup>	1.03	1.85×10 <sup>6</sup>	2.33
K6	11	側面・回転	1.32×10 <sup>10</sup>	0.01	1.11×10 <sup>9</sup>	2.33
K7	11	底面・並進	1.36×10 <sup>8</sup>	0.00	7.30×10 <sup>6</sup>	2.33
K8	11	底面・回転	3.22×10 <sup>11</sup>	0.00	5.10×10 <sup>9</sup>	2.33

(\*1) K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7 は kNs/m K2, K4, K6, K8 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数





第 6.2.1-5 図 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)

## (b) 鉛直方向の地震応答解析モデル

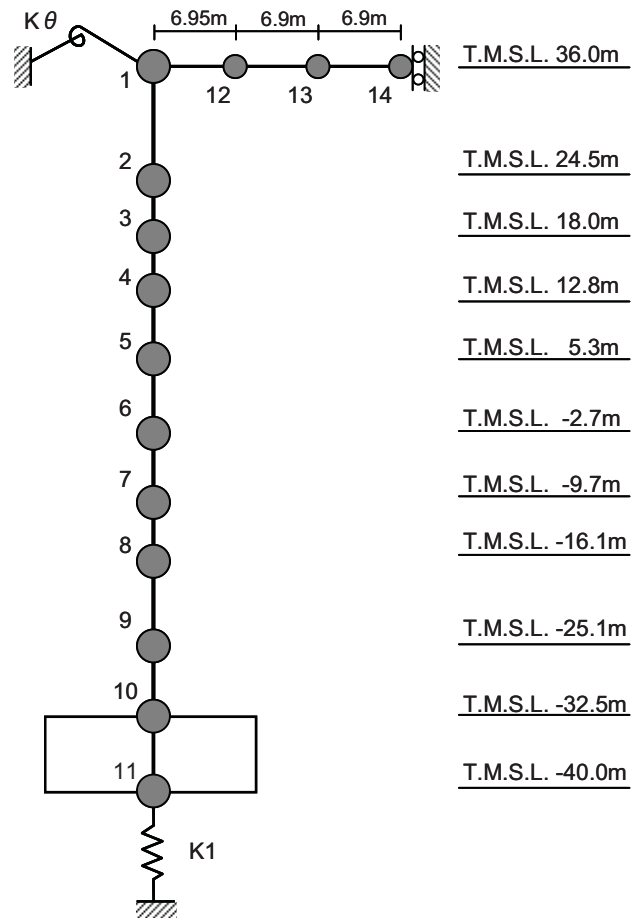
鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性および屋根トラスの曲げせん断剛性を評価した質点系モデルとする。鉛直方向の地震応答解析モデルを第 6.2.1-6 図に、解析モデルの諸元を第 6.2.1-5 表に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイおよびロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、鉛直ばね定数を近似法により評価する。

第 6.2.1-6 表に地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を示す。なお、地盤調査に基づく地盤定数は第 6.2.1-3 表に示すとおりである。

鉛直方向の地震応答解析は、弾性応答解析とする。

入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。第 6.2.1-7 図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。



第 6.2.1-6 図 地震応答解析モデル（鉛直方向）

第 6.2.1-5 表 解析モデルの諸元

(鉛直方向)

建屋		
質点番号	質点重量 W (kN)	軸断面積 A <sub>N</sub> (m <sup>2</sup> )
1	29, 140	97
2	70, 930	213
3	231, 770	792
4	312, 150	797
5	433, 240	903
6	448, 910	1140
7	497, 920	1397
8	643, 620	1604
9	764, 230	1832
10	980, 850	7744
11	684, 460	
合計	5, 097, 220	

屋根			
質点番号	質点重量 W (kN)	せん断断面積 A <sub>S</sub> (×10 <sup>-2</sup> m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	—	20. 7	2. 876
12	3, 780	12. 4	2. 876
13	3, 760	8. 5	2. 876
14	1, 880		

①コンクリート部 建屋

ヤング係数 E<sub>c</sub> 2.90×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数 G 1.21×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5%

②鉄骨部

ヤング係数 E<sub>s</sub> 2.05×10<sup>5</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数 G 7.90×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)

ポアソン比 ν 0.30

減衰定数 h 2%

基礎形状 88.0m(NS 方向)×88.0m(EW 方向)

トラス端部回転拘束ばね K<sub>θ</sub> 7.03×10<sup>7</sup>(kNm/rad)

第 6.2.1-6 表 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(Ss-1)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	11	底面・鉛直	$2.06 \times 10^8$	0.00	$1.58 \times 10^7$	3.09

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-2)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	11	底面・鉛直	$2.24 \times 10^8$	0.00	$1.65 \times 10^7$	3.21

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-3)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	11	底面・鉛直	$2.22 \times 10^8$	0.00	$1.64 \times 10^7$	3.20

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-4)

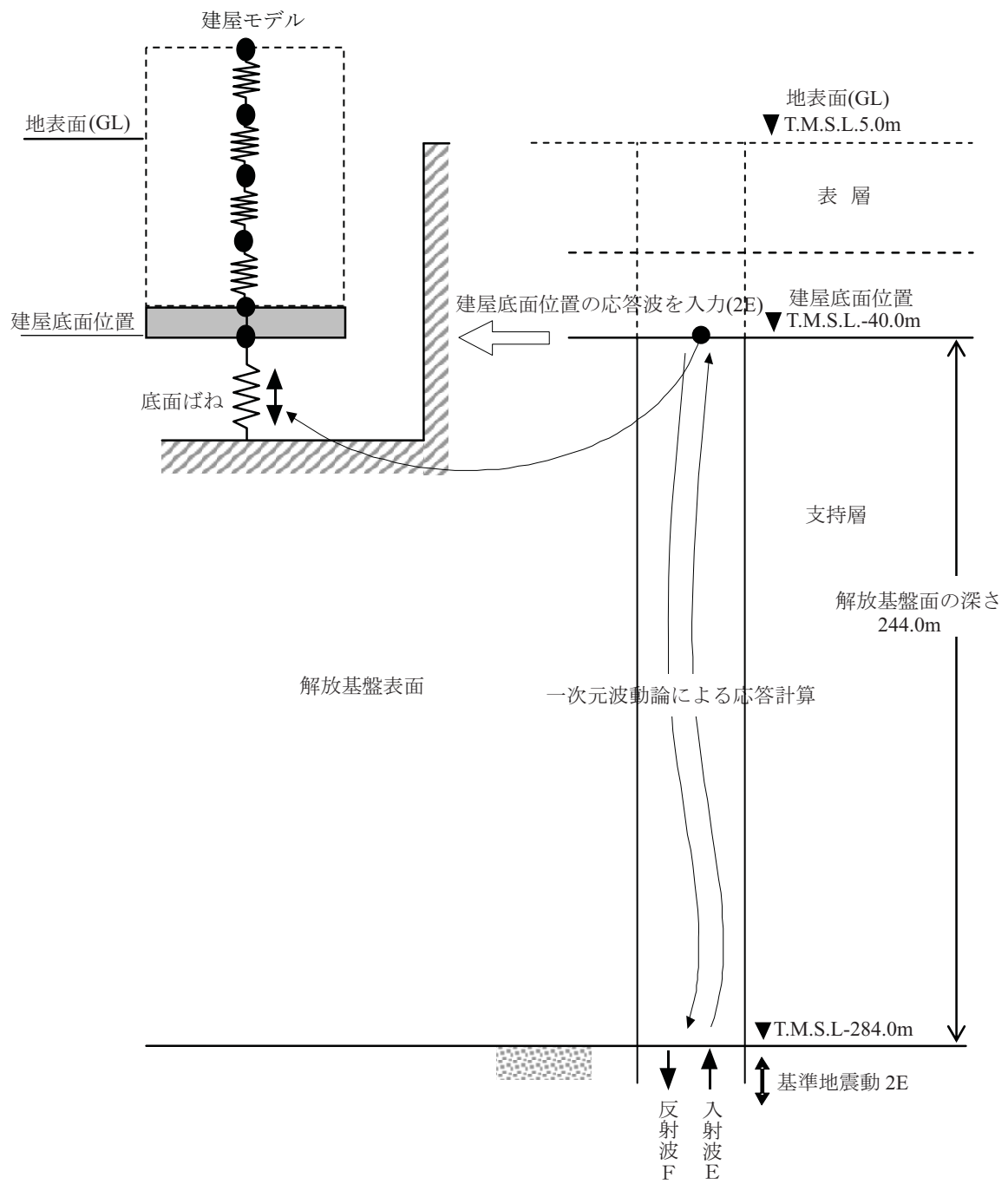
ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	11	底面・鉛直	$2.27 \times 10^8$	0.00	$1.65 \times 10^7$	3.23

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-5)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	11	底面・鉛直	$2.17 \times 10^8$	0.00	$1.62 \times 10^7$	3.17

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数



第 6.2.1-7 図 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)

### 6.2.1.3. 地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数を第 6.2.1-7 表および第 6.2.1-8 表に示す。

基準地震動  $S_s$  (水平)による最大応答値を，それぞれ第 6.2.1-8 図～第 6.2.1-13 図に示す。

基準地震動  $S_s$  (鉛直)による最大応答値を，それぞれ第 6.2.1-14 図，第 6.2.1-15 図に示す。

第 6.2.1-7 表(1) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(NS 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.439	2.28	1.574	地盤建屋連成一次
2	0.217	4.61	-0.611	
3	0.098	10.22	-0.075	
4	0.076	13.23	0.203	
5	0.059	16.83	-0.104	

(NS 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.428	2.34	1.581	地盤建屋連成一次
2	0.211	4.73	-0.622	
3	0.097	10.27	-0.077	
4	0.076	13.24	0.215	
5	0.059	16.84	-0.111	

(NS 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.427	2.34	1.582	地盤建屋連成一次
2	0.211	4.74	-0.624	
3	0.097	10.27	-0.077	
4	0.076	13.24	0.217	
5	0.059	16.84	-0.112	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。



第 6.2.1-7 表(2) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(NS 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.423	2.36	1.586	地盤建屋連成一次
2	0.209	4.79	-0.629	
3	0.097	10.29	-0.078	
4	0.076	13.25	0.222	
5	0.059	16.85	-0.114	

(NS 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.429	2.33	1.581	地盤建屋連成一次
2	0.212	4.72	-0.622	
3	0.097	10.26	-0.077	
4	0.076	13.24	0.214	
5	0.059	16.84	-0.110	

\*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.2.1-7 表(3) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.439	2.28	1.573	地盤建屋連成一次
2	0.217	4.60	-0.611	
3	0.098	10.17	-0.072	
4	0.077	13.00	0.181	
5	0.057	17.48	-0.090	

(EW 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.428	2.33	1.580	地盤建屋連成一次
2	0.211	4.73	-0.623	
3	0.098	10.22	-0.074	
4	0.077	13.01	0.193	
5	0.057	17.49	-0.096	

(EW 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.427	2.34	1.581	地盤建屋連成一次
2	0.211	4.74	-0.624	
3	0.098	10.23	-0.075	
4	0.077	13.01	0.194	
5	0.057	17.49	-0.097	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.2.1-7 表(4) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.423	2.36	1.584	地盤建屋連成一次
2	0.209	4.78	-0.629	
3	0.098	10.24	-0.076	
4	0.077	13.02	0.199	
5	0.057	17.49	-0.099	

(EW 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.429	2.33	1.580	地盤建屋連成一次
2	0.212	4.71	-0.622	
3	0.098	10.22	-0.074	
4	0.077	13.01	0.192	
5	0.057	17.49	-0.095	

\*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.2.1-8 表(1) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

(Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.324	3.09	5.253	地盤建屋連成一次
2	0.281	3.56	-4.304	屋根トラス一次
3	0.082	12.19	0.098	
4	0.059	16.82	0.363	
5	0.058	17.19	0.372	

(Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.311	3.21	7.019	地盤建屋連成一次
2	0.280	3.57	-6.075	屋根トラス一次
3	0.082	12.19	0.106	
4	0.059	16.83	0.383	
5	0.058	17.21	0.393	

(Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.313	3.20	6.777	地盤建屋連成一次
2	0.280	3.57	-5.833	屋根トラス一次
3	0.082	12.19	0.105	
4	0.059	16.83	0.381	
5	0.058	17.21	0.391	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.2.1-8 表(2) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

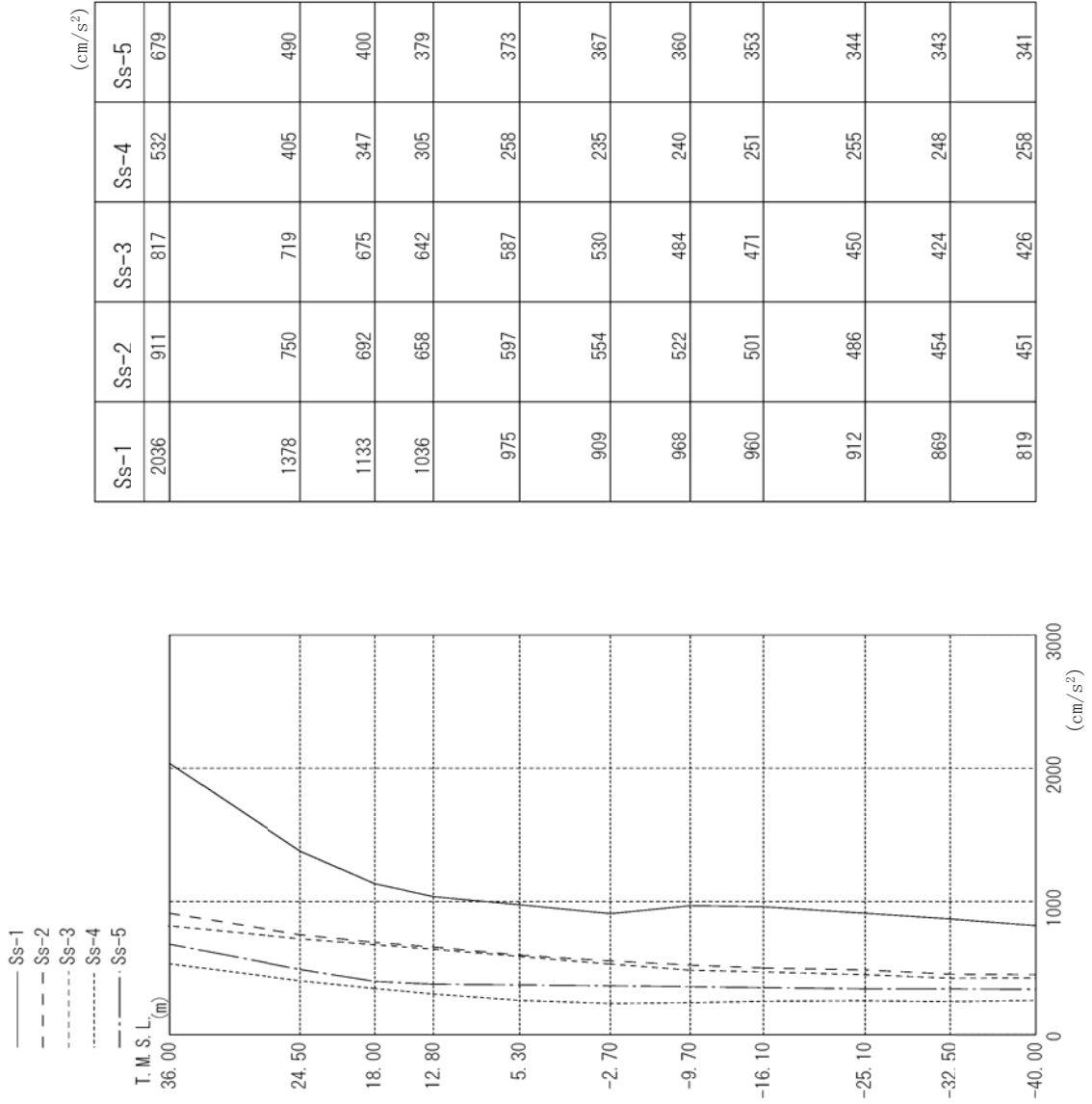
(Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.310	3.23	7.409	地盤建屋連成一次
2	0.280	3.57	-6.466	屋根トラス一次
3	0.082	12.19	0.108	
4	0.059	16.83	0.386	
5	0.058	17.21	0.396	

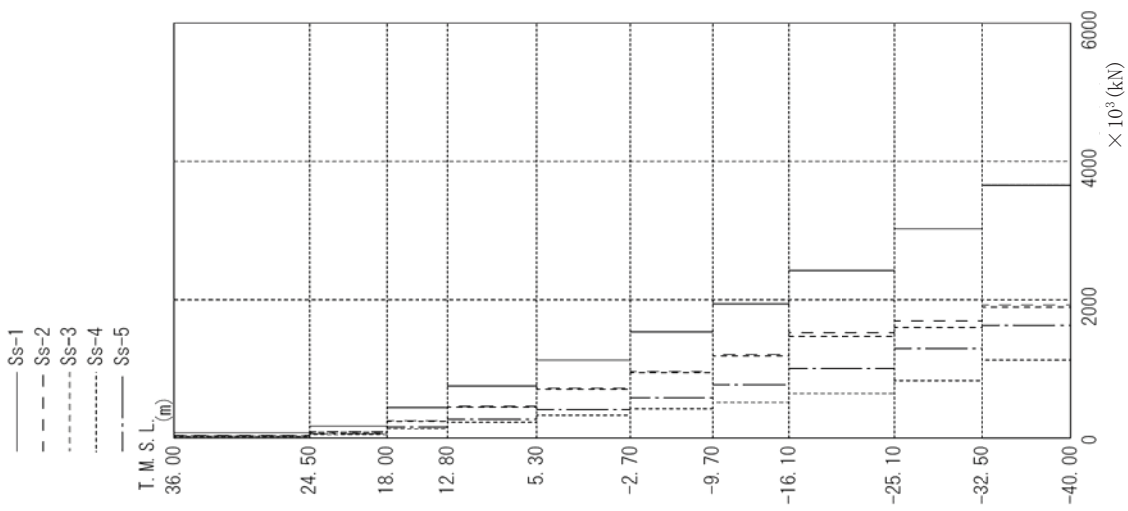
(Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.316	3.17	6.229	地盤建屋連成一次
2	0.281	3.56	-5.283	屋根トラス一次
3	0.082	12.19	0.103	
4	0.059	16.83	0.375	
5	0.058	17.20	0.385	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

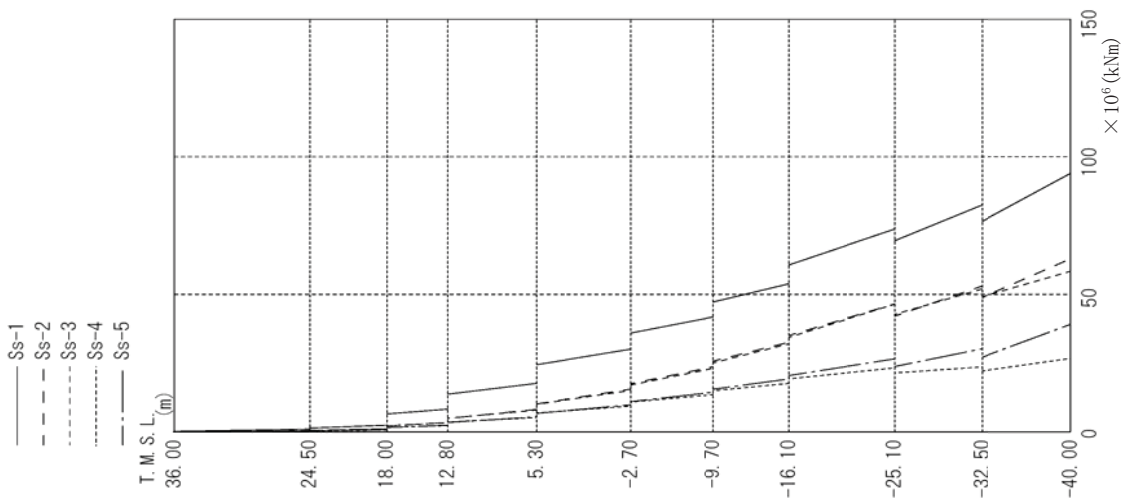


第 6.2.1-8 图 最大芯管加速度 (NS 方向)



$\times 10^3$ (kN)					
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	
80	36	32	21	27	
173	89	84	50	62	
439	249	243	132	157	
751	457	447	229	270	
1126	719	707	330	413	
1536	961	947	423	584	
1939	1207	1187	515	771	
2422	1523	1469	643	1004	
3025	1694	1597	829	1294	
3657	1926	1892	1129	1630	

第 6.2.1-9 図 最大応答せん断力 (NS 方向)

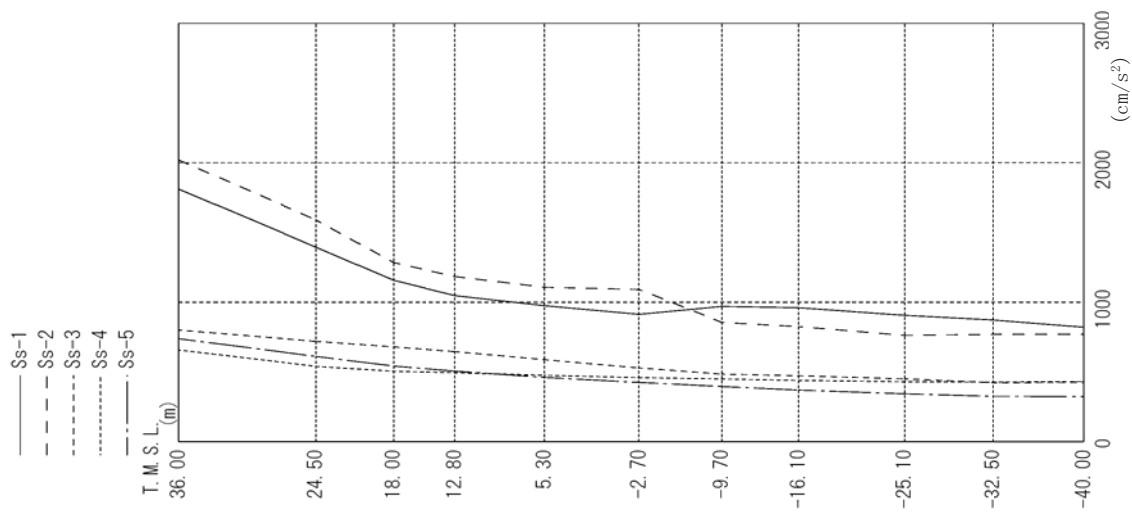


× 10<sup>6</sup> (kNm)

Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
0.199	0.045	0.057	0.042	0.038
1.002	0.444	0.414	0.279	0.345
1.405	0.535	0.531	0.381	0.431
2.439	1.104	1.045	0.702	0.835
6.534	2.150	2.231	1.658	1.610
8.266	3.411	3.348	2.322	2.417
13.714	4.873	4.950	3.582	3.433
17.647	8.170	7.931	5.238	5.436
24.419	10.152	10.020	6.862	6.722
30.085	15.572	15.098	9.389	9.850
35.925	17.522	17.069	10.879	10.999
41.779	23.685	23.099	13.514	14.424
47.191	25.728	25.094	14.961	15.523
53.830	32.548	32.002	17.622	19.222
60.670	35.027	34.361	19.277	20.473
73.737	46.508	46.420	23.266	26.558
69.487	42.076	42.727	21.435	23.753
82.519	53.048	51.984	23.619	30.232
76.529	48.808	49.095	22.140	27.135
93.999	62.919	58.395	26.726	39.098

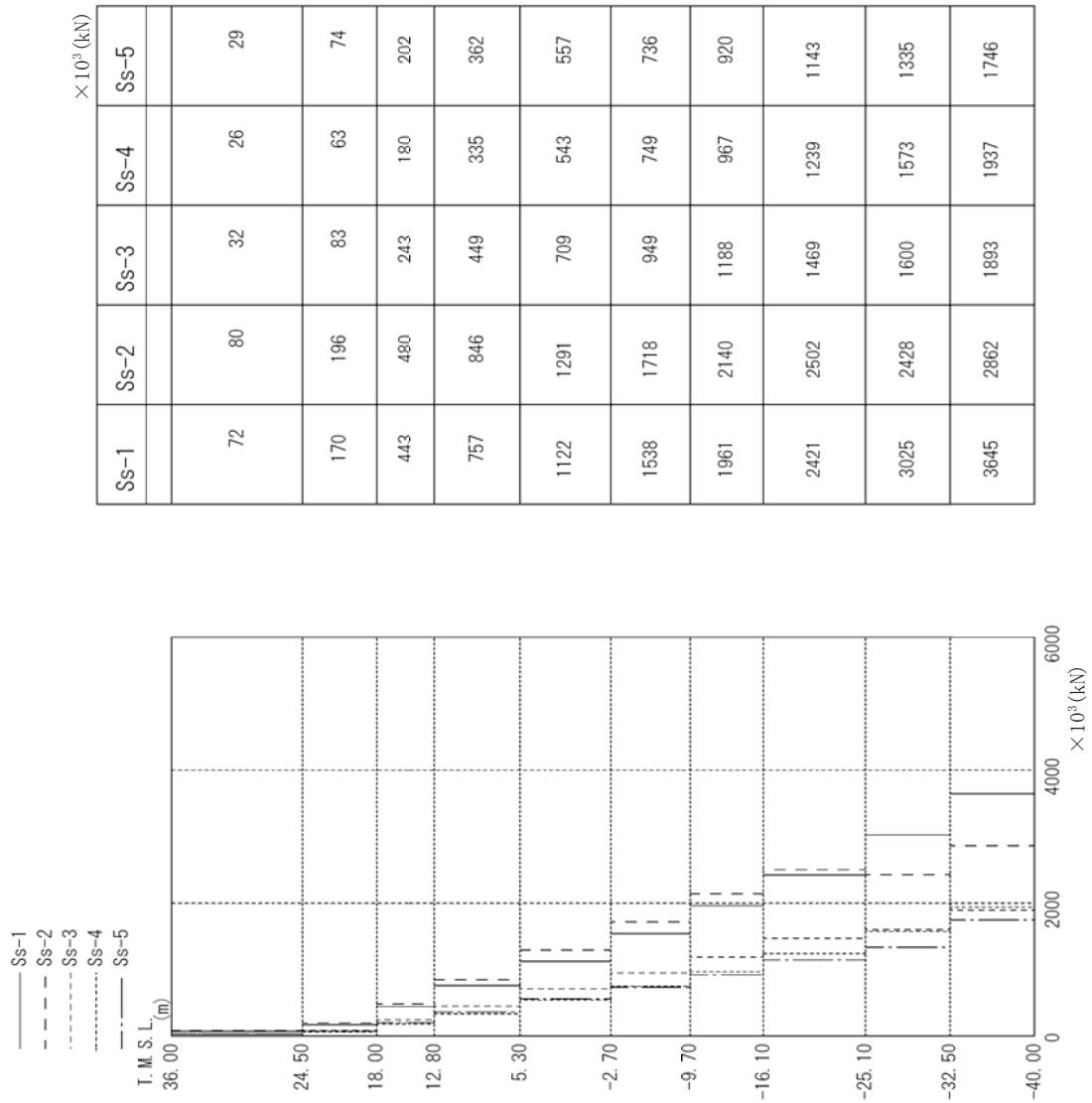
第 6.2.1-10 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



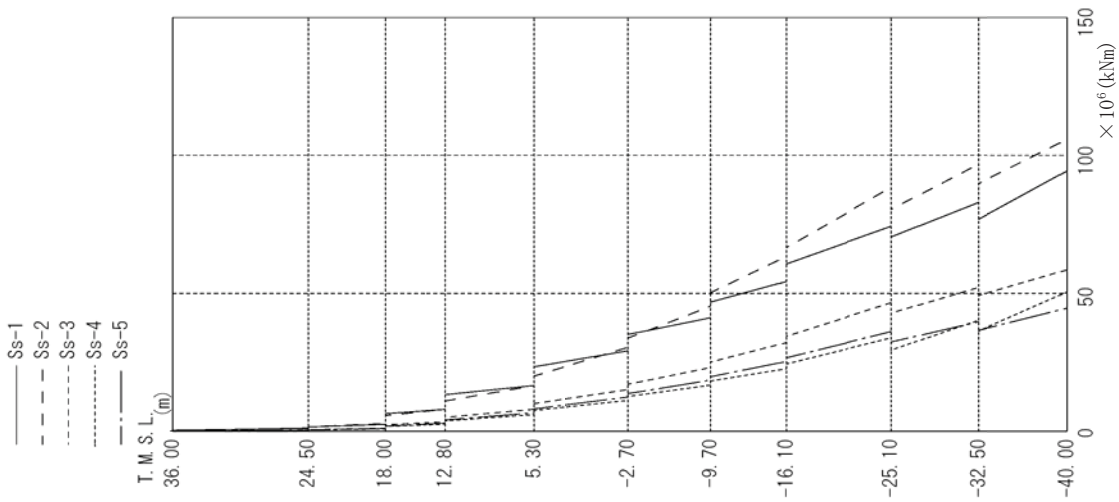


(cm/s <sup>2</sup> )					
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	
1811	2020	800	658	738	
1395	1590	719	540	611	
1158	1284	680	504	542	
1047	1184	646	495	506	
975	1107	588	476	461	
913	1091	529	459	425	
970	855	484	449	395	
960	825	472	439	370	
906	762	450	430	343	
873	769	423	427	325	
821	771	426	431	323	

第 6.2.1-11 図 最大応答加速度 (EW 方向)

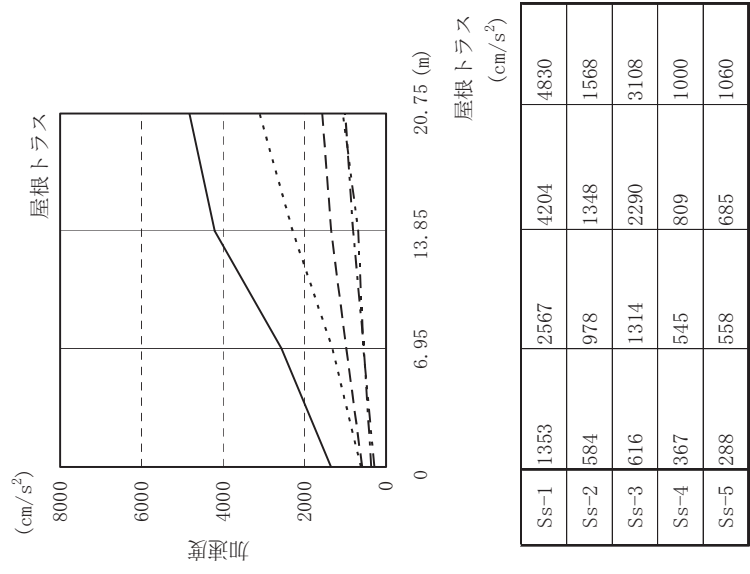
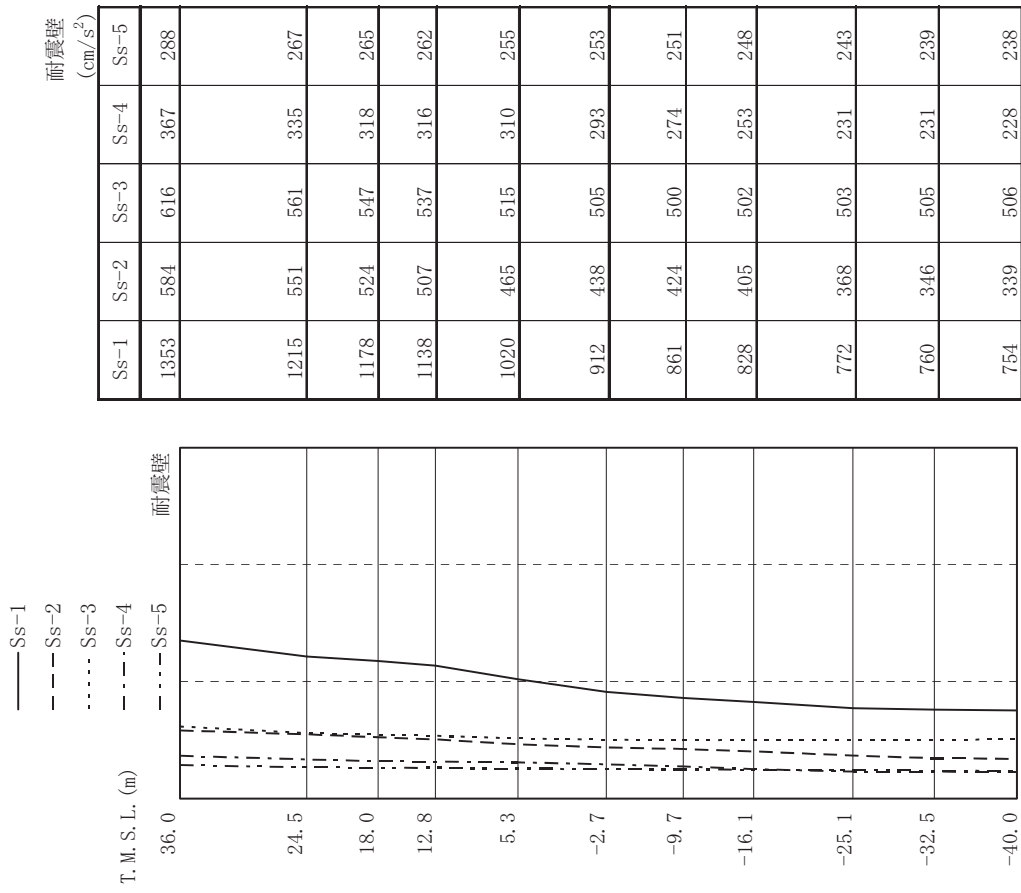


第 6.2.1-12 図 最大応答せん断力 (EW 方向)

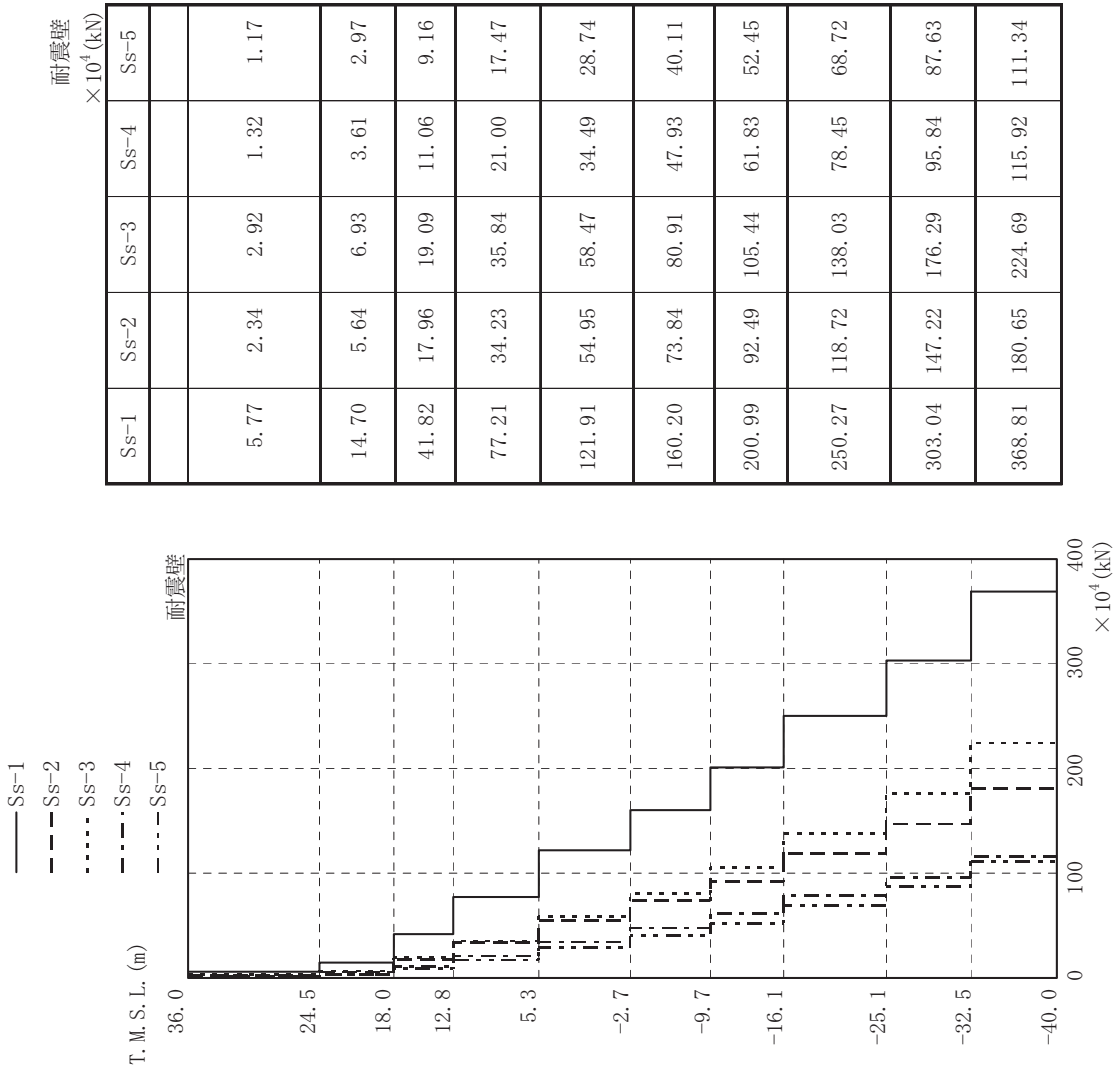


$\times 10^6$ (kNm)					
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	
0.363	0.279	0.095	0.066	0.071	
1.058	1.191	0.430	0.368	0.402	
1.549	1.592	0.595	0.481	0.514	
2.516	2.782	1.083	0.882	0.993	
6.382	5.678	2.366	1.763	1.887	
7.930	7.969	3.414	2.586	2.916	
13.251	10.961	5.025	3.756	4.071	
16.579	16.527	7.968	6.021	6.716	
23.365	19.991	10.017	7.529	8.100	
29.155	30.403	15.094	11.182	12.396	
35.094	33.772	17.037	12.639	13.652	
41.166	45.346	23.118	16.721	18.550	
46.799	50.215	25.089	18.192	19.748	
54.276	63.248	32.077	22.643	25.261	
60.640	66.584	34.416	24.397	26.612	
74.290	88.394	46.572	33.828	36.113	
70.415	80.409	42.824	29.404	32.348	
82.959	96.836	52.123	40.233	39.673	
76.841	89.615	49.205	36.344	36.570	
94.358	105.740	58.497	50.444	44.614	

第 6.2.1-13 図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)



第 6.2.1-14 図 最大芯管加速度 (鉛直方向)



第 6.2.1-15 図 最大芯答軸力 (鉛直方向)

#### 6.2.1.4. 接地率

地震応答解析により得られた基礎版底面位置の最大転倒モーメントと、この結果から算出した接地率の検討結果を第 6.2.1-9 表に示す。

なお、接地率は下式により算出している。

$$\eta = \frac{1}{2} \left( 3 - \frac{M}{M_0} \right) = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{M}{WL} \right)$$

ここに、

$\eta$  : 接地率 ( >1.0 の場合は =100%とする。)

$M$  : 最大転倒モーメント (基礎下端の最大応答モーメント)

$M_0$  : 浮上り限界転倒モーメント

$W$  : 建屋総重量 (鉛直地震力および浮力は無視)

$L$  : 加振方向の基礎長さ

第 6.2.1-9 表 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地率

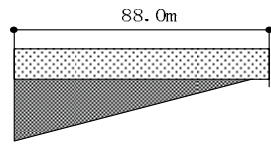
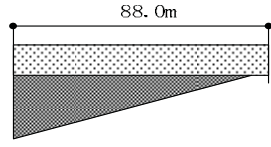
	基準地震動 Ss	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
NS 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>7</sup> kNm)	7.49	7.49	7.49	7.49	7.49
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>7</sup> kNm)	8.85	5.98	5.53	2.55	3.75
	接地率 $\eta$ (%)	90.9	100.0	100.0	100.0	100.0
EW 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>7</sup> kNm)	7.49	7.49	7.49	7.49	7.49
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>7</sup> kNm)	8.88	9.85	5.54	4.83	4.24
	接地率 $\eta$ (%)	90.7	84.2	100.0	100.0	100.0

#### 6.2.1.5. 接地圧

基準地震動  $S_s$  による地震応答解析結果<sup>※1</sup>に基づく接地圧を第 6.2.1-10 表に示す。地盤の支持力試験の最大荷重は、 $7413\text{kN/m}^2$  ( $756\text{tf/m}^2$ ) であり、地震時接地圧に対して十分な余裕がある。

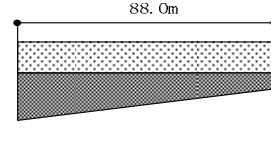
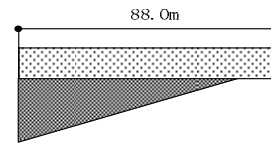
※1 水平地震動による応力と組み合わせる場合の鉛直地震動による応力は、組合せ係数法により、係数 0.4 を考慮する。

第 6.2.1-10 表 (1) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧  
(Ss-1)

		NS	EW	反力分布図 ( )内は下向き地震時
鉛直力 N (kN)	上向き	4,267,720		[NS 方向] 1389.3 kN/m <sup>2</sup> (1546.7 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	5,945,560		
転倒モーメント M (×10 <sup>5</sup> kNm)		884.66	888.36	[EW 方向] 1394.5 kN/m <sup>2</sup> (1550.1 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1389.3	1394.5	
	下向き	1546.7	1550.1	

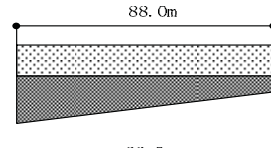
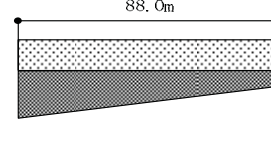
※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-2)

		NS	EW	反力分布図 ( )内は下向き地震時
鉛直力 N (kN)	上向き	4,695,600		[NS 方向] 1133.3 kN/m <sup>2</sup> (1239.4 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	5,517,680		
転倒モーメント M (×10 <sup>5</sup> kNm)		598.46	985.41	[EW 方向] 1545.7 kN/m <sup>2</sup> (1599.1 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1133.3	1545.7	
	下向き	1239.4	1599.1	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-3)

		NS	EW	反力分布図 ( )内は下向き地震時
鉛直力 N (kN)	上向き	4,289,280		[NS 方向] 1040.8 kN/m <sup>2</sup> (1251.8 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	5,924,000		
転倒モーメント M (×10 <sup>5</sup> kNm)		552.98	553.85	[EW 方向] 1041.5 kN/m <sup>2</sup> (1252.6 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1040.8	1041.5	
	下向き	1251.8	1252.6	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>



第 6.2.1-10 表 (2) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧  
(Ss-4)

		NS	EW	反力分布図 ( )内は下向き地震時
鉛直力 N (kN)	上向き	4,764,348		[NS 方向] 88.0m 839.3 kN/m <sup>2</sup> (927.7 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	5,448,932		
転倒モーメント M (×10 <sup>5</sup> kNm)		254.50	483.21	[EW 方向] 88.0m 1040.7 kN/m <sup>2</sup> (1129.1 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧※ (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	839.3	1040.7	
	下向き	927.7	1129.1	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-5)

		NS	EW	反力分布図 ( )内は下向き地震時
鉛直力 N (kN)	上向き	4,632,320		[NS 方向] 88.0m 927.9 kN/m <sup>2</sup> (1050.4 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	5,580,960		
転倒モーメント M (×10 <sup>5</sup> kNm)		374.54	423.98	[EW 方向] 88.0m 971.5 kN/m <sup>2</sup> (1094.0 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧※ (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	927.9	971.5	
	下向き	1050.4	1094.0	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

### 6.2.2. 評価基準

耐震安全性評価に当たっては、建物が構造物全体として変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、建物の終局耐力に対し、妥当な安全余裕を有していることを確認する観点から、原子炉建屋の主たる耐震要素である耐震壁の安全性について評価する。

評価は、基準地震動  $S_s$  による各層における耐震壁の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する（「JEAG 4601-1991」に準拠）。

## 6.2.3. 耐震安全性評価結果

### 6.2.3.1. 耐震壁

第 6.2.3-1 表および第 6.2.3-2 表に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また、第 6.2.3-1 図～第 6.2.3-18 図に基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で  $0.51 \times 10^{-3}$  ( $S_s-1$ , EW 方向, B5F) であり、評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を満足している。

第6.2.3-1表 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS方向)

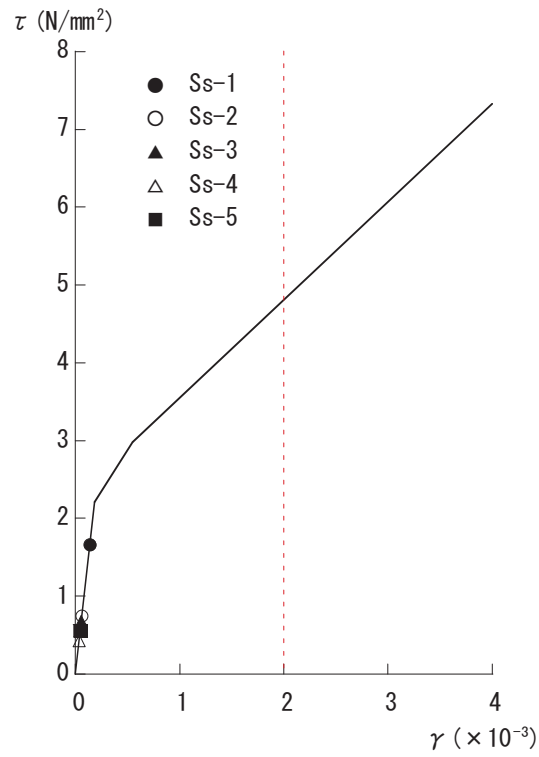
( $\times 10^{-3}$ )

階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価 基準値
CRF	0.14	0.06	0.06	0.04	0.05	2.0以下
3F	0.14	0.07	0.07	0.04	0.05	
2F	0.09	0.05	0.05	0.03	0.03	
1F	0.16	0.10	0.09	0.05	0.06	
B1F	0.35	0.14	0.13	0.06	0.08	
B2F	0.32	0.13	0.13	0.06	0.08	
B3F	0.32	0.13	0.13	0.06	0.08	
B4F	0.33	0.13	0.13	0.06	0.09	
B5F	0.50	0.14	0.13	0.07	0.11	

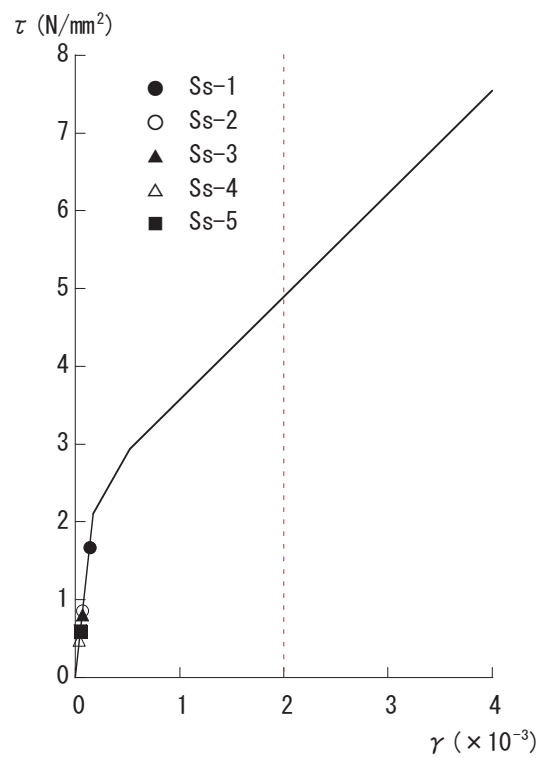
第6.2.3-2表 耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW方向）

( $\times 10^{-3}$ )

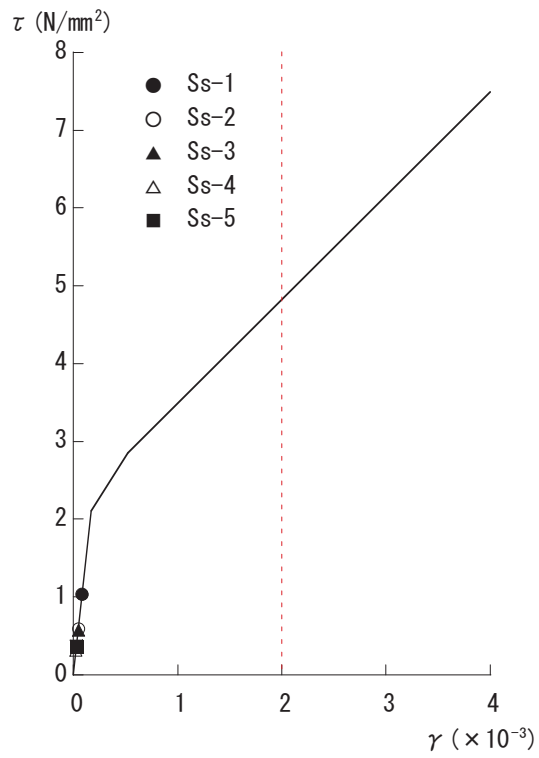
階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価 基準値
CRF	0.10	0.11	0.05	0.04	0.04	2.0以下
3F	0.14	0.16	0.07	0.05	0.06	
2F	0.10	0.11	0.06	0.04	0.05	
1F	0.17	0.25	0.10	0.08	0.08	
B1F	0.30	0.46	0.13	0.10	0.10	
B2F	0.31	0.43	0.13	0.10	0.10	
B3F	0.35	0.45	0.13	0.11	0.10	
B4F	0.38	0.42	0.13	0.11	0.10	
B5F	0.51	0.27	0.13	0.13	0.11	



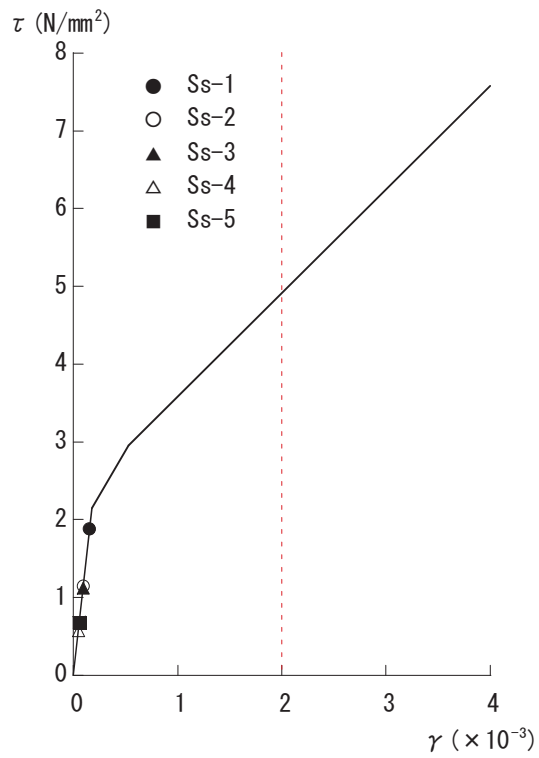
第 6.2.3-1 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, CRF)



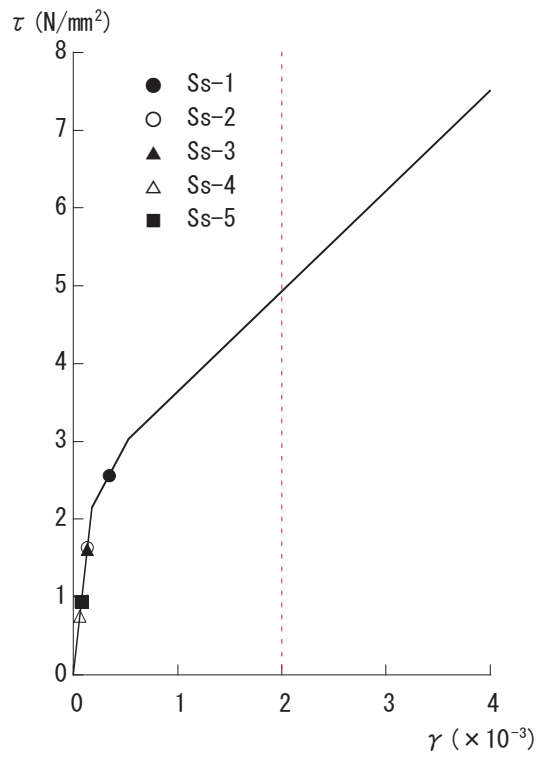
第 6.2.3-2 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 3F)



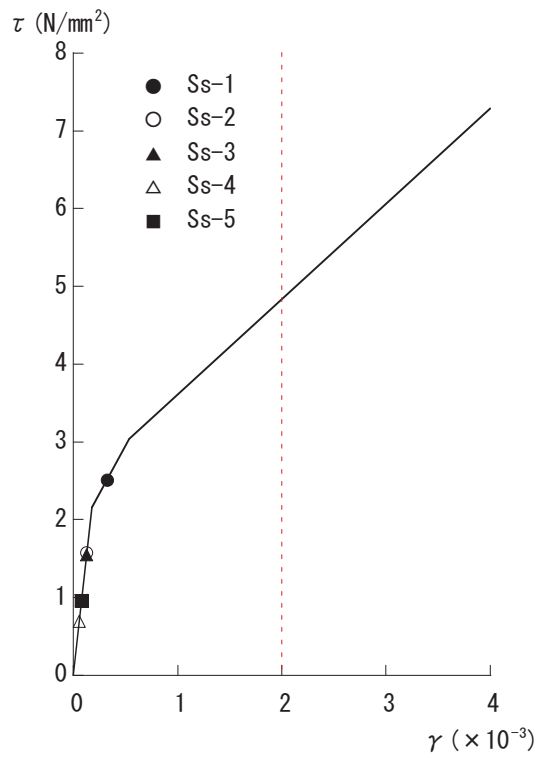
第 6.2.3-3 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 2F)



第 6.2.3-4 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 1F)

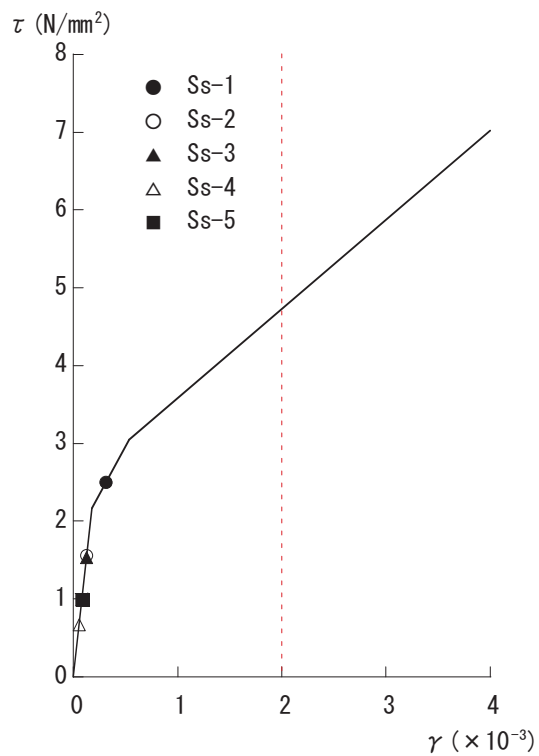


第 6.2.3-5 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B1F)

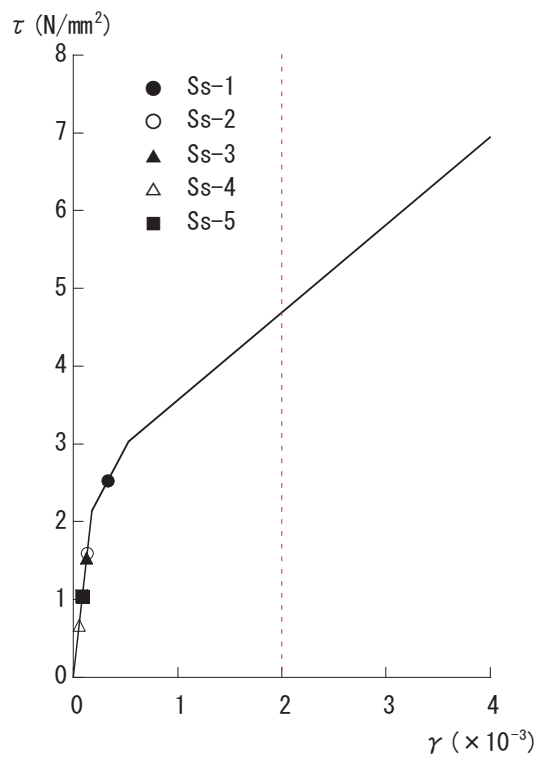


第 6.2.3-6 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B2F)

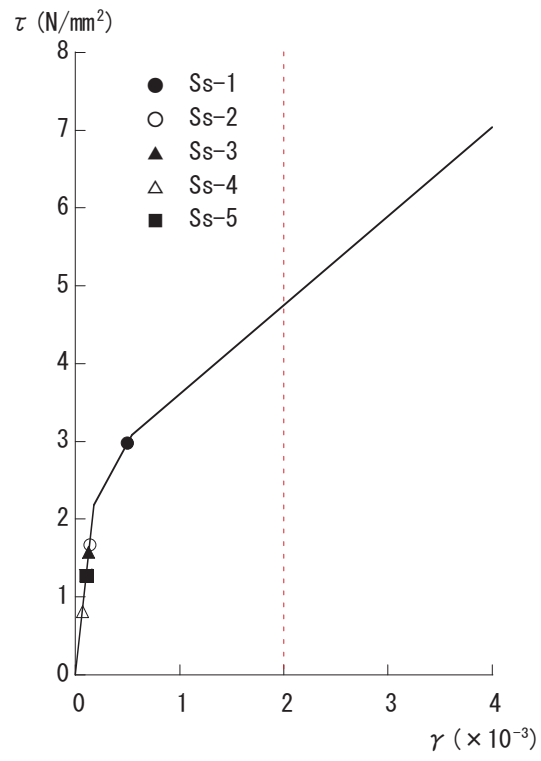




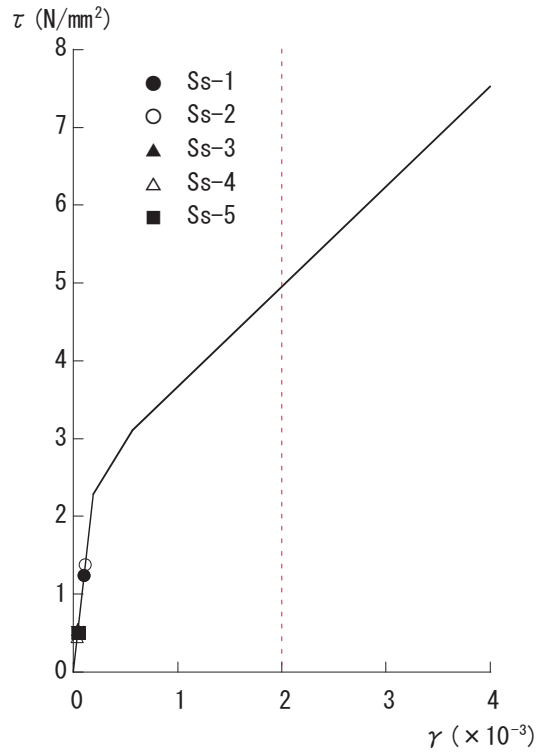
第 6.2.3-7 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B3F)



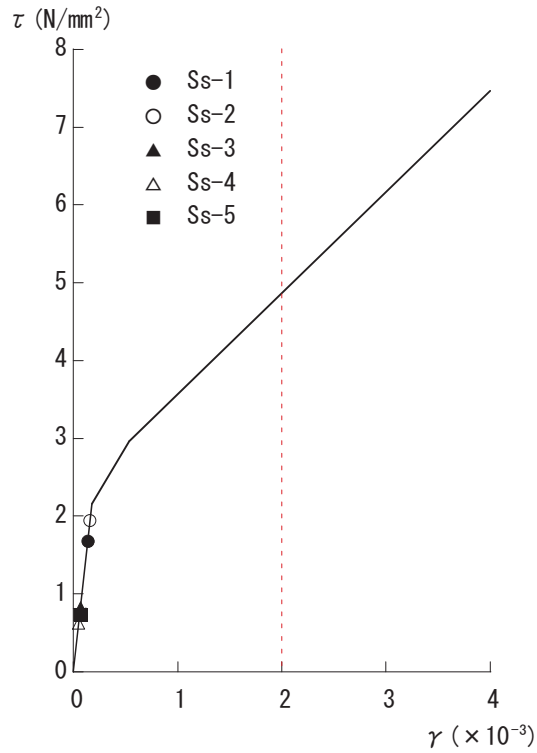
第 6.2.3-8 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B4F)



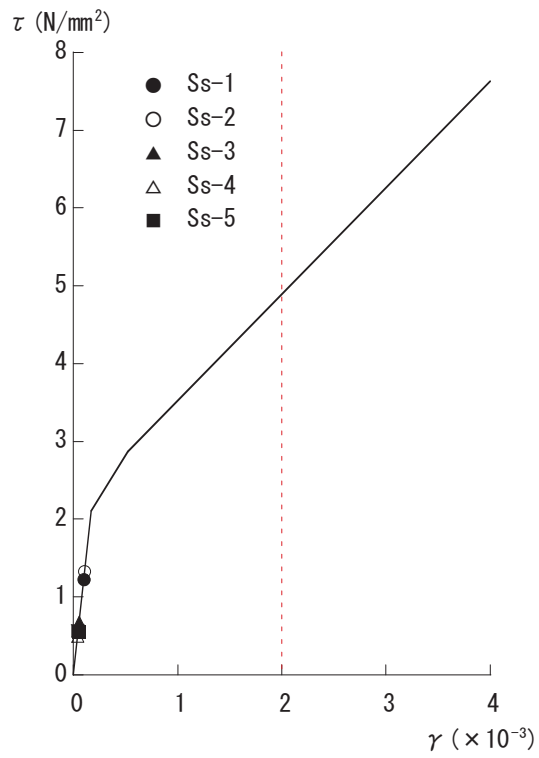
第 6.2.3-9 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B5F)



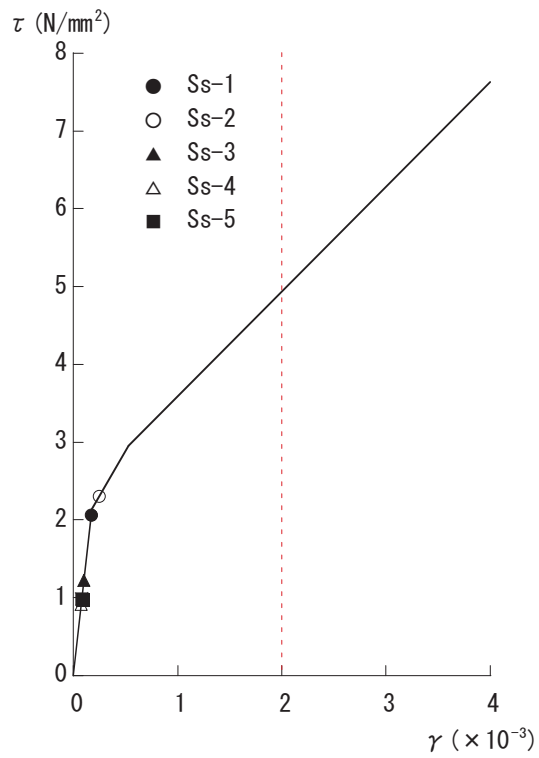
第 6.2.3-10 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, CRF)



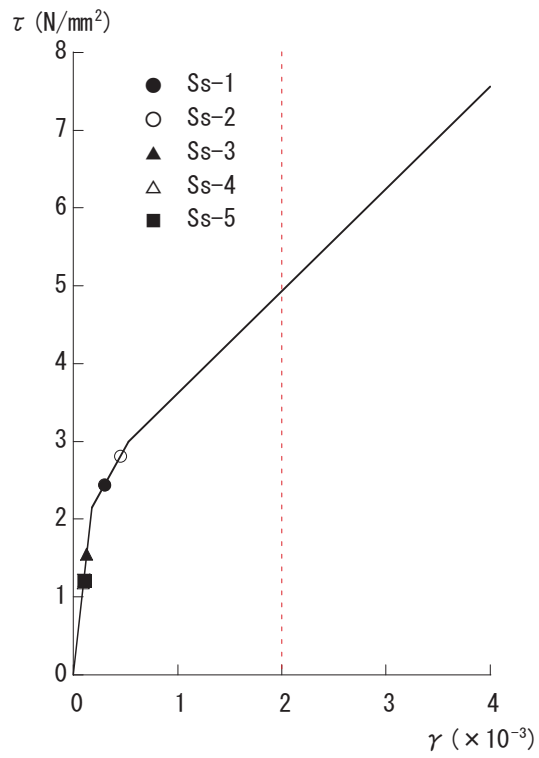
第 6.2.3-11 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 3F)



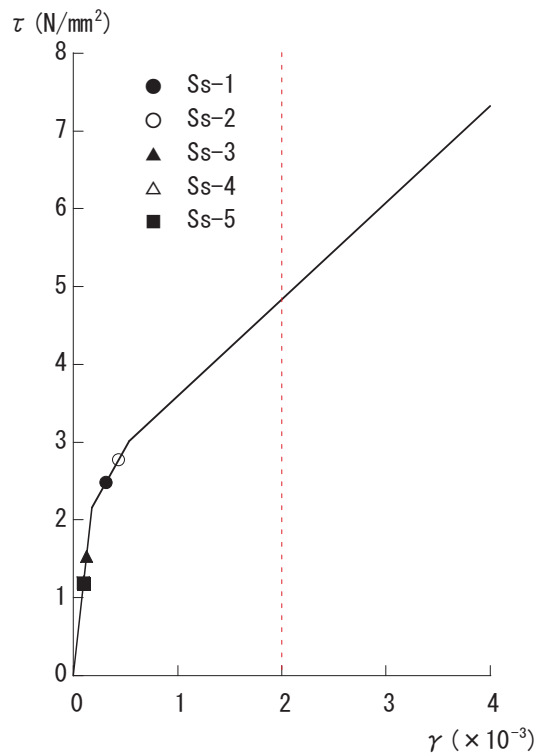
第 6.2.3-12 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 2F)



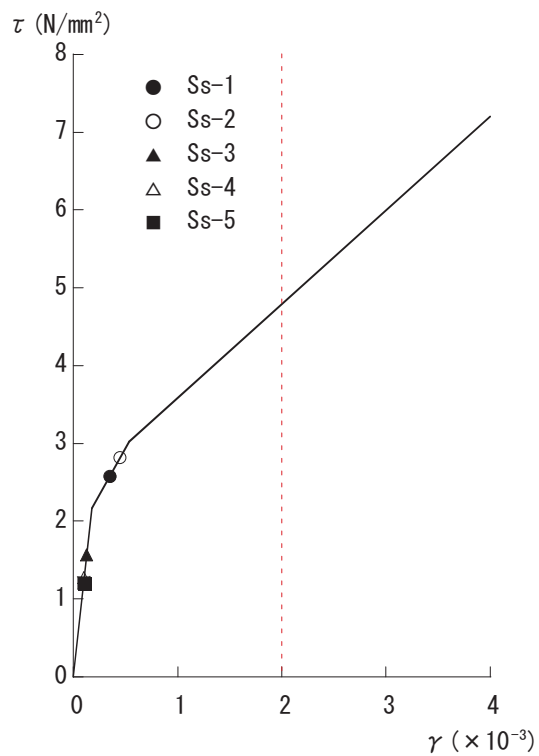
第 6.2.3-13 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 1F)



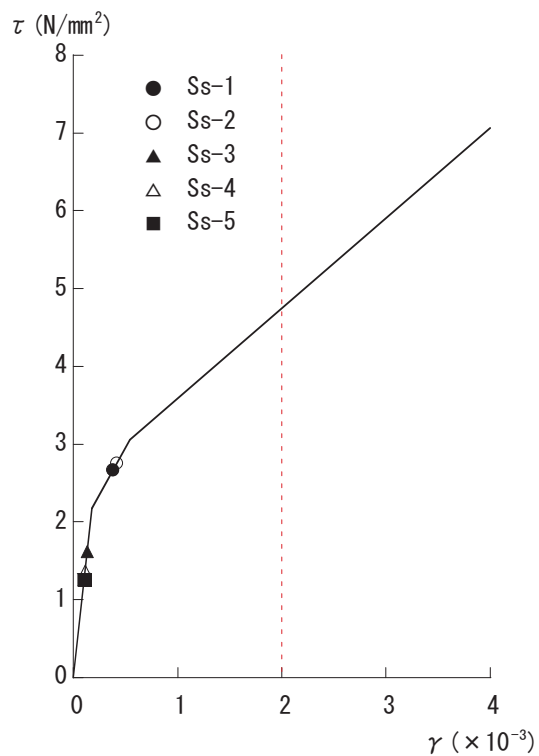
第 6.2.3-14 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向, B1F)



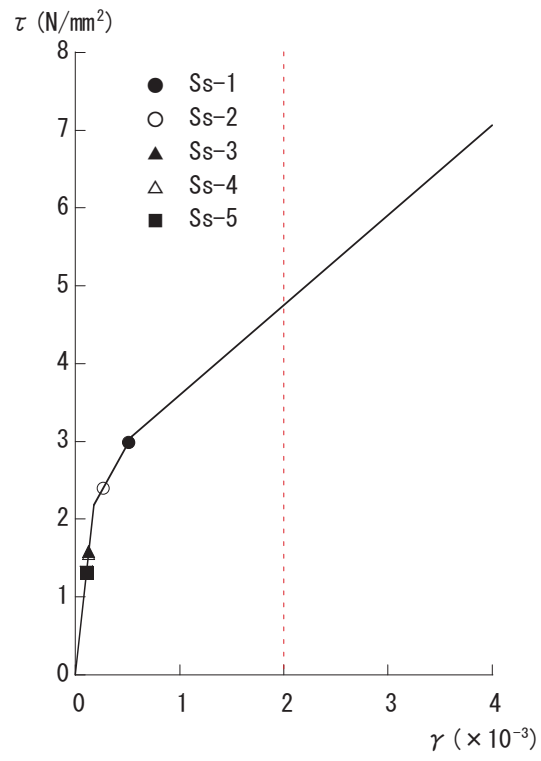
第 6.2.3-15 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向, B2F)



第 6.2.3-16 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向, B3F)



第 6.2.3-17 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向, B4F)



第 6.2.3-18 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向, B5F)

### 6.2.3.2. 局所的に発生する応答の影響

基準地震動  $S_s$  による局所的に発生する応答の影響評価として、鉛直地震動による影響の大きい部位である屋根トラスの評価結果を示す。

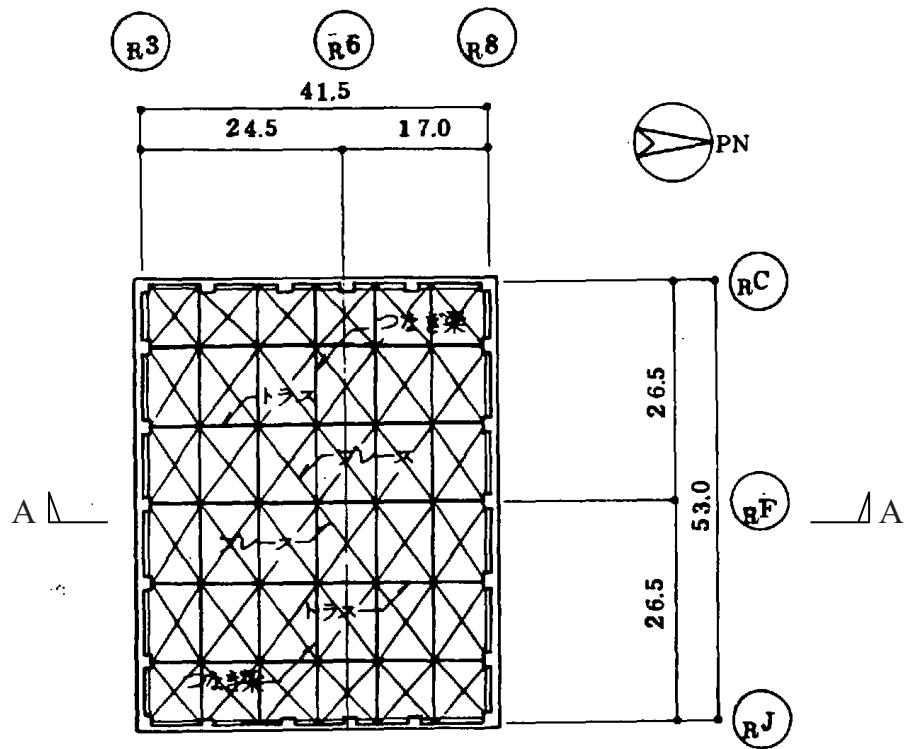
なお、屋根トラスは裕度向上を目的として耐震強化工事（付録 1 参照）を実施しており、本検討においてはこの耐震強化後の状況を取り込んでいる。

#### (a) 屋根トラスの概要

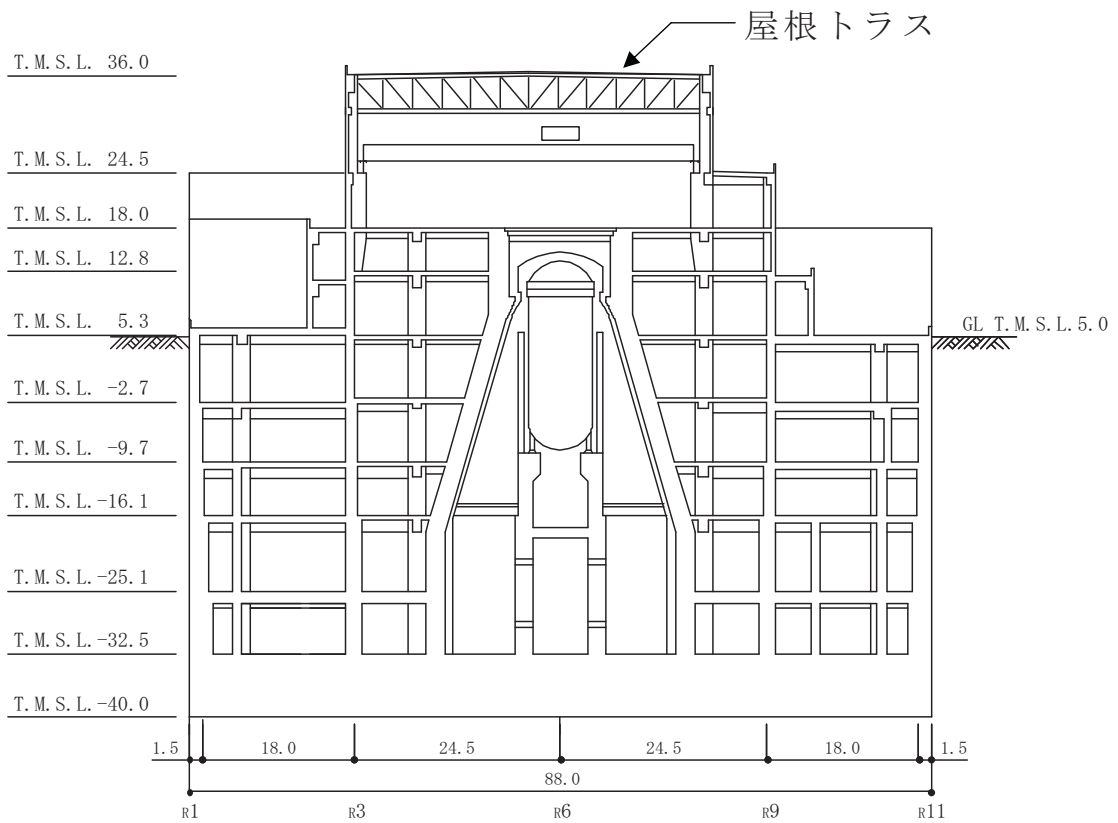
原子炉建屋の上部構造は、鉄骨造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、41.5m(NS)×53.0m(EW)の長方形をなしており、オペフロレベル（T.M.S.L. 18.0m）からの高さは 18.0m である。

屋根トラスの概要を第 6.2.3-19 図に示す。





屋根伏図 (T.M.S.L. 36.0m)



A-A 断面図

(単位 : m)

第 6.2.3-19 図 屋根トラスの概要

## (b) 地震応答解析モデル

屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考え、水平方向と鉛直方向の同時入力による評価を行うため、3次元モデルによる地震応答解析を行う。

地震応答解析モデルは、オペフロレベル（T.M.S.L. 18.0m）より上部の鉄筋コンクリート造の柱、梁、壁および鉄骨造の屋根トラス、屋根面水平ブレース等を線材、面材により立体的にモデル化した立体架構モデルとする。

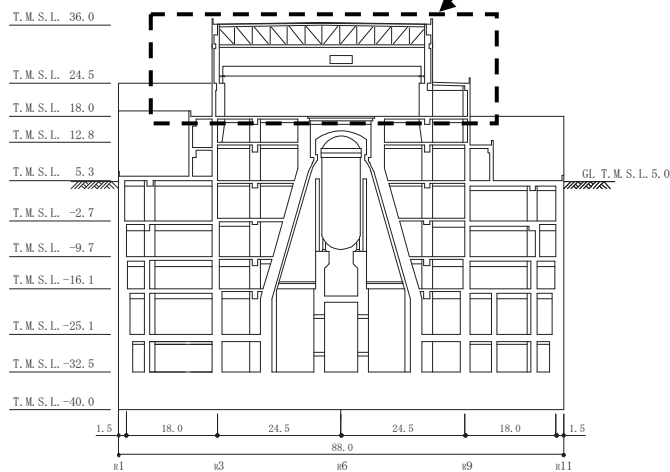
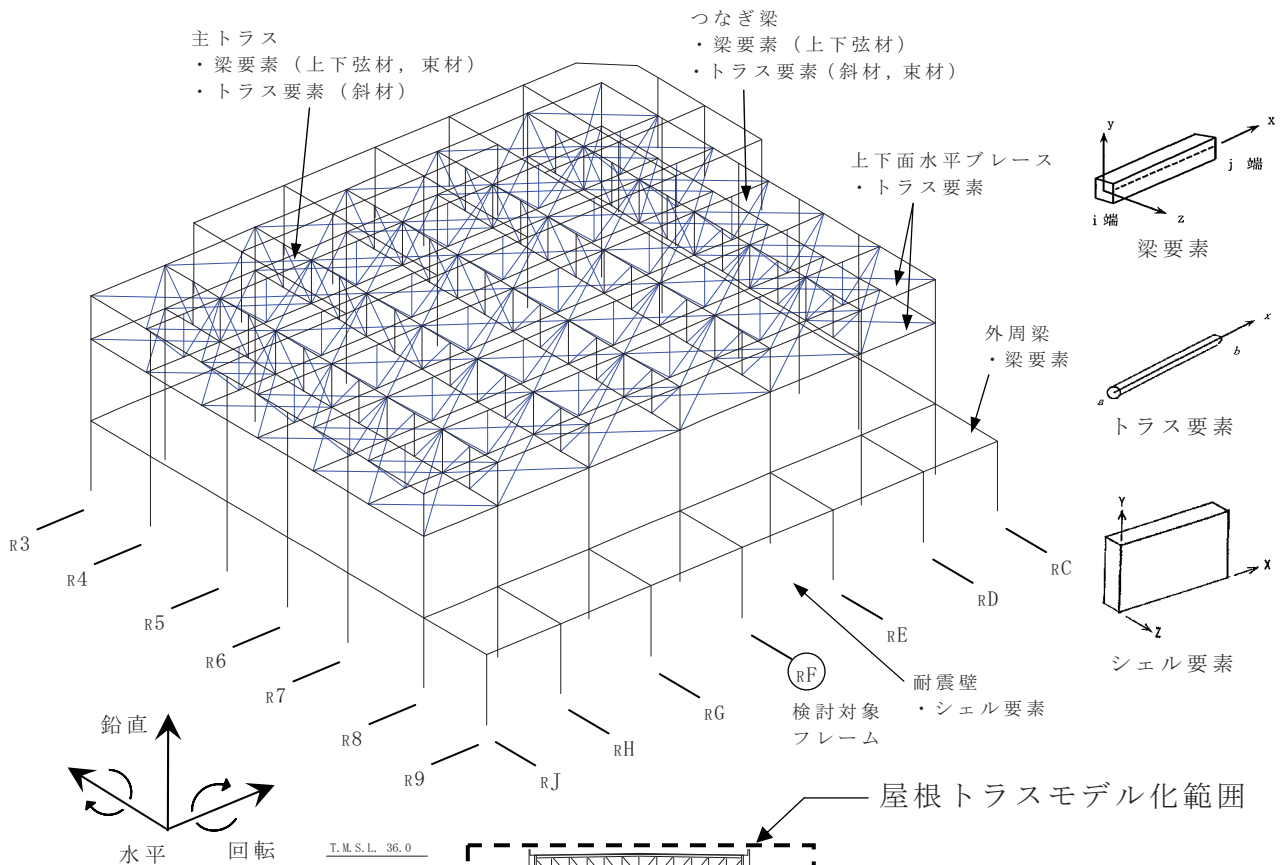
母屋、胴縁を除く構造部材を全てモデル化する。屋根トラス部は、主トラス、つなぎ梁、屋根上下面水平ブレースをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材、主トラスの束材等）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、主トラスの斜材等）としてモデル化する。また、耐震壁および外周梁は各々シェル要素および軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。柱脚の条件は固定とする。

解析モデルの概要を第 6.2.3-20 図に示す。また、解析に用いる材料の物性値を第 6.2.3-3 表に示す。

解析モデルへの入力は、前述した原子炉建屋全体の地震応答解析結果から得られるオペフロレベル（T.M.S.L. 18.0m）の応答結果を用いることとし、オペフロ位置を固定として入力する。

代表として、Ss-2 による応答波を第 6.2.3-21 図に示す（参考資料 6.2 を参照）。

また、地震応答解析における減衰評価は、剛性比例型減衰を用いている（鉄骨造の減衰として 2%、コンクリート造の減衰として 5%を与えることとしている）。

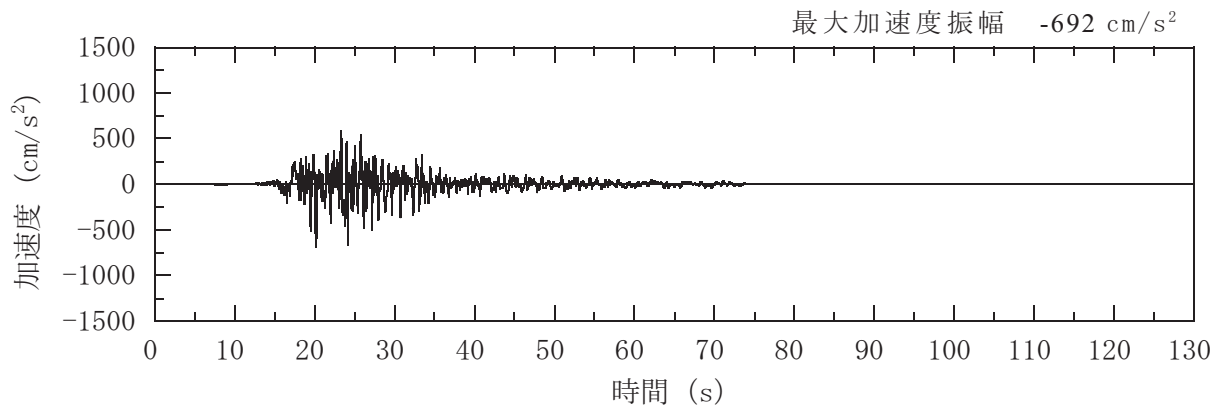


断面図

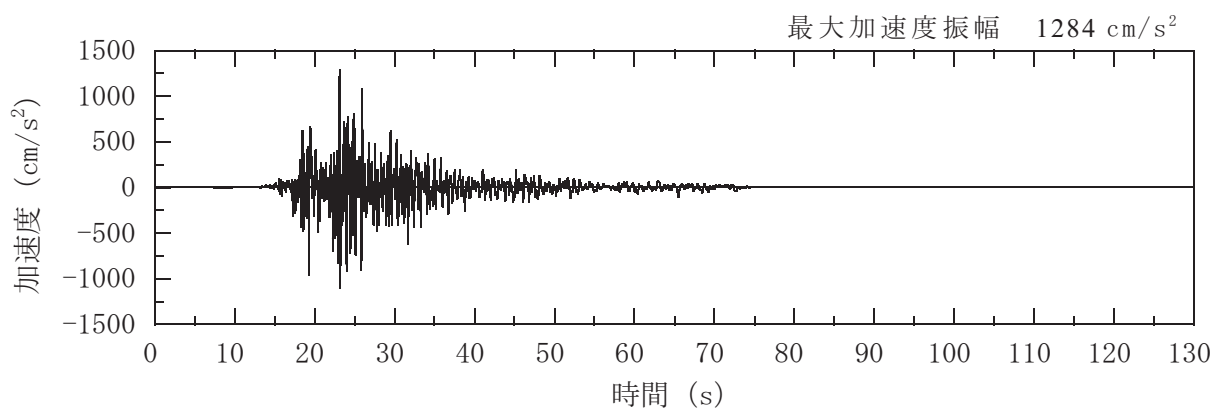
第 6.2.3-20 図 屋根トラス（オペフロ上部架構）の解析モデル図と入力イメージ

第 6.2.3-3 表 解析に用いた物性値

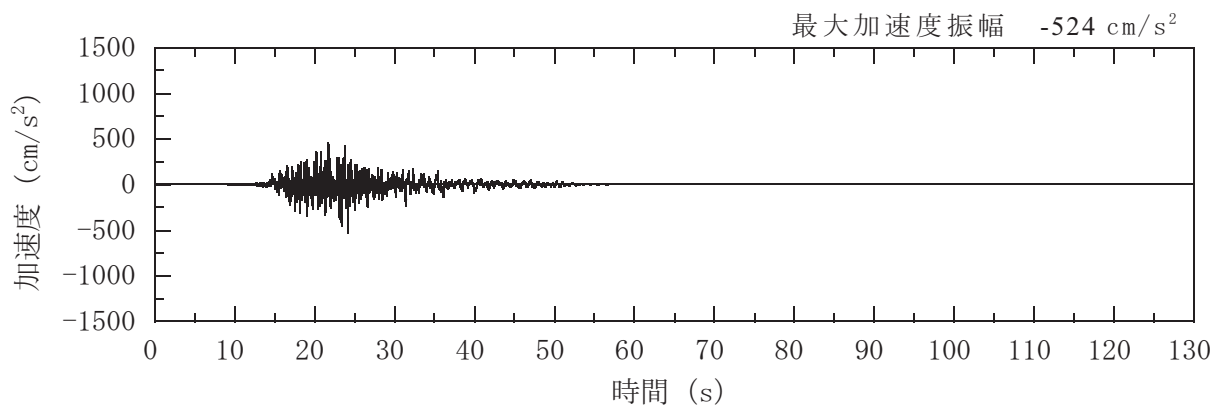
部 位	材 料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h (%)
屋根トラス	鉄骨	2.05×10 <sup>5</sup>	0.3	77.0	2
躯体	コンクリート	2.90×10 <sup>4</sup>	0.2	24.5	5



(a) NS 方向 (水平)

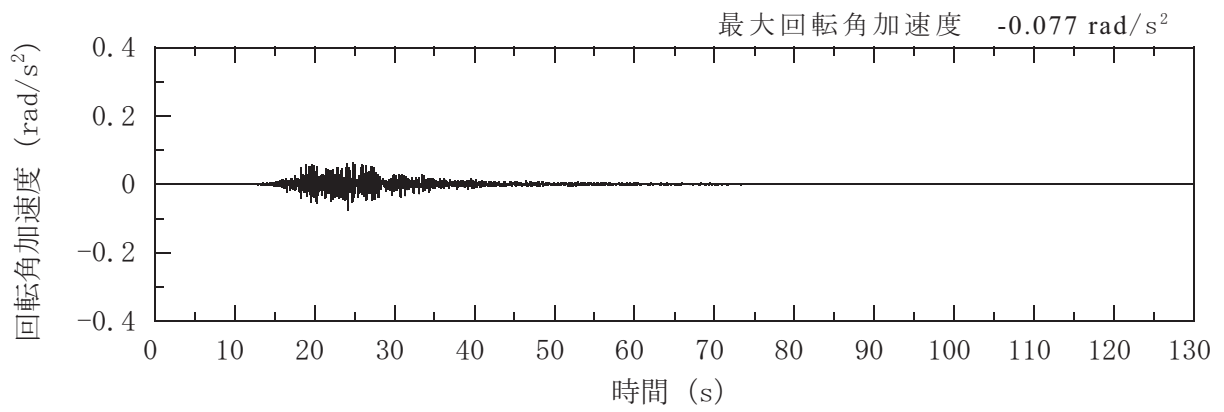


(b) EW 方向 (水平)

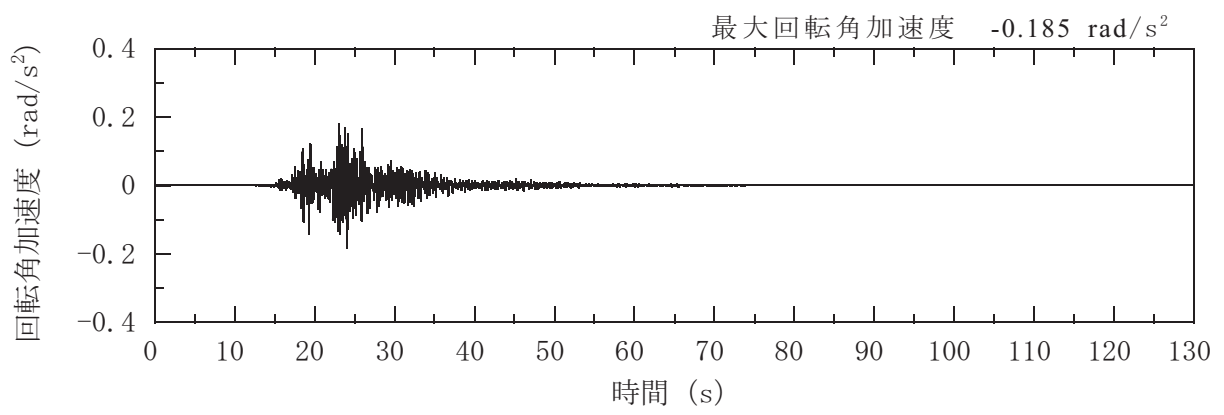


(c) 鉛直方向

第 6.2.3-21 図(1) オペフロレベル (T.M.S.L.18.0m) の加速度波形 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)



(d) NS 方向 (回転)



(e) EW 方向 (回転)

第 6.2.3-21 図(2) オペフロレベル (T.M.S.L.18.0m) の加速度波形 (Ss-2, 回転成分)

(c) 評価基準

3次元モデルの時刻歴地震応答解析により生じる各部材応力が評価基準値以下であることを確認する（日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」（2005）に準拠）。

屋根トラスを構成する各構面の上下弦材・斜材・束材を対象として、地震時に生じる軸力および曲げモーメントより評価基準値に対する断面検定について、下式を用いて行う。

（圧縮）

$$\frac{s\sigma_N + s\sigma_b}{sf_c \quad sf_b} \leq 1.0$$

ここに、

$s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力

$sf_c$  : 圧縮応力に対する許容値<sup>※1</sup>

（座屈の影響を考慮して細長比等により求めた数値）

$sf_b$  : 曲げ応力に対する許容値<sup>※1</sup>

（引張）

$$\frac{s\sigma_N + s\sigma_b}{sf_t \quad sf_b} \leq 1.0$$

ここに、

$s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力

$sf_t$  : 引張応力に対する許容値<sup>※1</sup>

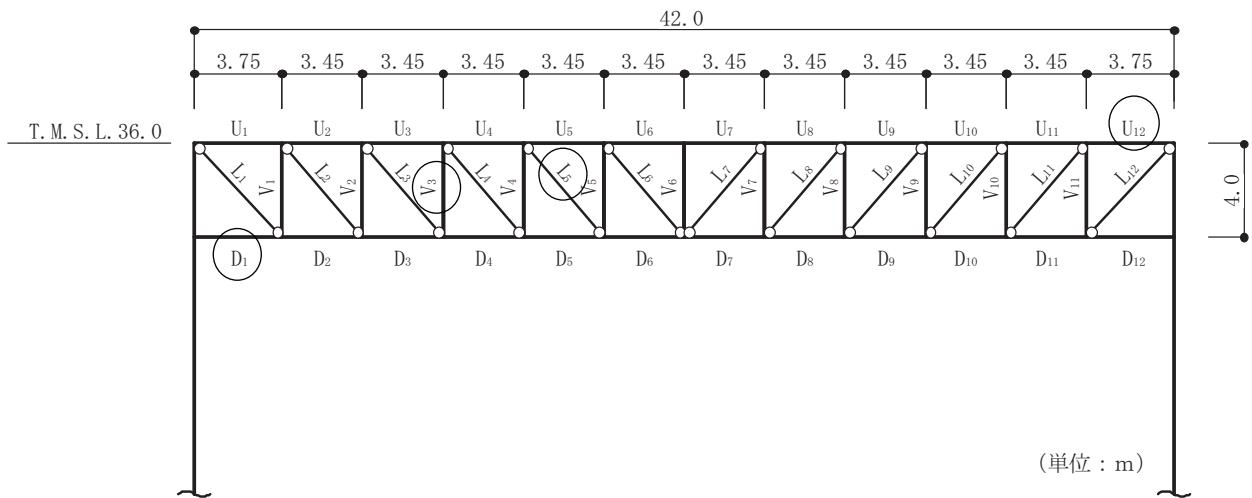
$sf_b$  : 曲げ応力に対する許容値<sup>※1</sup>

※1 建築基準法に基づく鋼材の材料強度  
（F値の1.1倍）による許容値

(d) 評価結果

基準地震動  $S_s$  に対する各部材の評価結果のうち、屋根トラスを構成する主トラス方向のフレームの断面検定結果（以下、応力比という）が最も大きい部材を含む  $R_F$  通りについて、評価部位を第 6.2.3-22 図に、評価結果を第 6.2.3-4 表に示す。

屋根トラスについて各部材の応力比は、評価基準値以下であり、耐震安全性は確保されている。



○：最大応力比発生位置を示す。

第 6.2.3-22 図 評価部位（ $R_F$  通り）

第 6.2.3-4 表 屋根トラスの鉄骨部における評価結果

部材	発生応力 ( $N/mm^2$ )	評価基準値 ( $N/mm^2$ )	応力比	位置	使用部材
上弦材	(引張)	125.5	0.76	U <sub>12</sub>	H-428×407×20×35
	(曲げ)	144.1			
下弦材	(圧縮)	186.7	0.90	D <sub>1</sub>	H-428×407×20×35
	(曲げ)	115.9			
斜材	(引張)	250.6	0.98	L <sub>5</sub>	2[s-250×90×9×13
束材	(圧縮)	237.5	0.95	V <sub>3</sub>	H-300×300×10×15
	(曲げ)	92.6			

注：評価基準値は、建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F 値の 1.1 倍）による許容値を示す。

## 6.3. タービン建屋の耐震安全性評価

### 6.3.1. 地震応答解析

#### 6.3.1.1. タービン建屋の概要

タービン建屋は、地上 2 階、地下 2 階(一部 4 階)の鉄筋コンクリート造 (一部鉄骨鉄筋コンクリート造) の建物で、屋根部分がトラス構造となっている。タービン建屋の概略平面図および概略断面図を第 6.3.1-1 図および第 6.3.1-2 図に、物性値を第 6.3.1-1 表に示す。

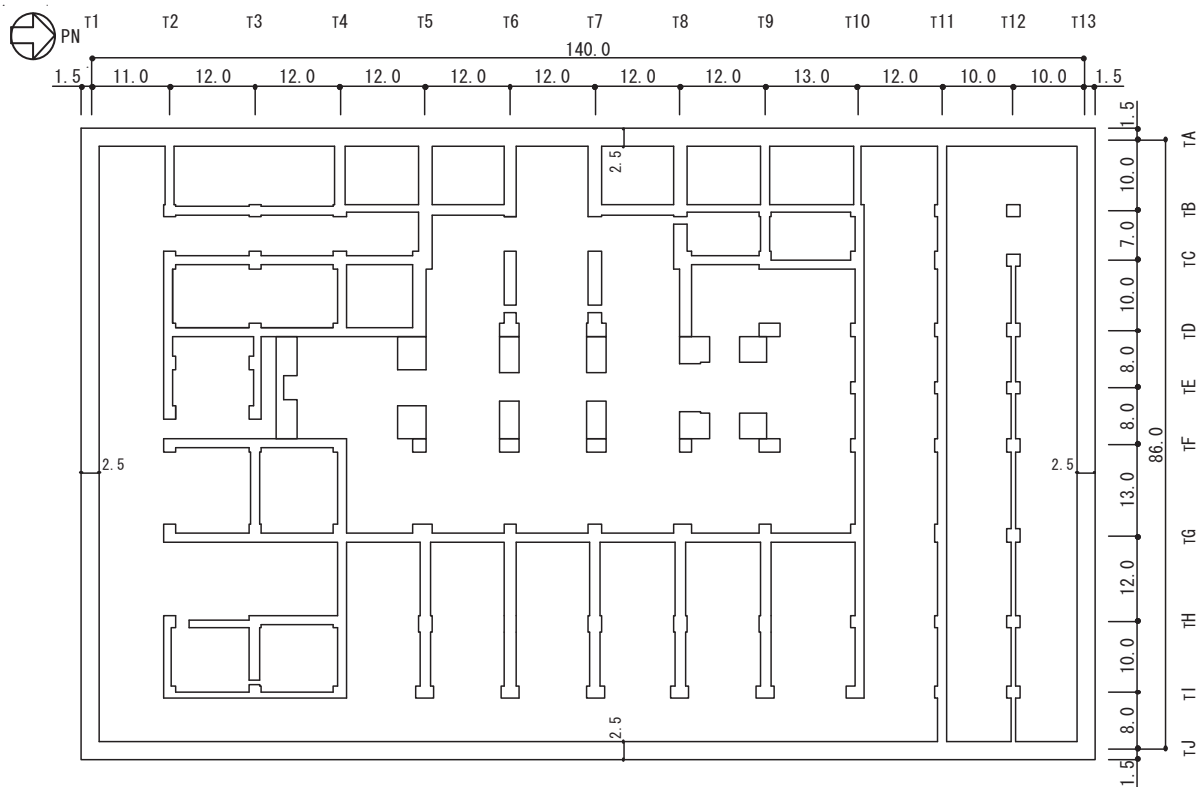
タービン建屋は、基礎底面からの高さが 49.2m(地上部 24.0m, 地下部 25.2m)で全高の約 1/2 が地中に埋め込まれている。平面形状は、143m<sup>※1</sup> (NS 方向)×89m(EW 方向) <sup>※1</sup> の長方形で、厚さ 3.5m (蒸気タービン架台部分およびその周辺部は厚さ 4.5m) の鉄筋コンクリート造の基礎版を介して、支持地盤である新第三紀層の泥岩上に直接またはコンクリートを介して支持されている。

タービン建屋は隣接する原子炉建屋と構造的に分離している。

タービン建屋は耐震重要度分類による B クラスに属する施設であり、建屋そのものに動的解析を要求されていないが、建屋の一部に耐震上重要な配管系が設置されていることから、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析を行い、当該部分の耐震安全性を評価する。機能維持部位を第 6.3.1-3 図に示す。

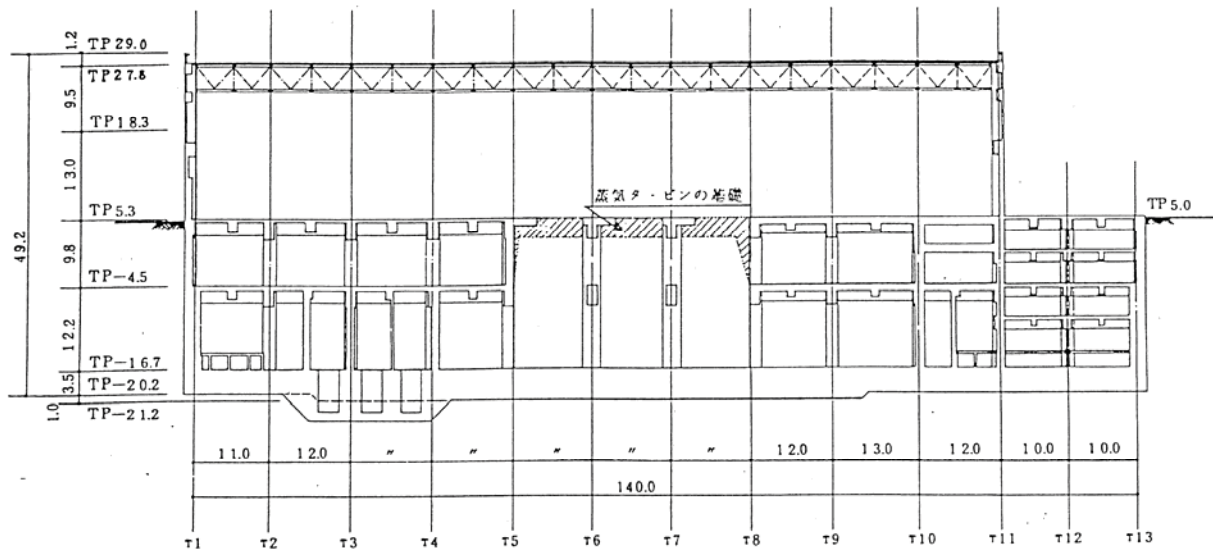
※1 建屋寸法は壁外面押えとする。





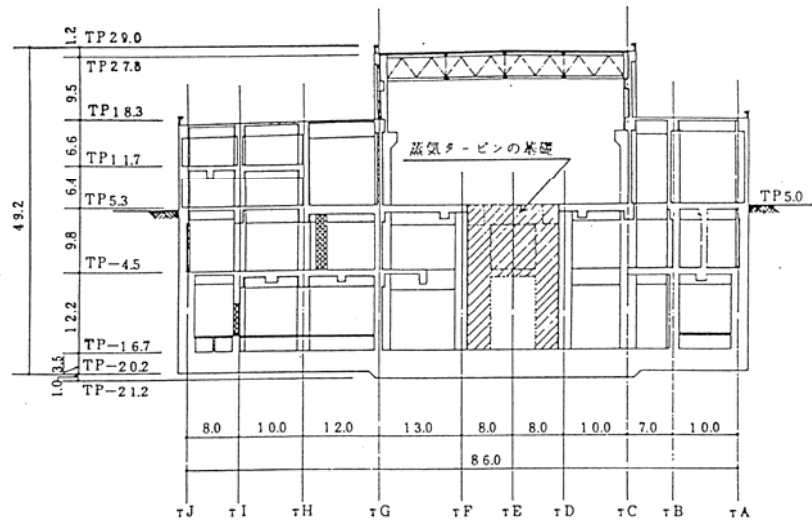
(単位：m)

第 6.3.1-1 図 タービン建屋の概略平面図



(単位：m)

NS 方向断面図



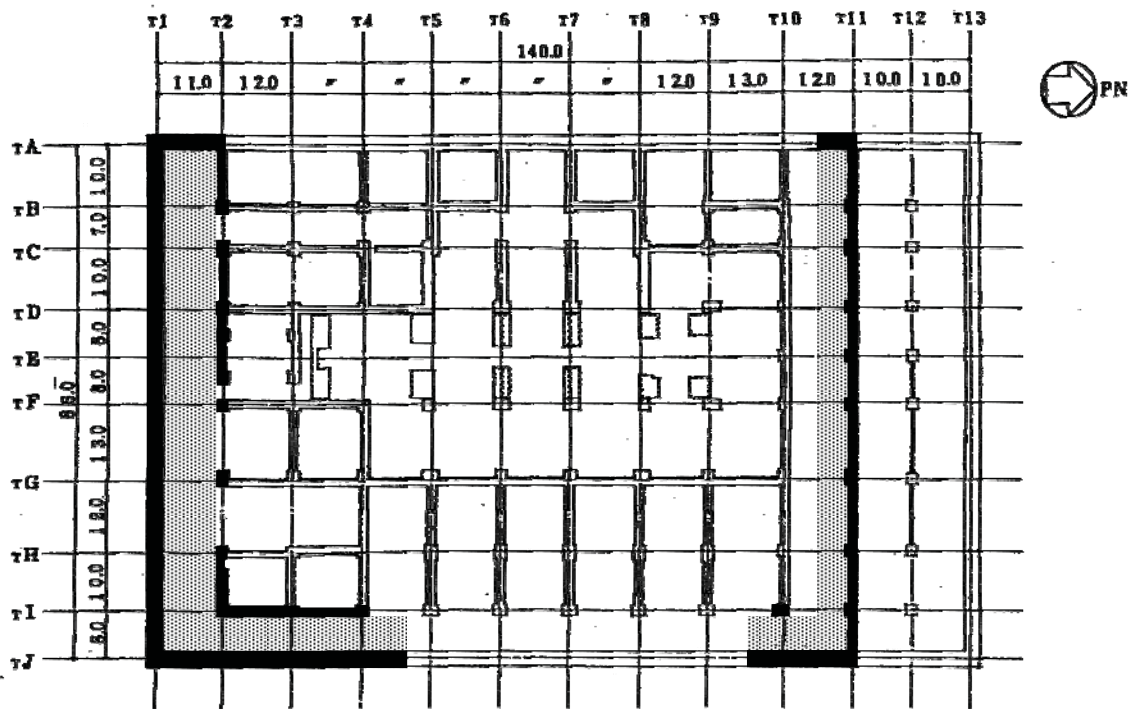
(単位：m)

EW 方向断面図

第 6.3.1-2 図 タービン建屋の概略断面図

■ 機能維持要求部位の壁

▨ 機能維持要求部位の床



a) 地下2階伏図 (T.M.S.L. -16.7m)

第 6.3.1-3 図 1号機タービン建屋の機能維持部

第 6.3.1-1 表 タービン建屋の物性値

コンクリート	コンクリート強度*1 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*2 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	44.1	2.90×10 <sup>4</sup>	1.21×10 <sup>4</sup>	0.2	24.5
鉄筋	SD345 相当 (SD35)				
鋼材	SS400, SM400A, SM490A, SM490B 相当 (SS41, SM41A, SM50A, SM50B)				

\*1：実強度に基づくコンクリート強度。

\*2：鉄筋コンクリートの値を示す。

### 6.3.1.2. 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、次の 4 項目について設計時に用いた解析モデルから修正を行うこととする。

- ① 本検討では、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機等の耐震安全性評価に用いたスウェイ・ロッキングモデルを用いることとする。
- ② 設計時にはコンクリートの設計基準強度を基に算定していた鉄筋コンクリートの剛性評価を、コンクリートの実際の平均的な強度を基に算定して見直すこととする。
- ③ 設計時には、多質点系並列地盤モデルである格子型モデルにより建物と地盤の相互作用を考慮していたが、本検討では、底面を振動アドミッタンス理論により算定した水平および回転地盤ばねを考慮する。なお、今回は地震時の表層地盤の変状を踏まえ、地盤－建屋相互作用効果が見込めないと判断し、表層部分のばね評価を行わないこととする。
- ④ 設計時には地震応答解析は弾性応答解析であったが、弾塑性応答解析を行うこととする。復元力特性については、「JEAG 4601-1991」に示された手法に従うことを基本とする。

#### (a) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。モデル化は NS 方向、EW 方向それぞれについて行っている。地震応答解析モデルを第 6.3.1-4 図に、解析モデルの諸元および振動モデル図を第 6.3.1-2 表および第 6.3.1-5 図に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601 - 1991」により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似法により評価

する。基礎底面地盤ばねには、基礎浮き上がりによる幾何学的非線形性を考慮する。第 6.3.1-6 図に回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係を示す。

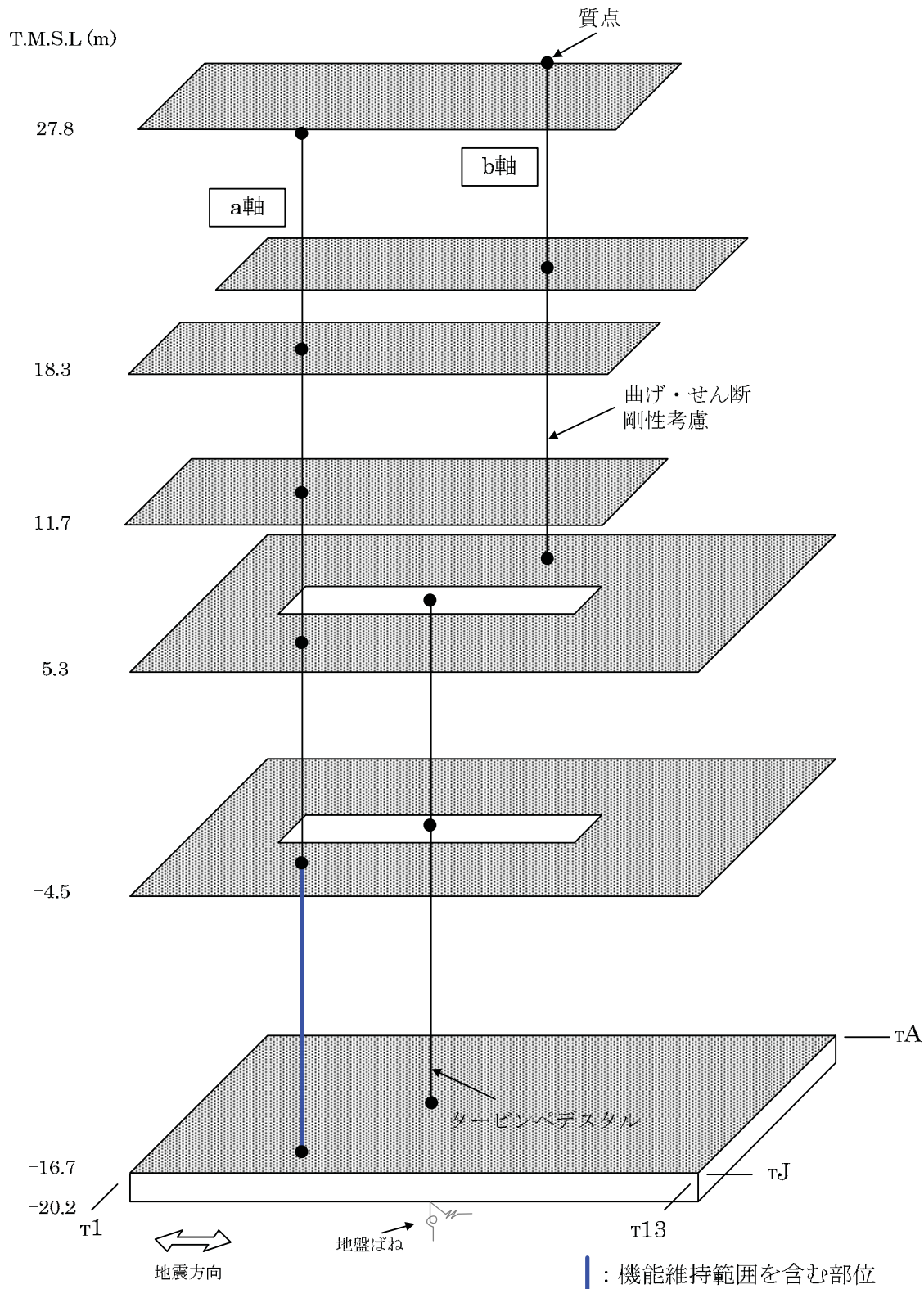
第 6.3.1-3 表に地盤調査に基づく地盤定数を示す。また、地盤ばねの記号を第 6.3.1-7 図に、地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を第 6.3.1-4 表に示す。

復元力特性は、建屋の方向別に、振動モデル各軸のモデル化範囲における耐震要素の水平断面形状より「JEAG 4601 - 1991」に基づいて設定する。

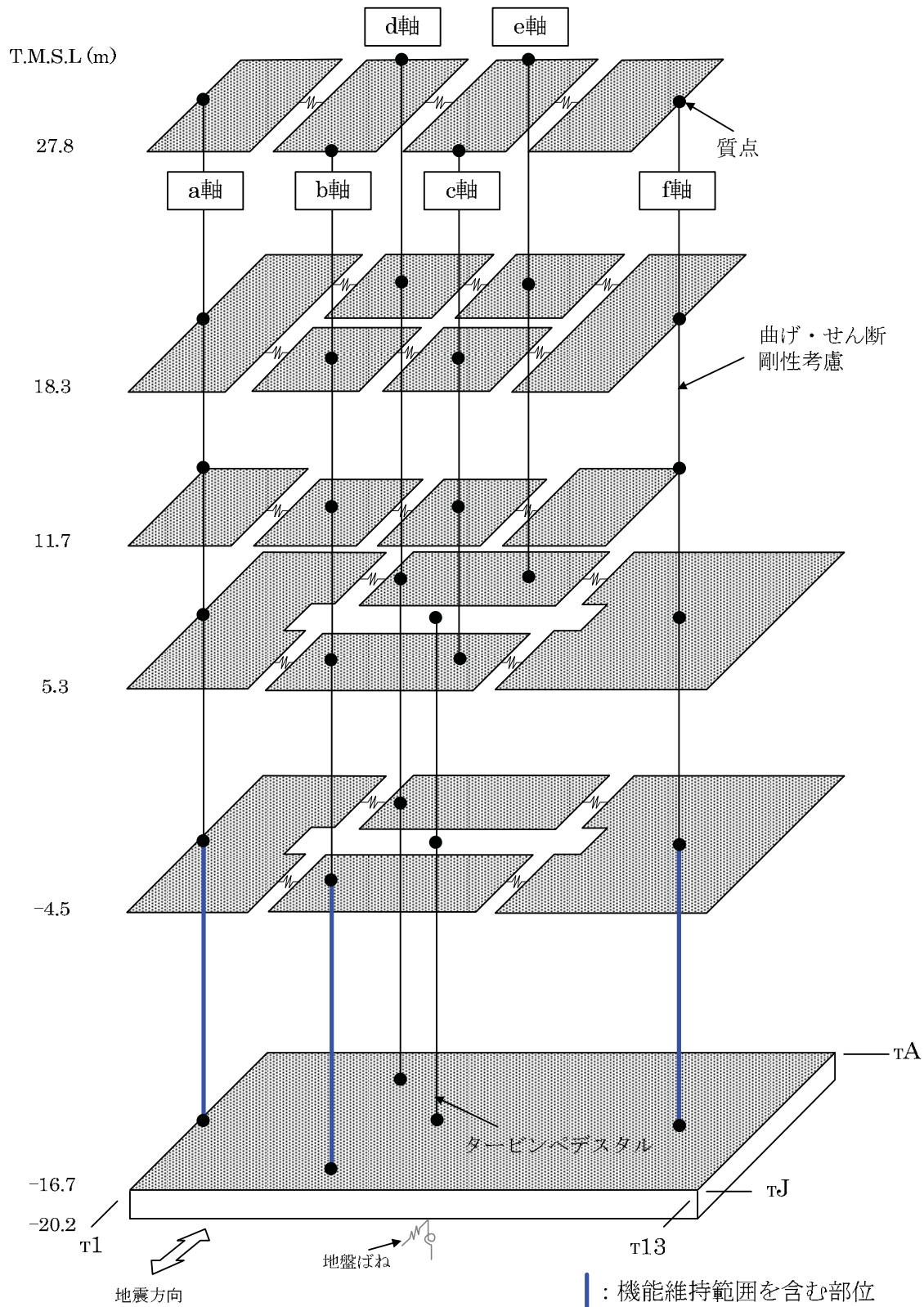
水平方向の地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性応答解析とする。

入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

なお、モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価する。また、切欠き力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。第 6.3.1-8 図に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。



第 6.3.1-4 図 (1) 地震応答解析モデルの概念図 (NS 方向)



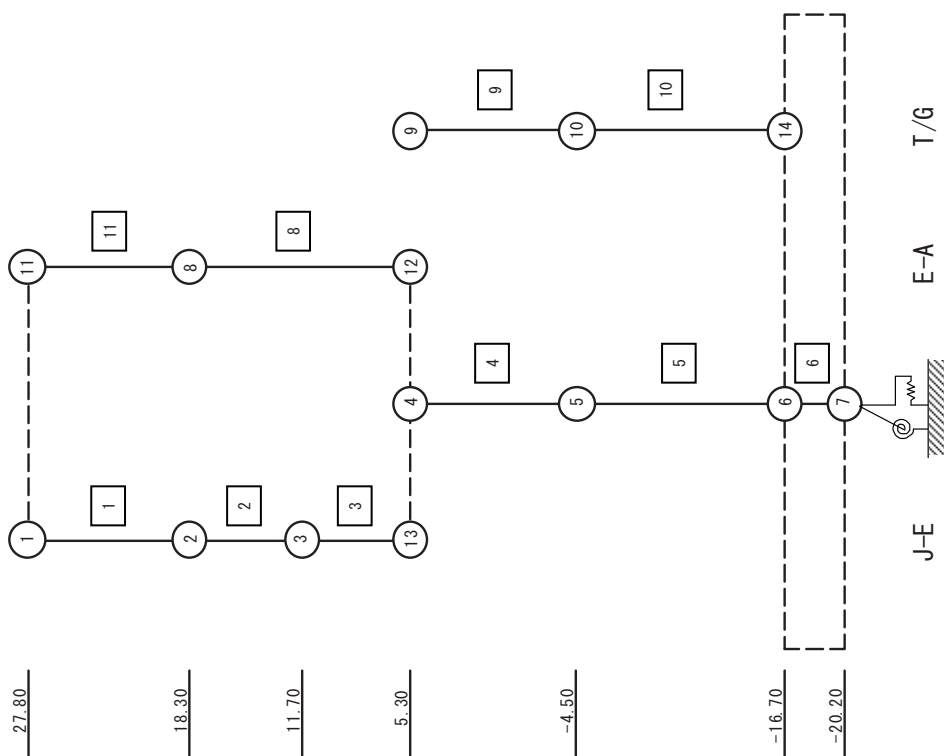
第 6.3.1-4 図 (2) 地震応答解析モデルの概念図 (EW 方向)



第 6.3.1-2 表(1) 解析モデルの諸元 (NS 方向)  
質点重量および回転慣性重量

標高 T. M. S. L. (m)	建 屋		T/G架台
27.8	(1) 81330 1000000	(11)	
18.3	(2) 162050 2000000	(8) 126510 1600000	
11.7	(3) 186880 2500000		
5.3	(4) 713690 12900000	(12)	(9) 109780 500000
-4.5	(5) 988790 18800000		(10) 63990 300000
-16.7	(6) 1310570 22400000		(14)
-20.2	(7) 561160 9600000		

質点重量 (kN)
回転慣性重量 ( $\times 10^2$ kNm <sup>2</sup> )



第 6.3.1-5 図 (1) 解析モデルの諸元 (NS 方向)  
振動モデル図

第 6.3.1-2 表(2) 解析モデルの諸元 (NS 方向)

せん断断面積および断面二次モーメント

標高 T. M. S. L. (m)	建 屋		T/G架台
27.8	(1)	(11)	
	74	64	
	100000	100000	
18.3	(2)	(8)	
	327	178	
	500000	300000	
11.7	(3)		
	251		
	500000		
5.3	(4)	(12)	(9)
	782		28
	1500000		150000
-4.5	(5)		(10)
	1146		18
	2000000		150000
-16.7	(6)		(14)
	12727		
	22000000		
-20.2	(7)		

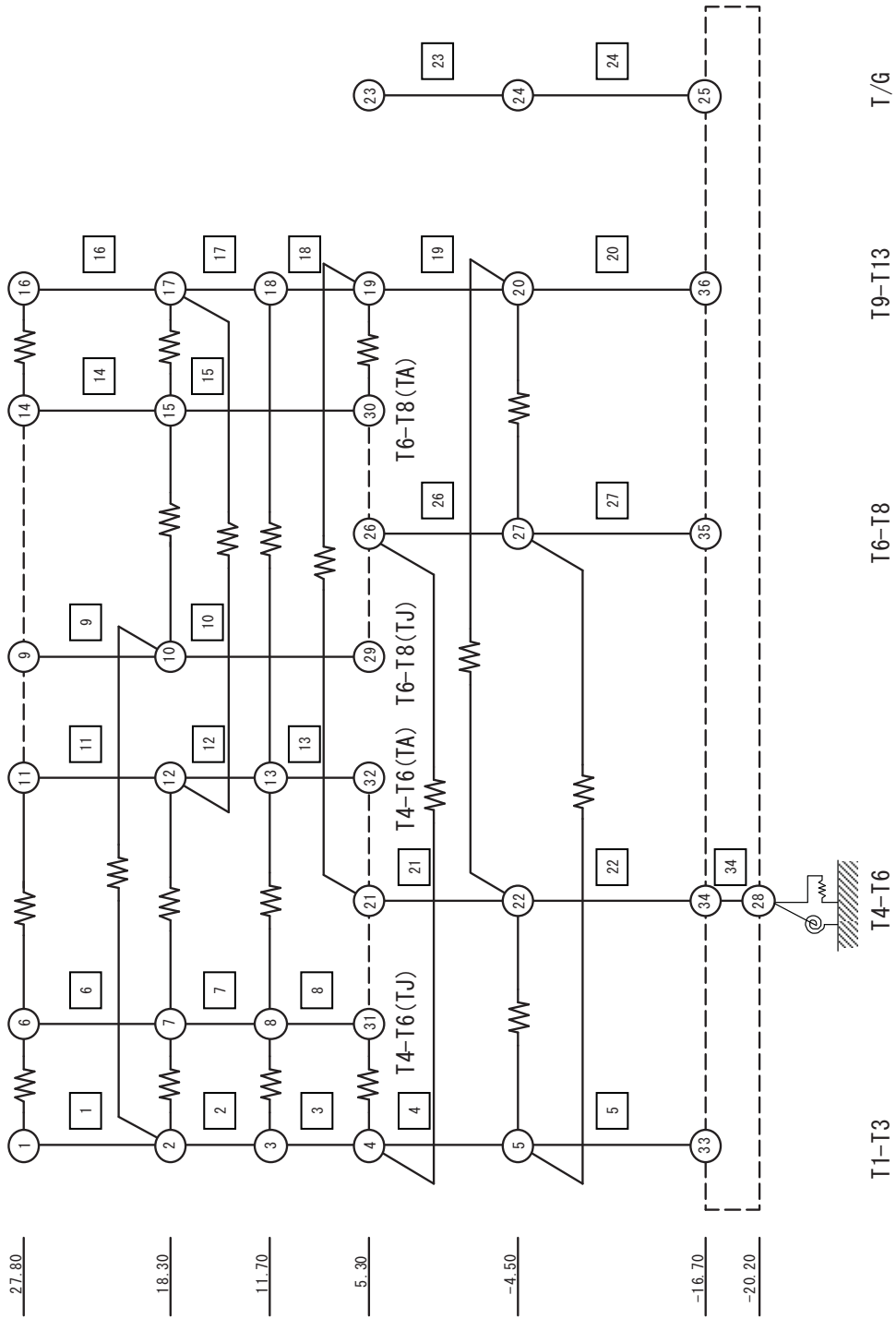
①コンクリート部 建屋  
ヤング係数  $E_c$   $2.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数  $G$   $1.21 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.20  
減衰定数  $h$  5%

②鉄骨部  
ヤング係数  $E_s$   $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数  $G$   $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.30  
減衰定数  $h$  2%

基礎形状  
143.0m (NS方向) × 89.0m (EW方向)

せん断断面積 (m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )

T.M.S.L.  
(m)



第 6.3.1-5 図 (2) 解析モデルの諸元 (EW 方向)  
振動モデル図



第 6.3.1-2 表(4) 解析モデルの諸元 (EW 方向)  
せん断断面積および断面二次モーメント

標高 T. M. S. L. (m)	建 屋													T/G架台															
	(1)	(6)	(11)	(9)	(14)	(16)	(2)	(7)	(12)	(10)	(15)	(17)	(3)		(8)	(13)	(18)	(4)	(31)	(21)	(32)	(29)	(26)	(30)	(19)	(23)			
27.8	21.0	0.50	0.40	0.60	0.60	21.0	10000	3400	3400	3400	10000																		
18.3	111.0	31.0	19.0	20.0	30.0	105.0	55100	6600	1800	2300	92900																		
11.7	147.0	31.0	18.0			86.0	92800	6500	5900		93000																		
5.3	185.0						145600																						
-4.5	343.0																												
-16.7	274300																												
-20.2																													

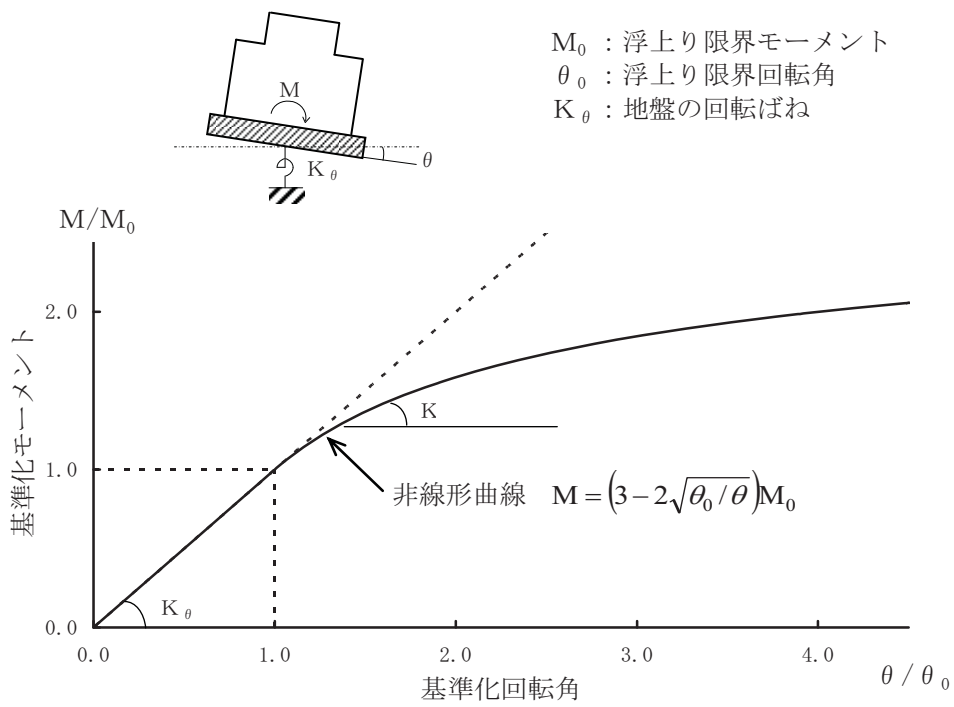
①コンクリート部 建屋  
ヤング係数  $E_c$   $2.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数  $G$   $1.21 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.20  
減衰定数  $h$  5%

②鉄骨部  
ヤング係数  $E_s$   $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数  $G$   $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.30  
減衰定数  $h$  2%

基礎形状

143.0m (NS方向) × 89.0m (EW方向)

せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )



第 6.3.1-6 図 回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

第 6.3.1-3 表(1) 地盤定数

(Ss-1)

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	13.0	21.7	0.60	34.6	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	20.2	45.0	0.45	53.7	13	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	25.1	62.8	0.40	66.8	14	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	28.3	76.6	0.37	75.3	15	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	32.1	89.3	0.36	85.4	15	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	34.0	100	0.34	90.4	16	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	26.4	115	0.23	70.2	48	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	437	503	0.87	1250	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	498	600	0.83	1424	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	542	662	0.82	1550	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	582	728	0.80	1665	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	588	774	0.76	1682	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	639	820	0.78	1828	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.3.1-3 表(2) 地盤定数

(Ss-2)

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	10.1	21.7	0.47	26.9	20	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.1	45.0	0.27	32.2	21	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	12.5	62.8	0.20	33.3	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	15.3	76.6	0.20	40.7	20	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	19.6	89.3	0.22	52.1	19	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	24.0	100	0.24	63.8	19	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	29.9	115	0.26	79.5	19	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	452	503	0.90	1293	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	595	662	0.90	1702	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	647	728	0.89	1850	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	721	820	0.88	2062	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.3.1-3 表(3) 地盤定数

(Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	11.9	21.7	0.55	31.7	12	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	16	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	28	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	31	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	11.0	100	0.11	29.3	34	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	13.8	115	0.12	36.7	32	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	540	600	0.90	1544	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	589	662	0.89	1685	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	640	728	0.88	1830	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	665	774	0.86	1902	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	697	820	0.85	1993	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.3.1-3 表(4) 地盤定数

(Ss-4)

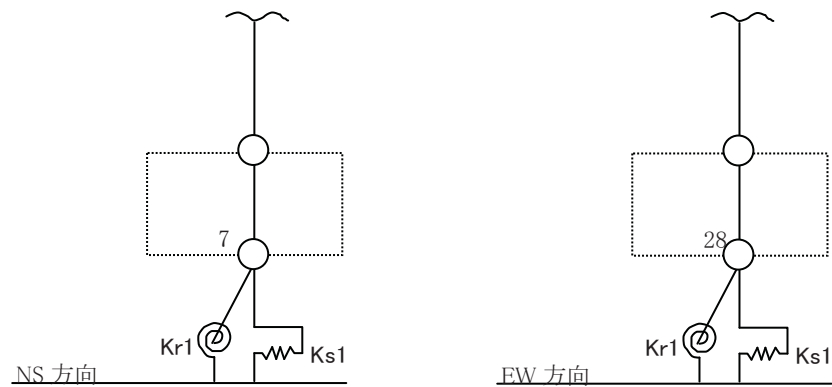
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	9.98	21.7	0.46	26.5	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.6	45.0	0.28	33.5	12	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	13	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	22.2	76.6	0.29	59.1	14	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	27.6	89.3	0.31	73.4	14	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	31.0	100	0.31	82.5	14	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	35.6	115	0.31	94.7	14	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	467	503	0.93	1336	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	552	600	0.92	1579	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	602	662	0.91	1722	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	655	728	0.90	1873	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	705	820	0.86	2016	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-



第 6.3.1-3 表(5) 地盤定数

(Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)	層厚 $H$ (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	12.5	21.7	0.58	33.3	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	14	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.9	62.8	0.27	45.0	17	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	19	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	20	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	9.00	100	0.09	23.9	21	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	8.05	115	0.07	21.4	21	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	575	662	0.87	1645	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	626	728	0.86	1790	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	642	774	0.83	1836	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	647	820	0.79	1850	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-



第 6.3.1-7 図 地盤ばねの記号

第 6.3.1-4 表(1) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	7	底面・並進	1.61×10 <sup>8</sup>	0.00	1.14×10 <sup>7</sup>	2.83
Kr1	7	底面・回転	8.97×10 <sup>11</sup>	0.00	3.19×10 <sup>10</sup>	2.83

(EW 方向, Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	28	底面・並進	1.67×10 <sup>8</sup>	0.00	1.22×10 <sup>7</sup>	2.80
Kr1	28	底面・回転	4.38×10 <sup>11</sup>	0.00	1.06×10 <sup>10</sup>	2.80

(NS 方向, Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	7	底面・並進	1.70×10 <sup>8</sup>	0.00	1.18×10 <sup>7</sup>	2.90
Kr1	7	底面・回転	9.60×10 <sup>11</sup>	0.00	3.29×10 <sup>10</sup>	2.90

(EW 方向, Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	28	底面・並進	1.77×10 <sup>8</sup>	0.00	1.26×10 <sup>7</sup>	2.88
Kr1	28	底面・回転	4.64×10 <sup>11</sup>	0.00	1.08×10 <sup>10</sup>	2.88

(NS 方向, Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	7	底面・並進	1.71×10 <sup>8</sup>	0.00	1.18×10 <sup>7</sup>	2.91
Kr1	7	底面・回転	9.60×10 <sup>11</sup>	0.00	3.30×10 <sup>10</sup>	2.91

(EW 方向, Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	28	底面・並進	1.78×10 <sup>8</sup>	0.00	1.26×10 <sup>7</sup>	2.88
Kr1	28	底面・回転	4.66×10 <sup>11</sup>	0.00	1.09×10 <sup>10</sup>	2.88

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

第 6.3.1-4 表(2) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-4)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	7	底面・並進	1.74×10 <sup>8</sup>	0.00	1.19×10 <sup>7</sup>	2.93
Kr1	7	底面・回転	9.83×10 <sup>11</sup>	0.00	3.33×10 <sup>10</sup>	2.93

(EW 方向, Ss-4)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	28	底面・並進	1.81×10 <sup>8</sup>	0.00	1.27×10 <sup>7</sup>	2.91
Kr1	28	底面・回転	4.77×10 <sup>11</sup>	0.00	1.10×10 <sup>10</sup>	2.91

(NS 方向, Ss-5)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	7	底面・並進	1.69×10 <sup>8</sup>	0.00	1.17×10 <sup>7</sup>	2.90
Kr1	7	底面・回転	9.47×10 <sup>11</sup>	0.00	3.28×10 <sup>10</sup>	2.90

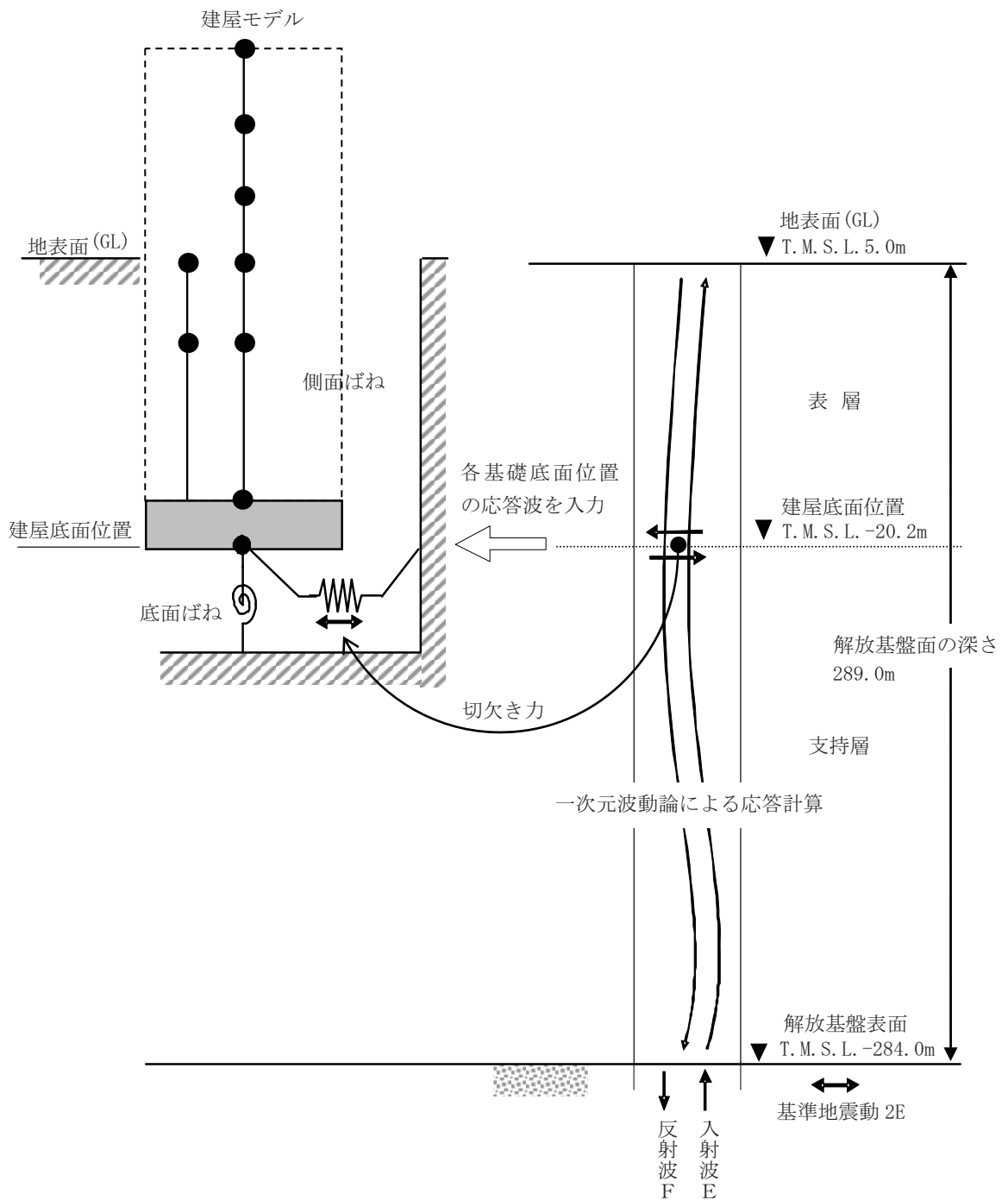
(EW 方向, Ss-5)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	28	底面・並進	1.76×10 <sup>8</sup>	0.00	1.25×10 <sup>7</sup>	2.87
Kr1	28	底面・回転	4.62×10 <sup>11</sup>	0.00	1.08×10 <sup>10</sup>	2.87

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数



第 6.3.1-8 図 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)

## (b) 鉛直方向の地震応答解析モデル

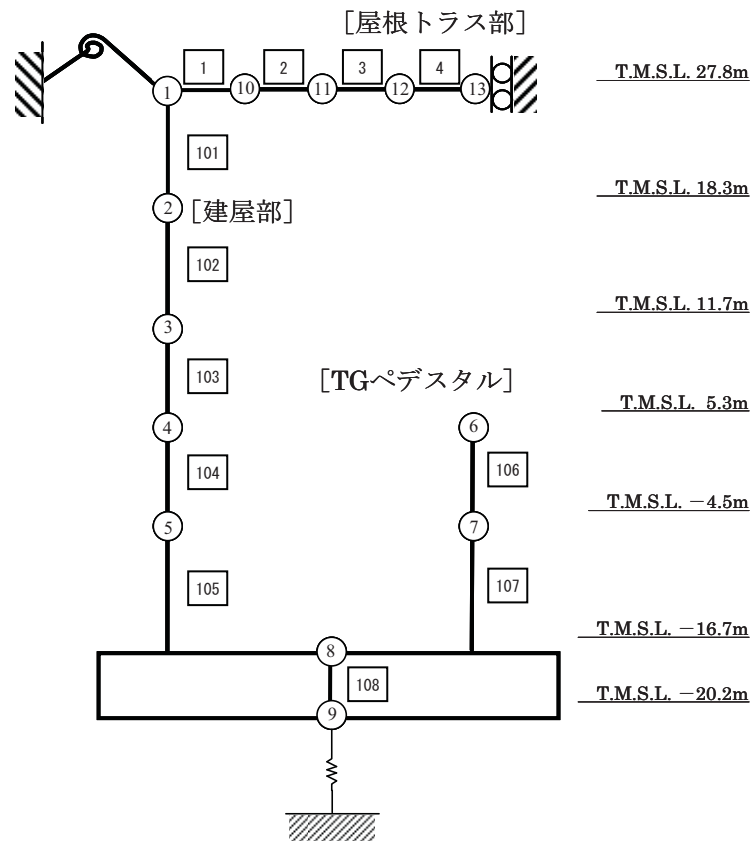
鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性および屋根トラスの曲げせん断剛性を評価した質点系モデルとする。鉛直方向の地震応答解析モデルを第 6.3.1-9 図に、解析モデルの諸元を第 6.3.1-5 表に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイおよびロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、鉛直ばね定数を近似法により評価する。

第 6.3.1-6 表に地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を示す。なお、地盤調査に基づく地盤定数は第 6.3.1-3 表に示すとおりである。

鉛直方向の地震応答解析は、弾性応答解析とする。

入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。第 6.3.1-10 図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。



第 6.3.1-9 図 地震応答解析モデル (鉛直方向)

第 6.3.1-5 表 解析モデルの諸元

(鉛直方向)

質点番号	①	⑩	⑪	⑫	⑬
質点重量 W (kN)	-	9350	8460	8460	4230
部材番号	1	2	3	4	
せん断断面積 As ( $\times 10^{-2} \text{m}^2$ )	31.20	31.04	26.06	21.39	
断面2次モーメント I <sub>B</sub> (m <sup>4</sup> )	5.46	4.18	4.18	4.18	
質点番号	質点重量 W (kN)		部材番号	軸断面積 A (m <sup>2</sup> )	
①	50830		101	193.5	
②	288560		102	838.2	
③	186880		103	838.2	
④	713690		104	1676.2	
⑤	988790		105	2104.5	
⑧	109780		106	12727.0	
⑨	63990		107	175.2	
⑥	1310570		108	191.2	
⑦	561160				

①コンクリート部 建屋

ヤング係数 E<sub>c</sub>  $2.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数 G  $1.21 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)

ポアソン比  $\nu$  0.20

減衰定数 h 5%

②鉄骨部

ヤング係数 E<sub>s</sub>  $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数 G  $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)

ポアソン比  $\nu$  0.30

減衰定数 h 2%

基礎形状

143.0m(NS方向)  $\times$  89.0m(EW方向)

トラス端部回転拘束ばね K <sub>$\theta$</sub>   $16.02 \times 10^7$  (kNm/rad)

第 6.3.1-6 表 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	9	底面・鉛直	$2.65 \times 10^8$	0.00	$2.80 \times 10^7$	3.89

(Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	9	底面・鉛直	$2.85 \times 10^8$	0.00	$2.91 \times 10^7$	4.03

(Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	9	底面・鉛直	$2.83 \times 10^8$	0.00	$2.90 \times 10^7$	4.02

(Ss-4)

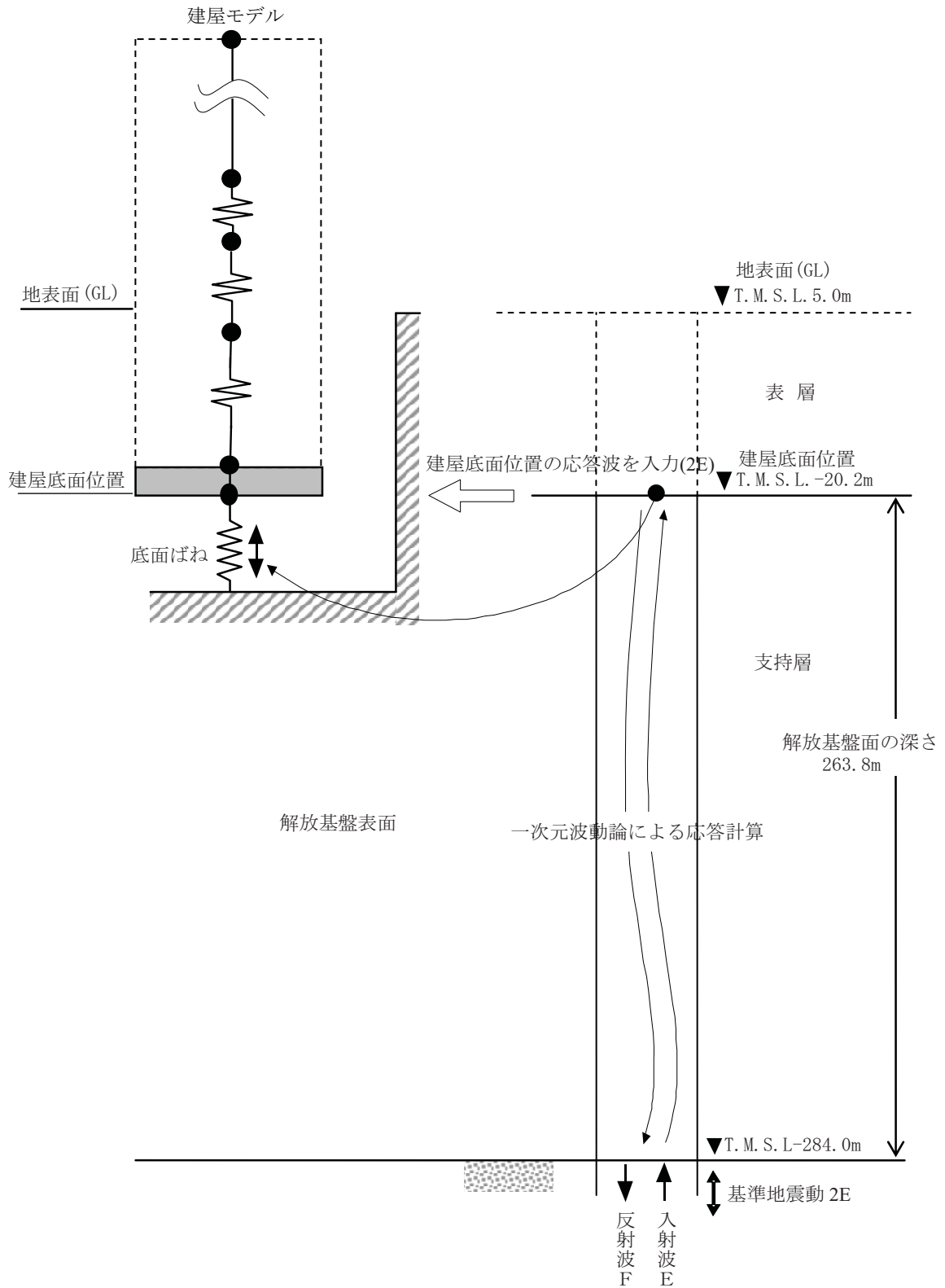
ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	9	底面・鉛直	$2.89 \times 10^8$	0.00	$2.92 \times 10^7$	4.06

(Ss-5)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 $K_c$ (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 $C_c$ (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)1</sup> $f_1$ (Hz)
K1	9	底面・鉛直	$2.78 \times 10^8$	0.00	$2.87 \times 10^7$	3.98

(\*1)  $f_1$  は連成系の 1 次固有振動数





第 6.3.1-10 図 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)

### 6.3.1.3. 地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数を第 6.3.1-7 表および第 6.3.1-8 表に示す。

基準地震動  $S_s$ （水平）による最大応答値を，それぞれ第 6.3.1-11 図～第 6.3.1-16 図に示す。

基準地震動  $S_s$ （鉛直）による最大応答値を，それぞれ第 6.3.1-17 図，第 6.3.1-18 図に示す。

第 6.3.1-7 表(1) 固有値 (固有周期, 固有振動数) および刺激係数  
(水平方向)

(NS 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.353	2.83	1.538	地盤建屋連成一次
2	0.215	4.66	-0.473	
3	0.191	5.24	-0.136	
4	0.081	12.36	-0.129	
5	0.062	16.08	-0.007	

(NS 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.344	2.90	1.580	地盤建屋連成一次
2	0.215	4.66	-0.522	
3	0.185	5.40	-0.138	
4	0.081	12.39	-0.136	
5	0.062	16.08	-0.007	

(NS 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.343	2.91	1.583	地盤建屋連成一次
2	0.215	4.66	-0.525	
3	0.185	5.41	-0.139	
4	0.081	12.39	-0.136	
5	0.062	16.08	-0.007	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.3.1-7 表(2) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(NS 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.341	2.93	1.598	地盤建屋連成一次
2	0.215	4.66	-0.542	
3	0.183	5.46	-0.140	
4	0.081	12.40	-0.138	
5	0.062	16.08	-0.007	

(NS 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.345	2.90	1.574	地盤建屋連成一次
2	0.215	4.66	-0.515	
3	0.186	5.37	-0.138	
4	0.081	12.39	-0.135	
5	0.062	16.08	-0.007	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.3.1-7 表(3) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.357	2.80	1.729	地盤建屋連成一次
2	0.181	5.54	-1.207	
3	0.171	5.86	-0.646	
4	0.155	6.45	0.818	
5	0.124	8.09	-0.023	

(EW 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.348	2.88	1.766	地盤建屋連成一次
2	0.179	5.58	-1.085	
3	0.170	5.89	-0.662	
4	0.153	6.54	0.868	
5	0.123	8.10	-0.016	

(EW 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.347	2.88	1.770	地盤建屋連成一次
2	0.179	5.58	-1.076	
3	0.170	5.89	-0.663	
4	0.153	6.54	0.871	
5	0.123	8.10	-0.015	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.3.1-7 表(4) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.344	2.91	1.780	地盤建屋連成一次
2	0.179	5.59	-1.021	
3	0.170	5.90	-0.659	
4	0.152	6.58	0.873	
5	0.123	8.10	-0.012	

(EW 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.87	1.762	地盤建屋連成一次
2	0.179	5.57	-1.095	
3	0.170	5.88	-0.661	
4	0.153	6.53	0.864	
5	0.123	8.10	-0.017	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.3.1-8 表(1) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

(Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.86	2.869	屋根トラス一次
2	0.257	3.89	-1.941	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.67	0.089	
4	0.057	17.59	-0.026	
5	0.047	21.13	0.026	

(Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.86	2.662	屋根トラス一次
2	0.248	4.03	-1.740	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.67	0.096	
4	0.057	17.59	-0.028	
5	0.047	21.13	0.028	

(Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.86	2.680	屋根トラス一次
2	0.249	4.02	-1.757	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.67	0.095	
4	0.057	17.59	-0.028	
5	0.047	21.13	0.028	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.3.1-8 表(2) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

(Ss-4)

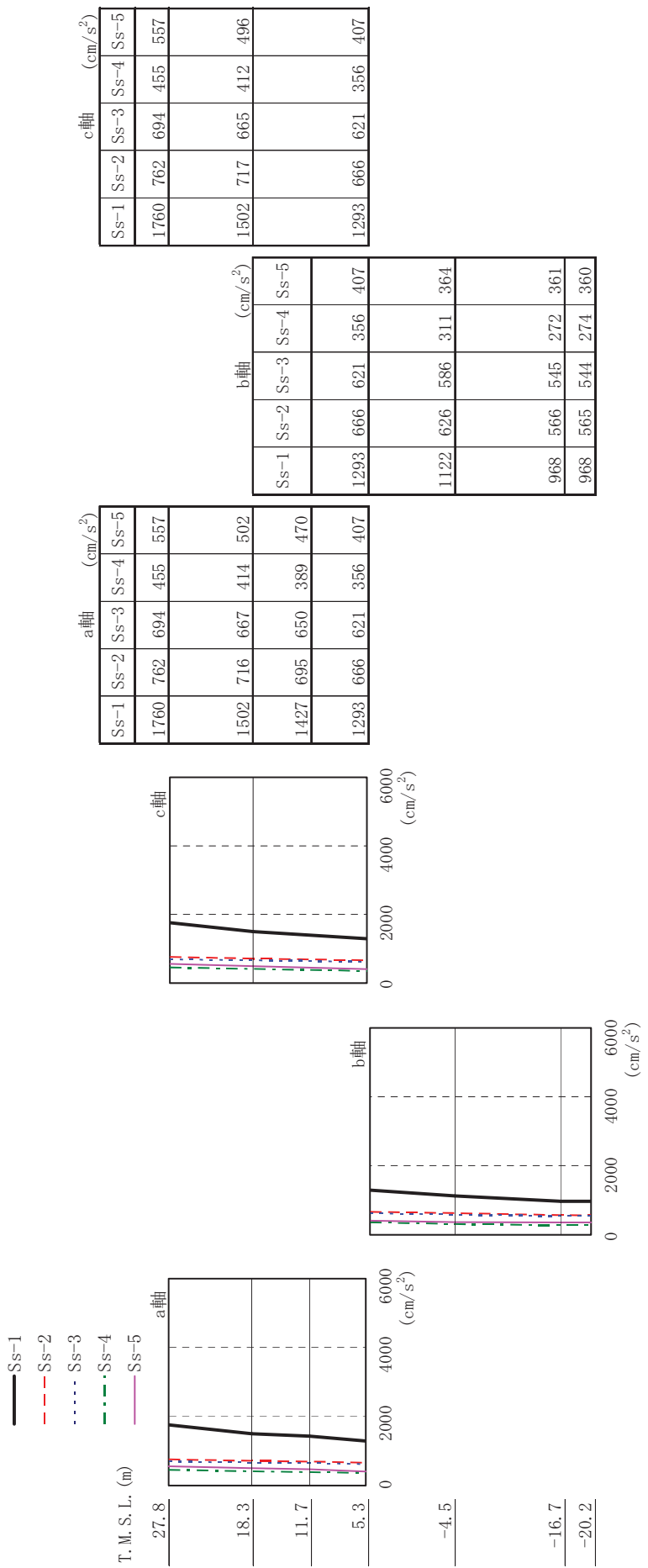
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.87	2.627	屋根トラス一次
2	0.246	4.06	-1.706	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.67	0.098	
4	0.057	17.59	-0.028	
5	0.047	21.13	0.028	

(Ss-5)

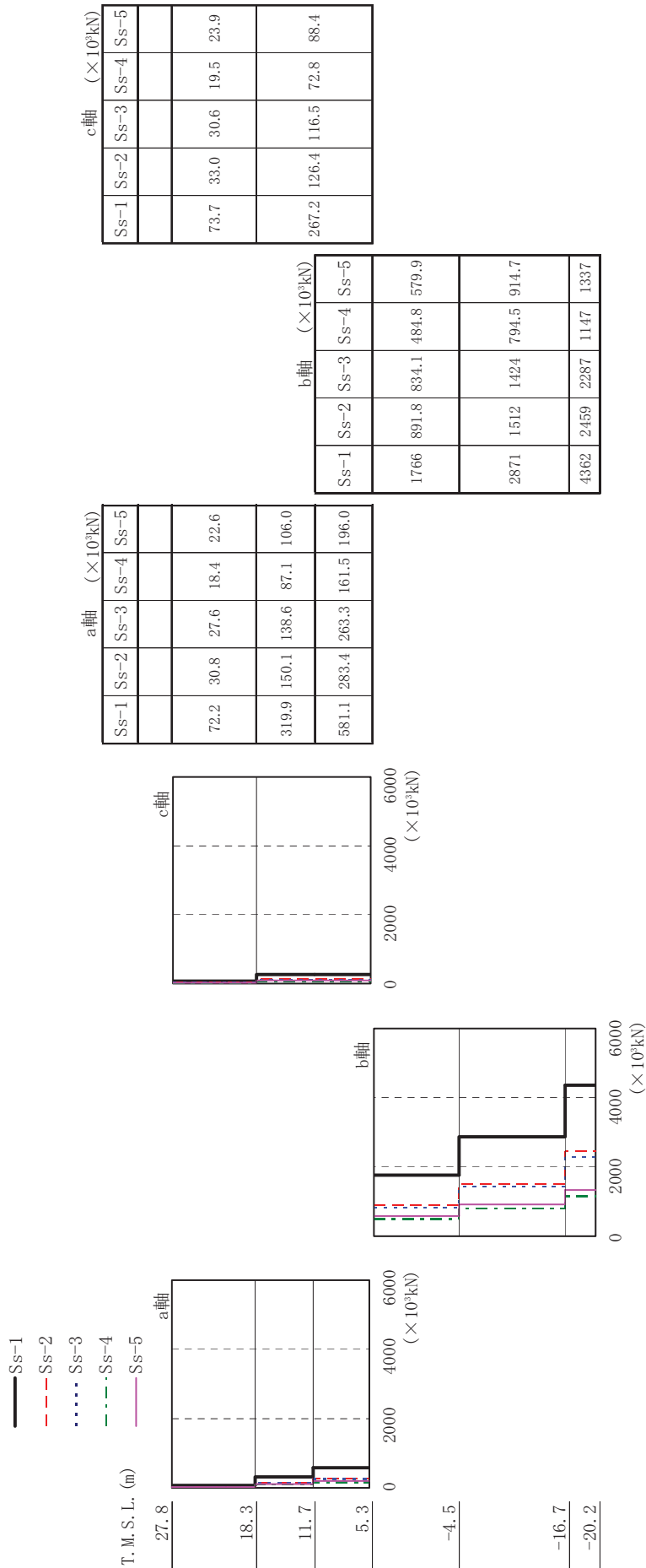
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.349	2.86	2.728	屋根トラス一次
2	0.251	3.98	-1.803	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.67	0.093	
4	0.057	17.59	-0.027	
5	0.047	21.13	0.027	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

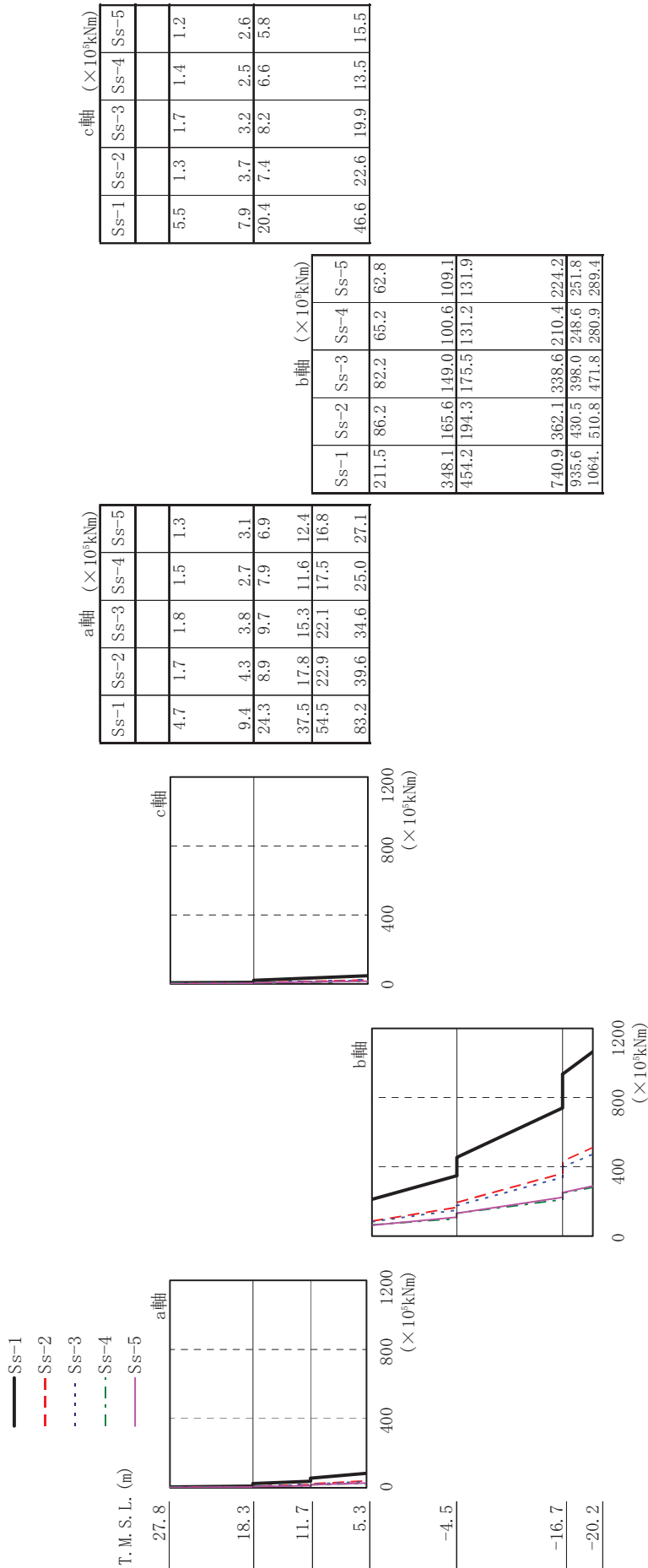




第 6.3.1-11 図 最大応答加速度 (NS 方向)



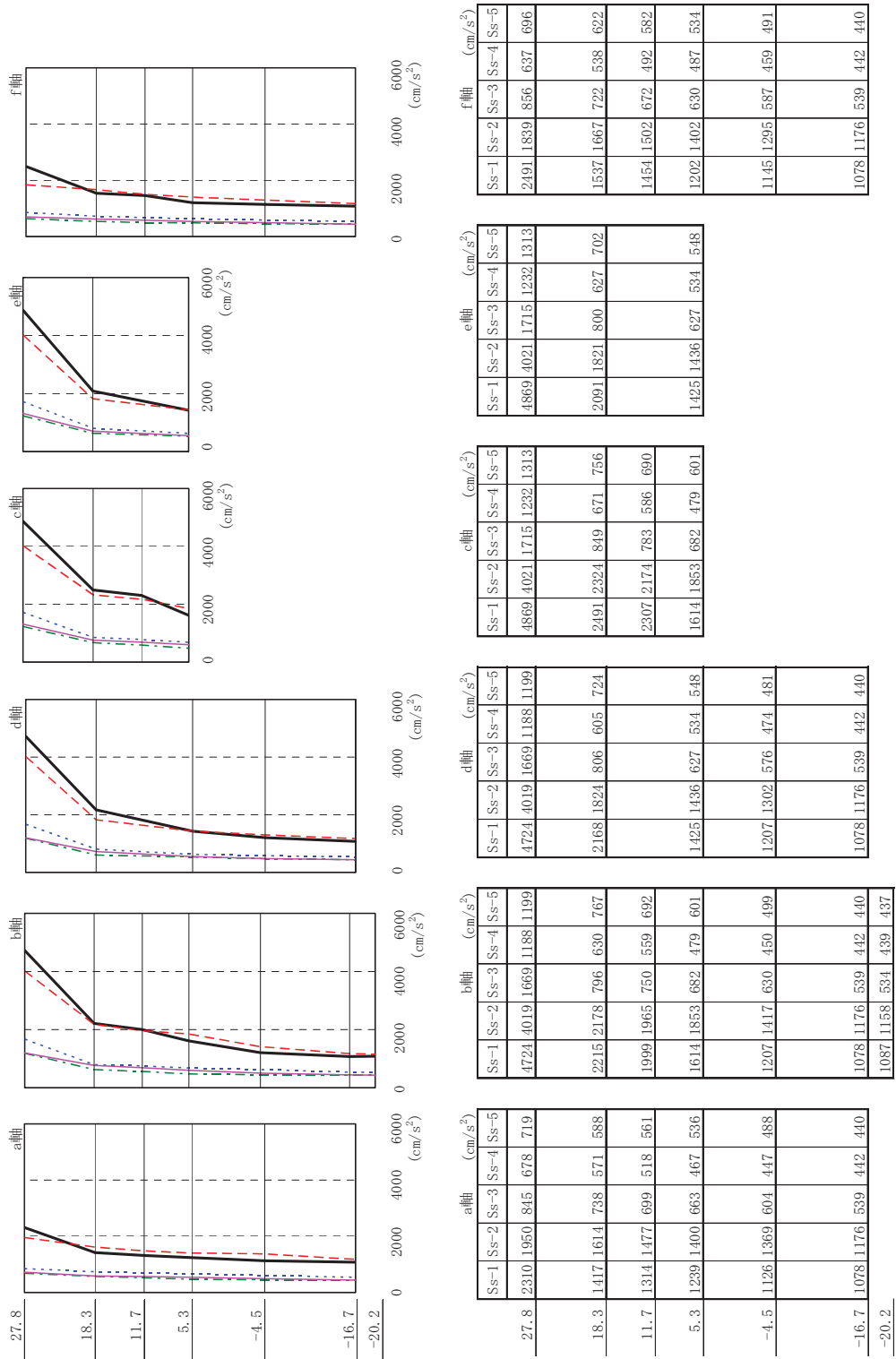
第 6.3.1-12 図 最大応答せん断力 (NS 方向)



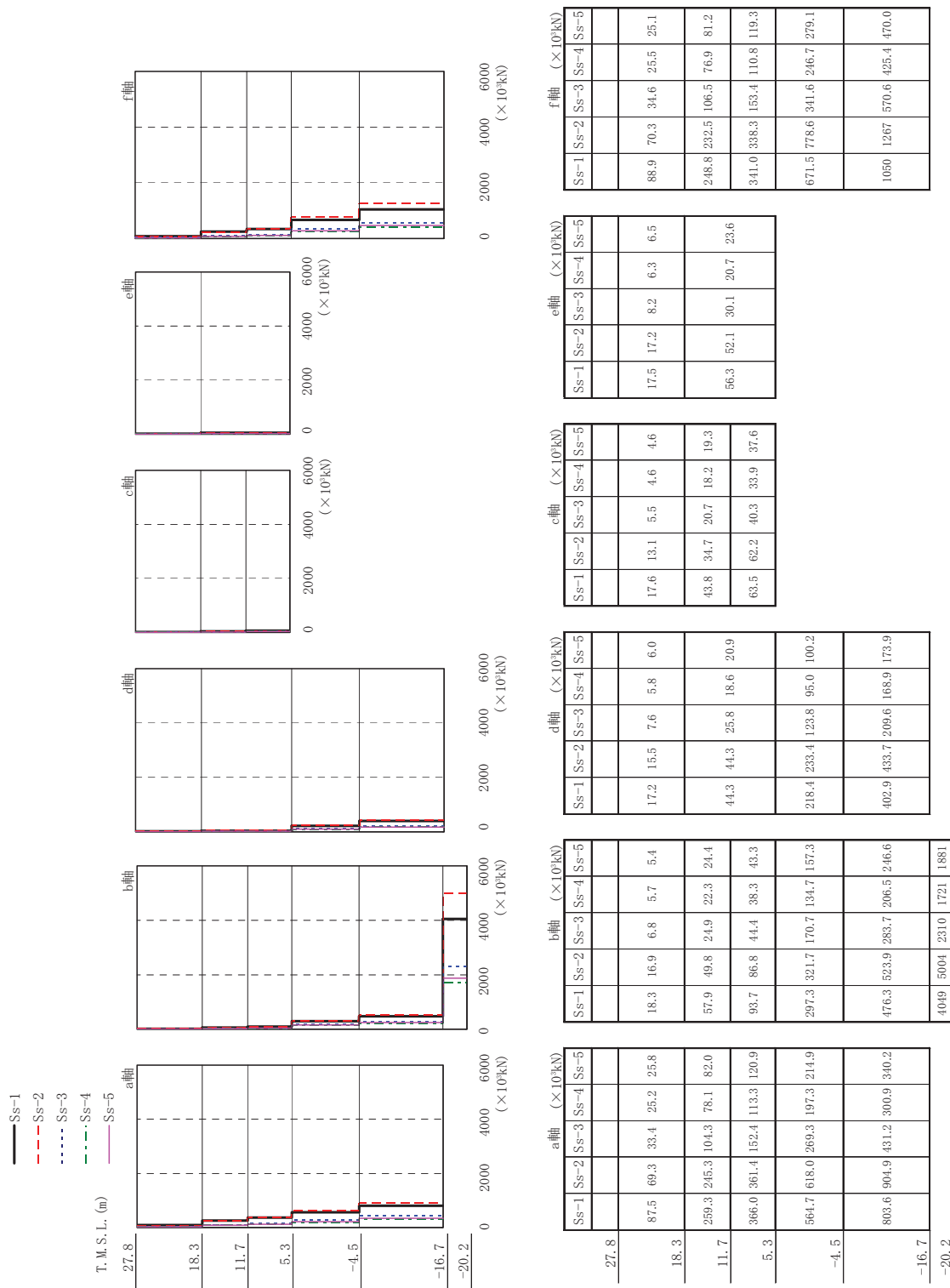
第 6.3.1-13 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

— Ss-1  
 - - Ss-2  
 ··· Ss-3  
 - · - Ss-4  
 — Ss-5

T. M. S. L. (m)



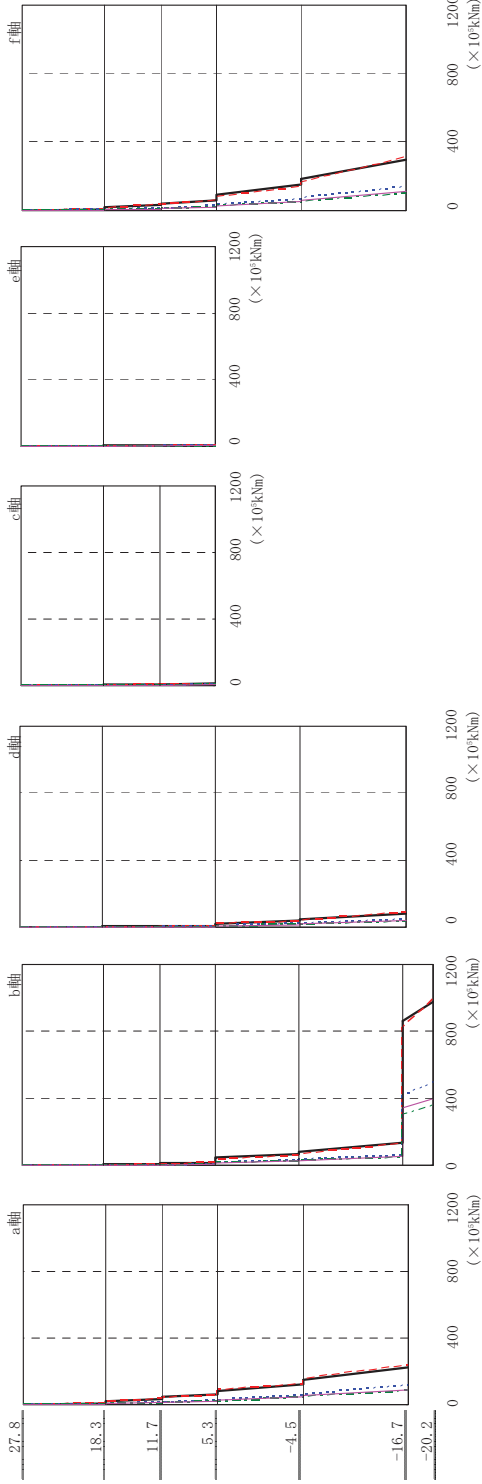
第 6.3.1-14 図 最大応答加速度 (EW 方向)



第 6.3.1-15 図 最大応答せん断力 (EW 方向)

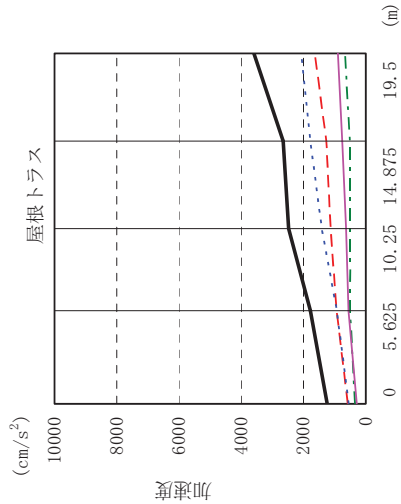
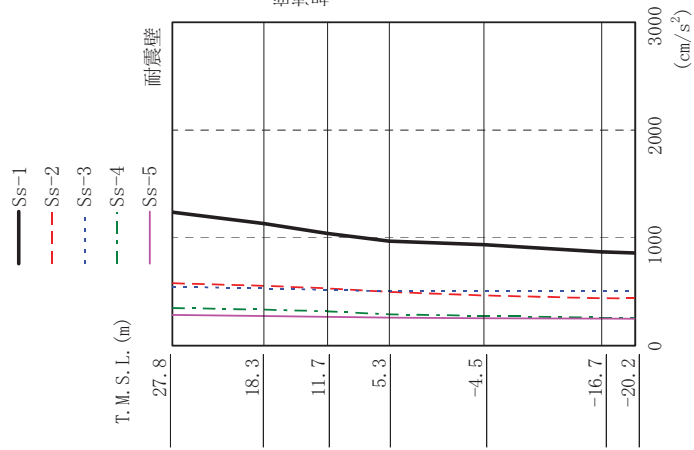
Ss-1  
 Ss-2  
 Ss-3  
 Ss-4  
 Ss-5

T. M. S. L. (m)



T. M. S. L. (m)	a軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)					b軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)					c軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)					d軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)					e軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)					f軸 (×10 <sup>6</sup> kNm)									
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
27.8	1.5	2.0	0.3	0.2	0.2	0.3	0.2	0.1	0.0	0.1	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.1	0.0	0.1	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	1.0	0.9	0.2	0.2	0.2					
18.3	8.9	7.1	3.3	2.5	2.6	2.0	1.7	0.7	0.5	0.5	2.0	1.6	0.8	0.6	0.6	1.9	1.3	0.5	0.4	0.4	2.1	1.7	0.8	0.6	0.6	8.9	7.2	3.4	2.5	2.5					
11.7	23.3	22.7	6.4	4.9	5.3	4.8	3.0	1.2	0.7	1.0	3.4	2.3	0.9	0.6	0.7	3.8	2.7	1.2	0.6	1.0	3.5	2.5	0.9	0.7	0.7	17.5	15.3	6.2	4.6	4.6					
5.3	36.3	30.7	12.8	9.9	10.4	8.1	5.7	2.7	2.1	2.3	6.7	4.8	2.3	1.7	2.0	6.7	4.8	2.3	1.7	2.0	33.6	30.0	12.7	9.3	9.6	39.7	35.2	14.2	10.7	11.1					
-4.5	61.9	56.3	24.2	18.6	19.7	15.6	12.0	5.5	4.7	5.0	7.5	6.8	4.1	3.0	3.4	12.3	9.4	4.9	4.1	4.4	60.9	56.9	24.0	17.6	18.4	89.9	81.3	31.1	24.5	25.2					
-16.7	120.1	120.8	55.3	42.0	44.5	67.8	59.7	28.5	23.4	25.7	39.5	36.9	21.4	15.3	16.7	82.7	87.0	47.5	36.2	37.7	152.6	136.7	64.4	47.2	50.2	298.3	306.8	141.0	101.3	110.1					
-20.2	220.7	240.3	112.9	83.7	90.4	83.5	66.7	32.9	24.9	28.8	45.4	39.4	22.0	15.6	17.2	82.7	87.0	47.5	36.2	37.7	185.8	165.2	73.2	55.7	58.3	298.3	306.8	141.0	101.3	110.1					

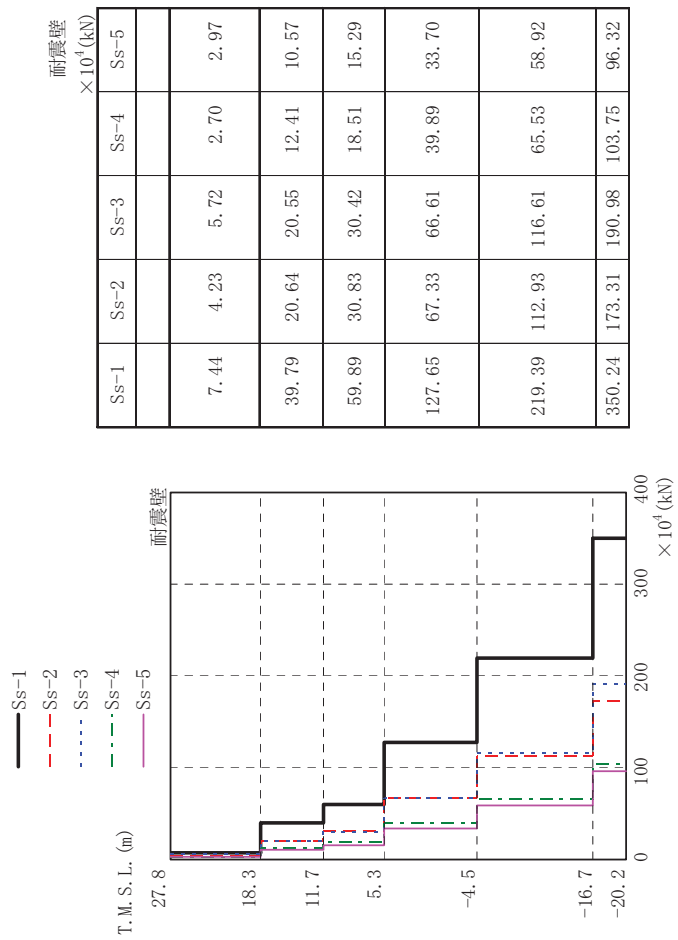
第 6.3.1-16 図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)



水平位置 (m)	0	5.625	10.25	14.875	19.5
Ss-1	1239	1779	2477	2652	3593
Ss-2	579	935	1133	1270	1634
Ss-3	546	931	1414	1781	2072
Ss-4	348	505	498	515	669
Ss-5	285	556	634	756	892

耐震壁 (cm/s <sup>2</sup> )		屋根トラス (cm/s <sup>2</sup> )				
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5		
1239	579	546	348	285		
1133	555	531	335	274		
1041	532	517	317	267		
971	499	502	291	260		
938	466	506	277	254		
870	441	508	260	251		
860	438	507	258	250		

第 6.3.1-17 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第6.3.1-18 図 最大応答軸力 (鉛直方向)



#### 6.3.1.4. 接地率

地震応答解析により得られた基礎版底面位置の最大転倒モーメントと、この結果から算出した接地率の検討結果を第6.3.1-9表に示す。

第 6.3.1-9 表 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地率

	基準地震動 Ss	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
NS 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>7</sup> kNm)	10.26	10.26	10.26	10.26	10.26
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>7</sup> kNm)	8.01	4.45	4.09	2.17	2.31
	接地率 $\eta$ (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
EW 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>7</sup> kNm)	6.39	6.39	6.39	6.39	6.39
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>7</sup> kNm)	8.61	9.44	4.61	3.28	3.74
	接地率 $\eta$ (%)	82.5	76.1	100.0	100.0	100.0

#### 6.3.1.5. 接地圧

基準地震動Ssによる地震応答解析結果<sup>※1</sup>に基づく接地圧を第6.3.1-10表に示す。地盤の支持力試験の最大荷重は、 $7413\text{kN/m}^2$  ( $756\text{tf/m}^2$ ) であり、地震時接地圧に対して十分な余裕がある。

※1 水平地震動による応力と組み合わせる場合の鉛直地震動による応力は、組み合わせ係数法により、係数 0.4 を考慮する。

第 6.3.1-10 表(1) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧  
(Ss-1)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	3,775,510		[NS 方向] 560.6 kN/m <sup>2</sup> (643.8 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	4,833,990		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		800.63	861.44	[EW 方向] 811.7 kN/m <sup>2</sup> (844.7 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	560.6	811.7	
	下向き	643.8	844.7	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-2)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	3,999,166		[NS 方向] 460.8 kN/m <sup>2</sup> (508.8 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	4,610,334		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		444.62	944.34	[EW 方向] 892.6 kN/m <sup>2</sup> (894.9 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	460.8	892.6	
	下向き	508.8	894.9	

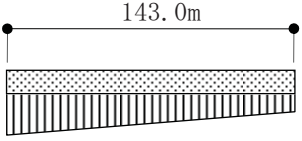
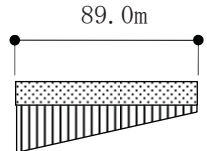
※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-3)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	3,742,190		[NS 方向] 429.0 kN/m <sup>2</sup> (517.4 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	4,867,310		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		409.24	461.05	[EW 方向] 538.3 kN/m <sup>2</sup> (626.7 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	429.0	538.3	
	下向き	517.4	626.7	

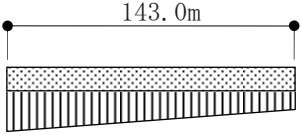
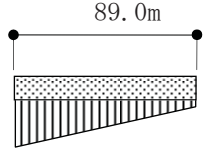
※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

第 6.3.1-10 表(2) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧  
(Ss-4)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	4,068,566		[NS 方向] 391.3 kN/m <sup>2</sup> (428.4 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	4,540,934		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		217.28	327.97	[EW 方向] 493.4 kN/m <sup>2</sup> (530.5 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	391.3	493.4	
	下向き	428.4	530.5	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-5)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	3,912,254		[NS 方向] 383.6 kN/m <sup>2</sup> (445.3 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	4,697,246		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		231.08	373.84	[EW 方向] 505.4 kN/m <sup>2</sup> (567.1 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	383.6	505.4	
	下向き	445.3	567.1	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

### 6.3.2. 評価基準

耐震安全性評価に当たっては、機能維持部位が構造物として変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、建物の終局耐力に対し、妥当な安全余裕を有していることを確認する観点から、タービン建屋の主たる耐震要素である耐震壁の安全性について評価する。

評価は、機能維持部位における耐震壁の基準地震動 $S_s$ による最大せん断ひずみが、評価基準値（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認する（「JEAG 4601 - 1991」に準拠）。

### 6.3.3. 耐震安全性評価結果

第6.3.3-1表および第6.3.3-2表に機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧を、第6.3.3-1図および第6.3.3-2図に振動モデルの概念図を示す。また、第6.3.3-3図～第6.3.3-4図に基準地震動 $S_s$ に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で $0.34 \times 10^{-3}$  ( $S_s$ -2, EW方向, B2F) であり、評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を満足している。

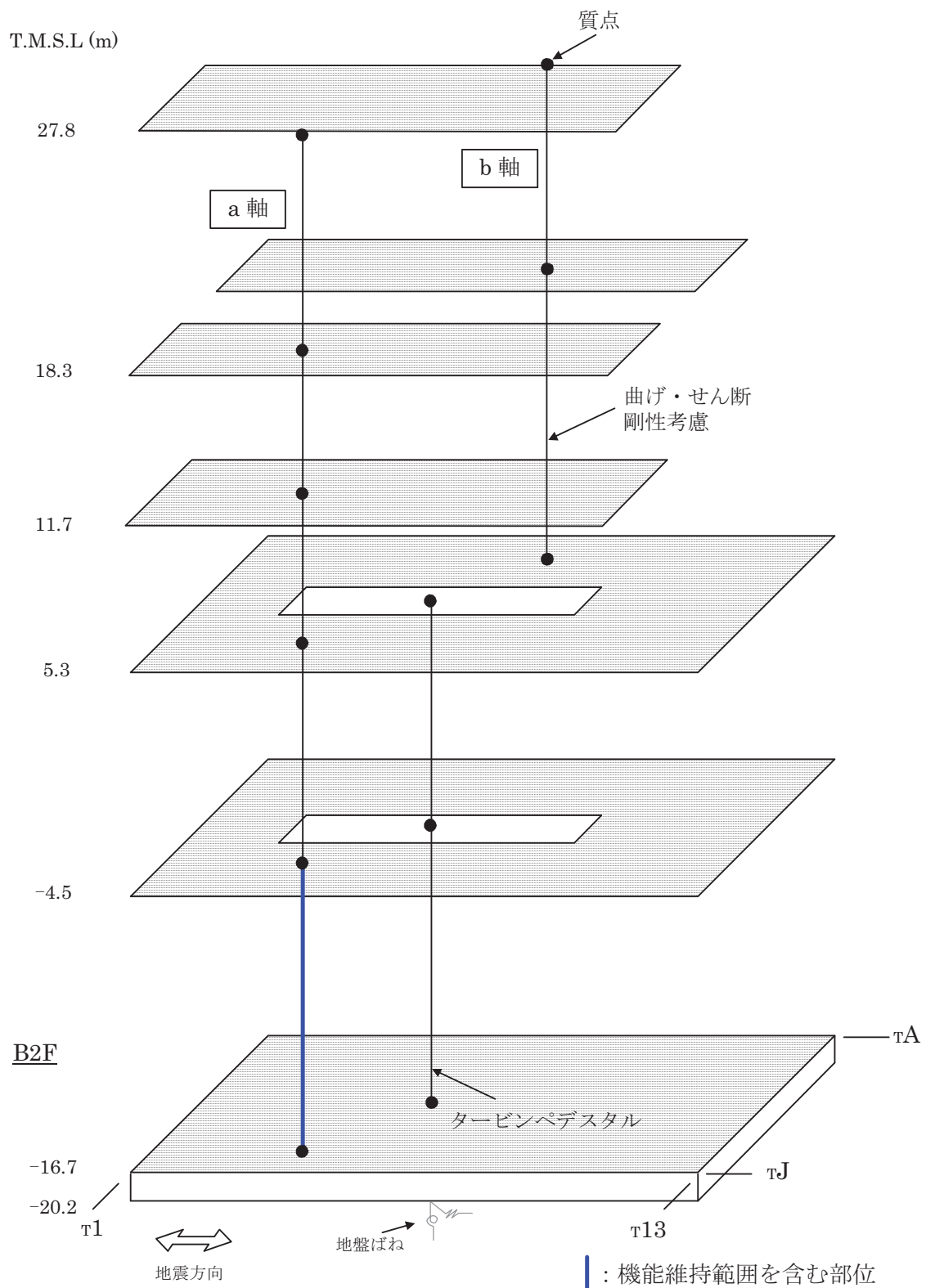
第6.3.3-1表 機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧

(NS方向)

a軸

( $\times 10^{-3}$ )

階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B2F	0.21	0.11	0.10	0.06	0.07	2.0以下



第 6.3.3-1 図 振動モデルの概念図 (NS 方向)



第 6.3.3-2 表 機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧

(EW方向)

a軸 (×10<sup>-3</sup>)

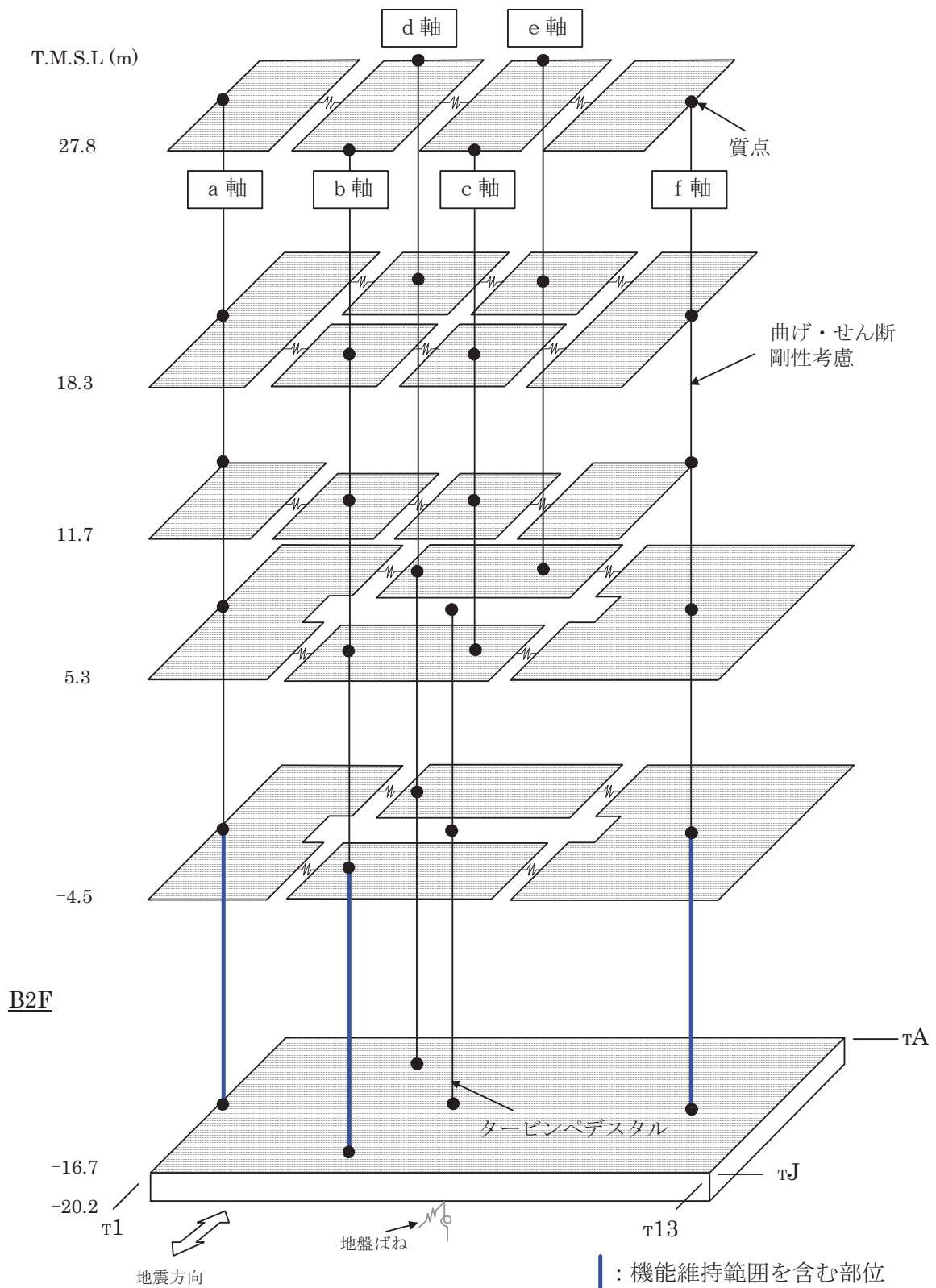
階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B2F	0.19	0.23	0.10	0.07	0.08	2.0以下

b軸 (×10<sup>-3</sup>)

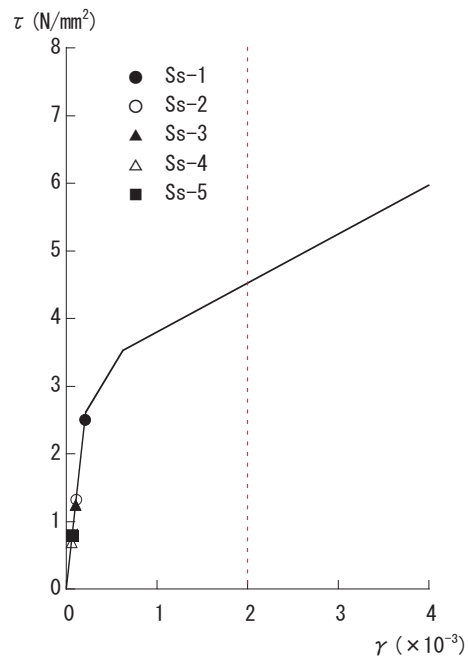
階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B2F	0.22	0.34	0.13	0.10	0.11	2.0以下

f軸 (×10<sup>-3</sup>)

階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B2F	0.18	0.21	0.10	0.07	0.08	2.0以下

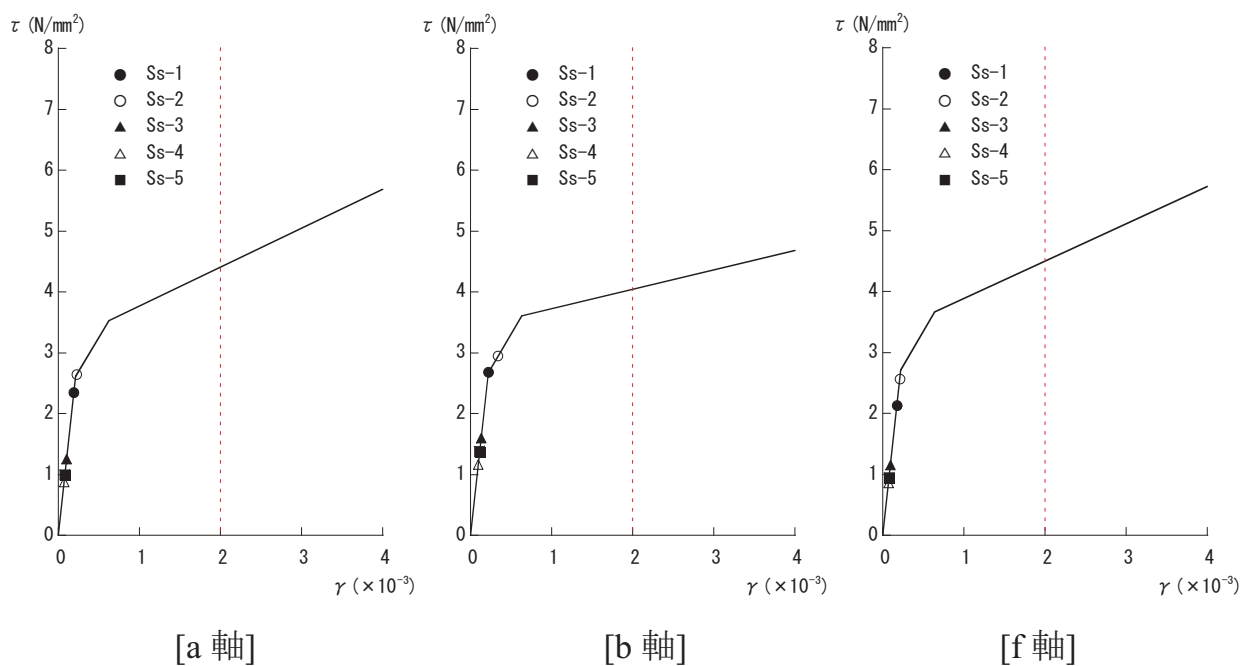


第 6.3.3-2 図 振動モデルの概念図 (EW 方向)



[a 軸]

第 6.3.3-3 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(NS 方向, B2F)



第 6.3.3-4 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(EW 方向, B2F)

## 6.4. 海水機器建屋の耐震安全性評価

### 6.4.1. 地震応答解析

#### 6.4.1.1. 海水機器建屋の概要

海水機器建屋は、地上 1 階、地下 2 階の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）壁付ラーメン構造の建物である。海水機器建屋の概略平面図および概略断面図を第 6.4.1-1 図および第 6.4.1-2 図に、物性値を第 6.4.1-1 表に示す。

海水機器建屋の高さは、基礎底面から 28.7m(地上部 9.0m<sup>※1</sup>，地下部 19.7m)，平面は、地下部で 52.0m(NS 方向)×51.8m<sup>※2</sup>(EW 方向)で地上部は 51.2m(NS 方向)×14.15m<sup>※3</sup>(EW 方向)の形状をなしている。

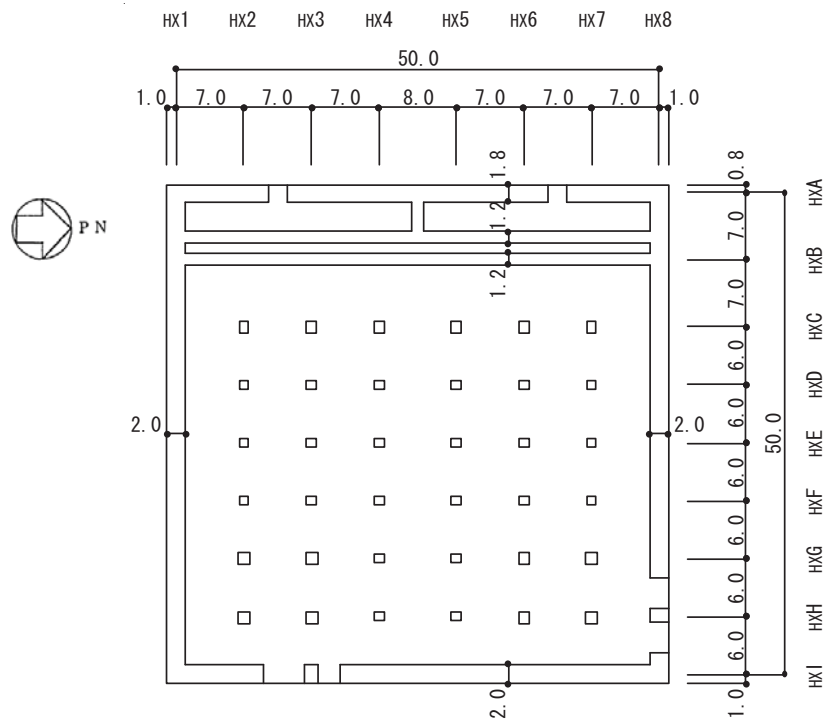
海水機器建屋の基礎は、厚さ 2.5m のベタ基礎で支持地盤である新第三紀層の泥岩からなる岩盤上に直接またはコンクリートを介して支持されている。

海水機器建屋には、原子炉補機冷却系海水ポンプ（1 階）及び原子炉補機冷却水系熱交換器（地下 1 階）等の耐震上重要な機器が設置されており、これらの機器が設置された床を支持する耐震壁等の構造要素を機能維持部位として耐震安全性を評価する。

※1 鉄骨はり上端までの高さ

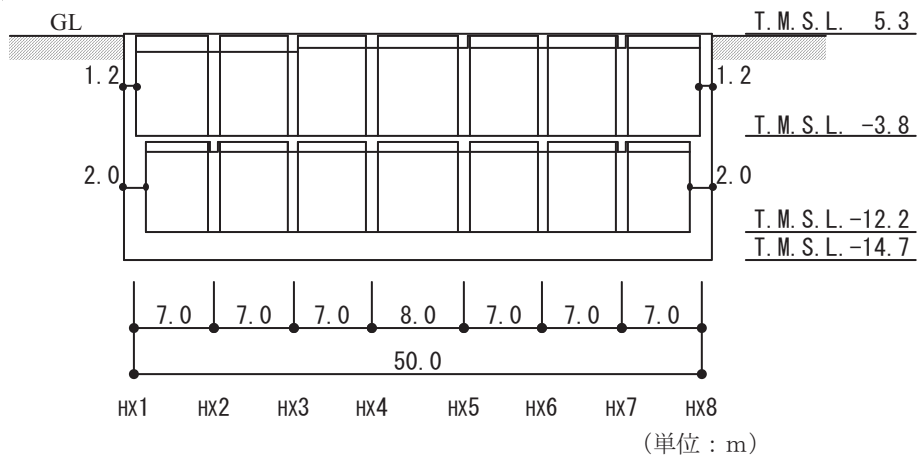
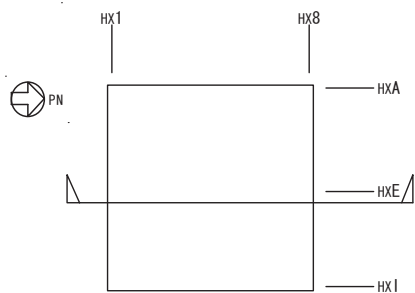
※2 建屋寸法は壁外面寸法

※3 建屋寸法は鉄骨柱中心寸法

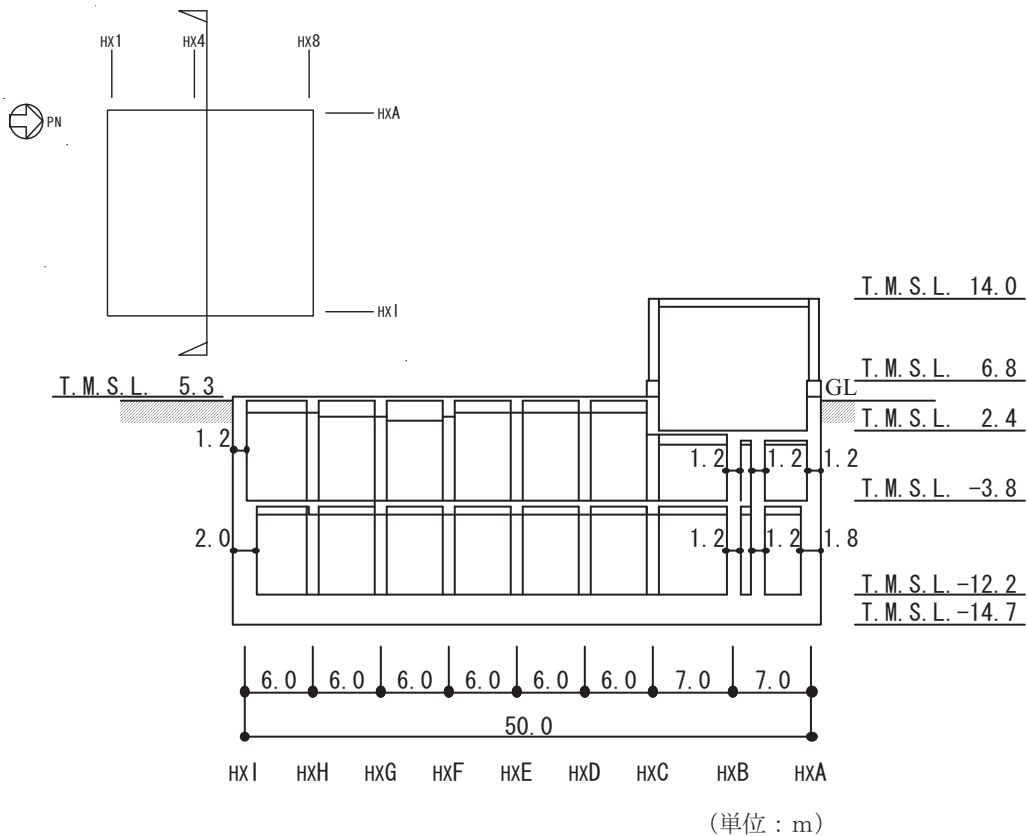


(単位：m)

第 6.4.1-1 図 海水機器建屋の概略平面図



NS 方向断面図



EW 方向断面図

第 6.4.1-2 図 海水機器建屋の概略断面図

第 6.4.1-1 表 海水機器建屋の物性値

コンクリート	コンクリート強度 <sup>※1</sup> Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量 <sup>※2</sup> γ (kN/m <sup>3</sup> )
	44.1	2.90×10 <sup>4</sup>	1.21×10 <sup>4</sup>	0.2	24.5
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400, SM490A相当 (SS41, SM50A)				

\*1：実強度に基づくコンクリート強度。

\*2：鉄筋コンクリートの値を示す。



#### 6.4.1.2. 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、次の 4 項目について設計時に用いた解析モデルから修正を行うこととする。

- ① 本検討では、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機等の耐震安全性評価に用いたスウェイ・ロッキングモデルを用いることとする。
- ② 設計時にはコンクリートの設計基準強度を基に算定していた鉄筋コンクリートの剛性評価を、コンクリートの実際の平均的な強度を基に算定して見直すこととする。
- ③ 設計時には、多質点系並列地盤モデルである格子型モデルにより建物と地盤の相互作用を考慮していたが、本検討では、底面を振動アドミッタンス理論により算定した水平及び回転地盤ばねを考慮する。なお、基準地震動  $S_s$  による地盤応答レベルを踏まえ、表層部については地盤—建屋相互作用が見込めないと判断し、この部分のばね評価を行わないこととする。
- ④ 設計時には地震応答解析は弾性応答解析であったが、弾塑性応答解析を行うこととする。復元力特性については、「JEAG 4601-1991」に示された手法に従うことを基本とする。

##### (a) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。モデル化は NS 方向、EW 方向それぞれについて行っている。解析モデルの諸元および地震応答解析モデル図を第 6.4.1-2 表および第 6.4.1-3 図に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601 - 1991」により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタ

ンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似法により評価する。その際、建屋が岩盤上に直接またはコンクリートを介して支持されていることを考慮し、西山層の最上層の物性が建屋の基礎下まで継続しているものとして評価する。基礎底面地盤ばねには、基礎浮き上がりによる幾何学的非線形性を考慮する。第 6.4.1-4 図に回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係を示す。

なお、第 6.4.1-3 表に地盤調査に基づく地盤定数を示す。また、地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を第 6.4.1-4 表に示す。

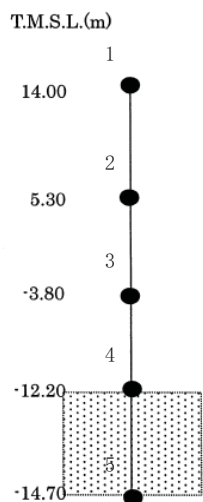
復元力特性は、建屋の方向別に、振動モデル各軸のモデル化範囲における耐震要素の水平断面形状より「JEAG 4601 - 1991」に基づいて設定する。

水平方向の地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性応答解析とする。

入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

なお、モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価する。また、切欠き力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。第 6.4.1-5 図に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。

第 6.4.1-2 表(1) 解析モデルの諸元  
(NS 方向)



第 6.4.1-3 図 (1) 地震応答解析  
モデル図 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5 \text{kNm}^2$ )	せん断断 面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	4,510		0.725	-
2	126,700		250.0	129,000
3	172,010		304.0	186,800
4	144,940		2,693.6	606,960
5	79,240	1,177		
合計	527,400			

①コンクリート部 建屋

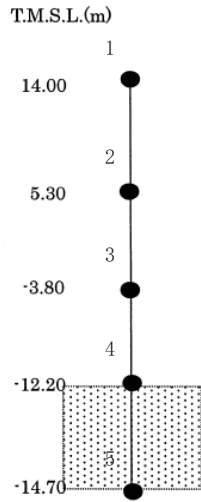
ヤング係数 $E_c$	$2.90 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$1.21 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.20
減衰定数 $h$	5%

②鉄骨部

ヤング係数 $E_s$	$2.06 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$8.83 \times 10^6$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.167
減衰定数 $h$	2%

基礎形状 52.0m(NS 方向)  $\times$  51.8m(EW 方向)

第 6.4.1-2 表(2) 解析モデルの諸元  
(EW 方向)



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^3 \text{kNm}^2$ )	せん断断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面 2 次モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	4,510		0.254	-
2	126,700		124.0	135,400
3	172,010		194.0	202,800
4	144,940		2,693.6	602,300
5	79,240	1,177		
合計	527,400			

第 6.4.1-3 図 (2) 地震応答解析  
モデル図 (EW 方向)

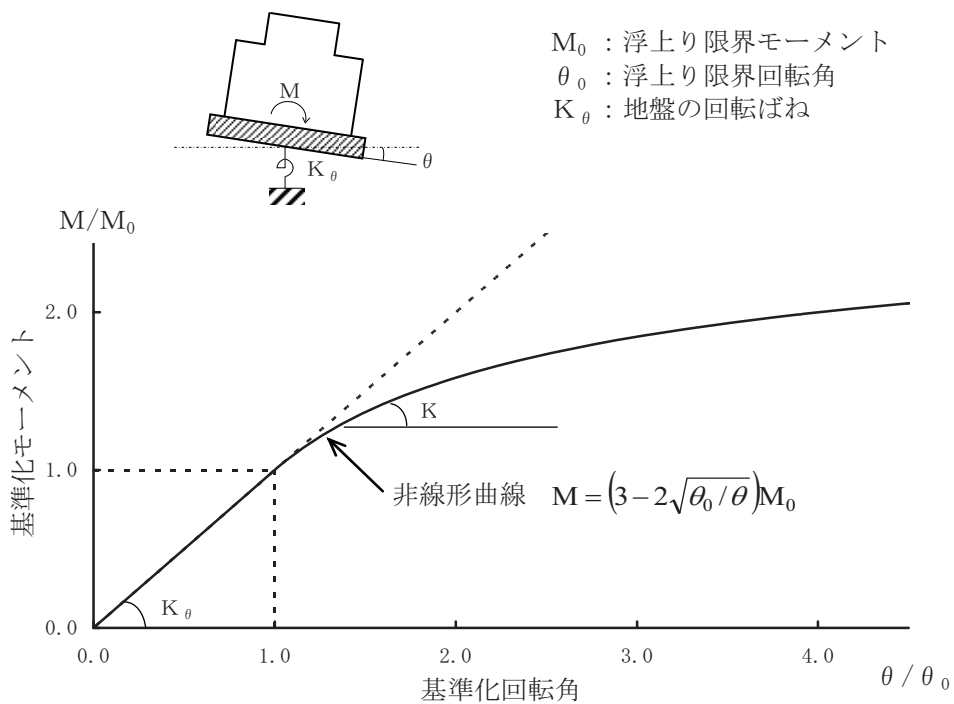
①コンクリート部 建屋

ヤング係数 $E_c$	$2.90 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$1.21 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.20
減衰定数 $h$	5%

②鉄骨部

ヤング係数 $E_s$	$2.06 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$8.83 \times 10^6$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.167
減衰定数 $h$	2%

基礎形状 52.0m(NS 方向)×51.8m(EW 方向)



第 6.4.1-4 図 回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

第 6.4.1-3 表(1) 地盤定数

(Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	13.0	21.7	0.60	34.6	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	20.2	45.0	0.45	53.7	13	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	25.1	62.8	0.40	66.8	14	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	28.3	76.6	0.37	75.3	15	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	32.1	89.3	0.36	85.4	15	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	34.0	100	0.34	90.4	16	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	26.4	115	0.23	70.2	48	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	437	503	0.87	1250	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	498	600	0.83	1424	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	542	662	0.82	1550	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	582	728	0.80	1665	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	588	774	0.76	1682	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	639	820	0.78	1828	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

(Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	10.1	21.7	0.47	26.9	20	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.1	45.0	0.27	32.2	21	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	12.5	62.8	0.20	33.3	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	15.3	76.6	0.20	40.7	20	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	19.6	89.3	0.22	52.1	19	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	24.0	100	0.24	63.8	19	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	29.9	115	0.26	79.5	19	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	452	503	0.90	1293	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	595	662	0.90	1702	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	647	728	0.89	1850	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	721	820	0.88	2062	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.4.1-3 表(2) 地盤定数

(Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	11.9	21.7	0.55	31.7	12	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	16	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	21	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	28	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	31	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	11.0	100	0.11	29.3	34	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	13.8	115	0.12	36.7	32	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	540	600	0.90	1544	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	589	662	0.89	1685	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	640	728	0.88	1830	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	665	774	0.86	1902	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	697	820	0.85	1993	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

(Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	9.98	21.7	0.46	26.5	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	12.6	45.0	0.28	33.5	12	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.3	62.8	0.26	43.4	13	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	22.2	76.6	0.29	59.1	14	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	27.6	89.3	0.31	73.4	14	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	31.0	100	0.31	82.5	14	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	35.6	115	0.31	94.7	14	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	467	503	0.93	1336	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	552	600	0.92	1579	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	602	662	0.91	1722	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	655	728	0.90	1873	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	688	774	0.89	1968	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	705	820	0.86	2016	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-

第 6.4.1-3 表(3) 地盤定数

(Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
+5.0	〔砂層〕	107	18.6	0.33	12.5	21.7	0.58	33.3	10	3.8
+1.2		154	18.6	0.33	17.1	45.0	0.38	45.5	14	3.9
-2.7		182	18.6	0.33	16.9	62.8	0.27	45.0	17	3.5
-6.2		201	18.6	0.33	13.0	76.6	0.17	34.6	19	3.5
-9.7		217	18.6	0.33	10.7	89.3	0.12	28.5	20	3.2
-12.9		230	18.6	0.33	9.00	100	0.09	23.9	21	3.2
-16.1		246	18.6	0.33	8.05	115	0.07	21.4	21	5.1
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	457	503	0.91	1307	3	40.8
-62.0		590	16.9	0.43	534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620	16.9	0.43	575	662	0.87	1645	3	26.0
-103.0		650	16.9	0.43	626	728	0.86	1790	3	25.0
-128.0		670	16.9	0.43	642	774	0.83	1836	3	64.0
-192.0		690	16.9	0.43	647	820	0.79	1850	3	92.0
-284.0	〔解放 基盤〕	730	16.9	0.43	918	918	-	2625	-	-



第 6.4.1-4 表(1) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	6.97×10 <sup>7</sup>	0.00	2.42×10 <sup>6</sup>	5.07
Kr1	5	底面・回転	5.51×10 <sup>10</sup>	0.00	7.31×10 <sup>8</sup>	5.07

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	6.97×10 <sup>7</sup>	0.00	2.42×10 <sup>6</sup>	5.11
Kr1	5	底面・回転	5.48×10 <sup>10</sup>	0.00	7.28×10 <sup>8</sup>	5.11

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(NS 方向, Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.27×10 <sup>7</sup>	0.00	2.47×10 <sup>6</sup>	5.16
Kr1	5	底面・回転	5.73×10 <sup>10</sup>	0.00	7.45×10 <sup>8</sup>	5.16

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.28×10 <sup>7</sup>	0.00	2.47×10 <sup>6</sup>	5.21
Kr1	5	底面・回転	5.70×10 <sup>10</sup>	0.00	7.43×10 <sup>8</sup>	5.21

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

第 6.4.1-4 表(2) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.33×10 <sup>7</sup>	0.00	2.48×10 <sup>6</sup>	5.18
Kr1	5	底面・回転	5.79×10 <sup>10</sup>	0.00	7.49×10 <sup>8</sup>	5.18

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.34×10 <sup>7</sup>	0.00	2.48×10 <sup>6</sup>	5.23
Kr1	5	底面・回転	5.75×10 <sup>10</sup>	0.00	7.47×10 <sup>8</sup>	5.23

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(NS 方向, Ss-4)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.49×10 <sup>7</sup>	0.00	2.50×10 <sup>6</sup>	5.23
Kr1	5	底面・回転	5.91×10 <sup>10</sup>	0.00	7.56×10 <sup>8</sup>	5.23

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(EW 方向, Ss-4)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.49×10 <sup>7</sup>	0.00	2.51×10 <sup>6</sup>	5.27
Kr1	5	底面・回転	5.88×10 <sup>10</sup>	0.00	7.53×10 <sup>8</sup>	5.27

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

第 6.4.1-4 表(3) 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向, Ss-5)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.31×10 <sup>7</sup>	0.00	2.47×10 <sup>6</sup>	5.18
Kr1	5	底面・回転	5.77×10 <sup>10</sup>	0.00	7.47×10 <sup>8</sup>	5.18

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

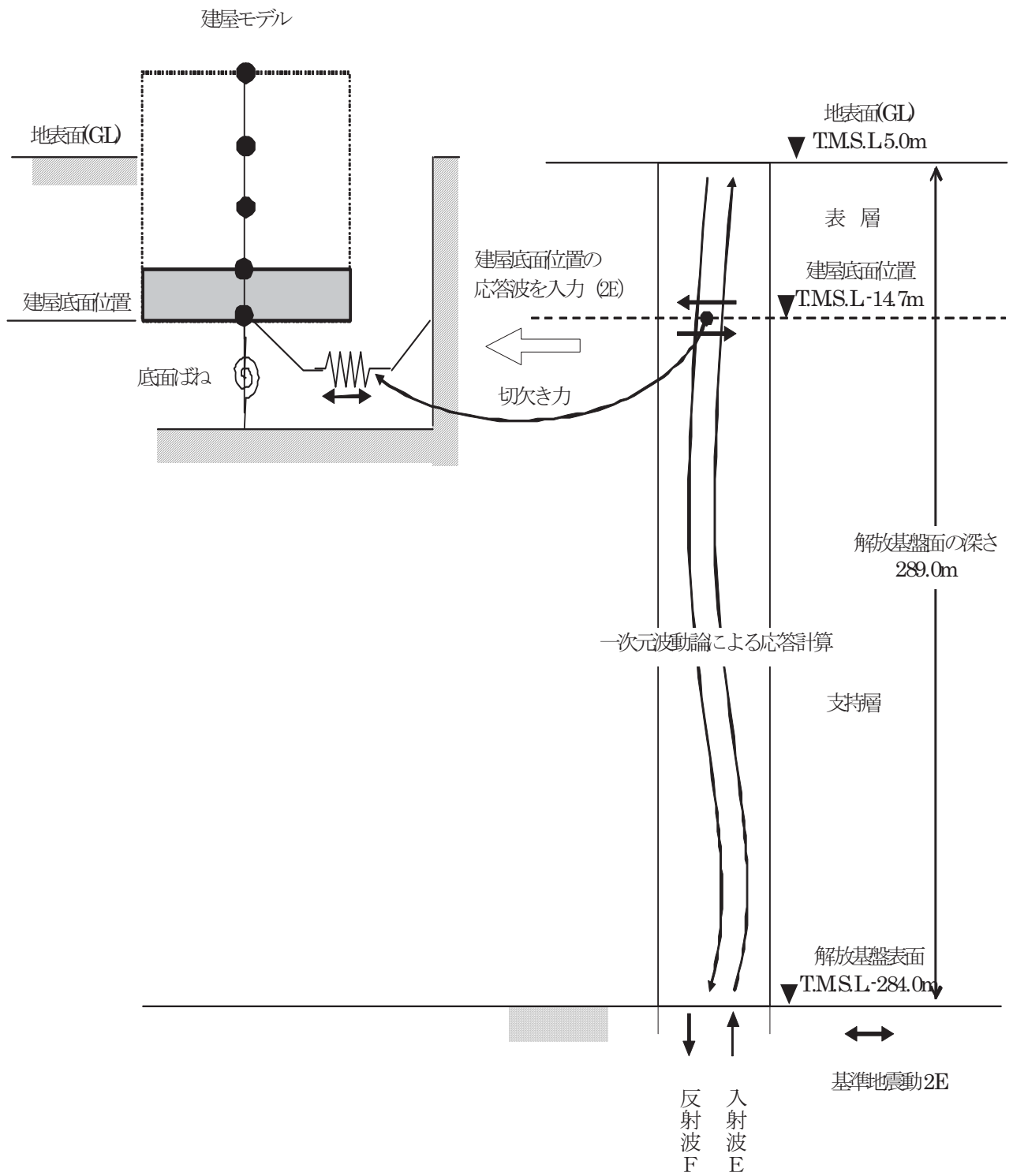
(EW 方向, Ss-5)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね		減衰	
			ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	採用振動数 (Hz)	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>	採用振動数 <sup>(*3)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
Ks1	5	底面・並進	7.31×10 <sup>7</sup>	0.00	2.48×10 <sup>6</sup>	5.22
Kr1	5	底面・回転	5.74×10 <sup>10</sup>	0.00	7.44×10 <sup>8</sup>	5.22

(\*1) Ks1 は kN/m Kr1 は kNm/rad

(\*2) Ks1 は kNs/m Kr1 は kNsm/rad

(\*3) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数



第 6.4.1-5 図 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)

## (b) 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性および屋根部の曲げせん断剛性を評価した質点系モデルとする。鉛直方向の地震応答解析モデルを第 6.4.1-6 図に、解析モデルの諸元を第 6.4.1-5 表に示す。

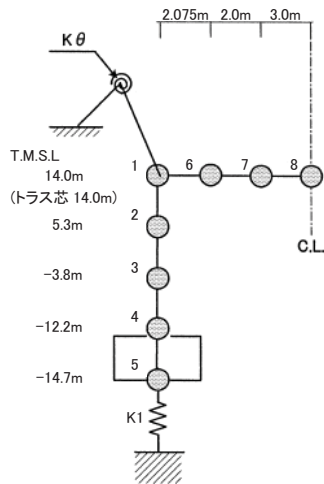
地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイおよびロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、鉛直ばね定数を近似法により評価する。その際、建屋が岩盤上に直接またはコンクリートを介して支持されていることを考慮し、西山層の最上層の物性が建屋の基礎下まで継続しているものとして評価する。

第 6.4.1-6 表に地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を示す。なお、地盤調査に基づく地盤定数は第 6.4.1-3 表に示すとおりである。

鉛直方向の地震応答解析は、弾性応答解析とする。

入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。第 6.4.1-7 図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。

第 6.4.1-5 表 解析モデルの諸元  
(鉛直方向)



建屋			屋根	
質点番号	質点重量 W (kN)	軸断面積 $A_N$ (m <sup>2</sup> )	せん断断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	2,210	5.3 <sup>※</sup>	0.1344	0.03504
2	126,700	414.0	0.1344	0.03504
3	172,010	514.0	0.1344	0.03504
4	144,940	2,693.6		
5	79,240			
合計	527,400			

第 6.4.1-6 図 地震応答解析  
モデル図 (鉛直方向)

①コンクリート部 建屋

ヤング係数 $E_c$	$2.90 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$1.21 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.20
減衰定数 $h$	5%

②鉄骨部 建屋

ヤング係数 $E_s$	$2.25 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$9.38 \times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.20
減衰定数 $h$	2%

※：建屋鉄骨部 RC (設計基準強度) の剛性に換算した軸断面積と  
しているため、設計基準強度に対応した材料物性とする。

③鉄骨部 屋根

ヤング係数 $E_s$	$2.05 \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 $G$	$7.90 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比 $\nu$	0.30
減衰定数 $h$	2%

基礎形状 52.0m (NS 方向) × 51.8m (EW 方向)

トラス端部回転拘束ばね  $K_\theta$   $4.63 \times 10^6$  (kNm/rad)

第 6.4.1-6 表 地震応答解析に用いる基礎地盤のばね定数と減衰係数

(Ss-1)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 Kc (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 Cc (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	5	底面・鉛直	1.05×10 <sup>8</sup>	0.00	5.45×10 <sup>6</sup>	6.97

(\*1) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-2)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 Kc (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 Cc (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	5	底面・鉛直	1.11×10 <sup>8</sup>	0.00	5.61×10 <sup>6</sup>	7.16

(\*1) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-3)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 Kc (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 Cc (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	5	底面・鉛直	1.12×10 <sup>8</sup>	0.00	5.61×10 <sup>6</sup>	7.19

(\*1) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-4)

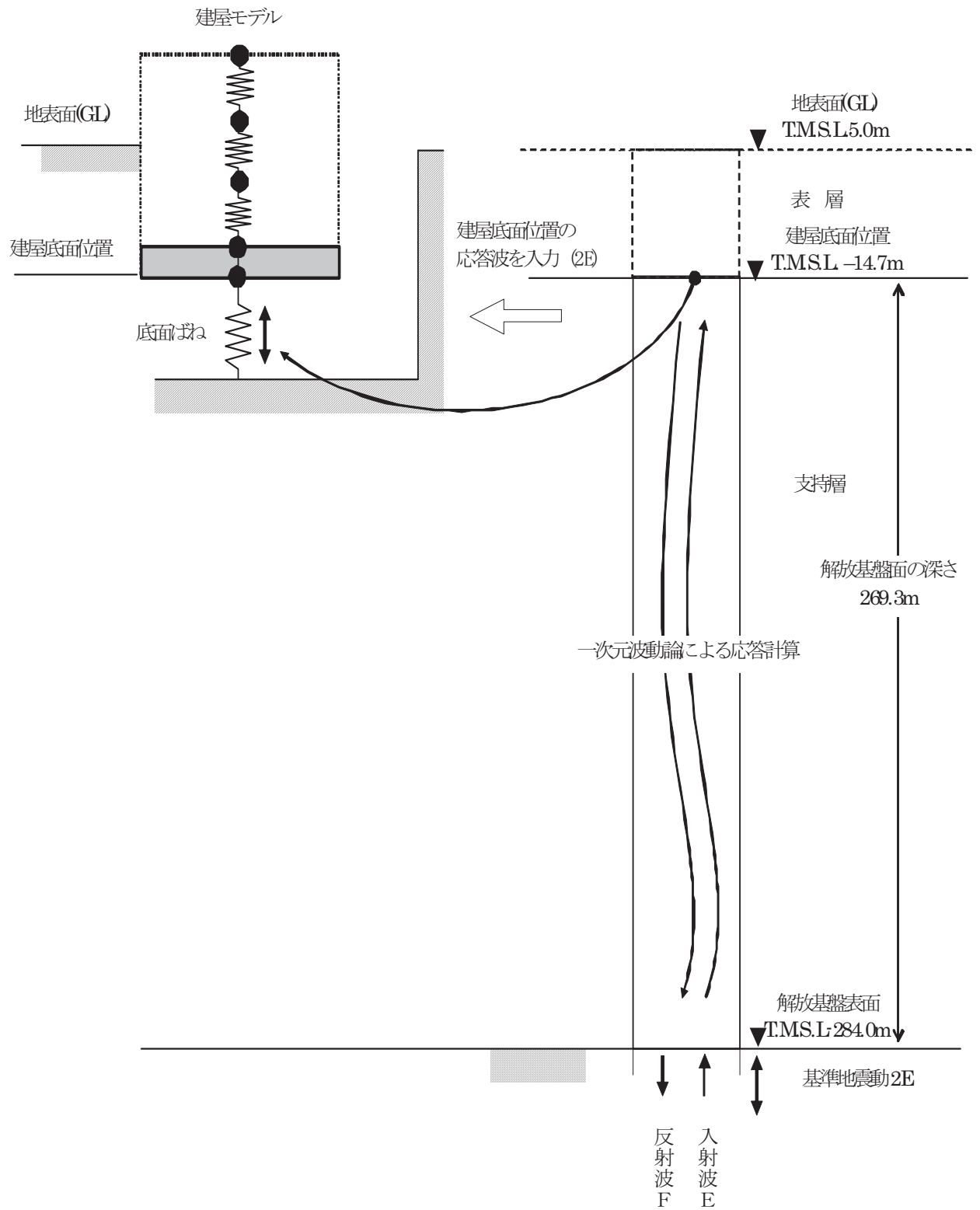
ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 Kc (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 Cc (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	5	底面・鉛直	1.14×10 <sup>8</sup>	0.00	5.67×10 <sup>6</sup>	7.25

(\*1) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数

(Ss-5)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね		減衰	
			ばね定数 Kc (kN/m)	採用振動数 (Hz)	減衰係数 Cc (kNs/m)	採用振動数 <sup>(*)</sup> f <sub>1</sub> (Hz)
K1	5	底面・鉛直	1.10×10 <sup>8</sup>	0.00	5.58×10 <sup>6</sup>	7.13

(\*1) f<sub>1</sub> は連成系の 1 次固有振動数



第 6.4.1-7 図 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)



#### 6.4.1.3. 地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数を第 6.4.1-7 表および第 6.4.1-8 表に示す。

基準地震動  $S_s$ （水平）による最大応答値を，それぞれ第 6.4.1-8 図～第 6.4.1-13 図に示す。

基準地震動  $S_s$ （鉛直）による最大応答値を，それぞれ第 6.4.1-14 図，第 6.4.1-15 図に示す。

第 6.4.1-7 表(1) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(NS 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.197	5.07	-3.243	地盤建屋連成一次
2	0.154	6.48	-2.387	
3	0.097	10.36	-0.194	
4	0.038	26.63	-0.052	
5	0.025	40.73	0.018	

(NS 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.194	5.16	-3.428	地盤建屋連成一次
2	0.154	6.49	-2.564	
3	0.095	10.56	-0.196	
4	0.037	26.67	-0.054	
5	0.025	40.73	0.019	

(NS 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.193	5.18	-3.468	地盤建屋連成一次
2	0.154	6.49	-2.602	
3	0.094	10.62	-0.196	
4	0.037	26.68	-0.055	
5	0.025	40.74	0.019	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.4.1-7 表(2) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(NS 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.191	5.23	-3.573	地盤建屋連成一次
2	0.154	6.49	-2.703	
3	0.093	10.73	-0.197	
4	0.037	26.70	-0.056	
5	0.025	40.74	0.020	

(NS 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.193	5.18	-3.454	地盤建屋連成一次
2	0.154	6.49	-2.589	
3	0.094	10.60	-0.196	
4	0.037	26.68	-0.055	
5	0.025	40.74	0.019	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.4.1-7 表(3) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.268	3.73	2.448	
2	0.196	5.11	-1.490	地盤建屋連成一次
3	0.097	10.27	-0.217	
4	0.049	20.51	-0.080	
5	0.032	31.21	0.036	

(EW 方向, Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.268	3.73	2.347	
2	0.192	5.21	-1.388	地盤建屋連成一次
3	0.095	10.48	-0.219	
4	0.049	20.56	-0.082	
5	0.032	31.22	0.038	

(EW 方向, Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.268	3.73	2.329	
2	0.191	5.23	-1.369	地盤建屋連成一次
3	0.095	10.52	-0.220	
4	0.049	20.57	-0.083	
5	0.032	31.23	0.038	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.4.1-7 表(4) 固有値（固有周期，固有振動数）および刺激係数  
（水平方向）

(EW 方向, Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.268	3.73	2.285	
2	0.190	5.27	-1.324	地盤建屋連成一次
3	0.094	10.63	-0.220	
4	0.049	20.60	-0.084	
5	0.032	31.23	0.039	

(EW 方向, Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.268	3.73	2.337	
2	0.192	5.22	-1.377	地盤建屋連成一次
3	0.095	10.51	-0.219	
4	0.049	20.57	-0.083	
5	0.032	31.23	0.038	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.4.1-8 表(1) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

(Ss-1)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.187	5.36	3.193	屋根部一次
2	0.143	6.97	2.240	地盤建屋連成一次
3	0.041	24.47	0.081	
4	0.025	39.72	-0.099	
5	0.021	48.76	0.068	

(Ss-2)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.187	5.36	2.974	屋根部一次
2	0.140	7.16	2.024	地盤建屋連成一次
3	0.041	24.47	0.086	
4	0.025	39.72	-0.105	
5	0.020	48.79	0.072	

(Ss-3)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.187	5.36	2.942	屋根部一次
2	0.139	7.19	1.993	地盤建屋連成一次
3	0.041	24.47	0.087	
4	0.025	39.72	-0.106	
5	0.020	48.80	0.072	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

第 6.4.1-8 表(2) 固有値(固有周期, 固有振動数)および刺激係数  
(鉛直方向)

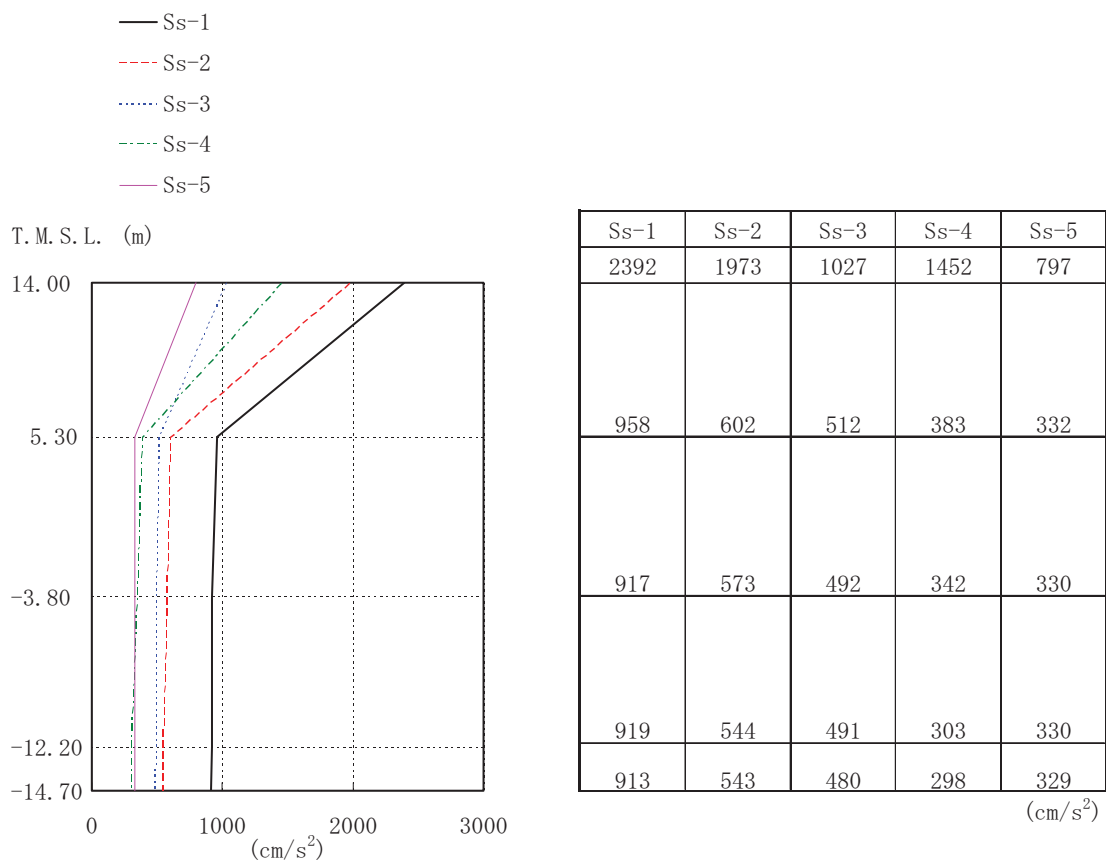
(Ss-4)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.187	5.36	2.882	屋根部一次
2	0.138	7.25	1.934	地盤建屋連成一次
3	0.041	24.47	0.088	
4	0.025	39.72	-0.107	
5	0.020	48.81	0.074	

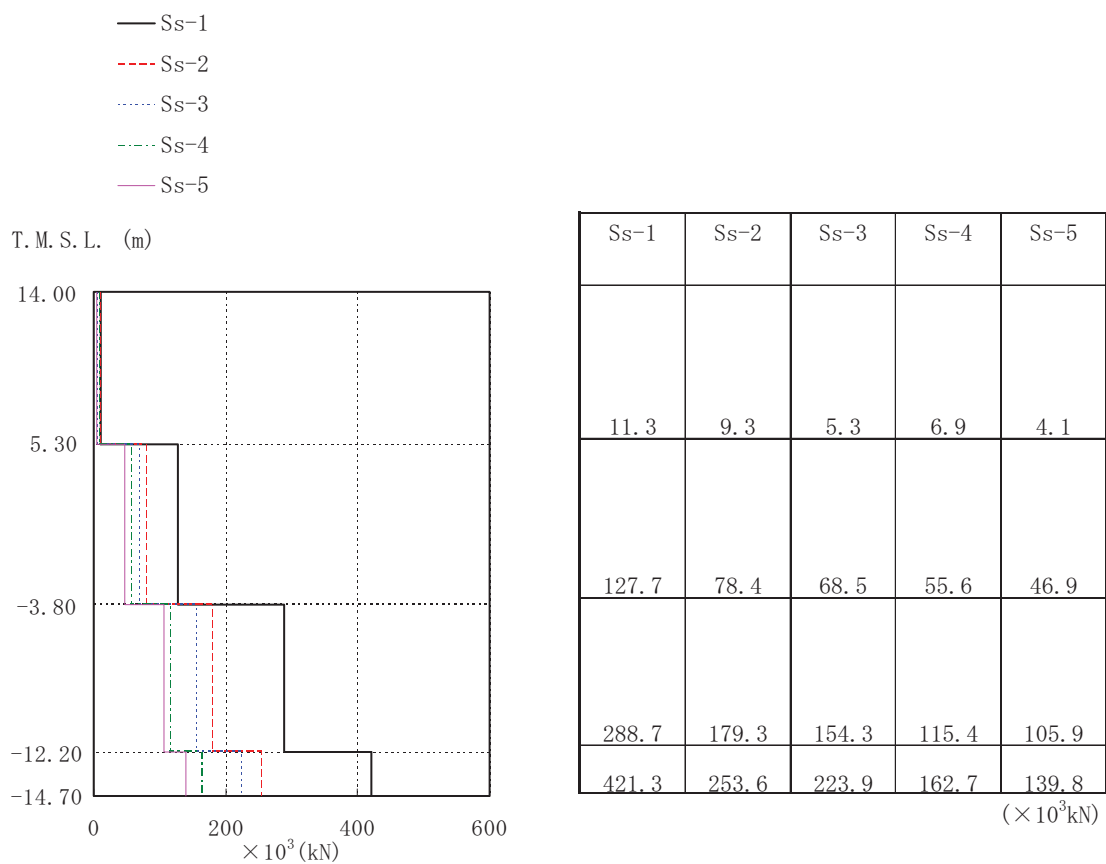
(Ss-5)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数 *	備考
1	0.187	5.36	3.007	屋根部一次
2	0.140	7.13	2.056	地盤建屋連成一次
3	0.041	24.47	0.085	
4	0.025	39.72	-0.104	
5	0.021	48.79	0.071	

\* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

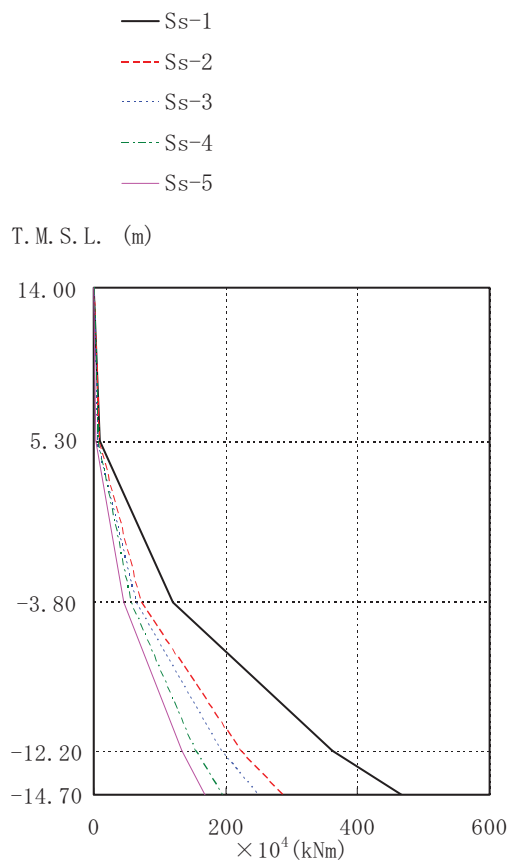


第 6.4.1-8 図 最大応答加速度 (NS 方向)



第 6.4.1-9 図 最大応答せん断力 (NS 方向)

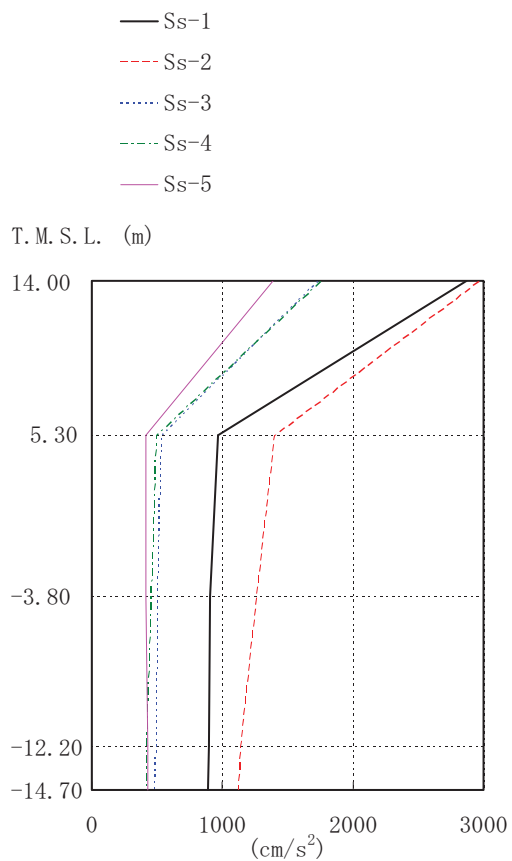




Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.81	8.09	4.61	5.98	3.58
9.81	8.09	4.61	5.98	3.58
119.46	71.57	64.26	56.15	45.33
119.46	71.57	64.26	56.15	45.33
361.92	222.22	193.23	153.06	134.26
361.92	222.22	193.23	153.06	134.26
466.62	285.50	248.95	193.71	169.19

( $\times 10^4$  kNm)

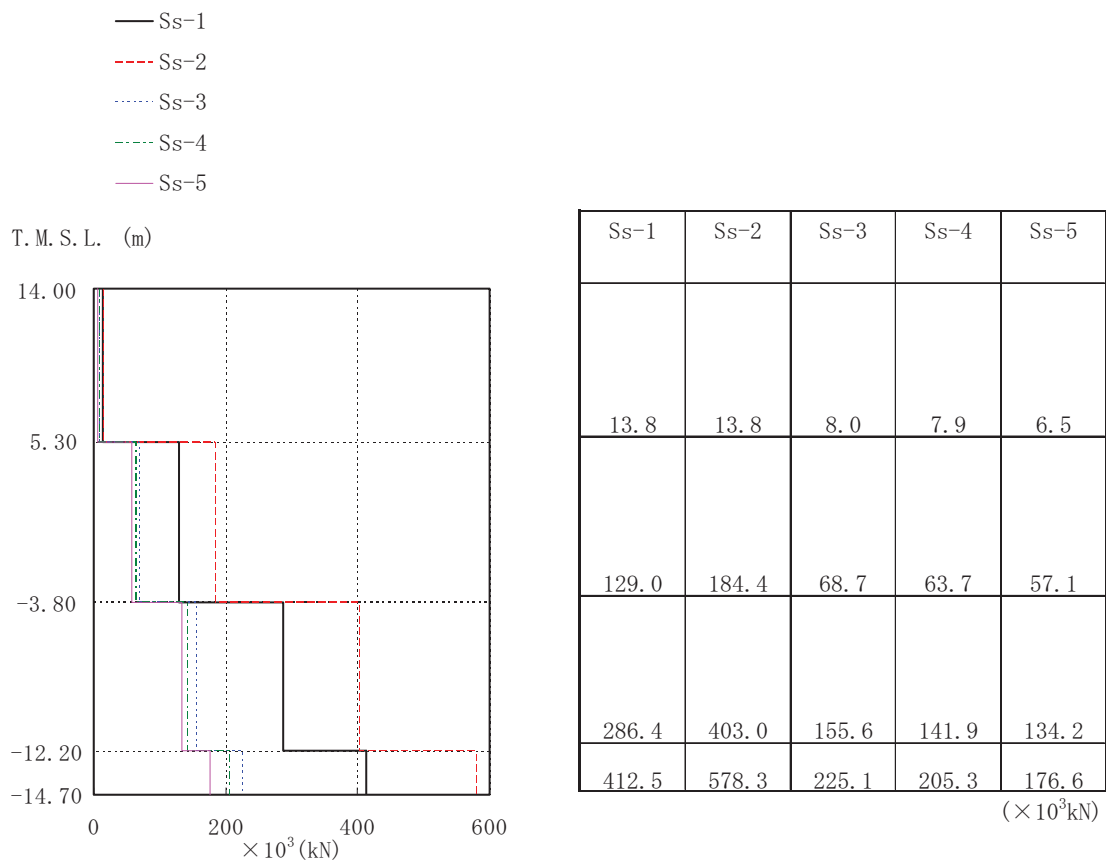
第 6.4.1-10 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



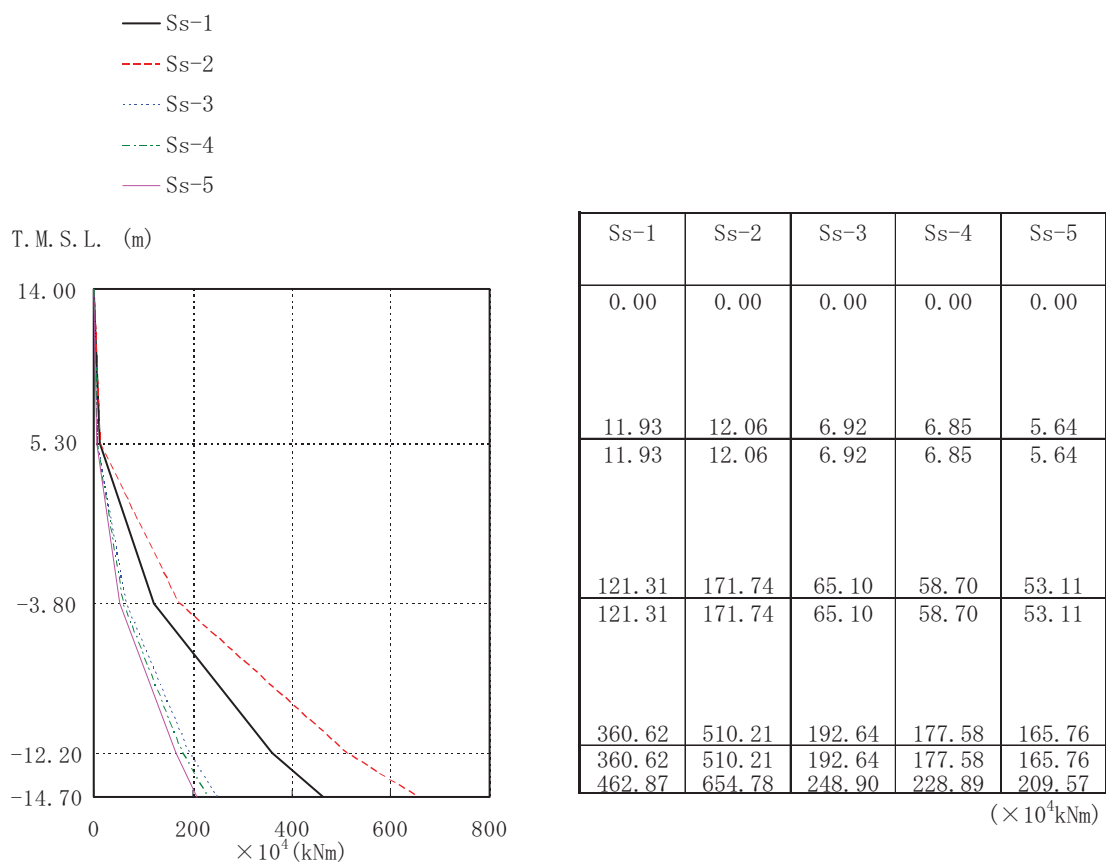
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
2871	2958	1730	1748	1388
965	1395	530	490	418
903	1256	497	449	418
897	1137	489	418	430
892	1121	478	413	431

(cm/s<sup>2</sup>)

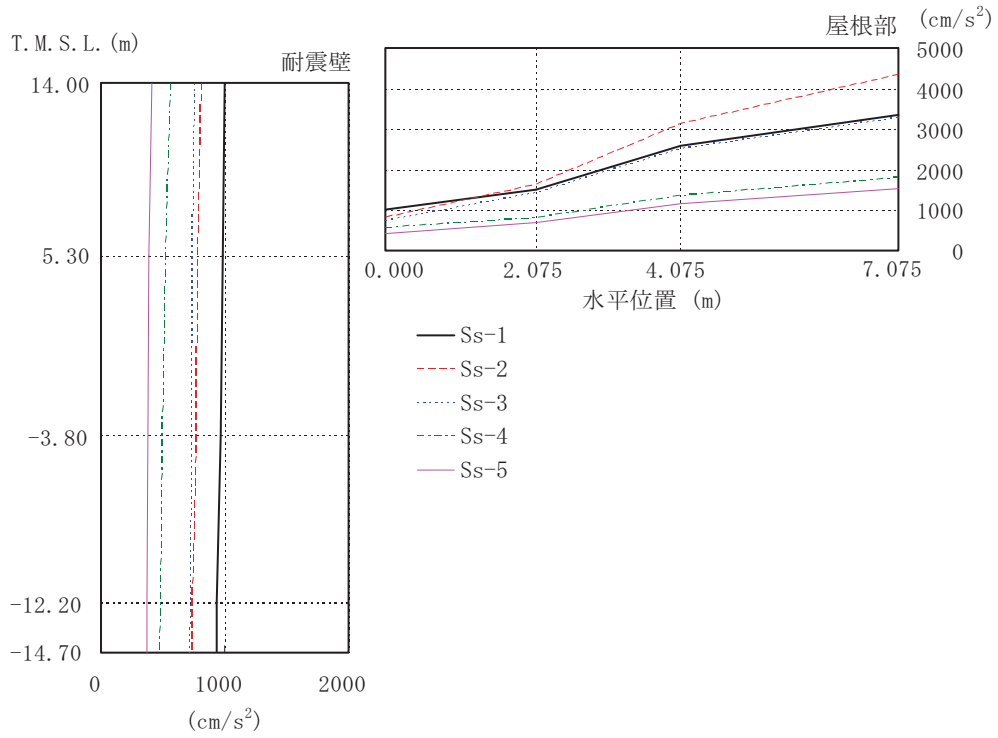
第 6.4.1-11 図 最大応答加速度 (EW 方向)



第 6.4.1-12 図 最大応答せん断力 (EW 方向)

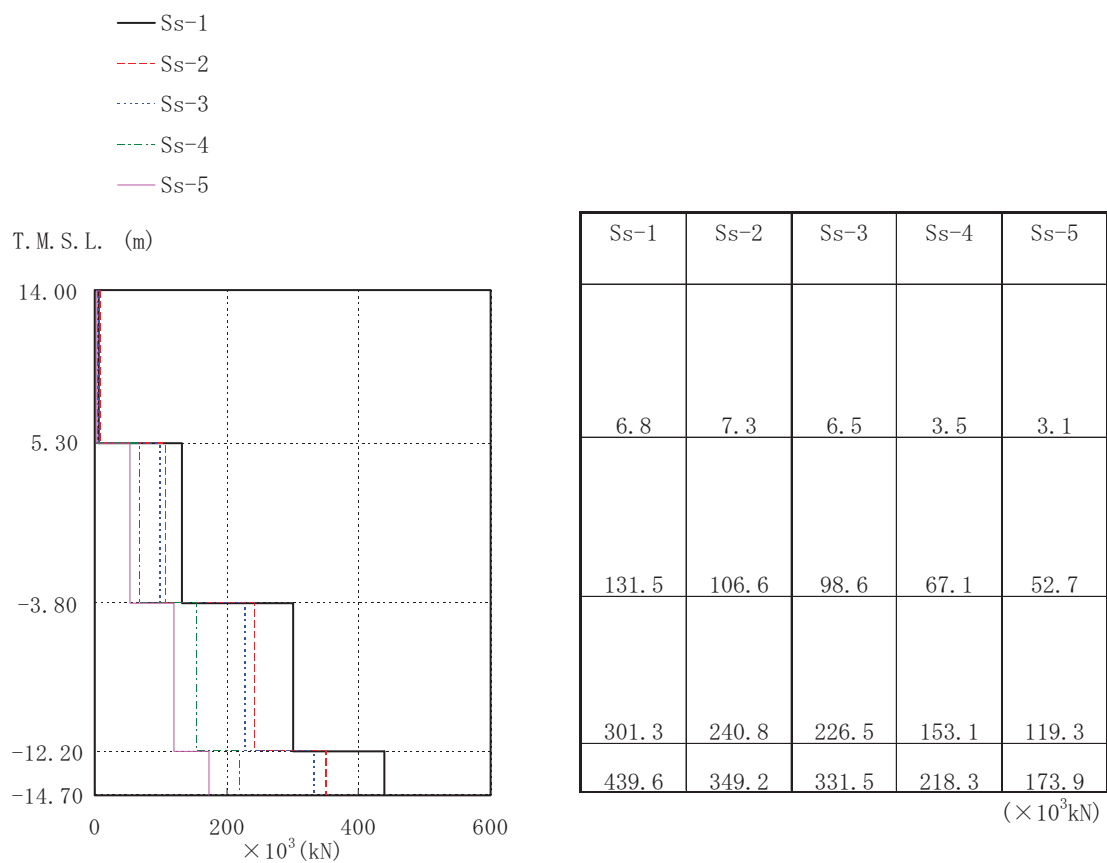


第 6.4.1-13 図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)



耐震壁					屋根部				
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	水平位置 (m)	0.0	2.075	4.075	7.075
1000	808	746	557	412	Ss-1	1000	1502	2576	3342
					Ss-2	808	1614	3132	4337
					Ss-3	746	1439	2518	3284
					Ss-4	557	817	1361	1792
983	774	737	519	385	Ss-5	412	698	1169	1537
									(cm/s <sup>2</sup> )
968	763	729	488	379					
939	737	714	473	370					
936	734	713	471	370					

第 6.4.1-14 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第 6.4.1-15 図 最大応答軸力 (鉛直方向)

#### 6.4.1.4. 接地率

地震応答解析により得られた基礎版底面位置の最大転倒モーメントと、この結果から算出した接地率の検討結果を第6.4.1-9表に示す。

第 6.4.1-9 表 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地率

	基準地震動 Ss	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
NS 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>6</sup> kNm)	4.57	4.57	4.57	4.57	4.57
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>6</sup> kNm)	4.74	2.87	2.56	2.18	1.39
	接地率 η (%)	98.2	100.0	100.0	100.0	100.0
EW 方 向	浮上り限界モーメント (×10 <sup>6</sup> kNm)	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
	最大転倒モーメント Mmax (×10 <sup>6</sup> kNm)	4.73	6.67	2.55	2.47	1.89
	接地率 η (%)	98.0	76.7	100.0	100.0	100.0

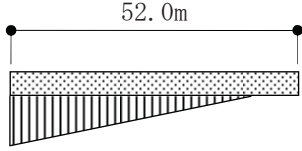
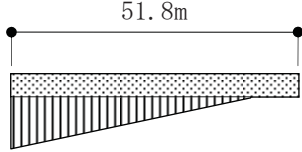
#### 6.4.1.5. 接地圧

基準地震動 $S_s$ による地震応答解析結果<sup>※1</sup>に基づく接地圧を第6.4.1-10表に示す。地盤の支持力試験の最大荷重は、 $7413\text{kN/m}^2$  ( $756\text{tf/m}^2$ ) であり、地震時接地圧に対して十分な余裕がある。

※1 水平地震動による応力と組み合わせる場合の鉛直地震動による応力は、組み合わせ係数法により、係数 0.4 を考慮する。

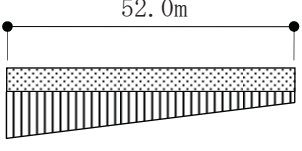
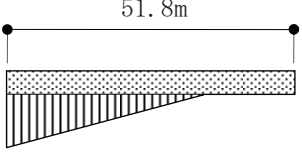
第 6.4.1-10 表(1) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧

(Ss-1)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	414,720		[NS 方向] 366.3 kN/m <sup>2</sup> (440.6 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	640,080		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		47.39	47.33	[EW 方向] 367.0 kN/m <sup>2</sup> (441.2 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	366.3	367.0	
	下向き	440.6	441.2	

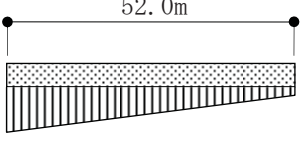
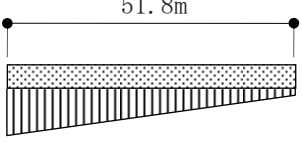
※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-2)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	446,960		[NS 方向] 289.0 kN/m <sup>2</sup> (348.7 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	607,840		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		28.72	66.69	[EW 方向] 521.9 kN/m <sup>2</sup> (522.0 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	289.0	521.9	
	下向き	348.7	522.0	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

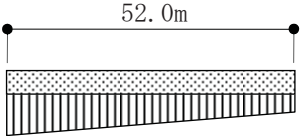
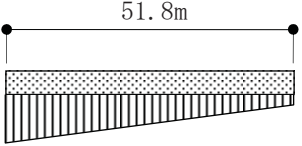
(Ss-3)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時
鉛直力 N(kN)	上向き	426,580		[NS 方向] 267.9 kN/m <sup>2</sup> (342.8 kN/m <sup>2</sup> ) 
	下向き	628,220		
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		25.57	25.51	[EW 方向] 268.1 kN/m <sup>2</sup> (342.9 kN/m <sup>2</sup> ) 
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	267.9	268.1	
	下向き	342.8	342.9	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

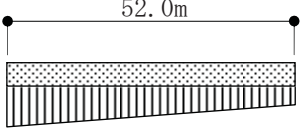
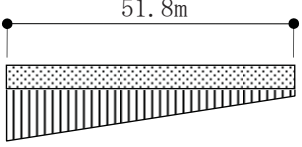
第 6.4.1-10 表(2) 基準地震動 Ss による地震応答解析結果に基づく接地圧

(Ss-4)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時	
鉛直力 N(kN)	上向き	479,270		[NS 方向] 271.4 kN/m <sup>2</sup> (307.2 kN/m <sup>2</sup> )	
	下向き	575,530			
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		21.83	24.66	[EW 方向]	
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	271.4	284.0	284.0 kN/m <sup>2</sup> (319.7 kN/m <sup>2</sup> )	
	下向き	307.2	319.7		

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>

(Ss-5)

		NS	EW	反力分布図 ( ) 内は下向き地震時	
鉛直力 N(kN)	上向き	476,190		[NS 方向] 236.2 kN/m <sup>2</sup> (274.2 kN/m <sup>2</sup> )	
	下向き	578,610			
転倒モーメント M(×10 <sup>5</sup> kNm)		13.87	18.88	[EW 方向]	
最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	236.2	258.0	258.0 kN/m <sup>2</sup> (296.0 kN/m <sup>2</sup> )	
	下向き	274.2	296.0		

※：地盤の支持力試験の最大荷重 7413kN/m<sup>2</sup>



#### 6.4.2. 評価基準

耐震安全性評価に当たっては、機能維持部位が構造物として変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、建物の終局耐力に対し、妥当な安全余裕を有していることを確認する観点から、海水機器建屋の主たる耐震要素である耐震壁の安全性について評価する。

評価は、機能維持部位における耐震壁の基準地震動 $S_s$ による最大せん断ひずみが、評価基準値（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認する（「JEAG 4601 - 1991」に準拠）。

### 6.4.3. 耐震安全性評価結果

第6.4.3-1表および第6.4.3-2表に機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また、第6.4.3-1図～第6.4.3-4図に基準地震動 $S_s$ に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で $0.17 \times 10^{-3}$  ( $S_s$ -2, EW方向, B2F) であり、評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を満足している。

第6.4.3-1表 機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧

(NS方向)

( $\times 10^{-3}$ )

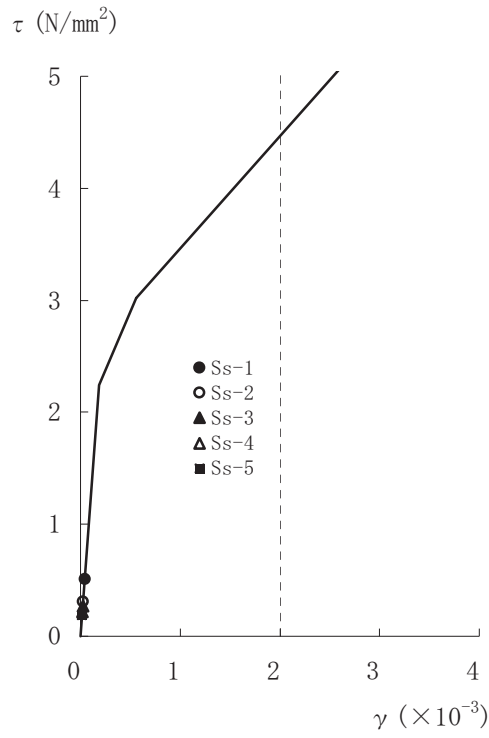
階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B1F	0.04	0.03	0.02	0.02	0.02	2.0以下
B2F	0.08	0.05	0.04	0.03	0.03	

第 6.4.3-2 表 機能維持部位における耐震壁のせん断ひずみ一覧

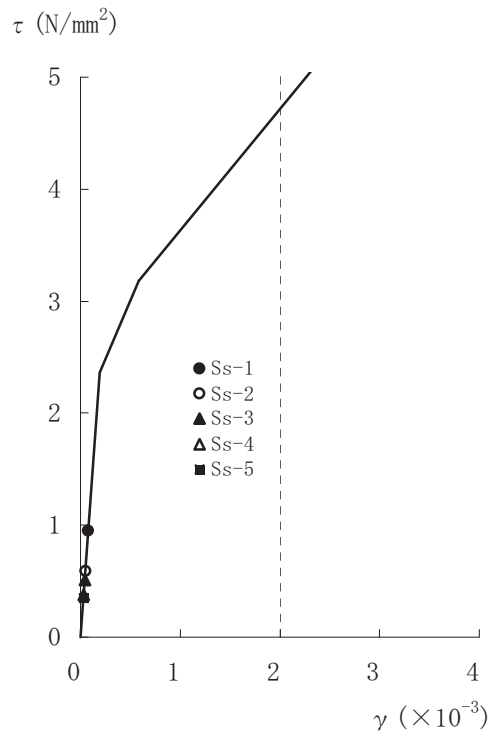
(EW方向)

( $\times 10^{-3}$ )

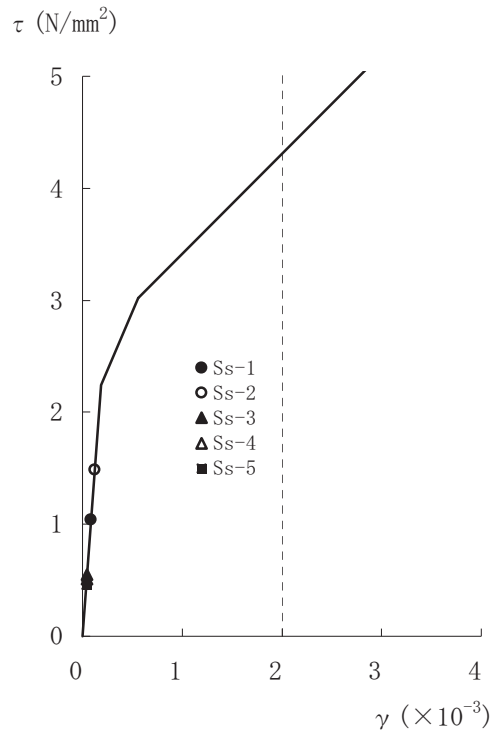
階	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	評価基準値
B1F	0.09	0.12	0.05	0.04	0.04	2.0以下
B2F	0.12	0.17	0.07	0.06	0.06	



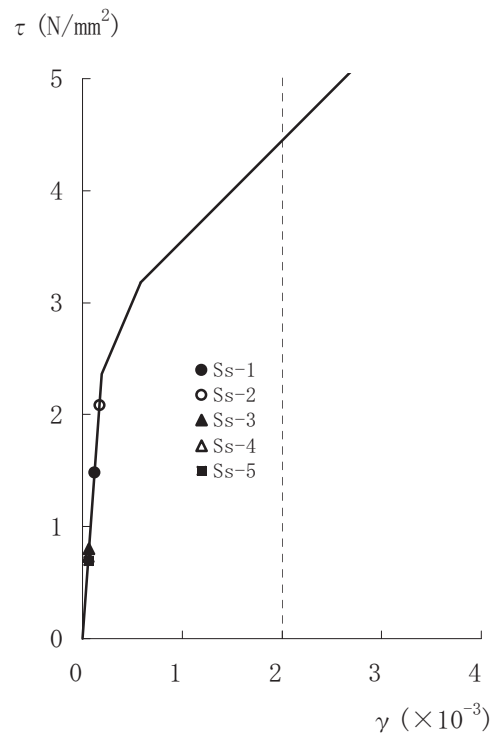
第 6.4.3-1 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(NS 方向, B1F)



第 6.4.3-2 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(NS 方向, B2F)



第 6.4.3-3 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(EW 方向, B1F)



第 6.4.3-4 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(EW 方向, B2F)

## 6.5. 排気筒の耐震安全性評価

### 6.5.1. 地震応答解析

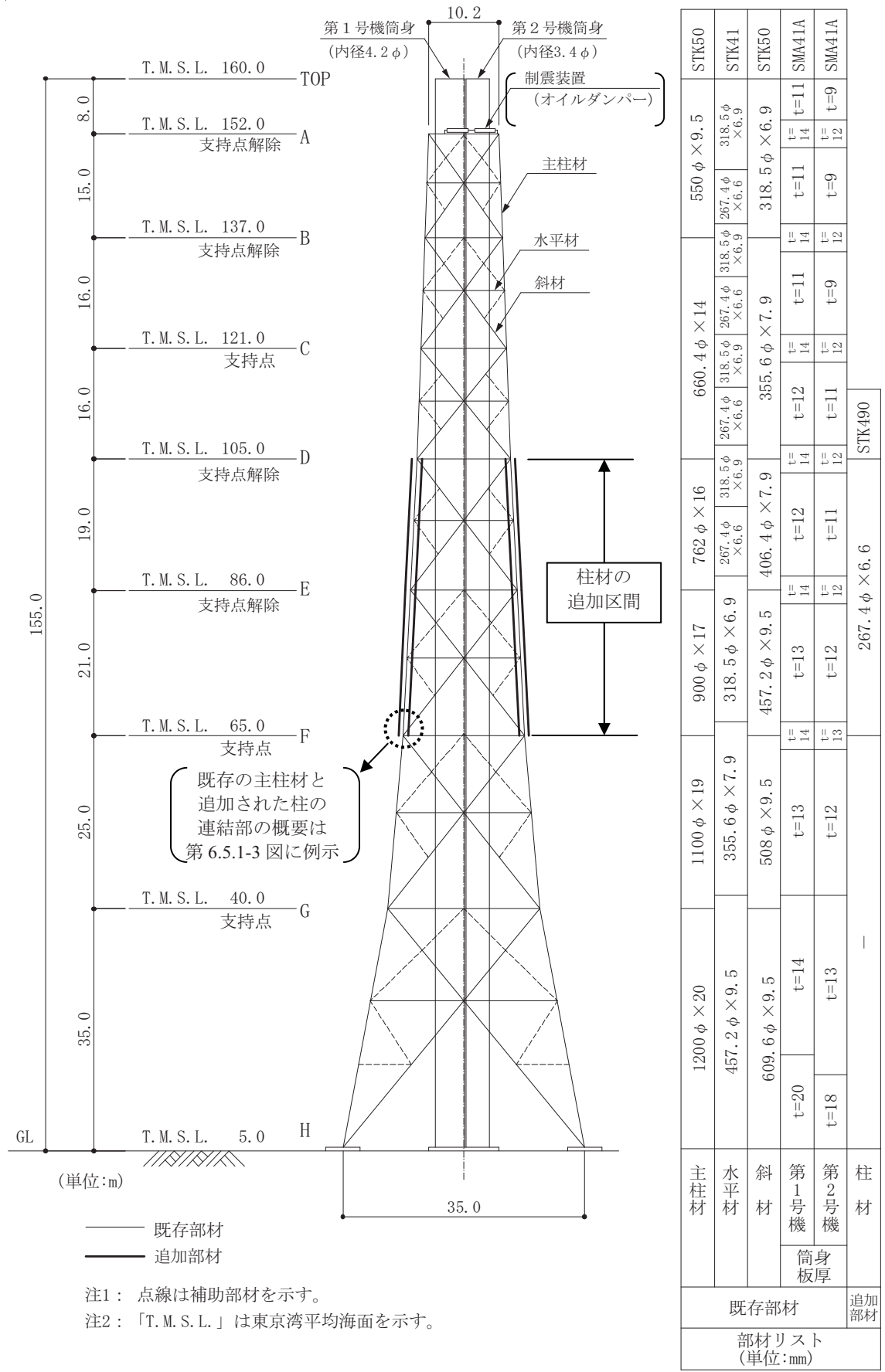
#### 6.5.1.1. 排気筒の概要

本排気筒は、高さ 155.0m、内径 4.2m の第 1 号機筒身および内径 3.4m の第 2 号機筒身を鋼管四角形鉄塔（一部、制震装置付）で支えた鉄塔支持型集合排気筒であり、中間部には支柱材に沿って柱材が各 2 本ずつ追加され水平材位置で支柱材にブラケット材により剛結されている。また、鉄塔頂部と筒身は制震装置（オイルダンパー：第 6.5.1-5 図参照）により連結されている。

2 つの筒身内部には、それぞれ非常用ガス処理系（以下、「SGTS」という）用排気筒（第 6.5.2-4 図参照）があり、それぞれの筒身に支持されている。

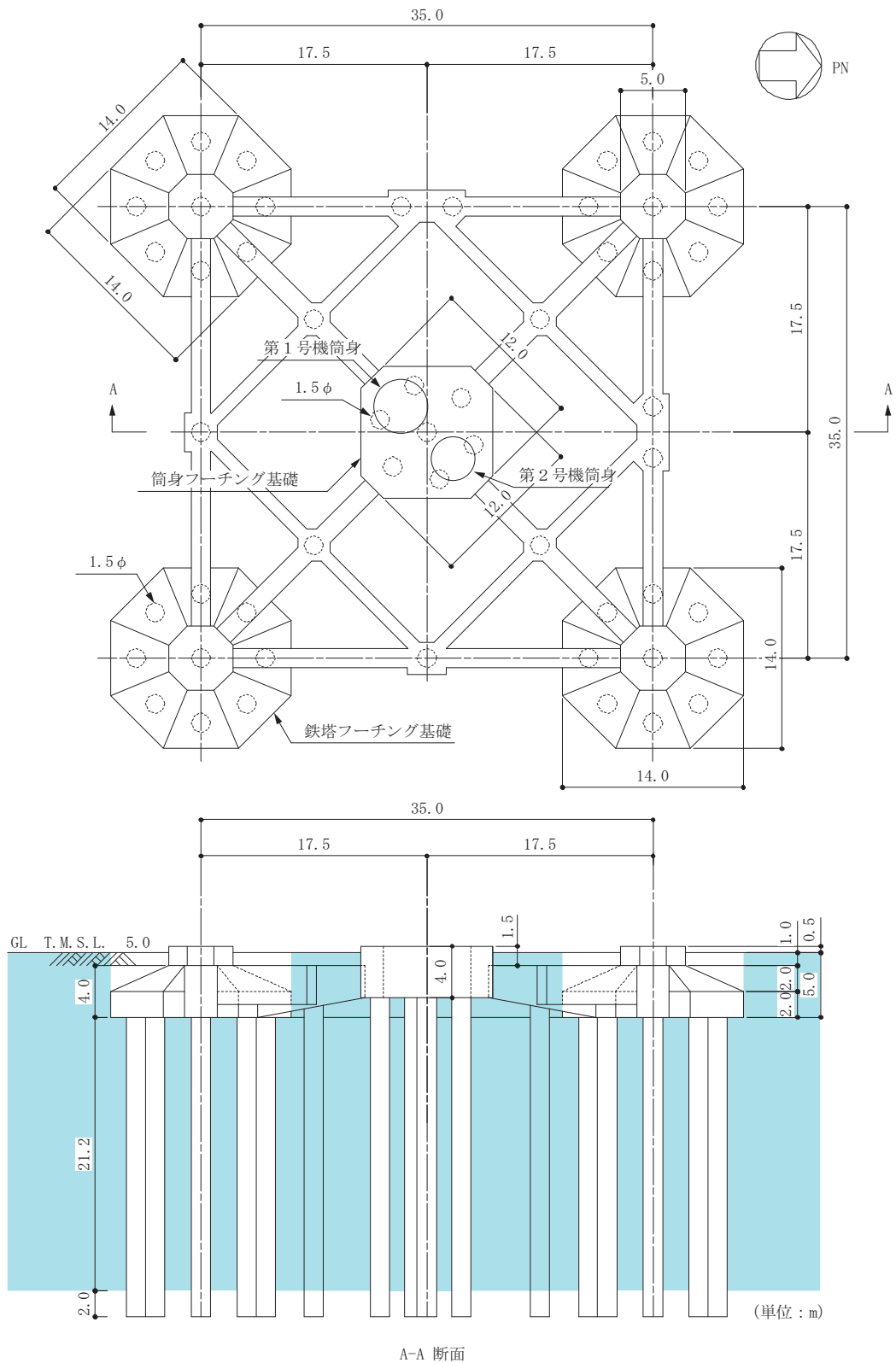
これらの筒身および支持鉄塔は、鉄筋コンクリート構造物のフーチング基礎と杭を介して泥岩盤上に設置される。なお、排気筒直下の砂地盤は、セメント系固化材による地盤改良を実施している。

排気筒およびその基礎の概要を第 6.5.1-1 図および第 6.5.1-2 図に、排気筒中間部の既存支柱材と追加された柱材との連結部の概要を第 6.5.1-3 図に、材料諸元を第 6.5.1-1 表に示す。



主柱材	1200φ×20	900φ×17	762φ×16	660.4φ×14	550φ×9.5	STK50	
水平材	457.2φ×9.5	318.5φ×6.9	267.4φ×6.6	318.5φ×6.9	267.4φ×6.6	318.5φ×6.9	STK41
斜材	609.6φ×9.5	457.2φ×9.5	406.4φ×7.9	355.6φ×7.9	318.5φ×6.9	318.5φ×6.9	STK50
筒身板厚	t=20	t=13	t=12	t=14	t=11	t=11	SMA41A
	t=18	t=12	t=11	t=12	t=9	t=9	SMA41A
柱材	267.4φ×6.6				STK490		
既存部材							追加部材
部材リスト (単位:mm)							

第 6.5.1-1 図 排気筒の概要



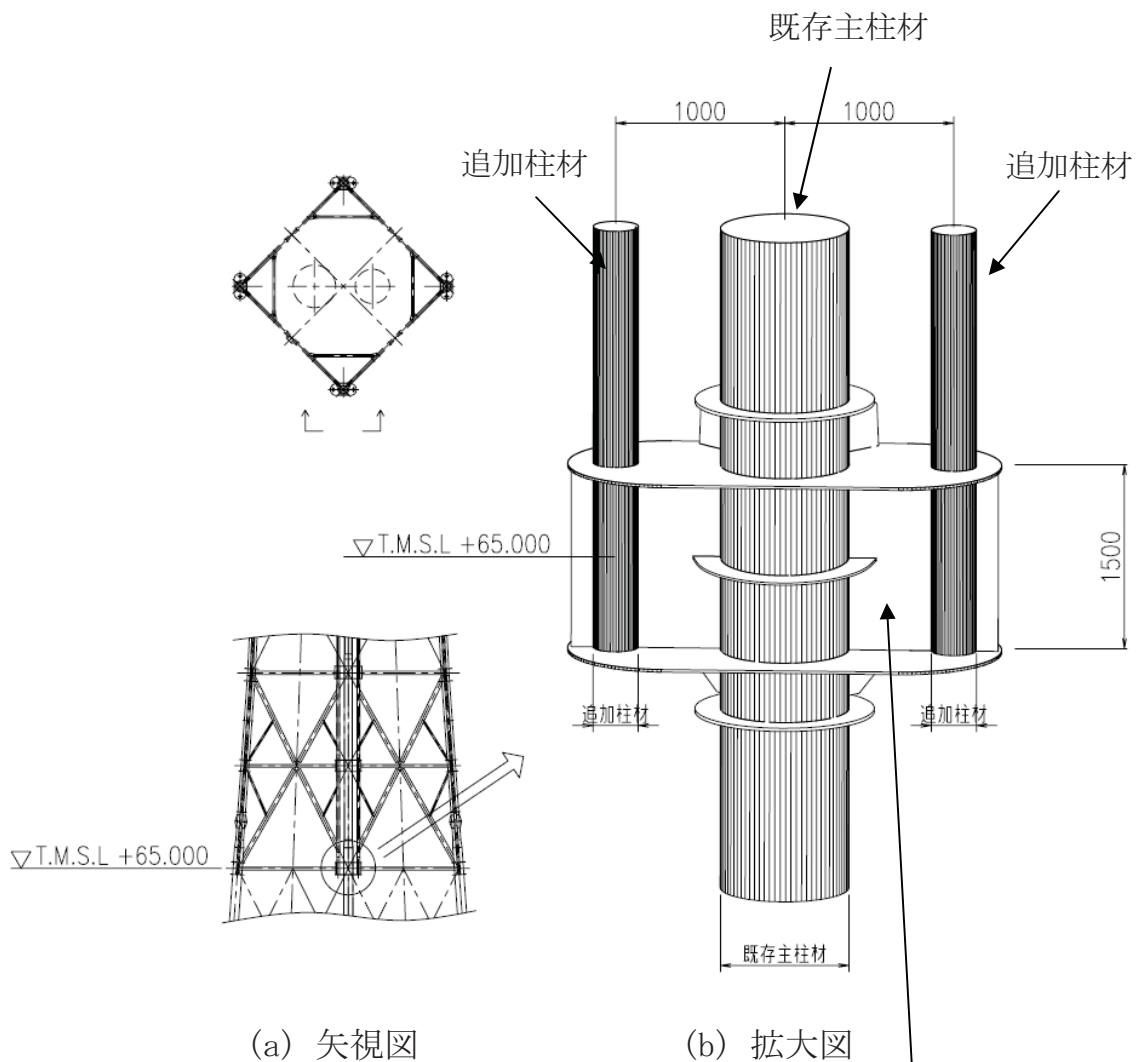
(着色部：基礎廻りの地盤改良土の大凡の範囲を示す。)

第 6.5.1-2 図 基礎の概要



第 6.5.1-1 表 排気筒の材料諸元

部 位	材 料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h (%)
鉄塔部 筒身部	鉄 骨	2.05×10 <sup>5</sup>	0.3	77.0	2
基 礎 杭 体	コンクリート	2.90×10 <sup>4</sup> 2.25×10 <sup>4</sup>	0.2	24.5 24.0	5



連結ブラケット部  
(I型断面)

(矢視面にある水平材や補助斜材は拡大図からは割愛した。)

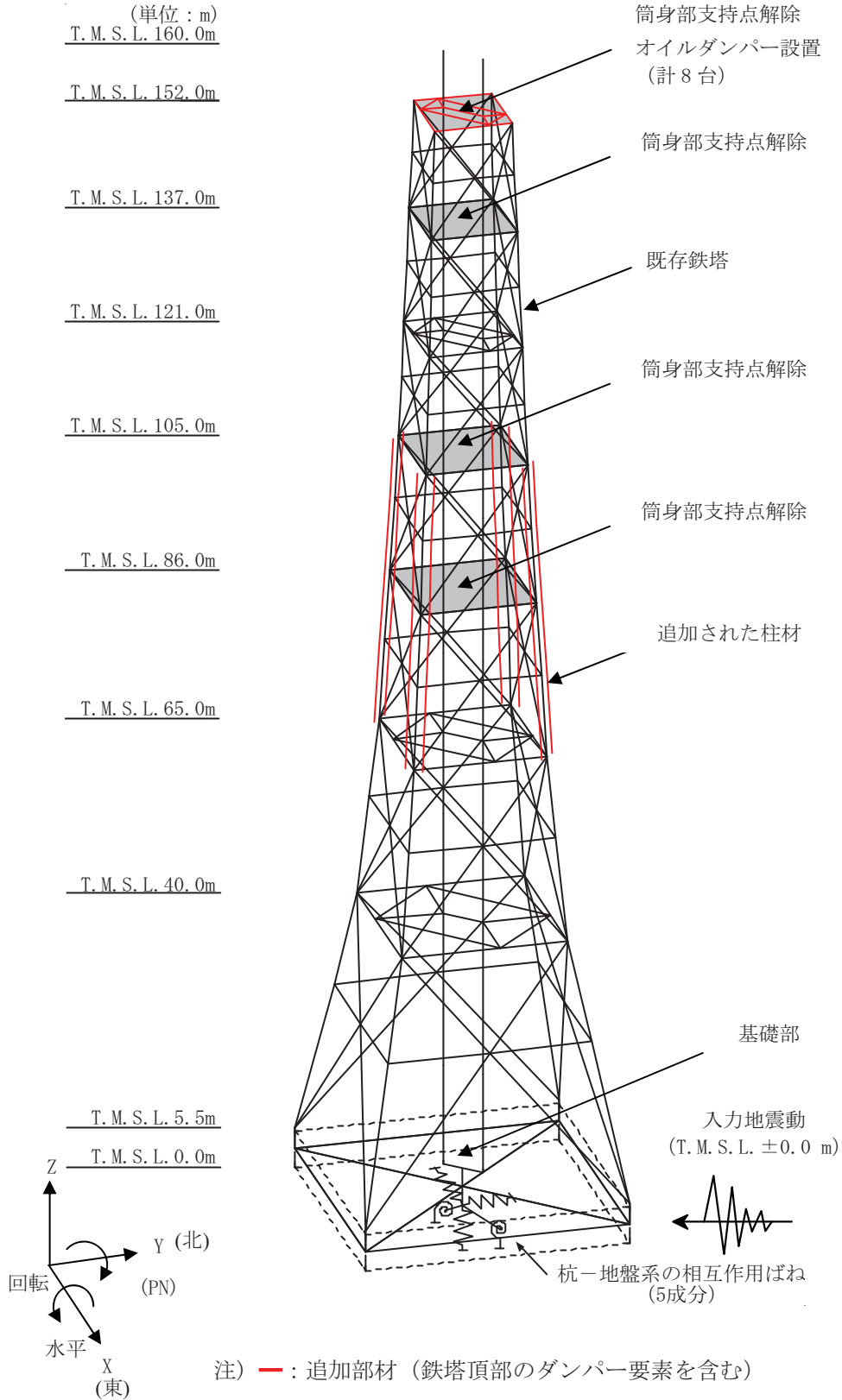
第 6.5.1-3 図 既存支柱材と追加支柱材の連結部の概要

### 6.5.1.2. 地震応答解析モデル

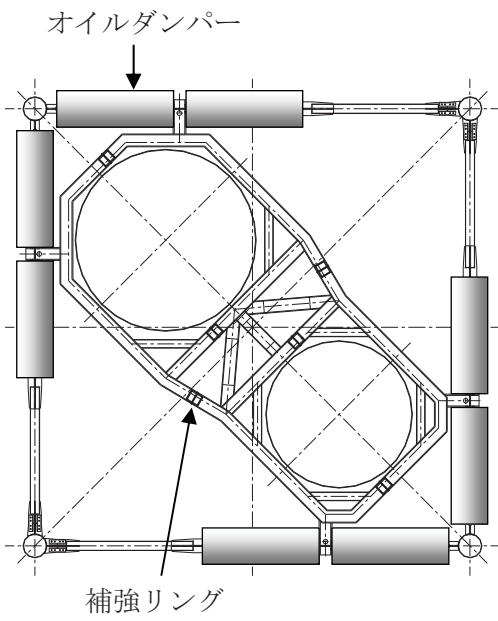
排気筒の地震応答解析モデルは、次の3項目について設計時に用いた解析モデルから修正を行うこととする。

- ① 本検討では、柏崎刈羽原子力発電所1号機排気筒の中越沖地震後の耐震健全性評価に用いた3次元立体架構モデルを用いることとする。
- ② 鉄塔頂部と筒身を連結するオイルダンパーについては、その性能を表現する等価なばね定数および減衰係数に置換して上記の3次元架構モデルに組み込んでいる。
- ③ 杭基礎については、各フーチングが剛性の高い地盤改良土と一体となって挙動することから、フーチング基礎下端レベルに集約した水平・回転、鉛直成分の杭-地盤の動的相互作用ばねに置換して用いることとする。この動的相互作用ばねは、3次元薄層法<sup>[2]</sup>により鉄塔フーチング、筒身フーチング下の杭配置を考慮し、フーチング下端レベルでの杭頭インピーダンスを算定して用いる。

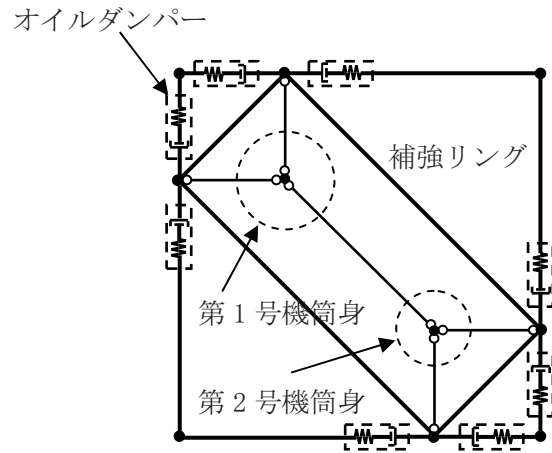
以上の解析モデルの概要を第6.5.1-4図に示す。また、制震装置（オイルダンパー8台）の概要を第6.5.1-5図に、その諸元を第6.5.1-2表に示す。



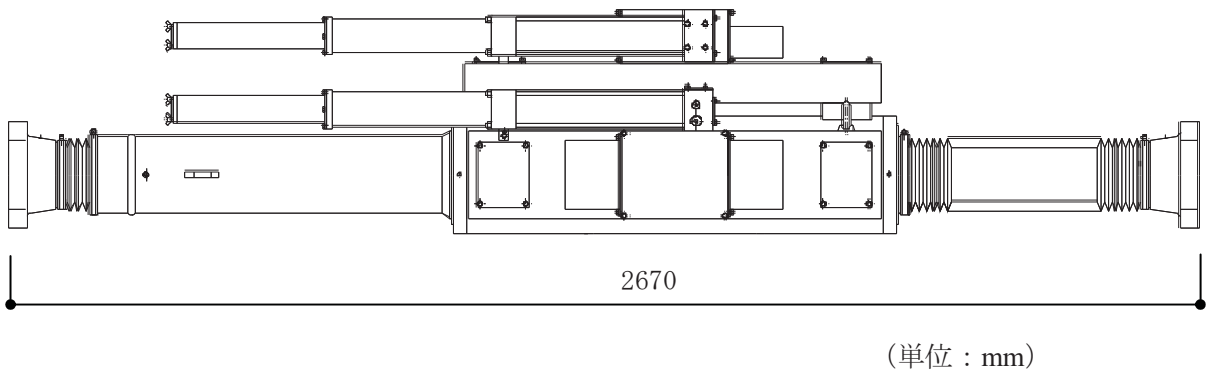
第 6.5.1-4 図 排気筒の地震応答解析モデル



(a) 平面図



(b) モデル概要図



(c) オイルダンパー詳細図

第 6.5.1-5 図 オイルダンパーの概要

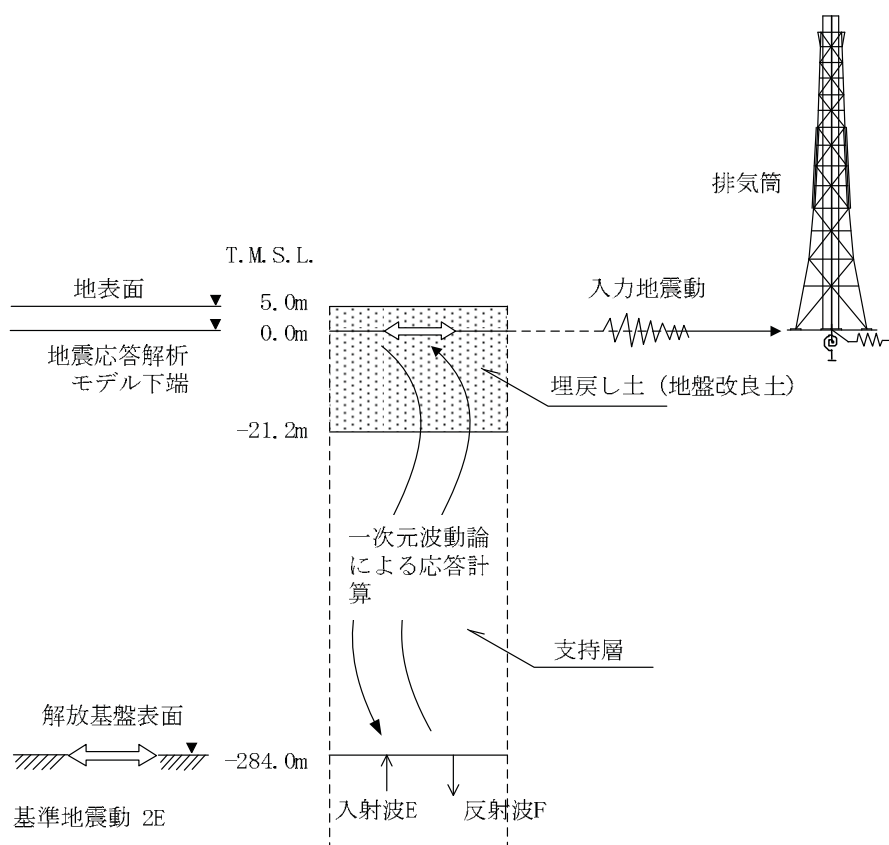
第 6.5.1-2 表 オイルダンパー諸元 (1 台あたり)

重量	10.0	(kN/台)
ばね定数	$K=0.7 \times 10^5$	(kN/m)
減衰係数	$C=2.80 \times 10^2$	(kNs/m)

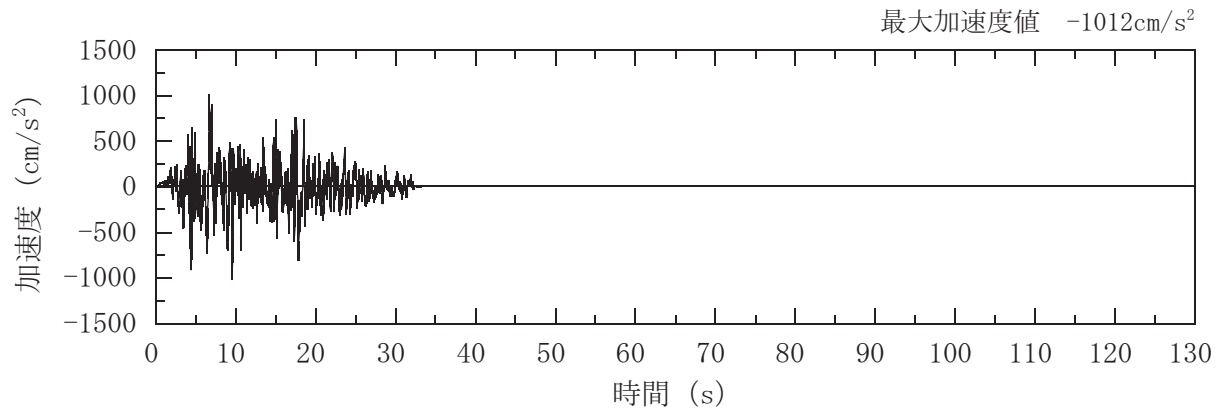
解析モデルへの入力は、基準地震動  $S_s$  ( $S_s-1 \sim S_s-5$ ) を解放基盤表面に定義し、一次元波動論より解析モデル下端 (T.M.S.L.±0.0 m) での応答波を求め、これを入力地震動としている。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を第 6.5.1-6 図に、排気筒へ入力する応答波のうち、本排気筒への影響が比較的大きい基準地震動  $S_s-1$  および  $S_s-2$  に基づく応答波を代表して第 6.5.1-7 図に示す。また、これらの入力動を含め、基準地震動  $S_s-1 \sim S_s-5$  に基づく入力動を求めるために用いる地盤モデルを第 6.5.1-3 表に、さらにこれらの地盤定数を用いて求めた杭-地盤の動的相互作用ばねのばね定数および減衰係数を第 6.5.1-4 表に示す。

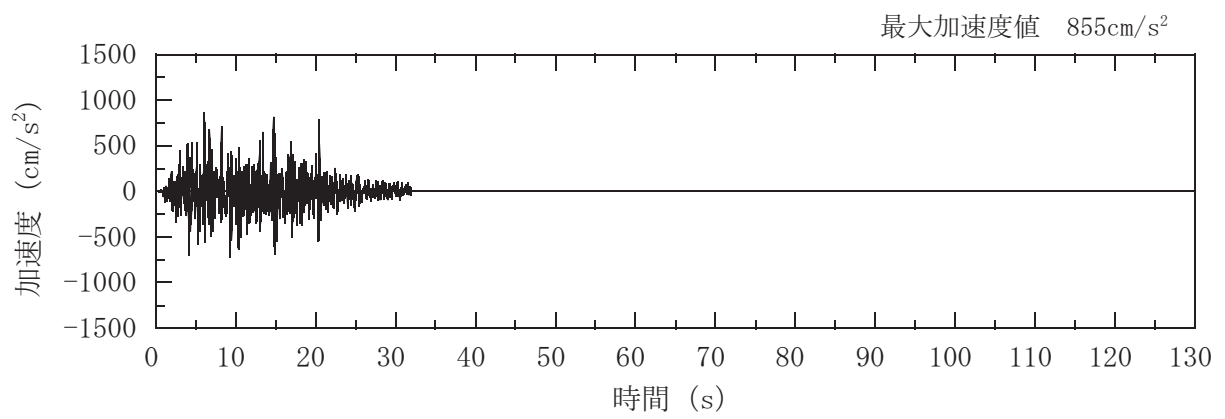
なお、地震応答解析における減衰評価は、剛性比例型減衰を用いている (鉄骨造の減衰として 2%, 鉄筋コンクリート造の減衰として 5% を与えることとしている)。



第 6.5.1-6 図 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

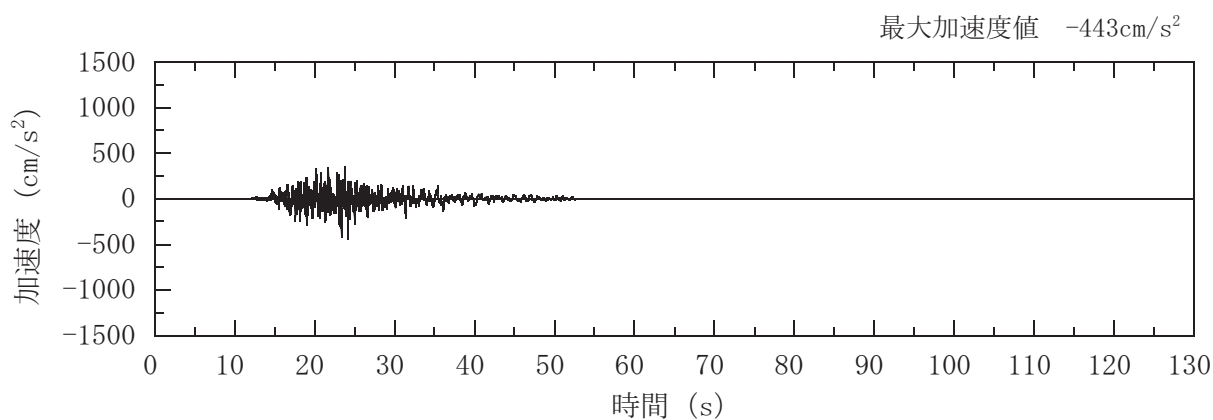
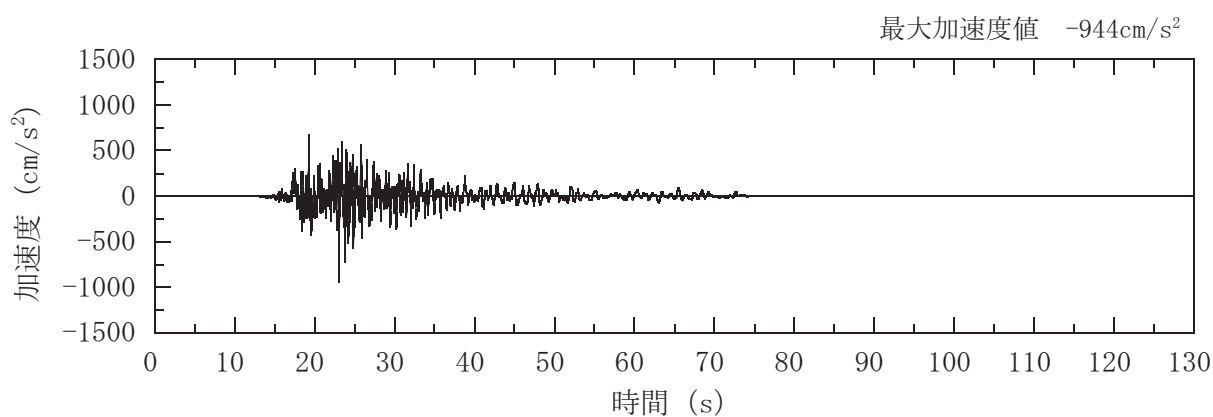
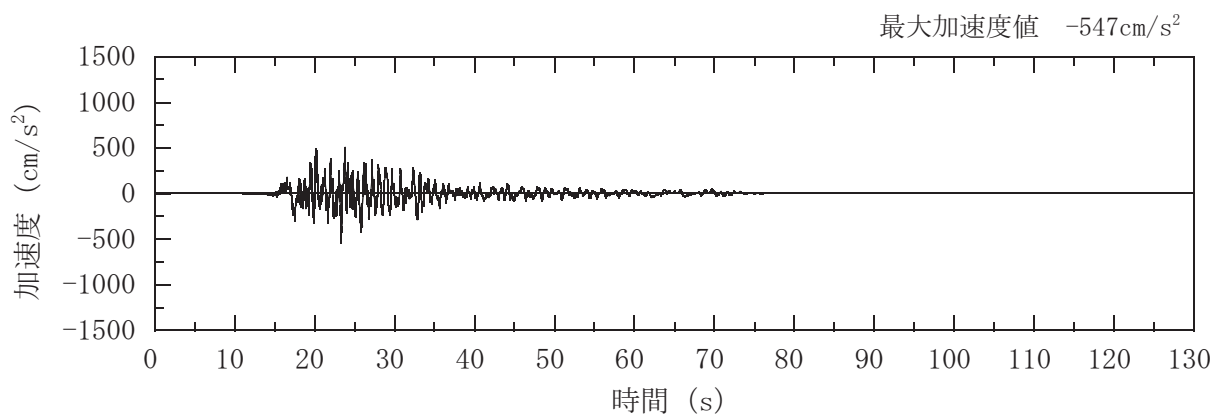


(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

第 6.5.1-7 図(1) 入力地震動 (T.M.S.L.±0.0m) の加速度波形 (基準地震動 Ss-1)



第 6.5.1-7 図(2) 入力地震動 (T.M.S.L.±0.0m) の加速度波形 (基準地震動 Ss-2)

第 6.5.1-3 表(1) 地盤定数 (基準地震動 Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)	層厚 $H$ (m)
5.0 0.0	(地盤改良土)	800	18.6	0.31	1165	1214	0.96	3052	2	26.2
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	407	503	0.81	1164	3	40.8
-62.0		590			486	600	0.81	1390	3	15.0
-77.0		620			509	662	0.77	1456	3	26.0
-103.0		650			553	728	0.76	1582	3	25.0
-128.0		670			572	774	0.74	1636	3	64.0
-192.0		690			639	820	0.78	1828	3	92.0
-284.0		(解放基盤)			730	16.9	0.43	918	918	1.00

第 6.5.1-3 表(2) 地盤定数 (基準地震動 Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)	層厚 $H$ (m)
5.0 0.0	(地盤改良土)	800	18.6	0.31	1165	1214	0.96	3052	2	26.2
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	427	503	0.85	1221	3	40.8
-62.0		590			528	600	0.88	1510	3	15.0
-77.0		620			575	662	0.87	1645	3	26.0
-103.0		650			640	728	0.88	1830	3	25.0
-128.0		670			681	774	0.88	1948	3	64.0
-192.0		690			713	820	0.87	2039	3	92.0
-284.0		(解放基盤)			730	16.9	0.43	918	918	1.00



第 6.5.1-3 表(3) 地盤定数 (基準地震動 Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 Go (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/Go	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
5.0 0.0	(地盤改良土)	800	18.6	0.31	1189	1214	0.98	3115	2	26.2
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	447	503	0.89	1278	3	40.8
-62.0		590			522	600	0.87	1493	3	15.0
-77.0		620			562	662	0.85	1607	3	26.0
-103.0		650			618	728	0.85	1767	3	25.0
-128.0		670			657	774	0.85	1879	3	64.0
-192.0		690			688	820	0.84	1968	3	92.0
-284.0	(解放基盤)	730	16.9	0.43	918	918	1.00	2625	—	—

第 6.5.1-3 表(4) 地盤定数 (基準地震動 Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 Go (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/Go	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
5.0 0.0	(地盤改良土)	800	18.6	0.31	1189	1214	0.98	3115	2	26.2
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	452	503	0.90	1293	3	40.8
-62.0		590			534	600	0.89	1527	3	15.0
-77.0		620			595	662	0.90	1702	3	26.0
-103.0		650			647	728	0.89	1850	3	25.0
-128.0		670			681	774	0.88	1948	3	64.0
-192.0		690			705	820	0.86	2016	3	92.0
-284.0	(解放基盤)	730	16.9	0.43	918	918	1.00	2625	—	—

第 6.5.1-3 表(5) 地盤定数 (基準地震動 Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)	層厚 $H$ (m)
5.0 0.0	(地盤改良土)	800	18.6	0.31	1189	1214	0.98	3115	2	26.2
-21.2	西山層	540	16.9	0.43	452	503	0.90	1293	3	40.8
-62.0		590			528	600	0.88	1510	3	15.0
-77.0		620			575	662	0.87	1645	3	26.0
-103.0		650			618	728	0.85	1767	3	25.0
-128.0		670			634	774	0.82	1813	3	64.0
-192.0		690			639	820	0.78	1828	3	92.0
-284.0		(解放基盤)			730	16.9	0.43	918	918	1.00

第 6.5.1-4(1)表 杭―地盤の動的相互作用ばね定数および減衰係数  
(基準地震動 Ss-1)

方 向	ばね定数	減衰係数
水 平	$9.070 \times 10^7$ (kN/m)	$3.741 \times 10^6$ (kN・s/m)
回 転	$5.269 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$7.489 \times 10^8$ (kN・m・s/rad)
鉛 直	$9.654 \times 10^7$ (kN/m)	$6.017 \times 10^6$ (kN・s/m)

第 6.5.1-4(2)表 杭―地盤の動的相互作用ばね定数および減衰係数  
(基準地震動 Ss-2)

方 向	ばね定数	減衰係数
水 平	$9.235 \times 10^7$ (kN/m)	$3.486 \times 10^6$ (kN・s/m)
回 転	$5.315 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$7.527 \times 10^8$ (kN・m・s/rad)
鉛 直	$1.009 \times 10^8$ (kN/m)	$5.958 \times 10^6$ (kN・s/m)

第 6.5.1-4(3)表 杭―地盤の動的相互作用ばね定数および減衰係数  
(基準地震動 Ss-3)

方 向	ばね定数	減衰係数
水 平	$9.421 \times 10^7$ (kN/m)	$3.623 \times 10^6$ (kN・s/m)
回 転	$5.422 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$7.701 \times 10^8$ (kN・m・s/rad)
鉛 直	$1.023 \times 10^8$ (kN/m)	$5.892 \times 10^6$ (kN・s/m)

第 6.5.1-4(4)表 杭―地盤の動的相互作用ばね定数および減衰係数  
(基準地震動 Ss-4)

方 向	ばね定数	減衰係数
水 平	$9.460 \times 10^7$ (kN/m)	$3.550 \times 10^6$ (kN・s/m)
回 転	$5.461 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$7.692 \times 10^8$ (kN・m・s/rad)
鉛 直	$1.038 \times 10^8$ (kN/m)	$5.881 \times 10^6$ (kN・s/m)

第 6.5.1-4(5)表 杭―地盤の動的相互作用ばね定数および減衰係数  
(基準地震動 Ss-5)

方 向	ばね定数	減衰係数
水 平	$9.352 \times 10^7$ (kN/m)	$3.674 \times 10^6$ (kN・s/m)
回 転	$5.429 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$7.740 \times 10^8$ (kN・m・s/rad)
鉛 直	$1.022 \times 10^8$ (kN/m)	$5.875 \times 10^6$ (kN・s/m)

### 6.5.1.3. 地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期，固有振動数，刺激係数）および固有モード図を第 6.5.1-5 表および第 6.5.1-8 図に示す。

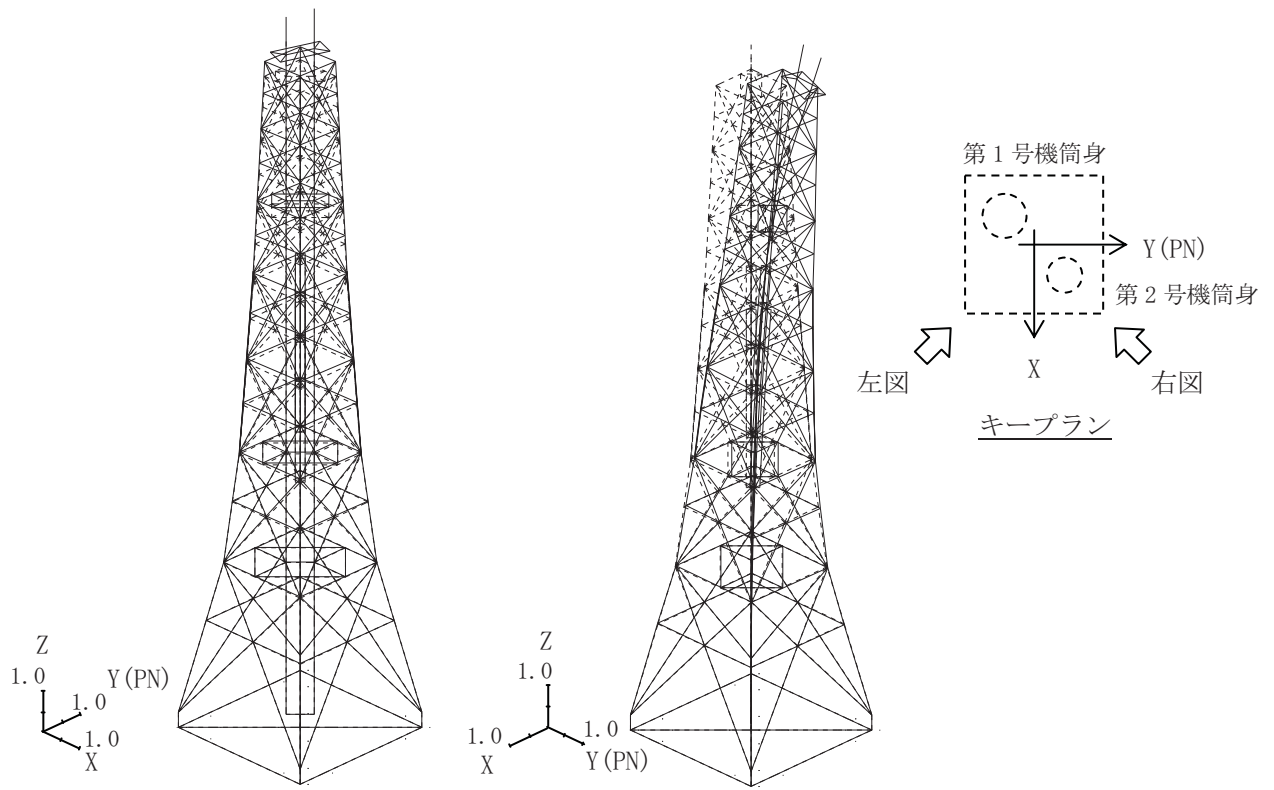
基準地震動  $S_s$  による鉄塔部および筒身部の最大応答加速度，最大応答変位，最大応答軸力および最大応答曲げモーメントを第 6.5.1-9 図～第 6.5.1-13 図に示す。

なお，基準地震動に応じて地盤モデルが異なることから，若干の固有値の変動はあるものの大局的な傾向は近似しているため，以下には代表して基準地震動  $S_s-1$  の場合の固有値を示している。

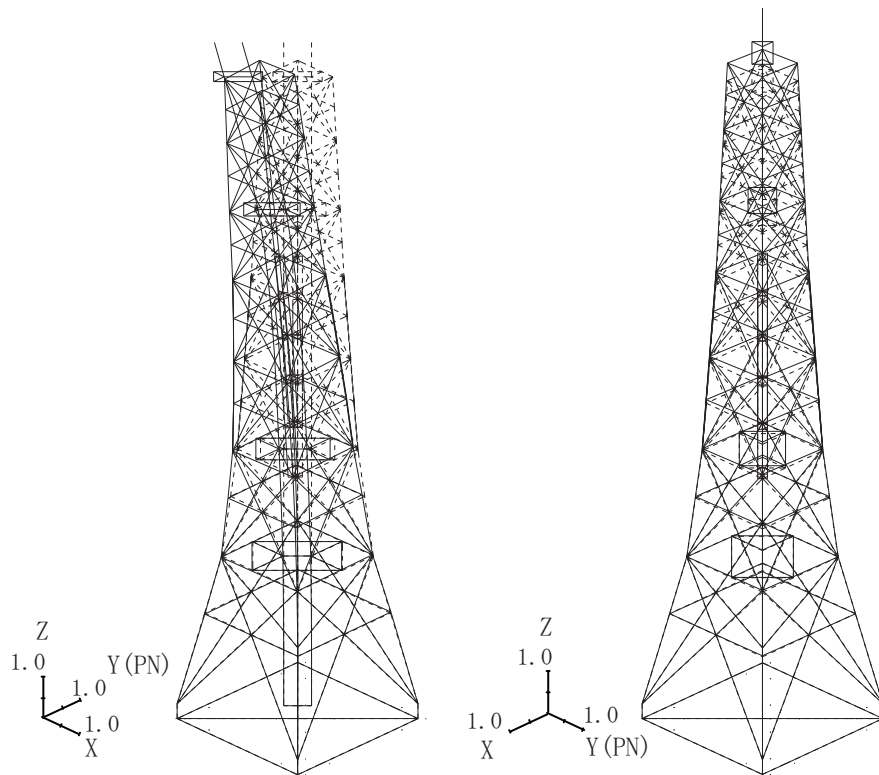
第 6.5.1-5 表 固有値（固有周期，固有振動数，刺激係数）  
（基準地震動  $S_s-1$ ）

次数	振動数 (Hz)	周 期 (s)	刺激係数 *			備 考
			X	Y	Z	
1	0.67	1.490	-1.250	1.250	0.000	NS 方向 1 次
2	0.68	1.480	-1.064	-1.064	0.000	EW 方向 1 次
3	1.04	0.958	-0.646	0.646	0.000	筒身ねじれ方向
4	1.33	0.750	0.769	0.769	0.000	NS 方向 2 次
5	1.37	0.730	-0.955	0.955	0.000	EW 方向 2 次
8	2.47	0.405	-0.683	-0.683	0.000	NS 方向 3 次
9	2.47	0.404	-0.694	0.694	0.000	EW 方向 3 次
18	5.94	0.168	0.000	0.000	-1.716	鉄塔鉛直方向 1 次
26	7.35	0.136	-0.001	-0.001	2.002	第 2 号機筒身鉛直方向 1 次
27	7.41	0.135	0.003	0.003	0.979	第 1 号機筒身鉛直方向 1 次

注) \*: モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に基準化して得られる刺激係数を示す。

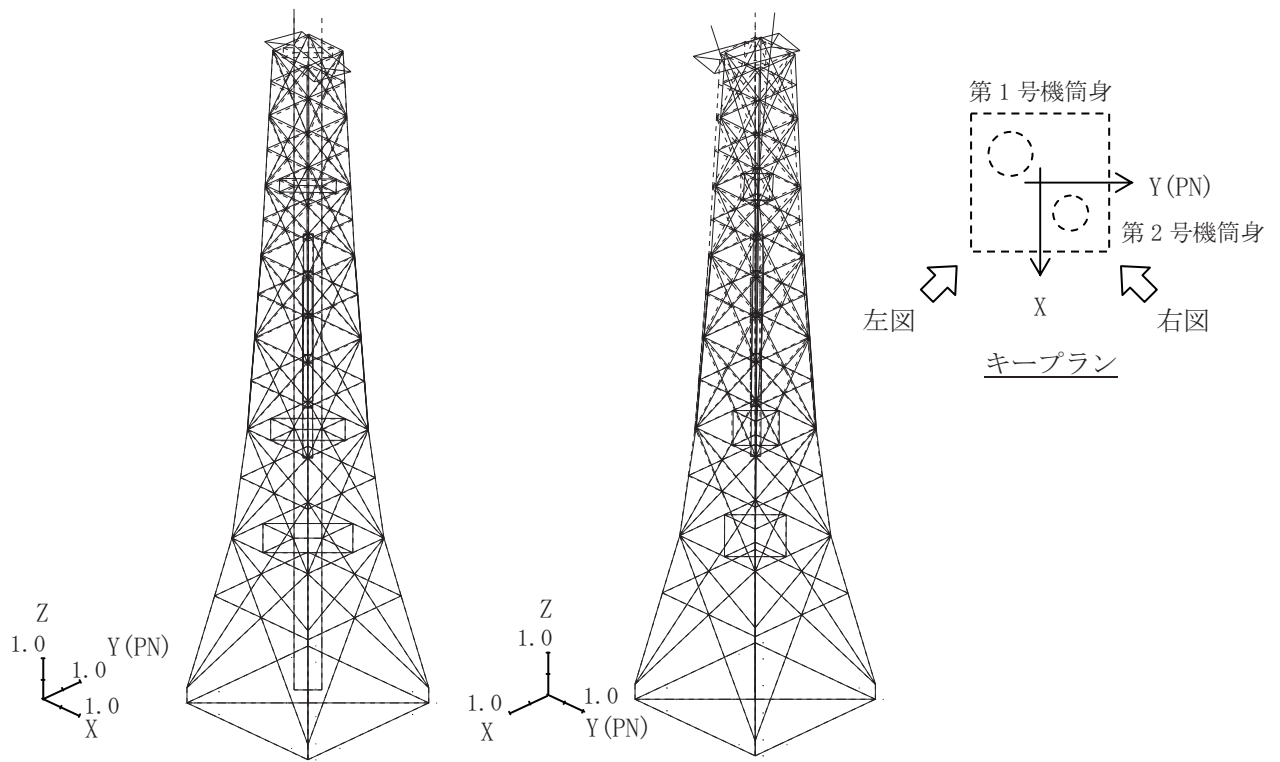


(a) NS 方向 1 次

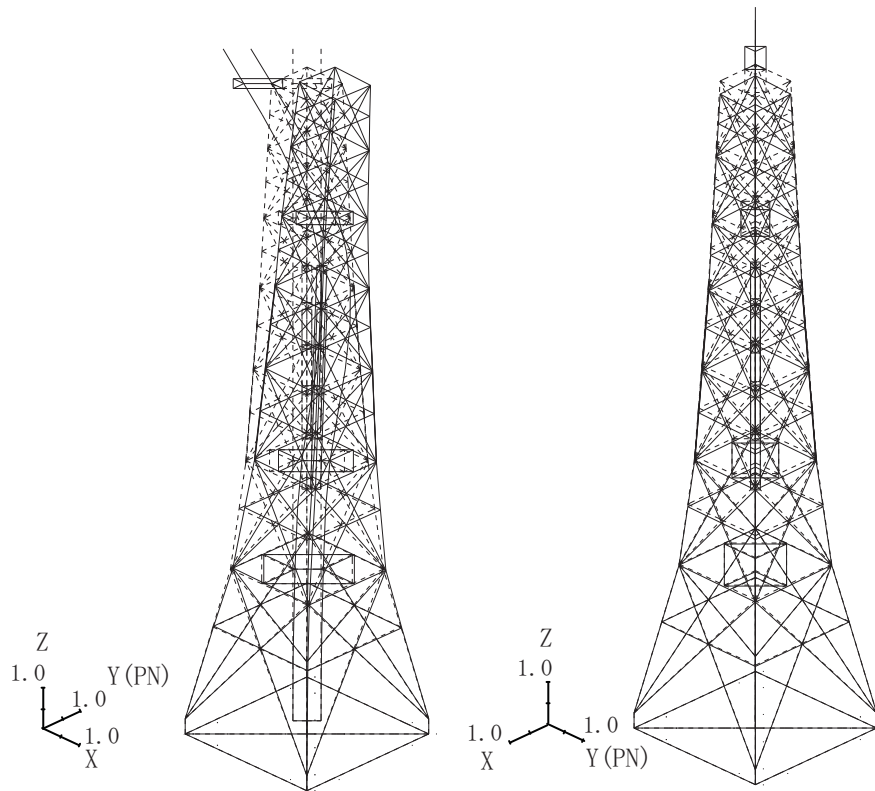


(b) EW 方向 1 次

第 6.5.1-8 図(1) 固有値解析結果 (モード図) (Ss-1)

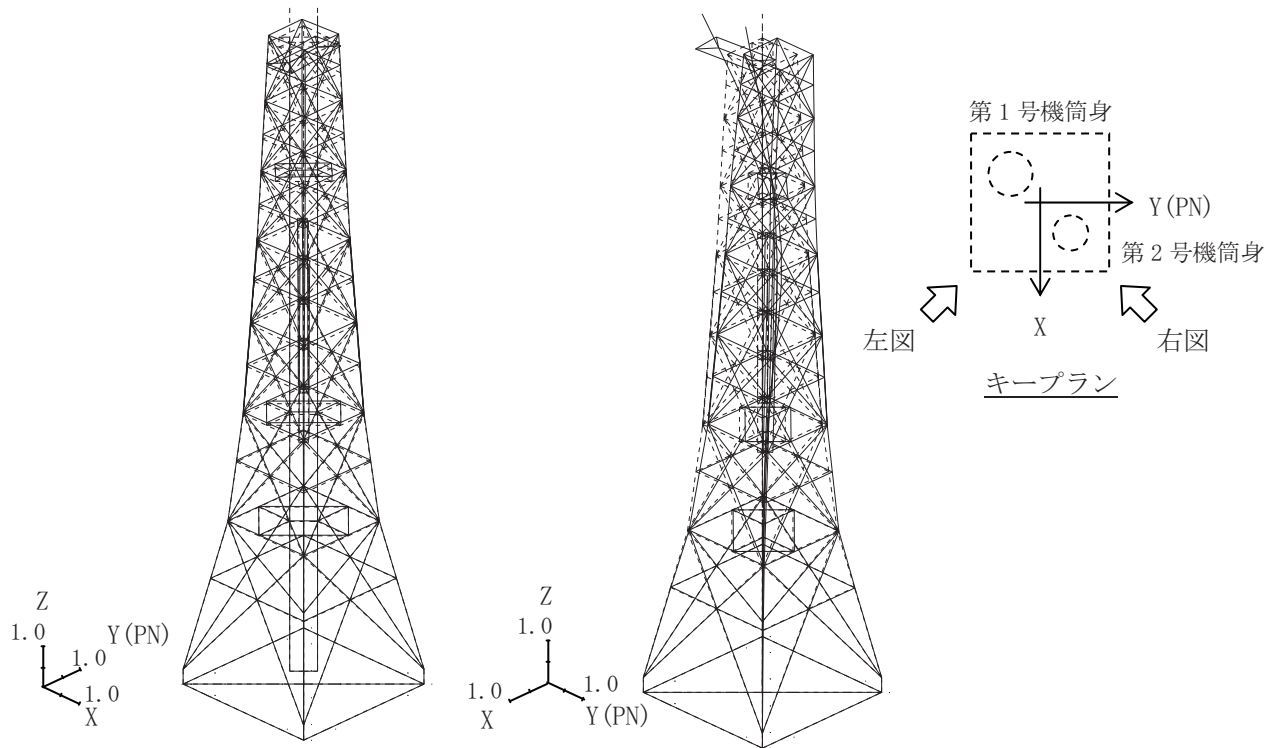


(c) 筒身ねじれ方向

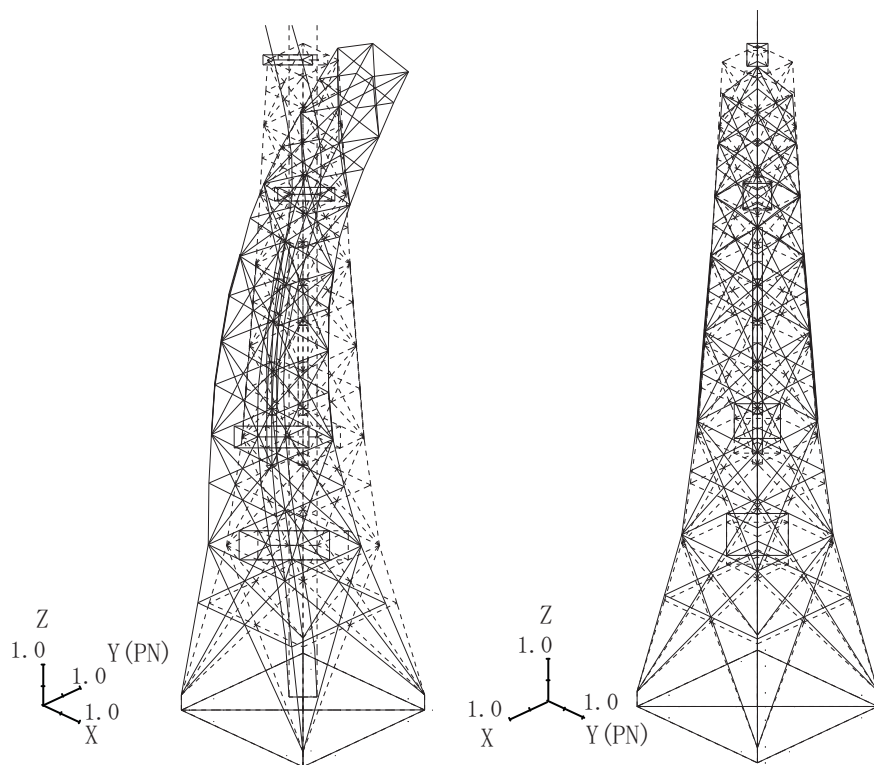


(d) NS 方向 2 次

第 6.5.1-8 図(2) 固有値解析結果 (モード図) (Ss-1)

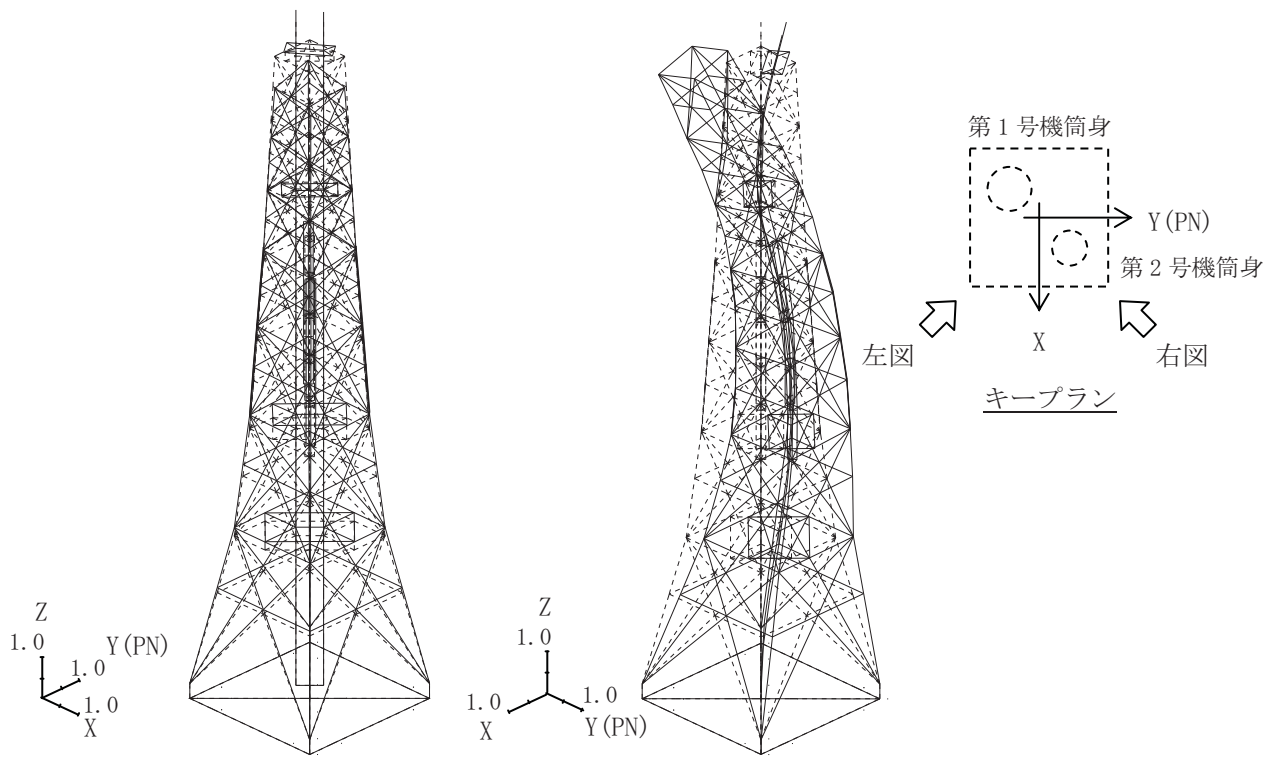


(e) EW 方向 2 次

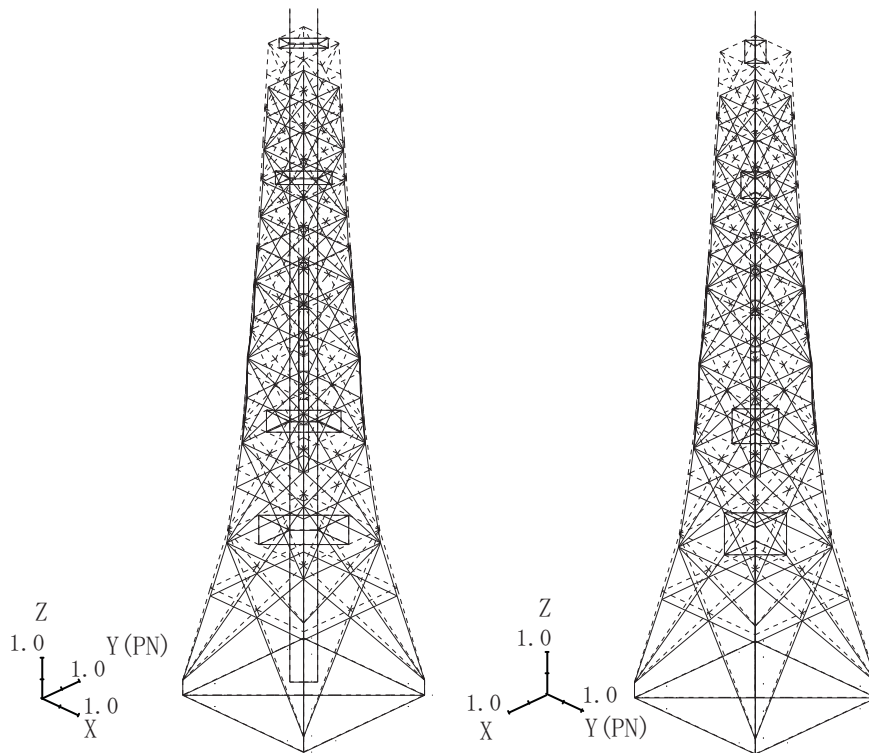


(f) NS 方向 3 次

第 6.5.1-8 図(3) 固有値解析結果 (モード図) (Ss-1)



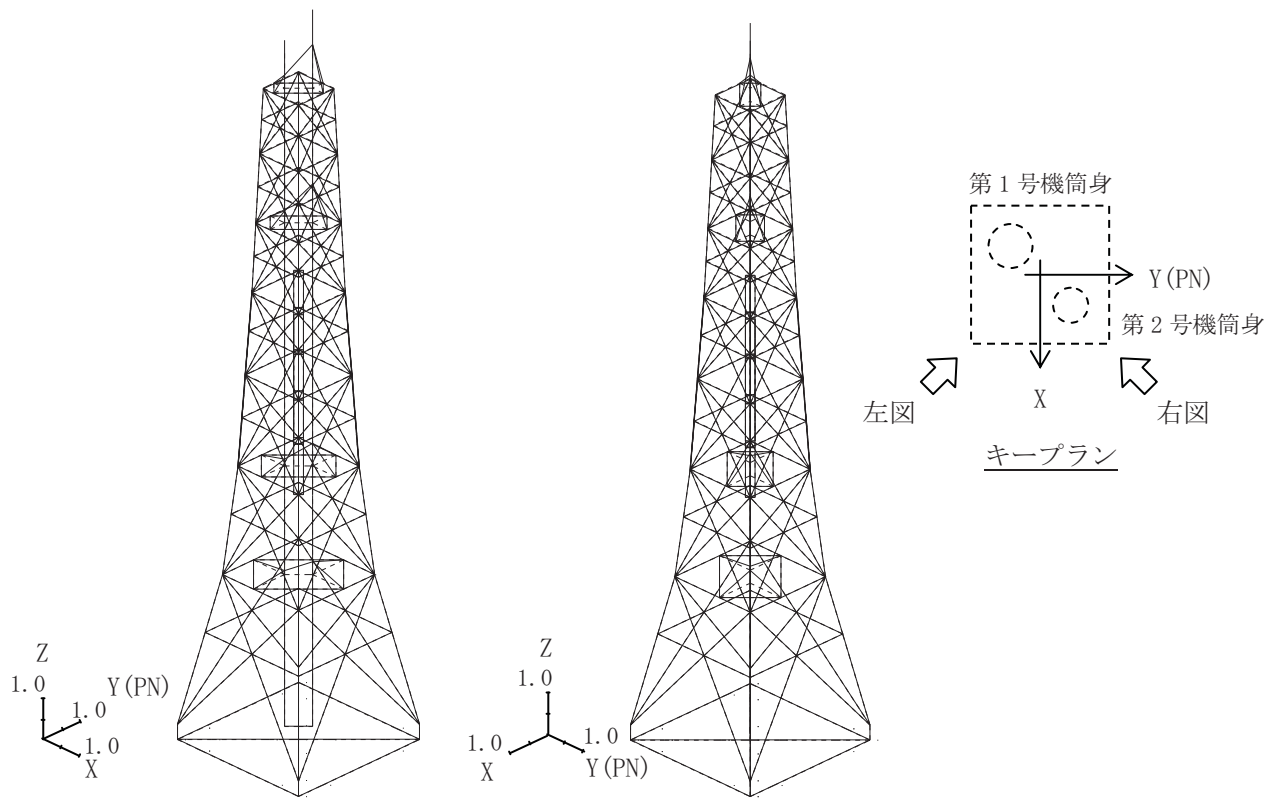
(g) EW 方向 3 次



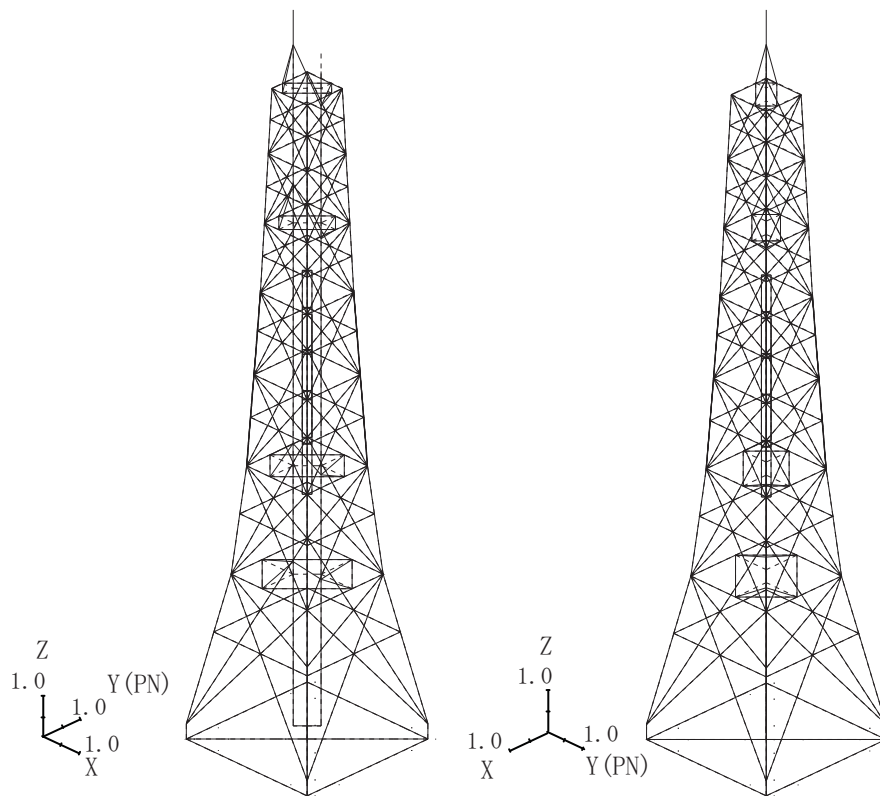
(h) 鉄塔鉛直方向 1 次

第 6.5.1-8 図(4) 固有値解析結果 (モード図) (Ss-1)



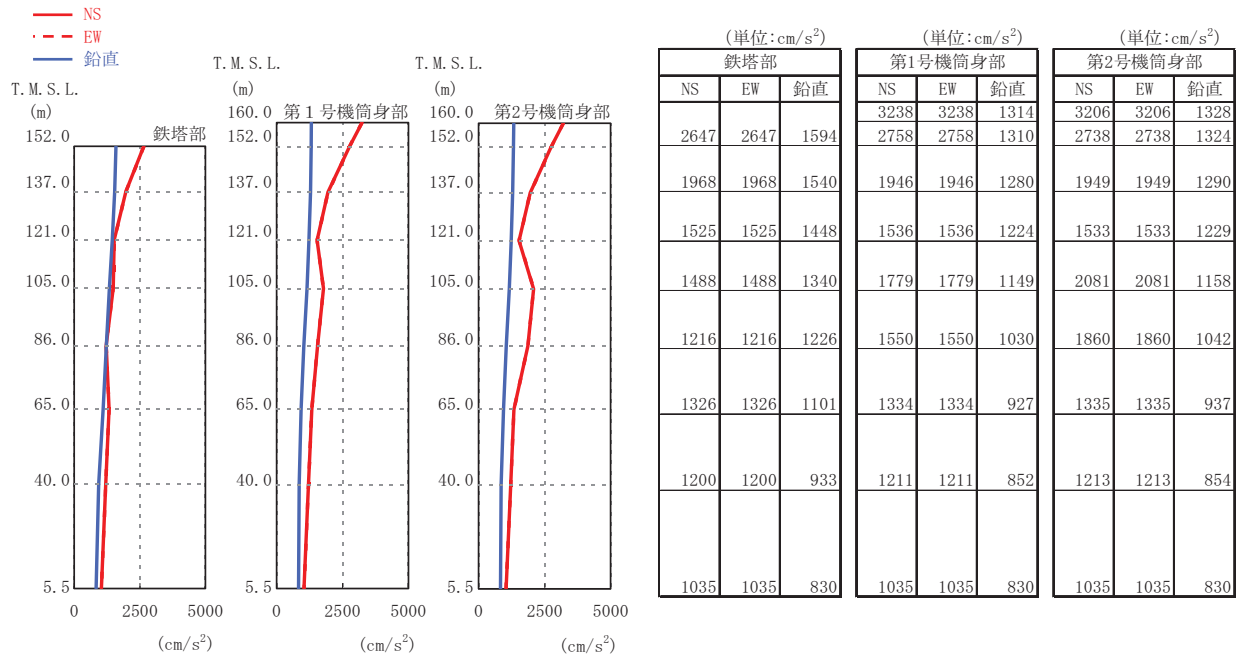


(i) 第2号機筒身鉛直方向1次

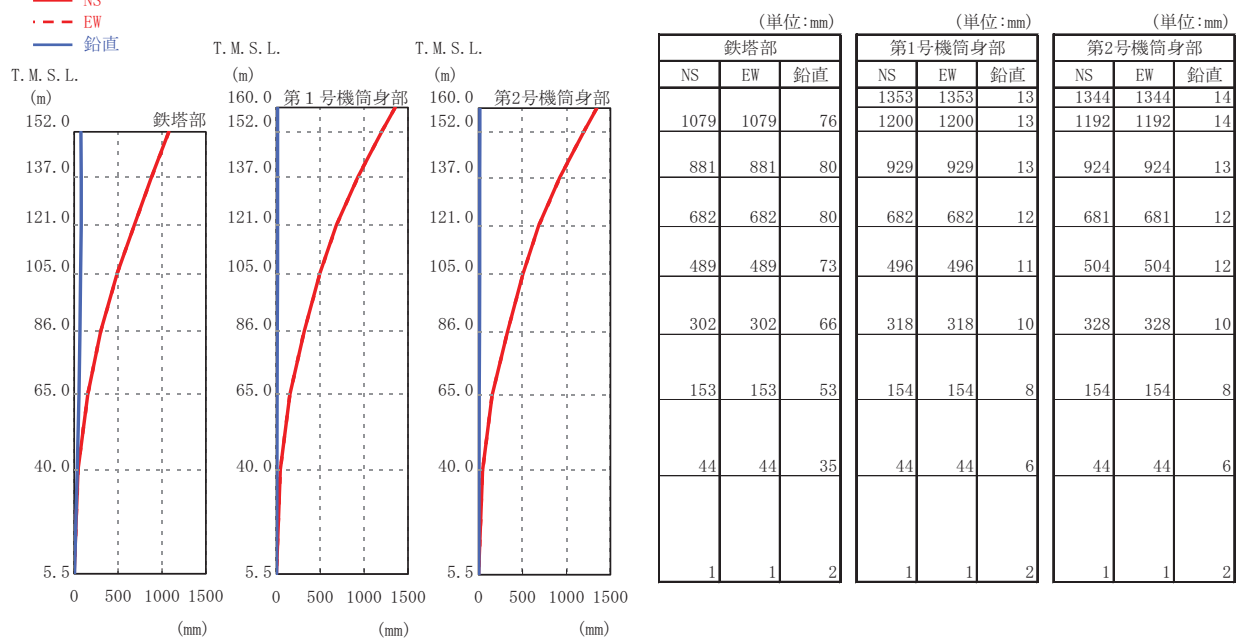


(j) 第1号機筒身鉛直方向1次

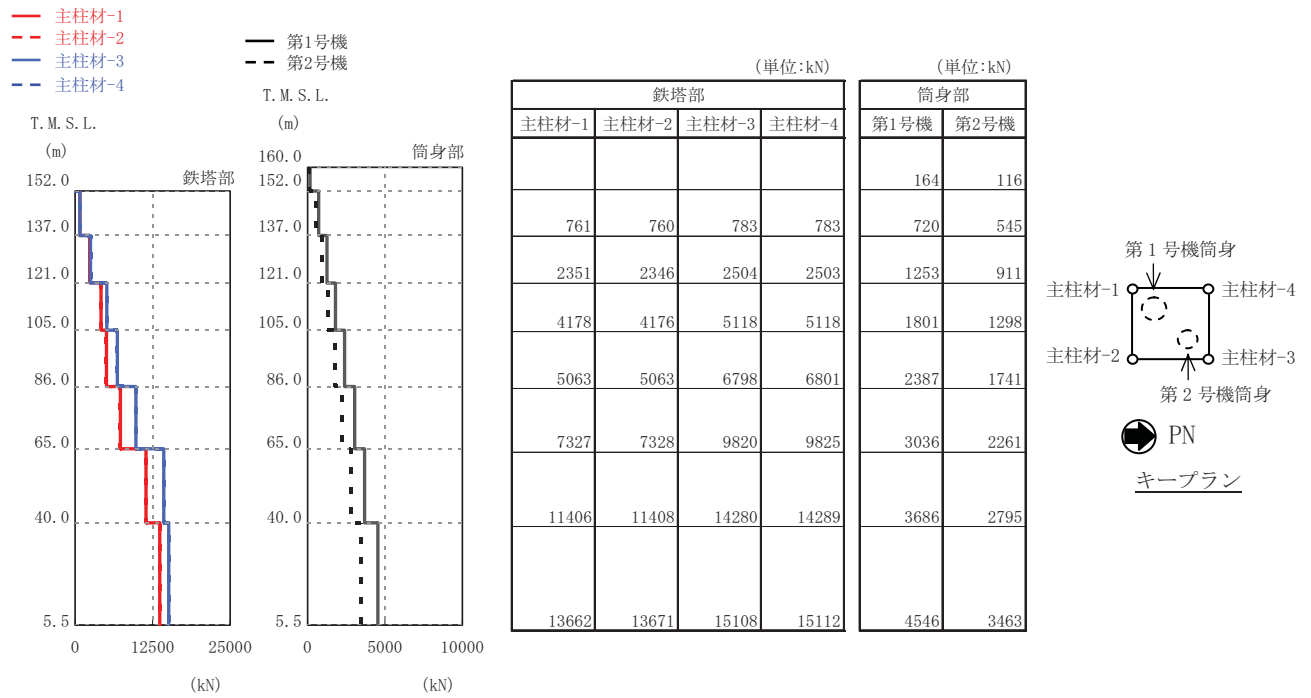
第6.5.1-8 図(5) 固有値解析結果 (モード図) (Ss-1)



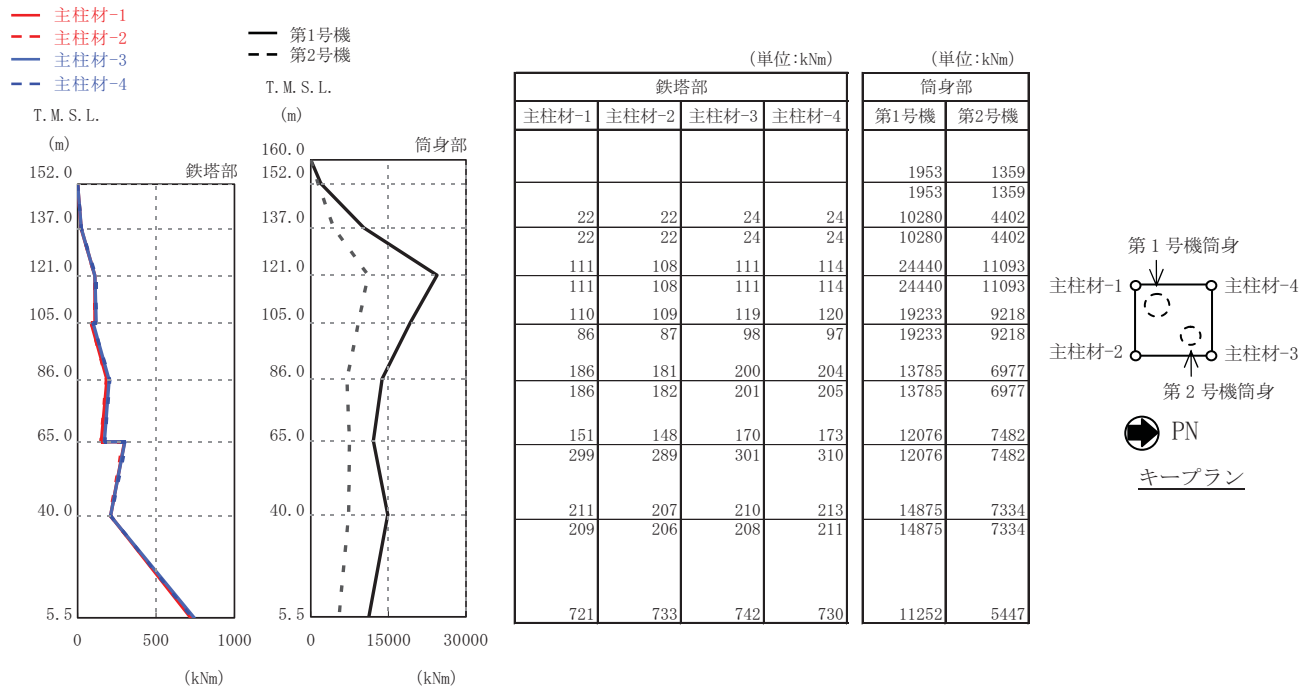
第 6.5.1-9 図(1) 鉄塔部および筒身部の最大応答加速度 (Ss-1)



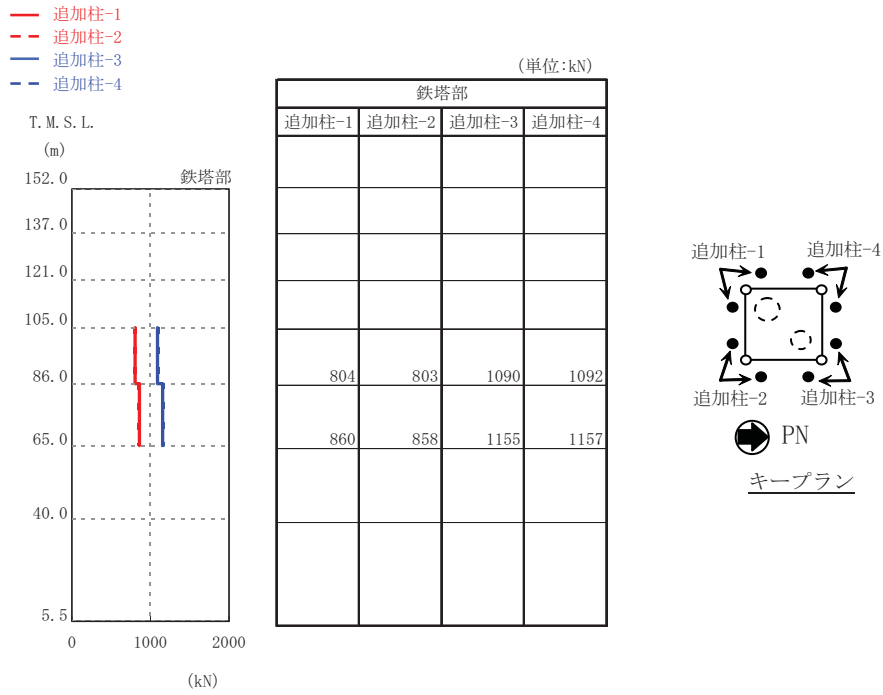
第 6.5.1-9 図(2) 鉄塔部および筒身部の最大応答変位 (Ss-1)



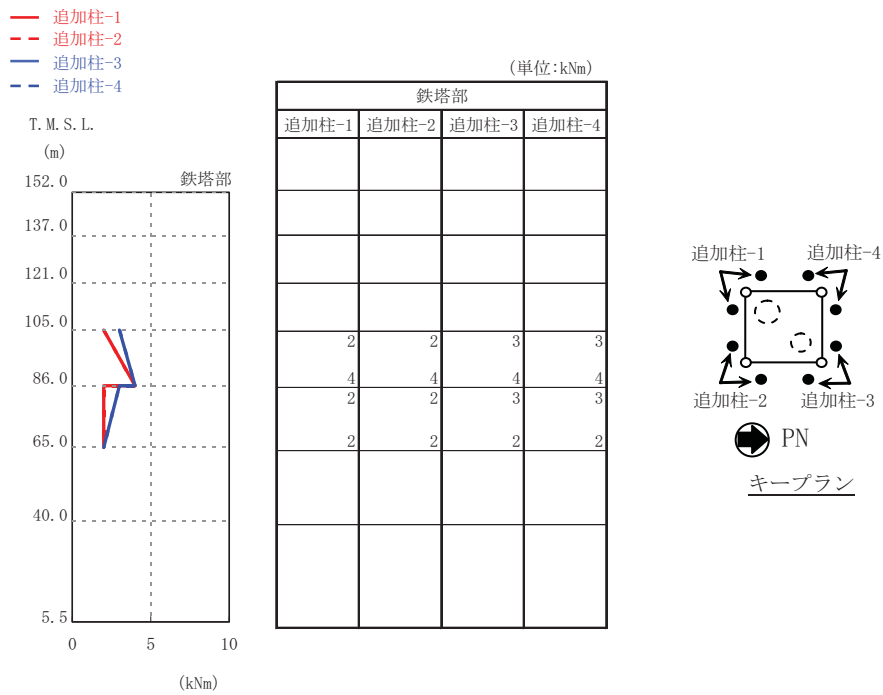
第 6.5.1-9 図(3) 既存主柱材および筒身の最大応答軸力 (Ss-1)



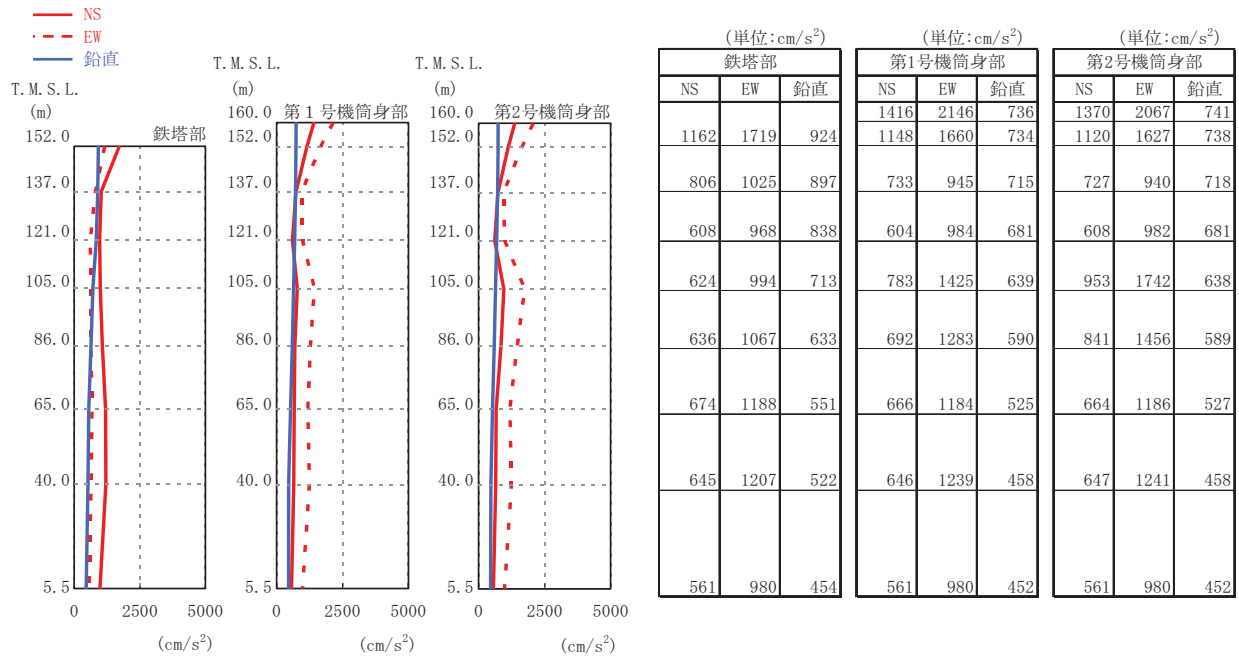
第 6.5.1-9 図(4) 既存主柱材および筒身の最大応答曲げモーメント (Ss-1)



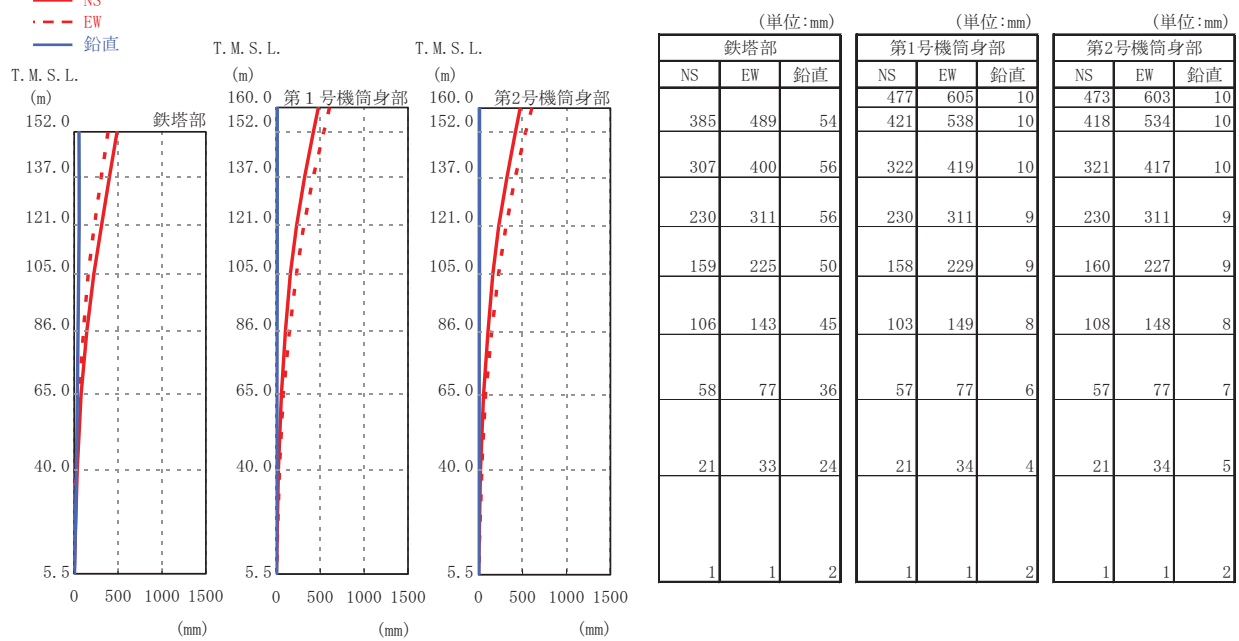
第 6.5.1-9 図(5) 追加柱材の最大応答軸力 (Ss-1)



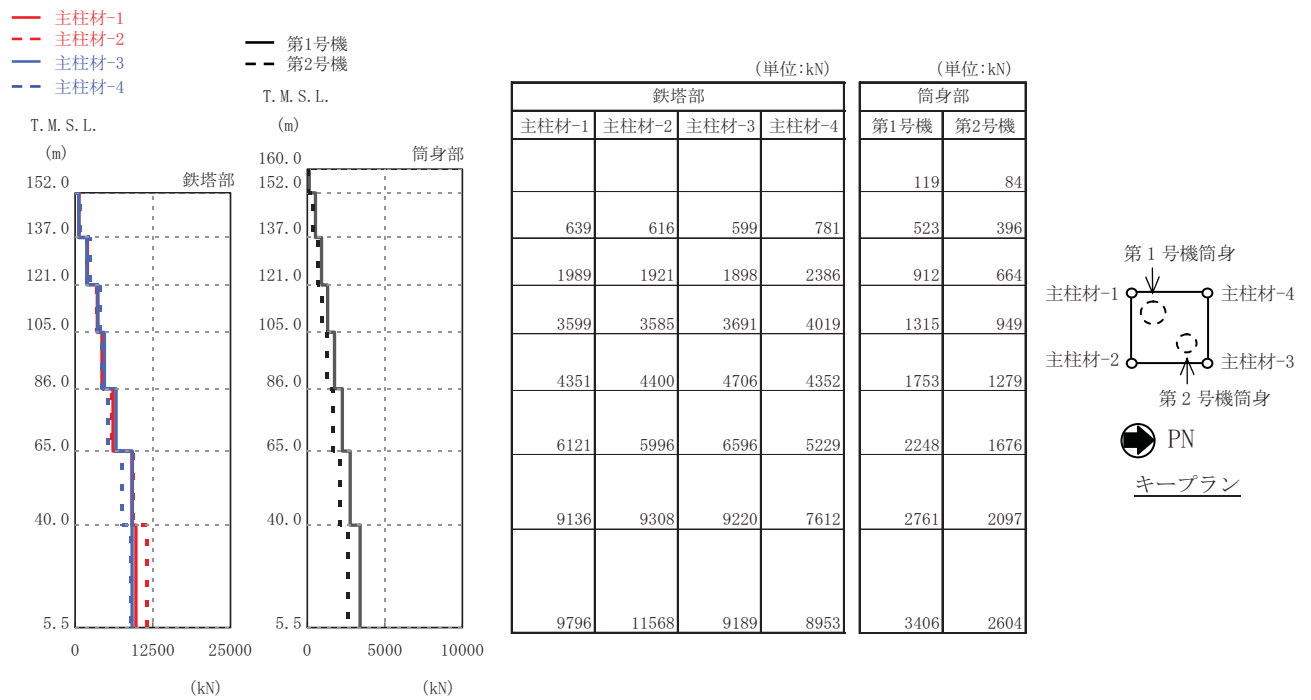
第 6.5.1-9 図(6) 追加柱材の最大応答曲げモーメント (Ss-1)



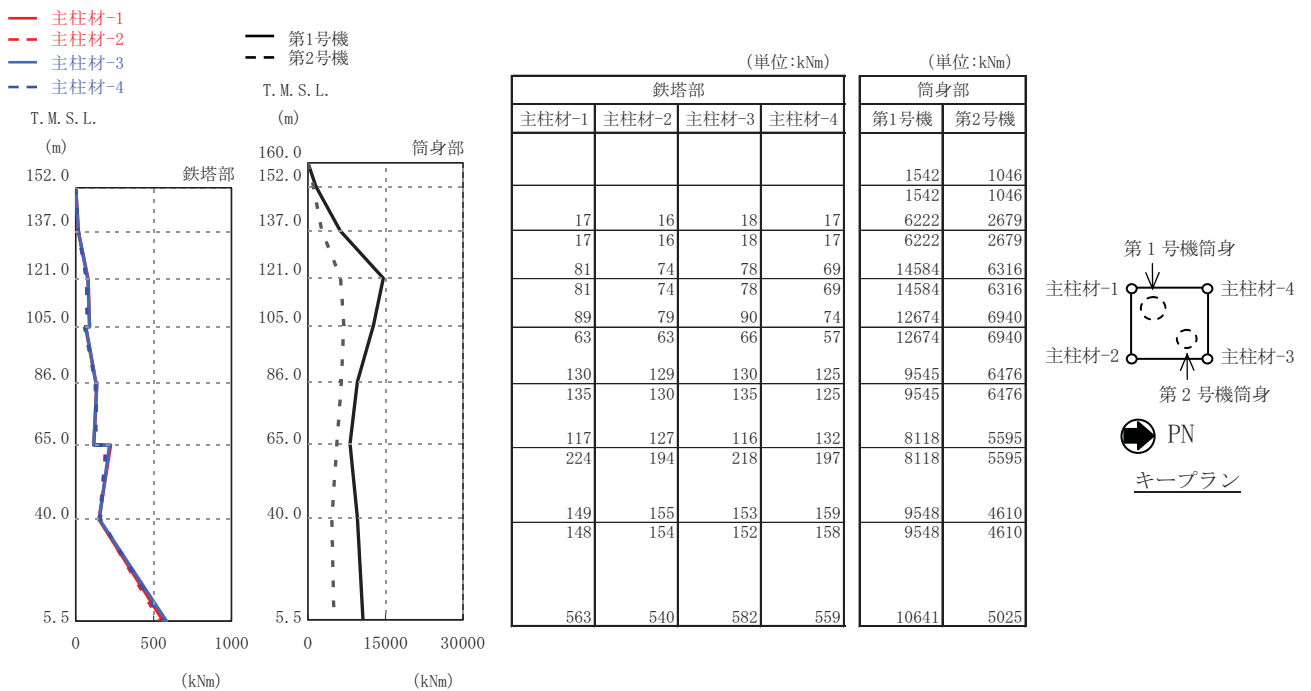
第 6.5.1-10 図(1) 鉄塔部および筒身部の最大応答加速度 (Ss-2)



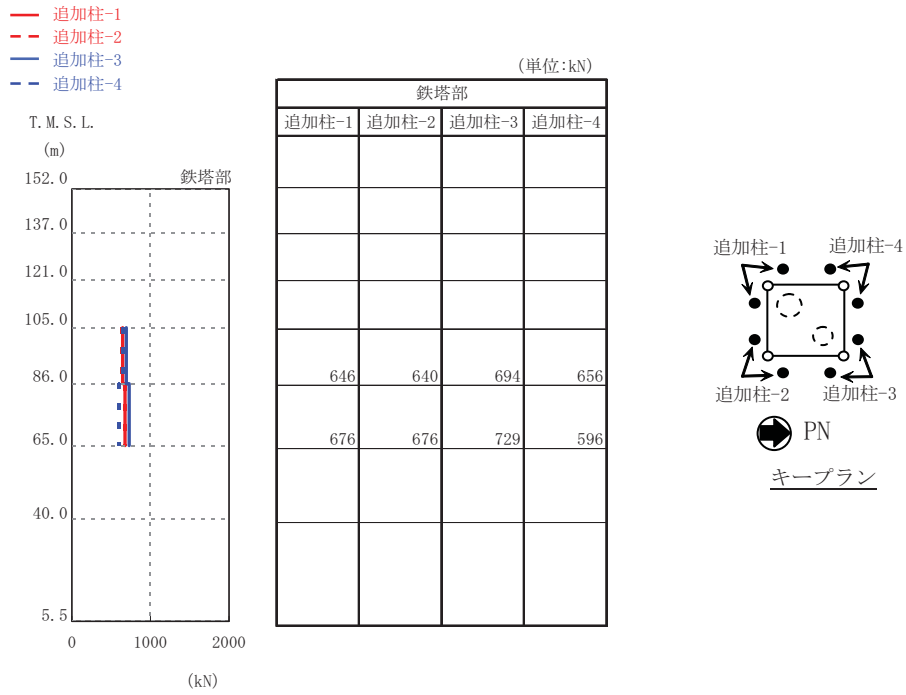
第 6.5.1-10 図(2) 鉄塔部および筒身部の最大応答変位 (Ss-2)



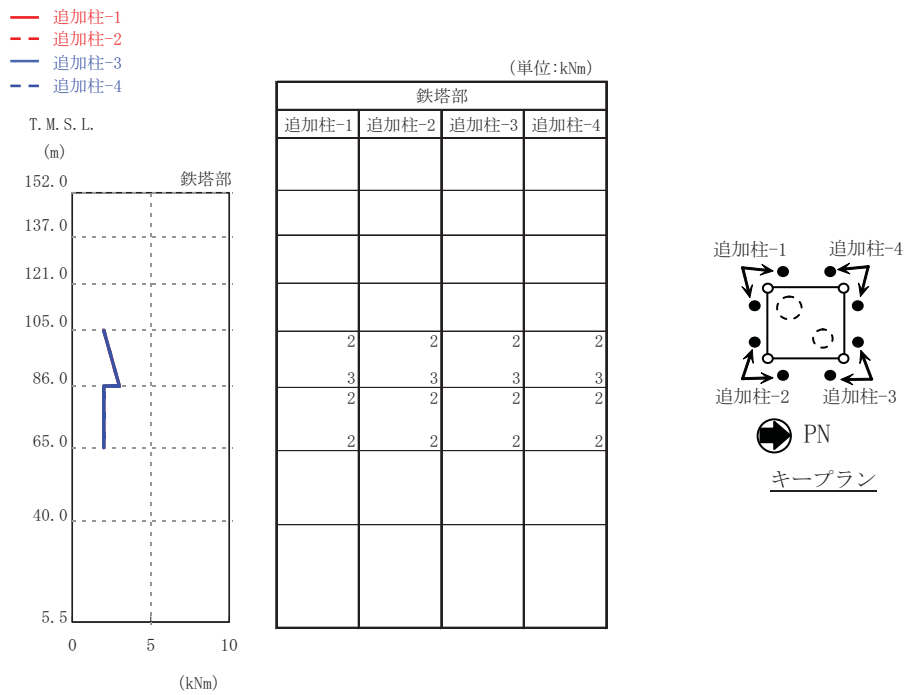
第 6.5.1-10 図(3) 既存主柱材および筒身の最大応答軸力 (Ss-2)



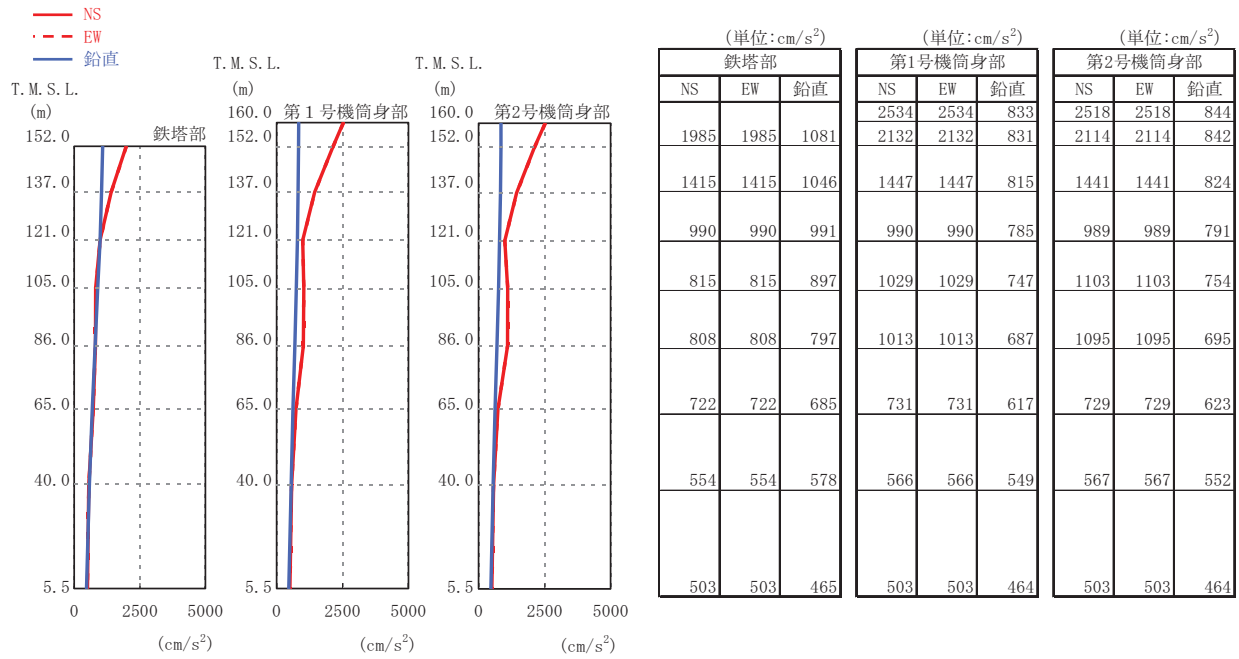
第 6.5.1-10 図(4) 既存主柱材および筒身の最大応答曲げモーメント (Ss-2)



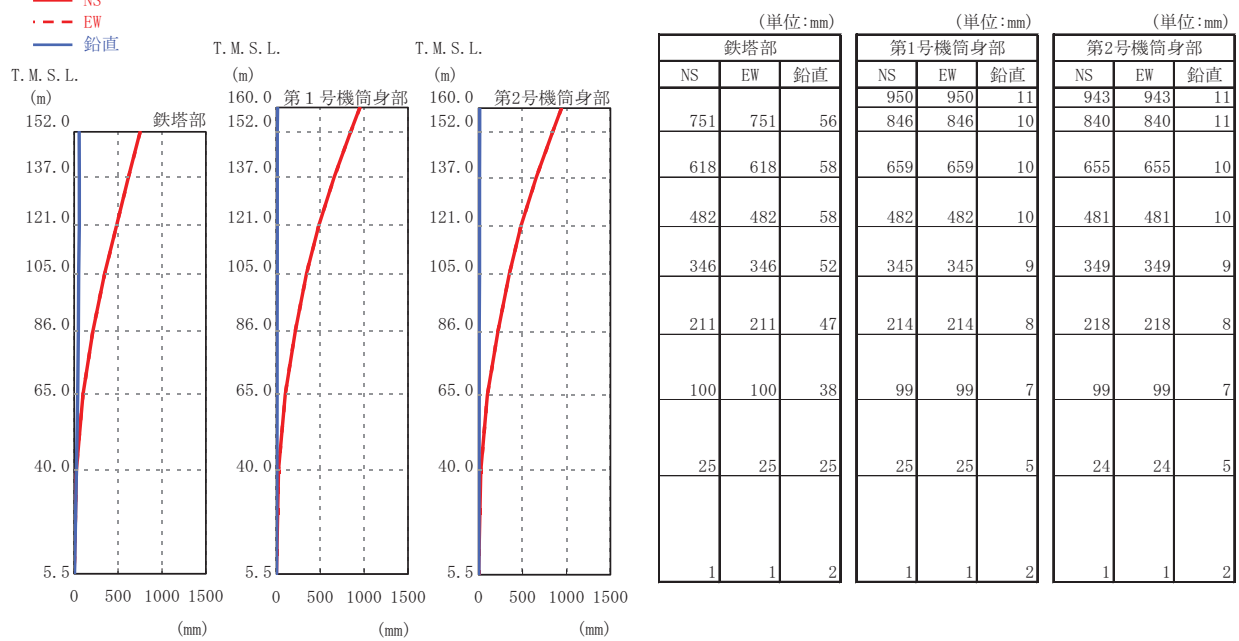
第 6.5.1-10 図(5) 追加柱材の最大応答軸力 (Ss-2)



第 6.5.1-10 図(6) 追加柱材の最大応答曲げモーメント (Ss-2)

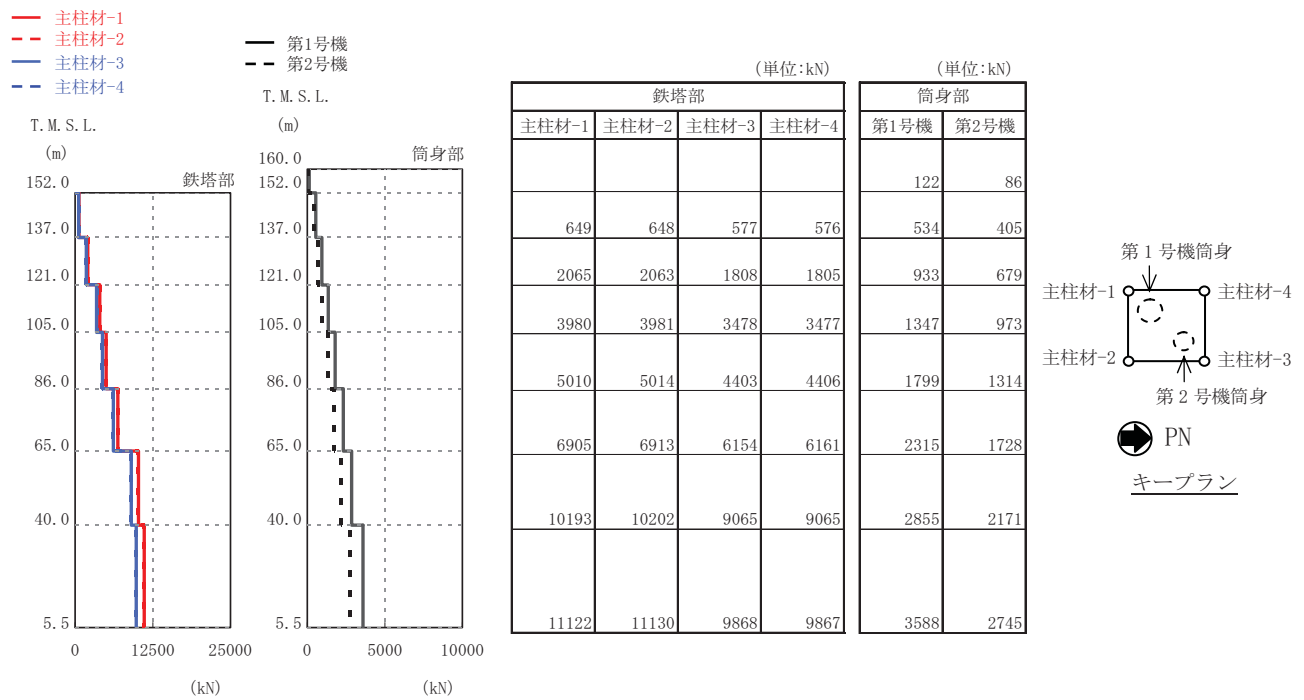


第 6.5.1-11 図(1) 鉄塔部および筒身部の最大応答加速度 (Ss-3)

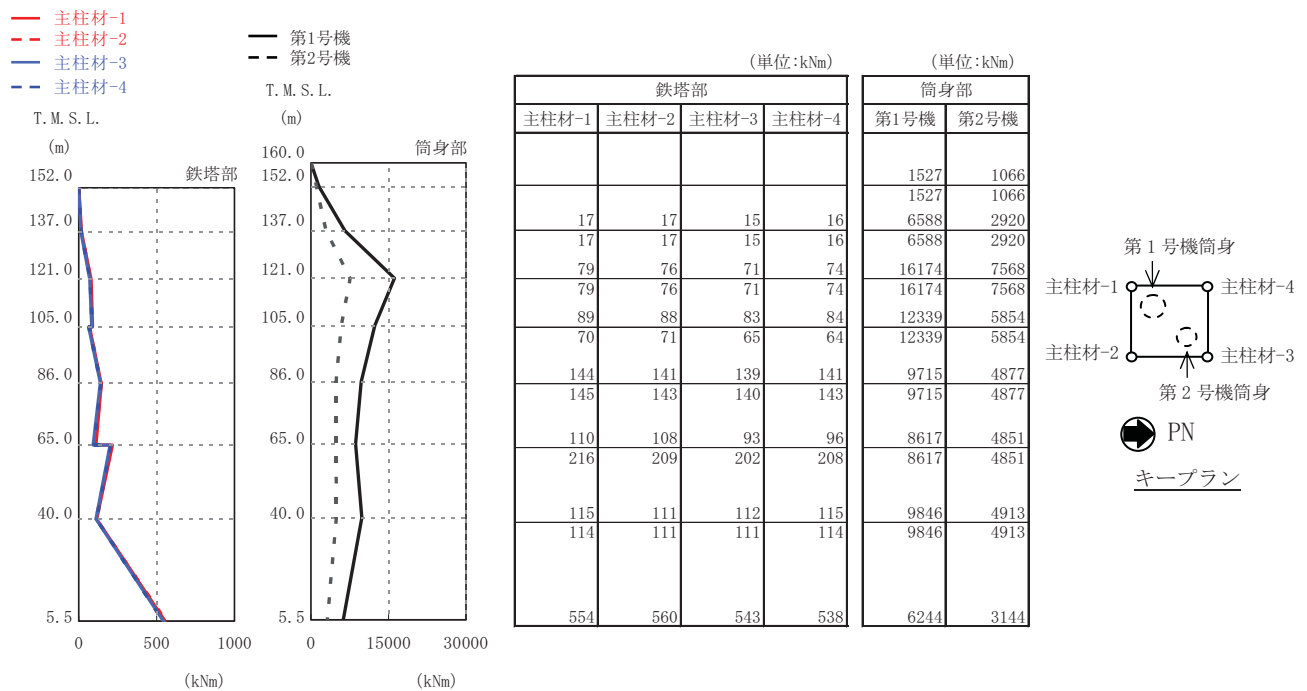


第 6.5.1-11 図(2) 鉄塔部および筒身部の最大応答変位 (Ss-3)

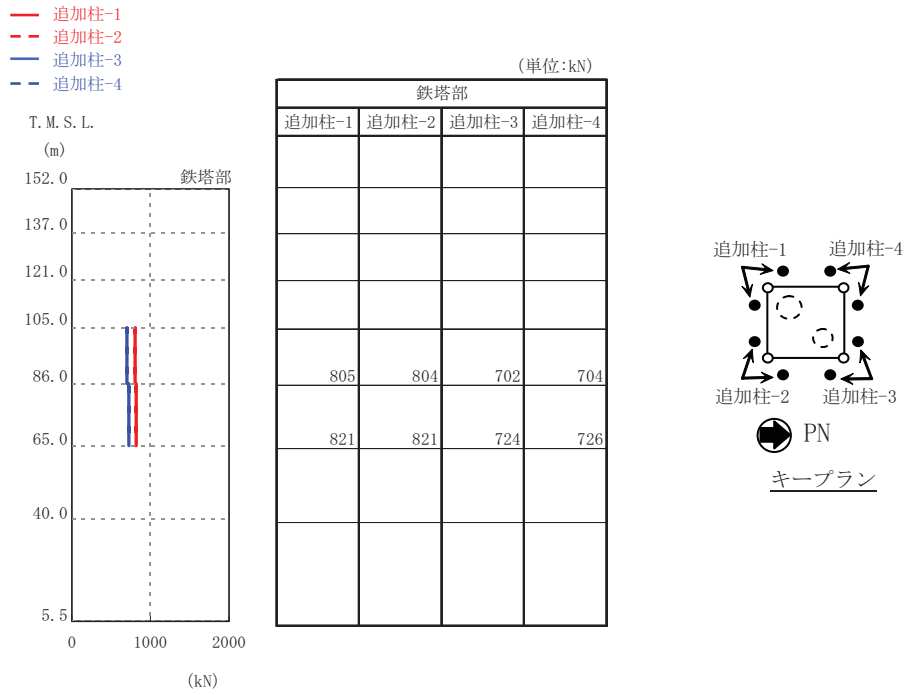




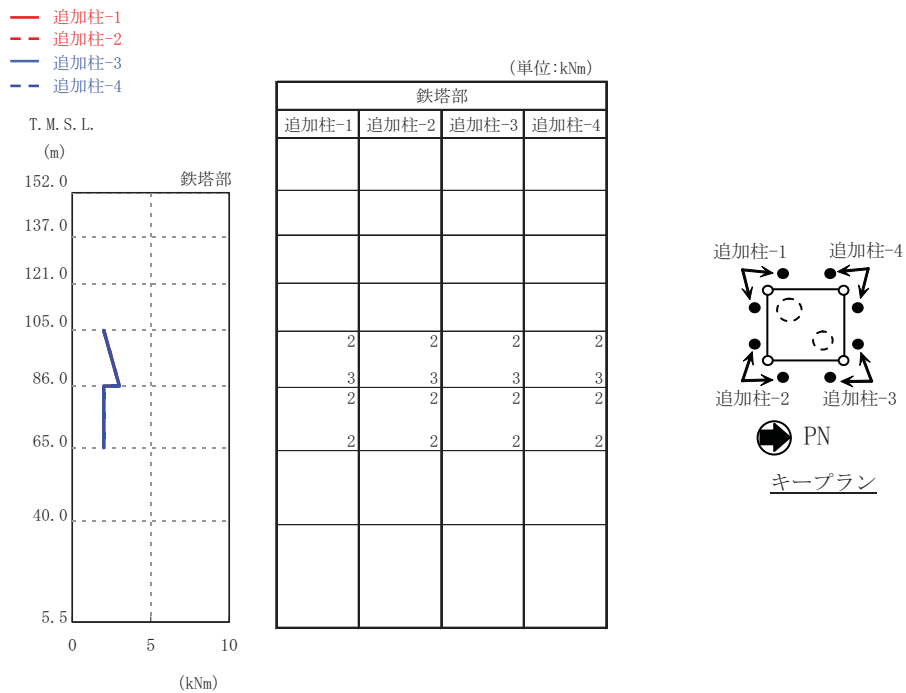
第 6.5.1-11 図(3) 既存主柱材および筒身の最大応答軸力 (Ss-3)



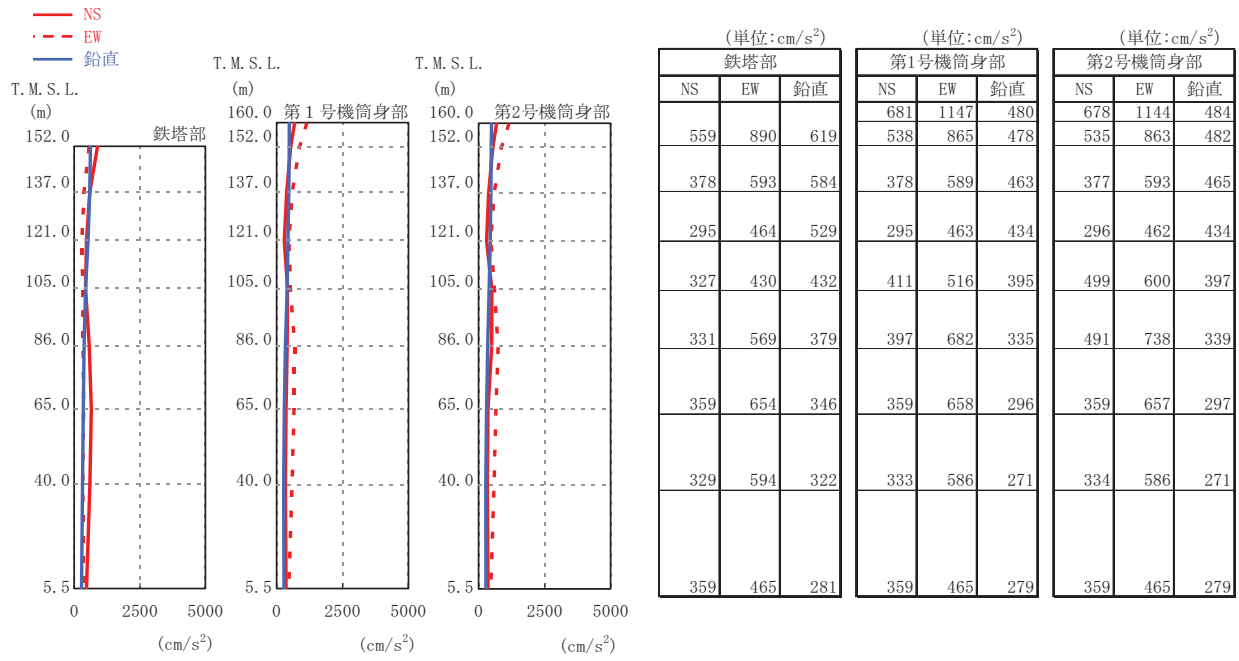
第 6.5.1-11 図(4) 既存主柱材および筒身の最大応答曲げモーメント (Ss-3)



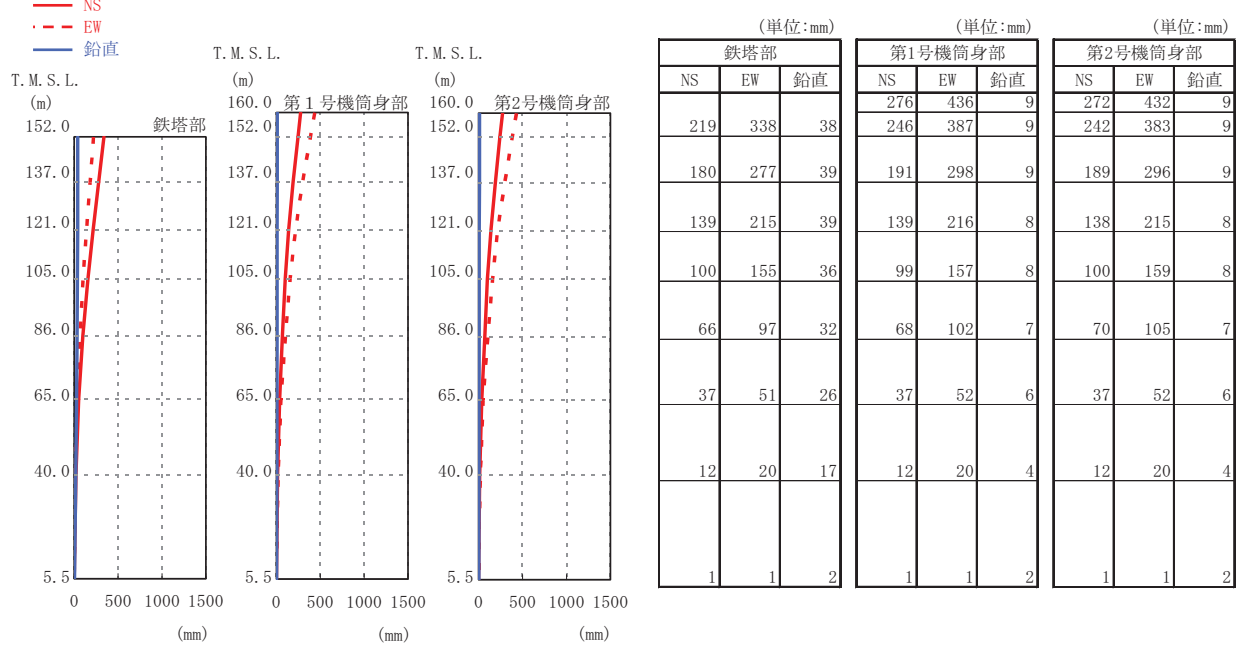
第 6.5.1-11 図(5) 追加柱材の最大応答軸力 (Ss-3)



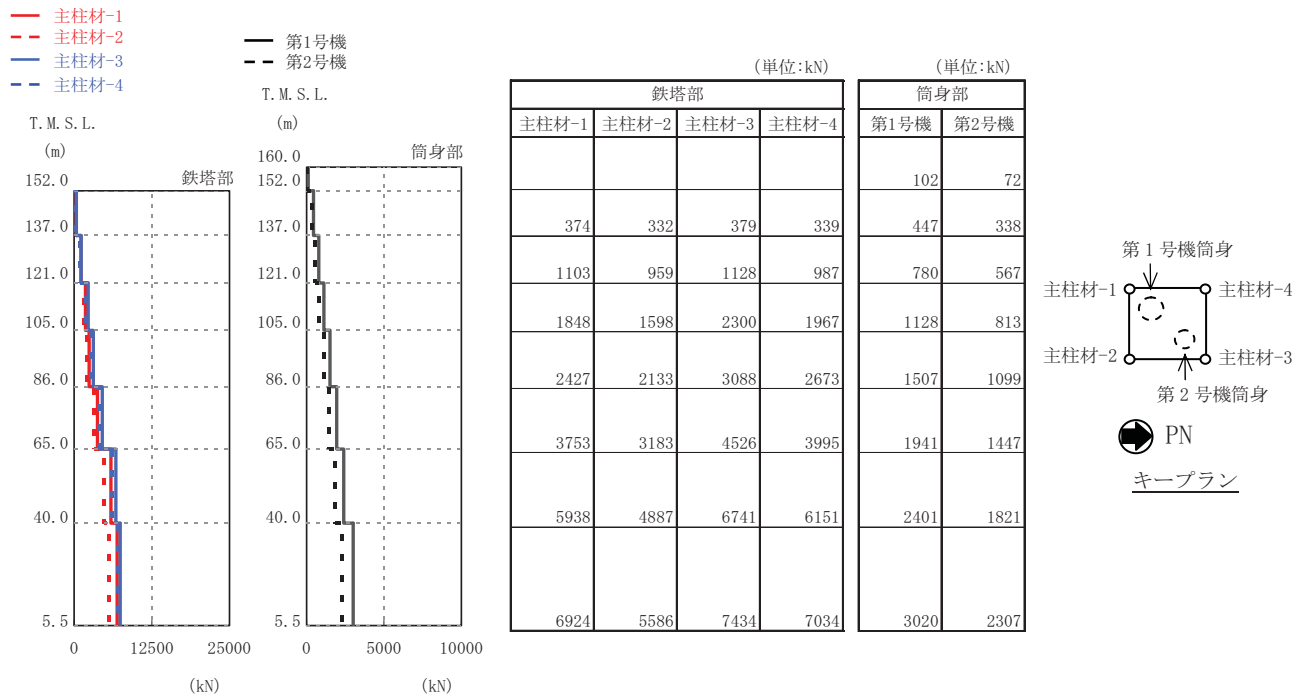
第 6.5.1-11 図(6) 追加柱材の最大応答曲げモーメント (Ss-3)



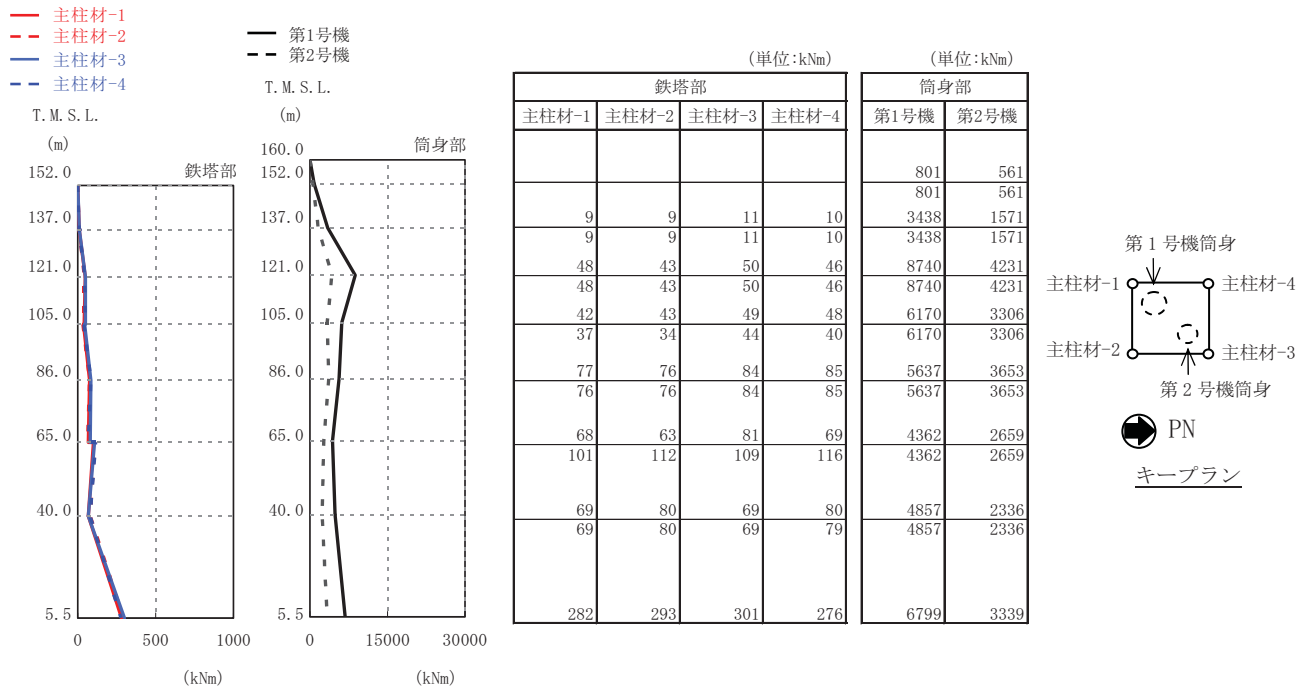
第 6.5.1-12 図(1) 鉄塔部および筒身部の最大応答加速度 (Ss-4)



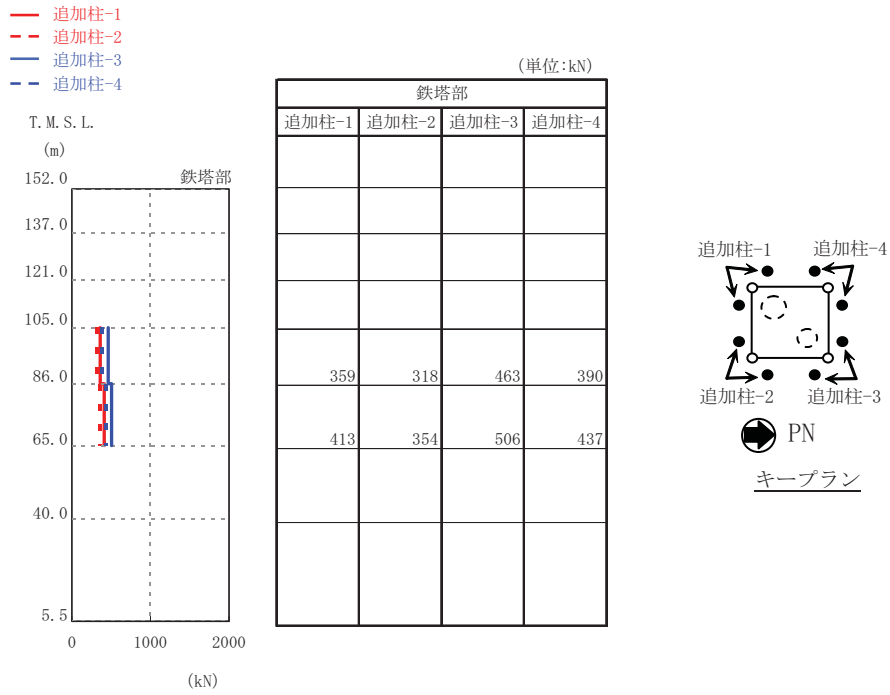
第 6.5.1-12 図(2) 鉄塔部および筒身部の最大応答変位 (Ss-4)



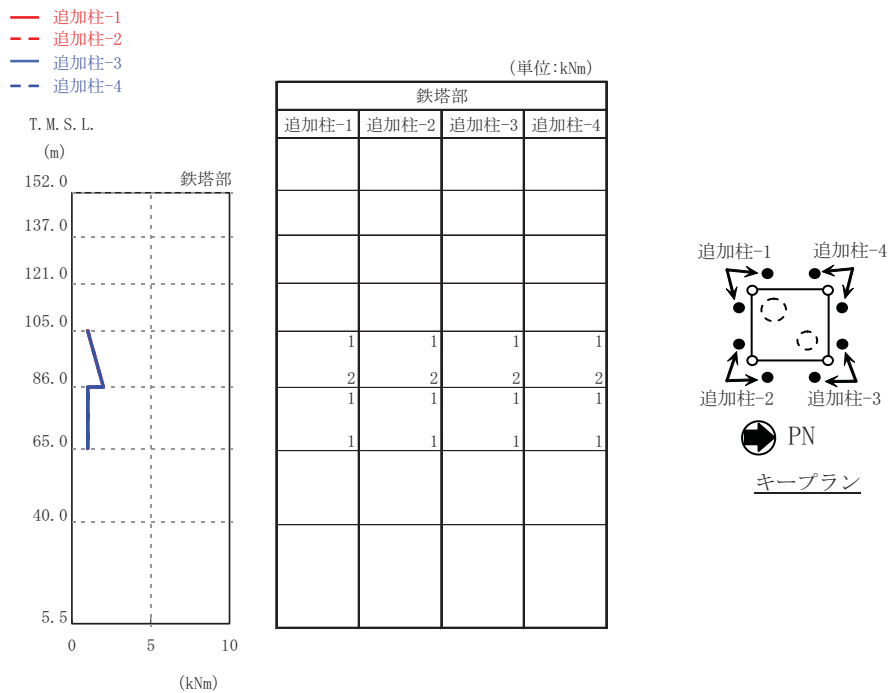
第 6.5.1-12 図(3) 既存主柱材および筒身の最大応答軸力 (Ss-4)



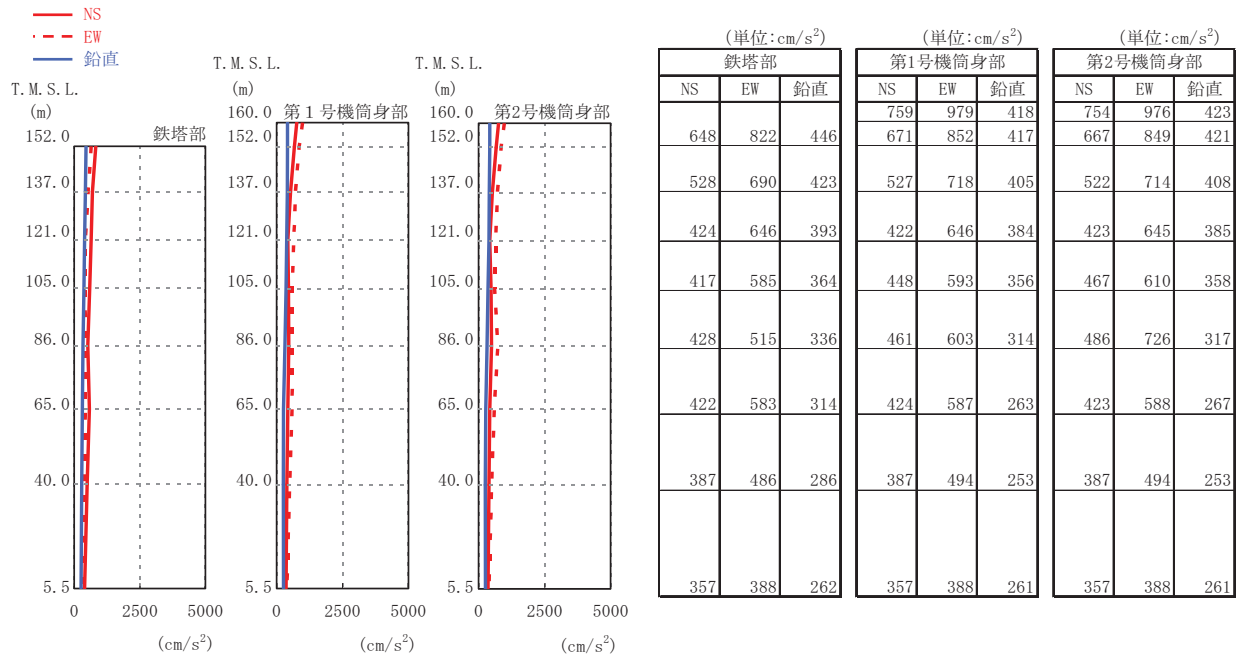
第 6.5.1-12 図(4) 既存主柱材および筒身の最大応答曲げモーメント (Ss-4)



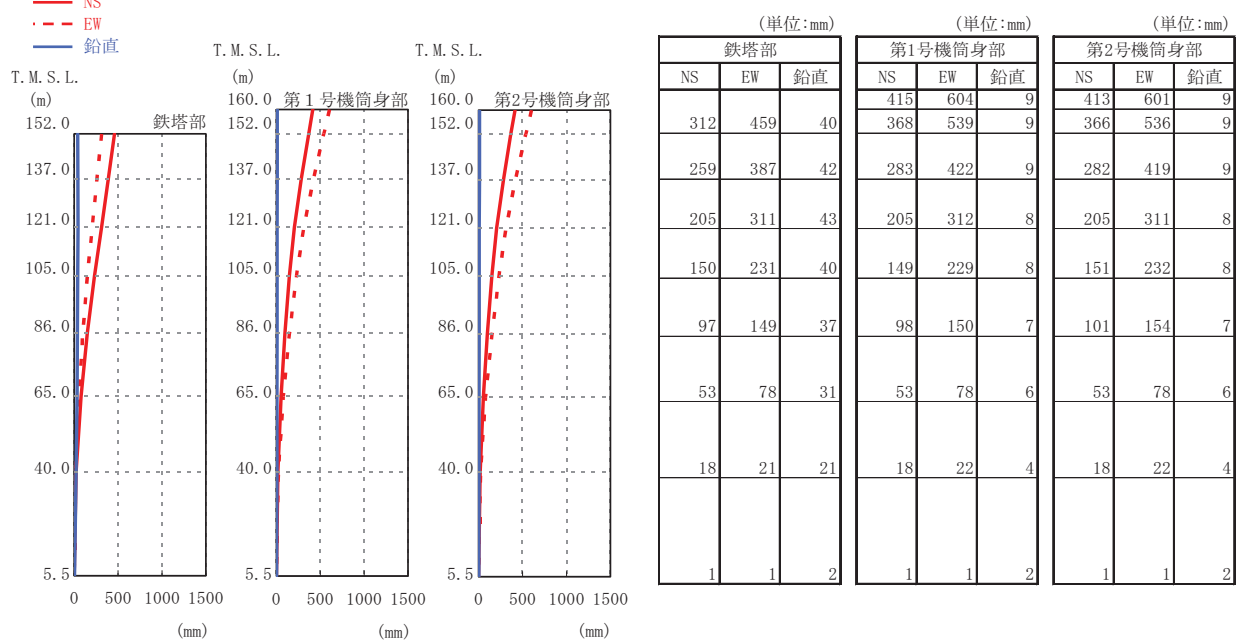
第 6.5.1-12 図(5) 追加柱材の最大応答軸力 (Ss-4)



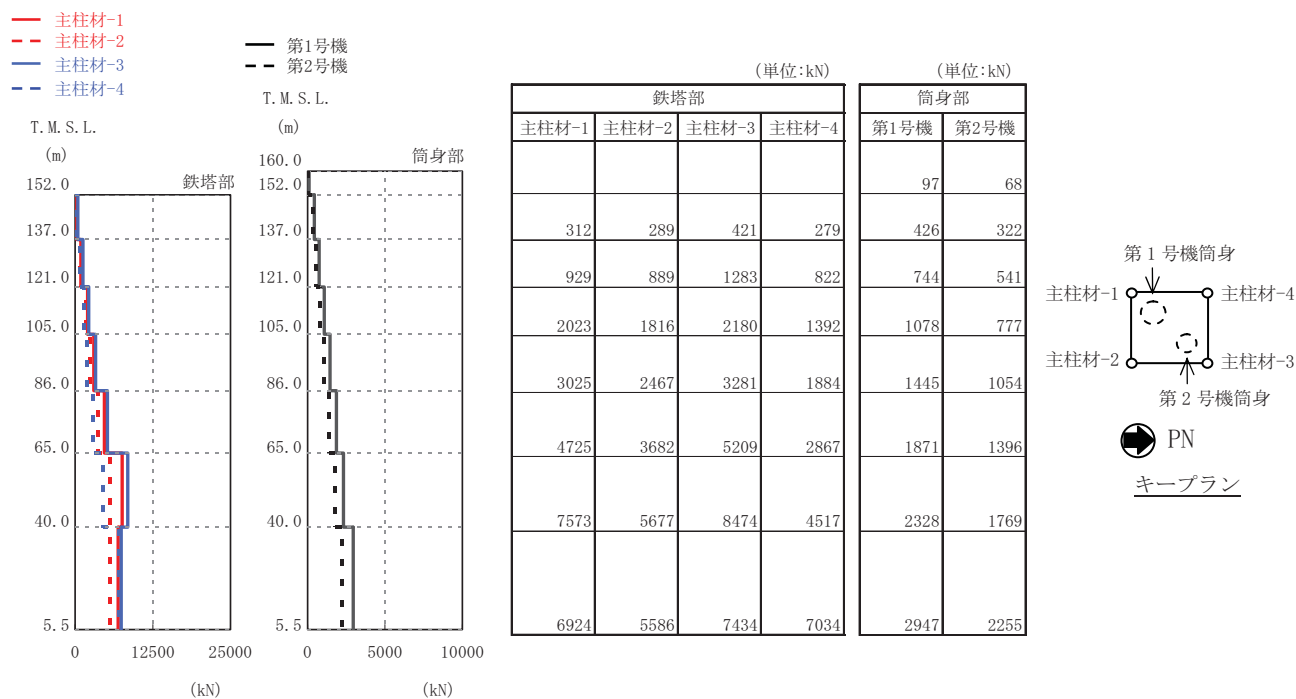
第 6.5.1-12 図(6) 追加柱材の最大応答曲げモーメント (Ss-4)



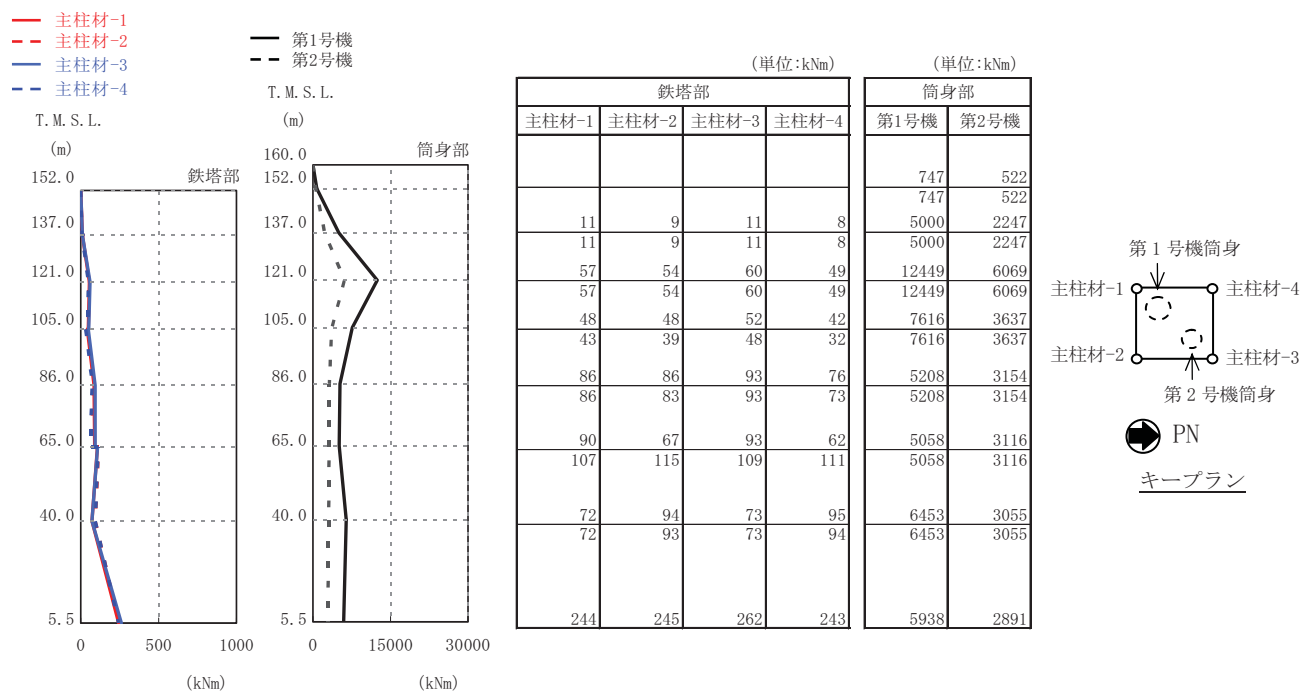
第 6.5.1-13 図(1) 鉄塔部および筒身部の最大応答加速度 (Ss-5)



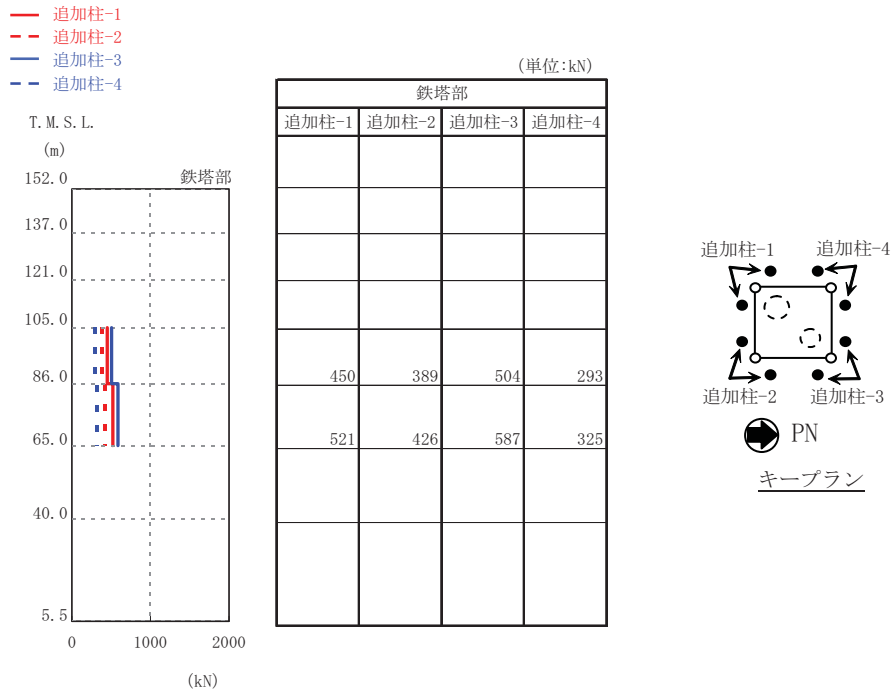
第 6.5.1-13 図(2) 鉄塔部および筒身部の最大応答変位 (Ss-5)



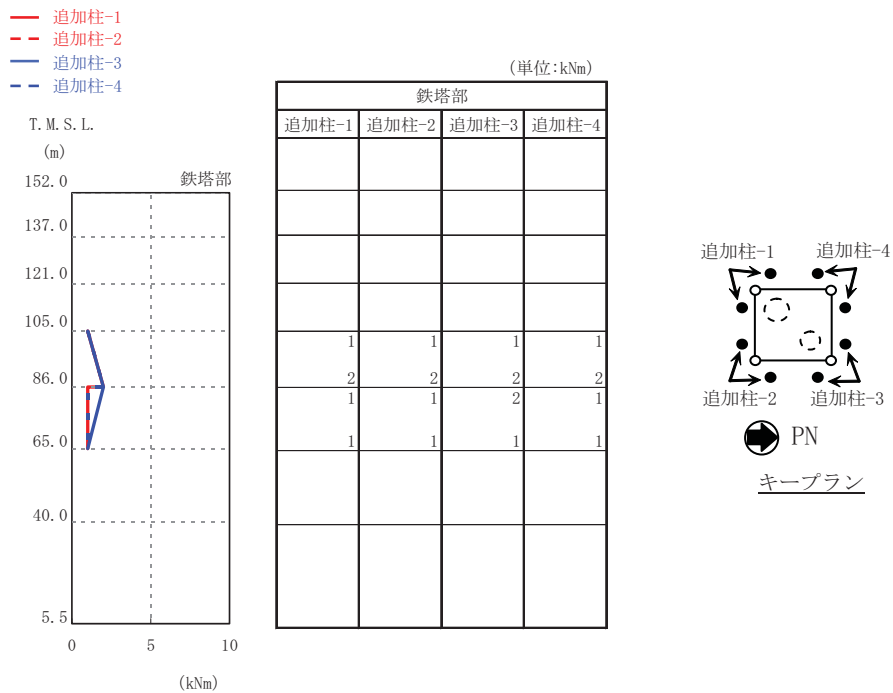
第 6.5.1-13 図(3) 既存主柱材および筒身の最大応答軸力 (Ss-5)



第 6.5.1-13 図(4) 既存主柱材および筒身の最大応答曲げモーメント (Ss-5)



第 6.5.1-13 図(5) 追加柱材の最大応答軸力 (Ss-5)



第 6.5.1-13 図(6) 追加柱材の最大応答曲げモーメント (Ss-5)



## 6.5.2. 耐震安全性評価結果

### 6.5.2.1. 鉄塔部および筒身部

3次元モデルの時刻歴地震応答解析により生じる各部材応力が評価基準値以下であることを確認する。

鉄塔部の支柱材，斜材，水平材および筒身部材を対象として，地震時に生じる軸力および曲げモーメントより評価基準値に対する断面検定について，下式を用いて行う。

(圧縮)

$$\frac{s\sigma_N + s\sigma_b}{sf_c + sf_b} \leq 1.0$$

ここに，

$s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力

$sf_c$  : 圧縮応力に対する許容値<sup>※1</sup>

(座屈の影響を考慮して細長比等により求めた数値)

$sf_b$  : 曲げ応力に対する許容値<sup>※1</sup>

(引張)

$$\frac{s\sigma_N + s\sigma_b}{sf_t + sf_b} \leq 1.0$$

ここに，

$s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力

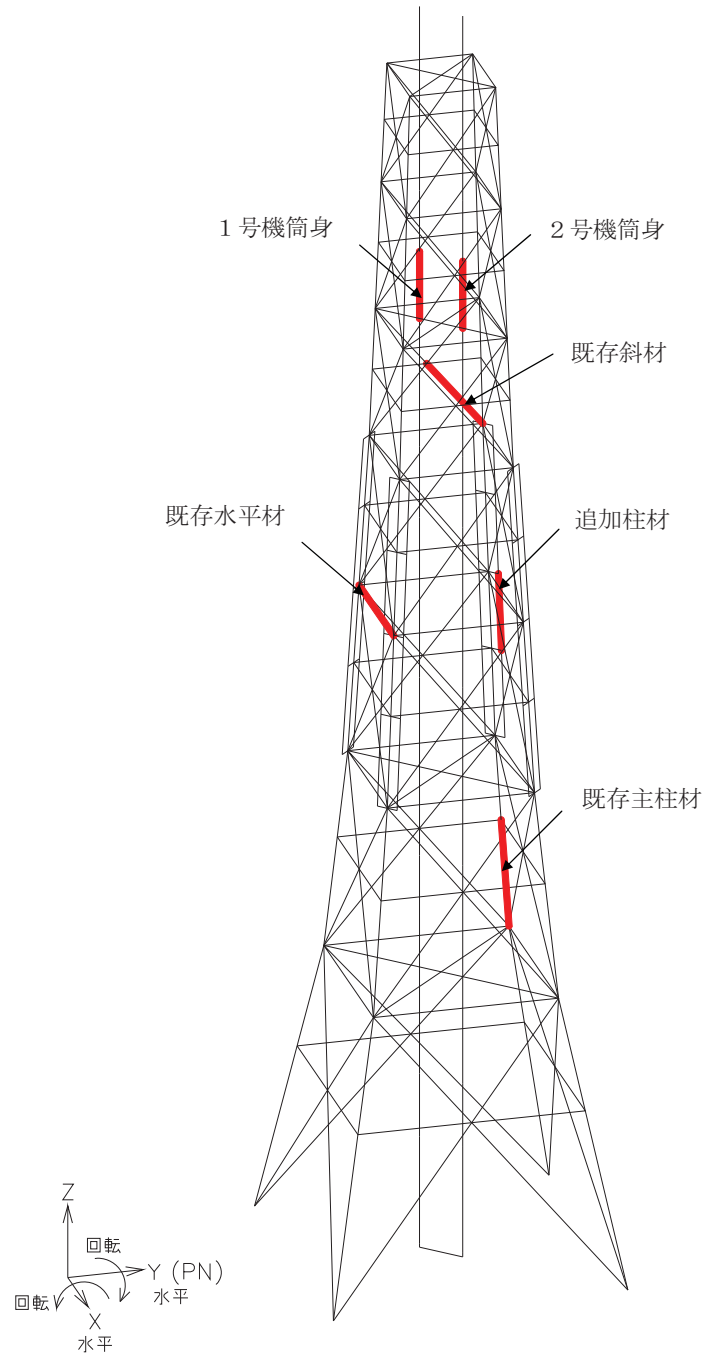
$sf_t$  : 引張応力に対する許容値<sup>※1</sup>

$sf_b$  : 曲げ応力に対する許容値<sup>※1</sup>

※1 建築基準法に基づく鋼材の材料強度  
(F値の1.1倍) による許容値

基準地震動  $S_s$  による各部材の評価結果のうち、応力比が最も大きい部材について、評価部位を第 6.5.2-1 図に、評価結果を第 6.5.2-1 表に示す。

排気筒について各部材の応力比は、評価基準値以下であり、耐震安全性は確保されている。



— : 最大応力比発生位置を示す。

第 6.5.2-1 図 評価部位

第 6.5.2-1 表 鉄塔部および筒身部における評価結果

箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c}{{}_s f_c} + \frac{{}_s\sigma_b}{{}_s f_b}$
鉄塔	既存主柱材	14289	505	645.0	17142	221.6	29.5	351	357	0.72
	既存斜材	2296	—	86.30	733	266.1	—	335	—	0.80
	既存水平材	983	—	67.50	515	145.7	—	229	—	0.64
	追加柱材	1217	4	54.08	344	225.0	10.2	324	357	0.73
筒身	第 1 号機筒身	535	24438	1191	125000	4.5	195.6	202	214	0.94
	第 2 号機筒身	411	11078	750	64000	5.5	173.1	203	215	0.84

記号の説明

N : 軸力 (圧縮を正とする。)

M : 曲げモーメント

A : 断面積

Z : 断面係数

${}_s\sigma_c$  : 圧縮応力 (N/A)

${}_s\sigma_b$  : 曲げ応力 (M/Z)

${}_s f_c$  : 圧縮応力に対する許容値 (平成 12 年建設省告示第 2464 号, 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号, 日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) および「煙突構造設計指針」(2007) に準拠)

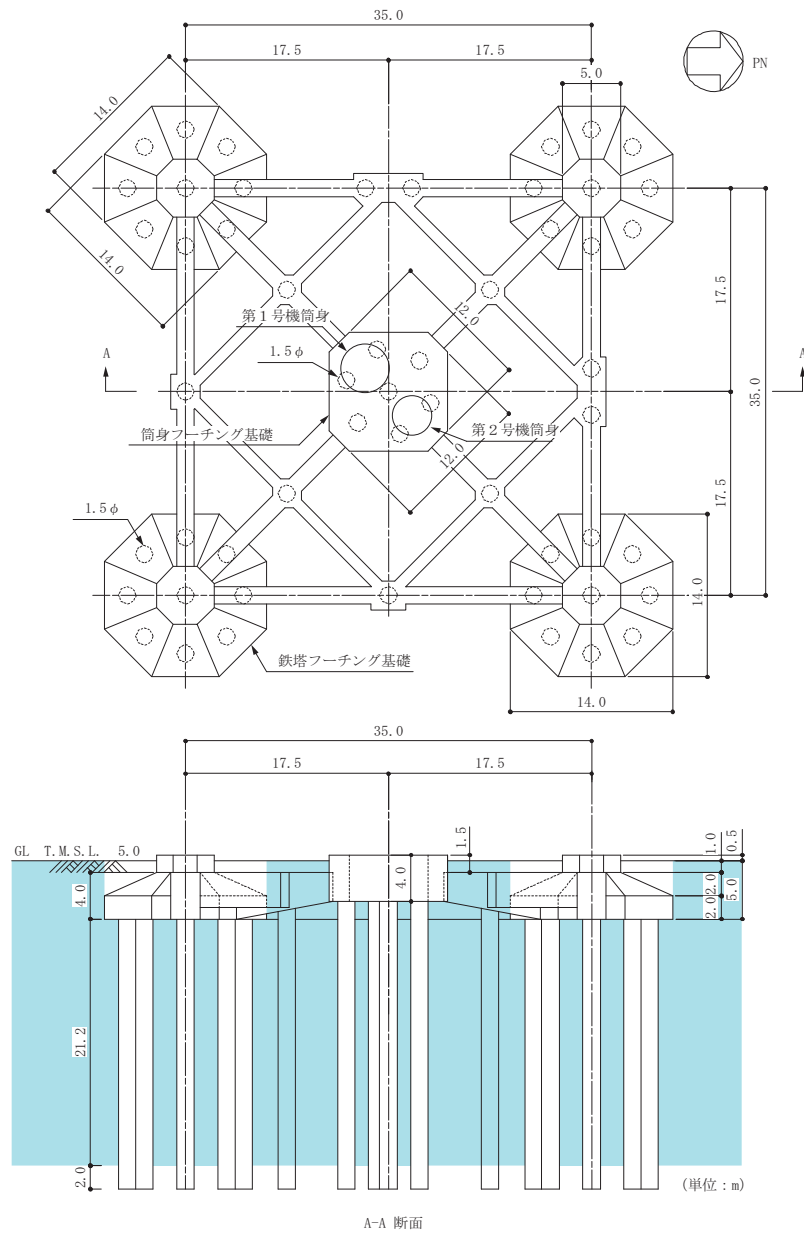
${}_s f_b$  : 曲げ応力に対する許容値 (平成 12 年建設省告示第 2464 号, 日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) および「煙突構造設計指針」(2007) に準拠)

## 6.5.2.2. 基礎

排気筒のフーチング基礎部と杭配置の概要を第 6.5.2-2 図に、鉄塔部と筒身部の 1 脚当たりのフーチング基礎の概要を第 6.5.2-3 図にそれぞれ示す。

第 6.5.2-2 表に上部架構からフーチング基礎に伝達される荷重を示す。また、第 6.5.2-3 表および第 6.5.2-4 表に杭の支持力の評価結果を示す。

杭基礎についての発生応力は、評価基準値以下であり、耐震安全性は確保されている。



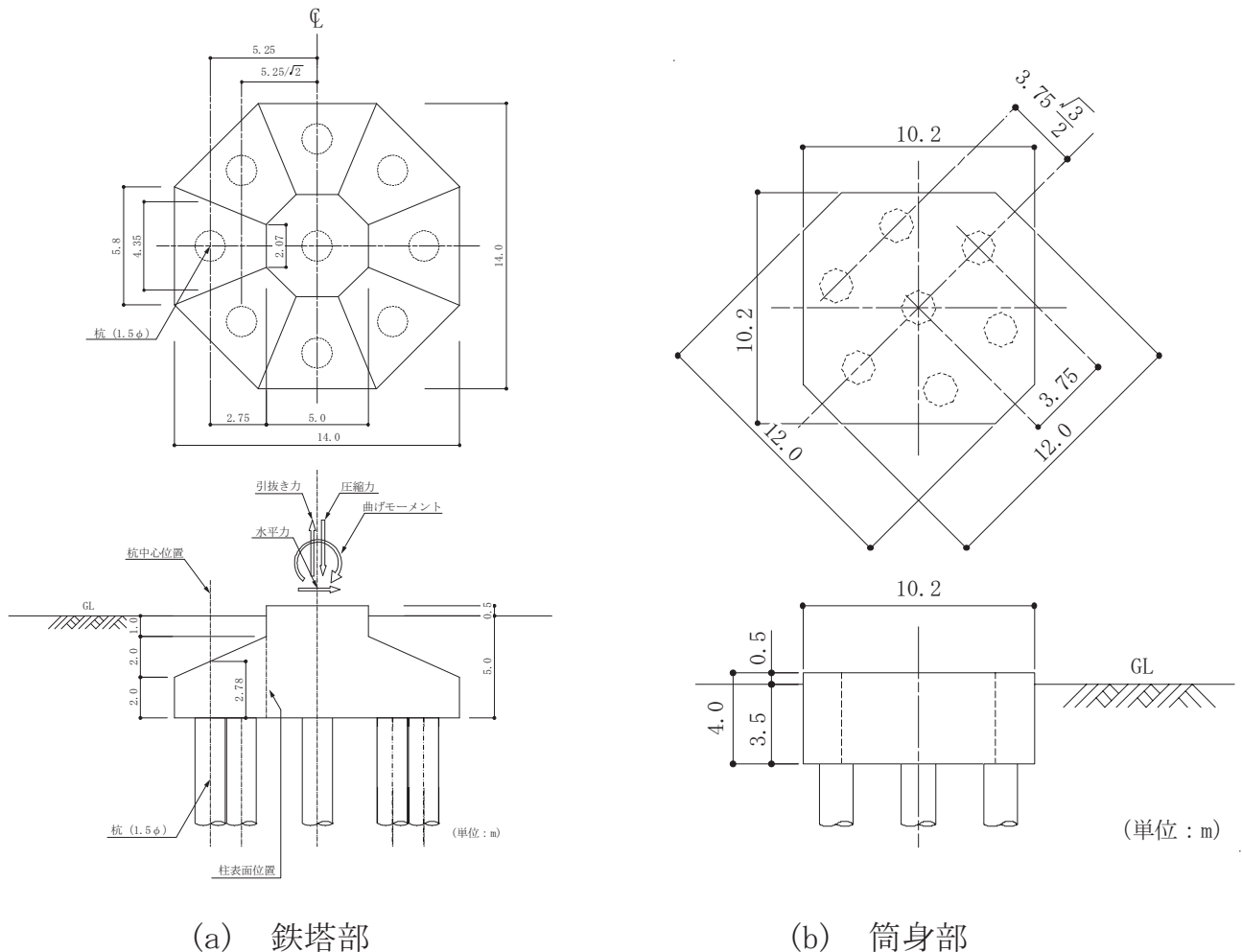
(着色部：基礎廻りの地盤改良土の大凡の範囲を示す。)

第 6.5.2-2 図 排気筒の基礎の概要

第 6.5.2-2 表 上部架構からフーチング基礎に伝達される荷重

		鉄塔部	筒身部	備考
上部から 伝達される荷重	圧縮力 (kN/脚)	17,121	9,424	長期軸力含む
	引抜き力 (kN/脚)	13,101	(生じない)	
	水平力 (kN/脚)	5,591	1,371	NS 方向および EW 方向の ベクトル和
	曲げモーメント (kNm/脚)	732	16,892	
杭支持力の 確認用の荷重 (フーチング下 面)	フーチング基礎下端位置 における曲げモーメント* (kNm/脚)	63,605	44,926	NS 方向および EW 方向の ベクトル和
	フーチング基礎廻り自重 (kN/脚)	20,885	11,032	基礎梁および土 被り重量含む

注)\*: 水平力×フーチング基礎高さ(鉄塔部 5.5m, 筒身部 4.0m) + 基礎の水平力×基礎底面からの高さ(鉄塔部, 筒身部 2.0m) + 曲げモーメント



第 6.5.2-3 図 フーチング基礎の概要  
(鉄塔部、筒身部)

第 6.5.2-3 表 杭の鉛直支持力等の確認（鉄塔部）

検討項目	発生応力	評価基準値 (抵抗力)	$\frac{\text{発生応力}}{\text{評価基準値}}$
全体引抜き力 (kN/脚)	(引抜き力は生じない)	74,700 (残留引抜き抵抗力)	—
杭の支持力の確認 (最外縁杭：kN/本)	7,827 (最大圧縮力)	24,000 (極限鉛直支持力)	0.33

第 6.5.2-4 表 杭の鉛直支持力等の確認（筒身部）

検討項目	発生応力	評価基準値 (抵抗力)	$\frac{\text{発生応力}}{\text{評価基準値}}$
全体引抜き力 (kN/脚)	(引抜き力は生じない)	58,100 (残留引抜き抵抗力)	—
杭の支持力の確認 (最外縁杭：kN/本)	7,435 (最大圧縮力)	24,000 (極限鉛直支持力)	0.31

なお、第 6.5.2-3 表および第 6.5.2-4 表に示す評価基準値（残留引抜き抵抗力、極限鉛直支持力）は、日本建築学会編『建築基礎構造設計指針』（2001 改）に示される設定方法に基づいて算定している。すなわち、極限鉛直支持力は杭の極限先端支持力と極限周面摩擦力等から求めている。杭の残留引抜き抵抗力は、杭の極限周面摩擦力と杭自重等を用いて求めている。

### 6.5.2.3. 非常用ガス処理系用排気筒

#### (a) 筒身部

SGTS 用排気筒は熱による変形を考慮し、上下方向は拘束せず、水平方向のみ拘束し、筒身の変形に追従する支持構造となっている。排気筒の筒身部および SGTS 用排気筒の概要を第 6.5.2-4 図に示す。SGTS 用排気筒の剛性は筒身の剛性に比べて小さい。これらのことから、SGTS 用排気筒の変形は筒身の変形に追従する。したがって、筒身の変位を SGTS 用排気筒に強制的に与えることにより応力を算出し、最大応力で耐震安全性の確認を行う。

第 6.5.2-5 表および第 6.5.2-6 表に筒身の変位を、第 6.5.2-7 表および第 6.5.2-8 表に SGTS 用排気筒応力および評価結果を示す。

SGTS 用排気筒の発生応力は評価基準値以下であり、耐震安全性は確保されている。

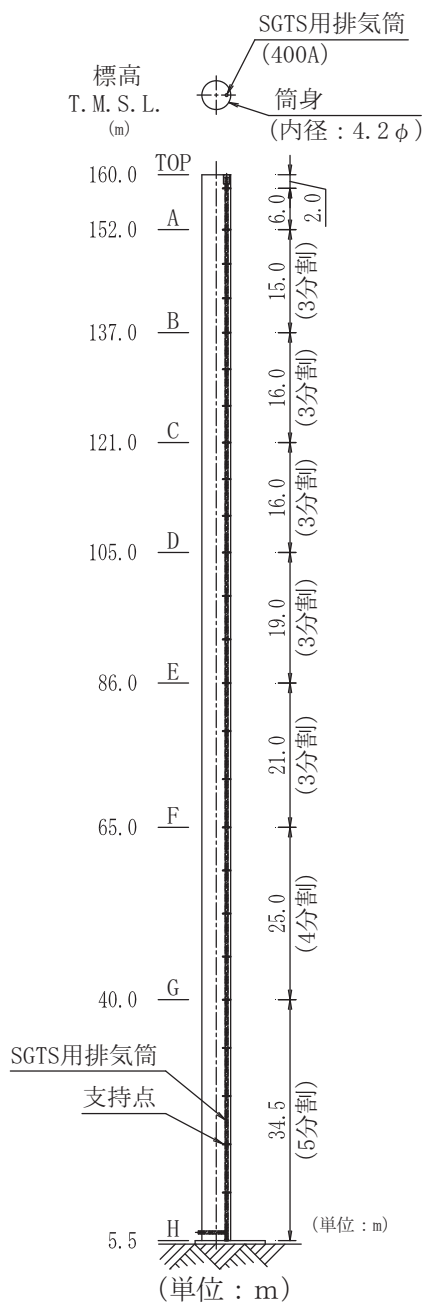
第 6.5.2-5 表 筒身の変位 (第 1 号機)

位置	標高 T. M. S. L. (m)	最大応答変位 (mm)				
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
TOP	160.0	1353	605	950	435	603
A	152.0	1200	537	846	386	539
B	137.0	929	419	659	297	422
C	121.0	681	311	481	215	311
D	105.0	496	229	345	156	228
E	86.0	317	149	214	102	150
F	65.0	153	77	99	51	78
G	40.0	43	33	24	19	21

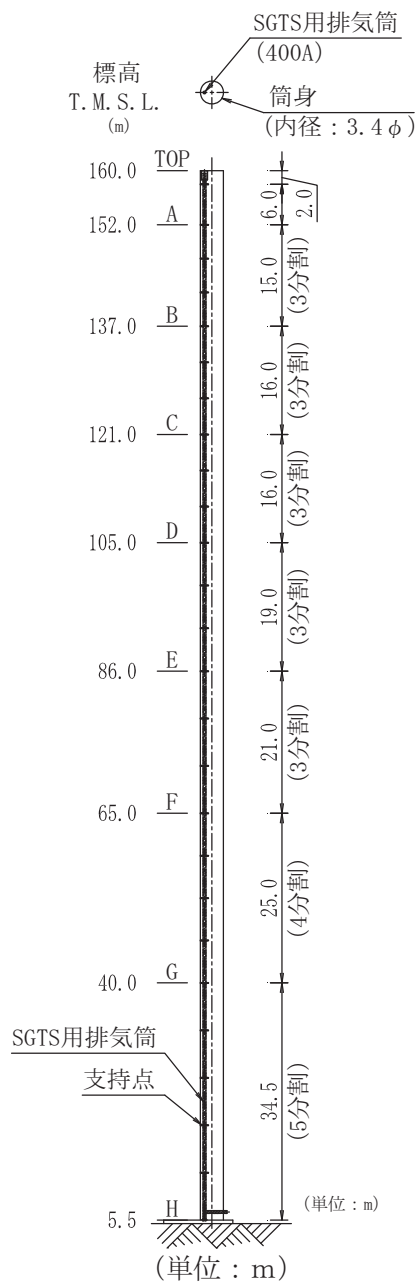
第 6.5.2-6 表 筒身の変位 (第 2 号機)

位置	標高 T. M. S. L. (m)	最大応答変位 (mm)				
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5
TOP	160.0	1344	603	943	432	600
A	152.0	1192	534	839	383	536
B	137.0	924	417	654	295	419
C	121.0	680	310	480	215	311
D	105.0	503	227	348	158	232
E	86.0	326	148	218	105	153
F	65.0	152	77	99	51	77
G	40.0	43	33	24	19	21





(a) 第1号機



(b) 第2号機

第 6.5.2-4 図 排気筒筒身部および SGTS 用排気筒の概要

第 6.5.2-7 表 SGTS 用排気筒の評価結果 (第 1 号機)

部材間	部材長 (m)	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c}{{}_s f_c} + \frac{{}_s\sigma_b}{{}_s f_b}$
TOP	6.00	11.7	4.9	94.0	920	1.3	5.4	210	235	0.03
A-B	5.00	32.2	6.9			3.5	7.5	217		0.05
B-C	5.33	53.8	16.7			5.8	18.2	215		0.11
C-D	5.33	75.0	16.7			8.0	18.2	215		0.12
D-E	6.33	146.9	1.9			15.7	2.1	208		0.09
E-F	7.00	184.6	3.8			19.7	4.2	202		0.12
F-G	6.25	223.9	3.8			23.9	4.2	208		0.14
G-H	6.90	278.8	2.0			29.7	2.2	204		0.16

第 6.5.2-8 表 SGTS 用排気筒の評価結果 (第 2 号機)

部材間	部材長 (m)	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c}{{}_s f_c} + \frac{{}_s\sigma_b}{{}_s f_b}$
TOP	6.00	11.7	5.6	94.0	920	1.3	6.1	210	235	0.04
A-B	5.00	32.2	6.6			3.5	7.2	217		0.05
B-C	5.33	53.8	18.0			5.8	19.6	215		0.12
C-D	5.33	75.0	18.0			8.0	19.6	215		0.13
D-E	6.33	146.9	1.4			15.7	1.5	208		0.09
E-F	7.00	127.2	12.0			13.6	13.1	202		0.13
F-G	6.25	223.9	4.8			23.9	5.3	208		0.14
G-H	6.90	277.3	1.7			29.5	1.9	204		0.16

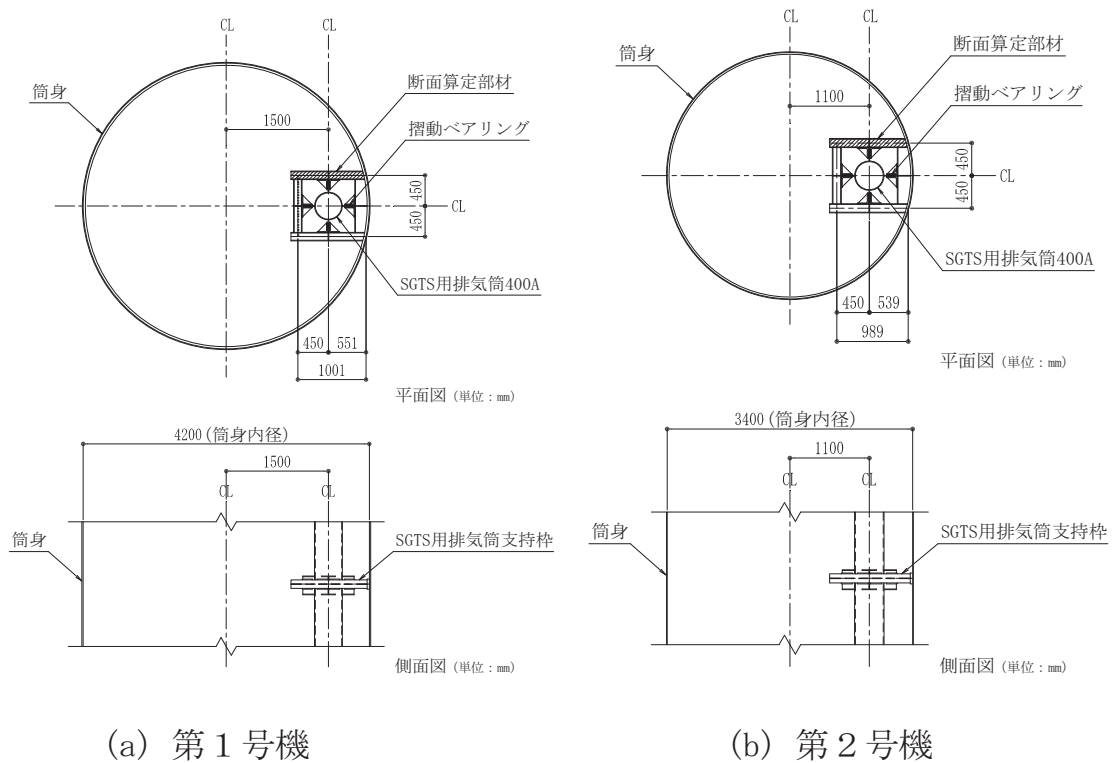
- 記号の説明
- N : 軸力 (圧縮を正とする。)
  - M : 曲げモーメント
  - A : 断面積
  - Z : 断面係数
  - ${}_s\sigma_c$  : 圧縮応力 (N/A)
  - ${}_s\sigma_b$  : 曲げ応力 (M/Z)
  - ${}_s f_c$  : 圧縮応力に対する許容値 (日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) に準拠)
  - ${}_s f_b$  : 曲げ応力に対する許容値 (日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) に準拠)

(b) 支持部

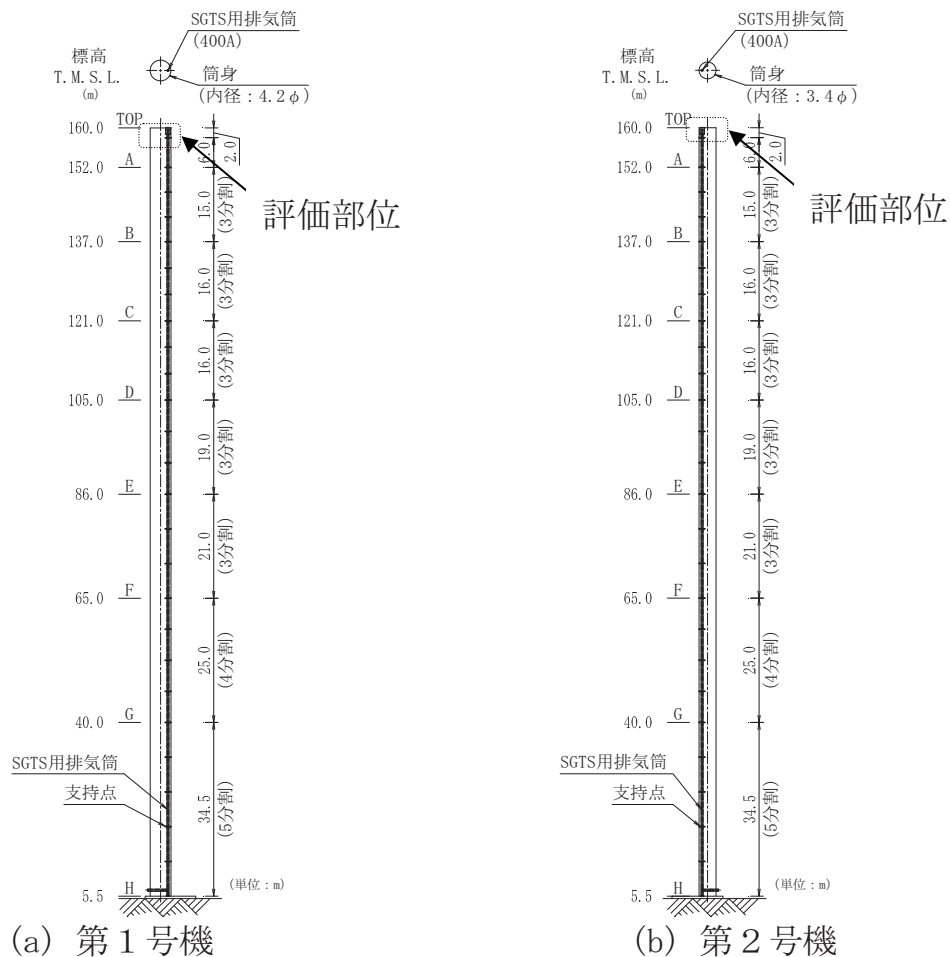
SGTS 用排気筒の支持部は第 6.5.2-5 図に示すとおり、筒身に SGTS 用排気筒を水平方向に支持する構造である。

支持部の評価に用いる応力としては、支持部に発生する最大水平力を考慮する。応力が最大となる部材を第 6.5.2-6 図に示し、評価結果を第 6.5.2-9 表および第 6.5.2-10 表に示す。

支持部に発生する応力は、評価基準値以下であり、耐震安全性は確保されている。



第 6.5.2-5 図 支持部の概要 (単位 : mm)



第 6.5.2-6 図 応力が最大となる部材 (単位 : m)

第 6.5.2-9 表 SGTS 用排気筒支持部における評価結果 (第 1 号機)

部材長 (mm)	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	$s \sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s \sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{s \sigma_c}{s f_c} + \frac{s \sigma_b}{s f_b}$
1002	6.9	4.0	22.1	102	3.2	39.3	240	255	0.17

第 6.5.2-10 表 SGTS 用排気筒支持部における評価結果 (第 2 号機)

部材長 (mm)	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	$s \sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s \sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{s \sigma_c}{s f_c} + \frac{s \sigma_b}{s f_b}$
990	6.7	4.0	22.1	102	3.1	39.3	241	255	0.17

記号の説明

N : 軸力 (圧縮を正とする。)

M : 曲げモーメント

A : 断面積

Z : 断面係数

$s \sigma_c$  : 圧縮応力 (N/A)

$s \sigma_b$  : 曲げ応力 (M/Z)

$s f_c$  : 圧縮応力に対する許容値 (日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) に準拠)

$s f_b$  : 曲げ応力に対する許容値 (日本建築学会「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -」(2005) に準拠)

#### 6.5.2.4. 制震装置（オイルダンパー）

オイルダンパーの最大応答速度および最大応答変位をそれぞれ許容値と比較した結果を第 6.5.2-11 表に示す。応答速度および応答変位は、ともに許容値以下である。

第 6.5.2-11 表 オイルダンパーの評価結果

	オイルダンパーの最大応答値					許容値
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	
速度 (m/s)	1.35	0.87	1.01	0.53	0.45	2.00
変位 (mm)	288	140	187	85	113	350

## 6.6. 参考文献

- [1] Novak, M., Nogami, T., and Aboul-Ella, F., “Dynamic Soil Reactions For Plane Strain Case” ASCE, EM4, 1987, 953-959
  
- [2] 田治見 宏, 下村 幸男, 「3次元薄層要素による建物—地盤系の動的解析」, 日本建築学会論文報告集, No.243, pp.41-51, 1976年

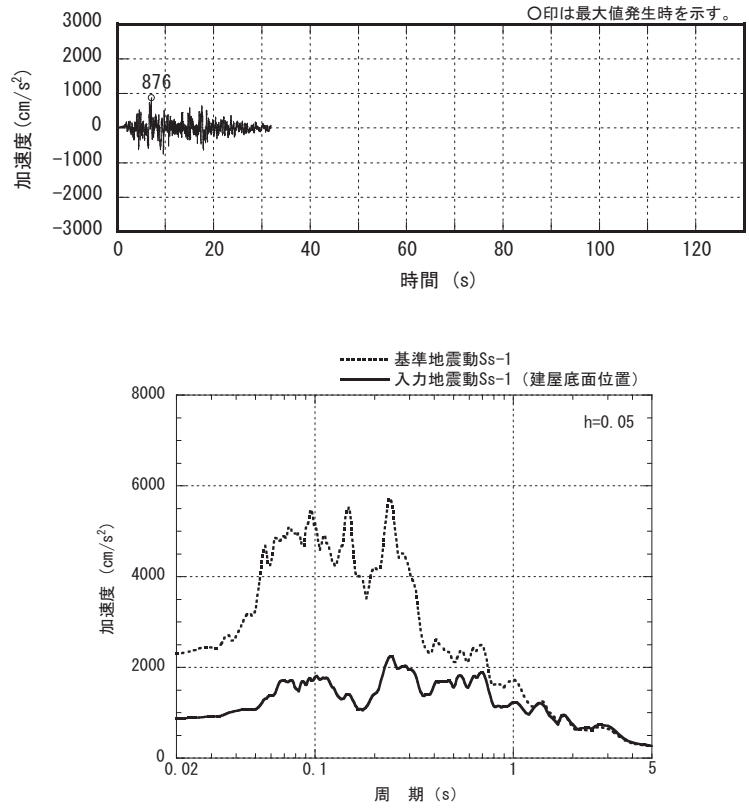
## 1号機原子炉建屋の入力地震動に関する検討資料

基準地震動  $S_s$  による入力地震動の時刻歴波形及び加速度応答スペクトルの比較を以下に示す。

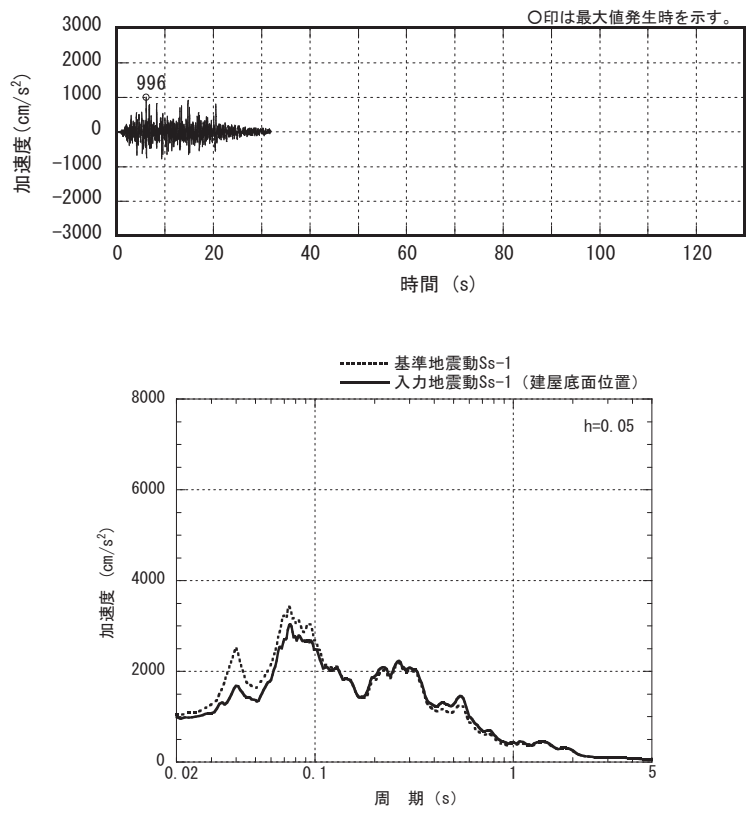
水平方向の入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  (2E) を用いて，一次元波動論により算定した建屋側面及び底面位置での応答波 (E+F) とする。

鉛直方向の入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  (鉛直動，2E) を用いて，一次元波動論により算定した建屋底面位置での応答波 (2E) とする。

水平及び鉛直方向の建屋底面位置における入力地震動の時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを添図-1～添図-5 に示す。加速度応答スペクトルについては基準地震動  $S_s$  と比較して示す。

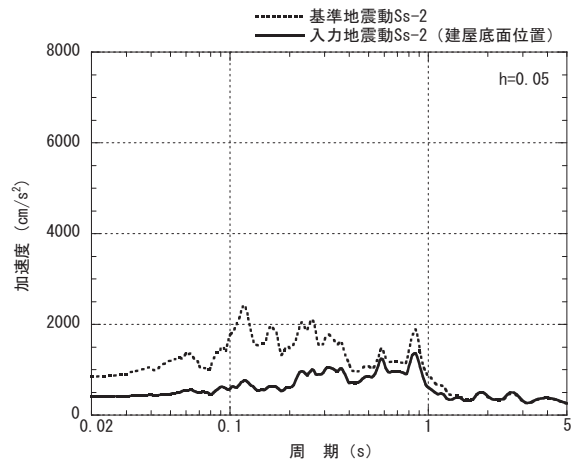
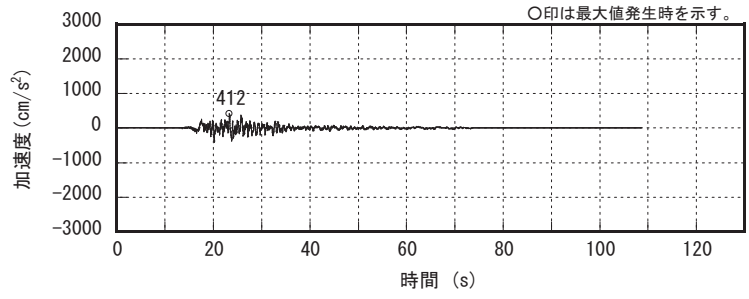


添図-1 (a) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-1H)

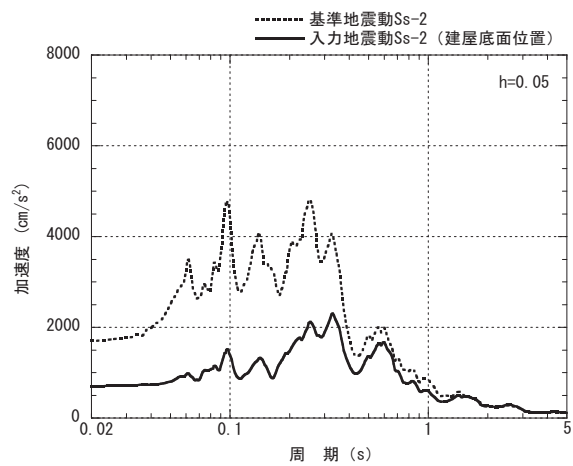
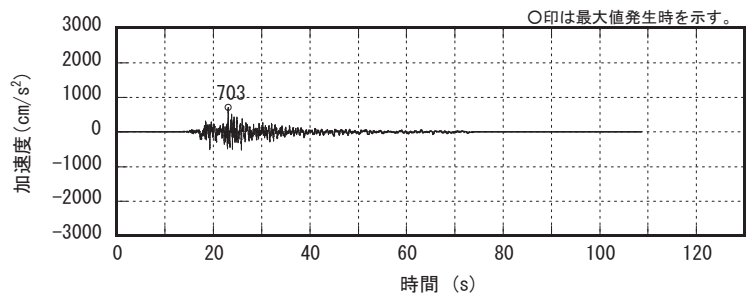


添図-1 (b) 鉛直方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-1V)

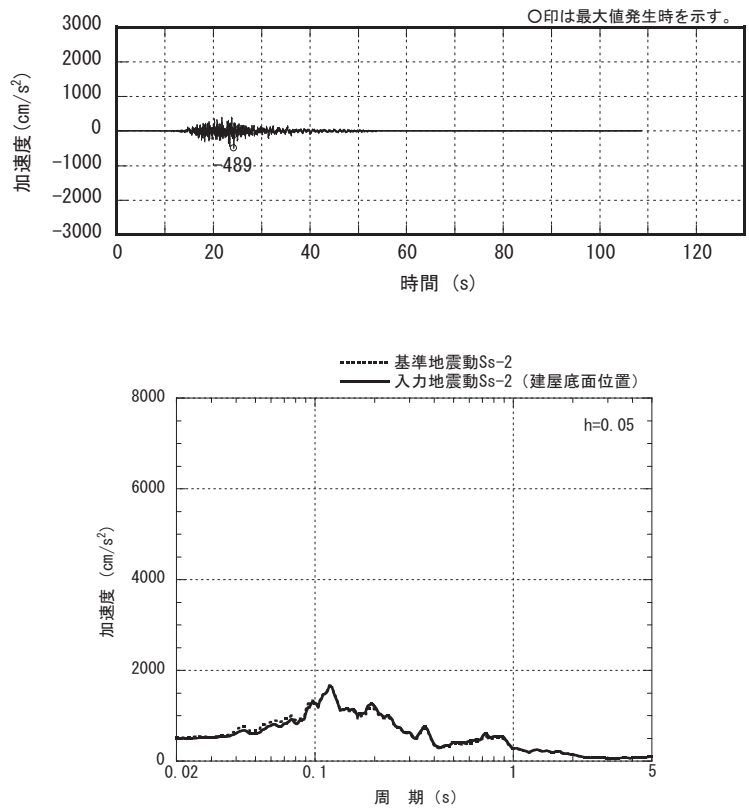




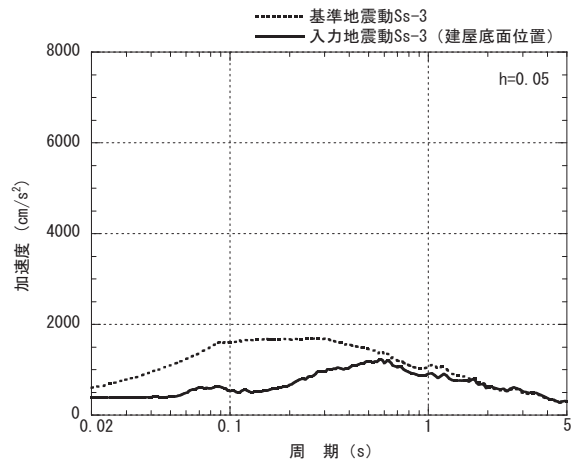
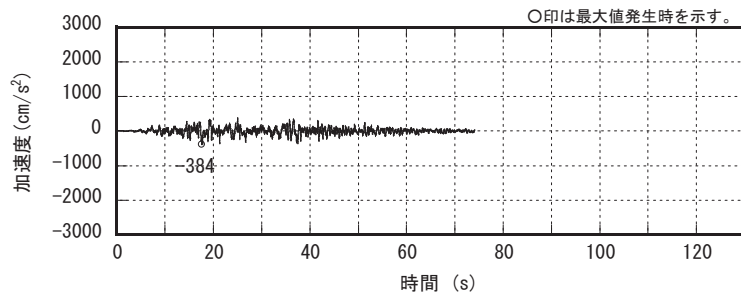
添図-2 (a) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-2NS)



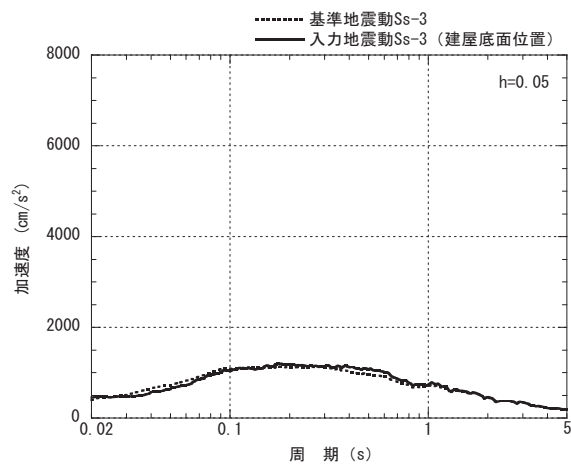
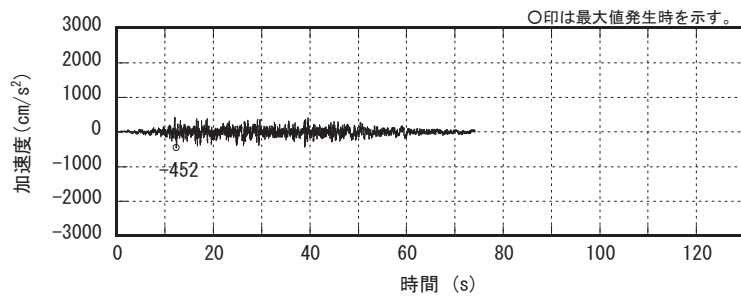
添図-2 (b) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-2EW)



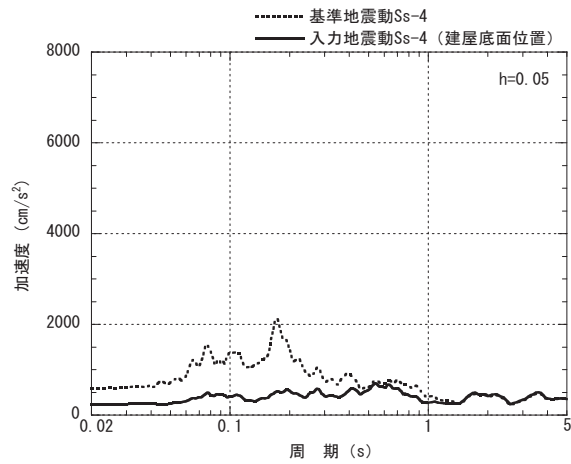
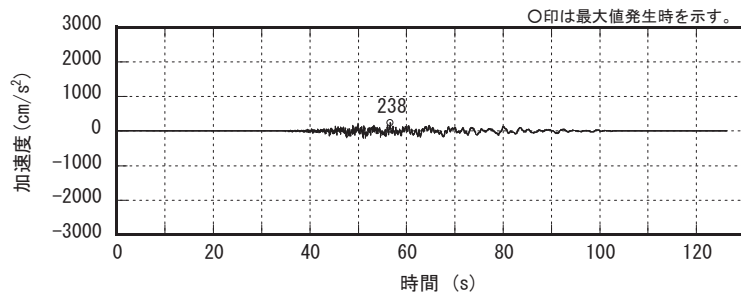
添図-2 (c) 鉛直方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-2UD)



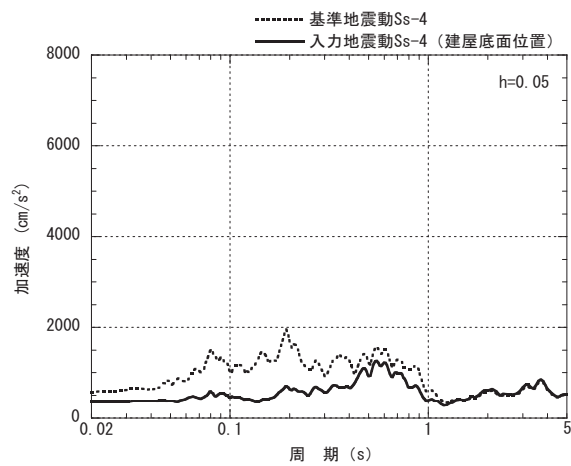
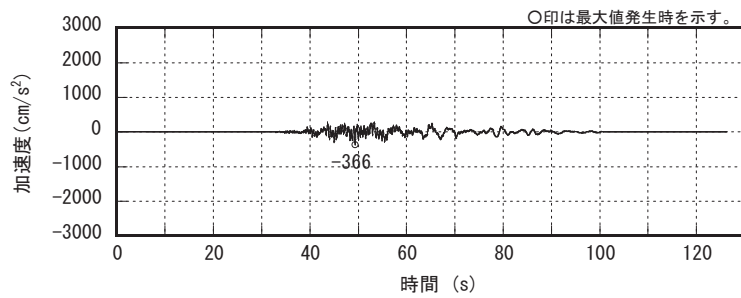
添図-3 (a) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-3H)



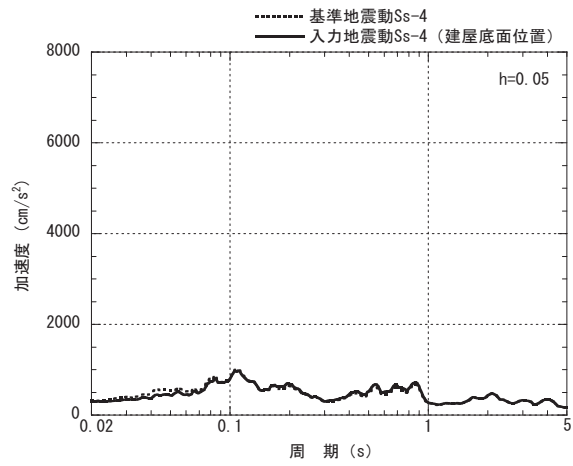
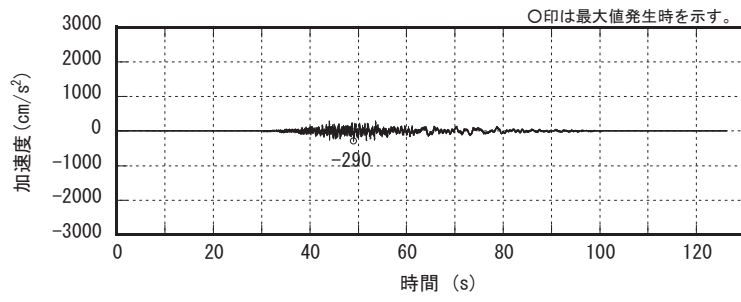
添図-3 (b) 鉛直方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-3V)



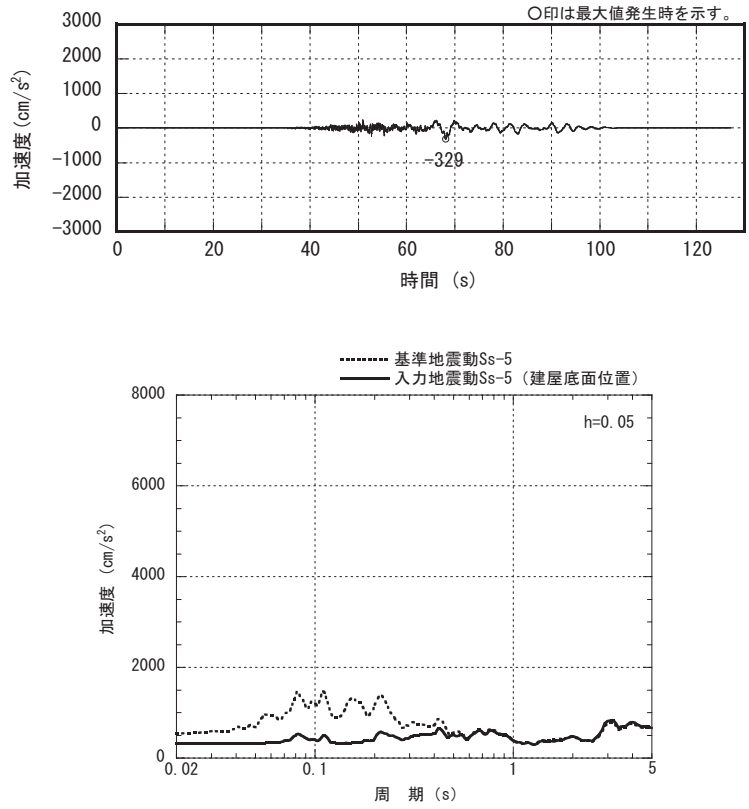
添図-4 (a) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-4NS)



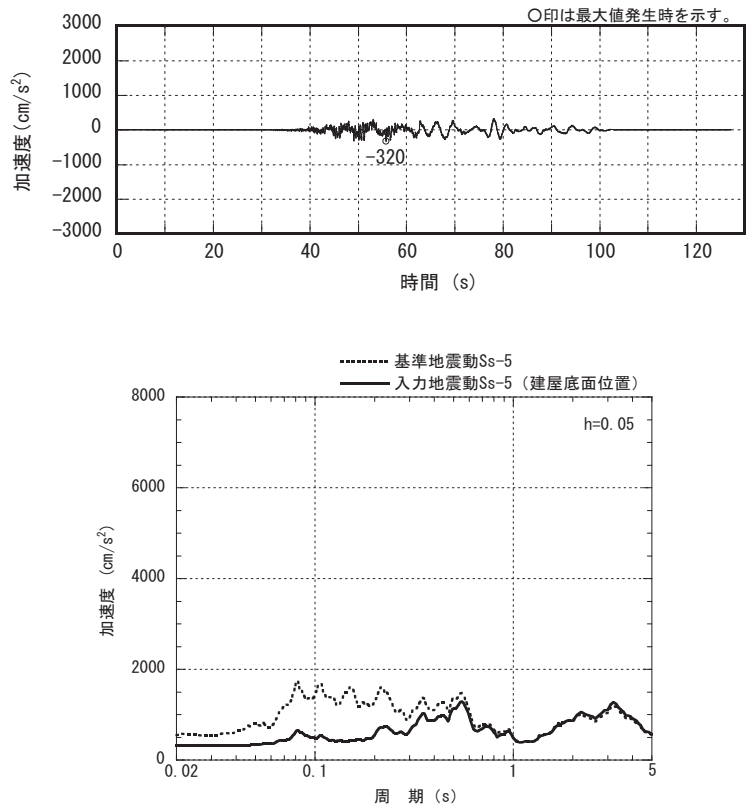
添図-4 (b) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-4EW)



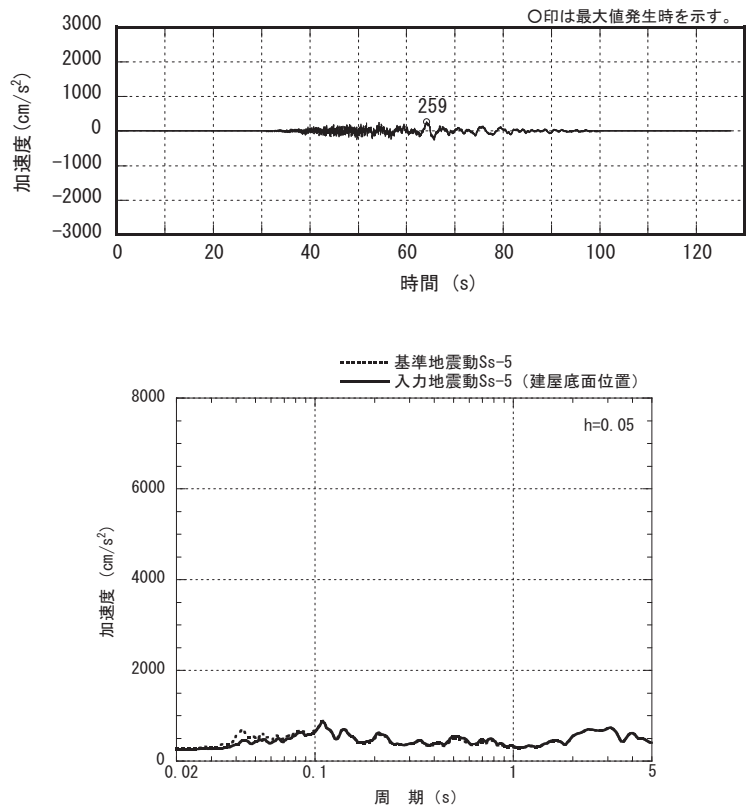
添図-4 (c) 鉛直方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-4UD)



添図-5 (a) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-5NS)



添図-5 (b) 水平方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-5EW)

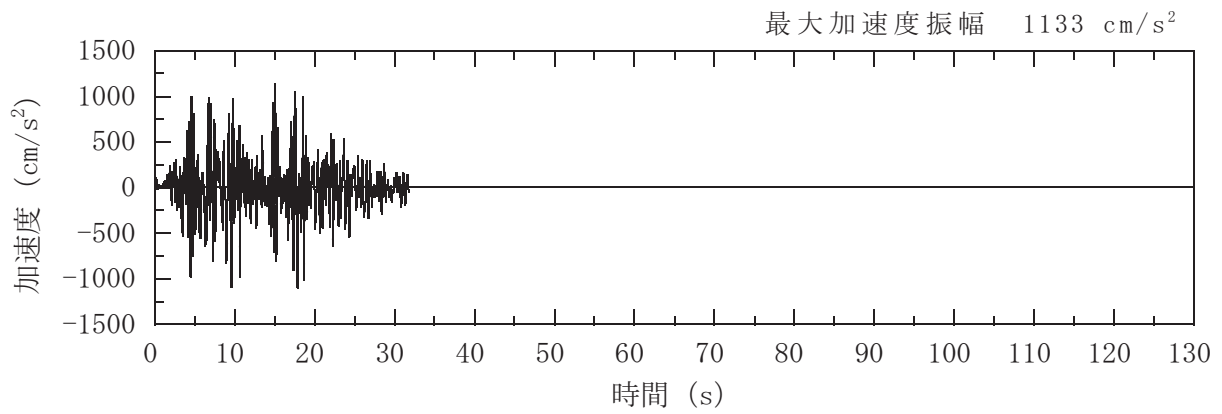


添図-5 (c) 鉛直方向入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトル (Ss-5UD)

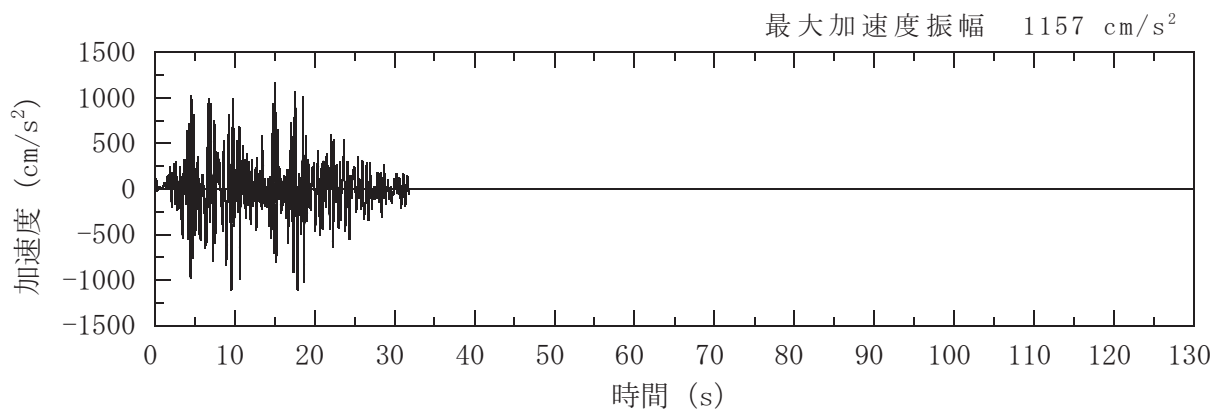
## 参考資料6.1 屋根トラスの解析に用いる原子炉建屋の応答波形

屋根トラスの地震応答解析に用いる基準地震動  $S_s$  に基づくオペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の原子炉建屋の応答波について、参図-6.1.1～参図-6.1.5 に示す。

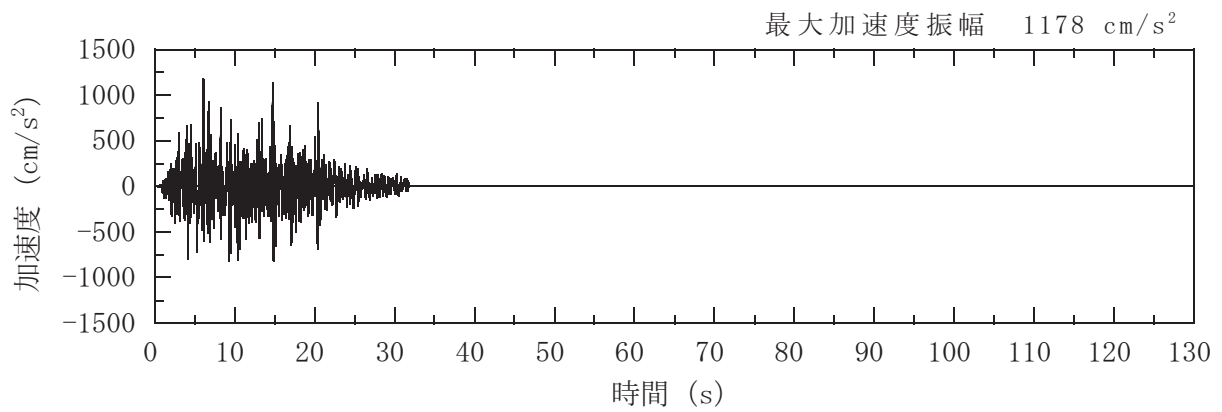




(a) NS 方向 (水平)

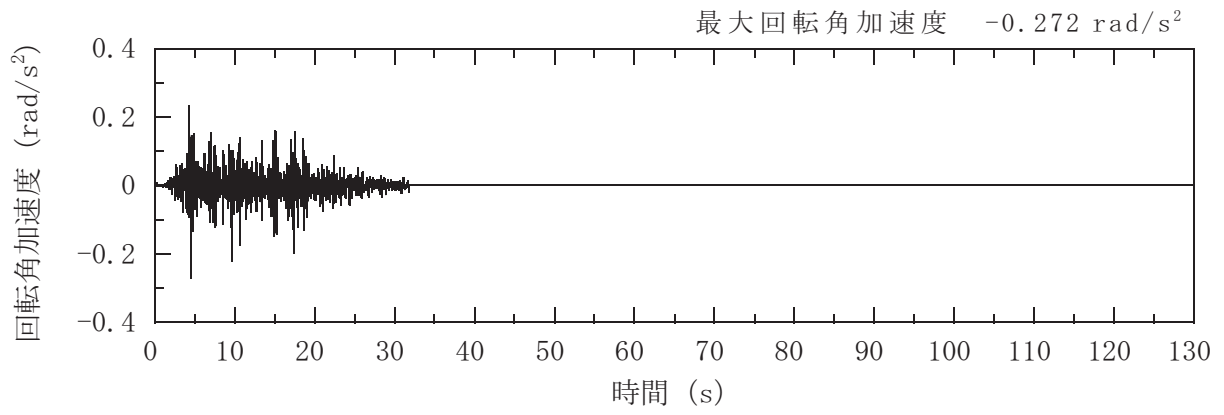


(b) EW 方向 (水平)

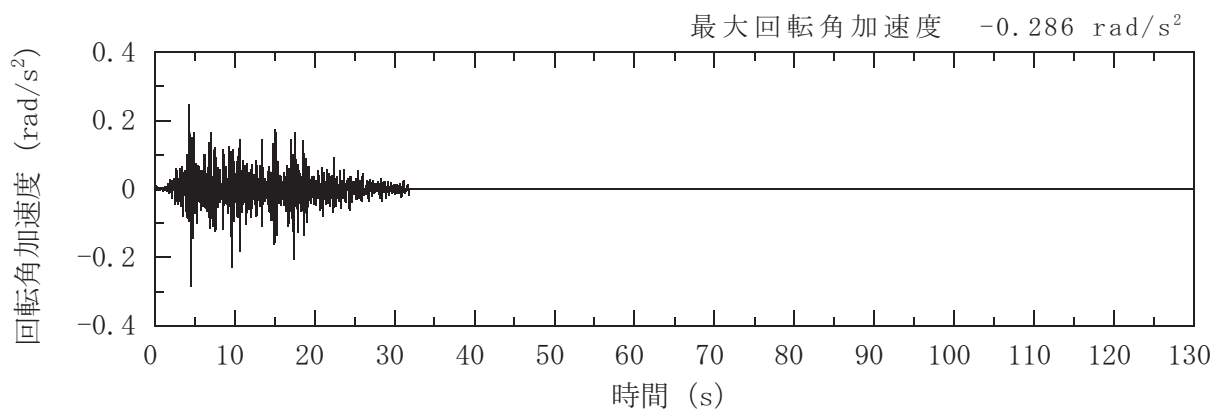


(c) 鉛直方向

参図-6.1.1(a) オペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-1, 水平, 鉛直成分)

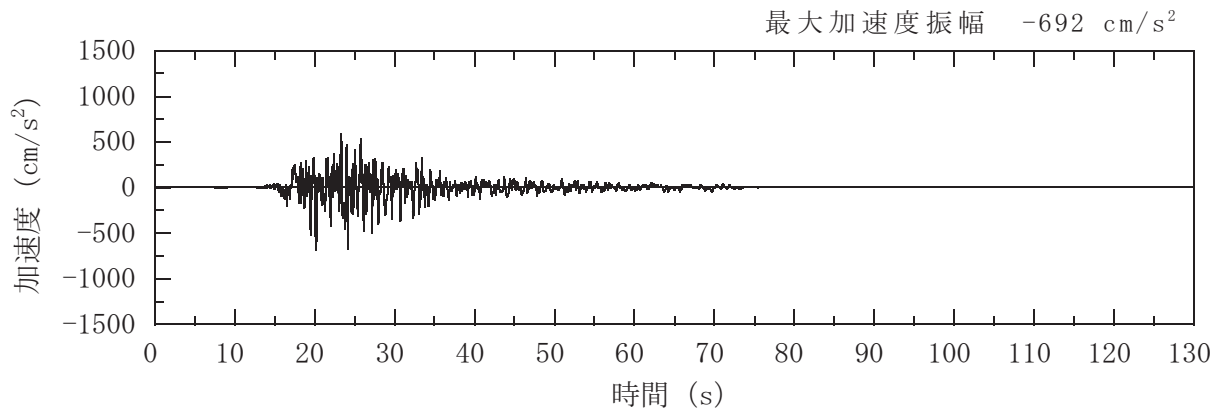


(d) NS 方向 (回転)

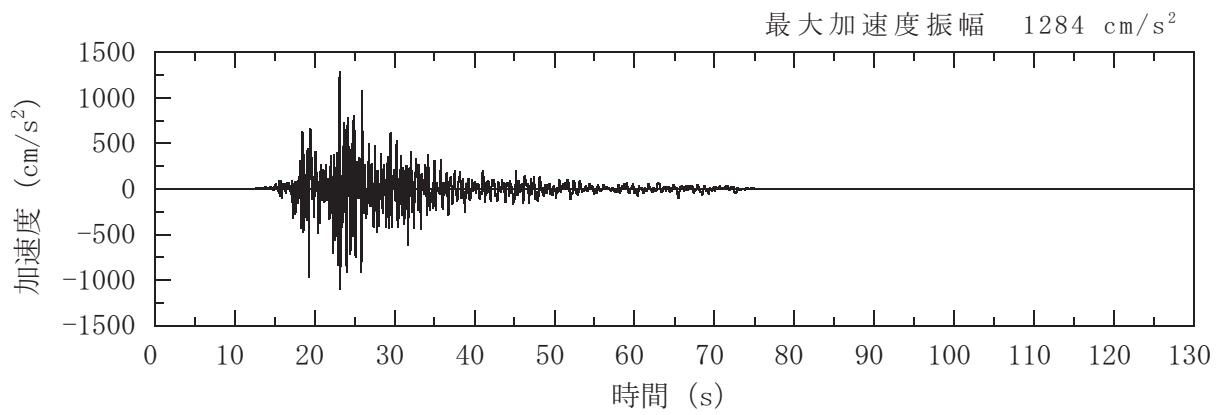


(e) EW 方向 (回転)

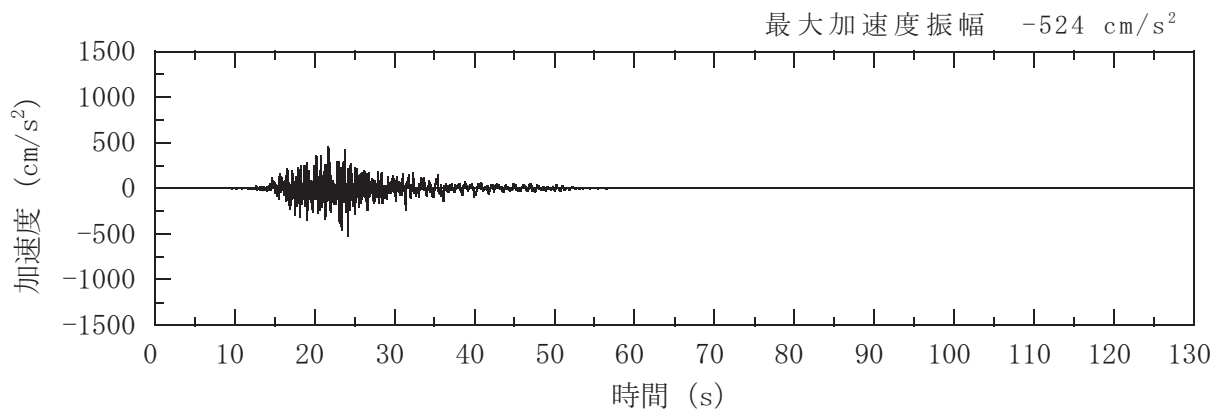
参図-6.1.1(b) オペフロレベル (T. M. S. L. 18.0m) の加速度波形 (Ss-1, 回転成分)



(a) NS 方向 (水平)

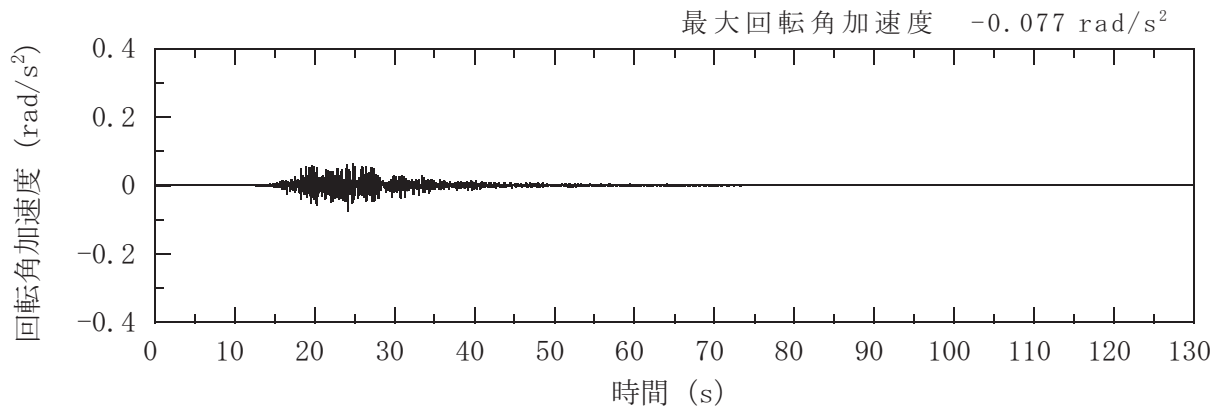


(b) EW 方向 (水平)

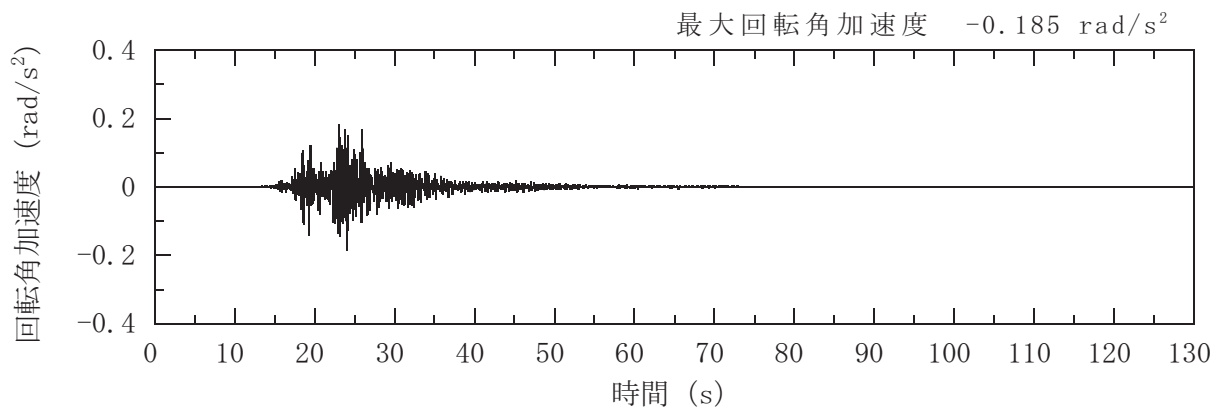


(c) 鉛直方向

参図-6.1.2(a) オペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の加速度波形 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)

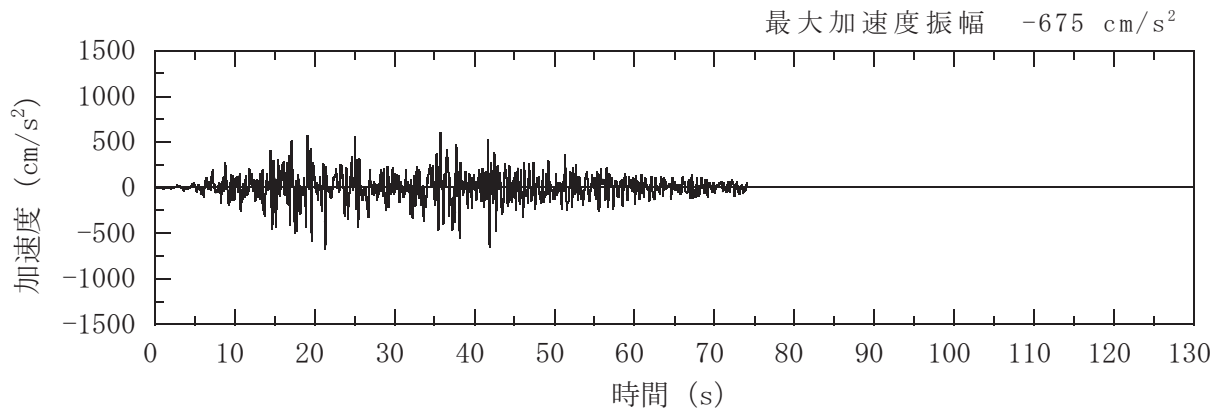


(d) NS 方向 (回転)

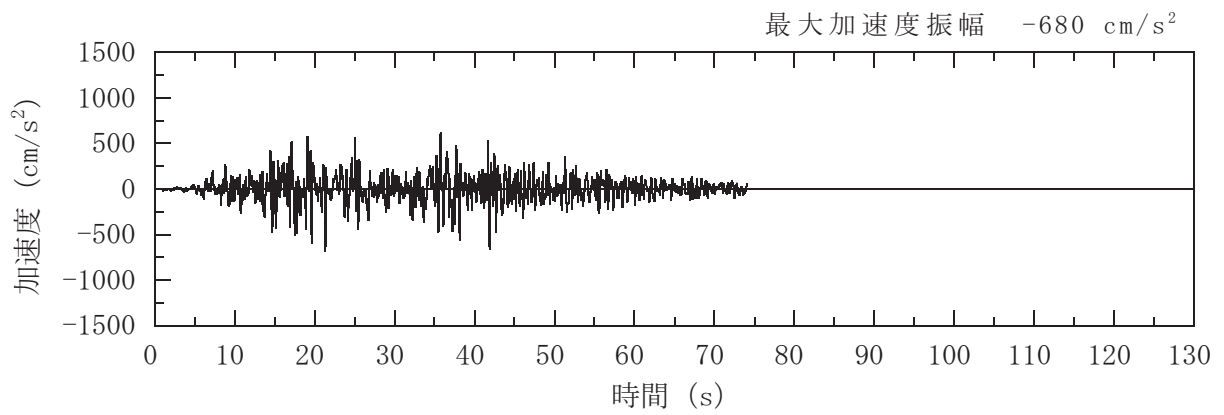


(e) EW 方向 (回転)

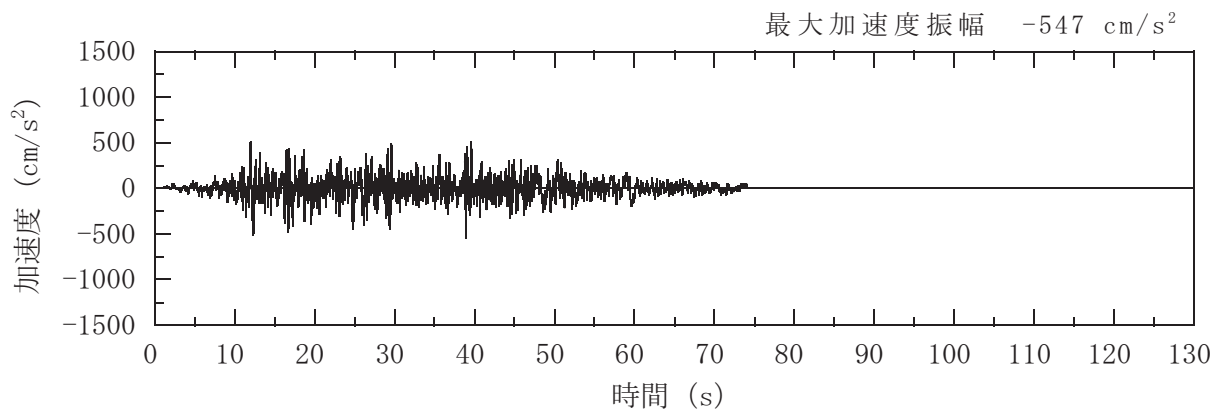
参図-6.1.2(b) オペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の加速度波形 (S<sub>s</sub>-2, 回転成分)



(a) NS 方向 (水平)

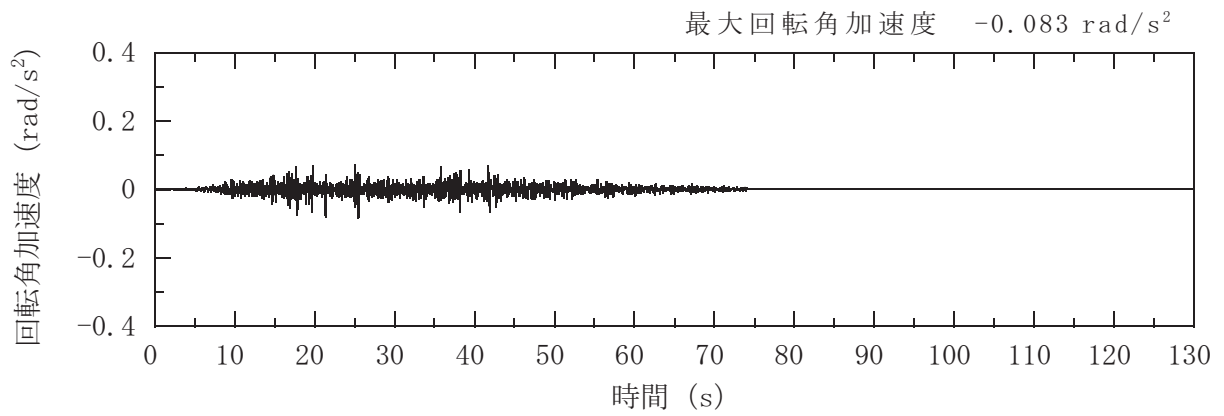


(b) EW 方向 (水平)

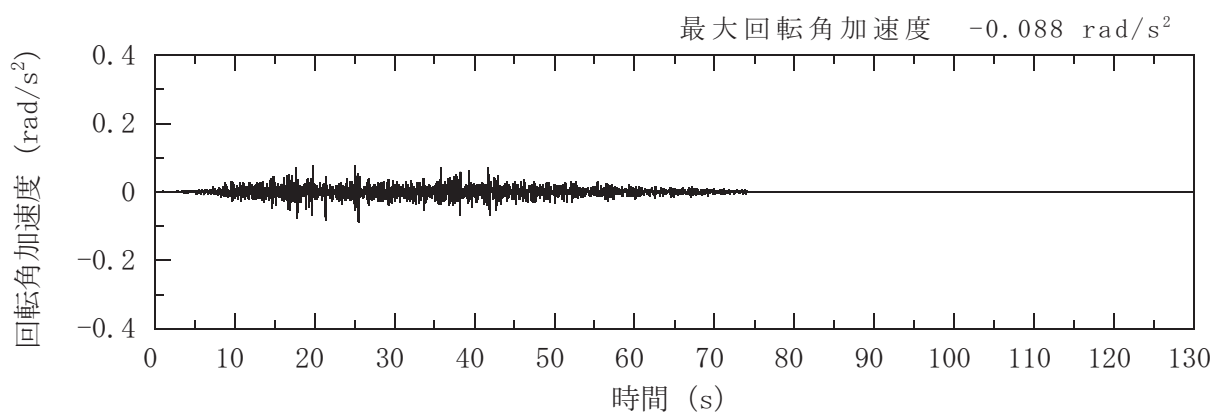


(c) 鉛直方向

参図-6.1.3(a) オペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-3, 水平, 鉛直成分)

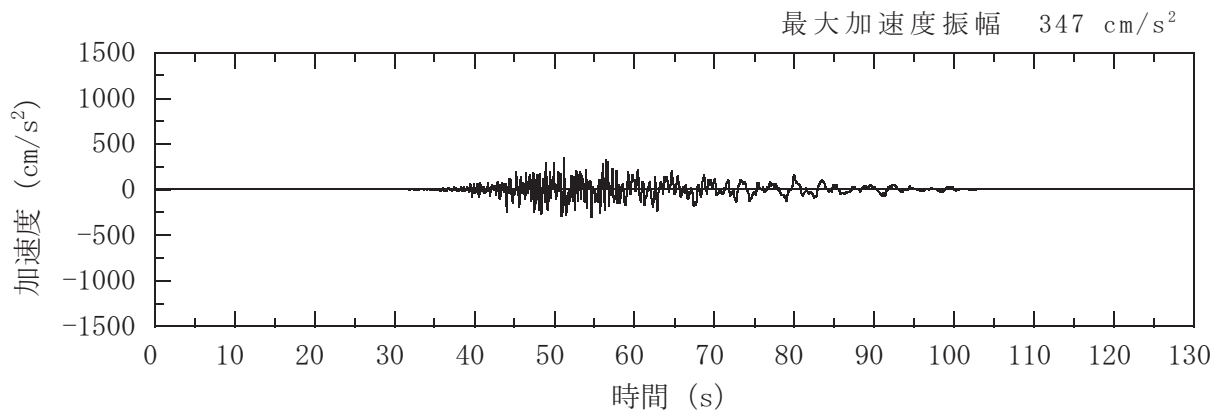


(d) NS 方向 (回転)

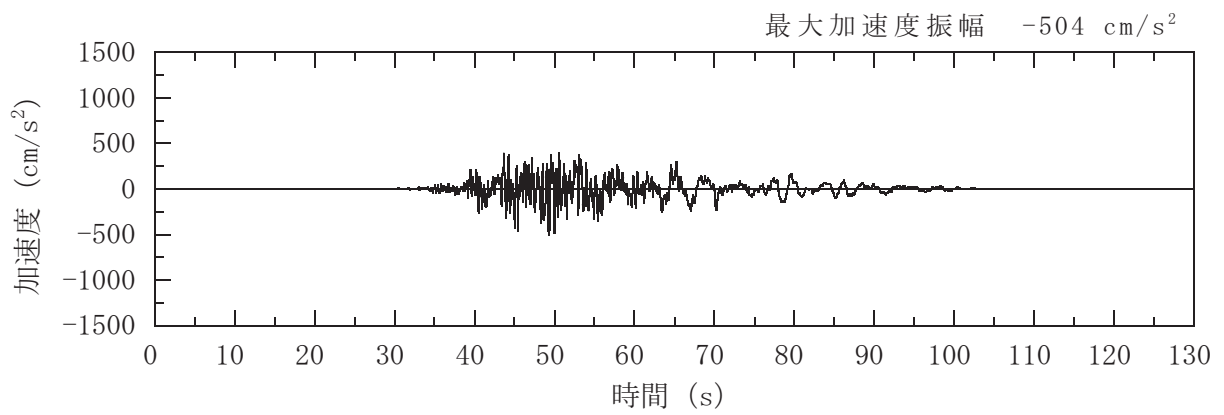


(e) EW 方向 (回転)

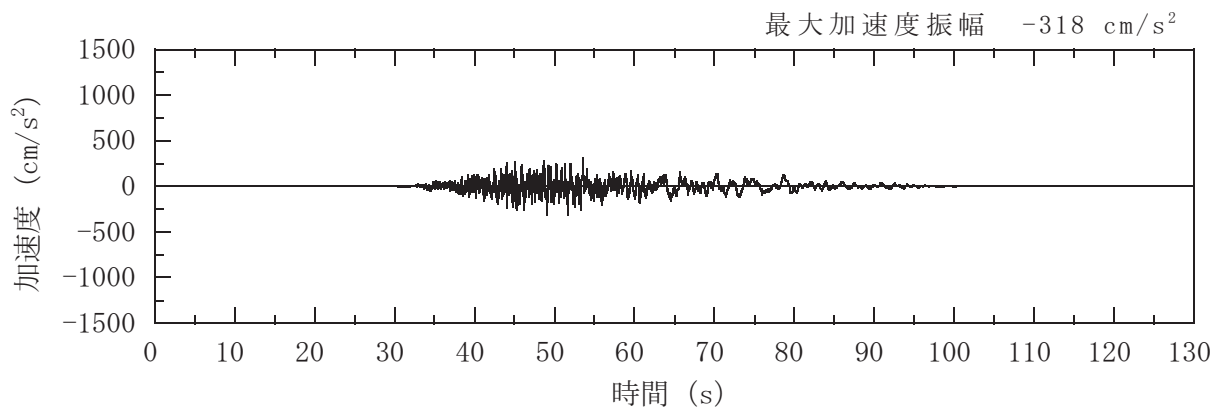
参図-6.1.3(b) オペフロレベル (T.M.S.L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-3, 回転成分)



(a) NS 方向 (水平)

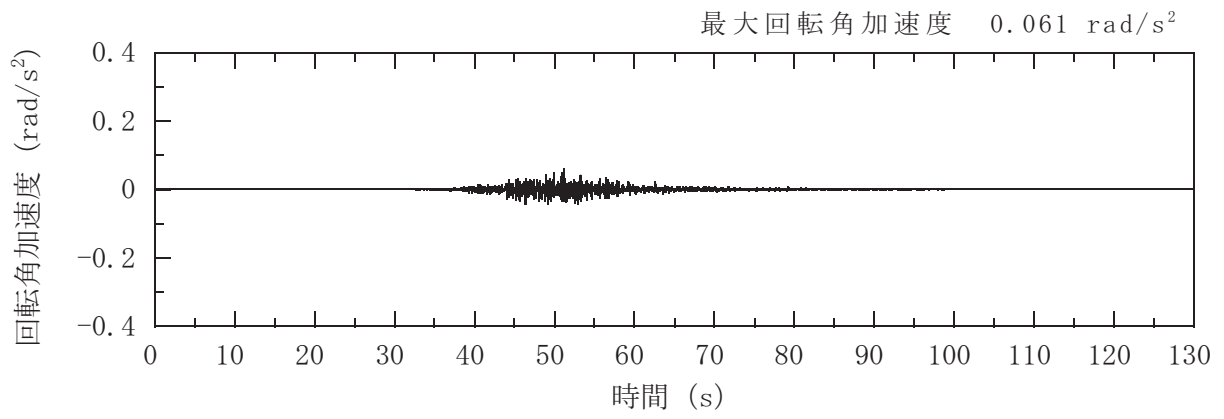


(b) EW 方向 (水平)

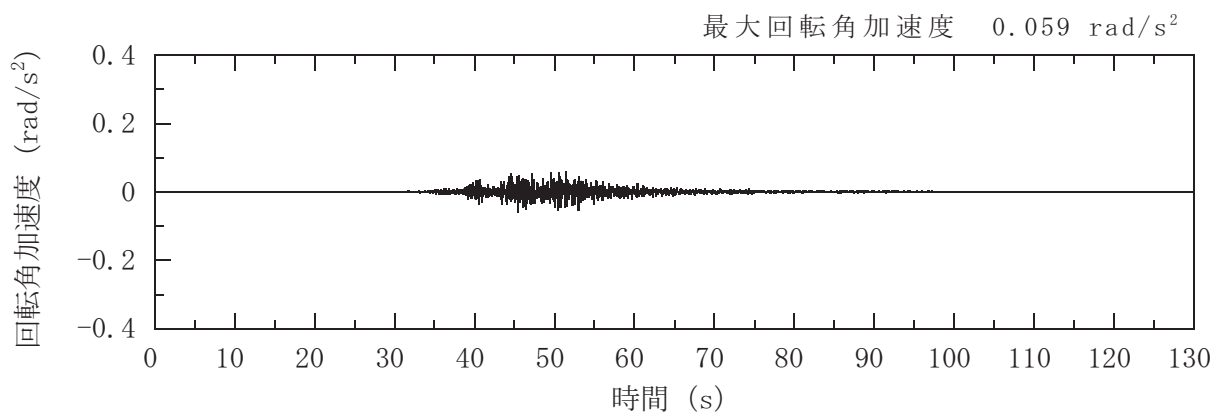


(c) 鉛直方向

参図-6.1.4(a) オペフロレベル (T. M. S. L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-4, 水平, 鉛直成分)



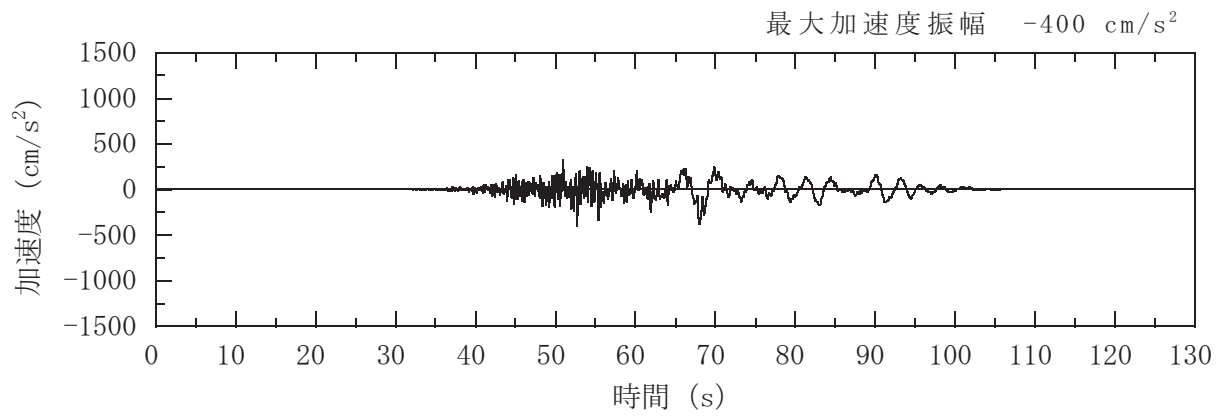
(d) NS 方向 (回転)



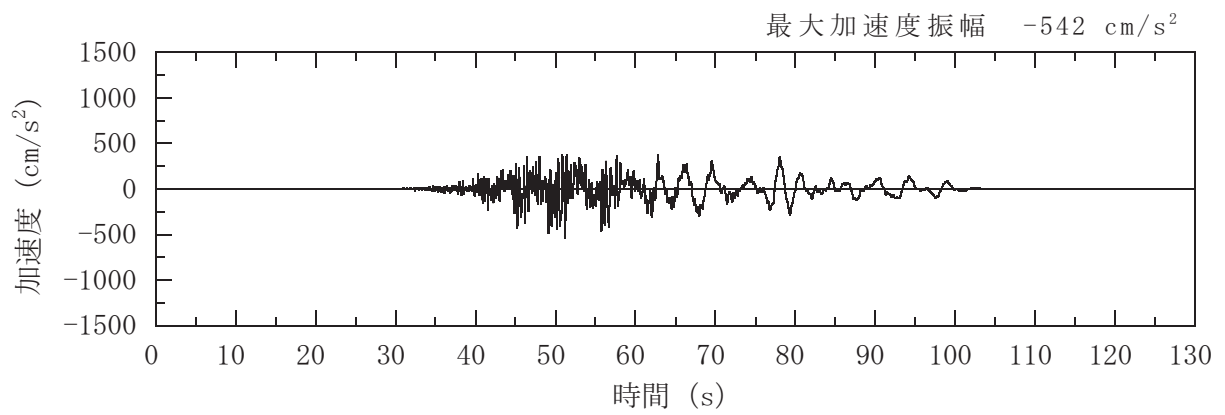
(e) EW 方向 (回転)

参図-6.1.4(b) オペフロレベル (T. M. S. L. 18.0m) の加速度波形 (Ss-4, 回転成分)

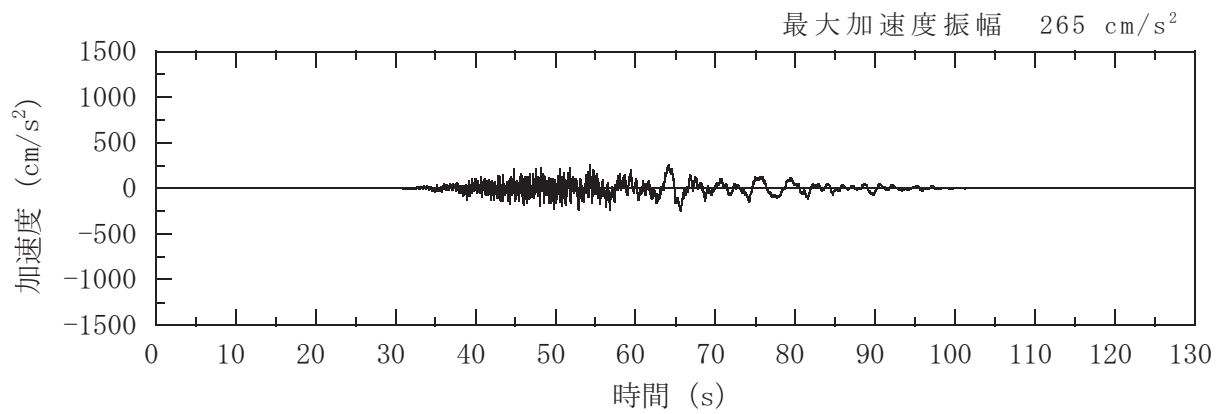




(a) NS 方向 (水平)

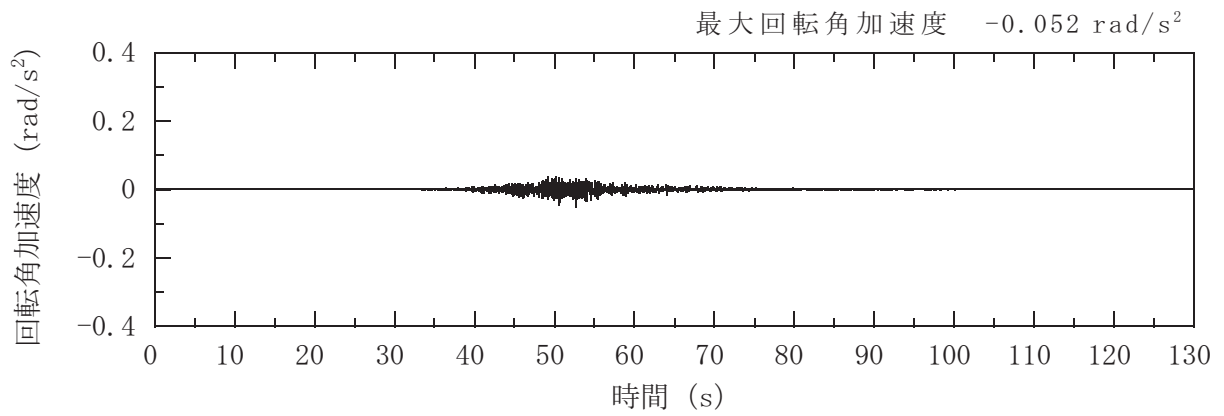


(b) EW 方向 (水平)

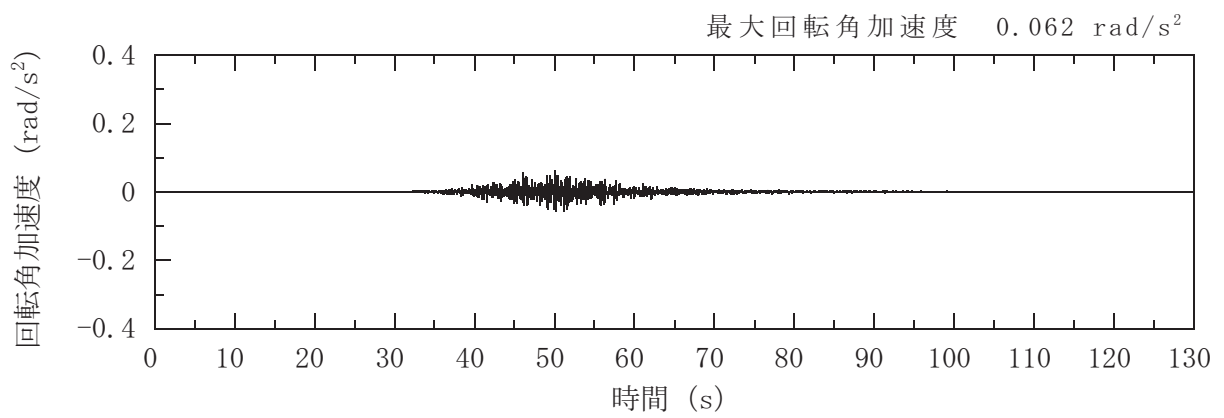


(c) 鉛直方向

参図-6.1.5(a) オペフロレベル (T. M. S. L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-5, 水平, 鉛直成分)



(d) NS 方向 (回転)

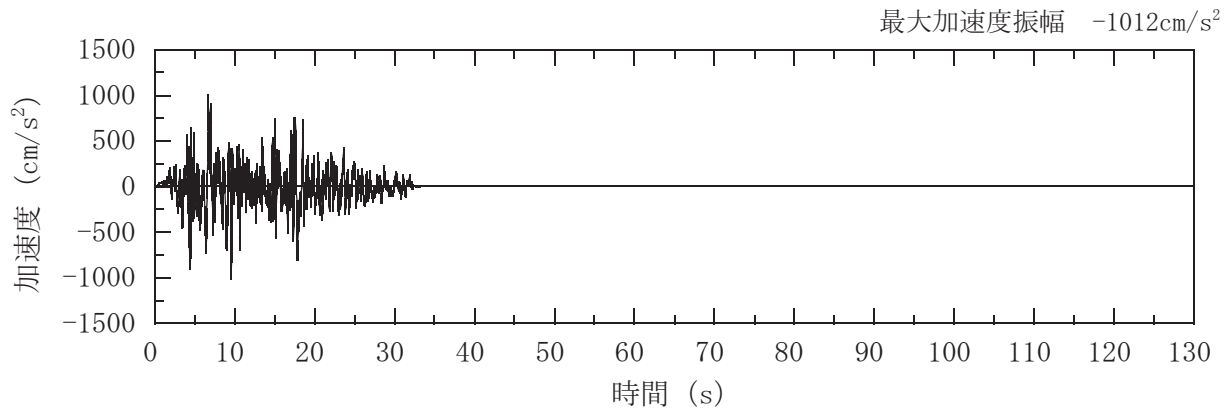


(e) EW 方向 (回転)

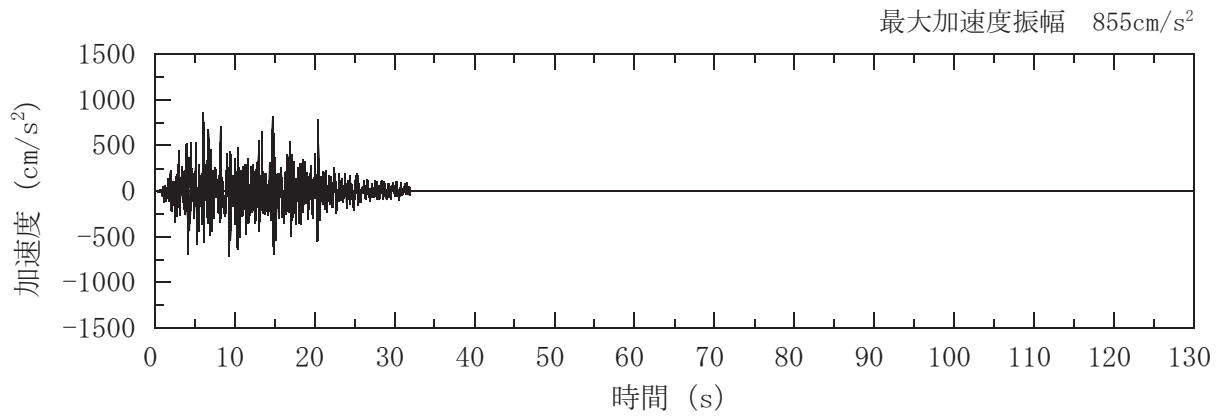
参図-6.1.5(b) オペフロレベル (T. M. S. L. 18.0m) の加速度波形  
(Ss-5, 回転成分)

## 参考資料6.2 排気筒の解析に用いる入力地震動の波形

排気筒の地震応答解析に用いる基準地震動  $S_s$  に基づく入力地震動 (T.M.S.L. 0.0m) の加速度波形について、参図-6.2.1～参図-6.2.5に示す。

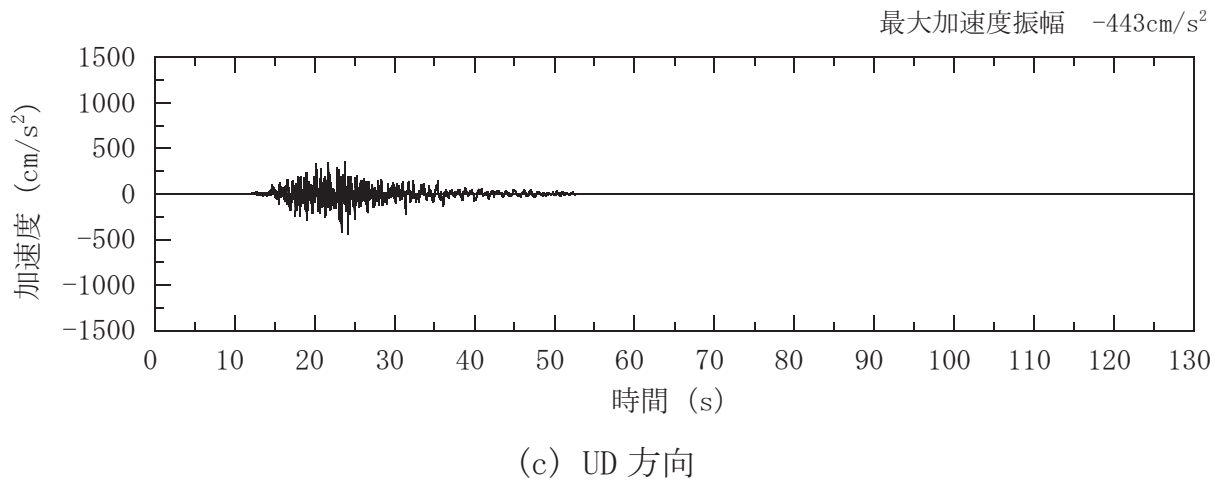
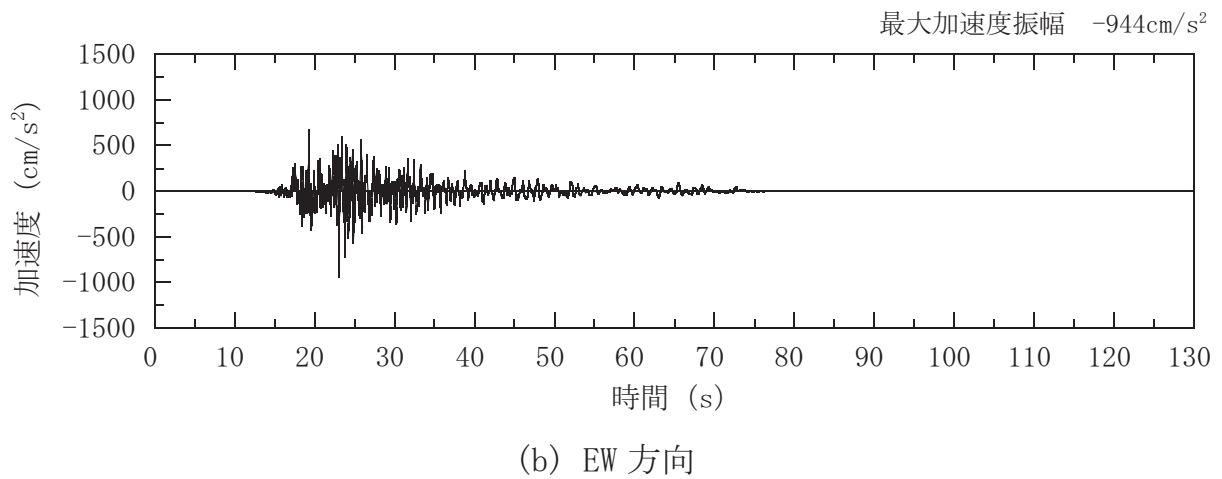
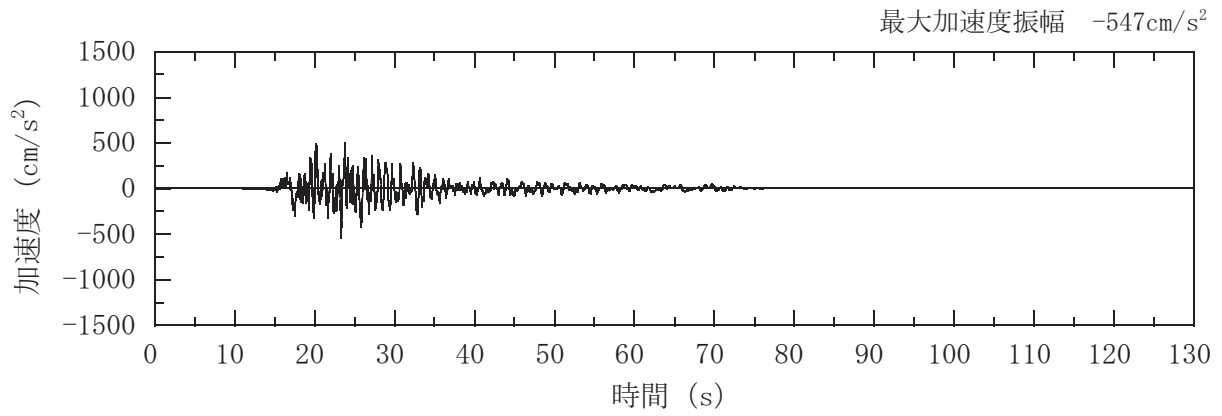


(a) 水平方向

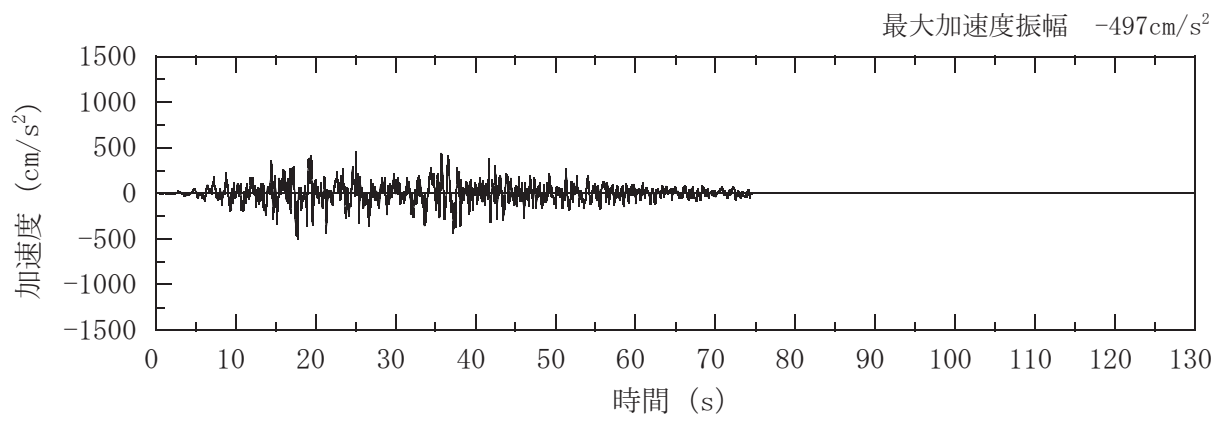


(b) UD 方向

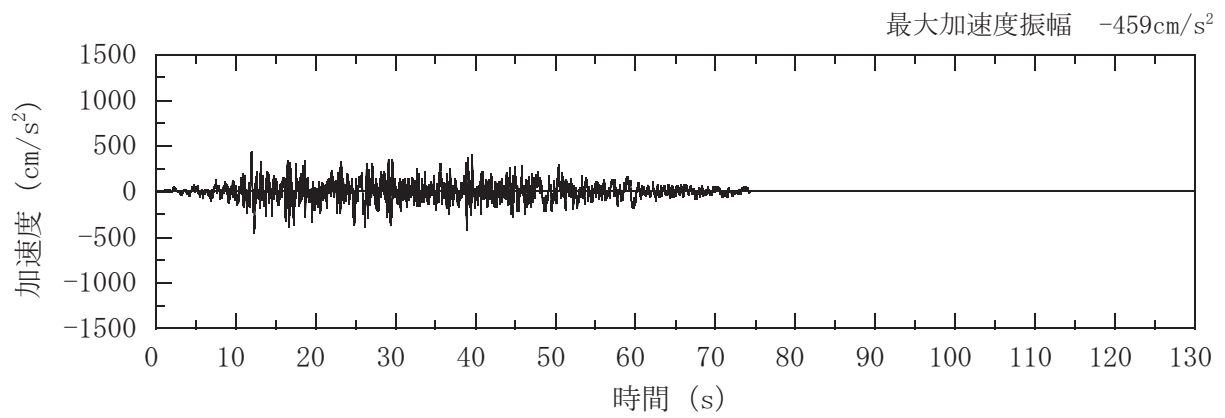
参図-6.2.1 入力地震動 (T.M.S.L.0.0m) の加速度波形 (Ss-1)



参図-6.2.2 入力地震動 (T. M. S. L. 0.0m) の加速度波形 (Ss-2)

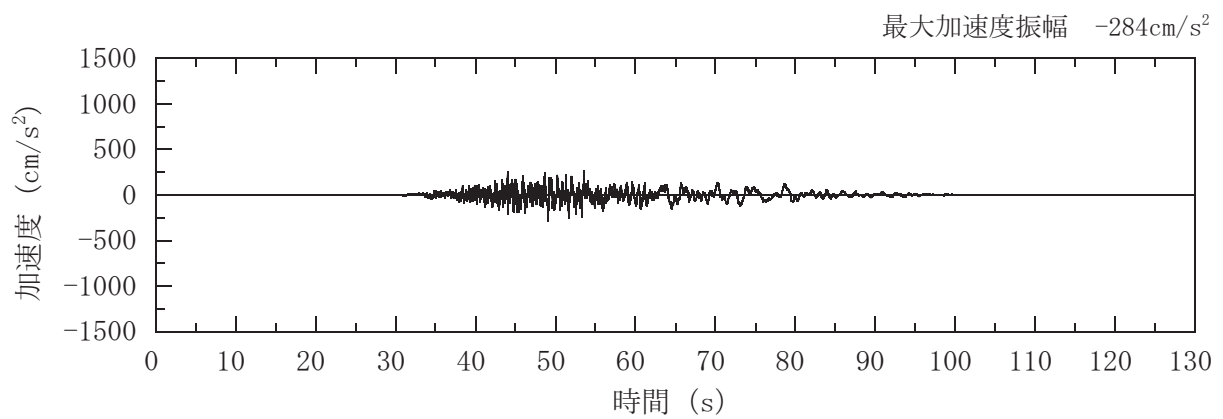
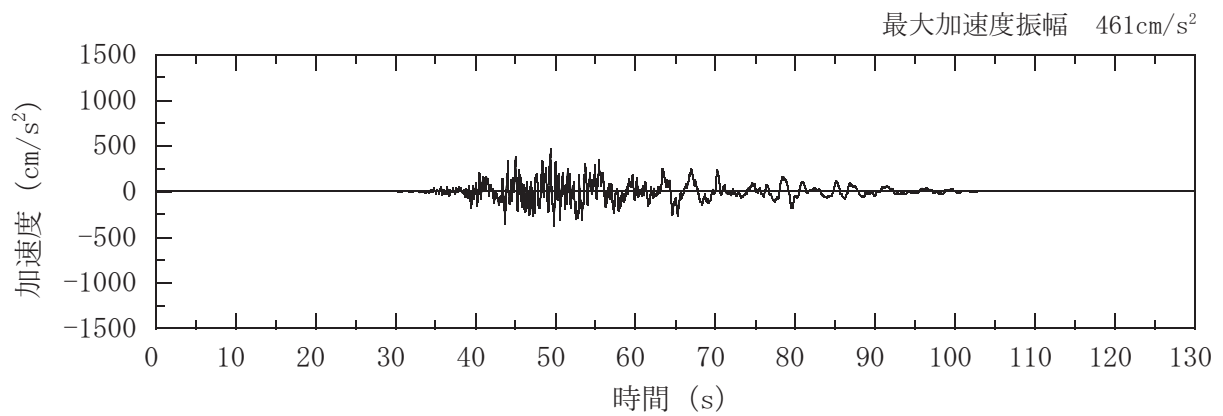
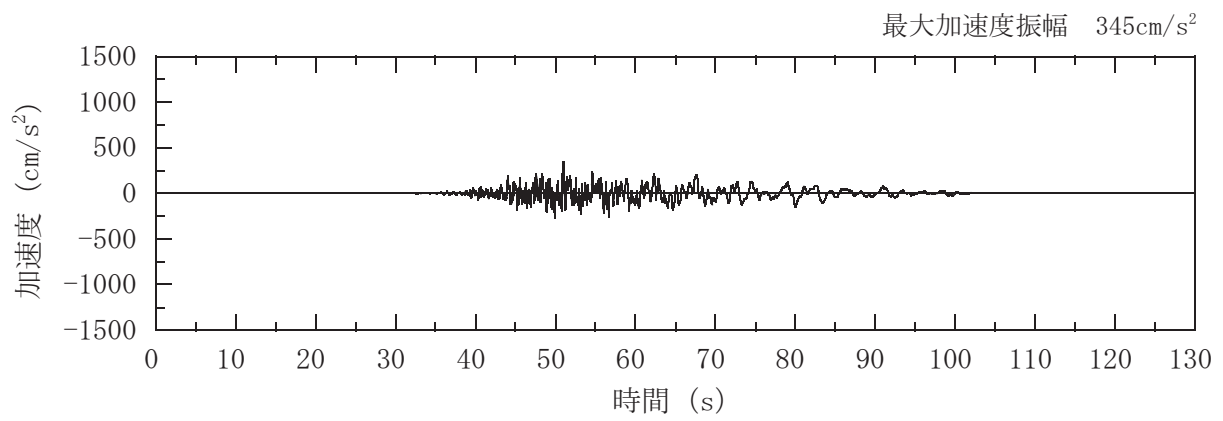


(a) 水平方向

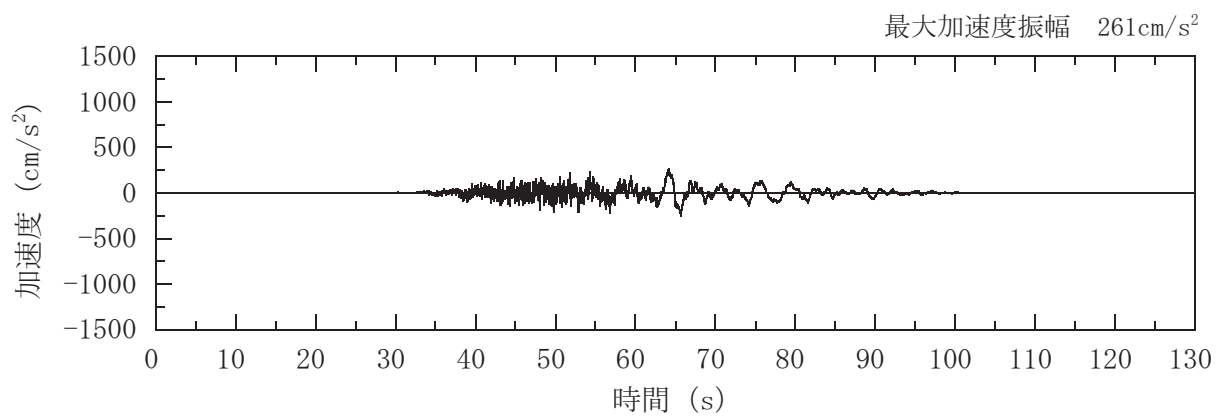
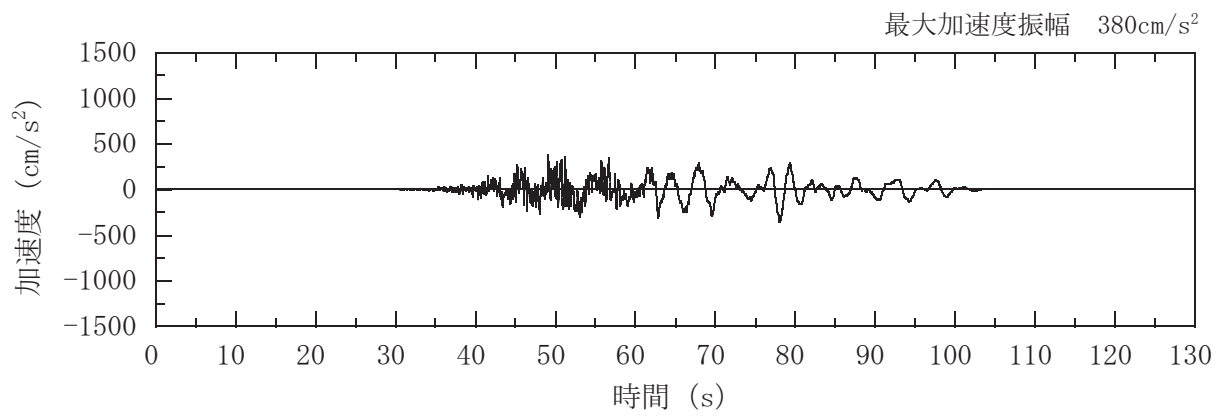
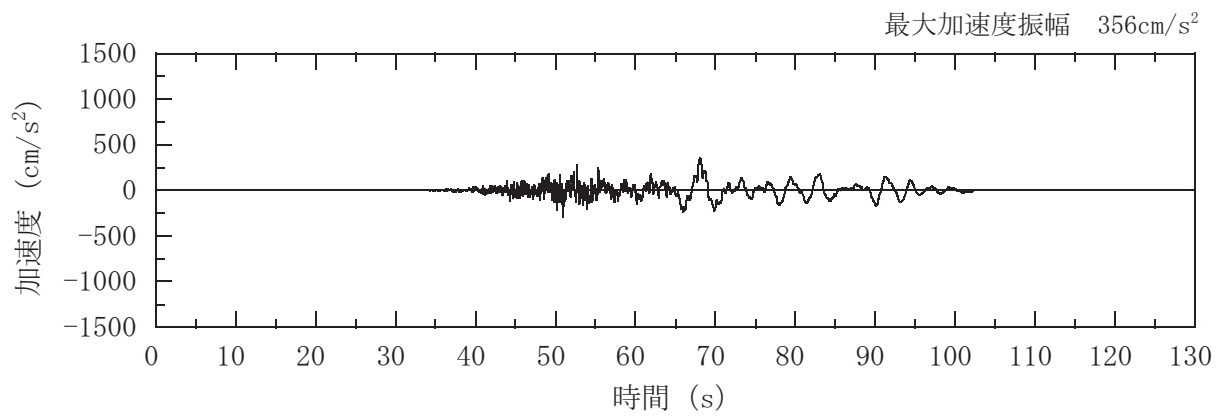


(b) UD 方向

参図-6.2.3 入力地震動 (T.M.S.L. 0.0m) の加速度波形 (Ss-3)



参図-6.2.4 入力地震動 (T.M.S.L. 0.0m) の加速度波形 (Ss-4)

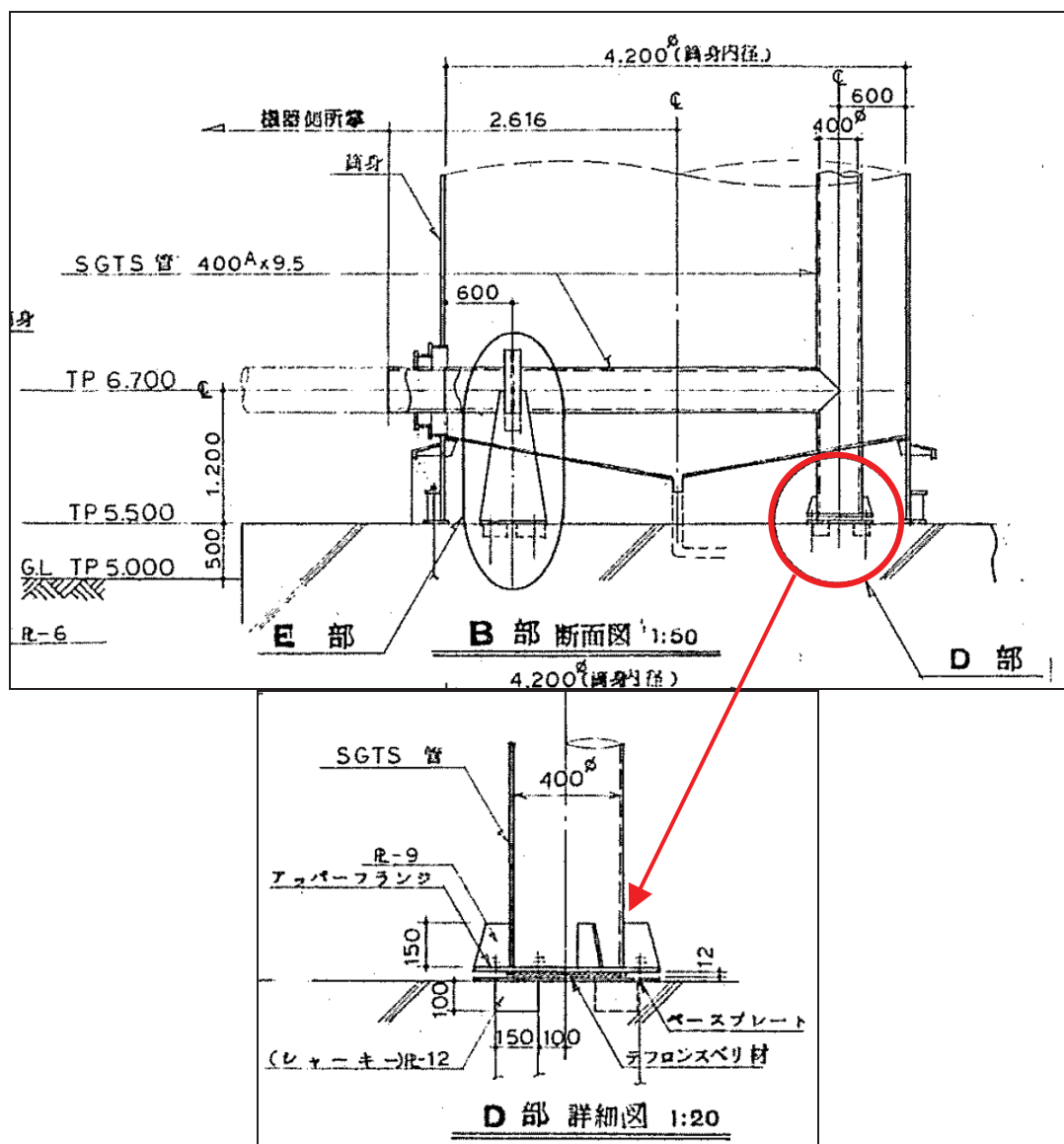


参図-6.2.5 入力地震動 (T.M.S.L. 0.0m) の加速度波形 (Ss-5)



### 参考資料 6.3 非常用ガス処理系用排気筒脚部のコンクリートの評価について

非常用ガス処理系（SGTS）用排気筒は、熱による変形を考慮し、上下方向は拘束せず、水平方向のみを拘束した構造となっている。また、SGTS用排気筒脚部は、参図-6.3.1 に示すとおり、筒身基礎にベースプレートとアンカーボルトによって直接支持されており、自重や地震時に発生する応力を筒身基礎に伝達できる構造となっている。したがって、SGTS用排気筒による軸力が全て筒身基礎に作用することとなり、当該部位について耐震安全性評価を行う。



参図-6.3.1 1号機 SGTS用排気筒脚部詳細図（建設時設計図より抜粋）

基準地震動  $S_s$  に対する耐震安全性評価にあたっては, SGTS 用排気筒について地震力を上向きと下向きに検討している。

上向きに地震力を考慮した場合の断面検討用軸力は 7.2 kN であり, SGTS 管脚部には引抜き力は作用していない。また, 軸力の大きな下向きの地震力を考慮した場合の断面検討用軸力は 278.8 kN であり, ベースプレート下面に発生する応力は  $0.84 \text{ N/mm}^2$  となる。これに対して, コンクリートの短期許容応力度は  $29.4 \text{ N/mm}^2$  であり, SGTS 管脚部ベースプレート下面のコンクリートの耐震安全性は確保されているものと評価できる。

## 参考資料 6.4 原子炉建屋 建屋モデルの違いが建屋応答に与える影響 について(補助壁の影響検討)

### 1. はじめに

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、健全性評価時に耐震要素として考慮していた補助壁を考慮しないこととしている。そこで、補助壁の有無が耐震安全性評価に与える影響を検討するために、原子炉建屋の耐震要素として補助壁を考慮した場合の地震応答解析を実施し、補助壁を考慮しなかった場合の応答結果との比較検討を行う。

本検討で扱う検討ケースを参表-6.4.1 に示す。検討に用いる地震動は建屋応答に支配的な Ss-1 及び Ss-2 とし、水平 2 方向 (NS 方向と EW 方向) に対して影響検討を行う。

参表-6.4.1 検討ケース

検討ケース	補助壁
CASE1	無視
CASE2	考慮

### 2. 本パラメータスタディで考慮する補助壁について

#### (1) 耐震壁の規定と補助壁として考慮した壁の選定条件

本検討における補助壁としては、中越沖地震後の健全性評価の際に考慮した範囲と同じ範囲を考慮している。原子力施設における耐震壁の一般的な規定を参表-6.4.2 に示し、柏崎刈羽原子力発電所における耐震壁および補助壁の選定条件を、参表-6.4.3 を示す。

#### 参表-6.4.2 日本建築学会 RC-N 規準\*における耐震壁の規定 (算定外の規定)

- 壁厚 200mm 以上、かつ、壁板の内法寸法の 1/30 以上
- せん断補強筋は、0.25%以上 (直交する 2 方向それぞれ)  
(付帯ラーメンのない場合のせん断補強筋比は、壁筋の許容引張応力度に対するコンクリートの許容せん断応力度との比以上を確保)
- 壁筋は複筋配置とする
- 壁筋は D13 以上の異形鉄筋を用いる  
(壁の見付け面に対する間隔は 300mm 以下)
- 開口補強筋は D13 以上、かつ、壁筋と同径以上の異形鉄筋を用いる
- 付帯ラーメンがある場合には、その柱・梁に適切な靱性を確保させる

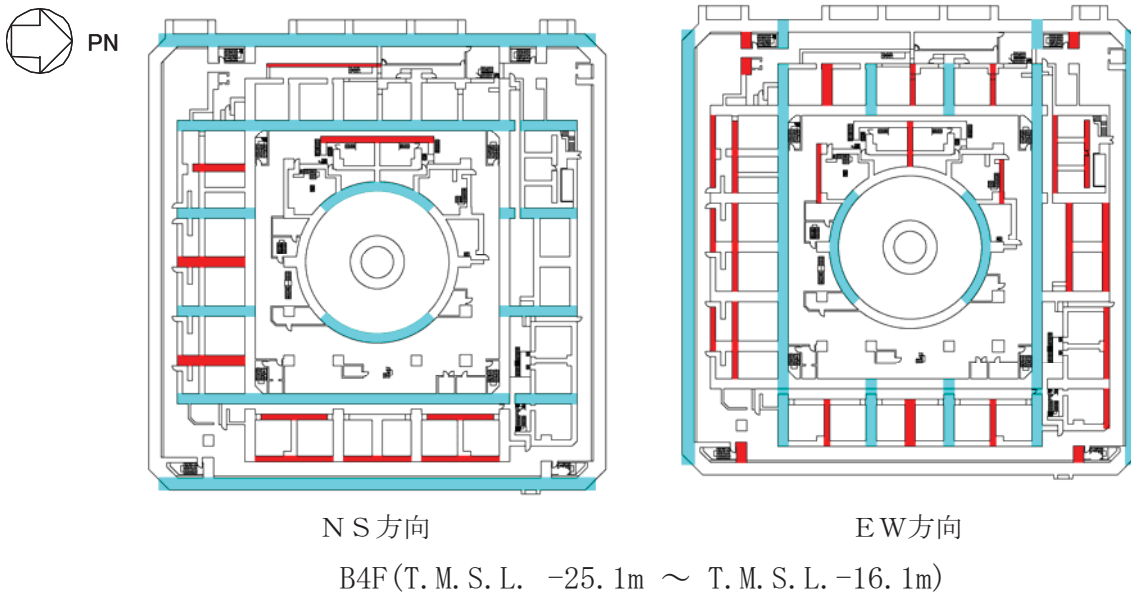
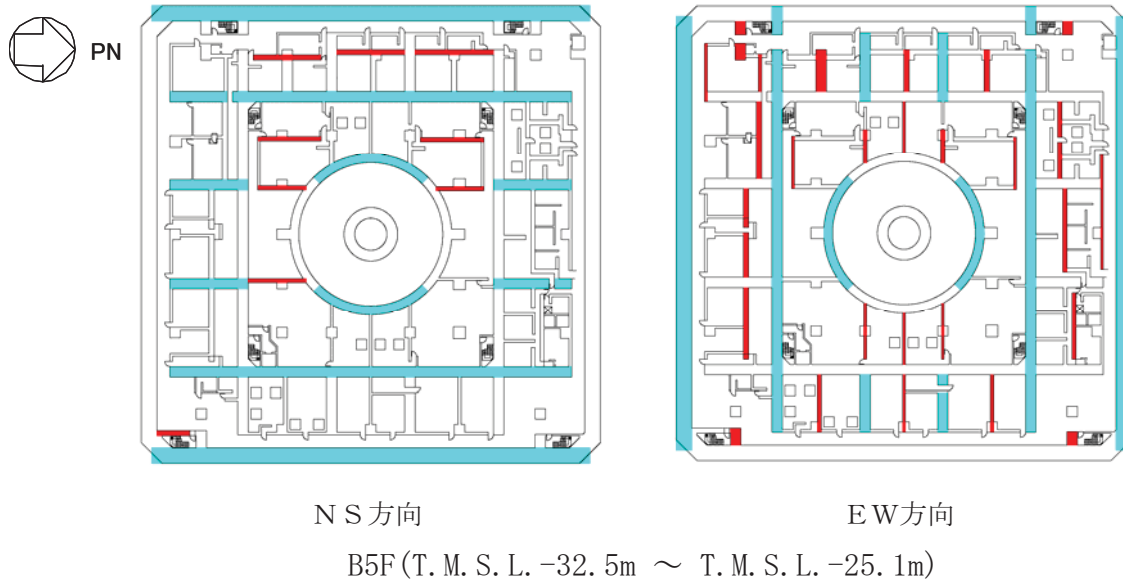
\*原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2005)

参表-6.4.3 耐震壁とパラメータスタディで考慮した補助壁の選定条件

耐震壁	補助壁
<ul style="list-style-type: none"> <li>壁の厚さは 300mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上</li> </ul>	同左
<ul style="list-style-type: none"> <li>壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.6%以上</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.25%以上</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎スラブから連続して立ち上がっている壁</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>下階まで壁が連続している, もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁*</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>フレーム構面内 (柱, 梁間) の壁</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>フレーム構面外でも上記を満たす壁*</li> </ul>

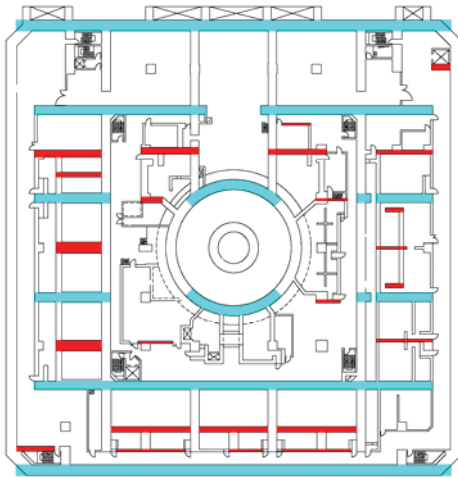
\*上下階での壁のずれやフレーム構面からのずれは床スラブ厚程度までを許容するものとした。

(2) 補助壁として考慮した壁の範囲  
 本検討で剛性を評価する範囲を以下に示す。

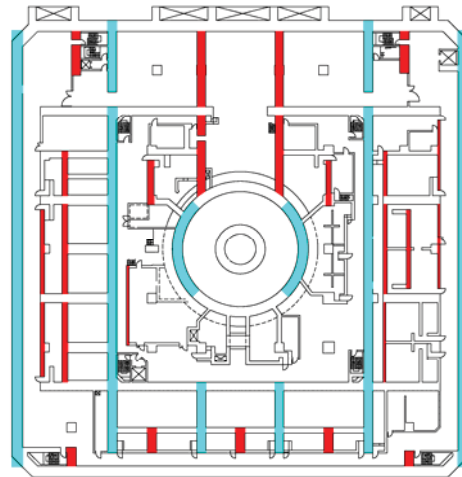


■ : 耐震壁として評価する範囲(設計時と同じ)  
 ■ : 補助壁として評価する範囲

参図-6.4.1(a) 耐震壁及び補助壁の範囲

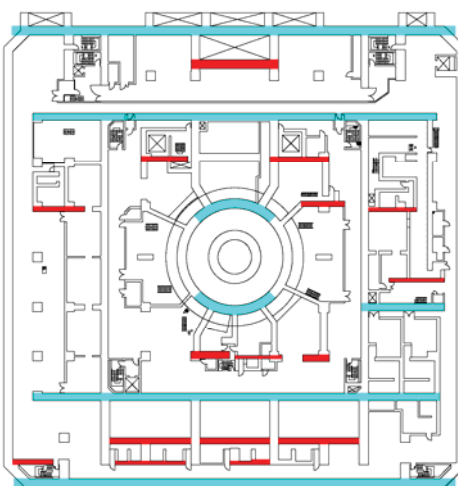


NS方向

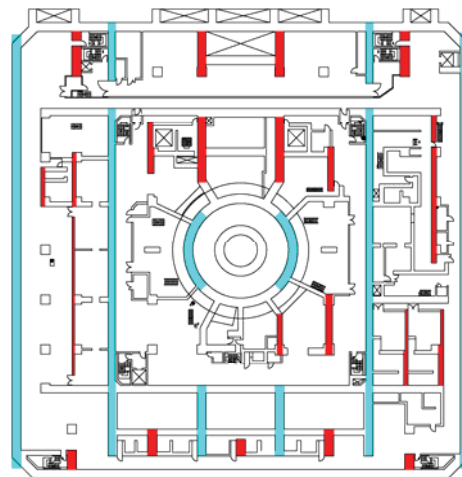


EW方向

B3F (T. M. S. L. -16.1m ~ T. M. S. L. -9.7m)





NS方向

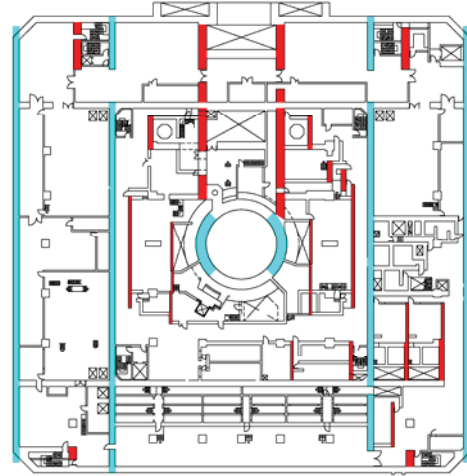
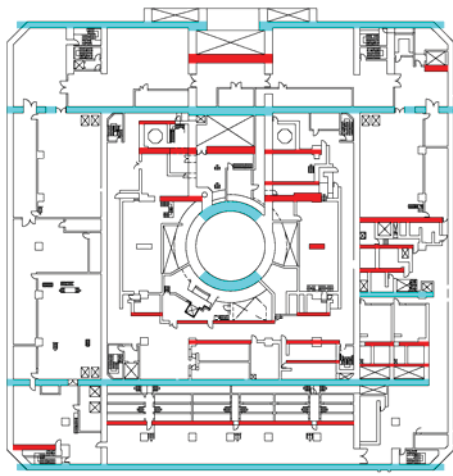


EW方向

B2F (T. M. S. L. -9.7m ~ T. M. S. L. -2.7m)

-  : 耐震壁として評価する範囲(設計時と同じ)
-  : 補助壁として評価する範囲

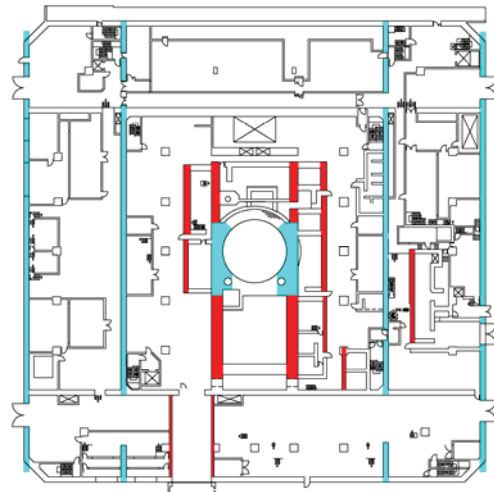
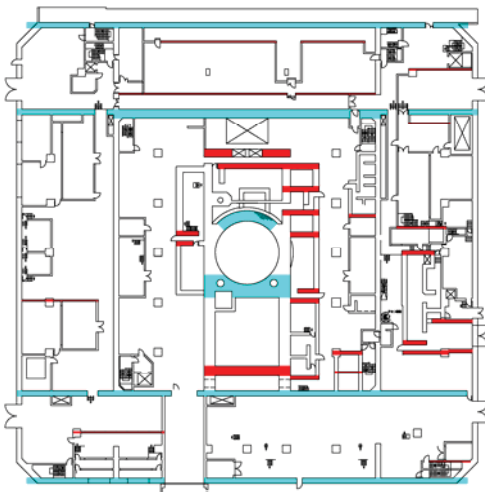
参図-6.4.1(b) 耐震壁及び補助壁の範囲



NS方向

EW方向

B1F(T. M. S. L. -2.7m ~ T. M. S. L. +5.3m)




NS方向

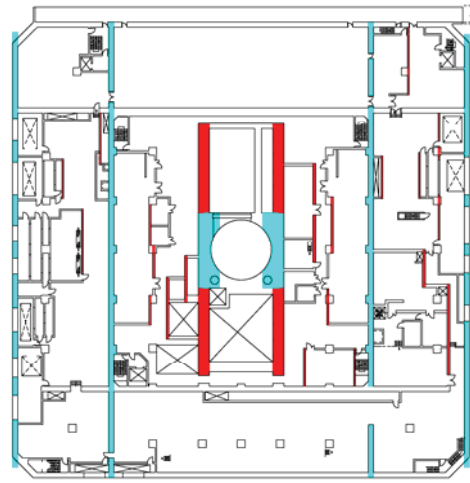
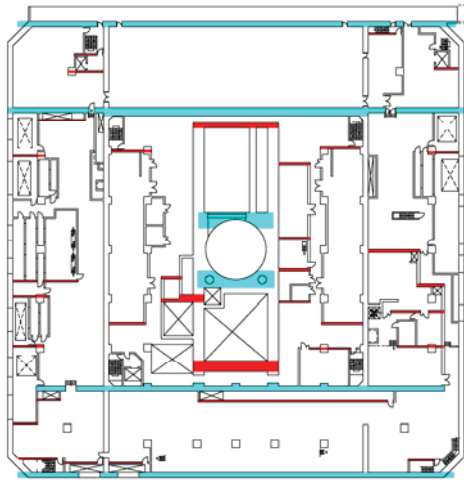
EW方向

1F(T. M. S. L. +5.3m ~ T. M. S. L. +12.8m)

 :耐震壁として評価する範囲(設計時と同じ)

 :補助壁として評価する範囲

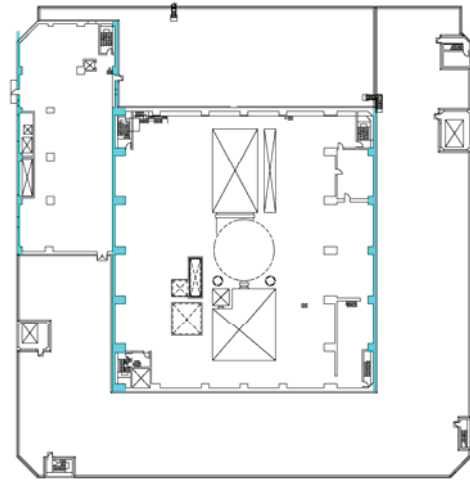
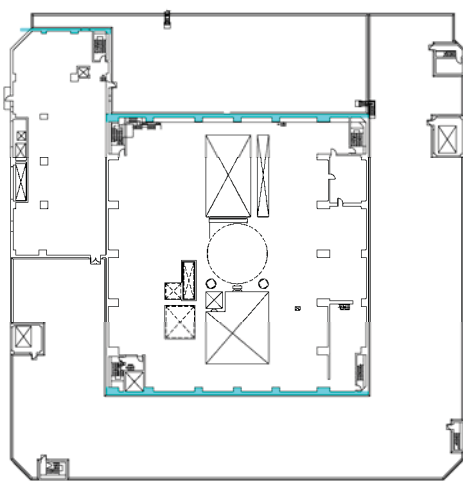
参図-6.4.1(c) 耐震壁及び補助壁の範囲



NS方向

EW方向

2F (T. M. S. L. +12.8m ~ T. M. S. L. +18.0m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

3F (T. M. S. L. +18.0m ~ T. M. S. L. +24.5m)

 : 耐震壁として評価する範囲(設計時と同じ)

 : 補助壁として評価する範囲

参図-6.4.1(d) 耐震壁及び補助壁の範囲

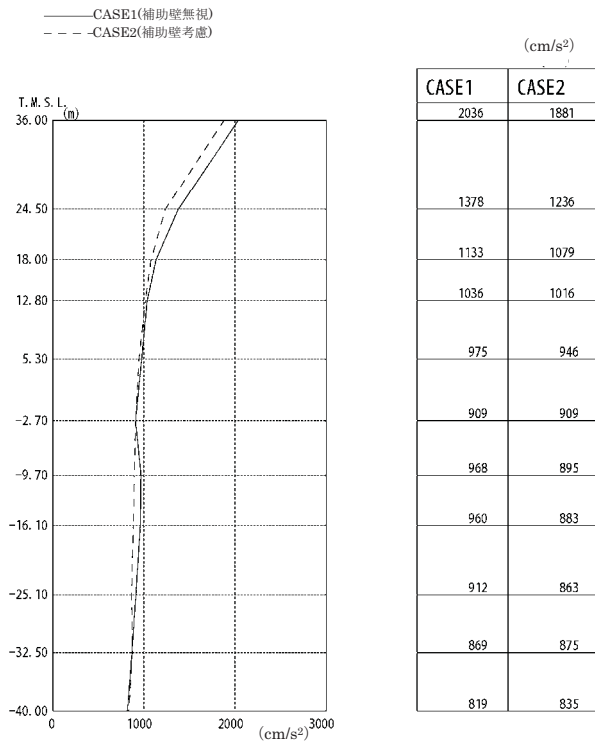


### 3. 検討結果

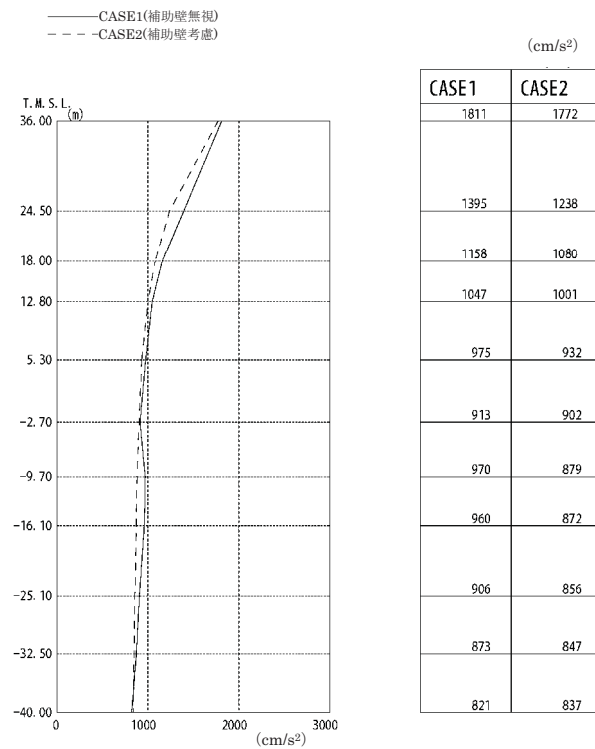
基準地震動 Ss-1 に対する最大応答加速度の比較を参図-6.4.2, 最大応答せん断力の比較を参図-6.4.3 に, 各部材のせん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較を参図-6.4.4~参図-6.4.5 に示す。同様に, 基準地震動 Ss-2 に対する最大応答加速度の比較を参図-6.4.6, 最大応答せん断力の比較を参図-6.4.7 に, 各部材のせん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較を参図-6.4.8~参図-6.4.9 に示す。

以上より, 補助壁の有無によらず, 最大応答加速度及び最大応答せん断力は概ね同等となることが示された。また, 補助壁を考慮することで, せん断スケルトン曲線上の最大応答値のうち, 最大応答せん断ひずみは若干小さくなる傾向も観察できる。

燃料取替床, 中間階および原子炉基礎における床応答スペクトルを参図-6.4.10~参図-6.4.12 に示す。基準地震動 Ss-1 および基準地震動 Ss-2 に補助壁を考慮した場合のスペクトルは, 従来の機器等の評価用スペクトル (Ss-1~5 包絡, JEAG4601-1987 に従い, 地盤物性や建屋剛性等の変動を考慮するために周期軸方向に $\pm 10\%$ 拡幅) にほぼ包絡されることを確認した。なお, 参図-6.4.12 の固有周期 0.3~0.4 秒付近において, 補助壁を考慮したスペクトルが評価用スペクトルを一部上回る箇所が存在するが, この周期帯に固有周期を持つ機器は原子炉建屋基礎版上に存在しないことから, 耐震安全性評価への影響は無い。

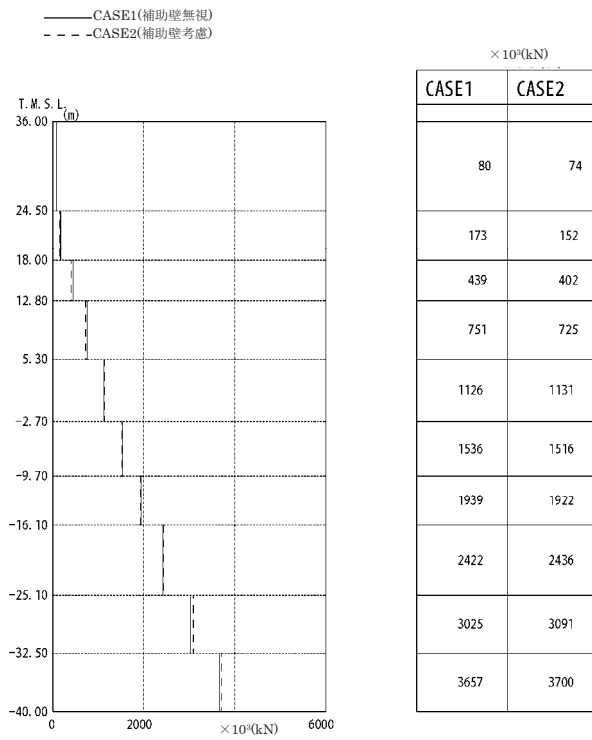


NS 方向

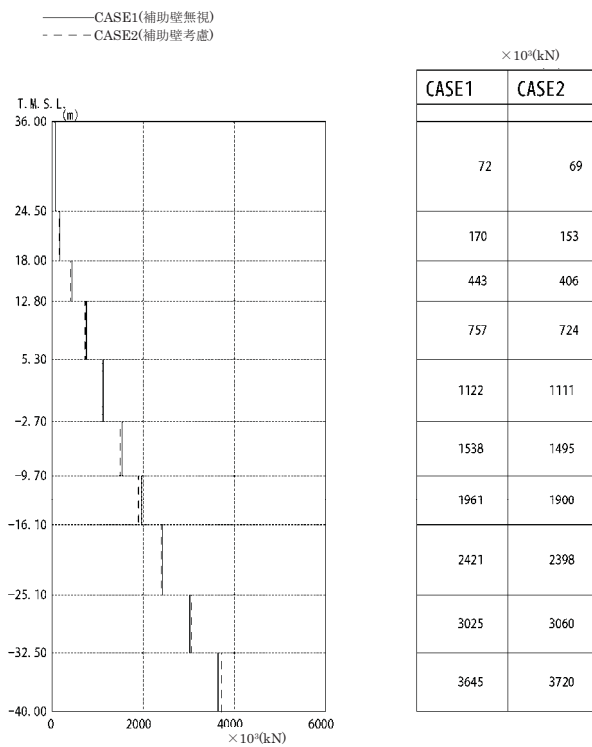


EW 方向

参図-6.4.2 最大応答加速度の比較 (Ss-1)

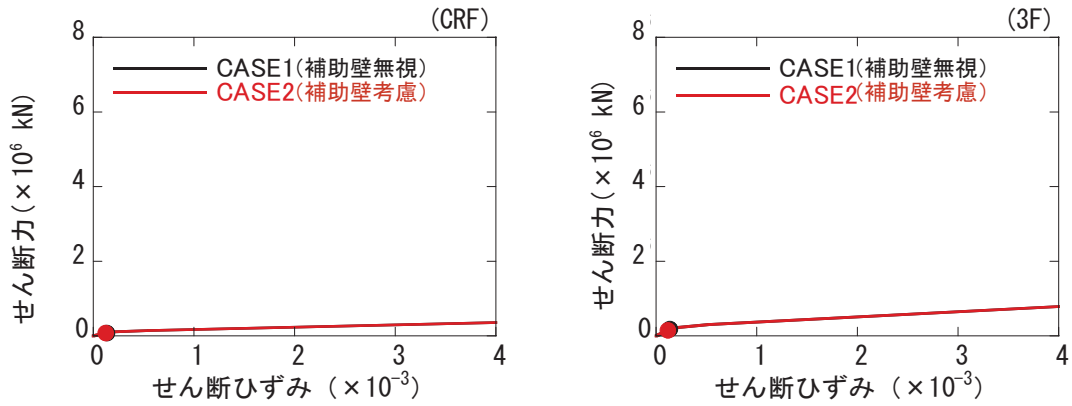


NS 方向

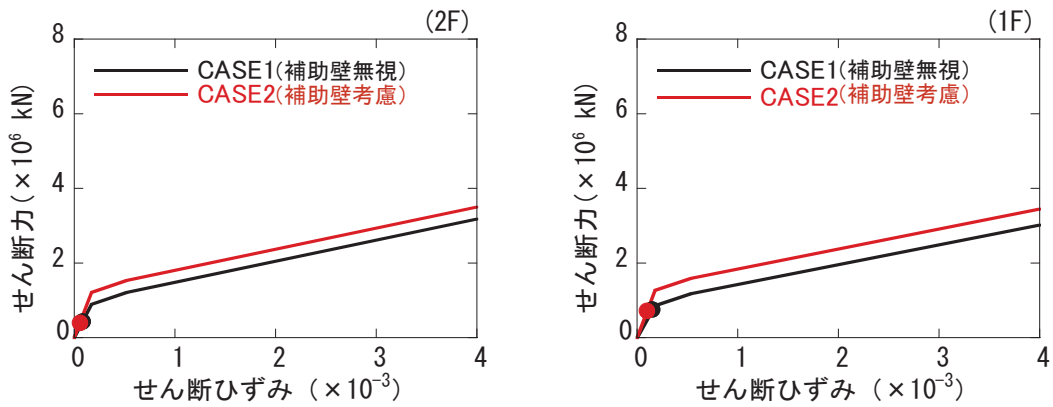


EW 方向

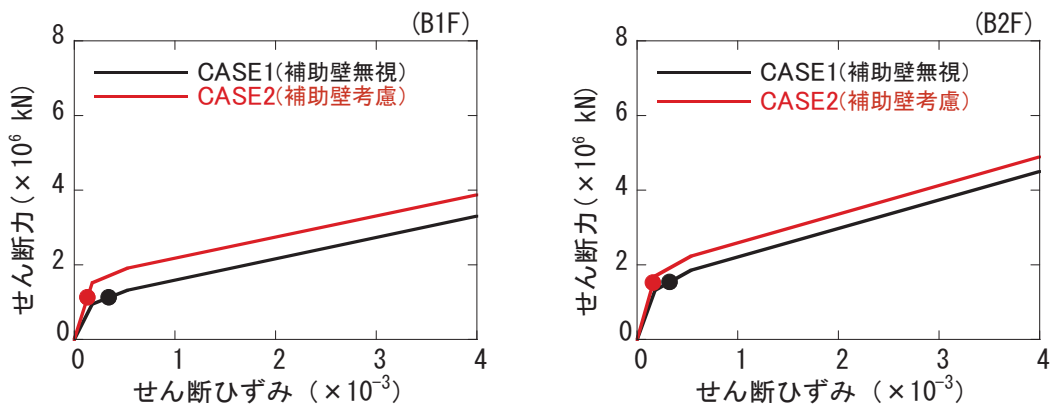
参図-6.4.3 最大応答せん断力の比較 (Ss-1)



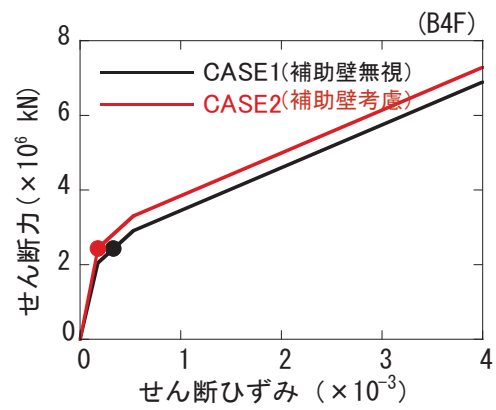
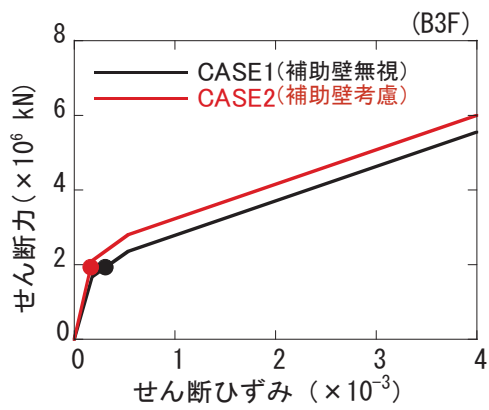
参図-6.4.4(a) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, NS 方向, CRF,3F)



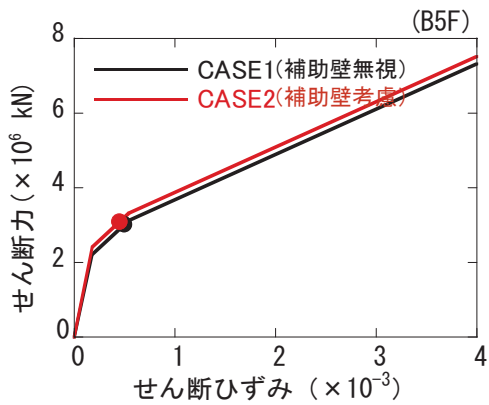
参図-6.4.4(b) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, NS 方向, 2F,1F)



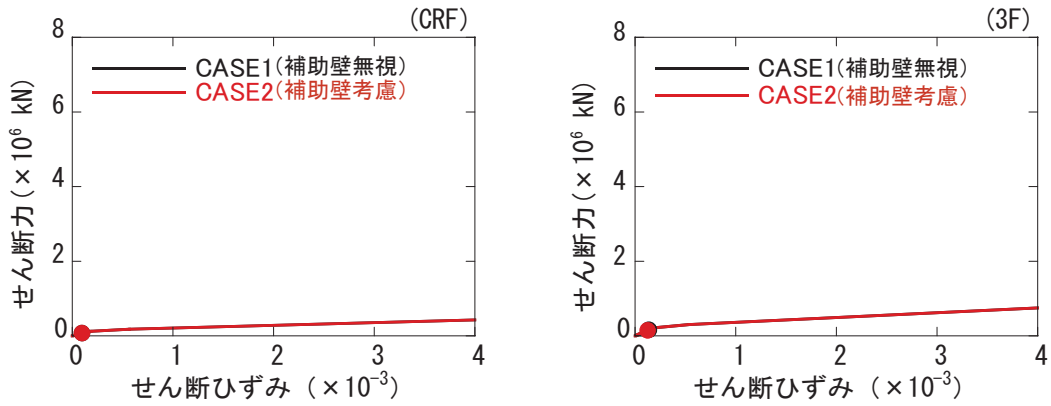
参図-6.4.4(c) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, NS 方向, B1F,B2F)



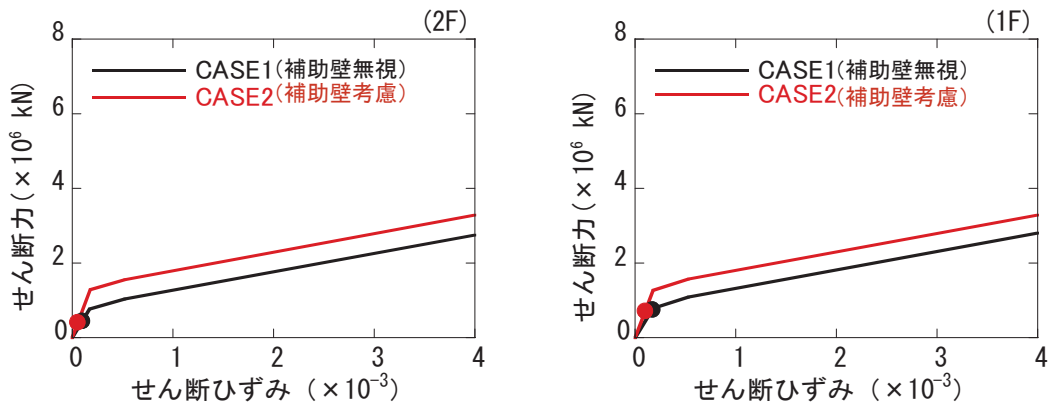
参図-6.4.4(d) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, NS 方向, B3F,B4F)



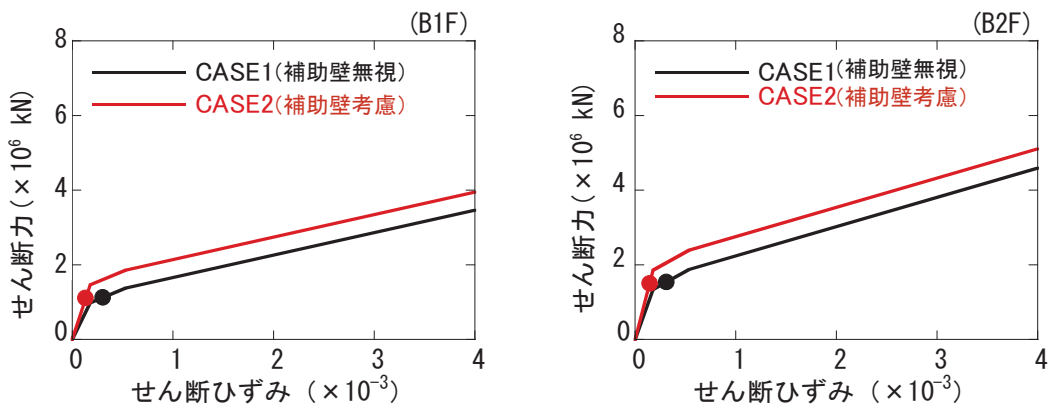
参図-6.4.4(e) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, NS 方向, B5F)



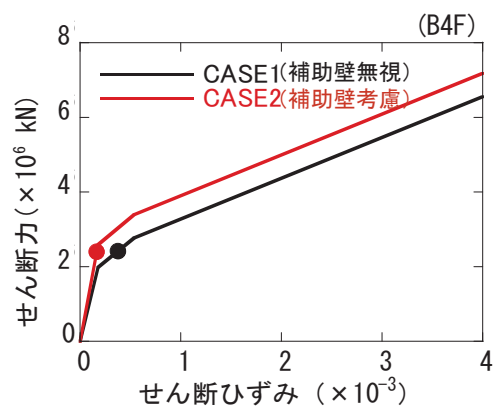
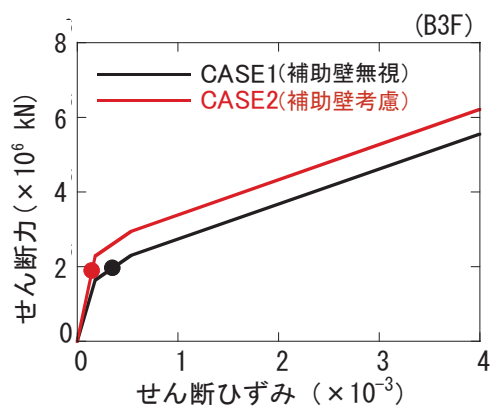
参図-6.4.5(a) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, EW 方向, CRF,3F)



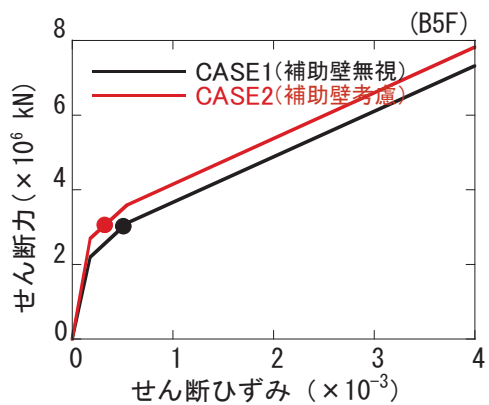
参図-6.4.5(b) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, EW 方向, 2F,1F)



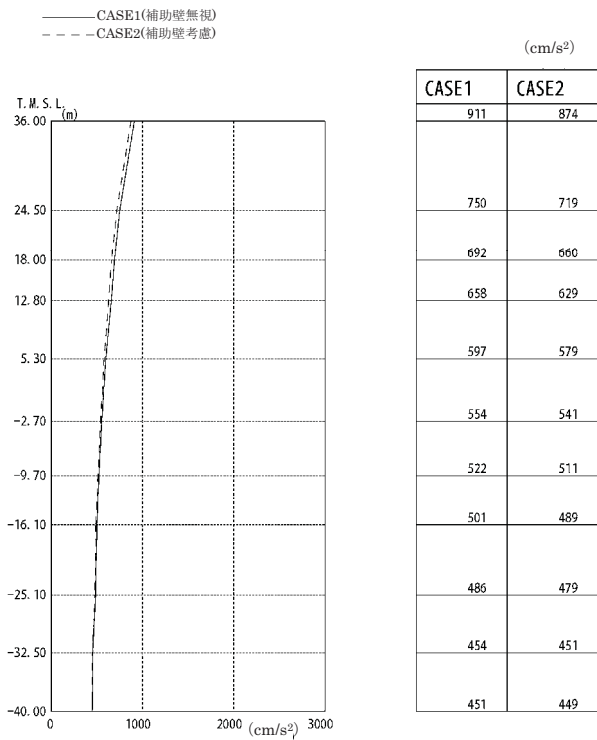
参図-6.4.5(c) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, EW 方向, B1F,B2F)



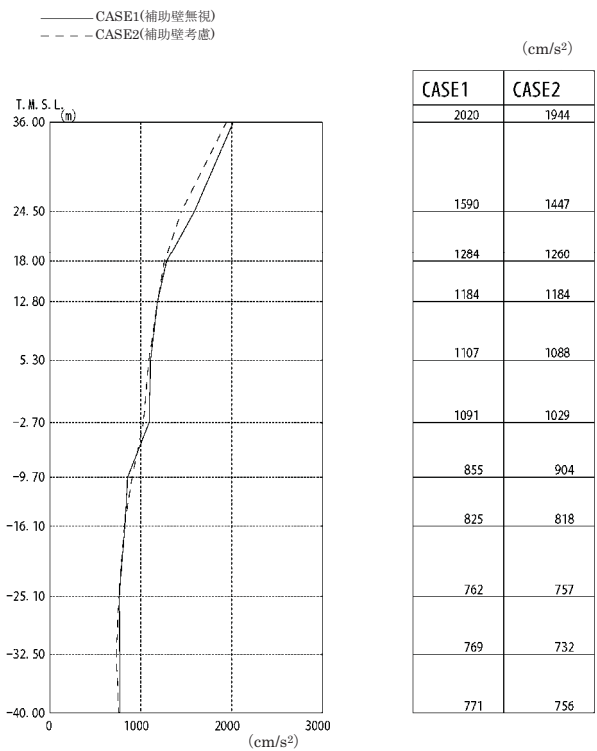
参図-6.4.5(d) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, EW 方向, B3F,B4F)



参図-6.4.5(e) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-1, EW 方向, B5F)



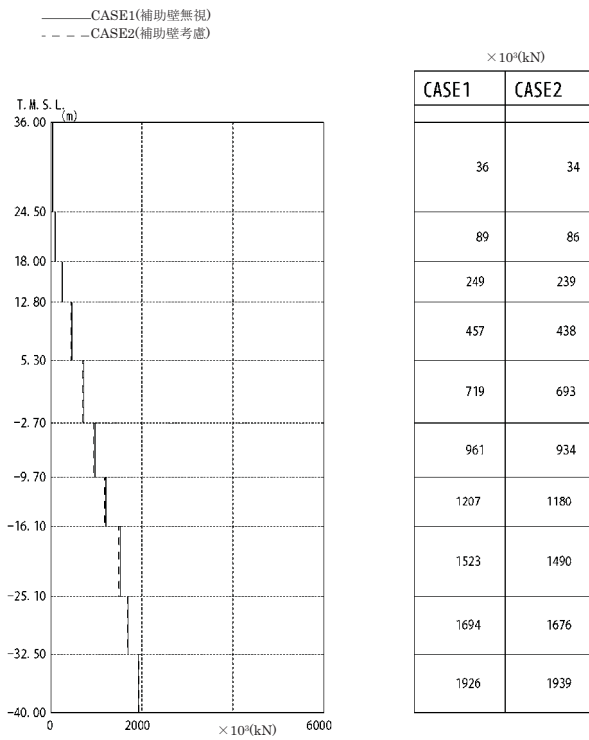
NS 方向



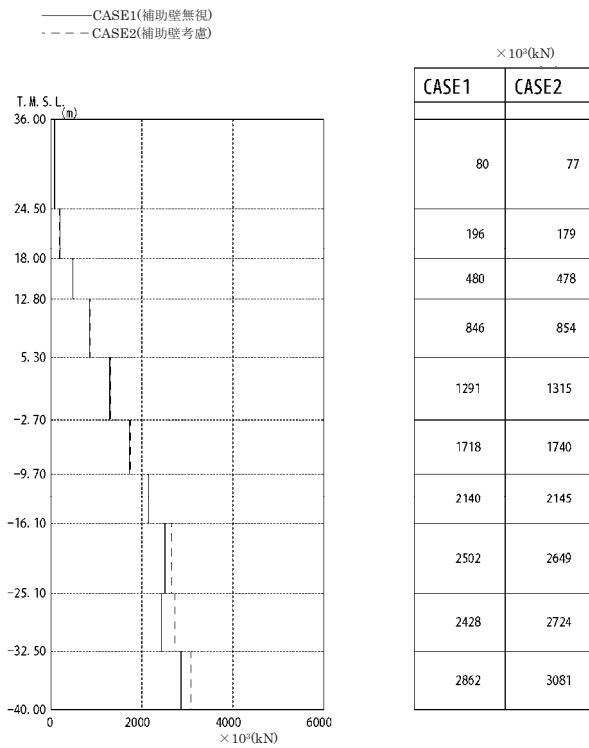
EW 方向

参図-6.4.6 最大応答加速度の比較 (Ss-2)



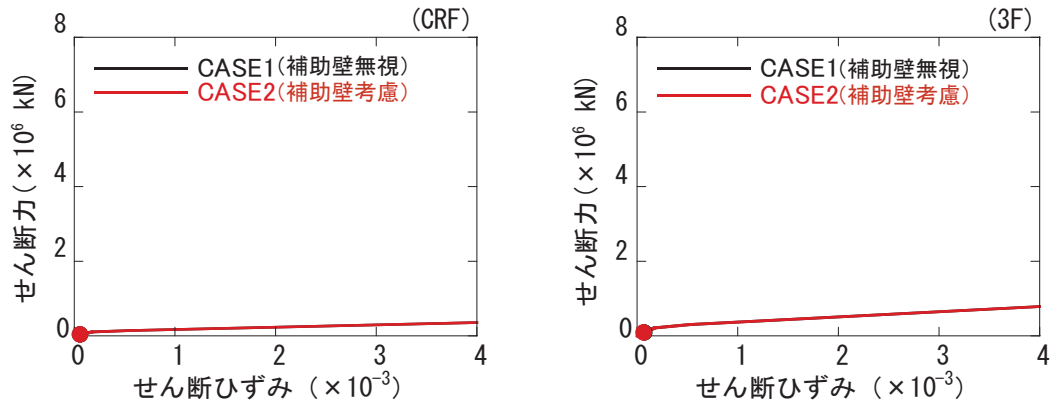


NS 方向

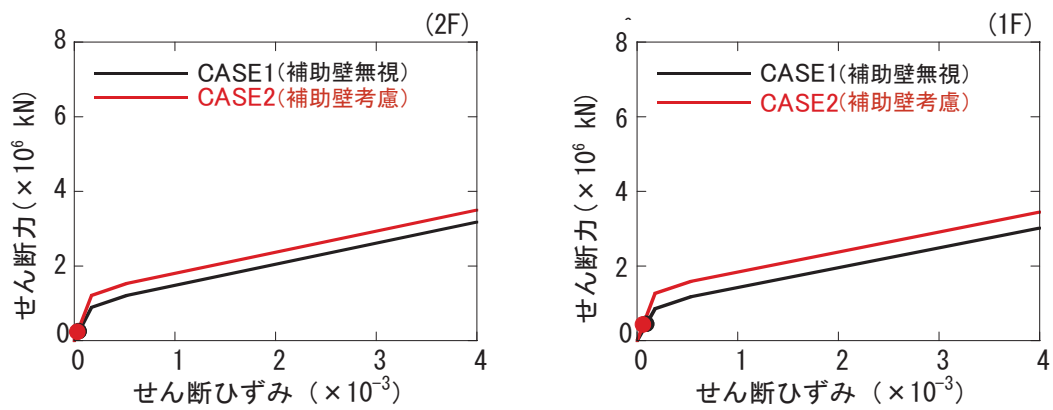


EW 方向

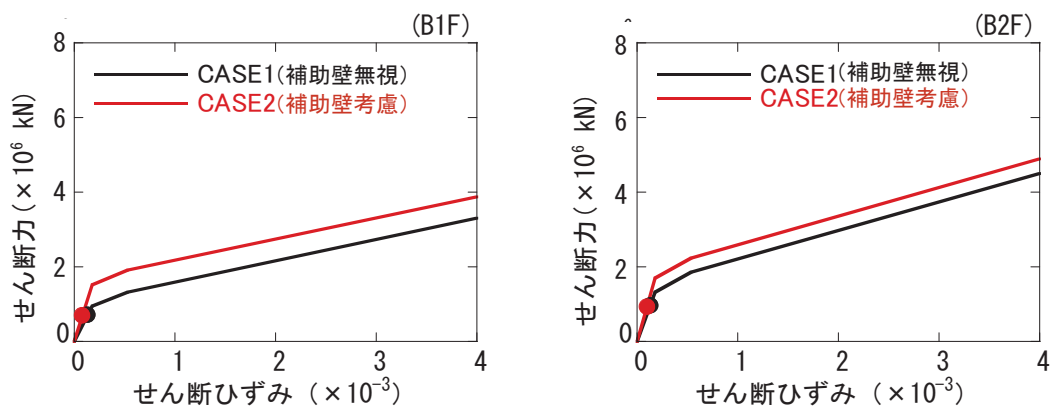
参図-6.4.7 最大応答せん断力の比較 (Ss-2)



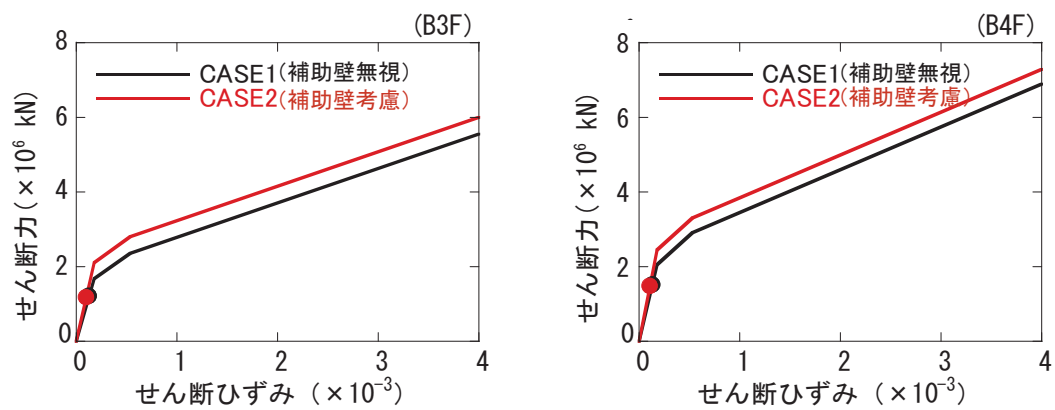
参図-6.4.8(a) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, NS 方向, CRF,3F)



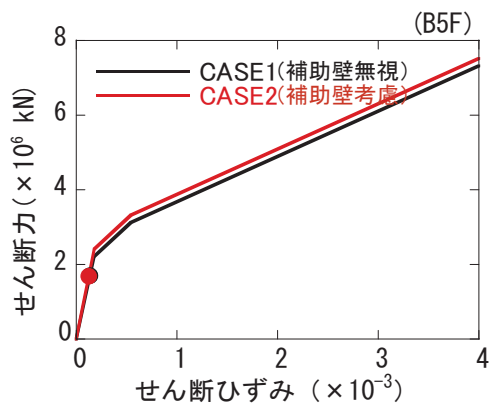
参図-6.4.8(b) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, NS 方向, 2F,1F)



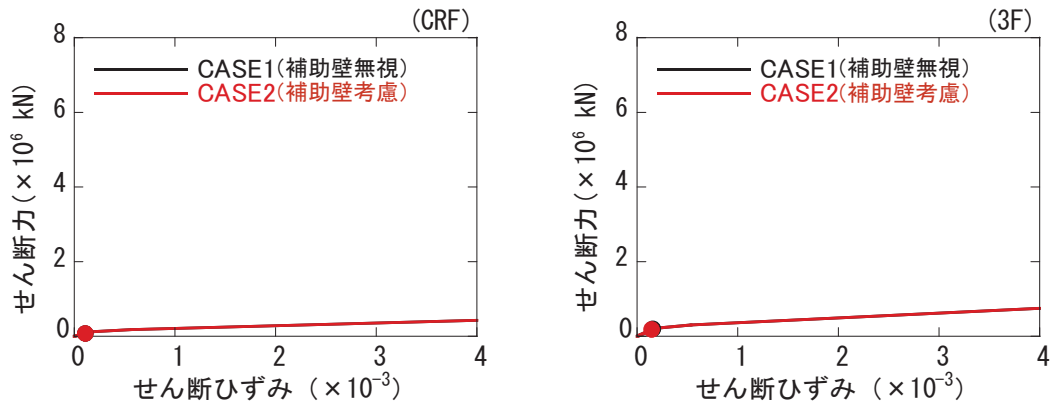
参図-6.4.8(c) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, NS 方向, B1F,B2F)



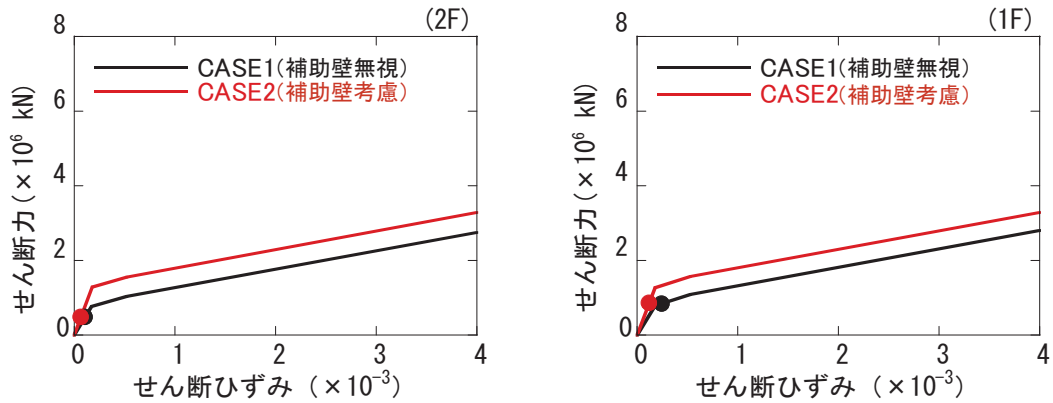
参図-6.4.8(d) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, NS 方向, B3F,B4F)



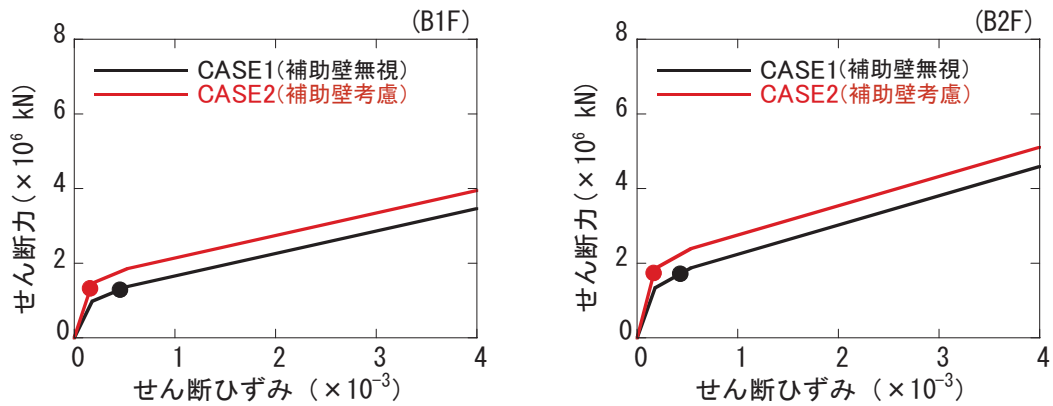
参図-6.4.8(e) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, NS 方向, B5F)



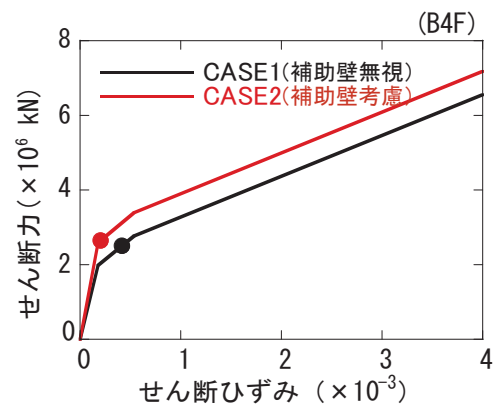
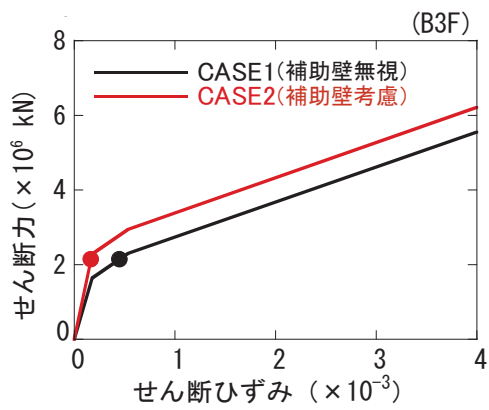
参図-6.4.9(a) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, EW 方向, CRF,3F)



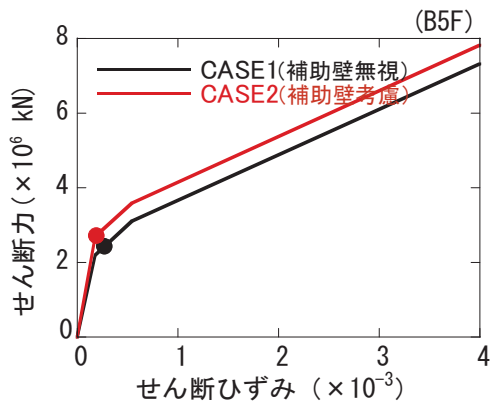
参図-6.4.9(b) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, EW 方向, 2F,1F)



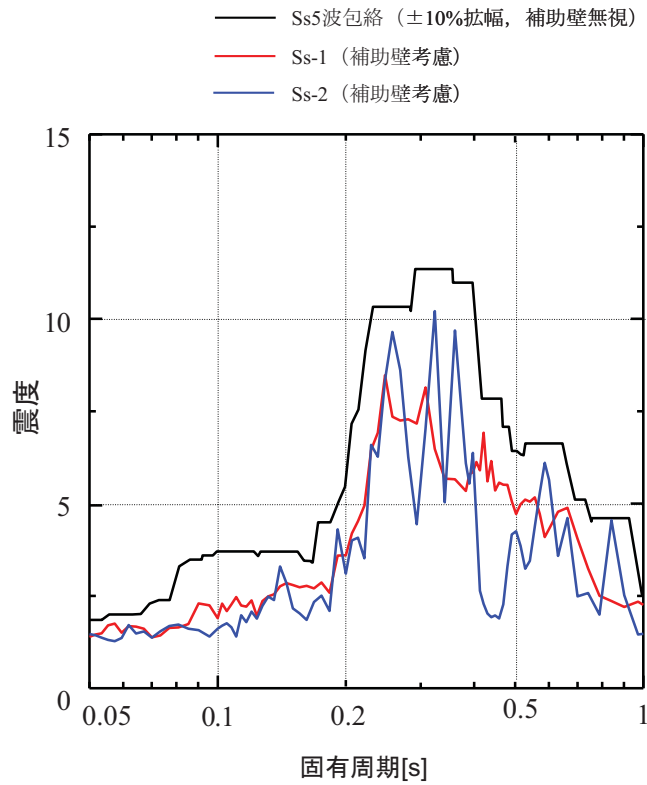
参図-6.4.9(c) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, EW 方向, B1F,B2F)



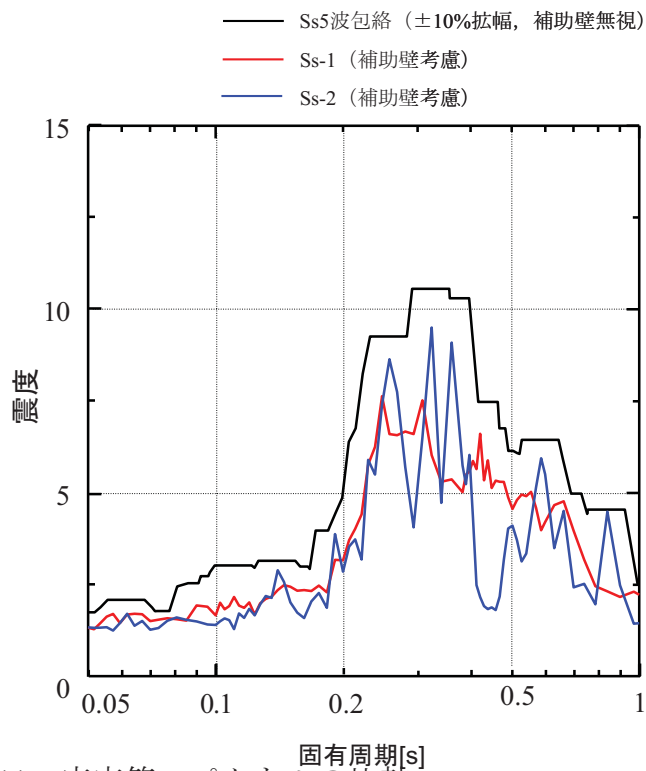
参図-6.4.9(d) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, EW 方向, B3F,B4F)



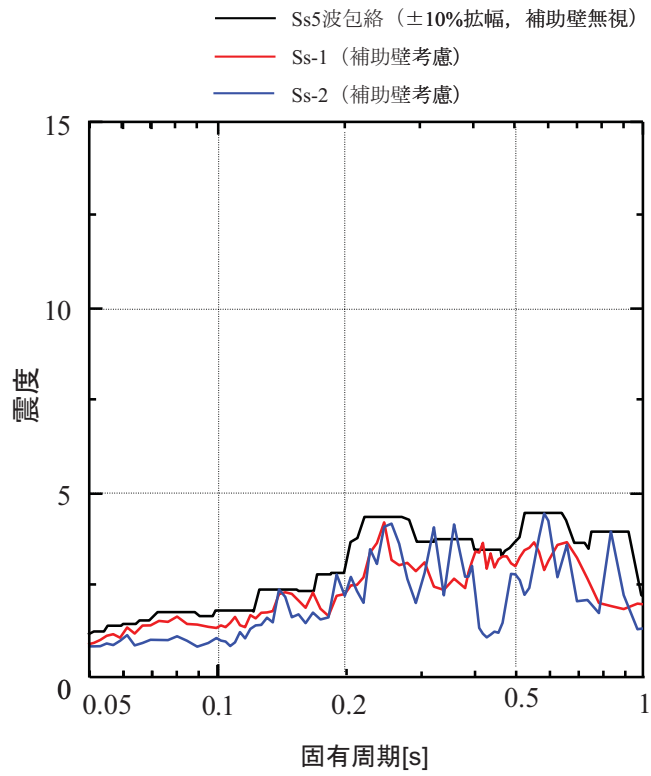
参図-6.4.9(e) せん断スケルトン曲線上の最大応答値の比較  
(Ss-2, EW 方向, B5F)



参図-6.4.10 床応答スペクトルの比較  
(T.M.S.L. 18.0m, 減衰 1.0%, 水平方向 (NS, EW 包絡))



参図-6.4.11 床応答スペクトルの比較  
(T.M.S.L. 12.8m, 減衰 1.0%, 水平方向 (NS, EW 包絡))



参図-6.4.12 床応答スペクトルの比較  
 (T.M.S.L. -32.5m, 減衰 1.0%, 水平方向 (NS, EW 包絡))

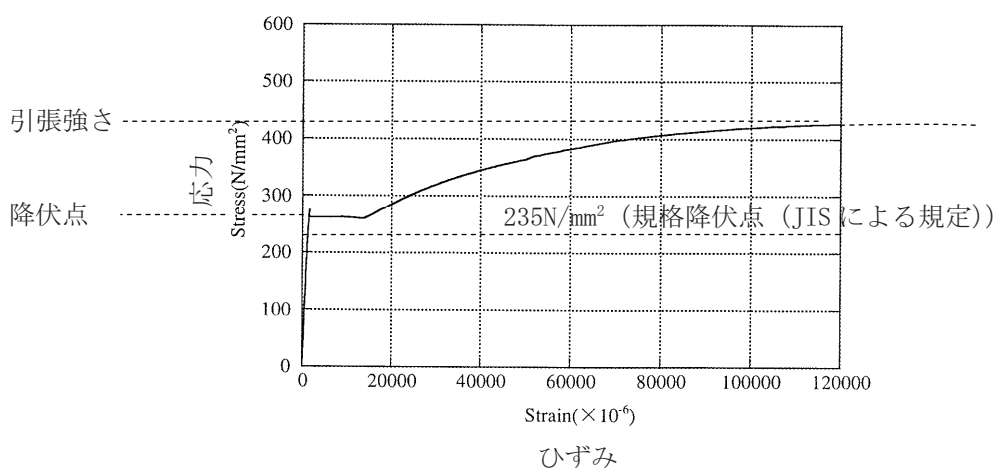
## 参考資料 6.5 屋根トラスの余裕に関する検討

### 1. はじめに

基準地震動  $S_s$  に対する屋根トラスの最大応力比が斜材で 0.98 となることを踏まえ、屋根トラスの耐震安全性に関する評価の考え方や応力比が最大となる部材の応力状態を確認するとともに、屋根トラス全体の余裕に関して検討を実施した。なお、当該部材を含む比較的余裕度が小さい部材の応力比が 1 を超えた場合の安全性について確認した。

### 2. 基準地震動 $S_s$ に対する評価の考え方

- 原子炉建屋の屋根トラスは、基準地震動  $S_s$  に対する機能維持部位としての検討を行い、崩壊しないこと等を確認することとしている。
- しかしながら、基準地震動  $S_s$  に対する耐震安全性評価においては、屋根トラスを構成する鉄骨部材が、概ね弾性範囲におさまっていることを確認している。
- 鉄骨部材の耐震安全性を判定する評価基準値としては、鋼材の許容応力度の基準値である  $F$  値を 1.1 倍した値を採用している。なお、 $F$  値とは、鋼材の許容応力度を決める際の基準値となる値であり、平成 12 年建設省告示第 2464 号によると、JIS 規格品の場合には、鋼材の降伏強度は  $F$  値を 1.1 倍した値とすることができるものとされている。



参図-6.5.1 鋼材の応力-ひずみ関係の例 (SS400)



### 3. 基準地震動 Ss に対する評価結果

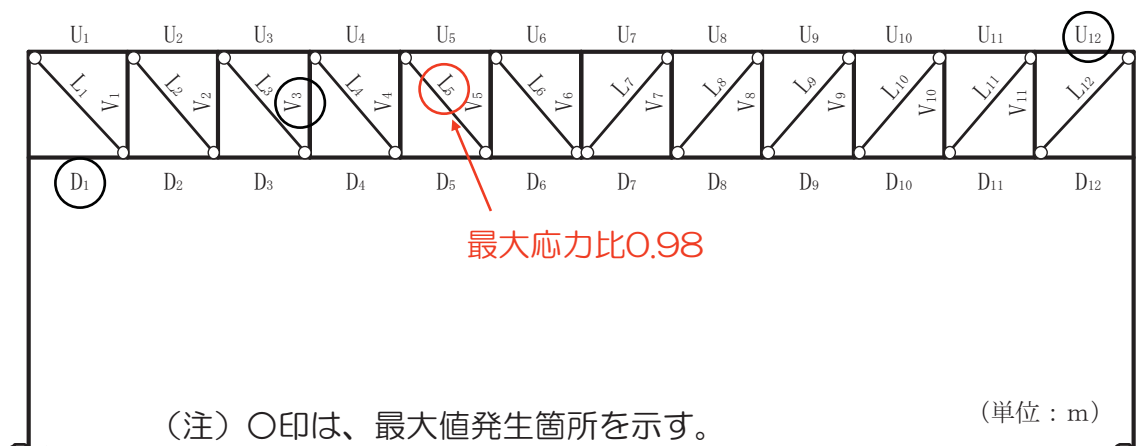
#### (1) 応力比が大きい部材の評価結果

基準地震動 Ss に対する評価結果としては、屋根トラスを構成する主トラス部材のうち、応力比が最も大きい部位を示している。(参図-6.5.2)

これによれば、最大応力比は、RF 通りの斜材で発生し、値は 0.98 となる。

なお、屋根トラスを構成する接合部の耐力については、F 値を 1.1 倍した母材の耐力を上回っている。

部材		発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	評価基準値 (N/mm <sup>2</sup> )	応力比	位置	使用部材
上弦材	(引張)	125.5	357	0.76	U <sub>12</sub>	H-428×407×20×35
	(曲げ)	144.1	357			
下弦材	(圧縮)	186.7	328	0.90	D <sub>1</sub>	H-428×407×20×35
	(曲げ)	115.9	357			
斜材	(引張)	250.6	258	0.98	L <sub>5</sub>	2[s-250×90×9×13
束材	(圧縮)	237.5	346	0.95	V <sub>3</sub>	H-300×300×10×15
	(曲げ)	92.6	357			

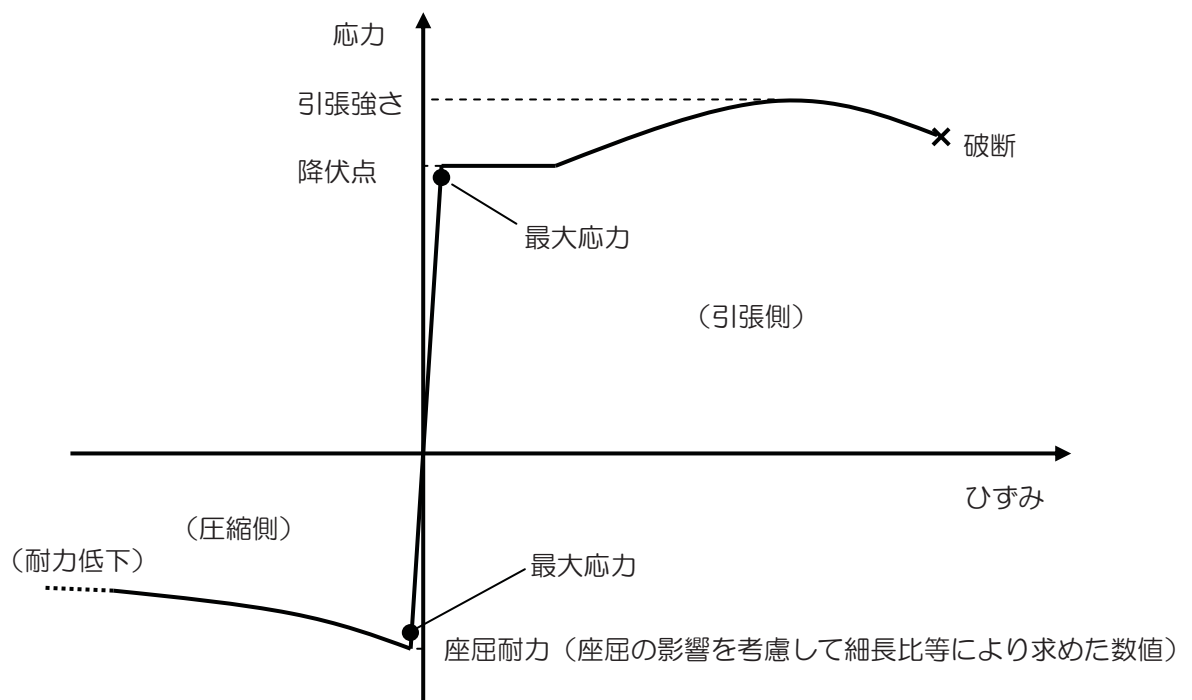


参図-6.5.2 基準地震動 Ss に対する評価結果 (RF 通り)

引張側の最大応力比 0.98 が発生した状態を，一般的な鋼材の応力－ひずみ関係上に示すと参図-6.5.3 のようになる。これによれば，引張側の最大応力発生部材は鋼材の降伏点に近いものの，耐力及び変形における余裕を有することが分かる。

なお，参図-6.5.3 には，圧縮側の最大応力比 0.95（曲げモーメントによる局部圧縮を含む）が発生した状態についても示している。これによれば，圧縮側の最大応力発生部材は鋼材の座屈耐力に近いものの，座屈耐力を超えた場合でも急激に耐力が低下することはないものと考えられる。

これらのことから，応力比が仮に 1 を超えた場合でも，その直後に当該の部材が破断や急激な耐力低下に至るわけではなく，架構として不安定になることはないものと判断できる。

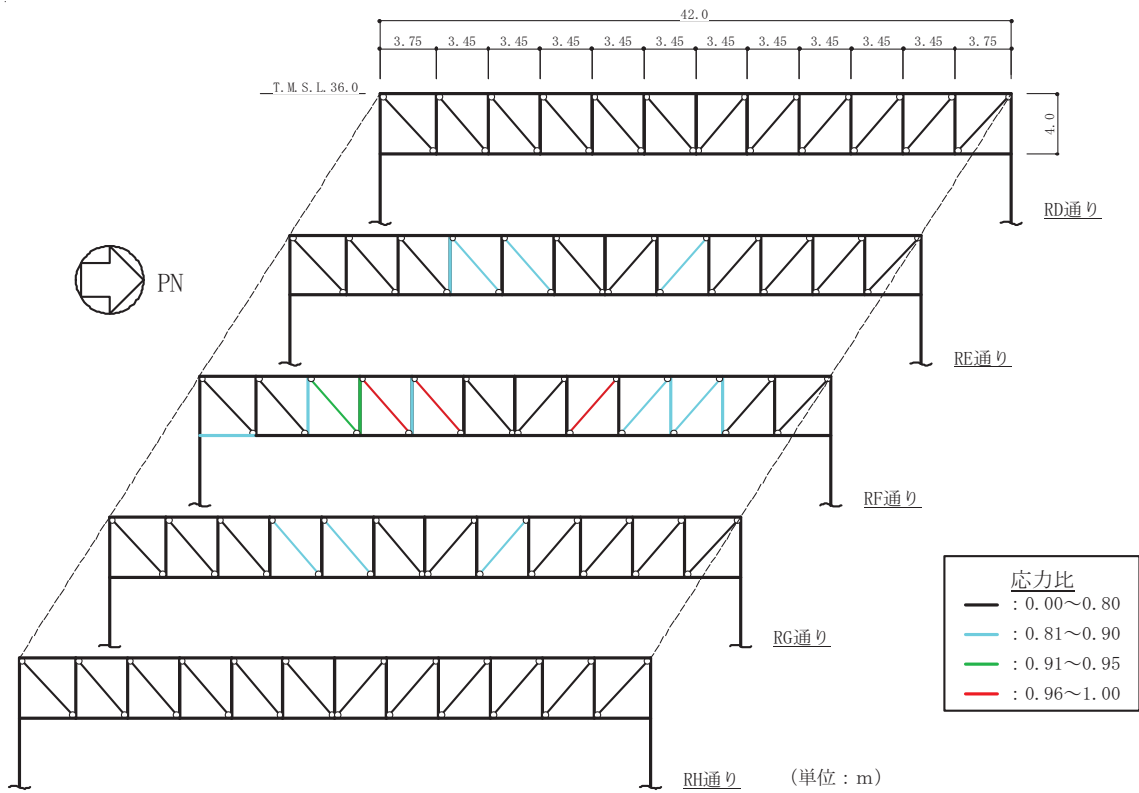


参図-6.5.3 一般的な鋼材の応力－ひずみ関係

(2) 屋根トラス全体の評価結果

RF 通りを含む屋根トラス全体の評価結果（応力比）を参図-6.5.4 に示す。

これによれば、応力比が比較的大きい部位は、RF 通りの中央部に集中している。



参図-6.5.4 屋根トラス全体の評価結果

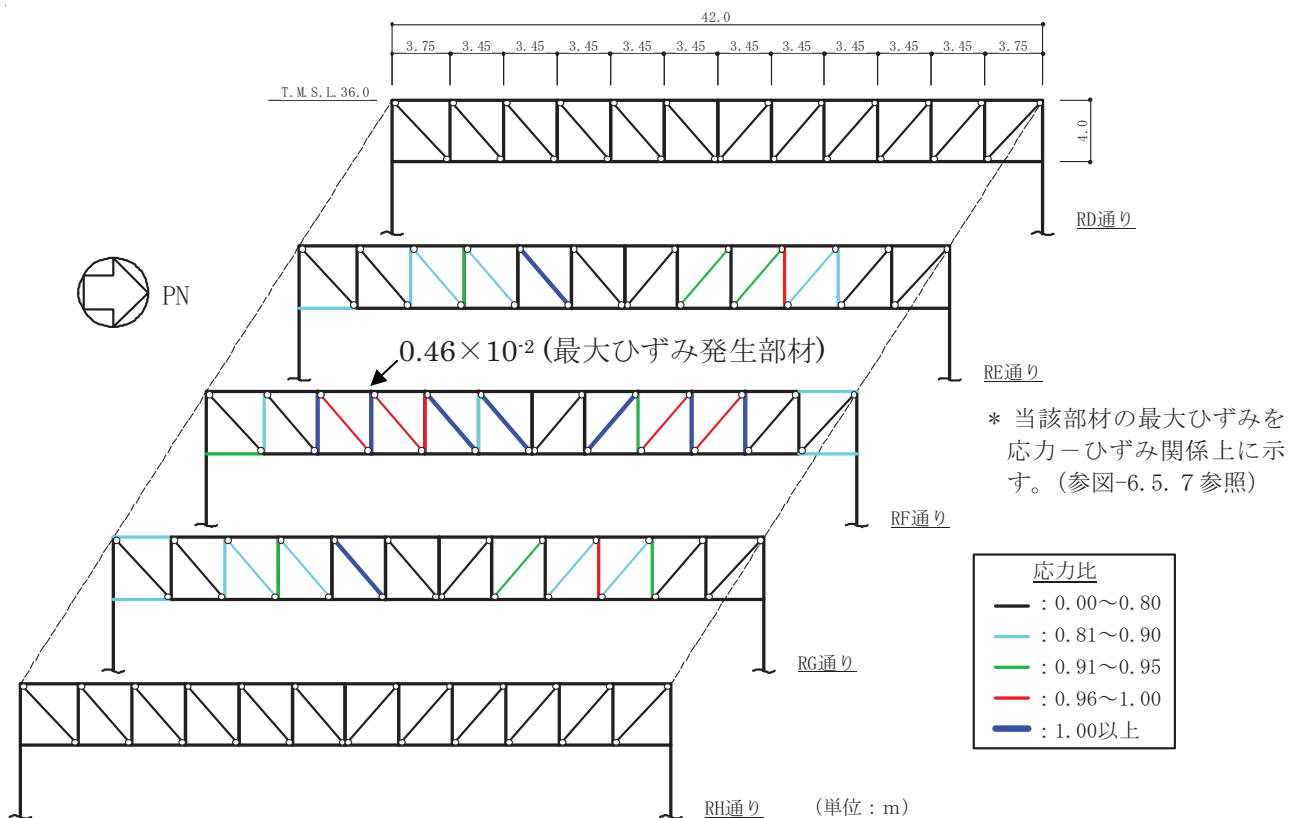
#### 4. 屋根トラス全体の余裕について

基準地震動  $S_s$  に対する評価結果では評価基準値を下回ることから屋根トラスを構成する部材は弾性状態にあると考えられる。

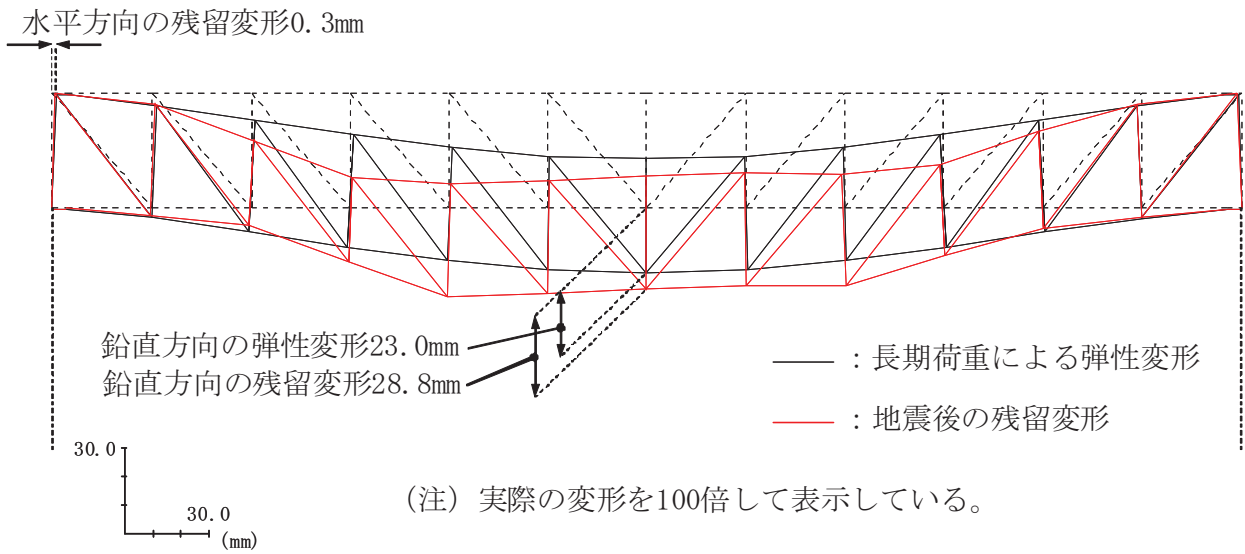
ここでは、仮に一部の部材が降伏した状態を想定するために、上記の評価における屋根トラスの立体架構モデルに入力した地震動を 1.1 倍に増大させ、その際の応力比の確認及び屋根トラス全体の耐震安全性について検討を行う。

これにより、一部の部材の応力比が 1 を超えた場合でも、架構として不安定にならないことを確認する。ここで応力比が 1 を超える部材には、繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を考慮できる修正若林モデルによる復元力特性を考慮し、塑性変形を考慮できるようにした。

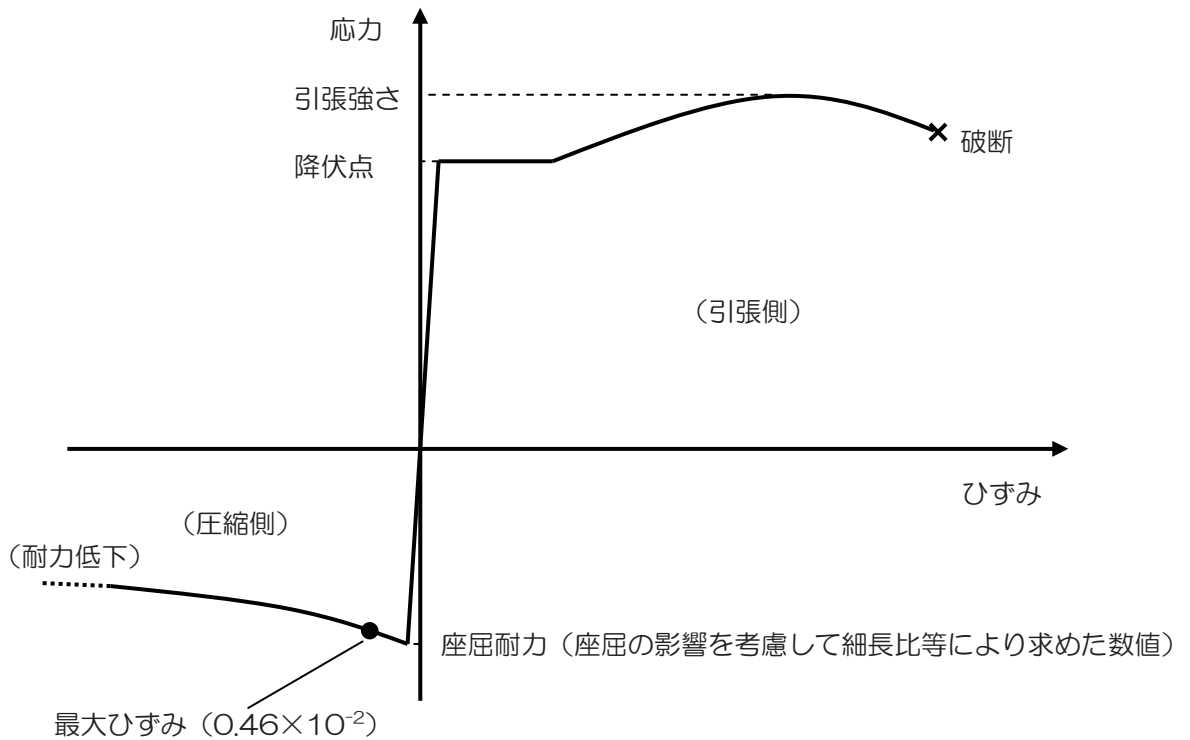
入力した地震動を 1.1 倍にした場合の、屋根トラス全体の評価結果（応力比）を参図-6.5.5 に示す。一部部材が塑性化するものの、塑性化に伴って生じるトラス架構の残留変形は、水平方向については、トラス上弦材端部で燃料取替床に対して約 0.3mm (1/10000 以下)、鉛直方向については、トラス中央部で約 28.8mm（地震前の長期荷重による弾性変形分 23mm を含んだ値）となる（参図-6.5.6 参照）。以上のことから、仮に一部部材が塑性化した場合でも、変形は多少進むものの架構としては安定しているものとする。



参図-6.5.5 屋根トラスの評価結果 (1.1×基準地震動  $S_s$ -1)



参図-6.5.6 屋根トラスのRF通りの変形図 (1.1×基準地震動 Ss-1)



参図-6.5.7 一般的な鋼材の応力-ひずみ関係上での最大ひずみ (最大ひずみ発生部材)

## 参考資料 6.6 排気筒の余裕に関する検討

### 1. はじめに

基準地震動  $S_s$  に対する排気筒の最大応力比が筒身部で 0.94 となることを踏まえ、排気筒の耐震安全性に関する評価の考え方を示すとともに、応力比が最大となる部位及びその周辺部材の応力状態を確認し、排気筒全体の余裕に関して検討を実施した。

### 2. 基準地震動 $S_s$ に対する評価の考え方

- ・排気筒は、筒身内部に SGTS 用排気筒を支持することから、排気筒を構成する部材である鉄塔および筒身を基準地震動  $S_s$  に対する機能維持部位として検討を行い、SGTS 用排気筒に有害な影響を与えないことを確認することとしている。
- ・しかしながら、基準地震動  $S_s$  に対する耐震安全性評価においては、排気筒を構成する部材が、概ね弾性範囲に収まっていることを確認している。

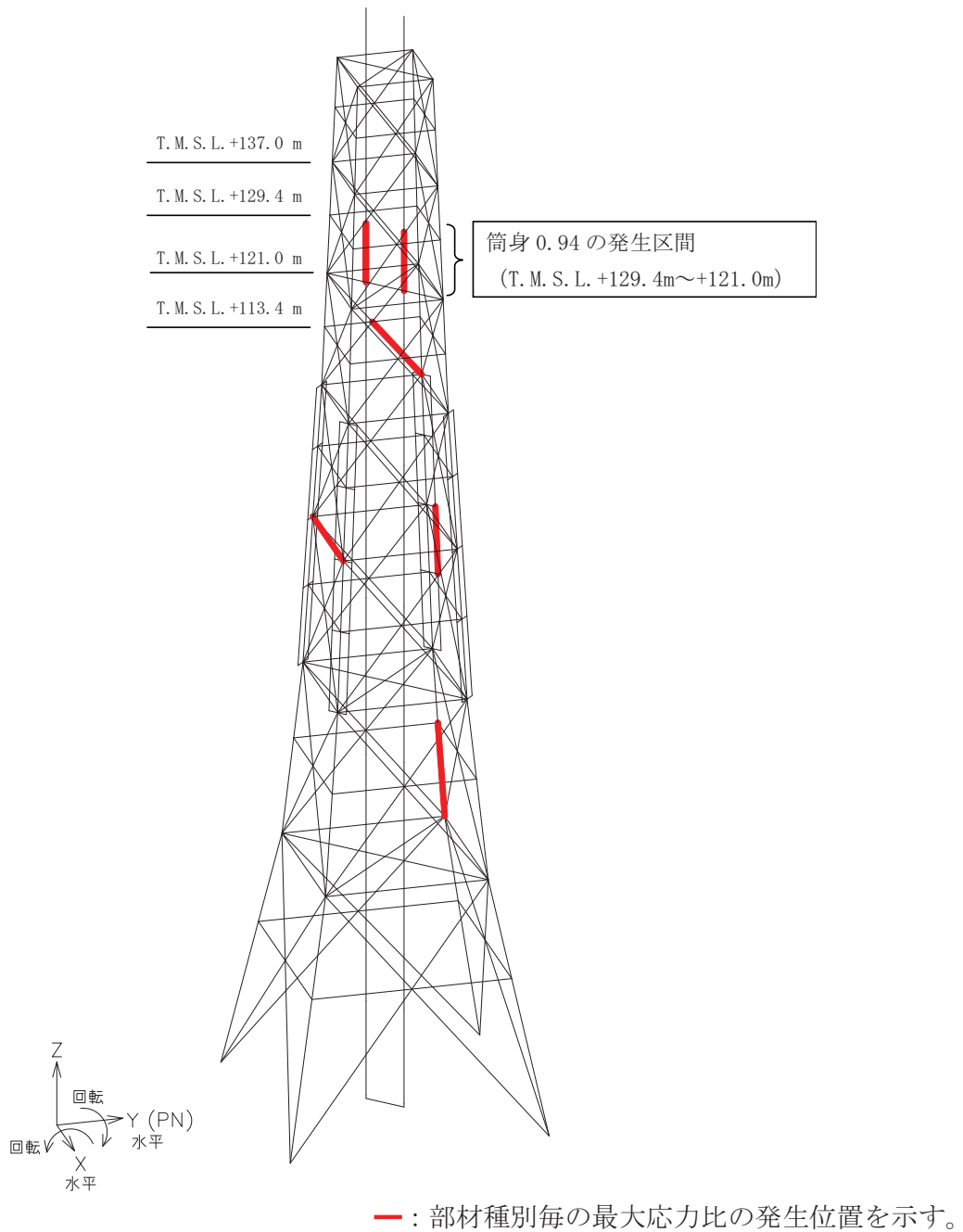
### 3. 基準地震動 $S_s$ に対する評価結果

参表-6.6.1 及び参図-6.6.1 に示すように、評価基準値に対する発生応力の比（以下、応力比という）が最大となる部位として 1 号機筒身の T.M.S.L.+129.4 m～121.0 m 区間（応力比：0.94）があげられる。

この部位は、T.M.S.L.+121.0 m 位置で筒身が鉄塔部に水平支持されている箇所であり、軸力（自重+地震時軸力）と地震時曲げモーメントを用いて断面検定をしているが、軸力の影響よりも曲げの影響が大きい部位となっており、軸力  ${}_s\sigma / {}_s f_c = 0.02$  に対して、曲げ  ${}_s\sigma_b / {}_s f_b = 0.92$  となっている。

参表-6.6.1 鉄塔部および筒身部における評価結果（最大応力比）

箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c + {}_s\sigma_b}{{}_s f_c + {}_s f_b}$
鉄塔	既存主柱材	14289	505	645.0	17142	221.6	29.5	351	357	0.72
	既存斜材	2296	—	86.30	733	266.1	—	335	—	0.80
	既存水平材	983	—	67.50	515	145.7	—	229	—	0.64
	追加柱材	1217	4	54.08	344	225.0	10.2	324	357	0.73
筒身	第1号機	535	24438	1191	125000	4.5	195.6	202	214	0.94
	第2号機	411	11078	750	64000	5.5	173.1	203	215	0.84
SGTS 用排 気筒	第1号機	279	2	94.0	920	29.7	2.2	204	235	0.16
	第2号機	277	2	94.0	920	29.5	1.9	204	235	0.16



参図-6.6.1 応力比が厳しい部位

#### 4. 排気筒全体の余裕について

基準地震動  $S_s$  に対する評価結果では評価基準値を下回ることから、排気筒を構成する部材は概ね弾性状態にあると考えられる。ここでは、念のため、最大の応力比となる当該区間及び直上下区間の筒身・鉄塔部材の応力状態と当該筒身部分の応力分布から、局所的な応力集中や座屈が進展するような状態にないことを確認する。

参表-6.6.2(1)～参表-6.6.2(3)に当該区間及び直上下区間の評価結果(応力比)を示す。

これによれば、直上下区間に厳しい部材はなく、排気筒全体としては、それほど大きな応力比となっておらず、耐震安全性は確保されている。

また、この筒身部は参図-6.6.2 に示すように、断面性能が等価となる線材に置換して地震応答解析モデルに組み込んで求めた軸力  $N$  と曲げモーメント  $M$  を用いて断面検定（平面保持仮定）している。この場合の応力状態は参図-6.6.3 と参図-6.6.4 に示すように、断面において、応力比が 0.94（最大）となる部分は局所的であり、かつ、軸力は小さく曲げが支配的であり、即座に座屈モードに至るような全断面圧縮状態にはなく、十分余裕のある応力状態であることが確認できる。

以上より、筒身や鉄塔は全体として十分な余裕があり、局所的な応力集中や座屈が進展するような状態ではなく、SGTS 用排気筒を支持する機能に影響は生じないと考えられることから、排気筒全体の耐震安全性は確保されているものと判断できる。



参表-6.6.2(1) 鉄塔部および筒身部における評価結果  
(直上区間 : T. M. S. L. +137.0 m ~ T. M. S. L. +129.4 m)

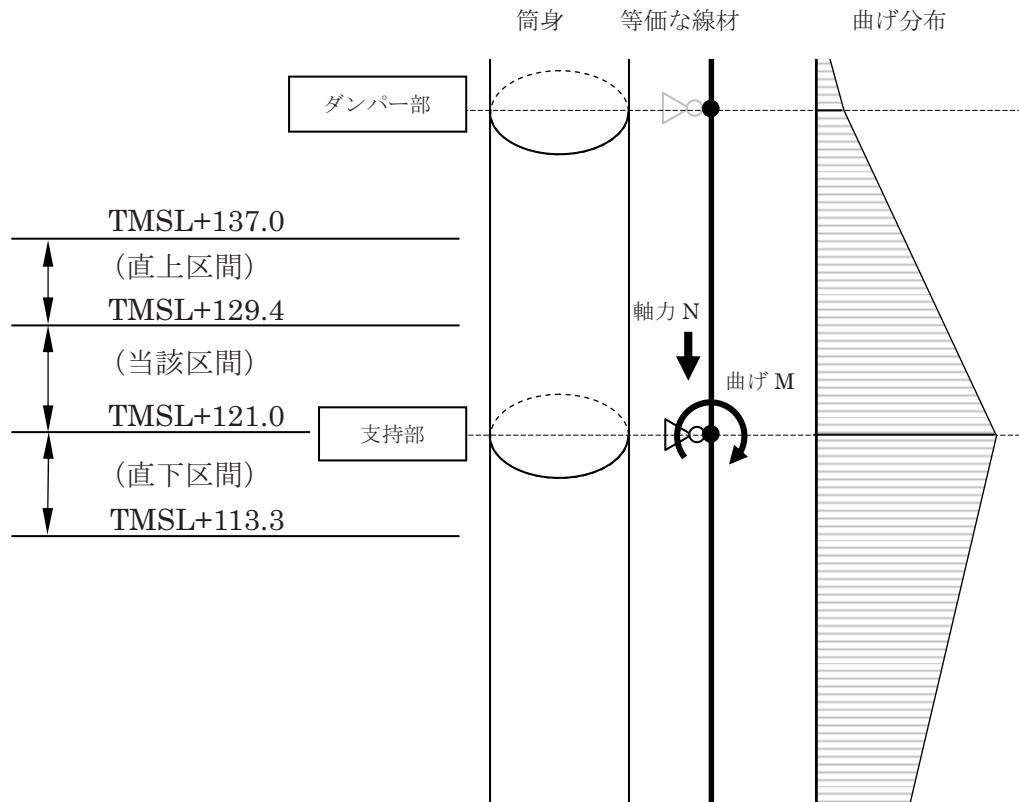
箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c + {}_s\sigma_b}{{}_s f_c + {}_s f_b}$
鉄塔	既存主柱材	2505.3	80.1	284.0	4499	88.3	17.9	339	357	0.32
	既存斜材	1233.8	-	86.3	733	143.0	-	297	-	0.49
	既存水平材	281.5	-	67.5	515	41.8	-	243	-	0.18
	追加柱材	-	-	-	-	-	-	-	-	-
筒身	1号機	570.2	16980.6	1191.0	125000	4.8	135.9	202	214	0.66
	2号機	423.3	7543.7	750.0	64000	5.7	117.9	203	215	0.58
SGTS 用排 気筒	1号機	53.8	16.7	94.0	920	5.8	18.2	215	235	0.11
	2号機	53.8	18.0	94.0	920	5.8	19.6	215	235	0.12

参表-6.6.2(2) 鉄塔部および筒身部における評価結果  
(最大応力比発生区間 : T. M. S. L. +129.4 m ~ T. M. S. L. +121.0 m)

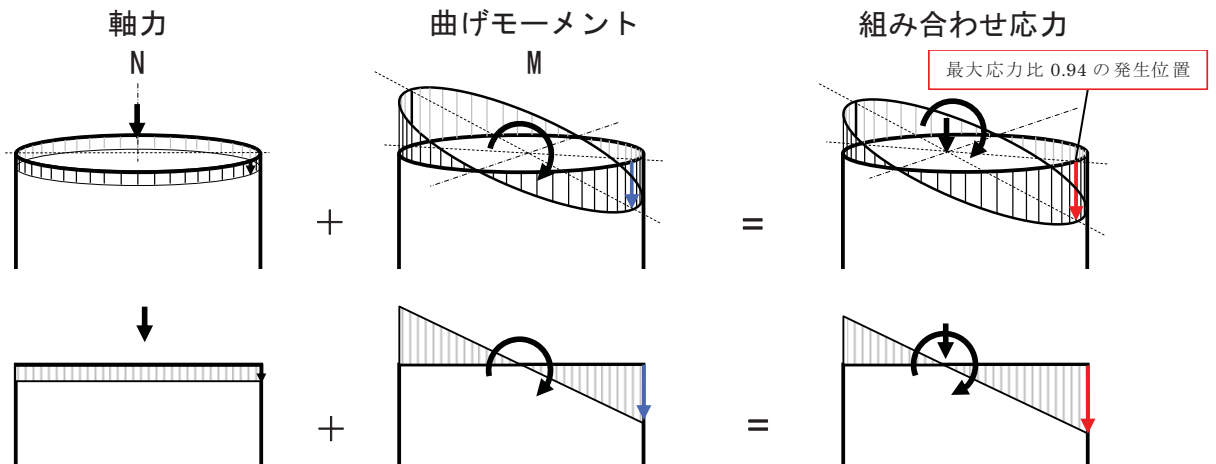
箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c + {}_s\sigma_b}{{}_s f_c + {}_s f_b}$
鉄塔	既存主柱材	2502.5	107.0	284.0	4499	88.2	23.8	336	357	0.33
	既存斜材	1287.9	-	86.3	733	149.3	-	283	-	0.53
	既存水平材	32.1	-	54.1	344	6.0	-	232	-	0.03
	追加柱材	-	-	-	-	-	-	-	-	-
筒身	1号機	535.4	24438.3	1191.0	125000	4.5	195.6	202	214	0.94
	2号機	410.7	11078.3	750.0	64000	5.5	173.1	203	215	0.84
SGTS 用排 気筒	1号機	53.8	16.7	94.0	920	5.8	18.2	215	235	0.11
	2号機	53.8	18.0	94.0	920	5.8	19.6	215	235	0.12

参表-6.6.2(3) 鉄塔部および筒身部における評価結果  
(直下区間 : T. M. S. L. +121.0 m ~ T. M. S. L. +113.3 m)

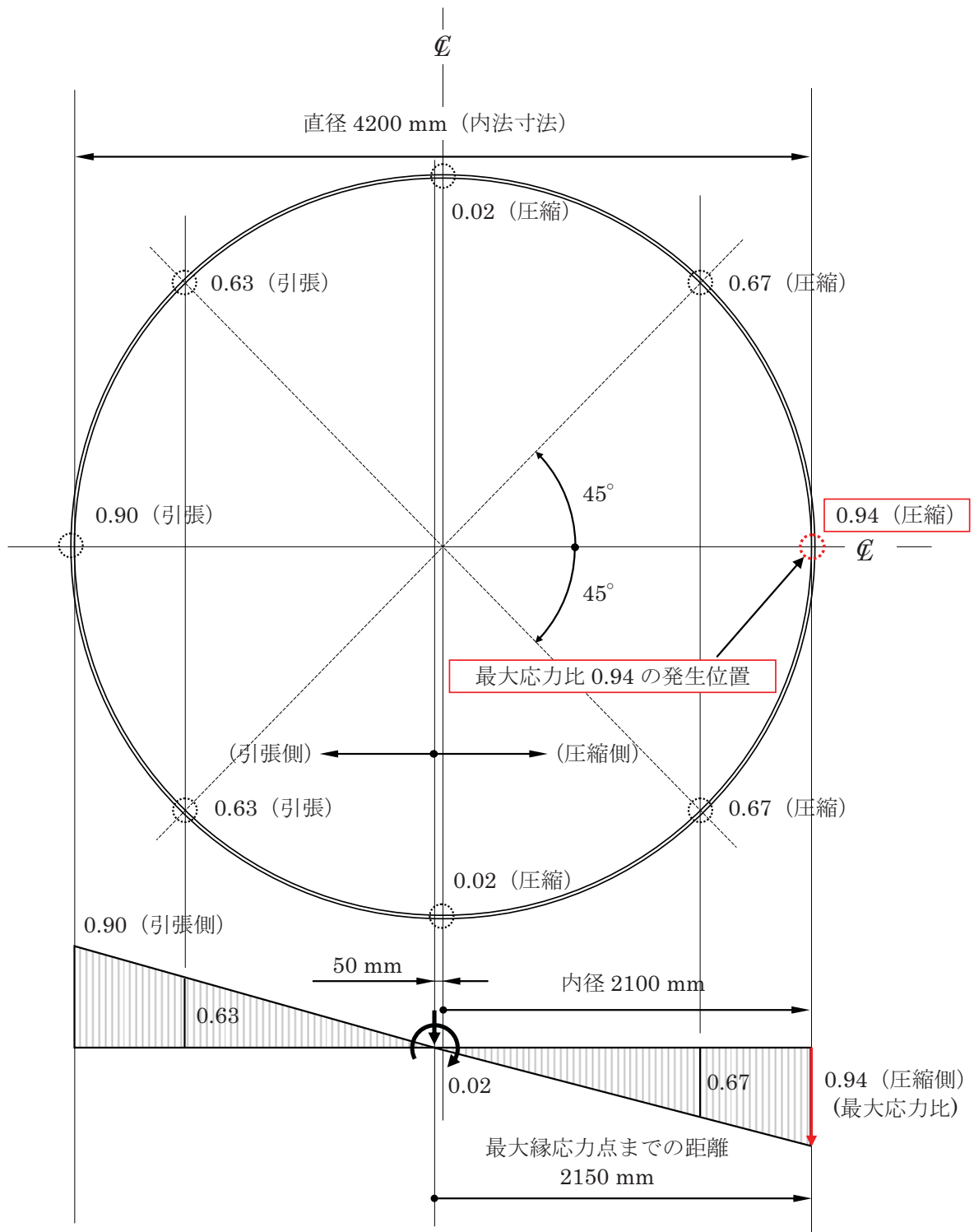
箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	Z ( $\times 10^3 \text{mm}^3$ )	${}_s\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	${}_s f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{{}_s\sigma_c + {}_s\sigma_b}{{}_s f_c + {}_s f_b}$
鉄塔	既存主柱材	5120.5	138.3	284.0	4499	180.3	30.8	339	357	0.62
	既存斜材	2226.0	-	86.3	733	258.0	-	337	-	0.77
	既存水平材	210.6	-	67.5	515	31.2	-	183	-	0.18
	追加柱材	-	-	-	-	-	-	-	-	-
筒身	1号機	789.4	24438.3	1324.0	139000	6.0	175.9	208	219	0.84
	2号機	925.6	10824.1	965.0	82000	9.6	132.1	216	226	0.63
SGTS 用排 気筒	1号機	75.0	16.7	94.0	920	8.0	18.2	215	235	0.12
	2号機	75.0	18.0	94.0	920	8.0	19.6	215	235	0.13



参図-6.6.2 筒身の支持部とその解析上の梁モデルの概念図



参図-6.6.3 組み合わせ応力分布の概念図



参図-6.6.4 平面保持仮定で求めた断面検定時の応力分布と応力比

## 参考資料 6.7 地震応答解析モデルの条件比較

基準地震動  $S_s$  に対する耐震安全性評価においては、中越沖地震後の健全性評価で使用した解析モデルから一部モデルを修正している。ここでは、健全性評価と耐震安全性評価のモデルの違いについて比較を行う。原子炉建屋に関して比較したものを参表-6.7.1 に、排気筒に関して比較したものを参表-6.7.2 に示す。なお、耐震安全性評価の排気筒の解析では、健全性評価で用いた JEAG4616 に基づく地盤ばねではなく、3次元薄層要素法に基づく地盤ばねを採用している。地盤ばねの算定方法を変更した理由と3次元薄層要素法による地盤ばねの算定方法の概要について、参図-6.7.1 に示す。

参表-6.7.1 原子炉建屋の地震応答解析の条件比較

		健全性評価	耐震安全性評価
モデル化条件		<p>考慮する地震動：基礎版上で観測された地震動 (水平・鉛直)</p> <p>建屋：質点系1軸モデル</p> <p>地盤：—</p> <p>相互作用：側面及び底面地盤ばね (水平・回転)により考慮 ただし、埋戻土は考慮しない</p> <p>入力動：(基礎版上の観測波)</p>	<p>考慮する地震動：基準地震動 <math>S_s-1 \sim S_s-5</math> (水平・鉛直)</p> <p>建屋：質点系1軸モデル</p> <p>地盤：—</p> <p>相互作用：側面及び底面地盤ばね (水平・回転)により考慮 ただし、埋戻土は考慮しない</p> <p>入力動：解放基盤で定義された地震動を一次元波動論により、建屋側面位置の入力動へ変換</p>
建屋モデル	モデル重量	中越沖地震時の状態を考慮した重量 <sup>*1</sup>	通常運転時重量+雪荷重
	コンクリートの材料物性	実強度44.1N/mm <sup>2</sup> に基づくヤング係数(2.90×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	同左
	剛性評価に考慮する壁	耐震壁+補助壁	耐震壁
	減衰定数	5%	5%
地盤モデル	底面ばね	水平・回転： 振動アドミッタンス	水平・回転： 振動アドミッタンス
	側面ばね	水平・回転： NOVAK	水平・回転： NOVAK
応答解析		弾性解析	弾塑性解析

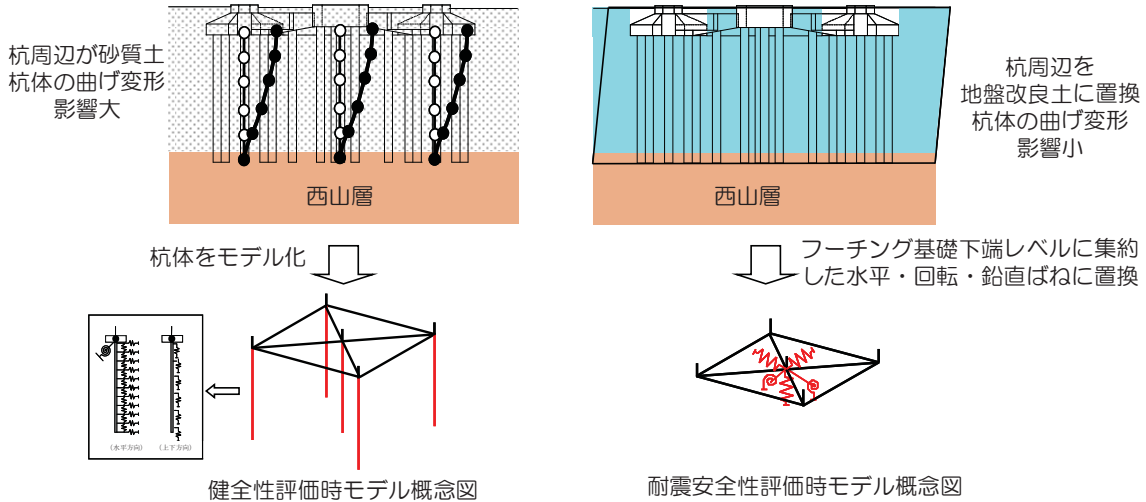
\*1 1号機は定検時の機器重量を考慮

参表-6.7.2 排気筒の地震応答解析の条件比較

		健全性評価	耐震安全性評価
モデル化条件		<p>考慮する地震動 中越沖地震時に1号機原子炉建屋基礎上で観測された記録に基づき作成した。(水平2成分、鉛直1成分) 構造物：3次元架構モデル 地盤：水平成層地盤 入力動：一次元波動論により求めた杭の各深さ位置における地震波 杭～地盤：杭体と杭周ばね</p>	<p>考慮する地震動 基準地震動Ss-1～Ss-5 (水平動、鉛直動) 構造物：3次元架構モデル 地盤：水平成層地盤 入力動：一次元波動論により求めた基礎下端(TMSL 0m)の地震波 杭～地盤：動的ばね 耐震強化工事(ダンパーの追加、一部区間に柱材を追加、表層部の地盤改良を実施)を反映</p>
解析モデル	材料物性 (上部鉄骨)	2.05 × 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> (SS400、SM490)	同左
	減衰定数	鉄骨部：2%	同左
	上部架構	3次元架構モデル	耐震強化工事(ダンパー追加、一部鉄塔の追加)を反映した3次元架構モデル
	杭	杭体を深さ方向にモデル化 (JEAG4616による地盤ばね)	基礎下端レベルに集約してモデル化 (3次元薄層要素法による地盤ばね)
地盤モデル	表層	埋め戻し土 (砂層)	地盤改良土 (セメント系固化材による)
	下層	西山層	同左
応答解析		弾性解析	弾性解析

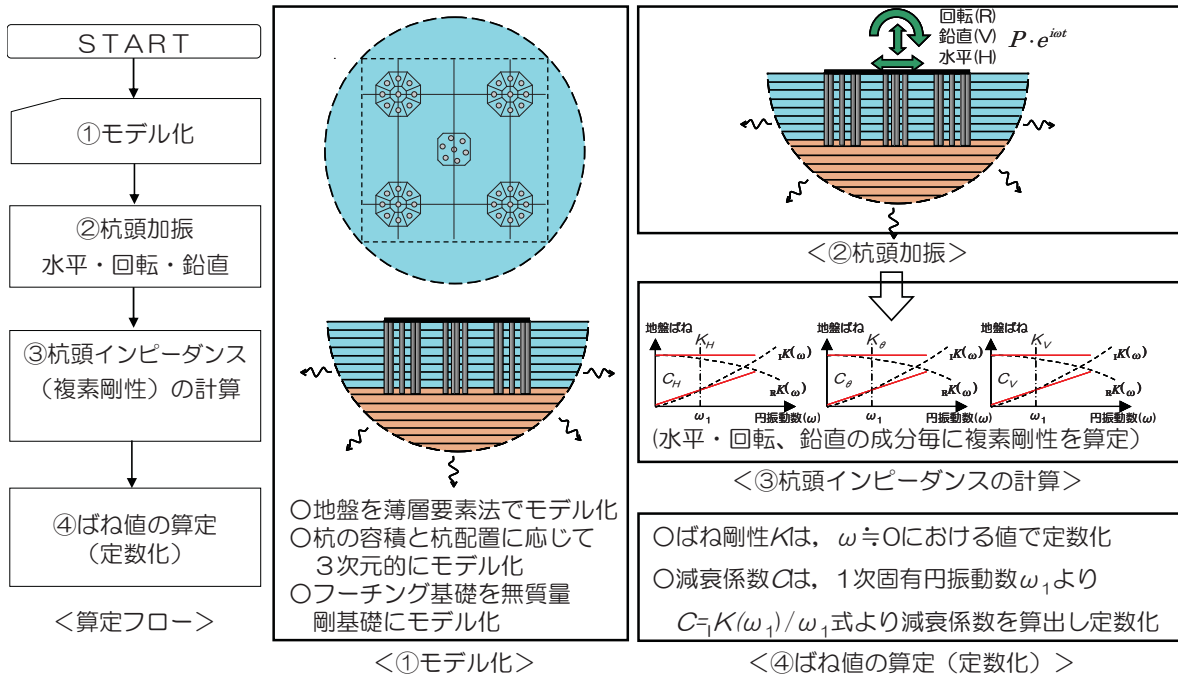
■排気筒の杭体のモデル化を変更した理由

- ・健全性評価時は、杭周辺の地盤が砂質土であり、杭の曲げ変形の影響が大きいため、フーチング毎に深さ方向に杭をモデル化している。
- ・耐震安全性評価時は、杭周辺の砂質土を地盤改良土に置換したため、地盤改良土のせん断剛性の影響が大きく、杭の曲げ変形が抑制され各フーチングが剛性の高い地盤改良土と一体となって挙動することから、フーチング基礎下端レベルに集約した水平・回転、鉛直成分の杭-地盤の動的相互作用ばねに置換して用いている。



■算定方法

3次元薄層要素法(\*)により鉄塔フーチング、筒身フーチング下の杭配置を考慮し、フーチング下端レベルでの杭頭インピーダンスを算定し、地盤ばね値を算定している。



\*地盤を薄い水平成層に分割して3次元に広がる地盤のモデルを用いて、地盤の波動伝播を、水平方向は解析的に考慮し、上下方向は有限要素法と同様に離散化して近似計算することにより、振動が地盤内に3次的に伝わる現象が評価できる手法である。

参図-6.7.1 排気筒の地盤ばねの評価