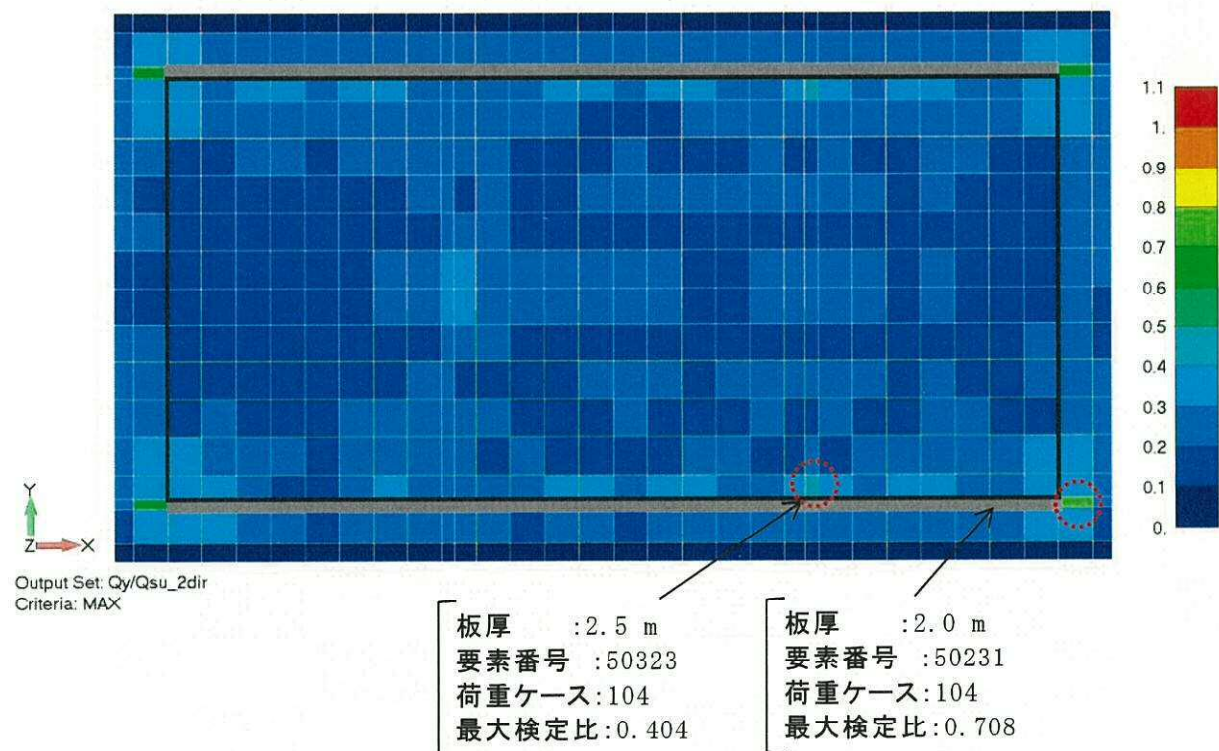


(a) 構造関係技術基準 2015 (修正荒川 mean 式)



(b) RC-N 規準 (短期許容せん断力算定式)

図 10-2 面外せん断力に対する検定比

( $Q_y/Q_{su}$ : 短辺方向, 全荷重ケースのうち最大, 2 方向入力)

※ 図中灰色部分は, 耐震壁直下のため評価対象外とする。



## 11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討

### 11.1 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋周辺の地下水位は、地表面（EL. 8.0m）に設定しており、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブ底面に浮力が作用する。本章では地下水による浮力を考慮した常時荷重に対し、基礎スラブが構造的に問題にならないことを確認する。

### 11.2 常時荷重に対する検討

#### 11.2.1 検討方針

地下水による浮力を考慮した常時荷重に対する応力解析に基づく基礎スラブの長期許容応力度に基づく必要鉄筋量が、設計配筋量以下となることを確認する。

#### 11.2.2 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 11-1 及び表 11-2 に示す。

表 11-1 コンクリートの長期許容応力度

設計基準強度 $F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮 ( $\text{N/mm}^2$ )	せん断 ( $\text{N/mm}^2$ )
23.5	7.83	0.725

表 11-2 鉄筋の長期許容応力度

鉄筋の種類	引張及び圧縮 ( $\text{N/mm}^2$ )	せん断補強 ( $\text{N/mm}^2$ )	使用箇所
SD390	215 (195*)	—	主筋

注記 \* : D29 以上の太さの鉄筋に対しては( )内の数値とする。



### 11.2.3 荷重及び荷重の組合せ

検討に用いる荷重は、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」にて設定している荷重とする。また、荷重組合せは表 11-3 の通り設定する。なお、浮力は固定荷重(G)に含む。

表 11-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
常時	G+E+P+S+CL

G：固定荷重

E：機器・配管荷重

P：積載荷重

S：積雪荷重

CL：クレーン荷重

### 11.2.4 検討結果

断面の評価結果を記載する要素を、以下の通り選定する。

軸力及び曲げモーメントに対する評価については、必要鉄筋量が最大となる要素を選定し、面外せん断力に対する評価については、せん断力が最大となる要素を選定する。選定した要素の位置を図 11-1 に、評価結果を表 11-4 に示す。

長期荷重において、軸力及び曲げモーメントに対する必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断力がコンクリートの長期許容せん断力を超えないことを確認した。



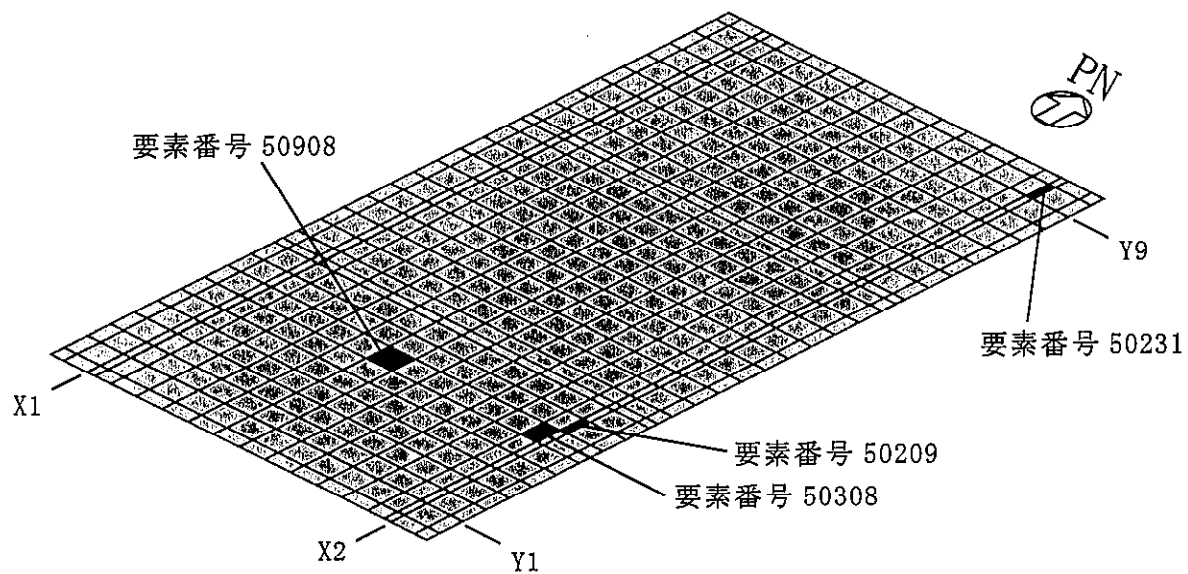


図 11-1 選定した要素の位置（基礎スラブ）

表 11-4 評価結果（基礎スラブ）

		評価項目	要素 番号	検定比	許容値	備考
軸力 ＋ 曲げ モーメント	NS 方向	必要鉄筋量/配筋量	50908	0.311	1.00	引張鉄筋
	EW 方向	必要鉄筋量/配筋量	50209	0.422	1.00	引張鉄筋
面外 せん断力	NS 方向	面外せん断力 /長期許容せん断力	50308	0.173	1.00	コンクリ ート
	EW 方向	面外せん断力 /長期許容せん断力	50231	0.198	1.00	コンクリ ート



補足-370-14 【タービン建屋の耐震性評価に関する補足説明】



## 目次

1. 概要.....	1
2. 地震応答解析モデルのモデル化について.....	2
2.1 各軸の分割と耐震要素.....	2
2.2 基礎構造部のモデル化について.....	6
2.3 入力地震動について.....	9
3. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果.....	10
3.1 地盤物性のばらつきの設定.....	10
3.2 固有値解析結果.....	10
3.3 地震応答解析結果.....	13
4. 原子炉建屋への影響の評価.....	20
4.1 建屋間の最大相対変位.....	20
4.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討.....	29
5. タービンペデスタルと建屋躯体の相対変位について.....	40
5.1 絶対値和による相対変位.....	40
5.2 時刻歴和による相対変位.....	45
5.3 ねじれによる影響.....	47

別紙 タービン建屋の EW 方向の地震応答解析結果



## 1. 概要

本資料は、タービン建屋の耐震性評価についての補足説明資料であり、以下の添付資料の補足説明をするものである。

・添付書類「V-2-11-2-13 タービン建屋の耐震性についての計算書」

以下、本資料の概要を示す。

第2章「地震応答解析モデルのモデル化について」では、多軸応答解析モデルにおける各軸の分割（支配領域）と耐震要素について示しており、耐震壁以外について、フレーム部の柱の復元力特性及び床ばねについて説明している。また、杭及びケーソンを有する基礎構造部のモデル化及び建屋への入力地震動（切欠き力も含む）に対する設定の考え方について説明している。

第3章「地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」では、地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果について、許容限界として設定した耐震壁の最大せん断ひずみ ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に十分に収まる結果を示している。

第4章「原子炉建屋への影響の評価」では、地盤物性のばらつきを考慮した上で原子炉建屋間との絶対値による最大相対変位を評価している。その評価結果として、絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランス (50 mm) を超過した。そのため、詳細な時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を評価した結果、地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した  $S_s-31$  地震時に最大 33.2 mm で、建屋間のクリアランス (50 mm) 以下となることを確認している。

また、原子炉建屋のねじれを考慮した検討では、絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランス (50 mm) を超過した。そのため、詳細な時刻歴相対変位は地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した  $S_s-31$  地震時に最大 30.9 mm であり、建屋間のクリアランス (50 mm) 以下となることを確認している。

第5章「タービンペデスタルと建屋躯体の相対変位について」では、主蒸気配管（タービン建屋内： $S_d$ 機能維持）に対する波及影響検討として、T/G 架台と建屋躯体の  $S_d$  地震時の接触の有無について評価している。その結果、絶対値和による T/G 架台と建屋躯体との最大相対変位は、 $S_d-31$  のタービン建屋質点レベル EL. 18.00 m において、クリアランス (25 mm) を超える。そのため、時刻歴相和による相対変位を求め、接触の有無について評価した結果、 $S_d-31$  地震時各質点の変位時刻歴と時刻歴和による相対変位の最大値は 2.39 mm でクリアランスの 25mm 以下となり、T/G 架台と建屋は接触しないことを確認した。

別紙1「タービン建屋の EW 方向の地震応答解析結果」では、タービン建屋の EW 方向（原子炉建屋に対して平行方向）について、NS 方向モデルと同様に、EW 方向についても解析モデル諸元等を示すとともに、地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を確認している。その結果、耐震壁のせん断ひずみは、Q-スケルトン上の第二折れ点以下に収まる程度であり、NS 方向加振時に許容限界として設定した耐震壁の最大せん断ひずみ ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に十分に収まることを確認した。



## 2. 地震応答解析モデルのモデル化について

### 2.1 各軸の分割と耐震要素

タービン建屋の地震応答解析モデル（NS 方向）を図 2-1 に示す。タービン建屋の中央部には T/G 架台が配置されているため、NS 方向の地震応答解析モデルは建屋部を東西南北の 4 軸に分割し、T/G 架台と合わせて 5 軸でモデル化し、T/G 架台を除く各軸は床の面内せん断剛性を考慮した床ばねで接続している。各軸の支配領域と耐震要素を図 2-2 に示す。

建屋南側の軸と EL. 28.00m 以上の北側の軸については、モデル化した領域内に耐震壁が存在しないため、柱部材の曲げせん断剛性を等価なせん断剛性に置換してモデル化している。等価なせん断剛性の算定式を以下に示す。

$$\begin{aligned}\frac{1}{K_e} &= \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_I} \\ K_s &= \frac{GA_s}{h} \\ K_s &= 2(1+\nu)G \frac{12I}{h^3}\end{aligned}$$

ここで、 $K_e$  は等価なせん断ばね定数を示し、 $G$  はコンクリートのせん断弾性係数、 $\nu$  はコンクリートのポアソン比、 $I$  は柱の断面二次モーメント、 $A_s$  は柱のせん断断面積、 $h$  は柱の高さを示す。

柱部材をモデル化した軸に対する復元力特性は、各柱部材のひび割れモーメント、降伏モーメント及び全塑性モーメントを算出し、これらのモーメントが材端に生じる時のせん断力を第一折点、第二折点、終曲点としている。また、柱部材をモデル化した軸は複数の柱部材で構成されるため、柱部材ごとに求めた復元力特性を合計し 3 折線で設定する。復元力特性の設定方法の概念図を図 2-3 に示す。

床ばねの算定領域を図 2-4 に示す。床ばね算定に当たっては、材長として東西の外壁から建屋中心までの距離を用いているため、軸間をつなぐばね定数は床の面内せん断変形を実状より大きく評価していることになる。したがって、原子炉建屋と接する南側の軸の変形については実状よりも大きく評価していることになる。



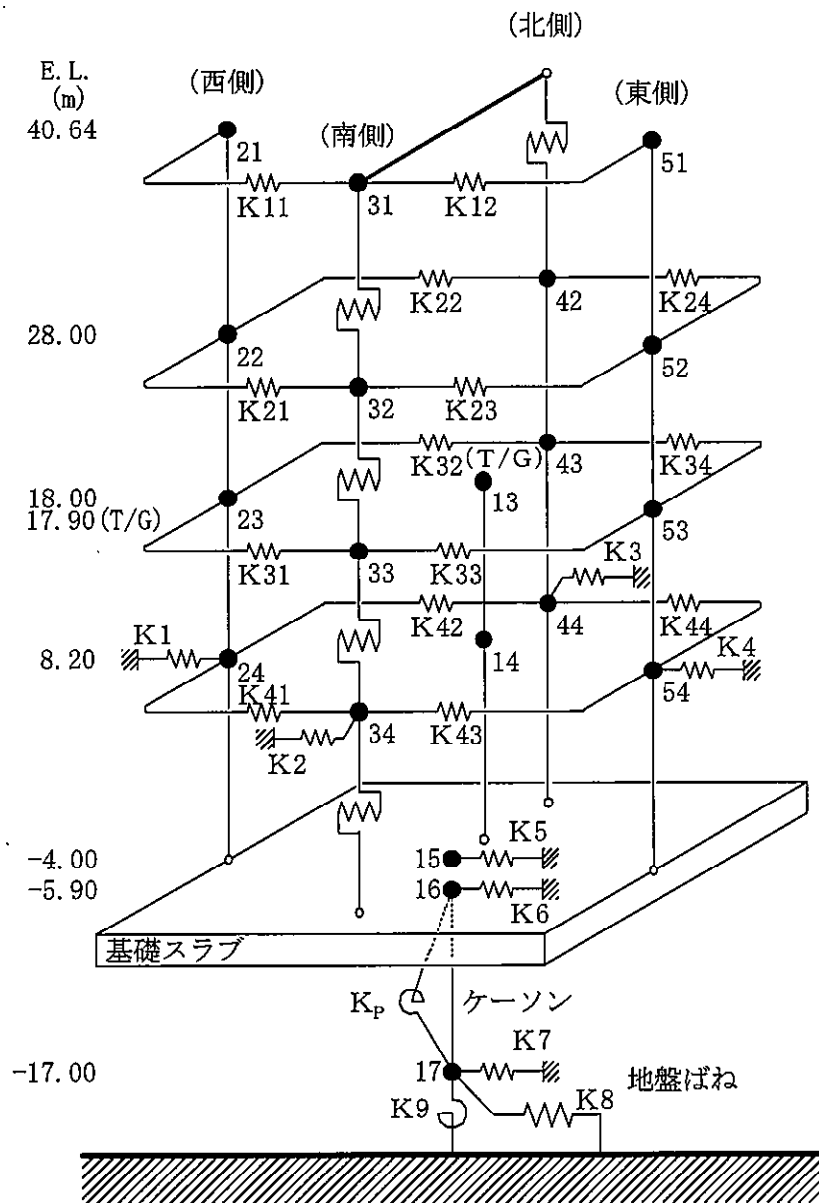


図 2-1  の地震応答解析モデル (NS 方向)



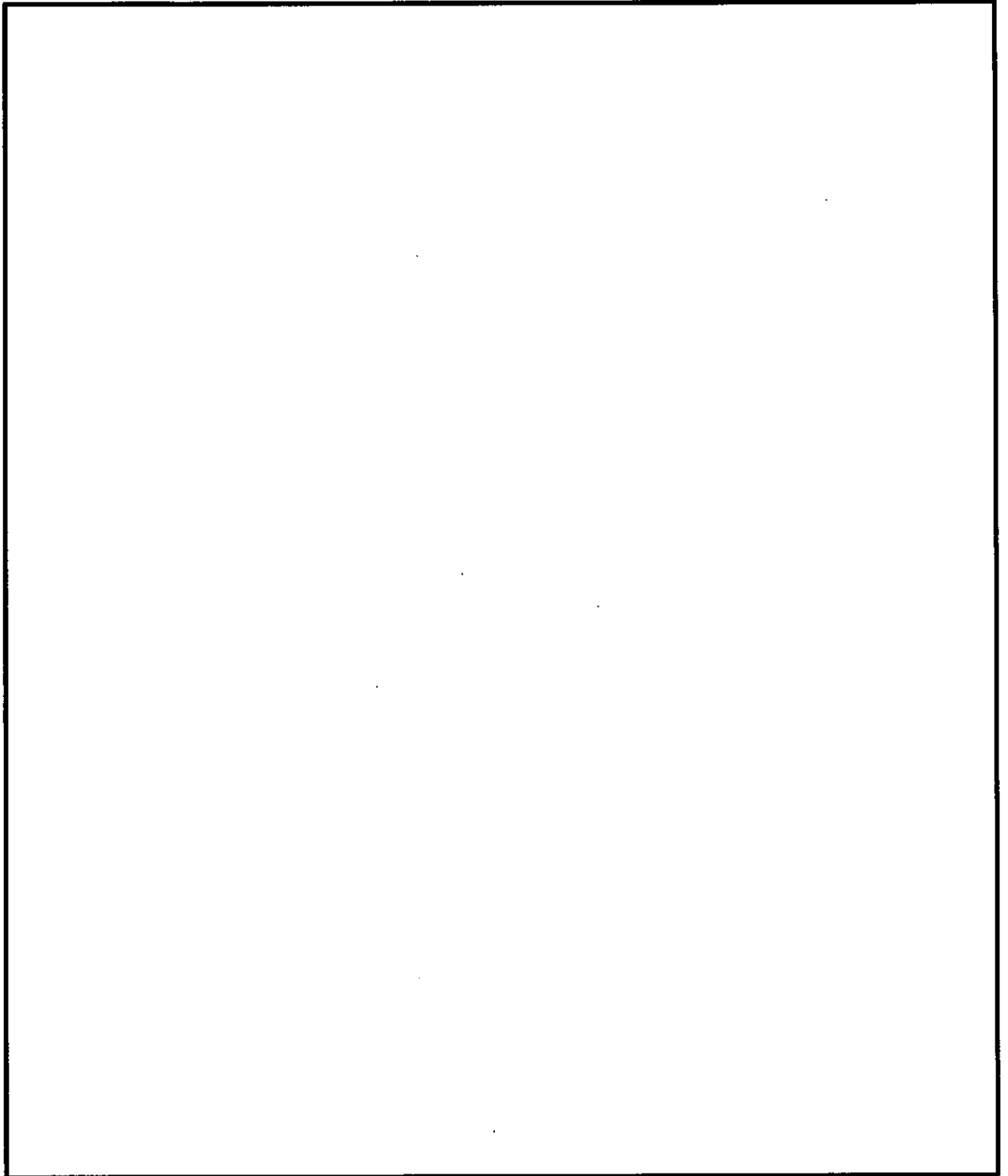


図 2-2 地震応答解析モデル(NS 方向)の各軸の支配領域と耐震要素



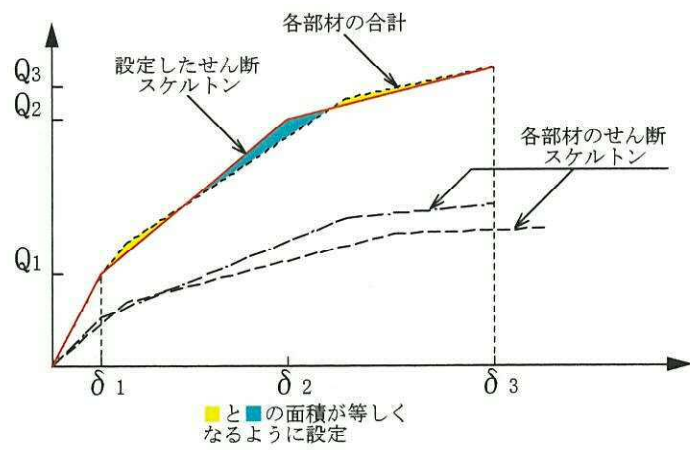


図 2-3 柱部材をモデル化した軸の復元力設定の概念図

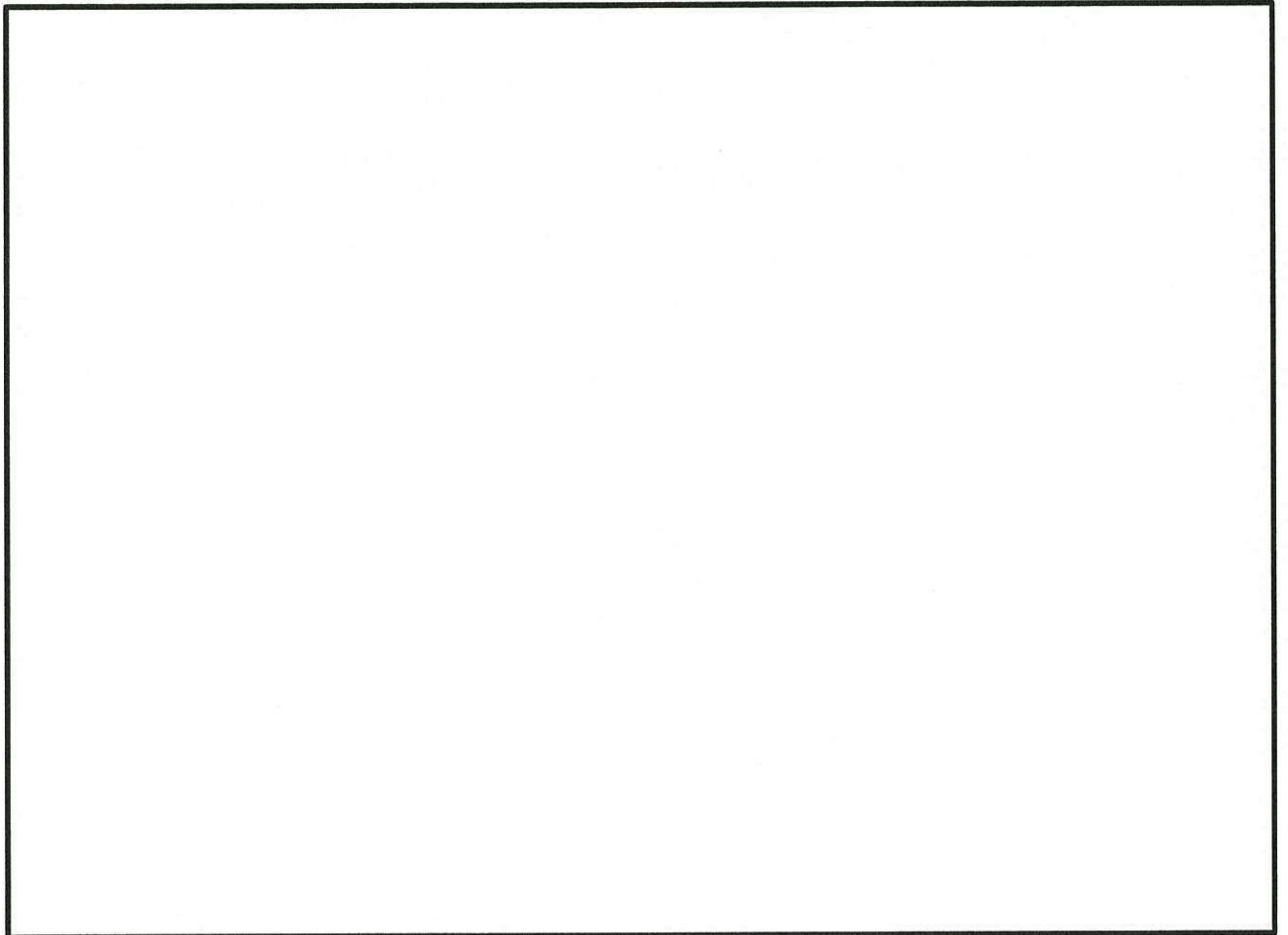


図 2-4 地震応答解析モデル(NS 方向)の床ばねの算定領域



## 2.2 基礎構造部のモデル化について

東海第二発電所タービン建屋の質点系地震応答解析モデルの EL. -4.0m~-17.0m の範囲（以下、基礎構造部という）のモデル化について説明する。タービン建屋は原子炉建屋に接する南側はケーソン、その他の外周部は場所打ちコンクリート杭を介して、砂質泥岩である久米層に支持されている。

タービン建屋の基礎伏図を図 2-5 に示す。タービン建屋の地下 1 階の NS 方向耐震壁のせん断断面積の合計は約 397 m<sup>2</sup> であり、ケーソンの加振方向と平行に配置された壁の断面積は 816 m<sup>2</sup> で、地下 1 階の耐震壁に対して約 2 倍のせん断断面積を有している。杭の断面積は軸部で 330 m<sup>2</sup>、底部で 790m<sup>2</sup> となっており、軸部の軸断面積のみでも地下 1 階の耐震壁のせん断断面積と同程度となっている。ケーソン及び杭はその断面積が地下部の耐震壁と比較しても大きく、埋戻土に設置されることから上部構造に生じる水平地震力と転倒モーメントは主に杭及びケーソンにより支持される。したがって、タービン建屋の基礎スラブ下端以深については、ケーソンと杭を周辺の地盤と一体となった地盤ばねとしてモデル化せず、せん断棒と回転ばねでモデル化する。ここで、せん断棒のせん断断面積にはケーソンの水平剛性のみを考慮し、回転ばねはケーソンと杭の軸剛性より求める。

ケーソン及び杭の下端には振動アドミッタンスより求めた底面地盤ばねをモデル化する。水平力は主にケーソンが負担し、転倒モーメントは杭とケーソンが負担するが、タービン建屋の地震応答解析は、原子炉建屋に与える波及的影響検討が目的であるため、地盤ばねの算定に当たってはケーソン部の外形面積と等価な矩形断面を用い、回転ばねの評価が実状より小さくなり、建屋のロッキングによる変形が大きくなるように評価する。図 2-6 に、基礎構造部のモデル化の概念図を示す。

ケーソンと杭は負担する地震力が異なるため、全体に生じる地震力が各々をモデル化した要素に伝達されるように、上端と下端に質点を設けることとし、各質点の負担重量は、質点間の中央高さで分割した支配領域の重量とする。図中の質点 16 は、基礎スラブ下端位置 (EL.-5.9m) の質点を表し、質点 16 の重量は基礎スラブ版厚中心より下部の重量と、ケーソンの中心深さより上部のケーソン及び杭の重量を集約している。質点 17 はケーソン下端位置 (EL.-17.0m) の質点を表し、質点 17 の重量はケーソンの中心深さより下部のケーソン及び杭の重量を集約している。なお、質点 15 は、基礎スラブ上端位置 (EL.-4.0m) の質点を表し、質点 15 の重量は、基礎スラブ版厚中心より上部の重量と 1 階の階高中央より下部の重量を集約している。

側面地盤ばねは、地盤ばねの取り付け質点レベル間の中央位置までを支配領域として考慮する。図中の K 5、K 6 および K 7 は側面地盤ばねを表し、K 5 は基礎上端と地表面の中央から基礎スラブ版厚中心までの地盤を、K 6 は基礎スラブ版厚中心からケーソンの中心深さまでの地盤を、K 7 はケーソンの中心深さからケーソン下端までの地盤を考慮した側方ばねとして設定している。ここで、図 2-6 に示すようにケーソンと杭は密に配置されていることから、ケーソン間ならびにケーソン及び杭間の地盤は一体で挙動するものとして、側面地盤ばねは建屋外形に基づき算定している。

一方、K 8 は底面地盤ばね（水平）を表し、ケーソンの外形に基づいた矩形の基礎（NS：62.0m×EW：64.6m）に対して算定している。また、K 9 は底面地盤ばね（回転）を表し、杭が軸力を負担することからケーソンおよび杭を含めた建屋外形に基づいた矩形の基礎（NS：



71.0m×EW：105.5m）に対して算定している。

$K_p$  は、杭の軸剛性を回転ばねに置き換えたばねで、ケーソンおよび杭の図心位置を回転中心とし、杭の軸剛性および図心間距離に基づき剛性を算定している。



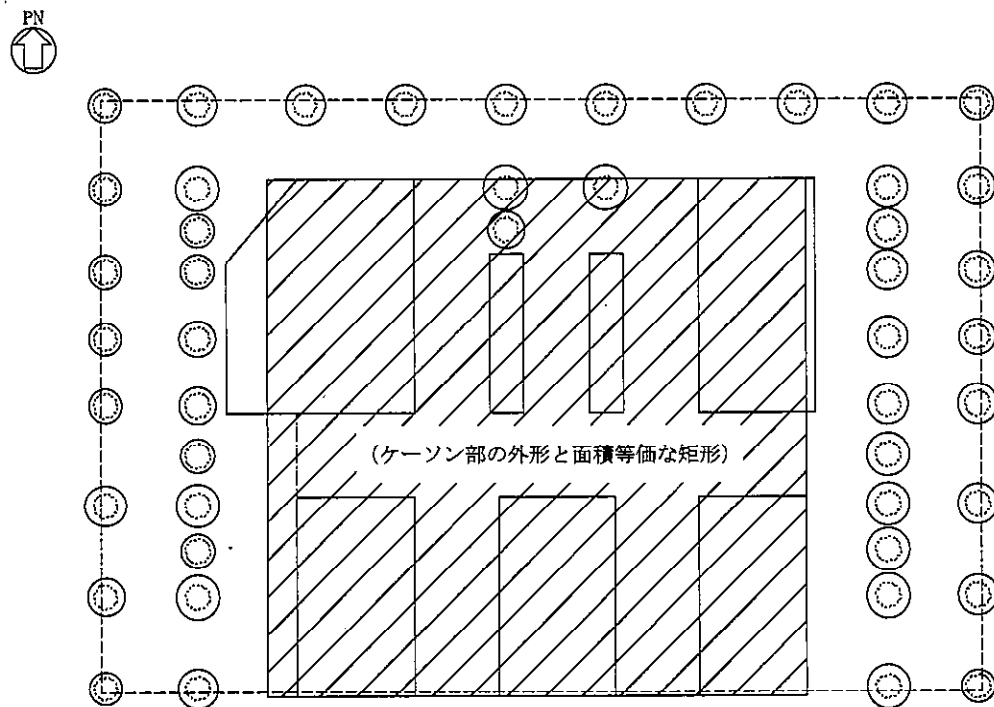
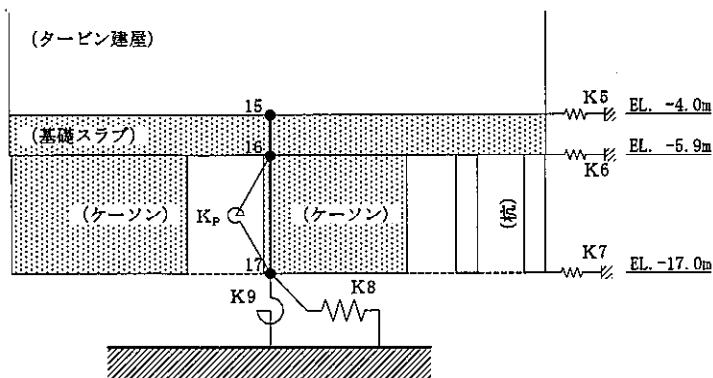
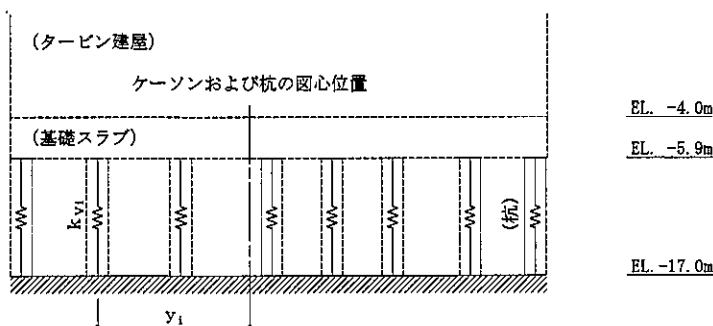


図 2-5 タービン建屋の基礎伏



- 質点 15 : 基礎下端質点  
 質点 16 : 基礎下端質点  
 質点 17 : ケーソン下端質点  
 K5 : 建屋および基礎スラブの側面地盤ばね  
 K6 : 基礎スラブおよびケーソンの側面地盤ばね  
 K7 : ケーソンの側面地盤ばね  
 K8 : 底面地盤ばね (水平)  
 K9 : 底面地盤ばね (回転)  
 K<sub>p</sub> : 杭の軸剛性を置き換えた回転ばね

(K<sub>p</sub>のばね剛性の算出)



$$K_p = \sum_{i=1}^n k_{vi} \cdot y_i^2$$

ここで、  
 n : 杭の総本数  
 k<sub>vi</sub> : i 番目の杭の軸剛性  
 y<sub>i</sub> : i 番目の杭の図心間距離

図 2-6 基礎構造部のモデル化概念図



### 2.3 入力地震動について

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で定義される基準地震動 $S_s$ 及び弾性設計用地震動 $S_d$ に対する建屋基礎底面及び側面地盤ばねレベルでの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。ここで、自由地盤の応答は表層地盤の増幅の影響によりケーソン及び杭の下端レベルに比べ建屋基礎底面レベルでの応答が大きくなる。このため、切欠き力もケーソン及び杭の下端レベルに比べ建屋基礎底面レベルで大きくなる。切欠き力は自由地盤の地中の応答（ $E + F$ ）を掘削形状に応じて地表面の応答（ $2E$ ）に補正するものであり、切欠き効果として、保守的に建屋基礎スラブ底面積に応じた切欠き力を考慮する。図2-7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。入力地震動の算定には、解析コード「KSHAKE ver. 2.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録31「計算機プログラム（解析コード）の概要・KSHAKE」に示す。

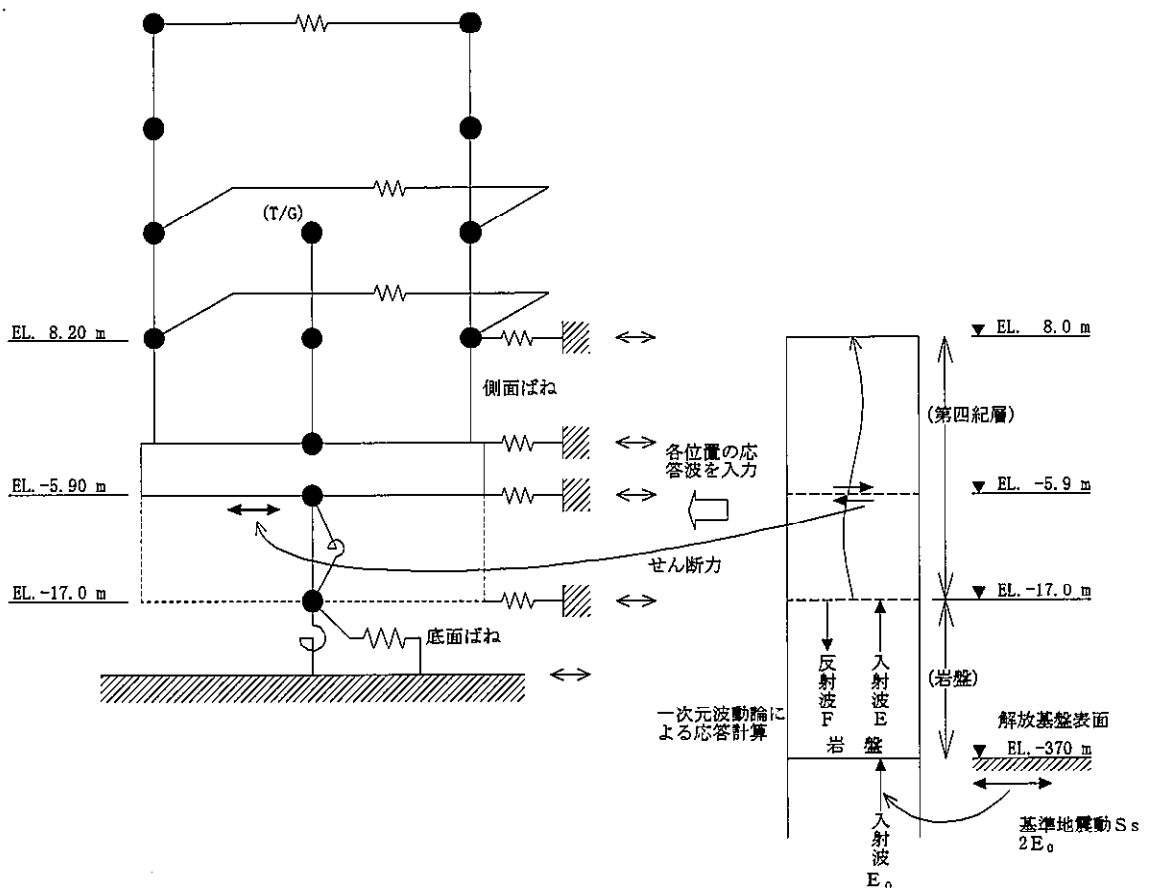


図 2-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）



### 3. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

#### 3.1 地盤物性のばらつきの設定

地盤物性のばらつきは、使用済燃料乾式貯蔵設備設置時に実施した弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度を基本ケースとし、地盤のせん断波速度の変動係数から求めた変動の比率（ $\pm \sigma$  相当）として考慮する。

原子炉建屋における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケースを表 3-1 に示す。

表 3-1 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性
基本ケース	工認モデル	標準地盤
地盤物性の変動による影響	地盤物性 $+\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $+\sigma$ 相当
	地盤物性 $-\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $-\sigma$ 相当

#### 3.2 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期、固有振動数及び刺激係数）を表 3-2 に示す。



表 3-2 (1/2) 固有値解析結果 (NS 方向)

(a)  $S_s - D1$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.453	2.21	1.846
2	0.274	3.65	-0.747
3	0.249	4.01	-0.539
4	0.235	4.25	-0.607
5	0.210	4.75	-0.921
6	0.202	4.95	-0.705

(b)  $S_s - 11$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.435	2.30	1.918
2	0.273	3.66	-0.730
3	0.249	4.02	-0.538
4	0.234	4.27	-0.512
5	0.207	4.83	-0.651
6	0.199	5.02	-0.949

(c)  $S_s - 12$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.440	2.27	1.894
2	0.273	3.66	-0.733
3	0.249	4.02	-0.539
4	0.234	4.27	-0.558
5	0.208	4.80	-0.807
6	0.200	4.99	-0.726

(d)  $S_s - 13$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.440	2.28	1.899
2	0.273	3.66	-0.733
3	0.249	4.02	-0.539
4	0.234	4.27	-0.546
5	0.208	4.81	-0.777
6	0.200	5.00	-0.781



表 3-2 (1/2) 固有値解析結果 (NS 方向)

(e) Ss-14

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.437	2.29	1.911
2	0.273	3.66	-0.731
3	0.249	4.02	-0.540
4	0.234	4.27	-0.532
5	0.207	4.82	-0.719
6	0.200	5.01	-0.872

(f) Ss-21

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.443	2.26	1.887
2	0.273	3.66	-0.735
3	0.249	4.01	-0.536
4	0.234	4.26	-0.544
5	0.208	4.80	-0.801
6	0.200	4.99	-0.720

(g) Ss-22

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.444	2.25	1.882
2	0.273	3.66	-0.737
3	0.249	4.01	-0.534
4	0.235	4.26	-0.540
5	0.208	4.80	-0.810
6	0.201	4.98	-0.751

(f) Ss-31

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.458	2.18	1.827
2	0.274	3.65	-0.754
3	0.249	4.01	-0.544
4	0.236	4.24	-0.644
5	0.212	4.72	-0.904
6	0.202	4.94	-0.639



### 3.3 地震応答解析結果

タービン建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果について、最大応答変位を表 3-3～表 3-5 及び図 3-1～図 3-3 に、耐震壁のせん断スケルトンカーブ上の最大応答値を図 3-4～図 3-6 に示す。



表 3-3 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，工認モデル，NS 方向）

部位	EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)							
			Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
西側	40.64	21	3.03	0.89	1.19	1.24	1.09	2.26	2.74	4.25
	28.00	22	2.43	0.70	1.00	1.02	0.89	1.74	2.06	3.56
	18.00	23	1.79	0.53	0.79	0.81	0.68	1.22	1.24	2.27
	8.20	24	1.21	0.39	0.60	0.62	0.50	0.77	0.69	1.31
南側	40.64	31	3.53	1.31	1.64	1.67	1.33	2.84	3.02	4.46
	28.00	32	4.11	1.31	1.74	1.65	1.26	3.74	3.97	5.62
	18.00	33	2.71	0.88	1.13	1.11	1.05	2.23	2.15	3.12
	8.20	34	2.16	0.76	1.07	1.04	0.85	1.76	1.46	2.27
北側	40.64	41	3.53	1.31	1.64	1.67	1.33	2.84	3.02	4.46
	28.00	42	3.32	1.08	1.32	1.28	1.19	2.74	2.69	4.20
	18.00	43	2.30	0.64	0.93	0.91	0.83	1.73	1.68	2.83
	8.20	44	1.40	0.41	0.64	0.64	0.55	0.93	0.86	1.62
東側	40.64	51	2.94	0.86	1.17	1.21	1.09	2.25	2.38	4.06
	28.00	52	2.42	0.70	1.00	1.02	0.89	1.74	1.85	3.56
	18.00	53	1.81	0.53	0.80	0.81	0.68	1.22	1.16	2.28
	8.20	54	1.22	0.39	0.61	0.62	0.51	0.78	0.70	1.33
基礎上端	-4.00	15	0.70	0.24	0.40	0.41	0.32	0.45	0.43	0.80

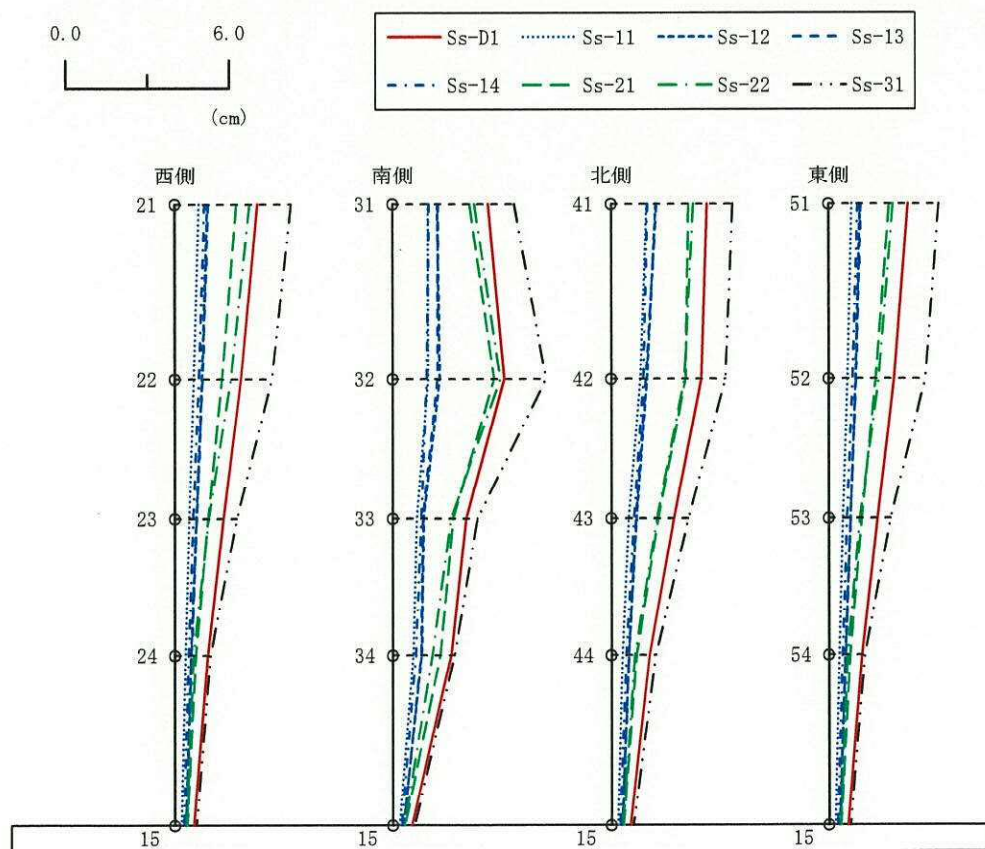


図 3-1 最大応答変位（基準地震動 Ss，工認モデル，NS 方向）



表 3-4 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤+ $\sigma$  考慮モデル，NS 方向）

部位	EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
			Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
西側	40.64	21	3.03	2.38	3.18	4.43
	28.00	22	2.43	1.81	2.35	3.78
	18.00	23	1.66	1.19	1.27	2.26
	8.20	24	1.06	0.72	0.70	1.24
南側	40.64	31	3.60	2.87	3.34	4.71
	28.00	32	4.45	4.39	4.51	5.76
	18.00	33	2.63	2.33	2.15	3.05
	8.20	34	2.04	1.79	1.46	2.13
北側	40.64	41	3.60	2.87	3.34	4.71
	28.00	42	3.44	2.91	3.11	4.32
	18.00	43	2.26	1.77	1.82	2.86
	8.20	44	1.28	0.89	0.82	1.58
東側	40.64	51	2.99	2.29	2.62	4.27
	28.00	52	2.48	1.84	2.12	3.78
	18.00	53	1.74	1.20	1.17	2.26
	8.20	54	1.08	0.74	0.65	1.27
基礎上端	-4.00	15	0.59	0.43	0.43	0.74

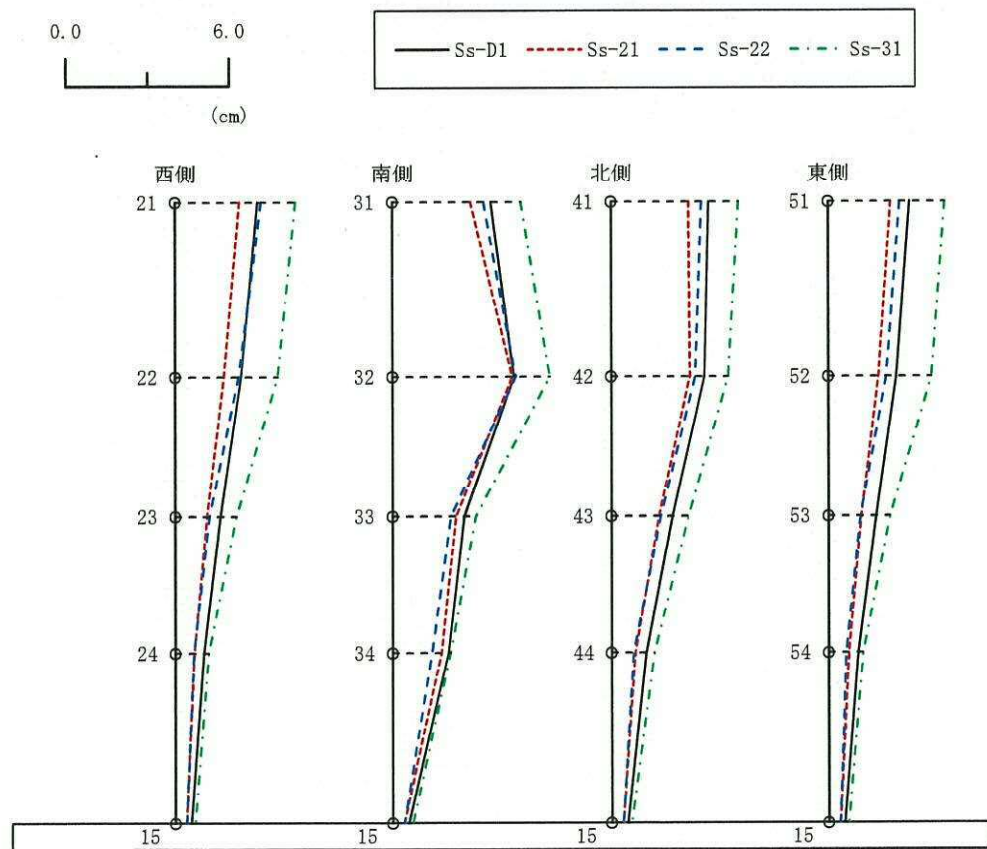


図 3-2 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤+ $\sigma$  考慮モデル，NS 方向）



表 3-5 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤- $\sigma$  考慮モデル，NS 方向）

部位	EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
			Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
西側	40.64	21	3.31	2.23	2.74	5.11
	28.00	22	2.66	1.72	2.07	4.21
	18.00	23	1.99	1.24	1.32	2.93
	8.20	24	1.43	0.85	0.80	1.87
南側	40.64	31	3.78	2.74	3.07	5.35
	28.00	32	4.10	3.77	4.17	6.15
	18.00	33	2.83	2.09	2.11	3.80
	8.20	34	2.37	1.69	1.64	3.15
北側	40.64	41	3.78	2.74	3.07	5.35
	28.00	42	3.39	2.58	2.62	5.04
	18.00	43	2.45	1.69	1.70	3.53
	8.20	44	1.60	0.95	0.95	2.19
東側	40.64	51	3.20	2.21	2.41	4.88
	28.00	52	2.64	1.71	1.88	4.23
	18.00	53	1.99	1.24	1.26	2.96
	8.20	54	1.44	0.86	0.81	1.96
基礎上端	-4.00	15	0.88	0.55	0.50	1.09

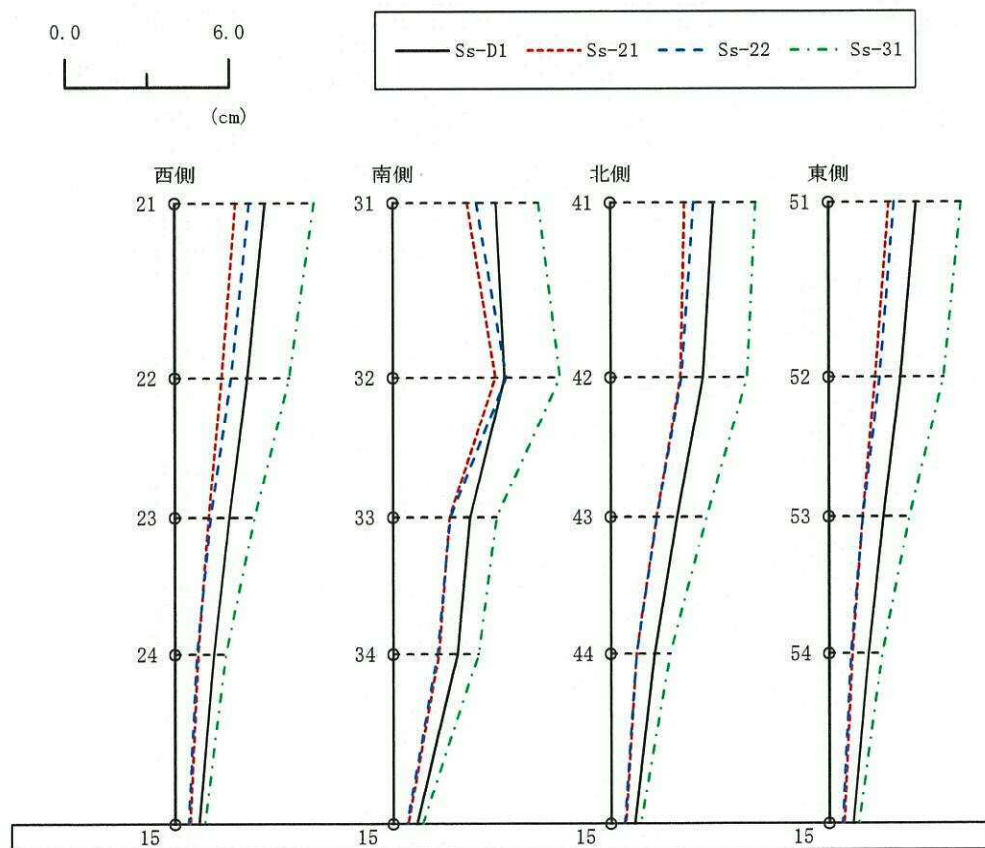


図 3-3 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤- $\sigma$  考慮モデル，NS 方向）



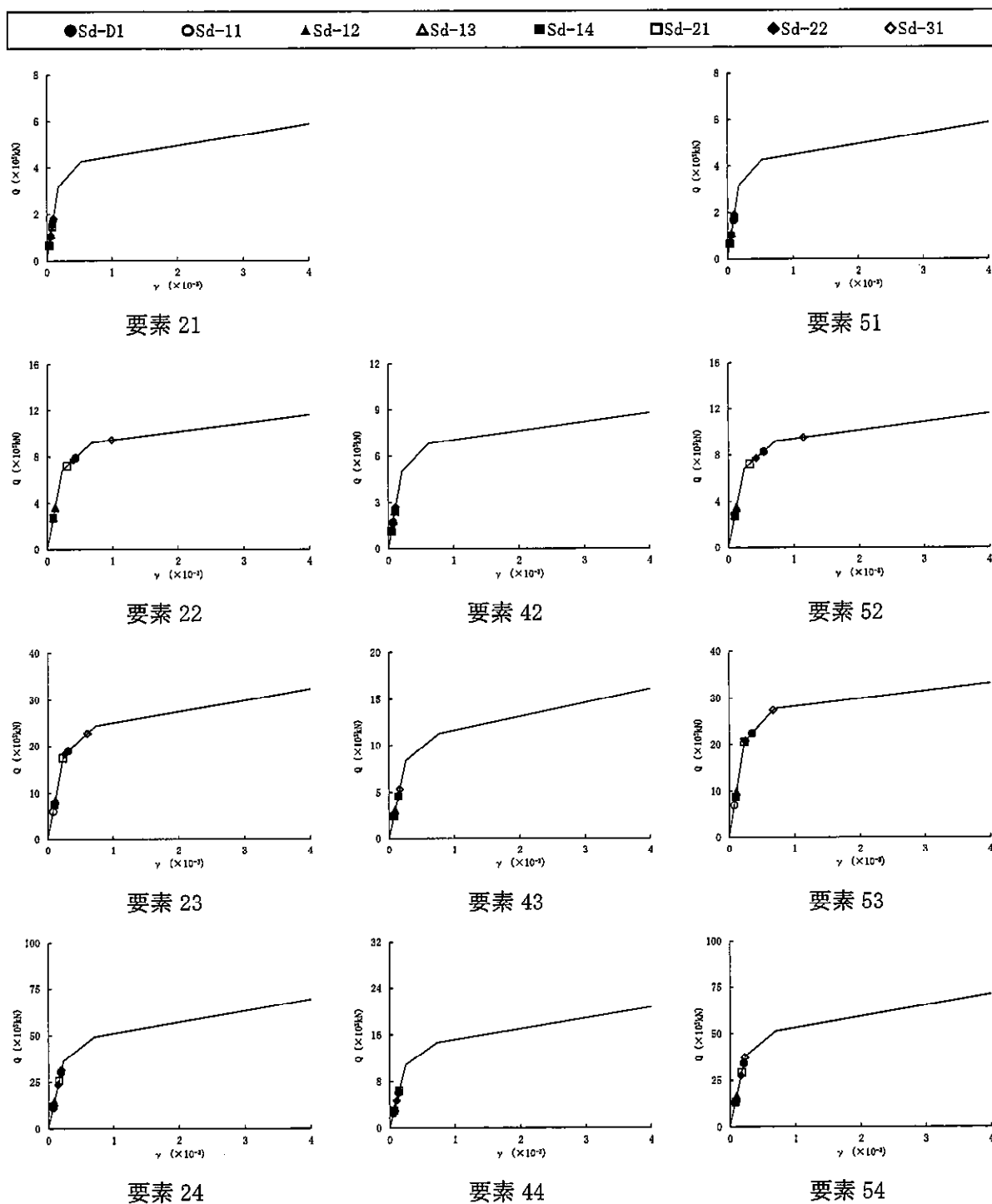


図 3-4 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss，工認モデル，NS 方向）



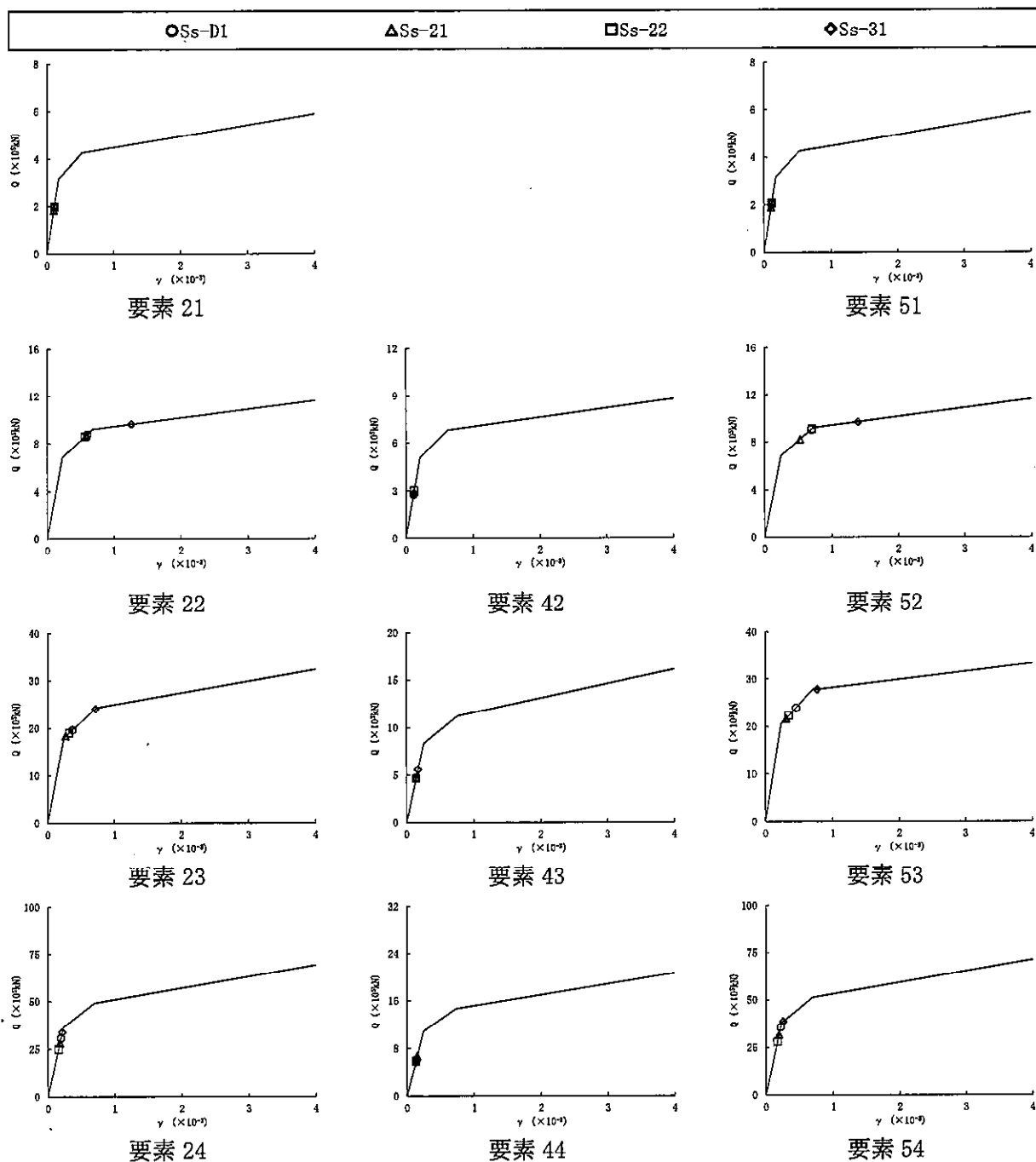


図 3-5 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss，地盤+ $\sigma$ 考慮モデル，NS 方向）



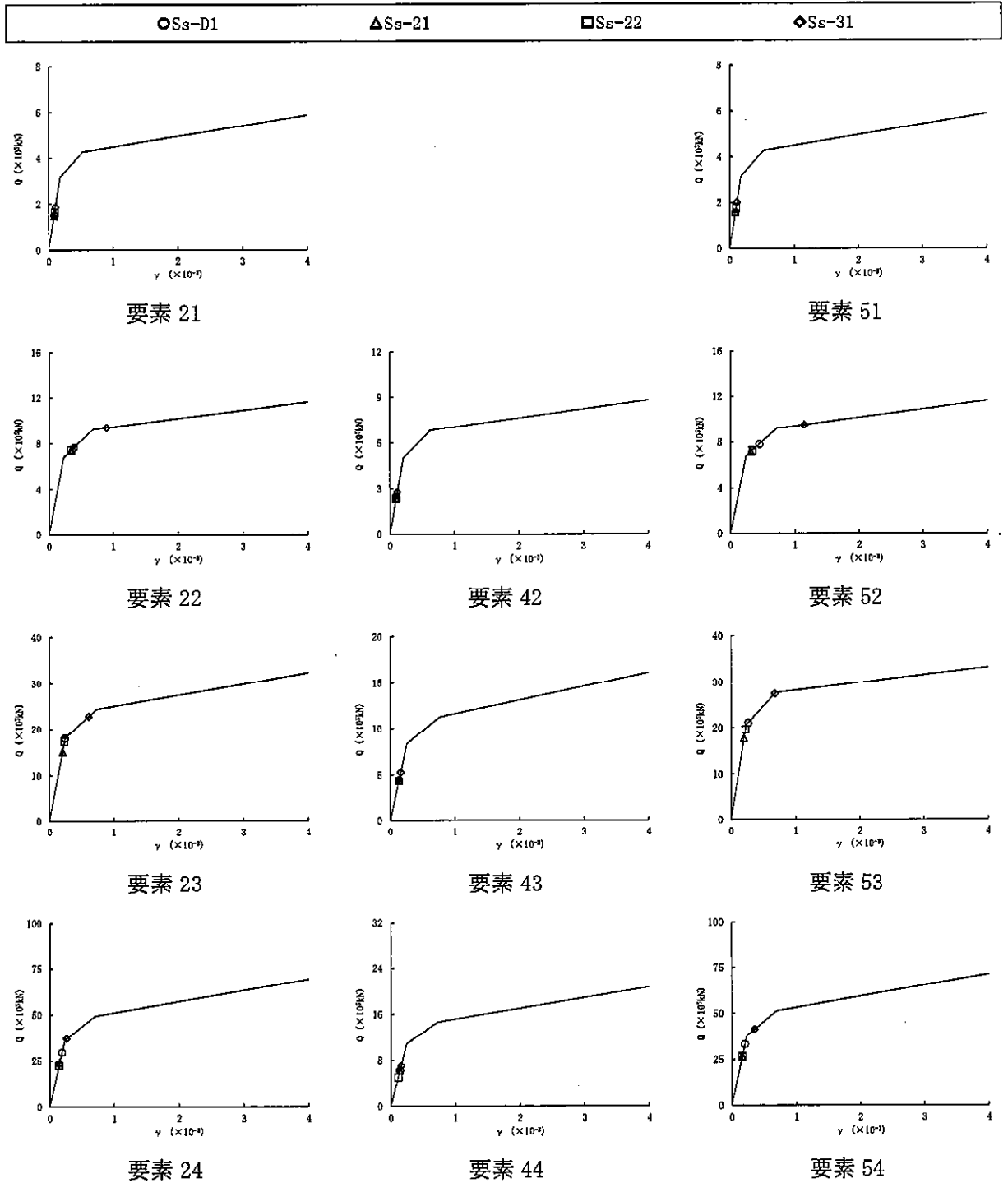


図 3-6 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss，地盤- $\sigma$  考慮モデル，NS 方向）



#### 4. 原子炉建屋への影響の評価

##### 4.1 建屋間の最大相対変位

最大相対変位は「3. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」に示すタービン建屋の最大変位と資料V-2-2-2「原子炉建屋の地震応答計算書」及び補足-400-3「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」における地震応答解析結果から求める。

タービン建屋と原子炉建屋の最大相対変位を表 4-1 に示す。なお、最大相対変位は各建屋の最大変位の絶対値和として求める。

最大相対変位は、 $S_{s-D1}$ 、 $S_{s-21}$ 、 $S_{s-22}$ 及び $S_{s-31}$ のタービン建屋質点レベル EL. 28.0 m と  $S_{s-31}$  のタービン建屋質点レベル EL. 18.00 m 及び EL. 8.20 m において、建屋間のクリアランス (50 mm) を超える。

最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所について、時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を表 4-2 及び図 4-1～図 4-3 に示す。時刻歴相対変位は地盤物性のばらつき ( $+\sigma$ ) を考慮した  $S_{s-31}$  地震時に最大 33.2 mm であり、建屋間のクリアランス (50 mm) 以下となる。



表 4-1 タービン建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位

(1) 基本ケース (1/2)

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3
32	28.00	6	29.00	<u>63.4</u>	20.1	27.0	25.7
33	18.00	7	20.30	45.4	14.6	19.4	18.9
34	8.20	8	8.20	34.7	11.8	16.6	16.4
15	-4.00	11	-4.00	15.4	5.4	8.1	8.2

(2) 基本ケース (2/2)

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	21.0	<u>55.2</u>	<u>57.8</u>	<u>85.6</u>
33	18.00	7	20.30	17.5	36.4	35.8	<u>54.7</u>
34	8.20	8	8.20	13.6	27.2	24.0	38.2
15	-4.00	11	-4.00	6.6	10.5	9.5	17.1

(3) 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ)

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	<u>64.1</u>	<u>60.5</u>	<u>63.8</u>	<u>85.5</u>
33	18.00	7	20.30	42.2	36.7	36.1	<u>52.4</u>
34	8.20	8	8.20	31.6	27.0	23.7	35.2
15	-4.00	11	-4.00	12.9	9.9	9.1	15.6

(4) 地盤物性のばらつきを考慮 (-σ)

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	<u>66.5</u>	<u>55.8</u>	<u>59.6</u>	<u>98.2</u>
33	18.00	7	20.30	49.5	35.1	35.4	<u>68.1</u>
34	8.20	8	8.20	39.1	26.7	25.9	<u>52.6</u>
15	-4.00	11	-4.00	19.0	11.9	10.7	24.3

※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の最大相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

※2：アンダーラインは建屋間のクリアランス (50mm) を超える値を示す。

※3：網掛けは各基準地震動 S<sub>s</sub> における最大値を示す。



表 4-2 タービン建屋と原子炉建屋との時刻歴相対変位の最大値

(1) 基本ケース

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※ <sup>1</sup> (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	28.6	26.0	26.1	28.4
33	18.00	7	20.30	—	—	—	8.3

(2) 地盤物性のばらつきを考慮 (+ $\sigma$ )

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※ <sup>1</sup> (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	30.7	32.3	32.1	33.2
33	18.00	7	20.30	—	—	—	11.7

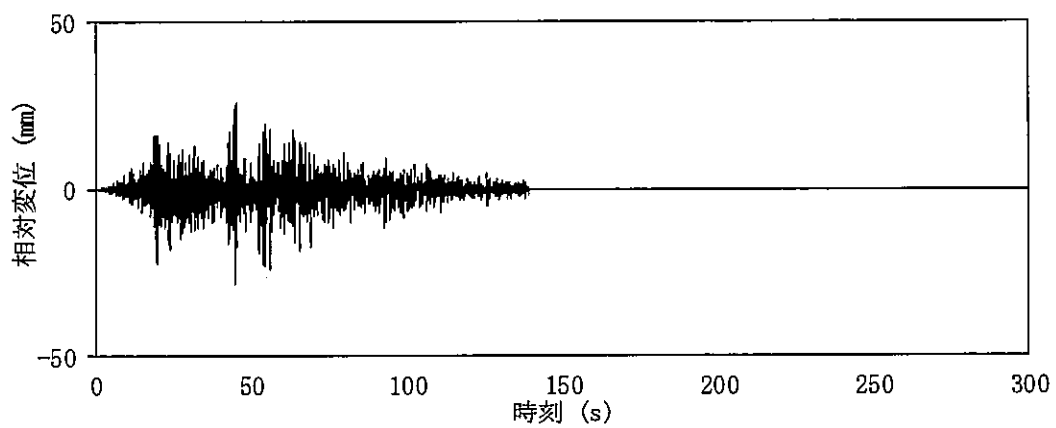
(3) 地盤物性のばらつきを考慮 (- $\sigma$ )

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※ <sup>1</sup> (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	30.2	27.5	27.8	25.3
33	18.00	7	20.30	—	—	—	8.9
34	8.20	8	8.20	—	—	—	10.9

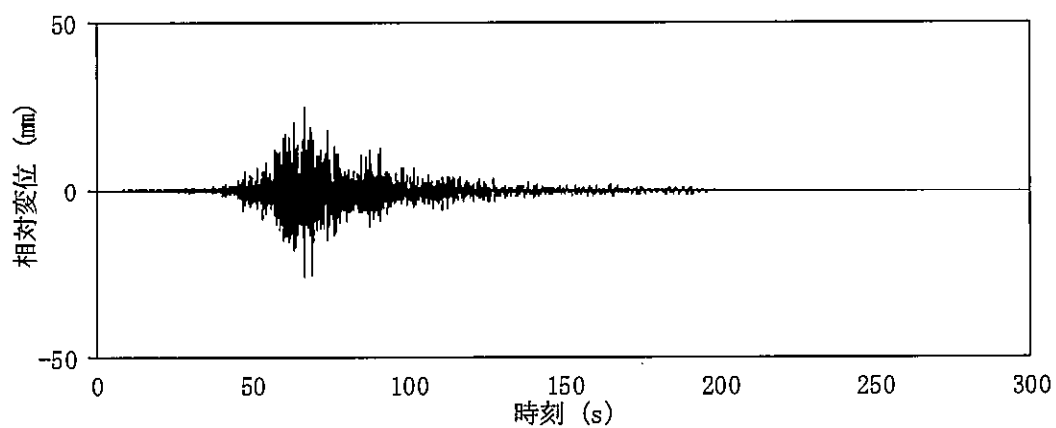
※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の時刻歴相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

※2：網掛けは各基準地震動  $S_s$  における最大値を示す。

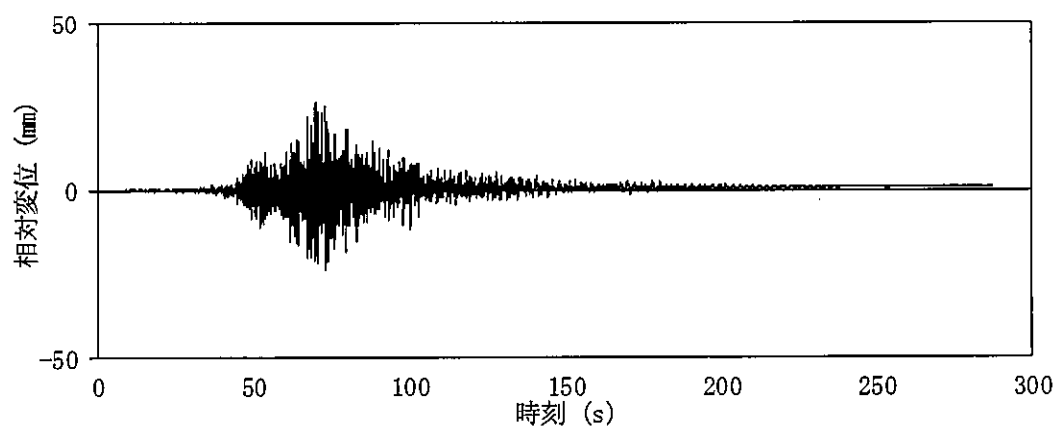




(1)  $S_s - D 1$ , EL. 28.00 m



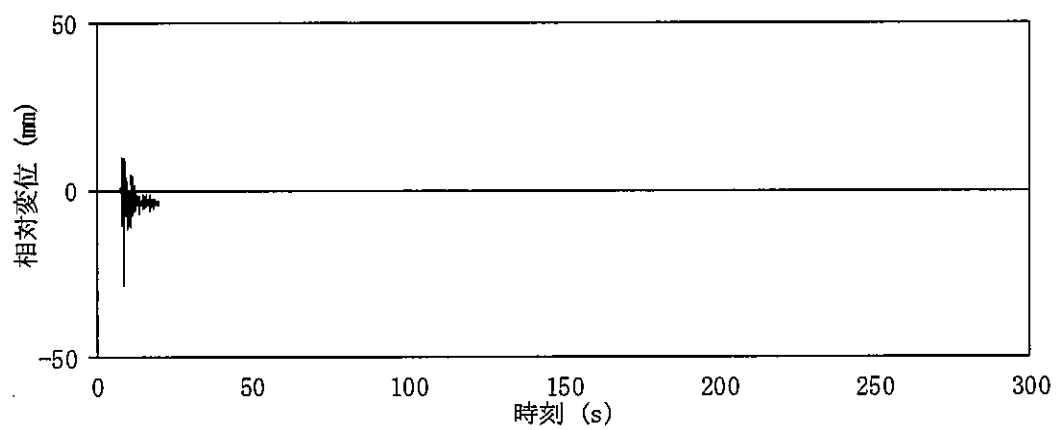
(2)  $S_s - 2 1$ , EL. 28.00 m



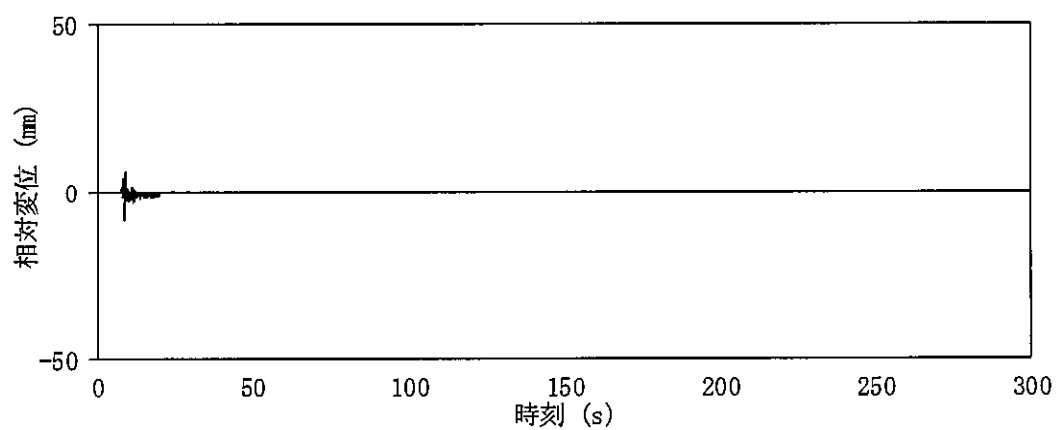
(3)  $S_s - 2 2$ , EL. 28.00 m

図 4-1 (1/2) 時刻歴相対変位 (基本ケース)





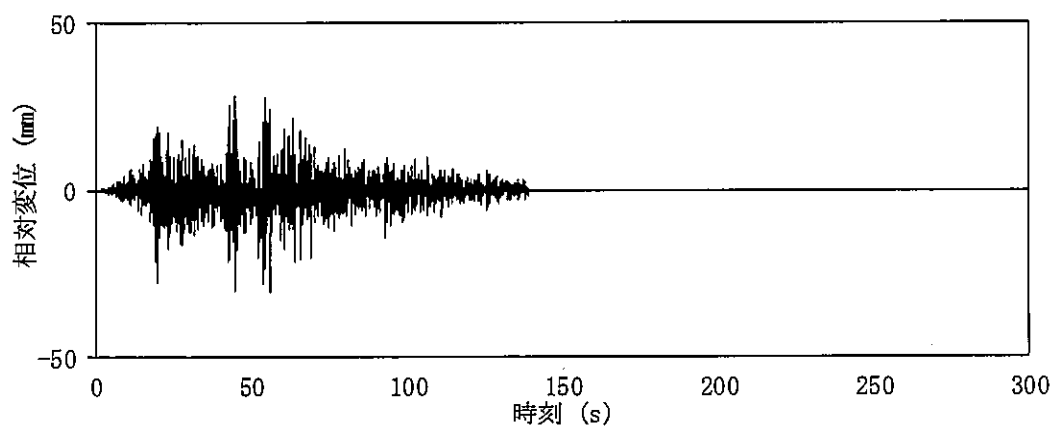
(4)  $S_s - 3 1$ , EL. 28.00 m



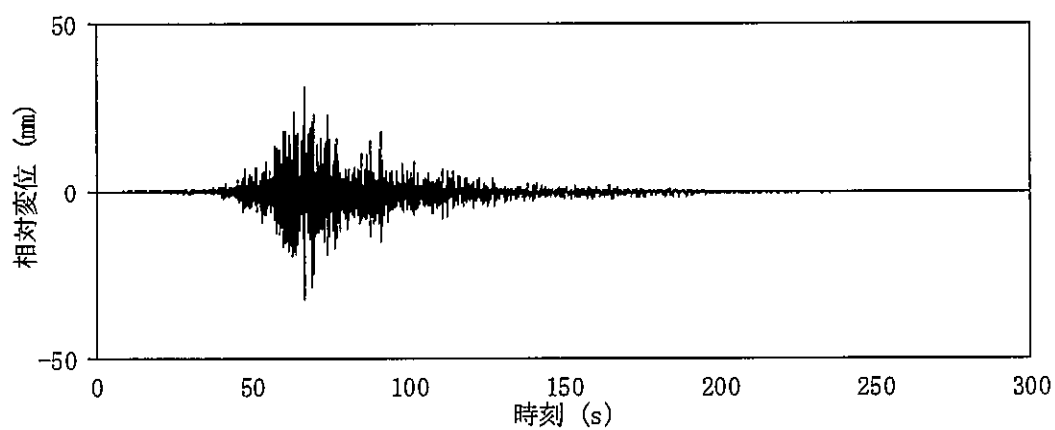
(5)  $S_s - 3 1$ , EL. 18.00 m

図 4-1 (2/2) 時刻歴相対変位 (基本ケース)

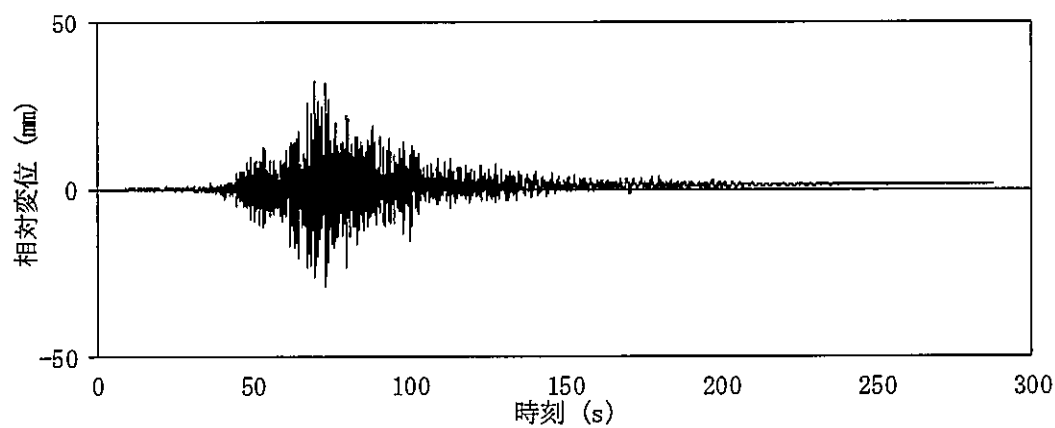




(1)  $S_s - D 1$ , EL. 28.00 m



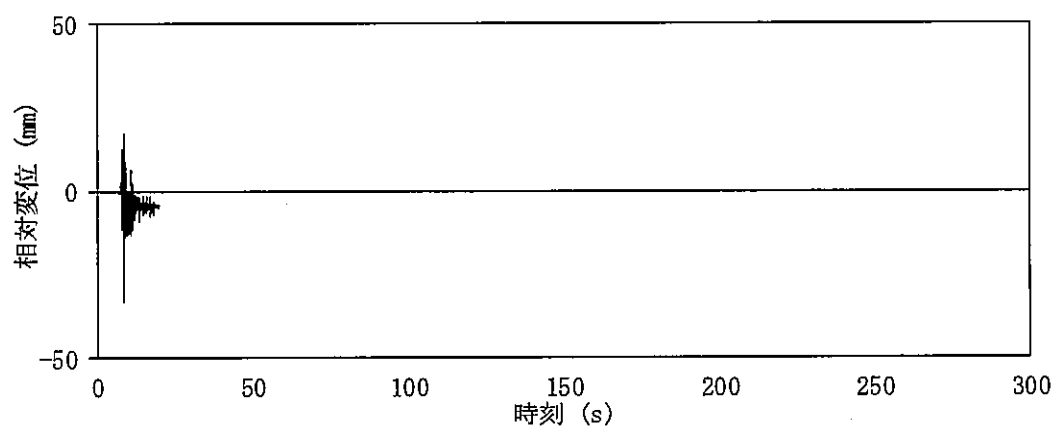
(2)  $S_s - 2 1$ , EL. 28.00 m



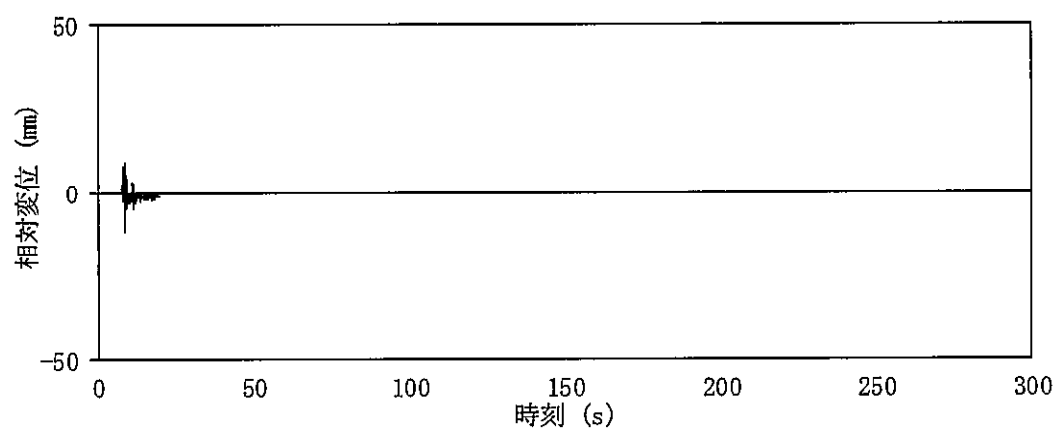
(3)  $S_s - 2 2$ , EL. 28.00 m

図 4-2 (1/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $+\sigma$ )





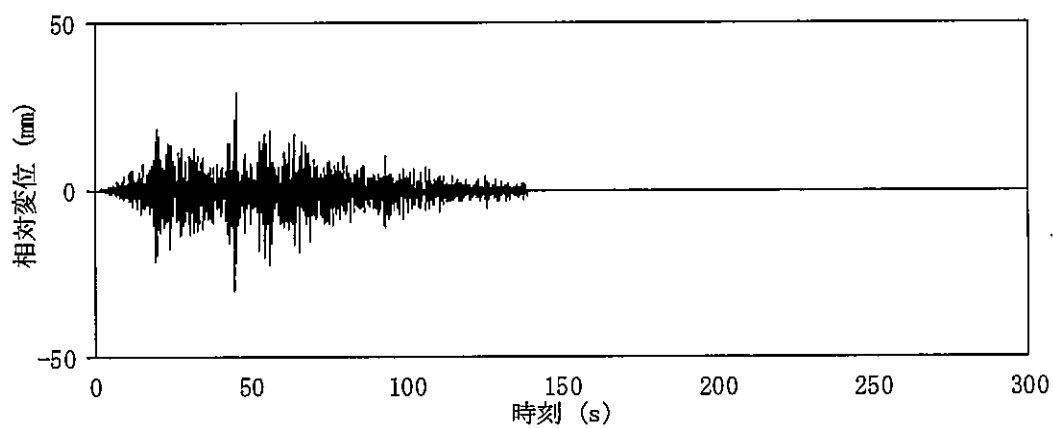
(4)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 28.00 m



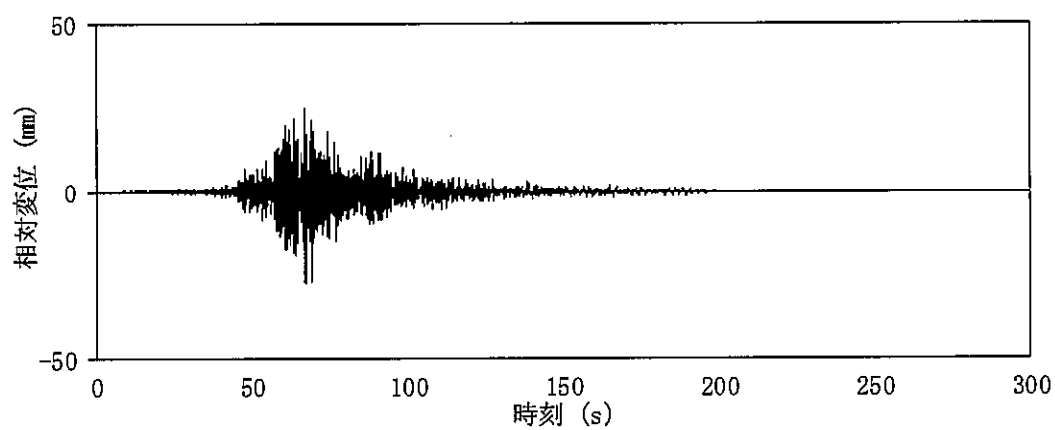
(5)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 18.00 m

図 4-2 (2/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $+\sigma$ )

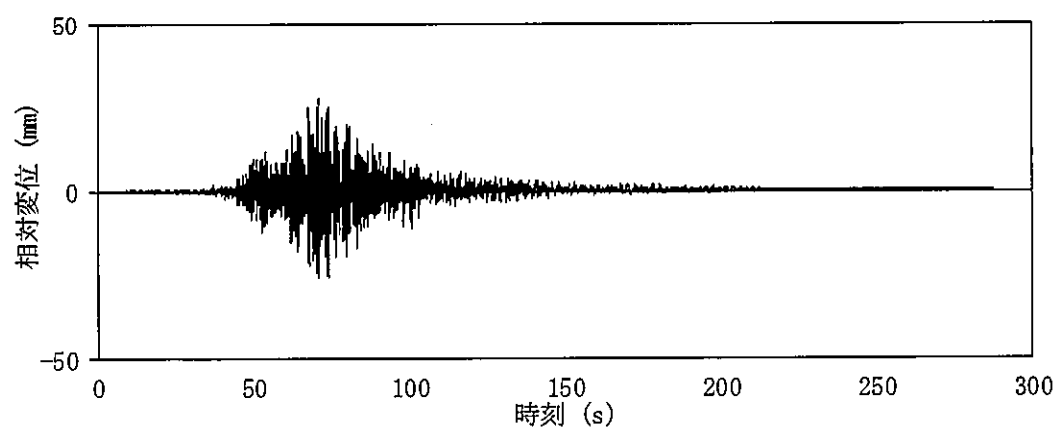




(1)  $S_s - D\ 1$ , EL. 28.00 m



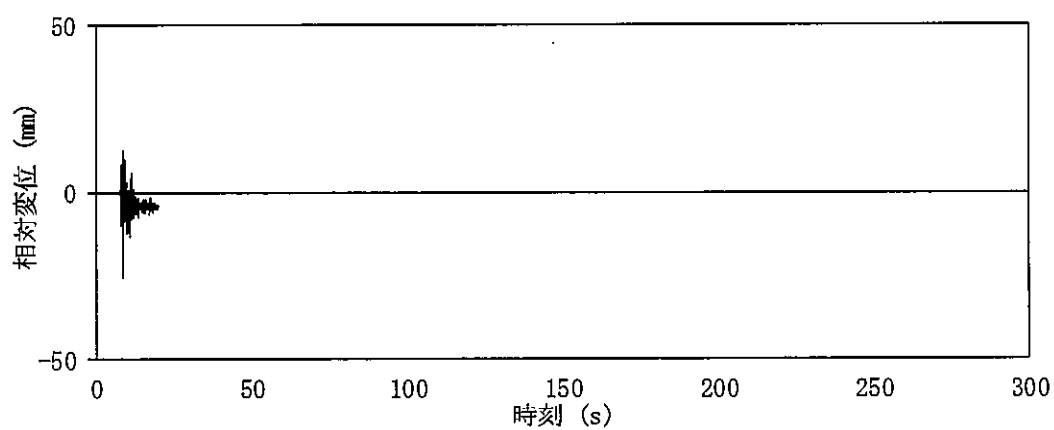
(2)  $S_s - 2\ 1$ , EL. 28.00 m



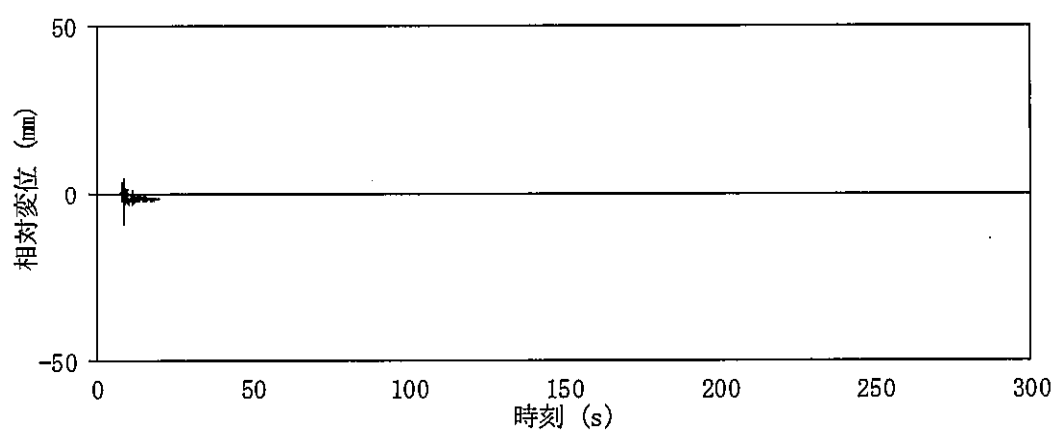
(3)  $S_s - 2\ 2$ , EL. 28.00 m

図 4-3 (1/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $-\sigma$ )

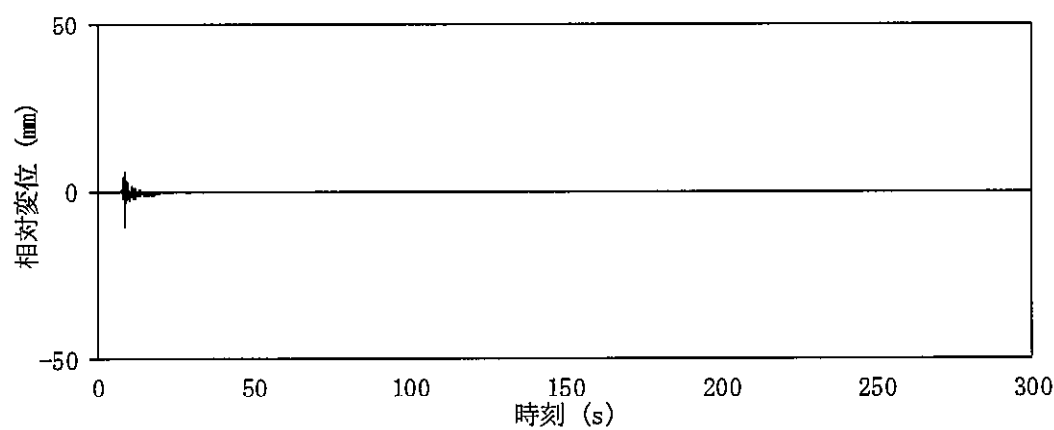




(4)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 28.00 m



(5)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 18.00 m



(6)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 8.20 m

図 4-3 (2/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $-\sigma$ )



#### 4.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討

補足-370-11「原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示すように、原子炉建屋では設定した地震力を各耐震壁のせん断力に分配する際に偏心の影響を考慮している。ここでは、原子炉建屋の応答変位にねじれ補正係数 $\alpha$ を乗じてねじれ振動を考慮した応答変位を求め、タービン建屋との相対変位を算出し、原子炉建屋のねじれ振動による影響を評価する。

既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「Ⅲ-5 原子炉建屋の強度計算書」に示される原子炉建屋のNS方向のねじれ補正係数 $\alpha$ の最大値を表4-3に、タービン建屋とねじれ補正係数を考慮した原子炉建屋の相対変位の絶対値和を表4-4に示す。ここで、タービン建屋については多軸モデルを床ばねで接続した地震応答解析モデルを用いており、建屋平面全体の重心と剛心の差が建屋応答に与える影響は考慮されている。表4-4に示すように絶対値和による最大相対変位は建屋間のクリアランス50 mmを超過する。

絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所について、時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を表4-5及び図4-4～図4-6に示す。原子炉建屋の応答変位時刻歴にねじれ振動を考慮すると、時刻歴相対変位は地盤物性のばらつき（ $+\sigma$ ）を考慮したS<sub>g</sub>-31地震時に最大30.9 mmであり、建屋間のクリアランス（50 mm）以下となる。



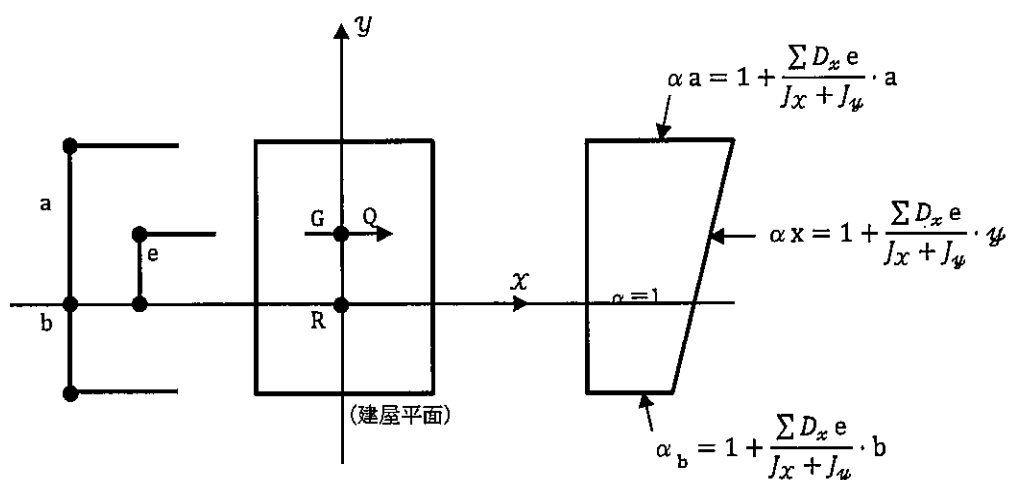
表 4-3 原子炉建屋のねじれ補正係数  $\alpha$

地震応答 解析モデル 質点番号	EL. (m)	ねじれ補正係数 $\alpha$
1	63.65	1.000
2	57.00	1.000
3	46.50	1.019
4	38.80	1.030
5	34.70	1.030
6	29.00	1.171
7	20.30	1.231
8	14.00	1.306
9	8.20	1.014
10	2.00	1.014

[原子炉建屋のねじれ補正係数  $\alpha$  の設定]

ねじれ補正係数  $\alpha$  の設定については、既工事計画認可申請書 第 1 回申請 添付書類「Ⅲ-5 原子炉建屋の強度計算書」に記載される。

以下に、ねじれ補正係数  $\alpha$  の設定について示す。



$G$  : 重心 (剪断力中心)     $R$  : 剛心

$Q$  : 層剪断力

$D_x$  :  $x$  方向の剛性     $D_y$  :  $y$  方向の剛性

$J_x := \sum (D_x \cdot y^2)$      $J_y := \sum (D_y \cdot x^2)$

$e$  : 偏心距離     $\alpha$  : 捩れ補正係数



表 4-4 タービン建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位  
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 基本ケース (1/2)

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3
32	28.00	6	29.00	<u>67.2</u>	21.2	28.6	27.2
33	18.00	7	20.30	49.6	15.9	21.2	20.7
34	8.20	8	8.20	34.9	11.9	16.7	16.5
15	-4.00	11	-4.00	15.5	5.4	8.1	8.2

(2) 基本ケース (2/2)

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	22.4	<u>58.3</u>	<u>60.8</u>	<u>90.7</u>
33	18.00	7	20.30	19.0	39.6	39.1	<u>60.1</u>
34	8.20	8	8.20	13.7	27.3	24.1	38.5
15	-4.00	11	-4.00	6.7	10.6	9.6	17.2

(3) 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ)

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	<u>67.5</u>	<u>63.4</u>	<u>67.0</u>	<u>90.2</u>
33	18.00	7	20.30	45.9	39.8	39.4	<u>57.4</u>
34	8.20	8	8.20	31.8	27.1	23.8	35.4
15	-4.00	11	-4.00	13.0	9.9	9.1	15.8

(4) 地盤物性のばらつきを考慮 (-σ)

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
32	28.00	6	29.00	<u>70.9</u>	<u>58.9</u>	<u>62.7</u>	<u>104.5</u>
33	18.00	7	20.30	<u>54.4</u>	38.4	38.7	<u>75.1</u>
34	8.20	8	8.20	39.3	26.8	26.1	<u>52.9</u>
15	-4.00	11	-4.00	19.1	12.0	10.7	24.5

※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の最大相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

※2：アンダーラインは建屋間のクリアランス (50mm) を超える値を示す。

※3：網掛けは各基準地震動 S<sub>s</sub> における最大値を示す。



表 4-5 タービン建屋と原子炉建屋との時刻歴相対変位の最大値  
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 基本ケース

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	27.0	24.0	23.7	24.0
33	18.00	7	20.30	—	—	—	7.4

(3) 地盤物性のばらつきを考慮 (+ $\sigma$ )

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	29.3	30.4	30.9	29.4
33	18.00	7	20.30	—	—	—	10.0

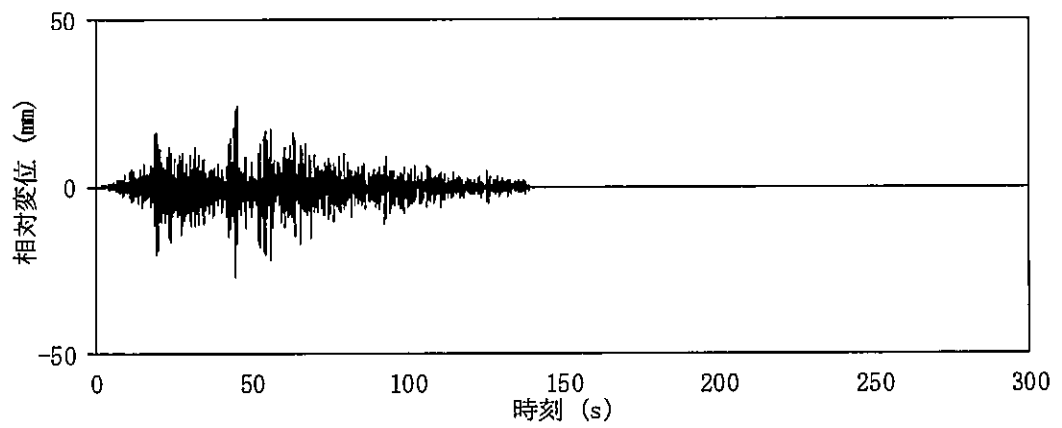
(4) 地盤物性のばらつきを考慮 (- $\sigma$ )

				最大相対変位※1 (mm)			
質点 番号	高さ (EL. +m)	質点 番号	高さ (EL. +m)	$S_s-D1$	$S_s-21$	$S_s-22$	$S_s-31$
32	28.00	6	29.00	28.6	25.8	25.5	19.6
33	18.00	7	20.30	3.7	—	—	4.5
34	8.20	8	8.20	—	—	—	10.6

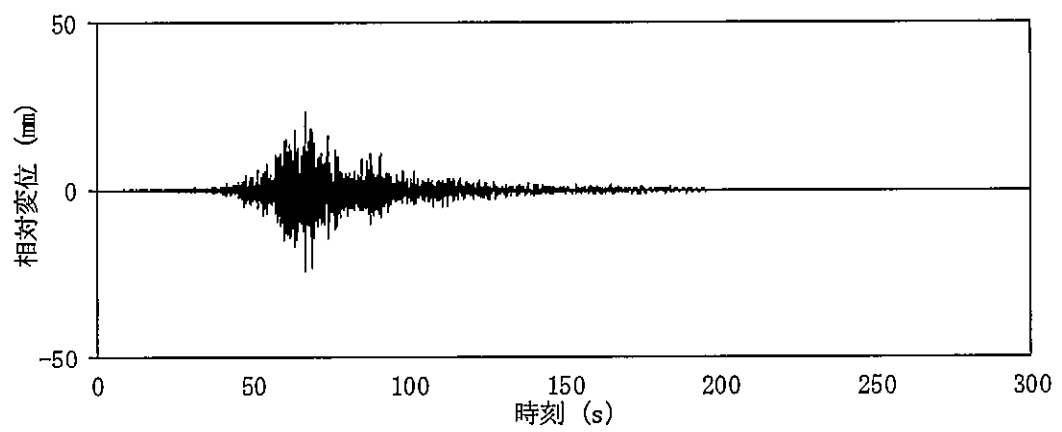
※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の時刻歴相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

※2：網掛けは各基準地震動  $S_s$  における最大値を示す。

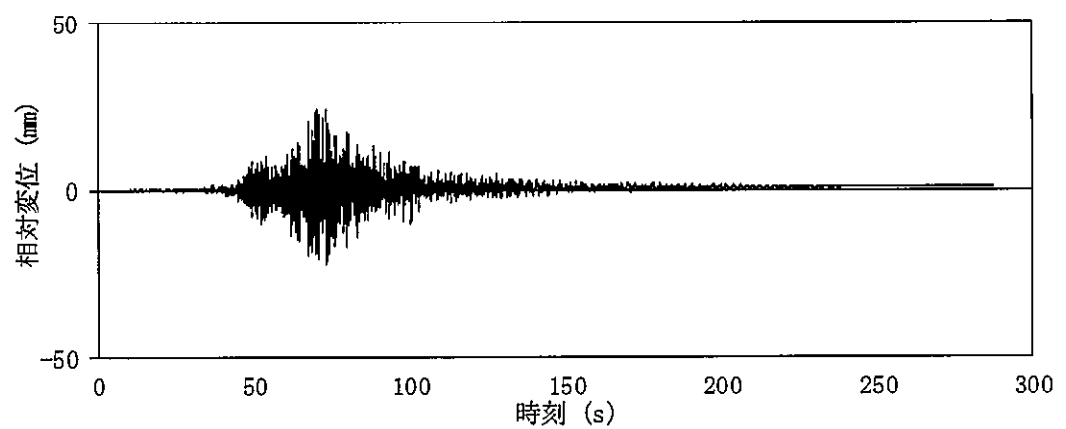




(1)  $S_s - D 1$ , EL. 28.00 m



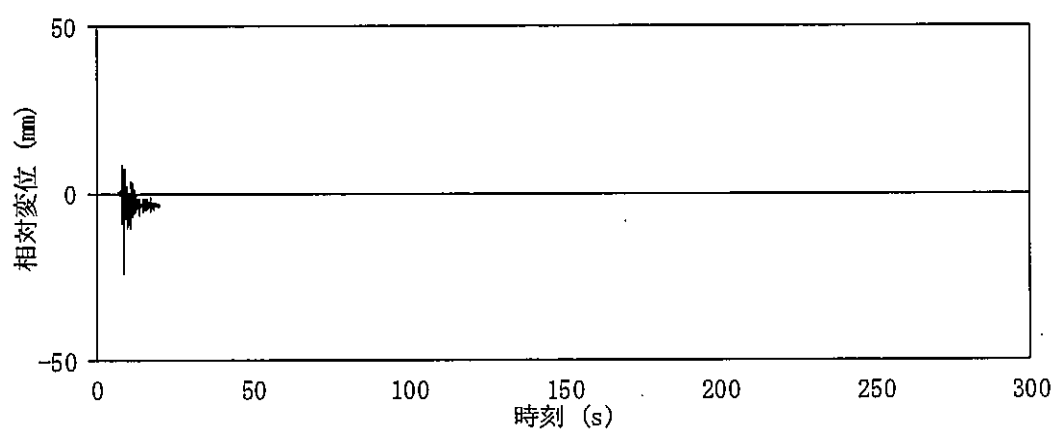
(2)  $S_s - 2 1$ , EL. 28.00 m



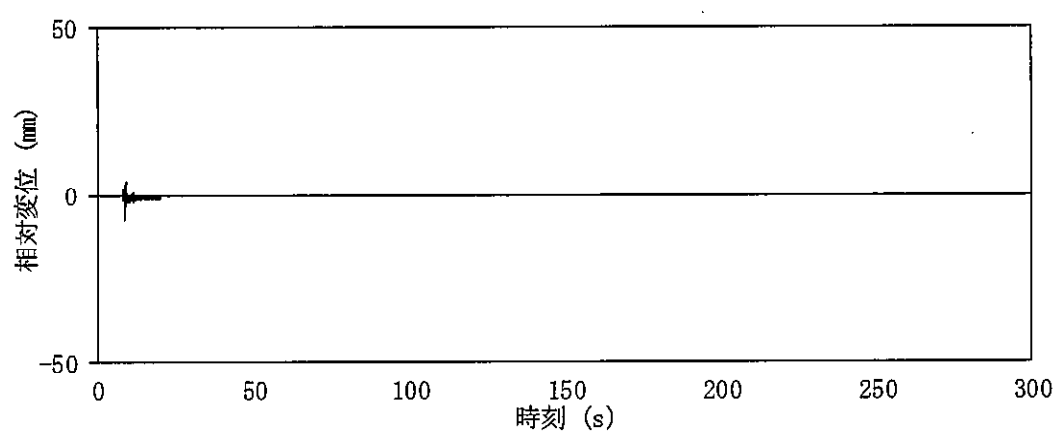
(3)  $S_s - 2 2$ , EL. 28.00 m

図 4-4 (1/2) 時刻歴相対変位 (基本ケース)





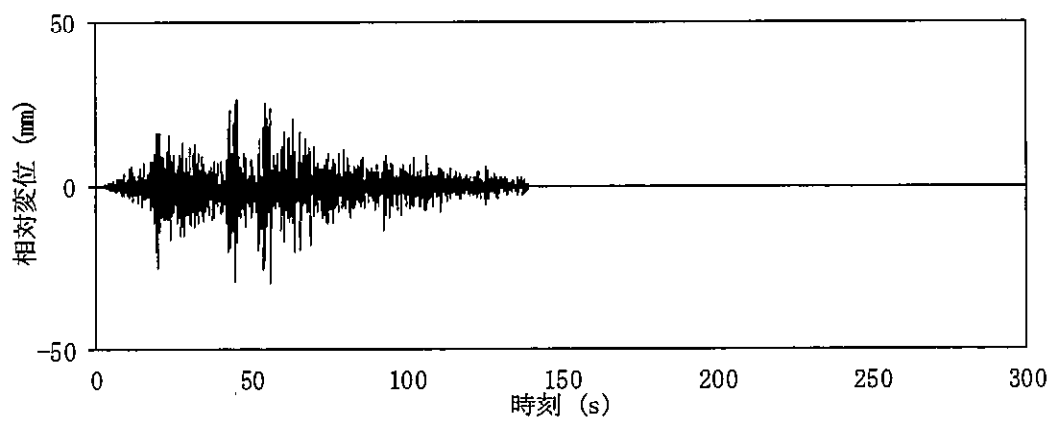
(4)  $S_s - 3 1$ , EL. 28.00 m



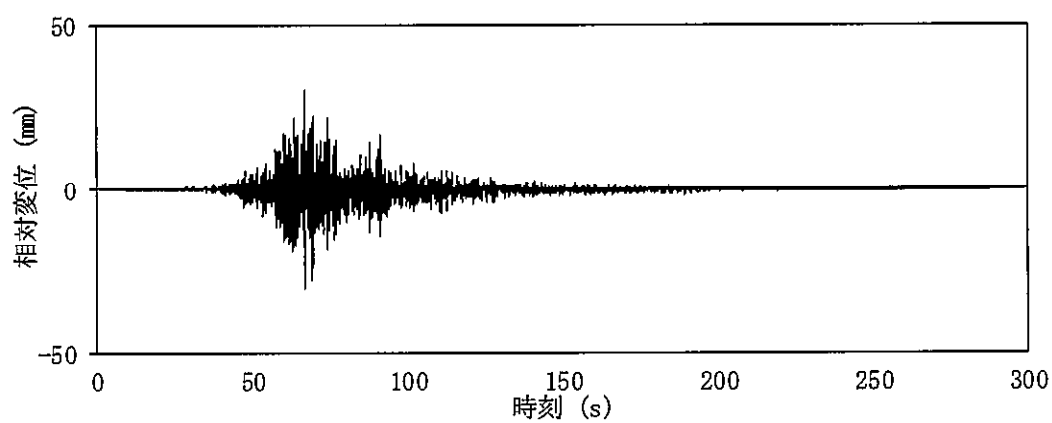
(5)  $S_s - 3 1$ , EL. 18.00 m

図 4-4 (2/2) 時刻歴相対変位 (基本ケース)

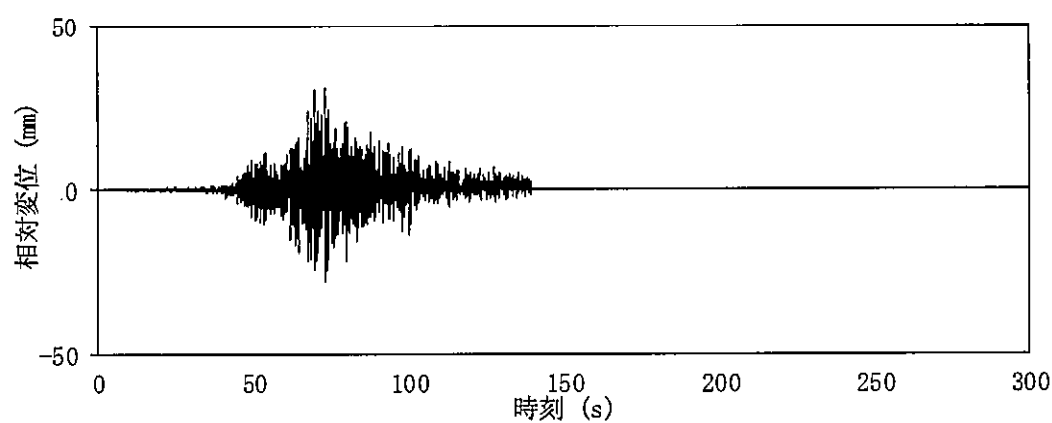




(1)  $S_s - D\ 1$ , EL. 28.00 m



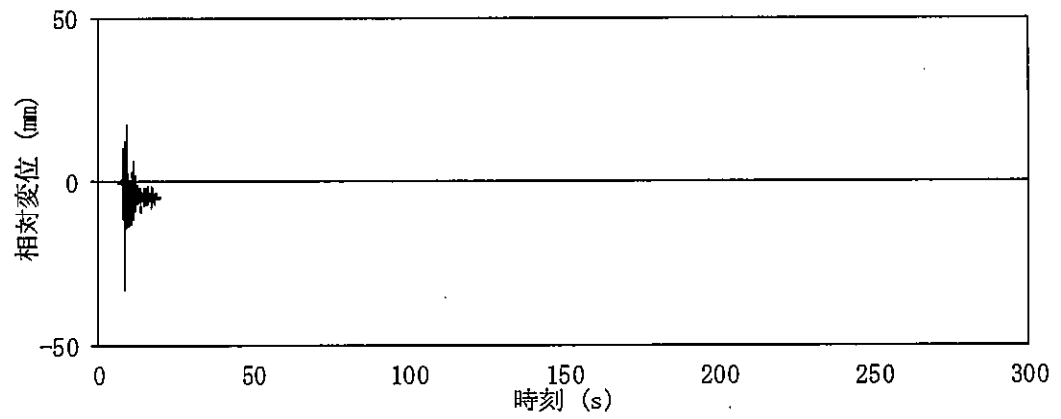
(2)  $S_s - 2\ 1$ , EL. 28.00 m



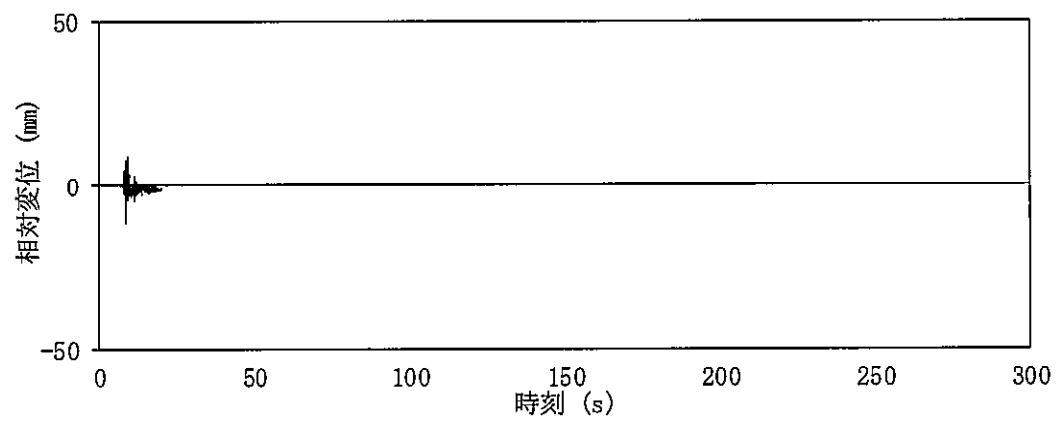
(3)  $S_s - 2\ 2$ , EL. 28.00 m

図 4-5 (1/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $+\sigma$ )





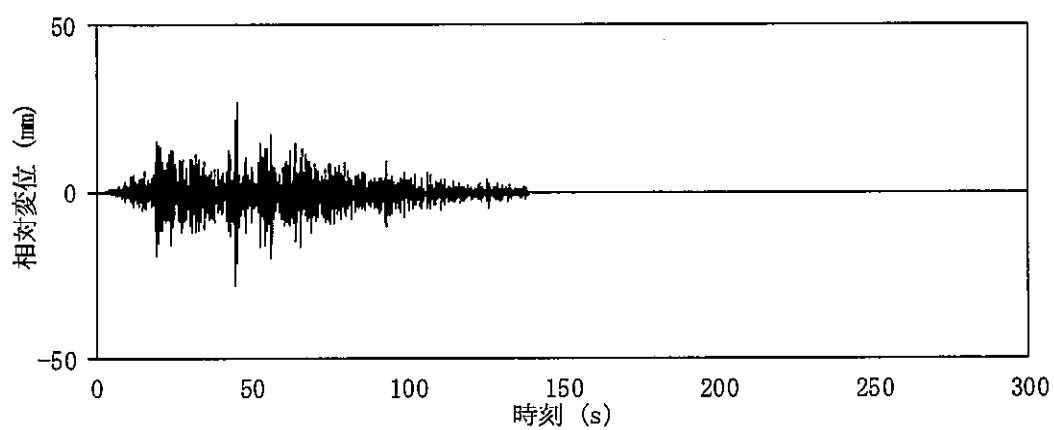
(4) S<sub>s</sub> - 3 1, EL. 28.00 m



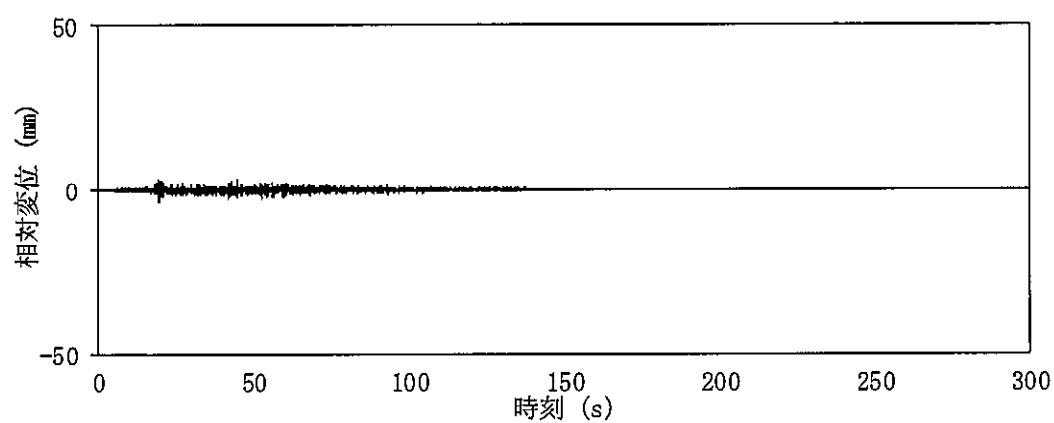
(5) S<sub>s</sub> - 3 1, EL. 18.00 m

図 4-5 (2/2) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $+\sigma$ )

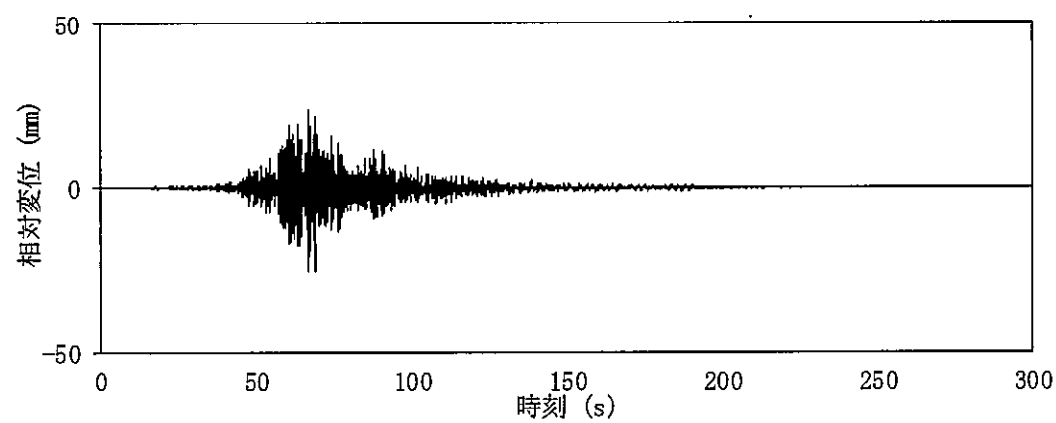




(1)  $S_s - D 1$ , EL. 28.00 m



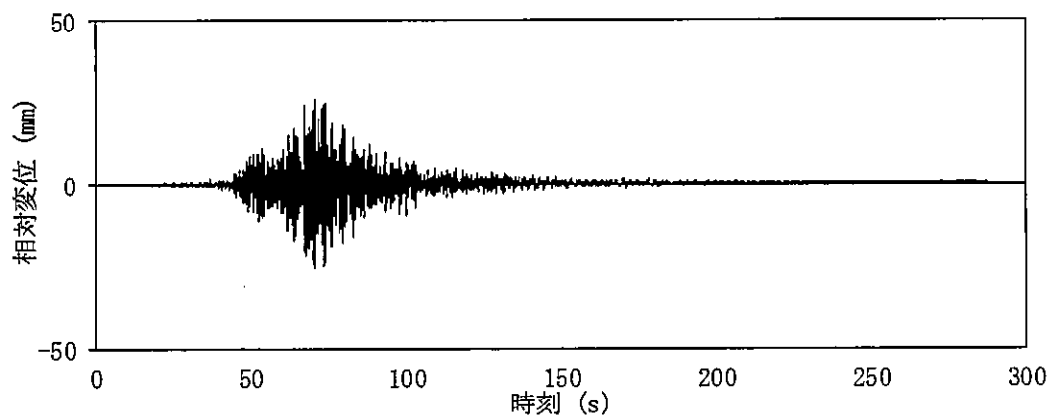
(2)  $S_s - D 1$ , EL. 18.00 m



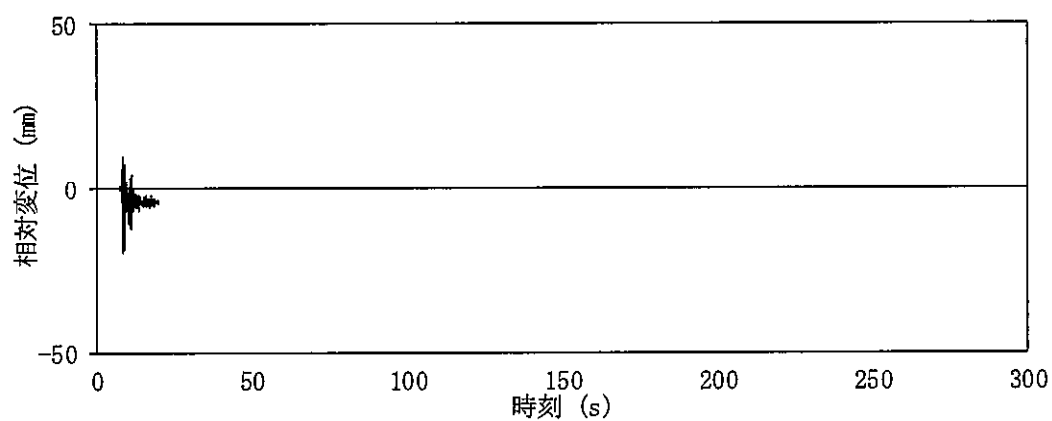
(3)  $S_s - 2 1$ , EL. 28.00 m

図 4-6 (1/3) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $-\sigma$ )

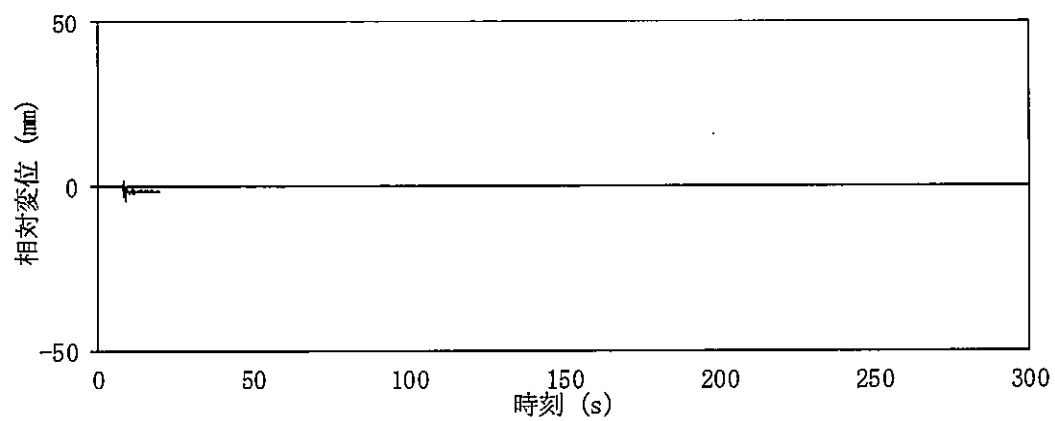




(4)  $S_s - 2\ 2$ , EL. 28.00 m



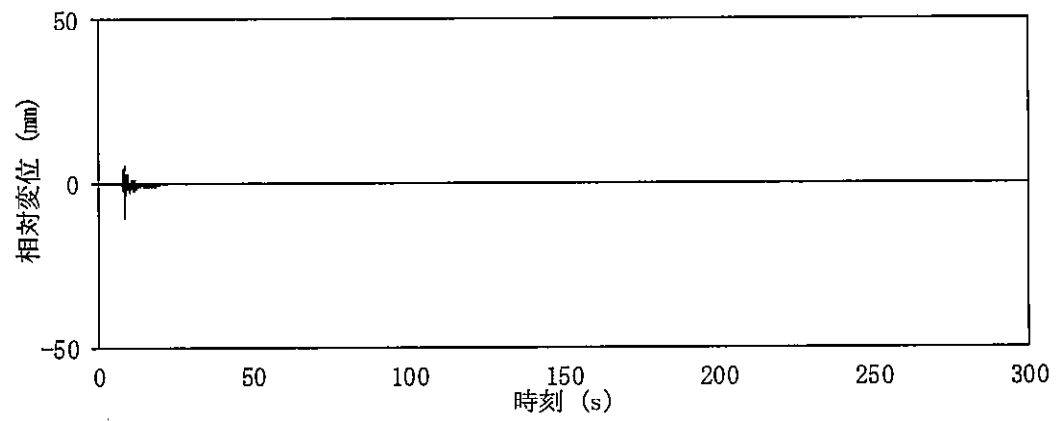
(5)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 28.00 m



(6)  $S_s - 3\ 1$ , EL. 18.00 m

図 4-6 (2/3) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $-\sigma$ )





(7)  $S_s - 31$ , EL. 8.20 m

図 4-6 (3/3) 時刻歴相対変位 (地盤物性のばらつきを考慮,  $-\sigma$ )



## 5. タービンペデスタルと建屋躯体の相対変位について

### 5.1 絶対値和による相対変位

主蒸気配管（タービン建屋内：S<sub>d</sub>機能維持）に対する波及影響検討として、タービンペデスタル（以下「T/G 架台」という。）と建屋躯体のS<sub>d</sub>地震時の接触の有無について評価する。

地震応答解析モデルを図 5-1 に、各軸の支配領域を図 5-2 に示す。なお、T/G 架台と建屋躯体のクリアランスは25mmである。

絶対値和による T/G 架台と建屋躯体の相対変位を表 5-1 及び表 5-2 に示す。最大相対変位は、S<sub>d</sub>-31のタービン建屋質点レベル EL. 18.00 mにおいて、クリアランス（25 mm）を超える。

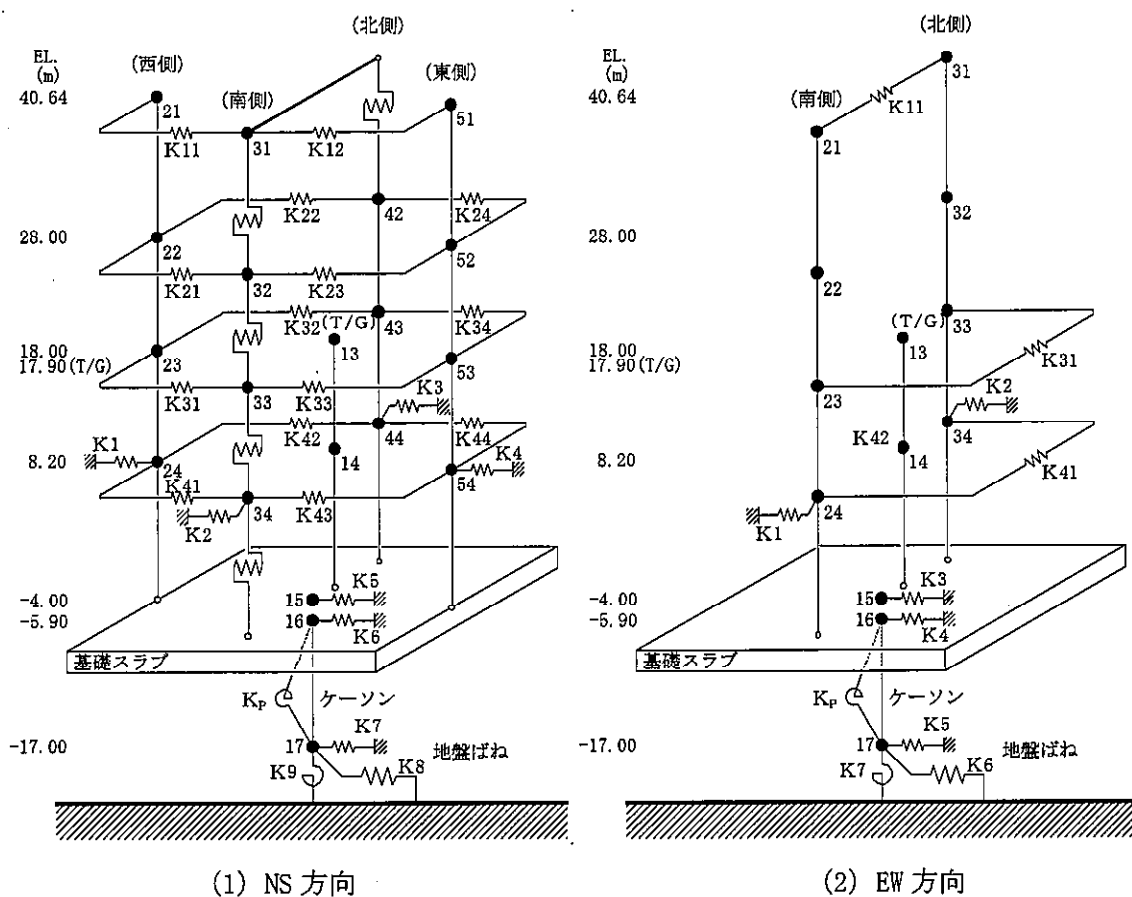
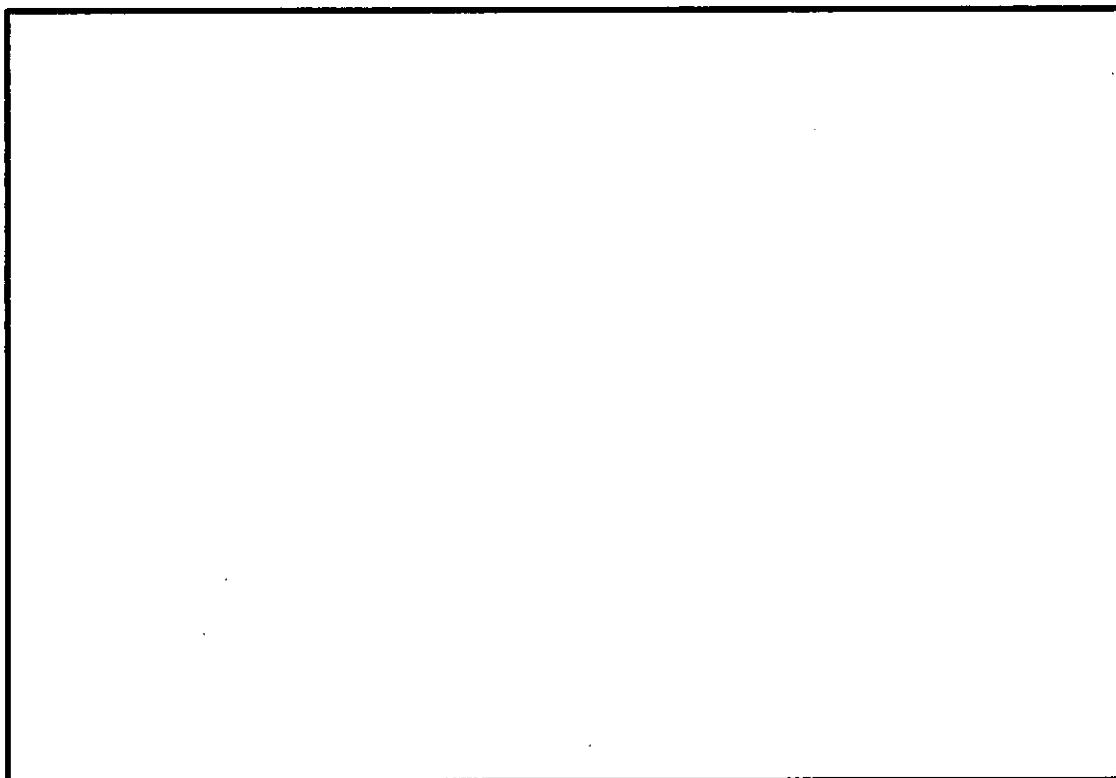
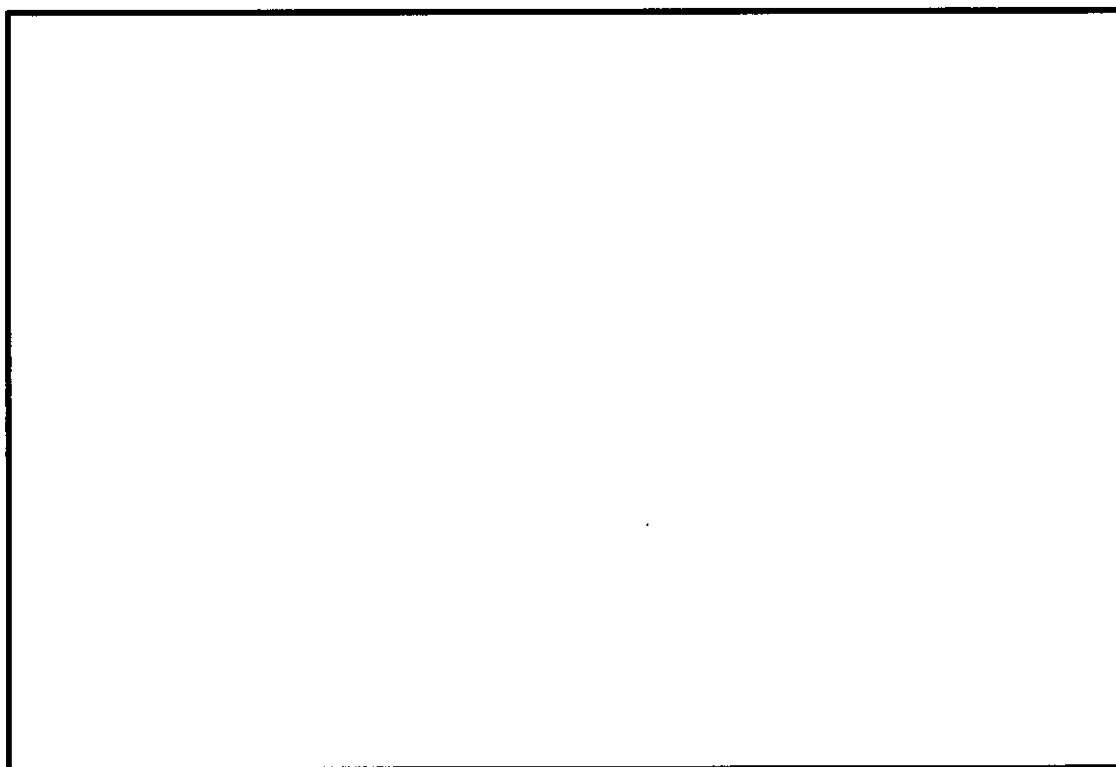


図 5-1 地震応答解析モデル





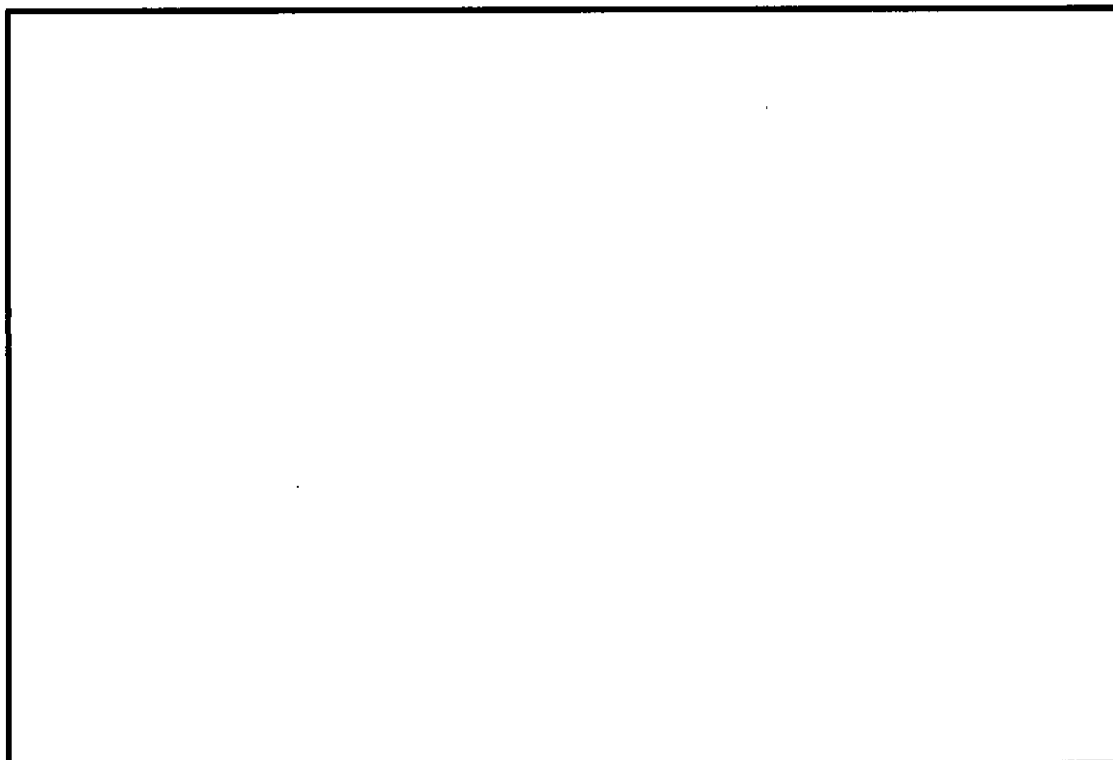
(1) EL. 18. 0m



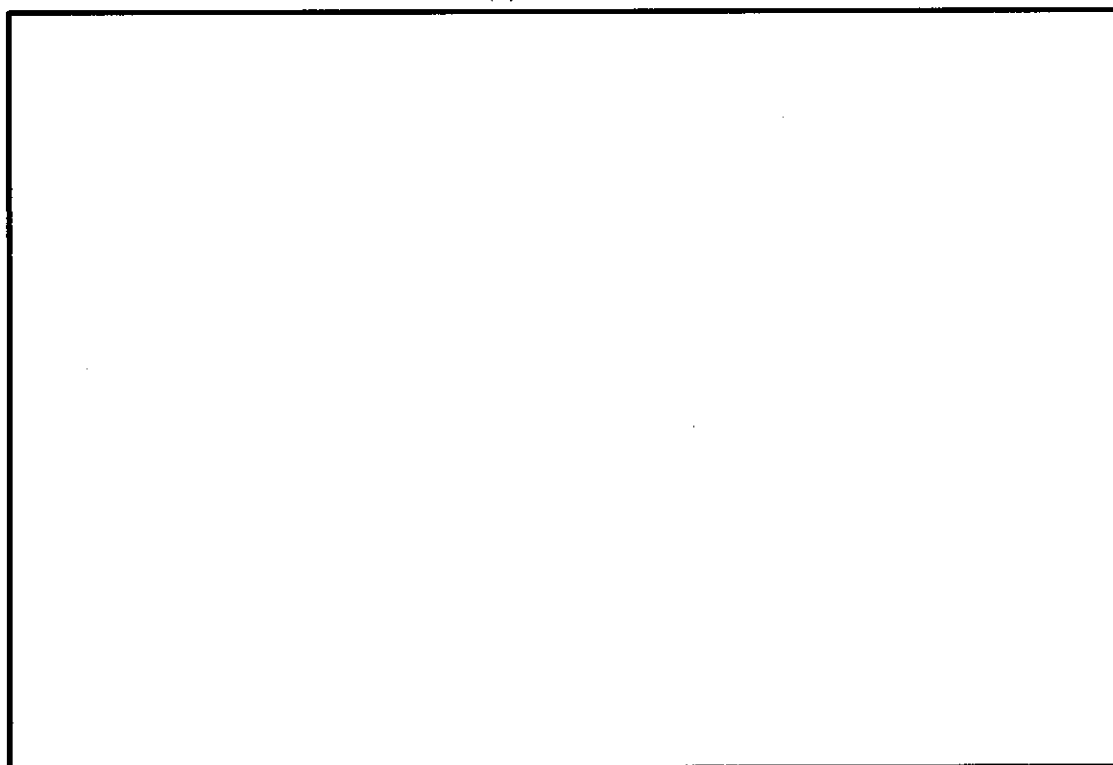
(2) EL. 8. 2m

図 5-2 (1/2) 各軸の支配領域(NS 方向)





(1) EL. 18. 0m



(2) EL. 8. 2m

図 5-2 (2/2) 各軸の支配領域 (NS 方向)



表 5-1 T/G 架台と建屋躯体の絶対値和による相対変位 (EL. 17.9m)

## (1) NS 方向

地震動	最大応答変位 (mm)					相対変位 (mm)			
	T/G 架台 質点 13	西側 質点 23	南側 質点 33	北側 質点 43	東側 質点 53	西側 質点 23	南側 質点 33	北側 質点 43	東側 質点 53
S <sub>d</sub> -D 1	11.6	8.4	13.3	10.5	8.4	20.0	24.9	22.1	20.0
S <sub>d</sub> -1 1	3.5	2.7	4.4	3.3	2.7	6.2	7.9	6.8	6.2
S <sub>d</sub> -1 2	4.9	3.9	5.9	4.4	4.0	8.8	10.8	9.3	8.9
S <sub>d</sub> -1 3	5.1	4.1	5.9	4.3	4.1	9.2	11.0	9.4	9.2
S <sub>d</sub> -1 4	4.2	3.4	5.3	4.2	3.4	7.6	9.5	8.4	7.6
S <sub>d</sub> -2 1	9.7	6.0	11.4	8.5	6.0	15.7	21.1	18.2	15.7
S <sub>d</sub> -2 2	8.7	6.0	11.1	7.9	6.0	14.7	19.8	16.6	14.7
S <sub>d</sub> -3 1	12.9	10.0	15.0	11.9	10.0	22.9	27.9	24.8	22.9

## (2) EW 方向

地震動	最大応答変位 (mm)			相対変位 (mm)	
	T/G 架台 質点 13	南側 質点 23	北側 質点 33	南側 質点 23	北側 質点 33
S <sub>d</sub> -D 1	0.95	0.96	0.75	19.1	17.0
S <sub>d</sub> -1 1	0.38	0.39	0.30	7.7	6.8
S <sub>d</sub> -1 2	0.44	0.42	0.32	8.6	7.6
S <sub>d</sub> -1 3	0.42	0.42	0.32	8.4	7.4
S <sub>d</sub> -1 4	0.36	0.34	0.25	7.0	6.1
S <sub>d</sub> -2 1	0.45	0.42	0.36	8.7	8.1
S <sub>d</sub> -2 2	0.66	0.65	0.49	13.1	11.5
S <sub>d</sub> -3 1	1.10	0.99	0.76	20.9	18.6



表 5-2 T/G 架台と建屋躯体の絶対値和による相対変位 (NS 方向, EL. 8. 2m)

(1) NS 方向

地震動	最大応答変位 (mm)					相対変位 (mm)			
	T/G 架台 質点 14	西側 質点 24	南側 質点 34	北側 質点 44	東側 質点 54	西側 質点 24	南側 質点 34	北側 質点 44	東側 質点 54
S <sub>d</sub> -D 1	8.0	5.8	10.5	6.5	5.8	13.8	18.5	14.5	13.8
S <sub>d</sub> -1 1	2.4	2.0	3.9	2.0	2.0	4.4	6.3	4.4	4.4
S <sub>d</sub> -1 2	3.7	3.1	5.4	3.2	3.1	6.8	9.1	6.9	6.8
S <sub>d</sub> -1 3	3.5	3.2	5.4	3.3	3.2	6.7	8.9	6.8	6.7
S <sub>d</sub> -1 4	3.0	2.5	4.3	2.7	2.5	5.5	7.3	5.7	5.5
S <sub>d</sub> -2 1	6.1	3.7	8.6	4.5	3.8	9.8	14.7	10.6	9.9
S <sub>d</sub> -2 2	5.6	3.5	6.9	4.2	3.6	9.1	12.5	9.8	9.2
S <sub>d</sub> -3 1	8.9	6.8	10.4	7.5	6.9	15.7	19.3	16.4	15.8

(2) EW 方向

地震動	最大応答変位 (mm)			相対変位 (mm)	
	T/G 架台 質点 14	南側 質点 24	北側 質点 34	南側 質点 24	北側 質点 34
S <sub>d</sub> -D 1	0.74	0.78	0.52	15.2	12.6
S <sub>d</sub> -1 1	0.29	0.33	0.22	6.2	5.1
S <sub>d</sub> -1 2	0.34	0.34	0.22	6.8	5.6
S <sub>d</sub> -1 3	0.32	0.33	0.22	6.5	5.4
S <sub>d</sub> -1 4	0.28	0.27	0.18	5.5	4.6
S <sub>d</sub> -2 1	0.33	0.35	0.25	6.8	5.8
S <sub>d</sub> -2 2	0.49	0.51	0.32	10.0	8.1
S <sub>d</sub> -3 1	0.84	0.79	0.53	16.3	13.7

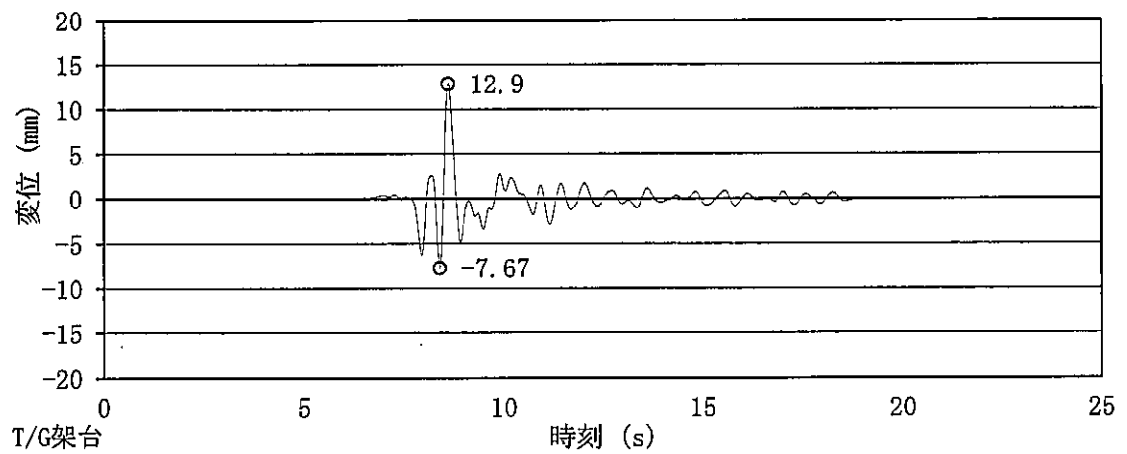


## 5.2 時刻歴和による相対変位

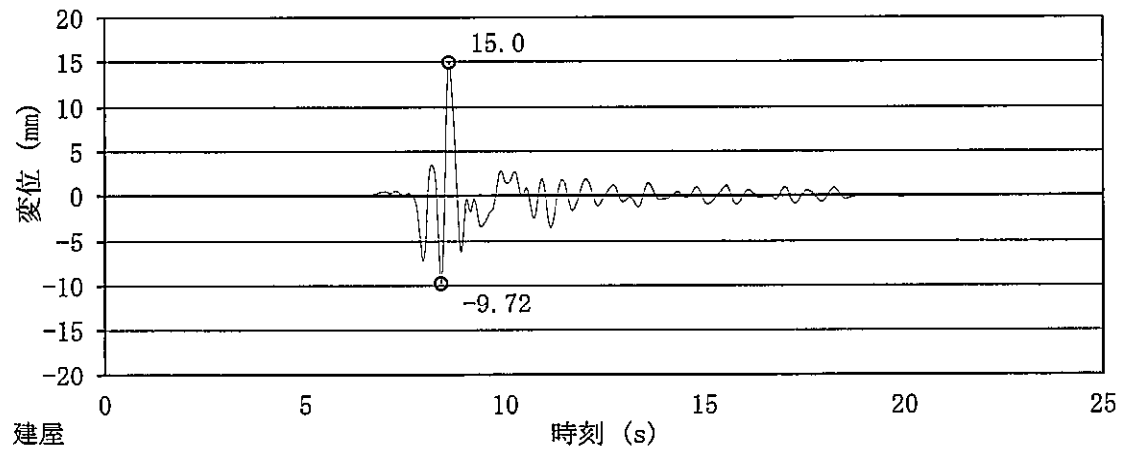
「5.1. 絶対値和による相対変位」では、 $S_d-31$ 地震時のNS方向において、タービン建屋南側をモデル化した軸とT/G架台をモデル化した軸の相対変位がクリアランスの25mmを上回る結果となった。

ここでは、時刻歴相和による相対変位を求め、接触の有無について評価する。 $S_d-31$ 地震時各質点の変位時刻歴と時刻歴和による相対変位を図5-3に示す。図5-3に示すように、時刻歴和による相対変位の最大値は2.39 mmでクリアランスの25mm以下となり、T/G架台と建屋は接触しないことを確認した。

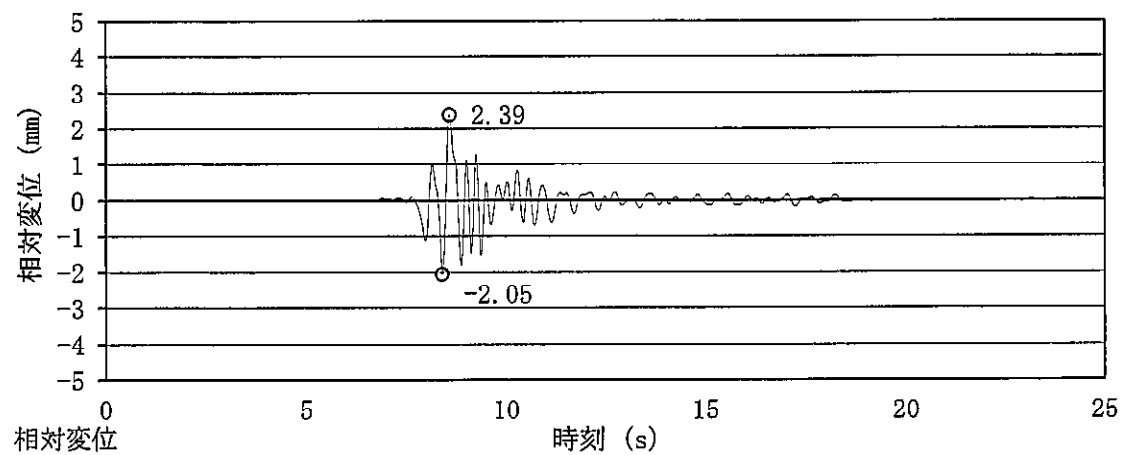




(1) T/G 架台(質点 13)の変位時刻歴



(2) 建屋南側(質点 33)の変位時刻歴



(3) T/G 架台-建屋間の相対変位時刻歴

図 5-3 変位時刻歴



### 5.3 ねじれによる影響

T/G 架台には、発電機 1 基、低圧タービン 3 基及び高圧タービン 1 基が設置され、それぞれの 1 基あたりの重量は遮蔽体を含め、それぞれ約 600t, 970t, 650t である。T/G 架台上の設備の概略配置図を図 5-4 に示す。

重量の大きい低圧タービン 3 基を中央に配置し、その両横に同程度の重量の発電機と高圧タービンを配置することにより、偏心の少ない設計としている。上記のとおり、時刻歴和による相対変位はクリアランスに対し十分余裕があり、ねじれによる影響を考慮しても T/G 架台と建屋躯体が衝突することはない。

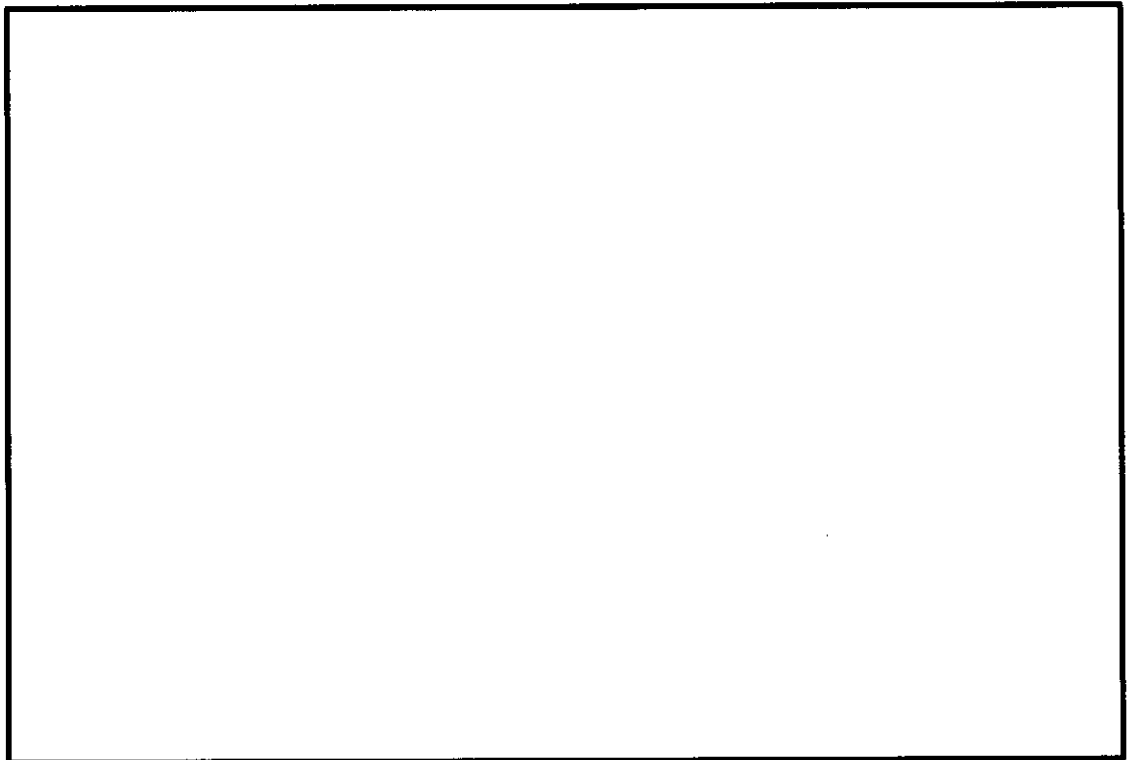


図 5-4 T/G 架台上の設備の概略配置図



## 別紙 タービン建屋の EW 方向の地震応答解析結果



## 目次

1. 検討概要.....	別紙ー1
2. 地震応答解析モデル.....	別紙ー1
3. 地震応答解析結果.....	別紙ー7



## 1. 検討概要

タービン建屋の EW 方向について、地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_e$  に対する地震応答解析結果を確認する。確認する応答は耐震壁のせん断ひずみとする。

## 2. 地震応答解析モデル

タービン建屋の EW 方向の地震応答解析モデルを図 2-1 に、地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 2-1 に、諸元を表 2-2 に示す。

建物・構築物の鉄筋コンクリート耐震壁については、せん断剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を考慮し、曲げ剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分に加えて、フランジ部分の曲げ剛性を考慮する。

復元力特性は、耐震壁のせん断及び曲げ剛性については、建屋の EW 方向に層を単位として、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づいて設定する。タービン建屋の各部材について算出したせん断及び曲げのスケルトン曲線の諸数値を表 2-3 及び表 2-4 に示す。

NS 方向と同様にタービン建屋の中央部には T/G 架台が配置されているため、EW 方向の地震応答解析モデルは建屋部を南北の 2 軸に分割し、T/G 架台と合せて 3 軸でモデル化し、T/G 架台を除く各軸は床の面内せん断剛性を考慮した床ばねで接続している。

各軸の支配領域と耐震要素を図 2-2 に、床ばねの算定領域を図 2-3 に示す。



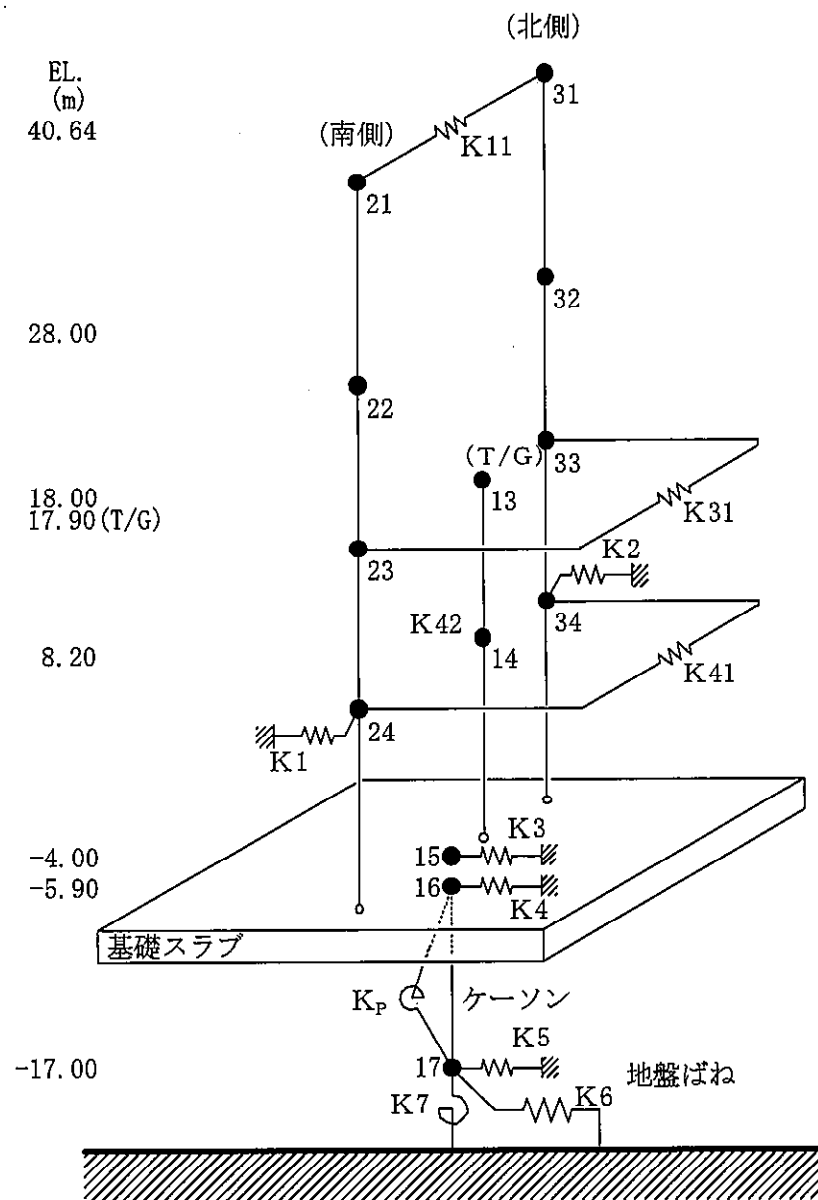


図 2-1  の地震応答解析モデル (EW 方向)



表 2-1 建物・構築物の物性値

建物・構築物	使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
タービン建屋	鉄筋コンクリート コンクリート : Fc=22.1 (N/mm <sup>2</sup> ) (Fc=225 (kgf/cm <sup>2</sup> )) 鉄筋 : SD35 (SD345 相当)	2.21×10 <sup>4</sup>	9.21×10 <sup>3</sup>	5

表 2-2 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向)

部位	高さ	質点番号	質点重量	回転慣性重量	要素番号	せん断断面積	断面2次モーメント	部位	高さ	質点番号	質点重量	回転慣性重量	要素番号	せん断断面積	断面2次モーメント
	m		kN	$\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$		$\text{m}^2$	$\times 10^3 \text{ m}^4$		m		kN	$\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$		$\text{m}^2$	$\times 10^3 \text{ m}^4$
	E. L.		W	$I_x$		$A_s$	I		E. L.		W	$I_x$		$A_s$	I
北側	40.64	31	23,100	214.3				南側	40.64	21	23,810	220.8			
	28.00	32	93,860	871.5	31	31.7	32.8		28.00	22	140,400	1,303.0	21	31.7	32.8
	18.00	33	217,810	2,028.2	32	45.5	51.5		18.00	23	321,430	3,144.6	22	52.9	61.0
	8.20	34	185,900	2,208.7	33	73.1	73.0		8.20	24	338,250	3,557.6	23	107	88.8
	-4.00	15	—	—	34	150	173.7		-4.00	15	—	—	24	185	162.3
T/G	17.90	13	157,990	666.3				床ばね							
	8.20	14	58,180	232.3	13	36.6	89.1	K <sub>11</sub> = 38.0×10 <sup>5</sup> kN/m							
	-4.00	15	—	—	14	24.9	95.6	K <sub>31</sub> = 61.7×10 <sup>5</sup> kN/m							
基礎	-4.00	15	518,590	5,090.7				K <sub>41</sub> = 62.5×10 <sup>5</sup> kN/m							
	-5.90	16	667,550	6,580.1	15	8,029	7,876.6	基礎スラブ下端回転拘束ばね							
	-17.00	17	292,080	2,895.4	16	577	564.4	K <sub>p</sub> =9.08×10 <sup>11</sup> kN・m/rad							
総重量			2,215,060												



表 2-3 セン断力のスケルトン曲線

EL. m	要素 番号	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
40.64 ~ 28.00	(21)	1.62	2.19	3.74	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(22)	2.13	2.88	4.19	0.231	0.693	4.0
18.00 ~ 8.20	(23)	2.22	3.00	4.15	0.241	0.723	4.0
8.20 ~ -4.00	(24)	2.32	3.13	4.15	0.252	0.756	4.0
40.64 ~ 28.00	(31)	1.62	2.19	3.74	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(32)	1.96	2.65	4.03	0.213	0.639	4.0
18.00 ~ 8.20	(33)	2.12	2.86	4.30	0.230	0.690	4.0
8.20 ~ -4.00	(34)	2.11	2.85	4.13	0.229	0.687	4.0

表 2-4 曲げスケルトン曲線 (M- $\phi$  関係)

EL. m	要素 番号	$M_1$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_2$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_3$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$\phi_1$ ( $\times 10^{-5}$ 1/m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ 1/m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ 1/m)
40.64 ~ 28.00	(21)	1.46	2.75	4.47	0.201	2.56	39.3
28.00 ~ 18.00	(22)	2.79	5.77	8.23	0.239	2.52	26.4
18.00 ~ 8.20	(23)	6.33	12.2	17.1	0.323	3.00	24.1
8.20 ~ -4.00	(24)	11.1	22.2	30.3	0.309	2.80	23.6
40.64 ~ 28.00	(31)	1.46	2.75	4.47	0.201	2.56	39.3
28.00 ~ 18.00	(32)	2.02	4.18	5.99	0.177	2.12	19.7
18.00 ~ 8.20	(33)	2.58	6.12	8.59	0.160	1.58	9.77
8.20 ~ -4.00	(34)	9.59	20.7	29.7	0.250	2.39	16.7



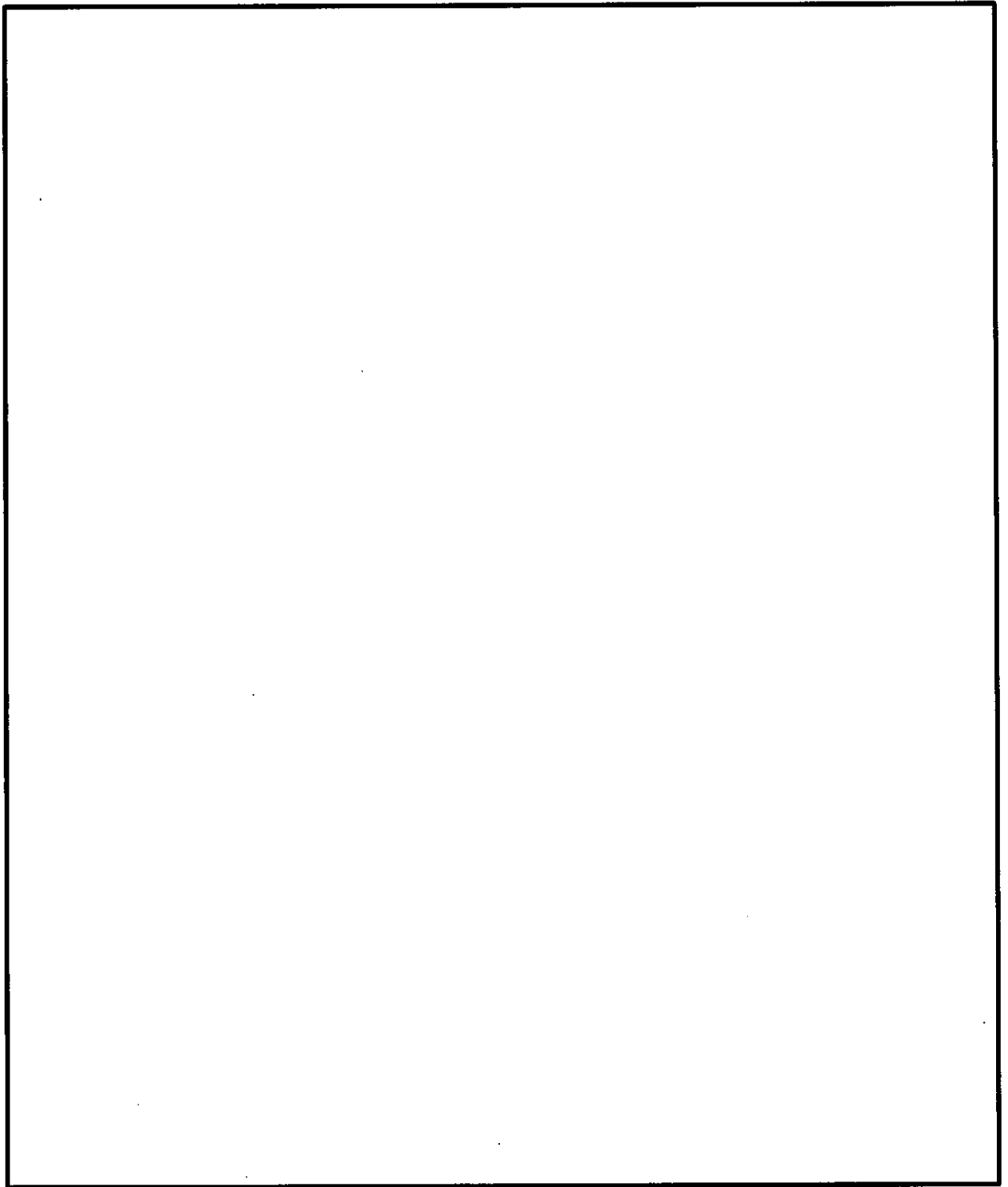


図 2-2 地震応答解析モデル(EW 方向)の各軸の支配領域と耐震要素



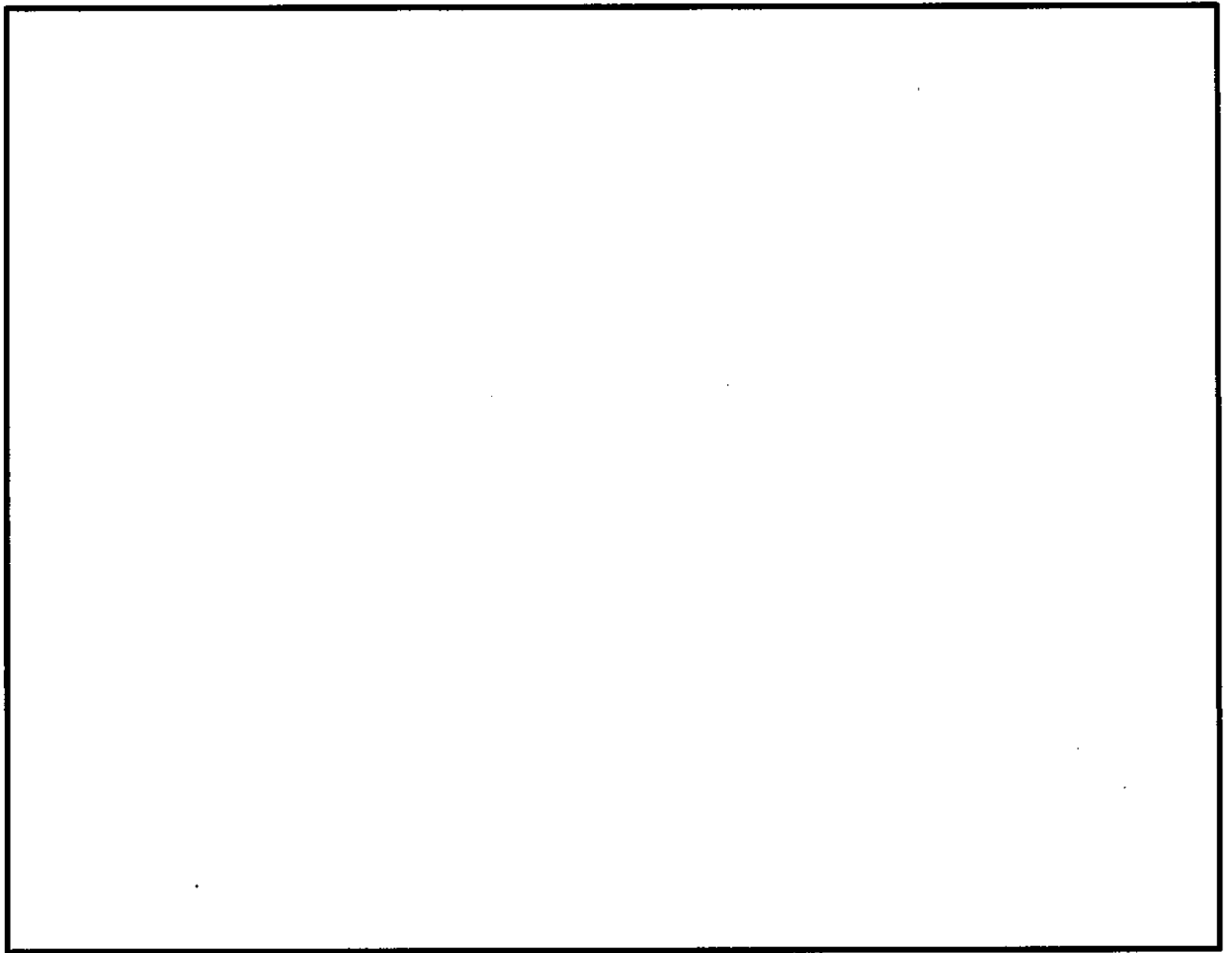


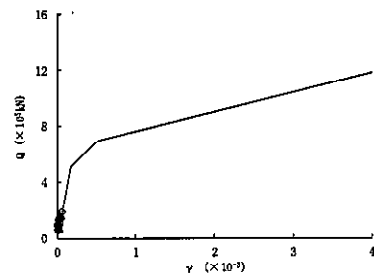
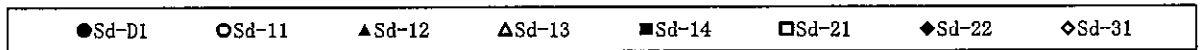
図 2-3 地震応答解析モデル(NS 方向)の床ばねの算定領域



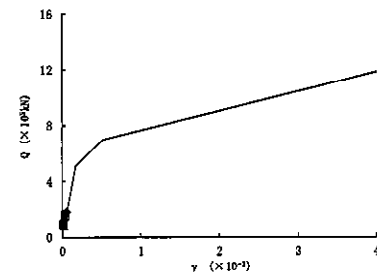
### 3. 地震応答解析結果

タービン建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果について、耐震壁のせん断スケルトンカーブ上の最大応答値を図 3-1～図 3-3 に示す。

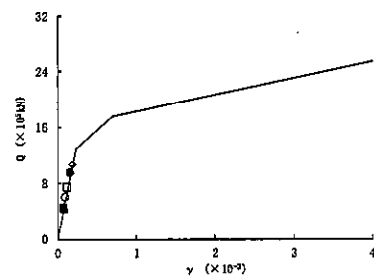




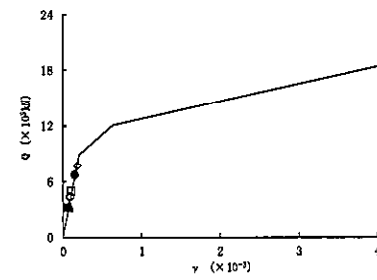
要素 21



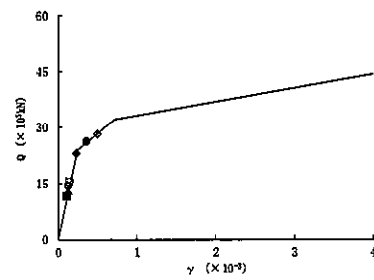
要素 31



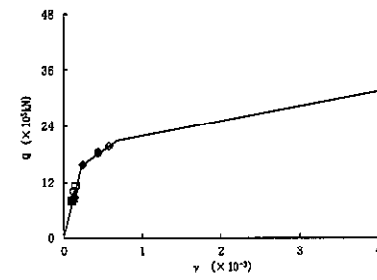
要素 22



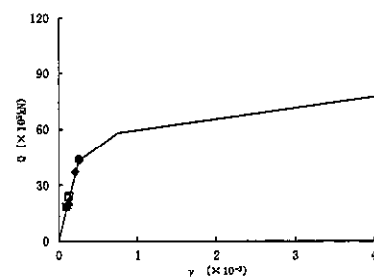
要素 32



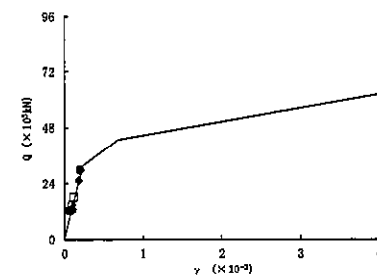
要素 23



要素 33



要素 24



要素 34

図 3-1 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss, 工認モデル, EW 方向）



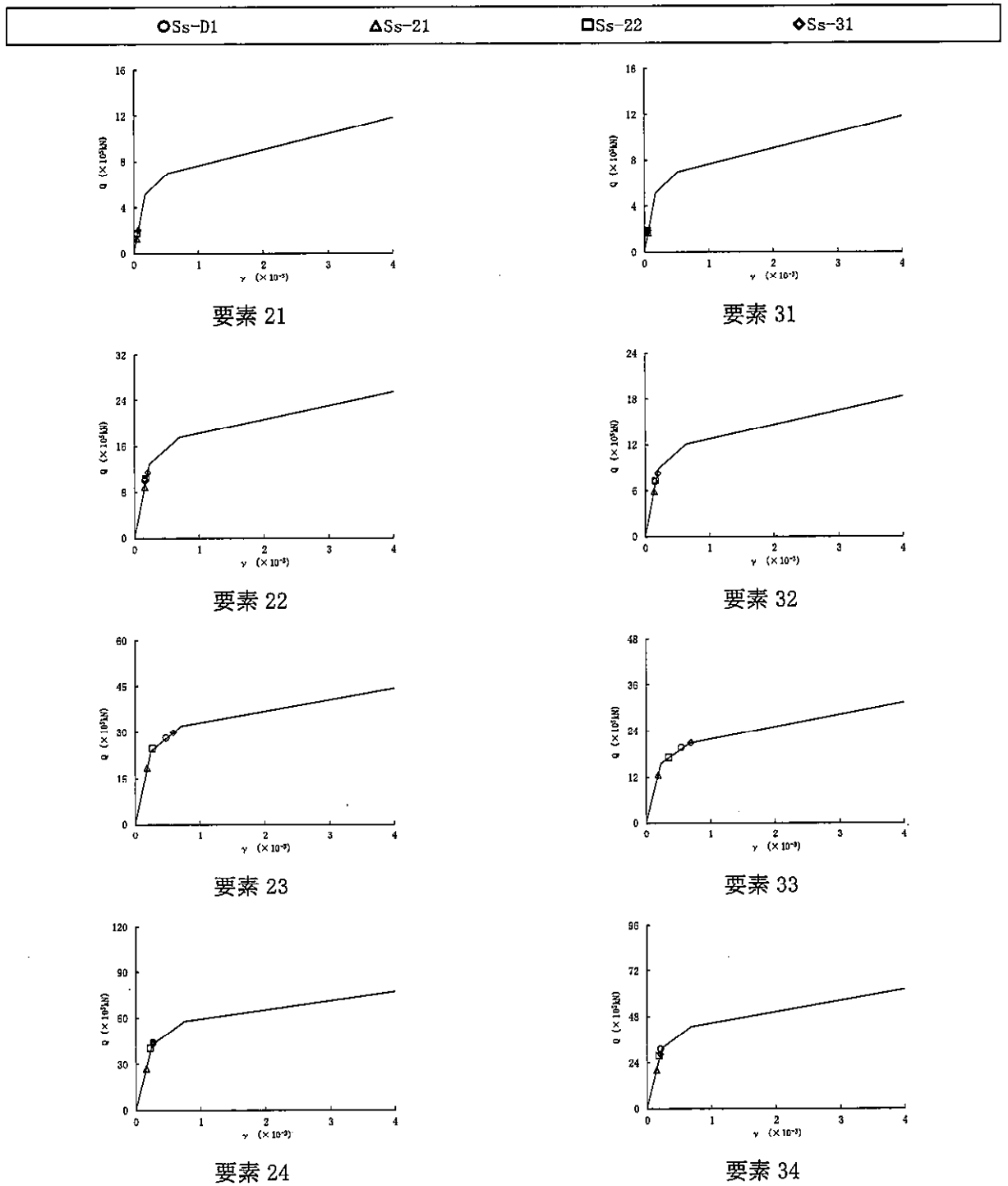


図 3-2 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss，地盤+ $\sigma$ 考慮モデル，EW 方向）



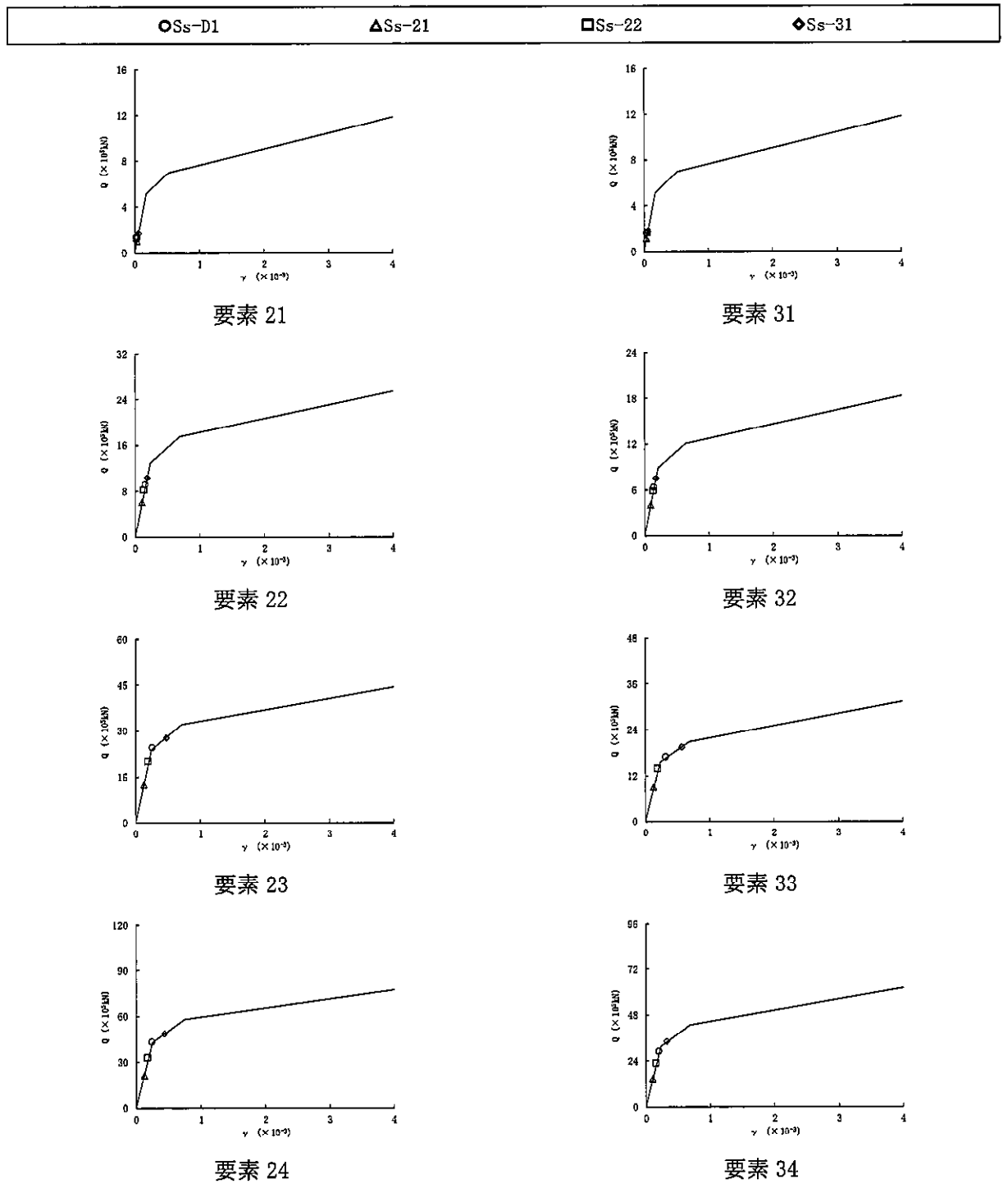


図 3-3 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 Ss，地盤- $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）



補足-370-15【サービス建屋の耐震性評価に関する補足説明】



## 目次

1. 概要.....	1
2. 耐震補強箇所について.....	2
3. 地震応答解析モデルのモデル化について.....	6
3.1 解析モデル.....	6
3.2 地盤ばねについて.....	7
3.3 非線形特性の設定方法について.....	9
3.4 入力地震動について.....	14
3.5 静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性について.....	16
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果.....	28
4.1 地盤物性のばらつきの設定.....	28
4.2 固有値解析結果.....	29
4.3 地震応答解析結果.....	31
5. 原子炉建屋への影響の評価.....	38
5.1 建屋間の最大相対変位.....	38
5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討.....	40
5.3 サービス建屋塔屋部の影響について.....	46
5.4 サービス建屋増設部の影響について.....	48



## 1. 概要

本資料は、サービス建屋の耐震性評価についての補足説明資料であり、以下の添付資料の補足説明をするものである。

・添付書類「V-2-11-2-14 サービス建屋の耐震計算書」

以下、本資料の概要を示す。

第2章「耐震補強箇所」では、耐震性向上の観点から耐震補強を予定しているため、その耐震壁の新設もしくは既設耐震壁の増厚する部位及び配筋について示している。なお、本検討で用いる解析モデル及び評価結果については、補強後の状態を前提として記述している。

第3章「地震応答解析モデルのモデル化について」では、質点系地震応答解析モデル（EW方向）、地盤－杭－基礎系の動的インピーダンス（動的複素ばね）から算出した基礎の地盤ばね及び荷重入力の設定について示している。また、質点系地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定については、その基となる静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性の設定について整理している。

第4章「地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」では、地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果について、許容限界として設定した層間変形角（1/120）に十分に収まる結果を示している。

第5章「5. 原子炉建屋への影響の評価」では、地盤物性のばらつきを考慮した上で原子炉建屋間との絶対値による最大相対変位を評価しており、その評価結果としては、最大相対変位が49.7mm（ $S_s - 31$ 、地盤物性－ $\sigma$  考慮モデル）となり、サービス建屋と原子炉建屋間のクリアランス（50mm）以下となるため、原子炉建屋間に衝突は起こらないことを示している。

また、原子炉建屋のねじれを考慮した検討では、最大相対変位が原子炉建屋間のクリアランス50mmを超過するが、両建屋の時刻歴変位から算出される時刻歴相対変位は、 $S_s - 31$ 地震時に最大28.5mmであり、建屋間のクリアランス（50mm）以下となることを示している。

更に、サービス建屋既設部は、原子炉建屋に隣接した塔屋を有しているため、塔屋部の原子炉建屋に与える波及的影響について検討しており、基礎の回転角に塔屋部の階高を乗じて求めた塔屋部 EL. 22.0m に対する相対変位を求め、EL. 22.0m における原子炉建屋とサービス建屋間の相対変位に加算し、建屋間のクリアランス 50mm 以下であることを確認している。その結果、絶対値和による建屋間の最大相対変位が  $S_s - 31$  ではクリアランス 50mm を超過する。しかし、原子炉建屋のねじれを考慮した検討で示される絶対値和による最大相対変位の最も大きい地盤物性－ $\sigma$  考慮モデルの時刻歴相対変位の最大値は27.1mmであり、塔屋部の EL. 22.0m に対する相対変位1.03mmを考慮しても建屋間のクリアランス 50mm に対して十分余裕があり、塔屋部が原子炉建屋に衝突することはないことを示している。

最後に、サービス建屋増設部の既設部への影響検討として、既設部と増設部の振動諸元の比較及び建屋重量が水平に作用した際（サービス建屋が水平方向に加速度 1G を受けた場合）の相対変位の比較を行った。その結果、既設部が原子炉建屋側に変形する場合には、既設部より増設部の変形量は小さくなるため、増設部が既設部に衝突し原子炉建屋に波及的影響を与える可能性は低いことを示している。



## 2. 耐震補強箇所について

サービス建屋については、耐震性向上の観点から耐震補強を実施する予定としている。耐震補強は耐震壁の新設もしくは既設耐震壁の増厚を行い、層剛性及び強度を向上させることで、サービス建屋の地震時変形を抑制する。新設または増厚する耐震壁の位置を図 2-1～図 2-4 に、配筋を表 2-1 に示す。



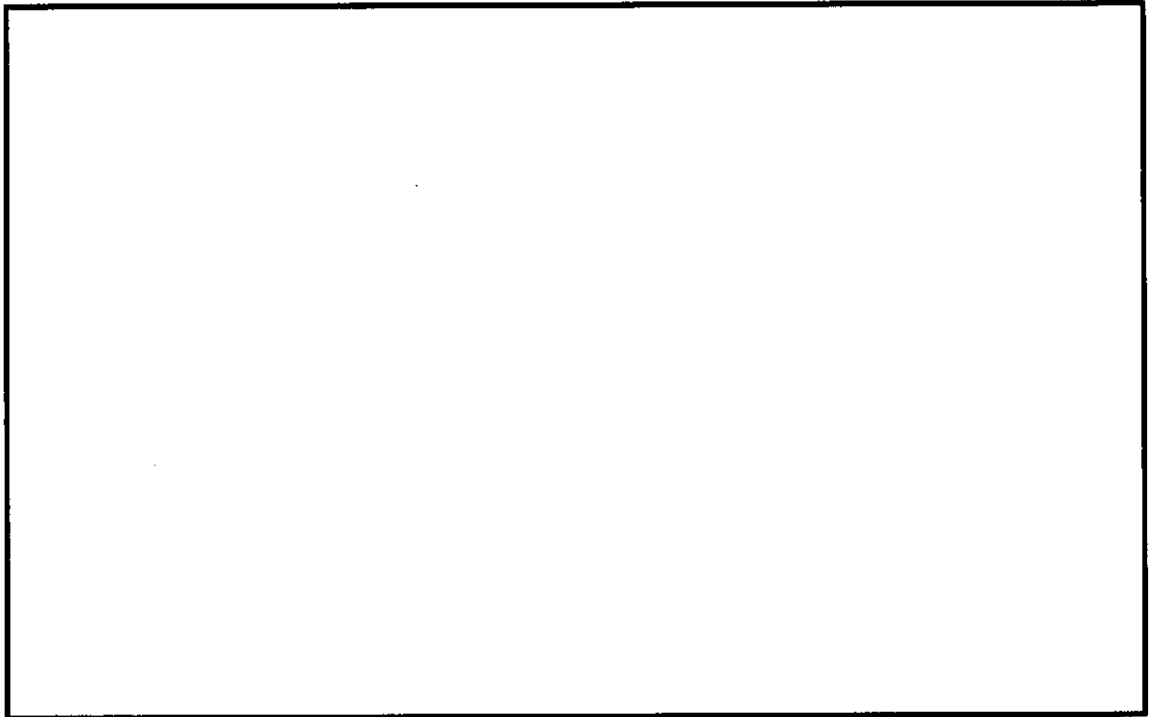


図 2-1 耐震壁の追加位置 (1 階)

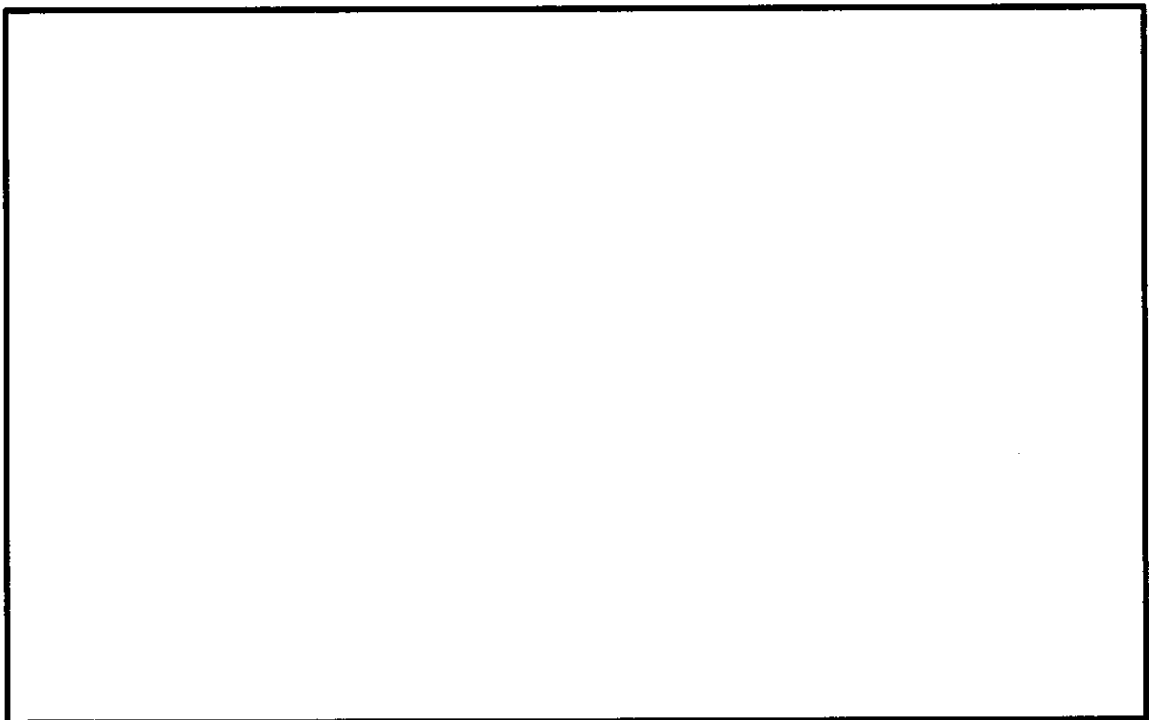


図 2-2 耐震壁の追加位置 (中 2 階)



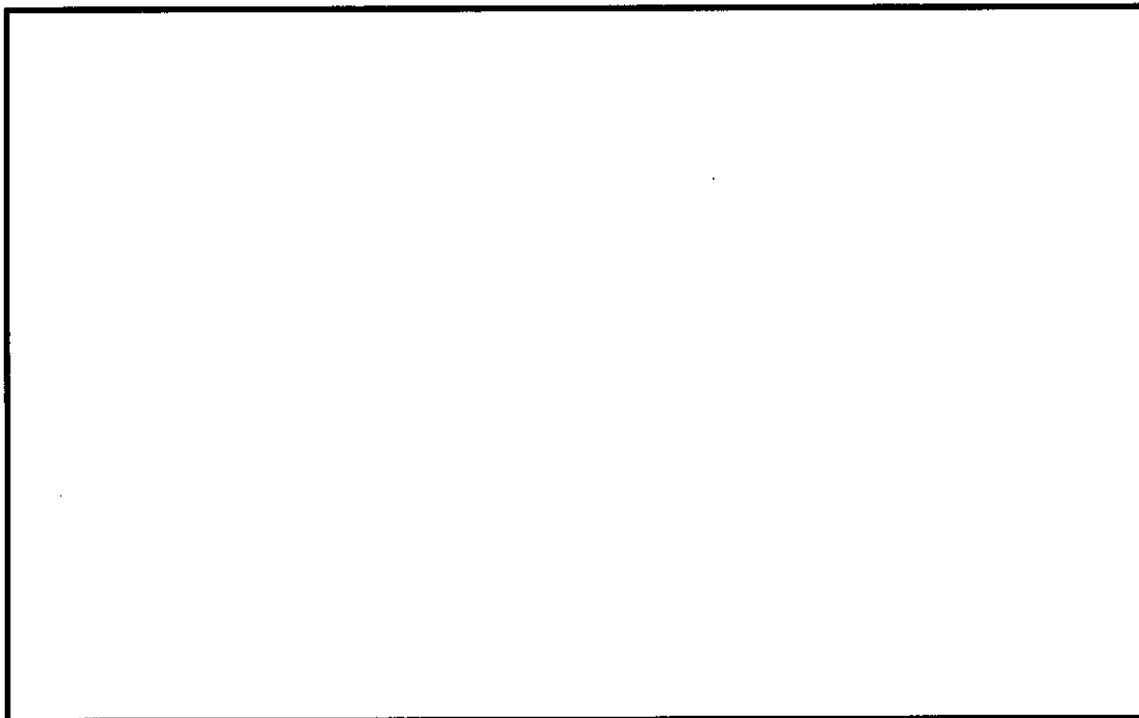


図 2-3 耐震壁の追加位置 (2 階)

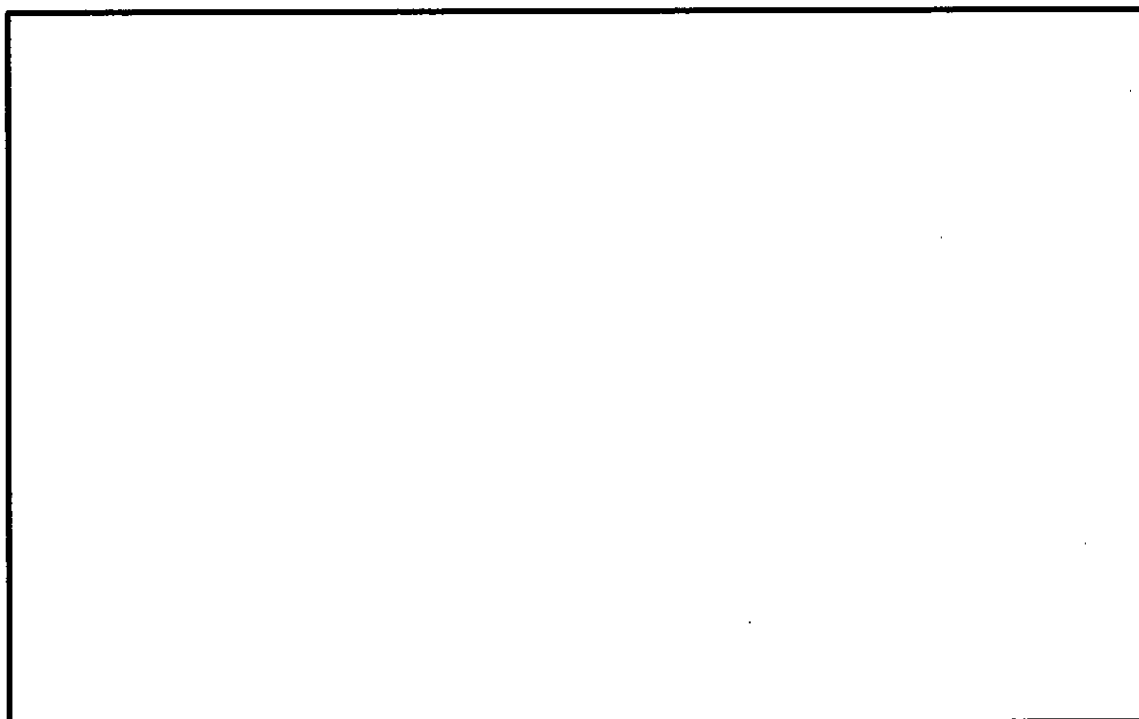


図 2-4 耐震壁の追加位置 (3 階)



表 2-1 追加する耐震壁の配筋

壁種類	記号 (注 1)	配筋 (注 2)
新設	EW40	タテ D16@200 ヨコ D16@200
	EW30	タテ D13@200 ヨコ D13@200
増厚	E40A (EW15+EW25)	タテ D13@200 ヨコ D13@200
	E40B (EW12+EW28)	タテ D13@200 ヨコ D13@200
	E50A (EW20+EW30)	タテ D13@200 ヨコ D13@200

(注 1) 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

増厚壁の場合、括弧内の前者が既存壁、後者が増圧分の壁厚であり、増圧分の配筋を示している。

(注 2) 配筋はすべてダブル配筋とする。



### 3. 地震応答解析モデルのモデル化について

#### 3.1 解析モデル

サービス建屋の地震応答解析モデル（EW 方向）を図 3-1 に示す。建屋の剛性は荷重増分解析に基づき算定し、曲げ剛性を無限大とした曲げせん断棒によりモデル化する。地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した、剛基礎を有する多質点系のせん断ばねモデルとする。

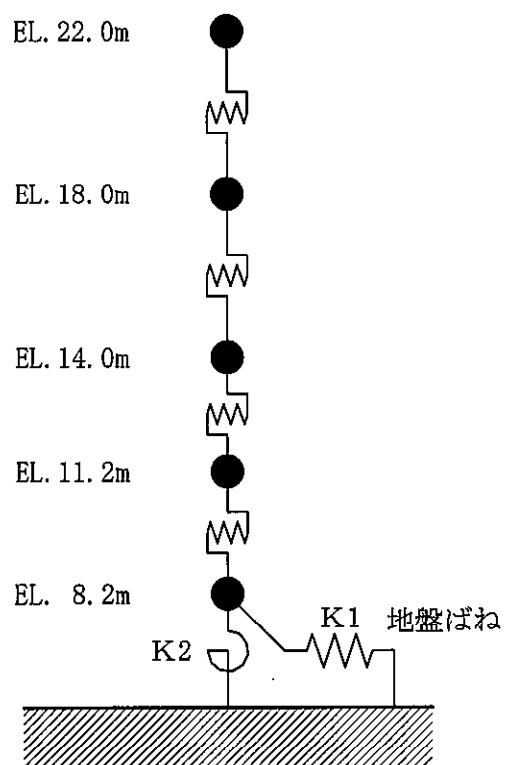


図 3-1 サービス建屋の地震応答解析モデル(EW 方向)



### 3.2 地盤ばねについて

サービス建屋の地震応答解析モデルの地盤ばねについて説明する。

サービス建屋の基礎は、厚さ約 1.2m の基礎スラブで場所打ちコンクリート杭を用いた杭基礎となっており、砂質泥岩である久米層に支持される。図 3-2 にサービス建屋の杭配置図を示す。

地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は、地盤－杭－基礎系の動的インピーダンス（動的複素ばね）の計算を行い、基礎の地盤ばねの算定を行う。

動的インピーダンスは、薄層要素法と三次元有限要素法とを組み合わせた方法（以下、「サブストラクチャー法」と言う。）を用いて算定する。

サブストラクチャー法に基づいて振動数依存の実部と虚部を評価したうえで、「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」による近似法によって、水平及び回転ばねを定数化する。



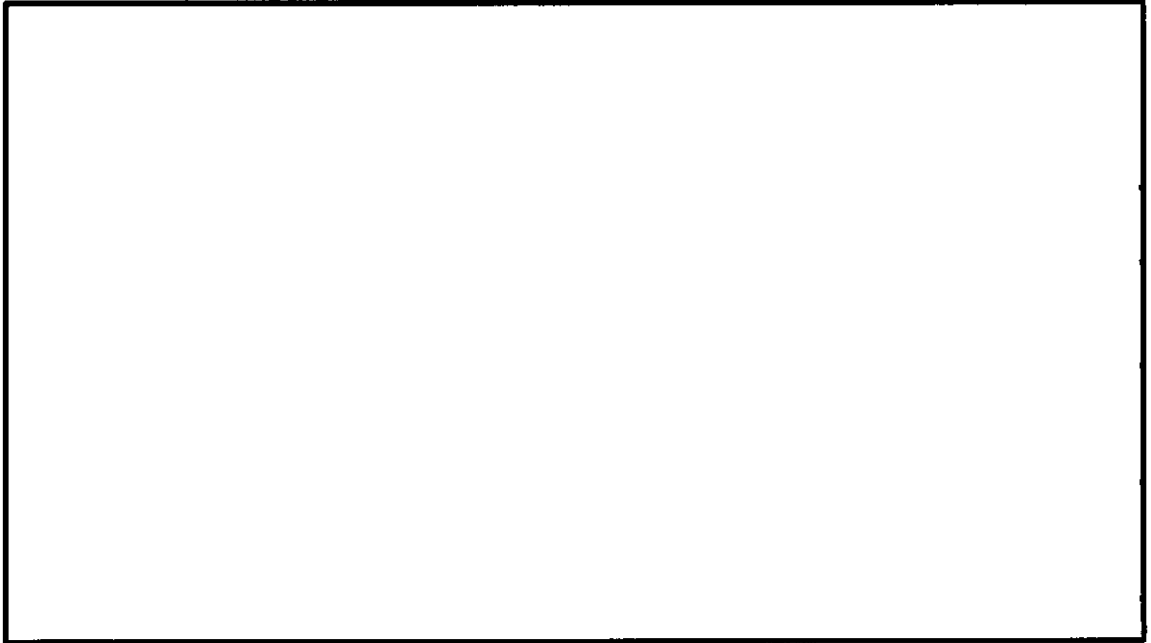


図 3-2 サービス建屋の杭配置図



### 3.3 非線形特性の設定方法について

サービス建屋は鉄筋コンクリート造の耐震壁付きラーメン構造である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁と柱、梁のラーメン構造による等価剛性に対し、非線形特性を考慮している。

非線形特性は、3次元FEMによる荷重増分解析に基づき設定する。増分解析に用いた解析モデルを図3-3に、耐震壁として考慮した壁を図3-4に示す。

荷重増分解析に用いる外力分布は建築基準法の略算式による分布形状を用いた。Ai分布を表3-1に、各部材の終局耐力の評価法を表3-2に、使用材料を表3-3に示す。なお、表3-1には、荷重増分解析に用いる外力の保守性を示すため、精算式によるAi分布も併せて示す。

加力方向は正加力と負加力について実施し、1階の耐力が低くなる加力方向を採用する。加力方向は、EW方向に正加力(W→E)とした場合を採用した。

静的漸増解析より求めた荷重－変形関係から図3-5に示す方法により各階の非線形特性を算出した。各階の静的漸増解析結果とせん断力－変位曲線を比較して図3-6に示す。

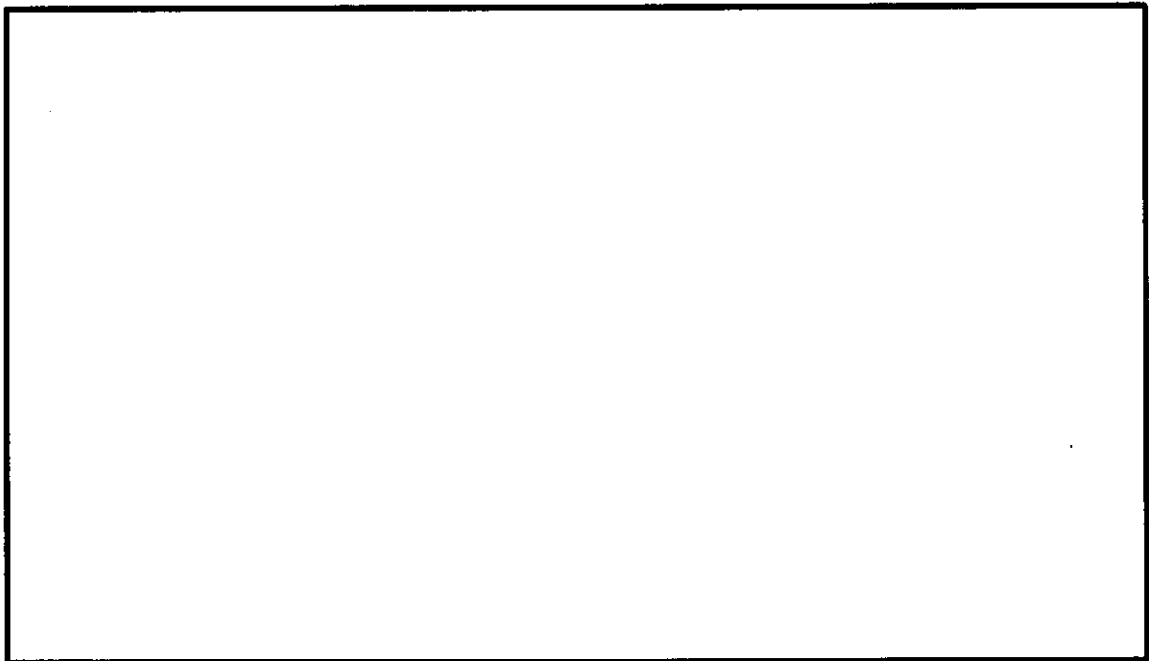


図 3-3 増分解析に用いた解析モデル



表 3-1 Ai 分布

階	Ai(略算)	Ai(精算)
3 階	1.494	1.277
2 階	1.268	1.179
中 2 階	1.099	1.058
1 階	1.000	1.000

[Ai 略算式] (昭 55 建告第 1793 号第 3)

$$\left( A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \right)$$

$\alpha_i$  : 建築物の  $A_i$  を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和  
(建築基準法施行令第 86 条第 2 項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。以下同じ。) を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

T : 第 2 に定める T の数値 (建築物の設計用一次固有周期)

[Ai 精算式] \*

建築物をモデル化し、各自の固有振動モードと固有値を求め、各自の固有振動モードが、地震動にどれくらいの応答を示すかをスペクトルによつて求め、建築物全体の応答はそれらの和 (各次の二乗和の平方根 : SRSS-Square Root of Sum of Squares) とする。

$A_i$  は次式によつて算出することができる。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで、

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

$n$  : 建築物の層数

$w_m$  : 第  $m$  層の重量 (kg)

$\beta_j \cdot U_{mj}$  : 第  $m$  層の  $j$  次刺激関数

$T_j$  : 固有値解析により得られる建築物の  $j$  次固有周期 (秒)

$R_t(T_j)$  : 周期  $T_j$  に対応する加速度応答スペクトルの値

(令第 88 条第 1 項に与えられている振動特性係数  $R_t$  の  $T_j$  に対する値とすることができる)

$k$  : 考慮すべき最高次数で通常 3 以上とする。

参考文献 \* : 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議, 2015)



表 3-2 各部材の耐力評価方法

	曲げ	せん断
柱	ファイバーモデル	荒川 mean 式
梁※	$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d$	荒川 mean 式
壁	—	荒川 mean 式

※ $a_t$ : 引張り鉄筋の断面積,  $\sigma_y$ : 鉄筋の降伏応力,  $d$ : 梁の有効せい

表 3-3 使用材料

(1) コンクリート

Fc N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	せん断弾性係数 N/mm <sup>2</sup>	単位体積重量 kN/mm <sup>3</sup>
17.7	$2.05 \times 10^4$	$8.5 \times 10^3$	24.0

(2) 鉄筋

種別名	降伏応力度 N/mm <sup>2</sup>
SD295A	295



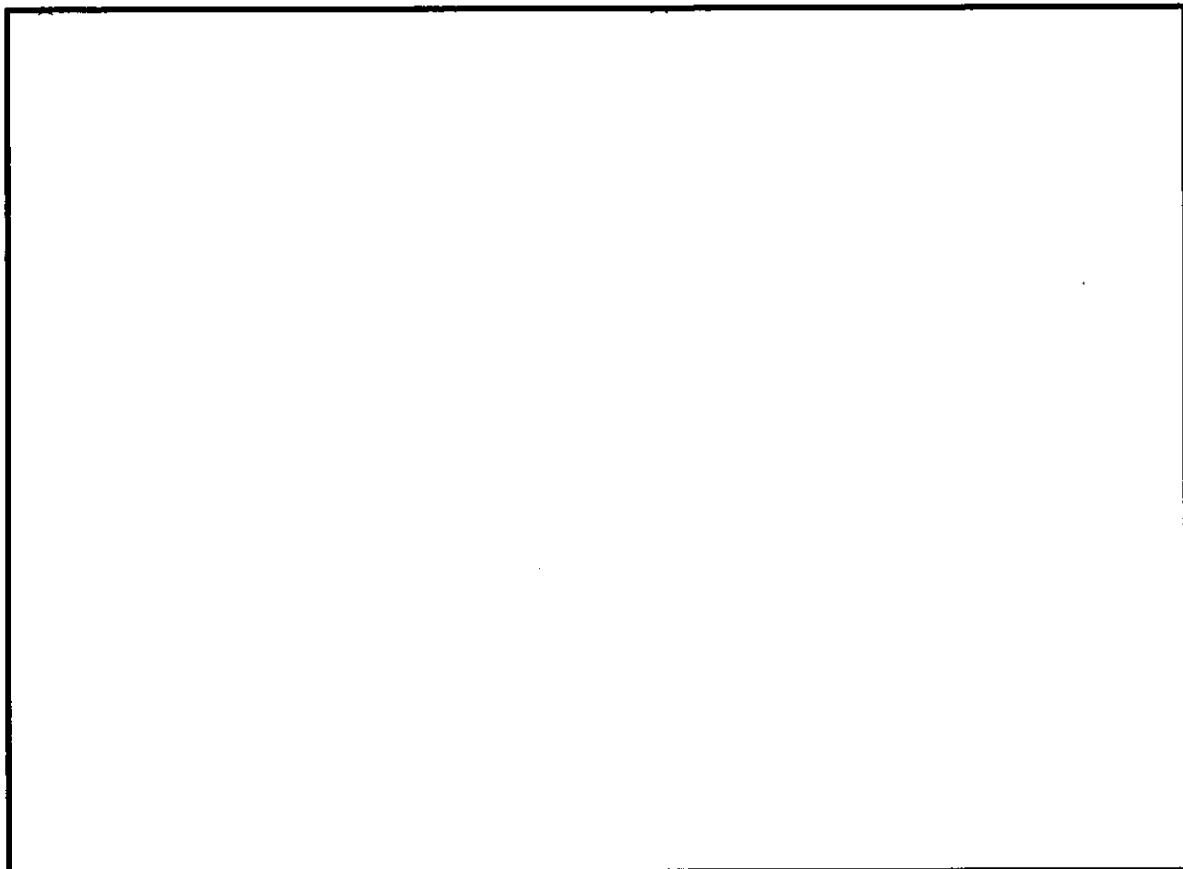


図 3-4 静的漸増解析に考慮した耐震壁

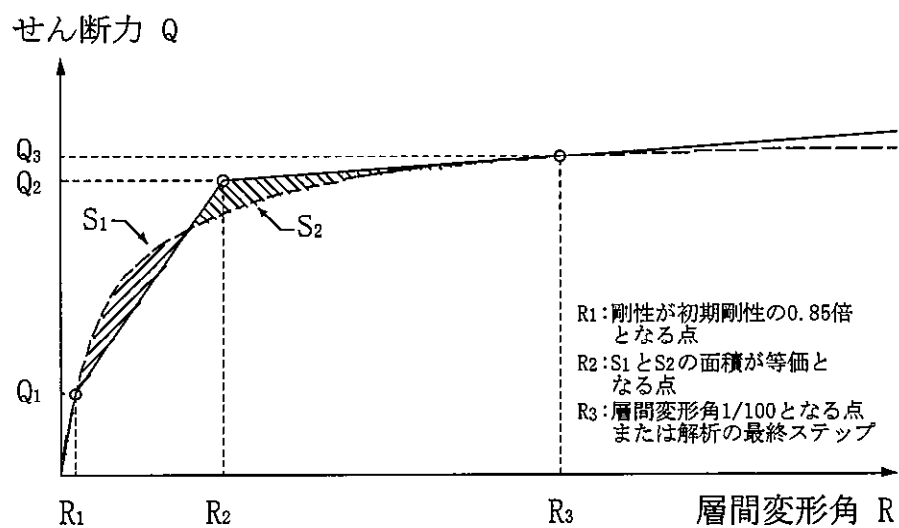
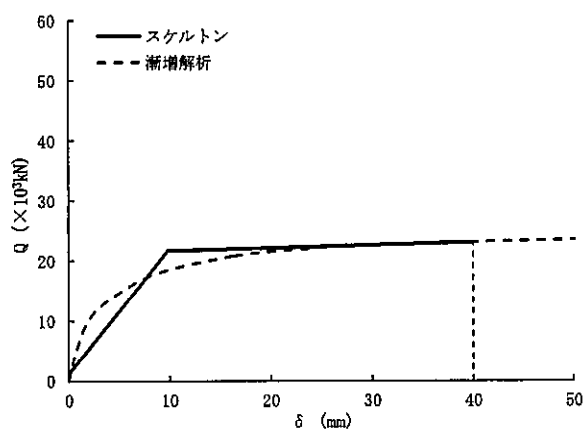
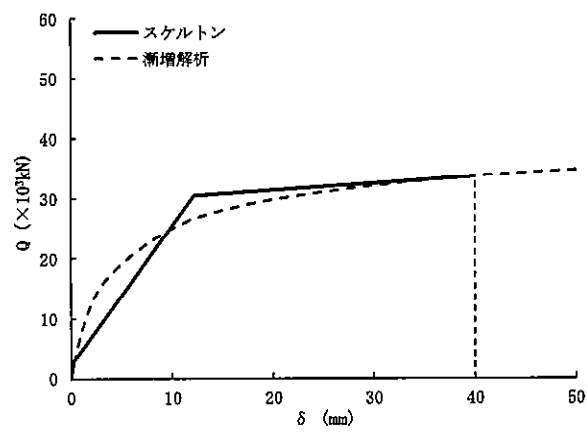


図 3-5 せん断 ( $Q$ ) - 層間変形角 ( $R$ ) の関係

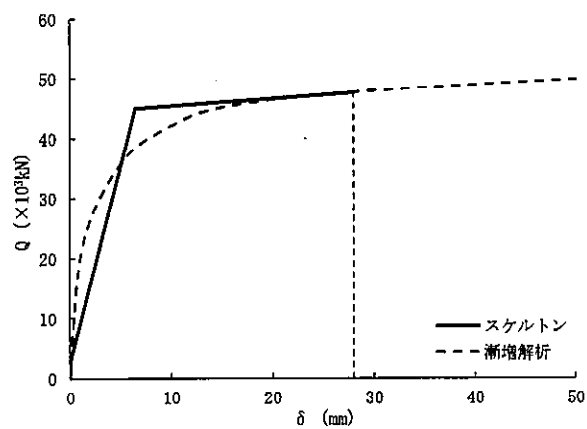




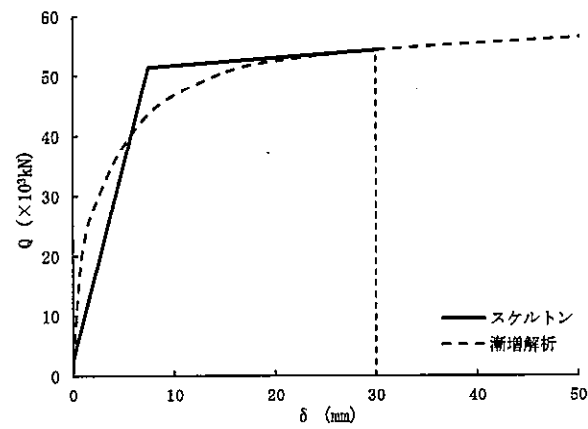
(a) 3 階



(b) 2 階



(c) 中 2 階



(d) 1 階

図 3-6 各階のせん断力—変位曲線



### 3.4 入力地震動について

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で定義される基準地震動 $S_s$ に対する建屋基礎底面レベルでの地盤の応答として評価する。図3-7に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を、図3-8に解析検討フロー示す。

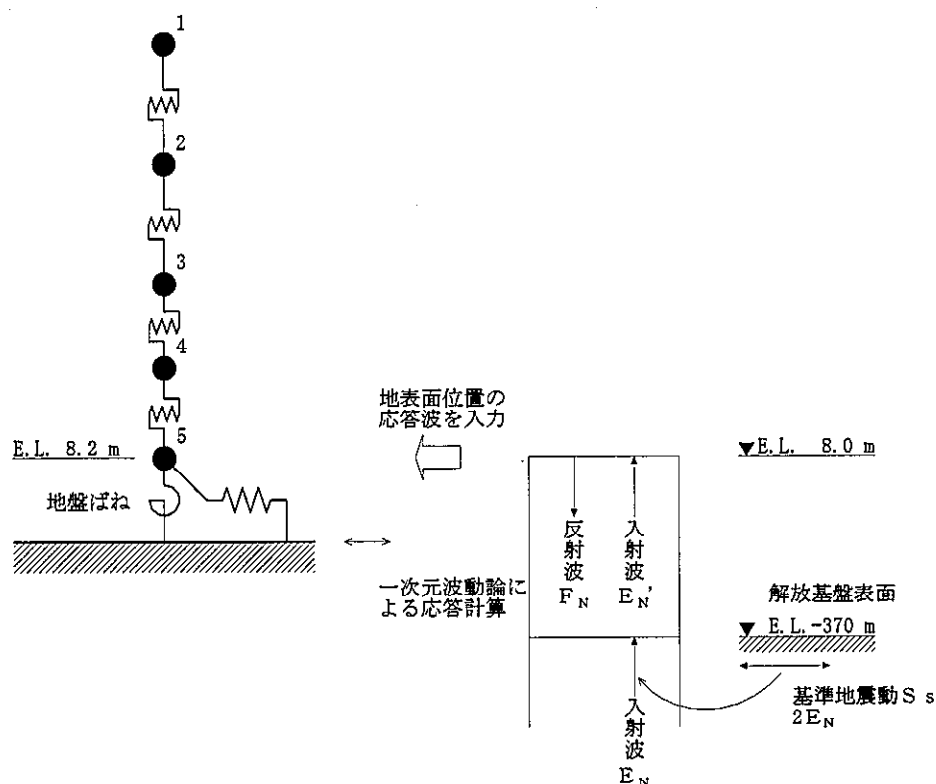
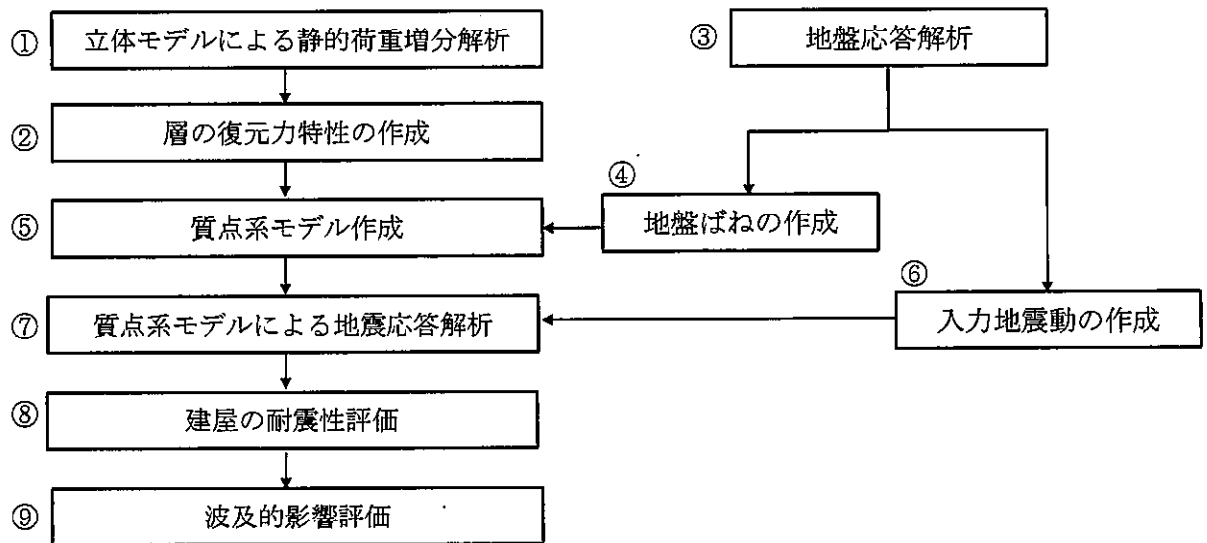


図 3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）





#### 【解析検討フローの解説】

##### ①立体モデルによる荷重増分解析

構造計算書と構造図を元に、層の復元力特性を求めるために行う。各層の $Q-\delta$  曲線を算出する。

##### ②層の復元力特性の作成

①で求めた各層の $Q-\delta$  曲線を元に層の復元力特性（スケルトンカーブ）を作成する。

##### ③地盤応答解析

基準地震動を解放基盤表面に入力し、地盤応答解析を行う。

##### ④地盤ばねの算定

③で算定した収束物性を用いて、建屋と杭と地盤の相互作用ばね（地盤ばね）を算定する。

##### ⑤質点系モデルの作成

層の重量、層の復元力特性、地盤ばねを元に質点系モデルを作成する。

##### ⑥入力地震動の作成

③で解析した建屋位置における応答加速度を入力地震動として抽出する。

##### ⑦質点系モデルによる地震応答解析

建屋の地震応答解析を質点系モデルにより行う。

##### ⑧建屋の耐震性評価

⑦の地震応答解析結果から建屋の耐震性評価を行う。

##### ⑨波及的影響評価

サービス建屋の応答結果と原子炉建屋の応答結果からサービス建屋の原子炉建屋への波及的影響を評価する。

図 3-8 解析検討フロー



### 3.5 静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性について

#### 3.5.1 鉄筋コンクリート造柱・梁の剛性

##### (1) 断面積

柱の軸断面積は袖壁および直交袖壁を考慮し、せん断断面積には直交袖壁は無視し袖壁のみ考慮する。袖壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

梁の断面積は腰壁・垂壁を考慮する。腰壁・垂壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

図 3-9 に柱及び梁の断面積の取り方を示す。

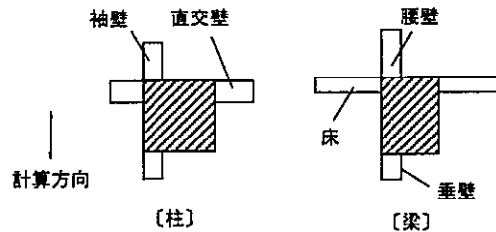


図 3-9 柱及び梁の断面積の取り方

##### (2) 断面二次モーメント

柱の断面 2 次モーメントは形状のまま算定する。直交壁は無視し、袖壁のみを評価して断面 2 次モーメントを求める。

図 3-9 に柱の断面 2 次モーメントの取り方を示す。

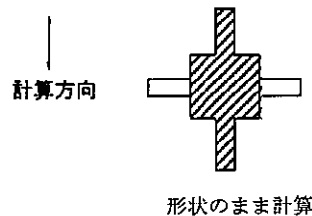


図 3-9 柱の断面 2 次モーメントの取り方

梁の断面 2 次モーメントは、断面積と梁せいが等しい等価矩形断面として計算する。腰壁・垂壁のみについて等価断面として考慮し、床は別途計算し加算する。中立軸は床スラブを考慮した中立軸を採用する。

図 3-10 に梁の断面 2 次モーメントの取り方を示す。

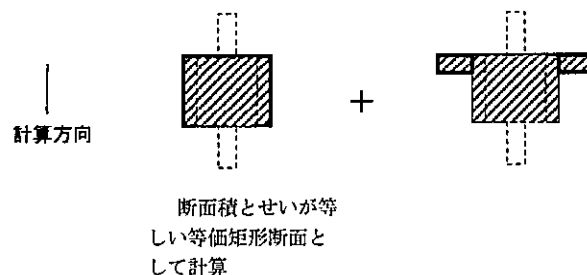


図 3-10 梁の断面 2 次モーメントの取り方



### 3.5.2 耐震壁の剛性

耐震壁は壁エレメントモデルでモデル化される。全体としての断面性能は、壁柱の断面性能、側柱の断面性能および上下大梁の断面性能（軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性）により表現される。

壁エレメントモデルは、鉛直の梁要素（間柱）を両端ピンの剛梁ではさみ込んでモデル化し、剛梁と間柱は剛接合、剛梁の両端はピン接合となっている。このため、四隅の節点の水平・上下の変形が間柱に伝達される。なお、剛梁は実際に梁要素が存在するわけではなく、剛域変換によって剛梁の両端の節点の変位が間柱に伝達される。

図 3-11 に壁エレメントモデルの概念図を示す。

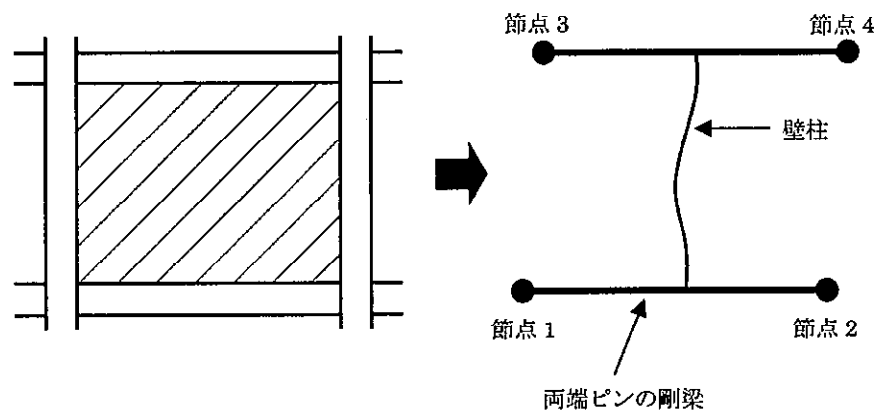


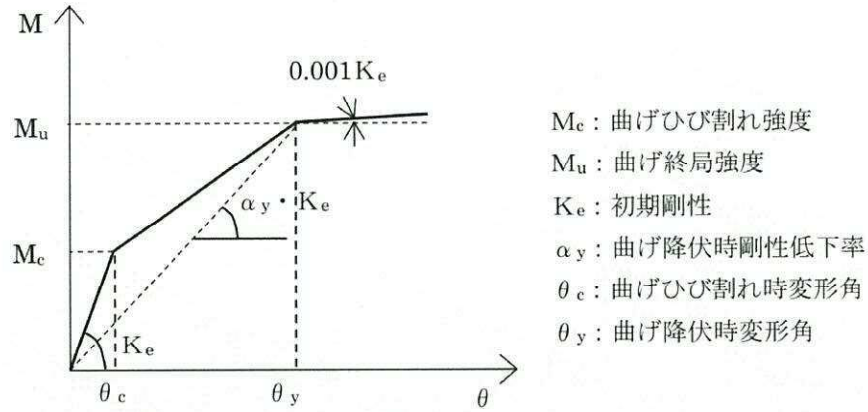
図 3-11 壁エレメントモデル（概念図）



### 3.5.3 梁、柱及び耐震壁の復元力特性

#### (1) 鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性

図 3-12 に鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性を示す。



各耐力式に用いる主な記号は以下のとおりとする。

$y_i$  : 梁下端からの各鉄筋重心までの距離

$a_i$  : 各鉄筋断面積

$i=1$  : 下端 1 段筋

$i=2$  : 下端 2 段筋

$i=3$  : 上端 1 段筋

$i=4$  : 上端 2 段筋

$i=5$  : スラブ筋

$a_t$  : 引張鉄筋断面積

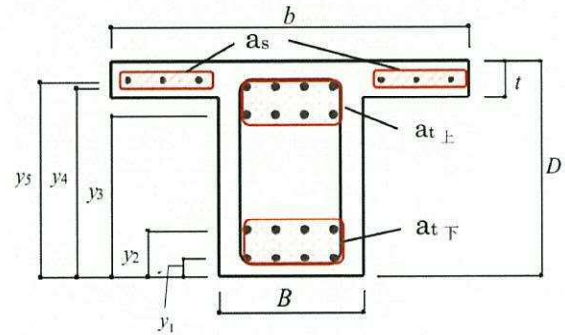
$a_s$  : スラブ筋の断面積

$b$  : T 型梁の有効幅

$B$  : 梁幅

$D$  : 梁せい

$t$  : スラブ厚



※ スラブ筋を考慮する場合は、「終局耐力条件」でスラブ筋の断面積を直接入力する。

※ スラブ筋の重心位置はスラブ厚 ( $t$ ) の 1/2 とする。

※ 非線形解析においては、鉄筋およびコンクリートのヤング係数は下式による。

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \cdot \left( \frac{\gamma}{24} \right)^2 \cdot \left( \frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E_s = 2.05 \cdot 10^5$$

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\gamma$  : コンクリートの気乾単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

図 3-12 鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性



・ 曲げひび割れ強度 ( $M_c$ )

鉄筋コンクリート造梁の曲げひび割れ強度 ( $M_c$ ) は 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (略算式) により計算する。

$$M_c = \kappa \sqrt{F_c} \cdot Z_e$$

$\kappa$  : ひび割れモーメント算定用係数 (=0.56)

$Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

上端引張の場合  $I_e / (D - g)$

下端引張の場合  $I_e / g$

$I_e$  : 断面 2 次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

・ 曲げ降伏時剛性低下率 ( $\alpha_y$ )

鉄筋コンクリート造梁の曲げ降伏時剛性低下率 ( $\alpha_y$ ) は下式で算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D)(d/D)^2 \quad (2.0 \leq a/D \leq 5.0)$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D)(d/D)^2 \quad (1.0 \leq a/D < 2.0)$$

※  $a/D < 1.0$  または  $5.0 < a/D$  の場合、 $a/D$  はそれぞれ 1.0, 5.0

$p_t$  : 引張鉄筋比 (小数)

$a/D$  : シアスパン比

$a$  : せん断スパン ( $=l_0/2$ ) (mm)

$l_0$  : 可撓長さ (mm)

$d$  : 有効せい (圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離) (mm)

$n$  : ヤング係数比 ( $=E_s/E_c$ )

上端引張の場合

$$p_t = \frac{\sum a_i}{B \cdot D} \quad d = \frac{\sum a_i \cdot y_i}{\sum a_i}$$

下端引張の場合

$$p_t = \frac{\sum a_i}{b \cdot D} \quad d = \frac{\sum a_i \cdot (D - y_i)}{\sum a_i}$$

$a_i$  : 各鉄筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$y_i$  : 梁下端からの各鉄筋重心位置 (mm)

※ スラブ筋断面積は、上端引張側の  $p_t$  にスラブ筋の断面積を含めて算定する。

※ T 型梁または腰壁、垂壁付梁の場合は、求まった  $\alpha_y$  を下式により補正する。



・ 上端引張の場合

$$\alpha_y' = \alpha_y \frac{I_{e0} + I_{wt}}{I_e + I_{wu} + I_{wt}}$$

※腰壁、垂壁が存在しない場合、 $\alpha_y' = \alpha_y \frac{I_{e0}}{I_e}$  と等価

・ 下端引張の場合

$$\alpha_y' = \alpha_y \frac{I_e + I_{wu}}{I_e + I_{wu} + I_{wt}}$$

※腰壁、垂壁が存在しない場合、 $\alpha_y' = \alpha_y$  と等価

$I_{e0}$  : 矩形断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_e$  : T 型断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_{wu}$  : 腰壁断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_{wt}$  : 垂壁断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

・ 曲げ終局強度 ( $M_u$ )

【大梁の曲げ終局強度】

鉄筋コンクリート造梁の曲げ終局強度 ( $M_u$ ) は 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (略算式) により算定する。

[略算式]

$$d = \frac{\sum \sigma_{yi} \cdot a_i \cdot d_i}{\sum \sigma_{yi} \cdot a_i}$$

$$M_u = 0.9 \cdot (\sum \sigma_{yi} \cdot a_i) \cdot d$$

$\sigma_{yi}$  : 各引張鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$a_i$  : 各引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$d$  : 梁有効せい (圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離) (mm)

$d_i$  : 圧縮縁から各引張鉄筋重心位置までの距離 (mm)



・ (2) 鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性

図 3-13 に鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性を示す。

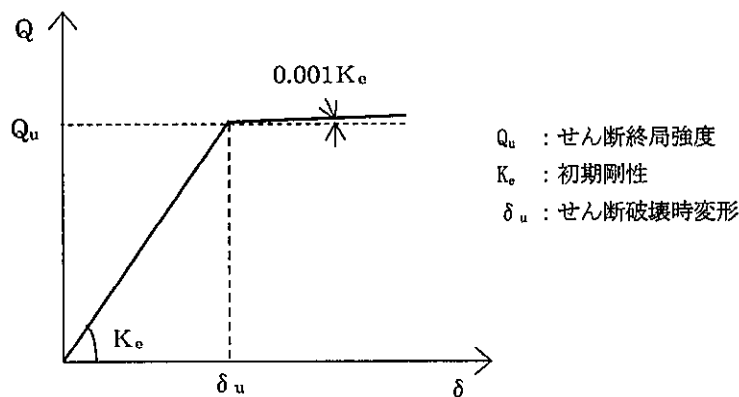


図 3-13 鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性

【鉄筋コンクリート造大梁のせん断終局強度】

鉄筋コンクリート造大梁のせん断終局強度は下記の式により計算する。スラブについては  $b_e \leq 1.2b$  の範囲で考慮する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{k \cdot p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

$k$  : 0.068

$p_{te}$  :  $a_t / (b \cdot d)$

$d$  : 大梁の引張鉄筋の中心から圧縮縁までの距離

$p_w \cdot \sigma_{wy}$  : 大梁の帯筋比とその降伏強度の積

$j$  :  $7d / 8$

$M / Q \cdot d$  : せん断スパン比 ( $1.0 \leq M / Q \cdot d \leq 3.0$ )

・ (3) 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

柱部材は両端ファイバー梁要素にモデル化する。モデルの仮定条件を以下に示す。

- ① 部材は複数の微小断面（以降、セグメントと称す）の集合とし、平面保持の仮定が成立するものとする。
- ② 各セグメントは一軸の構成則（応力-ひずみ関係）を持ち、セグメント間に相互作用はないものとする。
- ③ せん断剛性は通常の部材要素と同様に決定し、弾性として評価する。
- ④ 部材フェイスを塑性ヒンジ発生位置として応力を評価する。



・ ファイバーモデル方法（軸，曲げ）

断面内のひずみは軸方向ひずみ， $y$  軸周り曲率， $z$  軸周り曲率の 3 次元（3 成分）で表される。説明を簡略化するために，2 次元（2 成分）で図示する。

各セグメント位置でのひずみは，平面保持の仮定に従って軸ひずみ（ $\epsilon$ ）と曲率（ $\phi$ ）から求められる。

図 3-14 にファイバーモデルにおける断面内のひずみの概念図を示す。

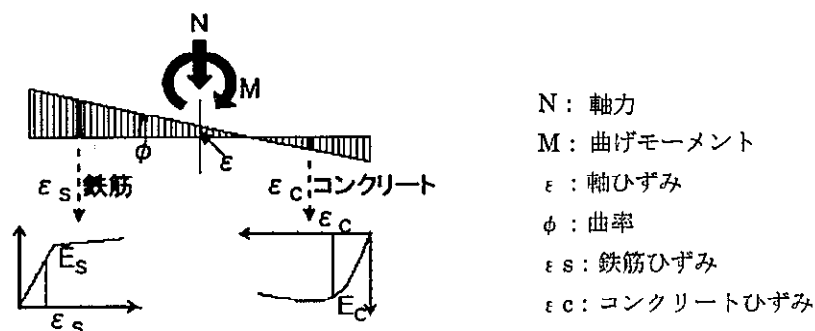


図 3-14 ファイバーモデルにおける断面内のひずみの概念図を示す。

各セグメント位置のひずみが決定されれば，上図のように各セグメントの構成則からひずみに対応するヤング係数が求められる。各セグメントのヤング係数と断面積を，下式のように積分して断面性能を求める。

$$\begin{aligned} EA &= \sum_s E_s A \\ ES &= \sum_s E_s A_s L \\ EI &= \sum_s E_s A_s L^2 \end{aligned}$$

- EA : 断面全体に関するヤング係数×断面積  
ES : 断面全体に関するヤング係数×断面 1 次モーメント  
EI : 断面全体に関するヤング係数×断面 2 次モーメント  
 $_s E$  : 各セグメントのヤング係数  
 $_s A$  : 各セグメントの断面積  
 $_s L$  : 各セグメントの断面内原点位置（図心）からの距離



要素の復元力特性については、鉄筋はバイリニアモデル、コンクリートはNewRcモデルとして評価する。第1折点においては、鉄筋の場合は圧縮・引張側ともに材料強度を1.1倍して断面積を乗じた値、コンクリートの場合は圧縮側で設計基準強度（ $F_c$ ）に断面積を乗じた値を採用する。また、剛性低下率（ $\alpha$ ）はいずれも1/1000とする。

図3-15に鉄筋要素の復元力特性を、図3-16にコンクリート要素の復元力特性を示す。

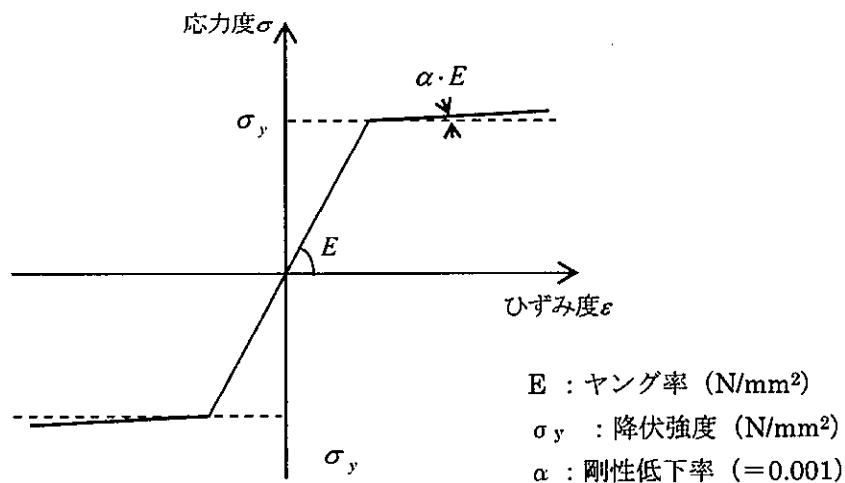


図3-15 鉄筋の要素の復元力特性（バイリニアモデル）

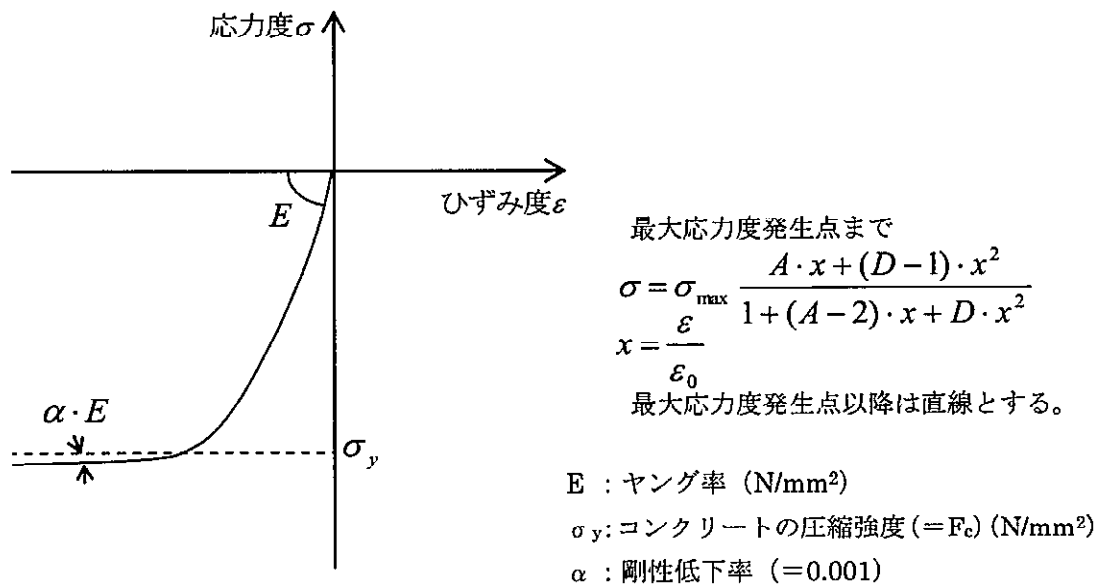


図3-16 コンクリートの要素の復元力特性（NewRcモデル）



静的解析時には各分割断面の履歴は逆行型としてモデル化する。図 3-17 に鉄筋の除荷剛性を，図 3-18 にコンクリートの除荷剛性を示す。

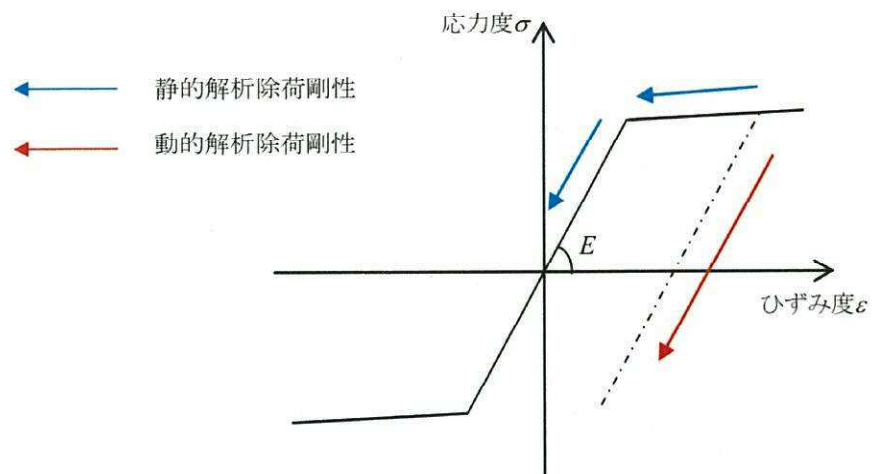


図 3-17 鉄筋分割断面の除荷剛性

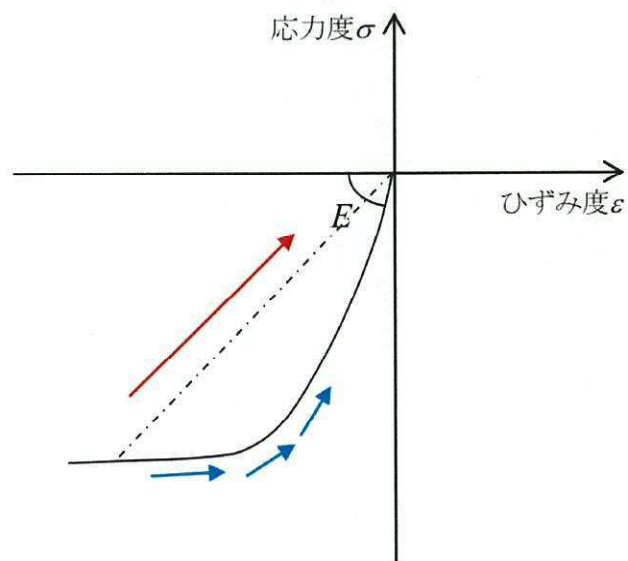


図 3-18 コンクリート分割断面の除荷剛性



・ (4) 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

図 3-19 に鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性を示す。

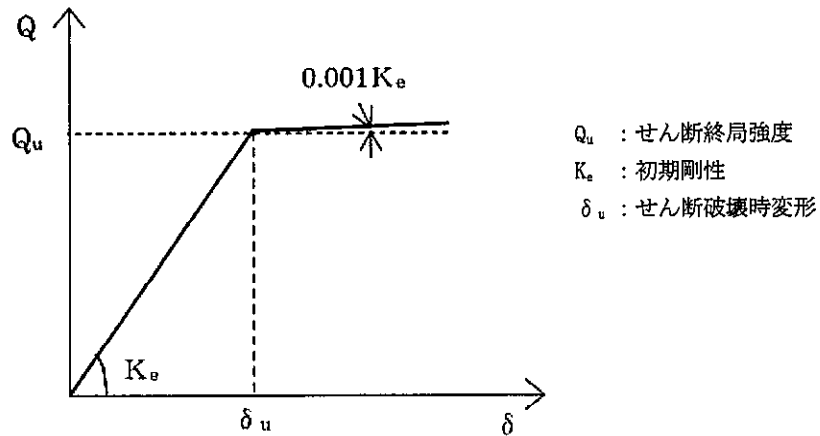


図 3-19 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

せん断耐力は下記の式で計算される。

【鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度】

$$Q_{su} = \left\{ \frac{k \cdot p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wc} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b_c \cdot j_c$$

$k$  : 0.068

$p_t$  :  $a_t / (b \cdot d)$

$d$  : 柱の引張鉄筋の中心から圧縮縁までの距離

$p_w \cdot \sigma_{wy}$  : 柱の帯筋比とその降伏強度の積

$\sigma_0$  :  $N / (b \cdot j)$

$j$  :  $7d / 8$

$M / Q \cdot d$  : せん断スパン比



(5) 耐震壁の復元力特性

図 3-20 に耐震壁の復元力特性を示す。

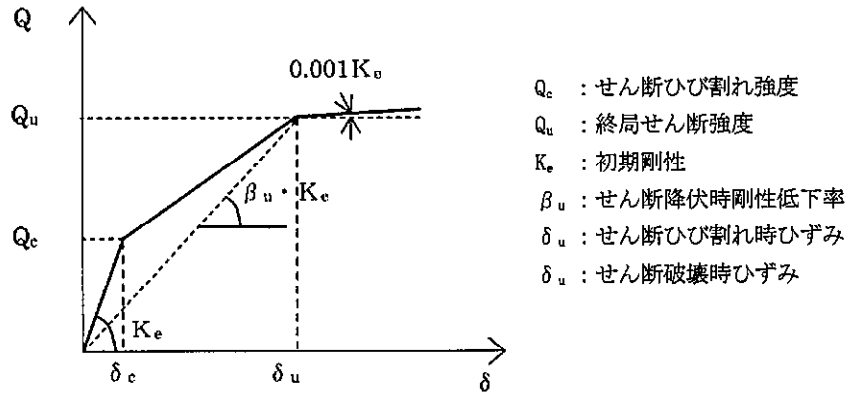


図 3-20 耐震壁の復元力特性

① せん断ひび割れ強度 ( $Q_c$ )

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひび割れ強度 ( $Q_c$ ) は下式で算定する<sup>1)</sup>。

$$Q_c = (0.043 \cdot p_g + 0.051) \cdot F_c \cdot A_w$$

$A_w$  : 壁体断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$p_g$  : 引張側最端の柱 1 本の主筋量 ( $\text{cm}^2$ ) /  $A_w$  (%)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

② せん断降伏時剛性低下率 ( $\beta_u$ )

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断降伏時剛性低下率 ( $\beta_u$ ) は下式により求める<sup>1)</sup>。

$$\beta_u = 0.46 \cdot p_w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14$$

$P_w$  : 壁の縦筋比

$\sigma_y$  : 壁筋の降伏強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )



### ③ 終局せん断強度 ( $Q_u$ )

#### 【鉄筋コンクリート造耐震壁】

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局せん断降伏強度 ( $Q_u$ ) は、付帯柱の主筋を考慮して下式で算定する<sup>2)</sup>。開口に対してはせん断耐力の低減率 ( $r$ ) を考慮する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \cdot r$$

$T_e$  : 耐震壁の I 形断面を長さで断面面積とが等しい等価断面に置き換えたときの幅 ( $t_e$ ) で、壁厚 ( $t$ ) の 1.5 倍以下とする。

$M/(Q \cdot D)$  : シアスパン比

$M/(Q \cdot D) < 1$  の場合は 1,  $M/(Q \cdot D) > 3$  の場合は 3 とする。

$D$  : 付帯柱を含めた耐震壁の全長 (mm)

$J$  : 応力中心間距離 ( $= 7/8 \cdot d$ ) (mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比 ( $= a_t / (t_e \cdot d) \cdot 100$ ) (%)

$a_t$  : 引張側柱の主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$d$  :  $D - D_c / 2$  ( $D_c$ : 圧縮側柱のせい) (mm)

1) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書；P. 635-637, 2007. 8

2) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書；P. 281-282, 638-639, 2007. 8

#### 3.5.4 静的荷重増分解析

図 3-21 静的荷重増分解析方法について示す。

柱の加力方向に対する最大層間変形角が 1/10 に達した時点で増分解析を終了する。

- ・ 外力分布形は  $A_i$  分布とし、入力した増分倍率となるまで増分値を順次加算する。
- ・ 初期応力として長期応力を考慮する。
- ・  $Q - \delta$  曲線における層間変位計算用節点位置は重心位置とする。

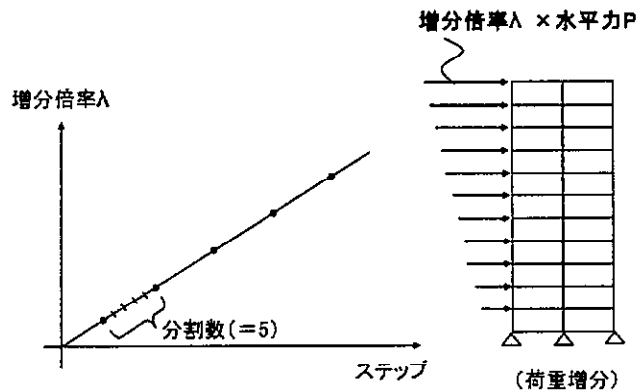


図 3-21 静的荷重増分解析方法について



#### 4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

##### 4.1 地盤物性のばらつきの設定

地盤物性のばらつきは、使用済燃料乾式貯蔵設備設置時に実施した弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度を基本ケースとし、地盤のせん断波速度の変動係数から求めた変動の比率（ $\pm\sigma$  相当）として考慮する。

サービス建屋における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性
基本ケース	工認モデル	標準地盤
地盤物性の変動による影響	地盤物性 $+\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $+\sigma$ 相当
	地盤物性 $-\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $-\sigma$ 相当



## 4.2 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-2 に示す。

表 4-2 (1/2) 固有値解析結果 (EW 方向)

(a)  $S_s - D1$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.300	3.34	1.273
2	0.124	8.07	-0.286
3	0.061	16.49	0.000
4	0.047	21.49	-0.028

(b)  $S_s - 11$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.261	3.84	1.349
2	0.117	8.53	-0.369
3	0.058	17.12	0.003
4	0.046	21.59	-0.040

(c)  $S_s - 12$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.262	3.82	1.346
2	0.118	8.51	-0.366
3	0.059	17.08	0.003
4	0.046	21.58	-0.039

(d)  $S_s - 13$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.263	3.80	1.343
2	0.118	8.49	-0.362
3	0.059	17.06	0.003
4	0.046	21.58	-0.039



表 4-2 (2/2) 固有値解析結果 (EW 方向)

(e) Ss-14

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.256	3.91	1.361
2	0.116	8.60	-0.383
3	0.058	17.19	0.004
4	0.046	21.60	-0.042

(f) Ss-21

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.287	3.49	1.294
2	0.121	8.23	-0.309
3	0.060	16.77	0.001
4	0.046	21.52	-0.031

(g) Ss-22

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.295	3.39	1.280
2	0.123	8.15	-0.294
3	0.060	16.63	0.000
4	0.047	21.50	-0.030

(f) Ss-31

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.304	3.29	1.267
2	0.125	8.03	-0.279
3	0.061	16.42	-0.001
4	0.047	21.48	-0.028



#### 4.3 地震応答解析結果

サービス建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果について、最大応答変位を表 4-3～表 4-5 及び図 4-1～図 4-3 に、層間変形角を図 4-4～図 4-6 に示す。なお、層間変形角の許容限界は、技術基準解説書に基づき  $1/120$  とする。



表 4-3 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，工認モデル，EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)							
		Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.46	1.59	1.50	1.50	1.33	2.64	3.84	5.11
18.00	2	3.57	1.27	1.20	1.21	1.01	2.05	3.06	4.20
14.00	3	2.26	0.85	0.80	0.82	0.64	1.25	1.91	2.69
11.20	4	1.65	0.63	0.61	0.62	0.46	0.88	1.36	2.02
8.20	5	1.01	0.38	0.38	0.38	0.27	0.49	0.77	1.32

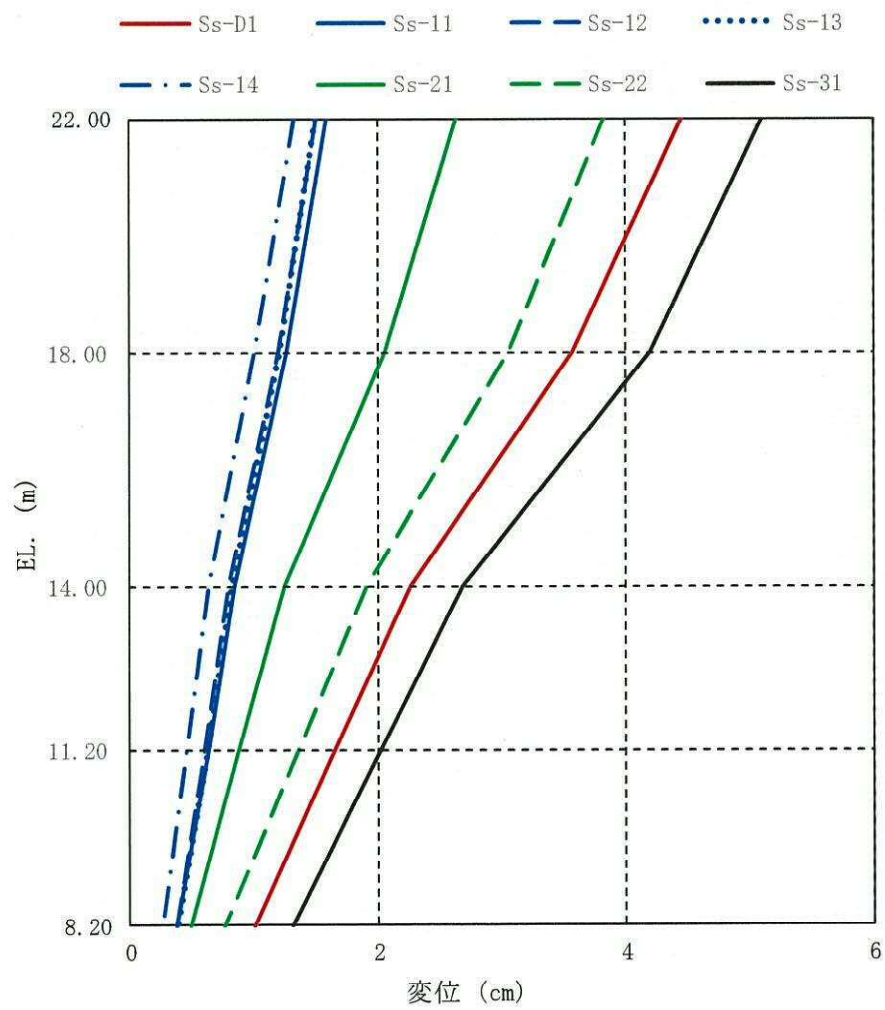


図 4-1 最大応答変位（基準地震動 Ss，工認モデル，EW 方向）



表 4-4 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤物性+ $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
		Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.55	2.62	4.05	4.97
18.00	2	3.59	2.04	3.22	4.07
14.00	3	2.17	1.26	1.99	2.56
11.20	4	1.57	0.88	1.41	1.89
8.20	5	0.92	0.49	0.77	1.18

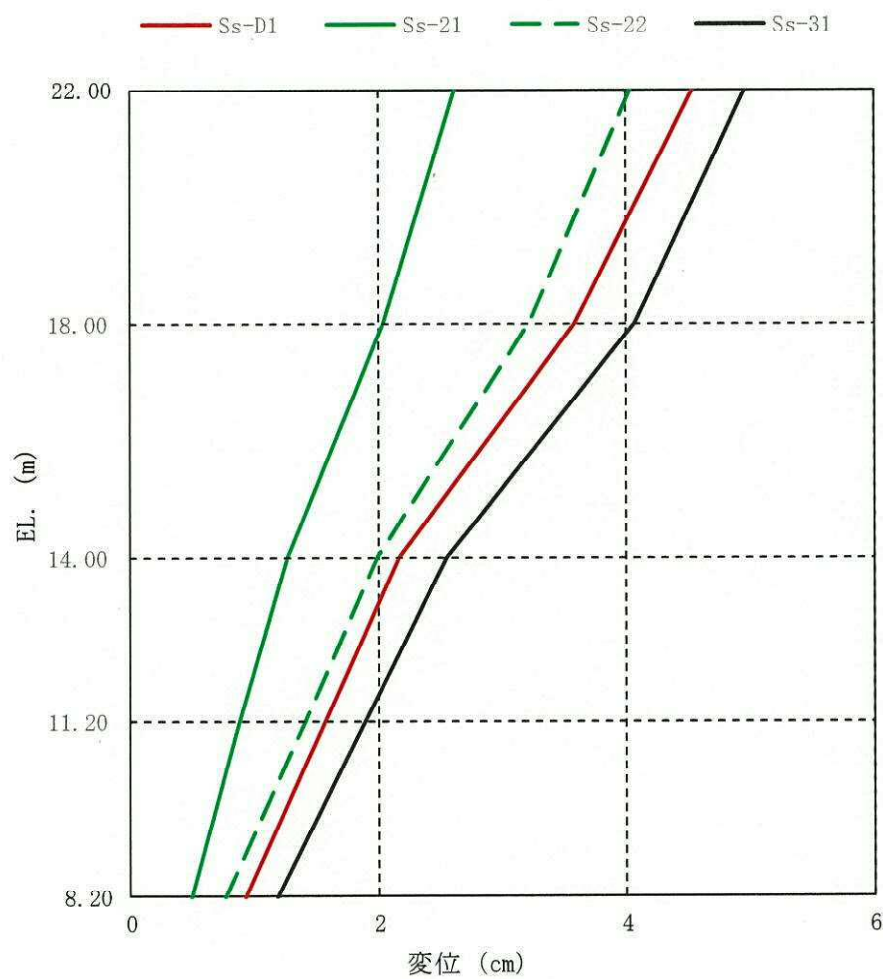


図 4-2 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤物性+ $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）



表 4-5 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤物性- $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
		Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.54	2.55	3.56	5.22
18.00	2	3.64	1.99	2.83	4.33
14.00	3	2.37	1.20	1.78	2.96
11.20	4	1.75	0.83	1.27	2.32
8.20	5	1.11	0.48	0.73	1.65

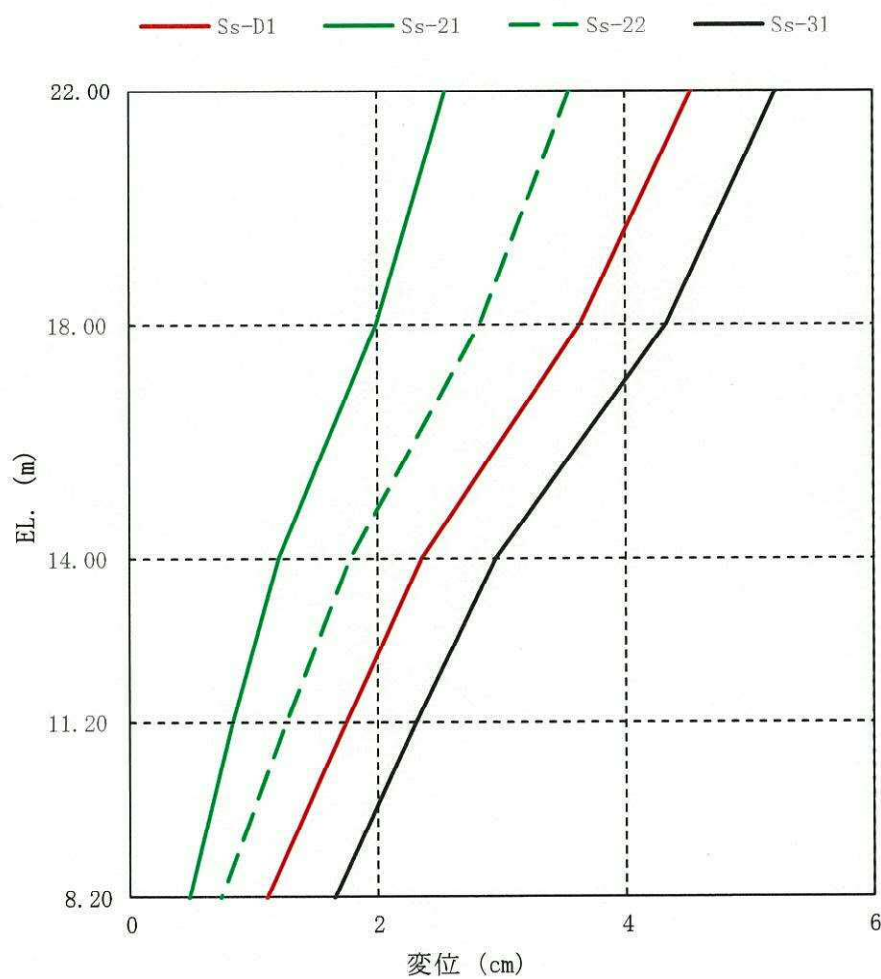


図 4-3 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤物性- $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）



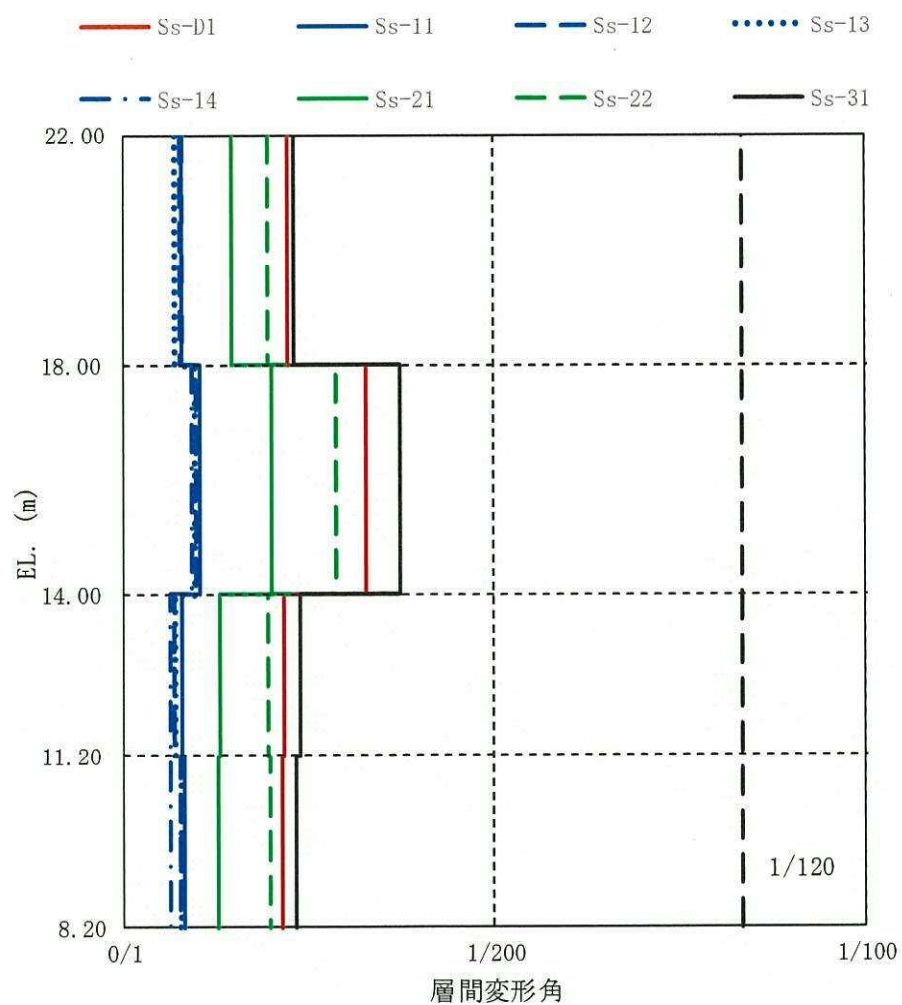


図 4-4 最大層間変形角（基準地震動 Ss，工認モデル，EW 方向）



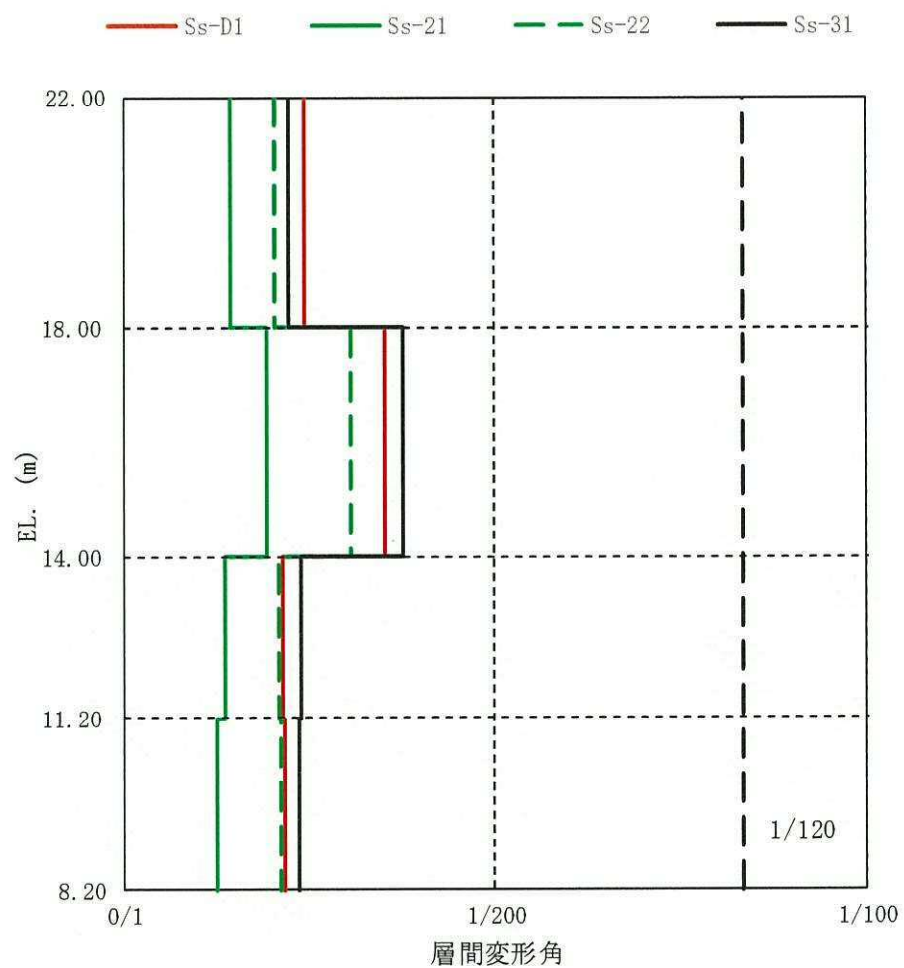


図 4-5 最大層間変形角（基準地震動 Ss，地盤物性+ $\sigma$ 考慮モデル，EW 方向）



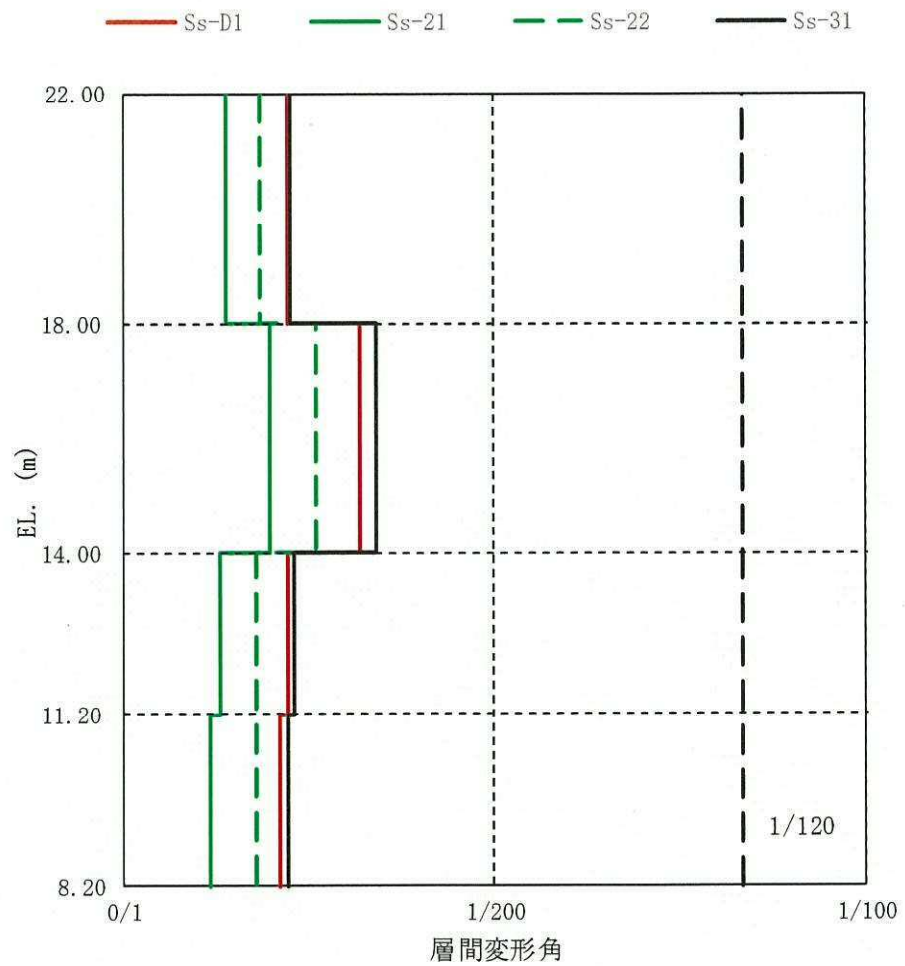


図 4-6 最大層間変形角（基準地震動 Ss，地盤物性－ $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）



## 5. 原子炉建屋への影響の評価

### 5.1 建屋間の最大相対変位

最大相対変位は「4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」に示すサービス建屋の最大変位と資料V-2-2-2「原子炉建屋の地震応答計算書」及び補足-400-3「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」における地震応答解析結果から求める。

サービス建屋と原子炉建屋の最大相対変位を表 5-1 に示す。なお、最大相対変位は各建屋の最大変位の絶対値和として求める。

最大相対変位は、49.7mm ( $S_s - 31$ , 地盤物性- $\sigma$  考慮モデル) となり、サービス建屋と原子炉建屋間のクリアランス (50mm) 以下となるため、建屋間に衝突は起こらない。



表 5-1 サービス建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位

(1) 工認モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)							
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
1	22.00	※1	22.00	45.1	16.0	14.8	14.8	14.1	24.8	39.1	49.5
3	14.00	8	14.00	17.0	6.4	5.7	5.8	5.0	9.6	14.3	18.9

(2) 地盤物性+ $\sigma$ 考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
1	22.00	※1	22.00	45.5	24.9	41.1	49.4
3	14.00	8	14.00	16.5	9.7	14.3	18.7

(3) 地盤物性- $\sigma$ 考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
1	22.00	※1	22.00	44.3	24.8	36.1	49.7
3	14.00	8	14.00	17.2	9.5	13.7	19.4

※1：原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2：網掛けは各基準地震動 S<sub>s</sub> における最大値を示す。



## 5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討

補足-340-11「原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示すように、原子炉建屋では設定した地震力を各耐震壁のせん断力に分配する際に偏心の影響を考慮している。ここでは、原子炉建屋の応答変位にねじれ補正係数 $\alpha$ を乗じてねじれ振動を考慮した応答変位を求め、サービス建屋との相対変位を算出し、原子炉建屋のねじれ振動による影響を評価する。

原子炉建屋のEW方向のねじれ補正係数 $\alpha$ の最大値を表5-2に、サービス建屋とねじれ補正係数を考慮した原子炉建屋の相対変位の絶対値和を表5-3に示す。表5-3に示すように絶対値和による最大相対変位は建屋間のクリアランス50mmを超過する。

絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所について、時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を表5-4及び図5-1に、各建屋の時刻歴変位と最大値発生時刻を表5-5及び図5-2に示す。原子炉建屋の応答変位時刻歴にねじれ振動を考慮すると、時刻歴相対変位は基本ケースのS<sub>3</sub>-31地震時に最大28.5mmであり、建屋間のクリアランス(50mm)以下となる。S<sub>3</sub>-31はパルス的な入力となるため、表5-5に示すように、原子炉建屋とサービス建屋の最大変位発生時刻と時刻歴相対変位の発生時刻は、ほぼ同時刻であり、変位する方向も同方向となっている。仮に原子炉建屋の変位が小さい場合、建屋間の時刻歴相対変位の最大値が大きくなることになるが、サービス建屋単独の変位が建屋間のクリアランス(50mm)を超過しないため、サービス建屋は原子炉建屋に衝突しない。

表 5-2 原子炉建屋のねじれ補正係数 $\alpha$

地震応答 解析モデル 質点番号	EL. (m)	ねじれ補正係数 $\alpha$
1	63.65	1.000
2	57.00	1.000
3	46.50	1.076
4	38.80	1.051
5	34.70	1.051
6	29.00	1.282
7	20.30	1.045
8	14.00	1.269
9	8.20	1.102
10	2.00	1.073



表 5-3 サービス建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位  
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 工認モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)							
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -11	S <sub>s</sub> -12	S <sub>s</sub> -13	S <sub>s</sub> -14	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -31
1	22.00	※1	22.00	46.5	16.6	15.5	15.5	14.6	25.4	40.0	<u>50.0</u>
3	14.00	8	14.00	19.7	7.5	7.0	7.1	5.9	10.7	15.9	27.6

(2) 地盤物性+σ考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -31
1	22.00	※1	22.00	47.0	25.6	42.1	49.5
3	14.00	8	14.00	19.0	10.9	16.0	27.3

(3) 地盤物性-σ考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -31
1	22.00	※1	22.00	46.0	25.4	37.1	<u>50.9</u>
3	14.00	8	14.00	20.6	10.6	15.7	30.0

※1：原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2：アンダーラインは建屋間のクリアランス (50mm) を超える値を示す。

※3：網掛けは各基準地震動 S<sub>s</sub> における最大値を示す。



表 5-4 サービス建屋と原子炉建屋との時刻歴相対変位の最大値  
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 工認モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	$S_s - 31$
1	22.00	※1	22.00	28.5
3	14.00	8	14.00	—

(2) 地盤物性- $\sigma$ 考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	$S_s - 31$
1	22.00	※1	22.00	27.1
3	14.00	8	14.00	—

※1：原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

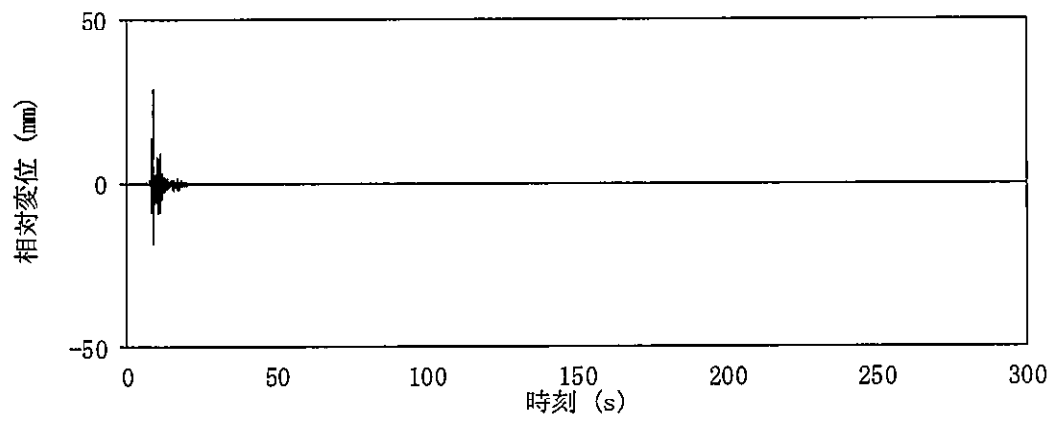
※2：網掛けは各基準地震動  $S_s$  における最大値を示す。

表 5-5 各建屋の EL. 22.00m における時刻歴変位と  
時刻歴相対変位の最大値と発生時刻

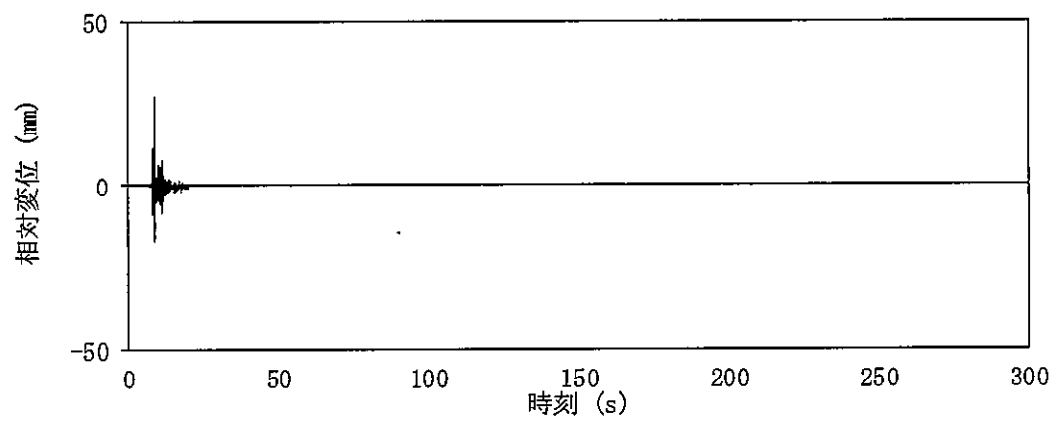
解析モデル	建屋間相対変位		サービス建屋		原子炉建屋*	
	最大相対変位 (mm)	発生時刻 (s)	最大変位 (mm)	発生時刻 (s)	最大変位 (mm)	発生時刻 (s)
工認モデル	28.5	8.67	39.2	8.66	10.8	8.65
地盤物性- $\sigma$ 考慮モデル	27.1	8.79	38.2	8.78	12.6	8.75

注記 \*：原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。





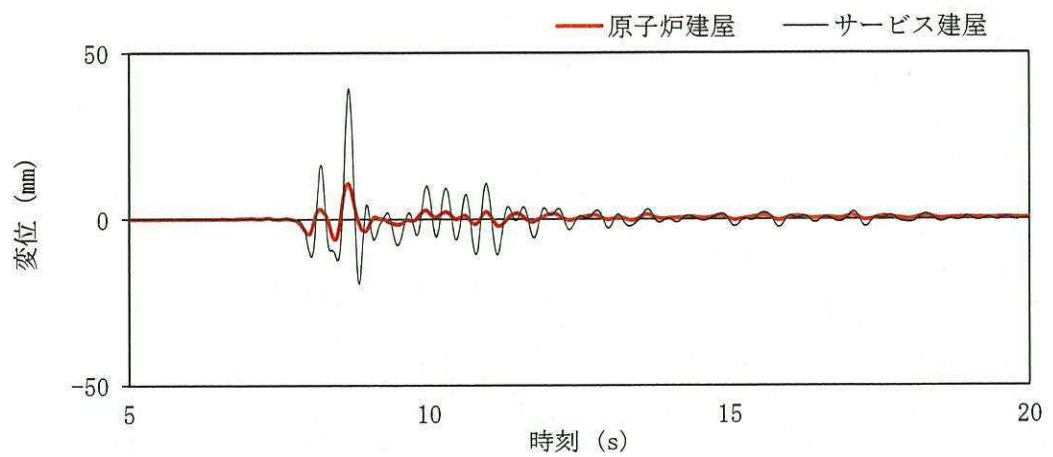
(1)  $S_s-31$ , EL. 22.00 m (工認モデル)



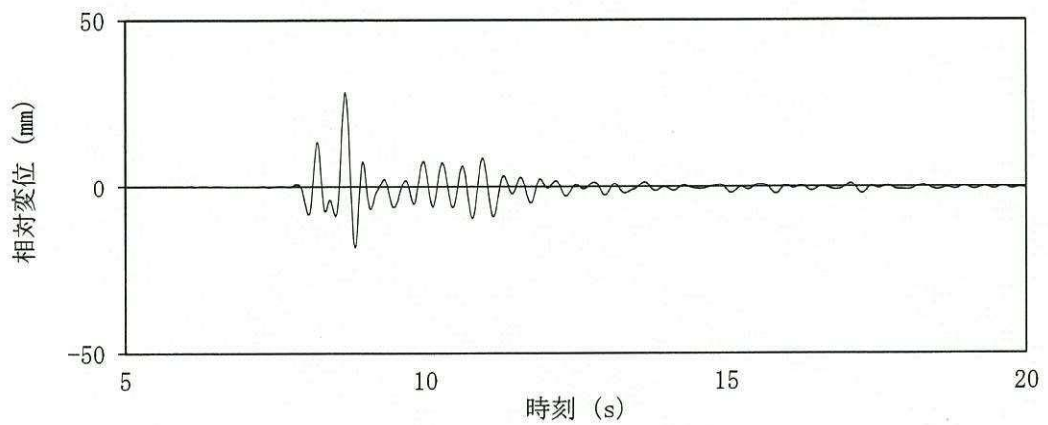
(2)  $S_s-31$ , EL. 22.0 m (地盤物性のばらつきを考慮,  $-1\sigma$ )

図 5-1 時刻歴相対変位





(1) 各建屋の時刻歴変位

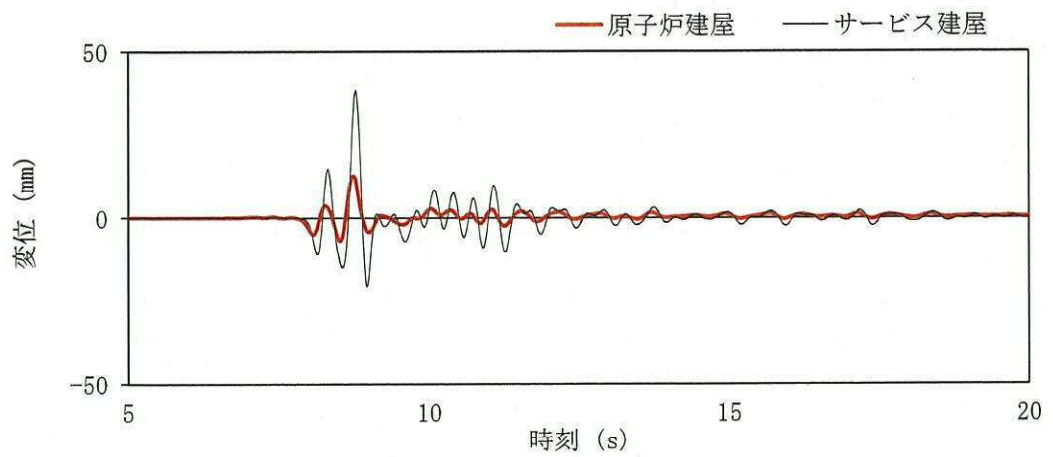


(2) 時刻歴相対変位

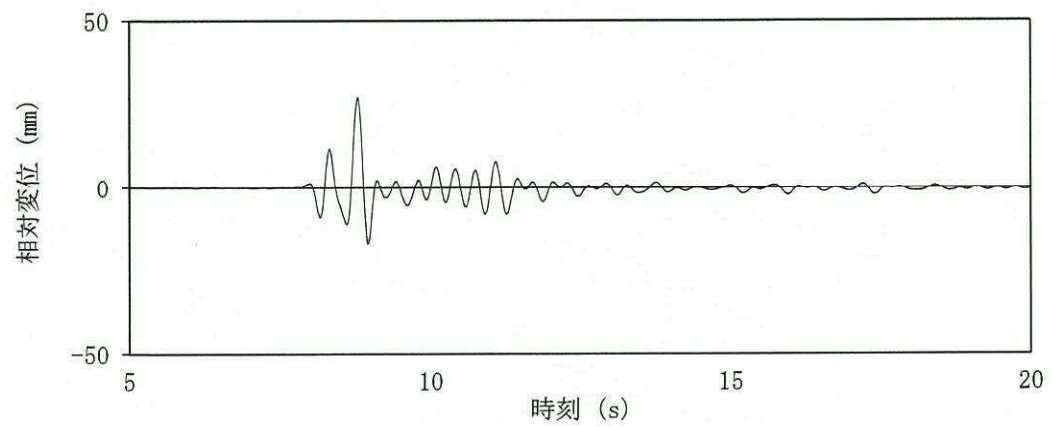
図 5-2 (1/2) 各建屋の時刻歴変位と時刻歴相対変位

$S_s - 31$ , EL. 22.00 m (工認モデル)





(3) 各建屋の時刻歴変位



(4) 時刻歴相対変位

図 5-2 (2/2) 各建屋の時刻歴変位と時刻歴相対変位

$S_s - 31$ , EL. 22.0 m (地盤物性のばらつきを考慮,  $-1\sigma$ )



### 5.3 サービス建屋塔屋部の影響について

サービス建屋既設部の概略断面を図 5-3 に示す。サービス建屋既設部原子炉建屋に隣接した塔屋を有しているため、ここでは、塔屋部の原子炉建屋に与える波及的影響について検討する。

検討は、サービス建屋塔屋部の EL. 22.0m に対する相対変位を求め、EL. 22.0m における原子炉建屋とサービス建屋間の相対変位に加算し、建屋間のクリアランス 50mm 以下であることを確認する。ここで、塔屋部の EL. 22.0m に対する相対変位は、基礎の回転角に塔屋部の階高を乗じて求める。

絶対値和による建屋間の最大相対変位の評価結果を表 5-6 に示す。表 5-6 に示すように、塔屋部の変形を考慮すると S<sub>31</sub> では絶対値和による建屋間の最大相対変位が建屋間のクリアランス 50 mm を超過する。しかしながら、「5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討」に示すように、絶対値和による最大相対変位の最も大きい地盤物性+ $\sigma$  考慮モデルの塔屋部を無視した時刻歴相対変位の最大値は 27.1mm であり、塔屋部の EL. 22.0m に対する相対変位 1.03mm を考慮しても建屋間のクリアランス 50mm に対して十分余裕があり、塔屋部が原子炉建屋に衝突することはない。



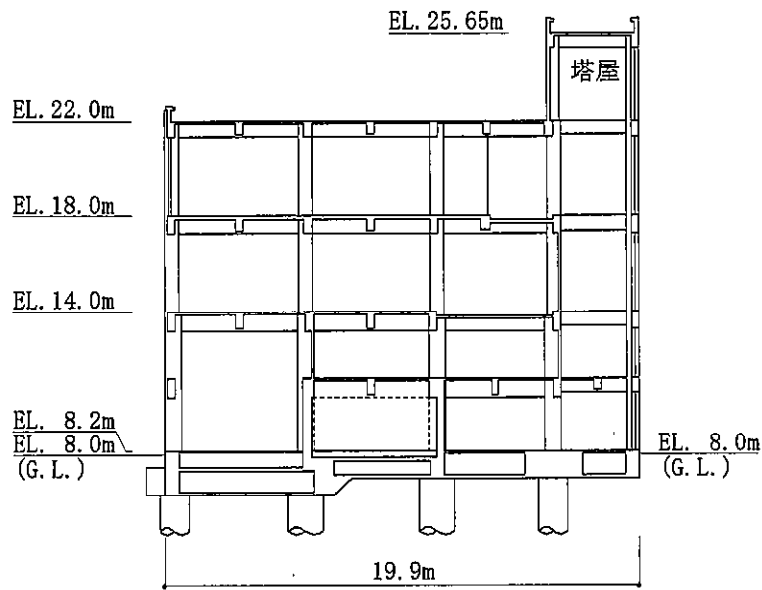


図 5-3 サービス建屋 概略断面図（東西断面）

表 5-6 原子炉建屋とサービス建屋の絶対値和による最大相対変位

解析 モデル	地震動	基礎 回転角 (rad)	塔屋部 階高 (mm)	塔屋部 相対変位 (mm)	建屋間相対変位	
					EL. 22.0* (mm)	塔屋部考慮 (mm)
工認モデル	S <sub>s</sub> -D 1	2.51	3650	0.916	46.5	47.4
	S <sub>s</sub> -1 1	0.879	3650	0.321	16.6	16.9
	S <sub>s</sub> -1 2	0.787	3650	0.287	15.5	15.8
	S <sub>s</sub> -1 3	0.790	3650	0.288	15.5	15.8
	S <sub>s</sub> -1 4	0.765	3650	0.279	14.6	14.9
	S <sub>s</sub> -2 1	1.43	3650	0.522	25.4	25.9
	S <sub>s</sub> -2 2	2.24	3650	0.818	40.0	40.8
	S <sub>s</sub> -3 1	2.62	3650	0.956	50.0	51.0
地盤物性-σ 考慮モデル	S <sub>s</sub> -D 1	2.27	3650	0.829	47.0	47.8
	S <sub>s</sub> -2 1	1.36	3650	0.496	25.6	26.1
	S <sub>s</sub> -2 2	2.19	3650	0.799	42.1	42.9
	S <sub>s</sub> -3 1	2.43	3650	0.887	49.5	50.4
地盤物性+σ 考慮モデル	S <sub>s</sub> -D 1	2.69	3650	0.982	46.0	47.0
	S <sub>s</sub> -2 1	1.50	3650	0.548	25.4	25.9
	S <sub>s</sub> -2 2	2.18	3650	0.796	37.1	37.9
	S <sub>s</sub> -3 1	2.82	3650	1.03	50.9	51.9

注記 \*：原子炉建屋のねじりの影響を考慮した値



#### 5.4 サービス建屋増設部の影響について

サービス建屋増設部の既設部への影響検討として、既設部と増設部の振動諸元の比較及び建屋重量が水平に作用した際の相対変位の比較を行う。なお、増設部3階(EL18.0m～22.0m)は増設部平面の南側約半分の面積に増築されたS造の建物である。

影響検討は、表5-7に示す基準地震動 $S_s$ 時における地表面(E.L. 8.0m)の最大応答加速度応答値を参考に、サービス建屋が水平方向に加速度1Gを受けた場合を想定して実施する。

増設部と既設部の振動諸元の比較を表5-8に、建屋重量とばね定数から求めた変形を表5-9に示す。

表5-9に示すように建屋重量が水平に作用した際の増設部の地表面からの相対変位は既設部の地表面からの相対変位を下回る。

表5-10に既設部と増設部の復元力特性を示す。検討に用いた建屋のばね定数は、立体フレームモデルを用いた静的漸増解析により求めた荷重－変形関係を近似したもので、第1折点は接線剛性が初期剛性の0.85倍になる点としている。本検討で想定した水平力は復元力特性の第1折れ点を上回るため、非線形性を考慮した場合についても地表面からの相対変位を求める。表5-11に非線形性を考慮した際の相対変位の比較を示す。非線形性を考慮した場合も増設部の地表面からの相対変位は既設棟の地表面からの相対変位を下回る。

表5-12に、増設部の既設部に対する相対変形の比を示す。表5-12に示すように、増設部の既設部に対する変形量の比は60%～80%であり、既設部が原子炉建屋側に変形する場合には既設部より増設部の変形量は小さくなるため、増設部が既設部に衝突し原子炉建屋に波及的影響を与える可能性は低い。



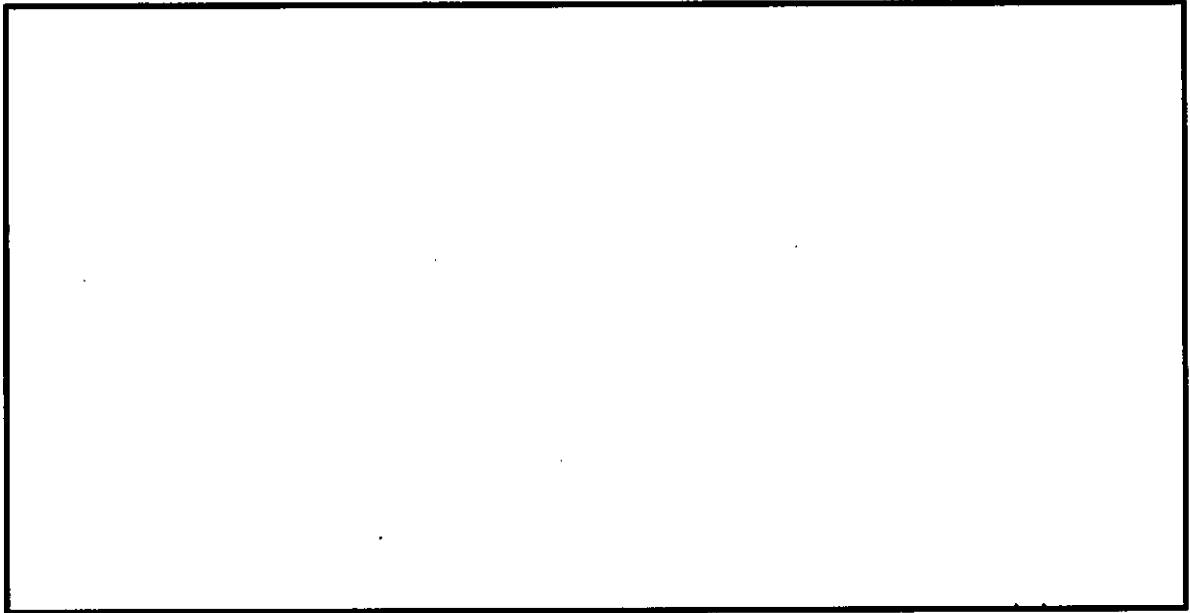


図 5-4 サービス建屋断面図(東西断面)

表 5-7 基準地震動 Ss 時における地表面 (E.L. 8.0 m) の最大応答加速度  
(原子炉建屋の地震応答解析時)

地震動	方向	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
		標準地盤	+σ 地盤	-σ 地盤
Ss-D1	水平	689	715	646
Ss-11	NS	524	—	—
	EW	455	—	—
Ss-12	NS	559	—	—
	EW	330	—	—
Ss-21	NS	547	946	767
	EW	352	693	523
Ss-22	NS	373	931	692
	EW	311	777	595
Ss-23	NS	886	—	—
	EW	635	—	—
Ss-24	NS	817	—	—
	EW	681	—	—
Ss-31	水平	738	717	760



表 5-8 サービス建屋（既設部、増設部）の振動諸元（EW 方向）

高さ EL. m	既設部			増設部		
	重量 kN	回転慣性 重量 $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$	ばね定数 $\times 10^6 \text{kN/m}$	重量 kN	回転慣性 重量 $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$	ばね定数 $\times 10^6 \text{kN/m}$
22.0	11220	—	8.53	—	—	—
18.0	9710	—		6280	—	—
14.0	11560	—	9.16	7270	—	5.62
11.2	8420	—	36.0	3290	—	21.4
8.2	37370	2.42	36.2	7560	0.342	24.1
総重量	78280		総重量	24400		

表 5-9 サービス建屋（既設部、増設部）の地表面からの相対変位（線形）

(1) 既設部

高さ EL. m	質点重量 $W_i$ kN	$\Sigma W_i$ kN	ばね定数 $K_i$ $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 $\delta_i$ mm	$\Sigma \delta_i$ mm
22.0	11220	11220	8.53	1.32	5.63
18.0	9710	20930	9.16	2.28	4.31
14.0	11560	32490	36.0	0.903	2.03
11.2	8420	40910	36.2	1.13	1.13

(2) 増設部

高さ EL. m	質点重量 $W_i$ kN	$\Sigma W_i$ kN	ばね定数 $K_i$ $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 $\delta_i$ mm	$\Sigma \delta_i$ mm
18.0	6280	6280	5.62	1.12	2.45
14.0	7270	13550	21.4	0.633	1.33
11.2	3290	16840	24.1	0.699	0.70



表 5-10 サービス建屋（既設部，増設部）の復元力特性

## (1) 既設部

EL. m	$Q_1$ kN	$Q_2$ kN	$Q_3$ kN	$\delta_1$ mm	$\delta_2$ mm	$\delta_3$ mm
22.0～18.0	1450	21600	23000	0.170	9.80	40.0
18.0～14.0	2940	30500	33700	0.321	12.2	40.0
14.0～11.2	3090	45000	47600	0.0859	6.50	28.0
11.2～8.2	2660	51400	54300	0.0734	7.50	30.0

## (2) 増設部

EL. m	$Q_1$ kN	$Q_2$ kN	$Q_3$ kN	$\delta_1$ mm	$\delta_2$ mm	$\delta_3$ mm
18.0～14.0	890	13800	14600	0.159	12.6	40.0
14.0～11.2	1900	24600	26000	0.0888	7.40	28.0
11.2～8.2	1840	27700	30100	0.0761	7.40	30.0

表 5-11 サービス建屋（既設部，増設部）の地表面からの相対変位（非線形）

## (1) 既設部

高さ EL. m	$\Sigma W_i$ kN	層間変位 $\delta_i$ mm	$\Sigma \delta_i$ mm
22.0	11220	4.9	23.8
18.0	20930	8.3	18.9
14.0	32490	4.6	10.6
11.2	40910	6.0	6.0

## (2) 増設部

高さ EL. m	$\Sigma W_i$ kN	層間変位 $\delta_i$ mm	$\Sigma \delta_i$ mm
18.0	6280	5.4	13.7
14.0	13550	3.9	8.3
11.2	16840	4.4	4.4

表 5-12 既設部と増設部の相対変形比

EL. m	増設部／既設部	
	線形	非線形
18.0	0.57	0.72
14.0	0.66	0.78
11.2	0.62	0.73



補足-370-16【主排気筒及び非常用ガス処理系配管支持架構の  
耐震性評価に関する補足説明】



## 目 次

1. 概要	1
1.1 補足説明対象資料	1
1.2 主排気筒の耐震補強の経緯	2
1.3 設計体系	7
1.3.1 添付書類及び補足説明資料の関係	7
2. 主排気筒の地震応答計算	10
2.1 既工認との解析モデルの比較	10
2.2 地盤改良の目的、範囲、仕様	16
2.3 入力地震動の算定	17
2.3.1 試験施工の位置	17
2.3.2 改良体の試験結果	18
2.3.3 ばらつきケースの設定	24
2.3.4 地盤改良体を水平成層モデルと扱うことの妥当性	30
2.4 地震応答解析モデル	40
2.4.1 主要部材断面の仕様	40
2.4.2 減衰定数	41
2.4.3 ダンパの仕様の決定根拠	42
2.4.4 質点系モデルの設定方法	52
2.4.5 薄層要素法による地盤ばねの設定	55
3. 主排気筒の上部構造物の耐震計算	58
3.1 応力解析モデル及び手法の比較	58
3.2 既設鉄塔と補助鉄塔の接続部の評価	62
3.2.1 接続部の構造図	62
3.2.2 接続部の評価結果	63
4. 主排気筒の基礎の耐震計算	66
4.1 応力解析モデル及び手法の比較	66
4.2 基礎の評価	70
4.2.1 評価断面の選定	70
4.3 杭の評価	72
4.3.1 杭の評価方法	72
4.3.2 地盤改良範囲（幅）の設定の妥当性検討	74



4.3.3	周辺地盤の液状化による杭の影響評価	75
4.3.4	主排気筒基礎の杭頭の評価	78
5.	非常用ガス処理系配管支持架構	81
5.1	補足説明事項	81
5.2	杭の評価	82
5.2	非常用ガス処理系配管支持架構の杭頭の評価	82
6.	非常用ガス処理系排気筒の耐震計算	85
6.1	配管と排気筒の取り合い部	85



## 1. 概要

### 1.1 補足説明対象資料

本資料は、東海第二発電所の以下の資料の補足説明をするものである。

- ・ V-2-2-14 主排気筒の地震応答計算書
- ・ V-2-2-15-1 主排気筒の耐震性についての計算書
- ・ V-2-2-15-2 主排気筒の基礎の耐震性についての計算書
- ・ V-2-2-16 非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答計算書
- ・ V-2-2-17 非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性についての計算書
- ・ V-2-7-2-5 非常用ガス処理系排気筒の耐震性についての計算書



## 1.2 主排気筒の耐震補強の経緯

主排気筒は、東海第二発電所の建設以降、耐震設計審査指針の改訂に伴い、主排気筒の耐震裕度向上工事を行っており、更に今回の新規制基準対応として追加で補強工事を実施する。これまでの主排気筒の耐震補強の内容について以下に整理する。また、主排気筒の耐震補強の経緯を表 1-2-1 に、主排気筒上部構造の改造履歴を図 1-2-1、主排気筒基礎の改造履歴を図 1-2-2 に示す。

### (1) 建設当時の主排気筒の構造

建設当時の主排気筒は、中央の内径 4.5m、高さ 140m の筒身にかかる水平力を周囲の根開き 28m、高さ 130m の鋼管トラスの 4 脚支持鉄塔で分担する構造であり、筒身と鉄塔は 7 箇所で見通しで接続され、筒身と鉄塔の脚部はアンカーボルトで締結されている。

主排気筒の荷重は、中央の筒身脚部と周辺の 4 箇所の鉄塔脚部において基礎に伝えられる。

基礎としては、上記 5 箇所の基礎に鉄筋コンクリート造の基礎を構成し、各基礎の間を 1.5m×3.0m の鉄筋コンクリート造の基礎梁で結んでいる。これにより、杭の水平力分担の均等化と杭頭の拘束モーメントの処理を行っている。また、基礎は、合計 20 本の鋼管杭（直径 1.2m、厚さ 18mm）により、EL. -14m の砂質泥岩（久米層）に支持されている。

### (2) 耐震設計審査指針改定時の構造変更内容

指針改定による基準地震動  $S_a$  の見直しを踏まえ、新たに策定された基準地震動  $S_a$  に対して、耐震裕度向上工事を実施している。耐震裕度向上工事では、上部構造に対する補強を実施し、基礎の補強については実施していない。上部構造の構造変更の内容は以下のとおりである。

- ①筒身を支持する鉄塔の主柱（外周の 4 本柱）への補強材の取付け
- ②主排気筒の 3 平面の筒身の支持方法をオイルダンパに変更
- ③主排気筒の 4, 5, 6 平面の筒身の支持方法を弾塑性ダンパに変更
- ④鉄塔の上部 2 区間（1, 2 平面）の撤去

地震に対してはオイルダンパをメインとして、弾塑性ダンパを併用する設計となっている。風荷重に対して概ね弾性範囲にあるようにダンパの部材設計を行い、地震時には弾塑性ダンパが塑性化して、筒身と鉄塔の相対変位（オイルダンパの変形量）が増大して、オイルダンパが効果的に機能する設計となっている。なお、建設当時の設計では、鉄塔上部の鉄塔－筒身間の相対変位が小さくオイルダンパが効果的に機能しないことから、鉄塔の 1, 2 平面を撤去し、相対変位を大きく取れるように構造を変更した。



(3) 新規制基準対応時の構造変更内容

新規制基準の施行による基準地震動  $S_e$  の見直しを踏まえ、追加で耐震補強工事を実施する。耐震補強工事では、上部構造及び基礎の補強を実施する。構造変更の内容は以下のとおりである。

【鉄塔】

- ①鉄塔の外側に既存鉄塔を支持する鉄塔を設置（鉄塔の二重化）
- ②鉄塔の上部 1 区間（2 平面）を追加
- ③主排気筒の 2 平面の筒身の支持方法としてオイルダンパを設置
- ④耐震裕度向上工事で設置した主柱の補強部材の撤去
- ⑤筒身脚部の補強

【基礎】

- ⑥主排気筒直下の表層地盤の地盤改良（セメント改良）
- ⑦補強鉄塔の主柱材の直下に新たな杭を設置
- ⑧筒身基礎，鉄塔基礎，基礎梁の補強



表 1-2-1 主排気筒の耐震補強の経緯

項目	建設当時 1978 年 (営業運転開始)	耐震設計審査指針の改訂時 2010 年 (使用前検査完了)	新規制基準対応時 今後実施予定
概要		耐震裕度向上	耐震補強
時期			
目的			
設計用 地震動	EL CENTRO, TAFT, IBARAGI 500Gal (鉄塔下端に直接入力)	基準地震動 S <sub>1</sub> (3 波) 600Gal (解放基盤に入力し、基礎下端での 入力地震動を算定 (社内確認))	基準地震動 S <sub>1</sub> (8 波) 1009Gal (解放基盤に入力し、基礎下端での 入力地震動を算定)
工認記載 の地震動	EL CENTRO, TAFT, IBARAGI 500Gal (鉄塔下端に直接入力)	EL CENTRO, TAFT, IBARAGI 500Gal (鉄塔下端に直接入力) *	基準地震動 S <sub>1</sub> (8 波) 1009Gal (解放基盤に入力し、基礎下端での 入力地震動を算定)
筒身	高さ : 140m 内径 : 4.5m	変更なし	主要寸法に変更なし 筒身脚部の補強を実施
鉄塔	高さ : 130m (1~7 平面)	高さ : 104.205m (3~7 平面) 1, 2 平面を撤去 中間部の補強を実施	高さ : 117.543m (2~7 平面) 2 平面を追加 中間部の補強を撤去 鉄塔の二重化を実施 2 平面の追加
制振装置 の有無	なし	オイルダンパ (追加) (3 平面) 弾塑性ダンパ (追加) (4, 5, 6 平面)	オイルダンパ (2 平面を追加) (2, 3 平面) 弾塑性ダンパ (4, 5, 6 平面)
基礎梁	筒身と鉄塔脚部を支える基礎を基礎 梁で接続した基礎構造	補強なし	補強鉄塔の脚部を支持する基礎を設置する とともに、基礎梁全体を補強
杭	岩着する杭により支持	補強なし	補強鉄塔の主柱材を支持する杭を設置
地盤改良	なし	補強なし	高圧噴射攪拌工法による地盤改良 (セメン ト改良) を実施

注記 \* : 耐震設計審査指針改定時は、工事の目的が耐震裕度向上の位置付けであったため、工事届出書の参考資料には S<sub>1</sub> に対する耐震評価結果ではなく、EL CENTRO と基準地震動 S<sub>1</sub> (基礎下端の応答値) との加速度応答スペクトルの比較を行い、EL CENTRO の評価に包絡されていることを確認



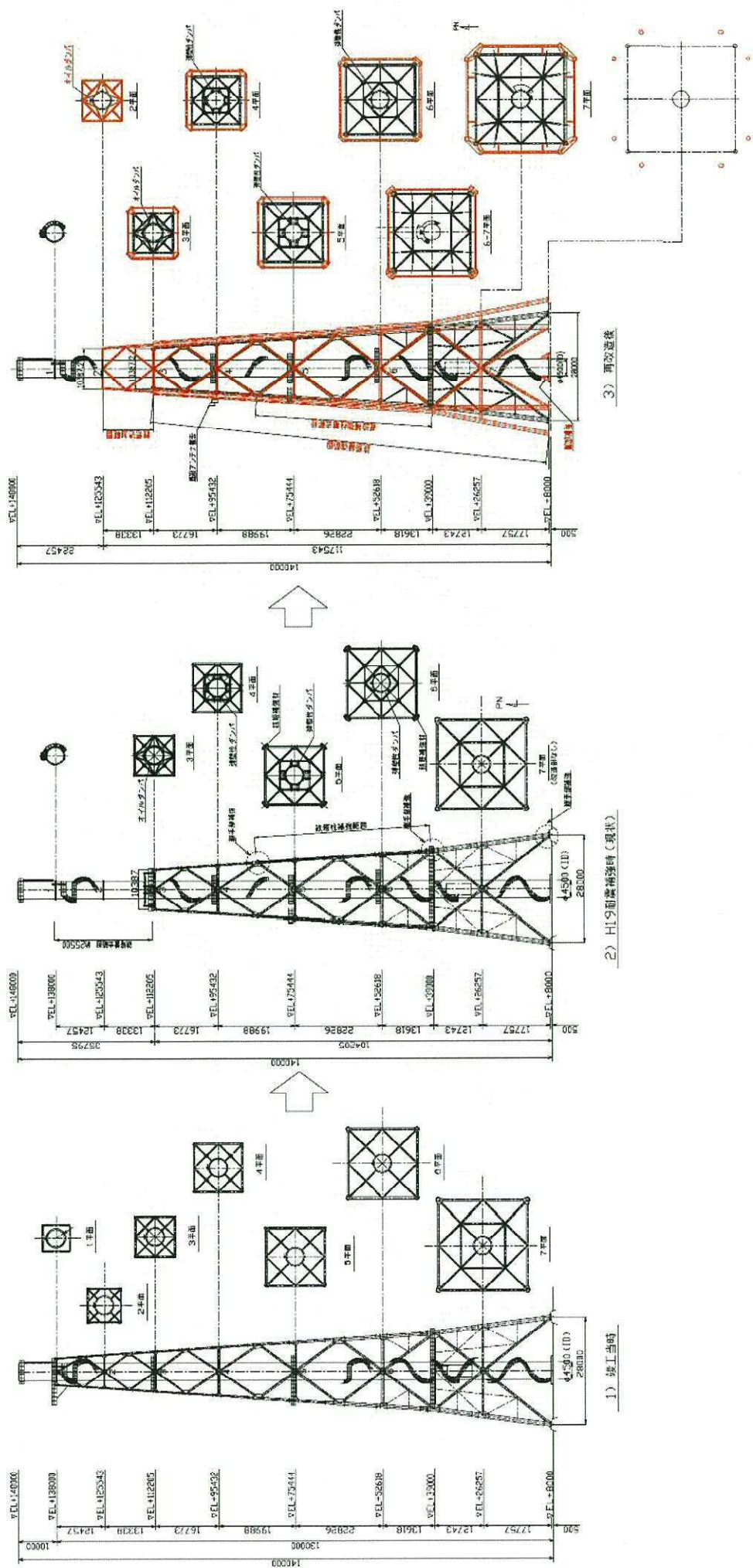
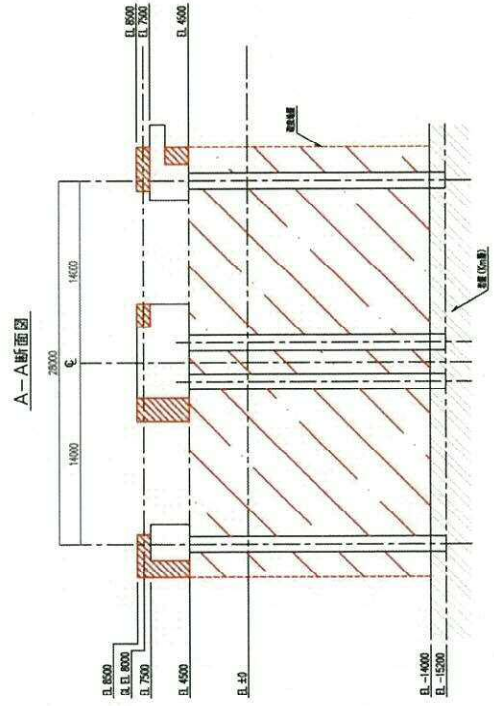
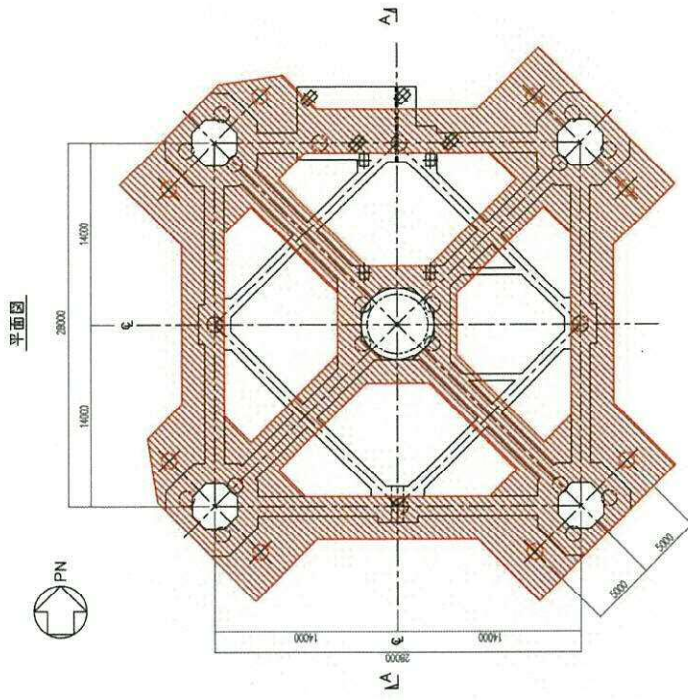
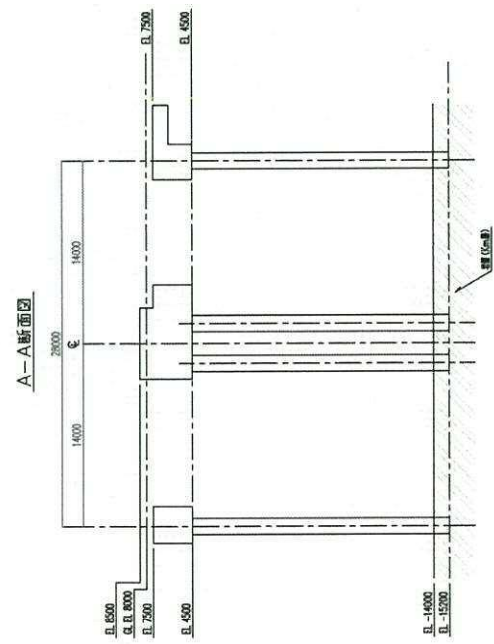
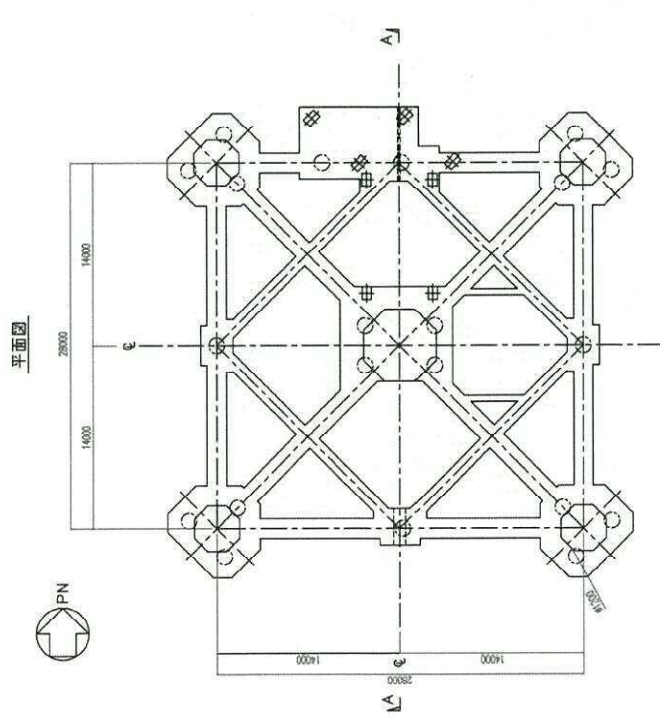


図 1-2-1 主排気筒上部構造の改造履歴





盤改良範囲  
増設基礎  
増設杭

新規制基準対応時

建設当時

注 記  
1. 〇は、増設基礎を示す。

図 1-2-2 主排気筒基礎の改造履歴



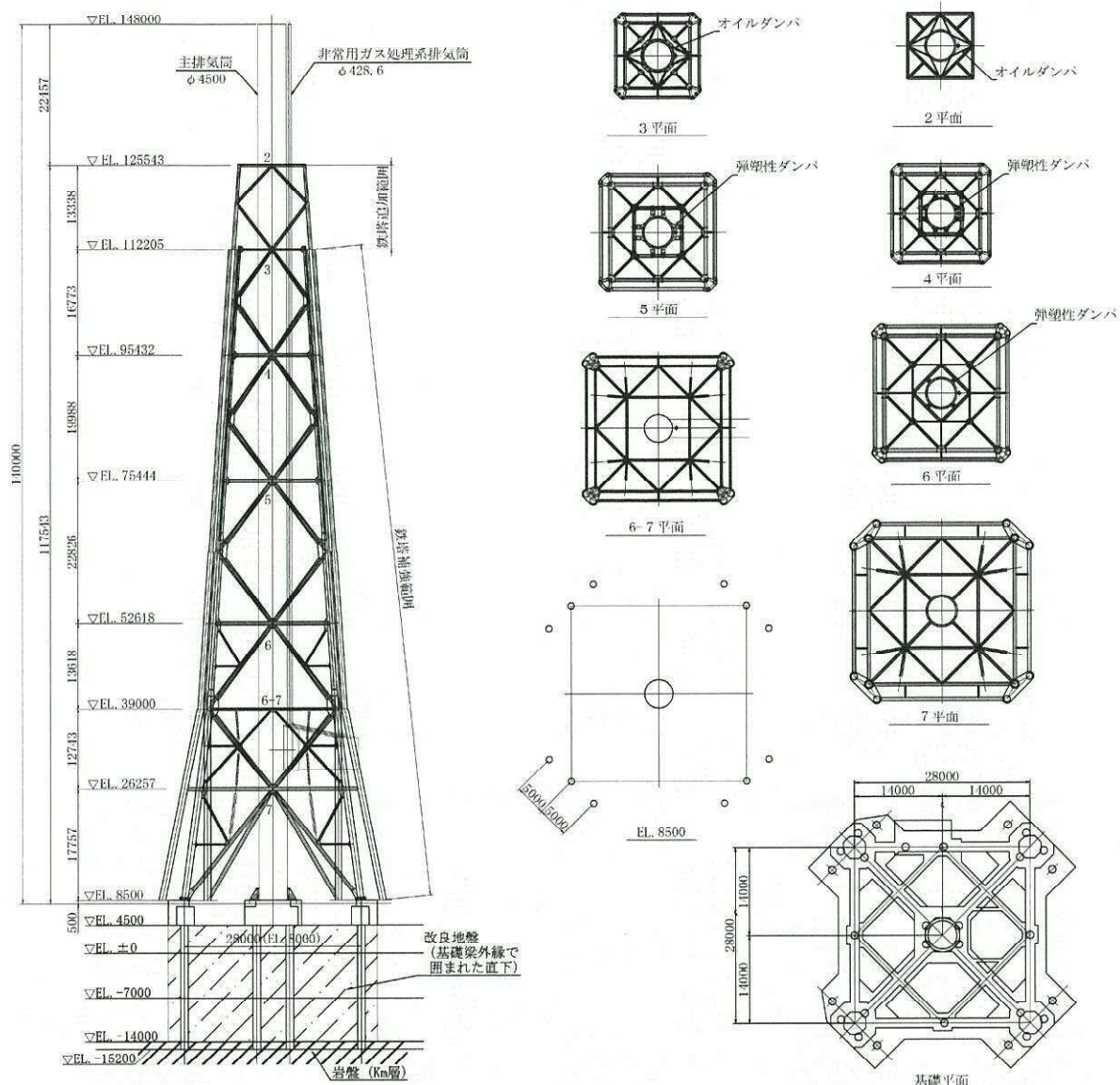
### 1.3 設計体系

#### 1.3.1 添付書類及び補足説明資料の関係

主排気筒に関連する評価対象箇所と添付書類の関係を図 1-3-1 に、主排気筒の耐震計算にかかる設計体系と補足説明資料の関係を図 1-3-2 に示す。

なお、「排気筒」は、「主排気筒」と「非常用ガス処理系排気筒」の 2 本で構成されており、それぞれを識別する必要がある場合は個別名称を使用し、区別する必要が無く一体の構築物として表現する場合は「排気筒」と称する取り決めとしている。





目録番号	図書名	評価部位	分類
V-2-2-14* <sup>1</sup>	①主排気筒の地震応答計算書	・地震応答解析 ・質点系モデルによる 応答解析	Sクラスの施設 の間接支持構造 物
V-2-2-15-1* <sup>1, 2</sup>	②主排気筒の耐震性について の計算書	・上部構造物 (筒身, 鉄塔, 柱脚)	Sクラスの施設 の間接支持構造 物
V-2-2-15-2* <sup>1</sup>	③主排気筒の基礎の耐震性 についての計算書	・基礎 (杭, 基礎梁)	Sクラスの施設 の間接支持構造 物
V-2-7-2-5	⑥非常用ガス処理系排気筒 の耐震性についての計算 書	・非常用ガス処理系 排気筒, サポート	Sクラスの施設 (建物・構築物 として評価)

注記 \*1:「V-2-7-2-4 主排気筒の耐震性についての計算書」は、「V-2-2-14 主排気筒の地震応答計算書」,  
「V-2-2-15-1 主排気筒の耐震性についての計算書」,「V-2-2-15-2 主排気筒の基礎の耐震性について  
の計算書」を呼び込むこととする。

\*2:「V-1-6-1 主排気筒の基礎に関する説明書」は「V-2-2-15-2 主排気筒の基礎の耐震性について  
の計算書」を呼び込むこととする。

図 1-3-1 主排気筒に関連する評価対象箇所と添付書類の関係



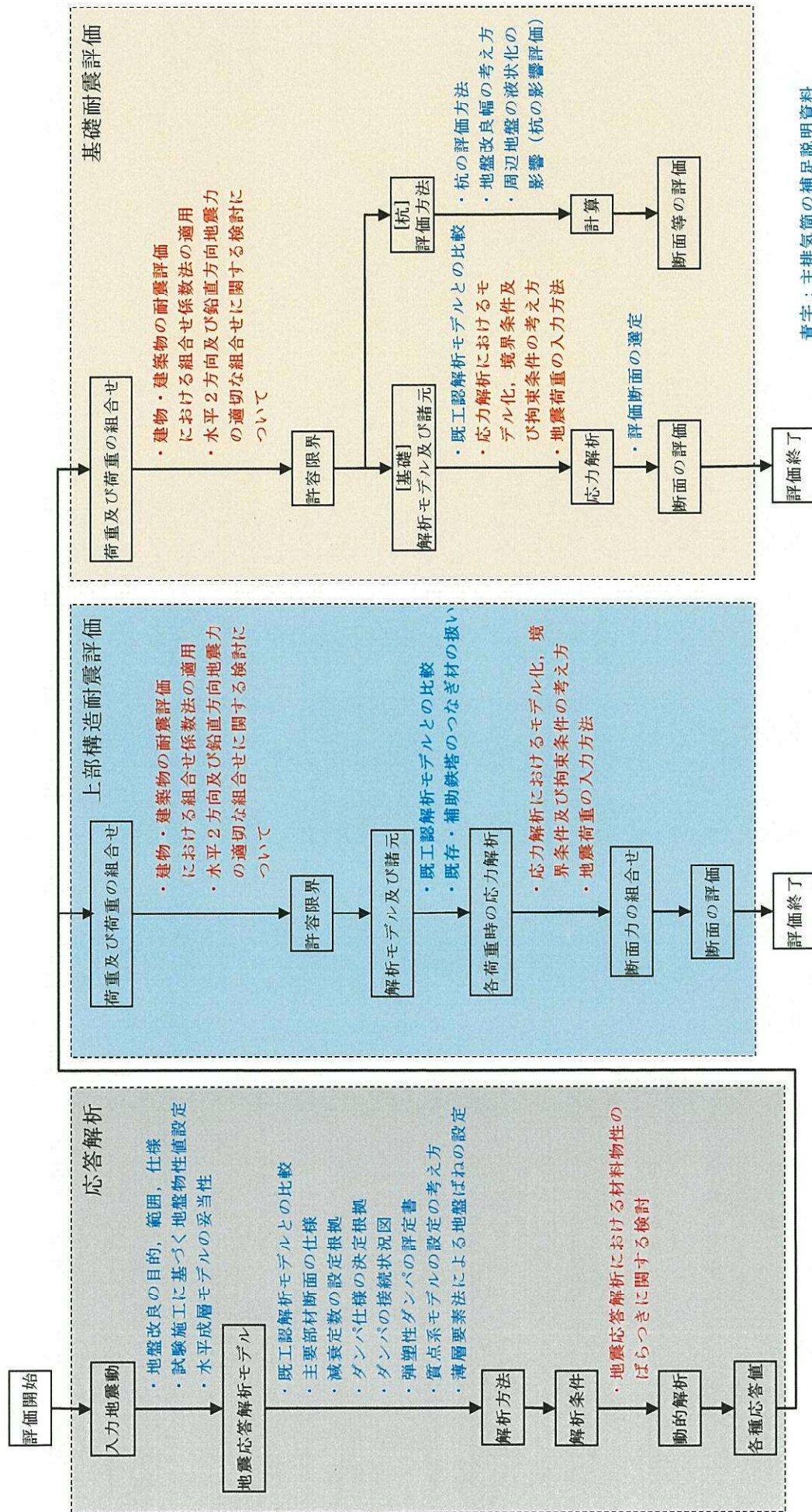


図 1-3-2 主排気筒の耐震計算にかかる設計体系と補足説明資料の関係



## 2. 主排気筒の地震応答計算

### 2.1 既工認との解析モデルの比較

主排気筒の地震応答解析モデル及び手法の比較を表 2-1-1 に示す。鉛直モデルの諸元の設定方法を表 2-1-2 に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図 2-1-1 に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設当時（認可）と耐震設計審査指針の改訂時（届出）のものである。



表 2-1-1 地震応答解析モデル及び手法の比較 (1/2)

項目	内容	建設当時*1, 2 (認可)	耐震設計審査指針の改訂時*1, 3, 4 (届出)	今回工認 (認可)	備考
入力地震 動の算定 法	水平	・地盤増幅を考慮して、設計用地震波 (EL CENTRO, TAFT, IBARAGI) を 500Gal に基準化して鉄塔下端に直 接入力	・地盤増幅を考慮して、設計用地震波 (EL CENTRO, TAFT, IBARAGI) を 500Gal に基準化して基礎下端に直 接入力 ・参考資料で、EL CENTRO と基準地震 動 $S_1$ (基礎下端の応答値) との加速 度応答スペクトルの比較を行い、EL CENTRO の評価に包絡されているこ とを確認*4	・基準地震動 $S_s$ を用いて、一次元波動 論により基礎下端の入力地震動を算 定	(1)
	鉛直	—	—	・基準地震動 $S_s$ を用いて、一次元波動 論により基礎下端の入力地震動を算 定	(1)
解析コ ード 主排気筒 のモデ ル化	モデル	・ EA-76 ・ 質点系モデル (1 軸) *5	・ NUPP-II ・ 質点系モデル (2 軸) *5	・ NUPP4 ・ 同左*5	—
	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・ 鋼材のヤング係数, ポアソン比*6 $E=2100 \text{ tf/cm}^2$ $\nu=0.3$	検討時の規準に基づき設定 ・ 鋼材のヤング係数, ポアソン比*6 $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.3$	・ 同左	—
	剛性評価	排気筒一体として鉄塔および筒身剛 性を評価	・ 鉄塔：鉄塔剛性を評価 ・ 筒身：筒身剛性を評価	・ 鉄塔：既設鉄塔の剛性に補強材の剛 性を加算して評価 ・ 筒身：同左	(2)
	ダンパ	—	・ オイルダンパ：3 平面をモデル化 ・ 弾塑性ダンパ：4~6 平面をモデル化	・ オイルダンパ：2~3 平面をモデル化 ・ 弾塑性ダンパ：同左	(3)
	減衰定数	排気筒：1%	・ 鉄塔：2% ・ 筒身：1%	・ 同左	—



表 2-1-1 地震応答解析モデル及び手法の比較 (2/2)

項目	内容	建設当時*1, 2 (認可)	耐震設計審査指針の改訂時*1, 3, 4 (届出)	今回工認 (認可)	備考
地盤の モデル化	底面ばね	・考慮せず	・同左	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向：鉛直ばねを考慮 (水平、回転及び鉛直ばねとも三次元 薄層要素法により算定)	(4)
	側面ばね※3	・考慮せず	・同左	・同左	
非線形 特性	弾塑性 ダンパ	—	・水平方向：弾塑性ダンパの応力－変 形の履歴特性を考慮	・水平方向：同左 ・鉛直方向：考慮せず	—

注記 \*1：建設工認時及び耐震設計審査指針の改訂時には、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮

\*2：東海第二発電所『既工事計画認可申請書第7回 資料Ⅲ-2-5「排気筒の耐震性についての計算書」(49 資庁第 14239 号 昭和 49 年 7 月 22

日認可)』

\*3：東海第二発電所『既工事計画届出書 添付書類Ⅳ-1-2「主排気筒の耐震性についての計算書」(発室発第 583 号 平成 21 年 3 月 9 日届出)』

\*4：耐震設計審査指針改定時は、工事の目的が耐震裕度向上の位置付けであったため、工事届出書の参考資料には S<sub>1</sub>に対する耐震評価結果ではなく、EL CENTRO と基準地震動 S<sub>1</sub> (基礎下端の応答値) との加速度応答スペクトルの比較を行い、EL CENTRO の評価に包絡されていることを確認

\*5：建設当時は、ダンパが設置されておらず、鉄塔と筒身は平面毎に固定されていたため、1 軸の応答解析モデルを使用し、耐震設計審査指針の改訂時以降は、ダンパが設置されたことから 2 軸の応答解析モデルを使用

\*6：建設当時は「鋼構造設計規準」((社) 日本建築学会, 1970), 耐震設計審査指針の改訂時は「鋼構造設計規準」((社) 日本建築学会, 2005) に基づく。

具体的な反映事項 (表の備考欄に対応)

- (1) 解放基盤で定義される基準地震動を用いて、一次元波動論により算定した。水平方向及び鉛直方向について基礎下端位置での応答波を入力した。
- (2) 主排気筒の耐震補強を実施するため、補強部材の剛性を考慮するため、鉄塔補強部の剛性を「塔状鋼構造設計規準」((社) 日本建築学会, 1981) に基づいて算出し、既工認のモデルに加えた。(「2.4.4 質点系モデルの設定方法」参照)
- (3) 主排気筒の耐震補強工事において、鉄塔を 1 段追加し、当該平面にオイルダンパを追加設置することから、当該オイルダンパを応答解析モデルに追加した。(「1.2 主排気筒の耐震補強の経緯」, 「2.4.3 ダンパ仕様の決定根拠」参照)
- (4) 「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版」((社) 日本電気協会) に基づく。(「2.4.5 薄層要素法による地盤ばねの設定」参照)

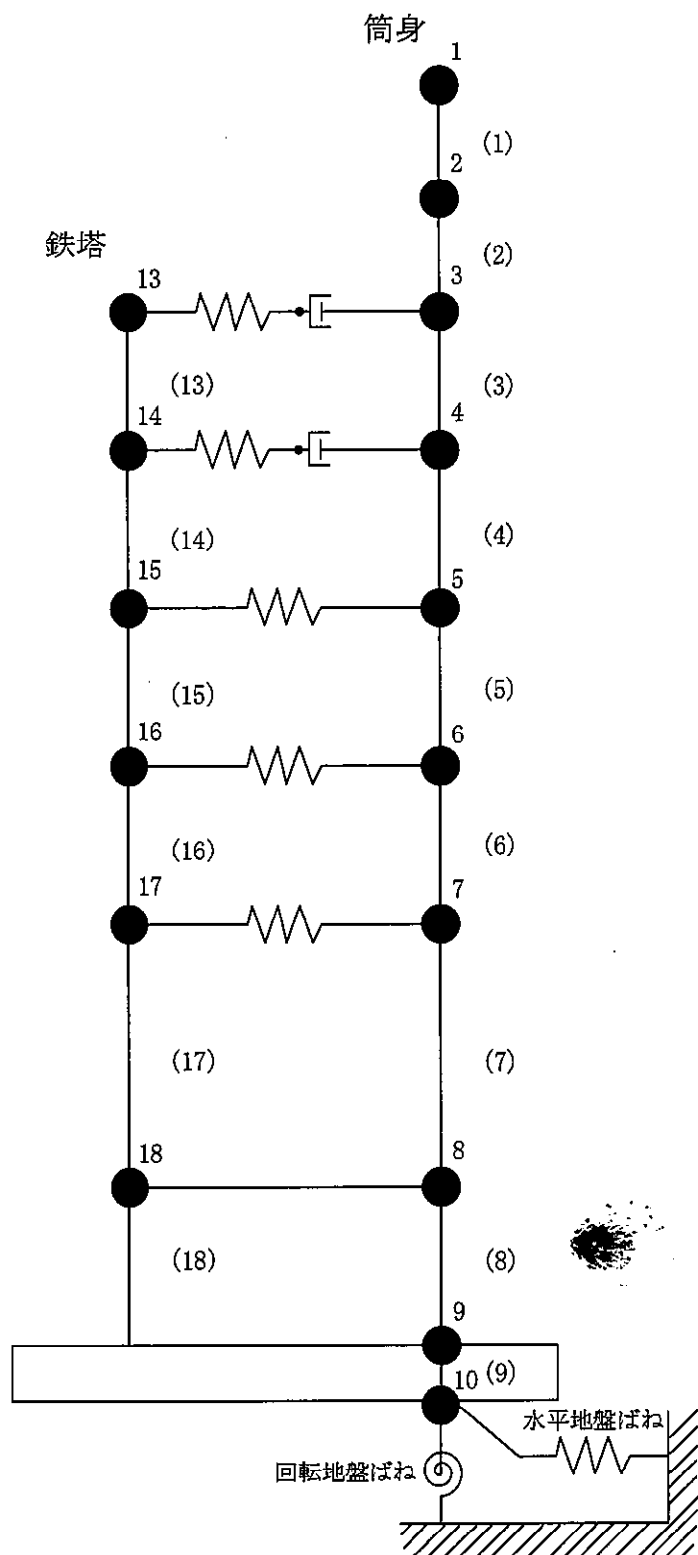


表 2-1-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

部位	質量	剛性	備考
鉄塔	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量	立体骨組みモデルにおいて頂部から下方に単位荷重を与え、鉛直方向の変形量から等価剛性を持つ円筒の断面性能を算出	—
筒身	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量	同上	—



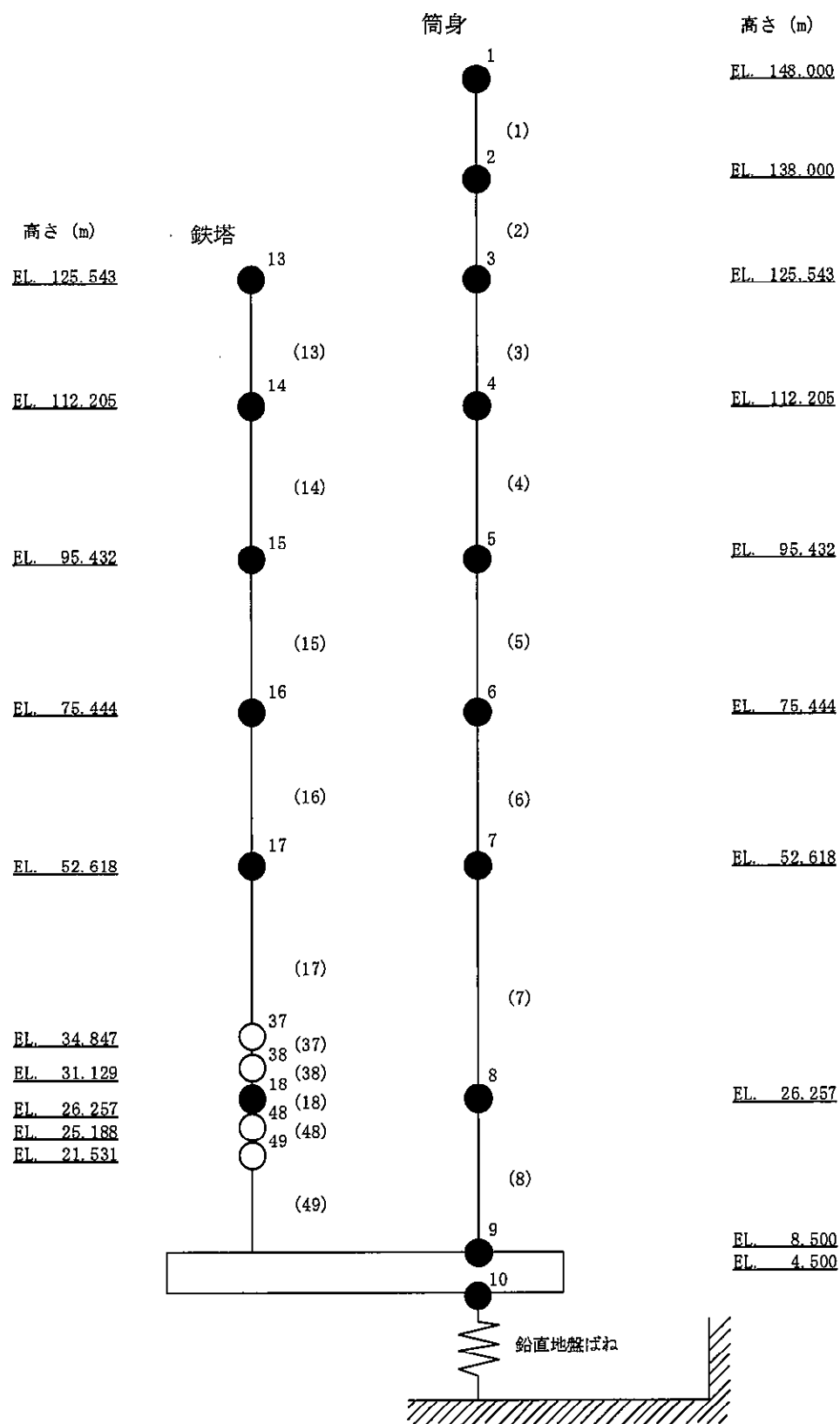
高さ (m)
EL. 148.000
EL. 138.000
EL. 125.543
EL. 112.205
EL. 95.432
EL. 75.444
EL. 52.618
EL. 26.257
EL. 8.500
EL. 4.500



- ・ 数字は質点番号を示す。
- ・ ( ) 内は部材番号を示す。

図 2-1-1 地震応答解析モデル（排気筒（水平方向））（1/2）





- ・ 数字は質点番号を示す。
- ・ ( ) 内は部材番号を示す。

図 2-1-1 地震応答解析モデル（排気筒（鉛直方向））（2/2）



## 2.2 地盤改良の目的、範囲、仕様

地盤改良の目的は、①上部構造物の応答低減、②地盤変形抑制による杭の健全性確保、③表層地盤の液状化防止である。

地盤改良の範囲は、基礎梁外縁で囲まれた直下について、久米層までの表層地盤を対象とする。地盤改良の範囲を図 2-2-1 に示す。

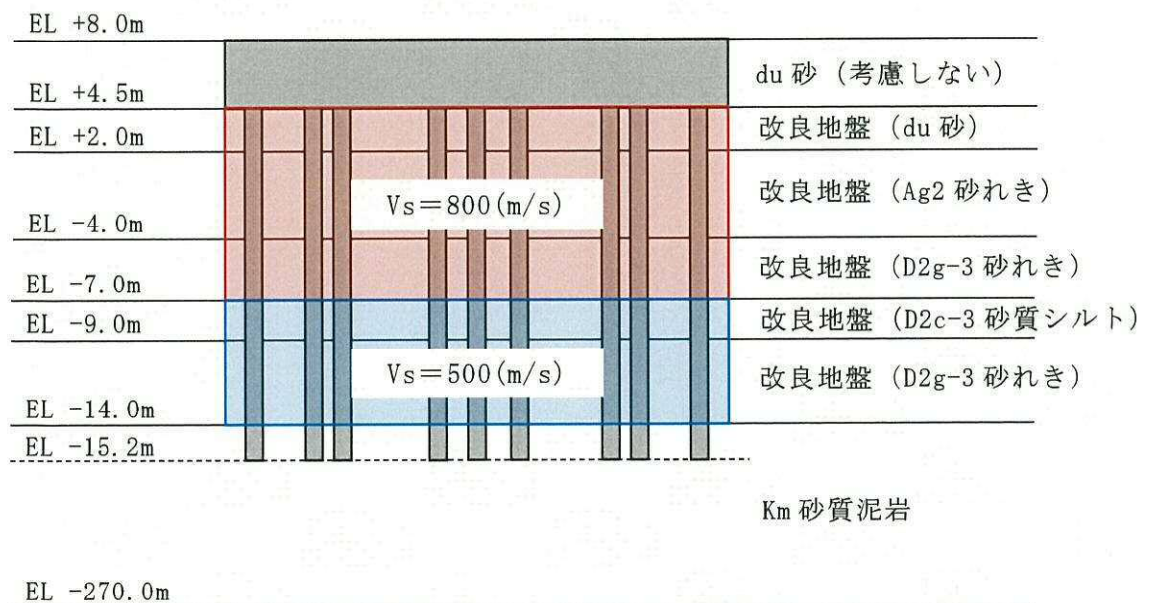


図 2-2-1 地盤改良の範囲

地盤改良は、高圧噴射攪拌工法（セメント改良）とし、超高圧のセメント系固化材と圧縮空気を地中に噴射しつつロッドを回転させ、地盤を切削・攪拌しながら引き上げるにより円柱状の改良体を造成する。施工法の概要を、図 2-2-2 に示す。

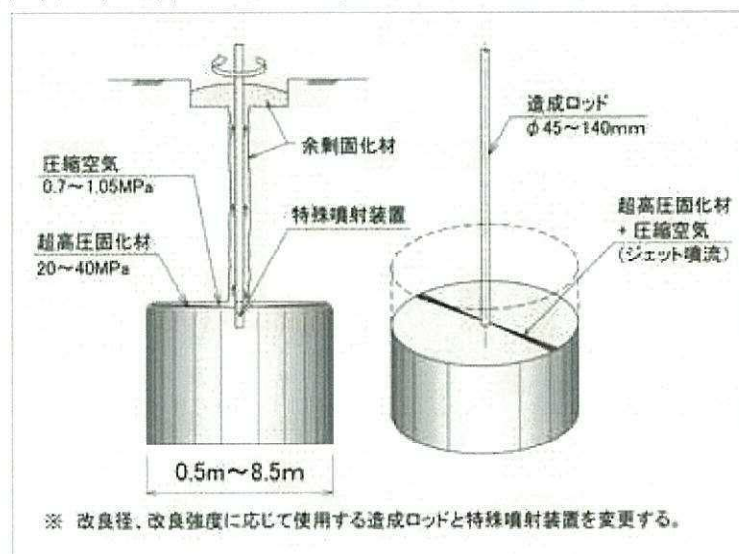


図 2-2-2 施工法の概要



## 2.3 入力地震動の算定

### 2.3.1 試験施工の位置

地盤改良後の物性値の設定及び地盤改良の仕様の決定のために、主排気筒の近傍において、地盤改良試験施工を実施した。試験施工を実施する位置の選定においては、主排気筒直下の表層地盤の各層（du 層，Ag2 層，D2g-3 層，D2c-3 層）が含まれる位置とし、各層の地盤改良後の物性値を原位置試験若しくは室内試験により確認できるように配慮した。試験施工を実施した位置を図 2-3-1 に示す。

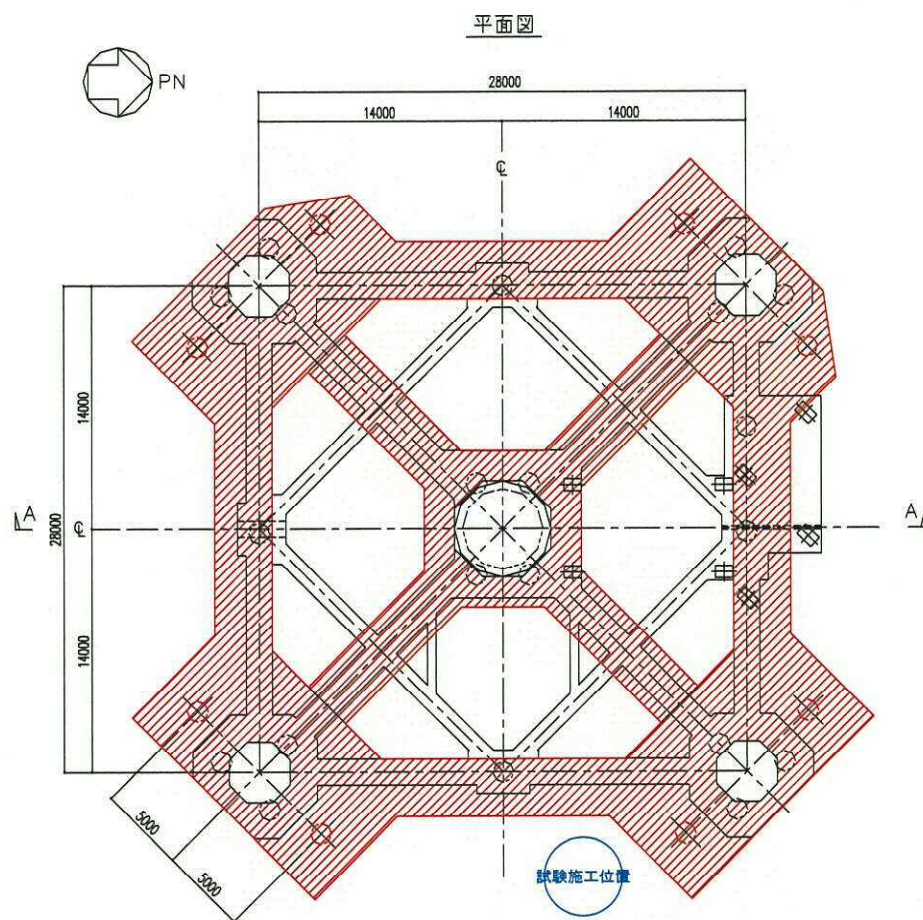


図 2-3-1 試験施工を実施した位置



### 2.3.2 改良体の試験結果

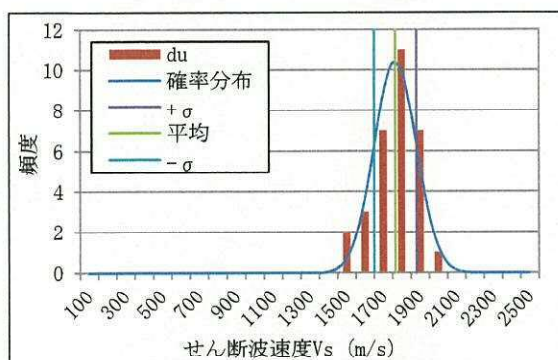
#### (1) せん断波速度 $V_s$

せん断波速度  $V_s$  は、「JGS 2110 パルス透過法による岩石の超音波速度測定」に基づき、改良地盤のボーリング孔に対して PS 検層を実施した結果を基に設定した。試験により得られたせん断波速度  $V_s$  の整理表を表 2-3-1 に、試験データの分布を図 2-3-2 に示す。

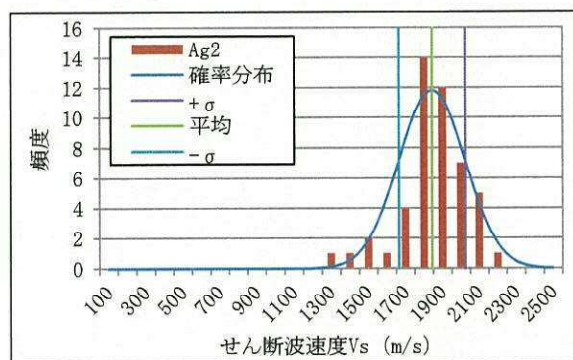
表 2-3-1 せん断波速度  $V_s$

(単位：m/s)

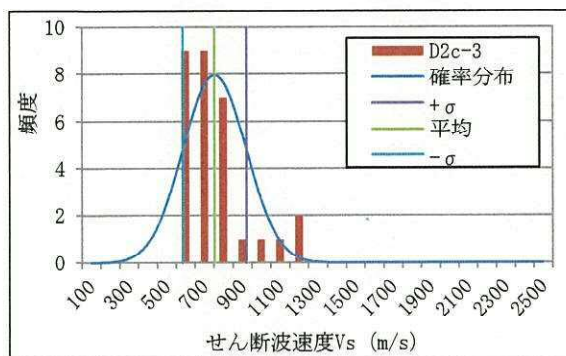
	改 du	改 Ag2	改 D2c-3	改 D2g-3
平均	1,767	1,845	756	1,239
標準偏差	115	180	167	472
$+\sigma$	1,882	2,025	923	1,711
$-\sigma$	1,652	1,665	589	767



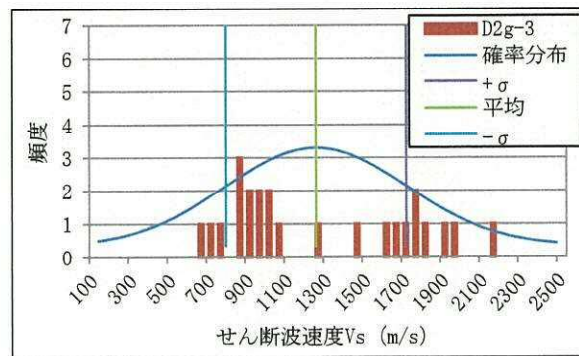
du 層



Ag2 層



D2c-3 層



D2g-3 層

図 2-3-2 PS 検層波に基づいた S 波速度試験結果



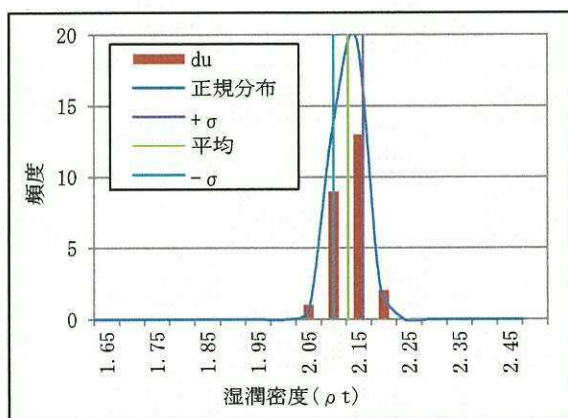
(2) 湿潤密度  $\rho_t$

湿潤密度  $\rho_t$  は、「JIS A 1225 土の湿潤密度試験方法」に基づき実施した試験結果を基に設定した。試験により得られた湿潤密度  $\rho_t$  の整理表を表 2-3-2 に、試験データの分布を図 2-3-3 に示す。

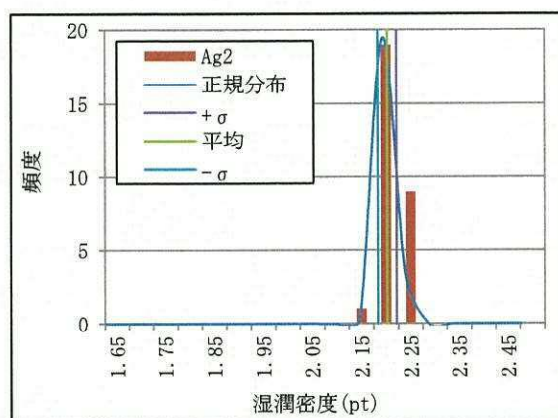
表 2-3-2 湿潤密度  $\rho_t$

(単位 :  $\text{g}/\text{cm}^3$ )

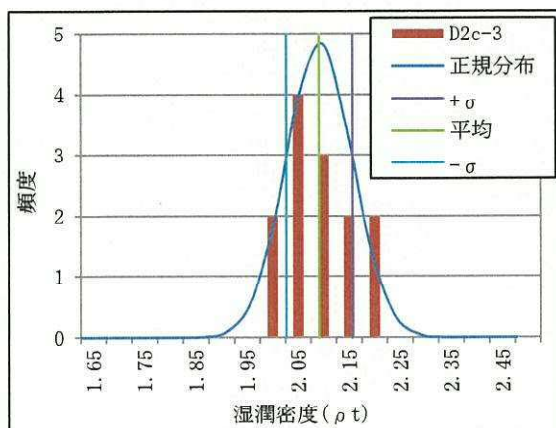
	改 du	改 Ag2	改 D2c-3	改 D2g-3
平均	2.13	2.21	2.09	2.29
標準偏差	0.03	0.02	0.07	0.06
$+\sigma$	2.16	2.23	2.16	2.36
$-\sigma$	2.10	2.19	2.02	2.23



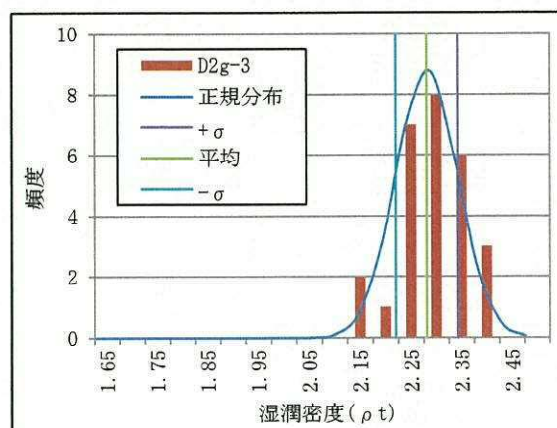
du 層



Ag2 層



D2c-3 層



D2g-3 層

図 2-3-3 湿潤密度に関する試験結果



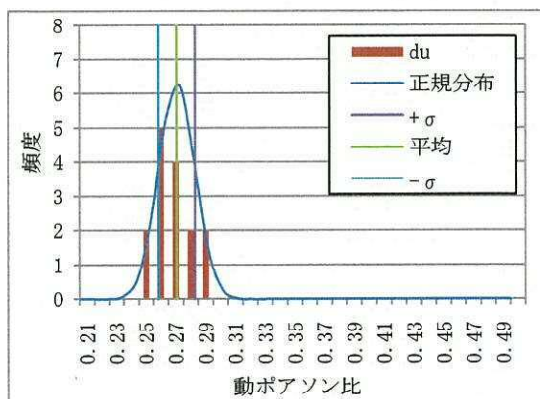
(3) ポアソン比  $\nu_d$

ポアソン比  $\nu_d$  は、「JGS 2110 パルス透過法による岩石の超音波速度測定」に基づき、改良地盤のボーリング孔に対して PS 検層を実施した結果を基に、 $V_s$  と  $V_p$  の関係式を用いて設定した。試験により得られたポアソン比の整理表を表 2-3-3 に、試験データの分布を図 2-3-4 に示す。

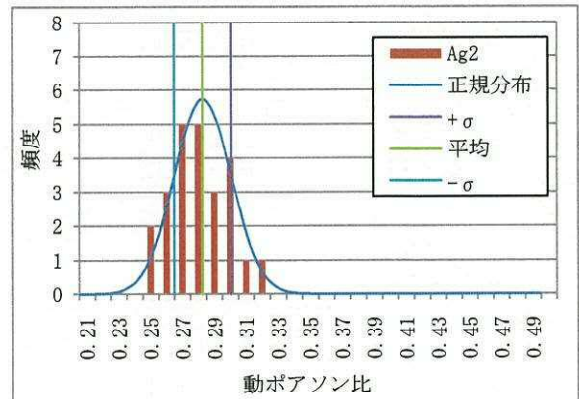
表 2-3-3 動ポアソン比  $\nu_d$

(単位：—)

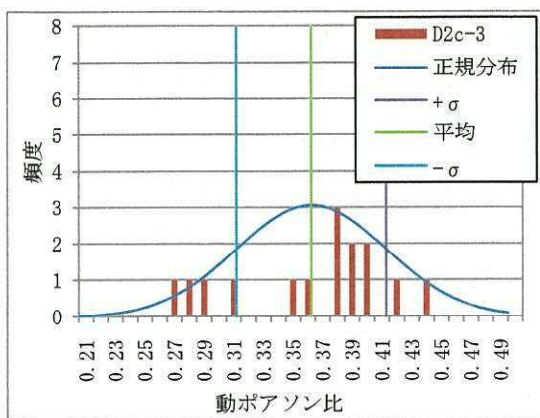
	改 du	改 Ag2	改 D2c-3	改 D2g-3
平均	0.27	0.28	0.36	0.37
標準偏差	0.01	0.02	0.05	0.07
$+\sigma$	0.28	0.30	0.41	0.44
$-\sigma$	0.26	0.26	0.31	0.30



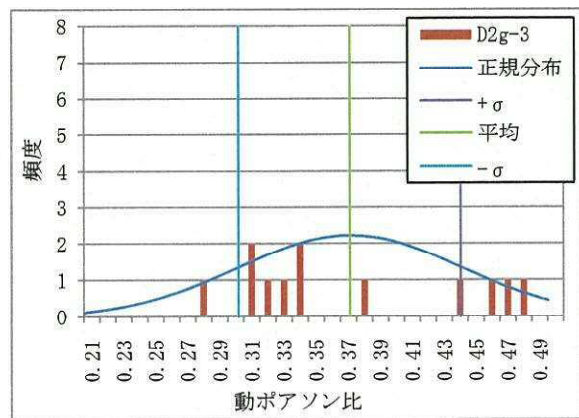
du 層



Ag2 層



D2c-3 層



D2g-3 層

図 2-3-4 ポアソン比に関する試験結果



(4)  $G/G_0-\gamma$  曲線,  $h-\gamma$  曲線

$G/G_0-\gamma$  曲線,  $h-\gamma$  曲線は, 「JGS 0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸圧縮試験方法」に基づき, 三軸圧縮試験を行った結果を基に設定した。具体的には, 繰返し三軸圧縮試験により得られた種々のひずみ  $\gamma$  での  $G$  及び  $h$  に対して, 最小二乗法を用いて①, ②式の係数 ( $a, b, c, d, e$ ) を定めた。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \cdot \gamma^b} \cdots \textcircled{1}$$

$$h = \frac{\gamma}{c \cdot \gamma + d} + e \cdots \textcircled{2}$$

上記の方法にて設定した  $G/G_0-\gamma$  曲線,  $h-\gamma$  曲線について, 図 2-3-5～図 2-3-8 に示す。なお, 当該図には, 基本ケースの全地震波に対する各層の最大有効ひずみを合わせて示す。全地震波に対する評価において, ひずみ値は最大有効ひずみ以下の範囲 (図の白色部分) となっている。



$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 2447 \cdot \gamma^{1.10}}$$

$$h = \frac{\gamma}{27.8 \cdot \gamma + 0.00481} + 0.00160$$

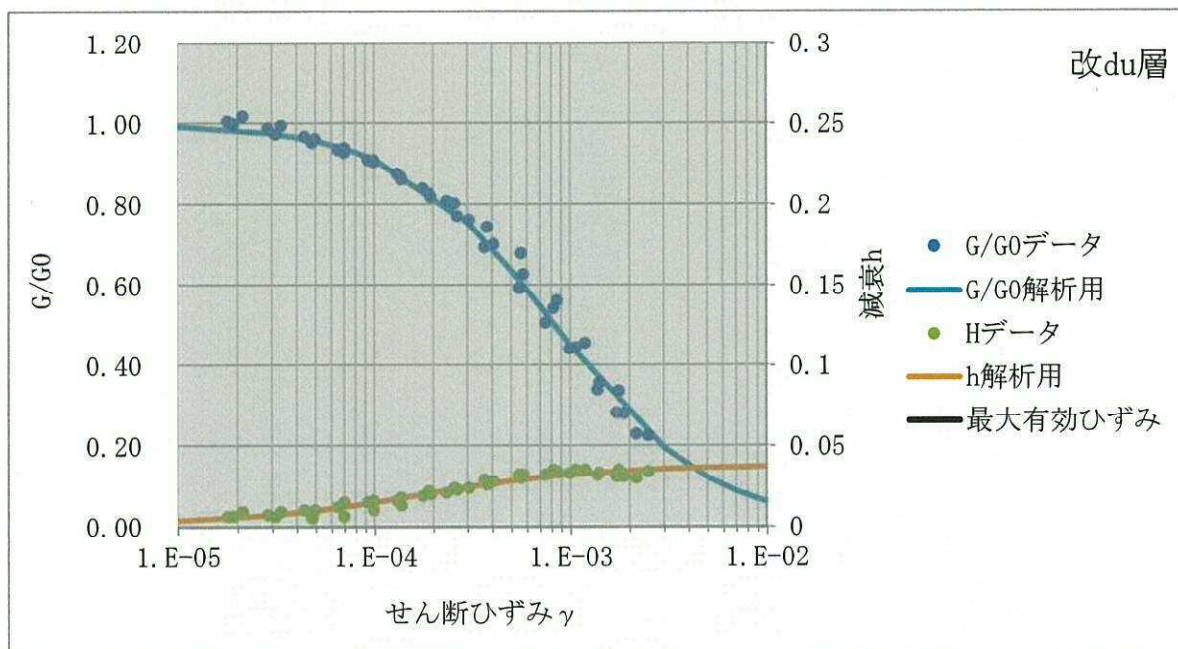


図 2-3-5 地盤物性 (  $\gamma$  -  $G/G_0$  曲線,  $\gamma$  -  $h$  曲線) 改 du 層

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 1935 \cdot \gamma^{1.07}}$$

$$h = \frac{\gamma}{10.67 \cdot \gamma + 0.0118} + 0.00621$$

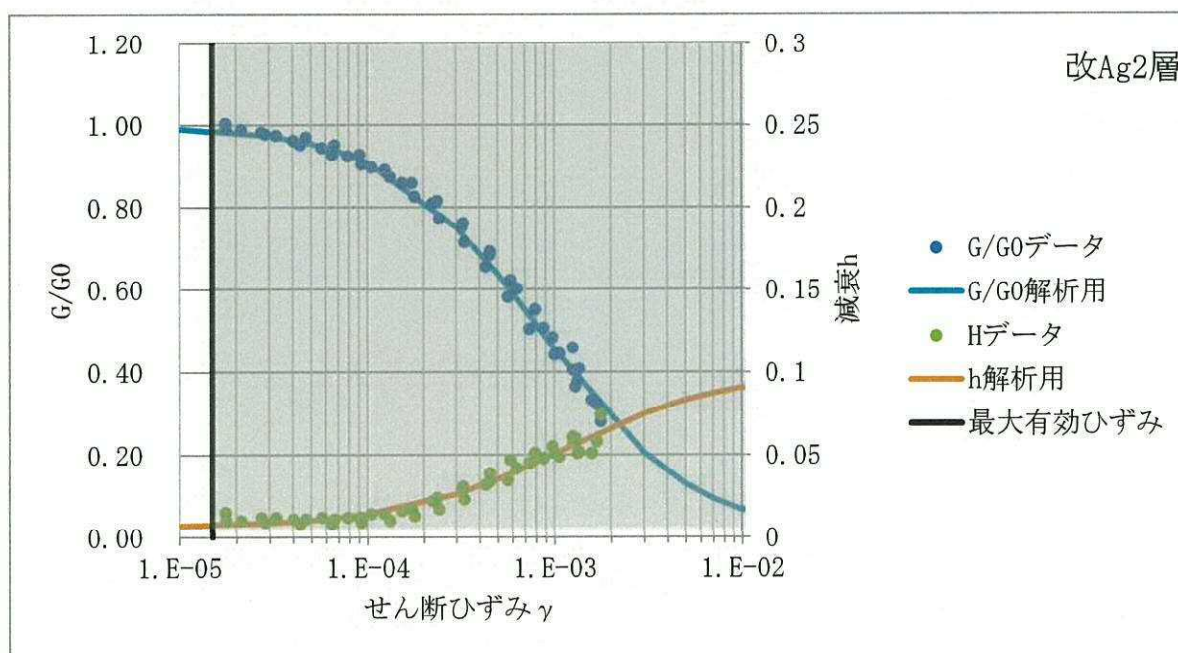


図 2-3-6 地盤物性 (  $\gamma$  -  $G/G_0$  曲線,  $\gamma$  -  $h$  曲線) 改 Ag2 層



$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 1410 \cdot \gamma^{1.06}}$$

$$h = \frac{\gamma}{14.4 \cdot \gamma + 0.00605} + 0.000257$$

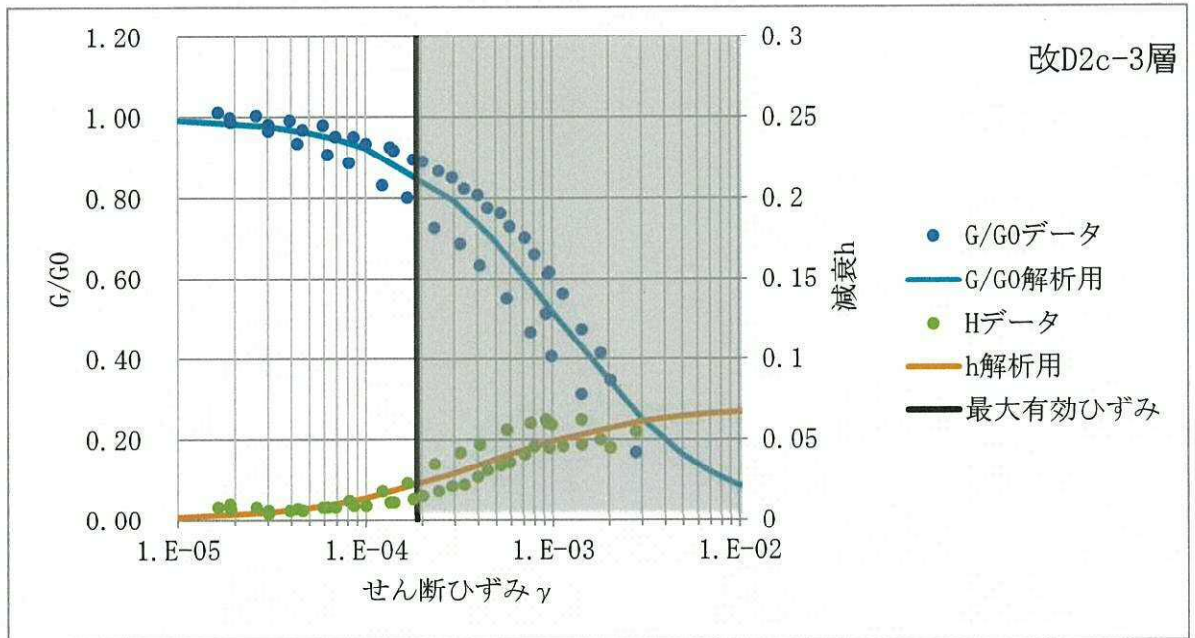


図 2-3-7 地盤物性（ $\gamma$ - $G/G_0$  曲線， $\gamma$ - $h$  曲線）改 D2c-3 層

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 1826 \cdot \gamma^{1.03}}$$

$$h = \frac{\gamma}{8.57 \cdot \gamma + 0.00728} + 0.00683$$

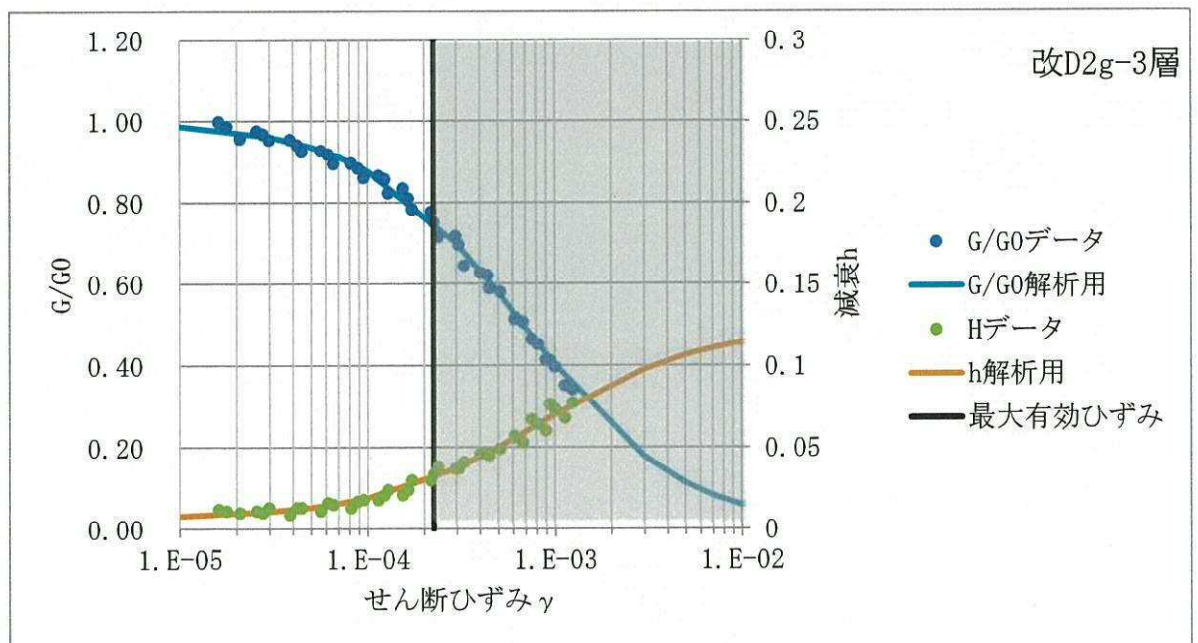


図 2-3-8 地盤物性（ $\gamma$ - $G/G_0$  曲線， $\gamma$ - $h$  曲線）改 D2g-3 層



### 2.3.3 ばらつきケースの設定

地盤物性のばらつきのうち、支持地盤（Km 層）については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値（添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の解析用物性値に基づく初期地盤の物性値）を基本ケースとし、せん断波速度  $V_s$  のばらつきは、 $\pm\sigma$  相当として、変動係数 10% を考慮する。

表層地盤については、地盤改良の実施にあたり改良目標値として設定したせん断波速度  $V_s$ （D2c-3 層以深（EL. -7.0m 以深）では 500m/s 以上、D2c-3 層上端以浅（EL. -7.0m 以浅）では 800m/s 以上）を基本ケースとする。また、せん断波速度  $V_s$  のばらつきは、地盤改良を実施する計画であることから、主排気筒近傍にて実施した地盤改良試験施工の試験結果から得られた値の平均値及び試験結果を統計処理して得られた標準偏差  $\pm\sigma$  を考慮する。

上記で設定した解析ケースについては、幅広い範囲のせん断波速度  $V_s$  に対して地震応答解析を実施することにより、設計上の保守性を確保している。特に基本ケースでは、表層地盤の改良目標値（せん断波速度  $V_s$  の設計上の下限値）は、地盤変形しやすい柔らかい地盤を想定することから、杭の変形に対する評価や長周期側に固有周期を有する上部構造物の評価に対して、厳しい（安全側の）評価条件を与えている。

また、D2c-3 層の  $G/Go-\gamma$  曲線の最大有効せん断ひずみにおける値のばらつきが大きく見えるが、せん断波速度  $V_s$  の標準偏差が 22% であるのに対して、 $G/Go-\gamma$  曲線の最大最小値の幅は 10% 程度と小さいこと、せん断波速度  $V_s$  の 2 乗はせん断剛性  $G$  と比例関係にあり、 $V_s$  の変化が与える影響の方が大きいことから、せん断波速度  $V_s$  のばらつきの考慮にせん断剛性  $G$  のばらつきは包含されるものとして扱った。

地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 2-3-2 に、各ケースにおけるせん断波速度  $V_s$  の比較を表 2-3-3 に、各ケースで用いた地盤物性値を表 2-3-4～表 2-3-7 に示す。

表 2-3-2 地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース No.	地盤のせん断波速度 $V_s$		備考
	支持地盤	表層地盤	
1	設計値	改良目標値	基本ケース
2	設計値	平均値	試験施工の平均値を考慮
3	$+\sigma$ 相当	$+\sigma$ 相当	試験施工のばらつきを考慮（ $+\sigma$ ）
4	$-\sigma$ 相当	$-\sigma$ 相当	試験施工のばらつきを考慮（ $-\sigma$ ）



表 2-3-3 各ケースにおけるせん断波速度 Vs の比較

標高 EL (m)	土質区分		ケース No. 1	ケース No. 4	ケース No. 2	ケース No. 3
			基本ケース	ばらつきケース		
				$- \sigma$	平均値	$+ \sigma$
4.5~4.0	改良-砂	改 du	800	1652	1767	1882
4.0~3.0						
3.0~2.0						
2.0~-4.0	改良-砂れき	改 Ag2	800	1665	1845	2025
-4.0~-7.0	改良-砂れき	改 D2g-3	800	767	1239	1711
-7.0~-9.0	改良-砂質シルト	改 D2c-3	500	589	756	923
-9.0~-14.0	改良-砂れき	改 D2g-3	500	767	1239	1711
-14.0~-15.2	砂質泥岩	Km	446	401	446	491
-15.2~-16.0						
-16.0~-20.0						
-20.0~-40.0			456	410	456	502
-40.0~-60.0			472	425	472	519
-60.0~-90.0			491	442	491	540
-90.0~-120.0			514	463	514	565
-120.0~-150.0			537	483	537	591
-150.0~-190.0			564	508	564	620
-190.0~-230.0			595	536	595	655
-230.0~-270.0			626	563	626	689
-270.0~-320.0			660	594	660	726
-320.0~-370.0			699	629	699	769



表 2-3-4 ケース 1 試験施工の改良目標値をもとにする場合の地盤物性値（基本ケース）

標高 EL (m)	土質区分		密度 (g/cm <sup>3</sup> )	初期 S波速度 (m/s)	初期 P波速度 (m/s)	ポアソン比
4.5～4.0	改良-砂	改 du	2.13	800	1425	0.270
4.0～3.0						
3.0～2.0						
2.0～-4.0	改良-砂れき	改 Ag2	2.21	800	1447	0.280
-4.0～-7.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	800	1761	0.370
-7.0～-9.0	改良-砂質シルト	改 D2c-3	2.09	500	1069	0.360
-9.0～-14.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	500	1101	0.370
-14.0～-15.2	砂質泥岩	Km	1.72	446	1658	0.461
-15.2～-16.0						
-16.0～-20.0						
-20.0～-40.0			1.72	456	1675	0.460
-40.0～-60.0			1.73	472	1696	0.458
-60.0～-90.0			1.73	491	1709	0.455
-90.0～-120.0			1.73	514	1737	0.452
-120.0～-150.0			1.73	537	1765	0.449
-150.0～-190.0			1.74	564	1792	0.445
-190.0～-230.0			1.74	595	1831	0.441
-230.0～-270.0			1.75	626	1871	0.437
-270.0～-320.0			1.75	660	1920	0.433
-320.0～-370.0			1.76	699	1958	0.427



表 2-3-5 ケース 2 試験施工の平均値をもとにする場合の地盤物性値（ばらつきケース）

標高 EL (m)	土質区分		密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	初期 S 波速度 ( $\text{m}/\text{s}$ )	初期 P 波速度 ( $\text{m}/\text{s}$ )	ポアソン比
4.5~4.0	改良-砂	改 du	2.13	1767	3148	0.270
4.0~3.0						
3.0~2.0						
2.0~-4.0	改良-砂れき	改 Ag2	2.21	1845	3338	0.280
-4.0~-7.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	1239	2728	0.370
-7.0~-9.0	改良-砂質シルト	改 D2c-3	2.09	756	1616	0.360
-9.0~-14.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	1239	2728	0.370
-14.0~-15.2	砂質泥岩	Km	1.72	446	1658	0.461
-15.2~-16.0						
-16.0~-20.0						
-20.0~-40.0			1.72	456	1675	0.460
-40.0~-60.0			1.73	472	1696	0.458
-60.0~-90.0			1.73	491	1709	0.455
-90.0~-120.0			1.73	514	1737	0.452
-120.0~-150.0			1.73	537	1765	0.449
-150.0~-190.0			1.74	564	1792	0.445
-190.0~-230.0			1.74	595	1831	0.441
-230.0~-270.0			1.75	626	1871	0.437
-270.0~-320.0			1.75	660	1920	0.433
-320.0~-370.0			1.76	699	1958	0.427



表 2-3-6 ケース 3 試験施工のばらつき+σをもとにする場合の地盤物性値(ばらつきケース)

標高 EL (m)	土質区分		密度 (g/cm <sup>3</sup> )	初期 S 波速度 (m/s)	初期 P 波速度 (m/s)	ポアソン比
4.5~4.0	改良-砂	改 du	2.13	1882	3353	0.270
4.0~3.0						
3.0~2.0						
2.0~-4.0	改良-砂れき	改 Ag2	2.21	2025	3663	0.280
-4.0~-7.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	1711	3767	0.370
-7.0~-9.0	改良-砂質シルト	改 D2c-3	2.09	923	1973	0.360
-9.0~-14.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	1711	3767	0.370
-14.0~-15.2	砂質泥岩	Km	1.72	491	1824	0.461
-15.2~-16.0						
-16.0~-20.0						
-20.0~-40.0			1.72	502	1843	0.460
-40.0~-60.0			1.73	519	1865	0.458
-60.0~-90.0			1.73	540	1880	0.455
-90.0~-120.0			1.73	565	1910	0.452
-120.0~-150.0			1.73	591	1942	0.449
-150.0~-190.0			1.74	620	1971	0.445
-190.0~-230.0			1.74	655	2015	0.441
-230.0~-270.0			1.75	689	2059	0.437
-270.0~-320.0			1.75	726	2112	0.433
-320.0~-370.0			1.76	769	2154	0.427



表 2-3-7 ケース 3 試験施工のばらつき  $\sigma$  をもとにする場合の地盤物性値(ばらつきケース)

標高 EL (m)	土質区分		密度 (g/cm <sup>3</sup> )	初期 S 波速度 (m/s)	初期 P 波速度 (m/s)	ポアソン 比
4.5~4.0	改良-砂	改 du	2.13	1652	2943	0.270
4.0~3.0						
3.0~2.0						
2.0~4.0	改良-砂れき	改 Ag2	2.21	1665	3012	0.280
-4.0~-7.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	767	1688	0.370
-7.0~-9.0	改良-砂質シルト	改 D2c-3	2.09	589	1259	0.360
-9.0~-14.0	改良-砂れき	改 D2g-3	2.29	767	1688	0.370
-14.0~-15.2	砂質泥岩	Km	1.72	401	1492	0.461
-15.2~-16.0						
-16.0~-20.0						
-20.0~-40.0			1.72	410	1508	0.460
-40.0~-60.0			1.73	425	1526	0.458
-60.0~-90.0			1.73	442	1538	0.455
-90.0~-120.0			1.73	463	1563	0.452
-120.0~-150.0			1.73	483	1589	0.449
-150.0~-190.0			1.74	508	1612	0.445
-190.0~-230.0			1.74	536	1648	0.441
-230.0~-270.0			1.75	563	1684	0.437
-270.0~-320.0			1.75	594	1728	0.433
-320.0~-370.0			1.76	629	1763	0.427



#### 2.3.4 地盤改良体を水平成層モデルと扱うことの妥当性

##### (1) 目的

主排気筒の地震応答解析では、基礎直下の改良地盤が水平成層地盤であると仮定して、1次元波動論に基づいた計算コード SHAKE により、主排気筒の上部構造物への入力地震動を算定している。

改良地盤が局部的に存在する状態に対して、改良地盤を水平成層地盤と仮定することの妥当性を確認するため、改良地盤側方の表層地盤を考慮した2次元有限要素モデルを作成し、このモデルを用いた地震応答解析により求めた主排気筒基礎への入力地震動と、1次元波動論により求めた入力地震動を比較し、施設の設計に影響を与えるような入力地震動の違いが無いこと（同等もしくは保守的であること）を確認する。

##### (2) 検討条件

解析モデルは、水平方向に $-82.75\text{m}$ ～ $+82.75\text{m}$ 、深さ方向に  $\text{EL. } 8.0\text{m}$ ～ $\text{EL. } -370\text{m}$  とする。改良地盤は、幅  $33.1\text{m}$ 、深さ方向  $\text{EL. } 4.5\text{m}$ ～ $\text{EL. } -14.0\text{m}$  とする。その側方は、 $\text{du}$  層、 $\text{Ag2}$  層、 $\text{D2g-3}$  層、 $\text{D2c-3}$  層からなる成層地盤とする。側方はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界とし、面外方向の粘性境界を考慮する。

主排気筒は基礎及び杭のみ無質量剛基礎としてモデル化し、主排気筒の上部構造物はモデル化しない。地下水位は地表面とし、地下水位以下の地盤要素は体積弾性係数一定とする。

2次元FEMのモデル条件を表2-3-8に、境界条件図を図2-3-9に、解析モデル図を図2-3-10～図2-3-11に示す。

入力地震動は、全周期帯の応答が大きく、主排気筒への影響も大きい基準地震動  $S_{\text{D1}}$ （水平、鉛直方向）とし、 $\text{EL. } -370\text{m}$  位置に2E波として入力する。入力動は水平+鉛直2方向同時加振を実施する。

なお、2次元FEMによる解析には SuperFLUSH (Ver6.1) を用いる。



表 2-3-8 各部のモデル化方法と境界条件

部位	モデル化方法	境界条件
地盤改良体	・モデル化範囲：基礎下端から岩盤までの範囲（幅 33.1m, 深さ方向 EL. 4.5m~EL. -14.0m）	・地盤改良体は，表層地盤及び岩盤が，節点で同一変形すると仮定
表層地盤	・モデル化範囲：基礎及び地盤改良体の幅の 5 倍の範囲（幅 -82.75m~+82.75m, 深さ方向 EL. 8.0m ~ EL. -14.0m）	・表層地盤のモデル端部は，遠方自由地盤と粘性要素で連結
岩盤	・モデル化範囲：基礎及び地盤改良体の幅の 5 倍の範囲（幅 -82.75m~+82.75m, 深さ方向に EL. -14.0m~EL. -370m）	・岩盤のモデル下部は，固定端と粘性要素で連結
奥行き方向	・厚さは設けず，無限遠に同一モデルが広がるものと仮定	・面外方向については，同一モデルが無限遠に広がるものと仮定
基礎	・モデル化範囲：基礎全体 ・基礎部分は無質量の剛体と設定	・基礎は，表層地盤及び地盤改良体が，節点で同一変形すると仮定
杭	・モデル化範囲：全ての杭 ・基礎下に 3 箇所分散してモデル化 ・杭の剛性は 3 箇所に集約して設定 ・既存杭と新設杭は，剛性が異なるため，同じ位置で別の要素としてモデル化	・杭は，地盤改良体及び岩盤が，節点で同一変形すると仮定
上部構造	・モデル化しない	—
地下水位	・地下水位は地表面とし，地下水位以下の地盤要素は体積弾性係数一定	—



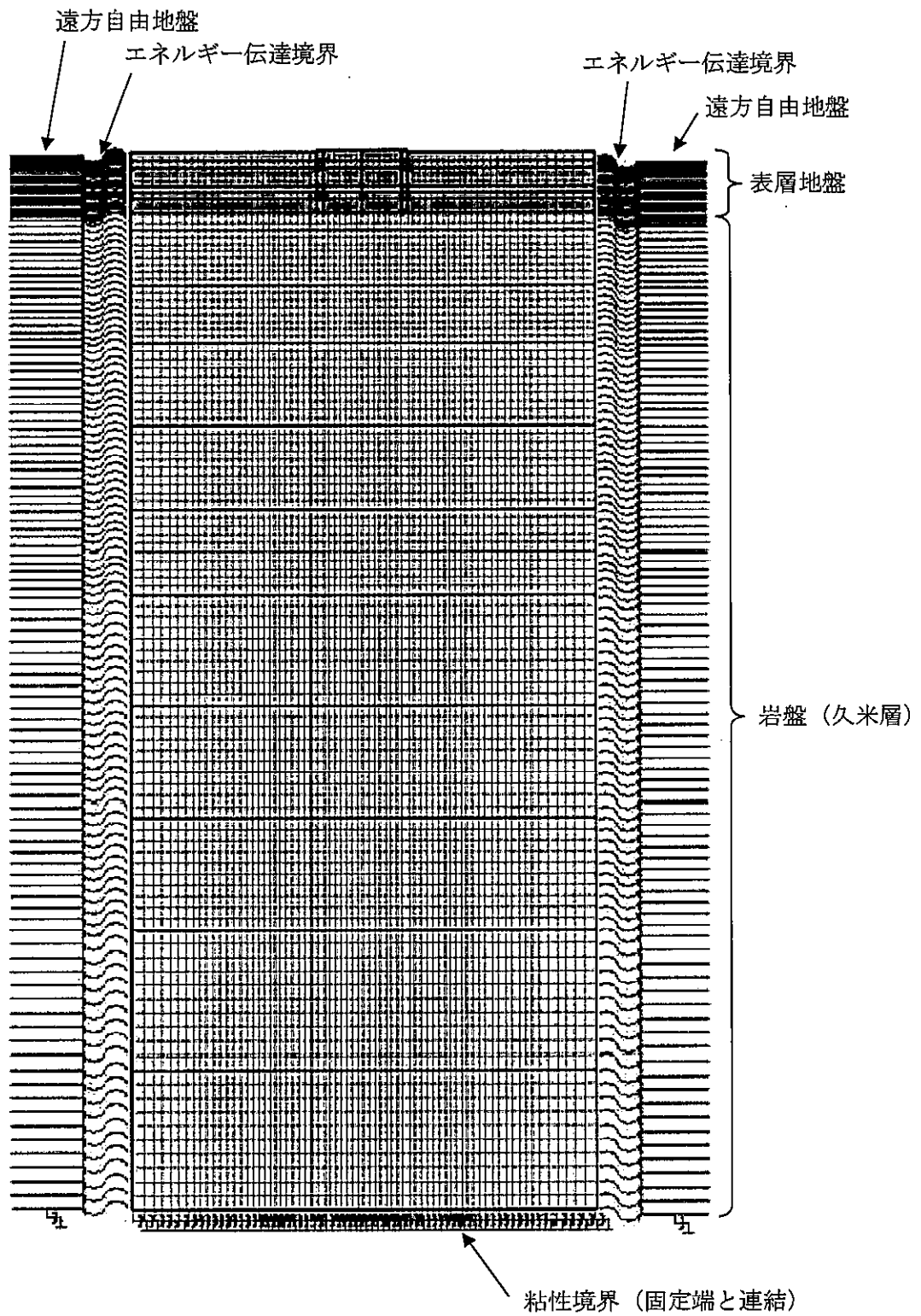


図 2-3-9 2次元 FEM 境界条件図



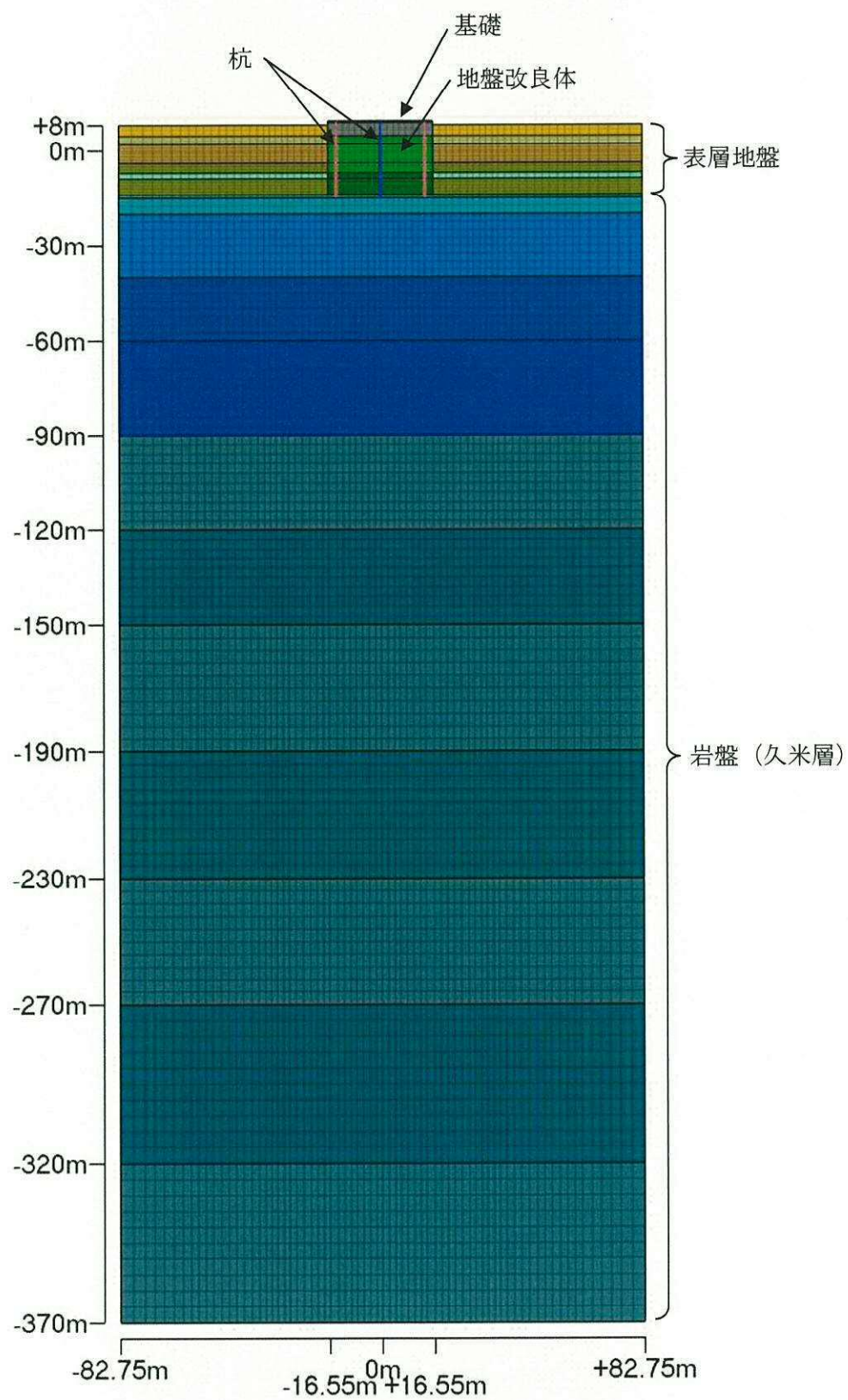


図 2-3-10 2次元 FEM モデル図 (全体)



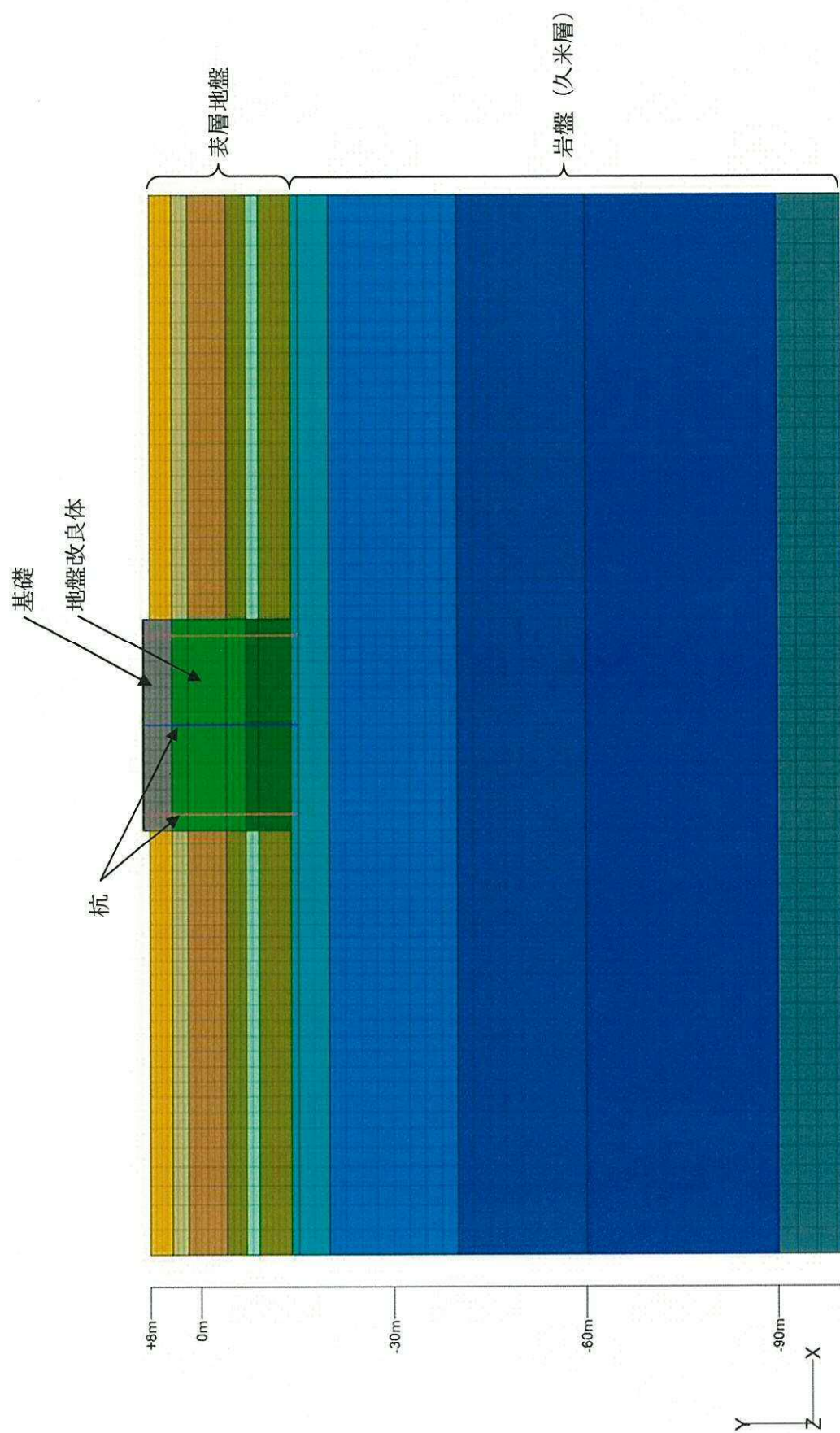


図 2-3-11 2次元 FEM モデル図 (改良体周辺)

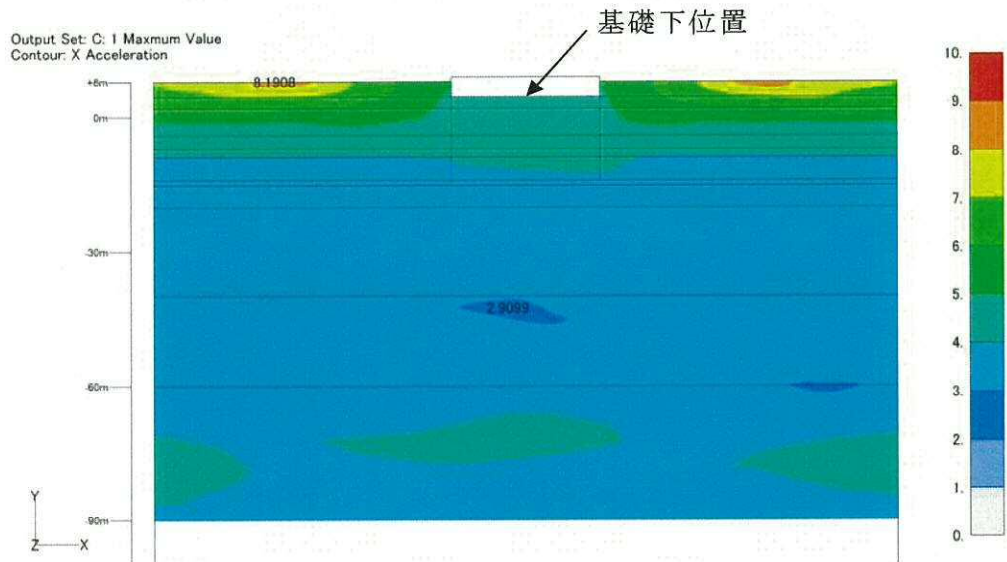


### (3) 解析結果

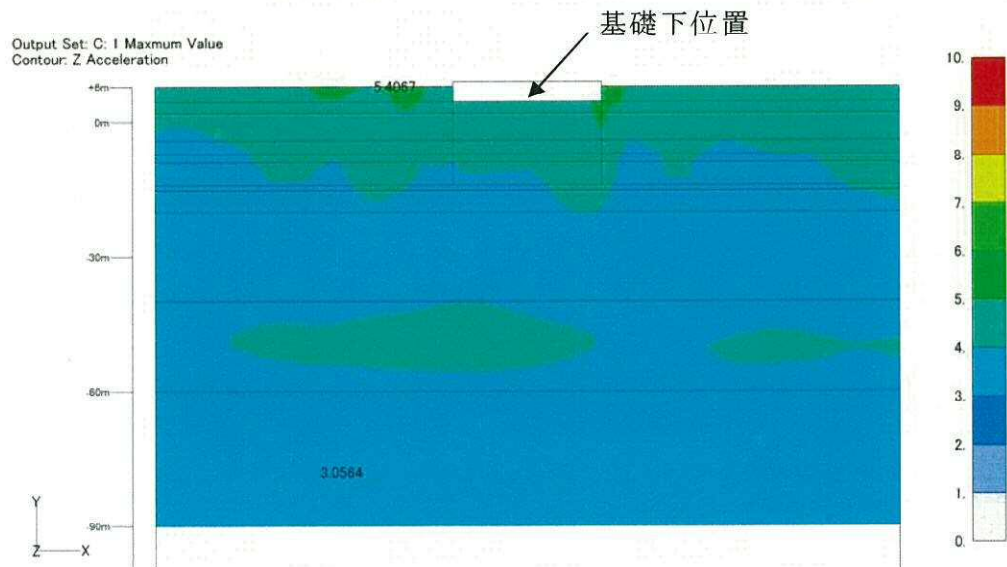
#### a. 2次元 FEM による解析結果

2次元 FEM による最大加速度の解析結果（コンタ図）を、図 2-3-12 に示す。

基礎下位置では最大加速度が水平方向に一様に分布しており、側方地盤による影響をほとんど受けていないことが分かる。



(a) 水平成分（単位：m/s<sup>2</sup>）



(b) 鉛直成分（単位：m/s<sup>2</sup>）

図 2-3-12 最大加速度の解析結果（コンタ図）



b. 2次元 FEM と SHAKE による結果の比較

2次元 FEM と SHAKE により求めた基礎下位置の入力地震動の最大加速度の比較を表 2-3-9 に示す。最大加速度の差は水平方向、鉛直方向共に非常に小さいことが分かる。

また、求めた入力地震動の加速度応答スペクトルの比較を図 2-3-13 から図 2-3-15 に示す。水平方向について、主排気筒の固有周期は 1 次で 1.164 秒、2 次で 0.614 秒、3 次で 0.288 秒、4 次で 0.182 秒、5 次で 0.140 秒であり、この周期帯では 2次元 FEM と SHAKE による結果はほぼ一致する。なお、一部の固有周期においては、SHAKE による結果が、2次元 FEM による結果を上回っているが、固有周期における応答加速度と刺激係数より、5 次までモード合成を行った結果、表 2-3-10 に示すとおり、応答の増大は 2%程度であり、主排気筒の耐震裕度の中に納まることから、影響ないことを確認した。

鉛直方向について、排気筒の固有周期は 1 次で 0.134 秒、2 次で 0.124 秒、3 次で 0.063 秒であり、この周期帯では SHAKE による結果が、2次元 FEM による結果を上回っている。

表 2-3-9 2次元 FEM と SHAKE による結果の比較（最大加速度）

	加速度(cm/s <sup>2</sup> )	
	2次元FEM	SHAKE
水平	494.448	491.526
鉛直	-483.613	-484.951

表 2-3-10 モード合成を行った結果の比較

		減衰定数 1%		減衰定数 2%	
		SHAKE	2次元 FEM	SHAKE	2次元 FEM
次数	刺激係数	加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
1 次	2.45	1096	1113	853	865
2 次	1.63	1964	1985	1665	1680
3 次	1.52	1686	1816	1512	1630
4 次	1.03	1351	1300	1281	1227
5 次	0.88	1281	1147	1084	980
モード合成結果		5219	5323	4435	4525
比率 = $\frac{2 \text{次元 FEM}}{\text{SHAKE}}$		1.020 (2%)		1.020 (2%)	



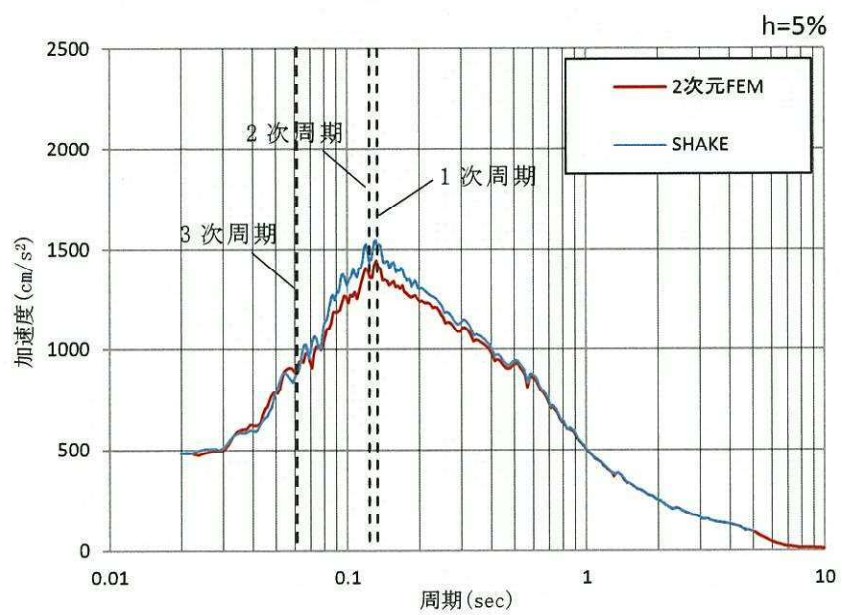
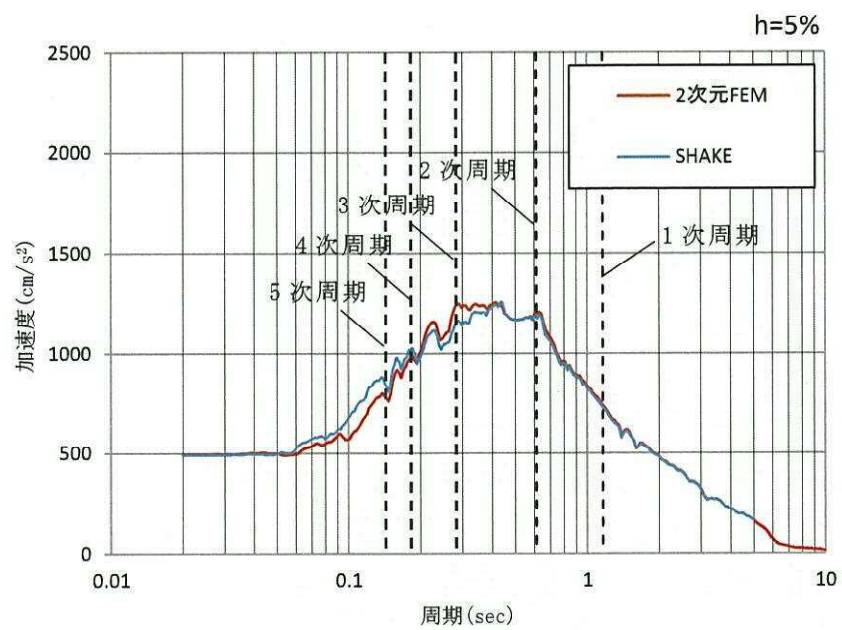
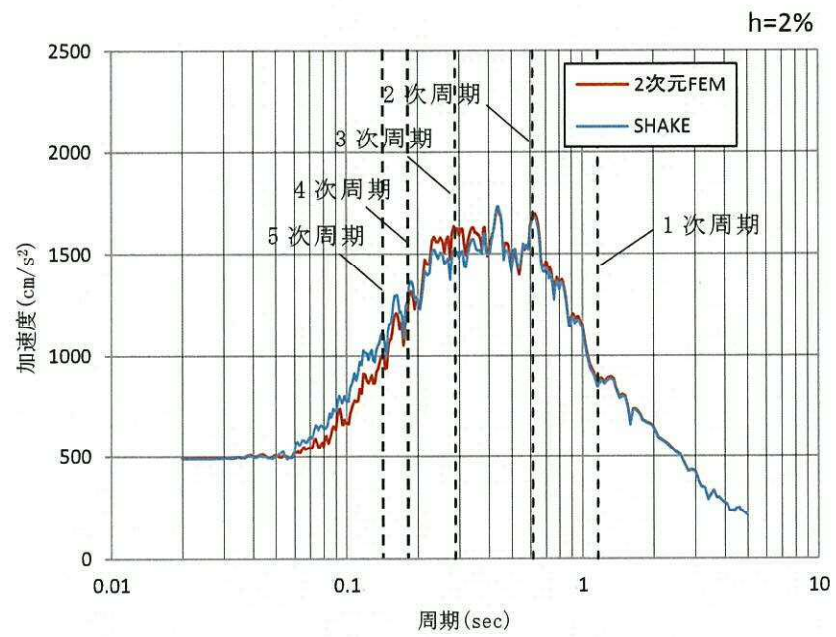
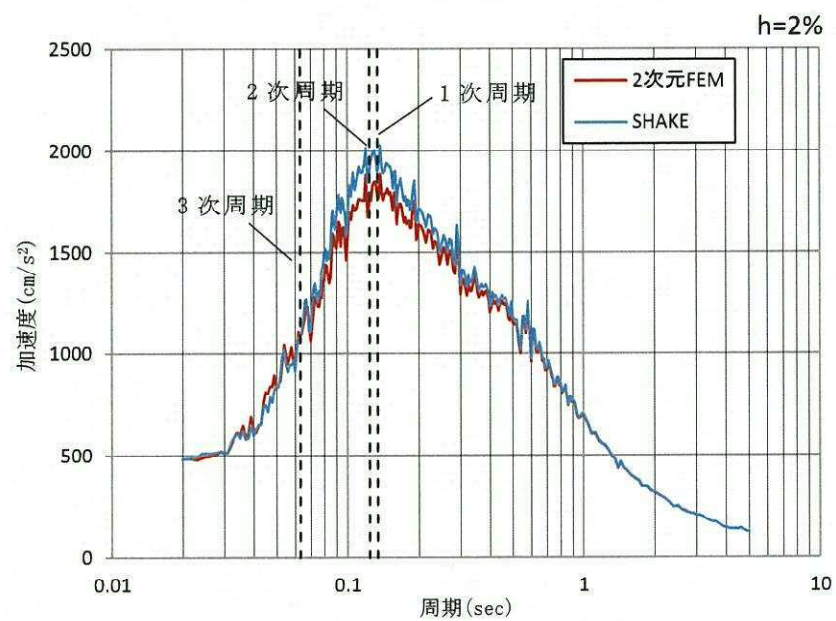


図 2-3-13 2次元 FEM と SHAKE による結果の比較 (加速度応答スペクトル)  
(h=5%)





(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 2-3-14 2次元 FEM と SHAKE による結果の比較 (加速度応答スペクトル)  
(h=2%)



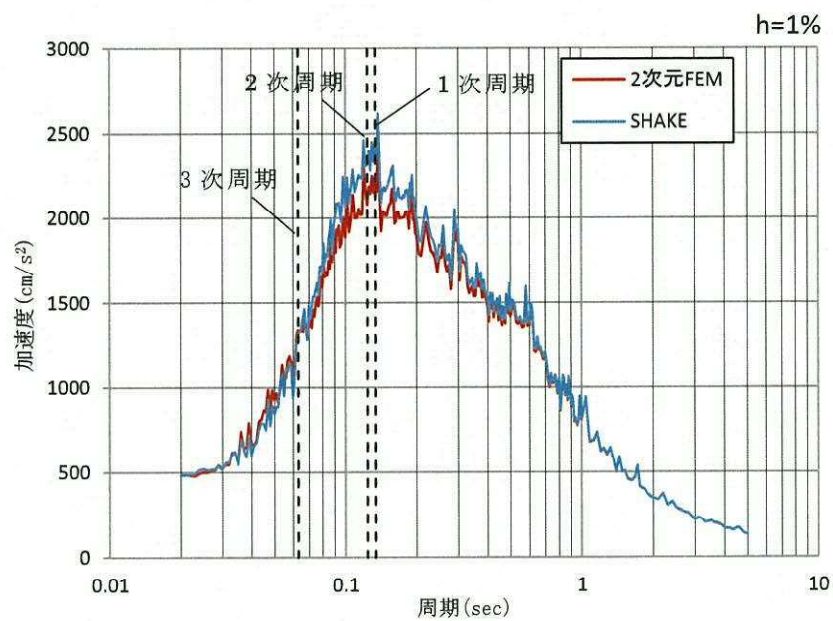
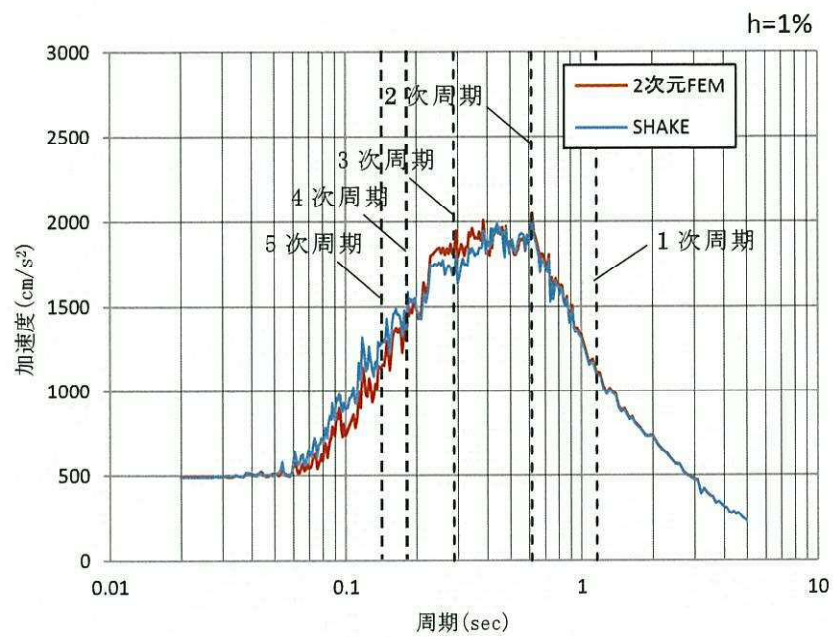


図 2-3-15 2次元 FEM と SHAKE による結果の比較 (加速度応答スペクトル)  
(h=1%)



## 2.4 地震応答解析モデル

### 2.4.1 主要部材断面の仕様

主排気筒の筒身及び鉄塔の主要部材断面の仕様を、図 2-3-1 に示す。

EL.		単位：mm						
EL. 148000		筒身	主柱材	斜材	水平材	補強主柱材	補強斜材	補強水平材
		φ4532.0×16.0 SS400	—	—	—	—	—	—
EL. 125543			—	—	—	φ406.4×19.0 STK400	φ355.6×12.7 STK400	φ355.6×6.4 STK400
EL. 112205			φ406.4×6.4 STK400	φ355.6×6.4 STK400	φ355.6×6.4 STK400	φ508.0×19.0 590材	φ355.6×12.7 STK400	φ355.6×6.4 STK400
EL. 95432			φ406.4×12.7 STK400	φ457.2×6.4 STK400	φ457.2×6.4 STK400	φ508.0×19.0 590材	φ457.2×12.7 STK400	φ457.2×6.4 STK400
EL. 75444			φ558.8×12.7 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ609.6×19.0 590材	φ508.0×12.0 STK400	φ508.0×6.4 STK400
EL. 52618			φ812.8×12.7 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ812.8×19.0 590材	φ508.0×12.0 STK400	φ508.0×6.4 STK400
EL. 26257			φ1016.0×12.7 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ508.0×6.4 STK400	φ1016.0×19.0 590材	φ558.8×19.0 590材	φ508.0×6.4 STK400
EL. 8500								

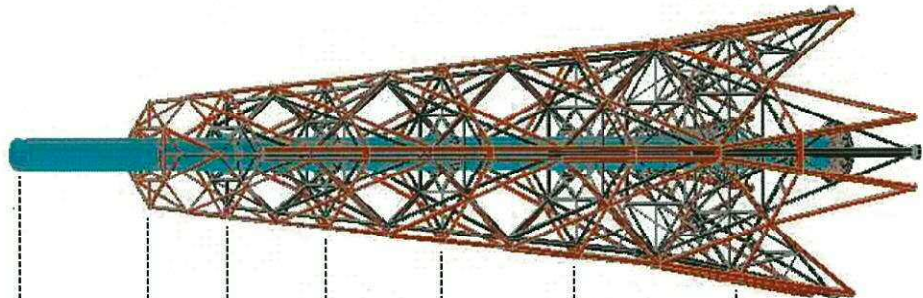


図 2-4-1 主排気筒の筒身及び鉄塔の主要部材断面の仕様



## 2.4.2 減衰定数

主排気筒の地震応答解析に用いる減衰定数は、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987 ((社) 日本電気協会) の記載に基づき設定しており、筒身については溶接構造物として 1.0% を適用し、鉄塔についてはボルト及びリベット構造物として 2.0% を適用している。JEAG 4601-1987 の設計用減衰定数の抜粋を図 2-4-2 に引用する。

### 6.5.3 設計用減衰定数

「6.5.2 動的解析モデル」で述べた機器・配管系の動的地震応答解析には、次の値が用いられることが多い。

#### (1) S<sub>1</sub>地震応答用

設 備	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート <sup>注1)</sup> 構造物	5.0
建屋鉄骨構造物	2.0
溶接構造物	1.0
ボルト及びリベット構造物	2.0
配 <sup>注2)</sup> 管	0.5~2.5
空調用ダクト	2.5
ケーブルトレイ <sup>注3)</sup>	5.0
ポンプ・ファン等の機械装置	1.0
電気盤 <sup>注3)</sup>	4.0
液体の揺動	0.5
燃料集合体 (BWR)	7.0
燃料集合体 (PWR) <sup>注4)</sup>	10.0~15.0
制御棒駆動機構 (BWR)	3.5
制御棒駆動装置 (PWR)	5.0
1 次冷却設備 (PWR) <sup>注5)</sup>	3.0

#### (2) S<sub>2</sub>地震応答用

S<sub>2</sub>地震応答用として(1)で示した S<sub>1</sub>地震応答用の値が準用されている。

注 1) : 鉄筋コンクリート構造物の減衰定数

鉄筋コンクリート構造物の減衰定数は、この値が慣用的に使用されている。

注 2) : 配管設計用減衰定数  
(6.5.3-1), (6.5.3-2), (6.5.3-3), (6.5.3-4), (6.5.3-6)

(1)において、配管設計用減衰定数を0.5~2.5%としているが、これは特定の条件が満たされるならば、表6.5.3-1に示す値を用いることができることを示すものである。

配管系の設計用減衰定数は、各振動モードについて一律に表6.5.3-1に示すとおりとする。ただし、適用条件を満たさないものについては、一律に0.5%とする。

また、PWR 炉内計装引出管については、次表及び適用条件にかかわらず2.5%とする。

図 2-4-2 JEAG 4601-1987 の設計用減衰定数の抜粋



### 2.4.3 ダンパの仕様の決定根拠

#### (1) ダンパの構造・特徴

##### a. オイルダンパの構造

オイルダンパは、ピストン両側の油圧室を連結する流路にオリフィス（固定絞り）が設けてあり、ピストンの往復動に対して減衰力が発生する仕組みになっている。また、オイルダンパに採用されている調圧弁は、ばねにより圧力と流量の関係を調整することで、ピストン速度に比例した線形の減衰力を発生する役割を果たしている。オイルダンパの内部機構概念図を、図 2-4-3 に示す。

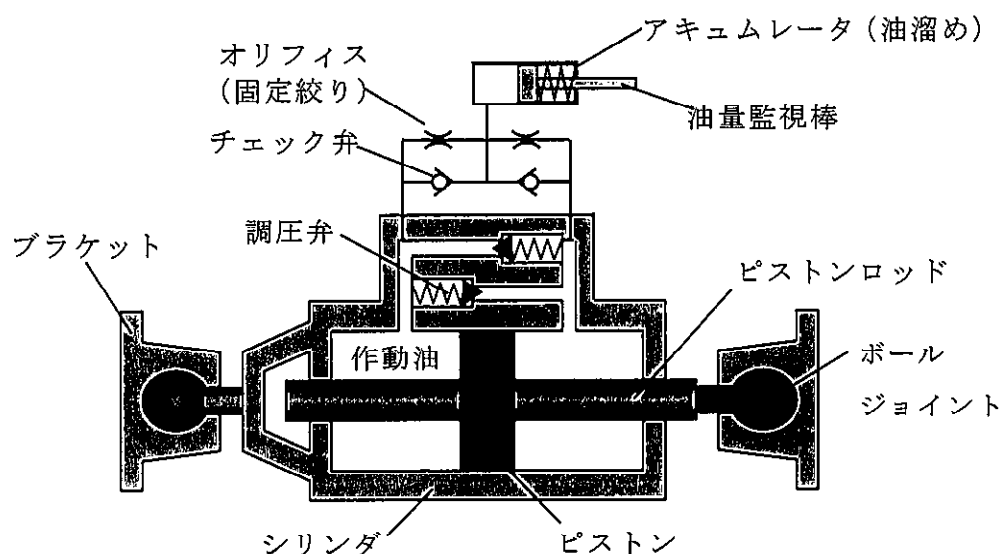


図 2-4-3 オイルダンパの内部機構概念図

##### b. 弾塑性ダンパの構造

弾塑性ダンパは、ハニカム開口を有する鋼材を塑性化させることによって荷重変形関係に履歴ループを描かせて、地震時の振動エネルギーを吸収する制振部材である。塑性変形部と接合部から構成され、地震時の荷重に対し、全長に渡って一様に塑性化するように形状を定めている。図 2-4-4 にハニカムダンパ外形を、図 2-4-5 にハニカムダンパ外観を示す。

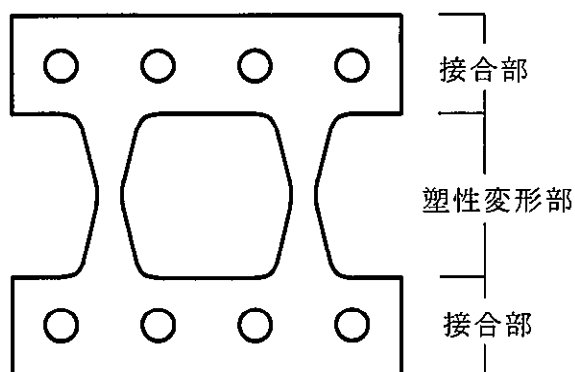


図 2-4-4 ハニカムダンパ外形

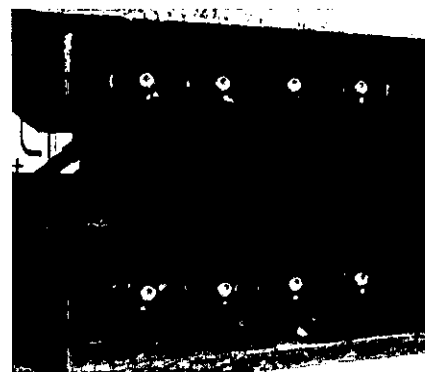


図 2-4-5 ハニカムダンパ外観



c. ダンパの設置状況

主排気筒に設置するオイルダンパの接続状況図を図 2-4-6 に、弾塑性ダンパの接続状況図を図 2-4-7 に示す。

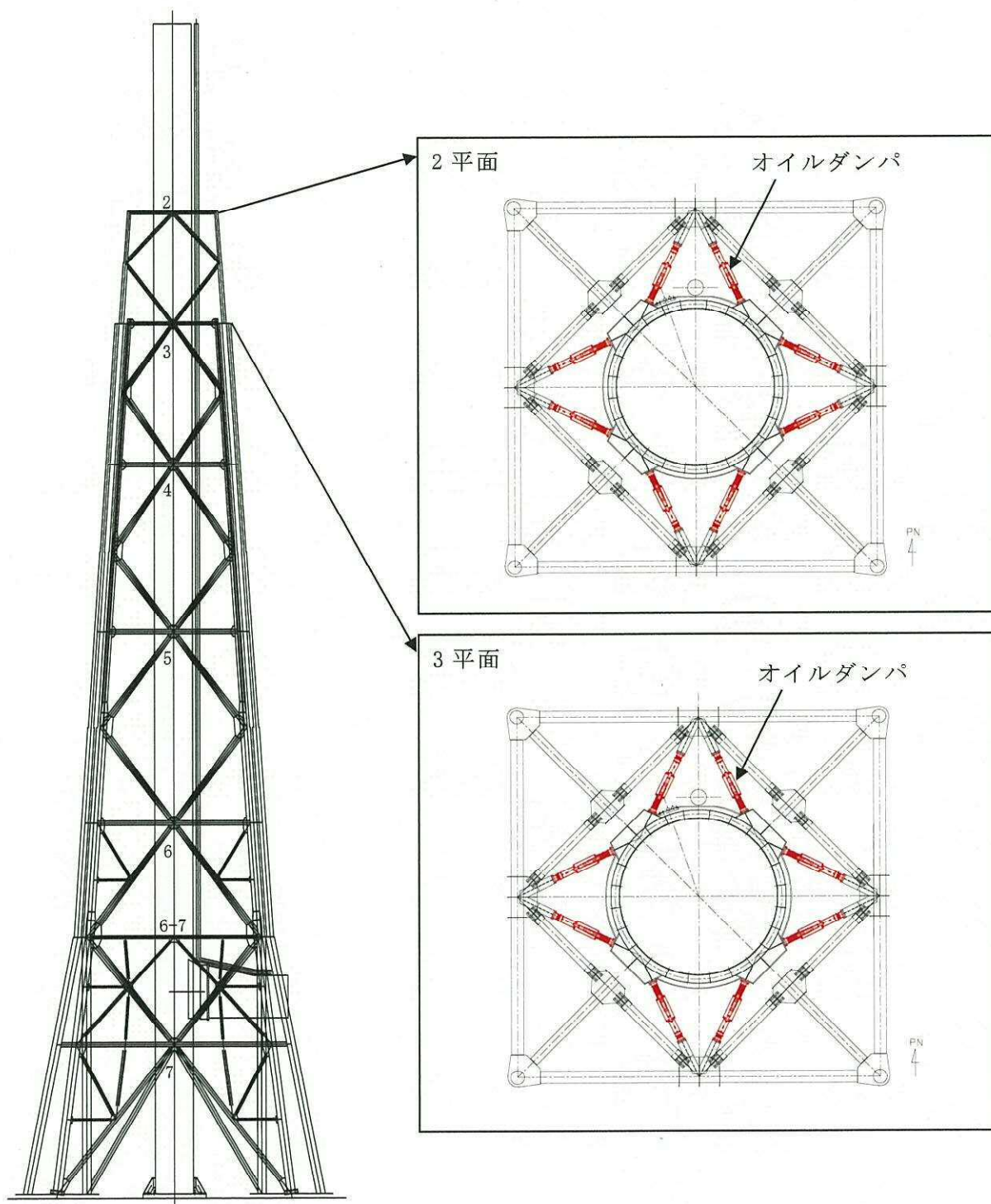


図 2-4-6 オイルダンパの接続状況図



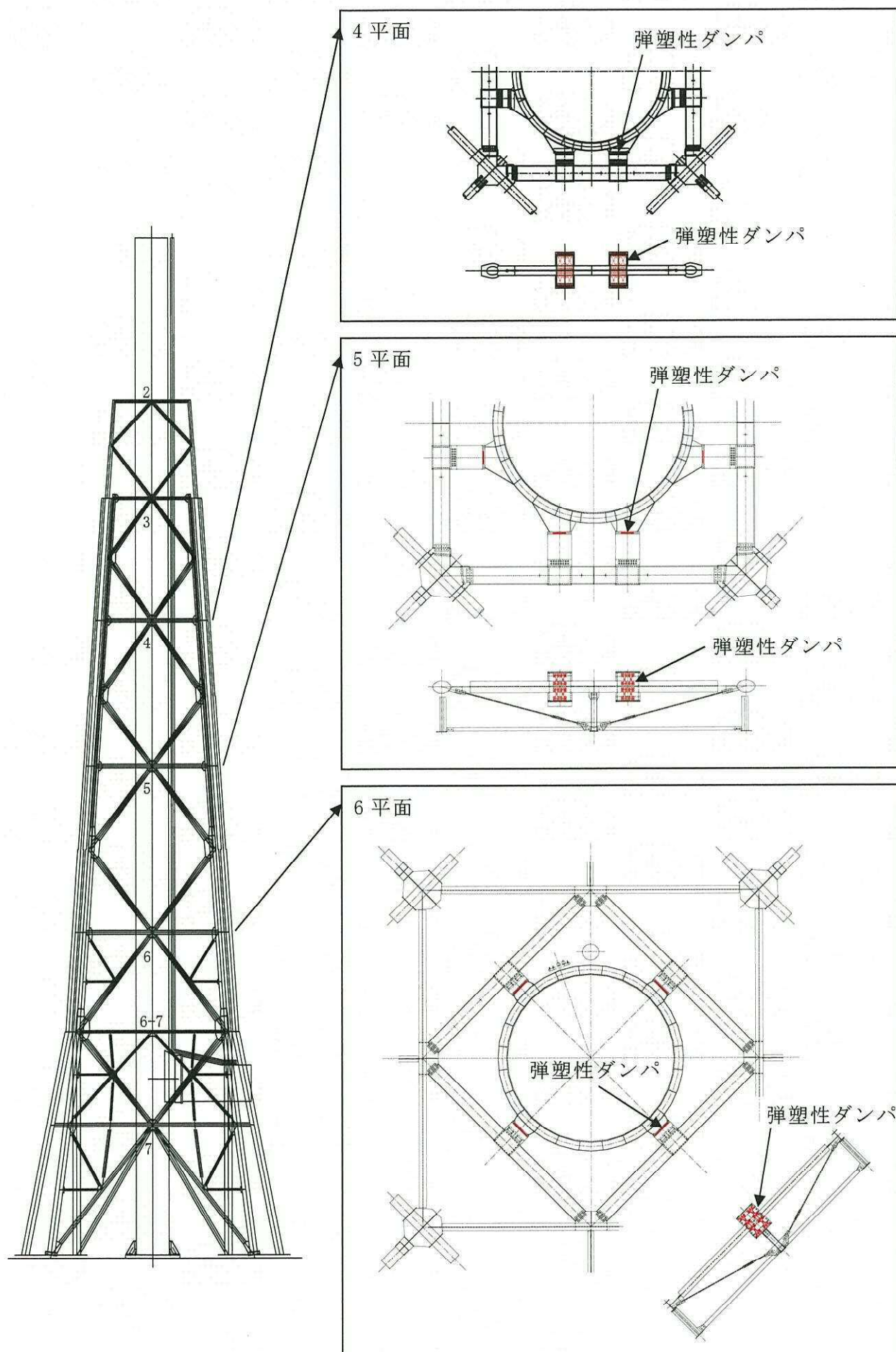


図 2-4-7 弾塑性ダンパの接続状況図



c. ダンパの特徴，決定根拠

耐震設計審査指針改定時の耐震裕度向上工事において，基礎補強をせずに耐震裕度を向上させる工法として，主排気筒の上部構造を制振構造とする対策を採用した。

この際，ダンパの設置段数など，パラメータスタディを行った結果，オイルダンパをメインとした制振構造とする設計を採用することとし，鉄塔一筒身間の相対変位を大きく取り，オイルダンパを効果的に機能させる構造とするため，鉄塔上部（1，2 平面）を撤去した。

また，鉄塔一筒身間の相対変位が比較的小さい下部については，弾塑性ダンパを設置し，制振効果が最大に得られるようにチューニングを行った。弾塑性ダンパは，風荷重に対して概ね弾性範囲にあるように部材設計を行い，地震時においては，弾塑性ダンパが塑性化して鉄塔一筒身間の相対変位（オイルダンパの変位量）が増大して，オイルダンパが効果的に機能する設計としている。

オイルダンパと弾塑性ダンパの特徴を，表 2-4-1 に示す。

新規制基準の施行後においては，新たに竜巻荷重に対する耐性が要求されたことにより，現状の筒身の突出し量では，筒身上部が損傷する可能性があるため，鉄塔（2 平面）を再度かさ上げする対策をとることとした。既存部分のダンパについては，前回の設計をそのまま踏襲することとし，かさ上げした 2 平面については，地震動の増大を踏まえて新たなオイルダンパを追設し，鉄塔部の補強と合わせて，地震に対する耐性を確保することとした。

表 2-4-1 オイルダンパ及び弾塑性ダンパの特徴

	オイルダンパ	弾塑性ダンパ
強 風 時	ダンパとしては機能せず，風の強さに応じ静的に伸びる若しくは縮む	通常の高強度部材として応力伝達
小地震時	伸縮し地震動を減衰	通常の高強度部材として応力伝達
大地震時	伸縮し地震動を減衰	変形し地震エネルギーを吸収



### (3) ダンパの仕様

#### a. オイルダンパの仕様

オイルダンパ1台当たりの仕様を表 2-4-2 に示す。主排気筒には、1 平面当たり 8 台のオイルダンパを設置しており、 $0^\circ$  方向、 $45^\circ$  方向に対して、それぞれ 4 台ずつ荷重を負担する設計としていることから、地震応答解析モデルに使用する各平面のオイルダンパの諸元は表 2-4-3 に示すとおりとなる。

表 2-4-2 オイルダンパ設計仕様値 (1 台当たり)

項目	仕様値
減衰係数 $C$ ( $\times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s/m}$ )	0.625
剛性 $K$ ( $\times 10^5 \text{ kN/mm}$ )	1.1
最大仕様速度 $V_M$ (m/s)	1.20
最大許容荷重 $F_M$ (kN)	1000
ストローク (mm)	$\pm 200$
取付長 (mm)	1890

表 2-4-3 地震応答解析モデルに使用する各平面のオイルダンパの諸元 ( $0^\circ$  ,  $45^\circ$  )

設置レベル EL. (m)	減衰係数 ( $\times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s/m}$ )	剛性 ( $\times 10^5 \text{ N/mm}$ )	許容速度 (m/s)	許容変位 (mm)
125.543	2.5	4.4	1.20	$\pm 200$
112.205	2.5	4.4	1.20	$\pm 200$

#### b. 弾塑性ダンパの仕様

弾塑性ダンパの材料は、建築構造用低降伏点鋼材 BT-LYP225 であり、本材料については、構造方法又は建築材料について、建築基準法第 68 条の 26 第 1 項の規定に基づき、建築基準法第 37 条第 2 号の規定に適合するものであることを建設大臣から認められている。建築構造用低降伏点鋼材 BT-LYP225 の大臣認定書を図 2-4-8 に示す。

また、弾塑性特性については、日本建築センターに一般評定の申込みを行い、審議を受けた結果、妥当なものと評定されている。評定書の件名は「ハニカム開口を有する鋼板ダンパ(ハニカムダンパ)」(BCJ 評定-ST0186-02)であり、この評定書の中の「1-2-2 設計用特性」に、Tri-linear 型の復元力特性が示されており、復元力特性の設定が妥当であると一般評定で認められている。弾塑性ダンパの日本建築センター評定書を図 2-4-9 に示し、復元力特性の設定に関する記載箇所の抜粋を図 2-4-10 に示す。



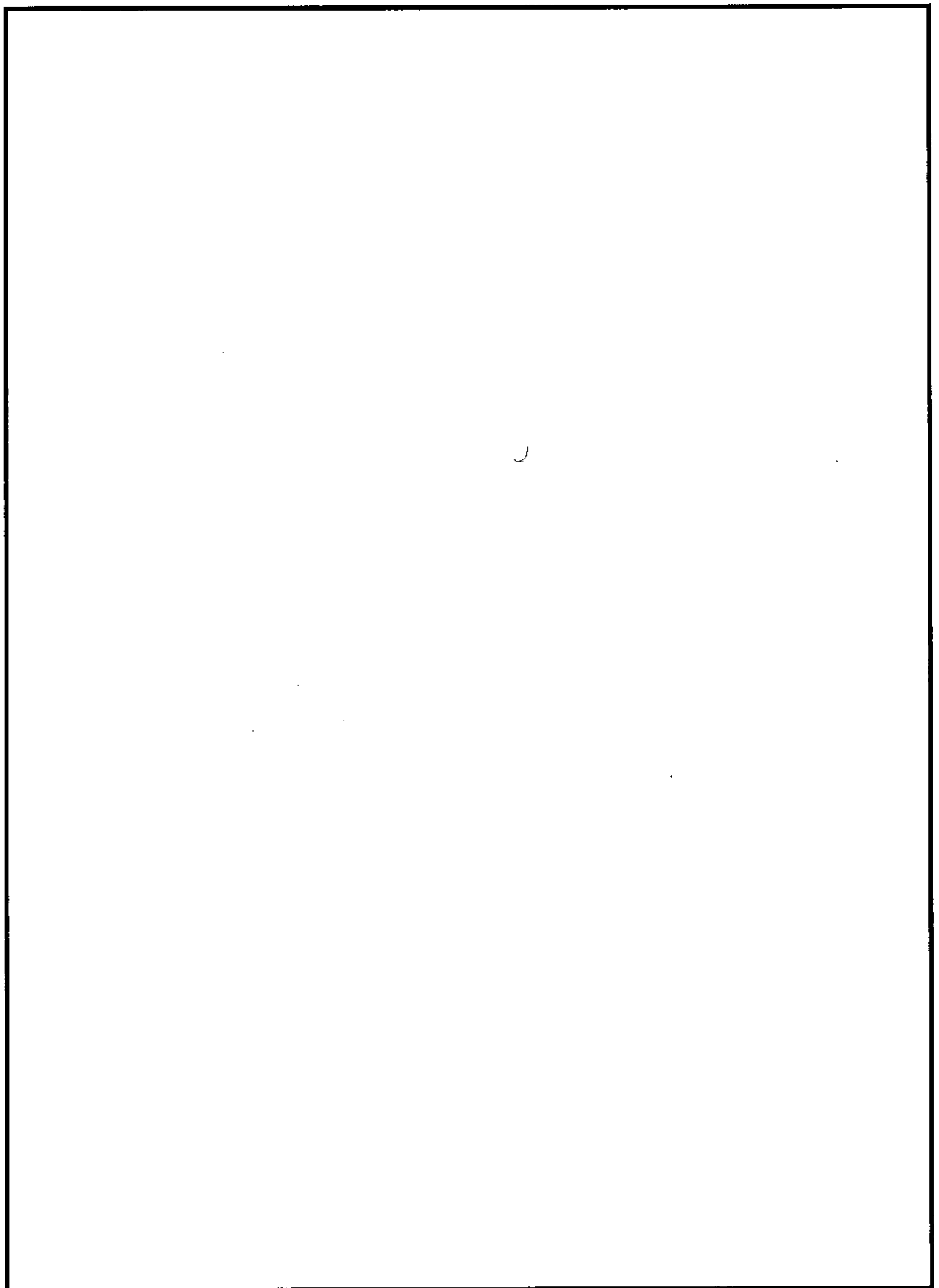


図 2-4-8 建築構造用低降伏点鋼材 BT-LYP225 の大臣認定書



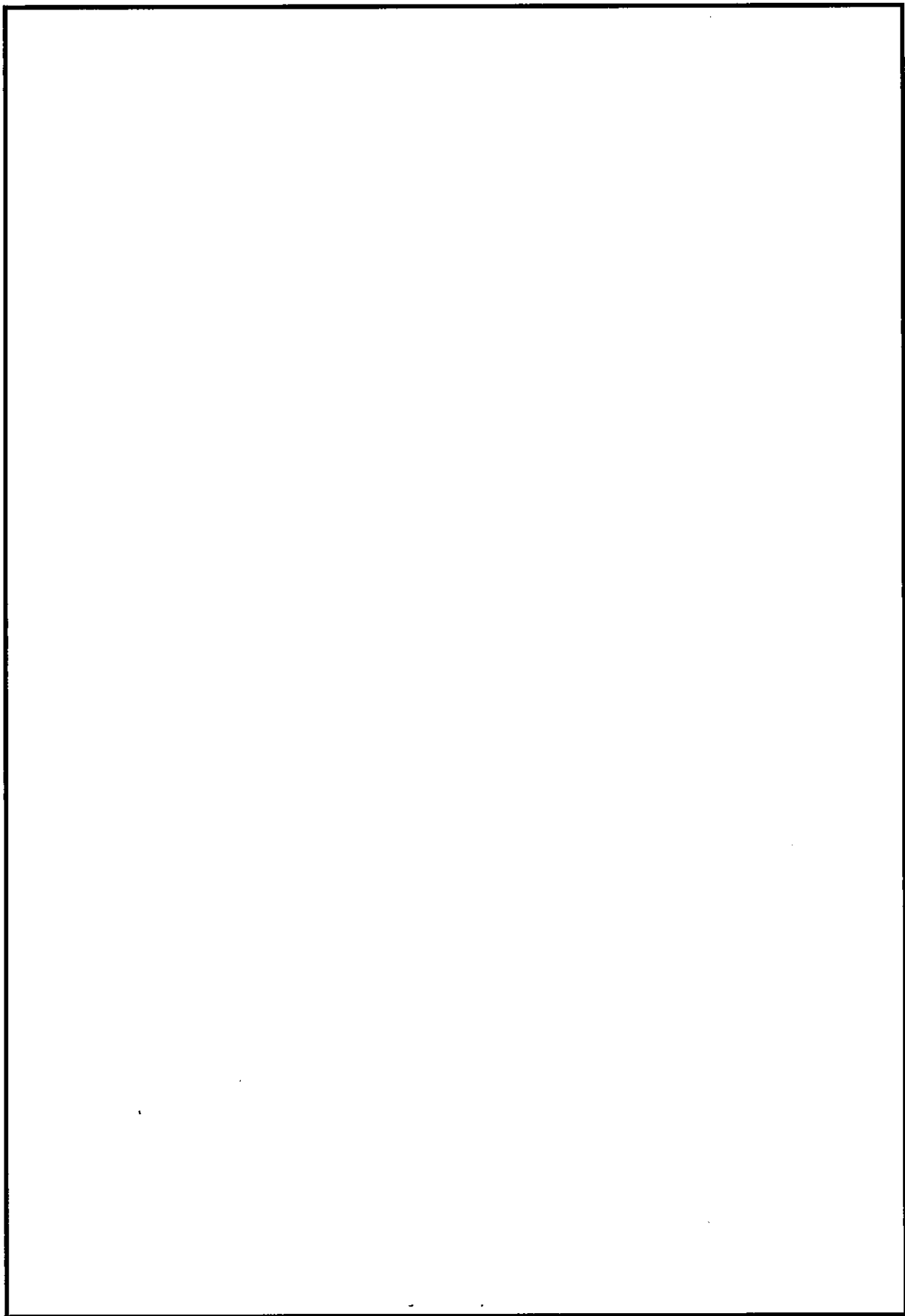


図 2-4-9 弾塑性ダンパの日本建築センター評価書



### 1-2-2 設計用特性

#### (1) 復元力の骨格曲線

ハニカムダンパの設計用復元力特性として、荷重-変形の骨格曲線をTri-linear型でモデル化する(図3)。ダンパ1枚の特性は、1歯当たりの特性値を歯数倍することとする。折点荷重と剛性の評価式を表4に示す。

表4 ハニカムダンパの特性値

	面内方向	面外方向
第1折点荷重(kN) $Q_1$	$0.0005b_0t\sigma_1$	$0.0015b_0t^2\sigma_1/H$
第2折点荷重(kN) $Q_2$	$1.6Q_1$	←
第1剛性(kN/mm) $K_1$	$2.94t$	$51.5t^3/H^2$
第2剛性(kN/mm) $K_2$	$0.1K_1$	←
第3剛性(kN/mm) $K_3$	$0.005K_1$	←

ここで、 $b_0$ : ダンパ部中央部の幅(mm)、 $t$ : 板厚(mm)、 $H$ : 塑性変形部高さ(mm)

$\sigma_1$ : 鋼材の材料強度の基準強度 $F \times 1.1 = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とする。

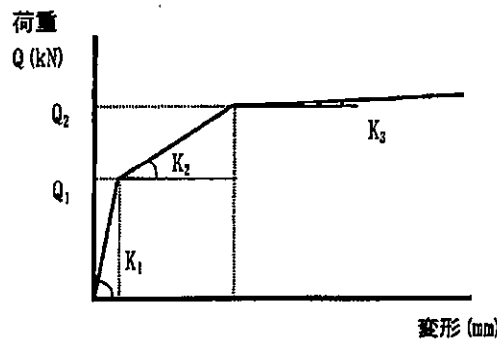


図3 ハニカムダンパの弾塑性特性(骨格曲線)

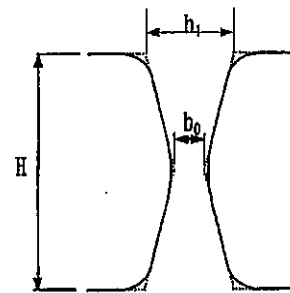


図4 塑性変形部の形状

図 2-3-10 復元力特性の設定に関する記載 (1/2)

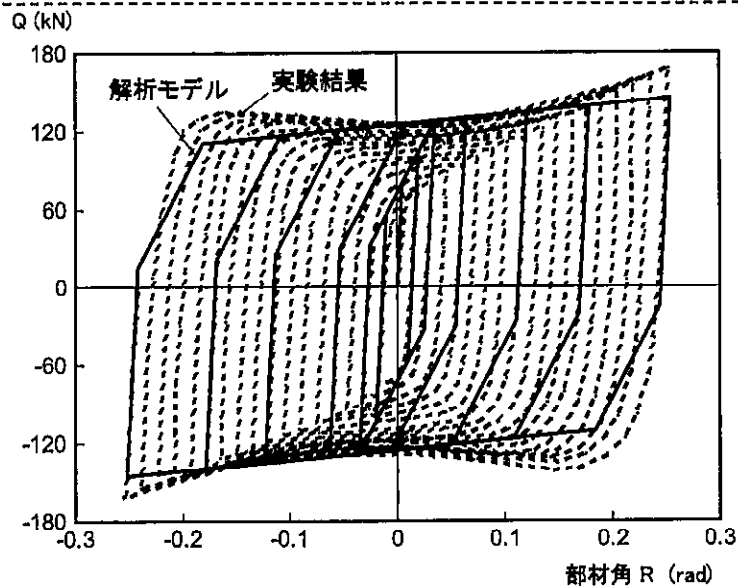


図 2-4-10 復元力特性の設定に関する記載 (2/2)



(4) ダンパの材料特性のばらつき

a. オイルダンパのばらつき

オイルダンパは油の粘性に期待しない流体抵抗を利用しているため、温度依存性が小さいことが特徴である。図 2-4-11 は、同種のオイルダンパの試験結果の例\*であり、温度変化による減衰係数の変動幅は±10%に収まっている。また、荷重レベルが大きいほど、温度が高くなるほど安定した特性となることが分かる。

なお、東海第二のオイルダンパは、図 2-4-11 の実験で使用したオイルダンパと同型であるが、バルブのバネの設定を変更し、減衰定数を調整している。しかし、温度による性能変動は内部のオイルの特性に起因するため、図 2-3-11 に示す温度依存性の試験結果をそのまま適用することは可能である。

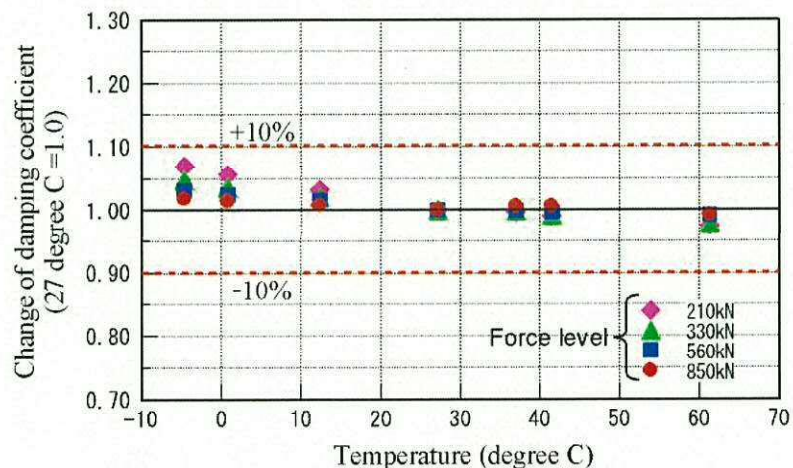


図 2-4-11 温度依存性の実験結果の例\*

オイルダンパの性能変動に影響を及ぼす要因として、上述の温度変化の他に製品を製造する際の製造機差がある。製造機差については、製品の発注段階において、製造機差が±10%以内に収まることをクライテリアとして要求することで、変動幅を制御することとする。

以上を踏まえ、主排気筒の地震応答計算書では、オイルダンパのばらつきとして、温度変化による減衰係数の変動幅を±10%、製品を製造するときの製造機差を±10%として考慮し、オイルダンパのトータルの性能変動を±20%に設定する。

注記 \* : Ryu Shimamoto, Takafumi Hiraki, Fukashi Mori, Eiji Ohara and Haruhiko Kurino, "Seismic-upgrading of Existing Stacks by Structural Control using Oil Dampers" 19th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT19), Toronto, Canada, August 12-17 2007 K17/1-2



b. 弾塑性ダンパのばらつき

弾塑性ダンパの性能変動に影響を及ぼす要因として、弾塑性ダンパを制作するための鋼材の降伏点のばらつきがある。降伏点の範囲は、 $225 \pm 20 \text{ N/mm}^2$  の幅（ $40 \text{ N/mm}^2$ ）で管理することとしており、この変動幅として $\pm 10\%$ を考慮する必要がある。

以上を踏まえ、主排気筒の地震応答計算書では、弾塑性ダンパのばらつきとして、鋼材の降伏点のばらつきの $\pm 10\%$ を考慮する。



#### 2.4.4 質点系モデルの設定方法

##### (1) 耐震補強を踏まえた質点系モデルの変更内容

主排気筒の耐震補強を踏まえ、以下に記載する項目について、従来の質点系モデルに変更を加える必要がある。

- ① 耐震補強による質量増加
- ② 鉄塔剛性の増加
- ③ 部材の追加（鉄塔の1段かさ上げ及びオイルダンパの追加設置）

これらの変更項目を踏まえた、質点系モデルの設定方法を以下に示す。

##### a. 質点重量の設定方法

- ・筒身頂部及び鉄塔支持平面に質量分散する。なお、筒身部2断目の質点については、建設当時の鉄塔最上段レベルの位置として、質点を設ける。
- ・質点重量は、質点間の筒身若しくは鉄塔の重量を半分に分けて上下に振り分けて算定する。主排気筒の構造と質点系モデルの対応を図2-4-12に示す。

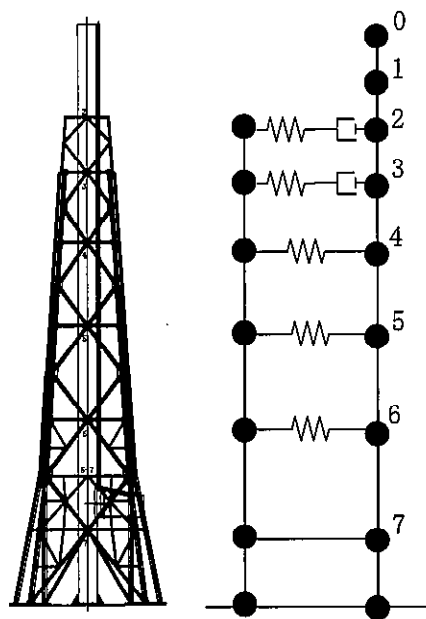


図 2-4-12 主排気筒の構造と質点系モデルの対応

##### b. 剛性の設定方法

###### ・筒身部

円筒構造のため、断面積、断面二次モーメントを幾何学的に算出し、曲げ剛性、せん断剛性を算定する。

###### ・鉄塔 2～6 平面間

建築学会「塔状鋼構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，1980）」に準拠した曲げ剛性，せん断剛性を算定する。



・ 6 平面～鉄塔基部間

建築学会「塔状鋼構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，1980）」に準拠した曲げ剛性，せん断剛性を，補強前後のモデルでそれぞれ算定し，剛性の差分値（耐震補強による剛性の増分）を既工認の 6 平面～鉄塔基部間モデルに加算する。

c. 部材の追加

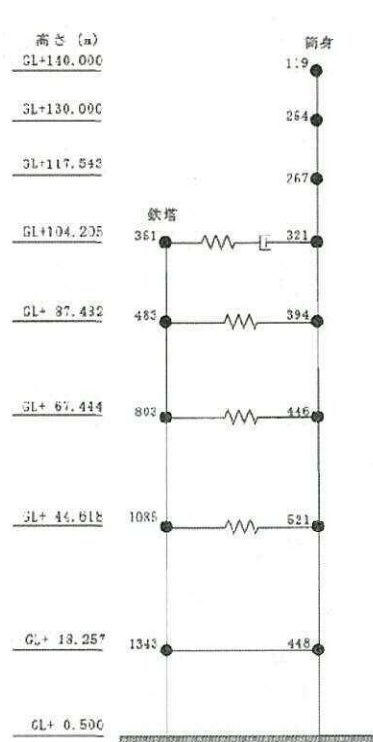
鉄塔の 1 段かさ上げ及びオイルダンパの追加設置の内容を，既工認モデルに追加する。

以上の設定を踏まえて作成した質点系モデルについて，既工認モデルと今回工認モデルの比較図を図 2-4-15 に，既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を表 2-4-4 に示す。

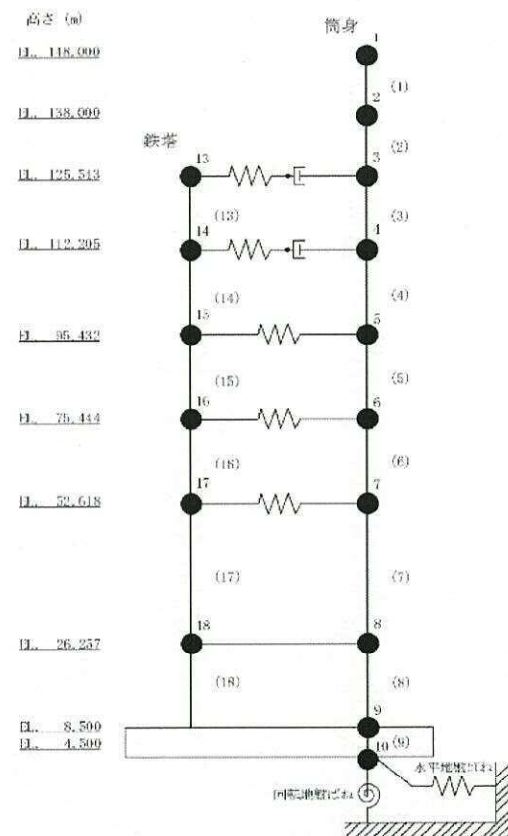
(2) 作成したモデルの妥当性確認

上記手順で作成した質点系モデルと鉄塔部の 3 次元モデルのそれぞれの固有値解析の結果を比較し，1 次固有振動数に大きな差異が無いことを確認している。





(a) 既工認モデル



(b) 今回工認モデル

図 2-4-15 地震応答解析モデルの比較図

表 2-4-4 既工認モデルと今回工認モデル諸元の比較

高さ m EL.	質点 番号	質点重量 kN W	要素 番号	主排気筒既工認モデル				主排気筒今回工認モデル			
				せん断断面積 m <sup>2</sup>		断面2次モーメント m <sup>4</sup>		せん断断面積 m <sup>2</sup>		断面2次モーメント m <sup>4</sup>	
				AsNS	AsFW	INS	I <sub>FW</sub>	AsNS	AsFW	INS	I <sub>FW</sub>
148.000	1	141	(1)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787	同左			
138.000	2	299	(2)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
125.543	3	333	(3)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
112.205	4	379	(4)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
95.432	5	466	(5)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
75.444	6	527	(6)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
52.618	7	616	(7)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
26.257	8	531	(8)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787				
8.500	9	42,900	(9)	500.0	500.0	80,000	80,000				
4.500	10	41,200	—	—	—	—	—				
125.543	13	339	(13)	—	—	—	—	0.04249	0.04249	2.9450	2.9450
112.205	14	937	(14)	0.02176	0.02176	1.9500	1.9500	0.06424	0.06424	1.0850	1.0850
95.432	15	1,443	(15)	0.02666	0.02666	5.1310	5.1310	0.07755	0.07755	18.5100	18.5100
75.444	16	1,854	(16)	0.02949	0.02949	12.8400	12.8400	0.08417	0.08417	33.5200	33.5200
52.618	17	2,705	(17)	0.02946	0.02946	19.9300	19.9300	0.10000	0.10000	63.3900	63.3900
26.257	18	3,383	(18)	0.4917	0.4917	82,140.0	82,140.0	2.06000	2.06000	328,200.0	328,200.0
総重量		98,053									

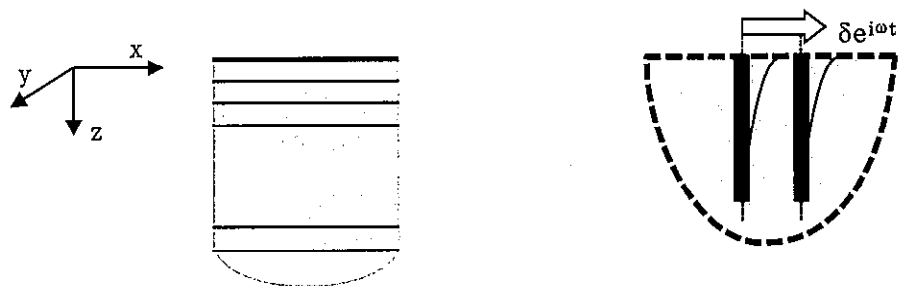
  : 既工認モデルからの変更箇所



#### 2.4.5 薄層要素法による地盤ばねの設定

##### (1) 解析法

3次元薄層要素法では、地盤を図2-4-16(a)のように半無限で3次元の広がりを持つ深さ方向に離散化した平行成層の弾性体であると仮定する。この時、水平方向の波動伝播については、無限遠までの影響を考慮した解析解を得ることができる。一方、深さ方向には、離散化された層内での変形は線形であると仮定する。これらをもとに、杭各部を加振した時の地中内各部の変位を算定する。これに杭の剛性を考慮することにより、杭各部での力と変形を関係づける剛性マトリクスが定まる。この剛性マトリクスをもとにして同図(b)のように杭頭での加振力と変形関係を算定し、杭―地盤連成系の地盤ばねとして定める。



(a) 半無限成層と仮定された地盤

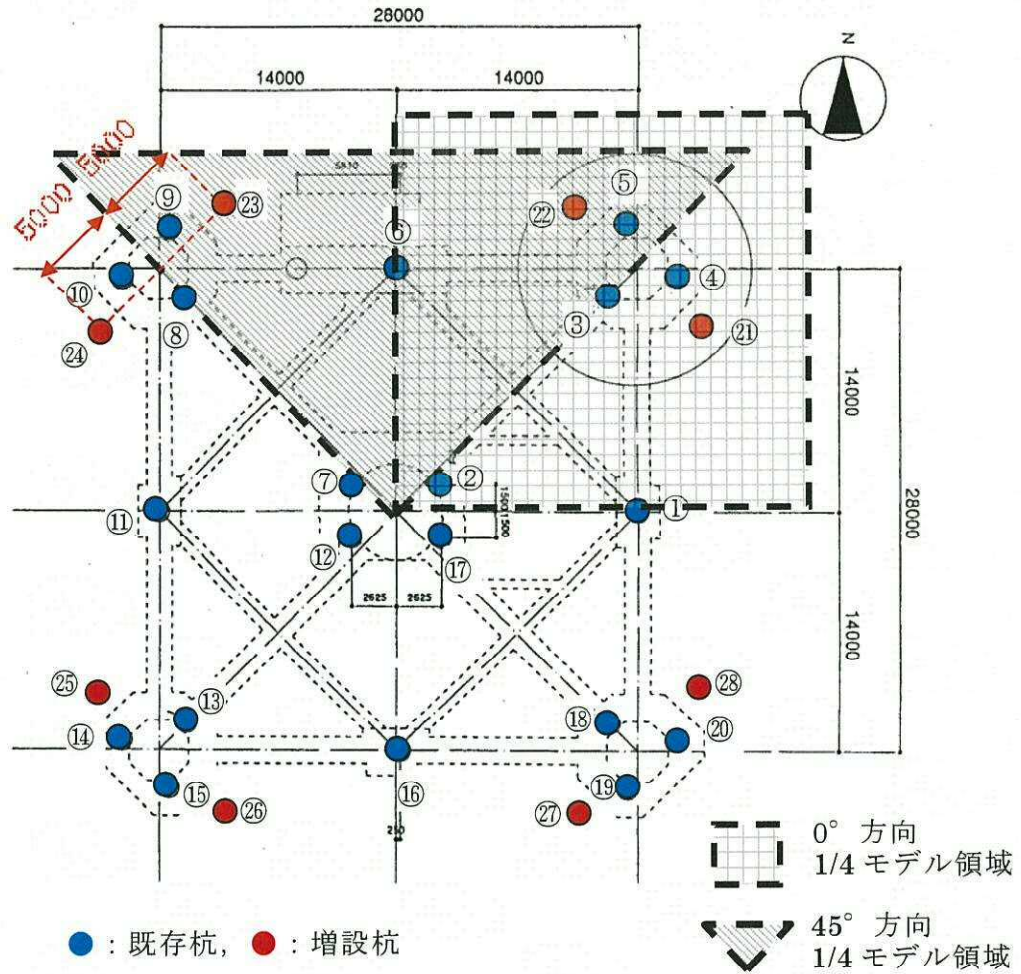
(b) 群杭―地盤系の杭頭位置で  
加振し変形を算定

図 2-4-16 薄層要素法による杭―地盤連成系による地盤ばねの評価法

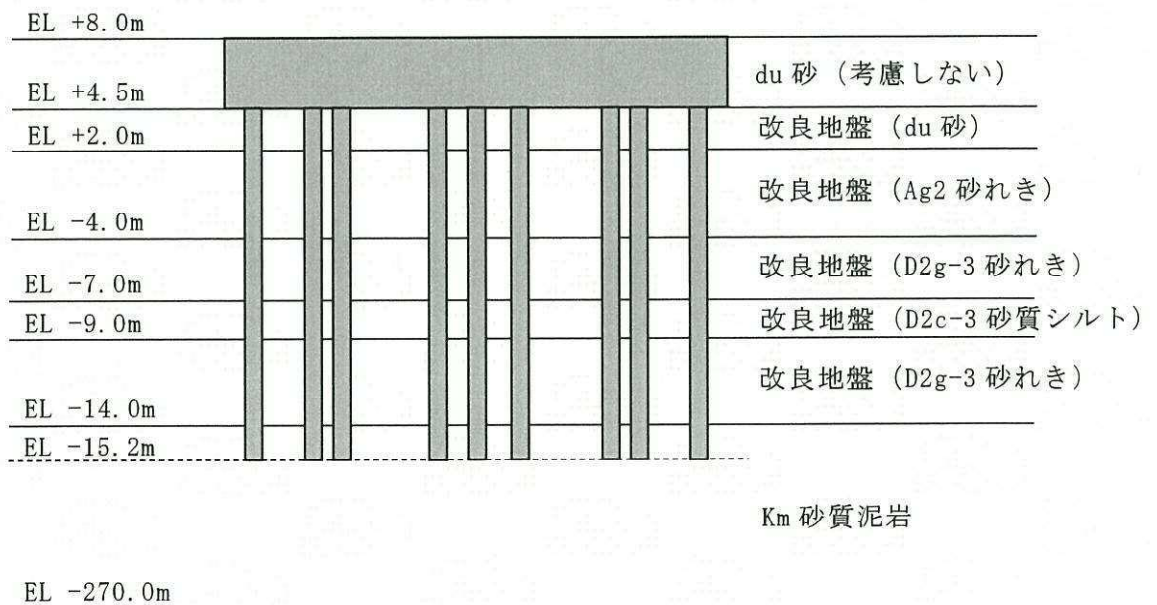
##### (2) 薄層要素法の解析モデル

薄層要素法を用いて地盤ばねを算定する際の杭位置と地盤モデルを、図2-3-11に示す。群杭は、杭配置の対称性を考慮して1/4モデル（図2-4-17(a)の破線で囲んだ領域）で計算する。また地盤定数は、それぞれの地震動入力時の地盤応答計算によって得られた等価物性値を用いる。





(a) 杭位置



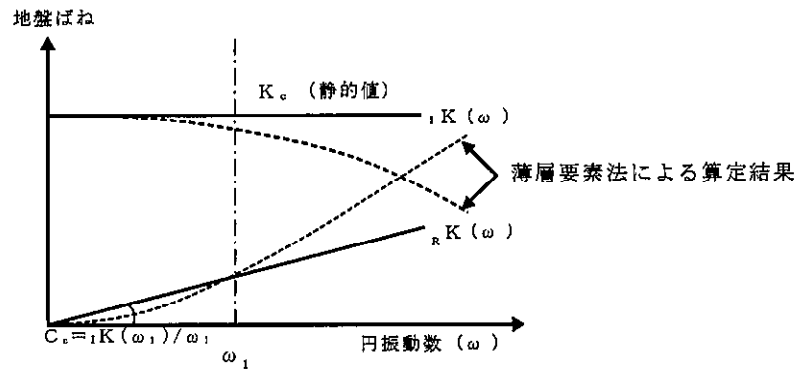
(b) 地盤モデル

図 2-4-17 薄層要素法を用いて地盤ばねを算定する際の杭位置と地盤モデル



### (3) 地盤ばねの算定

薄層要素法で算定される動的地盤ばねは振動数に依存した値として得られる。これをもとに、上部構造に組み込む際には、ばね定数と減衰係数からなる地盤ばねとする。地盤ばねの評価方法を、図 2-4-18 に示す。



ばね定数：0.2Hz で定式化

減衰係数：連成系の 1 次固有円振動数  $\omega_1$  に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き  $C_e$  で定式化

図 2-4-18 地盤ばねの評価方法



### 3. 主排気筒の上部構造物の耐震計算

#### 3.1 応力解析モデル及び手法の比較

東海第二発電所の主排気筒の応力解析モデル及び手法の比較を、表3-1-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図3-1-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、建設当時（認可）と耐震設計審査指針の改訂時（届出）のものである。



表 3-1-1 応力解析モデル及び手法の比較 (主排気筒の上部構造物) (1/2)

項目	内容	建設当時*1 (認可)	耐震設計審査指針の改訂時*2 (届出)	今回工認 (認可)	備考
解析手法		3次元ブレードモデルを用いた応力解析	3次元ブレードモデルを用いた応力解析	・同左	—
解析コード		・鉄塔支持型煙突計算プログラム	・MSC NASTRAN Ver. 2008.0.0	・同左	—
モデル	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E_s=2100\text{tf/cm}^2$ $\nu=0.3$	・検討時の各規準に基づき設定 ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E_s=205000\text{N/mm}^2$ $\nu=0.3$	・同左	—
	要素種別	・梁要素	・同左	・同左	—
	境界条件	・筒身脚部 (EL. 8.5m) を移動および回転固定 ・鉄塔脚部 (EL. 8.5m) を移動固定	・筒身脚部 (EL. 8.5m) を移動および回転固定 ・鉄塔脚部 (EL. 8.5m) を移動固定	・同左	—
	非線形特性	・考慮せず	・同左	・同左	—
	モデル化の対象	・主排気筒上部構造物	・同左	・同左	—
地震荷重との組合せ		荷重状態①: G+K G: 固定荷重 K: 地震荷重 荷重状態②: G+W W: 風荷重	荷重状態①: G+K G: 固定荷重 K: 地震荷重*3 荷重状態②: G+W W: 風荷重*3	荷重状態: G+K+W G: 固定荷重 K: 地震荷重*3 W: 風荷重*3	(1)
荷重の設定	固定荷重 + 積載荷重	・筒身, 鉄塔及び配管等の重量	・同左	・同左	—
	積雪荷重	・主排気筒は雪が積もりにくい構造のため考慮しない。	・同左	・同左	—
	地震荷重	・別途多質点系梁モデルを用いた時刻歴応答解析から得られた最大せん断力及び曲げモーメントを節点荷重として入力	・同左	・同左	—
	風荷重	・検討時の建築基準法に規定の風荷重を節点荷重として入力	・同左	・同左	—



表 3-1-1 応力解析モデル及び手法の比較（主排気筒の上部構造物）（2/2）

項目	内容	建設当時*1 (認可)	耐震設計審査指針の改訂時*2 (届出)	今回工認 (認可)	備考
評価 方法	線形応力解析	・部材の発生応力度が部材の弾性限界を超えない事を確認	・同左	・同左	—

注記 \*1：東海第二発電所『既工事計画認可申請書第7回 資料Ⅲ-2-1「申請設備にかかわる耐震設計の基本方針」，資料Ⅲ-2-5「排気筒の耐震性についての計算書」(49 資庁第14239号 昭和49年7月22日認可)』

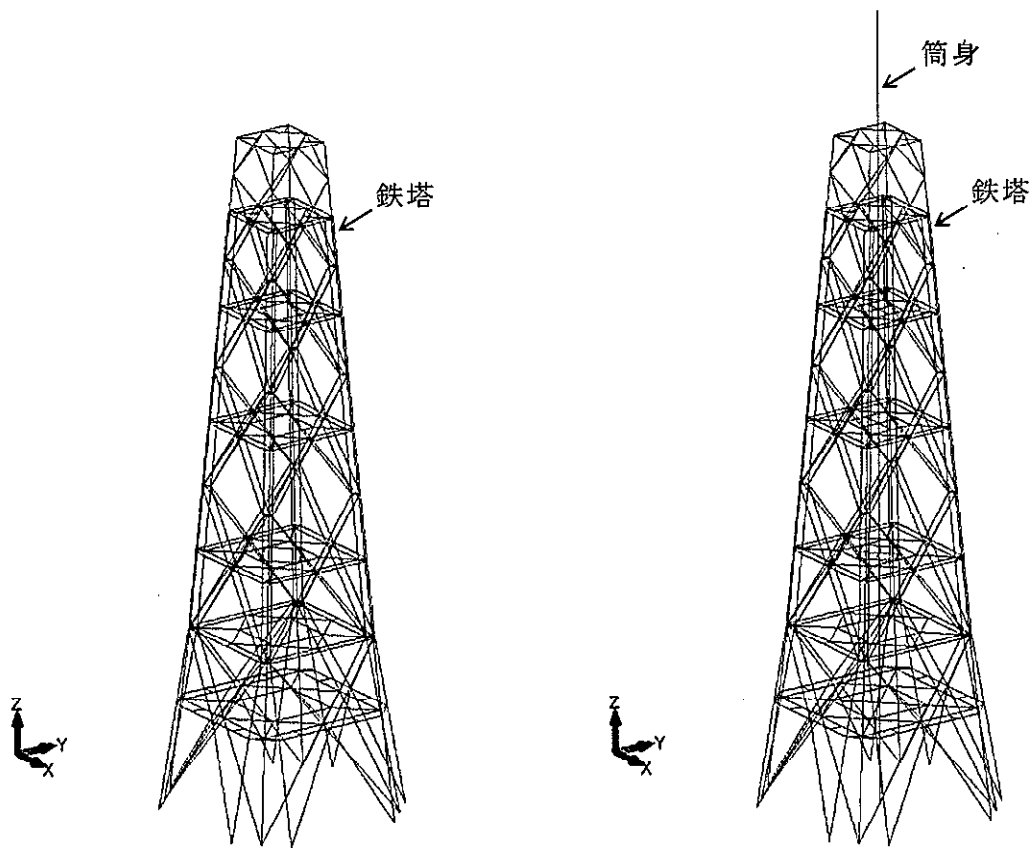
\*2：東海第二発電所『既工事計画届出書 添付書類Ⅳ-1-2「主排気筒の耐震性についての計算書」(発室発第583号 平成21年3月9日届出)』

\*3：地震荷重については，2軸の質点系モデル（応力伝達考慮）による地震応答解析により鉄塔と筒身の応答が分離して出力される。このため，各応答に対する部材応力評価モデルとして，鉄塔については，トラス構造の各部材の応力を計算するため鉄塔のみの立体骨組モデルを使用し，筒身については1本の連続梁とみなして手計算を実施する。風荷重については，鉄塔－筒身間の応力伝達を評価するため，鉄塔と筒身をモデル化する。両者の応力伝達を担うダンパ部について，オイルダンパは風荷重（静的荷重）に対して効かないためモデル化せず，弾塑性ダンパは風荷重に対して塑性変形しない設計としているため，鉄塔－筒身間の応力伝達部材の一部としてモデル化する。（補足-370-4「5.1 主排気筒（上部構造物）」参照）

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

(1) 地震荷重と風荷重の組合せを考慮した。地震と重畳させる風荷重の算出の際には，ガスト影響係数を1.0に設定。





(a) 地震荷重による応力評価用モデル

(b) 風荷重による応力評価用モデル

図 3-1-1 応力解析モデル図（主排気筒の上部構造物）



### 3.2 既設鉄塔と補助鉄塔の接続部の評価

#### 3.2.1 接続部の構造図

既設鉄塔と補助鉄塔は、水平材のつなぎ材と支柱材のつなぎ材で接続する構造としている。また、解析モデル上は、水平材のつなぎ材は両端ピン接合とし、支柱材のつなぎ材は両端剛接合としている。7 平面における接続部の構造図の例を図 3-2-1 に示す。

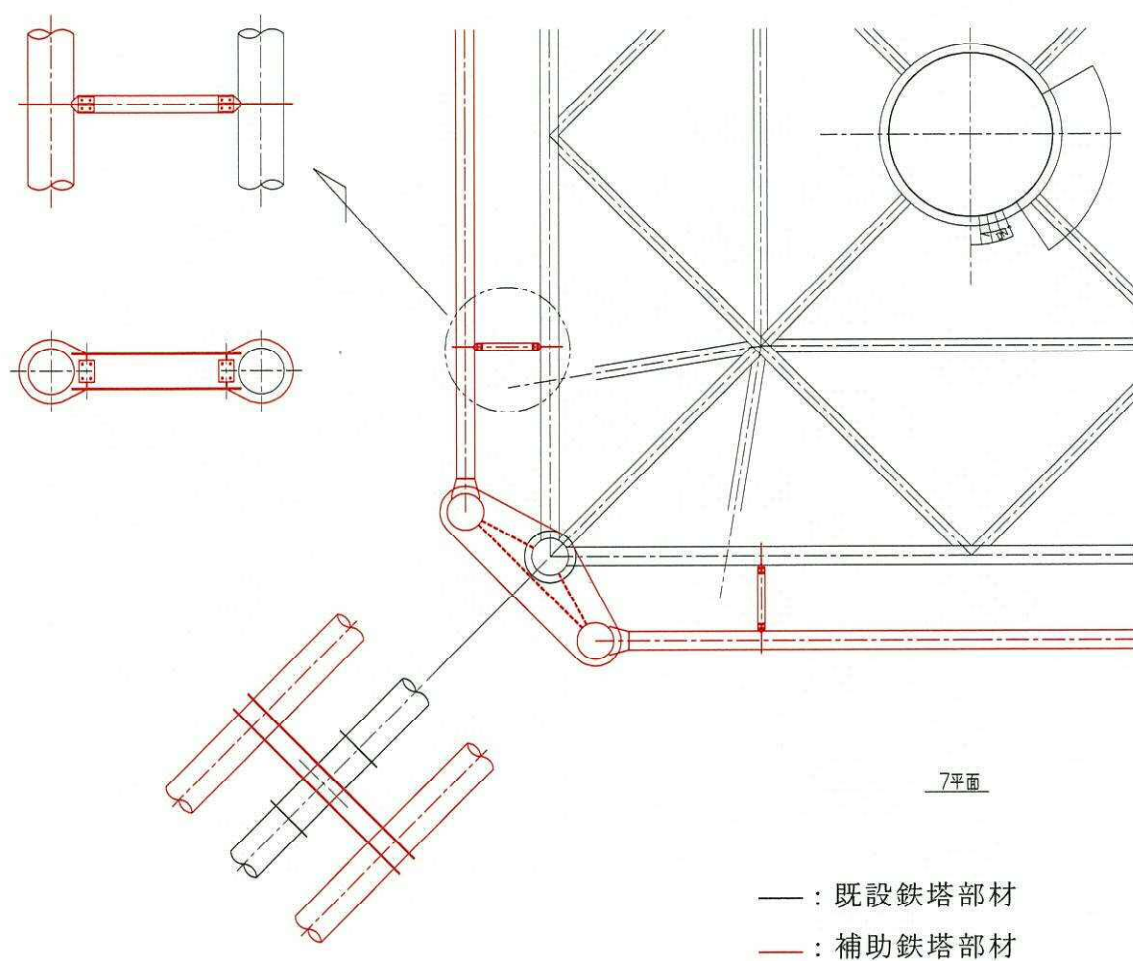


図 3-2-1 7 平面における接続部の構造図



### 3.2.2 接続部の評価結果

水平材のつなぎ材と主柱材のつなぎ材の評価結果を、表 3-2-1 及び表 3-2-2 に示す。なお、本部材については、現地での据付の際に現場合わせて構造を変更する必要があることから、今後寸法や材質が変更になる可能性がある。ただし、寸法や材質を変更する場合でも、現状の評価結果を上回る条件への変更とすることから、当該部材の耐震計算に問題が生じることはない。さらに、当該部材は短尺であり、全体重量に比べて重量が小さいことから、これらの変更は耐震計算に含まれる裕度に包含されるため問題ない。

また、これらのつなぎ材は、主排気筒の鉄塔の構造を決める部材ではなく、部材の厚さを厚くするか、強度の高い材質を使用することにより、裕度の高い設計を行うことが可能な部材である。このため、耐震計算書に記載する評価部材の代表としては選定していない。



表 3-2-1 既設水平材と補助水平材のつなぎ材の断面評価

EL. Z (m)	断面形状	材質	断面性能										発生力				
			A (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>z</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	As <sub>y</sub> (mm <sup>2</sup> )	As <sub>z</sub> (mm <sup>2</sup> )	i <sub>z</sub> (mm)	i <sub>y</sub> (mm)	ℓ (mm)	λ	N (kN)	M <sub>z</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)	Q <sub>y</sub> (kN)	Q <sub>z</sub> (kN)	
112.205	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	1448.9	8.5	6	0	0	0	0	
95.432	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	1448.9	8.5	1	0	0	0	0	
75.444	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	1448.9	8.5	0	0	0	0	0	
52.618	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	1448.9	8.5	0	0	0	0	0	
39.000	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	1448.9	8.5	0	0	0	0	0	
26.257	H-400x200x8x13	SS400	6668	147000	968000	4400	2268	46	170	2320.7	13.7	2	0	0	0	0	

EL. Z (m)	断面形状	材質	発生応力						許容応力				応力度比	
			σ <sub>n</sub> (MPa)	σ <sub>bz</sub> (MPa)	σ <sub>by</sub> (MPa)	τ <sub>xy</sub> (MPa)	τ <sub>yz</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>bz</sub> (MPa)	f <sub>s</sub> (MPa)	軸+曲げ (-)	せん断 (-)		
112.205	H-400x200x8x13	SS400	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	257.9	258.5	149.2	0.01	0.00		
95.432	H-400x200x8x13	SS400	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	257.9	258.5	149.2	0.01	0.00		
75.444	H-400x200x8x13	SS400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	257.9	258.5	149.2	0.00	0.00		
52.618	H-400x200x8x13	SS400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	257.9	258.5	149.2	0.00	0.00		
39.000	H-400x200x8x13	SS400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	257.9	258.5	149.2	0.00	0.00		
26.257	H-400x200x8x13	SS400	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	257.0	258.5	149.2	0.01	0.00		



表 3-2-2 既設主柱材と補助主柱材のつなぎ材の断面評価

EL. Z (m)	断面形状	材質	断面性能							発生力						
			A (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>z</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>sy</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>sz</sub> (mm <sup>2</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	ℓ (mm)	λ	N (kN)	M <sub>z</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)	Q <sub>y</sub> (kN)	Q <sub>z</sub> (kN)	
112.205	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	109	658	55	976	97
104.000	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	7	316	22	398	30
95.432	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	6	267	7	344	9
85.000	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	2	342	27	446	35
75.444	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	5	365	21	460	28
64.000	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	13	418	34	551	45
52.618	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	3	450	42	587	55
39.000	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	1500.0	5.8	348	598	30	793	31
26.257	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	6051.3	23.3	21	194	21	75	8
26.257	BH-600x800x28x28	SS400	55850	12600000	5550000	14248	41600	260	199	2636.5	10.1	76	236	34	159	27

BL. Z (m)	断面形状	材質	発生応力						許容応力				応力度比	
			σ <sub>n</sub> (MPa)	σ <sub>bz</sub> (MPa)	σ <sub>by</sub> (MPa)	τ <sub>xy</sub> (MPa)	τ <sub>yz</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	fbz (MPa)	fs (MPa)	軸+曲げ (-)	せん断 (-)		
112.205	BH-600x800x28x28	SS400	2.0	52.3	10.0	68.6	2.4	258.2	258.5	149.2	0.25	0.46		
104.000	BH-600x800x28x28	SS400	0.2	25.1	4.0	28.0	0.8	258.2	258.5	149.2	0.11	0.19		
95.432	BH-600x800x28x28	SS400	0.2	21.2	1.3	24.2	0.3	258.2	258.5	149.2	0.09	0.16		
85.000	BH-600x800x28x28	SS400	0.1	27.2	4.9	31.4	0.9	258.2	258.5	149.2	0.13	0.21		
75.444	BH-600x800x28x28	SS400	0.1	29.0	3.8	32.3	0.7	258.2	258.5	149.2	0.13	0.22		
64.000	BH-600x800x28x28	SS400	0.3	33.2	6.2	38.7	1.1	258.2	258.5	149.2	0.15	0.26		
52.618	BH-600x800x28x28	SS400	0.1	35.8	7.6	41.2	1.4	258.2	258.5	149.2	0.17	0.28		
39.000	BH-600x800x28x28	SS400	6.3	47.5	5.5	55.7	0.8	258.2	258.5	149.2	0.23	0.37		
26.257	BH-600x800x28x28	SS400	0.4	15.4	3.8	5.3	0.2	254.1	258.5	149.2	0.08	0.04		
26.257	BH-600x800x28x28	SS400	1.4	18.8	6.7	11.2	0.7	257.6	258.5	149.2	0.10	0.08		



#### 4. 主排気筒の基礎の耐震計算

##### 4.1 応力解析モデル及び手法の比較

東海第二発電所の主排気筒の基礎応力解析モデル及び手法の比較を、表4-1-1に示す。  
また、今回工認時の応力解析モデルを図4-1-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、建設当時（認可）と耐震設計審査指針の改訂時（届出）のものである。



表 4-1-1 応力解析モデル及び手法の比較（主排気筒の基礎梁）

項目	内容	建設当時*1 (認可)	耐震設計審査指針の改訂時*2 (届出)	今回工認 (認可)	備考
解析手法	・梁の部材検討		・線材モデルを用いた応力解析	・3次元 FEM モデルを用いた応力解析	(1)
モデル	解析コード	・なし（手計算）	・ MSC NASTRAN Ver.2001	・ MSC NASTRAN Ver. 2013.1.1	—
	材料物性	・コンクリート 圧縮 75 kg/cm <sup>2</sup> （長期） 150 kg/cm <sup>2</sup> （短期） せん断 7.25 kg/cm <sup>2</sup> （長期） 10.875 kg/cm <sup>2</sup> （短期）	・コンクリートのヤング係数：E <sub>c</sub> =22.1 kN/mm <sup>2</sup> （SI 換算） ・コンクリートのポアソン比：ν=0.2	・同左	—
	要素種別	・基礎梁：梁要素	・基礎梁：梁要素	・基礎梁：シェル要素	(1)
	境界条件	・両端固定，中央ピン支持	・全ての杭の位置にてピン支持	・同左	—
地震荷重との組合せ	非線形特性	・考慮せず	・同左	・同左	—
		荷重状態①：G+K G：固定荷重 K：地震荷重 荷重状態②：G+W W：風荷重	・同左	荷重状態：G+K+W G：固定荷重 K：地震荷重 W：風荷重	(2)
	固定荷重	・基礎の自重及び上部構造物からの荷重	・同左	・同左	—
	地震荷重	・地震時の杭頭拘束モーメントを考慮	・上部構造からの地震荷重及び基礎部の付加荷重を考慮	・同左	—
荷重の設定	風荷重	・なし	・上部構造からの風荷重を考慮	・同左	—
	線形応力解析	・地震時の杭頭拘束モーメントによる発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・地震荷重及び風荷重による発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・地震荷重及び風荷重による発生応力が終局耐力を超えないことを確認	(3)



注記 \*1: 東海第二発電所『既工事計画認可申請書第7回 資料Ⅲ-2-1「申請設備にかかわる耐震設計の基本方針」, 資料Ⅲ-2-5「排気筒の耐震性についての計算書」(49資庁第14239号 昭和49年7月22日認可)』  
\*2: 東海第二発電所『既工事計画届出書 添付書類Ⅳ-1-2「主排気筒の耐震性についての計算書」(発室発第583号 平成21年3月9日届出)』

具体的な反映事項 (表の備考欄に対応)

- (1) 線材モデルから, より正確な応力評価が可能となるシェル要素に解析モデルを変更。
- (2) 地震荷重と風荷重の組合せを考慮した。地震と重量させる風荷重の算出の際には, ガスト影響係数を1.0に設定。
- (3) 非常用ガス処理系配管及び非常用ガス処理系排気筒の間接支持構造物として, 主排気筒基礎の終局耐力に対する評価を実施。



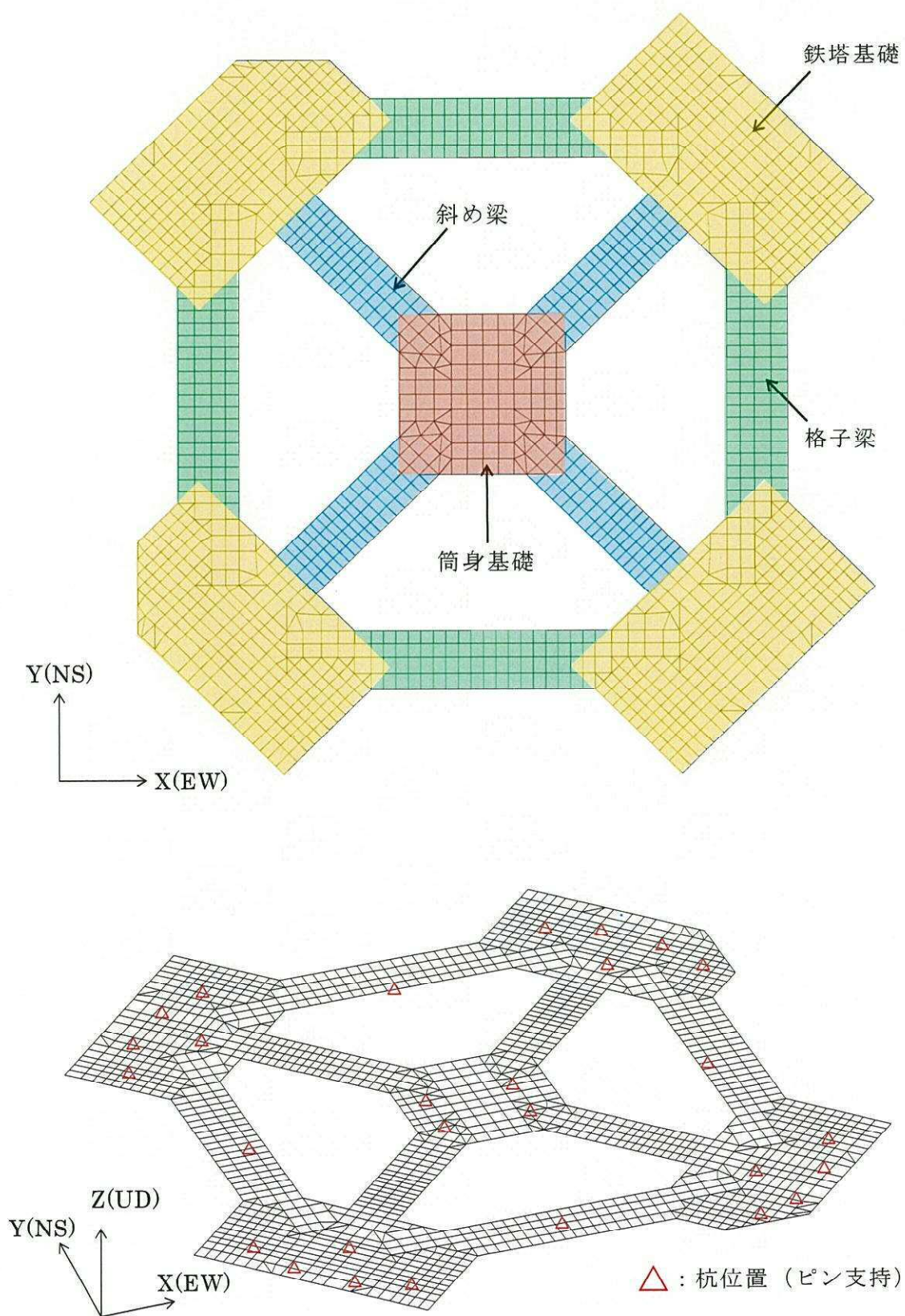


図 4-1-1 応力解析モデル



## 4.2 基礎の評価

### 4.2.1 評価断面の選定

基礎に作用する応力は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析にて算定する。

解析モデルとしてモデル化する部材の範囲は、筒身基礎、鉄塔基礎及びそれらを連結する格子梁、斜め梁とし、厚さ4.0mの一枚の版としてシェル要素にてモデル化する。解析モデルは、鋼管杭位置でピン支持されるとの境界条件を与える。主排気筒基礎の応力解析モデルを図4-2-1に示す。

この解析モデルに対し、上部構造物からの反力等の荷重を与え応力解析を行う。主排気筒基礎の評価断面位置を図4-2-2に示す。評価断面については、各部材の最大の応力が想定される全断面を選び、算出した応力に対して、断面算定を行う。

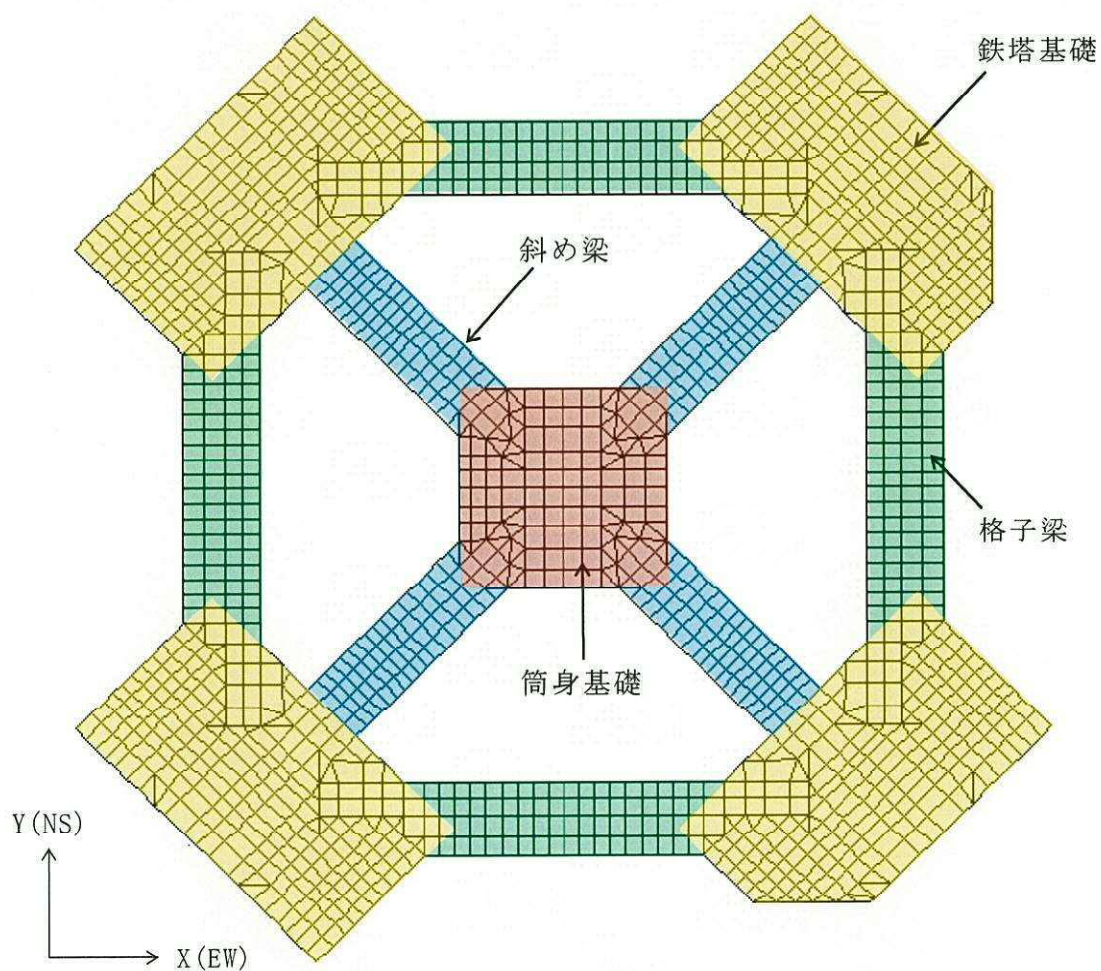


図 4-2-1 主排気筒基礎の応力解析モデル



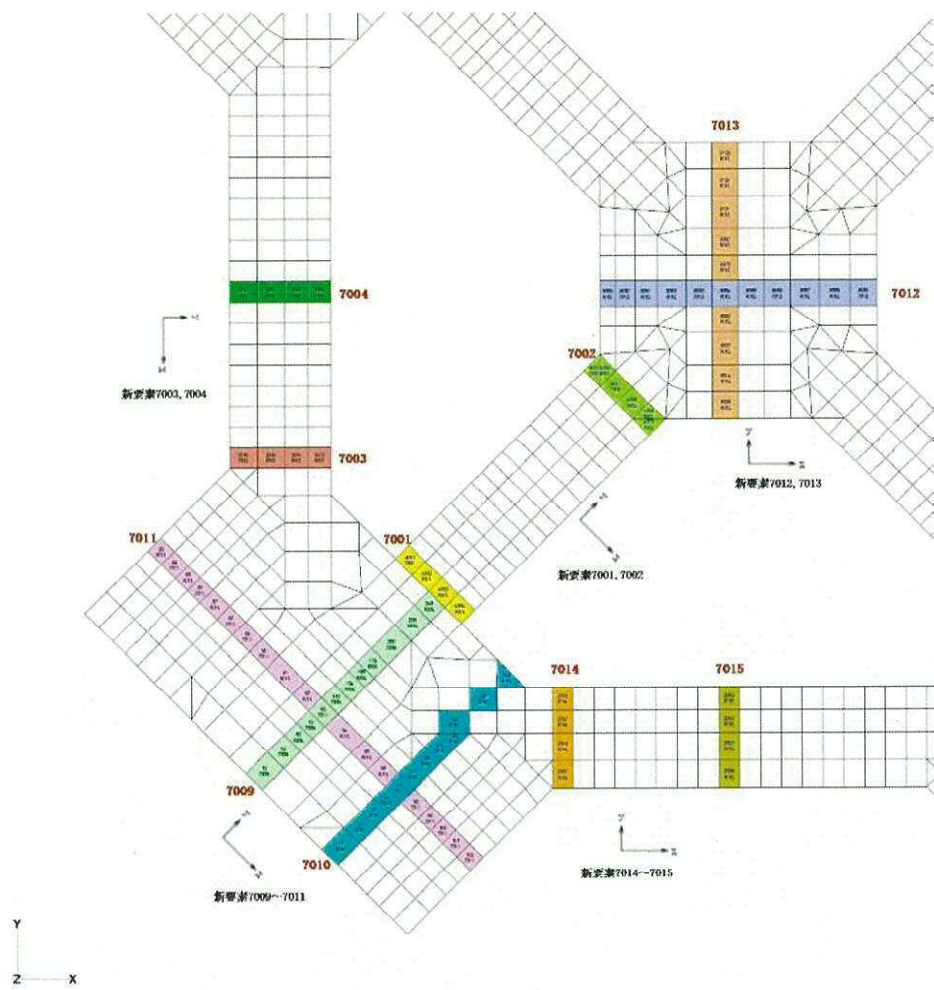


図 4-2-2 主排気筒基礎の評価断面算定位置



#### 4.3 杭の評価

##### 4.3.1 杭の評価方法

###### (1) 杭の諸元

主排気筒基礎は、直径 1200mm、厚さ 18mm の既存杭（打込み杭）20 本と、直径 1200mm、厚さ 25mm の増設杭（埋込み杭）8 本の計 28 本の鋼管杭にて支持される。杭の長さは 19.7m であり、杭先端は支持岩盤に打込む。また、基礎外縁下の杭周面地盤は、基礎下端から支持岩盤の最上層まで地盤改良を行う。表 4-3-1 に杭の諸元を示す。

表 4-3-1 杭の諸元

諸元	既存杭 (打込み杭)	増設杭 (埋込み杭)
杭本数	20	8
外径 $D_0$ (mm)	1200	1200
鋼厚 $t_0$ (mm)	18	25
杭長 $L$ (m)	19.7	19.7
ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2.05 \times 10^5$	$2.05 \times 10^5$
比重	7.85	7.85

###### (2) 杭の評価方法

主排気筒の杭は、「建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）」に基づき評価を行っている。杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力の算定プロセスを、図 4-3-1 に整理する。両評価において、打込み杭（既存杭）と埋込み杭（増設杭）により適用する評価式が異なることから、式の使い分けを行っている。



終局鉛直支持力  $R_{ua}$   
 $R_{ua}$  = 極限先端支持力 + 最大周面摩擦力

$$= q_p \cdot A_p + (\tau_{c1} L_{c1} + \tau_{c2} L_{c2}) \phi$$

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積  $1.13m^2$

$q_p$  : 極限先端支持力度  $kN/m^2$

$\phi$  : 杭の周長  $3.77m$

$\tau_{c1}$  : 粘性土の i 層における最大周面摩擦力度  $kN/m^2$

$L_{c1}$  : 粘性土の i 層における杭の長さ  $m$

$C_u$  : 土の非排水せん断強さ  $kN/m^2$

$\beta$  : 低減係数

$\alpha_p$  : 粘性土の過圧密比による低減係数

$L_f$  : 杭の細長比による低減係数

終局引抜き抵抗 ( = 残留引抜き抵抗 )  $\tau R_{ua}$

$$\tau R_{ua} = 1/1.2 \times \text{最大周面摩擦力} + \text{自重}$$

$$= 1/1.2 (\tau_{c1} L_{c1} + \tau_{c2} L_{c2}) \phi + W$$

$\phi$  : 杭の周長  $3.77m$

$W$  : 杭の自重  $kN$  ( 地下水位以下は浮力を考慮 )

$\tau_{c1}$  : 粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度  $kN/m^2$

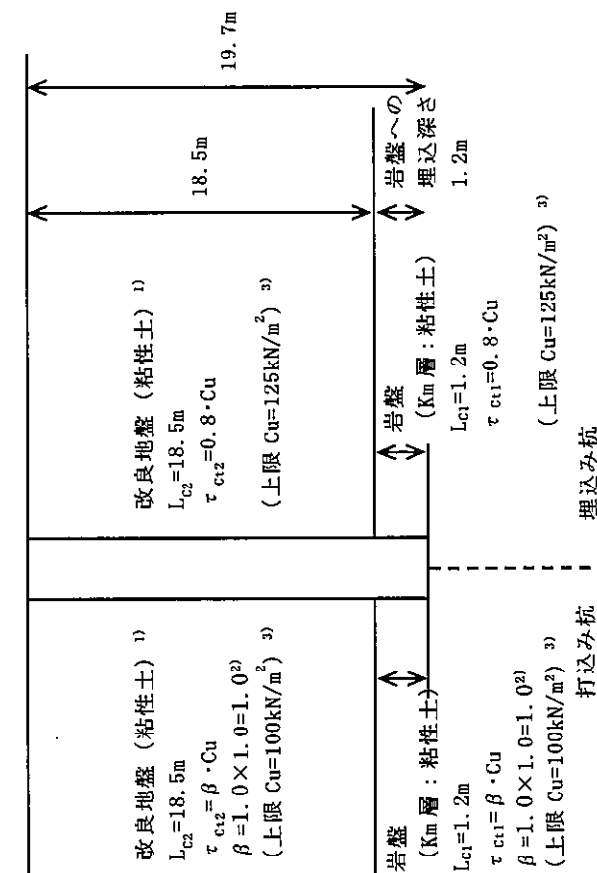
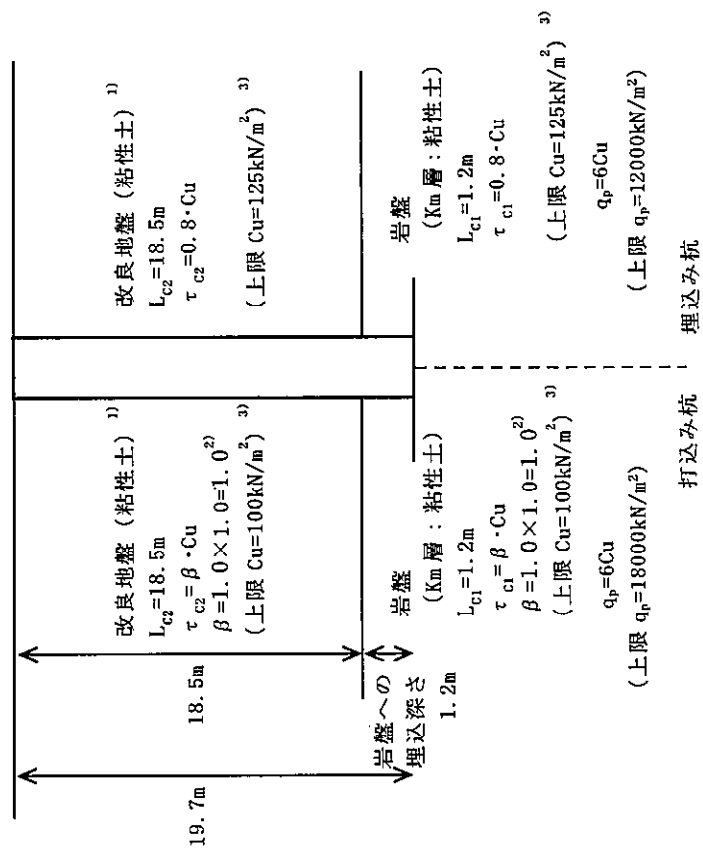
$L_{c1}$  : 粘性土の i 層における杭の長さ  $m$

$C_u$  : 土の非排水せん断強さ  $kN/m^2$

$\beta$  : 低減係数

$\alpha_p$  : 粘性土の過圧密比による低減係数

$L_f$  : 杭の細長比による低減係数



- 注) 1) 改良地盤及び支持地盤 (Km層) は粘性土とみなす。  
 2) 低減係数  $\alpha_p=1.0$  及び  $L_f=1.0$  より、 $\beta$  は 1.0 を用いる。  
 3) 改良地盤及び支持地盤 (Km層) での  $C_u$  は上限値となる。

図 4-3-1 杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗の算定プロセス



#### 4.3.2 地盤改良範囲（幅）の設定の妥当性検討

##### (1) 目的

主排気筒の地盤改良については、基礎外縁で囲まれた範囲について実施することとしている。この場合、基礎外縁と杭の最短距離が 1.36m となることから、杭に係る設計用水平力が地盤改良体の健全性に影響を与えないことを確認し、地盤改良範囲（幅）の設定が妥当であることを確認する。

##### (2) 検討内容

上部構造物から杭に係る設計用水平力と建築基礎構造設計指針に基づく地盤改良体の塑性水平地盤反力を比較し、設計用水平力が塑性水平地盤反力に収まることを評価する。

##### a. 杭の諸元及び設計用水平力

- ・杭径： $B=1.2\text{m}$
- ・地盤改良体の縁までの最短距離： $R=1.36\text{m}$
- ・設計用水平力（増設杭）： $F=2001\text{kN}$

##### b. 地盤改良体の塑性水平地盤反力

- ・地盤改良体のせん断強度（粘着強度） $C_u$

地盤改良体の一軸圧縮強度 $q_u$ を、せん断波速度 $V_s$ （ $=800\text{m/s}$ ）により求め（添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の関係式を適用）、粘着強度 $C_u$ を計算する。

$$V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}, \quad q_u: \text{kgf/cm}^2$$

$$q_u = (V_s/147.6)^{1/0.417} = (800/147.6)^{1/0.417} = 57.57 [\text{kgf/cm}^2] = 5.757 [\text{N/mm}^2]$$

$$C_u = 0.5 \times q_u = 0.5 \times 5.757 = 2.878 [\text{N/mm}^2] = 2878 [\text{kN/m}^2]$$

- ・塑性水平地盤反力 $p_y$

地表面近傍での単位深さあたりの塑性水平地盤反力 $p_y$ は、建築基礎構造設計指針に基づき、以下の式で計算する。

$$p_y = 2C_u B = 2 \times 2878 \times 1.2 = 6907 [\text{kN/m}]$$

深さ方向に対して $p_y$ に増分はなく、 $2.5B$ までの深さまで一定値で杭に作用する水平力を負担すると仮定すると、

$$F_y = p_y \cdot 2.5B = 6907 \times 2.5 \times 1.2 = 20721 [\text{kN/m}]$$

##### (3) 検討結果

上記を基に評価した結果、設計用水平力が塑性水平地盤反力内に収まることを確認した。

$$F/F_y = 2001/20721 = 0.097 \quad \text{OK}$$

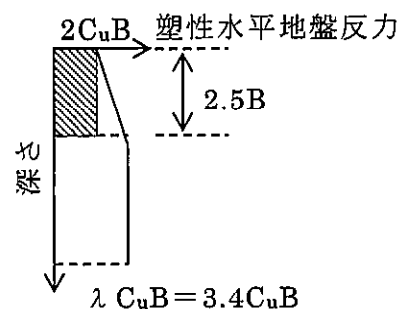


図 4-3-2 塑性水平地盤反力



#### 4.3.3 周辺地盤の液状化による杭の影響評価

##### (1) 目的

主排気筒の地盤改良体の外側には未改良の原地盤が存在し、液状化の懸念があることから、周辺地盤が液状化した場合においても、地盤改良体の健全性（地盤改良体内部の杭の健全性）が確保されることを確認する。

##### (2) 検討内容

主排気筒の近傍で類似の地盤改良を実施する屋外二重管の有効応力解析(FLIP)の結果を基に、周辺地盤が液状化した場合に地盤改良体に作用する評価用の側方土圧を設定し、地盤改良体のせん断に対する健全性（地盤改良体内部の杭の健全性）が確保されることを確認する。

##### a. 地盤改良体の大きさとせん断強度（粘着強度） $C_u$

評価対象とする地盤改良体を直方体と仮定し、平面  $B \times D = 33.1\text{m} \times 33.1\text{m}$ 、高さ  $H = 18.5\text{m}$  と設定する。また、地盤改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  を、せん断波速度  $V_s$ （ $=500\text{m/s}$ ）により求め（添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の関係式を適用）、粘着強度  $C_u$  を計算する。

$$V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}, \quad q_u: \text{kgf/cm}^2$$

$$q_u = (V_s/147.6)^{1/0.417} = (500/147.6)^{1/0.417} = 18.65 [\text{kgf/cm}^2] = 1.829 [\text{N/mm}^2]$$

$$C_u = 0.5 \times q_u = 0.5 \times 1.829 = 0.914 [\text{N/mm}^2]$$

##### b. 側方地盤の土圧 $F_b$

地盤改良体の側方地盤からの土圧は、地盤改良体の幅  $B = 33.1\text{m}$ 、岩盤から地表面までの高さ  $h = 22.0\text{m}$  の領域を考慮する。側方地盤は地盤改良体の鉛直方向には作用しないものとする。

側方地盤からの土圧は、添付書類「V-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」において、屋外二重管に対する有効応力解析(FLIP)を実施した結果（図 4-3-3、図 4-3-4）を基に、地表面（EL. 8.0m）で  $0\text{kN/m}^2$ 、岩盤表面（EL.  $-14.0\text{m}$ ）で  $550\text{kN/m}^2$  とする三角形分布として設定する。

この時、側方地盤から受ける土圧の総荷重  $F_b$  は以下のとおりとなる。

$$F_b = 0.5 \times p_b \times B \times h = 0.5 \times 550 \times 33.1 \times 22.0 = 200 \times 10^3 \text{kN}$$

##### c. 地震時慣性力 $F_a$

地盤改良体の単位体積重量は、平均密度を基に  $\gamma_a = 21.8\text{kN/m}^3$  とし、SHAKE による地盤の応答解析結果を基に地震時の加速度を  $5.0\text{m/s}^2$  とする。これより、地震時慣性力  $F_a$  は、以下のとおりとなる。

$$\text{総重量 } W = \gamma_a \times B \times D \times H = 21.8 \times 33.1 \times 33.1 \times 18.5 = 442 \times 10^3 \text{kN}$$



$$F_a = \alpha_H \times W/g = 5.0 \times 442 \times 10^3 / 9.80665 = 225 \times 10^3 \text{ kN}$$

- d. 上部構造物による水平荷重  $F_b$ 。

上部構造物の地震応答解析結果から、基礎を含む上部構造物が、地盤改良体に及ぼす水平荷重  $F_c$  (風荷重込み) は、

$$F_c = 50000 + 2660 = 52660 \text{ kN} = 53 \times 10^3 \text{ kN}$$

- e. 地盤改良体に作用するせん断応力度  $\tau$

以上の荷重を考慮すると、地盤改良体に作用する水平力  $F$  は以下のとおりとなる。

$$F = F_b + F_a + F_c = (200 + 225 + 53) \times 10^3 = 478 \times 10^3 \text{ kN}$$

地震時荷重によって生じるせん断力は、地盤改良体の底部で最大となる。底部でのせん断応力度  $\tau$  は、地盤改良体の断面積を基に以下のとおり算定する。

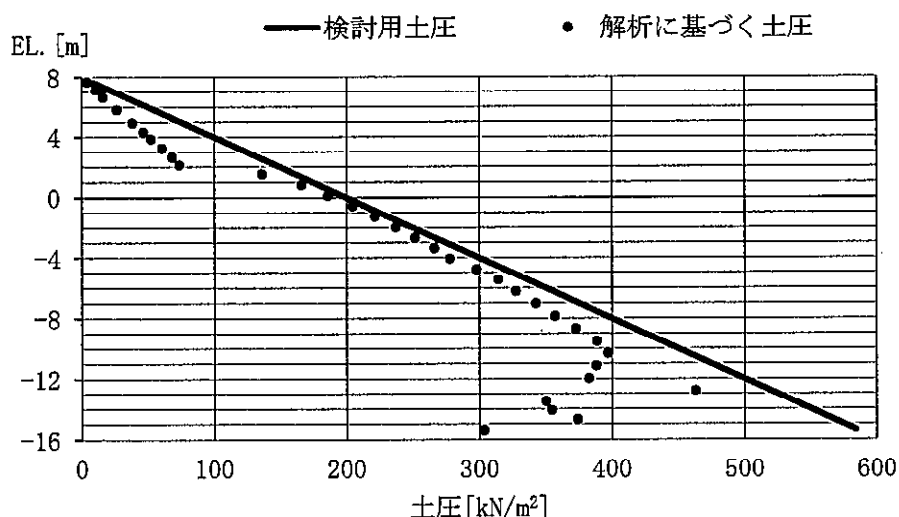
$$\tau = F / (B \times D) = 478 \times 10^3 / (33.1 \times 33.1) = 436 \text{ kN/m}^2 = 0.436 \text{ N/mm}^2$$

### (3) 検討結果

地盤改良体底部での単位面積当たりのせん断応力度  $\tau$  と地盤改良体の粘着力  $C_u$  を比較評価すると、以下のとおりとなる。

$$\tau_c / C = 0.436 / 0.914 = 0.477 \quad \text{OK}$$

これより、側方地盤の土圧を考慮した場合でも、地盤改良体の健全性は確保される。このため、地盤改良体内部の杭の健全性は確保されるものと判断できる。



注記 \* : 屋外二重管の有効応力解析 (FLIP) により、地盤改良体のすべり安全率が最も厳しくなる  $S_3 - 31$  のすべり安全率最小時刻の土圧分布

図 4-3-3 屋外二重管の有効応力解析 (FLIP) の結果



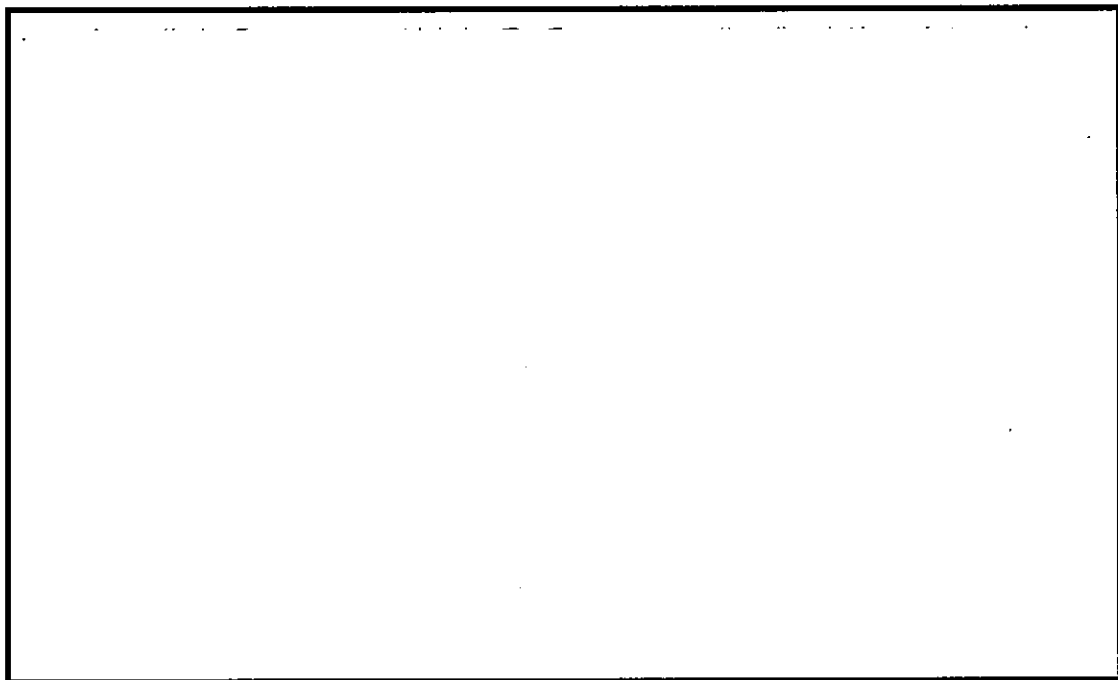


図 4-3-4 屋外二重管の有効応力解析 (FLIP) の評価断面 (1/2)

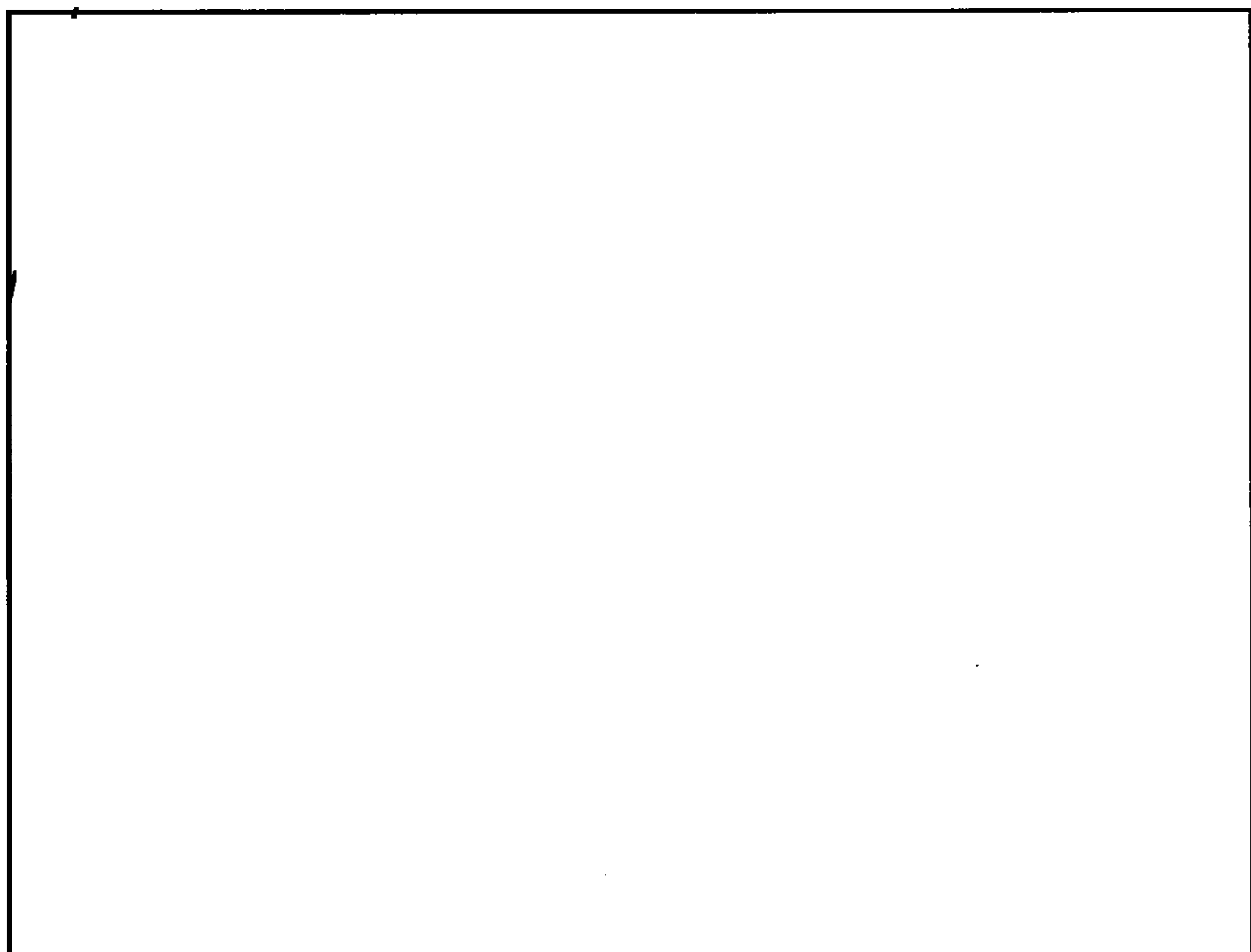


図 4-3-4 屋外二重管の有効応力解析 (FLIP) の評価断面 (2/2)

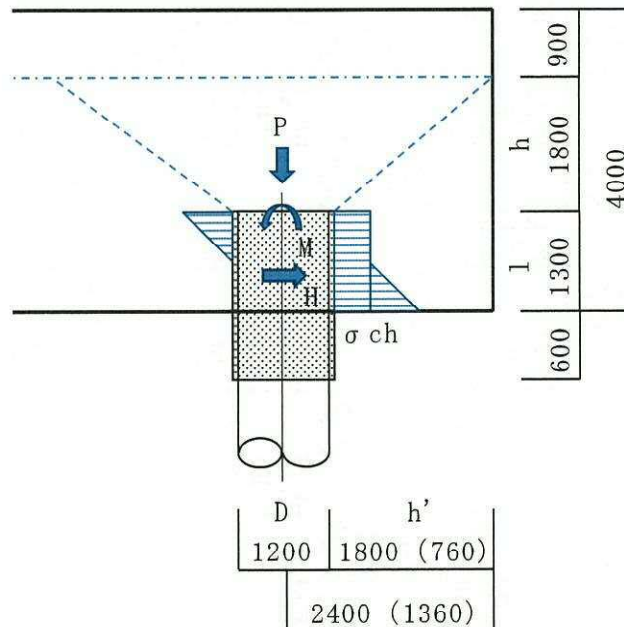


#### 4.3.4 主排気筒基礎の杭頭の評価

主排気筒基礎の杭頭の健全性を確認するために、添付書類「V-2-2-15-2 主排気筒の基礎の耐震性についての計算書」において算出した、S<sub>0</sub>地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭曲げモーメント、杭頭せん断力を用い、基礎の鉛直押し抜きせん断及び水平支圧に対する評価を実施する。

##### (1) 評価条件

杭頭は基礎と剛接合する。図 4-3-5 に杭頭部構造図を示す。添付書類「V-2-2-15-2 主排気筒の基礎の耐震性についての計算書」において算出した、S<sub>0</sub>地震時に杭に作用する表 4-3-2 の荷重に対して、「建築基礎構造設計指針」に基づき、鉛直押し抜きせん断、水平支圧に対する評価を実施する。



( ) は隅切り部寸法

図 4-3-5 杭頭部構造図

表 4-3-2 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

検討部位	鉛直力(kN) (押し抜き) P(kN)	水平力 H(kN)	曲げモーメント M(kNm)
既設杭	8641	1843	1928
増設杭	8432	2001	2264



(2) 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は下式により行う。評価結果を表 4-3-3 に示す。

$$\tau_v = P / (\pi \cdot (D+h) \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで,

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

D : 杭径 (1200mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎の有効厚さ

$\tau_a$  : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.06N/mm<sup>2</sup>

但し、隅切り部については、図 4-3-6 に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

$$\tau_v = P / (L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで,

$$d' = 1360\text{mm}$$

$$L = \pi \times (D+h) \times (1 - \theta / \pi)$$

$$\theta = \cos^{-1} (d' / (D/2 + h/2))$$

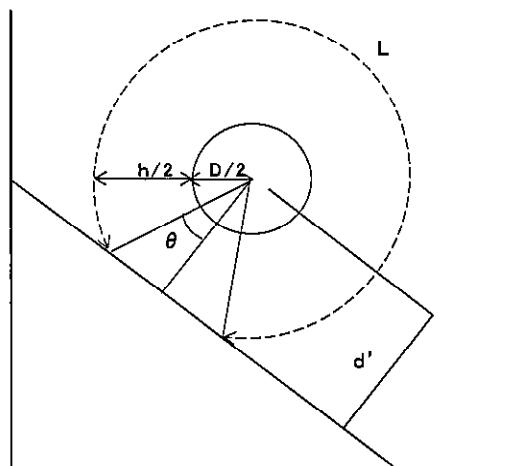


図 4-3-6 隅切り部における有効領域



表 4-3-3 鉛直押し抜きせん断に対する評価

検討部位	鉛直 押し抜き力 P (kN)	押し抜き せん断応力度 $\tau_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\tau_v / \tau_a$
既存杭	8641	0.509	1.06	0.48
増設杭：一般部	8432	0.497	1.06	0.47
増設杭：隅切り部	8432	0.577	1.06	0.54

## (3) 水平支圧に対する評価

基礎コンクリートの水平支圧応力度の評価は下式により行う。評価結果を表 4-3-4 に示す。

$$\sigma_{ch} = H / (D \cdot l) + 6M / (D \cdot l^2) \leq \sigma_{ba}$$

ここで、

H : 杭頭水平荷重

M : 杭頭モーメント

D : 杭径 (1200mm)

l : 杭の埋め込み長 (1300mm)

$\sigma_{ba}$  : 許容支圧応力度 = 18.7N/mm<sup>2</sup>

表 4-3-4 水平支圧に対する評価

検討部位	杭頭 水平荷重 H (kN)	杭頭 曲げモーメント M (kNm)	水平 支圧応力度 $\sigma_{ch}$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
既存杭	1843	1928	6.89	18.7	0.37
増設杭	2001	2264	7.98	18.7	0.43



## 5. 非常用ガス処理系配管支持架構

### 5.1 補足説明事項

非常用ガス処理系配管支持架構は主排気筒に隣接する鉄骨構造物であり，主排気筒と類似の設計をしている。このため，工認添付書類の補足説明事項についても主排気筒と同様の内容となることから，非常用ガス処理系配管支持架構に関連する主排気筒の補足説明事項を以下のとおり引用することとする。

#### <補足説明事項>

#### 2. 主排気筒の地震応答計算

##### 2.2 地盤改良の目的，範囲，仕様

##### 2.3 入力地震動の算定

###### 2.3.1 試験施工の位置

###### 2.3.2 改良体の試験結果

###### 2.3.3 ばらつきケースの設定

###### 2.3.4 地盤改良体を水平成層モデルと扱うことの妥当性

##### 2.4 地震応答解析モデル

###### 2.4.5 薄層要素法による地盤ばねの設定

#### 4. 主排気筒の基礎の耐震計算

##### 4.3 杭の評価

###### 4.3.1 杭の評価方法



## 5.2 杭の評価

### 5.2.1 非常用ガス処理系配管支持架構の杭頭の評価

非常用ガス処理系配管支持架構の杭頭の健全性を確認するために、添付書類「V-2-2-17 非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性についての計算書」において算出した、S<sub>1</sub>地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭曲げモーメント、杭頭せん断力を用い、基礎スラブの鉛直押し抜きせん断及び水平支圧に対する評価を実施する。

#### (1) 評価条件

杭頭は基礎と剛接合する。図 5-2-1 に杭頭部構造図を示す。添付書類「V-2-2-17 非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性についての計算書」において算出した、S<sub>1</sub>地震時に杭に作用する表 5-2-1 の荷重に対して、「建築基礎構造設計指針」に基づき、鉛直押し抜きせん断、水平支圧に対する評価を実施する。

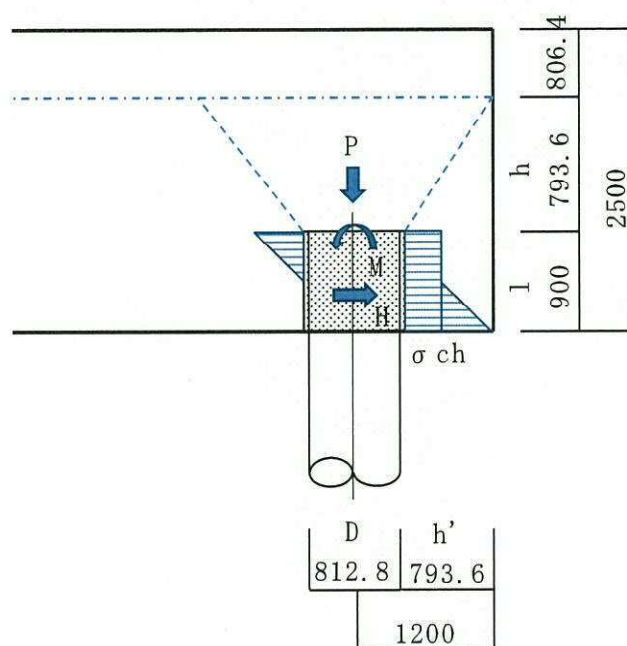


図 5-2-1 杭頭部構造図

表 5-2-1 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

鉛直力 (kN) (押し抜き) P (kN)	水平力 H (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1129.6	344.8	258.1



(2) 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は下式により行う。評価結果を表 5-2-2 に示す。

$$\tau_v = P / (\pi \cdot (D+h) \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

D : 杭径 (812.8mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎の有効厚さ  
= (基礎の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 793.6mm

$\tau_a$  : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.18N/mm<sup>2</sup>

表 5-2-2 鉛直押し抜きせん断に対する評価

鉛直 押し抜き力 P (kN)	押し抜き せん断応力度 $\tau_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\tau_v / \tau_a$
1129.6	0.282	1.18	0.24



(3) 水平支圧に対する評価

基礎コンクリートの水平支圧応力度の評価は下式により行う。評価結果を表 5-2-3 に示す。

$$\sigma_{ch} = H / (D \cdot l) + 6M / (D \cdot l^2) \leq \sigma_{ba}$$

ここで,

H : 杭頭水平荷重

M : 杭頭モーメント

D : 杭径 (812.8mm)

l : 杭の埋め込み長 (900mm)

$\sigma_{ba}$  : 許容支圧応力度 = 25.5N/mm<sup>2</sup>

表 5-2-3 水平支圧に対する評価

杭頭 水平荷重 H(kN)	杭頭 曲げモーメント M(kNm)	水平 支圧応力度 $\sigma_{ch}$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
344.8	258.1	2.82	25.5	0.11



### 6.1 配管と排気筒の取り合い部

85



補足-370-17【格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性評価  
に関する補足説明】



## 目次

1. 概要.....	1
1.1 補足説明資料の構成.....	1
1.2 検討結果の要約.....	2
2. 地震応答解析に関する補足説明.....	3
2.1 地震応答解析モデルの境界条件.....	3
2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討.....	5
2.3 原子炉建屋周辺地盤における埋戻土に関する影響検討.....	31
2.4 水平方向モデルにおける上載土重量に関する影響検討.....	47
2.5 格納槽の剛性のばらつきに関する影響検討.....	59
2.6 機器・配管系評価への影響検討.....	67
3. 応力解析に関する補足説明.....	70
3.1 土圧荷重の設定方法.....	70
3.2 底面地盤ばねの設定方法.....	77
3.3 応力解析における二方向入力.....	82
3.4 周辺地盤の液状化による格納槽の影響評価.....	91
3.5 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の格納槽の影響検討.....	94
4. 重大事故等時の格納槽の室温に関する補足説明.....	97
4.1 概要.....	97
4.2 評価結果.....	97



## 1. 概要

### 1.1 補足説明資料の構成

本資料は、東海第二発電所の格納容器圧力逃がし装置格納槽（以下「格納槽」という。）の耐震性評価について説明するものである。

本資料の構成を表 1-1 に示す。

表 1-1 本資料の構成

資料	補足説明
添付書類 「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の 地震応答計算書」	2. 地震応答解析に関する補足説明 ・地震応答解析モデルの境界条件 ・地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討 ・原子炉建屋周辺地盤における埋戻土に関する影響検討 ・水平方向モデルにおける上載土重量に関する影響検討 ・格納槽の剛性のばらつきに関する影響検討 ・機器・配管系評価への影響検討
添付書類 「V-2-2-19 格納容器圧力逃がし装置格納槽の 耐震性についての計算書」	3. 応力解析に関する補足説明 ・土圧荷重の設定方法 ・底面地盤ばねの設定方法 ・応力解析における二方向入力 ・周辺地盤の液状化による格納槽の影響評価 ・地下水による浮力を考慮した常時荷重時の格納槽の影響検討 4. 重大事故等時の格納槽の室温に関する補足説明 ・重大事故等時の格納槽の室温に関する補足説明



## 1.2 検討結果の要約

補足説明資料の検討結果の要約を以下に示す。

### 1.2.1 地震応答解析に関する補足説明

「2. 地震応答解析に関する補足説明」では、地震応答解析モデルのモデル化に関し、格納槽と地盤の境界条件の設定方法を示し、「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に基づき、地盤物性のばらつきを考慮した場合の地震応答解析結果を示した。併せて、原子炉建屋周辺地盤における埋戻土を考慮した場合の影響検討を行い、格納槽の耐震評価への影響が小さいことから、地盤を成層としてモデル化することの妥当性を確認した。水平方向モデルに関し、上載土重量を考慮した場合の地震応答解析を行い、上載土重量を考慮した場合においても格納槽の健全性を確保できることを確認した。

また、格納槽の剛性のばらつきに関する影響検討として地震応答解析を行い、ばらつきの影響が小さいことを確認した。

### 1.2.2 応力解析に関する補足説明

「3. 応力解析に関する補足説明」では、格納槽の応力解析における土圧荷重及び底面地盤ばねの設定方法について示した上で、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、格納槽が有する耐震性に及ぼす影響について評価を行い、格納槽が健全であることを確認した。

周辺地盤の液状化による格納槽の影響評価として、格納槽の近傍に位置する代替淡水貯槽の有効応力解析結果を用い、格納槽の周辺地盤が液状化した場合においても、耐震壁（地下外壁）の健全性が確保されることを確認した。加えて、地下水による浮力を考慮した常時荷重に対し、基礎スラブが構造的に健全であることを確認した。

### 1.2.3 重大事故等の格納槽の室温に関する補足説明

「4. 重大事故等時の格納槽の室温に関する補足説明」では、重大事故等時の格納槽の室温について説明した。



## 2. 地震応答解析に関する補足説明

### 2.1 地震応答解析モデルの境界条件

添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」において、地震応答解析モデルは、格納槽と地盤の相互作用を考慮した格納槽－地盤連成モデルとしている。格納槽は多質点系モデルで、地盤モデルは2次元FEMである。

本節では、地震応答解析に関する検討のうち、格納槽と地盤の境界条件について示す。

格納槽と地盤間の結合の概念を図2-1に示す。

格納槽は多質点系モデルのため、外壁位置に地盤と外壁を接続するためのダミー節点を設け、格納槽の各質点の回転に伴う外壁の変位を考慮できるように MPC（多点拘束）を用いて格納槽質点と結合する。さらに、ダミー節点と地盤の節点をつなぐジョイント要素を設ける。

- ・ 格納槽外壁と側面地盤間のモデル化

格納槽外壁と側面地盤の間には、剥離と摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。

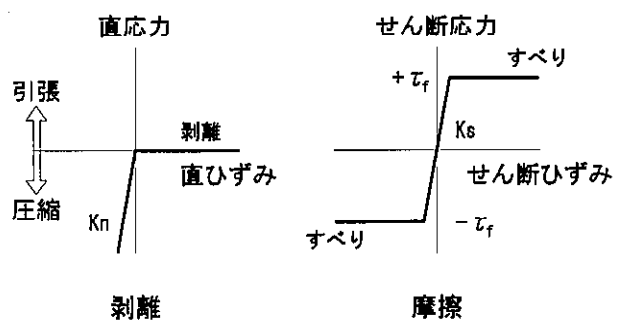
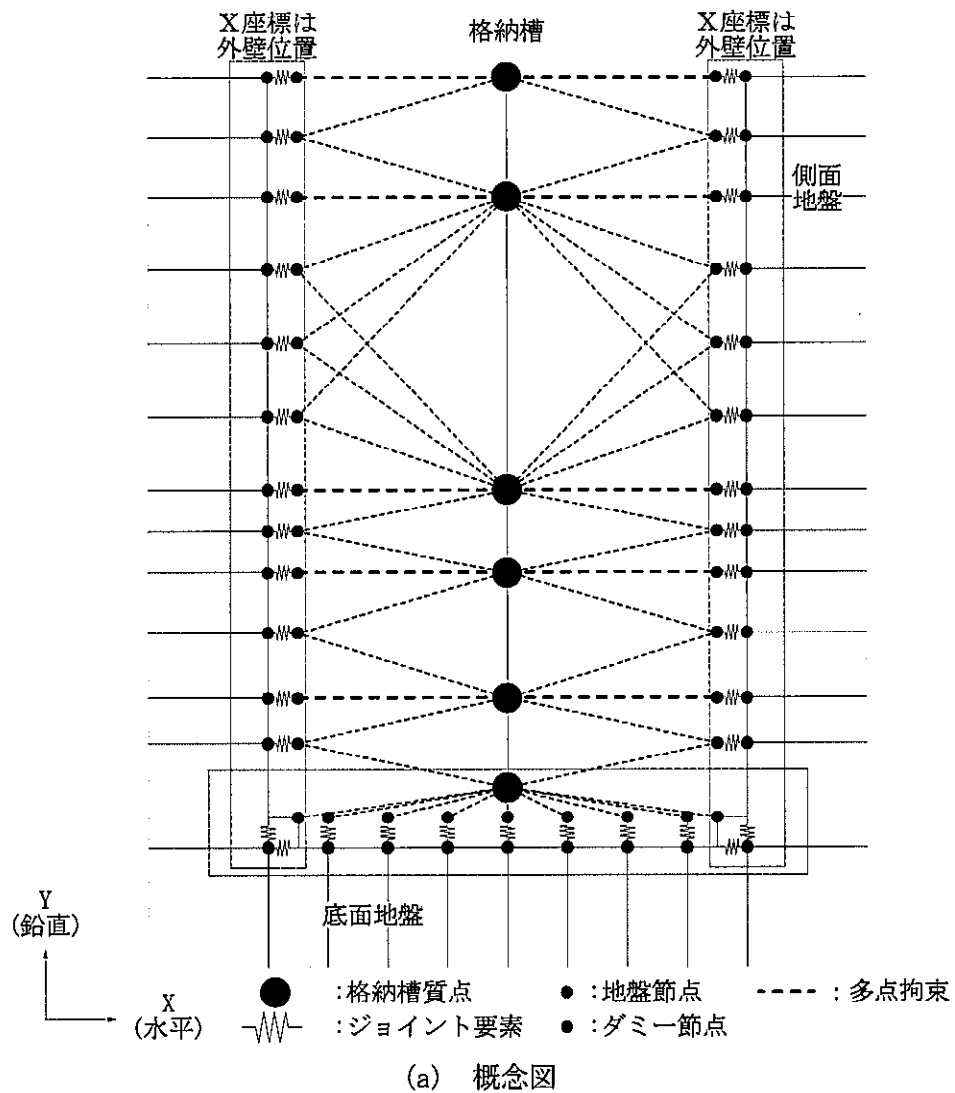
- ・ 基礎スラブと底面地盤間のモデル化

基礎スラブと底面地盤の間には、浮き上がりを表現するため、剥離と摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。

なお、添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」において、基礎スラブの長さに対する、基礎スラブと底面地盤間の剥離していないジョイント要素の支配長さ合計を「接地率」として示している。接地率の算定は次式による。

$$\text{接地率} = \frac{\sum (\text{基礎スラブと底面地盤間の剥離していないジョイント要素の支配長さ})}{\text{基礎スラブの長さ}}$$





(b) ジョイント要素の非線形特性

図 2-1 格納槽と地盤間の結合の概念



## 2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討

「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」の検討方針に基づき、本節では地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示す。

### 2.2.1 地盤物性のばらつきの設定

#### (1) 検討方針及び地盤定数

格納槽における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケースを表 2-1 に、地盤のせん断波速度  $V_s$  のばらつきを表 2-2 に示す。

地盤物性のばらつきは、「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に示す設定方針に基づき設定する。具体的には、添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」に基づく基本モデルに対し、地盤のせん断波速度  $V_s$  の変動係数から求めた変動の比率（ $\pm \sigma$  相当）として考慮する。

地盤物性  $+\sigma$  考慮モデルの地盤定数を表 2-3 に、地盤物性  $-\sigma$  考慮モデルの地盤定数を表 2-4 に示す。

#### (2) 解析条件

地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析では、基準地震動  $S_s$  のうち 4 波（ $S_s-D1$ 、 $S_s-21$ 、 $S_s-22$ 、 $S_s-31$ ）に対し解析を行う。これらの地震動は、添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」に基づく地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値が、基準地震動  $S_s$  の中で最大となる波を選定している。ここで、対象とした応答値は、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力とした。また、地震応答解析に用いる地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価物性値とし、等価物性値の設定には、解析コード「KSHAKE ver. 2.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認などの概要については、添付書類「V-5-17 計算機プログラム（解析コード）の概要・KSHAKE」に示す。

表 2-1 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性
基本ケース	基本モデル	標準地盤
地盤物性の変動による影響	地盤物性 $+\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $+\sigma$ 相当
	地盤物性 $-\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $-\sigma$ 相当



表 2-2 格納槽における地盤のせん断波速度  $V_s$  のばらつき

高さ EL. (m)	地層 区分	地盤のせん断波速度 $V_s$ (m/s)		
		基本ケース	+ $\sigma$ 相当	- $\sigma$ 相当
8.0 ~ 5.1	f1	210	221	199
5.1 ~ 0.7	du	210	221	199
0.7 ~ -4.8	Ag2	240	264	216
-4.8 ~ -14.3	D2g-3	500	575	425
-14.3 ~ -20.0	Km	446	491	401
-20.0 ~ -40.0		456	502	410
-40.0 ~ -60.0		472	520	424
-60.0 ~ -90.0		491	541	441
-90.0 ~ -120.0		514	566	462
-120.0 ~ -150.0		537	591	483
-150.0 ~ -190.0		564	621	507
-190.0 ~ -230.0		595	655	535
-230.0 ~ -270.0		626	689	563
-270.0 ~ -320.0		660	726	594
-320.0 ~ -370.0		699	769	629



表 2-3 (1/2) 地盤物性+ $\sigma$ 考慮モデルの地盤定数(a)  $S_s - D1$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	204	1878	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	153	1872	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.11	183	1973	0.496
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	464	2128	0.475
-14.3	Km	5.7	1.72	0.03	453	1813	0.467
-20.0		20.0	1.72	0.03	457	1828	0.467
-40.0		20.0	1.73	0.03	471	1851	0.465
-60.0		30.0	1.73	0.03	493	1864	0.462
-90.0		30.0	1.73	0.03	516	1893	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	542	1923	0.457
-150.0		40.0	1.74	0.03	566	1950	0.454
-190.0		40.0	1.74	0.03	597	1993	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	635	2037	0.446
-270.0		50.0	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	790	2189	0.425

(b)  $S_s - 21$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	204	1878	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.10	159	1872	0.496
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.08	208	1976	0.494
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	491	2136	0.472
-14.3	Km	5.7	1.72	0.02	463	1816	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	471	1833	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.03	485	1856	0.463
-60.0		30.0	1.73	0.03	502	1868	0.461
-90.0		30.0	1.73	0.03	525	1896	0.458
-120.0		30.0	1.73	0.03	551	1926	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.02	586	1958	0.451
-190.0		40.0	1.74	0.02	621	2003	0.447
-230.0		40.0	1.75	0.02	654	2045	0.443
-270.0		50.0	1.75	0.02	689	2095	0.439
-320.0		50.0	1.76	0.02	725	2133	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	790	2189	0.425



表 2-3 (2/2) 地盤物性+ $\sigma$ 考慮モデルの地盤定数(c)  $S_s-22$ 

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	203	1878	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	153	1872	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.10	192	1974	0.495
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	481	2133	0.473
-14.3	Km	5.7	1.72	0.02	463	1816	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	471	1833	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.02	488	1857	0.463
-60.0		30.0	1.73	0.03	505	1869	0.461
-90.0		30.0	1.73	0.03	528	1897	0.458
-120.0		30.0	1.73	0.02	554	1928	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.02	583	1957	0.451
-190.0		40.0	1.74	0.02	618	2001	0.447
-230.0		40.0	1.75	0.02	650	2043	0.444
-270.0		50.0	1.75	0.02	685	2093	0.440
-320.0		50.0	1.76	0.02	730	2135	0.434
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	790	2189	0.425

(d)  $S_s-31$ 

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	200	1878	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.13	136	1870	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.14	154	1969	0.497
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	449	2124	0.477
-14.3	Km	5.7	1.72	0.03	450	1812	0.467
-20.0		20.0	1.72	0.03	455	1827	0.467
-40.0		20.0	1.73	0.03	468	1850	0.466
-60.0		30.0	1.73	0.03	487	1862	0.463
-90.0		30.0	1.73	0.03	516	1893	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	545	1924	0.456
-150.0		40.0	1.74	0.03	573	1953	0.453
-190.0		40.0	1.74	0.03	604	1995	0.450
-230.0		40.0	1.75	0.03	639	2038	0.445
-270.0		50.0	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.03	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	790	2189	0.425



表 2-4 (1/2) 地盤物性- $\sigma$  考慮モデルの地盤定数(a)  $S_s - D1$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	183	1691	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	133	1685	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.17	104	1610	0.498
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	326	1567	0.477
-14.3	Km	5.7	1.72	0.03	370	1481	0.467
-20.0		20.0	1.72	0.03	371	1493	0.467
-40.0		20.0	1.73	0.03	384	1509	0.465
-60.0		30.0	1.73	0.03	399	1518	0.463
-90.0		30.0	1.73	0.03	413	1542	0.461
-120.0		30.0	1.73	0.03	432	1569	0.459
-150.0		40.0	1.74	0.03	456	1590	0.455
-190.0		40.0	1.74	0.03	490	1628	0.450
-230.0		40.0	1.75	0.03	519	1665	0.446
-270.0		50.0	1.75	0.03	548	1707	0.443
-320.0		50.0	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	646	1788	0.425

(b)  $S_s - 21$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	183	1691	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.10	145	1686	0.496
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.10	162	1616	0.495
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	345	1573	0.475
-14.3	Km	5.7	1.72	0.02	376	1483	0.466
-20.0		20.0	1.72	0.03	380	1496	0.466
-40.0		20.0	1.73	0.03	389	1511	0.465
-60.0		30.0	1.73	0.03	404	1520	0.462
-90.0		30.0	1.73	0.03	426	1547	0.459
-120.0		30.0	1.73	0.03	451	1576	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.02	476	1597	0.451
-190.0		40.0	1.74	0.02	502	1633	0.448
-230.0		40.0	1.75	0.03	525	1667	0.445
-270.0		50.0	1.75	0.03	554	1710	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	590	1744	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	646	1788	0.425



表 2-4 (2/2) 地盤物性— $\sigma$  考慮モデルの地盤定数(c)  $S_s-22$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 $h$	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.04	182	1691	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	138	1685	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.12	145	1614	0.496
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	337	1570	0.476
-14.3	Km	5.7	1.72	0.02	376	1483	0.466
-20.0		20.0	1.72	0.03	380	1496	0.466
-40.0		20.0	1.73	0.03	391	1511	0.464
-60.0		30.0	1.73	0.03	407	1521	0.461
-90.0		30.0	1.73	0.03	426	1547	0.459
-120.0		30.0	1.73	0.03	448	1575	0.456
-150.0		40.0	1.74	0.03	470	1595	0.452
-190.0		40.0	1.74	0.03	496	1630	0.449
-230.0		40.0	1.75	0.03	525	1667	0.445
-270.0		50.0	1.75	0.03	554	1710	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	590	1744	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	646	1788	0.425

(d)  $S_s-31$ 

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 $\rho$ ( $t/m^3$ )	減衰定数 $h$	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 $\nu$
8.0	f1	2.9	1.98	0.03	185	1691	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	139	1686	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.17	106	1610	0.498
-4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.06	321	1566	0.478
-14.3	Km	5.7	1.72	0.03	370	1481	0.467
-20.0		20.0	1.72	0.03	374	1493	0.467
-40.0		20.0	1.73	0.03	374	1506	0.467
-60.0		30.0	1.73	0.03	387	1514	0.465
-90.0		30.0	1.73	0.03	416	1543	0.461
-120.0		30.0	1.73	0.03	437	1571	0.458
-150.0		40.0	1.74	0.03	459	1591	0.455
-190.0		40.0	1.74	0.03	487	1627	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	516	1663	0.447
-270.0		50.0	1.75	0.03	548	1707	0.443
-320.0		50.0	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	—	646	1788	0.425



### 2.2.2 解析方法

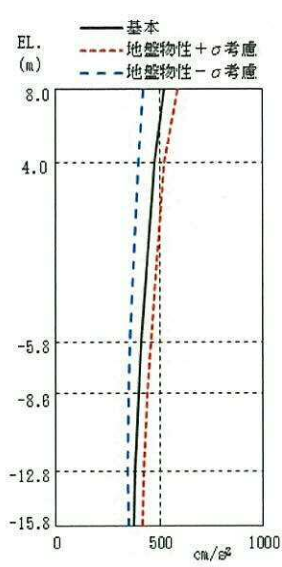
格納槽の地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s Ver.2015 Build3」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「V-5-59 計算機プログラム（解析コード）の概要・S o i l P l u s」に示す。

### 2.2.3 地震応答解析結果

格納槽の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動  $S_e$  に対する地震応答解析結果について、最大応答値を図 2-2～図 2-12 に示す。また、基準地震動  $S_e$  に対する最大応答せん断力を図 2-13 及び図 2-14 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

ここで得られた、地盤物性のばらつきを考慮した場合の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを添付書類「V-2-2-19 格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性についての計算書」で考慮している。

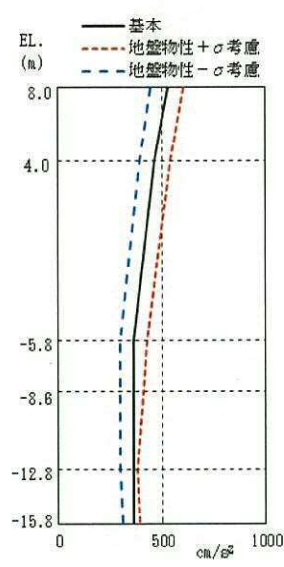




(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
520	584	421
472	523	388
409	455	357
397	441	352
381	423	347
376	416	350

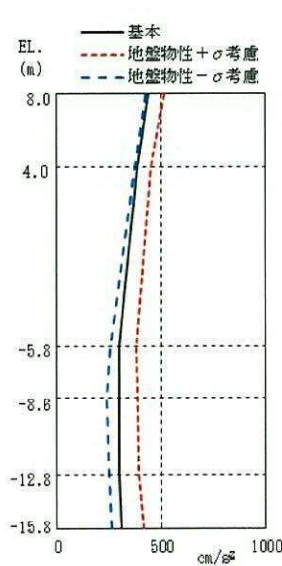
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
527	807	445
481	540	390
365	429	300
362	407	296
361	379	300
363	392	309

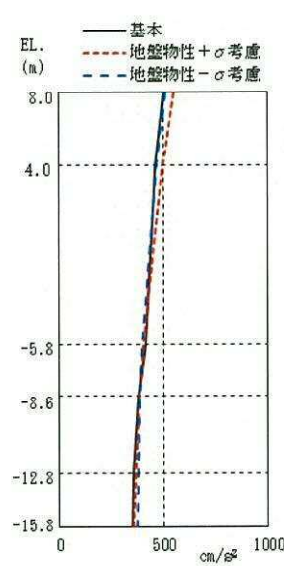
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
437	514	424
385	451	372
298	378	255
296	382	238
294	390	246
308	413	263

(c)  $S_s - 22$



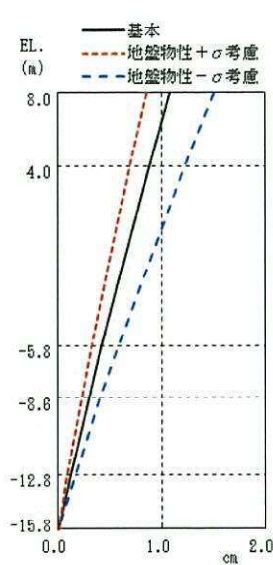
(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
500	547	509
463	498	469
415	402	397
376	384	387
356	364	377
350	353	374

(d)  $S_s - 31$

図 2-2 最大応答加速度 (NS 方向)

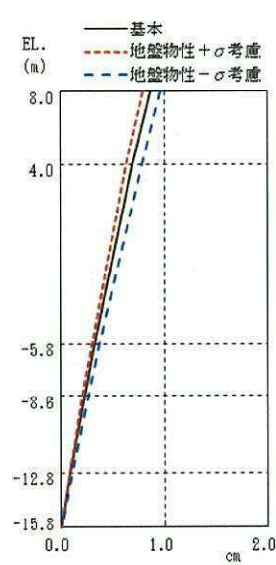




(単位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
1.09	0.88	1.51
0.88	0.70	1.22
0.42	0.33	0.58
0.30	0.23	0.41
0.12	0.09	0.17
—	—	—

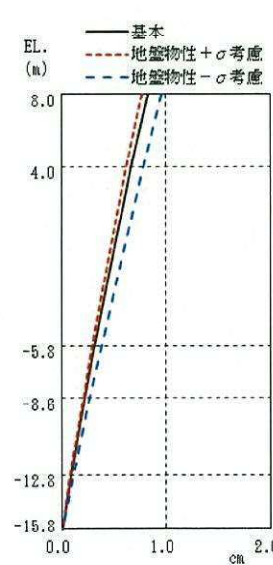
(a)  $S_s - D1$



(単位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.87	0.80	0.96
0.70	0.64	0.78
0.33	0.30	0.38
0.23	0.21	0.27
0.09	0.08	0.11
—	—	—

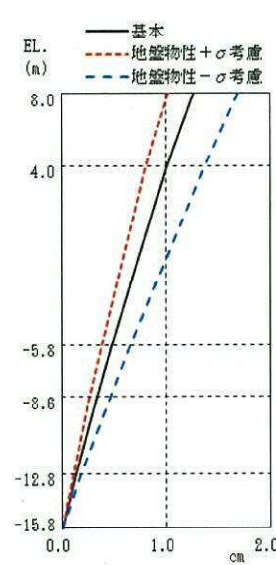
(b)  $S_s - 21$



(単位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.83	0.78	0.96
0.67	0.62	0.78
0.31	0.29	0.38
0.22	0.20	0.27
0.09	0.08	0.11
—	—	—

(c)  $S_s - 22$



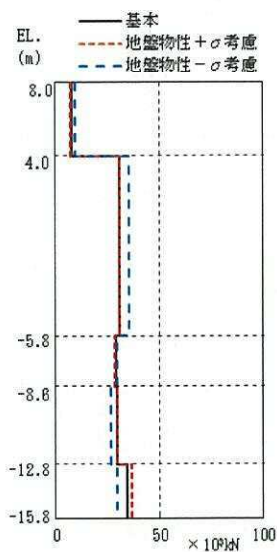
(単位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
1.28	1.02	1.70
1.01	0.81	1.37
0.48	0.38	0.66
0.34	0.27	0.47
0.14	0.11	0.19
—	—	—

(d)  $S_s - 31$

図 2-3 最大応答変位 (NS 方向)

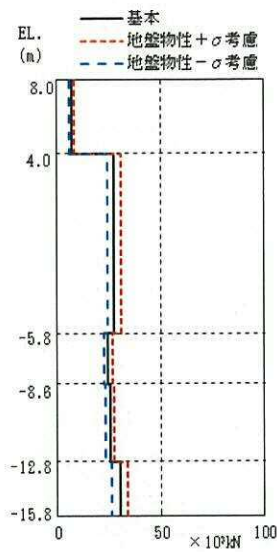




(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
7.73	7.36	9.70
31.1	30.7	35.6
28.1	28.7	29.5
29.5	29.9	27.0
34.3	37.0	29.5

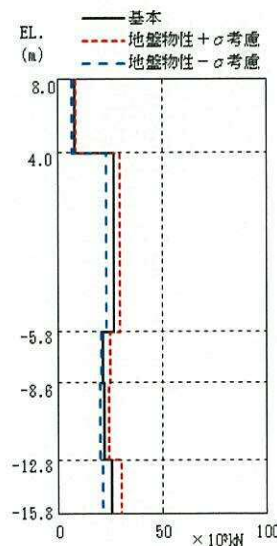
(a)  $S_s - D 1$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
7.46	8.20	8.29
27.5	31.1	24.6
24.3	26.7	22.7
25.4	27.3	23.0
30.2	34.0	26.2

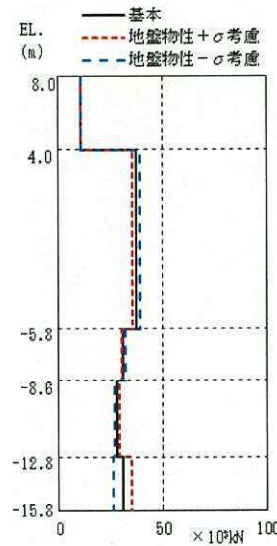
(b)  $S_s - 2 1$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
7.54	8.30	6.33
26.5	29.8	23.0
21.4	24.8	20.6
21.7	24.6	20.0
25.4	30.0	21.1

(c)  $S_s - 2 2$



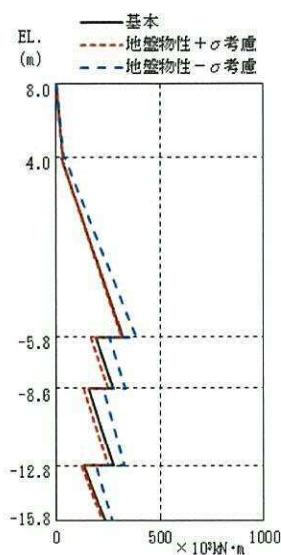
(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
10.7	10.6	10.7
37.2	35.2	39.1
30.7	29.9	32.0
27.6	29.2	26.8
30.8	35.2	25.8

(d)  $S_s - 3 1$

図 2-4 最大応答せん断力 (NS 方向)

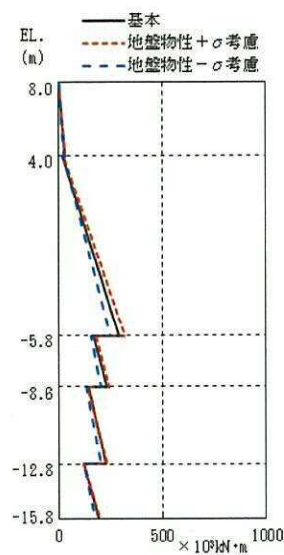




(単位:  $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

基本	地盤物性+ $\sigma$ 考慮	地盤物性- $\sigma$ 考慮
0.0746	0.0684	0.0745
31.0	29.5	38.9
26.1	24.5	40.4
324	313	388
192	170	255
273	250	335
157	131	229
275	252	329
135	118	194
230	222	288

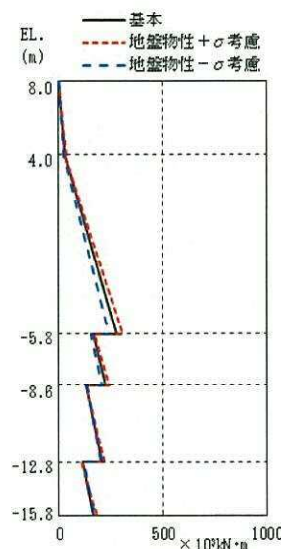
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

基本	地盤物性+ $\sigma$ 考慮	地盤物性- $\sigma$ 考慮
0.0848	0.0878	0.0787
30.0	32.9	25.3
21.9	22.9	22.3
289	320	248
170	177	153
232	248	208
142	140	134
224	232	205
122	119	120
189	198	173

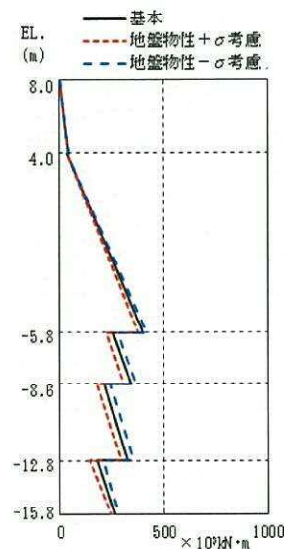
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

基本	地盤物性+ $\sigma$ 考慮	地盤物性- $\sigma$ 考慮
0.0840	0.0879	0.0761
30.2	33.3	25.6
28.9	30.0	25.0
230	310	246
187	175	155
225	242	207
133	132	134
207	220	204
110	108	119
166	185	173

(c)  $S_s - 22$



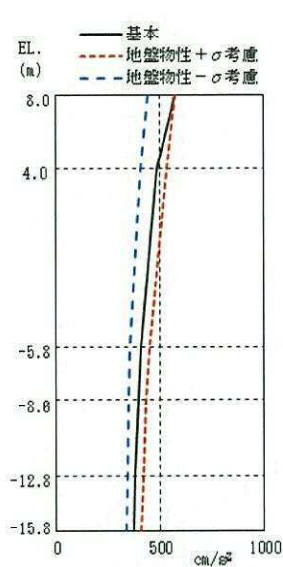
(単位:  $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

基本	地盤物性+ $\sigma$ 考慮	地盤物性- $\sigma$ 考慮
0.0481	0.0456	0.0564
42.8	42.2	42.6
38.3	34.7	37.2
402	378	421
256	228	279
342	310	368
211	176	243
328	297	355
175	145	209
287	249	286

(d)  $S_s - 31$

図 2-5 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

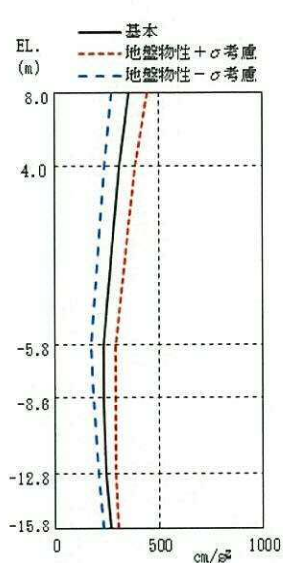




(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
577	573	445
485	536	412
408	452	356
397	435	351
381	419	347
374	409	339

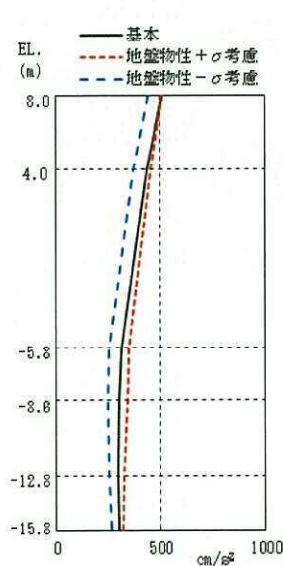
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
355	444	277
307	384	240
231	294	176
233	290	185
242	293	208
265	303	230

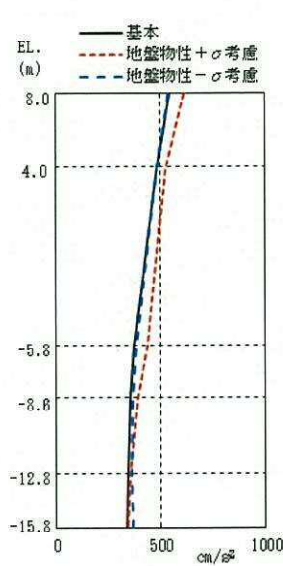
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
509	509	442
436	456	372
315	349	256
302	342	251
294	323	254
299	322	268

(c)  $S_s - 22$



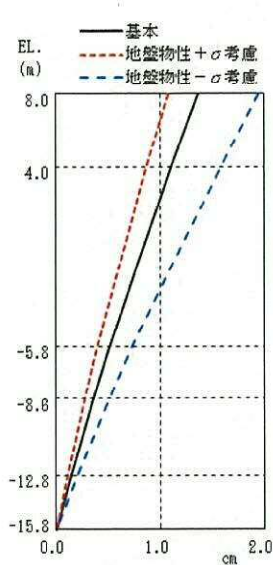
(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
541	612	536
484	526	484
371	440	382
352	390	368
341	354	361
339	344	366

(d)  $S_s - 31$

図 2-6 最大応答加速度 (EW 方向)

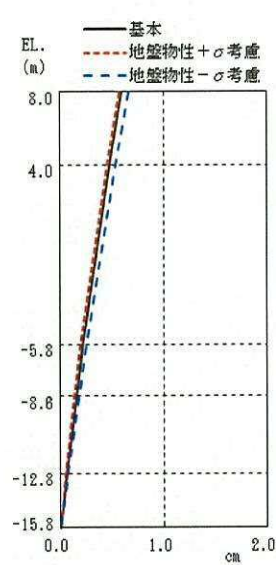




(單位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
1.37	1.09	1.95
1.10	0.87	1.57
0.51	0.40	0.73
0.38	0.28	0.51
0.14	0.11	0.21
—	—	—

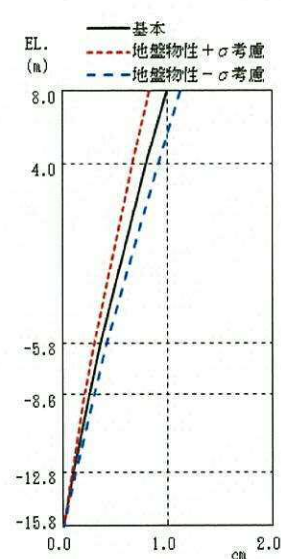
(a)  $S_s - D 1$



(單位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.60	0.58	0.67
0.48	0.48	0.54
0.22	0.20	0.28
0.16	0.14	0.18
0.06	0.08	0.07
—	—	—

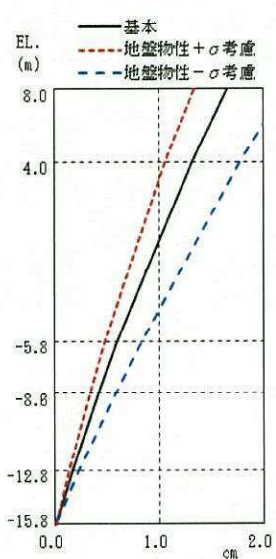
(b)  $S_s - 2 1$



(單位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.88	0.84	1.12
0.80	0.67	0.91
0.38	0.30	0.42
0.25	0.21	0.30
0.10	0.08	0.12
—	—	—

(c)  $S_s - 2 2$



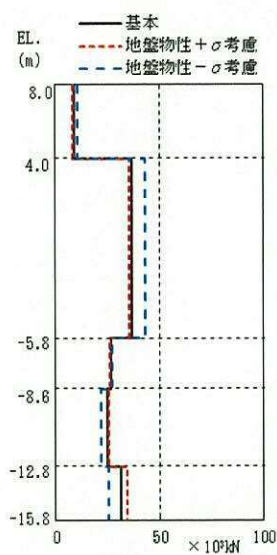
(單位: cm)

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
1.65	1.34	2.20
1.32	1.05	1.78
0.60	0.47	0.83
0.42	0.33	0.58
0.17	0.13	0.24
—	—	—

(d)  $S_s - 3 1$

図 2-7 最大応答変位 (EW 方向)

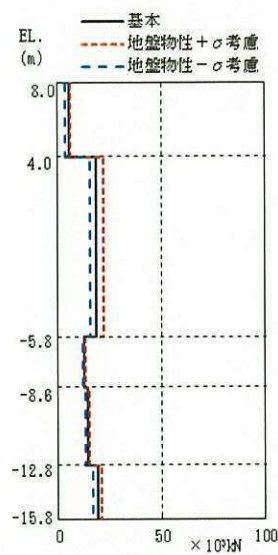




(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
8.78	8.45	11.1
36.7	35.9	43.2
26.9	26.0	27.5
25.3	25.5	22.1
31.8	34.6	25.8

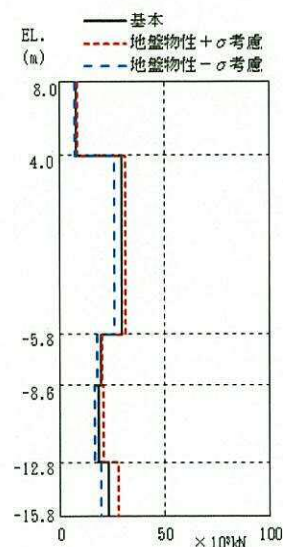
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
5.25	6.34	3.72
18.5	22.2	15.8
12.3	13.3	12.0
14.5	15.2	13.2
19.3	21.1	17.0

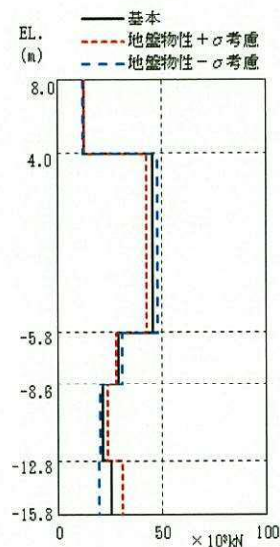
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
7.99	8.38	6.89
29.9	31.1	26.3
19.3	20.2	17.5
18.5	20.5	16.8
23.3	27.9	19.8

(c)  $S_s - 22$



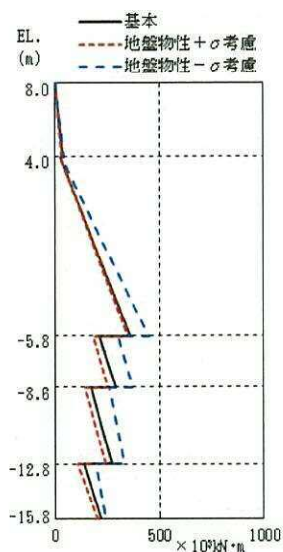
(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
12.4	12.5	12.0
45.5	42.8	47.8
28.7	27.7	30.6
21.3	23.5	20.3
25.2	31.0	19.4

(d)  $S_s - 31$

図 2-8 最大応答せん断力 (EW 方向)

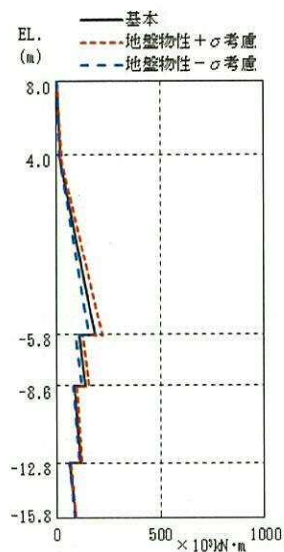




(単位:  $\times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.0874	0.0881	0.0824
35.2	33.9	44.4
24.8	22.9	32.8
385	350	450
215	185	300
280	258	374
176	143	261
272	242	331
138	110	199
218	204	247

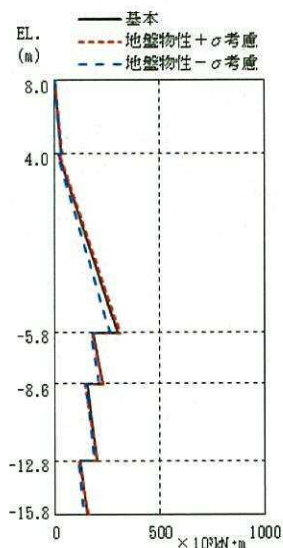
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.0733	0.0757	0.0600
21.1	25.4	15.0
15.2	17.6	13.4
187	223	154
110	127	93.1
138	158	122
87.2	98.0	77.3
115	122	109
80.6	86.2	58.1
92.5	89.6	81.7

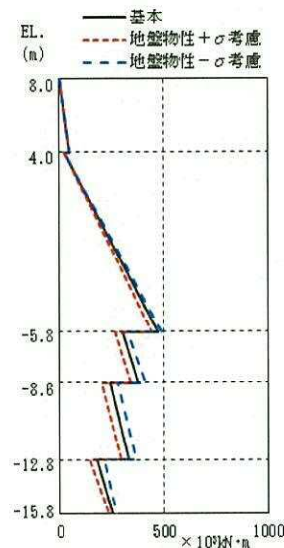
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.0812	0.0828	0.0810
32.1	33.8	27.7
19.0	22.4	15.0
300	311	287
184	180	171
231	230	215
153	145	149
199	199	188
117	111	114
154	162	137

(c)  $S_s - 22$



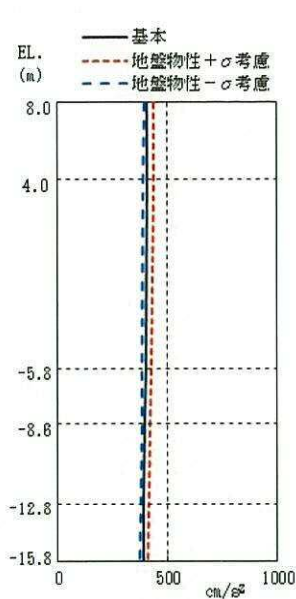
(単位:  $\times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.240	0.248	0.129
49.4	50.0	47.9
25.0	22.8	25.9
470	441	481
300	265	327
380	341	413
241	202	279
330	297	364
177	145	214
252	238	269

(d)  $S_s - 31$

図 2-9 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

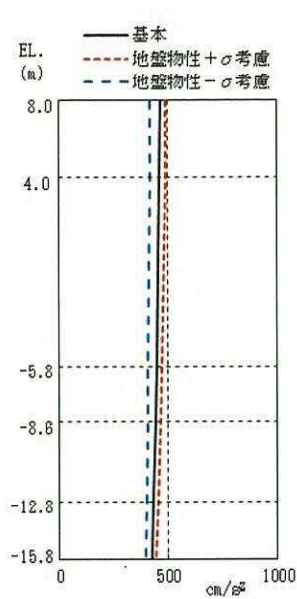




(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
410	436	394
409	435	393
401	424	385
398	419	382
382	411	376
380	408	372

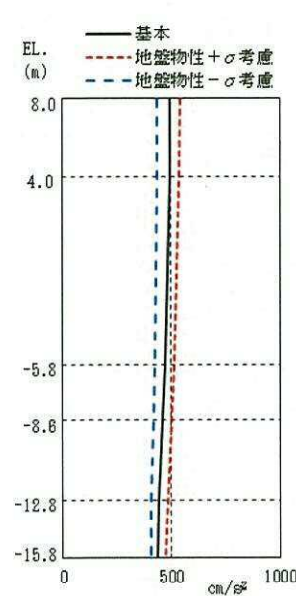
(a)  $S_s - D 1$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
464	491	422
463	489	421
450	473	408
444	466	405
432	453	401
425	446	398

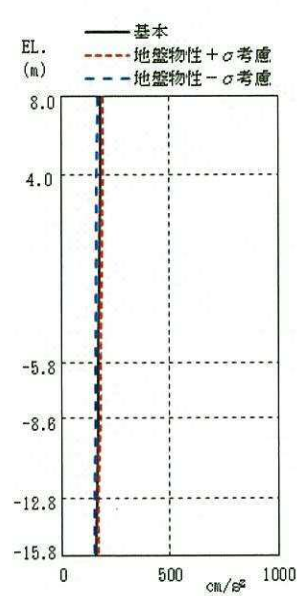
(b)  $S_s - 2 1$



(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
485	542	437
483	540	435
470	513	424
480	503	418
443	484	408
437	474	404

(c)  $S_s - 2 2$



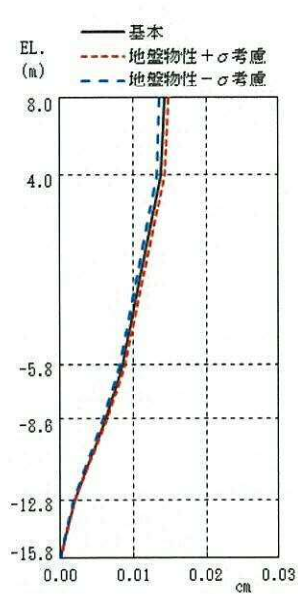
(単位:  $\text{cm/s}^2$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
181	192	167
181	191	166
172	182	159
168	178	156
161	172	151
159	170	149

(d)  $S_s - 3 1$

図 2-10 最大応答加速度 (UD 方向)

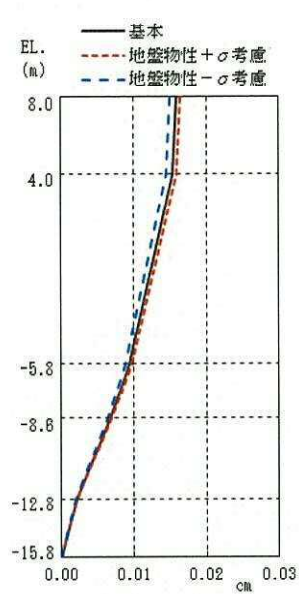




(単位: cm)

基本	地盤物性 +σ考慮	地盤物性 -σ考慮
0.015	0.015	0.014
0.014	0.015	0.014
0.009	0.009	0.009
0.007	0.007	0.006
0.002	0.002	0.002
—	—	—

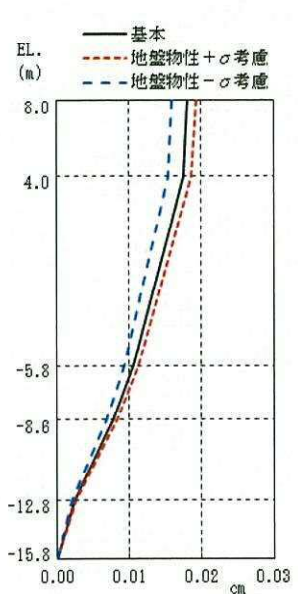
(a)  $S_s - D1$



(単位: cm)

基本	地盤物性 +σ考慮	地盤物性 -σ考慮
0.016	0.017	0.015
0.016	0.016	0.015
0.010	0.010	0.009
0.007	0.008	0.007
0.003	0.003	0.002
—	—	—

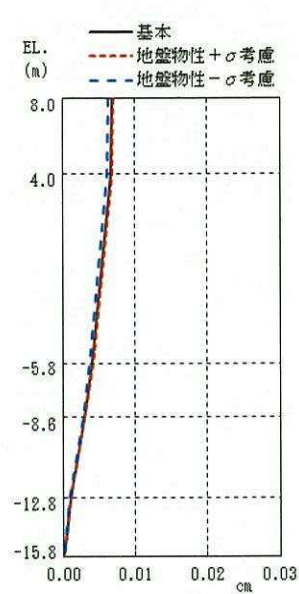
(b)  $S_s - 21$



(単位: cm)

基本	地盤物性 +σ考慮	地盤物性 -σ考慮
0.019	0.020	0.016
0.018	0.019	0.016
0.011	0.012	0.010
0.008	0.009	0.007
0.003	0.003	0.003
—	—	—

(c)  $S_s - 22$



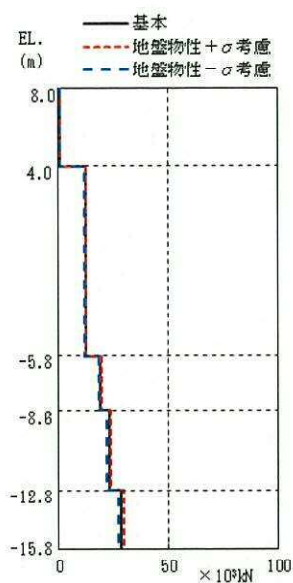
(単位: cm)

基本	地盤物性 +σ考慮	地盤物性 -σ考慮
0.007	0.007	0.007
0.007	0.007	0.007
0.005	0.005	0.004
0.003	0.003	0.003
0.001	0.001	0.001
—	—	—

(d)  $S_s - 31$

図 2-11 最大応答変位 (UD 方向)

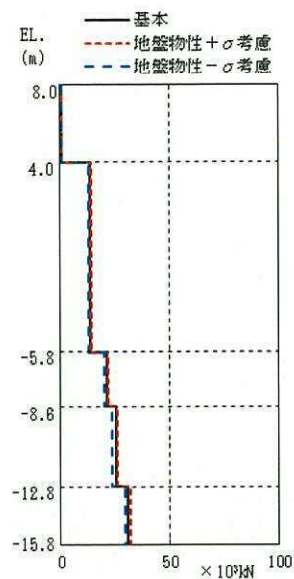




(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.580	0.606	0.556
12.3	12.8	11.8
19.1	19.8	18.3
22.8	23.6	21.9
28.3	29.4	27.2

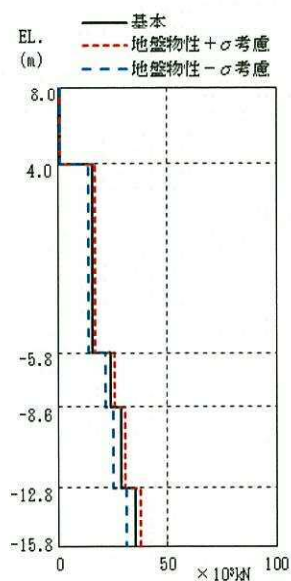
(a)  $S_s - D1$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.642	0.687	0.598
13.8	14.3	12.9
21.3	22.0	20.1
25.2	26.0	24.0
30.9	32.1	29.5

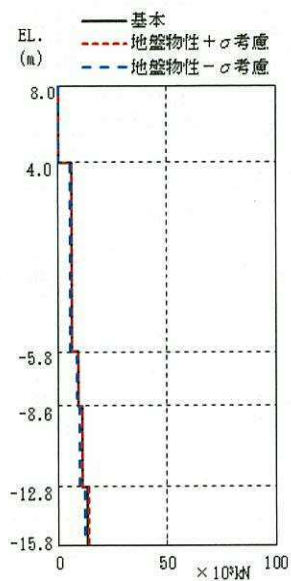
(b)  $S_s - 21$



(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.739	0.794	0.646
15.7	16.8	13.9
24.2	25.7	21.4
28.8	30.6	25.3
35.2	37.5	30.9

(c)  $S_s - 22$



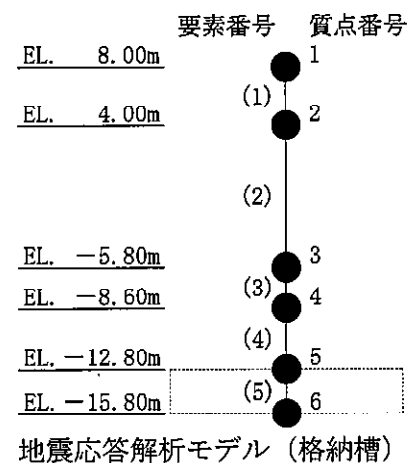
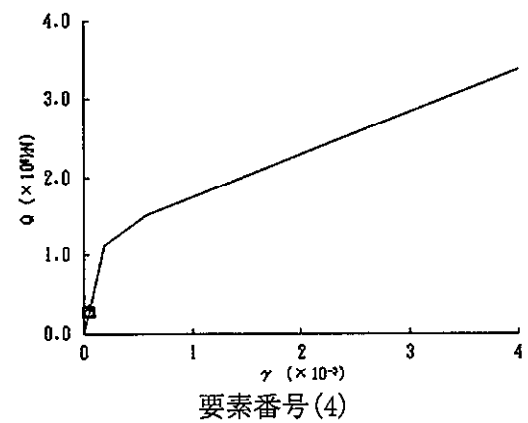
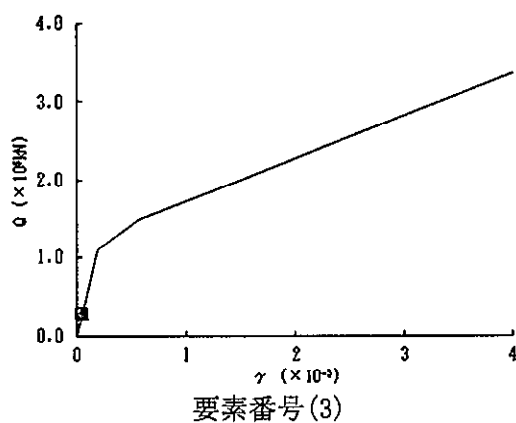
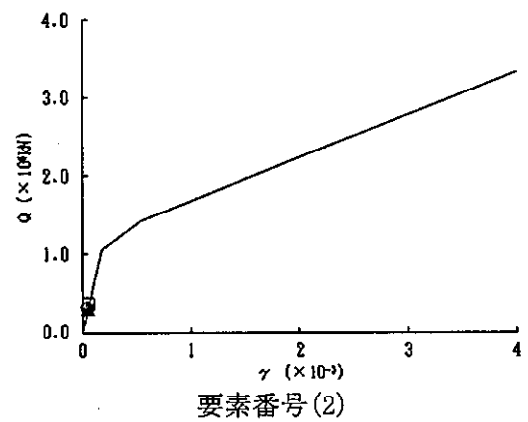
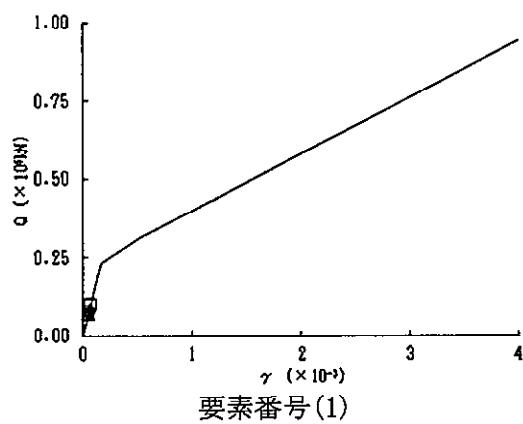
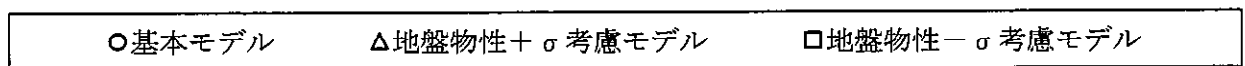
(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

基本	地盤物性 + $\sigma$ 考慮	地盤物性 - $\sigma$ 考慮
0.278	0.288	0.254
5.93	6.07	5.43
9.12	9.31	8.37
10.9	11.1	9.96
13.4	13.8	12.2

(d)  $S_s - 31$

図 2-12 最大応答軸力 (UD 方向)

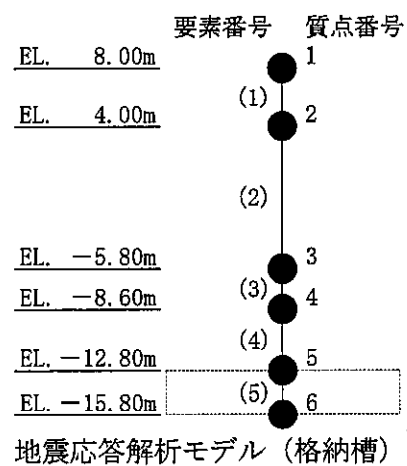
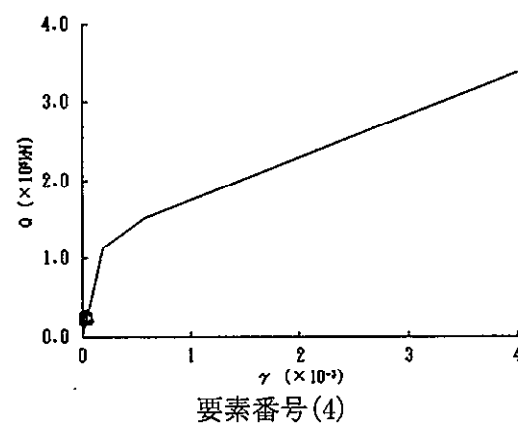
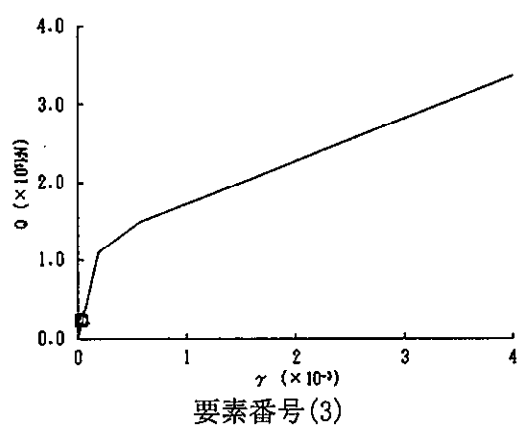
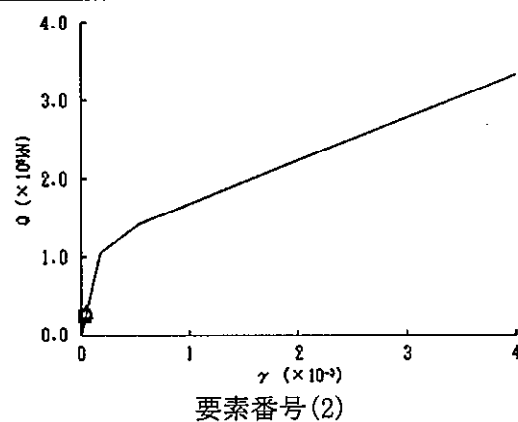
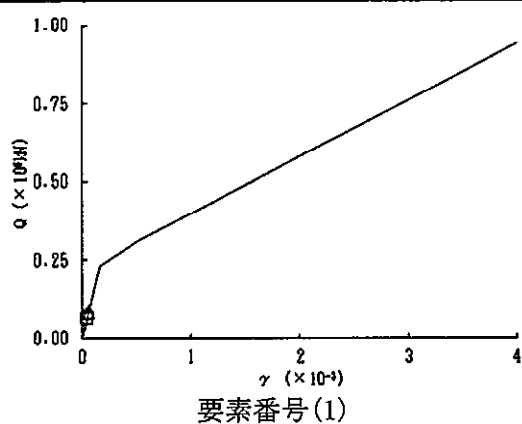
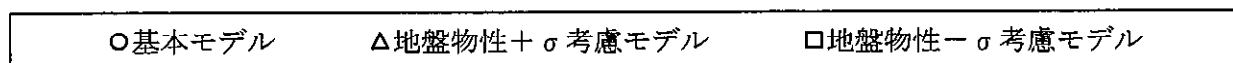




(a)  $S_s-D1$

図 2-13 (1/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

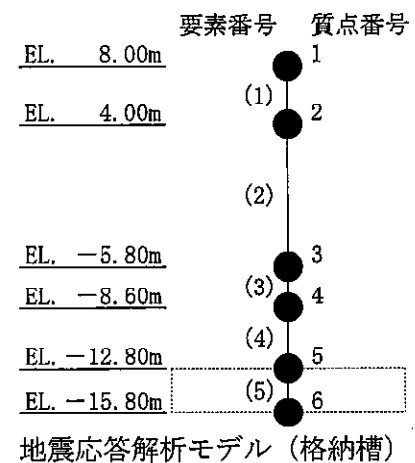
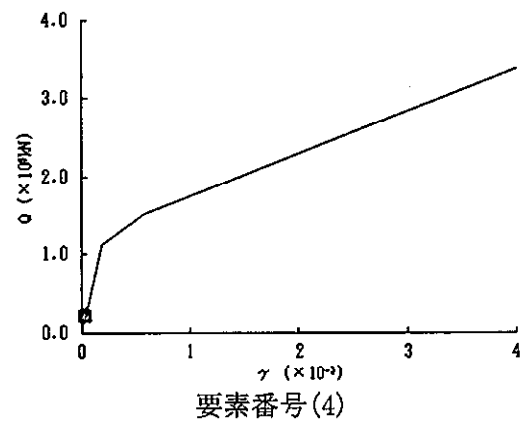
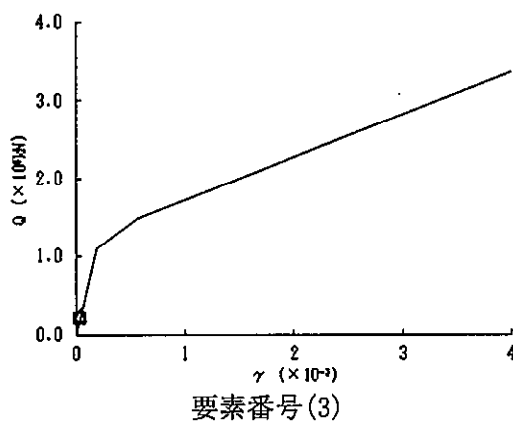
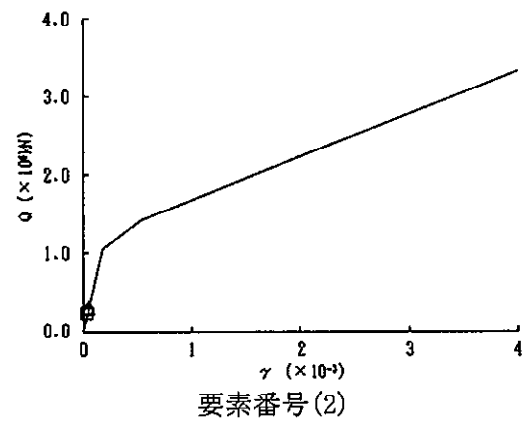
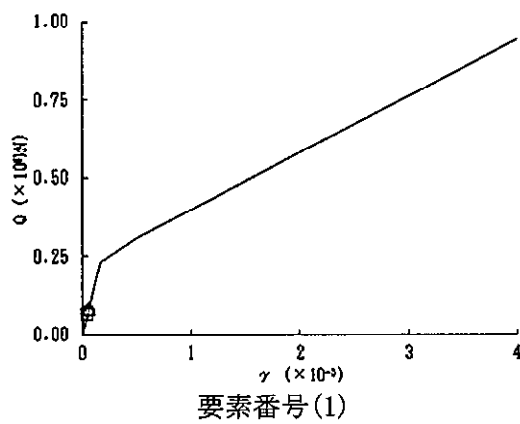
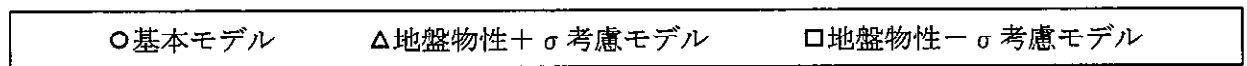




(b)  $S_s - 2.1$

図 2-13 (2/4) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

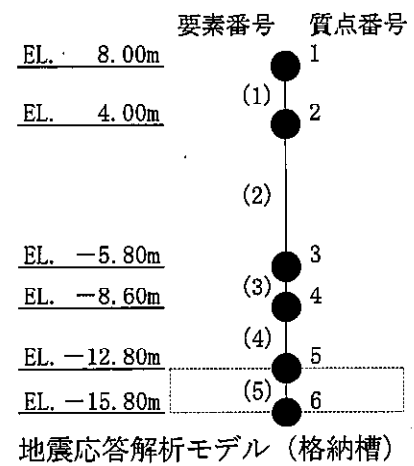
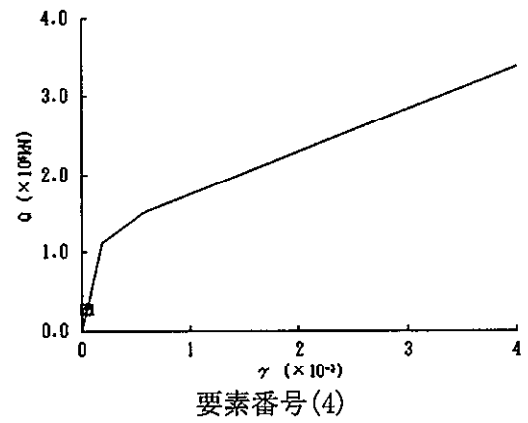
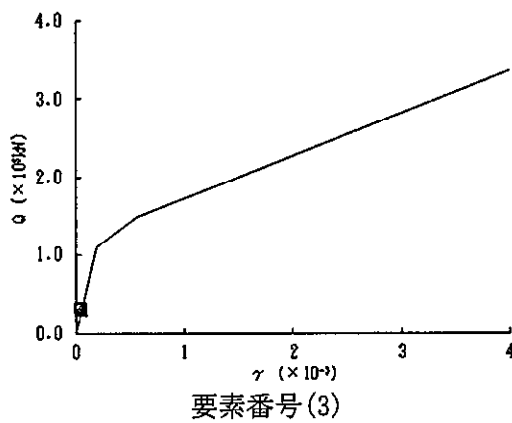
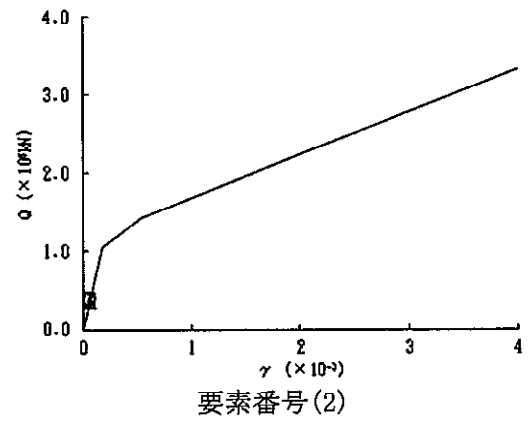
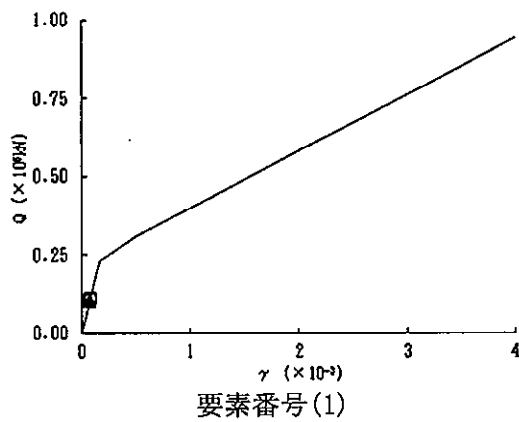
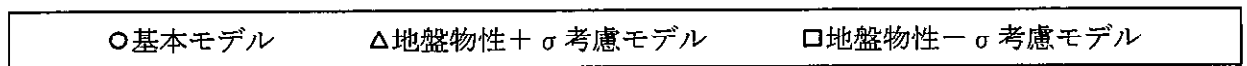




(c) S<sub>s</sub>-22

図 2-13 (3/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

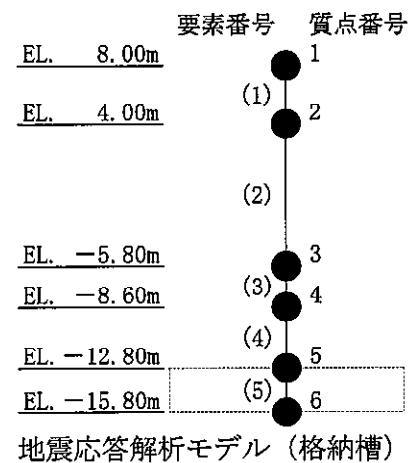
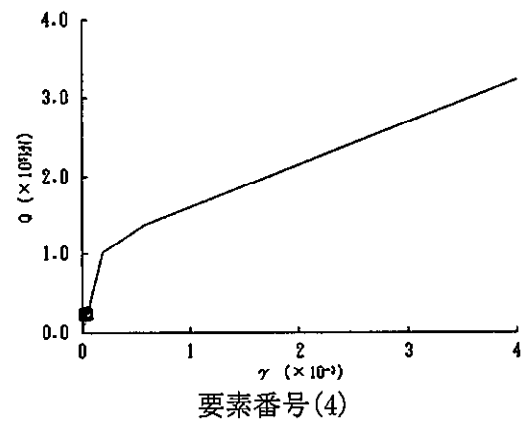
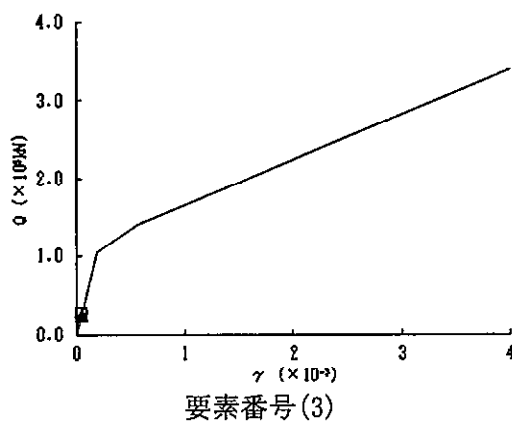
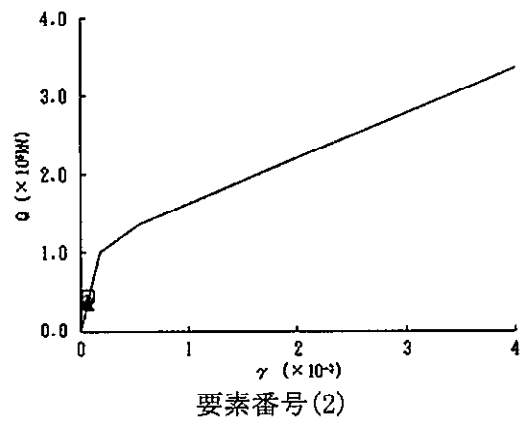
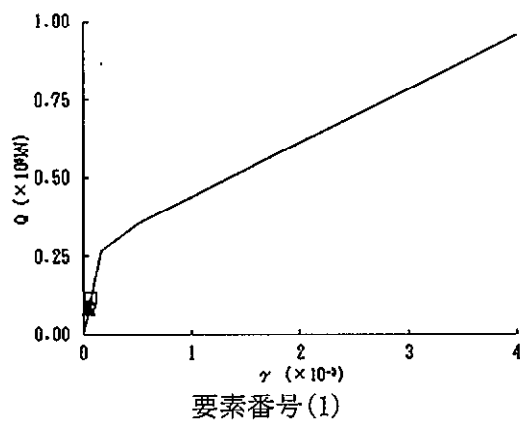
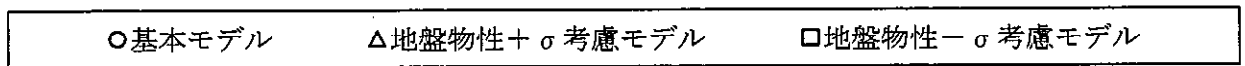




(d)  $S_s - 31$

図 2-13 (4/4) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

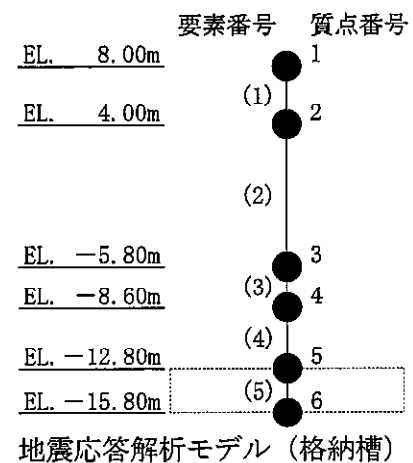
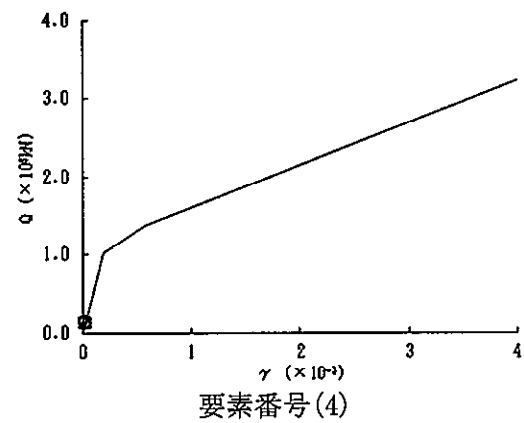
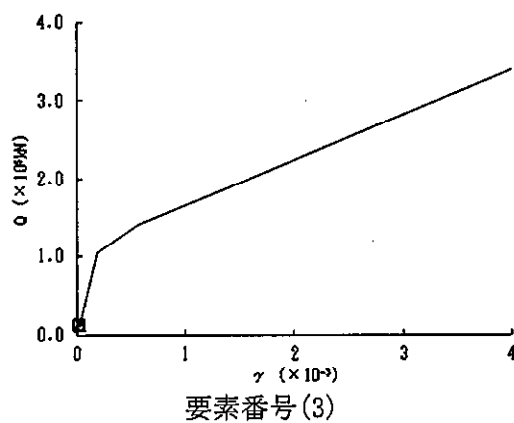
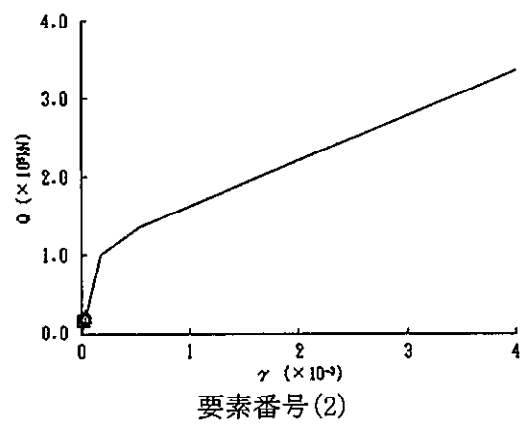
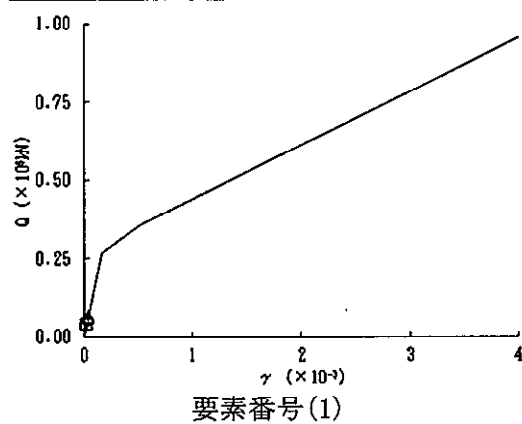
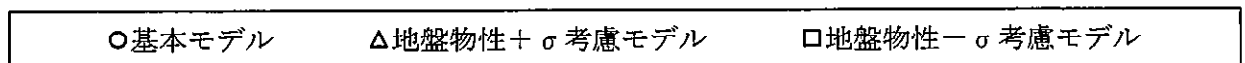




(a)  $S_s-D1$

図 2-14 (1/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

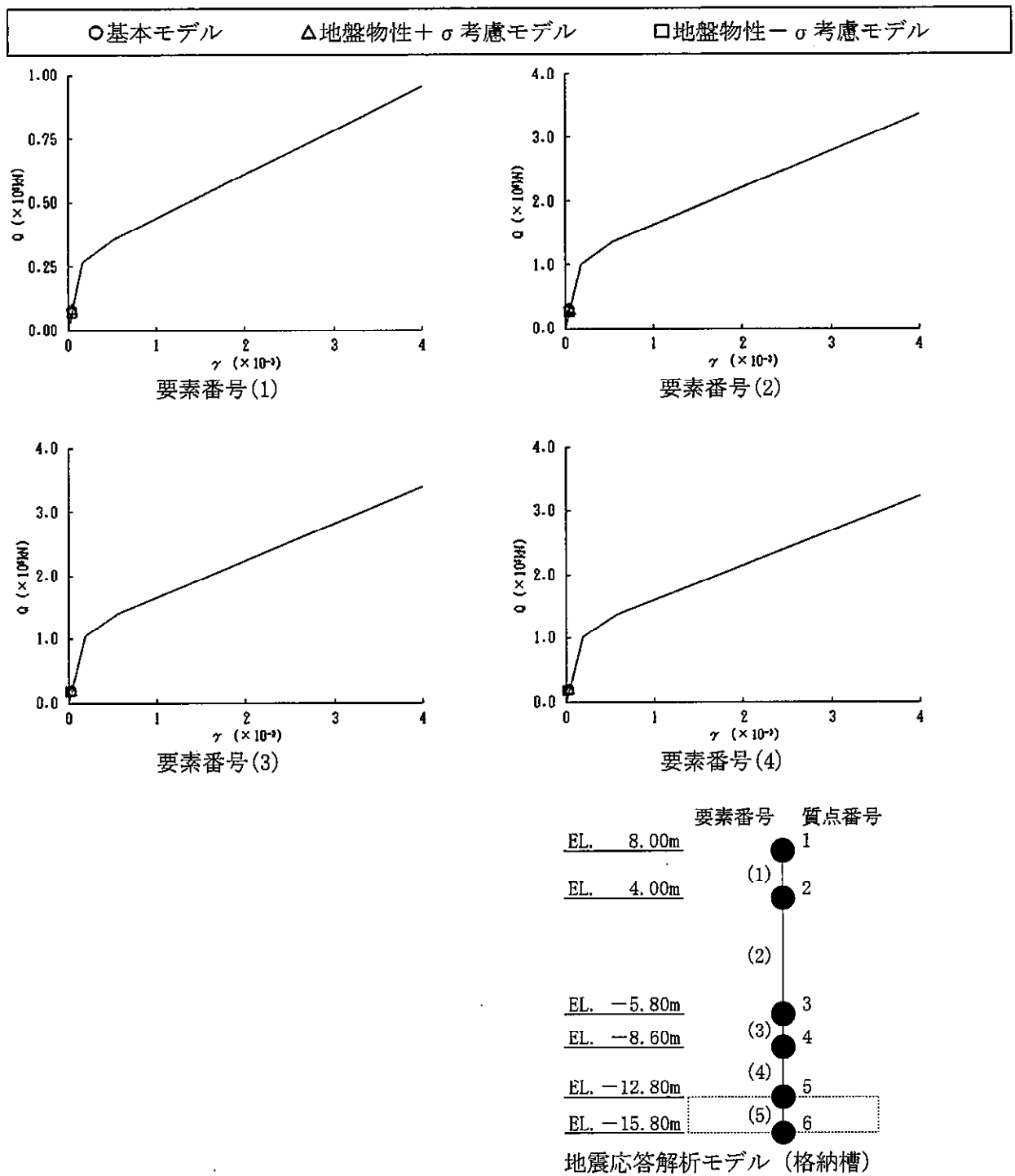




(b)  $S_s - 21$

図 2-14 (2/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

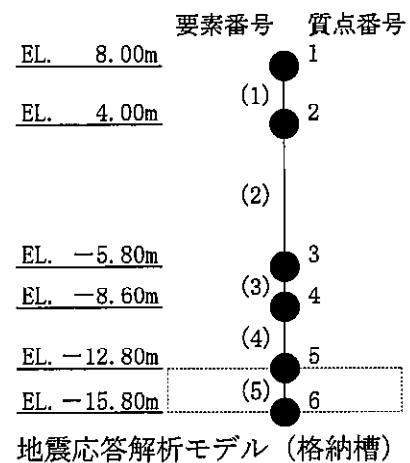
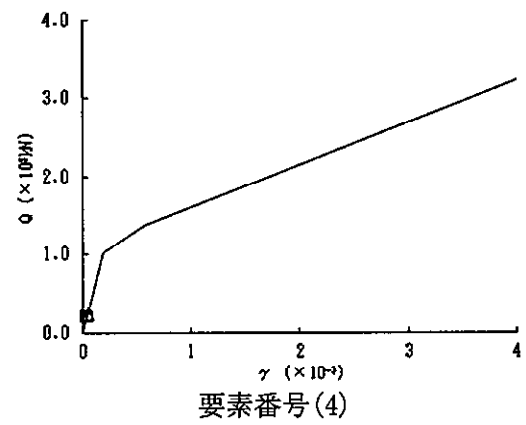
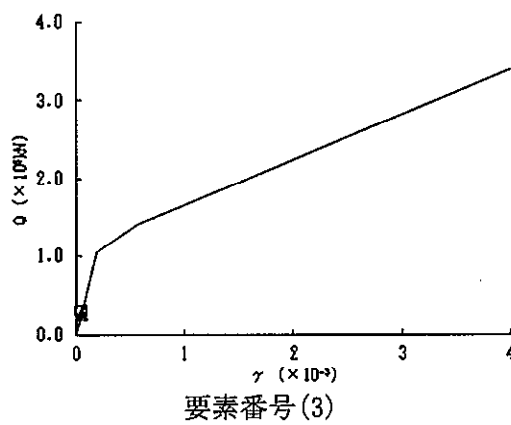
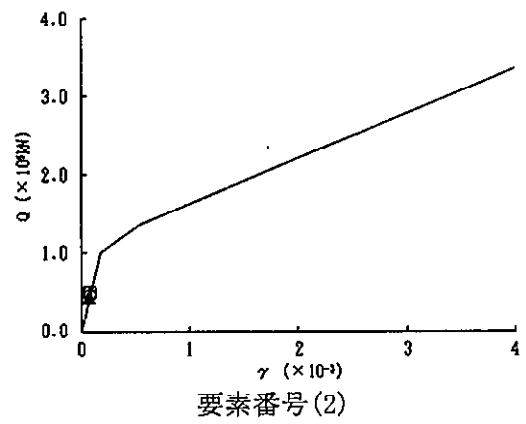
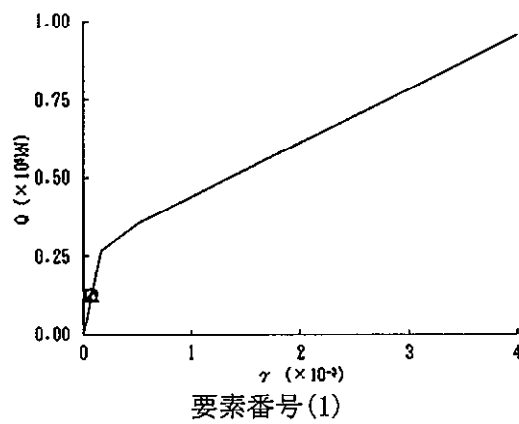
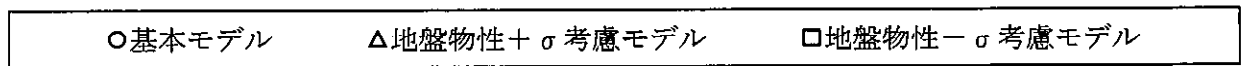




(c)  $S_s - 2.2$

図 2-14 (3/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)





(d) S<sub>s</sub>-31

図 2-14 (4/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)



### 2.3 原子炉建屋周辺地盤における埋戻土に関する影響検討

添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」において、格納槽の地盤は、成層地盤として2次元FEMによりモデル化している。

本節では、まず、格納槽地盤の概要を示し、次に、原子炉建屋の建設に伴う埋戻し土を考慮した場合の影響検討結果について示す。

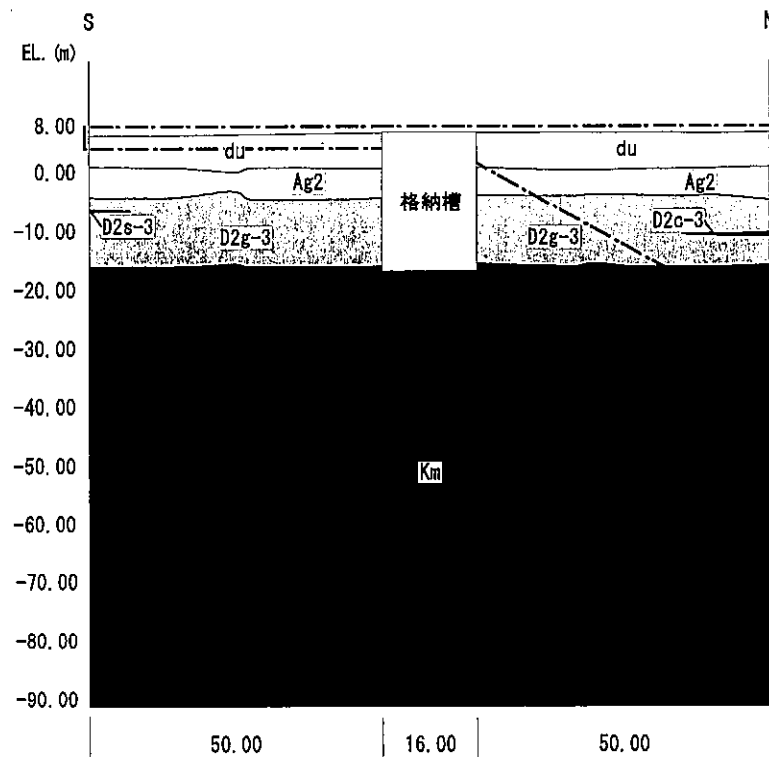
#### 2.3.1 格納槽地盤の概要

原子炉建屋の建設時の地盤調査に基づく地質断面図を図2-15に示す。

原子炉建屋の建設時の地盤調査記録から、格納槽の周辺地盤は、基本的には成層地盤であると考えられる。ただし、原子炉建屋の建設に伴い、オープン掘削後埋戻土（f1層）で置換していることから、この部分は必ずしも水平成層とは言えない状況になっている。

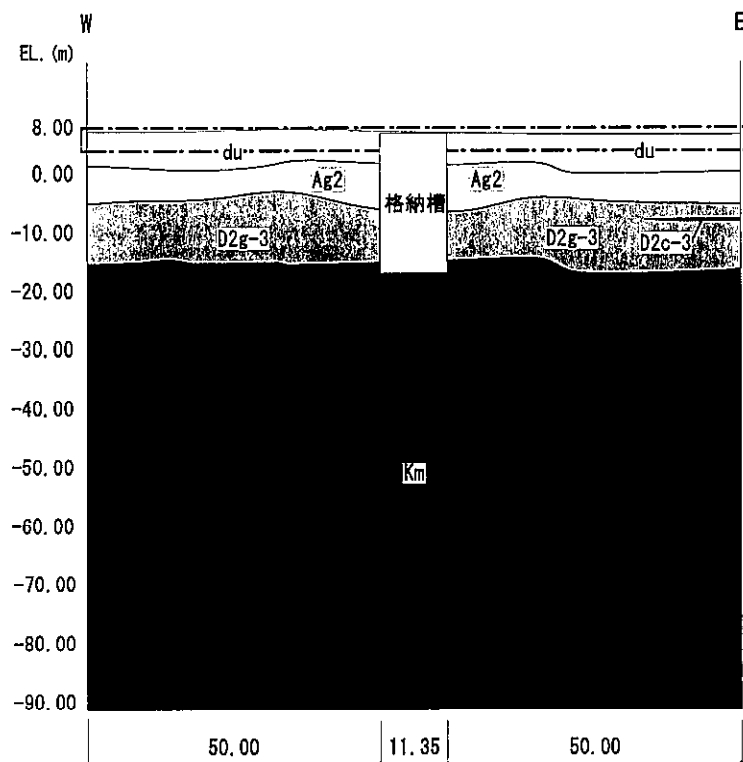
添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」においては、NS方向モデルに関し、格納槽より北側の地盤モデルは、原子炉建屋の周辺地盤における埋戻土を考慮したモデル（以下「埋戻土考慮モデル」という。）ではなく、地盤調査に基づく成層地盤としたモデル（以下「基本モデル」という。）を用いている。





注：一点破線部は，原子炉建屋の建設時に f1 層に置換している。

(a) NS 方向



注：一点破線部は，原子炉建屋の建設時に f1 層に置換している。

(b) EW 方向

図 2-15 地質断面図



### 2.3.2 検討方針

埋戻土に関する影響検討における解析ケースを表 2-5 に示す。

基本ケース及び埋戻土考慮ケースにおける地震応答解析結果の比較を行うことで、原子炉建屋周辺地盤における埋戻土の影響を把握する。さらに、格納槽の地震応答解析から得られた各応答値は、格納槽自体の設計用地震力として用いるため、埋戻土考慮ケースが格納槽の耐震評価に与える影響についても確認する。なお、基本ケースでは、添付書類「V-2-2-18 格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」における基本モデルに対し、「2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討」における地盤物性のばらつきを考慮する。

検討フローを図 2-16 に、格納槽への影響検討における評価項目を表 2-6 に示す。

検討に用いる入力地震動は、添付書類「V-2-2-19 格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性についての計算書」における地震荷重の算定方針に基づき、基準地震動  $S_e$  のうち、地震応答解析の応答値（最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント）が最大となる  $S_e-D1$  及び  $S_e-31$  を選定した。

表 2-5 埋戻土に関する影響検討における解析ケース

ケース名称	モデル名称	格納槽より北側地盤 のモデル化方針
基本ケース	基本モデル	成層地盤
	地盤物性+ $\sigma$ 考慮モデル	成層地盤
	地盤物性- $\sigma$ 考慮モデル	成層地盤
埋戻土考慮ケース	埋戻土考慮モデル	埋戻土考慮