

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-026-1 改 11
提出年月日	2020年9月4日

原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2020年 9月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及びV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

- 別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較
- 別紙 2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方
- 別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定
- 別紙 4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動  $S_d$  による地震力の比較
- 別紙 5 保有水平耐力の安全余裕の考え方
- 別紙 6 大物搬入建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
- 別紙 7 原子炉建屋の設計体系における補助壁の取扱いについて

## 別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 ..... 別紙 1-2

別紙 1-1 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

## 2. 応力解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋屋根トラスの応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の解析モデル及び手法は、平成3年8月23日付け3資庁第6675号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-7-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋屋根トラス) (1/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・ 2次元 FEM モデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	①②
解析コード		・ N A S T R A N	・ D Y N A 2 E	—
モデル	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数: $E=2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比: $\nu=0.167$ ・ 鋼材のヤング係数: $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ 鋼材のポアソン比: $\nu=0.3$	適用規準等の見直しによる再設定 ・ コンクリートのヤング係数: $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比: $\nu=0.2$ ・ 鋼材のヤング係数: $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鋼材のポアソン比: $\nu=0.3$	③ ④ ⑤
	減衰定数	—	・ コンクリート: 5%    ・ 鋼材: 2%	—
	減衰	—	・ 剛性比例型	—
	要素分割	・ はり要素: トラスの上下弦材, 柱, はり ・ トラス要素: トラスの斜材, 束材 ・ シェル要素: 耐震壁	・ はり要素: 主トラス及びつなぎばりの上下弦材, サブビーム, 柱, はり ・ トラス要素: 主トラス及びつなぎばりの斜材・束材, 上下弦面水平ブレース ・ シェル要素: 耐震壁, 下屋スラブ	—
	境界条件	・ 各通りに, 2次元平面トラスと建屋フレームを一体としてモデル化 ・ 基礎スラブ上端との接点は固定端, プール壁との接点では固定端またはピン支持 ・ トラスの上下弦材は剛接合 ・ トラスの斜材, 束材はピン接合	・ 4階 (T.M.S.L. 31.7m)より上部を 3次元 FEM モデルとしてモデル化 ・ 4階を剛床とし, 4階柱の柱脚は同変位条件で固定端とする ・ 主トラスの上下弦材, つなぎばりの上弦材は剛接合 ・ 主トラス及びつなぎばりの斜材・束材, つなぎばりの下弦材はピン接合	—
非線形特性	・ 考慮せず	・ 考慮する (主トラス及びつなぎばりの下弦材・斜材・束材, 上下弦面水平ブレースは修正若林モデルで座屈を考慮)	②	
地震荷重との組合せ	$V L + 0.35 S N L + C L + S_1 + S O E$ V L *1 : 鉛直荷重                      L L : 積載荷重 (V L = D L + P L + E L + 0.75 L L)    S N L : 積雪荷重 D L : 固定荷重                          C L : クレーン荷重 P L : 配管荷重                          S 1 : 地震荷重 E L : 機器荷重                          S O E : 土圧荷重	$G + P + S N L + S s$ G : 固定荷重 (クレーン荷重を含む) P : 積載荷重 (配管荷重及び機器荷重を含む) S N L *2: 積雪荷重 S s : S s 地震荷重	—	

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建屋屋根トラス）（2/2）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重 の 設定	鉛直荷重	・ 構造物の自重、配管、機器荷重及び積載荷重	・ 構造物の自重、配管、機器荷重及び積載荷重 (耐震強化工事による重量変動を反映)	—
	積雪荷重	・ 最深観測地に基づき積雪深 280cm として算定	・ 除雪運用を考慮して、積雪深 100cm として算定	—
	クレーン荷重	・ クレーン自重及びホイスト重量	・ 同左	—
	主排気筒荷重	・ 静的応力解析として評価するため、別途実施した主排気筒の応力解析結果より算定した反力として設定	・ 時刻歴応答解析として評価するため、主排気筒の自重を固定荷重として設定	—
	地震荷重	・ 基準地震動 S1 により算定される地震力及び静的地震力を包絡した地震力	・ 基準地震動 S s による地震力	—
	土圧荷重	・ 地下外壁に作用する地震時土圧	・ 解析モデルの対象外	—
評価 方法	応力解析	・ 短期：発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・ 基準地震動 S s : 3次元 FEM モデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が弾性限強度（鋼材の基準強度に 1.1 倍を考慮）を超えないこと及び塑性化部材では応答による繰返し回数が最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）に対して十分な裕度を有することを確認	⑥⑦

注記\*1：CRF (T.M.S.L. 38.2m) 以上の屋根部分 LL は 0.75 の係数を乗じない。

\*2：地震荷重との組合せにおいて、積雪荷重は 0.35 の係数を乗じることとする。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価が可能なモデルを採用
- ② トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられるため、弾塑性挙動を適切に評価することを目的として採用
- ③ コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，1999 改定）に基づき再計算
- ④ 鋼材のヤング係数については、「鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，2005 改定）に基づき設定
- ⑤ 今回工認について、コンクリートのヤング係数は実強度、圧縮強度は設計基準強度を採用
- ⑥ 弾性部材は、「鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，2005 改定）に基づき評価
- ⑦ 塑性化部材は、中込ほか「繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究」（日本建築学会構造系論文集，第 469 号，127-136，1995 年 3 月）に基づき評価



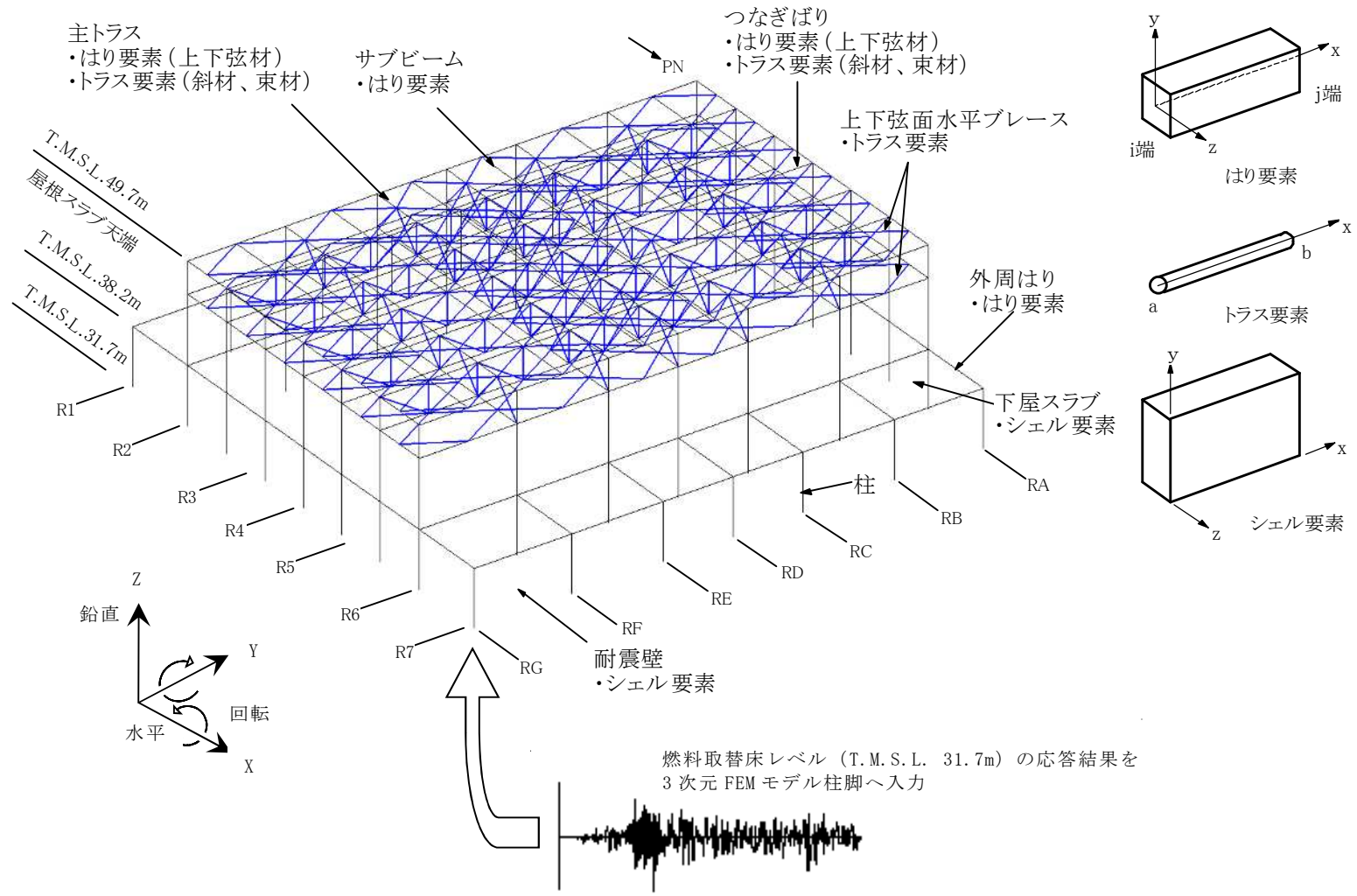


図 2-1 応力解析モデル図

別紙1-1 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 1-1-1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認 .....	別紙 1-1-2
3. レーリー減衰による影響検討 .....	別紙 1-1-5
3.1 解析モデル .....	別紙 1-1-5
3.2 入力地震動 .....	別紙 1-1-8
3.3 レーリー減衰の設定 .....	別紙 1-1-10
3.4 評価結果 .....	別紙 1-1-11
3.4.1 主トラス, つなぎばり (上下弦材) 及び上弦面水平ブレース ..	別紙 1-1-11
3.4.2 つなぎばり (斜材及び束材) 及び下弦面水平ブレース .....	別紙 1-1-19
4. 引用文献 .....	別紙 1-1-20

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋の屋根トラスの評価において、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した評価に用いている剛性比例型減衰について説明するものである。

鉄骨造の構造物については、例えば「4. 引用文献」に示す引用文献（1）や引用文献（2）に記されているように地震応答解析を実施する場合、剛性比例型減衰を用いることが一般的である。また、（一財）日本建築センターより毎月発行されている「ビルディングレター」\*に掲載されている評定案件の概要によると、振動系モデルに減衰の記載があるものについては、剛性比例型減衰を採用している。以上のことを踏まえ、屋根トラスの評価においては減衰を剛性比例型とすることを基本とする。

「2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認」において、剛性比例型減衰の設定方法の妥当性を示し、「3. レーリー減衰による影響検討」において、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰を用いることによる影響を検討する。

注記\*：2012年8月～2019年12月に発行されたものを対象に調査。

## 2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を以下で確認する。固有振動数、固有周期、刺激係数及び有効質量比の固有値解析結果を表2-1に示す。

屋根トラスの水平方向の1次固有振動数は、7.51Hz（NS方向）、9.22Hz（EW方向）であり、原子炉建屋の地盤－建屋連成系の水平方向の1次固有振動数（NS、EW方向共に2.3Hz程度\*）と開きがあることから、屋根トラスの評価においては、水平方向の入力による影響は小さいと考えられる。

一方、屋根トラスの鉛直方向の1次固有振動数は、5.19Hzであり、原子炉建屋鉛直方向の地盤－建屋連成系の1次固有振動数（4Hz程度\*）と近接しており、また構造面から考えても、屋根トラスの評価においては鉛直動の影響が大きいと考えられる。なお、鉛直方向については、固有振動数が近接している2次モード、3次モードの影響も考えられるが、1次モードが他のモードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1次モードが全体応答に与える影響が大きいと考えられる。

また、屋根トラスの各方向の固有周期及び解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図2-1～図2-3に示す。水平方向及び鉛直方向の屋根トラスの1次固有周期に着目すると、水平方向の加速度よりも鉛直方向の加速度が大きいことが確認できる。

以上のことから、屋根トラスの鉛直方向の1次モードは、刺激係数、有効質量比とも他のモードに比較して大きく、地盤－建屋連成系の1次固有振動数と近接している鉛直方向の1次モードが応答性状に支配的と考えられることから、鉛直方向の1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数（2%）となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。

注記\*：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に記載。

表 2-1 固有値解析結果

固有振動数，固有周期，刺激係数，有効質量比（屋根トラス）

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	0.000	0.000	0.065	鉛直方向1次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	0.000	0.000	0.000	鉛直方向2次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	0.000	0.000	0.003	鉛直方向3次
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	0.298	0.000	0.000	NS方向1次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	0.000	0.004	0.000	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	0.000	0.396	0.000	EW方向1次
7	10.16	0.098	1.414	0.011	0.007	0.032	0.000	0.000	
8	10.43	0.096	0.738	-0.011	-0.006	0.010	0.000	0.000	
9	10.44	0.096	-0.031	0.009	0.067	0.000	0.000	0.000	
10	11.08	0.090	-0.199	-0.007	-0.002	0.001	0.000	0.000	
11	11.81	0.085	0.010	0.027	0.008	0.000	0.000	0.000	
12	11.94	0.084	0.009	0.004	0.009	0.000	0.000	0.000	
13	13.58	0.074	0.017	-0.027	-0.069	0.000	0.000	0.000	
14	14.07	0.071	0.063	0.005	-0.003	0.000	0.000	0.000	
15	14.55	0.069	-0.011	0.024	-0.846	0.000	0.000	0.005	
16	14.90	0.067	-0.027	0.033	-0.935	0.000	0.000	0.007	
17	15.57	0.064	-0.007	-0.054	-0.301	0.000	0.000	0.002	
18	15.60	0.064	0.008	0.038	-0.050	0.000	0.000	0.000	
19	16.29	0.061	-0.004	0.289	0.040	0.000	0.001	0.000	
20	16.95	0.059	0.015	-0.264	0.000	0.000	0.010	0.000	

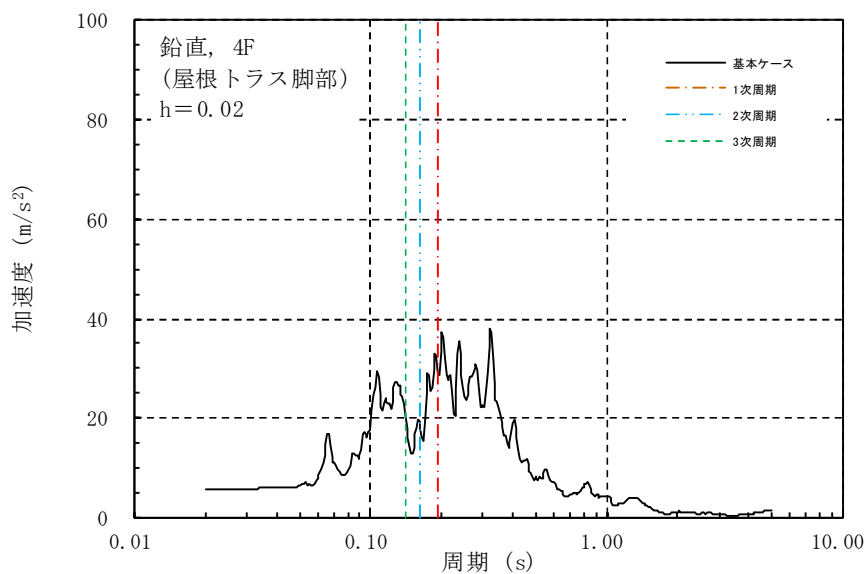


図 2-1 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係（鉛直方向）

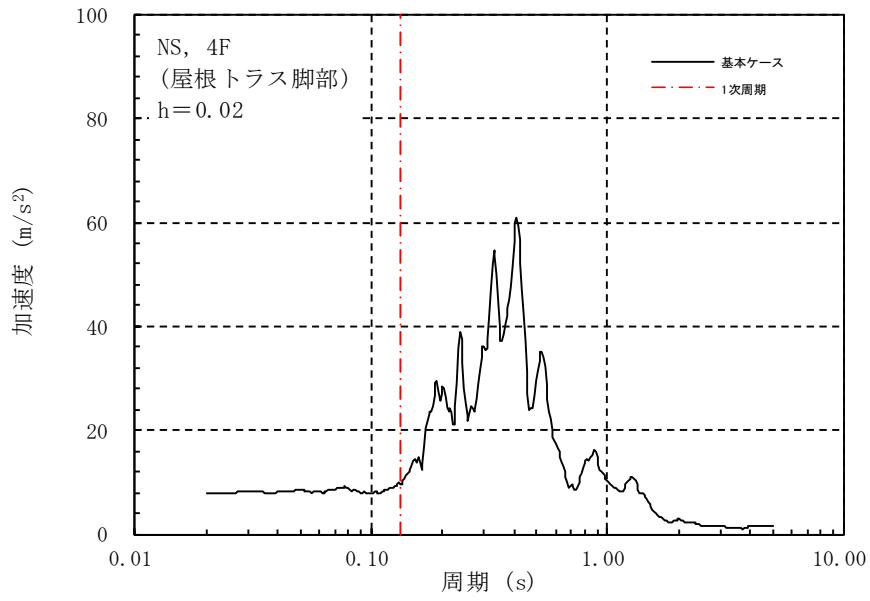


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

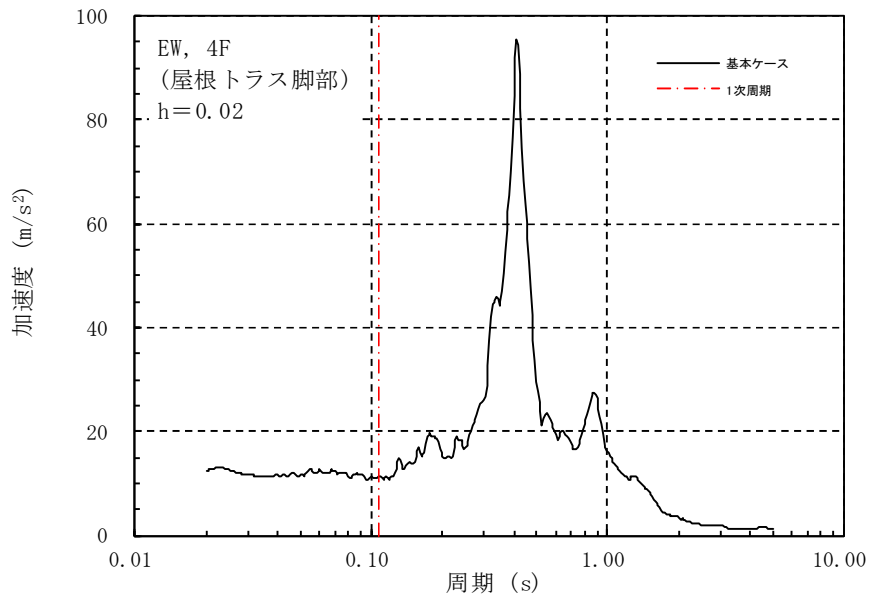


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

### 3. レーリー減衰による影響検討

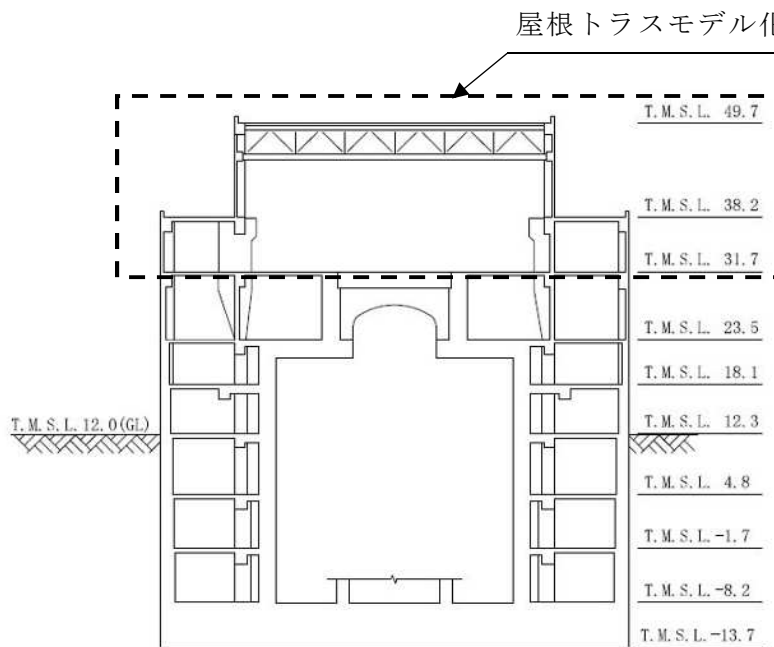
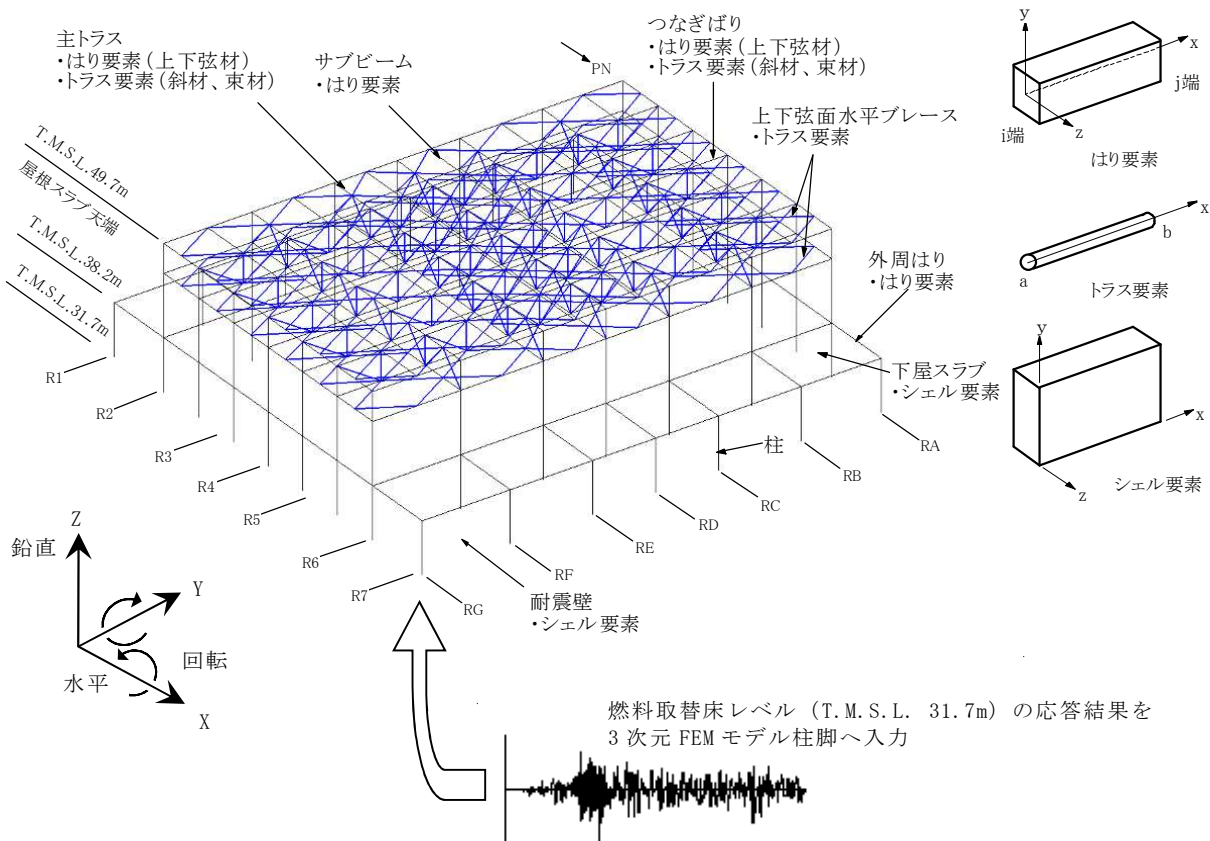
#### 3.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルと同じであり、燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の屋根トラス，上弦面水平ブレース等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L. 31.7m）の応答結果を用いることとし，燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図3-1に，部材リストを表3-1に示す。





(単位 : m)

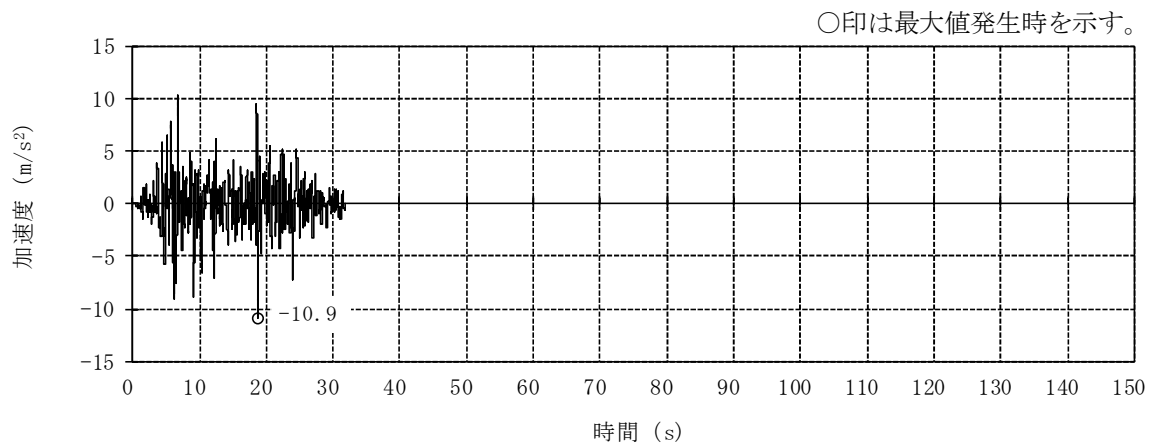
図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

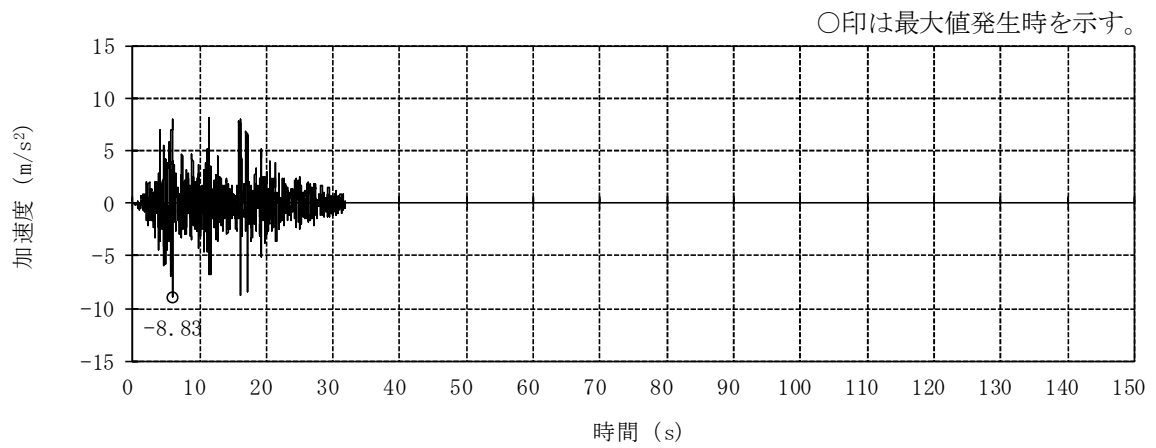
部位		使用部材	材質	断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )
主トラス	上弦材	H-428 $\times$ 407 $\times$ 20 $\times$ 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 $\times$ 408 $\times$ 21 $\times$ 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 $\times$ 400 $\times$ 13 $\times$ 21 H-350 $\times$ 350 $\times$ 12 $\times$ 19 H-244 $\times$ 252 $\times$ 11 $\times$ 11	SM50A (SM490A相当)	218.7 173.9 82.00	—
	束材	2[s-200 $\times$ 90 $\times$ 8 $\times$ 13.5	SS41 (SS400相当)	77.30	—
つなぎ ばり	上弦材	H-394 $\times$ 398 $\times$ 11 $\times$ 18	SS41 (SS400相当)	186.8	56100
	下弦材	H-200 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 12	SS41 (SS400相当)	63.53	4720
	斜材	2Ls-90 $\times$ 90 $\times$ 10 2Ls-130 $\times$ 130 $\times$ 9	SS41 (SS400相当)	34.00 45.48	—
	束材	2[s-200 $\times$ 80 $\times$ 7.5 $\times$ 11	SS41 (SS400相当)	62.60	—
水平 ブレース	上弦面	2[s-400 $\times$ 130 $\times$ 14 $\times$ 22 +2PLs-22 $\times$ 116 2[s-400 $\times$ 130 $\times$ 14 $\times$ 22 2[s-300 $\times$ 100 $\times$ 8 $\times$ 12	SS41 (SS400相当)	267.2 216.2 93.80	—
	下弦面	CT-150 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 15 CT-175 $\times$ 350 $\times$ 12 $\times$ 19	SS41 (SS400相当)	59.90 87.00	—

### 3.2 入力地震動

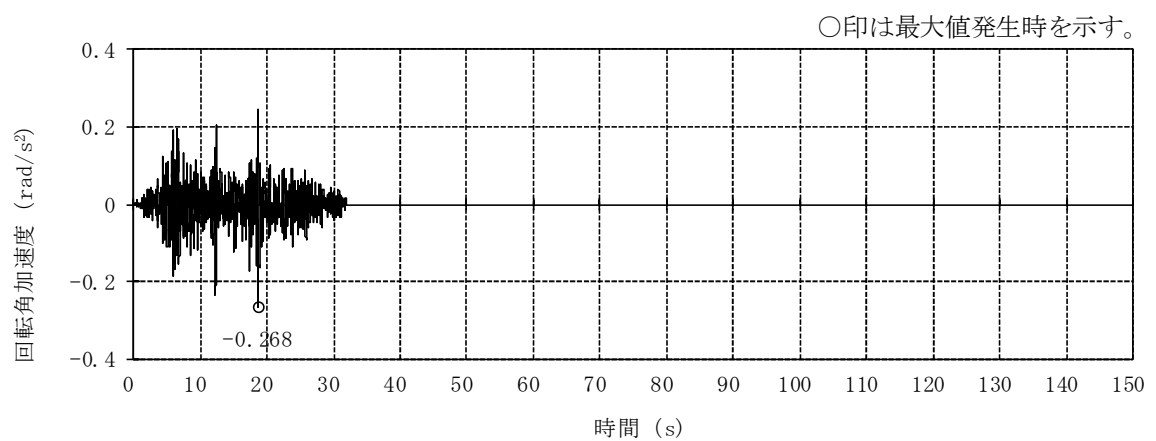
入力地震動は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）のNS方向及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお、地震応答解析結果は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせるSs-1の基本ケースにおける結果とする。図3-2に燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) NS 方向 (回転)

図 3-2 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

### 3.3 レーリー減衰の設定

レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の 1 次固有振動数 (5.19Hz) 及び主トラス方向である NS 方向の 1 次固有振動数 (7.51Hz) に対し、鋼材の減衰定数 (2%) となるように設定する。

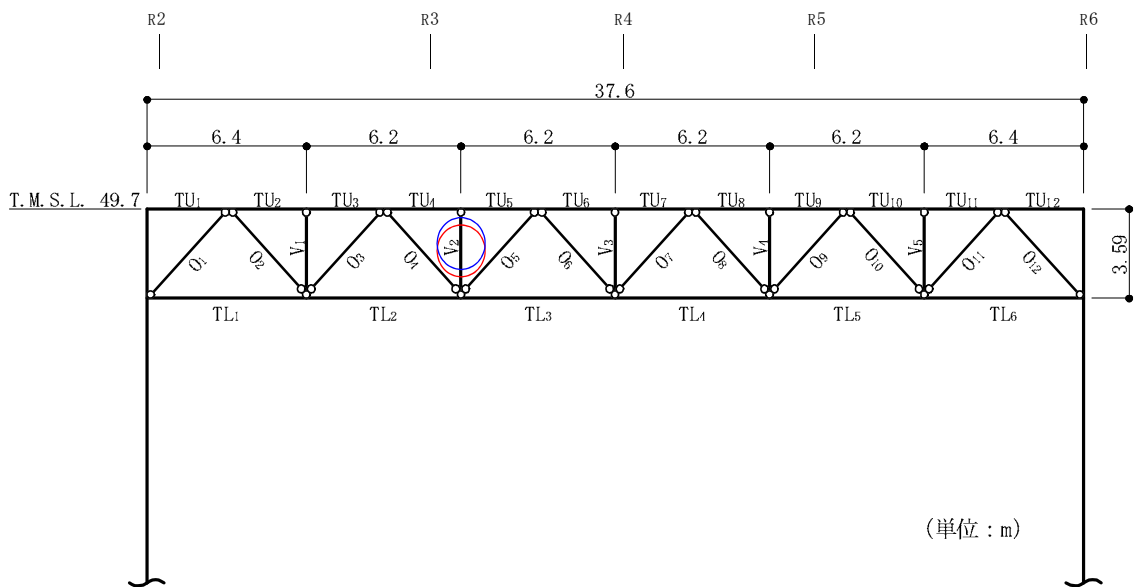
### 3.4 評価結果

剛性比例型減衰及びレーリー減衰を用いた地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

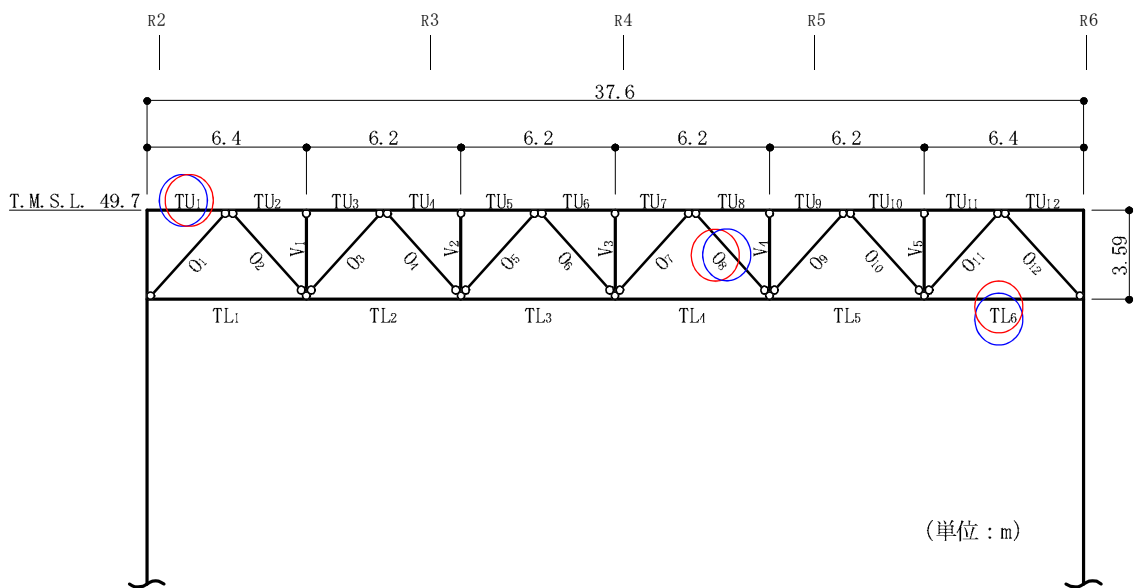
#### 3.4.1 主トラス、つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図3-3～図3-5に示す。また、断面算定結果を表3-2～表3-4に示す。

屋根トラスの主トラスの各部材、つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレースにおける断面算定の検定値は、レーリー減衰による評価結果が剛性比例型減衰による評価結果を上回るものの、減衰の違いが耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
  - : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- (a) 主トラス : RD通り



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
  - : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- (b) 主トラス : RE通り

図 3-3 評価対象箇所 (主トラス)

表 3-2 断面算定結果（主トラス）（1/4）

部材		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り TU <sub>1</sub>		RE 通り TU <sub>1</sub>	
鉄骨断面	部材	H-428×407×20×35		H-428×407×20×35	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		3490	1620	3630	1630
M (kN・m)		433	433	457	457
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	128	—	133	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	45.0	—	45.2
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	77.9	77.9	82.1	82.1
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	342	—	342
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.58 (<1.0)	—	0.61 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.37 (<1.0)

表 3-2 断面算定結果（主トラス）（2/4）

部材		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り TL <sub>6</sub>		RE 通り TL <sub>6</sub>	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		2140	3570	2290	3700
M (kN・m)		233	233	232	232
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	112	—	120	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	142	—	148
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	66.0	66.0	65.6	65.6
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	313	—	313
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.50 (<1.0)	—	0.52 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.64 (<1.0)	—	0.66 (<1.0)

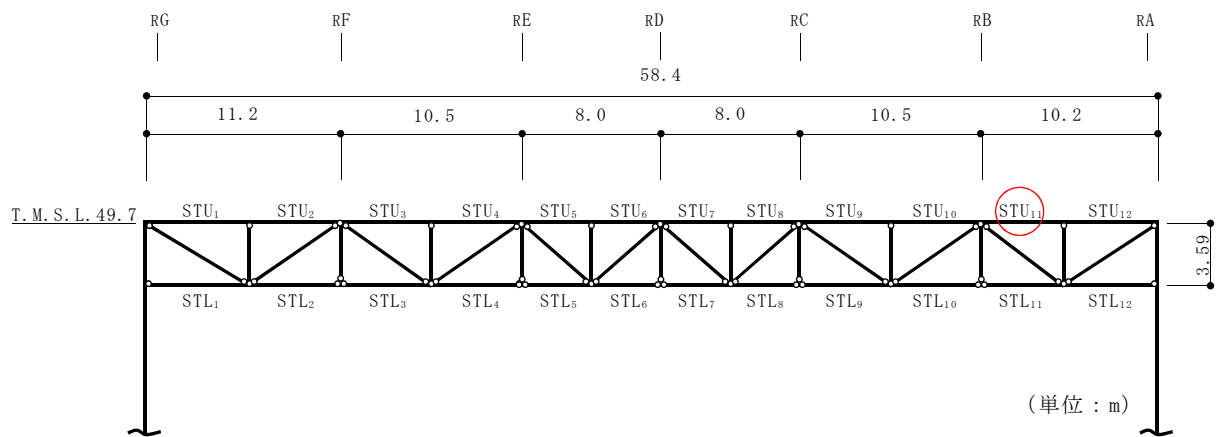


表 3-2 断面算定結果（主トラス）（3/4）

部材		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り $0_8$		RE 通り $0_8$	
鉄骨断面	部材	H-244×252×11×11		H-244×252×11×11	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		815	1600	886	1720
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	125	—	136	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	195	—	210
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	316	—	316
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.36 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.62 (<1.0)	—	0.67 (<1.0)

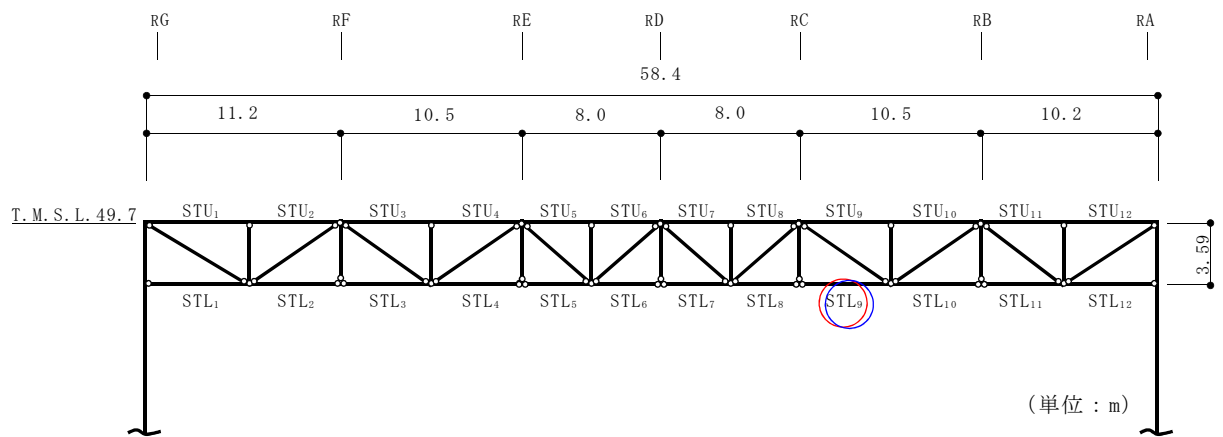
表 3-2 断面算定結果（主トラス）（4/4）

部材		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RD 通り $V_2$		RD 通り $V_2$	
鉄骨断面	部材	2[s-200×90×8×13.5]		2[s-200×90×8×13.5]	
	種別	SS41 (SS400相当)		SS41 (SS400相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		295	669	301	714
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	42.8	—	43.7	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	86.6	—	92.4
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	206	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.17 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.43 (<1.0)	—	0.45 (<1.0)



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

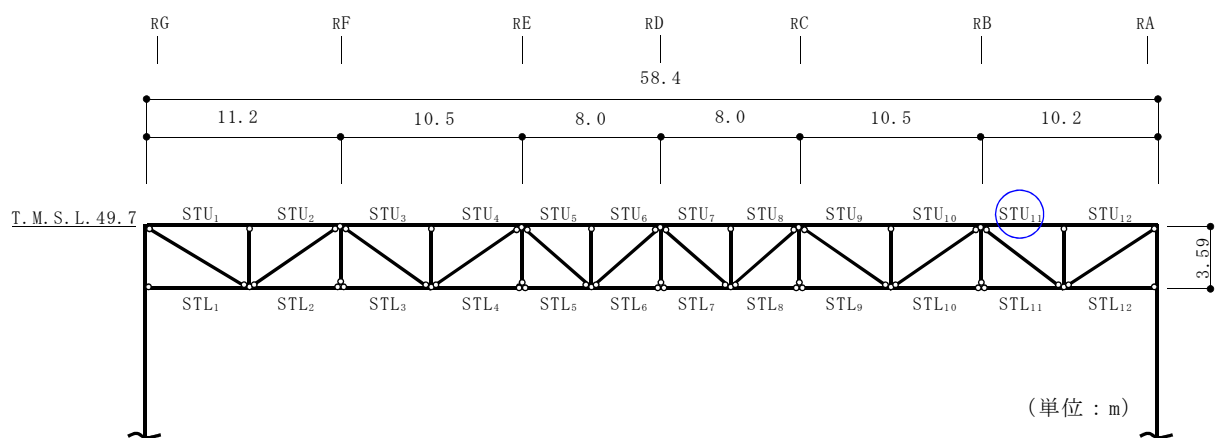
(a) つなぎばり：R3通りR4通り間



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) つなぎばり：R4通り



○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) つなぎばり：R4通りR5通り間

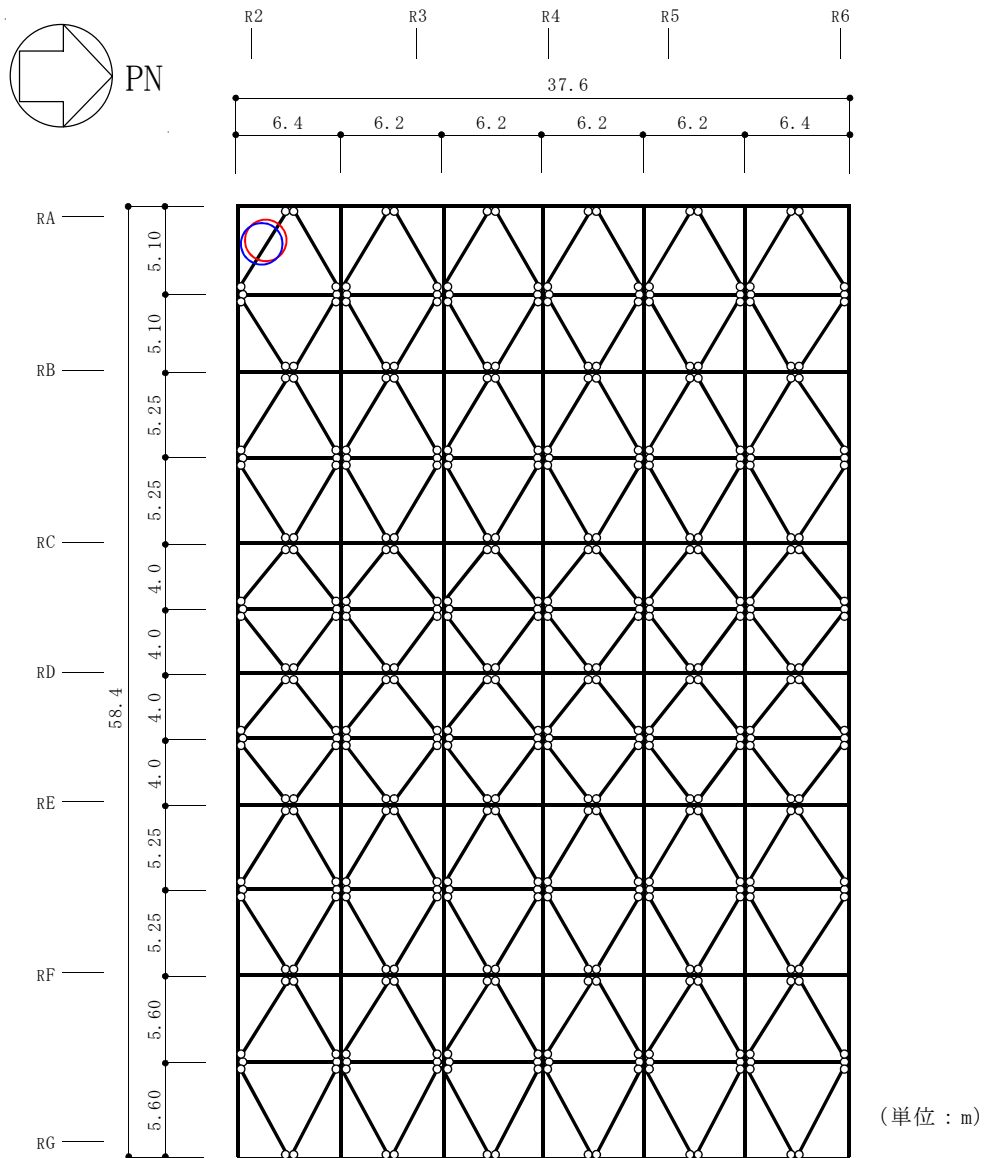
図 3-4 評価対象箇所（つなぎばり上下弦材）

表 3-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材）（1/2）

部材		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R3 通り R4 通り間 STU <sub>11</sub>		R4 通り R5 通り間 STU <sub>11</sub>	
鉄骨断面	部材	H-394×398×11×18		H-394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）		SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		431	277	432	308
断面算定	$\sigma_t$ （N/mm <sup>2</sup> ）	23.1	—	23.1	—
	$\sigma_c$ （N/mm <sup>2</sup> ）	—	14.8	—	16.5
	$f_t$ （N/mm <sup>2</sup> ）	258	—	258	—
	$f_c$ （N/mm <sup>2</sup> ）	—	258	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.09（<1.0）	—	0.09（<1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.06（<1.0）	—	0.07（<1.0）

表 3-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材）（2/2）

部材		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R4 通り STL <sub>9</sub>		R4 通り STL <sub>9</sub>	
鉄骨断面	部材	H-200×200×8×12		H-200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）		SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		294	304	289	309
断面算定	$\sigma_t$ （N/mm <sup>2</sup> ）	46.3	—	45.5	—
	$\sigma_c$ （N/mm <sup>2</sup> ）	—	47.9	—	48.6
	$f_t$ （N/mm <sup>2</sup> ）	258	—	258	—
	$f_c$ （N/mm <sup>2</sup> ）	—	57.2	—	57.2
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.18（<1.0）	—	0.18（<1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.84（<1.0）	—	0.85（<1.0）



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

図 3-5 評価対象箇所（上弦面水平ブレース）

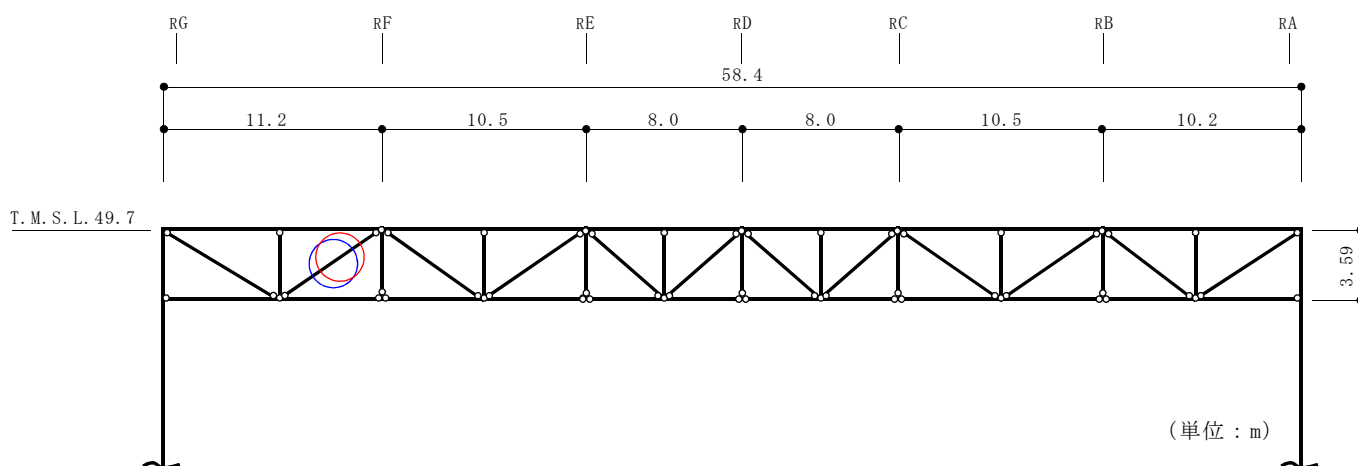
表 3-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

部材		上弦面水平ブレース			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		図 3-5 参照		図 3-5 参照	
鉄骨断面	部材	2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116		2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116	
	種別	SS41（SS400相当）		SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		1380	1810	1460	1990
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	51.6	—	54.6	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	67.7	—	74.5
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	195	—	195
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.20 (<1.0)	—	0.22 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)

### 3.4.2 つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレース

つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースは弾性範囲を超えることが確認されたため破断評価を実施する。評価対象箇所は、弾性範囲を超える各部材の評価結果のうち、累積塑性変形倍率が最も大きい部材とする。評価対象箇所を図3-6に示す。また、破断評価結果を表3-5に示す

屋根トラスのつなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースにおける応答による繰返し回数は、レーリー減衰による評価結果が剛性比例型減衰による評価結果を上回るものの、減衰の違いが耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



- ：剛性比例型減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
- ：レーリー減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

図3-6 評価対象箇所（つなぎばり斜材：R4 通り）

表 3-5 破断評価結果

(a) 剛性比例型減衰ケース

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{\max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 $\eta$	応答による 繰返し回数 <sup>*1</sup> $n_i$	評価基準 <sup>*2</sup> (破断寿命) $N_p$	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	1.42	0.860	317	1190000	0.001

注記\*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

\*2: 最大等価軸ひずみ(設定ひずみ振幅)に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(3)より算定し、これを評価基準とする。

(b) レーリー減衰ケース

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{\max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 $\eta$	応答による 繰返し回数 <sup>*1</sup> $n_i$	評価基準 <sup>*2</sup> (破断寿命) $N_p$	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	1.50	0.903	323	1190000	0.001

注記\*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

\*2: 最大等価軸ひずみ(設定ひずみ振幅)に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(3)より算定し、これを評価基準とする。

4. 引用文献

- (1) 大振幅地震動と建築物の耐震性評価—巨大海溝型地震・内陸地震に備えて— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (2) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (3) 中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第469号, 127-136, 1995年3月)

## 別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方



## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 ..... 別紙 2-2

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件について示すものである。

## 2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方\*については，以下のとおり。

- ・トラス要素

トラス要素は要素内応力が一定であるため，部材長さに合せて分割する。

- ・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。更に，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

注記\*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

表 2-1 原子炉建屋（屋根トラス）（1/2）

モデル概要

○モデル化範囲

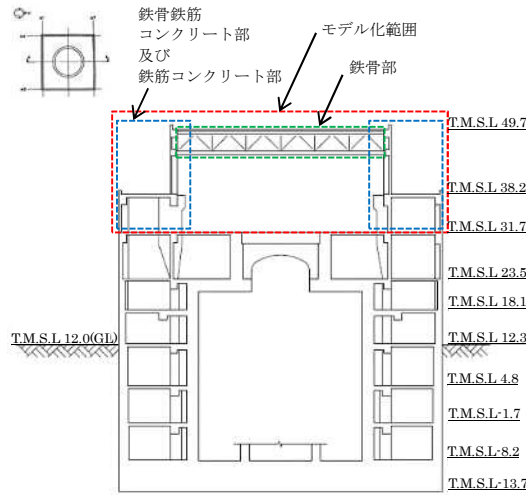
・燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。

○使用要素

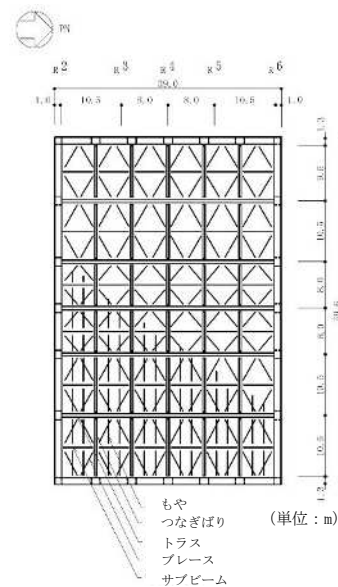
- ・鉄筋コンクリート部：はり要素（柱，はり），シェル要素（耐震壁，下屋スラブ）
- ・鉄骨鉄筋コンクリート部：はり要素（柱，はり）
- ・鉄骨部：はり要素（主トラス及びつなぎばりの上下弦材，サブビーム），トラス要素（主トラス及びつなぎばりの斜材・束材，上下弦面水平ブレース）

○要素分割

・評価対象である鉄骨部の部材長さに合わせて分割する。



概略断面図(NS 方向)



概略平面図(T.M.S.L. 49.7m)

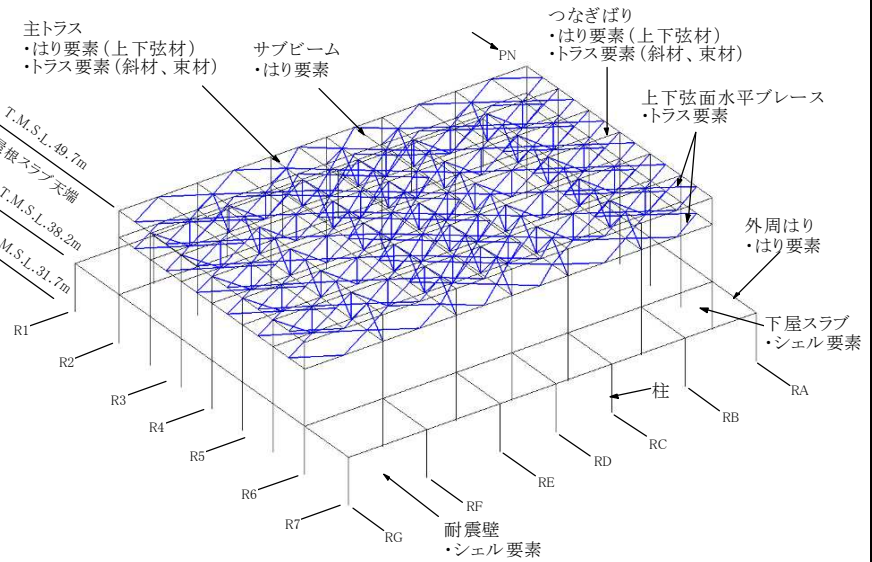


図 2 3次元 FEM モデル

図 1 モデル化範囲

表 2-1 原子炉建屋（屋根トラス）(2/2)

境界条件及び拘束条件

モデル下端の境界

○境界条件

- ・モデル下端の境界条件は、燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）位置について固定とする。

○荷重の入力方法

- ・長期荷重は、全体下向きの重力加速度を作用させることで入力する。
- ・地震荷重は、質点系地震応答解析結果の燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の質点の応答時刻歴（水平、鉛直、回転：回転中心はモデル中心）を入力する。

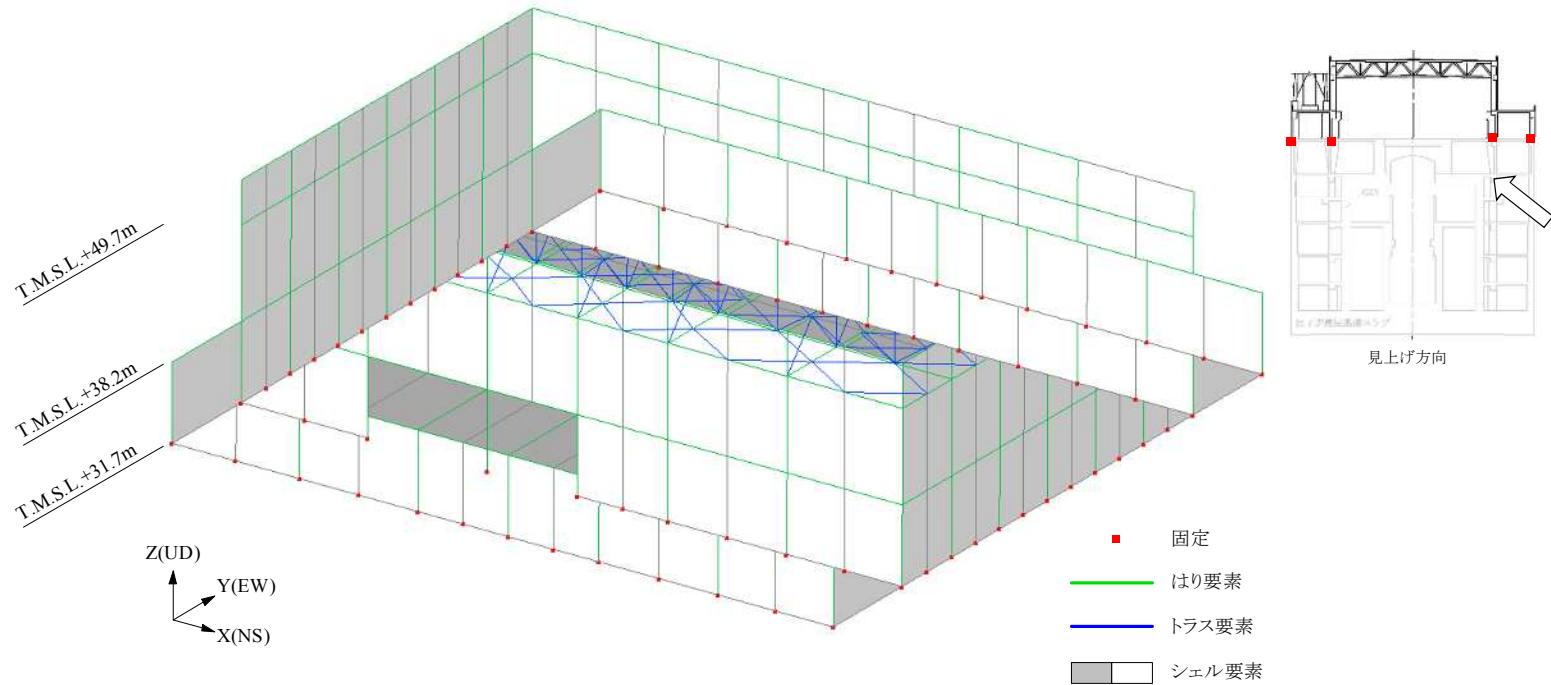


図 3 境界条件（下方からの見上げ図）

### 別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

## 目 次

1. 概要・・ 別紙 3-1
2. 評価部位の選定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 3-2

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

別紙 3-2 屋根スラブ評価における断面評価部位の選定及び鉛直震度について

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋の応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。



## 2. 評価部位の選定

選定部位については、各階の原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も評価が厳しくなると判断した。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの評価における荷重の組合せケースを表 2-1 に、原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置を図 2-1～図 2-8 に、スラブ厚及び配筋一覧を表 2-2～表 2-11 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-12 に、断面力ごとの検定値が最大となる評価位置及び断面の評価結果を図 2-9 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重組合せ
S s 地震時	G + P + S N L + S s U D

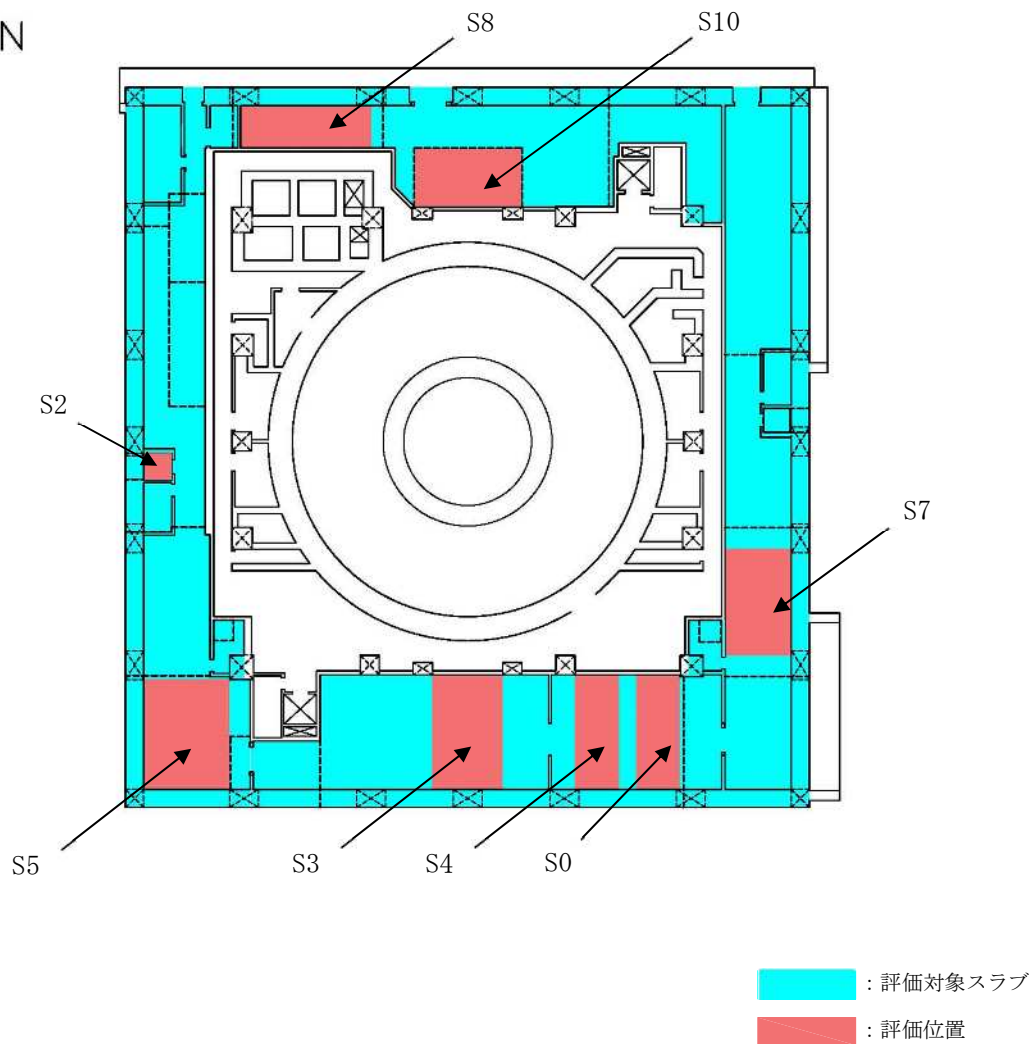
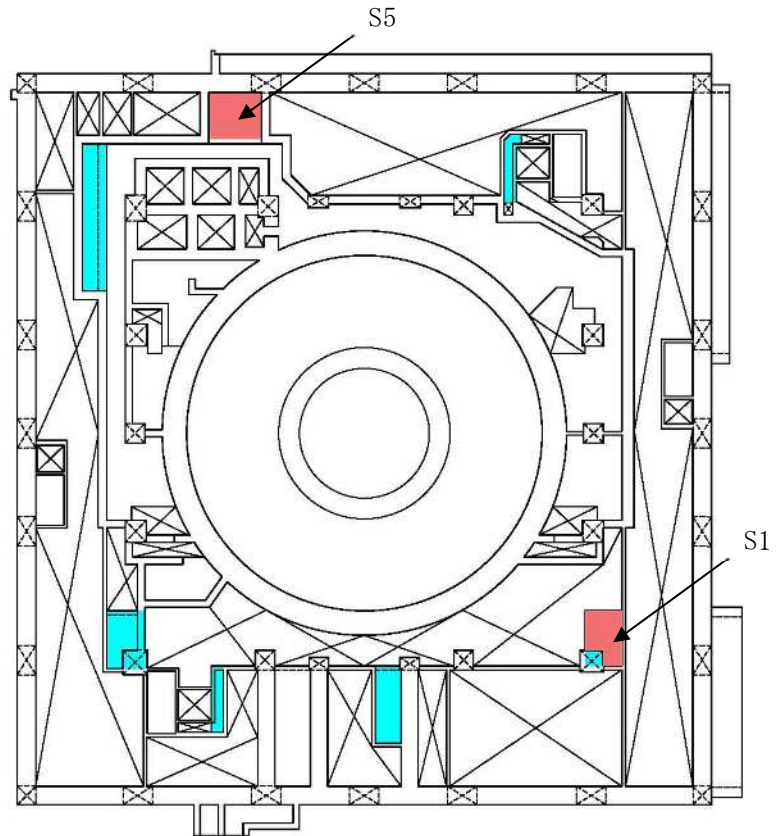


図 2-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(B1F, T. M. S. L. 4. 8m)

表 2-2 スラブ厚及び配筋一覧 (B1F, T. M. S. L. 4. 8m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S0	500	D22	D22
S2	300	D16	D16
S3	500	D19	D19
S4	500	D22	D22
S5	600	D22	D22
S7	700	D25	D25
S8	800	D25	D25
S10	1100	D29	D29

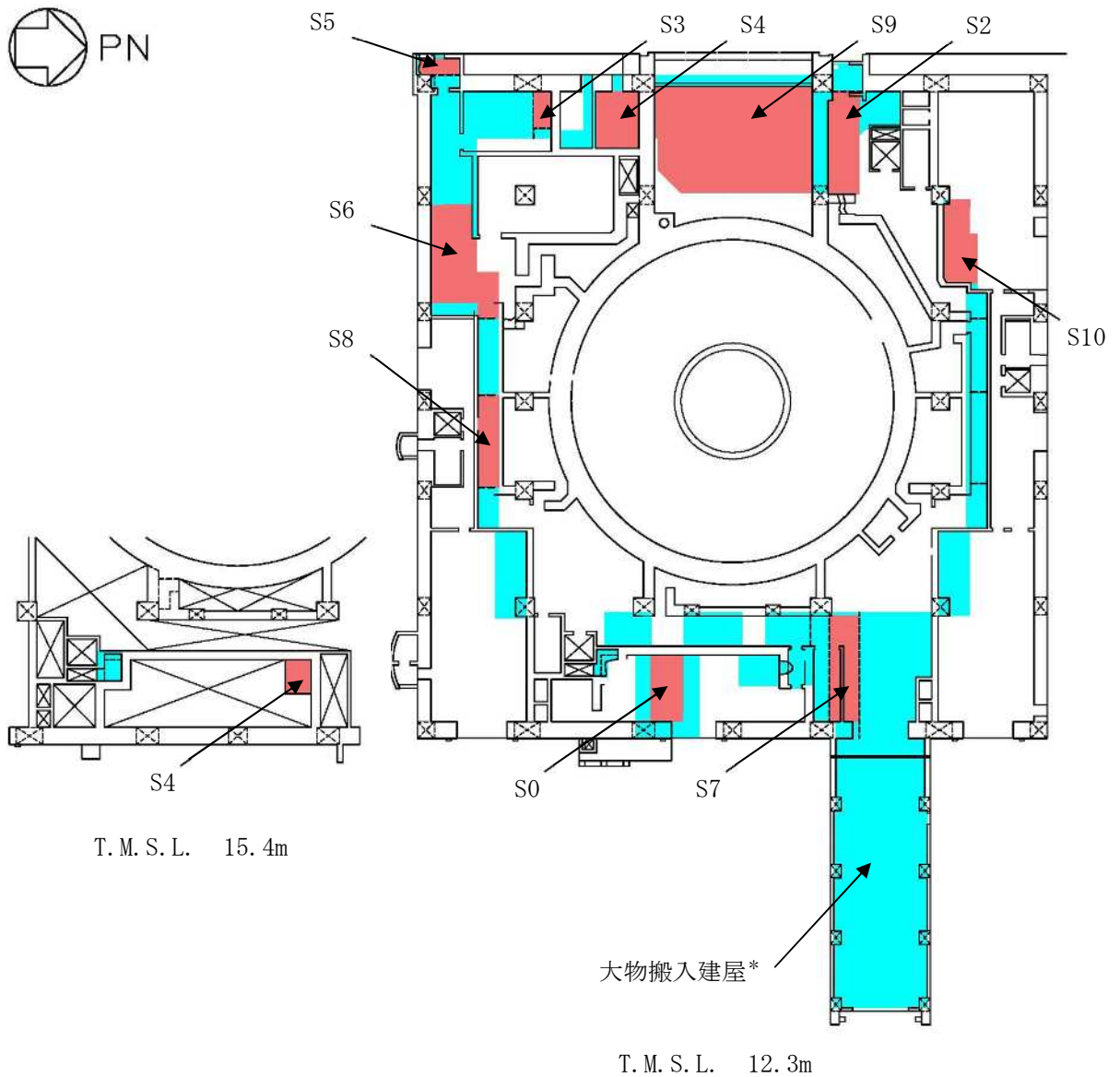


: 評価対象スラブ  
 : 評価位置

図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
 (T. M. S. L. 8.5m)

表 2-3 スラブ厚及び配筋一覧 (T. M. S. L. 8.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16	D16
S5	700	D19	D19



注記\* : 大物搬入建屋の評価は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」に示す。

■ : 評価対象スラブ  
■ : 評価位置

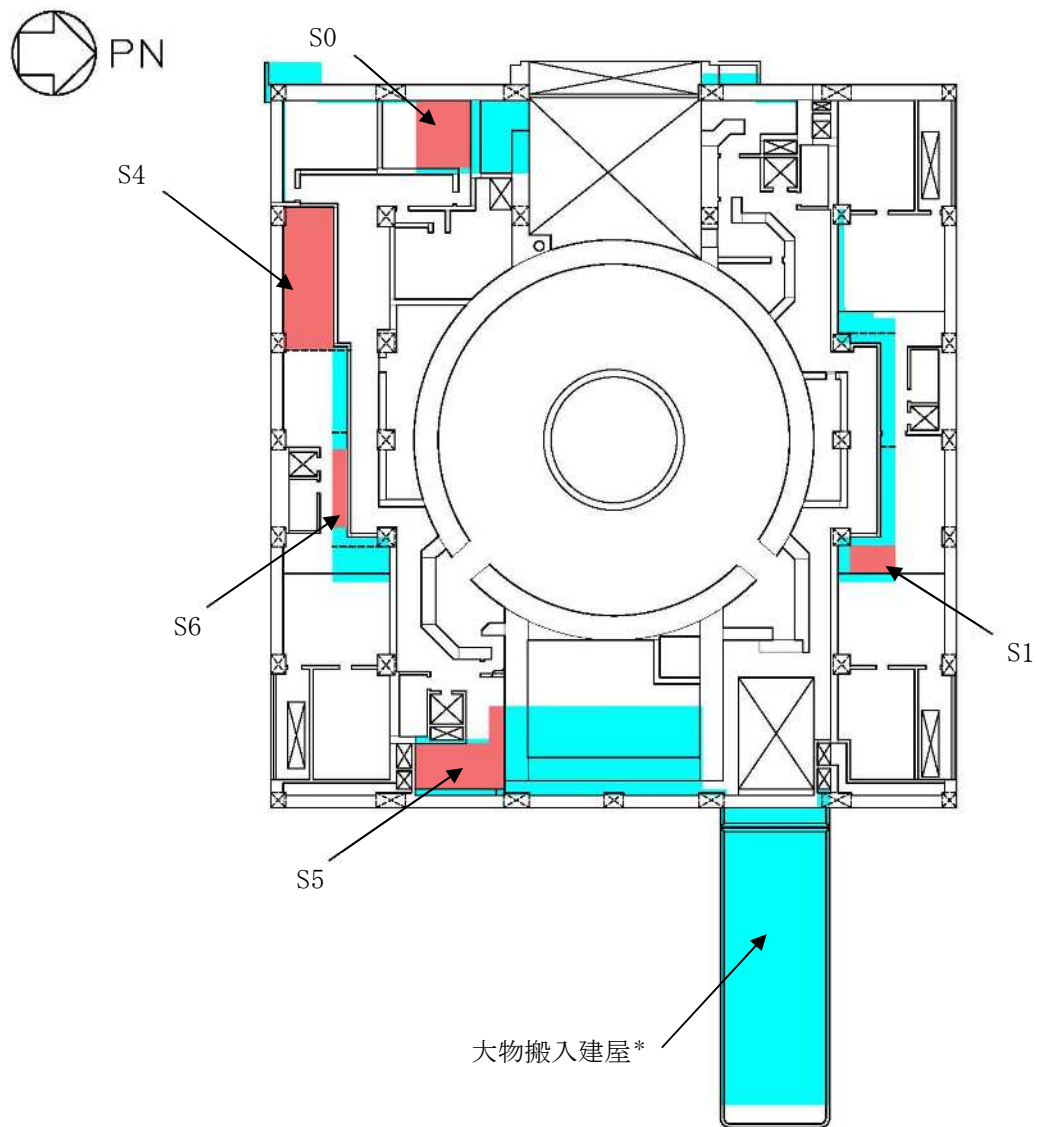
図2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置（1F, T. M. S. L. 12.3m及びT. M. S. L. 15.4m）

表 2-4 スラブ厚及び配筋一覧 (1F, T.M.S.L. 12.3m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S0	500	D22	D22
S2	500	D19	D19
S3	500	D22	D22
S4	600	D22	D22
S5	600	D16	D22
S6	700	D22	D22
S7	800	D22	D22
S8	800	D25	D25
S9	1500	D32	D32
S10	2000	D35	D35

表 2-5 スラブ厚及び配筋一覧 (T.M.S.L. 15.4m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S4	800	D19	D19



注記\* : 大物搬入建屋の評価は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」に示す。

■ : 評価対象スラブ  
 ■ : 評価位置

図 2-4 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
 (2F, T. M. S. L. 18.1m)

表 2-6 スラブ厚及び配筋一覧 (2F, T.M.S.L. 18.1m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S0	500	D22	D22
S1	500	D19	D19
S4	700	D22	D22
S5	720	D25	D25
S6	800	D22	D22

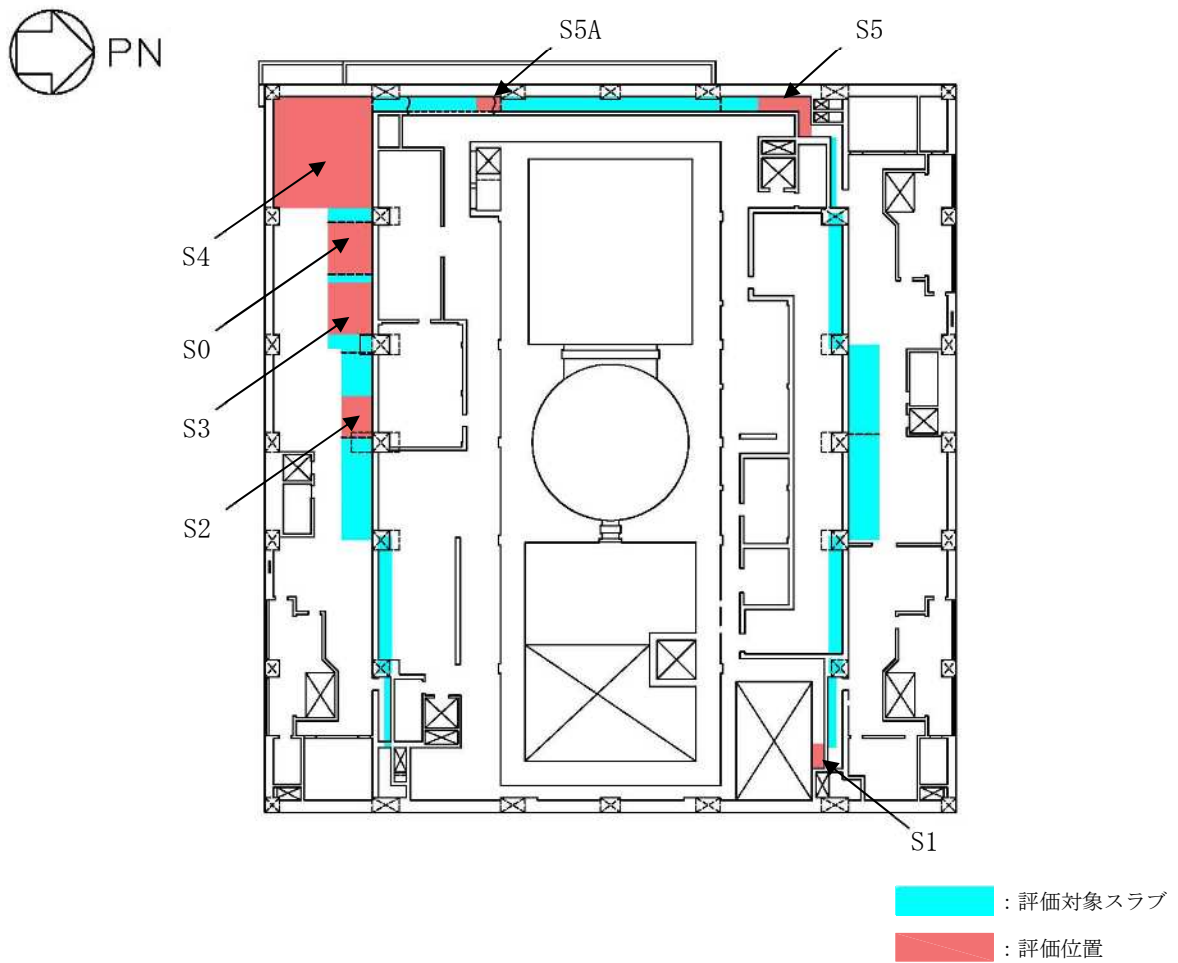


図 2-5 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(3F, T.M.S.L. 23.5m)

表 2-7 スラブ厚及び配筋一覧 (3F, T.M.S.L. 23.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S0	500	D22	D22
S1	500	D19	D19
S2	500	D22	D22
S3	600	D22	D22
S4	700	D22	D22
S5	800	D25	D25
S5A	800	D22	D22



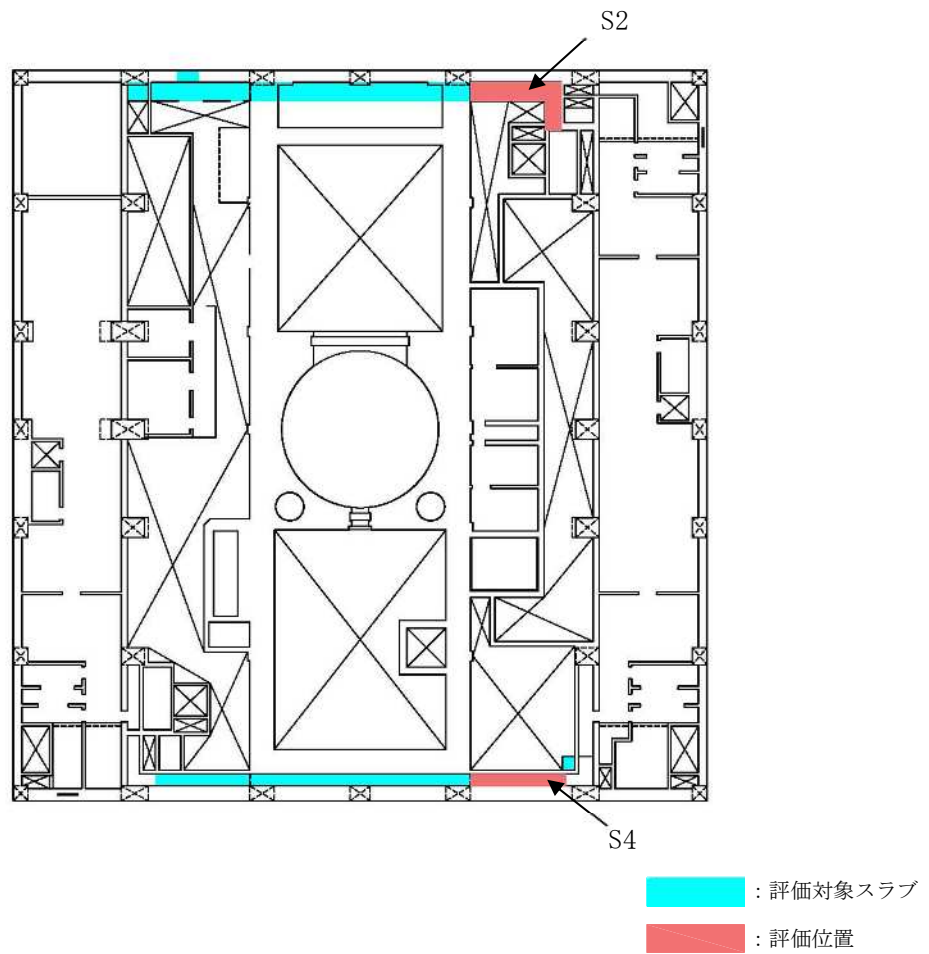
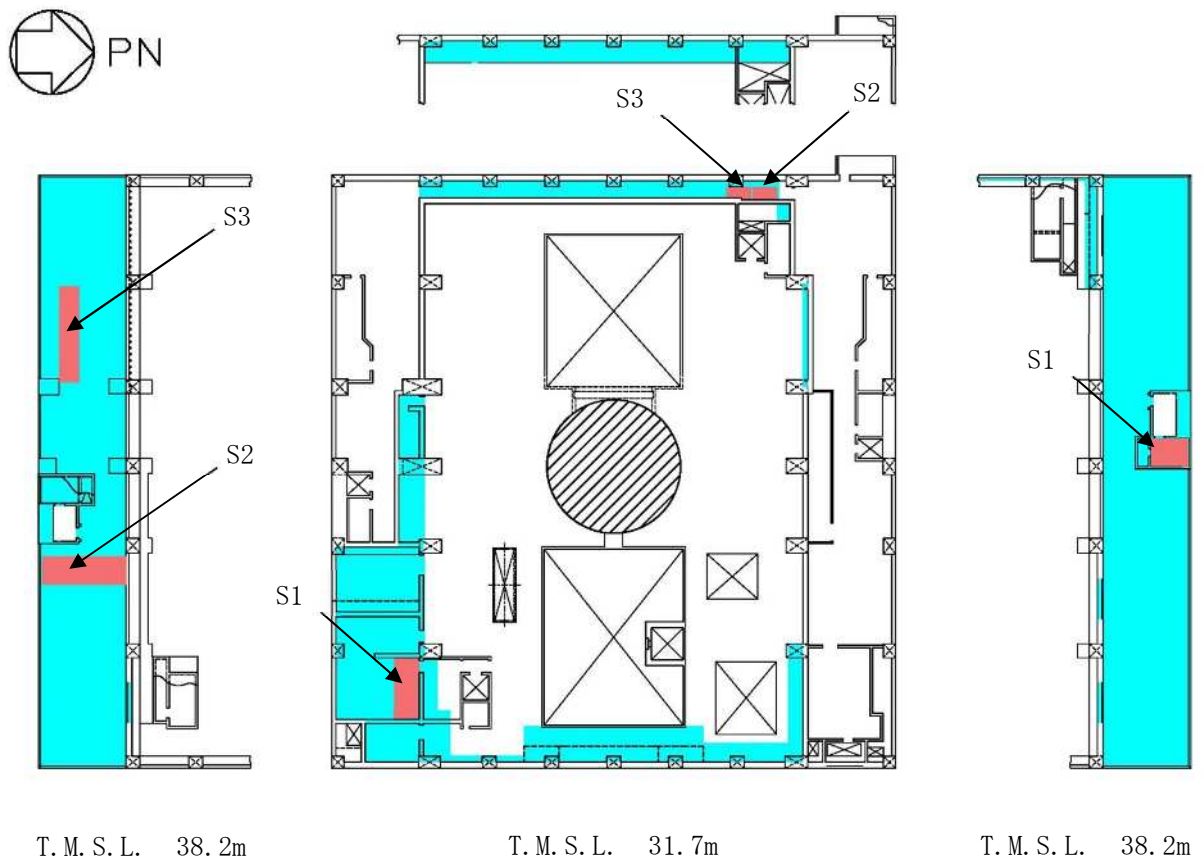


図 2-6 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(T. M. S. L. 27.2m)

表 2-8 スラブ厚及び配筋一覧 (T. M. S. L. 27.2m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		NS 方向	EW 方向
S2	300	D16	D16
S4	500	D22	D22



: 評価対象スラブ  
 : 評価位置

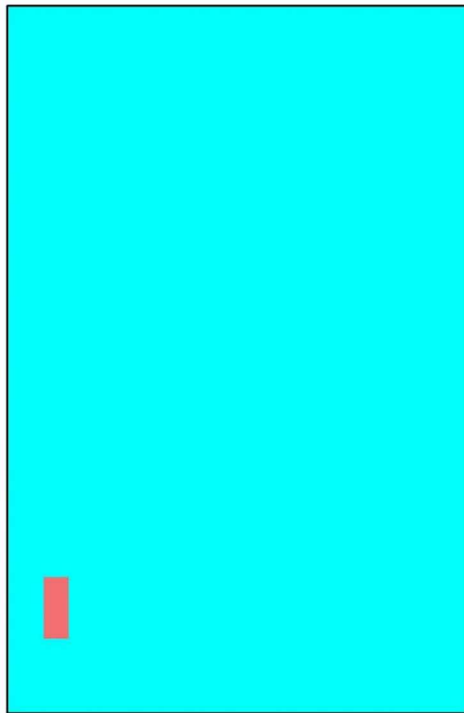
図 2-7 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置（4F, T.M.S.L. 31.7m 及び CRF, T.M.S.L. 38.2m）

表 2-9 スラブ厚及び配筋一覧（4F, T.M.S.L. 31.7m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D22	D22
S2	500	D25	D25
S3	500	D25	D38

表 2-10 スラブ厚及び配筋一覧（CRF, T.M.S.L. 38.2m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		NS 方向	EW 方向
S1	250	D16	D16
S2	500	D22	D22
S3	500	D25	D25



: 評価対象スラブ  
 : 評価位置

図 2-8 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
 (RF, T. M. S. L. 49.7m)

表 2-11 スラブ厚及び配筋一覧 (RF, T. M. S. L. 49.7m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋(シングル)	
		NS 方向	EW 方向
—		D13	D13

表 2-12 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) T. M. S. L. 4.8m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0.35	0.18
S2	0.29	0.14
S3	0.88	0.30
S4	0.32	0.17
S5	0.91	0.34
S7	0.34	0.17
S8	0.11	0.08
S10	0.24	0.12

(b) T. M. S. L. 8.5m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S1	0.39	0.17
S5	0.32	0.10

(c) T. M. S. L. 12.3m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0.23	0.14
S2	0.31	0.14
S3	0.07	0.08
S4	0.60	0.26
S5	0.05	0.06
S6	0.69	0.25
S7	0.09	0.07
S8	0.06	0.06
S9	0.45	0.18
S10	0.04	0.06

注記：曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値をハッチングで示す。

表 2-12 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(d) T. M. S. L. 15. 4m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S4	0. 14	0. 08

(e) T. M. S. L. 18. 1m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 41	0. 20
S1	0. 12	0. 07
S4	0. 24	0. 10
S5	0. 16	0. 09
S6	0. 02	0. 03

(f) T. M. S. L. 23. 5m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 33	0. 17
S1	0. 02	0. 03
S2	0. 20	0. 12
S3	0. 25	0. 12
S4	0. 87	0. 28
S5	0. 02	0. 03
S5A	0. 02	0. 03

(g) T. M. S. L. 27. 2m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S2	0. 12	0. 07
S4	0. 02	0. 03

注記：曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値をハッチングで示す。

表 2-12 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

(h) T. M. S. L. 31.7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S1	0.38	0.24
S2	0.06	0.11
S3	0.03	0.11

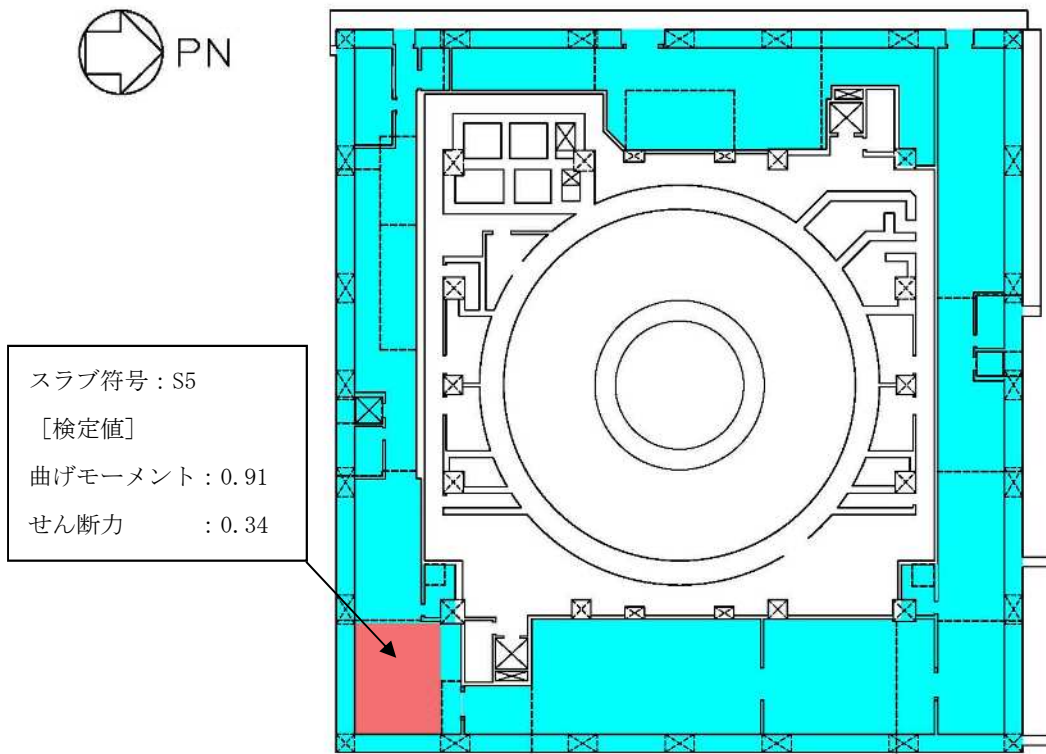
(i) T. M. S. L. 38.2m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S1	0.26	0.14
S2	0.15	0.09
S3	0.06	0.05

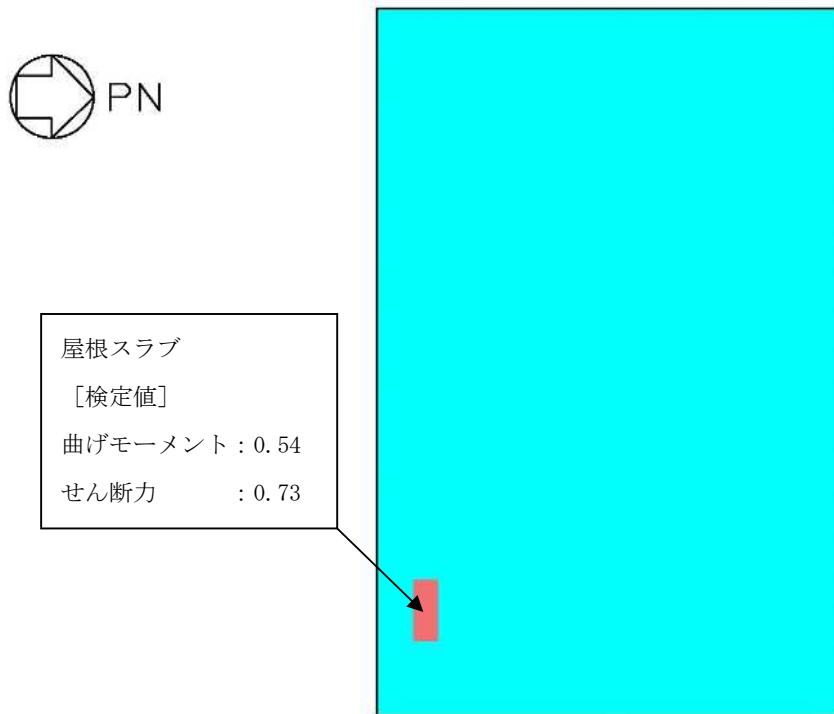
(j) T. M. S. L. 49.7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
—	0.54	0.73

注記：曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値をハッチングで示す。



(a) B1F, T. M. S. L. 4.8m



(b) RF, T. M. S. L. 49.7m

図 2-9 断面の評価位置及び評価結果

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について



## 目 次

1. 概要 .....	別紙 3-1-1
2. 検討方針 .....	別紙 3-1-1
3. 算定諸元 .....	別紙 3-1-2
4. 評価結果 .....	別紙 3-1-2

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を構成する屋根スラブ及び床スラブのうち、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての耐震計算書」（以下「二次格納施設の耐震計算書」という。）において耐震評価を実施しているスラブについて、共振を考慮しないことの妥当性について説明するものである。

## 2. 検討方針

本検討は、二次格納施設の耐震計算書で評価対象としている屋根スラブ及び床スラブを対象に、土木学会「構造力学公式集」に則り、4辺固定長方形板として固有振動数を下式より算定し、固有振動数が20Hzを上回ることを確認する。

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$\omega = \pi^2 \frac{\lambda}{a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

ここで、 $f$ ：固有振動数（Hz）

$\omega$ ：固有角振動数（rad/s）

$a$ ：短辺方向スパン（m）

$b$ ：長辺方向スパン（m）

$D$ ：曲げ剛性（N・m）

$\rho$ ：密度（N・s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>）

$h$ ：スラブ厚さ（m）

$\lambda$ ：4辺固定長方形板の無次元係数（表2-1参照）

表2-1 4辺固定長方形板の無次元係数 $\lambda$

モ ー ド		$b/a$			
		1.0	1.5	2.0	3.0
$x, y$ 軸に 対 称	1	3.646	2.730	2.480	2.336
	2	13.37	6.740	4.535	3.112
	3	13.37	12.69	8.839	4.859
$x, y$ 軸に 逆 対 称	1	10.96	8.085	7.202	6.639
	2	24.55	13.79	10.21	7.854
	3	24.55	22.03	15.39	9.990
$x$ 軸に 対 称 $y$ 軸に 逆 対 称	1	7.437	6.699	6.485	6.347
	2	16.72	10.45	8.438	7.137
	3	21.33	18.08	12.53	8.803

### 3. 算定諸元

表 3-1 に固有振動数の算定諸元を示す。無次元係数 $\lambda$ については、表 2-1 よりスラブの短辺方向と長辺方向の比から、保守的になるように設定する。

表 3-1 算定諸元

#### (a) 屋根スラブ

a	2.10 (m)
b	5.60 (m)
b / a	2.67
D	$1.04 \times 10^6$ (N・m)
$\rho$	$1.93 \times 10^3$ (N・s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )
h	
$\lambda$	2.336

#### (b) 床スラブ

a	7.30 (m)
b	9.30 (m)
b / a	1.27
D	$5.06 \times 10^8$ (N・m)
$\rho$	$4.50 \times 10^3$ (N・s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )
h	0.600 (m)
$\lambda$	2.730

### 4. 評価結果

表 4-1 に評価結果を示す。評価対象としているスラブの固有振動数は、20Hz 以上であることを確認した。

表 4-1 評価結果

評価部位	固有振動数 (Hz)
屋根スラブ	61
床スラブ	34

別紙 3-2 屋根スラブ評価における断面評価部位の選定  
及び鉛直震度について

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 3-2-1
2. 最大鉛直震度 .....	別紙 3-2-2
3. まとめ .....	別紙 3-2-5

## 1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」における屋根トラス部分の3次元FEMモデルによる屋根面の地震応答解析結果について、通りごとに鉛直震度分布を示すとともに、最大鉛直震度発生箇所と屋根スラブの評価対象箇所との位置関係を示すものである。図1-1に屋根トラスの解析モデルを示す。

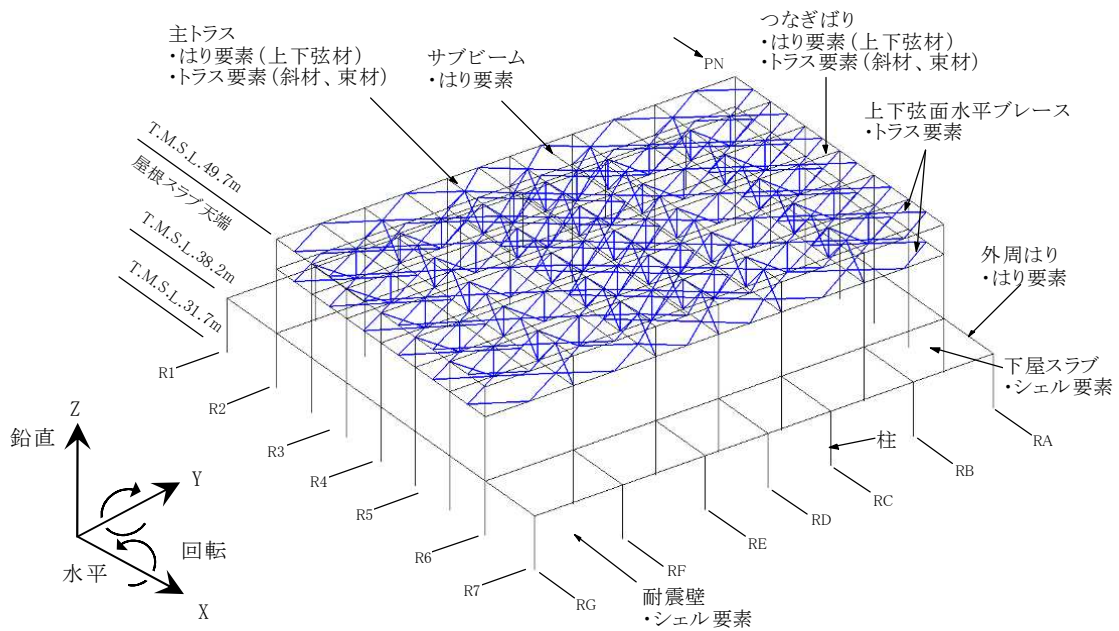


図1-1 屋根トラスの解析モデル

## 2. 最大鉛直震度

図 2-1~図 2-3 に通りごとの鉛直震度分布を示す。屋根面の最大鉛直震度 5.43 は基準地震動 Ss-1, ケース 2 の解析において R<sub>E</sub> 通り-R<sub>4</sub> 通りの位置で発生している。

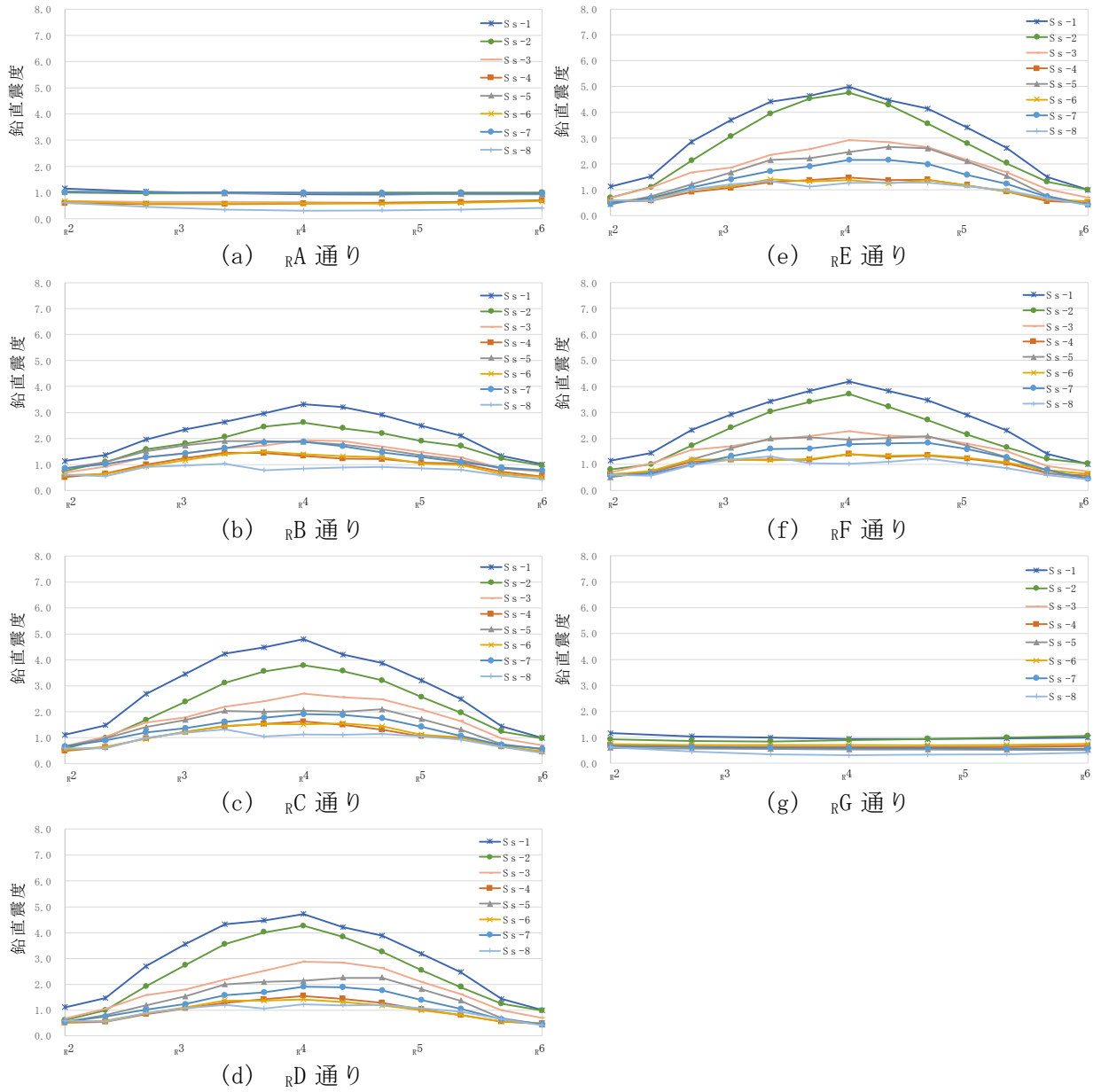


図 2-1 鉛直震度分布 (Ss-1~8, ケース 1)

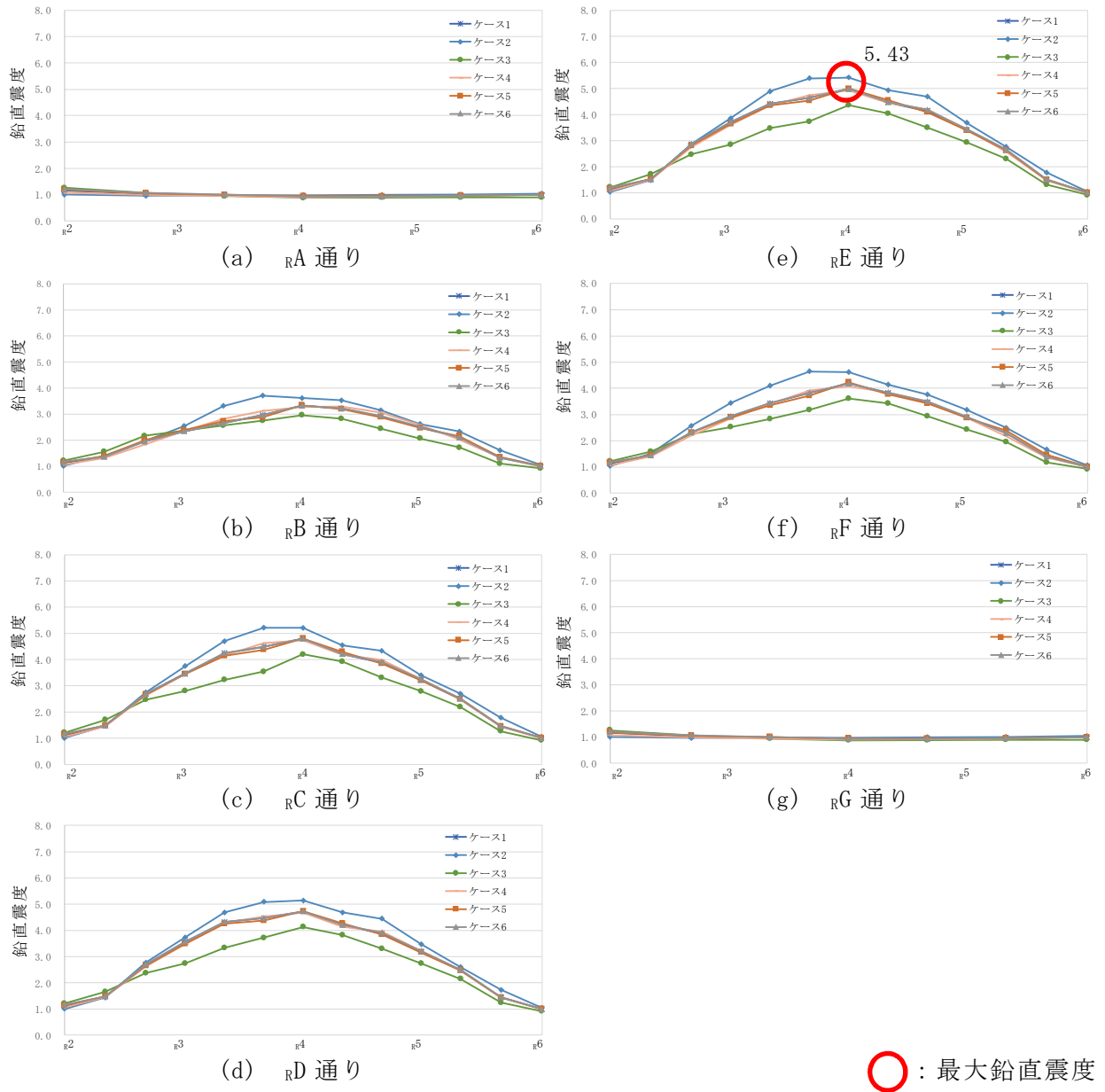


図 2-2 鉛直震度分布 (Ss-1, ケース 1~6)



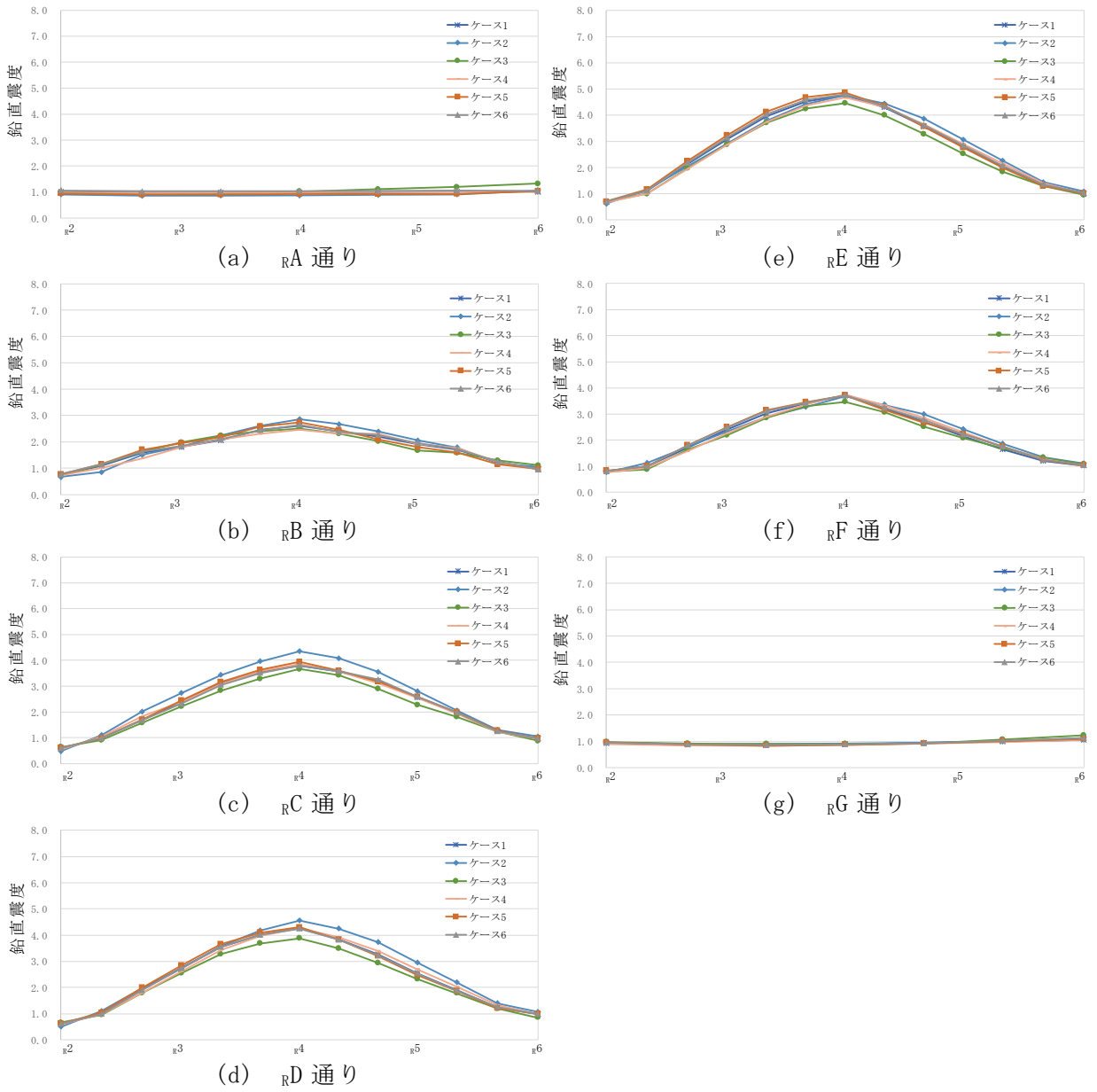


図 2-3 鉛直震度分布 (Ss-2, ケース 1~6)

### 3. まとめ

図 3-1 に 3 次元 FEM モデルにおける最大鉛直震度発生箇所及び屋根スラブの評価対象箇所を示す。屋根スラブの評価対象箇所は、短辺方向のスペンが最も大きいスラブを評価対象としているが、耐震評価に用いる鉛直震度は、屋根面の鉛直震度のうち、 $R_E$  通り -  $R_4$  通りより得られた最大鉛直震度を採用することで保守的な評価となる。

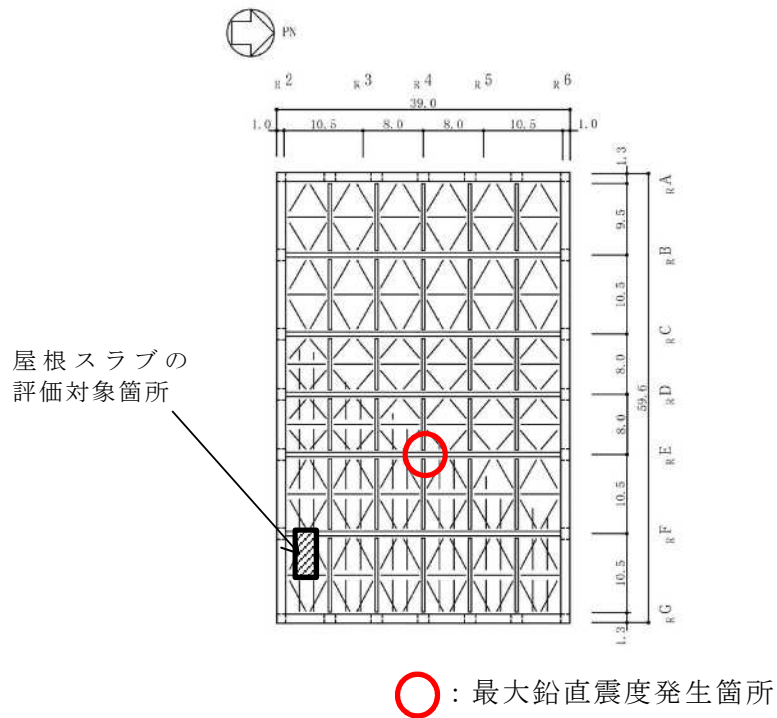


図 3-1 最大鉛直震度発生箇所及び屋根スラブの評価対象箇所

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における  
静的地震力及び弾性設計用地震動  $S_d$  による地震力の比較

## 目 次

1. 概要	別紙4-1
2. 検討方針	別紙4-1
2.1 水平地震力	別紙4-1
2.2 鉛直地震力	別紙4-3
3. 検討結果	別紙4-4

別紙4-1 弾性設計用地震動  $S_d$  (曲げモーメント) による検討

別紙4-2 既工認時の設計用地震力

## 1. 概要

設計基準対象施設のうち、「Sクラスの施設」については、耐震性の検討において、弾性設計用地震動 S d による地震力（以下「S d 地震力」という。）又は、静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価（以下「S d 地震時に対する評価」という。）を行うこととしている。また、原子炉建屋基礎スラブについては、建設時に A クラスであったことを踏まえ、S d 地震時の評価を行う。

原子炉建屋については、今回申請における原子炉建屋の地震応答解析モデルに基づく S d 地震力及び静的地震力が、建設時の工事計画（3資庁第6675号 平成3年8月23日認可）の設計用地震力（以下「設計時地震力」という。）よりも小さいことから、S d 地震時に対する評価は建設工認の評価に包絡される部位がある。

本資料では、S d 地震力及び静的地震力と設計時地震力を比較し、建物・構築物の評価への影響について確認する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・ V-2-9-3-1 「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-9-3-4 「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」
- ・ V-2-9-2-1 「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-4-2-1 「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」

## 2. 検討方針

原子炉建屋について、S d 地震力及び静的地震力と設計時地震力の比較を行う。なお、S d 地震力については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、材料物性の不確かさを考慮する。

静的地震力については、建設時の工事計画（3資庁第6675号 平成3年8月23日認可）の添付資料IV-2-3「原子炉建屋の地震応答計算書」にて算出した値を用いる。

静的地震力の算定について、以下に示す。

### 2.1 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は地表面（T.M.S.L. 12.0m）とし、基準面より上の部分（地上部分）の地震力は、地震層せん断力係数を用いて次式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_t \cdot C_0$$

ここで、

$Q_i$  : 第 i 層に生じる水平地震力

- n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)
- C<sub>i</sub> : 第 i 層の地震層せん断力係数
- W<sub>i</sub> : 第 i 層が支える重量
- Z : 地震地域係数 (1.0)
- R<sub>t</sub> : 振動特性係数 (0.8)
- A<sub>i</sub> : 第 i 層のせん断力係数の高さ方向の分布係数
- C<sub>0</sub> : 標準せん断力係数 (0.2)

基準面より下の部分（地下部分）の地震力は，当該部分の重量に，次式によって算定する地下震度を乗じて定める。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot Z \cdot \alpha$$

ここで，

- K : 地下部分の水平震度
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)
- H : 地下の各部分の基準面からの深さ
- Z : 地震地域係数 (1.0)
- α : 建屋側方地盤の影響を考慮した水平震度の補正係数 (1.2)

また，A<sub>i</sub>は，地震応答解析モデル（埋込み考慮のスウェイ・ロッキングモデル）によりSRSS法にて求める。

$$A_i = q_i / q_B$$

ここで，

$$q_i = \frac{\sqrt{\sum_{j=1}^m \left\{ \sum_{s=i}^n \sum_{k=1}^{\lambda} w_{s k} \cdot \beta_j \cdot u_{s k j} \cdot R_{t j} \right\}^2}}{\sum_{s=i}^n \sum_{k=1}^{\lambda} w_{s k}}$$

- w<sub>s k</sub> : s 階の k 番目の質点重量
- β<sub>j</sub> : j 次の刺激係数
- u<sub>s k j</sub> : s 階の k 番目の質点の j 次の固有モード
- R<sub>t j</sub> : j 次の固有周期に対応する R<sub>t</sub> の値
- T<sub>j</sub> < T<sub>c</sub> の場合 R<sub>t j</sub> = 1

$$T_c \leq T_j < 2T_c \text{ の場合 } R_{t j} = 1 - 0.2 \left( \frac{T_j}{T_c} - 1 \right)^2$$

$$2T_c \leq T_j \text{ の場合} \quad R_{t_j} = \frac{1.6T_c}{T_j}$$

$T_j$  : 建屋の設計用  $j$  次固有周期 (単位: 秒)

$T_c$  : 支持地盤種別に応じた地盤卓越周期  
(岩盤立地は0.4とする。)(単位: 秒)

$m$  : 考慮する次数の総数

$n$  : 総階数

$\lambda$  :  $s$  階の質点数

$q_i$  :  $i$  層の基準化前の等価層せん断力係数

$q_B$  : 基準階レベルの等価層せん断力係数

## 2.2 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = R_v \cdot 0.3$$

ここで、

$C_v$  : 鉛直震度

$R_v$  : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)

### 3. 検討結果

比較結果を図3-1～図3-3に示す。原子炉建屋及び原子炉格納容器については、T. M. S. L. 49.7m～T. M. S. L. -8.2mの応答が対象となる。

水平方向の地震力が支配的となる部位は耐震壁と基礎スラブであり、鉛直方向の地震力が支配的となる部位は屋根スラブ及び床スラブである。基礎スラブは、上部構造からの地震力に対する応力が主となるため、水平方向の地震力が支配的となる。

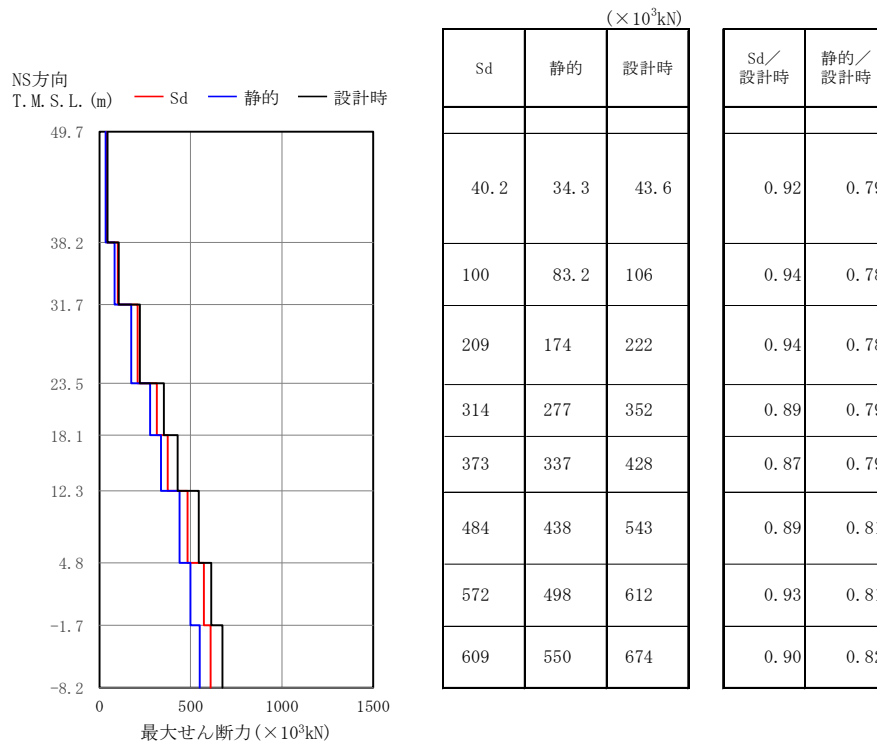
S d地震力と設計時地震力を比較すると、層せん断力については、S d地震力が設計時地震力を下回る。曲げモーメントについては、S d地震力が設計時地震力を上回るものの、その値は曲げスケルトン曲線の第一折点以下であり、弾性範囲内に収まっている。図3-4に最下階の曲げモーメントの応答結果を代表として示す。また、鉛直方向の地震力については、S d地震力が設計時地震力を上回っているが、水平地震力が評価の上で支配的となる耐震壁については、 $1.0 \times$ 水平地震力 $+0.4 \times$ 鉛直地震力で組み合わせた地震力を用いて評価を行うことから、今回の工認で用いる鉛直地震力は設計時地震力を下回る。

以上より、原子炉建屋の耐震壁については、断面の評価において、層せん断力が支配的となり、S d地震時に対する評価は建設工認の評価に包絡されるため、S d地震時に対する評価は行わない。原子炉建屋基礎スラブについては、圧力荷重とS d地震を組み合わせる必要があることから、S d地震時に対する評価を行う。

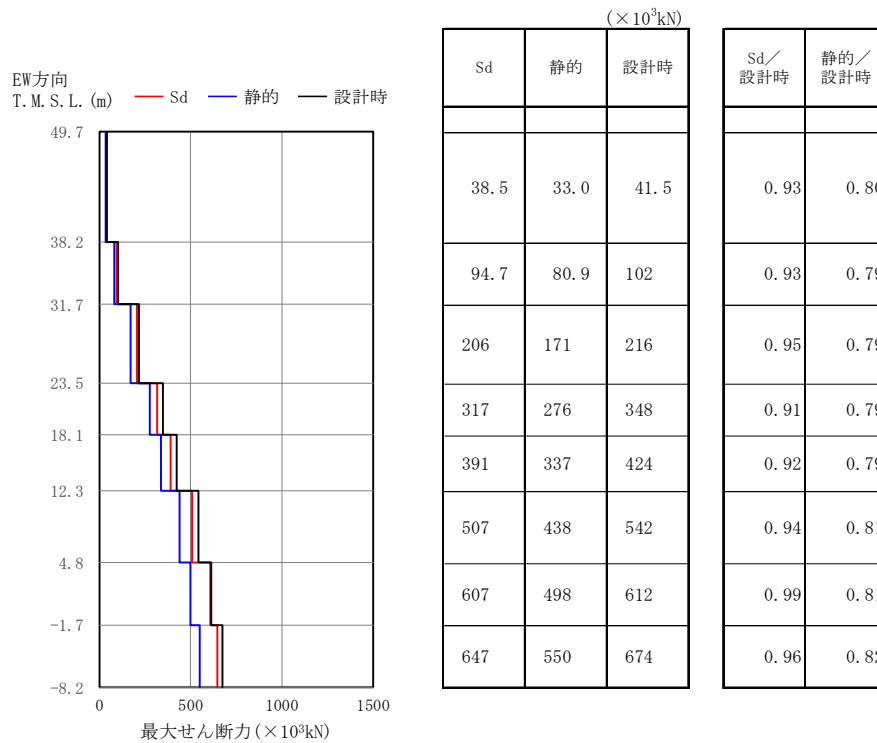
原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を構成する屋根スラブ及び床スラブについては、S s地震時に対する評価を行い、弾性範囲内に収まることを別途確認する。したがって、S d地震時に対する評価はS s地震時に対する評価に包絡されるため、S d地震時に対する評価は行わない。

S d地震時に対する評価部位を表3-1に示す。



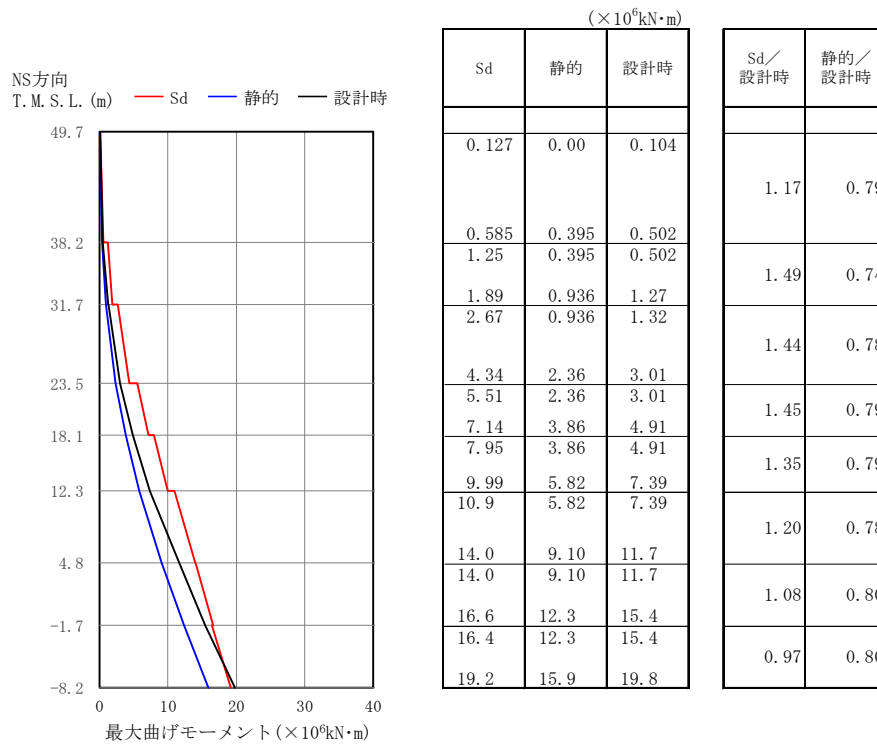


(a) NS方向

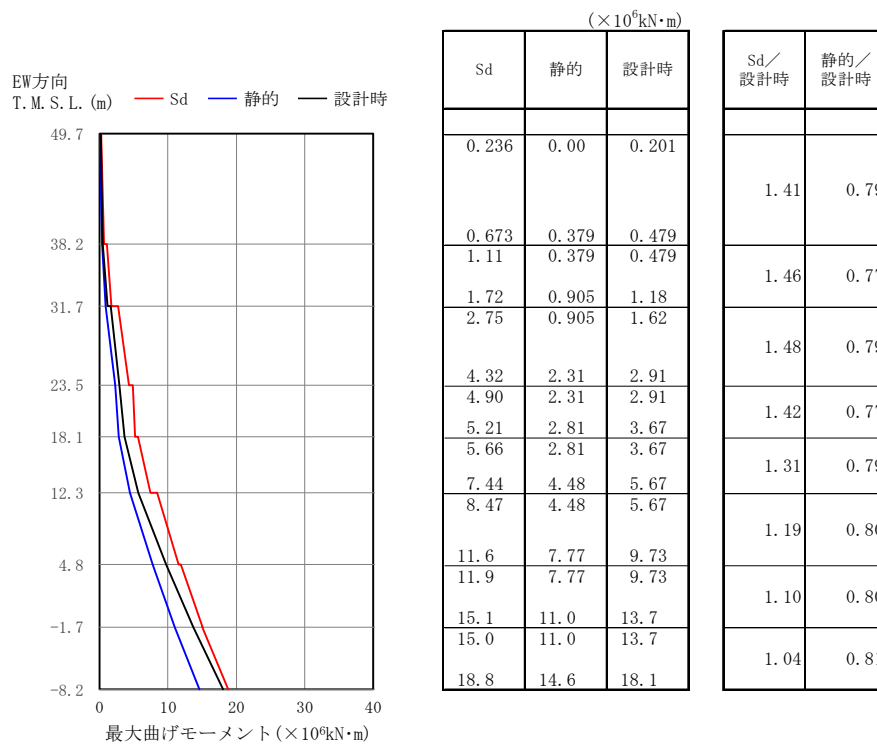


(b) EW方向

図3-1 せん断力の比較



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-2 曲げモーメントの比較

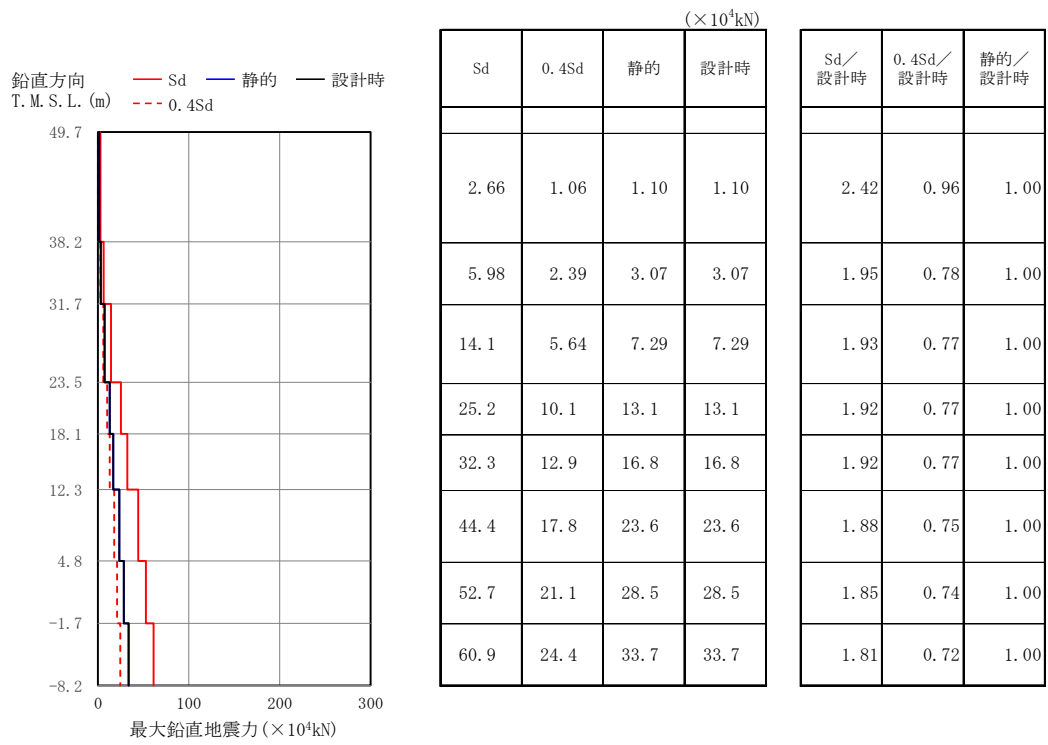
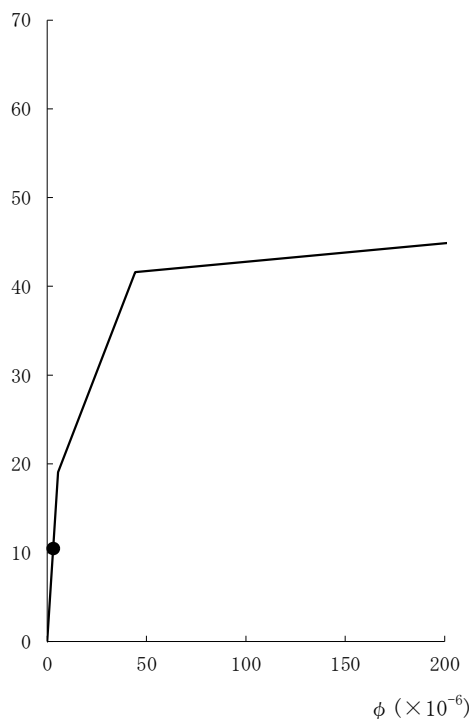


図3-3 鉛直地震力の比較

外壁部 (NS方向) B3F  
M ( $\times 10^6$  kN·m)



RCCV部 (NS方向) B3F  
M ( $\times 10^6$  kN·m)

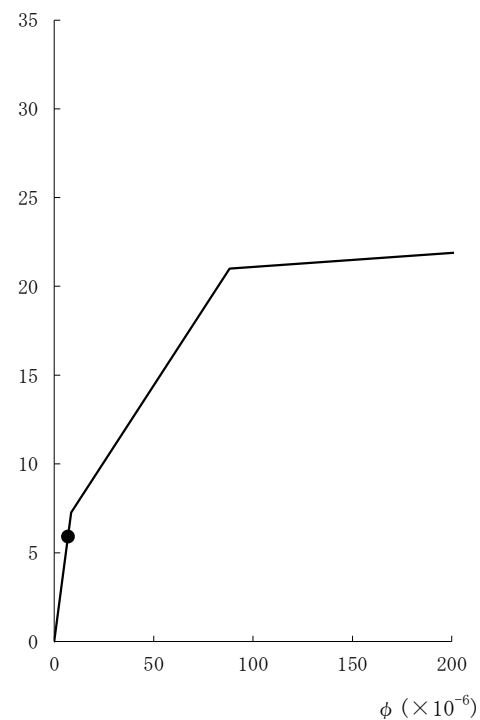
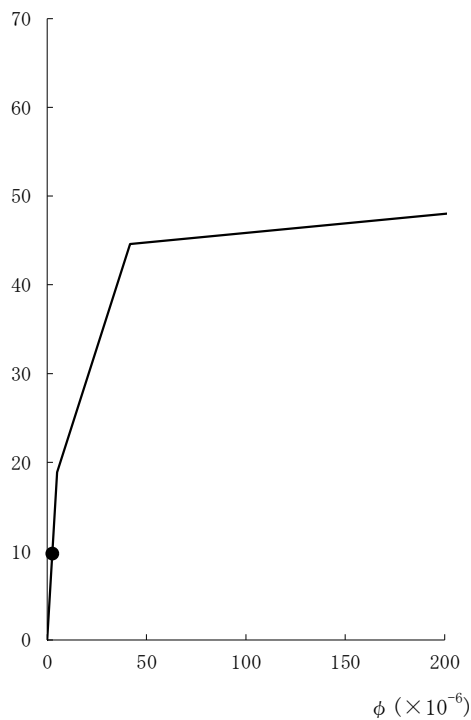


図3-4 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d , NS方向, B3F)  
(1/2)

外壁部 (EW方向) B3F  
M ( $\times 10^6$  kN·m)



RCCV部 (EW方向) B3F  
M ( $\times 10^6$  kN·m)

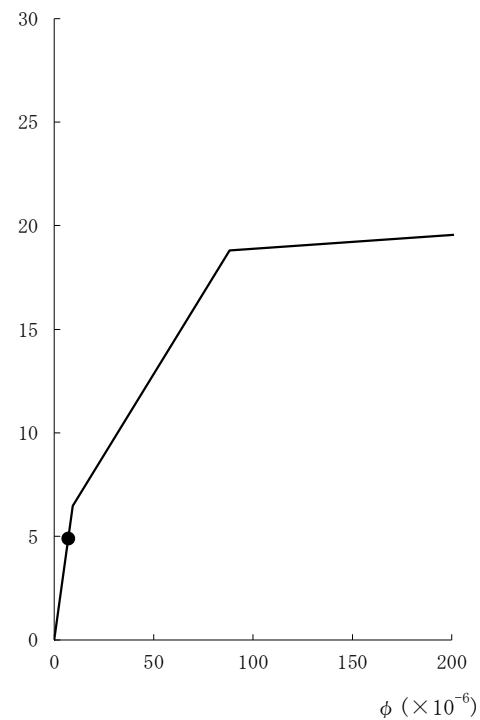


図3-4 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d , EW方向, B3F)  
(2/2)

表3-1 S d 地震時に対する評価部位

施設	部位	支配的となる地震力の方向	S d 地震時に対する評価
原子炉建屋	耐震壁	水平	—
	屋根スラブ・床スラブ	鉛直	—
	基礎スラブ	水平	○
原子炉格納容器	一般部	水平	○
	底部	水平	○

○：評価を実施する。

—：建設工認もしくはS s 地震時に対する評価に包絡される。

別紙4-1 弾性設計用地震動  $S_d$  (曲げモーメント) による検討

## 目 次

1. 概要	別紙4-1-1
2. 検討方針	別紙4-1-1
3. 算定結果	別紙4-1-1

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋の耐震壁の評価において、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」で示したS d地震時の評価に基づき作成した、別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動S dによる地震力の比較」に示す結果から、曲げモーメントについて、S d地震力が設計時地震力を上回っていることに対して、その影響を確認するものである。

## 2. 検討方針

S d地震時のせん断力、曲げモーメント及び軸力を用いた耐震壁の断面算定を実施する。

断面算定の検討条件は以下に示すとおりである。

- ・ S d地震力については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、材料物性の不確かさを考慮する。
- ・ S d地震力については、すべて耐震壁で負担するものとし、補助壁は負担しないものとして評価する。
- ・ 各耐震壁の分担せん断力は、既工認時のせん断力分配解析結果の比率に基づき、S d地震力を分配して算定する。ただし、中間壁については、「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙6「地震荷重の算定方法」に示すとおり、中間壁負担分を別途算定しているため、その値を用いることとする。

## 3. 算定結果

S d地震時のせん断力、曲げモーメント及び軸力を用いた耐震壁の断面算定結果を表3-1～表3-5に示す。

断面算定結果より、S d地震時に対して耐震壁が許容限界を超えないことを確認した。

以上より、曲げモーメントについて、S d地震力が設計時地震力を上回るものの、その影響は軽微であり、耐震壁の評価において現状の評価は妥当である。



表 3-1-1 ボックス壁断面算定表(1)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ( $p_g$ : %)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s \sigma_t + \sigma_t + k \sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の引 張応力度 $s \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸 力*1 N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート の最大圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $k \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		コンクリート の最大圧縮 応力度 $k \sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
49.7 }	r2	27.8	[Redacted]	2-D16@200 $p_g=0.66$	17.9 (19.2)	0.64	96.5	338 (239)	(14.7) 14.8 24.4 (24.5)	12.9	1.95	—	—	0.32 (0.31)
	r6	26.9		2-D16@200 $p_g=0.66$	20.9 (22.5)	0.78	117.6	364 (258)	(14.7) 14.8 24.4 (24.5)	15.3	1.92	—	—	0.39 (0.38)
	rA	20.5		2-D19@200 $p_g=0.96$	20.5 (22.3)	1.00	104.5	300 (256)	(10.8) 10.9 17.6 (17.7)	49.2	2.08	—	—	0.45 (0.42)
	rG	20.5		2-D19@200 $p_g=0.96$	19.9 (21.6)	0.97	101.4	291 (248)	(11.8) 11.9 18.5 (18.6)	39.7	2.04	—	—	0.41 (0.41)
38.2 }	r1	30.8	[Redacted]	2-D19@200 $p_g=0.72$	29.5 (31.7)	0.96	133.8	860 (588)	(32.4) 34.6 50.8 (53.0)	14.3	1.50	—	—	0.43 (0.45)
	r2	21.2		2-D22@200 $p_g=0.77$	19.9 (21.4)	0.94	121.4	—	—	14.0	1.48	—	—	0.40 (0.39)
	r6	40.5		2-D22@200 $p_g=0.77$	26.9 (28.8)	0.66	85.3	860 (588)	(38.2) 40.9 59.2 (61.8)	28.2	2.69	—	—	0.33 (0.28)
	r7	30.4		2-D19@200 $p_g=0.72$	20.3 (21.8)	0.67	93.4	—	—	28.9	2.74	—	—	0.36 (0.30)
31.7	rA	42.4	[Redacted]	2-D22@200 $p_g=0.65$	50.8 (53.9)	1.20	186.0	950 (637)	(30.4) 32.5 47.9 (50.0)	34.4	1.98	—	—	0.64 (0.61)
	rG	40.6		2-D22@200 $p_g=0.65$	48.8 (51.9)	1.20	186.0	950 (637)	(24.5) 26.2 39.5 (41.2)	49.6	2.02	—	—	0.69 (0.66)

注：( ) 内は、既工認時の数値を示す。  
 注記\*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。  
 \*2：設計時土圧  
 \*3：許容応力度比 ( $f_t$  は鉄筋の許容引張応力度  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

表 3-2 ボックス壁断面算定表(2)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ( $p_g$ : %)	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s \cdot \sigma_t + \sigma_t + k \cdot \sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の引 張応力度 $s \cdot \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸 力*1 N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート の最大圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		鉄筋の最大 引張応力度 $k \cdot \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
31.7	r1	43.2	23.5	2-D25@200 $p_g=0.72$	37.7 (39.6)	0.87	120.1	1700 (1148)	(79.4) 85.2 123.0 (128.5)	8.1	2.24	—	0.38 (0.38)
	r2	34.6		2-D22@200 $p_g=0.77$	29.9 (31.4)	0.86	111.1	—	—	7.5	2.20	—	0.35 (0.35)
23.5	r6	34.6	18.1	2-D22@200 $p_g=0.77$	29.9 (31.4)	0.86	111.1	1710 (1150)	(73.5) 78.8 116.0 (120.6)	45.2	4.03	—	0.46 (0.35)
	r7	40.9		2-D25@200 $p_g=0.72$	35.5 (37.3)	0.87	120.1	—	—	46.9	4.16	—	0.49 (0.37)
23.5	rA	58.7	18.1	2-D29@200 $p_g=0.64$	73.8 (78.5)	1.26	196.3	1810 (1250)	(56.9) 61.0 88.1 (92.2)	43.1	2.49	—	0.70 (0.68)
	rG	58.7		2-D29@200 $p_g=0.64$	72.3 (76.9)	1.23	191.6	1780 (1232)	(56.9) 61.0 89.1 (93.2)	40.9	2.44	—	0.68 (0.66)
18.1	r1	58.1	18.1	2-D35@200 $p_g=0.96$	94.3 (103.6)	1.62	169.3	2430 (1707)	(61.8) 66.2 95.6 (100.0)	53.4	2.74	—	0.65 (0.62)
	r7	53.7		2-D35@200 $p_g=0.96$	88.0 (96.6)	1.64	171.4	2380 (1672)	(57.9) 62.0 90.9 (95.1)	55.6	2.68	—	0.66 (0.63)
18.1	rA	60.2	18.1	2-D35@200 +2-D35@400 $p_g=1.10$	106.0 (118.7)	1.76	159.4	2750 (1891)	(64.7) 69.4 102.0 (105.9)	62.9	3.05	—	0.65 (0.67)
	rG	58.8		2-D35@200 $p_g=0.96$	103.0 (114.8)	1.75	182.9	2670 (1836)	(63.7) 68.3 99.4 (104.0)	70.1	3.34	—	0.74 (0.76)

注：( ) 内は、既工認時の数値を示す。  
 注記\*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。  
 \*2：設計時土圧  
 \*3：許容応力度比 ( $f_t$  は鉄筋の許容引張応力度  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

表 3-3 ボックス壁断面算定表 (3)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ( $p_g$ : %)	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2			*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の引 張応力度 $s\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	曲げ モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸 力*1 N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート の最大圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		コンクリート の最大圧縮 応力度 $k\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
18.1	r1	68.4	[Redacted]	2-D35@200 +2-D35@400 $p_g=1.20$	126.0 (136.2)	1.84	153.8	3280 (2498)	(79.4) 85.2 125.0 (130.4)	61.1	3.56	6.4	0.22	0.65 (0.61)
	r7	63.1												
12.3	rA	60.7	[Redacted]	4-D35@200 $p_g=1.28$	122.0 (139.5)	2.01	157.5	3650 (2700)	(88.3) 94.6 138.0 (144.2)	60.1	3.32	3.4	0.12	0.65 (0.66)
	rG	59.5												
12.3	r1	89.4	[Redacted]	4-D35@200 $p_g=1.28$	178.0 (188.5)	1.99	156.0	4660 (3911)	114.0 165.0 (172.6)	78.5	4.08	22.9	0.79	0.75 (0.73)
	r7	89.4												
4.8	rA	80.0	[Redacted]	4-D35@200 $p_g=1.28$	167.0 (186.6)	2.09	163.8	4930 (4100)	126.0 183.0 (192.2)	73.4	4.09	22.9	0.79	0.76 (0.76)
	rG	84.9												

注：( ) 内は、既工認時の数値を示す。  
 注記\*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。  
 \*2：設計時土圧  
 \*3：許容応力度比 ( $f_t$  は鉄筋の許容引張応力度  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

表 3-4 ボックス壁断面算定表(4)

標高 T.M.S.L. (m)	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ( $p_g$ : %)	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_c + k\sigma_t}{f_t}$		
				せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の引 張応力度 $s\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	曲げ モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸 力*1 N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート の最大圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート の最大圧縮 応力度 $k\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
4.8	r1	95.4	4-D38@200 $p_g=1.43$	212.0 (213.4)	2.22	155.8	5830 (5299)	(133.4) 144.0 206.0 (216.7)	69.8	4.18	30.0	1.09	0.75 (0.73)
	r7			211.0 (212.3)	2.21	155.1	5720 (5198)	(131.4) 142.0 204.0 (213.8)	68.1	4.11	30.0	1.09	0.74 (0.72)
-1.7	rA	90.6	4-D38@200 $p_g=1.43$	198.0 (212.5)	2.19	153.7	5920 (5481)	(148.1) 160.0 230.0 (241.2)	70.4	4.47	30.0	1.09	0.74 (0.76)
	rG			198.0 (212.0)	2.19	153.7	5920 (5474)	(156.9) 169.0 244.0 (256.0)	65.8	4.50	30.0	1.09	0.73 (0.75)
-1.7	r1	101.3	4-D38@200 +2-D32@400 $p_g=1.57$	206.0 (213.9)	2.03	128.9	6960 (6688)	(158.9) 172.0 246.0 (259.9)	73.2	4.62	33.6	1.31	0.69 (0.70)
	r7			206.0 (214.2)	2.03	128.9	6860 (6590)	(157.9) 171.0 244.0 (257.9)	71.5	4.56	33.6	1.31	0.68 (0.70)
-8.2	rA	96.2	4-D38@200 +2-D32@400 $p_g=1.57$	177.0 (196.5)	1.84	116.8	6560 (6759)	(174.6) 189.0 270.0 (285.4)	63.6	4.62	33.6	1.31	0.63 (0.69)
	rG			178.0 (197.3)	1.85	117.5	6560 (6757)	(182.4) 198.0 282.0 (297.1)	59.8	4.65	33.6	1.31	0.62 (0.68)

注：( )内は、既工認時の数値を示す。  
 注記\*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。  
 \*2：設計時土圧  
 \*3：許容応力度比 ( $f_t$ は鉄筋の許容引張応力度  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

表 3-5 中間壁断面算定表

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				*2 $\frac{s \cdot c_v \cdot l \cdot \sigma_c}{f_s}$	
				配筋 (タテ, ヨコ共) ( $p_k$ : %)	せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の引 張応力度 $s \cdot \sigma_s$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	引張 力 N ( $\times 10^5 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_s$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		コンクリートの 最大圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
4.8 }	RB (R2~R3)	7.0	90	2-D38@200 $p_k=1.27$	11.9 (11.9)	1.57	123.9	53 (77)	3.2 4.6 (4.9)	100.4	1.77	0.65 (0.88)
-1.7 }	RB (R5~R6)	5.0	60	2-D32@200 $p_k=1.32$	7.8 (7.8)	1.56	117.9	67 (51)	2.2 2.3 (2.9)	92.9	1.26	0.62 (0.86)
-1.7 }	RB (R7~R8)	5.4	90	2-D35@200 $p_k=1.06$	8.9 (5.7)	1.65	155.2	419 (33)	4.3 4.7 (2.9)	85.9	2.36	0.70 (0.6E)
-3.2 }	RB (R2~R3)	27.1	90	2-D32@200 $p_k=1.32$	6.8 (4.2)	1.65	124.7	419 (32)	4.3 4.7 (2.0)	106.2	2.85	0.71 (0.70)
-3.2 }	RF (R5~R6)	20.3	60	2-D32@200 $p_k=1.32$	36.7 (4.5)	1.81	136.8	969 (321)	10.7 14.9 (15.7)	168.1	4.91	0.95 (0.72)

注：( ) 内は、既設時の数値を示す。

注記×1：上段は鉛直震度上向き，下段は鉛直震度下向きを示す。

×2：許容応力度比。(  $f_s$  は鉄筋の許容引張応力度  $\text{N}/\text{mm}^2$  )

別紙4-2 既工認時の設計用地震力

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 4-2-1
2. 既工認時の設計用地震力の考え方 ..... 別紙 4-2-1

## 1. 概要

本資料は、別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動  $S_d$  による地震力の比較」に示した既工認時の設計用地震力の考え方を説明するものである。

## 2. 既工認時の設計用地震力の考え方

既工認時の設計用地震力のうち水平地震力は、基準地震動  $S_1$  による動的地震力並びに層せん断力係数  $3.0C_i$  及び地下部分の水平震度  $K$  による静的地震力に余裕を考慮して設定している。既工認時の水平地震力を表2-1に示す。また、表2-1の設計用せん断力及び設計用曲げモーメントは建屋全体で設定しているため、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）及び各耐震壁にそれぞれの剛性を考慮して配分している。各壁分担せん断力を表2-2に、各壁分担曲げモーメントを表2-3に示す。

既工認時の設計用地震力のうち鉛直地震力は、基準地震動  $S_1$  の最大加速度振幅の  $1/2$  の値を鉛直震度として求めた地震力（鉛直震度の値  $0.16$ ）と、震度  $0.3$  を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮した鉛直震度により求めた地震力（鉛直震度の値  $0.24$ ）のうち、大きい方の値（鉛直震度の値  $0.24$ ）を高さ方向に一定として設定している。

なお、今回工認における設計用地震力については、弾性設計用地震動  $S_d$  による動的地震力と静的地震力をそれぞれ設定しており、別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動  $S_d$  による地震力の比較」において算出方法を示した上で、既工認時の設計用地震力と比較している。また、V-2-9-1「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」においては、保守的に静的地震力に表2-2及び表2-3のRCCVの値をそのまま適用している。



表 2-1 既工認時の水平地震力

(a) NS 方向

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )			曲げモーメント ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )		
	S <sub>1</sub>	静的	設計用 せん断力	S <sub>1</sub>	静的	設計用曲げ モーメント
38.2~49.7	25.9	34.3	43.6	0.0873	0.00	0.104
				0.366	0.395	0.502
31.7~38.2	58.8	83.2	106	0.366	0.395	0.502
				1.06	0.936	1.27
23.5~31.7	123	174	222	1.10	0.936	1.32
				2.33	2.36	3.01
18.1~23.5	195	277	352	2.33	2.36	3.01
				3.76	3.86	4.91
12.3~18.1	237	337	428	3.76	3.86	4.91
				5.42	5.82	7.39
4.8~12.3	287	438	543	5.42	5.82	7.39
				7.90	9.10	11.7
-1.7~ 4.8	305	498	612	7.90	9.10	11.7
				9.95	12.3	15.4
-8.2~-1.7	310	550	674	9.95	12.3	15.4
				11.7	15.9	19.8

(b) EW 方向

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )			曲げモーメント ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )		
	S <sub>1</sub>	静的	設計用 せん断力	S <sub>1</sub>	静的	設計用曲げ モーメント
38.2~49.7	23.3	33.0	41.5	0.168	0.00	0.201
				0.399	0.379	0.479
31.7~38.2	57.1	80.9	102	0.399	0.379	0.479
				0.981	0.905	1.18
23.5~31.7	122	171	216	1.36	0.905	1.62
				2.32	2.31	2.91
18.1~23.5	191	276	348	2.32	2.31	2.91
				2.88	2.81	3.67
12.3~18.1	231	337	424	2.88	2.81	3.67
				4.25	4.48	5.67
4.8~12.3	283	438	542	4.25	4.48	5.67
				6.75	7.77	9.73
-1.7~ 4.8	307	498	612	6.75	7.77	9.73
				8.89	11.0	13.7
-8.2~-1.7	317	550	674	8.89	11.0	13.7
				10.8	14.6	18.1

表 2-2 各壁分担せん断力

(a) NS 方向

(単位：×10<sup>3</sup>kN)

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV	ボックス壁		中間壁	
		R <sub>A</sub>	R <sub>G</sub>	R <sub>B</sub>	R <sub>F</sub>
38.2~49.7	—	22.3	21.6	—	—
31.7~38.2	—	53.9	51.6	—	—
23.5~31.7	66.2	78.5	76.9	—	—
18.1~23.5	119	119	115	—	—
12.3~18.1	152	140	137	—	—
4.8~12.3	164	187	196	—	—
-1.7~ 4.8	169	213	212	11.9	7.85
-8.2~-1.7	183	197	197	56.4	41.4

(b) EW 方向

(単位：×10<sup>3</sup>kN)

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV	ボックス壁				中間壁			
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>
38.2~49.7	—	—	19.2	22.5	—	—	—	—	—
31.7~38.2	—	31.7	21.4	28.8	21.8	—	—	—	—
23.5~31.7	77.1	39.6	31.4	31.4	37.3	—	—	—	—
18.1~23.5	148	104	—	—	96.6	—	—	—	—
12.3~18.1	161	136	—	—	127	—	—	—	—
4.8~12.3	167	188	—	—	188	—	—	—	—
-1.7~ 4.8	188	213	—	—	212	—	—	—	—
-8.2~-1.7	195	214	—	—	214	22.5	9.90	7.94	11.4

表 2-3 各壁分担曲げモーメント

(a) NS 方向

(単位 :  $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV	ボックス壁		中間壁	
		$r_A$	$r_G$	$r_B$	$r_F$
38.2~49.7	—	0.0520	0.052	—	—
	—	0.256	0.248	—	—
31.7~38.2	—	0.452	0.452	—	—
	—	0.637	0.637	—	—
23.5~31.7	0.0490	0.891	0.891	—	—
	0.543	1.25	1.23	—	—
18.1~23.5	0.772	1.36	1.36	—	—
	1.18	1.89	1.84	—	—
12.3~18.1	1.38	1.89	1.84	—	—
	2.07	2.70	2.63	—	—
4.8~12.3	2.18	2.70	2.63	—	—
	3.30	4.10	4.10	—	—
-1.7~ 4.8	3.30	4.10	4.10	0.00	0.00
	4.39	5.48	5.47	0.0775	0.0510
-8.2~-1.7	4.39	5.48	5.47	0.0775	0.0510
	5.58	6.76	6.76	0.443	0.321

(b) EW 方向

(単位 :  $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV	ボックス壁				中間壁			
		$r_1$	$r_2$	$r_6$	$r_7$	$r_2$	$r_3$	$r_5$	$r_6$
38.2~49.7	—	—	0.101	0.101	—	—	—	—	—
	—	—	0.239	0.258	—	—	—	—	—
31.7~38.2	—	0.406		0.406		—	—	—	—
	—	0.588		0.588		—	—	—	—
23.5~31.7	0.449	0.734		0.734		—	—	—	—
	0.633	1.15		1.15		—	—	—	—
18.1~23.5	-0.951	1.20	—	—	1.20	—	—	—	—
	-0.312	1.71	—	—	1.67	—	—	—	—
12.3~18.1	-0.563	1.71	—	—	1.67	—	—	—	—
	0.786	2.50	—	—	2.41	—	—	—	—
4.8~12.3	1.26	2.50	—	—	2.41	—	—	—	—
	2.04	3.91	—	—	3.82	—	—	—	—
-1.7~ 4.8	2.13	3.91	—	—	3.82	—	—	—	—
	3.27	5.30	—	—	5.20	—	—	—	—
-8.2~-1.7	3.27	5.30	—	—	5.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.53	6.69	—	—	6.59	0.146	0.0647	0.0520	0.0735

## 別紙 5 保有水平耐力の安全余裕の考え方

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 5-1
2. 既往の知見に基づく妥当な安全余裕 ..... 別紙 5-2
3. 保有水平耐力の安全余裕の確認 ..... 別紙 5-3

## 1. 概要

建物・構築物は、当該建物・構築物の保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して耐震重要度分類に応じた安全余裕を有する設計としている。

本資料では、既往の知見に基づき妥当な安全余裕に関する検討を行ったうえで、原子炉建屋の保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有していることを確認する。

## 2. 既往の知見に基づく妥当な安全余裕

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G」という。)及び「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 - 2008 ((社) 日本電気協会, 2008年)」(以下「J E A C」という。)では, 保有水平耐力の安全余裕について, 次のとおり記載されている。

### 【J E A G 「5.3.5 安全余裕度」抜粋 (一部加筆)】

「安全余裕度の定量的基準については, (中略) ①1次設計で通常の3倍の地震力で許容応力度設計された建屋の保有耐力を推定して目安値の検討を行っている例 (標・建-3) もある。これに対し, ②1次設計で3倍の余裕度を2次設計ではエネルギーの余裕度と考え, これを耐力に換算してほぼ $\sqrt{3}$ 倍の余裕度とする考え方 (標・建-3) もある。なお, ③最近では原子炉建屋耐震壁の実験データをもとに耐震設計上の許容限界の検討が行われ, 鉄筋コンクリート造の建物・構築物について次のような目安値 (研・建-2) が提案されている。

$$Q_a = Q_u / 1.5$$

$Q_a$  : せん断力に関する許容限界の目安値

$Q_u$  : 各層の終局せん断耐力 ( $= \tau_u \cdot A_s$ )

$\tau_u$  : 終局時のせん断応力

$A_s$  : 有効せん断断面積

この目安値は, 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局耐力のバラツキを定量的に評価し, さらに支持機能についても検討した上で工学的に設定したものである。」

(標・建-3) : 改良標準化調査 (建屋系) 「建屋, 構築物の静的地震力の算定法」

(研・建-2) : 吉崎ほか「原子炉建屋耐震壁の面外せん断強度」(日本建築学会大会学術梗概集 (東海), 昭和60年10月, pp.823-826)

①1.6, ② $\sqrt{3}$ , ③1.5

### 【J E A C 「3.6.3 保有水平耐力の検討」抜粋】

「Sクラスの建物・構築物の鉄筋コンクリート造耐震壁については, 各層の保有水平耐力 $Q_u$ を (中略) 必要保有水平耐力 $Q_{un}$ で除した値が1.5を下回ってはならない。」

上記によると, J E A Gでは1.5, 1.6,  $\sqrt{3}$ の3つの値が提案され, J E A Cでは1.5が規程されている。

### 3. 保有水平耐力の安全余裕の確認

原子炉建屋の保有水平耐力の検討結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。必要保有水平耐力 $Q_{un}$ に対する保有水平耐力 $Q_u$ の比は最小で 4.05 であり，J E A G で提案，J E A C で規程されている数値以上の安全余裕を有していることを確認した。



表 3-1 必要保有水平耐力 $Q_{un}$ と保有水平耐力 $Q_u$ の比較結果 (NS 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	$Q_{un}$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u / Q_{un}$
49.7 ～ 38.2	31.48	138.86	4.41
38.2 ～ 31.7	76.20	370.49	4.86
31.7 ～ 23.5	159.66	772.56	4.83
23.5 ～ 18.1	254.19	1381.56	5.43
18.1 ～ 12.3	308.91	1455.69	4.71
12.3 ～ 4.8	(401.49)	1734.40	4.31
4.8 ～ -1.7	(456.70)	1853.65	4.05
-1.7 ～ -8.2	(504.16)	2186.98	4.33

注：( ) 内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

表 3-2 必要保有水平耐力 $Q_{un}$ と保有水平耐力 $Q_u$ の比較結果 (EW 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	$Q_{un}$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u / Q_{un}$
49.7 ～ 38.2	30.21	177.20	5.86
38.2 ～ 31.7	74.14	508.67	6.86
31.7 ～ 23.5	157.21	835.72	5.31
23.5 ～ 18.1	253.21	1259.46	4.97
18.1 ～ 12.3	308.91	1554.25	5.03
12.3 ～ 4.8	(401.49)	1882.68	4.68
4.8 ～ -1.7	(456.70)	1990.35	4.35
-1.7 ～ -8.2	(504.16)	2268.37	4.49

注：( ) 内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

別紙6 大物搬入建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

## 別紙6-1 地震応答解析におけるモデル化方針

## 目 次

1. 概要.....	別紙 6-1-1
2. 建屋及び杭のモデル化.....	別紙 6-1-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 6-1-12
3.1 原地盤のモデル化.....	別紙 6-1-12
3.2 地盤改良体のモデル化.....	別紙 6-1-13
4. 境界条件の設定.....	別紙 6-1-14
4.1 杭－地盤間.....	別紙 6-1-14
4.2 原地盤－地盤改良体間.....	別紙 6-1-14
4.3 基礎－地盤間.....	別紙 6-1-14

別紙6-1-1 建屋減衰を3%とした場合の影響検討

別紙6-1-2 地盤の液状化を考慮した場合の影響検討

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」において、地震応答解析モデルは、建屋、場所打ち鋼管コンクリート杭（以下「杭」という。）及び地盤（原地盤及び地盤改良体）との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとしている。

地震応答解析モデルの概要を表1-1に、地震応答解析モデルを図1-1～図1-3に示す。

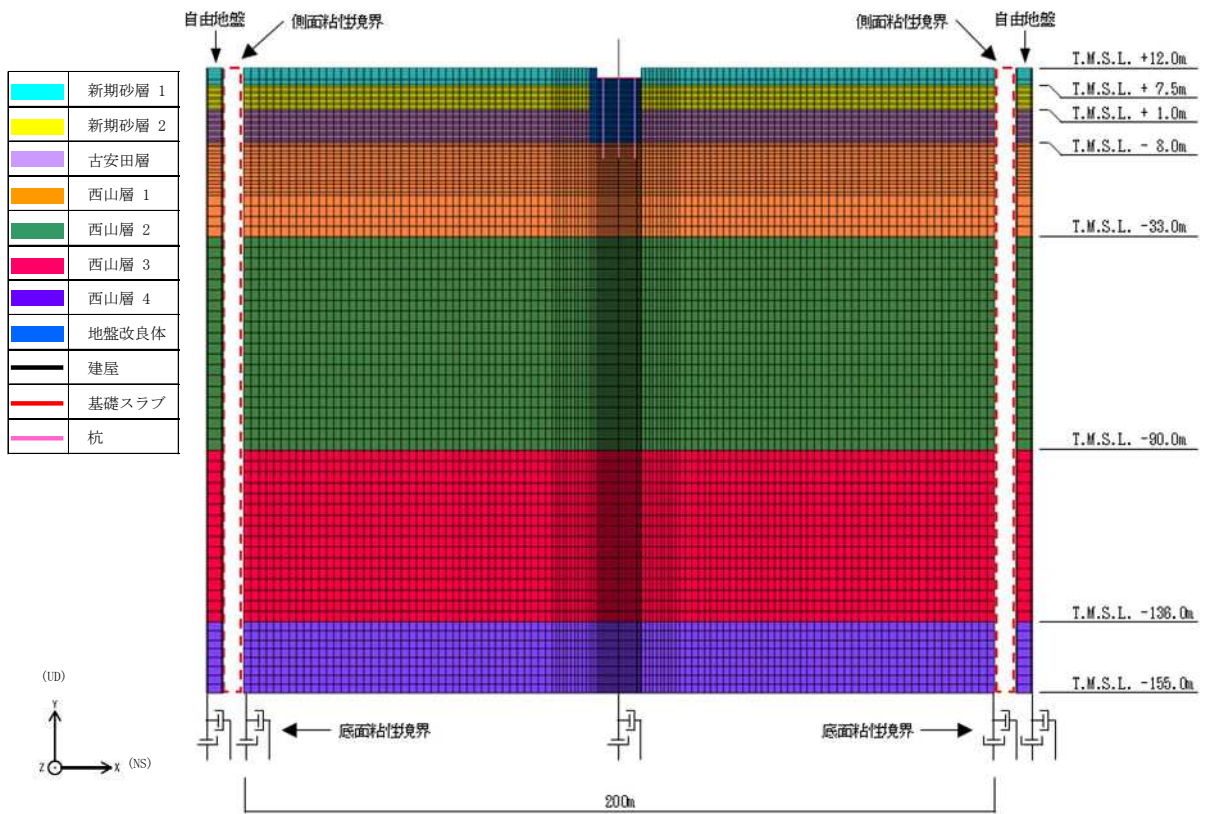
大物搬入建屋のうち建屋上部構造は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛はり要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良体は平面ひずみ要素でそれぞれモデル化する。

建屋及び杭のモデル化の詳細については「2. 建屋及び杭のモデル化」に、原地盤及び地盤改良体のモデル化の詳細については「3. 地盤のモデル化」に、境界条件の設定については「4.3 基礎－地盤間」にそれぞれ示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動の算定法		解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 $S_s$ 及び弾性設計用地震動 $S_d$ とする
解析コード		S o i l P l u s
建屋及び杭のモデル化	モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・建屋 : 一軸多質点系モデル</li> <li>・基礎スラブ : 一軸多質点系モデル及び無質量剛はり要素</li> <li>・杭 : はり要素</li> </ul>
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートのヤング係数 (建屋) : <math>E = 2.52 \times 10^4 \text{N/mm}^2</math></li> <li>(基礎スラブ) : <math>E = 2.44 \times 10^4 \text{N/mm}^2</math></li> <li>(杭) : <math>E = 2.27 \times 10^4 \text{N/mm}^2</math></li> <li>・コンクリートのポアソン比 : <math>\nu = 0.2</math></li> <li>・鋼管のヤング係数 : <math>E = 2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2</math></li> <li>・鋼管のポアソン比 : <math>\nu = 0.3</math></li> </ul>
	剛性評価	NS 方向 : フレーム構造部を考慮 EW 方向 : 耐震壁を考慮 (設計基準強度 $F_c = 33 \text{N/mm}^2$ )
	減衰定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・建屋及び基礎スラブ : 5% (レーリー減衰)</li> <li>・杭 : 3%* (レーリー減衰)</li> </ul>
	非線形特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・建屋 水平方向 : 非線形特性を考慮</li> <li>鉛直方向 : 考慮せず</li> <li>・杭 : 曲げの非線形特性を考慮</li> </ul>
	地盤のモデル化	<ul style="list-style-type: none"> <li>原地盤 : 一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いた平面ひずみ要素による水平成層地盤</li> <li>地盤改良体 : 一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いた平面ひずみ要素</li> </ul>
境界条件	杭-地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・杭周面 : 多点拘束</li> <li>・杭先端 : 多点拘束</li> </ul>
	原地盤-地盤改良体間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側面 : 多点拘束</li> <li>・底面 : 多点拘束</li> </ul>
	基礎-地盤間	境界条件の設定無し
	地盤モデル側面	粘性境界
	地盤モデル底面	粘性境界
	地盤モデル面外	粘性境界

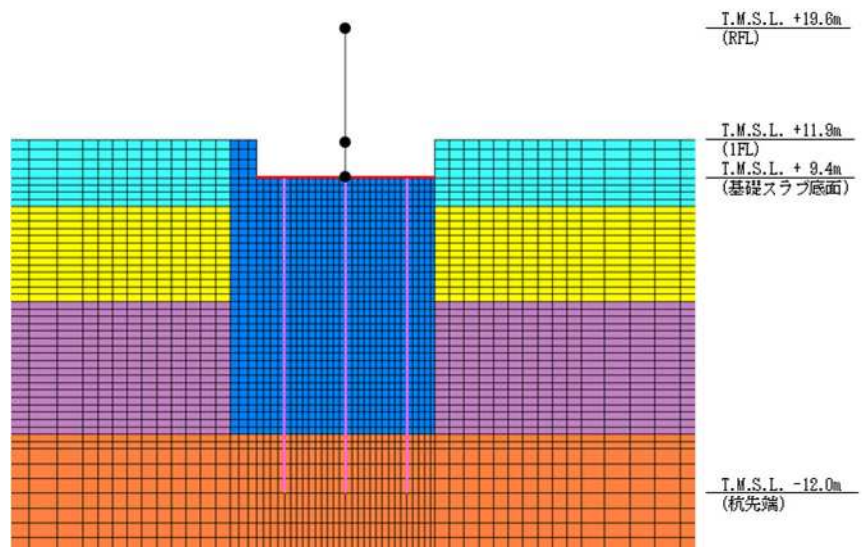
注記\* : 杭の減衰定数は、コンクリートの減衰定数が5%、鋼管の減衰定数が2%であることを考慮し、コンクリートと鋼管のヤング係数比をふまえた等価断面積で加重平均することで3%に設定する。



注 1：面外粘性境界を考慮する。

注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

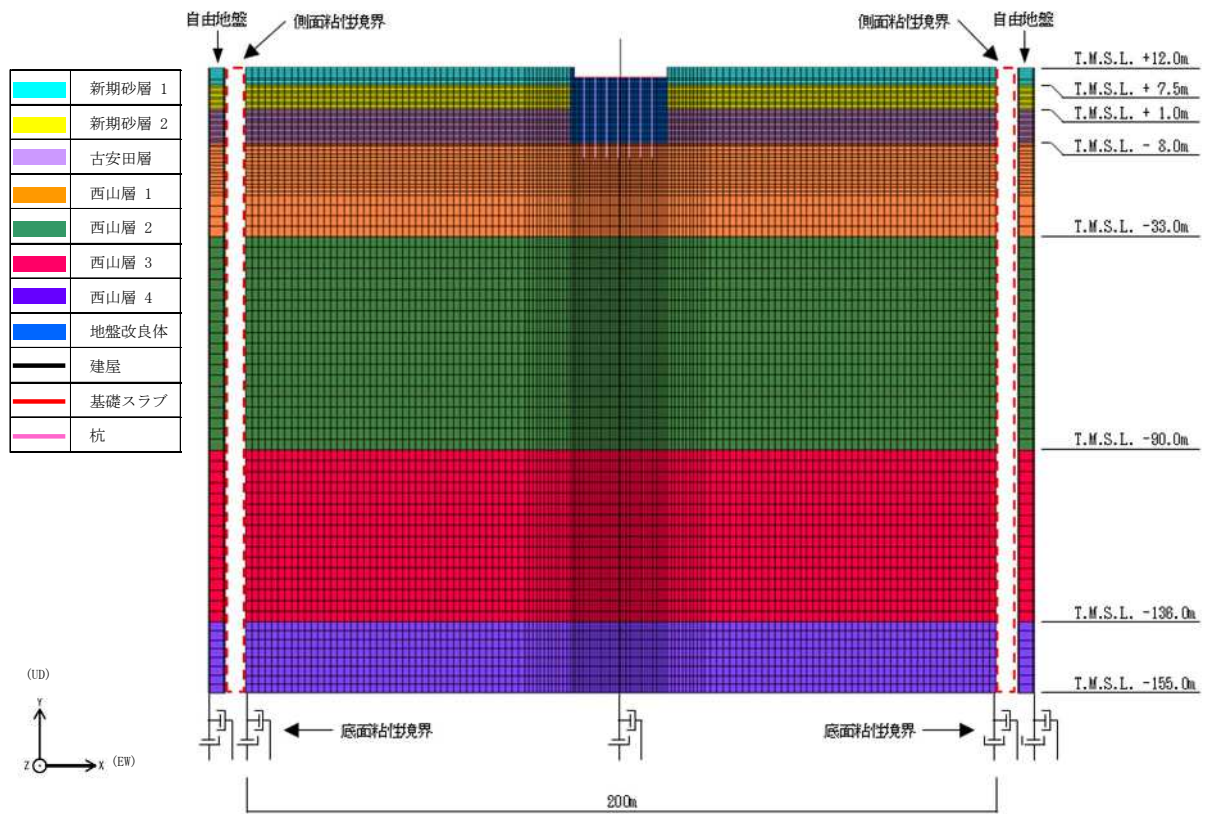
(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

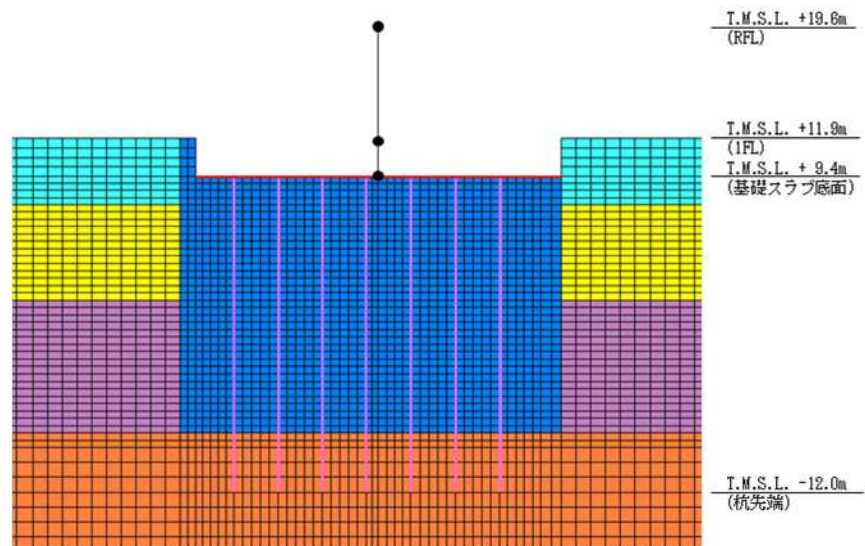
図 1-1 地震応答解析モデル (NS 方向)





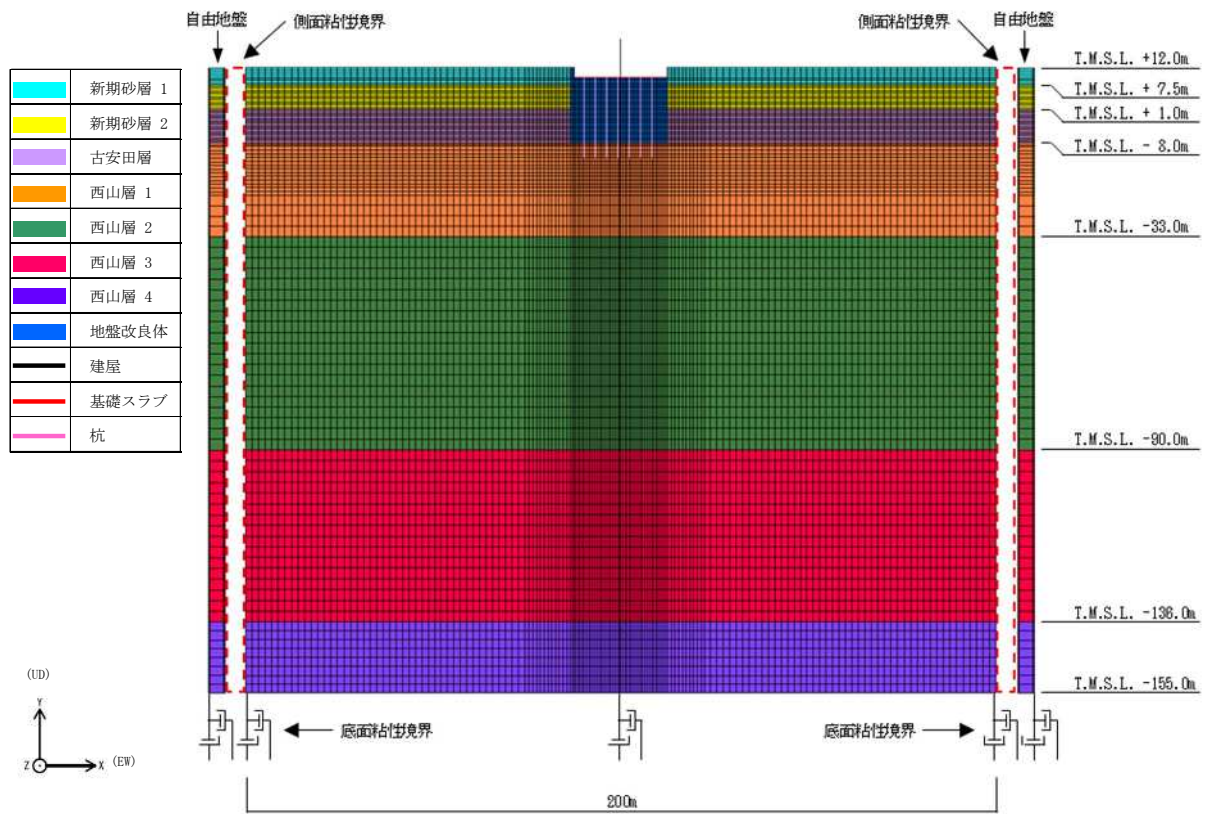
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



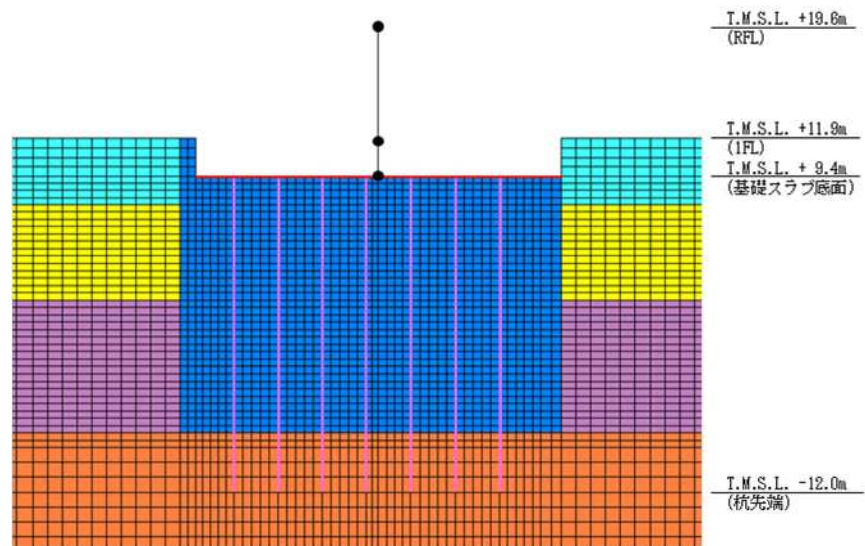
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 1-3 地震応答解析モデル (鉛直方向)

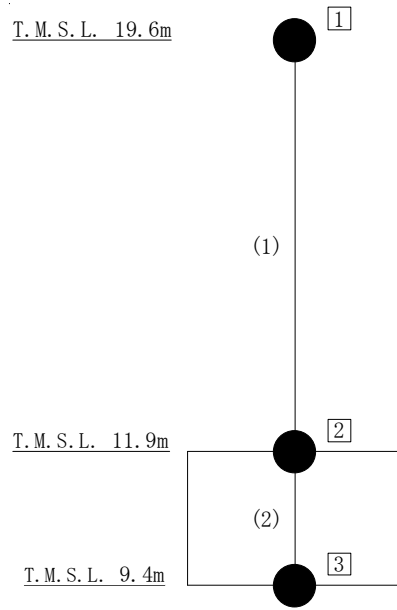
## 2. 建屋及び杭のモデル化

建屋及び杭のモデル化は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。建屋の地震応答解析モデルを図2-1に示す。建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。

NS方向はフレーム構造のため、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価なせん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。鉛直方向は軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。

基礎スラブ下端レベルの質点を基礎スラブ（無質量剛はり要素）と剛接合し、杭（はり要素）は杭頭を基礎スラブ（無質量剛はり要素）と剛接合する。

建屋及び杭の減衰定数はそれぞれ5%及び3%とし、建屋－杭連成系の一次固有振動数及び20Hzを用いたレーリー減衰として設定する。二次固有振動数は一次固有振動数の2～3倍程度（7～11Hz）と考えられるため、それと比べて十分に大きな振動数である20Hzを用いることで、保守的な設定となる。レーリー減衰の設定の概念図を図2-2に示す。固有振動数及び減衰定数を用いたレーリー減衰の設定方法は、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（S o i l P l u s）に示す通りである。建屋及び杭のレーリー減衰を表2-1に示す。



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 2-1 建屋の地震応答解析モデル

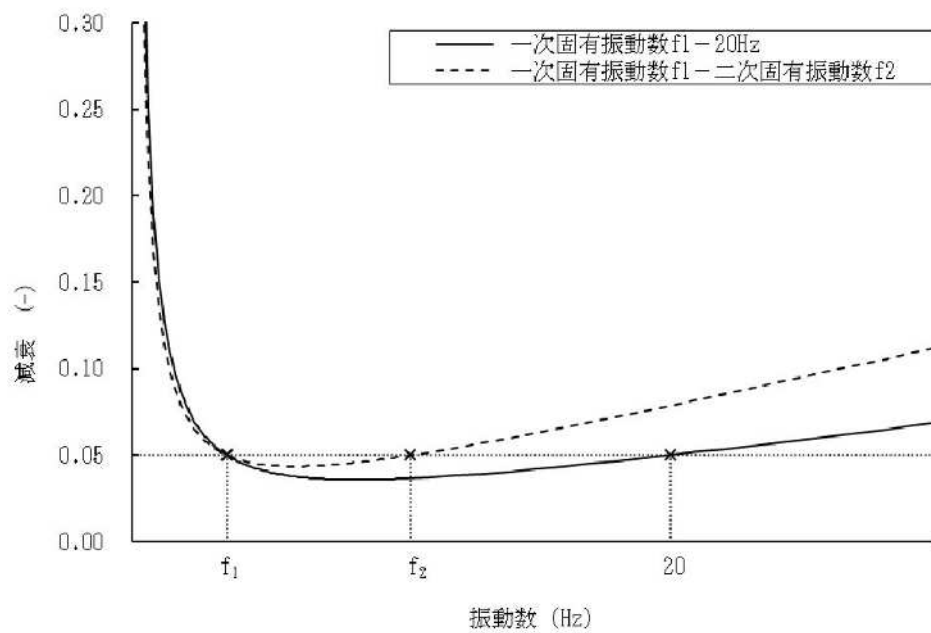


図 2-2 レーリー減衰の設定の概念図

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (1/4)

(a) レーリー減衰の設定値 (基準地震動 S s, NS 方向)

基準地震動	対象部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
S s-1	杭	3.51	20.00	0.03	0.03	1.13	4.06
	建屋	3.51	20.00	0.05	0.05	1.88	6.77
S s-2	杭	3.56	20.00	0.03	0.03	1.14	4.05
	建屋	3.56	20.00	0.05	0.05	1.90	6.76
S s-3	杭	3.42	20.00	0.03	0.03	1.10	4.08
	建屋	3.42	20.00	0.05	0.05	1.84	6.80
S s-4	杭	3.74	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.74	20.00	0.05	0.05	1.98	6.71
S s-5	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
S s-6	杭	3.68	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.68	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72
S s-7	杭	3.78	20.00	0.03	0.03	1.20	4.02
	建屋	3.78	20.00	0.05	0.05	2.00	6.69
S s-8	杭	3.68	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.68	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72

(b) レーリー減衰の設定値 (基準地震動 S s, EW 方向)

基準地震動	対象部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
S s-1	杭	3.59	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.59	20.00	0.05	0.05	1.91	6.75
S s-2	杭	3.63	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.63	20.00	0.05	0.05	1.93	6.74
S s-3	杭	3.51	20.00	0.03	0.03	1.13	4.06
	建屋	3.51	20.00	0.05	0.05	1.88	6.77
S s-4	杭	3.79	20.00	0.03	0.03	1.20	4.01
	建屋	3.79	20.00	0.05	0.05	2.00	6.69
S s-5	杭	3.74	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.74	20.00	0.05	0.05	1.98	6.70
S s-6	杭	3.73	20.00	0.03	0.03	1.18	4.02
	建屋	3.73	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
S s-7	杭	3.80	20.00	0.03	0.03	1.20	4.01
	建屋	3.80	20.00	0.05	0.05	2.01	6.69
S s-8	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (2/4)

(c) レーリー減衰の設定値 (基準地震動  $S_s$ , 鉛直方向)

基準地震動	対象部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
S <sub>s</sub> -1	杭	5.93	20.00	0.03	0.03	1.73	3.68
	建屋	5.93	20.00	0.05	0.05	2.88	6.14
S <sub>s</sub> -2	杭	6.03	20.00	0.03	0.03	1.75	3.67
	建屋	6.03	20.00	0.05	0.05	2.91	6.12
S <sub>s</sub> -3	杭	5.83	20.00	0.03	0.03	1.70	3.70
	建屋	5.83	20.00	0.05	0.05	2.84	6.16
S <sub>s</sub> -4	杭	6.18	20.00	0.03	0.03	1.78	3.65
	建屋	6.18	20.00	0.05	0.05	2.97	6.08
S <sub>s</sub> -5	杭	5.65	20.00	0.03	0.03	1.66	3.72
	建屋	5.65	20.00	0.05	0.05	2.77	6.20
S <sub>s</sub> -6	杭	5.59	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.59	20.00	0.05	0.05	2.75	6.22
S <sub>s</sub> -7	杭	5.71	20.00	0.03	0.03	1.68	3.71
	建屋	5.71	20.00	0.05	0.05	2.79	6.19
S <sub>s</sub> -8	杭	5.61	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.61	20.00	0.05	0.05	2.75	6.21

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (3/4)

(d) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
Sd-1	杭	4.04	20.00	0.03	0.03	1.27	3.97
	建屋	4.04	20.00	0.05	0.05	2.11	6.62
Sd-2	杭	4.07	20.00	0.03	0.03	1.28	3.97
	建屋	4.07	20.00	0.05	0.05	2.13	6.61
Sd-3	杭	3.63	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.63	20.00	0.05	0.05	1.93	6.73
Sd-4	杭	3.67	20.00	0.03	0.03	1.17	4.04
	建屋	3.67	20.00	0.05	0.05	1.95	6.73
Sd-5	杭	3.62	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.62	20.00	0.05	0.05	1.93	6.74
Sd-6	杭	3.59	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.59	20.00	0.05	0.05	1.91	6.75
Sd-7	杭	3.60	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.60	20.00	0.05	0.05	1.92	6.74
Sd-8	杭	4.02	20.00	0.03	0.03	1.26	3.98
	建屋	4.02	20.00	0.05	0.05	2.10	6.63

(e) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
Sd-1	杭	4.08	20.00	0.03	0.03	1.28	3.97
	建屋	4.08	20.00	0.05	0.05	2.13	6.61
Sd-2	杭	4.01	20.00	0.03	0.03	1.26	3.98
	建屋	4.01	20.00	0.05	0.05	2.10	6.63
Sd-3	杭	3.73	20.00	0.03	0.03	1.18	4.02
	建屋	3.73	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-4	杭	3.76	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.76	20.00	0.05	0.05	1.99	6.70
Sd-5	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-6	杭	3.70	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.70	20.00	0.05	0.05	1.96	6.72
Sd-7	杭	3.71	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.71	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-8	杭	3.67	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.67	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (4/4)

(f) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	固有振動数		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta (\times 10^{-4}/\text{Hz})$
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
Sd-1	杭	5.55	20.00	0.03	0.03	1.64	3.74
	建屋	5.55	20.00	0.05	0.05	2.73	6.23
Sd-2	杭	6.08	20.00	0.03	0.03	1.76	3.66
	建屋	6.08	20.00	0.05	0.05	2.93	6.10
Sd-3	杭	5.79	20.00	0.03	0.03	1.69	3.70
	建屋	5.79	20.00	0.05	0.05	2.82	6.17
Sd-4	杭	5.84	20.00	0.03	0.03	1.70	3.70
	建屋	5.84	20.00	0.05	0.05	2.84	6.16
Sd-5	杭	5.78	20.00	0.03	0.03	1.69	3.70
	建屋	5.78	20.00	0.05	0.05	2.82	6.17
Sd-6	杭	5.74	20.00	0.03	0.03	1.68	3.71
	建屋	5.74	20.00	0.05	0.05	2.80	6.18
Sd-7	杭	5.76	20.00	0.03	0.03	1.69	3.71
	建屋	5.76	20.00	0.05	0.05	2.81	6.18
Sd-8	杭	5.58	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.58	20.00	0.05	0.05	2.74	6.22



### 3. 地盤のモデル化

#### 3.1 原地盤のモデル化

原地盤は、大物搬入建屋の地盤調査結果に基づく水平成層地盤を仮定し、平面ひずみ要素でモデル化する。層序は、地盤調査結果に基づき設定する。

モデル化の範囲は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」に基づき、水平方向については大物搬入建屋水平方向幅の4倍以上に相当する NS 方向 200.0m, EW 方向 200.0m とし、深さ方向については大物搬入建屋水平方向幅以上に相当する 167.0m (T.M.S.L. 12.0m~T.M.S.L. -155.0m) とする。解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。また、面外方向に奥行地盤の広がり considers, 粘性境界を設ける。

原地盤モデルの物性値は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論により得られる等価地盤物性値とする。

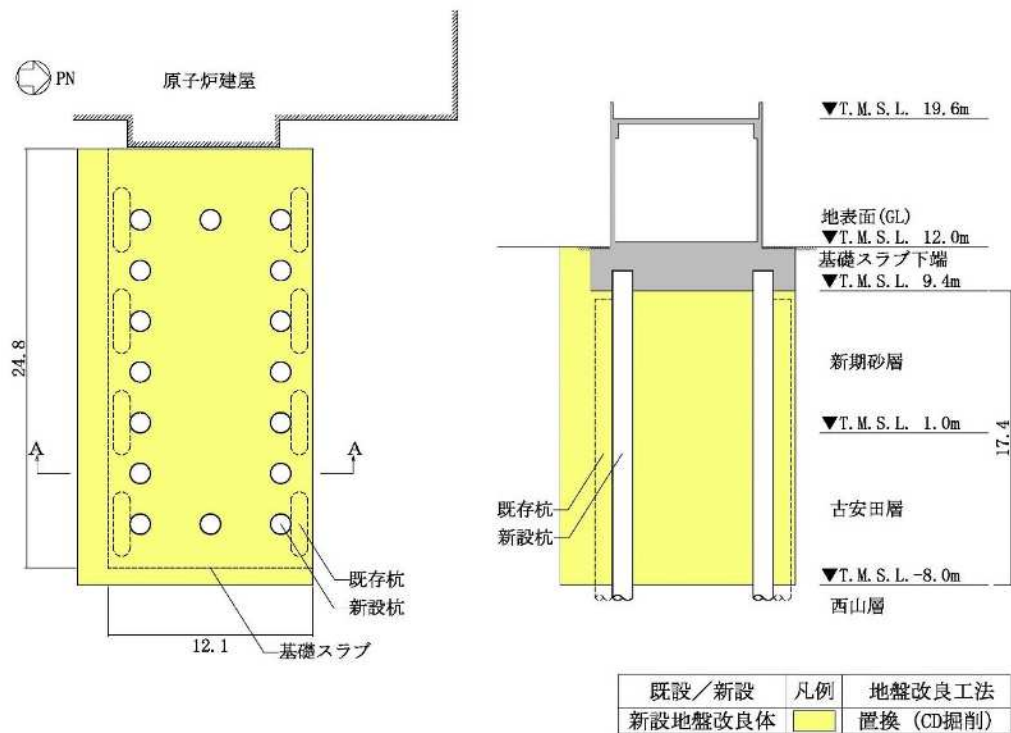
なお、大物搬入建屋は杭基礎構造物であるが、杭周囲を含む建屋直下の地盤を支持層まで改良しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地盤の液状化は考慮しないこととする。

### 3.2 地盤改良体のモデル化

西山層より上部の地層は、基準地震動  $S_s$  により液状化を生じる可能性があることから、建屋下部の支持地盤以浅の地盤にセメント系の地盤改良を実施している。地盤改良の種別を表 3-1 に、地盤改良範囲を図 3-1 に示す。地盤改良体は平面ひずみ要素でモデル化する。地盤改良体モデルの物性値は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた次元波動論により得られる等価物性値とする。

表 3-1 地盤改良の種別

地盤改良の種別	適用場所	施行手順
置換	建屋下部の支持地盤 以浅の地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>改良予定箇所を掘削</li> <li>掘削箇所に地盤改良体打設</li> <li>改良後に杭を打設</li> </ul>



(a) 平面図

(b) A-A断面図

図 3-1 地盤改良範囲

#### 4. 境界条件の設定

##### 4.1 杭－地盤間

杭と地盤改良体の境界においては、杭が剛性の高い地盤改良体中に打設されることから、水平方向については周囲の地盤により杭の変形が拘束されることを、鉛直方向については地盤の粘着力が十分に大きいことを考慮し、水平及び鉛直自由度において多点拘束を設定する。

##### 4.2 原地盤－地盤改良体間

原地盤と地盤改良体の境界においては、剥離・接触と摩擦によるすべりが発生することが考えられるが、建屋応答への影響は小さいと考え、水平及び鉛直自由度において多点拘束を設定する。

##### 4.3 基礎－地盤間

基礎と地盤の境界においては、杭頭位置で杭と基礎スラブの節点共有を設定する。

別紙6-1-1 建屋減衰を3%とした場合の影響検討

## 目 次

1. 概要	別紙 6-1-1-1
2. 解析方法	別紙 6-1-1-1
2.1 設計用模擬地震波	別紙 6-1-1-1
2.2 地震応答解析モデル	別紙 6-1-1-1
2.3 入力地震動	別紙 6-1-1-2
2.4 解析方法	別紙 6-1-1-2
2.5 解析条件	別紙 6-1-1-2
3. 解析結果	別紙 6-1-1-2
4. 減衰定数 3% の影響評価	別紙 6-1-1-15

## 1. 概要

建物・構築物の鉄筋コンクリート造部に用いる減衰定数は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の補足説明資料「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙4「地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」より、水平方向及び鉛直方向とも5%として整理しており、鉄筋コンクリート造である大物搬入建屋の地震応答解析においても、建屋の減衰定数を5%としている。

本資料では、大物搬入建屋が新設であることを考慮し、建屋の減衰定数を3%とした場合の地震応答解析を行い、耐震評価上の影響を確認する。

## 2. 解析方法

### 2.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動S<sub>s</sub>及び弾性設計用地震動S<sub>d</sub>の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

### 2.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定し、原則としてV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とし、建屋部及び基礎スラブについては、減衰定数を3%とする。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値について、表2-1に示す。

表 2-1 建物・構築物の物性値

部位	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 (%)
建屋部	コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345, SD390	2.52 × 10 <sup>4</sup>	1.05 × 10 <sup>4</sup>	3
基礎スラブ	コンクリート： F <sub>c</sub> = 30 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.44 × 10 <sup>4</sup>	1.02 × 10 <sup>4</sup>	3

### 2.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基板表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  のうち  $S_s-1$  及び  $S_d-1$  とする。地震応答解析は、解析モデル下端レベル (T. M. S. L. -155.0m) に入力地震動を水平方向及び鉛直方向にそれぞれ入力することで実施する。

### 2.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施し、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。

### 2.5 解析条件

大物搬入建屋の復元力特性は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。なお、本検討では材料物性の不確かさは考慮せず、基本ケースのみの実施とする。

## 3. 解析結果

$S_s-1$  及び  $S_d-1$  の基本ケースの地震応答解析結果を図3-1～図3-20に示す。

NS方向において、減衰定数を3%とした場合の応答値は、減衰定数を5%とした場合の応答値と比べて、 $S_s-1$  で4%程度、 $S_d-1$  で2%程度増加することを確認した。EW方向及び鉛直方向において、減衰定数を3%とした場合の応答値は、減衰定数を5%とした場合の応答値とおおむね同等であることを確認した。

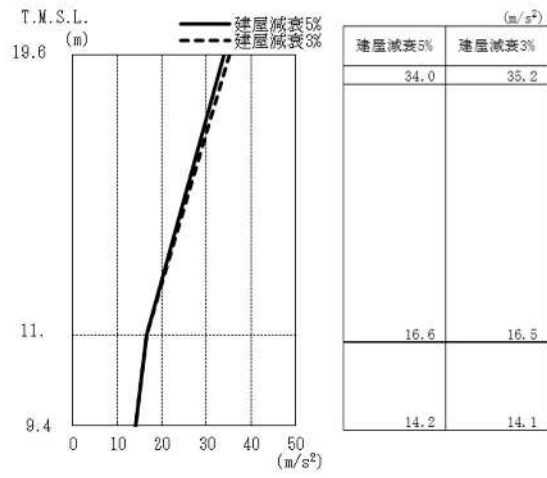
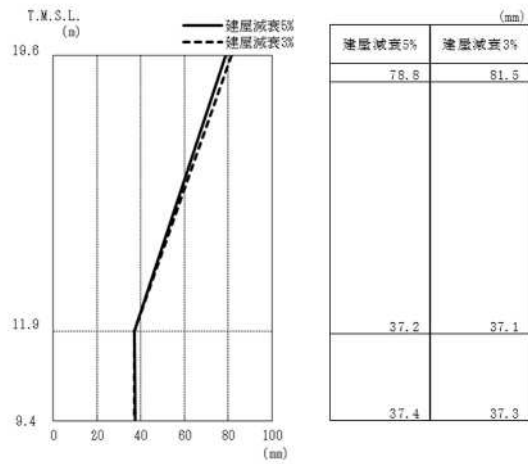


図 3-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



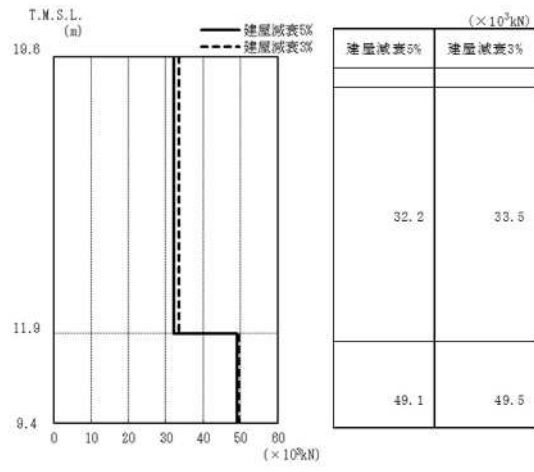


図 3-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

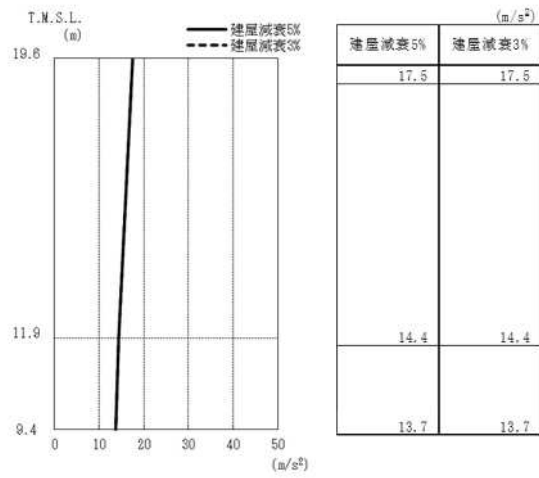
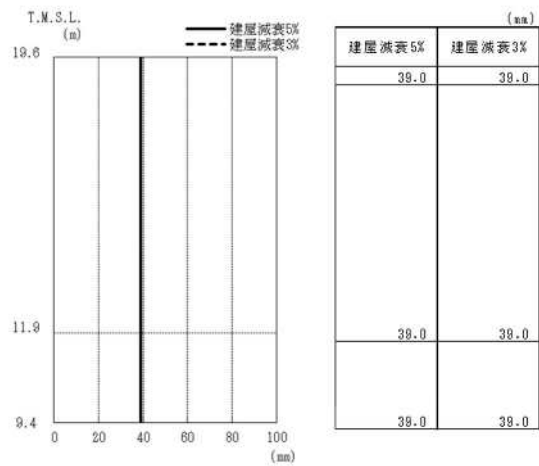


図 3-4 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-5 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

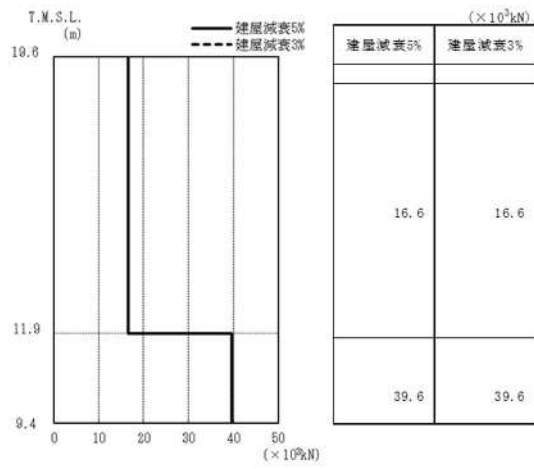


図 3-6 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

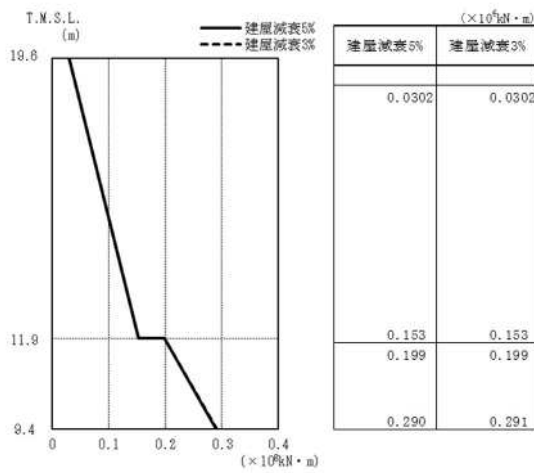


図 3-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

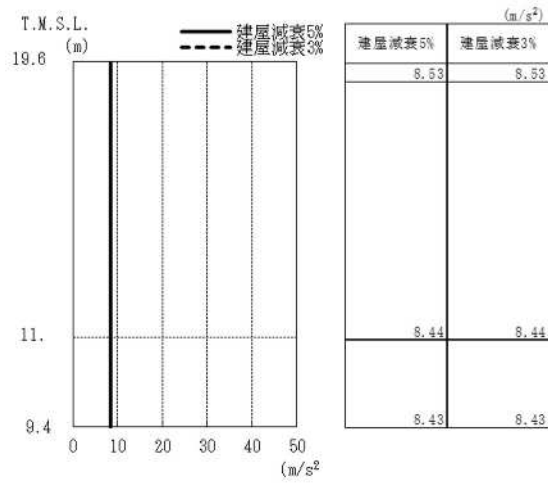
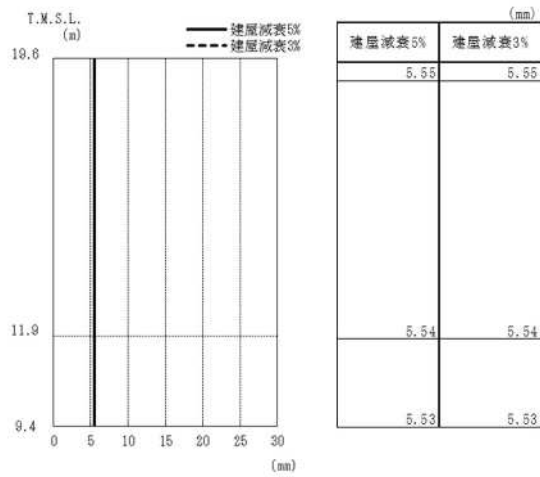


図 3-8 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



注：T.M.S.L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-9 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

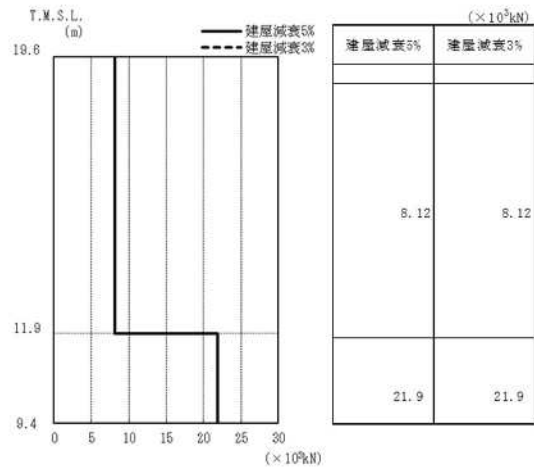


図 3-10 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

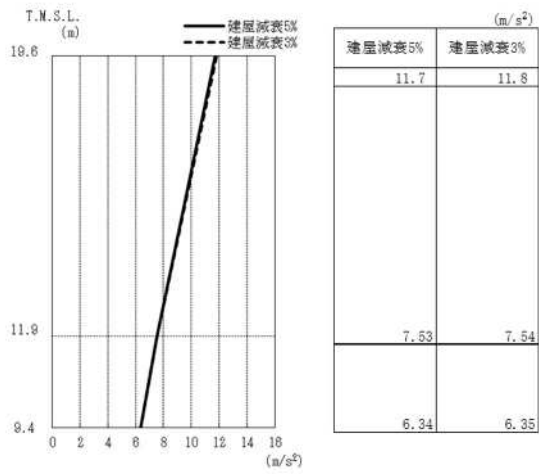
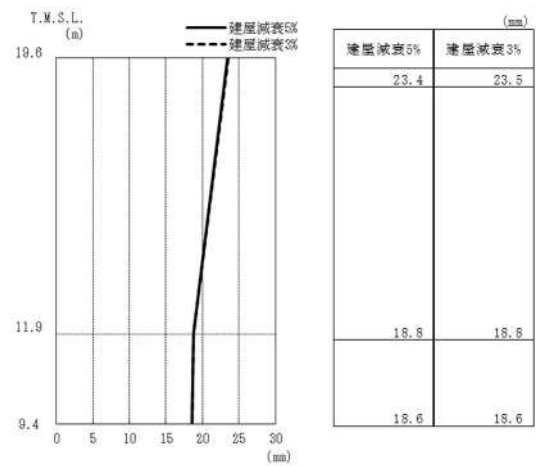


図 3-11 最大応答加速度 (Sd-1, NS 方向)



注：T.M.S.L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-12 最大応答変位 (Sd-1, NS 方向)

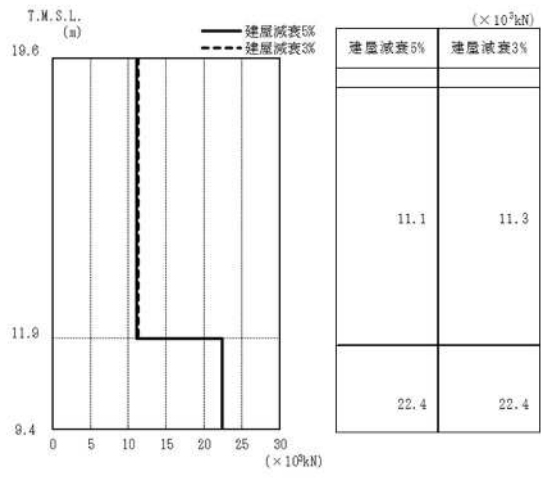


図 3-13 最大応答せん断力 (Sd-1, NS 方向)

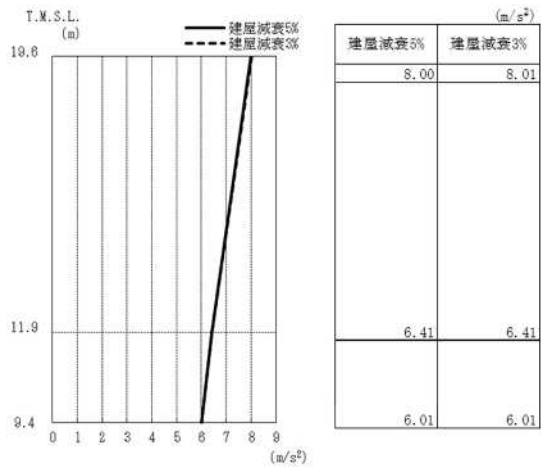
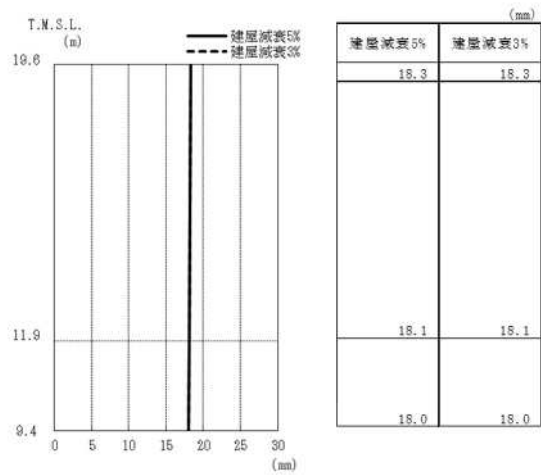


図 3-14 最大応答加速度 (Sd-1, EW 方向)



注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-15 最大応答変位 (Sd-1, EW 方向)



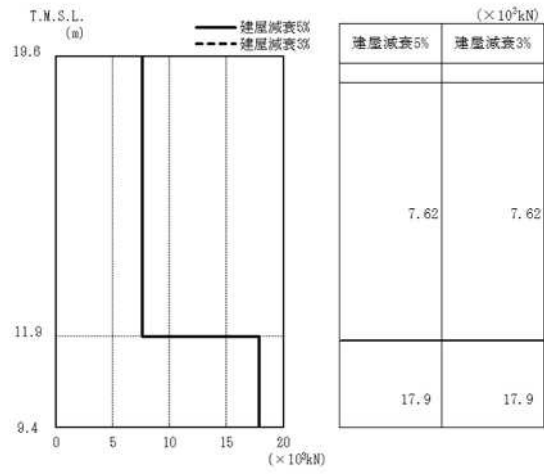


図 3-16 最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

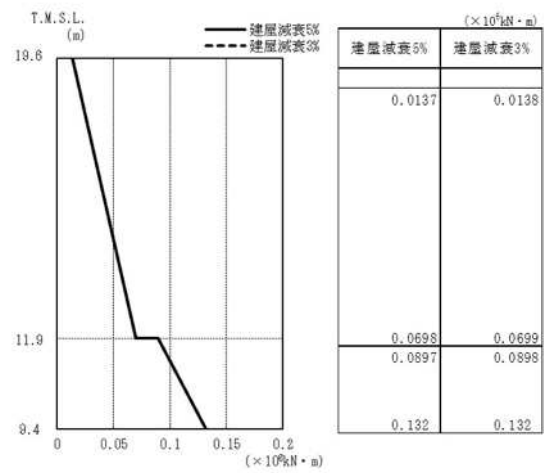


図 3-17 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW 方向)

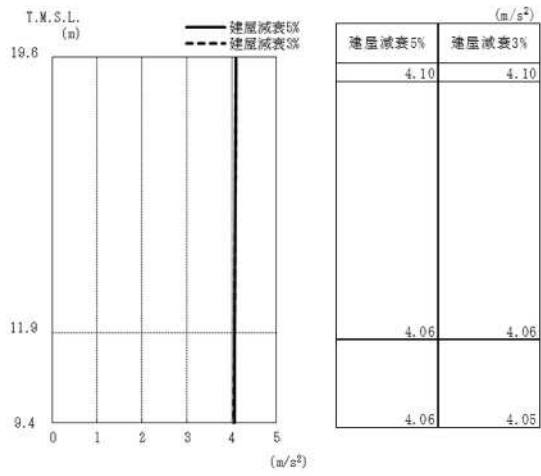
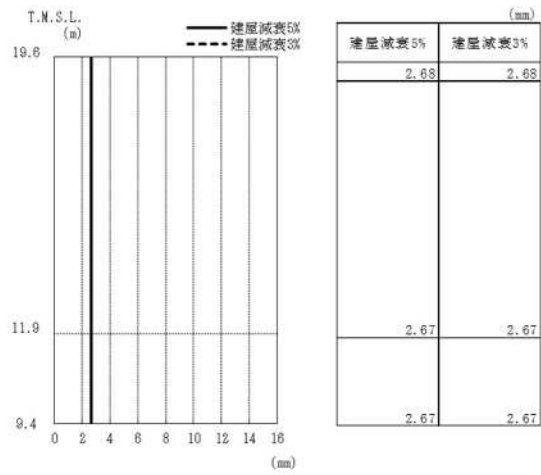


図 3-18 最大応答加速度 (Sd-1, 鉛直方向)



注：T.M.S.L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-19 最大応答変位 (Sd-1, 鉛直方向)

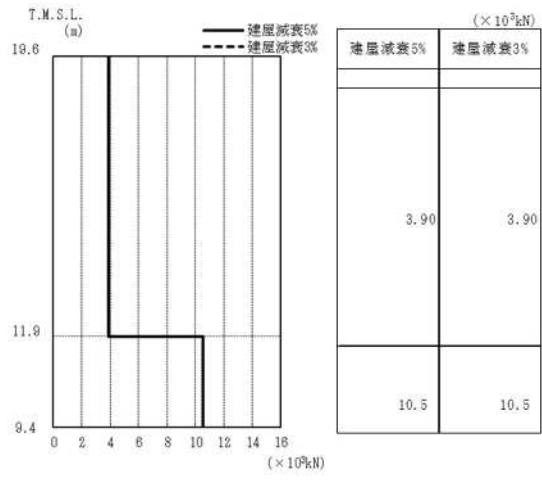


図 3-20 最大応答軸力 (Sd-1, 鉛直方向)

#### 4. 減衰定数3%の影響評価

減衰定数5%における最大層せん断力，減衰定数3%における最大層せん断力及び設計用地震力の比較を表4-1に示す。

表4-1より，減衰定数5%とした場合に比べて減衰定数3%とした場合の方が，NS方向では基準地震動  $S_s$  で4%程度，弾性設計用地震動  $S_d$  で2%程度最大層せん断力が大きくなり，EW方向では最大層せん断力に差が無いことが確認できる。また，減衰定数5%とした場合及び減衰定数3%とした場合のいずれの値も，材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力に包絡されていることが確認できる。

以上より，減衰定数3%の地震応答解析結果は減衰定数5%の解析結果を一部上回るものの，耐震安全性に影響を与えないことを確認した。

表 4-1 地震力の比較

(a) 基準地震動  $S_s$

(単位：kN)

方向	T. M. S. L. (m)	減衰定数5%における 最大層せん断力 ( $S_s-1 \sim S_s-8$ の最大値)	減衰定数3%における 最大層せん断力 ( $S_s-1$ )	設計用地震力
NS	11.9~19.6	32,200	33,500	33,800
	9.4~11.9	49,100	49,500	51,600
EW	11.9~19.6	16,600	16,600	17,900
	9.4~11.9	39,600	39,600	41,600

(b) 弾性設計用地震動  $S_d$

(単位：kN)

方向	T. M. S. L. (m)	減衰定数5%における 最大層せん断力 ( $S_d-1 \sim S_d-8$ の最大値)	減衰定数3%における 最大層せん断力 ( $S_d-1$ )	設計用地震力
NS	11.9~19.6	11,100	11,300	13,300
	9.4~11.9	22,400	22,400	25,300
EW	11.9~19.6	7,620	7,620	9,100
	9.4~11.9	17,900	17,900	20,800

別紙6-1-2 地盤の液状化を考慮した場合の影響検討

## 目 次

1. 概要	別紙 6-1-2-1
2. 解析方法	別紙 6-1-2-2
2.1 設計用模擬地震波	別紙 6-1-2-2
2.2 有効応力解析モデル	別紙 6-1-2-2
2.3 入力地震動	別紙 6-1-2-9
2.4 解析方法	別紙 6-1-2-9
2.5 解析条件	別紙 6-1-2-9
3. 解析結果	別紙 6-1-2-10
4. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-1-2-25
4.1 相対変位についての影響検討	別紙 6-1-2-25
4.2 相対変位の算出方法	別紙 6-1-2-25
4.3 相対変位の算出結果	別紙 6-1-2-25
5. まとめ	別紙 6-1-2-27

## 1. 概要

大物搬入建屋では、液状化対策として建屋直下の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地震応答解析では地盤の液状化は考慮していない。本資料では、地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い、地盤改良体周囲の地盤の液状化を考慮した場合の影響を確認するものである。

## 2. 解析方法

### 2.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動 $S_s$ 及び弾性設計用地震動 $S_d$ の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

### 2.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき設定し、原則としてV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。以下に、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を表 2-1 に、液状化抵抗曲線を図 2-1～図 2-3 に、地震応答解析モデルを図 2-4 及び図 2-5 に示す。新期砂層 1（T.M.S.L. 12.0m～T.M.S.L. 7.5m）、新期砂層 2（T.M.S.L. 7.5m～T.M.S.L. 1.0m）及び古安田層に用いる解析用物性値については、地盤の液状化による影響を保守的に評価するため、地層の細分化は行わず、液状化抵抗曲線の最も低い埋戻土、新期砂層及び古安田層(A2s)を代用する。地盤改良体の密度は、基本ケースと同様に地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、表 2-1 に示す原地盤及び地盤改良体の密度を改良率で加重平均した値を用いて解析用物性値を設定する。また、地盤改良体の動せん断弾性係数は、表 2-1 に示す地盤改良体の動せん断弾性係数に改良率を乗じた値を用いて解析用物性値を設定する。

土の応力－ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線（修正 Hardin-Drnevich）型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンシー特性にはおわんモデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための繰返し境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。



表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（1 / 2）

(a) 原地盤（埋戻土，新期砂層及び古安田層）

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	2.05	1.91
	間隙率	n	0.45	0.44	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	200.0
	ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	0.225	0.234	0.157
強度特性	粘着力	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角	$\phi'$ (°)	35.9	34.6	36.6
液状化パラメータ (Soil Plus)	A		-0.60	-0.70	-1.00
	B		1.40	1.40	1.40
	C		1.00	1.50	8.00
	D		180.0	180.0	60.0
	$C_s / (1 + e_0)$		0.0070	0.0070	0.0190
	$C_c / (1 + e_0)$		0.0080	0.0085	0.0195
	X 1		0.140	0.170	0.450

(b) 原地盤（西山層）

物性値		地質区分	西山層1 (T. M. S. L. -8.0m ~-33.0m)	西山層2 (T. M. S. L. -33.0m ~-90.0m)	西山層3*1 (T. M. S. L. -90.0m ~-136.0m)	西山層4*1 (T. M. S. L. -136.0m ~-155.0m)
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.69	1.76	1.97
	間隙率	n	0.56	0.56	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$	$6.14 \times 10^5$	$8.32 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比	$\nu$	0.451	0.446	0.432	0.424
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	0.257	0.257	0.257	0.257
強度特性	粘着力	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2
	内部摩擦角	$\phi'$ (°)	0.0	0.0	0.0	0.0

注記\*1：西山層3及び西山層4の密度，動せん断弾性係数及びポアソン比については，全応力解析で用いている物性値から設定。  
\*2：Zは標高 (m) を示す。

表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（2 / 2）

(c) 地盤改良体

種別		置換
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85
	間隙率 $n$	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.31 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.302
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4000

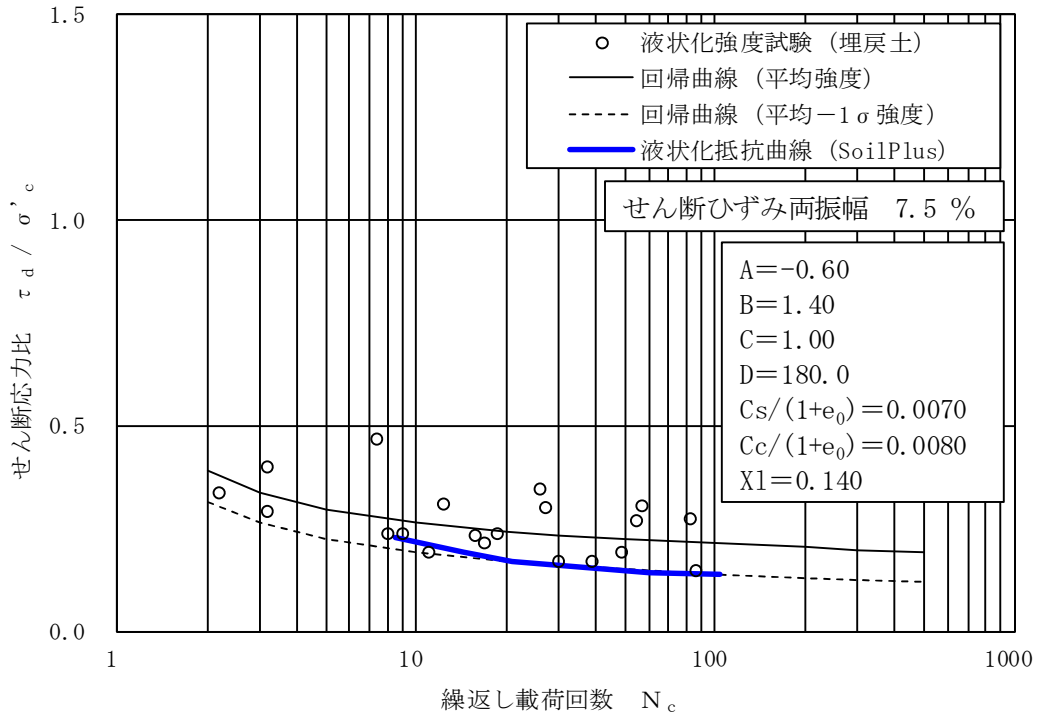


図 2-1 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

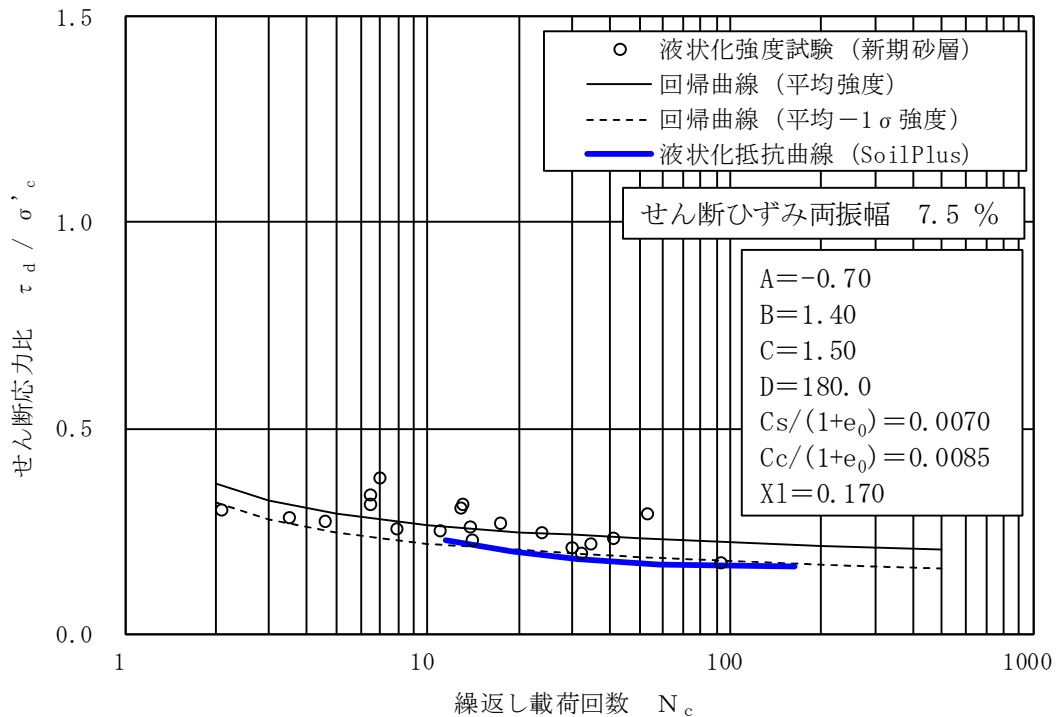


図 2-2 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

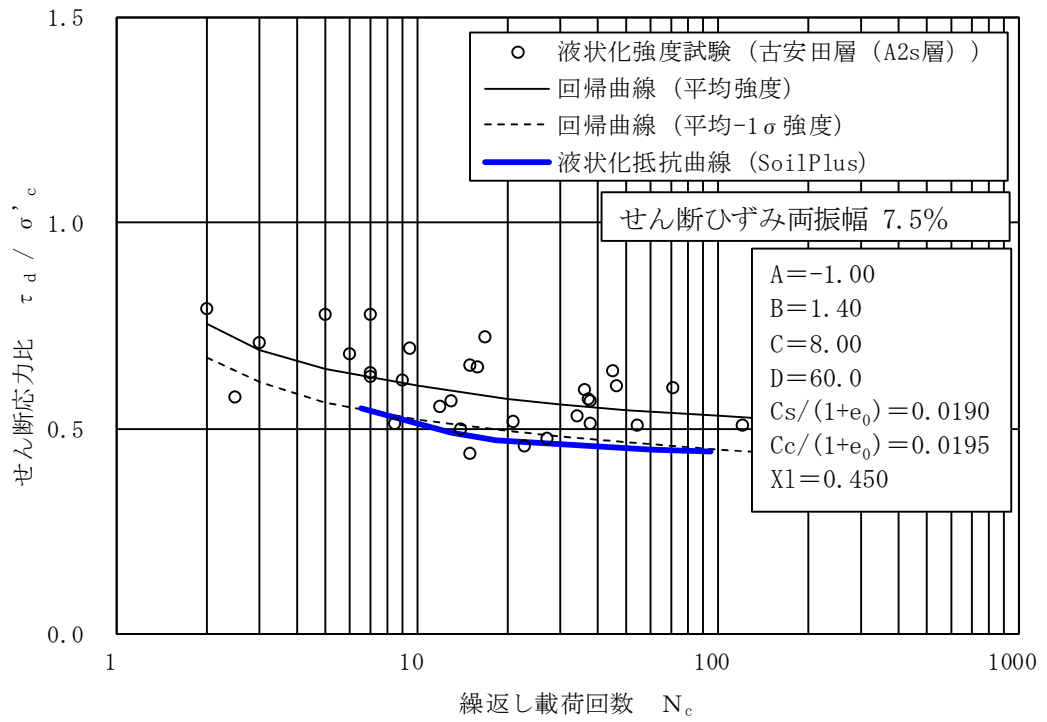


図 2-3 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

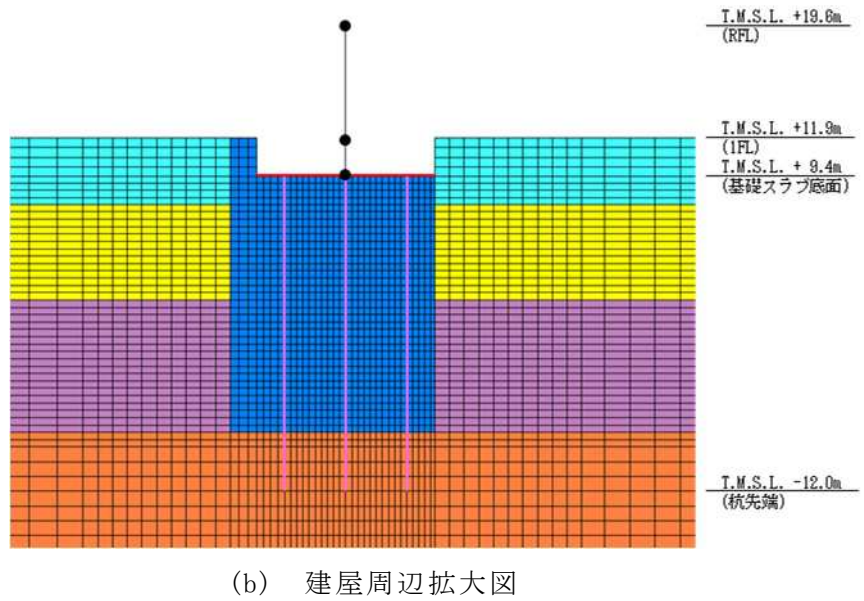
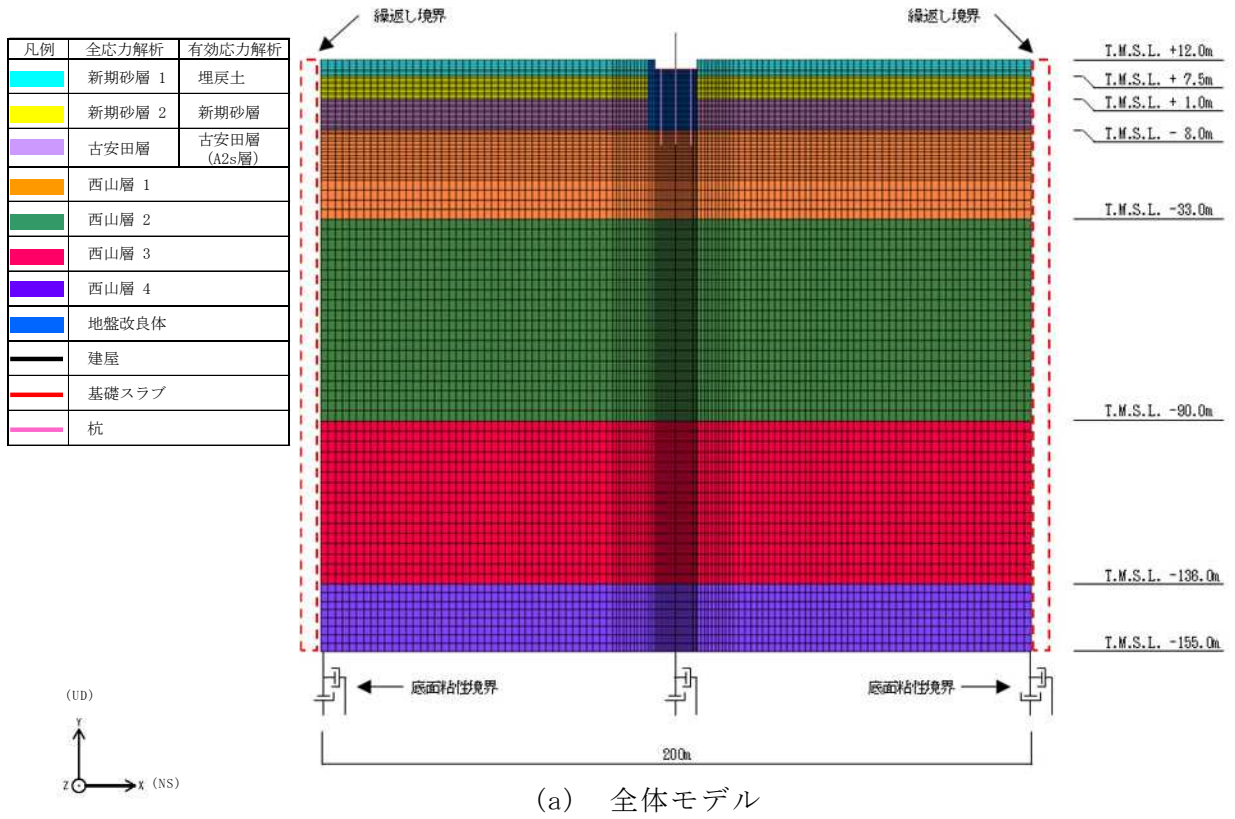
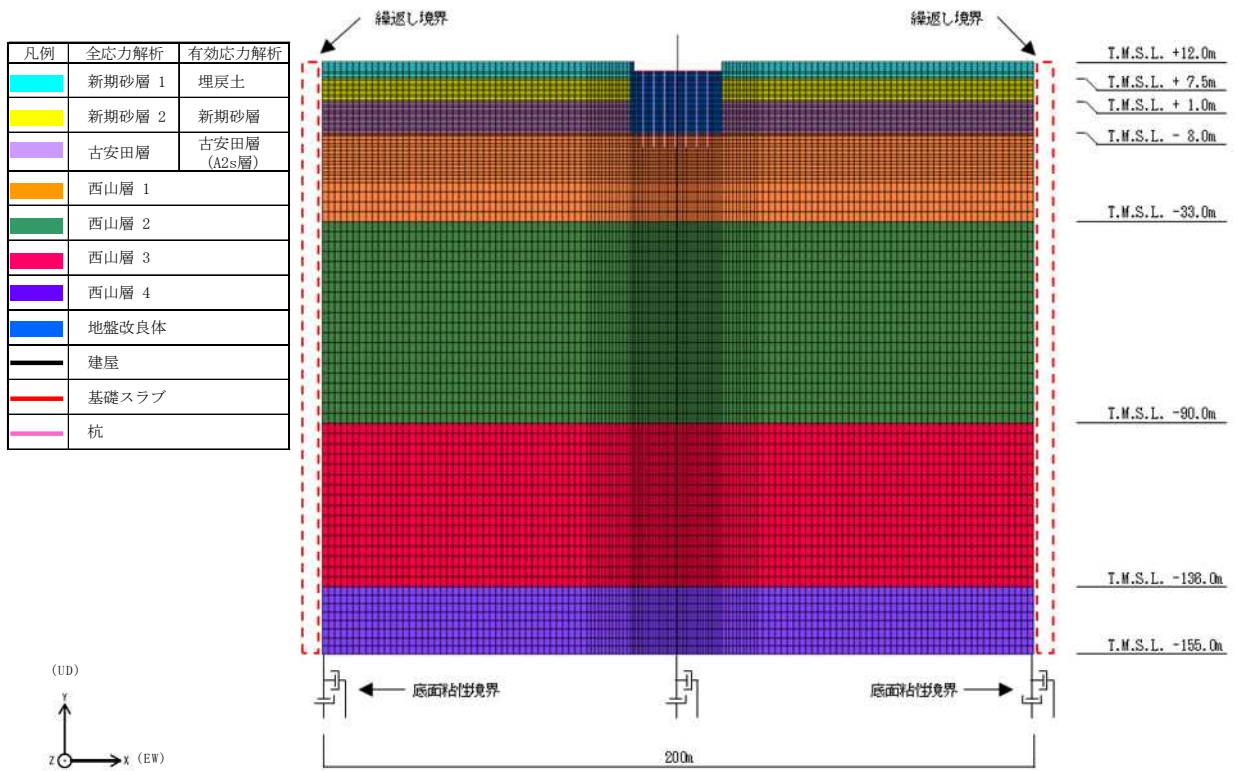
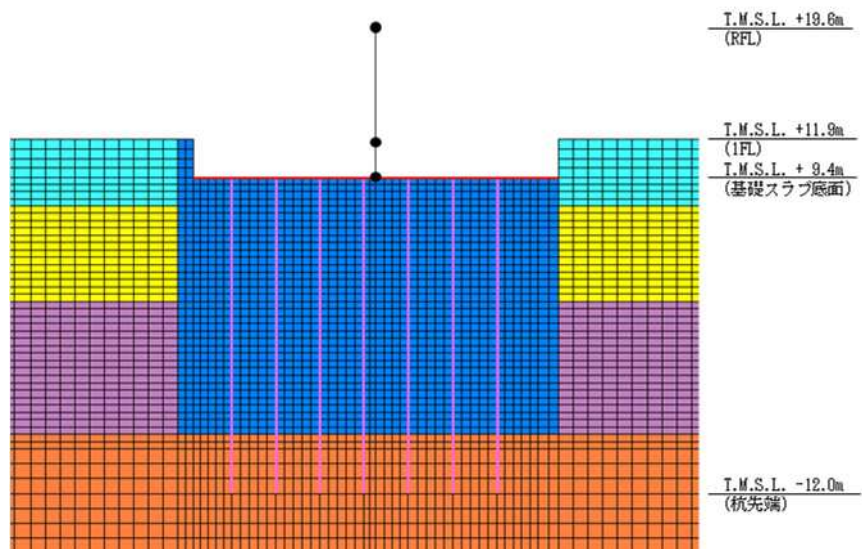


図 2-4 地震応答解析モデル (NS 方向)



(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 2-5 地震応答解析モデル (EW 方向)

### 2.3 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基板表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  のうち  $S_s-1$  及び  $S_s-3$  とする。有効応力解析は、解析モデル下端レベル (T.M.S.L. - 155.0m) に入力地震動を水平方向 (NS方向又はEW方向) 及び鉛直方向を同時に入力することで実施する。

### 2.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、地盤の有効応力を考慮した弾塑性時刻歴応答解析により実施する。同解析では、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧比の他に、建屋の応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント及び応答軸力を算出する。なお、本検討では最大過剰間隙水圧比が 95% を超えた場合に液状化を生じているものと判断する。

有効応力解析には、解析コード「*Soil Plus*」を用いる。

### 2.5 解析条件

大物搬入建屋の復元力特性は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。

### 3. 解析結果

Ss-1及びSs-3の有効応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比を図3-1～図3-14に示す。最大応答せん断ひずみは、地盤の有効応力の変化を考慮したことにより地盤改良体の外側の新期砂層で大きくなっているが、大物搬入建屋直下の地盤については、地盤改良体によりせん断変形が拘束されることで小さくなっていることが確認できる。最大過剰間隙水圧比は、地盤改良体の外側の新期砂層の広い範囲で95%を超えており、液状化を生じているものと判断される。

Ss-1及びSs-3の有効応力解析結果のうち、大物搬入建屋の最大応答値を図3-15～図3-24に示す。有効応力解析の最大応答値は、最大応答変位を除き、いずれもケース1（全応力解析における基本ケース）の応答値を下回っていることが確認できる。有効応力解析では、地盤剛性の低下により、地盤の変位は増大するが加速度は減少する。大物搬入建屋においては、地盤変位の増大による応答値の増加に比べ、加速度の減少に伴い慣性力が減少することによる応答値の減少の影響が大きいと考えられる。



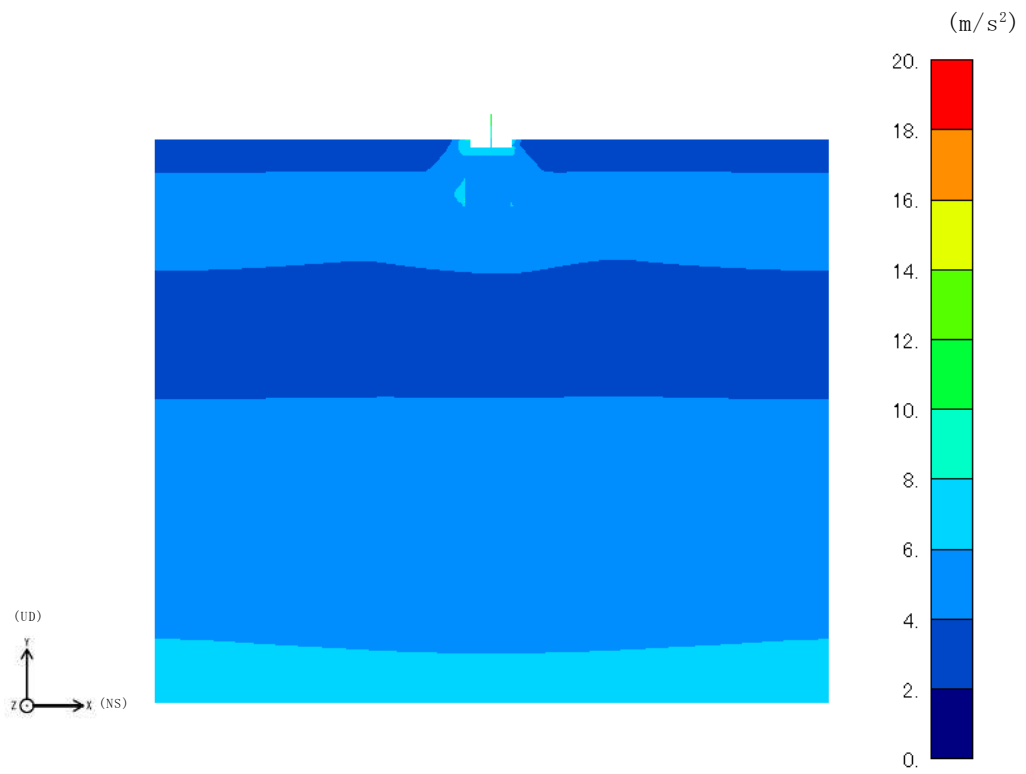


図 3-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

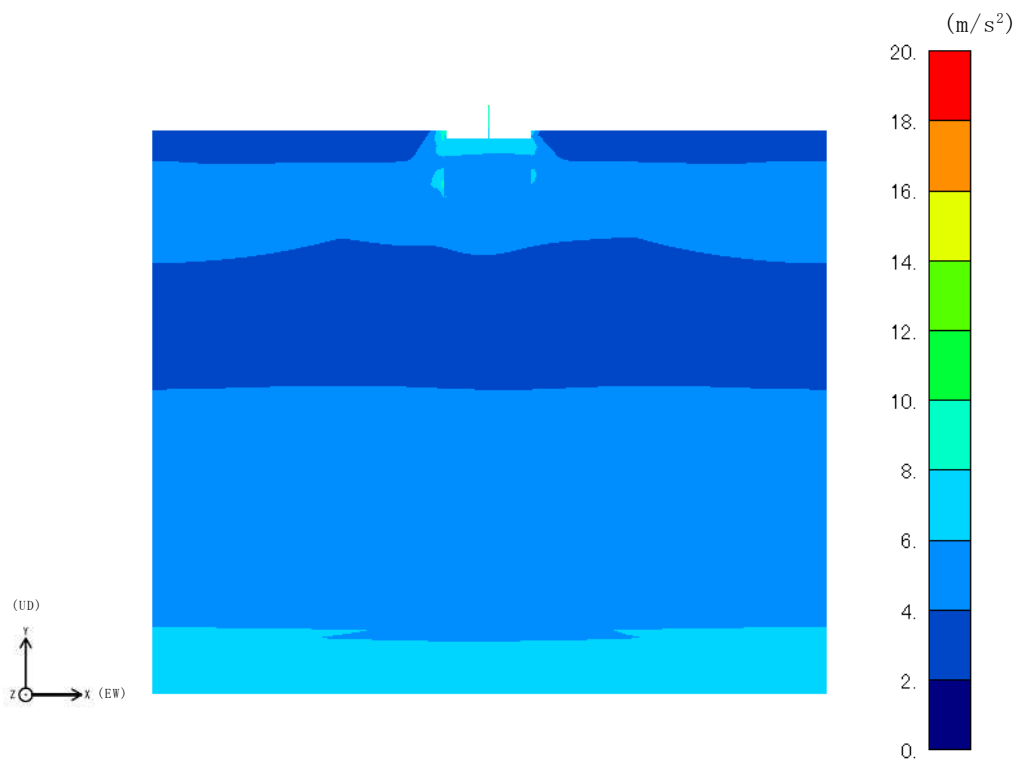


図 3-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

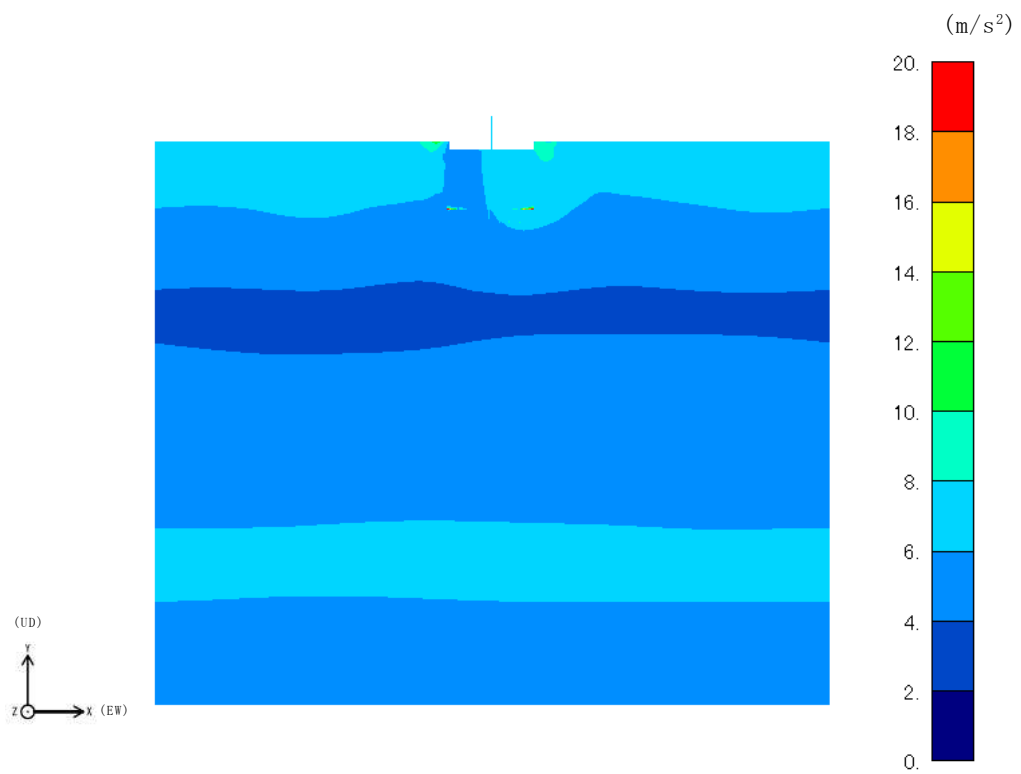


図 3-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

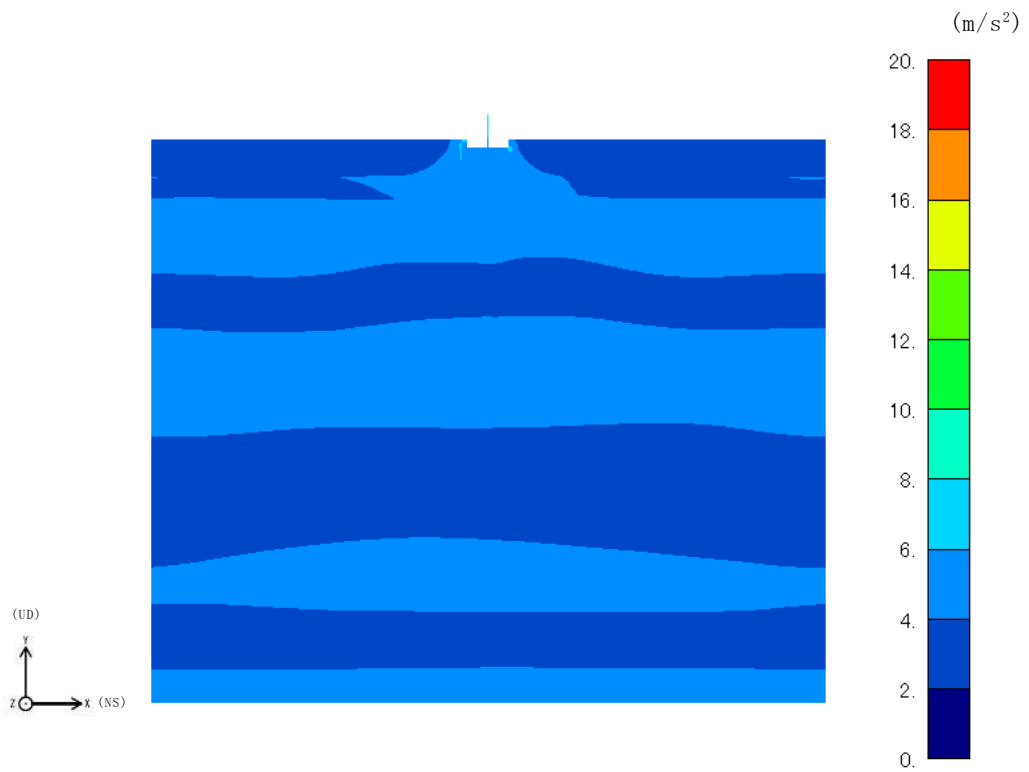


図 3-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, NS 方向)

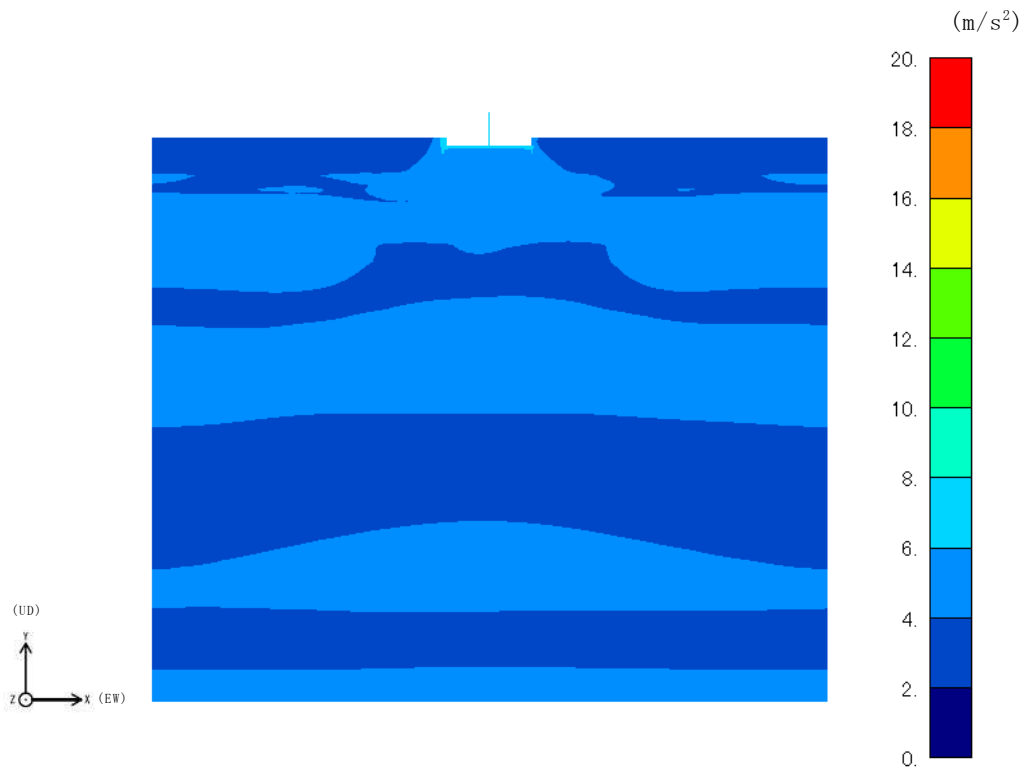


図 3-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, EW 方向)

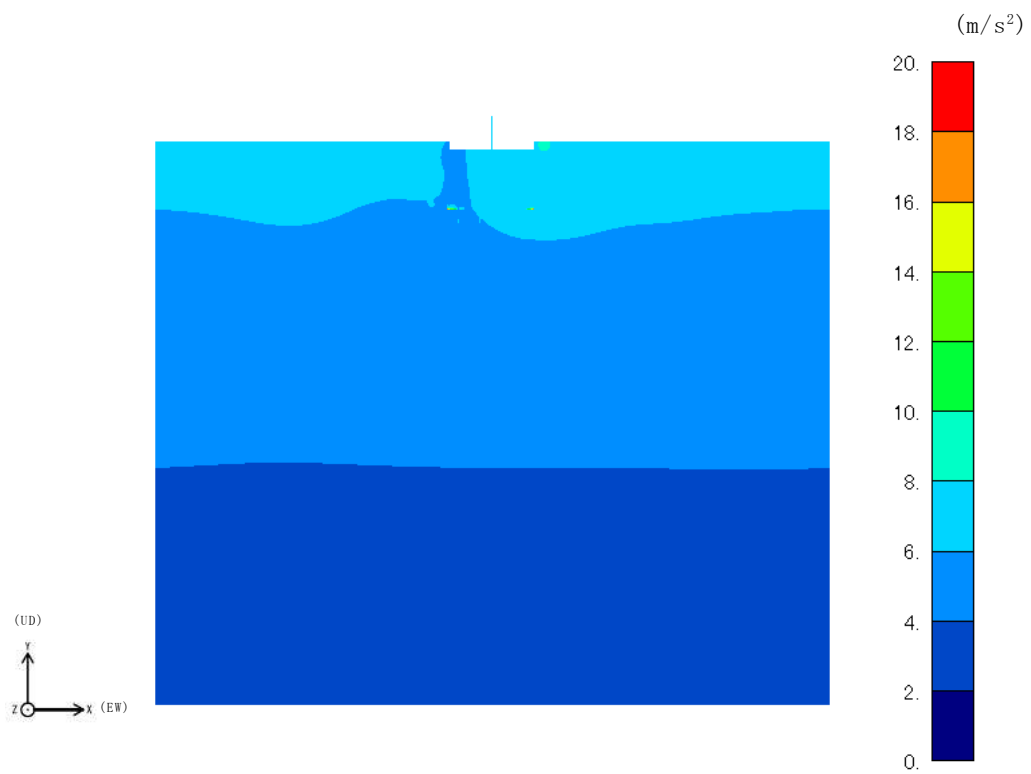


図 3-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, 鉛直方向)

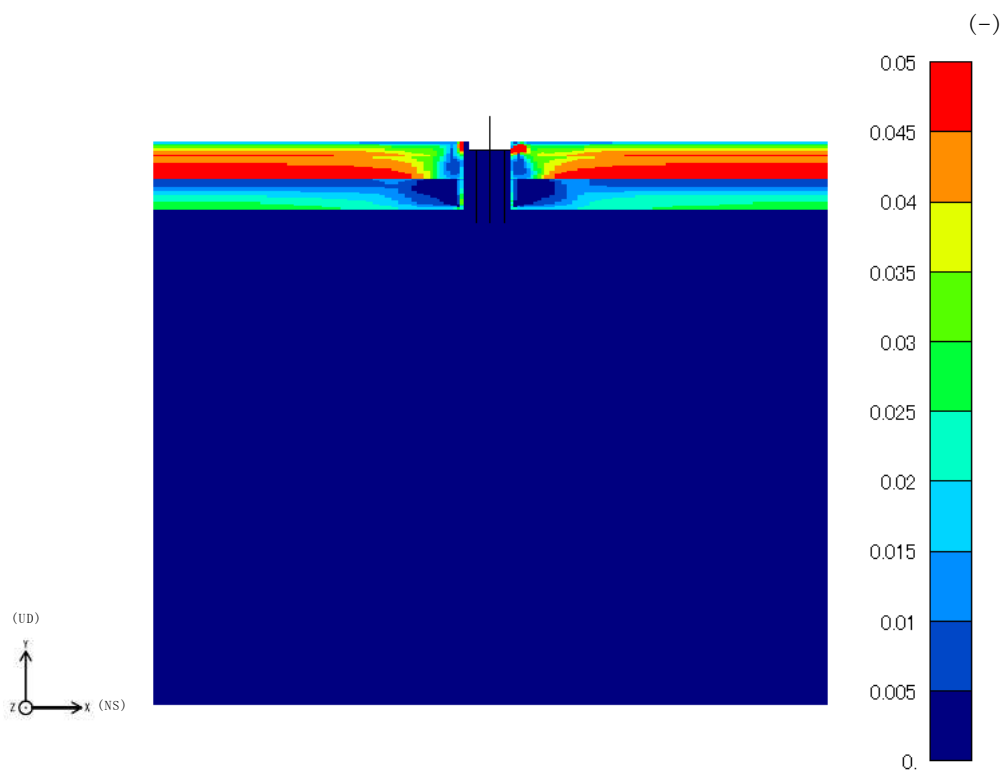


図 3-7 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, NS 方向)

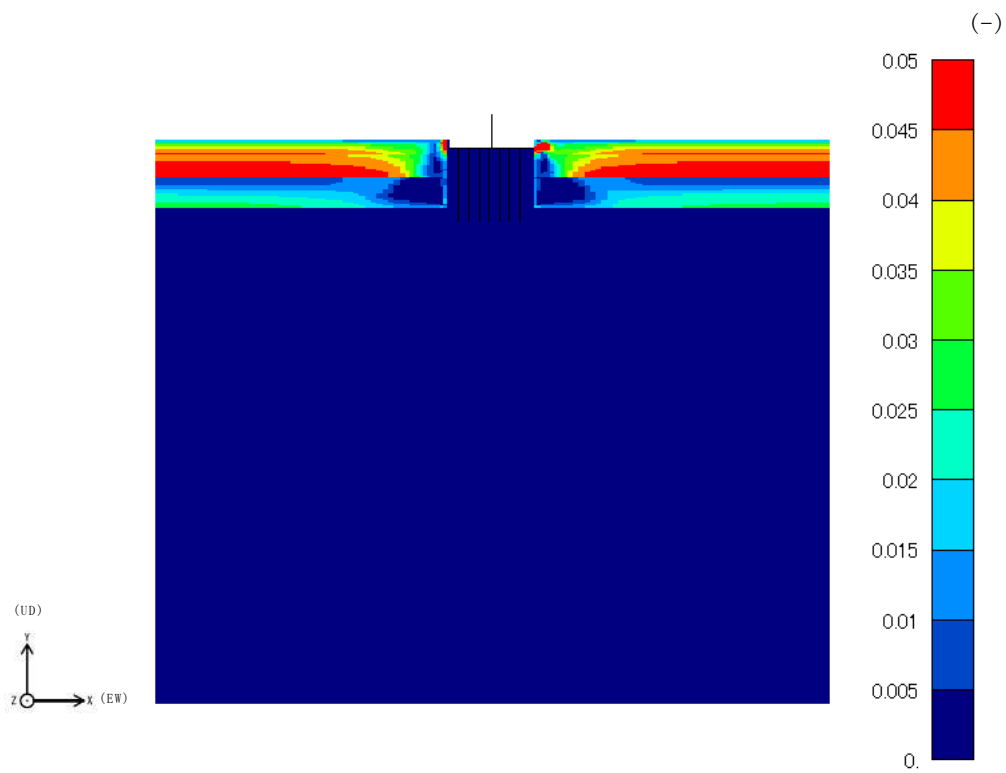


図 3-8 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, EW 方向)

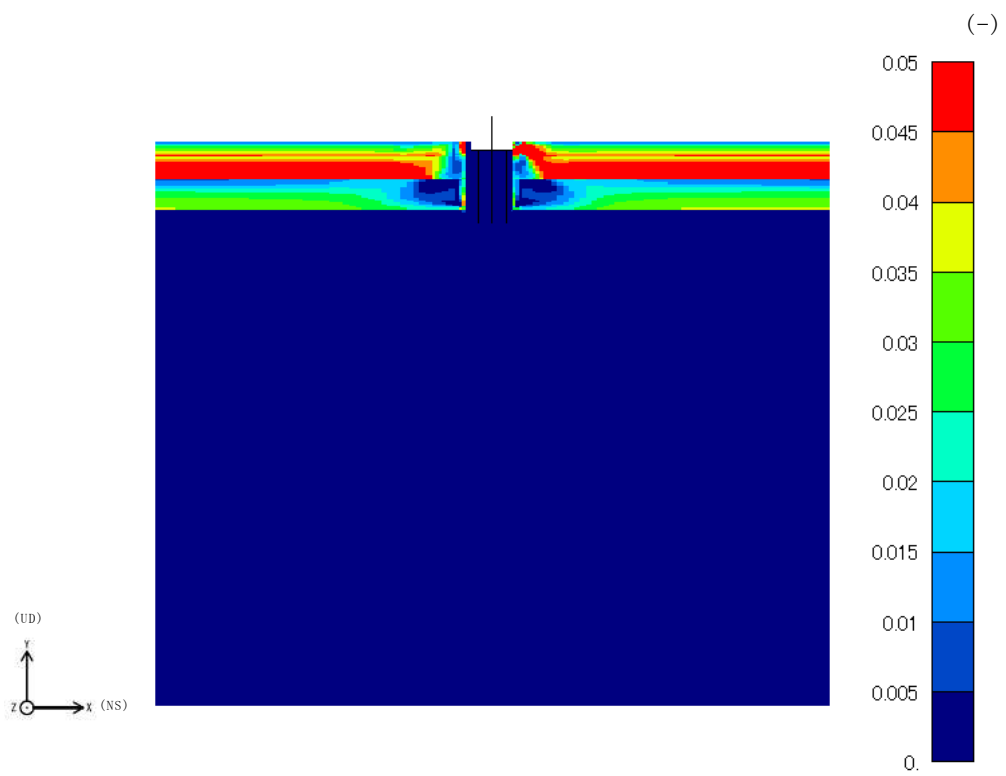


図 3-9 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, NS 方向)

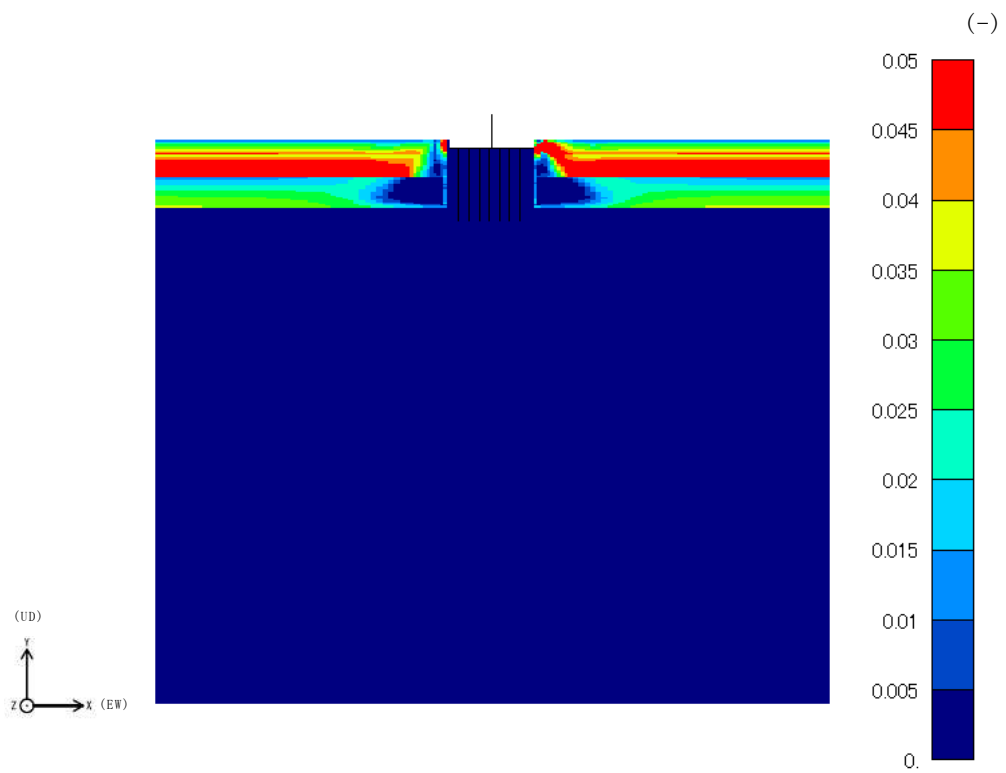


図 3-10 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, EW 方向)

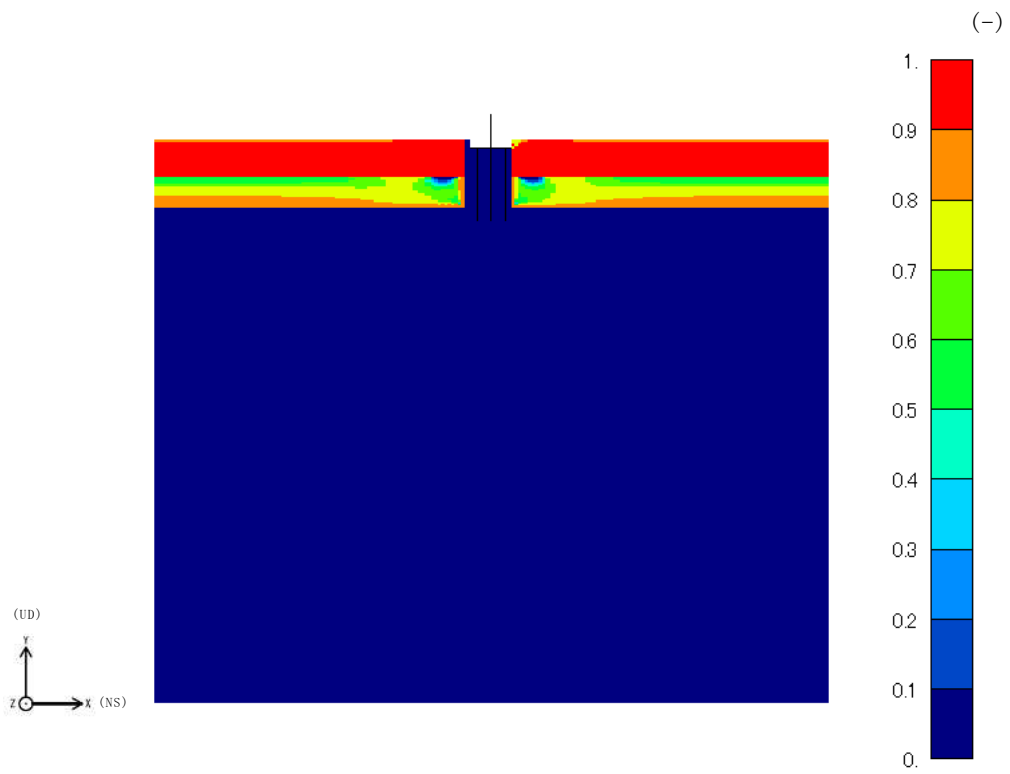


図 3-11 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS 方向)



図 3-12 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW 方向)

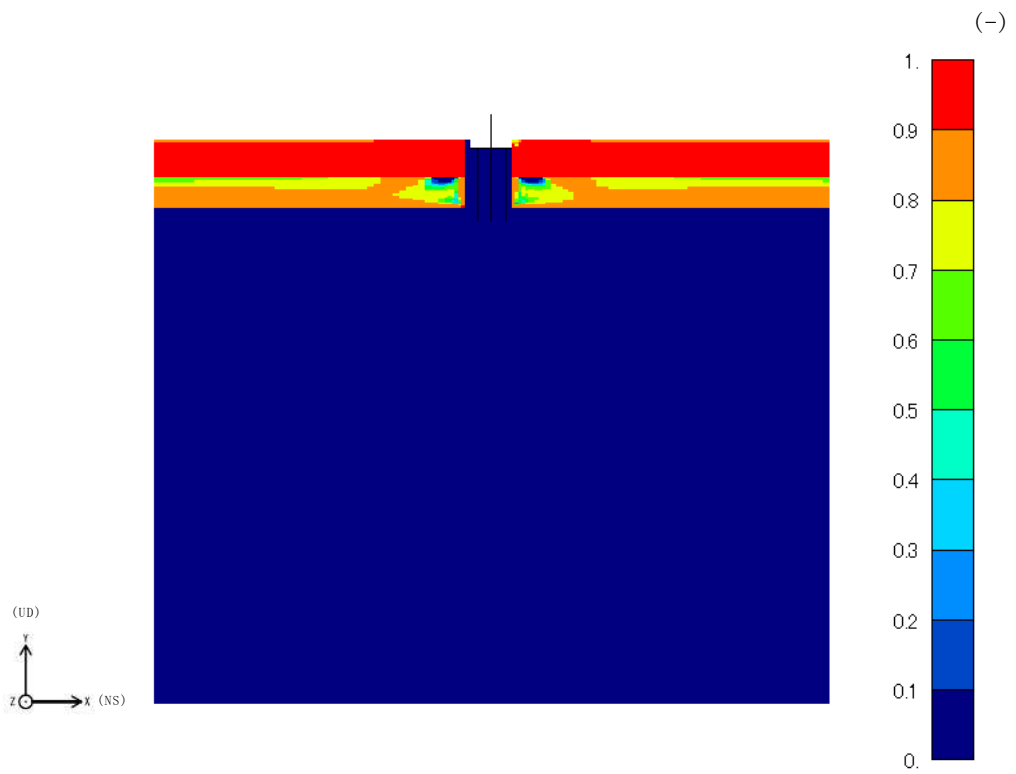


図 3-13 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, NS 方向)

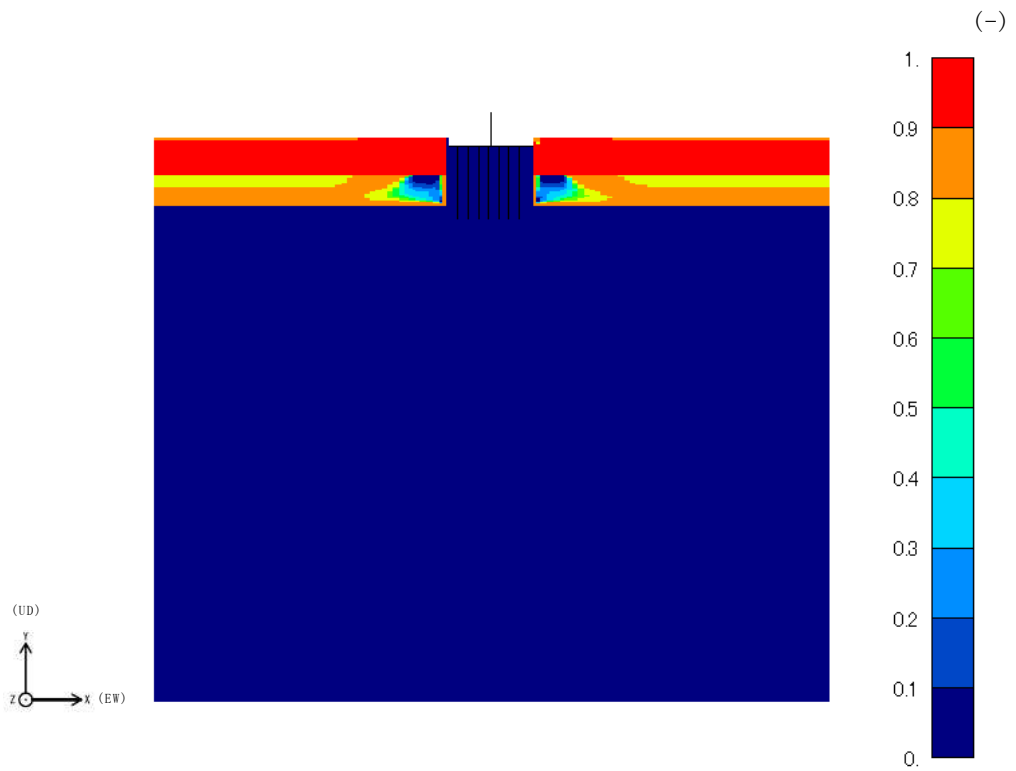
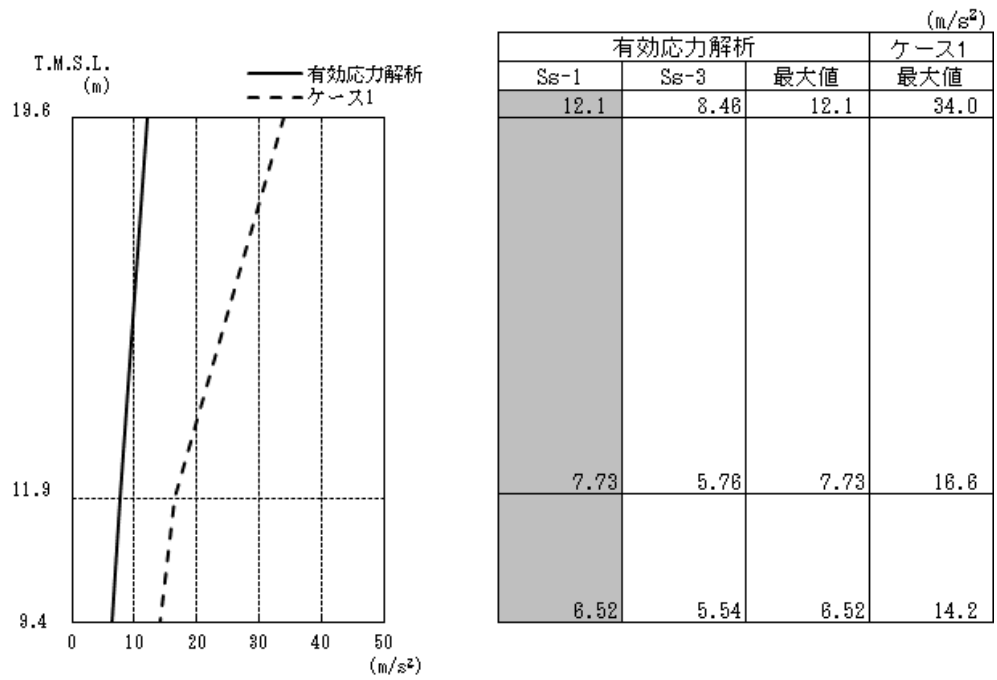


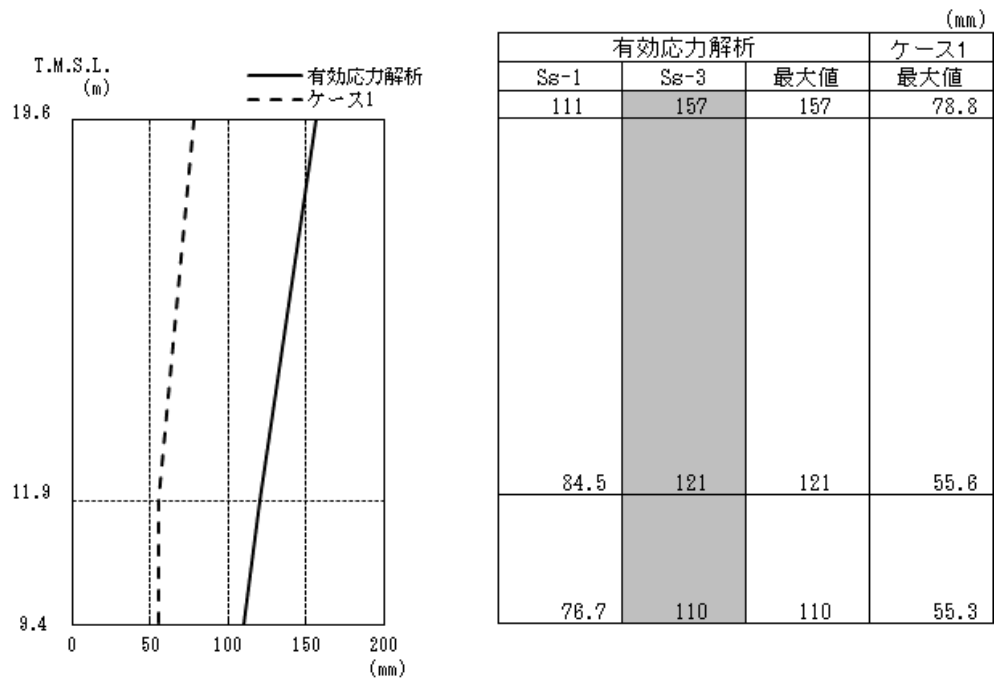
図 3-14 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, EW 方向)





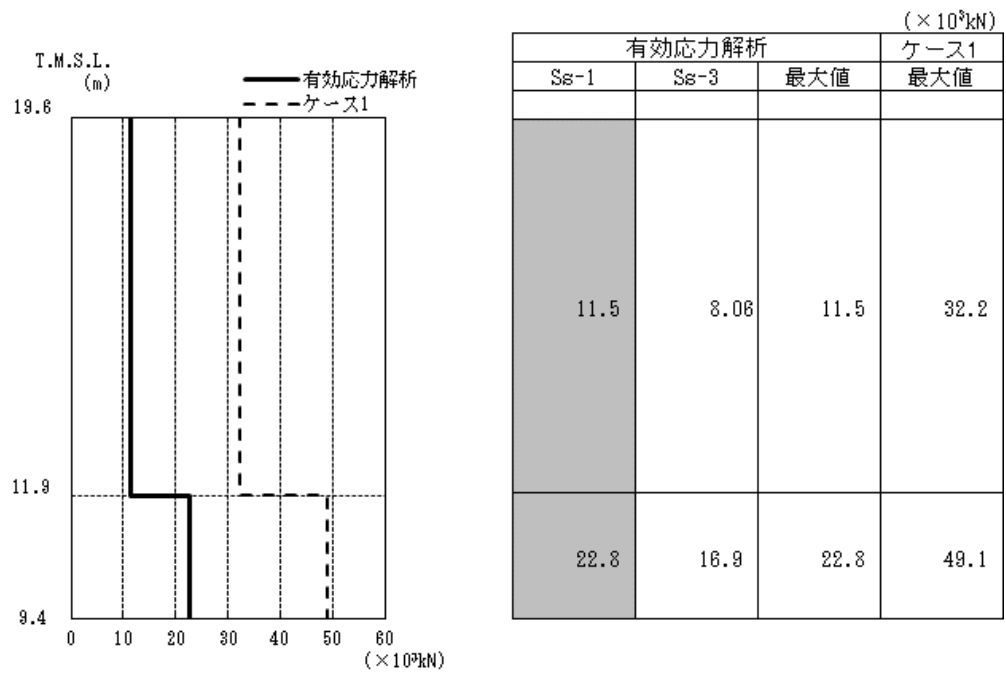
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-15 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



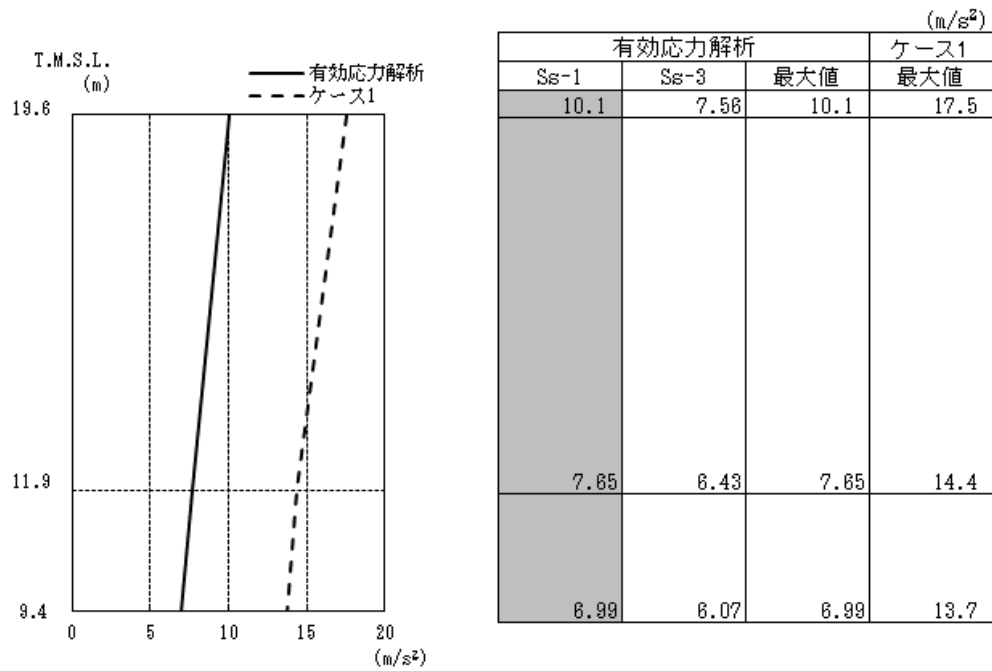
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-16 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



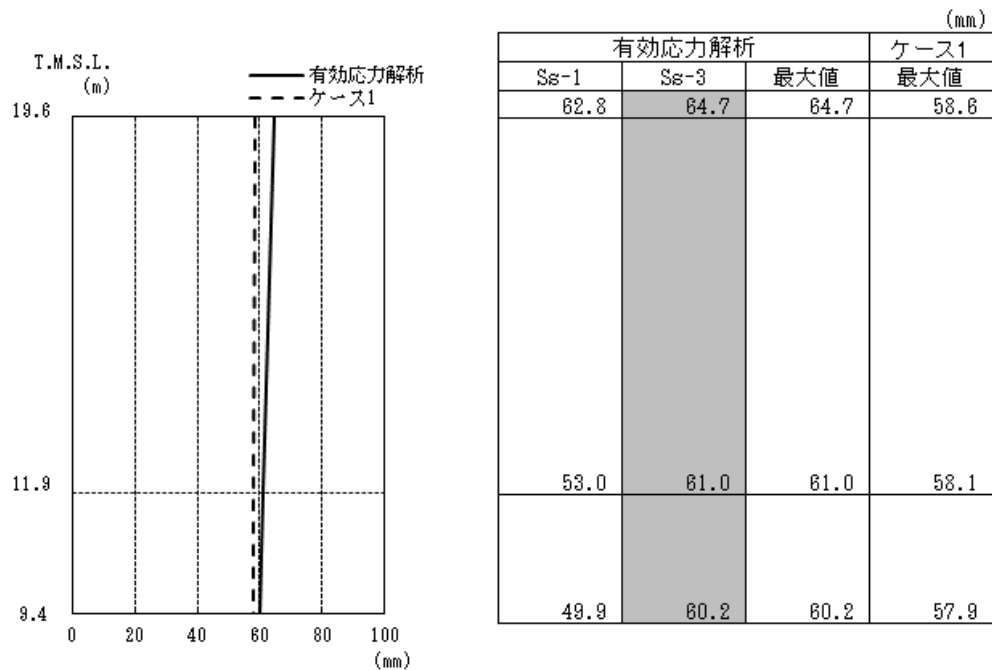
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-17 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



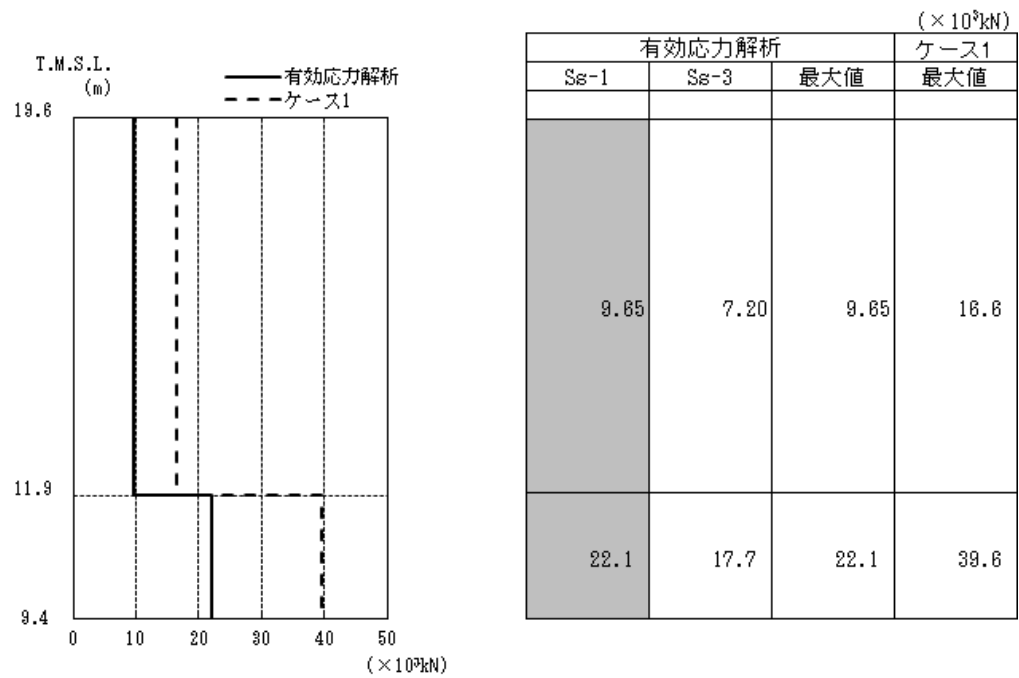
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-18 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



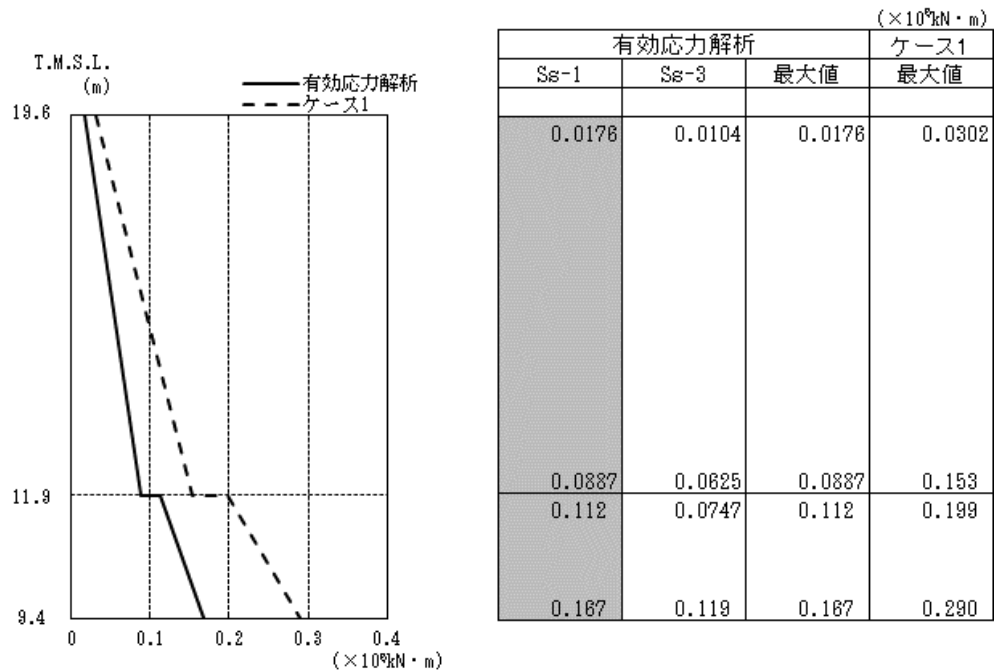
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-19 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



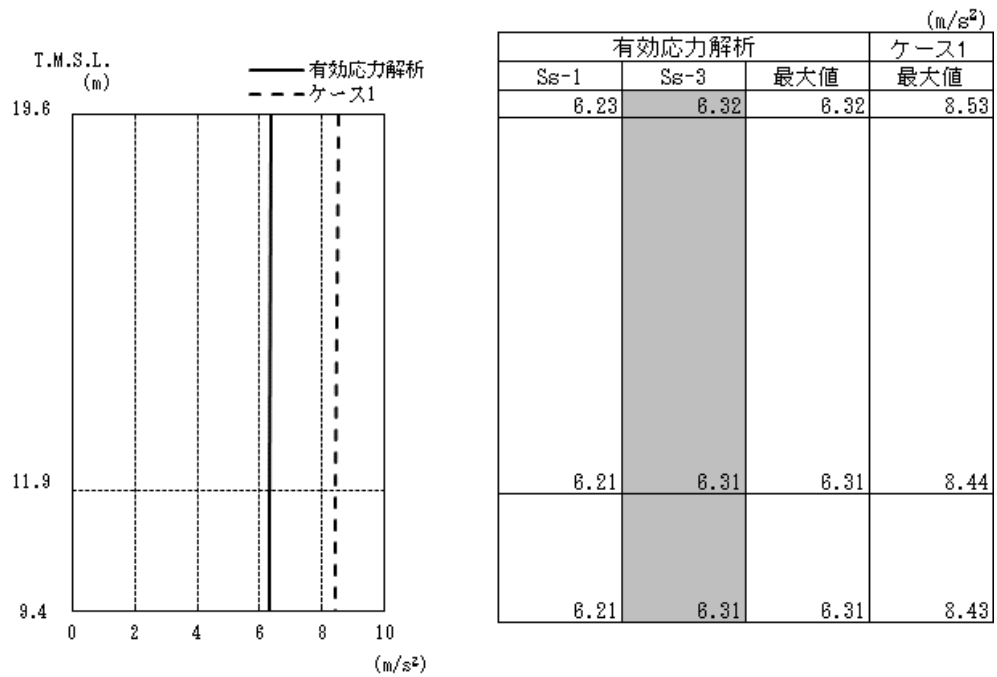
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-20 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



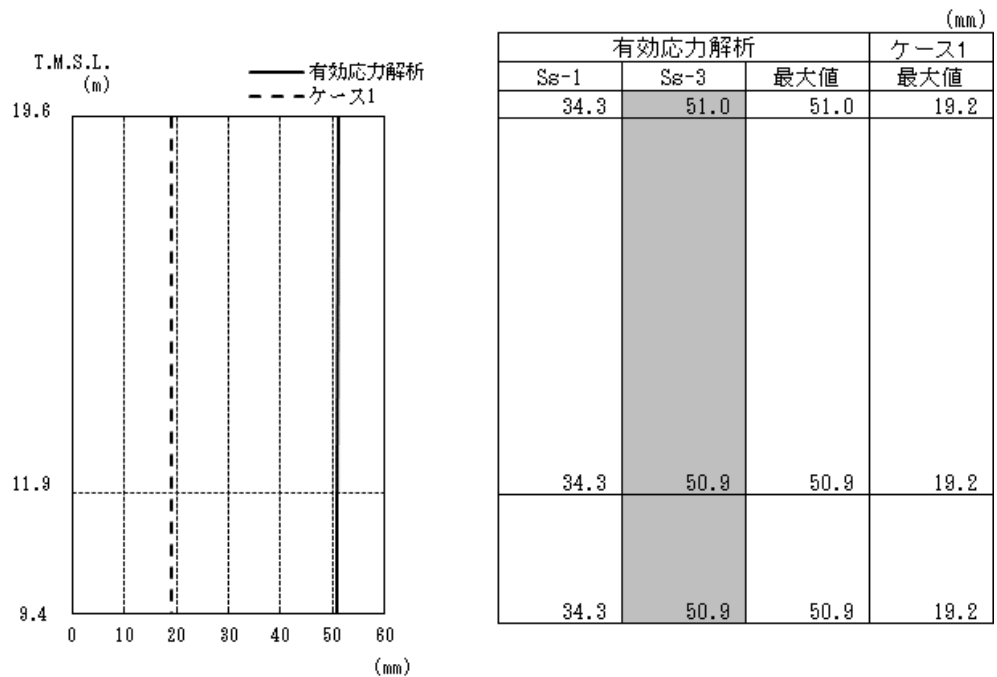
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-21 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



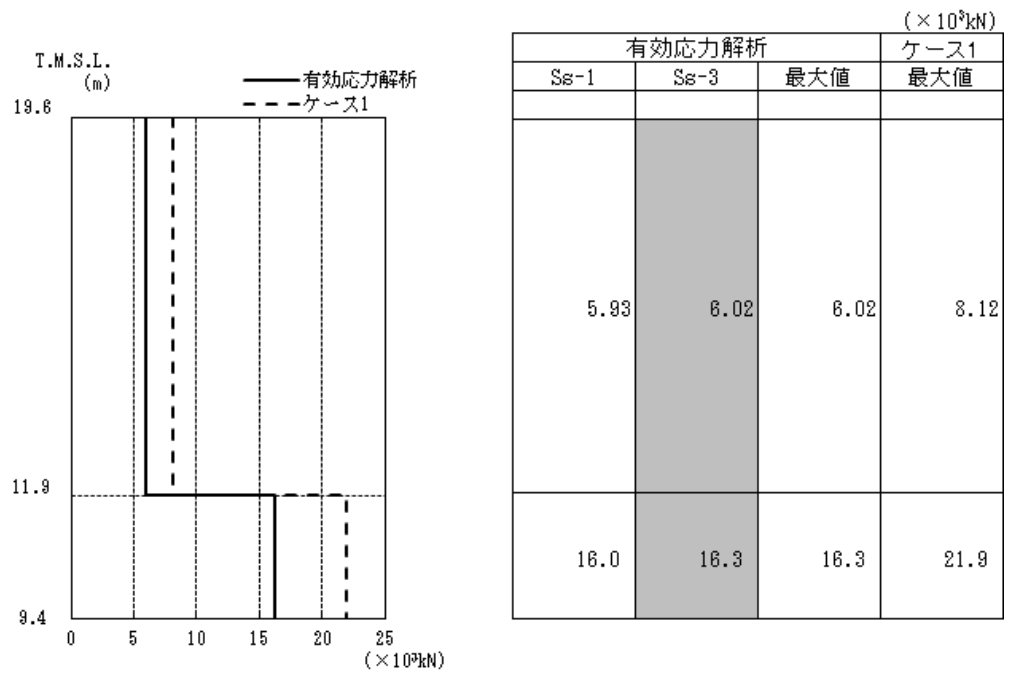
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-22 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 3-23 最大応答変位（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。  
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 3-24 最大応答軸力（基準地震動 S s ，鉛直方向）

#### 4. 原子炉建屋との相対変位

##### 4.1 相対変位についての影響検討

建屋の最大応答より、変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認された。V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の補足説明資料「原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 6-3-3「原子炉建屋との相対変位についての検討」において、原子炉建屋との相対変位について検討を実施しているが、全応力解析の結果を用いた評価であるため、本章では有効応力解析の結果を用いた検討を実施する。

##### 4.2 相対変位の算出方法

相対変位は、本資料における有効応力解析結果とV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」におけるケース 1（基本ケース）の地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置（T.M.S.L. 19.60m）の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

##### 4.3 相対変位の算出結果

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表 4-1 に示す。

原子炉建屋との最大相対変位は、NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) である。

建屋同士が近づく方向については、原子炉建屋と大物搬入建屋の間に 100mm のクリアランスを設けており、最大相対変位（EW 方向：93.3mm）がクリアランス内に納まっていることを確認した。

また、原子炉建屋と大物搬入建屋の間は、エキスパンションジョイントで接続されている。採用しているエキスパンションジョイントの許容変形量\*は、EW 方向については許容伸縮量 200mm、NS 方向については許容せん断変形量 300mm である。基準地震動 S<sub>s</sub> による地震力において、地盤の液状化を考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の最大相対変位は NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) であり、各方向の最大相対変位は、エキスパンションジョイントの許容変形量以内であることから、採用するエキスパンションジョイントは基準地震動 S<sub>s</sub> に対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図 4-1 に示す。

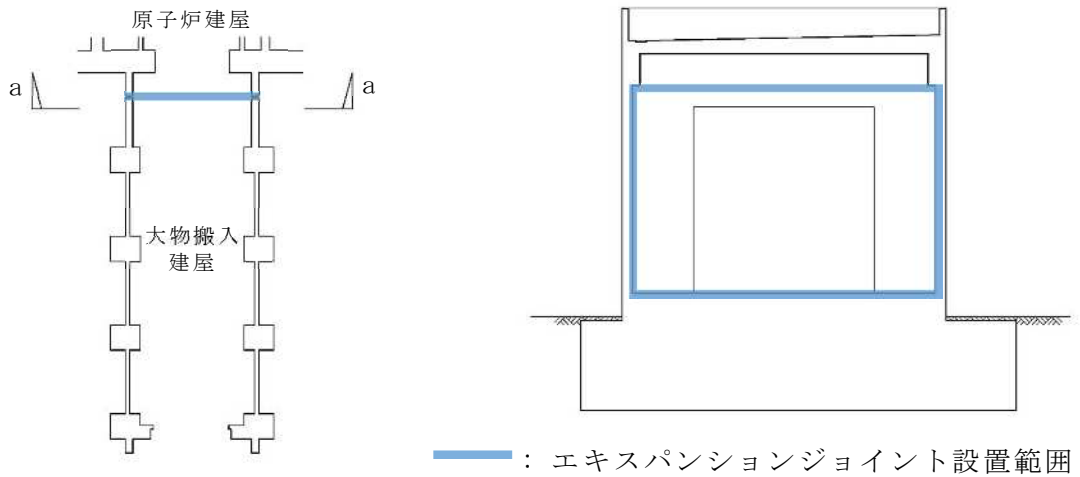
注記\*：エキスパンションジョイントメーカーの試験に基づく許容値。

表4-1 原子炉建屋との相対変位

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)	
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	NS 方向	EW 方向
1	19.60	*	23.50 ~18.10	180 (Ss-3)	93.3 (Ss-1)

注 : ( ) 内は応答が最大となる地震動を示す。

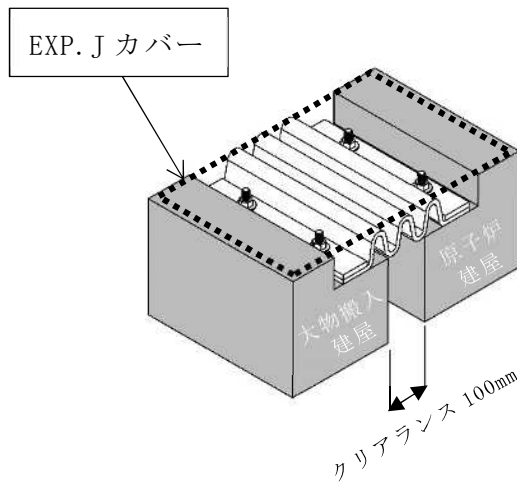
注記\* : 大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は, 原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間 (T. M. S. L. 23.50~18.10) で線形補間して算定。



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図、断面図)



(b) 部分概要図

図 4-1 エクスパンションジョイント概要図



## 5. まとめ

有効応力解析を実施した結果、大物搬入建屋の発生応力については、有効応力解析の結果が全応力解析の結果を下回ることを確認した。変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認されたが、「4. 原子炉建屋との相対変位」において、地盤の液状化を考慮した場合でも問題無いことを確認した。

以上のことから、大物搬入建屋においては、全応力解析による各種応答値を用いて建物・構築物の設計用地震力を設定し、構造強度及び機能維持の確認を行うことは妥当であることを確認した。

別紙6-2 地震応答解析における耐震壁及びフレーム構造部の  
せん断スケルトン曲線の設定

## 目 次

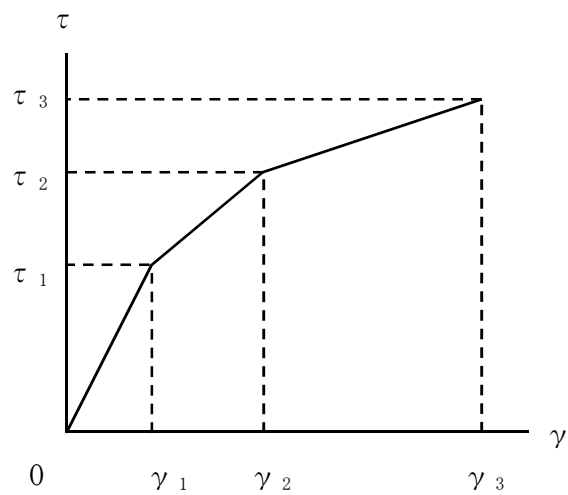
1. 概要	別紙 6-2-1
2. RC 造耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 6-2-2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 6-2-3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 6-2-3
2.3 終局点の設定	別紙 6-2-4
3. RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について	別紙 6-2-5
4. せん断スケルトン曲線の設定について	別紙 6-2-8
4.1 水平方向モデル	別紙 6-2-8
4.2 使用材料の物性値	別紙 6-2-13
4.3 RC 造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-14
4.4 RC 造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-18
5. まとめ	別紙 6-2-20

## 1. 概要

大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物であり、NS方向はフレーム構造、EW方向は壁構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらのRC造耐震壁及びRC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

## 2. RC造耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図2-1に示す。



$\tau_1$ ：第1折点のせん断応力度

$\tau_2$ ：第2折点のせん断応力度

$\tau_3$ ：終局点のせん断応力度

$\gamma_1$ ：第1折点のせん断ひずみ

$\gamma_2$ ：第2折点のせん断ひずみ

$\gamma_3$ ：終局点のせん断ひずみ ( $4.0 \times 10^{-3}$ )

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

## 2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 縦軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

## 2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第2折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

### 2.3 終局点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の終局点について、大物搬入建屋の耐震壁は、ボックス壁ではないことから終局点のせん断応力度は、「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）を参考に以下の式より算出している。

$$\tau_3 = \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

- F<sub>c</sub> : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- p<sub>te</sub> : 等価引張鉄筋比 (%)
- p<sub>wh</sub> : b<sub>e</sub>を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (実数)  
ただし、p<sub>wh</sub>の値が1.2%以上の場合は、1.2%として計算する。
- b<sub>e</sub> : I型断面と長さ及び断面積が等しい矩形断面の幅 (mm)  
ただし、b<sub>e</sub>は壁厚tの1.5倍以下とする。
- σ<sub>wh</sub> : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M/(QD) : シアスパン比
- σ<sub>0</sub> : 耐震壁の全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 3. RC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau-\gamma$ 関係）は，3次元フレームモデルを用い，せん断変形及び曲げ変形を考慮した静的荷重漸増解析に基づき設定する。

RC造フレーム構造部のモデル化は部材芯でモデル化するものとし，はり及び柱はコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し，材端の塑性ヒンジを設定した線材でモデル化する。耐震壁は壁エレメント置換でモデル化し，層の剛性及び耐力を考慮する。袖壁，垂壁によるはり及び柱の拘束効果については，剛体とした剛域にて考慮する。フレーム脚部についてはピン支持とし杭や浮上りは考慮しない。屋根スラブ及び基礎スラブは剛床仮定とし，基礎スラブは剛性を割増したはりとしてモデル化する。

大物搬入建屋の静的荷重漸増解析には，解析コード「Super Build/SS7」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，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。3次元フレームモデルの解析モデル図を図3-1に示す。

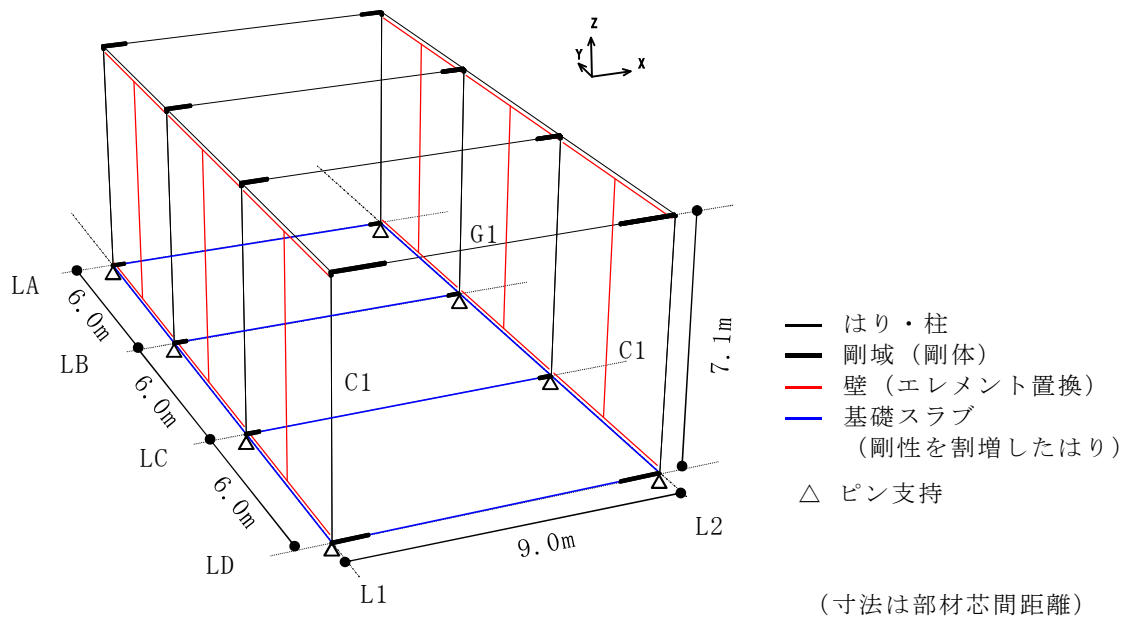


図 3-1 フレーム構造部の解析モデル図



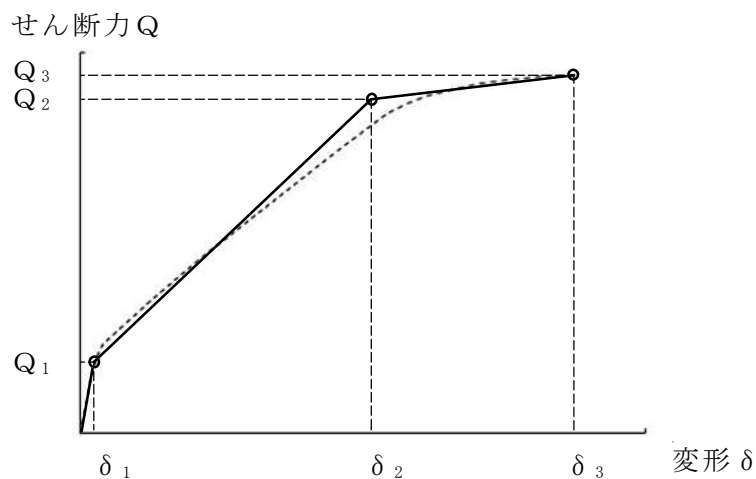
静的荷重漸増解析に用いるはり及び柱の復元力特性は、「技術基準解説書」の「付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料」を参考に、ひび割れ強度・降伏点（許容耐力）・剛性低下率・終局強度について設定する。

以下に静的荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は、保有水平耐力の外力分布形状を用いる。
- ・加力方向は正負方向について実施し、耐力が低くなる加力方向を採用する。
- ・加力方向における最大層間変形角が1/100に達した時点で解析を終了する。
- ・荷重－変形曲線における層間変位計算位置は重心位置とする。

以上の静的荷重漸増解析より求まる荷重－変形曲線にフィッティングするトリリニア型のスケルトン曲線でRC造フレーム構造部の非線形特性を評価する。評価方法を図3-2に示す。第1折点はひび割れモーメント発生時、終局点は保有水平耐力時とし、第2折点は保有水平耐力以下でエネルギー等価となるよう設定する。

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-3に示す。

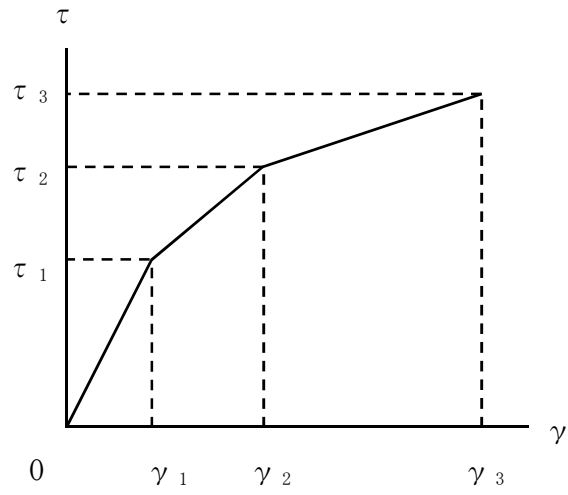


$\delta_1$  : 柱脚部に曲げひび割れが発生した点

$\delta_2$  : 終局点以下で面積が等価となる点

$\delta_3$  : 層間変形角が 1/100 となる点

図 3-2 非線形特性の評価方法（せん断力－変形関係）



- $\tau_1$  : 第1折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第2折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第1折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第2折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ

図 3-3 せん断応力度－せん断ひずみ関係

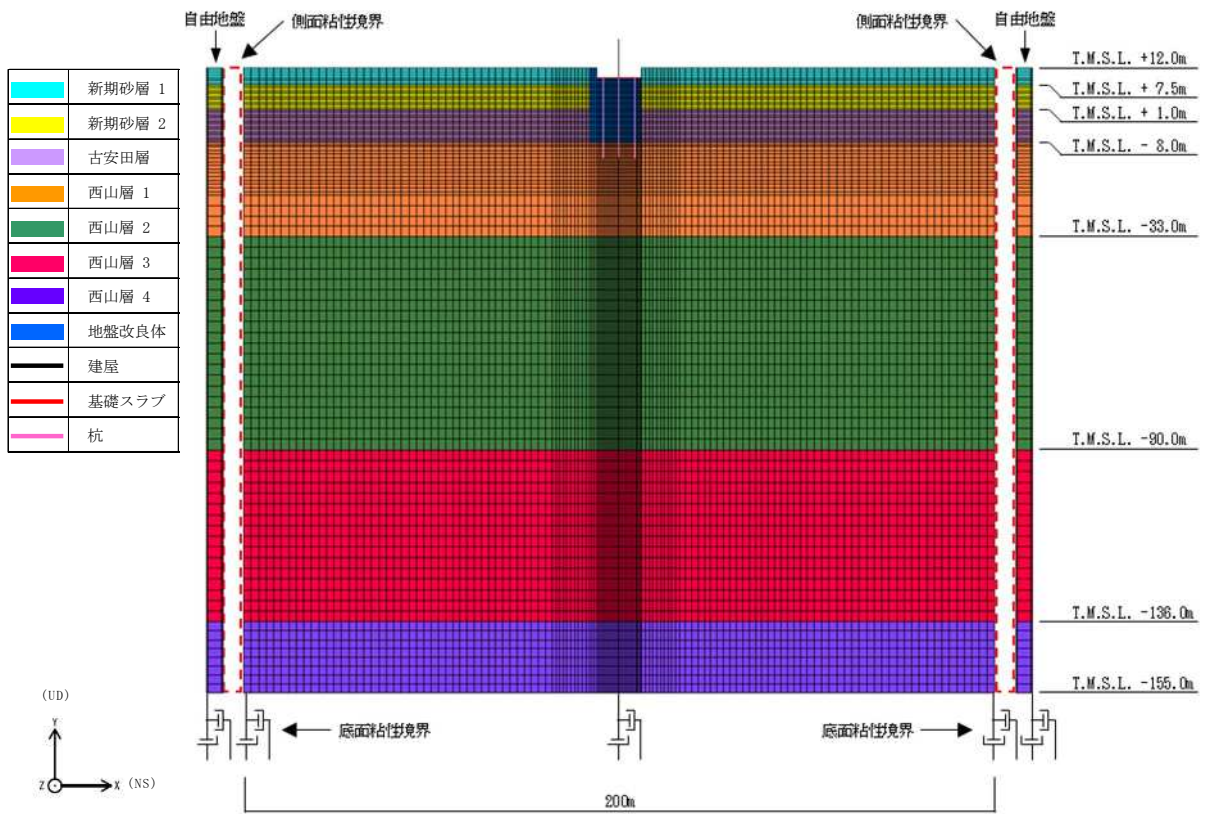
#### 4. せん断スケルトン曲線の設定について

##### 4.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとする。

建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。

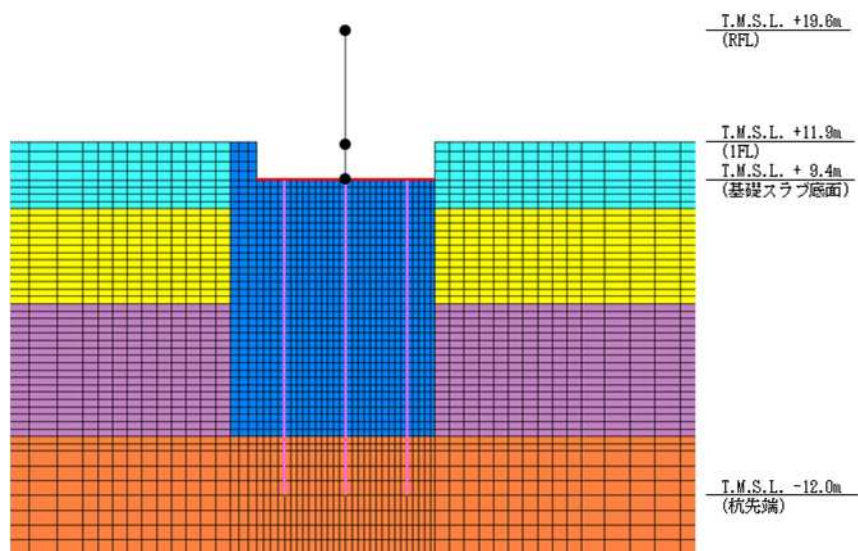
地震応答解析モデルを図4-1～図4-3に、建屋の解析モデルの諸元を表4-1に示す。



注 1：面外粘性境界を考慮する。

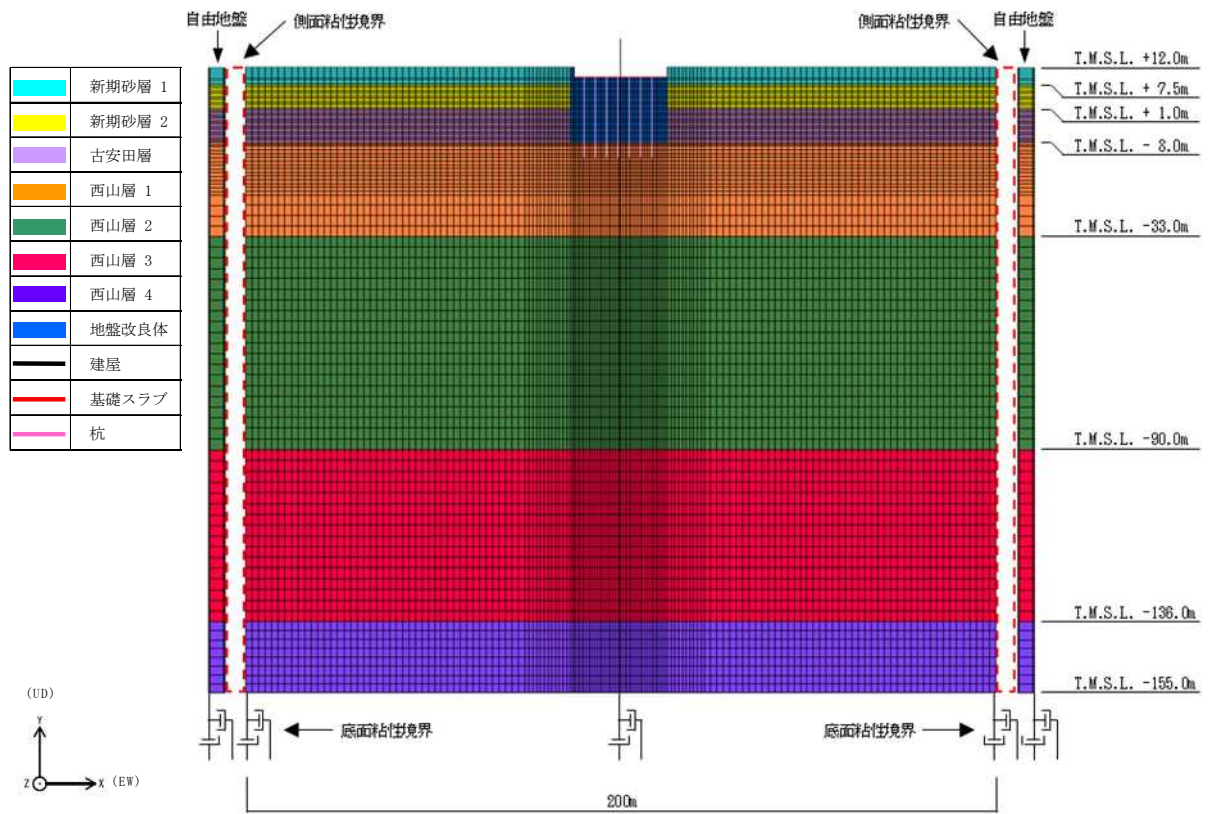
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



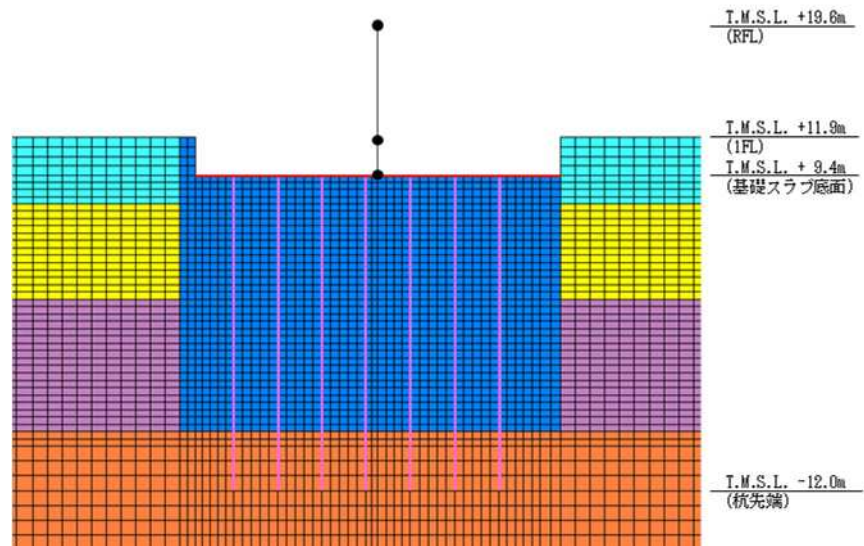
(b) 建屋周辺拡大図

図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



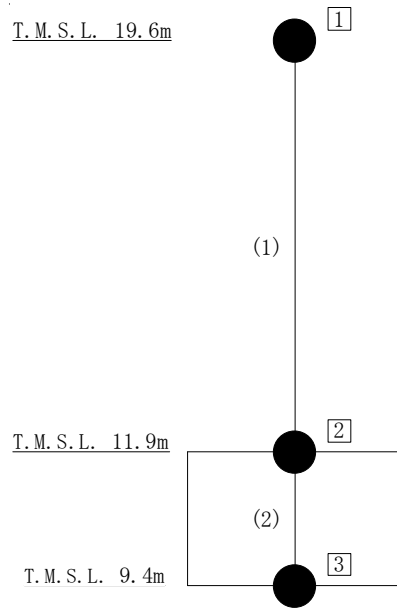
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-3 建屋の地震応答解析モデル（水平方向）

表 4-1 建屋の地震応答解析モデル諸元（水平方向）

(a) NS 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>3</sup> kN・m <sup>2</sup> )	部材 番号	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	9340	65.4	(1)	2.6	—
2	15970	201.4			
3	9000	111.0	(2)	300.1	—
合計	34310				

(b) EW 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>3</sup> kN・m <sup>2</sup> )	部材 番号	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	9340	481.1	(1)	37.0	1700
2	15970	825.1			
3	9000	462.5	(2)	300.1	15400
合計	34310				

#### 4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入建屋の使用材料の物性値を表4-2及び表4-3に示す。

表 4-2 使用材料の物性値（コンクリート）

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> )
コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> )	2.52 × 10 <sup>4</sup>	1.05 × 10 <sup>4</sup>

表 4-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋：SD345	345
鉄筋：SD390	390



#### 4.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

##### (1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表4-4に示す。

表 4-4 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (EW 方向)

階	通り	コンクリート 強度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$ )	断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\tau_1$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
1F	L1	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181
	L2	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第2折点の設定根拠を表4-5に示す。

表 4-5 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 2 折点) (EW 方向)

階	通り	$\tau_2$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
1F	L1	2.57	0.544
	L2	2.57	0.544

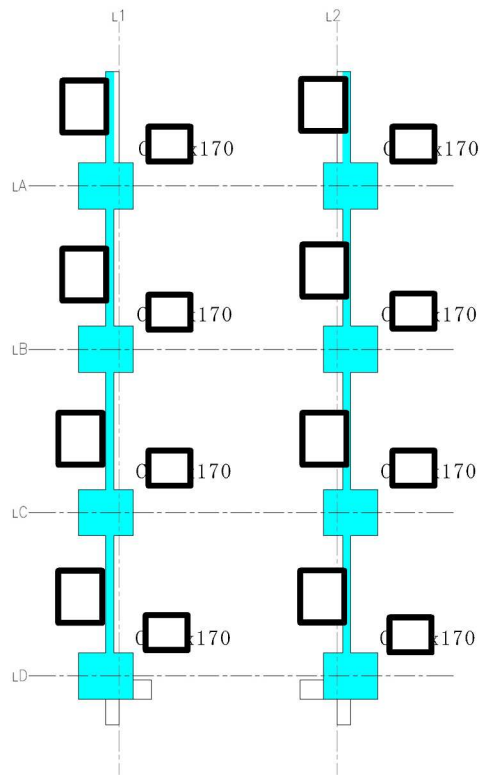
(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、RC造耐震壁の終局せん断応力度を算出する。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の終局点の設定根拠を表4-6に示す。また、大物搬入建屋のT.M.S.L. 11.9m～T.M.S.L. 19.6mについて、各RC造耐震壁の配筋を示したものを図4-4に示す。

表 4-6 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点) (EW 方向)

階	通り	$P_{te}$ (%)	$P_{wh}$ (%)	平均軸方向応力度 $\sigma_0$ ( $N/mm^2$ )	M/QD	$\tau_3$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1F	L1	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000
	L2	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000



記号*1	縦筋	横筋
	内：D19@200 外：D19@200	内：D19@200 外：D19@200
	主筋：54-D38	せん断補強筋3-D16@100

注記\*1：記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

(例：

注記\*2：Cは柱を示す。

(例：Cx170なら柱幅 cm，柱せい170 cm)

図 4-4 RC 造耐震壁の配筋図 (T.M.S.L. 11.9m~T.M.S.L. 19.6m)

#### 4.4 RC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値

##### (1) 荷重－変形関係（Q－ $\delta$ 関係）

静的荷重漸増解析結果から設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形関係の諸数値を表4-7に示す。また、静的荷重漸増解析結果の荷重変形関係の荷重－変形曲線及び設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形曲線を図4-5に示す。

表4-7 荷重－変形関係（Q－ $\delta$ 関係）の諸数値

階	第1折点		第2折点		終局点	
	Q1 (kN)	$\delta$ 1 (mm)	Q2 (kN)	$\delta$ 2 (mm)	Q3 (kN)	$\delta$ 3 (mm)
1F	9542	2.485	35360	46.008	37700	70.432

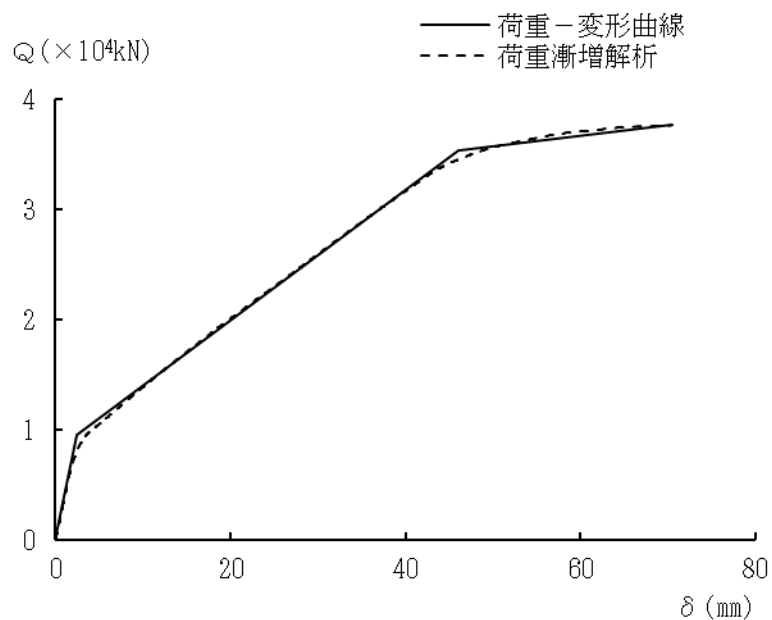


図4-5 荷重－変形曲線

(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

前項で設定した荷重－変形関係に基づき，RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）を算出する。

せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠を表 4-8 に示す。

表 4-8 せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠

各折点	$\tau$ の算定			$\gamma$ の算定		
	Q (kN)	$A_s^{*1}$ ( $m^2$ )	$\tau$ ( $N/mm^2$ )	$\delta$ (mm)	H <sup>*2</sup> (m)	$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )
第 1 折点	9542	2.60	3.67	2.485	7.10	0.350
第 2 折点	35360	2.60	13.6	46.008	7.10	6.48
終局点	37700	2.60	14.5	70.432	7.10	9.92

注記\*1： $A_s$ は地震応答解析モデルのせん断断面積を示す。

\*2：Hは構造階高を示す。

5. まとめ

大物搬入建屋におけるせん断スケルトン曲線の設定について整理した。RC造耐震壁及びRC造フレーム構造部について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表5-1に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係)

(a) RC 造耐震壁

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1F	1.90	0.181	2.57	0.544	3.28	4.000

(b) RC 造フレーム構造部

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1F	3.67	0.350	13.6	6.48	14.5	9.92

## 別紙6-3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討



## 目 次

1. 概要	別紙 6-3-1
1.1 検討概要	別紙 6-3-1
1.2 検討方針	別紙 6-3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙 6-3-2
2.1 地盤剛性の不確かさ	別紙 6-3-2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定	別紙 6-3-3
3.1 設計用地震力の設定方法	別紙 6-3-3
3.2 材料物性の不確かさの設定	別紙 6-3-5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙 6-3-6
4.1 検討概要	別紙 6-3-6
4.2 不確かさの影響検討	別紙 6-3-10
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙 6-3-10
4.3 まとめ	別紙 6-3-22

別紙6-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙6-3-3 原子炉建屋との相対変位についての検討

別紙6-3-4 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

## 1. 概要

### 1.1 検討概要

本資料は、大物搬入建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。

### 1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤剛性であることが確認されている。\*

建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、地盤剛性の不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答及び建物・構築物の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記\*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」,  
第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7, 平成20年1月18日

## 2. 材料物性の不確かさの分析

### 2.1 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。

地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが基本ケースに対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさを考慮する。

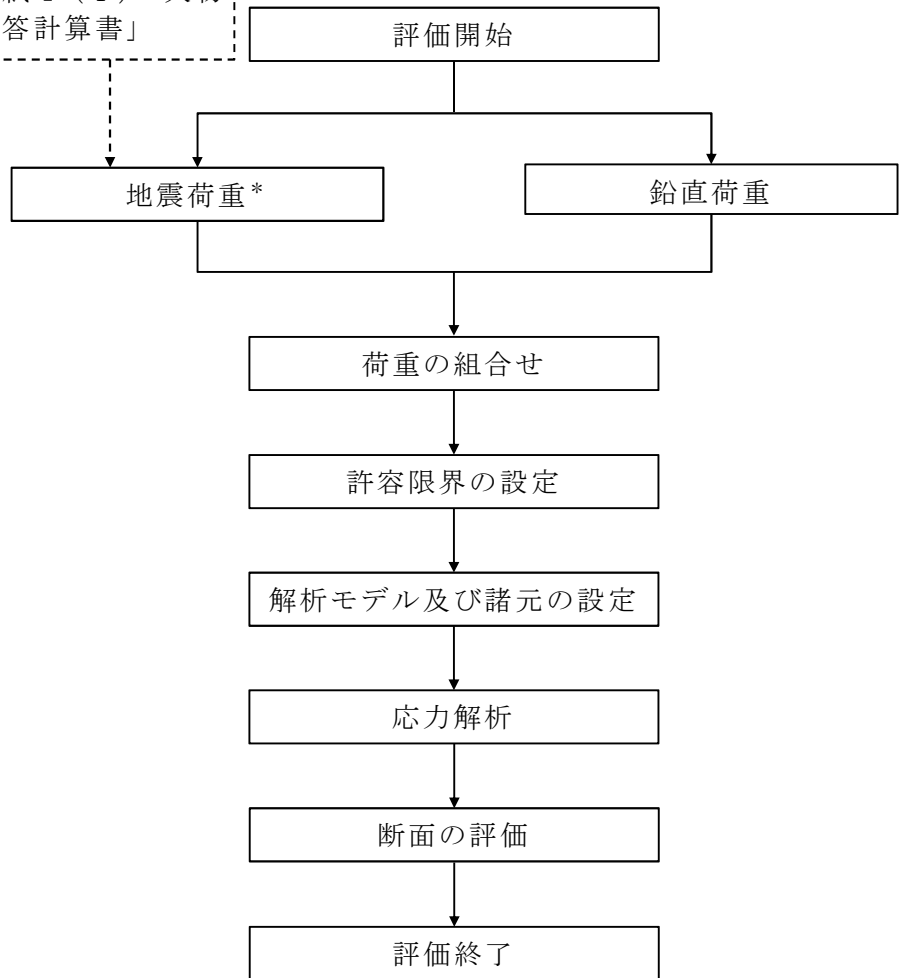
### 3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

#### 3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの地震応答解析モデルの応答値の算出にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙 6-3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図 3-1 に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、地震応答解析より得られた最大応答値から算出する。地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値となる地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙6-3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

V-2-9-3-1 「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

### 3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析モデルの応答値の算出にあたり，地盤剛性の不確かさを設定する。

地盤剛性の不確かさの影響評価においては，弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは，地盤調査結果の平均値に基づき設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては，初期せん断波速度に対して，標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

なお，地盤改良体の剛性の不確かさは考慮しない。

表 3-1 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"><li>・ +地盤 新期砂層（+13%），古安田層（+25%），西山層（+10%）</li><li>・ -地盤 新期砂層（-13%），古安田層（-25%），西山層（-10%）</li></ul>

#### 4. 地震応答解析による地盤剛性の不確かさの影響検討

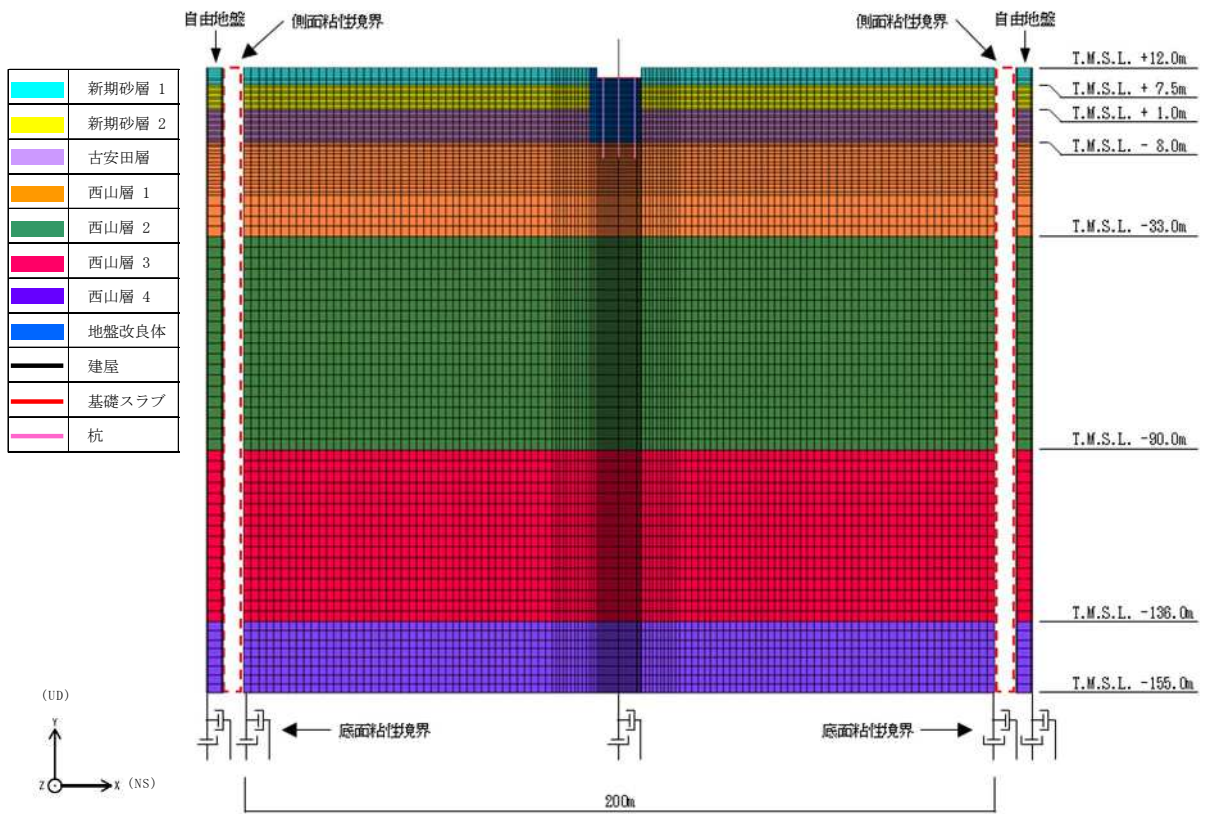
##### 4.1 検討概要

地盤剛性の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表 4-1 に、地震応答解析モデル図を図 4-1～図 4-3 に示す。ここで、地盤剛性を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。

表 4-1 検討ケース

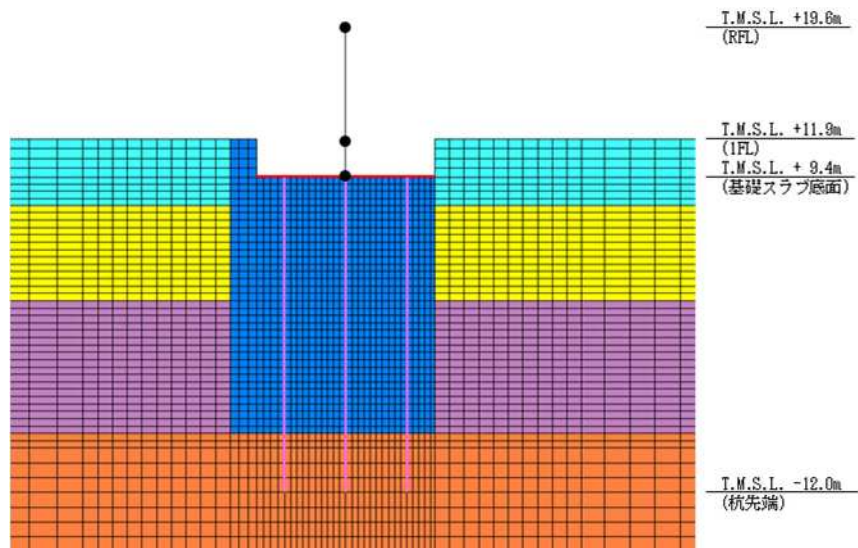
検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + $\sigma$ )	標準地盤 + $\sigma$ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - $\sigma$ )	標準地盤 - $\sigma$ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



注 1：面外粘性境界を考慮する。

注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

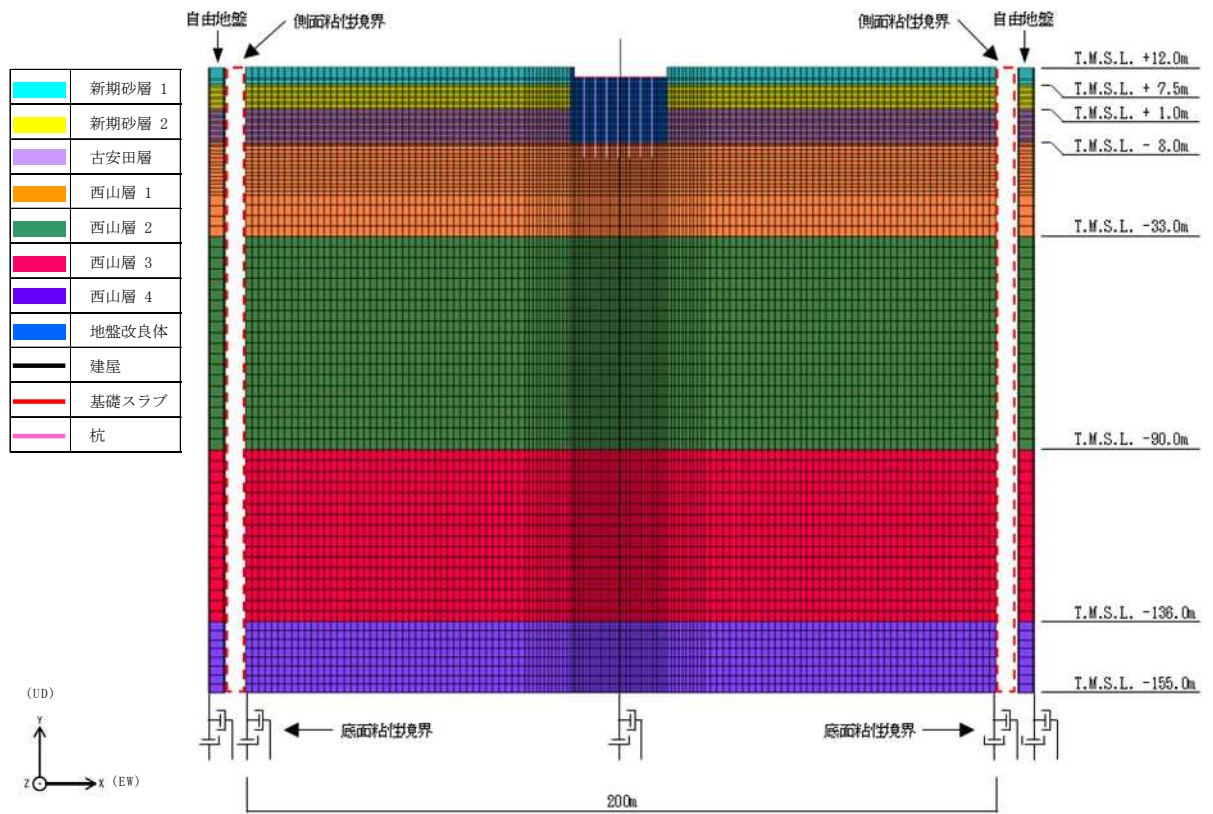
(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

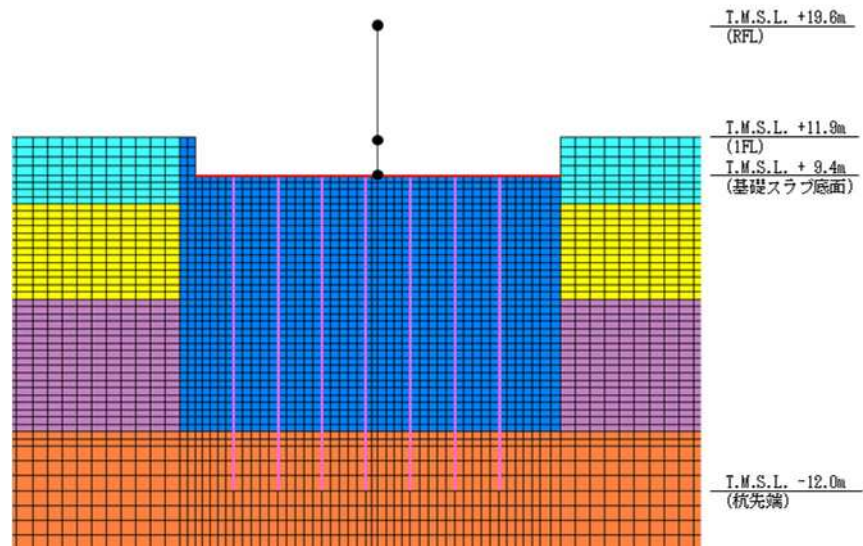
図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)





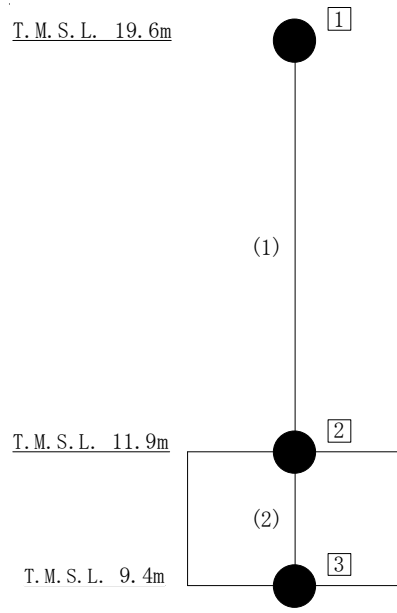
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-3 建屋の地震応答解析モデル

## 4.2 不確かさの影響検討

### 4.2.1 地盤剛性の変動による影響

#### (1) 影響検討方針

地盤剛性の不確かさを考慮したケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。

なお、本資料では入力地震動をSs-1とした結果を代表として示す。

#### (2) 固有値解析結果

固有値解析結果を表4-2に、固有振動モードを図4-4に示す。

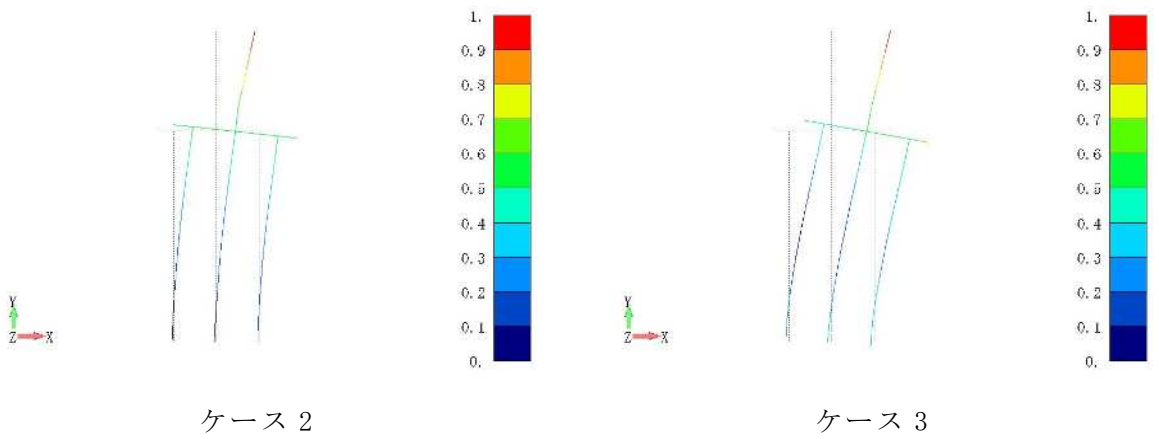
基本ケースに対する地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、-25%～+19%程度である。

表 4-2 固有値解析結果（ケース 1～3, Ss-1）

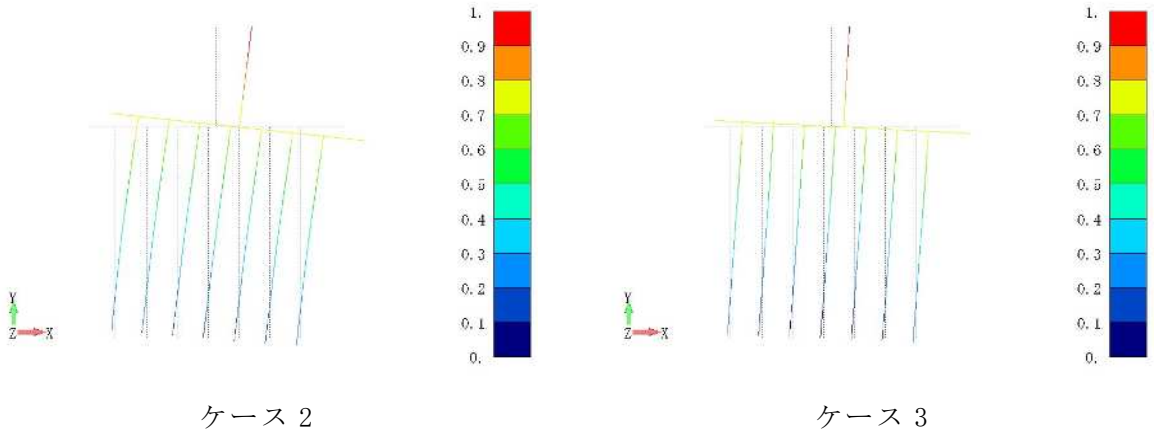
(単位：Hz)

次数	NS方向			EW方向			UD方向		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	3.51	4.15 (1.19)	2.89 (0.824)	3.59	4.18 (1.17)	3.01 (0.839)	5.93	6.29 (1.07)	4.44 (0.749)

注：( ) 内は、ケース1に対する比率を示す。



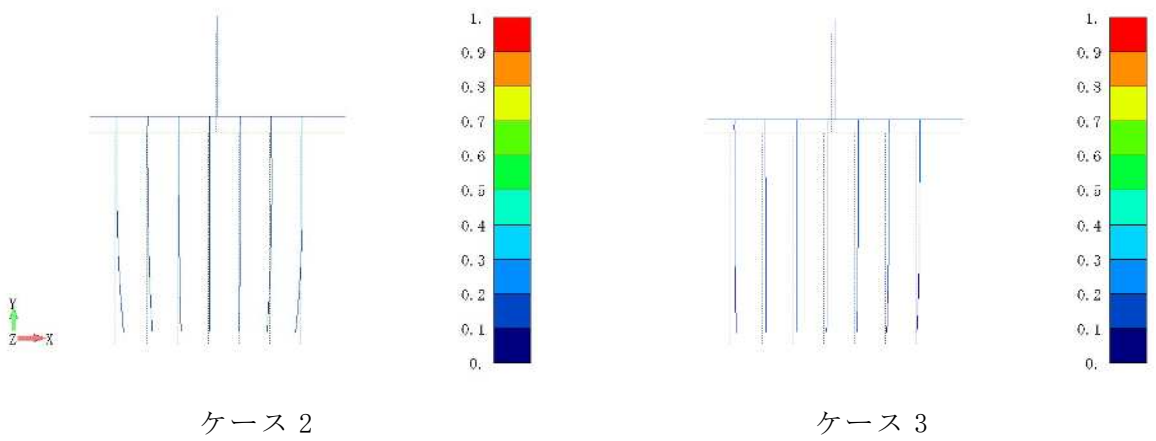
(a) NS 方向



(b) EW 方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-4 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-4 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

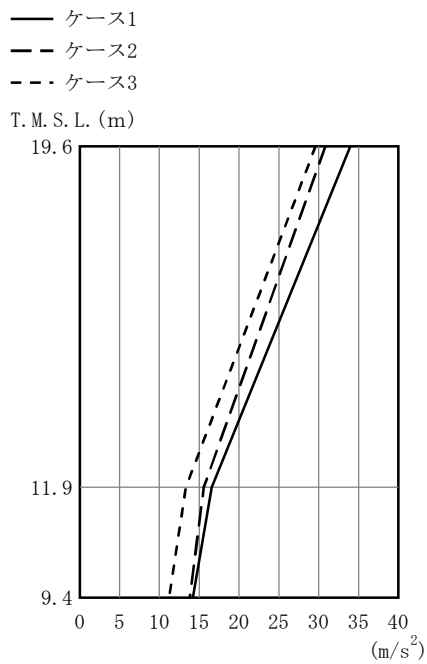
(3) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図4-5～図4-15及び表4-3に示す。

NS方向について、最大応答加速度及び最大応答せん断力はケース2及びケース3ともに小さくなる傾向であることを確認した。最大応答変位については、ケース3で大きくなる傾向であることが確認できるが、ケース2では応答がその他のケースの傾向と大きくことなることが確認できる。これは、ケース2では建屋の周辺地盤の剛性が大きくなったことから、地盤改良体側面の拘束効果が強くなり、地盤改良体のロッキング変位が抑制されたことによるものである。また、応答変位は原子炉建屋の基礎スラブ下端レベルの地盤に対する相対変位から算出しており、ケース1及びケース3では地盤改良体のロッキング変位が大きくなる時刻で最大変位が発生しているのに対して、ケース2では前述の地盤改良体のロッキング変位は抑制されることにより、ケース1及びケース3とは異なる時刻で最大応答変位が発生していることも、他のケースと傾向が異なる理由である。

EW方向について、最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントはケース2で小さくなり、ケース3で大きくなる傾向であり、最大応答変位はケース2及びケース3ともに大きくなる傾向であることを確認した。

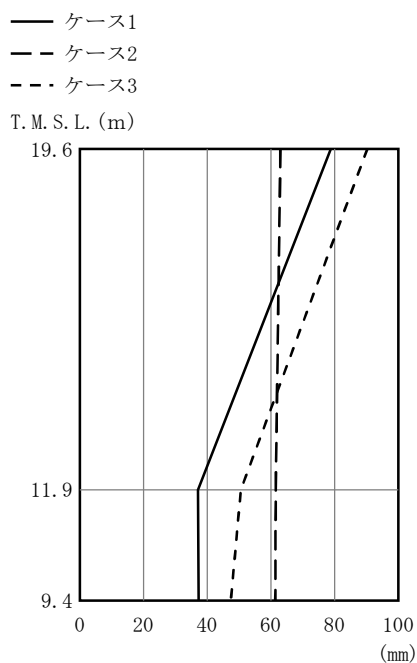
鉛直方向について、最大応答加速度及び最大応答軸力はケース2で大きくなり、ケース3で小さくなる傾向であり、最大応答変位は、ケース2で小さくなり、ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
34.0	30.8	29.6
16.6	15.6	13.3
14.2	13.8	11.2

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

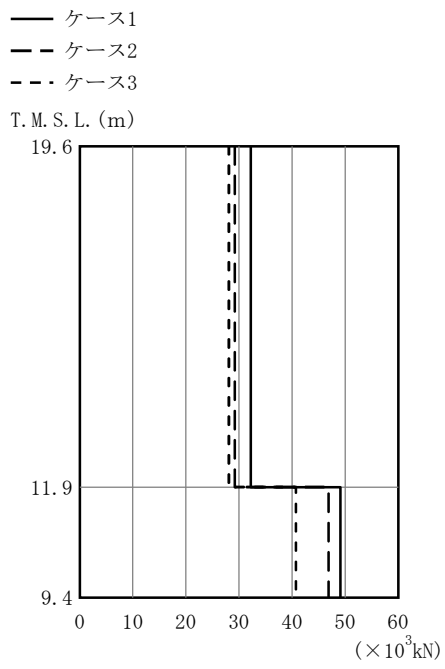


(mm)		
①	②	③
78.8	63.0	90.3
37.2	61.5	50.6
37.4	61.4	47.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤  
 に対する相対変位を示す。

図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



( $\times 10^3 \text{kN}$ )

	①	②	③
11.9	49.1	46.9	40.7
19.6	32.2	29.2	28.1

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)



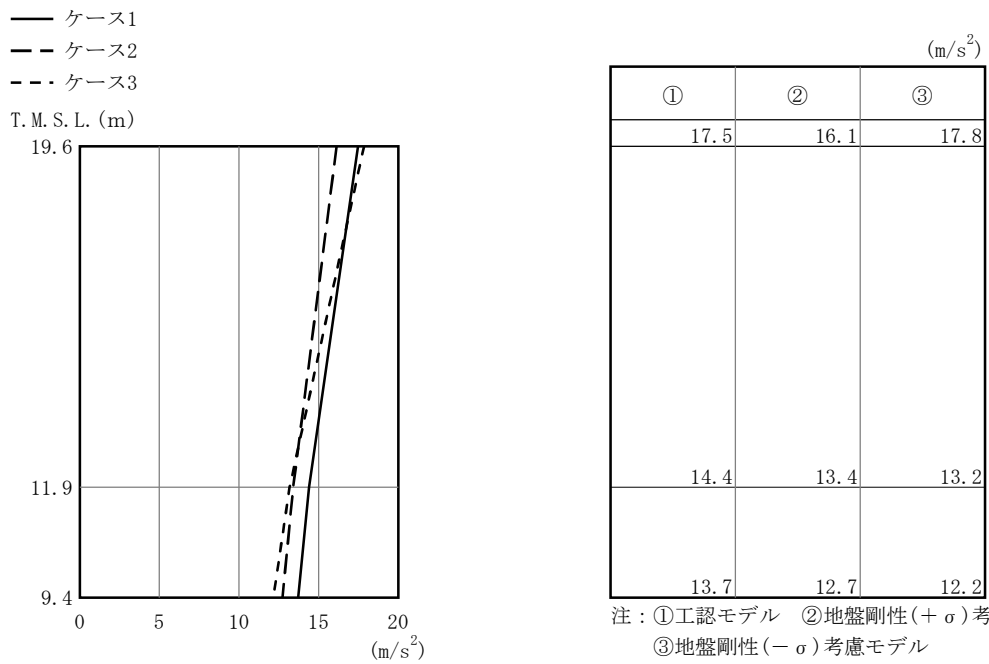
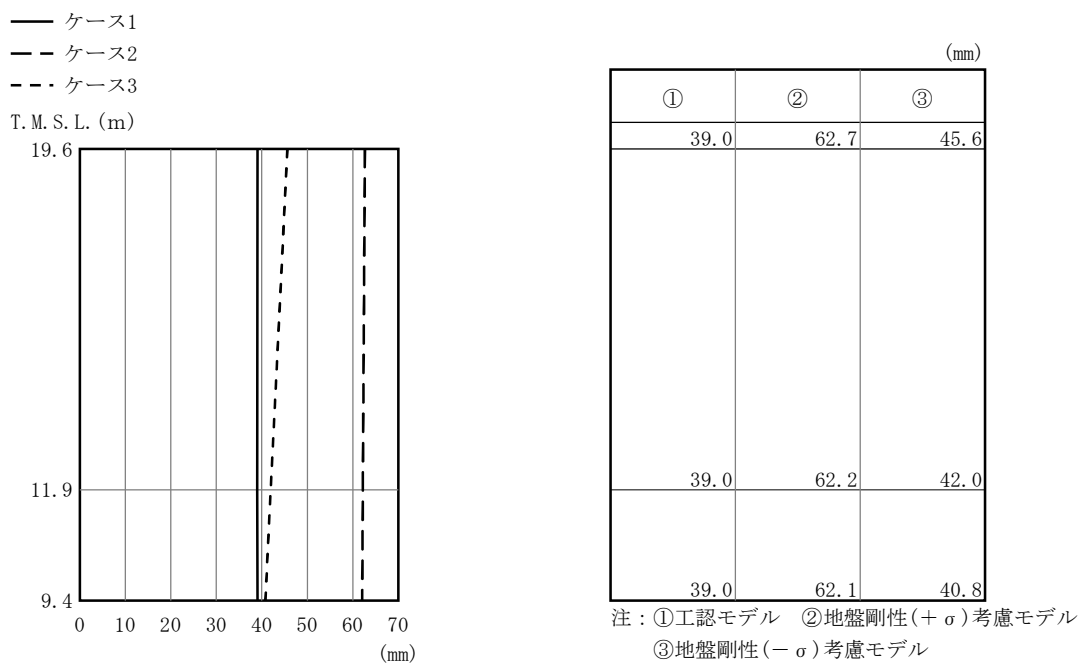


図 4-8 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-9 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

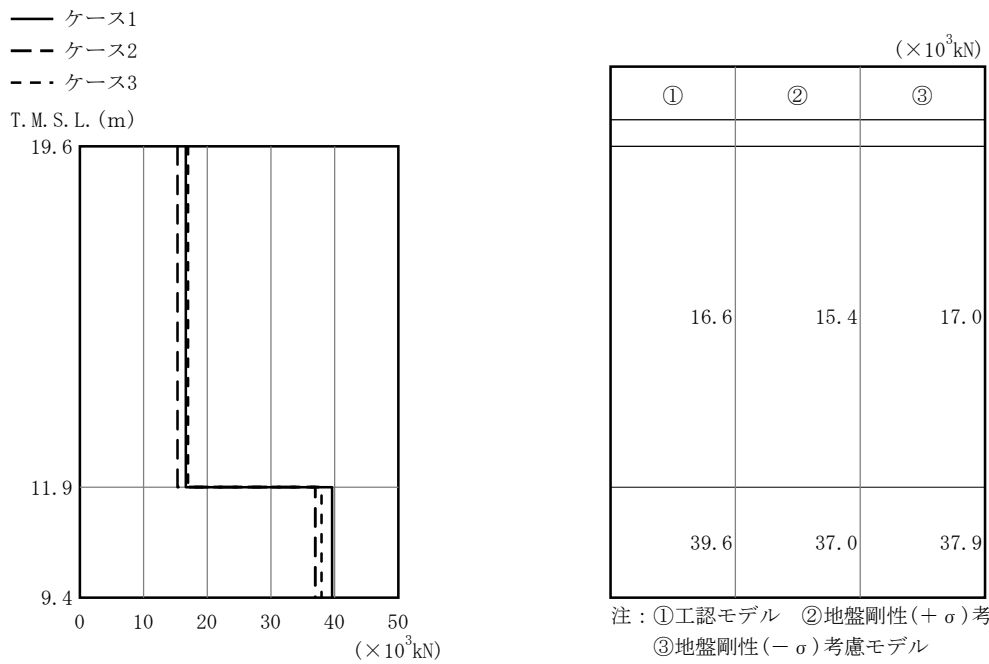


図 4-10 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

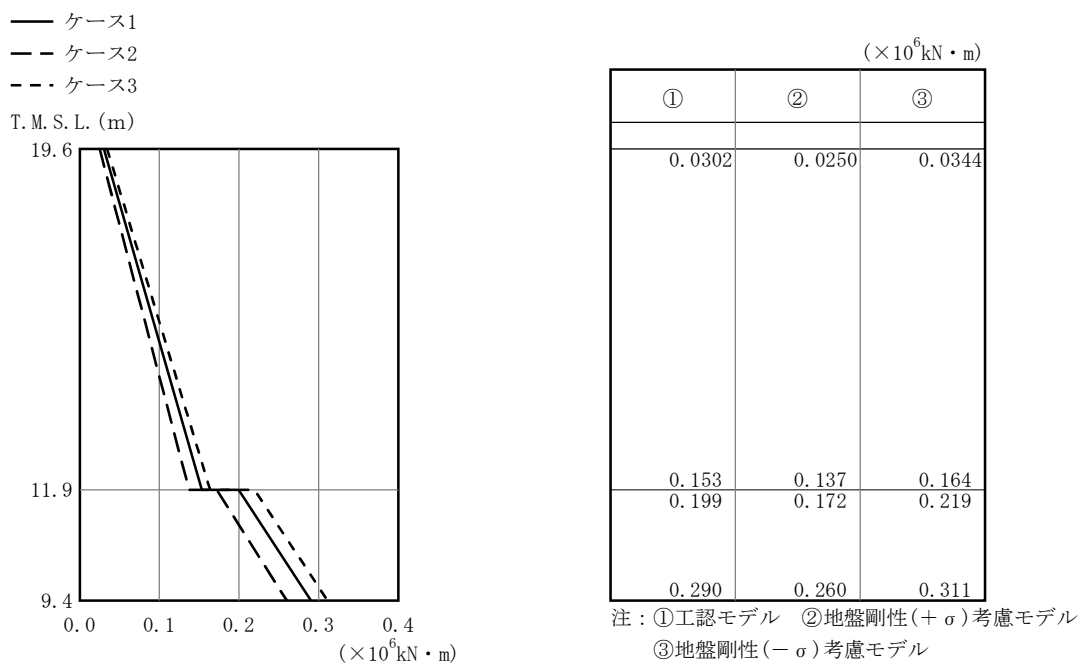


図 4-11 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

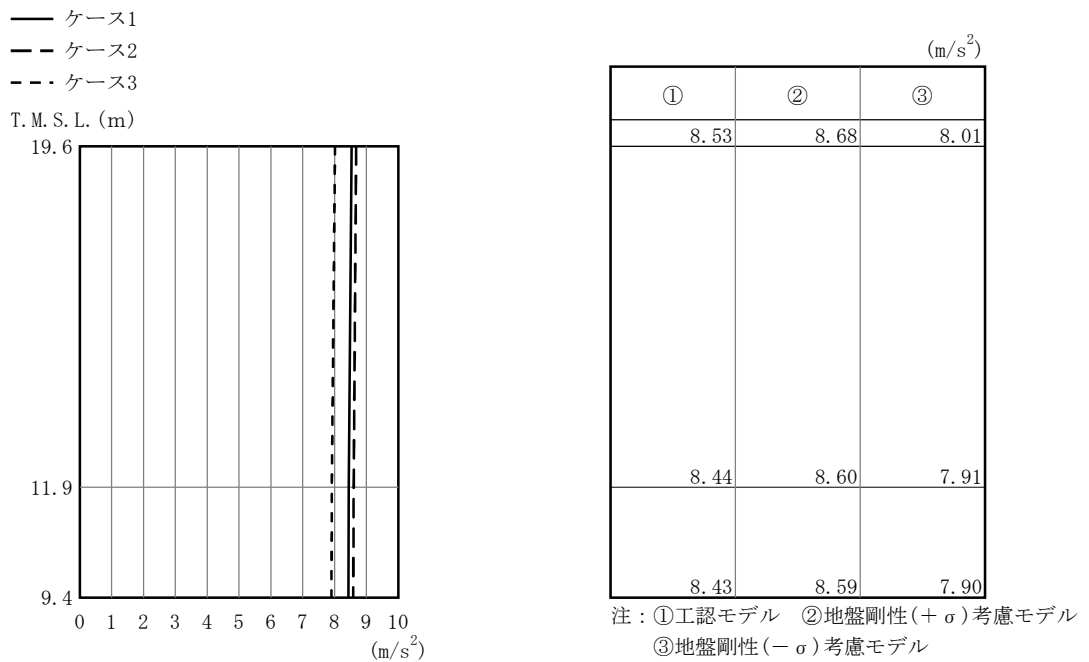
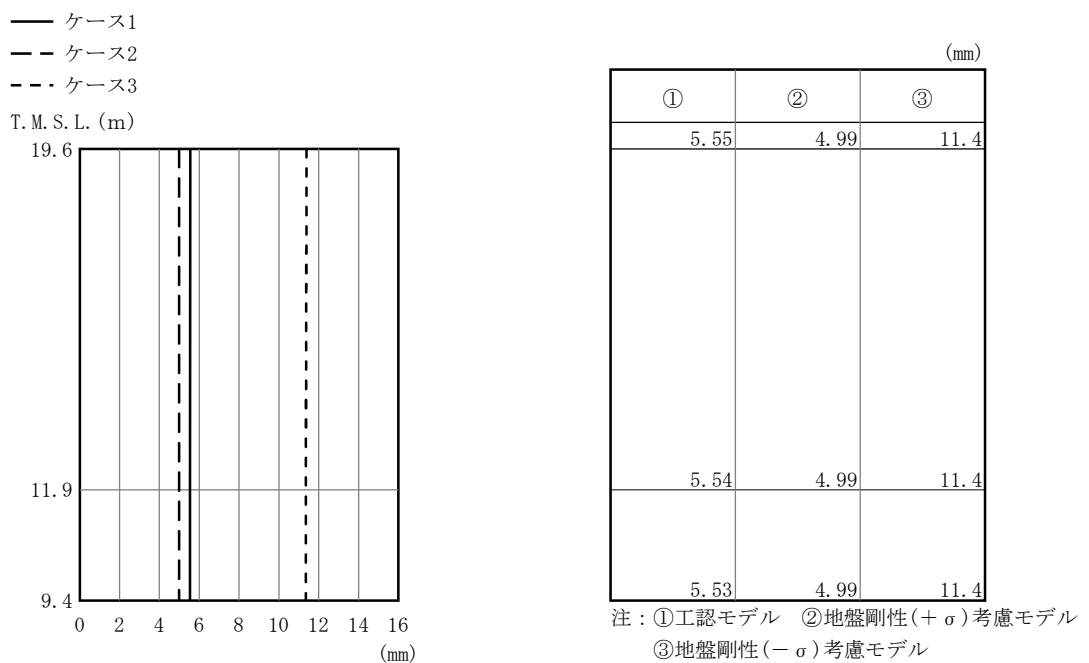
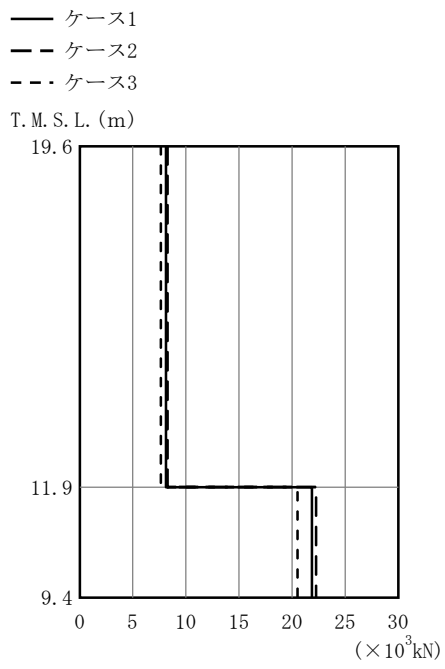


図 4-12 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-13 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
8.12	8.26	7.63
21.9	22.3	20.5

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

図 4-14 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

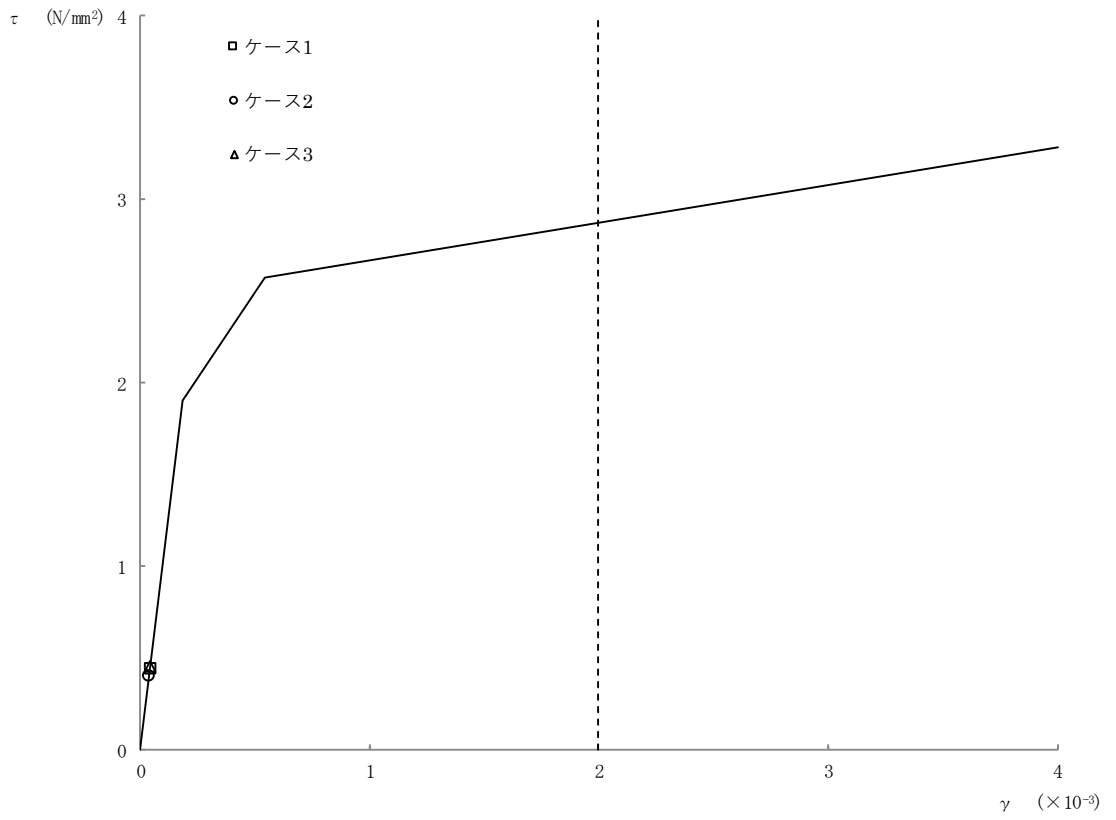


図 4-15 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向, 1F)

表 4-3 杭頭の応答値一覧 (Ss-1)

(a) 最大応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	34	3.97	286	1.66	286	0.575
ケース2	34	3.82	286	1.27	286	0.737
ケース3	34	3.27	286	1.55	286	0.279

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	114	-7.16	286	-5.05	286	-4.02
ケース2	114	-7.13	286	-4.44	286	-3.85
ケース3	34	-6.62	286	-5.34	286	-3.66

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)
ケース1	74	2.39	166	1.53	86	0.132
ケース2	74	2.38	166	1.46	86	0.122
ケース3	74	2.09	166	1.33	46	0.138

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	74	4.13	46	2.37	46	0.375
ケース2	74	4.10	46	2.22	46	0.338
ケース3	74	3.64	46	2.05	46	0.334

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

#### 4.3 まとめ

地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より，発生応力は変動があるものの，基本ケースと地盤剛性の不確かさを考慮したケースはおおむね同等であった。また，建屋－杭－地盤連成モデルの剛性が変化するため，変位は変動することを確認した。

別紙6-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の  
選定について



## 目 次

1. 概要	別紙 6-3-1-1
2. 選定方法	別紙 6-3-1-1
3. 地震動の選定	別紙 6-3-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙 6-3-1-16

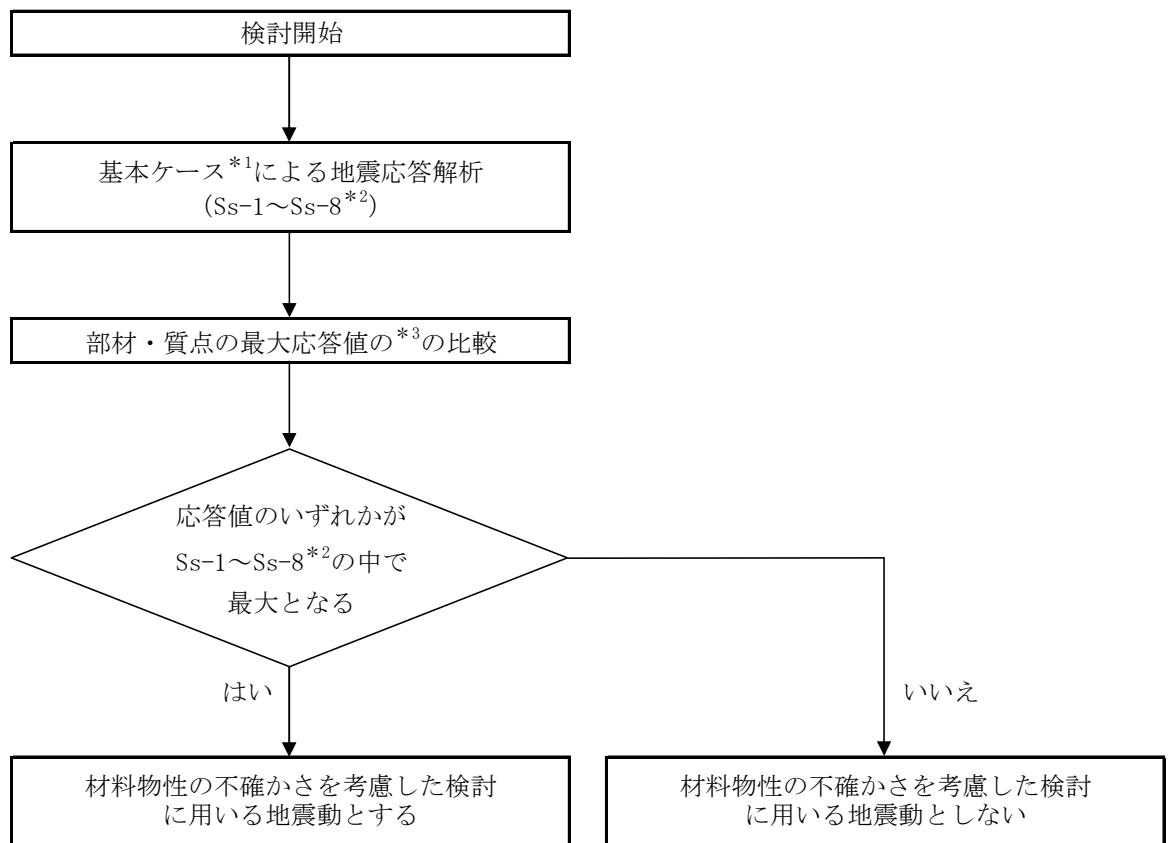
## 1. 概要

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、建屋及び地震動（基準地震動  $S_s$  又は弾性設計用地震動  $S_d$ ）ごとの基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して検討を実施する。本資料では、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

## 2. 選定方法

材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図2-1に示す。

- ①基本ケース（地盤剛性：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ②地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動  $S_s$  については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみ並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とし、弾性設計用地震動  $S_d$  については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とする。
- ③応答値のいずれかが基準地震動  $S_s$  又は弾性設計用地震動  $S_d$  の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記\*1：地盤剛性：標準地盤

\*2：弾性設計用地震動 S d による不確かさ検討に用いる地震動の選定の際は、「Ss-1～Ss-8」を「Sd-1～Sd-8」に読み替える。

\*3：応答値は、基準地震動 S s については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみ並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とし、弾性設計用地震動 S d については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とする。

図 2-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

### 3. 地震動の選定

大物搬入建屋における基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震動の選定を以下に示す。大物搬入建屋の基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を表3-1～表3-15に、弾性設計用地震動  $S_d$  に対する応答を表3-16～表3-28に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 $S_s$ -1及び $S_s$ -3については、応答値のいずれかが $S_s$ -1～ $S_s$ -8の中で最大となること、 $S_d$ -1及び $S_d$ -3については、応答値のいずれかが $S_d$ -1～ $S_d$ -8の中で最大となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	34.0	27.7	16.5	9.99	10.2	10.2	10.1	14.2	34.0
基礎 上端	16.6	8.11	8.75	7.17	5.52	7.81	4.98	10.9	16.6

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	78.8	47.0	63.9	24.2	23.5	26.0	27.5	33.4	78.8
基礎 上端	37.2	22.6	55.6	17.5	22.7	20.8	26.4	22.3	55.6

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	32.2	26.2	15.7	9.51	9.71	9.74	9.60	13.5	32.2

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-4 最大応答層間変形角一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）

部材番号	最大応答層間変形角								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	1/146	1/207	1/369	1/936	1/1082	1/870	1/1159	1/453	1/146

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-5 杭頭の応答値一覧（基準地震動  $S_s$ ，NS 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
3.97	2.59	1.56	0.542	0.411	0.622	0.333	1.35	3.97

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最小値
-7.16	-5.99	-4.86	-4.00	-3.74	-4.08	-3.66	-4.61	-7.16

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	-1.29	-2.05	-5.08	-2.29	-4.20	-2.24	-4.14	-2.22	-1.29
曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	2.39	1.61	2.10	1.26	0.917	1.30	0.819	1.68	2.39

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 ( $10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
4.13	2.72	3.53	2.15	1.59	2.21	1.42	2.76	4.13

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-6 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	17.5	13.0	9.7	9.06	11.4	9.5	11.8	11.0	17.5
基礎 上端	14.4	8.73	8.21	7.16	8.67	7.47	9.16	9.9	14.4

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-7 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	39.0	25.3	58.6	37.3	49.6	44.5	54.9	22.7	58.6
基礎 上端	39.0	22.7	58.1	36.2	48.8	43.5	54.3	21.8	58.1

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-8 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	16.6	12.4	9.27	8.63	10.8	9.01	11.3	10.5	16.6

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-9 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	0.153	0.123	0.0825	0.0809	0.102	0.0846	0.107	0.0872	0.153

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-10 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

部材番号	最大応答せん断ひずみ(×10 <sup>-3</sup> )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	0.0428	0.0319	0.0239	0.0222	0.0279	0.0232	0.0290	0.0270	0.0428

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-11 杭頭の応答値一覧（基準地震動  $S_s$ ，EW 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
1.66	1.09	0.484	0.0907	0.341	0.167	0.411	0.172	1.66

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最小値
-5.05	-4.21	-3.82	-3.62	-3.96	-3.71	-4.04	-3.52	-5.05

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	-3.25	-3.53	-3.24	-3.49	-3.49	-3.50	-3.47	-2.22	-3.25
曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	1.53	1.35	1.47	1.12	1.28	1.20	1.20	1.00	1.53

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 ( $10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
2.37	1.98	2.03	1.74	1.75	1.82	1.66	2.00	2.37

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。



表 3-12 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	8.53	5.67	5.67	3.96	4.06	4.34	4.22	3.44	8.53
基礎 上端	8.44	5.57	5.67	3.87	3.99	4.25	4.15	3.32	8.44

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-13 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	5.55	2.56	19.2	3.52	4.25	4.94	5.15	1.42	19.2
基礎 上端	5.54	2.55	19.2	3.51	4.24	4.93	5.14	1.40	19.2

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-14 最大応答軸力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

部材番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3 kN$ )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	8.12	5.40	5.40	3.77	3.86	4.14	4.02	3.28	8.12

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-15 杭頭の応答値一覧（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
0.575	-0.243	-0.239	-0.885	-0.862	-0.842	-0.893	-1.06	0.575

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最小値
-4.02	-3.05	-3.08	-2.66	-2.63	-2.77	-2.70	-2.53	-4.02

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
軸力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	-4.54	-8.21	-3.75	-2.86	-7.66	-2.76	-7.88	-3.18	-4.54
曲げモーメント ( $\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	0.132	0.100	0.0829	0.0604	0.0620	0.0662	0.0612	0.0653	0.132

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 ( $10^3 \text{kN}$ )								
$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
0.375	0.215	0.266	0.152	0.136	0.170	0.110	0.0948	0.375

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-16 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	11.7	11.3	7.37	4.67	5.56	5.06	5.11	7.21	11.7
基礎 上端	7.53	6.72	4.68	3.42	2.81	3.68	2.55	5.16	7.53

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-17 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	23.4	18.8	28.6	11.7	11.4	12.4	13.1	14.7	28.6
基礎 上端	18.8	11.9	26.1	8.29	10.9	10.3	12.5	11.7	26.1

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-18 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	11.1	10.8	7.02	4.45	5.29	4.82	4.87	6.87	11.1

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-19 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>, NS 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
0.750	0.592	-0.116	-0.648	-0.613	-0.561	-0.659	-0.120	0.750

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-4.20	-3.99	-3.28	-2.76	-2.74	-2.85	-2.69	-3.21	-4.20

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	-2.38	-4.20	-4.03	-2.89	-3.81	-2.85	-3.77	-4.08	-2.38
曲げモーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)	1.21	0.850	0.843	0.622	0.517	0.660	0.477	0.905	1.21

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 (10 <sup>3</sup> kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
2.07	1.48	1.42	1.05	0.887	1.12	0.817	1.52	2.07

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-20 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	8.00	6.61	4.94	4.56	5.72	4.72	5.88	4.92	8.00
基礎 上端	6.41	4.44	4.33	3.63	4.27	3.74	4.71	4.39	6.41

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-21 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	18.3	11.6	25.7	18.0	23.5	21.6	25.4	10.7	25.7
基礎 上端	18.1	9.89	25.2	17.4	23.0	21.0	25.1	9.89	25.2

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-22 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	7.62	6.30	4.70	4.34	5.44	4.50	5.60	4.68	7.62

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-23 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	0.0698	0.0621	0.0405	0.0404	0.0508	0.0420	0.0528	0.0393	0.0698

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-24 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
-0.170	-0.278	-0.773	-0.742	-0.639	-0.705	-0.614	-0.807	-0.170

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-3.22	-2.98	-2.61	-2.70	-2.84	-2.74	-2.87	-2.56	-3.22

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3$ kN·m)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
軸力 ( $\times 10^3$ kN)	-3.45	-3.44	-3.33	-3.42	-3.43	-3.42	-3.43	-3.33	-3.45
曲げモーメント ( $\times 10^3$ kN·m)	0.774	0.715	0.561	0.532	0.649	0.574	0.701	0.569	0.774

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 ( $10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1.07	0.994	0.771	0.734	0.892	0.793	0.966	0.846	1.07

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-25 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	4.10	2.76	2.85	1.99	2.10	2.16	2.13	1.76	4.10
基礎 上端	4.06	2.71	2.82	1.95	2.06	2.12	2.09	1.72	4.06

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-26 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	2.68	1.60	9.56	1.83	2.18	2.48	2.73	0.664	9.56
基礎 上端	2.67	1.59	9.56	1.83	2.17	2.47	2.73	0.653	9.56

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表 3-27 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

部材番号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	3.90	2.63	2.71	1.90	2.00	2.06	2.03	1.67	3.90

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-28 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
-0.592	-1.06	-0.980	-1.29	-1.31	-1.29	-1.34	-1.37	-0.592

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-2.71	-2.43	-2.30	-2.18	-2.21	-2.22	-2.22	-2.15	-2.71

注 1：網掛け部分は最小値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3$ kN·m)								最大値
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	
軸力 ( $\times 10^3$ kN)	-3.08	-6.95	-6.83	-3.95	-6.62	-3.87	-6.66	-6.31	-3.08
曲げモーメント ( $\times 10^3$ kN·m)	0.0694	0.0497	0.0337	0.0277	0.0295	0.0287	0.0288	0.0354	0.0694

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 ( $10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
0.177	0.110	0.0938	0.0481	0.0582	0.0526	0.0512	0.0442	0.177

注 1：網掛け部分は最大値を示す。

注 2：表には杭一本当たりの応答値を示す。



4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋及び地震動ごとの材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を表4-1に示す。地震動の選定にあたり，基本ケースにおける建屋応答の確認は，以下の資料に基づき実施した。

- ・ V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」  
別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	
	基準地震動 S <sub>s</sub>	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub>
大物搬入建屋	S <sub>s</sub> -1, S <sub>s</sub> -3	S <sub>d</sub> -1, S <sub>d</sub> -3

別紙6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-3-2-1
2. 地震応答解析結果 ..... 別紙 6-3-2-1
3. まとめ ..... 別紙 6-3-2-26

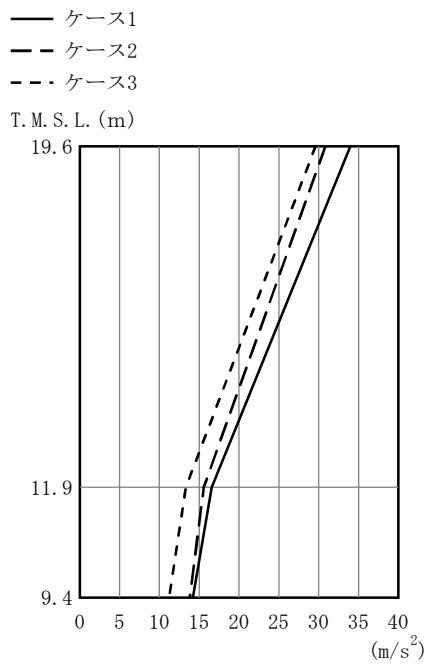
## 1. 概要

本資料は大物搬入建屋の地震応答解析において、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

## 2. 地震応答解析結果

地盤剛性の不確かさ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図2-1～図2-10，表2-1及び表2-2に，弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析結果を図2-11～図2-20，表2-3及び表2-4に示す。

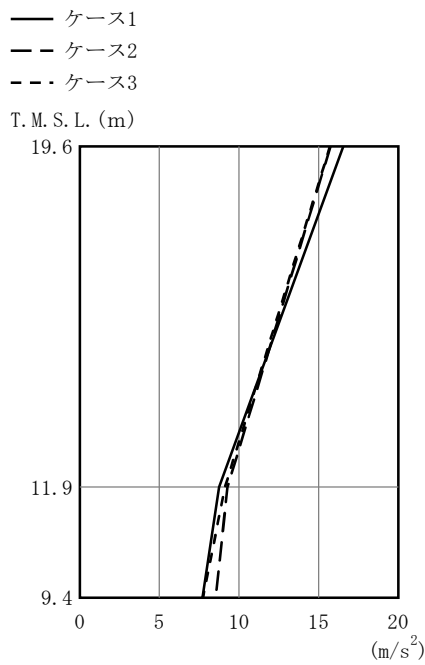
以後，基本ケースをケース1，地盤剛性  $+\sigma$  としたケースをケース2，地盤剛性  $-\sigma$  としたケースをケース3として示す。



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
34.0	30.8	29.6
16.6	15.6	13.3
14.2	13.8	11.2

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Ss-1

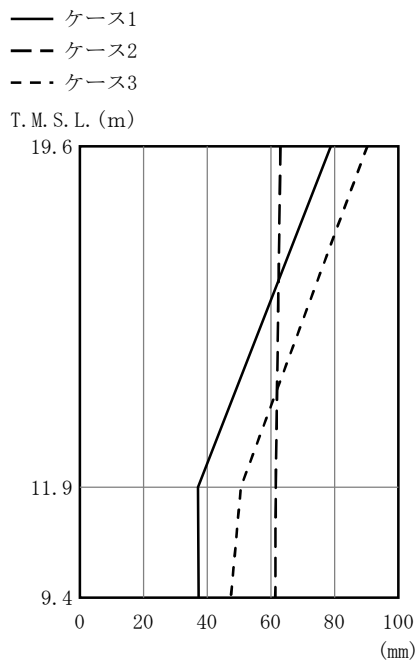


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
16.5	15.7	15.7
8.75	9.28	9.12
7.70	8.53	7.74

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Ss-3

図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向)



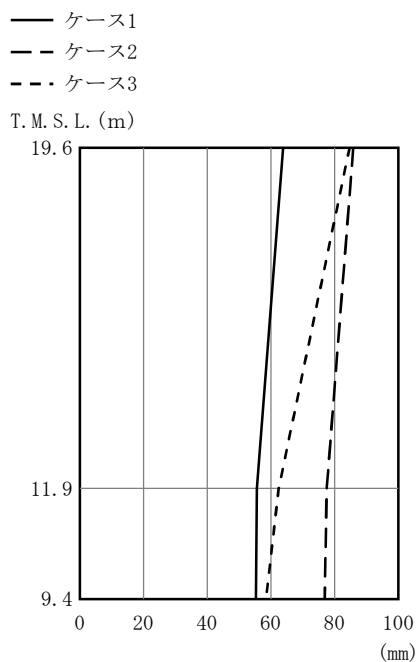
(mm)

①	②	③
78.8	63.0	90.3
37.2	61.5	50.6
37.4	61.4	47.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Ss-1



(mm)

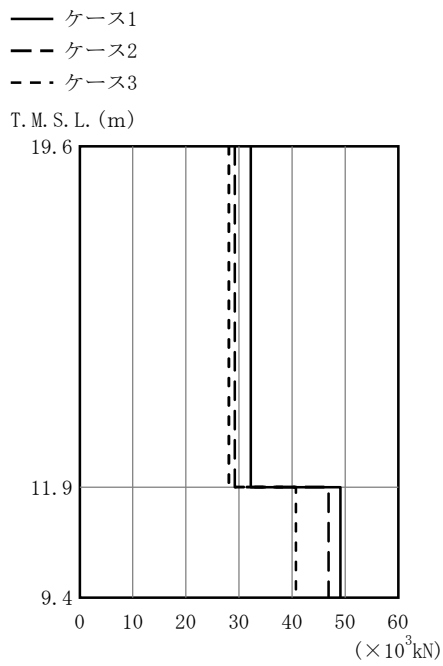
①	②	③
63.9	85.9	84.7
55.6	77.5	62.5
55.3	76.9	58.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Ss-3

図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向)

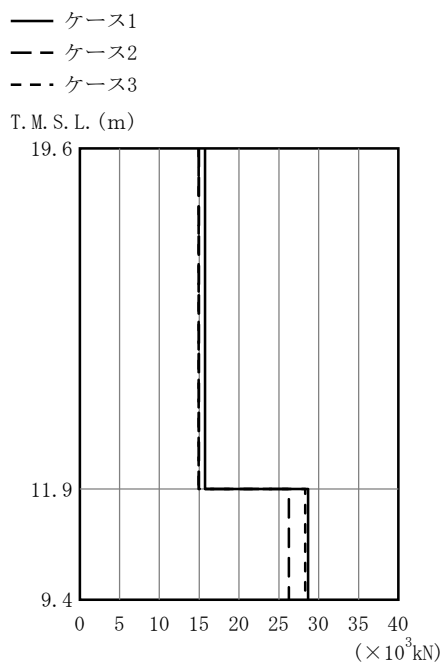


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
32.2	29.2	28.1
49.1	46.9	40.7

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Ss-1



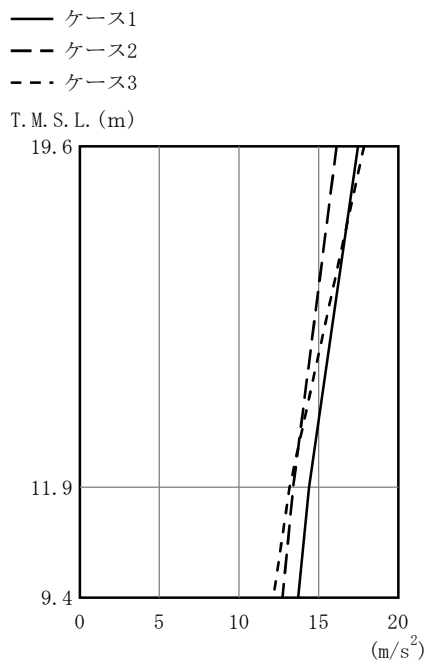
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
15.7	14.9	14.9
28.7	26.2	28.3

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Ss-3

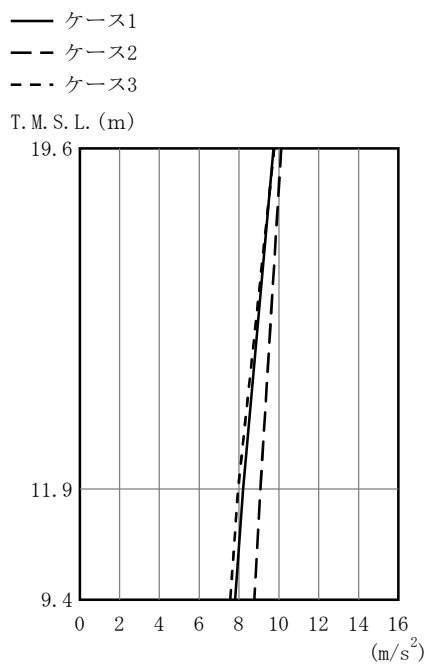
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS 方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
17.5	16.1	17.8
14.4	13.4	13.2
13.7	12.7	12.2

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Ss-1



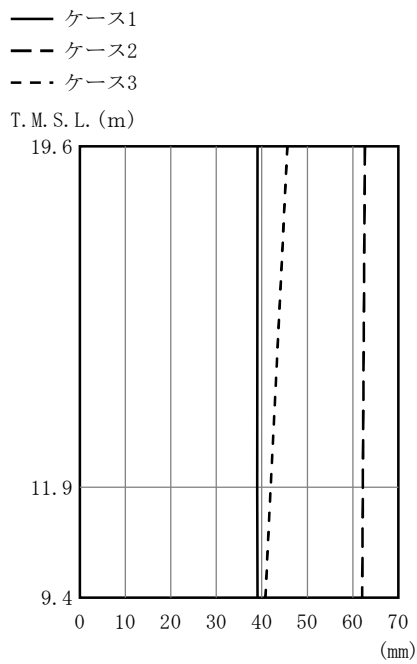
(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
9.74	10.1	9.77
8.21	9.07	7.95
7.81	8.76	7.56

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Ss-3

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





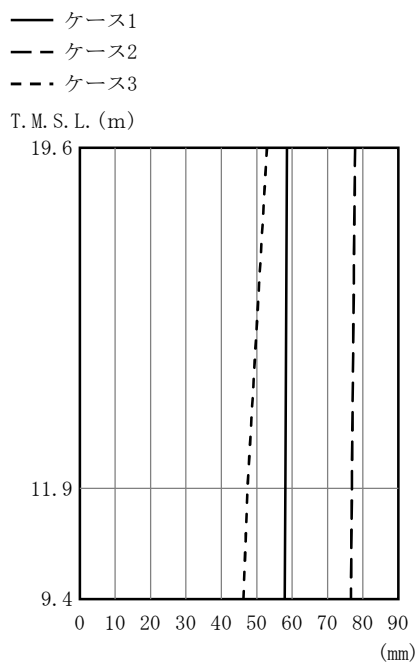
(mm)

①	②	③
39.0	62.7	45.6
39.0	62.2	42.0
39.0	62.1	40.8

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Ss-1



(mm)

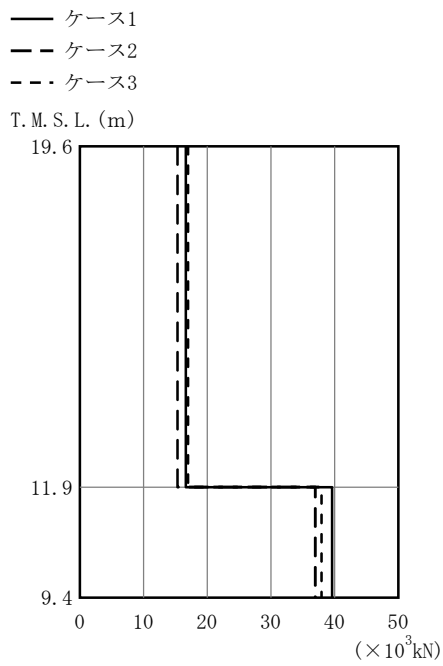
①	②	③
58.6	77.8	52.9
58.1	76.9	47.4
57.9	76.6	46.3

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Ss-3

図 2-5 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

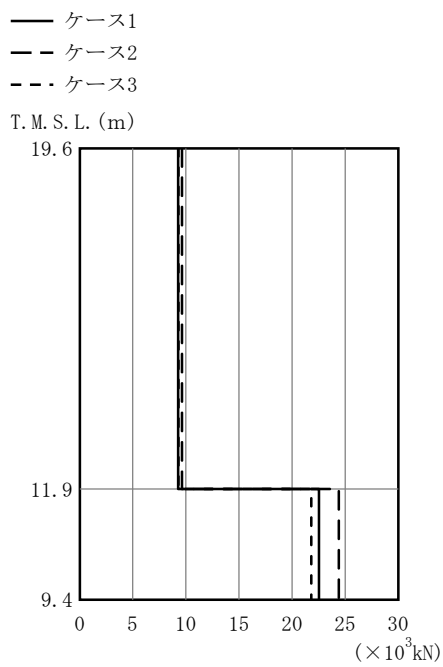


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

	①	②	③
11.9 ~ 19.6	16.6	15.4	17.0
9.4 ~ 11.9	39.6	37.0	37.9

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Ss-1



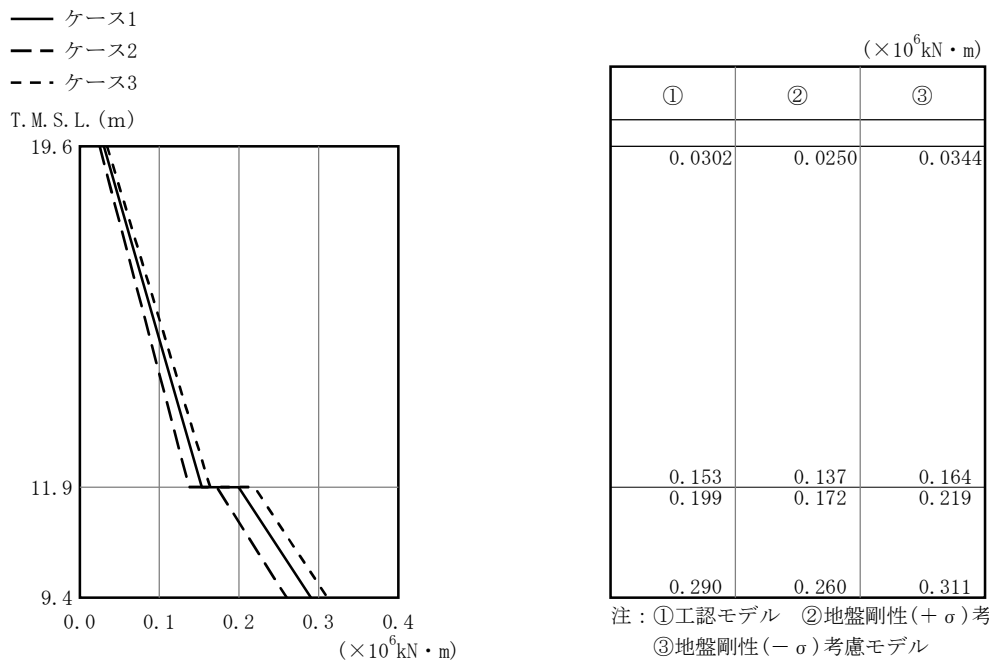
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

	①	②	③
11.9 ~ 19.6	9.27	9.64	9.30
9.4 ~ 11.9	22.5	24.4	21.8

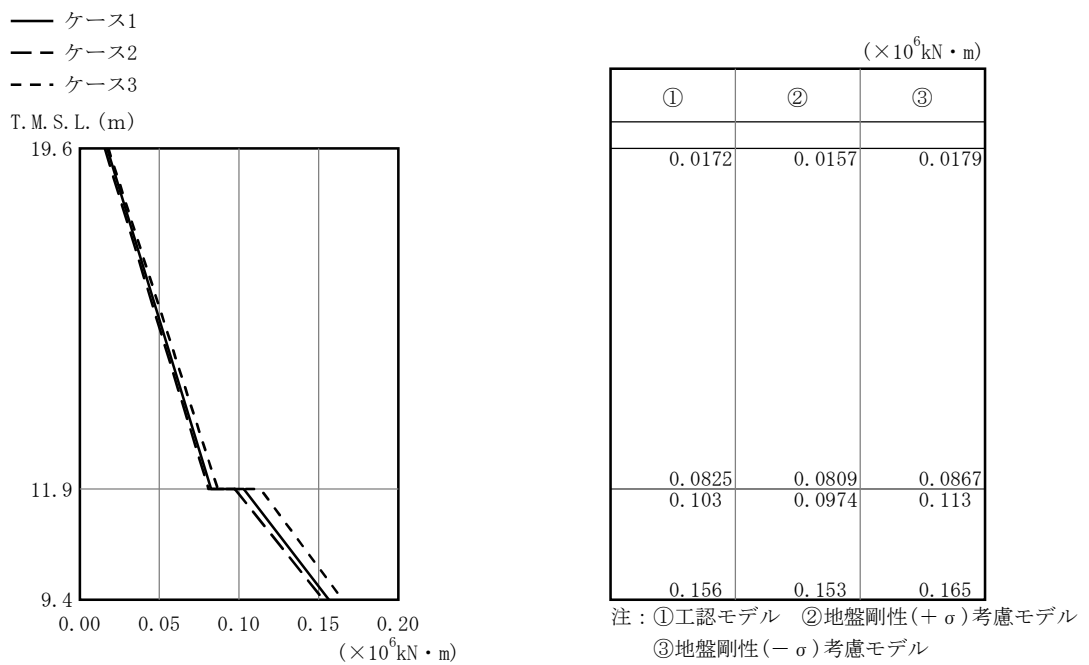
注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Ss-3

図 2-6 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)

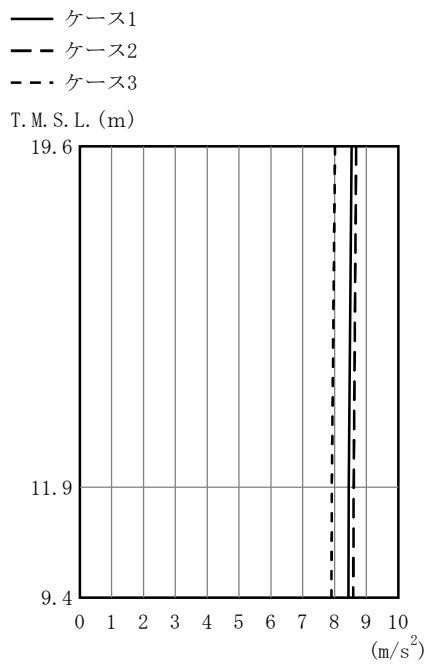


(a) Ss-1



(b) Ss-3

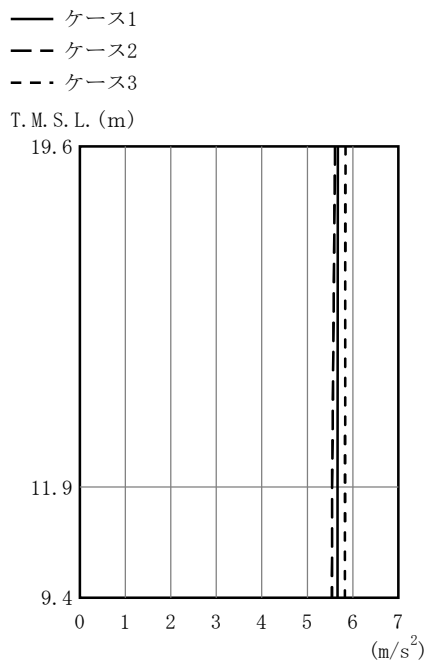
図 2-7 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
8.53	8.68	8.01
8.44	8.60	7.91
8.43	8.59	7.90

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Ss-1

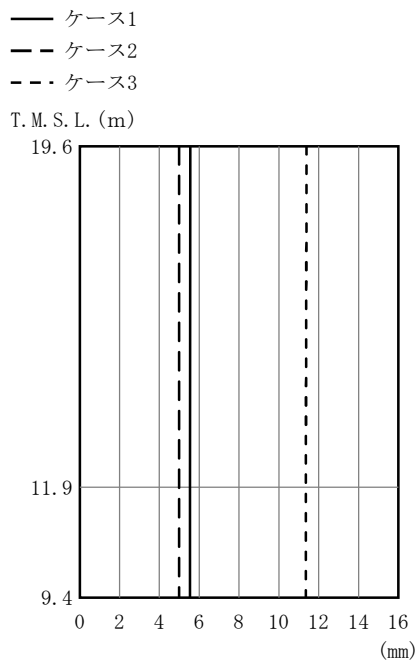


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
5.67	5.61	5.84
5.67	5.55	5.83
5.66	5.54	5.83

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Ss-3

図 2-8 最大応答加速度 (基準地震動 S s , 鉛直方向)



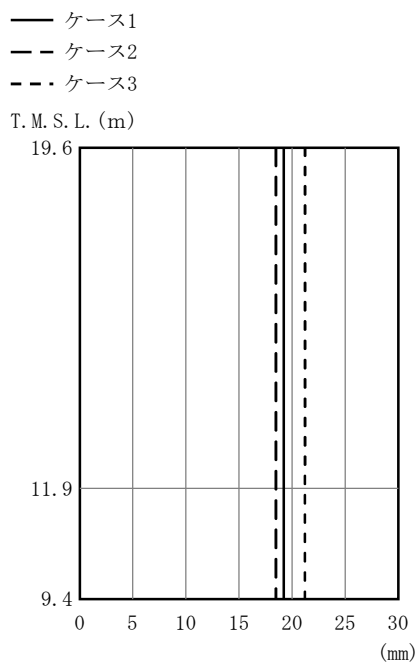
(mm)

①	②	③
5.55	4.99	11.4
5.54	4.99	11.4
5.53	4.99	11.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Ss-1



(mm)

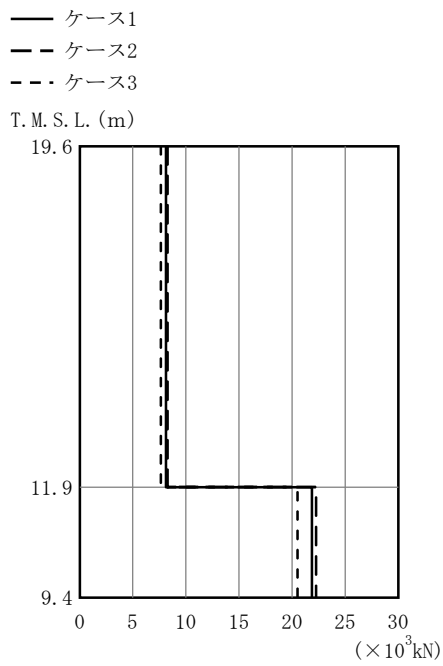
①	②	③
19.2	18.5	21.2
19.2	18.5	21.2
19.2	18.5	21.2

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Ss-3

図 2-9 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, 鉛直方向)

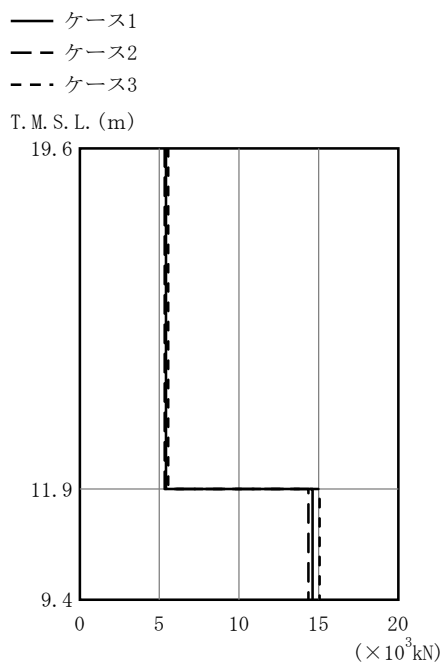


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
8.12	8.26	7.63
21.9	22.3	20.5

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Ss-1



( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
5.40	5.34	5.56
14.6	14.4	15.1

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Ss-3

図 2-10 最大応答軸力 (基準地震動 S s , 鉛直方向)

表 2-1 杭頭の応答値一覧 (Ss-1)

(a) 最大応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	34	3.97	286	1.66	286	0.575
ケース2	34	3.82	286	1.27	286	0.737
ケース3	34	3.27	286	1.55	286	0.279

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	114	-7.16	286	-5.05	286	-4.02
ケース2	114	-7.13	286	-4.44	286	-3.85
ケース3	34	-6.62	286	-5.34	286	-3.66

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 <sup>3</sup> kN・m)
ケース1	74	2.39	166	1.53	86	0.132
ケース2	74	2.38	166	1.46	86	0.122
ケース3	74	2.09	166	1.33	46	0.138

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)
ケース1	74	4.13	46	2.37	46	0.375
ケース2	74	4.10	46	2.22	46	0.338
ケース3	74	3.64	46	2.05	46	0.334

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 2-2 杭頭の応答値一覧 (Ss-3)

(a) 最大応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	34	1.56	86	0.484	286	-0.239
ケース2	114	1.50	86	0.167	286	-0.255
ケース3	34	1.62	86	0.763	286	-0.224

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	114	-4.86	246	-3.82	286	-3.08
ケース2	34	-4.95	246	-3.51	286	-2.93
ケース3	114	-4.97	246	-4.10	286	-3.03

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)
ケース1	74	2.10	166	1.47	46	0.0829
ケース2	74	1.70	166	1.10	86	0.0604
ケース3	74	2.55	166	1.70	286	0.105

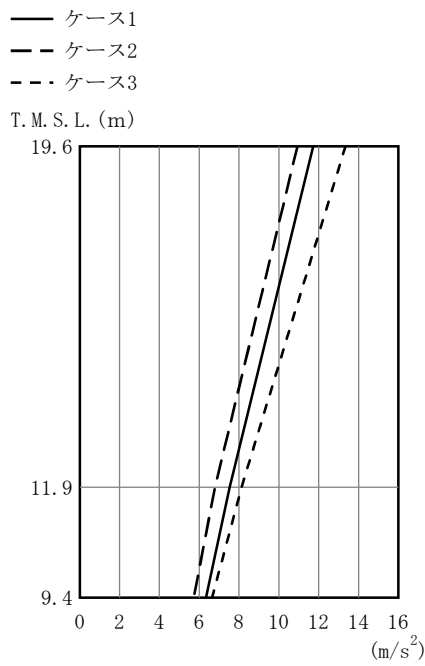
注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

基準地震動 S <sub>s</sub>	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	74	3.53	166	2.03	46	0.266
ケース2	74	2.88	46	1.58	46	0.185
ケース3	74	4.26	46	2.37	46	0.335

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

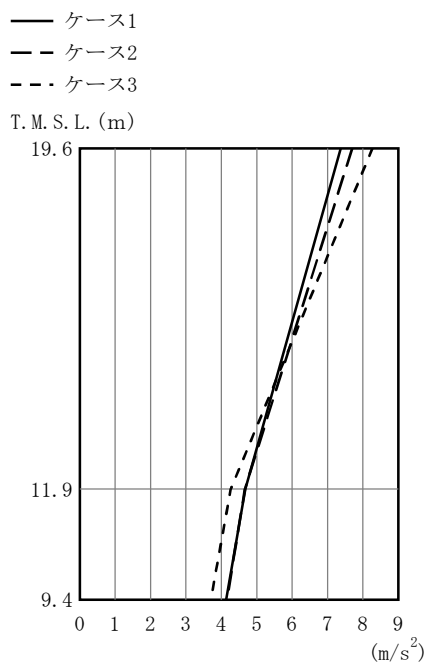




(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
11.7	10.9	13.3
7.53	6.79	8.13
6.34	5.72	6.65

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Sd-1

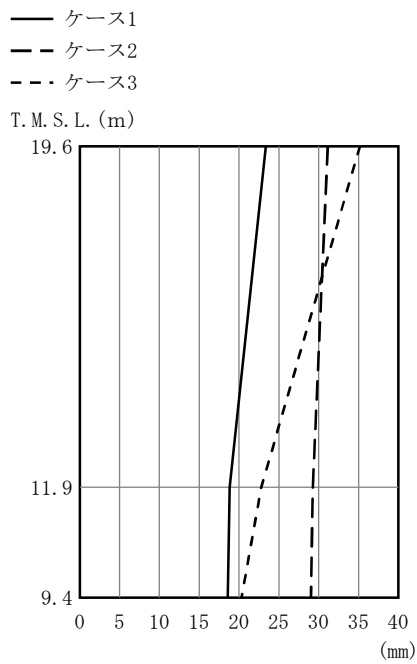


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
7.37	7.70	8.27
4.68	4.66	4.27
4.13	4.16	3.70

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-11 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)



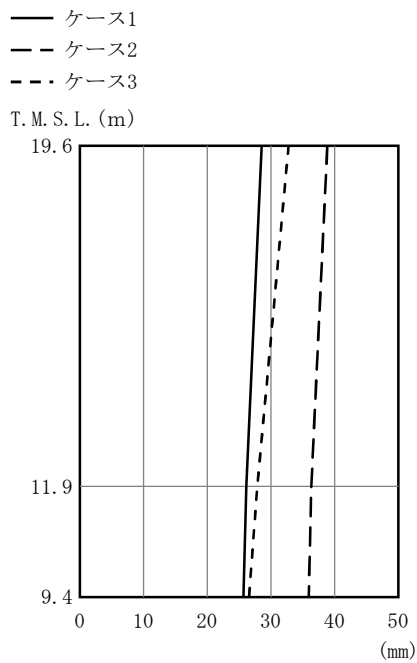
(mm)

①	②	③
23.4	31.1	35.2
18.8	29.3	22.8
18.6	29.0	20.3

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Sd-1



(mm)

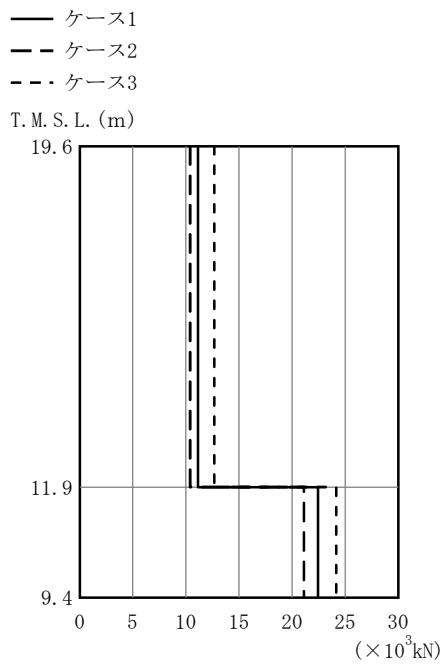
①	②	③
28.6	38.9	32.8
26.1	36.3	27.9
25.7	35.9	26.6

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Sd-3

図 2-12 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

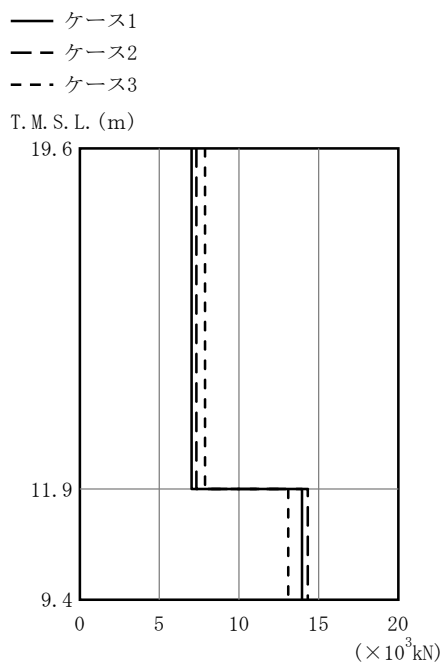


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
11.1	10.4	12.7
22.4	21.1	24.1

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Sd-1



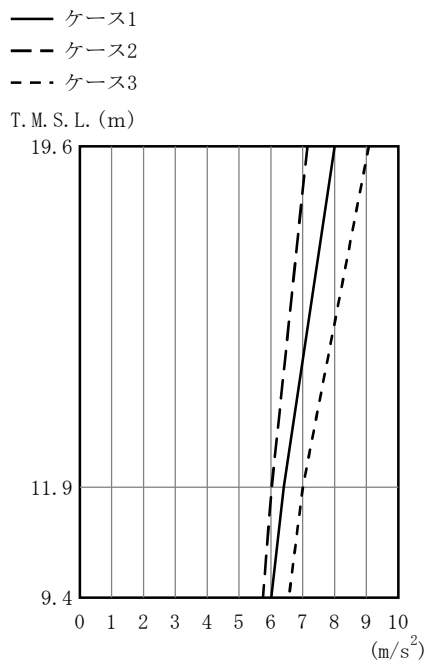
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
7.02	7.33	7.87
14.0	14.3	13.1

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Sd-3

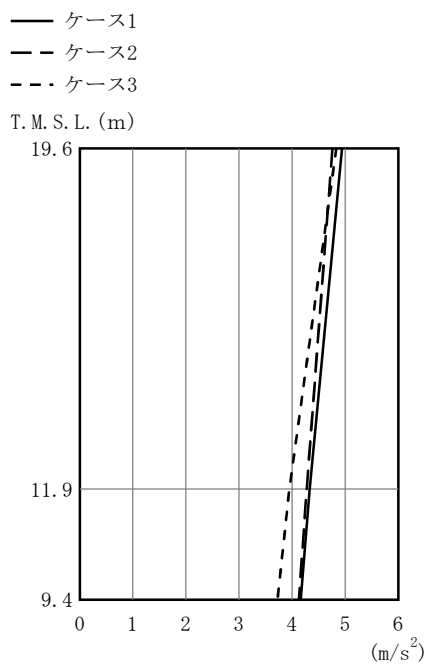
図 2-13 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
8.00	7.14	9.07
6.41	6.02	7.00
6.01	5.75	6.56

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Sd-1

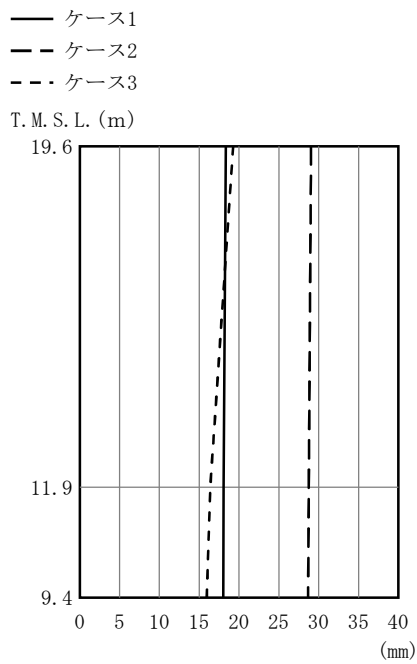


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
4.94	4.76	4.83
4.33	4.27	3.95
4.16	4.13	3.72

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-14 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)



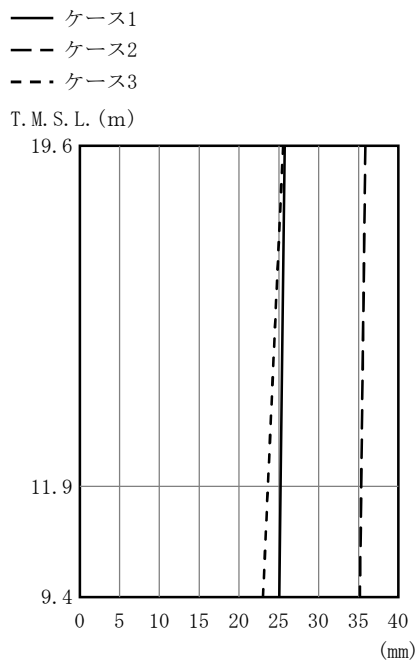
(mm)

①	②	③
18.3	29.0	19.3
18.1	28.8	16.4
18.0	28.7	15.9

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Sd-1



(mm)

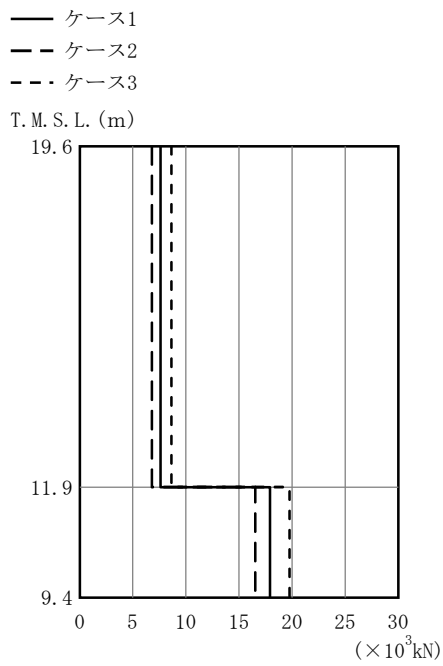
①	②	③
25.7	35.9	25.5
25.2	35.3	23.6
25.1	35.2	23.0

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Sd-3

図 2-15 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

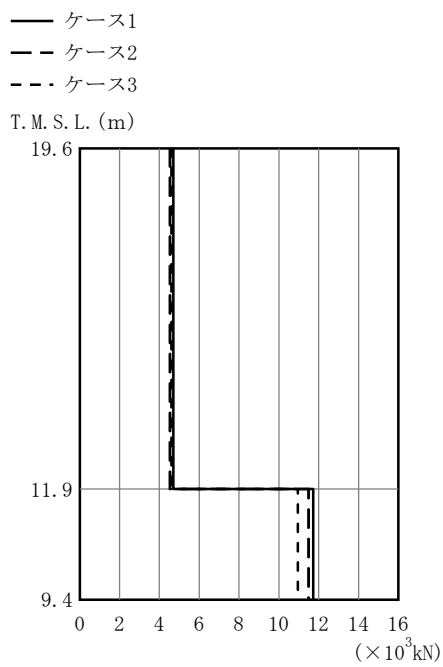


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
7.62	6.80	8.64
17.9	16.5	19.8

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Sd-1



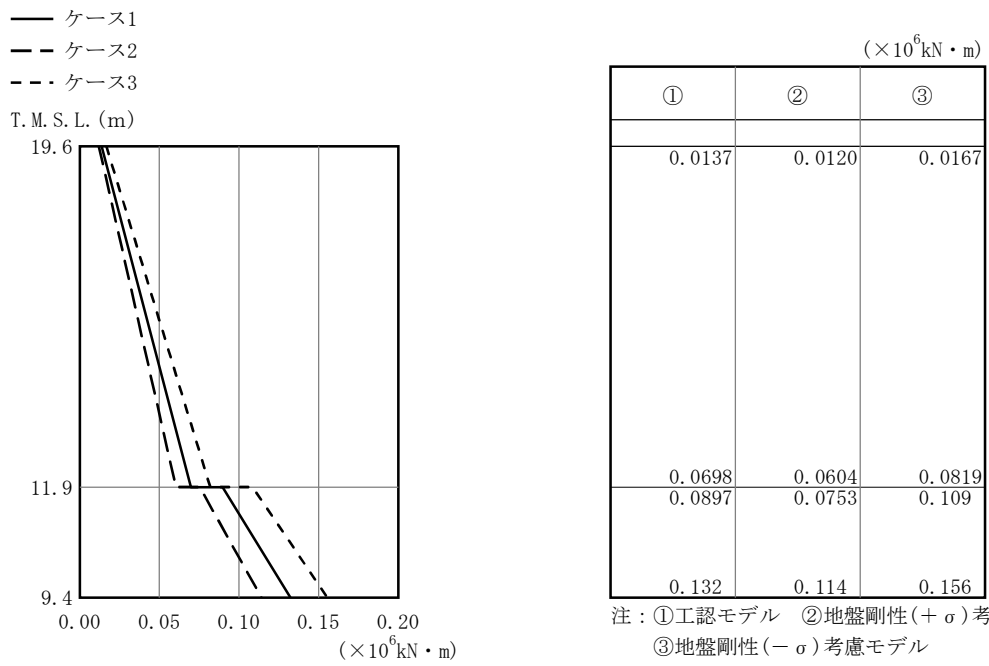
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
4.70	4.53	4.60
11.7	11.5	11.0

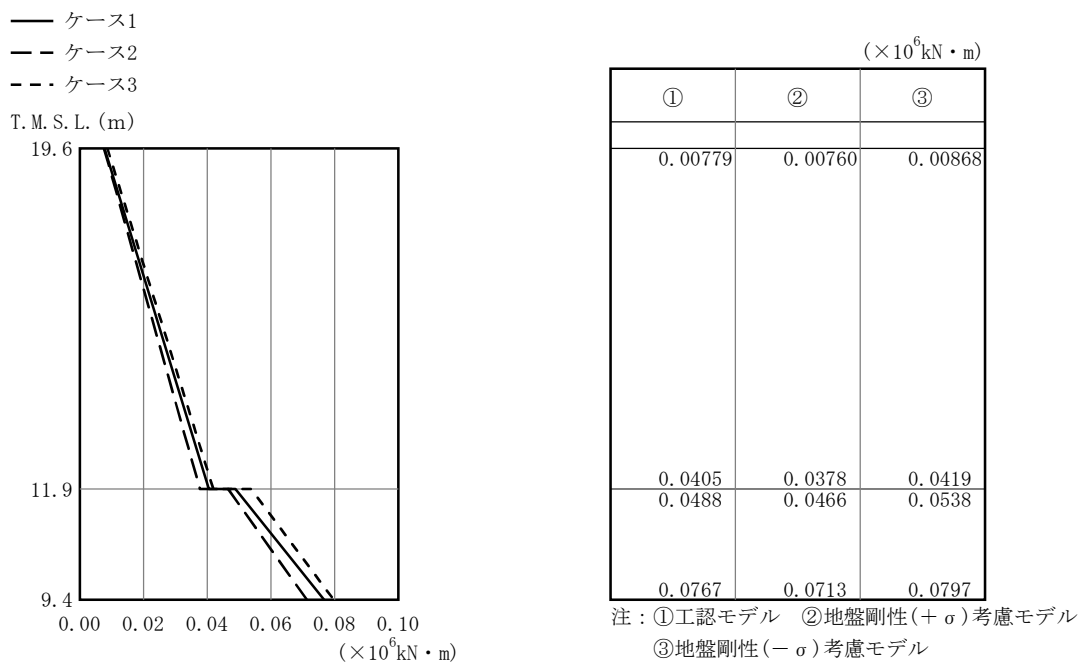
注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-16 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

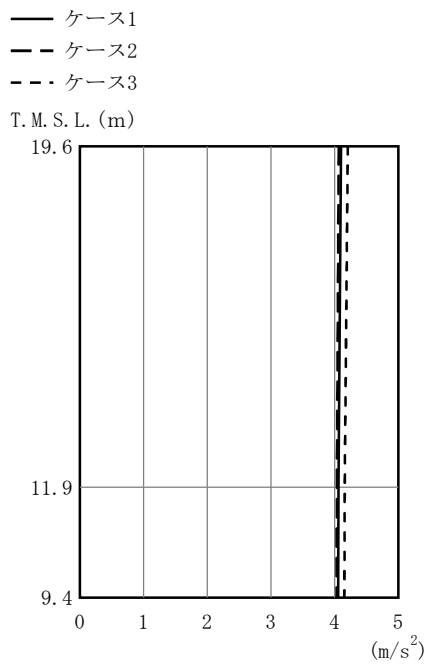


(a) Sd-1



(b) Sd-3

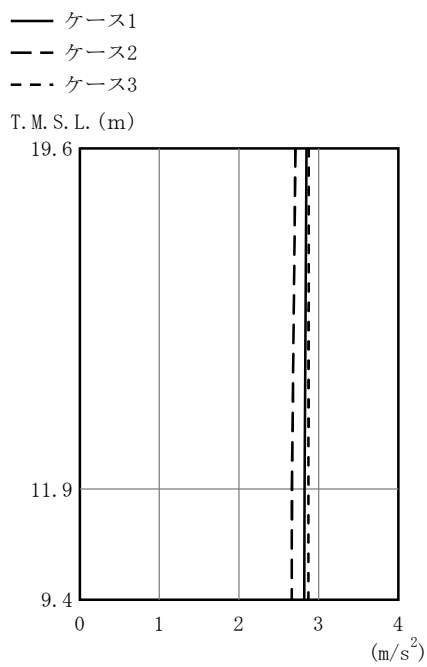
図 2-17 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
4.10	4.07	4.21
4.06	4.04	4.16
4.06	4.03	4.15

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(a) Sd-1



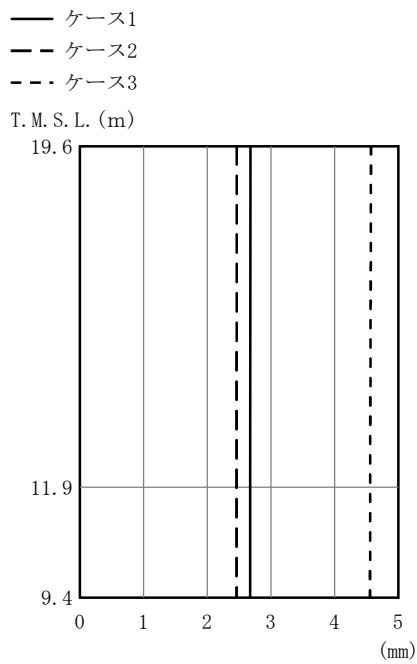
(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
2.85	2.71	2.88
2.82	2.66	2.87
2.82	2.66	2.87

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル  
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-18 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)



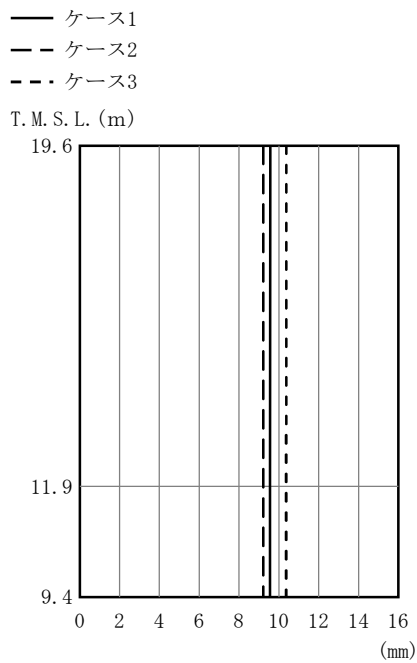


(mm)		
①	②	③
2.68	2.46	4.57
2.67	2.46	4.56
2.67	2.46	4.56

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(a) Sd-1



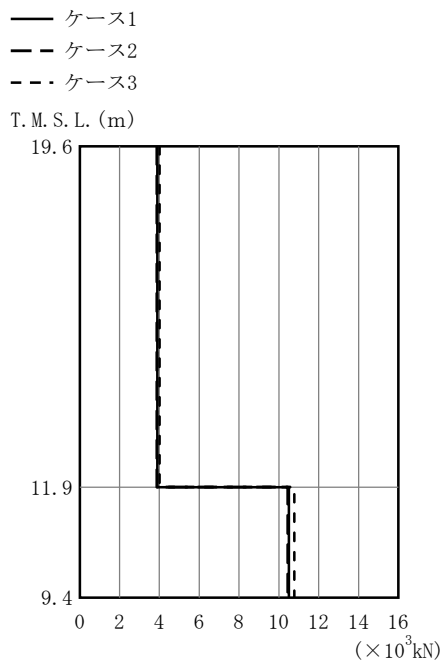
(mm)		
①	②	③
9.56	9.22	10.4
9.56	9.22	10.4
9.56	9.22	10.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す。

(b) Sd-3

図 2-19 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

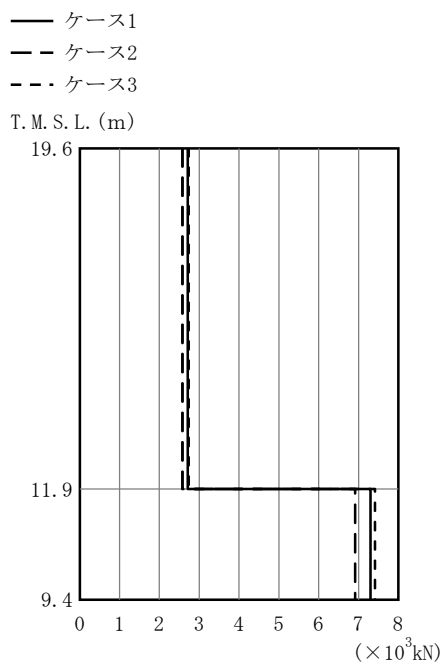


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
3.90	3.87	4.01
10.5	10.4	10.8

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(a) Sd-1



( $\times 10^3 \text{kN}$ )

①	②	③
2.71	2.58	2.74
7.30	6.92	7.41

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル  
 ③地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-20 最大応答軸力 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

表 2-3 杭頭の応答値一覧 (Sd-1)

(a) 最大応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	114	0.750	286	-0.170	286	-0.592
ケース2	114	0.679	286	-0.0358	286	-0.682
ケース3	34	0.802	46	-0.0100	286	-0.599

注：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	34	-4.20	286	-3.22	286	-2.71
ケース2	34	-4.07	286	-3.03	286	-2.62
ケース3	114	-4.21	286	-3.55	286	-2.83

注：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)
ケース1	74	1.21	166	0.774	286	0.0694
ケース2	74	1.16	166	0.750	286	0.0666
ケース3	74	1.22	166	0.796	86	0.0729

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	74	2.07	166	1.07	46	0.177
ケース2	74	1.98	166	1.04	46	0.124
ケース3	74	2.08	46	1.14	46	0.204

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 2-4 杭頭の応答値一覧 (Sd-3)

(a) 最大応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	114	-0.116	86	-0.773	286	-0.980
ケース2	34	-0.128	86	-0.852	286	-1.045
ケース3	34	-0.0967	86	-0.613	286	-0.985

注：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	34	-3.28	286	-2.61	286	-2.30
ケース2	34	-3.24	286	-2.54	286	-2.31
ケース3	114	-3.27	246	-2.75	286	-2.39

注：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ( $\times 10^3$ kN・m)
ケース1	74	0.843	166	0.561	286	0.0337
ケース2	74	0.806	166	0.539	86	0.0336
ケース3	74	0.863	166	0.655	286	0.0464

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
ケース1	74	1.42	166	0.771	46	0.0938
ケース2	74	1.37	166	0.740	46	0.0576
ケース3	74	1.47	166	0.903	46	0.139

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

### 3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースと併せて以下に示す。

基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を表3-1～表3-11に，弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析結果を表3-12～表3-22に示す。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS 方向）

(a)  $S_s-1$

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	34.0	30.8	29.6	34.0	30.8	29.6
基礎 上端	16.6	15.6	13.3	16.6	15.6	13.3

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	16.5	15.7	15.7	34.0	30.8	29.6
基礎 上端	8.75	9.28	9.12	16.6	15.6	13.3

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

(a)  $S_s-1$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	78.8	63.0	90.3	78.8	85.9	90.3
基礎 上端	37.2	61.5	50.6	55.6	77.5	62.5

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	63.9	85.9	84.7	78.8	85.9	90.3
基礎 上端	55.6	77.5	62.5	55.6	77.5	62.5

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

(a)  $S_s-1$

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	32.2	29.2	28.1	32.2	29.2	28.1

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	15.7	14.9	14.9	32.2	29.2	28.1

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル



表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

(a)  $S_s-1$

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.248	0.225	0.211	0.248	0.225	0.211

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.123	0.121	0.130	0.248	0.225	0.211

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$  , EW方向）

(a)  $S_s-1$

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	17.5	16.1	17.8	17.5	16.1	17.8
基礎 上端	14.4	13.4	13.2	14.4	13.4	13.2

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	9.74	10.1	9.77	17.5	16.1	17.8
基礎 上端	8.21	9.07	7.95	14.4	13.4	13.2

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

(a)  $S_s-1$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	39.0	62.7	45.6	58.6	77.8	52.9
基礎 上端	39.0	62.2	42.0	58.1	76.9	47.4

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	58.6	77.8	52.9	58.6	77.8	52.9
基礎 上端	58.1	76.9	47.4	58.1	76.9	47.4

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

(a)  $S_s-1$

部 材 番 号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	16.6	15.4	17.0	16.6	15.4	17.0

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

部 材 番 号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	9.27	9.64	9.30	16.6	15.4	17.0

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

(a)  $S_s-1$

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.153	0.137	0.164	0.153	0.137	0.164

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0825	0.0809	0.0867	0.153	0.137	0.164

注：①工認モデル ②地盤剛性 ( $+\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 ( $-\sigma$ ) 考慮モデル

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

(a) S<sub>s</sub>-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	S <sub>s</sub> -1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	8.53	8.68	8.01	8.53	8.68	8.01
基礎 上端	8.44	8.60	7.91	8.44	8.60	7.91

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) S<sub>s</sub>-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	S <sub>s</sub> -3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	5.67	5.61	5.84	8.53	8.68	8.01
基礎 上端	5.67	5.55	5.83	8.44	8.60	7.91

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

(a)  $S_s-1$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	5.55	4.99	11.4	19.2	18.5	21.2
基礎 上端	5.54	4.99	11.4	19.2	18.5	21.2

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	19.2	18.5	21.2	19.2	18.5	21.2
基礎 上端	19.2	18.5	21.2	19.2	18.5	21.2

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-11 最大応答軸力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

(a)  $S_s-1$

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	$S_s-1$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	8.12	8.26	7.63	8.12	8.26	7.63

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b)  $S_s-3$

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	$S_s-3$			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	5.40	5.34	5.56	8.12	8.26	7.63

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル



表3-12 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	11.7	10.9	13.3	11.7	10.9	13.3
基礎 上端	7.53	6.79	8.13	7.53	6.79	8.13

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度(m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	7.37	7.70	8.27	11.7	10.9	13.3
基礎 上端	4.68	4.66	4.27	7.53	6.79	8.13

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-13 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	23.4	31.1	35.2	28.6	38.9	35.2
基礎 上端	18.8	29.3	22.8	26.1	36.3	27.9

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	28.6	38.9	32.8	28.6	38.9	35.2
基礎 上端	26.1	36.3	27.9	26.1	36.3	27.9

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+ $\sigma$ ) 考慮モデル ③地盤剛性 (- $\sigma$ ) 考慮モデル

表3-14 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	11.1	10.4	12.7	11.1	10.4	12.7

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	7.02	7.33	7.87	11.1	10.4	12.7

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-15 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0925	0.0854	0.0943	0.0925	0.0854	0.0943

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0553	0.0578	0.0623	0.0925	0.0854	0.0943

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-16 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	8.00	7.14	9.07	8.00	7.14	9.07
基礎 上端	6.41	6.02	7.00	6.41	6.02	7.00

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	4.94	4.76	4.83	8.00	7.14	9.07
基礎 上端	4.33	4.27	3.95	6.41	6.02	7.00

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-17 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	18.3	29.0	19.3	25.7	35.9	25.5
基礎 上端	18.1	28.8	16.4	25.2	35.3	23.6

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	25.7	35.9	25.5	25.7	35.9	25.5
基礎 上端	25.2	35.3	23.6	25.2	35.3	23.6

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-18 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	7.62	6.80	8.64	7.62	6.80	8.64

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	4.70	4.53	4.60	7.62	6.80	8.64

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-19 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0698	0.0604	0.0819	0.0698	0.0604	0.0819

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>6</sup> kN・m)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0405	0.0378	0.0419	0.0698	0.0604	0.0819

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル



表3-20 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	4.10	4.07	4.21	4.10	4.07	4.21
基礎 上端	4.06	4.04	4.16	4.06	4.04	4.16

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	2.85	2.71	2.88	4.10	4.07	4.21
基礎 上端	2.82	2.66	2.87	4.06	4.04	4.16

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-21 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	2.68	2.46	4.57	9.56	9.22	10.4
基礎 上端	2.67	2.46	4.56	9.56	9.22	10.4

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	9.56	9.22	10.4	9.56	9.22	10.4
基礎 上端	9.56	9.22	10.4	9.56	9.22	10.4

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

表3-22 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	3.90	3.87	4.01	3.90	3.87	4.01

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	2.71	2.58	2.74	3.90	3.87	4.01

注：①工認モデル ②地盤剛性 (+σ) 考慮モデル ③地盤剛性 (-σ) 考慮モデル

### 別紙6-3-3 原子炉建屋との相対変位についての検討

## 目 次

1. 概要	別紙 6-3-3-1
2. 相対変位の算出方法	別紙 6-3-3-1
3. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-3-3-1
4. 評価結果	別紙 6-3-3-2

### 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋と原子炉建屋の相対変位を算出し、その影響を確認するものである。

### 2. 相対変位の算出方法

相対変位は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果とV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置（T.M.S.L. 19.60m）の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点が無い場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。なお、算出に用いる地震動は基準地震動 $S_s$ とし、材料物性の不確かさを考慮する。

### 3. 原子炉建屋との相対変位

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表3-1に示す。

表3-1 原子炉建屋との相対変位

(a) NS方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T.M.S.L. (m)	質点番号	T.M.S.L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	113 ( $S_s-1$ )	105 ( $S_s-3$ )	129 ( $S_s-1$ )

(b) EW方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T.M.S.L. (m)	質点番号	T.M.S.L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	79.6 ( $S_s-3$ )	95.3 ( $S_s-3$ )	83.8 ( $S_s-3$ )

(c) 鉛直方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T.M.S.L. (m)	質点番号	T.M.S.L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	28.3 ( $S_s-3$ )	25.7 ( $S_s-3$ )	32.8 ( $S_s-3$ )

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

注記\*：大物搬入建屋の建屋頂部質点位置（T.M.S.L. 19.60m）の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は、原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間（T.M.S.L. 23.50~18.10）で線形補間して算定。

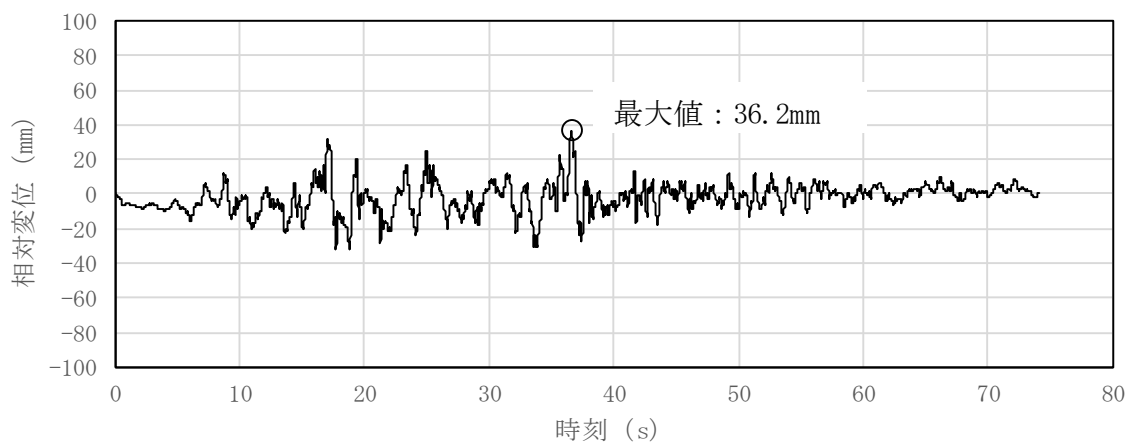
#### 4. 評価結果

表3-1より，原子炉建屋との最大相対変位は，NS方向で129mm(ケース3，Ss-1)，EW方向で95.3mm(ケース2，Ss-3)，鉛直方向で32.8mm(ケース3，Ss-3)である。

建屋同士が近づく方向については，原子炉建屋と大物搬入建屋の間に100mmのクリアランスを設けており，最大相対変位（EW方向：95.3mm）がクリアランス内に納まっていることを確認した。また，参考として「2. 相対変位の算出方法」に記載の方法である最大応答変位の和ではなく，時刻歴による確認を行う。時刻歴による相対変位は，大物搬入建屋の応答変位から原子炉建屋の応答変位を減じて算出する。相対変位が最大となったケース2，Ss-3の時刻歴の相対変位を図4-1に示す。図4-1より，時刻歴による相対変位の最大値は36.2mmであり，100mmのクリアランスに対して十分余裕があることを確認した。

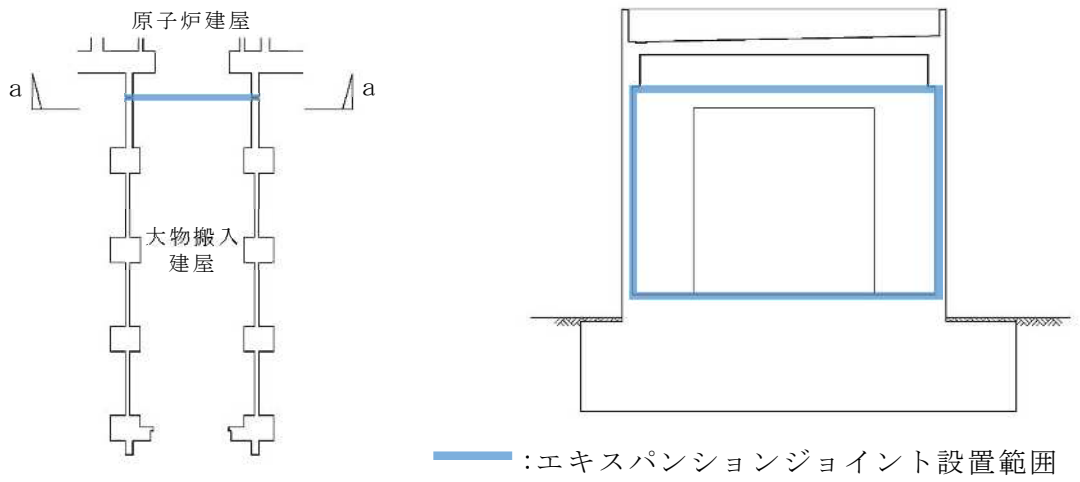
また，原子炉建屋と大物搬入建屋の間は，エキスパンションジョイントで接続されている。採用しているエキスパンションジョイントの許容変形量\*は，EW方向については許容伸縮量200mm，NS方向及び鉛直方向については許容せん断変形量300mmである。基準地震動S<sub>s</sub>による地震力において，材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の絶対値和による最大相対変位はNS方向で129mm(ケース3，Ss-1)，EW方向で95.3mm(ケース2，Ss-3)，鉛直方向で32.8mm(ケース3，Ss-3)であり，各方向の最大相対変位は，エキスパンションジョイントの許容変形量以内であることから，採用するエキスパンションジョイントは基準地震動S<sub>s</sub>に対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図4-2に示す。なお，2007年新潟県中越沖地震において，エキスパンションジョイントカバーが外れるといった事象は発生したが，建屋間の変位に伴うエキスパンションジョイントの機能上の不具合は生じていない。

注記\*：エキスパンションジョイントメーカーの試験に基づく許容値。



注：○印は最大値発生時を示す。

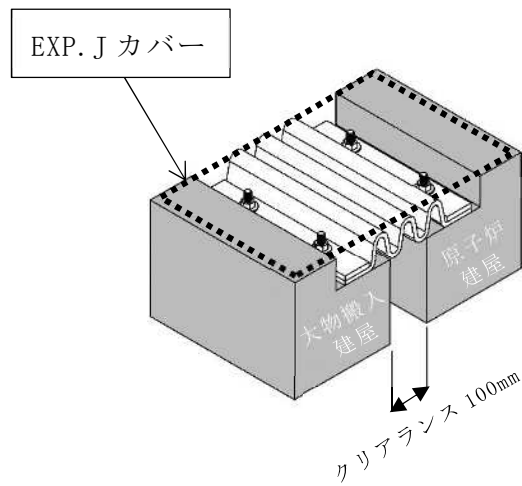
図4-1 原子炉建屋と大物搬入建屋の時刻歴の相対変位（ケース2，Ss-3）



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図, 断面図)



(b) 部分概要図

図 4-2 エクスパンションジョイント概要図



別紙6-3-4 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 6-3-4-1
1.1 隣接建屋の概要	別紙 6-3-4-1
1.2 検討概要	別紙 6-3-4-2
2. 検討方針	別紙 6-3-4-3
2.1 評価フロー	別紙 6-3-4-3
2.2 解析断面	別紙 6-3-4-4
2.3 解析ケース	別紙 6-3-4-4
2.4 解析モデル	別紙 6-3-4-5
2.4.1 建屋のモデル化	別紙 6-3-4-6
2.4.2 杭のモデル化	別紙 6-3-4-9
2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化	別紙 6-3-4-9
2.5 入力地震動	別紙 6-3-4-9
3. 検討結果	別紙 6-3-4-10
3.1 地震応答解析結果	別紙 6-3-4-10
3.2 大物搬入建屋の耐震評価に与える影響	別紙 6-3-4-14
4. まとめ	別紙 6-3-4-15

1. 概要

1.1 隣接建屋の概要

大物搬入建屋の設置位置を図1-1に示す。

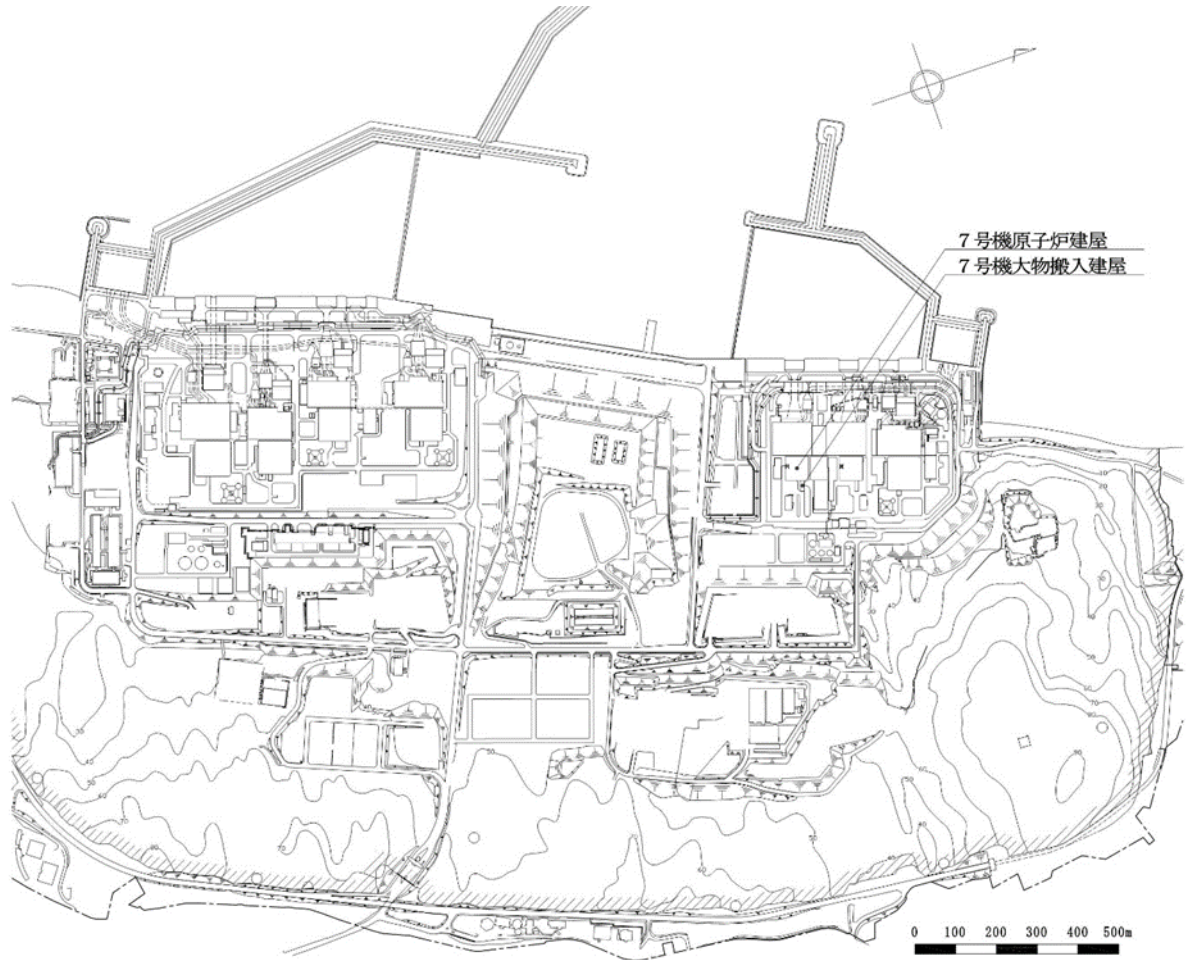


図1-1 大物搬入建屋の設置位置

## 1.2 検討概要

「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」では、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の配置状況を考慮した地震応答解析を実施し、隣接建屋が原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の構造健全性に与える影響を確認している。

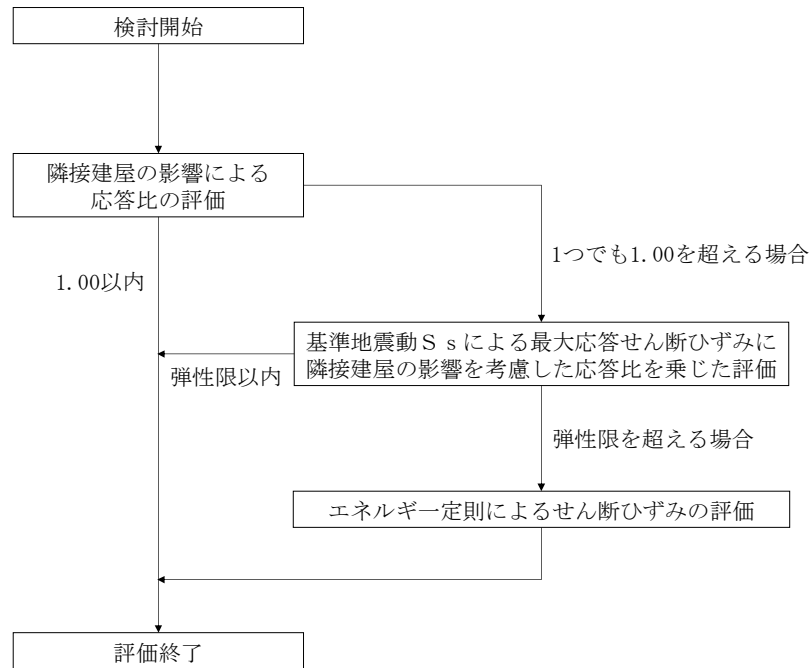
本資料では、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合の地震応答解析を実施し、工認モデルと応答結果を比較することで、隣接建屋が大物搬入建屋の耐震評価に与える影響を確認する。

地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。

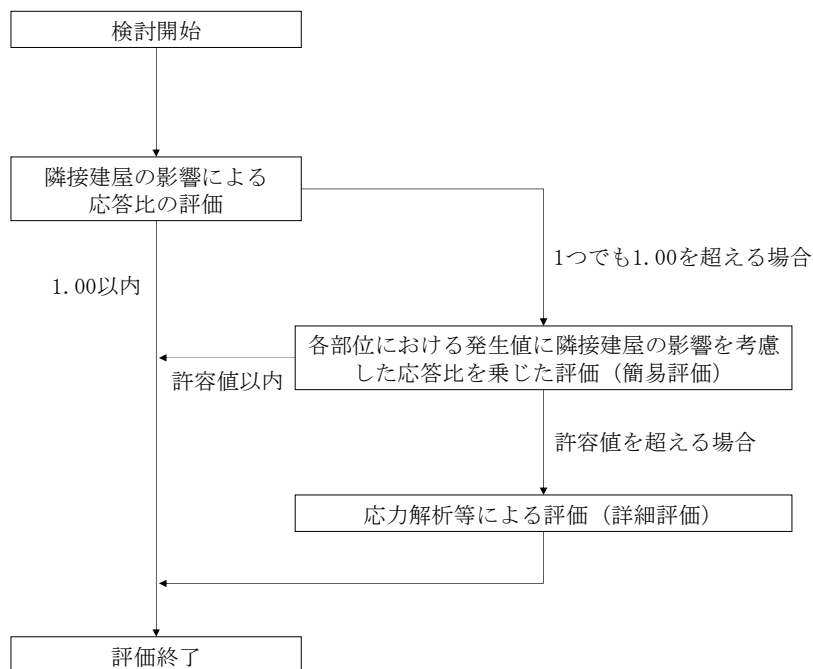
## 2. 検討方針

### 2.1 評価フロー

本検討の評価フローを図2-1に示す。



(a) 耐震壁



(b) 杭及び基礎スラブ

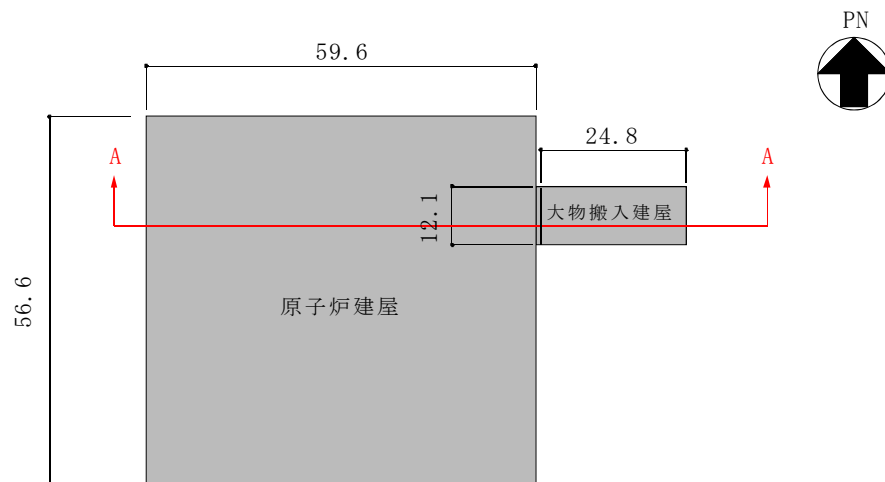
図 2-1 評価フロー

## 2.2 解析断面

隣接建屋の配置を図2-2に示す。

大物搬入建屋は、原子炉建屋に隣接し、相対的に規模の大きい原子炉建屋の応答の影響を受ける可能性がある。

地震応答解析は大物搬入建屋、原子炉建屋を含むA-A断面（EW方向）を解析断面とし、擬似3次元FEMモデルにて実施する。



(単位：m)

図 2-2 隣接建屋の配置

## 2.3 解析ケース

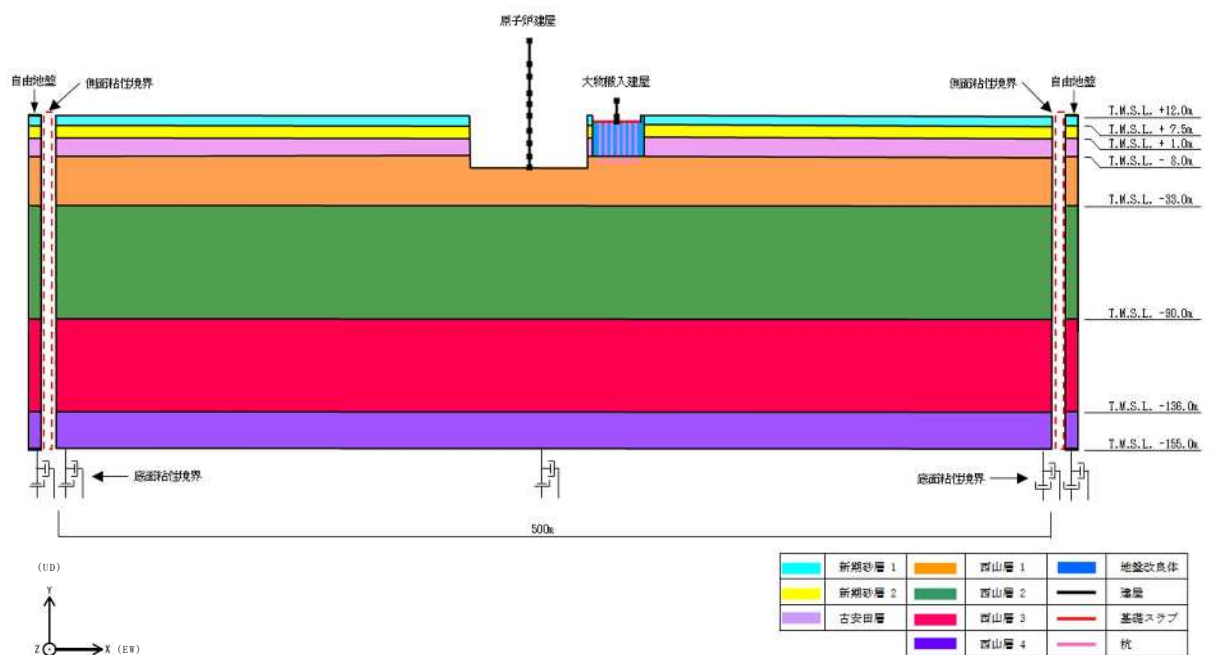
解析ケースを表2-1に示す。本検討では、大物搬入建屋を単独でモデル化する場合を基本ケースとし、大物搬入建屋及び原子炉建屋の配置を考慮してモデル化する場合を隣接影響ケースとする。

表 2-1 解析ケース

解析ケース	モデル化する建屋
基本ケース（工認モデル）	大物搬入建屋
隣接影響ケース	大物搬入建屋，原子炉建屋

## 2.4 解析モデル

解析モデルを図2-3に示す。解析モデルは、建物・構築物、杭及び地盤の相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとし、解析領域は水平方向500m、鉛直方向167m（T.M.S.L. 12.0m～T.M.S.L. -155.0m）とする。大物搬入建屋は一軸多質点系モデル、杭ははり要素、原子炉建屋は多軸多質点系モデルとする。原地盤及び地盤改良体は平面ひずみ要素でモデル化し、解析領域の境界部において、側面はエネルギー逸散効果を、底面は半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。



注1：面外粘性境界を考慮する。

注2：原子炉建屋は多軸多質点系でモデル化を行うが、本図では簡便化のため一軸多質点系で表示している。

図2-3 解析モデル

#### 2.4.1 建屋のモデル化

大物搬入建屋及び原子炉建屋の地震応答解析モデルの設定に用いた物性値を表2-2に示す。大物搬入建屋の物性値はV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とし，原子炉建屋の物性値はV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とする。

大物搬入建屋の解析モデルは，V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同様に一軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし，大物搬入建屋の解析モデル諸元は，地震応答解析モデル（EW方向）で設定した値を用いる。

原子炉建屋の解析モデルを図2-4に示す。原子炉建屋の解析モデルは，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同様に多軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし，基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。また，地下外壁部の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

原子炉建屋の解析モデル諸元を表2-3に示す。原子炉建屋の解析モデル諸元は，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの諸元に対して，面外方向（NS方向）の奥行幅比（大物搬入建屋奥行幅／原子炉建屋奥行幅）を乗じた値とする。

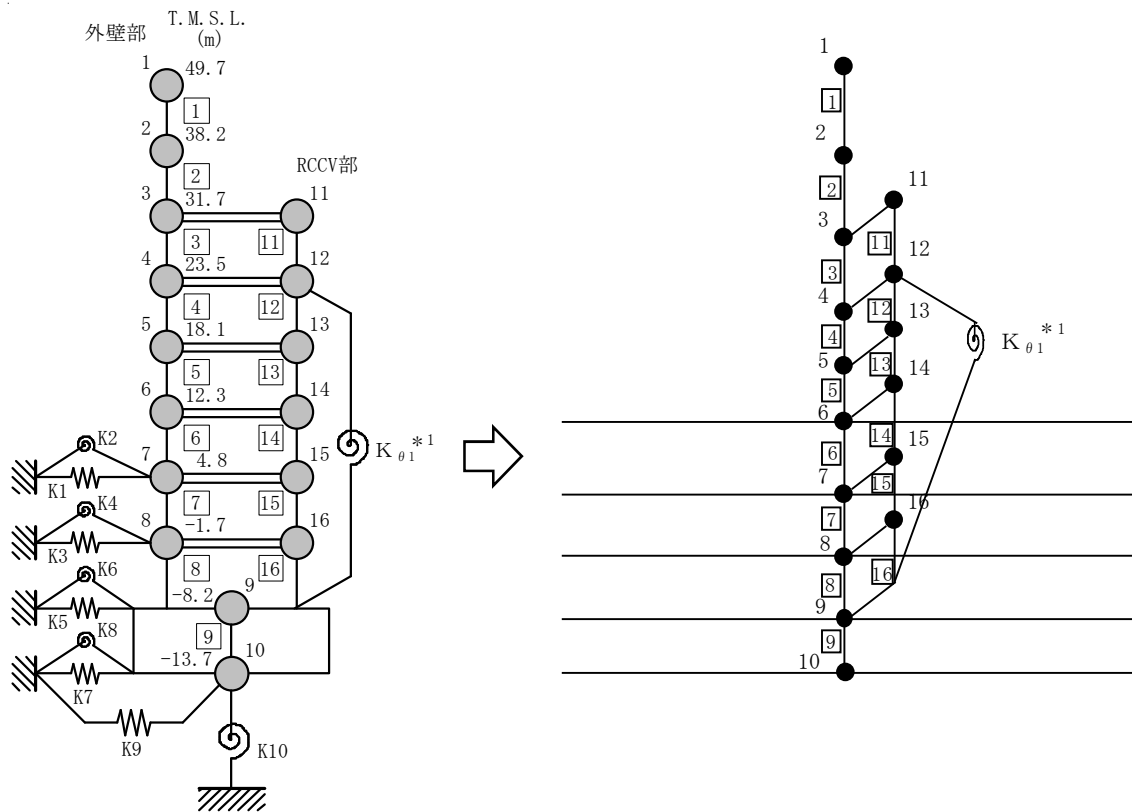
原子炉建屋の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間は水平及び鉛直自由度において多点拘束を設定する。原子炉建屋の質点6～9の無質量剛はり要素の端部と原地盤の間は，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの側面地盤ばねと同様の効果を考慮するためにピン接合とする。



表 2-2 大物搬入建屋及び原子炉建屋の物性値

建物・構築物	部位	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 (%)	ポアソン比 ν
大物搬入建屋	建屋部	コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345, SD390	2.52×10 <sup>4</sup>	1.05×10 <sup>4</sup>	5	0.2
	基礎スラブ	コンクリート： F <sub>c</sub> = 30 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.44×10 <sup>4</sup>	1.02×10 <sup>4</sup>	5	0.2
	場所打ち鋼管	コンクリート F <sub>c</sub> = 24 (N/mm <sup>2</sup> )	2.27×10 <sup>4</sup>	9.45×10 <sup>3</sup>	3	0.2
	コンクリート杭	鋼管：SKK490 φ 1200mm×t25mm	2.05×10 <sup>5</sup>	7.90×10 <sup>4</sup>		0.3
原子炉建屋	建屋部	コンクリート*： σ <sub>c</sub> = 43.1 (N/mm <sup>2</sup> ) (σ <sub>c</sub> = 440kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88×10 <sup>4</sup>	1.20×10 <sup>4</sup>	5	0.2
	基礎スラブ	コンクリート*： σ <sub>c</sub> = 39.2 (N/mm <sup>2</sup> ) (σ <sub>c</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79×10 <sup>4</sup>	1.16×10 <sup>4</sup>	5	0.2

注記\*：実強度に基づくコンクリート強度。



(a) スウェイ・ロッキングモデル\*2

(b) 擬似3次元FEMモデル

注記\*1：RCCV回転ばねを示す。

\*2：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の地震応答解析モデルを示す。

注1：外壁部の質点左上及びRCCV部の質点右上の数字は質点番号を、□内の数字は部材番号を示す。

注2：擬似3次元FEMモデルの外壁部（質点1～10）とRCCV部（質点11～16）は同一平面上にモデル化しているが、無質量剛はり要素を地下外壁部の質点に設定することを示すために、本図では分けて表示している。

図2-4 原子炉建屋の解析モデル

表2-3 原子炉建屋の解析モデル諸元

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kN・m <sup>2</sup> )	部材番号	せん断断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	8440	31.4			
2	17210	64.2	□1	11.7	6400
3	19150	63.9	□2	26.3	13400
4	14380	58.9	□3	36.9	18800
5	10730	45.1	□4	28.2	17500
6	16810	68.6	□5	35.6	19800
7	16390	67.7	□6	38.3	24500
8	16940	69.4	□7	45.2	26500
9	73210	222.2	□8	55.5	28000
10	46190	137.7	□9	721.2	213500
合計	417970				
11	18450	57.2	□11	46.8	1400
12	36890	101.5	□12	47.6	5000
13	23100	72.7	□13	44.3	4900
14	43140	96.9	□14	32.5	5000
15	27250	92.5	□15	38.5	4500
16	29690	87.6	□16	35.1	5100

注1：RCCV回転ばね  $K_{\theta 1} 4.21 \times 10^9$  (kN・m/rad)

注2：大物搬入建屋の面外方向の奥行幅比を乗じた値を示す。

#### 2.4.2 杭のモデル化

杭はV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同様にはり要素でモデル化する。杭の断面性能，杭の曲げモーメントー軸力相関，曲率関係及び履歴特性は，V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルで設定した値を用いる。

#### 2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化

地盤はV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同様に水平成層地盤とし，原地盤及び地盤改良体は平面ひずみ要素でモデル化する。地盤の地層区分，地盤定数及び層厚は，V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルで設定した値を用いる。

#### 2.5 入力地震動

本検討に用いる入力地震動は，「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」と同様とし，V-2-1-2「基準地震動 $S_s$ 及び弾性設計用地震動 $S_d$ の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち，全周期帯の応答が大きく，耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動 $S_d-1$ を用いる。弾性設計用地震動 $S_d$ として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。入力地震動は，V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同様に解析モデル下端レベル（T.M.S.L. -155.0m）に入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 地震応答解析結果

隣接建屋の影響を考慮したSd-1による地震応答解析結果を図3-1～図3-3、表3-1及び表3-2に示す。

建屋の最大応答値は、基本ケースよりも隣接影響ケースの方が小さくなった。杭頭断面力の最大応答値は、基本ケースよりも隣接影響ケースの方が大きくなった。杭頭断面力について、隣接影響ケースにおいては原子炉建屋によって建屋周辺地盤の変位及び地盤改良体のロッキングが拘束されるため、基本ケースよりも大きくなったと考えられる。応答比（隣接影響ケース／基本ケース）は0.856（基礎スラブ脚部の曲げモーメント）～1.26（杭の軸力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。ここで応答比が1.00を超える杭について、隣接影響評価を行うこととする。

なお、大物搬入建屋と原子炉建屋では固有振動数の違いにより振動特性が異なるため、原子炉建屋の応答は大物搬入建屋の応答を増幅させない結果となった。また、原子炉建屋が建屋周辺地盤の変位及び地盤改良体のロッキングを拘束する効果については、タービン建屋を考慮した場合でも変わらないことが想定される。このため、原子炉建屋の西側にあるタービン建屋を考慮しても、大物搬入建屋の応答への影響はないと考えられる。

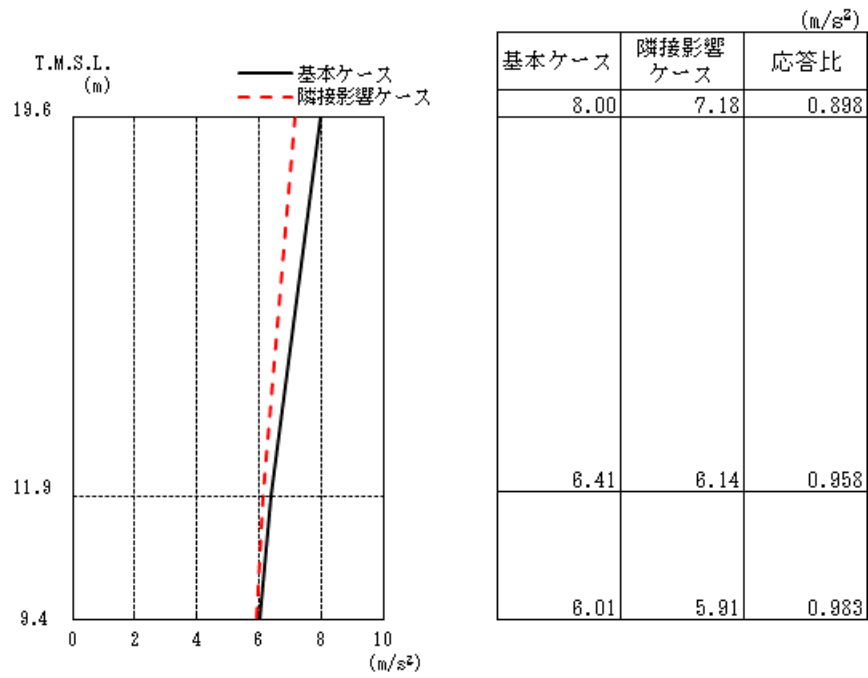


図3-1 最大応答加速度 (Sd-1, EW方向)

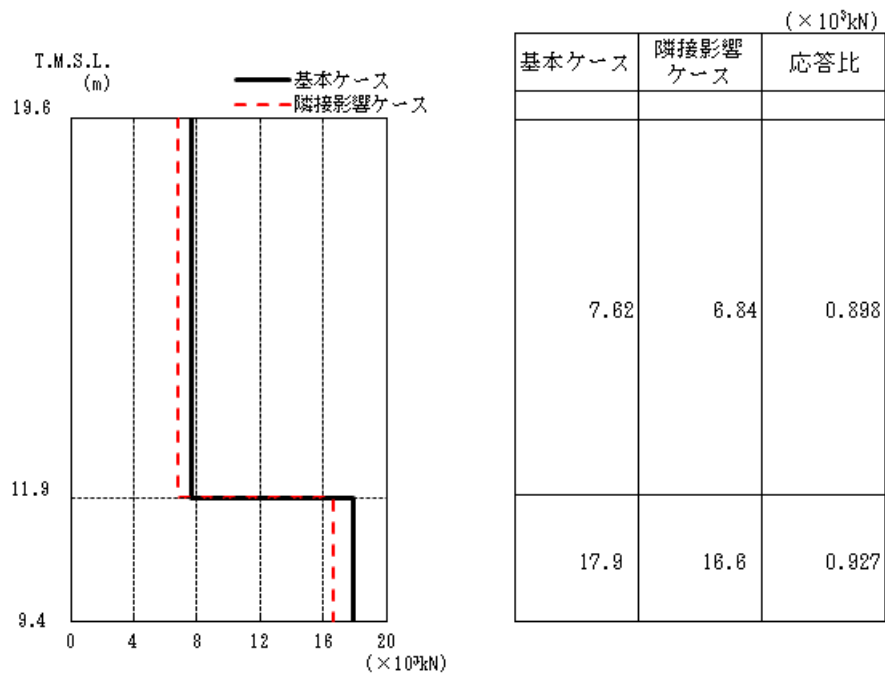


図3-2 最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

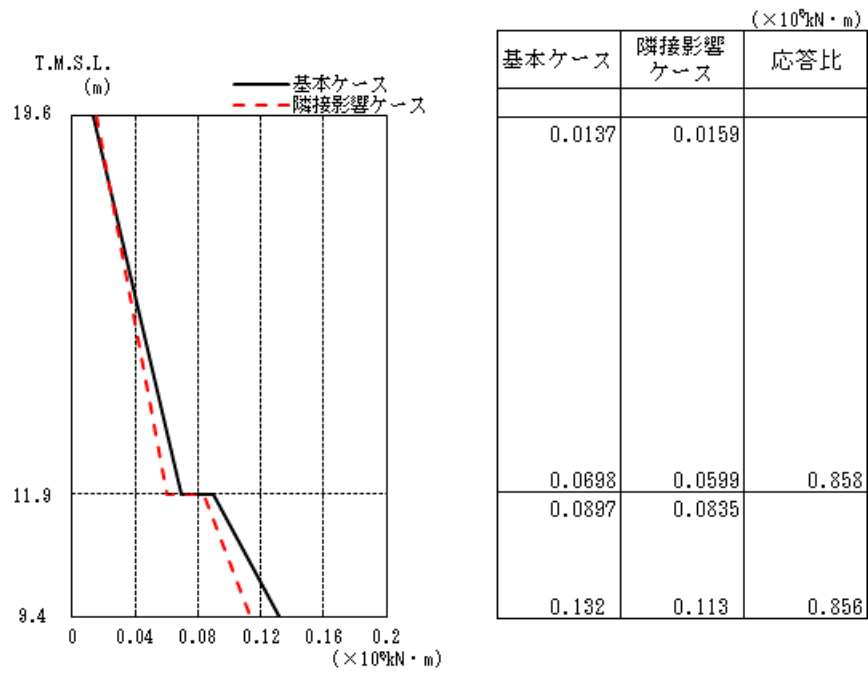


図3-3 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW方向)

表3-1 最大応答せん断ひずみ (Sd-1, EW方向)

標高 T.M.S.L. (m)	最大せん断ひずみ (×10 <sup>-3</sup> )		応答比
	基本ケース	隣接影響ケース	
19.6~11.9	0.0196	0.0176	0.898

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析ケース	要素番号	最大応答軸力 (kN)
基本ケース	286	-170
隣接影響ケース	286	416
	応答比	—

注1：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注2：基本ケースと隣接影響ケースで符号が異なるため応答比は算出していません。

(b) 最小応答軸力

解析ケース	要素番号	最小応答軸力 (kN)
基本ケース	286	-3220
隣接影響ケース	286	-4050
	応答比	1.26

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

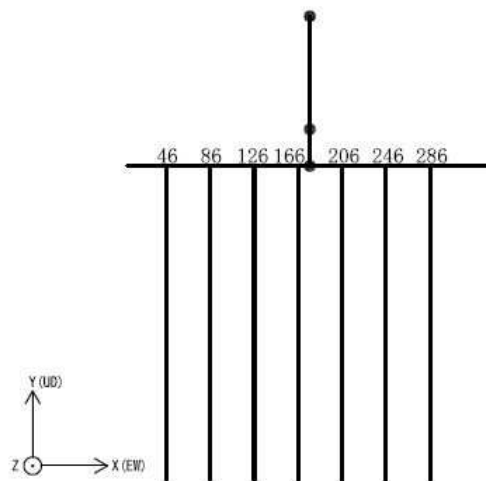
解析ケース	要素番号	最大応答曲げモーメント (kN・m)
基本ケース	166	774
隣接影響ケース	286	792
	応答比	1.02

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

解析ケース	要素番号	最大応答せん断力 (kN)
基本ケース	166	1070
隣接影響ケース	46	1250
	応答比	1.17

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。



杭頭要素番号

### 3.2 大物搬入建屋の耐震評価に与える影響

耐震壁の評価では最大応答せん断ひずみ（表 3-1）の応答比を，基礎スラブの評価では上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから，上部構造の最大応答せん断力（図 3-2）及び最大応答曲げモーメント（図 3-3）の応答比を用いるが，いずれの応答比も 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても耐震壁及び基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

杭の評価では，V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」に示す杭の検定値に，応答比を乗じた値が 1.00 を超えないことを確認する。表 3-2 に示す応答比のうち，鉛直支持力には最小応答軸力，引抜き抵抗力には最大応答軸力，曲げモーメントには最大応答曲げモーメント，せん断力には最大応答せん断力の応答比を用いる。

隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果を表 3-3 に示す。応答比を考慮した検定値が 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-3 隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値 (基準地震動 $S_s$ )	②応答比 ( $S_d-1$ )	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.54	1.26	0.69
引抜き抵抗力	0.59	—	—
曲げモーメント	0.20	1.02	0.21
せん断力	0.54	1.17	0.64



#### 4. まとめ

隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合の地震応答解析を実施し、工認モデルと応答結果を比較した。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、応答比（隣接影響ケース／基本ケース）は 0.856（基礎スラブ脚部の曲げモーメント）～1.26（杭の軸力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。また、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、隣接建屋の影響を考慮しても大物搬入建屋の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

## 別紙 6-4 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-4-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 ..... 別紙 6-4-2

別紙 6-4-1 底面地盤ばねの設定方法

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件について示すものである。

## 2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件

大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

杭基礎の底面地盤ばねの設定における基本的な考え方は、以下のとおり。

### ・水平ばね

地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて無質量剛基礎による水平方向の加振解析を行い、算定した複素インピーダンスの実部から設定する。

### ・鉛直ばね

水平ばねと同様に算定した複素インピーダンスの実部から設定する。水平加力時の鉛直ばねについては、転倒モーメントを適切に評価するため、回転方向の加振解析により算出した回転ばねより設定する。鉛直加力時及び長期荷重時の鉛直ばねについては、ロッキング挙動が卓越しないため、鉛直方向の加振解析から算出した鉛直ばねより設定する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方\*については、以下のとおり。

### ・はり要素

はり要素の場合は、曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため、基本的に要素分割の細分化は不要であるが、部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し、曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また、分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では、要素分割することにより質量分布がより正確になり、解析結果の精度が向上する。更に、要素分割の細分化により、変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

### ・シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重状態より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で 1:2 以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1:3 程度までで、分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面版構造の場合は、平板要素や軸対象シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では  $2.5\sqrt{R/t}$  を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは、シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

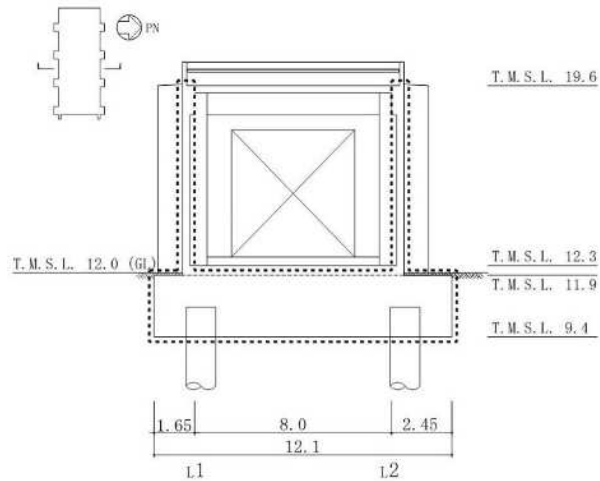
注記\*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(1/3)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び基礎スラブより立ち上がる T.M.S.L. 11.9m～T.M.S.L. 19.6m の耐震壁をモデル化する。柱については考慮しない。



：モデル化範囲を示す。  
(単位：m)

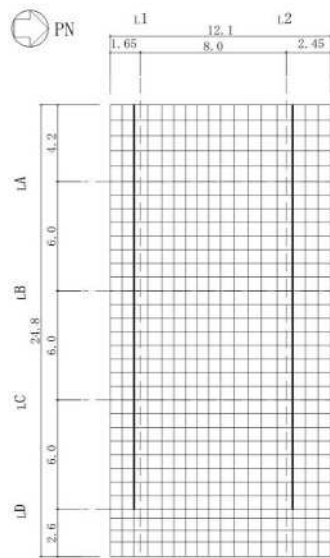
モデル化範囲

○使用要素

- ・基礎スラブ：シェル要素
- ・耐震壁：はり要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 1m 程度とし、耐震壁の配置を考慮して分割する。



注：太線は壁の位置を示す。  
(単位：m)

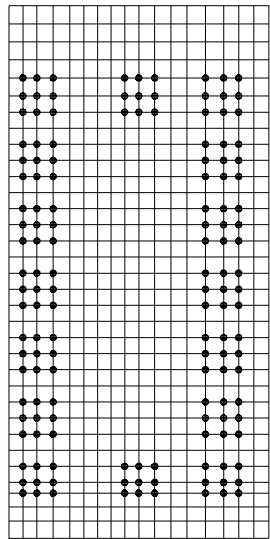
モデル概要

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(2/3)

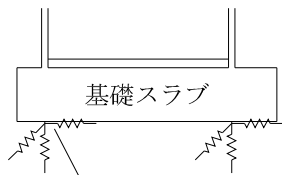
境界条件, 拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の耐震壁の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。</li> <li>基礎スラブから立ち上がる柱については, その剛性を考慮しない。</li> </ul>	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> <li>軸剛性 (軸断面積) : <math>A = t \times h</math></li> <li>曲げ剛性 (断面二次モーメント) : <math>I = t \times h^3 / 12 + A \times (h / 2 + D / 2)^2</math></li> <li>せん断剛性 (せん断断面積) : <math>A_s = t \times h</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>t : 壁厚</li> <li>h : モデル化する壁の高さ</li> <li>D : 基礎スラブ厚(2.5m)</li> </ul>
基礎スラブと杭の境界	
<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎スラブ底面の地盤ばね <ul style="list-style-type: none"> <li>設定に用いる水平ばね, 回転ばね及び鉛直ばねは, 地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い, 算定した複素インピーダンスの実部から設定する。解析に用いる水平ばね及び鉛直ばねは以下のとおりとする。</li> <li>水平ばね : 設定した水平ばねを以下の式で離散化 <math display="block">K_H = k_H / n</math> </li> <li>鉛直ばね : 水平加力時は設定した回転ばねを以下の式で離散化して鉛直ばねを算定 <math display="block">K_V = k_R / \sum_{i=1}^n L_i^2</math> </li> <li>鉛直加力時及び長期荷重時は鉛直ばねを以下の式で離散化 <math display="block">K_V = k_v / n</math> </li> </ul> </li> </ul> <p>ここで,</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>K_H</math> : 応力解析で用いる水平地盤ばね定数</li> <li><math>K_V</math> : 応力解析で用いる鉛直地盤ばね定数</li> <li><math>k_H</math> : 加振解析により設定した水平地盤ばね定数</li> <li><math>k_R</math> : 加振解析により設定した回転地盤ばね定数</li> <li><math>k_v</math> : 加振解析により設定した鉛直地盤ばね定数</li> <li>n : 杭本数</li> <li><math>L_i</math> : 各杭の中心と基礎スラブの回転中心軸との距離</li> </ul> <ul style="list-style-type: none"> <li>上記の地盤ばね (3 方向) は杭中心とその周囲の 8 節点を含めて 9 本のばねを設けることでモデル化する。</li> </ul>	

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(3/3)

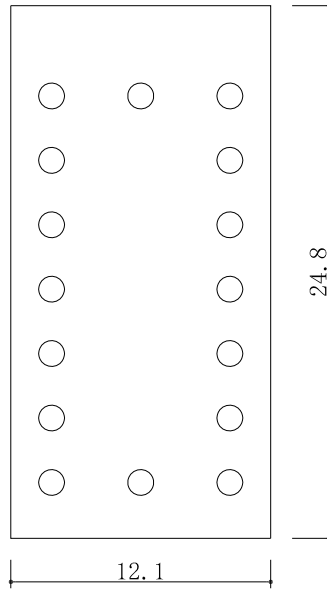
基礎スラブと杭の境界



●:地盤ばね



各杭位置に設置される  
底面地盤ばね(3方向)



(単位:m)

○:場所打ち鋼管コンクリート杭

モデル概要



## 別紙6-4-1 底面地盤ばねの設定方法

## 目 次

1. 概要	別紙 6-4-1-1
2. 算出方法	別紙 6-4-1-1
3. 算出結果	別紙 6-4-1-7

(参考資料1) 大物搬入建屋の基礎底面水平地盤ばねについての検討

## 1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」における、応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数の設定方法を示すものである。

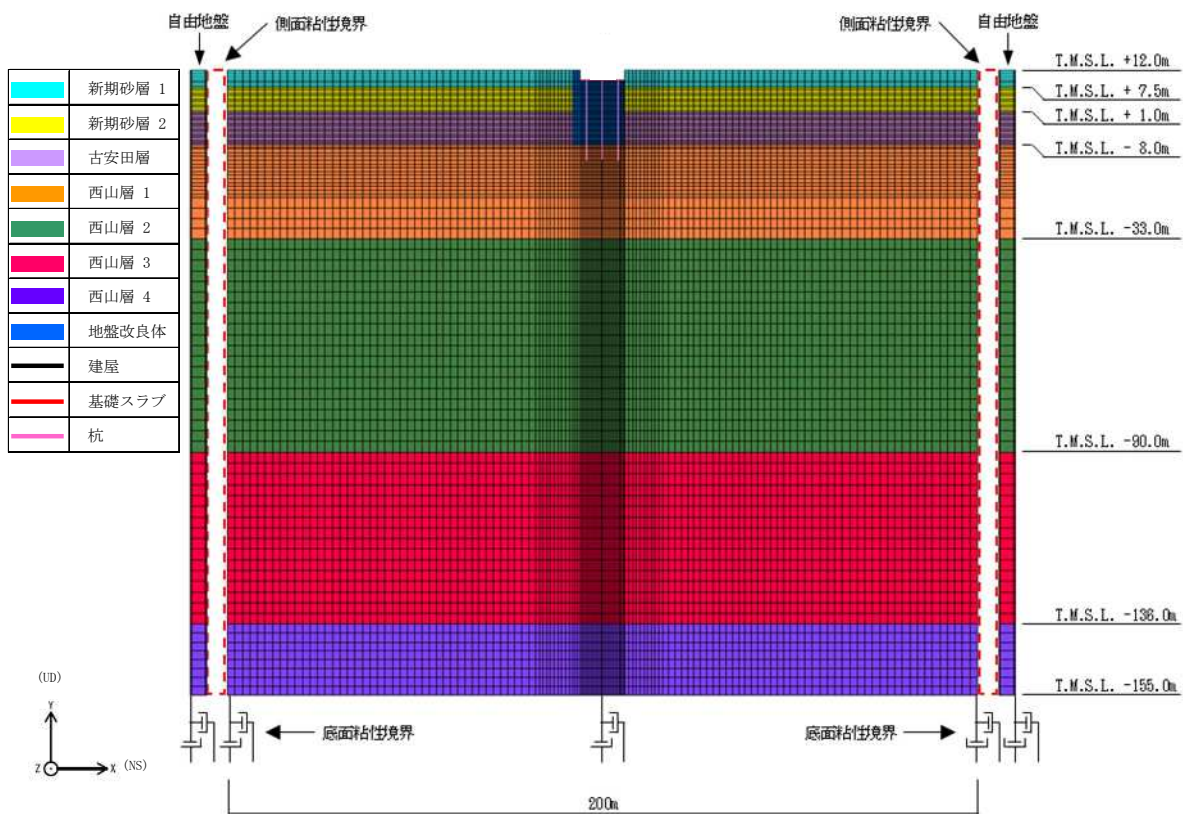
## 2. 算出方法

応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数は大物搬入建屋の地震応答解析モデルを用いた加振解析により算出する。

解析モデルは、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅰ）「大物搬入建屋の地震応答計算書」における擬似3次元FEMモデルのうち、建屋及び基礎スラブの一軸多質点系モデルを除いたものとする。地盤定数は、建屋応答に支配的である基準地震動  $S_{s-1}$  の等価地盤物性値とする。解析モデルを図2-1～図2-3に、地盤定数を表2-1に示す。

加振方法は単位加振、加振位置は基礎スラブ中央とし、加振方向はNS方向、EW方向及び鉛直方向とする。解析には、解析コード「SoilPlus」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

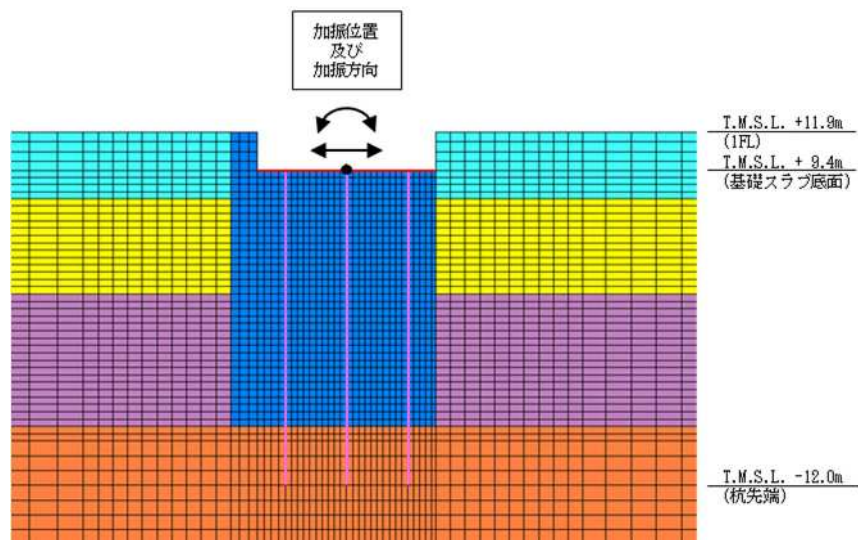
地盤ばね定数は、加振解析で算出したインピーダンスの実部の値のうち、振動数が0.1Hzの際の値とする。地盤ばね定数とインピーダンスの概念図を図2-4に示す。



注 1：面外粘性境界を考慮する。

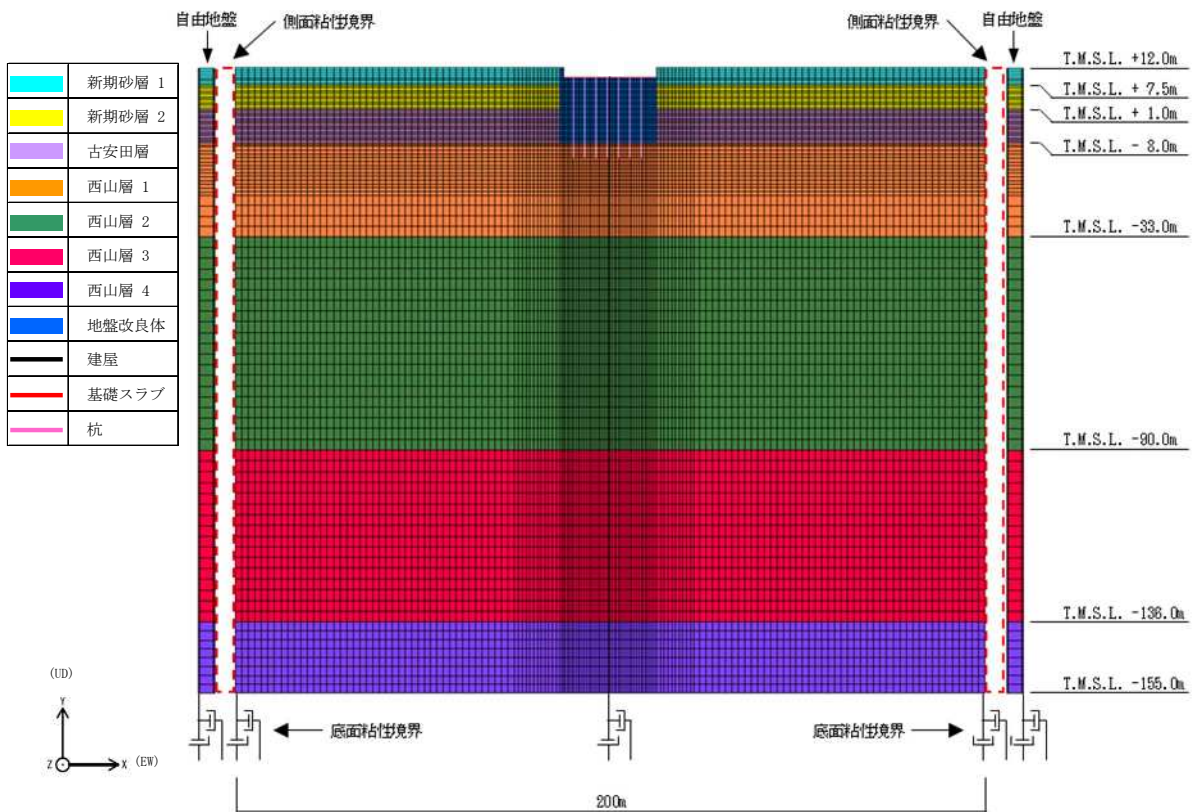
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

(a) 全体モデル



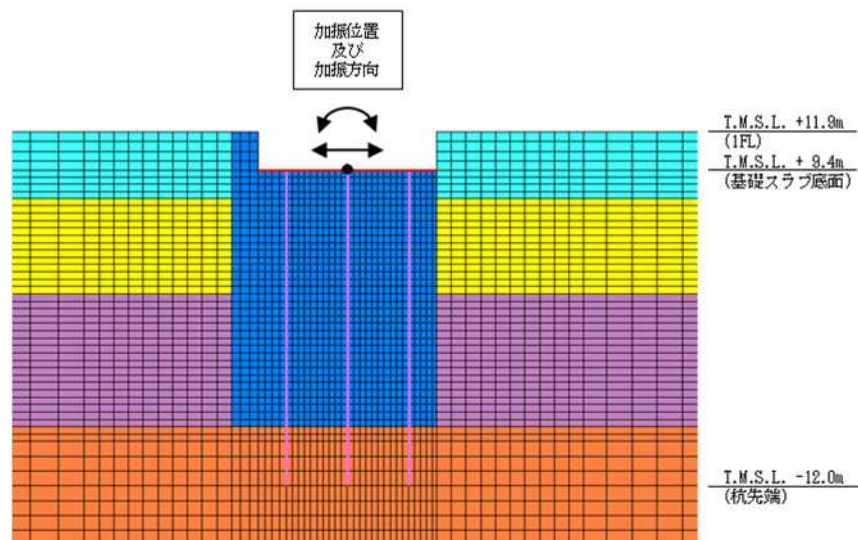
(b) 建屋周辺拡大図

図 2-1 解析モデル (NS 方向)



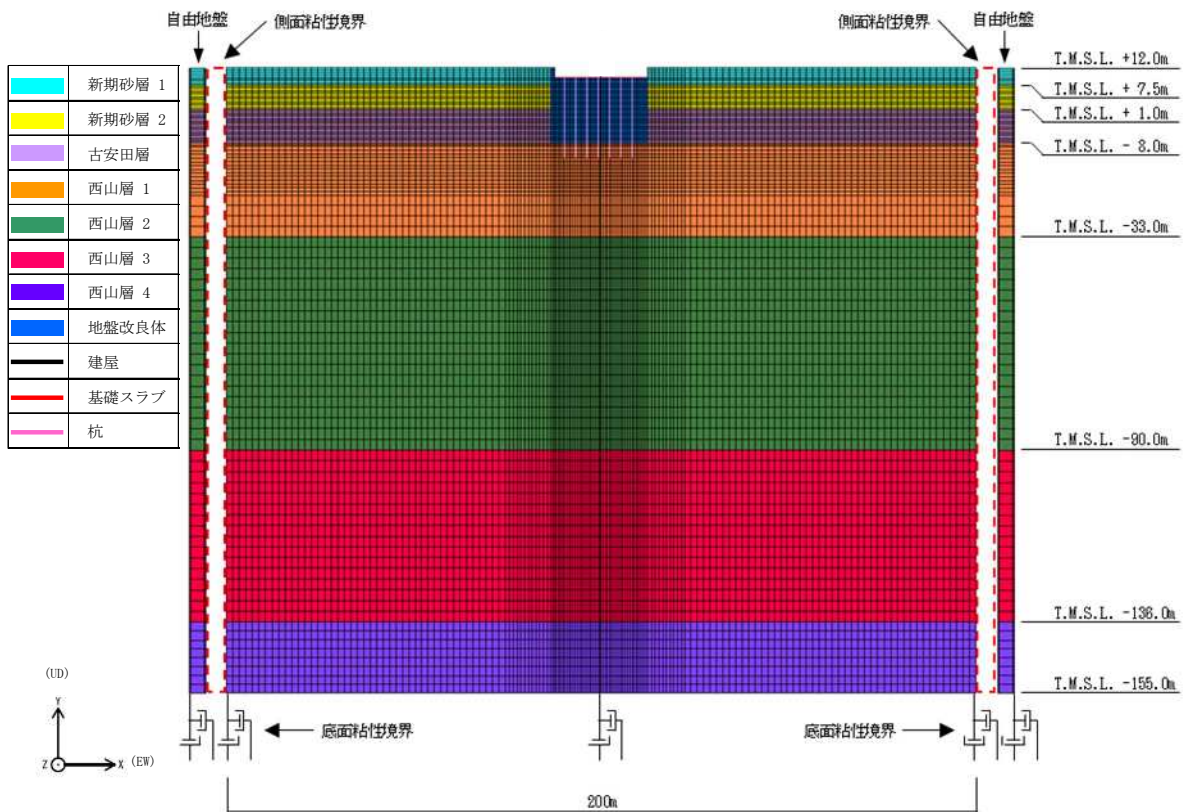
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



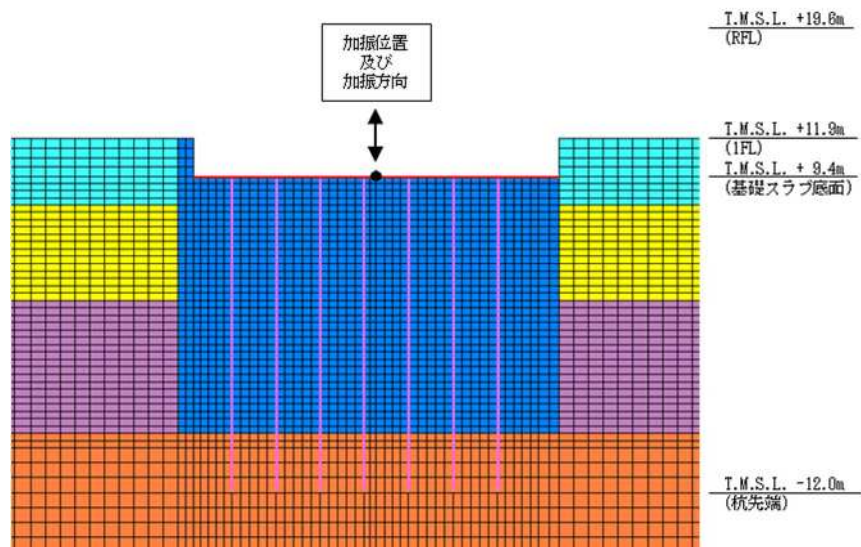
(b) 建屋周辺拡大図

図 2-2 解析モデル (EW 方向)



注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 2-3 解析モデル (鉛直方向)

表 2-1 地盤定数

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性低下率 $G/G_0$	減衰定数 $h$ (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	10.9	11.7	0.94	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
		530	16.6	0.446	4.13	4.75	0.87	3
		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
		650	19.3	0.424	7.32	8.32	0.88	3
-136.0								
-155.0								
$\infty$	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性低下率 $G/G_0$	減衰定数 $h$ (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.107	0.369	0.29	22
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	29
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.998	1.92	0.52	6

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

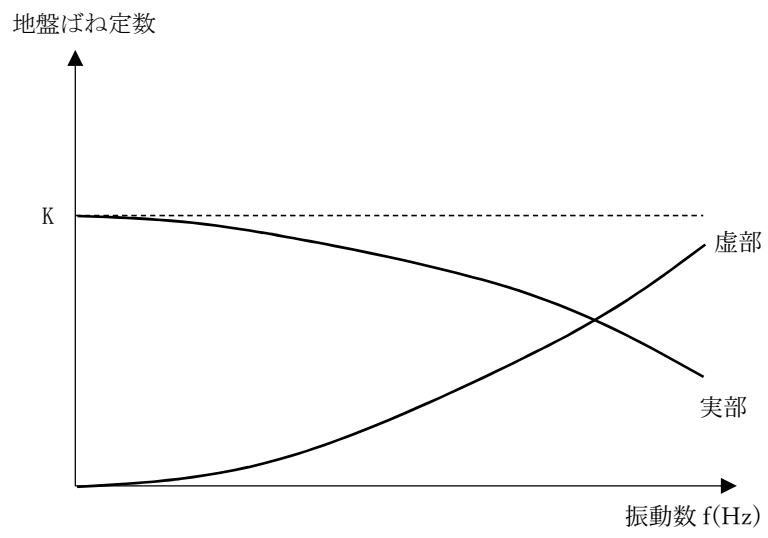


図 2-4 地盤ばね定数とインピーダンスの概念図



### 3. 算出結果

インピーダンスの算出結果を図 3-1～図 3-3 に、作成した地盤ばね定数を表 3-1 に示す。

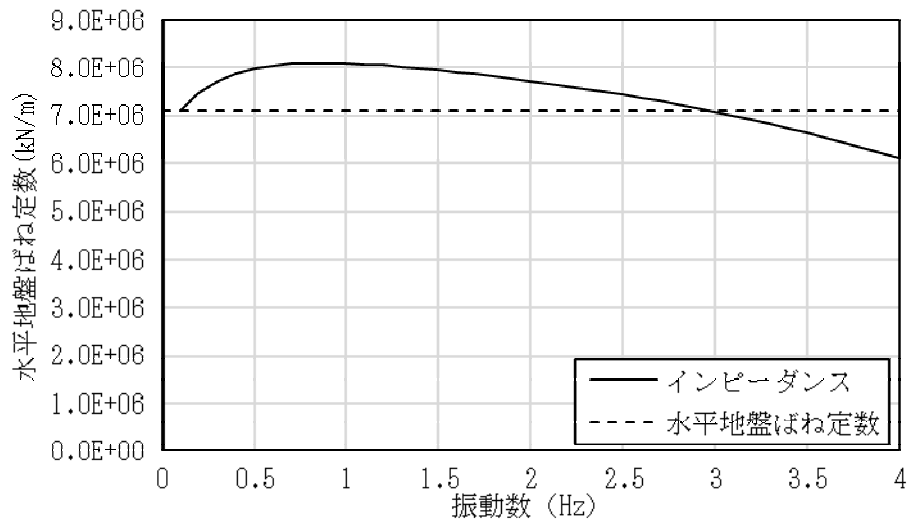
表 3-1 より、水平地盤ばねでは、NS 方向の方が、EW 方向よりも地盤ばね定数が大きいことが確認できる。

水平地盤ばねは、地盤のせん断剛性に依存し、基礎形状が正方形の場合は加振方向による差異は無いが、基礎形状が長方形の場合は短辺方向の水平地盤ばねの方が若干大きくなる傾向がある。\*

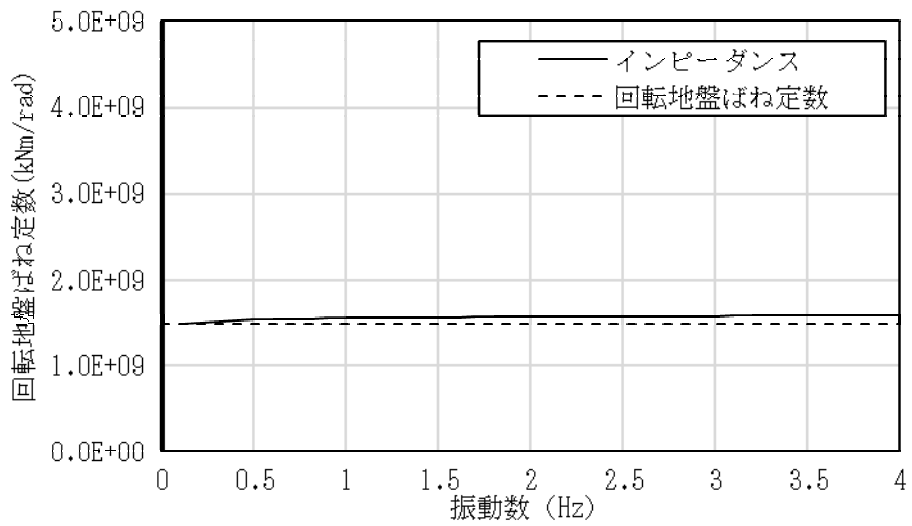
図 3-4 に水平方向インピーダンスの比較を示す。2Hz より大きい振動数領域でのインピーダンスはおおむね整合しているが、2Hz より小さい振動数領域では、NS 方向の方が大きくなっていることが確認できる。これは、NS 方向は地盤改良体のアスペクト比（幅／厚さ）が小さく、地盤ばねを算定する実部の振動数である 0.1Hz を含む 0～2Hz 付近においては、基礎中心位置で水平加振した際の変位のうち、地盤改良体のロッキングによる回転成分が大きくなり、水平成分が小さくなったことによると考えられる。

以上のことから、大物搬入建屋で水平地盤ばねの方向別の差異が大きくなっている要因は、地盤改良体のロッキングによる影響であると考えられる。

注記\*：日本建築学会「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」

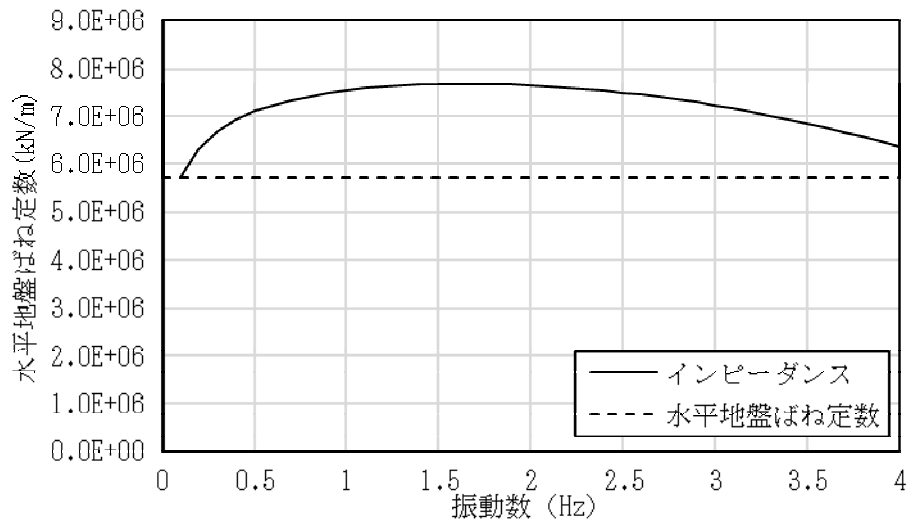


(a) 水平方向

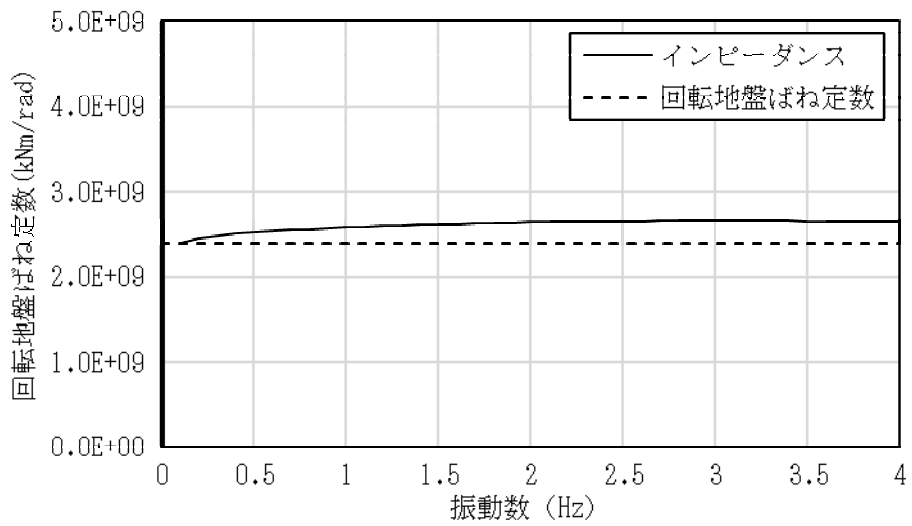


(b) 回転方向

図 3-1 インピーダンス (NS 方向)



(a) 水平方向



(b) 回転方向

図 3-2 インピーダンス (EW 方向)

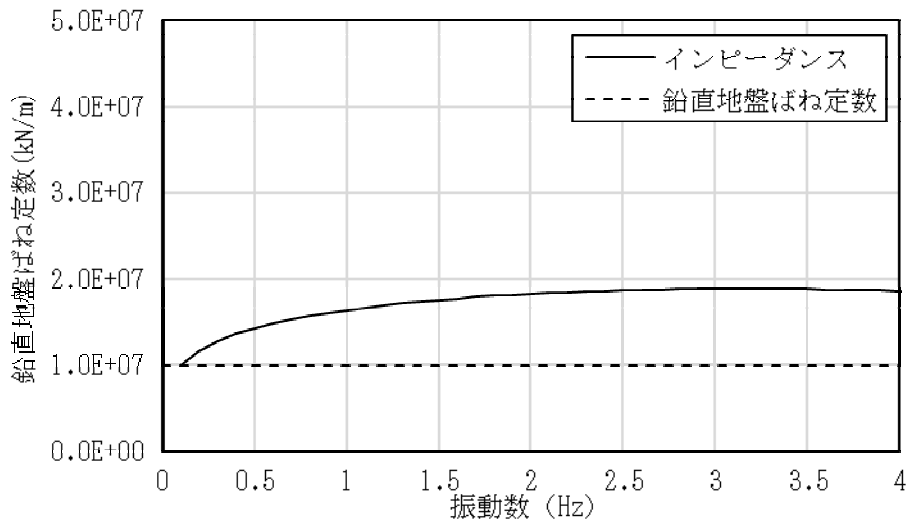


図 3-3 インピーダンス (鉛直方向)

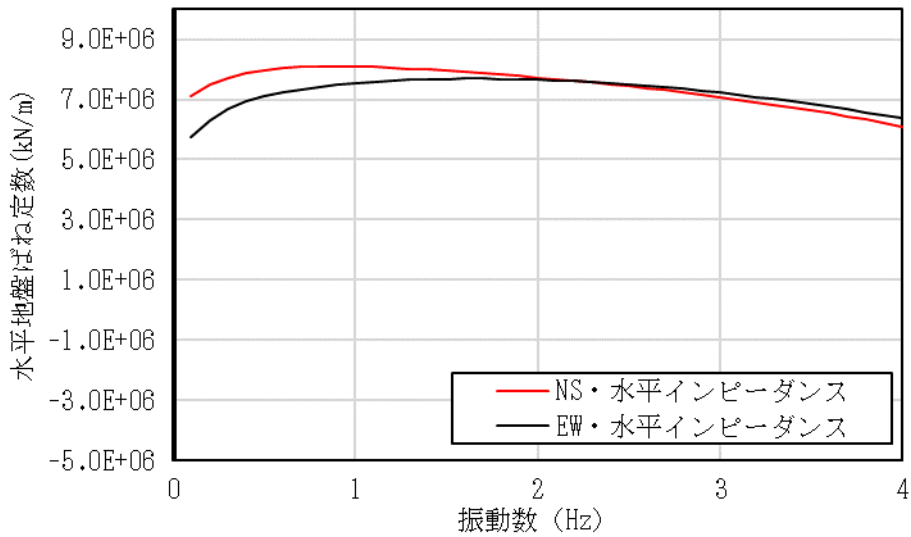


図 3-4 水平方向インピーダンスの比較

表 3-1 地盤ばね定数

ばねの種類	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
水平地盤ばね $k_H$ (kN/m)	$7.11 \times 10^6$	$5.73 \times 10^6$	—
回転地盤ばね $k_R$ (kN·m/rad)	$1.47 \times 10^9$	$2.38 \times 10^9$	—
鉛直地盤ばね $k_V$ (kN/m)	—	—	$9.91 \times 10^6$

(参考資料1) 大物搬入建屋の基礎底面水平地盤ばねについての検討

1. 概要

大物搬入建屋の基礎スラブ底面の地盤ばね定数は、大物搬入建屋の地震応答解析モデルを用いた加振解析により算出している。表1-1に大物搬入建屋の水平地盤ばね定数を示す。表1-1より、NS方向（短辺方向）がEW方向（長辺方向）よりも24%程度大きいことが確認できる。

本資料では、参考として大物搬入建屋の基礎を半無限弾性地盤上の直接基礎と仮定した場合の水平地盤ばねを算出し、地盤改良体のロッキングによる影響を排除した水平地盤ばねの方向による差異について確認する。

表1-1 大物搬入建屋の水平地盤ばね定数 (Ss-1)

建物名	基礎形状 NS×EW (m)	水平地盤ばね (kN/m)	
		NS方向	EW方向
大物搬入建屋	12.1×24.8	(短辺) $7.11 \times 10^6$	(長辺) $5.73 \times 10^6$

2. 検討方法

大物搬入建屋の基礎を半無限弾性地盤上の直接基礎と仮定した場合の水平地盤ばねは、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイの地盤ばねを近似法により定数化して算定する。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「GRIMP2」を用いる。

評価条件を以下に示す。地盤定数を表2-1に示す。

- ・地盤定数はSs-1の地盤改良体の等価地盤物性値とする。
- ・基礎形状は12.1m (NS方向) × 24.8m (EW方向) とする。
- ・基礎は剛とし、分割数は20×20とする。

表2-1 地盤定数 (Ss-1)

地層	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性低下率 $G/G_0$	減衰定数 $h$ (%)
新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0

### 3. 検討結果

大物搬入建屋の基礎を半無限弾性地盤上の直接基礎と仮定した場合の水平地盤ばね定数の算出結果を表3-1に示す。表3-1より、水平地盤ばね定数は、NS方向（短辺方向）がEW方向（長辺方向）よりも4%程度大きいことが確認できる。表3-2に各建屋の水平地盤ばね定数を示す。表3-2より、他建屋の水平地盤ばね定数についても、短辺方向の方が大きく、同様の傾向であることが確認できる。

表3-1 大物搬入建屋の水平地盤ばね定数 (Ss-1)

建物名	基礎形状 NS×EW (m)	水平地盤ばね (kN/m)	
		NS方向	EW方向
大物搬入建屋	12.1×24.8	(短辺) $5.55 \times 10^7$	(長辺) $5.35 \times 10^7$

表3-2 各建屋の水平地盤ばね定数 (Ss-1)

建物名	基礎形状 NS×EW (m)	水平地盤ばね (kN/m)	
		NS方向	EW方向
原子炉建屋	56.6×59.6	(短辺) $7.28 \times 10^7$	(長辺) $7.25 \times 10^7$
タービン建屋	97.0×82.0	(長辺) $1.14 \times 10^8$	(短辺) $1.17 \times 10^8$
コントロール建屋	42.0×59.0	(短辺) $6.18 \times 10^7$	(長辺) $6.00 \times 10^7$
廃棄物処理建屋	35.8×73.0	(短辺) $6.69 \times 10^7$	(長辺) $6.13 \times 10^7$

### 4. まとめ

本資料では、参考として大物搬入建屋の基礎を半無限弾性地盤上の直接基礎と仮定した場合の検討を実施した。検討結果より、NS方向（短辺方向）がEW方向（長辺方向）よりも若干大きくなるもののおおむね同等であり、方向による水平地盤ばねの差はほとんど無いことを確認した。以上のことから、大物搬入建屋の地震応答解析モデルを用いた加振解析により算出した水平地盤ばね定数において、EW方向（長辺方向）よりもNS方向（短辺方向）が大きくなった要因は、地盤改良体のロッキングによる影響であると判断する。

## 別紙 6-5 地震荷重の入力方法

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-5-1
2. 地震荷重の入力方法 ..... 別紙 6-5-2



## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

## 2. 地震荷重の入力方法

大物搬入建屋基礎スラブの応力解析にあたって、FEM モデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。また、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。

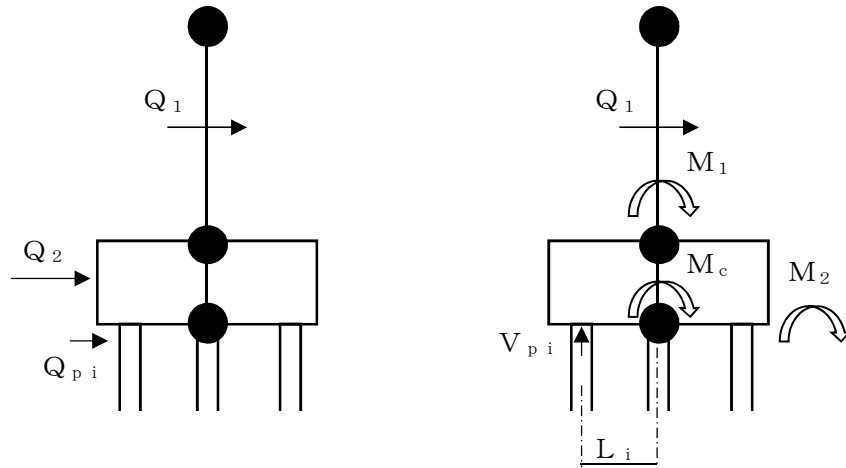
地震荷重の入力は、弾性設計用地震動  $S_d$  及び基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を考慮し、FEM モデルの基礎スラブ上端質点位置でのせん断力、曲げモーメント及び軸力が地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、せん断力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭のせん断力から、上部構造物より作用するせん断力を差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加せん断力」という。）を FEM モデルの基礎スラブの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、曲げモーメントのうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平荷重の入力位置と同じ箇所に節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭の軸力を用いて算出した曲げモーメントから、上部構造物より作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加曲げモーメント」という。）を FEM モデルの基礎スラブの各節点に節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

軸力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭の軸力から、上部構造物より作用する軸力を差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加軸力」という。）を FEM モデルの基礎スラブの要素に鉛直方向の分布荷重として入力する。

FEM モデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 に示す。また FEM モデルに入力する荷重を図 2-2 に示す。



$Q_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答せん断力

$Q_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答せん断力

$Q_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答せん断力

$$Q_p = \sum Q_{pi}$$

$Q_2$  : 基礎スラブに入力する付加せん断力

$$Q_2 = Q_p - Q_1$$

$h$  : 基礎スラブ厚

$V_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答軸力

$M_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答曲げモーメント

$M_c$  : 基礎スラブ中心に作用する曲げモーメント

$$M_c = M_1 + Q_1 \times (h / 2)$$

$M_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答曲げモーメント

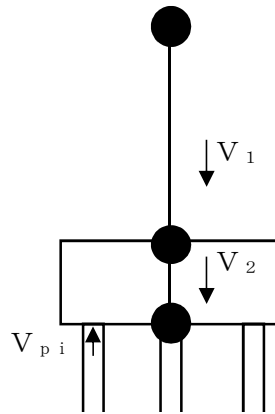
$$M_p = \sum (V_{pi} \cdot L_i)$$

$M_2$  : 基礎スラブに入力する付加曲げモーメント

$$M_2 = M_p - M_c$$

(a) せん断力及び曲げモーメント

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)



$V_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答軸力

$V_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答軸力

$V_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答軸力

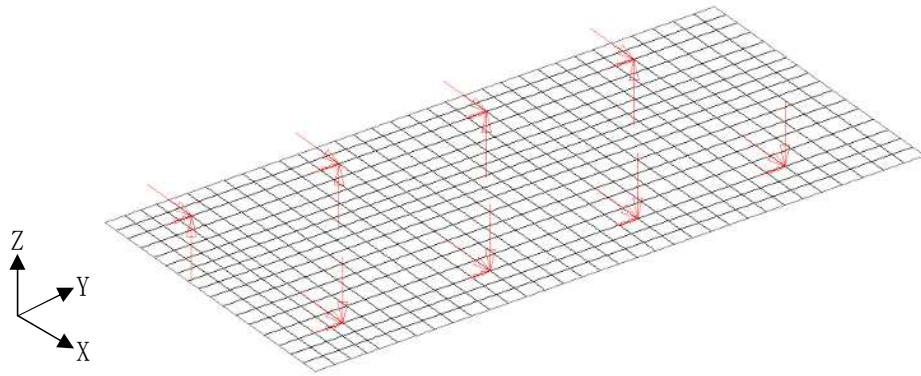
$$V_p = \sum V_{pi}$$

$V_2$  : 基礎スラブに入力する付加軸力

$$V_2 = V_p - V_1$$

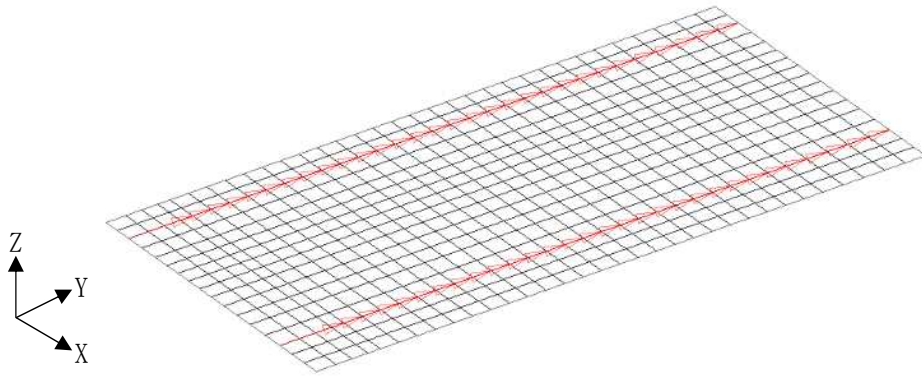
(b) 軸力

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

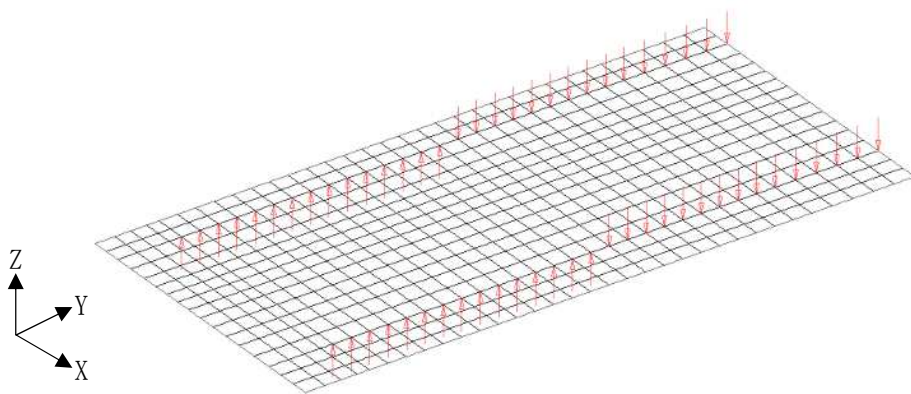


(a) フレーム反力 (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (1/6)

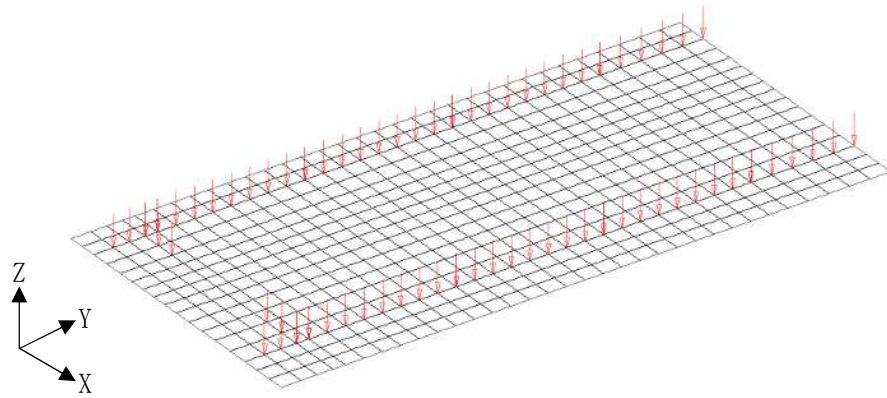


(b) せん断力 (EW 方向) 耐震壁



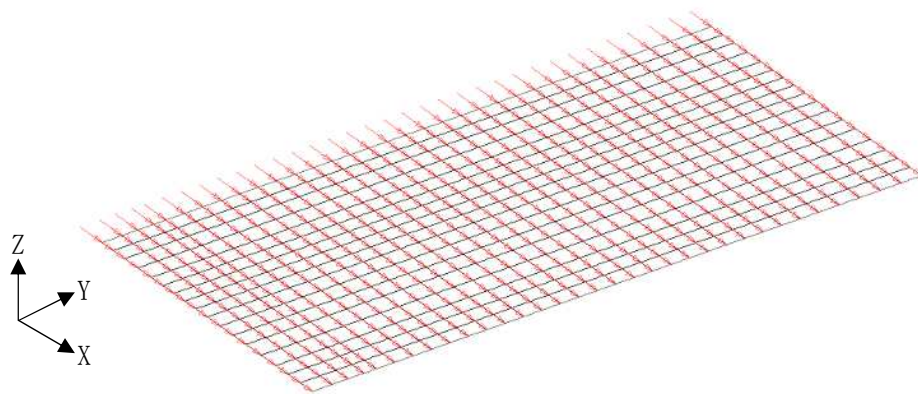
(c) 曲げモーメント (EW 方向) 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (2/6)

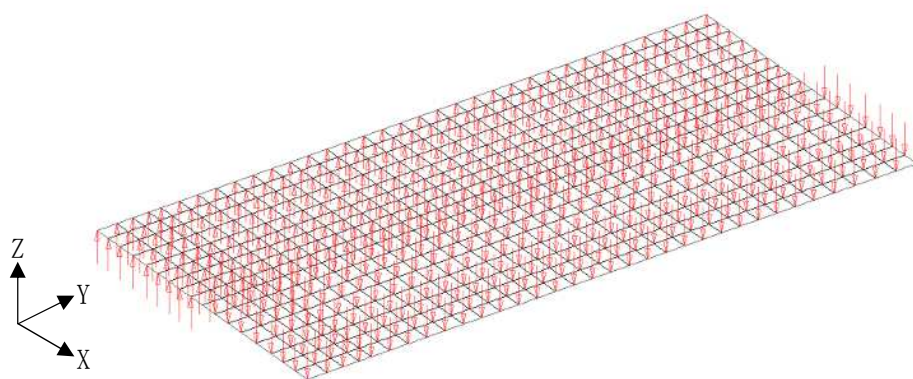


(d) 軸力 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (3/6)



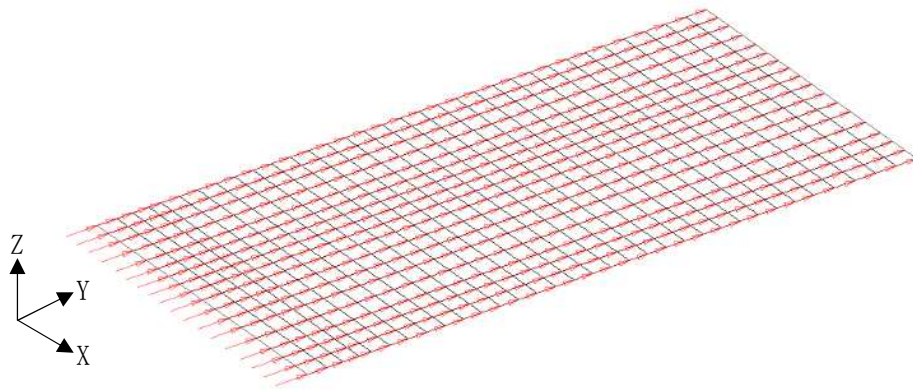
(e) 付加せん断力 (NS 方向)



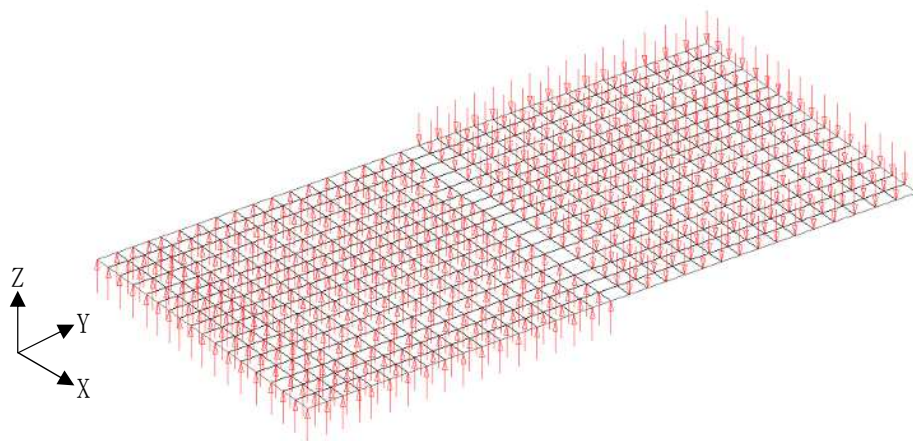
(f) 付加曲げモーメント (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (4/6)



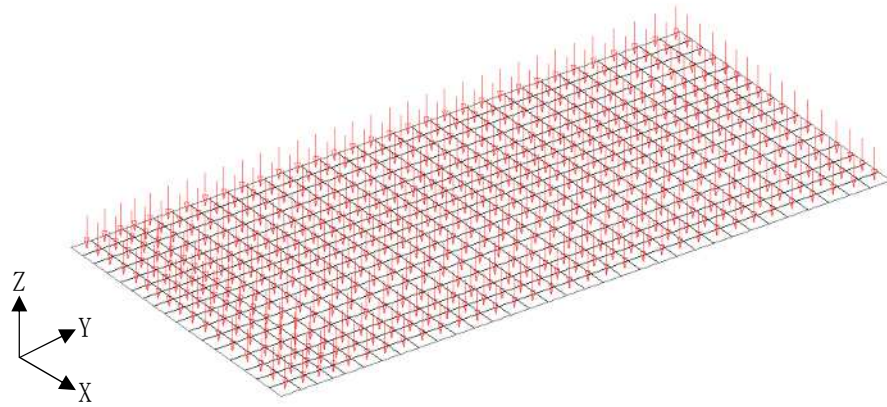


(g) 付加せん断力 (EW 方向)



(h) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (5/6)



(i) 付加軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (6/6)

## 別紙 6-6 応力解析における断面の評価部位の選定

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-6-1
2. 断面の評価部位の選定 ..... 別紙 6-6-2

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」に記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

## 2. 断面の評価部位の選定

大物搬入建屋基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋図を図 2-1 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-2 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (S<sub>s</sub>地震時) (1/2)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-2		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-3		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-4		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-5		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-6		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-7		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-8		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{SN} + B L$
2-10		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{SN} + B L$
2-11		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-12		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-13		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-14		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-15		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$
2-16		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$

表 2-1 荷重の組合せケース (S<sub>s</sub>地震時) (2/2)

2-17	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{SN}}$
2-18		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{SN}}$
2-19		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{NS}}$
2-20		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{NS}}$
2-21		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{EW}}$
2-22		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{EW}}$
2-23		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{WE}}$
2-24		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{WE}}$
2-25	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{SN}}$
2-26		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{SN}}$
2-27		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{NS}}$
2-28		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{NS}}$
2-29		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{EW}}$
2-30		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{EW}}$
2-31		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{WE}}$
2-32		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{WE}}$

VL : 鉛直荷重

S<sub>s<sub>SN</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

S<sub>s<sub>NS</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

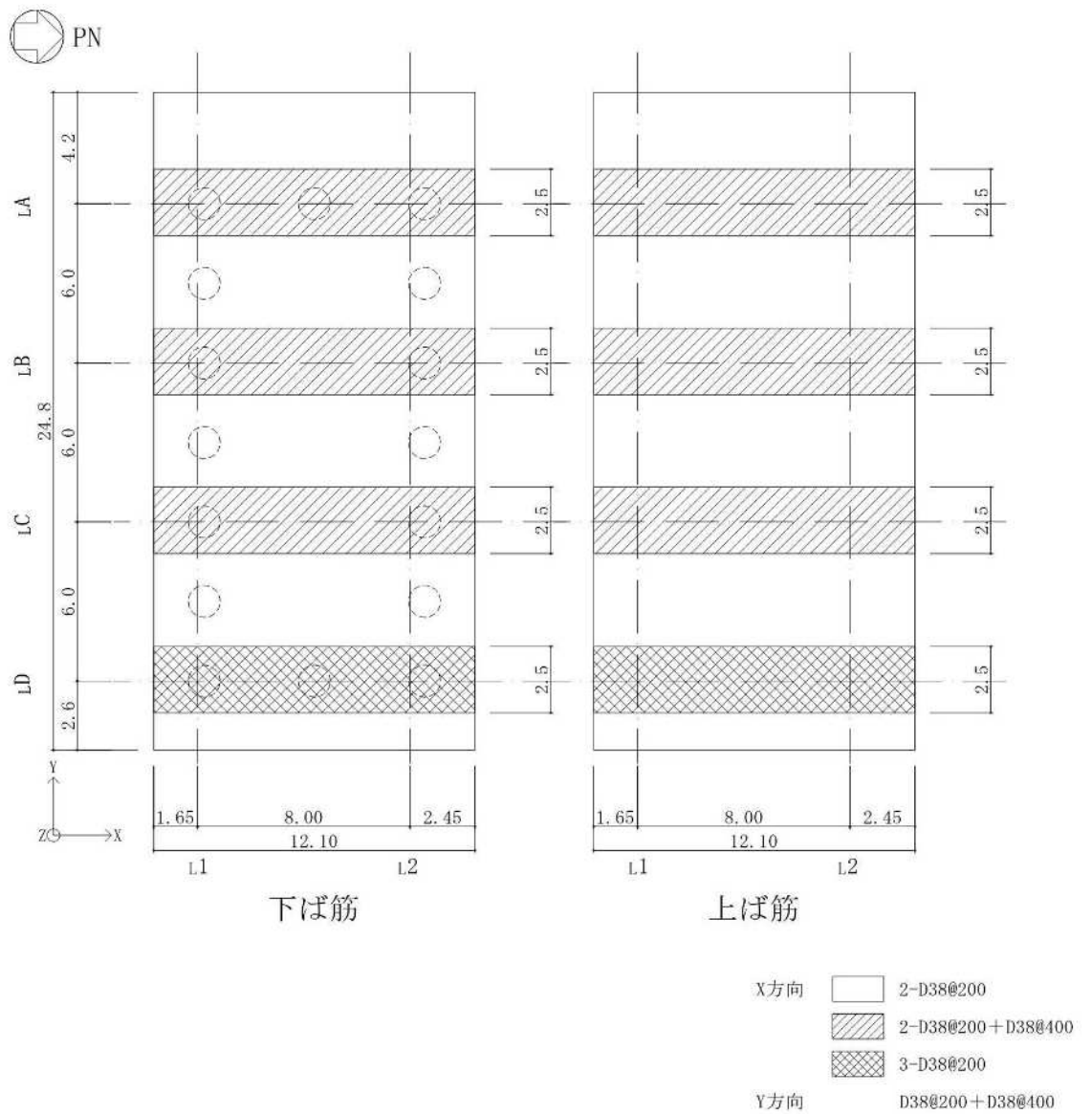
S<sub>s<sub>EW</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

S<sub>s<sub>WE</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

K<sub>v<sub>s</sub></sub> : 鉛直震度 (S<sub>s</sub>地震時)

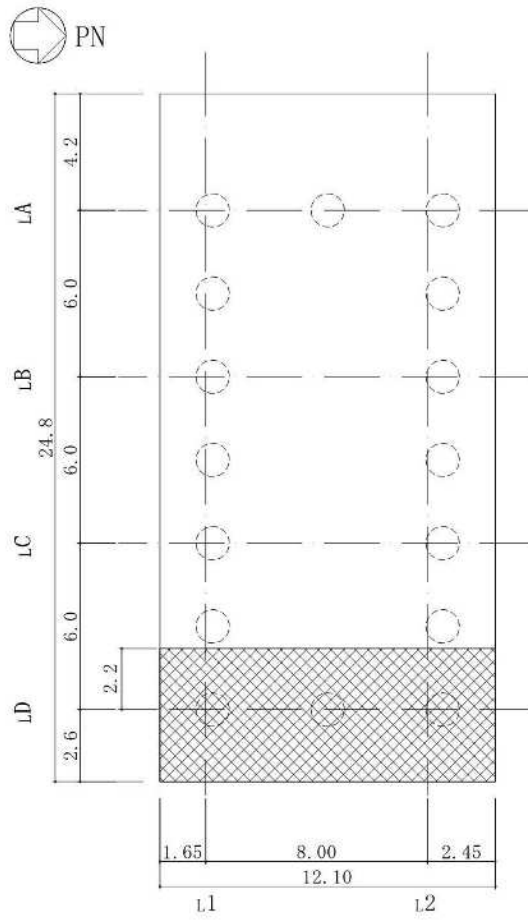
BL : 浮力





(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (1/2)



せん断補強筋  D25@400×400

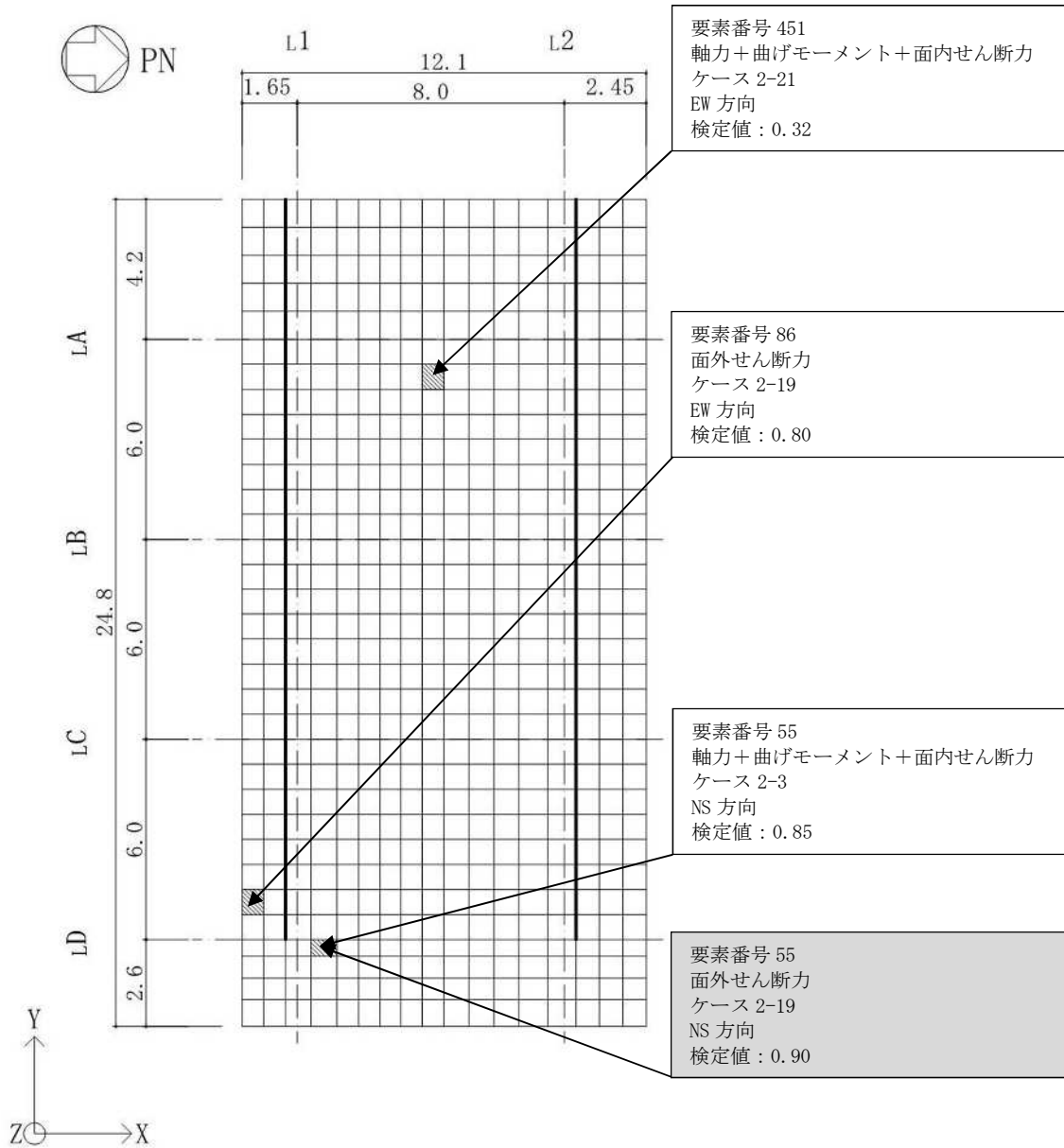
(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (2/2)

表 2-2 基礎スラブの評価結果 (S<sub>s</sub>地震時)

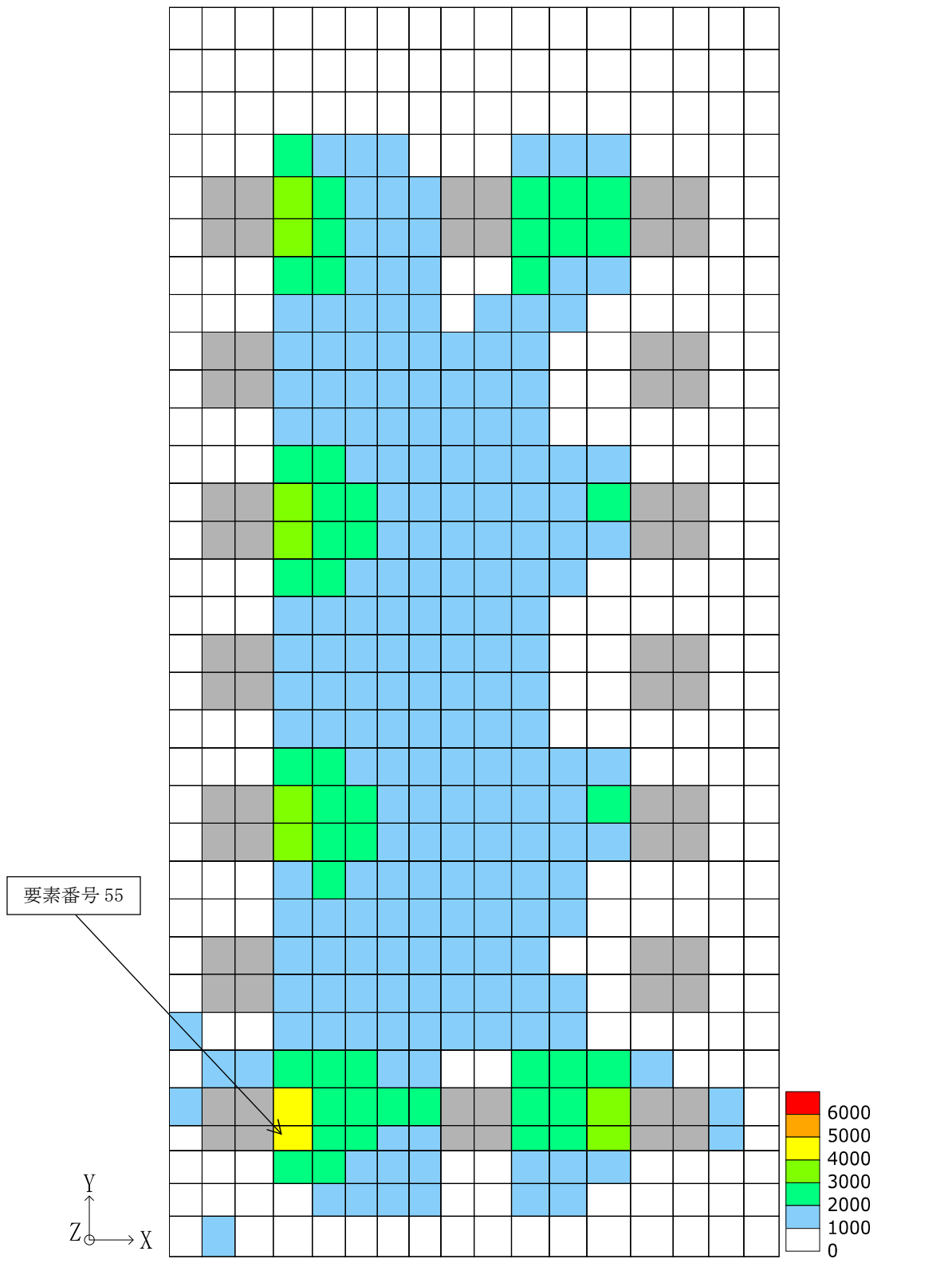
	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量/ 設計配筋量	55	2-3	0.85
	EW	必要鉄筋量/ 設計配筋量	451	2-21	0.32
面外せん断力	NS	面外せん断力/ 許容せん断力	55	2-19	0.90
	EW	面外せん断力/ 許容せん断力	86	2-19	0.80

注：■ は検定値が最大となる要素を示す。



注 :  は検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (S<sub>s</sub> 地震時)



：評価対象外範囲を示す。

(単位：kN/m)

面外せん断力 (NS 方向, 荷重ケース 2-19)

図 2-3 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図

## 別紙6-7 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-7-1
2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定 ..... 別紙 6-7-1

(参考資料1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

## 1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において用いる杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定方法を示すものである。

## 2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

大物搬入建屋において、杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力は、「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001 改定）に基づき設定する。極限支持力及び最大引抜き抵抗力の評価式を次頁に、極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 2-1 に、杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力を表 2-2 に示す。



$$\begin{aligned}
R_u &= R_p + R_f \\
R_p &= q_p \cdot A_p \\
R_f &= R_{fs} + R_{fc} \\
R_{fs} &= \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi \\
\tau_s &= 3.3N \\
R_{fc} &= \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi \\
R_{TU} &= \left( \sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci} \right) \varphi + W
\end{aligned}$$

ここで、

- $R_u$  : 極限支持力 (kN)
- $R_p$  : 極限先端支持力 (kN)
- $R_f$  : 極限周面摩擦力 (kN)
- $q_p$  : 極限先端支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) (上限値  $q_p = 7500$  kN/m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (m<sup>2</sup>)
- $R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- $R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- $\tau_s$  : 砂質土の極限周面摩擦力度 (上限  $N=50$ ) (kN/m<sup>2</sup>) \*
- $L_s$  : 砂質土部分の長さ (m)
- $N$  : 平均 N 値
- $\varphi$  : 杭の周長 (m)
- $\tau_c$  : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>) (上限  $\tau_c=100$ ) \*
- $L_c$  : 粘性土部分の長さ (m)
- $R_{TU}$  : 最大引抜き抵抗力 (kN)
- $\tau_{sti}$  : 砂質土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押し込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_{cti}$  : 粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押し込み時の極限周面摩擦力度と同一とする (kN/m<sup>2</sup>)
- $L_{si}$  : 砂質土の i 層における杭の長さ (m)
- $L_{ci}$  : 粘性土の i 層における杭の長さ (m)
- $W$  : 杭の自重で、地下水位以下の部分については浮力を考慮する (kN)

注記\* : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度であり、杭の施工方法及び地盤種別により、標準貫入試験の N 値及び地盤の粘着力を用いて定められる。大物搬入建屋に用いる場所打ち鋼管コンクリート杭では、施工時に鋼管の外周面にグラウトを充填することから、地盤との摩擦面は場所打ちコンクリート杭と同等である。このため、場所打ちコンクリート杭工法の値を参考に、砂質土の場合は 3.3N (上限  $N=50$ ) (kN/m<sup>2</sup>)、粘性土の場合は  $c$  ( $\leq 100$ ) (kN/m<sup>2</sup>) とする (N は標準貫入試験の N 値、 $c$  は地盤の粘着力)。

表 2-1 極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
極限支持力 $R_u$ (kN)		15055
極限先端支持力 $R_p$ (kN)		6987
極限先端支持力度 $q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )		6178
杭先端の閉塞断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )		1.131
極限周面摩擦力 $R_f$ (kN)		8068
砂質土部分の極限周面摩擦力 $R_{fs}$ (kN)		0* <sup>1</sup>
粘性土部分の極限周面摩擦力 $R_{fc}$ (kN)		8068
粘性土の極限周面摩擦力度 $\tau_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤改良体* <sup>2</sup> (T. M. S. L. 9.4m~T. M. S. L. -8.0m)	100* <sup>4</sup>
	西山層* <sup>3</sup> (T. M. S. L. -8.0m~T. M. S. L. -12.0m)	100* <sup>4</sup>
杭の周長 $\phi$ (m)		3.770
最大引抜き抵抗力 $R_{TU}$ (kN)		8494
杭の自重 $W$ (kN)		426

注記\*1：杭周囲に砂質土が存在しないため0とする。

\*2：地盤改良体は粘性土として評価する。

\*3：支持層である西山層への杭の根入れ長さは4.0mである。

\*4：V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく地盤改良体及び西山層の粘着力はそれぞれ4000kN/m<sup>2</sup>及び1410kN/m<sup>2</sup>であることから、粘性土の極限周面摩擦力度は上限値である100kN/m<sup>2</sup>を採用する。

表 2-2 杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力  
(単位：×10<sup>3</sup>kN)

極限支持力	最大引抜き抵抗力
15.0	8.49

注：短期時は上記に2/3を乗じた値とする。

(参考資料1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

### 1. 概要

大物搬入建屋の杭の鉛直支持力の評価は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」の補足説明資料「地盤の支持性能について」に基づき、杭頭の発生軸力により評価を行っている。本資料は、参考として周面摩擦力を考慮しない極限支持力と杭先端軸力を用いて評価した結果を示す。

### 2. 評価方法

杭の周面摩擦力を考慮しない極限支持力は、「建築基礎構造設計指針」((社)日本建築学会, 2001改定)に示される評価式のうち、周面摩擦力に関する項を無視した下式により算定する。

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

ここで、

$R_p$  : 極限先端支持力 (kN)

$q_p$  : 極限先端支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (m<sup>2</sup>)

極限支持力に周面摩擦力を考慮しないため、鉛直支持力の評価には杭頭軸力ではなく杭先端軸力を用いる。評価対象は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」の補足説明資料「大物搬入建屋の地震応答計算書」の別紙6-3「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」において、杭頭の圧縮軸力が最も大きくなるケース(ケース1(標準地盤), Ss-1)とする。

### 3. 評価結果

杭先端の最大圧縮軸力及び評価結果を表3-1に示す。検定値が1.0を超えないことを確認した。

表3-1 杭先端の最大圧縮軸力及び評価結果

杭先端の 最大圧縮軸力 ( $\times 10^3$ kN)	極限先端支持力 $R_p$ ( $\times 10^3$ kN)	検定値
6.41	6.98	0.92

別紙 6-8 杭頭接合部の検討

## 目 次

1. 概要	別紙 6-8-1
2. 杭の鉛直力に対する検討	別紙 6-8-2
2.1 鉛直押抜きせん断の検討	別紙 6-8-2
2.2 鉛直支圧の検討	別紙 6-8-3
3. 杭の引抜きに対する検討	別紙 6-8-4
4. 杭の水平力に対する検討	別紙 6-8-5
4.1 水平押抜きせん断の検討	別紙 6-8-5
4.2 水平支圧の検討	別紙 6-8-6
4.3 曲げモーメントの検討	別紙 6-8-7

## 1. 概要

大物搬入建屋の基礎は、16本の場所打ち鋼管コンクリート杭で支持されている。杭頭部は、杭を基礎スラブに杭径分（1200mm）の長さを埋め込むことで基礎スラブへの定着を行っている。本資料は、地震応答解析で得られた杭頭軸力、杭頭せん断力及び杭頭曲げモーメントに対する定着部の検討結果を説明するものである。

杭頭接合部の検討は「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001改定）及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づき実施する。

## 2. 杭の鉛直力に対する検討

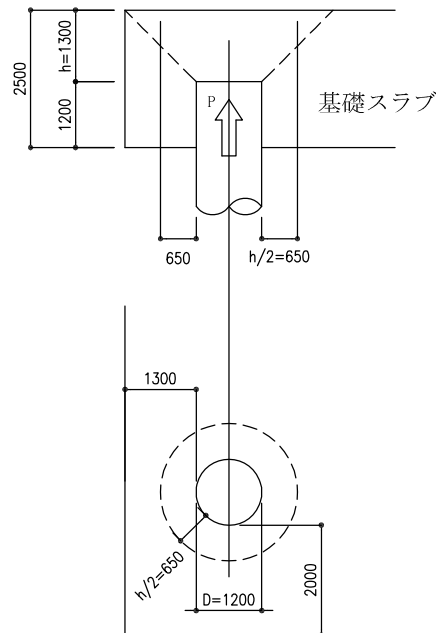
### 2.1 鉛直押抜きせん断の検討

基礎スラブの鉛直押抜きせん断応力度  $\tau$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、鉛直押抜き力が一番大きく、せん断抵抗の小さい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図 2-1 に、検討結果を表 2-1 に示す。

$$\tau = P / \{ \pi (D + h) \cdot h \cdot (\theta / 360) \} \leq \tau_u$$

ここで、

- P : 杭の鉛直押抜き力 (N)
- D : 杭径 (mm)
- h : 杭頭から基礎スラブ上面までの距離 (mm)
- $\theta$  : せん断抵抗として考慮できる角度 (°)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 2-1 杭の押抜きせん断の概要

表 2-1 鉛直押抜きせん断応力度に対する検討

鉛直 押抜き力 P ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	$\theta$ (°)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\tau / \tau_u$
8090	1200	1300	360	0.79	2.37	0.34

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

## 2.2 鉛直支圧の検討

杭頭における基礎スラブの鉛直支圧応力度  $\sigma_n$  の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図 2-1 と同様に鉛直押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表 2-2 に示す。

$$\sigma_n = P / (\pi D^2 / 4) \leq \sigma_u$$

ここで、

P : 鉛直支圧力 (N) (杭の鉛直押抜き力と同じ値)

D : 杭径 (mm)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 2-2 鉛直支圧応力度に対する検討

鉛直支圧力 P ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	支圧応力度 $\sigma_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\sigma_n / \sigma_u$
8090	1200	7.15	30.0	0.24



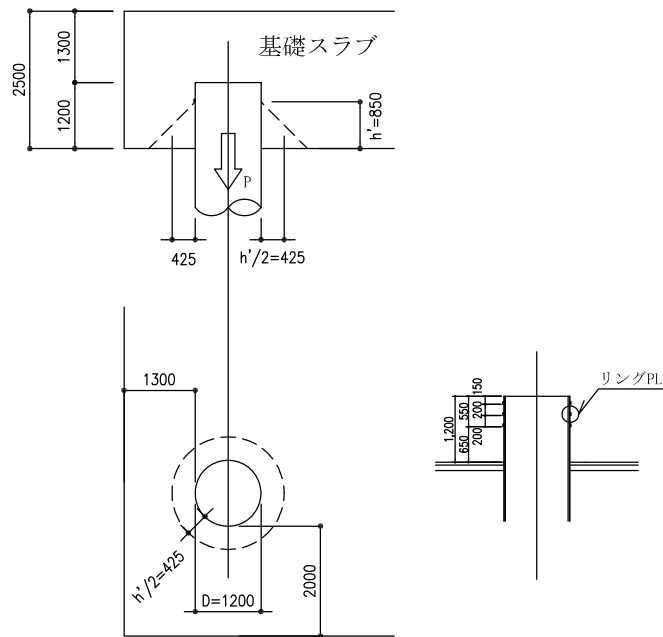
### 3. 杭の引抜きに対する検討

基礎スラブの引抜きせん断応力度  $\tau$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、引抜き力が一番大きい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図 3-1 に、検討結果を表 3-1 に示す。

$$\tau = P_u / \{ \pi (D + h') \cdot h' \} \leq \tau_u$$

ここで、

- $P_u$  : 杭の引抜き力 (N)
- $D$  : 杭径 (mm)
- $h'$  : リングプレート中段下端から基礎スラブ底面までの距離 (mm)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 3-1 杭の引抜きせん断の概要

表 3-1 引抜きせん断応力度に対する検討

鉛直 引抜き力 $P_u$ ( $\times 10^3$ N)	杭径 $D$ (mm <sup>2</sup> )	$h'$ (mm)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\tau / \tau_u$
4940	1200	850	0.90	2.37	0.38

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

#### 4. 杭の水平力に対する検討

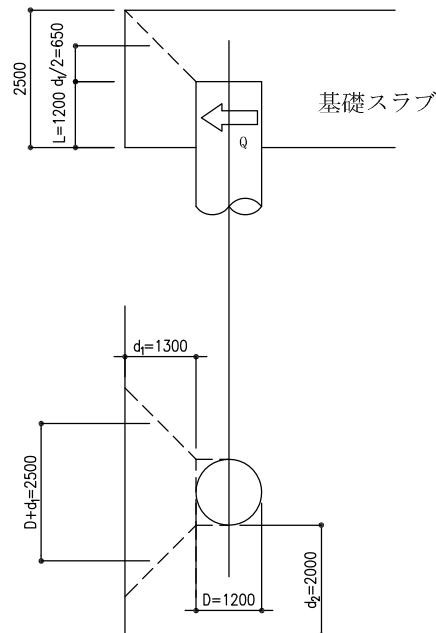
##### 4.1 水平押抜きせん断の検討

基礎スラブの水平押抜きせん断応力度  $\tau_h$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、図 2-1 と同様に水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。概略図を図 4-1 に、検討結果を表 4-1 に示す。

$$\tau_h = Q / \{ d_1 (2 \cdot L + D + 2 \cdot d_1) \} \leq \tau_u$$

ここで、

- Q : 水平押抜き力 (N)
- D : 杭径 (mm)
- L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)
- $d_1$  : 杭縁から基礎スラブ縁までの最小距離 (mm)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 4-1 杭の水平押抜きせん断の概要

表 4-1 鉛直押抜きせん断応力度に対する検討

水平 押抜き力 Q ( $\times 10^3$ N)	$d_1$ (mm)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	杭定着長 L (mm)	せん断応力度 $\tau_h$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\tau_h / \tau_u$
4390	1300	1200	1200	0.54	2.37	0.23

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

#### 4.2 水平支圧の検討

杭頭における基礎スラブの水平支圧応力度  $\sigma_n$  の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図 2-1 と同様に水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表 4-2 に示す。

$$\sigma_n = Q / (D \cdot L) \leq \sigma_u$$

ここで、

Q : 水平支圧力 (N) (水平押抜き力と同じ値)

D : 杭径 (mm)

L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 4-2 水平支圧応力度に対する検討

水平支圧力 Q ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	杭定着長 L (mm)	支圧応力度 $\sigma_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\sigma_n / \sigma_u$
4390	1200	1200	3.05	30.0	0.11

#### 4.3 曲げモーメントの検討

基礎スラブの曲げモーメントMの検討は下式により行う。杭頭の曲げモーメントが一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象に、図4-2に示す方法で曲げモーメントを検討する。検討結果を表4-3に示す。

$$M \leq M_p = {}_sM_p + {}_tM_p$$

$${}_sM_p = \sigma_u (D \cdot L^2 / 4) + \tau_u (\pi \cdot D \cdot L / 4) \cdot d'$$

$${}_tM_p = \sin^3 \theta \cdot (D^3 \cdot \sigma_u) / 12$$

ここで、

$M_p$  : 杭全体の抵抗モーメント (N・mm)

${}_sM_p$  : 杭側面におけるコンクリートの抵抗モーメント (N・mm)

${}_tM_p$  : 杭上面におけるコンクリートの抵抗モーメント (N・mm)

D : 杭径 (mm)

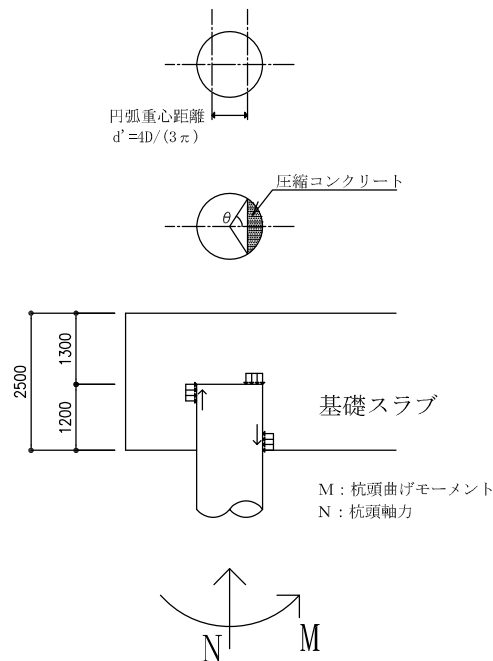
L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

$\theta$  : MとNから決まる圧縮コンクリートの範囲を示す回転角 (°)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d'$  : 円弧重心距離で、 $4D / (3\pi)$  (mm)



(単位：mm)

図4-2 曲げモーメントの概要

表 4-3 曲げモーメントに対する検討

杭頭軸力 N ( $\times 10^3\text{N}$ )	杭頭曲げ モーメント M ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	回転角 $\theta$ ( $^\circ$ )	側面抵抗 モーメント ${}_sM_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	上面抵抗 モーメント ${}_tM_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	抵抗 モーメント $M_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	検定値 $M/M_p$
2650	2590	46.2	14300	1620	15920	0.17

別紙 6-9 屋根スラブの固有振動数について

## 目 次

1. 概要……………別紙 6-9-1
2. 検討方針……………別紙 6-9-1
3. 算定諸元……………別紙 6-9-2
4. 評価結果……………別紙 6-9-2

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を構成する屋根スラブのうち、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において耐震評価を実施しているスラブについて、共振を考慮しないことの妥当性について説明するものである。

## 2. 検討方針

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において評価対象としている屋根スラブについて、土木学会「構造力学公式集」に則り、4辺固定長方形版として固有振動数を下式より算定し、固有振動数が20Hzを上回ることを確認する。

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$\omega = \pi^2 \frac{\lambda}{a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

ここで、 $f$ ：固有振動数

$\omega$ ：固有角振動数

$a$ ：短辺方向スパン

$b$ ：長辺方向スパン

$D$ ：曲げ剛性

$\rho$ ：密度

$h$ ：スラブ厚さ

$\lambda$ ：4辺固定長方形版の無次元係数（表2-1参照）

表2-1 4辺固定長方形版の無次元係数 $\lambda$

モード		$b/a$			
		1.0	1.5	2.0	3.0
$x, y$ 軸に对称	1	3.646	2.730	2.480	2.336
	2	13.37	6.740	4.535	3.112
	3	13.37	12.69	8.839	4.859
$x, y$ 軸に逆对称	1	10.96	8.085	7.202	6.639
	2	24.55	13.79	10.21	7.854
	3	24.55	22.03	15.39	9.990
$x$ 軸に对称 $y$ 軸に逆对称	1	7.437	6.699	6.485	6.347
	2	16.72	10.45	8.438	7.137
	3	21.33	18.08	12.53	8.803



### 3. 算定諸元

表 3-1 に固有振動数の算定諸元を示す。無次元係数 $\lambda$ については、表 2-1 よりスラブの短辺方向と長辺方向の比から、保守的になるように設定する。

表 3-1 算定諸元

a	4.300 (m)
b	8.000 (m)
D	$5.91 \times 10^7$ (N·m)
$\rho$	$6.46 \times 10^3$ (N·s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )
h	
$\lambda$	2.480

### 4. 評価結果

表 4-1 に評価結果を示す。評価対象としているスラブの固有振動数は、20Hz 以上であり、十分な剛性を有していることを確認した。

表 4-1 評価結果

評価部位	固有振動数 (Hz)
屋根スラブ	37

別紙7 原子炉建屋の設計体系における補助壁の取扱いについて

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 7-1
2. 既工認時における考え方 .....	別紙 7-2
2.1 地震応答解析 .....	別紙 7-2
2.2 設計用地震力 .....	別紙 7-2
2.3 耐震評価 .....	別紙 7-2
2.3.1 耐震壁の評価 .....	別紙 7-2
2.3.2 RCCV の評価 .....	別紙 7-3
2.3.3 基礎スラブの評価 .....	別紙 7-3
3. 今回工認における考え方 .....	別紙 7-6
3.1 地震応答解析 .....	別紙 7-6
3.2 設計用地震力 .....	別紙 7-6
3.3 耐震評価 .....	別紙 7-7
3.3.1 耐震壁及び補助壁の評価 .....	別紙 7-7
3.3.2 RCCV の評価 .....	別紙 7-7
3.3.3 基礎スラブの評価 .....	別紙 7-8
4. まとめ .....	別紙 7-14

別紙 7-1 各建屋の設計体系における補助壁の取扱い

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋の設計体系における補助壁の取扱いについて、既工認時及び今回工認における考え方を整理するものである。

## 2. 既工認時における考え方

既工認時における原子炉建屋の設計の考え方を以下に示す。また、既工認時における原子炉建屋の設計フローを図 2-1 に示す。

### 2.1 地震応答解析

原子炉建屋は、既工認時において、外壁及び中間壁（以下これらを「耐震壁」という。）並びに RCCV を耐震要素とし、それ以外の壁を間仕切壁として設計している。

地震応答解析における建屋剛性としては、耐震壁及び RCCV のみを考慮し、間仕切壁は考慮せず、基準地震動  $S_1$  及び  $S_2$  に対する解析を実施している。

### 2.2 設計用地震力

既工認時における設計用地震力は、基準地震動  $S_1$  による動的地震力、並びに層せん断力係数  $3.0C_i$  及び地下部分の水平震度  $K$  による静的地震力より設定している。

静的地震力は建屋全体で評価されるため、耐震壁及び RCCV の設計用地震荷重は、それぞれの剛性を考慮して配分している。この際、間仕切壁は地震荷重を負担しないものとしている。

なお、基準地震動  $S_2$  による動的地震力は、設計用地震力を下回ることを確認している。

### 2.3 耐震評価

#### 2.3.1 耐震壁の評価

既工認時における耐震壁の評価は、耐震壁の地震荷重に対する応力計算及び断面算定を実施し、許容応力度に対する発生応力度の比率（以下「検定比」という。）を確認している。

なお、地震荷重はすべて耐震壁で負担する設計としており、間仕切壁は地震荷重を負担しないものの、耐震壁の地震荷重から、間仕切壁の分類に応じた地震荷重を設定して設計している。間仕切壁は、以下のように分類して設計している。

- ・ A クラス相当の壁
- ・ B クラス相当の壁

A クラス相当の壁としては二次格納施設を構成する壁が該当し、その他の間仕切壁が B クラス相当の壁に該当する。A クラス相当の壁については、耐震壁の設計用せん断力  $Q$  を耐震壁のせん断断面積  $A_s$  で除して求めた設計用せん断応力度を設定し、配筋を決定している。B クラス相当の壁については、A クラス相当の壁の  $1/2$  の設計用せん断応力度に対して配筋を決定している。

### 2.3.2 RCCV の評価

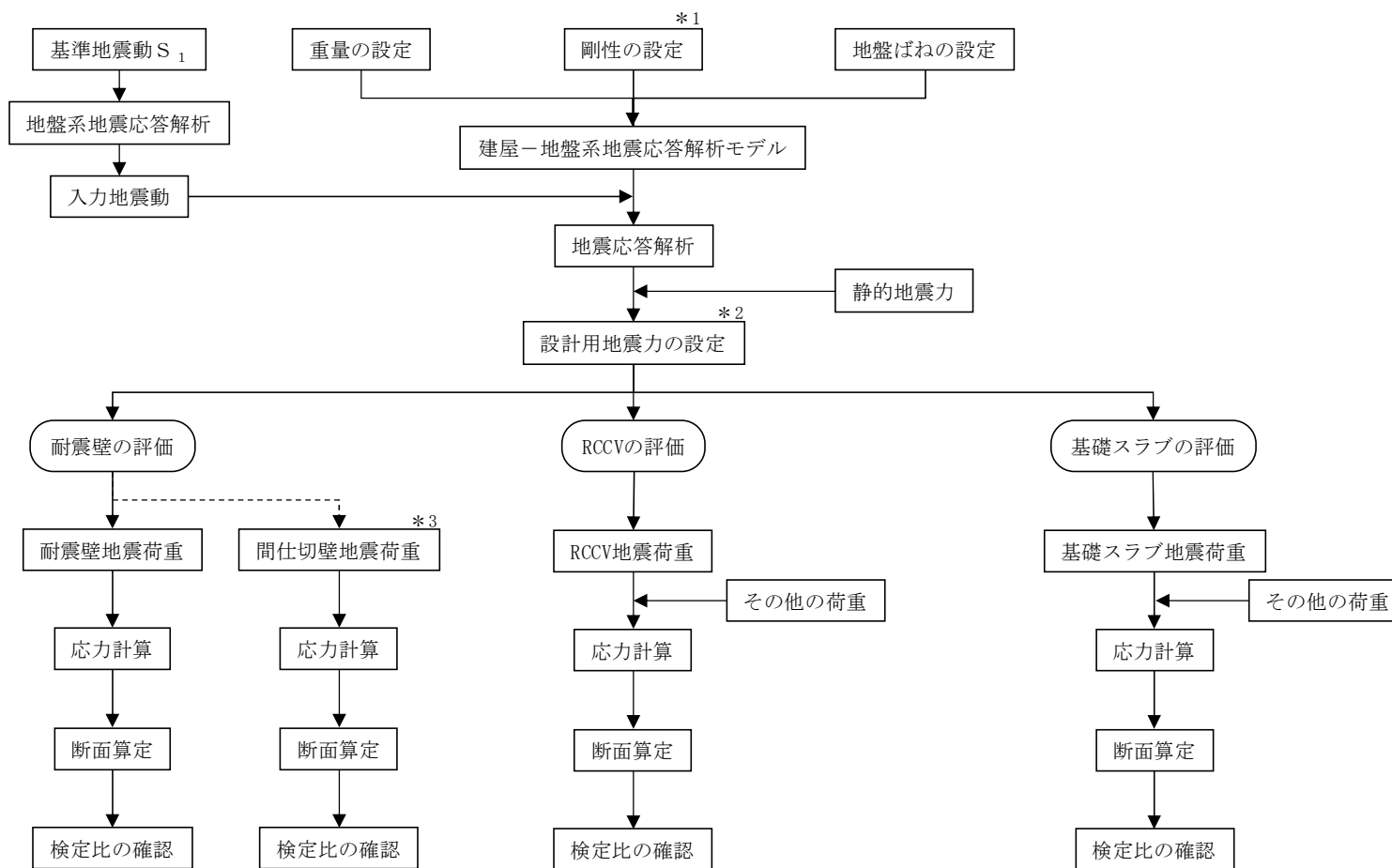
既工認時における RCCV の評価は、RCCV の地震荷重とその他の荷重を組み合わせ、応力計算及び断面算定を実施し、検定比を確認している。

既工認時における RCCV の応力解析モデルを図 2-2 に示す。応力解析モデルは、RCCV 及びプール部をモデル化し、間仕切壁をモデル化せず、地震荷重は、地震応答解析モデルの各質点位置に相当する各節点に節点荷重として入力している。

### 2.3.3 基礎スラブの評価

既工認時における基礎スラブの評価は、耐震壁及び RCCV の地震荷重とその他の荷重を組み合わせ、応力計算及び断面算定を実施し、検定比を確認している。

既工認時における基礎スラブの応力解析モデルを図 2-3 に示す。応力解析モデルは、基礎スラブに加えて耐震壁及び RCCV の拘束効果をモデル化し、間仕切壁をモデル化せず、地震荷重は、耐震壁及び RCCV の脚部に対応する各節点に節点荷重として入力している。



注記\*1：耐震壁及びRCCVの剛性を考慮する。

\*2：基準地震動  $S_1$  による動的地震力，並びに層せん断力係数  $3.0C_i$  及び地下部分の水平震度  $K$  による静的地震力より設定する。

\*3：耐震壁に生じるせん断応力度から設定する。

注：基準地震動  $S_2$  による動的地震力は，設計用地震力を下回ることを確認している。

図 2-1 原子炉建屋の設計フロー（既工認時）

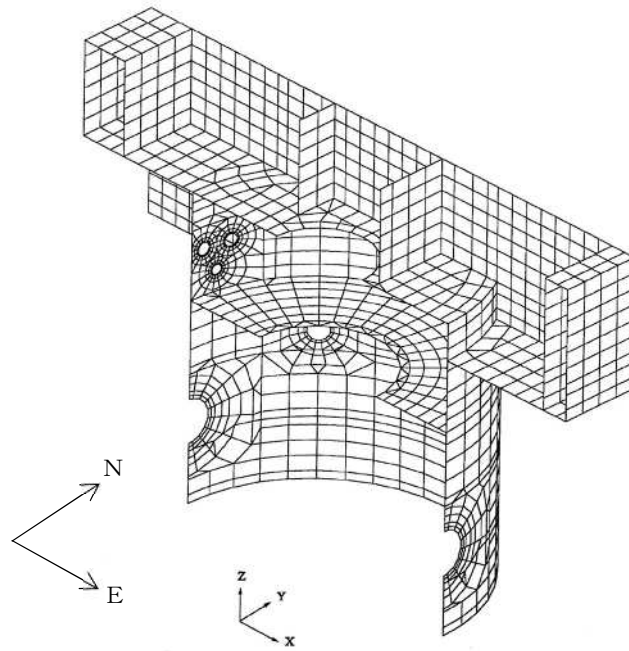


図 2-2 RCCV の応力解析モデル (既工認時)

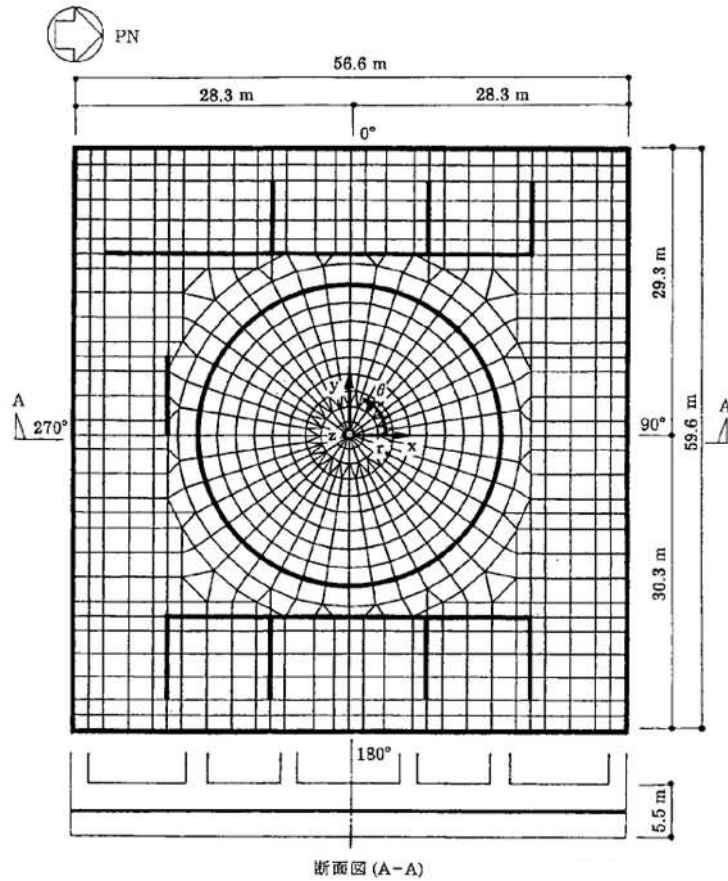


図 2-3 基礎スラブの応力解析モデル (既工認時)



### 3. 今回工認における考え方

今回工認における原子炉建屋の設計の考え方を以下に示す。また、今回工認における原子炉建屋の耐震評価フローを図 3-1 及び図 3-2 に示す。

#### 3.1 地震応答解析

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、地震応答解析モデルで考慮する建屋剛性に、既工認時には耐震要素として考慮しなかったが、実際には耐震要素として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として考慮し、地震応答解析を実施している。

補助壁の選定に当たっては、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 1-3 「地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について」に示すとおり、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」を参考としている。具体的な選定プロセスを図 3-3 に示す。また、選定した補助壁の例を図 3-4 に示す。

また、今回工認における地震応答解析は、建屋の非線形性を考慮した弾塑性時刻歴応答解析としている。その際に、補助壁については「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）で評価される第 1 折点で降伏する、完全弾塑性型のせん断スケルトン曲線で評価しており、保守的な設定としている。せん断スケルトン曲線の概念図を図 3-5 に示す。なお、補助壁のせん断終局強度は、第 1 折点のせん断力を上回ることを確認している。

以上より、今回工認の地震応答解析において、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、建屋剛性として補助壁のせん断剛性を考慮しているが、補助壁のせん断耐力については保守的となるように設定している。

#### 3.2 設計用地震力

今回工認における設計用地震力は、弾性設計用地震動  $S_d$  による動的地震力又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力（以下「 $S_d$  地震時」という。）及び基準地震動  $S_s$  に対する動的地震力（以下「 $S_s$  地震時」という。）より設定している。この際、静的地震力は既工認時の値を用いており、耐震壁及び RCCV への配分も既工認時と同じとしている。

### 3.3 耐震評価

#### 3.3.1 耐震壁及び補助壁の評価

S<sub>d</sub>地震時に対する評価については、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の耐震性についての計算書）」のうち「原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による地震力の比較」に示すとおり、層せん断力について、今回工認における S<sub>d</sub>地震時が既工認時の設計用地震力を下回り、耐震壁のみで負担できることを確認している。

なお、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>に対する地震応答解析結果において、層に生じるせん断応力度が、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版により評価されるせん断スケルトンの第 1 折点のせん断応力度より小さいことが確認できる。

S<sub>s</sub>地震時に対する評価については、層としてのせん断ひずみが  $2.0 \times 10^{-3}$  以下であることを確認している。なお、層のせん断ひずみは、V-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」に示すとおり、最大で  $0.679 \times 10^{-3}$  となっている。

#### 3.3.2 RCCV の評価

S<sub>d</sub>地震時に対する評価については、S<sub>d</sub>地震時の RCCV の地震荷重とその他の荷重を組み合わせることで応力計算及び断面算定を実施し、検定比を確認している。この際、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による動的地震力について、RCCV に入力するせん断力は、RCCV と補助壁のせん断断面積比により算定した補助壁が負担するせん断力を、地震応答解析における RCCV 部の最大応答せん断力から除いて算定している。なお、補助壁にせん断力を負担させることについては、「3.3.1 耐震壁及び補助壁の評価」に示すとおり、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>に対する地震応答解析結果において、せん断応力度がせん断スケルトンの第 1 折点のせん断応力度より小さいことにより、健全性を確認している。

S<sub>s</sub>地震時に対する評価については、S<sub>s</sub>地震時の RCCV の地震荷重とその他の荷重を組み合わせることで応力計算及び断面算定を実施し、検定比を確認している。この際、RCCV に入力するせん断力は、RCCV と補助壁のせん断断面積比により算定した補助壁が負担するせん断力と、補助壁のせん断スケルトン曲線における第 1 折点のせん断耐力の 90%のうち、小さい方の値を地震応答解析における RCCV 部の最大応答せん断力から除いて算定している。なお、補助壁にせん断力を負担させることについては、「3.3.1 耐震壁及び補助壁の評価」に示すとおり、基準地震動 S<sub>s</sub>に対する地震応答解析結果において、せん断ひずみが  $2.0 \times 10^{-3}$  以下である

ことにより、健全性を確認している。

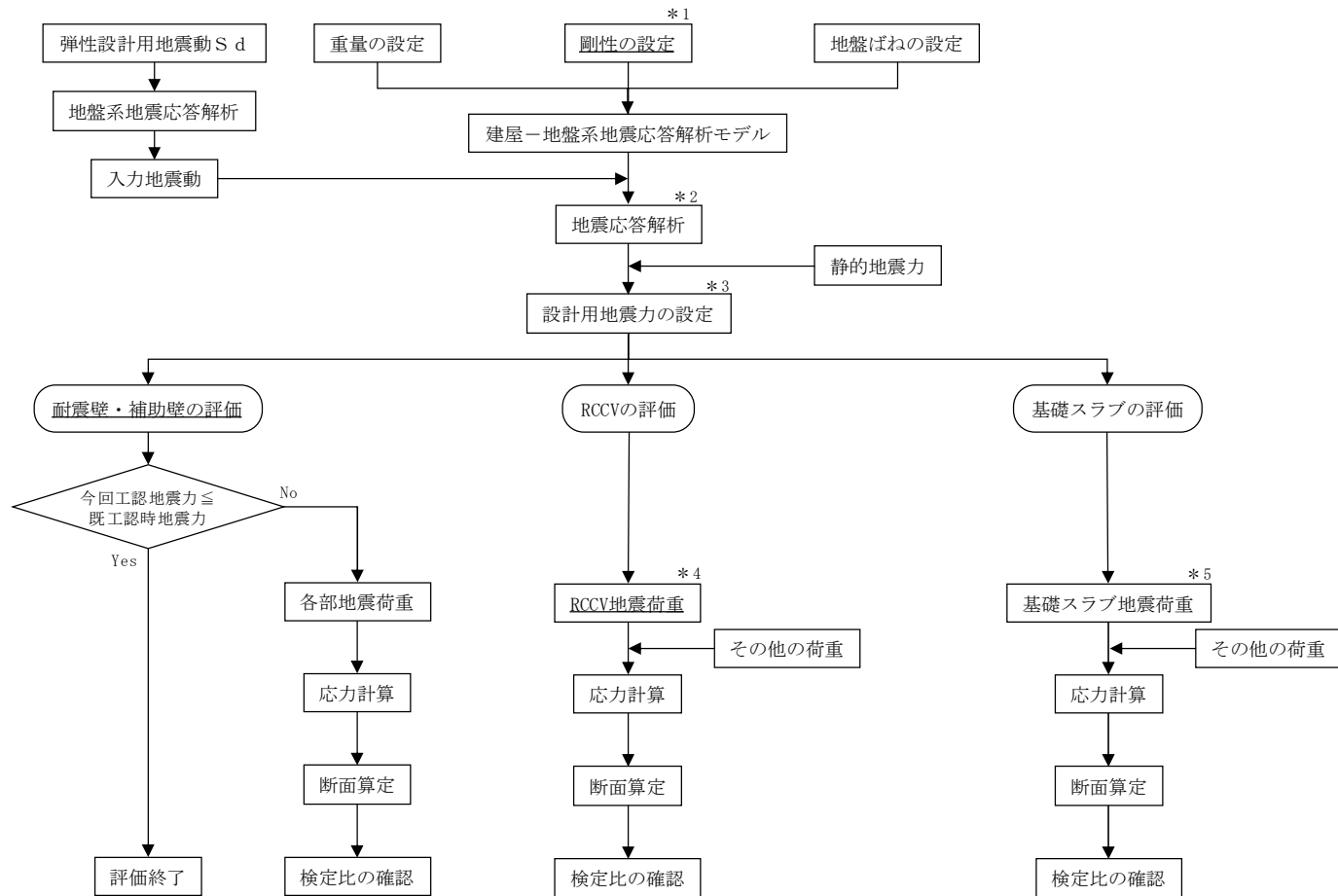
なお、RCCV の評価における地震荷重の算定方法の詳細については、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の耐震性についての計算書）」のうち「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 6「地震荷重の算定方法」に示す。

今回工認における RCCV の応力解析モデルを図 3-6 に示す。今回工認においては、RCCV は基礎スラブと一体でモデル化している。応力解析モデルは、RCCV 及びプール部をモデル化し、補助壁をモデル化せず、地震荷重は、地震応答解析モデルの各質点位置に相当する各節点に節点荷重として入力している。

### 3.3.3 基礎スラブの評価

S<sub>d</sub>地震時及びS<sub>s</sub>地震時に対する評価については、S<sub>d</sub>地震時及びS<sub>s</sub>地震時の耐震壁及びRCCVの地震荷重とその他の荷重を組み合わせることで応力計算及び断面算定を実施し、検定比を確認している。この際、補助壁が負担するせん断力は除かず、耐震壁及びRCCVの地震荷重に含んでいる。なお、基礎スラブの評価における地震荷重の算定方法の詳細については、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の耐震性についての計算書）」のうち「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 6「地震荷重の算定方法」に示す。

今回工認における基礎スラブの応力解析モデルは図 3-6 と同一である。応力解析モデルは、耐震壁の拘束効果をモデル化し、補助壁をモデル化せず、地震荷重は、耐震壁及びRCCVの脚部に対応する各節点に節点荷重として入力している。



注記\*1：耐震壁、RCCV及び補助壁の剛性を考慮する。

\*2：材料物性の不確かさを考慮する。

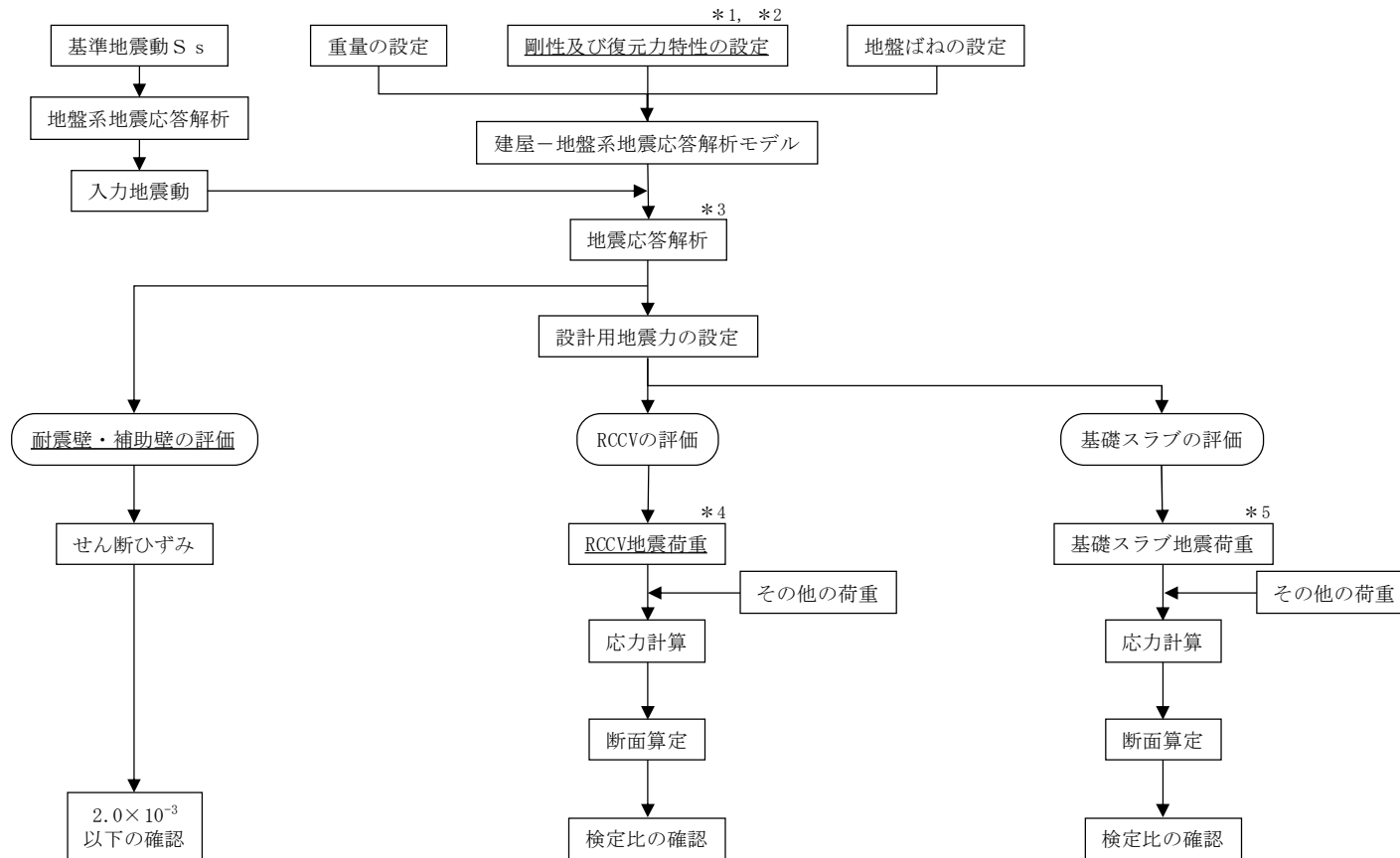
\*3：弾性設計用地震動 S d による動的地震力、並びに層せん断力係数 3.0 C<sub>i</sub> 及び地下部分の水平震度 K による静的地震力より設定する。

\*4：弾性設計用地震動 S d による動的地震力について、RCCV に入力するせん断力は、RCCV と補助壁のせん断断面積比により算定した補助壁が負担するせん断力を地震応答解析における RCCV 部の最大応答せん断力から除いて算定する。

\*5：基礎スラブに入力するせん断力は、補助壁が負担するせん断力は除かず、すべて耐震壁及びRCCVが負担するものとし、耐震壁及びRCCVの脚部に入力する。

注：下線は、補助壁に関わる箇所を示す。

図 3-1 原子炉建屋の耐震評価フロー（今回工認，S d 地震時）



- 注記\*1：耐震壁，RCCV及び補助壁の剛性及び復元力特性を考慮する。  
 \*2：補助壁の復元力特性は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版のせん断スケルトン曲線の第1折点で降伏する完全弾塑性型とする。  
 なお，補助壁のせん断終局強度は，第1折点のせん断力を上回ることを確認している。  
 \*3：材料物性の不確かさを考慮する。  
 \*4：RCCVにするせん断力は，RCCVと補助壁のせん断断面積比により算定した補助壁が負担するせん断力と，補助壁のせん断スケルトン曲線における第1折点のせん断耐力の90%のうち，小さい方の値を地震応答解析におけるRCCV部の最大応答せん断力から除いて算定する。  
 \*5：基礎スラブにするせん断力は，補助壁が負担するせん断力は除かず，すべて耐震壁及びRCCVの脚部にする。

注：下線は，補助壁に関わる箇所を示す。

図 3-2 原子炉建屋の耐震評価フロー（今回工認，S s 地震時）

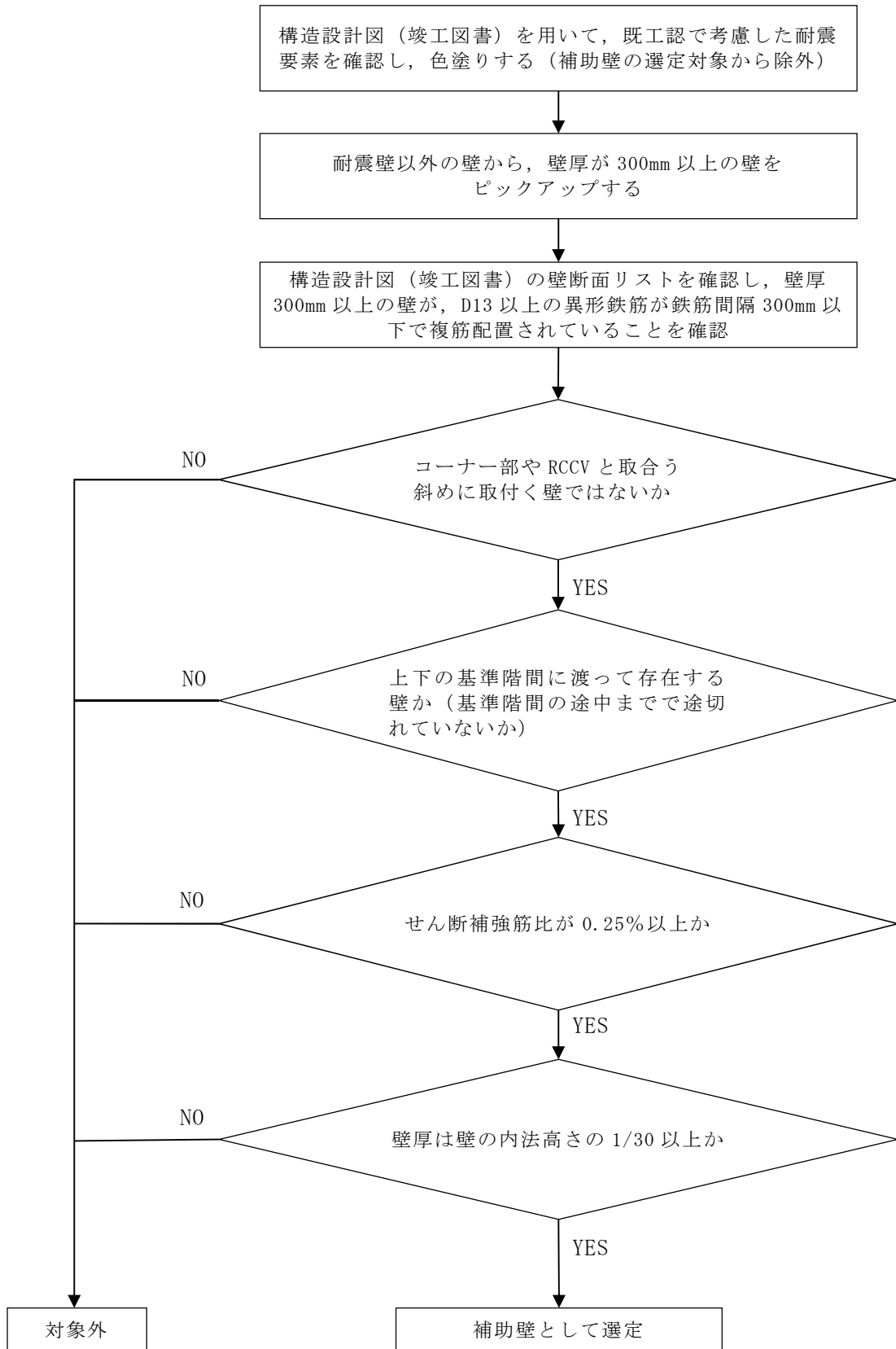


図 3-3 補助壁の選定プロセス

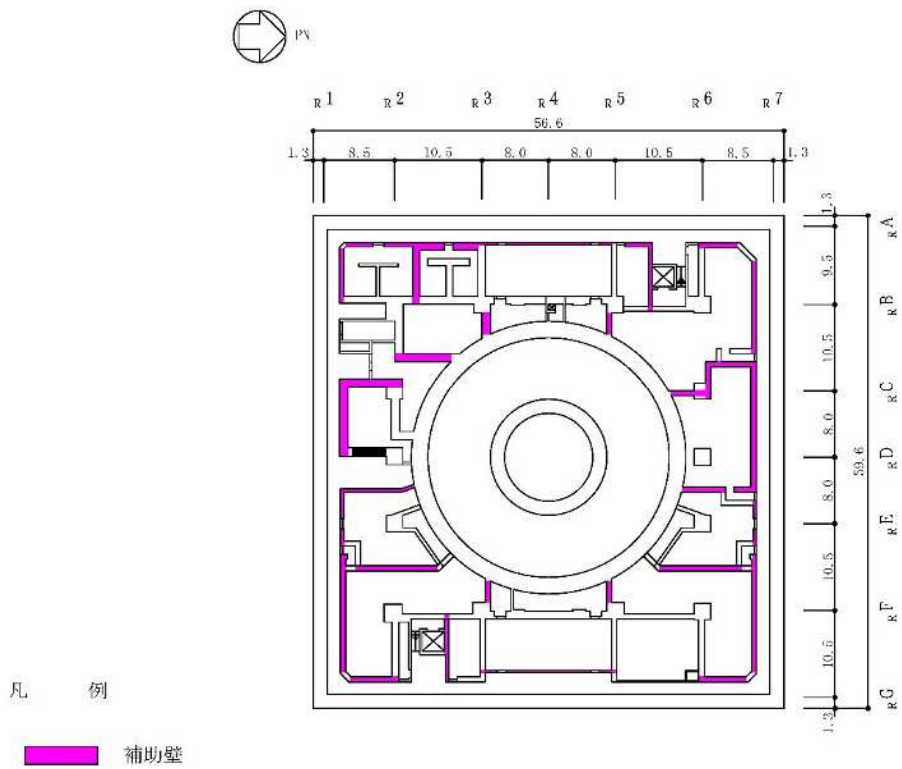


図 3-4 補助壁の考慮範囲の例 (B3F, T. M. S. L. -8.2m) (単位 : m)

J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版

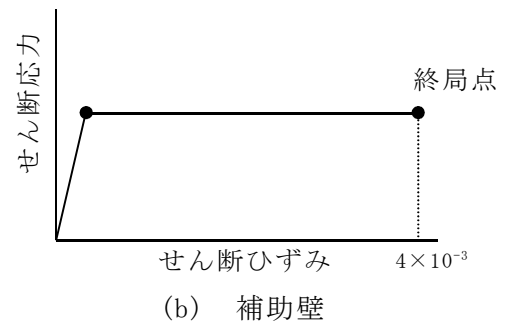
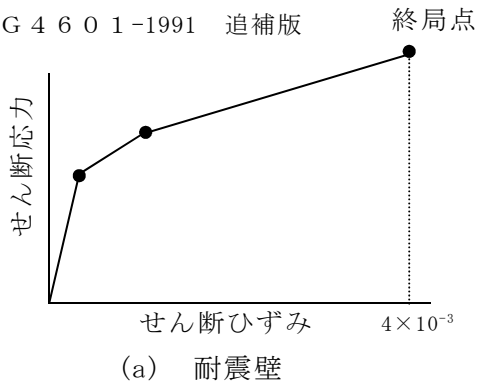
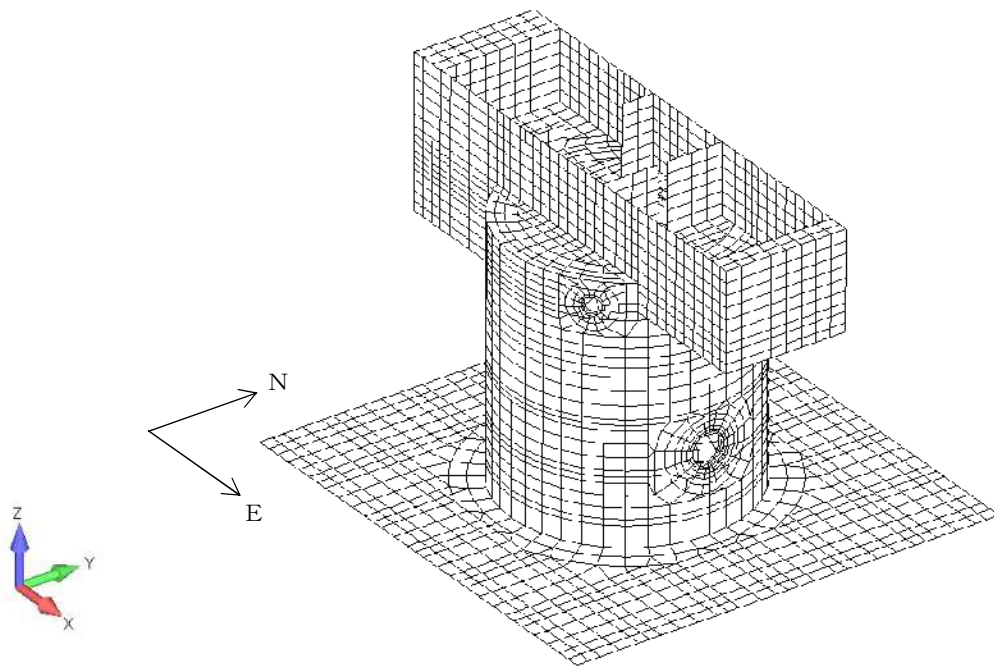
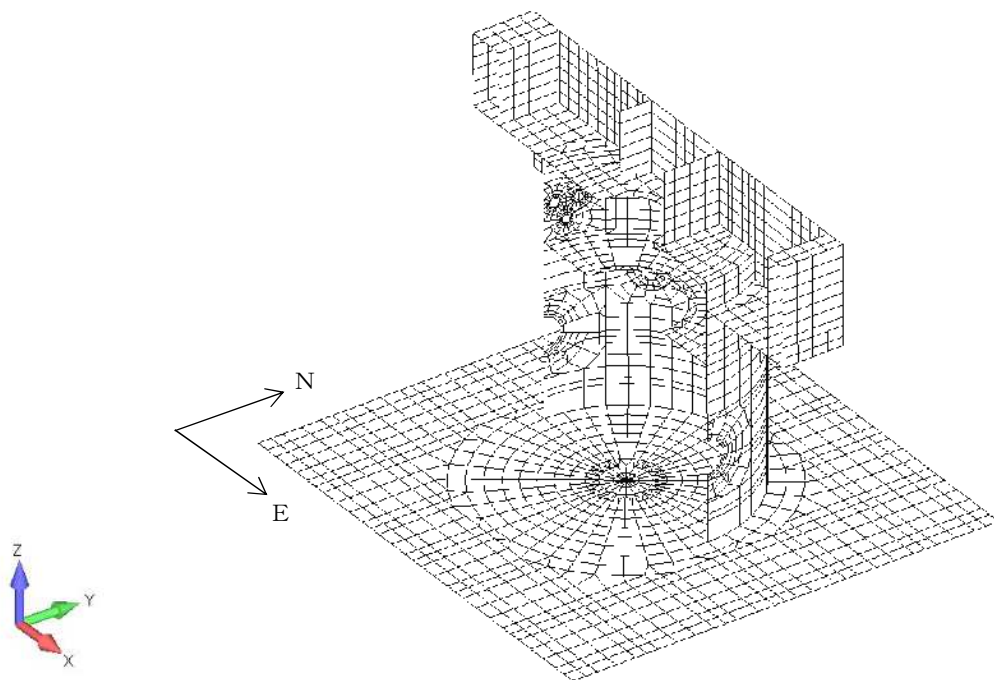


図 3-5 せん断スケルトン曲線の概念図



(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体断面図

図 3-6 RCCV 及び基礎スラブの応力解析モデル (今回工認)



#### 4. まとめ

原子炉建屋の設計体系における補助壁の取扱いについて、既工認時及び今回工認における考え方を整理した。

既工認時は、間仕切壁を建屋剛性として振動諸元には考慮せずに地震応答解析を実施しており、分類に応じた設計用地震力に対して設計していることを確認した。

今回工認では、間仕切壁のうち耐震要素として考慮可能であると考えられる壁を補助壁とし、建屋剛性としてせん断剛性を考慮して地震応答解析を実施しており、S<sub>d</sub>地震時に対しては既工認時の設計用地震力を下回り、S<sub>s</sub>地震時に対しては耐震壁と同様に評価していることを確認した。また、RCCV 及び基礎スラブの評価において補助壁の取扱いについて確認した。

各建屋の設計体系における補助壁の取扱い

各建屋の設計体系における補助壁の取扱いにおける原子炉建屋との差分について、別表-1 に示す。

別表-1 各建屋の設計体系における補助壁の取扱いについての原子炉建屋との差分

項目	内容	既工認時		今回工認				
		原子炉建屋	原子炉建屋	コントロール建屋	緊急時対策所	タービン建屋	廃棄物処理建屋	
地震応答解析	剛性及び復元力特性	間仕切壁を考慮せず	間仕切壁のうち補助壁のせん断剛性を考慮	同左	同左	同左	同左	
設計用地震力	設計用地震力の設定	基準地震動 $S_1$ による動的地震力及び静的地震力より設定 (間仕切壁は地震荷重を負担しない) (基準地震動 $S_2$ による動的地震力は設計用地震力を下回る)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>S_d</math> 地震時 (静的地震力は既工認時と同じ)</li> <li>(既工認時の設計用地震力を下回る)</li> <li>• <math>S_s</math> 地震時</li> </ul>	$S_s$ 地震時	$S_s$ 地震時	$S_s$ 地震時	$S_s$ 地震時	
耐震評価	地震応答解析による評価	耐震壁のせん断ひずみが、 $2.0 \times 10^{-3}$ 以下になることを確認	耐震壁及び補助壁のせん断ひずみが、 $2 \times 10^{-3}$ 以下になることを確認	同左	同左	同左	同左	
	応力解析による評価	評価部位	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RCCV</li> <li>• 基礎スラブ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RCCV</li> <li>• 基礎スラブ</li> </ul>	基礎スラブ	基礎スラブ	基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 復水貯蔵槽</li> <li>• 基礎スラブ</li> </ul>
		モデル化	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RCCV 補助壁をモデル化せず</li> <li>• 基礎スラブ 補助壁をモデル化せず</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RCCV 補助壁をモデル化せず</li> <li>• 基礎スラブ 補助壁をモデル化せず</li> </ul>	補助壁をモデル化せず	補助壁をモデル化せず	補助壁を含む上部構造を 3 次元 FEM でモデル化	補助壁を含む上部構造を 3 次元 FEM でモデル化
	地震荷重	すべて耐震壁及び RCCV で負担	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RCCV 補助壁の負担分を考慮 (せん断断面積比より算定)</li> <li>• 基礎スラブ すべて耐震壁及び RCCV で負担</li> </ul>	すべて耐震壁で負担	すべて耐震壁で負担	補助壁の負担分を考慮 (モデル化要素で分担)	補助壁の負担分を考慮 (モデル化要素で分担)	