

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6号機 設計及び工事計画審査資料	
資料番号	KK6 補足-026-1 改0
提出年月日	2023年11月15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

1. 設計及び工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及びVI-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。なお、原子炉建屋屋根トラスの解析には、解析コード「f a p p a s e」を用いる。

別紙 1 応力解析における既工認と今回設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設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 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設工認の  
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設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。

なお、比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類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。

## 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、今回設工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

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	今回設工認	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		・ S D	・ f a p p a s 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, 柱及びはり ・ トラス要素: トラスの斜材及び束材 ・ 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, 柱並びにはり ・ トラス要素: 主トラス及びつなぎばりの斜材・束材 並びに上下弦面水平ブレース ・ シェル要素: 耐震壁及び下屋スラブ	—
	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 ・ トラスの斜材及び束材はピン接合	・ 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及び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, 上下弦面水平ブレース並びにサブビームはピン接合	—
	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斜材・束材並びに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 $(V L = D L + P L + E L + 0.75 L L)$ D L : 固定荷重 P L : 配管荷重 E L : 機器荷重 L L : 積載荷重 S N L : 積雪荷重 C L : クレーン荷重 S <sub>1</sub> : 地震荷重 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 <sup>*2</sup> : 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	今回設工認	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。なお、東京湾平均海面を、以下「T.M.S.L.」という。

\*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する。
- 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する。
- 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）に基づき再計算する。
- 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）に基づき設定する。
- ⑤ 今回設工認について、コンクリートのヤング係数は実強度を採用する。
- 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）に基づき評価する。
- 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）を参考に評価する。



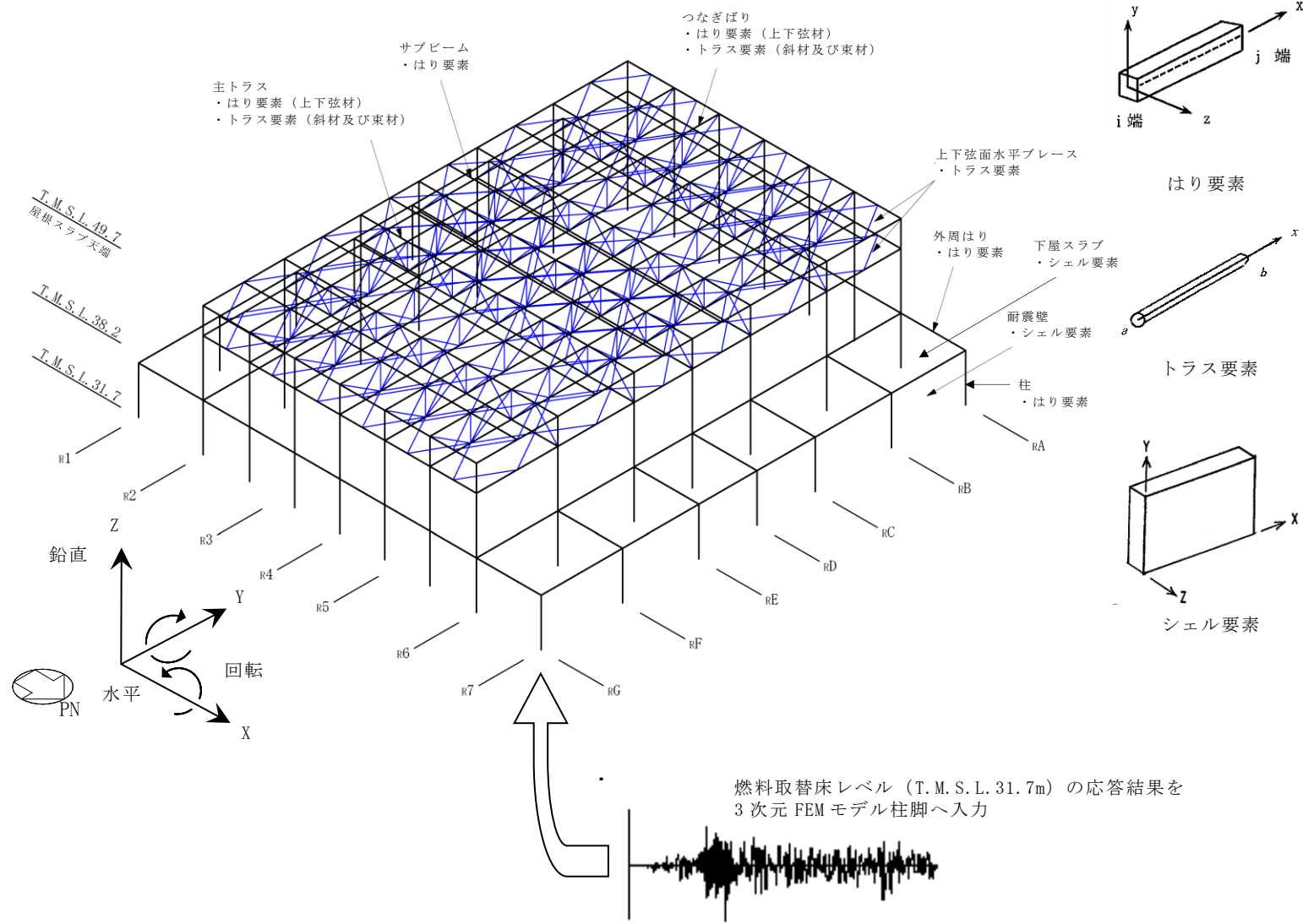


図 2-1 応力解析モデル図 (単位 : m)

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) 並びに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、VI-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～2020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、7.12Hz（NS方向）、8.69Hz（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方向及び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、5.12Hz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次モード及び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及び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。

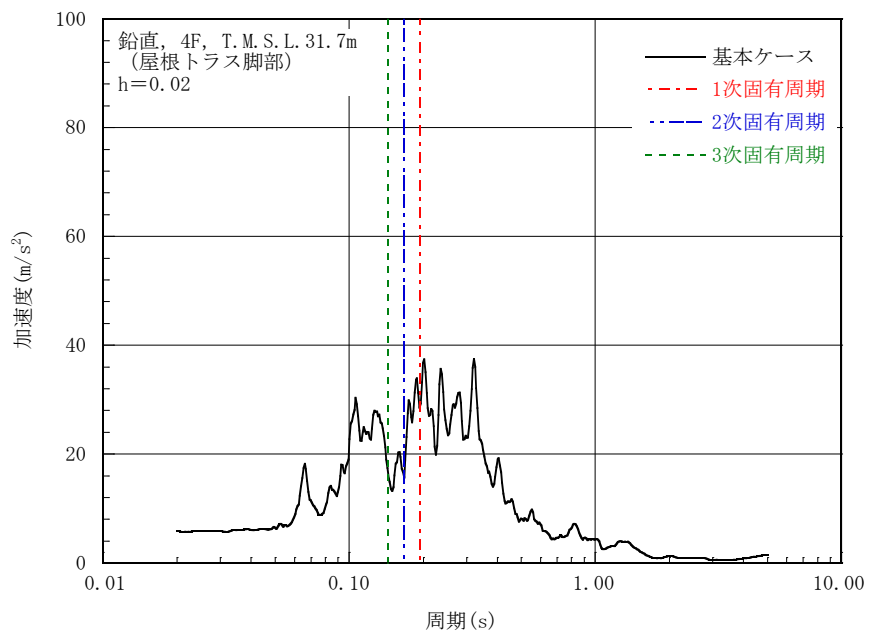
また、屋根トラスの各方向の固有周期及び入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図2-1～図2-3に示す。水平方向及び鉛直方向の屋根トラスの1次固有周期に着目すると、水平方向の加速度よりも鉛直方向の加速度が大きいことが確認できる。

以上のことから、屋根トラスの鉛直方向の1次モードは、刺激係数及び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(5.12Hz)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\*：VI-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

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	鉛直方向	X方向	Y方向	鉛直方向	
1	5.12	0.195	-0.002	-0.005	1.646	0.000	0.000	0.067	鉛直方向1次
2	5.99	0.167	-0.006	-0.093	-0.083	0.000	0.000	0.000	鉛直方向2次
3	6.98	0.143	-0.030	-0.003	-0.442	0.000	0.000	0.004	鉛直方向3次
4	7.12	0.140	1.263	-0.002	-0.003	0.266	0.000	0.000	NS方向1次
5	8.01	0.125	-0.005	-0.765	-0.057	0.000	0.012	0.000	—
6	8.69	0.115	-0.002	-1.677	0.006	0.000	0.359	0.000	EW方向1次



注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

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）

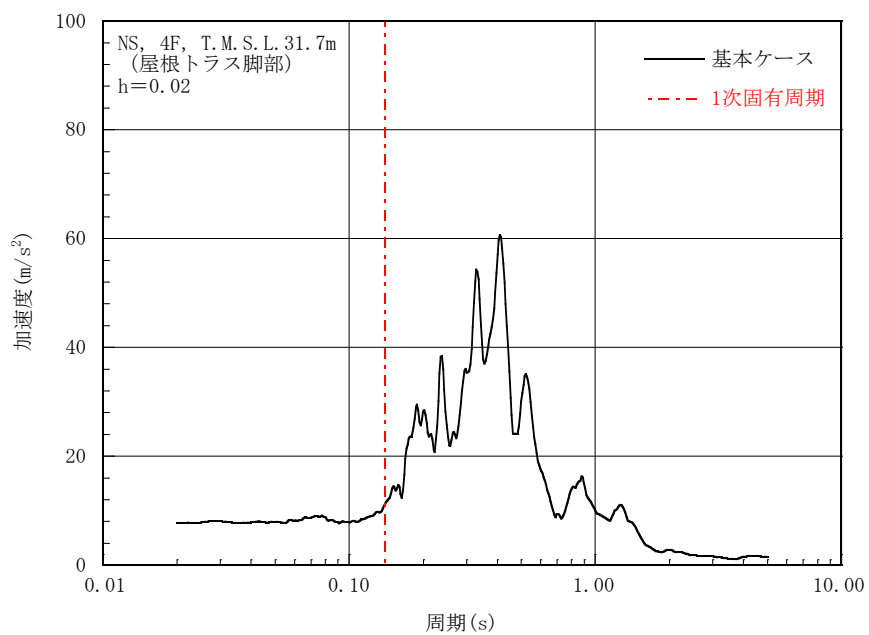


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

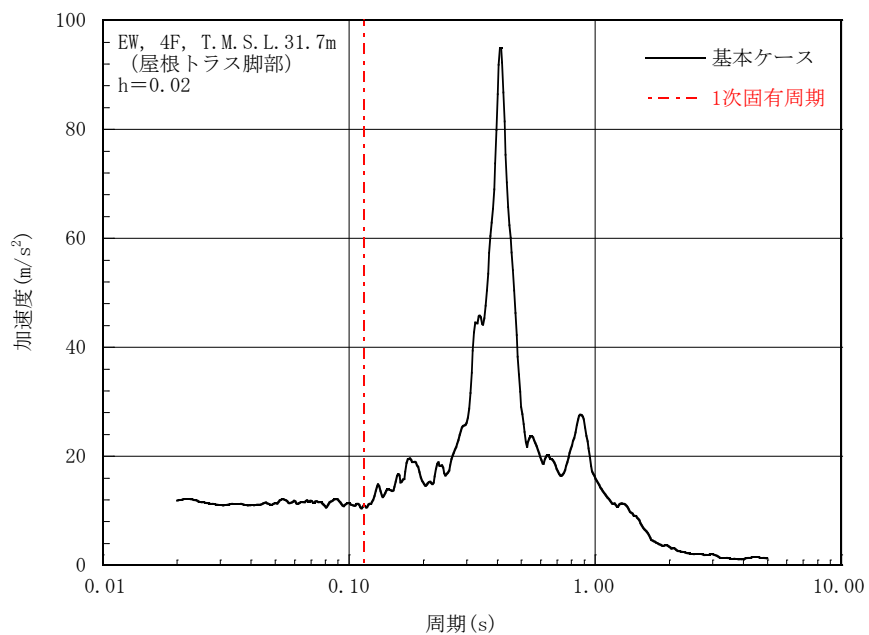


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

### 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、VI-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、壁及び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、VI-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（並進及び回転）と鉛直方向の同時入力とする。

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。



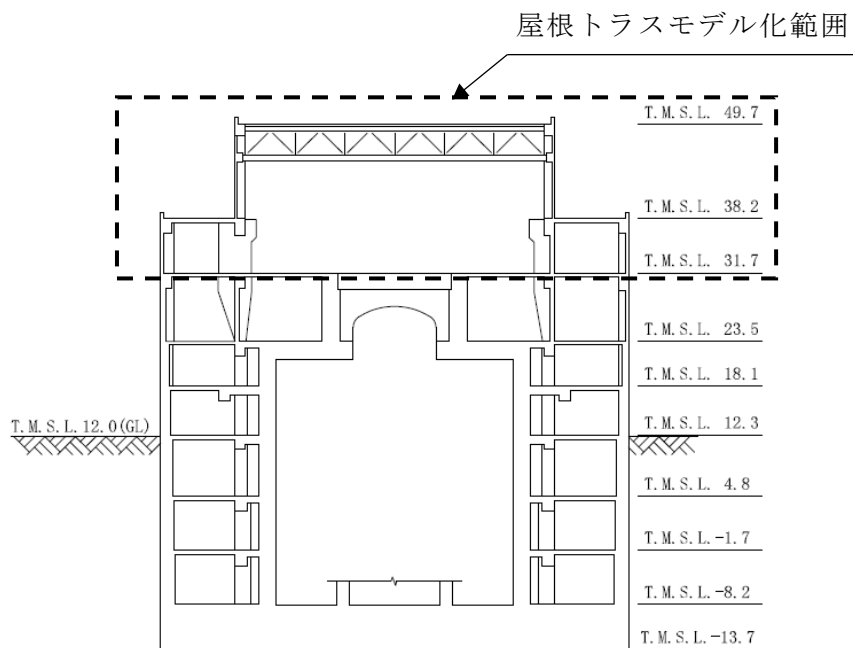
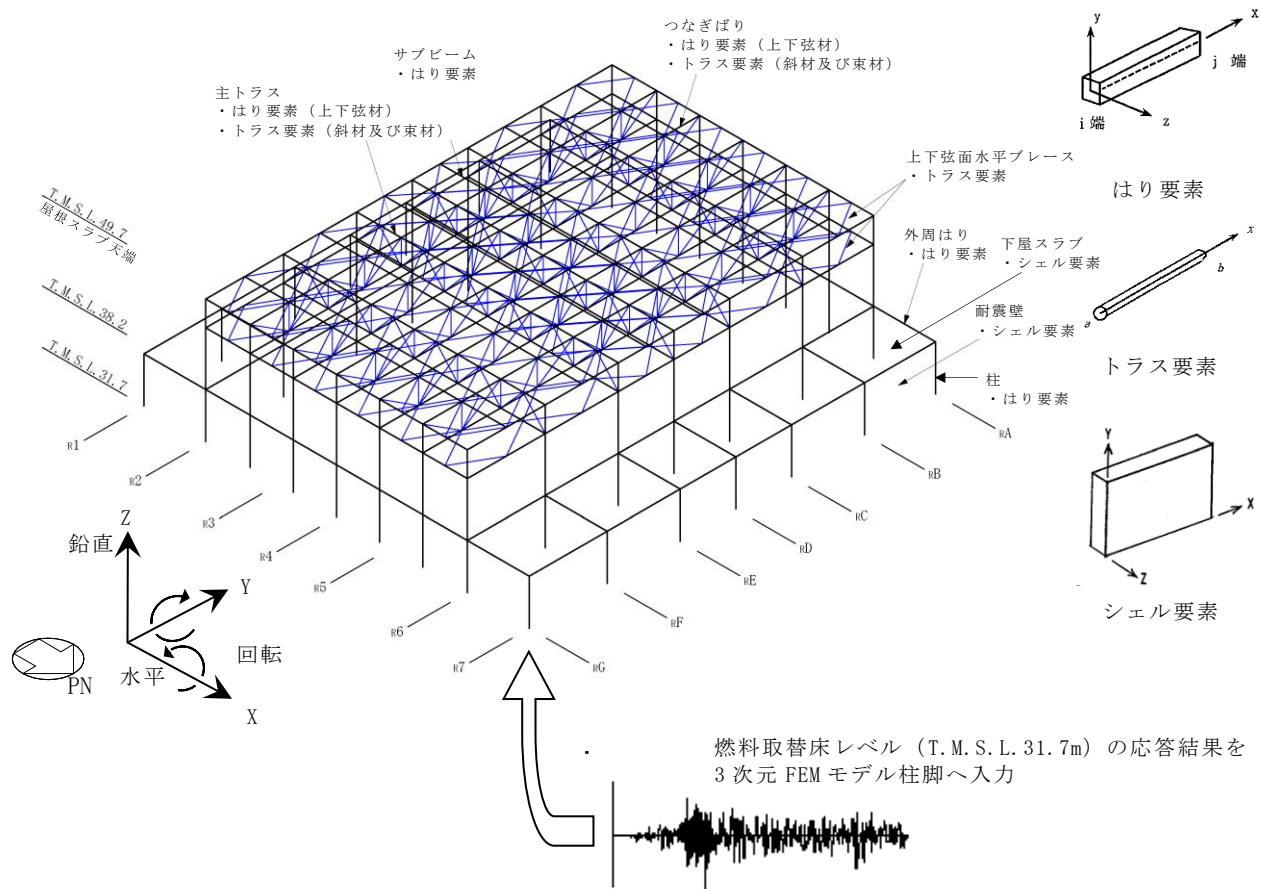


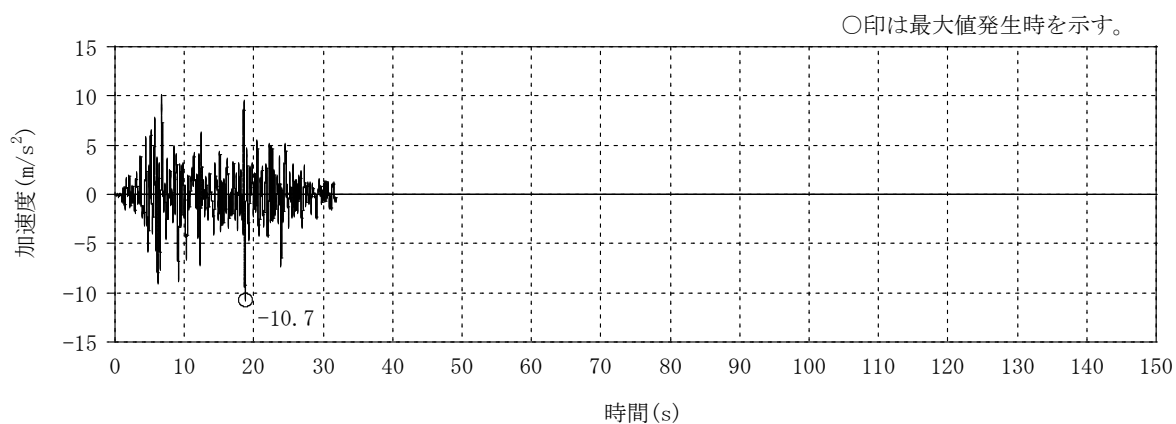
図 3-1 解析モデルの概要 (単位 : m)

表 3-1 部材リスト

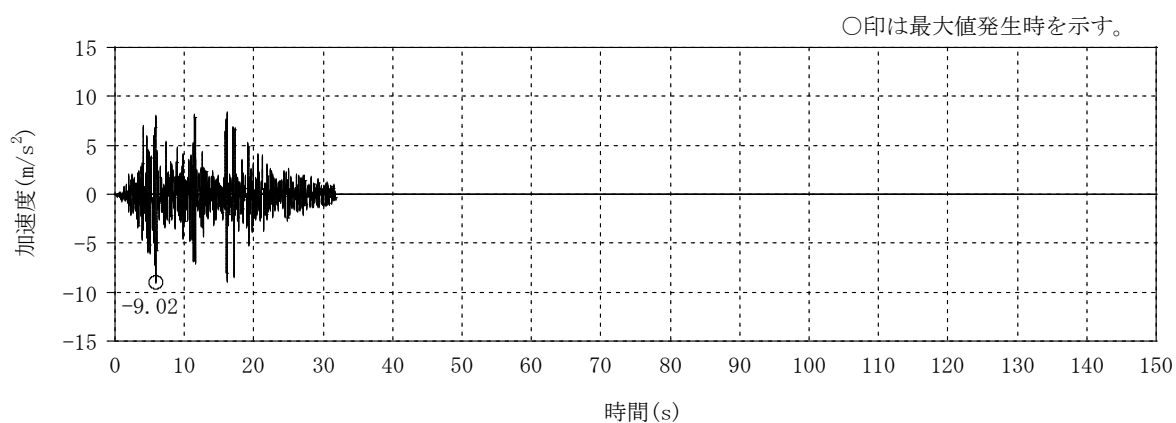
部位		使用部材	材質	断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )
主トラス	上弦材	H-428 $\times$ 407 $\times$ 20 $\times$ 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 $\times$ 408 $\times$ 21 $\times$ 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 $\times$ 400 $\times$ 13 $\times$ 21 H-350 $\times$ 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-120 $\times$ 120 $\times$ 8 2Ls-130 $\times$ 130 $\times$ 9	SS41 (SS400相当)	34.00 37.52 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

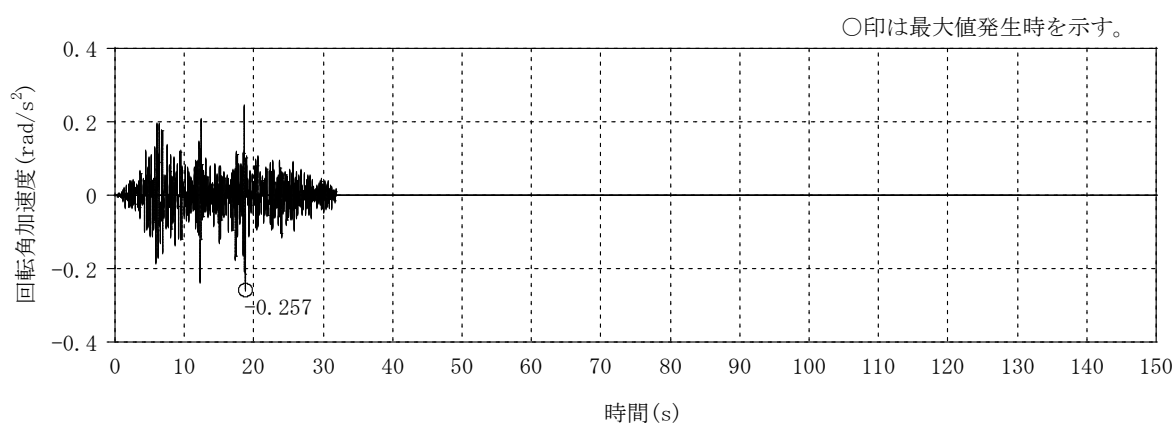
入力地震動は、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の NS 方向及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお、地震応答解析結果は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる Ss-1 の基本ケースにおける結果とする。図 3-2 に燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(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(5.12Hz)及び主トラス方向であるNS方向の1次固有振動数(7.12Hz)に対し、鋼材の減衰定数(2%)となるように設定する。減衰の設定方法を図3-3に示す。

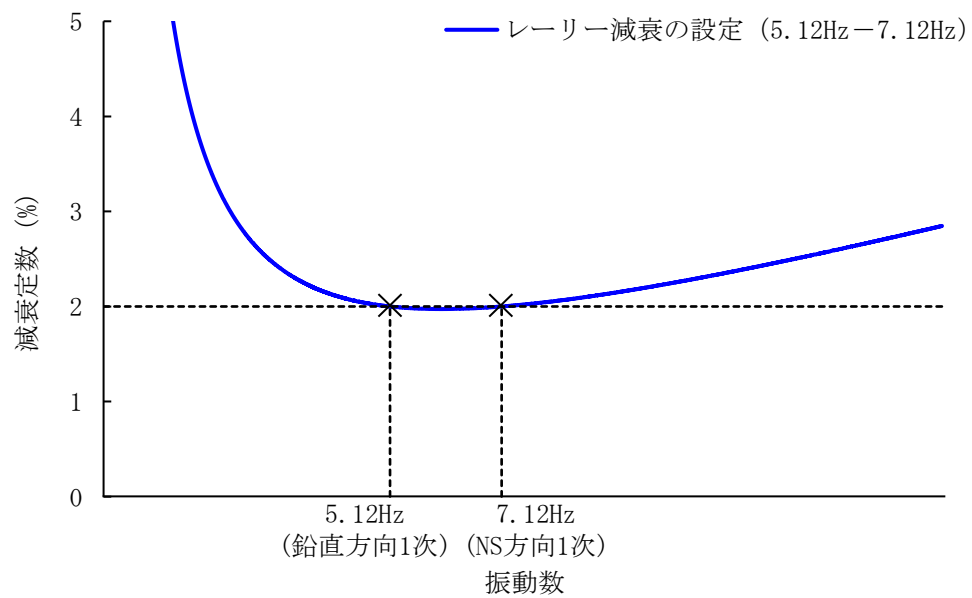


図3-3 減衰の設定方法

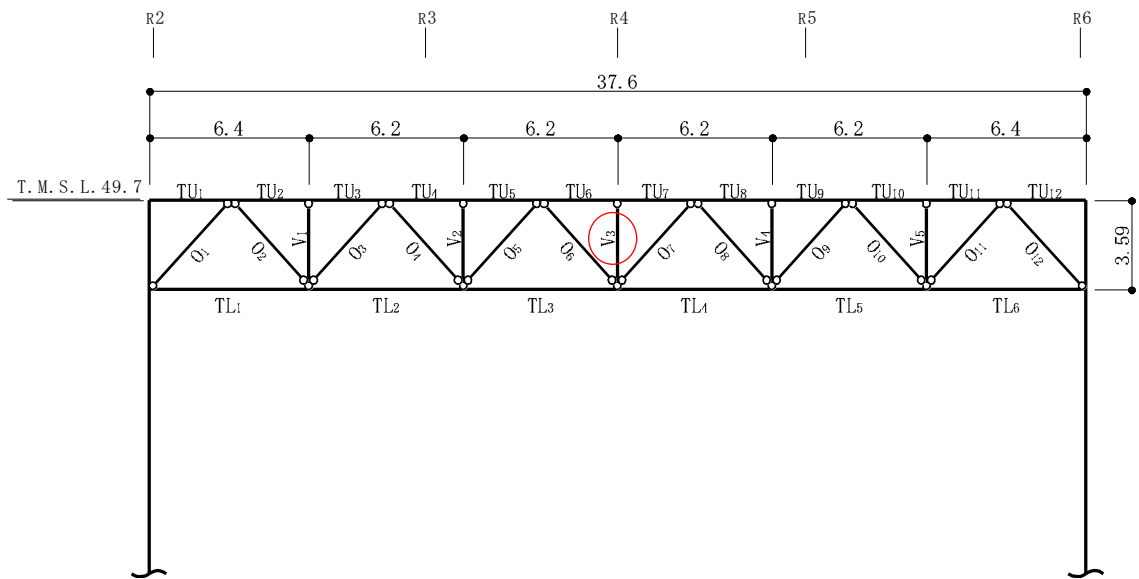
### 3.4 評価結果

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、VI-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

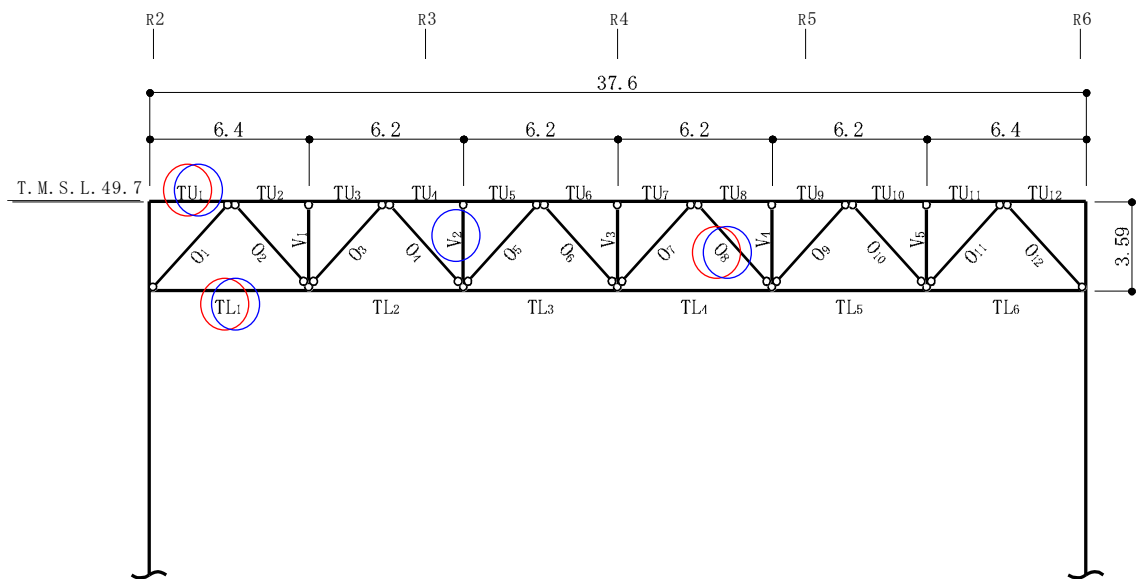
評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図3-4～図3-6に示す。また，断面算定結果を表3-2～表3-4に示す。

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。

(a) 主トラス：<sub>R</sub>D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：<sub>R</sub>E通り

図 3-4 評価対象箇所 (主トラス) (単位：m)

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		$r_E$ 通り $TU_1$		$r_E$ 通り $TU_1$	
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)		3710	1820	3820	1830
M (kN・m)		630	630	656	656
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	136	—	140	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	50.5	—	50.8
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	114	114	118	118
	$f_t$ (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
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.71 (<1.0)	—	0.73 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.47 (<1.0)	—	0.48 (<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		$r_E$ 通り $TL_1$		$r_E$ 通り $TL_1$	
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)		1810	3380	1930	3450
M (kN・m)		313	313	323	323
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	94.5	—	101	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	135	—	138
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	88.5	88.5	91.3	91.3
	$f_t$ (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
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.52 (<1.0)	—	0.54 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.68 (<1.0)	—	0.70 (<1.0)

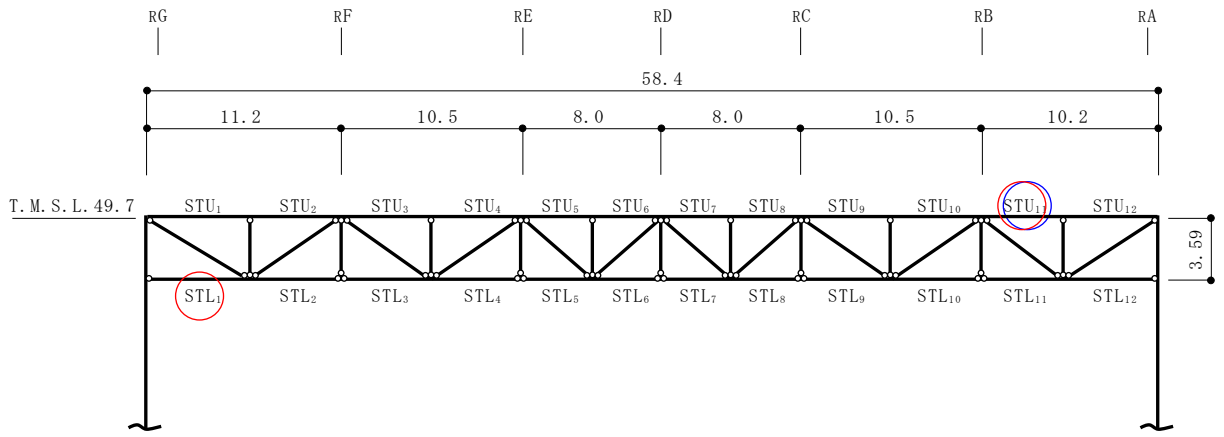


表 3-2 断面算定結果（主トラス）（3/4）

部材		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		$rE$ 通り $O_8$		$rE$ 通り $O_8$	
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)		854	1600	932	1670
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	131	—	143	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	196	—	204
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	316	—	316
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.37 (<1.0)	—	0.41 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.63 (<1.0)	—	0.65 (<1.0)

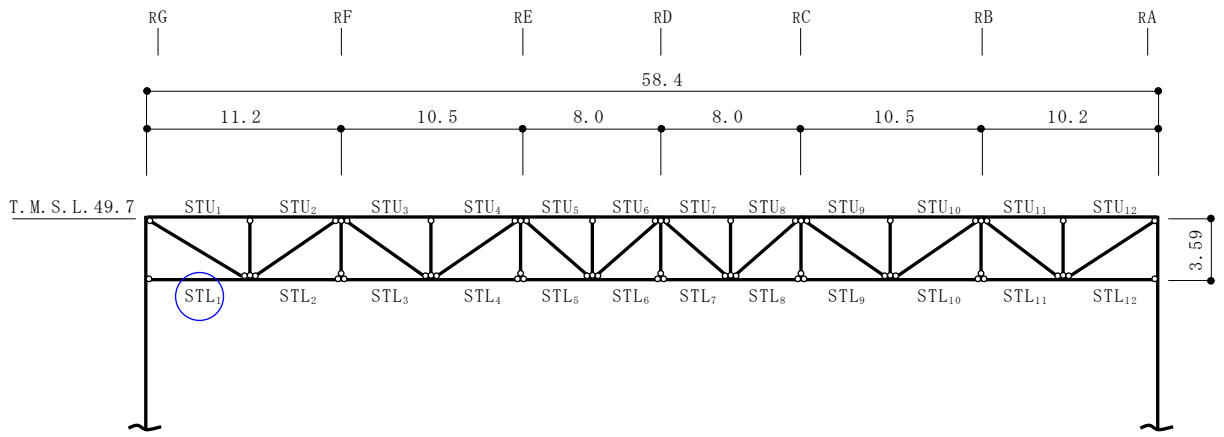
表 3-2 断面算定結果（主トラス）（4/4）

部材		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		$rD$ 通り $V_3$		$rE$ 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)		487	754	357	785
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	70.5	—	51.7	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	97.6	—	102
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	206	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.28 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.48 (<1.0)	—	0.50 (<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。

(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

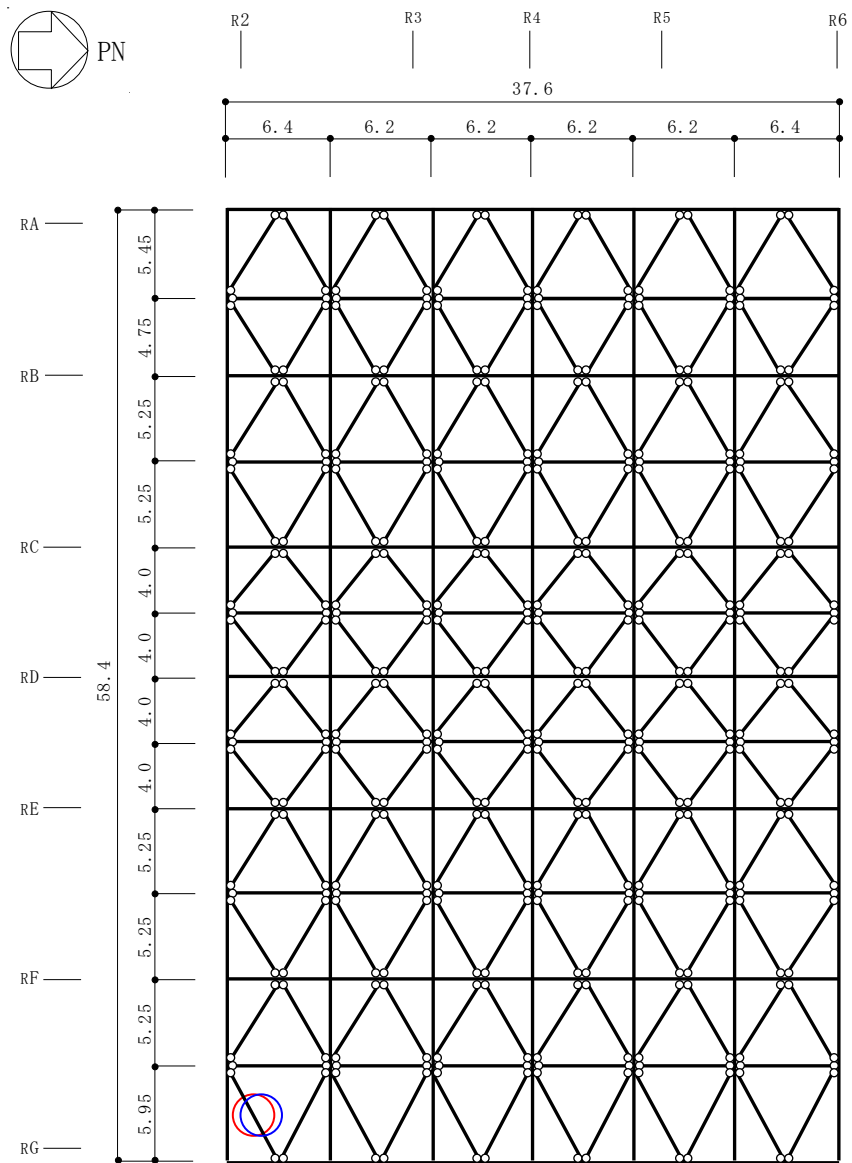
図 3-5 評価対象箇所 (つなぎばり上下弦材) (単位 : m)

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>		R3 通り R4 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)		541	274	553	287
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	29.0	—	29.6	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	14.7	—	15.4
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	256	—	256
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.12 (<1.0)	—	0.12 (<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		R3 通り R4 通り間 STL <sub>1</sub>		R4 通り STL <sub>1</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)		177	379	195	377
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	28.0	—	30.8	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	59.7	—	59.3
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	96.0	—	96.0
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—	0.12 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.63 (<1.0)	—	0.62 (<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 3-6 評価対象箇所（上弦面水平ブレース）（単位：m）

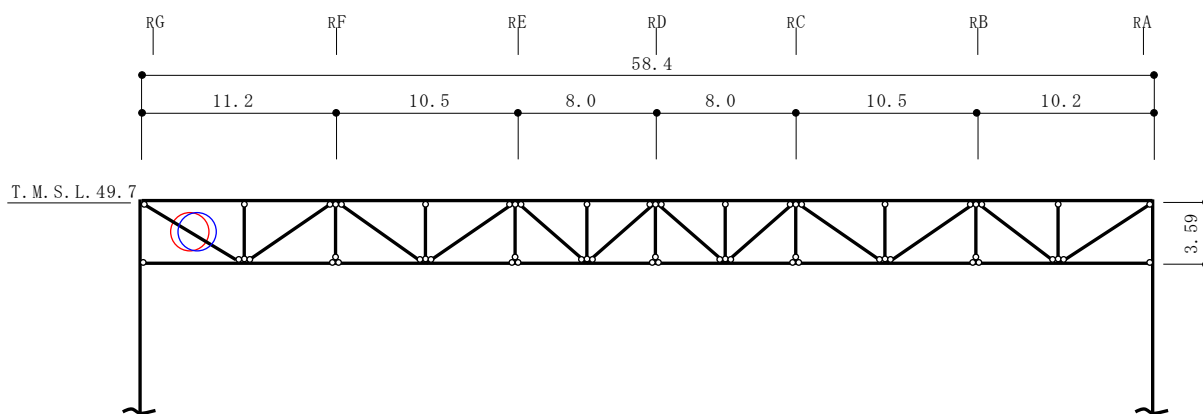
表 3-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

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 3-6 参照		図 3-6 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)		1320	1730	1380	1730
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	49.5	—	51.7	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	64.8	—	64.8
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	177	—	177
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.20 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.37 (<1.0)	—	0.37 (<1.0)

### 3.4.2 つなぎばり（斜材及び束材）並びに下弦面水平ブレース

つなぎばり（斜材及び束材）並びに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3-7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）並びに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3-7 評価対象箇所（つなぎばり斜材：R4通り）（単位：m）

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-120×120×8) SS41 (SS400相当)	斜材	1.80	25.7	309	704000	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「4. 引用文献」に示す引用文献(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-120×120×8) SS41 (SS400相当)	斜材	2.09	33.2	327	153000	0.003

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「4. 引用文献」に示す引用文献(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の考え方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，部材長さに合わせて分割する。

- ・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の応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件(1/2)

モデル化概要

○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。

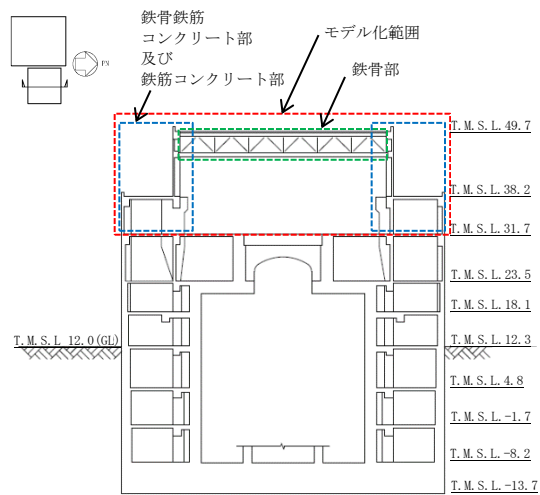
○使用要素

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

○要素分割

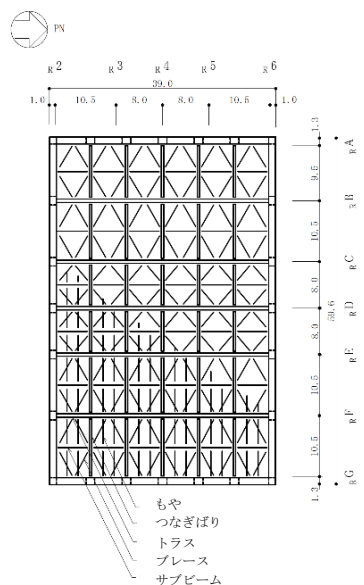
・評価対象である鉄骨部の部材長さに合わせて分割する。

別紙 2-3



注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

概略断面図 (NS 方向)



概略平面図 (T. M. S. L. 49.7m)

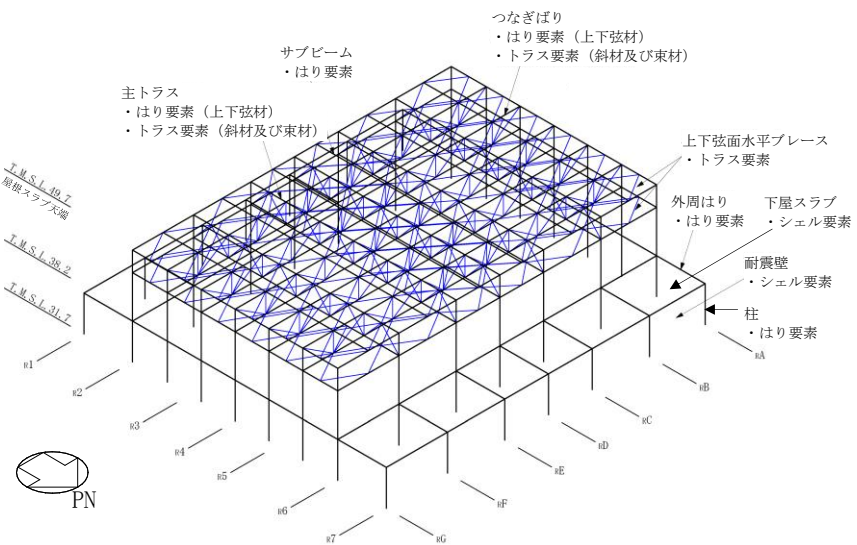


図 2 3次元 FEM モデル (単位：m)

図 1 モデル化範囲 (単位：m)

表 2-1 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(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、鉛直及び回転：回転中心はモデル中心）を入力する。

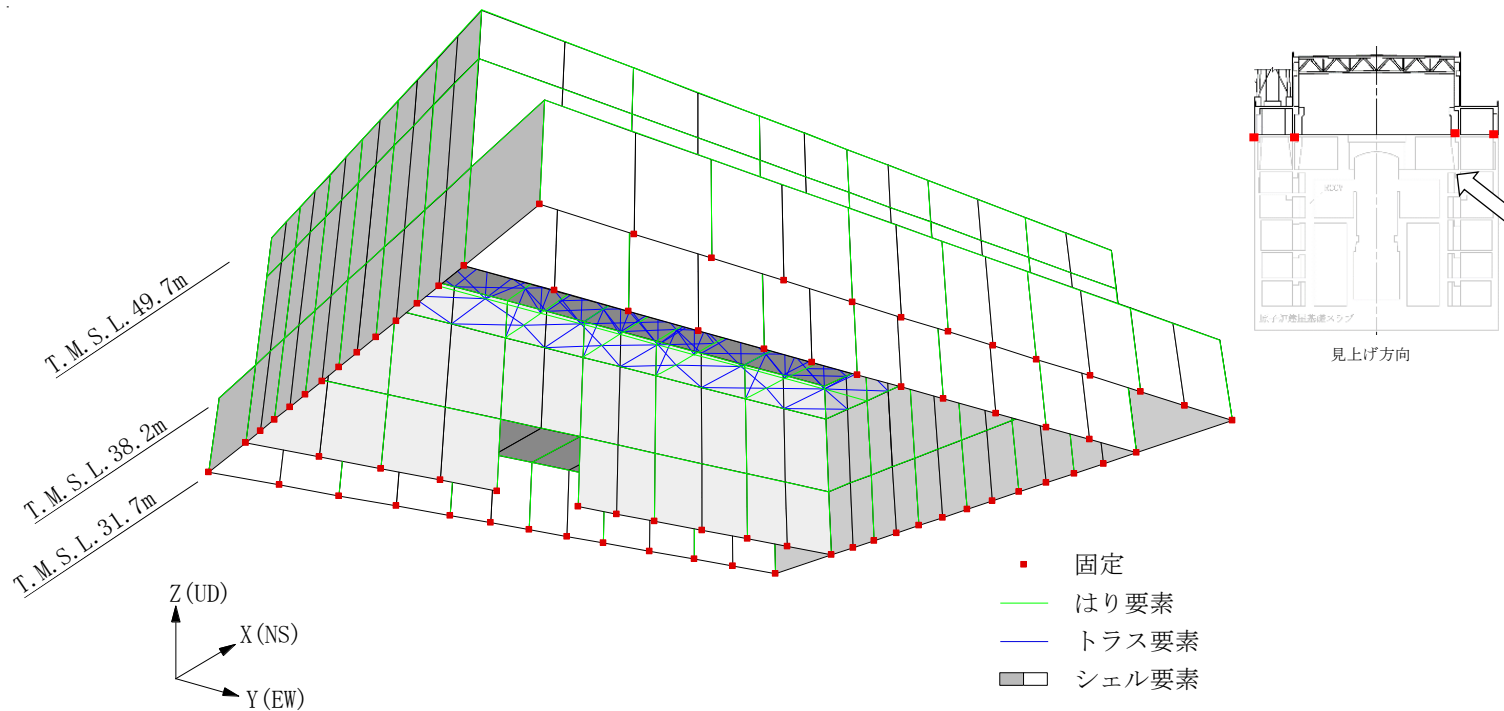


図 3 境界条件（下方からの見上げ図）

### 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. 断面の評価部位の選定 .....	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. 断面の評価部位の選定

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、選定した。

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 2-10 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-11 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

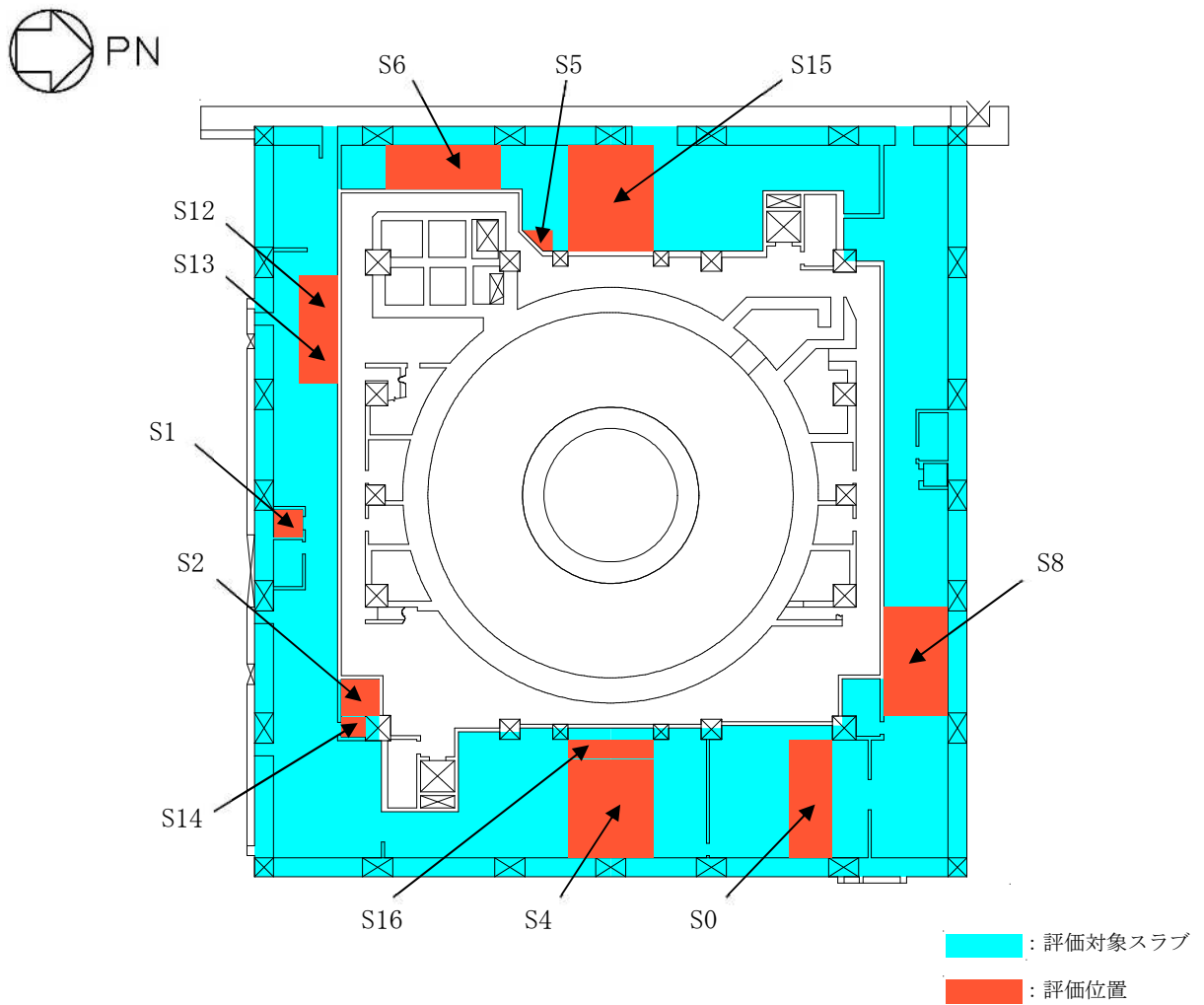


図 2-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(B1F, T. M. S. L. 4. 8m)

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@200	D22@200
S1	250	D16@200	D16@200
S2	300	D16@200	D16@200
S4	500	D19@200	D19@200
S5	600	D19@200	D19@200
S6	700	D22@200	D22@200
S8	800	D22@200	D22@200
S12	1200	D29@200	D29@200
S13	1500	D29@200	D29@200
S14	1800	D22@200	D22@200
S15	1100	D29@200	D29@200
S16	1100	D19@200	D19@200

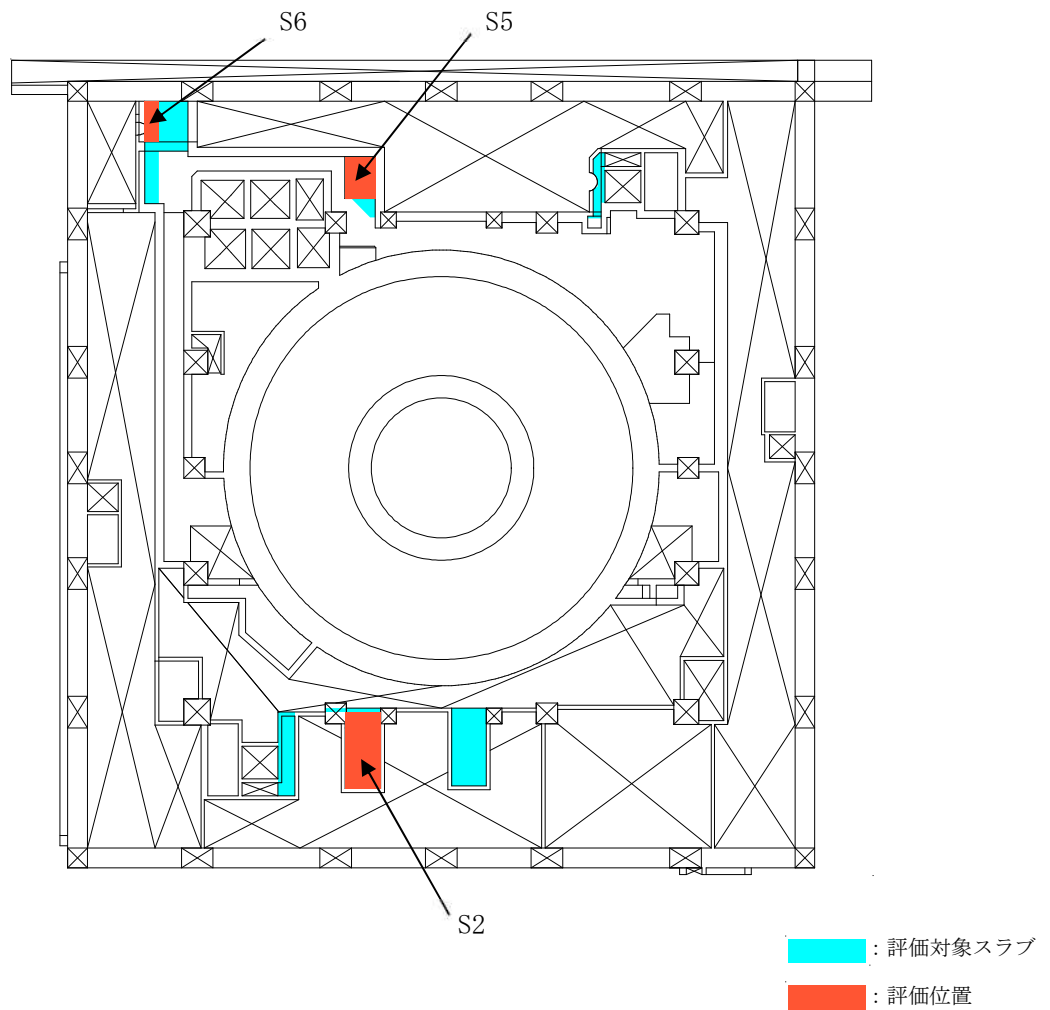


図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(T. M. S. L. 8. 5m)

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
S2	300	D16@200	D16@200
S5	600	D19@200	D19@200
S6	700	D22@200	D22@200

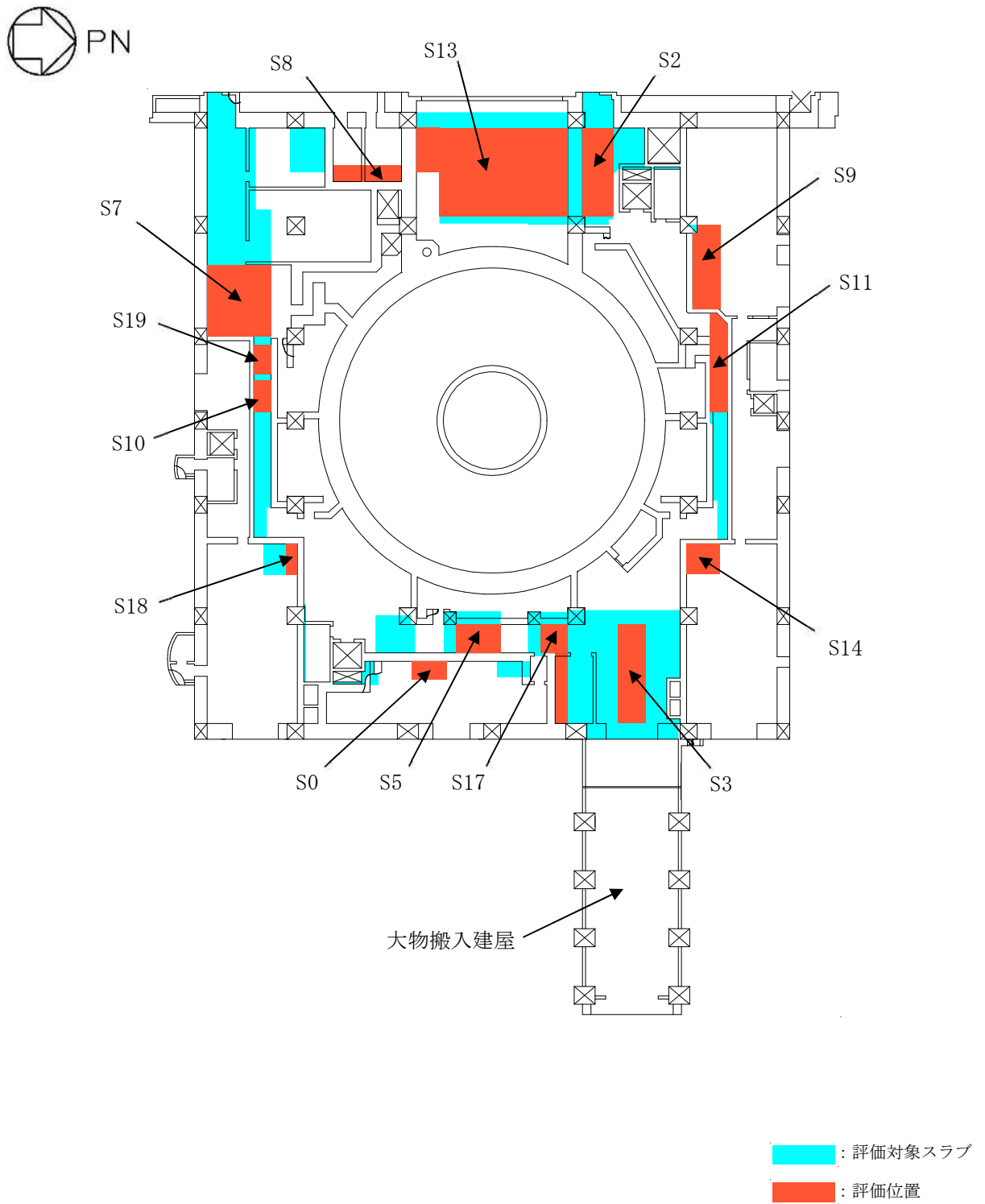


図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(1F, T. M. S. L. 12. 3m)

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@200	D22@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	600	D19@200	D19@200
S5	600	D29@200	D29@200
S7	700	D22@200	D22@200
S8	800	D22@200	D22@200
S9	900	D32@200	D32@200
S10	1000	D25@200	D25@200
S11	1200	D25@200	D25@200
S13	1500	D29@200	D29@200
S14	2000	D32@200	D32@200
S17	500	D29@200	D29@200
S18	500	D32@200	D32@200
S19	700	D25@200	D25@200

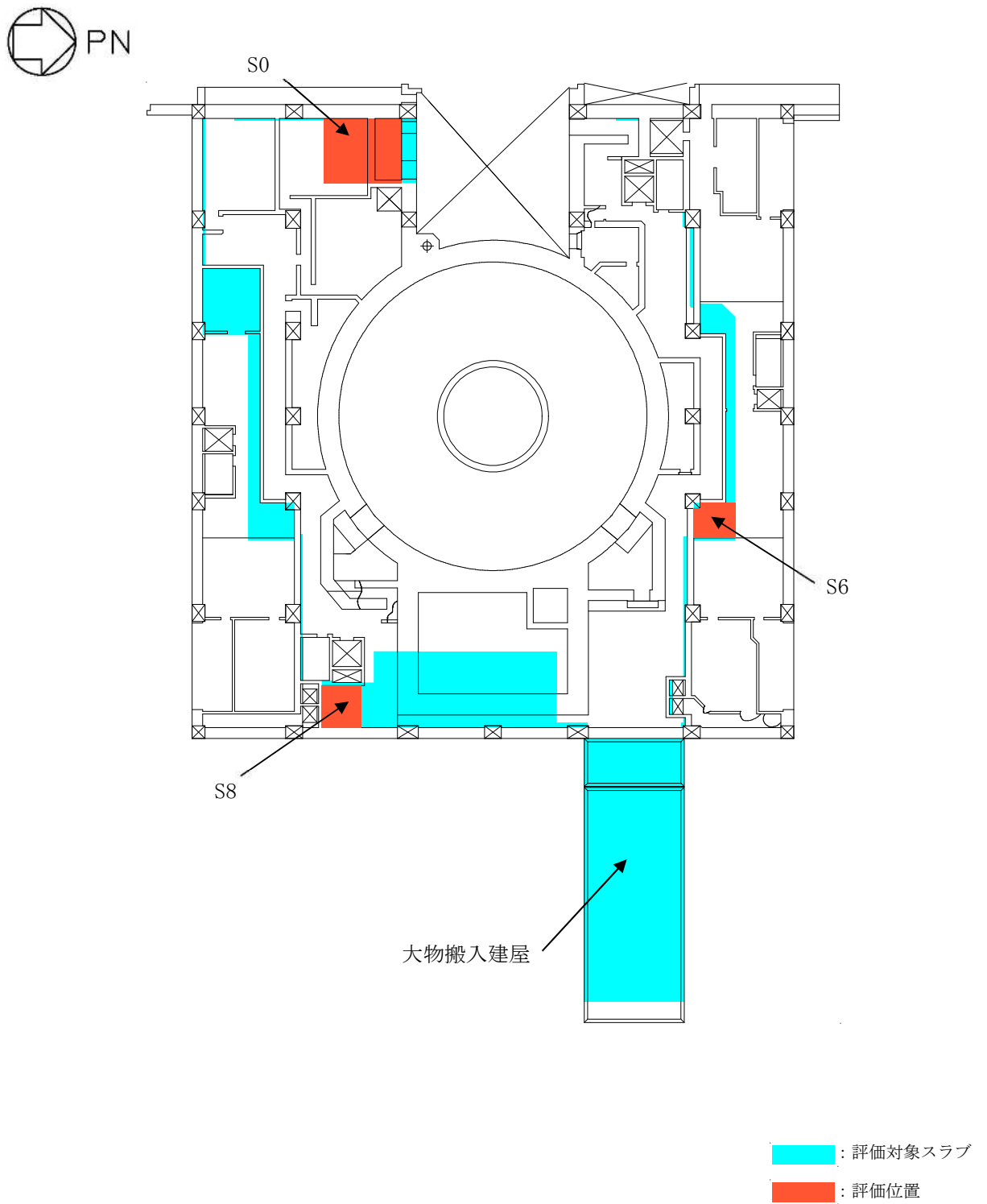


図 2-4 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(2F, T. M. S. L. 18. 1m)

表 2-5 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@200	D22@200
S6	500	D22@200	D22@200
S8	600	D22@200	D22@200

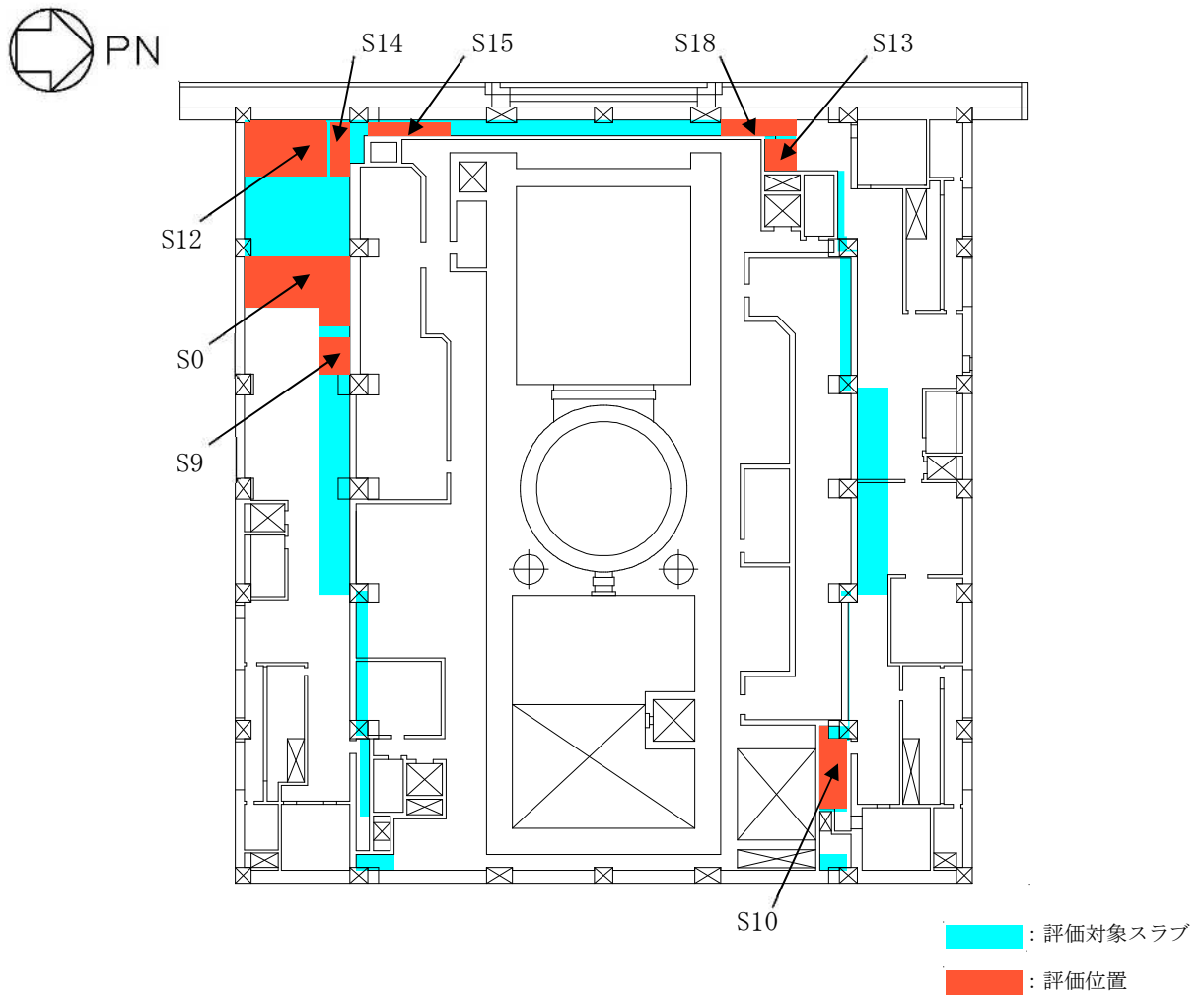


図 2-5 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(3F, T. M. S. L. 23. 5m)

表 2-6 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@200	D22@200
S9	500	D22@200	D22@200
S10	500	D25@200	D25@200
S12	600	D22@200	D22@200
S13	600	D25@200	D25@200
S14	700	D22@200	D22@200
S15	700	D25@200	D25@200
S18	900	D25@200	D25@200



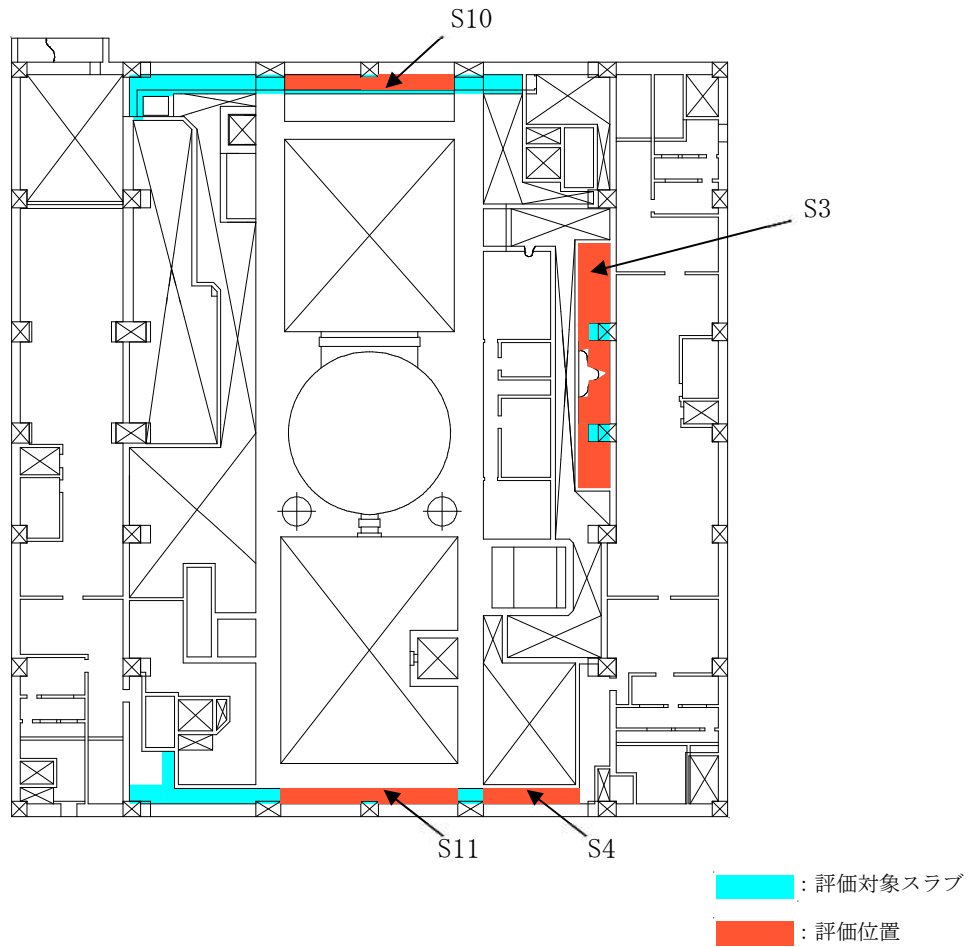


図 2-6 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置  
(M3F, T. M. S. L. 27. 2m)

表 2-7 スラブ厚及び配筋一覧 (M3F, T. M. S. L. 27. 2m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S3	300	D16@200	D16@200
S4	300	D19@200	D19@200
S10	500	D25@200	D25@200
S11	500	D29@200	D29@200

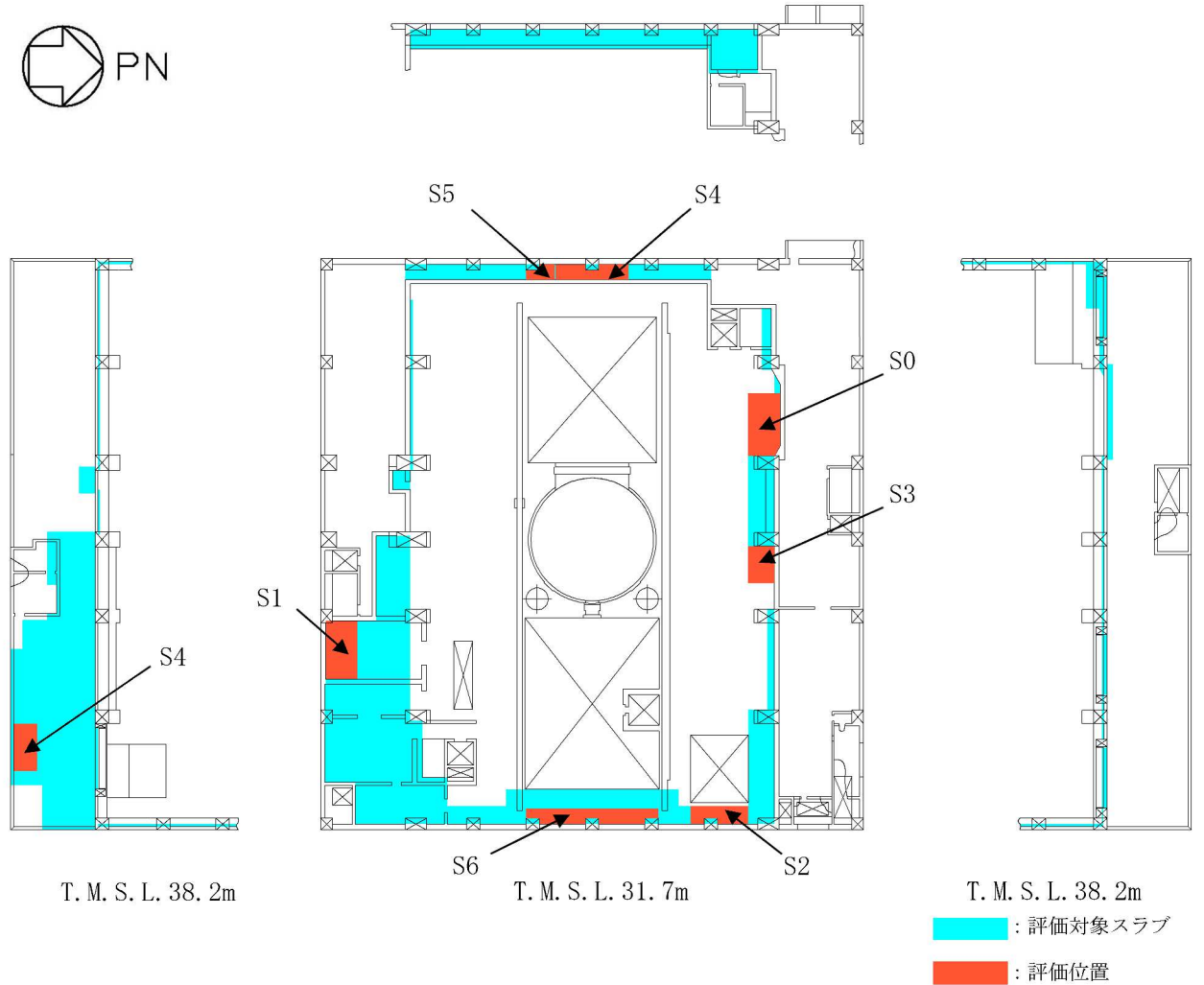


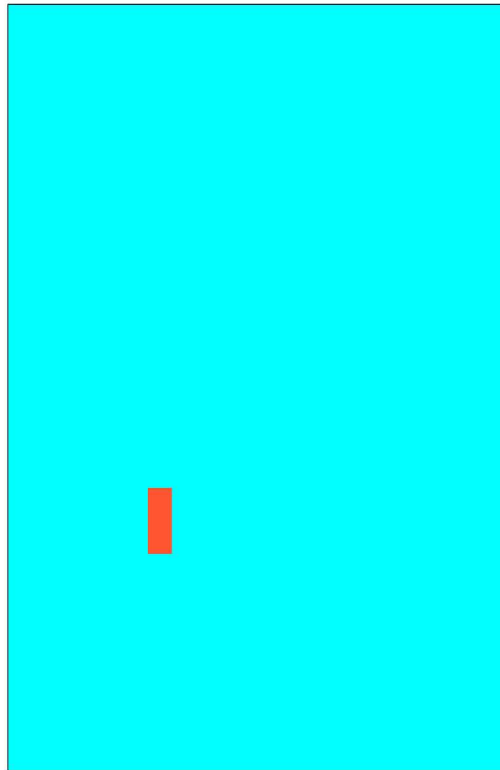
図 2-7 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置（4F，T.M.S.L. 31.7m 及び CRF，T.M.S.L. 38.2m）

表 2-8 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
S0	500	D25@200	D25@200
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D22@200	D22@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	500	D29@200	D29@200
S5	700	D29@200	D29@200
S6	2000	D29@200	D29@200

表 2-9 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
S4	□	D19@200	D19@200



: 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 2-10 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@100	D13@100

表 2-11 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. 40	0. 21
S1	0. 40	0. 26
S2	0. 24	0. 14
S4	0. 87	0. 34
S5	0. 18	0. 09
S6	0. 50	0. 20
S8	0. 78	0. 21
S12	0. 10	0. 08
S13	0. 09	0. 07
S14	0. 04	0. 04
S15	0. 35	0. 15
S16	0. 19	0. 06

(b) T. M. S. L. 8. 5m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S2	0. 37	0. 19
S5	0. 22	0. 09
S6	0. 01	0. 02

(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. 18	0. 11
S2	0. 30	0. 14
S3	0. 20	0. 09
S5	0. 53	0. 34
S7	0. 87	0. 30
S8	0. 40	0. 15
S9	0. 02	0. 04
S10	0. 11	0. 07
S11	0. 08	0. 06
S13	0. 63	0. 21
S14	0. 30	0. 14
S17	0. 10	0. 11
S18	0. 06	0. 09
S19	0. 13	0. 09

表 2-11 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

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

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 45	0. 23
S6	0. 15	0. 10
S8	0. 18	0. 10

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

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	<u>0. 91</u>	<u>0. 46</u>
S9	0. 44	0. 25
S10	0. 37	0. 23
S12	0. 46	0. 21
S13	0. 15	0. 10
S14	0. 02	0. 03
S15	0. 05	0. 06
S18	0. 07	0. 06

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

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S3	0. 47	0. 23
S4	0. 06	0. 07
S10	0. 03	0. 04
S11	0. 03	0. 04

(g) T. M. S. L. 31. 7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 28	0. 23
S1	0. 20	0. 09
S2	0. 19	0. 16
S3	0. 28	0. 23
S4	0. 14	0. 13
S5	0. 12	0. 09
S6	0. 01	0. 02

注記：下線部は曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値を示す。

表 2-11 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

(h) T. M. S. L. 38. 2m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S4	0. 19	0. 09

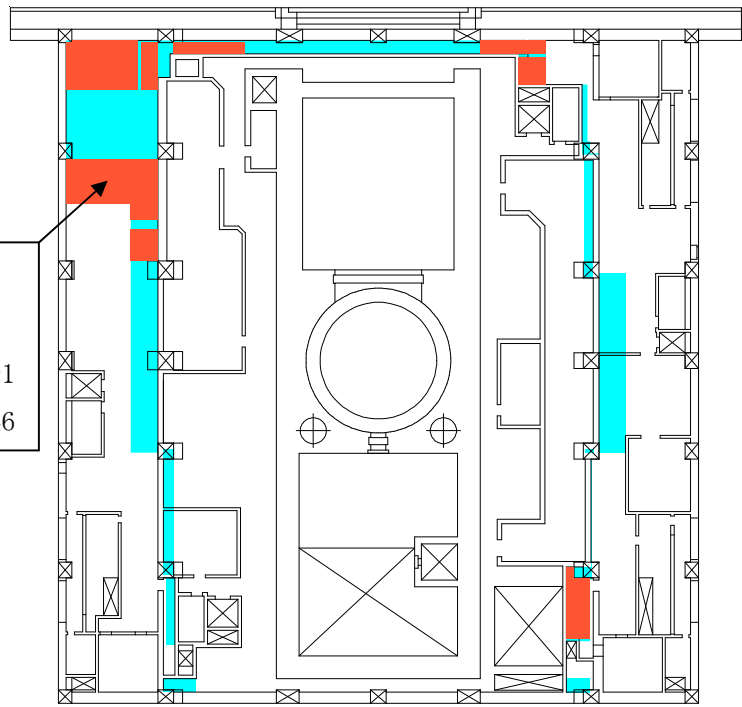
(i) T. M. S. L. 49. 7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
—	<u>0. 52</u>	<u>0. 70</u>

注記：下線部は曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値を示す。



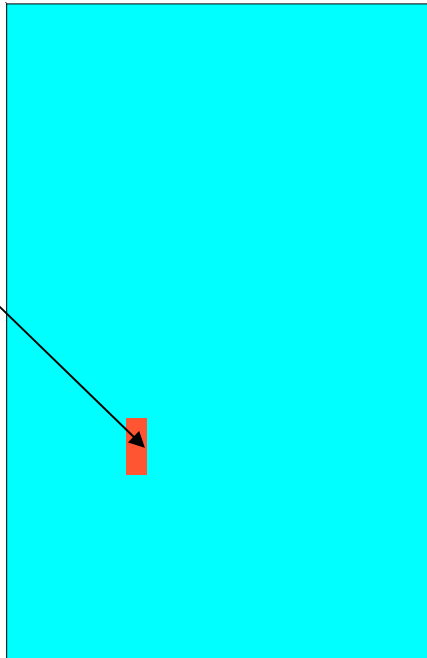
スラブ符号 : S0  
[検定値]  
曲げモーメント : 0.91  
せん断力 : 0.46



(a) 3F, T. M. S. L. 23.5m



屋根スラブ  
[検定値]  
曲げモーメント : 0.52  
せん断力 : 0.70



(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、VI-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。

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \dots\dots\dots (2. 1)$$

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

ここで、 f : 固有振動数(Hz)

ω : 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)

ρ : 密度(N・s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)

h : スラブ厚さ(m)

λ : 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λ

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	2.07 (m)
b	5.25 (m)
b / a	2.54
D	$1.04 \times 10^6$ (N·m)
$\rho$	$4.46 \times 10^3$ (N·s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )
h	
$\lambda$	2.336

#### (b) 床スラブ

a	5.00 (m)
b	7.60 (m)
b / a	1.52
D	$2.71 \times 10^8$ (N·m)
$\rho$	$1.09 \times 10^4$ (N·s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )
h	0.500 (m)
$\lambda$	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	41
床スラブ	34

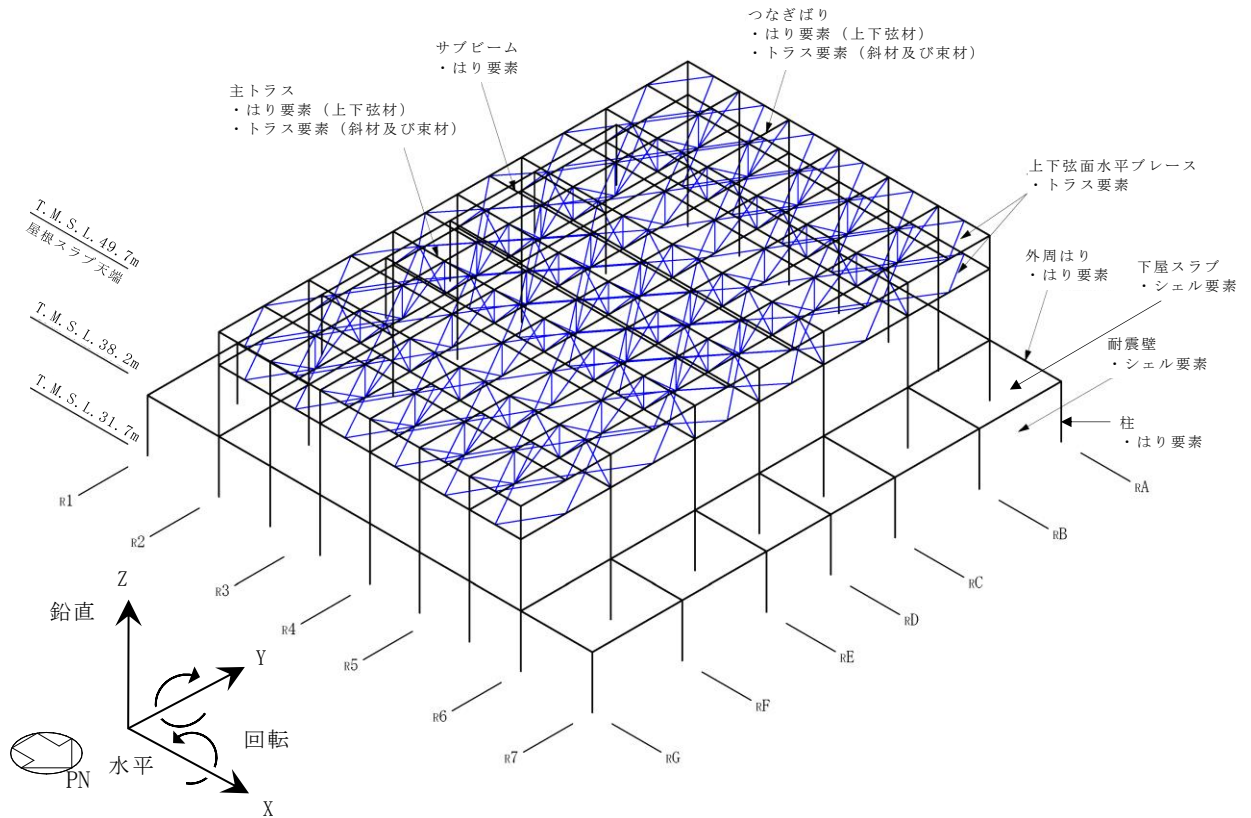
別紙 3-2 屋根スラブ評価における断面評価部位の選定  
及び鉛直震度について

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 3-2-1
2. 最大鉛直震度 .....	別紙 3-2-3
3. まとめ .....	別紙 3-2-6

## 1. 概要

本資料は、VI-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表1-1に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。



注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

図1-1 屋根トラスの解析モデル

表 1-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性	備考
①ケース1 (設工認モデル)	実強度 (43.1N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$ 及び地盤剛性+ $\sigma$ )	実強度+ $\sigma$ (46.0N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤+ $\sigma$ (新期砂層+13%, 古安田層+25%及び 西山層+10%)	—
③ケース3 (建屋剛性- $\sigma$ 及び地盤剛性- $\sigma$ )	実強度- $\sigma$ (40.2N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤- $\sigma$ (新期砂層-13%, 古安田層-25%及び 西山層-10%)	—
④ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	—
⑤ケース5 (建屋剛性-2 $\sigma$ )	実強度-2 $\sigma$ (37.2N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	—
⑥ケース6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm <sup>2</sup> )	50%	標準地盤	—

## 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 5.33 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。

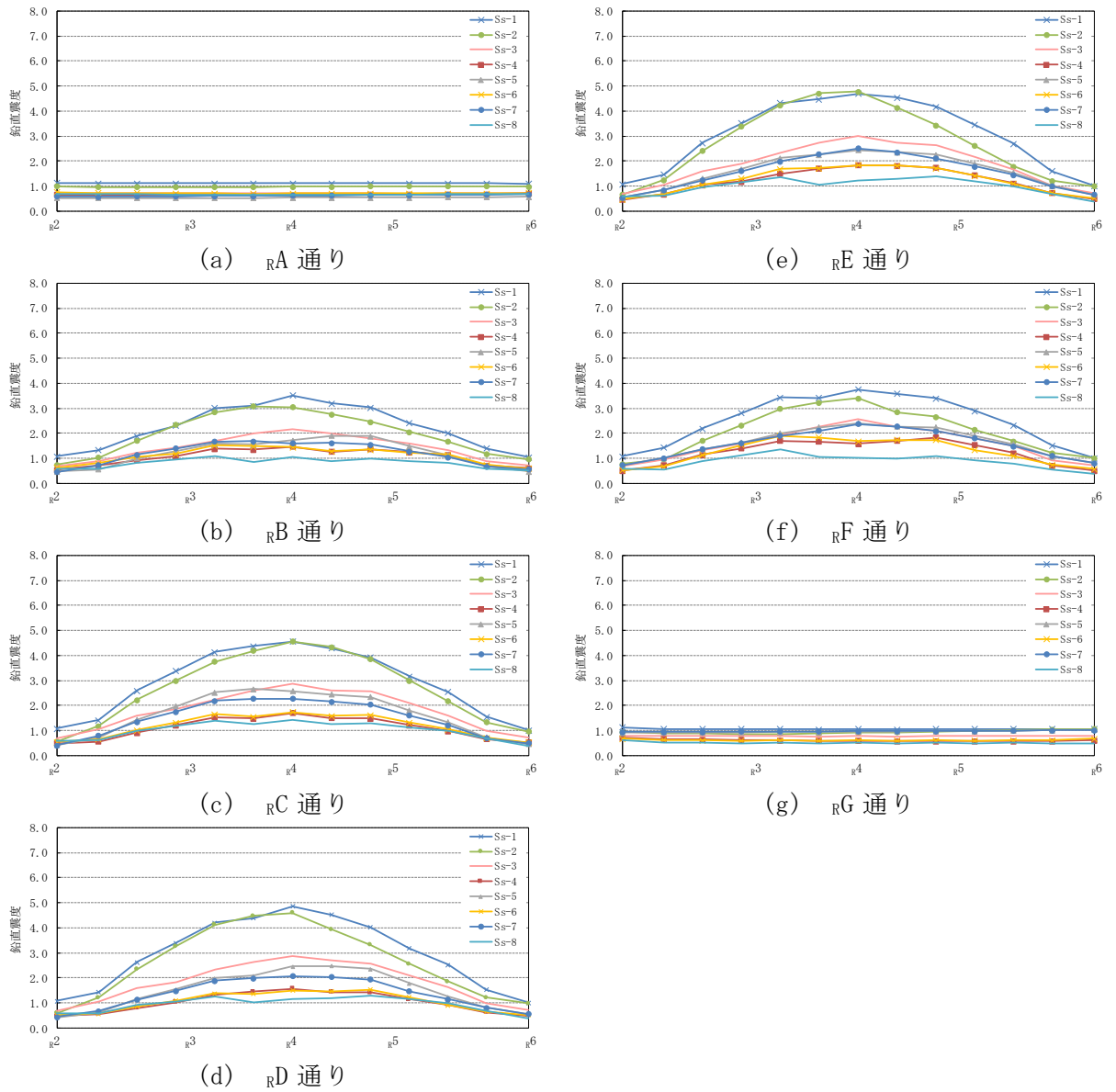
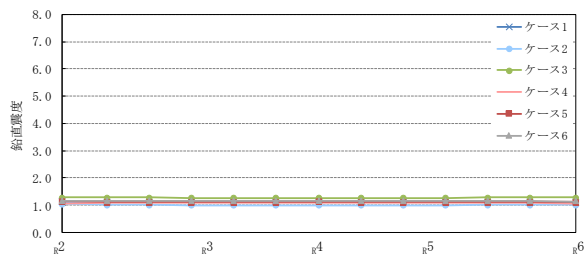
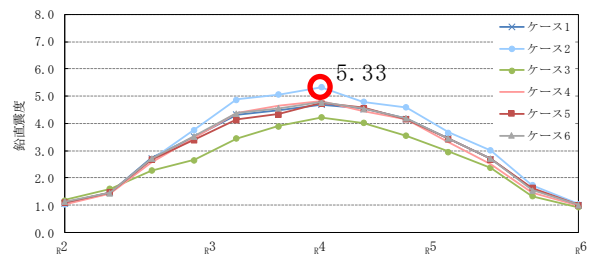


図 2-1 鉛直震度分布 (Ss-1~8, ケース 1)

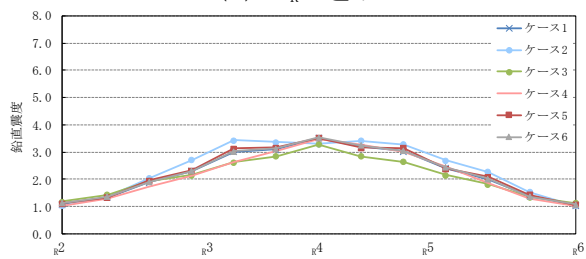




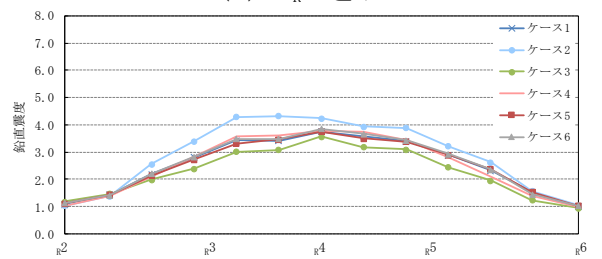
(a) RA 通り



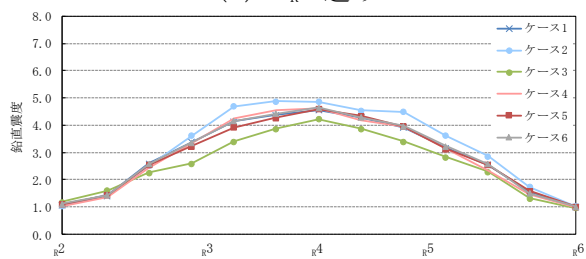
(e) RE 通り



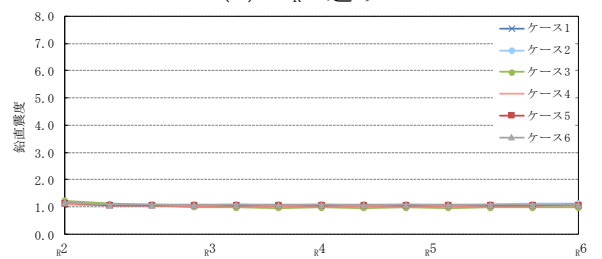
(b) RB 通り



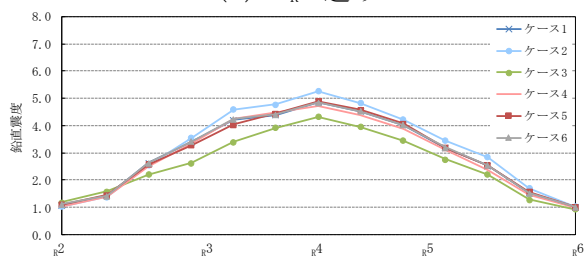
(f) RF 通り



(c) RC 通り



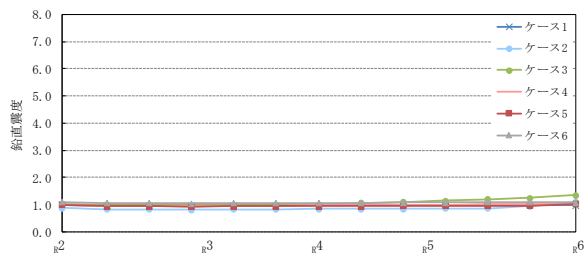
(g) RG 通り



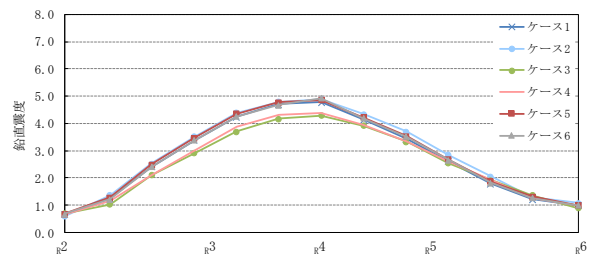
(d) RD 通り

○: 最大鉛直震度

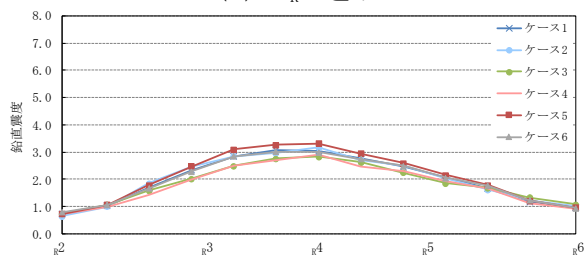
図 2-2 鉛直震度分布 (Ss-1, ケース 1~6)



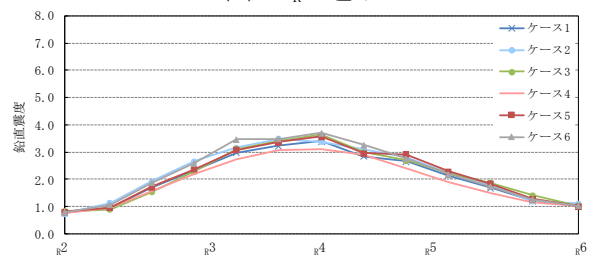
(a) RA 通り



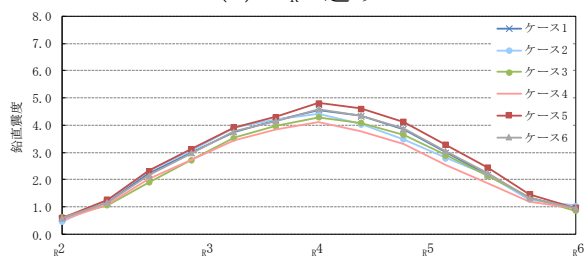
(e) RE 通り



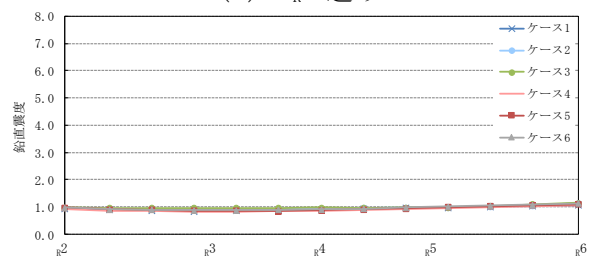
(b) RB 通り



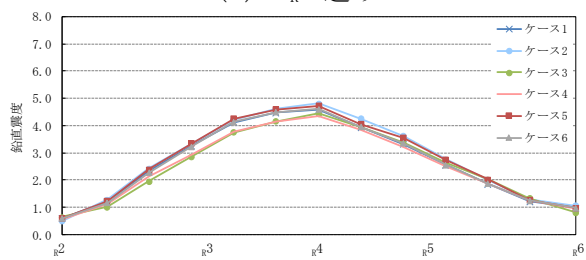
(f) RF 通り



(c) RC 通り



(g) RG 通り



(d) RD 通り

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。

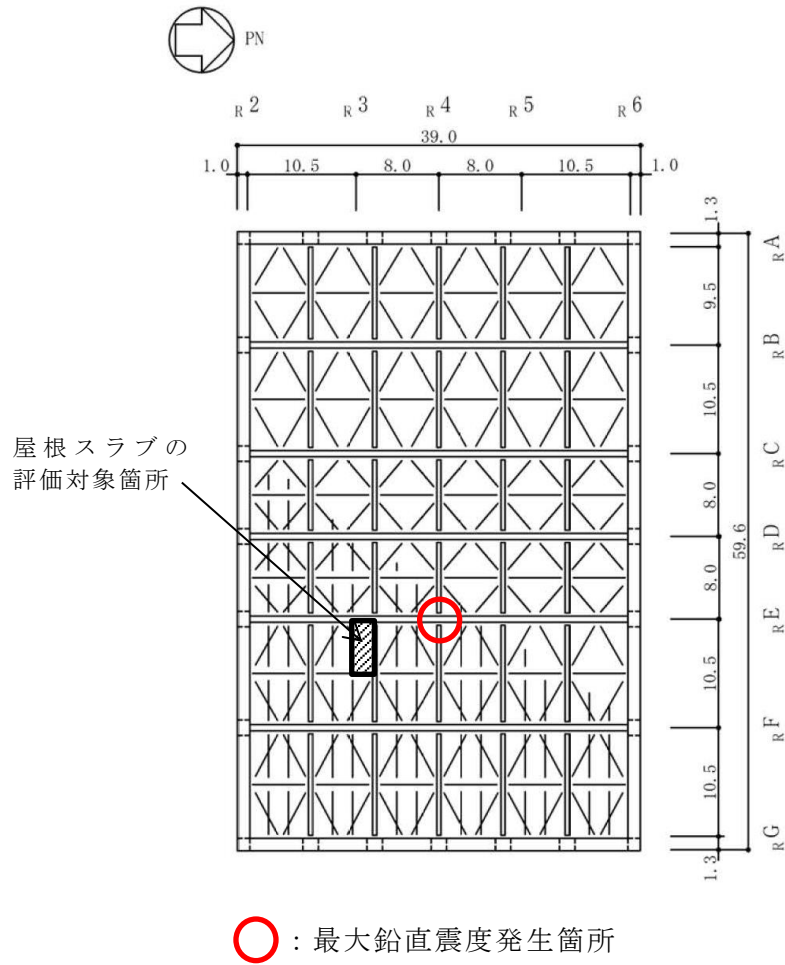


図3-1 最大鉛直震度発生箇所及び屋根スラブの評価対象箇所（単位：m）

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設工認  
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4-2
2.1 水平地震力	別紙4-2
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、既工認時\*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既工認時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、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・ VI-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」
- ・ VI-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」
- ・ VI-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」
- ・ VI-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」

注記\*：平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類 IV-2-3 「原子炉建屋の地震応答計算書」及びIV-2-7-1 「原子炉建屋の耐震性についての計算書」を示す。

## 2. 検討方針

原子炉建屋について、S<sub>d</sub>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<sub>d</sub>地震力については、VI-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、既工認時に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。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i \cdots \cdots \cdots (2.1)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdots \cdots \cdots (2.2)$$

ここで、

- Q<sub>i</sub> : 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。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot Z \cdot \alpha \cdots \cdots \cdots (2.3)$$

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。

$$A_i = q_i / q_B \dots\dots\dots (2.4)$$

$$q_i = \frac{\sqrt{\sum_{j=1}^m \left\{ \sum_{s=i}^n \sum_{k=1}^{\lambda} w_{s k} \cdot \beta_j \cdot u_{s k j} \cdot R t_j \right\}^2}}{\sum_{s=i}^n \sum_{k=1}^{\lambda} w_{s k}} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここで、

- $w_{s k}$  : s 階の k 番目の質点重量
- $\beta_j$  : j 次の刺激係数
- $u_{s k j}$  : s 階の k 番目の質点の j 次の固有モード
- $R t_j$  : j 次の固有周期に対応する  $R t$  の値  
 $T_j < T_c$  の場合  $R t_j = 1$

$$T_c \leq T_j < 2T_c \text{ の場合} \quad R t_j = 1 - 0.2 \left( \frac{T_j}{T_c} - 1 \right)^2$$

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

$T_j$  : 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。

$$C_v = R_v \cdot 0.3 \dots\dots\dots (2.6)$$

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

せん断力，曲げモーメント及び鉛直地震力の比較結果を図3-1～図3-3に示す。原子炉建屋（原子炉格納容器含む）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。

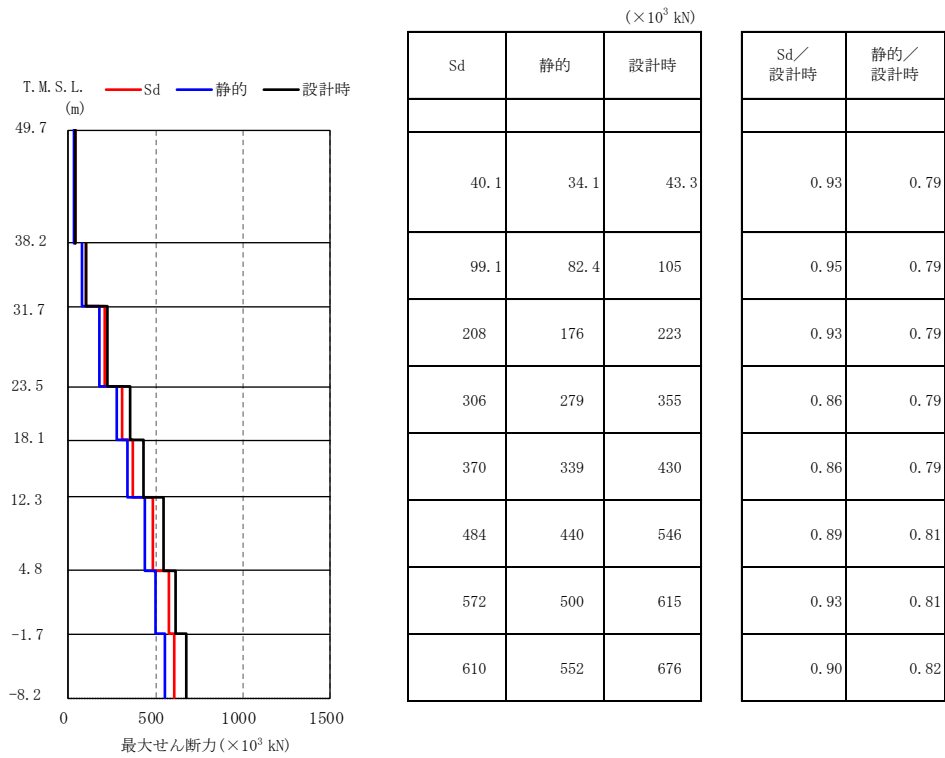
S d地震力と設計時地震力を比較すると，せん断力については，S d地震力が設計時地震力を下回る。曲げモーメントについては，S d地震力が設計時地震力を上回るものの，その値は曲げスケルトン曲線の第1折点以下であり，弾性範囲内に収まっている。図3-4に最下階の曲げモーメントの応答結果を代表として示す。また，鉛直地震力については，S d地震力が設計時地震力を上回っているが，水平地震力が評価の上で支配的となる耐震壁については， $1.0 \times$ 水平地震力 $+0.4 \times$ 鉛直地震力で組み合わせた地震力を用いて評価を行うことから，今回設工認で用いる鉛直地震力は設計時地震力を下回る。

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，せん断力が支配的となり，S d地震時に対する評価は既工認時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地震力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。

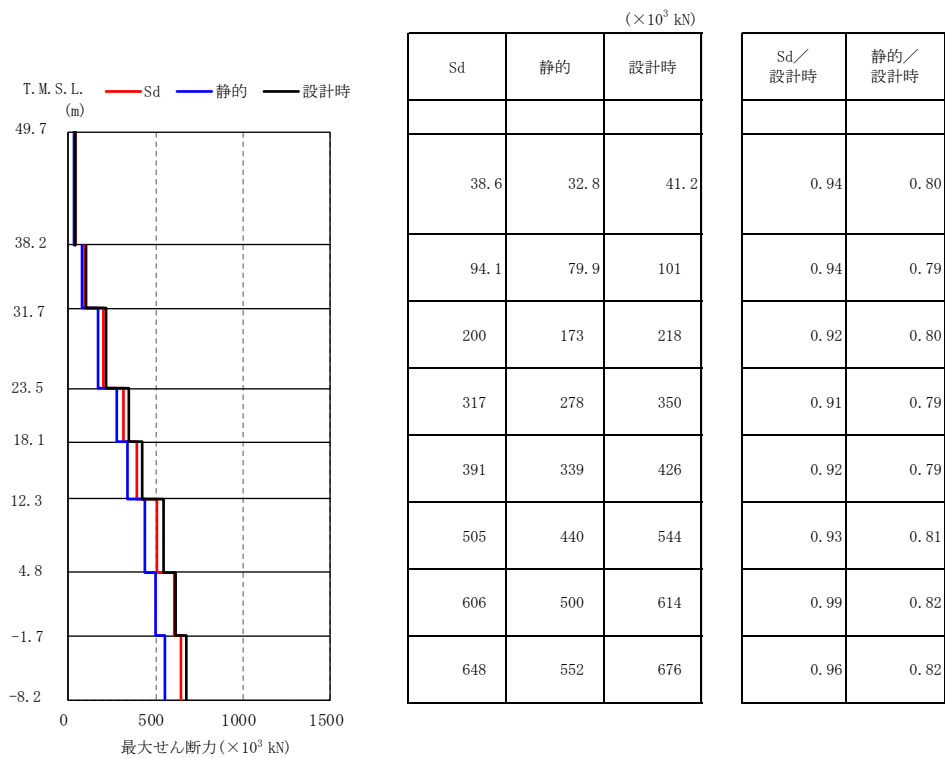
原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を構成する屋根スラブ及び床スラブについては，S s地震時に対する評価を行い，弾性範囲内に収まることを別途確認する。したがって，S d地震時に対する評価はS s地震時に対する評価に包絡されるため，S d地震時に対する評価は行わない。

S d地震時に対する評価部位を表3-1に示す。

注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

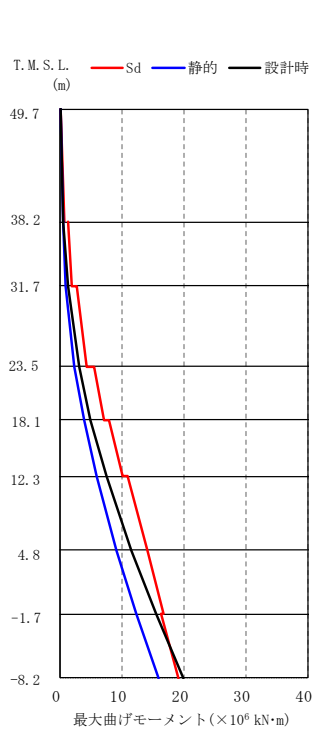


(a) NS方向



(b) EW方向

図3-1 せん断力の比較結果

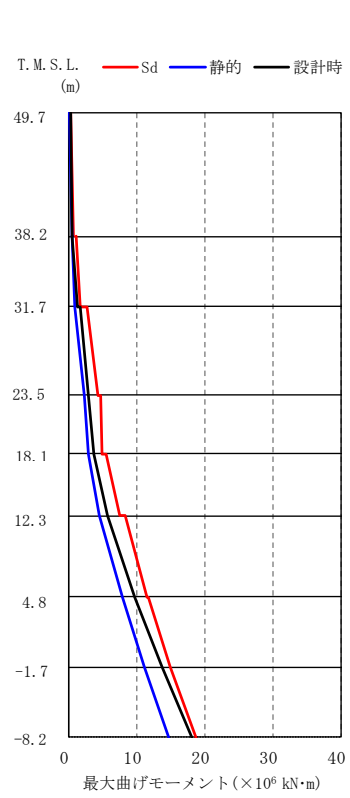


( $\times 10^6$  kN·m)

Sd	静的	設計時
0.130	0.000	0.105
0.580	0.392	0.498
1.23	0.392	0.498
1.87	0.928	1.26
2.66	0.928	1.31
4.34	2.37	3.01
5.53	2.37	3.01
7.16	3.88	4.92
7.98	3.88	4.92
10.0	5.84	7.42
10.9	5.84	7.42
14.0	9.14	11.5
14.1	9.14	11.5
16.6	12.4	15.5
16.3	12.4	15.5
19.2	16.0	19.9

Sd/ 設計時	静的/ 設計時
1.16	0.79
1.48	0.74
1.44	0.79
1.45	0.79
1.35	0.79
1.22	0.79
1.07	0.80
0.96	0.80

(a) NS方向



( $\times 10^6$  kN·m)

Sd	静的	設計時
0.240	0.000	0.202
0.680	0.377	0.478
1.11	0.377	0.478
1.72	0.896	1.17
2.76	0.896	1.64
4.31	2.32	2.91
4.69	2.32	2.91
4.87	2.84	3.70
5.39	2.84	3.70
7.39	4.51	5.70
8.38	4.51	5.70
11.5	7.81	9.77
11.7	7.81	9.77
15.0	11.1	13.8
15.0	11.1	13.8
18.7	14.6	18.2

Sd/ 設計時	静的/ 設計時
1.42	0.79
1.47	0.76
1.48	0.80
1.32	0.77
1.30	0.79
1.18	0.80
1.09	0.80
1.03	0.81

(b) EW方向

図3-2 曲げモーメントの比較結果

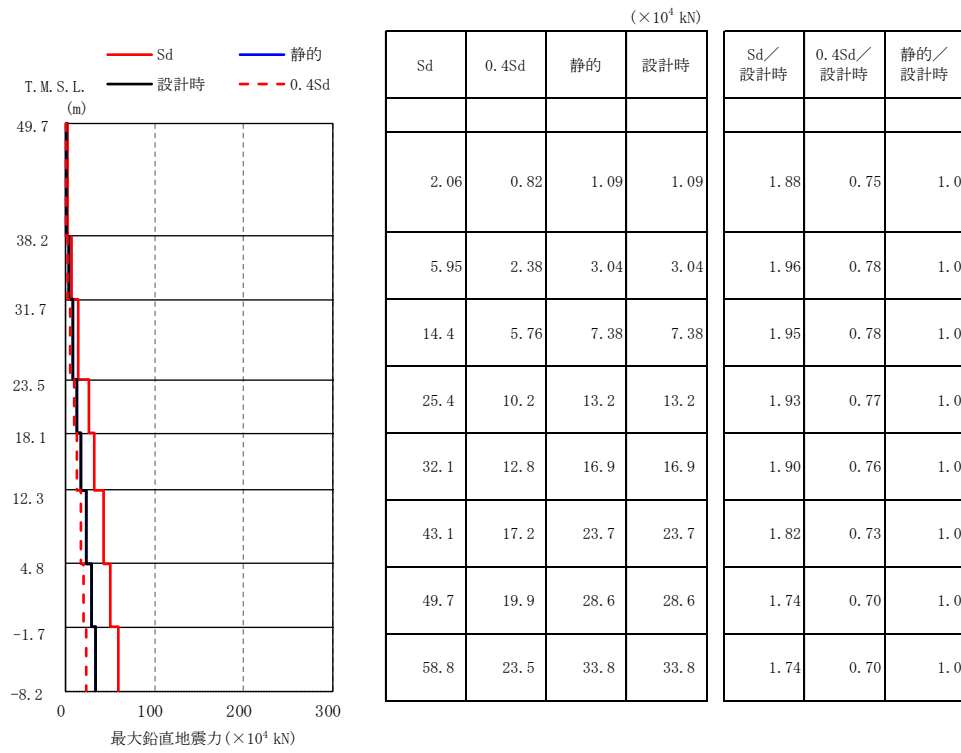
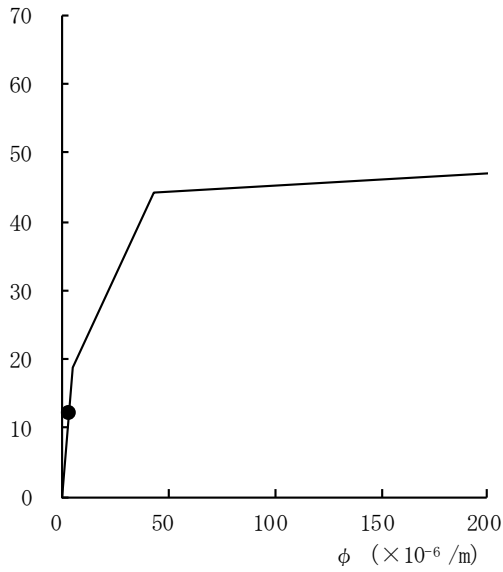
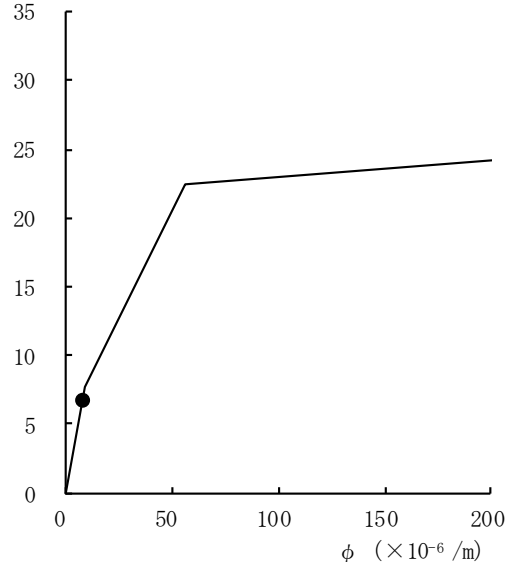


図3-3 鉛直地震力の比較結果

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)

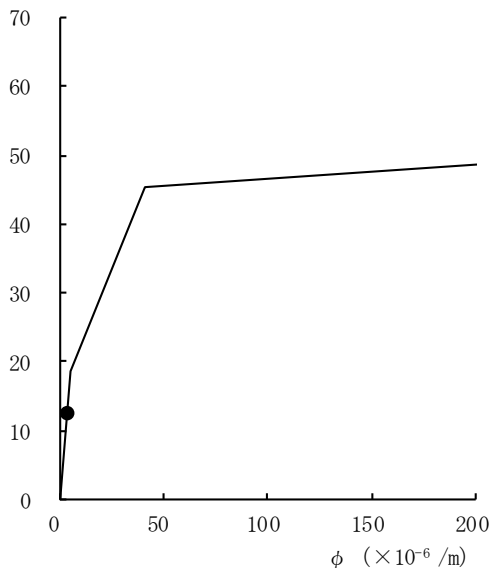


注：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器を、以下「RCCV」という。

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)

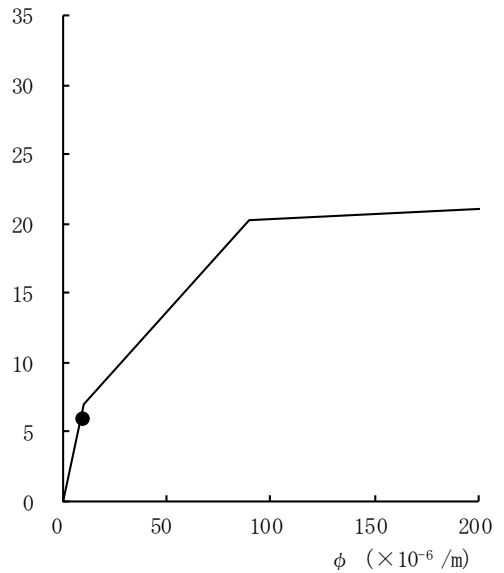


図3-4 曲げスケルトン曲線上の最大応答値（弾性設計用地震動 S d，EW方向，B3F）

(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。

—：既工認時又は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、VI-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「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」のうち別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設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、VI-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、全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」のうち別紙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) (pg: %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討*		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$			
					せん断力 Q ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	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 ( $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	曲げモーメント 軸力*1 N ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	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 ~ 38.2	r2	27.8	<div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>	2-D16@200 Pg=0.66	18.3 (19.4)	0.66	99.5	340 (239)	14.8 24.2 (24.5)	7.7	2.00	—	—	0.32 (0.32)
	r6	26.9		2-D16@200 Pg=0.66	20.6 (22.0)	0.77	116.3	340 (239)	14.7 24.1 (24.5)	7.9	2.00	—	—	0.37 (0.37)
	rA	20.5		2-D19@200 Pg=0.96	20.3 (21.9)	0.99	103.3	291 (251)	11.1 18.0 (17.7)	39.1	2.15	—	—	0.42 (0.45)
	rG	20.5		2-D19@200 Pg=0.96	20.2 (21.7)	0.98	102.4	290 (250)	11.0 18.0 (17.7)	38.9	2.14	—	—	0.42 (0.44)
38.2 ~ 31.7	r1	32.6	<div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>	2-D19@200 Pg=0.72	30.0 (31.9)	0.92	127.6	864 (587)	32.4 52.9 (53.0)	26.7	2.12	—	—	0.45 (0.43)
	r2	21.3		2-D22@200 Pg=0.77	19.3 (20.5)	0.90	117.5	864 (587)	37.5 61.3 (60.8)	6.2	1.93	—	—	0.37 (0.39)
	r6	38.6		2-D22@200 Pg=0.77	26.2 (27.9)	0.68	88.1	864 (587)	37.5 61.3 (60.8)	4.0	2.26	—	—	0.27 (0.28)
	r7	30.1		2-D19@200 Pg=0.72	20.6 (21.9)	0.68	94.9	864 (587)	37.5 61.3 (60.8)	21.6	1.34	—	—	0.34 (0.31)
rA	41.0	41.0	<div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>	2-D22@200 Pg=0.65	51.1 (53.7)	1.25	191.6	935 (632)	29.2 47.7 (48.1)	34.4	2.21	—	—	0.66 (0.64)
	rG			41.4	2-D22@200 Pg=0.65	48.4 (51.0)	1.17	180.0	935 (632)	24.2 39.5 (39.2)	69.6	2.69	—	—

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. (m)	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (桁: %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討*		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$		
					せん断力 Q ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	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 ( $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 N ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	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 $k\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
31.7 ~ 23.5	r1	43.8	[Redacted]	2-D25@200 Pg=0.72	36.1 (39.2)	0.82	114.4	28.3	1.91	—	—	0.42 (0.37)	
	r2	38.8		2-D22@200 Pg=0.77	31.8 (34.5)	0.82	106.3	(77.5) 77.5 126.4 (126.5)	3.4	3.19	—	—	0.32 (0.34)
r6	38.8	2-D29@200 Pg=0.80		31.8 (34.5)	0.82	102.3	0.0	2.86	—	—	—	0.30 (0.33)	
r7	34.5	2-D22@200 Pg=0.77		28.3 (30.8)	0.82	106.6	1.1	3.23	—	—	—	—	0.32 (0.34)
r7	41.7	2-D25@200 Pg=0.72		34.5 (37.5)	0.83	114.8	34.7	1.93	—	—	—	—	0.44 (0.37)
rA	58.2	2-D29@200 Pg=0.64		73.7 (79.2)	1.27	197.8	47.7	2.67	—	—	—	—	0.72 (0.69)
23.5 ~ 18.1	r6	58.7	2-D29@200 Pg=0.64	72.0 (77.5)	1.23	191.8	49.5	2.74	—	—	—	0.71 (0.69)	
	r1	58.5	2-D35@200 Pg=0.96	94.3 (103.7)	1.61	168.0	46.6	2.76	—	—	—	0.63 (0.66)	
23.5 ~ 18.1	r7	55.5	2-D35@200 Pg=0.96	89.7 (98.6)	1.62	168.3	46.6	2.66	—	—	—	0.63 (0.64)	
	rA	59.4	2-D35@200 + 2-D35@400 Pg=1.10	102.2 (118.9)	1.72	156.4	66.0	3.14	—	—	—	0.65 (0.67)	
r6	58.8	2-D35@200 Pg=0.96	99.5 (115.7)	1.69	176.3	64.0	3.13	—	—	—	—	0.71 (0.78)	

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) (桁: %)	せん断に対する検討		非げモーメントに対する検討		土圧に対する検討*		*3 $\frac{s \cdot \sigma_t + \sigma_c + k \cdot \sigma_c}{f_t}$			
					せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の 引張応力 $s \cdot \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	軸力 <sup>※1</sup> N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力 $\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		コンクリートの 最大圧縮応力 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	鉄筋の最大 引張応力 $k \cdot \sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリートの 最大圧縮応力 $k \cdot \sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
18.1 ~ 12.3	s1	68.8	200	2-D35@200 +2-D35@400 Pg=1.20	125.3 (136.2)	1.82	151.8	3273 (2517)	75.5 (123.6)	45.5	2.96	5.5	0.20	0.60 (0.60)
		65.5		2-D35@200 +2-D35@400 Pg=1.20	119.5 (129.8)	1.82	152.0	3146 (2420)	70.8 (115.7)	45.1	2.83	5.5	0.20	0.60 (0.61)
	sA	60.5	200	4-D35@200 Pg=1.28	120.5 (140.1)	1.99	166.0	3651 (2705)	84.8 (138.3)	62.0	3.61	3.2	0.10	0.68 (0.65)
		64.2		4-D35@200 Pg=1.28	124.5 (144.7)	1.94	161.6	3620 (2681)	81.0 (132.4)	59.8	3.52	3.2	0.10	0.66 (0.67)
12.3 ~ 4.8	s1	88.3	200	4-D35@200 Pg=1.28	174.7 (187.9)	1.98	164.9	4633 (3927)	102.0 (165.7)	61.6	3.80	21.1	0.69	0.73 (0.72)
		89.4		4-D35@200 Pg=1.28	175.7 (188.9)	1.96	163.7	4528 (3837)	99.4 (162.0)	60.2	3.71	21.1	0.69	0.72 (0.76)
	sA	78.9	200	4-D35@200 Pg=1.28	164.2 (184.5)	2.08	173.4	4988 (4088)	113.0 (184.4)	70.7	4.25	21.1	0.69	0.78 (0.80)
		84.9		4-D35@200 Pg=1.28	175.1 (196.7)	2.06	171.9	5072 (4157)	126.0 (205.9)	64.6	4.40	21.1	0.69	0.76 (0.74)

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

表 3-4 ボックス壁断面算定表(4)

標高 T.M.S.L. (m)	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ、ヨコ共) Pg=1.43	せん断力 Q ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	せん断 応力 $\tau$ ( $\text{N/mm}^2$ )	せん断 引張応力 $\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋の 引張応力 $\sigma_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )	モーメント M ( $\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	軸力 N ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	鉄筋の最大 引張応力 $\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )	コンクリートの 最大圧縮応力 $\sigma_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋の最大 引張応力 $\sigma_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )	上圧に対する検討*2 コンクリートの 最大圧縮応力 $\sigma_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	*3 $\frac{\sigma_s + \sigma_t + \sigma_c}{f_t}$
4.8 ~ -1.7	r1	95.4	[Redacted]	4-D38@200 Pg=1.43	211.3 (213.4)	2.21	184.5	65.3	4.40	28.1	0.99	0.81 (0.74)			
	r7	95.4		4-D38@200 Pg=1.43	210.6 (212.7)	2.21	183.9	63.8	4.33	28.1	0.99	0.81 (0.73)			
	rA	90.6		4-D38@200 Pg=1.43	198.8 (213.8)	2.19	182.9	66.6	4.68	28.1	0.99	0.81 (0.78)			
	rG	90.6		4-D38@200 Pg=1.43	200.0 (215.1)	2.21	184.0	62.0	4.82	28.1	0.99	0.80 (0.77)			
-1.7 ~ -8.2	r1	101.3	[Redacted]	4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	207.9 (216.5)	2.05	171.0	67.8	4.90	29.5	1.08	0.79 (0.71)			
	r7	101.3		4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	209.7 (218.4)	2.07	172.5	65.5	4.86	29.5	1.08	0.78 (0.71)			
	rA	96.2		4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	177.8 (197.6)	1.85	154.1	58.8	4.93	29.5	1.08	0.71 (0.70)			
	rG	96.2		4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	180.3 (200.4)	1.87	156.2	56.2	5.07	29.5	1.08	0.71 (0.70)			

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

表 3-5 中間壁断面算定表

標高 T. M. S. L. (m)	壁位置	断面積 (m <sup>2</sup> )	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (Dg: %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		*2 $\frac{\sigma_{c_t} + \sigma_t}{f_t}$			
					せん断力 Q ( $\times 10^3$ kN)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋の 引張応力度 $\sigma_{s_t}$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げモーメント M ( $\times 10^3$ kN・m)		軸力*1 N ( $\times 10^3$ kN)	鉄筋の最大 引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリートの 最大圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
4.8 ~ -1.7	RB (R2~R3)	6.7	80	2-D38@200 1.43	11.0 (10.4)	1.64	114.9	80.2 (67.7)	2.7 3.7 (4.0)	63.0	3.05	0.52 (0.79)
	RF (R5~R6)	5.0	60	2-D32@200 1.32	8.2 (7.9)	1.63	123.4	60.1 (51.0)	1.7 2.4 (3.0)	54.8	2.46	0.52 (0.90)
-1.7 ~ -8.2	R3 (RA~RB)	5.4	90	2-D35@200 1.06	6.0 (8.7)	1.67	126.6	157.0 (34.3)	3.5 5.0 (3.0)	128.4	3.61	0.74 (0.66)
	R3 (RF~RG)	3.6	60	2-D32@200 1.32	9.1 (8.7)	1.67	157.6	236.0 (22.6)	1.0 3.5 5.0 (2.0)	90.2	3.32	0.72 (0.62)
	RB (R2~R3)	26.2	80	2-D38@200 1.43	46.0 (54.8)	1.76	132.9	1240.0 (423.6)	12.3 17.6 (18.7)	189.0	8.97	0.94 (0.57)
	RF (R5~R6)	20.3	60	2-D32@200 1.32	35.7 (42.0)	1.76	146.9	961.0 (324.6)	7.9 8.9 12.7 (13.8)	145.1	6.70	0.85 (0.74)

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：許容応力度比 ( $f_t$  は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>))

## 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、「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」のうち別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設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。

注記\*：平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類  
IV-2-7-1「原子炉建屋の耐震性についての計算書」

## 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、今回設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、「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」のうち別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設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うえで、既工認時の設計用地震力と比較している。また、VI-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」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の値をそのまま採用している。

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	25.8	34.1	43.3	0.0873	0.00	0.105
				0.364	0.392	0.498
31.7~38.2	58.2	82.4	105	0.364	0.392	0.498
				1.05	0.928	1.26
23.5~31.7	124	176	223	1.09	0.928	1.31
				2.34	2.37	3.01
18.1~23.5	196	279	355	2.34	2.37	3.01
				3.77	3.88	4.92
12.3~18.1	238	339	430	3.77	3.88	4.92
				5.43	5.84	7.42
4.8~12.3	288	440	546	5.43	5.84	7.42
				7.92	9.14	11.5
-1.7~ 4.8	305	500	615	7.92	9.14	11.5
				9.96	12.4	15.5
-8.2~-1.7	310	552	676	9.96	12.4	15.5
				11.7	16.0	19.9

(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	23.2	32.8	41.2	0.169	0.00	0.202
				0.398	0.377	0.478
31.7~38.2	56.4	79.9	101	0.398	0.377	0.478
				0.978	0.896	1.17
23.5~31.7	123	173	218	1.36	0.896	1.64
				2.34	2.32	2.91
18.1~23.5	192	278	350	2.34	2.32	2.91
				2.90	2.84	3.70
12.3~18.1	231	339	426	2.90	2.84	3.70
				4.28	4.51	5.70
4.8~12.3	284	440	544	4.28	4.51	5.70
				6.78	7.81	9.77
-1.7~ 4.8	308	500	614	6.78	7.81	9.77
				8.93	11.1	13.8
-8.2~-1.7	317	552	676	8.93	11.1	13.8
				10.8	14.6	18.2

注：東京湾平均海面を，以下「T. M. S. L.」という。

表 2-2 各壁分担せん断力

(a) NS 方向

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV ( $\times 10^3$ kN)	ボックス壁 ( $\times 10^3$ kN)		中間壁 ( $\times 10^3$ kN)	
		$R_A$	$R_G$	$R_B$	$R_F$
38.2~49.7	—	21.9	21.7	—	—
31.7~38.2	—	53.7	51.0	—	—
23.5~31.7	67.0	79.2	77.5	—	—
18.1~23.5	121	119	116	—	—
12.3~18.1	149	140	145	—	—
4.8~12.3	166	184	197	—	—
-1.7~ 4.8	170	214	215	10.4	7.94
-8.2~-1.7	185	198	198	54.9	41.6

(b) EW 方向

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV ( $\times 10^3$ kN)	ボックス壁 ( $\times 10^3$ kN)				中間壁 ( $\times 10^3$ kN)			
		$R_1$	$R_2$	$R_6$	$R_7$	$R_2$	$R_3$	$R_5$	$R_6$
38.2~49.7	—	—	19.4	22.0	—	—	—	—	—
31.7~38.2	—	31.9	20.5	27.9	21.9	—	—	—	—
23.5~31.7	76.1	39.2	34.5	30.8	37.5	—	—	—	—
18.1~23.5	148	104	—	—	98.6	—	—	—	—
12.3~18.1	161	136	—	—	130	—	—	—	—
4.8~12.3	169	188	—	—	189	—	—	—	—
-1.7~ 4.8	189	213	—	—	213	—	—	—	—
-8.2~-1.7	198	217	—	—	217	22.3	8.80	6.70	7.10

表 2-3 各壁分担曲げモーメント

(a) NS 方向

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	ボックス壁 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		中間壁 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	
		$r_A$	$r_G$	$r_B$	$r_F$
38.2~49.7	—	0.0530	0.0530	—	—
	—	0.251	0.250	—	—
31.7~38.2	—	0.447	0.447	—	—
	—	0.632	0.632	—	—
23.5~31.7	0.0510	0.891	0.891	—	—
	0.550	1.23	1.23	—	—
18.1~23.5	0.795	1.36	1.36	—	—
	1.20	1.89	1.84	—	—
12.3~18.1	1.41	1.89	1.84	—	—
	2.06	2.70	2.68	—	—
4.8~12.3	2.17	2.70	2.68	—	—
	3.31	4.09	4.16	—	—
-1.7~4.8	3.31	4.09	4.16	0.00	0.00
	4.41	5.48	5.55	0.0677	0.0510
-8.2~-1.7	4.41	5.48	5.55	0.0677	0.0510
	5.61	6.76	6.86	0.424	0.325

(b) EW 方向

標高 T. M. S. L. (m)	RCCV ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	ボックス壁 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )				中間壁 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			
		$r_1$	$r_2$	$r_6$	$r_7$	$r_2$	$r_3$	$r_5$	$r_6$
38.2~49.7	—	—	0.101	0.101	—	—	—	—	—
	—	—	0.239	0.239	—	—	—	—	—
31.7~38.2	—	0.408		0.408		—	—	—	—
	—	0.587		0.587		—	—	—	—
23.5~31.7	0.464	0.735		0.735		—	—	—	—
	0.623	1.17		1.13		—	—	—	—
18.1~23.5	-0.956	1.21	—	—	1.21	—	—	—	—
	-0.318	1.73	—	—	1.67	—	—	—	—
12.3~18.1	-0.569	1.73	—	—	1.67	—	—	—	—
	0.777	2.52	—	—	2.42	—	—	—	—
4.8~12.3	1.25	2.52	—	—	2.42	—	—	—	—
	2.04	3.93	—	—	3.84	—	—	—	—
-1.7~4.8	2.13	3.93	—	—	3.84	—	—	—	—
	3.27	5.31	—	—	5.22	—	—	—	—
-8.2~-1.7	3.27	5.31	—	—	5.22	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.56	6.72	—	—	6.64	0.144	0.0569	0.0431	0.0461

## 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。

$$Q_a = Q_u / 1.5 \dots \dots \dots (2.1)$$

$Q_a$  : 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 4.06 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	31.29	138.86	4.43
38.2 ～ 31.7	75.42	353.24	4.68
31.7 ～ 23.5	161.42	754.13	4.67
23.5 ～ 18.1	256.25	1373.23	5.35
18.1 ～ 12.3	310.39	1458.94	4.70
12.3 ～ 4.8	(403.35)	1741.76	4.31
4.8 ～ -1.7	(458.66)	1865.32	4.06
-1.7 ～ -8.2	(505.64)	2204.44	4.35

注：( ) 内の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	30.01	177.89	5.92
38.2 ~ 31.7	73.26	484.45	6.61
31.7 ~ 23.5	158.68	908.49	5.72
23.5 ~ 18.1	254.98	1280.94	5.02
18.1 ~ 12.3	310.39	1579.66	5.08
12.3 ~ 4.8	(403.35)	1873.66	4.64
4.8 ~ -1.7	(458.66)	2003.50	4.36
-1.7 ~ -8.2	(505.64)	2270.44	4.49

注：( ) 内の数値は地下震度式を使用した場合を示す。

別紙6 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 6-1
2. 既工認時における考え方	別紙 6-2
2.1 地震応答解析	別紙 6-2
2.2 設計用地震力	別紙 6-2
2.3 耐震評価	別紙 6-2
2.3.1 耐震壁の評価	別紙 6-2
2.3.2 RCCV の評価	別紙 6-3
2.3.3 基礎スラブの評価	別紙 6-3
3. 今回設工認における考え方	別紙 6-6
3.1 地震応答解析	別紙 6-6
3.2 設計用地震力	別紙 6-6
3.3 耐震評価	別紙 6-7
3.3.1 耐震壁及び補助壁の評価	別紙 6-7
3.3.2 RCCV の評価	別紙 6-7
3.3.3 基礎スラブの評価	別紙 6-8
4. まとめ	別紙 6-14

別紙 6-1 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、既工認時及び今回設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。）並びに鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）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 の設計用地震力は、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「検定値」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ることで応力計算及び断面算定を実施し，検定値を確認している。

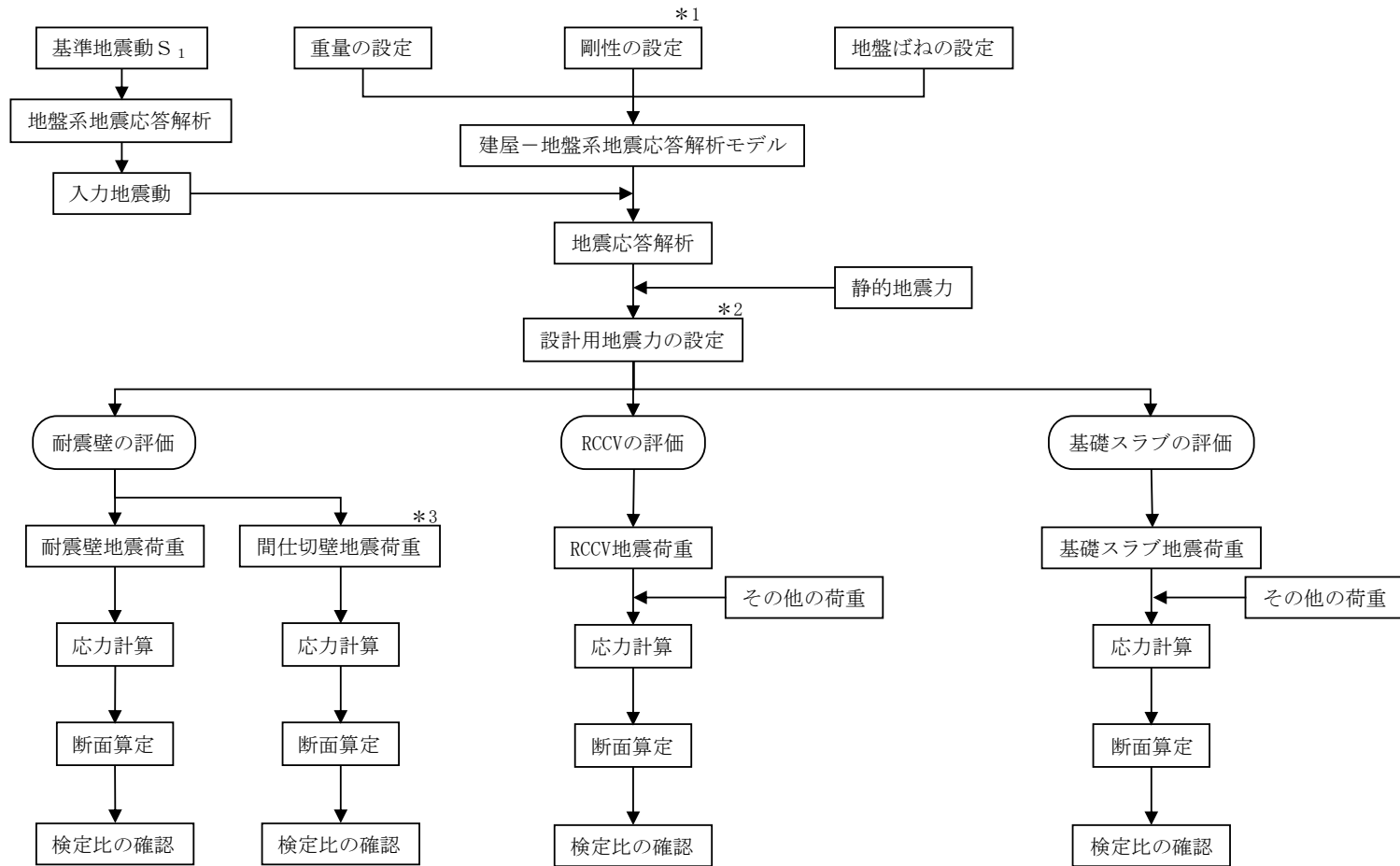
既工認時における RCCV の応力解析モデルを図 2-2 に示す。応力解析モデルは RCCV 及び使用済燃料貯蔵プール部をモデル化し，間仕切壁をモデル化せず，地震荷重は，地震応答解析モデルの各質点位置に相当する各節点に節点荷重として入力している。

### 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ることで応力計算及び断面算定を実施し，検定値を確認している。

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)

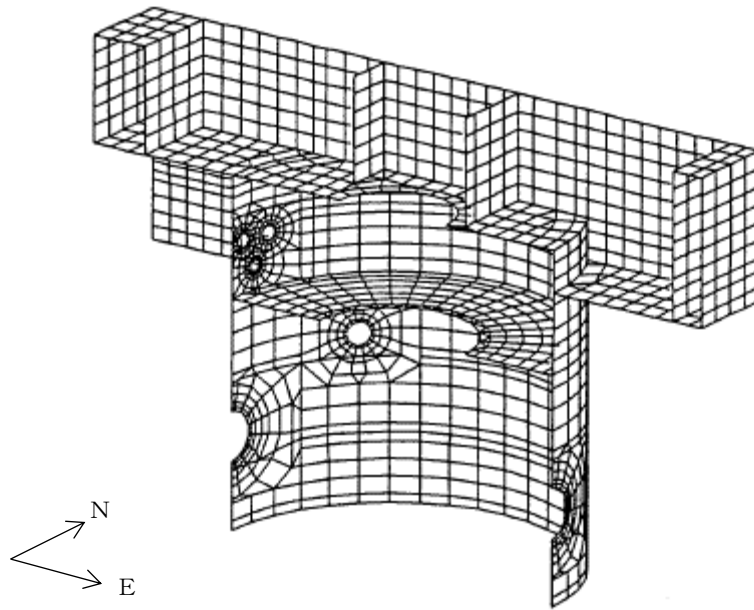
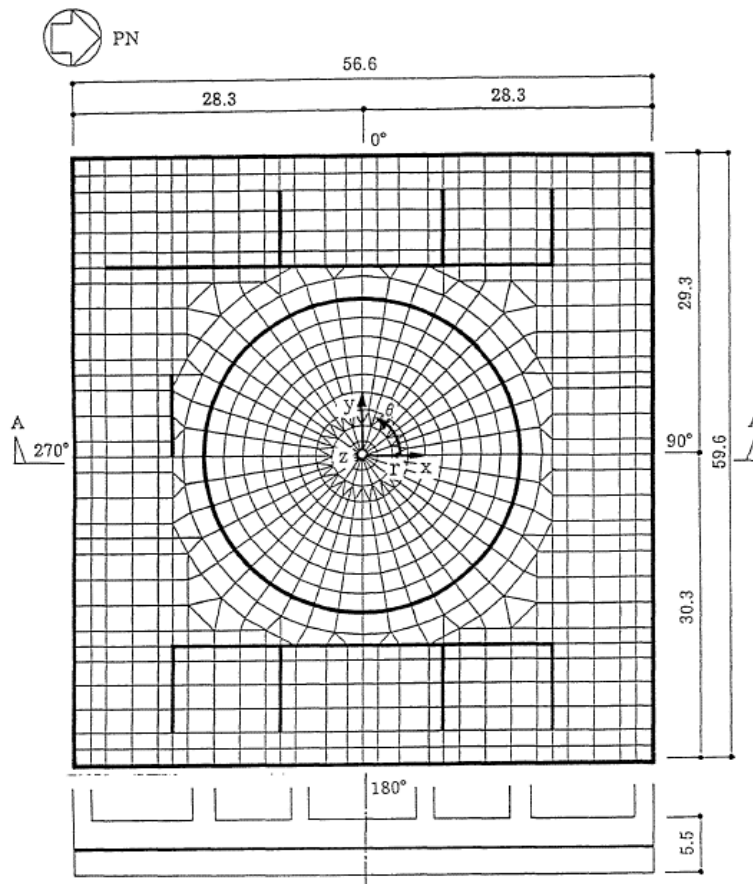


図 2-2 RCCV の応力解析モデル (既工認時)



断面図 (A-A)

図 2-3 基礎スラブの応力解析モデル (既工認時)

### 3. 今回設工認における考え方

今回設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、今回設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

今回設工認においては、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、「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙 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、今回設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、今回設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

今回設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 d 地震時に対する評価については、「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」のうち別紙 4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設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」に示すとおり、層せん断力について、今回設工認における S d 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、「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙 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 d 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 s 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、VI-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  $0.605 \times 10^{-3}$  となっている。

#### 3.3.2 RCCV の評価

S d 地震時に対する評価については、S d 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、検定値を確認している。この際、弾性設計用地震動 S d による動的な地震力について、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 d 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 s 地震時に対する評価については、S s 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、検定値を確認している。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 s 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、「原子炉格

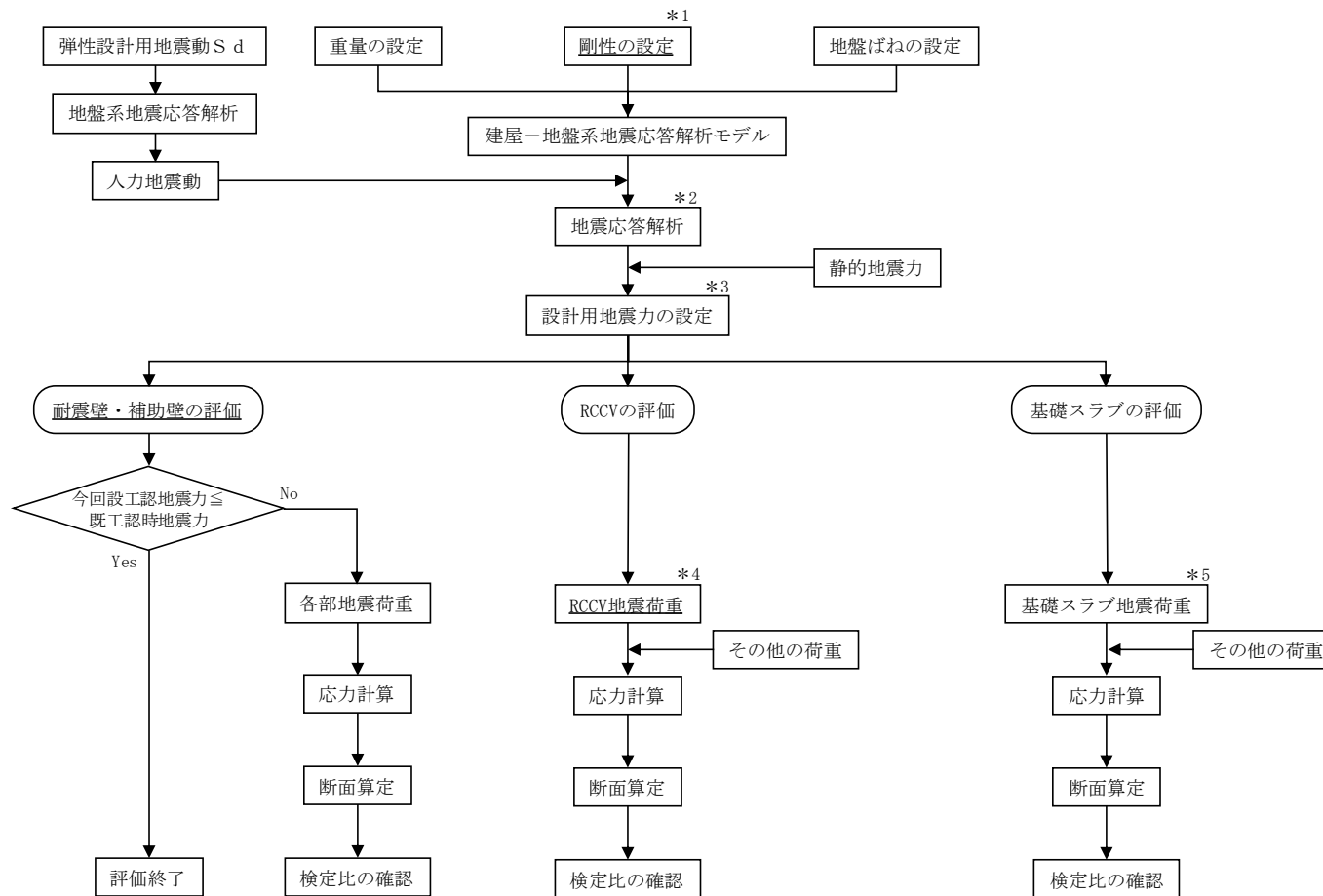
納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち別紙 6「地震荷重の算定方法」に示す。

今回設工認における RCCV の応力解析モデルを図 3-6 に示す。今回設工認においては、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 及び使用済燃料貯蔵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、検定値を確認している。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、「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」のうち別紙 6「地震荷重の算定方法」に示す。

今回設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。

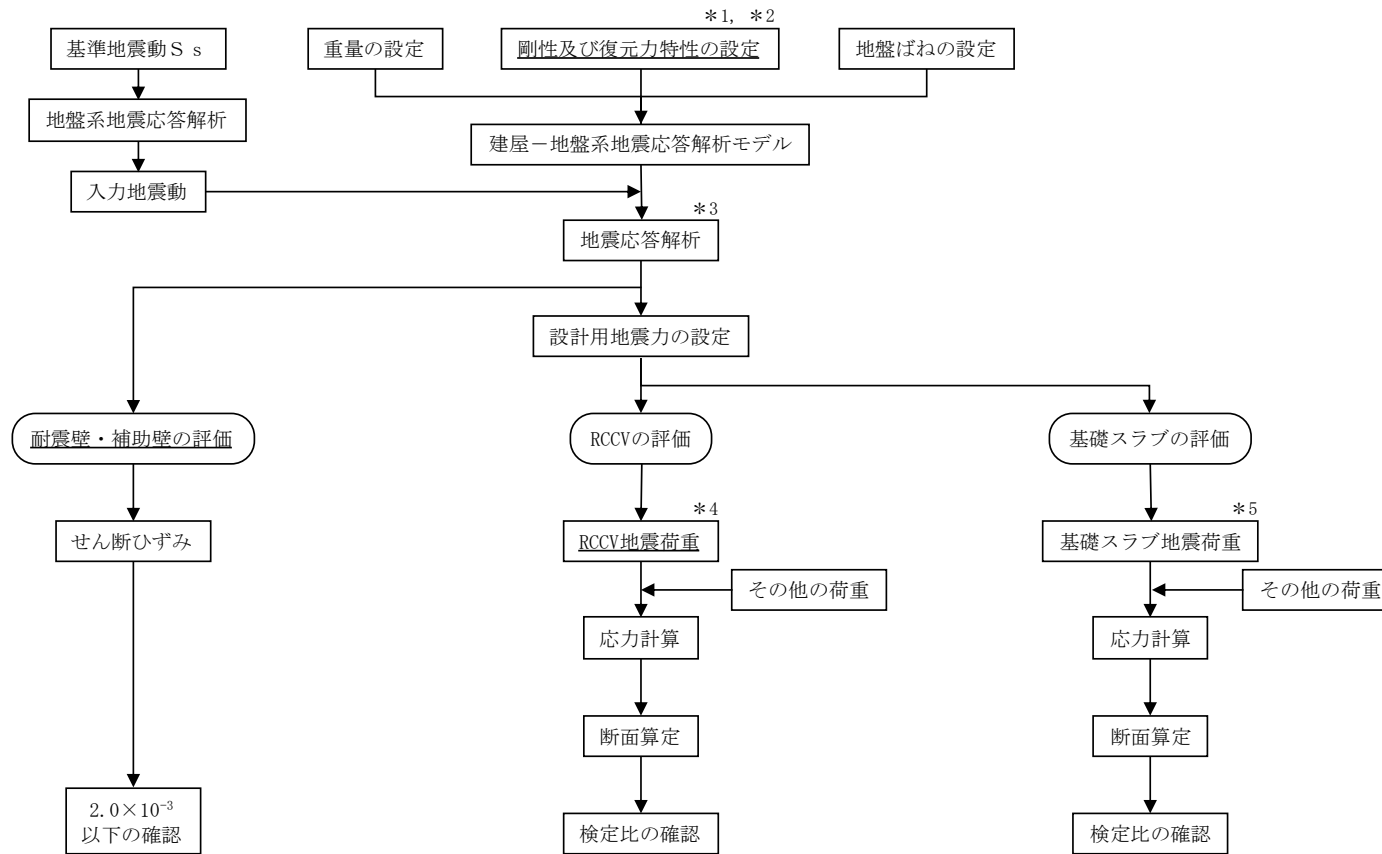
\*3：弾性設計用地震動 S d による動的地震力、並びに層せん断力係数 3.0 C<sub>i</sub> 及び地下部分の水平震度 K による静的地震力より設定する。

\*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（今回設工認、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 3-2 原子炉建屋の耐震評価フロー（今回設工認，S s 地震時）

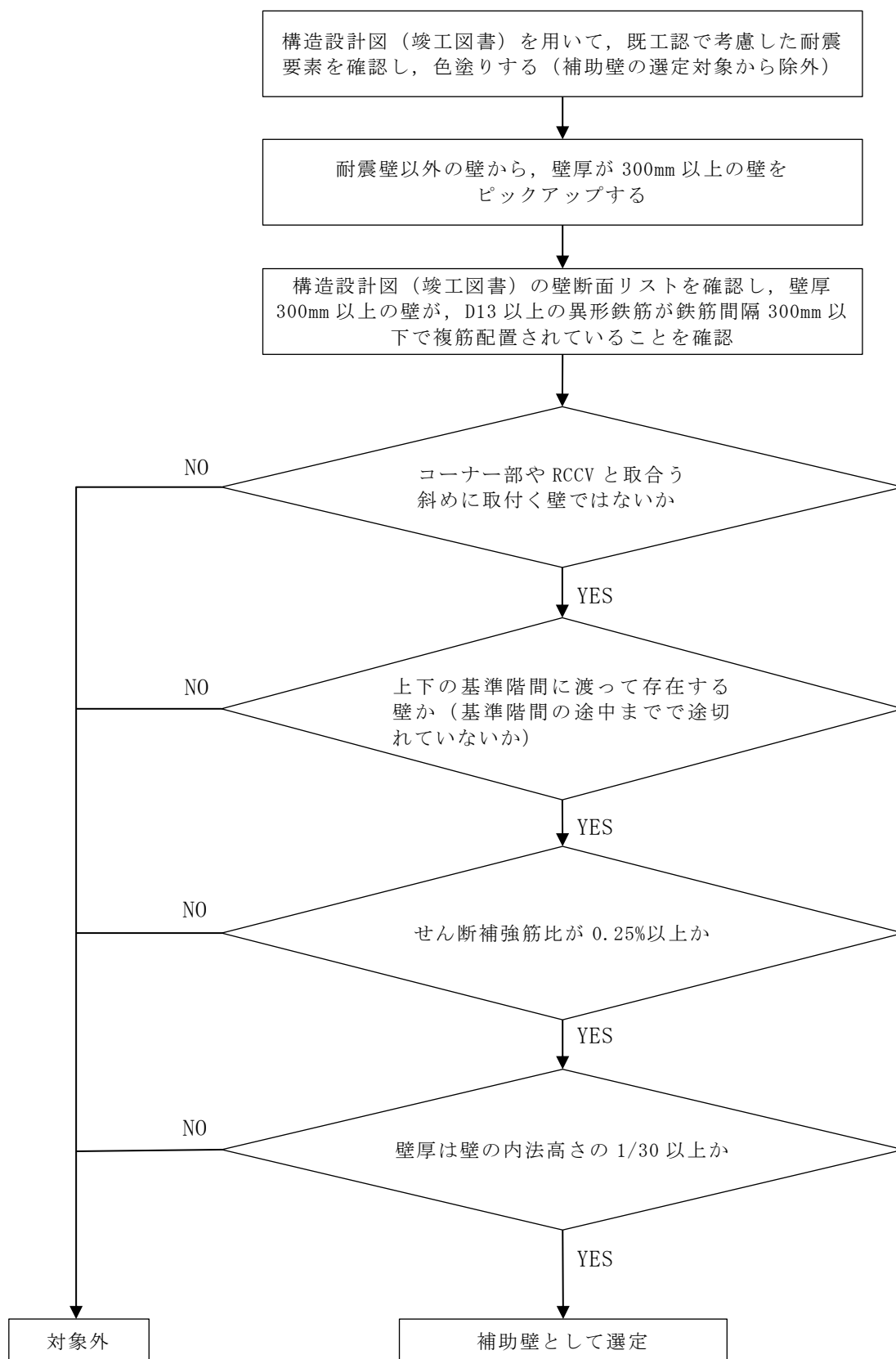


図 3-3 補助壁の選定プロセス



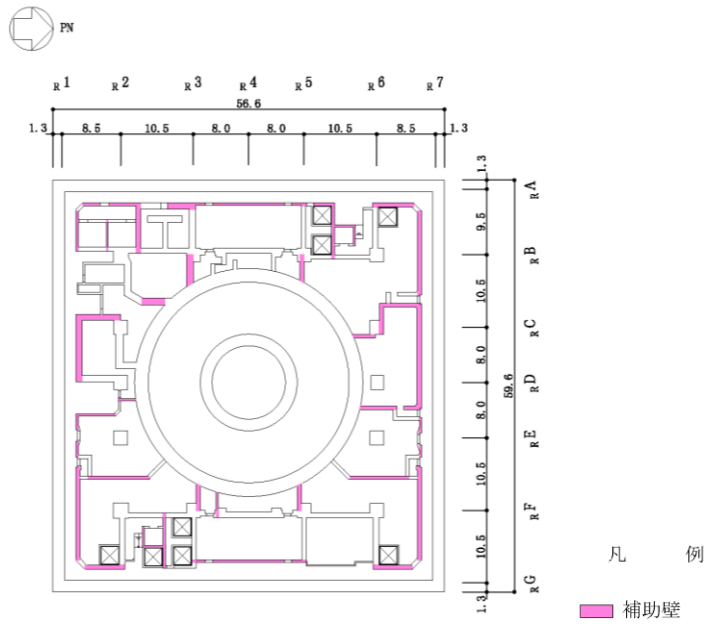


図 3-4 補助壁の考慮範囲の例 (B3F, T. M. S. L. -8.2m) (単位 : m)

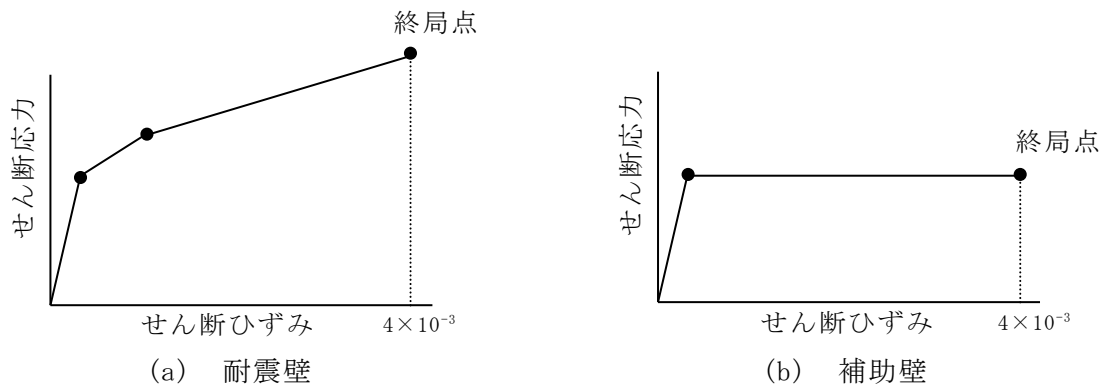
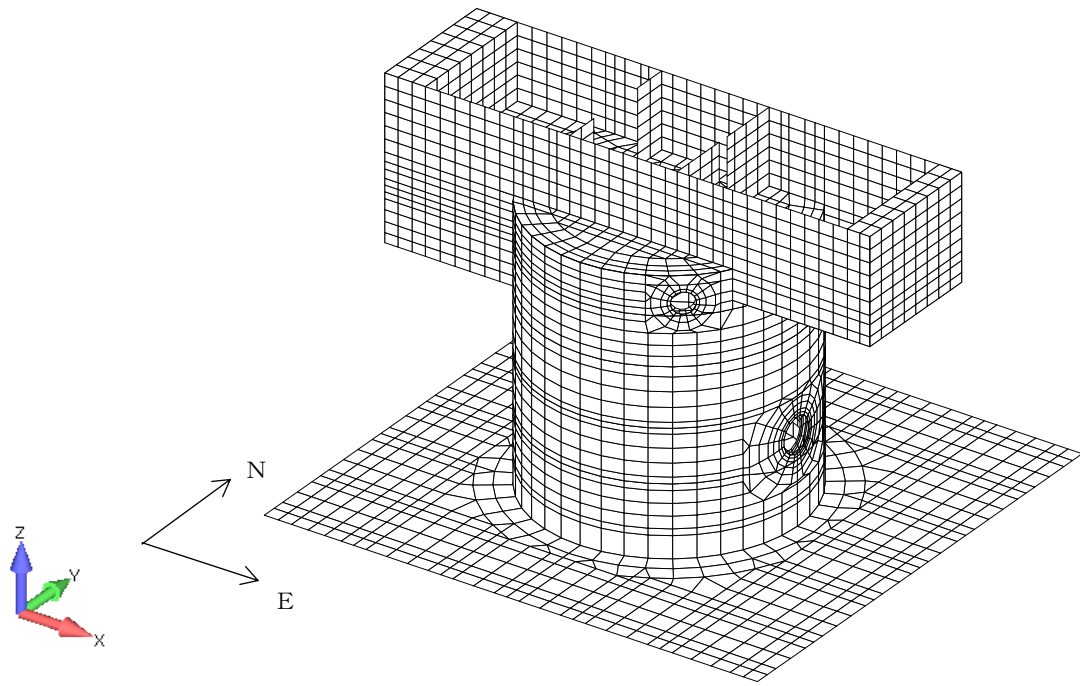
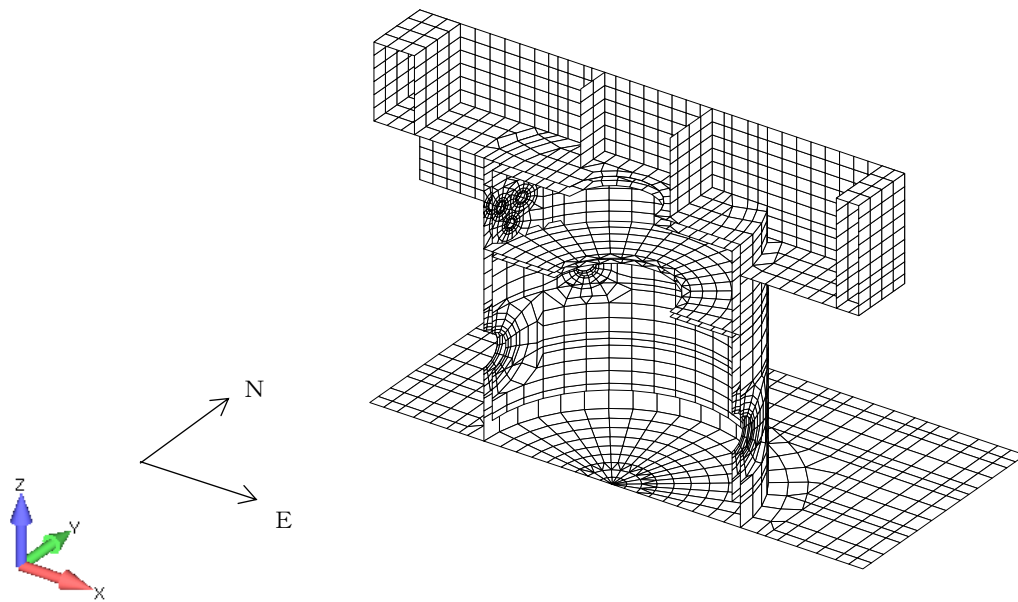


図 3-5 せん断スケルトン曲線の概念図



(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 (今回設工認)

#### 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、既工認時及び今回設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。

今回設工認では、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。

別紙 6-1 各建屋の設計体系における補助壁の取扱い

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 6-1-1
-------------	----------

## 1. 概要

本資料は、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示すものであり、その説明は令和 2 年 10 月 14 日付け原規規発第 2010147 号にて認可された柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機の設計及び工事の計画の説明資料「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（KK7 補足-026 資料 1）」のうち別紙 7-1「各建屋の設計体系における補助壁の取扱い」による。