

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4
提出年月日	2020年6月10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 6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<sub>d</sub>による地震力の比較

別紙5 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

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 保有水平耐力の安全余裕の考え方

下線部：今回ご提示資料

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	

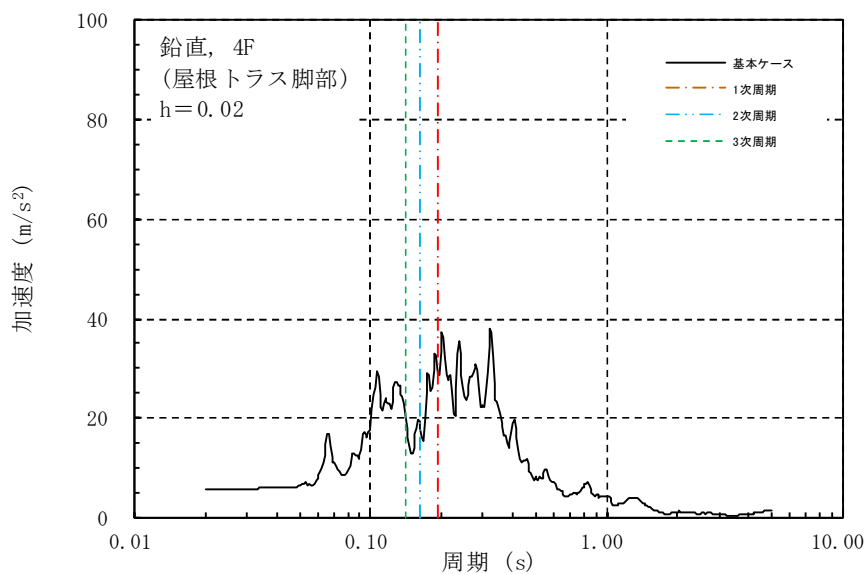


図 2-1 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係（鉛直方向）

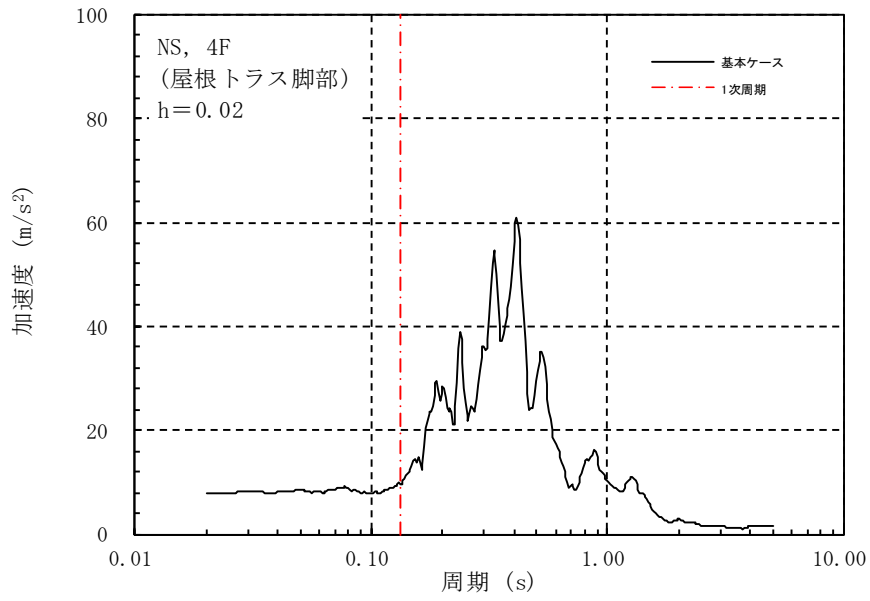


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

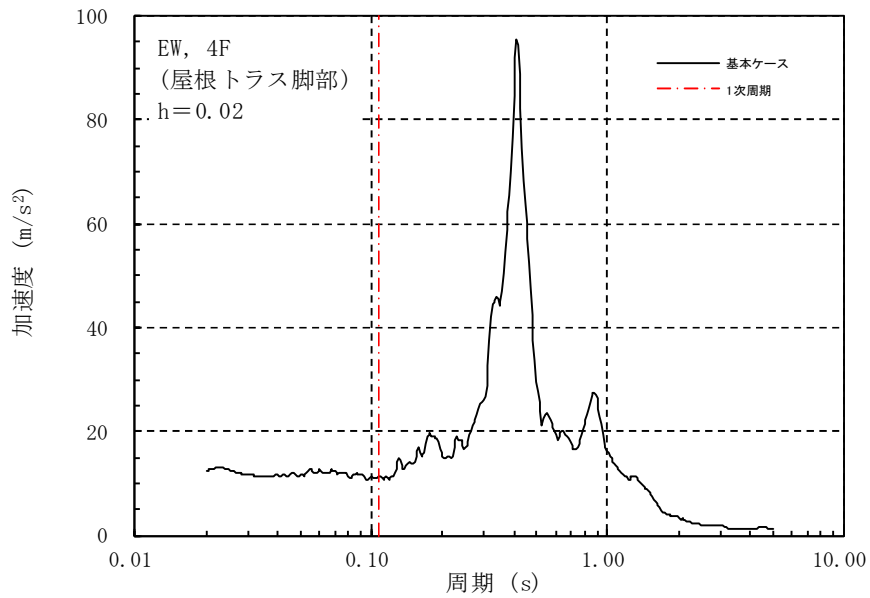


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)



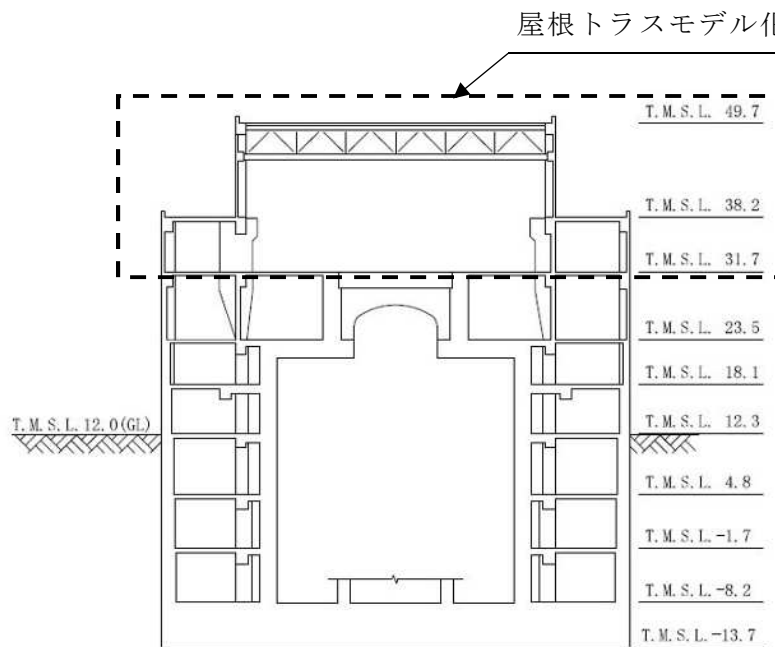
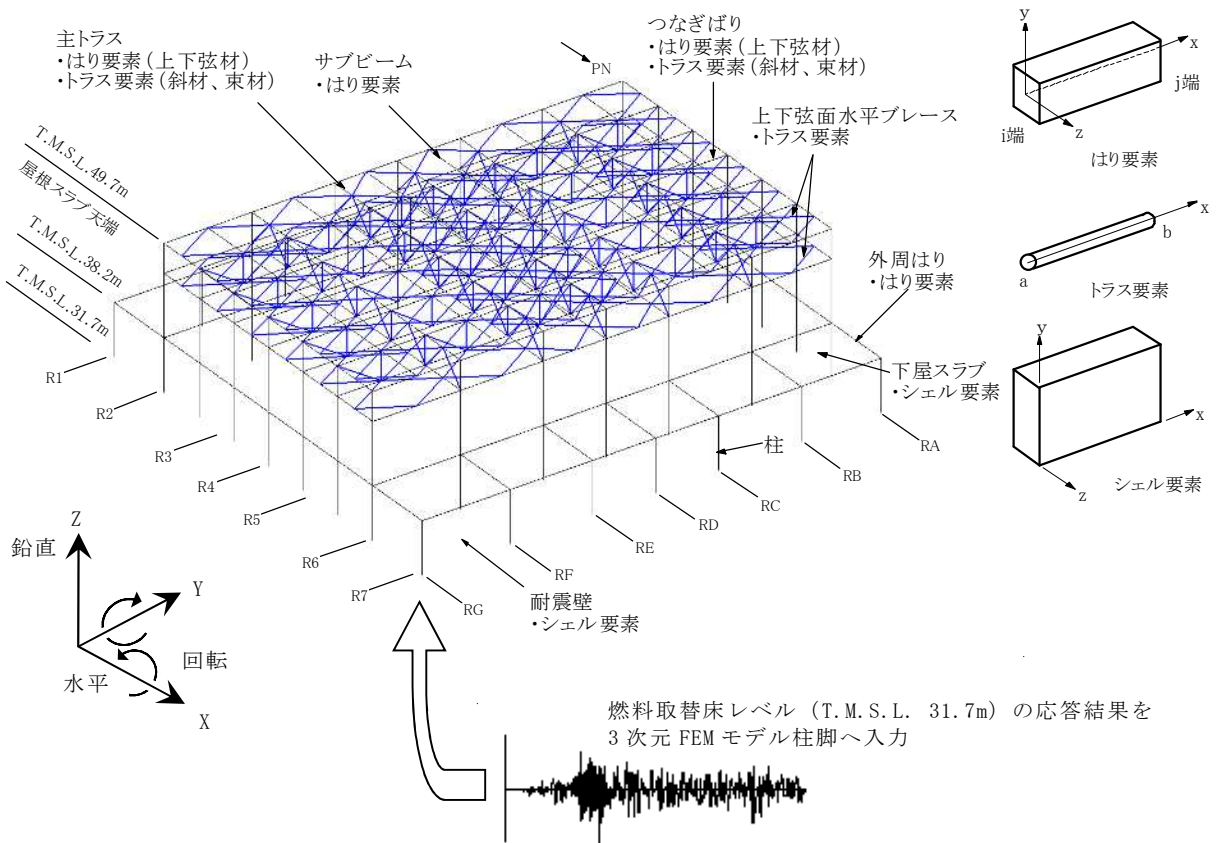
### 3. レーリー減衰による影響検討

#### 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)

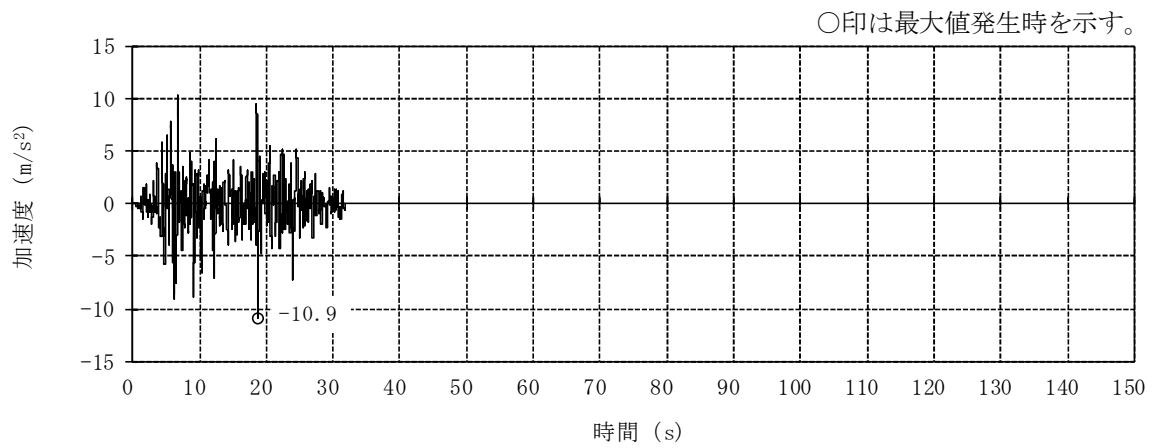
図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

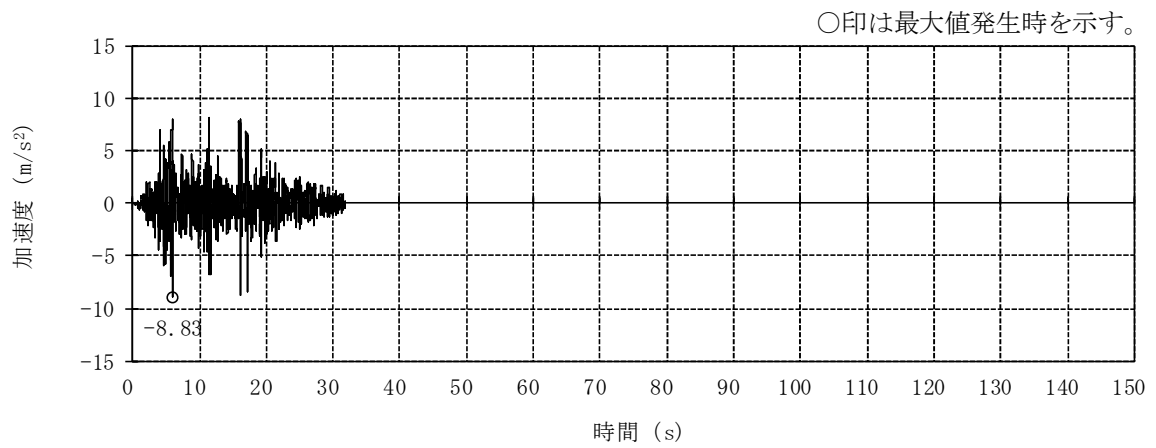
部位		使用部材	材質	断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )
主トラス	上弦材	H-428 $\times$ 407 $\times$ 20 $\times$ 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 $\times$ 408 $\times$ 21 $\times$ 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 $\times$ 400 $\times$ 13 $\times$ 21 H-350 $\times$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

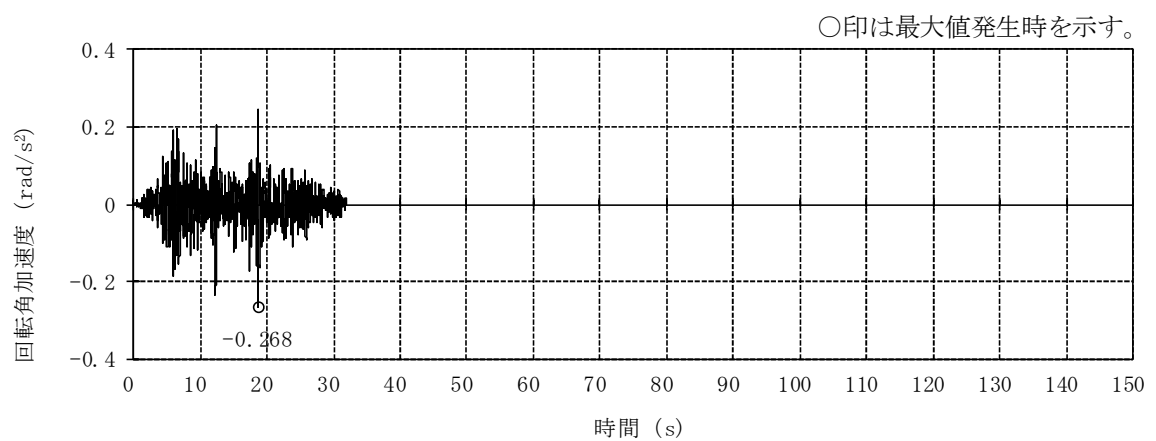
入力地震動は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）のNS方向及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお、地震応答解析結果は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせるSs-1の基本ケースにおける結果とする。図3-2に燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(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。

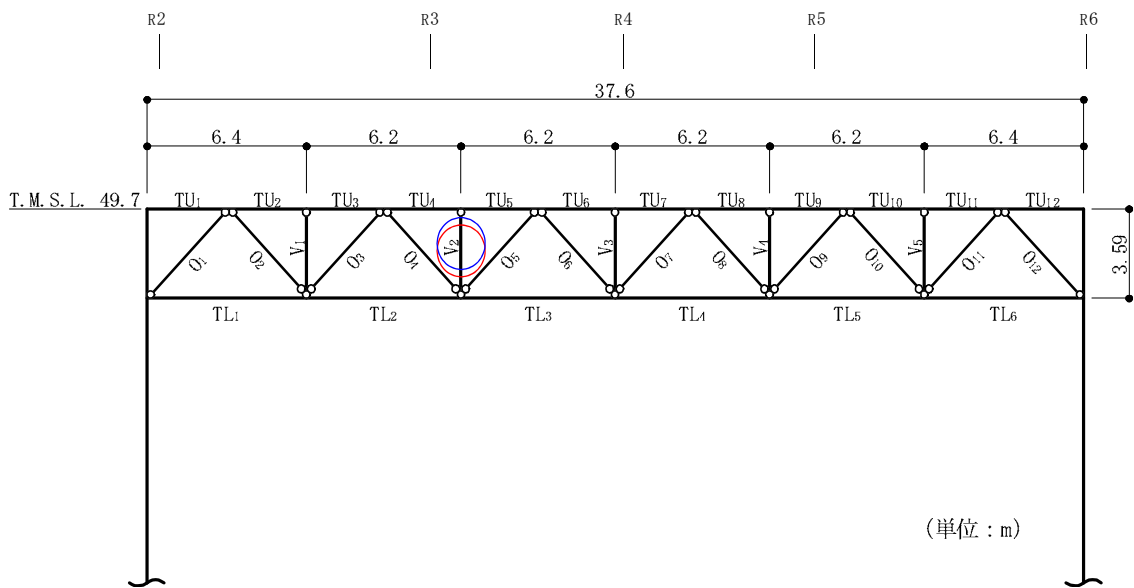
### 3.4 評価結果

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。

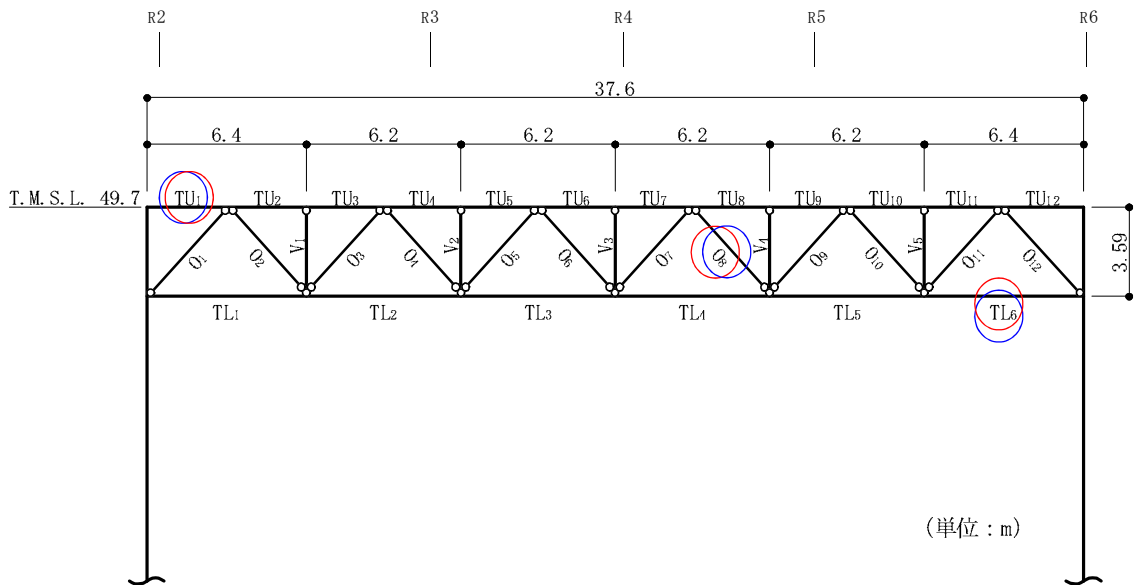
#### 3.4.1 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

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）

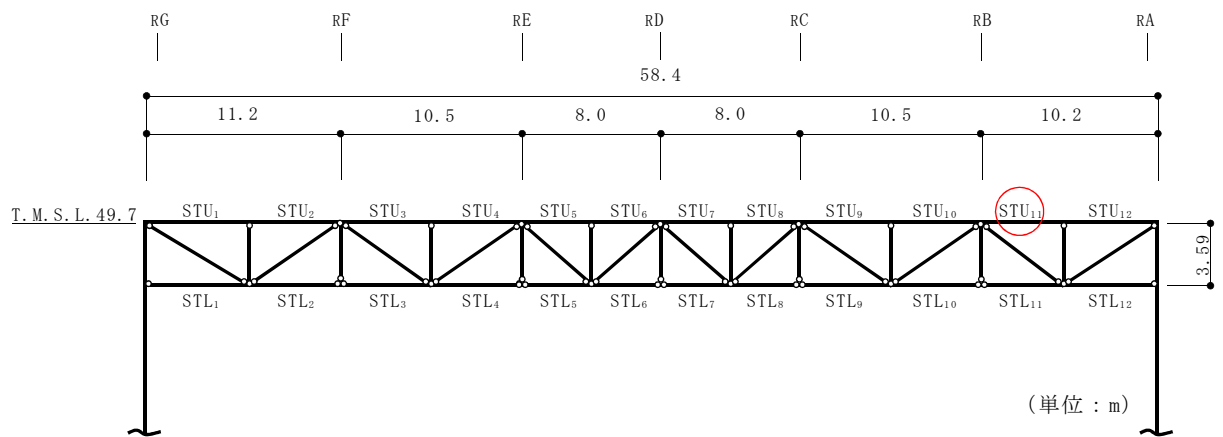
部材		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り TL <sub>6</sub>		RE 通り TL <sub>6</sub>	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）		SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		2140	3570	2290	3700
M（kN・m）		233	233	232	232
断面算定	$\sigma_t$ （N/mm <sup>2</sup> ）	112	—	120	—
	$\sigma_c$ （N/mm <sup>2</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)

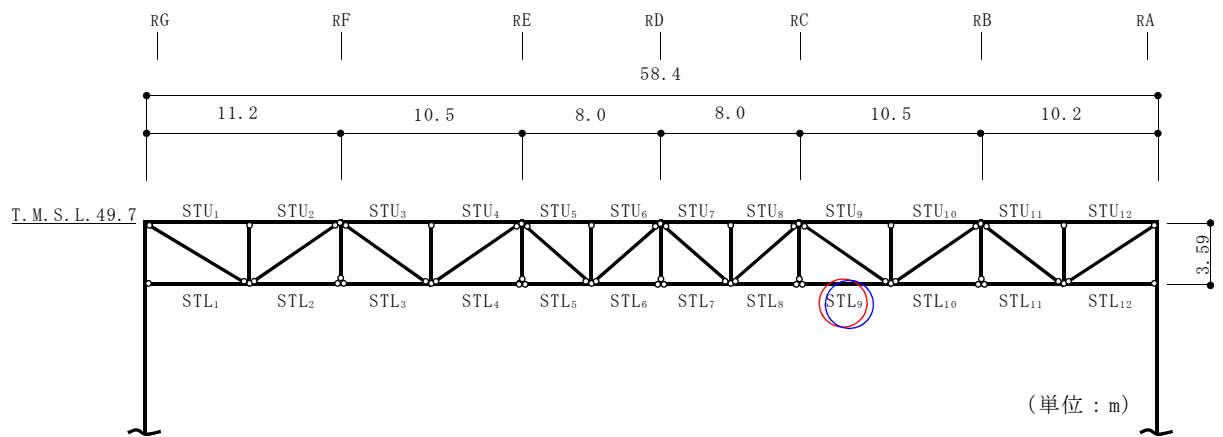
表 3-2 断面算定結果（主トラス）（4/4）

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。

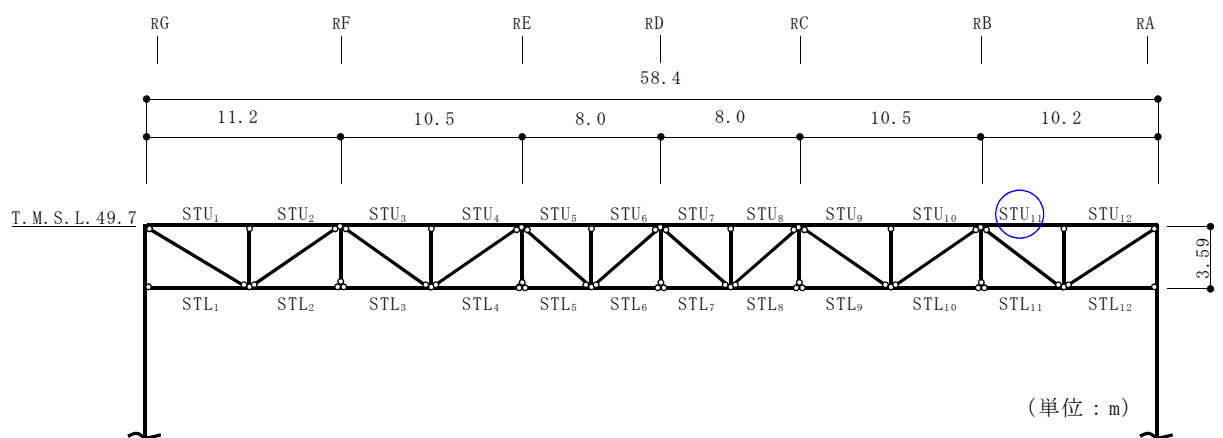
(a) つなぎばり : R3通りR4通り間



○ : 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

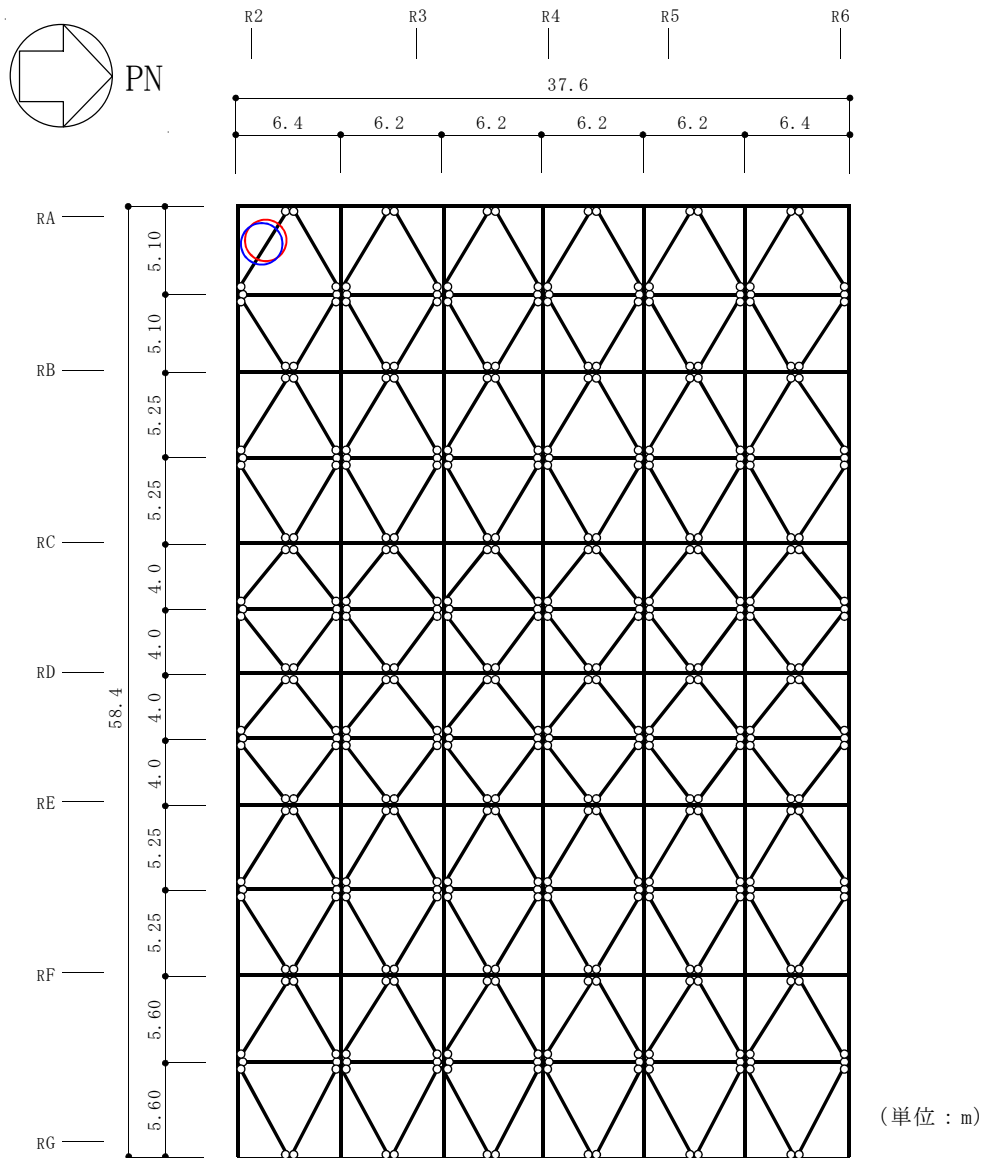
図 3-4 評価対象箇所 (つなぎばり上下弦材)

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）

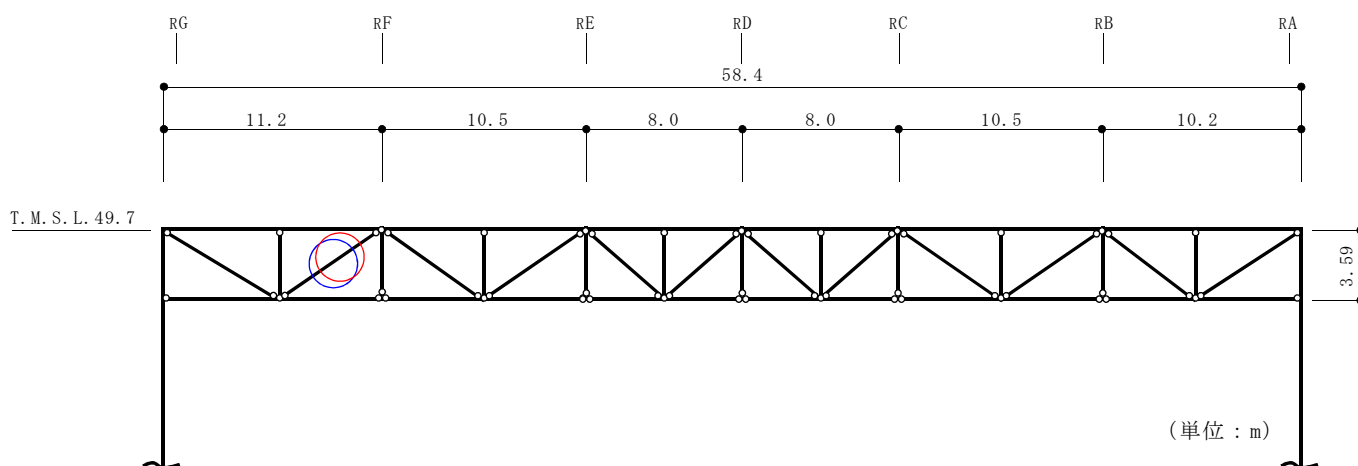
表 3-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

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 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
$x$ 軸に对称 $y$ 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	1.848 (m)
b	5.198 (m)
b / a	2.81
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	7.200 (m)
b	9.000 (m)
b / a	1.25
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	78
床スラブ	35

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。

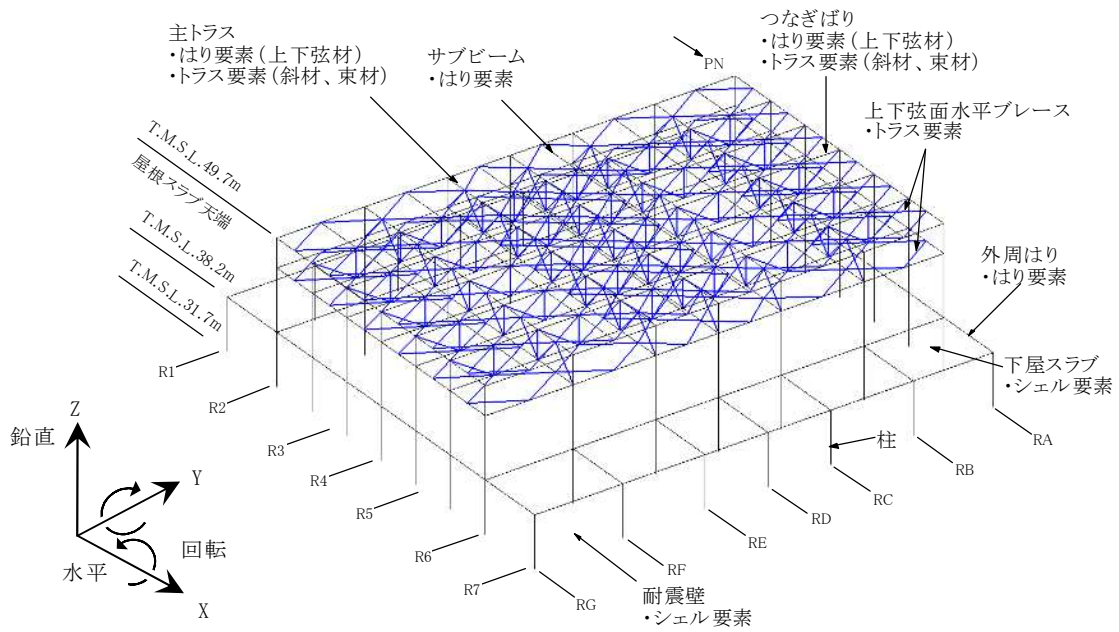


図1-1 屋根トラスの解析モデル

## 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。

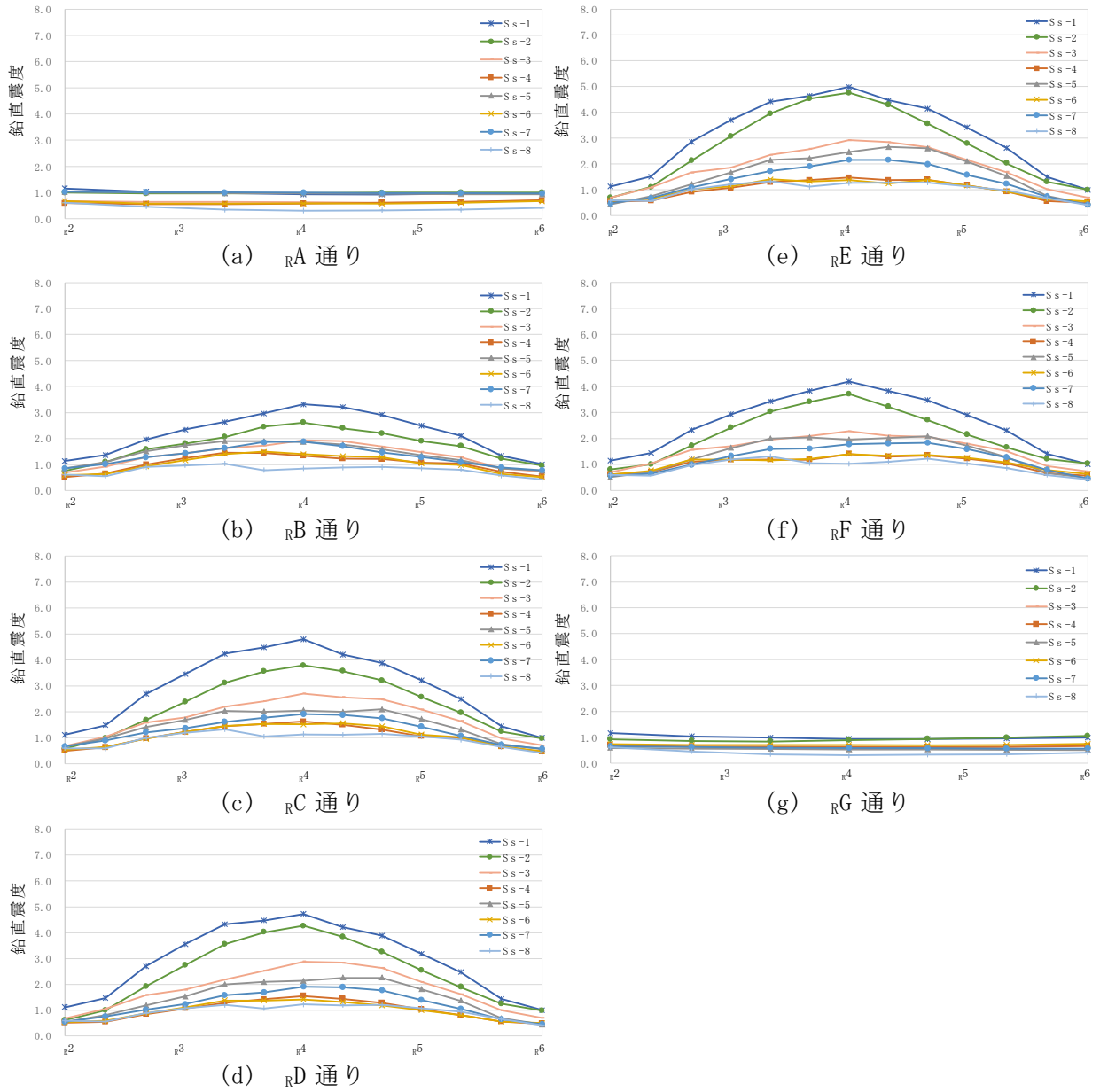


図 2-1 鉛直震度分布 (Ss-1~8, ケース 1)



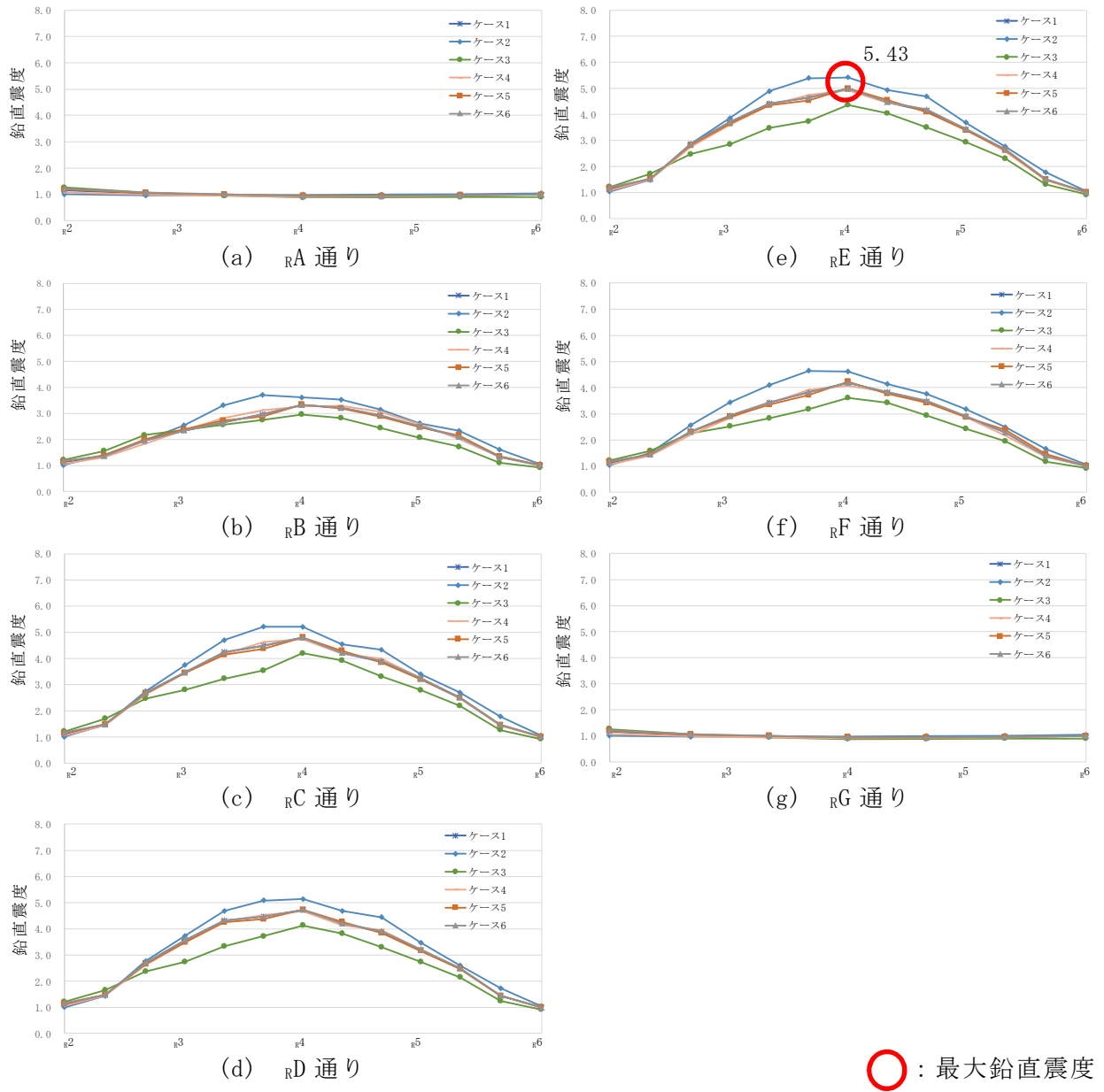


図 2-2 鉛直震度分布 (Ss-1, ケース 1~6)

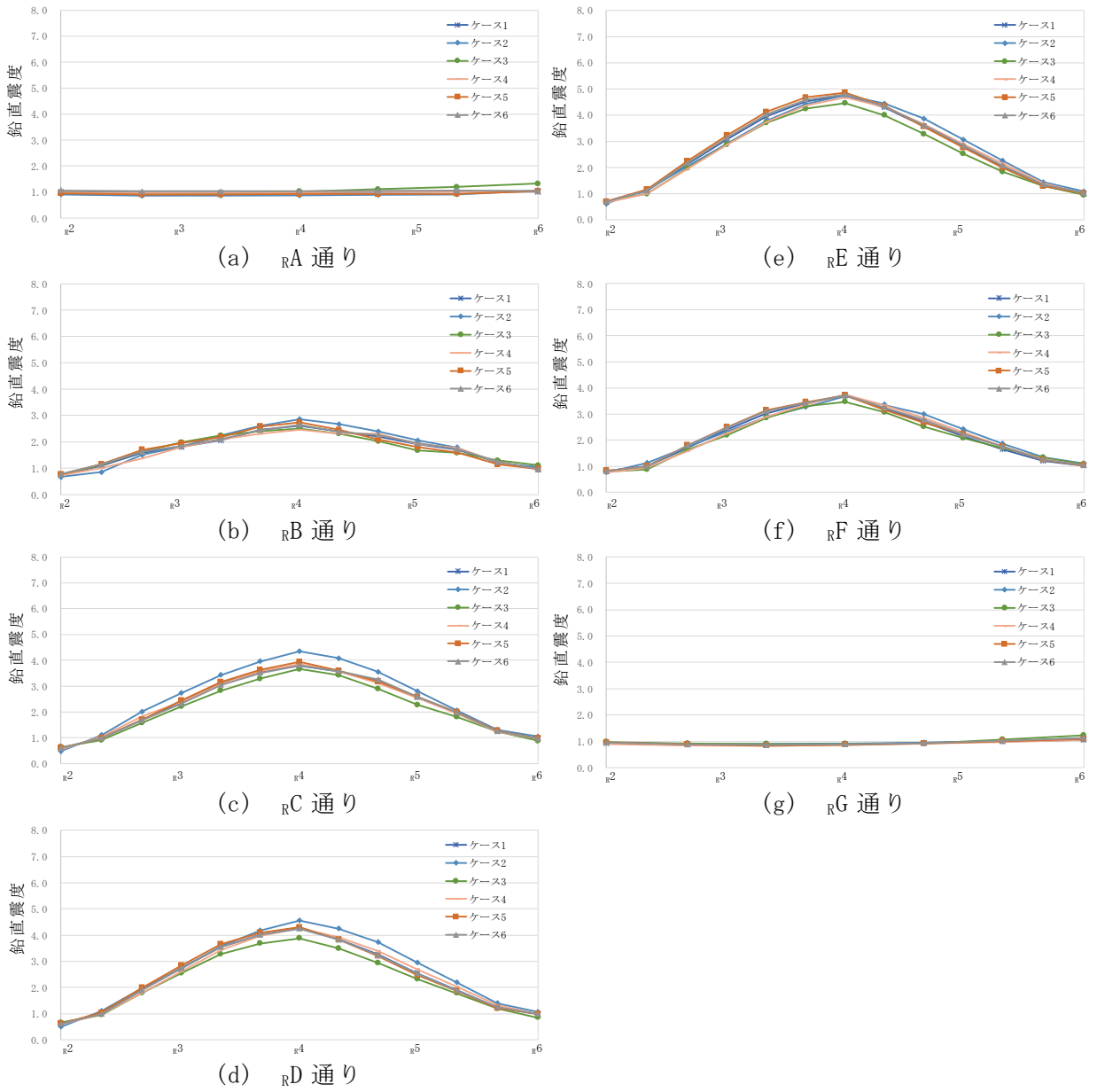


図 2-3 鉛直震度分布 (Ss-2, ケース 1~6)

### 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。

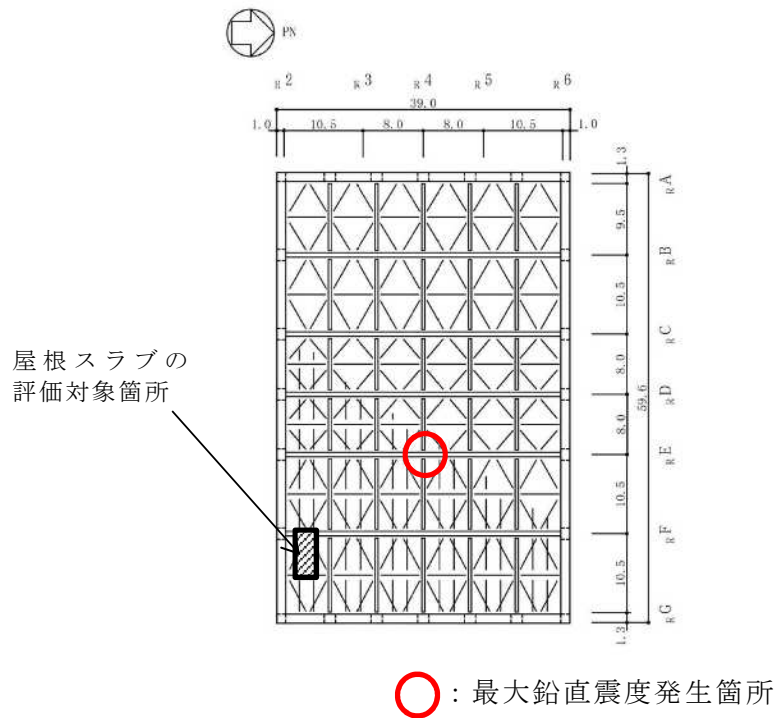


図3-1 最大鉛直震度発生箇所及び屋根スラブの評価対象箇所

別紙4-1 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. (m)	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	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	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 (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 $\frac{s \cdot \sigma_t + \sigma_t + k \cdot \sigma_c}{f_t}$	
					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	20	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	20	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)
18.1	rA	58.7	20	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)
23.5	r1	58.1	20	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	20	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 $\frac{s \sigma_t + \sigma_c + k \sigma_t}{f_t}$	
					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 $k \sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
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			117.0 (127.0)	1.85	154.6	3160 (2409)	(74.5) 79.9 118.0 (122.6)	62.3	3.75	6.4	0.22	0.65 (0.64)
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			120.0 (136.8)	2.02	158.3	3550 (2629)	(92.2) 98.8 144.0 (150.0)	53.9	3.24	3.4	0.12	0.63 (0.63)
12.3	r1	89.4	[Redacted]	4-D35@200 $p_g=1.28$	178.0 (188.5)	1.99	156.0	4660 (3911)	(105.9) 114.0 165.0 (172.6)	78.5	4.08	22.9	0.79	0.75 (0.73)
	r7	89.4			177.0 (187.9)	1.98	155.2	4550 (3818)	(104.0) 112.0 162.0 (169.7)	69.1	3.75	22.9	0.79	0.72 (0.70)
4.8	rA	80.0	[Redacted]	4-D35@200 $p_g=1.28$	167.0 (186.6)	2.09	163.8	4930 (4100)	(117.7) 126.0 183.0 (192.2)	73.4	4.09	22.9	0.79	0.76 (0.76)
	rG	84.9			175.0 (195.5)	2.06	161.4	4920 (4096)	(129.4) 139.0 201.0 (210.8)	63.6	4.04	22.9	0.79	0.72 (0.73)

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 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$		
				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 $s\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	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. (m)	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				$\frac{s \sigma_t + \sigma_c}{f_t}$ *2
					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 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	
4.8 }	R <sup>B</sup> (R2~R3)	7.6	90	2-D38@200 $p_g=1.27$	11.9 (11.9)	1.57	123.9	93 (77)	3.2 4.6 (4.9)	110.4	1.77	0.68 (0.89)
	R <sup>F</sup> (R5~R6)				7.8 (7.8)	1.56	117.9	61 (51)	2.2 2.8 (2.9)	92.8	1.26	0.62 (0.88)
-1.7 }	R <sup>3</sup> (R4~R5)	5.4	90	2-D35@200 $p_g=1.06$	8.9 (5.7)	1.65	155.2	419 (33)	4.3 4.7 (2.9)	85.9	2.36	0.70 (0.66)
	R <sup>3</sup> (R <sup>F</sup> ~R <sup>G</sup> )				6.8 (4.2)	1.65	124.7	419 (32)	4.3 4.7 (2.0)	118.2	2.85	0.71 (0.70)
-8.2 }	R <sup>B</sup> (R2~R3)	27.1	90	2-D38@200 $p_g=1.27$	49.0 (56.4)	1.81	142.9	1300 (443)	16.0 22.4 (23.5)	133.4	3.16	0.81 (0.62)
	R <sup>F</sup> (R5~R6)				36.7 (41.5)	1.81	136.8	969 (321)	10.7 14.9 (15.7)	168.1	4.91	0.89 (0.72)

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

別紙5 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

## 目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
3. 検討条件	別紙 5-3
3.1 補強等に伴う増加重量	別紙 5-3
3.2 解析モデル	別紙 5-7
4. 検討結果	別紙 5-13
4.1 固有値解析結果	別紙 5-13
4.2 最大応答値	別紙 5-15
5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響	別紙 5-28
5.1 せん断ひずみに対する影響	別紙 5-28
5.1.1 検討方法	別紙 5-28
5.1.2 検討結果	別紙 5-28
5.2 床応答に対する影響	別紙 5-28
6. まとめ	別紙 5-40

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋において、補強等の改造工事に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析を実施し、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響について確認するものである。

## 2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下、「今回工認モデル」という。）では、原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料の別紙 1-1「原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について」の 2.5 項に示す通り、既工認\*の質点系モデルから屋根トラスの補強等、応答性状に影響を与える重量の変更を考慮している。

本検討では、上述した補強等の重量変更に加え、平成 18 年耐震設計審査指針改定及び平成 25 年新規制基準施行に伴う安全対策工事等による重量の増加分を考慮したモデル（以下、「補強反映モデル」という。）と今回工認モデルを比較することにより、重量変更による建屋応答への影響を確認する。

なお、影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「補強反映モデル」を用いた地震応答解析は、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基準地震動  $S_s-1$  に対して実施することとする。

注記\*：柏崎刈羽原子力発電所7号機『既工事計画認可申請書 添付資料Ⅳ-2-3「原子炉建屋の地震応答計算書」（3資庁第6675号平成3年8月23日認可）』

### 3. 検討条件

#### 3.1 補強等に伴う増加重量

補強等に伴う増加重量と補強後の変更となる補強反映モデルの振動諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。なお、補強等の変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより、地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。



表 3-1 増加重量と補強後の振動諸元 (NS 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
49.7	1	39490	70.6	630	40120	71.7
38.2	2	80520	410.9	2040	82560	421.3
31.7	3	84470	473.7	1860	86330	484.1
23.5	4	84770	293.2	1280	86050	297.6
18.1	5	55380	198.1	1100	56480	202.0
12.3	6	81140	289.3	1920	83060	296.1
4.8	7	80120	296.2	1360	81480	301.2
-1.7	8	81300	298.1	880	82180	301.3
-8.2	9	342450	945.4	1420	343870	949.3
-13.7	10	216040	581.5	0	216040	581.5
総重量		1145680	—	12490	1158170	—

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
31.7	11	91400	32.4	2320	93720	33.2
23.5	12	155040	371.7	2930	157970	378.7
18.1	13	102870	305.0	2190	105060	311.5
12.3	14	199270	408.9	3390	202660	415.9
4.8	15	124050	387.4	2420	126470	395.0
-1.7	16	136800	369.7	1550	138350	373.9
総重量		809430	—	14800	824230	—

表 3-2 増加重量と補強後の振動諸元 (EW 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
49.7	1	39490	147.1	630	40120	149.4
38.2	2	80520	300.1	2040	82560	307.7
31.7	3	89570	299.1	3020	92590	309.2
23.5	4	67270	275.6	1720	68990	282.6
18.1	5	50210	210.8	1090	51300	215.4
12.3	6	78630	320.7	1860	80490	328.3
4.8	7	76690	316.8	1310	78000	322.2
-1.7	8	79240	324.6	850	80090	328.1
-8.2	9	342450	1039.5	1420	343870	1043.8
-13.7	10	216040	644.3	0	216040	644.3
総重量		1120110	—	13940	1134050	—

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
31.7	11	86300	267.7	1160	87460	271.3
23.5	12	172540	474.6	2490	175030	481.4
18.1	13	108040	340.3	2200	110240	347.2
12.3	14	201780	453.1	3450	205230	460.8
4.8	15	127480	432.5	2470	129950	440.9
-1.7	16	138860	409.9	1580	140440	414.6
総重量		835000	—	13350	848350	—

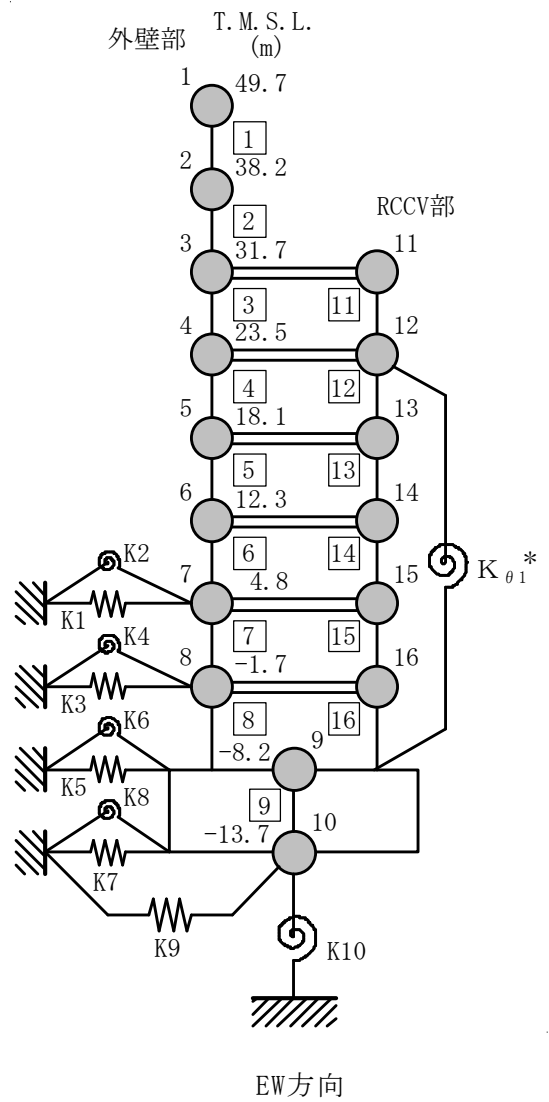
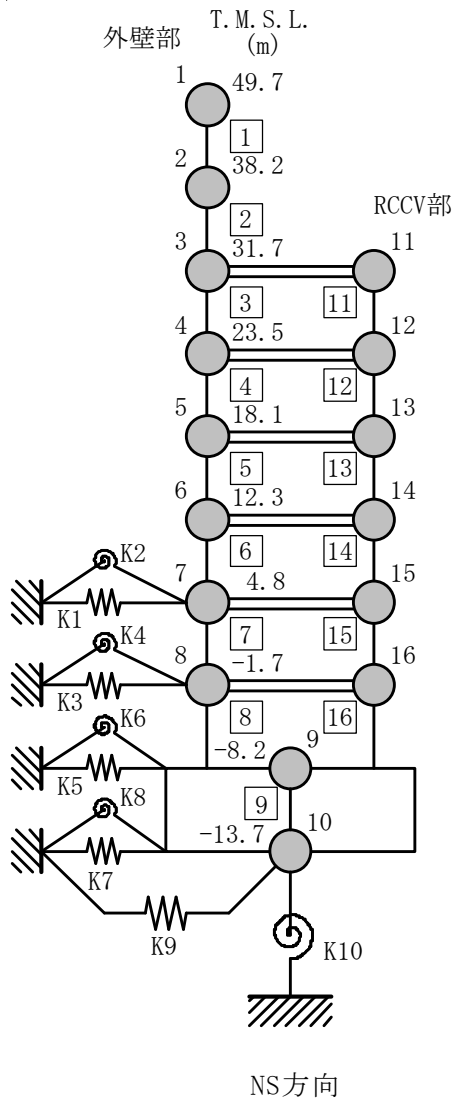
表 3-3 増加重量と補強後の振動諸元（鉛直方向）

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル	増加重量 (kN)	補強反映モデル
		質点重量 (kN)		質点重量 (kN)
49.7	21	1770	0	1770
	22	3540	0	3540
	23	3540	0	3540
	1	30640	630	31270
38.2	2	80520	2040	82560
31.7	3	175870	4180	180050
23.5	4	239810	4210	244020
18.1	5	158250	3290	161540
12.3	6	280410	5310	285720
4.8	7	204170	3780	207950
-1.7	8	218100	2430	220530
-8.2	9	342450	1420	343870
-13.7	10	216040	0	216040
総重量		1955110	27290	1982400

### 3.2 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図 3-1 に，地盤ばね定数を表 3-4 及び表 3-5 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，地盤ばね定数を表 3-6 に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



注記\* : RCCV 回転ばね

図 3-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.24 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.79 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.97 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.63 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.95 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.28 \times 10^7$	$2.82 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.06 \times 10^{10}$	$5.95 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.25 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.98 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.96 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.28 \times 10^7$	$2.82 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.06 \times 10^{10}$	$6.02 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW 方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.25 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.06 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.99 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.97 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.25 \times 10^7$	$2.80 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.60 \times 10^{10}$	$6.94 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

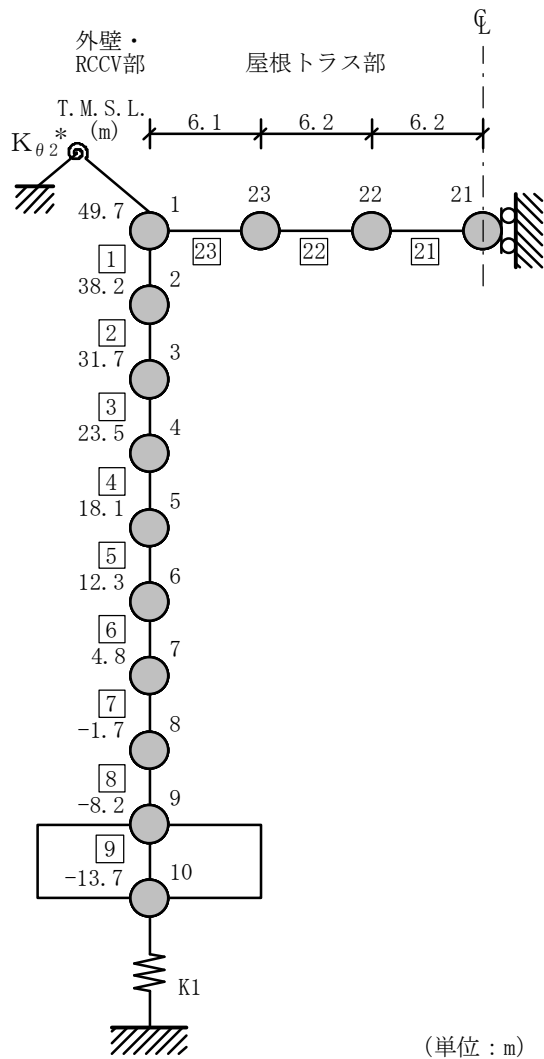
\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.26 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.06 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.81 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$4.00 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.97 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.25 \times 10^7$	$2.80 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.60 \times 10^{10}$	$7.01 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad



(単位 : m)

注記\* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)



表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, 鉛直方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	$1.20 \times 10^8$	$6.45 \times 10^6$

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	$1.20 \times 10^8$	$6.46 \times 10^6$

#### 4. 検討結果

##### 4.1 固有値解析結果

「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 4-1 に示す。

「補強反映モデル」の固有周期は，補強による重量増加の影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，ほぼ同程度となることを確認した。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.439	0.443	2.28	2.26
2	0.192	0.194	5.20	5.17
3	0.091	0.092	11.03	10.93
4	0.078	0.078	12.88	12.79
5	0.077	0.078	12.98	12.88

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.429	0.433	2.33	2.31
2	0.191	0.192	5.23	5.20
3	0.082	0.083	12.16	12.05
4	0.077	0.078	12.97	12.88
5	0.071	0.072	14.02	13.92

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.279	0.280	3.58	3.57
2	0.258	0.260	3.87	3.85
3	0.077	0.077	12.95	12.95
4	0.051	0.051	19.45	19.44
5	0.047	0.047	21.32	21.18

#### 4.2 最大応答値

基準地震動 Ss-1 による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に、最大せん断ひずみを表 4-2 及び表 4-3 に示す。

「補強反映モデル」の最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。

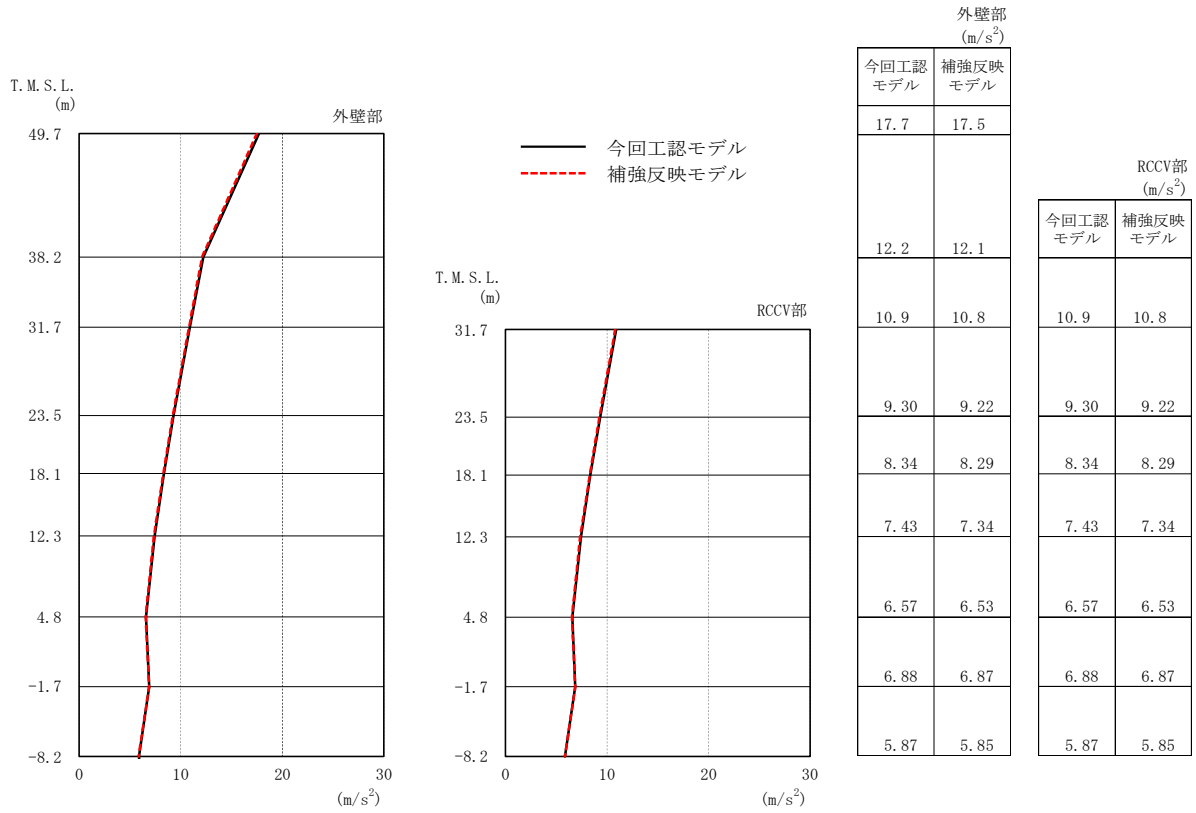
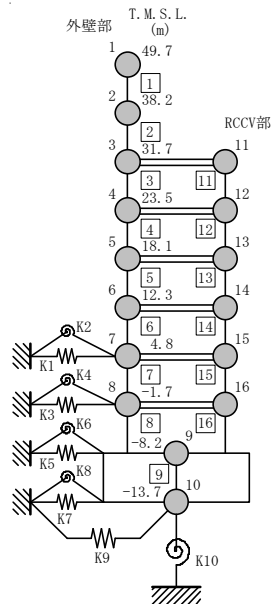


図 4-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



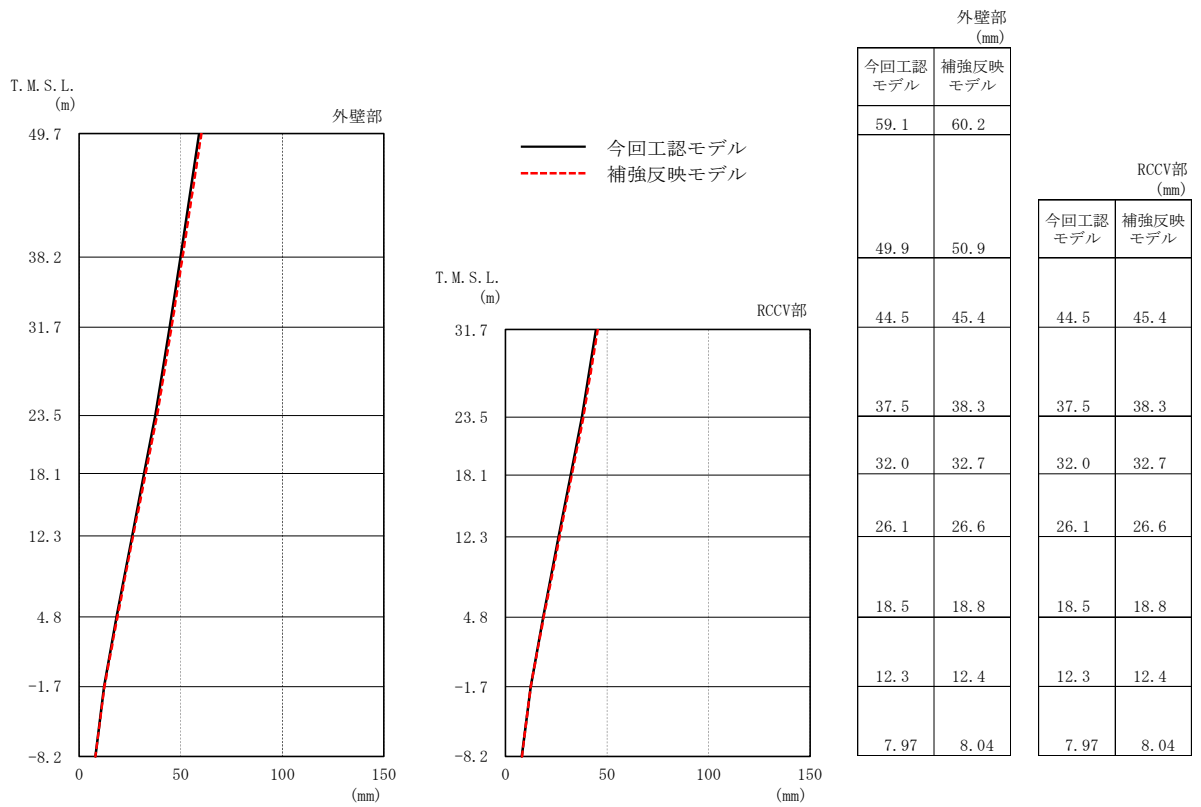
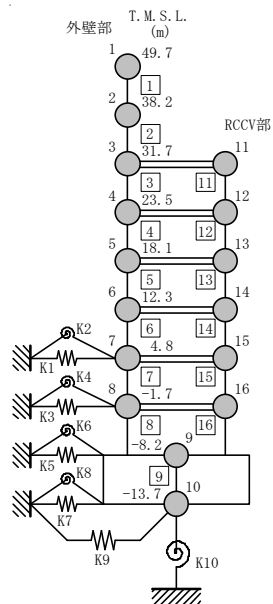


図 4-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



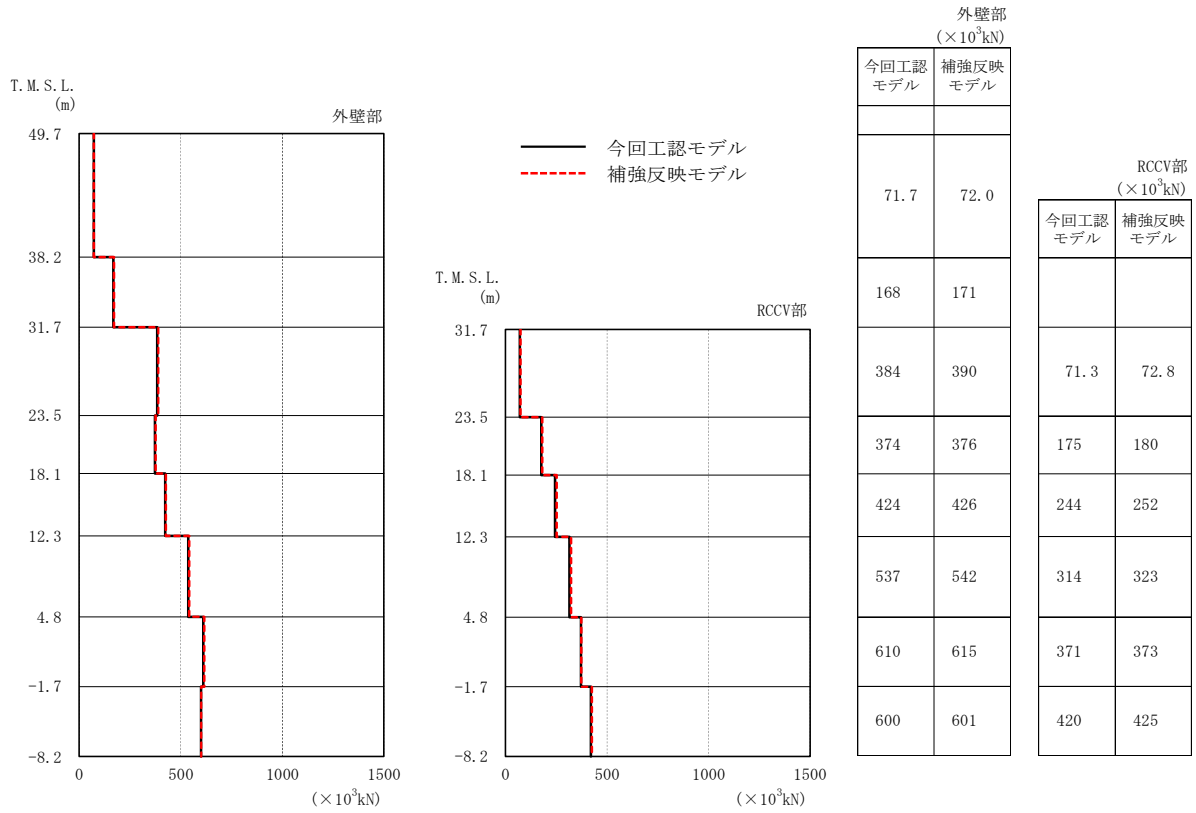
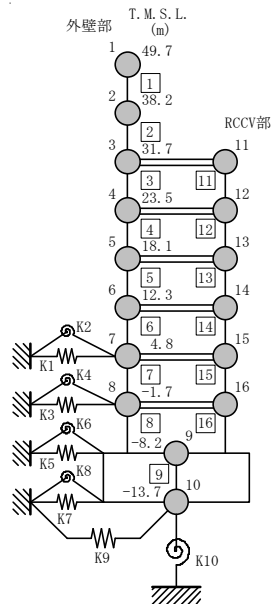


図 4-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)



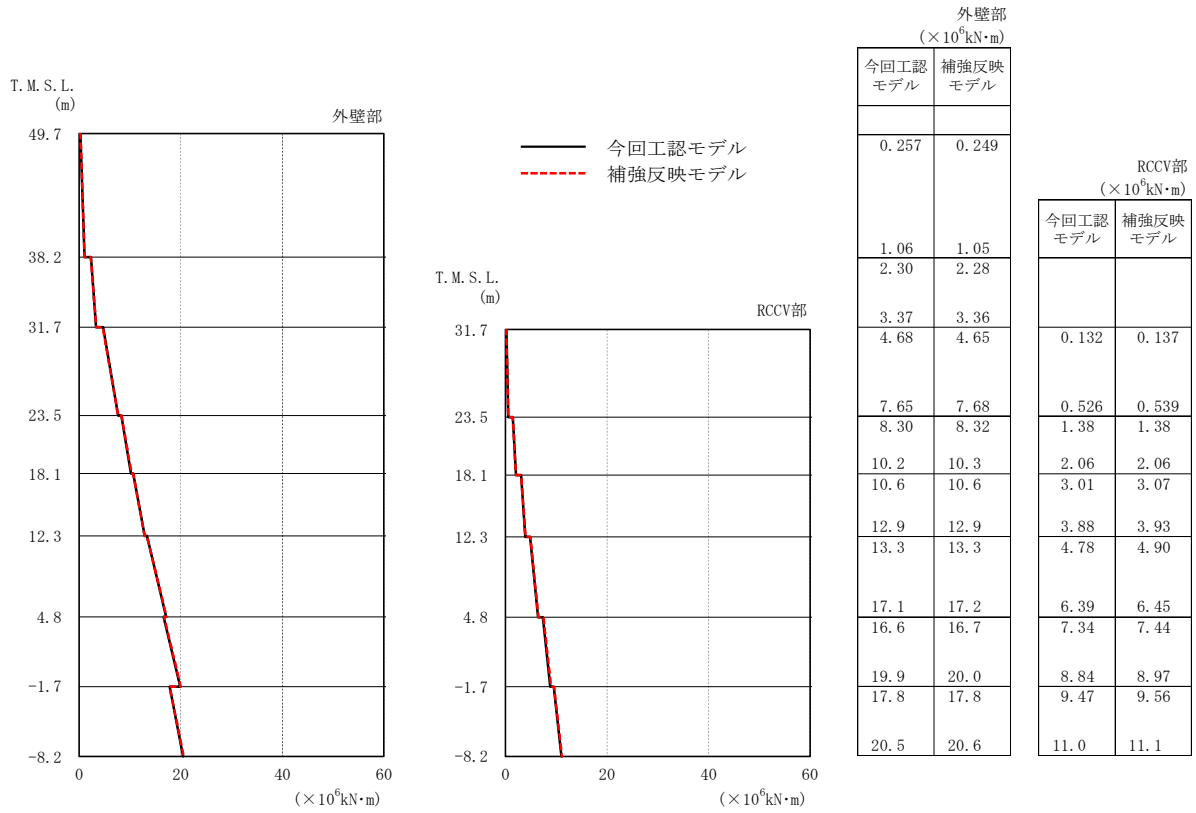
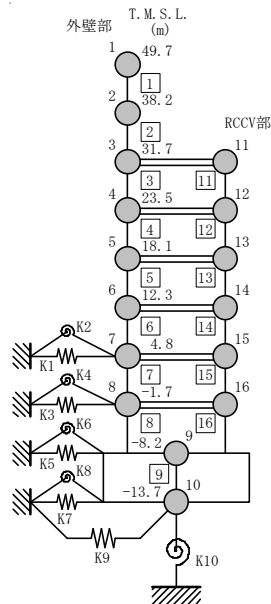


図 4-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)





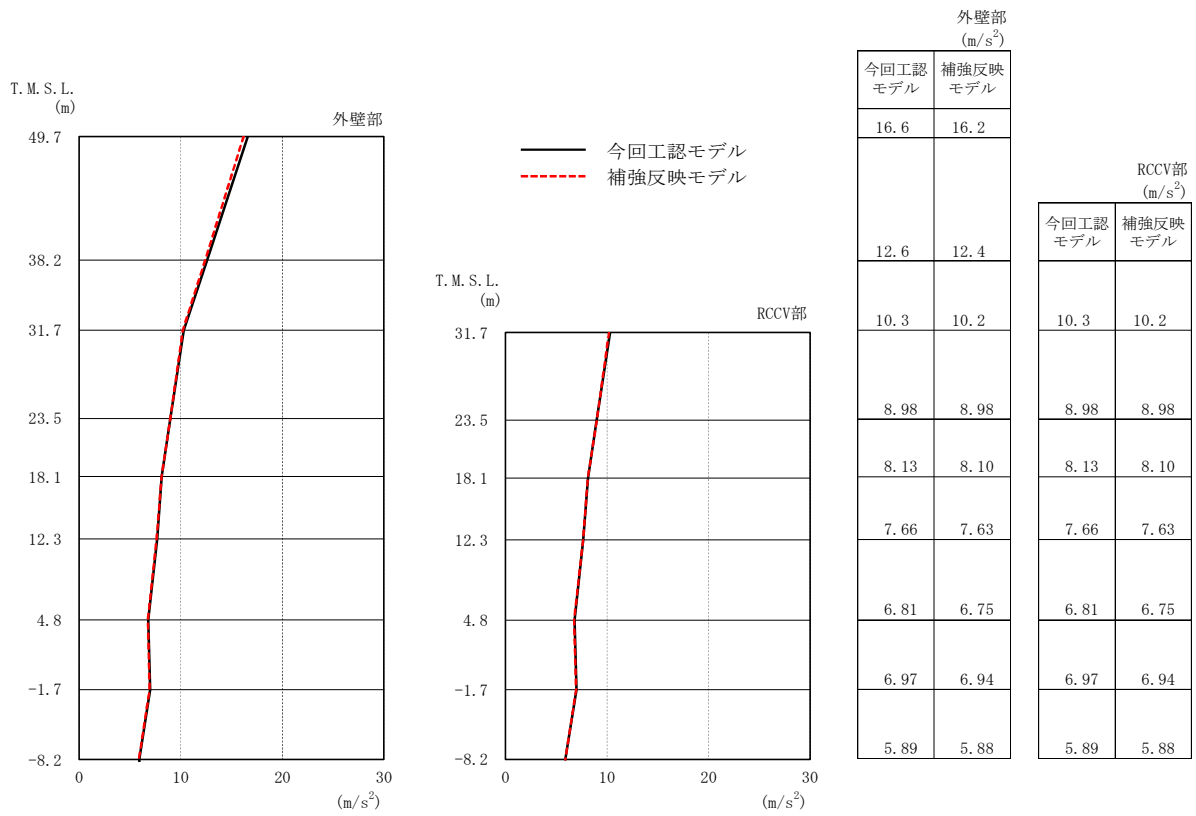
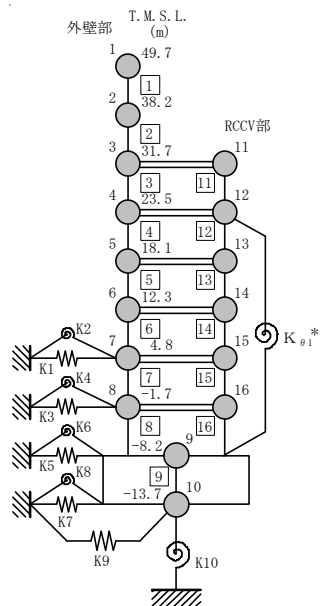


図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



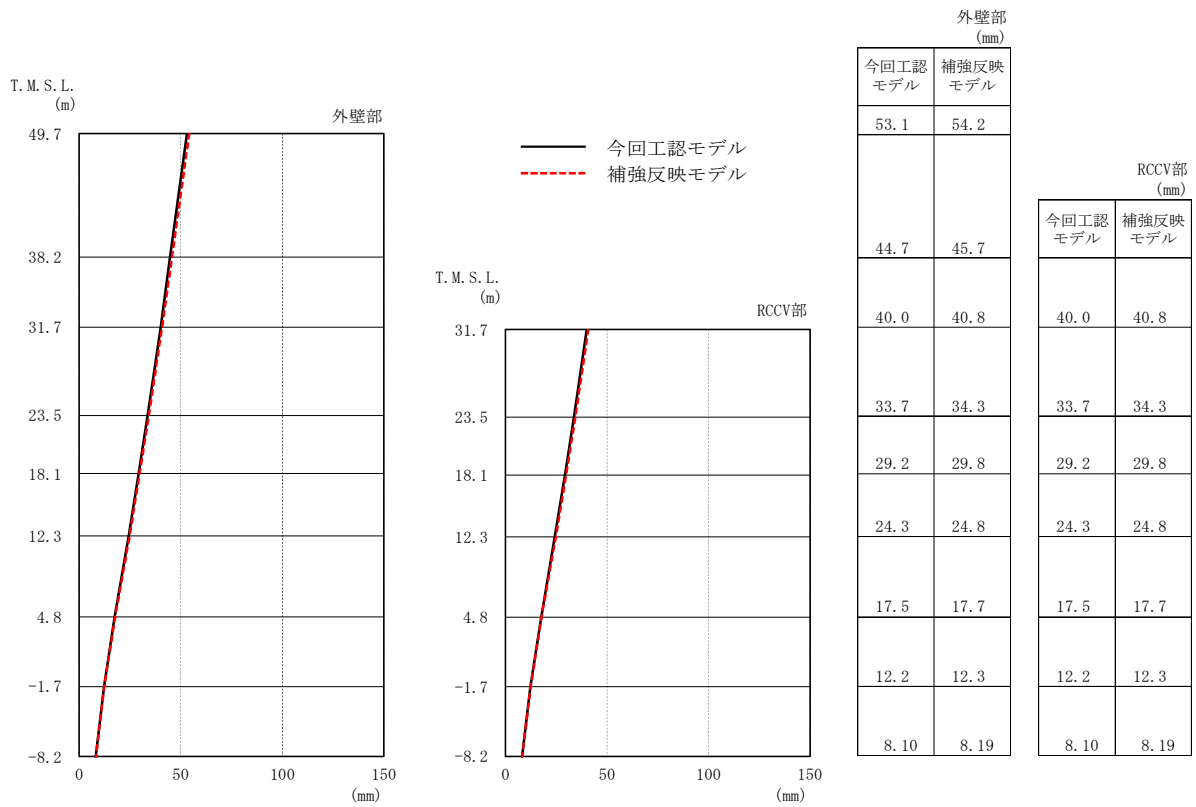
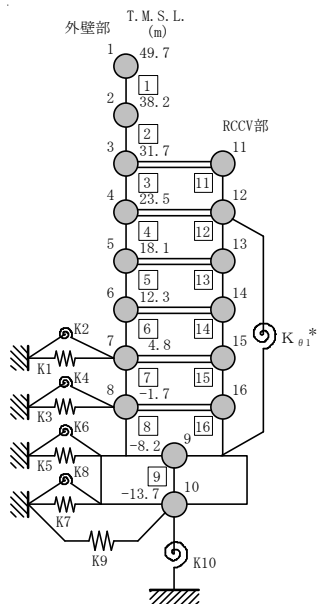


図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)



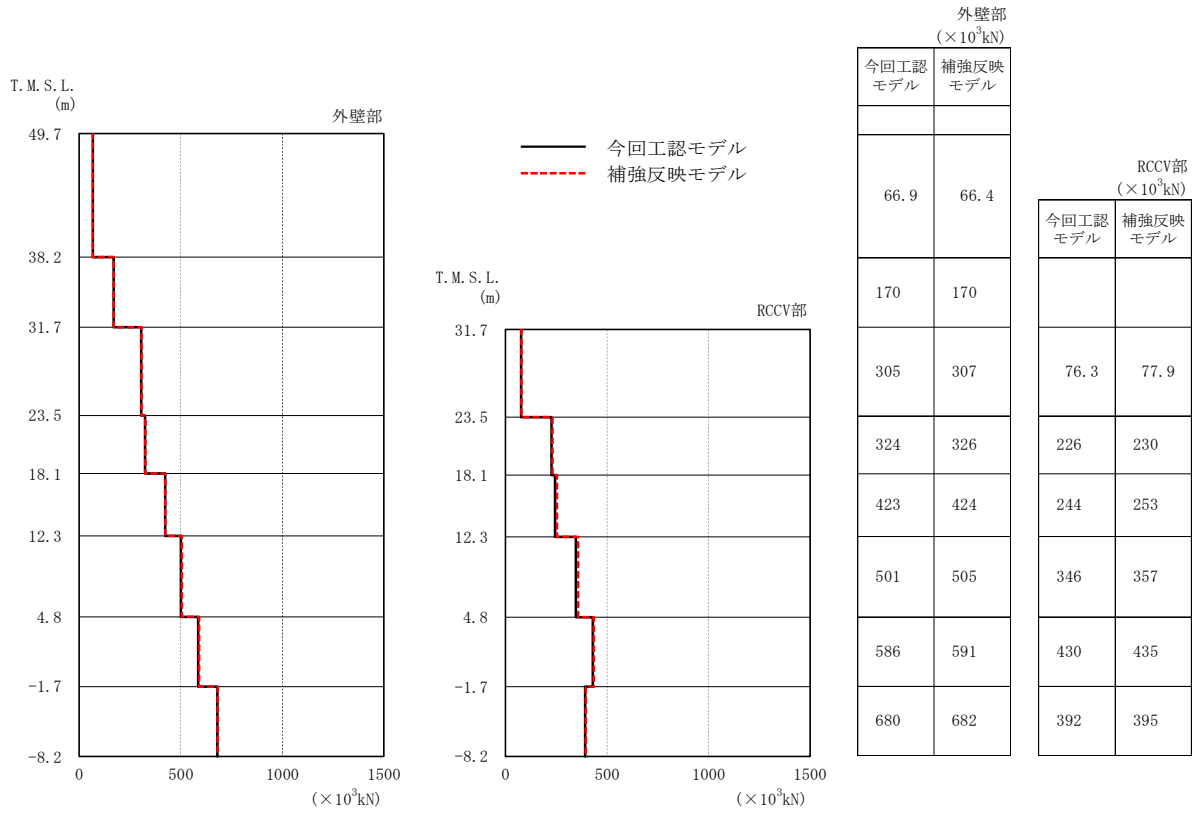
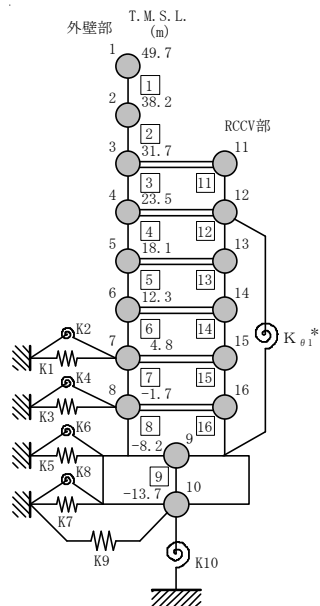


図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)



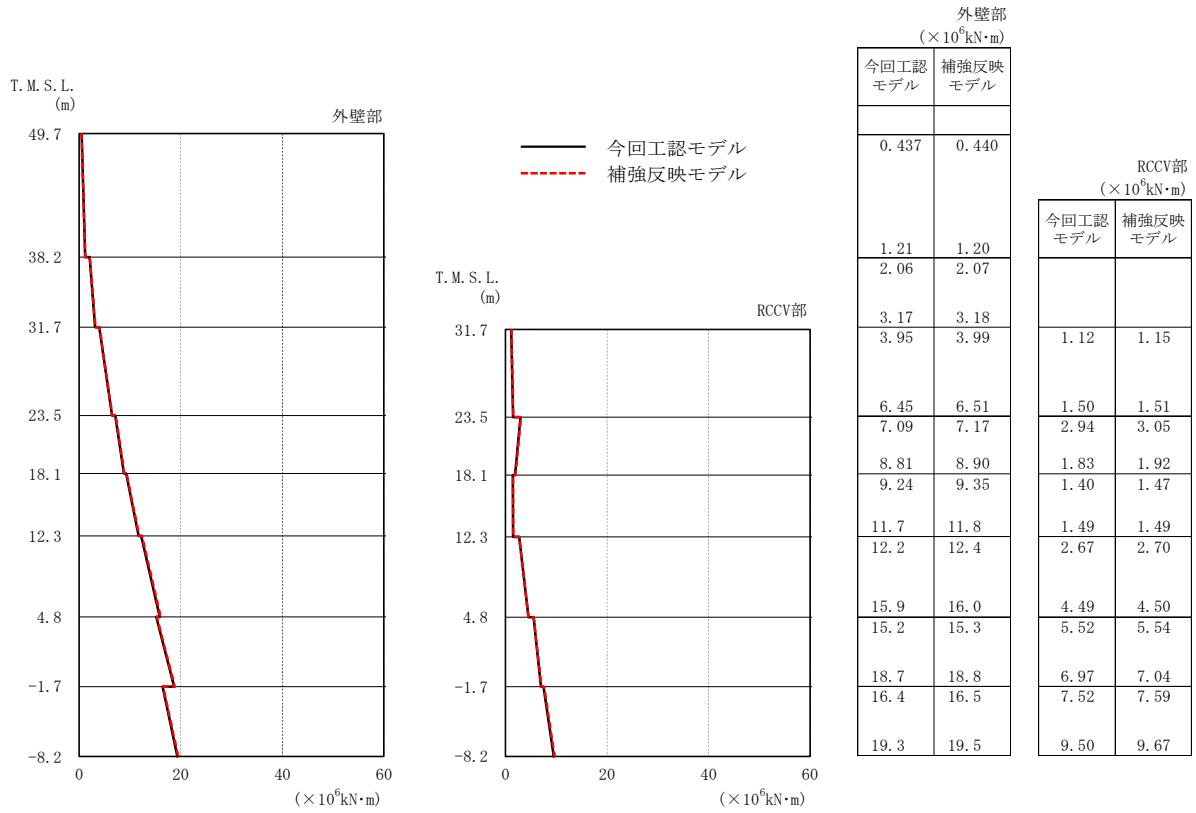
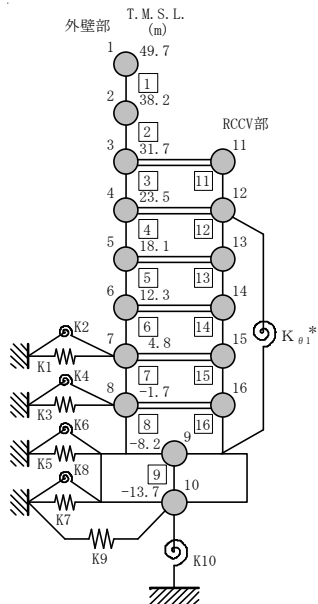


図 4-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)



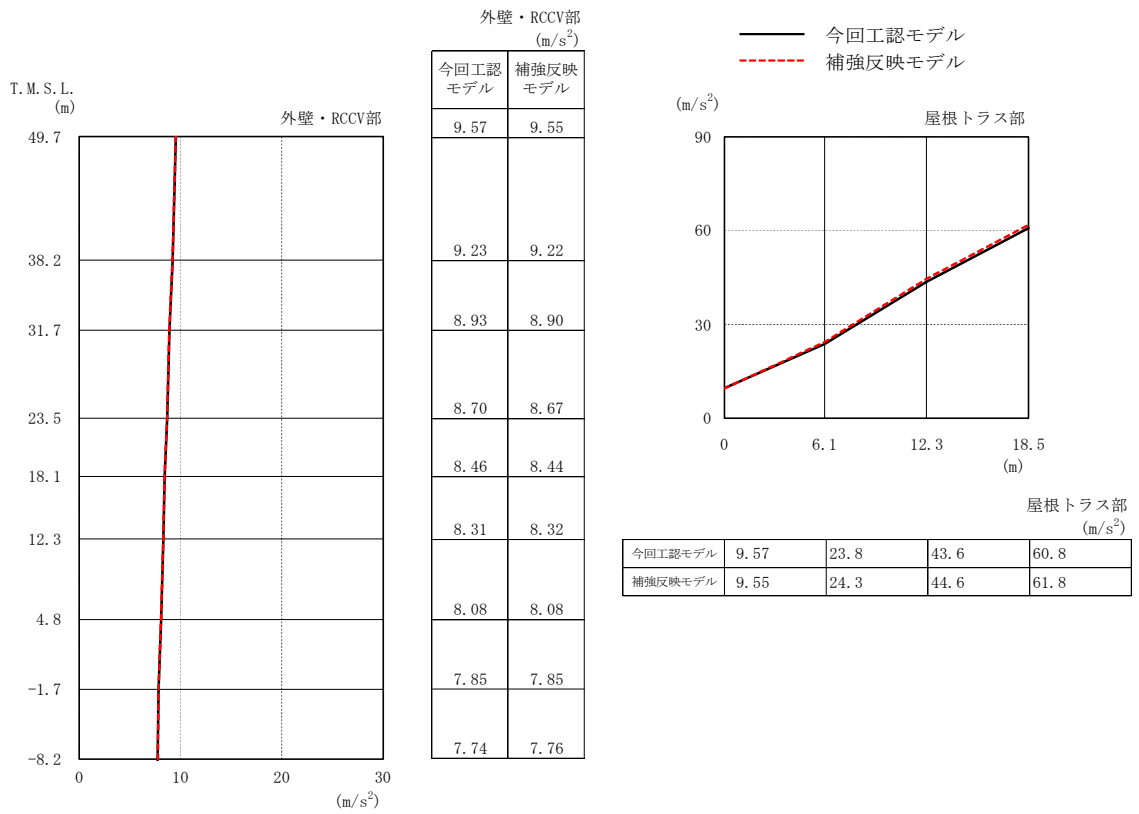
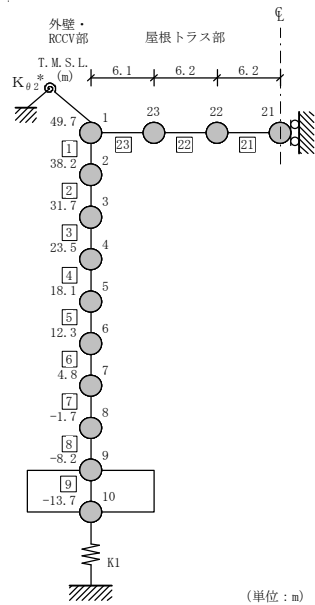


図 4-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



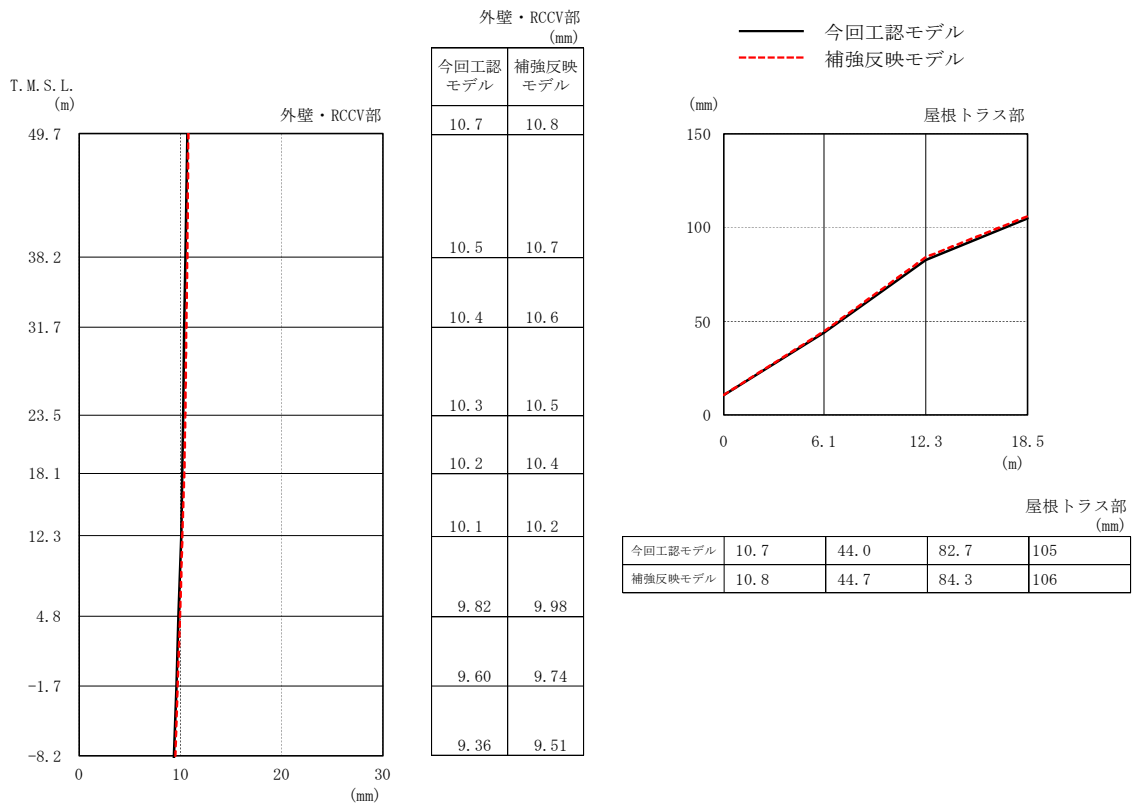
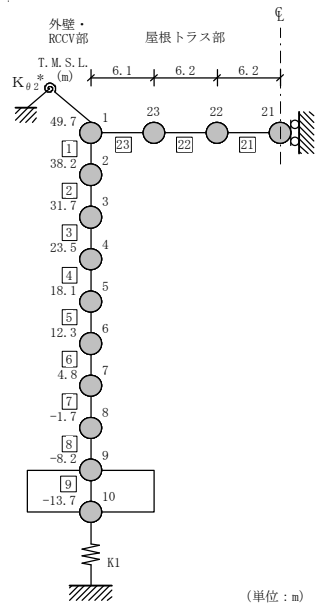


図 4-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



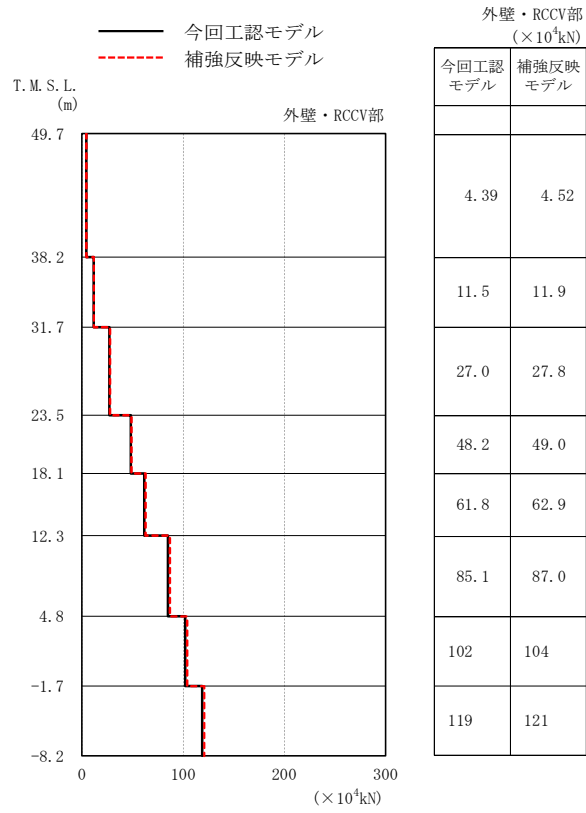


図 4-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

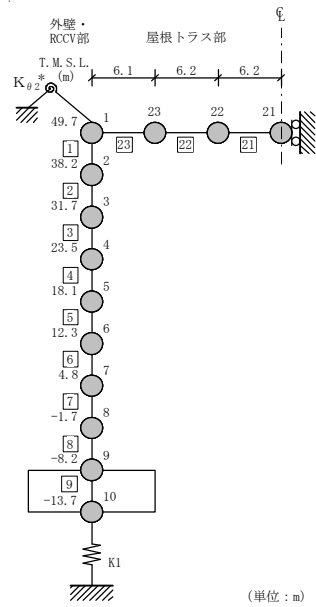


表 4-2 最大せん断ひずみ (NS 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
1	0.147	0.147	1.00
2	0.170	0.172	1.02
3	0.171	0.174	1.02
4	0.361	0.369	1.03
5	0.388	0.398	1.03
6	0.406	0.418	1.03
7	0.528	0.543	1.03
8	0.225	0.226	1.01

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
11	0.0499	0.0510	1.03
12	0.130	0.133	1.03
13	0.149	0.154	1.04
14	0.189	0.194	1.03
15	0.388	0.395	1.02
16	0.189	0.191	1.02

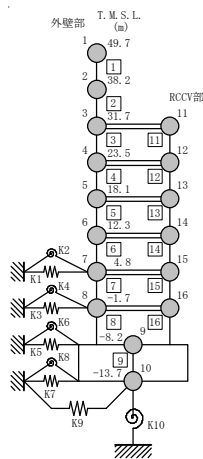
表 4-3 最大せん断ひずみ (EW 方向)

(a) 外壁部

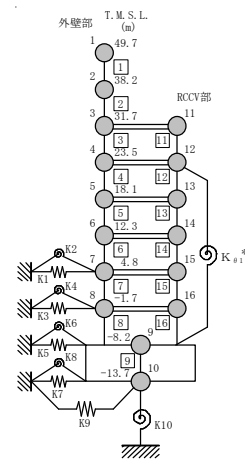
部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
1	0.103	0.102	1.00
2	0.116	0.116	1.00
3	0.148	0.149	1.01
4	0.206	0.210	1.02
5	0.243	0.250	1.03
6	0.334	0.344	1.03
7	0.318	0.332	1.05
8	0.244	0.247	1.02

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
11	0.0292	0.0298	1.03
12	0.0848	0.0863	1.02
13	0.0982	0.103	1.05
14	0.191	0.197	1.04
15	0.200	0.206	1.03
16	0.200	0.201	1.01



NS 方向



EW 方向



## 5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

補強等に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、重量増加が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

### 5.1 せん断ひずみに対する影響

#### 5.1.1 検討方法

検討は、以下の通り、保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として、材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみ（基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

#### 5.1.2 検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 及び表 5-2 より、最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認した。

### 5.2 床応答に対する影響

基準地震動 Ss-1 における今回工認モデルの床応答スペクトルと補強反映モデルの床応答スペクトルとの比較を図 5-1～図 5-3 に示す。

図 5-1～図 5-3 に示すとおり、補強反映モデルの床応答スペクトルは、今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。

表 5-1 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (NS 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ $\times$ ④)
1	0.147	0.147	1.00	0.155	0.155
2	0.170	0.172	1.02	0.182	0.186
3	0.171	0.174	1.02	0.185	0.189
4	0.361	0.369	1.03	0.404	0.417
5	0.388	0.398	1.03	0.437	0.451
6	0.406	0.418	1.03	0.525	0.541
7	0.528	0.543	1.03	0.679	0.700
8	0.225	0.226	1.01	0.278	0.281

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ $\times$ ④)
11	0.0499	0.0510	1.03	0.0633	0.0652
12	0.130	0.133	1.03	0.145	0.150
13	0.149	0.154	1.04	0.167	0.174
14	0.189	0.194	1.03	0.267	0.276
15	0.388	0.395	1.02	0.475	0.485
16	0.189	0.191	1.02	0.213	0.218

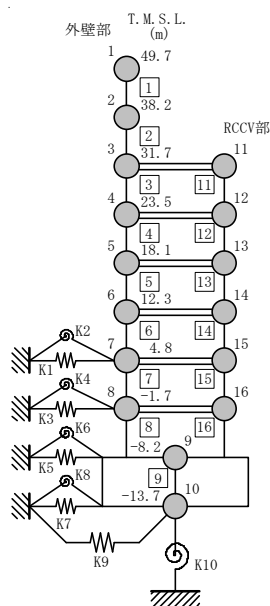


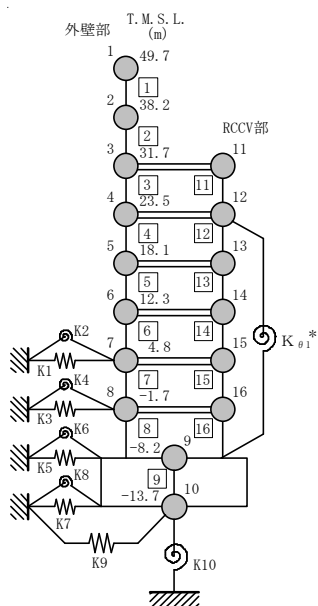
表 5-2 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (EW 方向)

(a) 外壁部

部材番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認モデル	②補強反映モデル		④材料物性の不確かさ考慮モデル	応答比を乗じた値 (③×④)
1	0.103	0.102	1.00	0.110	0.110
2	0.116	0.116	1.00	0.120	0.120
3	0.148	0.149	1.01	0.159	0.161
4	0.206	0.210	1.02	0.249	0.254
5	0.243	0.250	1.03	0.305	0.315
6	0.334	0.344	1.03	0.570	0.588
7	0.318	0.332	1.05	0.554	0.582
8	0.244	0.247	1.02	0.390	0.398

(b) RCCV 部

部材番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認モデル	②補強反映モデル		④材料物性の不確かさ考慮モデル	応答比を乗じた値 (③×④)
11	0.0292	0.0298	1.03	0.0326	0.0336
12	0.0848	0.0863	1.02	0.103	0.106
13	0.0982	0.103	1.05	0.129	0.136
14	0.191	0.197	1.04	0.381	0.397
15	0.200	0.206	1.03	0.390	0.402
16	0.200	0.201	1.01	0.327	0.331



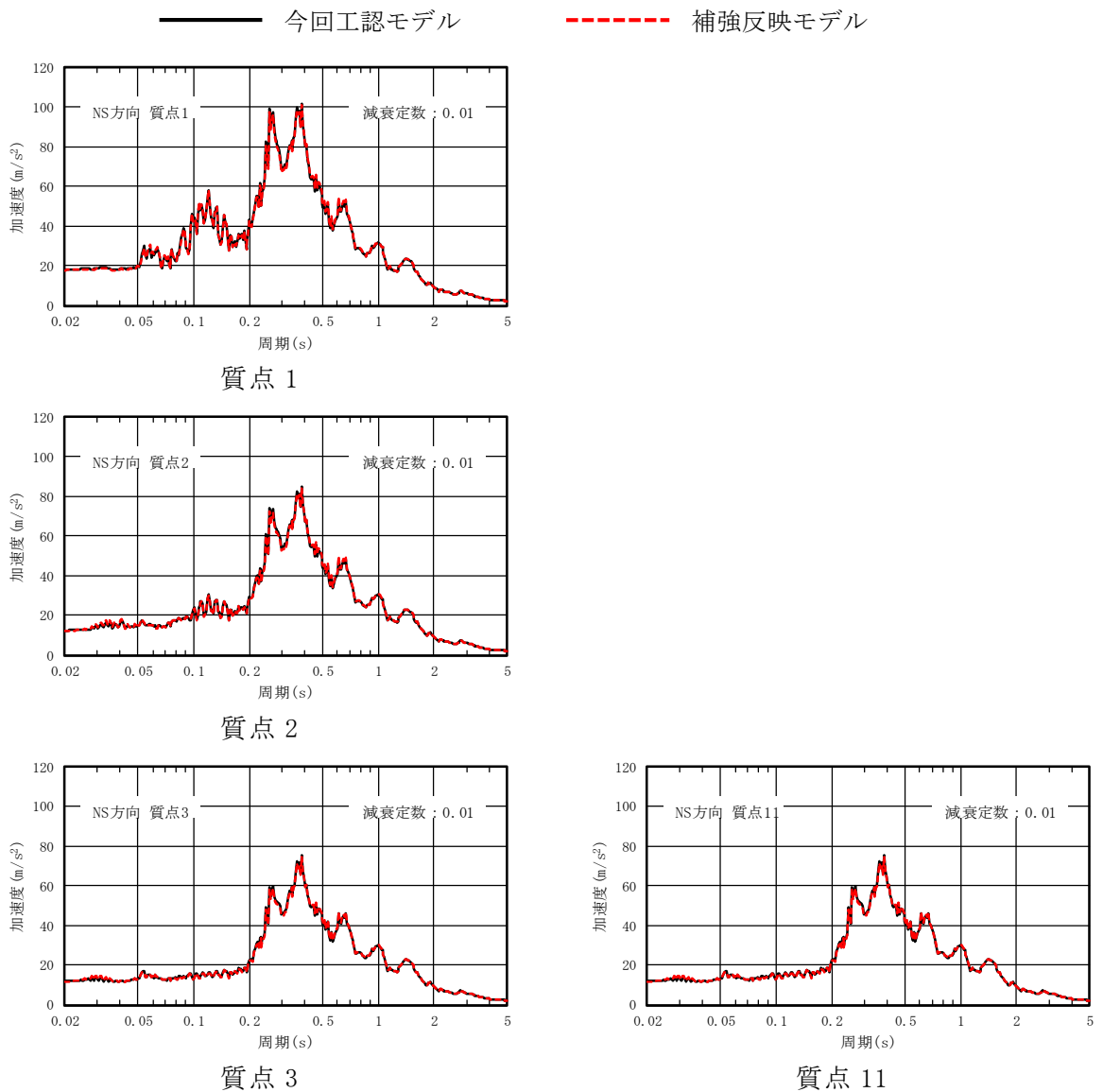
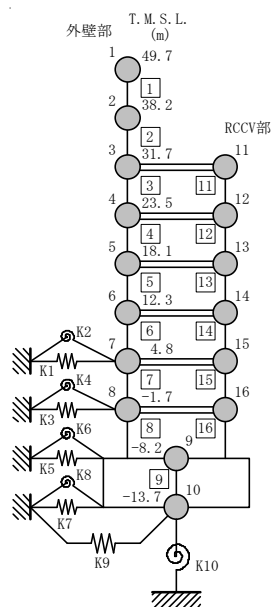


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (1/3)



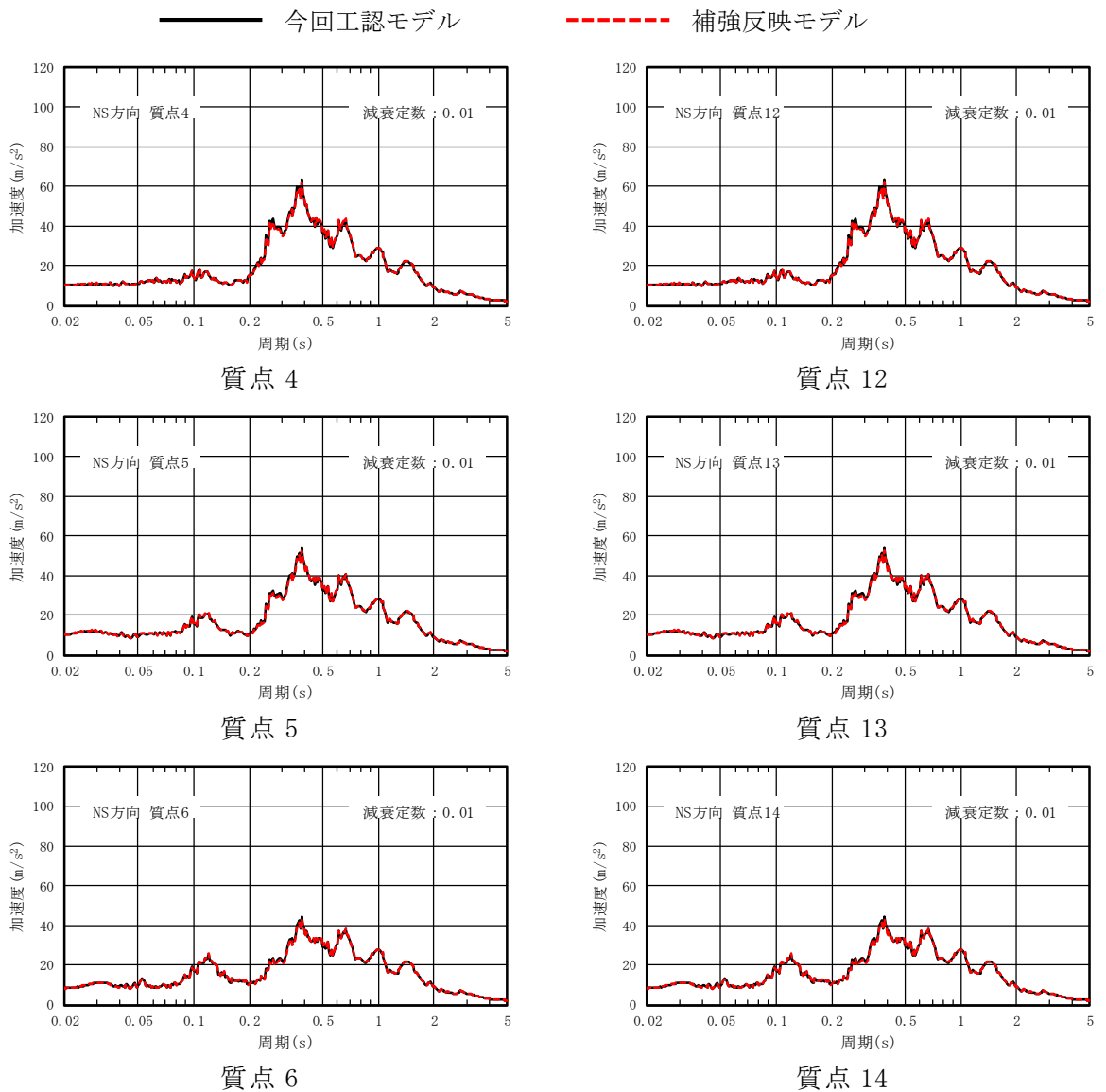
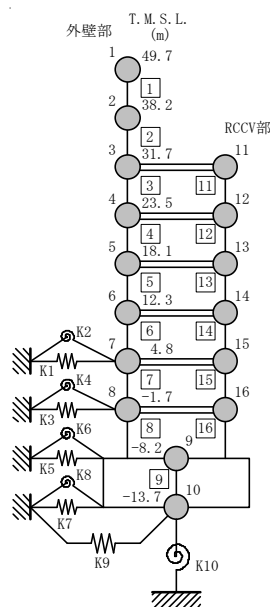


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (2/3)



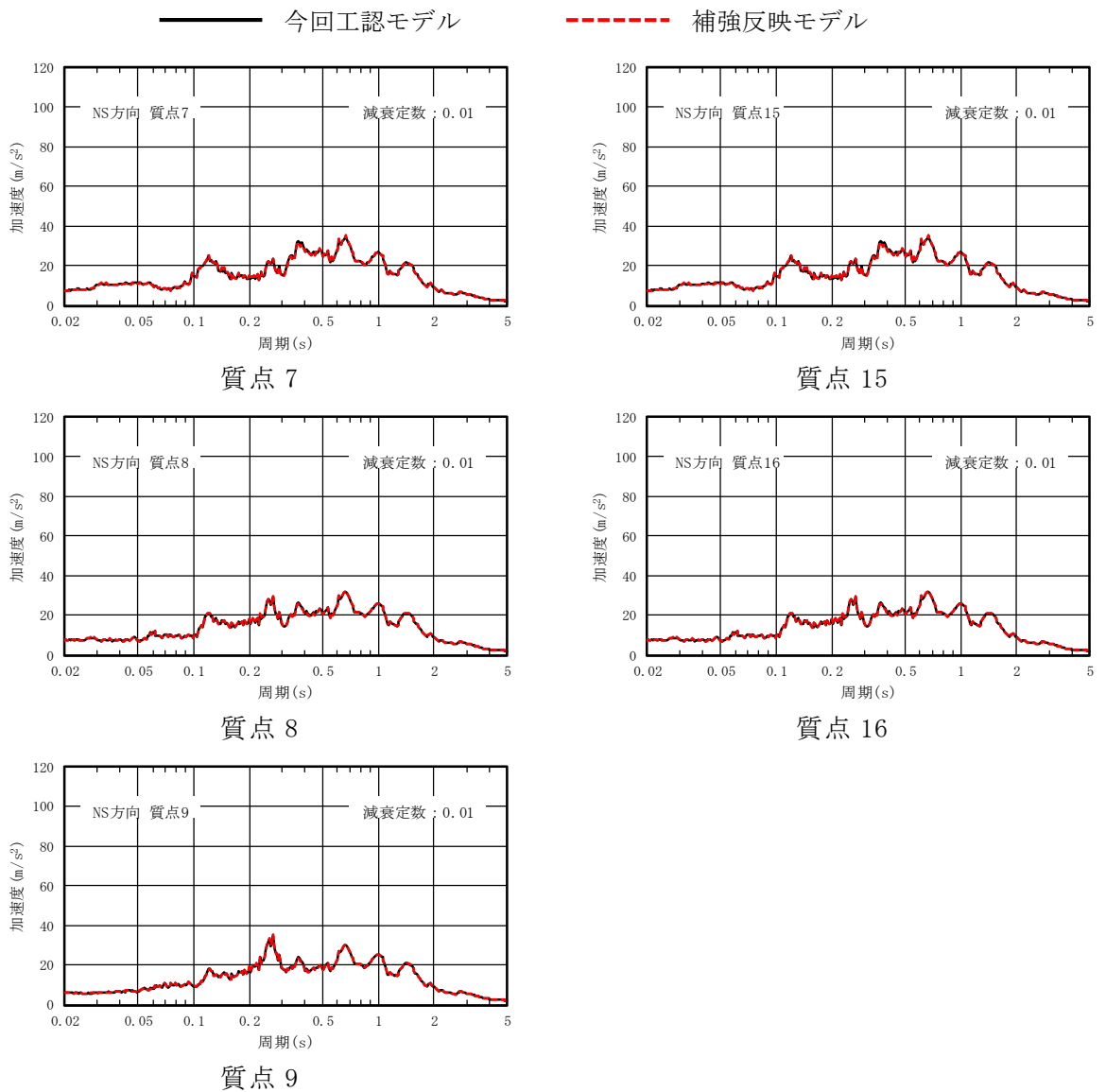
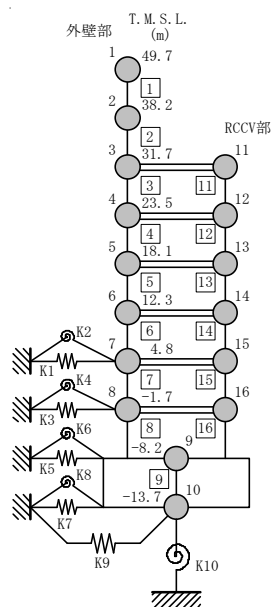


図 5-1 基準地震動 S<sub>s</sub>-1 の床応答スペクトル比較 (S<sub>s</sub>-1, NS 方向, h=0.01) (3/3)



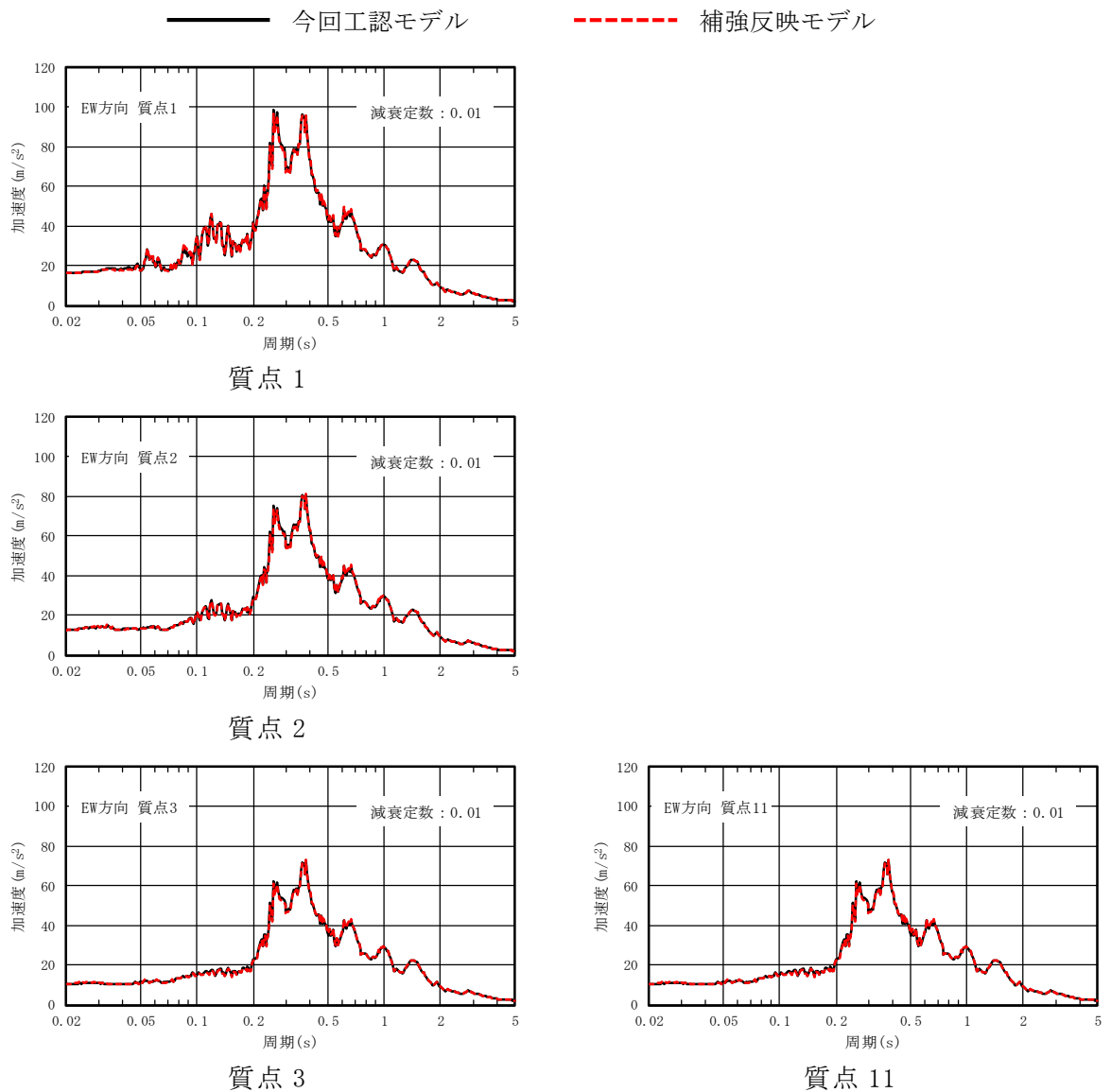
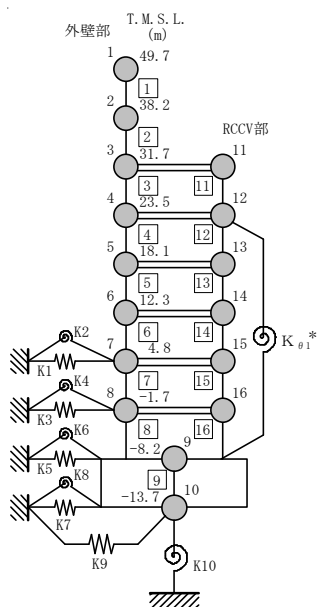


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (1/3)



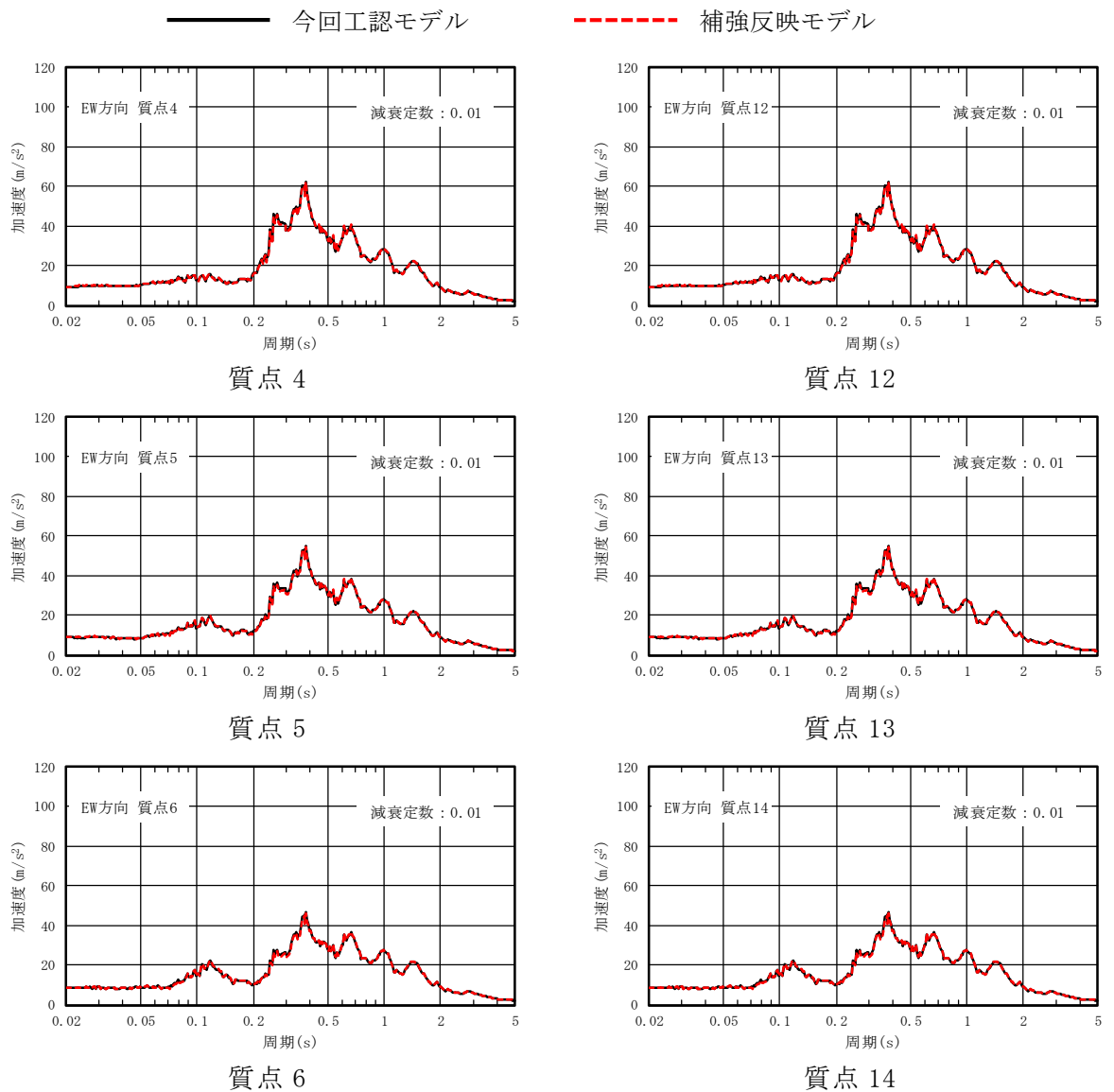
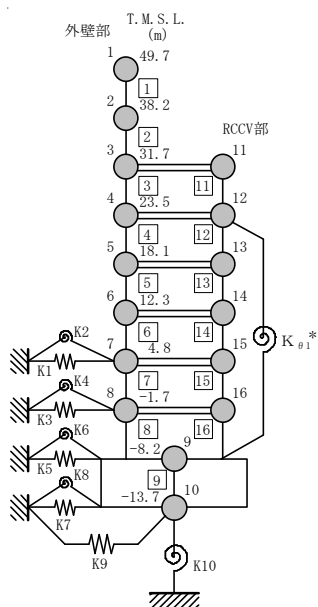


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (2/3)





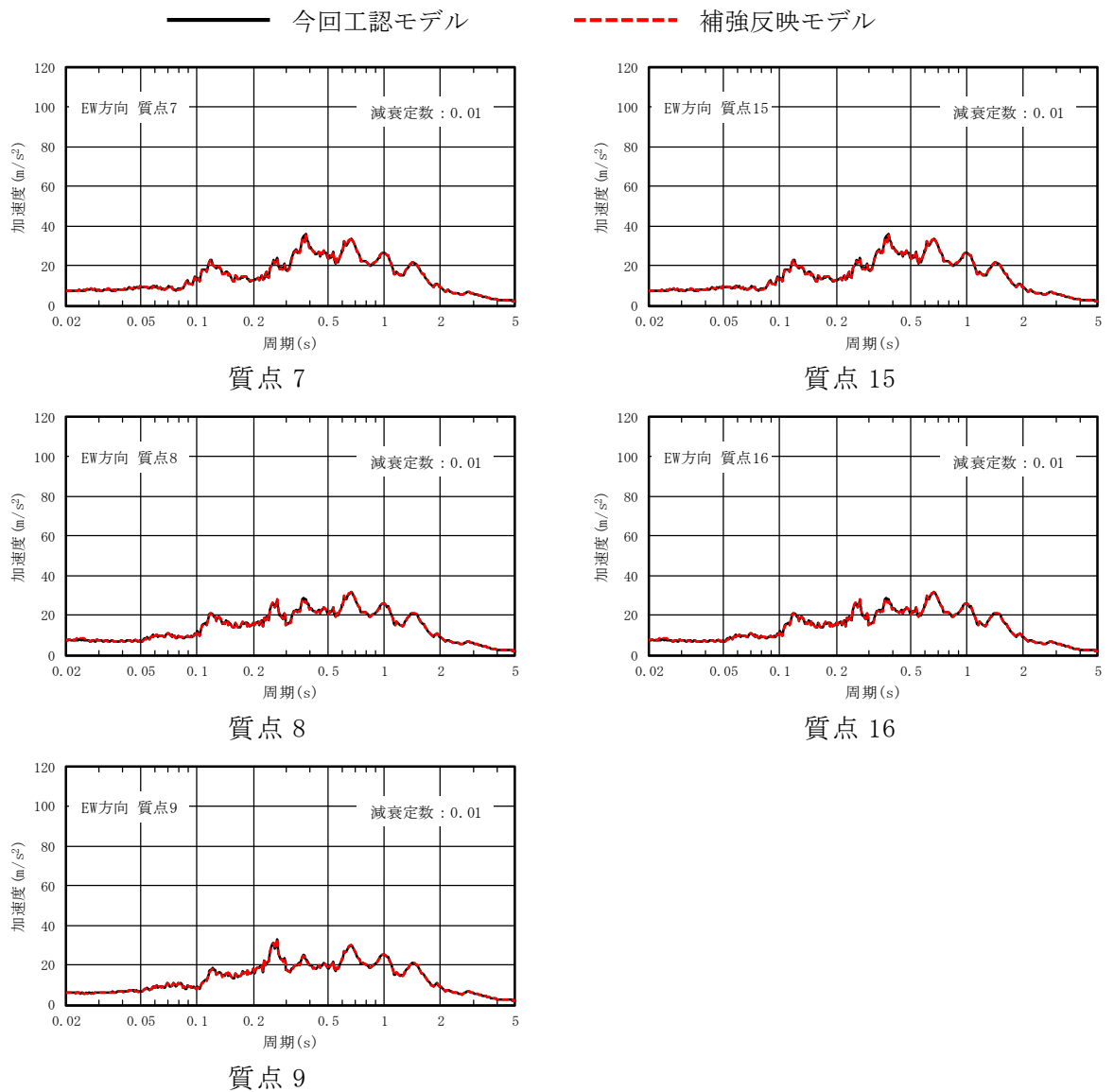
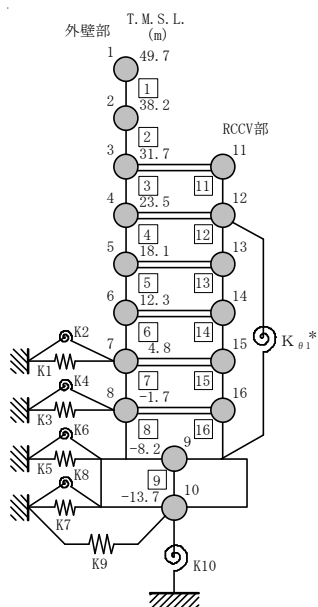
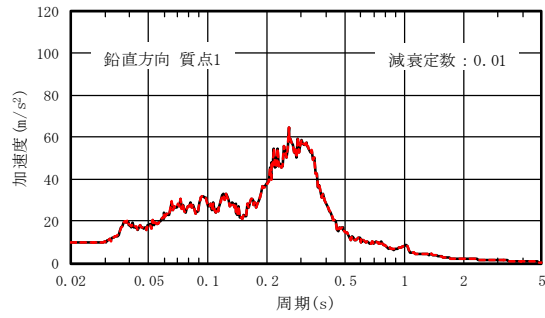


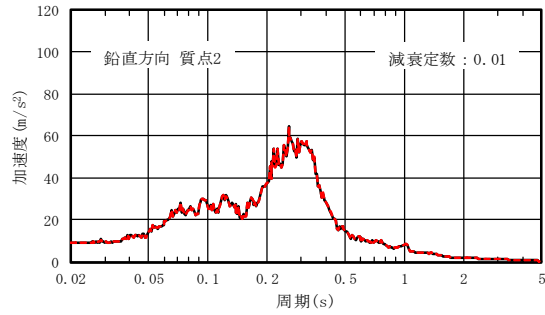
図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (3/3)



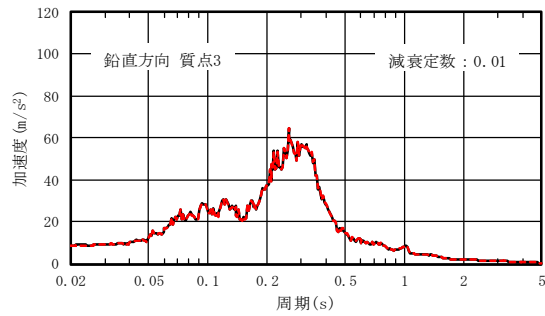
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 1

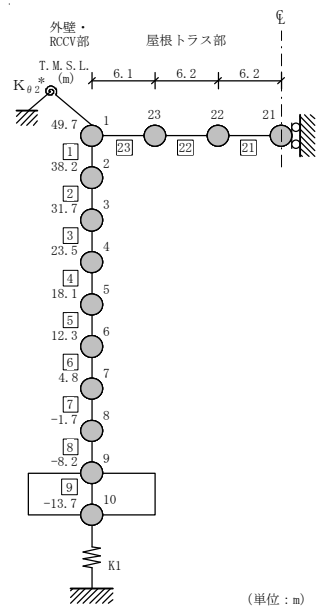


質点 2

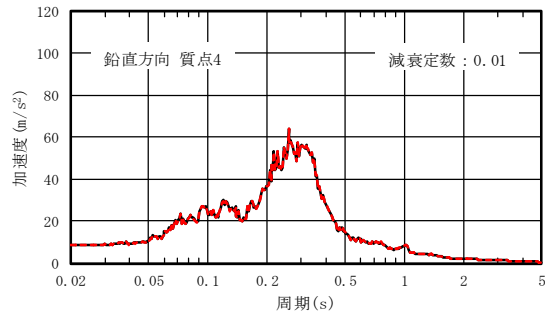


質点 3

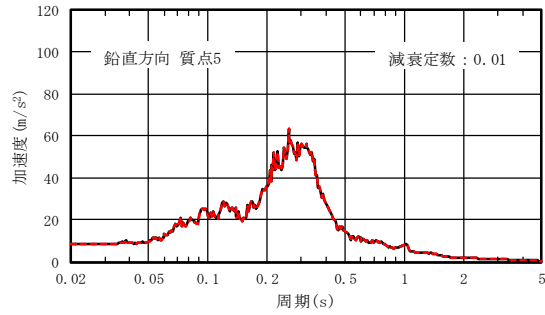
図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (1/3)



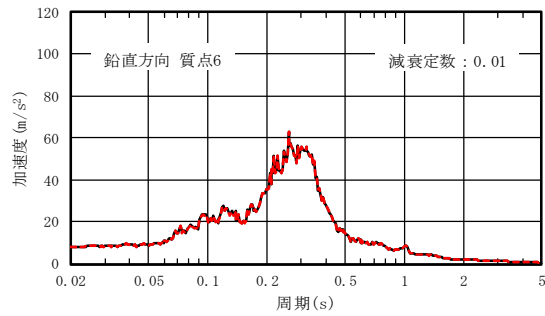
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 4

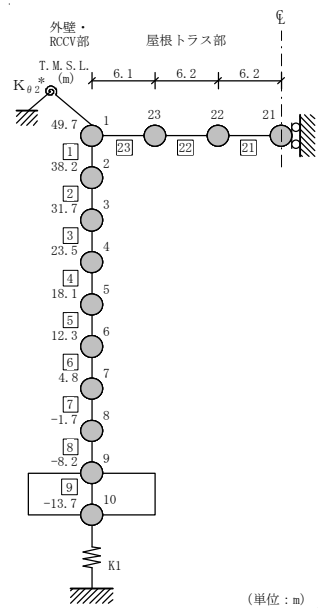


質点 5

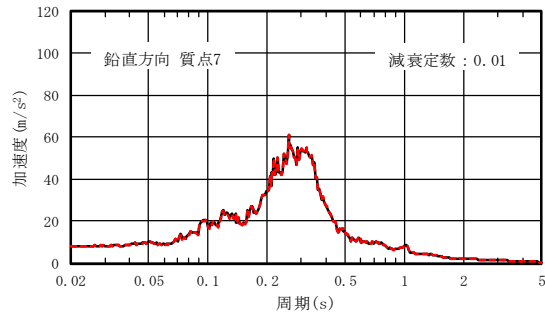


質点 6

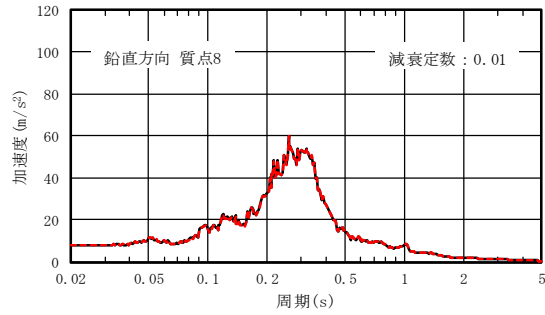
図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (2/3)



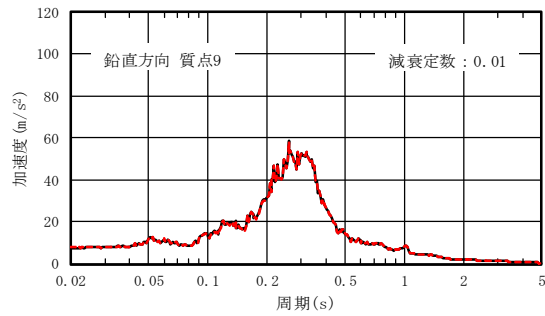
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 7

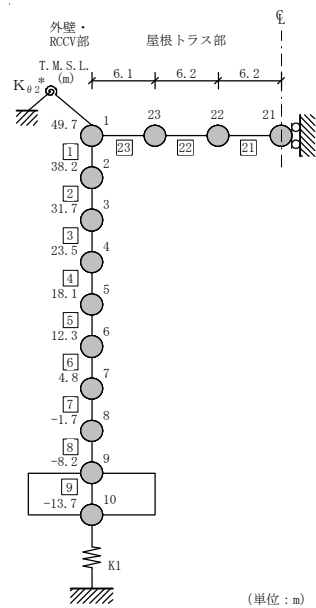


質点 8



質点 9

図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (3/3)



## 6. まとめ

補強等に伴う重量の増加分を考慮し、「補強反映モデル」を用いて、基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「補強反映モデル」の固有周期は、重量を増加させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認し、最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。さらに、原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。