

表 5. 2. 2-4(3) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
⑩	柱	H-400×400×13×21	E4 (case4)	$\sigma_c$	33.0	$f_c$	274.7	0.13	O.K.
⑪	梁	H-350×350×12×19	E1 (case4)	$\sigma_c$	38.7	$f_c$	302.3	0.13	O.K.
⑫	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (case4)	$\sigma_t$	60.6	$f_t$	325.0	0.19	O.K.
⑬	鉛直 ブレース	$\phi$ -355.6×7.9	E1 (case4)	$\sigma_c$	106.1	$f_c$	311.5	0.35	O.K.

\*1 : ⑩~⑬の符号は図 5. 2. 2-4 の応力検討箇所を示す

\*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

\*3 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

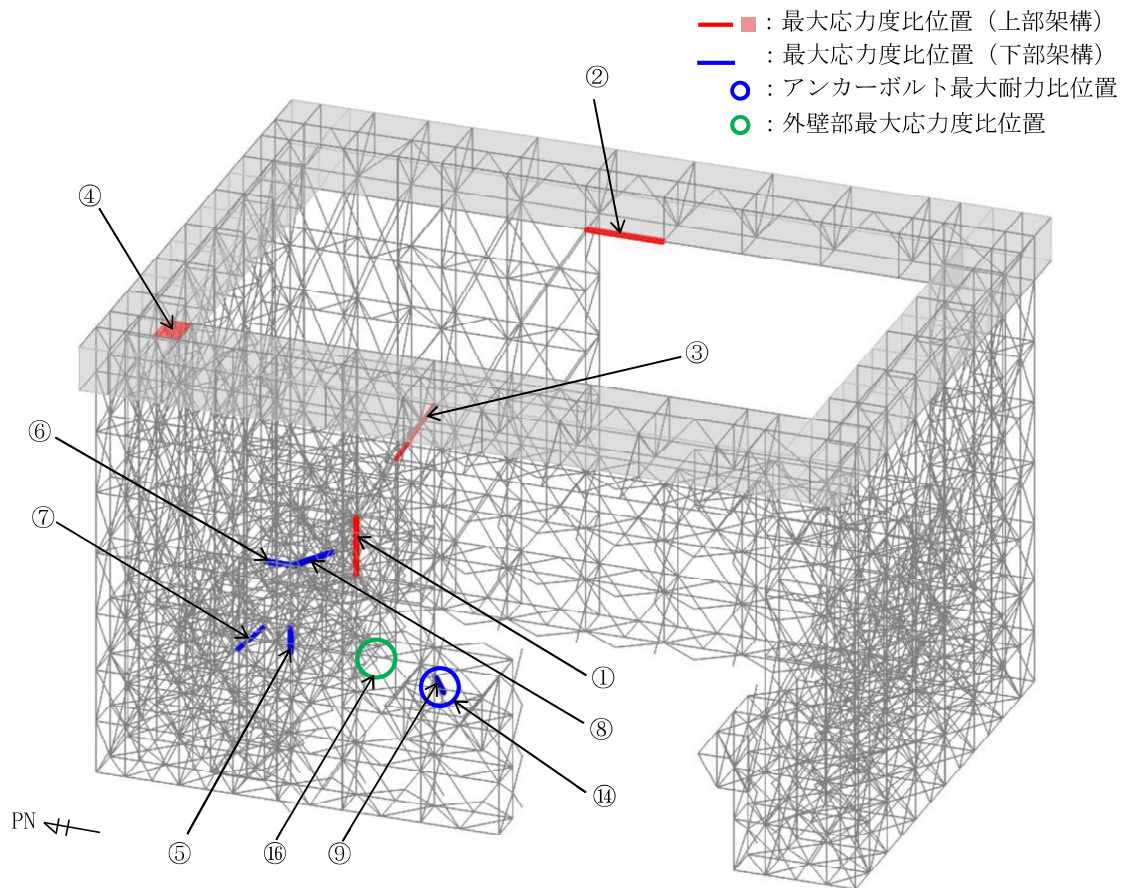


図 5.2.2-4(1) 最大応力度比位置図(一般部, 地震時)

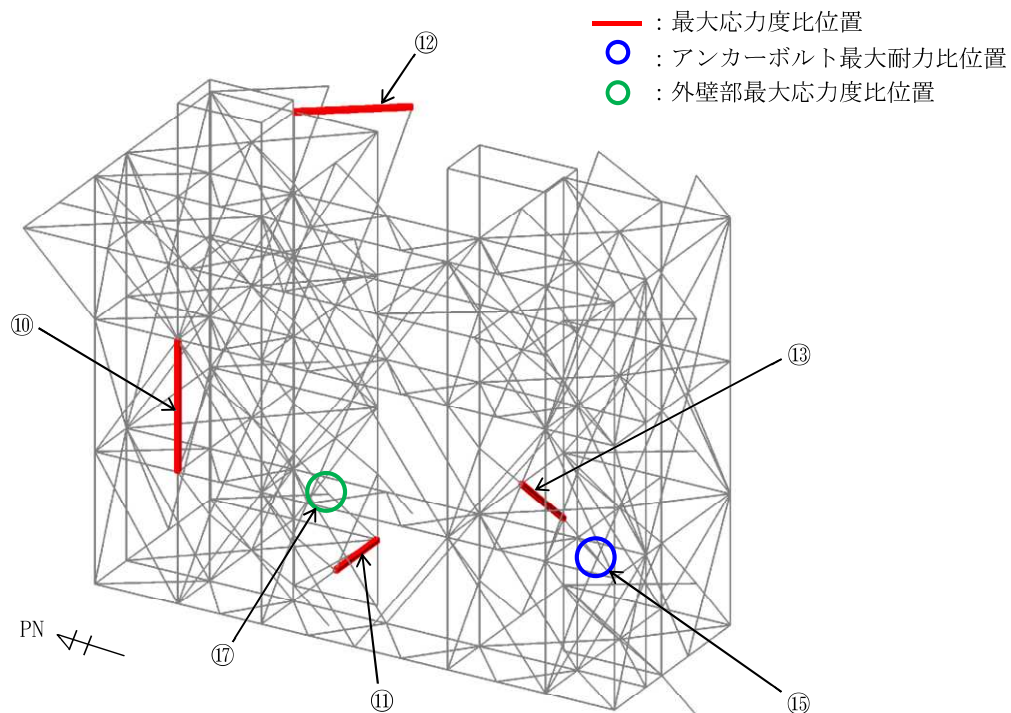


図 5.2.2-4(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 地震時)

### 5.2.3 屋根の構造強度に対する検討

#### (1) 断面検討

##### 1) 弦材, 斜材, ブレース

部材の応力度比は, 「鋼構造設計規準」に従い, 下記にて検討を行う。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで,  $\sigma_c$  : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_t$  : 引張応力度 (T/A) (N/mm<sup>2</sup>)  
N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $f_c$  : 許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_t$  : 許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### 2) 検討結果

表 5.2.3-1 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果, 全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 3-1(1) 断面検討結果 (常時, ガレキ撤去時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	C (case1)	$\sigma_c$	48.2	$f_c$	213.1	0.23	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	C (case1)	$\sigma_t$	42.3	$f_t$	156.7	0.27	O.K.
③	ブレース	1-M30 <SNR490B>	C (case1)	$\sigma_t$	107.7	$f_t$	216.7	0.50	O.K.

\*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-1 の応力検討箇所を示す

\*2: 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

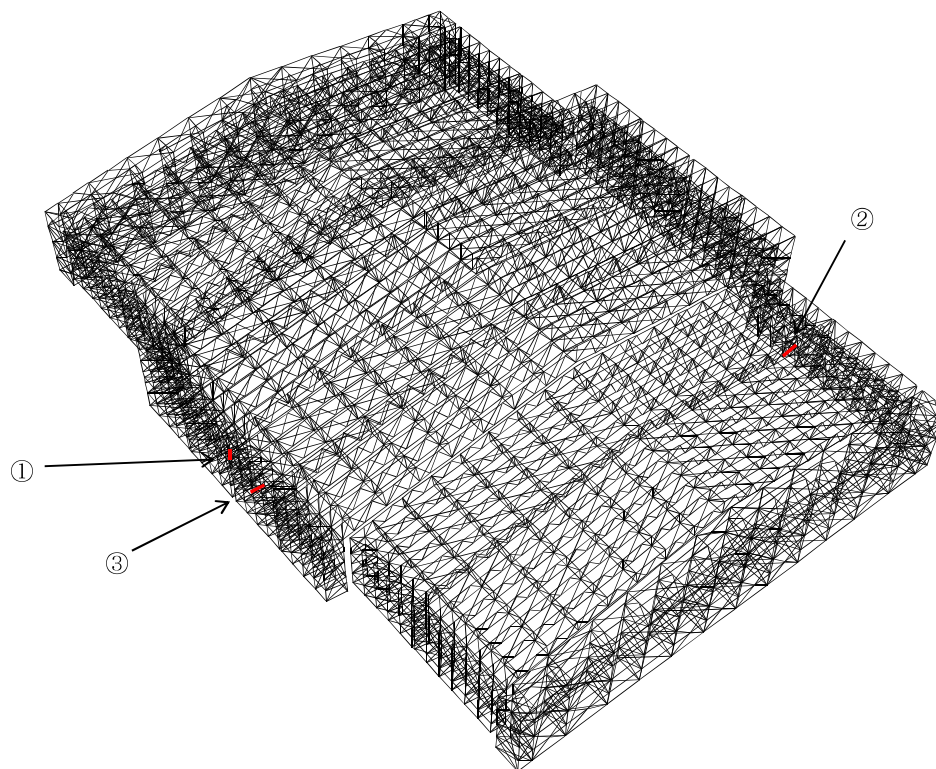


図 5. 2. 3-1 最大応力度比位置図



表 5. 2. 3-1(2) 断面検討結果 (常時, 燃料取り出し時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×6.0t <STK490>	C (case4)	$\sigma_c$	23.4	$f_c$	214.1	0.11	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	C (case4)	$\sigma_t$	32.6	$f_t$	156.7	0.21	O.K.
③	ブレース	1-M27 <SNR490B>	C (case4)	$\sigma_t$	75.0	$f_t$	216.7	0.35	O.K.

\*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-2 の応力検討箇所を示す

\*2: 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

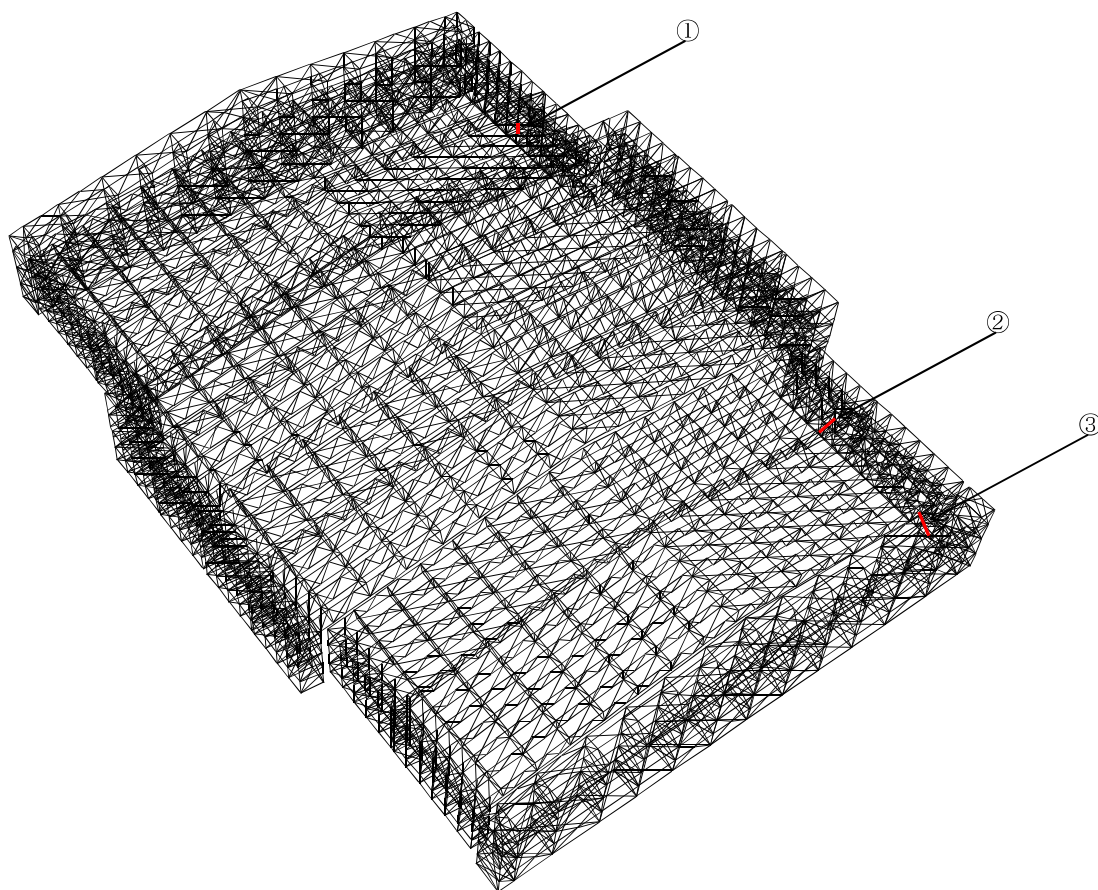


図 5. 2. 3-2 最大応力度比位置図

表 5. 2. 3-1(3) 断面検討結果 (地震時, ガレキ撤去時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	E2 (case1)	$\sigma_c$	99.2	$f_c$	319.7	0.32	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	E3 (case2)	$\sigma_t$	159.2	$f_t$	235.0	0.68	O.K.
③	ブレース	1-M27 <SNR490B>	E1 (case1)	$\sigma_t$	299.7	$f_t$	325.0	0.93	O.K.

\*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-3 の応力検討箇所を示す

\*2: 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

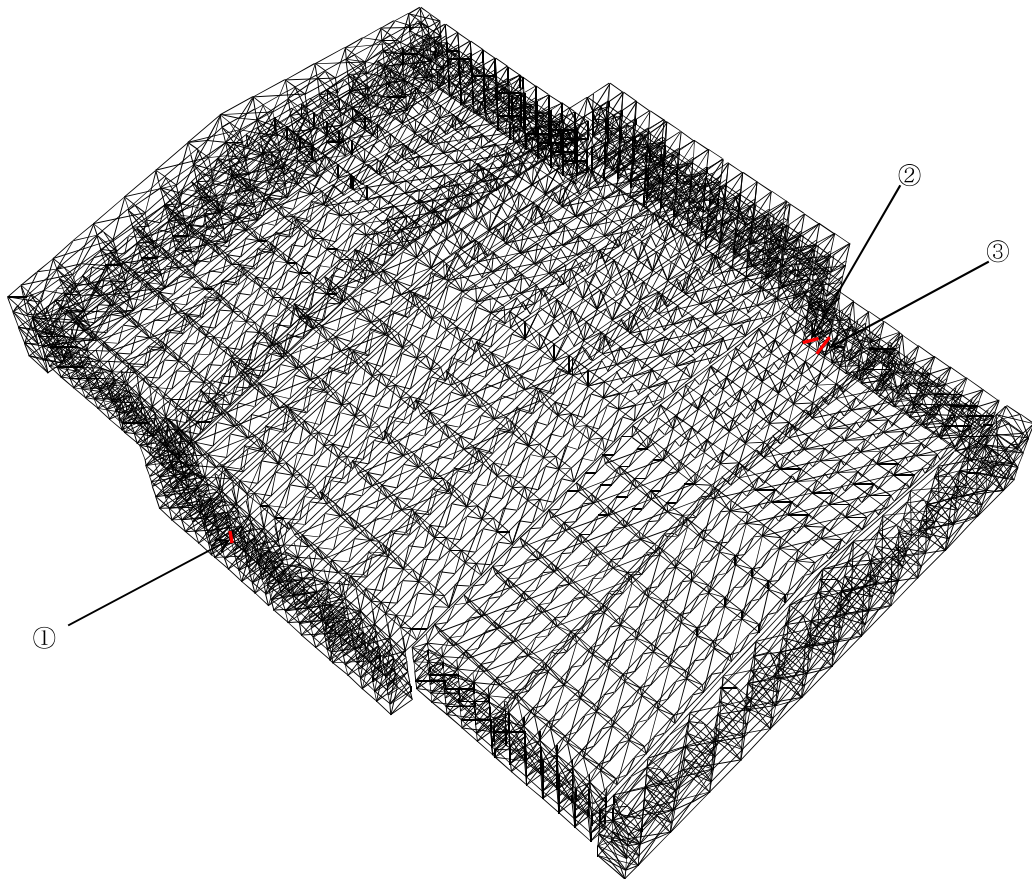


図 5. 2. 3-3 最大応力度比位置図

表 5. 2. 3-1(4) 断面検討結果 (地震時, 燃料取り出し時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	E2 (case4)	$\sigma_t$	81.6	$f_t$	325.0	0.26	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	E3 (case4)	$\sigma_t$	154.2	$f_t$	235.0	0.66	O.K.
③	ブレース	1-M30 <SNR490B>	E1 (case4)	$\sigma_t$	261.0	$f_t$	325.0	0.81	O.K.

\*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-4 の応力検討箇所を示す

\*2: 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

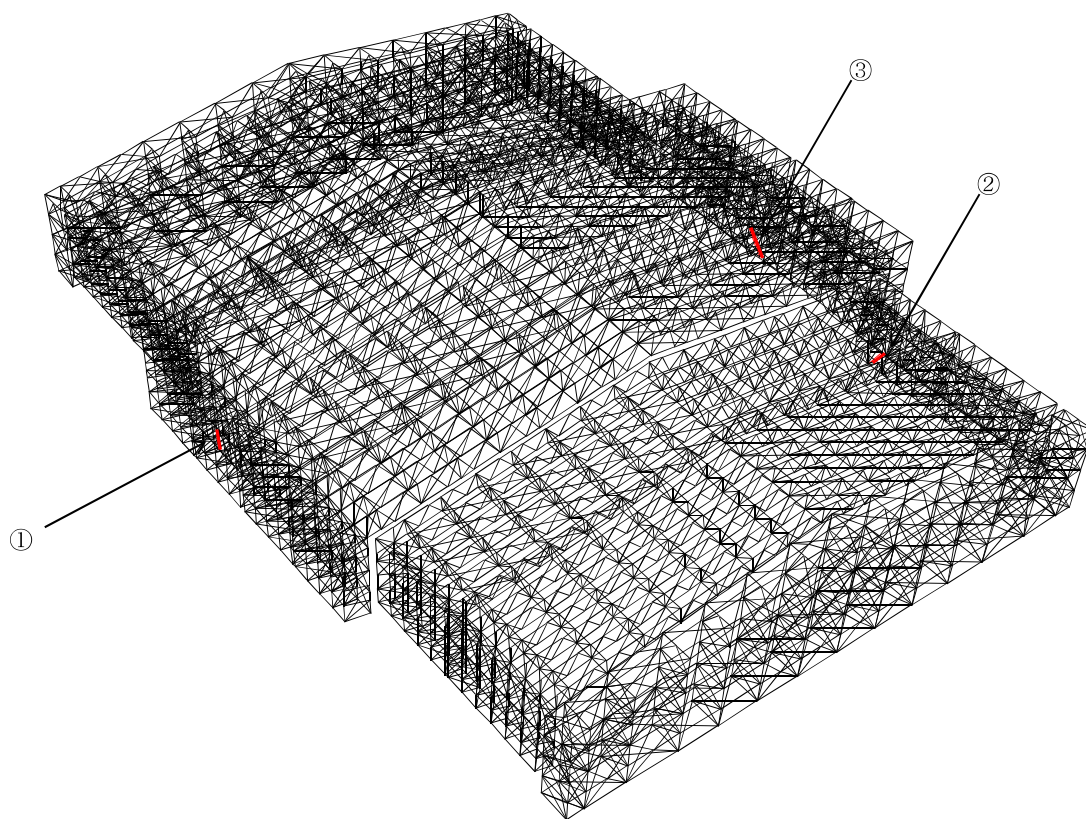


図 5. 2. 3-4 最大応力度比位置図

#### 5.2.4 建屋取り合い部の構造強度に対する検討

##### (1) アンカーボルトの検討（引抜き，せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は，M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし，許容耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」，「各種合成構造設計指針・同解説」に従い，原子炉建屋の設計基準強度を用いて下式によって求める。表 5.2.4-1 にアンカーボルトの許容耐力を，図 5.2.4-1 にアンカー標準図を示す。

$$pa = \min(\phi_1 \cdot pa_1, \phi_2 \cdot pa_2, \phi_3 \cdot pa_3)$$

$$qa = \min(\phi_1 \cdot qa_1, \phi_2 \cdot qa_2)$$

$\phi_1 \sim \phi_3$  : 低減係数（長期，短期）

$pa$  : 接着系アンカーボルトの許容引張力（kN/本）

$pa_1$  : アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力（kN/本）

$pa_2$  : 躯体のコーン状破壊により決まる許容引張力（kN/本）

$pa_3$  : 付着力により決まる許容引張力（kN/本）

$qa$  : 接着系アンカーボルトの許容せん断力（kN/本）

$qa_1$  : アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力（kN/本）

$qa_2$  : 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力（kN/本）

表 5.2.4-1 接着系アンカーボルトの許容耐力

部位		一般部	燃料取扱設備支持部	
			GL+13.7	
タイプ		標準	標準	
鋼材種類		M33	M33	
		SNR490B	SNR490B	
埋め込み長さ (mm)		345	345	
アンカーボルト間隔 (mm)		400	400	
長期	許容引張力 ( $pa_L$ ) (kN/本)	78	106	92
	許容せん断力 ( $qa_L$ ) (kN/本)	76	76	76
短期	許容引張力 ( $pa_S$ ) (kN/本)	156	212	185
	許容せん断力 ( $qa_S$ ) (kN/本)	152	152	152

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_a} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_a} \leq 1$$

$$\left(\frac{P}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_a}\right)^2 \leq 1$$

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張耐力 (kN)

$Q_a$  : アンカーボルトの許容せん断耐力 (kN)

$P$  : アンカーボルトの引張力 (kN)

$Q$  : アンカーボルトのせん断力 (kN)

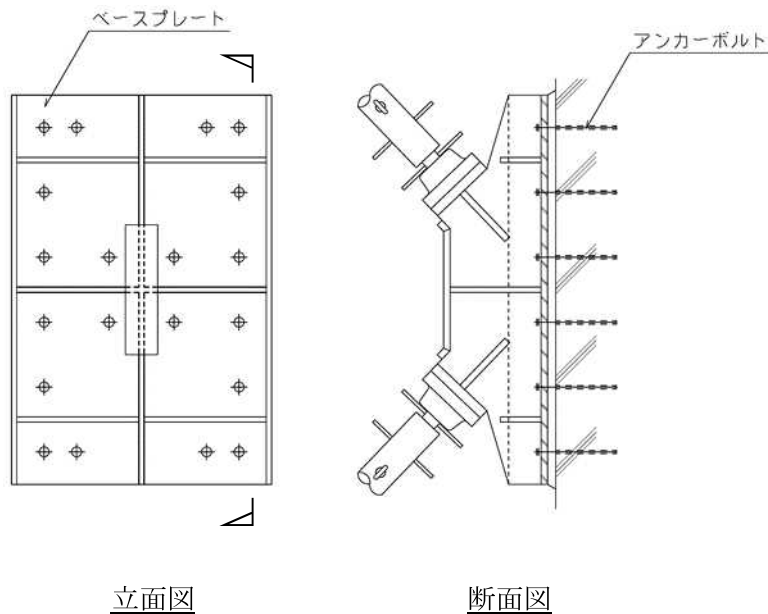


図 5.2.4-1 アンカー標準図

1) ガレキ撤去時

表 5.2.4-2 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.2.4-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (12)	C (case1)	36	749	936	912	0.83	0. K.

表 5.2.4-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	C (case1)	0	349	1272	912	0.39	0. K.

\*1：図 5.2.2-1 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す



表 5. 2. 4-2(3) アンカーボルトの検討結果（一般部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (34)	E3 (case1)	0	3412	5304	5168	0.67	0. K.

表 5. 2. 4-2(4) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	E1 (case1)	0	474	2544	1824	0.26	0. K.

\*1：図 5. 2. 2-2 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5. 2. 4-3 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 4-3(1) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (12)	C (case4)	0	744	936	912	0. 82	0. K.

表 5. 2. 4-3(2) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (16)	C (case4)	0	770	1472	1216	0. 64	0. K.

\*1 : 図 5. 2. 2-3 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5. 2. 4-3(3) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (36)	E2 (case4)	0	3537	5616	5472	0.65	0. K.

表 5. 2. 4-3(4) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	E1 (case4)	0	695	2544	1824	0.39	0. K.

\*1 : 図 5. 2. 2-4 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

原子炉建屋外壁部に生じる最大圧縮反力に対し，下式にて検討を行う。

図 5. 2. 4-2 にベースプレート標準図を示す。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで，  $\sigma_c$  : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm<sup>2</sup>)

N : 圧縮力 (N)， A : ベースプレート面積 (B×H) (mm<sup>2</sup>)

$f_c$  : 許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

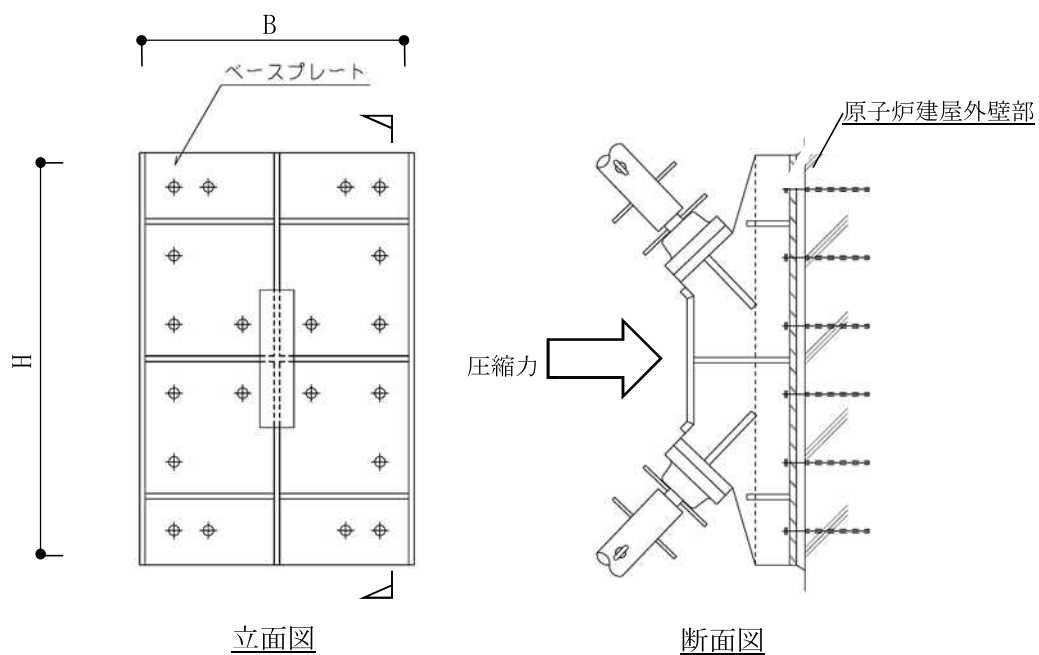


図 5. 2. 4-2 ベースプレート標準図

1) ガレキ撤去時

表 5. 2. 4-4 及び表 5. 2. 4-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果，原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 4-4(1) 外壁部の検討結果（一般部，常時）

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩⑥	外壁	C (case1)	0.3	7.4	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-4(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩⑦	外壁	C (case2)	0.3	7.4	0.05	O. K.

\*1：図 5. 2. 2-1 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5. 2. 4-5(1) 外壁部の検討結果（一般部，地震時）

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩⑥	外壁	E1 (case2)	0.6	14.8	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-5(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩⑦	外壁	E1 (case2)	0.3	14.8	0.03	O. K.

\*1：図 5. 2. 2-2 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時の検討

表 5.2.4-6 及び表 5.2.4-7 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.2.4-6(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 常時)

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩	外壁	C (case4)	0.3	7.4	0.05	0. K.

表 5.2.4-6(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩	外壁	C (case4)	0.4	7.4	0.06	0. K.

\*1 : 図 5.2.2-3 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5.2.4-7(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 地震時)

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩	外壁	E1 (case4)	0.6	14.8	0.05	0. K.

表 5.2.4-7(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位 <sup>*1</sup>		荷重ケース (位置) <sup>*2</sup>	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
⑩	外壁	E1 (case4)	0.5	14.8	0.04	0. K.

\*1 : 図 5.2.2-4 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す



## 5.2.5 天井クレーンの構造強度に対する検討

### (1) 断面検討

#### 1) クレーンガーダ

部材の応力度比は、「鋼構造設計規準」に従い、曲げモーメントに対して下式にて検討を行う。

$$\frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$$

ここで、 $\sigma_b$  : 曲げ応力度 (M/Z) (N/mm<sup>2</sup>)

$f_b$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 2) 検討結果

##### 2.1) ガレキ撤去時

表 5.2.5-1 に断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5.2.5-1(1) 断面検討結果 (常時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置) <sup>*1</sup>	作用 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
			$\sigma_b$		$f_b$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	C (case1)	$\sigma_b$	82.3	$f_b$	216.7	0.38	O.K.

\*1 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5.2.5-1(2) 断面検討結果 (地震時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置) <sup>*1</sup>	作用 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
			$\sigma_b$		$f_b$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	E2 (case1)	$\sigma_b$	82.3	$f_b$	325.0	0.26	O.K.

\*1 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2.2) 燃料取り出し時

表 5.2.5-2 に断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5.2.5-2(1) 断面検討結果 (常時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*1	作用 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
			$\sigma_b$		$f_b$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	C (case4)	$\sigma_b$	55.6	$f_b$	216.7	0.26	O.K.

\*1 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5.2.5-2(2) 断面検討結果 (地震時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*1	作用 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (鉛直) (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
			$\sigma_b$		$f_b$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	E2 (case4)	$\sigma_b$	55.6	$f_b$	325.0	0.18	O.K.

\*1 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

## 5.2.6 外装材の構造強度に対する検討

### (1) 検討箇所

大型カバーの側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、外装材に風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。なお、短期事象においては、暴風時の影響が支配的であることから、積雪時及び地震時の検討は省略する。検討箇所を図 5.2.6-1 に示す。

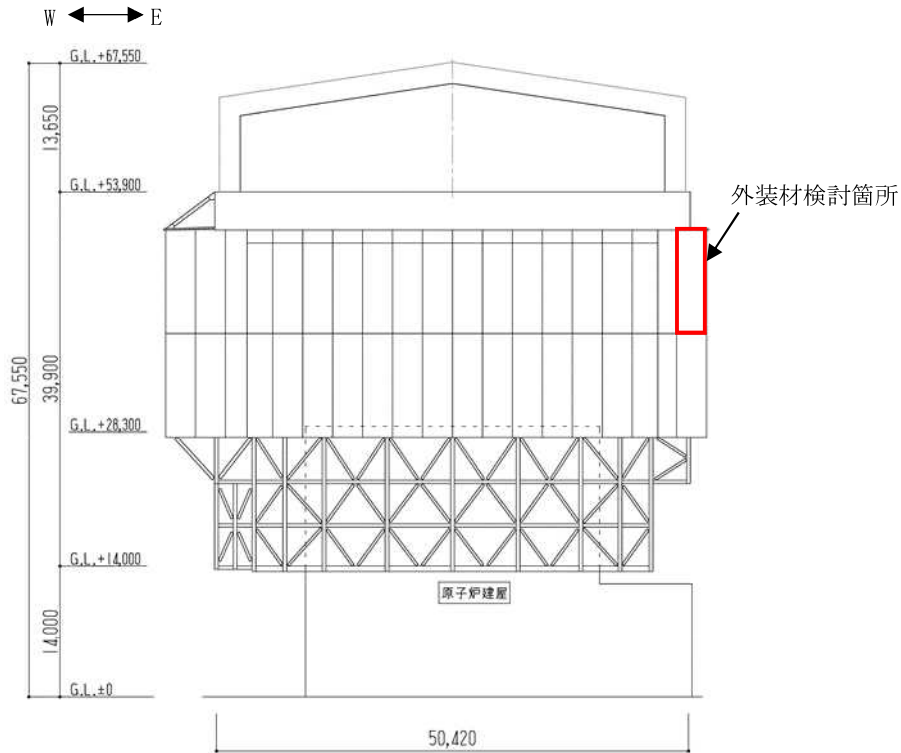


図 5.2.6-1 外装材検討箇所 (単位: mm)

(2) 設計用荷重の算定

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 及び建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 5.2.6-1 に、ピーク風力係数を表 5.2.6-2 に、風力係数の算定箇所を図 5.2.6-2 に示す。

表 5.2.6-1 速度圧の算定結果

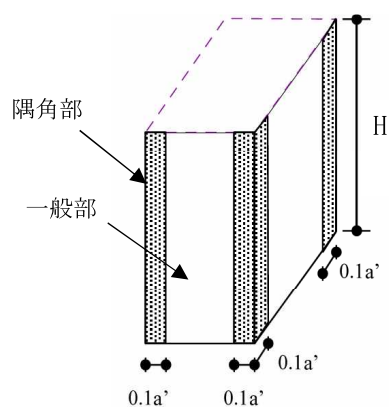
高さ*	平均風速の高さ方向の分布を表す係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	$E_r$	$V_0$ (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )
49.9	1.32	30	945

\*：高さは外装材の最頂部の高さとした

表 5.2.6-2 ピーク風力係数

高さ*	壁面		
	正圧	負圧(一般部)	負圧(隅角部)
49.9	2.43	-2.40	-3.00

\*：高さは外装材の最頂部の高さとした



$a'$  は平面の短辺の長さ  $a$  と  $H$  の 2 倍の数値のうちいずれか小さな数値 (30 を超えるときは、30 とする) (単位 : m)

図 5.2.6-2 風力係数の算定箇所のイメージ

(3) 外装材の強度検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、折板の自重は考慮しないものとする。折板の間隔は0.6mで単純支持されているものと仮定する。

外装材の材料諸元を表5.2.6-3に示す。また、検討結果を表5.2.6-4に示す。

断面検討の結果、全ての外装材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

表 5.2.6-3 外装材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面2次モーメント	断面係数	断面2次モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
0.6	59	2.31	1.67	2.31	1.67

表 5.2.6-4 応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	応力度比	判定
外装材	78	137	0.57	0. K.

\* : 「JIS G 3321-2010」による

・ 応力度に対する検討

壁面

$$w = 945 \times (-3.00) = -2835 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (1/8) \times w \times L^2 = (1/8) \times (-2835) \times 0.6^2 \times 10^{-3} = -0.13 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 0.13 \times 10^6 / (1.67 \times 10^3) = 78 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 78 / 137 = 0.57 \leq 1.0 \quad \text{0. K.}$$

### 5.3 耐震性（機能維持の検討）

#### 5.3.1 検討方針

耐震性のうち機能維持の検討は、大型カバー、屋根、建屋取り合い部及び原子炉建屋について行い、1/2Ss450 に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向の地震動を同時に入力する。

##### (1) 解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 5.3.1-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される地震動 1/2Ss450 に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（G.L. -206.0m（震災前 O.P. -196.0m））における地震動 1/2Ss450 Ss-1 及び Ss-2 の加速度時刻歴波形を図 5.3.1-2～図 5.3.1-4 に示す。

地震波の入力方向は下記のように表し、3 方向の組合せを表現する。

+NS：建屋北側から南側方向への地震入力

-NS：建屋南側から北側方向への地震入力

+EW：建屋東側から西側方向への地震入力

-EW：建屋西側から東側方向への地震入力

+UD：建屋上側から下側方向への地震入力

-UD：建屋下側から上側方向への地震入力



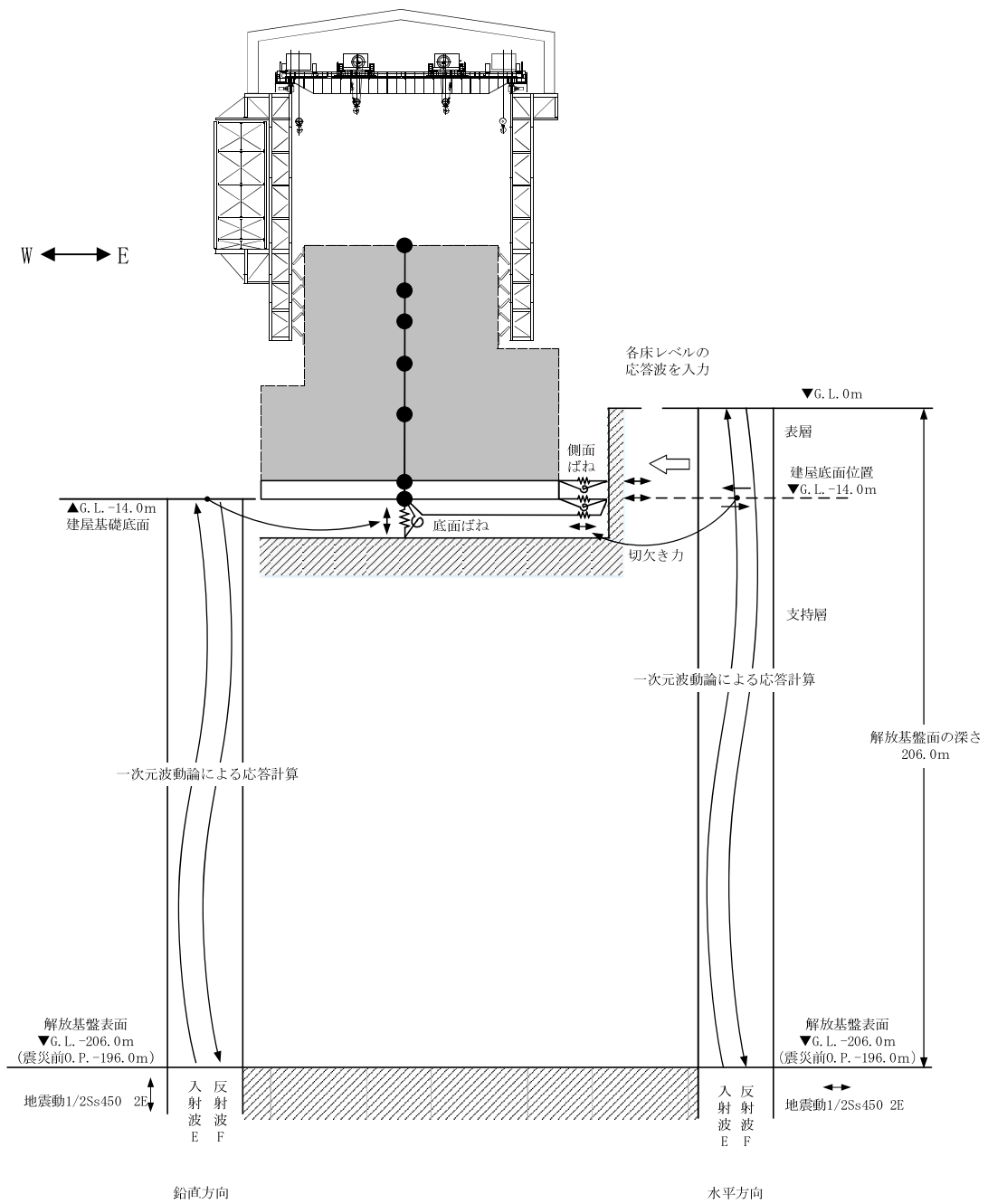
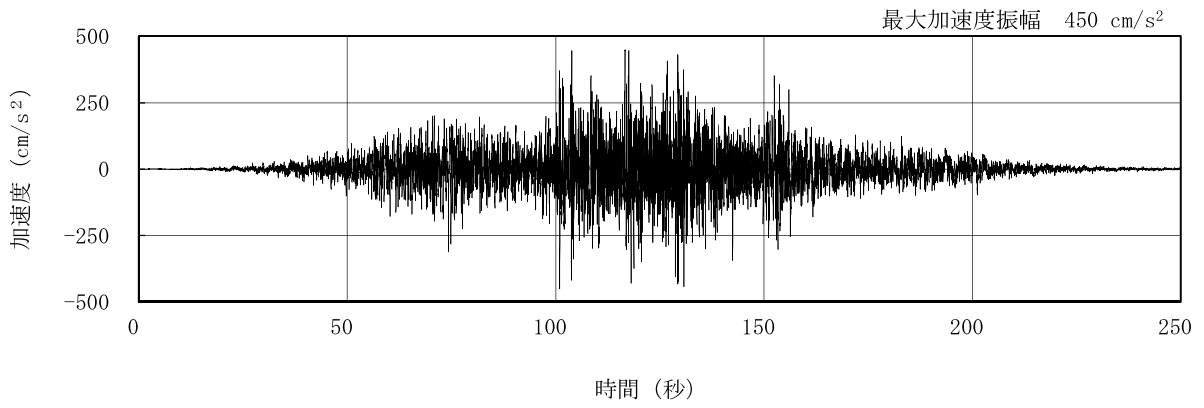
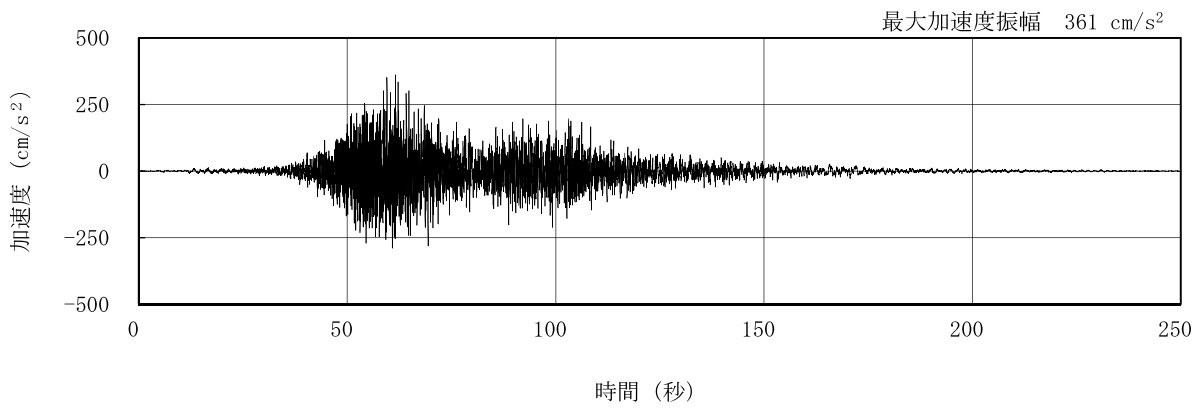


図 5.3. 1-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

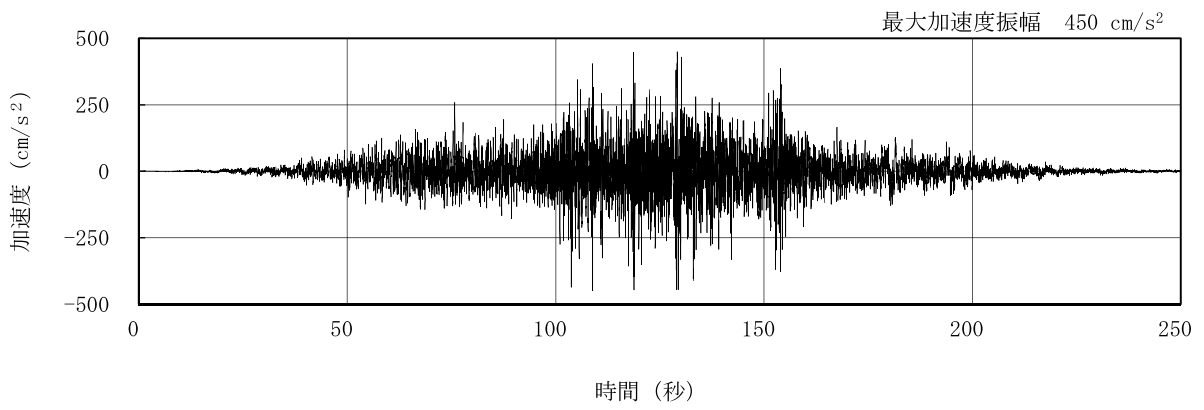


(1/2Ss450-1 NS 方向)

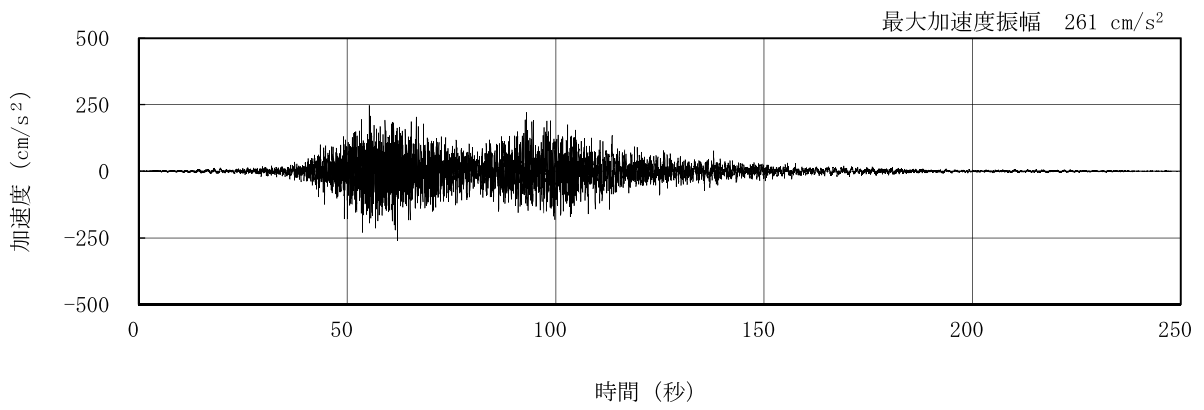


(1/2Ss450-2 NS 方向)

図 5. 3. 1-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形  
(NS 方向)

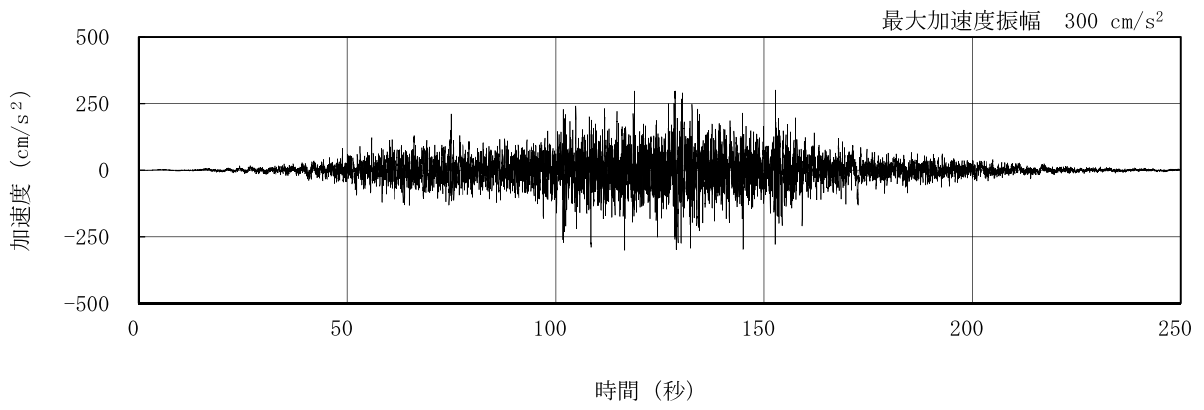


(1/2Ss450-1 EW 方向)

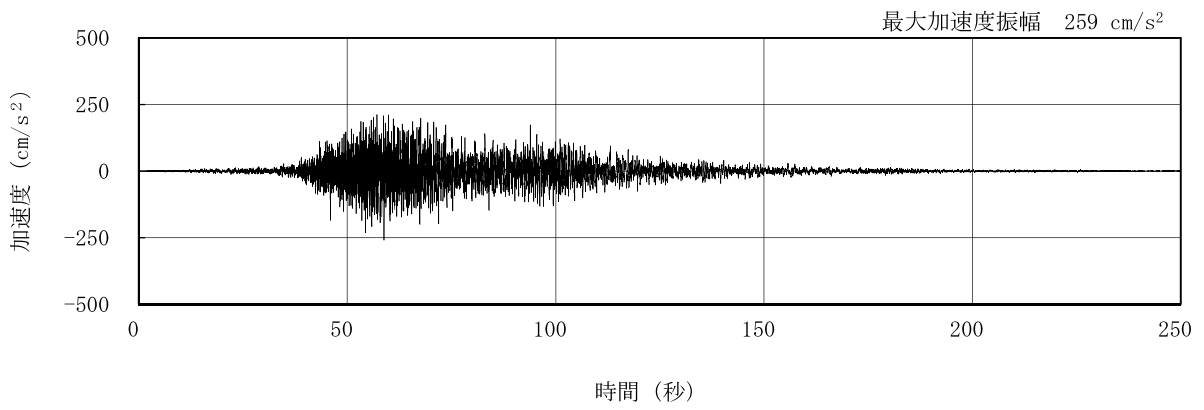


(1/2Ss450-2 EW 方向)

図 5. 3. 1-3 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形  
(EW 方向)



(1/2Ss450-1 UD 方向)



(1/2Ss450-2 UD 方向)

図 5. 3. 1-4 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形  
(鉛直方向)

## (2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、曲げ、せん断剛性及び軸剛性を考慮した原子炉建屋の質点系モデルの質点に、立体架構でモデル化した大型カバーを接続し、地盤との相互作用を考慮した建屋-地盤連成系モデルとする。なお、原子炉建屋の質点は炉心位置にモデル化する。解析モデルを図 5.3.1-5 に示す。

地震応答解析に用いる鉄骨の物性値を表 5.3.1-1 に示す。大型カバーの部材接合部の節点は機器荷重・仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の諸元は表 5.3.1-2～表 5.3.1-3 に示す諸元とする。大型カバーの柱・梁・鋼板は弾性部材とし、大型カバーのブレースは「鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究」（日本建築学会構造工学論文集 37B 号 1991 年 3 月）に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋の質点系モデルは、軸方向は弾性とし、曲げとせん断に「JEAG4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

大型カバーの地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成 20 年 3 月 31 日）と同様とし、その結果を表 5.3.1-4 に示す。

原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミッタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤を Novak の方法により建屋側面ばねとして評価する。NS 方向，EW 方向，UD 方向の 3 方向全ての地盤ばねが取り付いた解析モデルを用いる。

表 5.3.1-1 地震応答解析に用いる物性値

材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h (%)	備考
鉄骨	$2.05 \times 10^5$	0.3	77.0	2	SS400, SN400B, SM490A, SN490B, STKN490B, TMCP325B, S45C

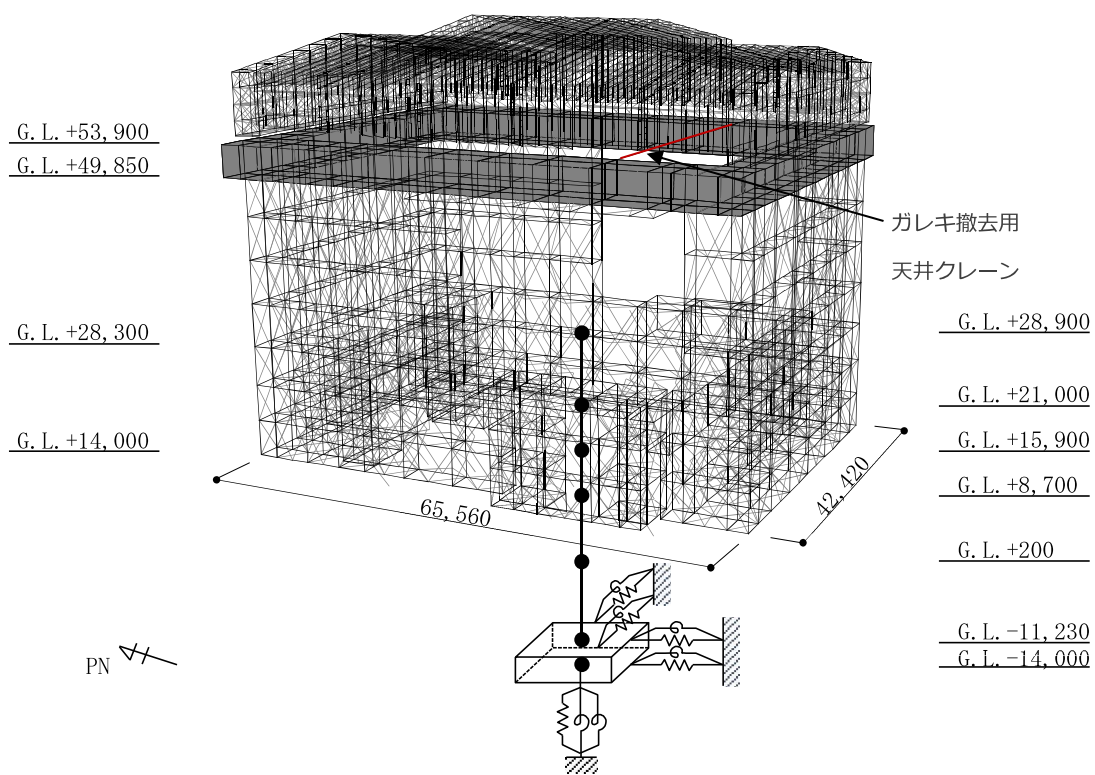


図 5. 3. 1-5 解析モデル



表 5.3.1-2(1) ガレキ撤去時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m $^2$ )	せん断断面積 $A_S$ (m $^2$ )	断面二次モーメント I (m $^4$ )
+28.90	58690	84.43		
			135.0	16012
+21.00	72170	103.90		
			160.8	21727
+15.90	77220	111.11		
			132.8	24274
+8.70	87200	125.53		
			155.6	36481
+0.20	162800	234.31		
			294.0	52858
-11.23	185210	266.64		
			1914.3	275530
-14.00	62400	89.83		
合計	705690			
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7$ (kN/m $^2$ )	
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7$ (kN/m $^2$ )	
		ポアソン比 $\nu$	0.20	
		減衰 $h$	5%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m $^2$ )	せん断断面積 $A_S$ (m $^2$ )	断面二次モーメント I (m $^4$ )
+28.90	58690	48.33		
			102.7	9702
+21.00	72170	59.41		
			163.9	13576
+15.90	77220	63.55		
			131.6	14559
+8.70	87200	125.53		
			197.8	36427
+0.20	162800	234.31		
			294.0	52858
-11.23	185210	327.39		
			1914.3	338428
-14.00	62400	110.32		
合計	705690			
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7$ (kN/m $^2$ )	
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7$ (kN/m $^2$ )	
		ポアソン比 $\nu$	0.20	
		減衰 $h$	5%	

\*:「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量

表 5.3.1-2(2) ガレキ撤去時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 $A_N$ (m <sup>2</sup> )	軸ばね剛性 $K_A$ ( $\times 10^8$ kN/m)
+28.90	58690		
		151.1	4.92
+21.00	72170		
		205.0	10.33
+15.90	77220		
		221.7	7.91
+8.70	87200		
		301.0	9.10
+0.20	162800		
		495.7	11.15
-11.23	185210		
		1914.3	177.61
-14.00	62400		
合計	705690		
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7$ (kN/m <sup>2</sup> )
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7$ (kN/m <sup>2</sup> )
		ポアソン比 $\nu$	0.20
		減衰 $h$	5%

\*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量

表 5.3.1-3(1) 燃料取り出し時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I ( $\text{m}^4$ )
+28.90	106080	152.60		
			135.0	16012
+21.00	72170	103.90		
			160.8	21727
+15.90	77220	111.11		
			132.8	24274
+8.70	87730	126.29		
			155.6	36481
+0.20	163140	234.80		
			294.0	52858
-11.23	185210	266.64		
			1914.3	275530
-14.00	62400	89.83		
合計	753950			
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		ポアソン比 $\nu$	0.20	
		減衰 $h$	5%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I ( $\text{m}^4$ )
+28.90	106080	87.35		
			102.7	9702
+21.00	72170	59.41		
			163.9	13576
+15.90	77220	63.55		
			131.6	14559
+8.70	87730	126.29		
			197.8	36427
+0.20	163140	234.80		
			294.0	52858
-11.23	185210	327.39		
			1914.3	338428
-14.00	62400	110.32		
合計	753950			
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		ポアソン比 $\nu$	0.20	
		減衰 $h$	5%	

\*: 「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減を考慮した数値

表 5.3.1-3(2) 燃料取り出し時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 $A_N$ (m <sup>2</sup> )	軸ばね剛性 $K_A$ ( $\times 10^8$ kN/m)
+28.90	106080		
		151.1	4.92
+21.00	72170		
		205.0	10.33
+15.90	77220		
		221.7	7.91
+8.70	87730		
		301.0	9.10
+0.20	163140		
		495.7	11.15
-11.23	185210		
		1914.3	177.61
-14.00	62400		
合計	753950		
		ヤング係数 $E_c$	$2.57 \times 10^7$ (kN/m <sup>2</sup> )
		せん断弾性係数 $G$	$1.07 \times 10^7$ (kN/m <sup>2</sup> )
		ポアソン比 $\nu$	0.20
		減衰 $h$	5%

\*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減を考慮した数値

表 5.3.1-4 地盤定数の設定結果

(a) 1/2Ss450-1

G. L. (m)	地質	せん断 波速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.73	3.41	0.80	7.99	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.49	4.36	0.80	10.16	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.50	5.63	0.80	13.01	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.22	6.53	0.80	15.05	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) 1/2Ss450-2

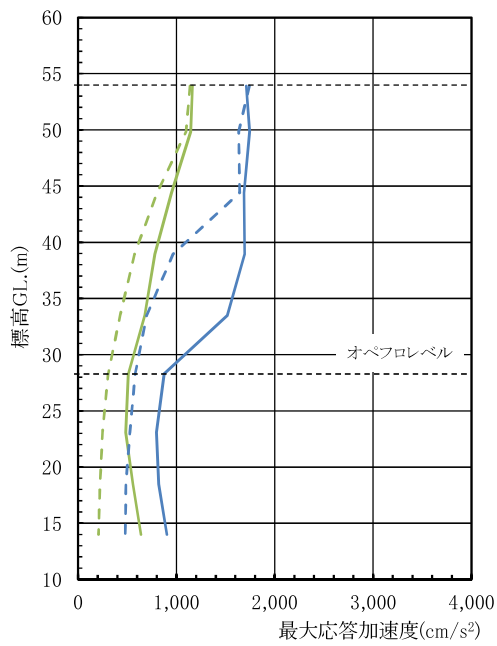
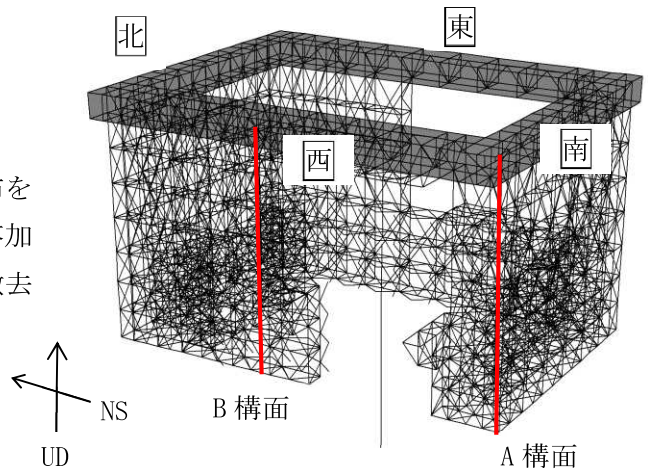
G. L. (m)	地質	せん断 波速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.33	2.62	0.89	6.86	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.03	3.41	0.89	8.87	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.88	4.36	0.89	11.29	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	5.01	5.63	0.89	14.49	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.81	6.53	0.89	16.76	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

### 5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討

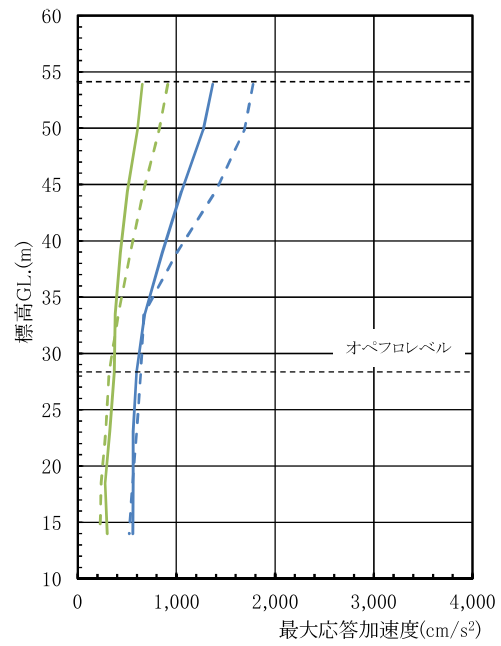
#### (1) 地震応答解析結果

##### 1) ガレキ撤去時

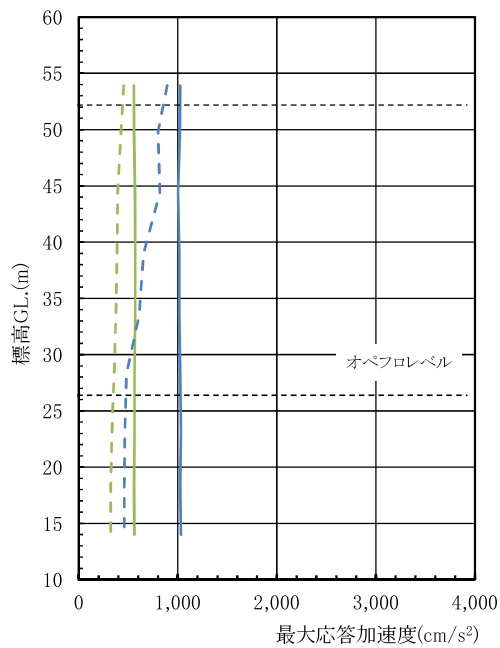
ガレキ撤去時の一般部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-1 に、燃料取扱設備支持部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-2 に示す。なお、ガレキ撤去用天井クレーン位置は case1 とする。



(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)



(b) 水平(EW)成分 (A, B構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

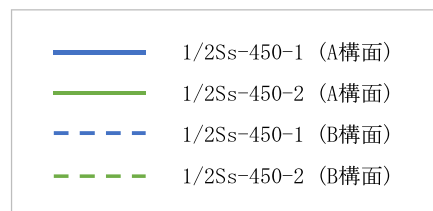
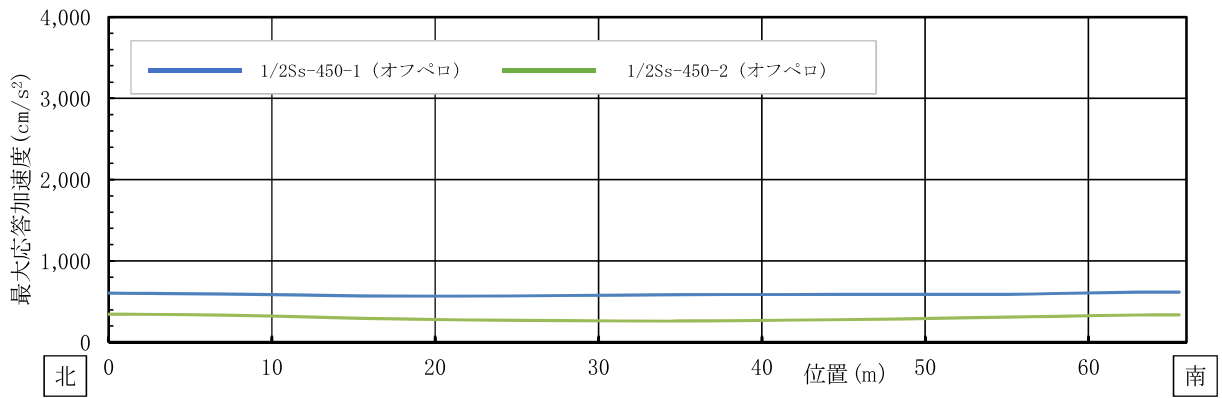
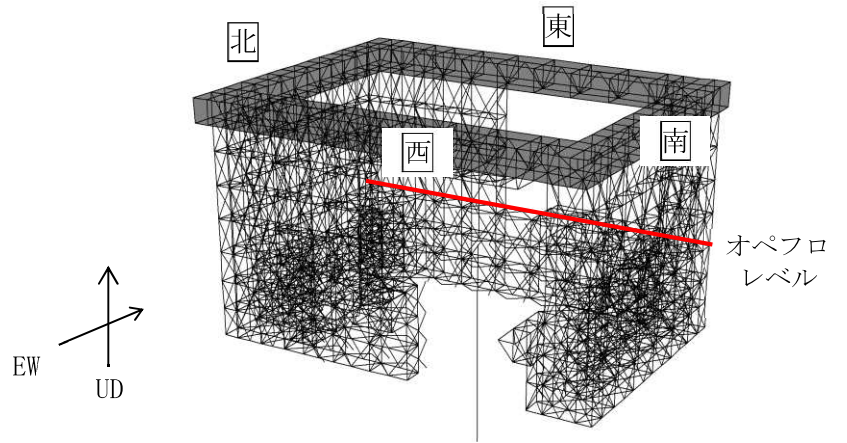
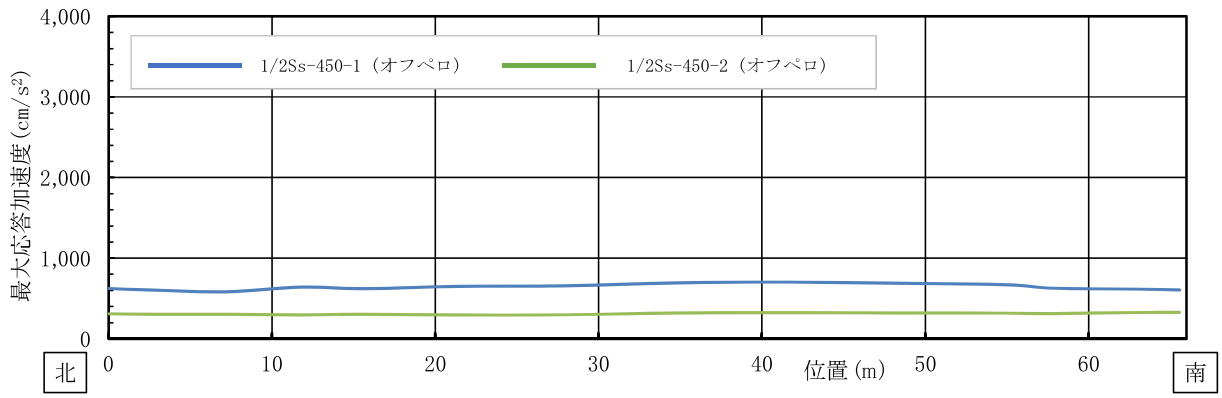


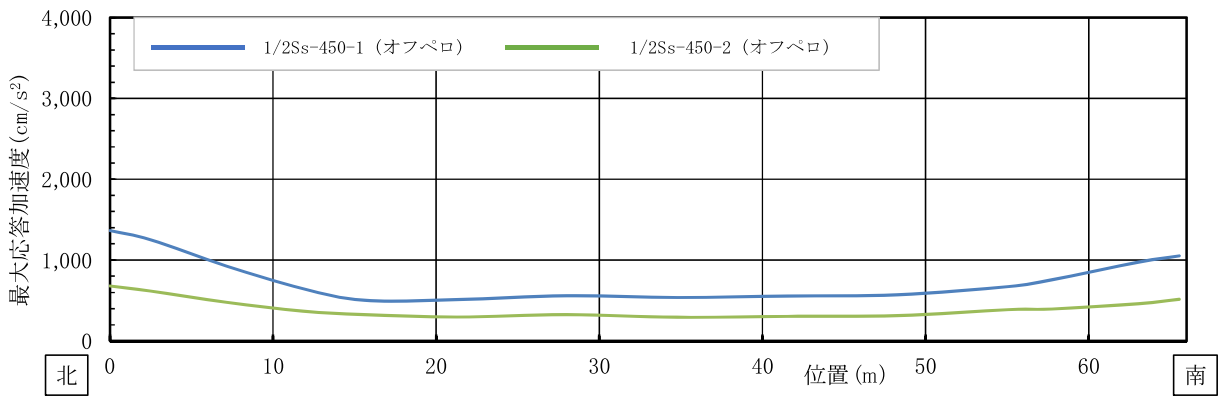
図 5.3.2-1(1) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(d) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)

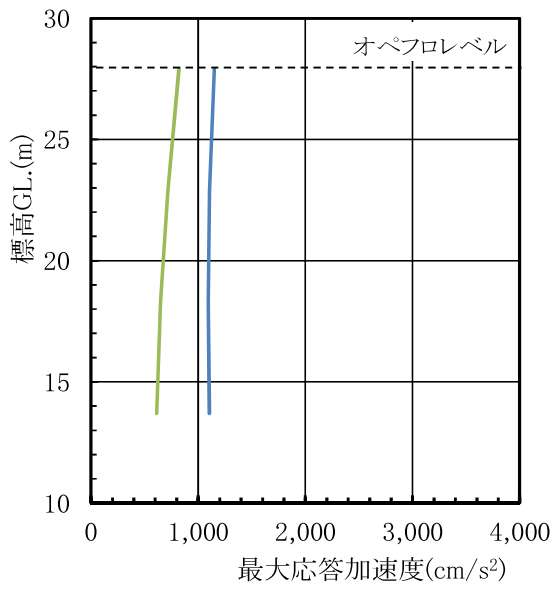
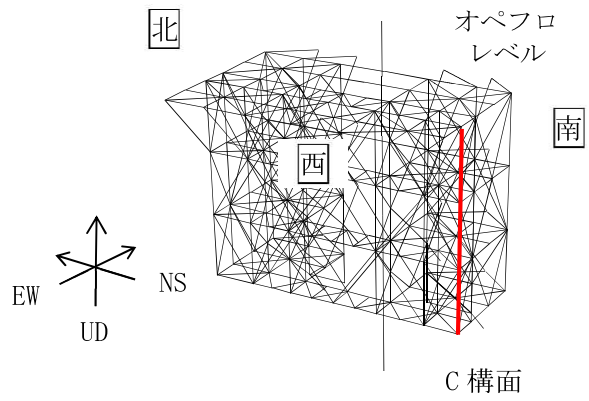


(e) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)

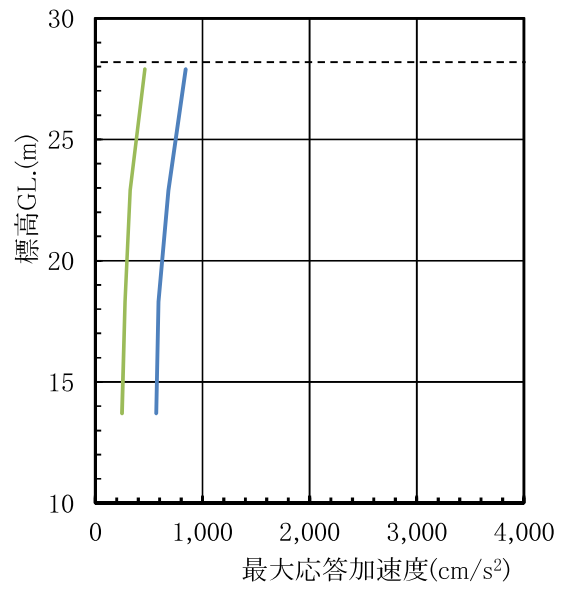


(f) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

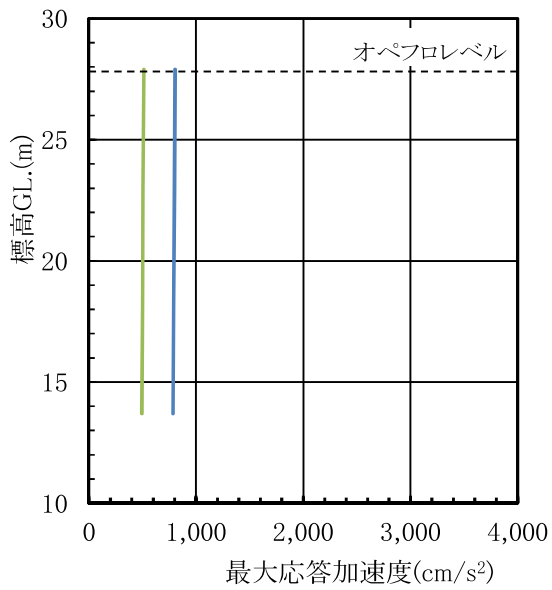
図 5.3.2-1(2) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(a) 水平(NS)成分 (C構面)



(b) 水平(EW)成分 (C構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (C構面)

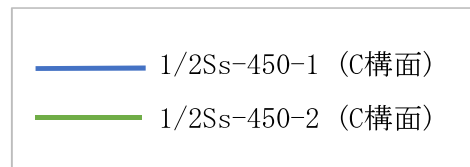
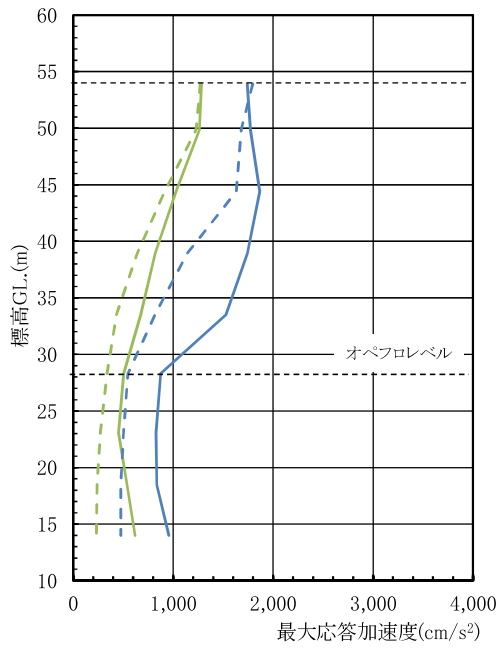
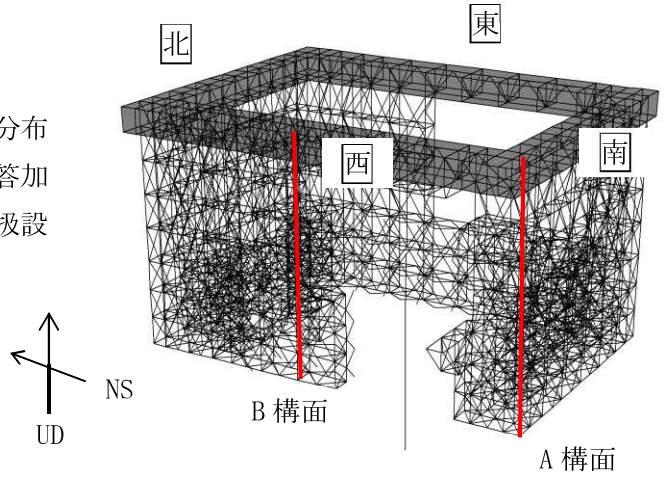


図 5.3.2-2 NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(燃料取扱設備支持部)

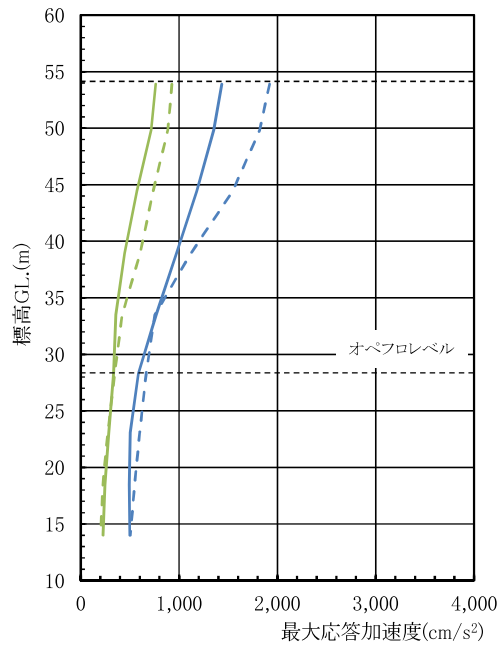


2) 燃料取り出し時

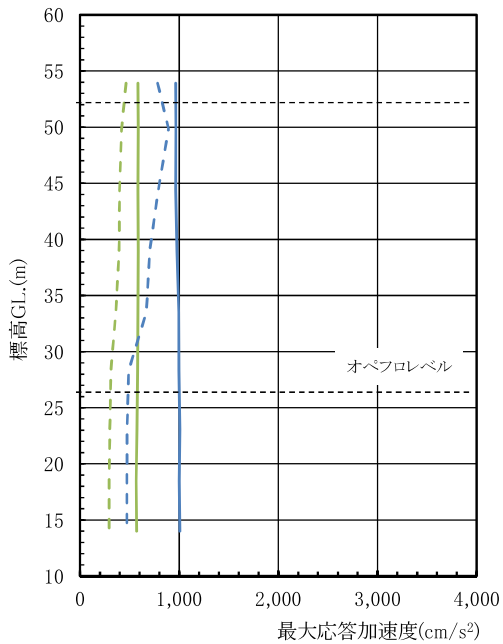
燃料取り出し時の一般部の最大応答加速度分布を図 5. 3. 2-3 に、燃料取扱設備支持部最大応答加速度分布を図 5. 3. 2-4 に示す。なお、燃料取扱設備位置は case4 とする。



(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)



(b) 水平(EW)成分 (A, B構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

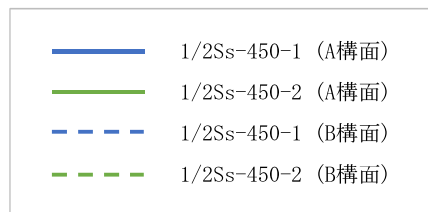
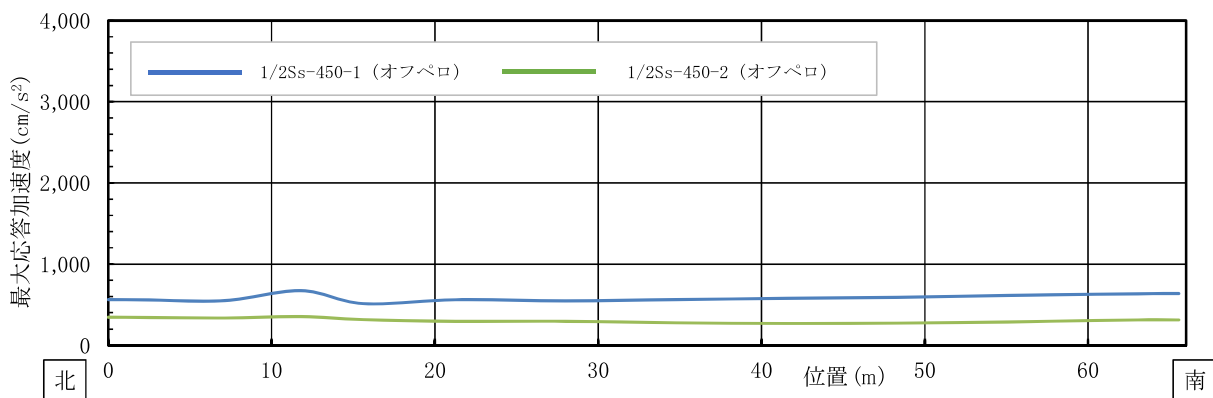
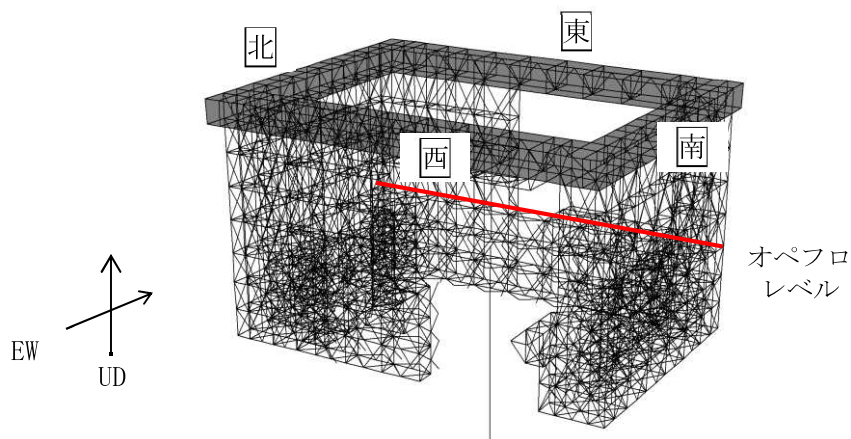
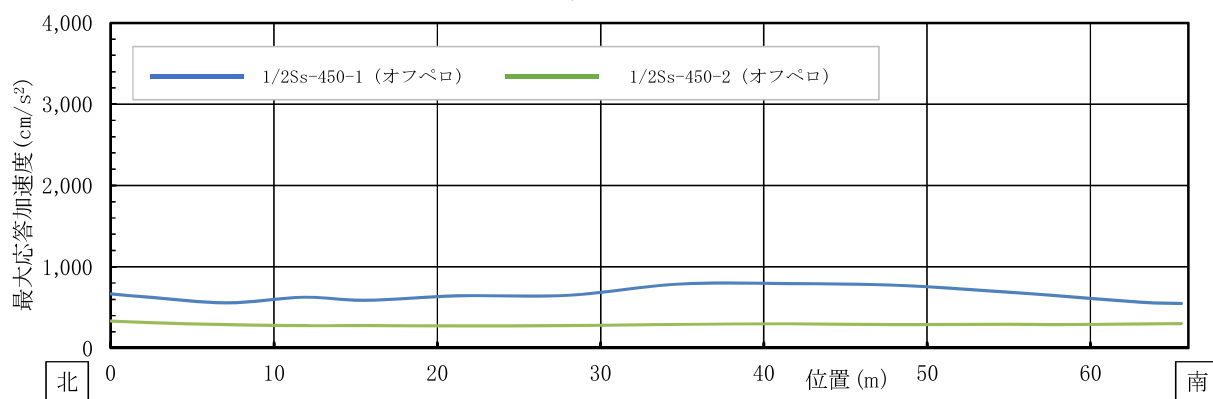


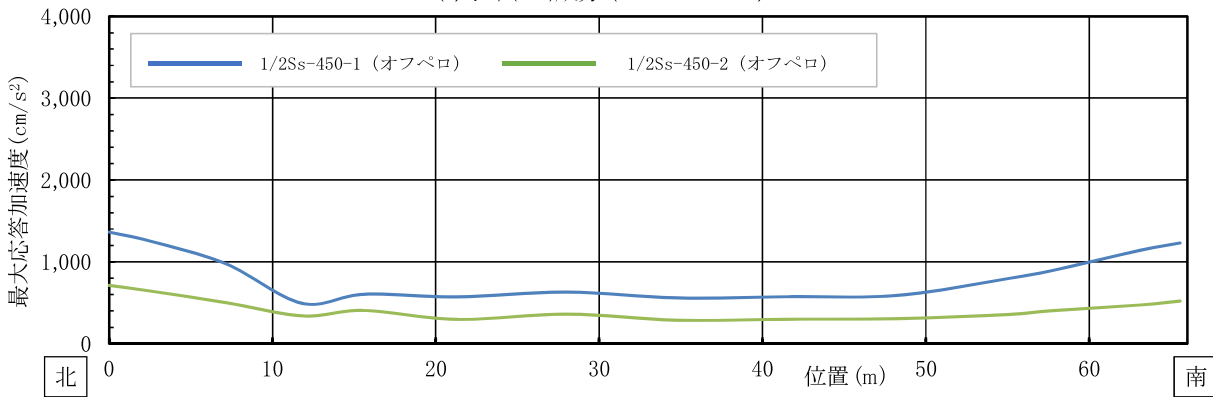
図 5. 3. 2-3(1) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(d) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)

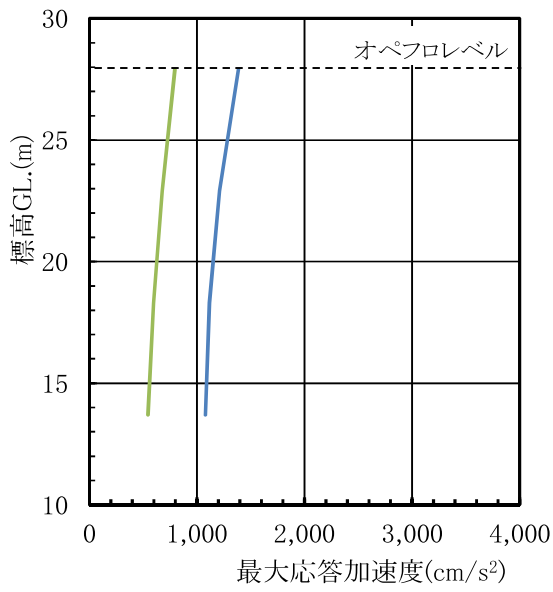
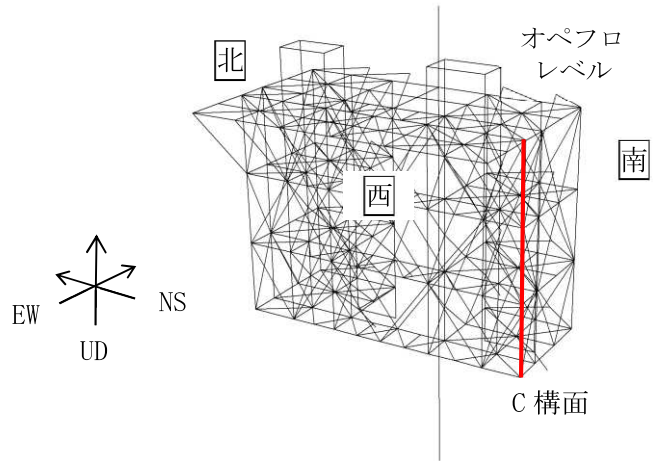


(e) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)

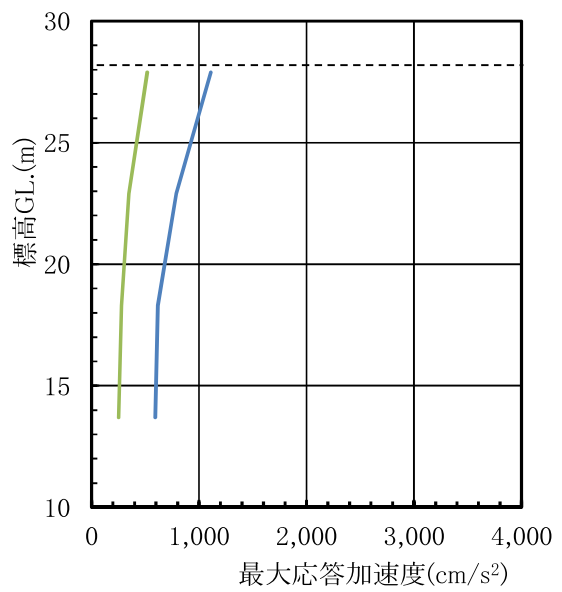


(f) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

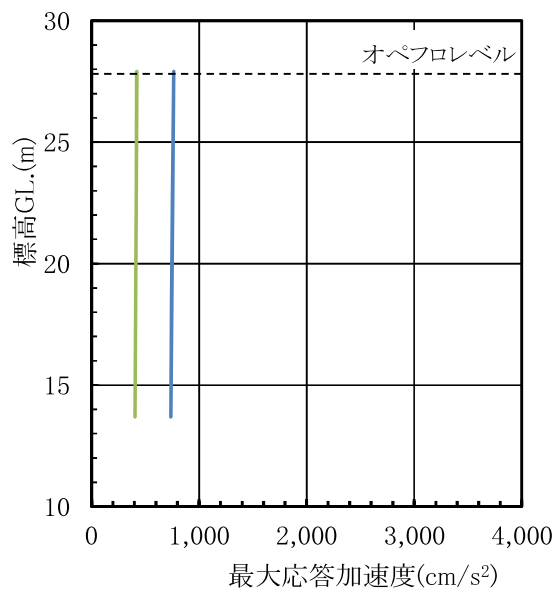
図 5. 3. 2-3(2) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布 (一般部)



(a) 水平(NS)成分 (C構面)



(b) 水平(EW)成分 (C構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (C構面)

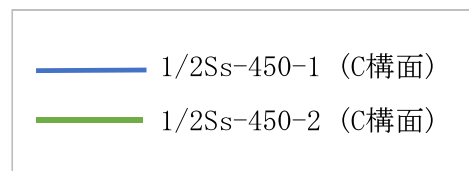


図 5.3.2-4 NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(燃料取扱設備支持部)

## (2) 機能維持の検討

地震応答解析結果が、JSCA 性能設計説明書 2017 年版（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」\*）を満足することを確認する。なお，大型カバーは立体架構による検討のため，JSCA 性能メニューのうち層の塑性率の評価を省略する。

また，主要架構（柱，梁）の解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

\*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

### 1) 層間変形角の検討

#### a) ガレキ撤去時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-1 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 5.3.2-1 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置) <sup>*1</sup>	方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9(m) ～G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	1/2Ss450-1 (case1)	NS	1/167	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9(m) ～G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	1/2Ss450-1 (case1)	EW	1/176	1/75	O. K.

\*1：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

b) 燃料取り出し時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-2 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 5.3.2-2 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置)*1	方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9 (m) ~G. L. +28.3 (m) h=25.6 (m)	1/2Ss450-1 (case4)	NS	1/160	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9 (m) ~G. L. +28.3 (m) h=25.6 (m)	1/2Ss450-1 (case4)	EW	1/163	1/75	O. K.

\*1：図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

2) 断面検討

部材の応答結果が塑性化する箇所があるため，断面検討結果は応力度比または塑性率で示す。

部材の応力度比は，軸力と各許容応力度との比で表される。部材の塑性率は，引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力又は座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 5.3.2-3 及び 5.3.2-4 に断面検討結果を示す。なお，各許容応力度，引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

a) ガレキ撤去時

表 5.3.2-3 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の応力度比が 1 以下または、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-3(1) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）上部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
①	柱	H-428×407×20×35	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW-UD	$\sigma_c$	286.2	$f_c$	344.0	0.84	O. K.
②	梁	B[-300×220×16×25	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW+UD	$\sigma_c$	175.1	$f_c$	322.9	0.55	O. K.
③	ブレース	$\phi$ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	$\sigma_c$	251.3	$f_c$	337.2	0.75	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	$\sigma_x$	45.9	$f_t$	258.0	0.63	O. K.
					$\sigma_y$	15.0				
					$\tau_{xy}$	90.7				

表 5.3.2-3(2) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）上部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑤	鉛直ブレース	$\phi$ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	2.15	O. K.

表 5.3.2-3(3) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）下部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
⑥	柱	H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW-UD	$\sigma_c$	273.6	$f_c$	320.4	0.86	O. K.
⑦	梁	H-588×300×12×20	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	$\sigma_t$	235.8	$f_t$	357.5	0.66	O. K.

表 5. 3. 2-3(4) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑧	鉛直ブレース $\phi -267.4 \times 6.6$	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW-UD	2.42	O. K.
⑨	接続部水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	2.82	O. K.
⑩	接続部鉛直ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	1.96	O. K.

表 5. 3. 2-3(5) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時，応力度比）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
⑪	柱 H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW+UD	$\sigma_c$	37.9	$f_c$	326.1	0.12	O. K.
⑫	梁 H-350×350×12×19	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	$\sigma_t$	77.5	$f_t$	357.5	0.22	O. K.
⑬	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	$\sigma_t$	167.1	$f_t$	357.5	0.47	O. K.
⑭	鉛直 ブレース $\phi -355.6 \times 7.9$	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	$\sigma_c$	144.2	$f_c$	349.6	0.42	O. K.

\*1：①～⑭の符号は図 5. 3. 2-5 の応力検討箇所を示す

\*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

\*3：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

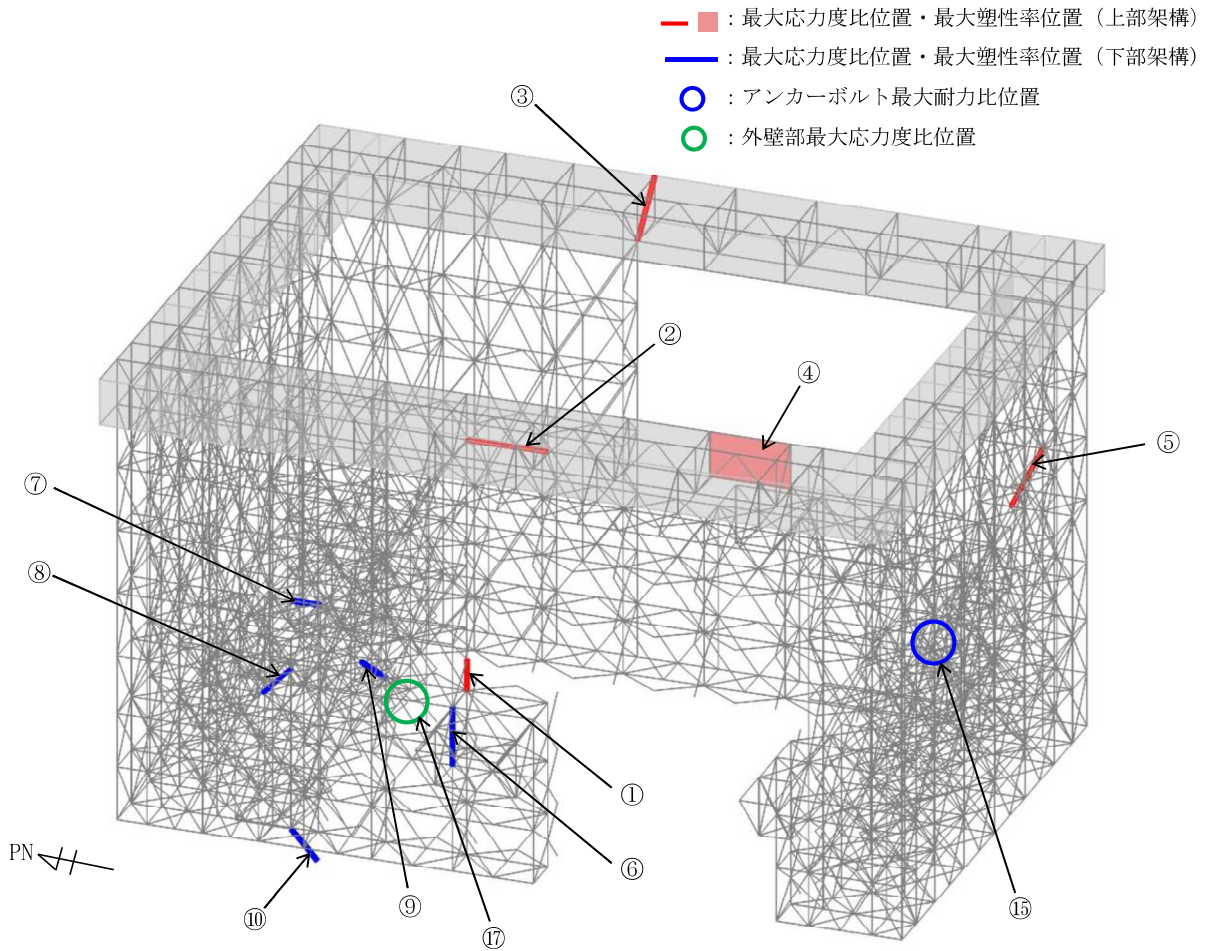


図 5.3.2-5(1) 最大応力度比位置図(一般部, 1/2Ss450 地震時)

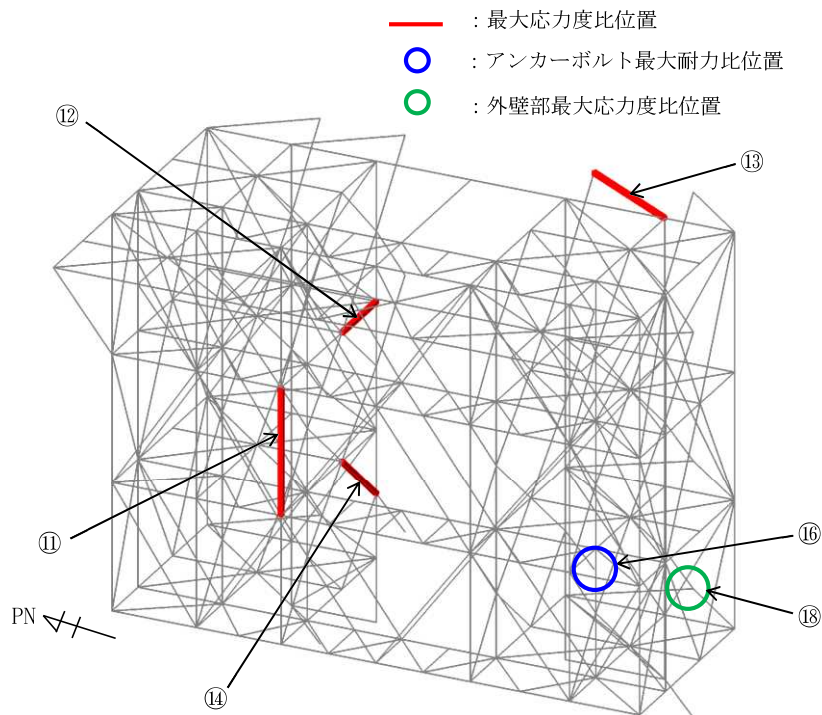


図 5.3.2-5(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)



b) 燃料取り出し時

表 5.3.2-4 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の応力度比が 1 以下又は、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-4(1) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定	
				$\sigma_c$		$f_c$				
①	柱	H-428×407×20×35	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	$\sigma_c$	281.2	$f_c$	344.0	0.82	O. K.
②	梁	B[-300×220×16×25	1/2Ss450-1 (case4)	-NS+EW-UD	$\sigma_c$	142.2	$f_c$	322.9	0.45	O. K.
③	ブレース	$\phi$ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	271.3	$f_c$	337.2	0.81	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW-UD	$\sigma_x$	88.4	$f_t$	258.0	0.58	O. K.
					$\sigma_y$	56.9				
					$\tau_{xy}$	72.4				

表 5.3.2-4(2) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定	
⑤	鉛直ブレース	$\phi$ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	2.23	O. K.

表 5.3.2-4(3) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定	
				$\sigma_c$		$f_c$				
⑥	柱	H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	$\sigma_c$	309.6	$f_c$	345.1	0.90	O. K.
⑦	梁	H-588×300×12×20	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	$\sigma_t$	238.9	$f_t$	357.5	0.67	O. K.

表 5. 3. 2-4(4) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑧	鉛直ブレース $\phi$ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW+UD	2.86	O. K.
⑨	接続部水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	3.20	O. K.
⑩	接続部鉛直ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	2.20	O. K.

表 5. 3. 2-4(5) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時，応力度比）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
⑪	柱 H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	$\sigma_c$	70.4	$f_c$	326.1	0.22	O. K.
⑫	梁 H-350×350×12×19	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW+UD	$\sigma_t$	116.3	$f_t$	357.5	0.33	O. K.
⑬	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	$\sigma_t$	199.0	$f_t$	357.5	0.56	O. K.
⑭	鉛直 ブレース $\phi$ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	$\sigma_c$	222.0	$f_c$	349.6	0.64	O. K.

\*1：①～⑭の符号は図 5. 3. 2-6 の応力検討箇所を示す

\*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

\*3：図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

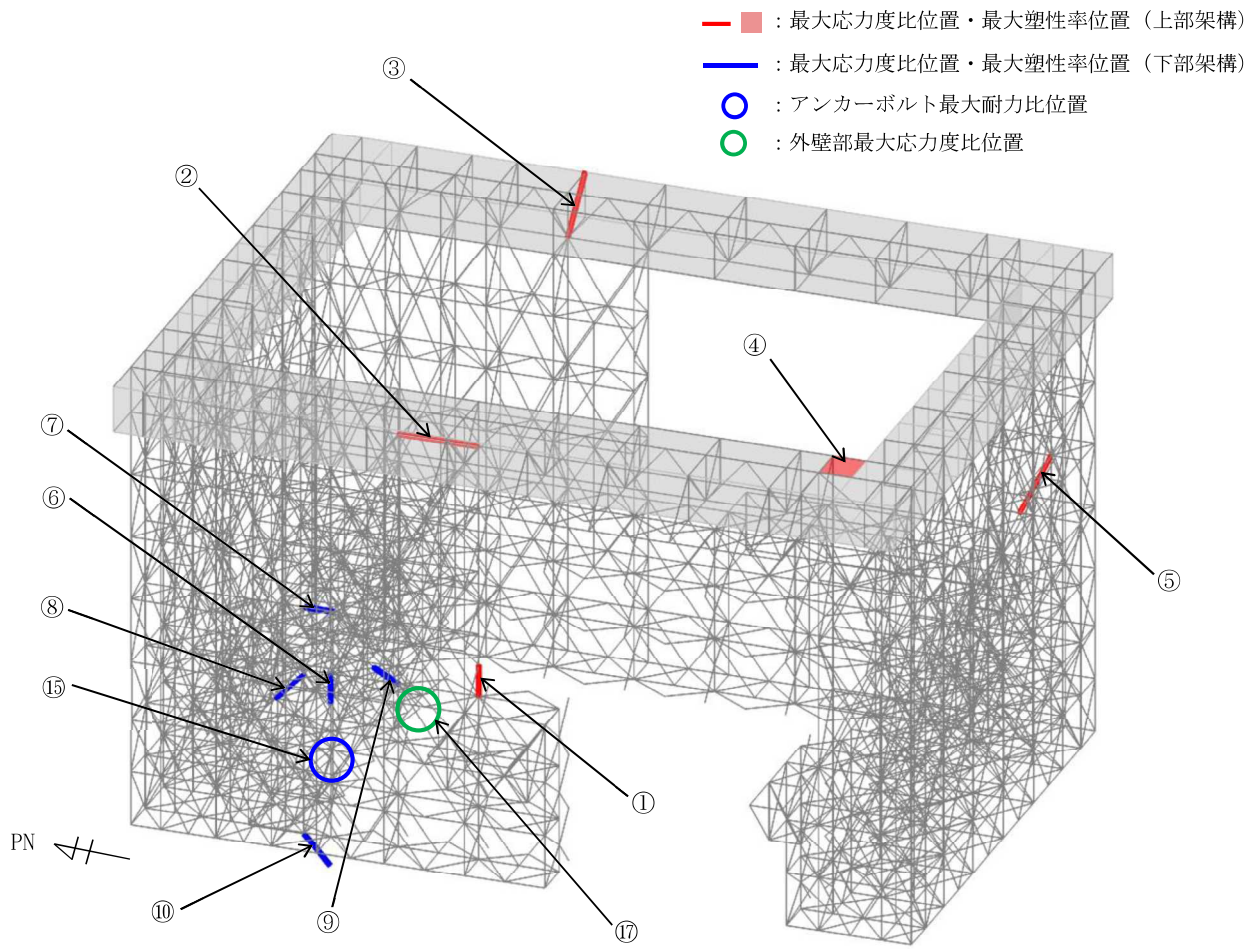


図 5. 3. 2-6(1) 最大応力度比位置図(一般部, 1/2Ss450 地震時)

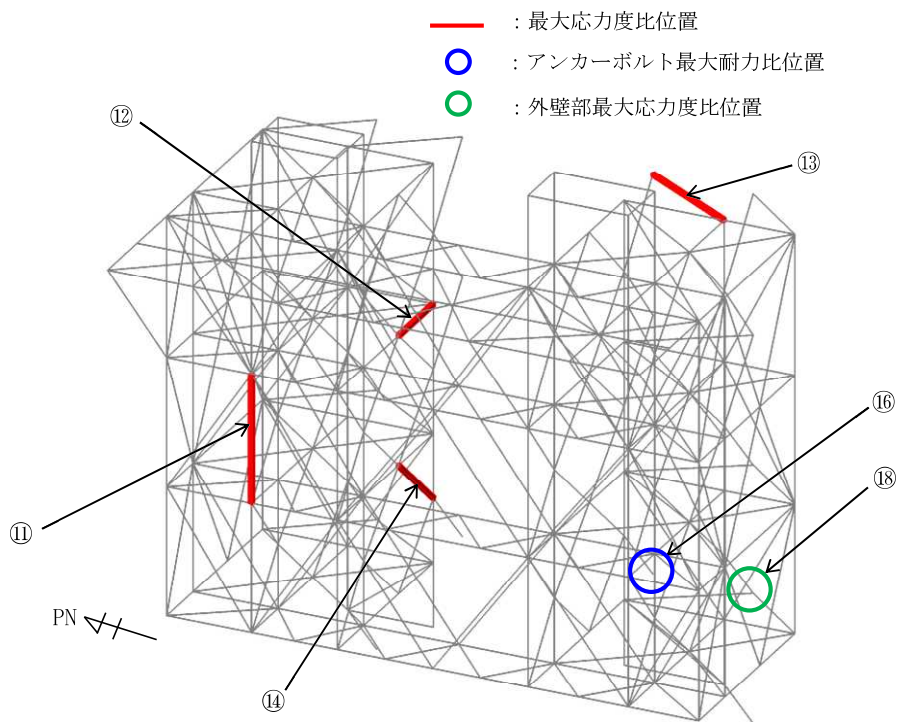


図 5. 3. 2-6(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

### 5.3.3 屋根の耐震性に対する検討

#### (1) 断面検討

部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力または座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 5.3.3-1 及び表 5.3.3-2 に断面検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

1) ガレキ撤去時

表 5. 3. 3-1 に塑性率が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5. 3. 3-1 断面検討結果 (屋根部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) *2	塑性率	判定
①	弦材	P-190.7 φ × 5.3t 〈STK490〉	1/2Ss450-1 (case1)	0.62	0. K.
②	斜材	P-89.1 φ × 3.2t 〈STK400〉	1/2Ss450-1 (case1)	4.22	0. K.
③	ブレース	1-M16 〈SNR400B〉	1/2Ss450-1 (case1)	2.61	0. K.

\*1 : ①～③の符号は図 5. 3. 3-1 の応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

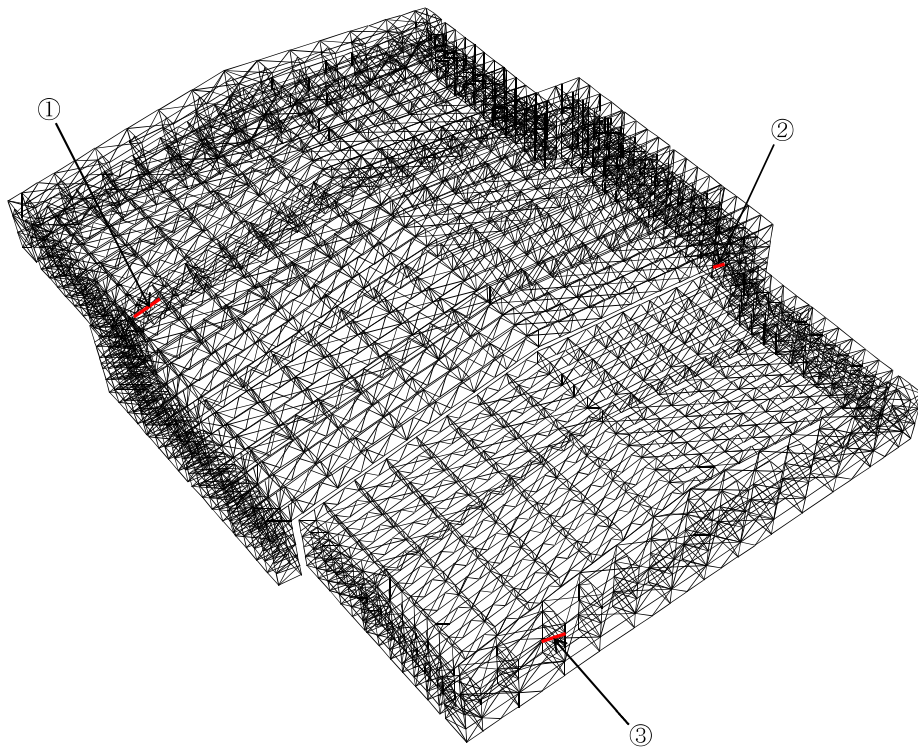


図 5. 3. 3-1 最大塑性率位置図

2) 燃料取り出し時

表 5. 3. 3-2 に塑性率が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5. 3. 3-2 断面検討結果 (屋根部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) *2	塑性率	判定
①	弦材	P-190.7 φ × 5.3t 〈STK490〉	1/2Ss450-1 (case4)	0.60	0. K.
②	斜材	P-89.1 φ × 3.2t 〈STK400〉	1/2Ss450-1 (case4)	4.47	0. K.
③	ブレース	1-M16 〈SNR400B〉	1/2Ss450-1 (case4)	2.59	0. K.

\*1 : ①～③の符号は図 5. 3. 3-2 の応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

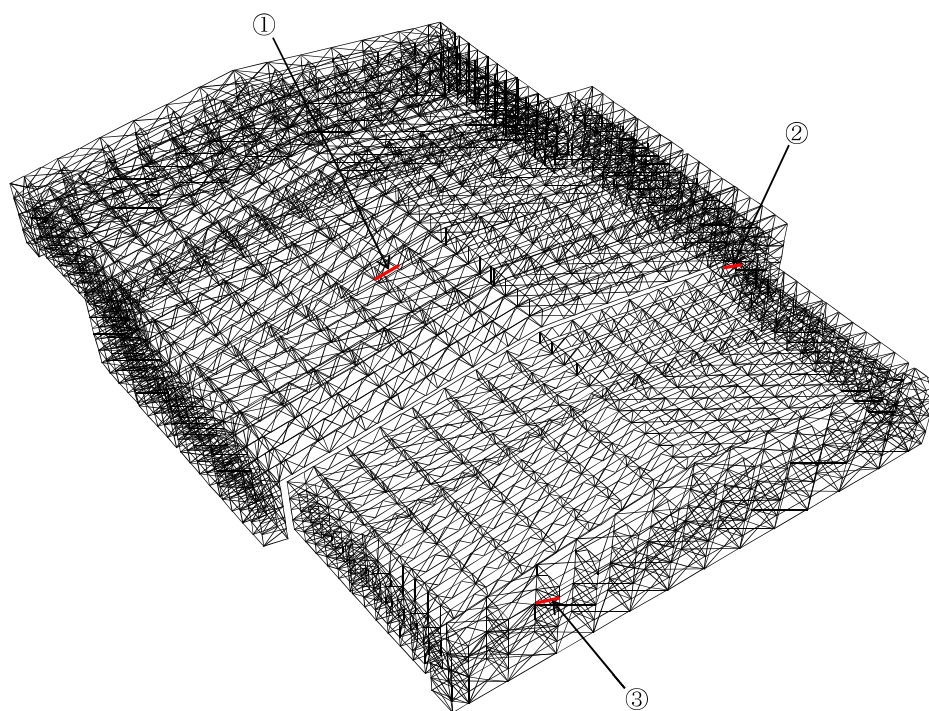


図 5. 3. 3-2 最大塑性率位置図

### 5.3.4 建屋取り合い部の耐震性に対する検討

#### (1) アンカーボルトの検討（引抜き，せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は、M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし、終局耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」に従い、原子炉建屋の設計基準強度を用いて下式によって求める。表 5.3.4-1 にアンカーボルトの終局耐力を示す。

$$p_u = \min(p_{u1}, p_{u2}, p_{u3})$$

$$q_u = \min(q_{u1}, q_{u2})$$

$p_u$  : 接着系アンカーボルトの終局引張力 (kN/本)

$p_{u1}$  : アンカーボルトの降伏により決まる終局引張力 (kN/本)

$p_{u2}$  : 躯体のコーン状破壊により決まる終局引張力 (kN/本)

$p_{u3}$  : 付着力により決まる終局引張力 (kN/本)

$q_u$  : 接着系アンカーボルトの終局せん断力 (kN/本)

$q_{u1}$  : アンカーボルトのせん断強度により決まる終局せん断力 (kN/本)

$q_{u2}$  : 躯体の支圧強度により決まる終局せん断力 (kN/本)

表 5.3.4-1 接着系アンカーボルトの終局耐力

部位	一般部	燃料取扱設備 支持部
		GL+13.7
タイプ	標準	標準
鋼材種類	M33	M33
	SNR490B	SNR490B
埋め込み長さ (mm)	345	345
アンカーボルト間隔 (mm)	400	400
終局	許容引張力( $p_u$ ) (kN/本)	234
	許容せん断力( $q_u$ ) (kN/本)	193
		318
		193

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_u} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_u} \leq 1$$

$$\left(\frac{P}{P_u}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^2 \leq 1$$

$P_u$  : アンカーボルトの終局引張耐力 (kN)

$Q_u$  : アンカーボルトの終局せん断耐力 (kN)

$P$  : アンカーボルトの引張力 (kN)

$Q$  : アンカーボルトのせん断力 (kN)



1) ガレキ撤去時

表 5.3.4-2 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑮ アンカー ボルト (34)	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	565	5056	7956	6562	0.78	O. K.

表 5.3.4-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑯ アンカー ボルト (12)	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW-UD	354	1191	3816	2316	0.52	O. K.

\*1：図 5.3.2-5 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5.3.4-3 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-3(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑮ アンカー ボルト (32)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	604	5145	7488	6176	0.84	O. K.

表 5.3.4-3(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑯ アンカー ボルト (12)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	527	1635	3816	2316	0.71	O. K.

\*1：図 5.3.2-6 に応力検討箇所を示す

\*2：図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

「5.2.4(2) 原子炉建屋外壁部の検討」と同様に、壁面の圧縮応力度が許容応力度以下となることを確認する。

1) ガレキ撤去時

表 5.3.4-4 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-4(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力 度比	判定
⑰	外壁	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	1.0	22.1	0.05	0. K.

表 5.3.4-4(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力 度比	判定
⑱	外壁	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	0.6	22.1	0.03	0. K.

\*1 : 図 5.3.2-5 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5.3.4-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-5(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 1/2Ss450 地震時)

部位 <sup>*1</sup>		地震波 (位置) <sup>*2</sup>	入力 方向	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力 度比	判定
⑰	外壁	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW+UD	1.1	22.1	0.05	0. K.

表 5.3.4-5(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

部位 <sup>*1</sup>		地震波 (位置) <sup>*2</sup>	入力 方向	作用応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力 度比	判定
⑱	外壁	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	1.0	22.1	0.05	0. K.

\*1 : 図 5.3.2-6 に応力検討箇所を示す

\*2 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

### 5.3.5 原子炉建屋の耐震性に対する検討

#### (1) 検討方針

大型カバーの設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、燃料取扱設備の間接支持機能維持の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の許容限界に対応した評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) 以下になることを確認する。また、最大接地圧が地盤の許容限界を超えないことを確認する。

#### (2) 原子炉建屋の地震応答解析

##### 1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「5.3.1 検討方針」で示した 1/2Ss450 とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同様である。

##### 2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 5.3.5-1 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料—2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」に示される内容に、ガレキ撤去等による重量増減及び新規に設置する大型カバー、燃料取扱設備等の重量を考慮した。地震応答解析モデルの諸元の質点重量および回転慣性重量を表 5.3.5-1 に示す。

地盤定数は、「5.3.1 検討方針」で示した地盤定数と同一である。

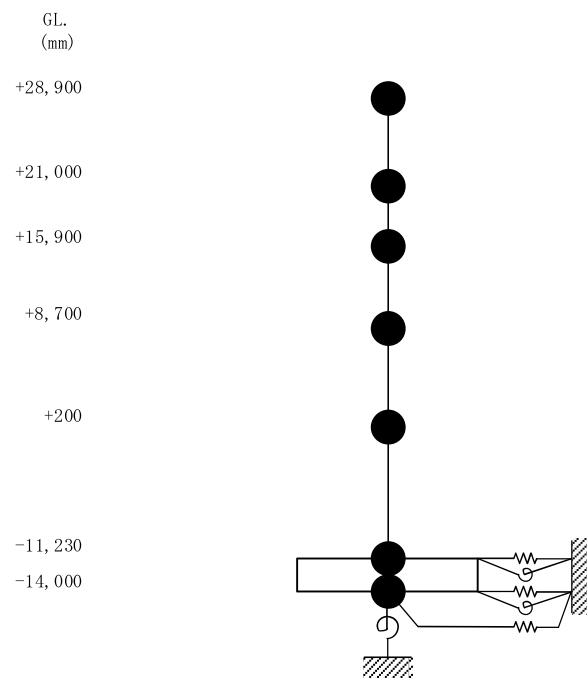


図 5.3.5-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 5. 3. 5-1(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，ガレキ撤去時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m $^2$ )	
		水平(NS)方向	水平(EW方向)
+28.90	113830	163.75	93.73
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90680	130.48	74.63
+8.70	87510	125.98	125.98
+0.20	162800	234.31	234.31
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	783930		

表 5. 3. 5-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，燃料取り出し時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m $^2$ )	
		水平(NS)方向	水平(EW方向)
+28.90	161390	232.17	132.90
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90670	130.46	74.62
+8.70	88080	126.80	126.80
+0.20	163140	234.80	234.80
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	832390		

### (3) 検討結果

1/2Ss450 に対する最大応答値を、「JEAG4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 5.3.5-2 及び図 5.3.5-3 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

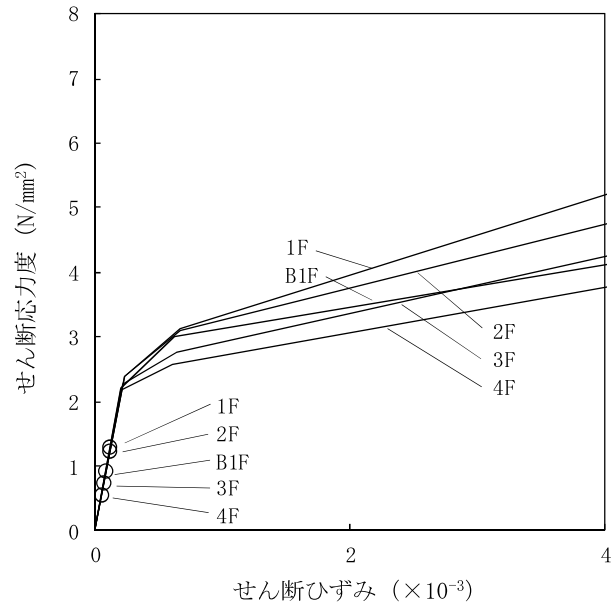
また、1/2Ss450 に対する最大接地圧を、表 5.3.5-2 に示す。最大接地圧は、地盤の極限支持力度 ( $9800\text{kN/m}^2$ ) を超えないことを確認した。

表 5.3.5-2(1) 1/2Ss450 に対する最大接地圧 (ガレキ撤去時)

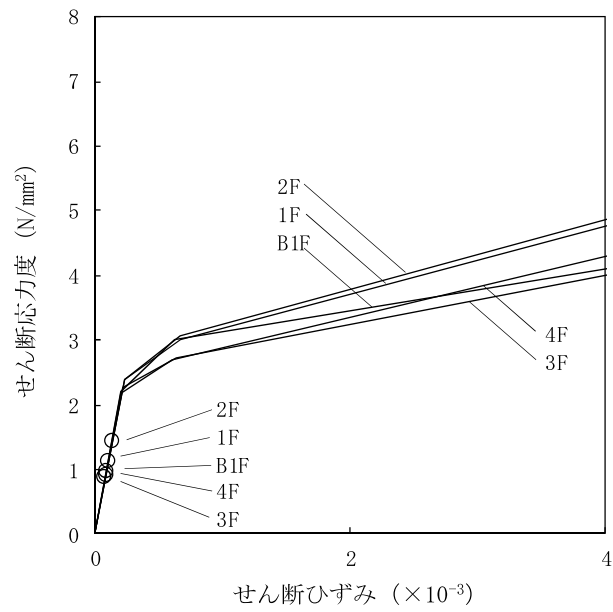
	NS 方向	EW 方向
地震波	1/2Ss450-1	1/2Ss450-1
鉛直力N ( $\times 10^5\text{kN}$ )	9.1	9.1
転倒モーメントM ( $\times 10^6\text{kN}\cdot\text{m}$ )	8.0	9.1
最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	1210	1310

表 5.3.5-2(2) 1/2Ss450 に対する最大接地圧 (燃料取り出し時)

	NS 方向	EW 方向
地震波	1/2Ss450-1	1/2Ss450-1
鉛直力N ( $\times 10^5\text{kN}$ )	9.7	9.7
転倒モーメントM ( $\times 10^6\text{kN}\cdot\text{m}$ )	9.2	10.0
最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	1380	1440



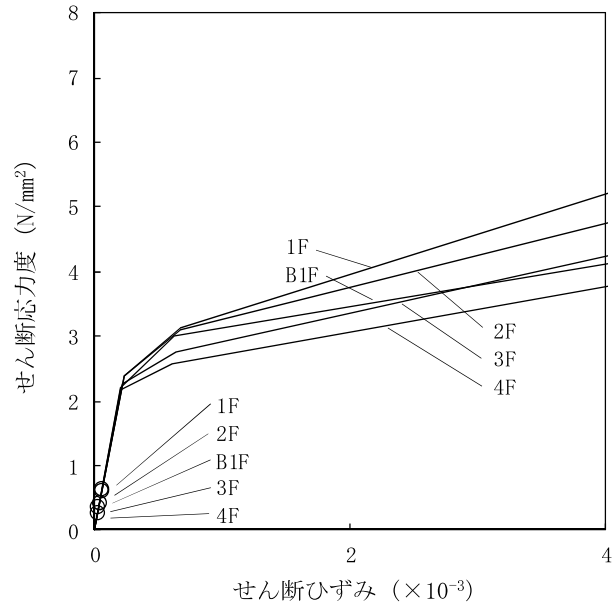
(a) NS 方向



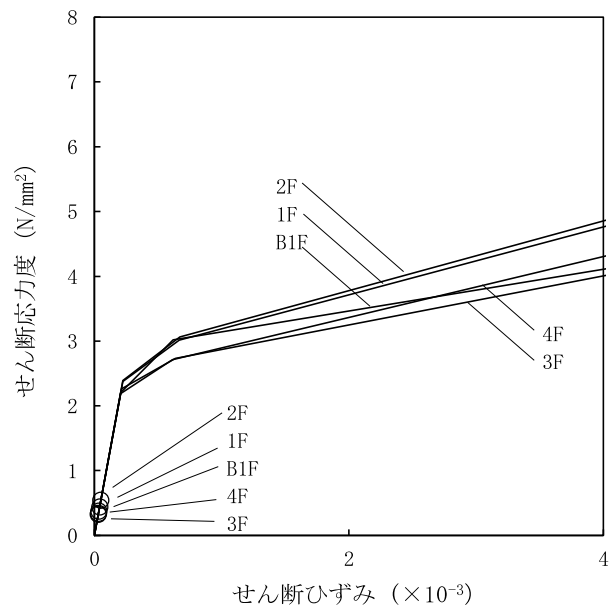
(b) EW 方向

図 5.3.5-2(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-1) (ガレキ撤去時)



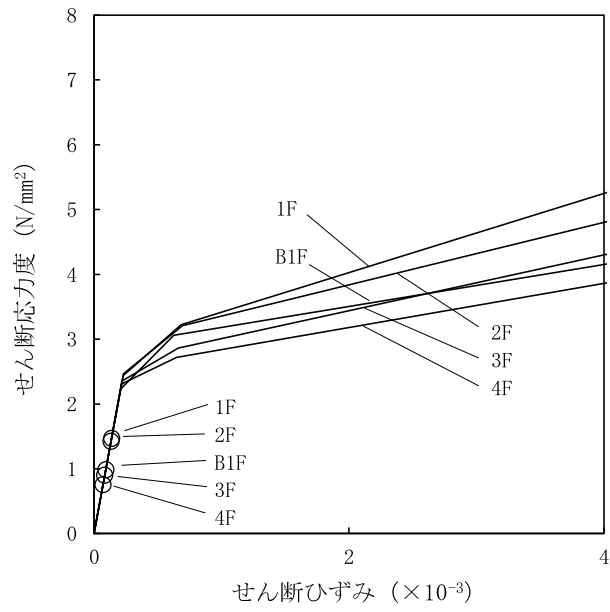


(a) NS 方向

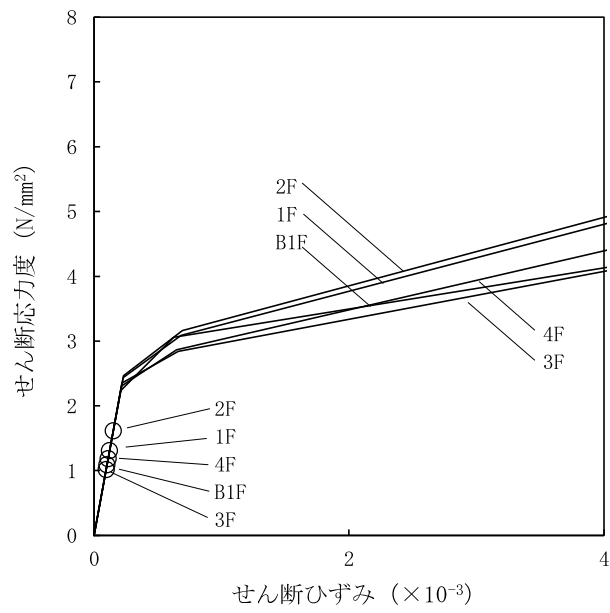


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-2) (ガレキ撤去時)

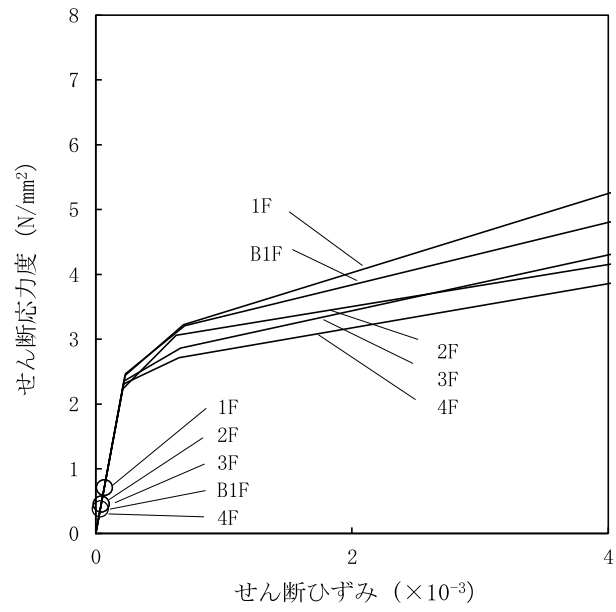


(a) NS 方向

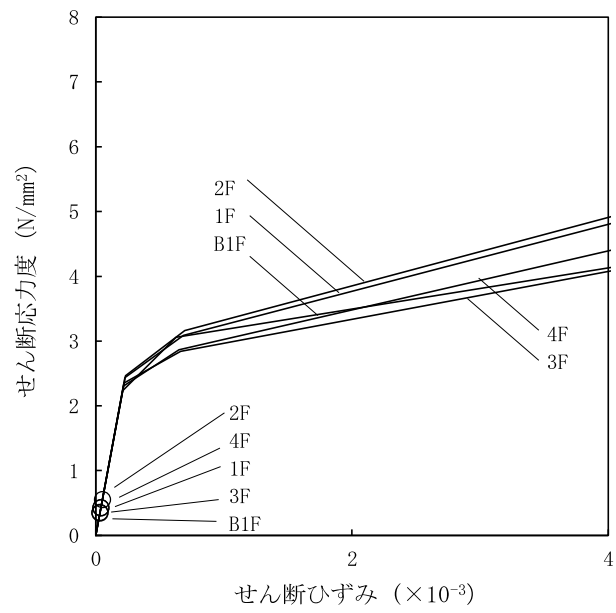


(b) EW 方向

図 5.3.5-3(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-1) (燃料取り出し時)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 5.3.5-3(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-2) (燃料取り出し時)

## 5.4 耐震性（波及的影響の検討）

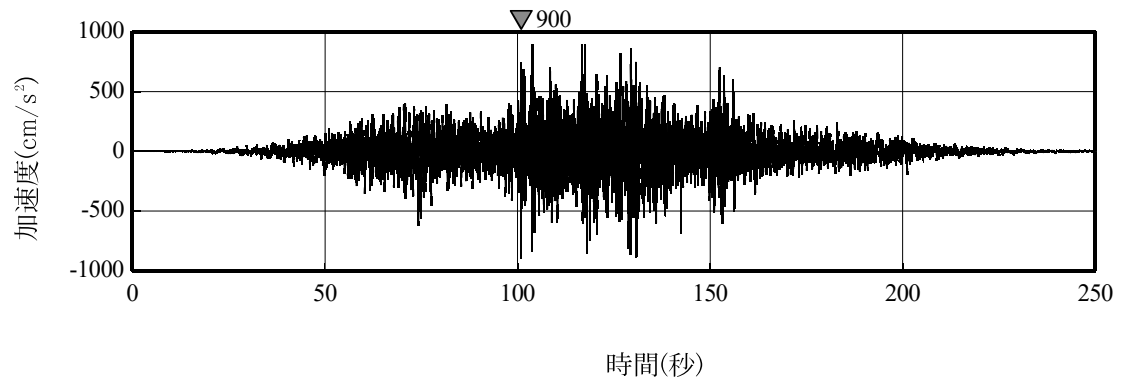
### 5.4.1 検討方針

耐震性のうち波及的影響の検討は、大型カバー、屋根、建屋取り合い部、ガレキ撤去用天井クレーン及び原子炉建屋について行い、Ss900 に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直の 3 方向の地震動を同時に入力する。

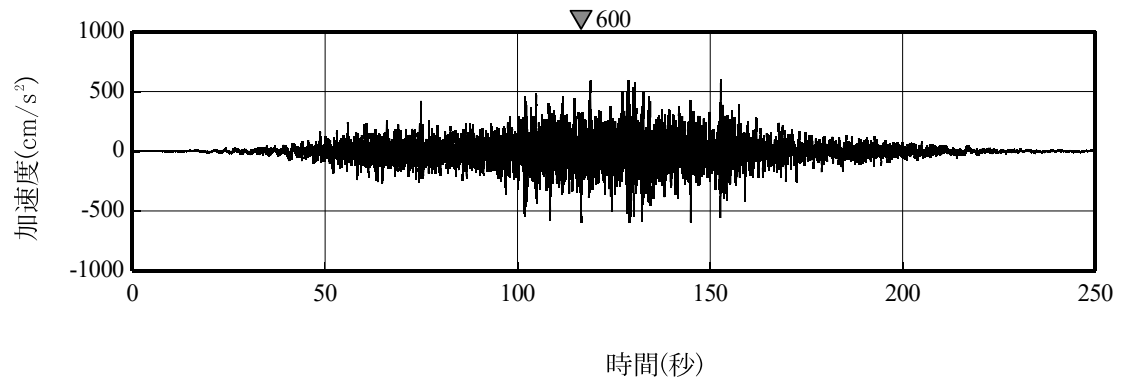
#### (1) 解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同一である。モデルに入力する地震動は、2 波ある Ss900 のうち振幅の大きな検討用地震動①を用いる。Ss900 の加速度時刻歴波形を図 5.4.1-1～図 5.4.1-2 に示す。

Ss900 を用いた地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力するが、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に入力されることは現実的に考えにくい。このため、応答スペクトルに基づく検討用地震動①を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合し、Ss900-1 と直交する位相を用いた模擬地震波を利用する。検討用地震動①と組み合わせる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 5.4.1-3 に示す。

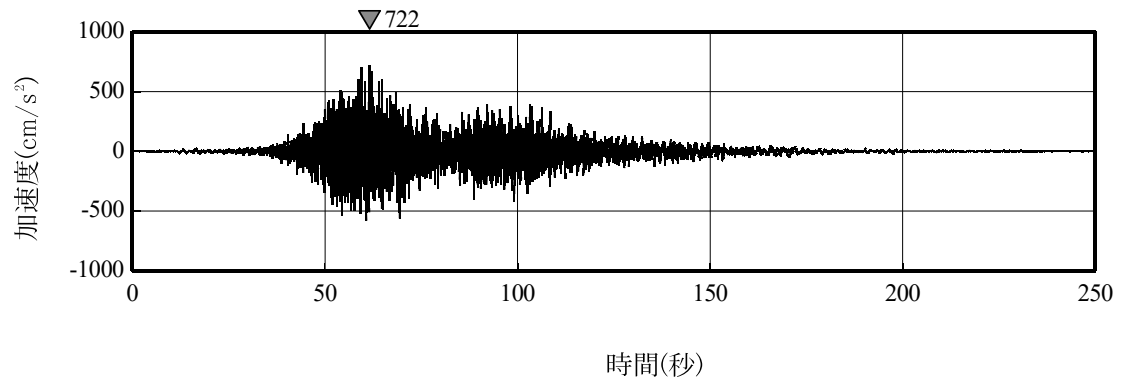


(a) 水平方向

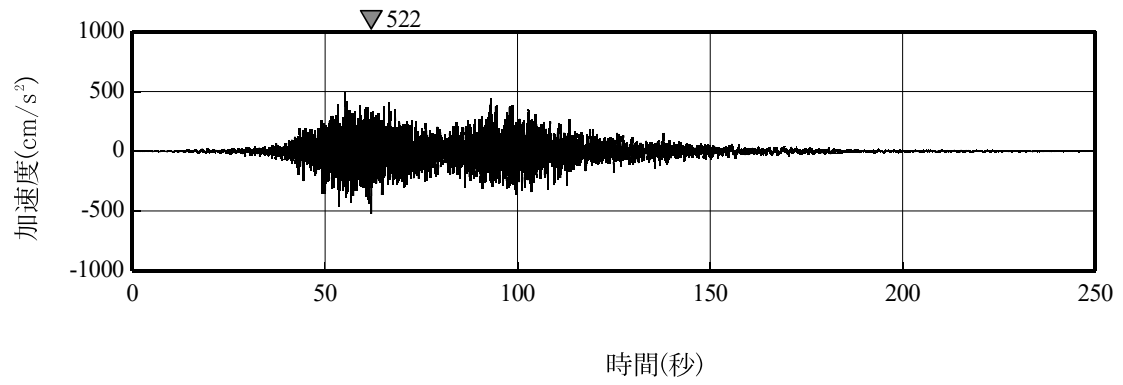


(b) 鉛直方向

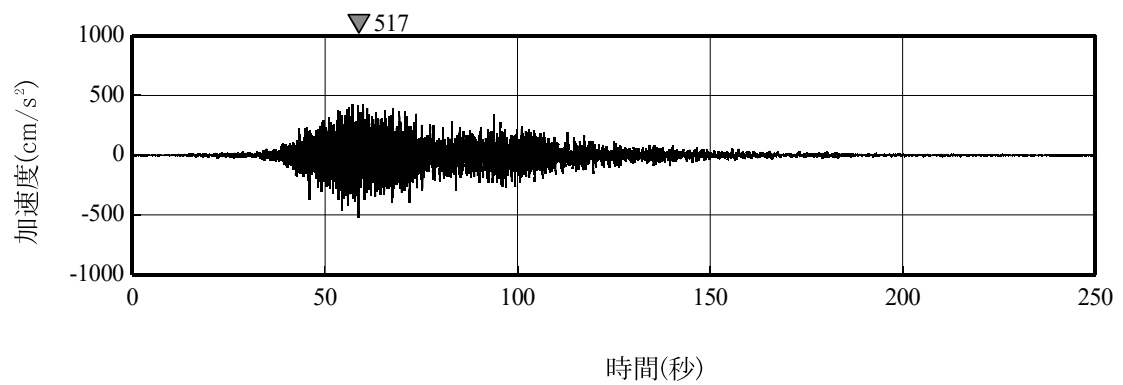
図 5.4.1-1 Ss900 のうち検討用地震動①



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) 鉛直方向

図 5.4.1-2 Ss900 のうち検討用地震動②

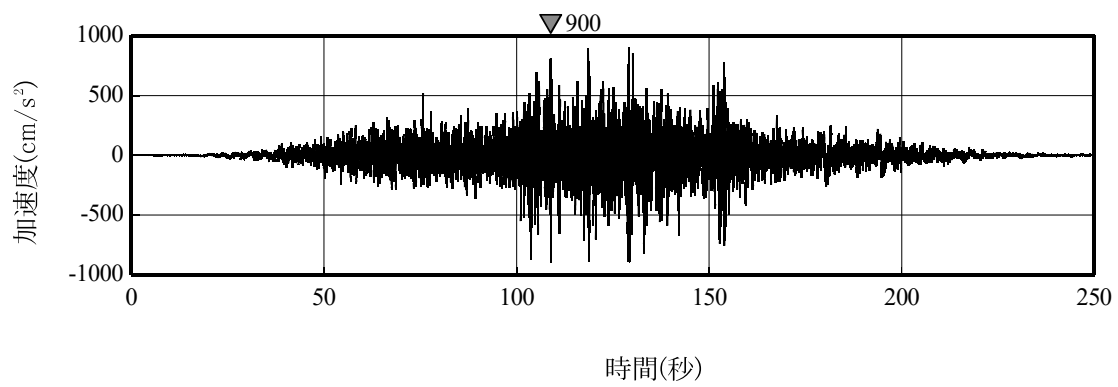


図 5. 4. 1-3 検討用地震動①（水平方向）と組み合わせる模擬地震波

### (2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデル、地震応答解析に用いる鉄骨の物性値及び原子炉建屋の諸元は、「5.3.1(2)地震応答解析モデル」と同一である。

大型カバーの地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成20年3月31日）と同様とし，その結果を表5.4.1-1に示す。

表 5.4.1-1 等価地盤物性

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.04	2.62	0.78	6.01	4	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.32	3.41	0.68	6.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	2.96	4.36	0.68	8.61	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	3.83	5.63	0.68	11.08	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	4.44	6.53	0.68	12.80	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

### (3) 解析ケース

ガレキ撤去時と燃料取り出し時の2ケースについて地震応答解析を行う。

ガレキ撤去時は，使用済み燃料プール上部にガレキ撤去用天井クレーンを配置し，定格荷重相当のガレキを吊った状態を想定する。

燃料取り出し時は，ガレキ撤去用天井クレーンの使用頻度は低いため，北側配置で吊り荷なしの状態を想定する。



表 5. 4. 1-2 解析ケース

ケース No.	状態	入力地震動 (3方向同時入力)			ガレキ撤去用 天井クレーン状態
		NS 方向	EW 方向	UD 方向	
1	ガレキ撤去時	Ss900 +NS (N→S)	Ss900 +EW (E→W)	Ss900 +UD (U→D)	プール上部配置 吊り荷考慮 (case1)
2	燃料取り出し時	同上	同上	同上	北側配置 吊り荷なし (case2)

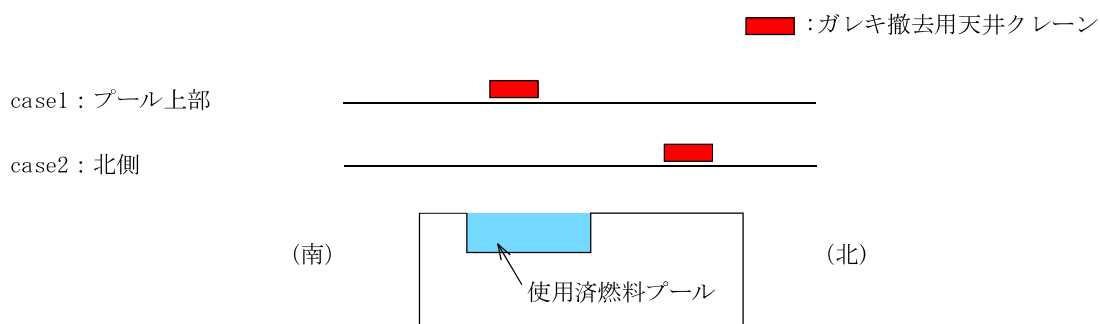


図 5. 4. 1-4 ガレキ撤去用天井クレーンの位置

(4) 評価項目とクライテリア

波及的影響の検討は、表 5.4.1-3 に示す項目について評価を行う。

表 5.4.1-3(1) 大型カバーのクライテリア

部位	考え方	許容限界
大型カバー架構 (一般部)	最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/30 <sup>※1</sup>
大型カバー架構 (柱梁・鋼板) (屋根弦材)	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認、超える場合はエネルギー一定則による評価を実施し、塑性率の許容限界を超えないことを確認	弾性限界強度または 塑性率 5.0 <sup>※2</sup>
大型カバー架構 (ブレース) (屋根斜材・ 屋根ブレース)	部材に生じる塑性率が許容限界を超えないことを確認、超える場合は応答による繰り返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	塑性率 5.0 または 評価最大ひずみ度に対する 破断寿命 1.0
大型カバー架構 アンカーボルト	引張とせん断の二乗累加則により検定し許容限界に至らないことを確認	終局強度に対する検定比 1.0

※1：「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（(財)日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が 1/30 を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

※2：JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（北村他：「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，PP183-191，2006.6）

表 5.4.1-3(2) ガレキ撤去用天井クレーンのクライテリア

部位	考え方	許容限界
ガレキ撤去用 天井クレーン クレーンガーダ	東西レール間の最大相対水平変位がクレーンの水平かかり代に比べ小さいことを確認	東西レール間相対変位 2300mm
	クレーンガーダの最大応答値が全塑性モーメントを超える不安定状態に至らないことを確認	全塑性モーメント Mp
ガレキ撤去用 天井クレーン トロリー	クレーンガーダの最大応答変位がトロリ脱 落防止材の鉛直かかり代に比べ小さいことを確認	鉛直変位 259mm
	トロリの水平力による脱落防止材の発生応力が弾性限界強度を超えないことを確認	弾性限界せん断強度 149N/mm <sup>2</sup> (SS400)

#### 5.4.2 大型カバーの耐震性に対する検討

##### (1) 層間変形角の検討結果

大型カバー一般部の層間変形角を表 5.4.2-1 に示す。

ガレキ撤去時及び燃料取り出し時の最大層間変形角は、許容限界である 1/30 を超えないことを確認した。

表 5.4.2-1(1) 最大応答層間変形角（ガレキ撤去時）

方向	地震条件	検討箇所	最大層間変形角	許容限界	判定
南北方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/87	1/30	O. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/84	1/30	O. K.

表 5.4.2-1(2) 最大応答層間変形角（燃料取り出し時）

方向	地震条件	検討箇所	最大層間変形角	許容限界	判定
南北方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/73	1/30	O. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/78	1/30	O. K.

(2) 断面検討結果

1) 一般部

大型カバー一般部の断面検討結果を表 5. 4. 2-2 に示す。

柱、梁は一部で弾性限界を超えるものの、エネルギー一定則による評価で最大塑性率が5を超えないことを確認した。なお、弾性限に対する検定比は ( ) 内に示す。また、ブレース、鋼板の最大塑性率は5を超えないことを確認した。

接続部ブレース及び下部ブレースは最大塑性率が5を超えることから、破断寿命評価を実施し、部材が破断しないことを確認した。

表 5. 4. 2-2(1) 断面検討結果 (一般部, ガレキ撤去時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		最大塑性率	判定
				$\sigma_c$		$f_c$			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	343.0	$f_c$	320.4	1.08(1.08)	0. K.
梁	H-800×300×14×26	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	212.7	$f_c$	184.1	1.17(1.16)	0. K.
ブレース	$\phi$ -355.6×7.9	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	—	$f_c$	337.2	2.09	0. K.
鋼板	PL-12	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_x$	18.8	$f_t$	258.0	0.97	0. K.
				$\sigma_y$	256.6				
				$\tau_{xy}$	19.8				

表 5. 4. 2-2(2) 断面検討結果 (一般部, 燃料取り出し時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		最大塑性率	判定
				$\sigma_c$		$f_c$			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	423.5	$f_c$	345.1	1.26(1.23)	0. K.
梁	H-800×300×14×26	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	260.5	$f_c$	184.1	1.50(1.42)	0. K.
ブレース	$\phi$ -355.6×7.9	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	—	$f_c$	337.2	2.20	0. K.
鋼板	PL-12	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_x$	17.3	$f_t$	258.0	0.91	0. K.
				$\sigma_y$	239.5				
				$\tau_{xy}$	19.5				

表 5.4.2-2(3) 断面検討結果（一般部，ガレキ撤去時）

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
接続部ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	19.40 (0.37)	0. K.
下部ブレース	φ-267.4×6.6	Ss900	+NS+EW+UD	15.84 (0.69)	0. K.

表 5.4.2-2(4) 断面検討結果（一般部，燃料取り出し時）

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
接続部ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	10.64 (0.04)	0. K.
下部ブレース	φ-318.5×6.9	Ss900	+NS+EW+UD	16.57 (0.86)	0. K.

なお，大型カバーと燃料取扱設備支持部との地震時の干渉について，一般部と燃料取扱設備支持部のクリアランス 30cm に対して最大相対変位が 18.9cm（燃料取り出し時）であることから，地震時に衝突しないことを確認している。

2) 燃料取扱設備支持部

大型カバー燃料取扱設備支持部の断面検討結果を表 5. 4. 2-3 に示す。

ガレキ撤去時，燃料取り出し時共に，応力度比 1. 0 を超えないことを確認した。

表 5. 4. 2-3(1) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，ガレキ撤去時）

部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置)	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
				$\sigma_c$		$f_c$			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	51. 5	$f_c$	326. 1	0. 16	O. K.
梁	H-350×350×12×19	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	102. 2	$f_c$	344. 0	0. 30	O. K.
接続部 ブレース	十字 PL (PL-28×10 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_t$	240. 3	$f_t$	357. 5	0. 68	O. K.
下部 ブレース	$\phi$ -355. 6×7. 9	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	202. 4	$f_c$	349. 6	0. 58	O. K.

表 5. 4. 2-3(2) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，燃料取り出し時）

部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置)	入力 方向	作用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		応力 度比	判定
				$\sigma_c$		$f_c$			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	89. 9	$f_c$	326. 1	0. 28	O. K.
梁	H-350×350×12×19	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_t$	135. 5	$f_t$	357. 5	0. 38	O. K.
接続部 ブレース	十字 PL (PL-28×10 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_t$	246. 2	$f_t$	357. 5	0. 69	O. K.
下部 ブレース	$\phi$ -406. 4×9. 5	Ss900	+NS+EW+UD	$\sigma_c$	279. 8	$f_c$	351. 3	0. 80	O. K.

### 5.4.3 屋根の耐震性に対する検討

大型カバー屋根部の断面検討結果を表 5.4.3-1 に示す。弦材、ブレースは最大塑性率 5 を超えないことを確認した。斜材は最大塑性率が 5 を超えることから、破断寿命評価を実施し、部材が破断しないことを確認した。

表 5.4.3-1(1) 断面検討結果 (ガレキ撤去時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
		Ss900	+NS+EW+UD		
弦材	P-190.7φ×5.3t	Ss900	+NS+EW+UD	0.80	0. K.
斜材	P-89.1φ×3.2t	Ss900	+NS+EW+UD	15.72 (0.26)	0. K.
ブレース	1-M30	Ss900	+NS+EW+UD	4.12	0. K.

表 5.4.3-1(2) 断面検討結果 (燃料取り出し時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
		Ss900	+NS+EW+UD		
弦材	P-261.3φ×7.0t	Ss900	+NS+EW+UD	0.94	0. K.
斜材	P-89.1φ×3.2t	Ss900	+NS+EW+UD	20.90 (0.39)	0. K.
ブレース	1-M27	Ss900	+NS+EW+UD	4.69	0. K.

#### 5.4.4 建屋取り合い部の耐震性に対する検討

大型カバーのアンカーボルトの終局強度に対する検定比を表5.4.4-1に示す。ガレキ撤去時及び燃料取り出し時ともに、検定比1.0を超えないこと確認した。

表5.4.4-1(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，ガレキ撤去時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (16)	Ss900	+NS+EW+UD	1860	2329	3744	3088	0.83	O. K.

表5.4.4-1(2) アンカーボルトの検討結果（一般部，燃料取り出し時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (16)	Ss900	+NS+EW+UD	1802	2350	3744	3088	0.84	O. K.

表5.4.4-1(3) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，ガレキ撤去時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (12)	Ss900	+NS+EW+UD	906	1606	3816	2316	0.70	O. K.

表5.4.4-1(4) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，燃料取り出し時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (24)	Ss900	+NS+EW+UD	3577	2964	5832	4632	0.80	O. K.



#### 5.4.5 天井クレーンの耐震性に対する検討

地震応答解析より得られた東西レール間の最大相対水平変位は、ガレキ撤去時 39mm、燃料取り出し時 41mm で、クレーン端部の水平かかり代 2300mm に比べ小さく、ガレキ撤去用天井クレーンが落下する危険性はないことを確認した。

地震応答解析より得られたガレキ撤去用天井クレーンガーダの水平方向（NS 方向）および鉛直方向の最大応答曲げモーメントを表 5.4.5-1 に示す。

ガレキ撤去時、燃料取り出し時ともに、クレーンガーダの全塑性曲げモーメント  $M_p$  を超える不安定状態には至らないことを確認した。

表 5.4.5-1(1) ガレキ撤去用天井クレーンガーダの断面検討結果（ガレキ撤去時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース	最大応答曲げ モーメント (鉛直) ( $\times 10^6 \text{Nm}$ )		全塑性 モーメント (鉛直) ( $\times 10^6 \text{Nm}$ )		応力 度比	判定
			M		$M_p$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	Ss900	M	149.2	$M_p$	168.0	0.89	O.K.

表 5.4.5-1(2) ガレキ撤去用天井クレーンガーダの断面検討結果（燃料取出し時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース	最大応答曲げ モーメント (鉛直) ( $\times 10^6 \text{Nm}$ )		全塑性 モーメント (鉛直) ( $\times 10^6 \text{Nm}$ )		応力 度比	判定
			M		$M_p$			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	Ss900	M	107.9	$M_p$	168.0	0.65	O.K.

地震応答解析より得られたクレーンガーダの最大鉛直変位は、ガレキ撤去時 174mm、燃料取り出し時 119mm となり、トロリの脱落防止材の鉛直かかり代 259mm に比べ小さいことを確認した。

ガレキ撤去用天井クレーンの最大応答水平加速度にトロリ重量 (56ton) を乗じ求めた水平力に対し、トロリの脱落防止材に生じるせん断応力度を求めた結果を表 5.4.5-2 に示す。

ガレキ撤去時、燃料取り出し時ともに、トロリの脱落防止材に発生する応力は弾性限界強度を超えないことを確認した。

表 5.4.5-2(1) 脱落防止材の断面検討結果 (ガレキ撤去時)

天井クレーン 最大水平応答加速度 ( $m/s^2$ )	トロリー脱落防止材 水平力 (kN)	トロリー脱落防止材 せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	弾性限界応力度 ( $N/mm^2$ )	検定比	判定
45.7	2559	94.8	149	0.64	O. K.

表 5.4.5-2(2) 脱落防止材の断面検討結果 (燃料取り出し時)

天井クレーン 最大水平応答加速度 ( $m/s^2$ )	トロリー脱落防止材 水平力 (kN)	トロリー脱落防止材 せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	弾性限界応力度 ( $N/mm^2$ )	検定比	判定
42.0	2352	87.1	149	0.58	O. K.

## 5.4.6 原子炉建屋の耐震性に対する検討

### (1) 検討方針

大型カバー設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) 以下になることを確認する。最大接地圧が地盤の許容限界を超えないことを確認する。

また、大型カバーを設置する前後でのオペフロでの最大応答加速度を比較する。

### (2) 原子炉建屋の地震応答解析

#### 1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「5.4.1 検討方針」で示した Ss900 とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同様である。

#### 2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いるモデルは、図 5.4.6-1 に示すように建屋を質点系とし地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「5.3.5 原子炉建屋の耐震性に対する検討」と同一である。

大型カバー設置前の原子炉建屋の建屋の諸元は「1/2Ss450gal 検討」に示す。また、地盤定数は、「5.3.1 検討方針」で示した地盤定数と同一である。

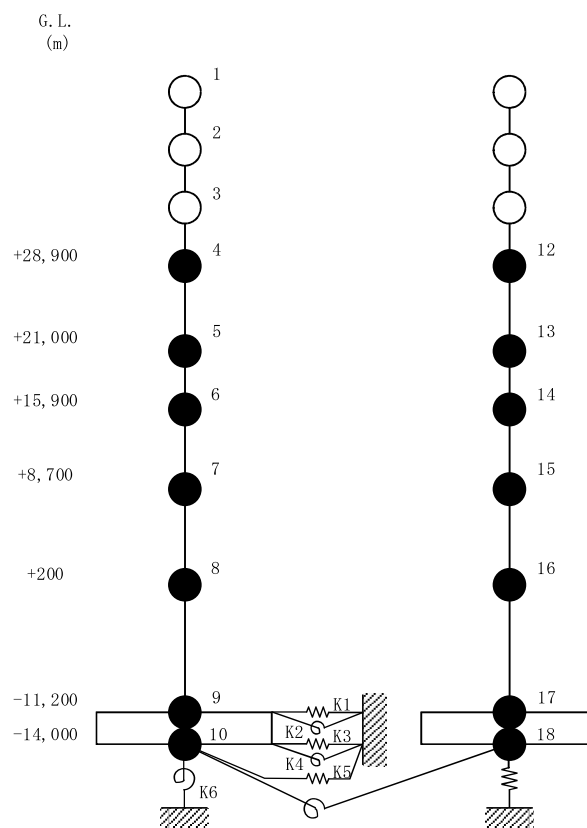


図 5.4.6-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル

### (3) 検討結果

大型カバー設置後の Ss900 に対する最大応答値を、「JEAG4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を図 5.4.6-2 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

Ss900 に対する最大接地圧を、表 5.4.6-1 に示す。最大接地圧は、地盤の極限支持力度 ( $9800\text{kN/m}^2$ ) を超えないことを確認した。

また、カバー設置前とカバー設置後のガレキ撤去時及び燃料取り出し時の最大応答加速度の比較を図 5.4.6-3 に示す。各階の最大応答加速度は大きな違いが見られず、大型カバーを設置した影響は小さい。

表 5.4.6-1(1) Ss900 に対する最大接地圧 (ガレキ撤去時)

	NS 方向*1	EW 方向*1
地震波	Ss900-1	Ss900-1
鉛直力 N ( $\times 10^5\text{kN}$ )	10.4	10.4
転倒モーメント M ( $\times 10^6\text{kN}\cdot\text{m}$ )	13.2	13.4
最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	3480	3000

\*1：誘発上下動考慮の結果を示す。

表 5.4.6-1(2) Ss900 に対する最大接地圧 (燃料取り出し時)

	NS 方向*1	EW 方向*1
地震波	Ss900-1	Ss900-1
鉛直力 N ( $\times 10^5\text{kN}$ )	11.0	11.0
転倒モーメント M ( $\times 10^6\text{kN}\cdot\text{m}$ )	13.2	14.8
最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	2950	3680

\*1：誘発上下動考慮の結果を示す。