

表 4.2.1-6 燃料取り出し用構台の水平震度の算定結果 (NS 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n · Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
R	46.81	3523.2	—	—	—	—	1068	0.304
8	46.81~40.42	2275.1	3523.2	1.263	0.303	1068	655	0.288
7	40.42~34.82	1316.1	5798.3	1.238	0.297	1722	354	0.269
6	34.82~29.42	22168.4	7114.4	1.216	0.293	2076	5631	0.254
5	29.42~24.30	2805.8	29282.8	1.097	0.263	7707	638	0.228
4	24.30~19.38	2426.8	32088.5	1.084	0.260	8345	487	0.201
3	19.38~14.46	2957.4	34515.3	1.066	0.257	8832	524	0.178
2	14.46~8.26	3530.4	37472.7	1.040	0.249	9356	484	0.138
1	8.26~2.06	—	41003.1	1.000	0.240	9841	—	—

表 4.2.1-7 燃料取り出し用構台の水平震度の算定結果 (EW 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n · Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
R	46.81	3523.2	—	—	—	—	1147	0.326
8	46.81~40.42	2275.1	3523.2	1.357	0.326	1147	719	0.317
7	40.42~34.82	1316.1	5798.3	1.341	0.323	1866	376	0.286
6	34.82~29.42	22168.4	7114.4	1.313	0.315	2242	6033	0.273
5	29.42~24.30	2805.8	29282.8	1.178	0.282	8276	609	0.217
4	24.30~19.38	2426.8	32088.5	1.154	0.278	8884	394	0.163
3	19.38~14.46	2957.4	34515.3	1.120	0.269	9278	339	0.115
2	14.46~8.26	3530.4	37472.7	1.069	0.257	9617	224	0.064
1	8.26~2.06	—	41003.1	1.000	0.240	9841	—	—

5) 荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱設備の位置を図 4.2.1-1 に、荷重組合せを表 4.2.1-8 に示す。

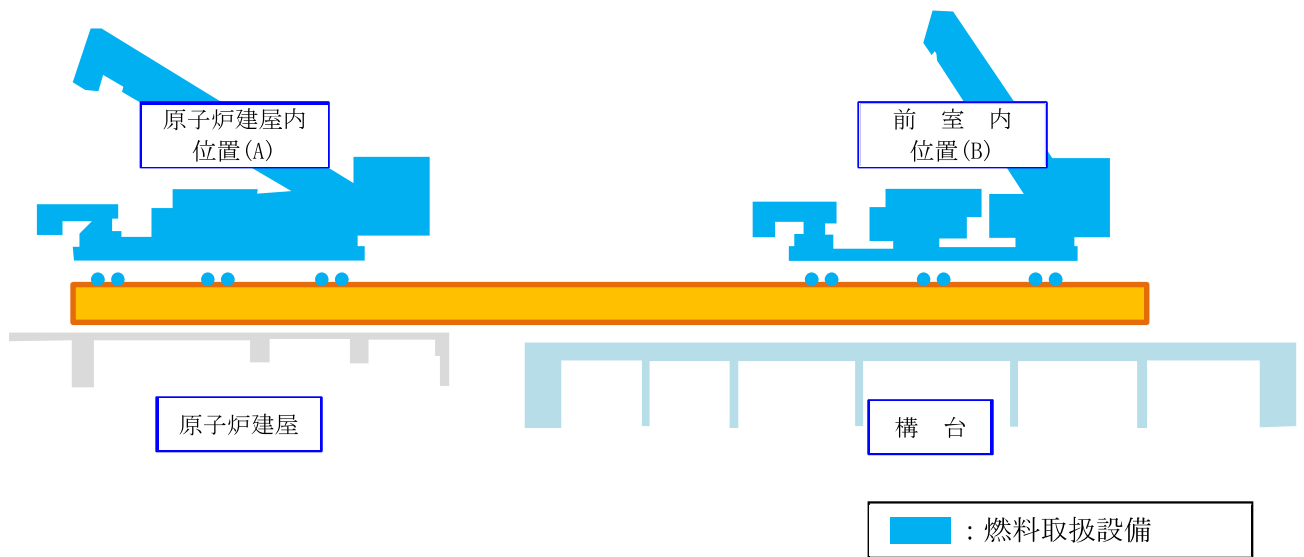


図 4.2.1-1 燃料取扱設備の位置

表 4.2.1-8 荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL	長期
積雪時	S	VL+SL	短期
暴風時	W	VL+WL	
地震時	E1	VL+K(+NS)	
	E2	VL+K(-NS)	
	E3	VL+K(+EW)	
	E4	VL+K(-EW)	

注：各荷重ケースにおいて、燃料取扱設備の位置は原子炉建屋内位置(A)と前室内位置(B)の2ケース考慮する。

地震時と暴風時の燃料取り出し用構台の層せん断力について、風荷重の受圧面積が大きい EW 方向で比較した結果を図 4.2.1-2 に示す。図 4.2.1-2 より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

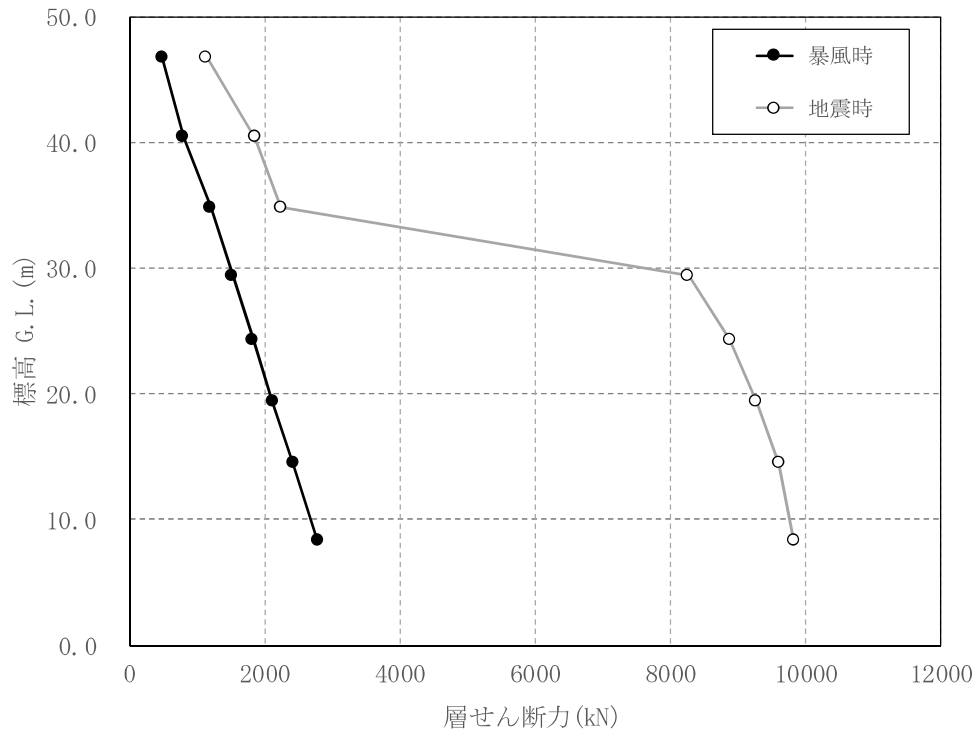


図 4. 2. 1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (EW 方向)

4.2.2 構台、前室及びランウェイガーダの構造強度に対する検討

(1) 解析モデル

架構の解析モデルは、構台及び前室とランウェイガーダを構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。図4.2.2-1に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部は固定とする。

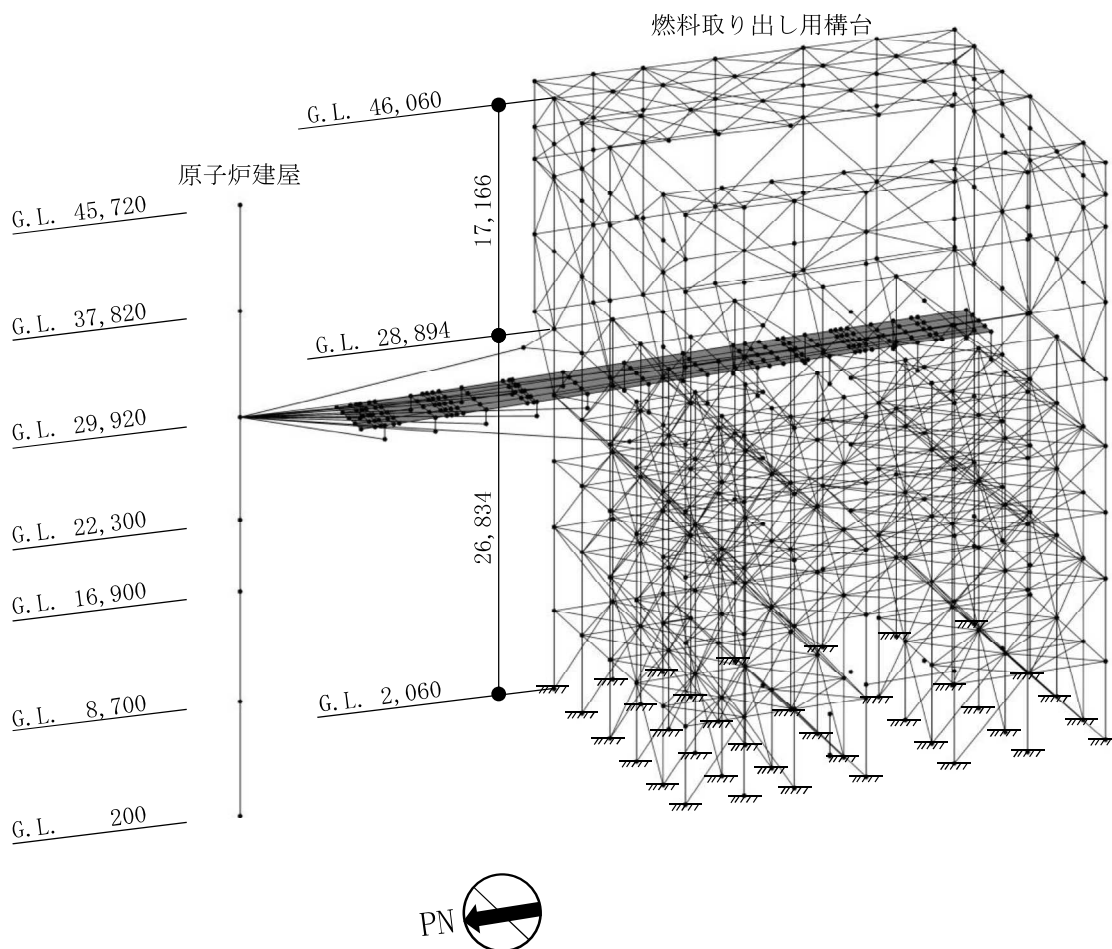


図4.2.2-1 解析モデル

(2) 断面検討

1) 柱及び梁部材の検討

部材の応力度比は、「鋼構造設計規準」に従い、2方向の曲げ、軸力及びせん断力の各最大応力と各許容応力度との比を組み合わせた値で表される。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1$$

ここで、 σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)
N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm²)
 σ_{by}, σ_{bz} : 強軸まわりの曲げ応力度 (M_y/Z_y)
及び弱軸まわりの曲げ応力度 (M_z/Z_z) (N/mm²)
 M_y, Z_y : 強軸まわりの曲げモーメント (Nm) 及び断面係数 (mm³)
 M_z, Z_z : 弱軸まわりの曲げモーメント (Nm) 及び断面係数 (mm³)
 τ : せん断応力度 (Q/A_s) (N/mm²)
Q : せん断力 (N), A_s : せん断断面積 (mm²)
 f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
 f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)
 f_{by} : 強軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)
 f_{bz} : 弱軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)
 f_s : 許容せん断応力度 (N/mm²)

2) トラス梁の斜材, ブレースの検討

応力度比の検討は、軸力に対し下式にて検討を行う。

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

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

ここで、 σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)
N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm²)
 f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
 f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

表 4. 2. 2-1 に常時に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を、図 4. 2. 2-2 に応力度比が最大となる部材を示した図を示す。同様に、表 4. 2. 2-2 に地震時に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を、図 4. 2. 2-3 に応力度比が最大となる部位を示した図を示す。

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 4. 2. 2-1 断面検討結果（常時）

部 位		部材形状(mm) <使用材料>	荷重ケース (位置)	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-1500×400 ×16×32 <SM490A>	C (A, B)	σ_c	7.4	f_c	203	0.32	O. K.
				σ_{by}	49.7	f_{by}	211		
				σ_{bz}	9.4	f_{bz}	216		
				τ	4.6	f_s	125		
	㊸梁	H-1500×500 ×19×40 <SM490A>	C (A, B)	σ_t	0.2	f_t	216	0.11	O. K.
				σ_{by}	5.1	f_{by}	193		
				σ_{bz}	16.0	f_{bz}	216		
				τ	1.2	f_s	125		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 <STK490>	C (A, B)	σ_c	30.2	f_c	157	0.20	O. K.
	㊸屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 <SM490A>	C (A, B)	σ_c	76.4	f_c	174	0.45	O. K.
σ_{bz}				2.1	f_{bz}	216			
τ				0.2	f_s	125			
㊸屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 <SS400>	C (A, B)	σ_c	59.9	f_c	136	0.45	O. K.	
㊸ランウエ イガード	□-1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	C (B)	σ_c	0.0	f_c	196	0.25	O. K.	
			σ_b	45.7	f_b	196			
			τ	9.2	f_s	113			
構 台	㊸柱	H-700×300 ×16×32 <SM490A>	C (B)	σ_c	48.7	f_c	144	0.48	O. K.
				σ_{by}	20.5	f_{by}	161		
				σ_{bz}	2.1	f_{bz}	216		
				τ	3.8	f_s	125		
	㊸梁	H-800×350 ×19×36 <SM490A>	C (B)	σ_c	0.0	f_c	200	0.44	O. K.
				σ_{by}	59.0	f_{by}	207		
				σ_{bz}	0.0	f_{bz}	216		
τ				41.4	f_s	125			
㊸鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 <STK490>	C (B)	σ_c	21.4	f_c	142	0.16	O. K.	

*1：㊸～㊸の符号は図 4. 2. 2-2 の応力検討箇所を示す

*2：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

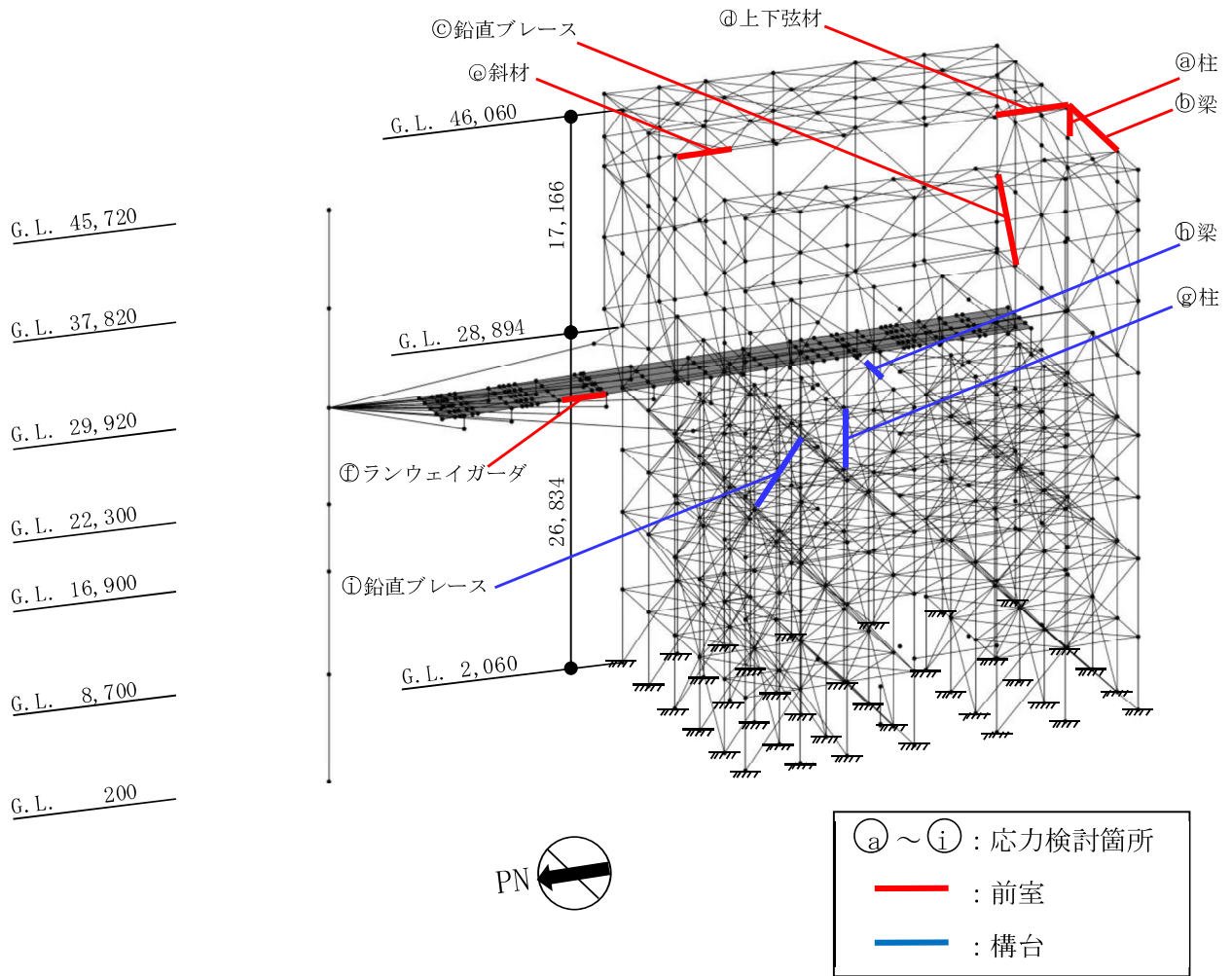


図 4. 2. 2-2 応力度比が最大となる部材 (常時)

表 4.2.2-2 断面検討結果 (地震時)

部 位		部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置)	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-1500×400 ×16×32 <SM490A>	E3 (B)	σ_c	7.8	f_c	304	0.25	O. K.
				σ_{by}	48.5	f_{by}	316		
				σ_{bz}	21.1	f_{bz}	324		
				τ	4.4	f_s	187		
	㊸梁	H-390×300 ×10×16 <SM490A>	E3 (B)	σ_t	9.2	f_t	192	0.17	O. K.
				σ_{by}	0.0	f_{by}	220		
				σ_{bz}	37.5	f_{bz}	324		
				τ	0.6	f_s	187		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -406.4×12.7 <STK490>	E3 (A)	σ_c	76.2	f_c	253	0.31	O. K.
	㊸水平ブ レース	2[s-150×75×9 ×12.5 <SS400>	E3 (A)	σ_t	35.8	f_t	234	0.16	O. K.
㊸屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 <SM490A>	E4 (A)	σ_c	80.3	f_c	261	0.35	O. K.	
			σ_{bz}	10.5	f_{bz}	324			
			τ	0.3	f_s	187			
㊸屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 <SS400>	E2 (A, B)	σ_c	61.0	f_c	204	0.30	O. K.	
㊸ランウェ イガーダ	□-1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	E3 (B)	σ_c	14.3	f_c	294	0.22	O. K.	
			σ_b	45.7	f_b	294			
			τ	9.2	f_s	169			
構 台	㊸柱	(X)H-700×300 ×40×40 (Y)H-700×350 ×40×40 <SM490A>	E1 (A)	σ_c	42.5	f_c	285	0.67	O. K.
				σ_{by}	11.2	f_{by}	312		
				σ_{bz}	154.4	f_{bz}	324		
				τ	7.3	f_s	187		
	㊸梁	H-700×350 ×19×36 <SM490A>	E3 (A)	σ_c	1.0	f_c	241	0.57	O. K.
				σ_{by}	134.0	f_{by}	261		
				σ_{bz}	2.1	f_{bz}	324		
				τ	38.1	f_s	187		
㊸鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 <STK490>	E2 (A)	σ_t	83.8	f_t	231	0.37	O. K.	
㊸水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 <SS400>	E1 (A)	σ_t	44.5	f_t	234	0.20	O. K.	

*1: ㊸~㊸の符号は図 4.2.2-3 の応力検討箇所を示す

*2: ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

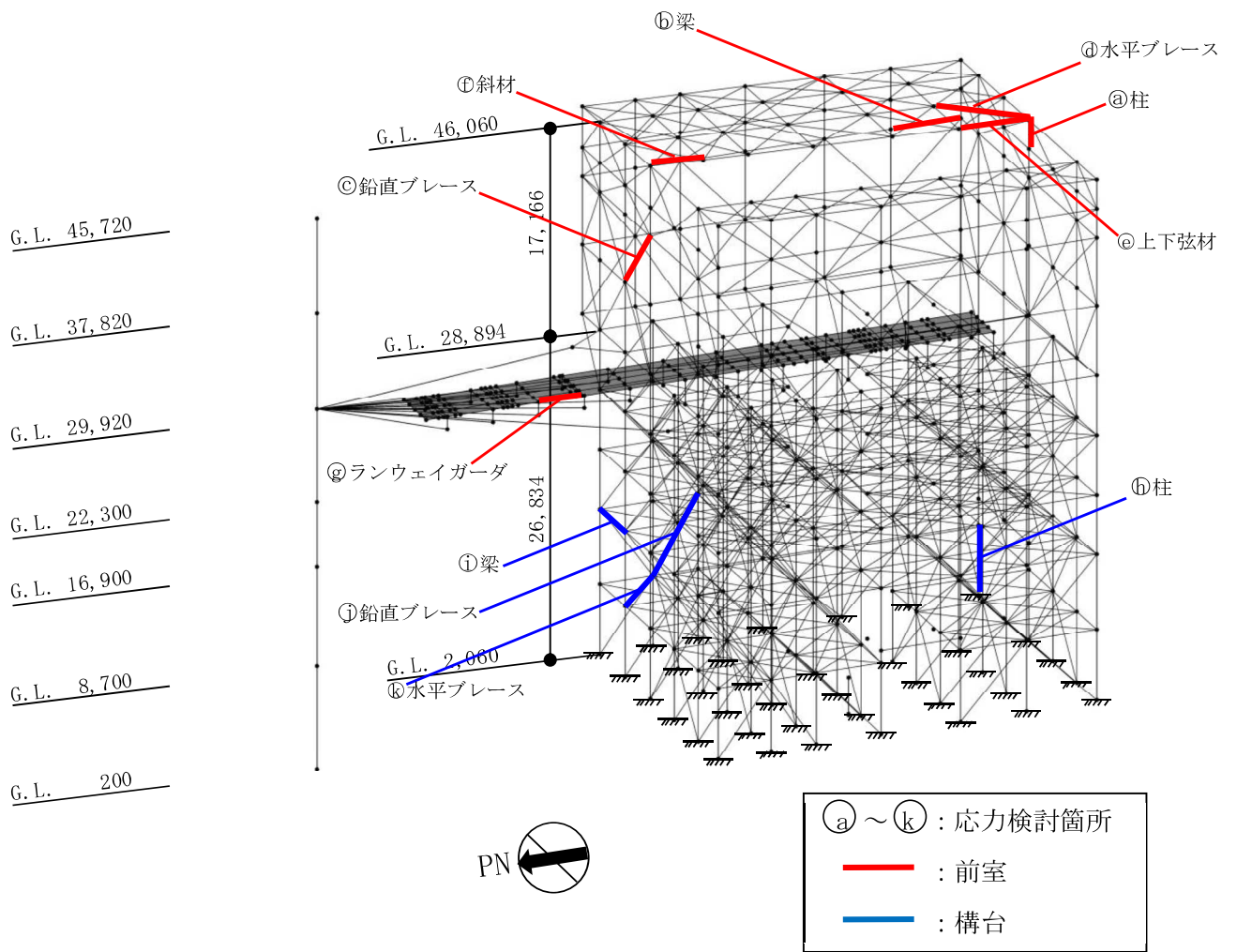


図 4.2.2-3 応力度比が最大となる部材 (地震時)

4.2.3 弾性支承の構造強度に対する検討

弾性支承に作用する圧縮力による面圧が、弾性支承の圧縮限界強度以下となることを確認する。圧縮限界強度はゴム材料の弾性係数に応じて製品が規定する数値である。

検討の結果、最大圧縮面圧が圧縮限界強度以下となることを確認した。

表 4.2.3-1 弾性支承の構造強度に対する検討結果

設置位置	最大面圧発生ケース (位置)*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D / σ_v	判定
西側	E2(A)	43.00	6.37	0.15	O.K.
東側	E2(A)	43.00	6.36	0.15	O.K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

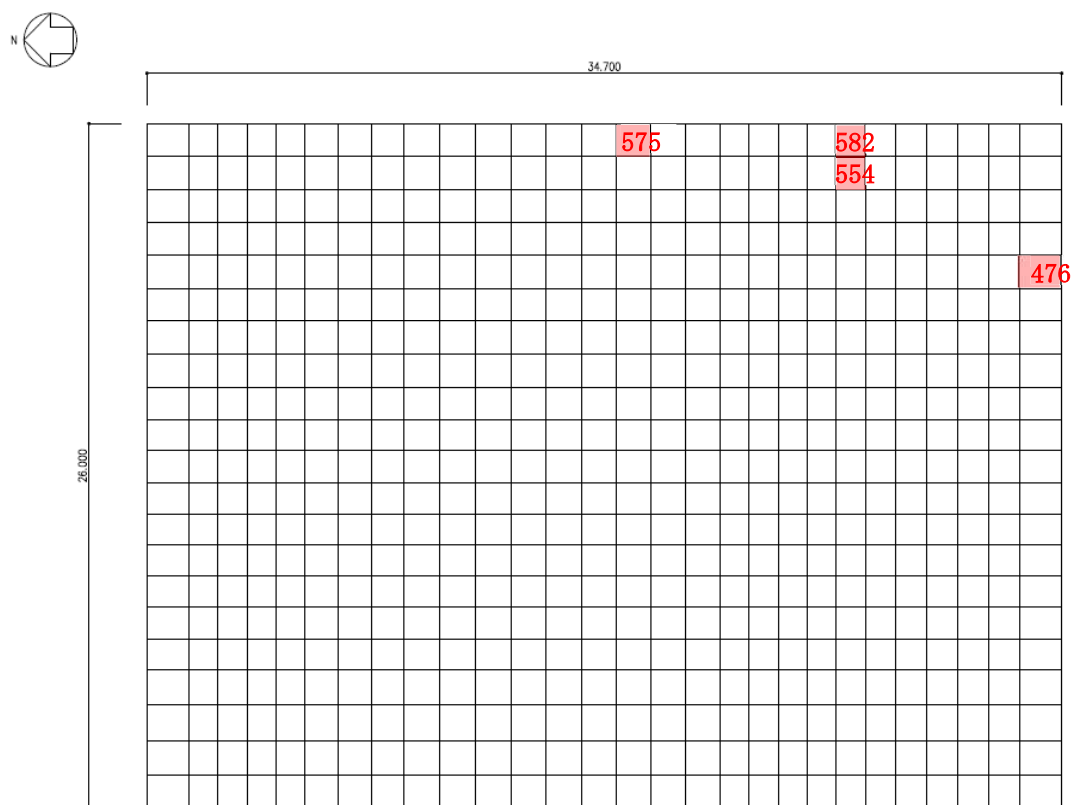
4.2.4 基礎の構造強度に対する検討

(1) 設計方針

基礎の応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行い、解析モデルは図 4.2.4-1 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。但し、浮き上がった場合は、ばねの剛性が 0 となる。

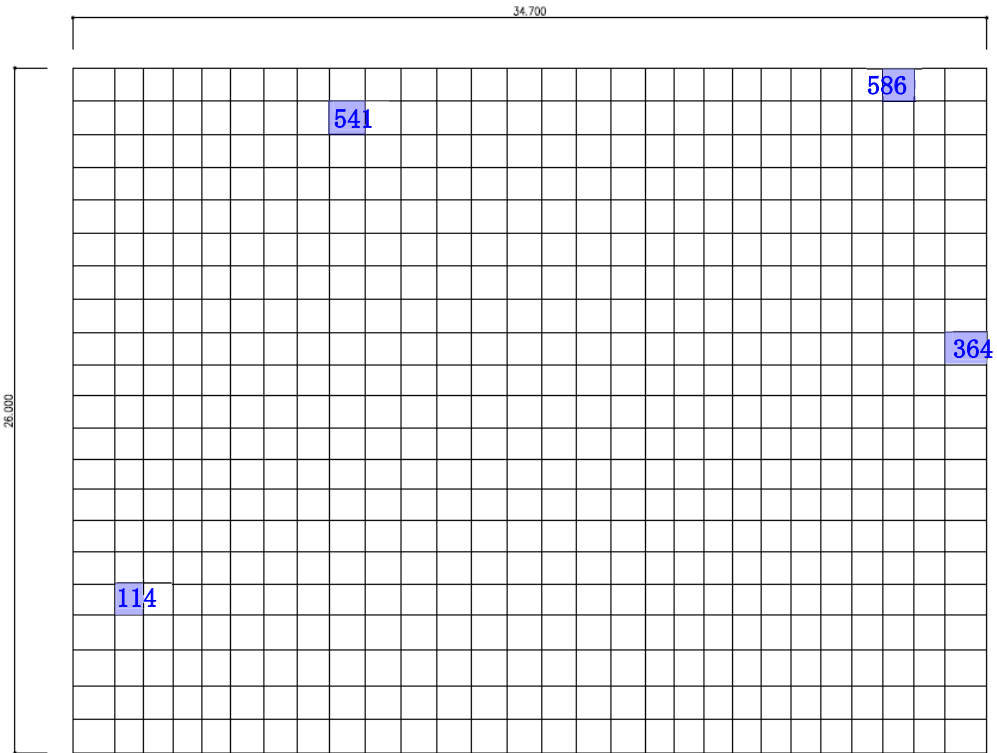
(2) 解析モデル

解析モデルを図 4.2.4-1、図 4.2.4-2 に示す。



凡例 ### : 断面算定要素(常時:C) (数字は要素番号)

図 4.2.4-1 解析モデル図(常時:C) (単位: mm)




凡例  : 断面算定要素(地震時:E1~E4) (数字は要素番号)

図 4. 2. 4-2 解析モデル図 (単位 : mm)

(3) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 4.2.4-1、表 4.2.4-2 に示し、配筋図を図 4.2.4-3 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 4. 2. 4-1 断面検討結果 (常時:C)

要素番号	方向	荷重ケース (位置)*1	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	Pt (%)	設計配筋 上段：上端筋 下段：下端筋 (pt:%)	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N*2 (kN/m)	M (kN・m/m)							
575	NS	C(B)	-0.5	408.2	0.000	0.045	0.026	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	75.5	1775	O.K.
476	EW	C(B)	-0.8	798.1	0.000	0.089	0.051	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	101.1	1775	O.K.
582	NS	C(B)	1.6	75.3	0.001	0.008	0.005	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	466.3	1775	O.K.
554	EW	C(B)	-0.7	22.0	0.000	0.002	0.001	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	488.7	1775	O.K.

表 4. 2. 4-2 断面検討結果 (地震時:E1~E4)

要素番号	方向	荷重ケース (位置)*1	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	Pt (%)	設計配筋 上段：上端筋 下段：下端筋 (pt:%)	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N*2 (kN/m)	M (kN・m/m)							
541	NS	E2(B)	-119.5	969.9	0.040	0.108	0.061	2-D38@200 3-D38@200 (0.38) (0.57)	50.8	2616	O.K.
114	EW	E4(A)	-104.7	1140.3	0.035	0.127	0.046	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	14.4	2663	O.K.
586	NS	E3(A)	29.4	316.8	0.010	0.035	0.010	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	748.8	2663	O.K.
364	EW	E1(B)	26.5	109.7	0.009	0.012	0.003	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	677.2	2663	O.K.

*1：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

*2：圧縮を正とする。

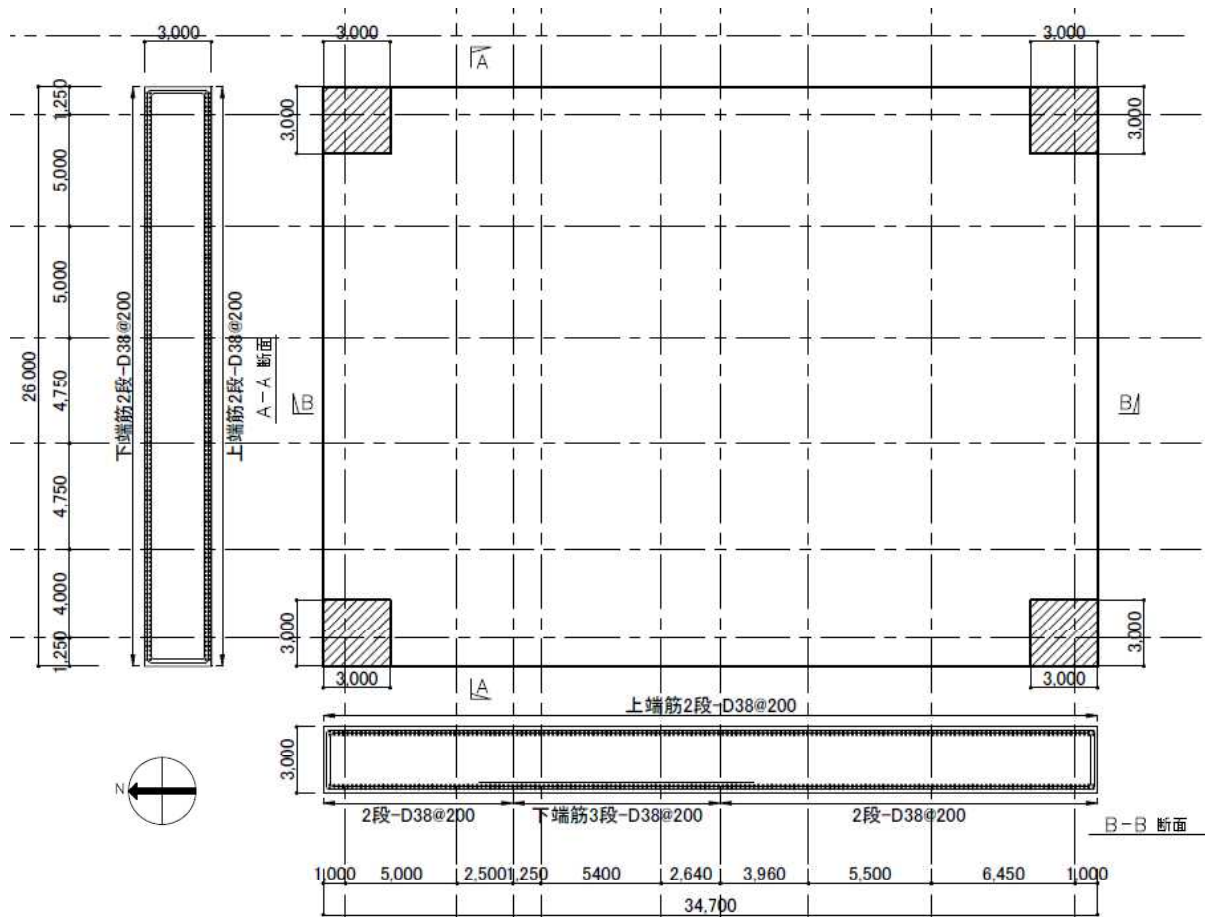


図 4. 2. 4-3 基礎の配筋図 (単位 : mm)

4.2.5 改良地盤の構造強度に対する検討

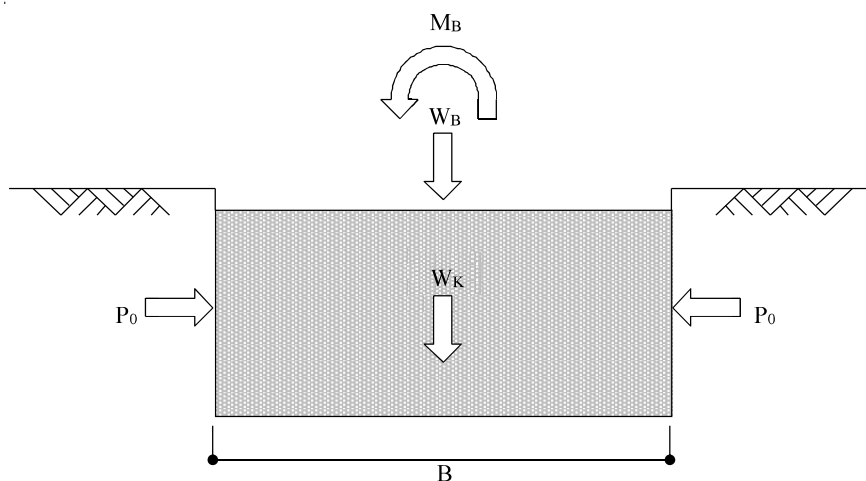
(1) 設計方針

燃料取り出し用構台を支持する改良地盤は、基礎直下の地盤を南北方向に 34.7m、東西方向に 26.0m、改良厚さ 7.16m とし、G.L. -8.1m の泥岩に支持する。検討は「JEAC4616-2009」に準拠し、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大応力が許容応力度以下であることを確認する。さらに、改良地盤直下の支持地盤の支持力に対して、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

(2) 常時に対する検討

1) 改良地盤の検討

常時において、改良地盤底面に生じる最大接地圧が改良地盤の長期許容圧縮応力度以下であることを確認する。図 4.2.5-1 に作用荷重を示す。



W_B : 燃料取り出し用構台荷重

W_k : 改良地盤の自重

M_B : 燃料取り出し用構台の偏心による転倒モーメント

P_0 : 長期設計用土圧

B : 改良幅

図 4.2.5-1 作用荷重 (常時:C)

改良地盤の荷重負担範囲は、基礎底盤における矩形断面部分を対象とした面積 $A=902.2\text{m}^2$ 、断面係数 $Z_x=3909\text{m}^3$ 、 $Z_y=5217\text{m}^3$ として算定する。改良地盤底面に生じる最大接地圧は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = WB+WK = 233360 \text{ kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M_{BX} = 32707 \text{ kNm (X軸回り:EW方向加力)} \\ & \quad \Sigma M_{BY} = 58936 \text{ kNm (Y軸回り:NS方向加力)} \\ \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_r = \Sigma W/A + \Sigma M_{BX}/Z_x + \Sigma M_{BY}/Z_y = 279 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤に生じる最大接地圧 (q_r) は、改良地盤の長期許容圧縮応力度 (ι_{fsc}) 以下であることを確認した。

$$q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq \iota_{fsc} = 980 \text{ kN/m}^2$$

2) 支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_r) が、改良地盤直下の支持地盤の長期許容支持力度 (ι_{qa}) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の長期許容支持力度} & \quad \iota_{qa} = 1960 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq \iota_{qa} = 1960 \text{ kN/m}^2$$

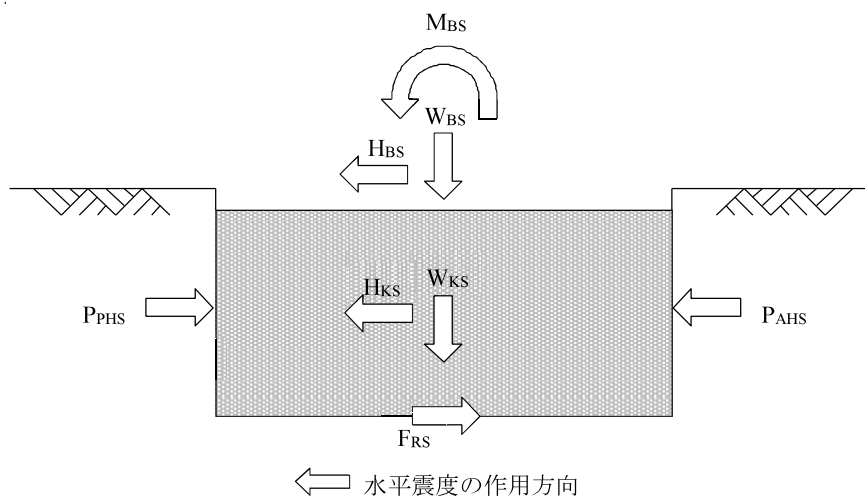
3) 沈下の検討

支持地盤は泥岩（岩盤）であるため、沈下の検討は不要である。

(3) 地震時に対する検討

1) 改良地盤の検討

地震時において、改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が、改良地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。図 4. 2. 5-2 に作用荷重を示す。



W_{BS} : 燃料取り出し用構台荷重

W_{KS} : 改良地盤の自重

H_{BS} : 燃料取り出し用構台による水平力

M_{BS} : 燃料取り出し用構台による改良地盤底面における
転倒モーメント

H_{KS} : 改良地盤の慣性力 (地中震度 0.15)

P_{AHS} : 地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} : 地震時受働土圧による水平力

F_{RS} : 支持地盤のせん断抵抗力

図 4. 2. 5-2 作用荷重 (地震時:E1~E4)

改良地盤の荷重負担範囲は、基礎底盤における矩形断面部分を対象とした面積 $A=902.2\text{m}^2$ 、断面係数 $Z_X=3909\text{m}^3$ 、 $Z_Y=5217\text{m}^3$ として算定する。改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = W_{BS}+W_{KS} = 233360 \text{ kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H_X = H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS} = 37007 \text{ kN (NS 方向)} \\ & \quad \Sigma H_Y = H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS} = 37391 \text{ kN (EW 方向)} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M_X = M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS} = 629283 \text{ kNm (X 軸回り:EW 方向加力)} \\ & \quad \Sigma M_Y = M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS} = 611209 \text{ kNm (Y 軸回り:NS 方向加力)} \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1SX} = \Sigma W/A + \Sigma M_Y/Z_Y = 396 \text{ kN/m}^2 \\ & \quad q_{1SY} = \Sigma W/A + \Sigma M_X/Z_X = 440 \text{ kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{X\max} = 1.2 \times \Sigma H_X/A = 50 \text{ kN/m}^2 \\ & \quad \tau_{Y\max} = 1.2 \times \Sigma H_Y/A = 50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は短期許容応力度 ($s f_{sc}$ 及び $s f_{ss}$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 & \leq s f_{sc} = 1960 \text{ kN/m}^2 \\ \tau_{\max} = 50 \text{ kN/m}^2 & \leq s f_{ss} = 300 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_{1S}) が、改良地盤直下の支持地盤の短期許容支持力度 ($s q_a$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の短期許容支持力度} & \quad s q_a = 3920 \text{ kN/m}^2 \\ q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 & \leq s q_a = 3920 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.6 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

(1) 弾性支承反力に対する検討

弾性支承からの反力によって原子炉建屋 RC 梁に生じるせん断力が、梁の許容せん断耐力以下となることを確認する。

弾性支承の反力は基本的に、プール壁及び下階柱に直接かかるように配置するが、一部梁端に作用するため、それを考慮する。

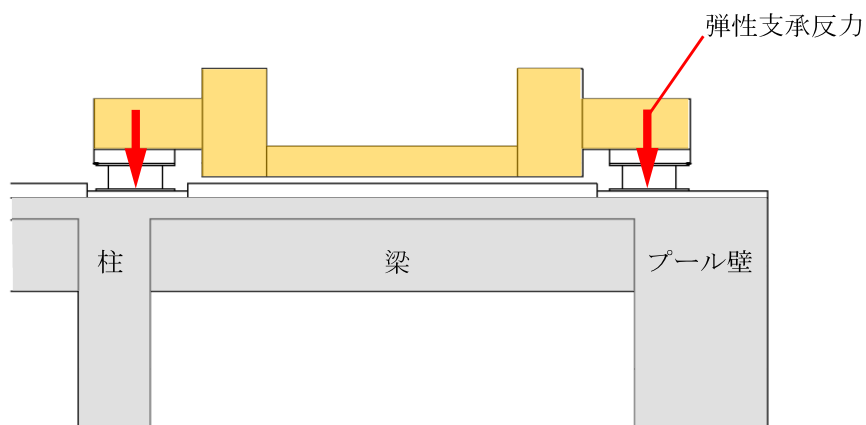


図 4.2.6-1 弾性支承からの反力

検討の結果、梁の発生せん断力が長期許容せん断力以下になることを確認した。

表 4.2.6-1 弾性支承反力に対する検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	梁端せん断力 Q (kN)	長期許容せん断力 Qa (kN)	耐力比 Q/Qa	判定
弾性支承受梁	C (A)	760	1486	0.52	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

(1) 設置目的

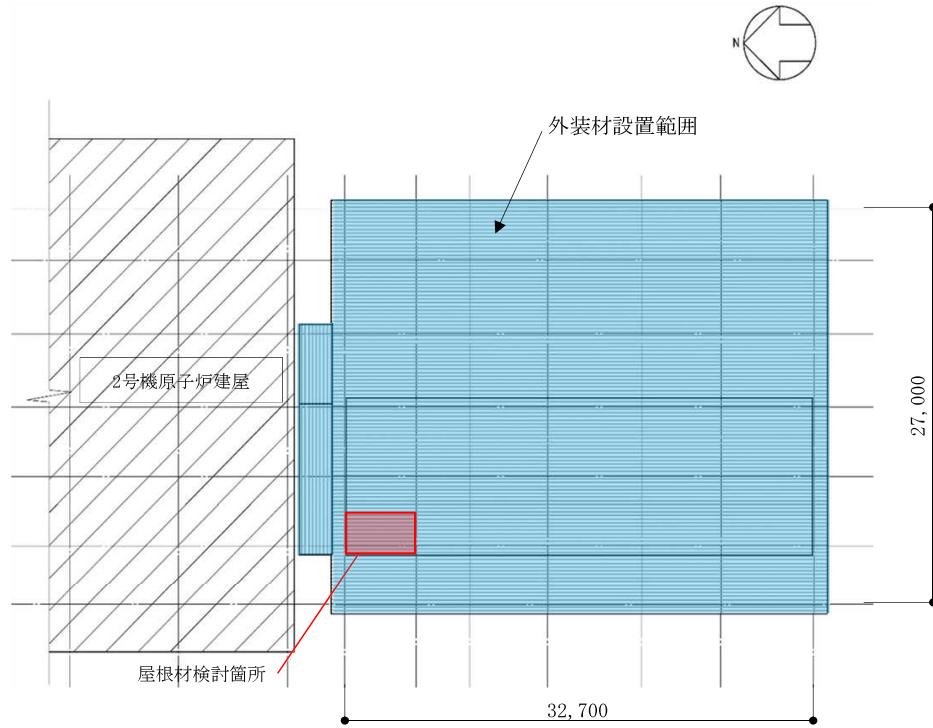
燃料取り出し用構台前室周囲には、燃料取り出し作業環境の整備並びに放射性物質の飛散・拡散防止のため、外装材を設置する。

(2) 評価方針

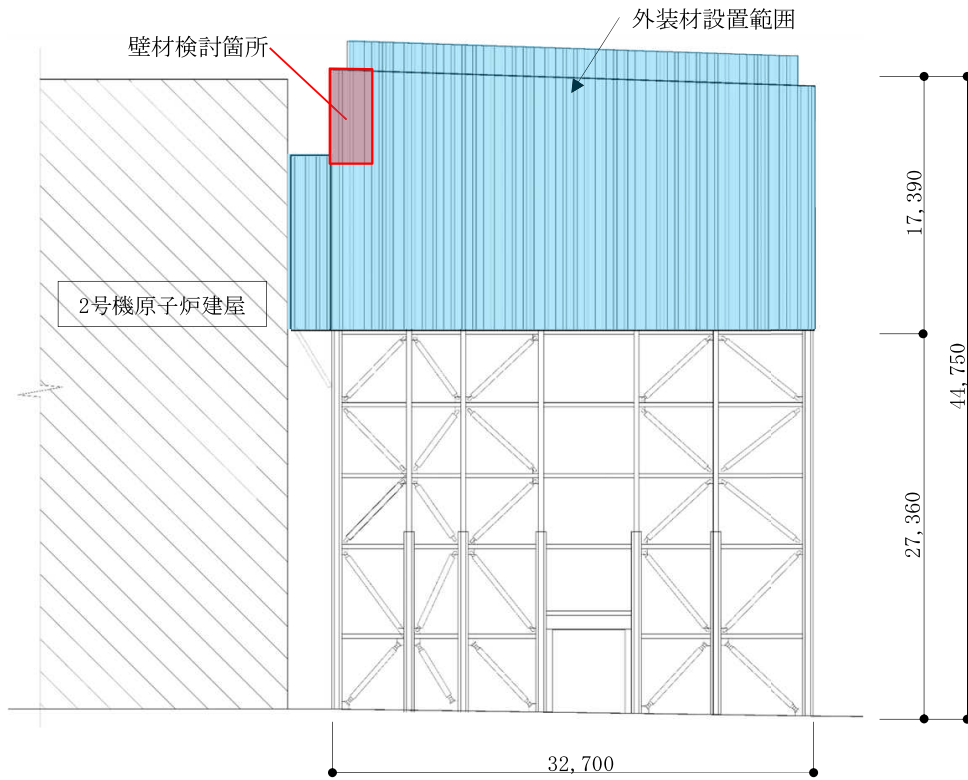
架構の屋根材、壁材には金属製外装材を用いる。断面検討は、屋根材、壁材それぞれに風圧力によって生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

(3) 検討箇所

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 4.2.7-1 に示す。



a. 屋根伏図



b. 西側立面

図 4.2.7-1 外装材検討箇所 (単位: mm)

(3) 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。

表 4.2.7-1 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の高さ方向 の分布を表す係数 Er	基準風速 V ₀ (m/s)	平均速度圧 q (N/m ²)
47	1.258	30	855

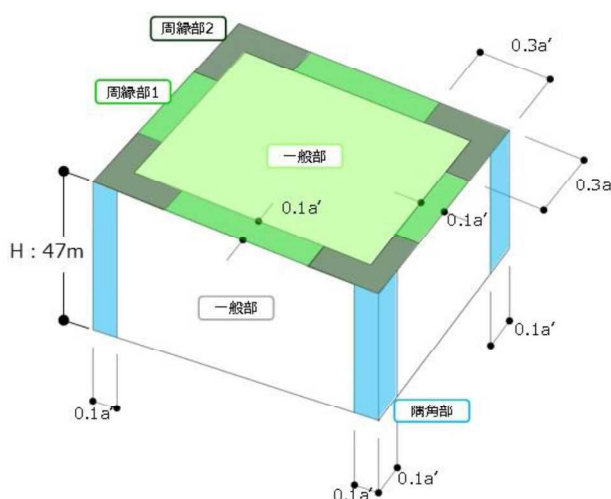
表 4.2.7-2 ピーク風力係数（屋根）

建物高さ* H (m)	正圧	負圧		
		一般部	周縁部 1	周縁部 2
47	0.50	-2.50	-3.20	-4.30

表 4.2.7-3 ピーク風力係数（壁）

建物高さ* H (m)	正圧	負圧	
		一般部	隅角部
47	2.60	-1.88	-2.31

*：建物高さは、安全側に建築物の高さと軒の高さ（水上側鉄骨天端）との平均値以上とした



a' は平面の短辺の長さ \times 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 4.2.7-2 風力係数の算定箇所

(4) 外装材の断面検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、外装材の自重は考慮しないものとする。外装材の支持間隔は、保守的な評価となるように最長スパンを用いて評価するものとし、屋根材の間隔は、3.3m で連続支持、壁材は0.75m で連続支持されているものと仮定する。

屋根材及び壁材の材料諸元を表 4.2.7-4 及び表 4.2.7-5 に示す。また、検討結果を表 4.2.7-6 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 4.2.7-4 屋根材の材料諸元

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 ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6	347	40.6

表 4.2.7-5 壁材の材料諸元

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 ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.6	59	2.31	1.67	2.31	1.67

表 4.2.7-6 応力度に対する検討結果

部位	材料	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
屋根材	SGLCC ^{*1}	124	205 ^{*2}	0.61	0. K.
壁 材	SGLCC ^{*1}	96	205 ^{*2}	0.47	0. K.

*1：溶融 55%アルミニウム-亜鉛合金めっき鋼板

*2：「JIS G 3321」の「降伏点又は耐力」とする

4.3 耐震性

4.3.1 検討方針

耐震性の検討は、構台、前室及びランウェイガーダ、弾性支承、オイルダンパ、基礎、改良地盤、原子炉建屋接触部及び原子炉建屋の健全性について行い、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。1/2Ss450 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。また、前述の通り 2 号機燃料取り出し用構台については、実施計画変更認可申請の審査期間中に適用地震動見直しが行われたことから、一部の評価については、Ss600 に対する地震応答解析結果との比較から耐震性を確認する。Ss600 を用いた地震応答解析は水平 1 方向及び鉛直方向を同時に入力する。

4.3.2 構台、前室及びランウェイガーダの耐震性に対する検討

(1) 解析に用いる入力地震動

解析に用いる地震動は、2 波ある 1/2Ss450 のうち振幅の大きな検討用地震動①の 1/2 の地震動および Ss600 を用いる。

1/2Ss450 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とから、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する位相の異なる模擬地震波（別冊 2 8 P98, P99 参照）を利用する。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 4.3.2-1 に示す。なお、入力地震動策定の詳細については、別冊 2 8 P25, 上下動の解析モデルへの入力方法の妥当性については、別冊 2 8 P26, P27 参照。

解放基盤表面位置 (G. L. -206. 0m) (震災前 O. P. -196. 0m) における 1/2Ss450 と、Ss600 の 3 波の加速度時刻歴波形を図 4.3.2-2, 図 4.3.2-3 及び図 4.3.2-4 に示す。

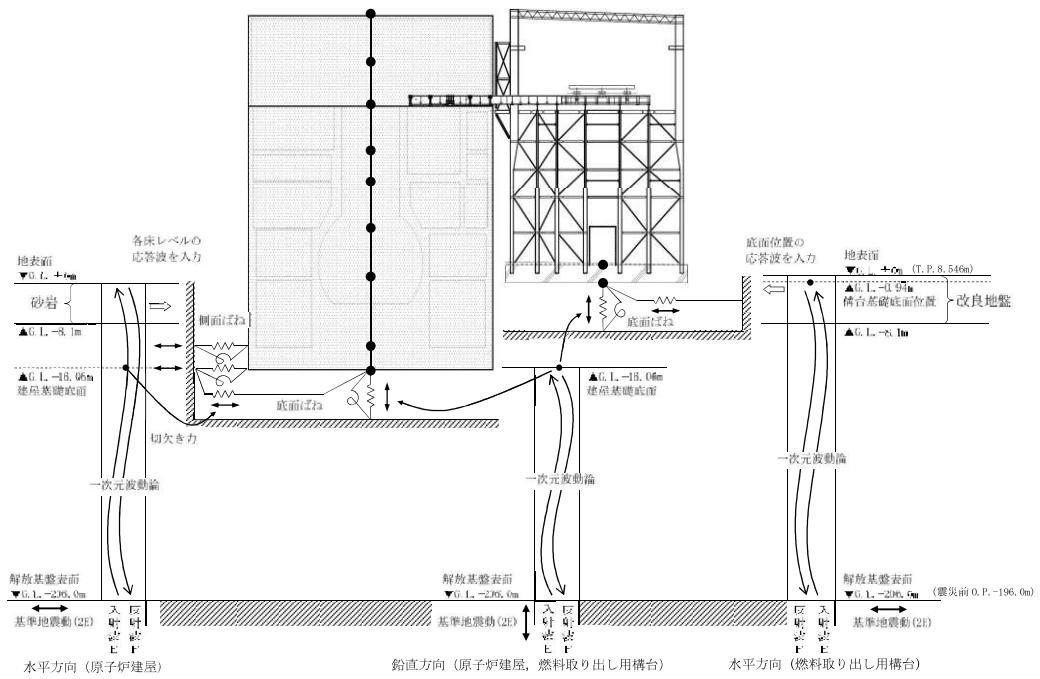
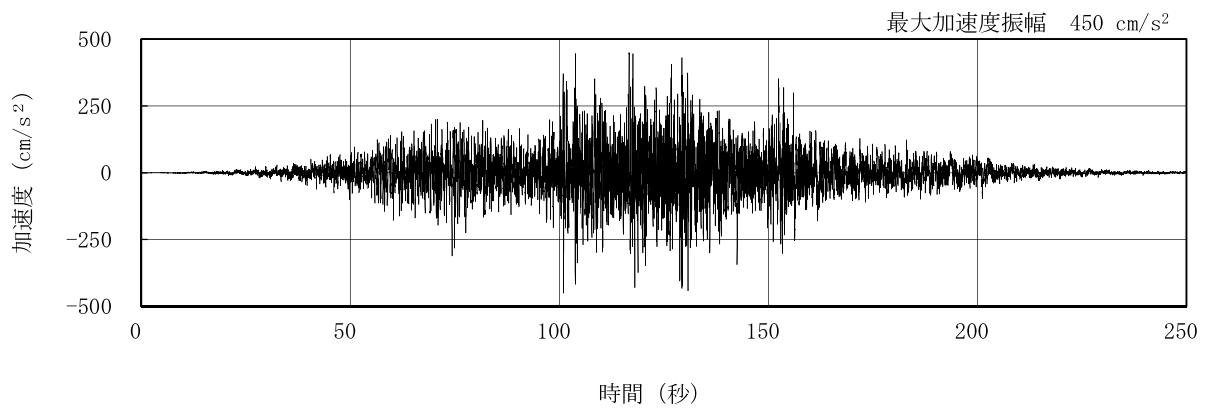
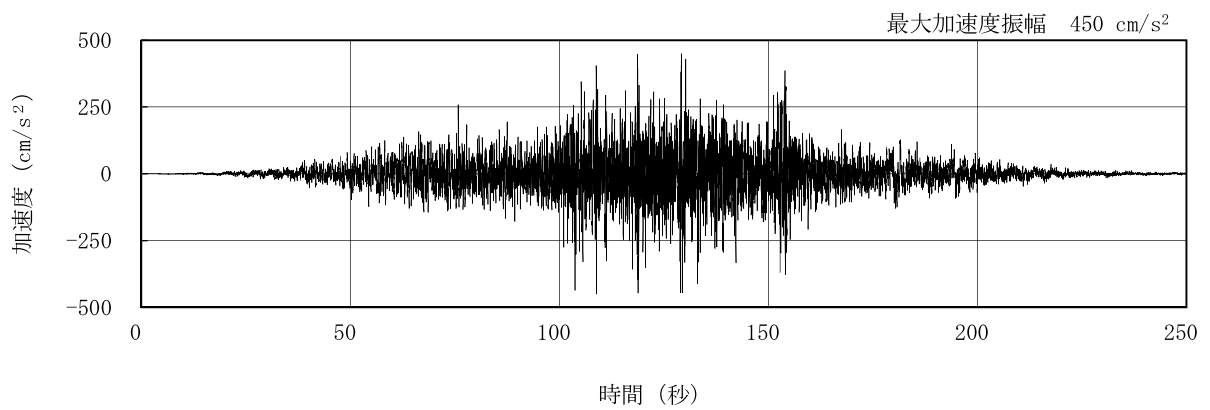


図 4.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

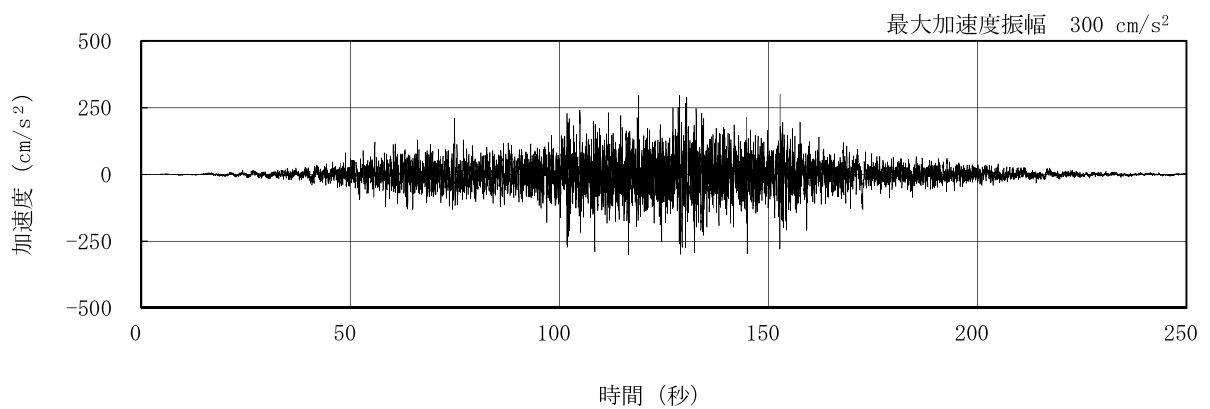
本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P. から T.P. への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm



(水平)

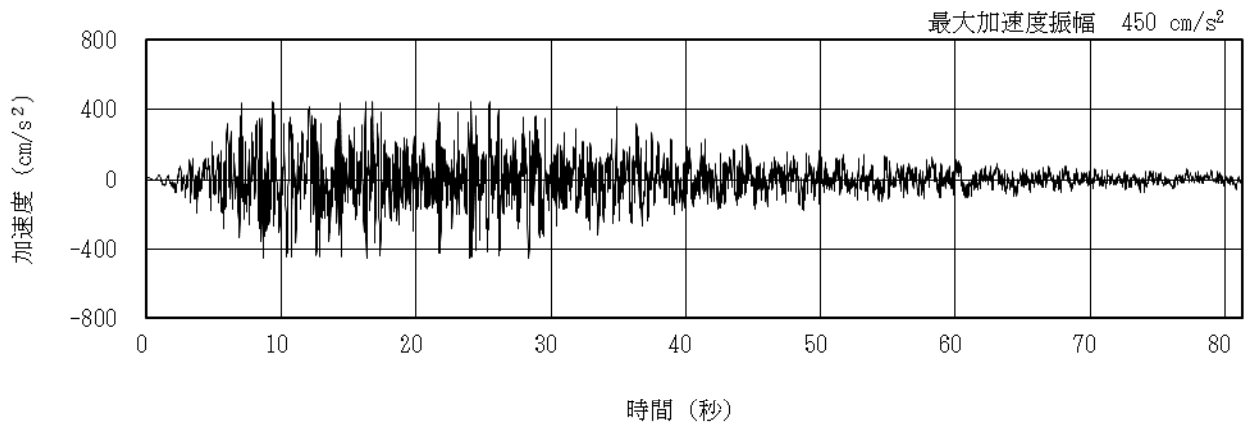


(水平, 位相の異なる模擬地震波)

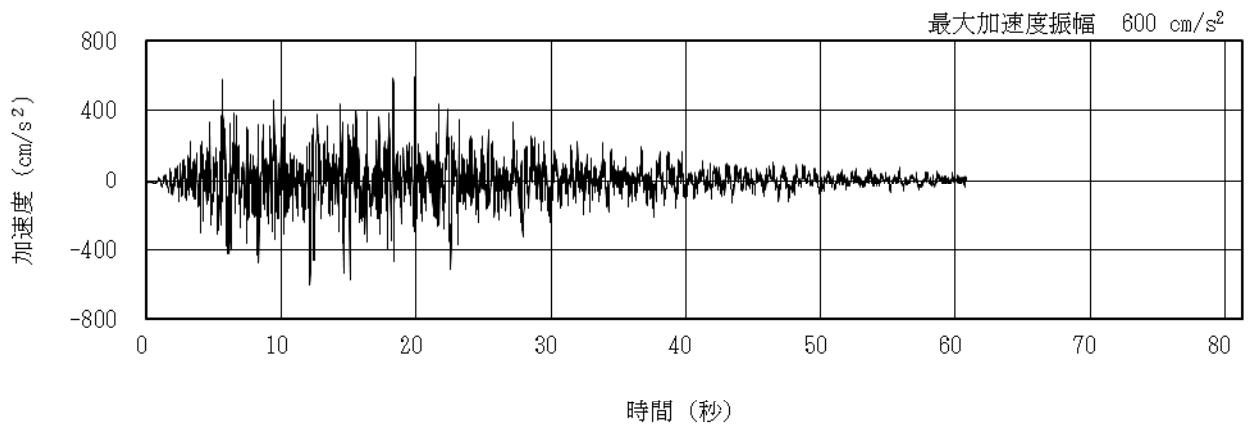


(鉛直)

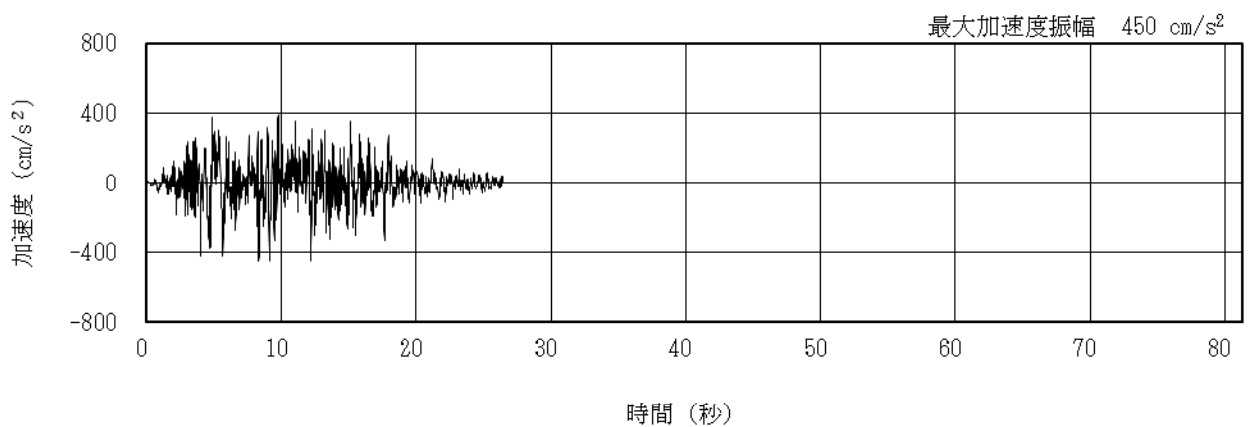
図 4.3.2-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(1/2Ss450)



(従来の Ss-1H)

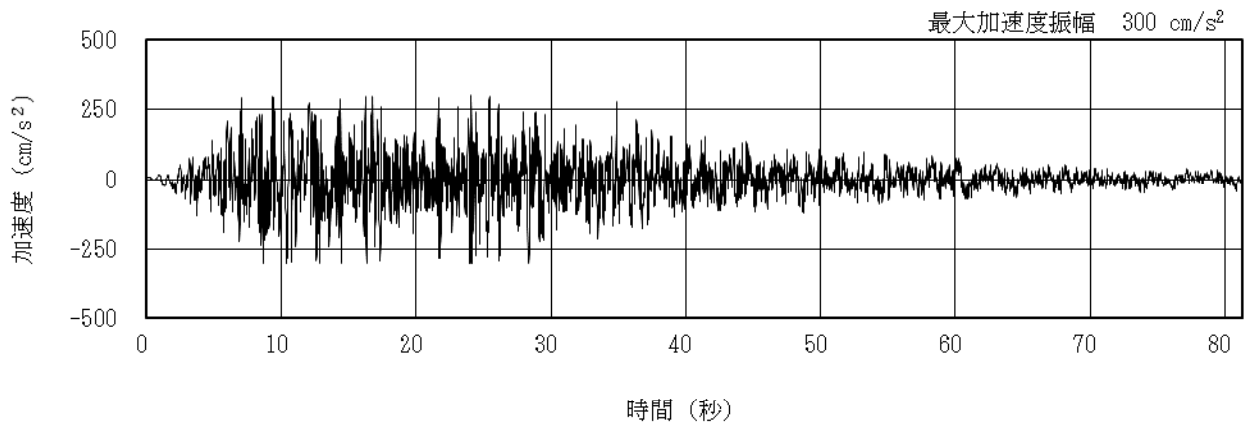


(従来の Ss-2H)

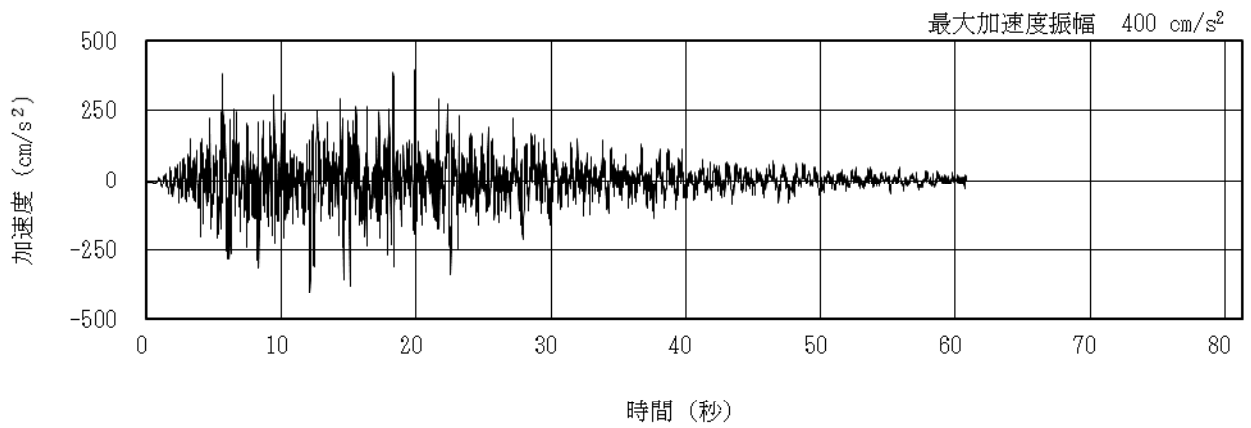


(従来の Ss-3H)

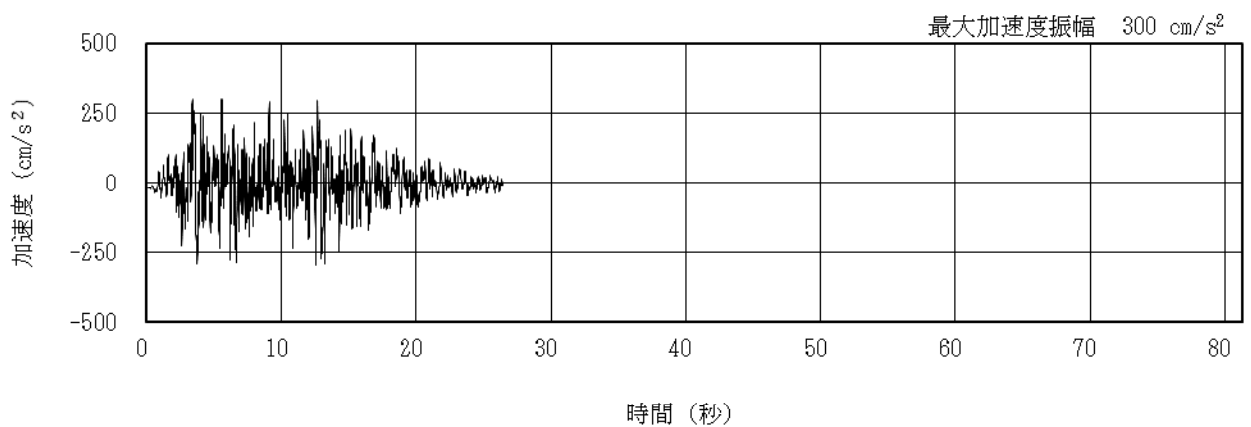
図 4.3.2-3 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(Ss600, 水平方向)



(従来の Ss-1V)



(従来の Ss-2V)



(従来の Ss-3V)

図 4.3.2-4 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(Ss600, 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、三次元立体骨組でモデル化した燃料取り出し用構台を接続し、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。原子炉建屋のモデルは「Ⅱ章 2.11 添付資料－9 別添－1 第2号機原子炉建屋西側外壁開口設置後の原子炉建屋の耐震安全性」で用いた解析モデルを基本に、南側外壁開口や遮蔽コンクリート等の設置（別冊28 P13 参照）を考慮して、重量や剛性を増減させたモデル（別冊28 P34, P35 参照）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4.3.2-5及び図4.3.2-6に示す。

地震応答解析に用いる鉄骨およびオイルダンパの物性値を表4.3.2-1、表4.3.2-2に示す。燃料取り出し用構台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、原子炉建屋の質点は表4.3.2-3に示す重量とする。燃料取り出し用構台の柱、梁は弾性部材の梁要素、鉛直ブレースは弾性部材のトラス要素とする。

構台と原子炉建屋南側壁間、構台鉛直面、およびランウェイガーダと原子炉建屋床間に設置するオイルダンパは、減衰要素とばね要素を直列に結合したモデルとする。ランウェイガーダと原子炉建屋床間に設置する弾性支承の鉛直方向は軸ばねとし、水平方向はローラーとする。なお、床上のオイルダンパ・弾性支承とも、圧縮専用ばねを原子炉建屋質点との間に設けることにより浮き上りを許容したモデルとする。なお、弾性支承及びバネ付きオイルダンパを含めた原子炉建屋～構台間の接続条件については、別冊28 P29, P30, 弾性支承及びバネ付きオイルダンパの設置条件および境界条件設定の妥当性については、それぞれ、別冊28 P48, 別冊28 P50, P51, 弾性支承及びバネ付きオイルダンパ下部に設置するすべり材の耐放射線性については、それぞれ別冊28 P49, 別冊28 P51 参照。また、原子炉建屋の質点系モデルは、軸方向は弾性とし、曲げとせん断に非線形特性を考慮する。

燃料取り出し用構台の地盤定数は、「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）を参考に、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。改良地盤の諸元を表4.3.2-4に、非線形特性を図4.3.2-7に、地盤定数の設定結果を表4.3.2-5に示す。また、原子炉建屋の地盤定数は、1/2Ss450 に対しては上記報告書を参考に水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定め、Ss600 に対しては上記報告書と同様として定めた。原子炉建屋の地盤定数を表4.3.2-6に示す。なお、改良地盤物性の設定及び改良地盤部の地中構築物の影響については、別冊28 P40～P42 参照。

地盤ばねは、「JEAG 4601-1991 追補版」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。なお、燃料取り出し用構台は改良地盤への埋込がほとんどないため、底面地盤ばねのみ考慮する。

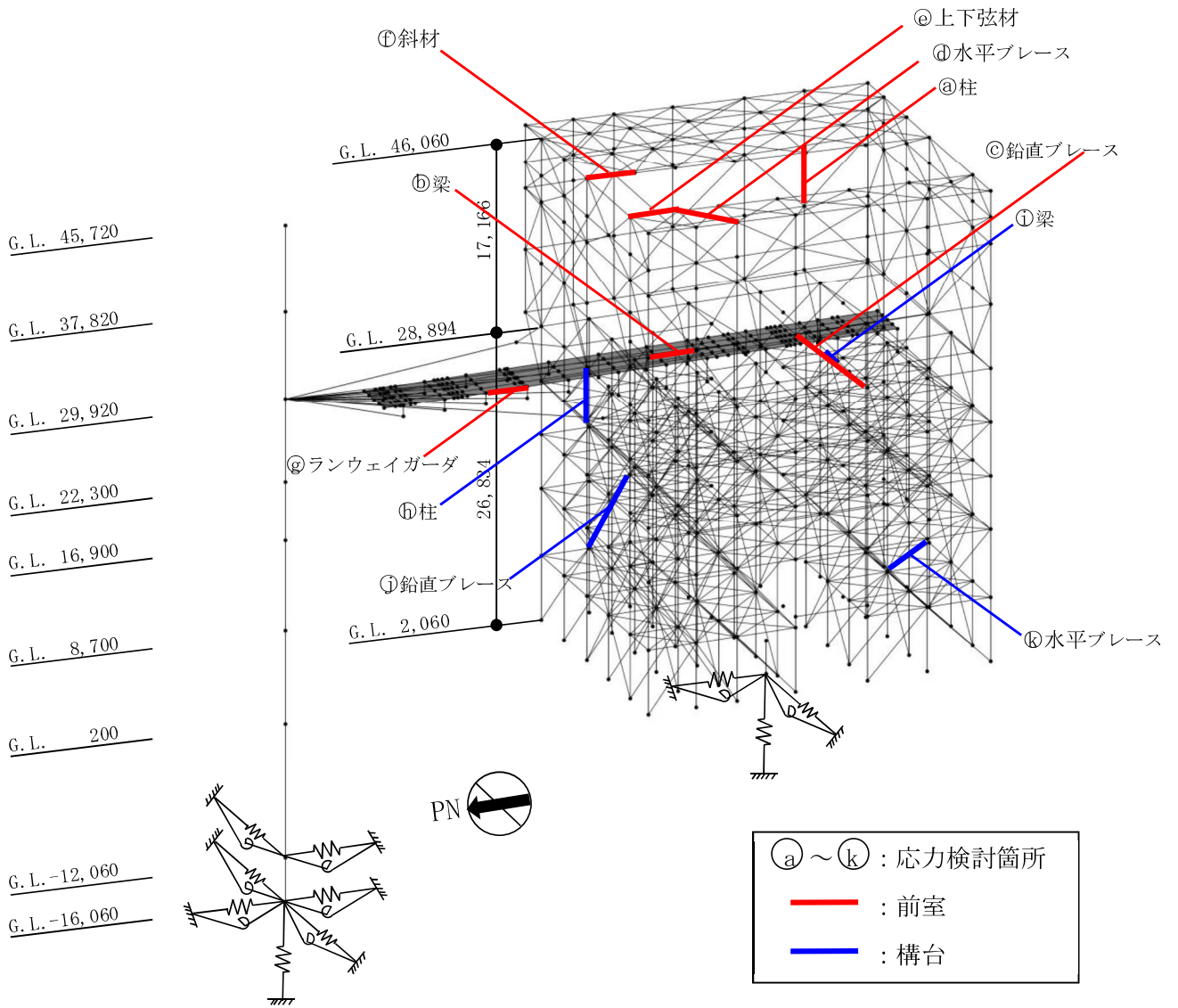


図 4.3.2-5 地震応答解析モデル (単位: mm) (1/2Ss450 応力検討箇所記載)

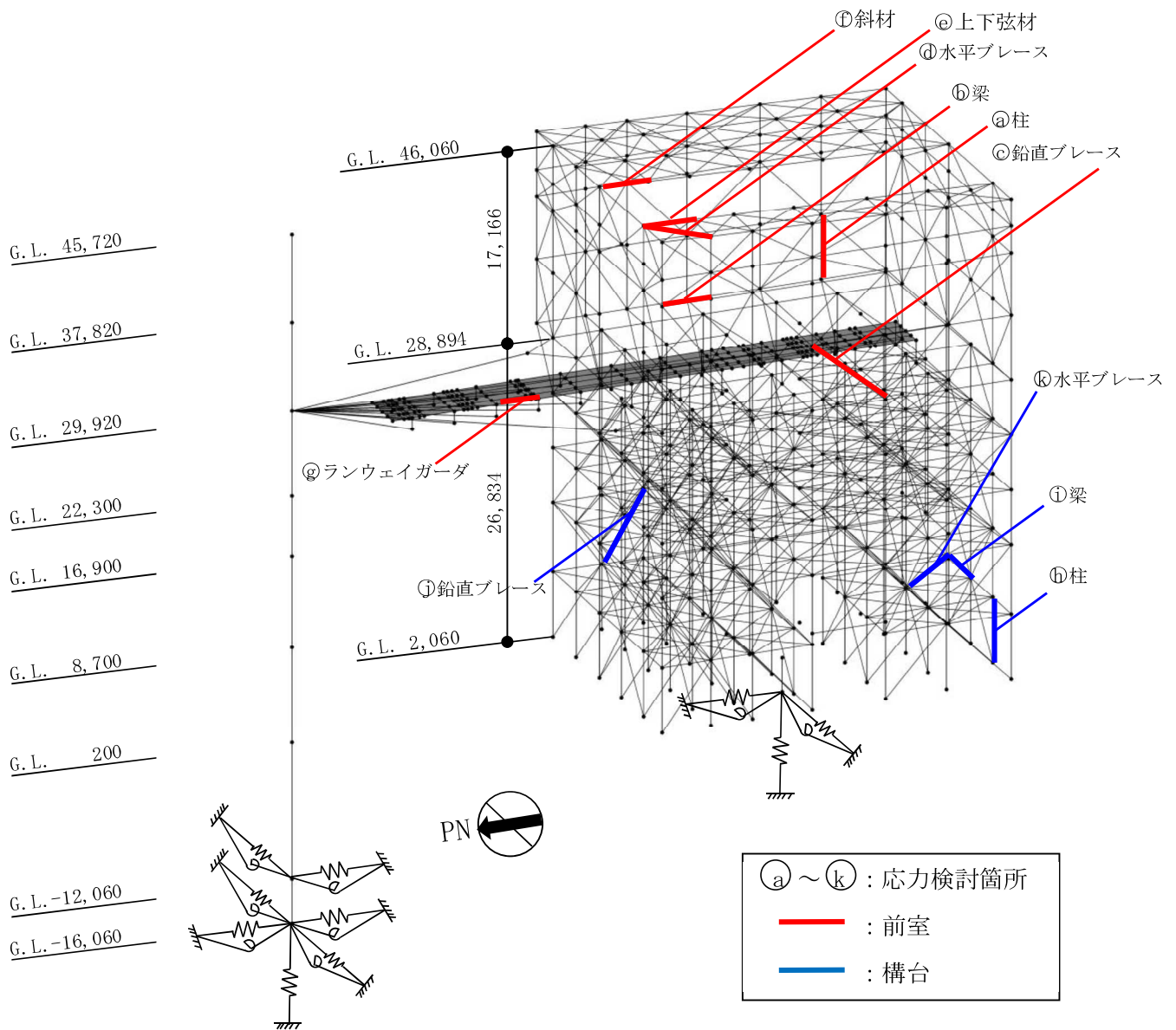


図 4.3.2-6 地震応答解析モデル (単位: mm) (Ss600 応力検討箇所記載)

表 4.3.2-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
燃料取り出し用構台	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SM490A, SN490B, SN490C, STK490, TMCP325

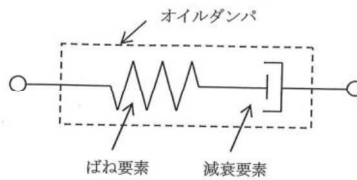
表 4.3.2-2 オイルダンパの物性値及び許容値

オイルダンパ（水平棟間）

オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	1970	1700	0.7	12000	490	±100

オイルダンパ（鉛直）

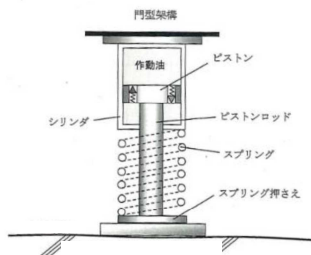
オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	2060	1600	0.5	40000	1000	±60



オイルダンパのモデル化

ばね付きオイルダンパ

ばね付き オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	1500	1200	1.0	5000	395	±100



ばね付きオイルダンパ概念図

表 4. 3. 2-3(1) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

標高 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 (m^4)
45.72	12880	23.28		
			18.6	10154
37.82	10220	18.53		
			16.1	10626
29.92	74470	134.76		
			184.3	22551
22.3	79440	143.78		
			166.8	24629
16.9	107720	194.96		
			249.3	44401
8.7	116670	211.14		
			157.1	40661
0.2	201190	364.11		
			456.8	110444
-12.06	341290	617.55		
			2656.2	480675
-16.06	125030	226.24		
合計	1068910			
			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 ν	0.20
			減衰 h	5%

表 4. 3. 2-3(2) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(b)水平 (EW) 方向

標高 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 (m^4)
45.72	12880	13.18		
			13.6	5926
37.82	10220	10.40		
			12.6	6255
29.92	74470	76.06		
			108.2	11927
22.3	79440	81.06		
			117.3	14199
16.9	107720	194.96		
			185.7	33796
8.7	116670	211.14		
			173.1	41960
0.2	201190	544.79		
			418.1	132121
-12.06	341290	923.98		
			2656.2	719166
-16.06	125030	338.53		
合計	1068910			
			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 ν	0.20
			減衰 h	5%

表 4. 3. 2-3(3) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

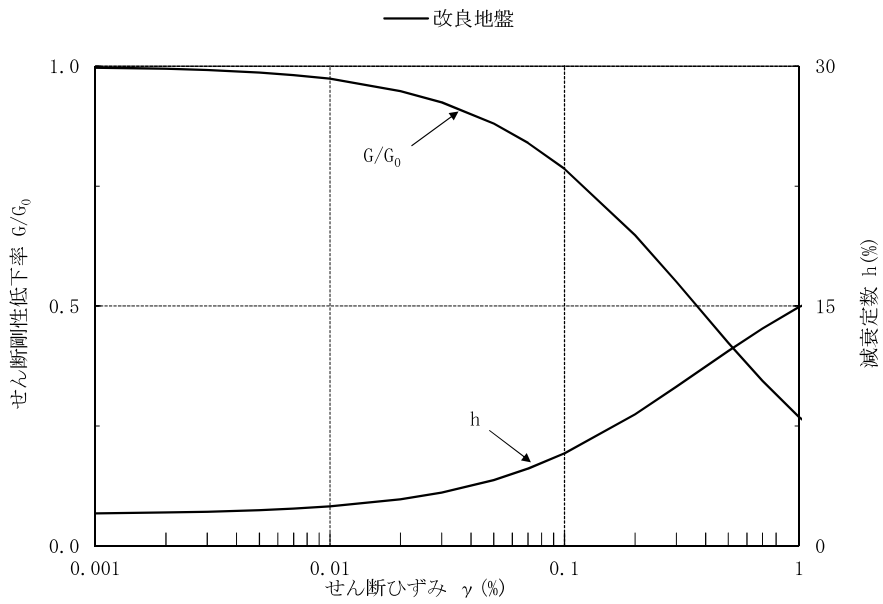
標高 G. L. (m)	質点重量 W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
45.72	12880		
		43.0	1.40
37.82	10220		
		42.5	1.38
29.92	74470		
		291.9	9.84
22.3	79440		
		295.1	14.04
16.9	107720		
		437.5	13.71
8.7	116670		
		359.4	10.87
0.2	201190		
		627.4	13.15
-12.06	341290		
		2656.2	170.66
-16.06	125030		
合計	1068910		

ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%

表 4.3.2-4 改良地盤の諸元

せん断波速度*	単位体積重量	ポアソン比*	初期せん断弾性係数
V_s (m/s)	γ (kN/m ³)	ν	G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)
800	17.7	0.31	11.52

*: 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (東京電力株式会社, 平成 22 年 2 月 19 日, 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料)



*: 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (東京電力株式会社, 平成 22 年 2 月 19 日, 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料)

図 4.3.2-7 改良地盤の非線形特性

表 4.3.2-5(1) 地盤定数の設定結果 (燃料取り出し用構台)

(a) 1/2Ss450

標高 G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	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
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	-	-	-	-

表 4. 3. 2-5(2) 地盤定数の設定結果 (燃料取り出し用構台)

(b) 従来の Ss-1

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) 従来の Ss-2

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	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
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(d) 従来の Ss-3

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.63	3.41	0.77	7.70	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.36	4.36	0.77	9.78	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.34	5.63	0.77	12.55	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.03	6.53	0.77	14.51	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 4.3.2-6(1) 地盤定数の設定結果 (原子炉建屋)

(a) 1/2Ss450

標高 G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩									
-8.1		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
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	-	-	-	-

表 4. 3. 2-6(2) 地盤定数の設定結果 (原子炉建屋)

(b) 従来の Ss-1

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) 従来の Ss-2

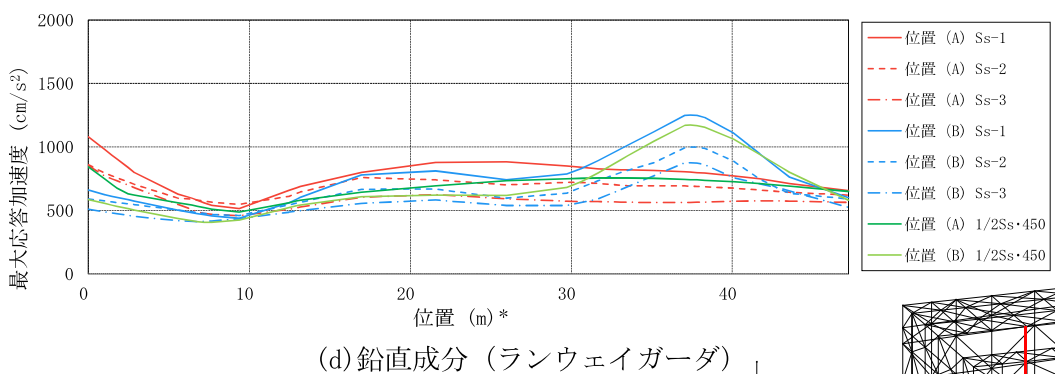
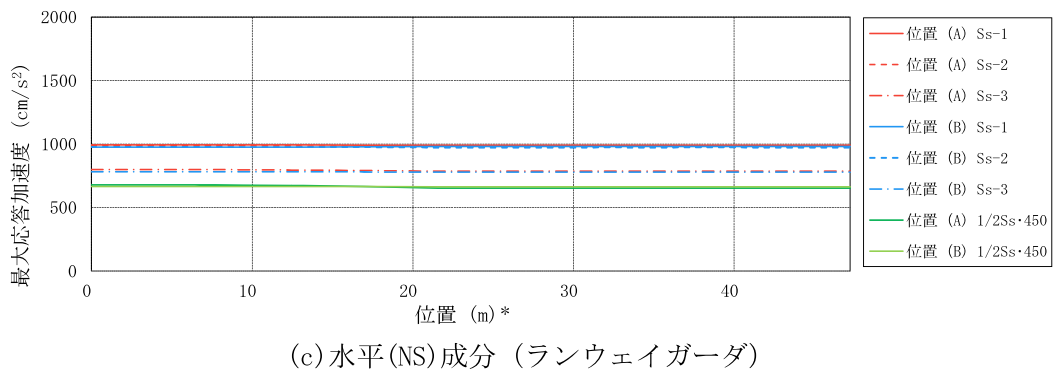
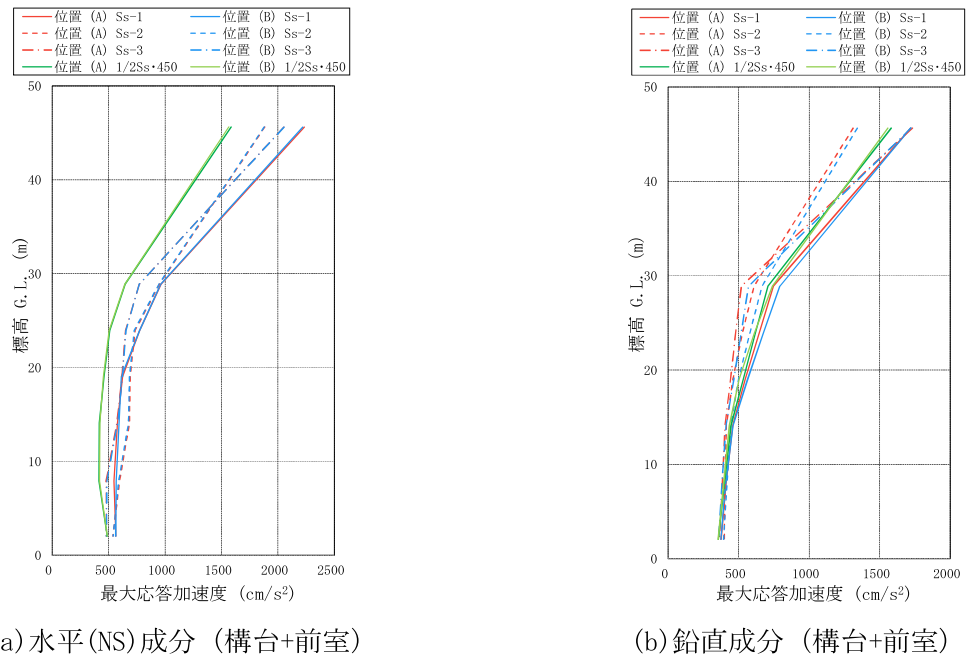
標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(d) 従来の Ss-3

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

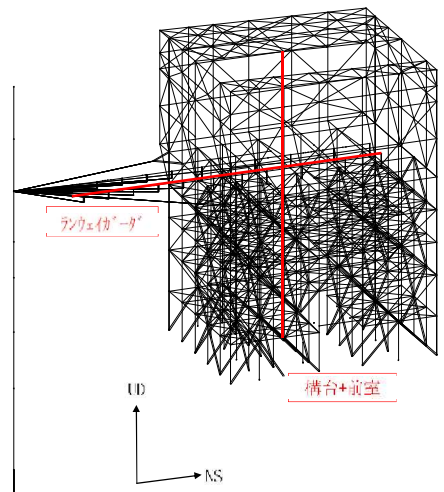
(3) 地震応答解析結果

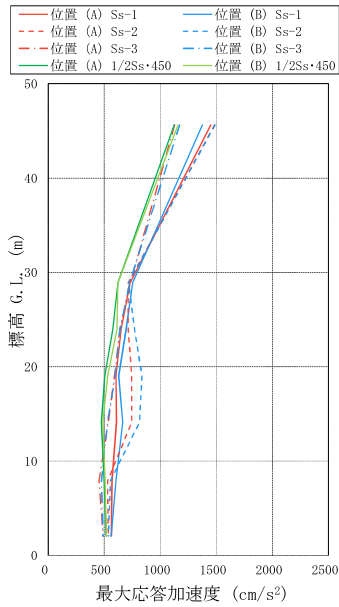
最大応答加速度分布を図 4.3.2-8(1) 及び図 4.3.2-8(2) に示す。



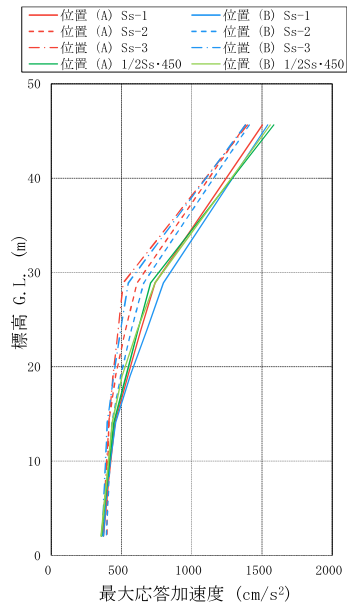
注：凡例位置の条件は表 4.2.1-4 に示す
 *：位置は原子炉建屋側の先端からの距離を示す

図 4.3.2-8(1) 最大応答加速度分布
 (Ss600 : NS 及び UD 方向加力時, 1/2Ss450 : 3 方向加力時)

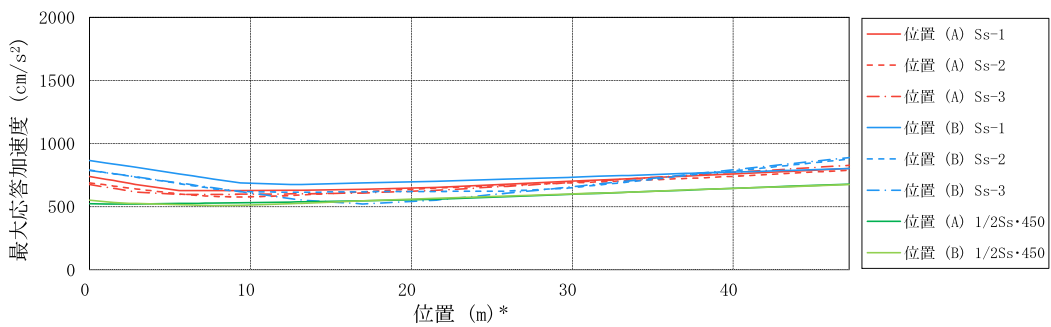




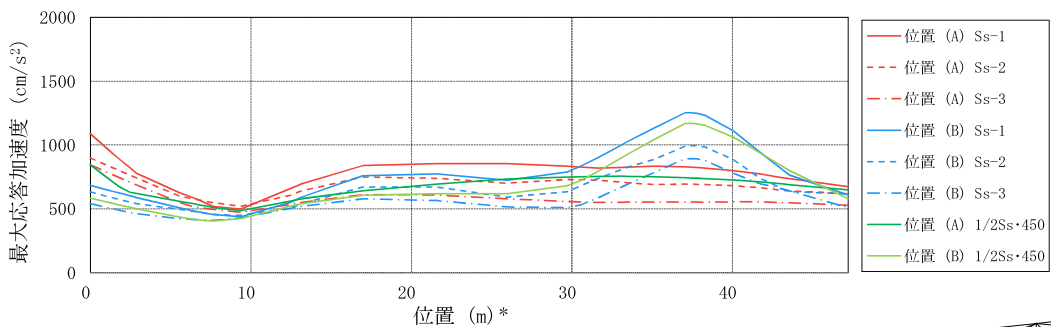
(a) 水平(EW)成分 (構台+前室)



(b) 鉛直成分 (構台+前室)



(c) 水平(EW)成分 (ランウェイガーダ)

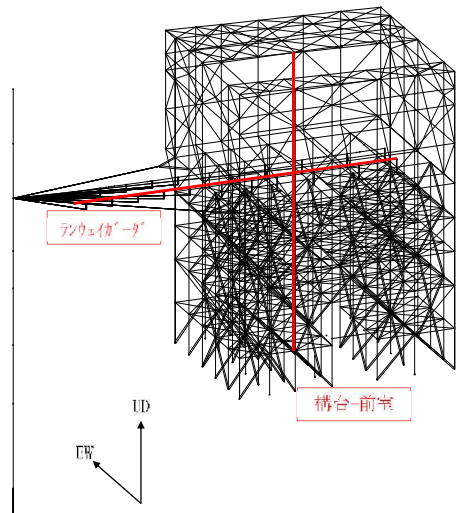


(d) 鉛直成分 (ランウェイガーダ)

注：凡例位置の条件は表 4.2.1-4 に示す

*：位置は原子炉建屋側の先端からの距離を示す

図 4.3.2-8(2) 最大応答加速度分布
(Ss600 : EW 及び UD 方向加力時, 1/2Ss450 : 3 方向加力時)



(4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（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」* 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，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

最大応答層間変形角を表 4.3.2-7 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 4.3.2-7(1) 最大応答層間変形角の検討結果 (1/2Ss450)

検討箇所	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	クライテリア	判定
前室	1/2Ss450	NS (A)	1/604	1/75	O. K.
		EW (B)	1/624	1/75	O. K.
構台		NS (B)	1/741	1/75	O. K.
		EW (B)	1/386	1/75	O. K.

*：()内は，燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

表 4.3.2-7(2) 最大応答層間変形角の検討結果 (Ss600)

検討箇所	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	クライテリア	判定
前室	従来の Ss-1	NS (A)	1/431	1/75	O. K.
		EW (A)	1/484	1/75	O. K.
	従来の Ss-2	NS (A)	1/433	1/75	O. K.
		EW (A)	1/472	1/75	O. K.
	従来の Ss-3	NS (B)	1/442	1/75	O. K.
		EW (A)	1/551	1/75	O. K.
構台	従来の Ss-1	NS (B)	1/443	1/75	O. K.
		EW (B)	1/320	1/75	O. K.
	従来の Ss-2	NS (B)	1/461	1/75	O. K.
		EW (B)	1/280	1/75	O. K.
	従来の Ss-3	NS (A)	1/591	1/75	O. K.
		EW (B)	1/262	1/75	O. K.

*：()内は，燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

2) 断面検討

部材の応答結果が塑性していないため、断面検討結果を応力度比で示す。部材の応力度比は、2方向の曲げ、軸力及びせん断力の各最大応力と各許容応力度との比を組み合わせた値で表される。表 4.3.2-8 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。

表 4.3.2-8 より全てのケースで応力度比が 1 以下になり、クライテリアを満足することを確認した。

表 4.3.2-8(1) 断面検討結果 (前室) (1/2Ss450)

部 位 ^{*1}	部材形状 (mm) <使用材料>	燃料取扱 設備位置 ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定	
前 室	㊸柱 H-700×300 ×14×28 <SM490A>	A	σ_c	24.2	f_c	310	0.71	O. K.	
			σ_{by}	180.8	f_{by}	313			
			σ_{bz}	17.9	f_{bz}	357			
			τ	3.0	f_s	205			
	㊹梁 H-390×300 ×10×16 <SM490A>	B	σ_t	3.8	f_t	357	0.70	O. K.	
			σ_{by}	0.0	f_{by}	273			
			σ_{bz}	243.8	f_{bz}	357			
			τ	4.2	f_s	205			
	㊺鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 <STK490>	B	σ_c	128.8	f_c	279	0.47	O. K.
	㊻水平 ブレース	2[s-150×75×9 ×12.5 <SS400>	B	σ_t	129.7	f_t	258	0.51	O. K.
	㊼屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 <SM490A>	B	σ_c	169.2	f_c	316	0.66	O. K.
				σ_{bz}	43.7	f_{bz}	357		
				τ	0.7	f_s	205		
	㊽屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 <SS400>	A	σ_c	117.1	f_c	239	0.49	O. K.
㊾ランウェ イガーダ	□-1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	A	σ_c	20.4	f_c	323	0.29	O. K.	
			σ_b	69.8	f_b	323			
			τ	12.5	f_s	186			

*1 : ㊸～㊾の符号は図 4.3.2-5 の応力検討箇所を示す

*2 : 表 4.2.1-4 参照

表 4. 3. 2-8(2) 断面検討結果 (構台) (1/2Ss450)

部 位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	燃料取扱 設備位置*2	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
構 台	㊦柱	(X)H-1500×400 ×16×32 (Y)H- 700×350 ×16×32 〈SM490A〉	B	σ_c	41.6	f_c	348	0.83	O. K.
				σ_{by}	120.5	f_{by}	303		
				σ_{bz}	108.5	f_{bz}	357		
				τ	12.8	f_s	205		
	㊦梁	H-800×350 ×19×36 〈SM490A〉	B	σ_c	0.1	f_c	342	0.69	O. K.
				σ_{by}	152.4	f_{by}	339		
				σ_{bz}	0.7	f_{bz}	357		
				τ	106.1	f_s	205		
㊦鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 〈STK490〉	B	σ_c	137.7	f_c	294	0.47	O. K.	
㊦水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 〈SS400〉	B	σ_t	36.1	f_t	258	0.14	O. K.	

*1 : ㊦～㊦の符号は図 4. 3. 2-5 の応力検討箇所を示す

*2 : 表 4. 2. 1-4 参照

表 4.3.2-8(3) 断面検討結果（前室）（Ss600）

部 位*1		部材形状(mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置)*2	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-700×300 ×14×28 〈SM490A〉	従来の Ss-1 -EW+UD (A)	σ_c	13.7	f_c	310	0.82	O.K.
				σ_{by}	223.5	f_{by}	298		
				σ_{bz}	3.6	f_{bz}	357		
				τ	27.6	f_s	205		
	㊹梁	H-390×300 ×10×16 〈SM490A〉	従来の Ss-1 +EW-UD (B)	σ_t	6.8	f_t	357	0.91	O.K.
				σ_{by}	0.0	f_{by}	273		
				σ_{bz}	314.6	f_{bz}	357		
				τ	5.5	f_s	205		
	㊺鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 〈STK490〉	従来の Ss-2 +NS+UD (A)	σ_c	199.6	f_c	279	0.72	O.K.
	㊻水平 ブレース	2[s-200×90×8 ×13.5 〈SS400〉	従来の Ss-1 +EW-UD (B)	σ_t	178.7	f_t	258	0.70	O.K.
	㊼屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 〈SM490A〉	従来の Ss-1 +NS-UD (B)	σ_c	221.0	f_c	316	0.80	O.K.
				σ_{bz}	33.3	f_{bz}	357		
τ				0.5	f_s	205			
㊽屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 〈SS400〉	従来の Ss-1 -NS+UD (B)	σ_c	148.7	f_c	239	0.63	O.K.	
㊾ランウェ イガード	□-1500×900× (80+40)×80 〈SN490B〉	従来の Ss-1 +NS-UD と +EW-UD と の包絡 (A)	σ_c	24.2	f_c	323	0.35	O.K.	
			σ_b	85.4	f_b	323			
			τ	14.9	f_s	186			

*1：㊸～㊾の符号は図 4.3.2-6 の応力検討箇所を示す

*2：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

表 4. 3. 2-8(4) 断面検討結果 (構台) (Ss600)

部 位 ^{*1}		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
構 台	㊸柱	(X)H-700×300 ×36×36 (Y)H-700×350 ×36×40 〈SM490A〉	従来の Ss-3 +EW-UD (B)	σ_c	43.4	f_c	343	0.91	O. K.
				σ_{by}	246.2	f_{by}	337		
				σ_{bz}	17.1	f_{bz}	357		
				τ	18.8	f_s	205		
	㊸梁	H-750×350 ×40×40 〈SM490A〉	従来の Ss-3 +EW-UD (B)	σ_c	24.1	f_c	350	0.87	O. K.
				σ_{by}	265.9	f_{by}	352		
				σ_{bz}	5.0	f_{bz}	357		
				τ	41.5	f_s	205		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 〈STK490〉	従来の Ss-1 +NS-UD (B)	σ_c	214.2	f_c	294	0.73	O. K.
	㊸水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 〈SS400〉	従来の Ss-3 -EW+UD (B)	σ_t	63.3	f_t	258	0.25	O. K.

*1 : ㊸～㊸の符号は図 4. 3. 2-6 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

4.3.3 弾性支承の耐震性に対する検討

弾性支承に作用する圧縮力による面圧が、圧縮限界強度以下となることを確認する。圧縮限界強度はゴム材料の弾性係数に応じて製品が規定する数値である。

検討の結果、最大圧縮面圧が圧縮限界強度以下となることを確認した。

表 4.3.3-1(1) 弾性支承の耐震性に対する検討結果 (1/2Ss450)

設置位置	燃料取扱設備位置*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D/σ_v	判定
西側	A	43.00	8.80	0.21	O. K.
東側	A	43.00	8.86	0.21	O. K.

* : 表 4.2.1-4 参照

表 4.3.3-1(2) 弾性支承の耐震性に対する検討結果 (Ss600)

設置位置	荷重ケース (位置)*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D/σ_v	判定
西側	従来の Ss-1 +NS-UD (A)	43.00	10.83	0.26	O. K.
東側	従来の Ss-1 +NS-UD (A)	43.00	10.83	0.26	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

4.3.4 オイルダンパの耐震性に対する検討

各部位で用いられるオイルダンパの耐震性に対する検討は、地震応答解析における最大応答値が許容値以下であることを確認する。

表 4.3.4-1 に最大応答値と許容値を比較した結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。

表 4.3.4-1(1) オイルダンパの検討結果 (1/2Ss450)

種類	検討項目	燃料取扱設備位置*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ (水平棟間)	変位 (mm)	A	40	±100	O. K.
	速度 (m/s)	A	0.42	0.70	O. K.
オイルダンパ (鉛直)	変位 (mm)	B	13	±60	O. K.
	速度 (m/s)	B	0.07	0.50	O. K.
ばね付き オイルダンパ	変位 (mm)	A	14	±100	O. K.
	速度 (m/s)	A	0.10	1.00	O. K.

* : 表 4.2.1-4 参照

表 4.3.4-1(2) オイルダンパの検討結果 (Ss600)

種類	検討項目	荷重ケース (位置)*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ (水平棟間)	変位 (mm)	従来の Ss-1 NS (B)	50	±100	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-2 NS (B)	0.54	0.70	O. K.
オイルダンパ (鉛直)	変位 (mm)	従来の Ss-3 EW (B)	18	±60	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-1 NS (B)	0.16	0.50	O. K.
ばね付き オイルダンパ	変位 (mm)	従来の Ss-1 NS (A)	18	±100	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-1 NS (A)	0.14	1.00	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)