

伊方発電所3号機（非常用ガスタービン発電機）

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料

3-4 地震応答解析における耐震壁の

スケルトンカーブの設定

目 次

	頁
1. 概要	3-4-1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について	3-4-2
2.1 第1折点の設定	3-4-3
2.2 第2折点の設定	3-4-3
2.3 終局点の設定	3-4-4
3. 非常用ガスタービン発電機建屋のせん断スケルトンカーブ の設定について	3-4-5
3.1 水平モデル	3-4-5
3.2 使用材料の物性値	3-4-7
3.3 せん断スケルトンカーブの諸数値	3-4-8
4. まとめ	3-4-18
(参考)偏心率の算定について	3-4-19

1. 概要

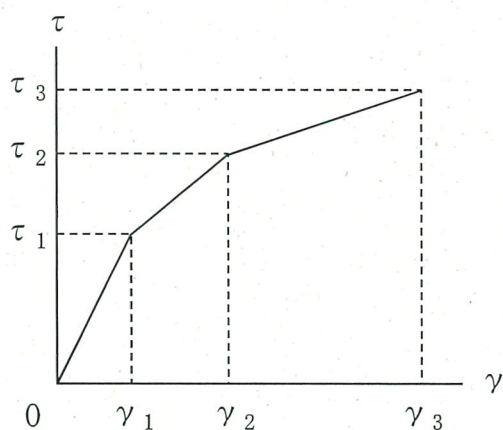
非常用ガスタービン発電機建屋については、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物であるため、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの耐震壁のせん断スケルトンカーブの設定について説明するものである。

なお、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」

2. 耐震壁の非線形特性の設定について

耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ関係 (τ - γ 関係) は、「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991追補版 ((社) 日本電気協会)」(以下「JEAG4601-1991」という。)に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度-せん断ひずみ関係を第2-1図に示す。



- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

第2-1図 せん断応力度-せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

せん断スケルトンカーブの第1折点は、JEAG4601-1991に基づき、SI単位系に換算した以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (N/mm²) [圧縮を正とする。]

2.2 第2折点の設定

せん断スケルトンカーブの第2折点は、JEAG4601-1991に基づき、SI単位系に換算した以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3 \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

せん断スケルトンカーブの終局点は、JEAG4601-1991に基づき、SI単位系に換算した以下の式より算出している。

$\tau_s \leq 1.4\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = \{1 - \tau_s / (1.4\sqrt{F_c})\} \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 1.4\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = 1.4\sqrt{F_c}$$

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

ここで、

$$\tau_0 = (0.94 - 0.56M/QD)\sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = (P_V + P_H) \cdot s \sigma_y / 2 + (\sigma_V + \sigma_H) / 2$$

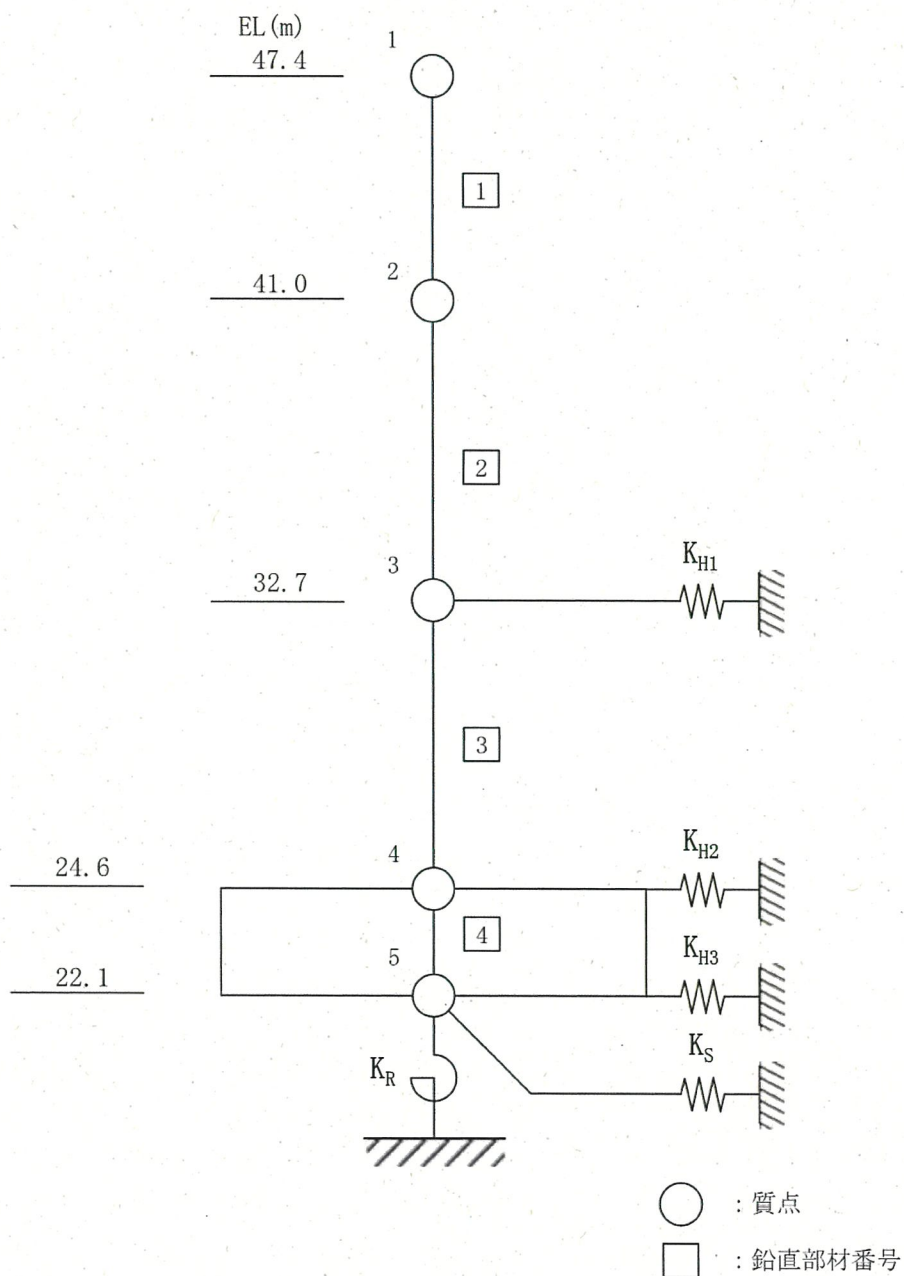
ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
- P_V, P_H : 縦、横筋比 (実数)
- σ_V, σ_H : 縦、横軸応力度 (N/mm^2) [圧縮を正とする。]
- $s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (N/mm^2)
- M/QD : シアスパン比

3. 非常用ガスタービン発電機建屋のせん断スケルトンカーブの設定について

3.1 水平モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮して基礎底面に地盤の水平及び回転ばねを設けるとともに、建屋側面の埋込み効果を考慮して建屋側面に地盤の水平ばねを設けた多質点系の曲げせん断棒モデルとしている。地震応答解析モデルを第3-1図、解析モデルの諸元を第3-1表に示す。



第3-1図 地震応答解析モデル (水平方向)

第3-1表 (1/2) 地震応答解析モデル諸元

質点 番号	質点位置 EL (m)	重量 (kN)
1	47.4	27,440
2	41.0	51,570
3	32.7	95,620
4	24.6	123,810
5	22.1	38,210

第3-1表 (2/2) 地震応答解析モデル諸元

部材 番号	せん断断面積 (m ²)		断面積 (m ²)
	EW 方向	NS 方向	
1	53.9	38.2	88.9
2	122.6	95.5	203.0
3	239.4	211.2	413.0
4*	1,273.4	1,273.4	1,273.4

※：基礎については十分に剛であることから、せん断断面積は断面積と同様とする。

3.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる非常用ガスタービン発電機建屋の使用材料の物性値を第3-2表及び第3-3表に示す。

第3-2表 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
コンクリート： $F_c=30.0$ (N/mm ²)	2.44×10^4	1.02×10^4	5

第3-3表 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)
鉄筋：SD345	345

3.3 せん断スケルトンカーブの諸数値

(1) 第1折点

各部材におけるせん断スケルトンカーブの第1折点の設定根拠を第3-4表に示す。

第3-4表 せん断スケルトンカーブ (Q-γ 関係) (第1折点)

(a) EW方向

部材番号	設計基準強度 F _c (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	当該部分が支える重量 (kN)	せん断断面積 (m ²)	断面積 (m ²)	縦軸応力度 σ _v ^(注1) (N/mm ²)	Q ₁ ^(注2) (kN)	γ ₁
1	30.0	1.02×10 ⁴	27,440	53.9	88.9	0.309	9.951×10 ⁴	1.810×10 ⁻⁴
2	30.0	1.02×10 ⁴	79,010	122.6	203.0	0.389	2.308×10 ⁵	1.846×10 ⁻⁴
3	30.0	1.02×10 ⁴	174,630	239.4	413.0	0.423	4.542×10 ⁵	1.860×10 ⁻⁴

(注1) 縦軸応力度 σ_v = 当該部分が支える重量 / 断面積

(注2) Q₁ = せん断断面積 × τ₁

(b) NS方向

部材番号	設計基準強度 F _c (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	当該部分が支える重量 (kN)	せん断断面積 (m ²)	断面積 (m ²)	縦軸応力度 σ _v ^(注1) (N/mm ²)	Q ₁ ^(注2) (kN)	γ ₁
1	30.0	1.02×10 ⁴	27,440	38.2	88.9	0.309	7.042×10 ⁴	1.810×10 ⁻⁴
2	30.0	1.02×10 ⁴	79,010	95.5	203.0	0.389	1.797×10 ⁵	1.846×10 ⁻⁴
3	30.0	1.02×10 ⁴	174,630	211.2	413.0	0.423	4.008×10 ⁵	1.860×10 ⁻⁴

(注1) 縦軸応力度 σ_v = 当該部分が支える重量 / 断面積

(注2) Q₁ = せん断断面積 × τ₁

(2) 第2折点

各部材におけるせん断スケルトンカーブの第2折点の設定根拠を第3-5表に示す。

第3-5表 せん断スケルトンカーブ (Q- γ 関係) (第2折点)

(a) EW方向

部材番号	Q_2 (注1) (kN)	γ_2 (注2)
1	1.343×10^5	5.429×10^{-4}
2	3.116×10^5	5.537×10^{-4}
3	6.132×10^5	5.581×10^{-4}

(注1) $\tau_2 = 1.35 \tau_1$

(注2) $\gamma_2 = 3 \gamma_1$

(b) NS方向

部材番号	Q_2 (注1) (kN)	γ_2 (注2)
1	9.507×10^4	5.429×10^{-4}
2	2.426×10^5	5.537×10^{-4}
3	5.411×10^5	5.581×10^{-4}

(注1) $\tau_2 = 1.35 \tau_1$

(注2) $\gamma_2 = 3 \gamma_1$

(3) 終局点

終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。シアスパン比 M/QD は、安全側に一律1.0とし、 σ_H は0.0としている。なお、各部材については、耐震壁ごとに終局せん断耐力を算出し、それらを合計することにより層の終局せん断耐力を算出している。

各部材におけるせん断スケルトンカーブの終局点の設定根拠を第3-6表に示す。また、非常用ガスタービン発電機建屋の各耐震壁の配筋を示したものを第3-2図に示す。

第3-6表 (1/3) せん断スケルトンカーブ ($Q-\gamma$ 関係) (終局点)

(a) 1部材 EW方向

位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
B通り 2~5通り間	10.18	0.0077	0.0077	0.309	1.00	4.202×10^4	/
C通り 2~3通り間	1.75	0.0077	0.0077		1.00	7.226×10^3	
C通り 3~7通り間	14.55	0.0077	0.0077		1.00	6.008×10^4	
D通り 2~3通り間	0.98	0.0082	0.0082		1.00	4.170×10^3	
D通り 3~7通り間	9.84	0.0082	0.0082		1.00	4.185×10^4	
E通り 2~7通り間	16.63	0.0077	0.0077		1.00	6.865×10^4	
合計						2.239×10^5	4.000×10^{-3}

(b) 2部材 EW方向

位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
B通り 2~6通り間	33.80	0.0171	0.0171	0.389	1.00	2.204×10^5	/
C通り 2~7通り間	25.20	0.0142	0.0142		1.00	1.460×10^5	
D通り 2~7通り間	26.32	0.0142	0.0142		1.00	1.525×10^5	
E通り 2~7通り間	37.30	0.0171	0.0171		1.00	2.432×10^5	
合計						7.620×10^5	4.000×10^{-3}

第3-6表 (2/3) せん断スケルトンカーブ (Q- γ 関係) (終局点)
(c) 3部材 EW方向

位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
A通り 1~6通り間	40.20	0.0228	0.0228	0.423	1.00	3.083×10^5	
B通り 2~6通り間	51.98	0.0123	0.0123		1.00	2.768×10^5	
C通り 1~5通り間	50.08	0.0142	0.0142		1.00	2.907×10^5	
D通り 2~5通り間	39.84	0.0142	0.0142		1.00	2.313×10^5	
E通り 1~5通り間	57.28	0.0142	0.0142		1.00	3.325×10^5	
					合計	1.439×10^6	4.000×10^{-3}

(d) 1部材 NS方向

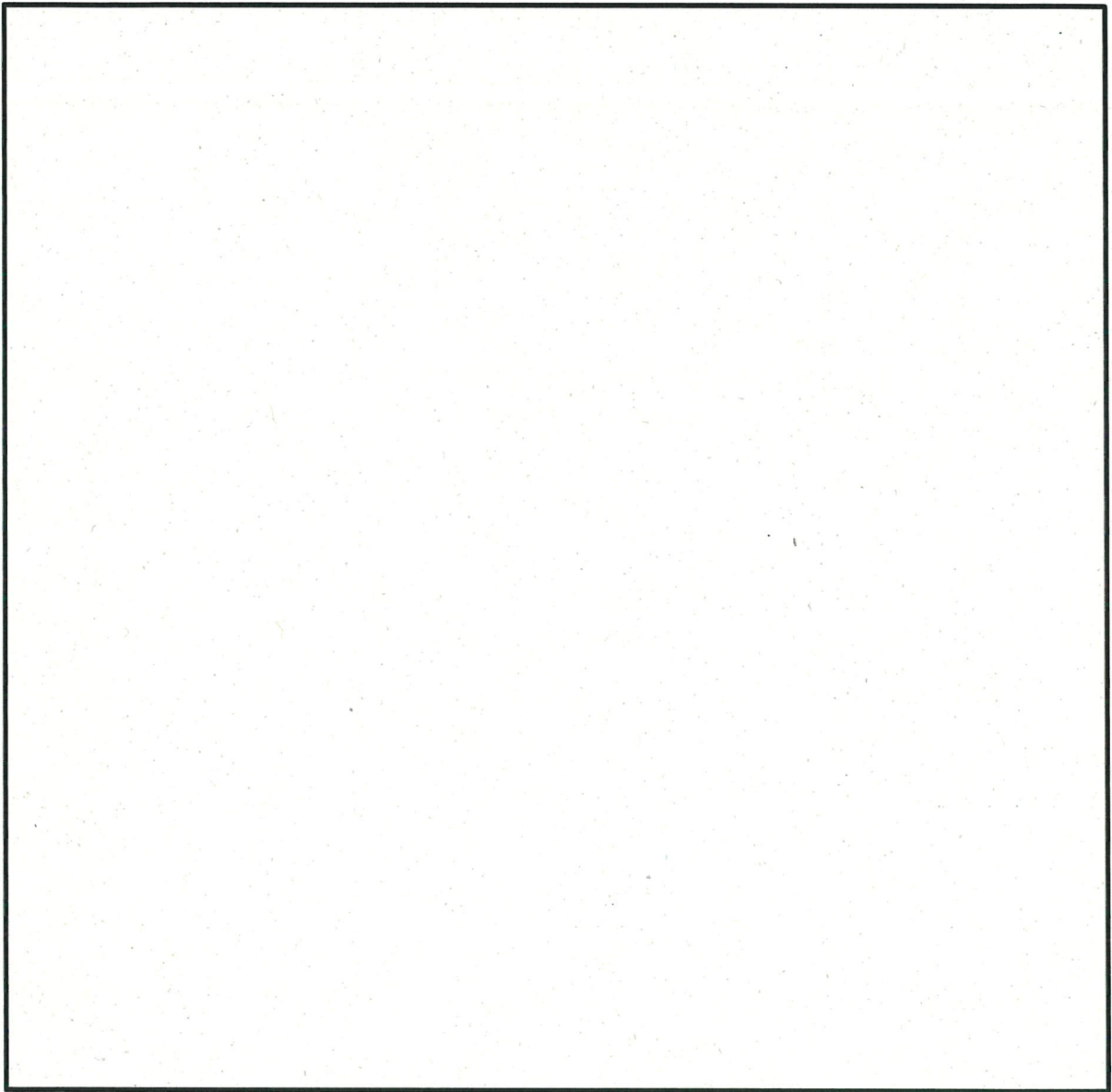
位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
2通り B~E通り間	13.75	0.0077	0.0077	0.309	1.00	5.678×10^4	
3通り B~E通り間	10.05	0.0077	0.0077		1.00	4.150×10^4	
4通り B~C通り間	2.87	0.0110	0.0110		1.00	1.423×10^4	
6通り C~D通り間	2.49	0.0082	0.0082		1.00	1.057×10^4	
7通り C~E通り間	9.00	0.0077	0.0077		1.00	3.716×10^4	
					合計	1.602×10^5	4.000×10^{-3}

第3-6表 (3/3) せん断スケルトンカーブ (Q- γ 関係) (終局点)
(e) 2部材 NS方向

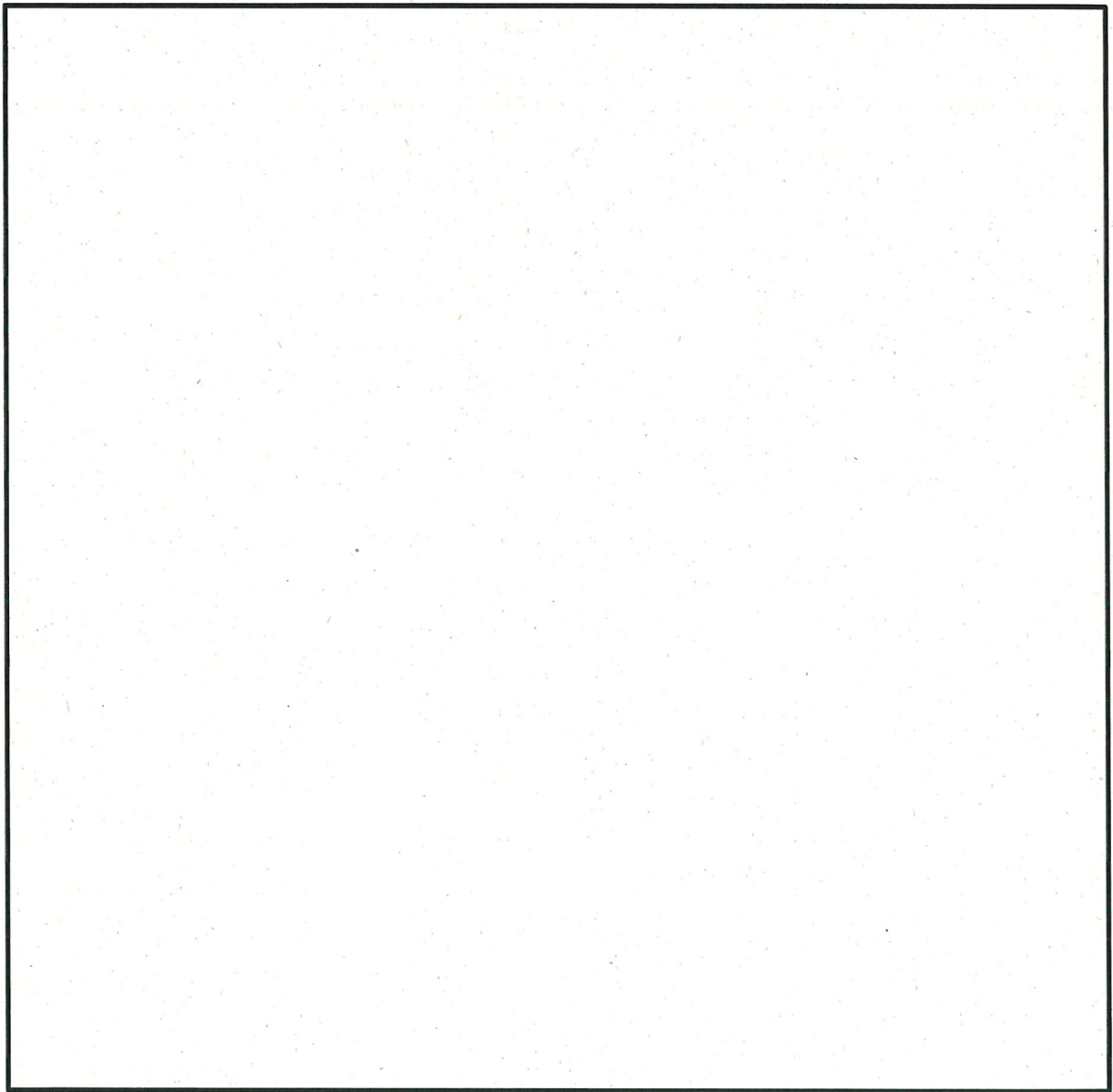
位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
2通り B~E通り間	24.90	0.0171	0.0171	0.389	1.00	1.624×10^5	
3通り B~E通り間	18.64	0.0142	0.0142		1.00	1.080×10^5	
4通り B~C通り間	8.24	0.0142	0.0142		1.00	4.773×10^4	
4通り D~E通り間	6.32	0.0142	0.0142		1.00	3.661×10^4	
6通り C~E通り間	15.80	0.0171	0.0171		1.00	1.030×10^5	
7通り C~E通り間	21.60	0.0190	0.0190		1.00	1.512×10^5	
合計						6.089×10^5	

(f) 3部材 NS方向

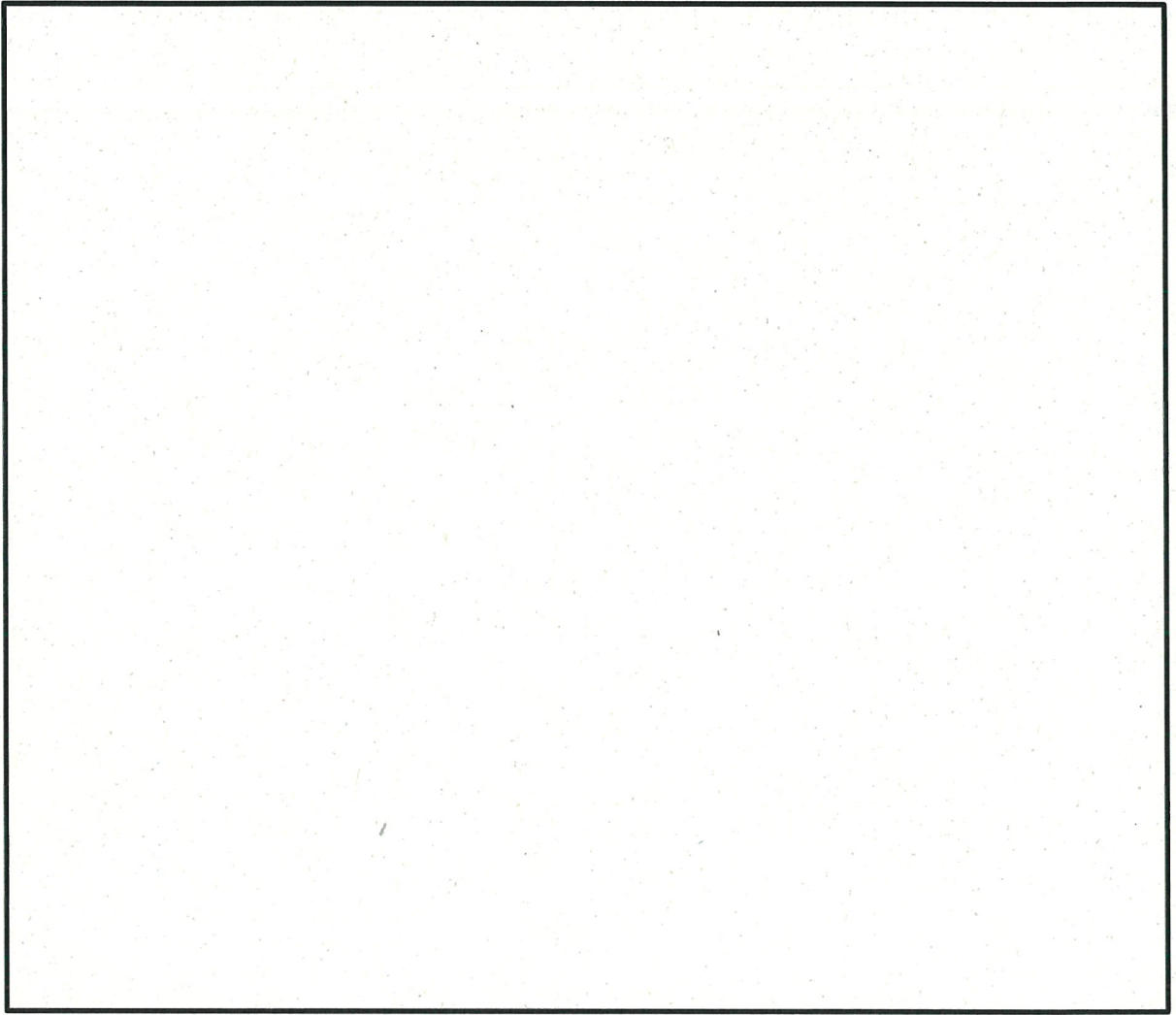
位置	せん断 断面積 (m^2)	鉄筋比		σ_v (N/mm^2)	M/QD	Q_3 (kN)	γ_3
		P_v	P_H				
1通り A~E通り間	34.50	0.0228	0.0228	0.423	1.00	2.646×10^5	
2通り A~E通り間	48.12	0.0138	0.0138		1.00	2.748×10^5	
3通り B~E通り間	36.80	0.0142	0.0142		1.00	2.136×10^5	
4通り B~E通り間	36.80	0.0142	0.0142		1.00	2.136×10^5	
5通り B~E通り間	55.00	0.0123	0.0123		1.00	2.930×10^5	
合計						1.259×10^6	4.000×10^{-3}



第3-2図(1/4) 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震壁の配筋図(EL. 24.6m~EL. 32.7m)



第3-2図(2/4) 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震壁の配筋図(EL. 32.7m~EL. 41.0m)



第3-2図(3/4) 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震壁の配筋図(EL. 41.0m~EL. 47.4m)

記号 (注1)	縦筋 (注2)	横筋 (注2)
TW35A	D16@200 1段	D16@200 1段
TW35B	D19@200 1段	D19@200 1段
TW35C	D22@200 1段	D22@200 1段
TW50	D22@200 1段	D22@200 1段
TW80	D38@200 1段	D38@200 1段
TW100	D38@200 1段	D38@200 1段
TW100B	D38@200 2段	D38@200 2段
TW100C	D38@200 1段 D38@400 1段	D38@200 1段 D38@400 1段
TW120	D38@200 2段	D38@200 2段
TW150	D38@200 1段 D38@400 1段	D38@200 1段 D38@400 1段
TW160	D38@200 2段	D38@200 2段
TW170	D38@200 2段 D38@400 1段	D38@200 2段 D38@400 1段
TW200	D38@200 2段	D38@200 2段
TW200B	D38@200 2段 D38@400 1段	D38@200 2段 D38@400 1段

(注1) 記号に含まれる数値は壁厚(cm)を表す。(TW100なら100cm)

(注2) 配筋はすべてダブル配筋とする。

第3-2図 (4/4) 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震壁の配筋図

4. まとめ

非常用ガスタービン発電機建屋におけるせん断スケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断スケルトンカーブの諸数値を第4-1表に示す。

第4-1表 (1/2) 非常用ガスタービン発電機建屋のせん断スケルトンカーブ
(Q- γ 関係 EW方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	Q ₁ (kN)	γ_1	Q ₂ (kN)	γ_2	Q ₃ (kN)	γ_3
1	9.951×10^4	1.810×10^{-4}	1.343×10^5	5.429×10^{-4}	2.239×10^5	4.000×10^{-3}
2	2.308×10^5	1.846×10^{-4}	3.116×10^5	5.537×10^{-4}	7.620×10^5	4.000×10^{-3}
3	4.542×10^5	1.860×10^{-4}	6.132×10^5	5.581×10^{-4}	1.439×10^6	4.000×10^{-3}

第4-1表 (2/2) 非常用ガスタービン発電機建屋のせん断スケルトンカーブ
(Q- γ 関係 NS方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	Q ₁ (kN)	γ_1	Q ₂ (kN)	γ_2	Q ₃ (kN)	γ_3
1	7.042×10^4	1.810×10^{-4}	9.507×10^4	5.429×10^{-4}	1.602×10^5	4.000×10^{-3}
2	1.797×10^5	1.846×10^{-4}	2.426×10^5	5.537×10^{-4}	6.089×10^5	4.000×10^{-3}
3	4.008×10^5	1.860×10^{-4}	5.411×10^5	5.581×10^{-4}	1.259×10^6	4.000×10^{-3}

(参考) 偏心率の算定について

1. 概要

本資料では、非常用ガスタービン発電機建屋の各層の偏心率を算定し、偏心による必要保有水平耐力の割増しを考慮しなくてよい0.15以下であることを確認する。

2. 算定方法

偏心率の算定方法を以下に示す。

$$R_{eX}=e_Y/r_{eX}, R_{eY}=e_X/r_{eY} \quad (\text{以下、XはEW方向、YはNS方向を示す})$$

ここで、

R_{eX} 、 R_{eY} : 偏心率

e_X 、 e_Y : 偏心距離(m)

$$e_X=|\ell_X-g_X|, e_Y=|\ell_Y-g_Y|$$

ℓ_X 、 ℓ_Y : 剛心座標(m) (以下、座標原点は1及びE通りの交差部とする)

$$\ell_X = \frac{\sum(K_Y \cdot X)}{\sum K_Y}, \ell_Y = \frac{\sum(K_X \cdot Y)}{\sum K_X}$$

K_X 、 K_Y : 各耐震要素の水平剛性(せん断断面積より算出)(kN/m)

X 、 Y : 各耐震要素の座標(m)

g_X 、 g_Y : 重心座標(m)

$$g_X = \frac{\sum(N \cdot X)}{\sum N}, g_Y = \frac{\sum(N \cdot Y)}{\sum N}$$

N : 各耐震要素に生じる常時荷重による軸力(kN)

r_{eX} 、 r_{eY} : 弾力半径(m)

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_X}} = \sqrt{\frac{\sum(K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum(K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_X}}, r_{eY} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_Y}} = \sqrt{\frac{\sum(K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum(K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_Y}}$$

K_R : ねじり剛性(kN/m)

\bar{X} 、 \bar{Y} : 剛心を座標原点としたときの各耐震要素の座標(m)

3. 算定結果

非常用ガスタービン発電機建屋の各階における偏心率の算定結果、剛心及び重心位置図をそれぞれ参考3-1表、参考3-1図に示す。各層の偏心率は、偏心による必要保有水平耐力の割増しを考慮しなくてよい0.15以下であることを確認した。

参考 3-1 表 (1/2) 非常用ガスタービン発電機建屋の偏心率算定結果 (EW 方向)

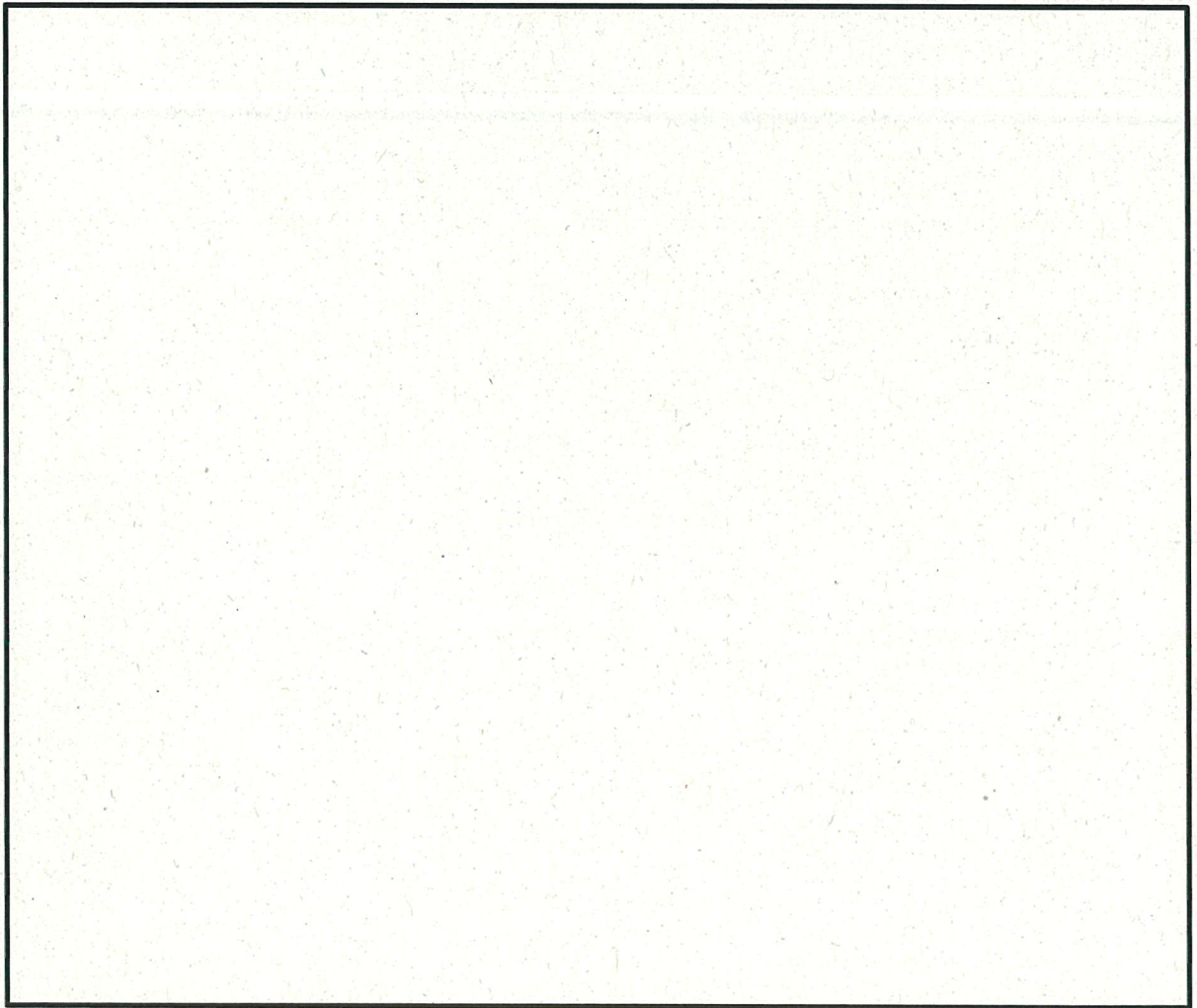
部材 番号	EL. (m)	l_y (m)	g_y (m)	e_y (m)	r_{ex} (m)	偏心率 R_{ex}
1	47.4 ~ 41.0	11.90	13.62	1.72	17.0	0.10
2	41.0 ~ 32.7	12.66	13.10	0.44	16.6	0.03
3	32.7 ~ 24.6	16.39	14.90	1.49	17.7	0.08

参考 3-1 表 (2/2) 非常用ガスタービン発電機建屋の偏心率算定結果 (NS 方向)

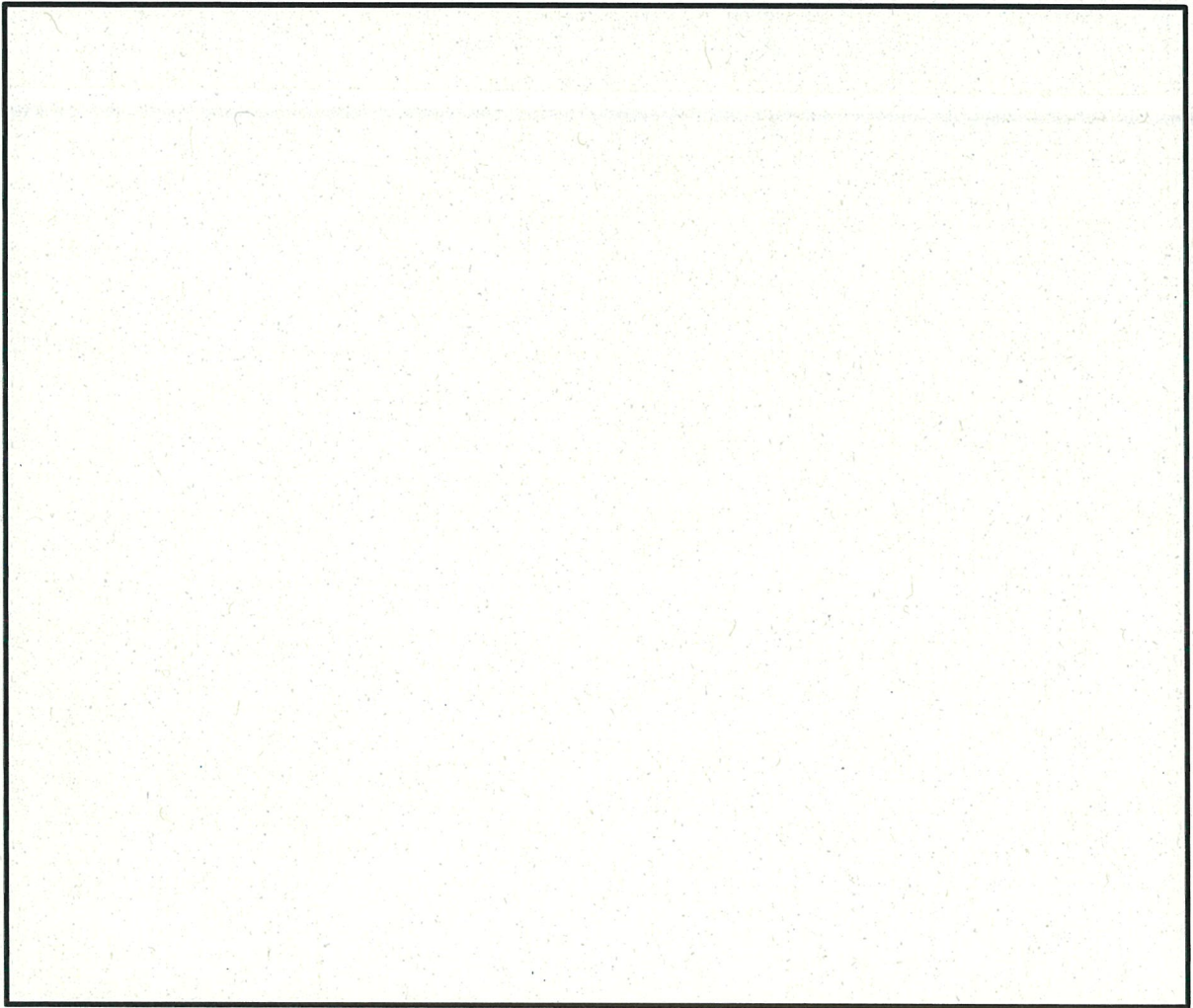
部材 番号	EL. (m)	l_x (m)	g_x (m)	e_x (m)	r_{ey} (m)	偏心率 R_{ey}
1	47.4 ~ 41.0	23.92	23.62	0.30	18.0	0.02
2	41.0 ~ 32.7	24.45	24.02	0.43	18.9	0.02
3	32.7 ~ 24.6	18.61	19.98	1.37	18.2	0.08



参考 3-1 図(1/3) 非常用ガスタービン発電機建屋の剛心及び重心位置図(EL. 41. 0m)



参考 3-1 図(2/3) 非常用ガスタービン発電機建屋の剛心及び重心位置図(EL. 32.7m)



参考 3-1 図(3/3) 非常用ガスタービン発電機建屋の剛心及び重心位置図(EL. 24.6m)

伊方発電所3号機（非常用ガスタービン発電機）

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料

3-5 地震応答解析モデルの固定・積載荷重

目 次

	頁
1. 概要	3-5-1
2. 重量の設定方法	3-5-2
2.1 固定荷重	3-5-2
2.2 積載荷重	3-5-4
3. 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について	3-5-11

1. 概要

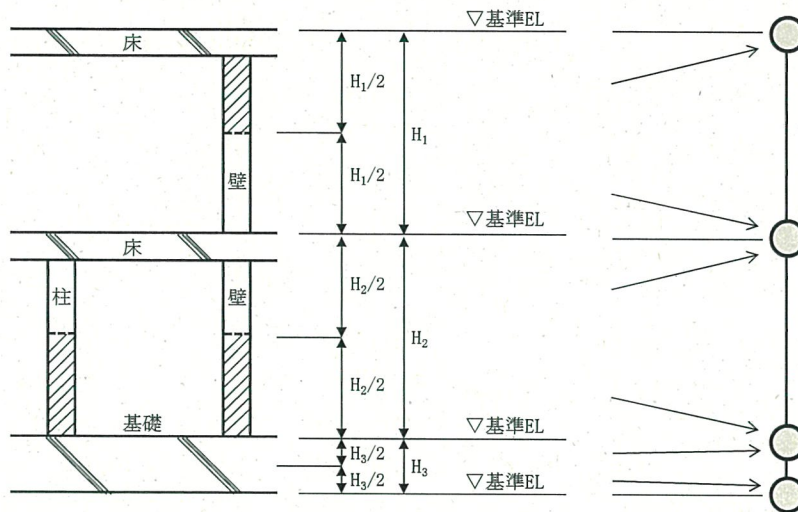
本資料は、今回工認における地震応答解析モデルの固定・積載荷重等の設定方法について説明するものである。

なお、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」

2. 重量の設定方法

地震応答解析モデルにおいて質点重量は各階床位置に集中しているものとし、階高の1/2の高さを基準に上下階に振り分けて算出する。また、基礎については、基礎厚の1/2の高さを基準に基礎上端及び下端位置に振り分けて算出する。質点重量の振り分けの概念図を第2-1図に示す。



第2-1図 質点重量の振り分けの概念図

2.1 固定荷重

非常用ガスタービン発電機建屋の固定荷重を第2-1表に、その他固定荷重の詳細を第2-2図に示す。

第2-1表 (1/2) 固定荷重 (床、屋根及び壁)

部位	固定荷重 (kN/m ²)	備考
床	$24.00^{*1}t$	t : 部材厚さ (m)
屋根	$24.00^{*1}t + 4.10^{*2}$	
壁	$24.00^{*1}t$	

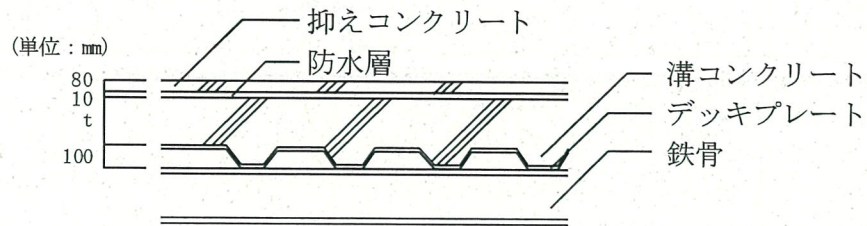
第2-1表 (2/2) 固定荷重 (基礎)

部位	固定荷重 (kN/m ²)	備考
基礎	$24.00^{*1}t + 0.20^{*3}$	t : 部材厚さ (m)

※1 : 鉄筋コンクリートの単位体積重量

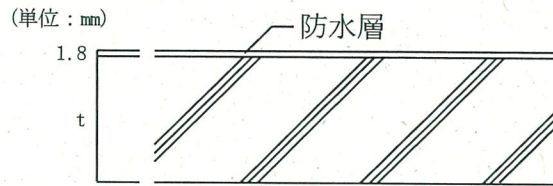
※2 : その他固定荷重 (デッキプレート、防水仕上等 第2-2図参照)

※3 : その他固定荷重 (防水仕上 第2-2図参照)



抑えコンクリート	: 1.92	($24 \text{ (kN/m}^3) \times 0.08 \text{ (m)}$)	}	2.10	}	4.10 (kN/m ²)
防水層	: 0.15					
溝コンクリート	: 1.20	($24 \text{ (kN/m}^3) \times 0.10 \text{ (m)} / 2$)	}	1.50		
デッキプレート	: 0.21					
鉄骨	: 0.50			0.50		

(a) 屋根



防水層 : 0.20 (kN/m²)

(b) 基礎

第 2-2 図 その他固定荷重

2.2 積載荷重

非常用ガスタービン発電機建屋の積載荷重を第2-2表に示す。また、各階の機器・配管サポート荷重を第2-3図に示す。なお、積載荷重には、非常用ガスタービン発電機及び所内常設直流電源設備（3系統目）双方の設置工事に伴う荷重が含まれる。

また、地下には多目的に使用可能な淡水の貯水槽を収容することから、貯水槽内の水の重量を考慮する。貯水槽内の水を第2-4図に、貯水槽の諸元を第2-3表に示す。

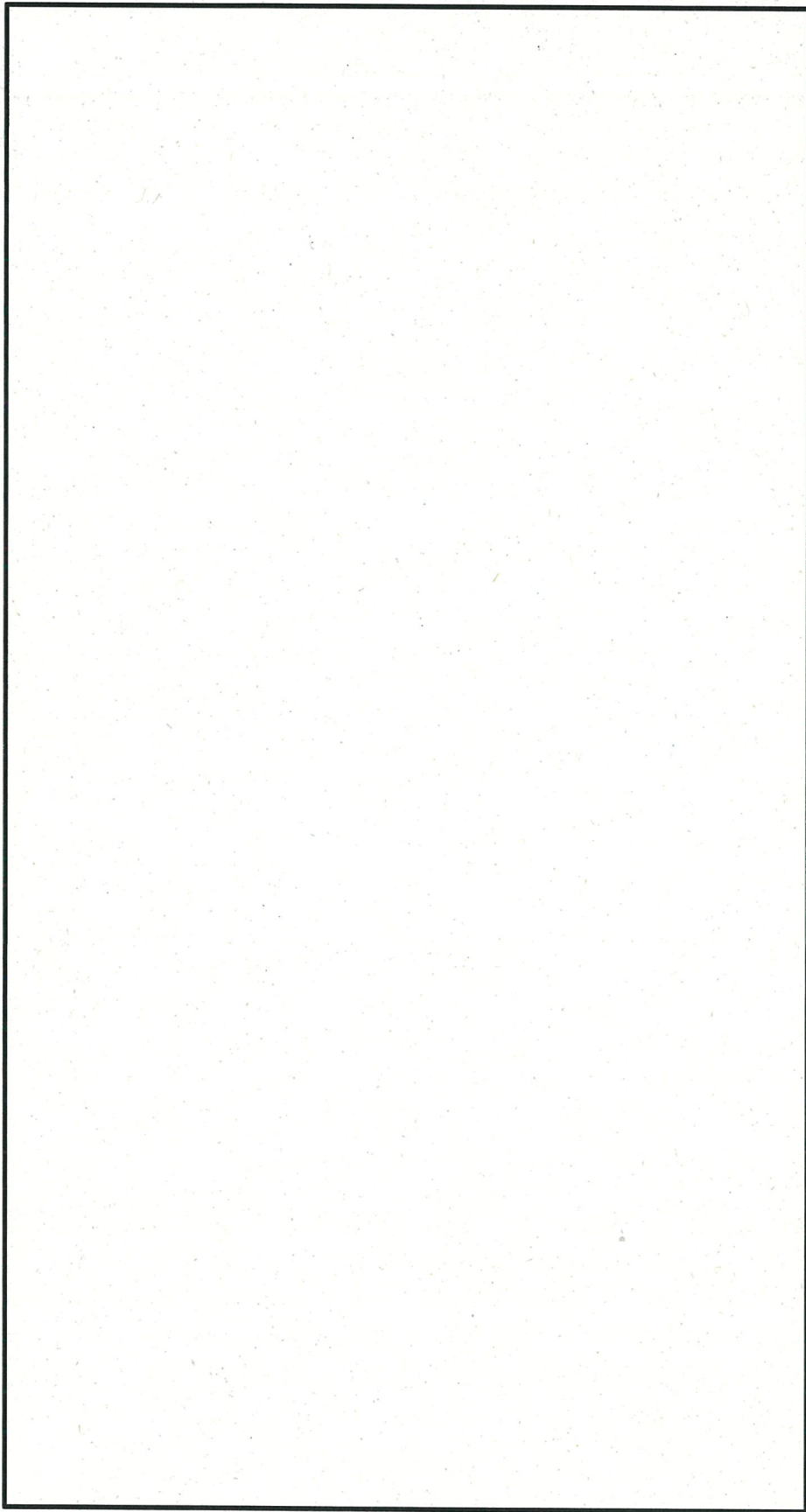
なお、積雪荷重については積載荷重を下回るため、地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。積雪荷重の算定方法及び積雪荷重と積載荷重の比較は、補足説明資料3-1「地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較」に示す。

第2-2表 積載荷重（床及び屋根）

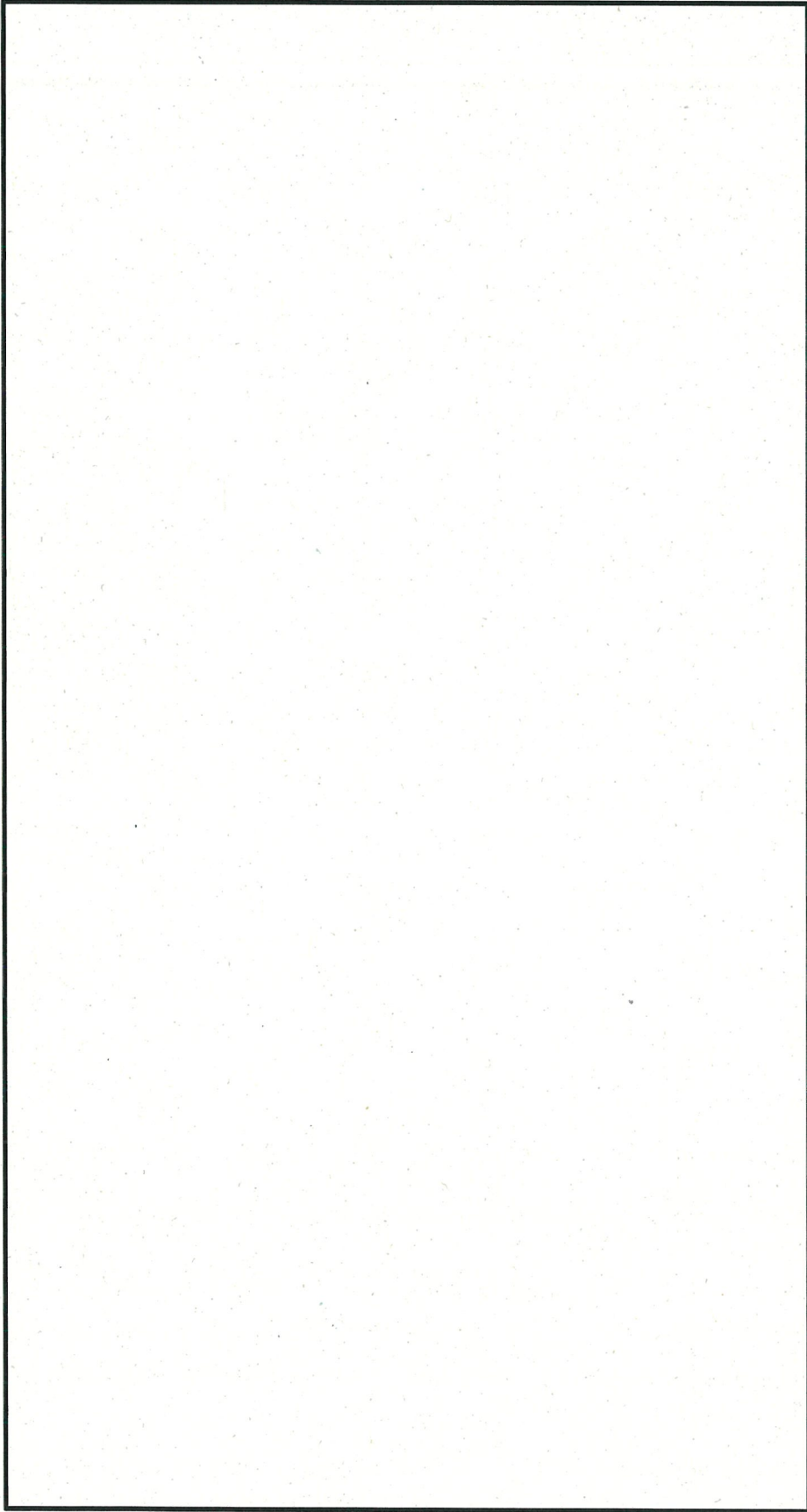
部位	積載荷重 (kN/m ²)
床	機器+配管サポート+0.60 ^{※1}
屋根	機器+配管サポート+0.30 ^{※2}

※1：その他積載荷重（建築基準法施工令第85条に基づく積載荷重）

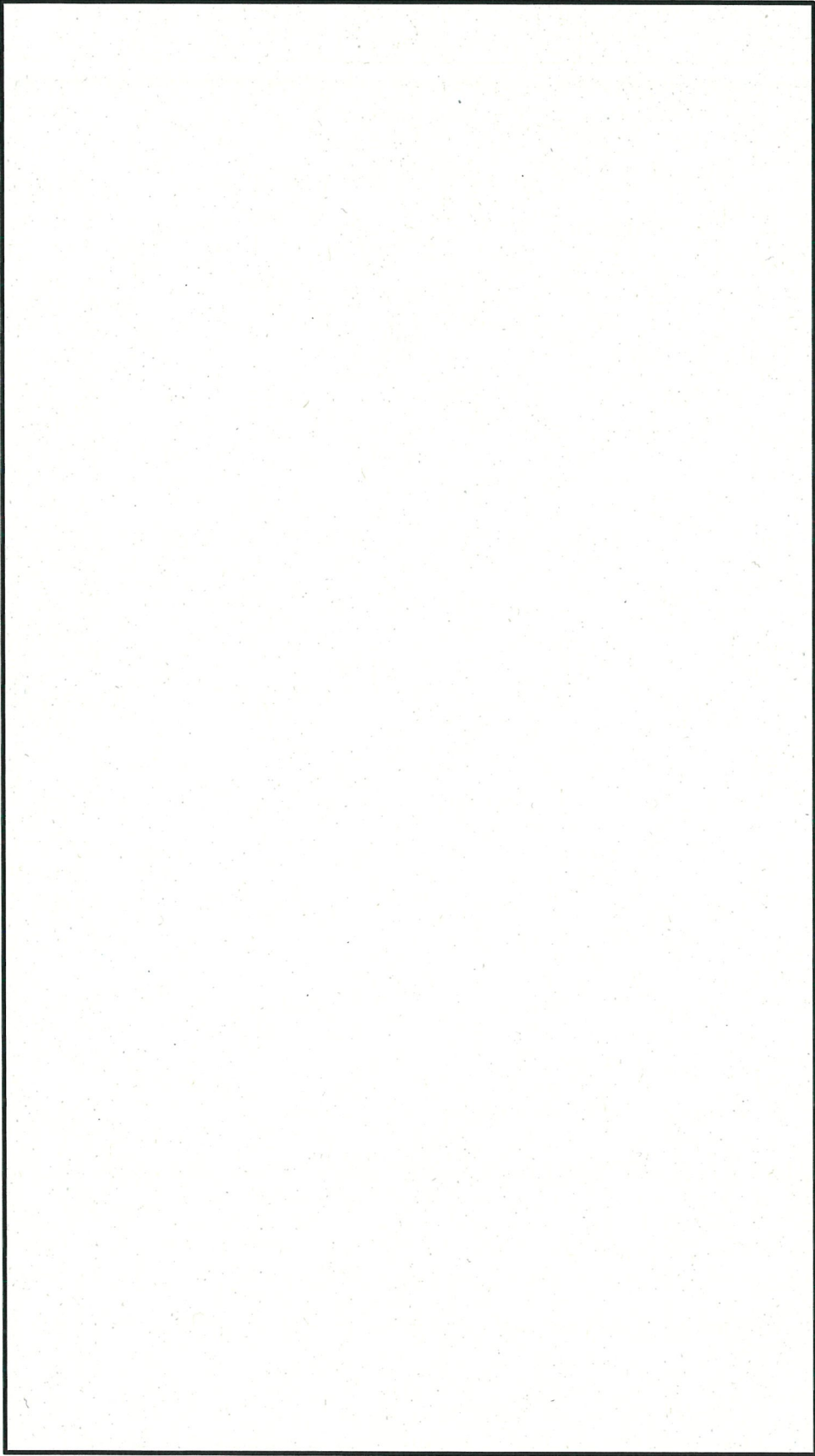
※2：その他積載荷重（積雪荷重0.14kN/m²を包絡する荷重）



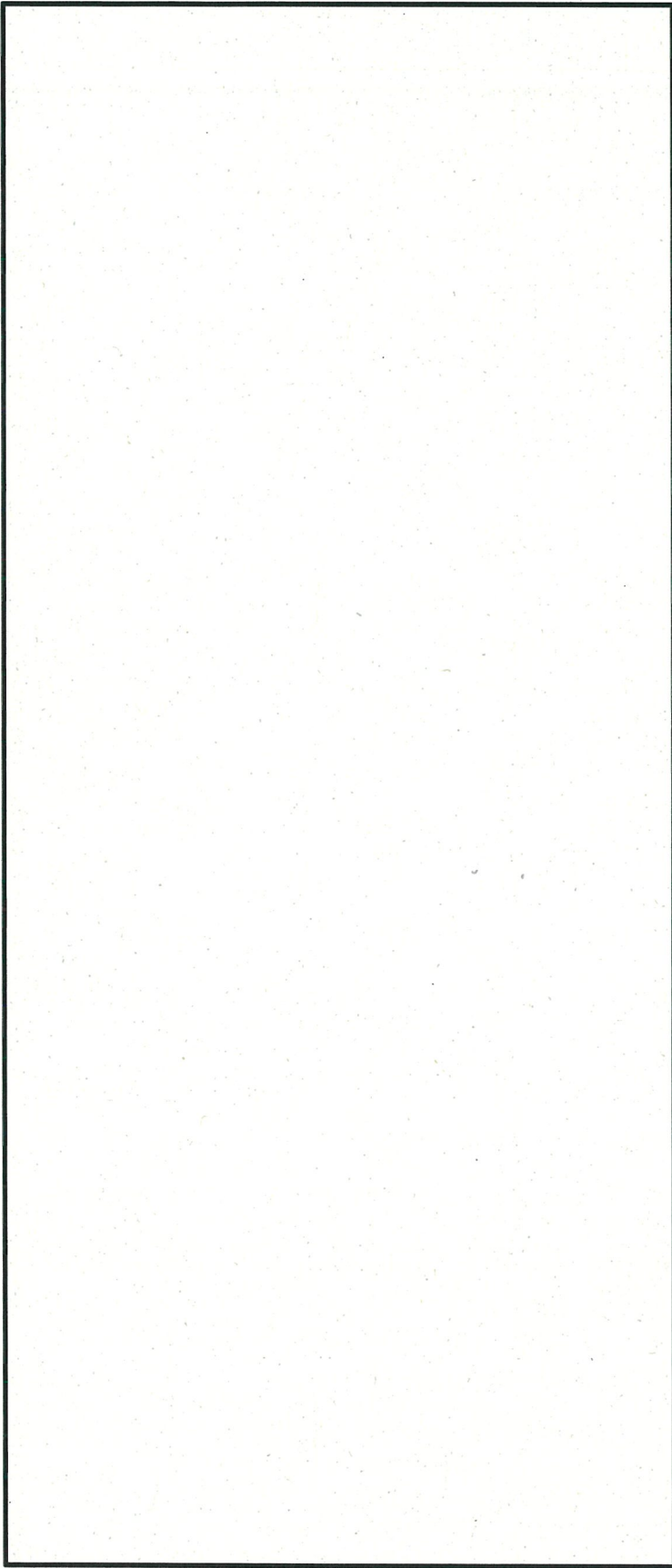
第 2-3 図 (1/4) 機器・配管サポート荷重 (EL. 24. 6m)



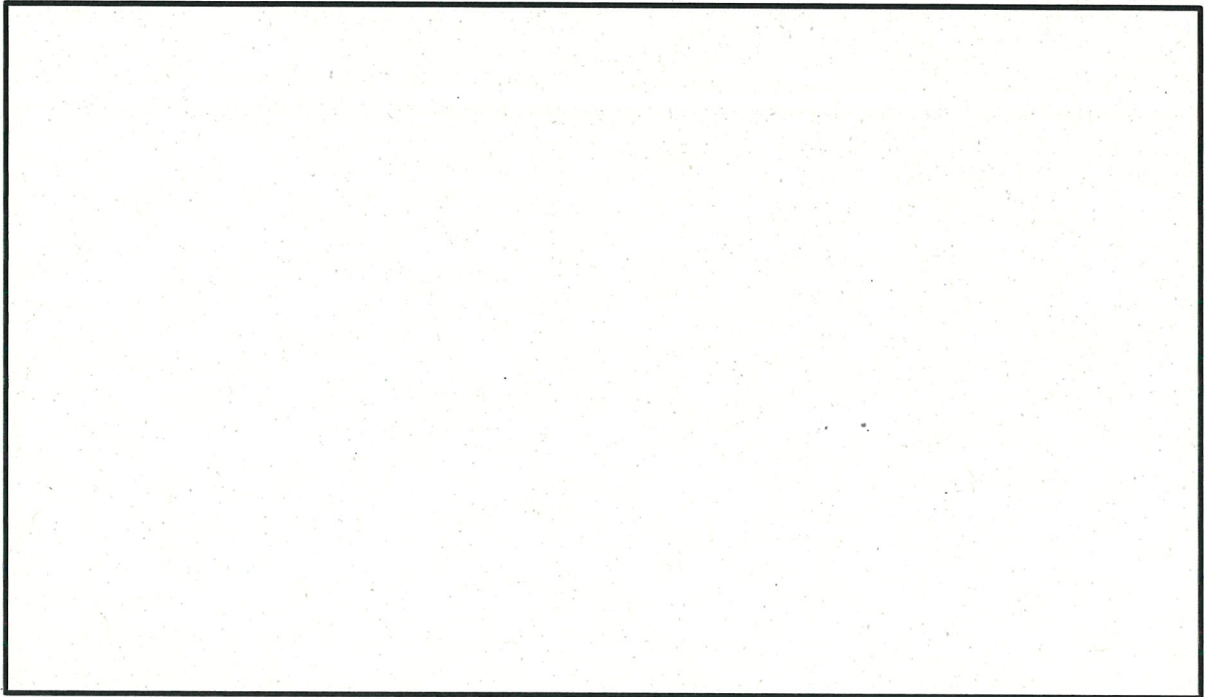
第2-3 図 (2/4) 機器・配管サポー卜荷重 (EL. 32.7m)



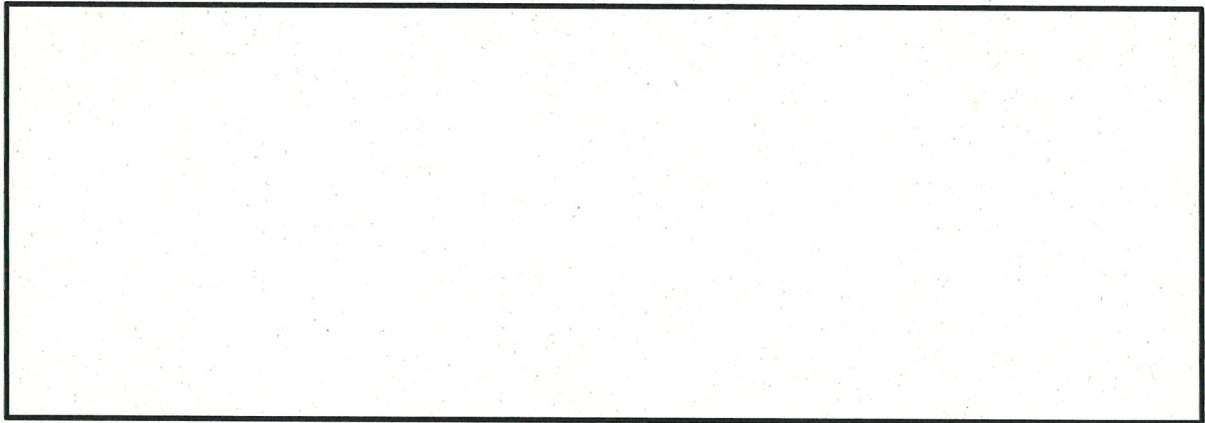
第2-3 図 (3/4) 機器・配管サポート荷重 (EL. 41.0m)



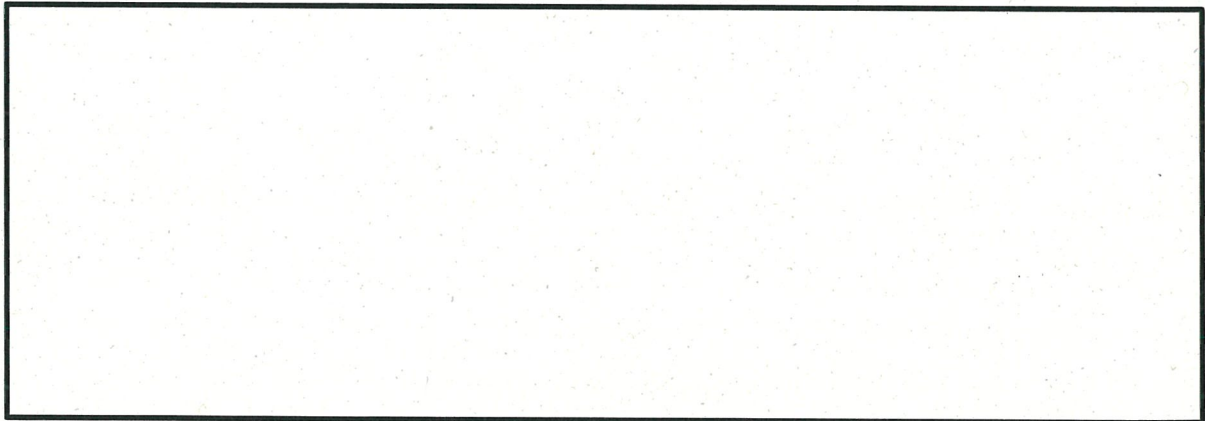
第2-3図 (4/4) 機器・配管サポ一卜荷重 (EL. 47.4m)



(a) 概略平面図 (EL. 24. 6m)



(b) 概略断面図 (A-A 断面)



(c) 概略断面図 (B-B 断面)

第2-4図 貯水槽内の水

第2-3表 貯水槽の概要

設置目的	多目的に使用可能な淡水の貯水
設置位置	地下1階(EL. 24. 6m)
最大幅	東西 : 32. 8m 南北 : 24. 4m
水位	EL. 30. 0m
貯水量	約2, 600m ³
水の単位体積重量	10. 0kN/m ³

3. 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について

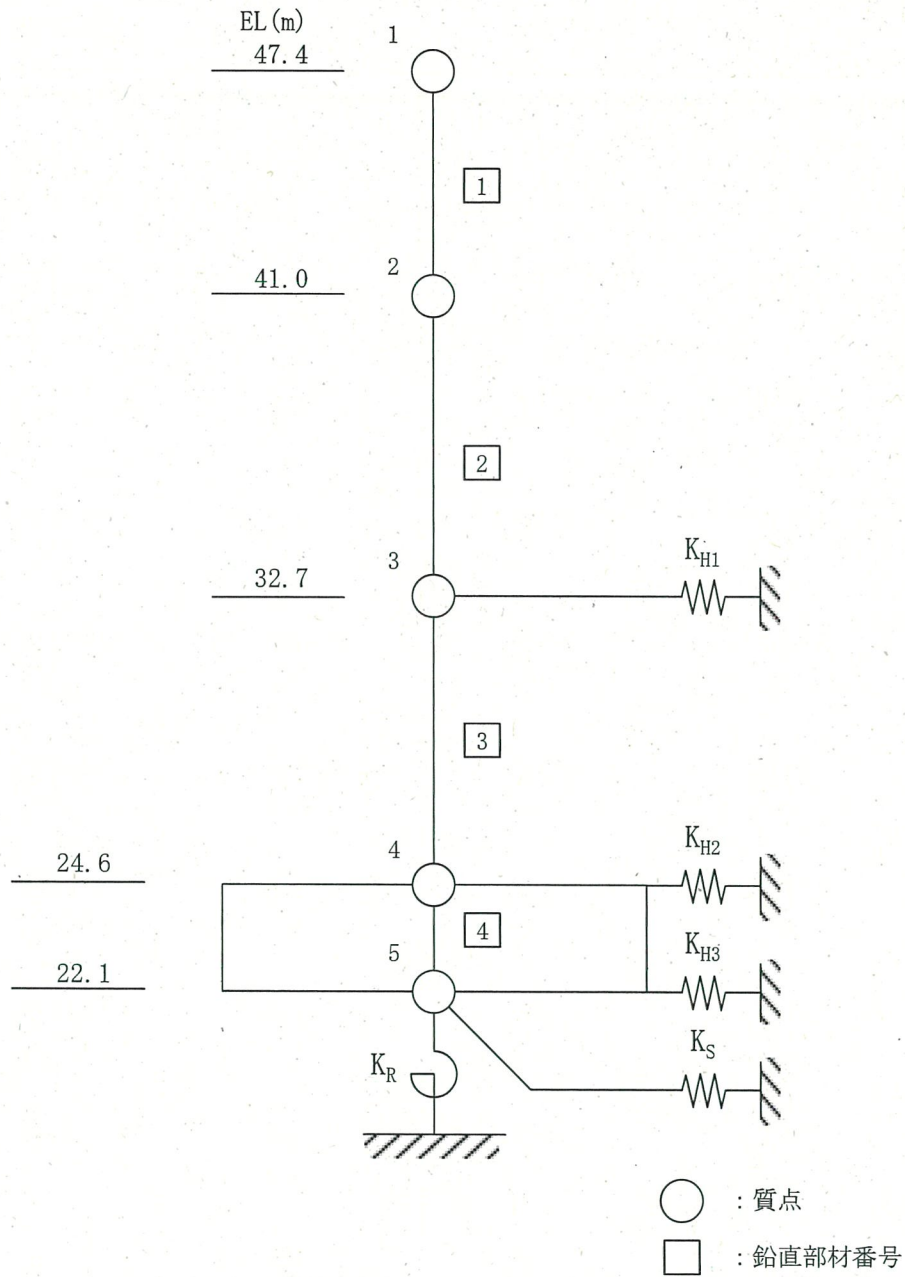
非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析モデルにおける質点重量の内訳を第3-1表に示す。また、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析モデルを第3-1図、地震応答解析モデルの諸元を第3-2表に示す。

第3-1表 地震応答解析モデルにおける質点重量の内訳

質点番号		1	2	3	4	5
固定荷重	壁、床等 ^{※1}	25,110	47,560	92,410	82,020	38,210
積載荷重	機器	210	970	1,870	15,850	0
	配管 サポート等	2,120	3,040	1,340	25,940 ^{※2}	0
合計		27,440	51,570	95,620	123,810	38,210

※1：デッキプレート、防水仕上を含む。

※2：貯水槽内の水の重量を含む。



第 3-1 図 地震応答解析モデル (水平方向)

第 3-2 表 地震応答解析モデル諸元 (水平方向)

部位	質点 番号	質点位置 EL (m)	重量 (kN)	回転慣性 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	
				EW方向	NS方向
上部 構造物	1	47.4	27,440	30.2	17.1
	2	41.0	51,570	56.9	32.2
	3	32.7	95,620	142.8	95.2
基礎	4	24.6	123,810	144.6	127.0
	5	22.1	38,210	44.2	38.7
総重量			336,650		

伊方発電所3号機（非常用ガスタービン発電機）

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料

3-6 入力地震動算定及び地盤ばね設定の妥当性

目 次

	頁
1. 概要	3-6-1
2. 非常用ガスタービン発電機建屋の設置状況について	3-6-2
3. 動的相互作用のモデル化について	3-6-5
4. 入力地震動算定の妥当性について	3-6-7
4.1 入力地震動算定の考え方	3-6-9
4.2 算定方法の違いを踏まえた入力地震動の比較	3-6-11
4.3 入力地震動の算定方法の違いを踏まえた建屋応答の比較	3-6-14
4.4 検討のまとめ	3-6-19
5. 地盤ばね設定の妥当性について	3-6-20
5.1 地盤ばね設定の考え方	3-6-22
5.2 周辺地盤の条件の違いを踏まえた地盤ばねの比較	3-6-27
5.3 地盤ばねの設定方法の違いを踏まえた建屋応答の比較	3-6-30
5.4 検討のまとめ	3-6-37
6. まとめ	3-6-38
別紙 一体解析法による耐震性への影響評価	

1. 概要

非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析にあたっては、地盤と建屋の動的相互作用のモデル化として、入力地震動と地盤ばねの評価を別々に行うサブストラクチャ法を採用している。

入力地震動は、周辺地盤の状況を踏まえて精緻に評価できる2次元地盤FEMモデルを用いて評価するとともに、地盤ばねは、「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）」（以下、「JEAG4601-1991」という。）に基づき地盤全体を等価なばねに置換して評価したうえ、建屋応答は、建屋の質点系モデルに付加した地盤ばねを介して地震動を入力して算定している。

本資料では、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析で採用したサブストラクチャ法の概要について説明したうえ、入力地震動算定及び地盤ばね設定の妥当性について、解析的な検討を踏まえながら説明する。

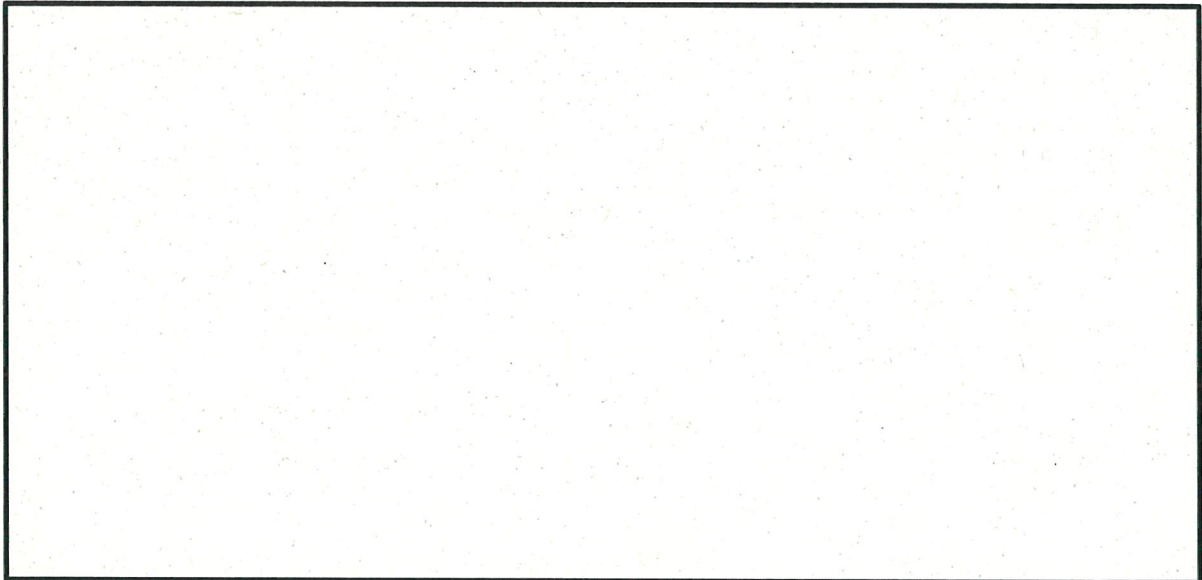
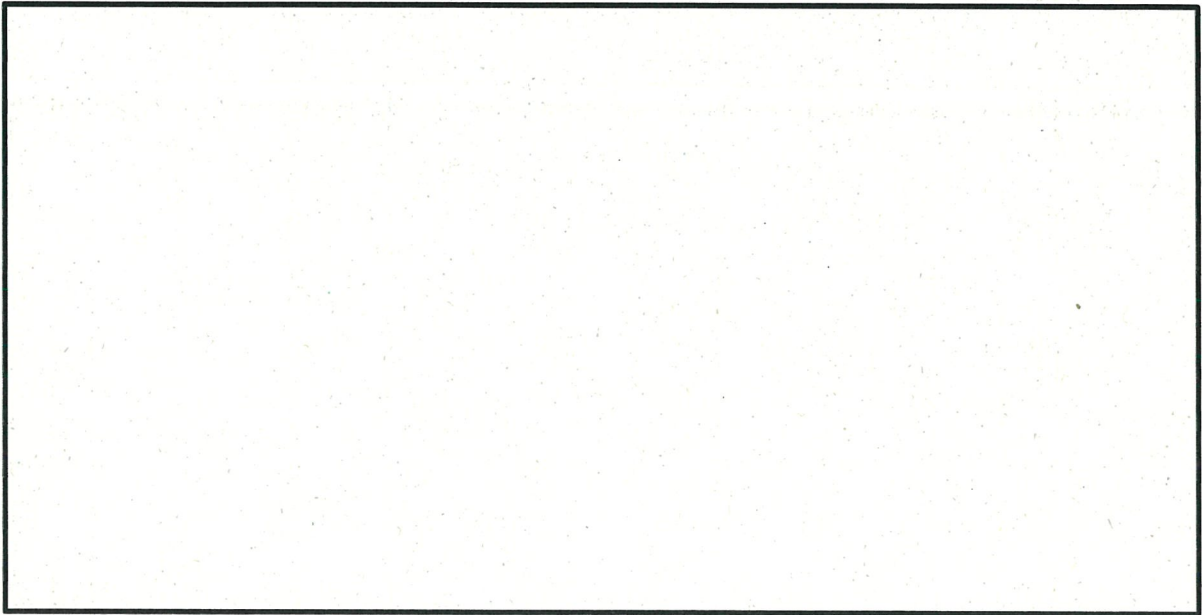
なお、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」

2. 非常用ガスタービン発電機建屋の設置状況について

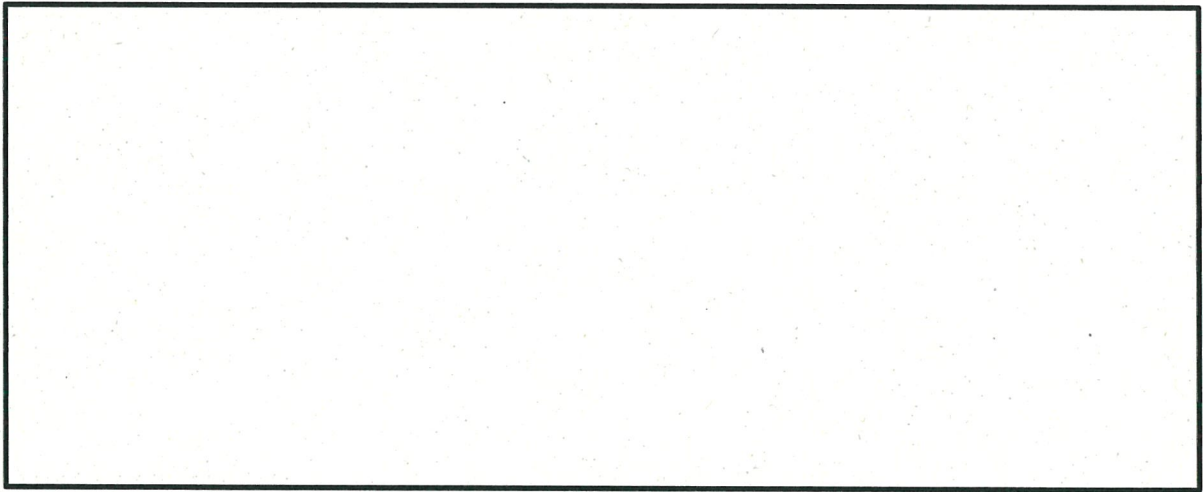
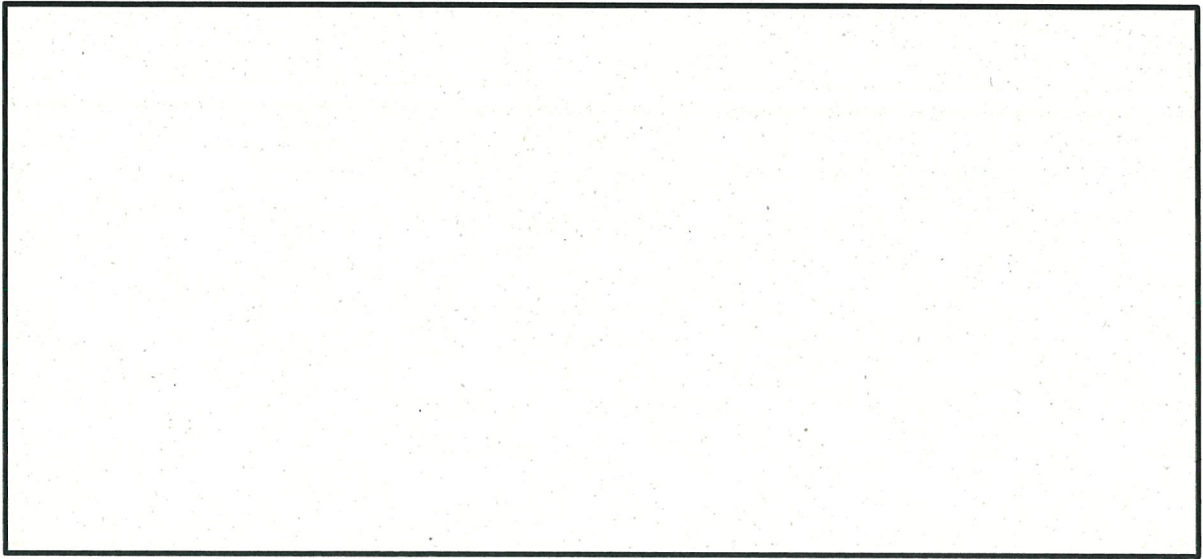
入力地震動の算定に用いた2次元地盤FEMモデルを第2-1図に示す。

非常用ガスタービン発電機建屋の支持地盤は、概ね成層な地盤が水平方向及び深さ方向に連続しており、顕著な不均質性や不整形性等は見られないものの、EW断面については比較的近接した位置に斜面が存在するなど、NS方向と比べるとやや不整形性を有する地盤条件である。また、地下の周辺4面は岩盤に埋め込まれている。



<拡大図>

第 2-1 図 (1/2) 2次元地盤 FEM モデル (EW 断面)



<拡大図>

第 2-1 図 (2/2) 2次元地盤 FEM モデル (NS 断面)

3. 動的相互作用のモデル化について

地盤と建屋の動的相互作用のモデル化として、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社) 日本電気協会)」(以下「JEAG4601-1987」という。)では、入力地震動と地盤ばねの評価を別々に行うサブストラクチャ法と、建屋の周辺地盤をFEMモデル等により離散化し、地盤と建屋を一体にモデル化する一体解析法が示されており、地盤及び建屋の状況に応じて適切なモデルを選択する必要がある。

サブストラクチャ法及び一体解析法の概念図を第3-1図に、サブストラクチャ法(埋め込みSRモデル)及び一体解析法の特性を第3-1表に示す。

非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析にあたっては、工事計画認可申請における認可実績が多いこと及び建屋の浮上りの考慮等を含めた非線形の時刻歴応答解析を簡便に実施できることを踏まえ、サブストラクチャ法を採用している。

(1) サブストラクチャ法

サブストラクチャ法は、入力地震動と地盤ばねの評価を別々に行い、地震応答解析を実施する動的相互作用モデルである。

入力地震動の評価は、建屋を取り除いた地盤モデルにより行う。地盤モデルには、建屋の支持地盤を成層とみなした1次元波動論が用いられることが多いが、表層地盤等の埋め込み効果や周辺地盤の不整形性等が無視できない場合には、地盤をFEMモデル等により離散化する方法も用いられる。

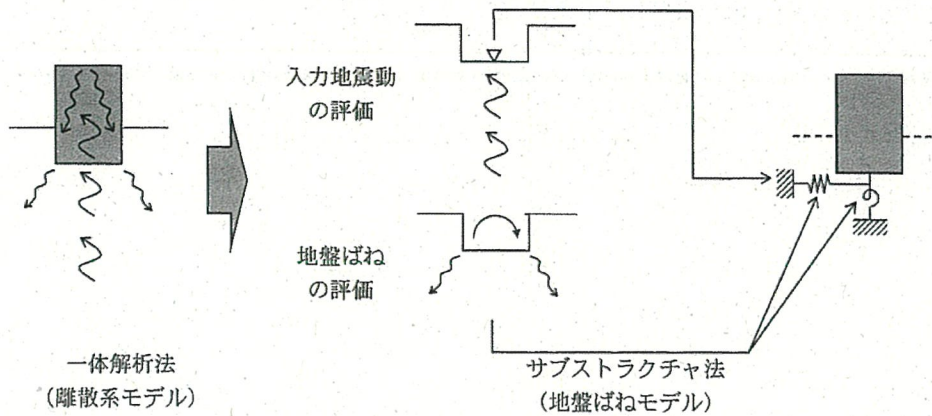
建屋の地震応答解析モデルは、地盤を等価な水平方向と回転方向の地盤ばねに置換し、建屋モデルの底面に付加したSRモデルや、建屋の埋め込み効果を考慮して、建屋側面にも地盤ばねを付加した埋め込みSRモデルが用いられ、地震応答解析においては、建屋モデルに付加した地盤ばねを介して地震動を入力する。

非常用ガスタービン発電機建屋における入力地震動の評価は、表層地盤の埋め込み効果や周辺地盤の状況を考慮し、入力地震動を精緻に評価できる2次元地盤FEMモデルを用いている。また、建屋の地震応答解析モデルは、地下が岩盤に埋め込まれていることを踏まえ、基礎底面及び建屋側面に地盤ばねを付加した埋め込みSRモデルを用いている。

(2) 一体解析法

一体解析法は、建屋の周辺地盤をFEMモデル等により離散化し、地盤と建屋を一体にモデル化して地震応答解析を実施する動的相互作用モデルである。

地震応答解析においては、解放基盤表面で定義された地震動から解析モデルの基礎底面位置での地震動を算定するとともに、算定した地震動を一体モデルの基礎底面位置に入力して、地盤と建屋の応答を算定する。



(原子力発電所耐震設計技術規程 (JEAC4601-2015) P99より引用)

第3-1図 サブストラクチャ法及び一体解析法の概念図

第3-1表 サブストラクチャ法 (埋め込みSRモデル) 及び一体解析法の特徴

モデル化			考慮できる事象 (○: 考慮できる, -: 考慮できない)			
分類	建屋モデル	入力地震動の算定法	建物・構築物への入力地震動		地盤-建物・構築物の動的相互作用	
			表層地盤等の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性	側方地盤の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性
サブストラクチャ法	埋め込みSRモデル※	1次元波動論	○	-	○	-
		FEMモデル等	○	○	○	-
一体解析法	FEMモデル等		○	○	○	○

(注) 黄色ハッチが非常用ガスタービン発電機建屋で採用した地盤と建屋の動的相互作用モデルを表す。

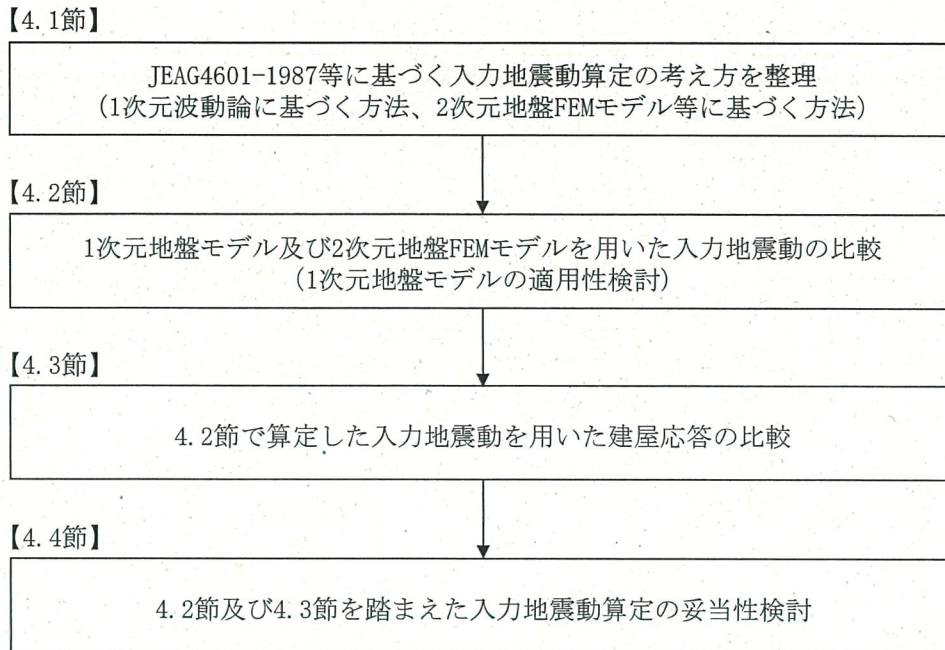
※ SRモデル (スウェイ・ロッキングモデル) は水平動に対する地震応答解析モデル

4. 入力地震動算定の妥当性について

非常用ガスタービン発電機建屋のEW断面については、比較的近接した位置に斜面が存在するなど、やや不整形性を有する地盤条件であることから、入力地震動の算定方法の違いが地盤及び建屋の応答に影響を及ぼす可能性が考えられる。

このため、まず、4.1節において、JEAG4601-1987に基づく入力地震動算定の考え方について整理する。次に、4.2節において、EW断面を対象に1次元地盤モデル及び2次元地盤FEMモデルを用いた地盤応答解析を実施し、建屋の基礎底面位置における入力地震動を比較することにより、1次元地盤モデルの適用性について検討する。さらに、4.3節において、算定した入力地震動を用いた建屋の応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することにより、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析における入力地震動算定の妥当性について検討する。

入力地震動算定の妥当性に関する検討フローを第4-1図に、本検討において比較するモデルの差異を第4-1表に示す。



第4-1図 入力地震動算定の妥当性に関する検討フロー

第4-1表 本検討において比較するモデルの差異

モデル化			考慮できる事象 (○：考慮できる，－：考慮できない)			
分類	建屋モデル	入力地震動の算定法	建物・構築物への入力地震動		地盤-建物・構築物の動的相互作用	
			表層地盤等の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性	側方地盤の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性
サブストラクチャ法	埋め込みSRモデル	1次元波動論	○	－	○	－
		FEMモデル等	○	○	○	－
一体解析法	FEMモデル等		○	○	○	○

(注) 黄色ハッチが非常用ガスタービン発電機建屋で採用した地盤と建屋の動的相互作用モデルを表す。

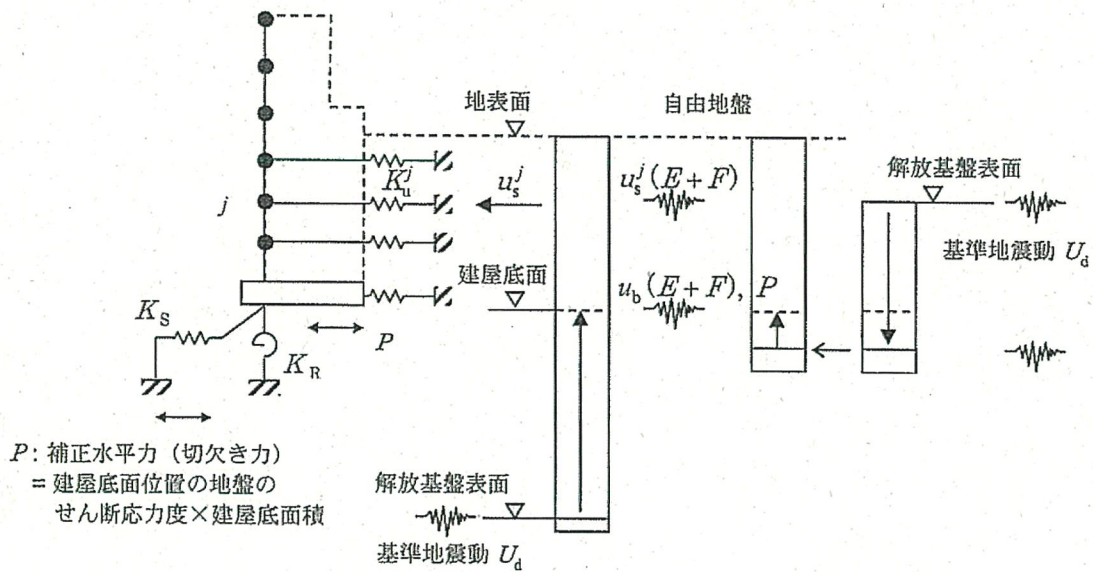
：本検討において比較するモデルの差異

4.1 入力地震動算定の考え方

(1) 1次元波動論に基づく方法

1次元波動論を用いた埋め込みSRモデルの入力地震動の概念図を第4.1-1図に示す。

埋め込みSRモデルの入力地震動は、解放基盤表面で定義される地震動から、建屋底面位置及び建屋側面位置の地震動(上昇波E+下降波F)を算定する。また、建屋の埋め込みに伴う穴あき地盤の効果を考慮するため、埋め込まれた建屋底面位置において補正水平力P(切欠き力)を考慮する。



(JEAC4601-2015 P169より引用)

第4.1-1図 1次元波動論を用いた入力地震動の概念図 (埋め込みSRモデル)

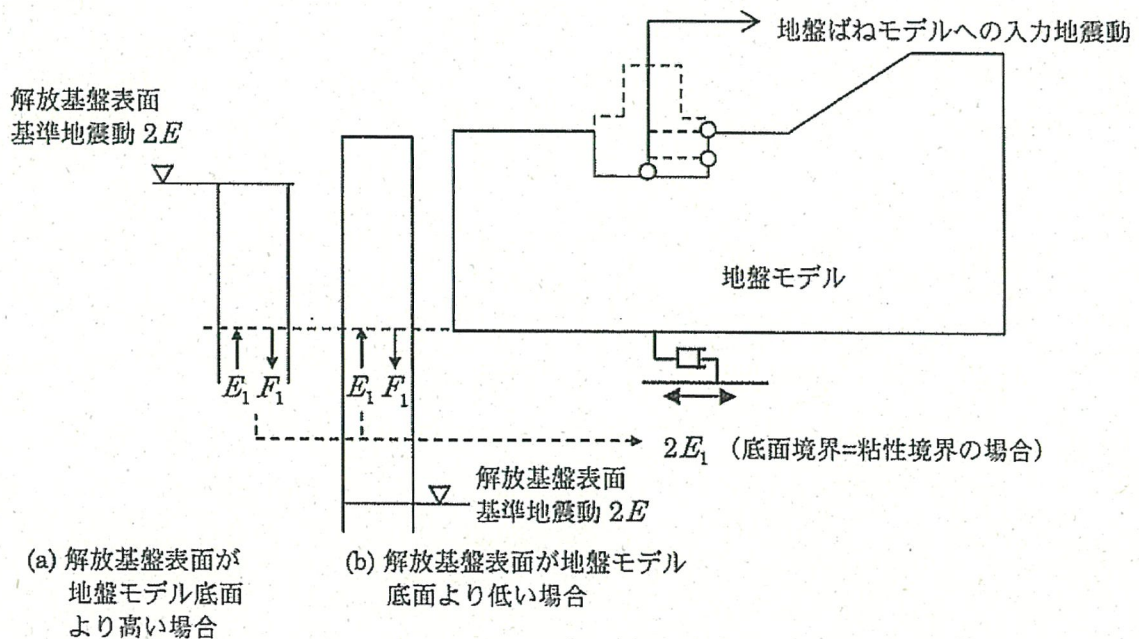
(2) 2次元地盤FEMモデル等（離散系モデル）に基づく方法

支持地盤の岩種及び層厚が水平方向で変化し成層地盤が仮定できない場合や、周辺地盤の不整形性等を考慮する場合には、周辺地盤の状況を踏まえたより精緻な評価が可能な2次元地盤FEMモデル等の離散系モデルを用いる。

離散系モデルを用いた入力地震動の概念図を第4.1-2図に示す。

離散系モデルを用いた入力地震動は、解放基盤表面で定義される地震動（ $2E$ ）から1次元波動論により解析モデル底面位置の地震動（ $2E$ ）を算定し、離散系モデルの底面位置に入力して、建屋底面位置及び建屋側面位置における地震動を算定する。なお、1次元波動論に基づく方法では、穴あき地盤の効果を検討するための補正水平力 P （切欠き力）を考慮するが、離散系モデルでは穴あき地盤をモデルとして表現するため、算定された地震動には自ずと穴あき地盤による効果が含まれる。

非常用ガスタービン発電機建屋における入力地震動の評価には、表層地盤の埋め込みや周辺地盤の状況を考慮し、入力地震動を精緻に評価できる2次元地盤FEMモデルを用いている。



(JEAC4601-2015 P170より引用)

第 4.1-2 図 離散系モデルを用いた入力地震動の概念図

4.2 算定方法の違いを踏まえた入力地震動の比較

4.2.1 検討方法

非常用ガスタービン発電機建屋の入力地震動算定においては、周辺地盤の状況等を考慮して精緻に評価ができる2次元地盤FEMモデルを用いており、妥当な評価であると考えられるものの、算定方法の違いが入力地震動に及ぼす影響を確認するため、EW断面を対象に1次元地盤モデルを用いた入力地震動を算定し、2次元地盤FEMモデルを用いた場合との比較を行う。検討に用いる地震動は、全周期帯で加速度応答スペクトルが大きい基準地震動 S_s-1 とする。

(1) 1次元地盤モデルを用いた検討

入力地震動の考え方（1次元地盤モデル）を第4.2-1図に示す。

1次元地盤モデルを用いた入力地震動は、解放基盤表面で定義される S_s-1 を1次元波動論により解析モデル底面位置（EL. -200m）まで引戻し、再度1次元波動論により基礎底面位置（EL. 22.1m）における地震動を算定する。

(2) 2次元地盤FEMモデルを用いた検討（工認ケース）

入力地震動の考え方（2次元地盤FEMモデル）を第4.2-2図に示す。

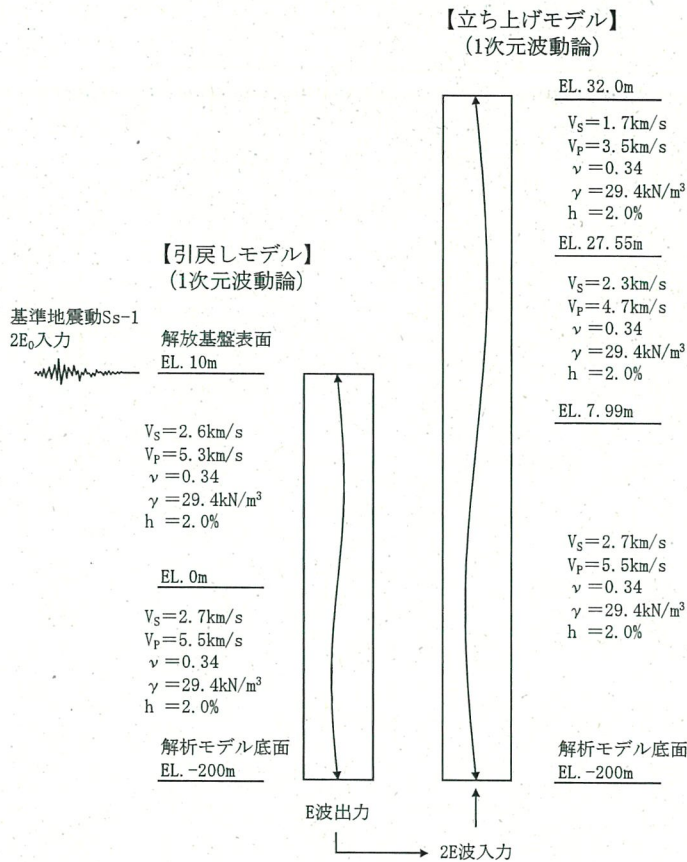
2次元地盤FEMモデルを用いた入力地震動は、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」での評価と同様に、解放基盤表面で定義される S_s-1 を1次元波動論により解析モデル底面位置（EL. -200m）まで引戻し、第2-1図に示したEW断面の2次元地盤FEMモデルを用いた解析により基礎底面位置（EL. 22.1m）における地震動を算定する。

4.2.2 検討結果

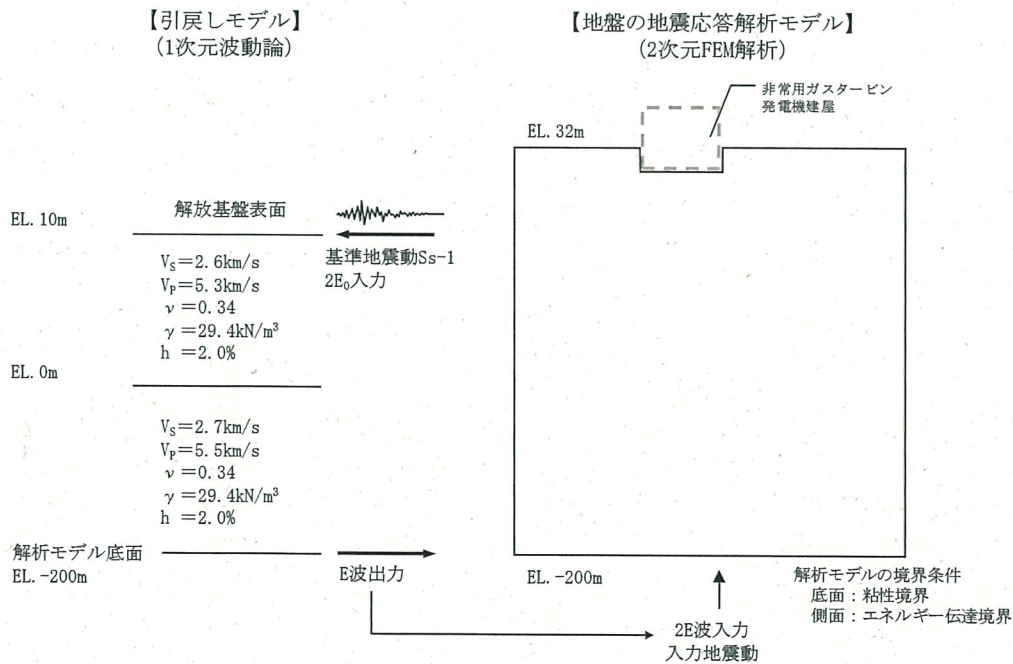
基礎底面における入力地震動について、1次元地盤モデル及び2次元地盤FEMモデルを用いて算定した加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第4.2-3図及び第4.2-4図に示す。

水平方向及び鉛直方向とも違いが見られ、特に水平方向の一部周期帯では2次元地盤FEMモデルを用いた場合が大きめの結果となっており、2次元地盤FEMモデルの方が、周辺地盤の状況を反映したより精緻な入力地震動を算定できているものと考えられる。

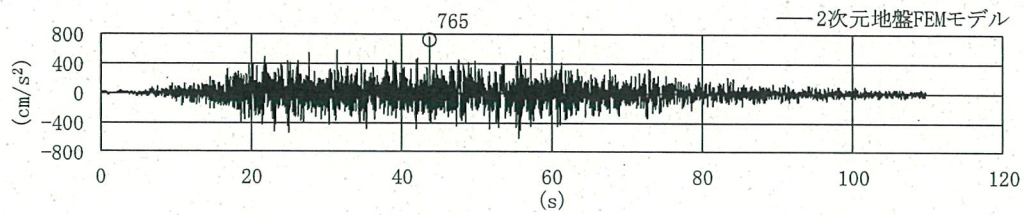
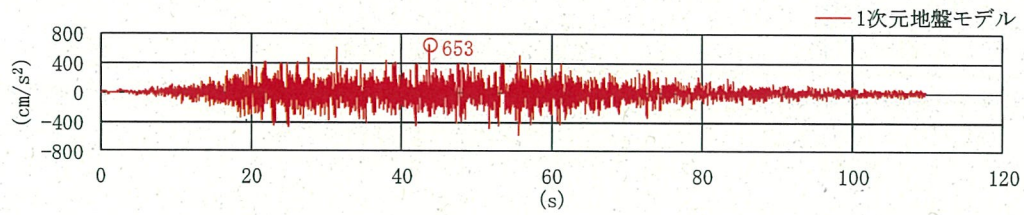
なお、1次元地盤モデルと2次元地盤FEMモデルの水平方向の加速度スペクトルの差異については、周辺斜面等を取り除いた仮想の2次元地盤FEMモデル（成層地盤モデル）と1次元地盤モデルが概ね一致していることから、周辺斜面等の影響によるものと考えられる。参考として、成層地盤モデルによる水平方向の加速度応答スペクトルを第4.2-4図に併せて示す。



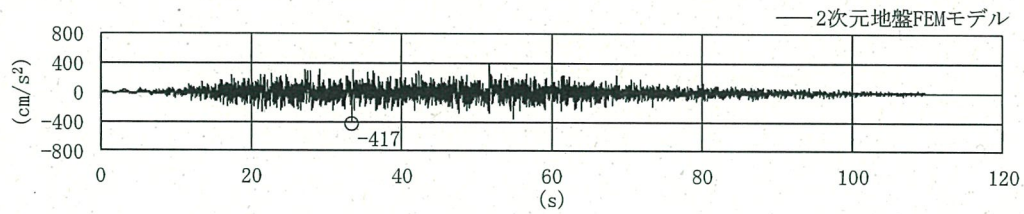
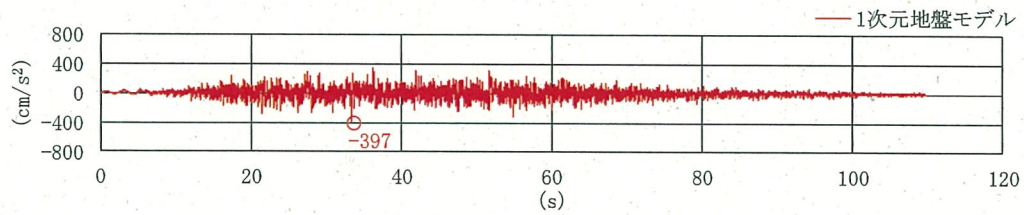
第 4.2-1 図 入力地震動算定の考え方 (1次元地盤モデル)



第 4.2-2 図 入力地震動算定の考え方 (2次元地盤 FEM モデル)

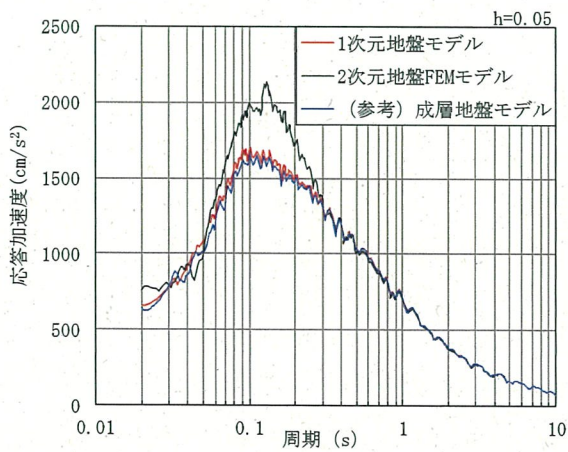


(a) 水平方向

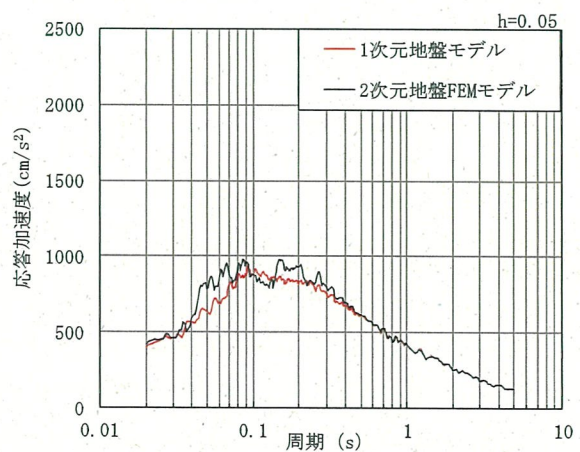


(b) 鉛直方向

第 4.2-3 図 基礎底面位置 (EL. 22.1m) での加速度時刻歴波形



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

第 4.2-4 図 基礎底面位置 (EL. 22.1m) での加速度応答スペクトル

4.3 入力地震動の算定方法の違いを踏まえた建屋応答の比較

4.3.1 検討方法

4.2節で算定した入力地震動を用いた建屋の地震応答解析を実施し、1次元地盤モデルによる入力地震動を用いた場合（以下、「1次元ケース」という。）及び2次元地盤FEMモデルによる入力地震動を用いた場合（以下、「工認ケース」という。）の建屋応答の比較を行うことで、入力地震動算定の妥当性について検討する。

(1) 1次元地盤モデルを用いた場合の建屋応答（1次元ケース）

1次元ケースの地震応答解析に用いる建屋の解析モデルは、工認ケースと同様、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」に示す埋め込みSRモデルを用いる。なお、水平方向については、建屋の埋め込みに伴う穴あき地盤の効果を考慮するため、解析モデルの基礎底面位置に補正水平力P（切欠き力）を考慮する。

水平方向及び鉛直方向の地震応答解析モデルを第4.3-1図に、1次元ケースの入力地震動の概念図を第4.3-2図に示す。

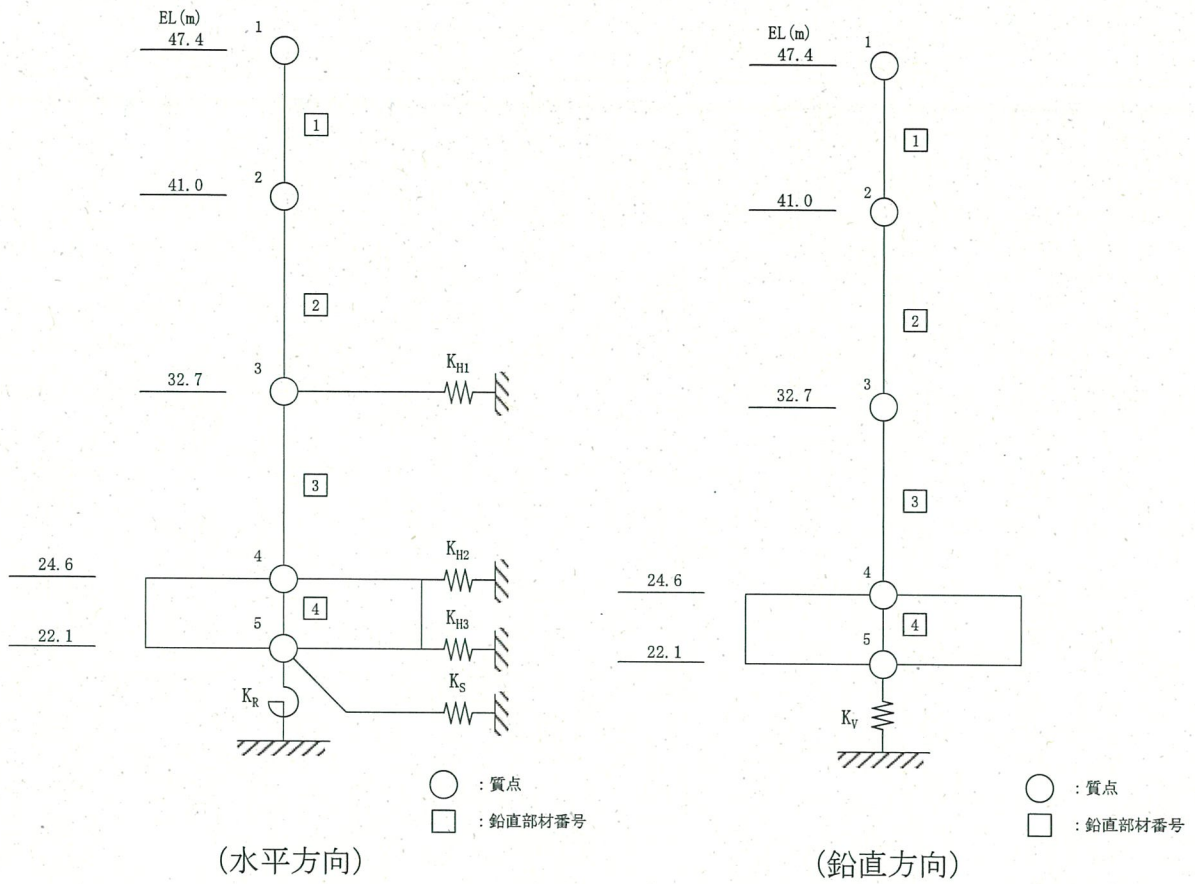
(2) 2次元地盤FEMモデルを用いた場合の建屋応答（工認ケース）

工認ケースの建屋応答は、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」での評価結果と同一である。

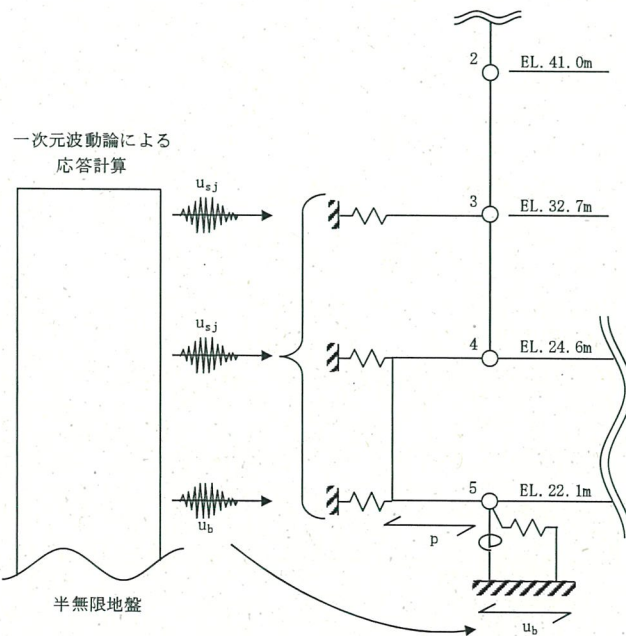
4.3.2 検討結果

1次元ケース及び工認ケースの最大応答値の比較を第4.3-3図に示す。

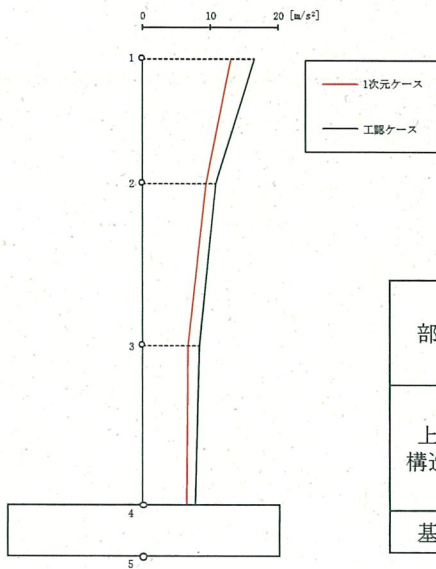
水平方向及び鉛直方向とも最大応答値に違いが見られており、工認ケースの方がやや大きめの結果となっている。



第 4.3-1 図 地震応答解析モデル

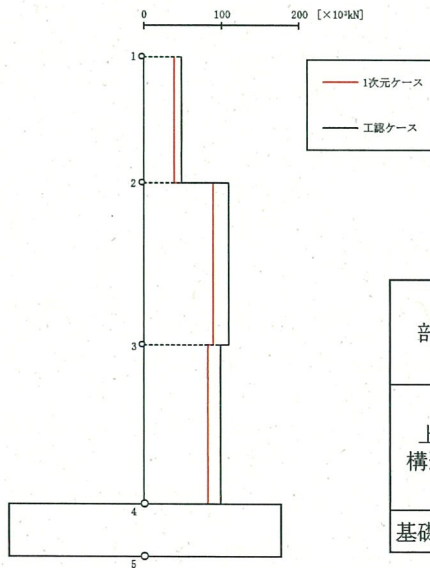


第 4.3-2 図 1次元ケースの入力地震動の概念図



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s ²)		
		①1次元ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部構造物	1	13.11	16.47	0.80
	2	9.39	10.82	0.87
	3	6.76	8.32	0.82
基礎	4	6.54	7.81	0.84

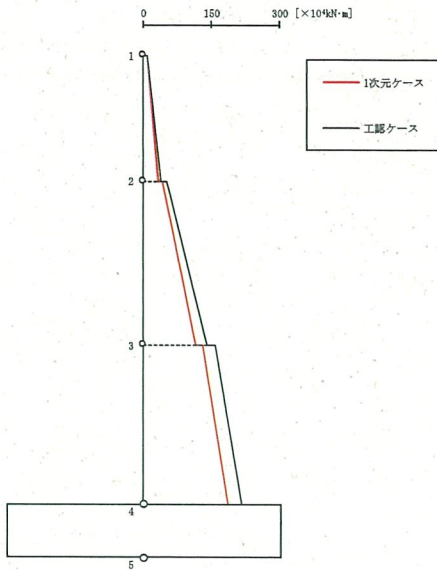
(a) 最大応答加速度 (水平方向)



部位	部材番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)		
		①1次元ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部構造物	1	39.5	48.3	0.82
	2	89.7	108.4	0.83
	3	81.3	97.3	0.84
基礎底面	—	203.1	194.7	1.05

(b) 最大応答せん断力

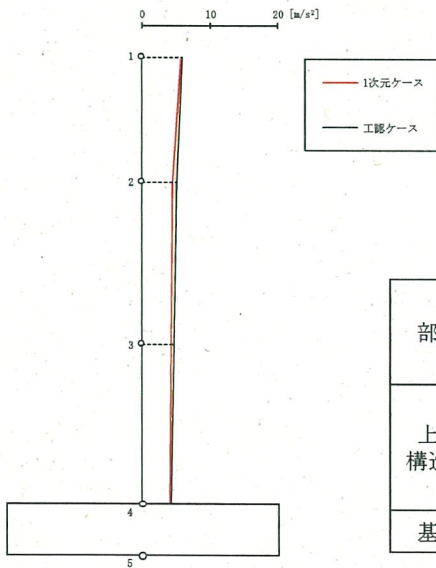
第 4.3-3 図 (1/3) 最大応答値の比較



部位	部材番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
		①1次元ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1U	8.3	9.9	0.84
	1D	32.2	39.5	0.82
	2U	42.2	51.7	0.82
	2D	116.5	141.4	0.83
	3U	130.4	158.2	0.83
	3D	185.4	215.5	0.87
基礎底面	—	211.4	241.0	0.88

(注) 部材番号におけるUは部材上端位置、Dは下端位置を示す。

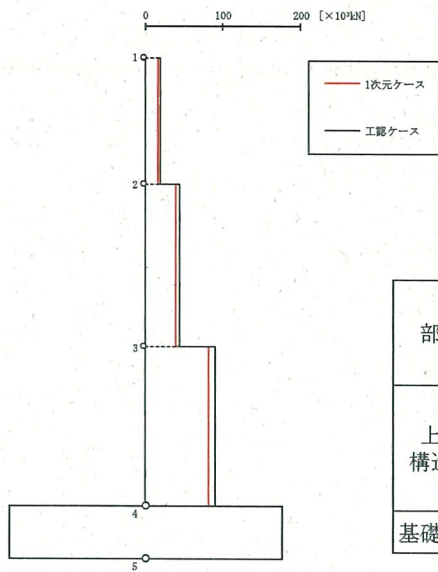
(c) 最大応答曲げモーメント



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)		
		①1次元ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	5.73	5.86	0.98
	2	4.42	5.19	0.86
	3	4.18	4.61	0.91
基礎	4	4.01	4.28	0.94

(d) 最大応答加速度 (鉛直方向)

第 4.3-3 図 (2/3) 最大応答値の比較



部位	部材番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)		
		①1次元ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	15.9	19.6	0.82
	2	39.3	45.3	0.87
	3	81.9	90.9	0.91
基礎底面	4	145.4	161.3	0.91

(e) 最大応答軸力

第 4.3-3 図 (3/3) 最大応答値の比較

4.4 検討のまとめ

非常用ガスタービン発電機建屋の入力地震動算定においては、周辺地盤の状況等を考慮して精緻に評価ができる2次元地盤FEMモデルを用いており、妥当な評価であると考えられるものの、算定方法の違いが入力地震動に及ぼす影響を確認するため、解析的な検討を行った。

まず、1次元地盤モデルを用いた入力地震動の算定を実施し、2次元地盤FEMモデルを用いて算定した入力地震動との比較を行った。その結果、解析結果に違いが見られ、特に水平方向の一部周期帯では2次元地盤FEMモデルを用いた場合が大きめの結果となっており、周辺地盤の状況を反映した精緻な入力地震動を算定できているものと考えられる。

また、算定した入力地震動を用いた建屋の地震応答解析を実施し、比較を行った。その結果、水平方向及び鉛直方向とも最大応答値に違いが見られており、2次元地盤FEMモデルを用いた場合（工認ケース）の方がやや大きめの結果となっている。

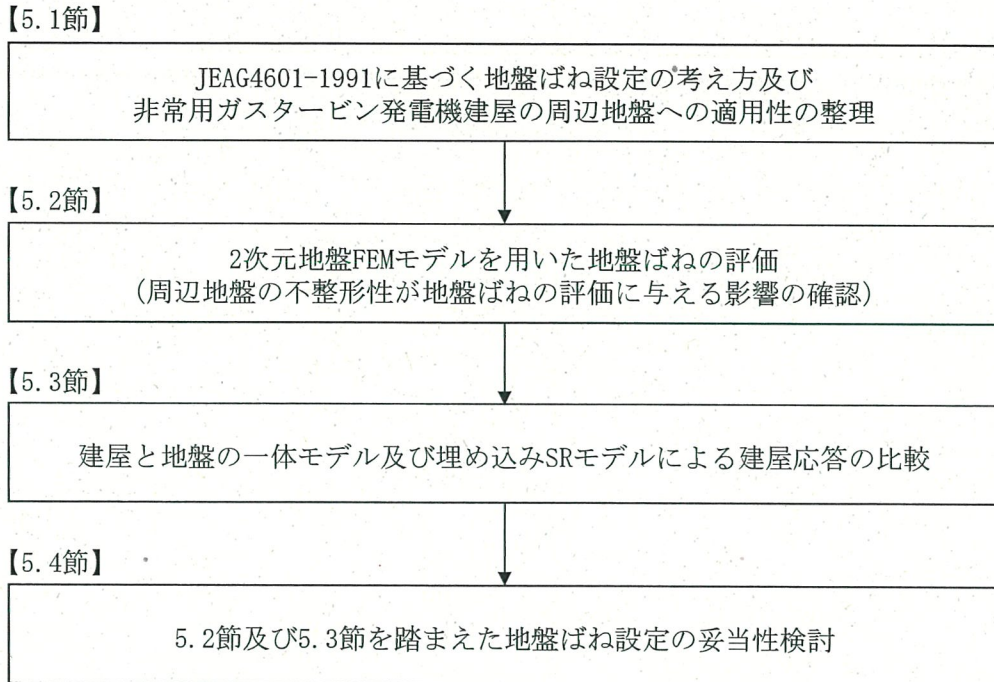
以上より、非常用ガスタービン発電機建屋の入力地震動算定は妥当な評価であると考えられる。

5. 地盤ばね設定の妥当性について

非常用ガスタービン発電機建屋のEW断面については、比較的近接した位置に斜面が存在するなど、やや不整形性を有する地盤条件であることから、動的相互作用のモデル化の違いが評価結果に影響を及ぼす可能性が考えられる。

このため、まず、5.1節において、JEAG4601-1991に基づく地盤ばね設定の考え方及び非常用ガスタービン発電機建屋の周辺地盤への適用性について整理する。次に、5.2節において、EW断面を対象に2次元地盤FEMモデルを用いた地盤ばねの評価を実施し、周辺地盤の不整形性が地盤ばねの評価に与える影響を確認する。さらに、5.3節において、建屋と地盤の一体モデル及び埋め込みSRモデルによる建屋の応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することより、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析における地盤ばね設定の妥当性について検討する。

地盤ばね設定の妥当性に関する検討フローを第5-1図に、本検討において比較するモデルの差異を第5-1表に示す。



第 5-1 図 地盤ばね設定の妥当性に関する検討フロー

第 5-1 表 本検討において比較するモデルの差異

モデル化			考慮できる事象 (○：考慮できる，－：考慮できない)			
分類	建屋モデル	入力地震動の算定法	建物・構築物への入力地震動		地盤-建物・構築物の動的相互作用	
			表層地盤等の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性	側方地盤の埋め込み効果	周辺地盤の不規則・不整形性
サブストラクチャ法	埋め込みSRモデル	1次元波動論	○	－	○	－
		FEMモデル等	○	○	○	－
一体解析法	FEMモデル等		○	○	○	○

(注) 黄色ハッチが非常用ガスタービン発電機建屋で採用した地盤と建屋の動的相互作用モデルを表す。

：本検討において比較するモデルの差異

5.1 地盤ばね設定の考え方

5.1.1 サブストラクチャ法における地盤ばね

(1) 基礎底面の地盤ばねの適用性

基礎底面の地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）については、JEAG4601-1991に基づき、建屋基礎底面下の一様地盤あるいは成層地盤を半無限に続く弾性体と仮定し、基礎底面の2層地盤に対して成層補正により算出した地盤定数を用いて、弾性波動論（振動アドミッタンス理論）により得られる動的地盤ばねを近似して設定している。

非常用ガスタービン発電機建屋直下の地盤の諸定数を第5.1-1表に、JEAG4601-1991に基づく半無限一様と見なし得る地盤と成層性を考慮すべき地盤の判定基準を第5.1-1図に示す。

領域①～③は半無限一様地盤と見なし得る地盤、④は成層性を考慮すべき地盤とされており、⑤は図中の矢印の方向ほど地盤の性状が半無限一様地盤に近づく領域とされており、非常用ガスタービン発電機建屋直下の地盤は、半無限一様地盤と見なし得る領域③に分類される。

(2) 建屋側面の地盤ばねの適用性

建屋側面の地盤ばね（水平ばね）については、JEAG4601-1991に基づき、側面位置の地盤定数を用いて、Novakの方法により得られる動的地盤ばねを近似して設定している。

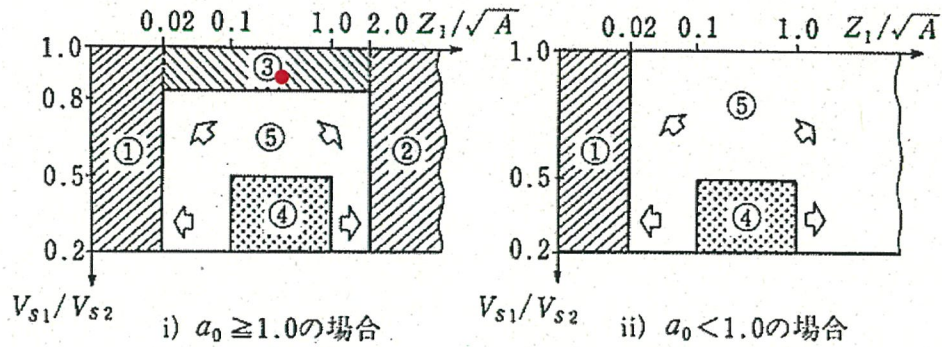
建屋側面の地盤ばねの設定にあたっては、埋め込みによる十分な拘束効果を確保するため、「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015（(社)日本電気協会）」に基づき、建屋の地下部分の大部分（3面又は面積で75%以上）が側面地盤と接していることを考慮する必要がある。

非常用ガスタービン発電機建屋の地盤接地状況を第5.1-2図に示す。非常用ガスタービン発電機建屋の周辺4面は岩盤で埋め込まれており、埋め込みによる十分な拘束効果が確保されていると考えられる。

第 5.1-1 表 非常用ガスタービン発電機建屋直下の地盤の諸定数

A (m^2)	Z_1 (m)	V_{S1} (m/s)	V_{S2} (m/s)	a_0	ω_1 (rad/s)	Z_1/\sqrt{A}	V_{S1}/V_{S2}
1,449	14.11	2,300	2,700	1.47 (EW) 1.28 (NS)	88.8 (EW) 77.2 (NS)	0.37	0.85

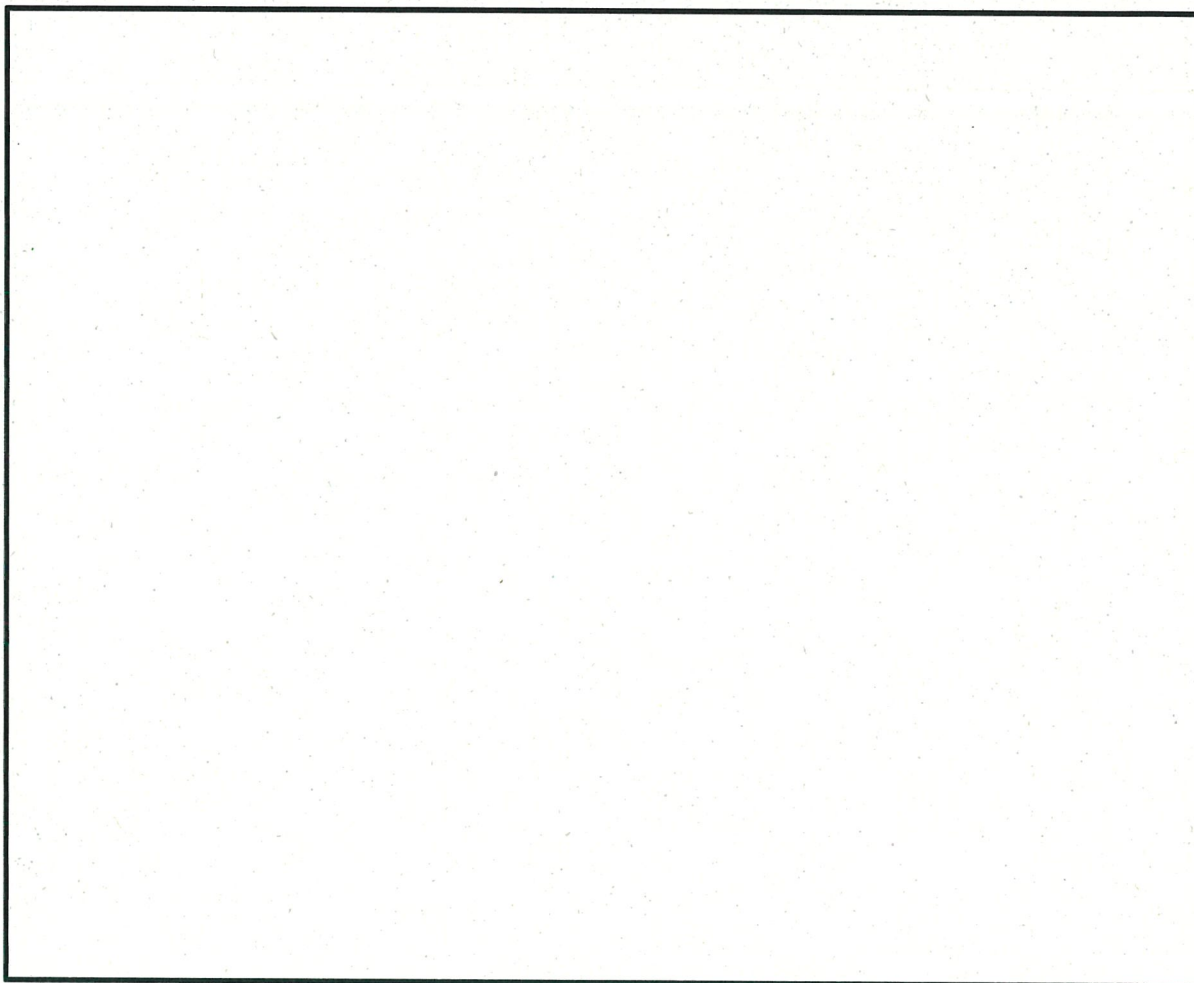
- A : 建屋の基礎面積
 Z_1 : 第1層地盤の層厚
 V_{S1} : 第1層地盤 (EL. 22.1~7.99m) のせん断波速度
 V_{S2} : 第2層地盤 (EL. 7.99~-200m) のせん断波速度
 a_0 : ω_1 を用いた無次元化振動数 ($\omega_1\sqrt{A}/V_{S1}$)
 ω_1 : 地盤-建屋連成系の非減衰1次固有円振動数



(JEAG4601-1991 P54に非常用ガスタービン発電機建屋の地盤 (●) を加筆)

- 領域① : 第2層のみの半無限一様地盤とみなす場合
 領域② : 第1層のみの半無限一様地盤とみなす場合
 領域③ : 静的な変位分布を考慮した成層補正法により等価せん断波速度を求め、これを半無限一様地盤とみなす場合
 領域④ : 成層性を考慮すべき地盤
 領域⑤ : その他の地盤

第 5.1-1 図 半無限一様と見なし得る地盤と成層性を考慮すべき地盤の判定基準



第5.1-2図 非常用ガスタービン発電機建屋の地盤接地状況（展開図）

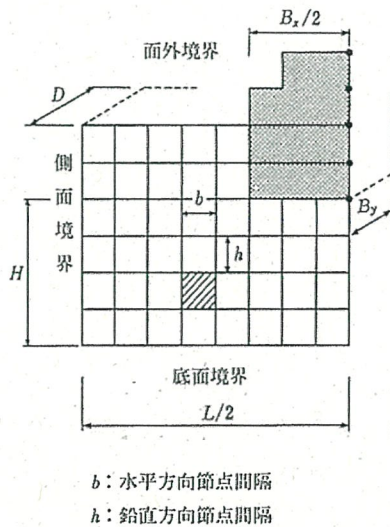
5.1.2 一体解析法

一体解析法は、建屋の周辺地盤をFEMモデル等により離散化し、地盤と建屋を一体にモデル化して地震応答解析を実施するため、算定された建屋応答には地盤と建屋の動的相互作用の影響が自ずと含まれる。

一体解析法で用いるFEMモデルの概念図及び解析領域の広さを第5.1-3図に示す。JEAG4601-1991においては、埋め込まれた建屋の地震応答に影響を及ぼさないためのFEMモデルの解析領域の広さ（水平方向の長さL）については、境界条件によって異なるものの、建屋幅 B_x の約2~3倍以上確保すれば十分であることが記載されている。

非常用ガスタービン発電機建屋のEW断面における周辺地盤の水平方向の長さL及び建屋幅 B_x の関係を第5.1-4図に示す。なお、第5.1-4図にはNS断面における関係も参考に示している。

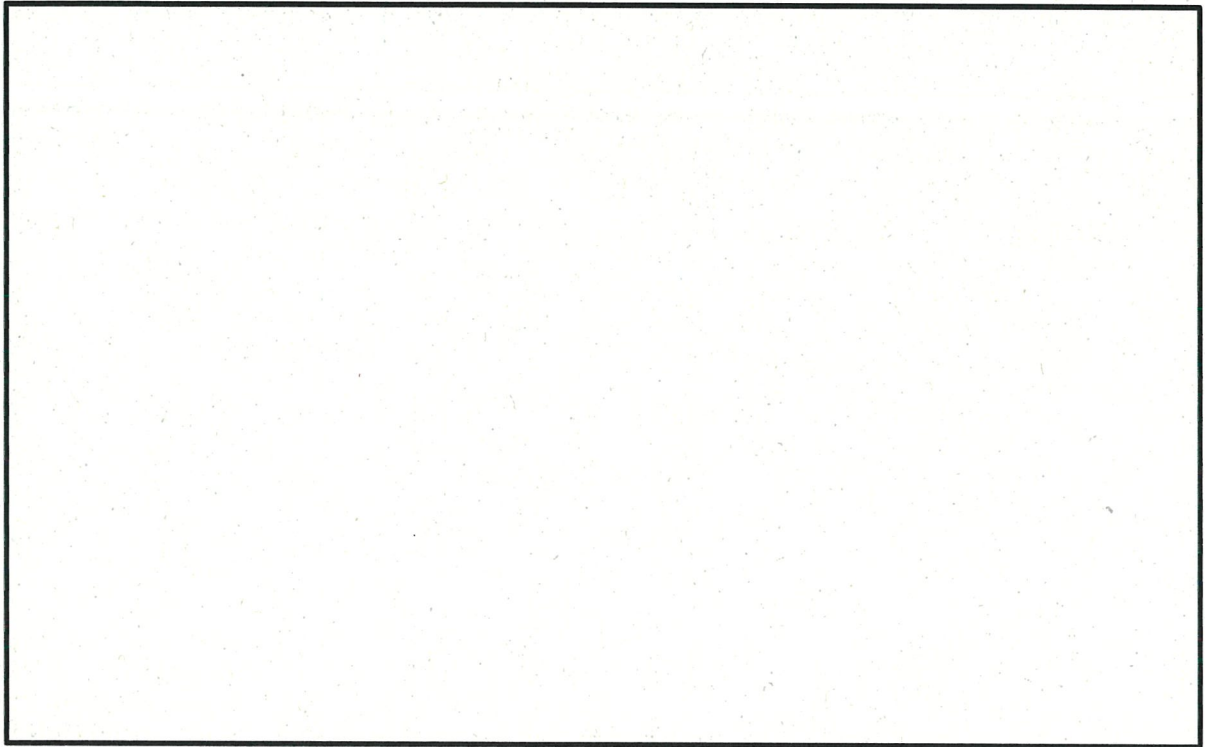
非常用ガスタービン発電機建屋については、周辺地盤の水平方向の長さが建屋幅の3倍以上の長さを確保しているとともに、建屋幅の2~3倍の領域に着目すると、ほぼ成層な地盤が水平方向及び深さ方向に連続していることから、非常用ガスタービン発電機建屋の周辺地盤については、JEAG4601-1991に基づく地盤ばねを適用可能と考えられる。



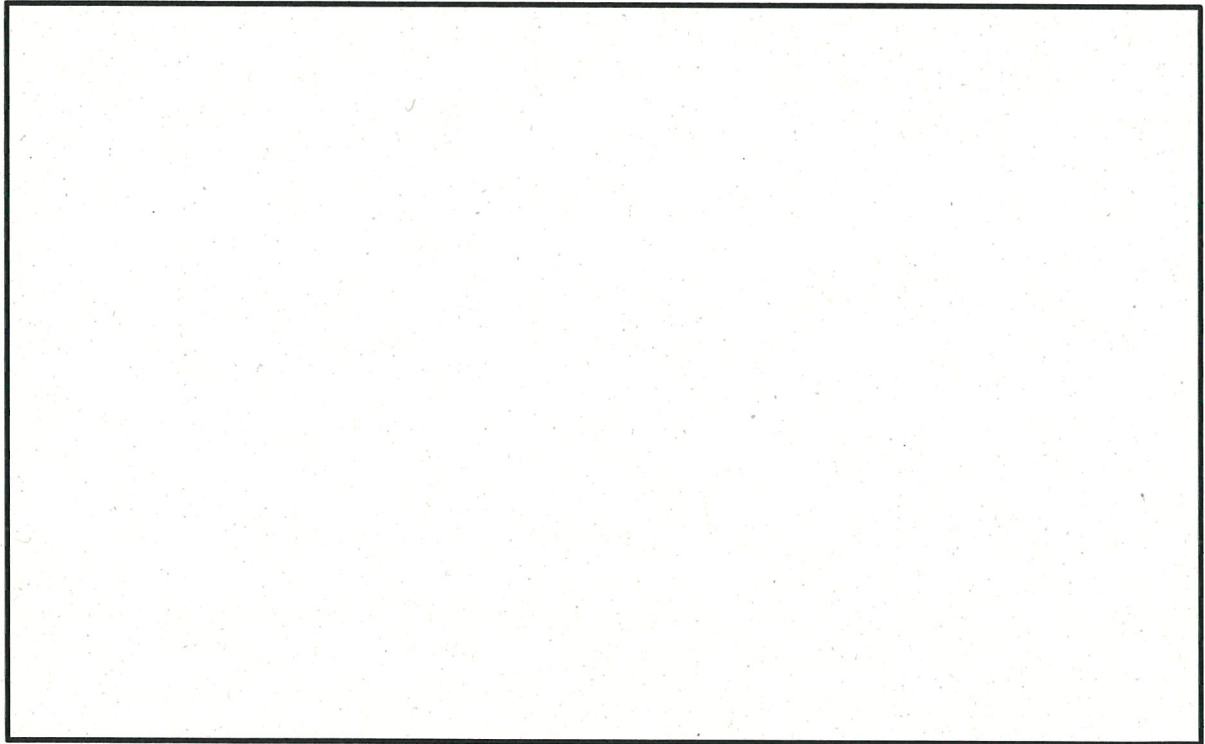
項目 方向 方法名	領域 水平 (L)	境界条件		
		側面	底面	面外
FA	$1B_x + B_x$ +両側1要素	エネルギー 伝達境界	粘性境界	粘性境界
FB	$1B_x + B_x$ +両側1要素	エネルギー 伝達境界	固定境界	粘性境界
FC	$2B_x + B_x$	粘性境界	固定境界	粘性境界

(JEAG4601-1991 P66 より引用)

第5.1-3図 FEMモデルの概念図及び解析領域の広さ



(a) 全体図



(b) 建屋幅の2～3倍の領域

第 5.1-4 図 周辺地盤の水平方向の長さ及び建屋幅の関係 (EW 断面)

5.2 周辺地盤の条件の違いを踏まえた地盤ばねの比較

5.2.1 検討方法

5.1節で示したとおり、非常用ガスタービン発電機建屋の周辺地盤については、JEAG4601-1991に基づく地盤ばねを適用可能と考えられる。

しかしながら、EW断面については、建屋幅2～3倍の領域外に見られる斜面等が地盤ばねの評価に影響を与える可能性も考えられることから、周辺斜面等を取り除いた仮想の地盤モデル（以下、「成層地盤モデル」という。）及び周辺地盤の実状を模擬した地盤モデル（以下、「実地盤モデル」という。）に対して地盤インピーダンス解析を実施し、評価した地盤ばねの比較を行う。

検討に用いる2次元地盤FEMモデルを第5.2-1図に示す。

(1) 周辺斜面等を取り除いた仮想の地盤モデル（成層地盤モデル）

成層地盤モデルは、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」において、入力地震動の算定に用いた2次元地盤FEMモデルから、建屋幅の2～3倍程度の領域を切り出すとともに、切り出した側面の境界条件にエネルギー伝達境界を設定した仮想の地盤モデルである。

(2) 周辺地盤の実状を模擬した地盤モデル（実地盤モデル）

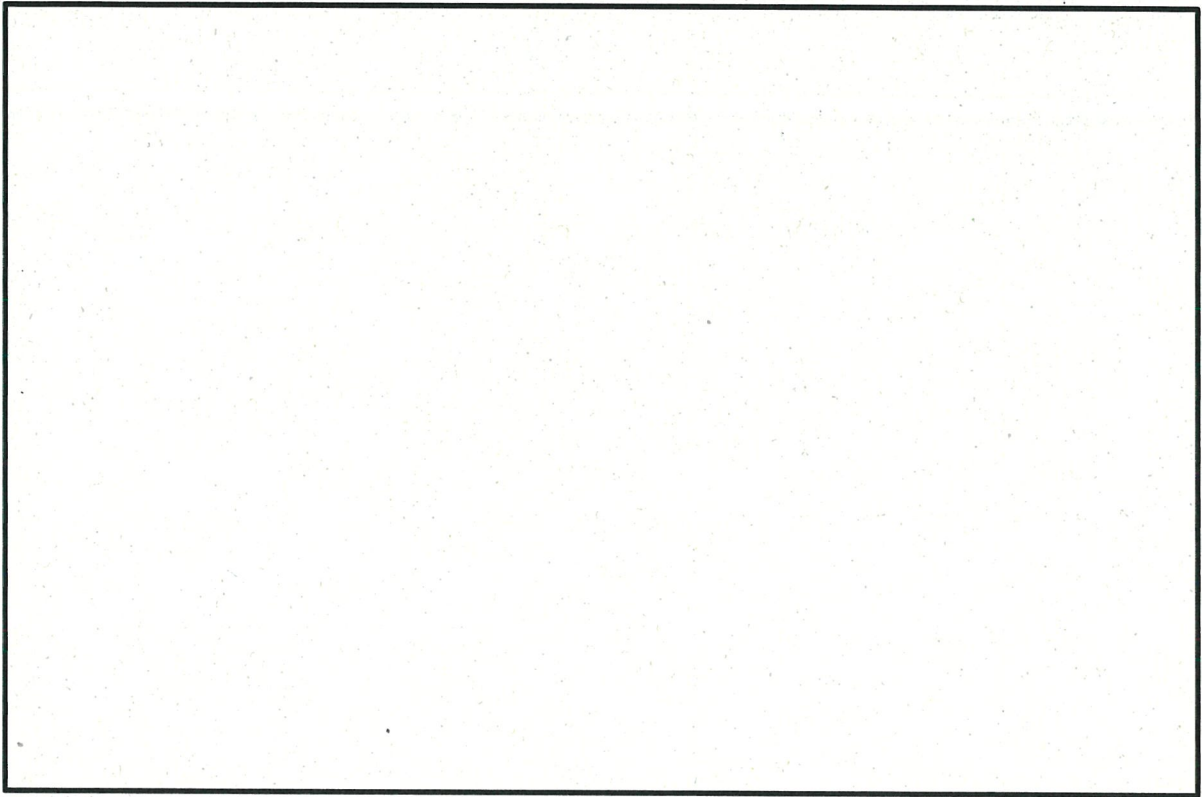
実地盤モデルは、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」において、入力地震動の算定に用いた2次元地盤FEMモデルを用いる。

5.2.3 検討結果

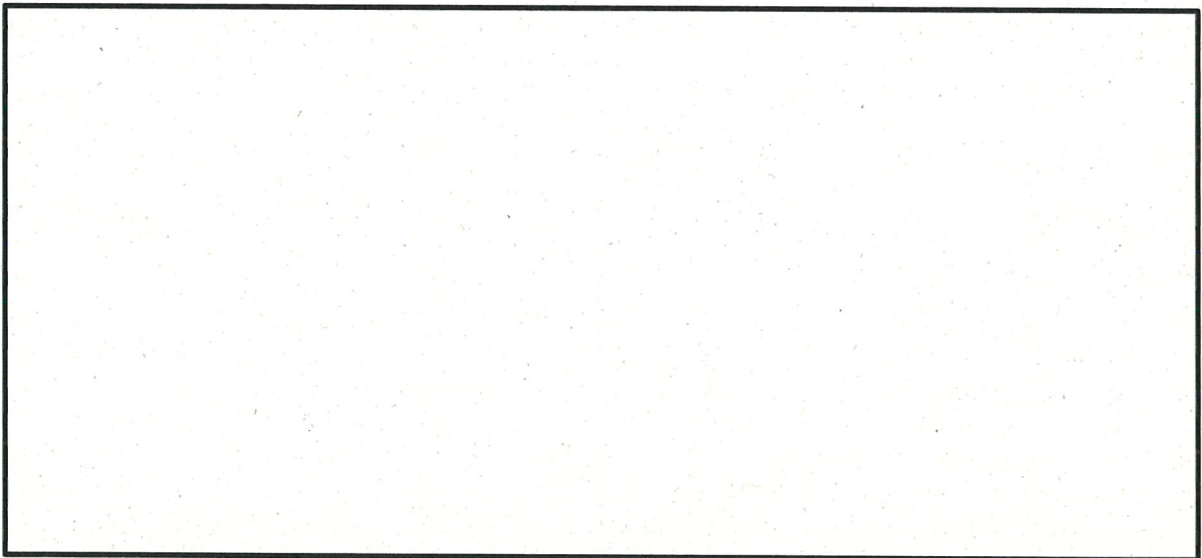
地盤インピーダンスの評価結果の比較を第5.2-2図に示す。

地盤インピーダンスは、地盤モデルに荷重（加振力）を与えて荷重／変形量で評価しており、実部は地盤ばねの剛性、虚部は地盤ばねの減衰を表す。

水平方向については両者に差異が見られており、剛性については約17Hz以下では成層地盤モデルが、約17Hz以上では実地盤モデルが大きく、減衰については実地盤モデルが概ね大きい。回転方向については両者が概ね一致しており、周辺斜面等による地盤ばねへの影響は軽微である。

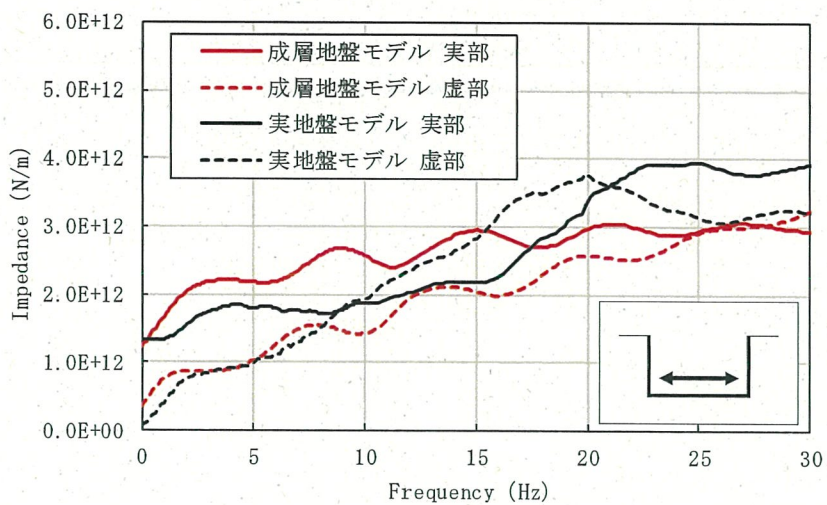


(a) 成層地盤モデル

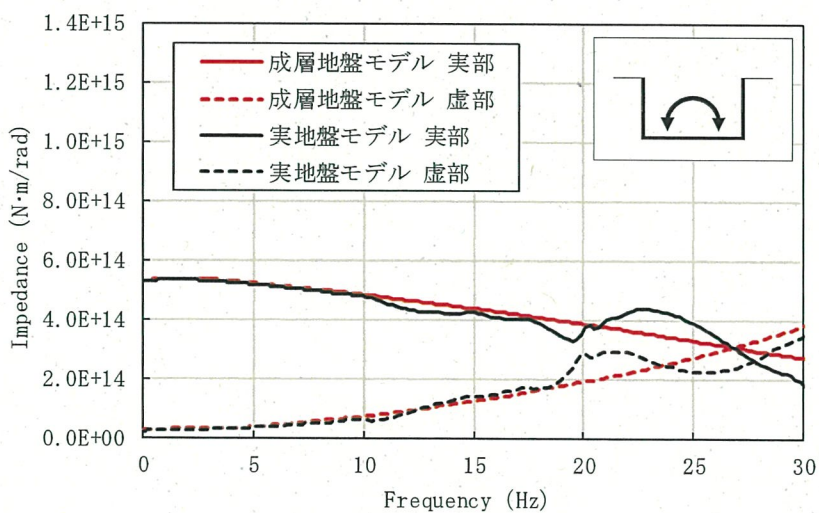


(b) 実地盤モデル

第 5.2-1 図 検討に用いる 2 次元地盤 FEM モデル (EW 断面)



(a) 水平方向



(b) 回転方向

第5.2-2図 地盤インピーダンスの比較

5.3 地盤ばねの設定方法の違いを踏まえた建屋応答の比較

5.3.1 検討方法

5.2章において、成層地盤モデルと実地盤モデルとで地盤ばねに差異が見られたことから、地盤と建屋の一体モデルによる地震応答解析（以下、「一体ケース」という。）を実施し、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」における埋め込みSRモデルによる建屋応答（以下、「工認ケース」という。）との比較を行う。検討に用いる地震動は、全周期帯で加速度応答スペクトルが大きい基準地震動 S_s-1 とする。

(1) 一体ケースの地震応答解析

一体ケースの地震応答解析は、周波数応答解析による。

地震応答解析モデルの概要を第5.3-1図に示す。地盤モデルは工認ケースの入力地震動算定における2次元地盤FEMモデルを用いて設定し、解析モデルに考慮する建屋の質点系モデルは、地盤ばねの設定を除いて工認ケースと同一の諸元を用いて設定する。

入力地震動算定の考え方（一体ケース）を第5.3-2図に示す。一体ケースの入力地震動は、解放基盤表面で定義される S_s-1 から、1次元波動論に基づき地盤の解析モデル底面位置（EL. -200m）で算定した地震動であり、底面位置での地震動は工認ケースと同一である。

(2) 工認ケースの地震応答解析

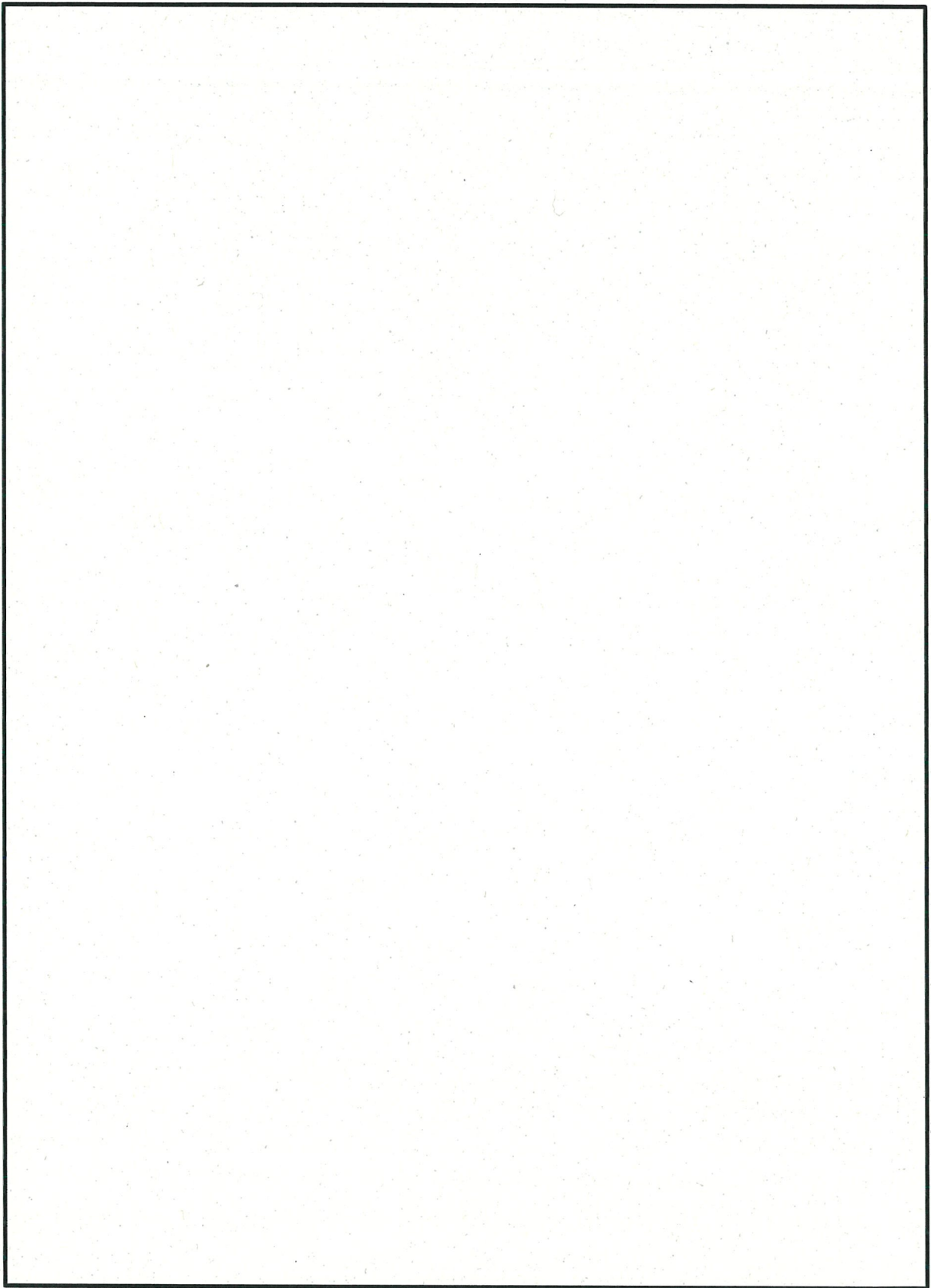
入力地震動算定の考え方（工認ケース）を第5.3-3図に示す。工認ケースの建屋応答は、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」での評価結果と同一である。

5.3.2 検討結果

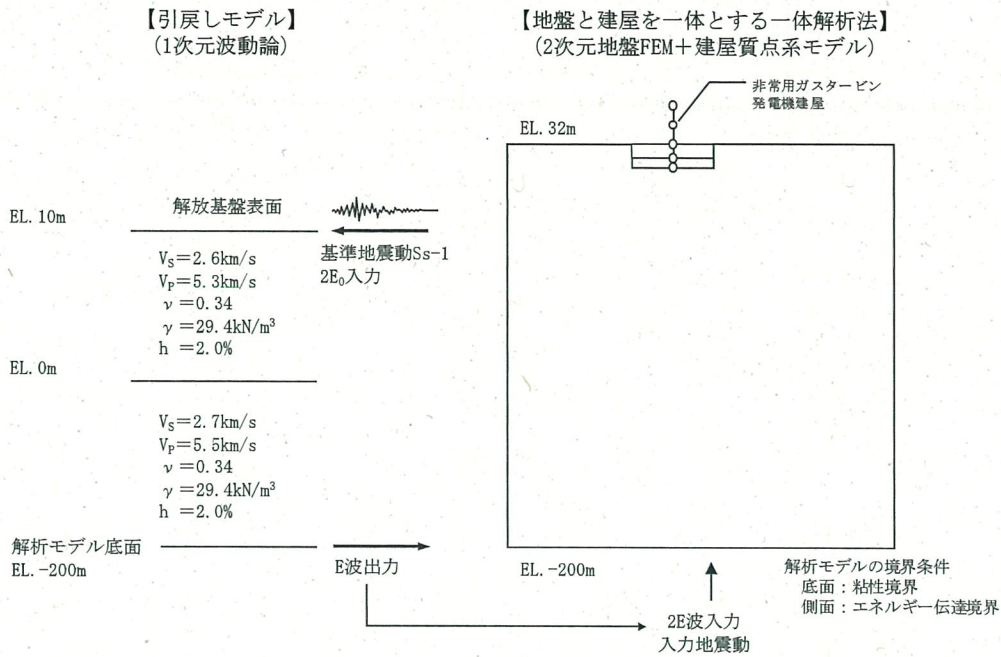
基礎底面位置（EL. 22.1m）での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第5.3-4図及び第5.3-5図に、一体ケース及び工認ケースの最大応答値の比較を第5.3-6図に示す。

水平方向については、工認ケースの方が地下部（3部材）の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントが大きいものの、両者の最大応答値は概ね整合しており、鉛直方向については、工認ケースの最大応答値は一体ケースの最大応答値と比較して同等又は保守的であることから、地盤ばねの設定方法の違いが建屋応答に与える影響は軽微と考えられる。

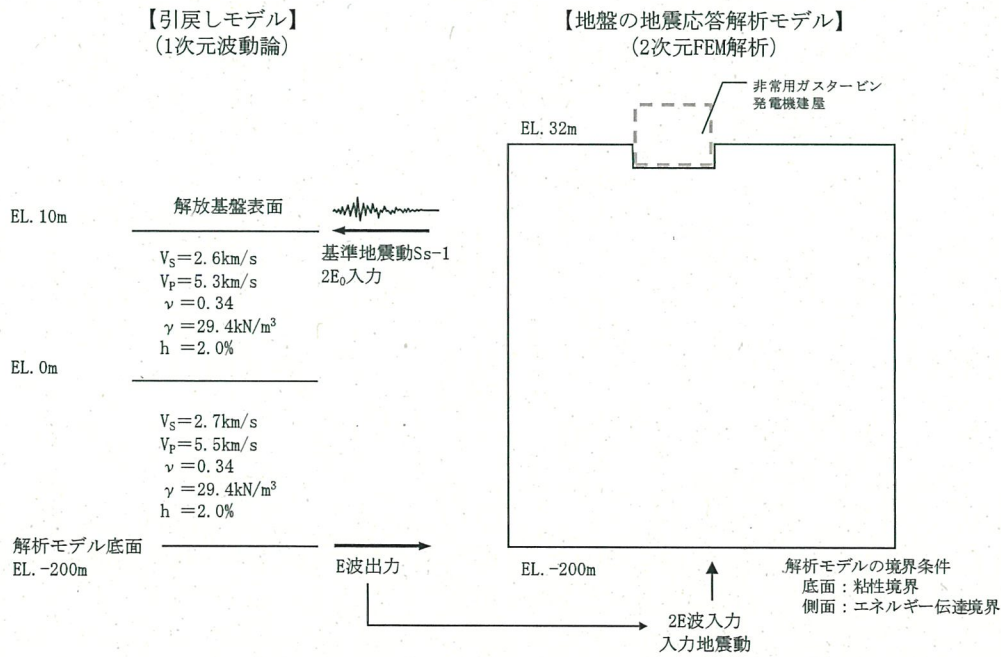
なお、一体ケースと工認ケースの地下部（3部材）の最大応答せん断力の差異については、側面地盤の変形（剛性）が、独立ばねであるNOVAKばねよりもFEMモデルの方が連成効果により小さく（大きく）なることによるものと考えられる。参考として、側面地盤のモデル化による差異を第5.3-7図に示す。



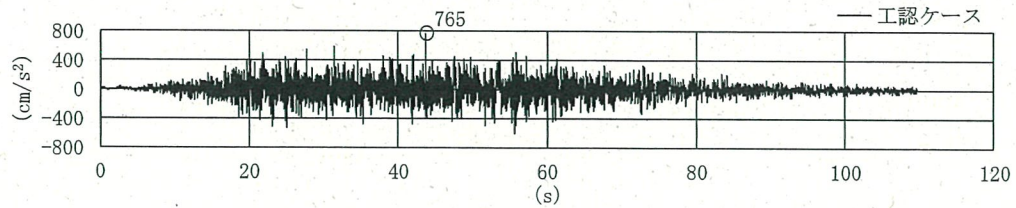
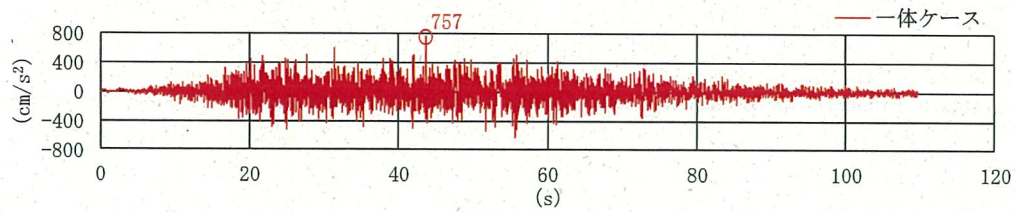
第 5.3-1 図 一体モデルの地震応答解析モデルの概要 (EW 断面)



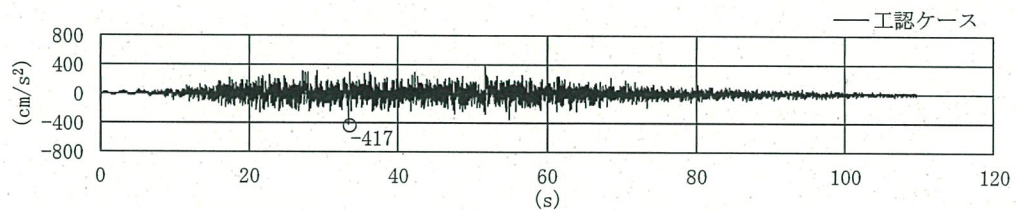
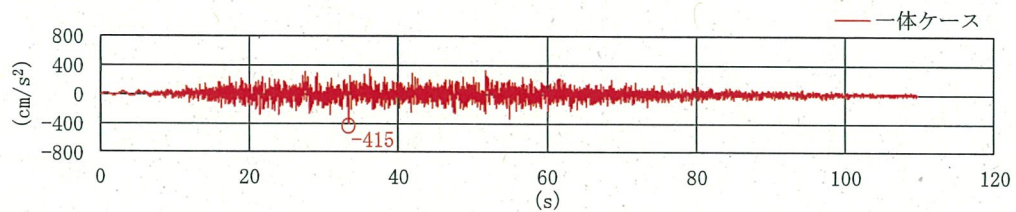
第 5.3-2 図 入力地震動算定の考え方 (一体ケース)



第 5.3-3 図 入力地震動算定の考え方 (工認ケース)

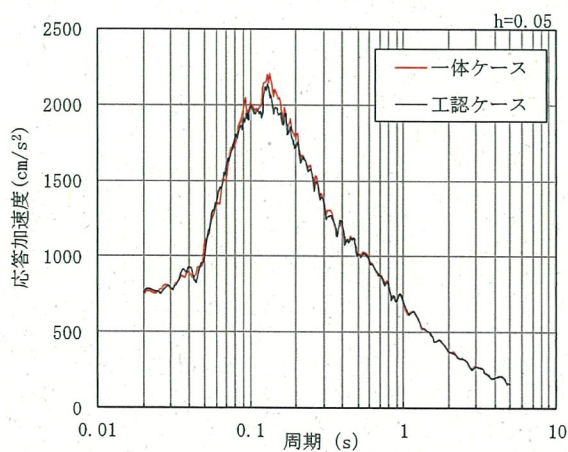


(a) 水平方向

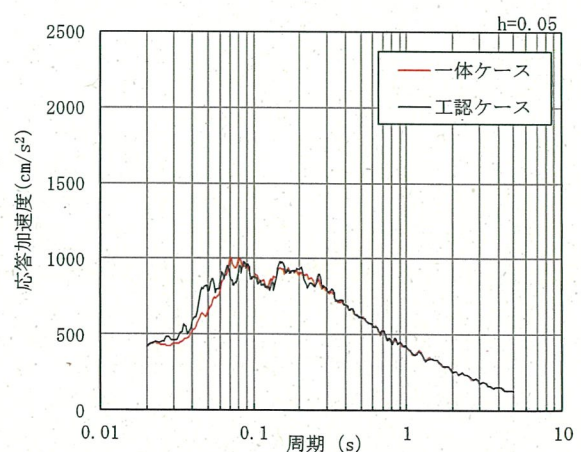


(b) 鉛直方向

第 5.3-4 図 基礎底面位置 (EL. 22.1m) での加速度時刻歴波形

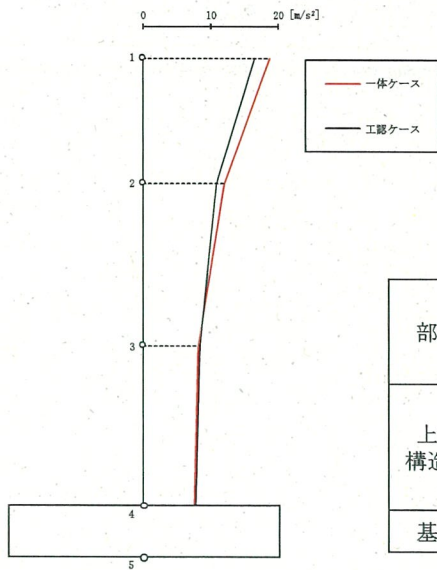


(a) 水平方向



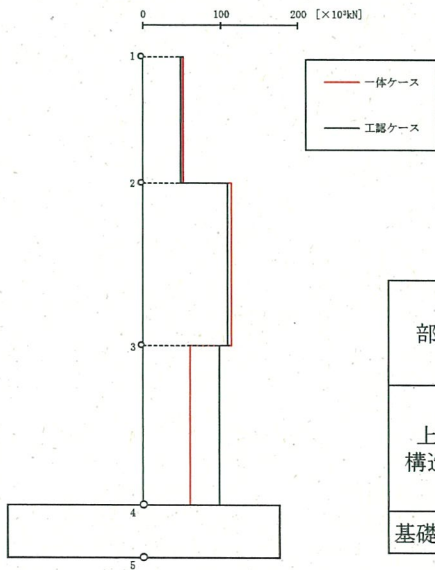
(b) 鉛直方向

第 5.3-5 図 基礎底面位置 (EL. 22.1m) での加速度応答スペクトル



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s ²)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部構造物	1	18.68	16.47	1.14
	2	11.95	10.82	1.11
	3	8.11	8.32	0.98
基礎	4	7.62	7.81	0.98

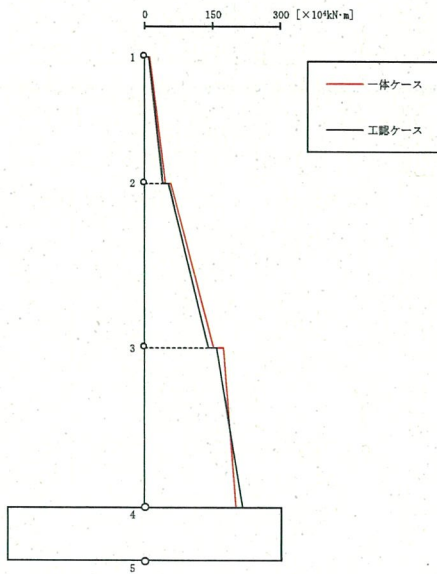
(a) 最大応答加速度 (水平方向)



部位	部材番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部構造物	1	52.3	48.3	1.09
	2	114.4	108.4	1.06
	3	61.2	97.3	0.63
基礎底面	—	193.8	194.7	1.00

(b) 最大応答せん断力

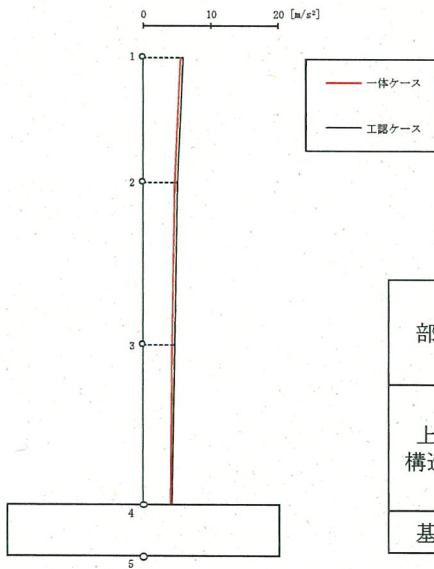
第 5.3-6 図 (1/3) 最大応答値の比較



部位	部材番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁴ kN·m)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1U	11.3	9.9	1.15
	1D	44.0	39.5	1.12
	2U	58.7	51.7	1.14
	2D	153.6	141.4	1.09
	3U	174.6	158.2	1.11
	3D	202.6	215.5	0.95
基礎底面	—	232.0	241.0	0.97

(注) 部材番号におけるUは部材上端位置、Dは下端位置を示す。

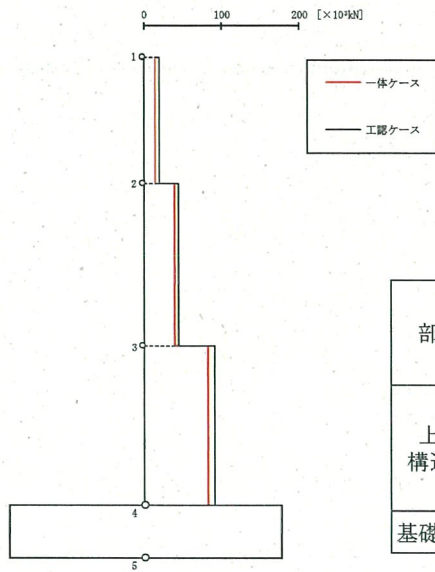
(c) 最大応答曲げモーメント



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s ²)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	5.45	5.86	0.94
	2	4.64	5.19	0.90
	3	4.30	4.61	0.94
基礎	4	4.16	4.28	0.98

(d) 最大応答加速度 (鉛直方向)

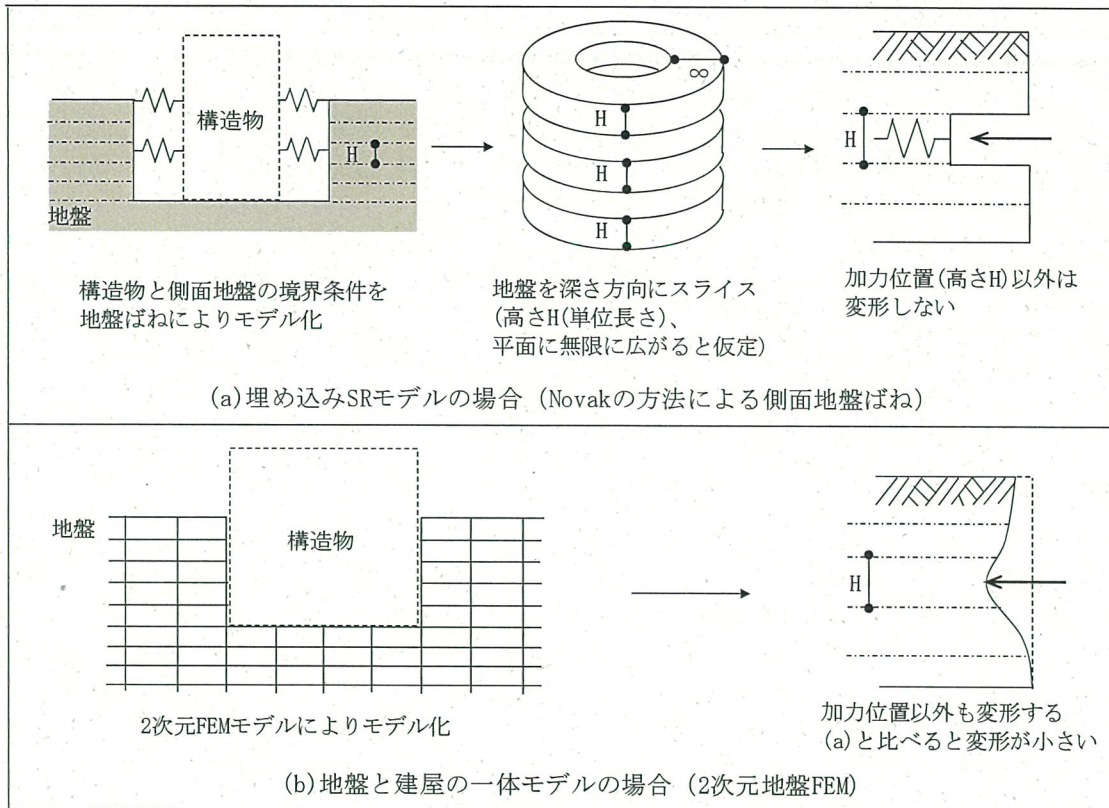
第 5.3-6 図 (2/3) 最大応答値の比較



部位	部材番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	14.7	19.6	0.75
	2	38.6	45.3	0.86
	3	81.4	90.9	0.90
基礎底面	—	134.7	161.3	0.84

(e) 最大応答軸力

第 5.3-6 図 (3/3) 最大応答値の比較



第 5.3-7 図 側面地盤のモデル化による差異

5.4 検討のまとめ

非常用ガスタービン発電機建屋の周辺地盤は、JEAG4601-1991に基づく地盤ばねを適用可能と考えられるものの、やや不整形性を有するEW断面を対象に、地盤ばね設定の妥当性について解析的検討を行った。

まず、周辺斜面等を取り除いた仮想の地盤モデル及び周辺地盤の実状を模擬した地盤モデルに対して地盤インピーダンス解析を実施し、評価した地盤ばねを比較した。その結果、水平方向については両者に差異が見られたものの、回転方向については概ね一致している。

また、地盤と建屋の一体モデルによる地震応答解析（一体ケース）を実施し、埋め込みSRモデル（工認ケース）による建屋応答との比較を行った。その結果、工認ケースの建屋応答は一体ケースと比較して同等又は保守的であった。

以上を踏まえ、地盤ばねの設定方法の違いが建屋応答に与える影響は軽微であることから、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析における地盤ばねの設定は妥当な評価であると考えられる。

6. まとめ

非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析で採用したサブストラクチャ法に関して、入力地震動算定及び地盤ばね設定の妥当性について検討した。

入力地震動の算定については、周辺地盤の状況等を反映したより精緻な評価を行うため、2次元地盤FEMモデルを用いて入力地震動を算定しており、妥当な評価であると考えられる。

地盤ばねの設定については、地盤ばねの設定方法の違いが建屋応答に与える影響は軽微であることから、地盤ばねの設定方法は妥当な評価であると考えられる。

以上より、非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析にサブストラクチャ法を採用し、2次元地盤FEMモデルを用いた入力地震動算定及びJEAG4601-1991に基づく地盤ばね設定を適用しても、安全上支障がないことを確認した。

別紙 一体解析法による耐震性への影響評価

目 次

	頁
1. 概要	3-6 別-1
2. 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震性への影響評価	3-6 別-1
(参考1)土圧に対する壁（地下部）の耐震性への影響評価	
(参考2)機器・配管系の耐震性への影響評価	

1. 概要

補足説明資料3-6「入力地震動算定及び地盤ばね設定の妥当性」において、非常用ガスタービン発電機建屋のEW断面を対象に、地盤と建屋の一体モデルによる建屋応答（以下、「一体ケース」という。）及び資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」における埋め込みSRモデルによる建屋応答（以下、「工認ケース」という。）を比較したところ、工認ケースの建屋応答は一体ケースと比較して同等又は保守的であった。

しかしながら、一部の部材においては一体ケースの建屋応答が大きくなることから、本資料では、一体ケースと工認ケースの建屋応答の差異により非常用ガスタービン発電機建屋が有する耐震性に及ぼす影響について検討する。

2. 非常用ガスタービン発電機建屋の耐震性への影響評価

耐震性への影響評価は、応答比（一体ケース／工認ケース）が、資料17-15-2「非常用ガスタービン発電機建屋の耐震計算書」（以下、「耐震評価」という。）に示す耐震壁のせん断ひずみ、基礎地盤の接地圧及び断面評価における裕度（許容値／発生値）より小さいことを確認する。ここで、保守的に応答比は最大値を用いる。

一体ケースと工認ケースの応答比を第2-1表に、耐震評価における裕度を第2-2表に示す。応答比の最大値（1.15）は、各評価の裕度の最小値（1.55）より十分に小さいことから、非常用ガスタービン発電機建屋が有する耐震性への影響がないことを確認した。

第 2-1 表 一体ケースと工認ケースの応答比

(a) 最大応答せん断力

部位	部材 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	52.3	48.3	1.09
	2	114.4	108.4	1.06
	3	61.2	97.3	0.63
基礎底面	—	193.8	194.7	1.00

(b) 最大応答曲げモーメント

部位	部材 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^4$ kN·m)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1U	11.3	9.9	1.15
	1D	44.0	39.5	1.12
	2U	58.7	51.7	1.14
	2D	153.6	141.4	1.09
	3U	174.6	158.2	1.11
	3D	202.6	215.5	0.95
基礎底面	—	232.0	241.0	0.97

(注) 部材番号におけるUは部材上端位置、Dは下端位置を示す。

(c) 最大応答軸力

部位	部材 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)		
		①一体ケース	②工認ケース	応答比 (①/②)
上部 構造物	1	14.7	19.6	0.75
	2	38.6	45.3	0.86
	3	81.4	90.9	0.90
基礎底面	—	134.7	161.3	0.84

第 2-2 表 耐震評価における裕度

評価項目				①発生値	②許容値	裕度 (②/①)	
せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				0.11	2.00	18.18	
接地圧 (kN/m^2)				550	7,840	14.25	
断面 評価	基礎	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	鉄筋量 (mm^2/m)	EW方向	3,716	8,550	2.30
				NS方向	2,750	8,550	3.10
		面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW方向	0.63	2.36	3.74
				NS方向	0.51	2.36	4.62
	壁 (地下部)	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	鉄筋量 (mm^2/m)	横筋方向	1,625	5,700	3.50
				縦筋方向	3,614	11,400	3.15
		面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	横筋方向	0.96	2.36	2.45
				縦筋方向	1.49	2.31	1.55

※資料17-15-2「非常用ガスタービン発電機建屋の耐震計算書」における裕度が最小となる評価結果を示す。

(参考1) 土圧に対する壁（地下部）の耐震性への影響評価

1. 概要

補足説明資料3-6「入力地震動算定及び地盤ばね設定の妥当性」において、非常用ガスタービン発電機建屋のEW断面を対象に、地盤と建屋の一体モデルを用いた地震応答解析（以下、「一体ケース」という。）を行っており、この解析結果における建屋側面の地盤要素の応力を用いて土圧荷重を評価することができる。

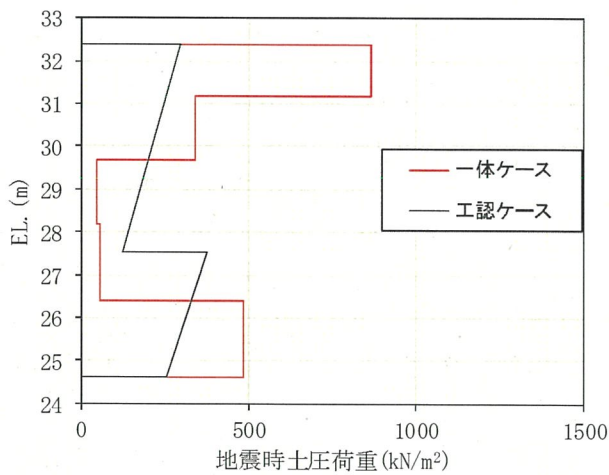
一方、建屋の応力解析における土圧荷重については、これまでの審査実績と同様に、JEAG4601-1991における簡便な算定法に基づき、資料17-15-1「非常用ガスタービン発電機建屋の地震応答解析」における埋め込みSRモデルの建屋応答（以下、「工認ケース」という。）を用いて評価している。

本資料では、補足説明資料3-6に示す一体ケースと工認ケースにおける地震応答解析結果を用いて土圧荷重を算定し比較するとともに、土圧荷重の差異により、土圧荷重が面外力として作用する壁（地下部）の耐震性に及ぼす影響について検討する。

2. 地震時における一体ケースと工認ケースの土圧荷重の比較

地震時における一体ケースと工認ケースの土圧荷重の比較を参考1.2-1図に示す。ここで、一体ケースの土圧荷重は、建屋側面の地盤要素の応力を用いて、壁（地下部）に作用する各時刻の荷重（地震時増分）の最大値を求め、地震時（地震時増分+常時）の荷重を算定するとともに工認ケースも同様に地震時の荷重を算定する。

一体ケースの土圧荷重は、工認ケースと比べやや大きく、土圧比は最大で1.35である。なお、一体ケースの土圧荷重は、質点との接続部付近（端部）で相対的に大きく、建屋（地下部）の変形を抑制していると考えられ、地下部の最大応答せん断力が小さくなることと整合的である。

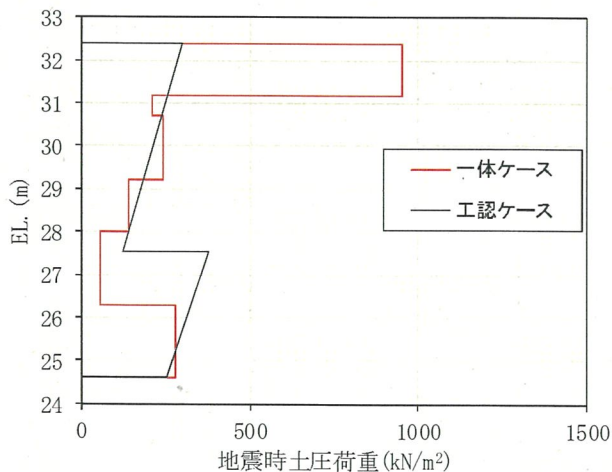


(西側)

最大土圧荷重 ^{※1} (kN/m)		土圧比 (①/②)
①一体 ケース ^{※2}	②工認 ケース ^{※2}	
2,596	1,936	1.35

※1：土圧荷重分布の面積

※2：各ケースの地震時増分土圧荷重+
工認ケースの常時土圧荷重(272kN/m)



(東側)

最大土圧荷重 ^{※1} (kN/m)		土圧比 (①/②)
①一体 ケース ^{※2}	②工認 ケース ^{※2}	
2,343	1,936	1.22

※1：土圧荷重分布の面積

※2：各ケースの地震時増分土圧荷重+
工認ケースの常時土圧荷重(272kN/m)

参考1.2-1図 地震時における一体ケースと工認ケースの土圧荷重の比較

3. 壁（地下部）の耐震性への影響評価

耐震性への影響評価は、参考1.2-1図に示す一体ケースと工認ケースの土圧比が、資料17-15-2「非常用ガスタービン発電機建屋の耐震計算書」に示す壁（地下部）の断面評価における裕度（許容値／発生値）より小さいことを確認する。ここで、保守的に土圧比は最大値を用いる。

壁（地下部）の断面評価における裕度を参考1.3-1表に示す。土圧比の最大値（1.35）は、断面評価における裕度の最小値（1.55）より小さく、耐震性への影響がないことを確認した。

参考1.3-1表 壁（地下部）の断面評価における裕度

評価項目			①発生値	②許容値	裕度 (②/①)
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	横筋方向	0.96	2.36	2.45
		縦筋方向	1.49	2.31	1.55
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	鉄筋量 (mm ² /m)	横筋方向	1,625	5,700	3.50
		縦筋方向	3,614	11,400	3.15

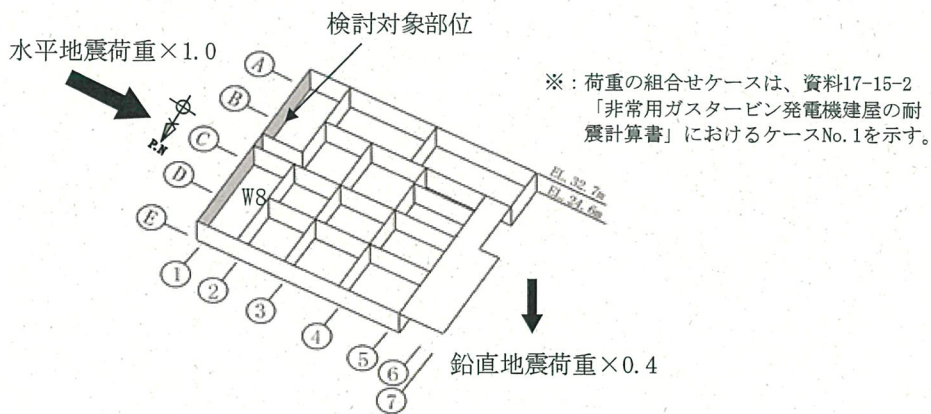
※資料17-15-2「非常用ガスタービン発電機建屋の耐震計算書」における裕度が最小となる評価結果を示す。

(補足) 応力解析による断面評価への影響検討

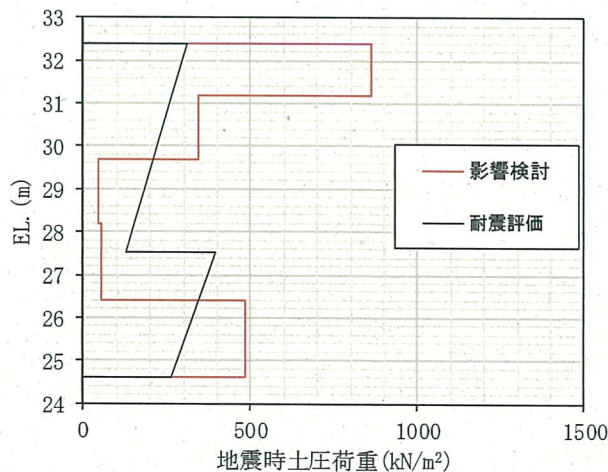
1. 検討方針

土圧荷重の差異を踏まえた詳細検討として、資料17-15-2「非常用ガスタービン発電機建屋の耐震計算書」(以下、「耐震評価」という。)に示す土圧荷重を一体ケースの土圧荷重に置き換えた応力解析を行い、断面評価への影響も併せて確認する。影響検討における検討対象部位及び荷重の組合せケース並びに土圧荷重を補足1-1図に示す。

ここで、影響検討における検討対象部位及び荷重の組合せケースは、東西の側面地盤による土圧荷重が作用し、検定値が最大(裕度が最小)となる壁及びケースとし、影響検討に用いる一体ケースの土圧荷重は、保守的に大きい一体ケースの西側地盤の荷重とする。なお、土圧以外の荷重は耐震評価と同様とする。



(検討対象部位及び荷重の組合せケース)



(土圧荷重)

最大土圧荷重 ^{※1} (kN/m)		土圧比 (①/②)
①影響 検討 ^{※2}	②耐震 評価 ^{※2,3}	
2,596	2,043	1.28

- ※1: 土圧荷重分布の面積
- ※2: 各ケースの地震時増分土圧荷重 + 耐震評価の常時土圧荷重 (272kN/m)
- ※3: 地震時増分土圧荷重は、材料物性の不確かさ等を考慮した各ケースの Ss-1、Ss-2及びSs-3の最大値の包絡値を用いて算定

補足1-1図 影響検討における検討対象部位及び荷重の組合せケース並びに土圧荷重

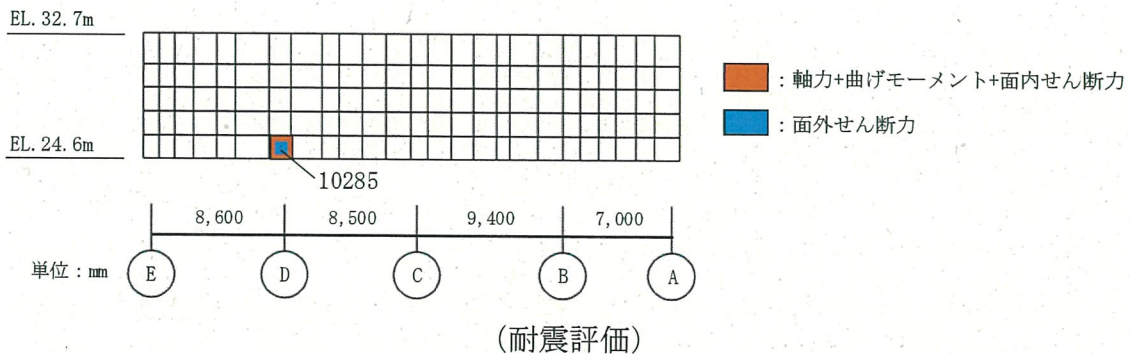
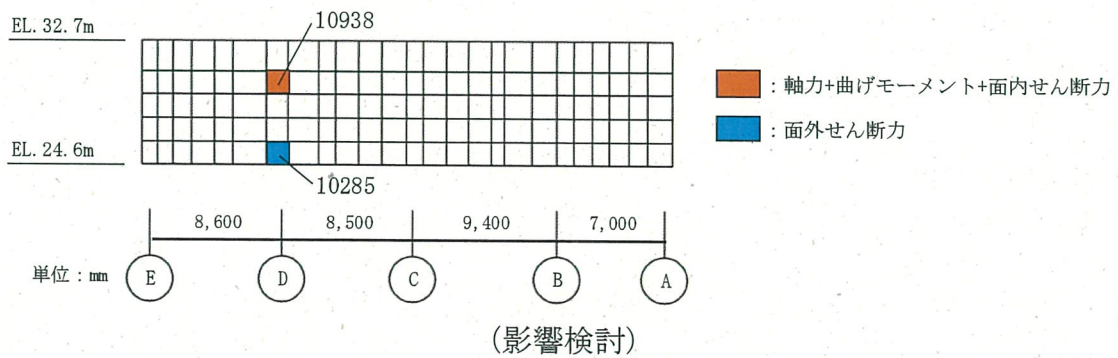
2. 検討結果

影響検討における検定値が最大（裕度が最小）となる断面評価結果を、耐震評価の結果と併せて補足2-1図に示す。面外せん断力に対する評価は、耐震評価に比べ検定値がやや小さく（裕度が大きく）なるとともに、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価は、位置が異なるものの耐震評価とほぼ同様の値となっており、土圧荷重の差異による断面評価への影響は軽微であることを確認した。

なお、影響検討において土圧荷重が大きくなるものの、断面評価への影響が軽微となる要因については、応力解析においては土圧以外の荷重も作用しているとともに、一体ケースで大きくなる端部付近の土圧荷重はスラブも負担していることから、相対的に壁（地下部）における土圧荷重の影響が小さくなることによるものと考えられる。

評価項目		要素番号	①発生値	②許容値	検定値 (①/②)	裕度 (②/①)	
面外せん断力	面外せん断 応力度 (N/mm ²)	影響検討※	10285	1.31 (0.88)	2.19 (0.95)	0.60 (0.93)	1.67
		耐震評価	10285	1.49	2.31	0.65	1.55
軸力+ 曲げモーメント+ 面内せん断力	鉄筋量 (mm ² /m)	影響検討※	10938	3,356 (1.05)	11,400 (1.00)	0.30 (1.04)	3.39
		耐震評価	10285	3,218	11,400	0.29	3.54

※補足1-1図に示す検討対象部位における裕度が最小となる評価結果を示す。
また、()の値は、耐震評価に対する影響検討の比（影響検討/耐震評価）を示す。



補足2-1図 影響検討における検定値が最大（裕度が最小）となる断面評価結果

(参考2) 機器・配管系の耐震性への影響評価

1. 概要

GT建屋の地震応答解析において、2次元地盤－建屋質点系の一体解析モデルとした場合の機器・配管系の耐震性への影響について検討した。

2. 検討

2.1 検討方針

GT建屋に設置する機器・配管系の設計に使用している床応答曲線について、建屋解析モデルを2次元地盤－建屋質点系の一体解析モデルとした場合の影響を確認する。

2.2 検討内容

GT建屋の建屋解析モデルを2次元地盤－建屋質点系の一体解析モデルとし、基準地震動 S_s による各質点の床応答スペクトルを周期方向に $\pm 10\%$ 拡幅したものと、今回工認モデルによる設計用床応答曲線を比較したものを参考2.2-1図～参考2.2-5図に示す。

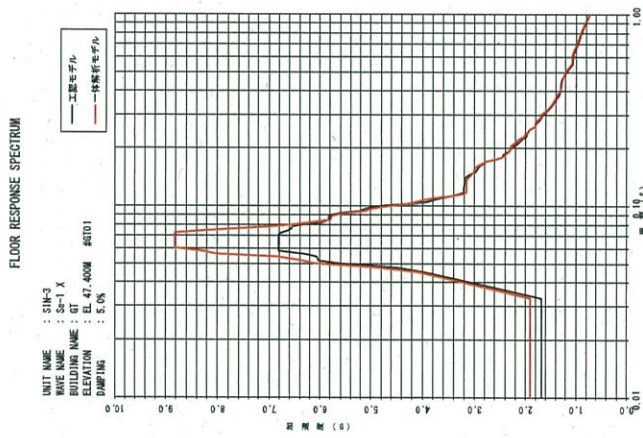
また、今回工認モデルによる応答を上回る周期帯における設備の固有周期の有無を調査し、その周期帯に固有周期が有る設備については応答増分（一体解析モデルとした場合の床応答曲線の読取值/今回工認モデルによる設計用床応答曲線の読取值）と設備が有する耐震裕度（許容値/発生値）の比較から、機器・配管系の耐震性への影響を確認する。

3. 考察

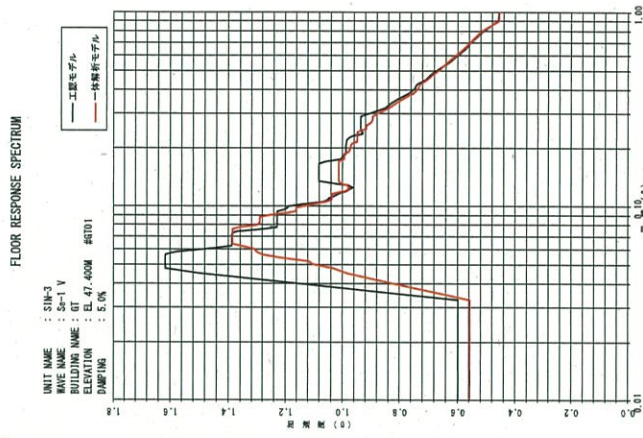
参考2.2-1図～参考2.2-5図に示すとおり、GT建屋の各質点において、一部の周期帯で一体解析モデルとした場合、今回工認モデルの応答を上回ることが確認された。

GT建屋質点番号02において、非常用ガスタービン発電機、非常用ガスタービン発電機メタルクラッド開閉装置及び燃料設備配管（低温配管）については、一体解析モデルとした場合に今回工認モデルの応答を上回ることが確認されたが、応答増分と設備が有する耐震裕度を比較した結果、耐震性への影響はないと判断できる。

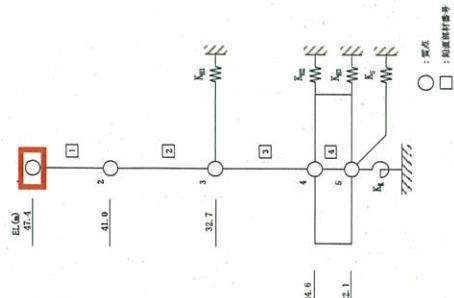
GT建屋質点番号03及び質点番号04において、燃料設備配管（低温配管）については、一体解析モデルとした場合に今回工認モデルの応答を上回ることが確認されたが、応答増分と設備が有する耐震裕度を比較した結果、耐震性への影響はないと判断できる。他質点番号においては応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。



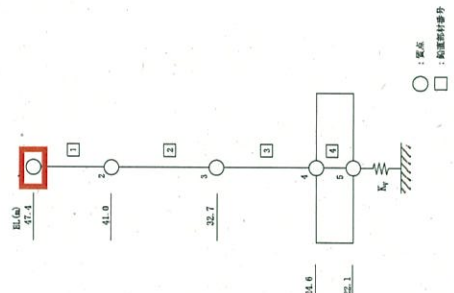
GT01-X 方向



GT01-V 方向



水平方向モデル図

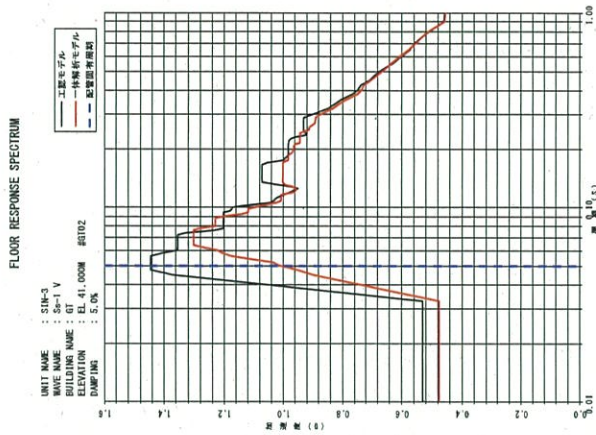


鉛直方向モデル図

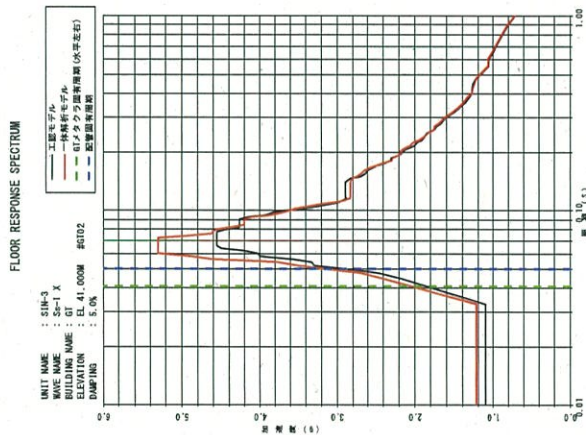
【GT01 床応答スペクトルの説明】

	説明
水平	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。
鉛直	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。

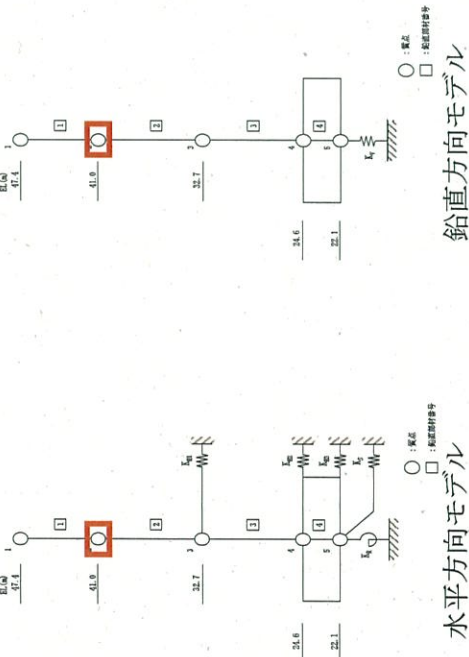
参考 2.2-1 図 建屋床応答への影響 (GT01)



GT02-V 方向



GT02-X 方向



鉛直方向モデル

水平方向モデル

【GT02 床応答スペクトルの説明】

説明

水平

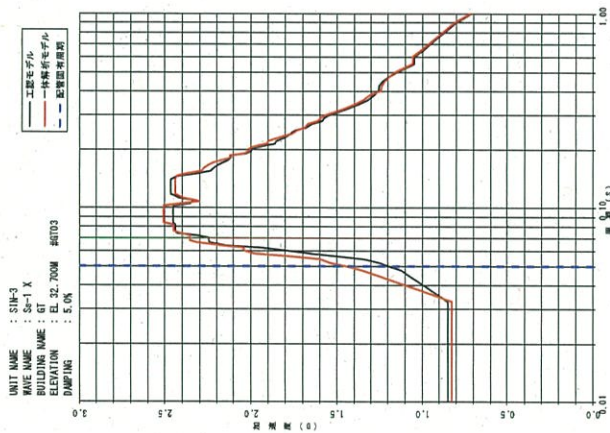
応答が超過する周期帯に固有周期がある設備として、GT発電機、GTメタルクランプ閉閉装置及び低温配管が該当する。GT発電機について、その応答増分は1.11であり、資料17-16-1-5「非常用ガスタービン発電機の耐震計算書」の資17-16-1-5-14に示す発生値と許容値から算出する最小裕度3.11に比べて小さい。GTメタルクランプ閉閉装置について、その応答増分は1.11であり、資料17-16-1-7「非常用ガスタービン発電機メタルクランプ閉閉装置の耐震計算書」の資17-16-1-7-17に示す発生値と許容値から算出する最小裕度2.09に比べて小さい。低温配管について、その応答増分は最大1.11であり、資料17-12「配管及び弁の耐震計算並びに標準支持間隔の耐震計算について」の資17-12-31に示す発生値と許容値から算出する最小裕度5.94に比べて小さい。このため、耐震性に影響はないと判断できる。

鉛直

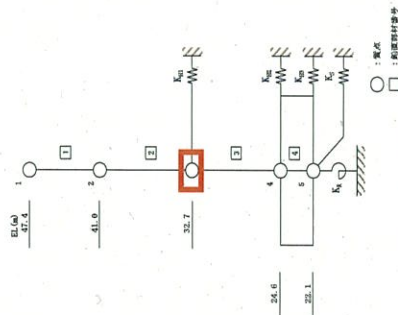
応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。

参考 2.2-2 図 建屋床応答への影響 (GT02)

FLOOR RESPONSE SPECTRUM

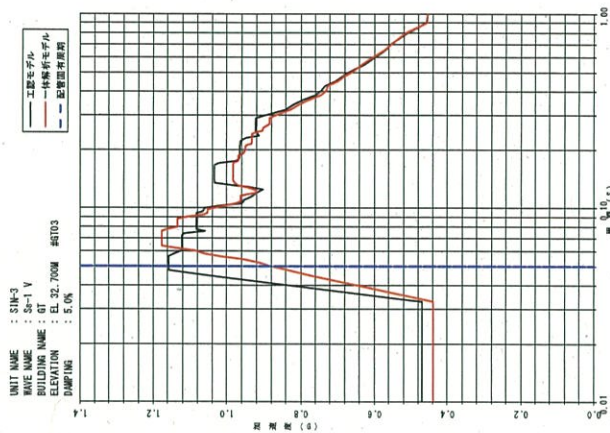


GT03-X 方向

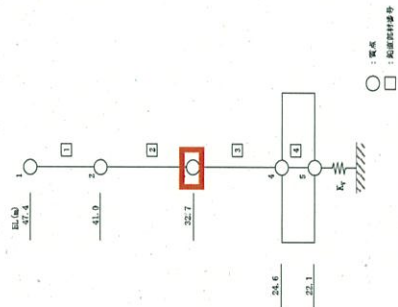


水平方向モデル図

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



GT03-V 方向



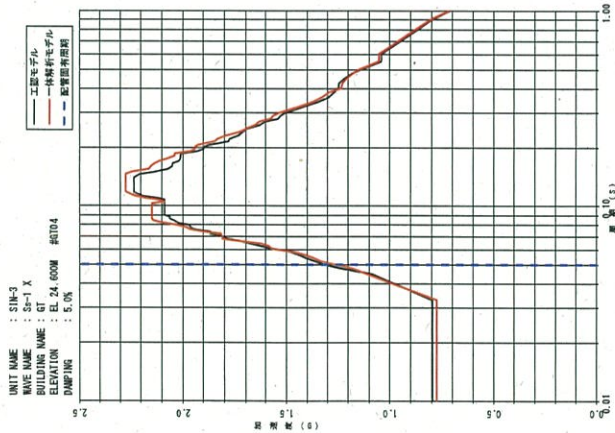
鉛直方向モデル図

【GT03 床応答スペクトルの説明】

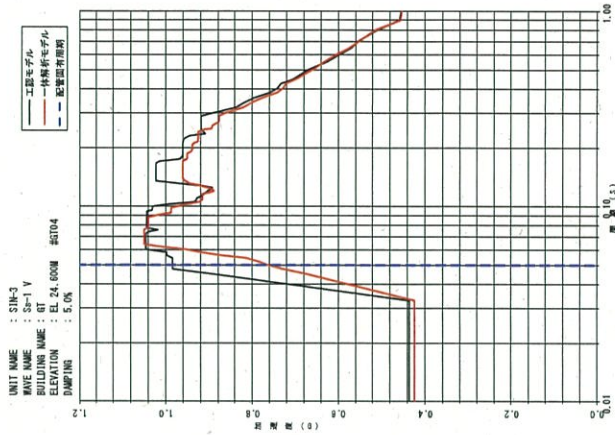
説明	
水平	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備として、低温配管が該当するが、その応答増分は最大1.23であり、資料17-12「配管及び弁の耐震計算並びに標準支持間隔の耐震計算について」の資17-12-31に示す発生値と許容値から算出する最小裕度5.94に比べて小さいため、耐震性に影響はないと判断できる。
鉛直	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。

参考 2.2-3 図 建屋床応答への影響 (GT03)

FLOOR RESPONSE SPECTRUM

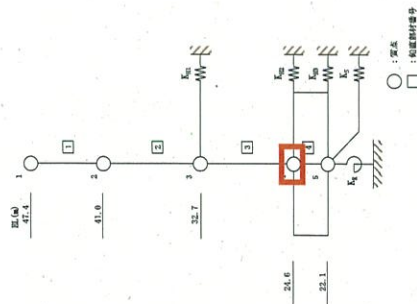


FLOOR RESPONSE SPECTRUM

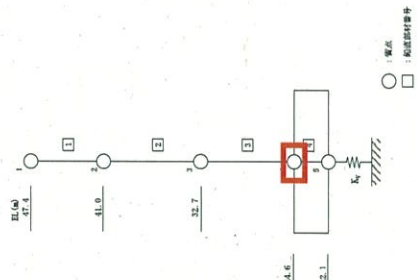


GT04-X 方向

GT04-V 方向



水平方向モデル図



鉛直方向モデル図

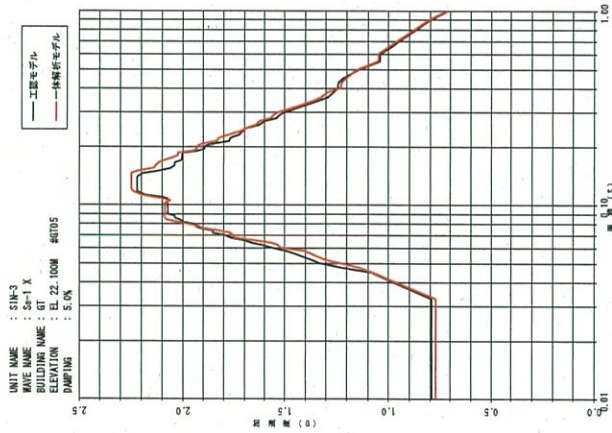
【GT04 床応答スペクトルの説明】

説明

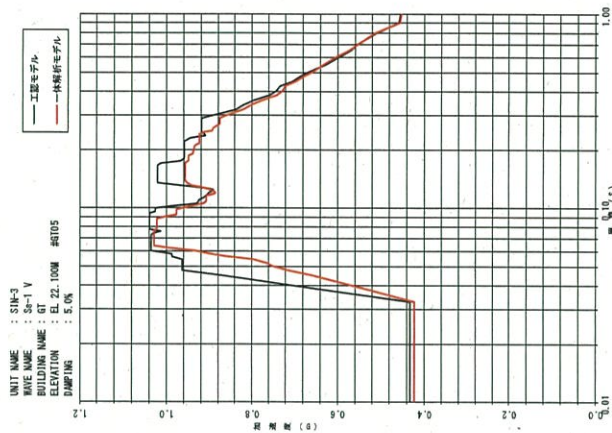
水平	<p>応答が超過する周期帯に固有周期がある設備として、低温配管が該当するが、その応答増分は最大1.02であり、資料17-12「配管及び弁の耐震計算並びに標準支持間隔の耐震計算について」の資17-12-31に示す発生値と許容値から算出する最小裕度5.94に比べて小さいため、耐震性に影響はないと判断できる。</p>
鉛直	<p>応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。</p>

参考 2.2-4 図 建屋床応答への影響 (GT04)

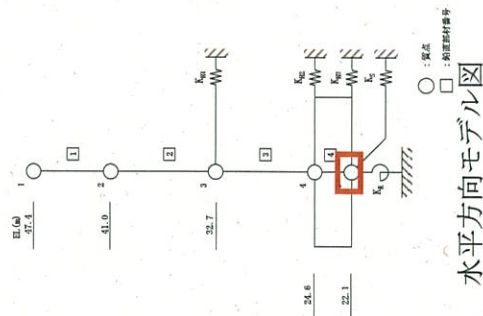
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



FLOOR RESPONSE SPECTRUM

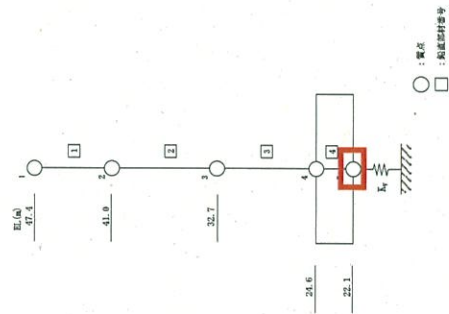


GT05-X 方向



水平方向モデル図

GT05-V 方向



鉛直方向モデル図

【GT05 床応答スペクトルの説明】

	説明
水平	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。
鉛直	応答が超過する周期帯に固有周期がある設備はない。

参考 2.2-5 図 建屋床応答への影響 (GT05)

4. まとめ

GT建屋の地震応答解析において、建屋解析モデルを2次元地盤－建屋質点系の一体解析モデルとした場合、GT建屋の各質点において一部の周期帯で今回工認モデルの応答を上回ることを確認した。

GT建屋に設置する機器・配管系のうち、今回工認モデルによる応答を上回る周期帯に固有周期を有する設備について、応答増分と設備が有する耐震裕度の比較により、耐震性に有意な影響はないことを確認した。

これより、GT建屋の建屋解析モデルを2次元地盤－建屋質点系の一体解析モデルとした場合において、機器・配管系の耐震性に有意な影響はないことを確認した。