

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-7 表 柱一覧(7/7)

階	符号	C20	C21	C22
		通り	15 通-L 通	16, 17, 20~25 通-L 通
3 階	断面			
	主筋			
	フープ			
2 階	断面			
	主筋			
	フープ			
1 階	断面			
	主筋			
	フープ			
材質				
特記				

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-8 表 梁一覧(1/6)

階	符号	RG1			RG1b, RG2b (14-15 通)	
	位置	外端部	中央部	内端部	両端部	中央部
R 階	断面					
	上端筋					
	下端筋					
	スターラップ [°]					
	腹筋					
	材質					
特記						
階	符号	RG1b, RG2b (15-26 通)		RG3		
R 階	位置	両端部	中央部	外端部	中央部	内端部
	断面					
	上端筋					
	下端筋					
	スターラップ [°]					
	腹筋					
材質						
特記						

添説建 2-III. 1. 6-9 表 梁一覧(2/6)

階	符 号	RG3a			RG3b		
	位 置	外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部
R 階	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ°						
	腹 筋						
	材 質						
特記							
階	符 号	RG3d					
R 階	位 置	外端部		中央部		内端部	
	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ°						
	腹 筋						
材 質							
特記							

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-10 表 梁一覽 (3/6)

階	符 号	3G1			3G1b, 3G2b		
		外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部
3 階	位 置						
	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ [°]						
	腹 筋						
材 質							
特 記							
階	符 号	3G2			3G3		
		外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部
3 階	位 置						
	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ [°]						
	腹 筋						
材 質							
特 記							

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-11 表 梁一覽(4/6)

階	符 号	3G3b			3G3d							
	位 置	外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部					
3 階	断 面											
	上 端 筋											
	下 端 筋											
	スターラップ [°]											
	腹 筋											
	材 質											
特 記												
階	符 号							2G1 (L 通/14-15 通)		2G1・2G1a (L 通/14-15 通以外)		
2 階	位 置							両端部	中央部	両端部	中央部	
	断 面											
	上 端 筋											
	下 端 筋											
	スターラップ [°]											
	腹 筋											
材 質												
特 記												

添説建 2-III. 1. 6-12 表 梁一覧 (5/6)

階	符 号	2G1b			2G1c							
	位 置	外端部	中央部	内端部	両端部	中央部						
2 階	断 面											
	上 端 筋											
	下 端 筋											
	スターラップ											
	腹 筋											
材 質												
特 記												
階	符 号						2G2 (14-15 通)			2G2・2G2b・2G2C (15-25' 通)		
2 階	位 置						外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部
	断 面											
	上 端 筋											
	下 端 筋											
	スターラップ											
腹 筋												
材 質												
特 記												

添説建 2-III. 1.6-13 表 梁一覧(6/6)

階	符 号	2G3 (C' -F 通)			2G3 (F-L 通)		
		外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部
2 階	位 置						
	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ ^o						
	腹 筋						
材 質							
特 記							
階	符 号	2G3C		2G3d			
		両端部	中央部	F 端部	中央部	E 端部	
2 階	位 置						
	断 面						
	上 端 筋						
	下 端 筋						
	スターラップ ^o						
	腹 筋						
材 質							
特 記							

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-14 表 基礎梁一覽

符 号	FG1・FG2			FG3			
位 置	外端部	中央部	内端部	外端部	中央部	内端部	
断 面							
上 端 筋							
下 端 筋							
スターラップ°							
腹 筋							
材 質							
特 記							
符 号	FbG1・FbG2		FB1				
位 置	両端部		中央部		両端部		中央部
断 面							
上 端 筋							
下 端 筋							
スターラップ°							
腹 筋							
材 質							
特 記							

添説建 2-III.1.6-15 表 壁一覧

区分	符号	壁厚 (mm)	縦筋径 (mm)	縦筋ピッチ (mm)	横筋径 (mm)	横筋ピッチ (mm)	配置
雑壁							
耐震壁							
新設耐震壁							
増打耐震壁							
配筋図							

(2) 鉄骨部材

添説建 2-III. 1.6-16 表 鉄骨一覧(1/2)

区分	建屋	部材	符号	主材	材質
新設	成型工場	柱			
		小梁			
		ブレース			
		水平ブレース			
		方杖			
	放射線管理棟	柱			
		ブレース			
		水平ブレース			
		方杖			
	補強	成型工場	ブレース		

添説建 2-III. 1. 6-17 表 鉄骨一覧(2/2)

区分	建屋	部材	符号	主材	材質
既設	成型 工場	トラス梁	T2		
			TB2		
		小梁	SBa		
	放射線 管理棟	柱	C110		
		大梁	bG1		
			bG2		
		小梁	TB1		
			SBO		

(3) 基礎部材

添説建 2-Ⅲ. 1. 6-18 表 基礎一覽 (1/4)

F0	F1

添説建 2-III. 1. 6-19 表 基礎一覽(2/4)

F1a・F2a	F2

添説建 2-III. 1. 6-20 表 基礎一覽 (3/4)

F3	F3a

添説建 2-III. 1. 6-21 表 基礎一覽(4/4)

F4

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・壁・屋根及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m³ とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、77kN/m³ とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートで、積載荷重は直接地盤に伝達される為、省略する。

2 階以上については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 87 条に従い、現地調査にて設備機器重量と配置を確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

クレーン荷重については、建屋構造に対して耐震検討上最も厳しくなるクレーン位置を想定し、その状態におけるクレーンガーダー反力を建屋主構造梁に集中荷重として設定する。

各階の積載荷重を添説建 2-Ⅲ. 1.7-1 表に示す。

添説建 2-Ⅲ. 1.7-1 表 積載荷重一覧表 (単位: N/m²)

階	室名	床用	小梁用	架構用	地震用
R	鉄骨屋根 (新設屋根面)				
	鉄骨屋根 (陸梁面)				
	搭屋屋根				
3	見学通路上部				
	渡り廊下屋根				
	機械室				
	ダクトスペース				
2	鉄骨屋根				
	機械室				
	見学通路床				
	渡り廊下床				
	陸屋根				
	階段室				
	鉄骨階段				
	ダムウェーター機械室				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 11.400 = 0.228(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 11.400(\text{m})$

地震時の水平力を以下の表に示す。

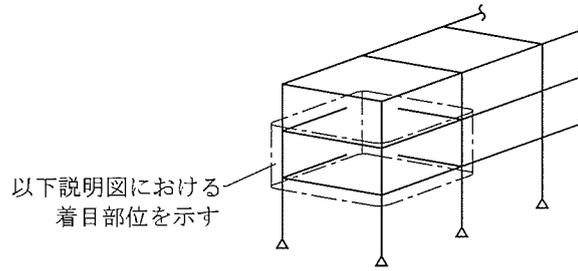
添説建 2-Ⅲ. 1. 7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	$W_i^{※1}$ (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
3								
2								
1								

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。

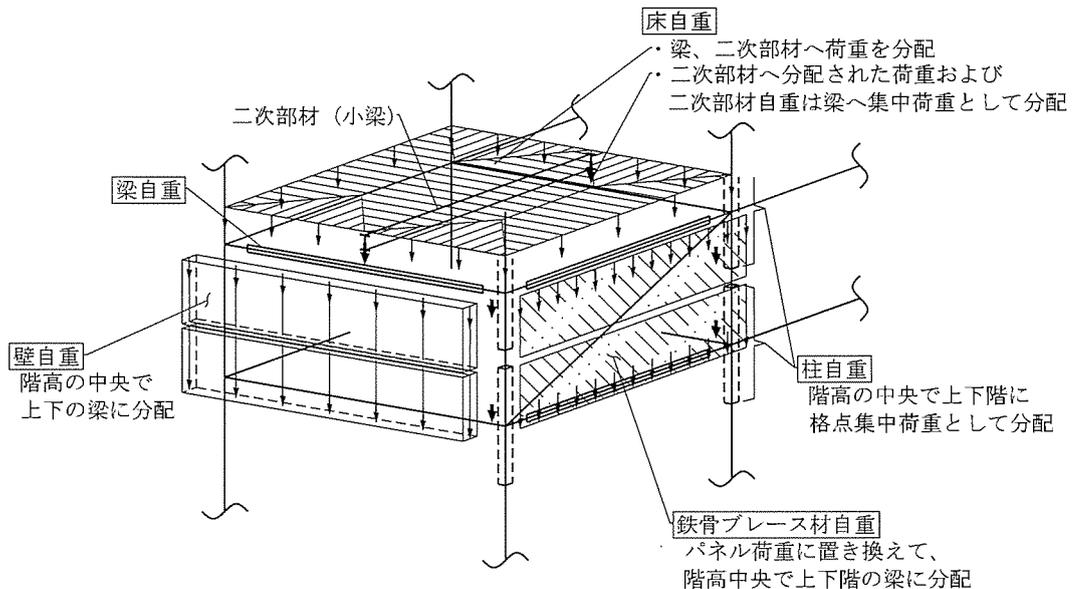


建屋構造解析モデル

1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{11}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{12}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-III. 1.8-1 表～添説建 2-III. 1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-III. 1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-III. 1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

SR24、SD35 は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って SR235、SD345 として取り扱う。

添説建 2-Ⅲ. 1. 8-3 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-Ⅲ. 1. 8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第 90 条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

SS41 は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って SS400 として取り扱う。

添説建 2-Ⅲ. 1. 8-5 表 鉄骨の基準強度[F] (N/mm²)

鉄骨の種別	基準強度

t ≤ 40mm ※1

平成 12 年建設省告示第 2464 号

成型工場及び放射線管理棟では 40mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-Ⅲ. 1. 8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期				短 期			
	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ロ 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — (日本建築学会) による。

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい個所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-III. 1.9-1 表～添説建 2-III. 1.9-19 表に示す。

1) 成型工場 RC 柱の断面検定

添説建 2-III. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
18 通り/F 通り (柱頭) 3F18			16 通り/F 通り 3F16		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	16 通り/F 通り (柱脚) 3F16			16 通り/F 通り 3F16		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

2) 成型工場 RC 大梁の断面検定

添説建 2-III. 1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
18 通り / K-L 通り間 (中央) 3G3b			16 通り / E-F 通り間 RG3		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
F 通り / 14-15 通り間 (中央) RG1			16 通り / E-F 通り間 3G3		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 成型工場 RC 耐震壁の断面検定

添説建 2-III. 1.9-5 表 断面検定 (耐震壁は短期荷重のみ)

せん断		
15 通り / H-I 通り間 3F EW15		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) 成型工場 S ブレースの断面検定

添説建 2-III. 1.9-6 表 長期荷重による断面検定

軸力		
16 通り/R 階 既設鉄骨トラス梁 (T2) 斜材 (I-J 通り間 J 側)		
応力 NL (kN)	耐力 NAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-7 表 短期荷重による断面検定 正加力時

軸力		
16 通り/R 階 既設鉄骨トラス梁 (T2) 斜材 (I-J 通り間 J 側)		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-8 表 短期荷重による断面検定 負加力時

軸力		
16 通り/R 階 既設鉄骨トラス梁 (T2) 斜材 (I-J 通り間 J 側)		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

5) 成型工場 RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-III. 1.9-9 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
L 通り / 25-26 通り間 (25 側) FG2R			L 通り / 25-26 通り間 FG2R		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-10 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
L 通り / 25-26 通り間 (25 側) FG2R			19 通り / K-L 通り間 FG3R		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

6) 放射線管理棟 RC 柱の断面検定

添説建 2-III. 1.9-11 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
16 通り/E 通り(柱頭) 1E16			16 通り/E 通り 1E16		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-12 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	22 通り/C' 通り(柱頭) 1C' 22			16 通り/E 通り 1E16		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

7) 放射線管理棟 RC 大梁の断面検定

添説建 2-III. 1.9-13 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
E 通り/22-23 通り間(23 側) 2G2C			E 通り/22-23 通り間(23 側) 2G2C		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1.9-14 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
22 通り/C' -D' 通り間(中央) 2G3C			E 通り/22-23 通り間(23 側) 2G2C		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

8) 放射線管理棟 RC 耐震壁の断面検定

添説建 2-III. 1.9-15 表 断面検定(耐震壁は短期荷重のみ)

せん断		
22 通り/D' -E 通り間 EW15		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

9) 放射線管理棟 RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-III. 1. 9-16 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
E 通り/24-25' 通り間(中央) FbG2			25' 通り/C'-D' 通り間 FbG1		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-III. 1. 9-17 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
25' 通り/C'-D' 通り間(中央) FbG1			25' 通り/C'-D' 通り間 FbG1		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

10) 放射線管理棟 S 方杖の断面検定

添説建 2-III. 1. 9-18 表 短期荷重による断面検定

軸力		
D' 通り/24-25' 通り間 NT2		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

11) 放射線管理棟 S ブレースの断面検定

添説建 2-III. 1. 9-19 表 短期荷重による断面検定

軸力		
25' 通り/C'-D' 通り間 NBr11		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

12) 基礎

a) 概要

成型工場（放射線管理棟含む）の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 8.2m まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1 階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書-建 2 付録 1 に示す。

成型工場の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 -4m から約 -14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗

平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

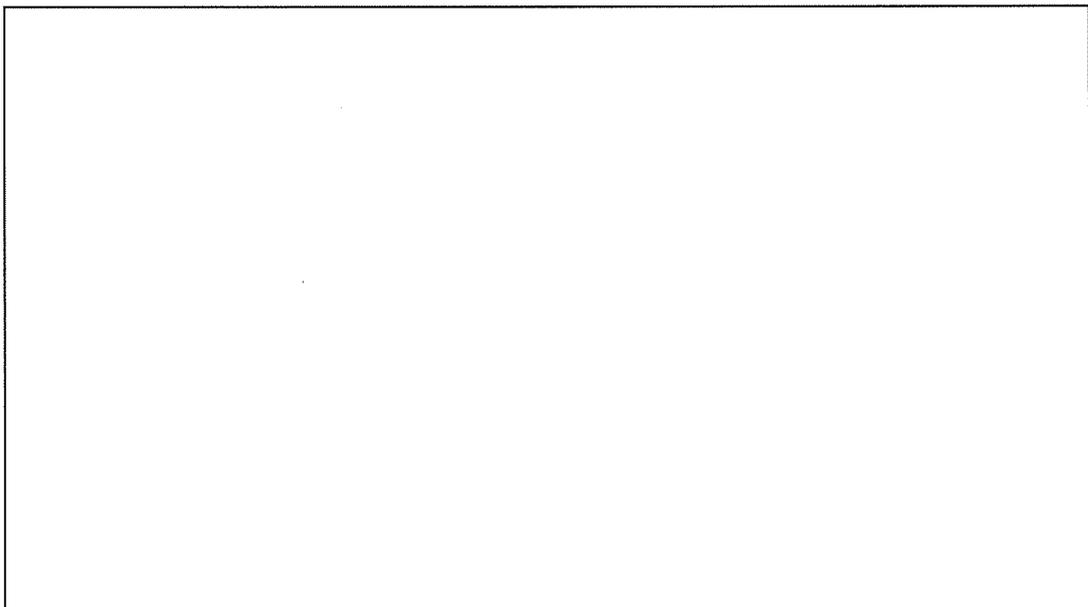
該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-Ⅲ. 1. 9-1 図、添説建 2-Ⅲ. 1. 9-2 図、添説建 2-Ⅲ. 1. 9-3 図に、杭の許容支持力と許容引抜き力を添説建 2-Ⅲ. 1. 9-20 表、添説建 2-Ⅲ. 1. 9-21 表に示す。

c) 杭の種類

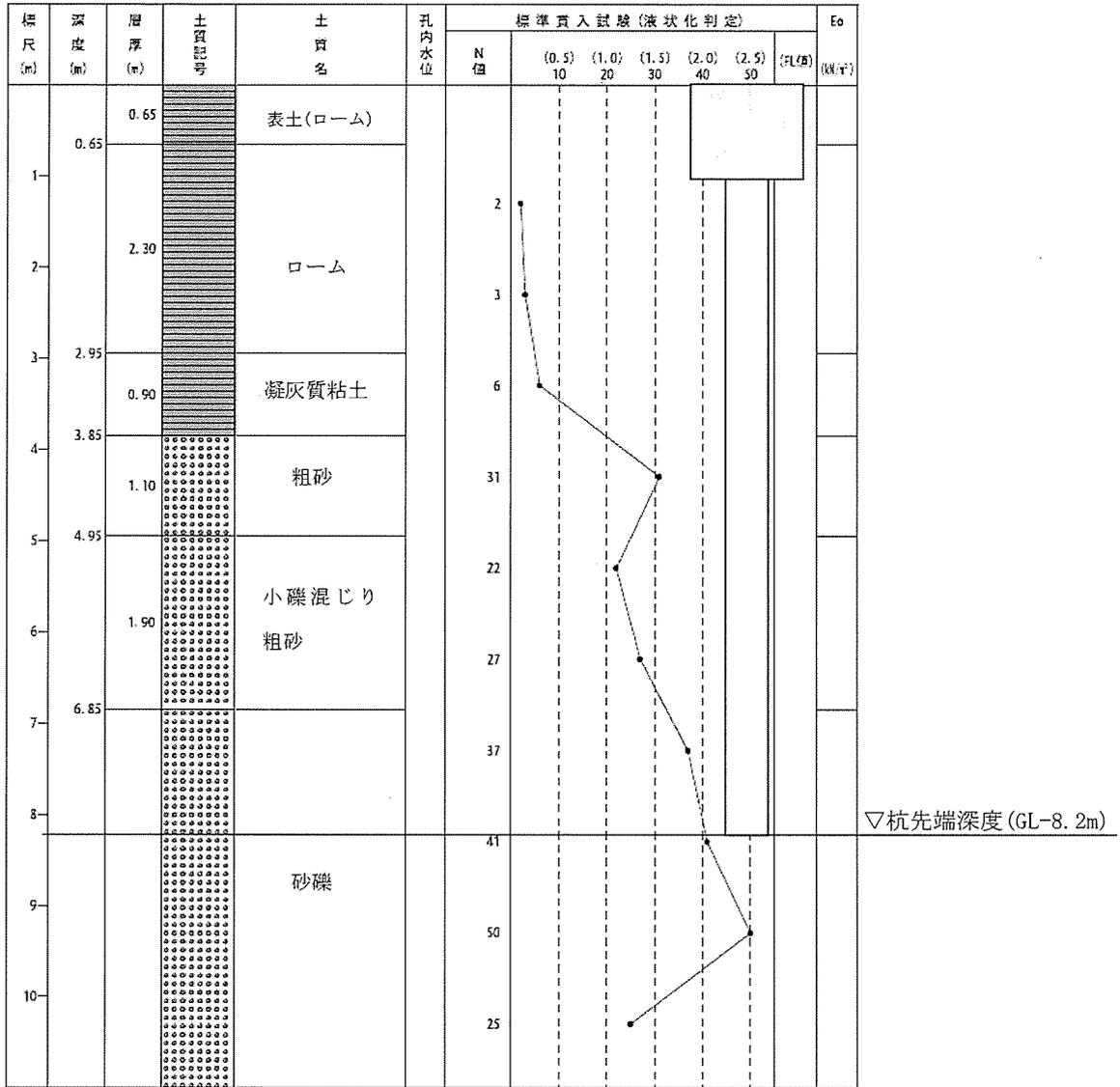
ϕ 、L = m

d) 杭頭条件

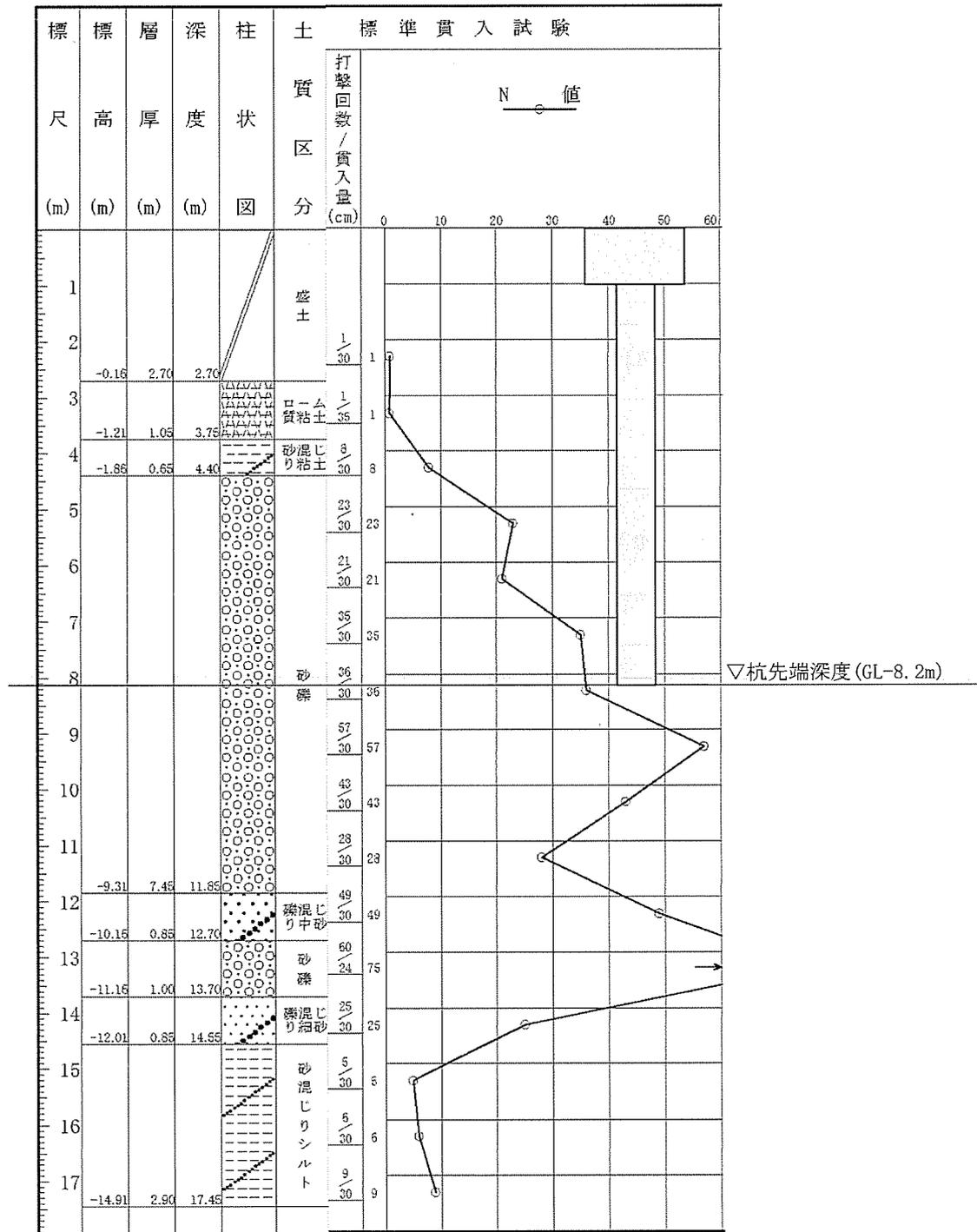
杭頭ピン



添説建 2-Ⅲ. 1. 9-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-III. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-Ⅲ. 1. 9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引抜力

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-20 表 成型工場 杭の許容支持力と許容引抜力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引抜力 (kN/本)
	長期	短期	短期

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-21 表 放射線管理棟 杭の許容支持力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引抜力 (kN/本)
	長期	短期	短期

・杭の許容支持力及び許容引抜力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-Ⅲ. 1. 9-22表～添説建2-Ⅲ. 1. 9-23表から、

長期許容支持力 tR_a (kN) :

短期許容支持力 sR_a (kN) :

短期許容引抜き力 tR_a (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期：} {}_L R_a (\text{kN/本}) = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_F$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= 300 / 3× \bar{N})

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= (10 / 3× $\bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c$) × Φ)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (=12.5× \bar{N}_c)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-Ⅲ. 1.9-2図～添説建2-Ⅲ. 1.9-3図より算出する。

添説建2-Ⅲ. 1.9-22表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_L R_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_t R_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= (10 / 3× $\bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c$) × Φ)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (=12.5× \bar{N}_c)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-Ⅲ. 1.9-23表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_t R_a$
①								
②								

f) 杭の検討

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討を行う。

いずれの杭についても最も厳しい個所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

成型工場の杭の結果を添説建 2-Ⅲ. 1. 9-24 表、添説建 2-Ⅲ. 1. 9-25 表に示す。但し、杭の E-14、E-15、E-19 については、放射線管理棟側の杭ではあるが、耐震壁がある為成型工場側の杭と一体で長期荷重時の評価を行う。

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-24 表 成型工場 杭の支持力確認結果 (1/2)

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比				
					長期	短期							
		鉛直		引抜き		X方向		Y方向					
		長期	短期	短期		正	負	正	負	長期	正	負	正
E - 14													
E - 15													
F - 14													
F - 15													
F - 16													
F - 17													
F - 18													
F - 19													
F - 20													
E - 19													
F - 21													
F - 22													
F - 23													
F - 24													
F - 25													
F - 26													

※1: Fフレーム14~16間、及び14フレームE~F間、15フレームE~F間には耐震壁がある為杭のF-14、F-15については、杭のE-14、E-15、F-16と一体で長期杭検討を行う。

長期検定比

※2: Fフレーム18~20間、及び19フレームE~F間には耐震壁がある為、杭のF-19については杭のF-18、F-20、E-19と一体で長期杭検討を行う。

長期検定比

※3: 組立工場の基礎と一体となっている為、杭の本数を半分として検討を行う。

添説建 2-III. 1. 9-25 表 成型工場 杭の支持力確認結果 (2/2)

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比					
		鉛直		引抜き	長期	短期				長期	X方向		Y方向	
		長期	短期			X方向		Y方向			正	負	正	負
				正		負	正	負						
G - 14														
G - 15														
H - 14														
H - 15														
I - 14														
I - 15														
J - 14														
J - 15														
K - 14														
K - 15														
L - 14														
L - 15														
L - 16														
L - 17														
L - 18														
L - 19														
L - 20														
L - 21														
L - 22														
L - 23														
L - 24														
L - 25														
I - 16														
I - 17														
I - 18														
I - 19														
I - 20														
I - 21														
I - 22														
I - 23														
I - 24														
I - 25														
H - 18														
H - 19														
J - 18														
J - 19														
K - 18														
K - 19														
G - 26														
H - 26														
I - 26														
J - 26														
K - 26														
L - 26														

※3: 組立工場の基礎と一体となっている為、杭の本数を半分として検討を行う。

放射線管理棟の杭の結果を添説建 2-III. 1.9-26 表に示す。

添説建 2-III. 1.9-26 表 放射線管理棟 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比					
		鉛直		引抜き	長期	短期				長期	X方向		Y方向	
		長期	短期	短期		X方向		Y方向			正	負	正	負
						正	負	正	負					
C' - 18														
C' - 19														
C' - 20														
C' - 21														
C' - 22														
C' - 23														
C' - 24														
C' - 25'														
D' - 18														
D' - 19														
D' - 20														
D' - 21														
D' - 22														
D' - 23														
D' - 24														
D' - 25'														
E - 16														
E - 17														
E - 18														
E - 20														
E - 21														
E - 22														
E - 23														
E - 24														
E - 25'														

(2) 二次設計

成型工場と放射線管理棟の一体構造としての建屋全体の保有水平耐力 (Q_u) は、X方向、Y方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-Ⅲ. 1. 9-27 表～添説建 2-Ⅲ. 1. 9-30 表及び添説建 2-Ⅲ. 1. 9-31 表～添説建 2-Ⅲ. 1. 9-34 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u / Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建2-Ⅲ. 1. 9-27表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
3					
2					
1					

添説建2-Ⅲ. 1. 9-28表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
3					
2					
1					

添説建2-Ⅲ. 1. 9-29表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
3					
2					
1					

添説建2-Ⅲ. 1. 9-30表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
3					
2					
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-31 表 保有水平耐力評価結果 (X方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
3						
2						
1						

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-32 表 保有水平耐力評価結果 (X方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
3						
2						
1						

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-33 表 保有水平耐力評価結果 (Y方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
3						
2						
1						

添説建 2-Ⅲ. 1. 9-34 表 保有水平耐力評価結果 (Y方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
3						
2						
1						

※1 : $Q_{ud}=Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である成型工場及び放射線管理棟の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁、ブレース)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

成型工場及び放射線管理棟のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-III.1.10-1表に示す。

添説建2-III.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i *1 (kN)	ΣW_i *2 (kN)	A_i	n	C_i *3 = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
3						
2						
1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

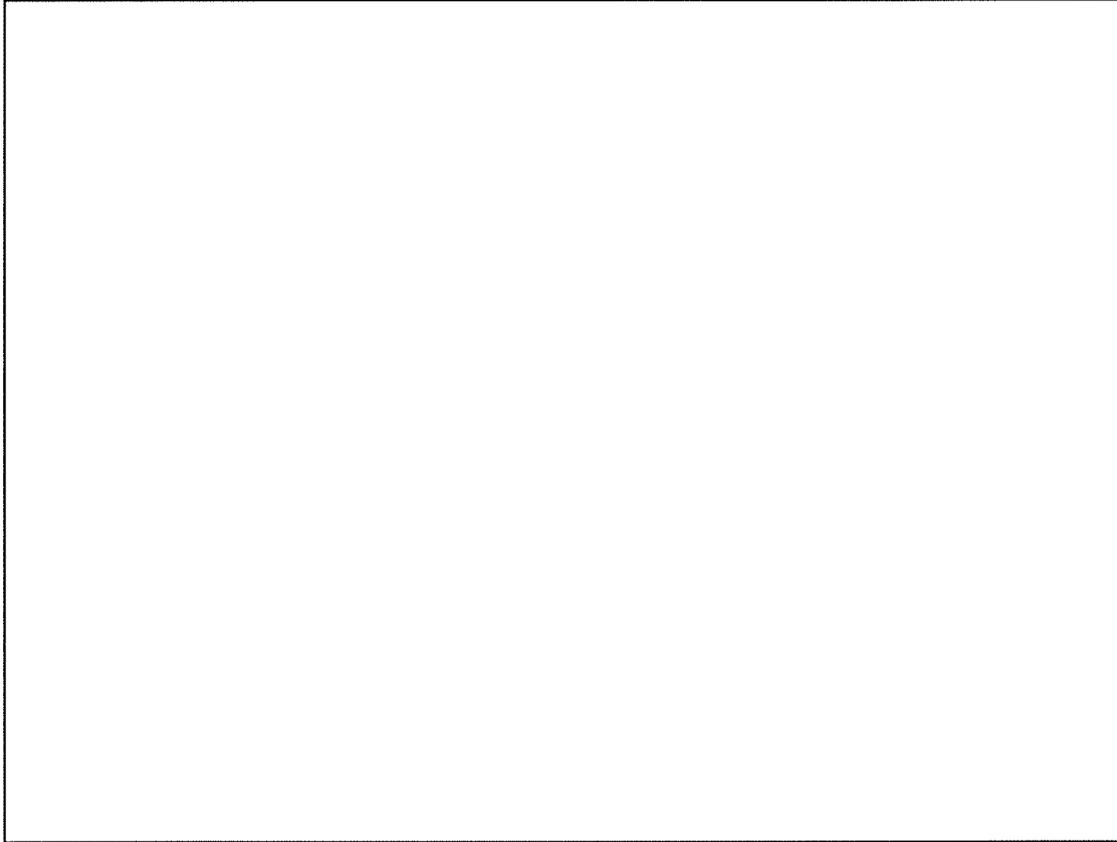
*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

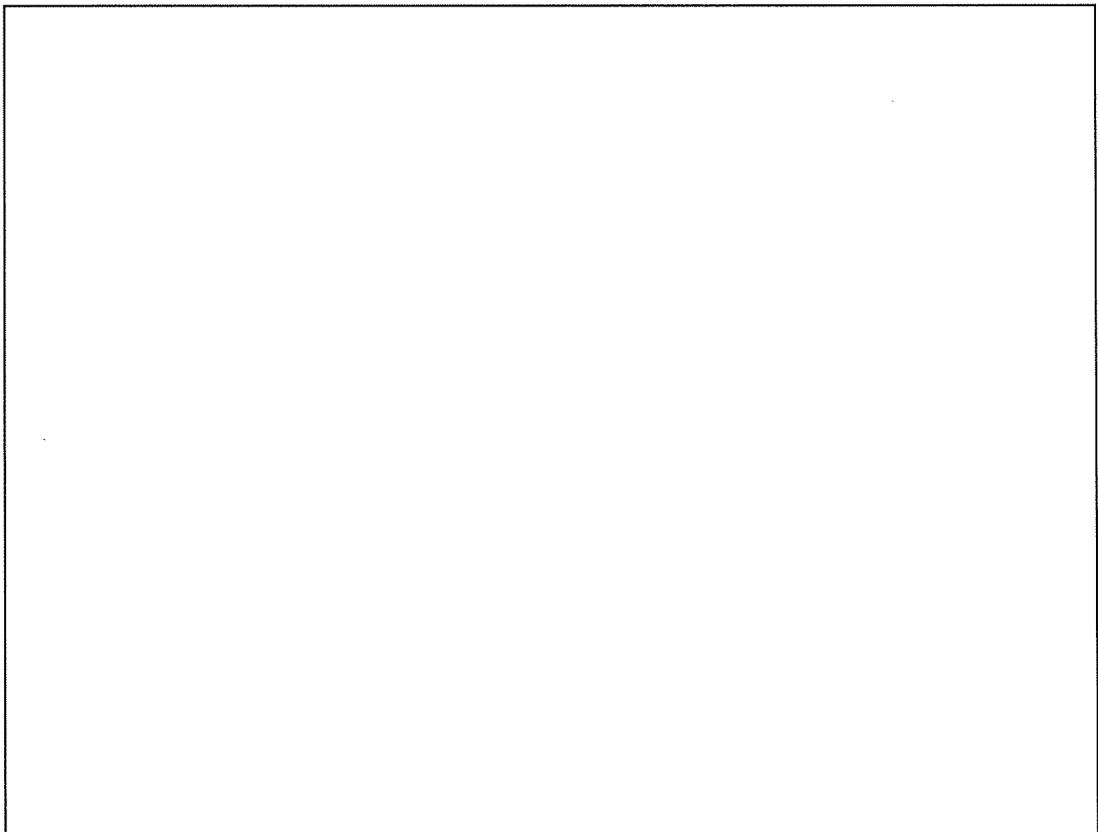
(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G) での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-III.1.10-1図~添説建2-III.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図ハ建-6」に示す。

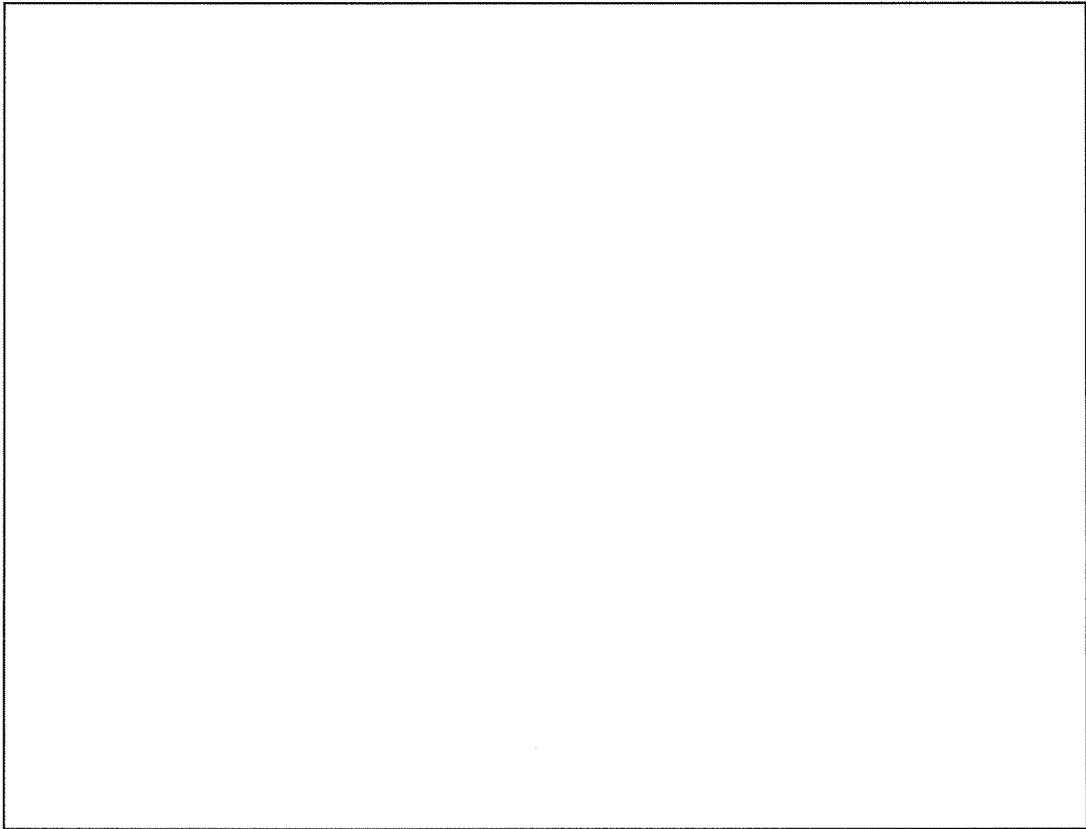
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-III.1.10-2表に示す。



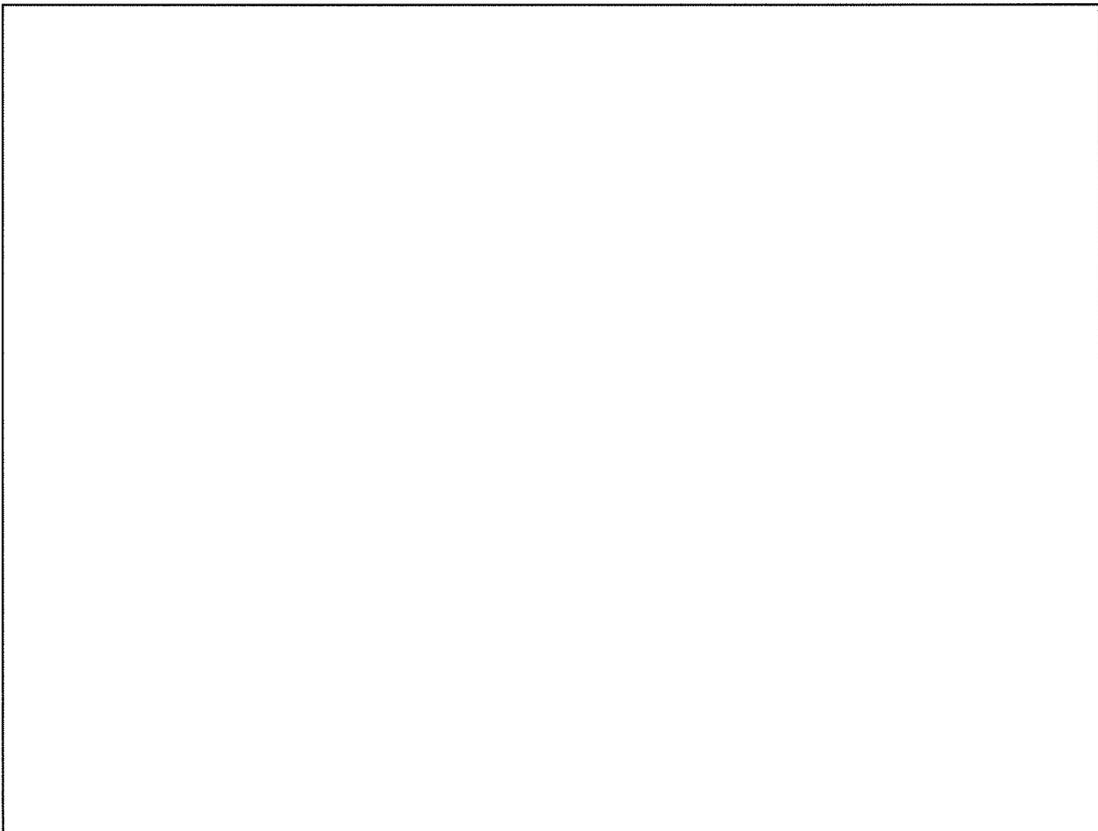
添説建 2-Ⅲ. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と $3C_i$ 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-Ⅲ. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と $3C_i$ 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-Ⅲ. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-Ⅲ. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-Ⅲ. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形 量が、第 2 折れ点以内 等、変形曲 線の弾性域 にある場合	1 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 2 階は第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域 にある。 3 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性域にある。	適
X 方向負加力		1 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 2 階は第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域 にある。 3 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性域にある。	適
Y 方向正加力		1 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 2 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 3 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向負加力		1 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 2 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。 3 階は第 1 折れ点を少し超えた第 2 折れ点以内に荷重点 があり変形曲線の弾性域にある。	適

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁、ブレース) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-Ⅲ. 1. 10-3 表に示す。また、各階別に降伏した構造部材の箇所を明示した図を添説建 2-Ⅲ. 1. 10-5 図～添説建 2-Ⅲ. 1. 10-9 図に示す。成型工場の屋上階には降伏する構造部材は無いので当該の図は省略する。

添説建 2-Ⅲ. 1. 10-3 表

3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向			Y 方向		
	部材数	正加力	負加力	部材数	正加力	負加力
柱 C						
梁 G						
耐震壁 EW						
ブレース						
合計						
割合 (%)						

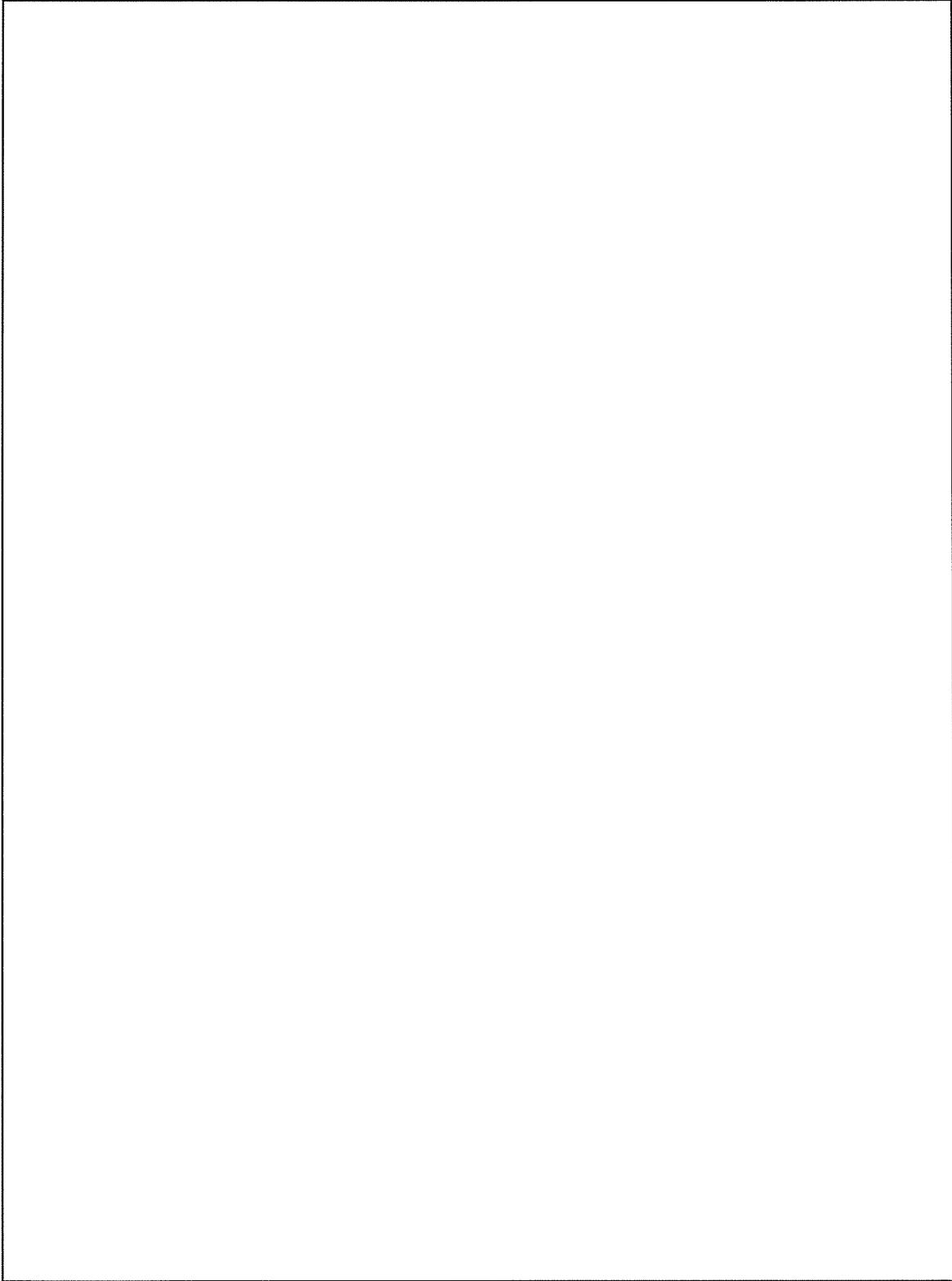
(注) 表中の記号は降伏する構造部材の箇所を示す添説建 2-Ⅲ. 1. 10-5 図～添説建 2-Ⅲ. 1. 10-9 図の図中の記号と対応する。

<記号の見方の例>

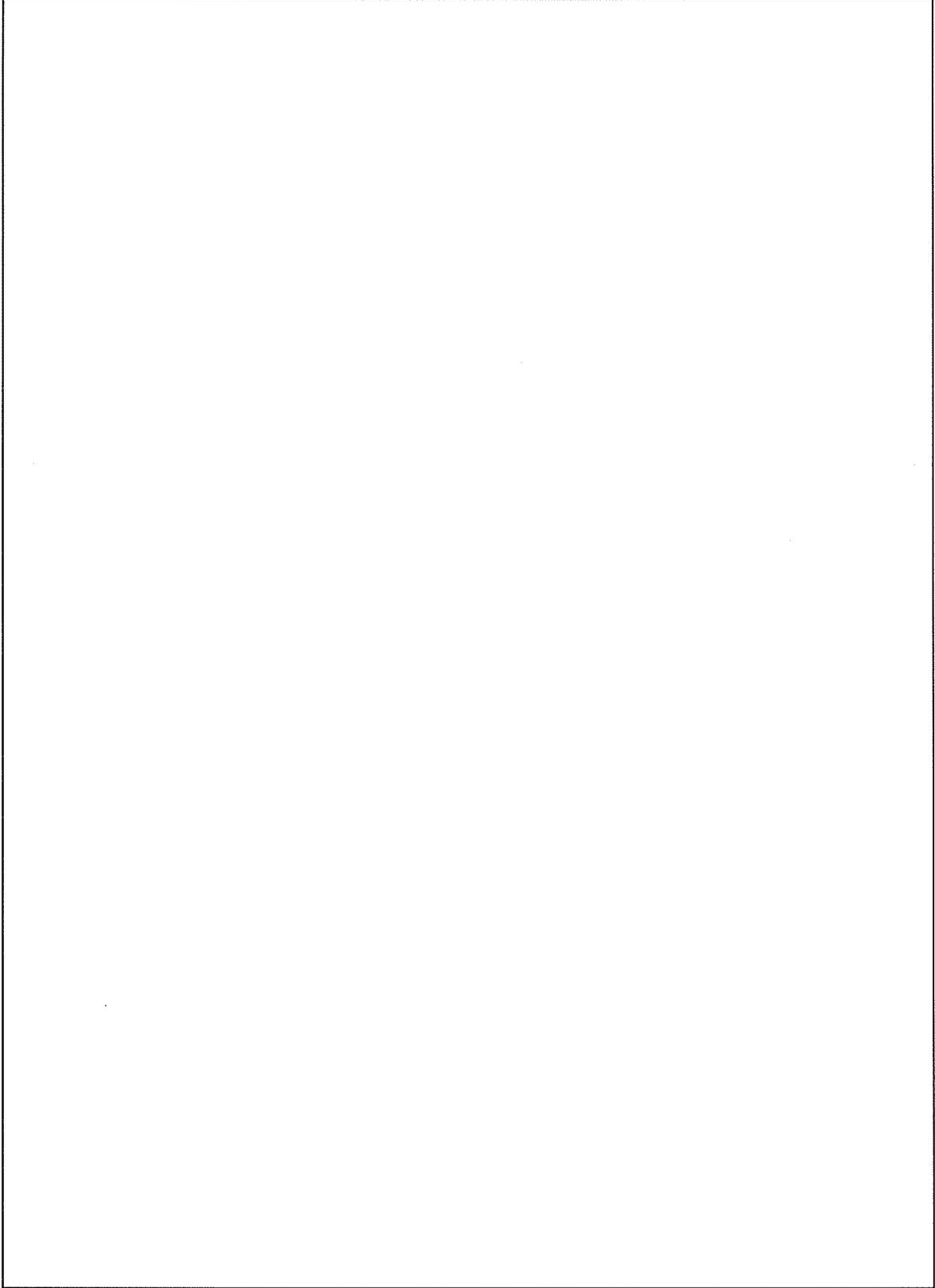
- 例 CX+ : 柱、X 方向の正加力
- GX+ : 梁、X 方向の正加力
- EWX+ : 耐震壁、X 方向の正加力

添説建 2-Ⅲ. 1. 10-3 表より、X 方向については、正加力方向では柱で□箇所、梁で□箇所、耐震壁で□箇所降伏し、負加力方向では柱で□箇所、梁で□箇所、耐震壁で□箇所降伏するが、X 方向全体に対する割合は正加力方向で□%、負加力方向で□%と少量であり当該箇所のコンクリートのひび割れにより部分的に部材剛性は低下するが全体の耐力に大きく影響することはない。Y 方向については、正加力方向では柱で□箇所、梁で□箇所、耐震壁で□箇所降伏し、負加力方向では柱で□箇所、梁で□箇所、耐震壁で□箇所降伏するが、Y 方向全体に対する割合は正加力方向で□%、負加力方向で□%と少量であり当該箇所のコンクリートのひび割れにより部分的に部材剛性は低下するが全体の耐力に大きく影響することはない。

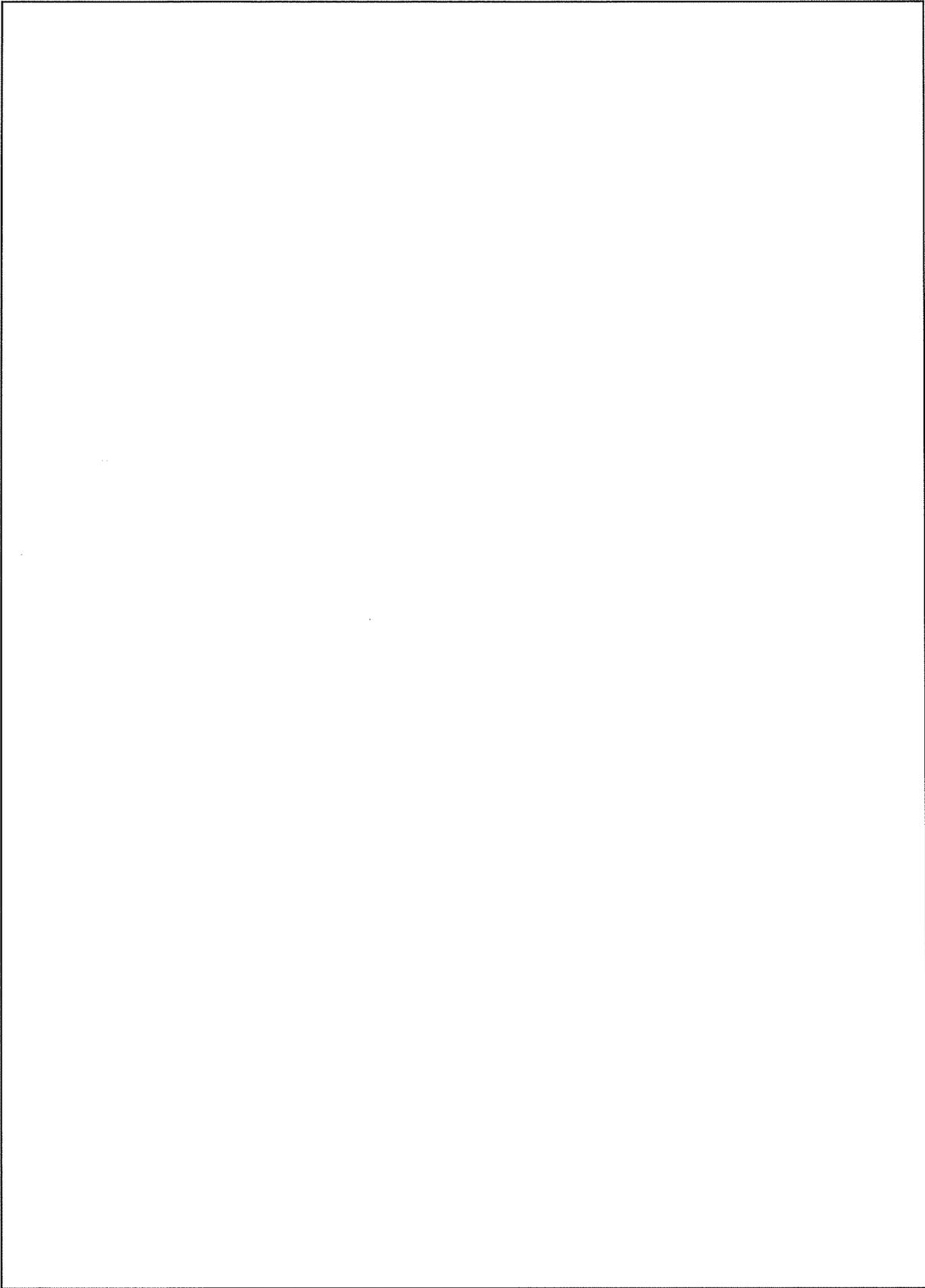
なお、すべての構造部材の中で最も早期に降伏する箇所は添説建 2-Ⅲ. 1. 10-6 図に示す□の柱であり、当該の柱が最も厳しい箇所と考える。



添説建 2-Ⅲ. 1. 10-5 図 成型工場 1 階で降伏する構造部材の箇所



添説建 2-Ⅲ. 1. 10-6 図 成型工場 2 階で降伏する構造部材の箇所



添説建 2-III. 1. 10-7 図 成型工場 3 階で降伏する構造部材の箇所



添説建 2-III. 1. 10-8 図 放射線管理棟 1 階で降伏する構造部材の箇所



添説建 2-III. 1. 10-9 図 放射線管理棟屋上階で降伏する構造部材の箇所

(5)まとめ

成型工場及び放射線管理棟は、 $Q-\delta$ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での概ね弾性の評価及び同地震力で降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁、ブレース) の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合の解析より、構造部材が降伏することにより部分的に構造部材の剛性が低下する箇所は数か所あるが構造部材全体に対する数量割合は少量であり、全体の耐力に大きく影響することはないことから、耐震強度は S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

IV. 工場棟 組立工場の耐震計算書

1. 組立工場の概要

1.1. 構造概要

(1) 位置

組立工場の設置位置を本文 図 イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

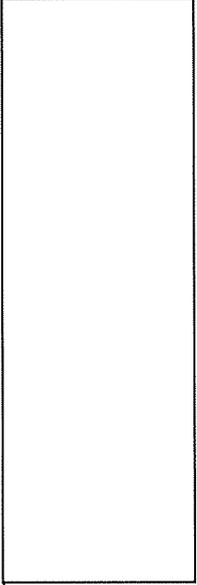
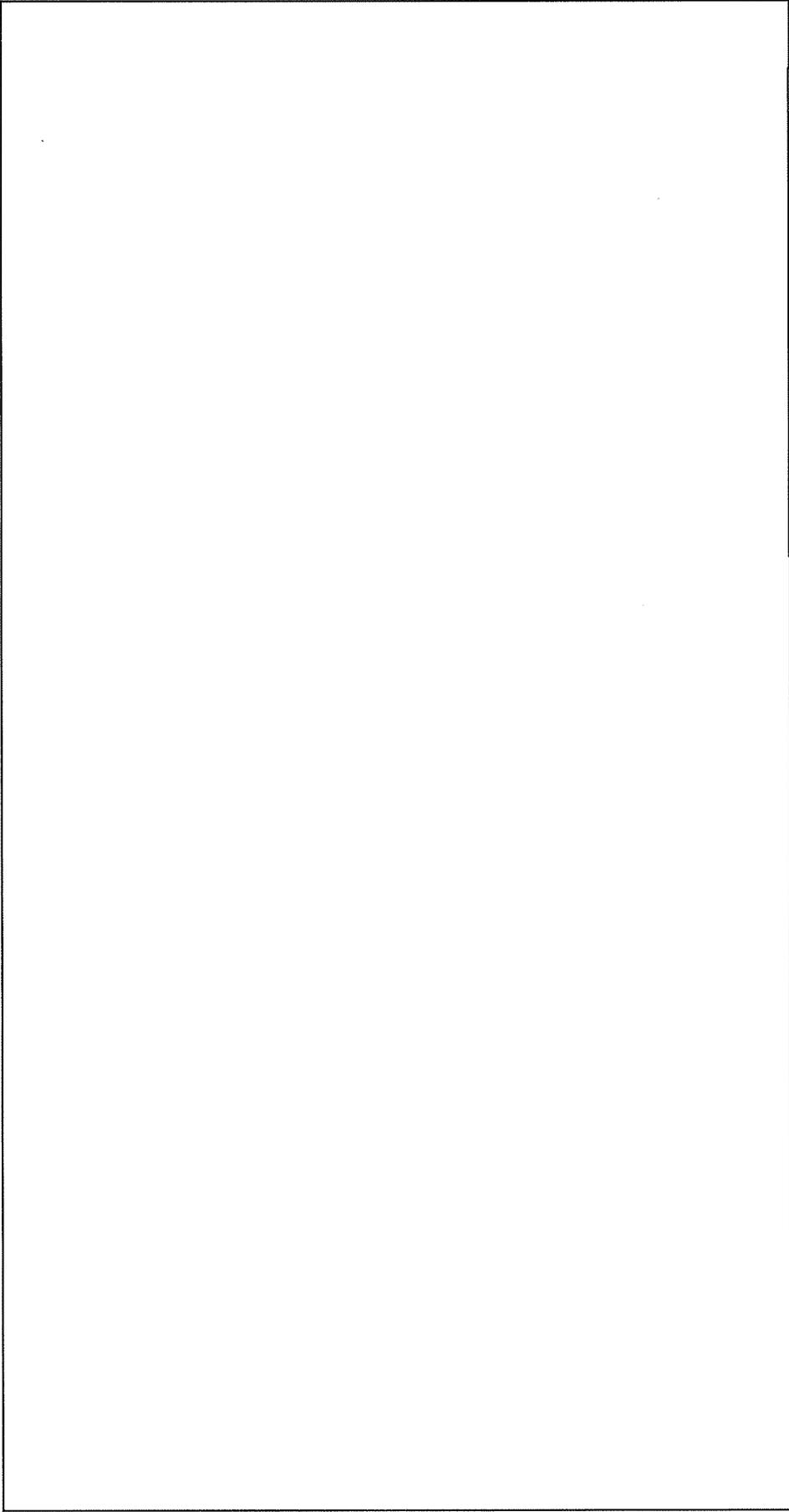
組立工場は燃料集合体組立室、燃料棒検査室、燃料集合体貯蔵室及び前室から構成されている。構造は本体が鉄筋コンクリート造（RC造）一部鉄骨トラスの2層構造平屋建て、前室が鉄骨造（S造）平屋建ての建物で、平面形状は、本体約 \square m \times \square m、高さ \square m、前室約 \square m \times \square m、高さ \square m の整形な建物である。

本体の架構形式は X 方向の F 通り、L 通り、Y 方向の 4 通り、14a 通りが耐震壁付ラーメン構造、X 方向の 5 通り～13 通りは柱が鉄筋コンクリート造、大梁が鉄骨トラスのラーメン構造であり、Y 方向の I 通りは純ラーメン構造である。前室の架構形式は、X 方向がブレース構造、Y 方向が純ラーメン構造である。

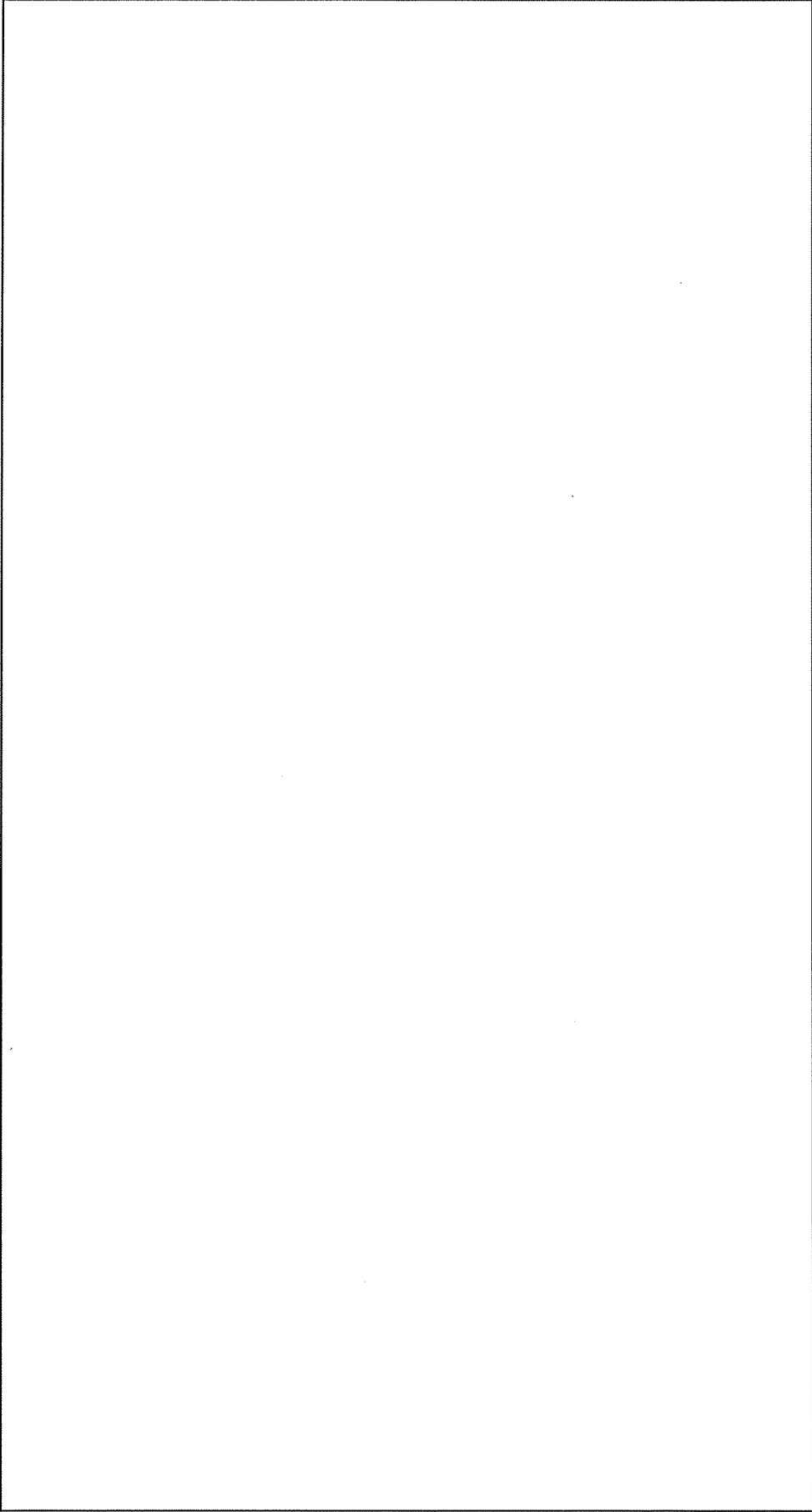
屋根は、本体、前室とも既設折板を取り除いた後、高強度折板を設置する。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-IV. 1. 1-1 図～添説建 2-IV. 1. 1-4 図に示す。

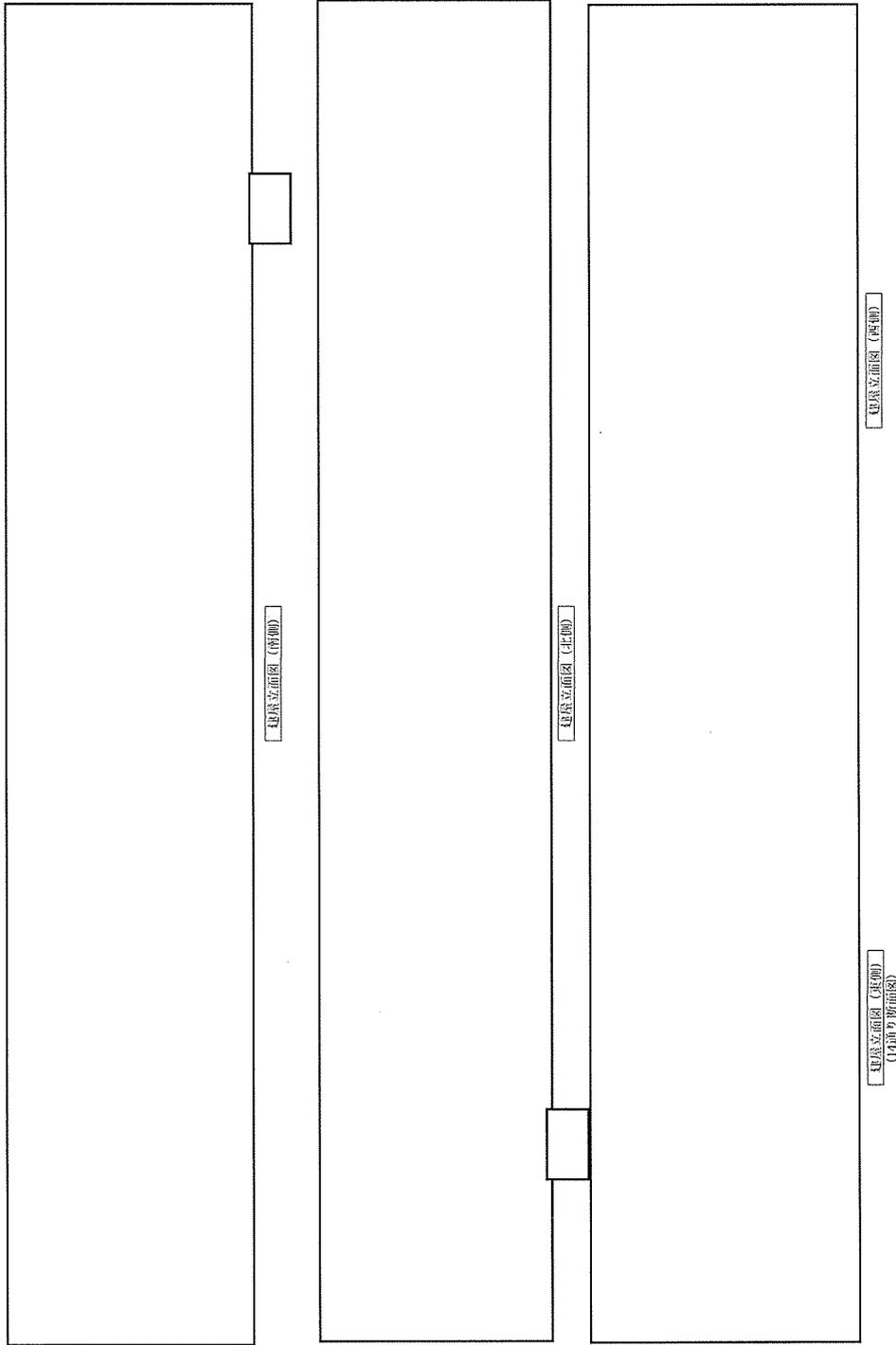
注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



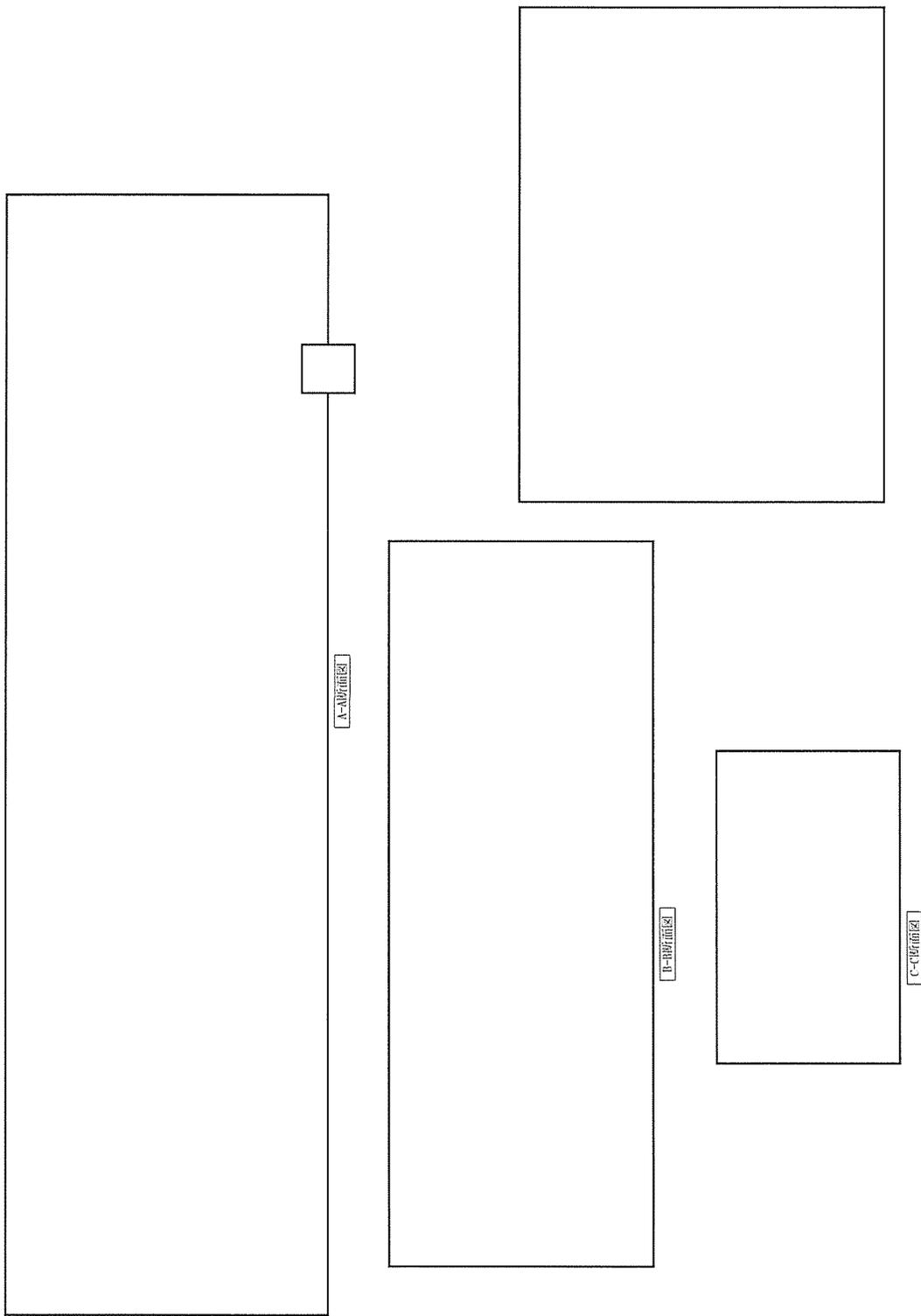
添説建 2-IV. 1. 1-1 図 1 階平面図



添説建 2-IV. 1. 1-2 図 屋根伏図



添説建 2-IV. 1. 1-3 図 立面図



添説建 2-IV. 1. 1-4 図 断面図

1. 2. 耐震補強の内容

添説建 2-IV. 1. 2-1 表 耐震補強の概要

No.	補強方法	記号 ^{注1}	補強内容
1	新設高強度折板	NL	大地震時の折板の損傷を防ぐ。 屋根面剛性の増強を図る。
2	新設基礎	NF	14a 通りの新設基礎設置により耐力の向上を図る。
3	新設基礎梁	NFG	14a 通りの新設基礎梁設置により耐力の向上を図る。
4	新設耐震壁	NEW	耐力の増強を図る。
5	新設雑壁	NW	耐力の増強を図る。
6	増打ち耐震壁	MW	耐力の増強を図る。
7	新設 RC 柱	NC	耐力の増強を図る。
8	新設 RC 大梁	NG	耐力の増強を図る。
9	新設バットレス	NW50A	柱の耐力増強を図る。
10	新設スラブ	NS	柱の耐力増強を図る。
11	新設鉄骨梁	NSB	屋根面の耐力増強を図る。
12	新設屋根ブレース	NHBr	屋根面の耐力増強を図る。
13	方杖補強	NT	保有水平耐力の向上を図る。
14	火打ち材補強	NAB	屋根面の耐力増強を図る。
15	仕口部補強	NBCT	前室の梁と組立工場本体との接合部補強

注 1：記号の凡例を添説建 2-IV. 1. 4-1 図～添説建 2-IV. 1. 4-11 図に示す。

1.3. 評価方法

(1) 設計方針

評価は補強後について行う。

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0 = 0.2$ として $0.2 \times 1.5 = 0.3$ 、二次設計には $C_0 = 1.0$ として $1.0 \times 1.5 = 1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体における有害な亀裂、変形を抑止するために、構造体を構成する鉄骨、鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」及び「Super Build/FA1 Ver. 3.50」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

また、Super Build/FA1は、耐震評定（第三者の専門機関）及び計画認定（茨城県の建築指導課）を受ける際に使用したプログラムである。

2) 一次設計

a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。

b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。

c) 建築基準法施行令第82条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積載荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。

d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。

e) 応力解析の結果より、柱（RC造、S造）、大梁（RC造、S造）、耐震壁、S造方杖、基礎梁、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に準拠して1.8項で定めた許容応力度に基づいて行う。

また、耐力の算定時には各規準に基づいて軸力を考慮した。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

保有水平耐力の評価にあたっては、保有水平耐力（ Q_u ）が下式で与えられる必要保有水平耐力（ Q_{un} ）以上であることを確認する。

保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \Sigma W_i \quad (\text{各記号の説明は 1.7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

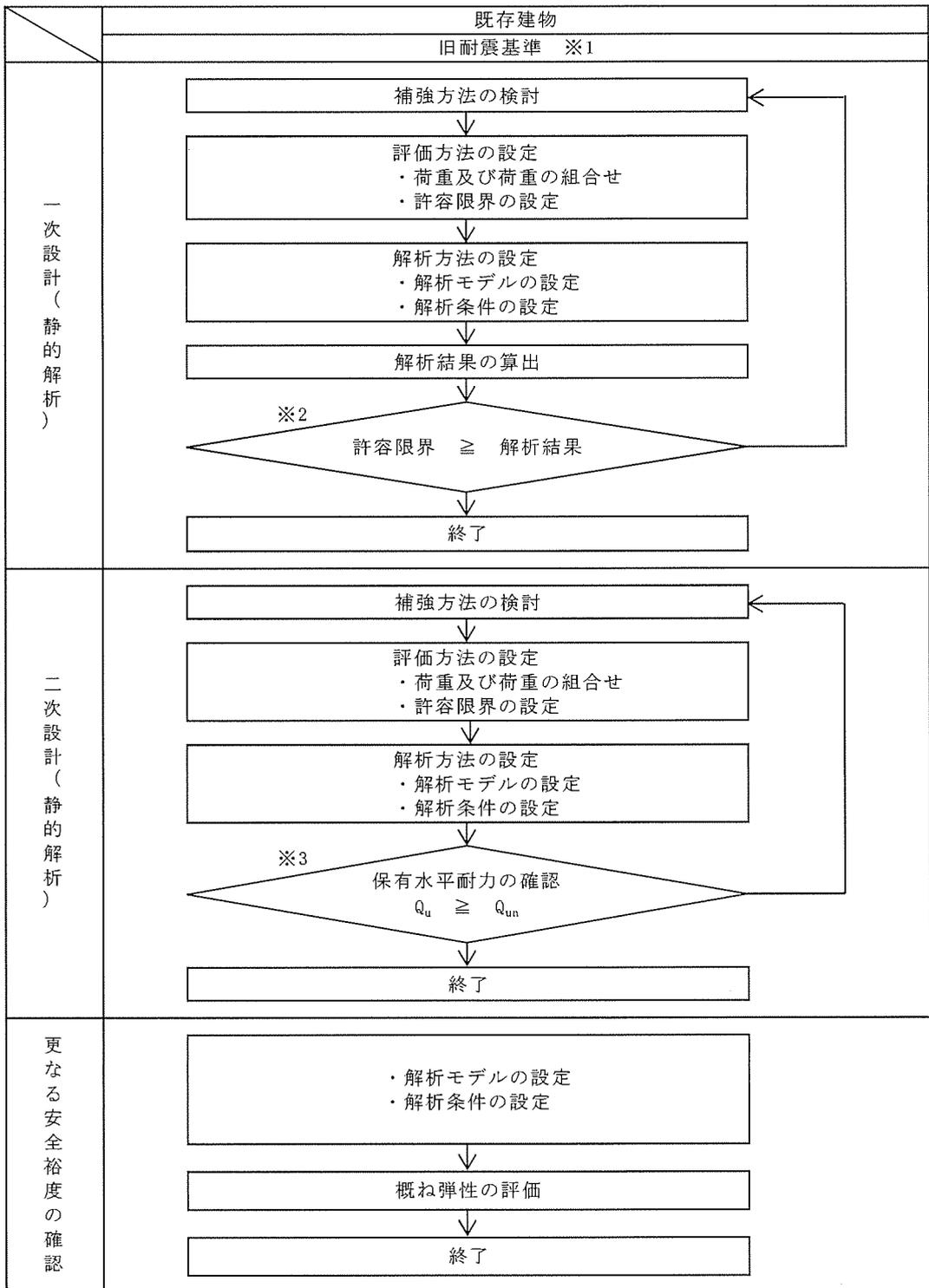
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-IV. 1. 3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{cs} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{cs} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1: 1981年 (S56年) 5月31日以前の建物は二次設計が無い旧耐震基準で設計
(工場棟 組立工場: 設計S44年)

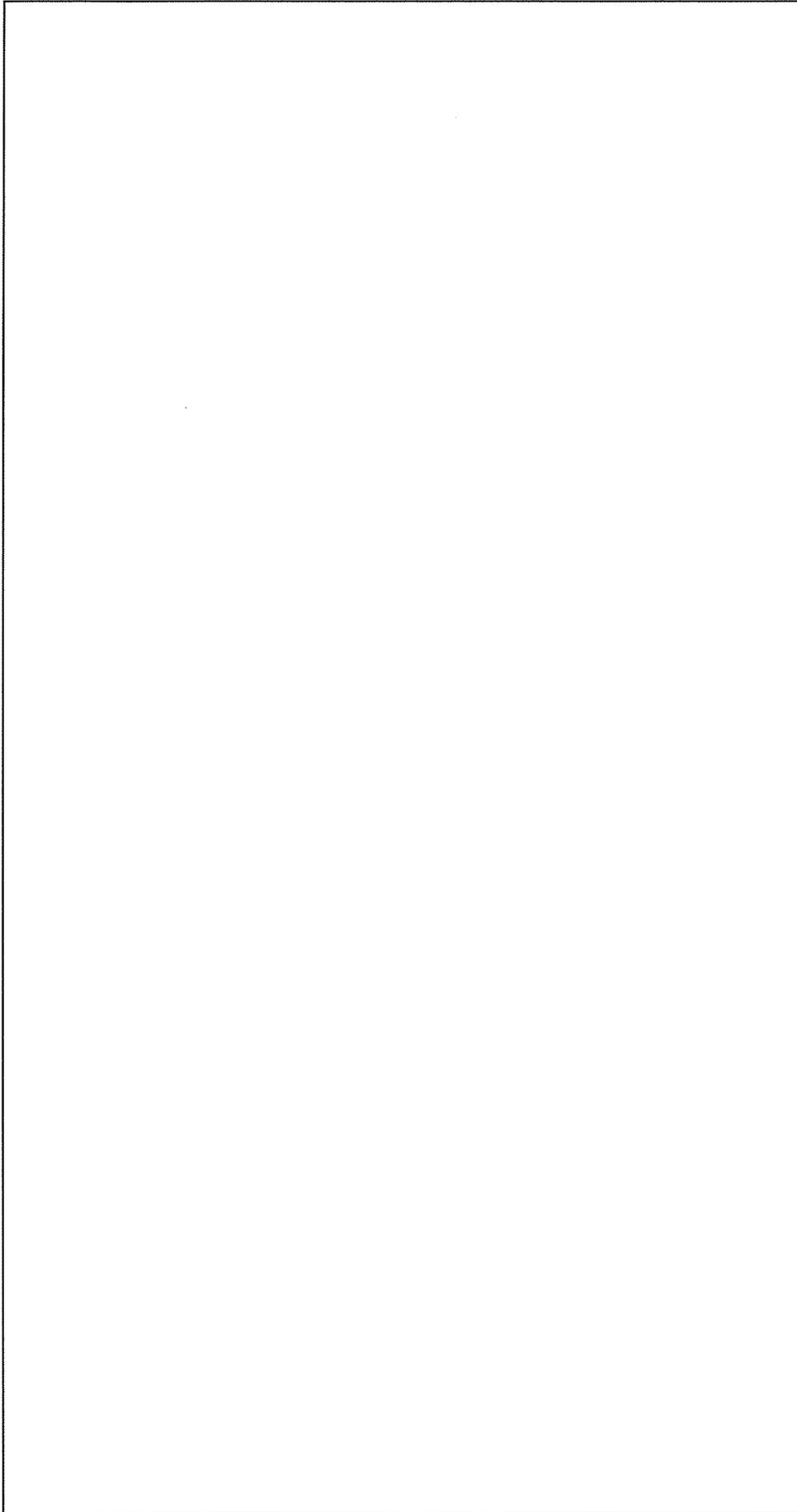
※2: 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3: 保有水平耐力は増分解法により求めることを原則とする。

添説建 2-IV. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4. 構造図

平面図、軸組図を添説建 2-IV. 1.4-1 図～添説建 2-IV. 1.4-11 図に示す。

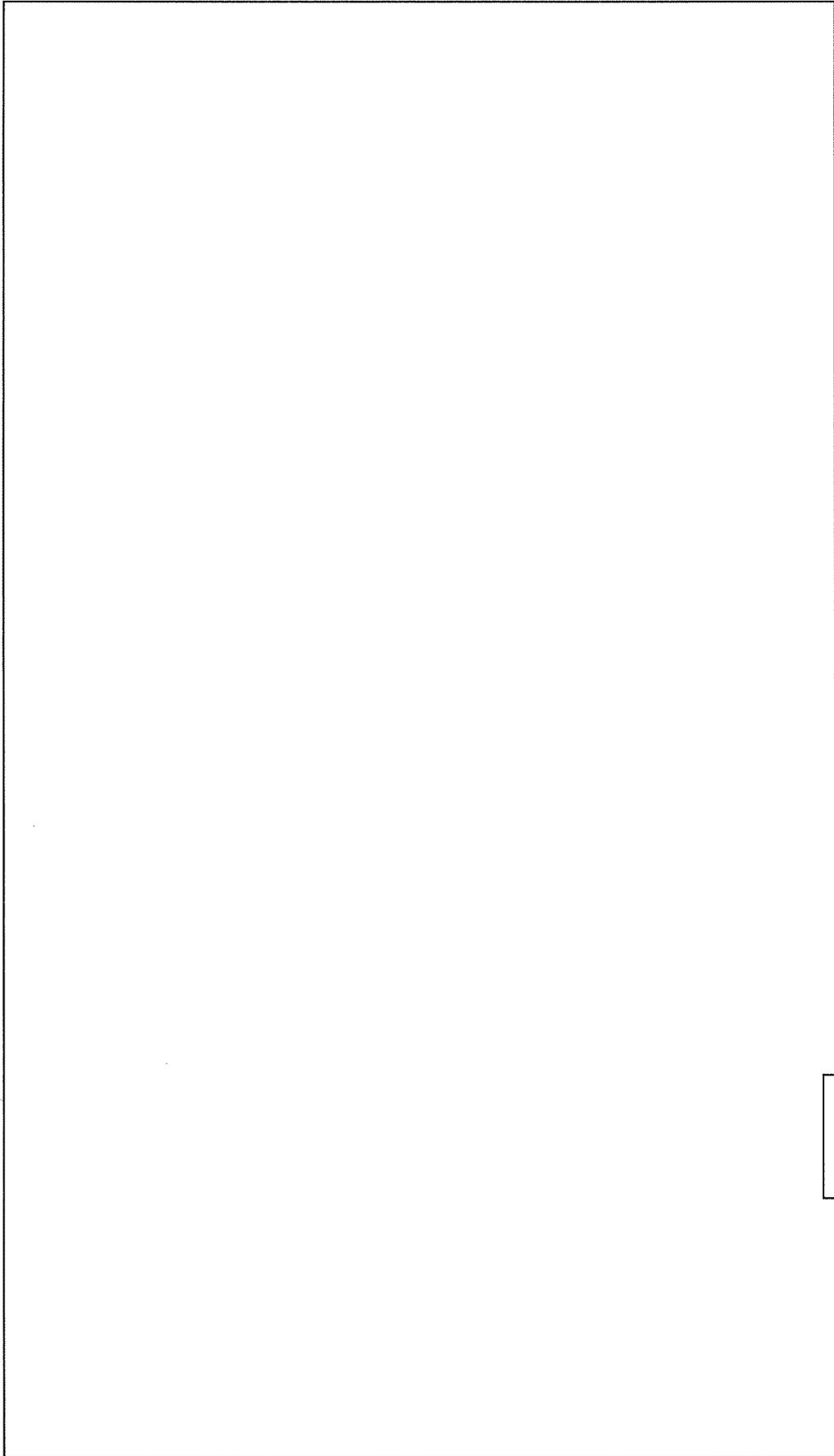


注記

1.  は工場棟 組立工場以外の建物を示す。
2.  は既設杭を示す。寸法は ϕ 、L=m
3.  は新設杭を示す。寸法は ϕ 、L=m
4. 各基礎の杭本数は添説建 2-IV. 1.9-18 表～添説建 2-IV. 1.9-19 表に示す。

添説建 2-IV. 1.4-1 図 基礎・基礎梁・基礎梁伏図 (1 階床伏図)

凡 例	
既設	F0, F1, F1a, F2, F3a, F4 FG1, FG2, FbG1, FbG2, FG3 NF1
新設	NFG1, NFG2, NFG2A
	: 基礎 : 基礎梁 : 新設基礎 : 新設基礎梁

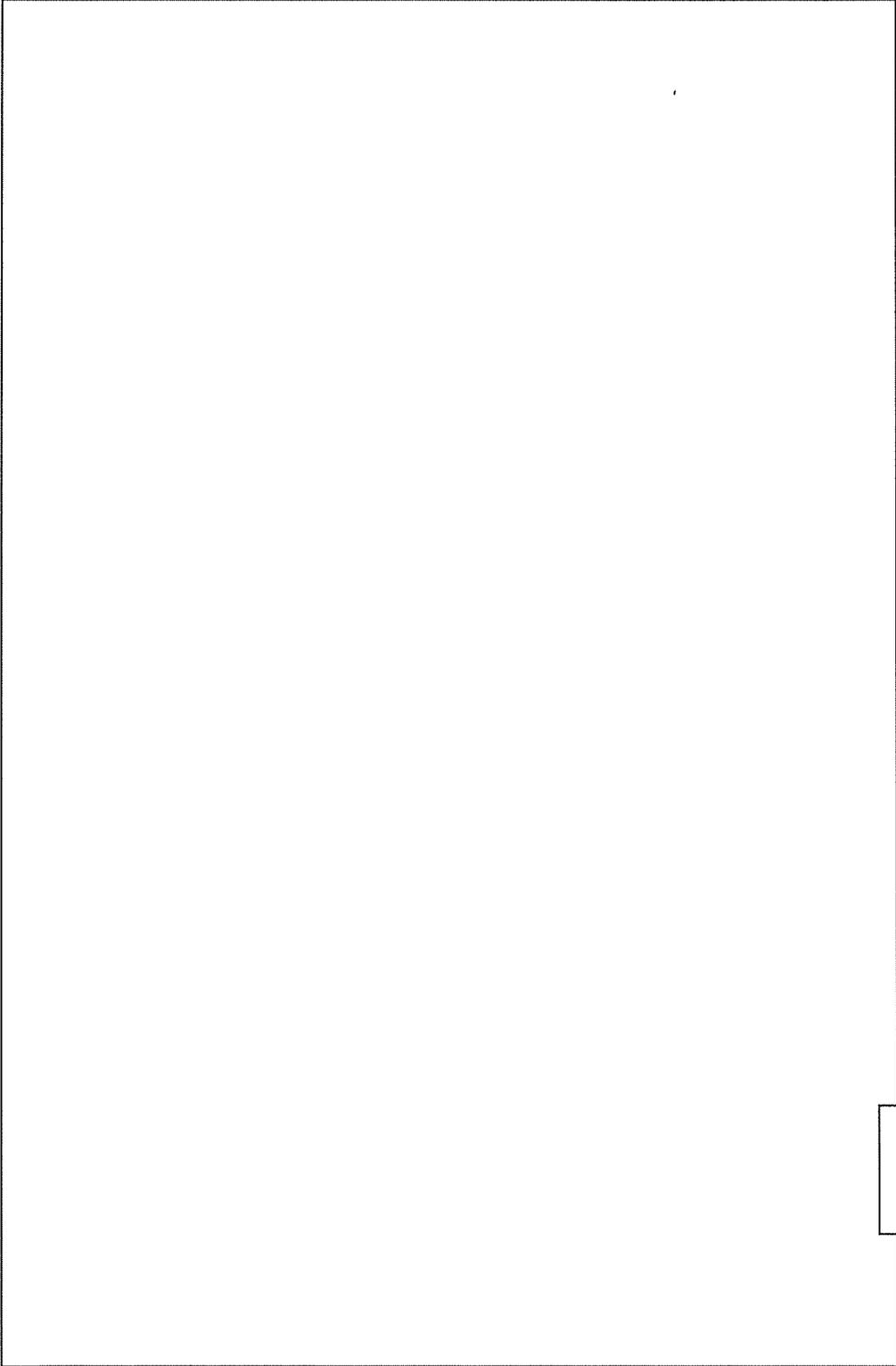


注記

1.  は工場棟 組立工場以外の建物を示す。

凡 例	
既設	bc1, bc2 : 鉄骨梁 TH1 : 鉄骨小梁
新設	NSB11 : 新設鉄骨梁 MAB1 : 新設鉄骨火打ち材 NL145 : 新設高強度折板 NIB+11 : 新設鉄骨フレーム S-60 : 折板
撤去	13φポルト : 屋根フレーム (ターンパンツクル付)

添説建 2-IV. 1. 4-2 図 屋根伏図 (前室)



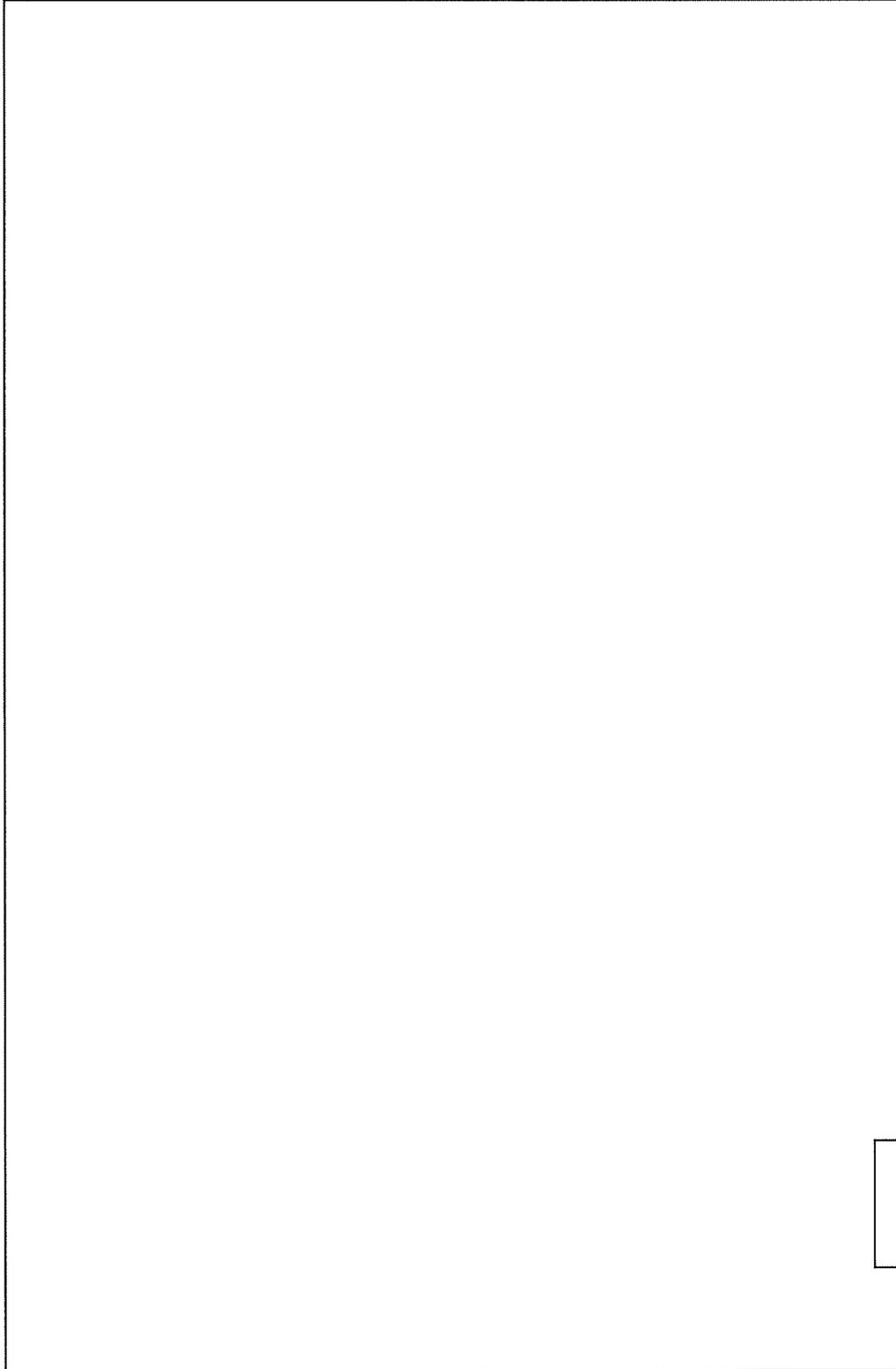
注記



1. は工場棟 組立工場以外の建物を示す。

凡 例	
3C1-a, 3C2-a, 3C3-a	: RC大梁
HC1, HC1a	: クレーンリフト
g2, g2a	: HG1受ブラケット
NC2	: 新設RC大梁
NS1	: 新設スラブ

添説建 2-IV. 1. 4-3 図 中間梁伏図 (FL+6500)

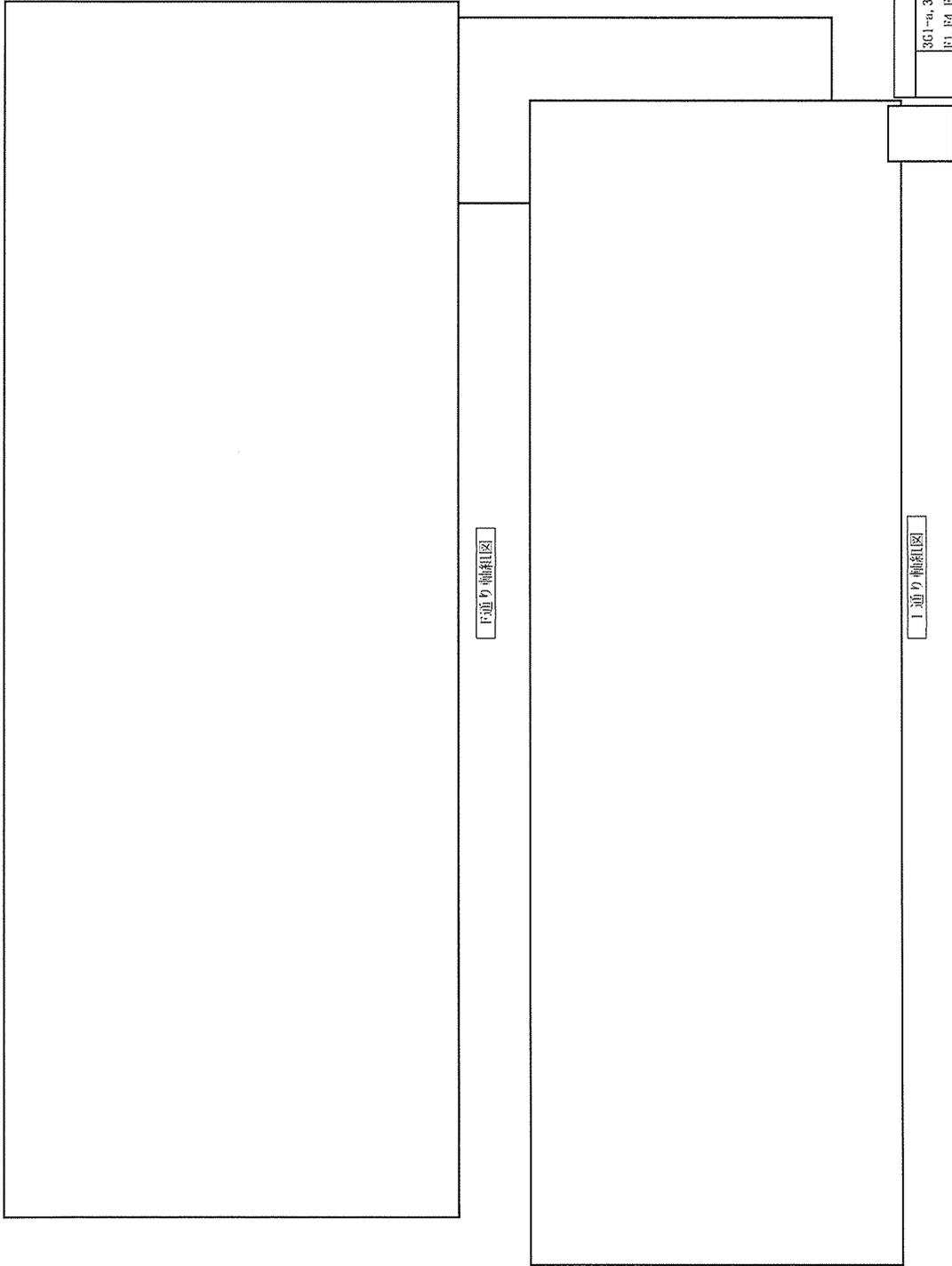


凡 例	
CS3	: 雨樋
RC1-a, RC2-a, RC3-a	: RC大梁
T1	: 鉄骨トラス
TB1	: 鉄骨小梁
RC1	: 新設RC大梁
NSB1, NSB2, NSB3	: 新設鉄骨梁
NIBr1, NIBr2, NIBr3, NIBr4, NIBr5	: 新設鉄骨屋根ブレース
NL1,45	: 新設高強度折板
S-60	: 折板
撤去	19.6ボルト (ターンハンパシツクル付) : 屋根ブレース

注記

1.  は工場棟 組立工場以外の建物を示す。

添説建 2-IV. 1. 4-4 図 屋根伏図



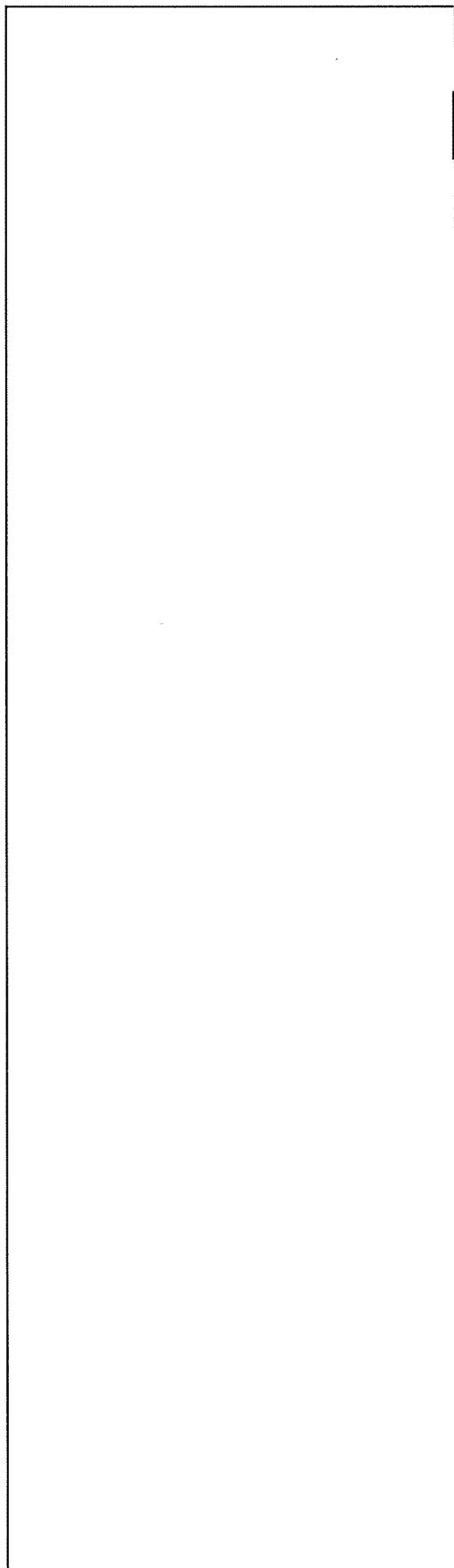
凡 例	
3G1-4, 3G2-4, RC1-4, RC2-4	: RC大梁
F1, F4, F1-4	: 基礎
FC1, FC2	: 基礎梁
C1, C3, C4, C5, C6, C7	: RC柱
BR15	: 耐震壁
BR15	: 雑壁
NSR1	: 新設鉄骨梁
NW50A	: 新設バットレス
MR20B	: 増打ち耐震壁
NS1	: 新設スラブ

注記

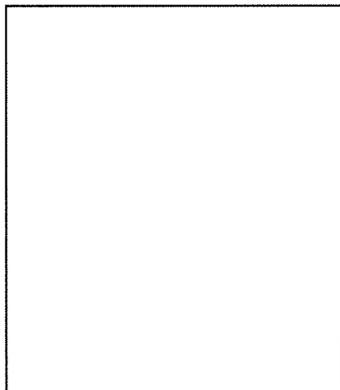


1. は工場棟 組立工場以外の建物を示す。

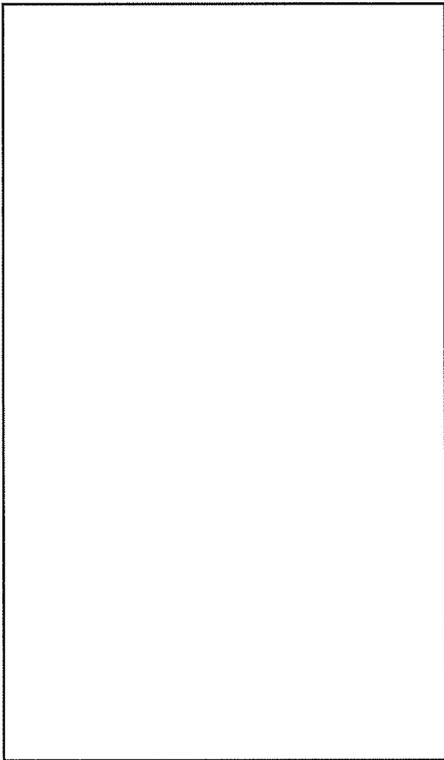
添説建 2-IV. 1. 4-5 図 F、I 通り軸組図



I. 通り軸組図



G, H, J 通り軸組図



K 通り軸組図

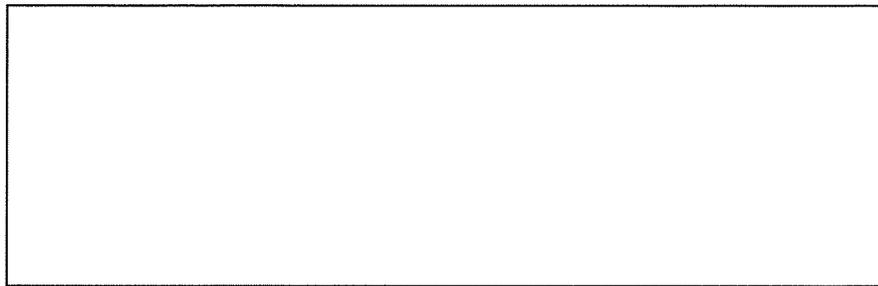
凡 例	
3G1-a, RG1-a	: RC大梁
bG1, bG3	: 鉄骨梁
C1, C2, C5, C8	: RC柱
C11, P11, P12	: 鉄骨柱
WDr1	: 鉄骨鉛直ブレース
FC, F1a, F2, F3-a, F4	: 基礎
RC2, RC1	: 基礎梁
BW15	: 耐震壁
W15	: 継壁
NSB1	: 新設鉄骨梁
AW20B	: 増打ち耐震壁
NS1	: 新設スラブ
NG1R	: 新設鋼縁
NS11F	: 新設鉄骨、鉄筋鋼材
NBCT	: 新設鉄骨ブラケット

注記



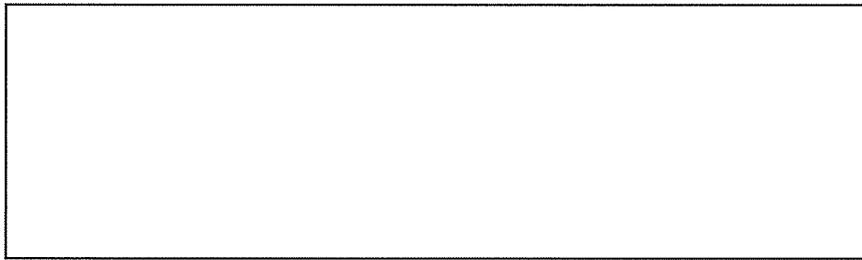
1. は工場棟 組立工場以外の建物を示す。

添説建 2-IV. 1. 4-6 図 L、K、G、H、J 通り軸組図



1通り軸組図

2通り軸組図

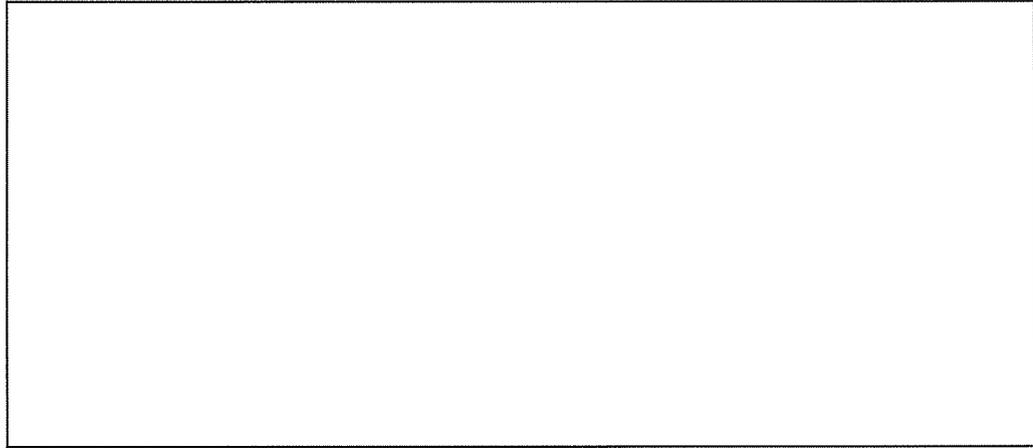


3通り軸組図

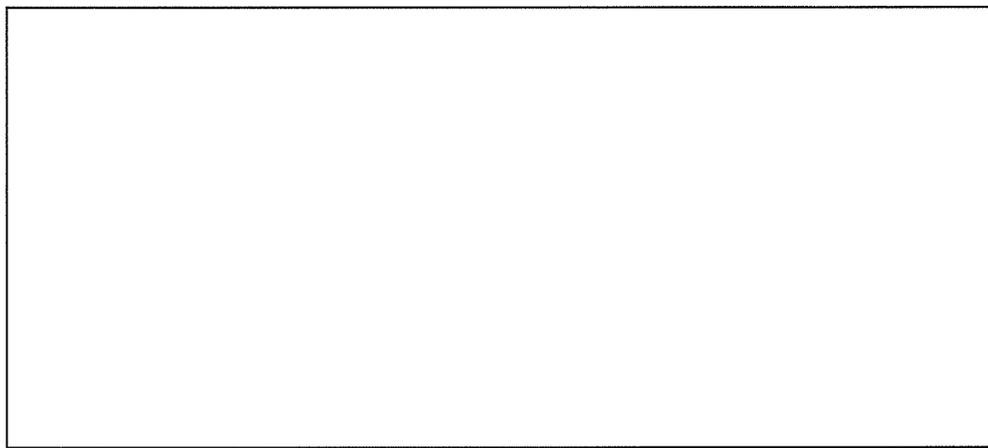
1', 2'通り軸組図

凡 例	
既設	C11, P12 : 鉄骨柱
	bG2, bG4 : 鉄骨梁
	FbG2 : 基礎梁
	F0 : 基礎
新設	NT : 新設鉄骨方杖

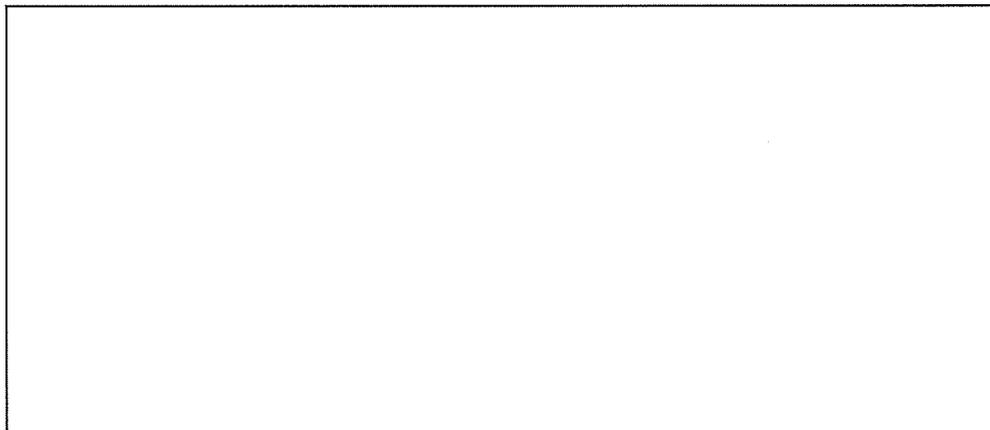
添説建 2-IV. 1. 4-7 図 1、1'、2、2'、3 通り軸組図



4通り軸組図



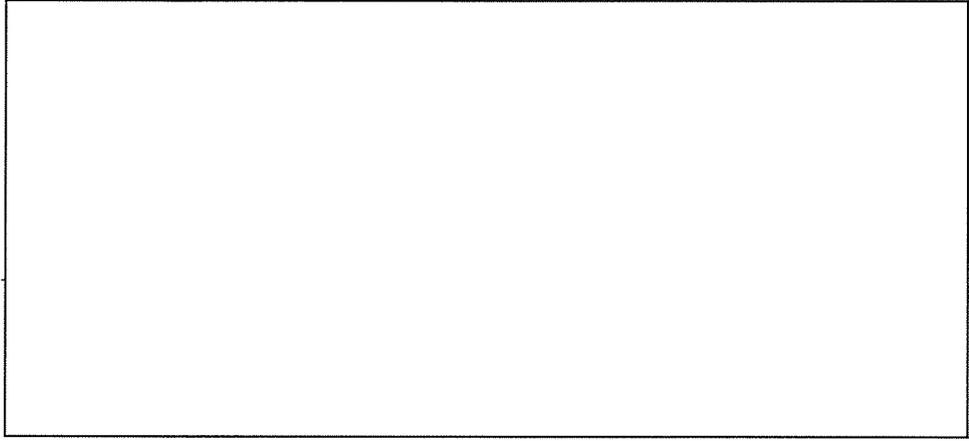
5通り軸組図



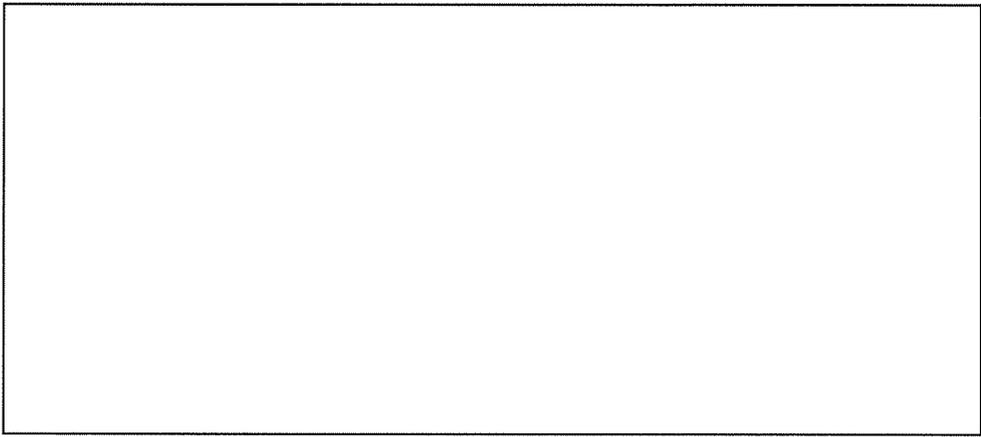
6通り軸組図

凡 例	
既設	3G3-a, RG3-a : RC大梁
	T1 : 鉄骨トラス
	C1, C2, C3, C4, C5 : RC柱
	F1, F1-a, F2, F3-a : 基礎
	FG3 : 基礎梁
	EW15 : 耐震壁
	W15 : 雑壁
新設	NSB1 : 新設鉄骨梁
	NCT : 新設鉄骨屋根受け材
	NW50A : 新設バットレス
	MW20B : 増打ち耐震壁

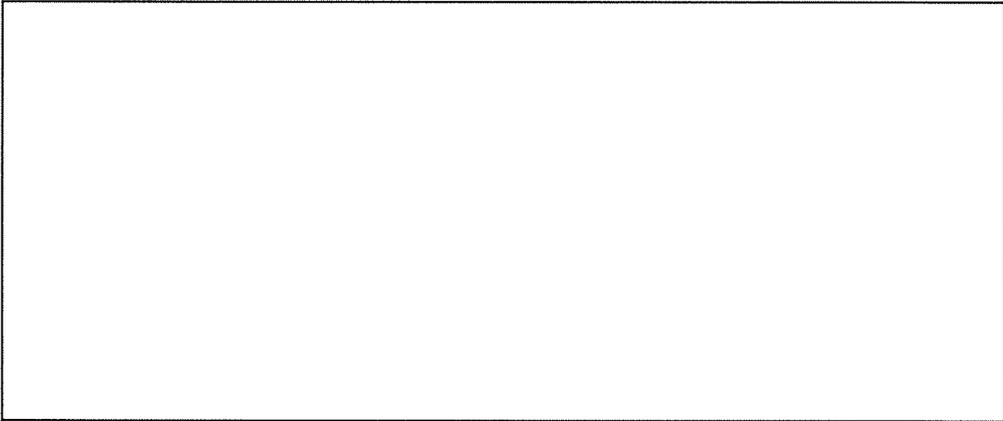
添説建 2-IV. 1. 4-8 図 4、5、6 通り軸組図



7通り軸組図



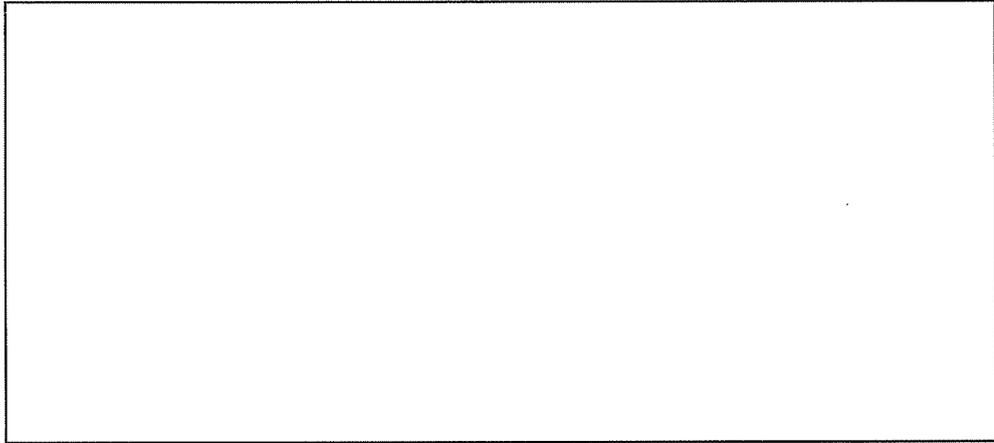
8通り軸組図



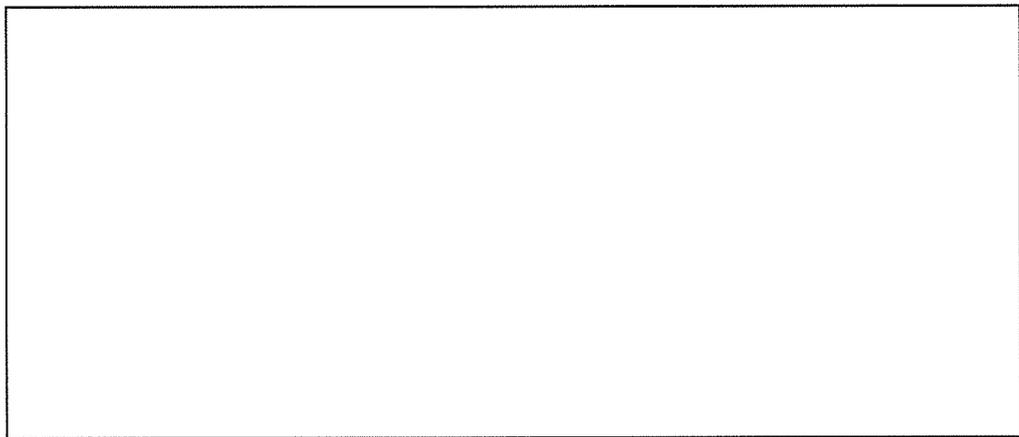
9通り軸組図

凡 例	
既設	T1 : 鉄骨トラス
	C4, C5 : RC柱
	F1-a, F3-a : 基礎
新設	NCT : 新設鉄骨屋根受け材
	NW50A : 新設パットレス

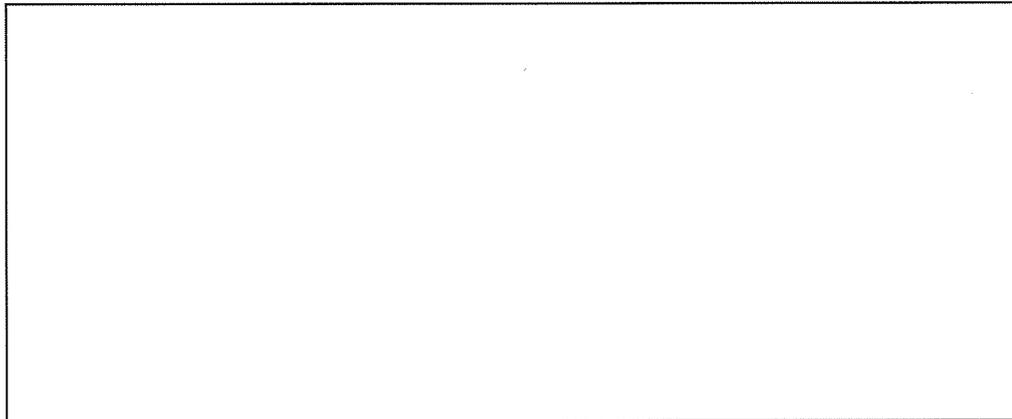
添説建 2-IV. 1. 4-9 図 7、8、9 通り軸組図



10通り軸組図



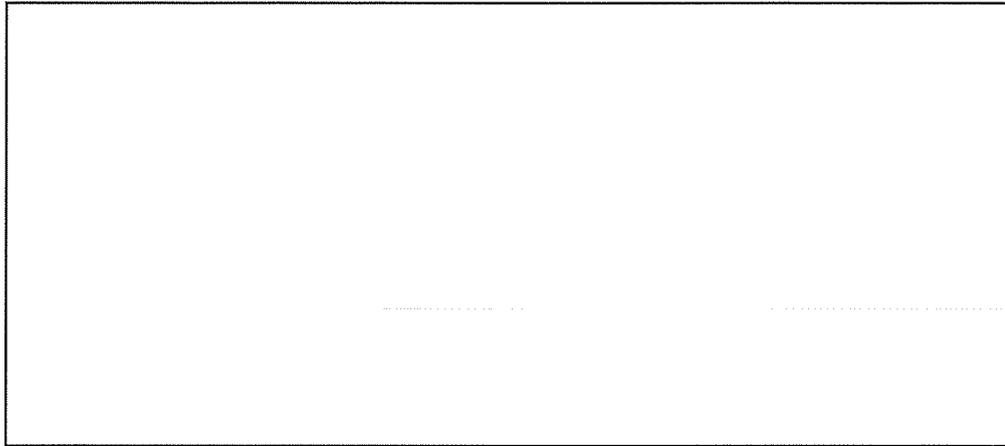
11通り軸組図



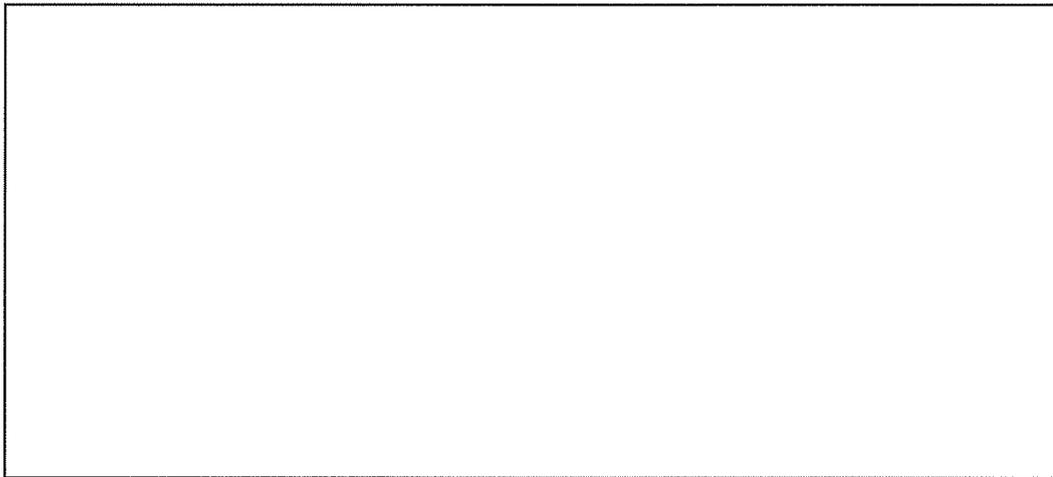
12通り軸組図

凡 例	
既設	T1 : 鉄骨トラス
	C4, C5 : RC柱
	F1-a, F3-a : 基礎
新設	NCT : 新設鉄骨屋根受け材
	NW50A : 新設パットレス

添説建 2-IV. 1. 4-10 図 10、11、12 通り軸組図



13通り軸組図



14a通り軸組図

凡 例	
既設	T1 : 鉄骨トラス
	C4, C5, C6, C7, C8 : RC柱
	F1-a, F3-a, F4 : 基礎
新設	NG1, NG2 : 新設RC大梁
	NCT : 新設鉄骨屋根受け材
	NC1, NC2 : 新設RC柱
	NF1 : 新設基礎
	NFG1, NFG2, NFG2A : 新設基礎梁
	NEW25 : 新設耐震壁
	NW25 : 新設雑壁
NW50A : 新設バットレス	

添説建 2-IV. 1. 4-11 図 13、14a 通り軸組図

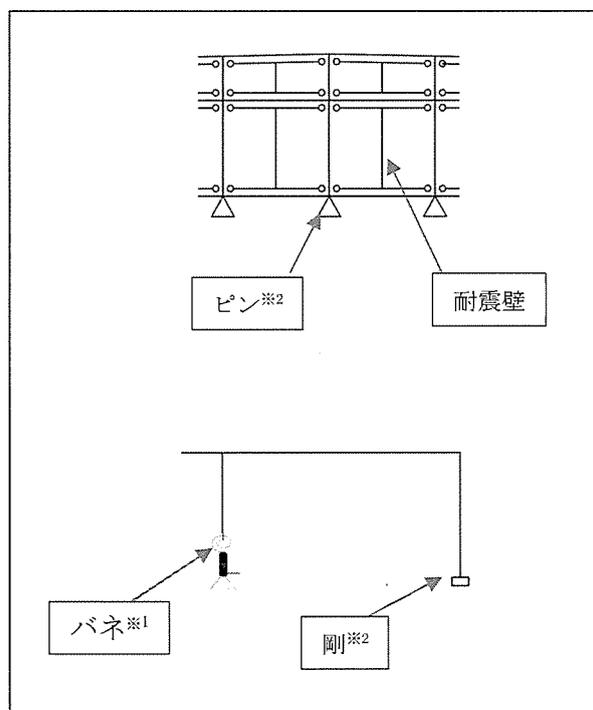
1.5. 構造解析モデル

解析部材番号を添説建 2-IV.1.5-1 図～添説建 2-IV.1.5-8 図に、解析に使用した解析モデル図を添説建 2-IV.1.5-9 図～添説建 2-IV.1.5-14 図に示す。

トラス梁のモデル化にあたっては、剛性、質量、梁せいが等価な H 形部材に置換して評価する。また、階高の異なる部分に配置される梁部材については、部材に生じる応力等の影響を考慮の上、柱、梁が交差する格点同士を繋ぐものとする。モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。

凡例



※1：鋼製柱脚固定条件

露出柱脚：バネ（半固定）

根巻き柱脚：固定

※2：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

柱脚曲げモーメントを基礎構造（杭）で負担：剛

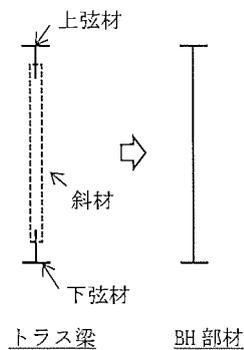
なお、解析部材番号は便宜上、構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下に示す。
 前室については、X方向加力時の地震力は、組立工場本体が負担するものとして、別の計算プログラムで解析しているため、この表からは、前室の構造部材の表記は除いた。

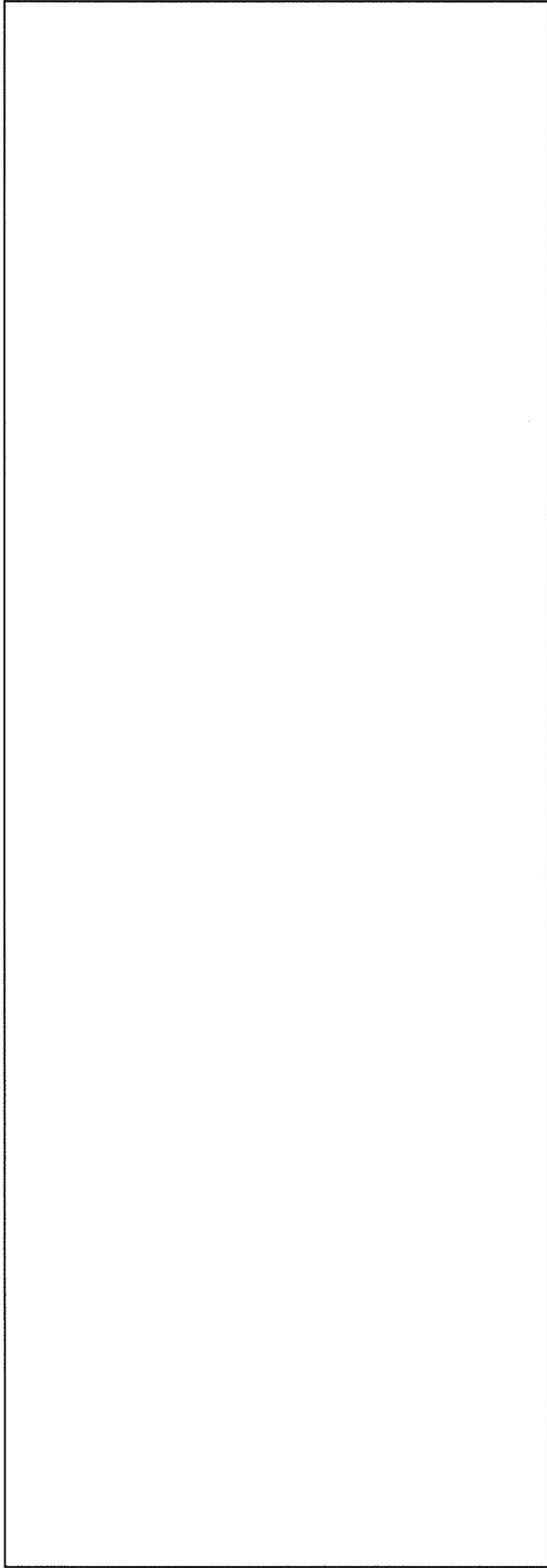
添説建 2-IV. 1. 5-1 表 部材番号読替対応表

		解析 部材番号	構造図 部材番号
既存柱			
新設柱			
新設 バットレス			
R 階	梁		
	トラス梁 ^{※2}		
1 階	基礎梁		
耐震壁			

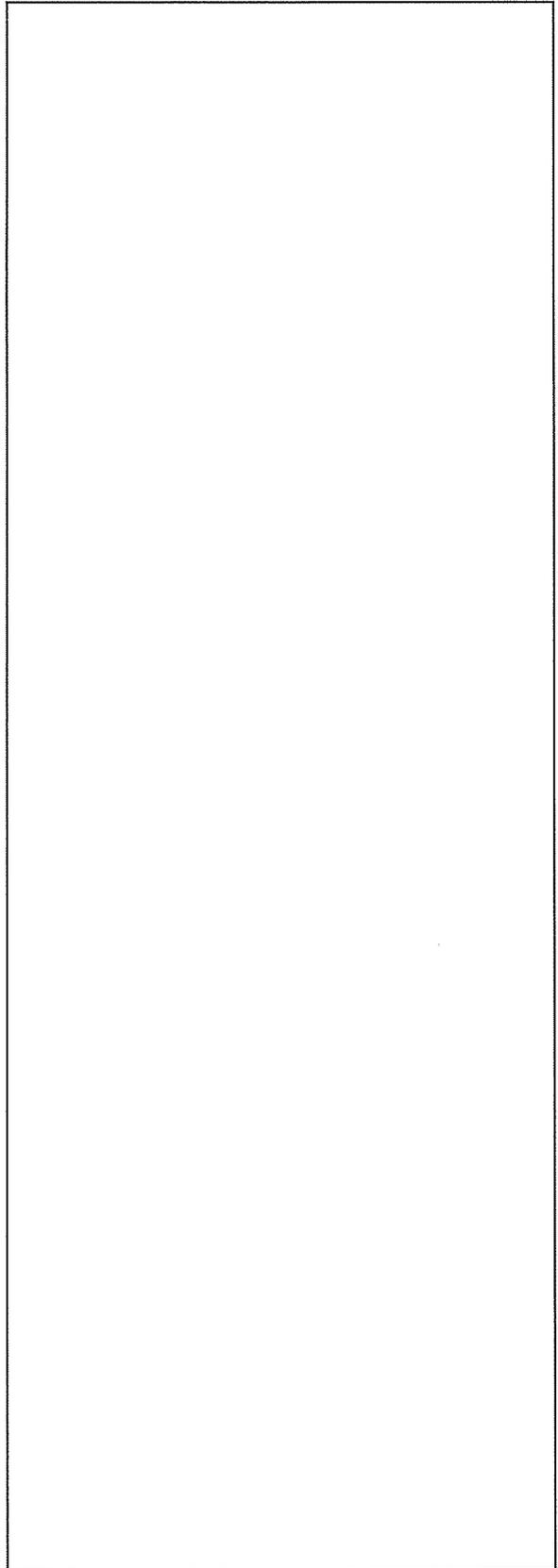
※1：電算入力上、既存柱番号は階、通り符号により決定されており、本書では便宜的に柱番号を「C*」とした。

※2：トラス梁のモデル化にあたっては、剛性、重量、梁せいが等価なBH（H形）部材に置換して評価する。





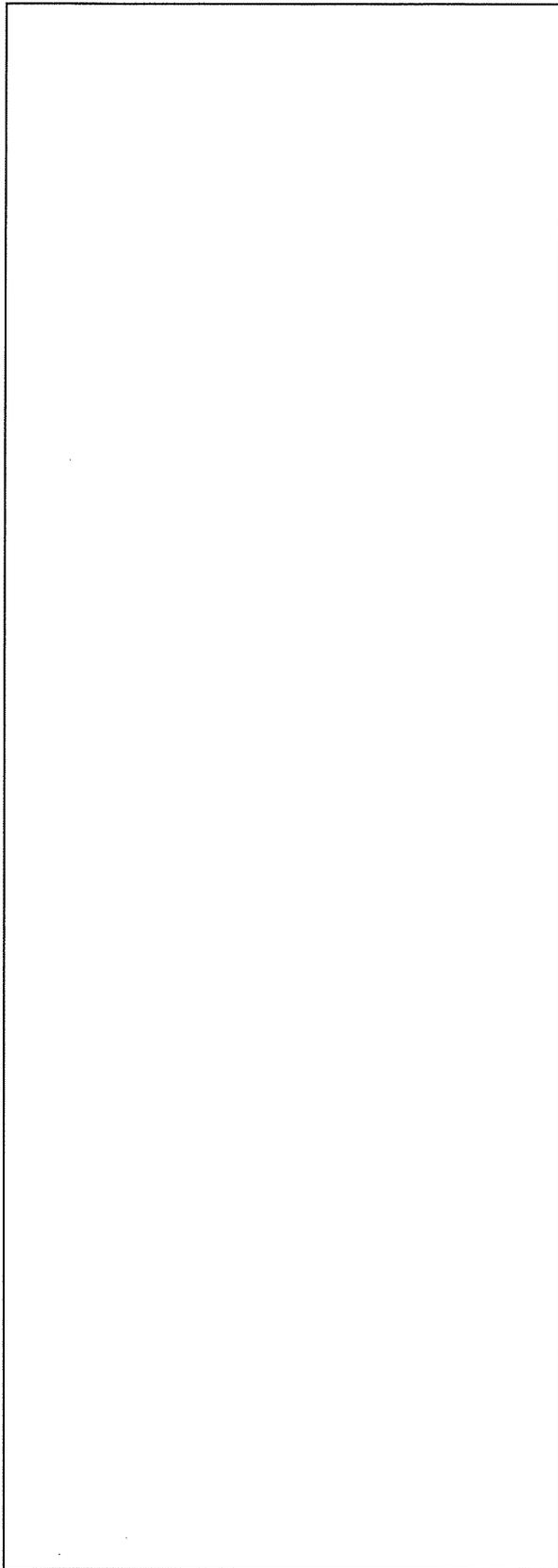
【F 通り】



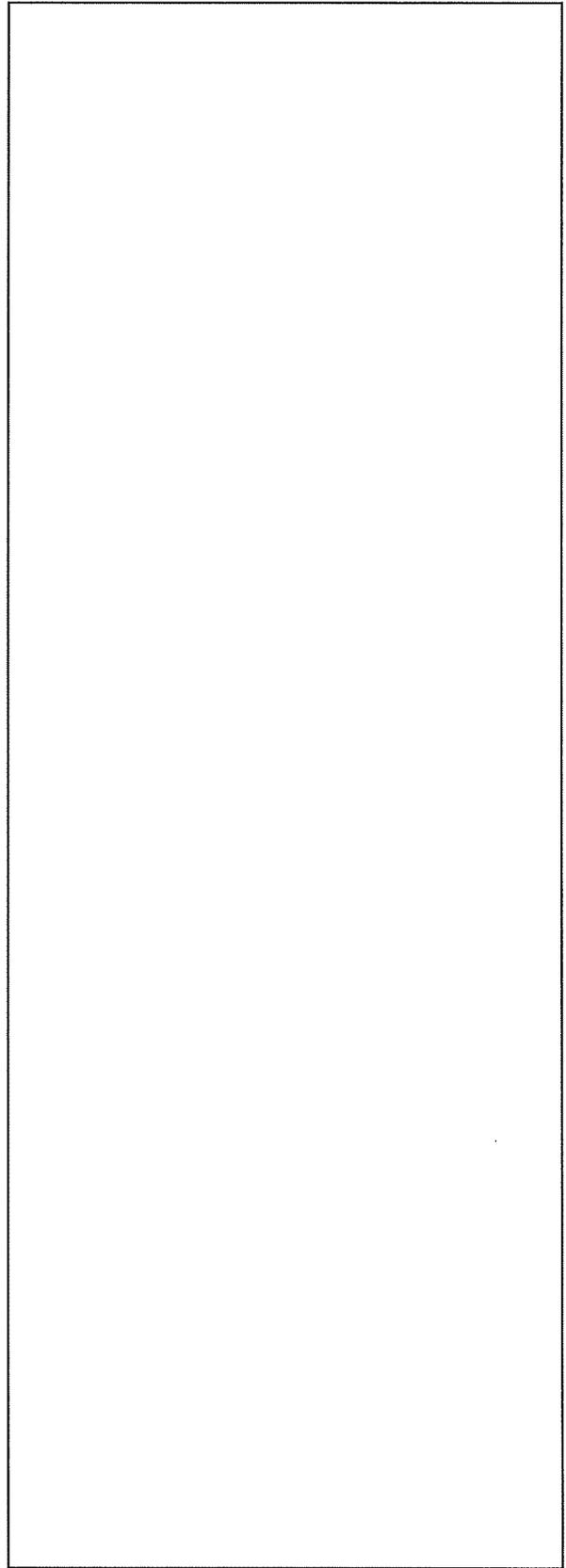
【G 通り】

単位 : cm

添説建 2-IV. 1. 5-1 図 部材番号図 (1/8)



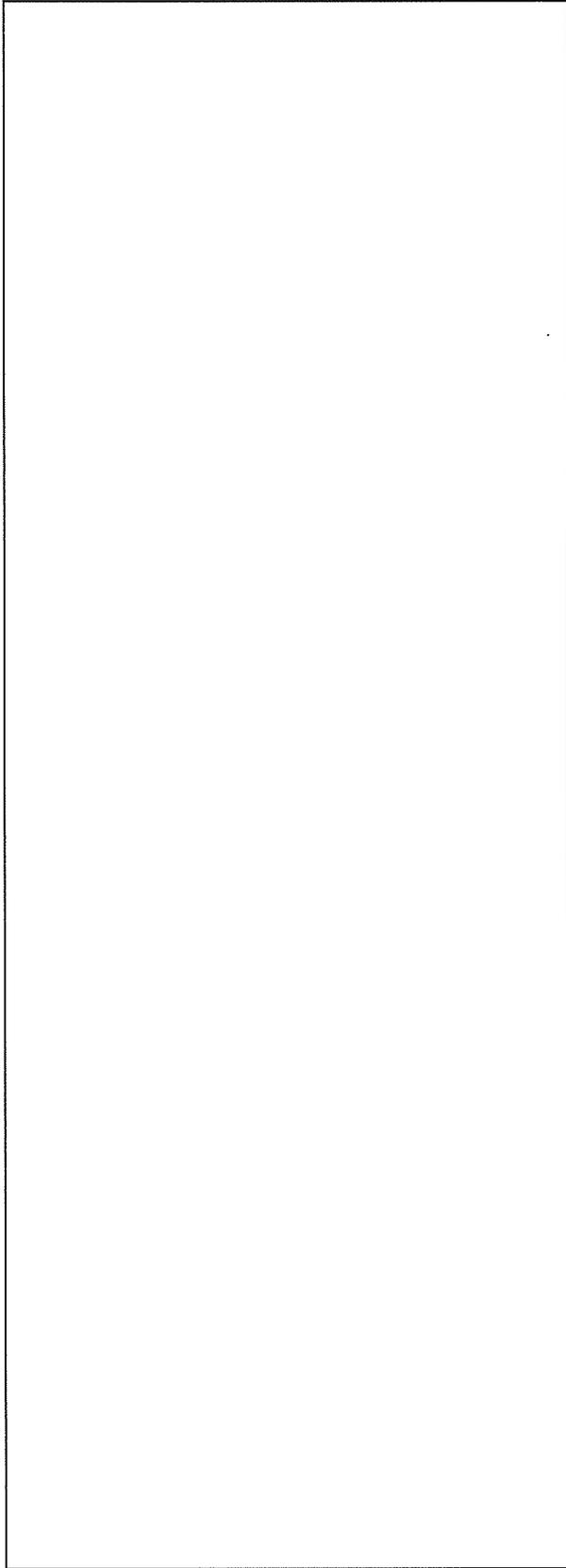
【H 通り】



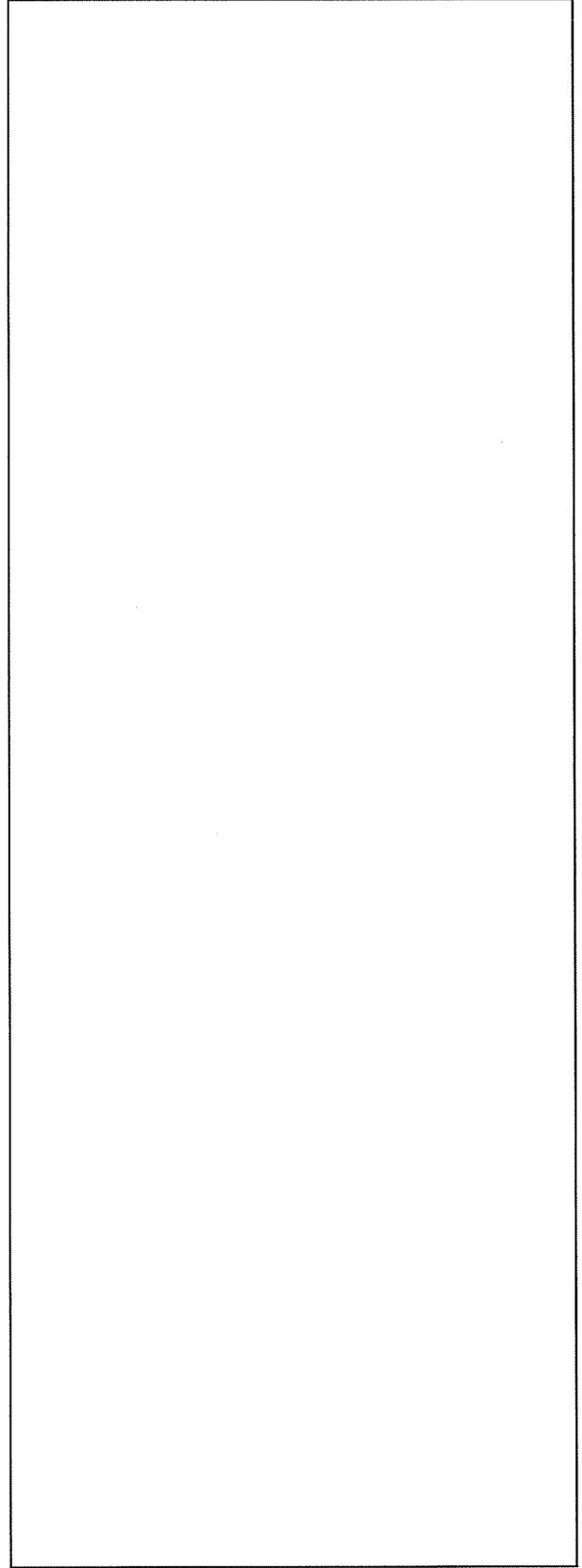
【I 通り】

単位 : cm

添説建 2-IV. 1. 5-2 図 部材番号図 (2/8)



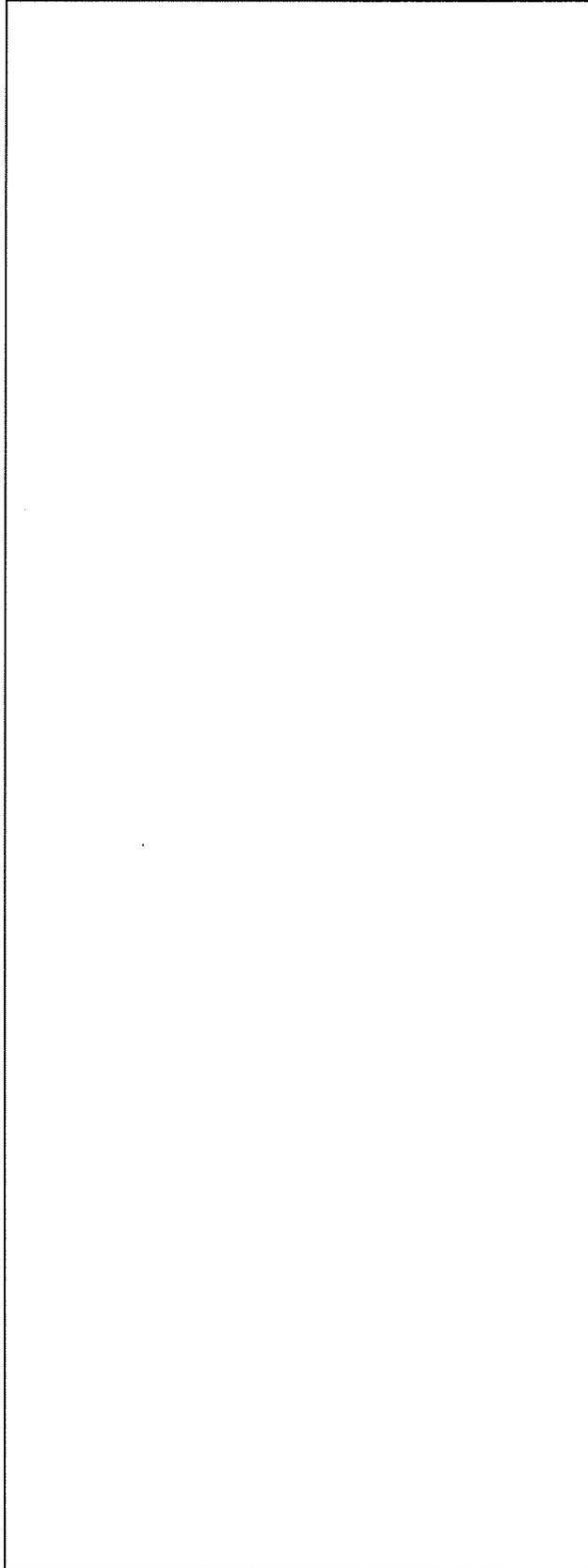
【J 通り】



【K 通り】

単位：cm

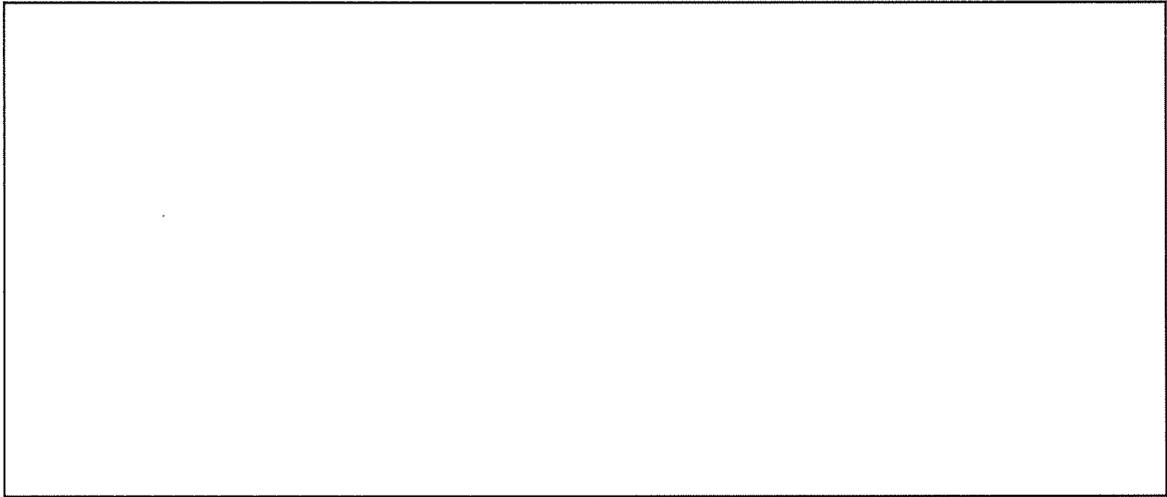
添説建 2-IV. 1.5-3 図 部材番号図 (3/8)



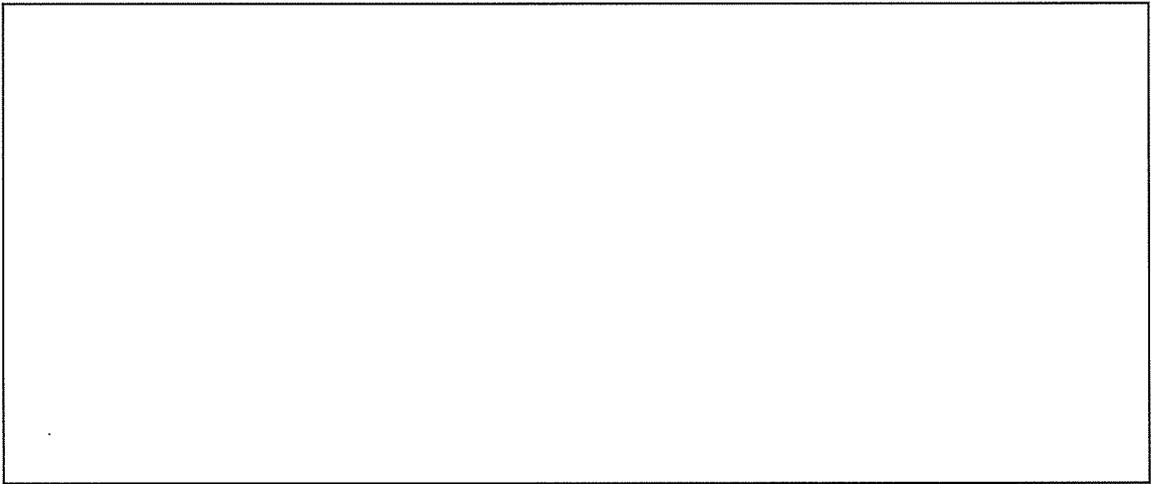
【L 通り】

単位：cm

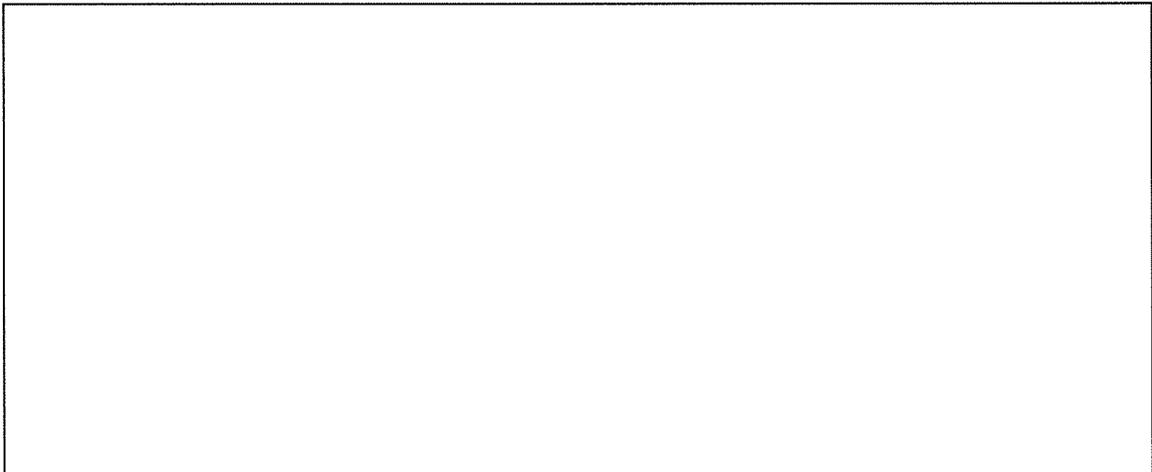
添添説建 2-IV. 1. 5-4 図 部材番号図 (4/8)



【4 通り】



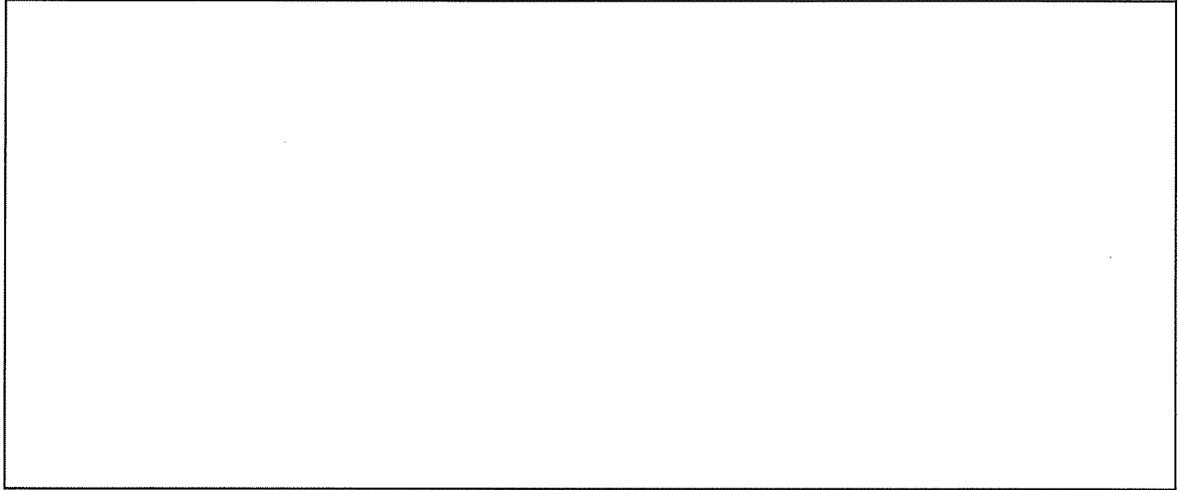
【5 通り】



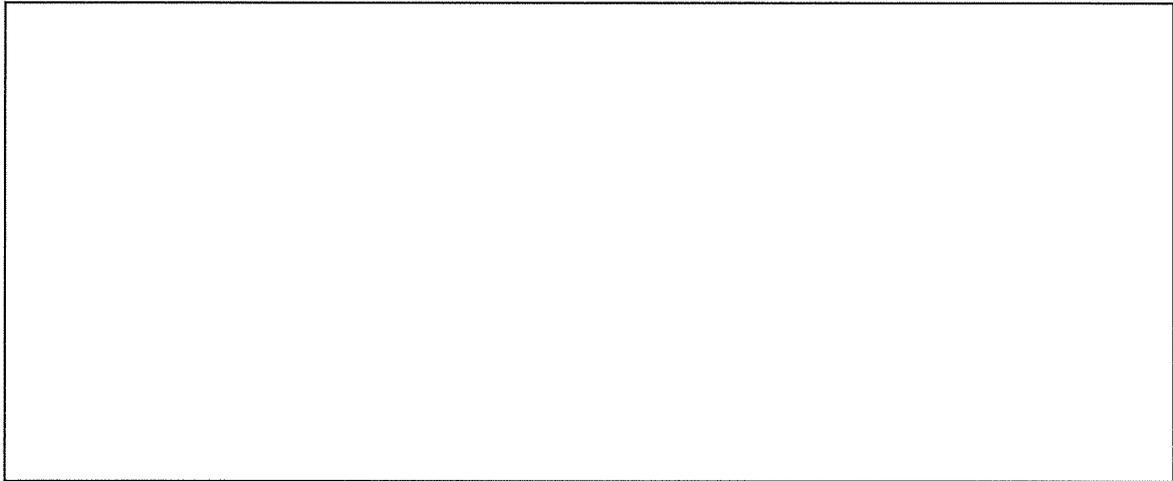
【6 通り】

単位：cm

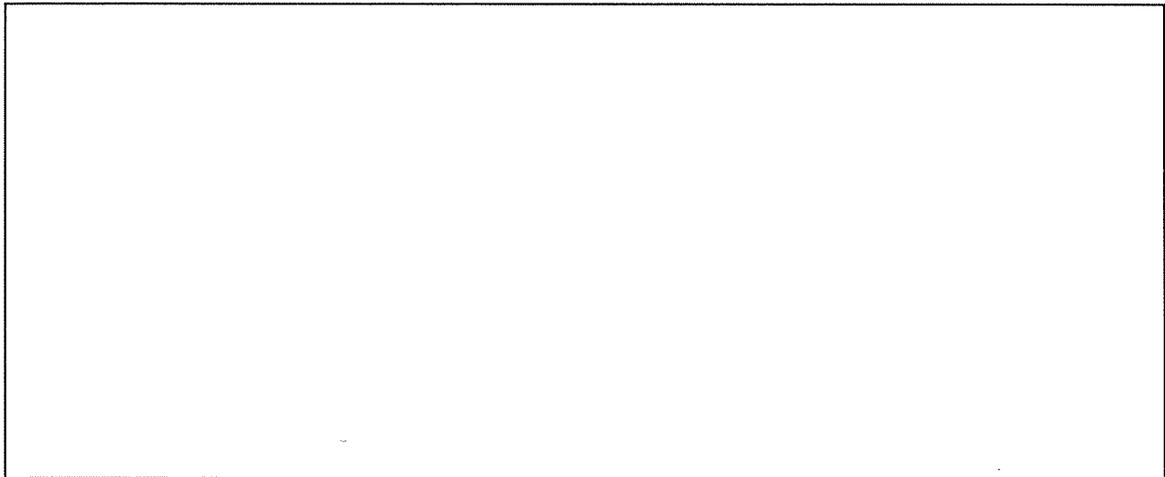
添説建 2-IV. 1. 5-5 図 部材番号図 (5/8)



【7 通り】



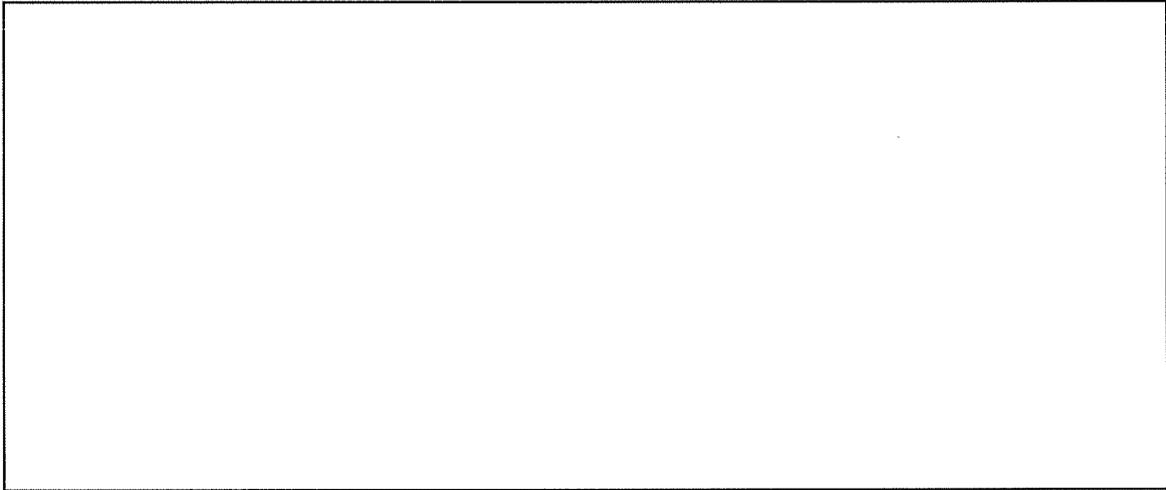
【8 通り】



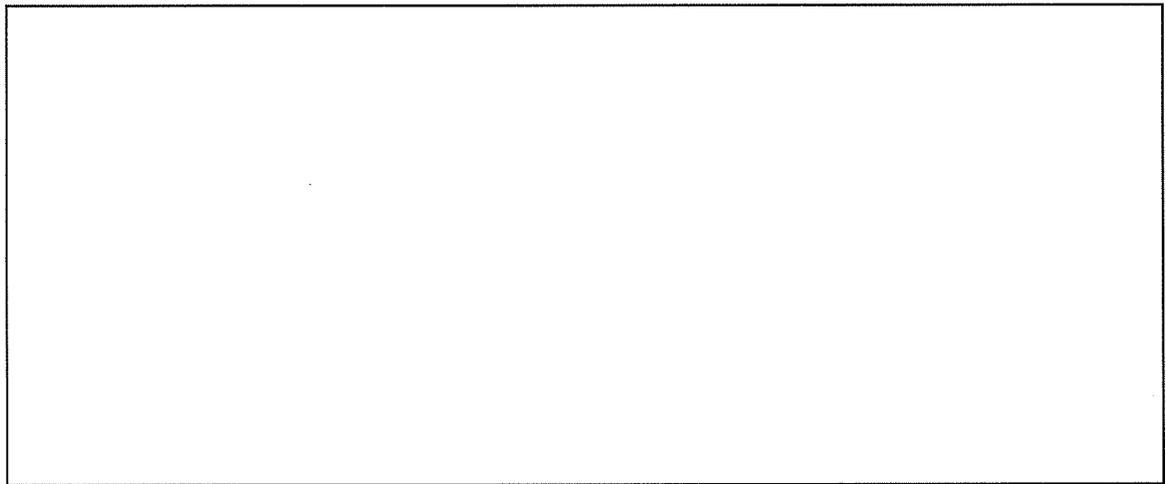
【9 通り】

単位：cm

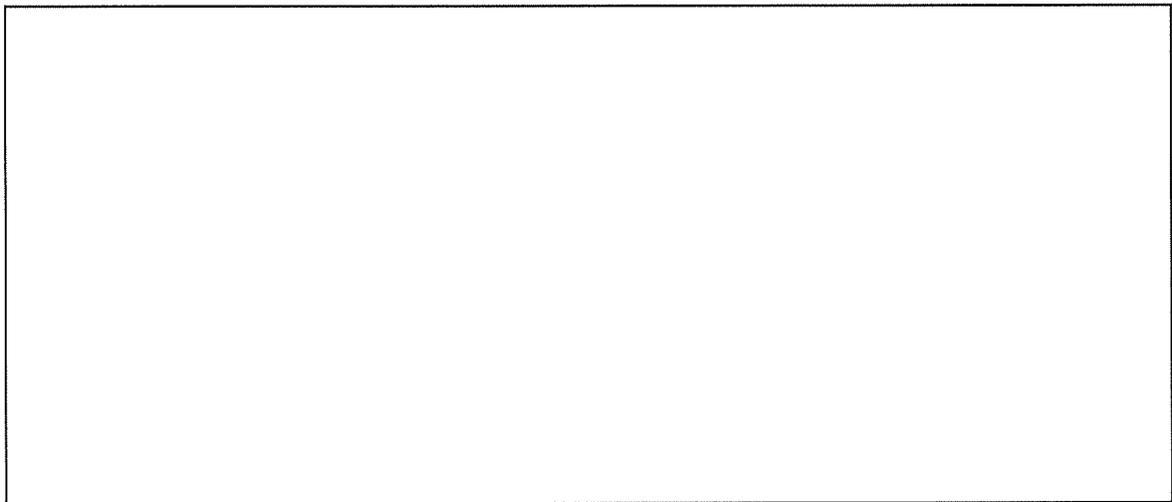
添説建 2-IV. 1. 5-6 図 部材番号図 (6/8)



【10 通り】



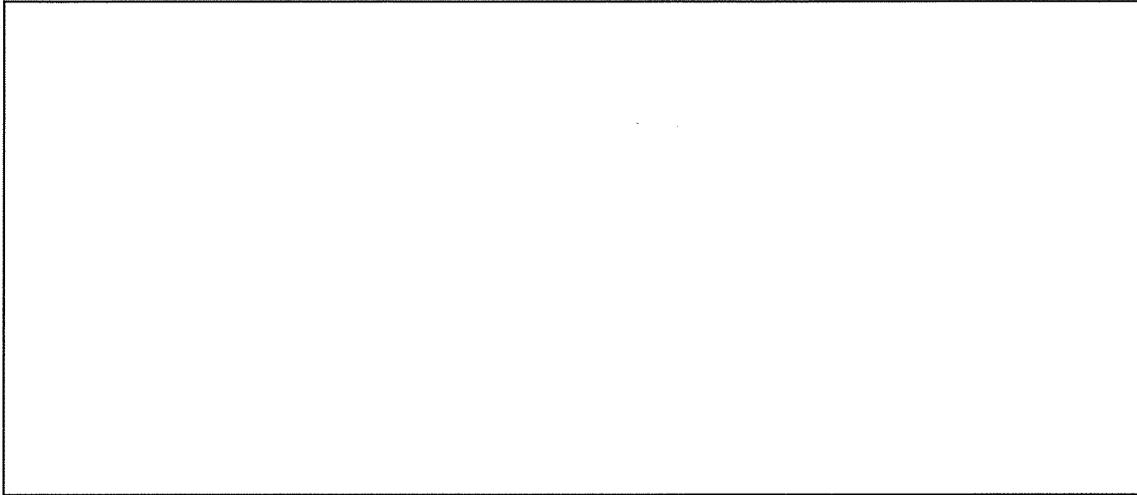
【11 通り】



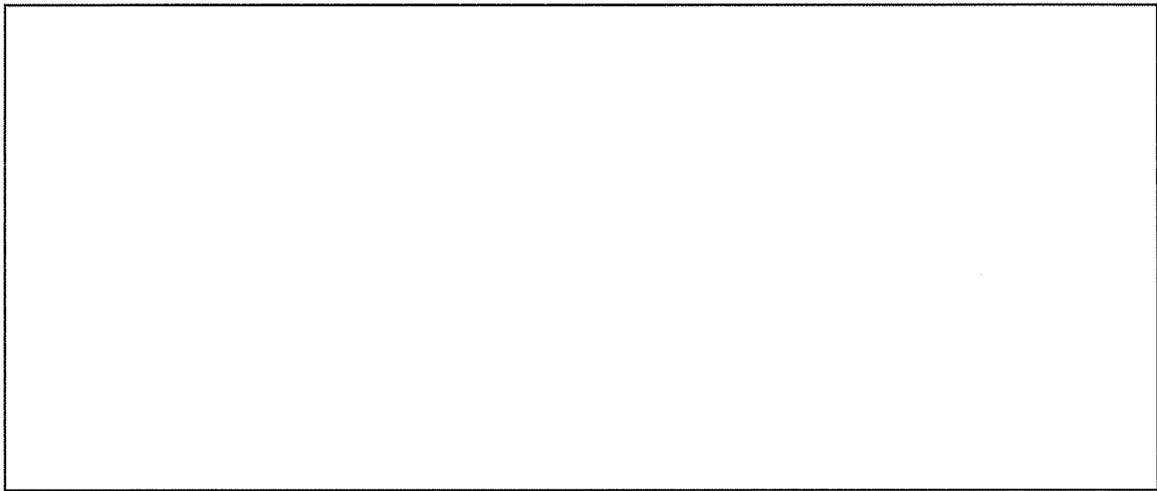
【12 通り】

単位：cm

添説建 2-IV. 1.5-7 図 部材番号図 (7/8)



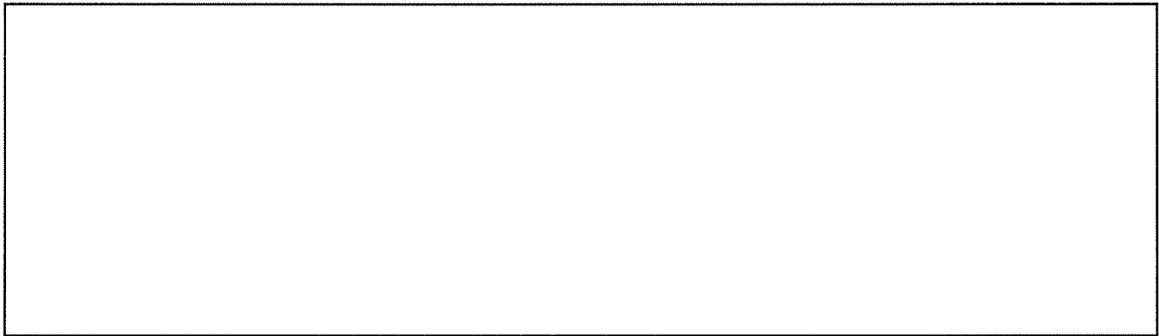
【13 通り】



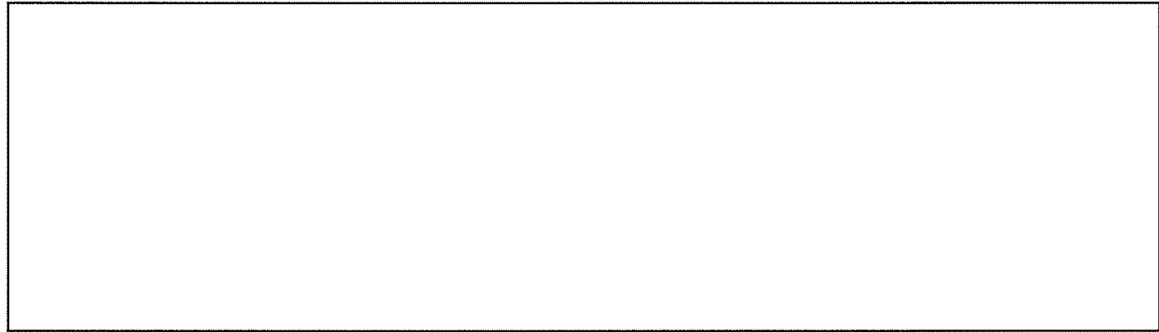
【14a 通り】

単位：cm

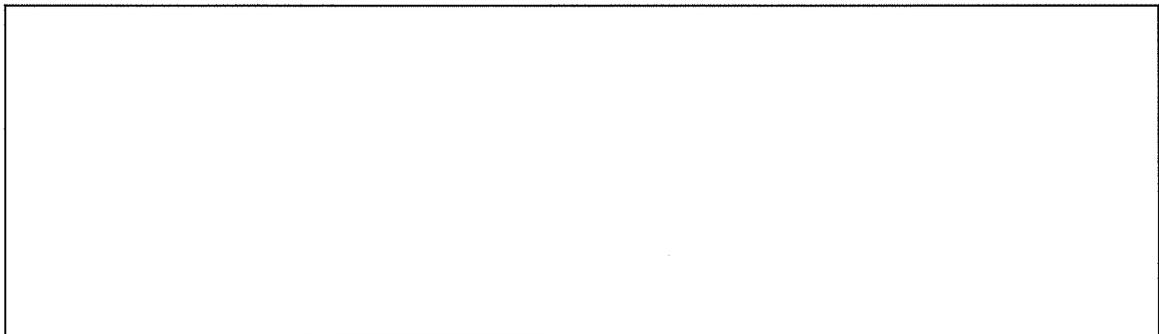
添説建 2-IV.1.5-8 図 部材番号図 (8/8)



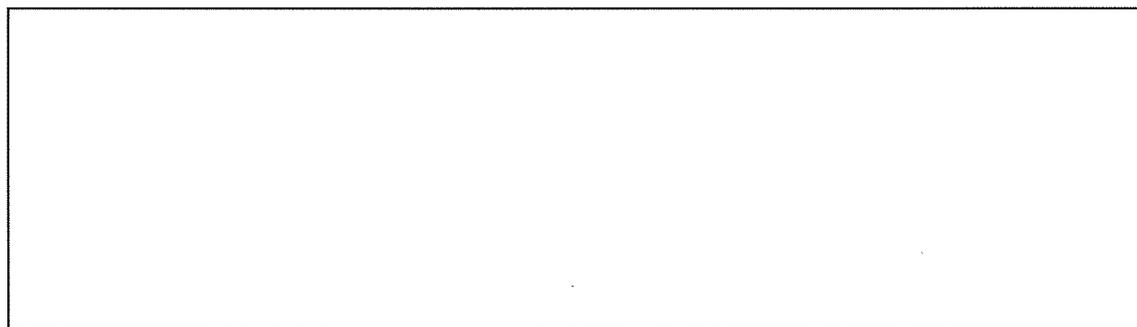
【F 通り】



【G 通り】

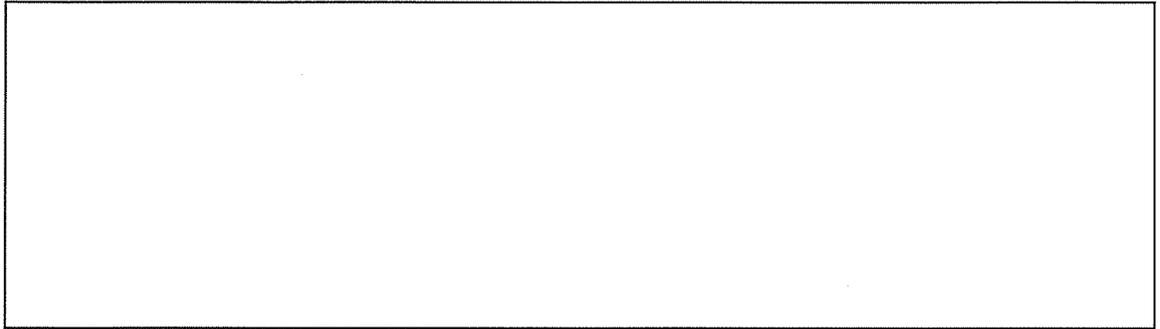


【H 通り】

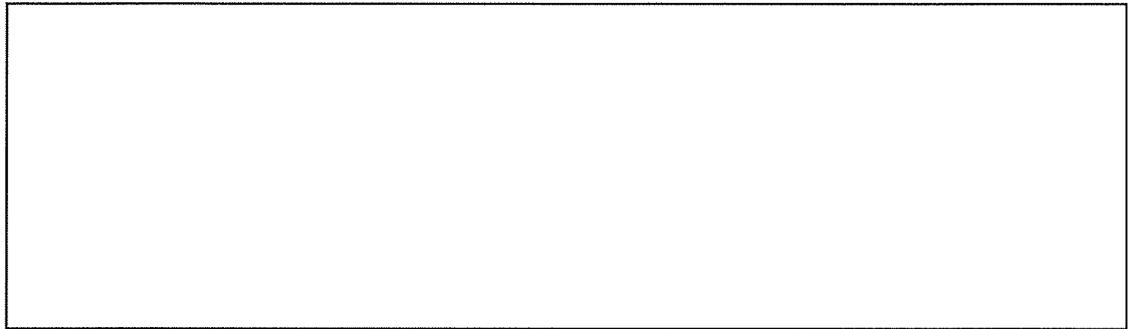


【I 通り】

添説建 2-IV. 1. 5-9 図 解析モデル図 (1/6)



【J 通り】

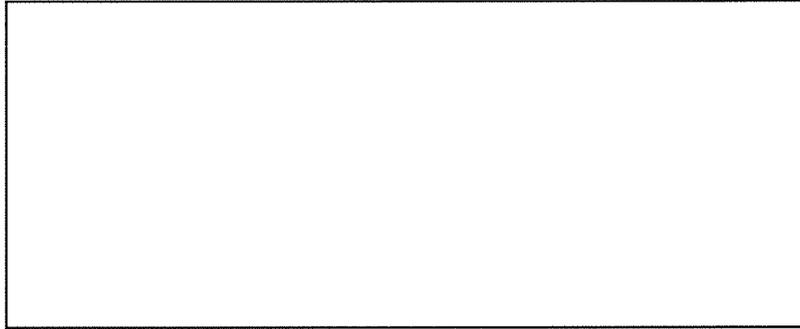


【K 通り】

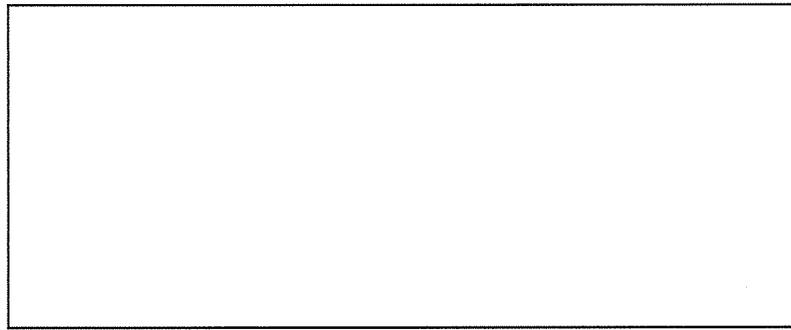


【L 通り】

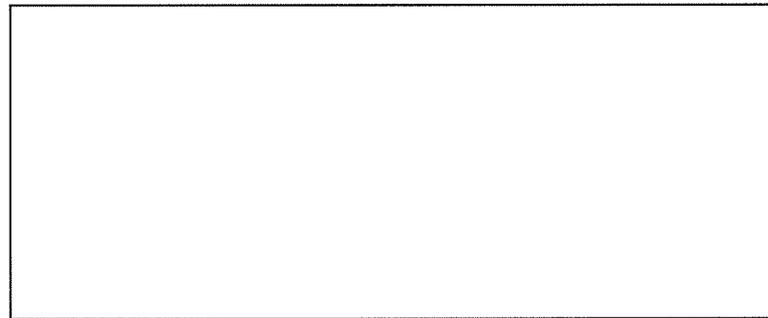
添説建 2-IV. 1.5-10 図 解析モデル図 (2/6)



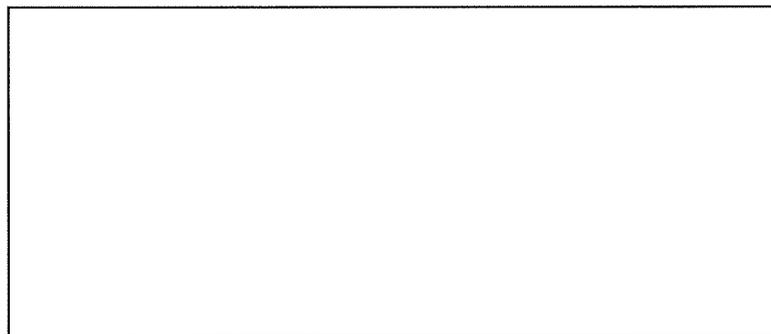
【4 通り】



【5 通り】

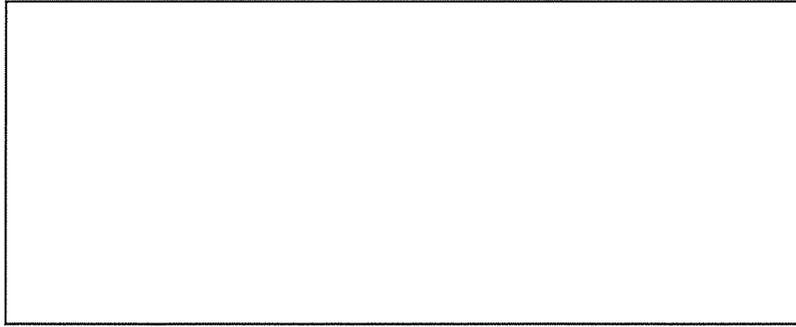


【6 通り】

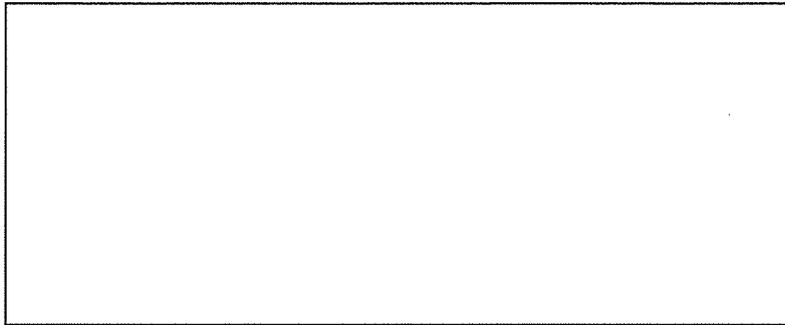


【7 通り】

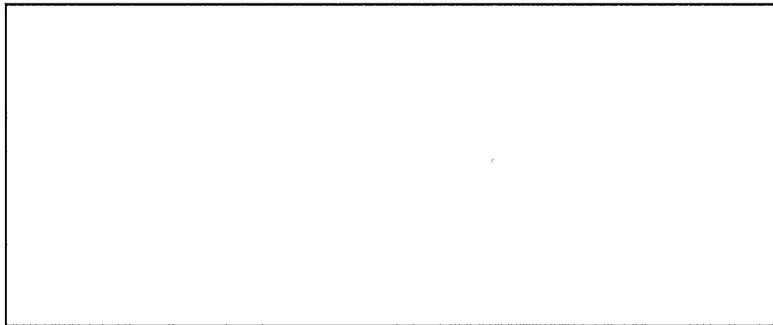
添説建 2-IV. 1. 5-11 図 解析モデル図 (3/6)



【8 通り】



【9 通り】

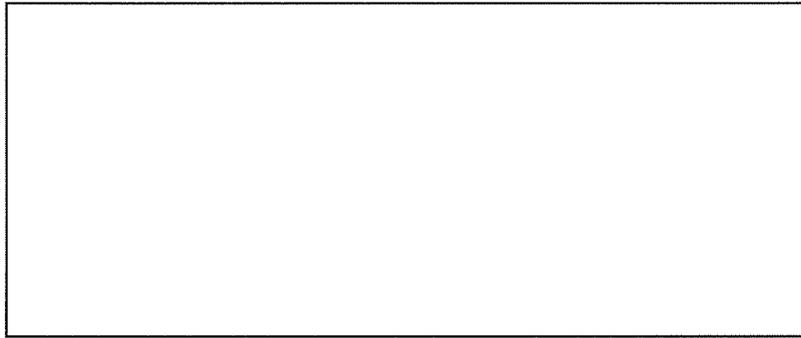


【10 通り】

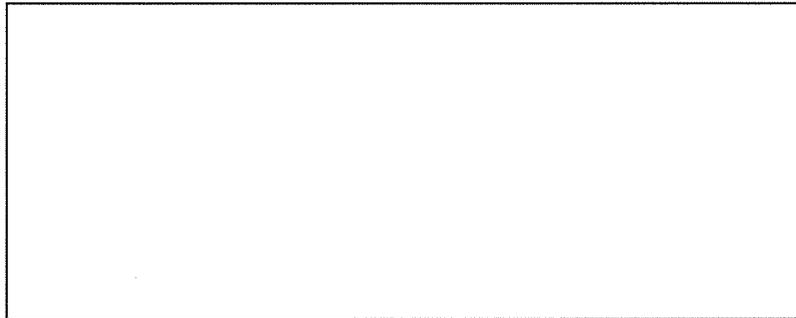


【11 通り】

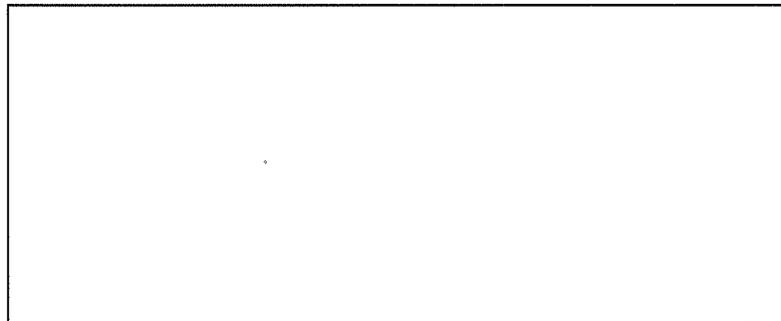
添説建 2-IV. 1.5-12 図 解析モデル図 (4/6)



【12 通り】

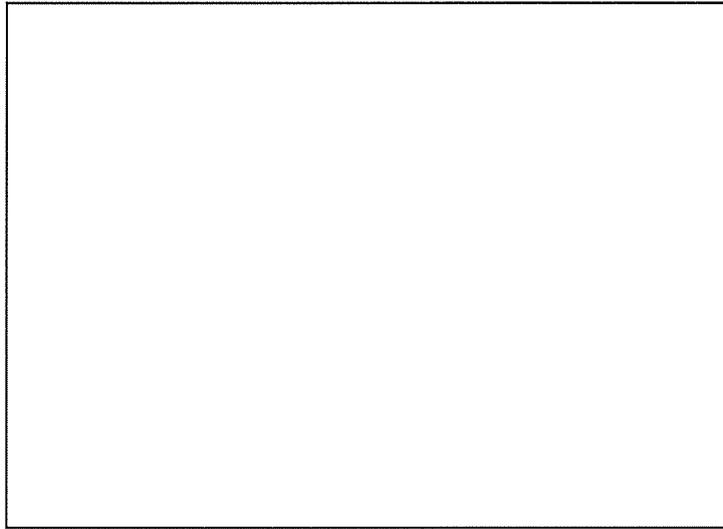


【13 通り】

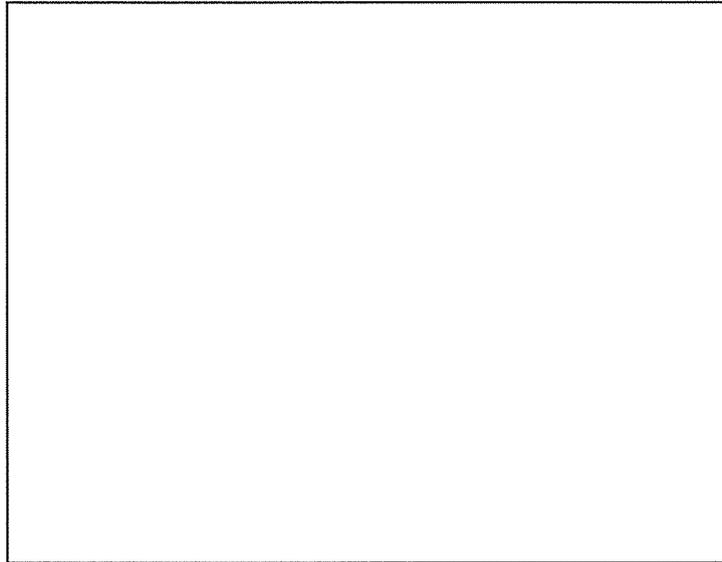


【14a 通り】

添説建 2-IV. 1. 5-13 図 解析モデル図 (5/6)



【1 通り】



【3 通り】

添説建 2-IV. 1. 5-14 図 解析モデル図 (6/6)

1.6.部材一覧

柱、大梁、S梁、基礎梁、壁、スラブに関する各部材一覧（配筋図）を、添説建2-IV.1.6-1表～添説建2-IV.1.6-14表に示す。

(1) RC部材

添説建2-IV.1.6-1表 柱一覧(1/2)

階	符号	C1	C2	C3	C4
		通り	4通り-F通り	4通り-G、H、J、K通り	4通り-I、L通り
2階	断面				
	主筋				
	フープ				
1階	柱頭断面				
	主筋				
	フープ				
	柱脚断面				
	主筋				
	フープ				
材質	主筋 : <input type="text"/>				
	フープ : <input type="text"/>				
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

添説建 2-IV. 1. 6-2 表 柱一覧(2/2)

階	符号	C5	C6	C7	C8
		通り	5~13 通り-I、L 通り	14a 通り-F 通り	14a 通り-I 通り
2 階	断面				
	主筋				
	フープ				
1 階	柱頭断面				
	主筋				
	フープ				
	柱脚断面				
	主筋				
	フープ				
材質	主筋 : <input type="text"/>				
	フープ : <input type="text"/>				
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

添説建 2-IV. 1. 6-3 表 新設柱一覧

階	符号	NC1	NC2	
		通り	14a 通り-G、H、J、K 通り	14a 通り
2 階	断面			
	主筋			
	フープ			
1 階	断面			
	主筋			
	フープ			
材質	主筋	: <input type="text"/>	主筋	: <input type="text"/>
	フープ	: <input type="text"/>	フープ	: <input type="text"/>
特記	コンクリート設計基準強度: <input type="text"/>			

添説建 2-IV. 1.6-4 表 梁一覧

階	符号	RG1-a、RG2-a		RG3-a		
R 階	位置	両端部	中央部	外端部	中央部	内端部
	断面					
	上端筋					
	下端筋					
	スターラップ°					
腹筋						
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>					
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					
階	符号	3G1-a、3G2-a		3G3-a		
2 階	位置	両端部	中央部	外端部	中央部	内端部
	断面					
	上端筋					
	下端筋					
	スターラップ°					
腹筋						
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>					
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					

添説建 2-IV. 1. 6-5 表 新設梁一覧

符 号	NG1 (R 階)	NG2 (2 階)
位 置	全断面	全断面
断 面		
上 端 筋		
下 端 筋		
スターラップ		
腹 筋		
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>	
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	

添説建 2-IV. 1. 6-6 表 基礎梁一覧 (1/2)

符 号	FG1・FG2		
位 置	外端部	中央部	内端部
断 面			
上 端 筋			
下 端 筋			
スターラップ			
腹 筋			
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>		
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		

添説建 2-IV. 1. 6-7 表 基礎梁一覧 (2/2)

符 号	FG3		
位 置	外端部	中央部	内端部
断 面			
上 端 筋			
下 端 筋			
スターラップ			
腹 筋			
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>		
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		
符 号	FbG1・FbG2		
位 置	両端部	中央部	
断 面			
上 端 筋			
下 端 筋			
スターラップ			
腹 筋			
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/>		
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		

添説建 2-IV. 1. 6-8 表 新設基礎梁一覧

符 号	NFG1	NFG2 (NFG2A)		
位 置	全断面	J通り端 (H、K通り端)	中央、I通り端 (G、J通り端)	
断 面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ°				
腹 筋				
材 質	上端筋 : <input type="text"/>	下端筋 : <input type="text"/>	スターラップ° : <input type="text"/>	腹 筋 : <input type="text"/>
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-IV. 1. 6-9 表 壁及びバットレス一覧

区分	符号	厚さ	主筋	断面
既設壁	W15 EW15	<div style="border: 1px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>		
新設壁	MW20B			
	NW25 NEW25			
新設バットレス	NW50A			
材質	主筋 <input type="text"/> φ : <input type="text"/> <input type="text"/> : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 既設 : <input type="text"/> 新設 : <input type="text"/>			

(2) 鉄骨部材

添説建 2-IV. 1. 6-10 表 鉄骨一覧

区分	部位	部材	符号	主材	材質
新設	組立工場	梁			
		水平ブレース			
	前室	梁			
		方杖			
		火打ち材			
		ブラケット			
	既設	組立工場	トラス梁		
前室		大梁			
		小梁			
		柱			
		間柱			
		鉛直ブレース			
取替	前室	水平ブレース			

(3) 基礎部材

添説建 2-IV. 1. 6-11 表 基礎一覧(1/4)

F0	F1		
		鉄筋材質 □φ～□φ：□	
		特記 コンクリート設計基準強度：□	

添説建 2-IV. 1.6-12 表 基礎一覧(2/4)

F1a	F2
鉄筋材質 <input type="text"/> φ ~ <input type="text"/> φ : <input type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	

添説建 2-IV. 1. 6-13 表 基礎一覧 (3/4)

F3a	F4
鉄筋材質 □φ ~ □φ : □	
特記 コンクリート設計基準強度 : □	

添説建 2-IV. 1.6-14 表 基礎一覧(4/4)

NF1
鉄筋材質 <input data-bbox="226 1901 812 1946" type="text"/>
特記 コンクリート設計基準強度： <input data-bbox="603 2000 668 2040" type="text"/>

添説建 2-IV. 1.6-15 表 新設バットレス

NW50A

--

鉄筋材質

特記

コンクリート設計基準強度 :

添説建 2-IV.1.6-16 表 新設スラブ補強

NS1

鉄筋材質

特記

コンクリート設計基準強度 :

1.7. 設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・壁及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

2 階以上については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とするが、現地調査にて屋根に積載物がないことを確認した。

クレーン荷重については、建屋構造に対して耐震検討上最も厳しくなるクレーン位置を想定し、その状態におけるクレーンガーダー反力を建屋主構造梁に集中荷重として設定する。

各階の積載荷重を添説建 2-IV.1.7-1 表に示す。

添説建 2-IV.1.7-1 表 積載荷重一覧表 (単位: N/m^2)

階	室名	床用	小梁用	架構用	地震用
R	鉄骨屋根				
	下屋屋根				
1	新設スラブ				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 10.933 = 0.218(\text{sec})$
 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
 せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 : $C_o = 1.0$ (二次設計)
 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$

重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和

地上部分全重量 : W

建築物の高さ : $h = 10.933(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-IV. 1.7-2 表～添説建 2-IV. 1.7-3 表に示す。

a) 組立工場本体

添説建 2-IV. 1.7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
2								
1								

上記には「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1 : W_i : i 階の重量

b) 前室

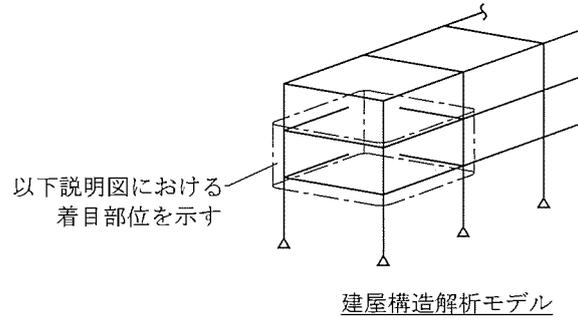
添説建 2-IV. 1.7-3 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

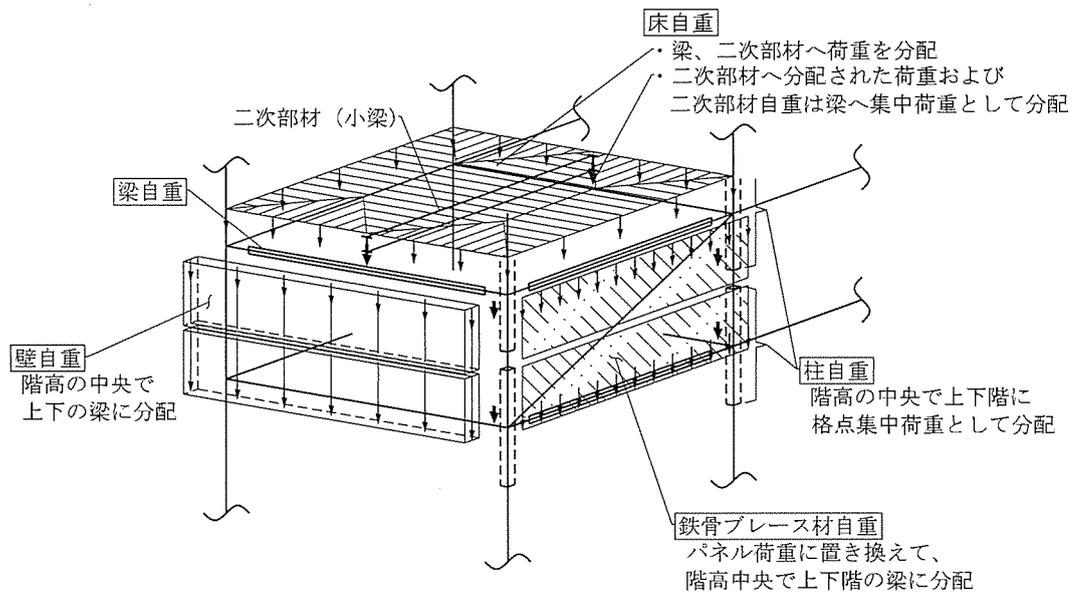
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.8. 使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-IV. 1.8-1 表～添説建 2-IV. 1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-IV. 1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-IV. 1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による。

(2) 鉄筋

□、□は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って□、□として取り扱う。

添説建 2-IV. 1. 8-3 表 鉄筋の基準強度 [F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-IV. 1. 8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令 90 条
建築基準法・同施行令・告示等
日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による。

(3) 鉄骨

□ は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って □、□ は JIS G3444 - 1994 での読み替えに従って □ として取り扱う。

添説建 2-IV. 1. 8-5 表 鉄骨の基準強度 [F] (N/mm²)

鉄骨の種別	基準強度

※1 t ≤ □ mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

組立工場では □ mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-IV. 1. 8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期				短 期			
	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 口 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — (日本建築学会) による。

1.9. 評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-IV. 1.9-1 表～添説建 2-IV. 1.9-19 表に示す。

1) 組立工場 RC 柱の断面検定

添説建 2-IV. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
13 通り/L 通り(柱頭) C5			13 通り/L 通り C5		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	13 通り/L 通り(柱頭) C5			13 通り/I 通り C5		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

2) 組立工場 RC 大梁の断面検定

添説建 2-IV. 1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
I 通り/10-11 通り間(10 側) 2F 3G2-a			I 通り/10-11 通り間(10 側) 2F 3G2-a		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1.9-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
I 通り/4-5 通り間(5 側) RF RG2-a			I 通り/10-11 通り間(11 側) 2F 3G2-a		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 組立工場 耐震壁の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-5 表 断面検定 (耐震壁は、短期荷重のみ)

せん断		
4 通り/H-I 通り間 EW15		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) 組立工場 トラス架構の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-6 表 長期荷重による断面検定

軸力		
13 通り/R 階 T1 梁 斜材 (I 通りから L 通り側へ 2 部材目)		
応力 NL (kN)	耐力 NAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1. 9-7 表 短期荷重による断面検定 負加力時

軸力		
13 通り/R 階 T1 梁 下弦材 (F 側)		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

5) 組立工場 基礎梁の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-8 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
I 通り/13-14 通り間 (13 側) FG2			4 通り/K-L 通り間 (K 側) FG3		
応力 ML (kN·m)	耐力 MAL (kN·m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1. 9-9 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
I 通り/13-14 通り間 (13 側) FG2			4 通り/K-L 通り間 (K 側) FG3		
応力 MS (kN·m)	耐力 MAS (kN·m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

6) 前室 S 柱の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-10 表 長期荷重による断面検定

方向	軸力				曲げ			
	3 通り/L 通り (柱頭)C11							
	応力 NL (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比	応力 ML (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比
X(弱軸)								
Y(強軸)								
組合せ								

添説建 2-IV. 1. 9-11 表 短期荷重による断面検定

方向	軸力				曲げ			
	3 通り/L 通り (柱頭)C11							
	応力 NS (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比	応力 MS (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比
X(弱軸)								
Y(強軸)								
組合せ								

7) 前室 S 大梁の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-12 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
L 通り/1'-2' 通り間 (中央) bG1			1 通り/K-L 通り間 (K 側) bG2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1. 9-13 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
1 通り/K-L 通り間 (K 側) bG2			3 通り/K-L 通り間 (K 側) bG2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

8) 前室 S 方杖の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-14 表 断面検定
(S 方杖は短期荷重のみ)

軸力		
3 通り/K-L 通り間		
応力 NS (kN)	耐力 NAS (kN)	検定比

9) 前室 RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-IV. 1. 9-15 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
L 通り/1-2 通り間 (中央) FbG1			L 通り/1-2 通り間 (2 側) FbG1		
応力 ML (kN·m)	耐力 MAL (kN·m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IV. 1. 9-16 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
3 通り/K-L 通り間 (K 側) FbG2			3 通り/K-L 通り間 (K 側) FbG2		
応力 MS (kN·m)	耐力 MAS (kN·m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

10) 基礎

a) 概要

組立工場の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 8.2m (新設杭は約 7.2m) まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1 階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書一建 2 付録 1 に示す。

組立工場の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 4m から約 14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

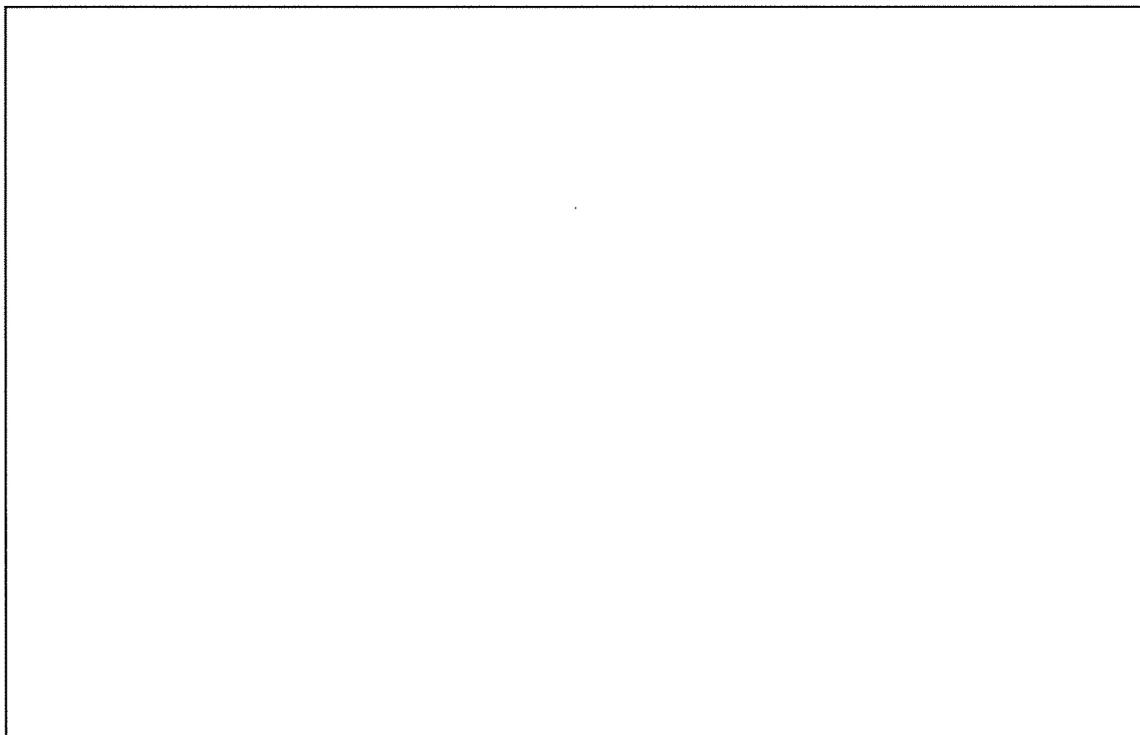
b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗

平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

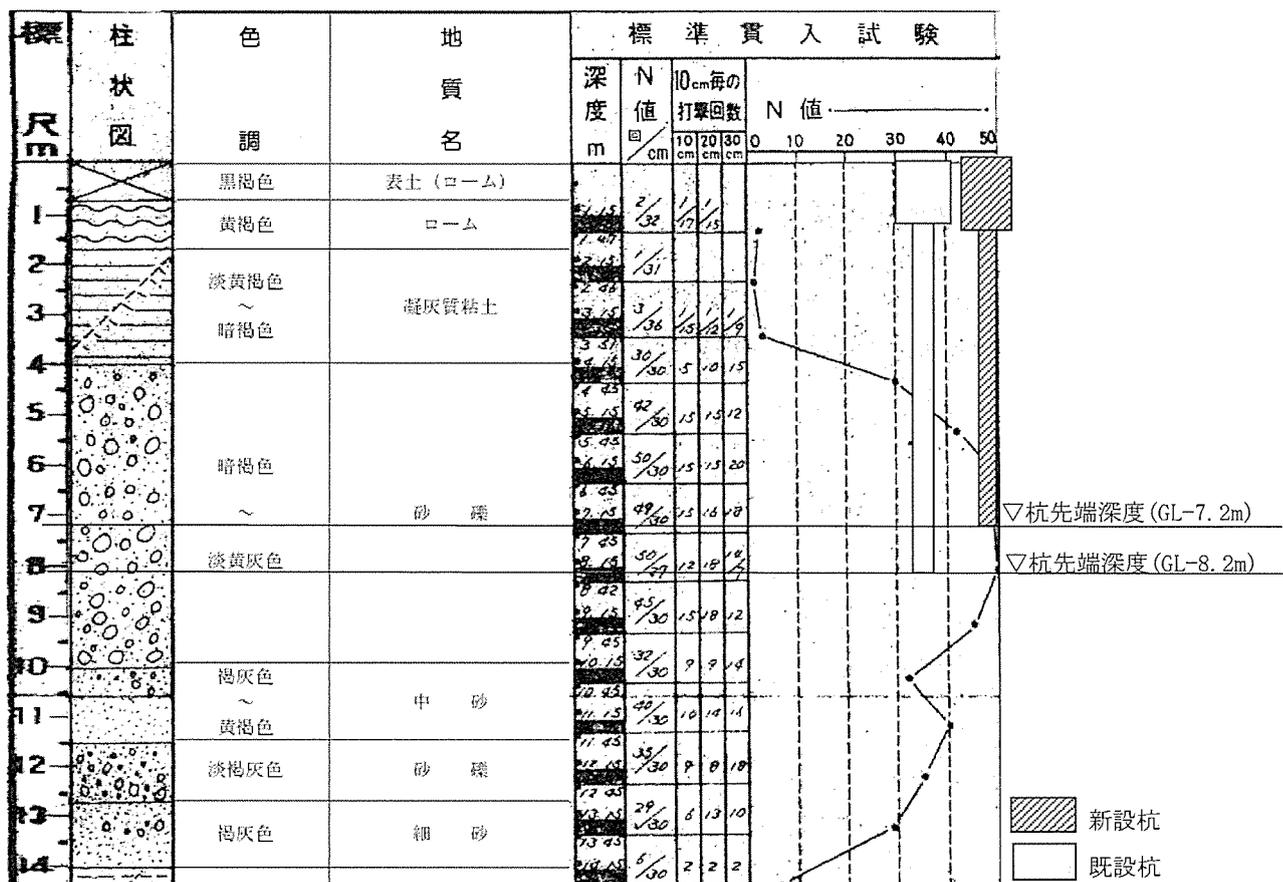
該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-IV. 1. 9-1 図、添説建 2-IV. 1. 9-2 図、添説建 2-IV. 1. 9-3 図に、杭の許容支持力と許容引抜き力を添説建 2-IV. 1. 9-17 表に示す。

c) 杭の種類

<input type="text"/>	ϕ <input type="text"/>	L = <input type="text"/> m
<input type="text"/>	ϕ <input type="text"/>	L = <input type="text"/> m



添説建 2-IV. 1. 9-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-IV. 1.9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引拔力

添説建 2-IV. 1.9-17 表 杭の許容支持力と許容引拔力

	杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
		長期	短期	短期
新設				
既設				

・杭の許容支持力及び許容引抜力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-IV.1.9-18表～添説建2-IV.1.9-21表から、

- 新設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :
- 新設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :
- 新設杭の短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) :
- 既設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :
- 既設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :
- 既設杭の短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期} : {}_lR_a \text{ (kN/本)} = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_f$$

ここに、

- q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= $300 / 3 \times \bar{N}$)
- \bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値
- A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)
- d (m) : 杭の直径
- R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)
- \bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値
- L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ
- \bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)
- \bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値
- L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ
- Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-IV.1.9-2図～添説建2-IV.1.9-3図より算出する。

添説建2-IV.1.9-18表 新設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_lR_a$
①												
②												

添説建2-IV.1.9-19表 既設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_lR_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-IV. 1. 9-20表 新設杭の短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_tR_a$
①								
②								

添説建2-IV. 1. 9-21表 既設杭の短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_tR_a$
①								
②								

f) 支持力の照査

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討結果を添説建 2-IV.1.9-22 表～添説建 2-IV.1.9-23 表に示す。

添説建 2-IV.1.9-22 表 組立工場本体 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比			
		鉛直		引抜き	長期	短期		長期	X方向		Y方向	
		長期	短期			正	負		正	負		
				正							負	正
F - 4												
F - 5												
F - 6												
F - 7												
F - 8												
F - 9												
F - 10												
F - 11												
F - 12												
F - 13												
F - 14												
G - 4												
G - 14												
H - 4												
H - 14												
I - 4												
I - 5												
I - 6												
I - 7												
I - 8												
I - 9												
I - 10												
I - 11												
I - 12												
I - 13												
I - 14												
J - 4												
J - 14												
K - 4												
K - 14												
L - 4												
L - 5												
L - 6												
L - 7												
L - 8												
L - 9												
L - 10												
L - 11												
L - 12												
L - 13												
L - 14												

※1 I通り/4-5通り間には耐震壁があり軸力の伝達が可能な為、I通り/4通りについては、I通り/5通りと一体で長期検討を行う。

長期検定比

※2 成型工場の基礎と一体となっている為、杭の本数を半分として検討を行う。

添説建 2-IV. 1. 9-23 表 前室 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比			
					長期	短期						
		鉛直		引抜き		X方向		Y方向				
		長期	短期			短期	正	負	正	負		
L - 3												
K - 3												
L - 1												
K - 1												

(2) 二次設計

本建物は、平屋建てであるが中間層に梁があり 2 層の鉄骨構造となっているため、構造解析上は 2 階建てとして評価する。

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-IV. 1. 9-24 表～添説建 2-IV. 1. 9-27 表及び添説建 2-IV. 1. 9-28 表～添説建 2-IV. 1. 9-31 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u / Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 $Q_{ud}=Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令 82 条の 6 の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 より、剛性率 (R_s) が 0.6 以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が 0.15 以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-IV. 1. 9-24 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建 2-IV. 1. 9-25 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建2-IV. 1. 9-26表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建2-IV. 1. 9-27表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-IV. 1. 9-28 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ^{※1}	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-IV. 1. 9-29 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ^{※1}	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-IV. 1. 9-30 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ^{※1}	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-IV. 1. 9-31 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ^{※1}	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

※1: $Q_{ud}=Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である組立工場の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

組立工場のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-IV.1.10-1表に示す。

添説建2-IV.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i *1 (kN)	ΣW_i *2 (kN)	A_i	n	C_i *3 =Co A_i	Q_i (kN) =n $C_i \Sigma W_i$
2						
1 *4						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

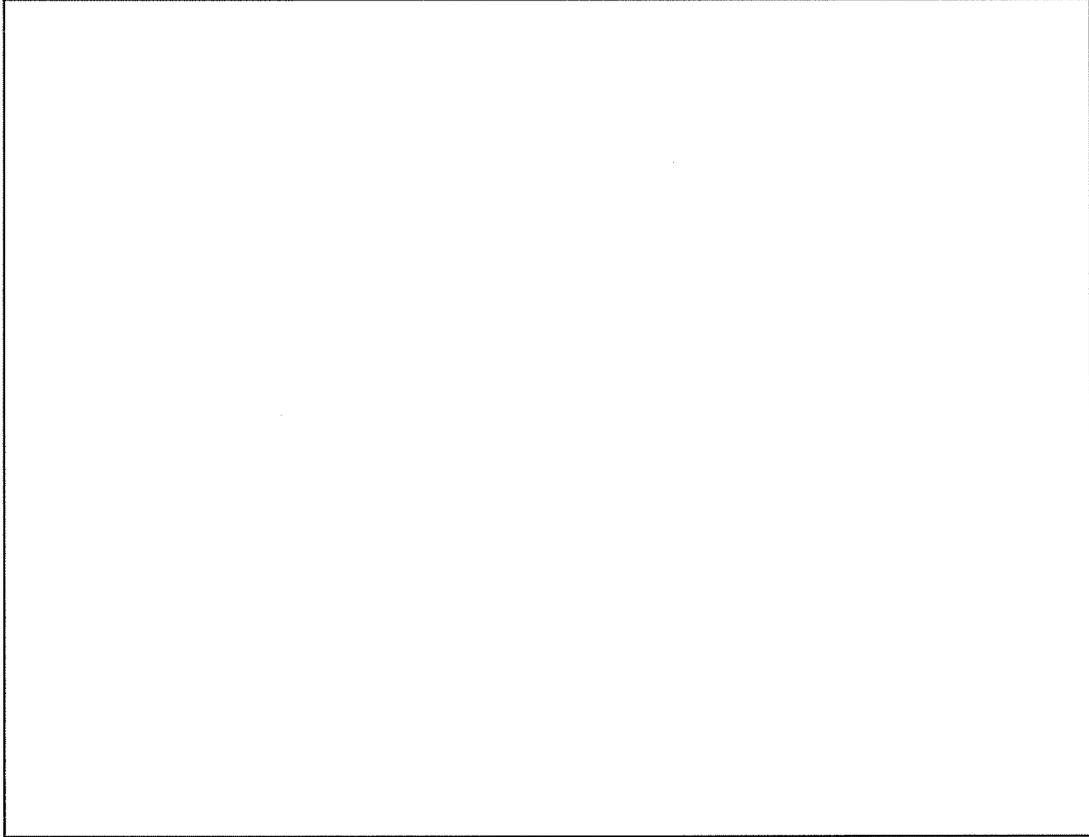
*4) 安全側に前室を含んだ重量を用いて地震時水平力を計算

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

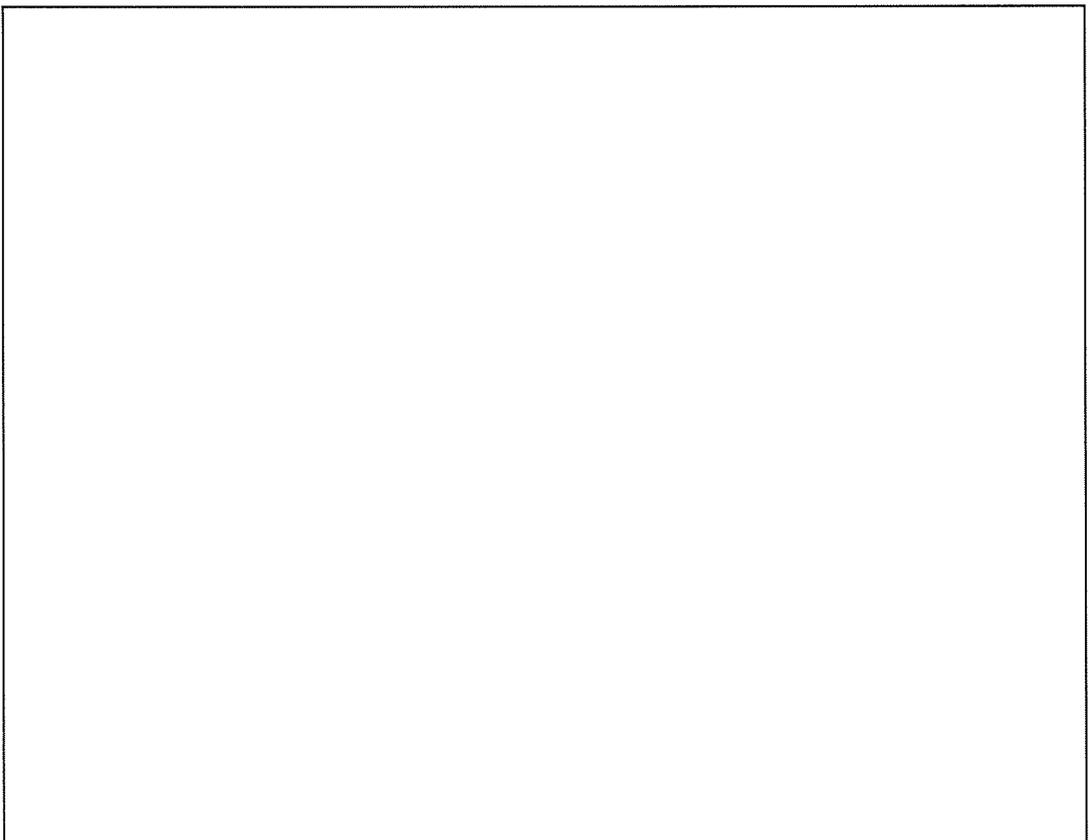
(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G) での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-IV.1.10-1図~添説建2-IV.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図ホ建-4」に示す。

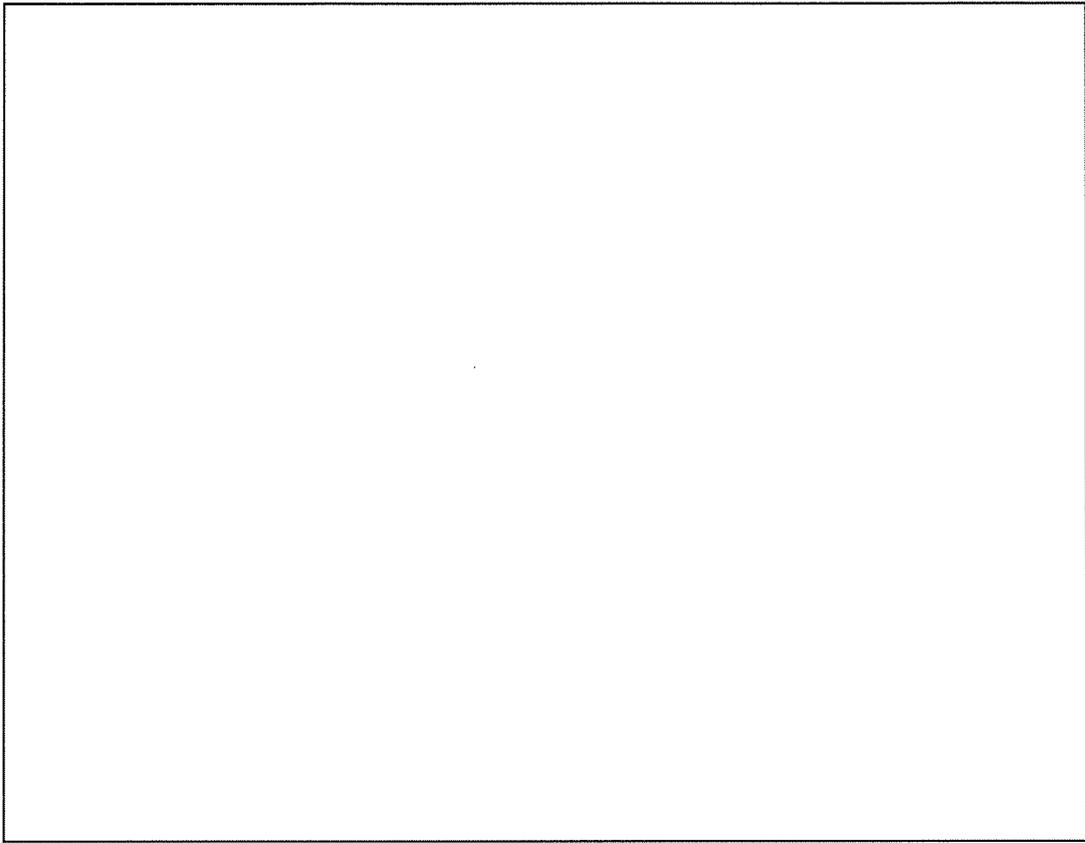
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-IV.1.10-2表に示す。



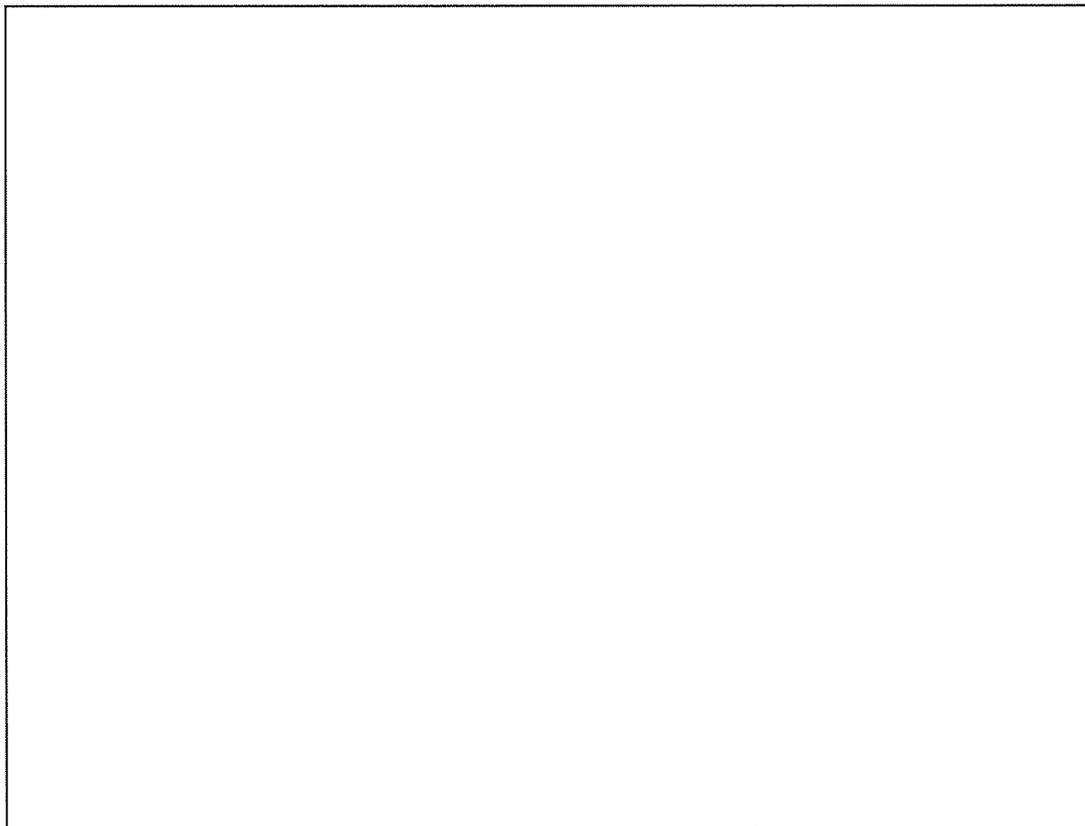
添説建 2-IV. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-IV. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-IV. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-IV. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-IV. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形 量が、第 2 折れ点以内 等、変形曲 線の弾性域 にある場合	1 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。 2 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
X 方向負加力		1 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。 2 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向正加力		1 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。 2 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向負加力		1 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。 2 階は第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する部材はないため、降伏した部材の箇所を明示した図を省略する。

なお、3Ci の地震力で降伏した箇所は無いが、最も厳しい箇所としては一次設計の短期荷重による断面検定で最も裕度が小さい 13 通り/L 通りの柱（柱頭部）が上げられる。

(5) まとめ

組立工場は、Q- δ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) での概ね弾性の評価より、Q- δ 曲線上で弾性範囲にあり、また、降伏した構造部材がないことから、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

V. 第 2 核燃料倉庫の耐震計算書

1. 第 2 核燃料倉庫の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

第 2 核燃料倉庫の設置位置を本文 図イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

第 2 核燃料倉庫は貯蔵庫と前室から構成されている。構造は鉄筋コンクリート造（RC 造）の平屋建てで、一部前室の屋根は ALC で屋根下地は鉄骨となっている。平面形状は約 \square n \times \square m、高さ \square n の整形な建物である。

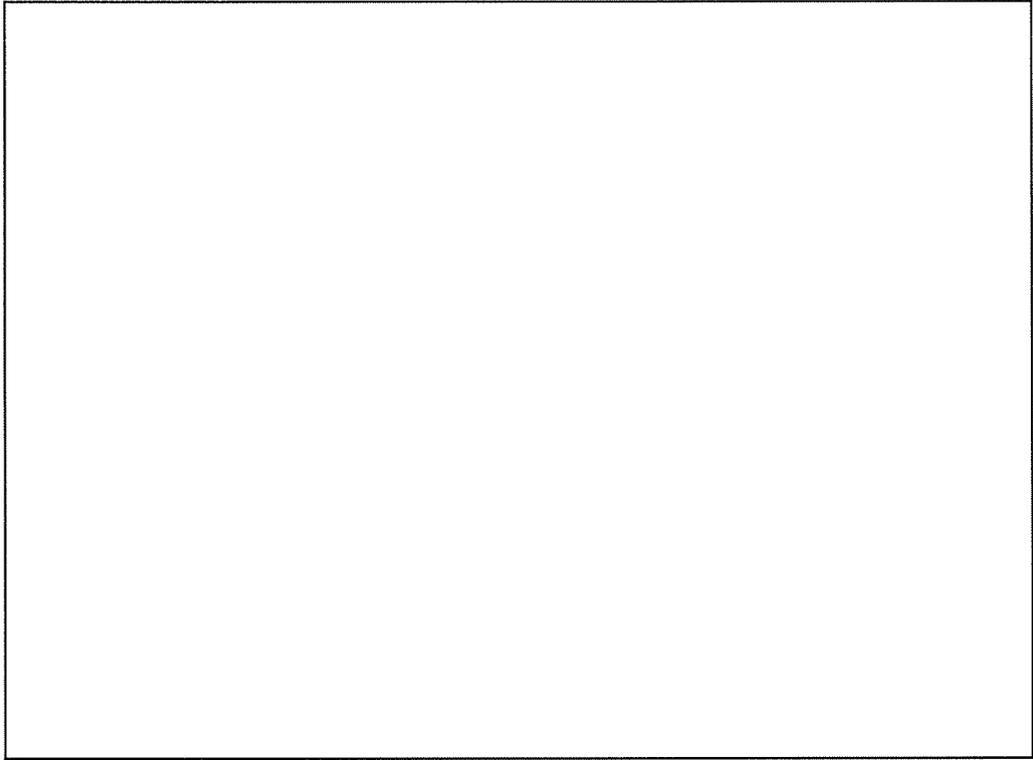
架構形式は貯蔵庫に関しては XY 方向とも外側通りは耐震壁付ラーメン構造、内側通りは純ラーメン構造である。前室に関しては貯蔵庫側からの片持ち梁で ALC 屋根パネルを受けている。

1 階床は貯蔵庫、前室共、土間コンクリートである。

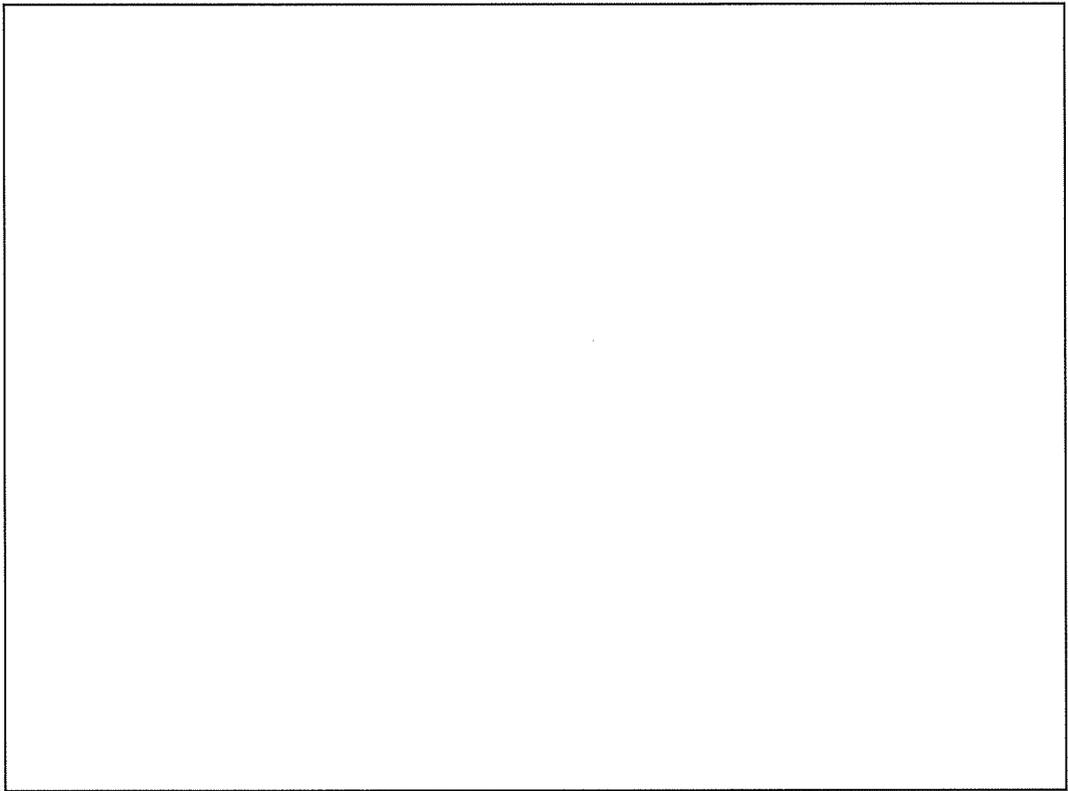
第 2 核燃料倉庫は、隣接する除染室・分析室、転換工場とエキスパンションジョイントにより分離した構造体である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-V. 1. 1-1 図～添説建 2-V. 1. 1-3 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

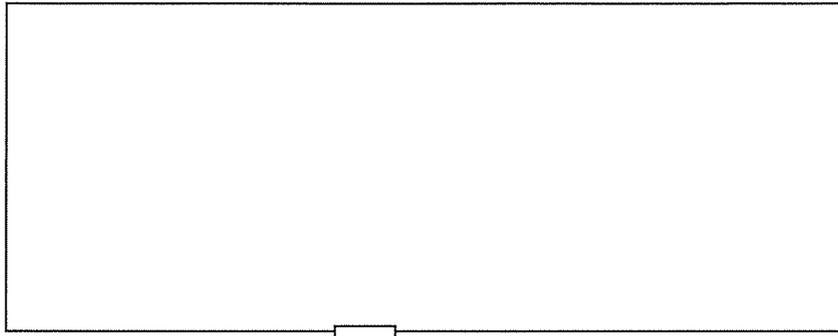


1階平面図

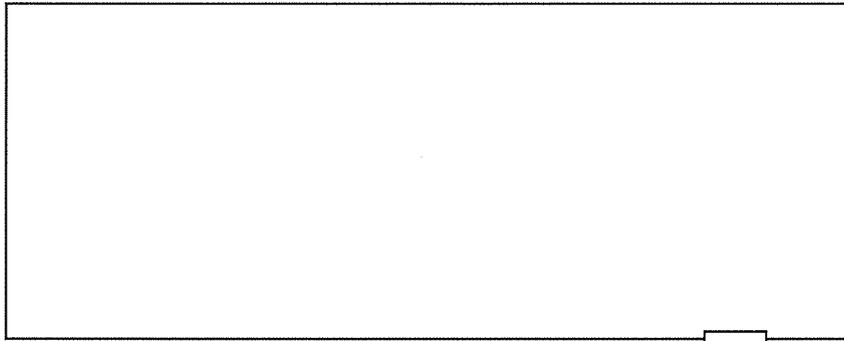


屋根伏図

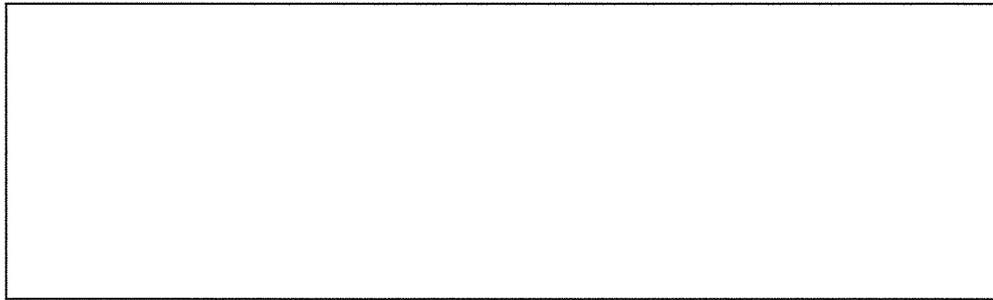
添説建 2-V.1.1-1 図 屋根伏図、1階平面図



東側立面図



西側立面図

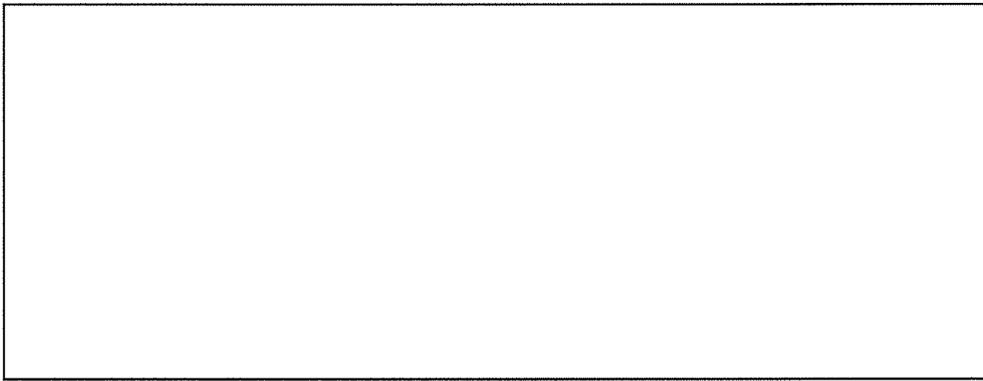
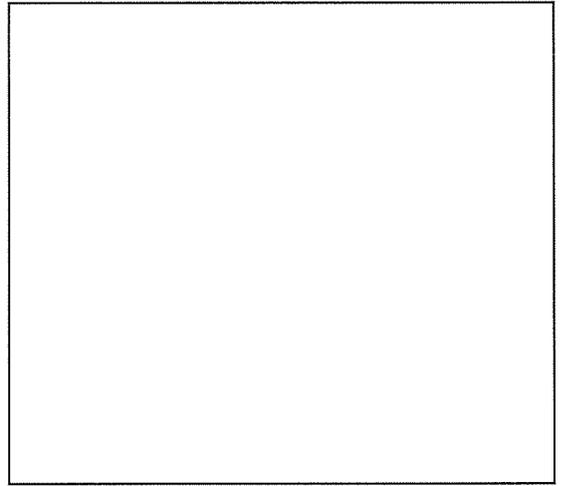


南側立面図

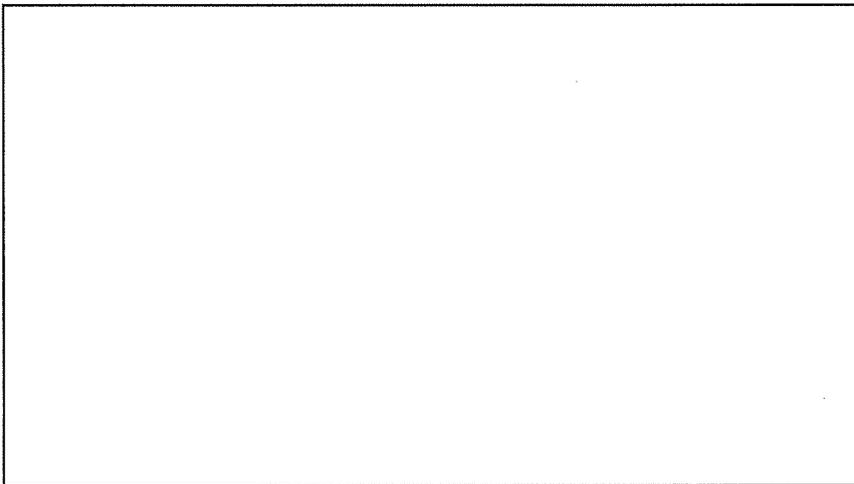


北側立面図

添説建 2-V. 1. 1-2 図 立面図



A-A断面図



B-B断面図

添説建 2-V. 1. 1-3 図 断面図

1.2.耐震補強の内容

本書における検討の結果、耐震補強を行う箇所はない。

1.3.評価方法

(1) 設計方針

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.5=0.3$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.5=1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄骨、鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

2) 一次設計

- a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。
- b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。
- c) 建築基準法施行令第82条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積載荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。
- d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。
- e) 応力解析の結果より、柱(RC造)、大梁(RC造)、耐震壁、基礎梁、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に準拠して1.8.項で定める許容応力度にもとづいて行う。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力 (Q_{un}) が下式で与えられる必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \sum W_i \quad (\text{各記号の説明は 1.7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

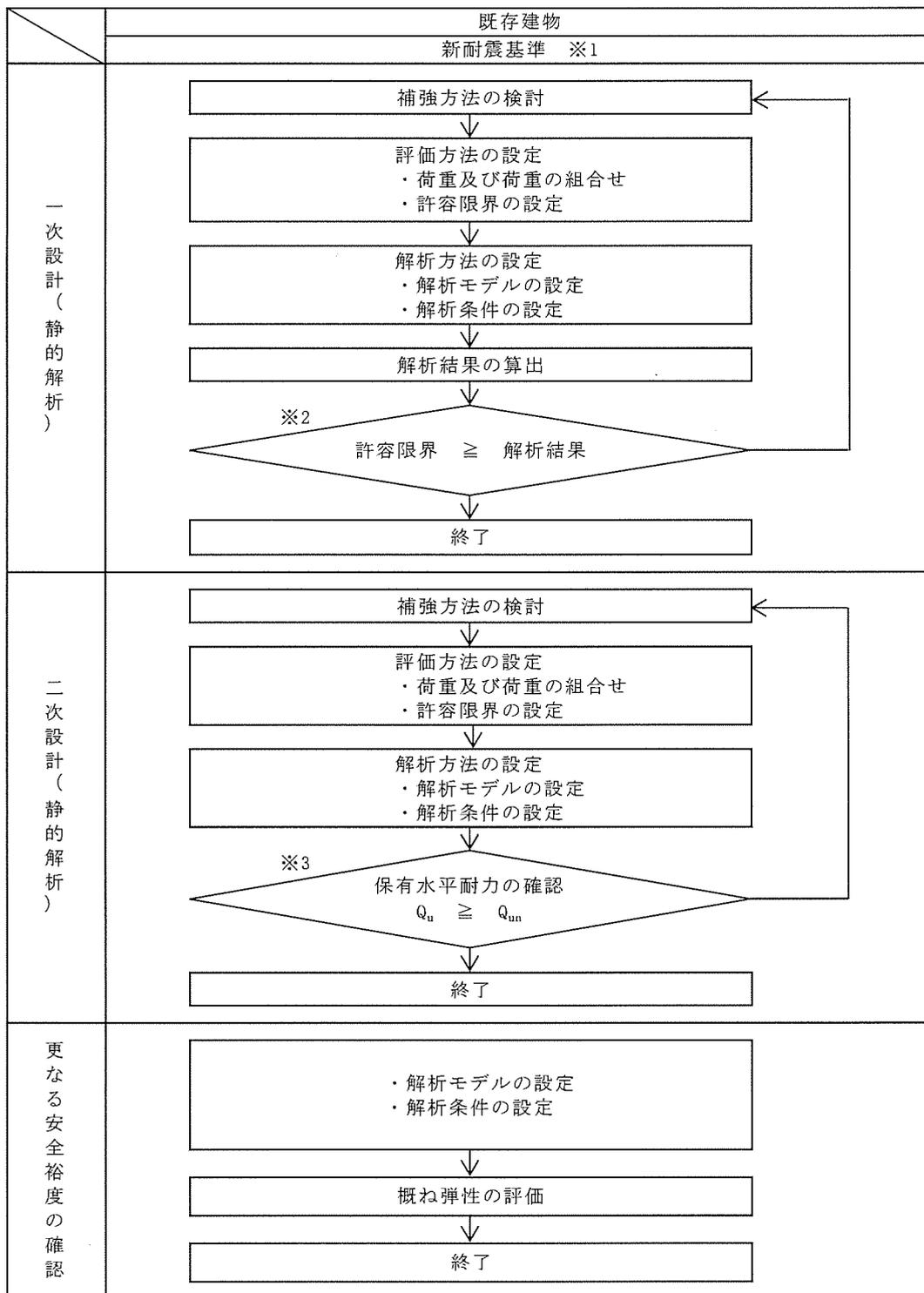
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-V.1.3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{cs} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{cs} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1 : 1981年 (S56年) 6月1日以降の建物は二次設計が追加された新耐震基準で設計
(第2核燃料倉庫 : 設計S57年)

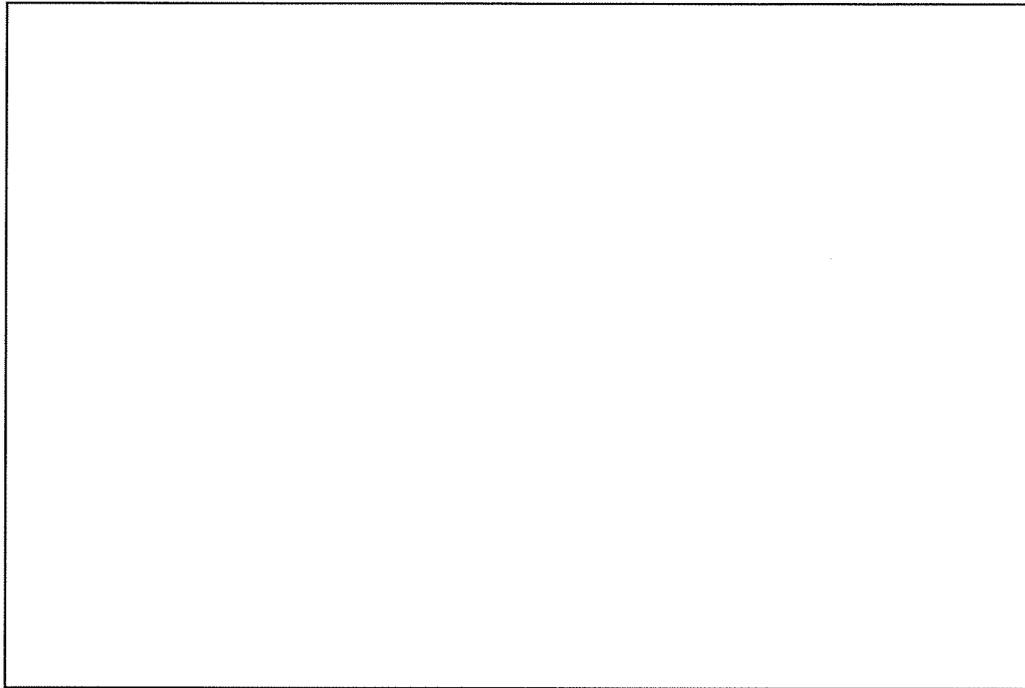
※2 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3 : 保有水平耐力は増分解析法により求めることを原則とする。

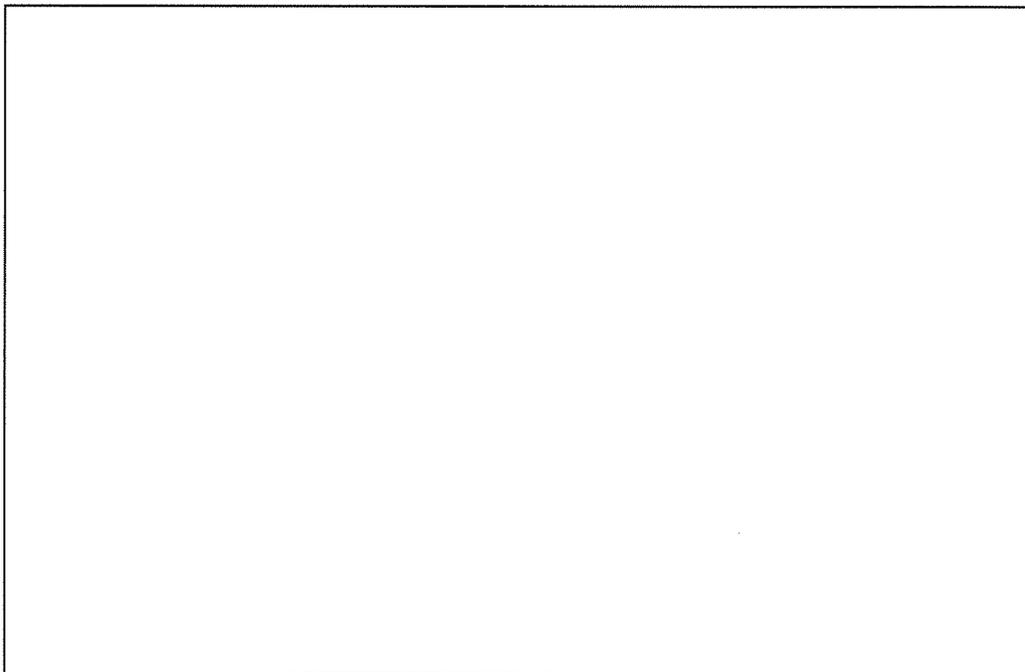
添説建 2-V. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4.構造図

平面図、軸組図を添説建2-V.1.4-1図～添説建2-V.1.4-4図に示す。



屋根伏図



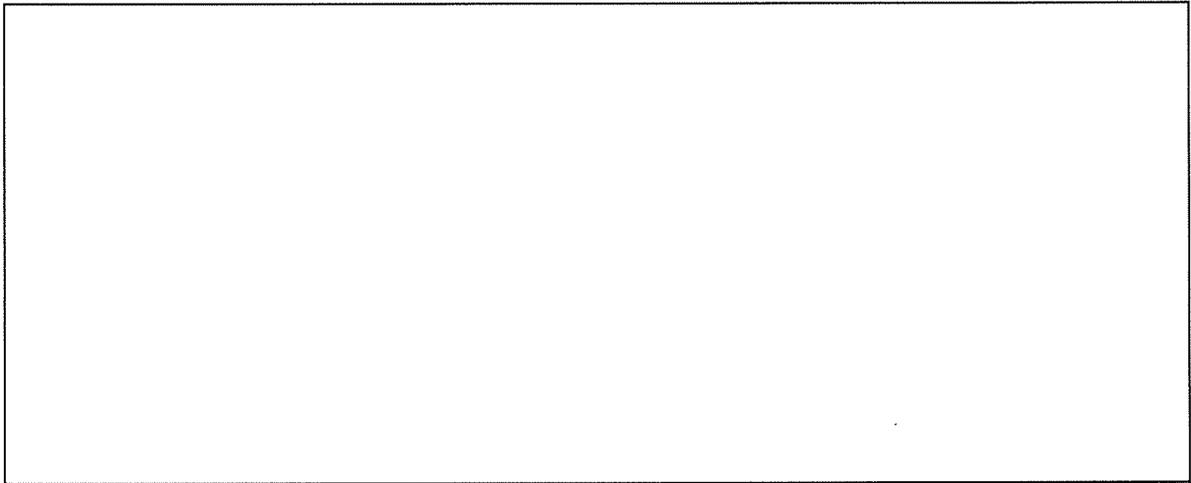
杭、基礎伏図

凡 例	
G1, G2, G3, G4	: RC大梁
B1	: RC小梁
SB1	: 鉄骨小梁
CG1, CG2, CG3	: 片持ちRC梁
C1, C2	: RC柱
F1, F2, F3	: 基礎
FG1, FG1', FG2, FG3, FG4, FCG1	: 基礎梁
S1	: RCスラブ

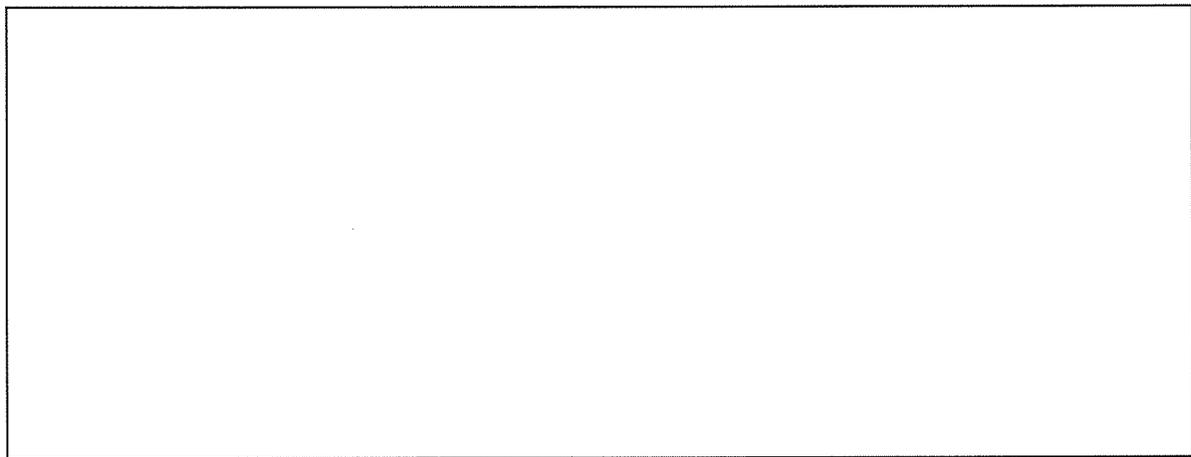
注記

1.  は第2核燃料倉庫以外の建物を示す。
2. 既設杭寸法はφ 、L=m
3. 各基礎の杭本数は添説建2-V.1.9-9表に示す。

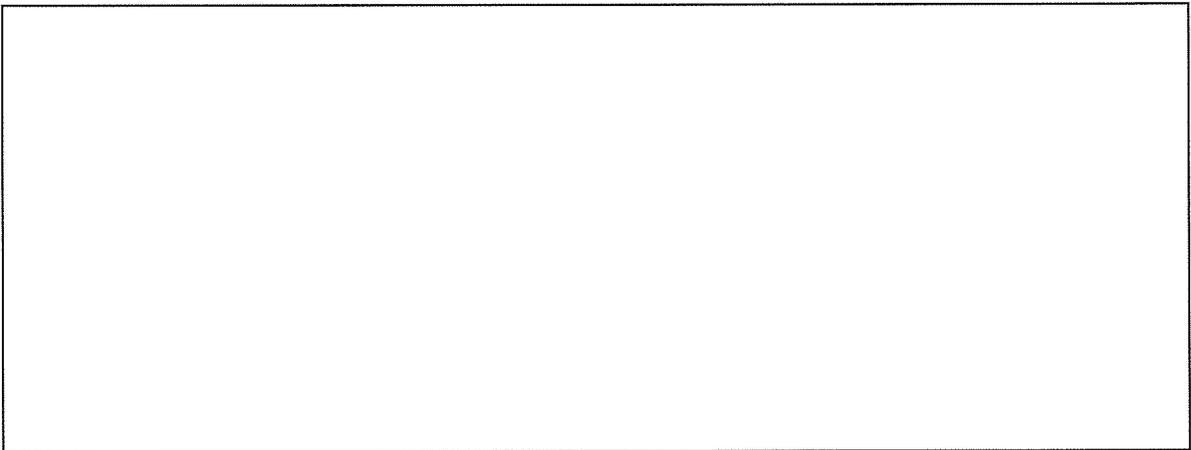
添説建2-V.1.4-1図 屋根伏図、杭、基礎伏図



R' 通り軸組図



S' 通り軸組図



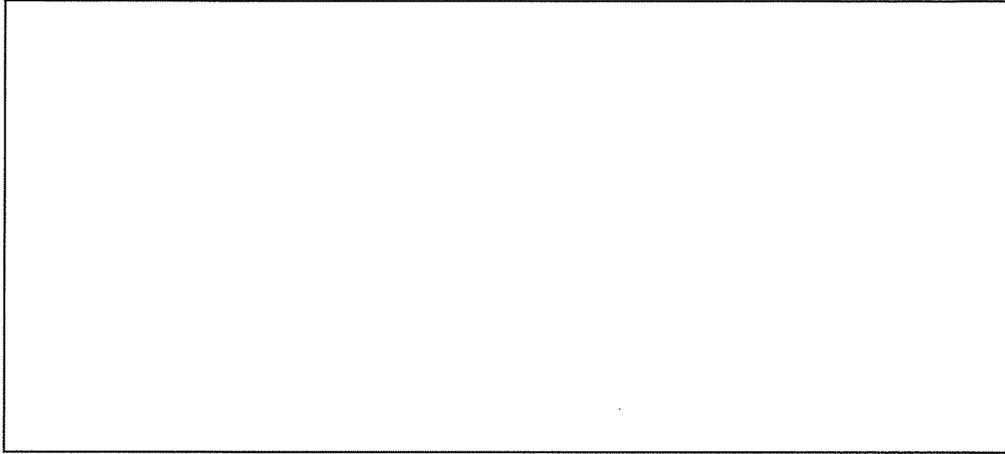
T 通り軸組図

注記

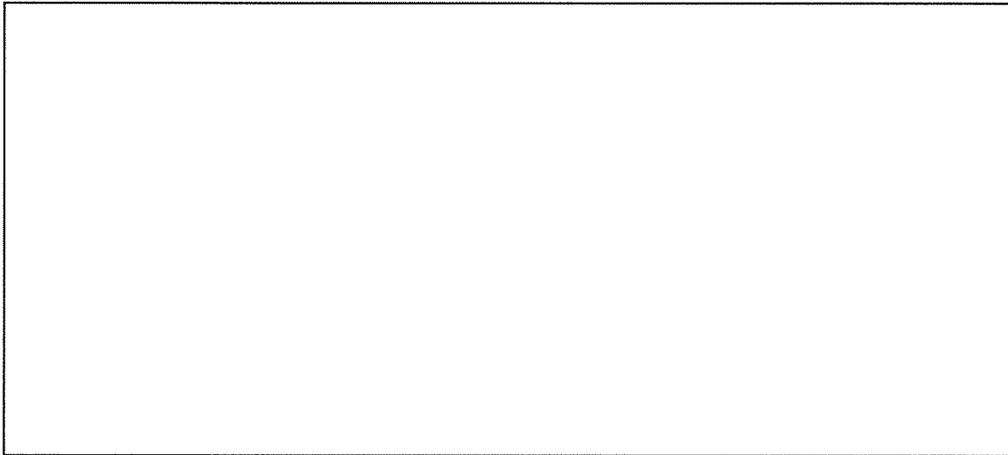
1.  は第 2 核燃料倉庫以外の建物を示す。
2.  は開口部を示す。

凡 例	
G1, G3, G4	: RC大梁
CG1, CG2, CG3	: 片持ちRC梁
C1, C2	: RC柱
F1, F2, F3	: 基礎
FG1, FG1', FG4, FCG1	: 基礎梁
W32a, W32b	: 耐震壁

添説建 2-V. 1. 4-2 図 軸組図(1/3)



16' 通り軸組図



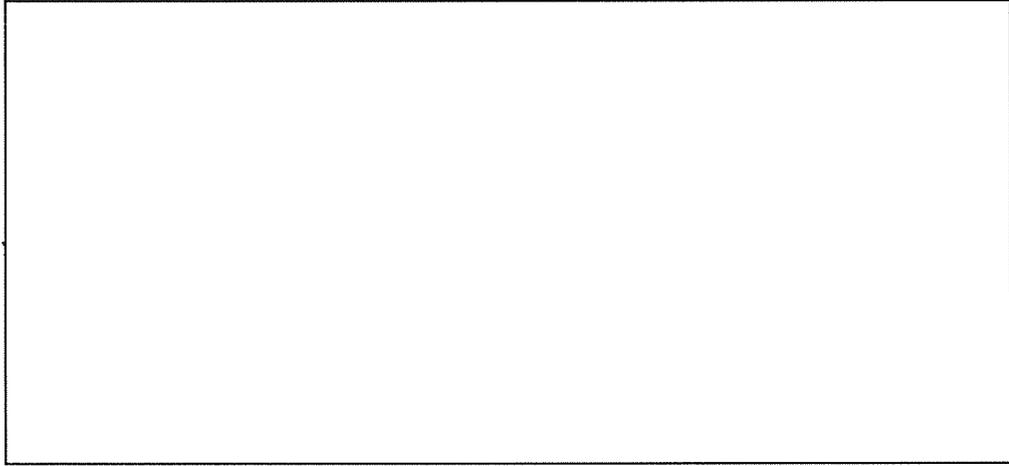
17' 通り軸組図

注記

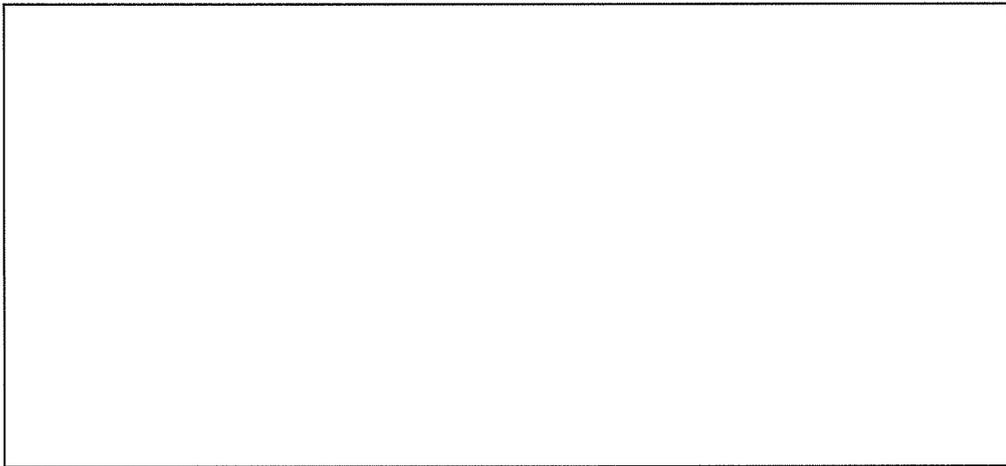
1.  は第2核燃料倉庫以外の建物を示す。
2.  は開口部を示す。

凡 例	
G1, G2	: RC大梁
C1	: RC柱
既設 F1, F2, F3	: 基礎
FG1, FG2, FG3	: 基礎梁
W32a	: 耐震壁

添説建2-V.1.4-3 図 軸組図(2/3)



18' 通り軸組図



19' 通り軸組図

注記

1.  は第 2 核燃料倉庫以外の建物を示す。
2.  は開口部を示す。

凡 例	
G1, G2	: RC大梁
C1, C2	: RC柱
既設 F1, F2, F3	: 基礎
FG1, FG2, FG3	: 基礎梁
W32a	: 耐震壁

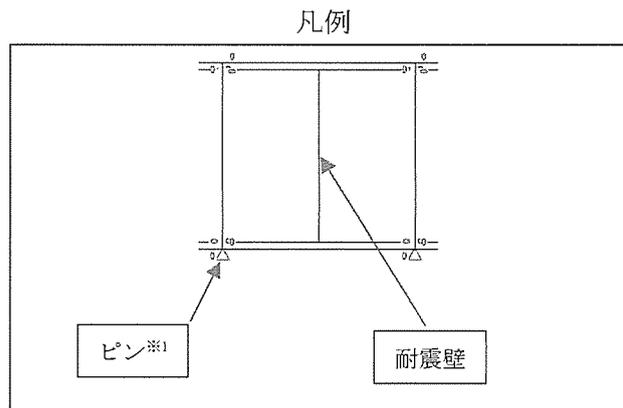
添説建 2-V. 1. 4-4 図 軸組図 (3/3)

1.5.構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建2-V.1.5-1図～添説建2-V.1.5-3図に、解析に使用した解析モデル図を添説建2-V.1.5-4図～添説建2-V.1.5-6図に示す。

なお、17'通りと18'通りには評価節点を入れているため、ダミー部材がある。モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。



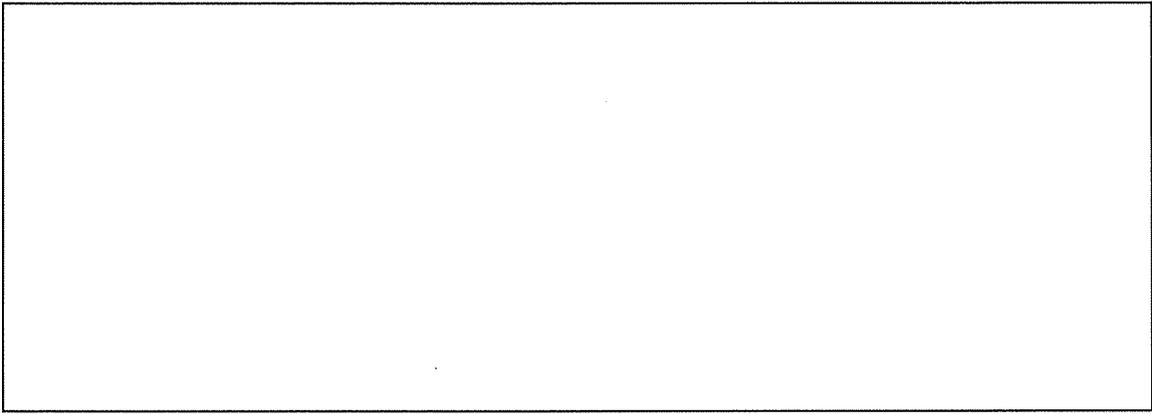
※1：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

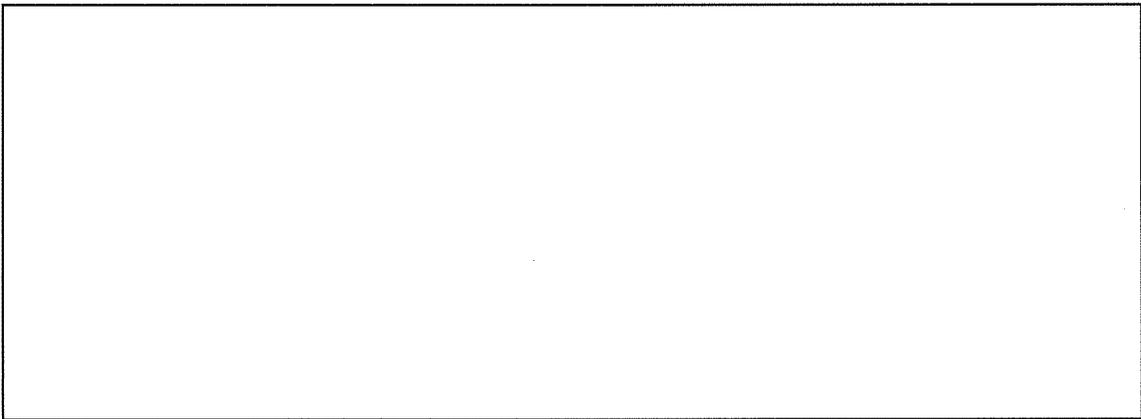
なお、解析部材番号は便宜上、構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下に示す。

添説建2-V.1.5-1表 部材番号読替対応表

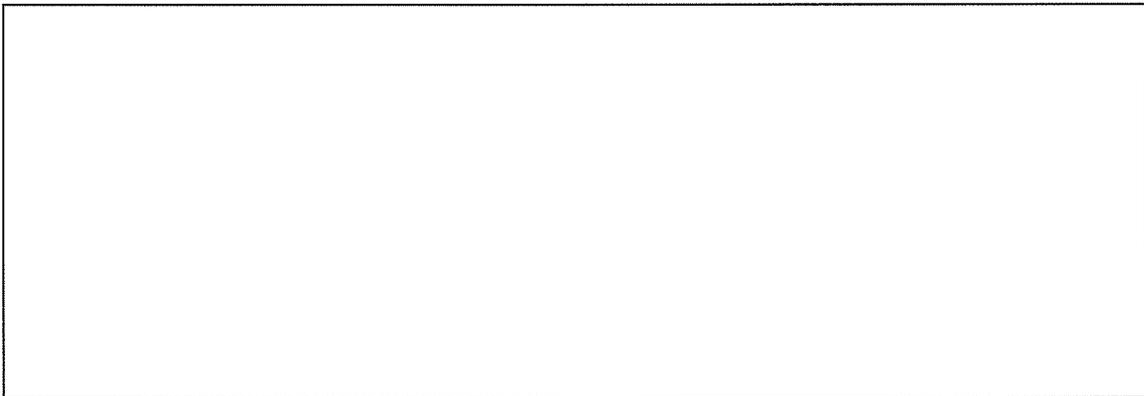
部材	解析 部材番号	構造図 部材番号
大梁		
基礎梁		
柱		
耐震壁		



【R' 通り】



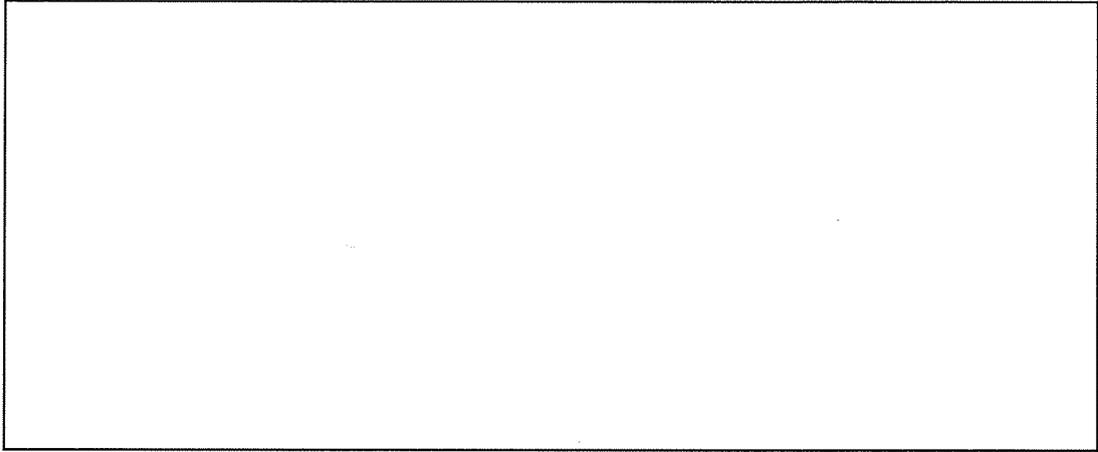
【S' 通り】



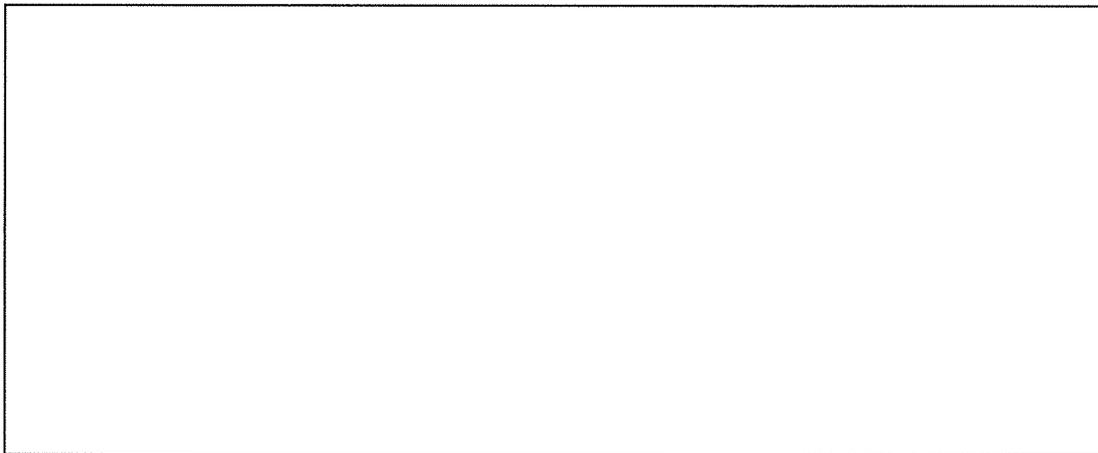
【T 通り】

単位 : cm

添説建 2-V. 1. 5-1 図 部材番号図 (1/3)



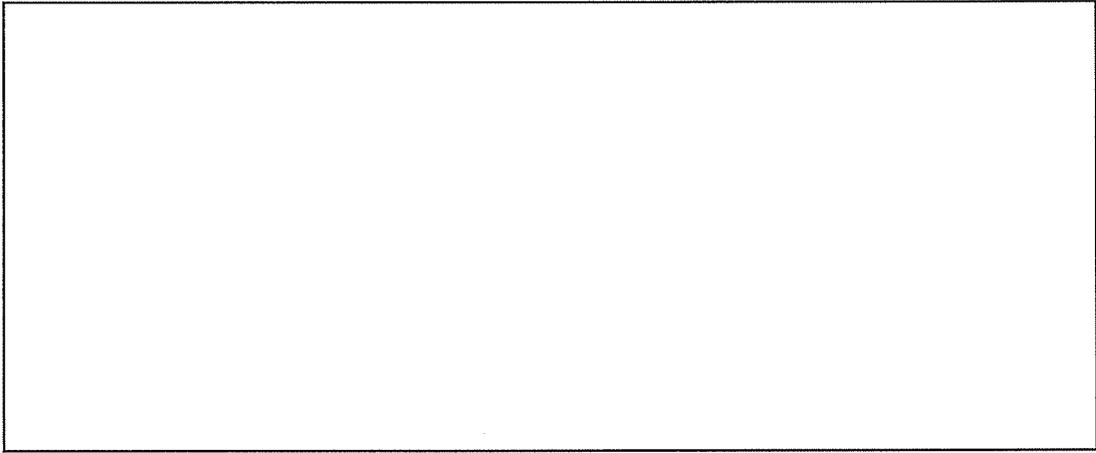
【16' 通り】



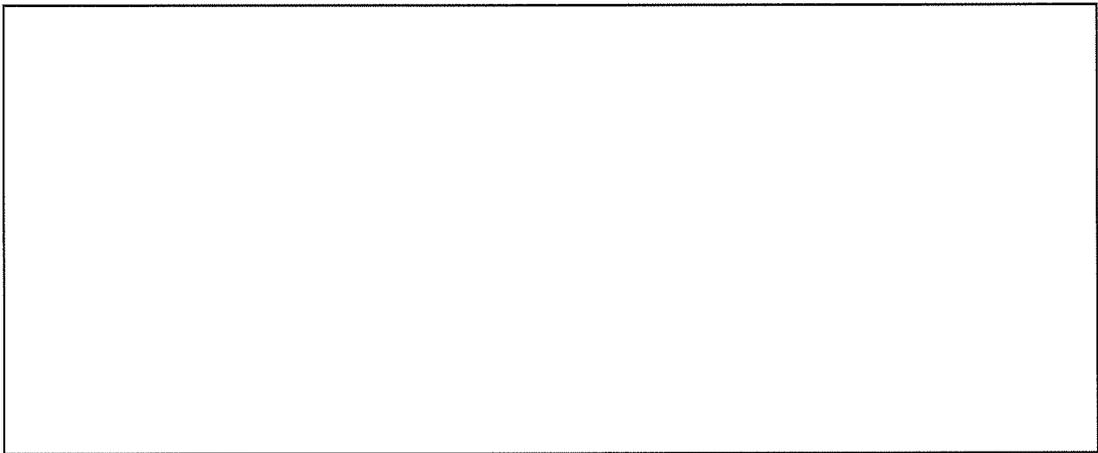
【17' 通り】

単位：cm

添説建 2-V.1.5-2 図 部材番号図 (2/3)



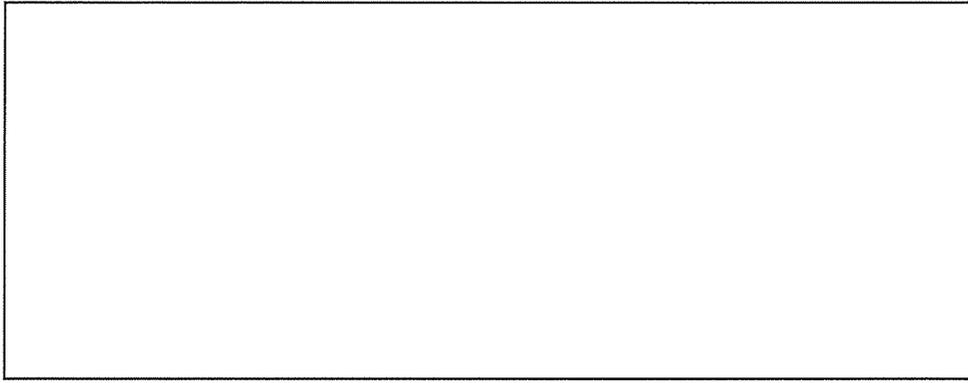
【18' 通り】



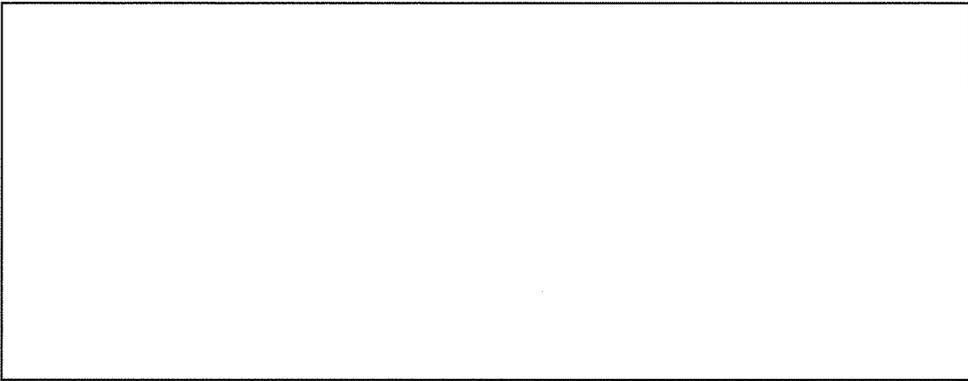
【19' 通り】

単位 : cm

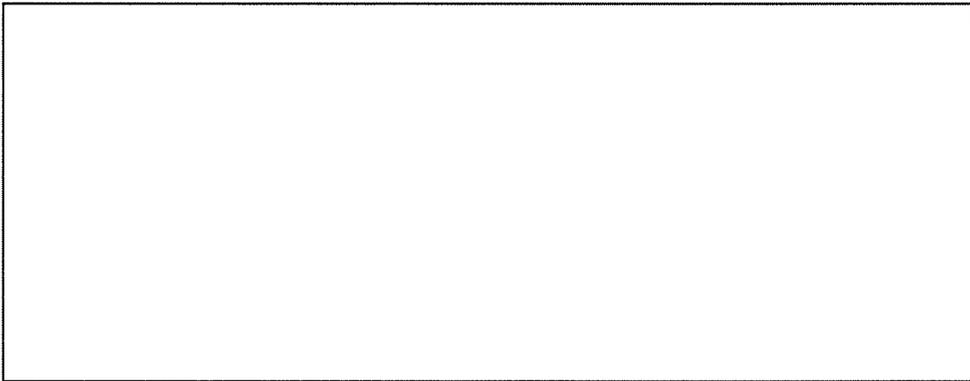
添説建 2-V. 1.5-3 図 部材番号図 (3/3)



【R' 通り】

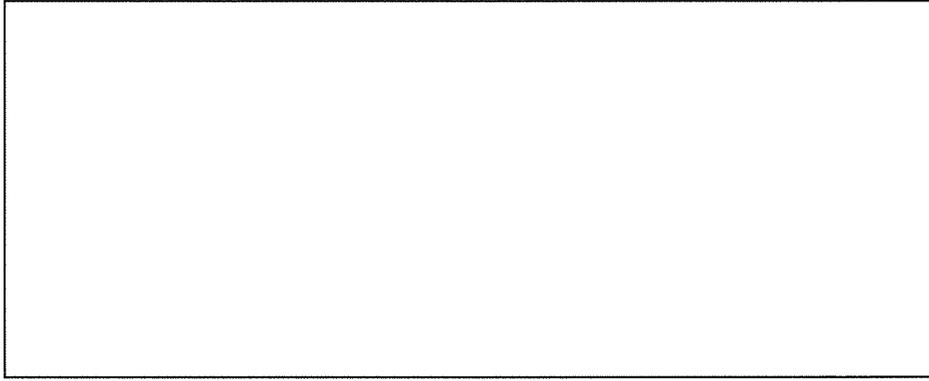


【S' 通り】

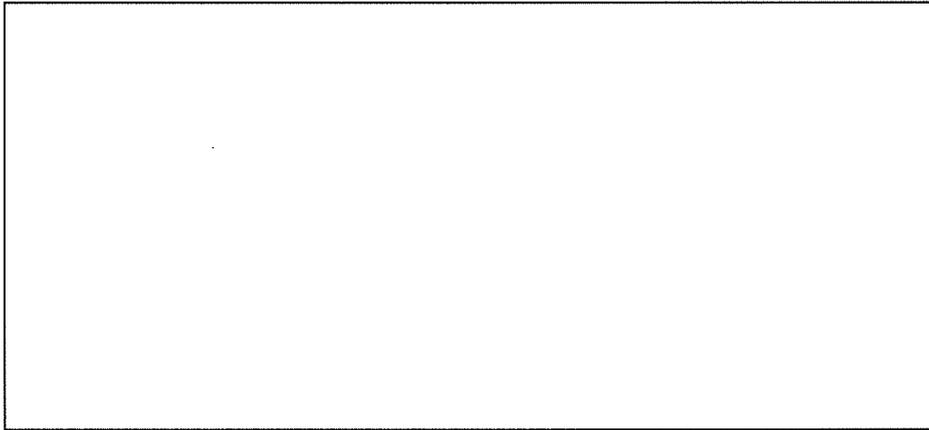


【T 通り】

添説建 2-V. 1. 5-4 図 解析モデル図 (1/3)

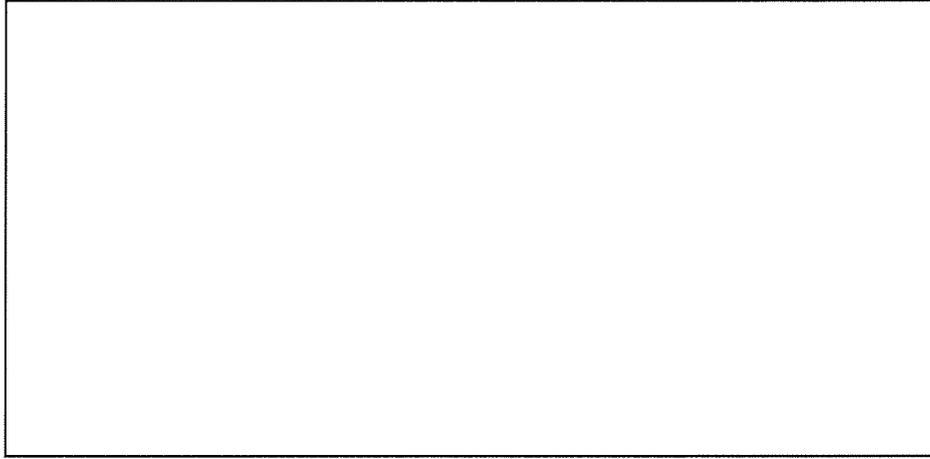


【16' 通り】

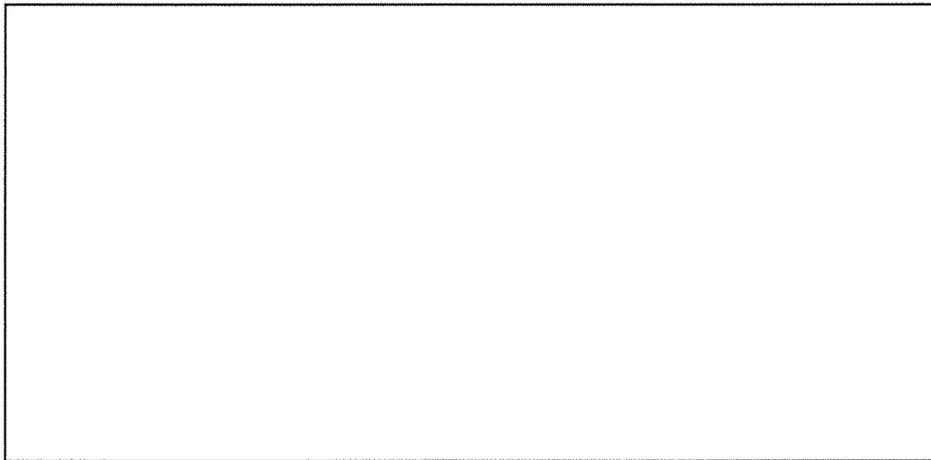


【17' 通り】

添説建 2-V. 1. 5-5 図 解析モデル図 (2/3)



【18' 通り】



【19' 通り】

添説建 2-V. 1. 5-6 図 解析モデル図 (3/3)

1.6.部材一覧

柱、梁、壁、基礎、基礎梁に関する各部材一覧（配筋図）を、添説建2-V.1.6-1表～添説建2-V.1.6-7表に示す。

(1) RC 部材

添説建2-V.1.6-1表 柱一覧

符号	C1	C2
断面		
主筋		
フープ		
材質		
特記		

添説建 2-V.1.6-2 表 梁一覧

符 号	G1		G2		
位 置	両端	中央	外端	中央	内端
断 面					
上 端 筋					
下 端 筋					
スターラップ°					
腹 筋					
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>				
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				
符 号	G3		G4		
位 置	両端	中央	両端	中央	
断 面					
上 端 筋					
下 端 筋					
スターラップ°					
腹 筋					
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>				
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

()内のスターラップは開口部の上部のみとする。

添説建 2-V.1.6-3 表 基礎梁一覧

符 号	FG1・FG1'	FG2
位 置	全断面	全断面
断 面		
上 端 筋		
下 端 筋		
スターラップ°		
腹 筋		
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>	
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/> []内は FG1' を示す。 ()内のスターラップは開口部の下部のみとする。	
符 号	FG3	FG4
位 置		
断 面		
上 端 筋		
下 端 筋		
スターラップ°		
腹 筋		
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>	
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	

添説建 2-V.1.6-4 表 壁一覧

区分	符号	厚さ	主筋	断面
耐震壁	W32a			
	W32b			
材質		主筋： <input type="text"/>		
特記		コンクリート設計基準強度： <input type="text"/>		

(2) 鉄骨部材

添説建 2-V.1.6-5 表 鉄骨一覧

符号	主材	材質
SB1		

(3) 基礎部材

添説建 2-V.1.6-6 表 基礎一覧 (1/2)

F1	F2
鉄筋材質 <input data-bbox="220 1507 443 1547" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度： <input data-bbox="587 1608 683 1644" type="text"/>	

添説建 2-V.1.6-7 表 基礎一覧 (2/2)

F3
鉄筋材質 <input data-bbox="507 1451 667 1496" type="text"/>
特記 コンクリート設計基準強度： <input data-bbox="885 1541 986 1585" type="text"/>

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・屋根・壁及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

2 階以上については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とするが、現地調査にて屋根に積載物がないことを確認した。

各階の積載荷重を添説建 2-V.1.7-1 表に示す。

添説建 2-V.1.7-1 表 積載荷重一覧表 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用
RC 屋根				
ALC 屋根				
RC 樋				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 5.510 = 0.110(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$
- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 5.510(\text{m})$

地震時の水平力を以下の表に示す。

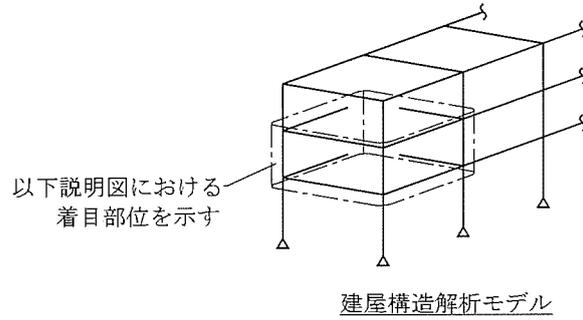
添説建 2-V.1.7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $= n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $= n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

※1: W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

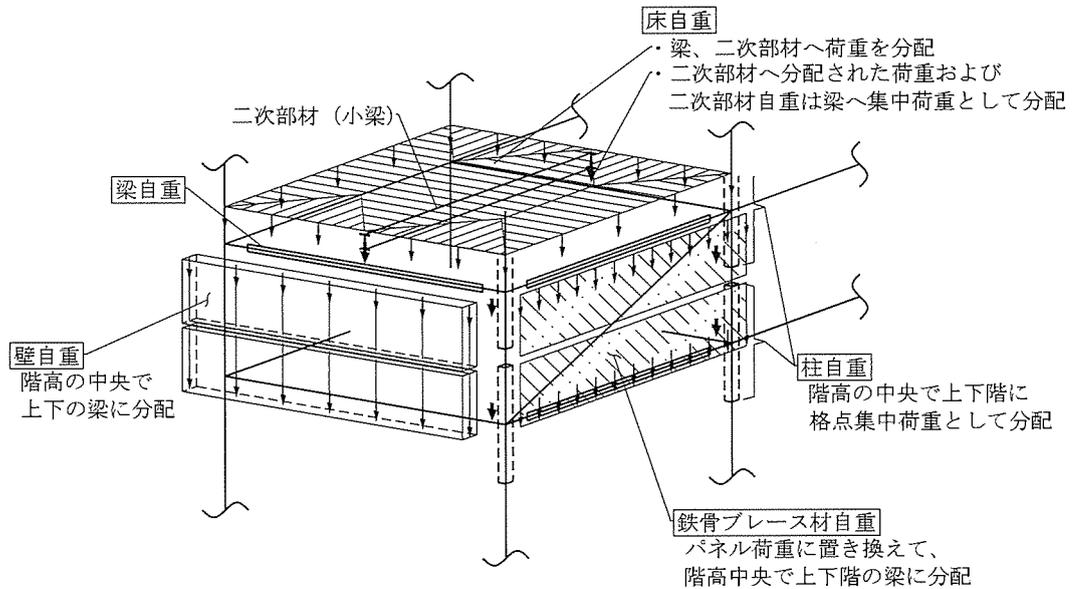
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{11}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{12}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-V.1.8-1 表～添説建 2-V.1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-V.1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-V.1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□ は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って □ としして取り扱う。

添説建 2-V.1.8-3 表 鉄筋の基準強度 [F] (N/mm^2)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-V.1.8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第 90 号

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

□は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って□として取り扱う。

添説建 2-V.1.8-5 表 鉄骨の基準強度[F] (N/mm²)

鉄骨の種類別	基準強度

※1 $t \leq \square$ mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

第 2 核燃料倉庫では□mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-V.1.8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期				短 期			
	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ロ 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — (日本建築学会) による

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい個所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-V.1.9-1 表～添説建 2-V.1.9-9 表に示す。

1) RC 柱の断面検定

添説建 2-V.1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
19' 通り/T 通り (柱頭) 1C2			19' 通り/T 通り 1C2		
応力 ML (kN·m)	耐力 MAL (kN·m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-V.1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	19' 通り/T 通り (柱頭) 1C2			19' 通り/T 通り 1C2		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN·m)	耐力 MAS (kN·m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

2) RC 大梁の断面検定

添説建 2-V.1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
S' 通り/16'-17' 通り間 (中央) 2G4			17' 通り/R'-S' 通り間 (S' 側) 2G2 18' 通り/R'-S' 通り間 (S' 側) 2G2		
応力 ML (kN·m)	耐力 MAL (kN·m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-V.1.9-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
S' 通り/16'-17' 通り間 (中央) 2G4			18' 通り/S'-T 通り間 (S' 側) 2G2		
応力 MS (kN·m)	耐力 MAS (kN·m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 耐震壁の断面検定

添説建 2-V.1.9-5 表 断面検定 (耐震壁は、短期荷重のみ)

せん断		
19' 通り/R'-S' 通り間 W32a		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) 基礎梁の断面検定

添説建 2-V.1.9-6 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
17' 通り/R'-S' 通り間 (R' 側) FG3			19' 通り/S'-T 通り間 FG1		
応力 ML (kN·m)	耐力 MAL (kN·m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-V.1.9-7 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
18' 通り/S'-T 通り間 (S' 側) FG2			19' 通り/S'-T 通り間 FG1		
応力 MS (kN·m)	耐力 MAS (kN·m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) 基礎

a) 概要

第2核燃料倉庫の基礎は、建設地の十分な支持性能を有するN値30以上の砂礫層に杭先端深度約7.8mまで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書一建2付録1に示す。

第2核燃料倉庫の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200万年から1万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約-4mから約-14mにわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

平成13年国土交通省告示第1113号第5「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

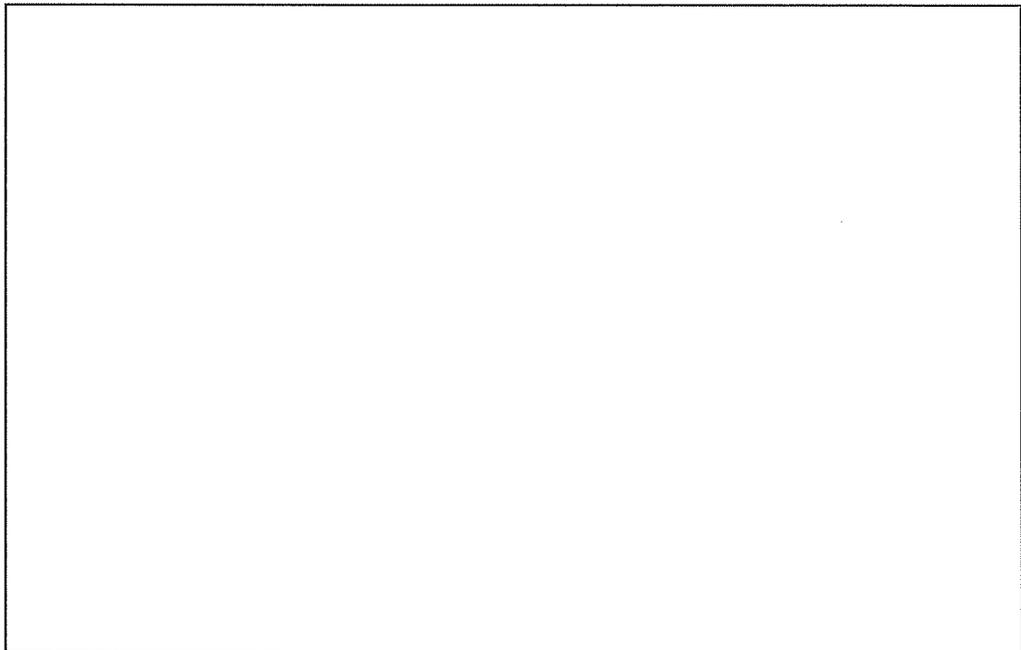
該当箇所の位置と柱状図を添説建2-V.1.9-1図、添説建2-V.1.9-2図、添説建2-V.1.9-3図に、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建2-V.1.9-8表に示す。

c) 杭の種類

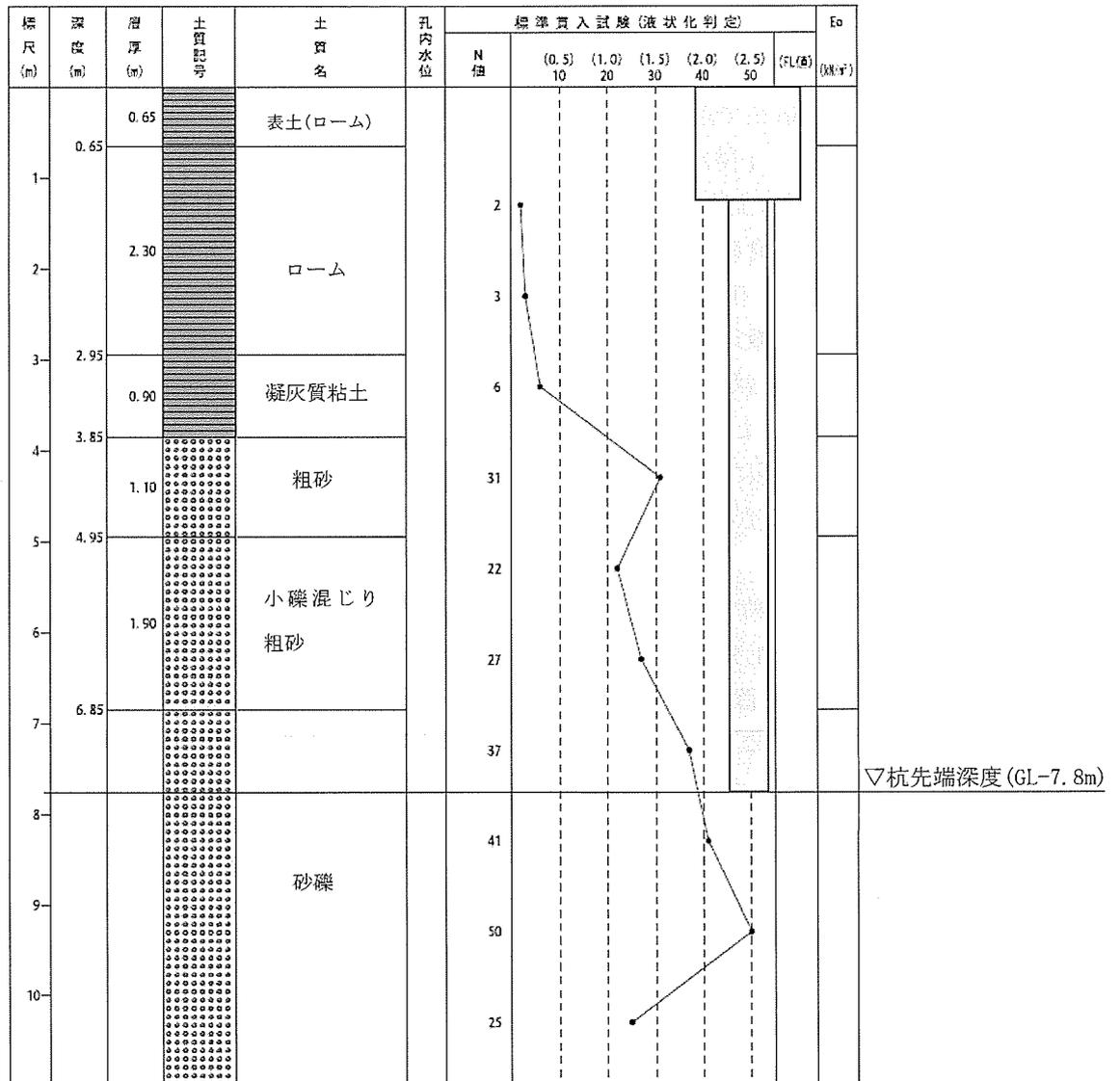
ϕ 、L = m

d) 杭頭条件

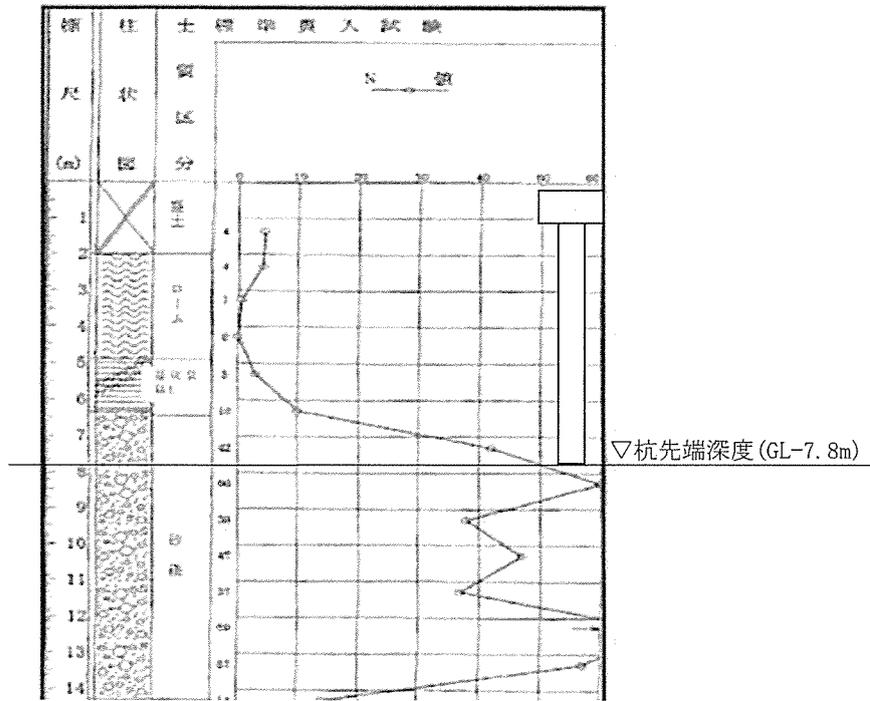
杭頭ピン



添説建2-V.1.9-1図 ボーリング位置図



添説建 2-V. 1.9-2 図 ボーリング柱伏図 (①地点)



添説建 2-V. 1. 9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引抜力

添説建2-V.1.9-8表 杭の許容支持力と許容引抜力

	杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引抜力 (kN/本)
		長期	短期	短期
既設				

・杭の許容支持力及び許容引抜力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-V.1.9-9表～添説建2-V.1.9-10表から、

長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

短期許容引抜き力 ${}_lR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

長期 : ${}_lR_a$ (kN/本) = $q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_f$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= $300 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-V.1.9-2図～添説建2-V.1.9-3図より算出する。

添説建2-V.1.9-9表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_lR_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$$tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-V.1.9-10表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	tR_a
①								
②								

f) 支持力の照査

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討結果を以下の表に示す。

添説建2-V.1.9-11表 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比					
					長期	短期		長期		短期		長期		短期
		鉛直		引抜き		X方向		Y方向		X方向		Y方向		
		長期	短期	長期		短期	正	負	正	負	正	負	正	負
R' - 16'														
R' - 17'														
R' - 18'														
R' - 19'														
S' - 16'														
S' - 17'														
S' - 18'														
S' - 19'														
T - 16'														
T - 17'														
T - 18'														
T - 19'														

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X方向、Y方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-V.1.9-12 表～添説建 2-V.1.9-15 表及び添説建 2-V.1.9-16 表～添説建 2-V.1.9-19 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ 以上であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-V.1.9-12 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-V.1.9-13 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-V.1.9-14 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-V.1.9-15 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-V. 1. 9-16 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-V. 1. 9-17 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-V. 1. 9-18 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-V. 1. 9-19 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

※1: $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である第2核燃料倉庫の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

第2核燃料倉庫のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-V.1.10-1表に示す。

添説建2-V.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i *1 (kN)	ΣW_i *2 (kN)	A_i	n	C_i *3 = $C_0 A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

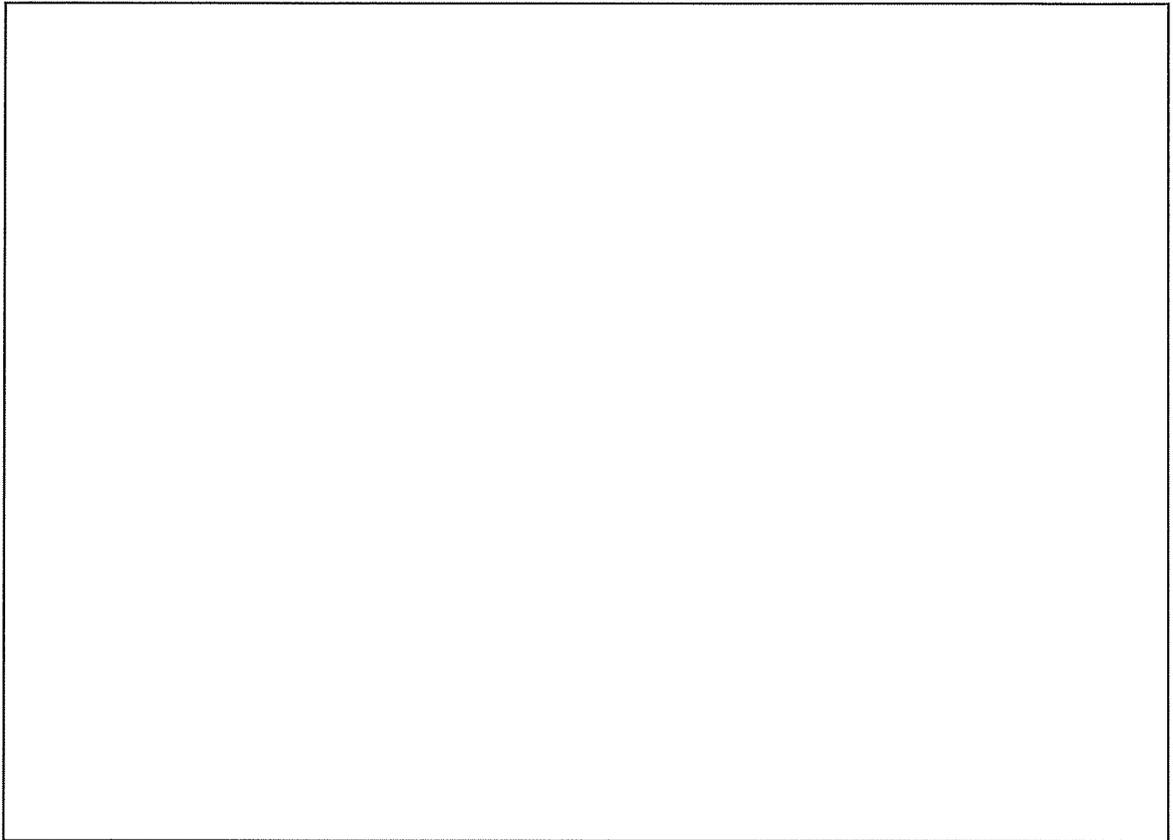
*3) C_0 : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

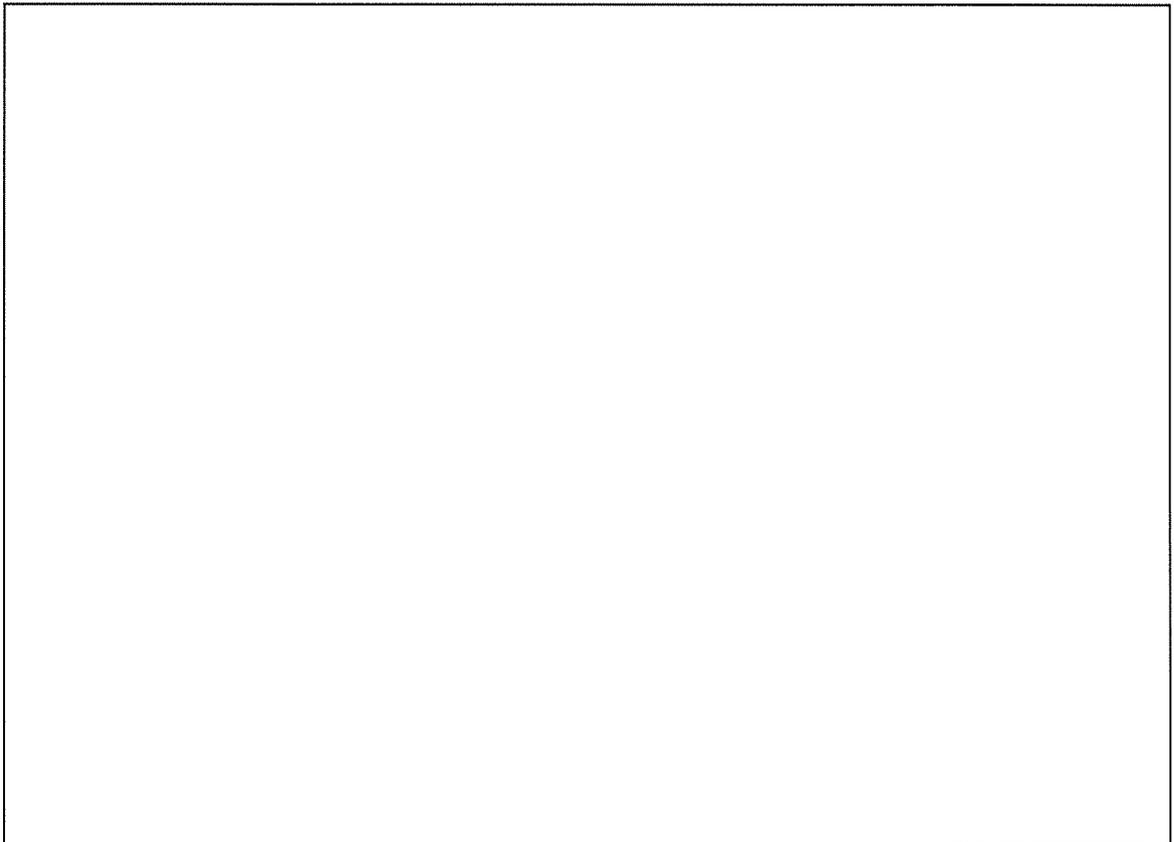
(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G)での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-V.1.10-1図～添説建2-V.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図へ建-4」に示す。

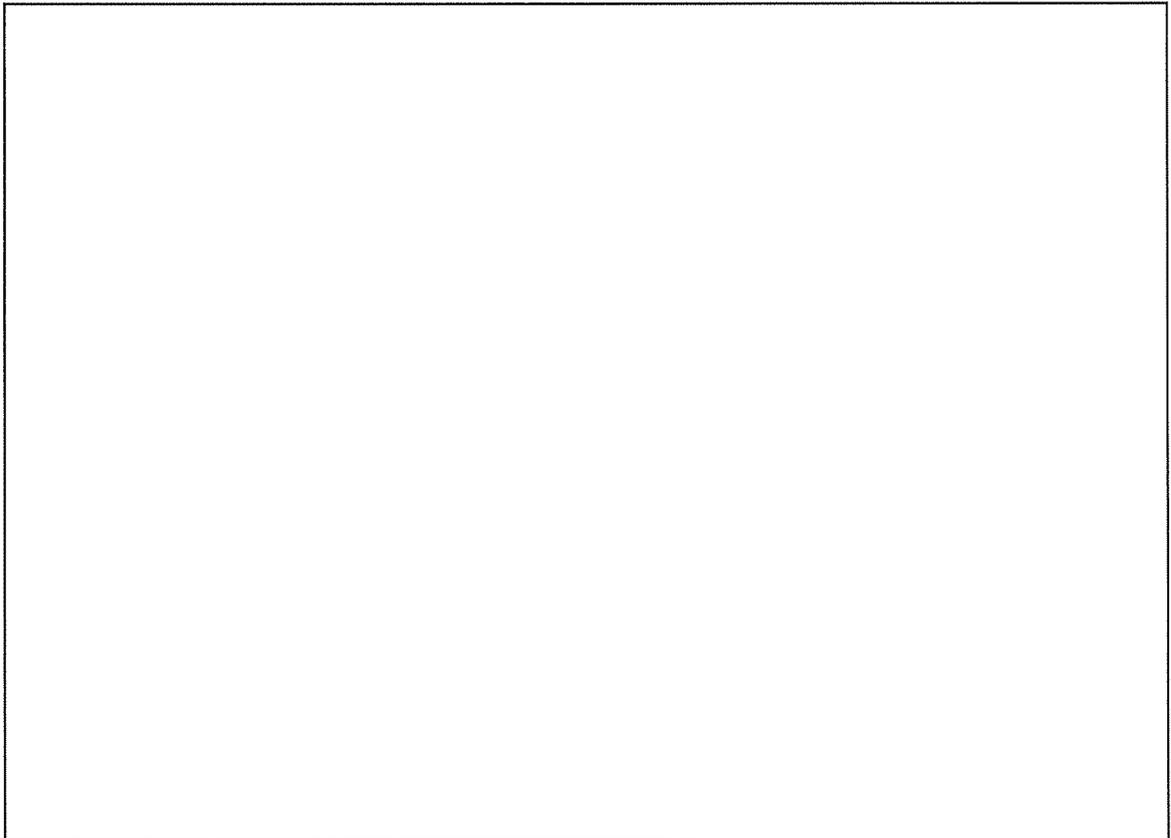
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-V.1.10-2表に示す。



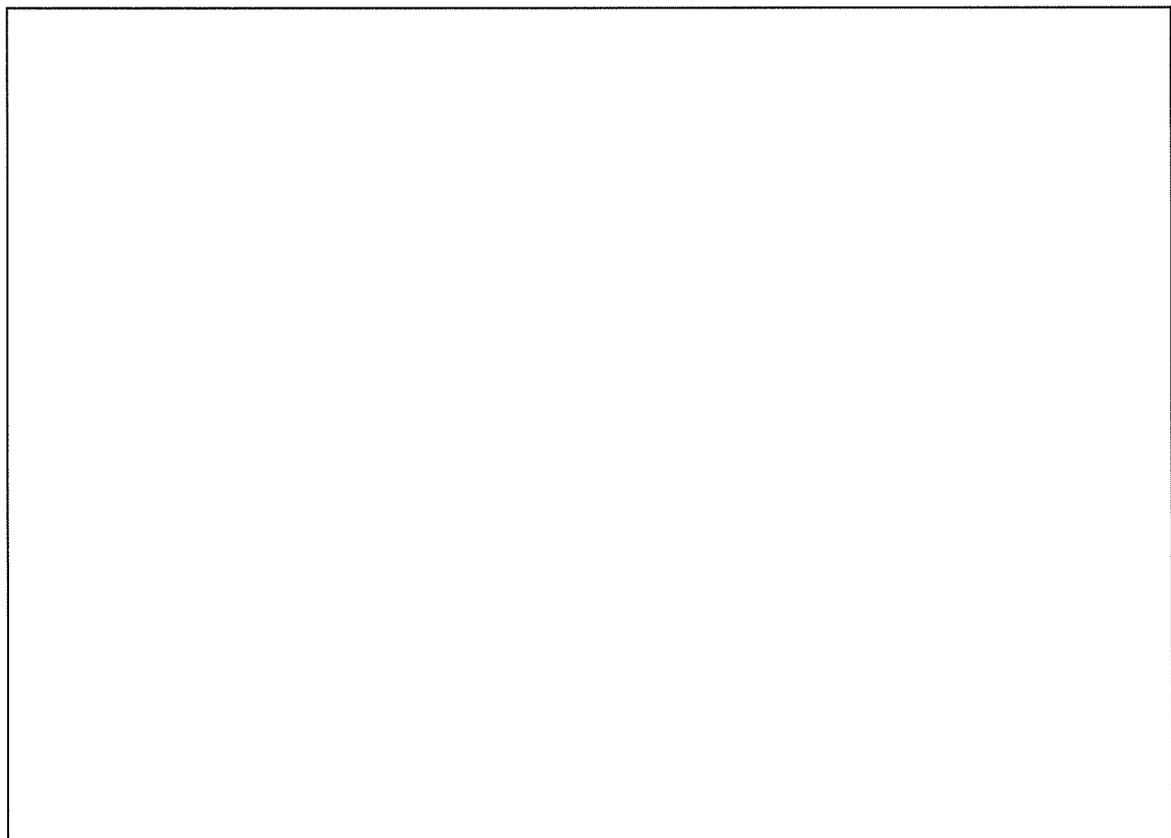
添説建 2-V. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-V. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-V. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-V. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-V. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形 量が、第 2 折れ点以内 等、変形曲 線の弾性域 にある場合	第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
X 方向負加力		第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向正加力		第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向負加力		第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する部材はないため、降伏した部材の箇所を明示した図を省略する。

なお、3Ci の地震力で降伏した箇所は無いが、最も厳しい箇所としては一次設計の短期荷重による断面検定で最も裕度が小さい S' 通り/16' -17' 通り間 RC 大梁 (中央部) が上げられる。

(5) まとめ

第2核燃料倉庫は、Q- δ 曲線を用いた Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) での概ね弾性の評価より、Q- δ 曲線上で弾性範囲にあり、また、降伏した構造部材がないことから、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

VI. 容器管理棟の耐震計算書

1. 容器管理棟の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

容器管理棟の設置位置を本文図イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

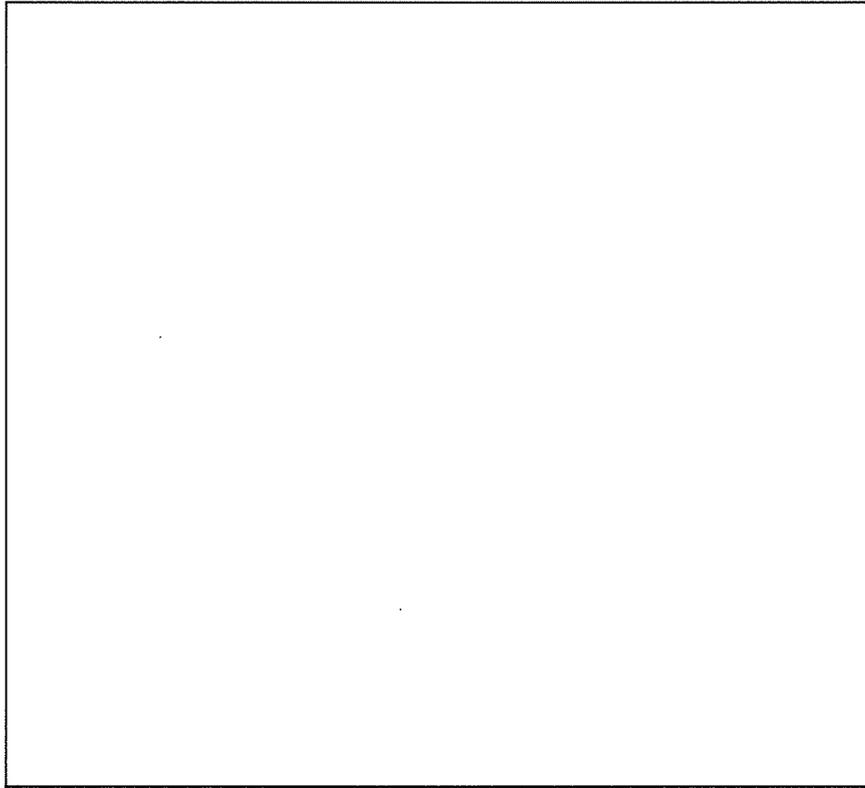
容器管理棟は容器管理棟本体と連絡通路で構成されている。容器管理棟本体は平屋建ての鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC造）であり、平面形状は約 20.4m×16.2m、高さ約 11.6m の整形な建物である。架構形式は X、Y 方向ともに外側通りは耐震壁付ラーメン構造、内側通りは純ラーメン構造である。

連絡通路は平屋建ての鉄骨造（S造）であり、平面形状は約 8.6m×2.3m、高さ約 4.3m の整形な建物である。架構形式は純ラーメン構造である。容器管理棟本体とは構造上一体となっている。

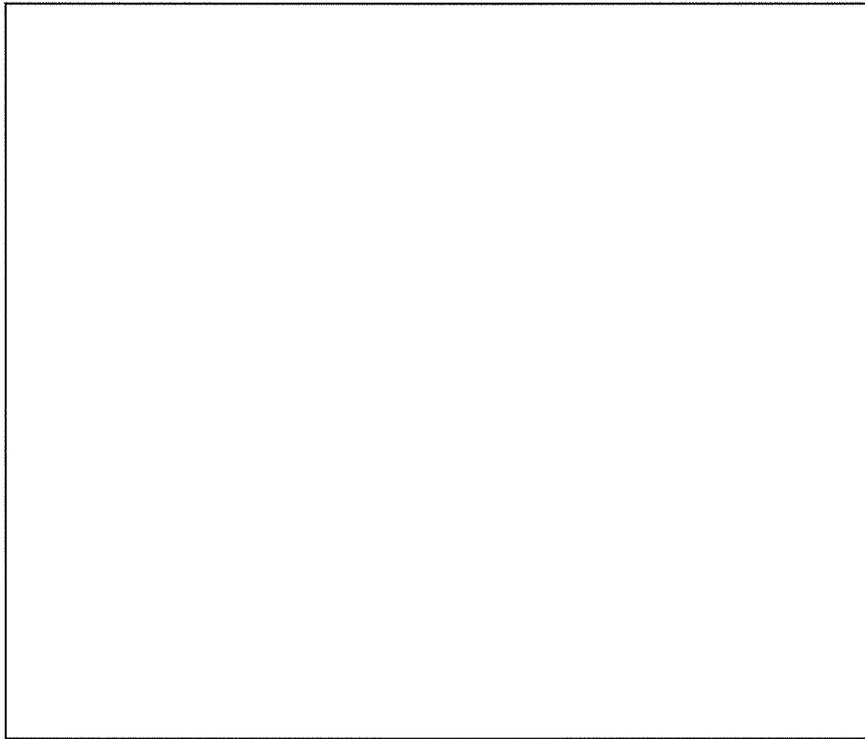
容器管理棟本体とメンテナンス室及び連絡通路と組立工場の製品搬出前室とはエキスパンションジョイントにより構造体として分離している。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2ーVI. 1. 1ー1 図～添説建 2ーVI. 1. 1ー3 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

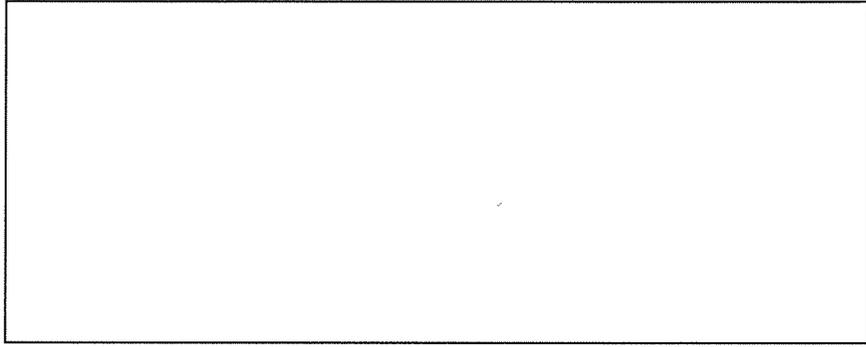


屋根伏図

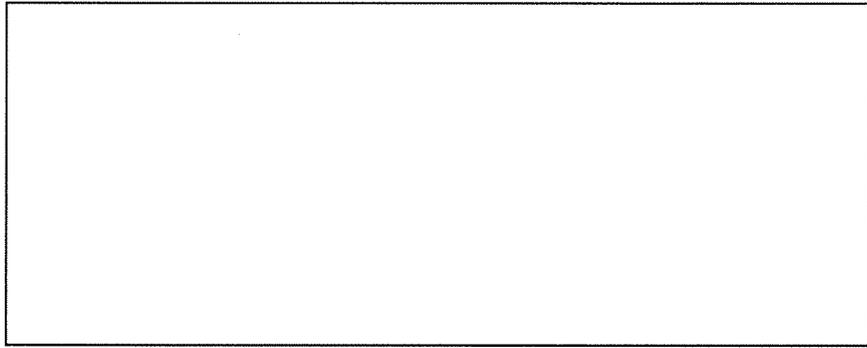


1階平面図

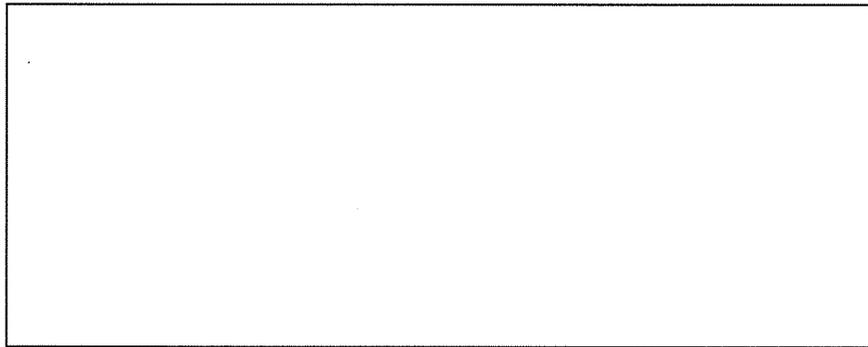
添説建 2-VI. 1. 1-1 図 屋根伏図、1階平面図



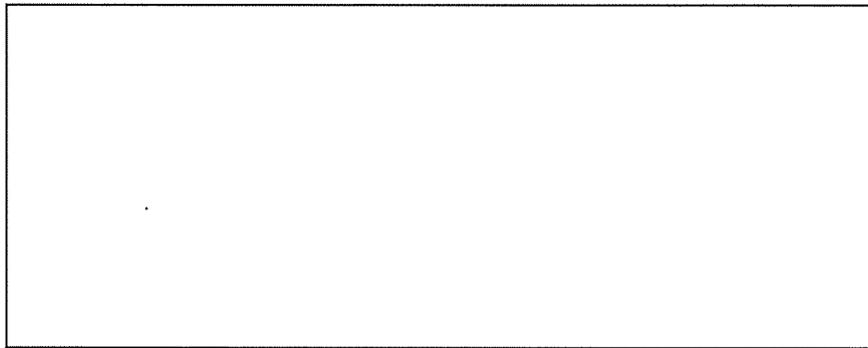
東側立面図



西側立面図

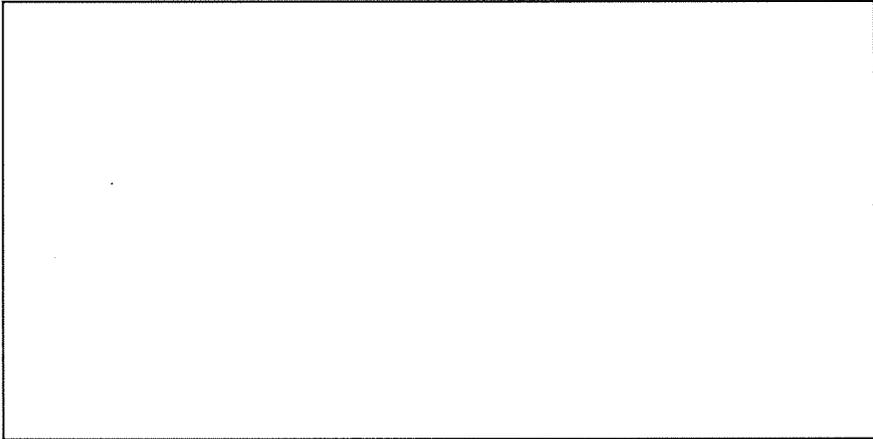
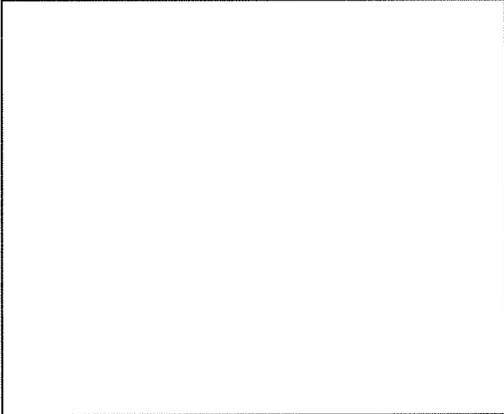


南側立面図

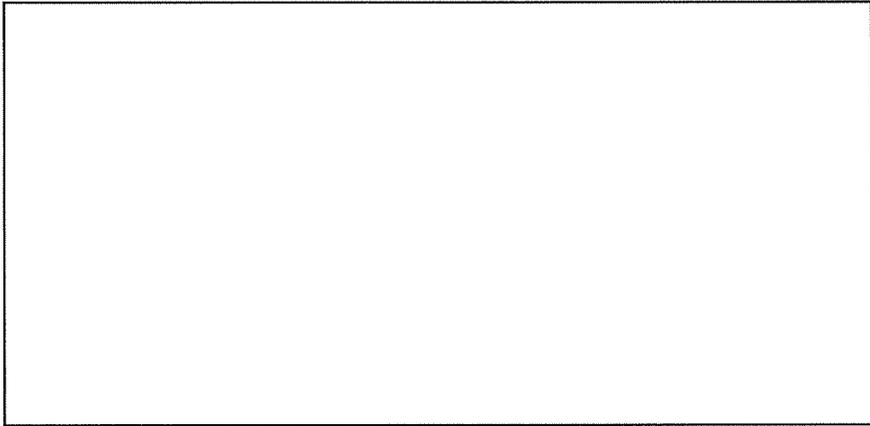


北側立面図

添説建 2-VI. 1. 1-2 図 立面図



A-A断面図



B-B断面図

添説建 2-VI. 1. 1-3 図 断面図

1.2.耐震補強の内容

本書における検討の結果、耐震補強を行う箇所はない。

1.3.評価方法

(1) 設計方針

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第3類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.0倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.0=0.2$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.0=1.0$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄骨、鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

2) 一次設計

- a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。
- b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。
- c) 建築基準法施行令第82条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積載荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。
- d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。
- e) 応力解析の結果より、柱（SRC造、S造）、大梁（SRC造、RC造、S造）、耐震壁、基礎梁、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。
断面検定は日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準」に準拠して1.8項で定める許容応力度に基づいて行う。
また、耐力の算定時には各規準に基づいて軸力を考慮した。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力 (Q_u) が下式で与えられる必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \sum W_i \quad (\text{各記号の説明は 1. 7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

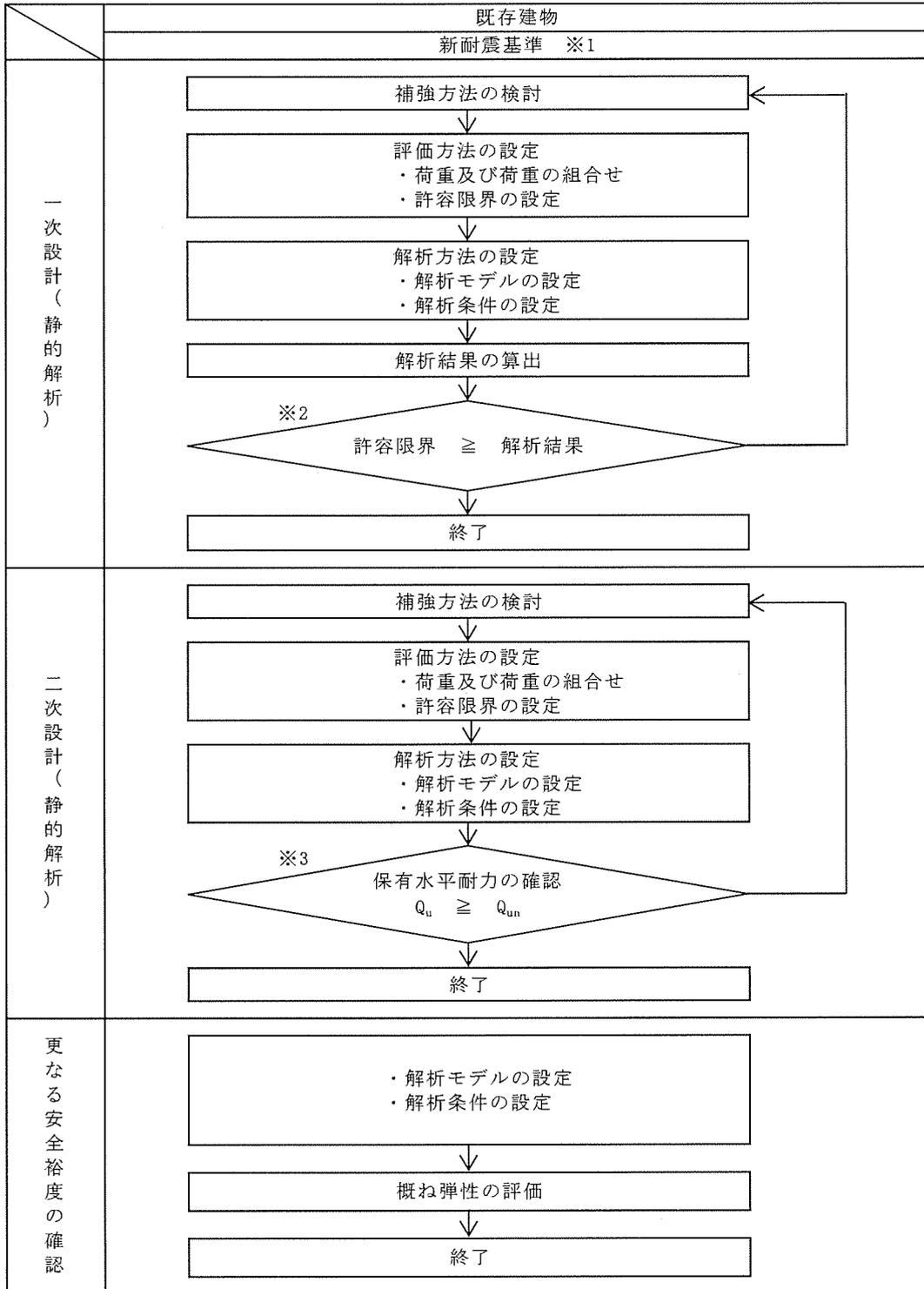
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-VI. 1. 3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{cs} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{cs} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きいのほど大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1 : 1981年 (S56年) 6月1日以降の建物は二次設計が追加された新耐震基準で設計
(容器管理棟 : 設計S63年)

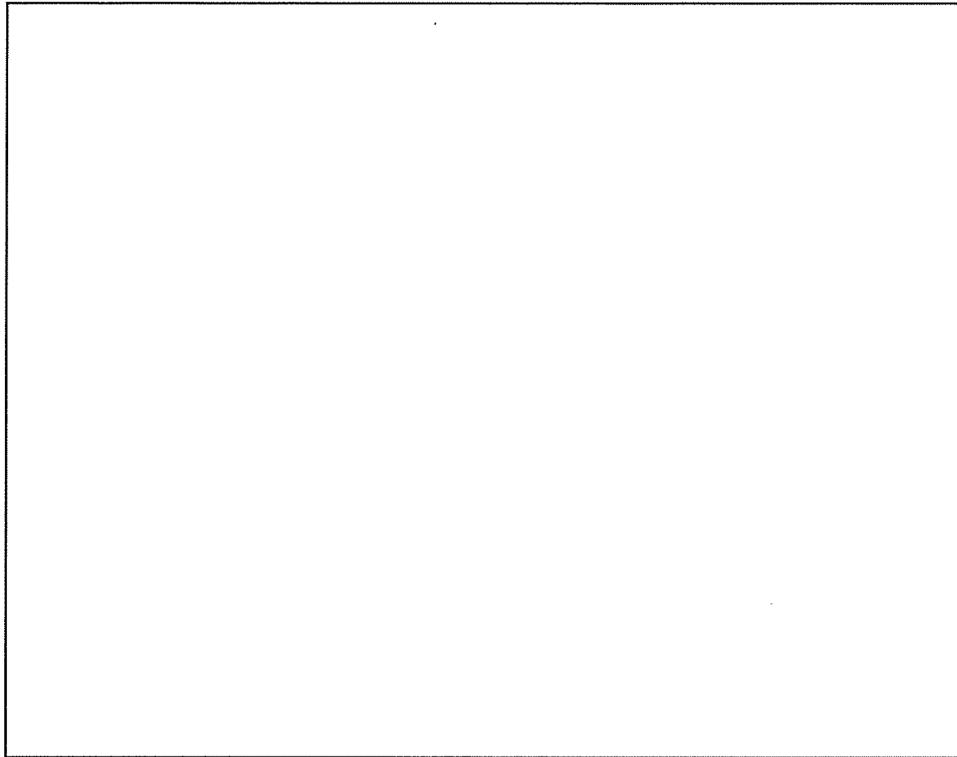
※2 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3 : 保有水平耐力は増分解析法により求めることを原則とする。

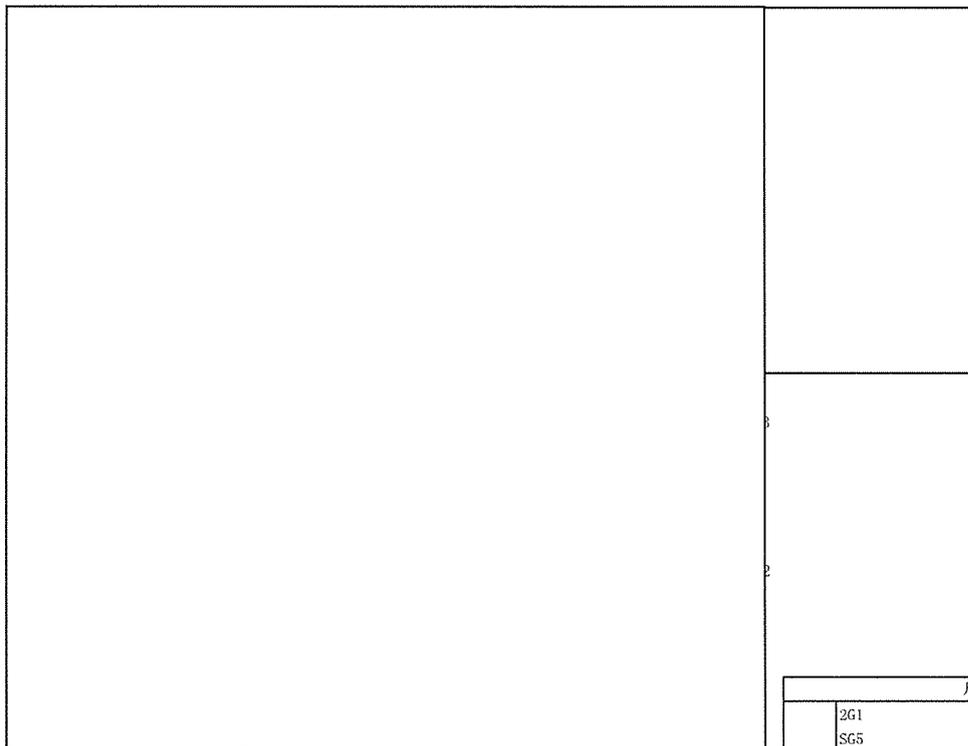
添説建 2-VI. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4.構造図

平面図、軸組図を添説建 2-VI. 1.4-1 図～添説建 2-VI. 1.4-6 図に示す。



2階梁伏図



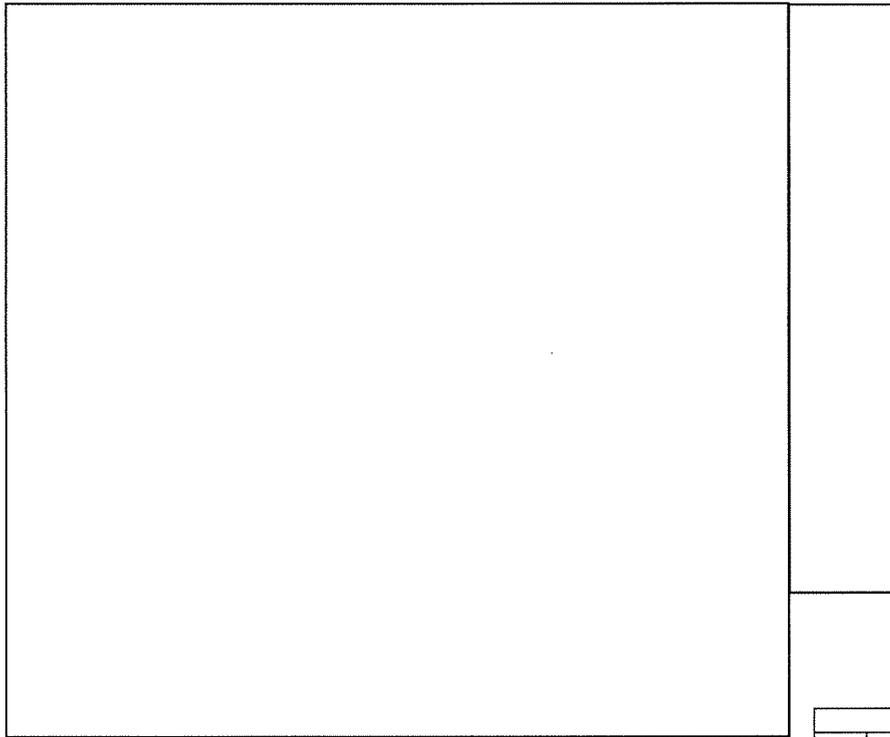
基礎伏図

注記

1.  は容器管理棟以外の建物を示す。
2. 既設杭寸法は ϕ 、L=m
3. 各基礎の杭本数は添説建 2-VI. 1.9-11 表に示す。

凡 例	
2G1	: RC大梁
SG5	: 鉄骨大梁
SB2, SB6	: 鉄骨小梁
SCG2, SCG4	: 鉄骨片持ち梁
KG1	: 鉄骨クレーン梁
F1, F2, F3, F4, F7, F10	: 基礎
FG1, FG' 2, FG4, FG5, FG6, FG7	: 基礎梁
S3	: スラブ

添説建 2-VI. 1.4-1 図 2階梁伏図、基礎伏図



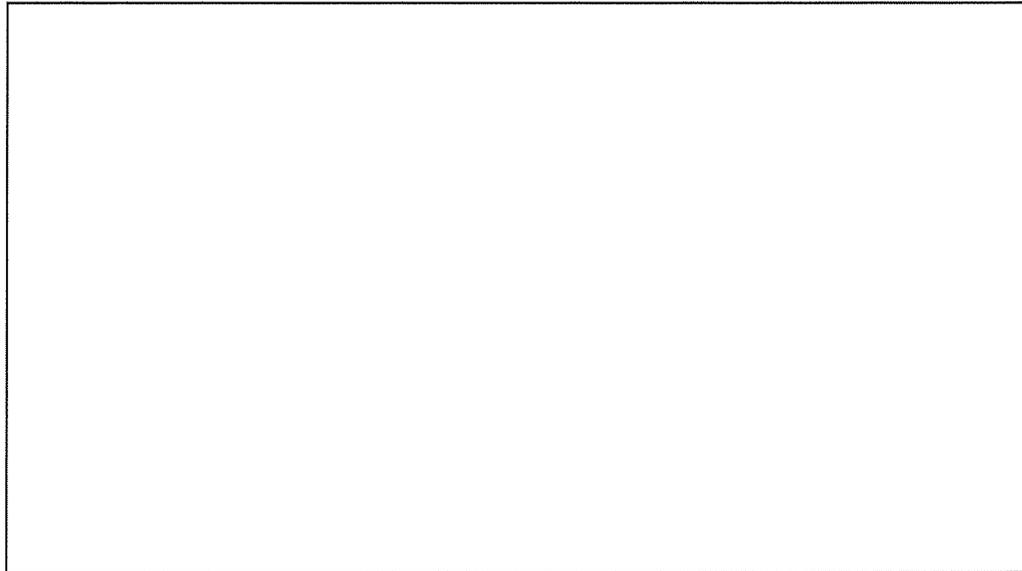
屋根伏図

注記

1.  は容器管理棟以外の建物を示す。

凡 例	
既設	RG1, RG2 : SRC大梁
	SG1 : 鉄骨大梁
	SB1, SB5 : 鉄骨小梁
	S1, S2 : スラブ

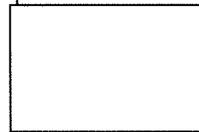
添説建 2-VI. 1. 4-2 図 梁伏図



X1通り軸組図



X1'通り軸組図

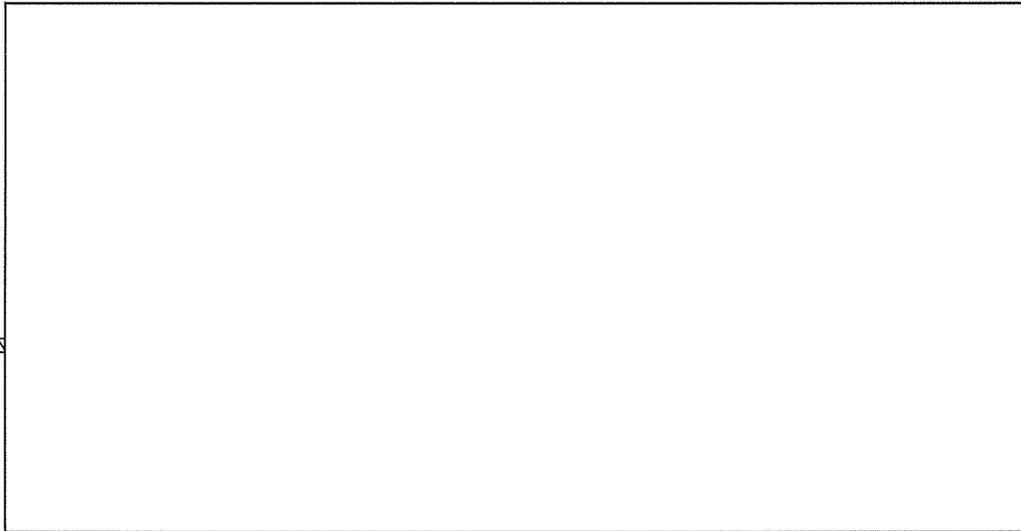


凡 例	
RG1	: SRC大梁
2G1	: RC大梁
SB1	: 鉄骨小梁
C1, C1a, C2	: SRC柱
P1	: RC間柱
F1, F2, F3, F4	: 基礎
FG4, FG7	: 基礎梁
EW20, EW30	: 耐震壁

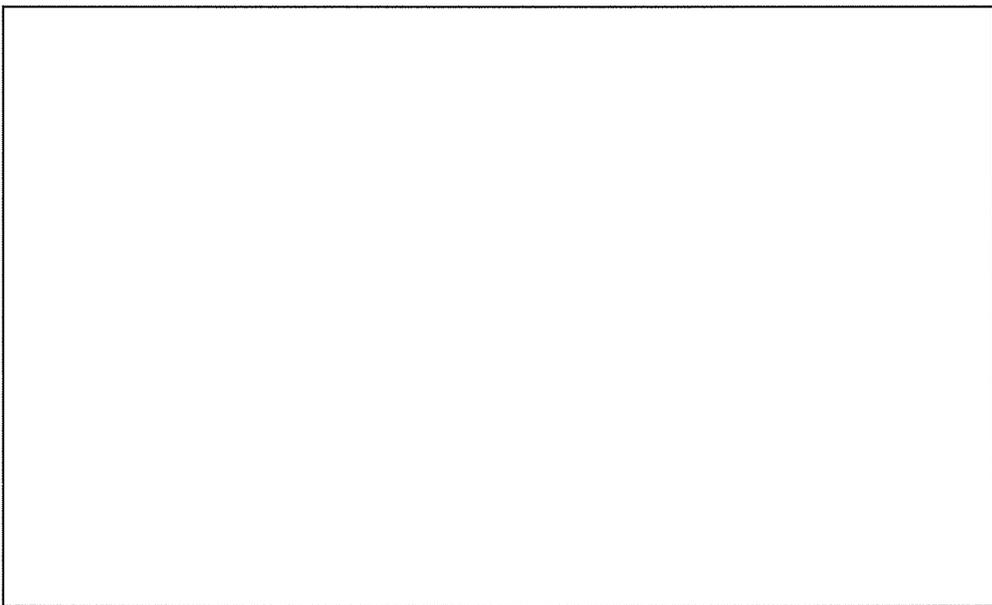
注記

1.  は容器管理棟以外の建物を示す。

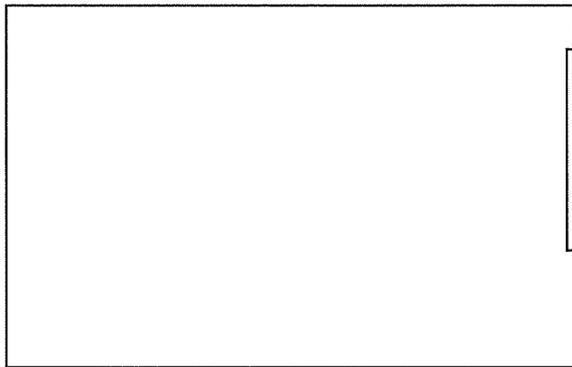
添説建 2-VI. 1. 4-3 図 X1 通り、X1' 通り軸組図



X2' 通り軸組図



X3 通り軸組図



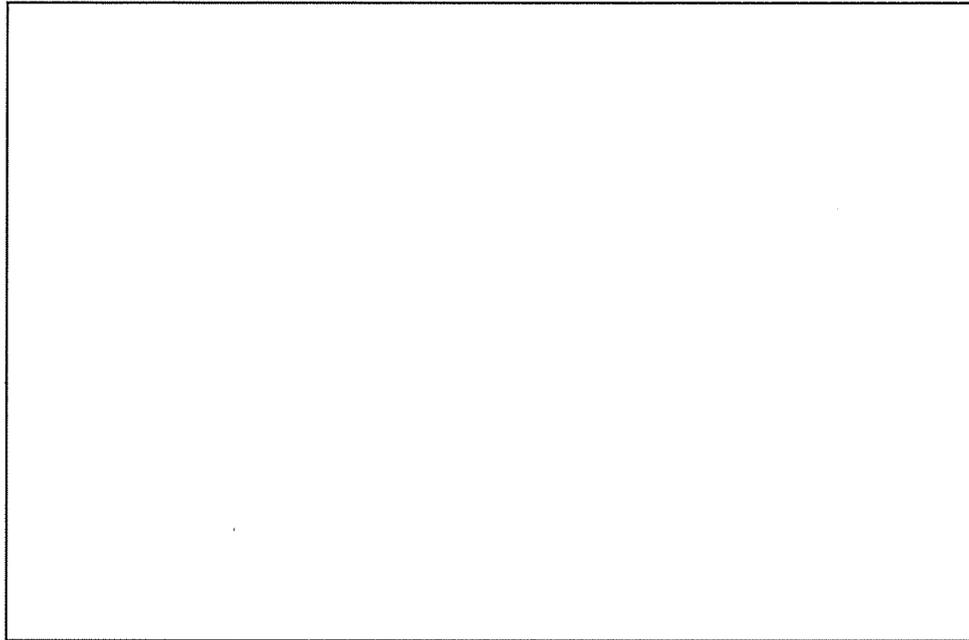
X3' 通り軸組図

凡 例	
RG1	: SRC大梁
2G1	: RC大梁
SG5	: 鉄骨大梁
SB1	: 鉄骨小梁
C1, C1a, C2	: SRC柱
SC3	: 鉄骨柱
P1	: RC間柱
F1, F2, F3, F4, F7, F10	: 基礎
FG' 2, FG5, FG7	: 基礎梁
EW15, EW20	: 耐震壁
W20	: 雑壁

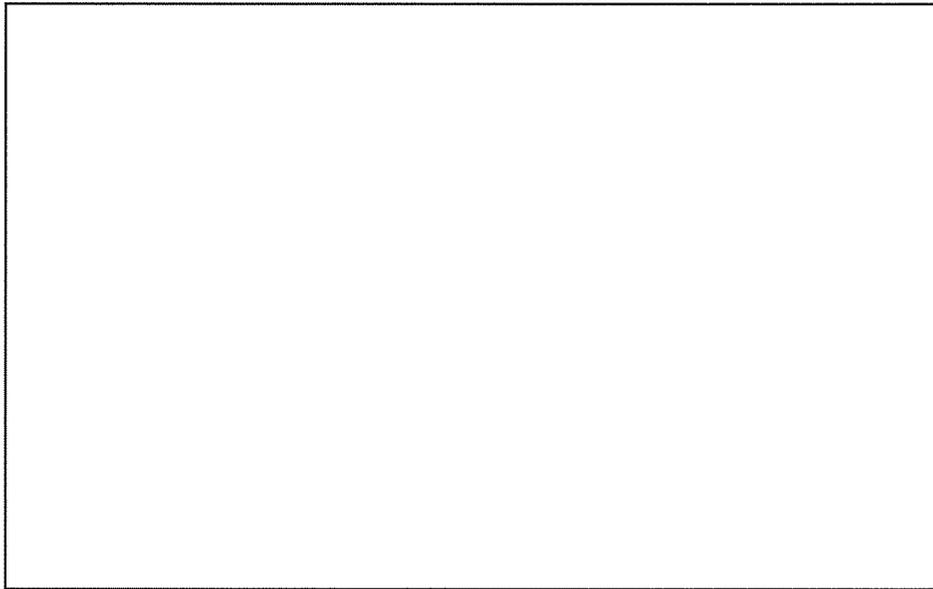
注記

1.  は容器管理棟以外の建物を示す。

添説建 2-VI. 1. 4-4 図 X2' 通り、X3 通り、X3' 通り軸組図



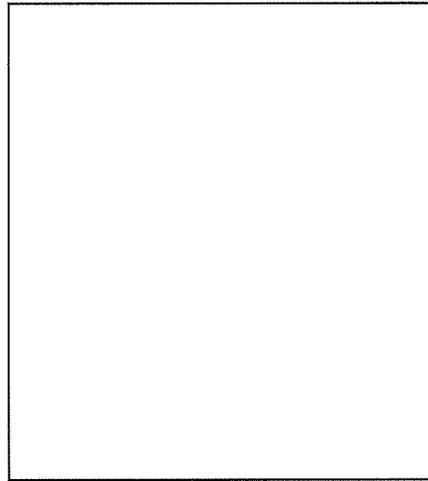
Y6 通り軸組図



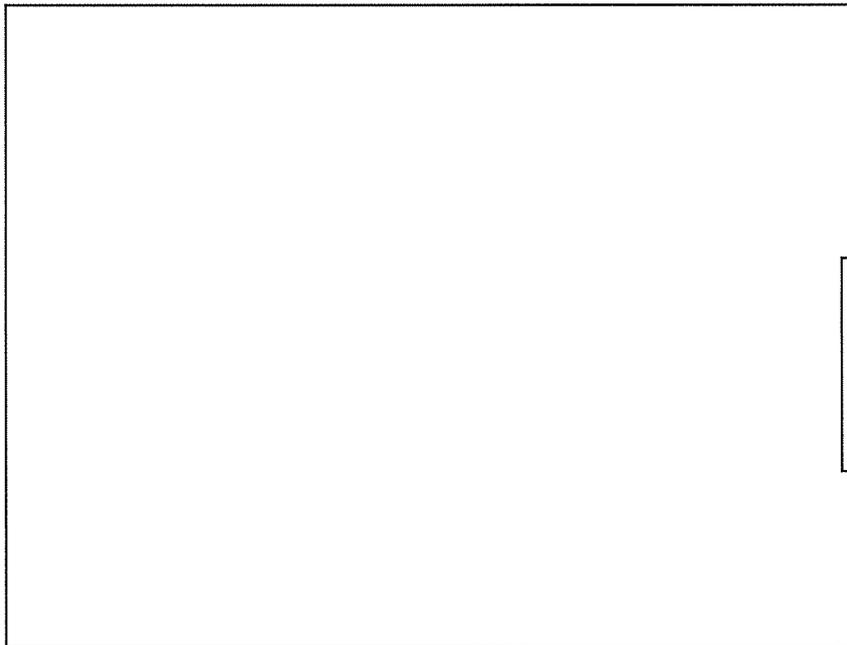
Y7 通り軸組図

凡 例	
	RG2 : SRC大梁
	2G1 : RC大梁
	SG1 : 鉄骨大梁
	SCG4 : 鉄骨片持ち梁
既設	C1, C1a, C2 : SRC柱
	EW15, EW20 : 耐震壁
	F1, F3, F4 : 基礎
	FG4, FG5 : 基礎梁
	W20 : 雑壁

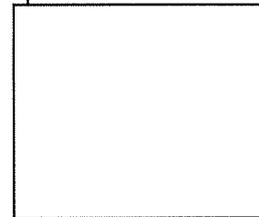
添説建 2-VI. 1. 4-5 図 Y6 通り、Y7 通り軸組図



Y7' 通り軸組図



Y8 通り軸組図



凡 例	
RC2	: SRC大梁
2G1	: RC大梁
SG5	: 鉄骨大梁
SCG2	: 鉄骨片持ち梁
C1, C1a	: SRC柱
既設 SC3	: 鉄骨柱
P1	: RC間柱
F2, F3, F7, F10	: 基礎
FG1, FG4, FG6	: 基礎梁
EW15, EW20	: 耐震壁
W13	: 雑壁

添説建 2-VI. 1. 4-6 図 Y7' 通り、Y8 通り軸組図

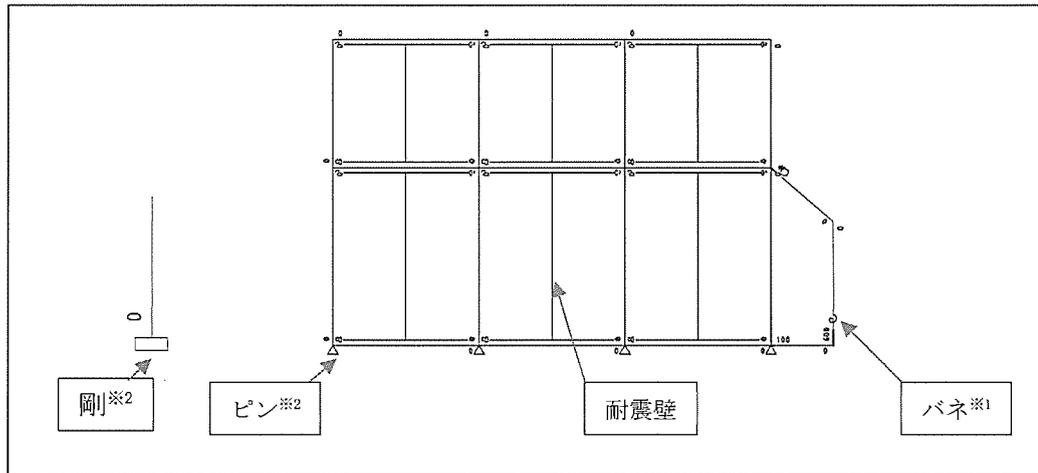
1.5.構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建 2-VI. 1.5-1 図～添説建 2-VI. 1.5-5 図に、解析に使用した解析モデル図を 添説建 2-VI. 1.5-6～添説建 2-VI. 1.5-10 図に示す。

階高の異なる部分に配置される梁部材については、部材に生じる応力等の影響を考慮の上、柱、梁が交差する格点同士を繋ぐものとする。モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。

凡例



※1：鋼製柱脚固定条件

露出柱脚：バネ（半固定）

根巻き柱脚：固定

※2：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

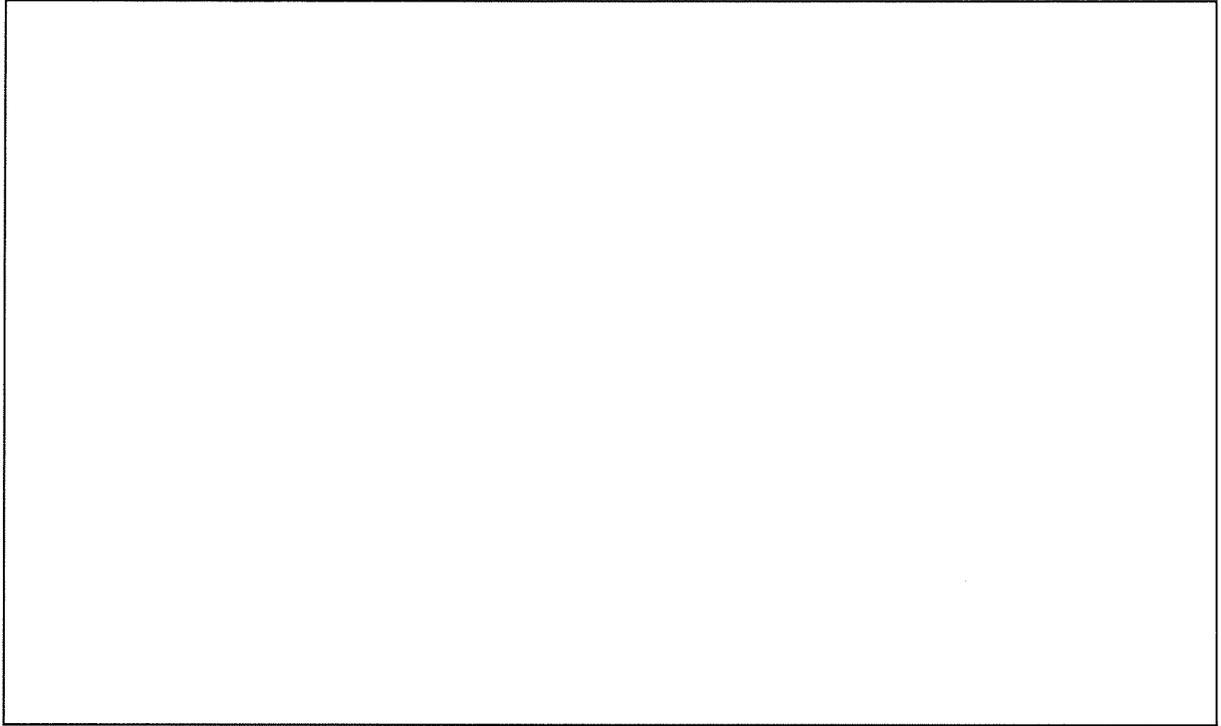
柱脚曲げモーメントを基礎構造（杭）で負担：剛

なお、解析部材番号は便宜上、構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下の表に示す。

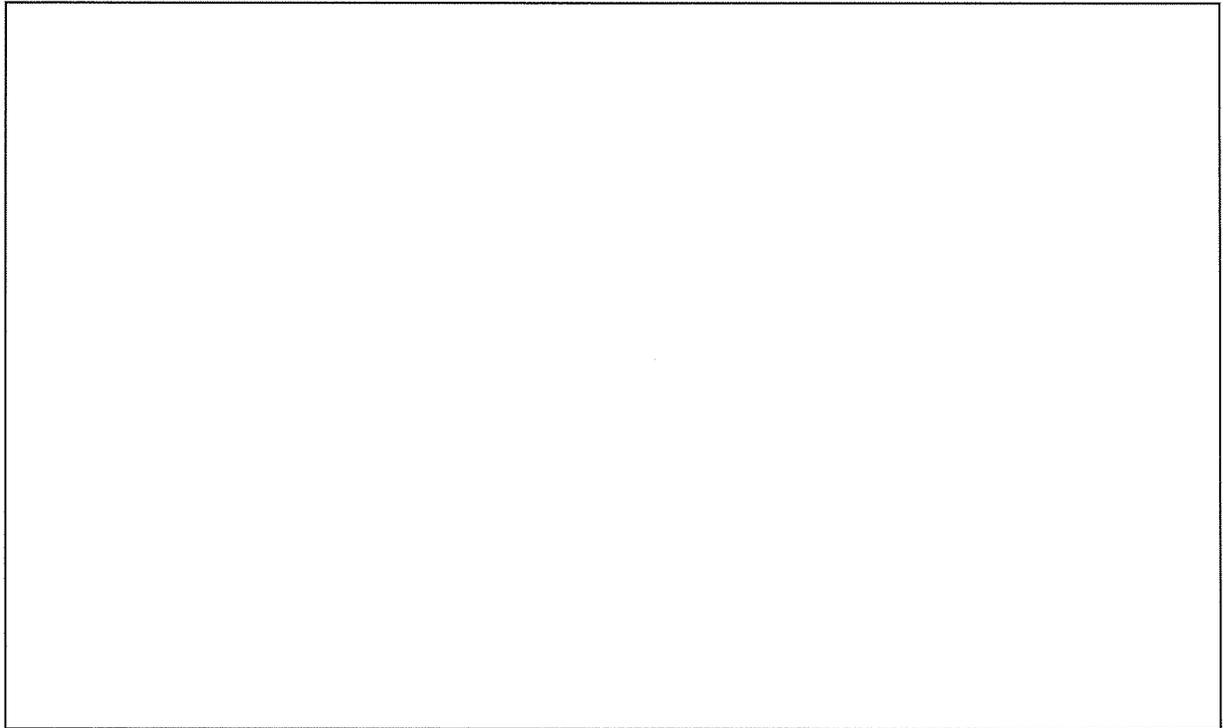
添説建 2-VI. 1. 5-1 表 部材番号読替対応表

部材	解析 部材番号		構造図 部材番号
大梁			
基礎梁			
小梁			

部材	解析 部材番号		構造図 部材番号
柱			
耐震壁			



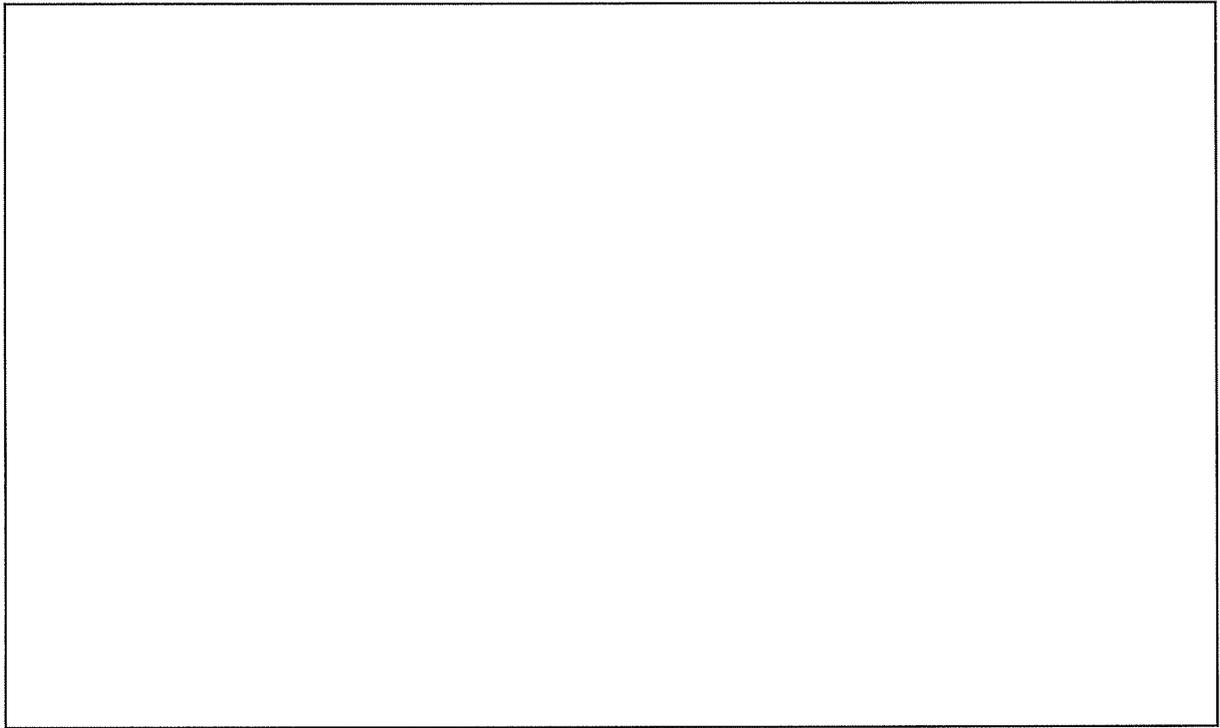
【X1 通り】



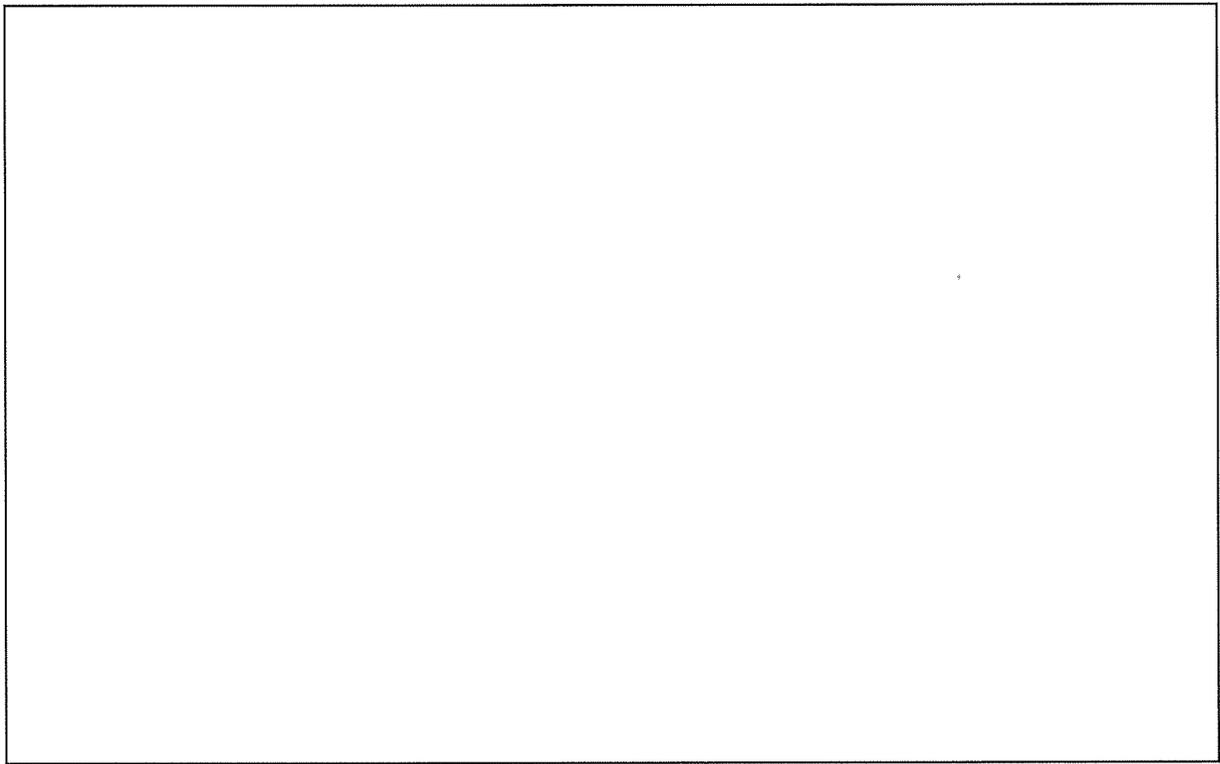
【X1' 通り】

単位 : cm

添説建 2-VI. 1. 5-1 図 部材番号図 (1/5)



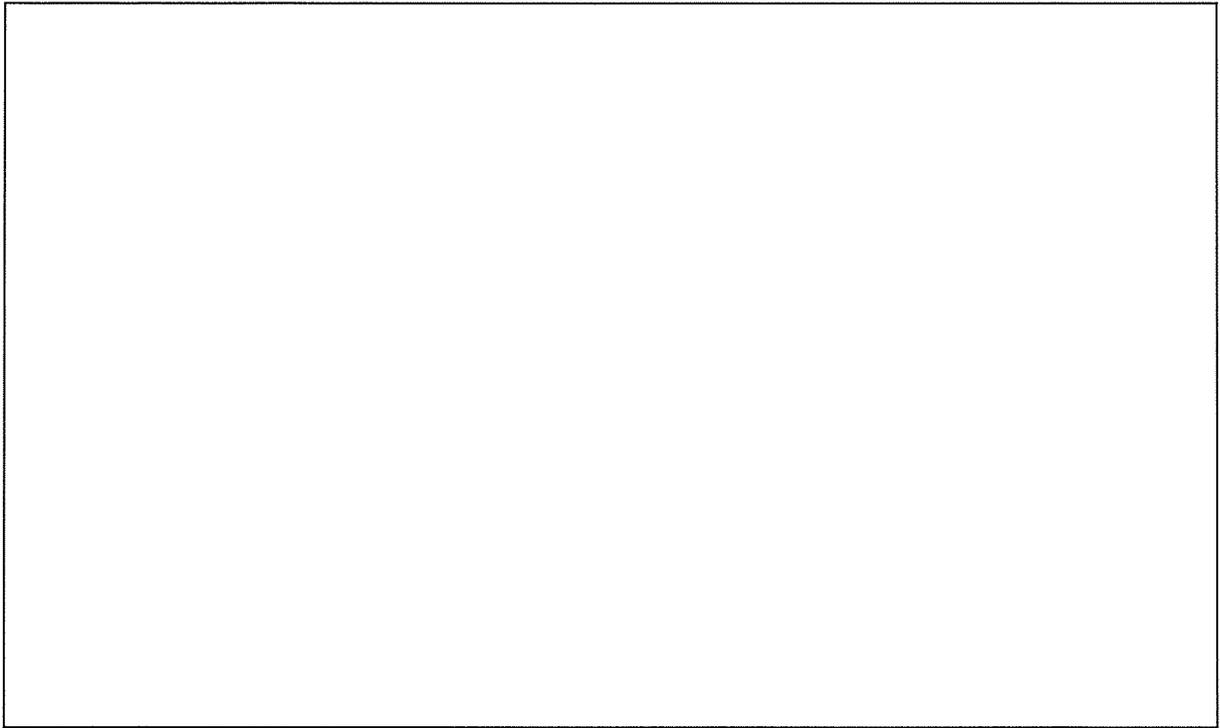
【X2' 通り】



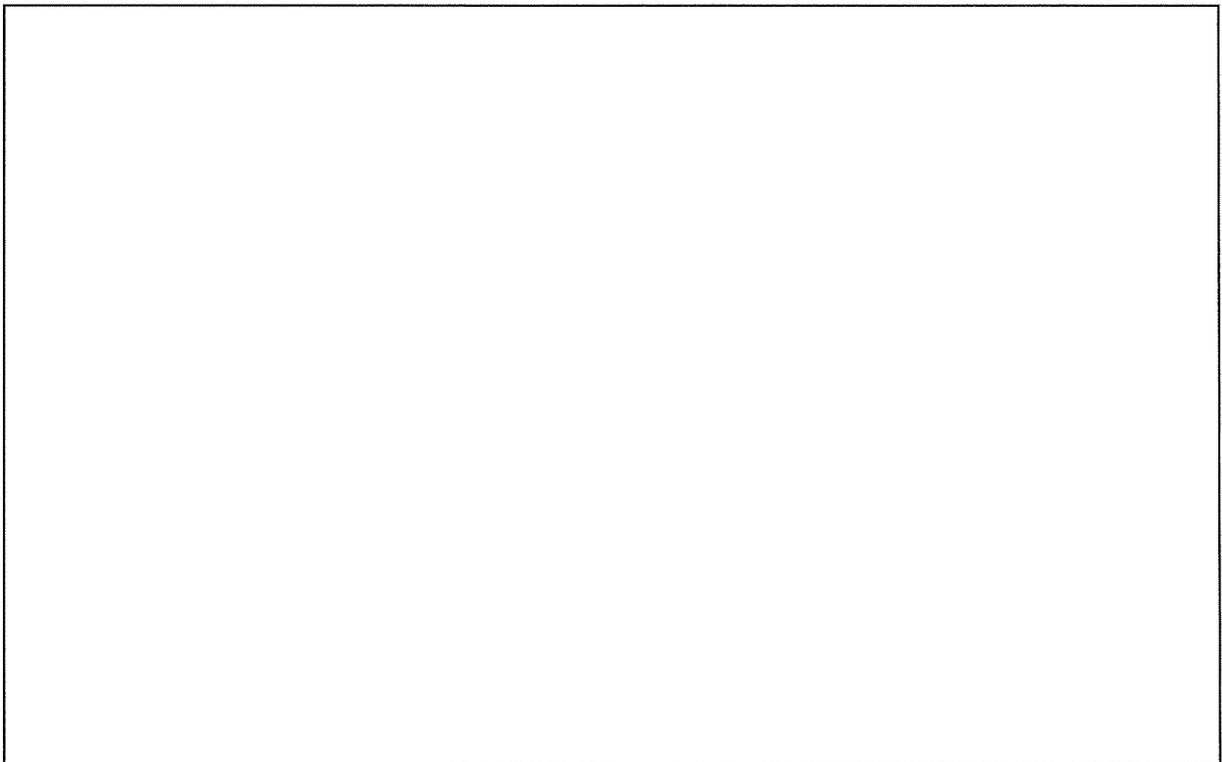
【X3 通り】

単位：cm

添説建 2-VI. 1. 5-2 図 部材番号図 (2/5)



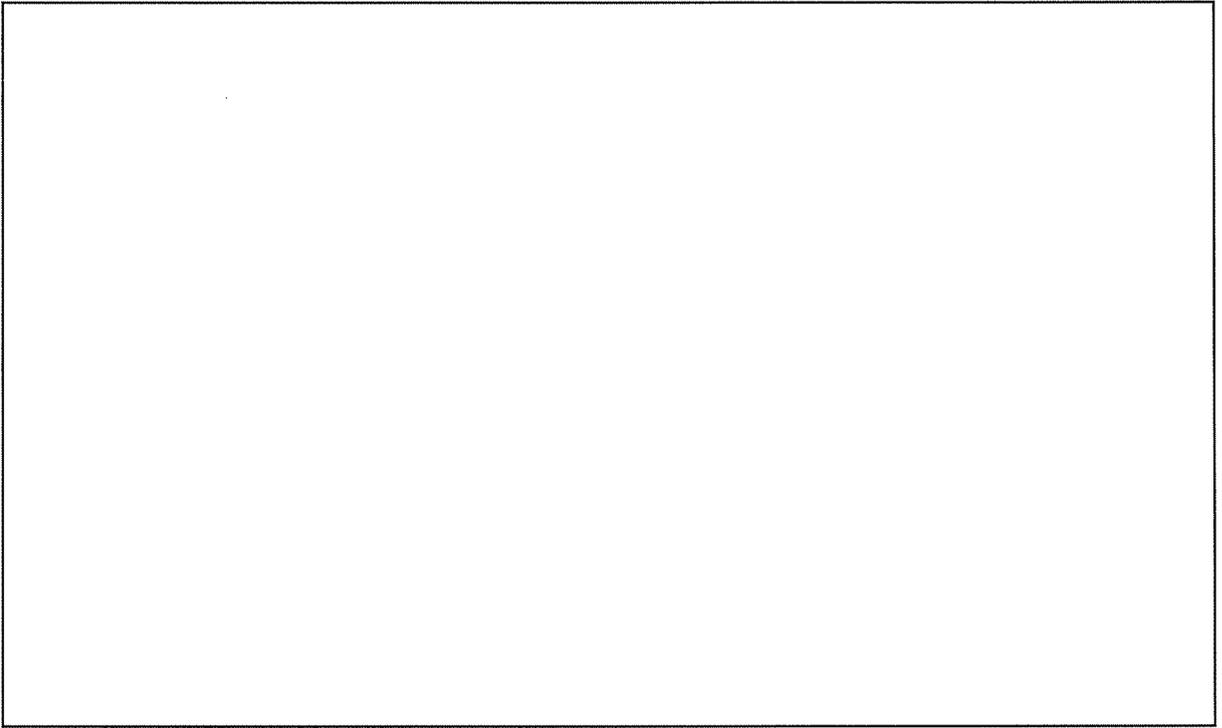
【X3' 通り】



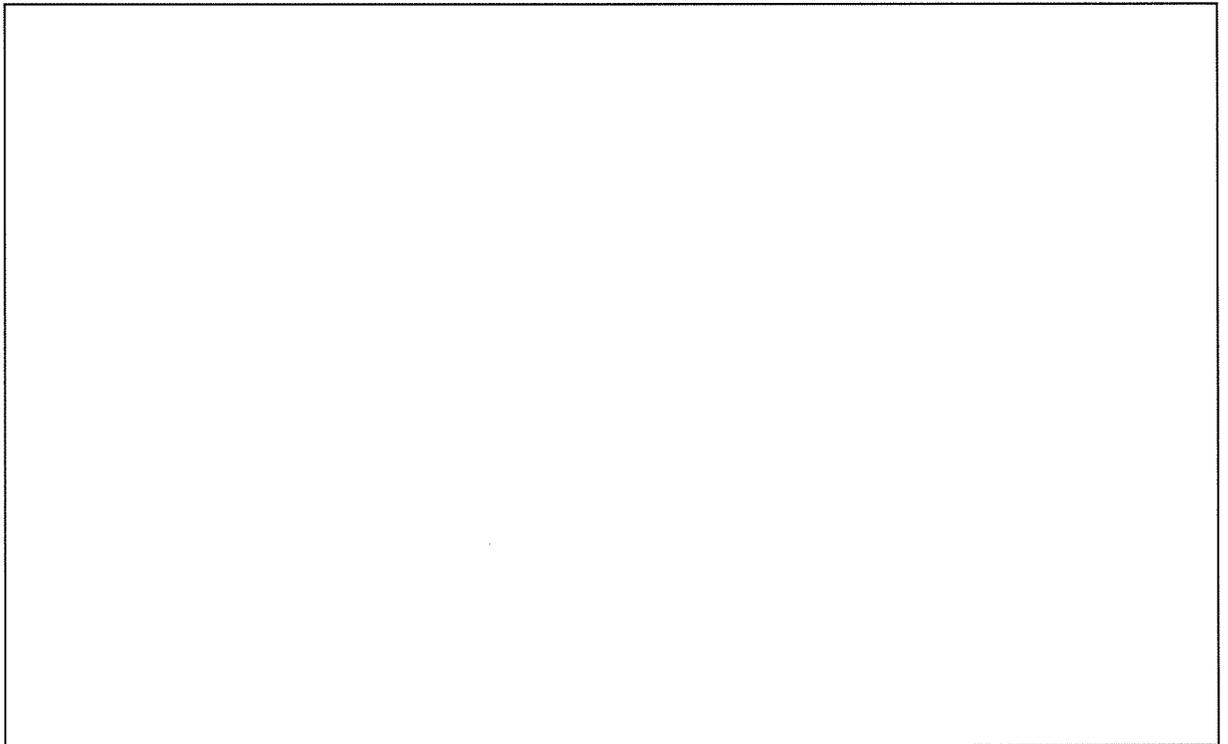
【Y6 通り】

単位 : cm

添説建 2-VI. 1. 5-3 図 部材番号図 (3/5)



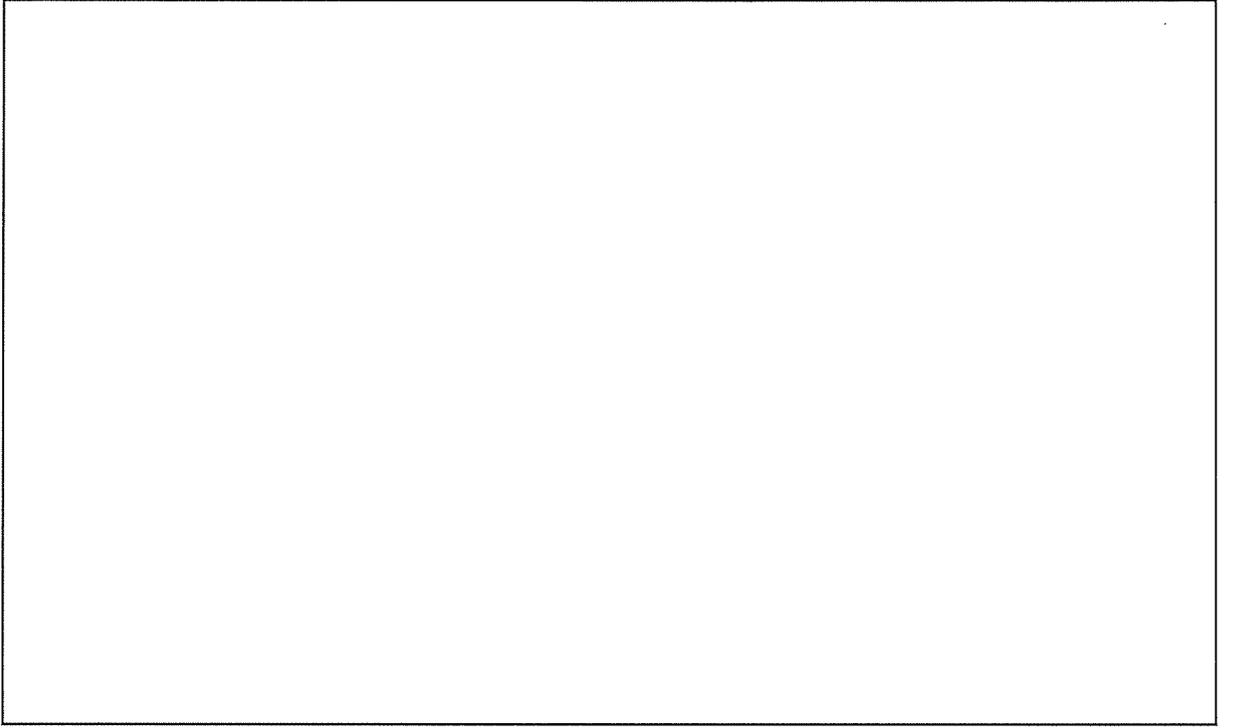
【Y7 通り】



【Y7' 通り】

単位：cm

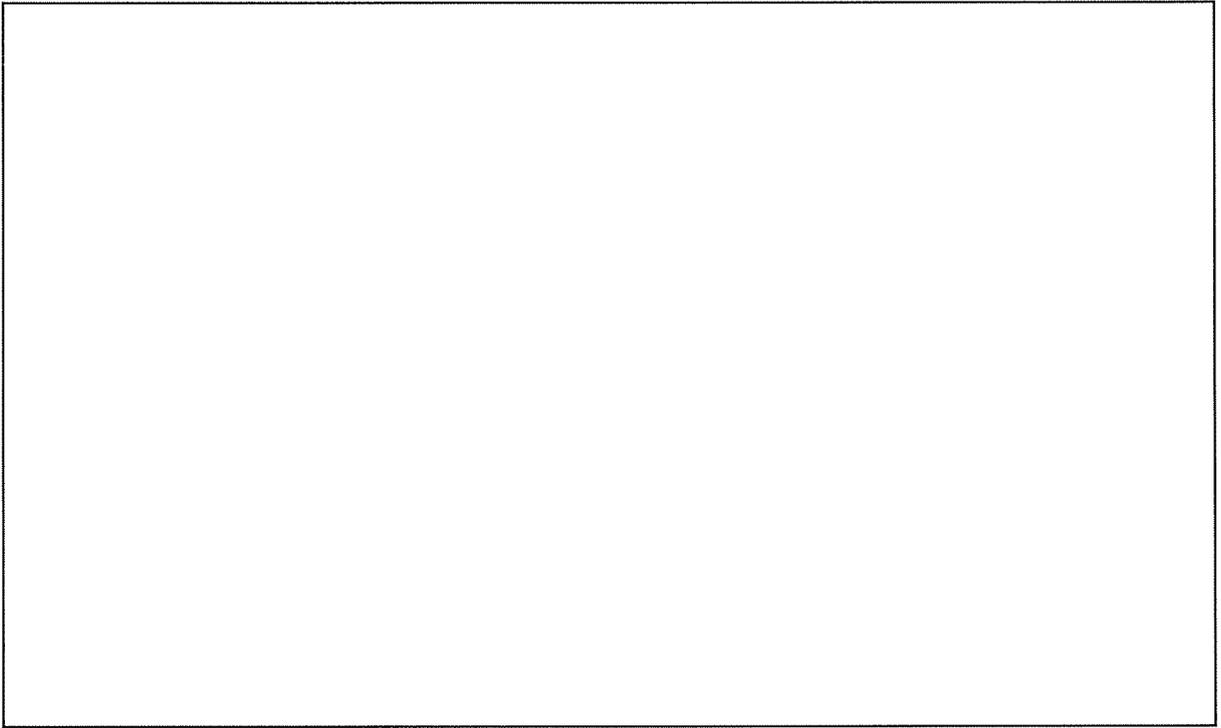
添説建 2-VI. 1.5-4 図 部材番号図 (4/5)



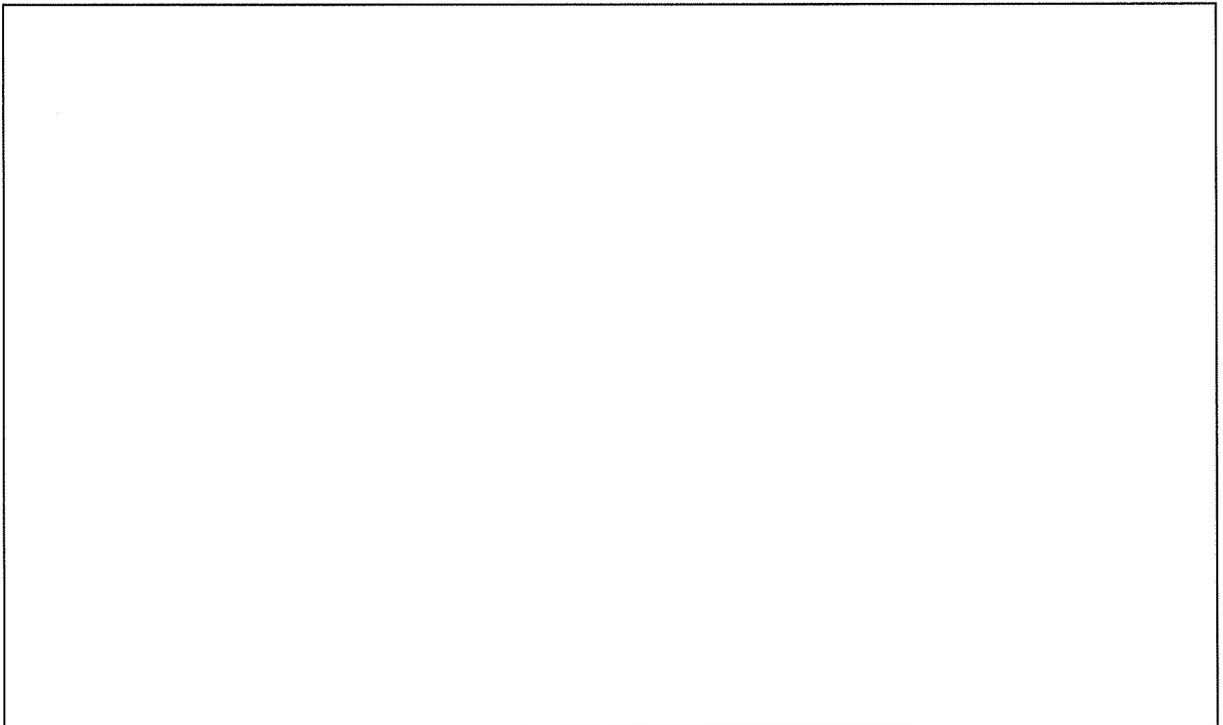
【Y8 通り】

単位：cm

添説建 2-VI. 1. 5-5 図 部材番号図 (5/5)

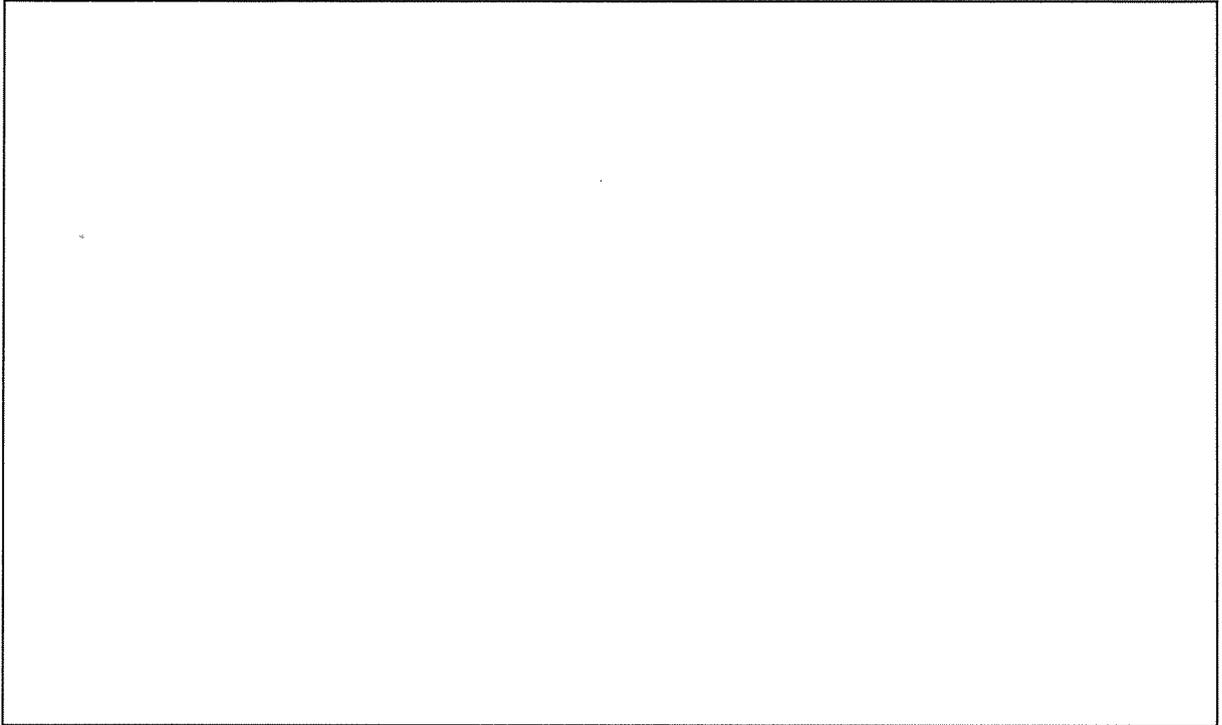


【X1 通り】

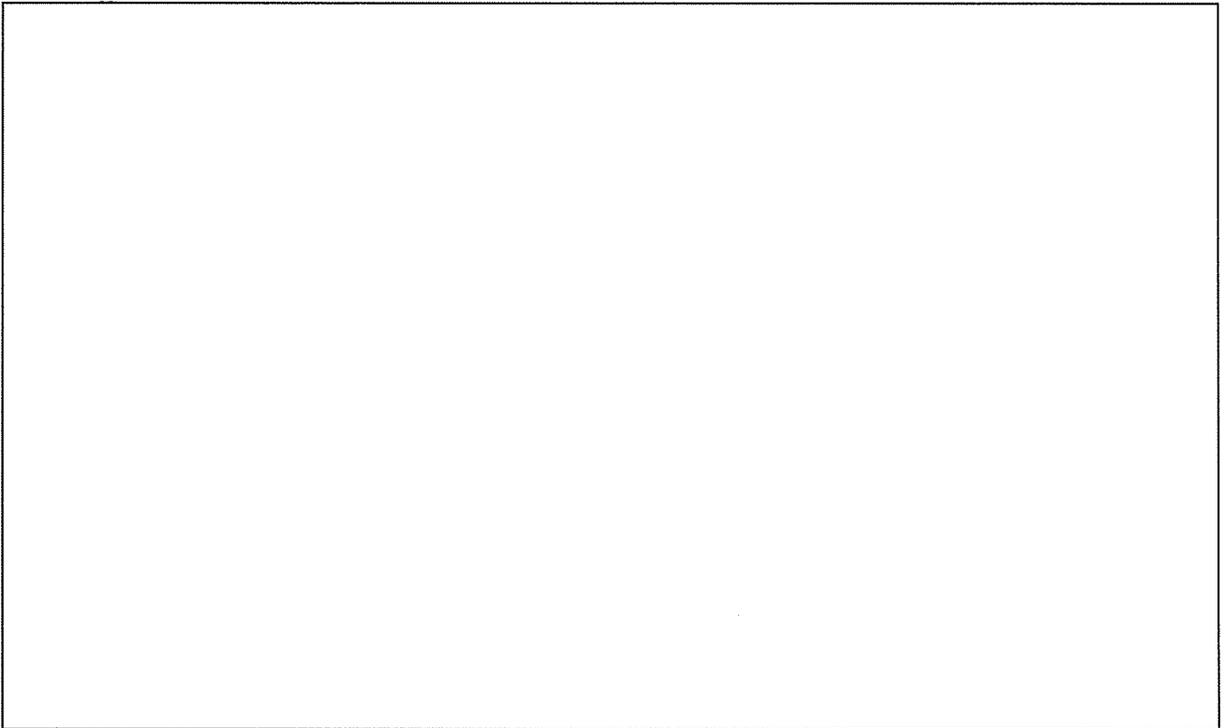


【X1' 通り】

添説建 2-VI. 1. 5-6 図 解析モデル図 (1/5)

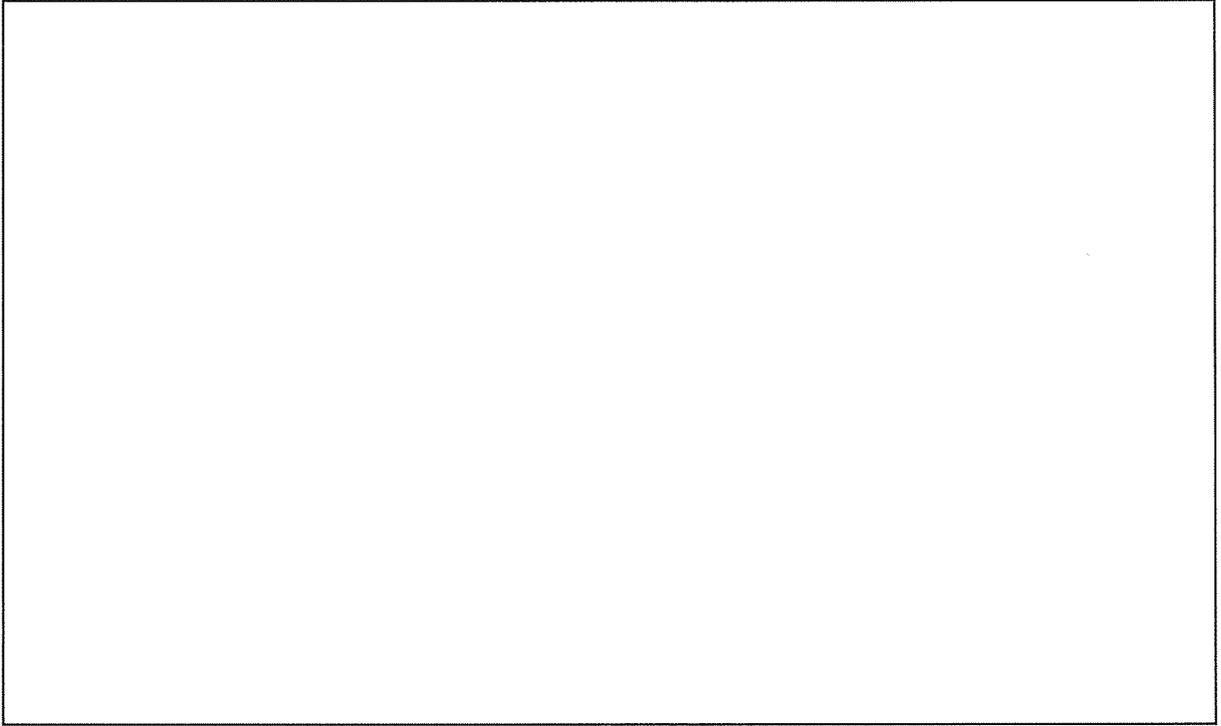


【X2' 通り】

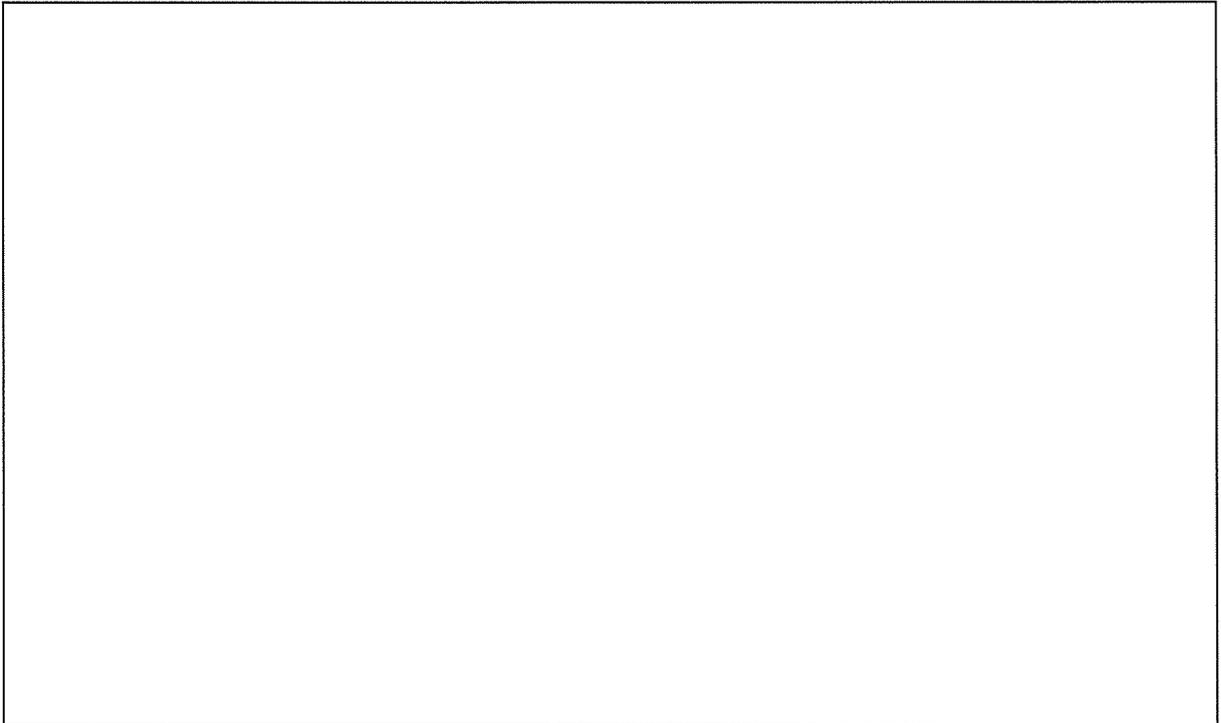


【X3 通り】

添説建 2-VI. 1. 5-7 図 解析モデル図 (2/5)

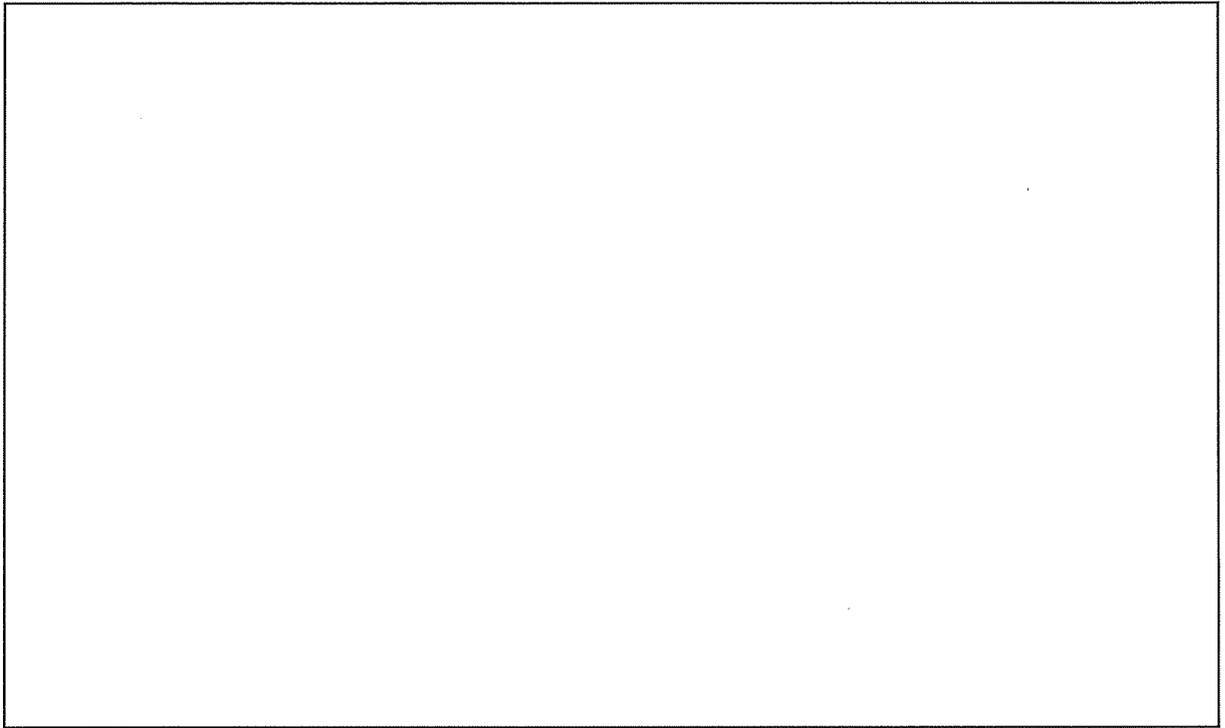


【X3' 通り】

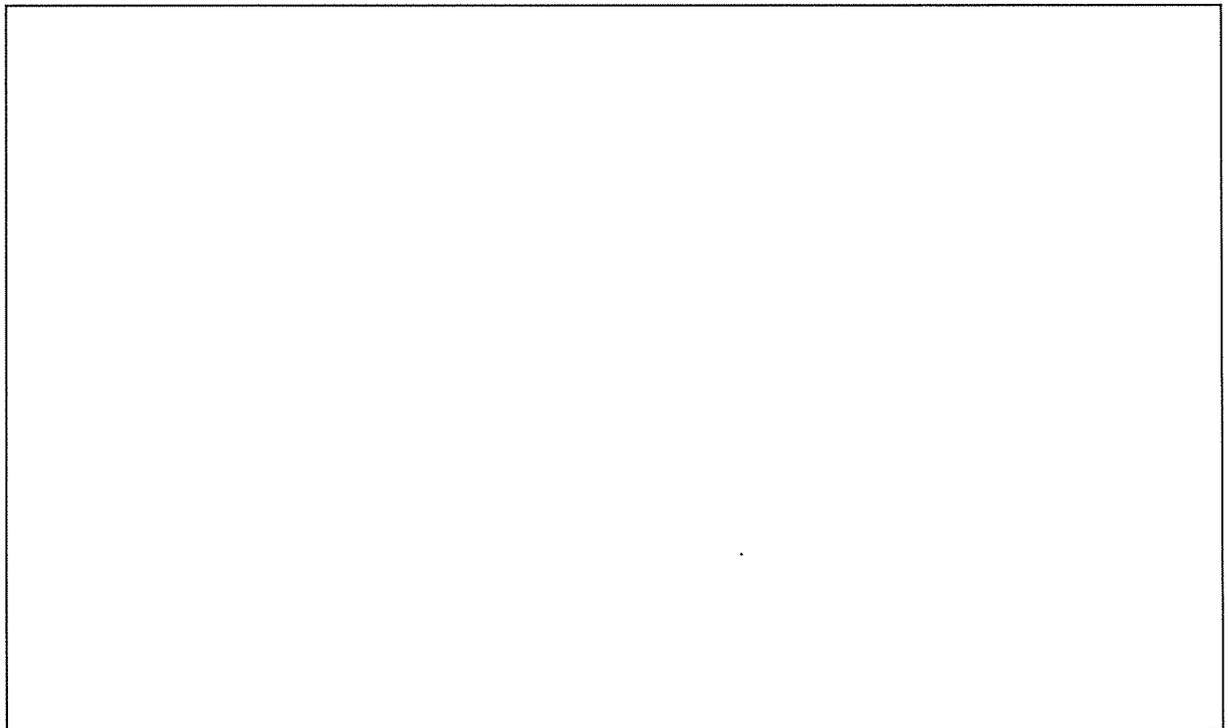


【Y6 通り】

添説建 2-VI. 1. 5-8 図 解析モデル図 (3/5)

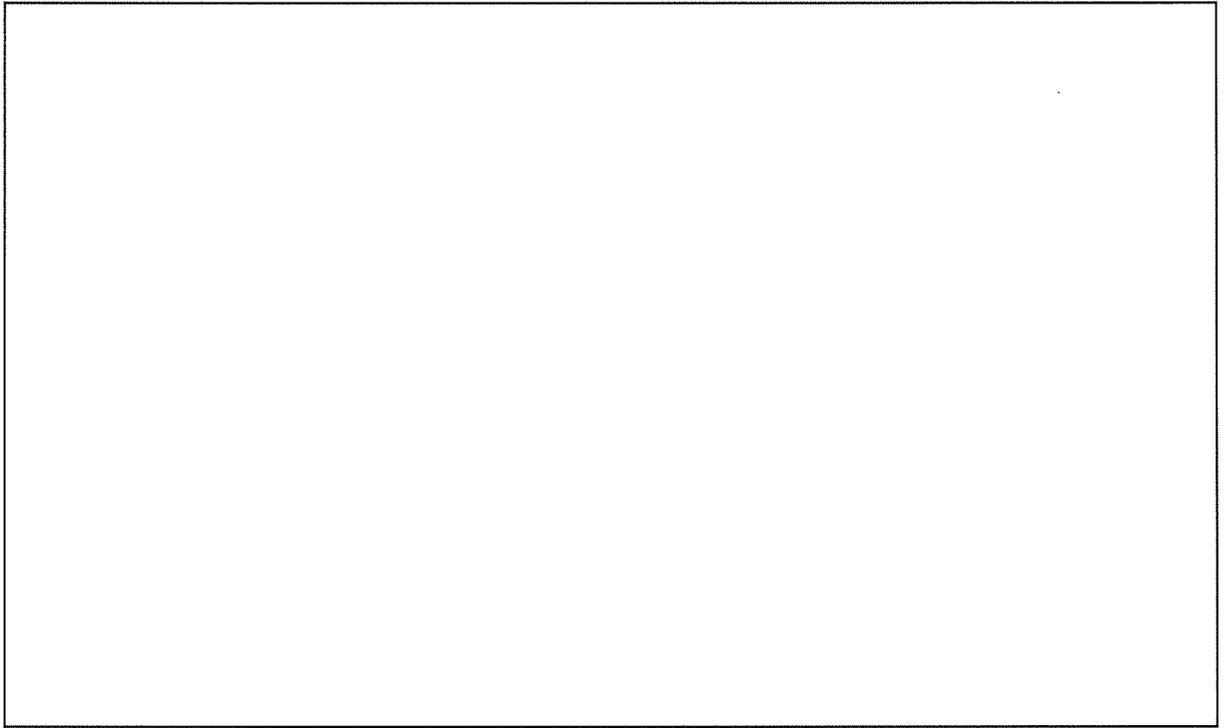


【Y7 通り】



【Y7' 通り】

添説建 2-VI. 1. 5-9 図 解析モデル図 (4/5)



【Y8 通り】

添説建 2-VI. 1. 5-10 図 解析モデル図 (5/5)

1.6.部材一覧

柱、梁、基礎梁、壁、鉄骨及び基礎に関する各部材一覧（配筋図）を、添説建2-VI.1.6-1表～添説建2-VI.1.6-9表に示す。

(1) SRC 部材、RC 部材

添説建2-VI.1.6-1表 柱一覧

階	符号	C1	C1a	C2
2 階	断面			
	主筋			
	フープ			
1 階	断面			
	主筋			
	フープ			
材質	主筋 <input type="text"/> : <input type="text"/> <input type="text"/> : <input type="text"/> フープ : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-VI. 1. 6-2 表 梁一覧

符 号	RG1	RG2	2G1		
位 置	全断面		全断面		
断 面					
上 端 筋					
下 端 筋					
スターラップ°					
腹 筋					
材 質	鉄骨 : <input type="text"/>	上端筋 : <input type="text"/>	下端筋 : <input type="text"/>	スターラップ° : <input type="text"/>	腹筋 : <input type="text"/>
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

添説建 2-VI. 1. 6-3 表 基礎梁一覧 (1/2)

符 号	FG1	FG' 2		
位 置	全断面	端部	中央	
断 面				
上 端 筋				
下 端 筋				
スターラップ°				
腹 筋				
材 質	上端筋 : <input type="text"/>	下端筋 : <input type="text"/>	スターラップ° : <input type="text"/>	腹筋 : <input type="text"/>
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-VI. 1. 6-4 表 基礎梁一覽(2/2)

符 号	FG4	FG5	
位 置	全断面	外端	中央、内端
断 面			
上 端 筋			
下 端 筋			
スターラップ°			
腹 筋			
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>		
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		
符 号	FG6	FG7	
位 置	全断面	全断面	
断 面			
上 端 筋			
下 端 筋			
スターラップ°			
腹 筋			
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>		
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		

添説建 2-VI. 1. 6-5 表 壁一覧

	符号	厚さ	主筋	ダブル	ダブルチドリ
耐震壁	EW15				
	EW20				
	EW30				
材質	主筋 : <input type="text"/>				
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

(2) 鉄骨部材

添説建 2-VI. 1. 6-6 表 鉄骨一覧

区分	建屋	部材	符号	主材	材質
既設	容器管理棟本体	大梁	SG1		
		小梁	SB1		
	連絡通路	柱	SC3		
		大梁	SG5		

(3) 基礎部材

添説建 2-VI. 1. 6-7 表 基礎一覧 (1/3)

F1	F2
鉄筋材質 <input data-bbox="225 1503 440 1547" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="620 1599 724 1644" type="text"/>	

添説建 2-VI. 1. 6-8 表 基礎一覧 (2/3)

F3	F4
鉄筋材質 <input data-bbox="217 1458 432 1503" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="584 1552 683 1597" type="text"/>	

添説建 2-VI. 1. 6-9 表 基礎一覧 (3/3)

F7	F10
鉄筋材質 <input data-bbox="217 1447 434 1491" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="587 1541 686 1585" type="text"/>	

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱、梁、床、屋根、壁及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根部分については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 87 条に従い、現地調査にて設備機器重量と配置を確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

クレーン荷重については、建屋構造に対して耐震検討上最も厳しくなるクレーン位置を想定し、その状態におけるクレーンガーダー反力を建屋主構造梁に集中荷重として設定する。

各階の積載荷重を添説建 2-VI. 1.7-1 表に示す。

添説建 2-VI. 1.7-1 表 積載荷重一覧 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用
倉庫屋根				
屋根庇				
連絡通路屋根				
点検用ステージ				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 11.100 = 0.222(\text{sec})$
 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
 せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 : $C_o = 1.0$ (二次設計)
 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.0$
 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
 地上部分全重量 : W
 建築物の高さ : $h = 11.100(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-VI. 1. 7-2 表に示す。

添説建 2-VI. 1. 7-2 表 地震時水平力

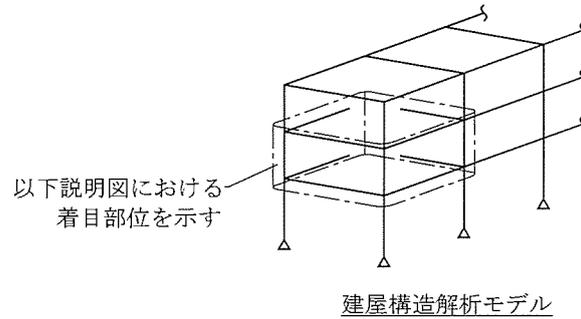
階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	$W_i^{※1}$ (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
2								
1								

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1: W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

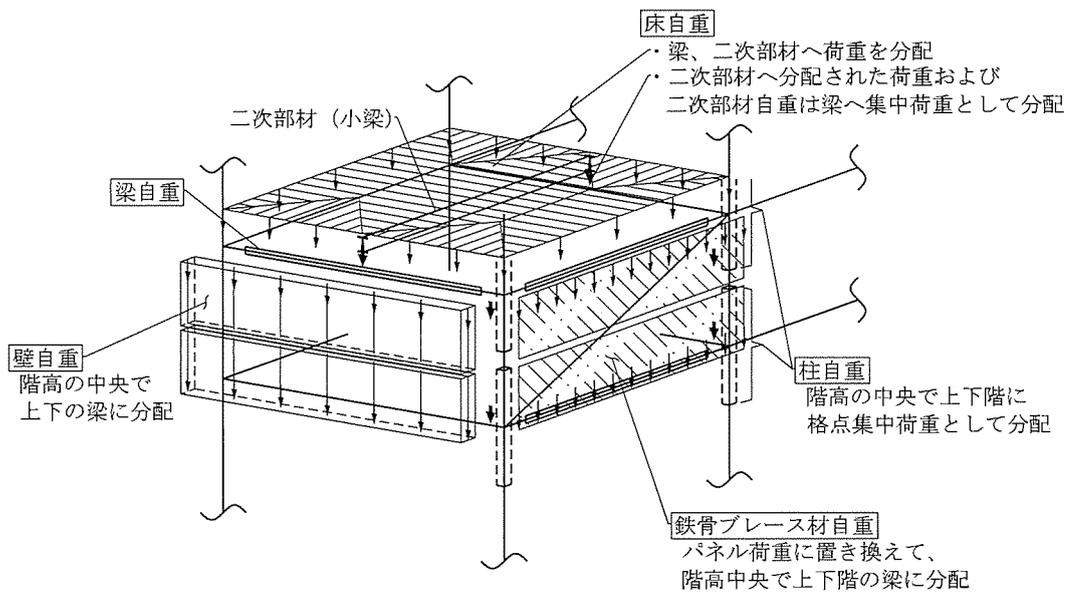
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規
準・同解説」、「鋼構造設計規準」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行
う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認
する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-VI. 1.8-1 表～添説建 2-
VI. 1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-VI. 1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-VI. 1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□、□ は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って□、□として取り扱う。

添説建 2-VI. 1.8-3 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-VI. 1.8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

※1 D29 以上の太さの鉄筋に対する数値である。

建築基準法施行令第 90 条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

□ は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って□、□ は JIS G3106 - 1999 での読み替えに従って□として取り扱う。

添説建 2-VI. 1.8-5 表 鉄骨の基準強度[F] (N/mm²)

鉄骨の種別	基準強度

※1 $t \leq \square$ mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

容器管理棟では□ mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-VI. 1.8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期				短 期			
	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ロ 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格（JIS）（日本規格協会）

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — （日本建築学会）による

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-VI. 1.9-1 表～添説建 2-VI. 1.9-11 表に示す。

1) SRC 柱の断面検定

添説建 2-VI. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/Y7 通り(柱頭) C2			X1 通り/Y7 通り(柱頭) C2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VI. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	X1 通り/Y7 通り(柱頭) C2			X1 通り/Y7 通り(柱頭) C2		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X	—	—	—	—	—	—

2) S柱の断面検定

添説建2-VI.1.9-3表 長期荷重による断面検定

方向	X3' 通り/Y8 通り(柱頭) SC3							
	軸力				曲げ			
	応力 NL (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 ML (kN·m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

添説建2-VI.1.9-4表 短期荷重による断面検定

方向	X3' 通り/Y8 通り(柱頭) SC3							
	X方向地震時							
	軸力				曲げ			
応力 NS (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 MS (kN·m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b	
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

3) S 梁の断面検定

添説建 2-VI. 1. 9-5 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
Y7 通り/X1-X3 通り間(中央) SG1			Y7 通り/X1-X3 通り間(X1、X3 側) SG1		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VI. 1. 9-6 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
Y7 通り/X1-X3 通り間(中央) SG1			Y7 通り/X1-X3 通り間(X1、X3 側) SG1		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) RC 耐震壁の断面検定

添説建 2-VI. 1. 9-7 表 断面検定 (耐震壁は短期荷重のみ)

せん断		
Y8 通り/X1' -X2' 通り間 EW20		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-VI. 1. 9-8 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X3' 通り/Y7' -Y8 通り間(Y7' 側 1/4) FG' 2			X3' 通り/Y7' -Y8 通り間(Y8 側) FG' 2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VI. 1. 9-9 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X3' 通り/Y7' -Y8 通り間(Y7' 側 1/4) FG' 2			X3' 通り/Y7' -Y8 通り間(Y8 側) FG' 2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

6) 基礎

a) 概要

容器管理棟の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 8.4m まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書一建 2 付録 1 に示す。

容器管理棟の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 -4m から約 -14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

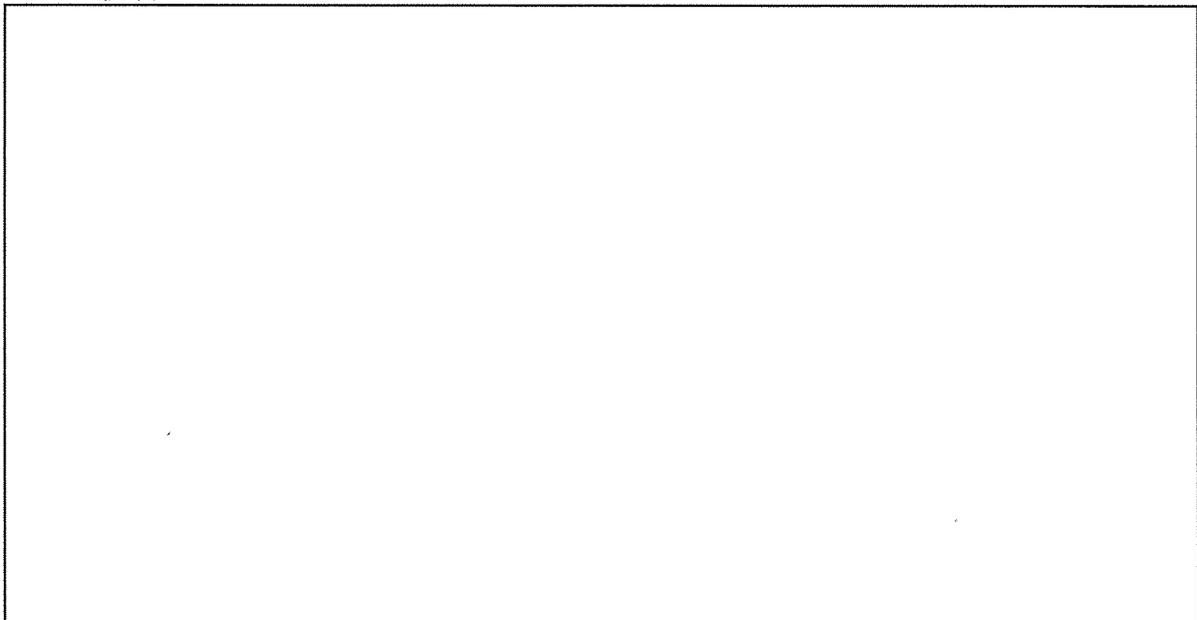
平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-VI. 1.9-1 図、添説建 2-VI. 1.9-2 図、添説建 2-VI. 1.9-3 図に、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建 2-VI. 1.9-10 表に示す。

c) 杭の種類

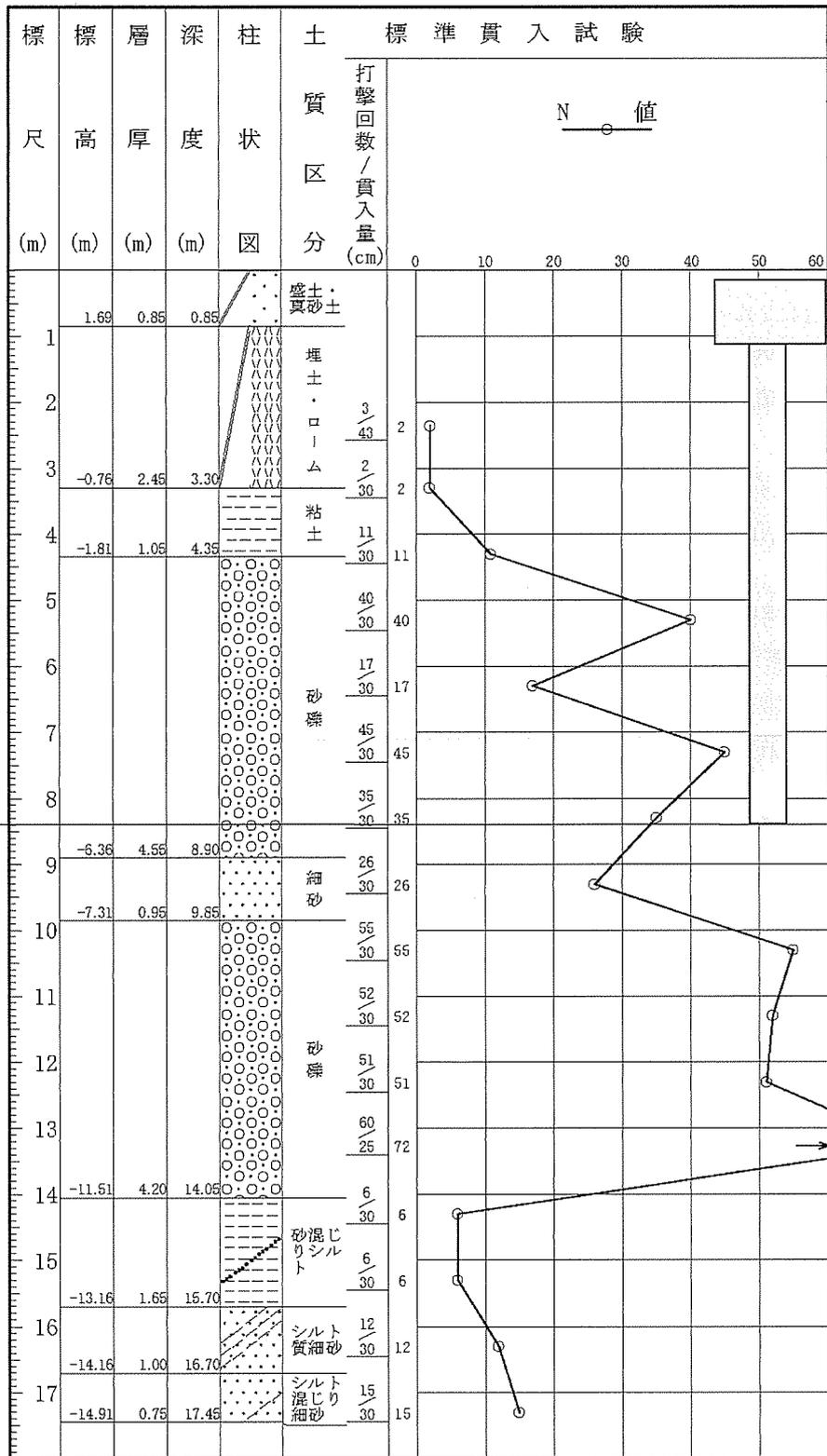
ϕ L=m

d) 杭頭条件

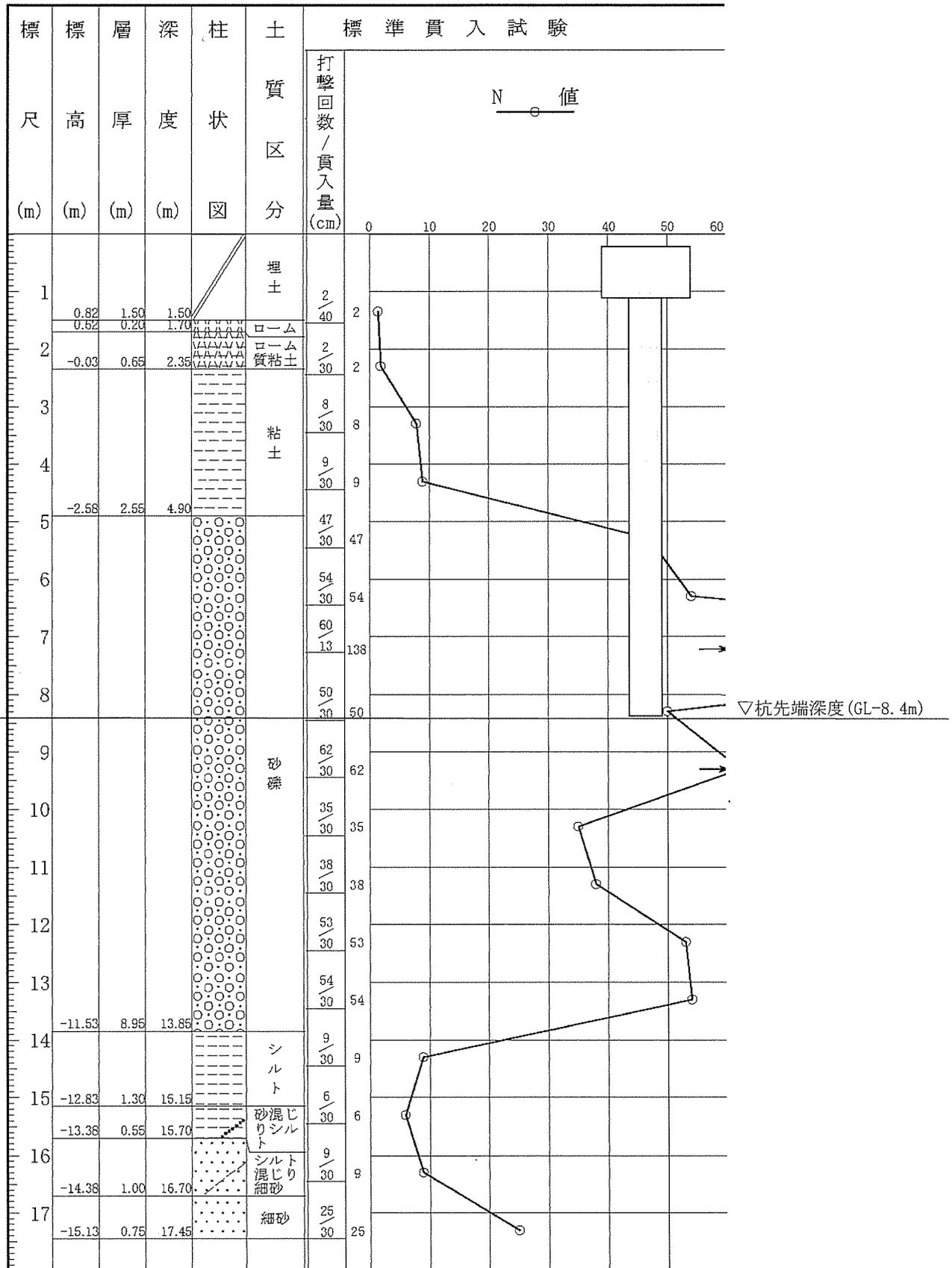
杭頭ピン



添説建 2-VI. 1.9-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-VI. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-VI. 1. 9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引拔力

添説建 2-VI. 1. 9-10 表 杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

・杭の許容支持力及び許容引拔力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-VI. 1. 9-11表～添説建2-VI. 1. 9-12表から、

長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期: } {}_lR_a \text{ (kN/本)} = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_f$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= $300 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-VI. 1. 9-2図～添説建2-VI. 1. 9-3図より算出する。

添説建2－VI. 1. 9－11表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_n	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	tR_a
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$$tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

- R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)
- \bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値
- L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ
- \bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)
- \bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値
- L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ
- Φ (m) : 杭周長

添説建2－VI. 1. 9－12表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	tR_a
①								
②								

f) 支持力の照査

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討結果を添説建 2－VI. 1. 9－13 表に示す。

添説建 2－VI. 1. 9－13 表 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比				
					長期	短期		長期	X方向		Y方向		
		鉛直	引抜き	正		負	正		負	正	負		
												長期	短期
X1 - Y6													
X1' - Y6													
X2' - Y6													
X3 - Y6													
X1 - Y7													
X3 - Y7													
X3' - Y7'													
X1 - Y8													
X1' - Y8													
X2' - Y8													
X3 - Y8													

注) X1-Y6軸及びX3-Y6軸の軸力は既存計算書の隣接建屋の軸力を考慮した値とする。

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VI. 1. 9-14 表～添説建 2-VI. 1. 9-17 表及び添説建 2-VI. 1. 9-18 表～添説建 2-VI. 1. 9-21 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令 82 条の 6 の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 より、剛性率 (R_s) が 0.6 以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が 0.15 以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VI. 1. 9-14 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建 2-VI. 1. 9-15 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建 2-VI. 1. 9-16 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

添説建 2-VI. 1. 9-17 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
2					
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-VI. 1. 9-18 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-VI. 1. 9-19 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-VI. 1. 9-20 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

添説建 2-VI. 1. 9-21 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
2						
1						

※1: $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

VII. 放射線管理棟増築部の耐震計算書

1. 放射線管理棟増築部の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

放射線管理棟増築部の設置位置を本文 図 イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

放射線管理棟増築部は放射線管理棟に隣接する増築建物であり、管理室(1)、(2)、(3)、(4)、測定室、機械室から構成されている。構造は鉄筋コンクリート造 (RC 造) 平屋建てで、平面形状は約□m×□m、高さ約□m の整形な建物である。

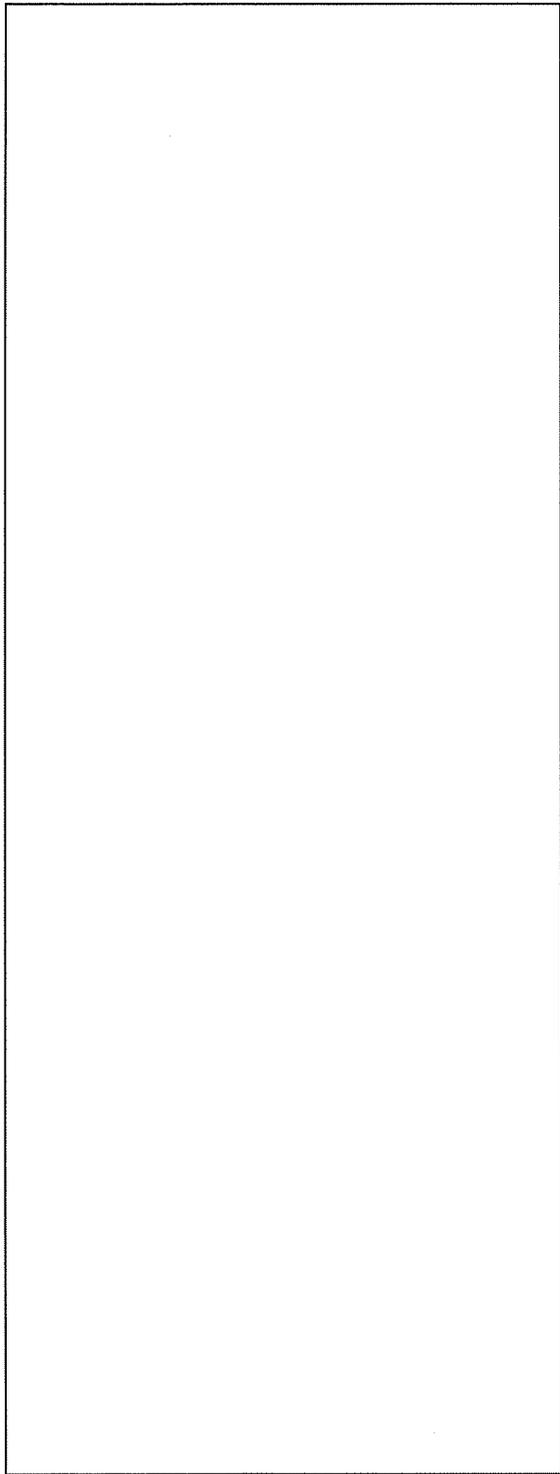
架構形式は X 方向の B' 通りが耐震壁付ラーメン構造、B'' 通りが純ラーメン構造、Y 方向が耐震壁付ラーメン構造 (18 通り、21 通り、25' 通りに耐震壁あり) である。

主な構造部材は、柱、梁、耐震壁、基礎梁及び杭である。

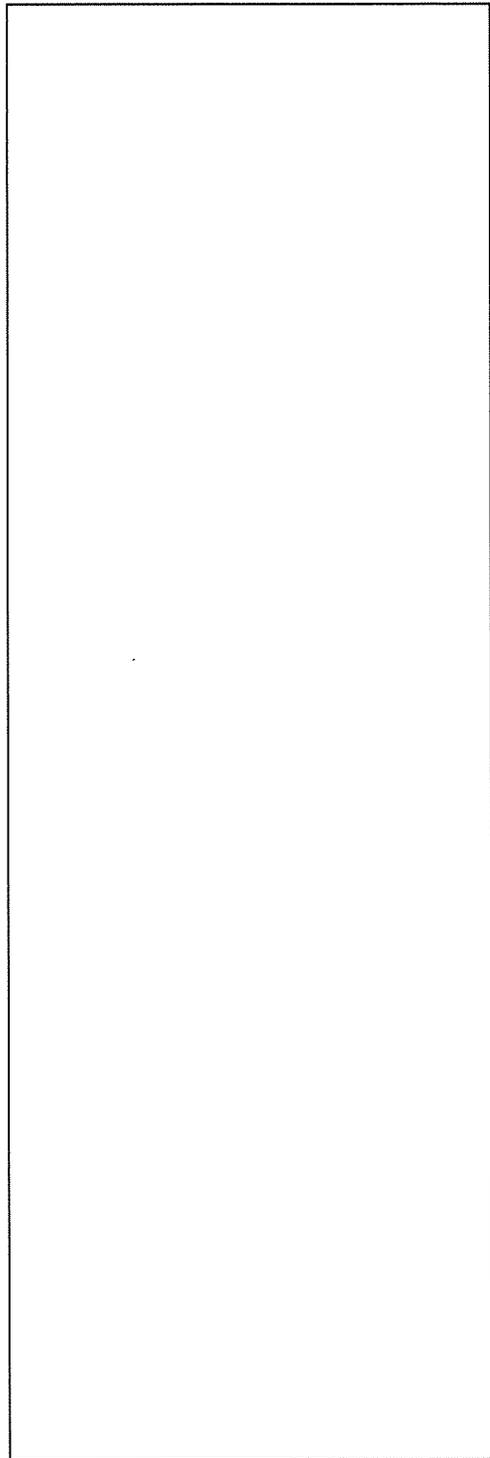
放射線管理棟と放射線管理棟増築部は、エキスパンションジョイントにより分離した構造体である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-VII. 1. 1-1 図～添説建 2-VII. 1. 1-3 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

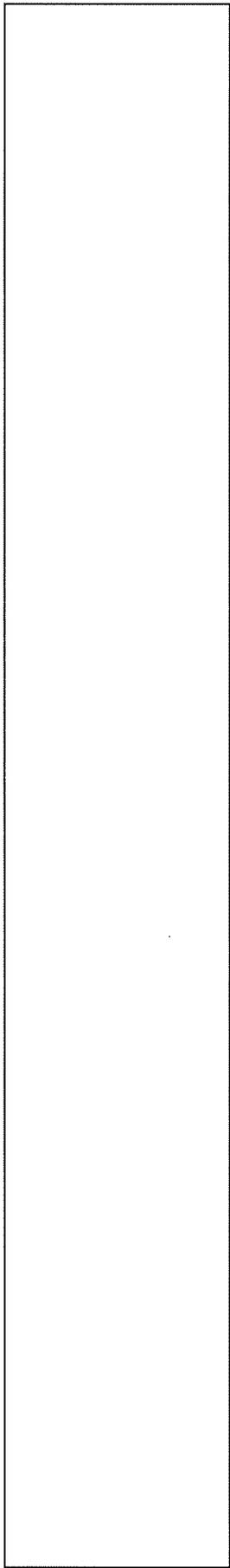


屋根伏図



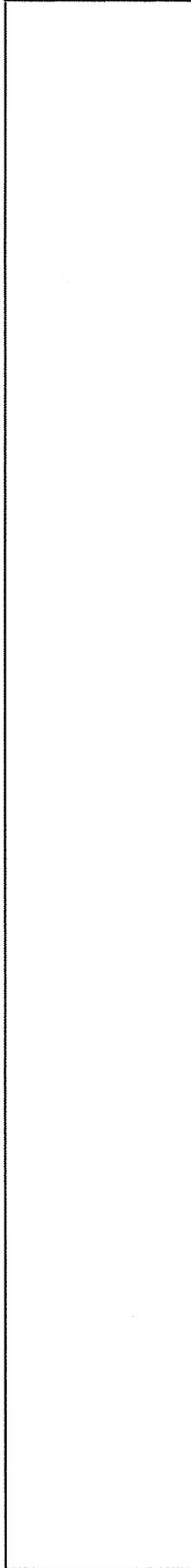
1階平面図

添説建2-VII.1.1-1図 屋根伏図、1階平面図



南侧立面图

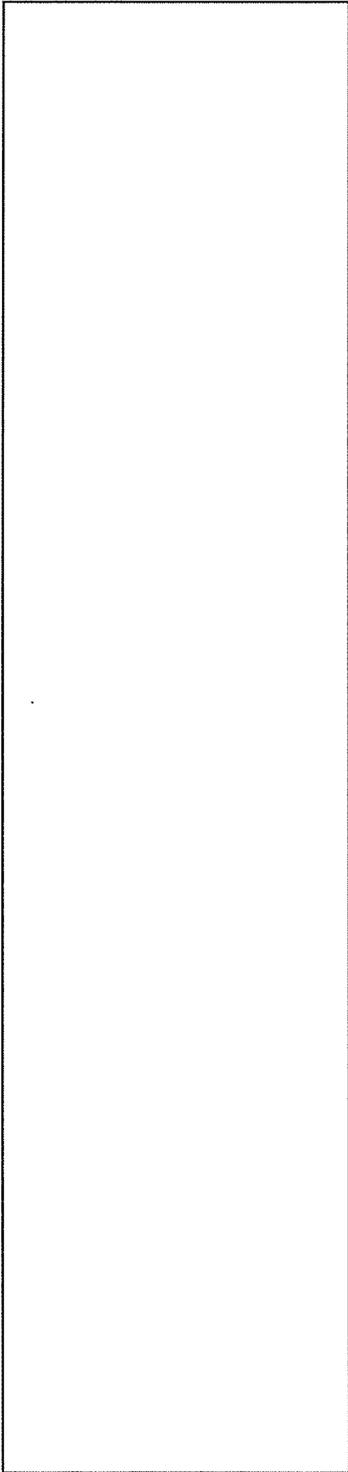
东侧立面图



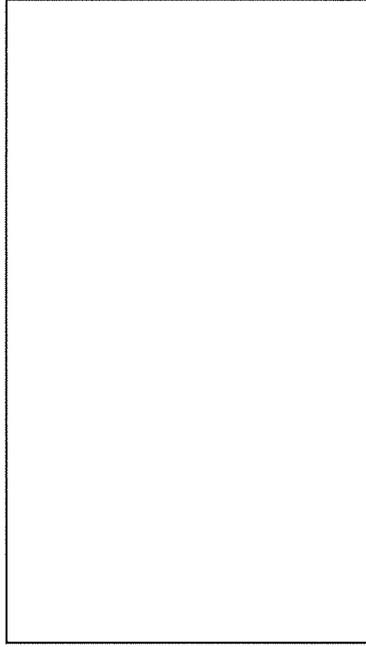
北侧立面图

西侧立面图

添說建 2—VII. 1. 1—2 图 立面图



A-A断面図



B-B断面図

添説建 2-VII. 1. 1-3 図 断面図

1.2.耐震補強の内容

耐震補強内容を以下の表に示す。

添説建 2-VII. 1. 2-1 表 耐震補強の概要

No.	補強方法	記号 ^{注1}	補強内容
1	新設耐震壁補強	NEW15	耐力の増強を図る
2	新設雑壁補強	NW15	耐力の増強を図る

注 1：記号の凡例を添説建 2-VII. 1. 4-1 図～添説建 2-VII. 1. 4-5 図に示す。

1.3.評価方法

(1) 設計方針

評価は補強後について行う。

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第 1 類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第 88 条に示す該当数値の 1.5 倍である。一次設計には $C_0 = 0.2$ として $0.2 \times 1.5 = 0.3$ 、二次設計には $C_0 = 1.0$ として $1.0 \times 1.5 = 1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第 82 条の 3 に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1. 1. 1. 42」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3 は、国土交通大臣認定プログラムである Super Build/SS2 をベースとしたプログラムである。

2) 一次設計

- a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。
- b) 地震時は X、Y 方向ともに正負加力の解析を行う。
- c) 建築基準法施行令第 82 条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第 87 条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第 88 条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第 86 条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積載荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。
- d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。
- e) 応力解析の結果より、柱 (RC 造)、大梁 (RC 造)、耐震壁、基礎梁、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して 1.8 項で定める許容応力度にもとづいて行う。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力 (Q_u) が下式で与えられる必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \sum W_i \quad (\text{各記号の説明は 1.7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

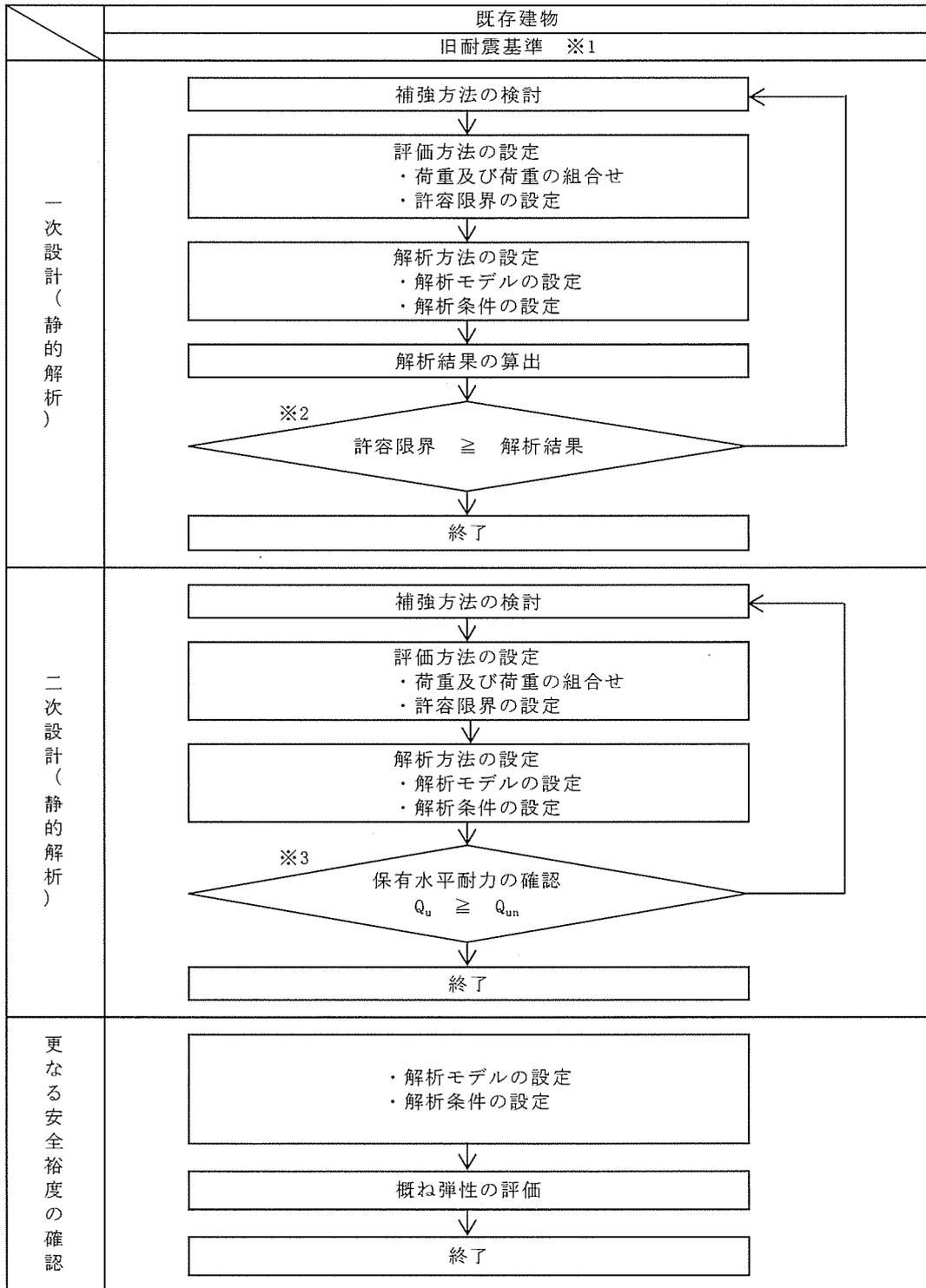
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-VII. 1.3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、

鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{es} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1 : 1981年 (S56年) 5月31日以前の建物は二次設計が無い旧耐震基準で設計

(放射線管理棟増築部 : 設計S52年)

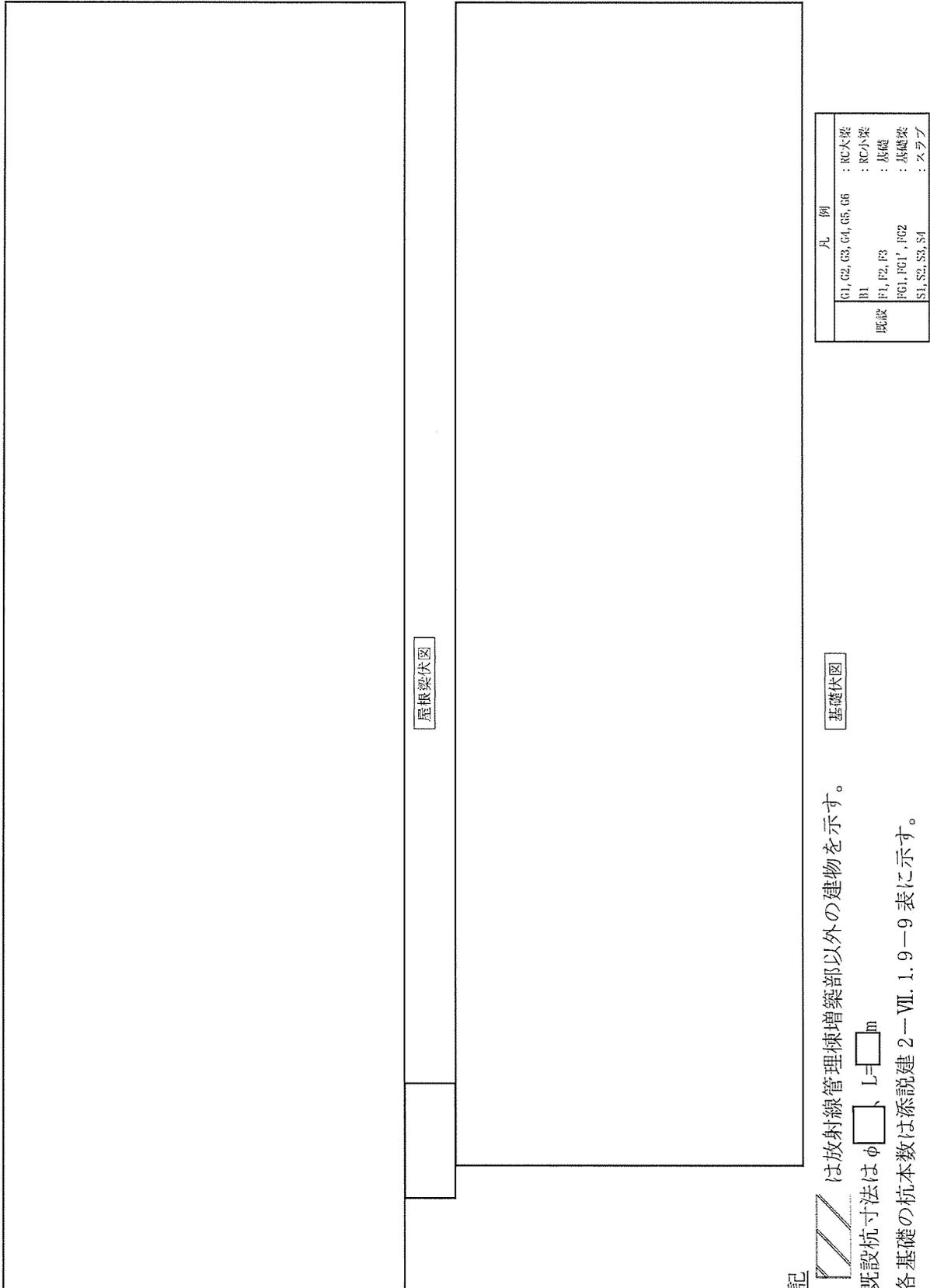
※2 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3 : 保有水平耐力は増分解法により求めることを原則とする。

添説建 2-VII. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4.構造図

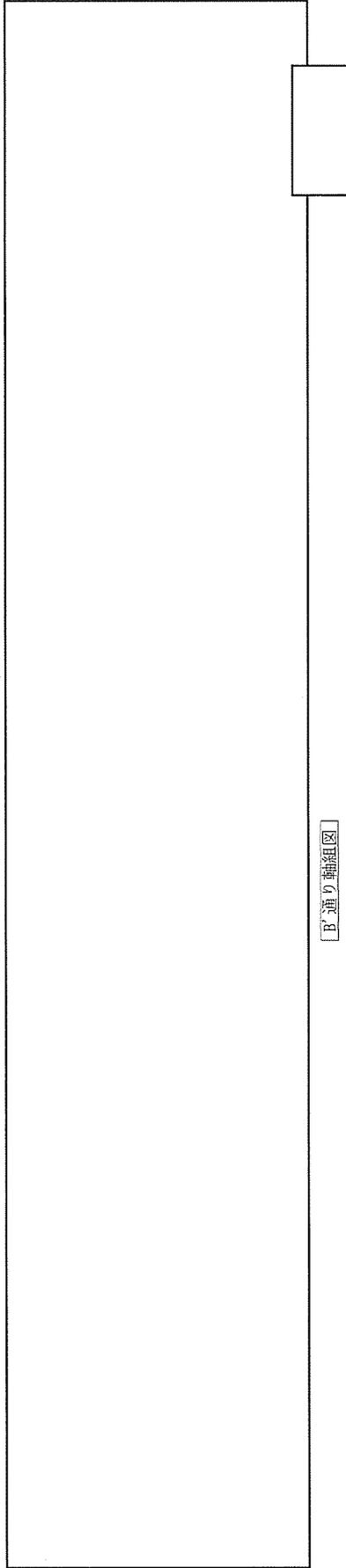
平面図、軸組図を添説建 2-VII. 1.4-1 図～添説建 2-VII. 1.4-5 図に示す。



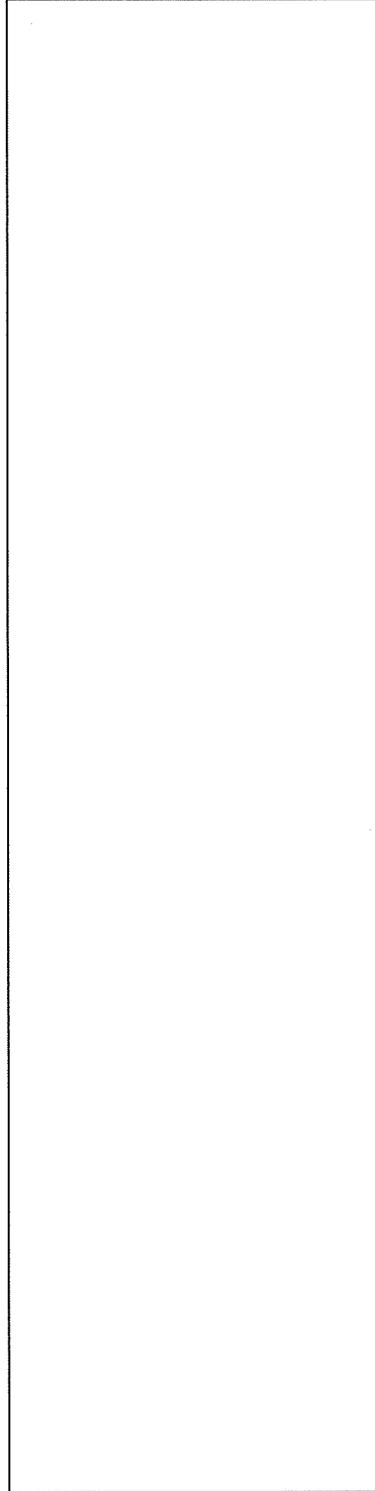
注記

1. は放射線管理棟増築部以外の建物を示す。
2. 既設杭寸法は ϕ 、L=m
3. 各基礎の杭本数は添説建 2-VII. 1.9-9 表に示す。

添説建 2-VII. 1.4-1 図 屋根梁伏図・基礎梁伏図



B' 通り軸組図



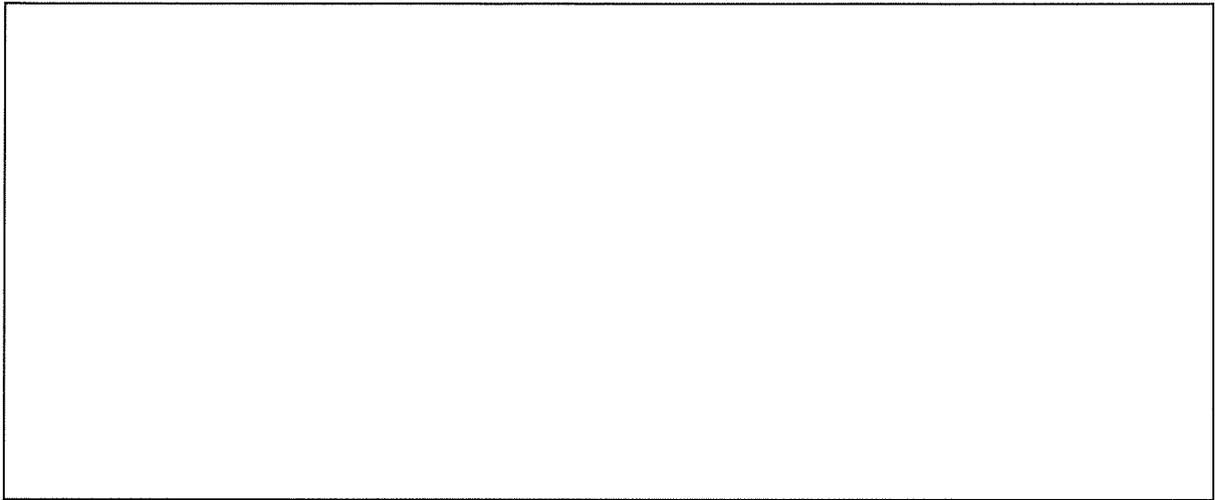
B' 通り軸組図

注記

1.  は放射線管理棟増築部以外の建物を示す。
2. B' 通り軸組図において NEW15 の下端は、既設壁 W12 残置部分の下端までとする。

凡 例	
G2, G3, G4, G5, G6	: RC大梁
C1, C2, C3	: RC柱
F1	: 基礎
FG2	: 基礎梁
W12	: 壁
NEW15	: 新設耐震壁

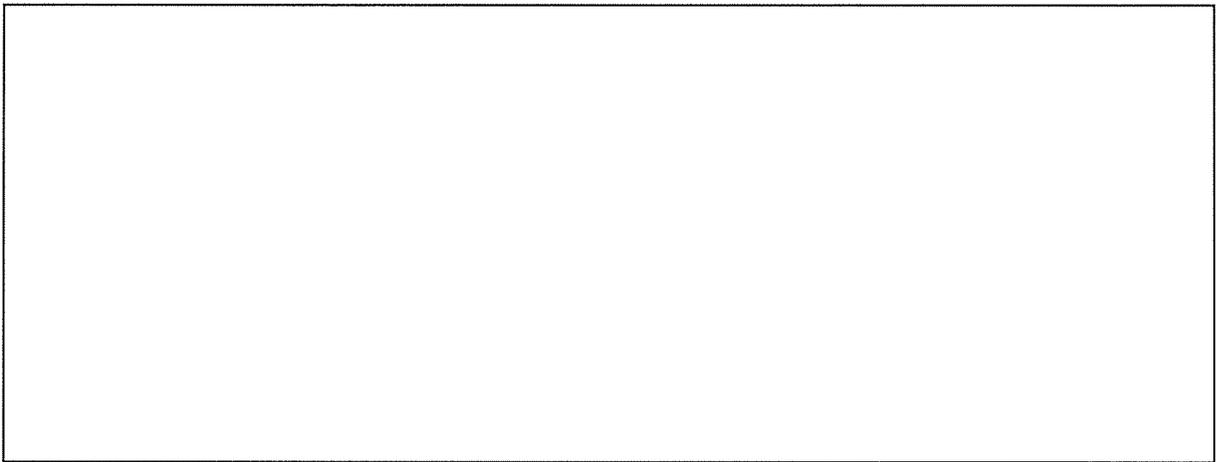
添説建 2-VII. 1. 4-2 図 B'、B'' 通り軸組図



18通り軸組図

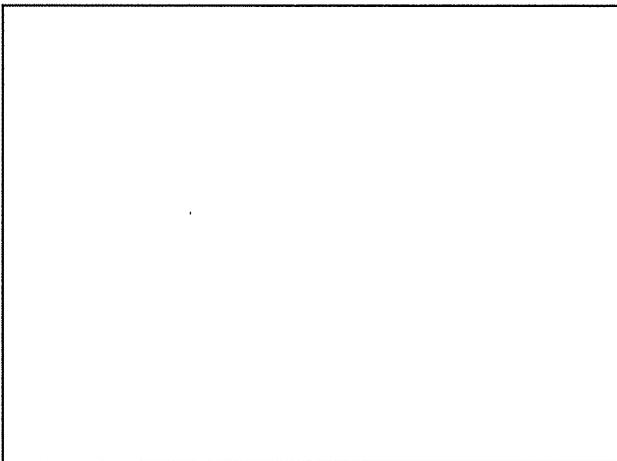
19' 22' 通り軸組図

()内は19' 通りを示す



21通り軸組図

24通り軸組図



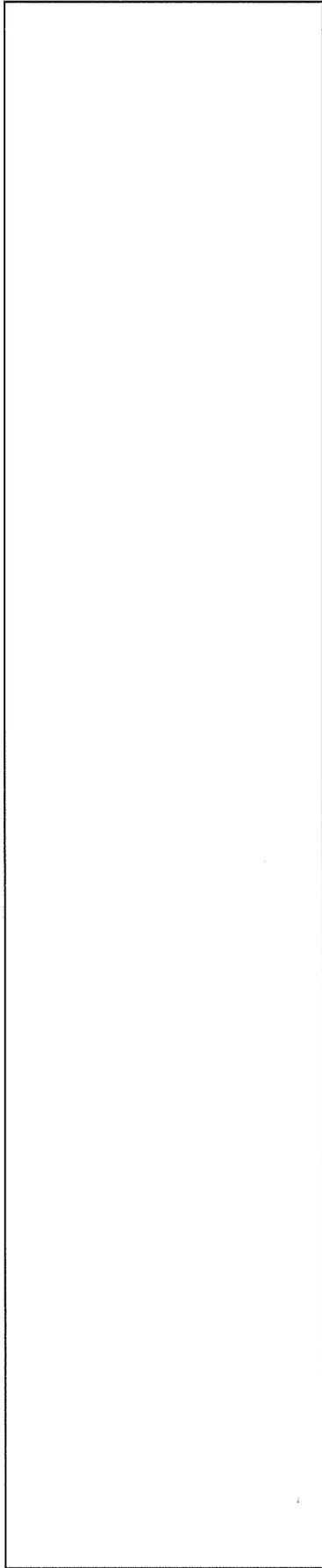
25' 通り軸組図

凡 例	
	G1 : RC大梁
	C1, C2, C3 : RC柱
	F1, F2 : 基礎
既設	FG1, FG1' : 基礎梁
	W12, W25, W27 : 雑壁
	EW12 : 耐震壁
	CB15 : コンクリートブロック壁
新設	NEW15 : 新設耐震壁
	NW15 : 新設雑壁

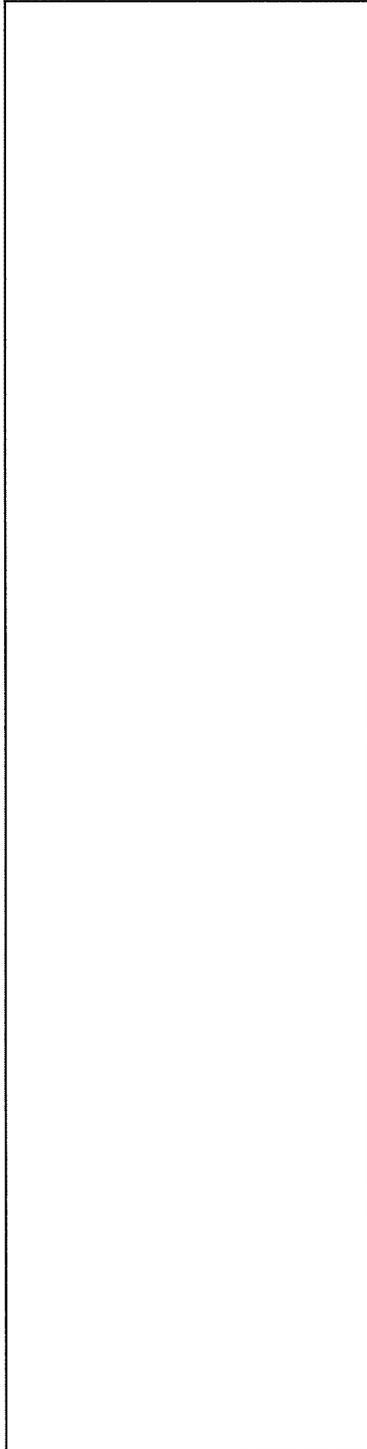
注記

1.  は放射線管理棟増築部以外の建物を示す。

添説建 2-VII. 1. 4-3 図 18、19'、21、22'、24、25' 通り軸組図



「B」通り補強前軸組図



「B'」通り補強前軸組図

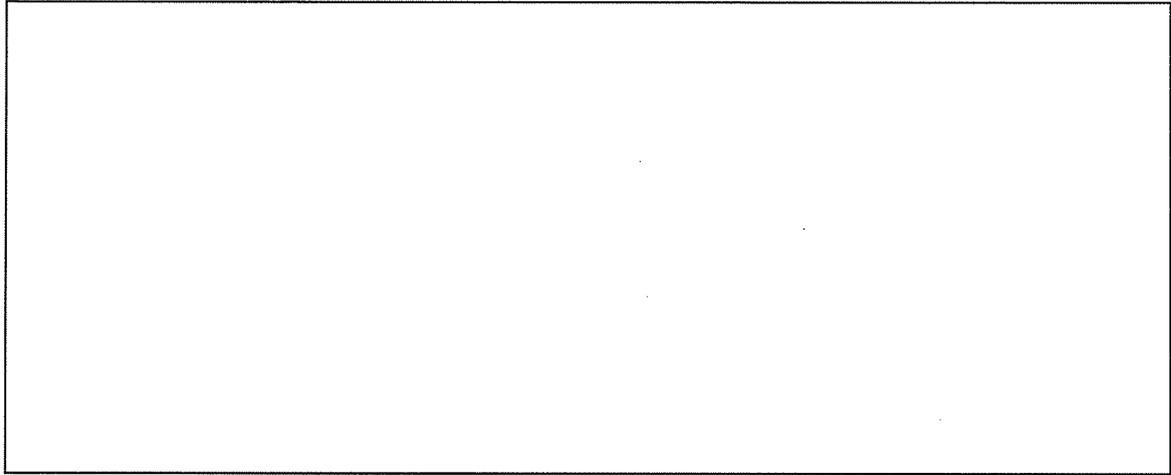
注記



1. は放射線管理棟増築部以外の建物を示す。

凡 例	
G2, G3, G4, G5, G6	: RC大梁
C1, C2, C3	: RC柱
F1	: 基礎
RC2	: 基礎梁
W12	: 雑壁
撤去	RW, RW12
	: 雑壁撤去

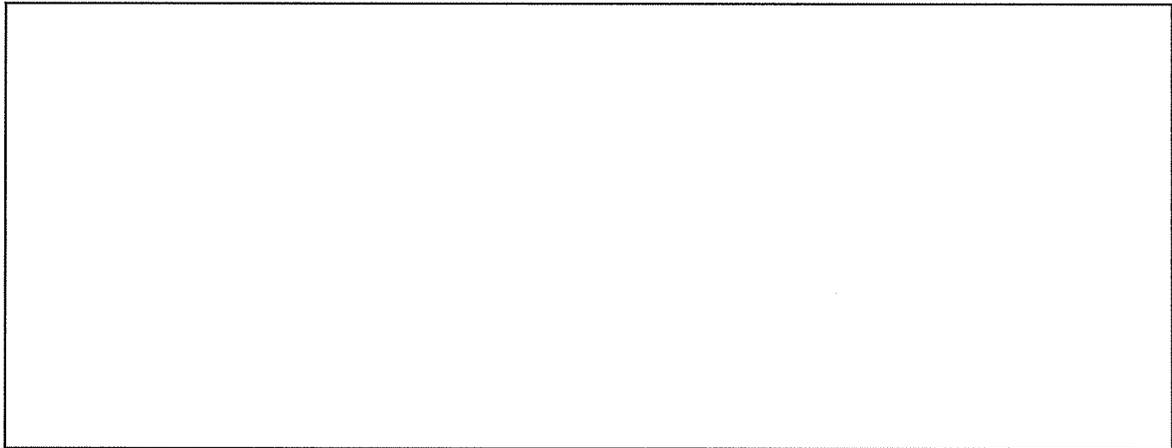
添説建 2-VII. 1.4-4 図 B'、B' 通り補強前軸組図



18通り補強前軸組図

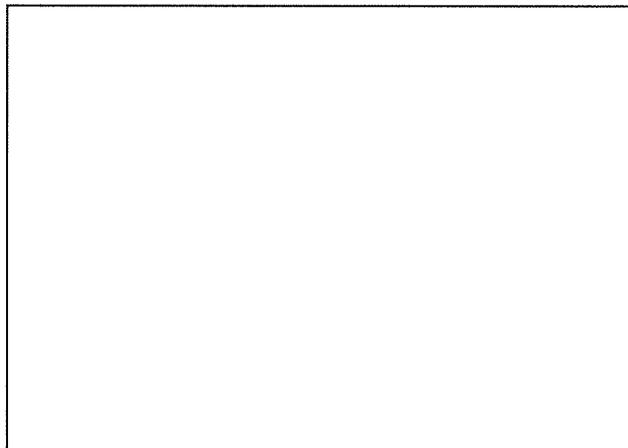
19' 22' 通り補強前軸組図

()内は19' 通りを示す



21通り補強前軸組図

24通り補強前軸組図



25' 通り補強前軸組図

凡 例	
既設	G1 : RC大梁
	C1, C2, C3 : RC柱
	F1, F2 : 基礎
	FG1, FG1' : 基礎梁
	W12, W25, W27 : 雑壁
	EW12 : 耐震壁
撤去	CB15 : コンクリートブロック壁
	RW12 : 雑壁撤去
	RCB15 : コンクリートブロック壁撤去

注記

1.  は放射線管理棟増築部以外の建物を示す。

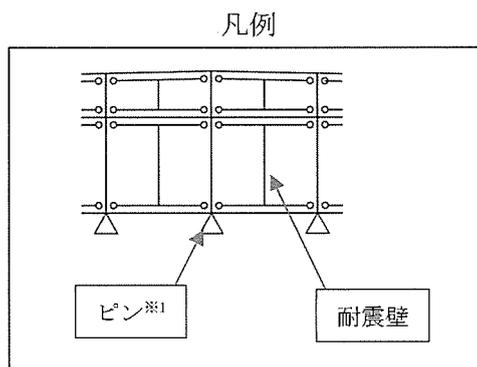
添説建 2-VII. 1. 4-5 図 18、19'、21、22'、24、25' 通り補強前軸組図

1.5 構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建 2-VII. 1.5-1 図 ~ 添説建 2-VII. 1.5-2 図に、解析に使用した解析モデル図を添説建 2-VII. 1.5-3 図 ~ 添説建 2-VII. 1.5-4 図に示す。

モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。



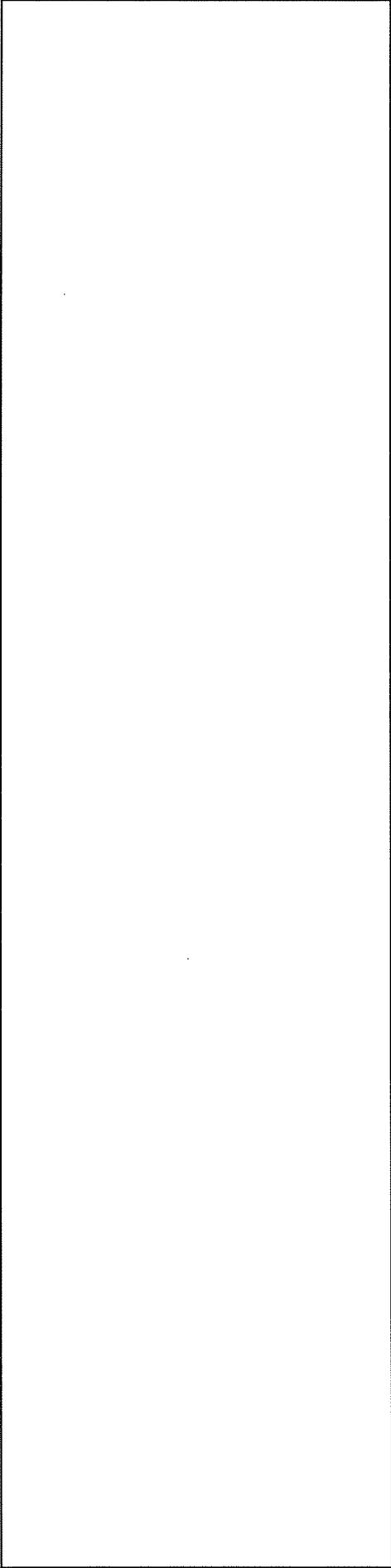
※1：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

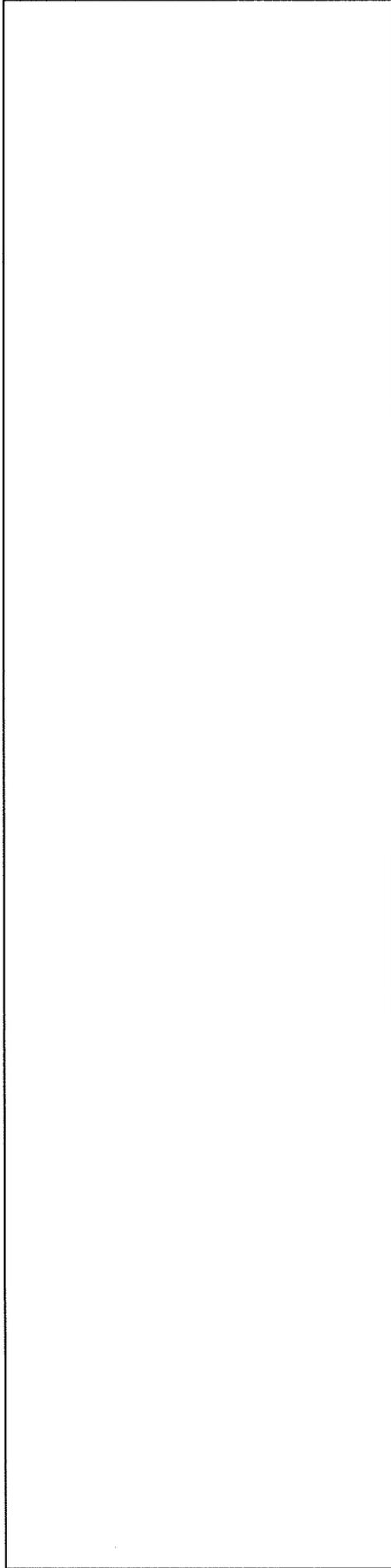
なお、解析部材番号は便宜上、一部構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下の表に示す。

添説建 2-VII. 1.5-1 表 部材番号読替対応表

部材	解析 部材番号		構造図 部材番号	部材	解析 部材番号		構造図 部材番号								
大梁															
								基礎梁							
								柱							
耐震壁															



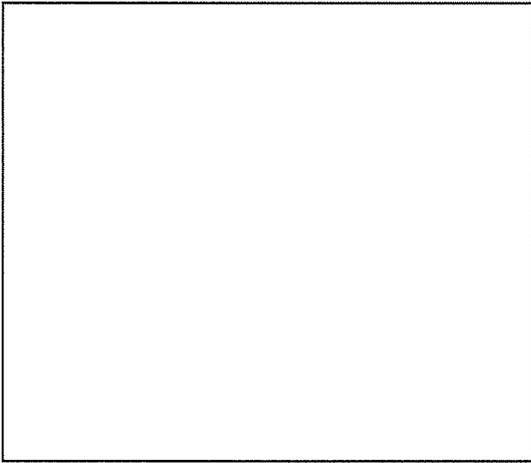
【B' 通り】



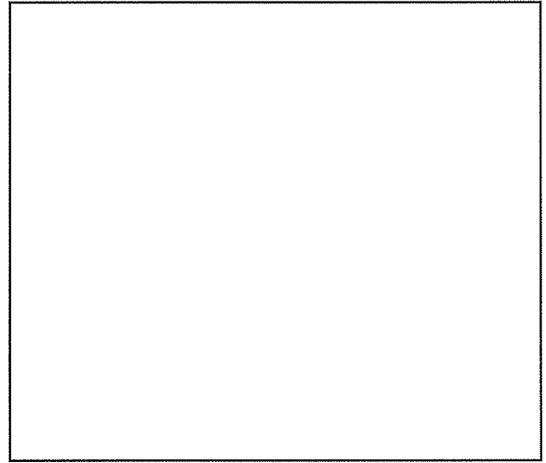
【B' 通り】

単位：cm

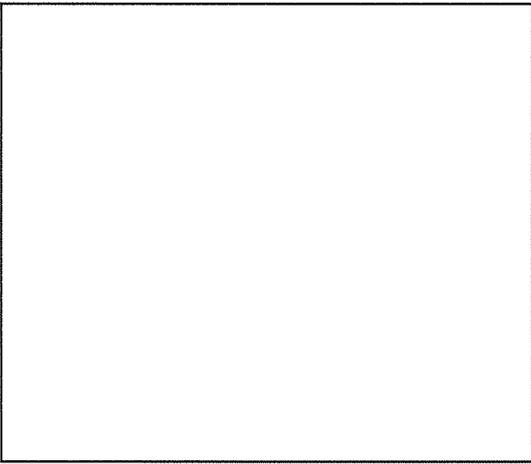
添説建 2－VII. 1. 5－1 図 部材番号図(1/2)



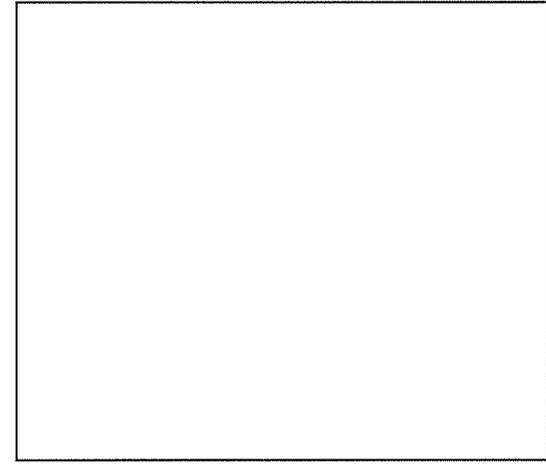
【18 通り】



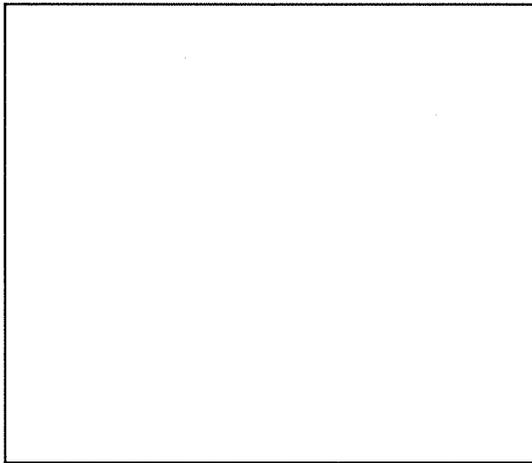
【19' 通り】



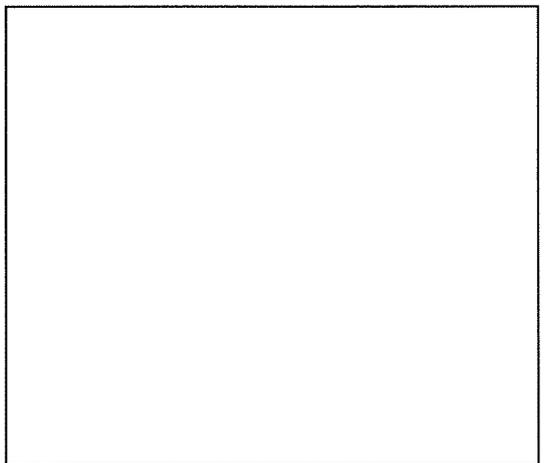
【21 通り】



【22' 通り】



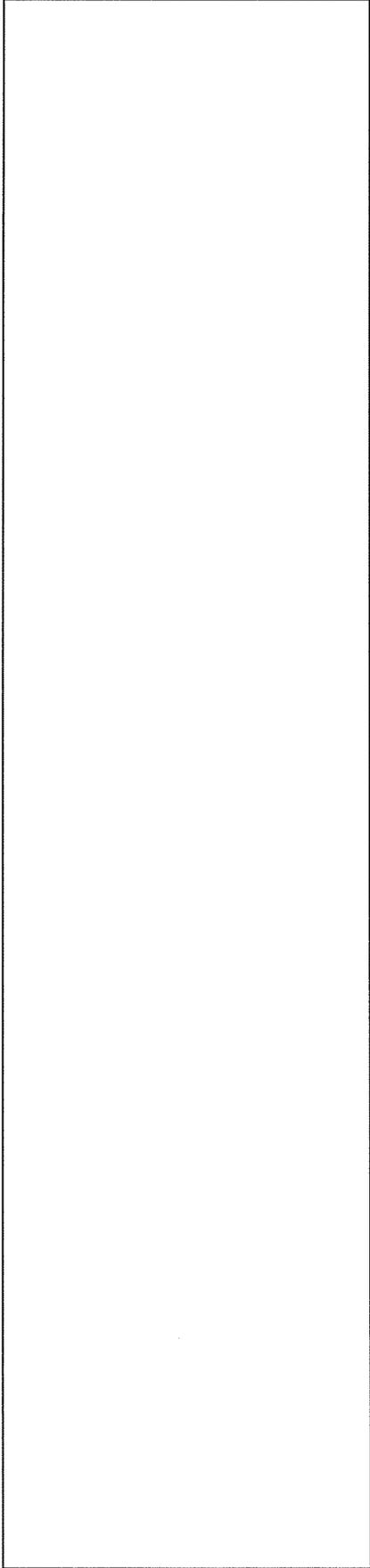
【24 通り】



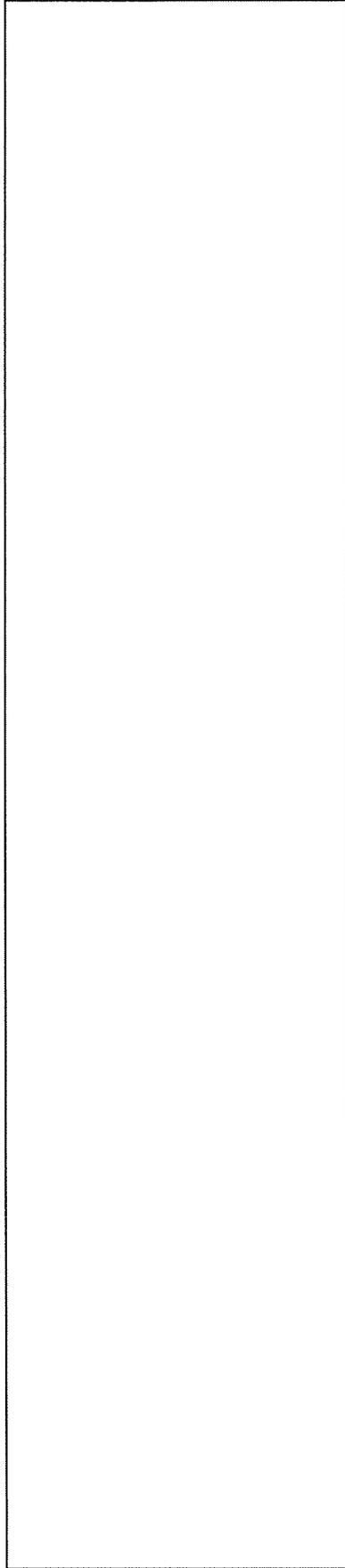
【25' 通り】

単位：cm

添説建 2-VII. 1. 5-2 図 部材番号図 (2/2)

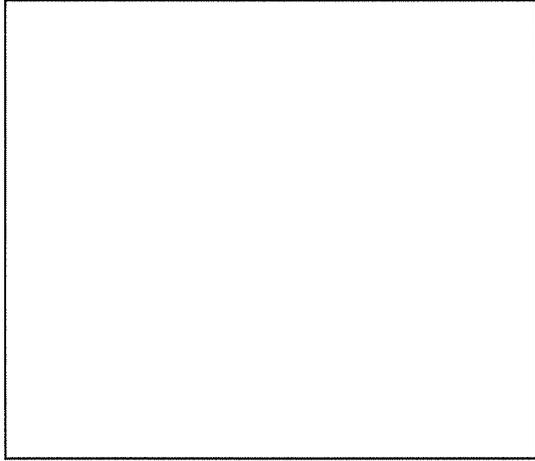


【B' 通り】

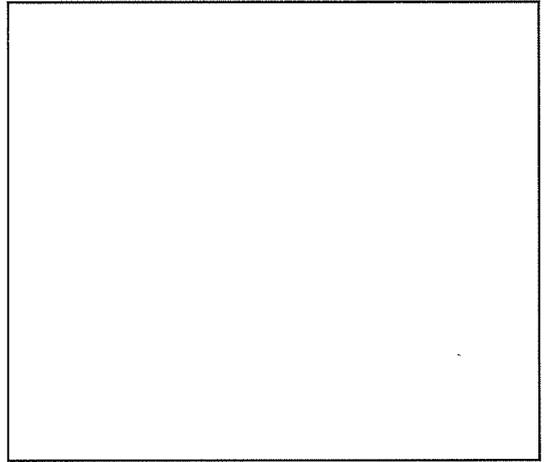


【B'' 通り】

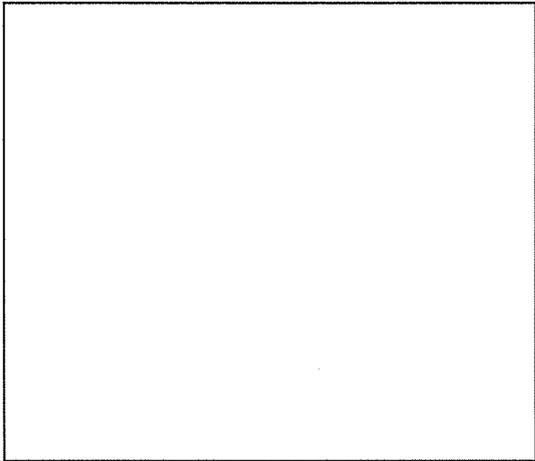
添説建 2-VII. 1. 5-3 図 解析モデル図 (1/2)



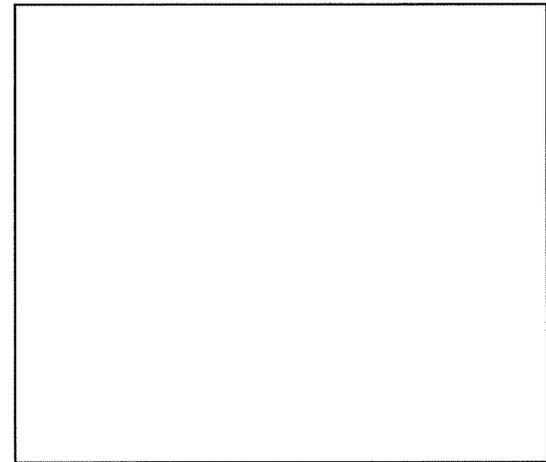
【18 通り】



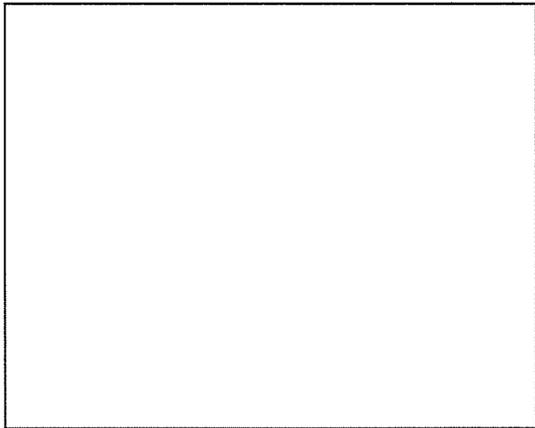
【19' 通り】



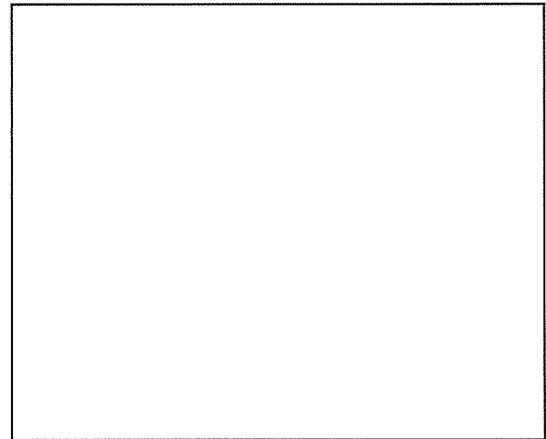
【21 通り】



【22' 通り】



【24 通り】



【25' 通り】

添説建 2-VII. 1. 5-4 図 解析モデル図 (2/2)

1.6.部材一覧

柱、梁、スラブ、壁、基礎梁に関する各部材一覧（配筋図）を、添説建 2-VII. 1.6-1 表～添説建 2-VII. 1.6-7 表に示す。

(1) RC 部材

添説建 2-VII. 1.6-1 表 柱一覧

符号	C1	C2	C3
断面			
主筋			
フープ			
材質	主筋 : <input type="text"/>		
	フープ : <input type="text"/>		
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		

添説建 2-VII. 1. 6-2 表 梁一覧 (1/2)

符 号	G1		G2		
位 置	端部	中央	外端	中央	内端
断 面					
上 端 筋					
下 端 筋					
スターラップ					
腹 筋					
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>				
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				
符 号	G3		G4		
位 置	端部	中央	外端	中央	内端
断 面					
上 端 筋					
下 端 筋					
スターラップ					
腹 筋					
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>				
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>				

添説建 2-VII. 1. 6-3 表 梁一覧 (2/2)

符 号	G5			G6		
	24 側	中央	22' 側	21 側	中央	22' 側
断 面						
上 端 筋						
下 端 筋						
スターラップ°						
腹 筋						
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>					
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					
符 号	B1					
位 置	端部	中央				
断 面						
上 端 筋						
下 端 筋						
スターラップ°						
材 質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ° : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>					
特 記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					

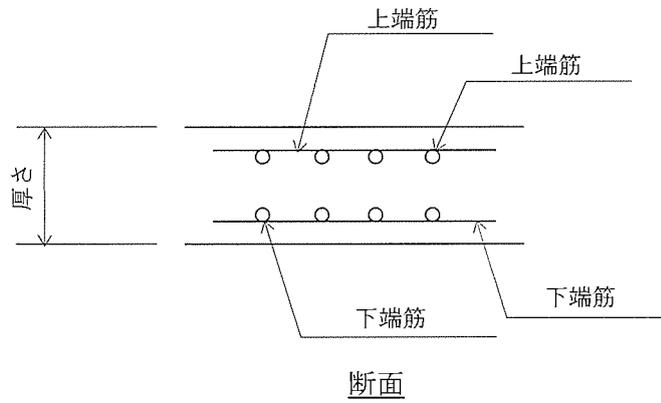
添説建 2-VII. 1. 6-4 表 基礎梁一覽

符 号	FG1		FG1'		FG2	
位 置	端部	中央	端部	中央	端部	中央
断 面						
上 端 筋						
下 端 筋						
スターラップ°						
腹 筋						
材 質	上端筋	:	<input type="text"/>			
	下端筋	:	<input type="text"/>			
	スターラップ°	:	<input type="text"/>			
	腹筋	:	<input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					

添説建 2-VII. 1. 6-5 表 壁一覧

区分	符号	厚さ	主筋	断面
既設壁	W12 EW12			
新設壁	NW15 NEW15			
材質	主筋 既設 : <input type="text"/> 新設 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 既設 : <input type="text"/> 新設 : <input type="text"/>			

添説建 2-VII. 1. 6-6 表 スラブ一覧



符号	厚さ	位置	主筋		配力筋	
			端部	中央	端部	中央
S1						
S2						
S3						
S4						
材質	<input type="text"/>					
特記	コンクリート設計基準強度： <input type="text"/>					

(2) 基礎部材

添説建 2-VII. 1.6-7 表 基礎一覧(1/2)

F1	F2
鉄筋材質 <input data-bbox="209 1509 469 1559" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度： <input data-bbox="592 1603 689 1650" type="text"/>	

添説建 2-VII. 1. 6-7 表 基礎一覧 (2/2)

F3
鉄筋材質 <input data-bbox="517 1509 735 1550" type="text"/>
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="884 1606 971 1644" type="text"/>

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・壁・屋根及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根部分については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 87 条に従い、現地調査にて設備機器重量と配置を確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-VII. 1. 7-1 表に示す。

添説建 2-VII. 1. 7-1 表 積載荷重一覧 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 4.10 = 0.082(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$
- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 4.10(\text{m})$

地震時の水平力を以下の表に示す。

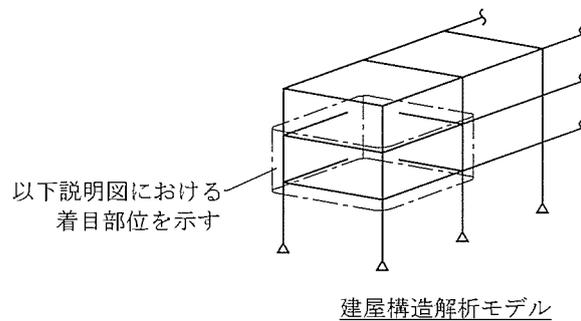
添説建 2-VII. 1.7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $=n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $=n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

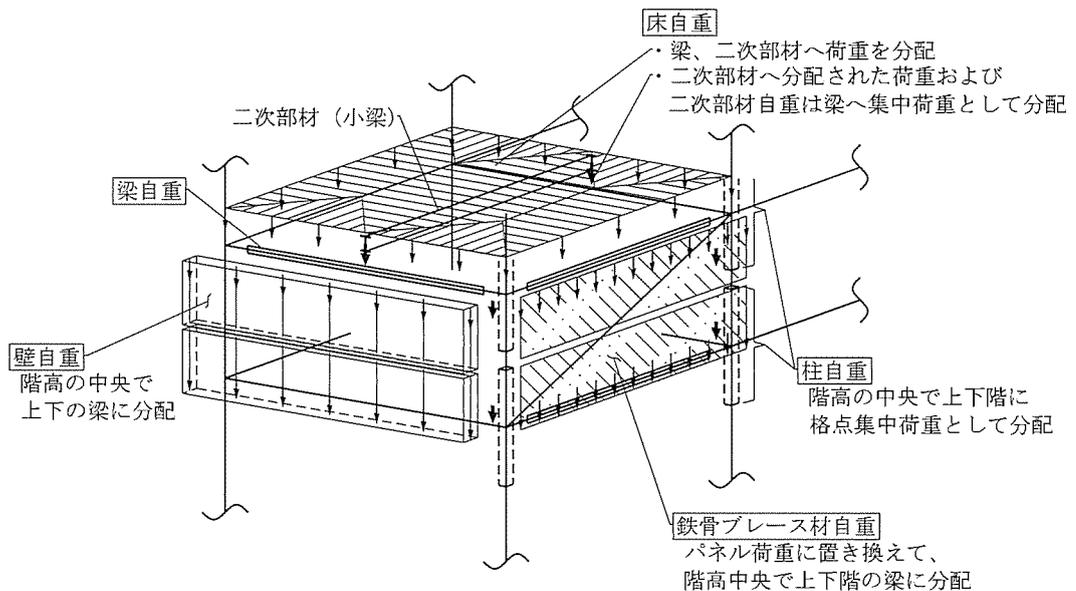
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート及び鉄筋の基準強度及び許容応力度を添説建2-VII.1.8-1表～添説建2-VII.1.8-4表に示す。

(1) コンクリート

添説建2-VII.1.8-1表 コンクリートの設計基準強度 $[F_c]$ (N/mm²)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建2-VII.1.8-2表 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格（JIS）（日本規格協会）

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）による

(2) 鉄筋

は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って として取り扱う。

添説建2-VII.1.8-3表 鉄筋の基準強度 $[F]$ (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建2-VII.1.8-4表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第90条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格（JIS）（日本規格協会）

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）による

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-VII. 1.9-1 表～添説建 2-VII. 1.9-9 表に示す。

1) RC 柱の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B" 通り/25' 通り (柱頭) C2			B" 通り/25' 通り C2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VII. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	B" 通り/25' 通り (柱頭) C2			B" 通り/25' 通り C2		
	X 方向地震荷重			X 方向地震荷重		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

2) RC 大梁の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B" 通り/24-25' 通り間 (24 側) G4			B" 通り/24-25' 通り間 G4		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VII. 1.9-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B" 通り/18-19' 通り間 (19' 側) G2			B" 通り/24-25' 通り間 G4		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 耐震壁の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-5 表 断面検定 (耐震壁は短期荷重のみ)

せん断		
25' 通り/B'-B'' 通り間 EW15(15)		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) 基礎梁の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-6 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2			B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VII. 1.9-7 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/ 24-25' 通り間 (25' 側) FG2			B'' 通り/ 24-25' 通り間 (25' 側) FG2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) 基礎

a) 概要

放射線管理棟増築部の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 8.8m まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書-建 2 付録 1 に示す。

放射線管理棟増築部の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約-4m から約-14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

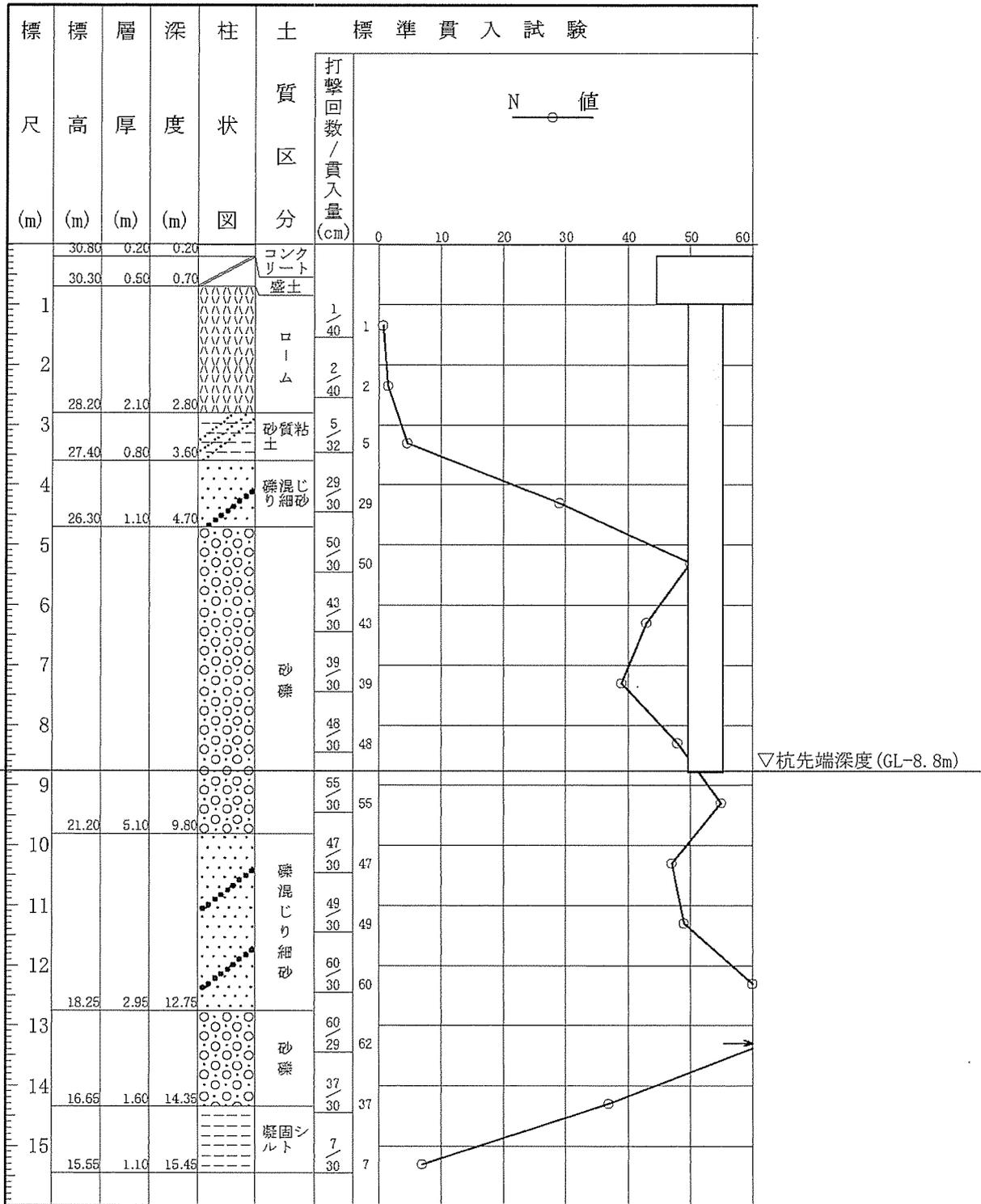
平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-VII. 1.9-1 図、添説建 2-VII. 1.9-2 図、添説建 2-VII. 1.9-3 図に、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建 2-VII. 1.9-8 表に示す。

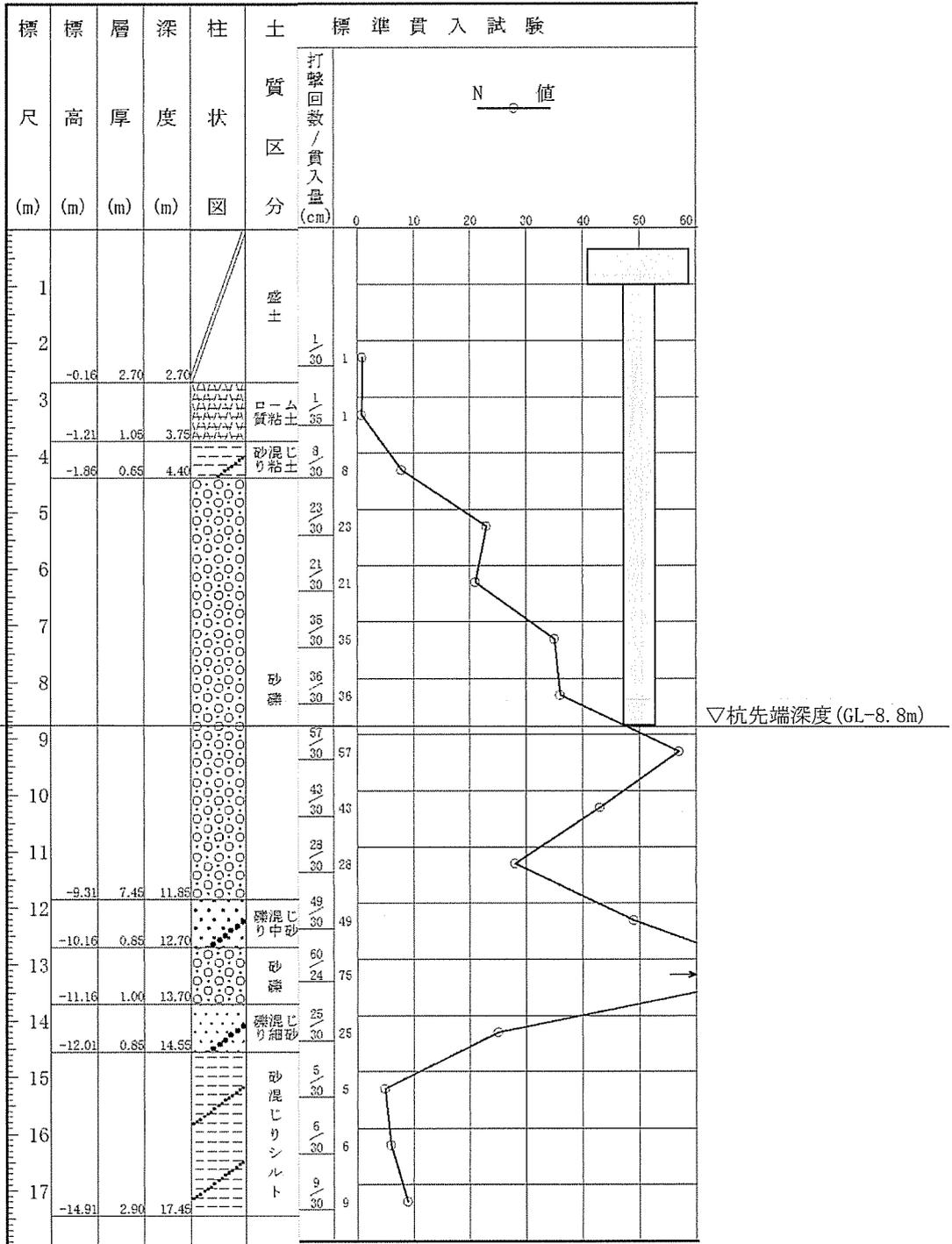
c) 杭の種類

ϕ 、L = m

d) 杭頭条件



添説建 2-VII. 1. 9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建2-VII. 1.9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引抜力

添説建2-VII. 1.9-8表 杭の許容支持力と許容引抜力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引抜力 (kN/本)
	長期	短期	短期

・杭の許容支持力及び許容引抜力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-VII. 1.9-9表～添説建2-VII. 1.9-10表から、

長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期} : {}_lR_a \text{ (kN/本)} = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_f$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= $300 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-VII. 1.9-2図～添説建2-VII. 1.9-3図より算出する。

添説建2-VII. 1.9-9表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_lR_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$$tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-VII. 1.9-10表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	tR_a
①								
②								

f) 支持力の照査

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討結果を添説建2-VII. 1.9-11表に示す。

添説建2-VII. 1.9-11表 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比			
					長期	短期		X方向				
		鉛直	引抜き	正		負	正	負				
									長期	短期	短期	長期
B' - 18												
B' - 19'												
B' - 21												
B' - 22'												
B' - 24												
B' - 25'												
B'' - 18												
B'' - 19'												
B'' - 21												
B'' - 22'												
B'' - 24												
B'' - 25'												

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VII. 1. 9-12 表～添説建 2-VII. 1. 9-15 表及び添説建 2-VII. 1. 9-16 表～添説建 2-VII. 1. 9-19 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3)二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VII. 1. 9-12 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1. 9-13 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1. 9-14 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1. 9-15 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-VII. 1. 9-16 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-17 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-18 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-19 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

※1 : $Q_{ud} = Q_{12}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である放射線管理棟増築部の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

放射線管理棟増築部のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-VII.1.10-1表に示す。

添説建2-VII.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i^{*2} (kN)	A_i	n	C_i^{*3} = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

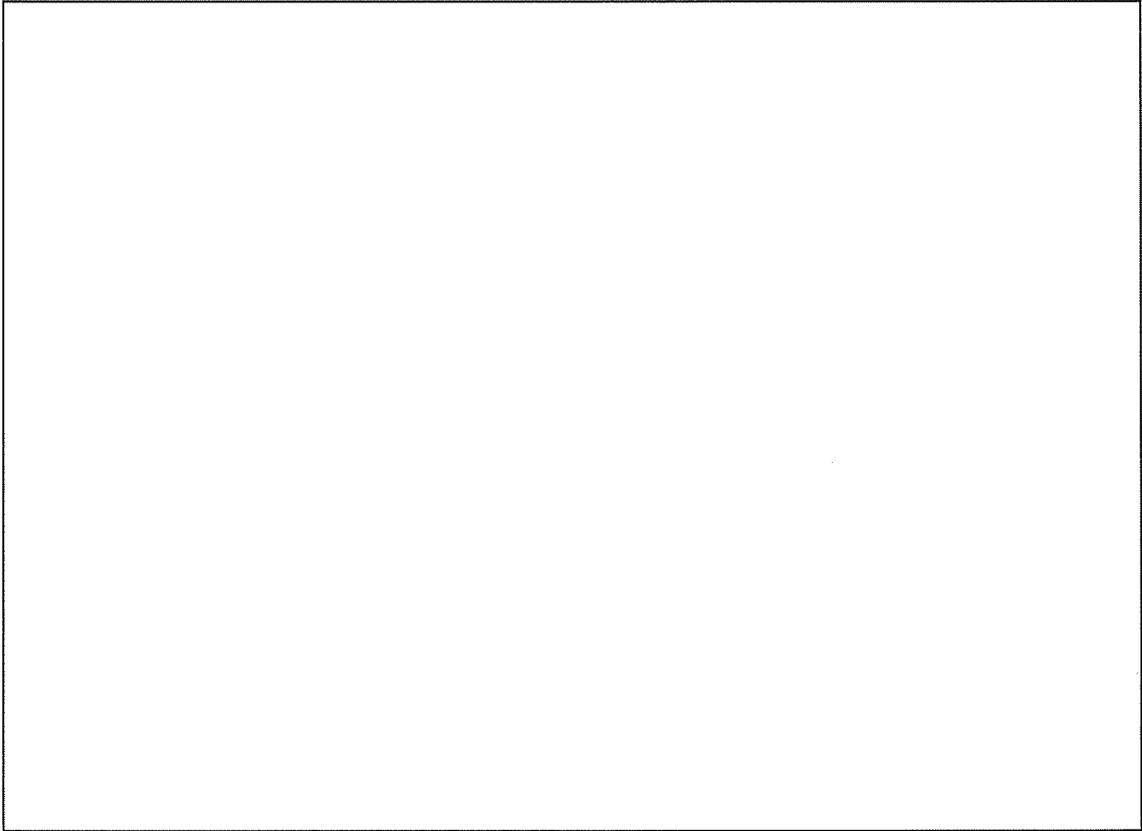
*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

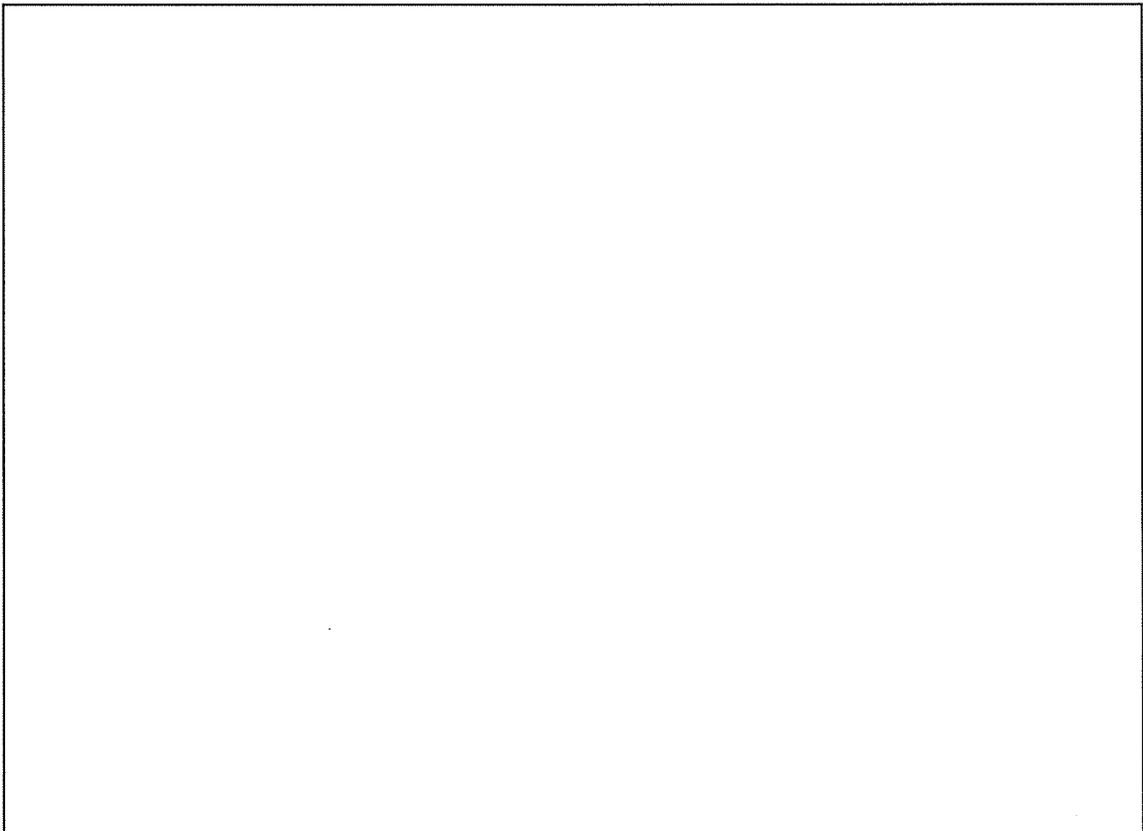
(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G)での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-VII.1.10-1図~添説建2-VII.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図ト建-4」に示す。

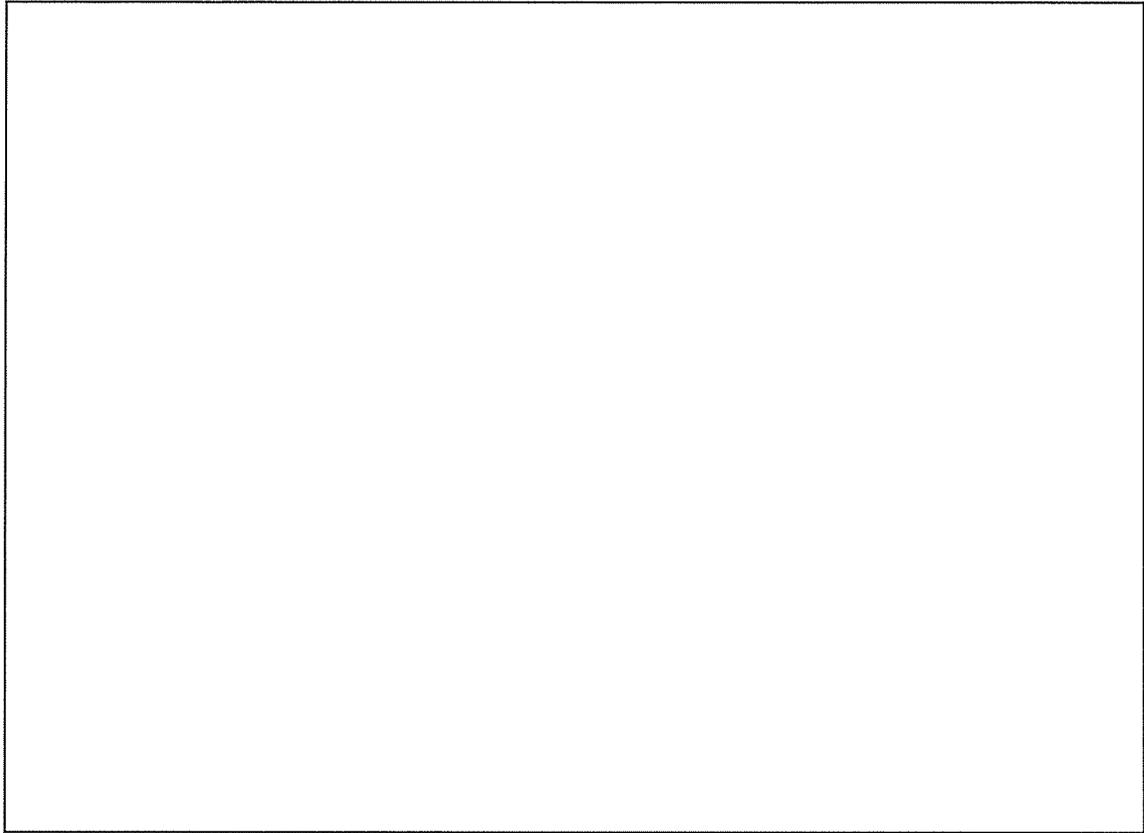
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-VII.1.10-2表に示す。



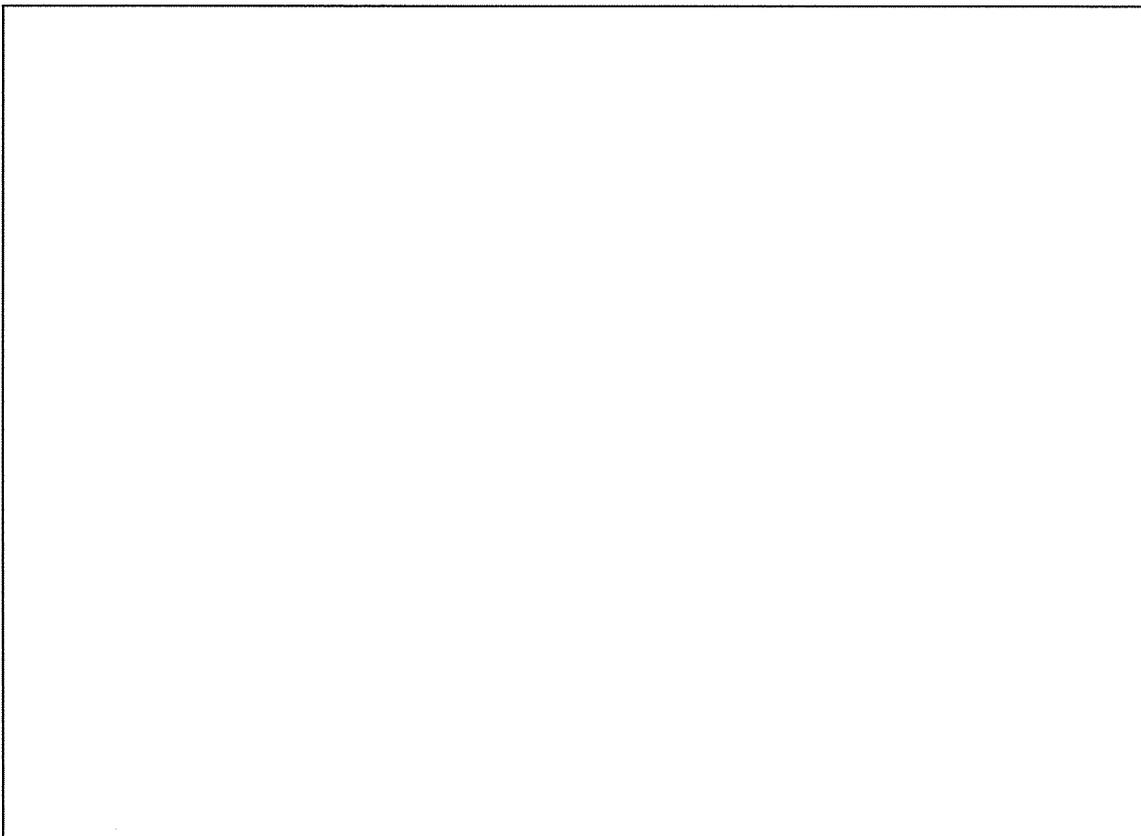
添説建 2-VII. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-VII. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-VII. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-VII. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-VII. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形 量が、第 2 折れ点以内 等、変形曲 線の弾性域 にある場合	第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
X 方向負加力		第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向正加力		第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向負加力		第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域にある。	適

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-VII. 1. 10-3 表に示す。また、1階の降伏した構造部材の箇所を明示した図を添説建 2-VII. 1. 10-5 図に示す。屋上階には降伏する構造部材は無いので当該の図は省略する。

添説建 2-VII. 1. 10-3 表

3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向			Y 方向		
	部材数	正加力	負加力	部材数	正加力	負加力
柱						
梁						
耐震壁						
EW						
合計						
割合 (%)						

(注) 表中の記号は降伏する構造部材の箇所を示す添説建 2-VII. 1. 10-5 図の図中の記号と対応する。

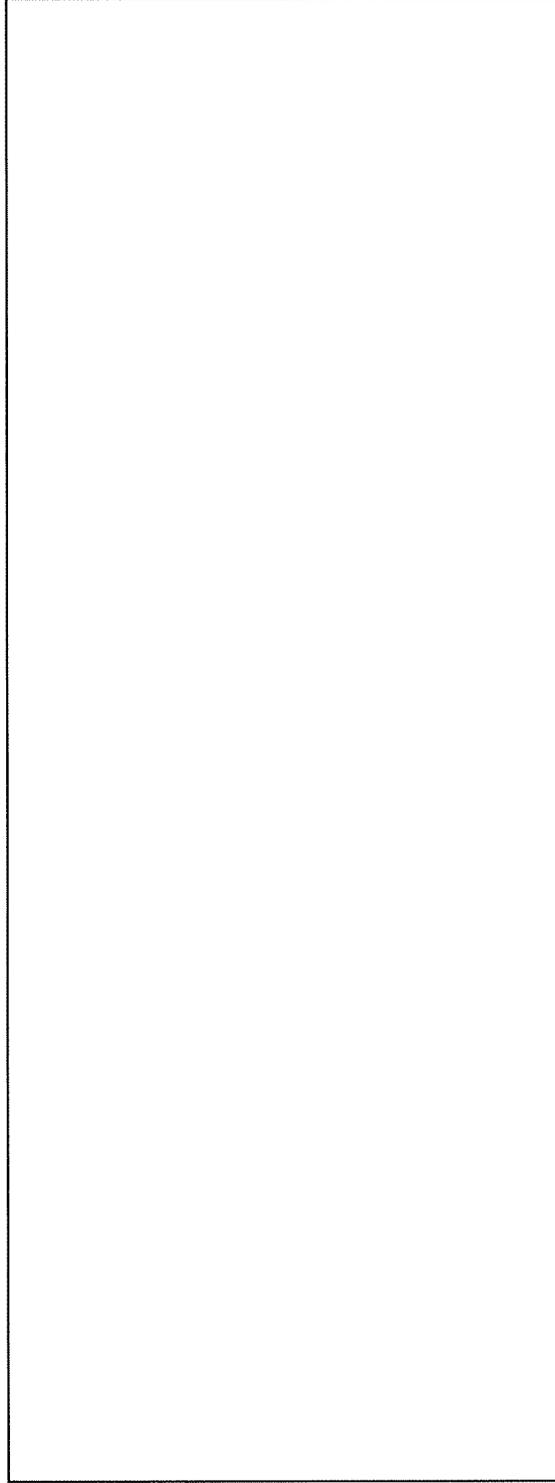
<記号の見方>

EWY+ : 耐震壁、Y 方向の正加力

EWY- : 耐震壁、Y 方向の負加力

添説建 2-VII. 1. 10-3 表より、X 方向で降伏した構造部材はない。Y 方向については正加力及び負加力の各々の方向で、それぞれ耐震壁が 2 箇所降伏するが、Y 方向全体に対する割合は両者とも 7.5%と少量であり、当該箇所のコンクリートのひび割れにより部分的に部材剛性は低下するが全体の耐力に大きく影響することはない。

なお、すべての構造部材の中で最も早期に降伏する箇所は添説建 2-VII. 1. 10-5 図に示す 1 階 18 通り B' -B' ' 間の耐震壁であり、当該の耐震壁が最も厳しい箇所と考える。



○：降伏する箇所

添説建2-VII. 1. 10-5 図 1階で降伏する構造部材の箇所

(5) まとめ

放射線管理棟増築部は、 $Q-\delta$ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での概ね弾性の評価及び同地震力で降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁) の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合の解析より、構造部材が降伏することにより部分的に構造部材の剛性が低下する箇所は数か所あるが構造部材全体に対する数量割合は少量であり、全体の耐力に大きく影響することはないことから、耐震強度は S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

VIII 放射線管理棟前室の耐震計算書

1. 放射線管理棟前室の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

放射線管理棟前室の設置位置を本文 図 イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

放射線管理棟前室は放射線管理棟のうち廃棄物一時貯蔵所に隣接する新設建物である。構造は鉄筋コンクリート造（RC造）平屋建てで、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ \square m の整形な建物である。

架構形式は X 方向が耐震壁付ラーメン構造、Y 方向が純ラーメン構造である。

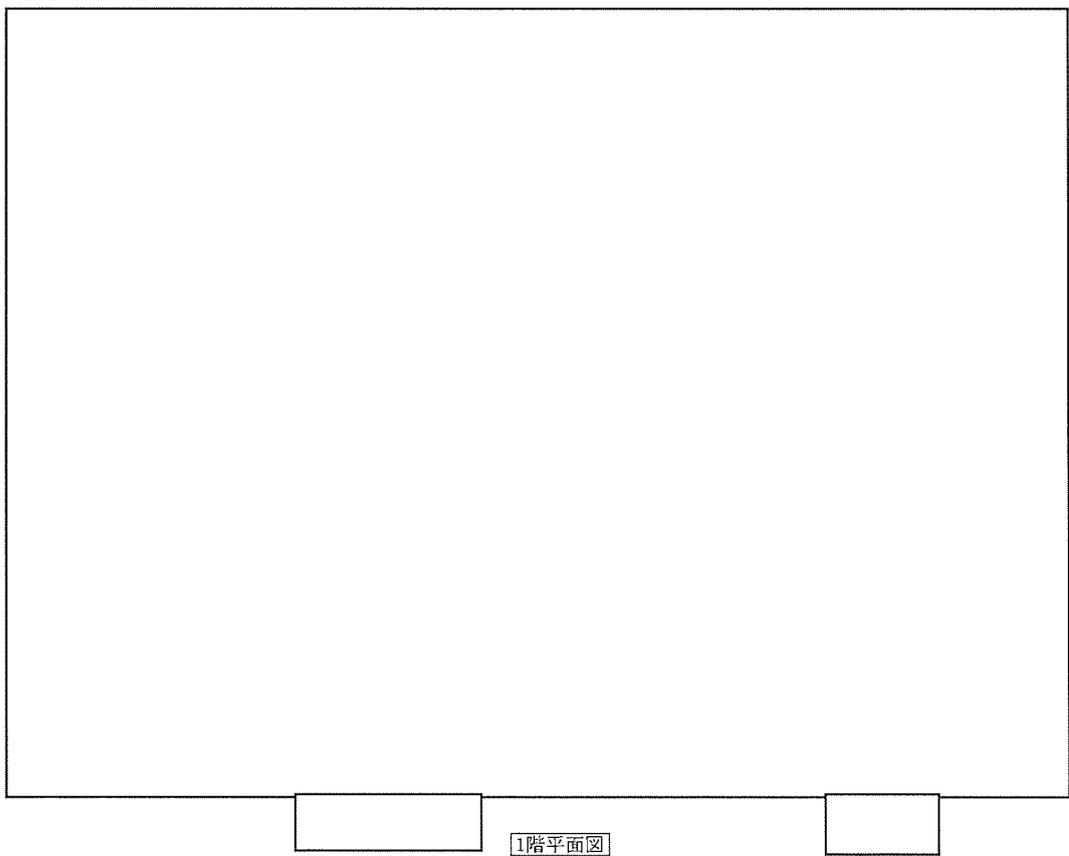
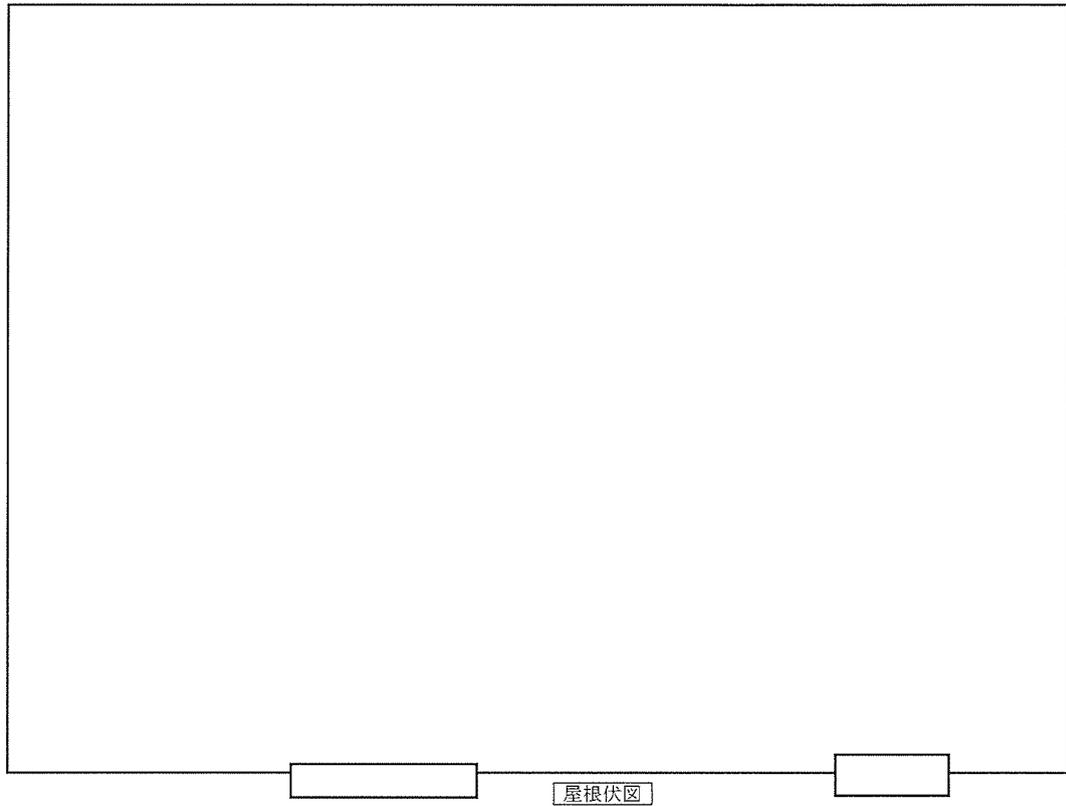
1 階床は構造スラブ（ $t=\square$ mm）である。

本建物の接地圧はローム層の地耐力（ 50kN/m^2 ）以下となるように設計することから、基礎形式は直接基礎（べた基礎）としている。なお、地耐力を確実に確保するため、基礎下部に地盤改良を行い、地耐力が 50kN/m^2 を超えることを確認する。

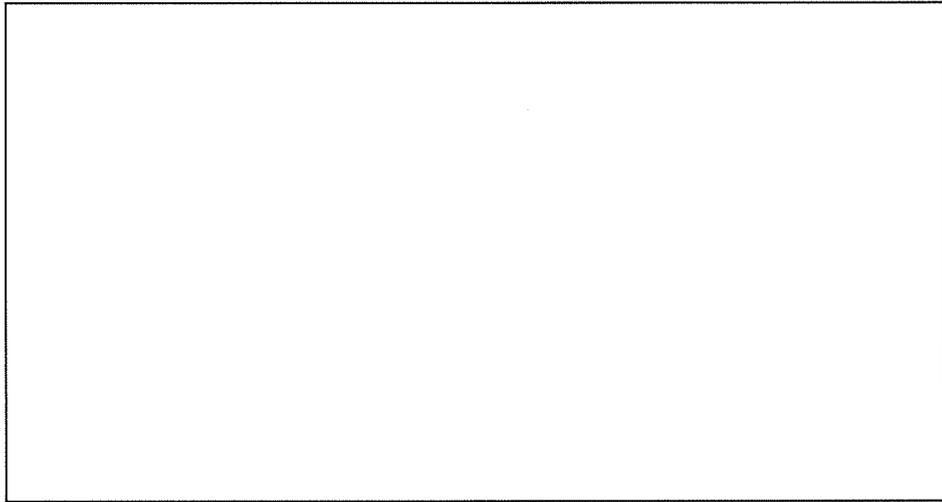
放射線管理棟と放射線管理棟前室は、エキスパンションジョイントにより分離した構造体である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-VIII. 1. 1-1 図～添説建 2-VIII. 1. 1-4 図に示す。

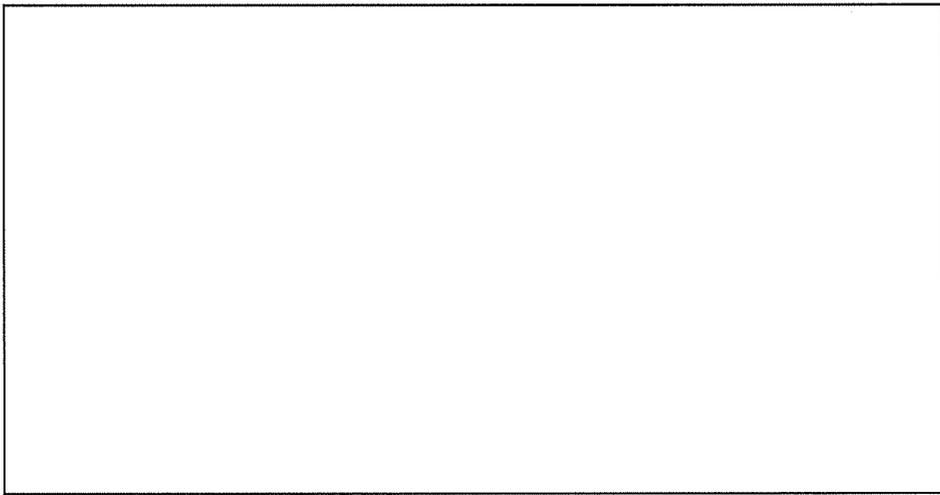
注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 2 - VIII. 1. 1 - 1 図 平面図

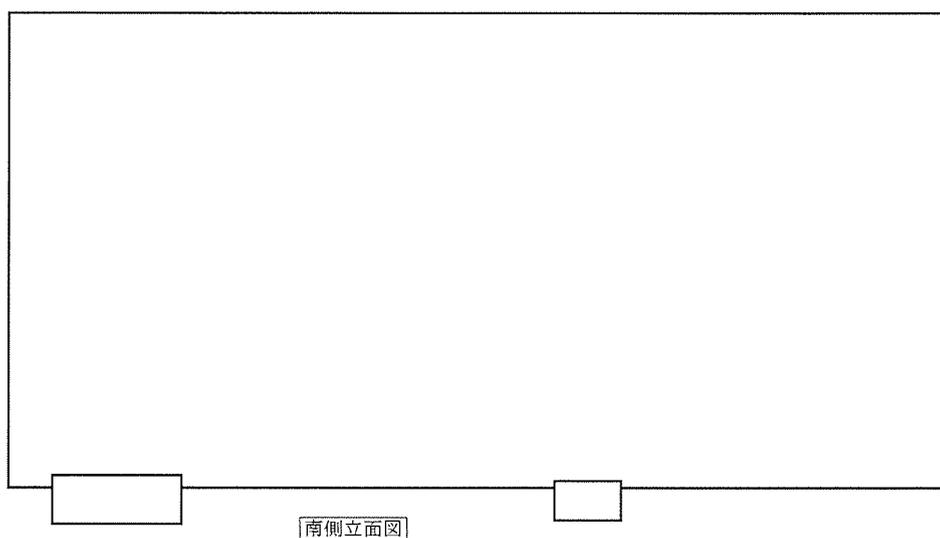


東側立面図

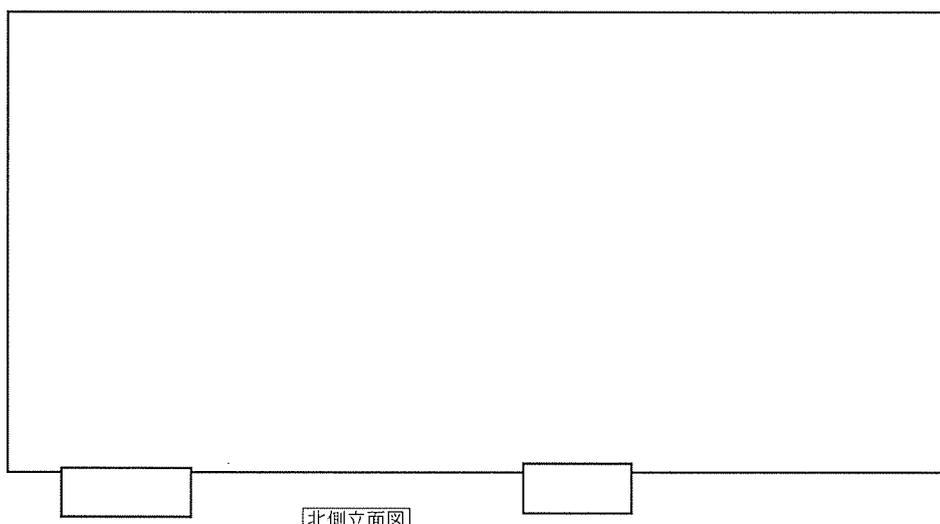


西側立面図

添説建 2-VIII. 1. 1-2 図 立面図 (1/2)

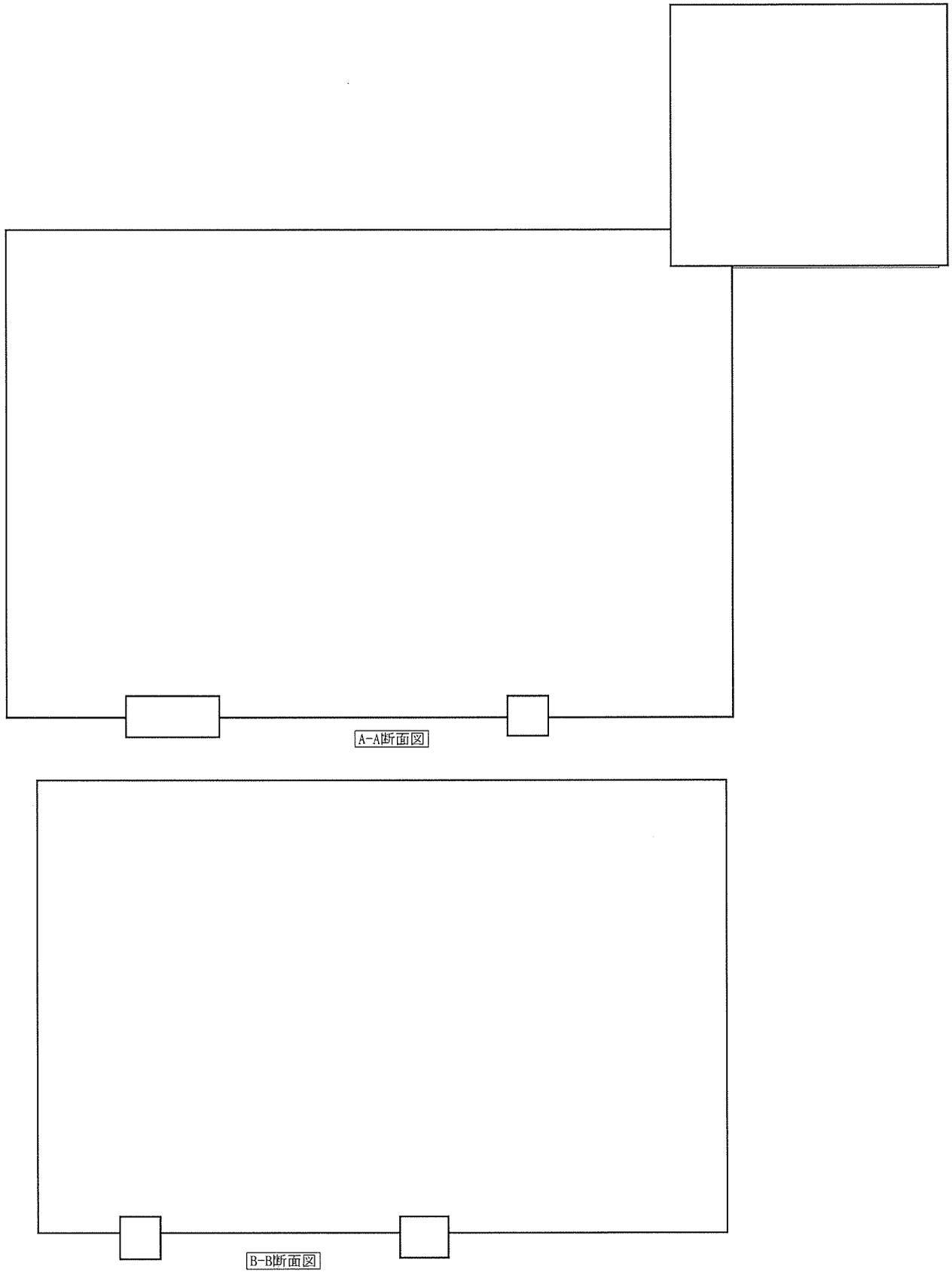


南側立面图



北侧立面图

添説建 2—Ⅷ. 1. 1—3 图 立面图 (2/2)



添説建 2-VIII. 1. 1-4 图 断面图

1.2.評価方法

(1) 設計方針

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.5=0.3$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.5=1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

(3) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

1) 一次設計

- a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。
- b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。
- c) 建築基準法施行令第82条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積雪荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。
- d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。
- e) 応力解析の結果より、柱(RC造)、大梁(RC造)、耐震壁、屋根、基礎梁、基礎の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。
断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して1.7.項で定める許容応力度に基づいて行う。

2) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力（ Q_{un} ）が下式で与えられる必要保有水平耐力（ Q_{un} ）以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \sum W_i \quad (\text{各記号の説明は 1. 7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率（ R_e ）に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率（ R_s ）に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数(= $F_e \times F_s$)

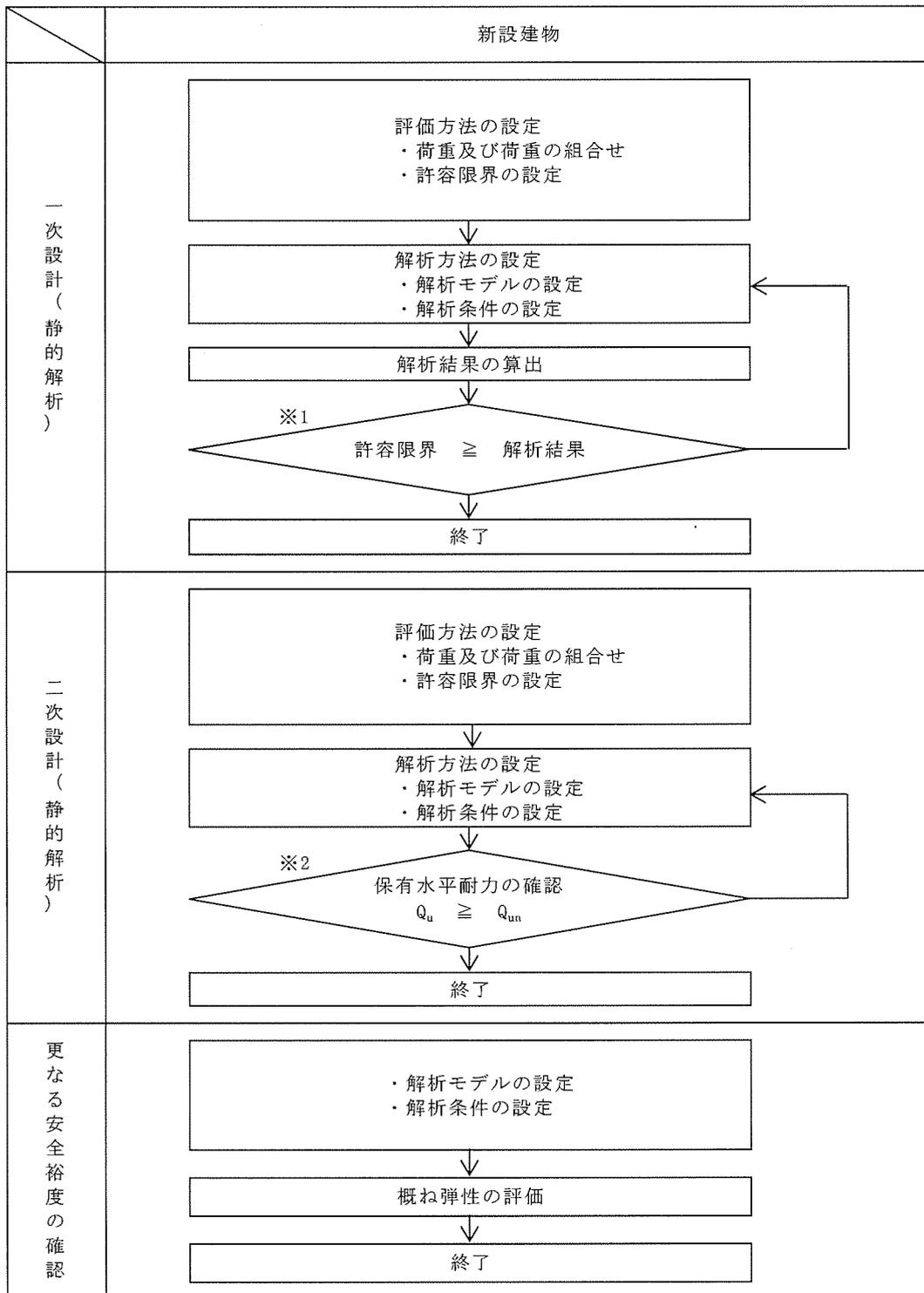
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(4) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-VIII.1.2-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{es} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きいか程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

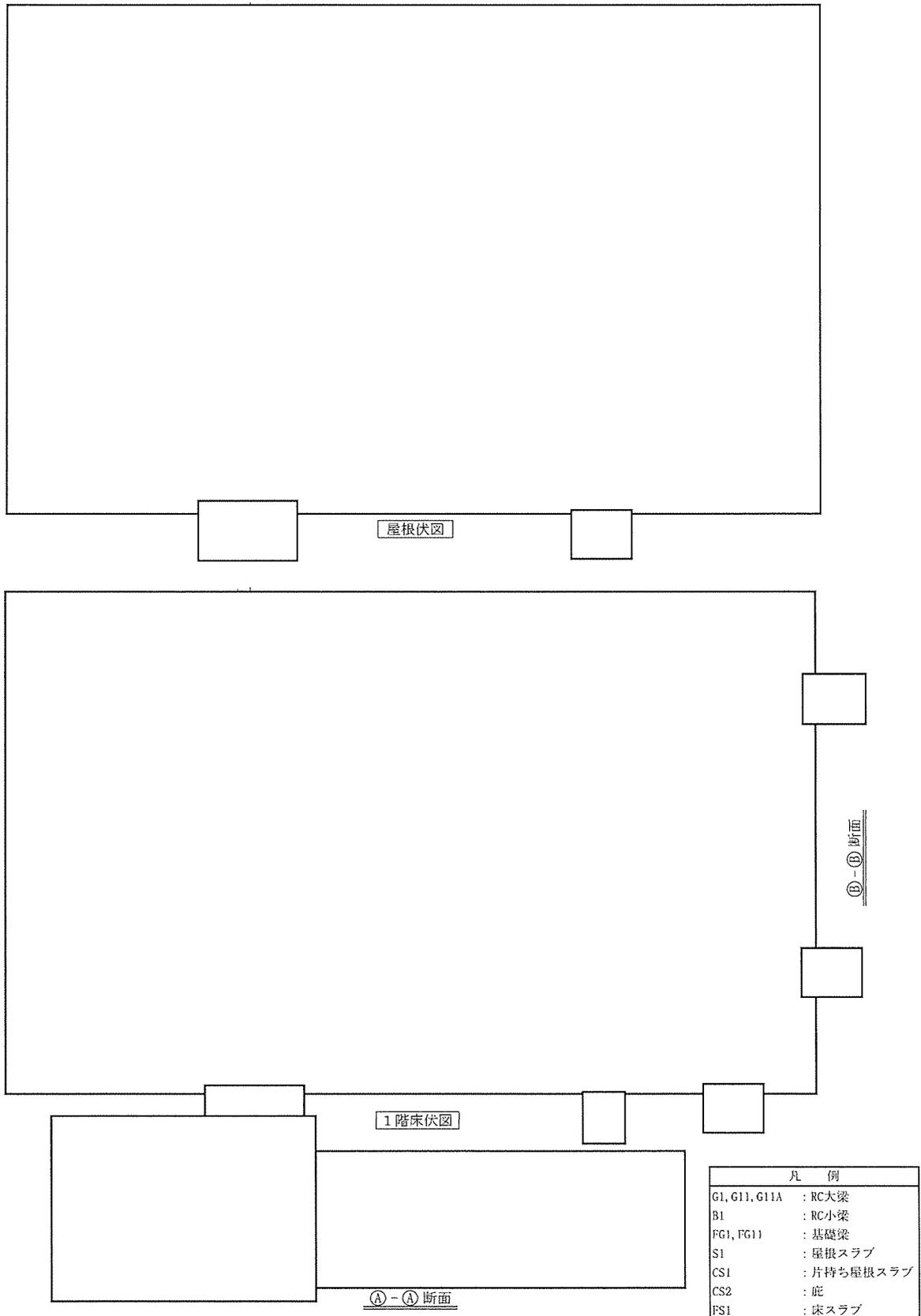
※1 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※2 : 保有水平耐力は増分解析法により求めることを原則とする。

添説建 2-VIII. 1. 2-1 図 耐震設計フロー

1.3.構造図

平面図、軸組図を添説建 2-Ⅷ. 1.3-1 図～添説建 2-Ⅷ. 1.3-3 図に示す。



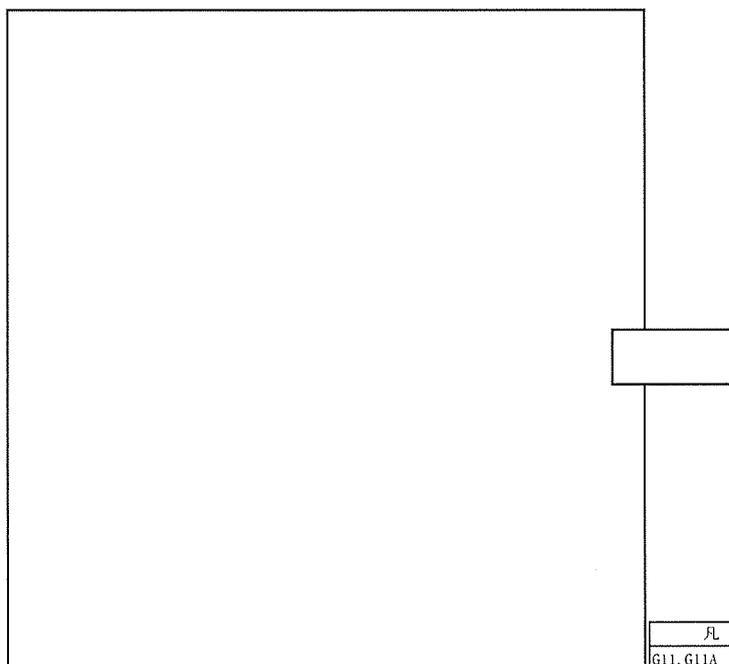
注記

1.  は放射線管理棟前室以外の建物を示す。
2. () 内は水上梁天端からの高さを示す。

添説建 2-Ⅷ. 1.3-1 図 屋根伏図、1階床伏図



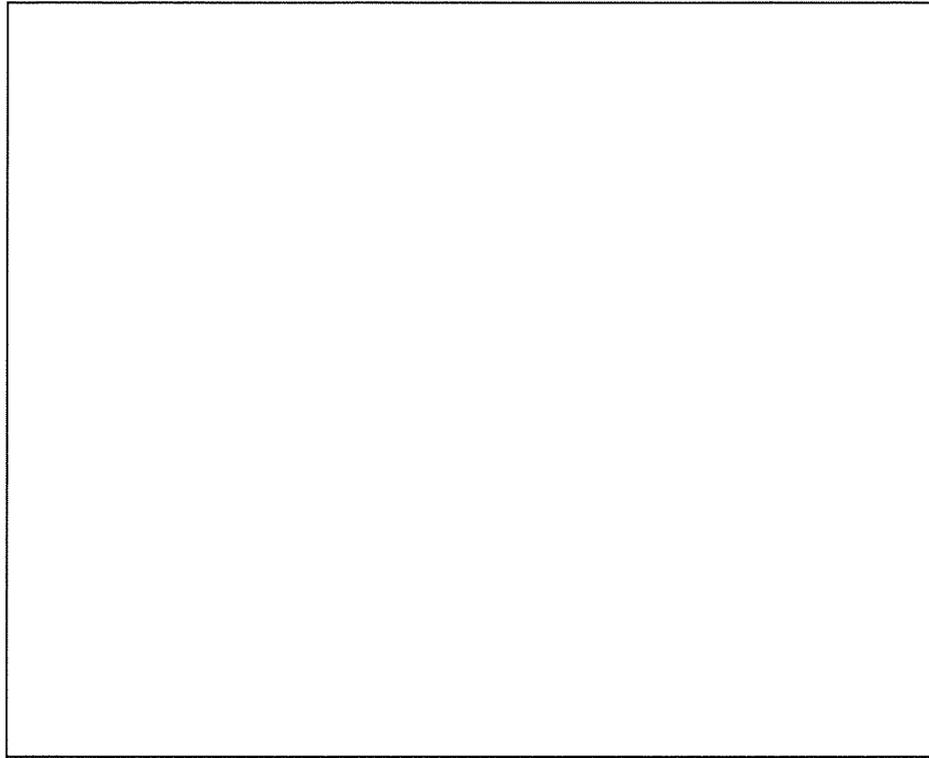
X1通り軸組図



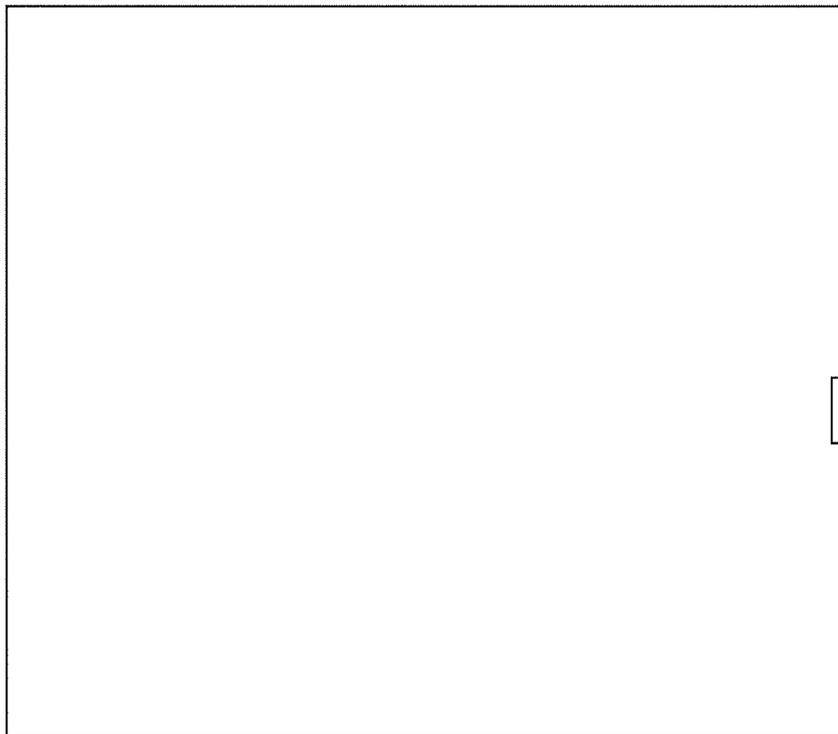
X2通り軸組図

凡 例	
G11, G11A	: RC大梁
C1, C2	: RC柱
FG11	: 基礎梁
W20	: 雑壁

添説建 2-VIII. 1. 3-2 図 X1、X2 通り軸組図



Y1通り軸組図



Y2通り軸組図

凡 例	
G1	: RC大梁
C1, C2	: RC柱
FG1	: 基礎梁
SW20	: 耐震壁

注記

1.  は放射線管理棟前室以外の建物を示す。

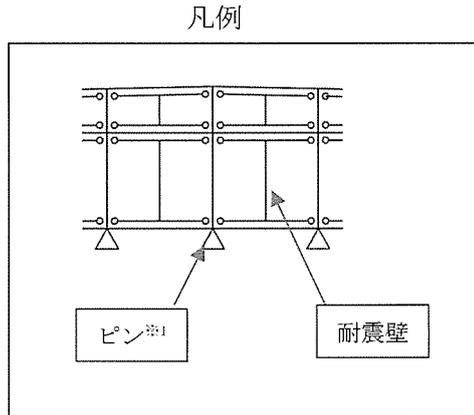
添説建 2-Ⅷ. 1. 3-3 図 Y1、Y2 通り軸組図

1.4 構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建 2-VIII. 1.4-1 図 に、解析に使用した解析モデル図を 添説建 2-VIII. 1.4-2 図に示す。

モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。



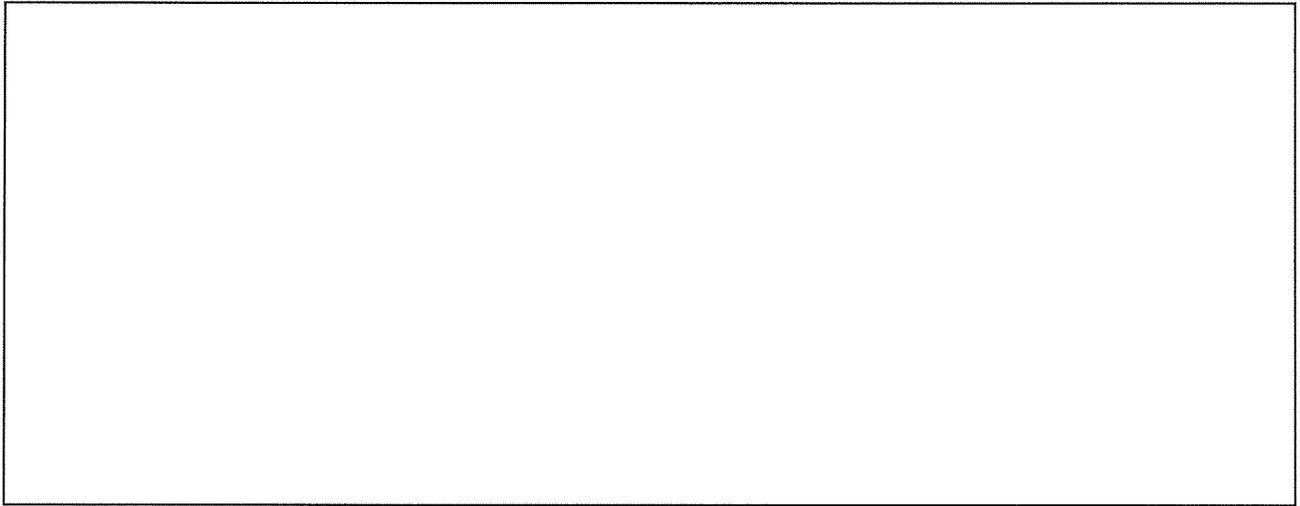
※1：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

なお、解析部材番号は便宜上、構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下の表に示す。

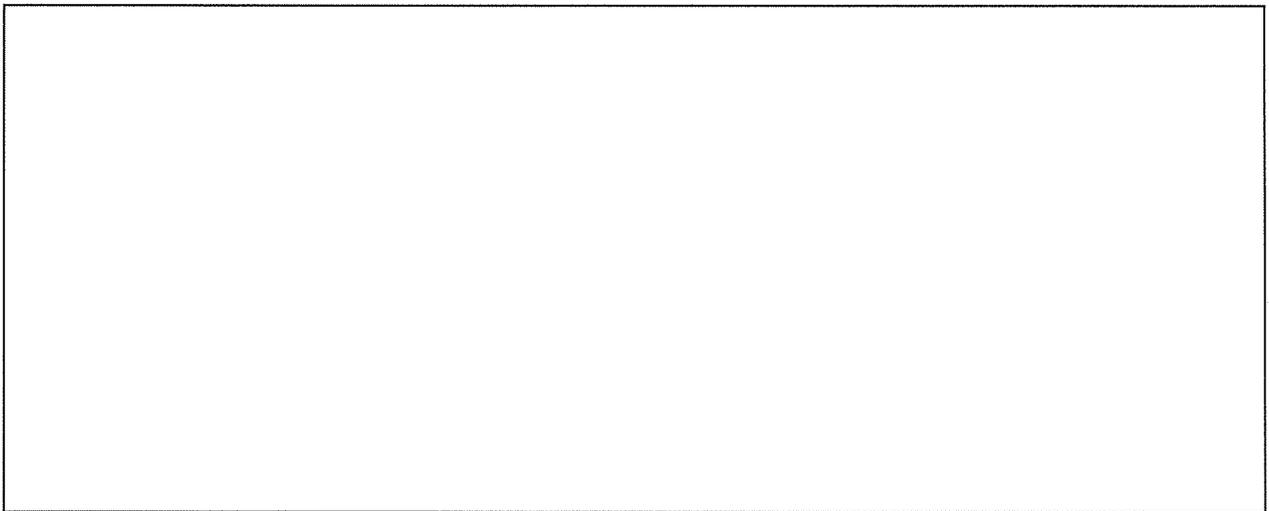
添説建 2-VIII. 1.4-1 表 部材番号読替対応表

部材	解析 部材番号		構造図 部材番号
大梁			
基礎梁			
柱			
耐震壁			
雑壁			
外部袖壁			



【Y1 通り】

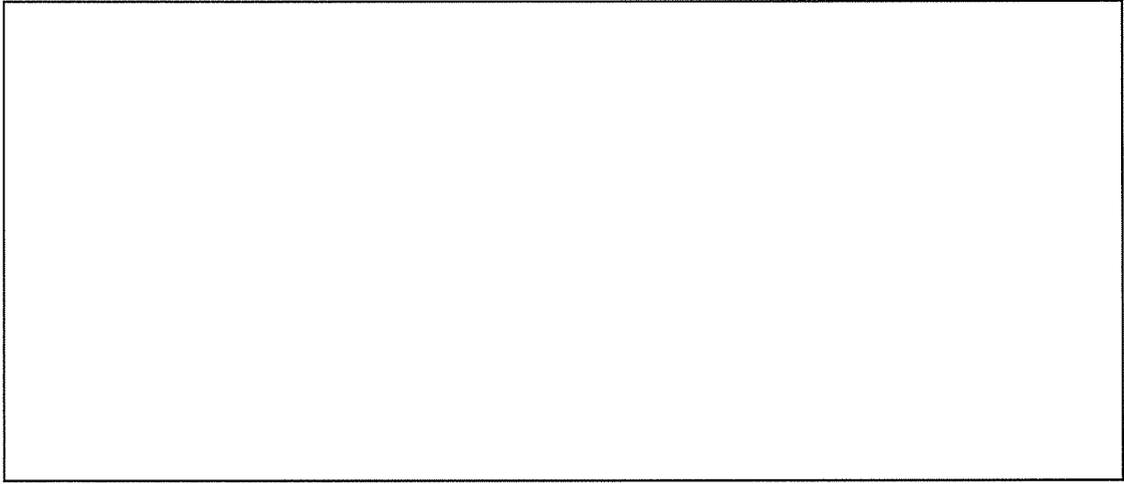
【X1 通り】



【Y2 通り】

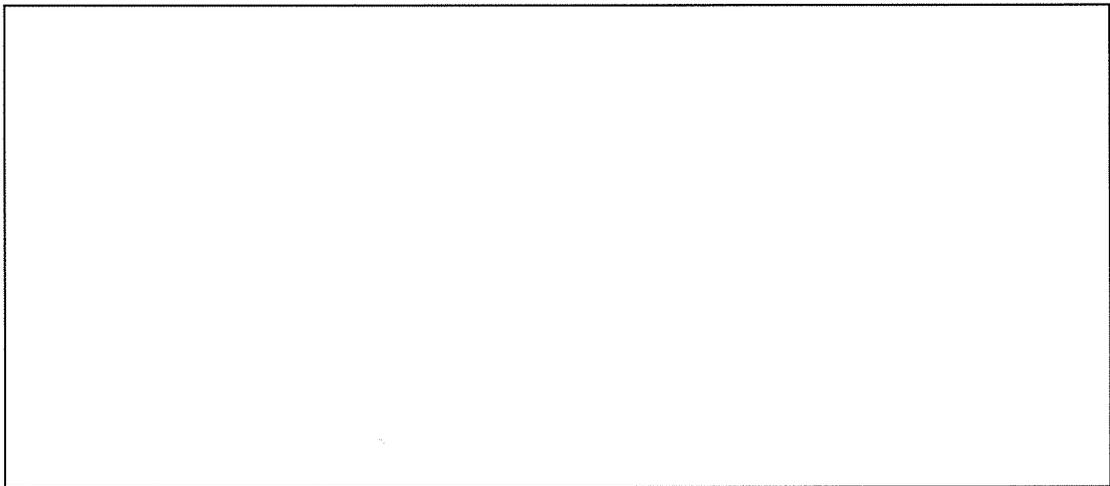
【X2 通り】

添説建 2-VIII. 1. 4-1 図 部材番号図



【Y1 通り】

【X1 通り】



【Y2 通り】

【X2 通り】

添説建 2-VIII. 1. 4-2 図 解析モデル図

1.5.部材一覧

柱、梁、スラブ、壁、基礎梁に関する各部材一覧（配筋図）を、添説建 2-VIII.1.5-1 表～添説建 2-VIII.1.5-5 表に示す。

(1) RC 部材

添説建 2-VIII.1.5-1 表 柱一覧

符号	C1	C2
断面		
主筋		
柱頭仕口フープ		
フープ		
柱脚仕口フープ		
材質	主筋 : <input type="text"/>	
	フープ : <input type="text"/>	
	柱脚仕口フープ : <input type="text"/>	
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	

添説建 2-VIII. 1.5-2 表 梁一覧

符号	G1		G11	
位置	全断面		端部	中央
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			
符号	G11A		B1	
位置	端部	中央	全断面	
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-VIII. 1. 5-3 表 スラブ一覧

<div data-bbox="459 275 1273 712" style="border: 1px solid black; width: 510px; height: 195px; margin: 0 auto;"></div> <p style="text-align: center;">ダブル配筋断面</p> <div data-bbox="448 835 1264 1272" style="border: 1px solid black; width: 511px; height: 195px; margin: 0 auto;"></div> <p style="text-align: center;">チドリダブル配筋断面</p>					
符号	厚さ	位置	主筋	配力筋	配筋
S1					
CS1					
CS2					
FS1					
土間スラブ					
材質	<input style="width: 150px;" type="text"/>				
特記	コンクリート設計基準強度： <input style="width: 30px;" type="text"/>				

添説建 2-VIII. 1.5-4 表 壁一覧

	符号	厚さ	主筋	断面
耐震壁	SW20			
雑壁	W20			
材質	主筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

(2) 基礎部材

添説建 2-VIII. 1.5-5 表 基礎梁一覧

符号	FG1	FG11	
	全断面	端部	中央
断面			
上端筋			
下端筋			
スターラップ			
腹筋			
材質	上端筋 : <input type="text"/>		
	下端筋 : <input type="text"/>		
	スターラップ : <input type="text"/>		
	腹筋 : <input type="text"/>		
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>		

1.6 設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・屋根・壁及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

屋根は隣接する廃棄物一時貯蔵所と同じ積載荷重とした。荷捌室は用途を倉庫とし、建築基準法及び建築物荷重指針・同解説 1981 年版を参考に設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-VIII. 1.6-1 表に示す。

添説建 2-VIII. 1.6-1 表 積載荷重一覧 (N/m^2)

階	室名	床用	小梁用	架構用	地震用
R	屋根				
I	荷捌室				
	庇				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 4.55 = 0.091(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 4.55(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-VIII. 1.6-2 表に示す。

添説建 2-VIII. 1.6-2 表 地震時水平力

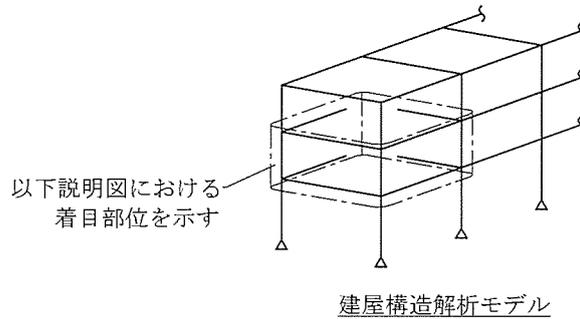
階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	$W_i^{※1}$ (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $=n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $=n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

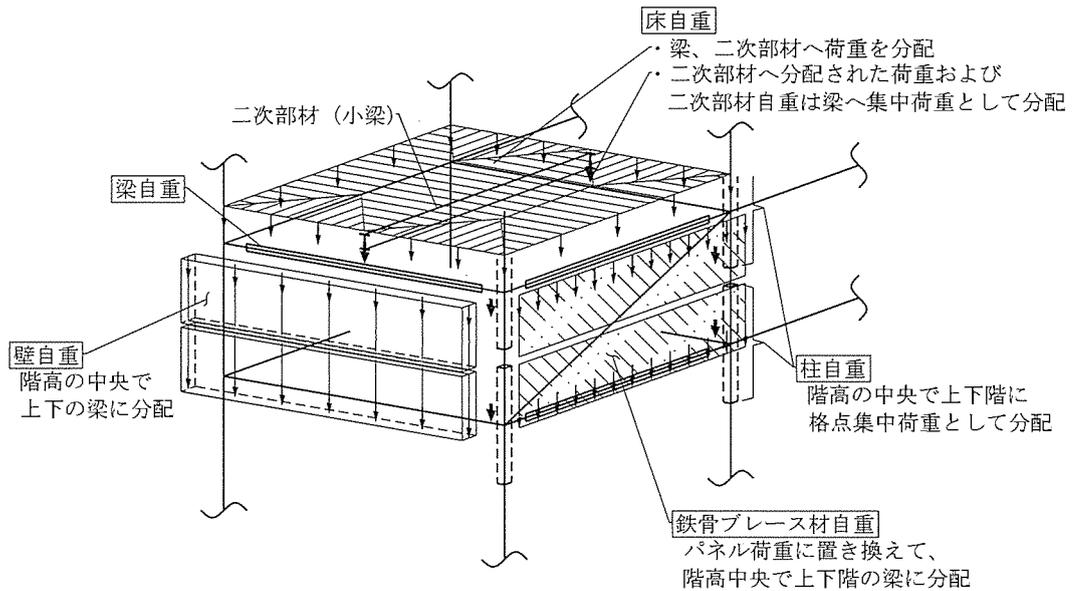
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.7.使用材料の許容応力度

コンクリート及び鉄筋の基準強度及び許容応力度を添説建2-VIII.1.7-1表～添説建2-VIII.1.7-4表に示す。

(1) コンクリート

添説建2-VIII.1.7-1表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm²)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建2-VIII.1.7-2表 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

添説建2-VIII.1.7-3表 鉄筋の基準強度 [F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建2-VIII.1.7-4表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第90条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

1.8. 評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-VIII. 1.8-1 表～添説建 2-VIII. 1.8-8 表に示す。

1) RC 柱の断面検定

添説建 2-VIII. 1.8-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/Y2 通り (柱脚) 1C2			X1 通り/Y2 通り 1C2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1.8-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	X1 通り/Y2 通り (柱脚) 1C2			X1 通り/Y2 通り 1C2		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

2) RC 大梁の断面検定

添説建 2-VIII. 1.8-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X2 通り/Y1-Y2 通り間 (中央) 2G11A			X2 通り/Y1-Y2 通り間 (Y2 側) 2G11A		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1.8-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/Y1-Y2 通り間 (Y2 側) 2G11			X2 通り/Y1-Y2 通り間 (Y2 側) 2G11A		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 耐震壁の断面検定

添説建 2-VIII. 1.8-5 表 断面検定 (耐震壁は、短期荷重のみ)

せん断		
Y2 通り/X1-X2 通り間 SW20		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

4) 基礎梁の断面検定

添説建 2-VIII. 1.8-6 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X2 通り/Y1-Y2 通り間 (中央) FG11			X1 通り/ Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1.8-7 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/ Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11			X1 通り/Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) 基礎

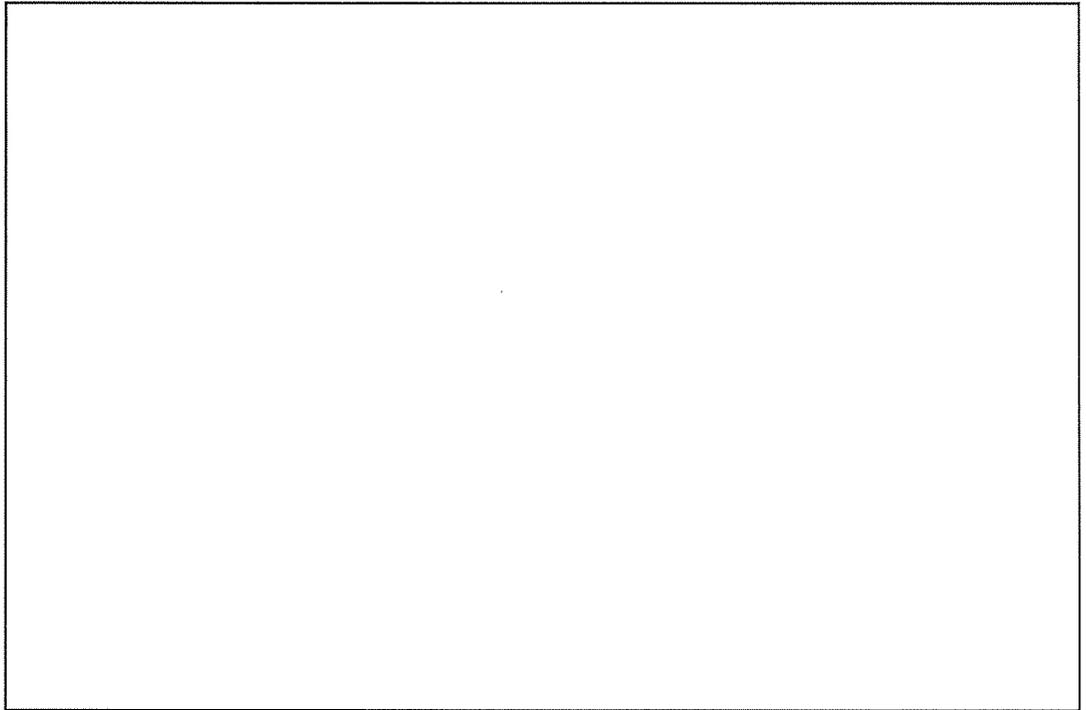
a) 概要

本建物の基礎は、直接基礎（べた基礎）とする。

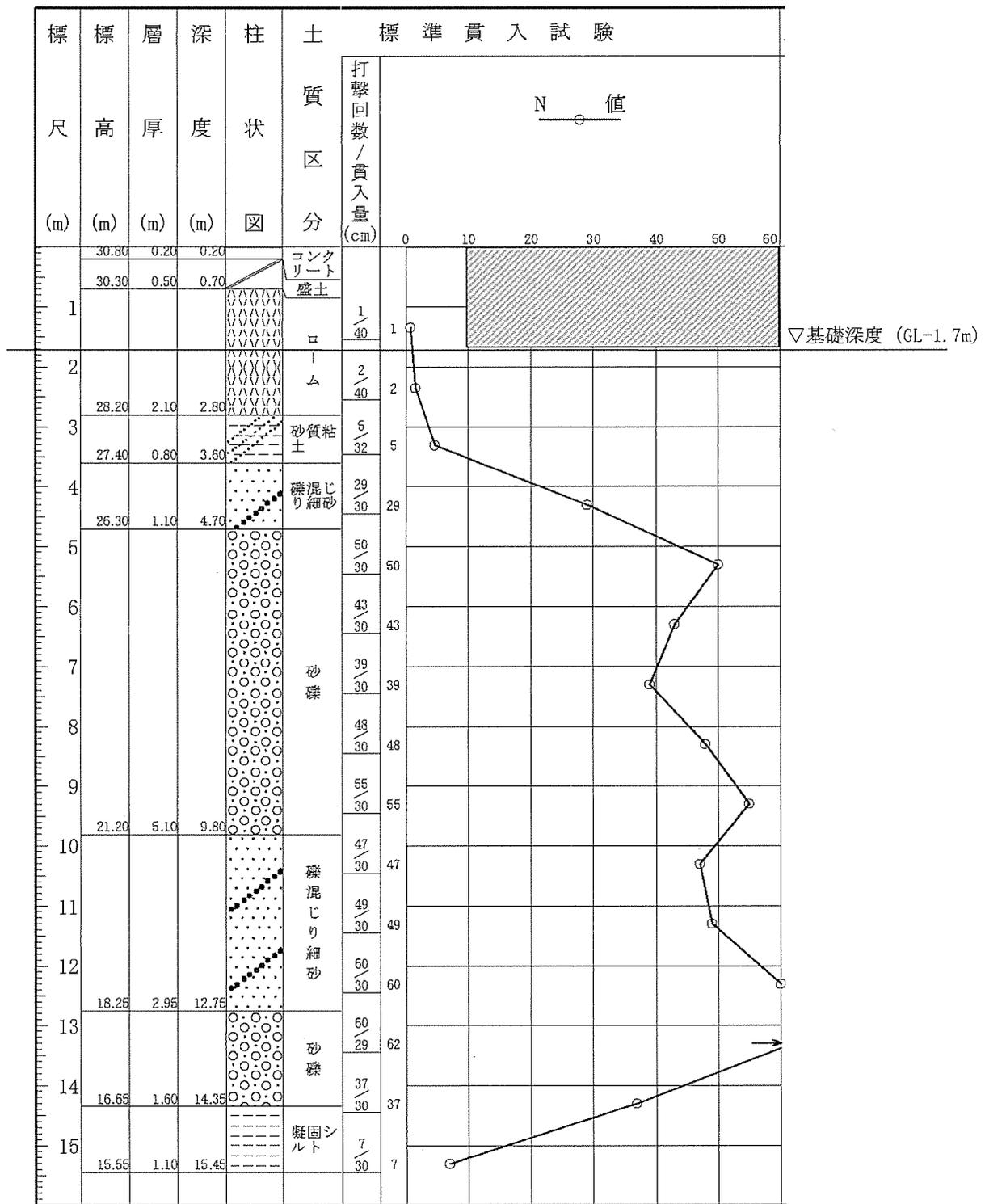
また、基礎下部を地盤改良し、長期地耐力 50kN/m^2 、短期地耐力 100kN/m^2 を支持するものとする。

該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-VIII. 1. 8-1 図、2-VIII. 1. 8-2 図、2-VIII. 1. 8-3 図に示す。

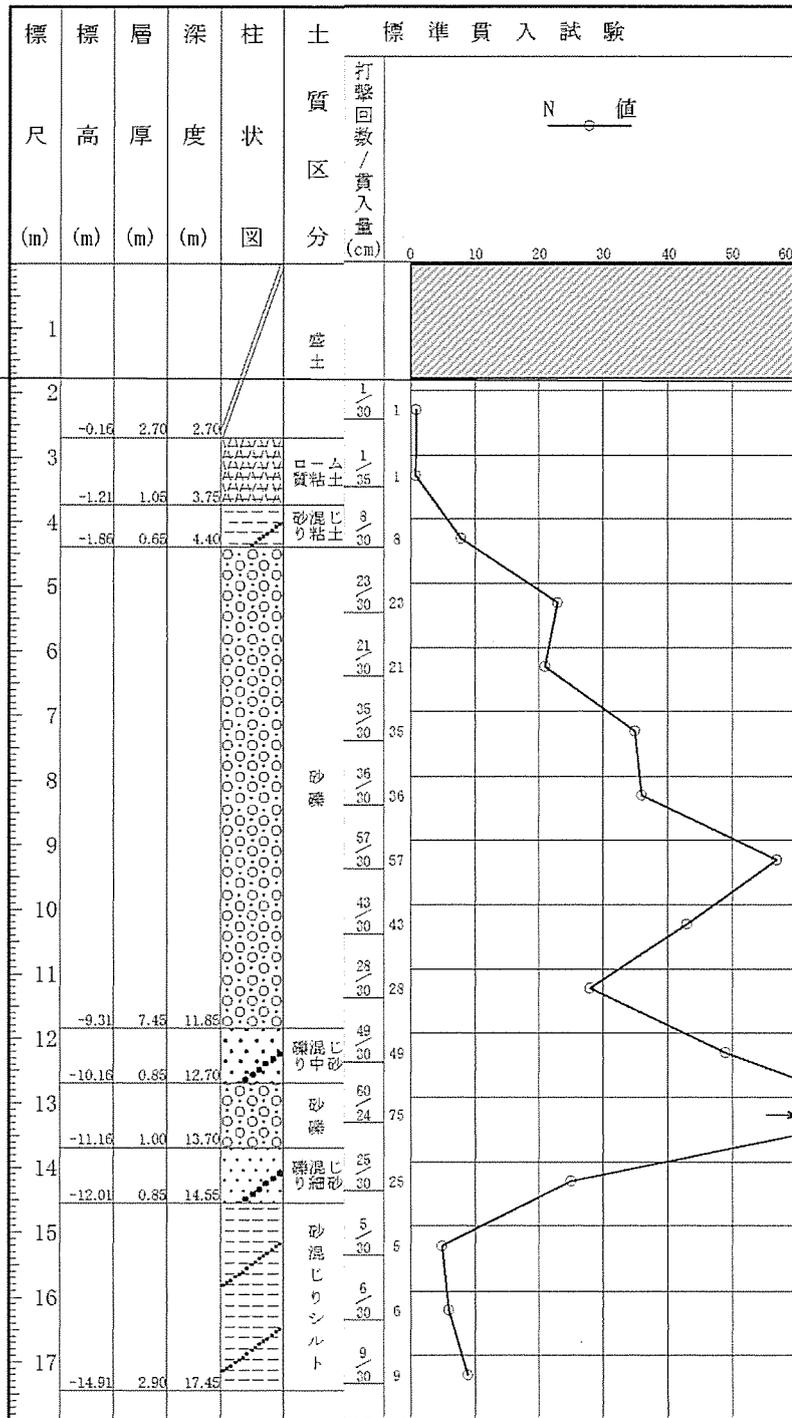
地盤改良の範囲を添説建 2-VIII. 1. 3-2 図及び添説建 2-VIII. 1. 3-3 図に示す。地盤改良の範囲は、放射線管理棟前室の土間スラブ外周の 4 辺に配置する基礎梁の外表面で囲まれた範囲（ $\square\text{mm} \times \square\text{mm}$ ）から各辺とも約 $\square\text{mm}$ 外側までの広げた範囲とする。なお、建築基準法施行令第 93 条より、ローム層の長期許容応力度は 50kN/m^2 とされており、設計上は地盤改良は不要であるが、当該建物の建設作業時に地盤面を掘り起こす等の作業で地盤面が荒れることから、地盤地耐力の安定化を図るため基礎梁下端面から深さ約 1m までの範囲を地盤改良する。



添説建 2-VIII. 1. 8-1 図 ボーリング位置図



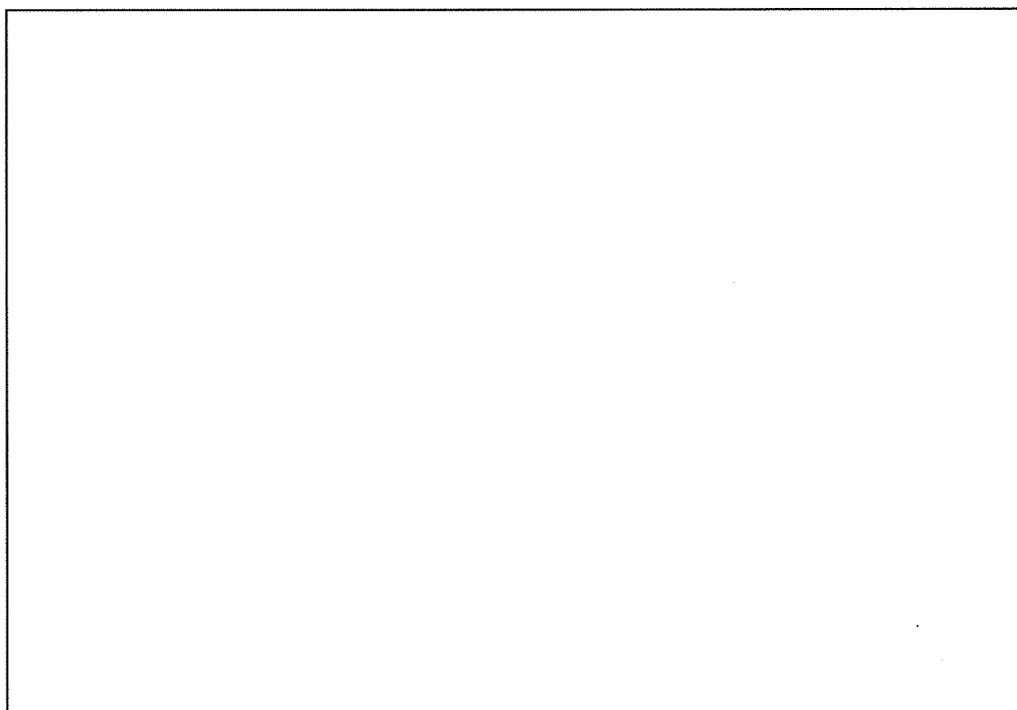
添説建 2-VIII. 1. 8-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-VIII. 1. 8-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

b) 基礎の検定

本建物はべた基礎のため、接地圧を算出し、地耐力以下となっていることを確認する。
 検討する負担面積を添説建 2-VIII. 1.8-4 図に示す。



添説建 2-VIII. 1.8-4 図 検討する負担面積

添説建 2-VIII. 1.8-8 表 基礎の検定

荷重の状態	接地圧 σ (kN/m ²)	地耐力 f_c (kN/m ²)	検定比
長期			
X 方向地震			
Y 方向地震			

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VIII. 1.8-9 表～添説建 2-VIII. 1.8-12 表及び添説建 2-VIII. 1.8-13 表～添説建 2-VIII. 1.8-16 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u / Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合には $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 2. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VIII. 1.8-9 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-10 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-11 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-12 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-Ⅷ. 1. 8-13 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-Ⅷ. 1. 8-14 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-Ⅷ. 1. 8-15 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-Ⅷ. 1. 8-16 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

※1 : $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.9. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である放射線管理棟前室の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G)で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

放射線管理棟前室のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-VIII.1.10-1表に示す。

添説建2-VIII.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i^{*2} (kN)	A_i	n	C_i^{*3} = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

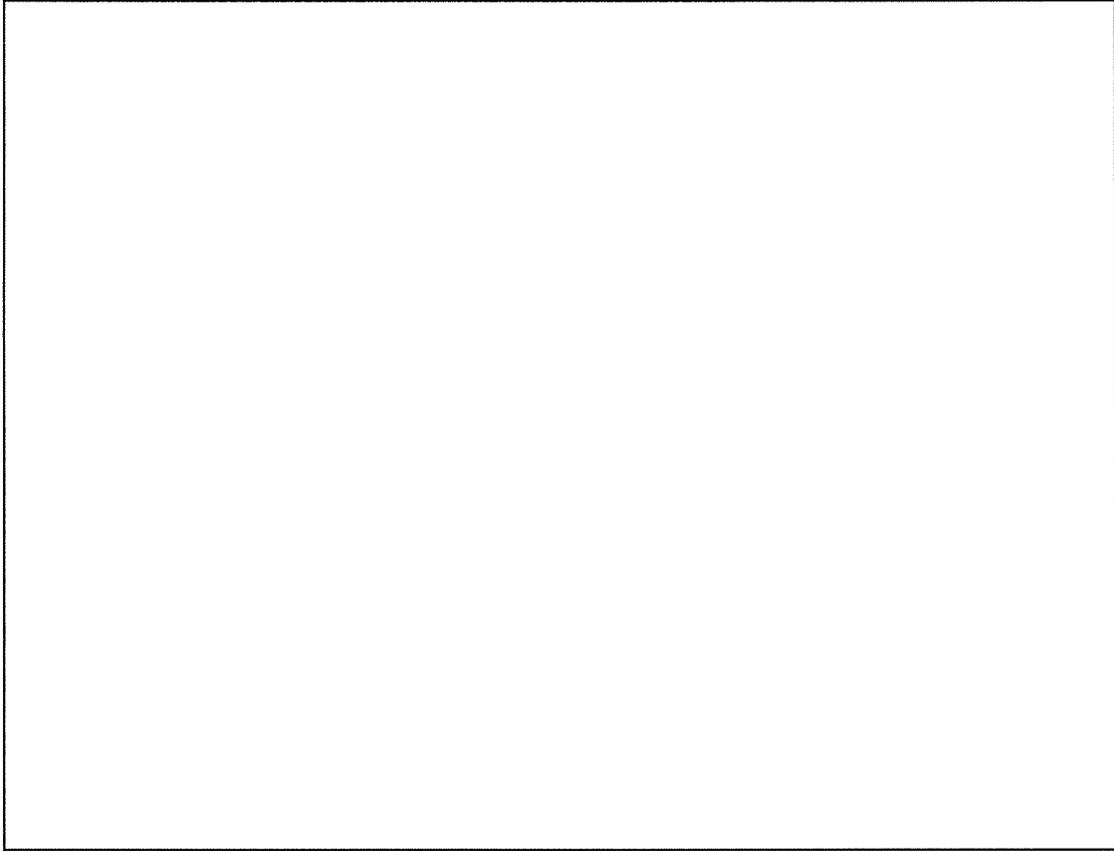
*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G)での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-VIII.1.10-1図~添説建2-VIII.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図ト建-10」に示す。

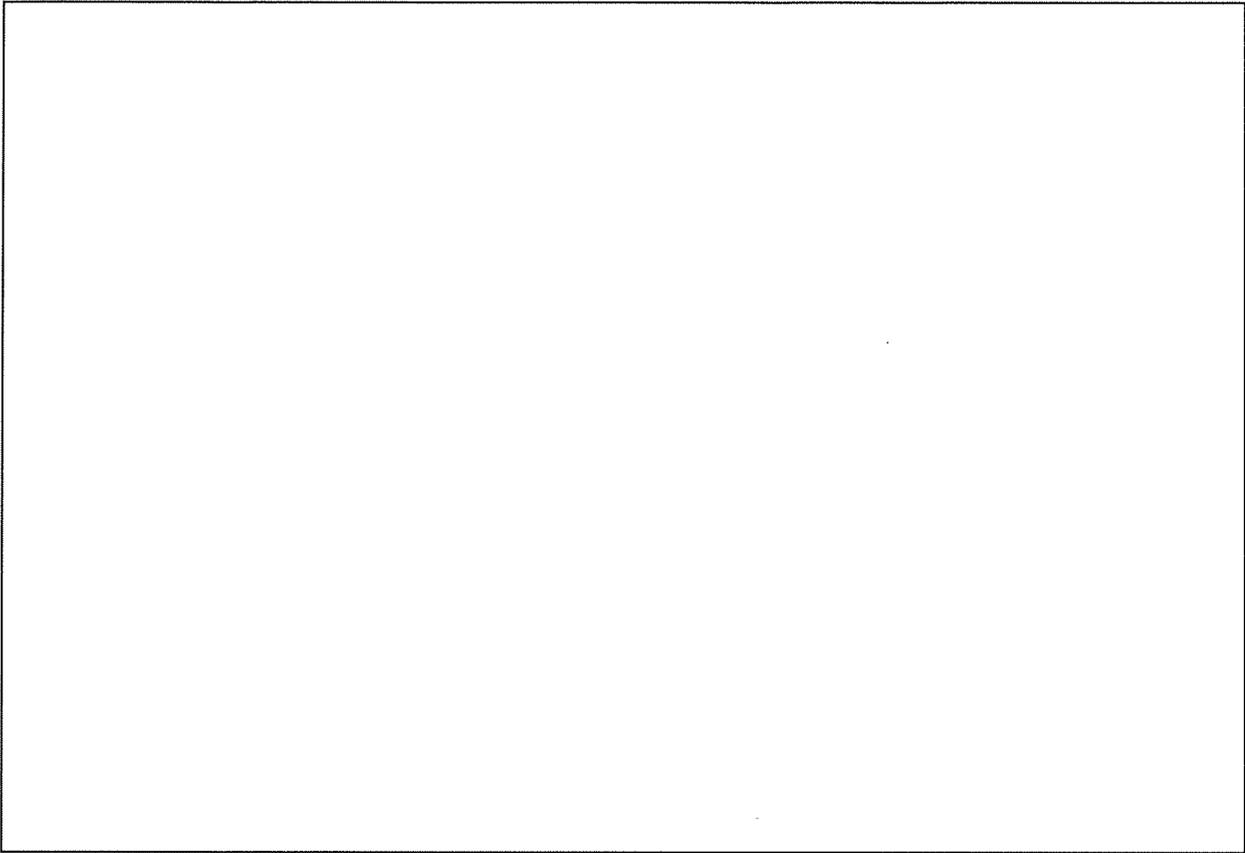
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-VIII.1.10-2表に示す。



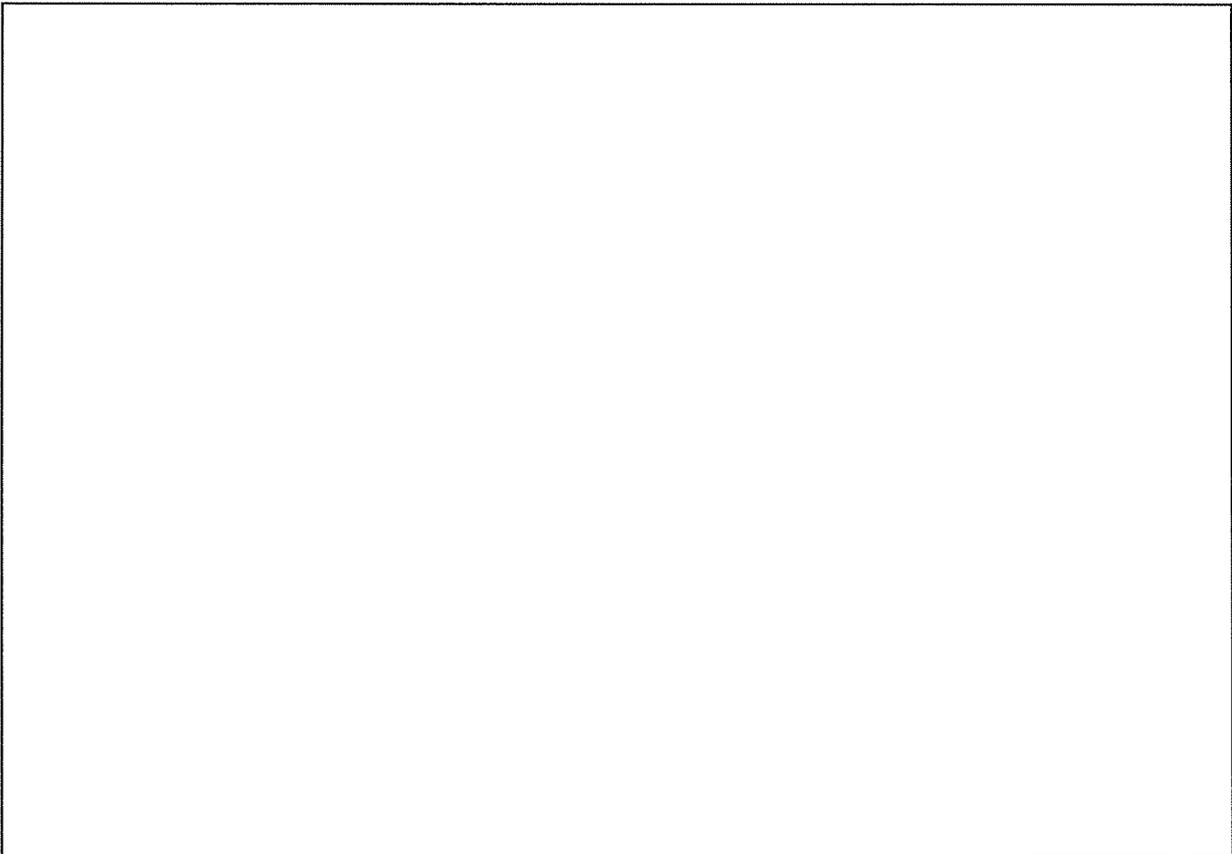
添説建 2-Ⅷ. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-Ⅷ. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-VIII. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-VIII. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-VIII. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形 量が、第 2 折れ点以内 等、変形曲 線の弾性域 にある場合	第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
X 方向負加力		第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向正加力		※	—
Y 方向負加力		※	—

※ Y 方向の説明

Y 方向に面した部分は、物品搬出入のための開口が必要なため靱性型のラーメン構造として、外力に対する変形を大きくすることで水平入力する地震エネルギーを吸収する構造として 1.5G まで耐える耐震設計をしている。

Y 方向は保有水平耐力 (350 (kN)) より 3Ci の地震力が大きいため Q- δ 曲線での評価はできないが、1.5G まで耐える保有水平耐力の計算に用いる水平地震力 (1067 (kN)) は、3Ci の水平地震力 (427 (kN)) の約 2.5 倍であり、保有水平耐力の設計に用いる地震力の十分内側であることを確認した。

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-VIII. 1. 10-3 表に示す。Y 方向は、保有水平耐力が 3Ci の地震力より小さく応力解析ソフトウェアで解析ができないため省略する。

添説建 2-VIII. 1. 10-3 表より、X 方向で降伏した構造部材はない。

添説建 2-VIII. 1. 10-3 表

3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向		
	部材数	正加力	負加力
柱			
梁			
耐震壁			
合計			
割合 (%)			

(5) まとめ

放射線管理棟前室は、Q- δ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) での概ね弾性の評価より、X 方向は Q- δ 曲線での評価で弾性範囲であり降伏する構造部材はないこと、Y 方向は Q- δ 曲線での評価はできないが、1.5G まで耐える保有水平耐力の計算に用いる水平地震力 (1067 (kN)) が 3Ci の水平地震力 (427 (kN)) の約 2.5 倍であり、3Ci の水平地震力が保有水平耐力の計算に用いる地震力の半分以下であることから、耐震強度は、S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 3Ci (0.6G) に対して十分な強度を有していることを確認した。

IX. 除染室・分析室の耐震計算書

1. 除染室・分析室の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

除染室・分析室の設置位置を本文 図 イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

除染室・分析室は、作業室、除染室、分析室、薬品庫、事務室、窒素分析室、測定室、物性測定室から構成されている。構造は鉄骨造（S造）平屋建てで、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ約 \square m の整形な建物である。

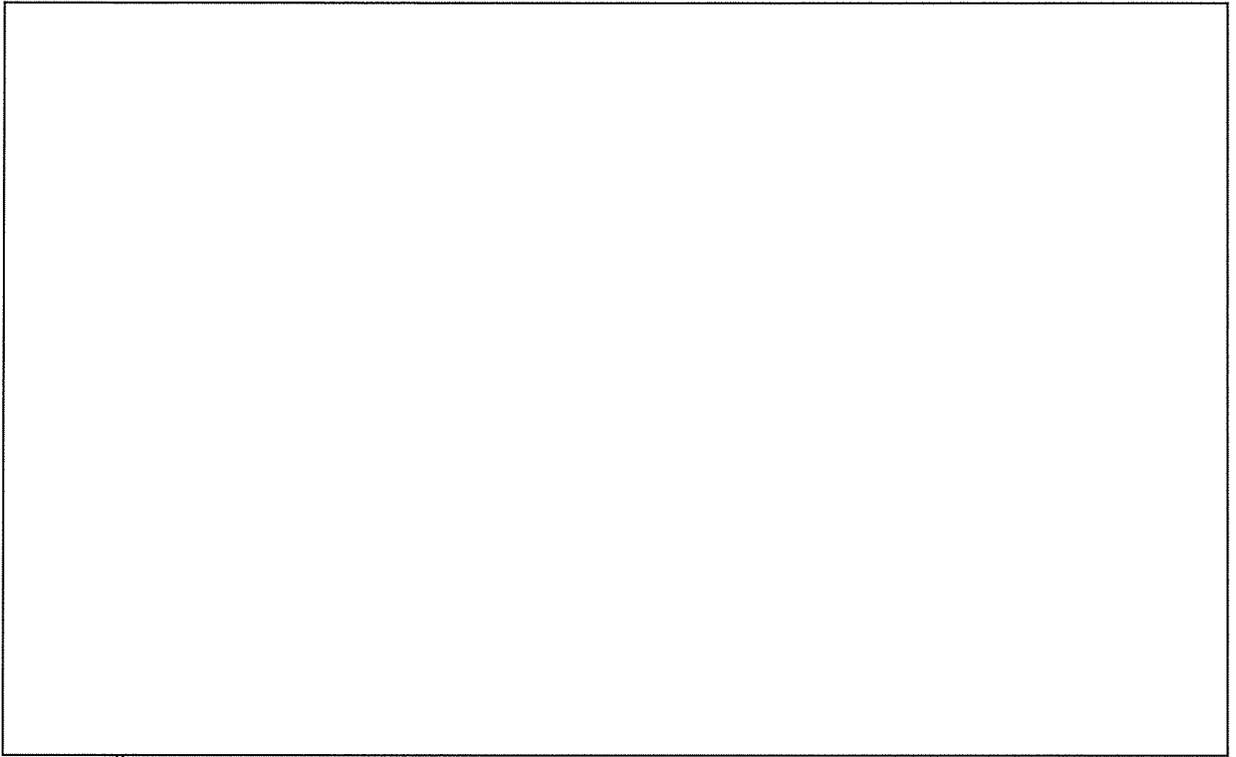
架構形式は X 方向が純ラーメン構造、Y 方向がブレース構造である。

主な構造部材は、柱、梁、方杖、鉛直ブレース、基礎梁及び杭である。

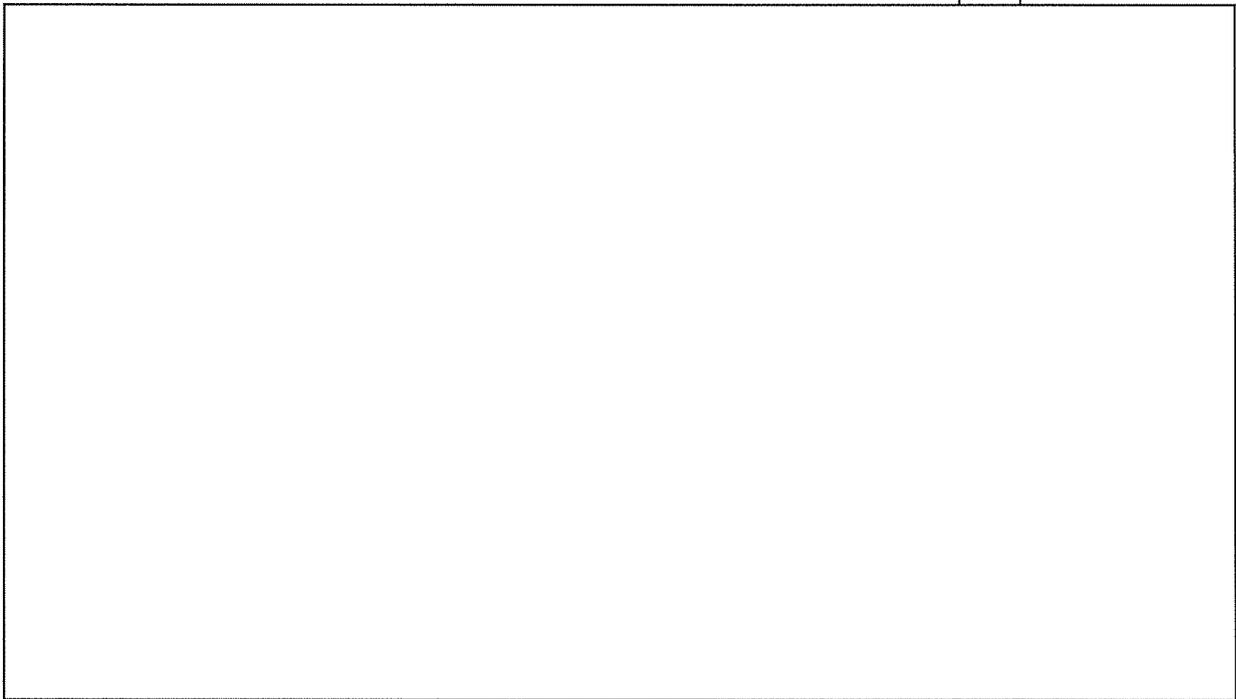
隣接する転換工場及び第 2 核燃料倉庫と除染室・分析室は、エキスパンションジョイントにより分離した構造体であり、屋根は折板である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-IX. 1. 1-1 図～添説建 2-IX. 1. 1-3 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

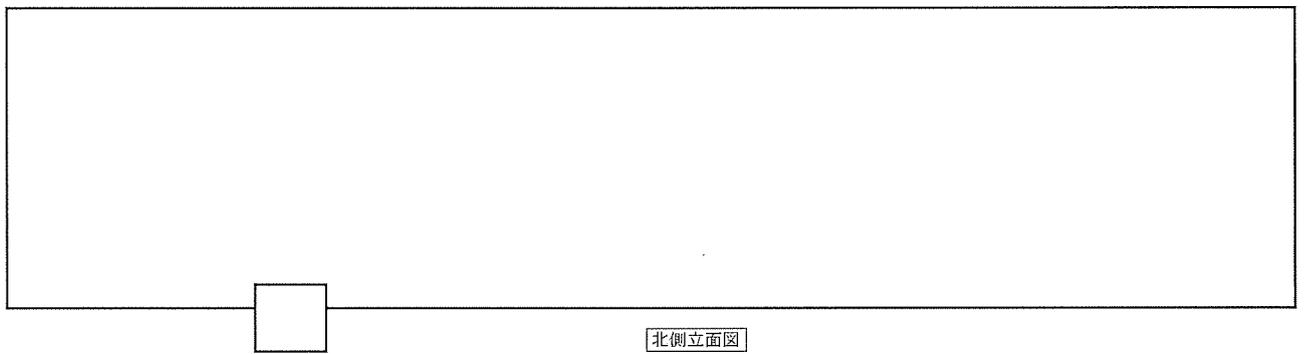
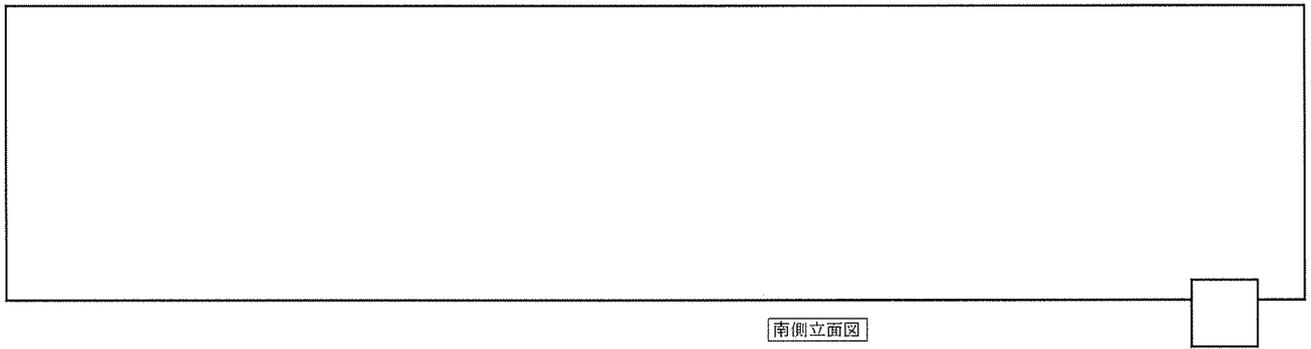
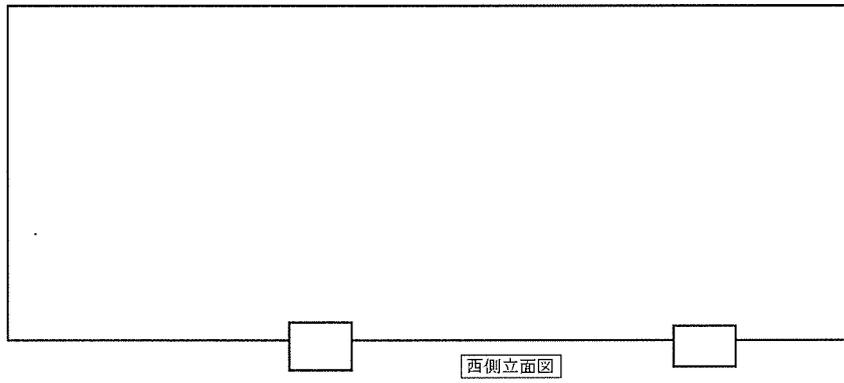
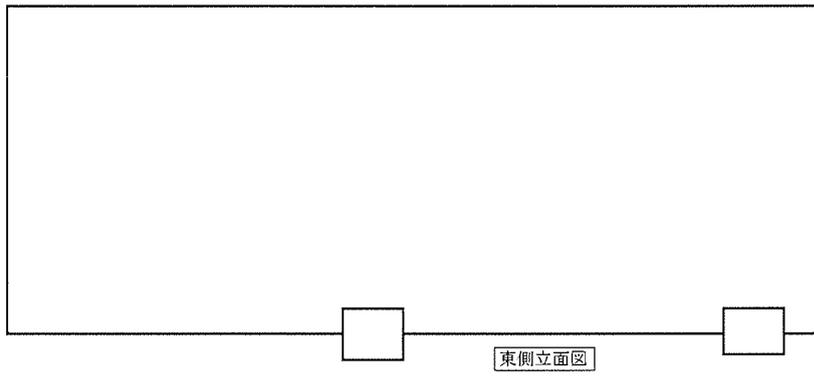


屋根伏図

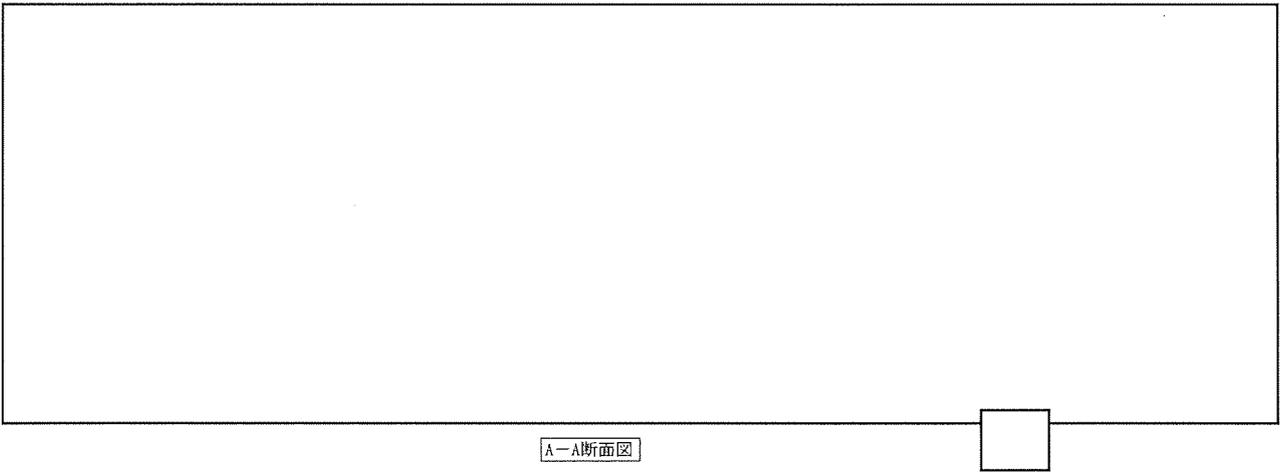
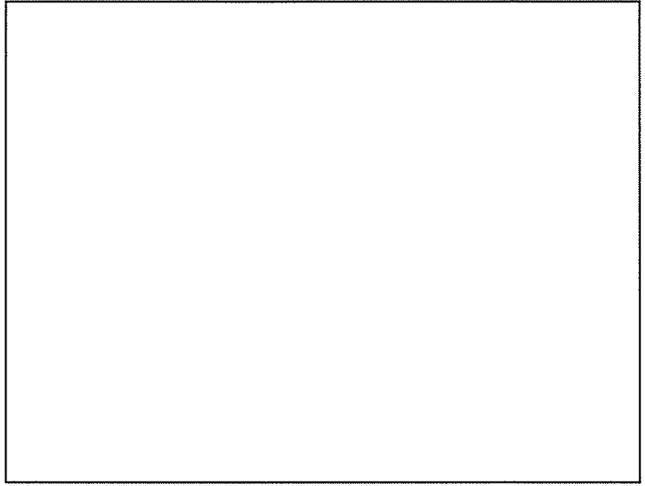


1階平面図

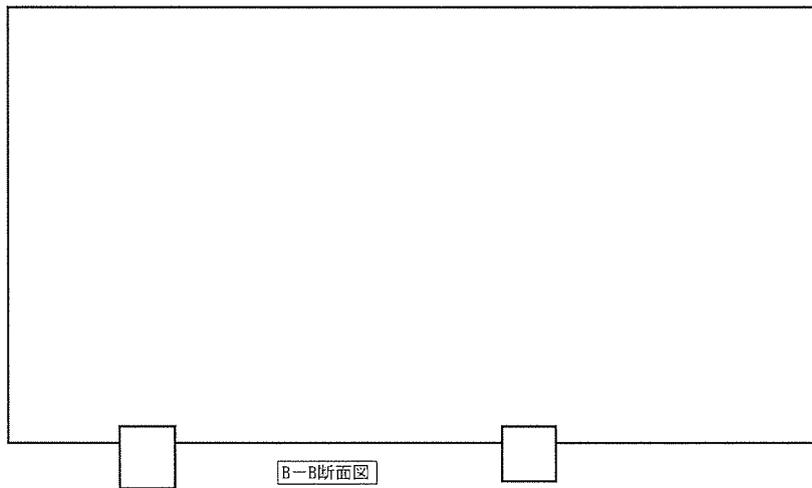
添説建 2-IX. 1. 1-1 図 屋根伏図、1階平面図



添説建 2-IX. 1. 1-2 图 立面图



A-A断面図



B-B断面図

添説建 2-IX. 1. 1-3 図 断面図

1.2 耐震補強の内容

耐震補強の内容を以下の表に示す。

添説建 2-IX. 1.2-1 表 耐震補強の概要

No.	補強方法	記号 ^{注1}	補強内容	
1	新設高強度折板補強	NL	大地震時の折板の損傷を防ぐ。 屋根面剛性の増強を図る。	
2	屋根面新設鉄骨補強	NHV1 NSB4	屋根面剛性及びせん断耐力の 増強を図る。	
3	外壁サイディング補強	新設サイディング	NSID	外装材の耐力の増強を図る。
		新設胴縁	NGIR	
		新設小梁	NSB1	
			NSB2	
		新設柱	NSC1	
		新設間柱	NSP1	
新設壁	NW1			
4	新設基礎補強	NF1	長期支持力の増強を図る。	
5	新設基礎梁補強	NFG1 NFG2 NFCG1 NFCG2	長期支持力の増強を図る。	
6	新設杭補強	NP1	長期支持力の増強を図る。	
7	新設鉄骨鉛直ブレース補強	NBr1 NBr2	耐力の増強を図る。	
8	新設方杖補強	NV1	耐力の増強を図る。	
9	根巻き柱脚増打ち補強	NENC	柱脚耐力の増強を図る。	
10	梁座屈止め補強	Nb1 Nb2	梁耐力の増強を図る。	
11	梁接合部溶接補強	NWEL	接合部耐力の増強と靱性の向上を図る。	

注1：記号の凡例を添説建 2-IX. 1.4-1 図～添説建 2-IX. 1.4-7 図に示す。

1.3.評価方法

(1) 設計方針

評価は補強後について行う。

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.5=0.3$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.5=1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄骨、鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」及び「Super Build/FA1 Ver. 3.50」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

また、Super Build/FA1は、耐震評定（第三者の専門機関）及び計画認定（茨城県の建築指導課）を受ける際に使用したプログラムである。

2) 一次設計

a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。

b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。

c) 建築基準法施行令第82条に短期に生ずる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が、建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積雪荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。

d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。

e) 応力解析の結果より、柱（S造）、大梁（S造）、ブレース（S造）、基礎梁（RC造）、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」等に準拠して1.8.項で定める許容応力度に基づいて行う。

また、耐力の算定時には各規準に基づいて軸力を考慮した。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力 (Q_u) が下式で与えられる必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \sum W_i \quad (\text{各記号の説明は 1.7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

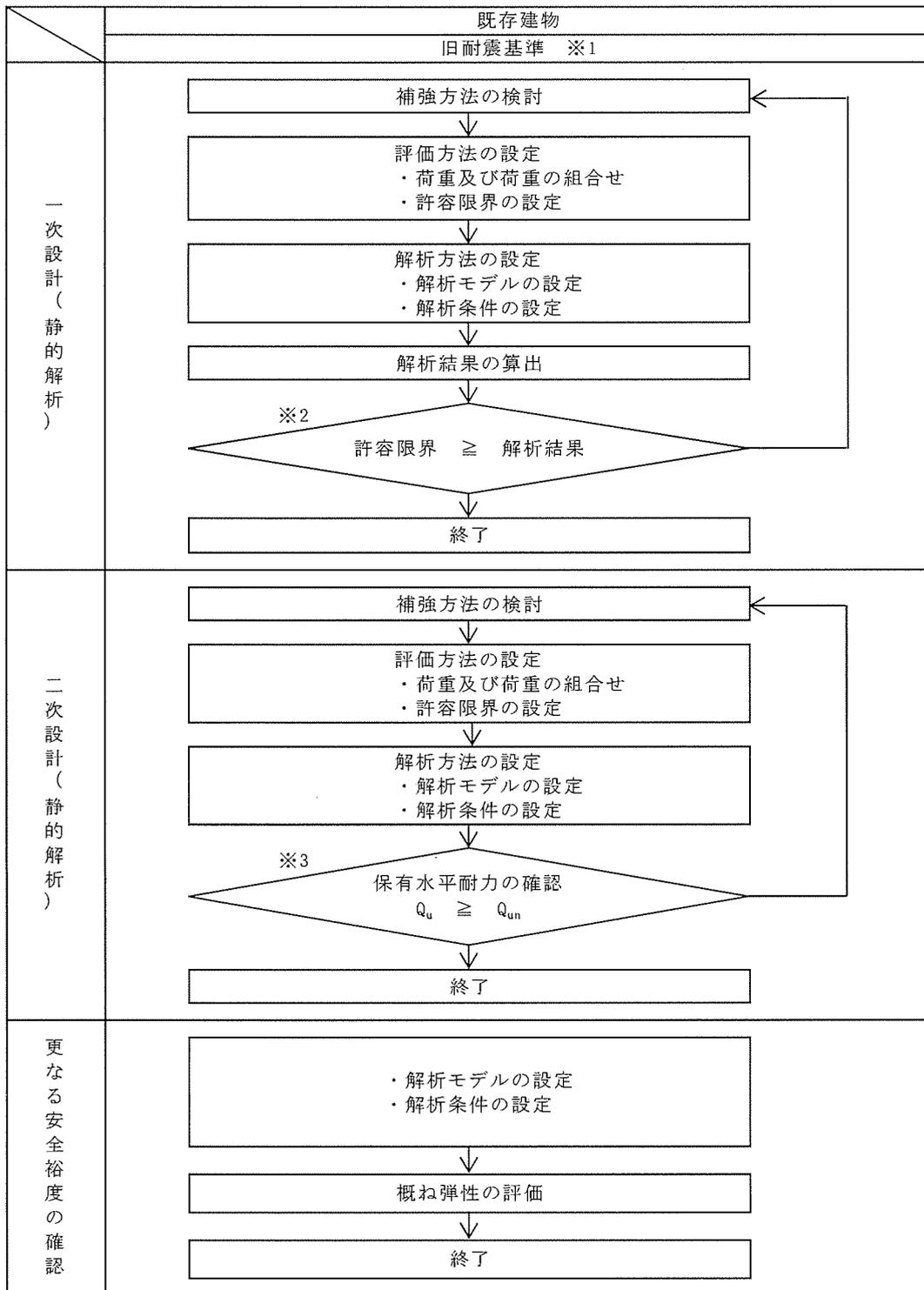
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

構造計算のフローチャートは添説建 2-IX. 1. 3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{cs} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、

鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{cs} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1: 1981年 (S56年) 5月31日以前の建物は二次設計が無い旧耐震基準で設計
(除染室・分析室: 設計S52年)

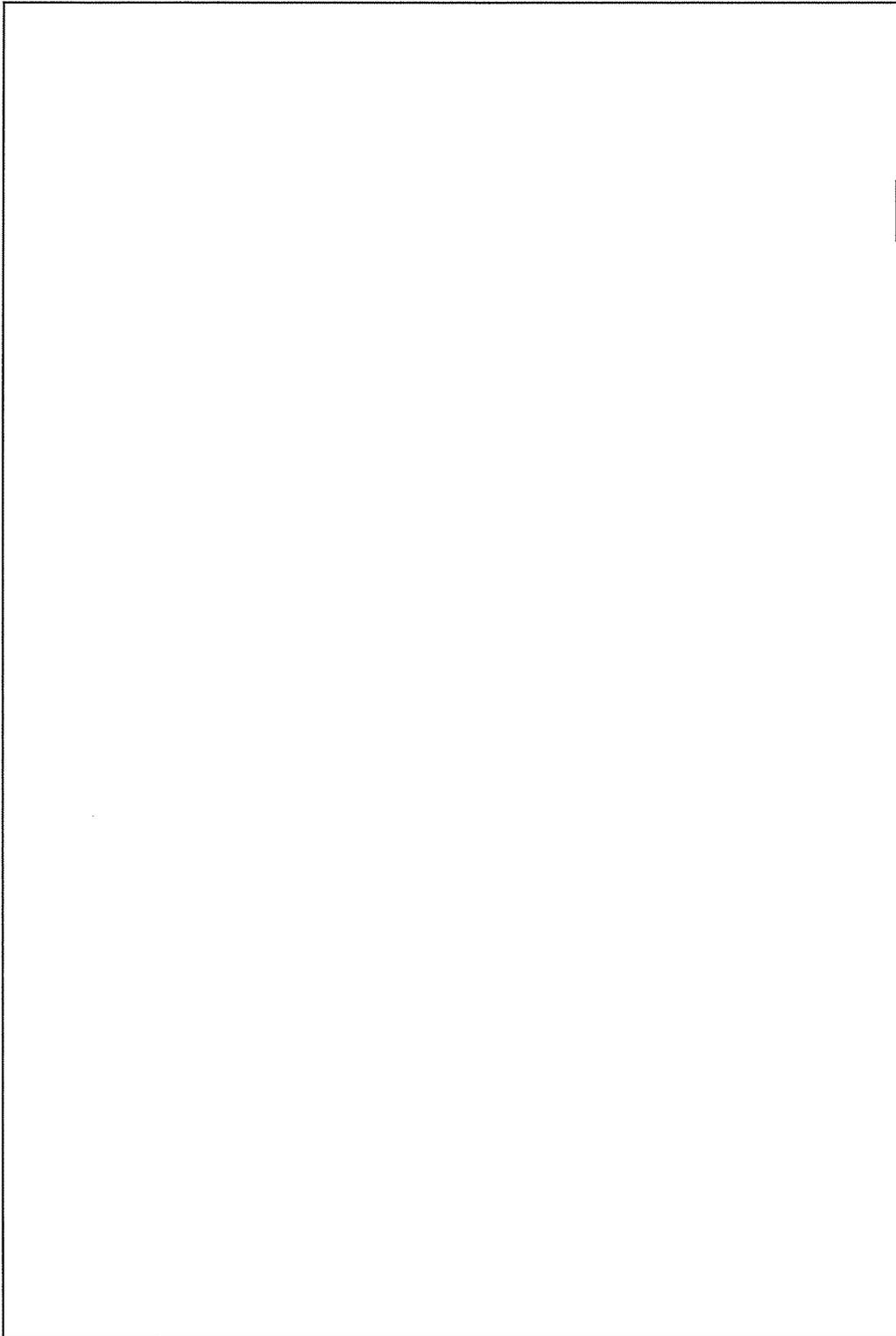
※2: 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3: 保有水平耐力は増分解法により求めることを原則とする。

添説建 2-IX. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4.構造図

平面図、軸組図を添説建2-IX.1.4-1図～添説建2-IX.1.4-7図に示す。

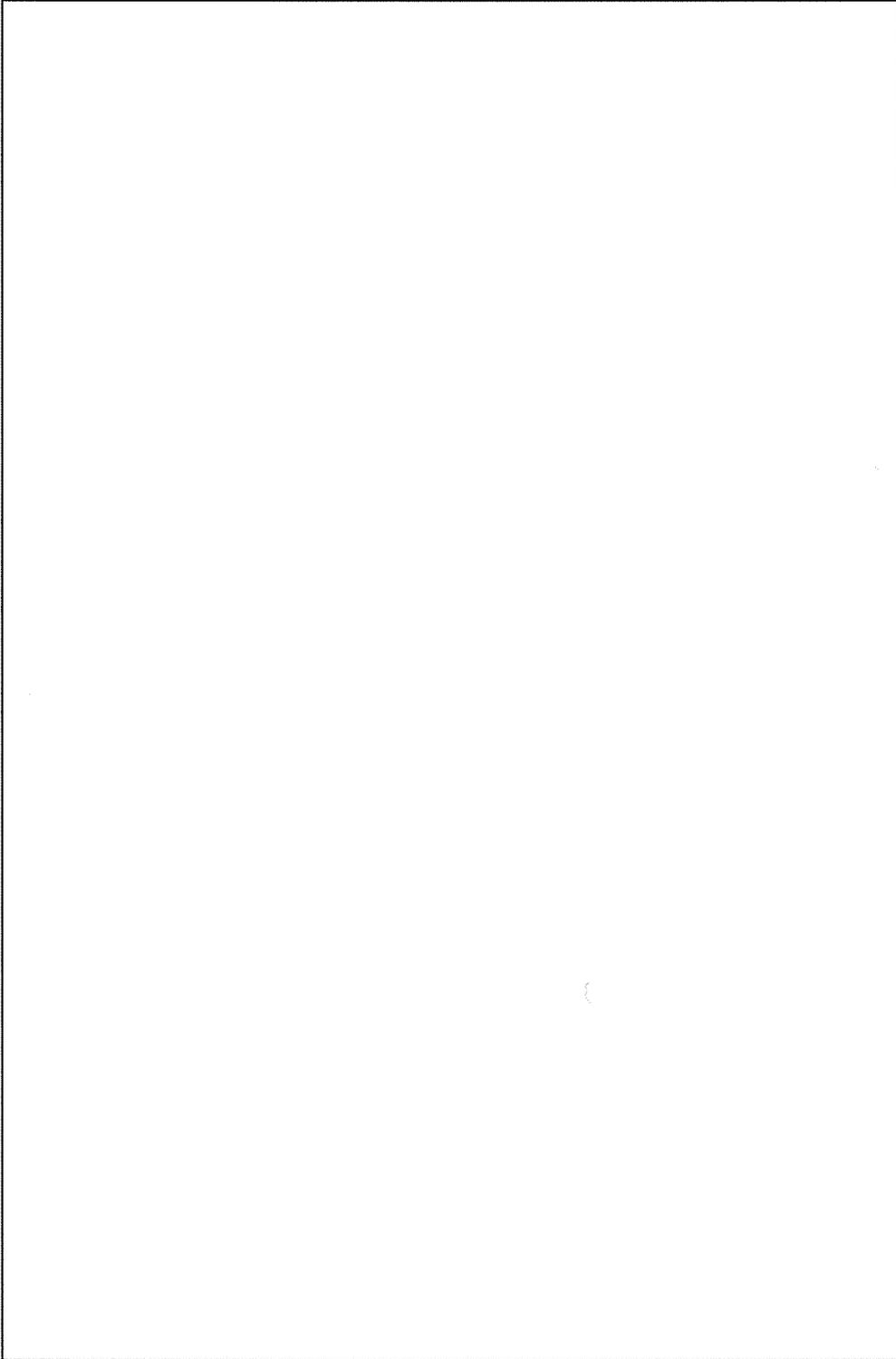


注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。
2. 既設杭寸法はφ 、L=m
3. 新設杭 (NP1) 寸法はφ 、L=m
4. 各基礎の杭本数は添説建2-IX.1.9-12表～添説建2-IX.1.9-13表に示す。

添説建2-IX.1.4-1図 基礎伏図

丸 例	
既設	F1, F2, F1, F2, F1A, F2A : 基礎 FC1, FC2, FC3, FC3A : 基礎梁
新設	NP1 : 新設杭 NP1 : 新設基礎 NFC1, NFC2, NFC1, NFC2 : 新設基礎梁

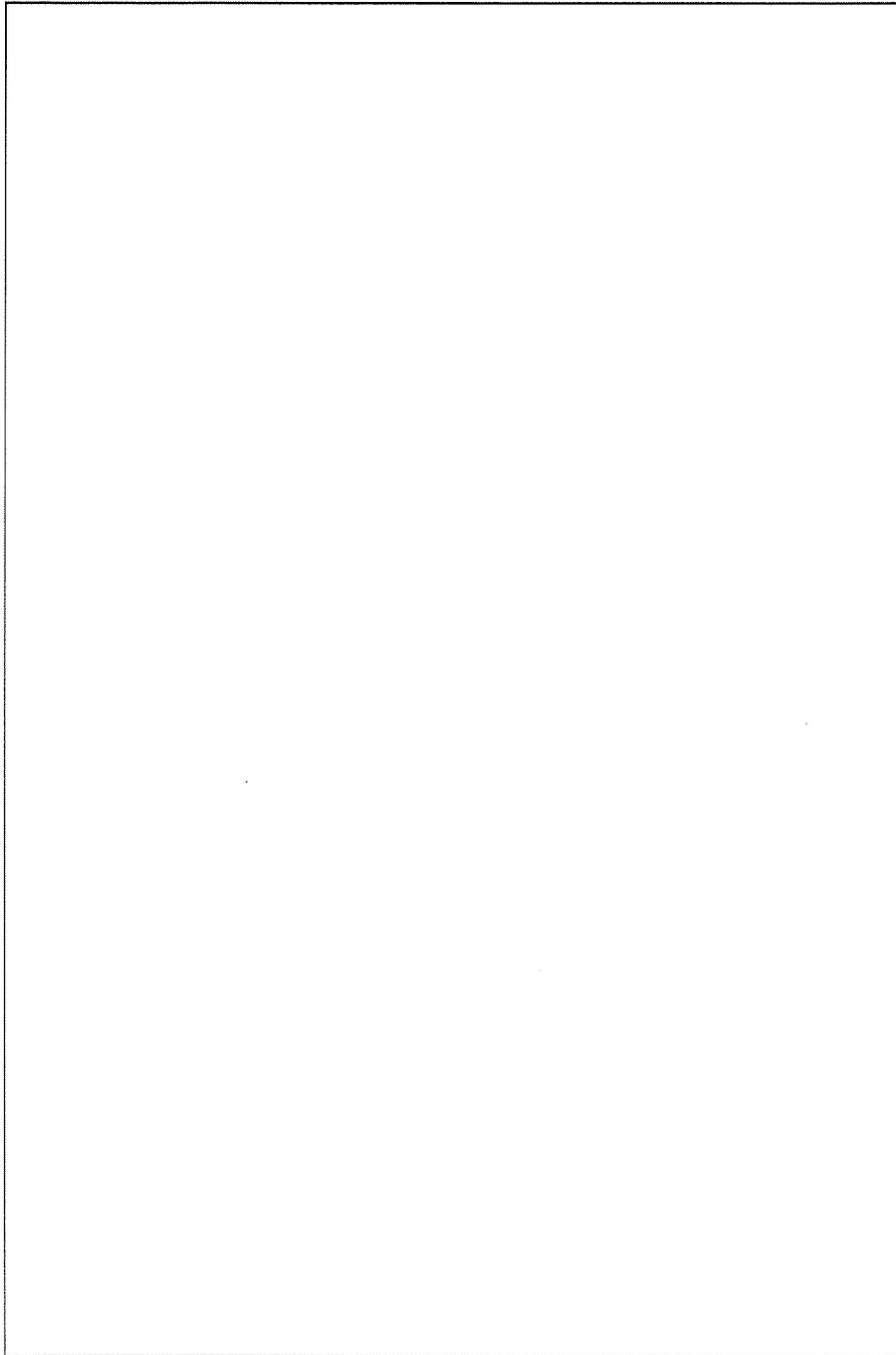


注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

凡 例	
既設	WB1 : 鉄骨大梁
新設	NSB1, NSB2 : 新設鉄骨小梁
	NP2 : 新設鉄骨火打ち材

添説建 2-IX. 1. 4-2 図 1FL+4100 伏図

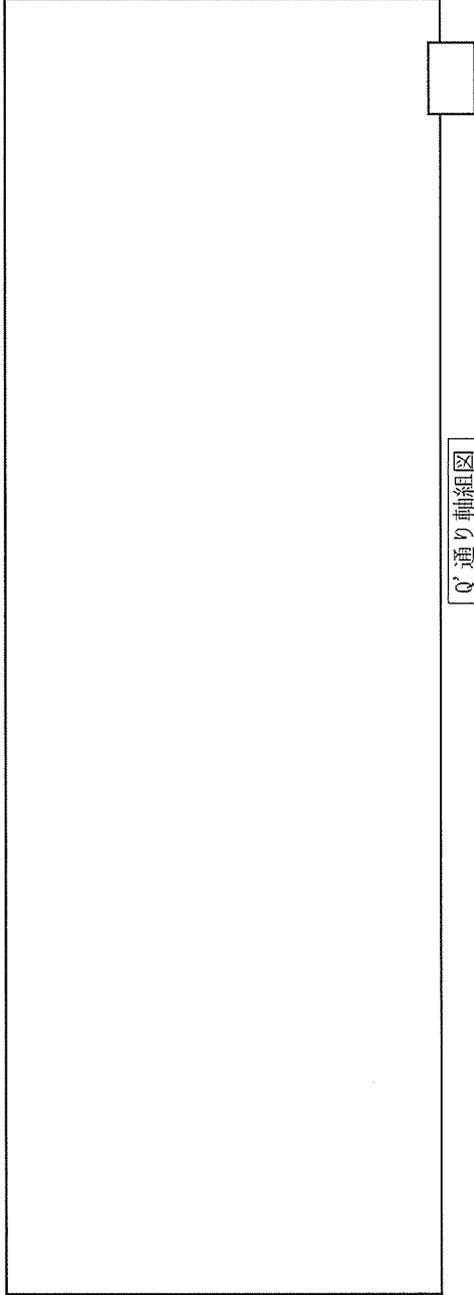


凡 例	
G1, G2, G3	: 鉄骨大梁
a, B1, B2	: 鉄骨小梁
既設 CB1	: 鉄骨片持ち梁
V2	: 鉄骨屋根水平ブレース
FP0	: 丸軸折板ロック
NSB1, NSB2, NSB4	: 新設鉄骨小梁
NH1	: 新設鉄骨水平ブレース
Nb1, Nb2	: 新設鉄骨火打ち材
NWB1	: 梁接合部溶接補強
NL145	: 新設高強度折板

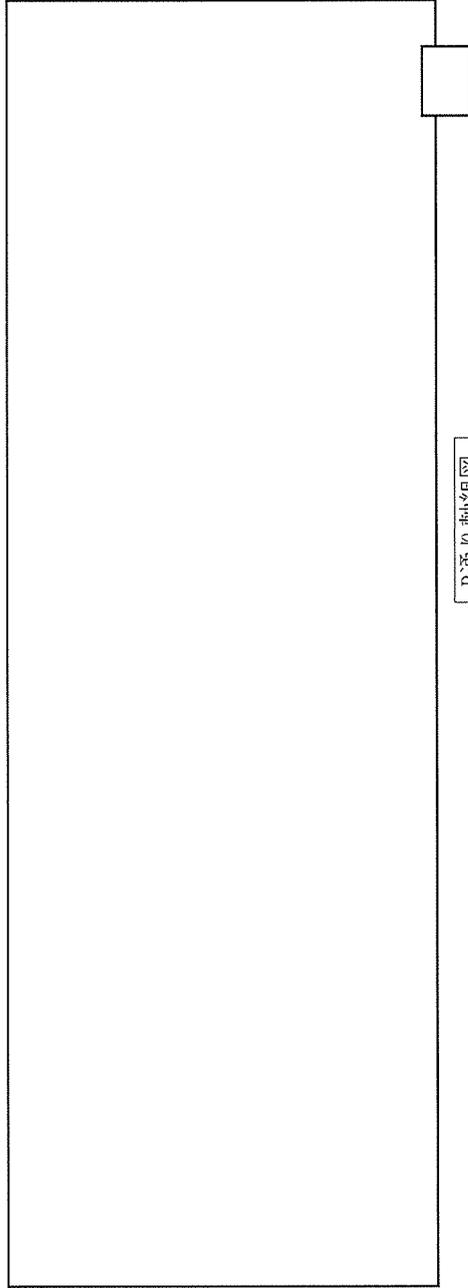
注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建 2-IX. 1. 4-3 図 屋根伏図



Q'通り軸組図



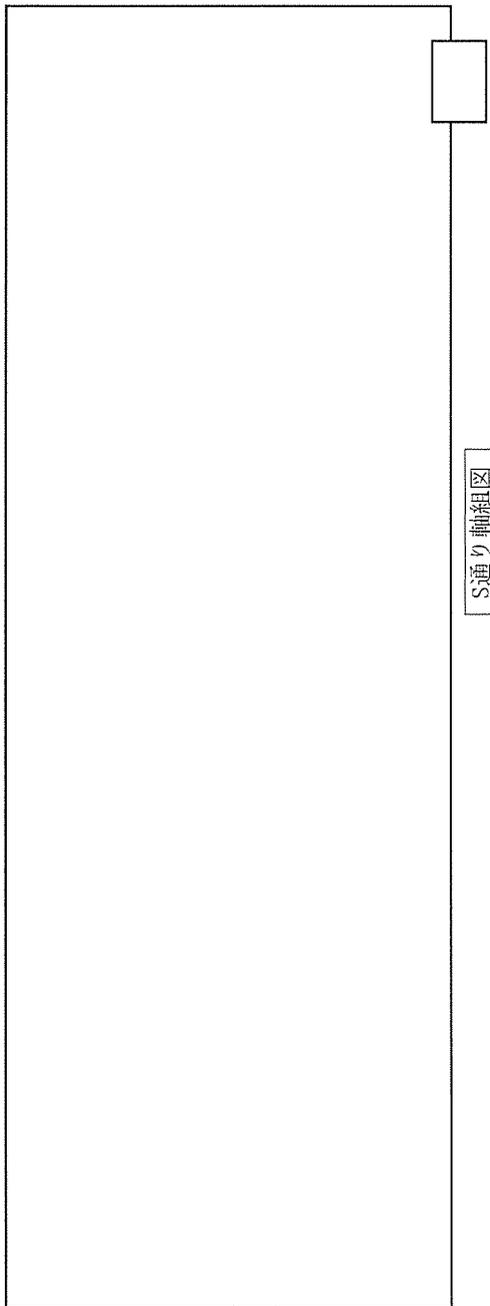
R通り軸組図

凡 例	
G1, C2	: 鉄骨大梁
C1, C2	: 鉄骨柱
P2	: 鉄骨閉柱
F2, F1, F1A, F2, F2A	: 基礎
NSB2	: 新設鉄骨小梁
NSC1	: 新設鉄骨柱
NFCG2	: 新設基礎梁
NW1	: 新設鉄骨方柱
MEHC	: 根巻補強

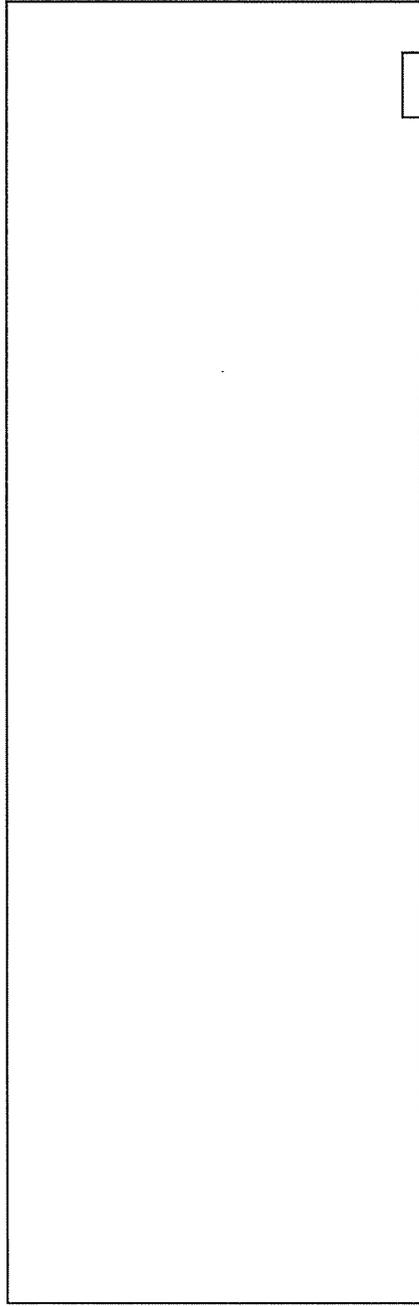
注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建2-IX. 1.4-4 図 Q'、R 通り軸組図



S通り軸組図



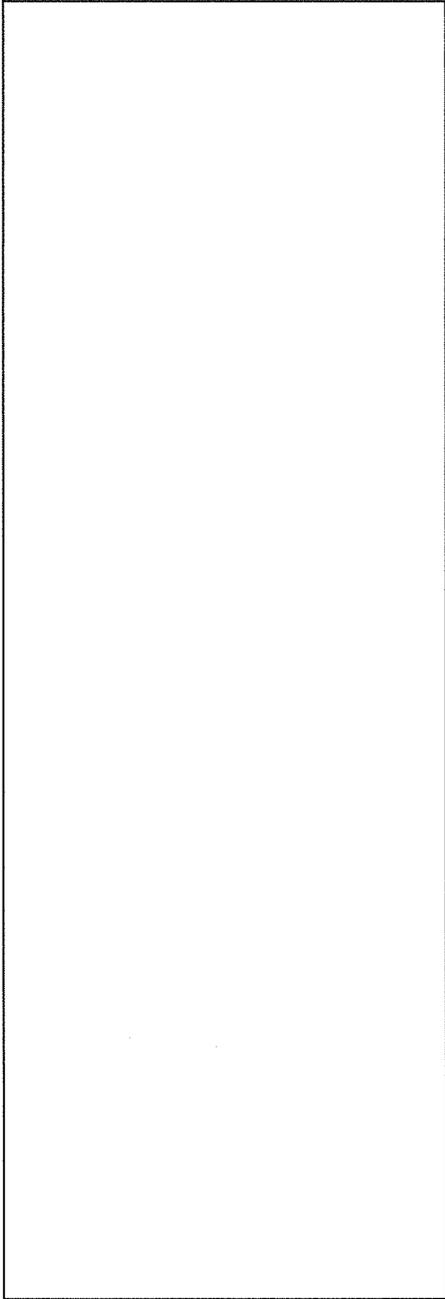
T通り軸組図

注記

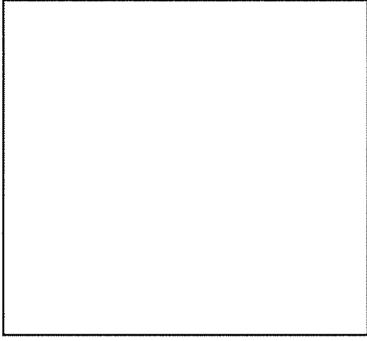
1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

凡 例	
G1, G2, WB1	: 鉄骨大梁
C1, C2	: 鉄骨柱
P1, P2	: 鉄骨間柱
F2, F2, F2A	: 基礎
FG1, FG2	: 基礎梁
W12, 5, W20	: 雑壁
NSC1	: 新設鉄骨柱
NSB1, NSB2	: 新設鉄骨小梁
NPCC2	: 新設基礎梁
NW1	: 新設鉄骨方柱
MENC	: 根巻補強

添説建 2-IX. 1. 4-5 図 S、T 通り軸組図



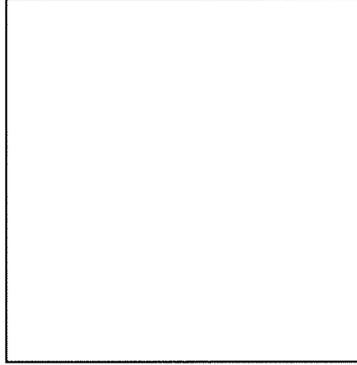
20m 通り軸組図



23' 通り-5300軸組図



20m 通り軸組図



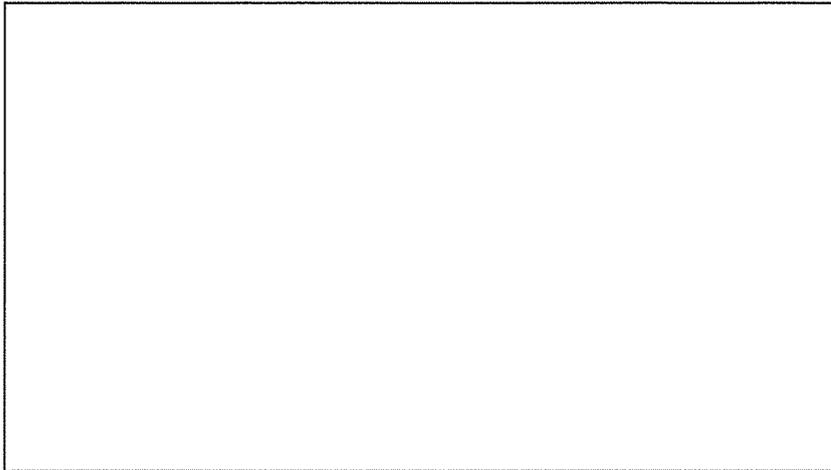
23' 通り-340軸組図

凡 例	
G3	: 鉄骨大梁
wg1	: 鉄骨小梁
CB1	: 鉄骨片持ち梁
C1	: 鉄骨柱
P1, P2	: 鉄骨間柱
F2, F1A, F2A	: 基礎
FC3, FC3A	: 基礎梁
#20	: 腰壁
V1	: 鉄骨ブレース
NSB1, NSB2	: 新設鉄骨小梁
NSC1	: 新設鉄骨柱
NSP1, NSP2	: 新設鉄骨間柱
NF1	: 新設基礎
NFC1, NFC11	: 新設基礎梁
NW1	: 新設腰壁
NB+2	: 新設鉄骨ブレース
MEHC	: 根巻補強
MS1D	: 外壁サイディング補強
NWEL	: 梁接合部溶接補強

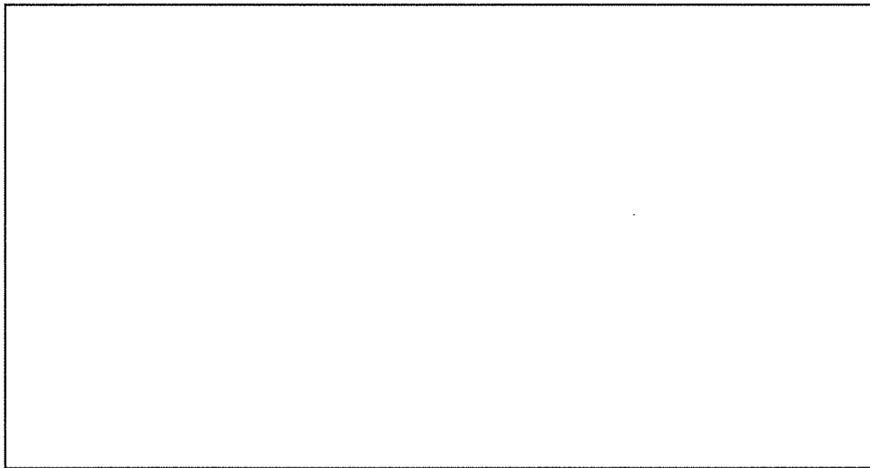
注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

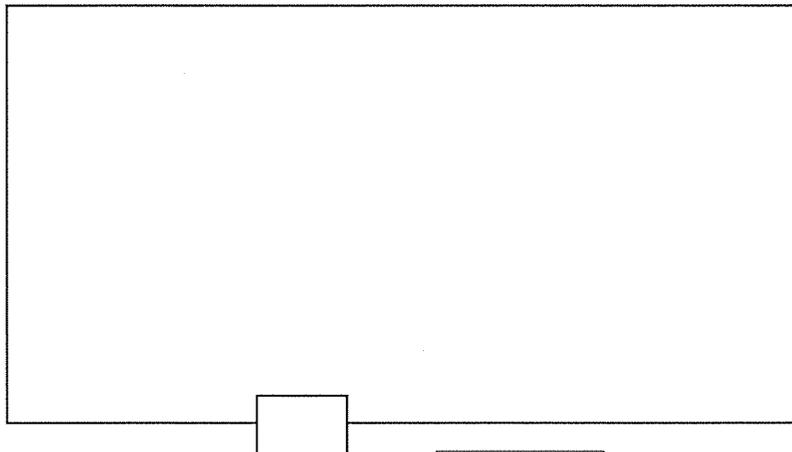
添説建 2-IX. 1. 4-6 図 T'、20、23' -5300、23 7' -340 通り軸組図



23' 通り軸組図



26' 通り軸組図



26' 通り軸組図

凡 例		
既設	G3	: 鉄骨大梁
	wg1	: 鉄骨小梁
	CB1	: 鉄骨片持ち梁
	C2	: 鉄骨柱
	P1, P2	: 鉄骨間柱
	F1, F2	: 基礎
	FG3, FG3A	: 基礎梁
	W12, 5	: 腰壁
新設	V1	: 鉄骨ブレース
	NSB1, NSB2	: 新設鉄骨小梁
	NSC1	: 新設鉄骨柱
	NSP1	: 新設鉄骨間柱
	NF1	: 新設基礎
	NFG2, NFCG2	: 新設基礎梁
	NW1	: 新設腰壁
	NBr1, NBr2	: 新設鉄骨ブレース
	NENC	: 根巻補強
	NS1D	: 外壁サイディング補強
NWEL	: 梁接合部溶接補強	

注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建 2-IX. 1. 4-7 図 23'、26、26' 通り軸組図

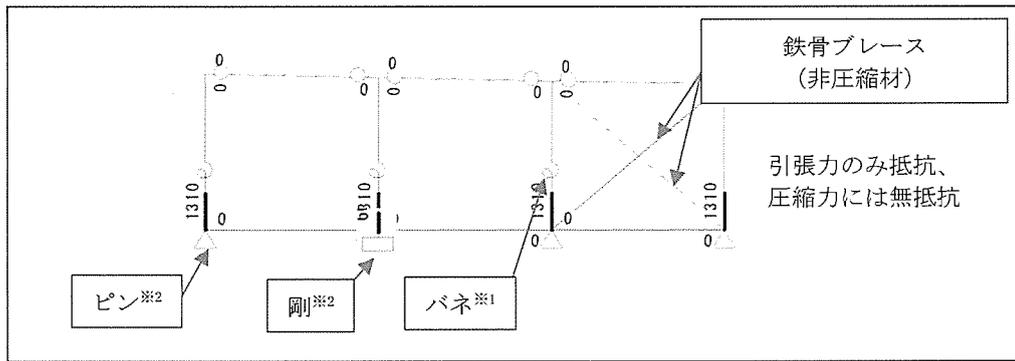
1.5.構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建 2-IX. 1.5-1 図 ~ 添説建 2-IX. 1.5-2 図に、解析に使用した解析モデル図を添説建 2-IX. 1.5-3 図 ~ 添説建 2-IX. 1.5-4 図に示す。

モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。

凡例



※1：鋼製柱脚固定条件

露出柱脚：バネ（半固定）

根巻き柱脚：固定

※2：支点条件

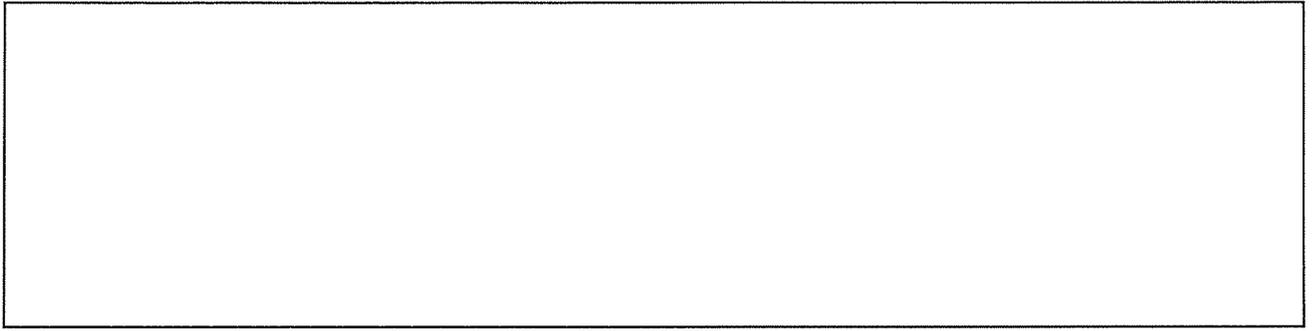
柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

柱脚曲げモーメントを基礎構造（杭）で負担：剛

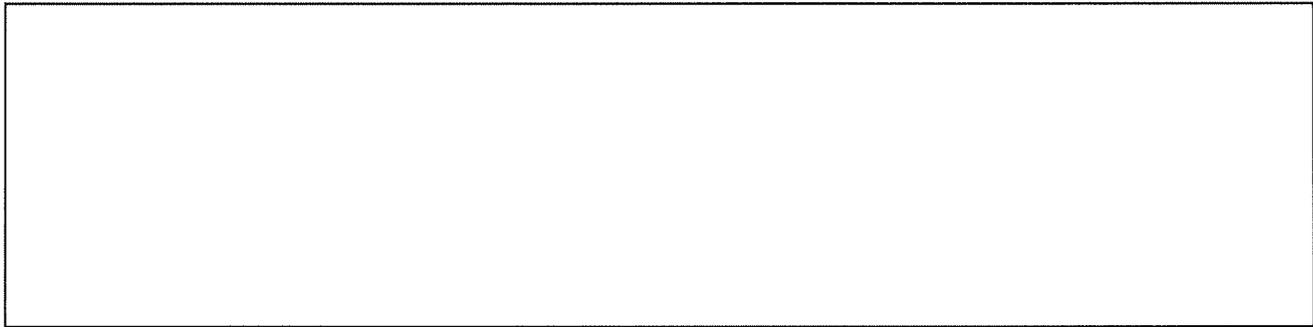
なお、解析部材番号は便宜上、一部構造図と異なる付番としている。読替対応表を以下に示す。

添説建 2-IX. 1.5-1 表 部材番号読替対応表

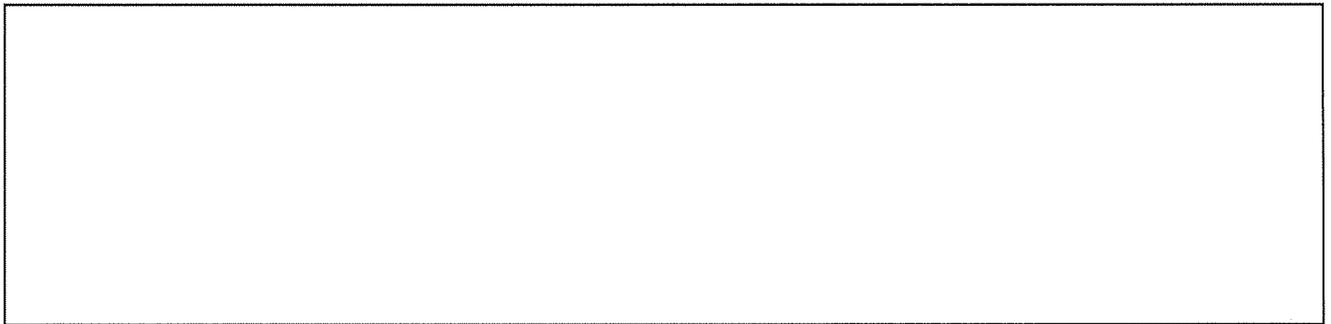
部材	解析 部材番号	構造図 部材番号
大梁		
基礎梁		
柱		



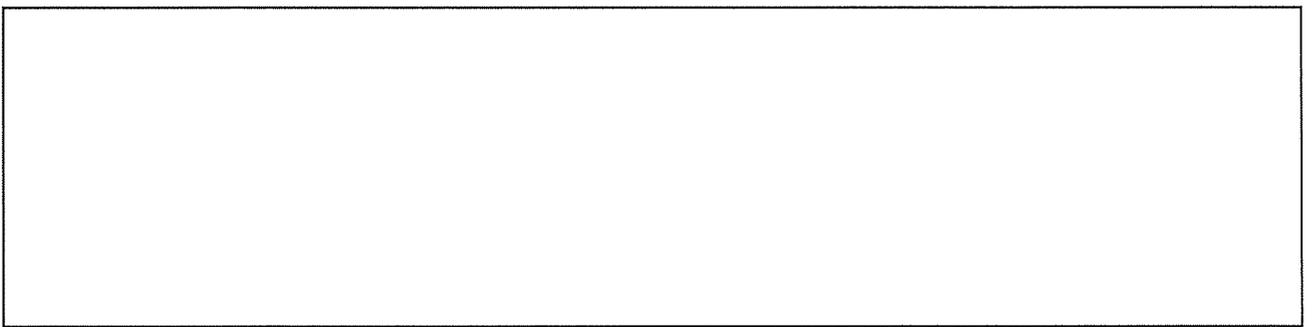
【Q 通り】



【R 通り】



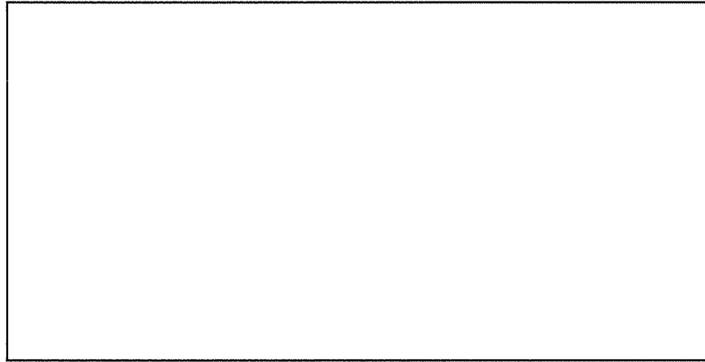
【S 通り】



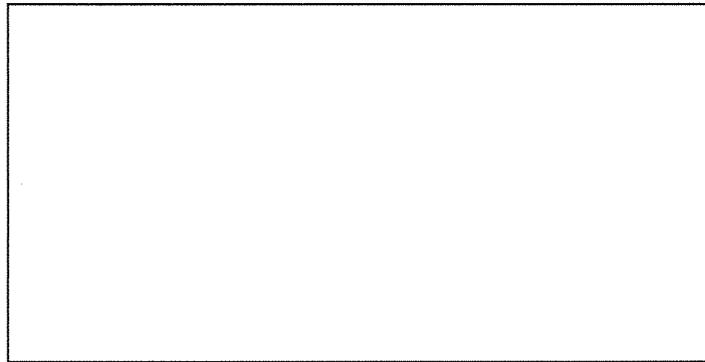
【T 通り】

単位 : cm

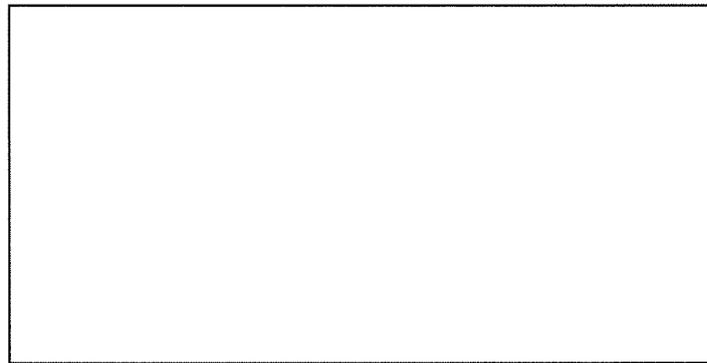
添説建 2-IX. 1.5-1 図 部材番号図 (1/2)



【20 通り】



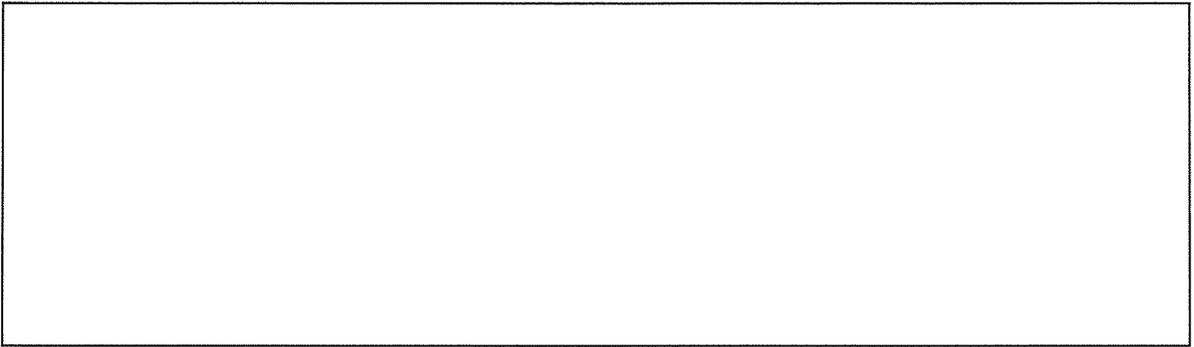
【23' 通り】



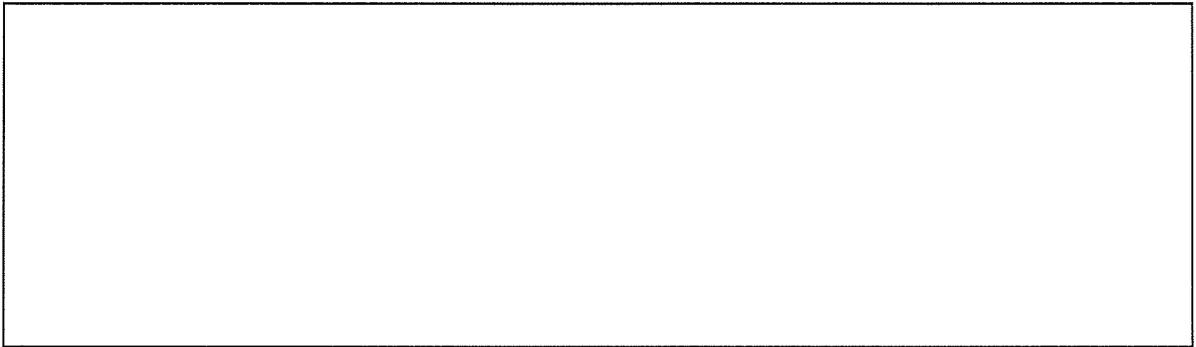
【26 通り】

単位：cm

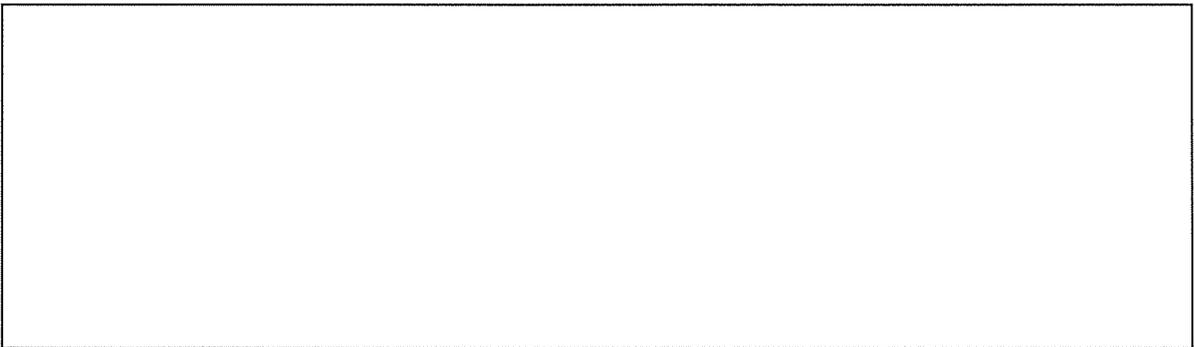
添説建 2-IX. 1.5-2 図 部材番号図 (2/2)



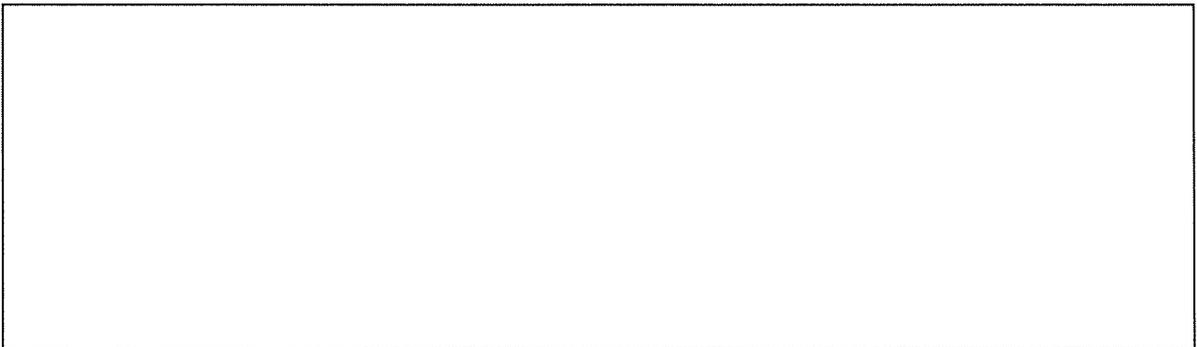
【Q' 通り】



【R 通り】

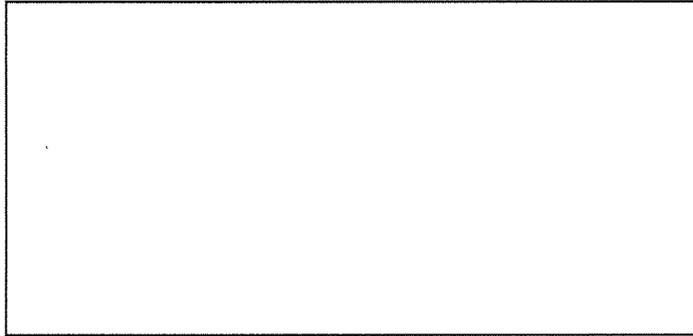


【S 通り】

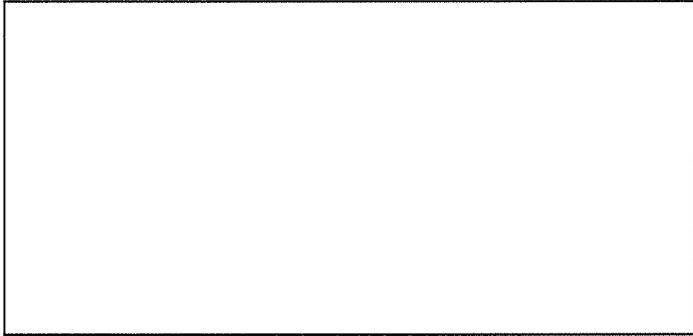


【T 通り】

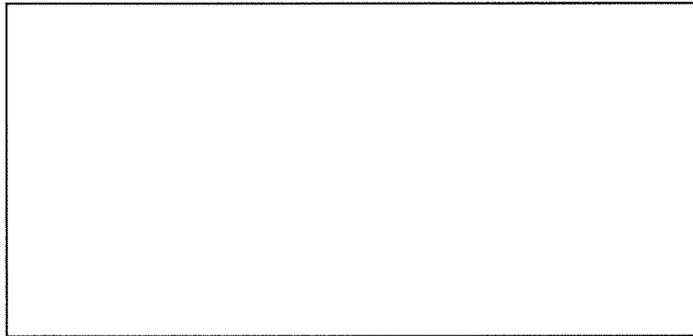
添説建 2-IX. 1.5-3 図 解析モデル図 (1/2)



【20 通り】



【23' 通り】



【26 通り】

添説建 2-IX. 1.5-4 図 解析モデル図 (2/2)

1.6 .部材一覧

柱、梁、ブレース、鉄骨、壁、基礎梁及び基礎に関する各部材一覧を、添説建 2-IX. 1.6-1 表～添説建 2-IX. 1.6-8 表に示す。

(1) RC 部材

添説建 2-IX. 1.6-1 表 基礎梁一覧 (1/2)

符号	FG1			FG2		
	外端	中央	内端	外端	中央	内端
断面						
上端筋						
下端筋						
スターラップ						
腹筋						
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>					
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>					

添説建 2-IX. 1. 6-2 表 基礎梁一覧 (2/2)

符号	FG3		FG3A	
位置	両端	中央	両端	中央
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-IX. 1.6-3 表 新設基礎梁一覽

符号	NFG1		NFG2	
位置	両端	中央	両端	中央
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			
符号	NFCG1		NFCG2	
位置	元端	先端	元端	先端
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質	上端筋 : <input type="text"/> 下端筋 : <input type="text"/> スターラップ : <input type="text"/> 腹筋 : <input type="text"/>			
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>			

添説建 2-IX. 1. 6-4 表 壁一覧

区分	既設		新設
符号	W12.5	W20	NW1
断面			
厚さ			
主筋			
配置			
材質	主筋 : <input type="text"/>	主筋 : <input type="text"/>	
特記	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	コンクリート設計基準強度 : <input type="text"/>	

(2) 鉄骨部材

添説建 2-IX. 1.6-5 表 鉄骨部材一覧

区分	部材	符号	主材	材質
新設	柱			
	間柱			
	小梁			
	鉛直ブレース			
	水平ブレース			
	方杖			
	火打ち材			
既設	柱			
	間柱			
	大梁			
	小梁			
	片持ち梁			
	鉛直ブレース			
	水平ブレース			

(3) 基礎部材

添説建 2-IX. 1.6-6 表 基礎一覧

F1 (F1A)	F2 (F2A)
鉄筋材質 <input data-bbox="217 1563 453 1597" type="text"/> <input data-bbox="217 1608 453 1641" type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="616 1697 715 1731" type="text"/>	

添説建 2-IX. 1. 6-7 表 新設基礎一覧

NF1
鉄筋材質 <input data-bbox="485 1021 675 1064" type="text"/>
特記 コンクリート設計基準強度 : <input data-bbox="874 1115 946 1158" type="text"/>

(4) 根巻き柱脚補強

添説建 2-IX. 1. 6-8 表 根巻柱脚補強一覧 (1/2)

NENC (F1)	
NENC (F2)	
鉄筋材質	
	<input type="text"/>
	<input type="text"/>
特記	
コンクリート設計基準強度 :	<input type="text"/>

添説建 2-IX. 1. 6-9 表 根巻柱脚補強一覧 (2/2)

NENC (F1A)	
NENC (F2A)	
鉄筋材質	<input type="text"/>
	<input type="text"/>
特記	コンクリート設計基準強度： <input type="text"/>

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。なお各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・壁・屋根及びその他建屋部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根部分については、基本的に本建屋建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 87 条に従い、現地調査にて設備機器重量と配置を確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-IX.1.7-1 表に示す。

添説建 2-IX.1.7-1 表 積載荷重一覧 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用
屋根				
庇				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生ずる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.03h = 0.03 \times 5.07 = 0.152(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 5.07(\text{m})$

地震時の水平力を以下の表に示す。

添説建 2-IX.1.7-2 表 地震時水平力

		共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
方向	階	$W_i^{※1}$ (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $=n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $=n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
X	1								
Y	1								

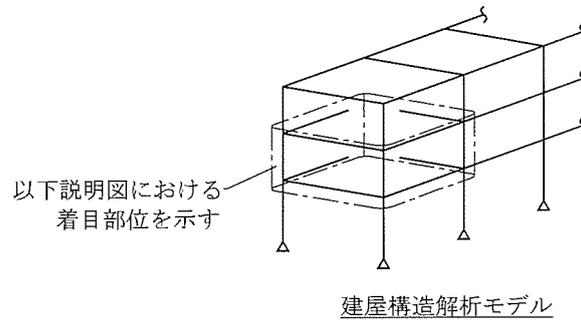
Y 方向重量には Q 通りの遮蔽壁重量 279kN を加算する。

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

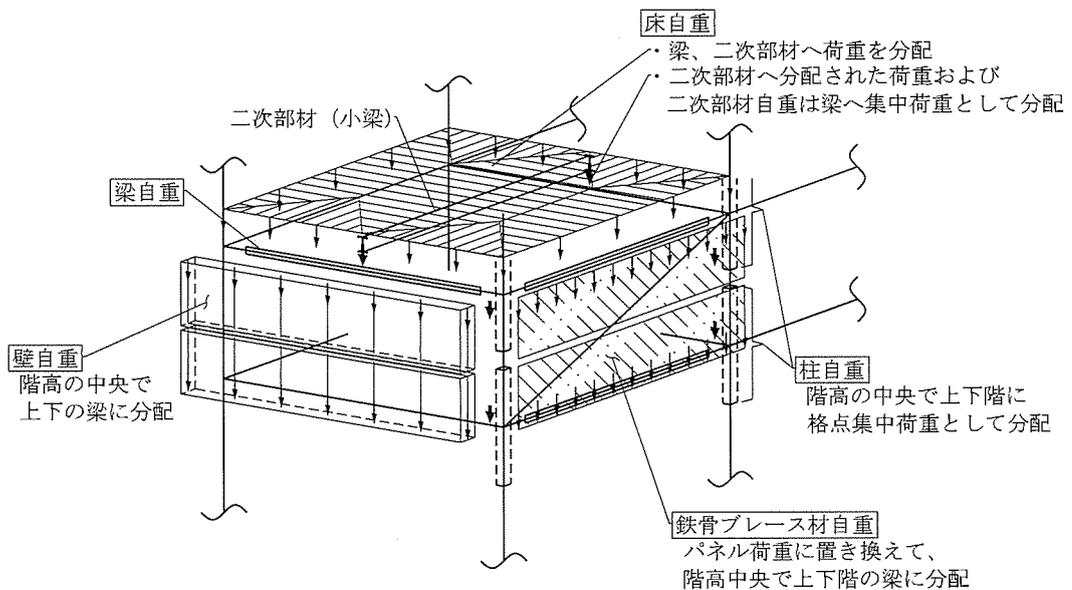
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁及びその他建屋部材の自重は、以下方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計基準—許容応力度設計法—」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_0) が必要保有水平耐力 (Q_{0n}) 以上であることを確認する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-IX. 1.8-1 表～添説建 2-IX. 1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-IX. 1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 $[F_c]$ (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-IX. 1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□、□は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って □、□として取り扱う。

添説建 2-IX. 1.8-3 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-IX. 1.8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種別	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断

建築基準法施行令第 90 条
 建築基準法・同施行令・告示等
 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

□は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って □として取り扱う。

添説建 2-IX. 1.8-5 表 鉄骨の基準強度[F] (N/mm²)

鉄骨の種別	基準強度

※1 t ≤ □mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

除染室・分析室においては □mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-IX. 1.8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種別	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三ロ表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三八表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格（JIS）（日本規格協会）

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — （日本建築学会）による

1.9. 評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生ずる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生ずる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は各部材に生ずる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生ずる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-IX. 1.9-1 表～添説建 2-IX. 1.9-13 表に示す。

1) S 柱の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

方向	S 通り/20 通り(柱頭) C1							
	軸力				曲げ			
	応力 NL (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 ML (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

添説建 2-IX. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	T 通り/23' 通り(柱脚) C2							
	X 方向地震時							
	軸力				曲げ			
応力 NS (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 MS (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b	
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

2) S 大梁の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
23' 通り/R-S 通り間(中央) G3			R 通り/20-23' 通り間(23' 側) G1		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IX. 1.9-4 表 短期荷重による断面検定比

曲げ			せん断		
23' 通り/R-S 通り間(中央) G3			T 通り/23' -26 通り間(23' 側) G2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) S 鉛直ブレースの断面検定

添説建 2-IX. 1.9-5 表 短期荷重による断面検定

	23' 通り/S-T 通り間		
荷重種類	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比
短期			

4) S 方杖の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-6 表 長期荷重による断面検定

	S 通り/23' 通り		
荷重種類	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比
長期			

添説建 2-IX. 1.9-7 表 短期荷重による断面検定

	S 通り/23' 通り		
荷重種類	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比
短期			

5) RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-8 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A			20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IX. 1.9-9 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
T 通り/20-23' 通り間 (20 側) FG1			20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

6) 基礎

a) 概要

除染室・分析室の基礎は、建設地の十分な支持性能を有するN値30以上の砂礫層に杭先端深度約9.4m（新設杭は約8.0m）まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書一建2付録1に示す。

除染室・分析室の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200万年から1万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約-4mから約-14mにわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

平成13年国土交通省告示第1113号第5「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

該当箇所的位置と柱状図を添説建2-IX.1.9-1図、添説建2-IX.1.9-2図、添説建2-IX.1.9-3図に、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建2-IX.1.9-10表～添説建2-IX.1.9-11表に示す。

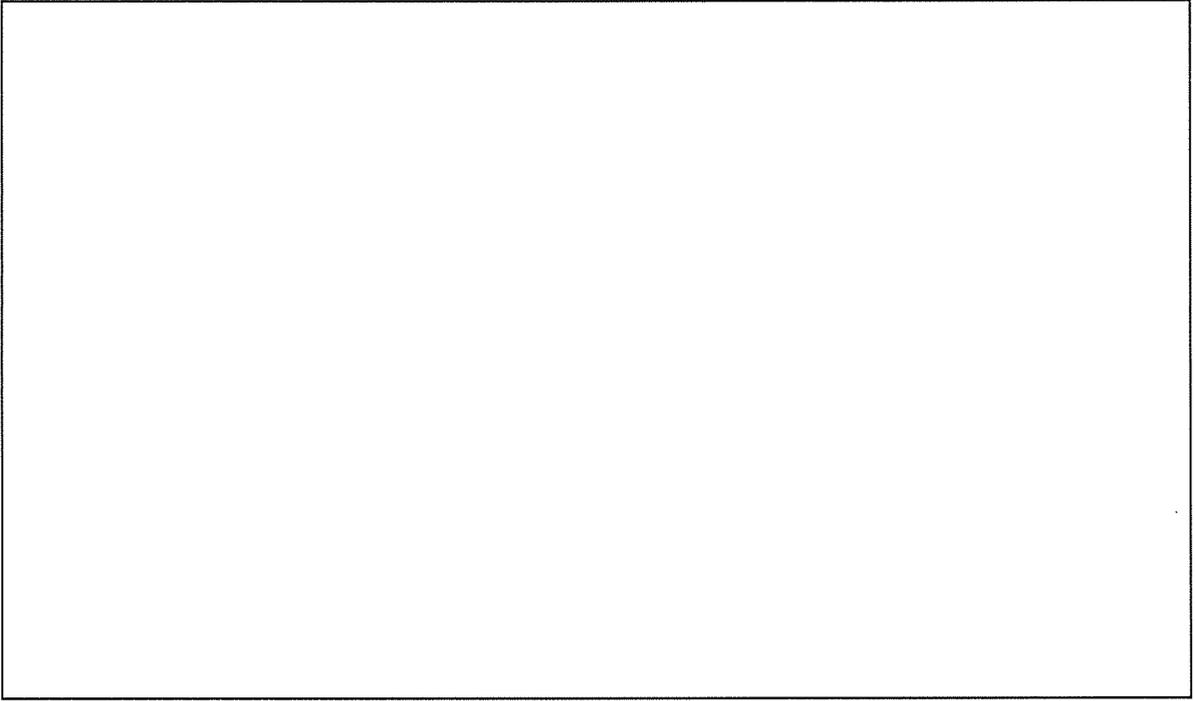
c) 杭の種類

既設杭

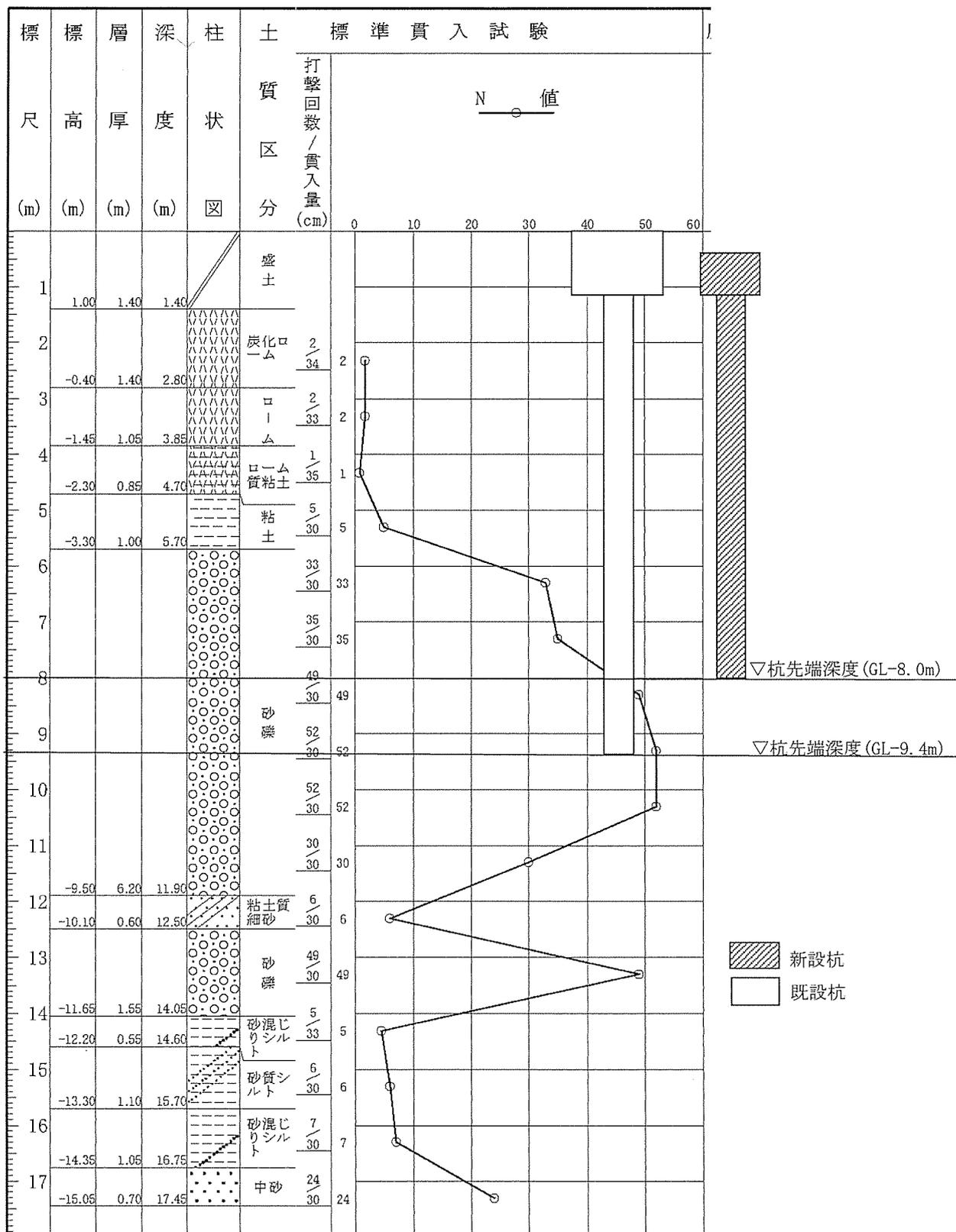
新設杭

d) 杭頭条件

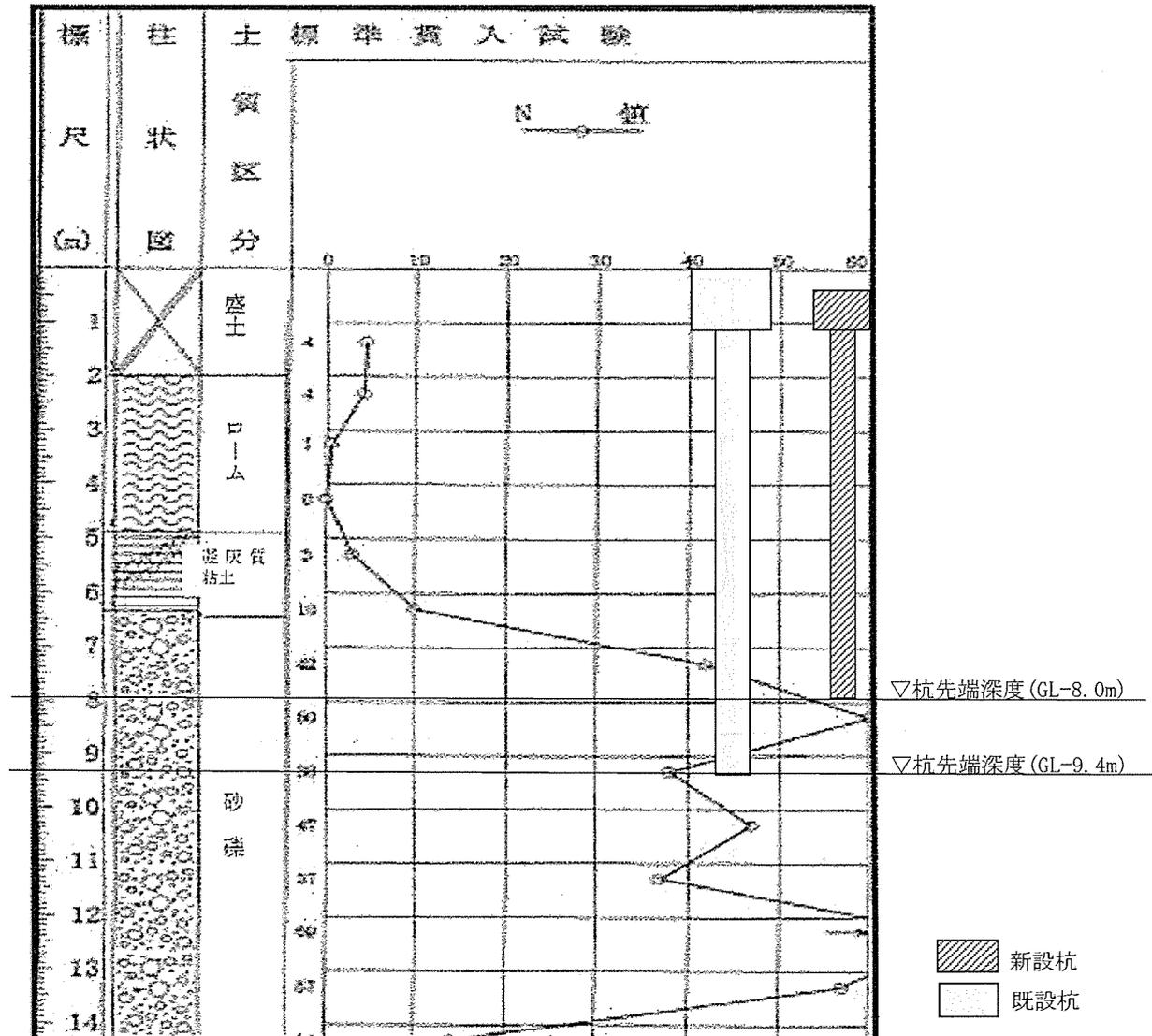
杭頭ピン



添説建 2-IX. 1.9-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-IX. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-IX. 1.9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引拔力

添説建2-IX.1.9-10表 既設杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

添説建2-IX.1.9-11表 新設杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

※新設杭部分では引拔力は発生しない

・杭の許容支持力及び許容引拔力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-IX.1.9-12表～添説建2-IX.1.9-14表から、

既設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

既設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

既設杭の短期許容引抜き力 ${}_lR_a$ (kN) :

新設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

新設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期：} \quad {}_L R_a \text{ (kN/本)} = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_F$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度

(場所打ち杭 (既設杭) の場合 = $150 / 3 \times \bar{N}$ 、

埋め込み杭 (新設杭) の場合 = $250 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎既設杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

A_{p1} (m²) : 基礎新設杭の先端の有効断面積
(= $\pi \times d^2 / 4 + 0.5(\pi \times d_w^2 / 4 - \pi \times d^2 / 4)$)

d (m) : 杭の直径

d_w (m) : 翼の直径

R_F (kN) : 基礎既設杭とその周囲の地盤との摩擦力

$$(\text{=} (10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi)$$

R_{F1} (kN) : 基礎新設杭とその周囲の地盤との摩擦力

$$(\text{=} (0.7 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 0.15 / 3 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi)$$

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-IX. 1.9-2図～添説建2-IX. 1.9-3図より算出する。

添説建2-IX. 1.9-12表 既設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_L R_a$
①												
②												

添説建2-IX. 1.9-13表 新設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	d_w	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_{F1}	${}_L R_a$
①													
②													

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$$tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-IX. 1.9-14表 既設杭の短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	tR_a
①								
②								

f) 支持力の照査

長期軸力及び短期軸力に対する杭の支持力の検討結果を添説建 2-IX. 1.9-15 表及び添説建 2-IX. 1.9-16 表に示す。

添説建 2-IX. 1.9-15 表 既存杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比				
					長期	短期		長期	短期				
		鉛直	引抜き	X方向		Y方向	X方向		Y方向				
				長期		短期	短期		正	負	正	負	正
Q'-20													
Q'-23'													
Q'-26													
S-20													
S-23'													
S-26													
R-20													
R-23'													
R-26													
T-20													
T-23'													
T-26													

添説建 2-IX. 1.9-16 表 新設杭の支持力確認結果

位置	杭本数	支持力 (kN/本)			検討軸力 (kN/本)				検定比				
					長期	短期		長期	短期				
		鉛直	引抜き	X方向		Y方向	X方向		Y方向				
				長期		短期	短期		正	負	正	負	正
Q'-26'	1												
R-26'	1												
S-26'	1												
T-26'	1												
T'-20	1												
T'-20-23'	1												
T'-23'	1												
T'-23'-26	1												
T'-26	1												

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X方向、Y方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-IX. 1.9-17 表～添説建 2-IX. 1.9-20 表及び添説建 2-IX. 1.9-21 表～添説建 2-IX. 1.9-24 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生ずる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_c) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-IX. 1.9-17 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-18 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-19 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-20 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-IX. 1.9-21 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1.9-22 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1.9-23 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1.9-24 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

※1 : $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である除染室・分析室の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での状態を「I. 耐震設計の基本方針 5.2. 概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) で降伏する主要な構造部材(柱、梁、ブレース)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

除染室・分析室のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-IX.1.10-1表に示す。

添説建 2-IX.1.10-1 表 $3C_i$ での地震時水平力

方向	階	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i^{*2} (kN)	A_i	n	C_i^{*3} = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
X	1						
Y	1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i 階の重量

*2) ΣW_i : i 階より上の重量

*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7 設計用荷重」項を参照

(3) 層間変形角の算定

概ね弾性の評価に用いる層間変形角の計算を以下に示す。

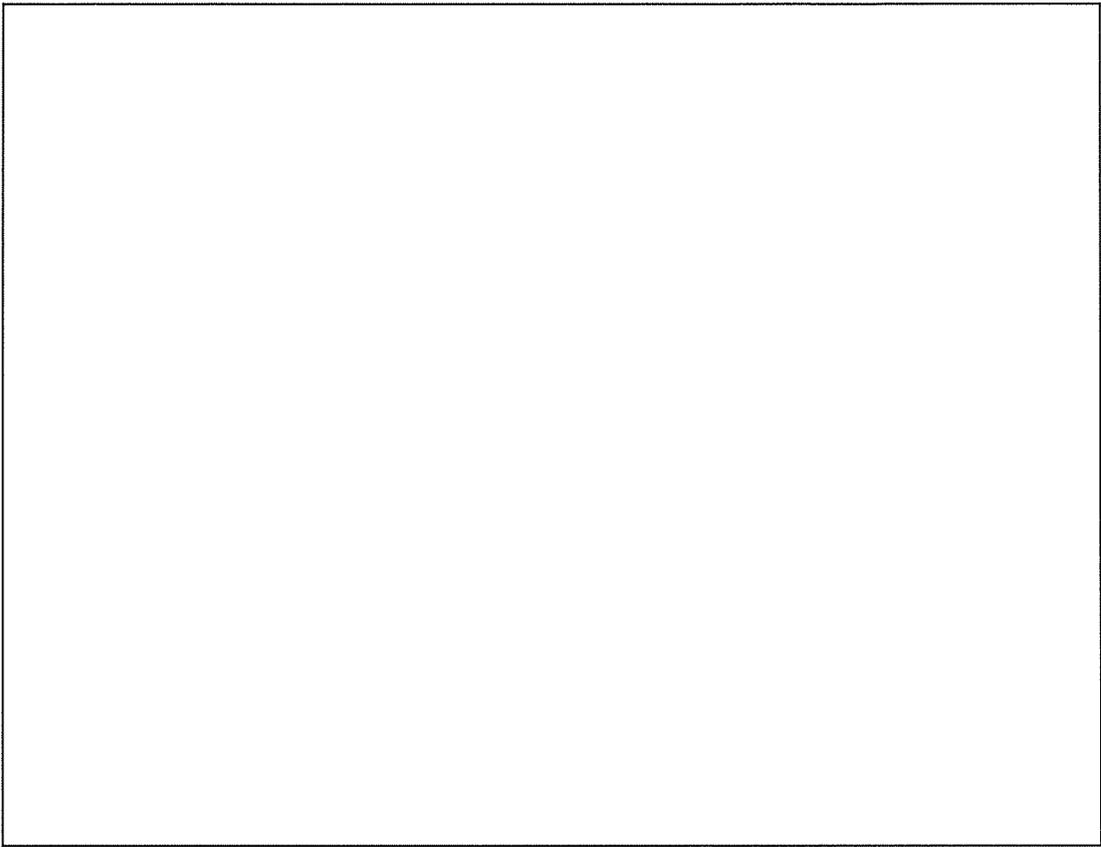
- ・ 階高さ h : 482.0 (cm)
- ・ X 方向 (正加力) の変形量 δ_x : (cm)
- ・ X 方向 (負加力) の変形量 δ_x : (cm)
- ・ Y 方向 (正加力) の変形量 δ_y : (cm)
- ・ Y 方向 (負加力) の変形量 δ_y : (cm)

- ・ X 方向 (正加力) の層間変形角 = δ_x/h
=
- ・ X 方向 (負加力) の層間変形角 = δ_x/h
=
- ・ Y 方向 (正加力) の層間変形角 = δ_y/h
=
- ・ Y 方向 (負加力) の層間変形角 = δ_y/h
=

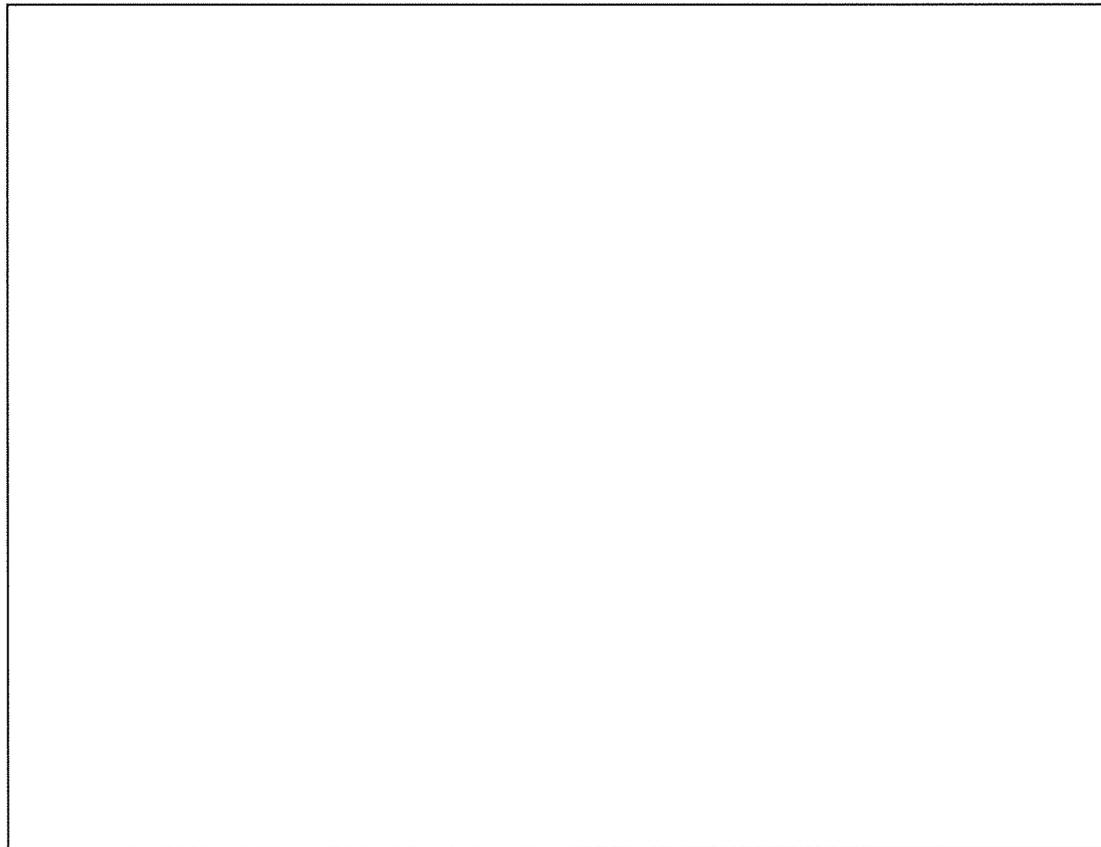
(4) 概ね弾性の評価結果

補強後の $Q-\delta$ 曲線における $3C_i$ ($0.6G$) での水平地震力 (Q_i) 及び変形量 (δ) の位置を添説建 2-IX. 1. 10-1 図～添説建 2-IX. 1. 10-4 図に示す。各 $Q-\delta$ 曲線の XY 方向は「図ト建-25」に示す。

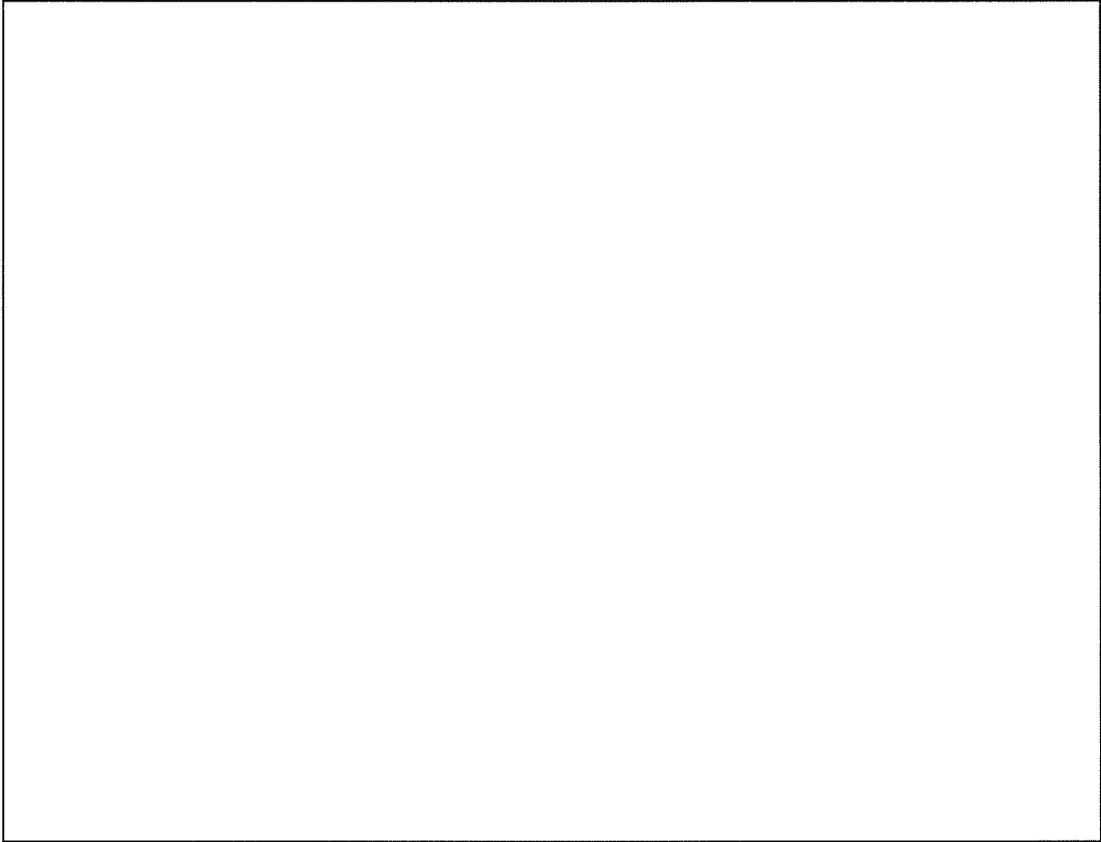
また、概ね弾性の評価結果を添説建 2-IX. 1. 10-2 表に示す。



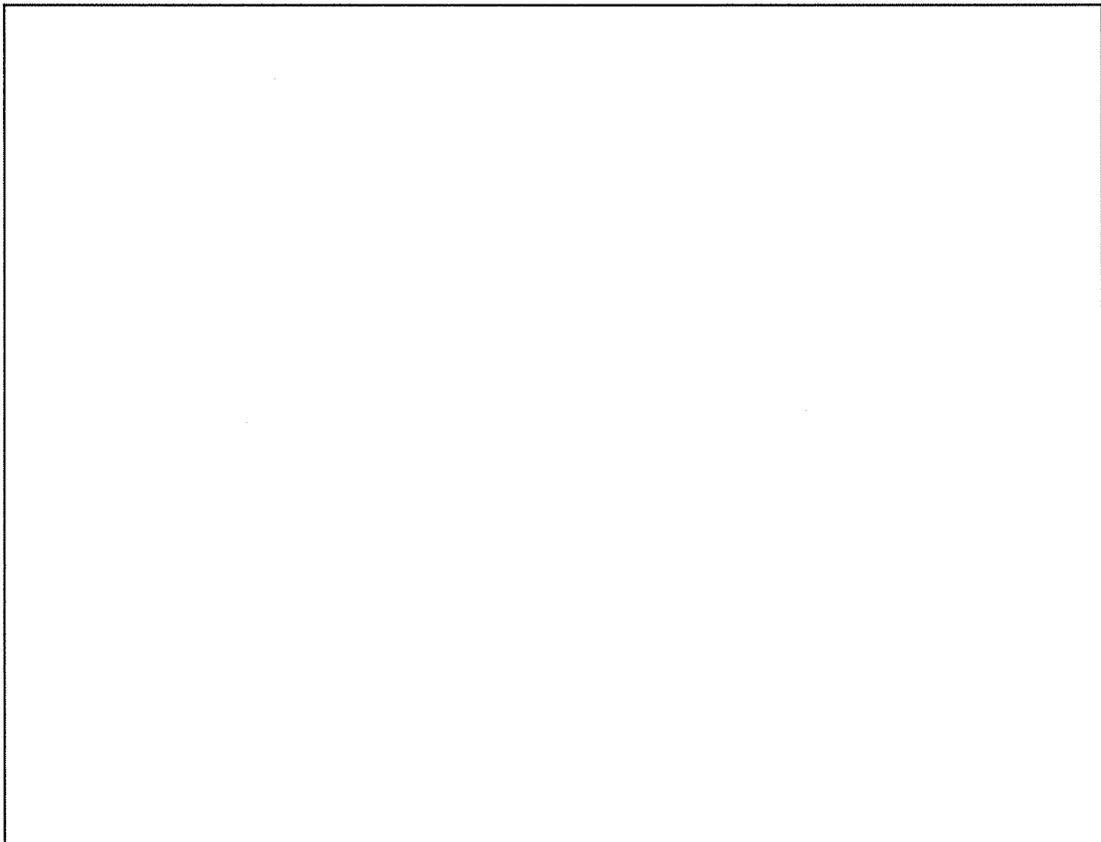
添説建 2-IX. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-IX. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-IX. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-IX. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-IX. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q-δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に対し て層間変形角が、1/200	層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内である ことから変形曲線の弾性域にある。	適
X 方向負加力	(地震力による構造耐力 上主要な部分の変形によ って建築物の部分に著し い損傷が生ずるおそれの ない場合にあつては、	層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内である ことから変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向正加力	1/120) 以内にある場合	層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内である ことから変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向負加力		層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内である ことから変形曲線の弾性域にある。	適

(5) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、ブレース) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-IX. 1. 10-3 表に示す。また、1階の降伏した構造部材の箇所を明示した図を添説建 2-IX. 1. 10-5 図に示す。屋上階には降伏する構造部材は無いので当該の図は省略する。

添説建 2-IX. 1. 10-3 表

3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向			Y 方向		
	部材数	正加力	負加力	部材数	正加力	負加力
柱						
C						
梁						
ブレース						
合計						
割合 (%)						

(注) 表中の記号は降伏する構造部材の箇所を示す添説建 2-IX. 1. 10-5 図の図中の記号と対応する。

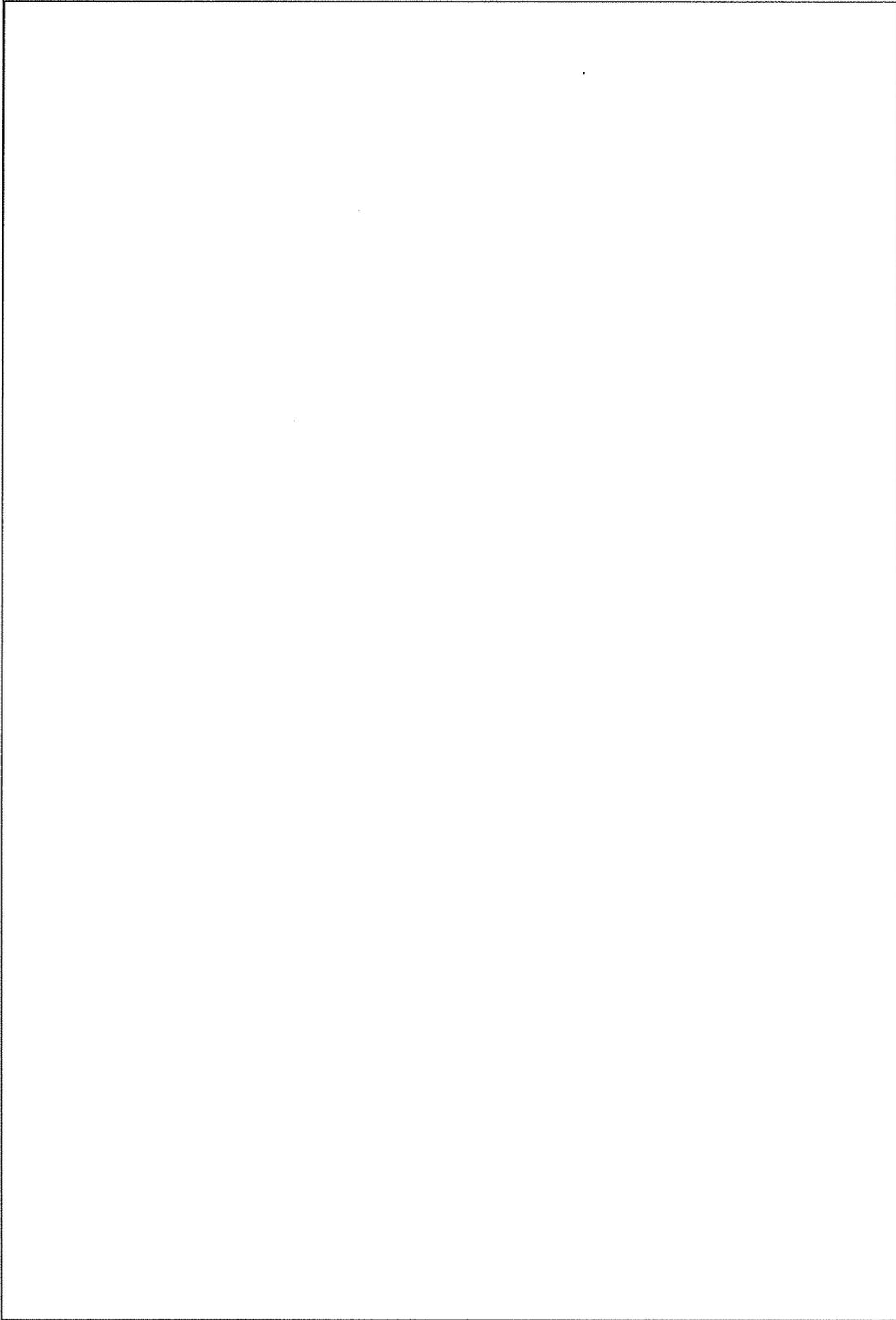
<記号の見方>

CX+ : 柱、X 方向の正加力

CX- : 柱、X 方向の負加力

添説建 2-IX. 1. 10-3 表より、X 方向で降伏した構造部材は正加力及び負加力の各々の方向で、それぞれ柱が□箇所降伏し、X 方向全体に対する割合は最大で□%であるが、Y 方向で降伏する構造部材はない。Q-δ 曲線の評価では全ての方向及び階層で層間変形角が 1/200 以下であり、建物全体としては概ね弾性の範囲であることから、降伏により部分的に部材剛性は低下するが建物の耐力に大きく影響することはない。

なお、すべての構造部材の中で最も早期に降伏する箇所は添説建 2-IX. 1. 10-5 図に示す□及び□であり、□が最も厳しい箇所と考える。



○：降伏する箇所

添説建 2-DX. 1. 10-5 図 1 階で降伏する構造部材の箇所

(6)まとめ

除染室・分析室は、 $Q-\delta$ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での概ね弾性の評価及び同地震力で降伏する主要な構造部材（柱、梁、ブレース）の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合の解析より、構造部材が降伏することにより部分的に構造部材の剛性が低下する箇所は数か所あるが構造部材全体に対する数量割合は少量であり、全体の耐力に大きく影響することはないことから、耐震強度は S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

X. 独立遮蔽壁（※組立工場）の耐震計算書

1. 一般事項

構築物概要

- (1) 用途 : 遮蔽壁
- (2) 構造概要 : 構造種別 : RC 造
: 基礎種別 : 直接基礎
- (3) 耐震重要度 : 第一類 : 割増係数 = 1.5

2. 適用基準類

- ・ 建築基準法、同施行令、国交省告示、通達等
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 建築基礎構造設計指針

3. 使用材料及び材料の許容応力度

鉄筋及びコンクリートの許容応力度を以下の表に示す。

(1) 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

材 質	長 期			短 期		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断

(2) コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期			短 期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断

(3) 地耐力の許容応力度

- ・ 支持地盤の種別 : ローム層
- ・ 基礎形式 : 布基礎
- ・ 設計地耐力 σ_a (kN/m²) : 長期 50、短期 100 (建基法施行令第 93 条)

4. 設計条件

4. 1. 地震力

地震層せん断力係数

地上部分 : 0.2

地下部分 : 0.1 (建築基準法施行令第 88 条)

水平地震力

地上部 K_{H1} : $0.20 \times 1.5 = 0.30$

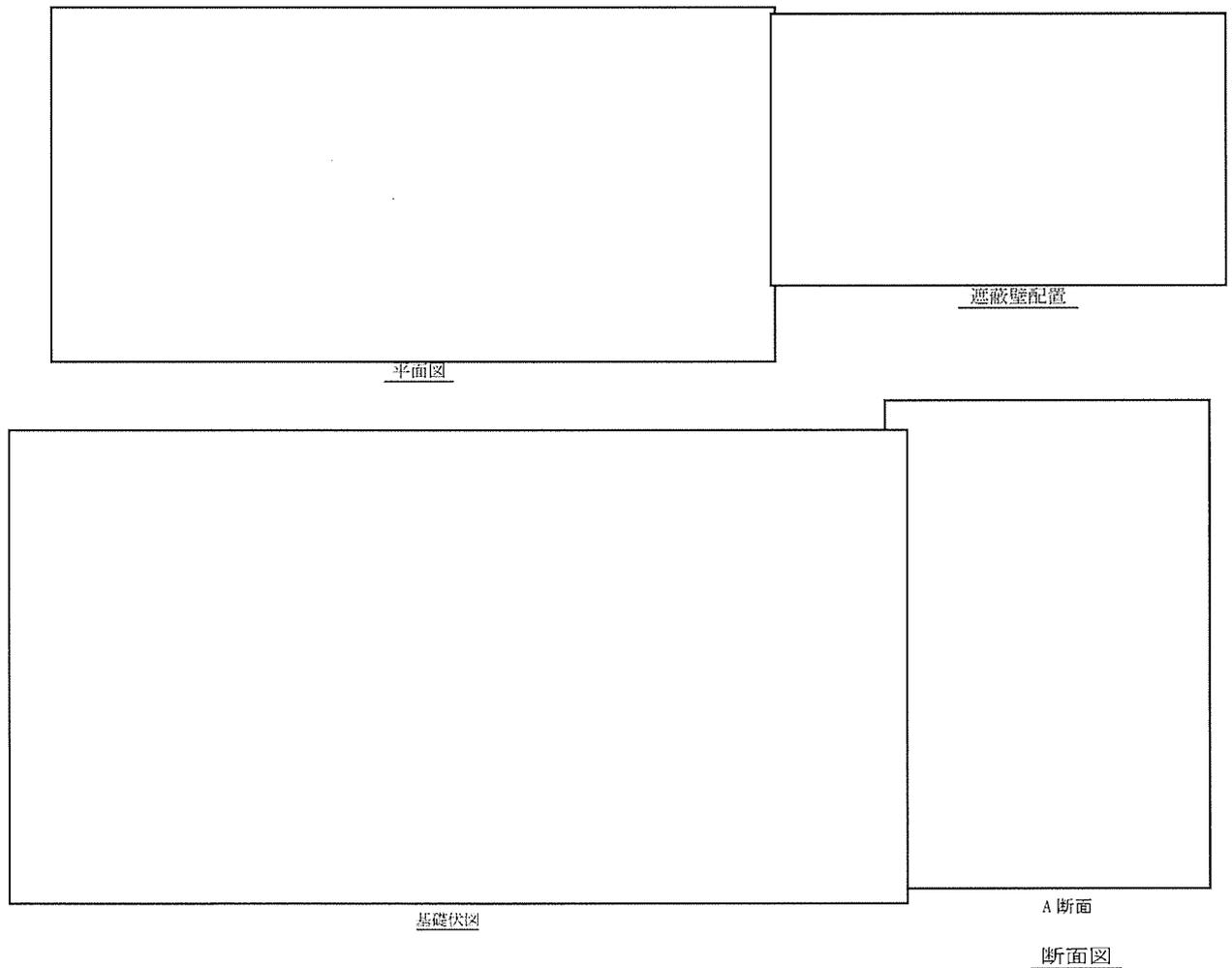
地下部 K_{H2} : $0.10 \times 1.5 = 0.15$

4. 2. 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) : 24

5. 配置図

添説建 2-X.5-1 図に独立遮蔽壁の配置図を示す。



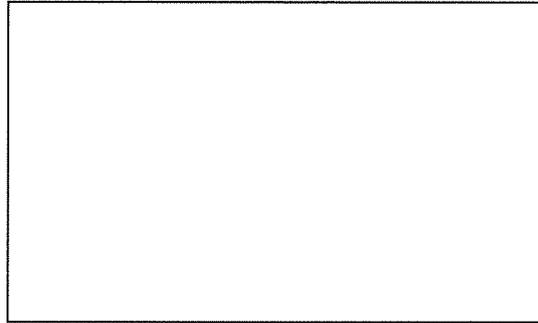
単位 : mm

添説建 2-X.5-1 図 独立遮蔽壁配置図

6. 遮蔽壁基礎部の照査（短期：地震時）

遮蔽壁全体構造について、基礎の転倒（地盤支持力他）、部材強度の評価を行う。

6. 1. 検討諸元



(単位：mm)

壁高 H_w (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
壁長 L_w (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
壁厚 T_w (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎高さ T_F (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
GL～基礎上面高さ T_{F1} (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
GL～基礎底面高さ T_{F2} (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板幅 B_F (m)	:	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板長（総和） L_F (m)	:	<input style="width: 200px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板面積 A_F (m ²)	:	<input style="width: 200px; height: 30px;" type="text"/>

6. 2. 各部荷重

壁単位重量 w_w (kN/m ²)	:	$\gamma_c \times T_w$	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板地上部単位重量 w_{F1} (kN/m ²)	:	$\gamma_c \times T_{F1}$	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板地下部単位重量 w_{F2} (kN/m ²)	:	$\gamma_c \times T_{F2}$	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板全体単位重量 w_F (kN/m ²)	:	$\gamma_c \times T_F$	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>

壁重量 W_w (kN)	:	$w_w \times H_w \times L_w$	=	<input style="width: 150px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板地上部重量 W_{F1} (kN)	:	$w_{F1} \times A_F$	=	<input style="width: 150px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
基礎底板地下部重量 W_{F2} (kN)	:	$w_{F2} \times A_F$	=	<input style="width: 150px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>
遮蔽壁全重量 W (kN)	:	$W_w + W_{F1} + W_{F2}$	=	<input style="width: 150px; height: 30px;" type="text"/>	=	<input style="width: 50px; height: 30px;" type="text"/>

6. 3. 地震時転倒モーメント

地震時転倒モーメント M_{Fy} は以下の通りとなる。

$$M_{Fy} = K_{H1} \times W_w \times (H_w / 2 + T_F) + K_{H1} \times W_{F1} \times (T_{F1} / 2 + T_{F2}) + K_{H2} \times W_{F2} \times T_{F2} / 2$$

=

=

6. 4. 接地圧の照査

遮蔽壁全重量 W (kN) :

地震転倒モーメント M_{Fy} (kN・m) :

壁直角 (y) 方向偏心距離

$$e_y = M_{Fy} / W = \text{} = \text{} \text{ m (安全側に数値切上げ)}$$

$$e_y / B_F = \text{} \Rightarrow 1/6 < (e_y / B_F) < 1/3$$

基礎底部接地圧の倍率

$$\alpha = 2 / \{3 \times (1 / 2 - e_y / B_F)\} = \text{} = \text{}$$

圧縮縁端より中立軸までの距離

$$x_n = B_F \times 3 \times (1 / 2 - e_y / B_F) = \text{} = \text{} \text{ m}$$

接地圧

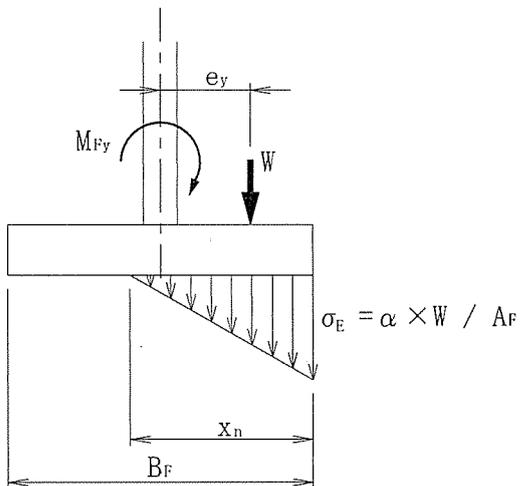
$$\sigma_E = \alpha \times W / A_F = \text{} = \text{} \text{ kN/m}^2$$

地盤の短期許容応力度

$$\sigma_a = \text{} \text{ kN/m}^2$$

検定比

$$R = \sigma_E / \sigma_a = \text{} = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$



7. 壁の照査（短期：地震時）

(1) 壁基部に作用する曲げモーメント

壁長さ L_W (m) :

壁単位高さ荷重 W_H (kN/m) : $K_{H1} \times W_W \times L_W =$ $=$

壁曲げモーメント M_W (kN/m) : $W_H \times H_W^2 / 2 =$ $=$

(2) 壁基部の短期曲げ耐力

引張縁より引張鉄筋重心までの距離 d_{wt} (mm) :

圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離 d_w (mm) : $T_W - d_{wt} =$ $=$

応力中心距離 j_w (mm) : $d_w \times 7 / 8 =$ $=$

使用鉄筋 (D13) 1本当たりの鉄筋断面積 a_t (mm²) :

区間ごとの鉄筋本数

W_a 区間

鉄筋ピッチ p_{wa} (mm) :

区間長 L_{wa} (mm) : $=$

鉄筋本数 n_{wa} (本) : $L_{wa} / p_{wa} =$ $=$

W_b 区間

鉄筋ピッチ p_{wb} (mm) :

区間長 L_{wb} (mm) : $=$

鉄筋本数 n_{wb} (本) : $L_{wb} / p_{wb} =$ $=$

W_c 区間：基礎部が無い場合、基部断面の計算には本区間の鉄筋は考慮しない。

総引張鉄筋本数 n_w (本) : $n_{wa} + n_{wb} =$ $=$

引張鉄筋断面積 a_{tw} (mm²) : $a_t \times n_w =$ $=$

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

短期曲げ耐力 M_{wa}

$M_{wa} = f_t \times a_{tw} \times j_w =$ $=$ N·mm \rightarrow kN·m

検定比

$R = M_w / M_{wa} =$ $=$ < 1.0 OK

以上により独立遮蔽壁が地震時に安全であることが確認された。

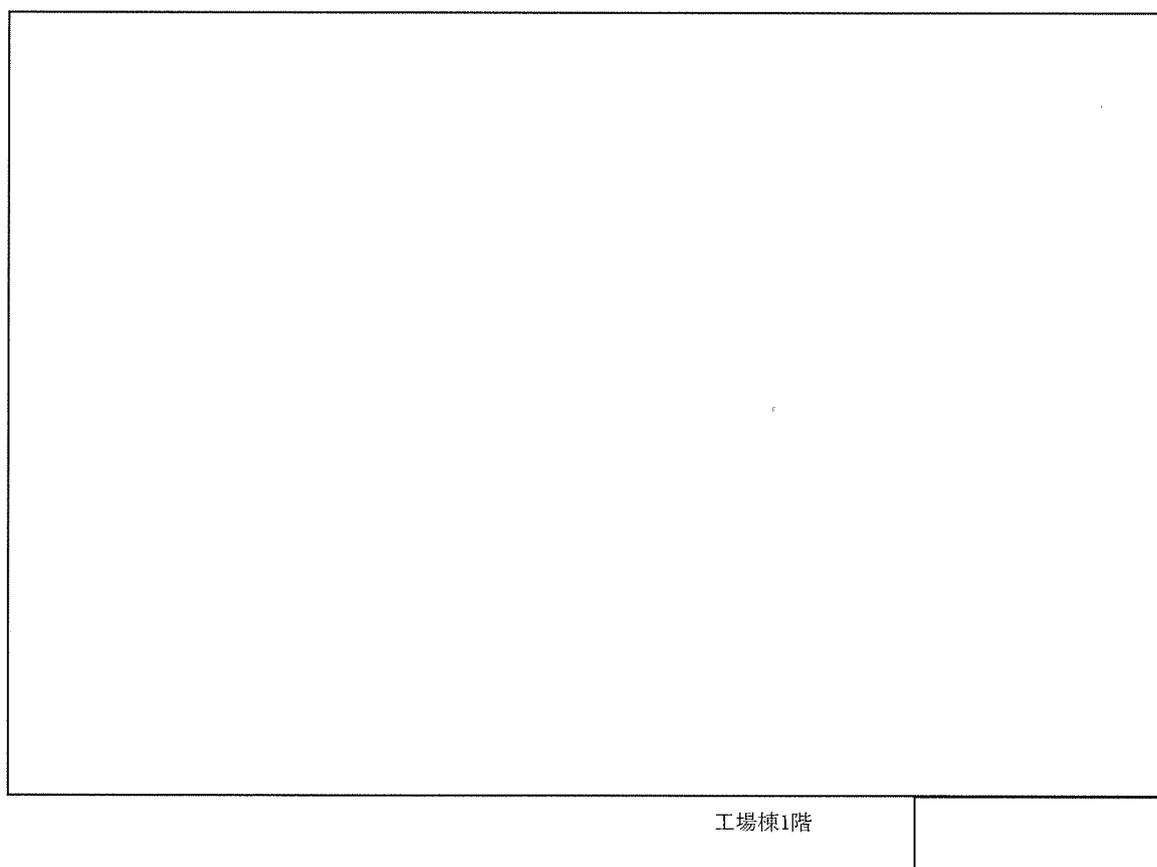
XI. 工場棟の内部溢水漏えい防止用堰に関する説明書

1. 概要

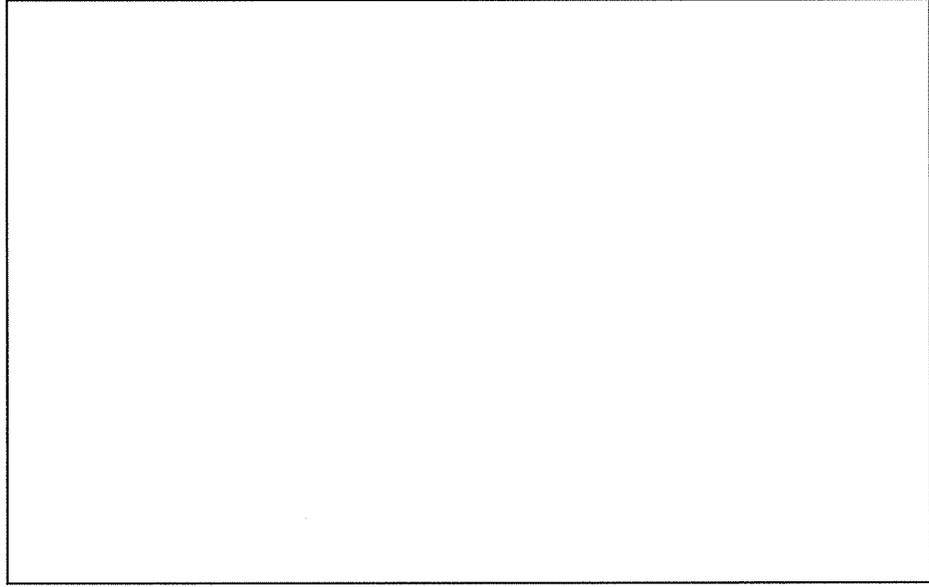
工場棟の第1種管理区域から屋外への溢水の流出を防止するため、第1種管理区域を境界とする区画を設定し、その境界の開口に対し、溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さ以上の堰を設置する。なお、一部の堰は、物資の運搬の支障となるため、運搬に必要な範囲を脱着可能な堰で設計する。

2. 堰の設置箇所

工場棟に設置する堰の場所を添説建2-XI.2-1図～添説建2-XI.2-3図に示す。堰は、1階に26箇所、2階に3箇所、3階に4箇所、合計33箇所に設置する。なお、添説建2-XI.2-1図に示す転換工場（原料倉庫）の①の堰及び転換工場（転換加工室）の⑤の堰、除染室・分析室（除染室（2））の⑫の堰、成型工場（ペレット加工室）の⑱、⑳の堰、放射線管理棟（廃棄物一時貯蔵所）の㉔の堰は、当該箇所を、物資の運搬に堰が影響するため、運搬のために必要な幅の部分を脱着式とした堰とする。

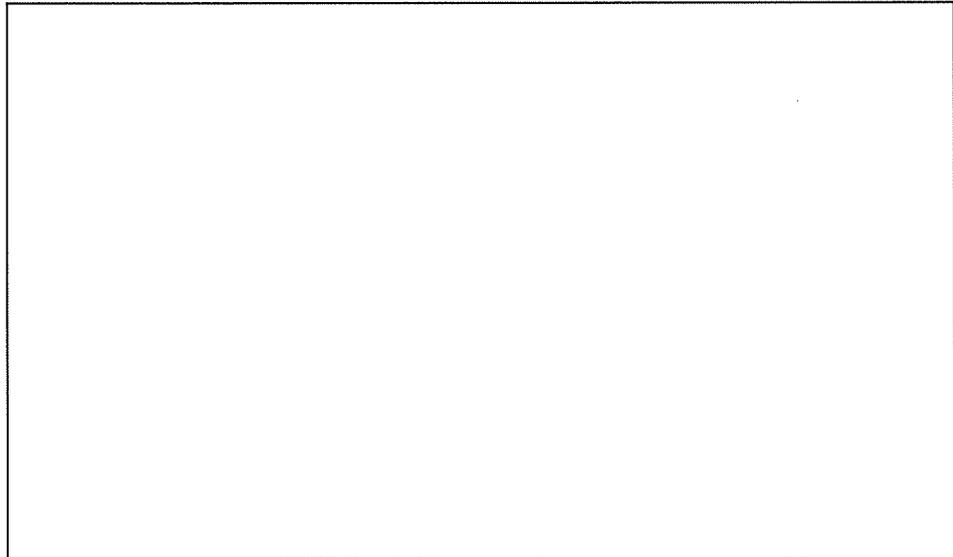


添説建 2-XI.2-1 図 工場棟 1 階の堰の設置場所



工場棟2階

添説建 2-XI.2-2 図 工場棟 2 階の堰の設置場所



工場棟3階

添説建 2-XI.2-3 図 工場棟 3 階の堰の設置場所

3. 溢水の水位高さ

溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さとして、添説建2-XI.3-1表に示す溢水による水位を建物内に閉じ込めることが可能な堰とする。

添説建 2-XI.3-1 表 溢水による水位と堰の高さ

建物名称	部屋名称	堰 No.	溢水による水位 (mm)	堰の高さ (mm) *1	取付け方式
転換工場 1 階	原料倉庫	①	100		
		②	160		
		③	160		
	付帯設備室	④	160		
	転換加工室	⑤	160		
		⑥	160		
		⑦	160		
		⑧	160		
第 2 燃料倉庫	貯蔵庫	⑨	160		
	前室	⑩	160		
除染室・分析室	除染室 (2)	⑪	160		
		⑫	160		
	分析室	⑬	160		
		⑭	160		
		⑮	160		
成型工場 1 階	燃料棒溶接室	⑯	60		
		⑰	60		
	ペレット加工室	⑱	160		
		⑲	160		
		㉑	60		
		㉒	60		
		㉓	60		
放射線管理棟	廃棄物一時貯蔵所	㉔	119+60		
	洗濯室	㉕	60		
	前室	㉖	60		
	来客更衣室	㉗	60		

建物名称	部屋名称	堰 No.	溢水による水位 (mm)	堰の高さ (mm) *1	取付け方式
転換工場 2 階	通路	㉗	200		
		㉘	200		
成型工場 2 階	機械室	㉙	70		
転換工場 3 階	フィルタ室	㉚	140		
		㉛	140		
成型工場 3 階	フィルタ室	㉜	30		
		㉝	30		

*1 部屋にまたがる堰の高さは、溢水による水位の高い方に合わせる。

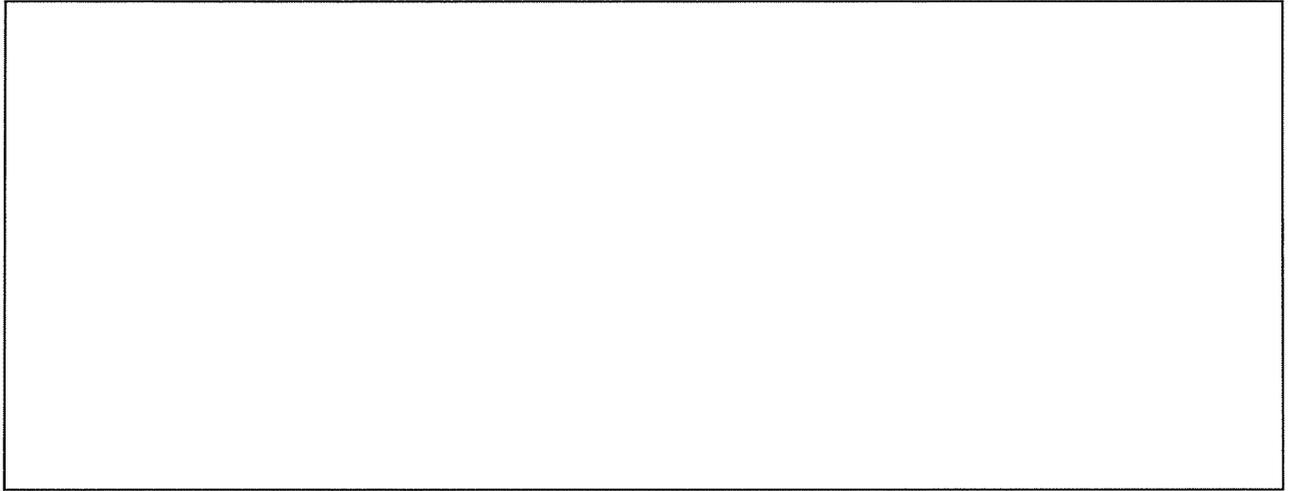
4. 固定式堰の構造と仕様

固定式堰の概要図を添説建 2-XI. 4-1 図に示す。堰の材料は とし、堰の高さに合わせて を床に設ける金属系拡張アンカーボルトで固定し、鋼材と床や壁等との隅間は、 でコーキングする。現場の状況に合わせて加工した鋼材は千鳥溶接で接合し、隙間は、同コーキング材でコーキングする。

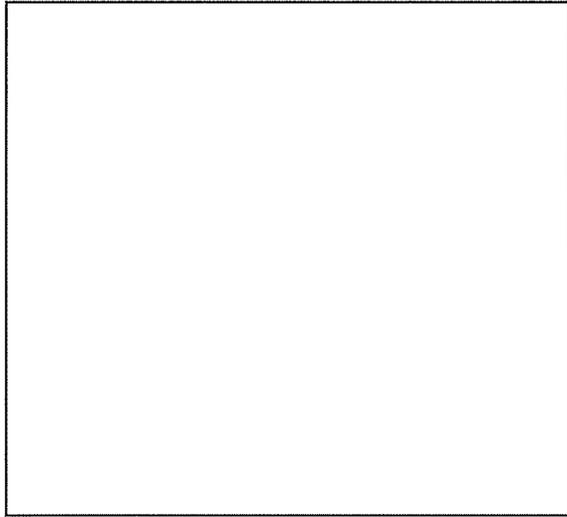
- ・堰の材料：添説建 2-XI. 4-1 表に示す。
- ・アンカー： 埋込長さ
- ・アンカーによる固定のピッチ： (mm) 以内
- ・コーキング材：

添説建 2-XI. 4-1 表 固定式堰の材料

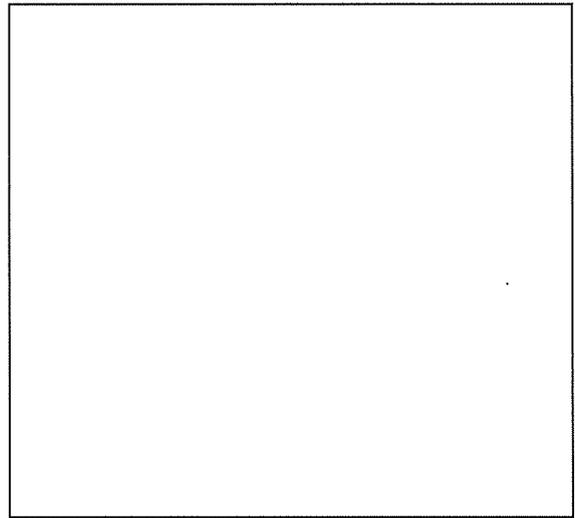
堰の高さ (mm)	材質	鋼材の構成



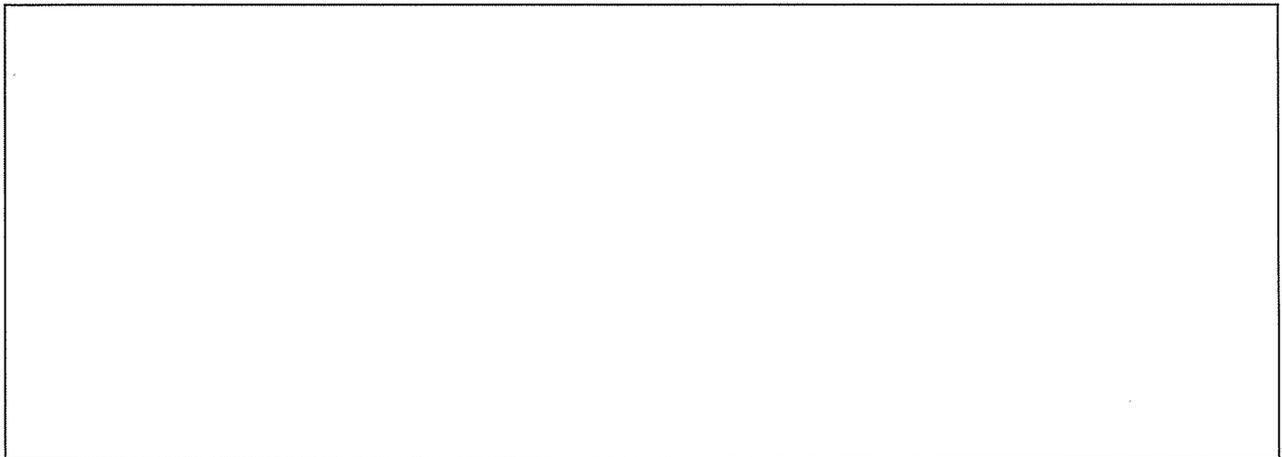
壁や柱、床、側柱との隙間は、コーキングで隙間を埋める



側柱部詳細（止水板をセット前）



側柱部詳細（止水板をセット後）



側柱と止水板の取合い

添説建 2-XI.4-1 図 固定式堰及び脱着式堰の概要図

5. 脱着式堰の構造と仕様

堰の一部を脱着する方式の堰の概略構造を添説建 2-XI. 4-1 図に示す。運搬で必要な開口幅を確保するため、堰の一部を開口する堰は、その部分が脱着可能な構造とする。脱着構造の脱着する部分は、強度と軽量化を考慮し、厚さ [](mm)の []板にシール材を付けた板（以下、止水板という。）と、止水板を支え、かつ、垂直及び水平方向からシール材を介して締付ける機構を備えた柱(以下、側柱という。)で構成する。

シール材は、厚さ [](mm)の []を床及び側柱と接触する部分に被せて []板に固定する。なお、脱着構造部分以外の固定式堰の部分は、固定式の堰と同じ仕様とする。

ただし、①の堰は止水板を 2 分割とし、開口部中央に設けた取外し型側柱にて連結させる構造とする。取外し型側柱は、運搬時には止水板と共に取外し出来る構造とする。概要図を添説建 2-XI. 5-1 図に示す。

側柱は、[]の板材から成るパーツを溶接で組立て製作する。

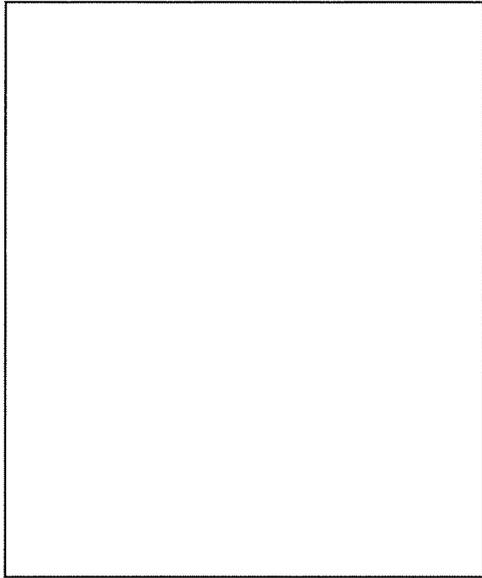
床への据え付けは、[]で固定し、固定式堰との接続部は千鳥溶接とし、隙間はコーキングする。また、固定後、床との接触部は、固定式堰と同様にコーキングする。

取外し型側柱は、[]で固定し、また、取外しができる構造とする。2 枚の止水板と床との間に隙間なきよう、[]を介して垂直及び水平方向から締付ける。

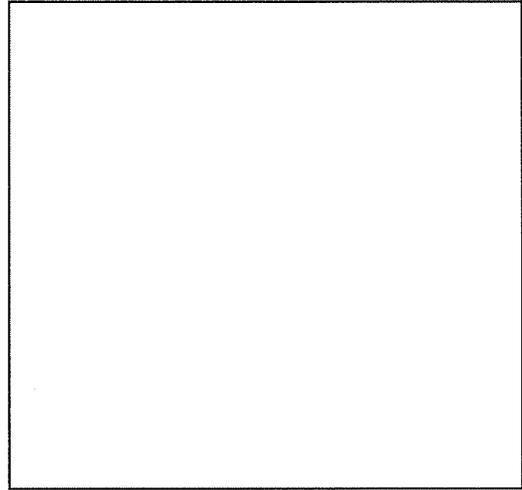
- ・側柱の材料 : []の板材（主な構成パーツの板厚 [](mm)）
- ・アンカー : []、M8、埋込長さ []mm、[]
- ・止水板の材料 : 添説建 2-XI. 5-1 表に示す。
- ・止水板シール材 : []（難燃性材料）

添説建 2-XI. 5-1 表 脱着式堰の仕様

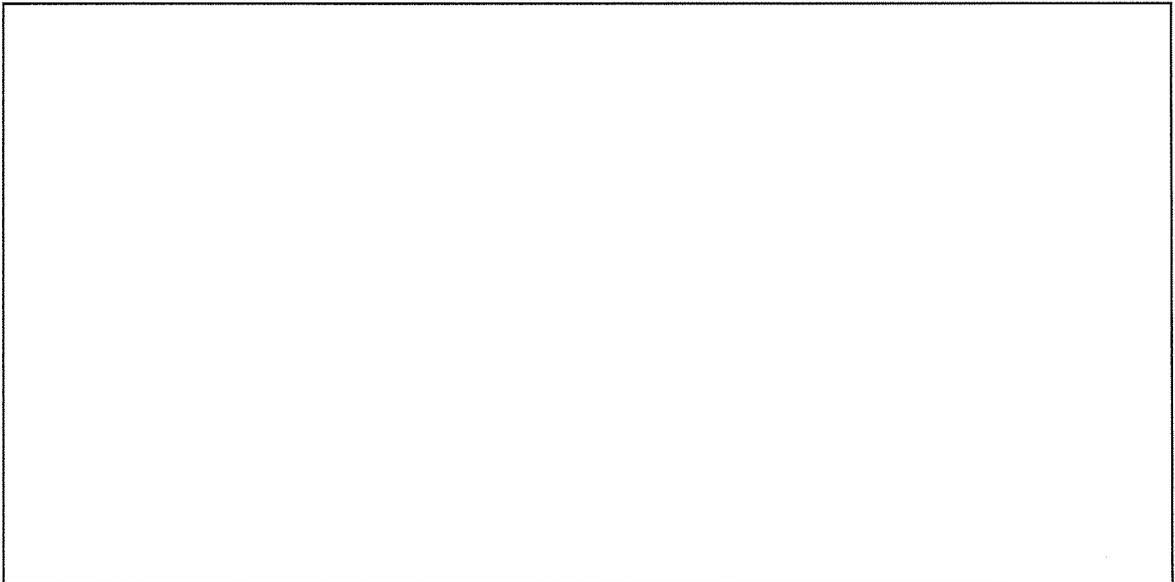
建物名称	部屋名称	堰 No.	堰の高さ (mm)	開口部幅 (mm)	止水板の材料 (A5052P)
転換工場 1 階	原料倉庫	①			
	転換加工室	⑤			
除染室・分析室	除染室 (2)	⑫			
成型工場 1 階	ペレット	⑰			
	加工室	⑳			
放射線管理棟	廃棄物一時貯蔵所	㉓			



側柱部詳細（止水板をセット前）



側柱部詳細（止水板をセット後）



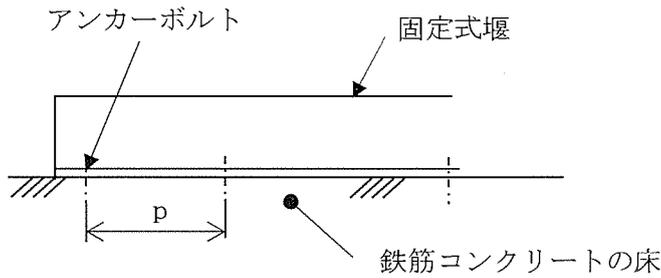
側柱と止水板の取合い

添説建 2-XI.5-1 図 脱着式堰（取外し型側柱）の概要図

6. 堰の据付け強度の検討

堰の据付けに対する耐震評価として、固定式堰を固定するアンカーボルト、止水板の強度評価を行う。

6. 1. 固定式堰のアンカーボルトの検討



アンカーボルトの評価はボルトのせん断力の評価とし、以下の計算式にて行う。

$$Q = q \times p \times F_h$$

$$P = f_s \times A_b$$

$$\text{検定比} = \frac{Q}{P}$$

ここで

Q: 地震荷重 (N)

q: 鋼材の単位荷重 (N/m)

p: アンカーボルトによる固定ピッチ(最大) (m)

F_h : 水平震度 (耐震重要度分類1類)

P: アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

f_s : アンカーボルトの短期せん断応力度 (kN/cm²)

A_b : アンカーボルトの断面積 (cm²)

ここで、 f_s は「建築設備耐震設計・施工指針」のステンレスボルトの許容応力表より9.12kN/cm²となる。

アンカーボルトの仕様を添説建2-XI. 6. 1-1表、アンカーボルトの強度評価結果を添説建2-XI. 6. 1-2表に示す。

添説建2-XI. 6. 1-1表 アンカーボルト (M8) の仕様

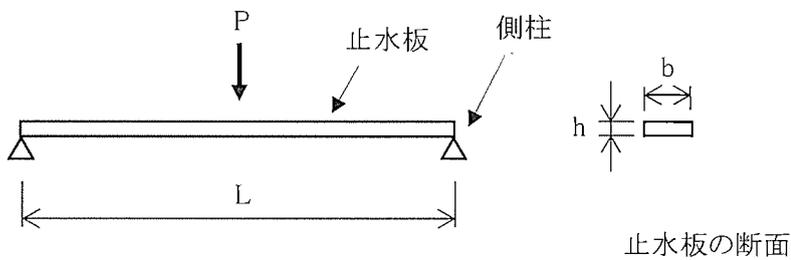
断面積 A_b (cm ²)	短期許容せん断応力度 f_s (kN/cm ²)	短期許容せん断荷重 P (kN)	固定ピッチ p (m)

添説建2－XI. 6. 1－2表 堰の高さ別アンカーボルトの強度評価結果

堰の高さ (mm)	堰の鋼材の 単位荷重 q (N/m)	水平震度 F _h	地震荷重 Q (N)	検定比

6. 2. 止水板の曲げ応力の検討

地震で止水板に水平荷重が作用した場合の評価を行う。なお、止水板は、床に押しつけられた状態で保持されているが、床との摩擦力は無いものとして行う。



止水板の評価は以下の計算式によって行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$M = P \times \frac{L}{4}$$

$$P = W \times F_h$$

$$W = W_A + W_B + W_C$$

$$W_A = b \times h \times L \times \rho$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$\text{検定比} = \frac{\sigma}{\sigma_f}$$

ここで、

σ: 止水板の最大曲げ応力 (N/mm²)

M: 止水板の最大モーメント (N・mm)

Z: 止水板の断面係数 (mm³)

P: 地震荷重 (N)
 W: 止水板の総重量 (N)
 W_A : 止水板の重量 (kg)
 W_B : の重量 (kg)
 W_C : の重量 (kg)
 b: 止水板の幅 (mm)
 h: 止水板の厚さ (mm)
 L: 止水板の長さ (mm)
 ρ : 止水板の密度 (g/cm³)
 F_h : 水平震度 (耐震重要度分類第1類)
 σ_f : 止水板の短期許容応力度 (N/mm²)

計算結果を添説建 2-XI. 6. 2-1 表に示す。なお、堰 No. ⑤、⑫、⑰、⑳については、堰の高さ 170mm のうち、曲げ応力が最大となる⑫の堰の計算結果を示す。

添説建 2-XI. 6. 2-1 表 堰の高さ別止水板の曲げ応力の検討結果

		堰 No.		
		①	⑫	⑳
堰の高さ (mm)				
止水板	幅 b (mm)			
	厚さ h (mm)			
	長さ L (mm)			
	密度 ρ (g/cm ³) *1			
	重量 W_A (kg)			
<input type="text"/> の重量 W_B (kg)				
<input type="text"/> の重量 W_C (kg)				
止水板の総重量 W	算出した値 (kg)			
	計算上の値 (N)			
水平震度 F_h				
地震荷重 P (N)				
止水板の断面係数 Z (mm ³)				
止水板の短期許容応力度 σ_f (N/mm ²) *3				
止水板の最大モーメント M (N・mm)				
止水板の最大曲げ応力 σ (N/mm ²)				
検定比				

*1 の密度

*2 JIS H4000 による。

工場棟及び隣接附属建物の 1 階床の支持性能に関する説明書

1. はじめに

工場棟（転換工場、成型工場、組立工場）及び隣接する附属建物（除染室・分析室、第 2 核燃料倉庫、容器管理棟、放射線管理棟増築部）の 1 階床の土間コンクリートについて、自重及び通常時の荷重等に加え、耐震重要度分類第 1 類又は第 3 類（容器管理棟のみ）の地震力が作用した場合においても、十分な支持性能を有する地盤に設置していることを以下の評価により確認した。なお、各建物の基礎及び支持地盤については、「添付説明書一建 2」の各建物の耐震計算書にて耐震重要度分類第 1 類又は第 3 類の地震力が作用した場合においても許容応力度を満足し健全であることを説明しており、本書では各建物の 1 階床の土間コンクリートについて説明する。

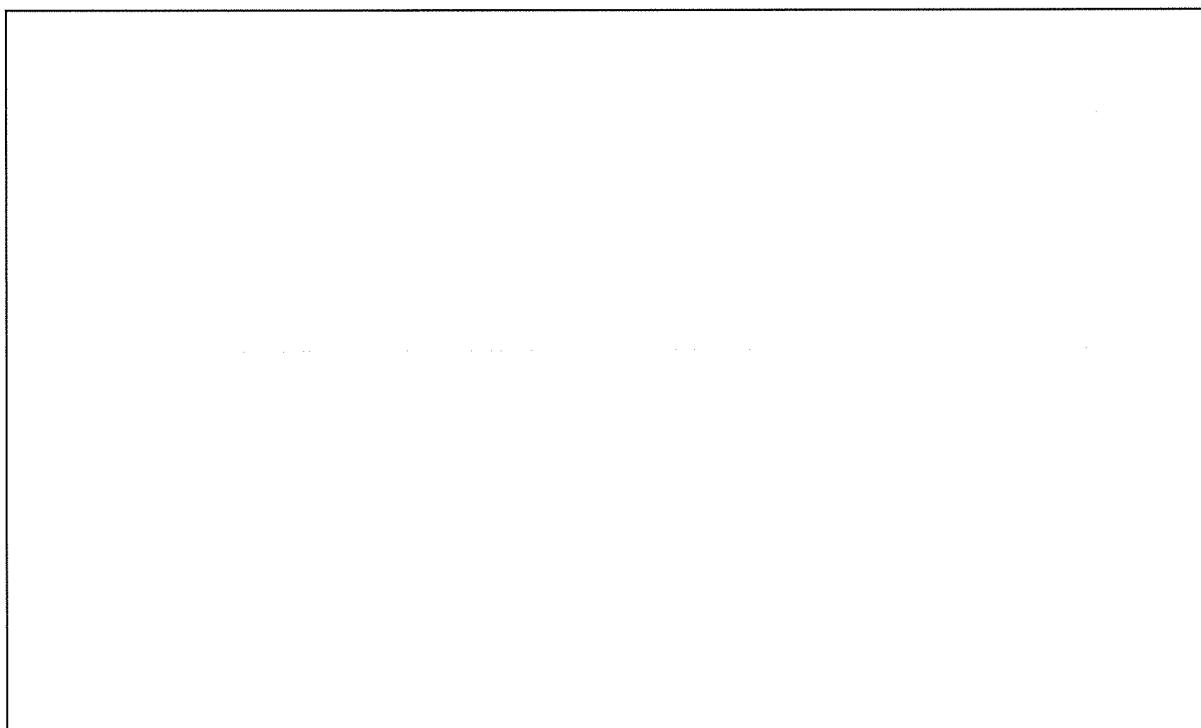
2. 加工施設地盤の概要

- ・加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。
- ・加工施設敷地内の建物・構築物の支持層とする砂礫層は、深さ約 4m から約 14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土層の地盤構成となっており、基礎荷重の小さい建物・構築物については、地表近くのローム層で支持することが可能な地盤である。
- ・加工施設の敷地内及び周辺には活断層はなく、一番近い陸域の活断層（高萩付近）までは、約 30km 以上離れている。
- ・加工施設の建物・構築物の支持地層である砂礫層から表土の間の地層は、ローム層や粘土層であり、液状化発生の可能性が低い細粒度含有率が高い地層で構成されている。洪積層は一般に N 値が高く、続成作用（堆積物から固結した堆積岩が形成される作用）により液状化に対する抵抗が高いことを踏まえ、液状化の判定は沖積層の土層が対象であり、洪積層の場合には原則として液状化の判定は不要とされているが、念のため実施した敷地内の廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際の液状化危険度の調査において、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、液状化の問題がないことを確認している。

3. 工場棟及び隣接付属建物の建設地地盤の概要

工場棟及び隣接付属建物の建設の際に調査したボーリング柱状図を「添付説明書一建 2」の各建物の耐震計算書に示す。各建物のボーリング柱状図より、深さ約-4.5m から-6.8m 付近には N 値 30 以上の砂礫層が分布しており、地表近くの地層は地表から深さ約-1.7m から 5.0m 付近までがローム層である。

各建物の基礎及び 1 階床と地盤との構成概要図を添説建 2-付 1-1 図に示す。各建物の基礎は、十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に達する杭による杭基礎とする。また、1 階の床は土間コンクリートとし、床の自重及び通常時の荷重に加え地震荷重が作用した場合でも、転圧した砕石を介し十分な支持性能を有する地表近くのローム層により支持する設計とする。



*1 ローム層の許容応力度（出典：建築基準法施行令 93 条）

- ・長期に生ずる力に対する許容応力度 $\sigma_{c1} : 50 \text{ kN/m}^2$
- ・短期に生ずる力に対する許容応力度 $\sigma_{c2} : 100 \text{ kN/m}^2$

添説建 2-付 1-1 図 3 次申請対象施設の 1 階床と地盤構成概要図

4. 評価方法

- ・土間コンクリートは、地面に支えられた鉄筋コンクリート（以下 RC という）の床であり、床の自重及び通常時の荷重（固定荷重及び積載荷重）を支点となる地盤へ直接伝える構造である。
- ・土間コンクリートの支持性能の評価は、床上に設置する設備・機器の据付面（以下、ベースプレートという。）に作用する長期及び短期の鉛直荷重と土間コンクリートの許容圧縮荷重との比較により行う。
- ・ローム層の支持性能の評価は、ローム層上に作用する長期及び短期の鉛直荷重とローム層の許容荷重との比較により行う。

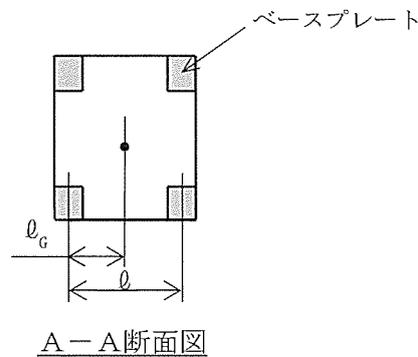
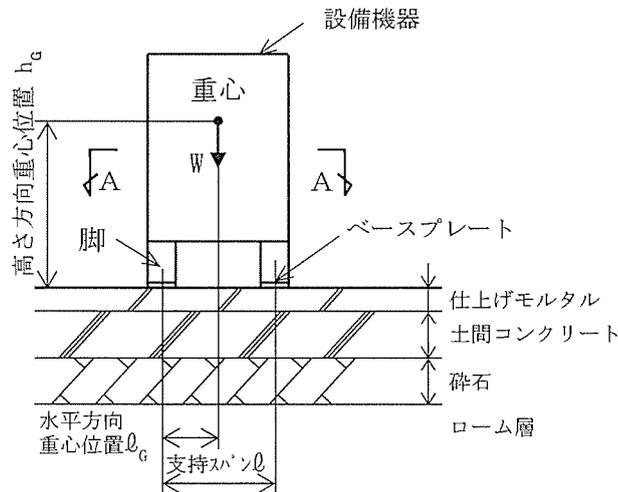
5. 土間コンクリートの強度検討

5.1. 強度検討の対象設備機器

土間コンクリートの強度評価に用いる各工場の対象設備機器及び土間コンクリート、碎石に係る諸元を添説建 2-付 1-1 表に示す。なお、評価対象の設備機器は設置に用いるベースプレートの接触面から土間コンクリートに作用する圧縮力が最大となる設備機器とした。

添説建 2-付 1-1 表 設備機器の概要

工場名	設備機器名	設計用 水平震度 K_H	重量 W (kN)	高さ方向 重心位置 h_G (mm)	水平方向 重心位置 l_G (mm)	支持 スパン l (mm)	仕上 モルタル 厚さ t_c (mm)	土間コンクリート (捨コン含む) 厚さ t_c (mm)	碎石 厚さ t_c (mm)	土間コンクリート 支持深さ (mm)	土間コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)
転換工場	粗成型プレス機										
成型工場	粗成型プレス機										
組立工場	ジブクレーン(1)										
除染室・分析室	ブラスト装置										
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1										
容器管理棟	核燃料輸送容器										
放射線管理棟	洗濯排水チェックタンク										
放射線管理棟増築部	無停電電源装置										



5.2. 長期荷重による評価

ここでは、転換工場の土間コンクリートに対する長期荷重による評価を評価方法の一例として示すが、同様に評価を実施したその他の各建物の評価結果は添説建 2-付 1-2 表に示す。

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

粗成型プレス機のベースプレート設置面に作用する長期荷重と、土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

- ・粗成型プレス機重量 W : kN
- ・ベースプレート面積 A : mm² (= a×b)
- ・ベースプレート個数 n :
- ・ベースプレート 1 箇所当たりの作用荷重 V_s

$$V_s = W \times \{(\ell - \ell_G) / \ell\} / (n / 2)$$

$$= \text{}$$

$$= \text{} \text{ kN}$$

- ・土間コンクリート設計基準強度

$$F_c : \text{} \text{ N/mm}^2$$

- ・土間コンクリート長期許容圧縮応力度

$$f_{c1} : \text{} \text{ N/mm}^2 \quad (= F_c / 3)$$

- ・土間コンクリート長期許容圧縮荷重

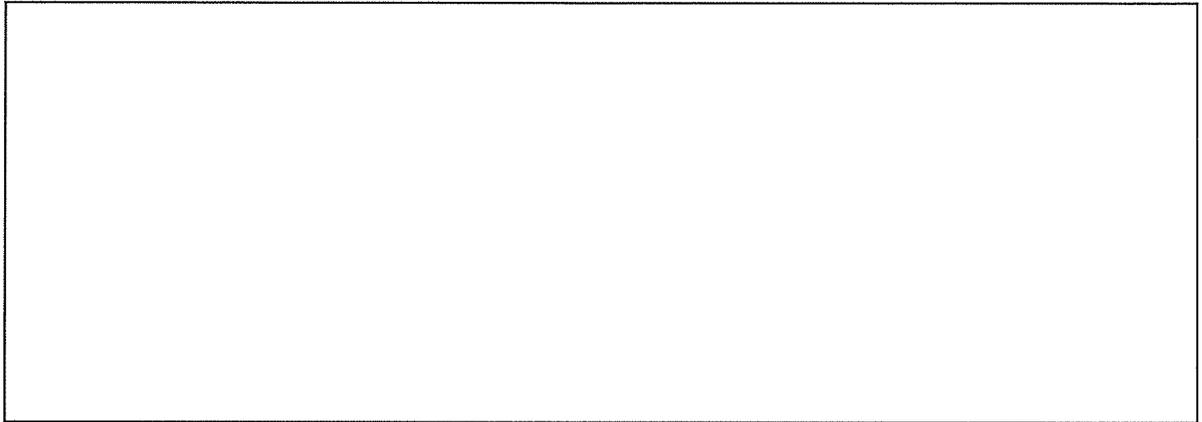
$$Q_{s1} : \text{} \text{ kN} \quad (= f_{c1} \times A)$$

$$V_s / Q_{s1} = \text{}$$

以上より、土間コンクリートの長期許容圧縮荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート 1 箇所当たりの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。



※1：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 日本建築学会
※2：建築基礎のための地盤改良設計指針案 日本建築学会

土間コンクリート荷重分散図

- ・コンクリート単位体積重量 γ : kN/m³
 - ・土間コンクリート厚さ t_c : mm
 - ・土間コンクリート単位面積重量 γ_a : kN/m² (= $\gamma \times t_c$ mm)
 - ・砕石単位体積重量 γ_s : kN/m³
(建築物荷重指針・同解説 日本建築学会)
 - ・砕石厚さ t_s : mm
 - ・砕石単位面積重量 γ_{sa} : kN/m² (= $\gamma_s \times t_s$ mm)
 - ・ローム層評価対象面積 $S_\ell = \ell_x \times \ell_y =$ = m²
 - ・土間コンクリート重量 $W_c = S_\ell \times \gamma_a =$ = kN
 - ・砕石重量 $W_s = S_\ell \times \gamma_{sa} =$ = kN
 - ・ベースプレート直下のローム層に作用する長期荷重 $V_{\ell S} = V_s + W_c + W_s =$ = kN
 - ・ローム層の長期に生ずる力に対する許容応力度 σ_{c1} : kN/m²
 - ・ローム層の長期に生ずる力に対する許容荷重 Q_{S2} : kN (= $\sigma_{c1} \times S_\ell$)
- $V_{\ell S} / Q_{S2} =$

以上より、ローム層の長期に生ずる力に対する許容荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を上回っていることを確認した。

5.3. 短期荷重による評価

ここでは、転換工場の土間コンクリートに対する短期荷重による評価を評価方法の一例として示すが、同様に評価を実施したその他の各建物の評価結果は添説建 2-付 1-3 表に示す。

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

前項で用いた粗成型プレス機のベースプレート設置面に作用する短期荷重と、土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

- ・ 設計用水平震度 K_H :
- ・ 高さ方向重心位置 h_G : mm
- ・ 脚芯間寸法 \varnothing : mm
- ・ 水平地震力 $P = W \times K_H$
 $=$
 $=$ kN
- ・ 転倒モーメント $M = P \times h_G$
 $=$
 $=$ kN・mm
- ・ ベースプレート 1 箇所当たりの作用荷重 V_E
 $V_E = M / (\varnothing \times n / 2) + V_S$
 $=$
 $=$ kN
- ・ 土間コンクリート短期許容圧縮応力度
 $f_{c2} :$ N/mm² (= $f_{c1} \times 2.0$)
- ・ 土間コンクリート短期許容圧縮荷重
 $Q_{E1} :$ kN (= $f_{c2} \times A$)
 $V_E / Q_{E1} =$

以上より、土間コンクリート短期許容圧縮荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による荷重）に加え、設備に耐震重要度分類第 1 類の地震力 (1.0G) 又は第 3 類 (0.2G : 容器管理棟のみ) が作用した場合の圧縮荷重を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート 1 箇所当たりの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。

作用荷重の伝達に対しては、長期荷重の検討時と同等の荷重分散効果を考慮する。

・ ローム層評価対象面積 $S_{\ell} = \ell_x \times \ell_y = \boxed{} = \boxed{} \text{ m}^2$

・ 土間コンクリート重量 $W_C = S_{\ell} \times \gamma_a = \boxed{} = \boxed{} \text{ kN}$

・ 砕石重量 $W_S = S_{\ell} \times \gamma_{sa} = \boxed{} = \boxed{} \text{ kN}$

・ ベースプレート直下のローム層に作用する短期荷重

$$V_{0E} = V_E + W_C + W_S = \boxed{} = \boxed{} \text{ kN}$$

・ ローム層の短期に生ずる力に対する許容応力度

$$\sigma_{c2} : \boxed{} \text{ kN/m}^2$$

・ ローム層の短期に生ずる力に対する許容荷重

$$Q_{E2} : \boxed{} \text{ kN } (= \sigma_{c2} \times S_{\ell})$$

$$V_{0E} / Q_{E2} = \boxed{}$$

以上より、ローム層の短期に生ずる力に対する許容荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）に加え、設備に耐震重要度分類第 1 類の地震力(1.0G)又は第 3 類 (0.2G: 容器管理棟のみ) が作用した場合の圧縮荷重を上回っていることを確認した。

添説建 2-付 1-2 表 各建屋土間コンクリートの長期荷重による評価

土間コンクリート単位体積重量 γ_c : kN/m³ 仕上モルタル単位体積重量 γ_m : kN/m³
 対象設備機器概要 砕石単位体積重量 γ_s : kN/m³ ローム層の長期に生ずる力に対する許容応力度 σ_{c1} : kN/m²

工場名	設備名	設計用 水平震度 K_H	重量 W (kN)	高さ方向 重心位置 h_G (mm)	水平方向 重心位置 l_G (mm)	支持スパン l (mm)	べース プレート 個数 n	べースプレート サイズ ※4		仕上 モルタル 厚さ t_m (mm)	土間コンクリート (捨コン含む) 厚さ t_c (mm)	砕石 厚さ t_s (mm)
								縦 a (mm)	横 b (mm)			
転換工場	粗成型プレス機											
成型工場	粗成型プレス機											
組立工場	ジブクレーン(1)											
除染室・分析室	プラスト装置											
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1											
容器管理棟	核燃料輸送容器											
放射線管理棟	洗排排水チェックタンク											
放射線管理棟増築部	無停電電源装置											

土間コンクリートの評価

工場名	土間コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	土間コンクリートの 長期圧縮応力度 f_{c1} (N/mm ²)	べースプレート の面積 A (mm ²)	仕上げ モルタル 重量 $W_{m1} =$ $A \times t_m \times \gamma_m$ (kN)	べースプレート 1箇所当り作用荷重 $V_s =$ $W \times (l - l_G) / l / (n/2)$ (kN)	土間コンクリート 上面作用荷重 $V_{s1} = V_s + W_{m1}$ (kN)	土間コンクリートの 長期許容圧縮力 $Q_{s1} = f_{c1} \times A$ (kN)	V_{s1} / Q_{s1}	判定
転換工場									OK
成型工場									OK
組立工場									OK
除染室・分析室									OK
第2核燃料倉庫									OK
容器管理棟									OK
放射線管理棟									OK
放射線管理棟増築部									OK

ローム層の評価

工場名	ローム層評価対象幅・面積			単位面積重量			仕上モルタル 重量 $W_m = S_0 \times \gamma_m$ (kN)	土間コンクリート 重量 $W_c = S_0 \times \gamma_c$ (kN)	砕石 重量 $W_s = S_0 \times \gamma_s$ (kN)
	X方向幅 l_x (mm)	Y方向幅 l_y (mm)	面積 $S_0 = l_x \times l_y$ (m ²)	仕上モルタル $\gamma_{sm} = \gamma_m \times t_m$ (kN/m ²)	土間コンクリート $\gamma_{sc} = \gamma_c \times t_c$ (kN/m ²)	砕石 $\gamma_{ss} = \gamma_s \times t_s$ (kN/m ²)			
転換工場									
成型工場									
組立工場									
除染室・分析室									
第2核燃料倉庫									
容器管理棟									
放射線管理棟									
放射線管理棟増築部									

工場名	べースプレート直下の ローム層に作用する 長期荷重 $V_{os} = V_s + W_m + W_c + W_s$ (kN)	ローム層の長期に 生ずる力に対する 許容荷重 $Q_{s2} = \sigma_{c1} \times S_0$ (kN)	V_{os} / Q_{s2}	判定
転換工場				OK
成型工場				OK
組立工場				OK
除染室・分析室				OK
第2核燃料倉庫				OK
容器管理棟				OK
放射線管理棟				OK
放射線管理棟増築部				OK

- ※1: 梁モデル解析による反力値
- ※2: 土間コンクリート上面に換算
- ※3: 着目コンクリート台が負担する設備重量 = $W \times 1/3$
- ※4: 長期荷重を負担する範囲

添説建2-付1-3表 各建屋土間コンクリートの短期荷重による評価

土間コンクリート単位体積重量 γ : kN/m^3 仕上モルタル単位体積重量 γ_m : kN/m^3
 対象設備機器概要 砕石単位体積重量 γ_s : kN/m^3 ローム層の短期に生ずる力に対する許容応力度 σ_{c2} : kN/m^2

工場名	設備名	設計用 水平震度 K_H	重量 W (kN)	高さ方向 重心位置 h_G (mm)	水平方向 重心位置 l_G (mm)	支持スパン l (mm)	べース プレート 個数 n	べースプレート サイズ ※4		仕上 モルタル 厚さ t_m (mm)	土間コンクリート (捨コン含む) 厚さ t_c (mm)	砕石 厚さ t_s (mm)
								縦 a (mm)	横 b (mm)			
転換工場	粗成型プレス機											
成型工場	粗成型プレス機											
組立工場	ジブクレーン(1)											
除染室・分析室	プラスト装置											
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1											
容器管理棟	核燃料輸送容器											
放射線管理棟	洗濯排水チェックタンク											
放射線管理棟増築部	無停電電源装置											

土間コンクリートの評価

工場名	土間コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	土間コンクリートの 短期圧縮応力度 f_{c2} (N/mm^2)	べースプレートの 面積 A (mm^2)	水平地震力 $P = W \times K_H$ (kN)	転倒モーメント $M = P \times h_G$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	べースプレート 1箇所当りの 作用荷重 $V_E = M / (l \times n / 2) + V_s'$ (kN)	土間コンクリートの 短期許容圧縮力 $Q_{E1} = f_{c2} \times A$ (kN)	V_E / Q_{E1}	判定
転換工場									OK
成型工場									OK
組立工場									OK
除染室・分析室									OK
第2核燃料倉庫									OK
容器管理棟									OK
放射線管理棟									OK
放射線管理棟増築部									OK

ローム層の評価

工場名	ローム層評価対象幅・面積			単位面積の重量			仕上モルタル 重量 $W_m = S_g \times \gamma_m$ (kN)	土間コンクリート 重量 $W_c = S_g \times \gamma_c$ (kN)	砕石 重量 $W_s = S_g \times \gamma_s$ (kN)
	X方向幅 l_x (mm)	Y方向幅 l_y (mm)	面積 $S_g = l_x \times l_y$ (m^2)	仕上モルタル $\gamma_{sm} = \gamma_m \times t_m$ (kN/m^2)	土間コンクリート $\gamma_{cm} = \gamma_c \times t_c$ (kN/m^2)	砕石 $\gamma_{sm} = \gamma_s \times t_s$ (kN/m^2)			
転換工場									
成型工場									
組立工場									
除染室・分析室									
第2核燃料倉庫									
容器管理棟									
放射線管理棟									
放射線管理棟増築部									

工場名	べースプレート直下の ローム層に作用する 短期荷重 $V_{0E} = V_E + W_m + W_c + W_s - W_{W1}$ (kN)	ローム層の短期に 生ずる力に対する 許容荷重 $Q_{E2} = \sigma_{c2} \times S_g$ (kN)	V_{0E} / Q_{E2}	判定
転換工場				OK
成型工場				OK
組立工場				OK
除染室・分析室				OK
第2核燃料倉庫				OK
容器管理棟				OK
放射線管理棟				OK
放射線管理棟増築部				OK

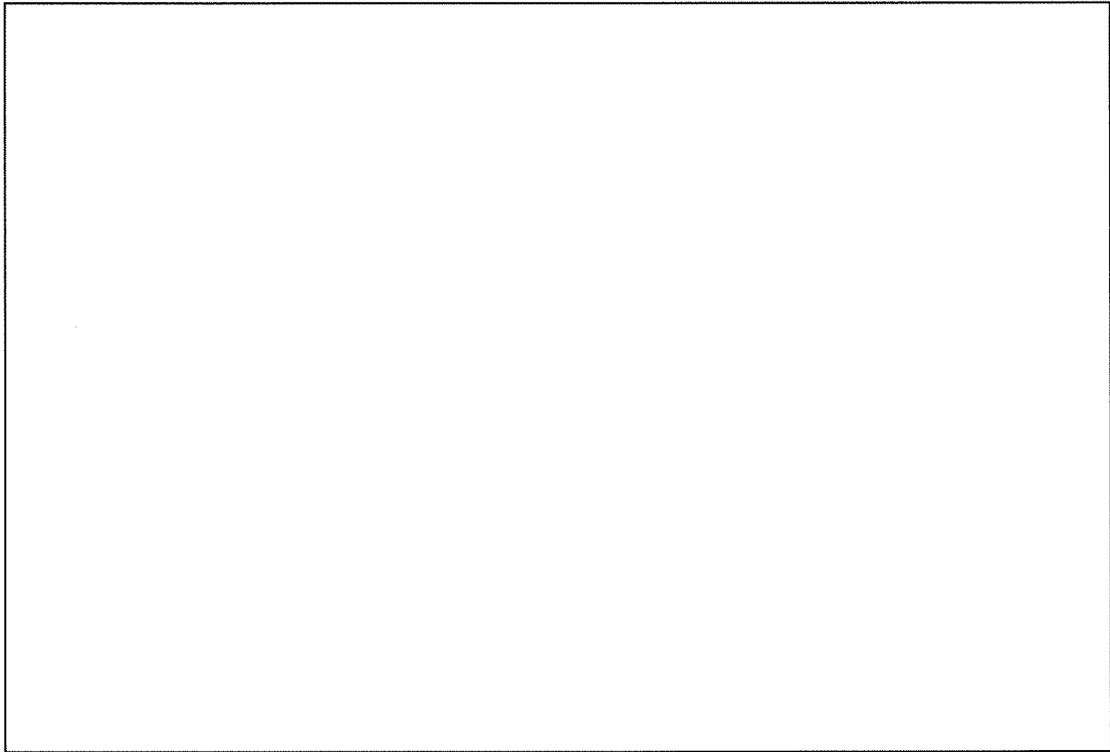
- ※1: 梁モデル解析による反力値
- ※2: 土間コンクリート上面に換算
- ※3: 着目コンクリート台が負担する設備重量 $= W \times 1/3$
- ※4: 短期荷重を負担する範囲
- ※5: V_s' は短期荷重べースプレートが負担する値

エキスパンションジョイントの説明

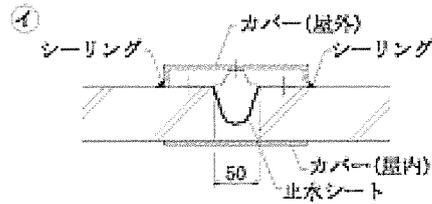
1. エキスパンションジョイントの概要

工場棟（転換工場、成型工場（放射線管理棟含む）、組立工場）及び隣接する付属建物（除染室・分析室、第 2 核燃料倉庫、容器管理棟、放射線管理棟増築部、放射線管理棟前室）は、各々耐震設計上独立した建物であるが、これらの建物はエキスパンションジョイント（Exp. J という。）を介して接続し一体化する。これらの建物を接続する Exp. J の設置位置を添説建 2 付録 2-1 図に示す。

Exp. J は、隣接する独立した建物を接続する伸縮継手であり、地震時の変位量を考慮した間隔を設定し、地震時に生じる変位を吸収する構造とする。添説建 2 付録 2-2 図に Exp. J の構造例を示す。Exp. J は、ジョイント部のカバー、止水シート、水切り板等で構成される。特に、第 1 種管理区域の建物の接続部に設ける Exp. J は、止水シート設置及びジョイント部の屋外のカバーと建物外壁との接合部のシーリングを行うことにより漏えいの少ない設計とする。



添説建 2 付 2-1 図 工場棟及び隣接建物のエキスパンションジョイント設置位置



L: エキスパンションジョイントの間隔

添説建 2 付 2-2 図 エキスパンションジョイント構造例の概要

2. 地震時の損傷の防止に関する検討

Exp. J は、地震力により建物に変位が生じても、建物同士が干渉して影響を及ぼすことがないように、地震時の水平変位量を考慮して建物の接続部に間隔を設ける。

建物の接続部に設ける間隔は、本加工施設が立地する地域で想定される最大地震(水平震度 0.44)より大きい、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力(水平震度 0.6)で生ずる変位量でも建物同士が干渉しない間隔を確保し、大地震時に影響がない設計とする。

添説建 2 付録 2-1 表に各 Exp. J の接続部の間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果を示す。

評価の結果、全ての Exp. J において、接続する建物の合計変位量 C は、Exp. J の接続部の間隔 L を上回ることはなく、S クラスに属する施設に求められる程度の地震時でも建物に影響がないことを確認した。

添説建2付2-1表 各エキスパンションジョイントの間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果

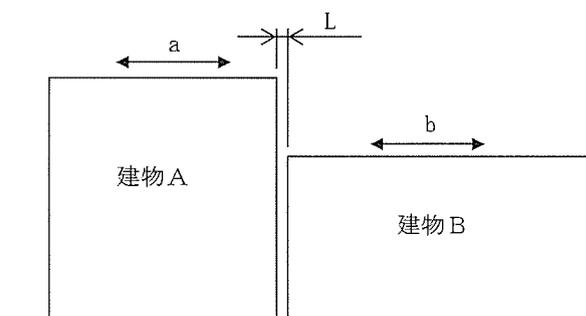
位置 番号	接続する建物名称		接続する各建物の変位量 (mm)			Exp. J の間隔 (mm) L	評価 結果
	建物A	建物B	a	b	C=a+b		
①	転換工場	組立工場					○
②	転換工場	第2核燃料倉庫					○
③	第2核燃料倉庫	除染室・分析室					○
④	転換工場	除染室・分析室					○
⑤	転換工場	成型工場					○
⑥	成型工場	放射線管理棟前室					○
⑦	成型工場	放射線管理棟増築部					○
⑧	組立工場	成型工場					○
⑨	組立工場 (前室)	容器管理棟 (通路)					○
⑩	容器管理棟 (保管室)	容器管理棟 (メンテナンス室)					○
⑪	成型工場	事務棟(南北方向)					○
⑫	成型工場	事務棟(東西方向)					○

※

一般建物である容器管理棟（メンテナンス室）及び事務棟の変位量は、構造計算をしていないため保守的に層間変形角1/200として算出した値とした。

容器管理棟：b= mm

事務棟：b= mm



a : 建物Aの地震時の変位量

b : 建物Bの地震時の変位量

C : 建物Aと建物Bの合計変位量

3. 竜巻に対する損傷防止

3.1. 竜巻防護の方法

竜巻で影響を受ける箇所は、Exp. J の屋外側のカバー（以下、ジョイントカバーという。）であり、既存の Exp. J については既存のジョイントカバーの上に F1 竜巻に耐えるカバーを追設することで防護する。また、新設の Exp. J には、F1 竜巻に耐える強度を有するジョイントカバーを設置することで防護する。

なお、ジョイントカバーが外壁サイディングで覆われる箇所については、サイディングで防護できるのでジョイントカバーの追設は省略する。

3.2. 評価の対象について

既存ジョイントカバーの上に追設するカバー取付部について評価を行う。

(1) 評価対象

竜巻荷重によりジョイントカバーを剥がそうとする荷重に対する据付けタッピングネジの引抜荷重及びネジ固定部で発生するジョイントカバーのせん断荷重と竜巻荷重の比較により評価する。

なお、添説建 2 付録 2-1 表 位置番号⑥の Exp. J はメーカー品使用によるため評価対象外とした。

(2) 条件

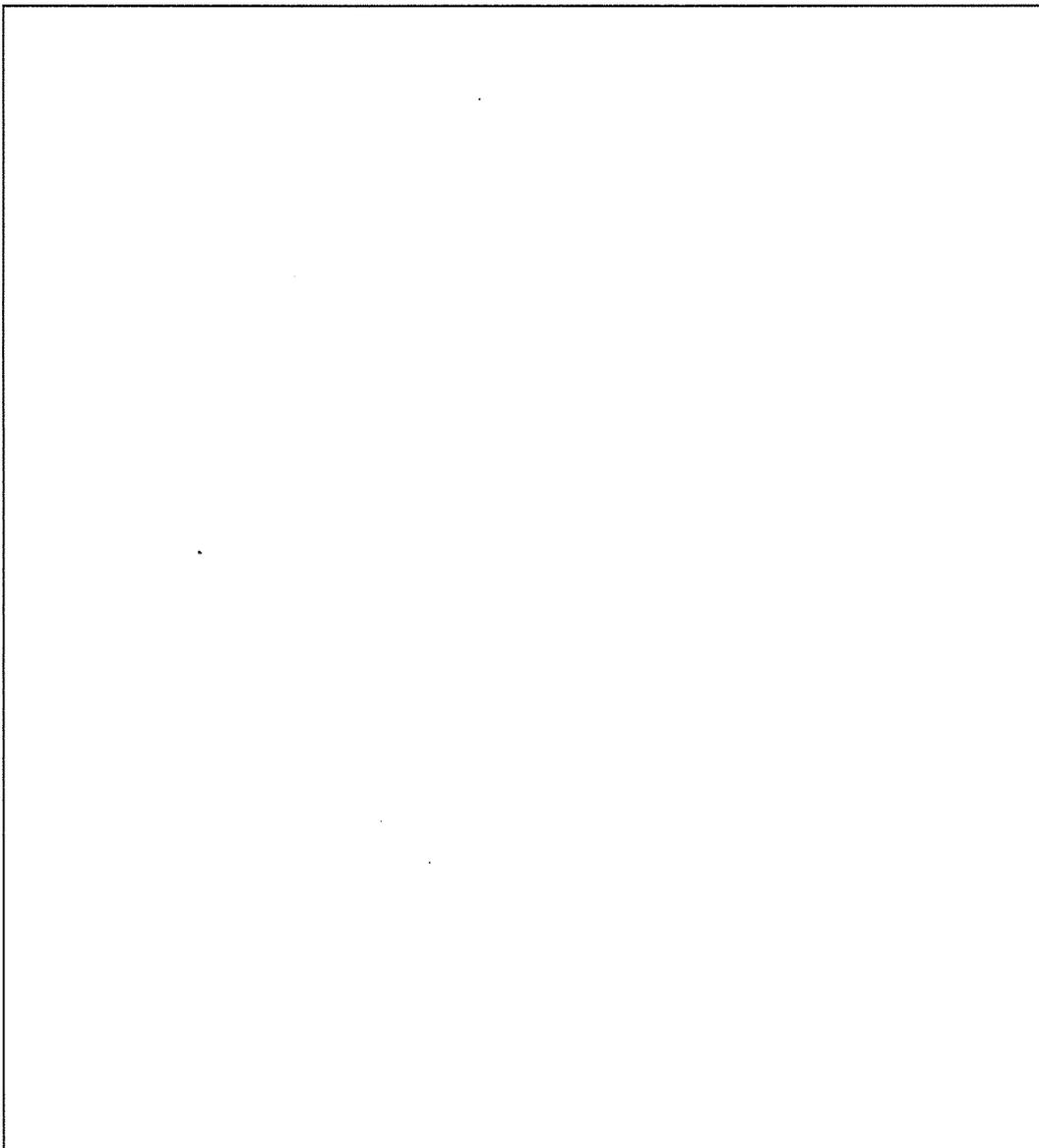
1) 竜巻荷重

- ・壁 面：F1 竜巻の竜巻荷重：2152 N/m²
- ・屋根面：F1 竜巻の竜巻荷重：2834 N/m²

2) ジョイントカバー及び据付けネジの諸元

- ・材質：、厚さmm、幅mm（最大）
- ・据付けネジ：、埋込深さmm（、コンクリート用タッピングネジ）
、埋込深さmm（、ALC 用タッピングネジ）

注) ジョイントカバーの幅の最大寸法はmm とし、据付けネジのピッチはmm 以内とする。



(3) 強度評価

1) ジョイントカバー

- ・ ジョイントカバー () を タッピングネジで固定した場合の許容せん断荷重

ジョイントカバー幅 W (m) :

ジョイントカバー板厚 t (mm) :

タッピングネジピッチ p (mm) :

ネジ頭の直径 d (mm) :

ネジ頭で押えられる外周断面積 A (mm²) : $\pi \times d \times t =$

SUS304 基準強度 F (N/mm²) :

短期許容せん断応力度 f_s (N/mm²) :

ネジ固定部 1箇所あたり許容せん断荷重

$$q_a \text{ (N)} : A \times f_s = \text{}$$

ジョイントカバー単位長さあたりのタッピングネジ本数

$$n \text{ (本)} : \text{}$$

ジョイントカバー単位長さあたり許容せん断荷重

$$Q_a \text{ (N)} : q_a \times n = \text{}$$

- ・ ジョイントカバー単位長さあたりの F1 竜巻荷重

竜巻荷重 壁面 $P_w =$ =

竜巻荷重 屋根面 $P_r =$ =

- ・ 竜巻荷重のよって生じるせん断荷重に対する許容せん断荷重の検定比

壁面 $K_{w1} = P_w / Q_a =$ OK

屋根面 $K_{r1} = P_r / Q_a =$ OK

従って、ジョイントカバーは竜巻荷重に対して抵抗できる。

2) タッピングネジ

- ・タッピングネジの許容引張荷重

タッピングネジ (□) 有効断面積 A_s (mm²) : □

タッピングネジの短期許容引張応力度 f_t (kN/cm²) : □

(建築設備耐震設計・施工指針 日本建築センター)

タッピングネジ 1 本あたりの許容引張荷重 T (N/本) : □ N/本

- ・タッピングビス 1 本あたりの竜巻荷重

壁面 $W_w = P_w / n =$ □ N/本

屋根面 $W_r = P_r / n =$ □ N/本

- ・竜巻荷重によって生じる引張荷重に対する許容引張荷重の検定比

壁面 $K_{w2} = W_w / T =$ □

屋壁面 $K_{r2} = W_r / T =$ □

従って、タッピングネジは竜巻荷重に対して抵抗できる。

竜巻による損傷防止に関する説明書

I. 竜巻防護設計の基本方針

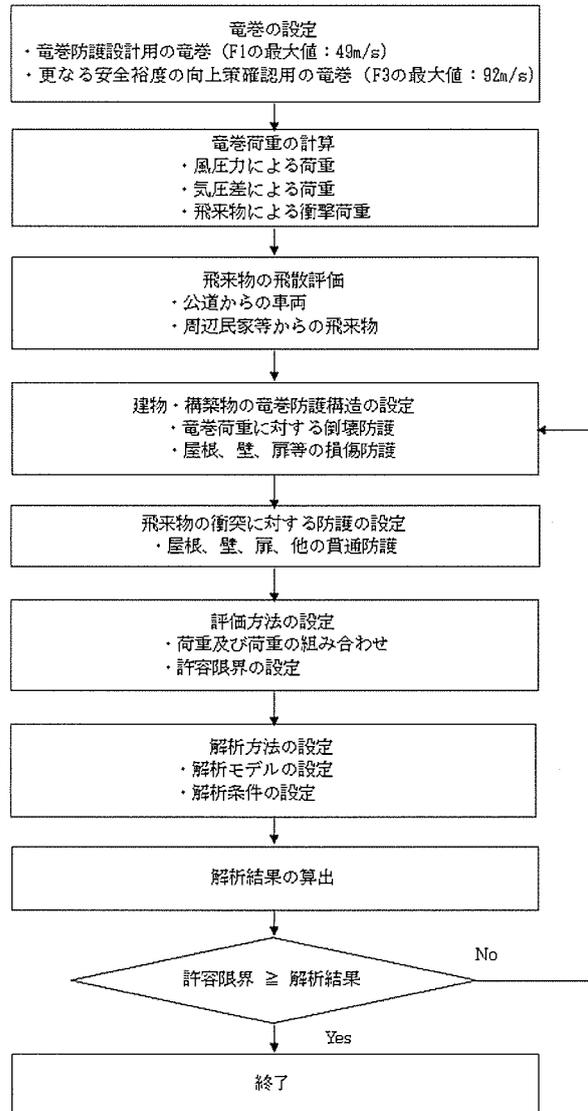
1. 竜巻防護設計の方針

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」（以下「竜巻ガイド」という。）を参考に算出した本加工施設が立地する地域での竜巻規模は、稀に発生する竜巻として年超過確率 10^{-4} に相当する風速は41m/sであり、藤田スケールのF1(33～49m/s)にあたる。

以上より、加工施設の建物・構築物の竜巻防護設計の竜巻は風速をF1の最大風速の49m/sとし、安全機能を有する施設の安全機能を損なうことがないように、竜巻荷重を上回る強度を有する設計とする。具体的には、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・扉・シャッタの強度との比較を実施する。また、飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、対象は敷地外からの飛来物として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、藤田スケールのF3の最大風速（92m/s）で、同様な評価を実施する。

建物・構築物の竜巻防護設計のフロー概要を添設建3-I.1図に示す。



添設建 3－I.1 図 建物・構築物の竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の算定

建物・構築物の竜巻防護の構造設計のためのF1竜巻(風速49m/s)の竜巻荷重は、竜巻ガイドを参考に以下のとおり算出する。

2.1. 気圧低下による荷重

- ・ 竜巻の移動速度 (V_T): $V_T = 0.15 \times V_D$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速 (V_m): $V_m = V_D - V_T$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速が生じる位置での半径 (R_m): $R_m = 30$ (m)
- ・ 竜巻の最大気圧低下量 (ΔP_{max}): $\Delta P_{max} = \rho \times V_m^2$ (Pa)

ここで、 ρ は空気密度(=1.22(kg/m³))である。

F1竜巻及びF3竜巻の特性値は以下に示すとおりである。

設計評価用F1竜巻の特性値

$$V_D = 49 \text{ (m/s)}$$

$$V_T = 7 \text{ (m/s)}$$

$$V_m = 42 \text{ (m/s)}$$

$$\Delta P_{max} = 2152 \text{ (Pa)}$$

更なる安全裕度の向上策の確認用F3竜巻の特性値

$$V_D = 92 \text{ (m/s)}$$

$$V_T = 14 \text{ (m/s)}$$

$$V_m = 78 \text{ (m/s)}$$

$$\Delta P_{max} = 7422 \text{ (Pa)}$$

これら特性値を用いて、竜巻荷重を算出する。

2.2. 風圧力による荷重

竜巻の最大風速(V_D)における風圧力(P_D)は、竜巻ガイドを参考に次式で算出する。

$$P_D = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

ここで、 q は設計用速度圧、 G はガスト影響係数、 C は風力係数、 A は施設の受圧面積を表し、 q は次式による。

$$q = (1/2) \cdot \rho \cdot V_D^2$$

なお、本評価では $G=1.0$ とする。

また、風力係数 C 値について、風向と各壁・屋根について、建物を上面からみた場合の風向方向の建物寸法を D 、風向に垂直な方向の寸法を B とした場合の壁の風力係数を添設建3-I.2.2-1表、風上側からの屋根端部からの距離を R_b とした場合の屋根の風力係数を添設建3-I.2.2-2表の値とする。

添設建3-I.2.2-1表 風力係数 C_w (正が圧縮、負が引張) (壁)

		風力係数
風上側 C_{wu}		0.80
風下側 C_{wl}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D: 風向方向の建物寸法

B: 風向に垂直な方向の寸法

添設建 3-1.2.2-2 表 風力係数 C_R (正が圧縮、負が引張) (屋根)

風上側からの屋根端部からの距離 R_b	風力係数 (外圧係数)
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.5B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

2.3. 竜巻防護設計の組合わせ荷重

建物・構築物に負荷される竜巻荷重としては、竜巻の最大風速における風圧力による荷重 (W_W)、建物内外の気圧差による荷重 (W_P) 及び設計飛来物による衝撃荷重 (W_M) がある。竜巻ガイドを参考に、これらの荷重を以下のとおり組み合わせて算出する。なお、加工施設において飛来物衝撃が発生しないため、 W_M を評価には考慮しない。

$$W_{T1} = W_P$$

$$W_{T2} = W_W + 1/2 W_P + W_M$$

ここで

W_W : 竜巻の風圧力による荷重

W_P : 竜巻による気圧差による荷重

W_M : 飛来物による衝撃荷重

なお、荷重は評価対象部分の面積の取り方によって変化することから便宜上圧力の単位で検討する場合がある。圧力の単位で表記する場合、 W を小文字 (w) で表す。荷重の単位で表す場合は W を大文字 (W) で表す。

2.3.1. 建物・構築物に作用する水平方向の竜巻荷重

建物・構築物の構造設計に用いる水平方向 (x ないし y 方向) の竜巻荷重は以下の方法で算定する。なお、建物には気圧差が作用しても建物の水平方向の両側で打ち消しあうが、ここでは、保守的に建物の風下側の面にのみ気圧差が作用するものとして気圧差を考慮することとする。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

2.3.2. 屋根・壁・扉・シャッタ等に作用する竜巻荷重

建物の屋根、壁、扉、シャッタ等の局部強度設計に用いる竜巻荷重は以下の方法で算定する。

【屋根に作用する竜巻荷重】

屋根に対しては、風圧力と気圧差の作用する方向は常に上向きである。

なお、 W_{T2} については、局部強度に対する設計荷重であることを添え字の r で示す。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} W_p$$

【壁・扉・シャッタ等に作用する竜巻荷重】

壁、扉、シャッタ等に作用する荷重は気圧差の大きさによって、風上側と風下側のいずれが厳しい結果となるか変わる。気圧差単独の荷重 $W_{T1} = W_p$ も含めて、評価すべき荷重が次のとおり算出される。なお、 W_{T2} については、局部評価荷重であることを添え字の w で示す。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} W_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -W_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} W_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -W_p \end{cases}$$

3. 飛来物の飛散評価

竜巻ガイドを参考に、防護対象施設に影響を与える可能性がある飛来物を抽出し、飛散評価を実施する。飛来物の選定に際しては、大きな運動エネルギーをもつ飛来物（自動車、プレハブ物置等）、貫通力が大きな飛来物（鉄骨部材等）を考慮する。

飛散評価は、F1竜巻（風速49m/s）の条件下で実施し、飛散評価には電力中央研究所が開発し

た竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いる。また、TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。

なお、F1竜巻(風速49m/s)で、敷地内で防護対象施設に影響を与える飛来物となり得るプレハブ物置に対して固縛措置等を講じることから、対象とする飛来物は敷地外にある自動車、プレハブ物置、鉄骨部材(竜巻ガイドに記載の鋼材等)とする。

4. 建物・構築物の竜巻防護設計の方法

4.1. 建物・構築物の構造強度評価

建物・構築物の保有水平耐力と建物・構築物に作用する水平方向(xないしy方向)の竜巻荷重の比較を行い、保有水平耐力が竜巻荷重を上回る設計とする。

4.2. 屋根・壁・扉・シャッタの局部評価

竜巻荷重に対して、屋根、壁、扉、シャッタ等の局部的な強度評価を行い、弾性範囲に留まる設計とする。

4.3. 飛来物の衝突に対する防護設計

4.3.1. コンクリート壁の貫通評価

鉄筋コンクリートの屋根や外壁等の貫通限界厚さは、下記の修正NDRC式(1)及びDegen 式(2)により求める。

$$x_c = \alpha_c \sqrt{4KWND \left(\frac{V}{1000D} \right)^{1.8}} \quad (1)$$

x_c : 貫入深さ (in)

$$K = 180 / \sqrt{F_c}$$

W : 重量 (lbs)

F_c : コンクリート強度 20.6N/mm²=2987.8 (psi)

D : 飛来物直径 (飛来物面積と等しくなる直径) (in)

V : 衝突速度 (ft/s)

N : 形状係数 (自動車の場合、0.72)

α_c : 飛来物低減係数 (1)

$$t_p = \alpha_p D \left\{ 2.2 \left(\frac{x_c}{\alpha_c D} \right) - 0.3 \left(\frac{x_c}{\alpha_c D} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

t_p : 貫通限界厚さ (in)

α_p : 飛来物低減係数 (自動車の場合、0.65)

4.3.2. 鋼板の貫通評価

鋼板で防護する壁や鉄扉等の貫通限界厚さは、下記に示す BRL 式により求める。

$$T^{3/2} = \frac{0.5MV^2}{17400 K^2 D^{3/2}}$$

T : 鋼板厚さ (in)

M : 飛来物質量 (lbf · s²/ft)

V : 飛来物速度 (ft/s)

D : 飛来物直径 (飛来物面積と等しくなる直径) (in)

K : 鋼板の材質に関する係数 (≒1)

4.4. 許容限界

- ・建物・構築物に対する防護設計竜巻 F1 (49m/s) の水平荷重に対する許容限界は、建物・構築物の保有水平耐力とする。
- ・建物の屋根、壁、扉等の局部評価の許容限界は、単位面積当たりの許容短期荷重を原則とする。
- ・鉄筋コンクリート壁、鋼板に対する飛来物貫通の許容限界は、4.3 項に示す貫通評価式で算出した厚さとする。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

竜巻ガイドに基づき、加工施設が立地する地域及び日本全国の類似の気象条件の地域において、過去に発生した最大規模の竜巻による風速及び竜巻最大風速のハザード曲線による最大風速を求め、その結果、当該地域において発生するおそれがある最大の竜巻の規模は、藤田スケールで F3 規模となると推定した。また、日本全土で過去に発生した最大級の竜巻の規模は F3 である。

以上より、更なる安全裕度の向上策の確認は、竜巻 F3 の最大風速の 92m/s に対して、壁や屋根、扉等に部分的に塑性変形が仮に生じたとしても破断することが無いこと、また、建物が倒壊することが無いことを評価し、加工施設に大きな影響を及ぼすおそれが無いことを確認する。

5.1. 建物・構築物の構造強度評価

- ・建物・構築物の保有水平耐力と建物・構築物に作用する水平方向（xないしy方向）の竜巻荷重の比較を行い、保有水平耐力が竜巻荷重を上回ることを確認する。
- ・屋根が折板等の建物でF3竜巻では屋根が損傷する場合は、屋根内外の気圧差は解消されるものとして竜巻荷重を算定する。

5.2. 屋根・壁・扉・シャッタ等の局部評価

- ・竜巻荷重による、屋根、壁、扉、シャッタ等の局所的な荷重と終局耐力荷重との比較評価により、部分的に塑性変形することはあるが、破断することが無いことを確認する。
- ・屋根が折板等の建物でF3竜巻で屋根が損傷する場合は、屋根内外の気圧差は解消されるものとして竜巻荷重を算定する。
- ・屋根が損傷して屋内の設備・機器に竜巻が影響する場合は、設備・機器に、92m/sの風が作用した場合の竜巻荷重を上回る強度を有する設計とする。（アンカー補強、固縛等による防護）

5.3. 飛来物の衝突に対する評価

- ・4.3項と同様な方法で評価する。
- ・屋根が損傷する建物で、建物上部まで飛来物が到達する場合は、屋根の下に設置する屋内の設備・機器等の飛散防止用防護ネットで飛来物から防護する設計とする。
- ・飛散防止用防護ネットを通過する飛来物（プレハブ物置のプレス）が到達する場合は、屋内の設備・機器に対する飛来物の影響を評価する。

5.4. 許容限界

- ・建物・構築物に対する竜巻 F3（92m/s）の水平荷重に対する許容限界は、建物・構築物の保有水平耐力とする。
- ・建物の屋根、壁、扉、シャッタ等の強度評価の許容限界は、単位面積当たりの終局耐力荷重を原則とする。
- ・鉄筋コンクリート屋根・壁、鋼板に対する飛来物貫通の許容限界は、4.3項に示す貫通評価式で算出した厚さとする。

6. 適用規格

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- (1) 原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（原子力規制委員会）
- (2) 原子力発電所の竜巻影響評価ガイド(案)及び解説（原子力安全基盤機構）
- (3) 建築基準法・同施行令・告示等
- (4) 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- (5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- (6) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- (7) 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —（日本建築学会）
- (8) 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- (9) 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- (10) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）
- (11) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針（日本建築センター）
- (12) 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

II. 工場棟 転換工場の竜巻防護設計計算書

1. 転換工場の位置・構造

1.1. 建設位置

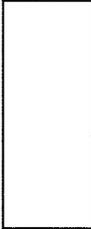
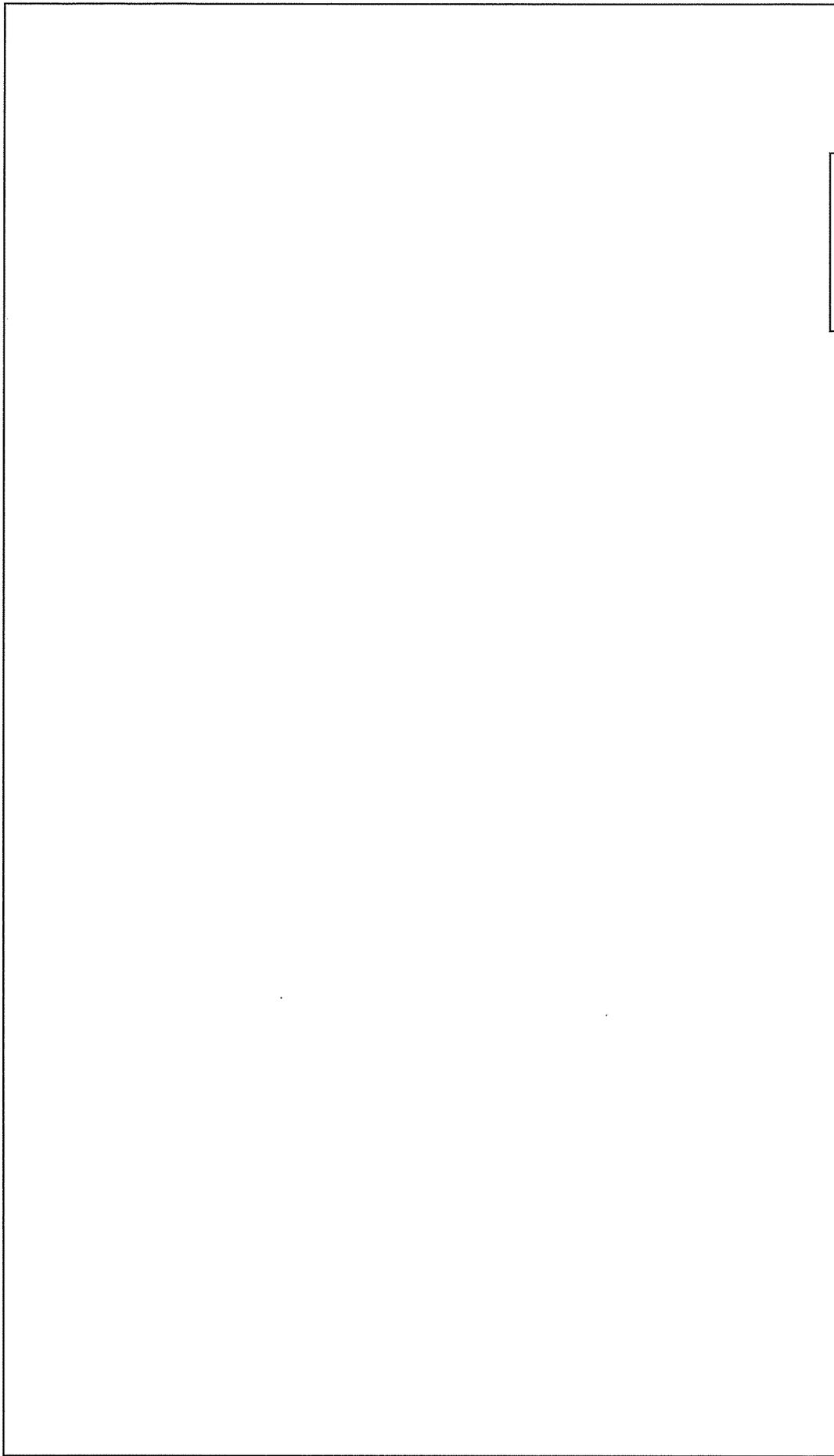
転換工場の場所を、図 イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の位置であり、最も近い民家や公道から約 90m 以上離れている。

1.2. 構造概要

転換工場の屋根伏図及び断面図を添説建 3- II. 1. 2-1 図～添説建 3- II. 1. 2-3 図に示す。

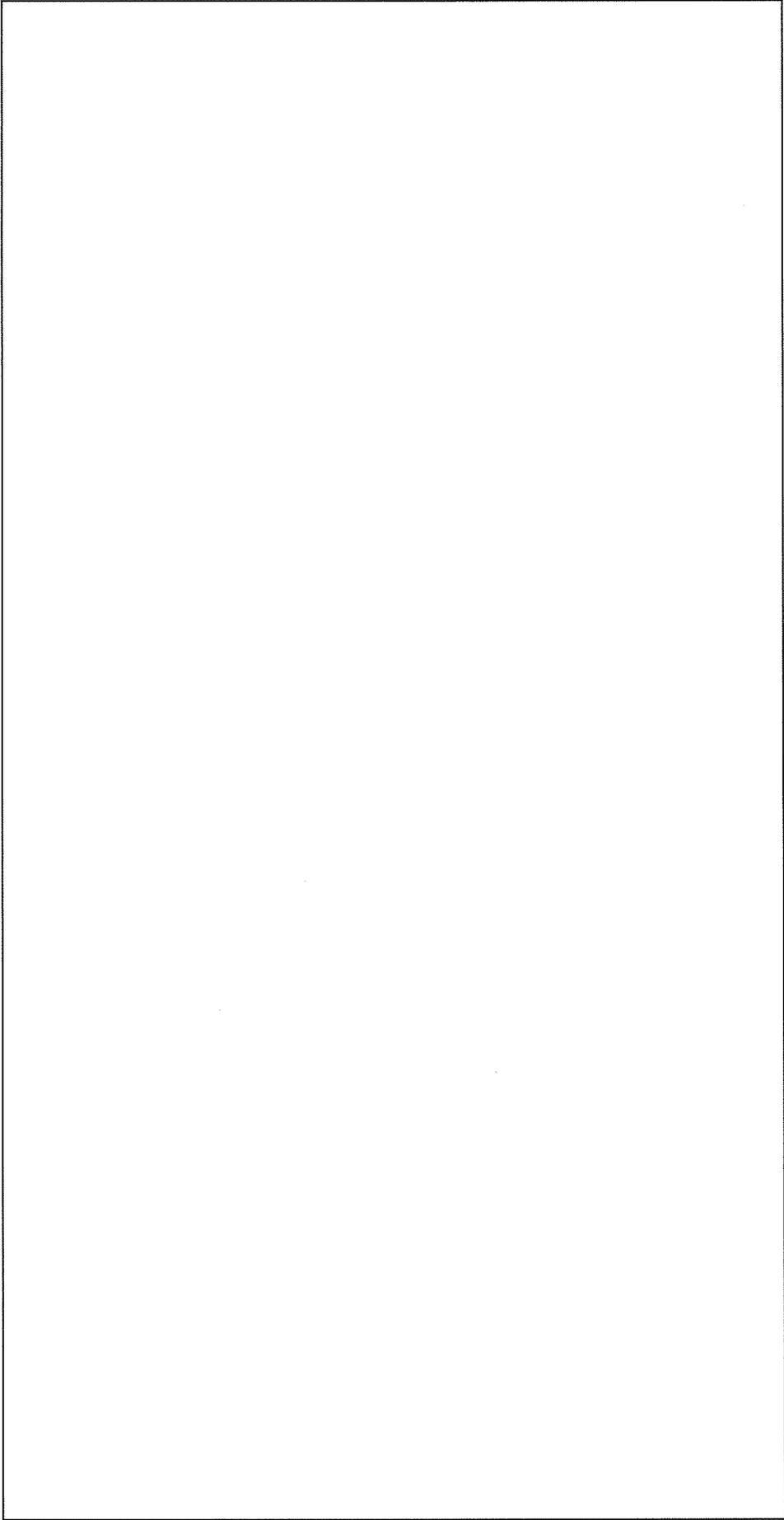
転換工場は、1、2 階の中央に大きな吹抜けを有する地上 3 階建ての鉄骨造（S 造）の建物である。平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、鉄扉、シャッター、排気塔ガラリ、外気取入れガラリを設置している。

注) 添付説明書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



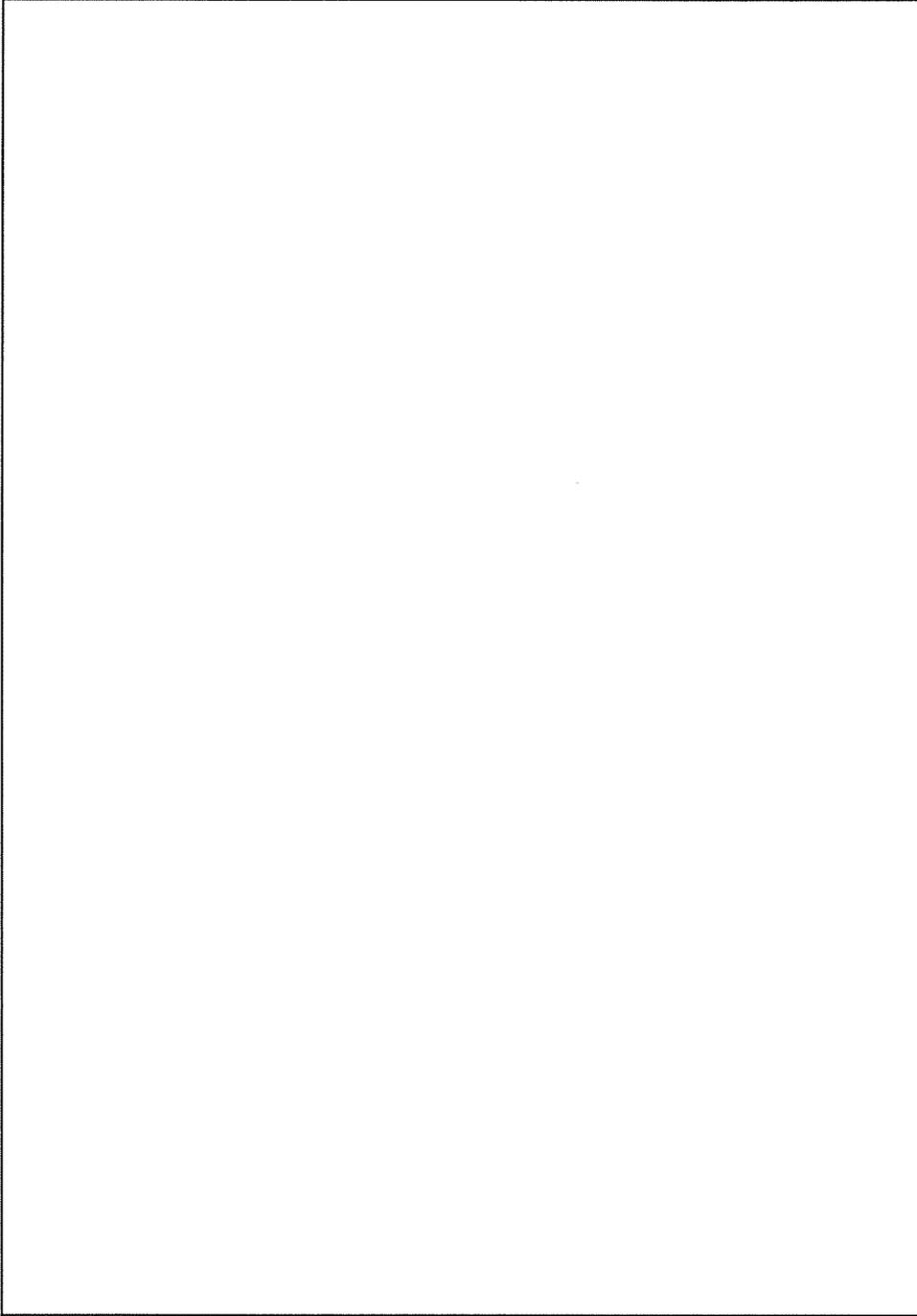
注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ. 1. 2-1 図 (2 階、前室屋根伏図)



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ. 1. 2-2 図 建屋平面図 (R 階、排気塔屋根伏図)



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ.1.2-3 図 建屋断面図 (南側、西側立面図)

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、転換工場の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・鉄扉・シャッタ・外気導入カバーに作用する荷重と強度との比較を実施する。また、飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、対象は敷地外からの飛来物に対して防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速（92m/s）で、同様の評価を実施する。尚、前室は F3 による応力での損傷を許容するため、F1 のみの評価とする。建物・構築物の竜巻防護設計のフロー概要を添説建 3-Ⅱ.1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表の補強を行い耐竜巻性能を確保する。

添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位

項目	F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価	—	—
局 部 評 価	屋根 ※1	○ 注 1
	壁 ※2	○
	鉄扉 ※3	○
	シャッタ ※4	○
	外気導入カバー	—
飛来物防護 ※5	— 注 2	○ 注 1

○：補強あり —：補強なし

※1：折板追設補強（既存折板残置）または折板張替で補強

※2：既存 ALC 壁残置で外壁サイディング補強または屋内側鉄板追設で補強

※3：既存鉄扉の補強または新しい鉄扉に交換することで補強

（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9～図イ建-12 に示す。）

※4：既存シャッタに補強バーの追設で補強または交換することで補強

（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9、図イ建-12 に示す。）

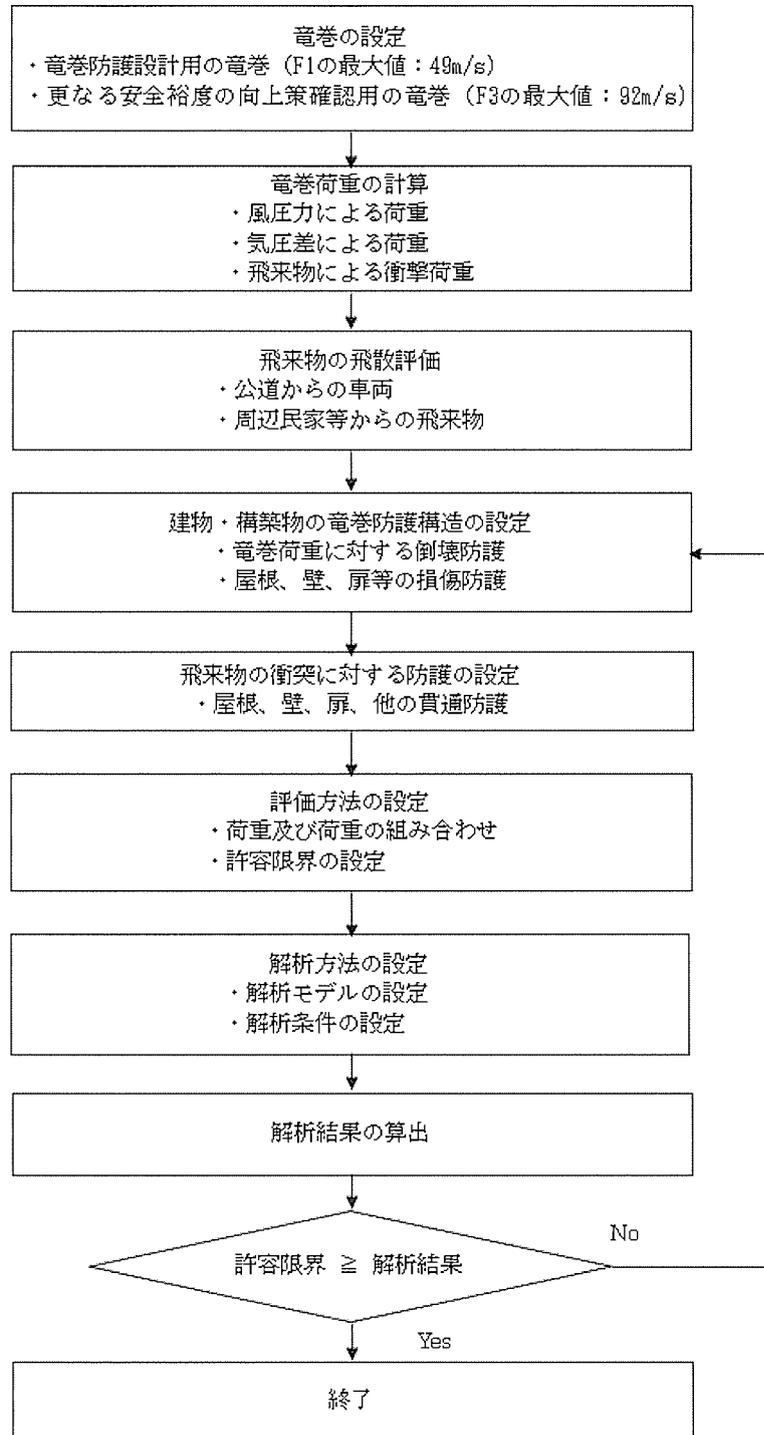
※5：飛散防止用防護ネットの設置

（具体的な設置位置は図リ建-47～図リ建-49 に示す。）

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。

注 1) 屋根は F3 竜巻に耐えないため、屋根下及び天井下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注 2) F1 竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物は無いことから F1 竜巻での飛来物防護の補強は無い。



添説建 3－Ⅱ. 1. 3－1 図 竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、転換工場が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。

また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 設計竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 速度圧

竜巻荷重評価のため、必要な速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度=1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速=49m/s、F3 竜巻最大風速=92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速=42m/s、F3 竜巻の最大接線風速=78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表に示す。

風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法を D、風向に垂直な方向の寸法を B として整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_W (正が圧縮、負が引張)

		風力係数
風上側 C_{WU}		0. 80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0. 50
	D/B 比 > 1	-0. 35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2. 2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。

局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉・シャッタに対しては w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根に対しては w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉・シャッタ

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_P \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_P \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_P$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉・シャッタの風力係数は、添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0. 5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-Ⅱ. 2. 2-1 表に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 Rb に応じて変化するが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1. 2 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅱ. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R

(屋根健全時 正が圧縮、負が引張)

	風力係数
$Rb \leq 0. 50B$	-1. 20
$0. 50B < Rb \leq 1. 50B$	-0. 60
$Rb > 1. 50B$	-0. 20

Rb : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻による結果を添説建3-II.3-1表に示す。

なお、敷地内の飛来物は加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外から想定される飛来物とした。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から転換工場までは約90m以上離れており、同建物まで到達する飛来物はないことから、建物の外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建3-II.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。転換工場の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「Ⅱ. 工場棟 転換工場の耐震計算書」の X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-Ⅱ. 4. 1-1 表に示す。保有水平耐力は、F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-Ⅱ. 4. 1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1 : 添付説明書一建 3-Ⅱ 付録 2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・シャッタ・外気導入カバーの局部評価

屋根・壁・鉄扉・シャッタ・外気導入カバーの短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-II.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-II.4.2-1表 局部評価

	単位面積当たりの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当たりの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁 (サイディング)				○
壁 (鉄板)				○
シャッタ				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建3-II付録4 参照

*2：添付説明書ー建3-II付録5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*3：添付説明書ー建3-II付録5 参照

*4：添付説明書ー建3-II付録8 参照

(添付説明書ー建3-II付録8と添付説明書ー建3-II付録9の比較より)

*5：添付説明書ー建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*6：添付説明書ー建3-XII. 工場棟鋼製シャッタ説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等に表記のF1竜巻荷重が作用した場合の各構成部材の強度評価の最大値を示す。当該の表ではこの検定比を用いてF1竜巻荷重から逆算して算出した値を短期許容荷重として荷重比で表記している。ただし、シャッタについては短期許容荷重とF1竜巻荷重より求めた検定比を示す。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。転換工場の保有水平耐力は、添付説明書一建2「II. 工場棟 転換工場の耐震計算書」のX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-II.5.1-1表に示す。保有水平耐力は、F3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-II.5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-II付録3参照

5.2 壁・鉄扉・シャッタの局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、屋根が折板であるため、損傷し開口する。局部評価の竜巻荷重は、屋根が損傷し、気圧差は発生しないものとして算出した。

壁・鉄扉・シャッタの終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-Ⅱ.5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。また、外気導入カバーは固縛することで評価を省略する。

尚、前室は F3 竜巻荷重による損傷を許容するため、評価は省略する。

添説建 3-Ⅱ.5.2-1 表 局部評価

	単位面積当たりの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当たりの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
壁 (サイディング)				○
壁 (鉄板)				○
シャッタ				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 4 参照

*2：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 8 参照

(添付説明書一建 3-Ⅱ付録 8 と添付説明書一建 3-Ⅱ付録 9 の比較より)

*4：添付説明書一建 3-ⅩI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*5：添付説明書一建 3-ⅩII. 工場棟鋼製シャッタ説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具に表記の F3 竜巻荷重が作用した場合の各構成部材の強度評価の最大値を示す。当該の表ではこの検定比を用いて F3 竜巻荷重から逆算して算出した値を終局耐力荷重として荷重比で表記している。ただし、シャッタについては終局耐力荷重と F3 竜巻荷重より求めた検定比を示す。

5.3 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F3竜巻による結果を添説建3-II.5.3-1表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外から想定される飛来物とした。なお、公道からの車両は、敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。

評価の結果、転換工場まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約90m以上のもので軽自動車(1、2)、軽トラック、プレハブ物置(小、中、大)がある。これらの中から飛散距離及び飛散高さが最も大きく、運動エネルギーの大きいプレハブ物置(大)を検討対象とする。転換工場の東側への衝突が考えられるが、外壁はサイディング材で補強されている。サイディング材の吸収する変形エネルギーの結果を添付説明書-建3-II付録6に示す。その結果安全であることが確認できた。

添説建3-II.5.3-1表 F3竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,000	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛散防止用防護ネットの検討

転換工場の折板屋根が、F3竜巻で仮に損傷した場合でも、工場内のダクト等が屋外に飛散しないように飛散防止用防護ネット（以下、「防護ネット」という）を設置する。

当該防護ネットで同工場内の各種ダクトの飛散防護が可能なこと、また、同建物まで飛来する可能性がある飛来物で運動エネルギーが最も大きいプレハブ物置（大）及び軽トラックの防護が可能なことを検討した結果を添付説明書一建3-II付録7に示す。

検討の結果、防護ネットにより、F3竜巻で屋根が損傷した場合のダクト等の飛散防止が可能であることを確認した。また、飛来する可能性のあるプレハブ物置（大）及び軽トラックが飛来してきた場合でも、同防護ネットにより防護できることを確認した。

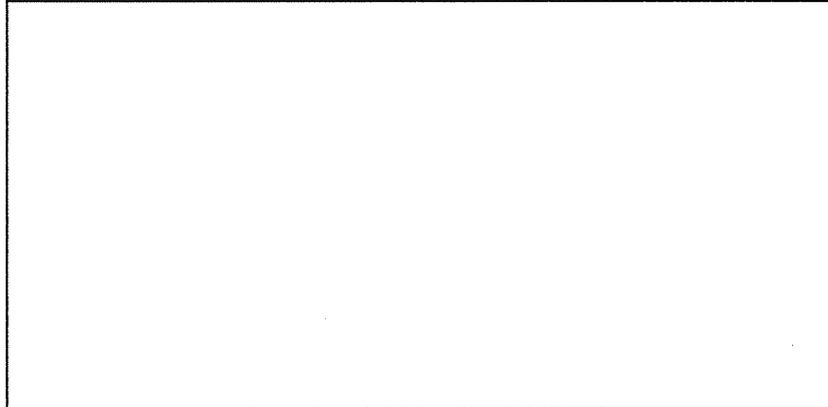
なお、転換工場については、加工室及び原料倉庫の天井が、床から高さ□mの位置にあり、天井ボードや、天井上部のダクトスペース内のダクト等が落下した場合の設備・機器への影響が考えられることから、天井下に、防護ネットと同じ仕様の落下防止用のネット（「天井下防護ネット」という）を設置する。

天井ボードより重量が大きく、落下運動エネルギーが大きい各種ダクトのエネルギーを算出し、天井下防護ネットが吸収できる運動エネルギーとの比較を行った結果を添付説明書一建3-II付録7に示す。検討の結果、天井下防護ネットにより、各種ダクトの落下を防護できることを確認した。

見付け面積の算出方法について

見付け面積 ($A_e, A_{RF}, A_{3F}, A_{2F}$) の算出にあたり、X 方向の見付け面積は 13 通り $L' - S$ 間を基準、Y 方向の断面の見付け面積は L' 通り 13—26 間を基準とした。高さ方向の寸法は、排気塔などの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。水平方向の寸法は、外壁通り芯から外壁の外側方向に一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付け面積

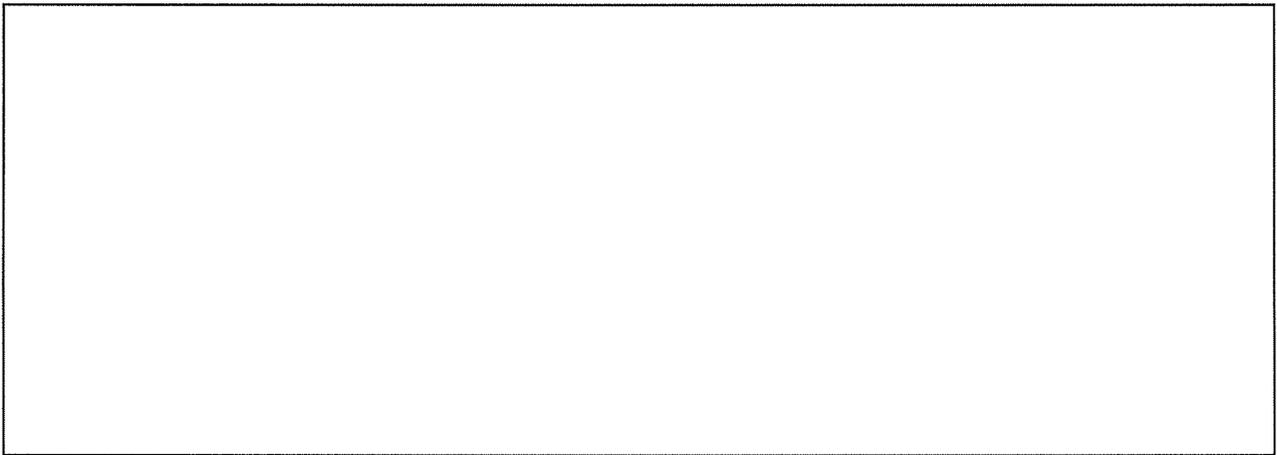


添説建 3—Ⅱ. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

3F : 排気塔	$A_e =$	
: 壁	$A_{RF} =$	
2F : 壁	$A_{3F} =$	
1F : 壁	$A_{2F} =$	
	$=$	

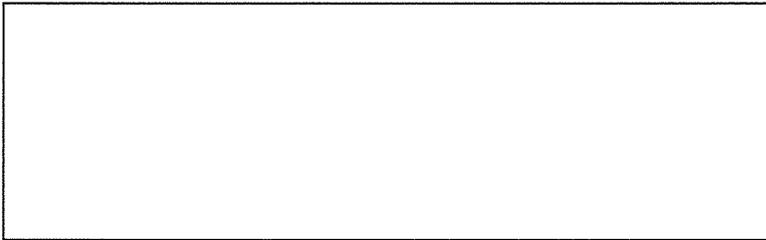
*1 =	
*2 =	
*3 =	
*4 =	

Y 方向（南北方向）の見付け面積

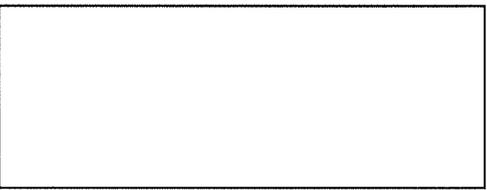


添説建 3-Ⅱ. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

3F : 排気塔 $A_e =$
: 壁 $A_{RF} =$
2F : 壁 $A_{3F} =$
1F : 壁 $A_{2F} =$
=



*1 =
*2 =
*3 =
*4 =



「添説建3-II.4.1-1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建3-II.付2-1表 X方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1}=W_p$	$W_{T2}=W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-II付録1による。

添説建3-II.付2-2表 Y方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1}=W_p$	$W_{T2}=W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-II付録1による。

転換工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3-Ⅱ. 5. 1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-Ⅱ. 付 3-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-Ⅱ付録 1 による。

添説建 3-Ⅱ. 付 3-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-Ⅱ付録 1 による。

転換工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—II. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—II. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	49
竜巻接線風速	V _m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{\max}	(Pa)	-2152

添説建 3—II. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C _w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C _R	—	-1.2
気圧差荷重	W _p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)	
	W _{T2}	(Pa)	— -1808
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	-2152
	W _{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3-Ⅱ. 5. 2-1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3-Ⅱ. 付 4-3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	92
竜巻接線風速	Vm	(m/s)	78
速度圧	Q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3-Ⅱ. 付 4-4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	Cw	—	0.8
風力係数 (屋根)	CR	—	-1.2
気圧差荷重	Wp	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)	
	W _{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	0
	W _{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

3. 「添説建 3-Ⅱ. 4. 2-1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について
 (外気導入カバー等の外壁への設置物の評価荷重)

添説建 3-Ⅱ. 付 4-5 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	49
竜巻接線風速	Vm	(m/s)	42
速度圧	Q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3-Ⅱ. 付 4-6 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	Cw	—	0.8
風力係数 (屋根)	CR	—	-1.2
気圧差荷重	Wp	(Pa)	—
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)	
	W _{T2}	(Pa)	1172
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	—
	W _{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局部評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

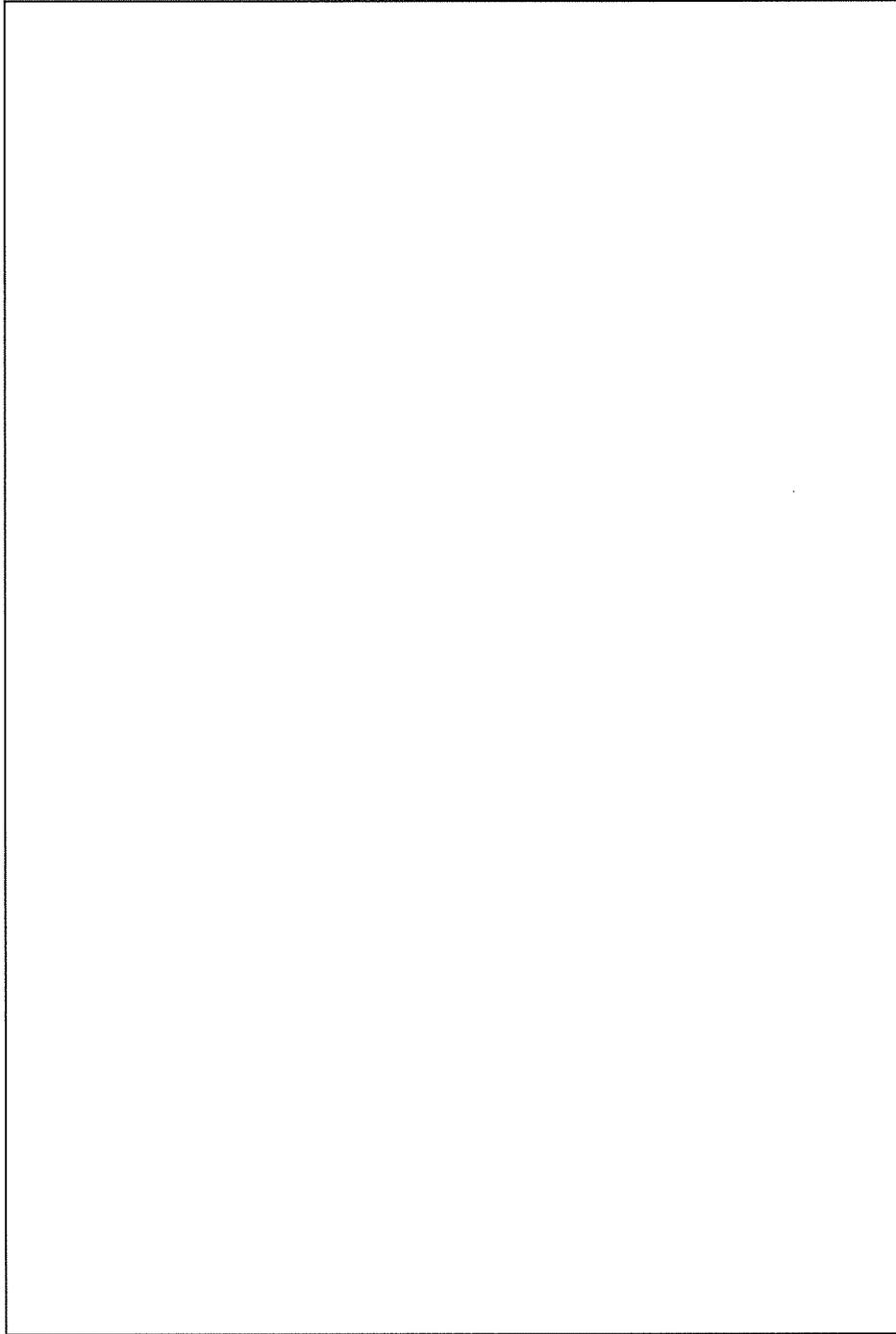
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

転換工場の既存屋根は折板であるが、2階と前室の折板はそのまま残し、屋根面を嵩上げ後、新設折板を敷設することとし、排気塔の折板は撤去後、新設折板を敷設することとする。R階の折板は改修済で残置するため、検討は新設折板及び改修済の既存折板について行う。

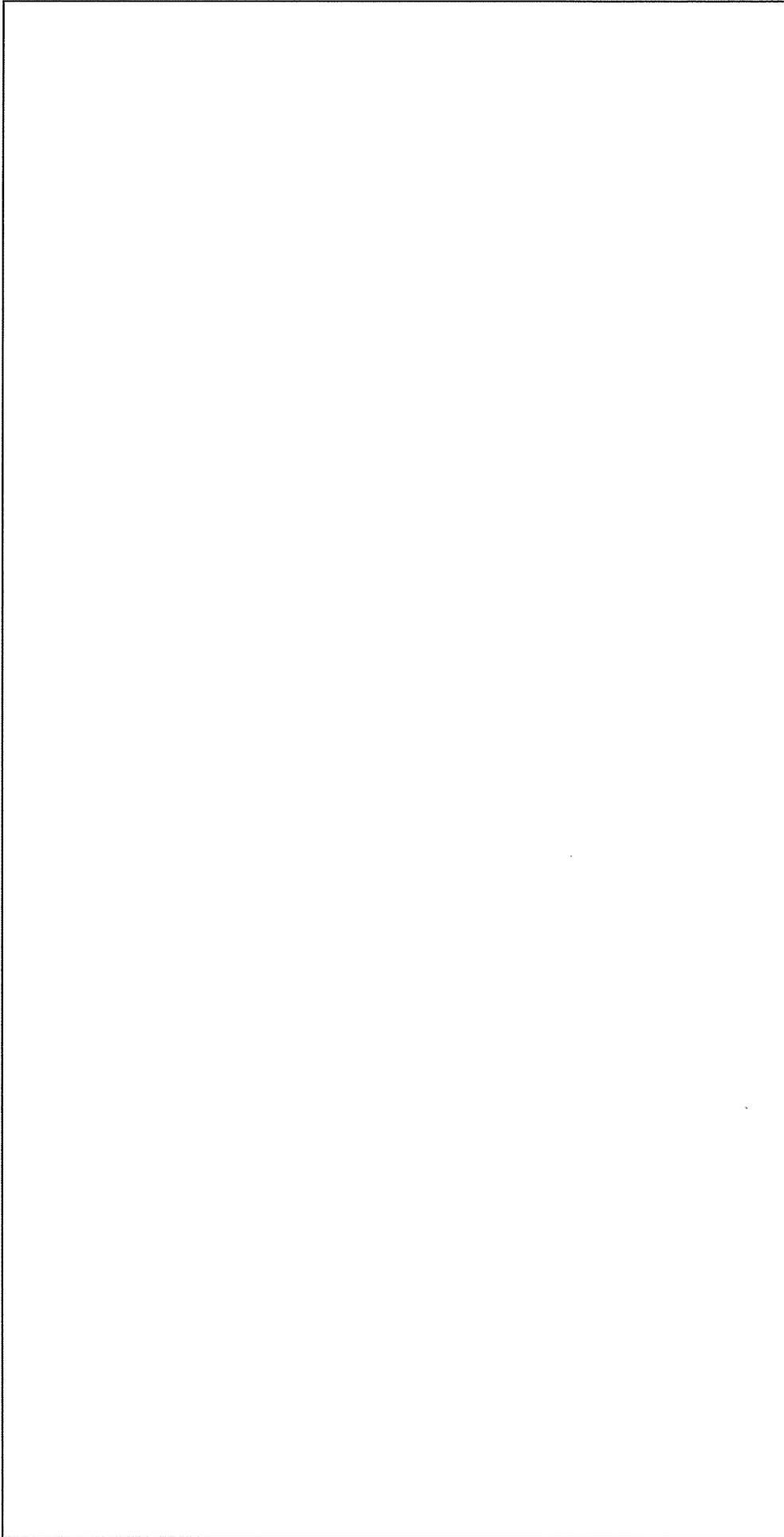
転換工場の外壁はサイディング壁補強及び鉄板補強を施しており、サイディング、鉄板及び鉄骨下地の検討を行う。

転換工場の局部評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—Ⅱ. 付 5.1—1 図～添説建 3—Ⅱ. 付 5.1—3 図に示す。

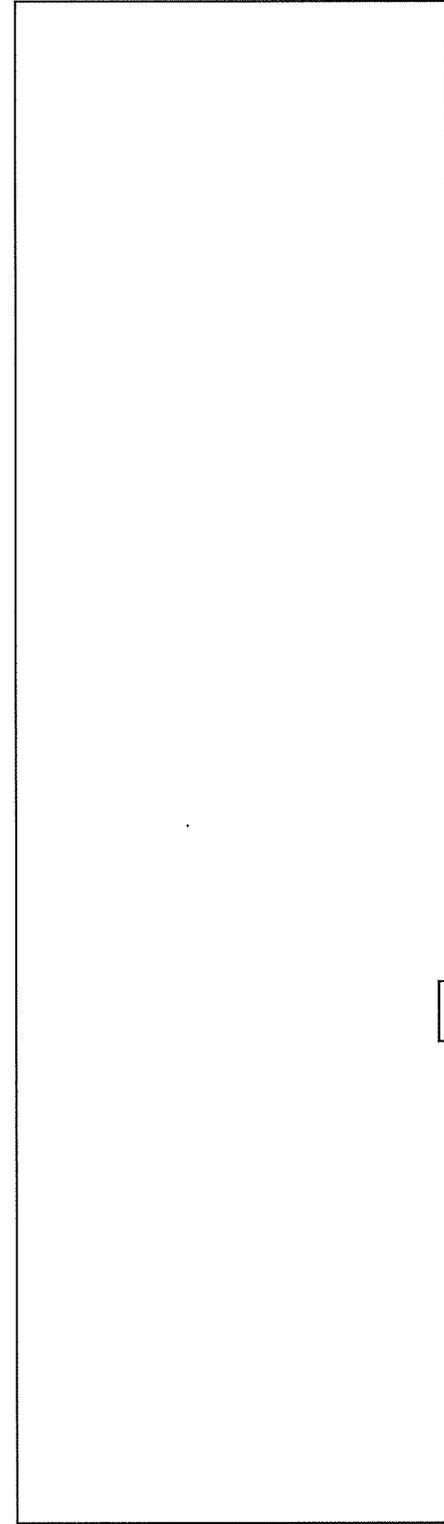
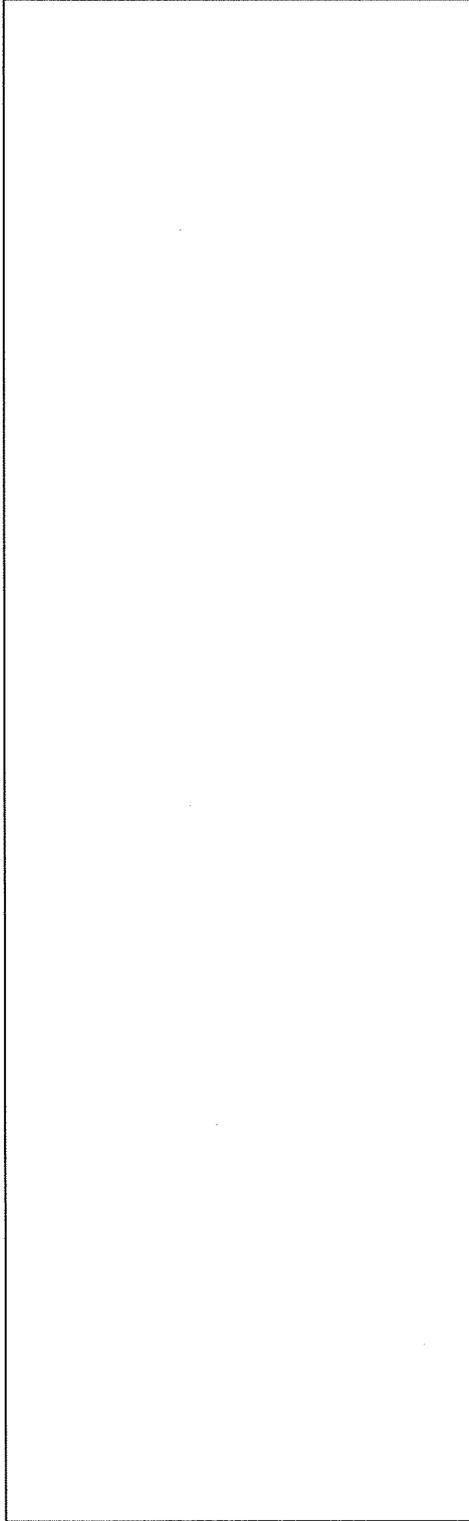
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 図 屋根検討対象位置 (1/2)



添説建 3-Ⅱ. 付 5-2 図 屋根検討対象位置 (2/2)



添説建 3-Ⅱ. 付 5-3 図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容値で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準」(以下、「S 規準」と略記)に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.2.サイディング部及び鉄板部

サイディング及び鉄板は F1 竜巻荷重に対して短期許容耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で設計する。サイディング、鉄板及び補強胴縁は鉄骨構造であるため、S 規準に基づき、F1 竜巻時は部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1.荷重

(1)固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切捨てとする。

1) 前室高強度折板

高強度折板単位重量 w_{SP11} (N/m²) :

仕上げ重量^{※1} w_{SP12} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{SP1} (N/m²) : $w_{SP11} + w_{SP12} =$

※1 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ネット、下地材を含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)

使用部材重量 M_{SP1} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{SP1B} (N/m) : $M_{SP1} \times g =$ とする。

2) 2階高強度折板

高強度折板単位重量 w_{SP21} (N/m²) :
 仕上げ重量^{※2} w_{SP22} (N/m²) :
 検討用固定荷重 w_{SP2} (N/m²) : $w_{SP21} + w_{SP22} =$

※2 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ネット、下地材を含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)
 使用部材重量 M_{SP2} (kg/m) : (JIS G3192)
 重力加速度 g (m/s²) : 9.80665
 検討用固定荷重 w_{SP2B} (N/m) : $M_{SP2} \times g =$ とする。

3) R階既設折板

折板単位重量 w_{SP31} (N/m²) :
 仕上げ重量^{※3} w_{SP32} (N/m²) :
 検討用固定荷重 w_{SP3} (N/m²) : $w_{SP31} + w_{SP32} =$

※3 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ダクト、下地材、ネット、補強ブレースを含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)
 使用部材重量 M_{SP3} (kg/m) : (JIS G3192)
 重力加速度 g (m/s²) : 9.80665
 検討用固定荷重 w_{SP3B} (N/m) : $M_{SP3} \times g =$ とする。

(2) 竜巻荷重

添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根		外壁	
	一般部	排気塔	一般部	排気塔
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)				
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)				

※1 : 折板屋根及び排気塔外壁は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2 : F3 竜巻荷重時、折板屋根は竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2.使用材料と許容値

(1)鉄骨

使用材料 :

基準強度 F (N/mm²) :

(2)鉄骨接合部

使用材料 : せん断ボルトとして計算する。

許容せん断力 : 一面せん断時 ※ kN/本 (長期)、 kN/本 (短期)

※ 許容せん断応力度 f_s (N/mm²) : $F / (1.5 \times \sqrt{3})$

= / $(1.5 \times \sqrt{3})$ =

断面積 A (mm²) :

一面せん断時長期せん断力 Q_a (kN) : $f_s \times A \times 10^{-3}$

=

(3)折板

1) 2階、前室、排気塔高強度折板

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

2) R階既設折板

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根の検討

折板屋根についての竜巻荷重に対する検討結果を以下に示す。

F1 竜巻時（短期）について検討する。

(1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。

1) 排気塔高強度折板

使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²)

: 1758 → 1760

最大支持スパン L_{max} (m)

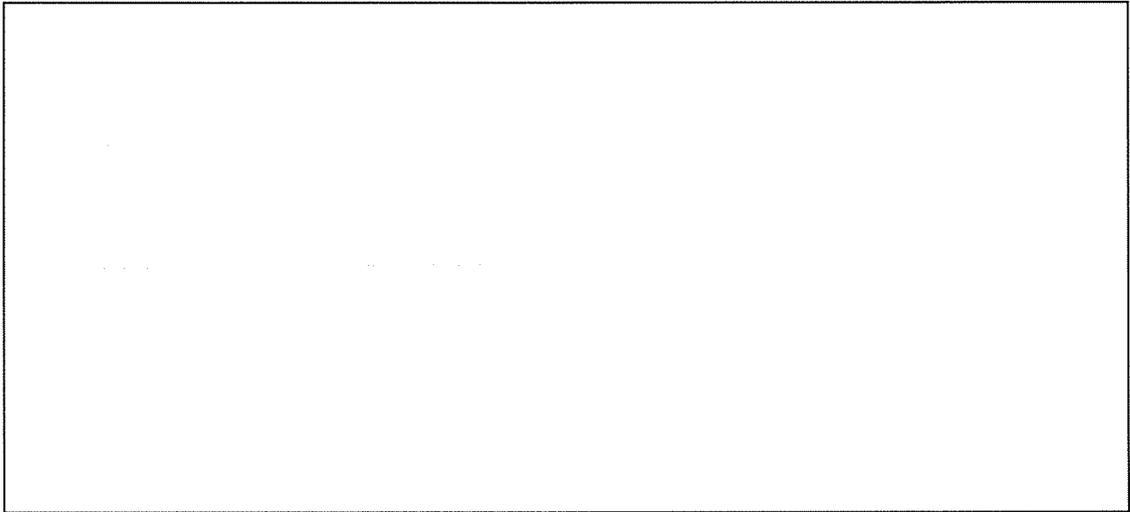
:

許容支持スパン L_a (m)

:

(添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 図より)

検定比 $R_1 = (L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 図 許容スパン（メーカー資料）

2) R 階既設折板

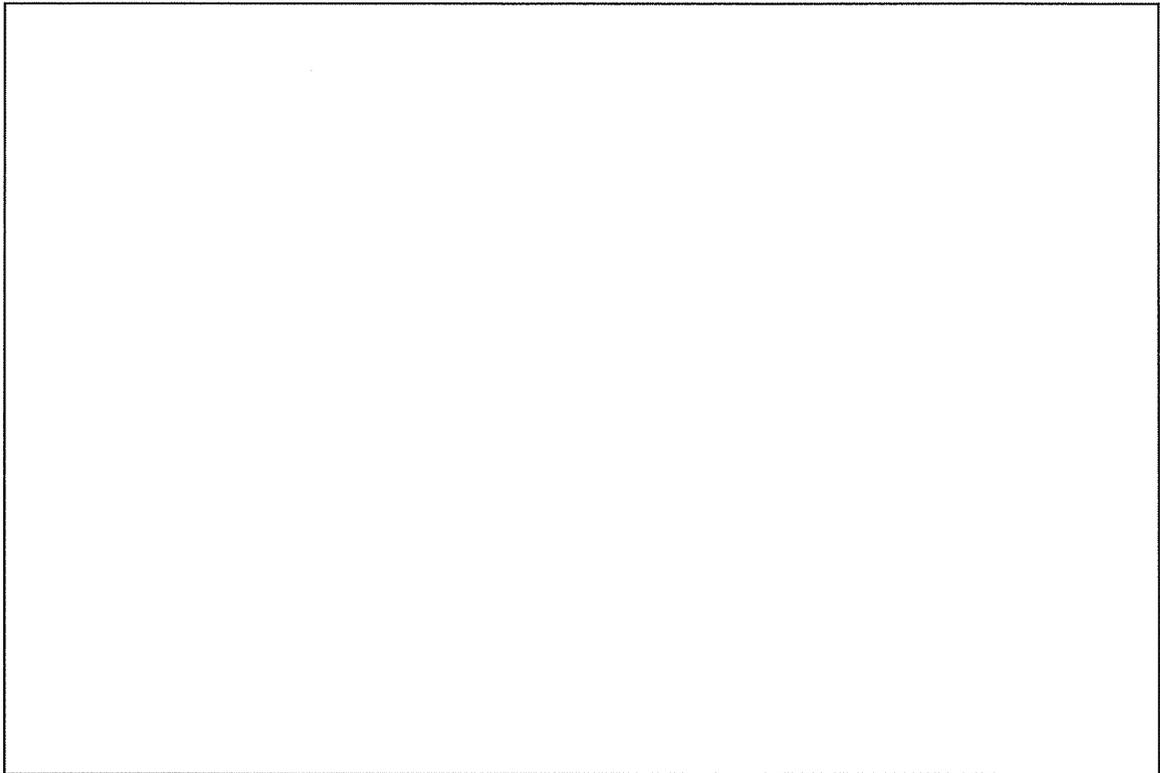
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 図より)

検定比 $R_2 = (L_{max} / L_a)^2 = < 1.0$ OK



添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 図 許容スパン (メーカー資料)

(2) 鉄骨小梁

1) 前室鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-6 図)
折板屋根固定荷重 w_{SP1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :
梁幅 b (mm) :
フランジ厚さ t_f (mm) :
圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
横座屈断面二次半径 i (cm) :
鉄骨小梁固定荷重 w_{SP1B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
折板屋根固定荷重 w_{SP1} (N/m) : $w_{SP1} \times B_b =$
竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
検討用荷重 w_1 (N/m) : $w_{F1} - w_{SP1} - w_{SP1B} =$

高力ボルト $\phi 19$ (F9T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

添説建 3-Ⅱ. 付 5-6 図 支点間距離

2) 2階鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-7 図)
 折板屋根固定荷重 w_{SP2} (N/m²) :

使用部材 H-200×100×5.5×8

梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 w_{SP2B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

B3 梁と T6 トラス梁の剛性差を考慮し、B3 梁の荷重分担幅を 2m として検討する。

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP2} (N/m) : $w_{SP2} \times B_b =$
 竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
 検討用荷重 w_2 (N/m) : $w_{F1} - w_{SP2} - w_{SP2B} =$

高力ボルト $\phi 19$ (F9T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :

添説建 3-Ⅱ. 付 5-7 図 支点間距離

3) R 階鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-8 図)
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP3} (N/m²) :

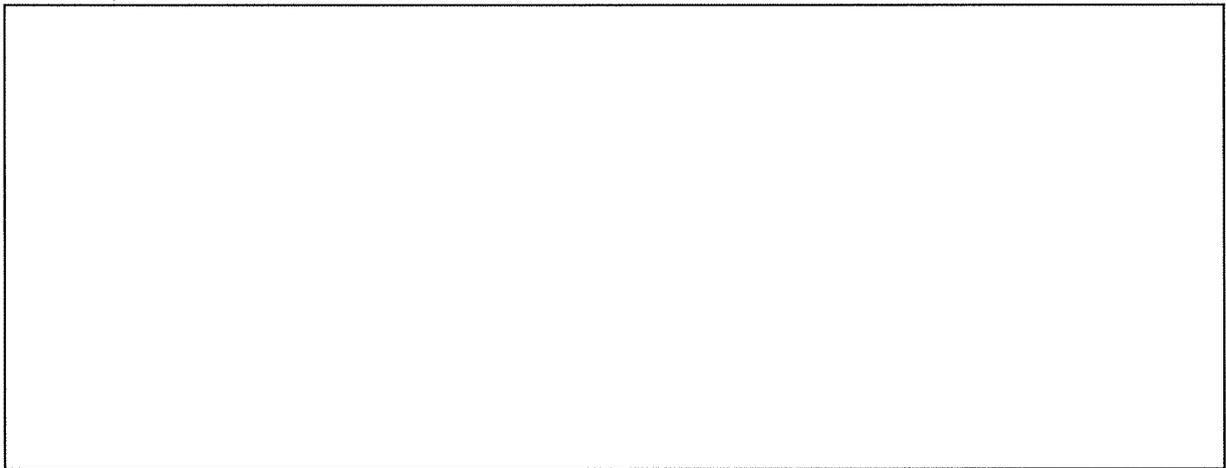
使用部材
 梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 w_{SP3B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

B3 梁と T4 トラス梁の剛性差を考慮し、B3 梁の荷重分担幅を 2m として検討する。

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP3} (N/m) : $w_{SP3} \times B_b =$
 竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
 検討用荷重 w_3 (N/m) : $w_{F1} - w_{SP3} - w_{SP3B} =$

高力ボルト
 一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :



添説建 3-Ⅱ. 付 5-8 図 支点間距離

3.4.外壁の検討

F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻荷重に対する検討を行う。

(1) サイディング材

転換工場のサイディング材とそれを支える胴縁について検討する。

使用するサイディング材板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

(F3 竜巻荷重時の屋根は損傷、前室は損傷)

検討結果を添説建 3-Ⅱ. 付 5-2 表～添説建 3-Ⅱ. 付 5-3 表に示す。

以上より、外壁に新設するサイディング、補強胴縁が F1 竜巻荷重に対して短期曲げ耐力内、F3 竜巻荷重に対して降伏曲げ耐力内であることを確認した。

添説建3-Ⅱ.付5-2表 Q通りのサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m^2			
【サイディング材】					
サイディング厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m^3			
単位面積当り自重	w_p	kN/m^2	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm^2	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm^2	$= 1.1 \times F$		
断面係数	Z	mm^3			
単位幅当り作用モーメント	M_w	$kN \cdot m$	$= 1 / 8 \times W_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times W_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	$kN \cdot m$	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_y	$kN \cdot m$	$= Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比	R_{as1}, R_{us1}		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_y$	
評価				OK	OK
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m			
断面係数 強軸	Z_x	mm^3			
断面係数 弱軸	Z_y	mm^3			
曲げ材の高さ	h	mm			
圧縮フランジの断面積	A_f	mm^2			
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm^2	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	f_{by}	N/mm^2	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_{yx}	N/mm^2	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	σ_{yy}	N/mm^2	$= 1.1 \times F$		
単位長さ当り竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	$kN \cdot m$	$= 1 / 8 \times W_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$	$= 1 / 8 \times W_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$	
	M_d	$kN \cdot m$	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_{bx}	$kN \cdot m$	$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$		
	M_{by}	$kN \cdot m$	$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_{yx}	$kN \cdot m$	$= Z_x \times \sigma_{yx} \times 10^{-6}$		
	M_{yy}	$kN \cdot m$	$= Z_y \times \sigma_{yy} \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_{bx}$	$= M_w / M_{yx}$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_{by}$	$= M_d / M_{yy}$	
検定比合計	R_{as2}, R_{us2}		$= R_w + R_d$		
評価				OK	OK

添説建3-II.付5-3表 13通り前室のサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m ²			
【サイディング材】					
サイディング厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m ³			
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
断面係数	Z	mm ³			
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	$= Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比	R_{as3}		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_y$	
評価				OK	—
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m			
断面係数 強軸	Z_x	mm ³			
断面係数 弱軸	Z_y	mm ³			
曲げ材の高さ	h	mm			
圧縮フランジの断面積	A_f	mm ²			
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	f_{by}	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_{yx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	σ_{yy}	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
単位長さ当り竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$	
	M_d	kN・m	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_{bx}	kN・m	$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$		
	M_{by}	kN・m	$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_{yx}	kN・m	$= Z_x \times \sigma_{yx} \times 10^{-6}$		
	M_{yy}	kN・m	$= Z_y \times \sigma_{yy} \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_{bx}$	$= M_w / M_{yx}$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_{by}$	$= M_d / M_{yy}$	
検定比合計	R_{as4}		$= R_w + R_d$		
評価				OK	—

(2)鉄板

13 通り L' ～Q 通り間の外装材内側を補強した鉄板とそれを支える胴縁について検討する。

使用する鉄板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

(F3 竜巻荷重時の屋根は損傷)

検討結果を添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 表に示す。

以上より、内壁に新設する鉄板、補強胴縁が F1 竜巻荷重に対して短期曲げ耐力内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 表 13 通りの新設鉄板・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m ²			
【鉄板】					
鉄板厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m ³			
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
断面係数 Z / 塑性断面係数 Z_p		mm ³ /m			
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_p	kN・m		$= Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$	
検定比	R_{at1}, R_{ut1}		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_p$	
評価				OK	OK
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m			
断面係数 Z / 塑性断面係数 Z_p		mm ³ /m			
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
単位長当り竜巻荷重	W_{F1}, W_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長当り固定荷重	W_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times W_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$	$= 1 / 8 \times W_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$	
自重作用モーメント	M_d	kN・m	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_p	kN・m	$= Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_p$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_b$	$= M_d / M_p$	
検定比合計	R_{at2}, R_{ut2}		$= R_w + R_d$		
評価				OK	OK

(3) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

1) サイディング材

$$\begin{aligned} \text{最大検定比 } R_{asmax} &= \max(R_{as1}, R_{as2}, R_{as3}, R_{as4}) \\ &= \\ &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{usmax} &= \max(R_{us1}, R_{us2}) \\ &= \\ &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容荷重 } w_{as} &= w_{F1} / R_{asmax} = \quad \text{N/m}^2 \\ \text{終局耐力荷重 } w_{us} &= w_{F3} / R_{usmax} = \quad \text{N/m}^2 \end{aligned}$$

2) 鉄板

$$\begin{aligned} \text{最大検定比 } R_{atmax} &= \max(R_{at1}, R_{at2}) \\ &= \\ &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{utmax} &= \max(R_{ut1}, R_{ut2}) \\ &= \\ &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容荷重 } w_{at} &= w_{F1} / R_{atmax} = \quad \text{N/m}^2 \\ \text{終局耐力荷重 } w_{ut} &= w_{F3} / R_{utmax} = \quad \text{N/m}^2 \end{aligned}$$

添説建 3—Ⅱ. 付 6—1 表 サイディングが吸収する変形エネルギー (2F~RF)

	記号	単位	数値
プレハブ(大)の質量	m	kg	
プレハブ(大)の水平速度	v	m/s	
プレハブ(大)の剛性	$K_v=588 \cdot m$	N/m	
プレハブ(大)の変形量	δv	m	
はり到達歪	ε		
柱到達歪	ε		
はりたわみ	δb	m	
柱たわみ	δc	m	
はり変形エネルギー	Eeb	J	
柱変形エネルギー	Eec	J	
はり寄与本数	nb	本	
柱寄与本数	nc	本	
プレハブ(大)の変形エネルギー	Eev	J	
変形エネルギー(全本数)	$Ees=nb \times Eeb+nc \times Eec$	J	
プレハブ(大)の運動エネルギー	Ek	J	
全変形エネルギー	$Eet=Eev+Ees$	J	
(全変形エネルギー)-(プレハブ(大)の運動エネルギー)		J	

飛散防止用防護ネットの説明書

1. 概要

転換工場は、鉄骨構造の建物で、屋根材は鋼板製の折板（以下、折板屋根という。）を設置する。折板屋根は、竜巻防護設計の竜巻である藤田スケールのF1の最大風速49（m/s）に対しては、安全機能を損なうことがないよう、竜巻荷重を上回る強度を有する設計であるが、更なる安全裕度の向上策の確認として用いる藤田スケールのF3の最大風速92（m/s）に対しては、同建物の屋根が損傷するおそれがあることから、建物内に設置される設備・機器等の建物外部へ飛散を防止するため、建物の屋根の下に飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという。）を設置する。

なお、竜巻が襲来時の敷地外からの飛来物で、転換工場の屋根に落下する可能性があるプレハブ物置及び軽トラック（1階部分）も、当該の防護ネットにより屋内への落下防止も可能な設計とする。

また、建物内のダクト及び天井の落下による設備・機器等の損傷対策として、天井下にも防護ネットを設ける。

2. 防護ネット（金網）の仕様

添説建3—Ⅱ.付7—1表に、防護ネット（金網）の仕様を示す。材質は、とする。

添説建 3—Ⅱ.付 7—1 表 防護ネット（金網）の仕様

項目	単位	数値
金網線径	mm	
金網目合い寸法	mm	
引張強さ	N/mm ²	
破断伸び	%	
塑性変形を考慮したヤング率	N/mm ²	
線材断面積	mm ²	
金網 1 ピッチ線材剛性	N/mm	
破断伸び時の角度	deg	
交点剛性	N/mm	

3. 防護ネットの設置構造

防護ネットの設置構造概略図を添説建3-Ⅱ.付7-1図に示す。転換工場の屋根は鉄骨構造で、折板屋根の下は鉄骨梁で□間隔の正方形に区切られている。防護ネットは、外周を直径□のワイヤロープで縁取る構造とし、鉄骨梁で区切られた□の水平空間を原則一つの設置単位として、その内側に、□の防護ネットを設置する。

防護ネットの設置方法の一例としてワイヤロープを使用した設置構造を下記に示す。なお、設置方法は、防護ネットの取付強度を満足する各種取付方法から、現場に合わせて最適な方法を選定し、設置することとする。

3. 1. 転換加工室、原料倉庫、分光分析室、フィルタ室の屋根下の防護ネットの設置構造

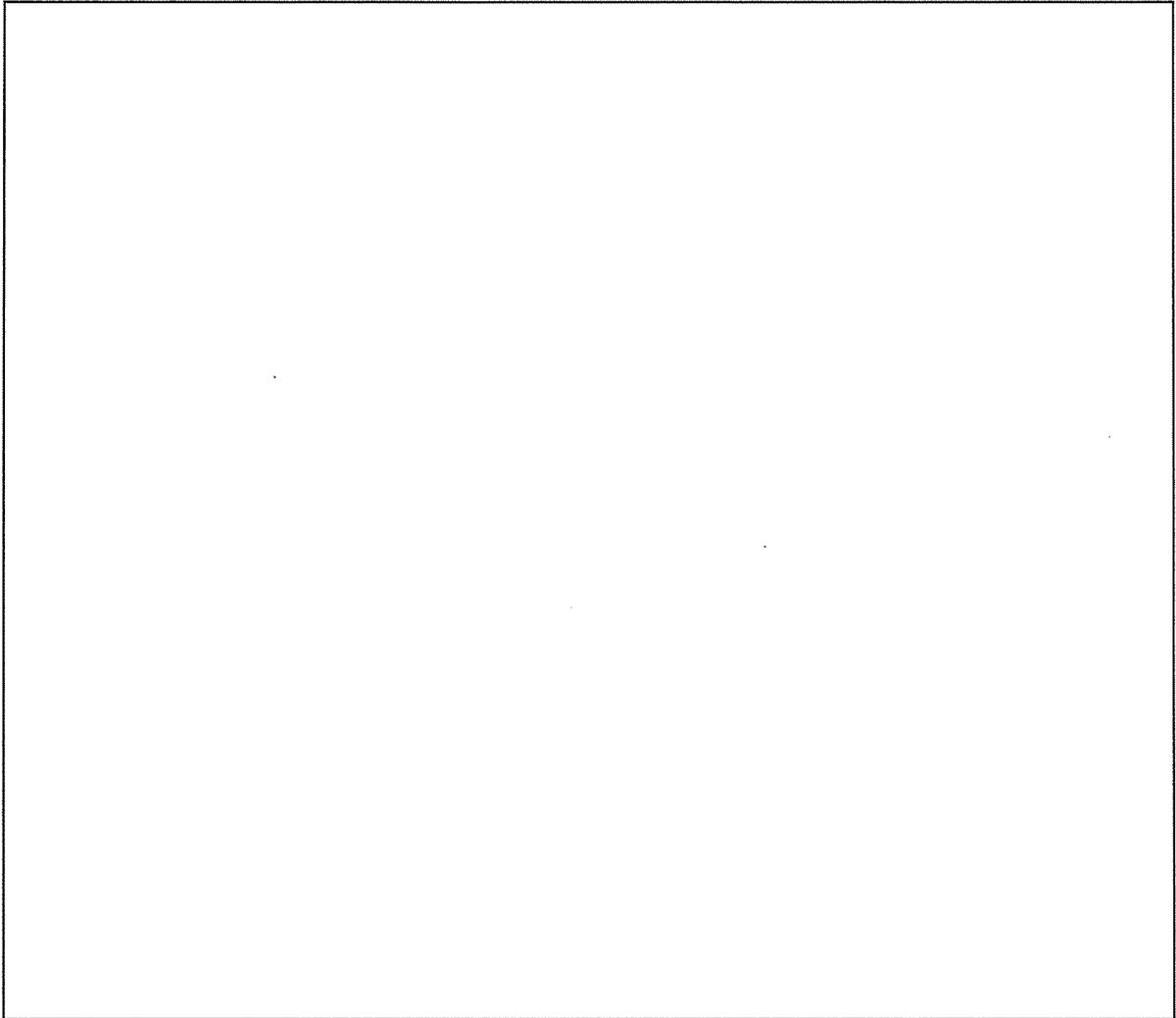
防護ネットの取付けは、下記による。

- (1) 鉄骨梁と防護ネットの間に直径□の防護ネット設置用ワイヤロープを回してリング状とし、端部をワイヤグリップで繋ぎ合わせて設置する。
- (2) 鉄骨梁にワイヤロープが回せない場合は、鉄骨梁に溶接、又はボルトで固定する防護ネット設置用穴あきブラケットAと防護ネットの間に直径□の防護ネット設置用ワイヤロープを回してリング状とし、端部をワイヤグリップで繋ぎ合わせて設置する。

3. 2. 転換加工室、原料倉庫の天井下の防護ネットの設置構造

- (1) 天井下防護ネット設置用水平ワイヤロープを下記 (a) 又は (b) の方法で設置する。
 - (a) 防護ネット吊りワイヤロープを、天井上の鉄骨梁に溶接、又はボルトで固定する防護ネット設置用穴あきブラケットAに回してリング状とし、ワイヤグリップで繋ぎ合わせて設置する。

設置した防護ネット吊りワイヤロープを天井にあけた穴より天井下に通し、天井下防護ネット設置用水平ワイヤロープを取付ける。
 - (b) 鋼材を天井上の鉄骨梁に溶接し、天井にあけた穴より天井下に通し、鋼材にあけた穴、又は溶接した防護ネット設置用穴あきブラケットAに天井下防護ネット設置用水平ワイヤロープを取付ける。
- (2) 天井下防護ネット設置用水平ワイヤロープと防護ネットの間に設置用の直径□のワイヤロープを回してリング状とし、ワイヤグリップで繋ぎ合わせて設置する。



添説建3－Ⅱ. 付7－1図 防護ネット設置構造の例

4. 防護ネットの設置強度の検討

ここでは、防護ネットの設置方法の例として、添設建3－Ⅱ. 付7－1図に示す設置構造における設置用部材の強度評価を示す。

4. 1. 設置用部材の仕様

一例としてワイヤーロープを使用した場合の設置用部材の仕様を下記に示す。

- ・防護ネット（金網）縁取り用ワイヤーロープ

- ・防護ネット設置用ワイヤーロープ

- ・防護ネット吊りワイヤーロープ

- ・防護ネット設置用水平ワイヤロープ

- ・ワイヤグリップ

- ・防護ネット設置用穴あきブラケット A

(鉄骨梁にワイヤロープを回せない箇所のみ、穴あきブラケットを隅肉溶接又はボルトで固定。隅肉溶接の長さは長手方向一辺当たり 以上とする。添付説明書一建3付録7補足2参照)

4. 2. 強度評価

添説建3-II.付7-1表に示す仕様の防護ネットを用い、添説建3-II.付7-1図に示す設置構造で設置する場合の防護ネットに発生する最大荷重の計算を添付説明書一建3付録7補足1に示す。最大荷重は、防護ネットがエネルギーを最大に吸収する際の防護ネットに作用する荷重として計算する。

4. 2. 1. 屋根下の防護ネット設置に係る荷重

- ① 防護ネットに発生する最大荷重： (kN) 添付説明書一建3付録7補足1参照

- ② 防護ネット（金網）の重量： (kg)

- ③ 防護ネット設置に伴うワイヤロープの総重量： (kN)

(詳細)

防護ネット設置用ワイヤロープの総長さ： (m)

防護ネット（金網）縁取り用ワイヤロープ長さ：

防護ネット設置及び防護ネット（金網）縁取り用ワイヤロープの単位重量： (kg/m)

ワイヤロープの総重量= (kN)

- ④ ワイヤグリップの総重量： (kN)

(詳細)

ワイヤグリップの重量： (kg/個)

ワイヤロープ1本当たりの個数： (個/本)

ワイヤロープの本数：

ワイヤグリップの総重量= (kN)

- ⑤ 防護ネット設置部に作用する総荷重： (kN)

防護ネット1辺に作用する荷重： (kN) とする。

4. 2. 2. 防護ネット設置部の梁の評価

防護ネットを設置する最も小さな鉄骨梁の強度を評価する。

屋根下は、防護ネット一辺に作用する荷重を□本のワイヤロープで受けるものとする。小梁やトラス梁の腹材にて区切られた範囲内に集中荷重が作用した場合で評価する。

天井下は、防護ネット一辺に作用する荷重を3本のワイヤロープで受けるものとする。小梁やトラス梁の腹材にて区切られた範囲内の梁の両端のワイヤロープ2本に集中荷重が作用した場合で評価する。

なお、ワイヤロープの破断強度は□(kN)であり、防護ネット1辺に作用する荷重(□(kN))を1本で支える強度を有している。荷重評価結果を添付計算書一建3付録7補足1に示す。

評価の結果、鉄骨梁の応力度は許容応力度以下であることを確認した。

5. 防護ネットの防護性能

転換工場の防護ネットで防護する対象としては、屋外へ放出の可能性のある設備・機器として、気体廃棄設備のダクトがある。また、屋根の上に飛来する可能性があるものとして、敷地外からのプレハブ物置及び軽トラック（1階部分）がある。

防護ネットが吸収可能な運動エネルギー及び、飛来物であるダクトとプレハブ物置（大）の運動エネルギーの評価を添付計算書一建3付録7補足4に示す。

評価の結果、防護ネットが吸収可能な運動エネルギー□(kJ)に対し、運動エネルギーが最大のダクトが□(kJ)及びプレハブ物置（大）が□(kJ)、軽トラックが□(kJ)であり、防護ネットが吸収可能な運動エネルギーの方が大きいことから、設計した防護ネットで防護が可能であることを確認した。

飛散防止用防護ネットに作用する最大荷重について

添説建 3-Ⅱ. 付 7-1 表に示す仕様の飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという。）を設置するための強度を設定するため、防護ネットを構成する設置単位（) の大きさの金網の外周部を縁取るワイヤロープに作用する最大荷重を算出する。最大荷重は、金網がエネルギーを最大に吸収する際の金網に作用する荷重として求める。

1. 金網全体での検討

金網のエネルギー吸収が最大となる際のたわみから金網に作用する荷重を算出する。

$$F_N = 2 E_a / \delta$$

$$\delta = \frac{L}{2} \tan \theta$$

ここで

F_N : 金網全体に作用する荷重

E_a : 金網最大吸収エネルギー (kJ) *1

δ : 金網最大たわみ (m)

L : 金網展開長 (m) *1

θ : 破断時のたわみ角度 (deg) *1

*1 の値は、添付説明書一建 3 付録 7 補足 4「飛散防止用防護ネットの設置構造及び防護性能について」の「添説建 3-付 7 補 4-2 表 評価対象金網吸収可能エネルギー評価結果」より

上記の値より、

$$F_N = \text{} \text{ (kN) とする。}$$

飛散防止用防護ネットを設置する鉄骨梁の検討

1. 概要

飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという。）設置に利用する鉄骨梁の強度の検討及び、ワイヤロープを回して設置できない箇所に使用する防護ネット設置用穴あきブラケットの検討結果を説明する。

2. 防護ネットを設置する鉄骨梁の検討

防護ネットを設置する鉄骨梁の中で、最も弱い梁で検討する。

2. 1. 屋根下の防護ネットを設置する鉄骨梁の検討

対象となる梁は、トラス梁 T4 の上弦材 () である。

スパン長： () (トラス梁腹材のスパン)

荷重 : 梁自重 $w =$ () kN/m

()

防護ネットの荷重は1スパンあたり5点に作用する。

防護ネットは、 () あたり () 本の設置用ワイヤロープにて固定するので1点あたりの荷重 P_w

$$P_w = P/n = () \text{ kN}$$

支持条件 : 周辺部塑性ヒンジ

終局曲げ応力度：中央部、端部の全塑性モーメントの合計となる。

塑性断面係数 : $Z_p =$ () mm^3

2. 1. 1. 曲げモーメントの検定

梁中央での曲げモーメント

$$M1 = \frac{w l^2}{8} \quad , \quad M2 = \frac{3}{4} pl$$

w : 分布荷重 (kN/m) p : 集中荷重 (kN) l : スパン長 (m)

自重成分

$$M1 = () \text{ (kNm)}$$

防護ネット成分

$$M2 = () \text{ (kNm)}$$

降伏応力度

$$S = F \times 1.1 = () \text{ N/mm}^2$$

全塑性モーメント

$$M_p = S \times Z_p = \boxed{} \text{ kNm}$$

応力比

$$\frac{M_1 + M_2}{2 \cdot M_p} = \boxed{} < 1.0 \dots\dots \text{OK}$$

2. 1. 2. せん断耐力の検定

梁の端部せん断力

鉛直成分

$$Q_1 = \frac{1}{2}(w \times l) = \boxed{} \text{ (kN)}$$

水平成分

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot P = \boxed{} \text{ (kN)}$$

合成成分

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

せん断降伏応力度 (F10T ボルト M20)

$$S_s = \boxed{} \text{ (kN)}$$

応力比

$$\frac{Q}{S_s} = \boxed{} < 1.0 \dots\dots \text{OK}$$

これらの検定結果により、防護ネット設置の梁に対して安全である。

2. 2. 天井下の防護ネットを設置する鉄骨梁の検討

対象となる梁は、トラス梁 T5 の下弦材 $\boxed{}$ である。

スパン長： $\boxed{}$ m (トラス梁腹材のスパン)

荷重 : 梁自重 $w = \boxed{}$ kN/m

防護ネットの荷重は、梁の両端に 2 点作用する。

防護ネットは、6.7m あたり 3 本の吊りワイヤロープにて設置するので 1 点あたりの荷重 P_w

$$P_w = P/n = \boxed{} \text{ kN}$$

支持条件 : 周辺部塑性ヒンジ

終局曲げ応力度：中央部、端部の全塑性モーメントの合計となる。

塑性断面係数 : $Z_p = \boxed{}$ mm³

2. 1. 1. 曲げモーメントの検定

梁中央での曲げモーメント

$$M1 = \frac{w l^2}{8} \quad , \quad M2 = P \cdot a$$

w : 分布荷重 (kN/m) p : 集中荷重 (kN) l : スパン長 (m)

自重成分

$$M1 = \boxed{} \text{ (kNm)}$$

防護ネット成分

$$M2 = \boxed{} \text{ (kNm)}$$

降伏応力度

$$S = F \times 1.1 = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

全塑性モーメント

$$M_p = S \times Z_p = \boxed{} \text{ kNm}$$

応力比

$$\frac{M_1 + M_2}{2 \cdot M_p} = \boxed{} < 1.0 \quad \dots\dots \text{ OK}$$

2. 2. 2. せん断耐力の検定

梁の端部せん断力

鉛直成分

$$Q_1 = \frac{1}{2} (w \times l) = \boxed{} \text{ (kN)}$$

水平成分

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot P = \boxed{} \text{ (kN)}$$

合成成分

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

せん断降伏応力度 (F10T ボルト M20)

$$S_s = \boxed{} \text{ (kN)}$$

応力比

$$\frac{Q}{S_s} = \boxed{} < 1.0 \quad \dots\dots \text{ OK}$$

これらの検定結果により、防護ネット設置の梁に対して安全である。

3. 防護ネット設置用穴あきブラケットの検討

防護ネット設置用穴あきブラケットの検討

(1) ブラケットの仕様

- ・材質：
- ・寸法：
- ・溶接長さ L：片面 mm 以上（隅肉溶接）



(2) 防護ネット設置用穴あきブラケットの強度

$$P_b = S \times A$$

$$S = F \times 1.1$$

ここで

P_b ：ブラケットの強度

S ：降伏応力度

A ：ブラケットの断面積

F ：基準強度

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

$$P_b = \text{} (\text{kN}) > 2.0 (\text{kN}) (\text{検定比} : \text{)}$$

(3) 防護ネット設置用穴あきブラケットの溶接強度

隅肉溶接継目の降伏耐力、最大耐力から溶接線全体の耐力を算出する。

$$wq_y = (1 + 0.4 \cos \theta) a \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

$$wq_u = (1 + 0.4 \cos \theta) a \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$a = 0.7s$$

ここで

wq_y ：隅肉溶接継目の単位長さ当たりの降伏せん断耐力

wq_u ：隅肉溶接継目の単位長さ当たりの最大せん断耐力

a ：溶接継目の有効のど厚

s ：隅肉のサイズ

θ ：力の作用方向に対する溶接継目の角度

F_y ：接合される母材の降伏強さ

F_u ：接合される母材の引張強さ

板厚 mm での溶接サイズ s は、 mm 以上、かつ \sqrt{t} 以上であるから

$$s = \text{} \text{ (mm)}$$

$$a = \text{} \text{ (mm)}$$

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

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

溶接線全体の降伏せん断耐力は

$$P_y = wq_y \times a \times L = \text{} \text{ (kN)} > 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 :)}$$

溶接線全体の最大せん断耐力は

$$P_u = wq_u \times a \times L = \text{} \text{ (kN)} > 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 :)}$$

飛散防止用防護ネットを設置するアンカーボルトの検討

1. 概要

飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという。）設置に利用するアンカーボルトの強度の検討及び、使用する防護ネット設置用穴あきブラケットの検討結果を説明する。

2. 防護ネット設置用穴あきブラケット B の検討

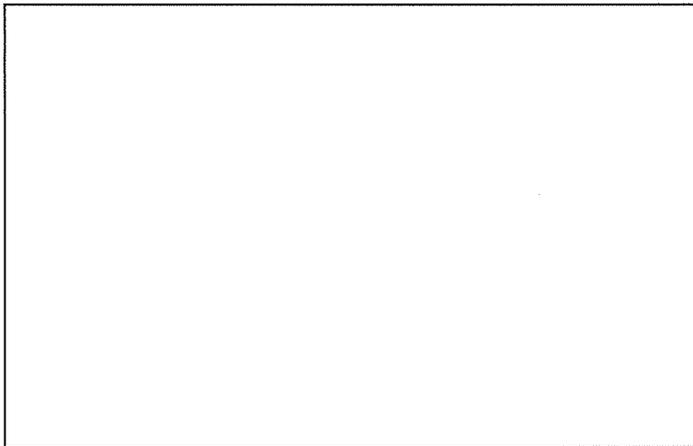
防護ネット設置用穴あきブラケット B は鉄骨コンクリート壁に設けたアンカーに設置する。

2. 1. 防護ネットに作用する荷重

- ① 防護ネット 1 辺に作用する荷重： (kN)
- ② 防護ネット設置用穴あきブラケットに作用する荷重： (kN)
- ③ アンカーボルトに作用する荷重： (kN)

2. 2. ブラケットの仕様

- ・材質：
- ・溶接長さ L：片面mm 以上（隅肉溶接）



2. 2. 1. ブラケットの強度

降伏応力度からブラケットに作用する最大荷重を算出する。

$$P_b = S \times A$$

$$S = F \times 1.1$$

ここで

P_b ：ブラケットに作用する荷重

S：降伏応力度

A：ブラケットの断面積

F：基準強度

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

$$P_b = \text{} (\text{kN}) > 2.0 (\text{kN}) (\text{検定比：})$$

2. 2. 2. ブラケットの溶接強度

隅肉溶接継目の降伏耐力、最大耐力から溶接線全体の耐力を算出する。

$$wq_y = (1 + 0.4\cos\theta)a \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

$$wq_u = (1 + 0.4\cos\theta)a \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$a = 0.7s$$

ここで

wq_y : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの降伏せん断耐力

wq_u : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの最大せん断耐力

a : 溶接継目の有効のど厚

s : 隅肉のサイズ

θ : 力の作用方向に対する溶接継目の角度

F_y : 接合される母材の降伏強さ

F_u : 接合される母材の引張強さ

板厚 \square mm での溶接サイズ s は \square mm 以上、かつ $\square\sqrt{t}$ 以上であるから

$$s = \square \text{ (mm)}$$

$$a = \square \text{ (mm)}$$

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

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

溶接線全体の降伏せん断耐力は

$$P_y = wq_y \times a \times L = \square \text{ (kN)} > 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \square \text{)}$$

溶接線全体の最大せん断耐力は

$$P_u = wq_u \times a \times L = \square \text{ (kN)} > 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \square \text{)}$$

2. 3. 防護ネット設置用ブラケット B を設置するアンカーボルトの検討

鉄筋コンクリートに後打ちするアンカーボルトの強度については建築設備耐震設計・施工指針「日本建築センター」に基づき、次のように求めた。

使用材料は、以下とする。

アンカー筋 : \square

コンクリート : \square

アンカーボルト : \square

2. 3. 1. アンカーボルトの引張耐力の算出

(1) 鋼材の耐力で決まる場合の引張耐力

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0$$

ここで、

σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度

a_0 : 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積、またはアンカー筋の公称断面積

$$T_{a1} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(2) コンクリートのコーン状破壊で決まる場合の引張耐力

$$T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_C$$

ここで、

σ_B : 既存部のコンクリートの圧縮強度

A_C : 既存コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積

$$A_C = \pi \cdot L_e(L_e + d_a) = \boxed{} \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$T_{a2} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(3) 付着で決まる場合の引張耐力

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_e$$

ここで、

τ_a : 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度

$$\tau_a = 10 \sqrt{\frac{\sigma_B}{21}}$$

d_a : アンカー筋の呼び名

L_e : アンカー筋の有効埋め込み深さ

$$\tau_a = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$T_{a3} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(4) アンカーボルト1本当たりの許容引張力

$$T_a = \min (T_{a1} , T_{a2} , T_{a3}) = \min \boxed{}$$

$$\text{より、} T_a = \boxed{} \text{ (kN)} > 1.0$$

2. 3. 2. アンカーボルトの引抜き力の算出

(1) ブラケットに係る荷重

W = ブラケットの自重 + ブラケット1ヶ当たりに係る荷重

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(2) 局部地震法による設備機器の地震力

$$K_H = Z \cdot K_S$$

ここで、

K_H : 設計用水平震度

Z : 地域係数

K_S : 設計用標準震度

$$K_H = \boxed{}$$

(3) 設計用水平地震力

$$F_H = K_H \cdot W$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(4) 設計用鉛直地震力

$$F_V = \frac{1}{2} F_H$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(5) アンカーボルトの引抜力

$$R_b = \frac{F_H \times h_G - (W - F_V) \cdot L_G}{L \cdot n_t}$$

ここで、

h_G : 壁面から重心までの距離

L_G : アンカーボルト中心から重心までの距離

L : アンカーボルトの間隔

n_t : 引抜を考えた場合の引張を受ける片側のアンカーボルトの総本数

$$R_b = \boxed{} \text{ (kN)} \leq T_a (= \boxed{} \text{ kN})$$

2. 3. 3. アンカーボルトの引抜力の算出

(6) アンカーボルトに作用するせん断力

$$Q = \frac{\sqrt{F_H^2 + (W + F_V)^2}}{n}$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)} \geq 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \boxed{} \text{)}$$

(7) アンカーボルトに作用するせん断応力度

$$\tau = \frac{\sqrt{F_H^2 + (W + F_V)^2}}{n \cdot A}$$

$$= \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 90.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (検定比 : } \boxed{} \text{)}$$

3. 天井下防護ネット設置用穴あきブラケットCの検討

鉄筋コンクリートに後打ちするアンカーボルトの強度については建築設備耐震設計・施工指針「日本建築センター」に基づき、次のように求めた。

使用材料は、以下とする。

アンカー筋 :
 コンクリート :
 アンカーボルト :

3. 1. ブラケットの強度の算出

降伏応力度からブラケットに作用する最大荷重を算出する。

$$P_b = S \times A$$

$$S = F \times 1.1$$

ここで

P_b : ブラケットに作用する荷重

S : 降伏応力度

A : ブラケットの断面積

F : 基準強度

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

$$P_b = \boxed{} \text{ (kN)} > 2.0 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \boxed{} \text{)}$$

3. 2. ブラケットを構成する L 形鋼の最大曲げ応力の算出

水平方向の L 形鋼を片持ち梁として、自由端に集中荷重が掛かるものとして計算を行う。

水平方向 L 形鋼 : $\boxed{}$ (cm²)

荷重 : ブラケットに係る荷重 $W = \boxed{}$ kN

最大曲げモーメント

$$M = W \times L = \boxed{} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

最大曲げ応力

$$\sigma = M/Z = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

検定比

$$\frac{\sigma}{\sigma_f} = \boxed{} \dots\dots\dots \text{ OK}$$

3. 3. ブラケットの溶接強度の算出

隅肉溶接継目の降伏耐力、最大耐力から溶接線全体の耐力を算出する。

$$wq_y = (1 + 0.4\cos\theta)a \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

$$wq_u = (1 + 0.4\cos\theta)a \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$a = 0.7s$$

ここで

wq_y : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの降伏せん断耐力

wq_u : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの最大せん断耐力

a : 溶接継目の有効のど厚

s : 隅肉のサイズ

θ : 力の作用方向に対する溶接継目の角度

F_y : 接合される母材の降伏強さ

F_u : 接合される母材の引張強さ

板厚 $\boxed{}$ mm での溶接サイズ s は、板厚の $\boxed{}$ 倍、かつ $\boxed{}$ mm 以下であるから

$$s = \boxed{} \text{ (mm)}$$

$$a = \boxed{} \text{ (mm)}$$

水平方向

$$wq_{y1} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$wq_{u1} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

鉛直方向

$$wq_{y2} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$wq_{u2} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

溶接線全体の降伏せん断耐力は

$$P_{y1} = w q_{y1} \times a \times L = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$P_{y2} = w q_{y2} \times a \times L = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$P_y = P_{y1} + P_{y2} = \boxed{} \text{ (kN)} > 20 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \boxed{} \text{)}$$

溶接線全体の最大せん断耐力は

$$P_{u1} = w q_{u1} \times a \times L = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$P_{u2} = w q_{u2} \times a \times L = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} = \boxed{} \text{ (kN)} > 20 \text{ (kN)} \text{ (検定比 : } \boxed{} \text{)}$$

3. 4. アンカーボルトの引張耐力の算出

(1) 鋼材の耐力で決まる場合の引張耐力

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0$$

ここで、

σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度

a_0 : 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積、またはアンカー筋の公称断面積

$$T_{a1} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(2) コンクリートのコーン状破壊で決まる場合の引張耐力

$$T_{a2} = 0.23 \sqrt{\sigma_B} \cdot A_C$$

ここで、

σ_B : 既存部のコンクリートの圧縮強度

A_C : 既存コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積

$$A_C = \pi \cdot L_e (L_e + d_a) = \boxed{} \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$T_{a2} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(3) 付着で決まる場合の引張耐力

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_e$$

ここで、

τ_a : 接着系アンカーの引抜力に対する付着強度

$$\tau_a = 10 \sqrt{\frac{\sigma_B}{21}}$$

d_a : アンカー筋の呼び名

L_e : アンカー筋の有効埋め込み深さ

$$\tau_a = \boxed{} \text{ (kN)}$$

$$T_{a3} = \boxed{} \text{ (kN)}$$

(4) アンカーボルト 1 本当りの許容引張力

$$T_a = \min (T_{a1} , T_{a2} , T_{a3}) = \min \boxed{}$$

$$\text{より、} T_a = \boxed{} \text{ (kN)} > 1.0$$

3. 5. アンカーボルトの引抜力の算出

(1) ブラケットに係る荷重

$$W = \text{ブラケットの自重} + \text{ブラケット 1 ヶ当たりに係る荷重}$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(2) 局部地震法による設備機器の地震力

$$K_H = Z \cdot K_S$$

ここで、

K_H : 設計用水平震度

Z : 地域係数

K_S : 設計用標準震度

$$K_H = \boxed{}$$

(3) 設計用水平地震力

$$F_H = K_H \cdot W$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(4) 設計用鉛直地震力

$$F_V = \frac{1}{2} F_H$$

$$= \boxed{} \text{ (kN)}$$

(5) アンカーボルトの引抜力

$$R_b = \frac{F_H \times h_G - (W - F_V) \cdot L_G}{L \cdot n_t}$$

ここで、

h_G : 壁面から重心までの距離

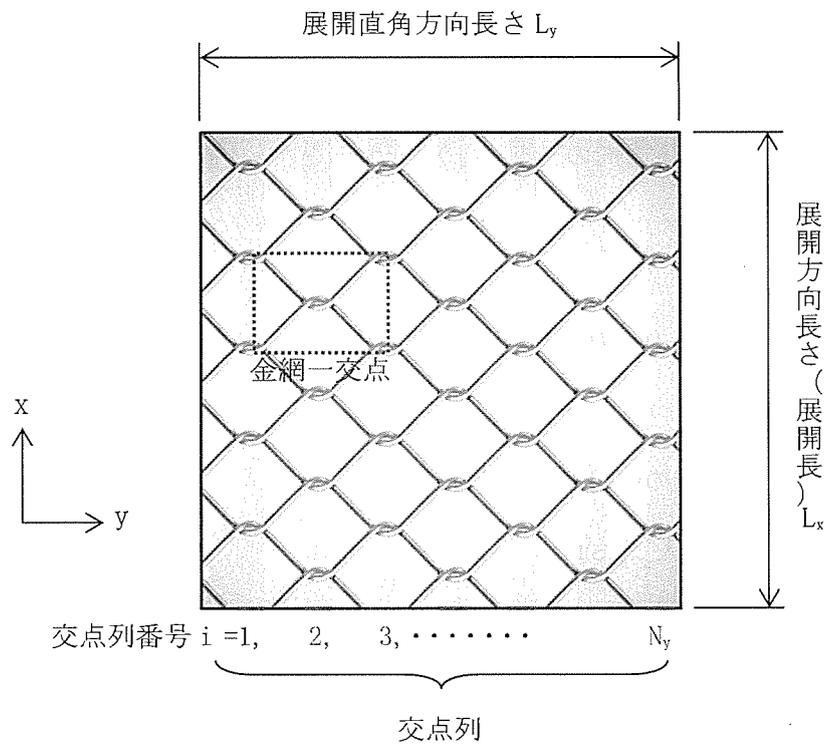
飛散防止用防護ネットの設置構造及び防護性能について

折板屋根が損傷した場合、建物内部に風が吹き込み、内部の設備・機器が損傷する可能性があり、仮に、損傷した設備・機器が飛散した場合でも、建物外部への放出を防止するため、屋根の下に飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという）を設置し、損傷した設備・機器の外部への放出を防止する。

ここでは、防護ネットの仕様と、その防護ネットが内部飛散物の放出を防止できる性能評価の結果を示す。また、敷地外からの飛来物として、屋根まで到達する可能性があるレハブ物置（大）に対しても、当該の防護ネットで防護できることを示す。

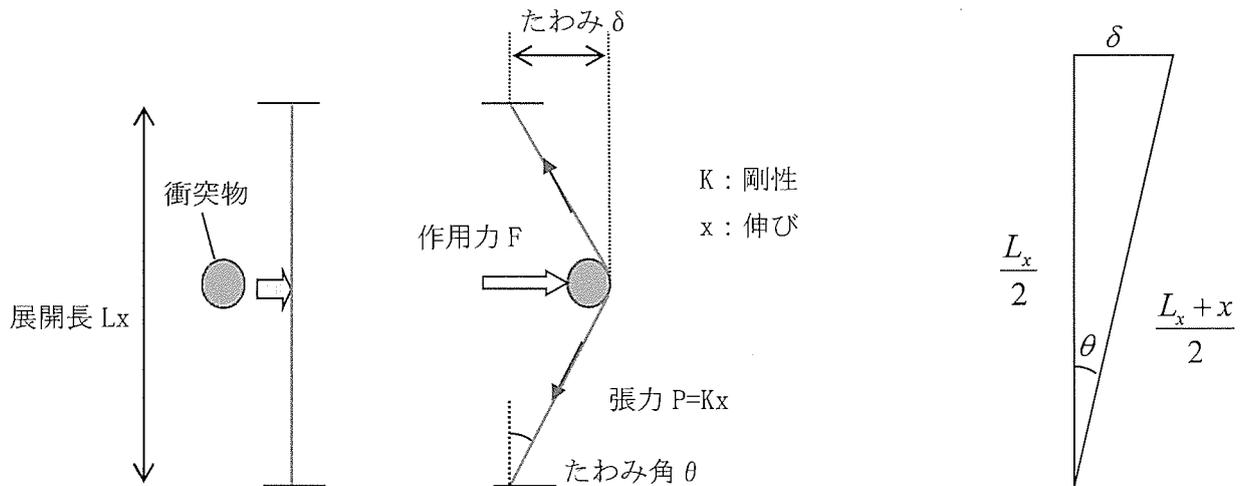
1. 防護ネット（金網）の荷重について

金網の評価モデル及び全長（幅）を添説建 3—付 7 補 4—1 図に示す。同図において、金網は編みこみの方向から x 方向が展開方向となる。また、金網の展開方向長さ L_x の中央に作用する荷重 F とたわみ δ の関係を添説建 3—付 7 補 4—2 図に示す。



添説建 3—付 7 補 4—1 図 金網の評価モデル及び全長（幅）

添説建 3—付 7 補 4—1 図の場合、金網は編みこみの方向から x 方向が展開方向 x である。また、金網の展開長 L_x に作用する荷重を添説建 3—付 7 補 4—2 図に示す。



添説建 3-付 7 補 4-2 図 金網に作用する荷重

2. 金網の吸収エネルギーについて

金網の吸収エネルギーの算出については文献¹⁾に基づき、次のように求めた。なお、この手法は文献¹⁾の中で、衝突物の衝撃試験により検証されている。

金網の展開方向を x 方向の水平面に展開されるとして、金網一交点の剛性を K 、 x 方向の交点数を N_x とすると、 x 方向の剛性は、

$$K_x = \frac{K}{N_x} \quad (1)$$

となる。

i 列目の交点列の金網の張力を P_i とすると

$$P_i = K_x x_i \quad (2)$$

i 列目の交点列の金網の作用力 F_i は、

$$F_i = 2P_i \cdot \sin \theta_i = 2K_x x_i \cdot \sin \theta_i \quad (3)$$

となる。また、作用力方向のたわみを δ_i として、

$$\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4} = \left(\frac{L_x + x_i}{2} \right)^2 \quad (4)$$

添説建 3-付 7 補 4-2 より、

$$\sin \theta_i = \frac{\delta_i}{\frac{L_x + x_i}{2}} = \frac{\delta_i}{\sqrt{\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4}}} \quad (5)$$

$$x_i = 2\sqrt{\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4}} - L_x \quad (6)$$

となる。また、(5)(6)を(3)に代入して、

$$\begin{aligned}
F_i &= 2K_x \cdot \left(2\sqrt{\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4}} - L_x \right) \cdot \frac{\delta_i}{\sqrt{\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4}}} \\
&= 2 \cdot K_x \delta_i \left(2 - \frac{L_x}{\sqrt{\delta_i^2 + \frac{L_x^2}{4}}} \right) = 2 \cdot K_x \delta_i \left(2 - \frac{2L_x}{\sqrt{4\delta_i^2 + L_x^2}} \right)
\end{aligned}$$

したがって、

$$F_i = 4 \cdot K_x \delta_i \left(1 - \frac{L_x}{\sqrt{4\delta_i^2 + L_x^2}} \right) \quad (7)$$

i 列の弾性エネルギーは次のとおり。

$$\begin{aligned}
E_i &= \int_0^{\delta_i} F_i d\delta \\
&= \int_0^{\delta_i} 4K_x \delta \left(1 - \frac{L_x}{\sqrt{4\delta^2 + L_x^2}} \right) d\delta = 4K_x \left[\frac{\delta^2}{2} - \frac{L_x}{4} \sqrt{4\delta^2 + L_x^2} \right]_0^{\delta_i}
\end{aligned} \quad (8)$$

したがって、

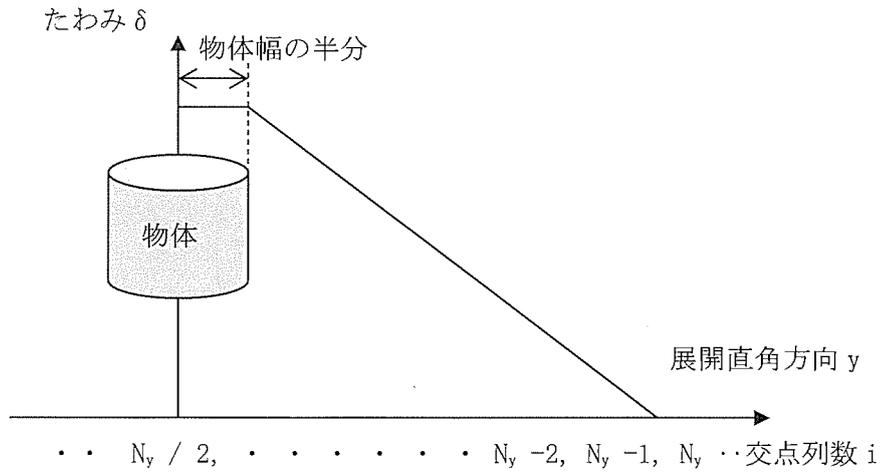
$$E_i = 2K_x \delta_i^2 - K_x L_x \left(\sqrt{4\delta_i^2 + L_x^2} - L_x \right) \quad (9)$$

金網が吸収できる総エネルギーは、

$$E = \sum_i^{N_y} E_i \quad (10)$$

以上のとおり、展開直角方向の各交点列のたわみ δ_i を決定することで金網全体の吸収可能エネルギーを求めることができる。

展開直角方向の金網のたわみは直線的になると考えられることから、衝突する物体と接触する中央部分はたわみ一定とし、添説建 3-付 7 補 4-3 図に示す通りとする。



添説建 3-付 7 補 4-3 図 金網各列のたわみの与え方

3. 金網 1 交点の剛性

添説建 3-付 7 補 4-4 図に金網の拡大図を示す。
 金網の線径を d 、金網の網目の目合い寸法 S とする。



添説建 3-付 7 補 4-4 図 金網線径と目合い寸法

金網 1 交点分の剛性を求める。

1 本の線材の線方向の剛性は、

$$K_s = \frac{AE}{S} \tag{11}$$

ここで、 $A = \frac{\pi d^2}{4}$

E : 線材のヤング率

S : 目合い寸法 (線材の長さ)

金網は展開方向のみに伸びるものとし、金網の角度は変化するとする。目合い寸法 S の金網に対し、1 目合い分の金網の展開方向 (x) の伸びを q 、金網の線材方向の伸びを r とする。

金網の 1 交点の変形模式図を添説建 3-付 7 補 4-5 図に示す

金網の張力は金網 1 目合い分の線材の剛性より、

$$P = K_s r \quad (12)$$

金網の初期角度を 45° とし、破断伸びを ε_u とすると、破断する直前の角度を μ とし、

$$r = \varepsilon_u \cdot S$$

$$\cos \mu = \frac{q + S/\sqrt{2}}{S + r} = \frac{q + S/\sqrt{2}}{S(1 + \varepsilon_u)}$$

一方、添説建 3-付 7 補 4-5 図より、

$$\begin{aligned} (S/\sqrt{2} + q)^2 &= (S + r)^2 - (S/\sqrt{2})^2 \\ q &= \sqrt{(S + r)^2 - (S/\sqrt{2})^2} - S/\sqrt{2} \end{aligned} \quad (13)$$

となる。

金網 1 交点に作用する展開方向力 F は、

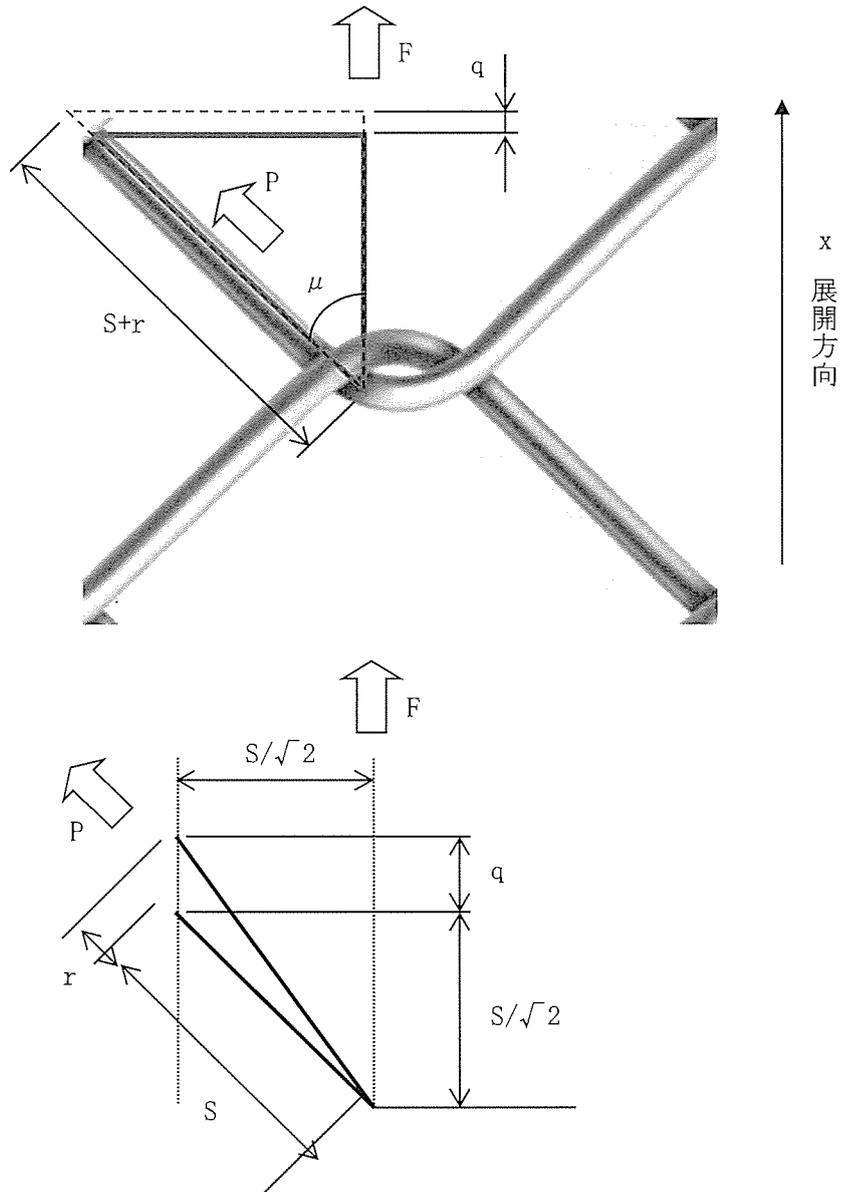
$$F = 2P \cdot \cos \mu = 2K_s r \cos \mu$$

一交点の剛性 K は展開方向張力 F を添説建 3-付 7 補 4-5 図示した q の 2 倍のたわみ量で除し、

$$K = \frac{F}{2q} = \frac{r \cos \mu}{q} K_s = \eta K_s \quad (14)$$

$$\text{ここで、} \eta = \frac{r \cos \mu}{q} = \frac{\frac{\varepsilon_u}{1 + \varepsilon_u} (q + S/\sqrt{2})}{\sqrt{(S + r)^2 - (S/\sqrt{2})^2} - S/\sqrt{2}} \quad (15)$$

とすると、破断伸びが与えられれば η を求めることができ、1 交点の展開方向の引張剛性を線材の諸元から求めることができる。



添説建 3-付 7 補 4-5 図 1 交点の変形模式図

4. 線材のヤング率

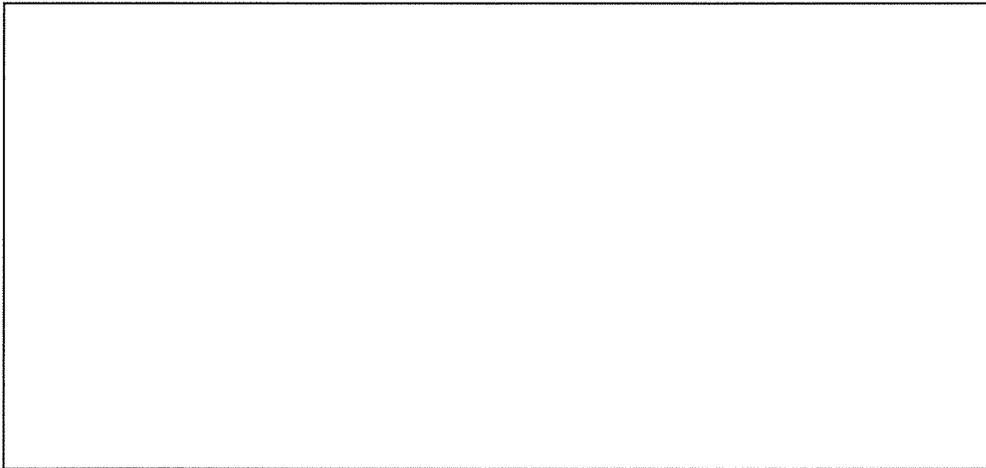
線材はステンレス鋼を用い塑性変形を許容するとする。ステンレス鋼の応力ひずみ線図を添説建 3-付 7 補 4-6 図 (参考文献³⁾)に示す。左側の図がひずみに対する応力の関数となっているが、破断伸びまでの図となっていない。破断までの図は右側であるが、これはひずみに対する関数になっていない。

ここで、左図より 10%ひずみに相当する応力は \square N/mm² であり、この応力は右図で約 \square mm の伸びに相当することがわかる。そこで、破断伸びを約 20%とするとおおむね 20%伸びに相当するのは右図で約 \square mm 程度になり、その時の応力は約 \square N/mm² となる。

破断伸びに至るまでの伸びを約 20%とした場合の破断応力を安全側に見て \square N/mm² とすると、塑性変形を考慮したヤング率 E_p は以下ようになる。

$$E_p = \boxed{} N/mm^2$$

E_p : 塑性変形を考慮したヤング率



添説建 3-付 7 補 4-6 図 ステンレスの応力ひずみ線図³⁾

5. 金網破断時のたわみ角

金網の線材が破断するときの最大のたわみ角は添説建 3-付 7 補 4-2 図より伸びを x_i とし、
金網の展開長 L_x とすると、

$$\cos \theta_i = \frac{\frac{L_x}{2}}{\frac{L_x + x_i}{2}} = \frac{L_x}{L_x + x_i}$$

となり、破断伸びを ε_u とすると、 $x_i = L_x \varepsilon_u$

$$\cos \theta_i = \frac{L_x}{L_x + L_x \varepsilon_u} = \frac{1}{1 + \varepsilon_u}$$

$$\theta_i = \cos^{-1} \left(\frac{1}{1 + \varepsilon_u} \right)$$

なお、ここでは ε_u は 20% とする。

6. 防護ネットの仕様と吸収可能エネルギー

建屋毎の防護ネットの設置状態は、添付書類五 トー7-2 表1（各建物と飛散防止用防護ネット（金網）の設置について）による。

防護ネットは、工場屋根の梁のピッチと同じ を一つの単位とし、この単位の防護ネットを各梁に固定する。

防護ネット（金網）の仕様を添説建3-付7補4-1表に示す。

添説建3-付7補4-1表 評価対象金網仕様例

項目	単位	数値
金網線径	mm	
金網目合い寸法	mm	
引張強さ	N/mm ²	
破断伸び	%	
塑性変形を考慮したヤング率	N/mm ²	
線材断面積	mm ²	
金網1ピッチ線材剛性	N/mm	
破断伸び時の角度	deg	
交点剛性	N/mm	

この金網の仕様を条件に、金網が吸収することのできるエネルギーを前述の評価方法に基づき求めた。その結果を添説建3-付7補4-2表に示す。

評価の結果、設置単位での金網は、72 (kJ) まで運動エネルギーを吸収できることが確認できた。

添説建3-付7補4-2表 評価対象金網吸収可能エネルギー評価結果

項目		数値	
金網の形状	目合い寸法 [mm]		
	展開長 [m]		
	展開直角方向長さ(幅) [m]		
	展開方向の目合い数		
	展開直角方向の目合い数		
金網の物性	1交点試片の等価剛性 [kN/m]		
	破断時のたわみ角度 [deg]		
飛来物接触条件	飛来物の金網との接触長さ [mm]		
金網全体の限界吸収エネルギー [kJ]			

7. 飛来物の仕様と飛散時の運動エネルギー

防護ネットで防護する飛来物としては、屋内の気体廃棄設備及び空調用ダクトと敷地外から到達する可能性があるプレハブ物置、軽トラックが考えられる。

評価対象としたダクトの寸法、重量、飛行定数を添説建 3-付 7 補 4-3 表に示す。プレハブ物置は、最も大きいプレハブ物置（大）を評価対象とした。なお、プレハブ物置（大）、軽トラックの運動エネルギーについては、「添説建 3-Ⅱ. 5. 3 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果」の値を用いて評価する。

飛散評価は、TONBOS（フジタモデル(DBT-77 モデル)を適用)により評価を実施した。ダクトは屋内にあることから、最大風速は屋外よりも低減すると考えられるが、ここでは屋外と同じ風速で実施した。

- ・最大風速：92m/s
- ・移動速度：14m/s
- ・最大周方向風速：78m/s

評価結果を添説建 3-付 7 補 4-4 表に示す。

なお、TONBOS による評価結果から、ダクトが金網を越えて飛散する高さの分だけ衝撃エネルギーとなるものとして上面への衝撃速度を評価した。

また、ダクトは高さが若干上昇したのち、下面側に落下することから、ダクトと下面側の金網の高さと飛散高さを合計した高さからの位置エネルギーがダクトの運動エネルギーとなるものとする。

添説建 3-付 7 補 4-3 表 評価対象ダクト代表例

ダクト材質	ダクト 横×縦×長さ×厚み（単位：mm）	重量 (kg)	飛行定数 (m ² /kg)
SUS鋼板 (304L)			
亜鉛メッキ鋼板			
塩ビライニング鉄板			
塩ビ (丸)			
塩ビ (角)			

添説建 3-付 7 補 4-4 表 評価対象ダクト評価結果

品名	質量(kg)	飛散高さ(m)	ダクト～上面 金網高さ(m)	ダクト～下面 金網高さ(m)	鉛直最大 速度(m/s)	鉛直最大 速度(m/s)	上面側運 動エネル ギー(kJ)	下面側運 動エネル ギー(kJ)
SUS鋼板(304L)								
亜鉛メッキ鋼板								
塩ビライニング鉄板								
塩ビ(丸)								
塩ビ(角)								

8. まとめ

(1) 屋根下防護ネットの評価

添説建 3-付 7 補 4-4 表 評価対象ダクト評価結果より、ダクトの上面側運動エネルギーは (kJ)、また、「添説建 3-II.5.3 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果」より、プレハブ物置 (大) の運動エネルギーは (kJ)、軽トラックの運動エネルギーは (kJ) であり、防護ネットが吸収できる運動エネルギー (kJ) よりも小さいことから、プレハブ物置 (大)、軽トラックの落下及び、ダクトの屋外への飛散の衝撃を吸収することが可能である。

(2) 天井下防護ネットの評価

添説建 3-付 7 補 4-4 表 評価対象ダクト評価結果より、ダクトの下面側運動エネルギーは (kJ) であり、防護ネットが吸収できる運動エネルギー (kJ) よりも小さいことから、屋内への落下の衝撃を吸収することが可能である。

参考文献

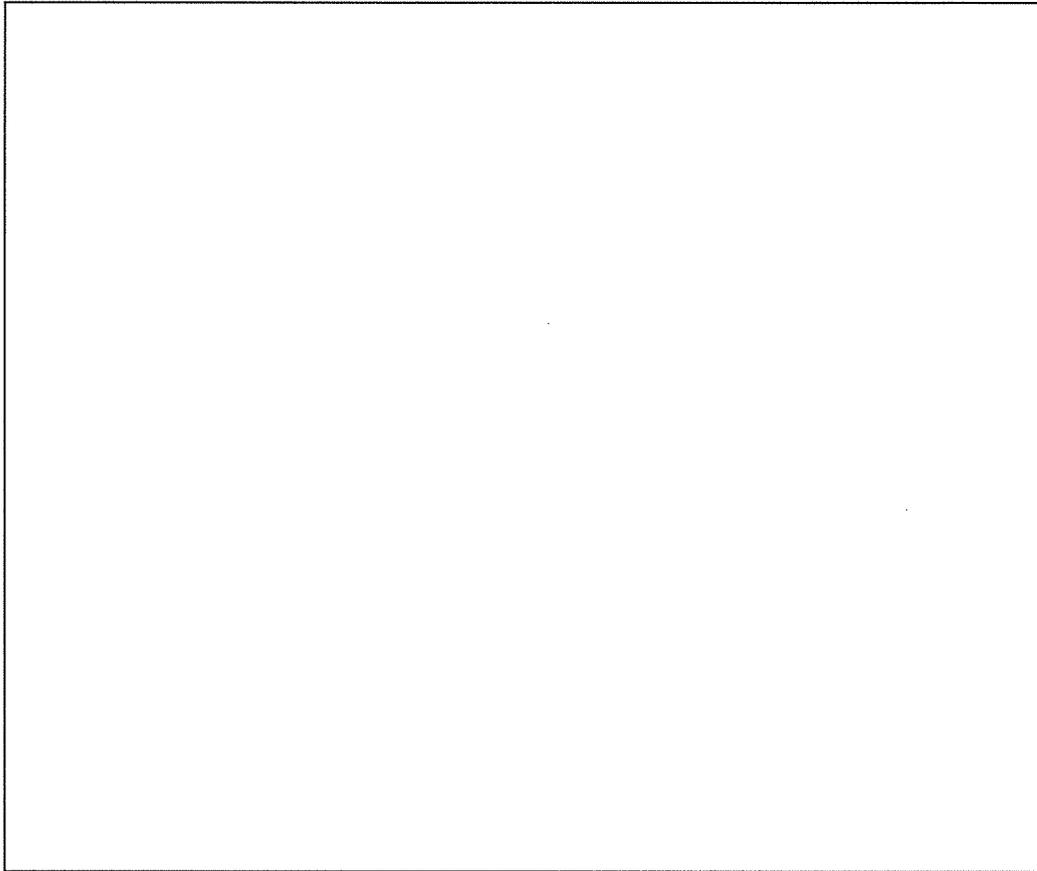
- 1) 南波宏介, 白井孝治, 坂本裕子, ” 竜巻防護設備に用いる金網形状の異なる高強度金網に関する吸収エネルギー算定手法の適用性”, 土木学会, 構造工学論文集 Vol. 61A (2015 年 3 月)
- 2) 南波宏介, 白井孝治, “竜巻飛来物に対する防護ネットの評価手法と対策工法の提案”, 平成 26 年 3 月 N13014 電力中央研究所 研究報告
- 3) 櫻庭健一郎, ステンレス鋼における最適疲労設計基準の確立, 東京都立産業技術研究センター 研究報告, 第 4 号, 2009 年

転換工場（東側） 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

転換工場 東側の換気用外気導入口に設置する外気導入カバーは、添説建 3—Ⅱ. 付 8—1 図に示す構造となっており、竜巻に対する強度検討を行う。構造既存構造の内、バックアップ材を除くカバー部 本体について検討する。

なお、既存構造では、竜巻荷重はバックアップ材により建屋構造に伝達されるが、竜巻対策補強構造では、カバー部を支持する 6 本の柱下端（△印）にて建屋構造から支持されているものとして強度検討を行う。



添説建 3—Ⅱ. 付 8—1 図 外気導入カバー図

(1) 荷重条件

竜巻荷重

F1 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172

F3 竜巻荷重 w_3 (N/m²) : 4130

(2) 評価モデル

1) 受圧板 (f_y = N/mm²)

4辺固定板モデル

2) 小梁 A (f_y = N/mm²)

両端固定の梁モデル

3) 小梁 B (f_y = N/mm²)

両端ピンの単純梁モデル

(3) 評価結果要約

受圧板と小梁の竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-Ⅱ. 付 8-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 8-1 表 竜巻荷重に対する各構造部位の検定比表

構造部位	F1 竜巻	F3 竜巻
受圧板		
小梁		

加工棟の外気導入カバーは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げモーメント内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

単位面積当たりの許容荷重（検定比 1.0 相当の竜巻荷重）は、検定比の最も厳しい値から算定し、次の値となる。

・ F1 竜巻荷重での短期許容荷重： (Pa) (= 1172 /)

・ F3 竜巻荷重での終局耐力荷重： (Pa) (= 4130 /)

以下に各構造部位の強度検討結果の詳細を示す。

2. 受圧板の検討

4 辺固定板とする。

交差板理論により、板の最大モーメントを算出する。(RC 基準 (10.1) 式を引用)

- ・ 短辺長 l_x (mm) :
- ・ 長辺長 l_y (mm) :
- ・ 辺長比パラメータ $R = l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) =$
- ・ 単位面積当たりの全荷重 w
- ・ 短辺方向の分担荷重 $w_x = R \times w$
- ・ 受圧板の単位幅 b (mm) :
- ・ 受圧板の板厚 t (mm) :

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重
 w_1 (N/m²) : 1172 w_{x1} (N/m²) : $\times w_1 =$
- ・ 単位幅 b 当たりの短辺方向両端最大曲げモーメント
 $M_1 = 1 / 12 \times w_{x1} \times l_x^2 / b =$ N·m/m
- ・ 単位幅 b 当たり板の断面係数
 Z (mm³/m) : $1 / 6 \times b \times t^2 / b =$
- ・ 単位幅当たり板の短期許容曲げモーメント
 $M_a = f_y \times Z =$ N·m/m
- ・ 板の両端最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_1
 $K_1 = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK
 受圧板は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

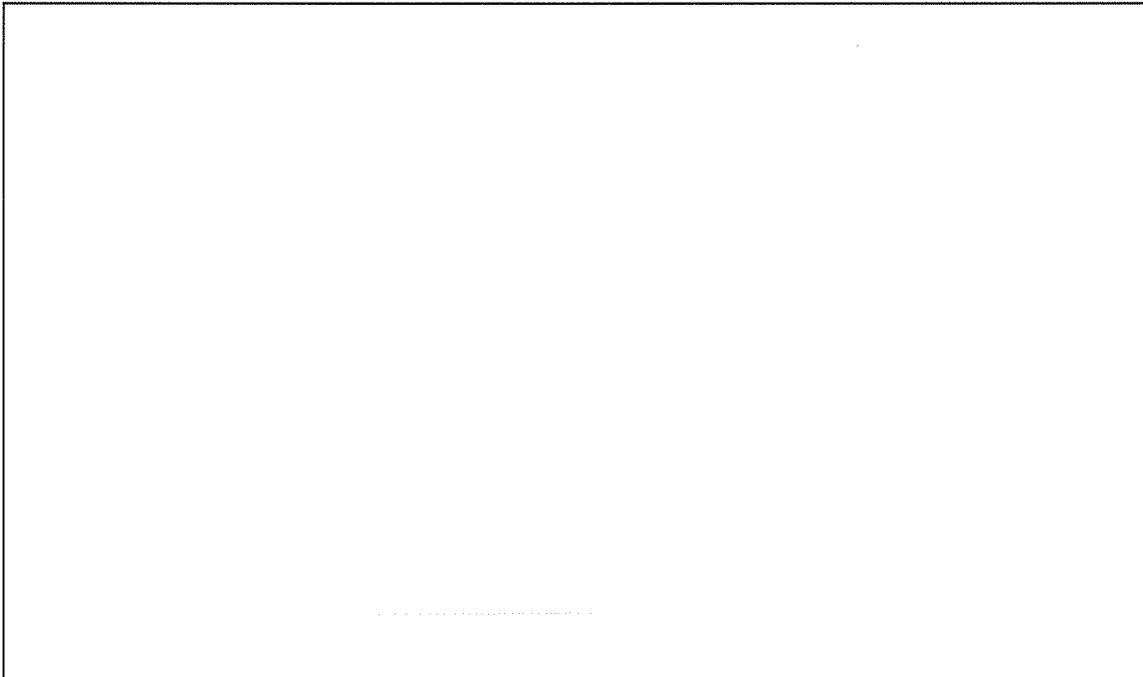
F3 竜巻

- ・ 竜巻荷重
 w_3 (N/m²) : 4130 w_{x3} (N/m²) : $\times w_3 =$
- ・ 終局時の単位幅 b 当たり板の最大曲げモーメント
 $M_3 = 1 / 8 \times w_{x3} \times l_x^2 / b =$ N·m/m
- ・ 単位幅 b 当たり板の塑性断面係数
 Z_p (mm³/m) : $1 / 4 \times b \times t^2 / b =$
- ・ 単位幅当たりの終局曲げ耐力 (全塑性モーメント)
 端部及び中央部が塑性化するとしたときの板の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。
 $M_{ue} = f_y \times Z_p =$ N·m/m
 $M_{uc} = f_y \times Z_p =$ N·m/m
 $M_u = M_{ue} + M_{uc} =$ N·m/m
- ・ 板の最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_3
 $K_3 = M_3 / M_u =$ < 1.0 OK
 受圧板は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力内である。

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

小梁による門型ラーメン構造を両端固定の梁モデルとして検討する。小梁 A が負担する荷重範囲を下図に示す。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-2 図 小梁の荷重負担範囲と発生モーメント分布図

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重

小梁 1 本当たり負担幅 b_1 (mm) :

w_1 (N/m²) : 1172

- ・ 小梁の単位長さ当りの荷重

・ $W_{x1} = w_1 \times b_1 = 1172 \times$ N/m

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

・ $M_1 = 1 / 12 \times W_{x1} \times L_x^2$
= N·m

- ・ 小梁の断面係数

Z (cm³) :

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

$M_a = f_y \times Z =$ N·m

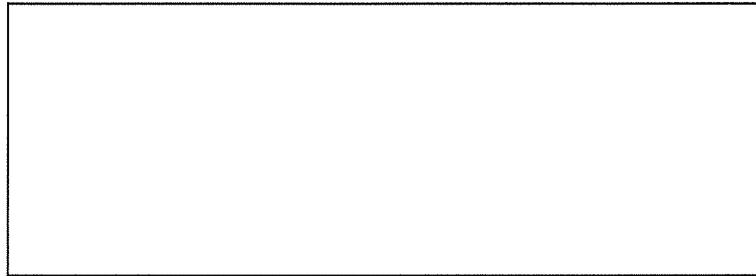
- ・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{A1}

$K_{A1} = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

以上により、小梁 A は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁の応力が終局耐力以内であることを確認する。小梁の両端固定部と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-3 図 小梁の検討モデル図

・ 竜巻荷重

小梁 1 本当たり負担幅 b_1 (mm) :

w_3 (N/m²) :

小梁の単位長さ当たりの荷重

w_x (N/m) : $w_3 \times b_1 =$

小梁の全長 L_x (m) :

・ 小梁の最大曲げモーメント

$M_3 =$

$=$

・ 小梁の終局時断面性能

フランジ幅 h (mm) :

板厚 t (mm) :

断面積 A (mm²) :

塑性断面係数

Z_p (mm³) :

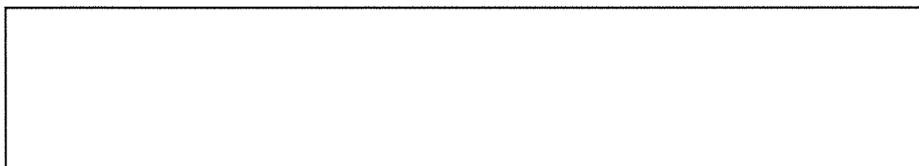
・ 小梁の終局曲げ耐力 (= 全塑性モーメント M_u)

下図に示す様に小梁の端部及び中央部が塑性化するとしたときの小梁の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$M_{ue} = f_y \times Z_p =$

$M_{uc} = f_y \times Z_p =$

$M_u = M_{ue} + M_{uc} =$



終局曲げ耐力のモーメント M_u 図

・ 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{A3}

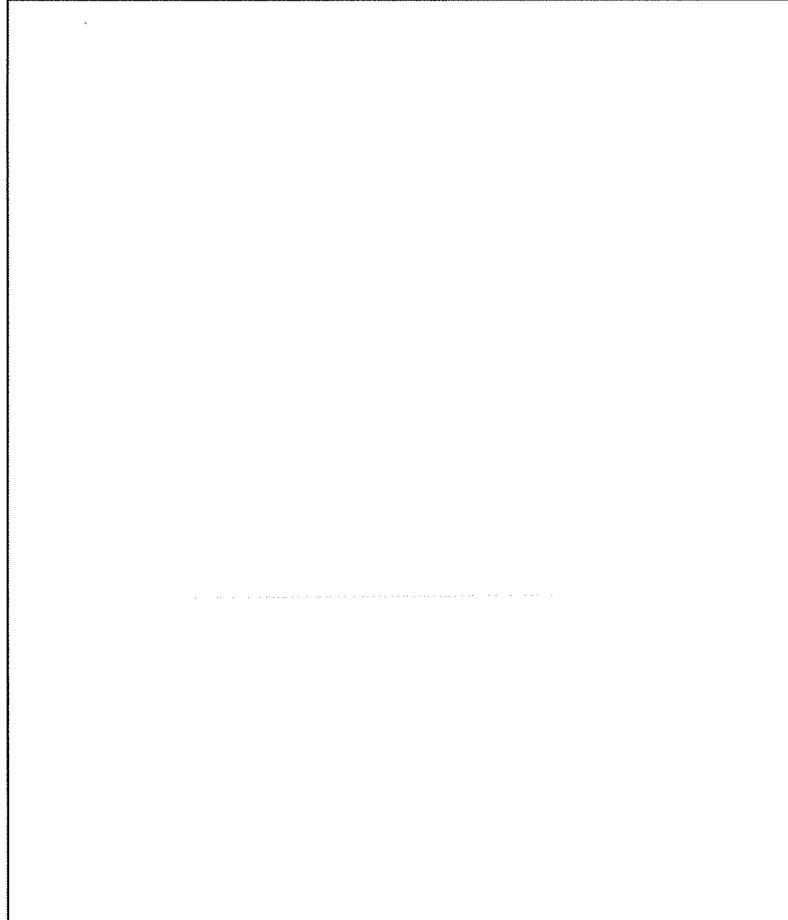
$K_{A3} = M_3 / M_u =$ OK

以上により、小梁 A は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(2) 小梁 B の検討

保守的に考えて上下にある小梁 B が、荷重に対して重ね梁として抵抗するものとし、小梁 1 本について検討を行う。

下部端辺の小梁に作用する荷重は、中央部の幅 範囲とし、下図に示す。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-4 図 下部端辺小梁の荷重負担範囲と曲げモーメント図

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- ・ 竜巻荷重分担範囲の荷重がアングル小梁から伝達される集中荷重 P_{o1}

$$P_{o1} (\text{N}) : b_1 \times L_1 \times w_1 = \boxed{} \times 1172 = \boxed{}$$

- ・ 小梁 (1 本) の最大曲げモーメント

$$M_{o1} = P_{o1} / 2 \times L_2 / 4 = \boxed{} \text{N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \boxed{} \text{N}\cdot\text{mm} = 3800.7 \text{N}\cdot\text{m}$$

- ・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{B1}

$$K_{B1} = M_{o1} / M_a = \boxed{} < 1.0 \text{ OK}$$

以上により、小梁 B は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

- ・ 竜巻荷重

$$w_3 (\text{N/m}^2) : 4130$$

- ・ 竜巻荷重分担範囲の荷重がアングル小梁から伝達される集中荷重 P_{o3}

$$P_{o3} (\text{N}) : b_1 \times L_1 \times w_3 = \boxed{}$$

- ・ 小梁 (1 本) の最大曲げモーメント

$$M_{o3} = P_{o3} / 2 \times L_2 / 4 = \boxed{} \text{N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁の終局曲げ耐力 (= 全塑性モーメント)

$$M_u = f_y \times Z_p = \boxed{} \text{N}\cdot\text{m}$$

- ・ 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{B3}

$$K_{B3} = M_{o3} / M_u = \boxed{} \text{ OK}$$

以上により、下部端辺部の小梁は、F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(3) 小梁の検定比

F1 竜巻荷重に対する小梁 A, B の最大検定比 K_1

$$\text{F1 竜巻荷重 } K_1 = \max(K_{A1}, K_{B1}) = \max \boxed{}$$

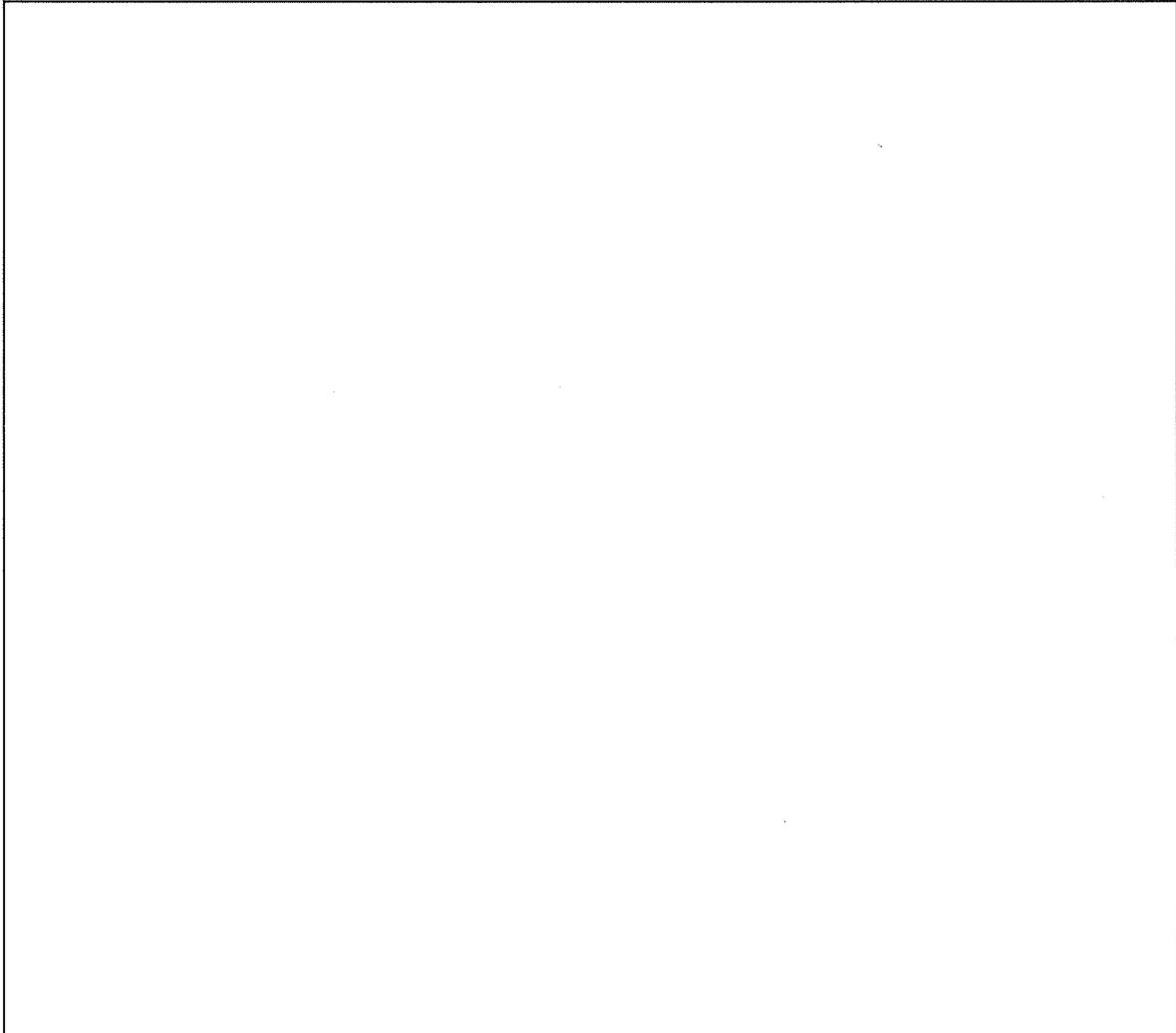
F3 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_3

$$\text{F3 竜巻荷重 } K_3 = \max(K_{A3}, K_{B3}) = \max \boxed{}$$

転換工場（西側） 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

転換工場 西側の換気用外気導入口に設置する外気導入カバーは、添説建 3-Ⅱ. 付 9-1 図に示す構造となっており、竜巻に対する強度検討を行う。なお、外気導入カバーのフレームは既設階段構造と一体化した強固なものであるため、竜巻荷重を直接受ける受圧板パネル部（受圧版、小梁 A、小梁 D）について検討を行う。



添説建 3-Ⅱ. 付 9-1 図 外気導入カバー図

(1) 荷重条件

竜巻荷重

F1 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172

F3 竜巻荷重 w_3 (N/m²) : 4130

(2) 評価モデル

1) 受圧板 (f_y = N/mm²)

4 辺固定板モデル

2) 小梁 A (山形鋼) (f_y = N/mm²)

片端ピン片端固定の梁モデル

3) 小梁 D (溝形鋼) (f_y = N/mm²)

両端固定の梁モデル

(3) 評価結果要約

受圧板と小梁の竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-Ⅱ. 付 9-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 9-1 表 竜巻荷重に対する各構造部位の検定比表

構造部位	F1 竜巻	F3 竜巻
受圧板		
小梁		

転換工場の外気導入カバーは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げモーメント内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

単位面積当たりの許容荷重（検定比 1.0 相当の竜巻荷重）は、検定比の最も厳しい値から算定し、次の値となる。

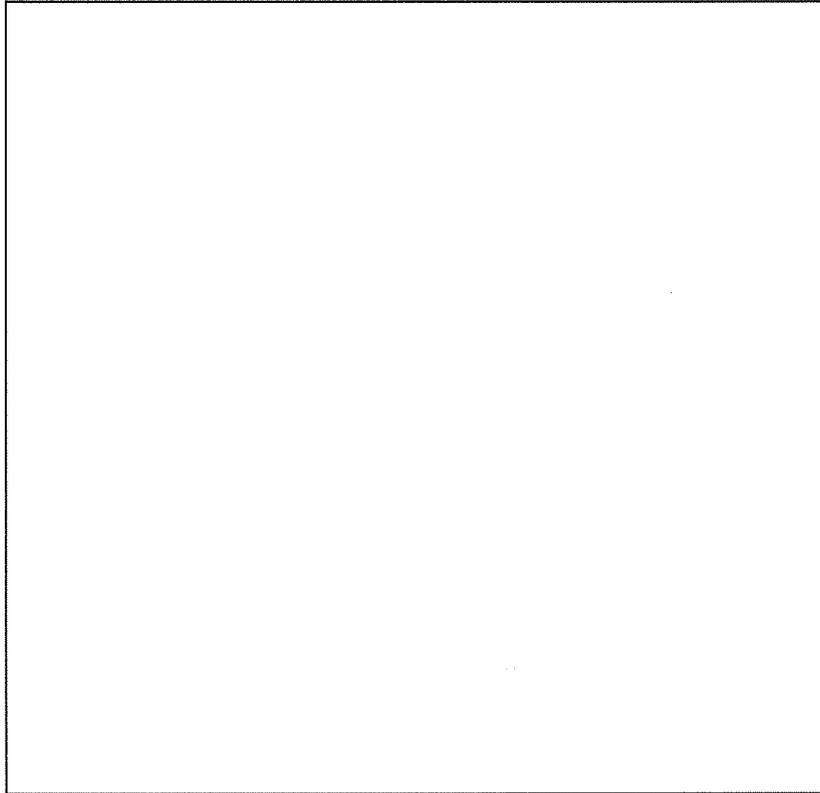
・ F1 竜巻荷重での短期許容荷重 : (Pa) (= 1172 /)

・ F3 竜巻荷重での終局耐力荷重 : (Pa) (= 4130 /)

以下に各構造部位の強度検討結果の詳細を示す。

2. 受圧板の検討

最も受圧面積の大きい受圧板を代表として下図について検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 9-2 図 受圧板パネルの検討モデル図

周辺の支持条件は 4 辺固定板とする。

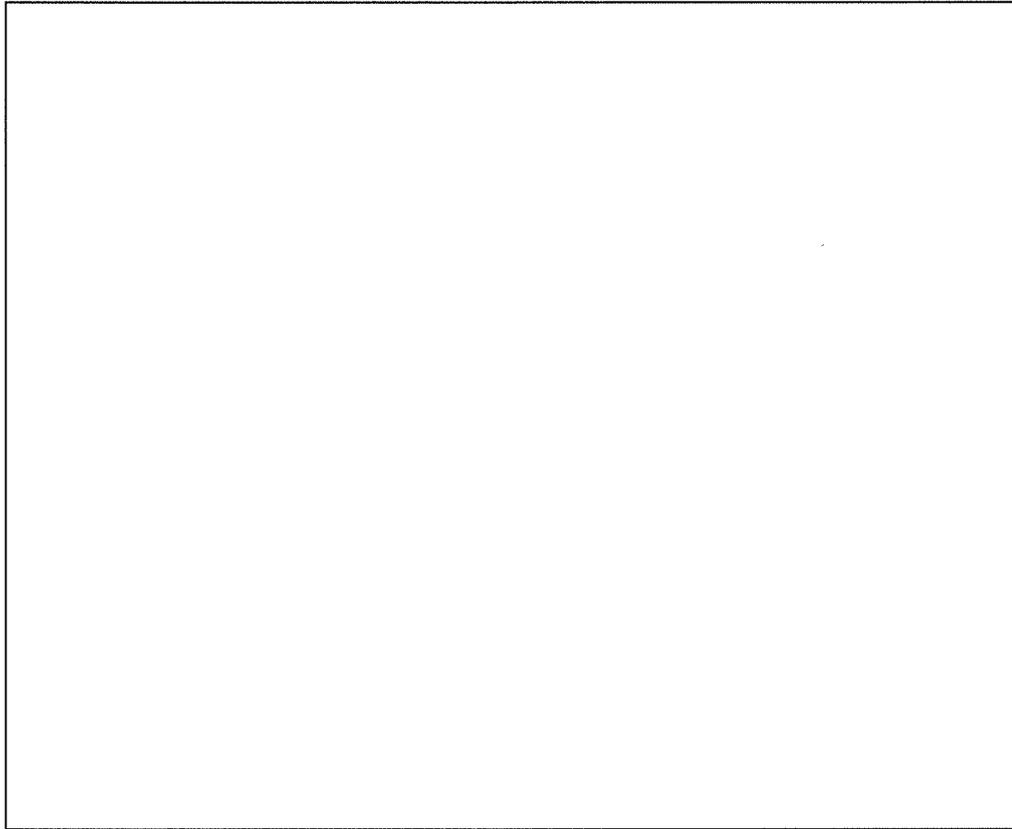
交差板理論により、最も大きい板の最大モーメントを算出する。(RC 基準 (10.1) 式を引用)

- ・ 短辺長 L_x (mm) :
- ・ 長辺長 L_y (mm) :
- ・ 辺長比パラメータ $R = L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4) =$
- ・ 単位面積当たりの全荷重 w
- ・ 短辺方向の分担荷重 $w_x = R \times w$
- ・ 受圧板の単位幅 b (mm) :
- ・ 受圧板の板厚 t (mm) :

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

受圧板が受けた荷重を伝達する小梁について検討する。検討対象の小梁 A の位置を下図に示す。小梁 A は、片端ピン片端固定の梁モデルとして検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 9-3 図 小梁の荷重負担範囲と曲げモーメント図

F1 竜巻

小梁 A に等分布荷重が作用するものとする。

- ・ 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- ・ 小梁 A の 1 本当たり負担幅 b_1 (mm) :

$$\text{小梁 A の単位長さ当たりの荷重 } w_{y1} = w_1 \times b_1 = \text{} \text{ N/m}$$

- ・ F1 竜巻荷重時の小梁端部最大曲げモーメント

$$M_{A1} = 1 / 8 \times w_{y1} \times L_1^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁 A の断面係数

$$Z (\text{cm}^3) : \text{}$$

- ・ 小梁 A の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁 A の最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{A1}

$$K_{A1} = M_{A1} / M_a = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$

以上により、小梁 A は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁 A の応力が終局耐力以内であることを確認するため、小梁 A の片側固定端と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。

- ・ 竜巻荷重

w_3 (N/m²) : 4130

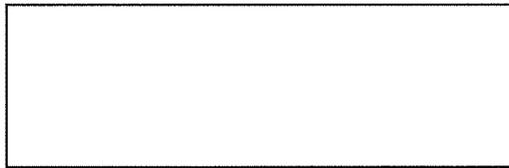
- ・ 小梁 A の負担幅 b_1 (mm) :

- ・ 小梁 A の単位長さ当たりの荷重 w_{y3} (N/m) : $w_3 \times b_1 =$

- ・ 小梁 A の全長 L_1 (m) :

- ・ 下図に示す小梁 A の終局時最大曲げモーメント

$M_{A3} =$
 $=$ N·m



小梁の検討モデル図

- ・ 小梁 A () の終局時断面性能

フランジ幅 h (mm) :

板厚 t (mm) :

断面積 A (mm²) : $h \times t + (h - t) \times t =$

小梁 A の塑性断面係数

$Z_p = A / 2 \times (h / 2 - t / 2) =$ mm³

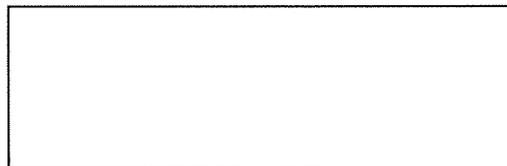
- ・ 小梁 A の終局曲げ耐力 (全塑性モーメント M_u)

下図に示す様に小梁 A の端部及び中央部が塑性化するときの小梁 A の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$M_{ue} = (f_y \times 1.1) \times Z_p =$ N·m

$M_{uc} = (f_y \times 1.1) \times Z_p =$ N·m

$M_u = M_{ue} + M_{uc} =$ N·m



終局曲げ耐力の曲げモーメント M_u

- ・ 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{A3}

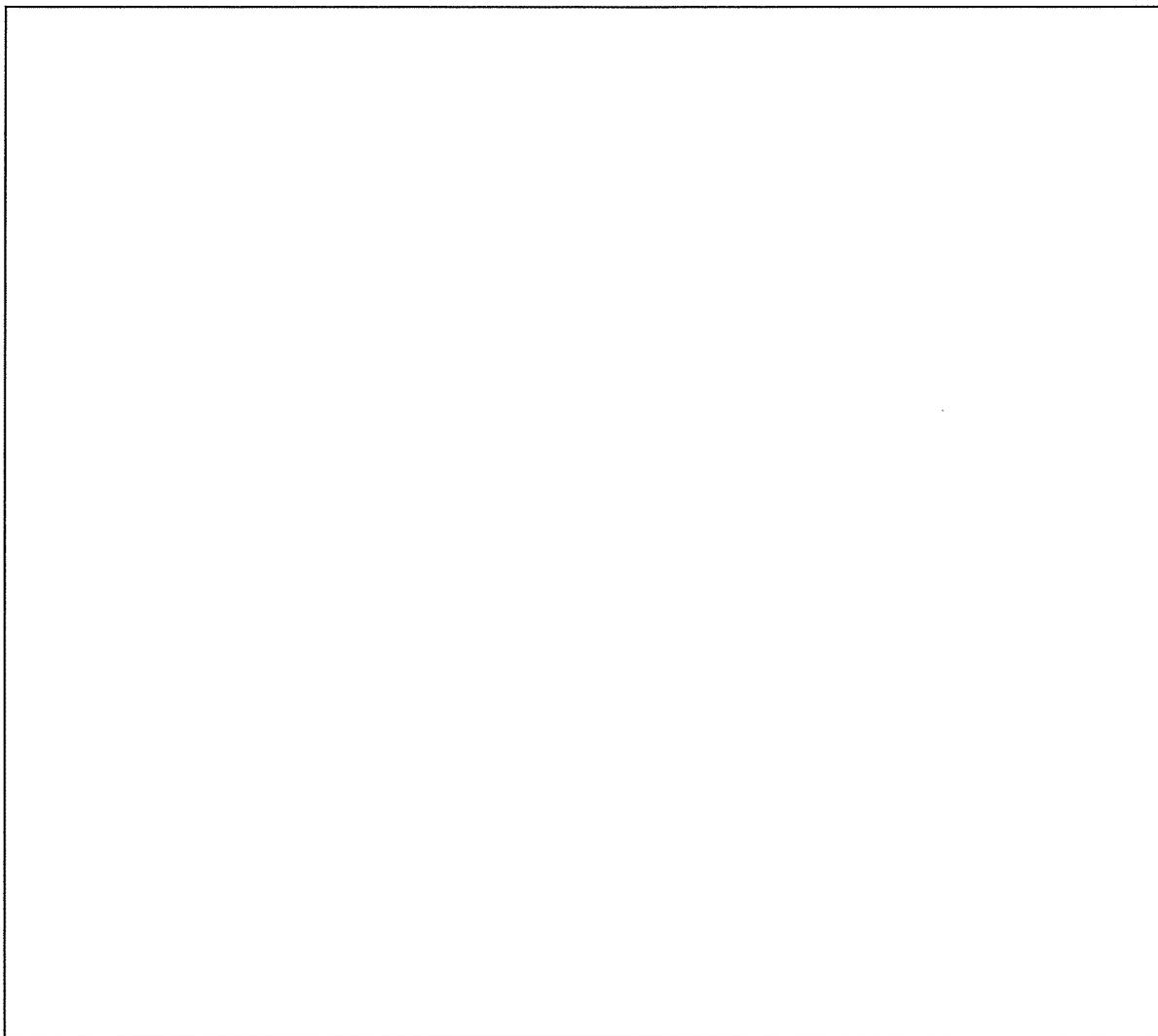
$K_{A3} = M_{A3} / M_u =$ OK

以上により、小梁 A は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(2) 小梁 D の検討

検討対象の小梁 D の位置を下図に示す。

小梁 D は、両端固定の梁モデルとして検討する。

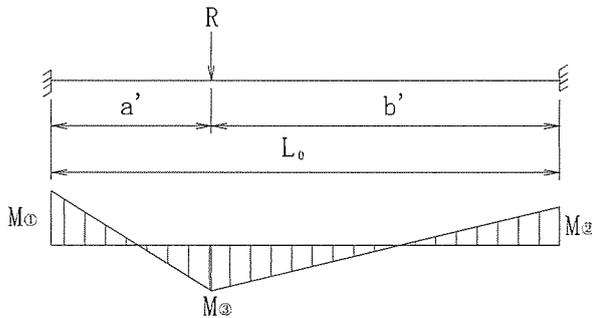


添説建 3-Ⅱ. 付 9-4 図 小梁 D の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

小梁 A、B、C が負担した荷重が支点反力 R_A 、 R_B 、 R_C として検討対象の小梁 D に伝達されるものとする。

- ・ 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172
- ・ 小梁 D への作用荷重 R
 R (N) : 小梁負担した荷重による支点反力
 b (mm) : 荷重負担幅
 L_y (mm) : 荷重を負担する小梁の長さ
 $R = (b \times L_y / 2) \times w_1$
- ・ 小梁 D の最大曲げモーメント
 下図に示す梁モデルにて検討する



$$M_1 = -R \times (a' \times b'^2 / L_0^2)$$

$$M_2 = -R \times (a'^2 \times b' / L_0^2)$$

$$M_3 = 2 \times R \times (a' \times b' / L_0^3)$$

小梁 D に作用する最大曲げモーメント (M_{D1}) は、梁に作用する荷重の合力点に近い側の固定端で発生する。各支点反力 R_A 、 R_B 、 R_C による梁に発生する曲げモーメントを算出して重ね合わせる。その結果を添説建 3-Ⅱ. 付 9-2 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 9-2 表 F1 竜巻荷重に対する小梁 D の曲げモーメント値

	w_1 (N/m ²)	b (mm)	L_y (mm)	R (N)	L_0 (mm)	a' (mm)	b' (mm)	M_1 (N·m)	M_2 (N·m)	M_3 (N·m)
小梁 A										
小梁 B										
小梁 C										
合計 (重ね合せ曲げモーメント)										

*1: 重ね合せ曲げモーメントの最大値

F1 竜巻荷重時に小梁 D に作用する最大曲げモーメント M_{D1}

$M_{D1} = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$

- ・ 小梁 D の断面係数
- $Z(\text{cm}^3) :$
- ・ 小梁 D の短期許容曲げモーメント
- $M_a = f_y \times Z =$ $\text{N}\cdot\text{m}$
- ・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{D1}
- $K_{D1} = M_{D1} / M_a =$ $< 1.0 \quad \text{OK}$

以上により、小梁 D は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁 D の応力が終局耐力以内であることを確認するため、小梁 D の両端固定部と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。

- ・ 竜巻荷重

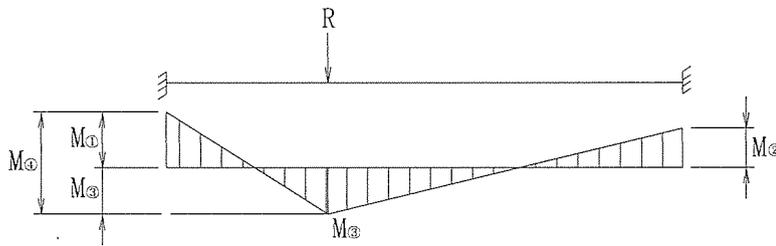
$$w_3 (\text{N/m}^2) : 4130$$

- ・ F1 竜巻荷重に対する F3 竜巻荷重倍率 γ

$$\gamma = w_3 / w_1 = 4130 / 1172 = 3.53$$

- ・ 終局時の小梁 D に作用する最大曲げモーメント

下図に示す小梁 D に作用する最大曲げモーメント (M_{D3}) は、各支点反力 R_A 、 R_B 、 R_C による正曲げモーメントと負曲げモーメントの各最大値を加算した値とする。



$$M_4 = \max(M_1, M_2) + M_3$$

$$M_{D3} = M_4 \times \gamma$$

その結果を添説建 3- II. 付 9-3 表に示す。

添説建 3- II. 付 9-3 表 F3 竜巻荷重に対する小梁 D の曲げモーメント値

	W_3 (N/m^2)	M_1 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_4 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	γ (-)	$M_4 \times \gamma$ ($\text{N}\cdot\text{m}$)
小梁 A							
小梁 B							
小梁 C							
合計 (重ね合せ曲げモーメント)							

F3 竜巻荷重時に小梁 D に作用する最大曲げモーメント M_{D3}

$$M_{D3} = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- 小梁 D の塑性断面係数

$$Z_p (\text{cm}^3) : \boxed{}$$

小梁 D の端部及び中央部が塑性化するとしたときの小梁 D の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$$M_{ue} = (f_y \times 1.1) \times Z_p = \boxed{}$$

$$= \boxed{}$$

$$M_{uc} = \boxed{}$$

$$= \boxed{}$$

$$M_u = M_{ue} + M_{uc} = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{D3}

$$K_{D3} = M_{D3} / M_u = 10422.8 / 11958.2 = 0.88 < 1.0 \text{ OK}$$

(3) 小梁の検定比

F1 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_1

$$K_1 = \max(K_{A1}, K_{D1}) = \max \boxed{}$$

F3 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_3

$$K_3 = \max(K_{A3}, K_{D3}) = \max \boxed{}$$

Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の竜巻防護設計計算書

1. 成型工場及び放射線管理棟の位置・構造

1.1. 建設位置

成型工場及び放射線管理棟の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から約 70m 以上離れている。

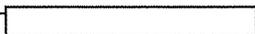
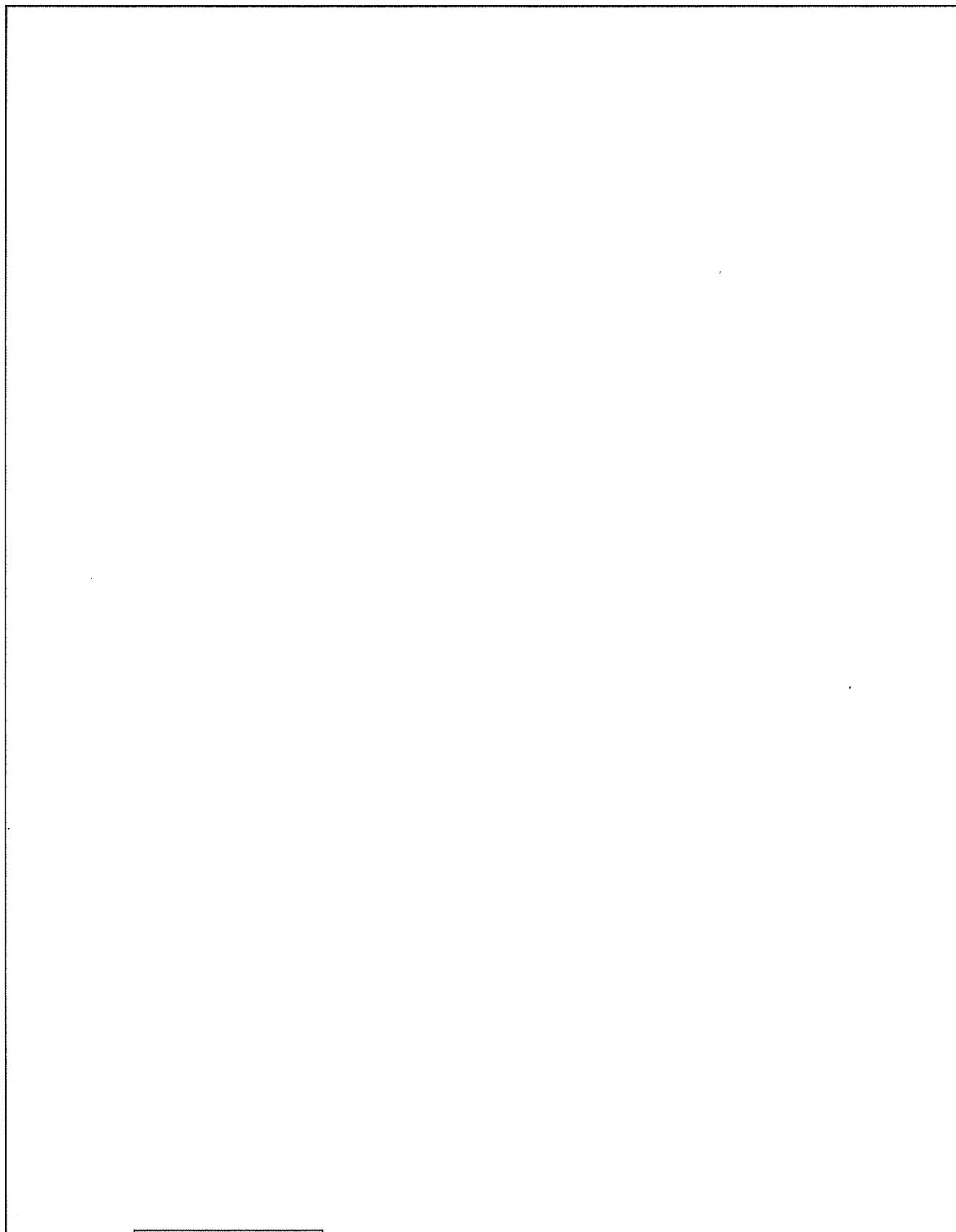
1.2. 構造概要

成型工場と放射線管理棟は連続した一つの構造体を構成しており、平面図及び断面図を添説建 3-Ⅲ.1.2-1 図に示す。

成型工場は、1, 2 階の中央に大きな吹抜けを有する地上 3 階建ての RC 造及び一部 S 造の建物であり、平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、鉄扉、排気塔ガラリ、外気取入れガラリを設置している。

放射線管理棟は平屋建ての RC 造で一部廃棄物一時貯蔵所は、サイディング壁補強された S 造からなっている。平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、鉄扉、換気用ガラリを設置している。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



A-A 断面

注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅲ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅲ. 1. 2-1 図 構造概要

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケールF1の最大風速の49m/sとし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。また、飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、対象は敷地外からの飛来物に対して防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3の最大風速(92m/s)で、同様の評価を実施する。建物・構築物の竜巻防護設計のフロー概要を添説建3-Ⅲ.1.3-1図に示す。

1.4.補強内容

添説建3-Ⅲ.1.4-1表の補強を行い耐竜巻性能を確保する。

添説建3-Ⅲ.1.4-1表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局部評価	屋根 ※1	○	— 注1
	壁 ※2	○	○
	鉄扉 ※3	○	○
	外気導入カバー	—	—
飛来物防護 ※4		— 注2	○ 注1

○：補強あり —：補強なし

※1：既設屋根折板を高強度折板に交換及び追設で補強

※2：既設壁をサイディングに交換で補強（廃棄物一時貯蔵所）

※3：既設鉄扉を補強または新しい鉄扉に交換することで補強

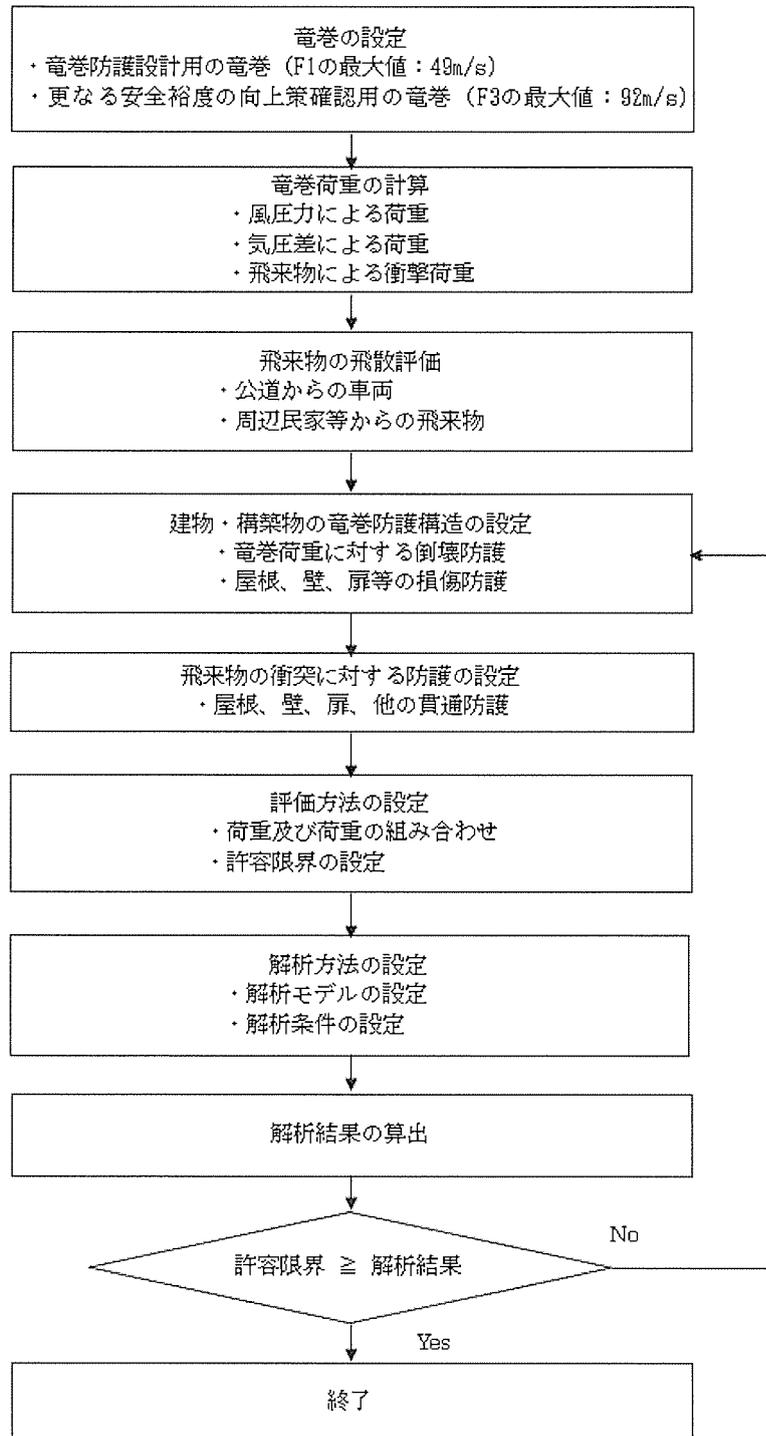
※4：飛散防止用防護ネットの設置

（具体的な設置位置は図り建-51、図り建-54に示す。）

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。

注1)屋根はF3竜巻に耐えないため、屋根下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内（図ハ建-3に示すフィルタ室及びダクトスペース）の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注2)F1竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物はないことからF1竜巻での飛来物防護の補強は無い。



添説建 3-III. 1. 3-1 図 竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、成型工場及び放射線管理棟が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。

また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 設計竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 速度圧

竜巻荷重評価のため、必要な速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49m/s、F3 竜巻最大風速 = 92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-Ⅲ. 2. 1-1 表に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法を D、風向に垂直な方向の寸法を B として整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅲ. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_w (正が圧縮、負が引張)

		風力係数
風上側 C_{WU}		0. 80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0. 50
	D/B 比 > 1	-0. 35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2. 2 .局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉に対しては w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根に対しては w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数は、添説建 3-Ⅲ. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0. 5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-Ⅲ. 2. 2-1 表に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 Rb に応じて変化するが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1. 2 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅲ. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R (屋根健全時 正が圧縮、負が引張)

	風力係数
$Rb \leq 0. 50B$	-1. 20
$0. 50B < Rb \leq 1. 50B$	-0. 60
$Rb > 1. 50B$	-0. 20

Rb : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOS で解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77 モデル)を適用する。F1 竜巻による結果を添説建 3-III. 3-1 表に示す。

なお、敷地内の飛来物は加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外から想定される飛来物とした。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置（大）が 55m であるが、最も近い民家や公道から成型工場及び放射線管理棟までは約 70m 以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建 3-III. 3-1 表 F1 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。成型工場（放射線管理棟含む）の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の耐震計算書」のX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅲ. 4.1-1表に示す。保有水平耐力は、F1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅲ. 4.1-1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F1竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-Ⅲ付録2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・外気導入カバーの局部評価

屋根（RC部）・屋根（折板部）・壁・鉄扉・外気導入カバーの短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-III.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-III.4.2-1表 局部評価

	単位面積当たりの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当たりの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根（RC部）				○
屋根（折板部）				○
壁（RC部）				○
壁（サイディング）				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建3-III付録5 参照

（屋根のF1竜巻荷重は、屋根スラブ固定荷重（5730 N/m²）以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略）

*2：添付説明書ー建3-III付録4 参照

*3：添付説明書ー建3-III付録5 参照（屋根固定荷重を考慮した値）

*4：添付説明書ー建3-III付録5 参照

*5：添付説明書ー建3-III付録9 参照

*6：添付説明書ー建3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

注）表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等に表記のF1竜巻荷重が作用した場合の各構成部材の強度評価の最大値を示す。当該の表ではこの検定比を用いてF1竜巻荷重から逆算して算出した値を短期許容荷重として荷重比で表記している。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。成型工場（放射線管理棟含む）の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の耐震計算書」のX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅲ. 5.1-1表に示す。保有水平耐力は、F3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅲ. 5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3 竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-Ⅲ付録3

5.2 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、屋根に折板があるため、損傷し開口する。局部評価の竜巻荷重は、屋根が損傷し、気圧差は発生しないものとして算出した。

屋根 (RC 部)・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-III. 5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

添説建 3-III. 5.2-1 表 局部評価

	単位面積当たりの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当たりの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
壁 (RC 部)				○
壁 (サイディング)				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建 3-III 付録 5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書ー建 3-III 付録 4 参照

*3：添付説明書ー建 3-III 付録 5 参照

*4：添付説明書ー建 3-III 付録 9 参照

*5：添付説明書ー建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具に表記の F3 竜巻荷重が作用した場合の各構成部材の強度評価の最大値を示す。当該の表ではこの検定比を用いて F3 竜巻荷重から逆算して算出した値を終局耐力荷重として荷重比で表記している。

5.3.飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOS で解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77 モデル)を適用する。F3 竜巻による結果を添説建 3-Ⅲ.5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外から想定される飛来物とした。なお、公道からの車両は、敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。

評価の結果、放射線管理棟まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 70m 以上のもので乗用車（ワゴン）、軽自動車（1、2）、軽トラック、4t トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらの中から飛散距離及び飛散高さ、運動エネルギーの大きい軽トラックとプレハブ物置（大）について、RC 外壁の貫通限界厚さ検討する。また、廃棄物一時貯蔵所の東側 C' -D' 通りの壁は、サイディング材で補強されている。

添説建 3-Ⅲ.5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する RC 外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-III 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-III. 5. 4-1 表に示す。

添説建 3-III. 5. 4-1 表 飛来物 RC 外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	壁貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、成型工場及び放射線管理棟の RC 外壁厚さ（最小値： cm）の方が厚いことから、RC 外壁を貫通しないことを確認した。

5.5.飛来物に対する屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート屋根厚の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-III 付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3-III. 5. 5-1 表に示す。

添説建 3-III. 5. 5-1 表 飛来物屋根壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	壁貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の屋根貫通限界厚さに対し、屋根厚さ（最小値： cm）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

5.6.飛散防止用防護ネット

成型工場（放射線管理棟含む）の折板屋根が、F3 竜巻で仮に損傷した場合でも、工場内のダクト等が屋外に飛散しないように飛散防止用防護ネット（以下、「防護ネット」という）を設置する。

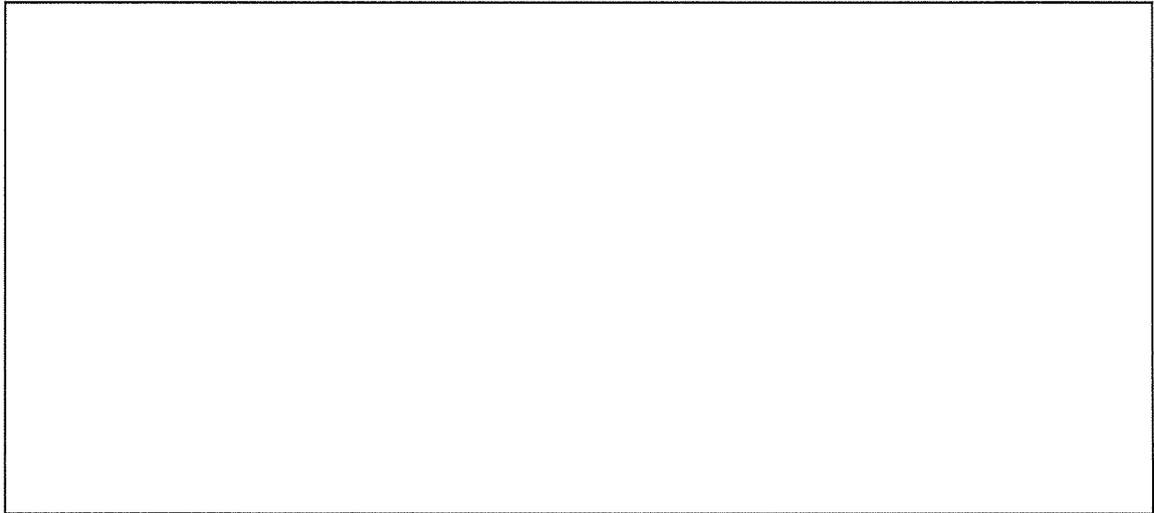
当該防護ネットで同工場内の各種ダクトの飛散防護が可能なこと、また、同建物まで飛来する可能性がある飛来物で運動エネルギーが最も大きいプレハブ物置（大）及び軽トラックの防護が可能なことを検討した結果を添付説明書一建 3-III 付録 8 に示す。

検討の結果、防護ネットにより、F3 竜巻で屋根が損傷した場合のダクト等の飛散防止が可能であることを確認した。また、飛来する可能性のあるプレハブ物置（大）及び軽トラックが飛来してきた場合でも、同防護ネットにより防護できることを確認した。

見付け面積の算出方法について

成型工場と放射線管理棟は一体構造であり、保有水平耐力との比較評価に用いる見付け面積は一体構造として算出する。見付け面積 ($A_e, A_p, A_{RF}, A_{3F}, A_{2F}$) の算出にあたり、X 方向の見付け面積は 18 通り C'—L 間を基準、Y 方向の断面の見付け面積は F 通り 14—26 間を基準とした。高さ方向の寸法は、パラペットなどの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。水平方向の寸法は、外壁通り芯から外壁の外側方向に一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付け面積

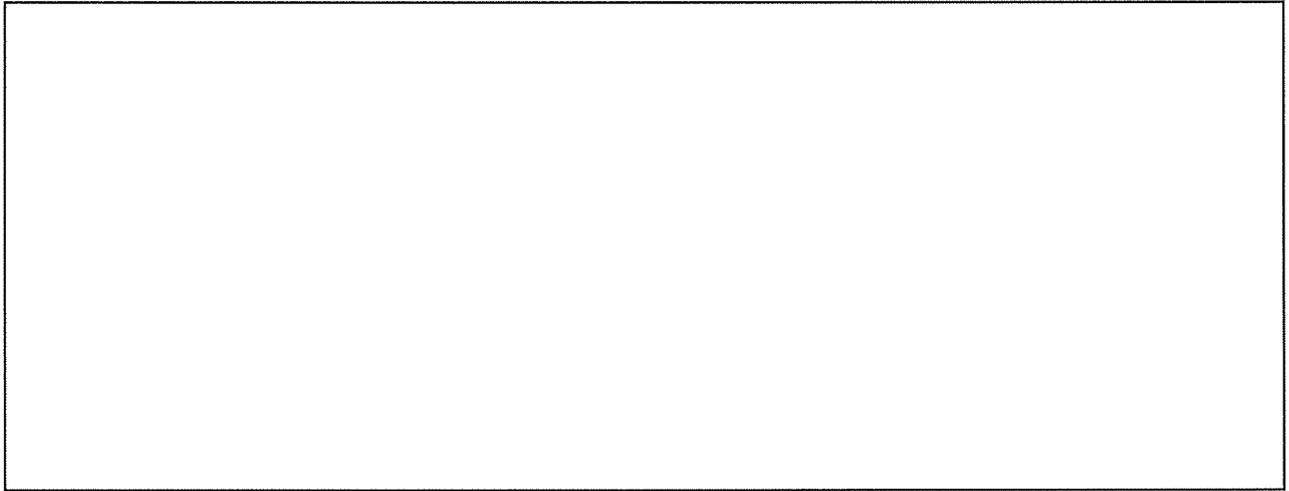


添説建 3—Ⅲ. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

3F: 排気塔	A_e	=	
パラペット	A_p	=	
壁	A_{RF}	=	
		=	
2F: 壁	A_{3F}	=	
1F: 壁	A_{2F}	=	

*1	=	
*2	=	
*3	=	

Y 方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-Ⅲ. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

3F: 排気塔	A_e	=	
パレット	A_p	=	
壁	A_{RF}	=	
		=	
2F: 壁	A_{3F}	=	
1F: 壁	A_{2F}	=	

*1	=	
*2	=	
*3	=	
*4	=	

「添説建 3-III. 4. 1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-III. 付 2-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-III 付録 1 による。

添説建 3-III. 付 2-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-III 付録 1 による。

成型工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—Ⅲ. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—Ⅲ付録 1 による。

添説建 3—Ⅲ. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—Ⅲ付録 1 による。

成型工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「Ⅰ. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) $\rightarrow \square$ (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—Ⅲ. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	49
竜巻接線風速	Vm	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—Ⅲ. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	Cw	—	0.8
風力係数 (屋根)	CR	—	-1.2
気圧差荷重	Wp	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)	
	W _{T2}	(Pa)	—
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	-2152
	W _{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—Ⅲ. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	92
竜巻接線風速	Vm	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—Ⅲ. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	Cw	—	0.8
風力係数 (屋根)	CR	—	-1.2
気圧差荷重	Wp	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)	
	W _{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	0
	W _{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

3. 「添説建 3-Ⅲ. 4. 2-1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について
(外気導入カバー等の外壁への設置物の評価荷重)

添説建 3-Ⅲ. 付 4-5 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	VD	(m/s)	49
竜巻接線風速	V _m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3-Ⅲ. 付 4-6 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下	
風力係数 (壁・鉄扉等)	C _w	—	0.8	-0.5
風力係数 (屋根)	C _R	—	-1.2	
気圧差荷重	W _p	(Pa)	—	
壁・鉄扉等への荷重	W _{T1}	(Pa)		
	W _{T2}	(Pa)	1172	—
屋根への荷重	W _{T1}	(Pa)	—	
	W _{T2}	(Pa)		

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
・※印の値が評価で使用した荷重

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

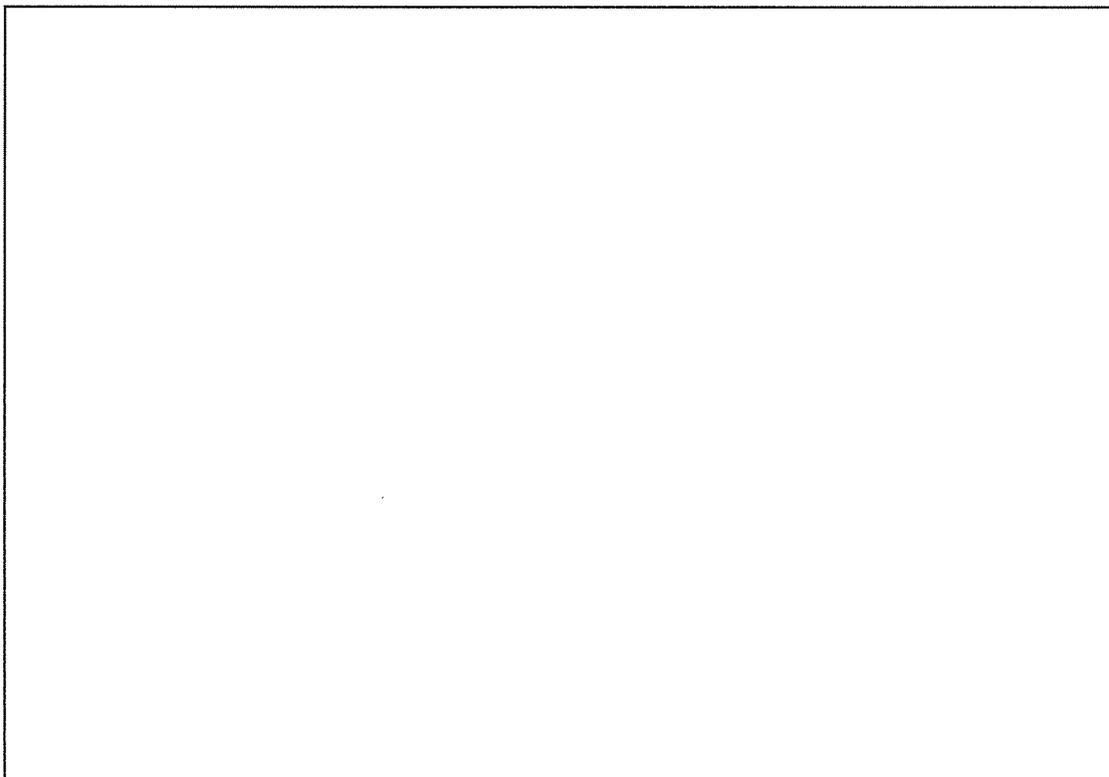
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。

1.1. 成型工場

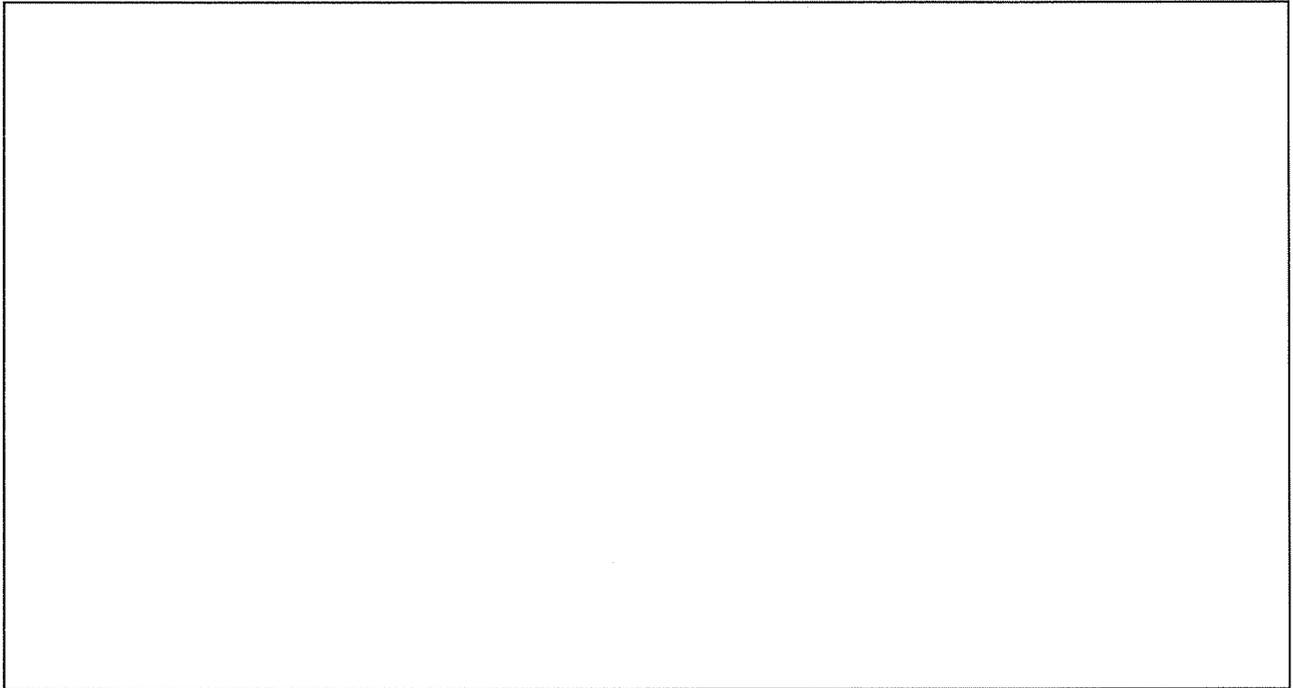
成型工場の大部分の既存屋根は折板であるが、14～15 通り間、F～L 通り間の折板は一旦撤去してから新設の折板を設け、15～26 通り間、F～L 通り間の折板はそのまま残し、屋根面を嵩上げ後、新設折板を敷設することとし、他に 14～22 通り間、E～F 通り間に屋根スラブのため、検討は新設折板及び屋根スラブについて行う。

成型工場の外壁は鉄筋コンクリート構造であり、代表について検討を行う。

成型工場の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—Ⅲ. 付 5—1 図～添説建 3—Ⅲ. 付 5—2 図に示す。



添説建 3—Ⅲ. 付 5—1 図 成型工場 屋根検討位置



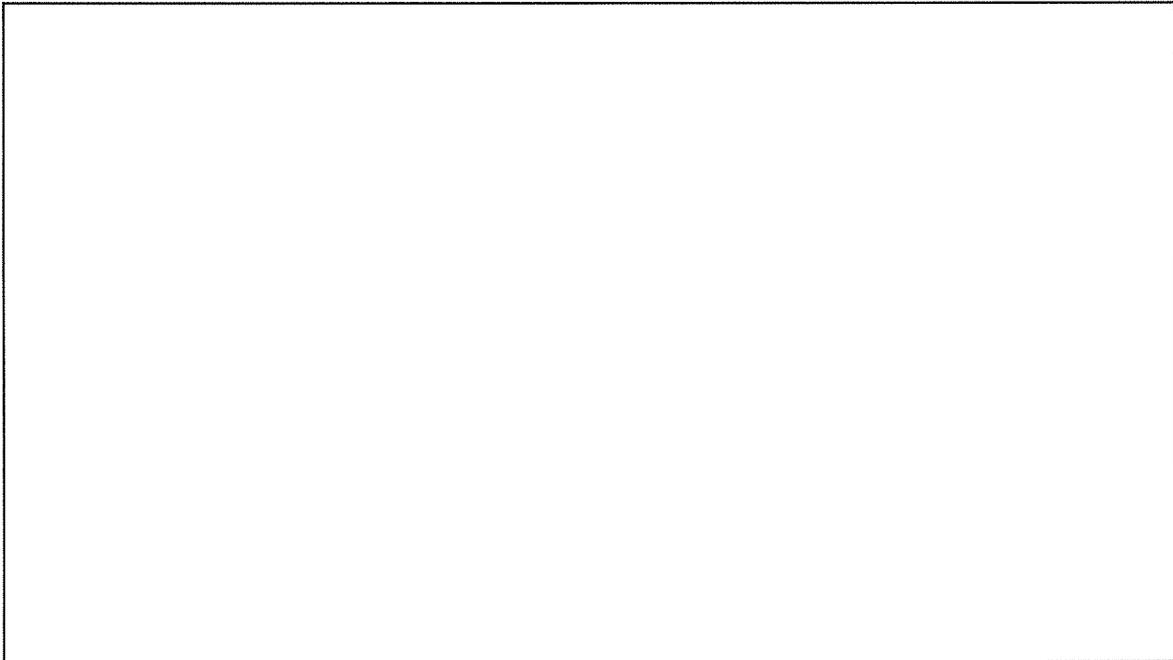
添説建 3-III. 付 5-2 図 成型工場 外壁検討位置

1.2.放射線管理棟

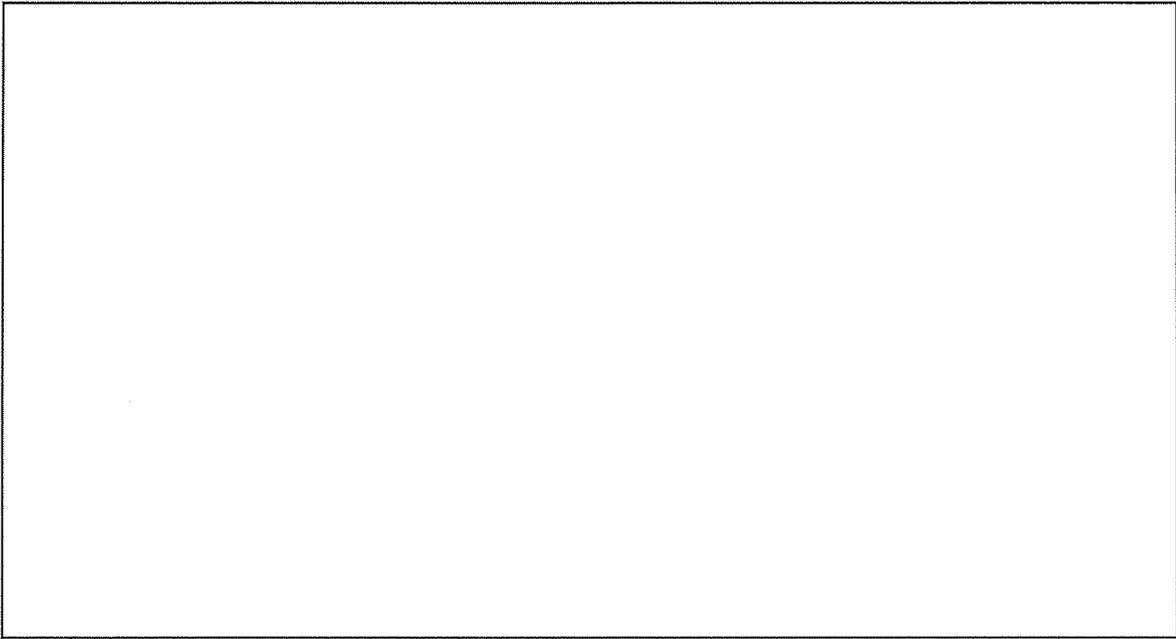
放射線管理棟のうち、24~25' 通り、C' ~E 通り間の廃棄物一時貯蔵所の屋根は既存折板を存置し他の部分 18~24 通り、C' ~E 通り間、22~24 通り、E~F 通り間は屋根スラブのため、検討は既存折板、屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁について検討を行う。

放射線管理棟の外壁は鉄筋コンクリート構造であり、代表耐震壁について検討を行う。また廃棄物一時貯蔵所の外壁はサイディング壁補強を施しており、サイディング及び鉄骨下地の検討を行う。

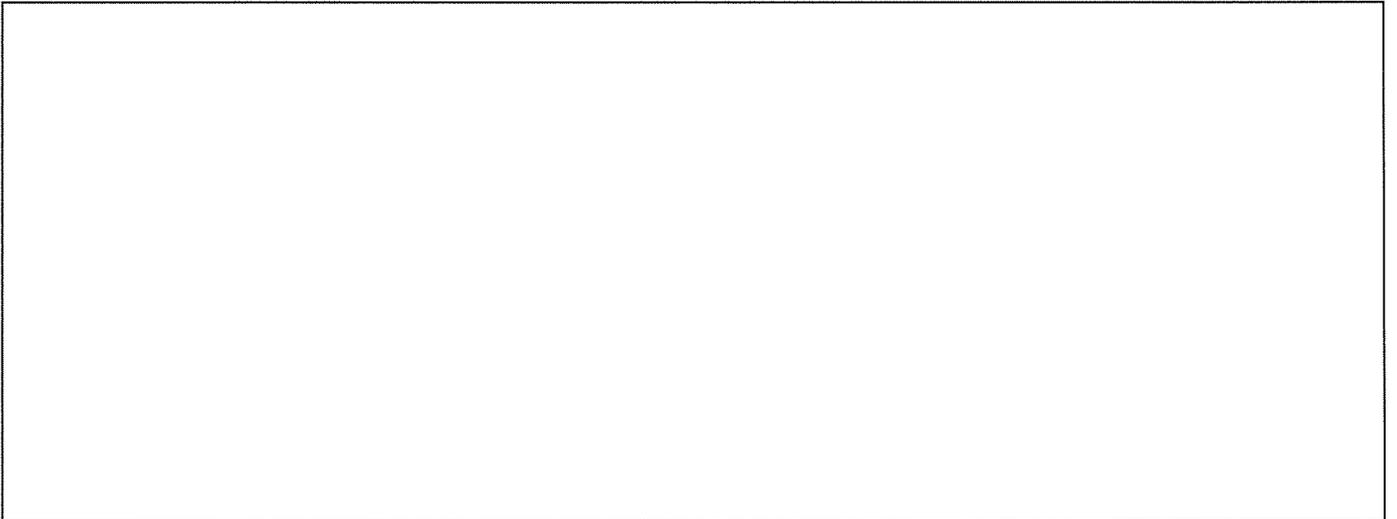
放射線管理棟の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-III. 付 5-3 図~添説建 3-III. 付 5-5 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-3 図 放射線管理棟 屋根伏図



添説建 3-Ⅲ. 付 5-4 図 放射線管理棟 屋根検討位置



添説建 3-Ⅲ. 付 5-5 図 放射線管理棟 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

屋根スラブ面及び外壁スラブ面が「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC規準」と略記）に基づく鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、及び終局曲げ耐力に達する時の荷重を算定する。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC規準 (13.1)式})$$

M_a ：短期許容曲げ耐力

a_t ：引張鉄筋の断面積

f_t ：鉄筋の短期許容引張応力度

j ：応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d ：有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC規準 (解 8.21) 式})$$

M_u ：終局曲げ耐力

σ_y ： $1.1 \times f_t$

2.2.折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容値で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準— 許容応力度設計法 —」（以下、「S規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.3.サイディング部

サイディングは、F1 竜巻荷重に対して短期許容耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で設計する。サイディング、補強胴縁は鉄骨構造であるため、S規準に基づき、F1 竜巻時は部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) 屋根スラブ

RC 屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m³) :

RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m) :

RC 屋根スラブ単位面積重量 w_{RC1} (N/m²) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

デッキプレート、仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RC} (N/m²) : $w_{RC1} + w_{RC2} =$

2) 折板屋根

a) 成型工場

検討用固定荷重 w_R (N/m²) :

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (NSB69)

使用部材重量 M_{BS} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{BS} (N/m) : $M_{BS} \times g =$ $\times 9.80665 =$

b)放射線管理棟

新設高強度折板単位重量 w_{RH1} (N/m²) :

仕上げ重量 w_{RH2} (N/m²) : (既設の折板、ブレース及び天井含む)

検討用固定荷重 w_{RH} (N/m²) : $w_{RH1} + w_{RH2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (TB1)

使用部材重量 M_{BH} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_{BH} (N/m) : $M_{BH} \times g =$ $\times 9.80665 =$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-III. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-III. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根		外壁
	折板	RC スラブ	
F1 時 (短期) w_{F1} (N/m ²)			
F3 時 (終局) w_{F3} (N/m ²)			

※1 : 折板屋根は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2 : F3 竜巻荷重時、折板屋根が竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = 20.6 \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度

(3) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 $F = \text{} \text{ N/mm}^2$

(4) 鉄骨接合部

使用材料

:

許容せん断力

: 一面せん断時 kN/本 (長期) kN/本 (短期)

(建築基準法施行令第92条の2より算出)

(5) 折板

1) 成型工場

使用材料

:

設計基準強度

: 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

2) 放射線管理棟

使用材料

:

設計基準強度

: 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根の検討

RC スラブ屋根及び折板屋根についての竜巻荷重に対する検討結果を以下に示す。

3.3.1.RC スラブ屋根

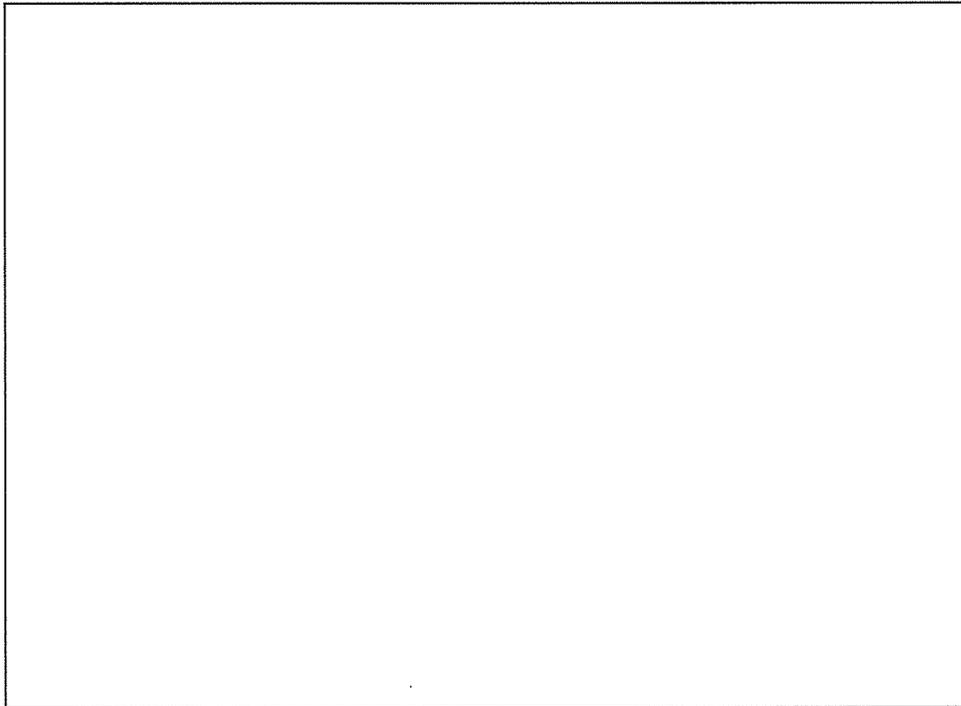
成型工場及び放射線管理棟のF1 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じず検討を省略する。以下に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-III. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と屋根固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		屋根スラブ固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

F3 竜巻時（終局）については、屋根固定荷重を上回り、浮き上がりが生じるため、RC スラブ及びそれを受ける小梁について検討する。スラブは安全側に見て設計スラブ寸法に対して+100mm×2 の大きさで評価する。

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-6 図に示す。



()内表記は放射線管理棟の検討対象を示す。

添説建 3-III. 付 5-6 図 RC スラブ屋根検討対象寸法

(1) 屋根スラブ（成型工場、放射線管理棟共通）

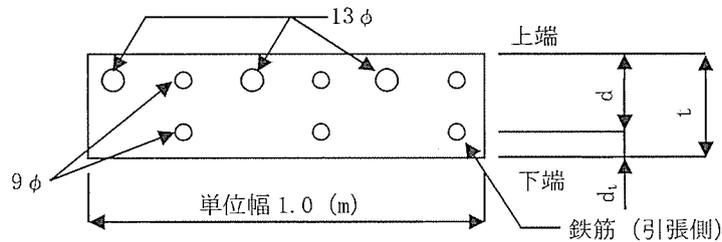
1) 計算諸条件

屋根スラブ長辺スパン長（パネル長）	L(m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ短辺スパン長（パネル幅）	B(m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ厚	t(mm)	:	<input type="text"/>
RC 屋根固定荷重	w _{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重	w _{F3} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り荷重	w(kN/m ²)	:	w _{F3} - w _{RC} = <input type="text"/>
コンクリート設計基準強度	F _c (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
鉄筋 <input type="text"/>	短期許容引張応力度 f _t (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
	降伏曲げ応力度 σ _y (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ支持条件		:	四辺周辺固定
着目方向		:	短辺方向

2) 短辺方向（端部）での検討結果

この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離	d _t (mm)	:	<input type="text"/>
スラブの有効高さ	d(mm)	:	t - d _t = <input type="text"/>
上端筋サイズ、断面積（1本当り）	<input type="text"/> A _{φ9} (mm ²)	:	<input type="text"/>
	A _{φ13} (mm ²)	:	<input type="text"/>
下端筋サイズ、断面積（1本当り）	<input type="text"/> A _{φ9} (mm ²)	:	<input type="text"/>
引張鉄筋断面積（スラブ 1m 幅当り）	a _t (mm ²)	:	(1000 / 300) × A _{φ9}
		=	<input type="text"/>



屋根スラブの断面（短辺方向・端部）

屋根スラブに作用する単位幅あたり（スラブ 1m 幅当り）最大曲げモーメント M は RC 規準 (10.1) 式から以下の通りとなる。

$$M = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 12 \times \text{[]} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_{u1}（スラブ 1m 幅当り）は RC 規準（解 8.21）式より

$$M_{u1} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{[]} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R_t = M / M_{u1} = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

3) 短辺方向（中央部）での検討結果

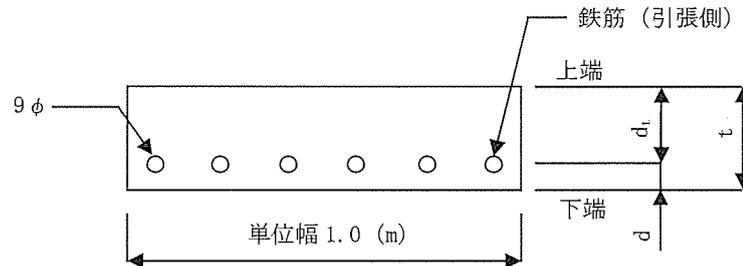
この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

鉄筋サイズ、断面積 (1本当り) $A_{\phi 9}$ (mm²) :

引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $(1000 / 150) \times A_{\phi 9}$
=



屋根スラブの断面（短辺方向・中央部）

屋根スラブ中央部に作用する単位幅あたり（スラブ 1m 幅当り）最大曲げモーメント M は RC 規準 (10.1) 式から以下の通りとなる。

$$M = 1 / 18 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 18 \times \{ \text{input} \} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_{u2} (スラブ 1m 幅当り) は RC 規準 (解 8.21) 式より、

$$M_{u2} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{input} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R_2 = M / M_{u2} = \text{input} < 1.0 \text{ OK}$$

単位面積当たりの終局耐力荷重（屋根固定荷重を考慮した値）

$$w_u = w_{F3} / \max(R_1, R_2) = \text{input} \text{ N/m}^2$$

以上より、対象 F3 竜巻荷重（終局）に対して、屋根スラブは安全である。

(2) 屋根部 RC 小梁

成型工場と放射線管理棟について、小梁サイズが小さい成型工場にて検討を行う。

1) 小梁の曲げ応力の検討

小梁スパン長 L (m) :
小梁間隔 B (m) :
小梁幅 b (m) :
小梁高 h (m) :

屋根スラブ単位面積当り重量 (固定荷重) w_1 (kN/m²) :
屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) :
RC の単位体積重量 γ (kN/m³) :

小梁 1 本当りの屋根スラブ重量 (固定荷重) W_1 (kN/m) : $w_1 \times B =$
小梁の自重 W_2 (kN/m) : $\gamma \times b \times h =$
小梁 1 本当りの屋根竜巻荷重 W_{F3} (kN/m) : $w_{F3} \times B =$
小梁 1 本当りに作用する分布荷重 W (kN/m) : $W_1 + W_2 - W_{F3}$
= > 0

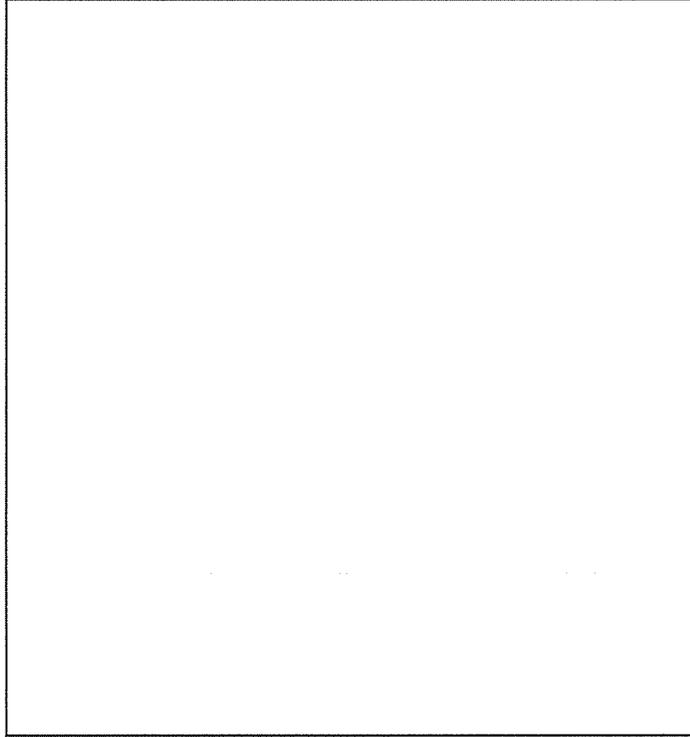
以上より、小梁には F3 竜巻荷重によって浮き上がりが生じない為、検討を省略する。

3.3.2. 折板屋根

F1 竜巻時（短期）について検討する。

(1) 成型工場

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-7 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-7 図 折板検討対象寸法

1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。

使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²)

:

最大支持スパン L_{max} (m)

:

許容支持スパン L_a (m)

: (添説建 3-III. 付 5-8 図より)

検定比 R_1

: $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK

添説建 3-III. 付 5-8 図 許容スパン（メーカー資料）

2) 鉄骨小梁 (NSB69)

a) 計算諸条件

添説建 3-III. 付 5-9 図 折板受鉄骨小梁荷重分担範囲

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

梁スパン L_1 (m) :

分担幅 B_1 (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

横座屈断面二次半径 i (mm) :

竜巻荷重を考慮した折板単位面積当り荷重 (負圧) w (kN/m²) :

(竜巻荷重 (負圧) 時の検討のため、自重は安全側に切捨数值とする)

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = 1 / 8 \times (w \times B_1 - W_{BS}) \times L_1^2 - 1 / 2 \times (w \times 2 \times B_2) \times L_2^2$$

$$= \text{[]} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z_x = \text{[]} \text{ N/mm}^2$

短期許容曲げ応力度 $f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

限界細長比 $\Lambda = \text{[]}$

曲げ検定比 $R_2 = \sigma_b / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$

c) せん断力

梁のせん断力 $Q = 1 / 2 \times (w \times B_1 - W_{BS}) \times L_1 - w \times 2 \times B_2 \times L_2$

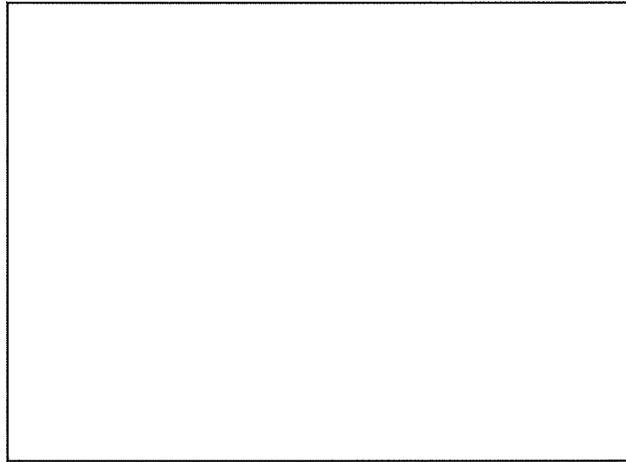
$$= \text{[]} \text{ kN}$$

せん断検定比 $R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$

以上より、屋根小梁が竜巻 F1 に対して、短期許容曲げ応力度内であることを確認した。

(2)放射線管理棟

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-10 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-10 図 折板検討対象寸法

1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。

使用する折板

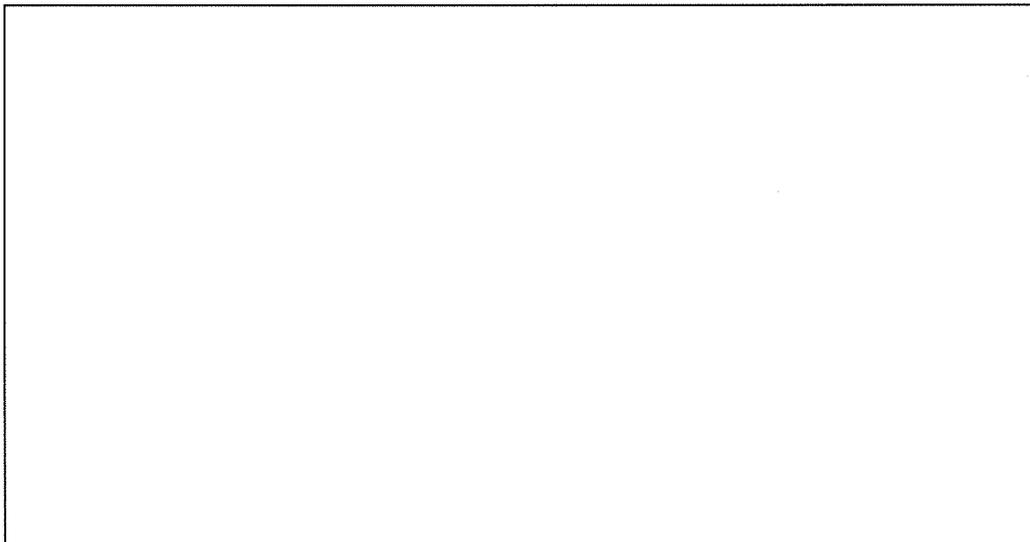
竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) :

検定比 R_1

: $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-III. 付 5-11 図 メーカー資料

2) 鉄骨小梁 (TB1)

a) 計算諸条件

使用部材

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

梁スパン L (m) :

分担幅 B (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (mm) :

横座屈断面二次半径 i (mm) :

折板固定荷重を考慮した竜巻荷重 (負圧) w (kN/m²) :

(竜巻荷重 (負圧) 時の検討のため、自重は安全側に切捨数値とする)

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = 1 / 8 \times (w \times B - W_{BH}) \times L^2 = \text{} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$

短期許容曲げ応力度 $f_b = \text{} \text{ N/mm}^2$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

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

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

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

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

限界細長比 $\Lambda = \text{}$

曲げ検定比 $R_s = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$

3.4.外壁の検討

F1（短期）、F3（終局）竜巻に対する検討を行う。

(1)耐震壁

成型工場と放射線管理棟について、パネル寸法が大きい成型工場にて検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

外壁は安全側に見て設計寸法に対して両サイド各 +100mm の大きさを評価する。

外壁水平スパン長（パネル長）L(m) :

外壁鉛直スパン長（パネル幅）B(m) :

外壁スラブ厚 t(mm) :

支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M（壁 1m 幅当り）は RC 規準（10.1）式より、

F1 竜巻荷重 : $M_1 = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w_{F1} \times B^2$
 = kN・m

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w_{F3} \times B^2$
 = kN・m

4) 耐震壁の許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) : (ダブルチドリ配筋)

小梁の有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積（1本当り） $A_{\phi g}$ (mm²) :

引張鉄筋断面積（1m幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times A_{\phi g} =$

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は RC 規準（13.1）、（解 8.21）式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN・m

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN・m