

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

$$F1 \text{ 竜巻荷重} \quad M_1 / M_a = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$F3 \text{ 竜巻荷重} \quad M_3 / M_u = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

6) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

検定比が大きい耐震壁の短期許容荷重、終局耐力荷重を算出する。

$$\text{短期} \quad w_{aF1} = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

$$\text{終局} \quad w_{uF3} = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

以上により、F1 竜巻荷重(短期)、F3 竜巻荷重(終局)に対して、耐震壁は安全である。

(2) サイディング材

廃棄物一時貯蔵所外壁部の、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 $t(\text{mm})$:

検討荷重

竜巻 F1 荷重 $w_{F1}(\text{N/m}^2)$: 2152

竜巻 F3 荷重 $w_{F3}(\text{N/m}^2)$: 4130

(F3 時の屋根は損傷)

次ページに示す添説建 3-Ⅲ. 付 5-3 表に示す検討結果より、外壁に新設するサイディング、補強胴縁が F1 竜巻荷重、F3 竜巻荷重に対して短期許容曲げ応力内であることを確認した。

添説建 3-III. 付 5-3 表 廃棄物一時貯蔵所のサイディングの強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻		
【竜巻荷重】							
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 T <材質>	mm						
支持スパン (=同縁ピッチ) 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	$T \times \gamma$					
短期許容曲げ応力度 f_b	N/mm ²						
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$					
断面係数 Z	mm ³						
単位幅当り作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$				
短期許容曲げ耐力 M_a	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$				
検定比 R_1		M_{WF1} / M_a	M_{WF3} / M_a				
評価						OK	OK
【胴縁】							
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					
	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					
単位長さ当り竜巻荷重 w_{WF1}, w_{WF3}	kN/m	$w_{F1} \times p$	$w_{F3} \times p$				
単位長さ当り固定荷重 w_d	kN/m	$w_p \times p + w_{d1}$					
竜巻作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{WF1} \times L^2$	$1 / 8 \times w_{WF3} \times L^2$				
自重作用モーメント M_d	kN・m	$1/8 \times w_d \times L^2$					
短期許容曲げモーメント	強軸 M_{bx}	kN・m	$Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$				
	弱軸 M_{by}	kN・m	$Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$				
竜巻検定比 R_w		M_{WF1} / M_{bx}	M_{WF3} / M_{bx}				
自重検定比 R_d		M_d / M_{by}					
検定比合計 R_2		$R_w + R_d$					
評価				OK	OK		
単位面積当り短期許容荷重 w_a	N/m ²	$w_{F1} / \max(R_1, R_2)$	$w_{F3} / \max(R_1, R_2)$				

添説建 3-III. 付 6-1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in、lb系換算値	
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$		75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3-III. 付 6-2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in、lb系換算値	
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$		61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	15.6 cm	6.13 in

添説建 3—Ⅲ. 付 7—1 表 飛来物による屋根損傷評価 (鉛直)

	項目	単位	プレハブ(大)	軽トラック	
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm^2	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $\square M=W/g$		$\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}$	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s^2	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	N/mm^2	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(\text{mm}/\text{N})}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X_c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	cm	4.1	3.5

飛散防止用防護ネットの説明書

1. 概要

成型工場は、鉄筋コンクリート造の建物で、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に、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、成型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（廃棄物一時貯蔵所）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。

2. 防護ネット（金網）の仕様

添説建3-III. 付8-1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-III. 付 8-1 表 防護ネット（金網）の仕様

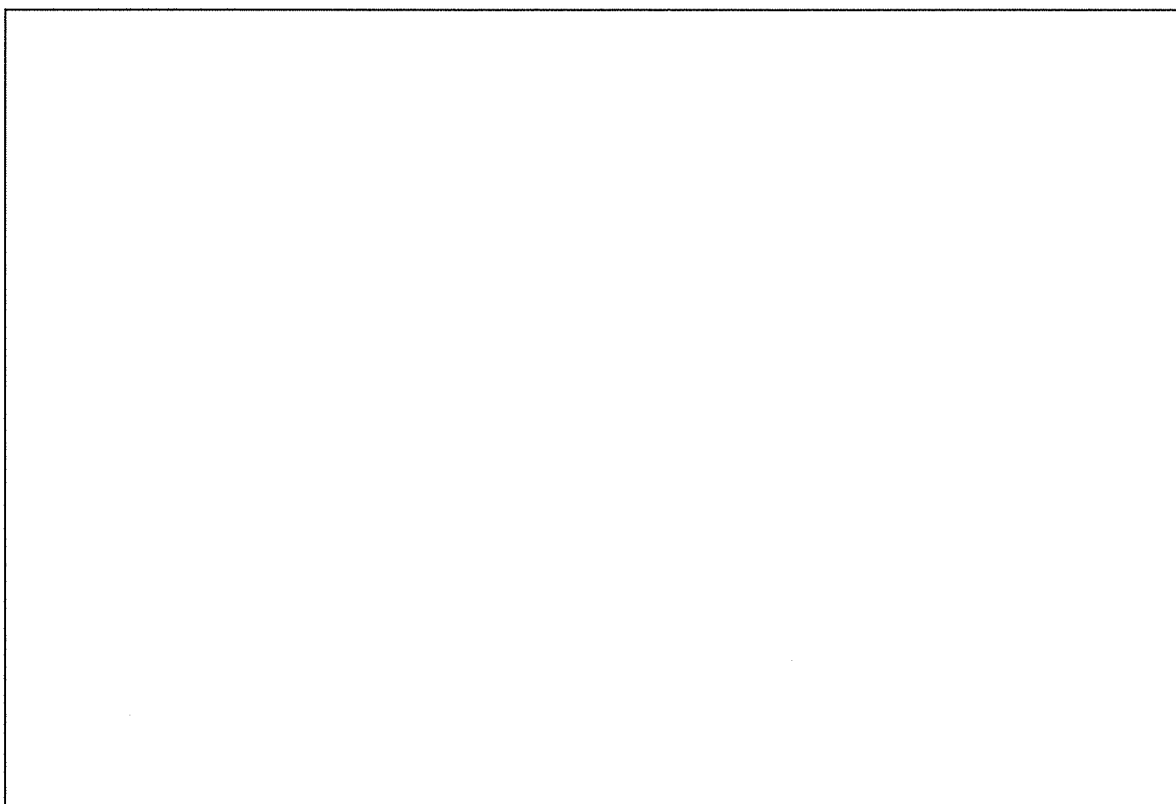
項目	単位	数値
金網線径	mm	
金網目合い寸法	mm	
引張強さ	N/mm ²	
破断伸び	%	
塑性変形を考慮したヤング率	N/mm ²	
線材断面積	mm ²	
金網 1 ピッチ線材剛性	N/mm	
破断伸び時の角度	deg	
交点剛性	N/mm	

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-Ⅲ. 付8-1図に示す。成型工場の屋根は鉄骨構造で、折板屋根の下は鉄骨梁で□m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□mm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。

- (1) 鉄骨梁と防護ネットの間に直径□mm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□mm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。



添説建3-Ⅲ. 付8-1図 防護ネット設置構造概略図

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-Ⅲ.付8-1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

- ・防護ネット（金網）縁取り用ワイヤロープ

- ・防護ネット設置用ワイヤロープ

- ・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 (mm)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

添設建3-Ⅲ.付8-1表に示す仕様の防護ネットを用い、添設建3-Ⅲ.付8-1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。

防護ネット1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。

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説明書一建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

成型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（廃棄物一時貯蔵所）がある。

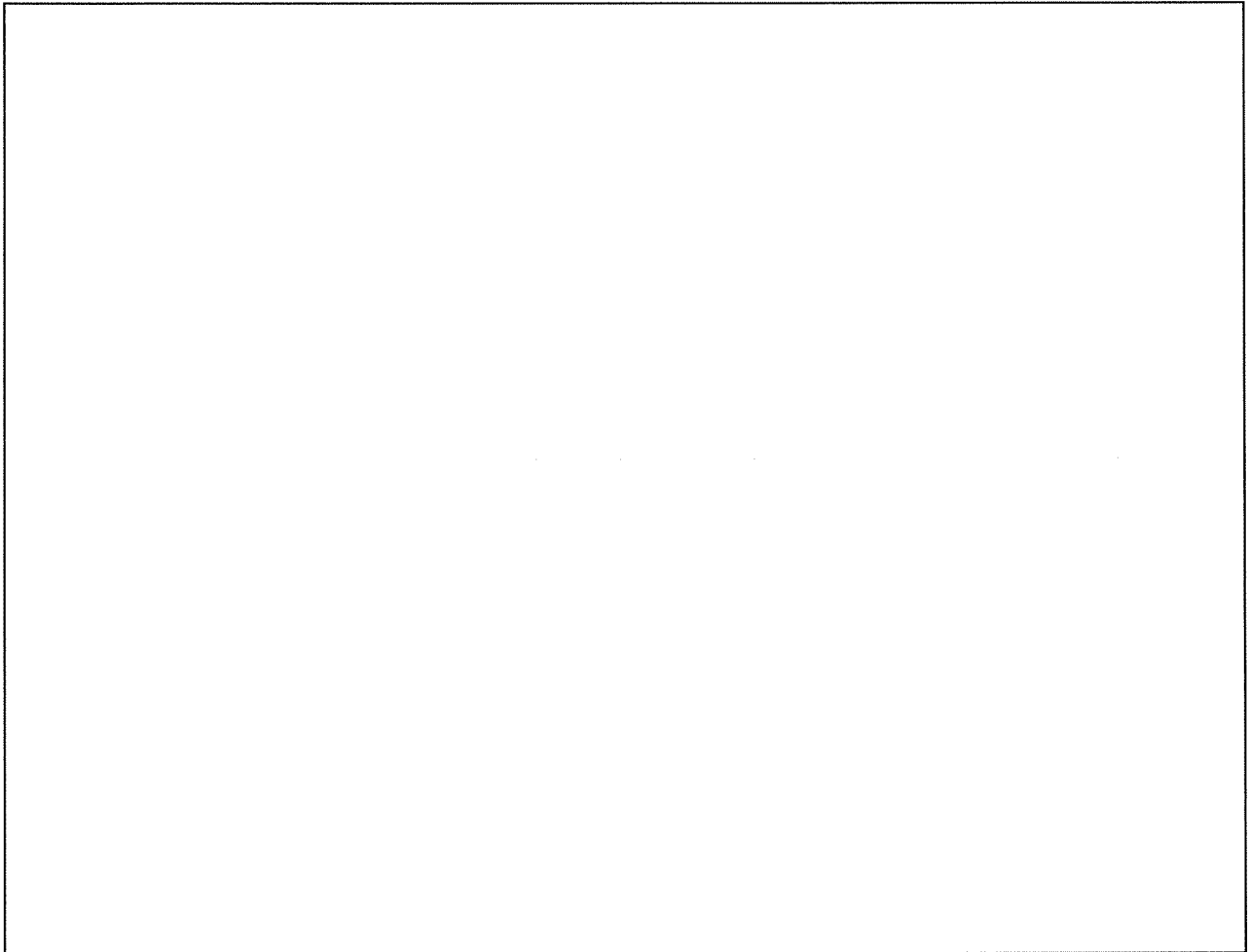
防護ネットが吸収可能な運動エネルギー及び、飛来物であるダクトとプレハブ物置（大）の運動エネルギーの評価を添付計算書一建3付録7補足4に示す。

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。

成型工場 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

成型工場 南側の換気用外気導入口に設置する添説建 3-III. 付 9-1 図の外気導入カバーについて、竜巻に対する強度検討を行う。



添説建 3-III. 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, B (f_y = N/mm²)

両端固定の梁モデル

3) 小梁 C (f_y = N/mm²)

両端固定の梁モデル

4) アンカーボルト (長期許容引抜荷重) ※1

※1 許容値は、「建築設備耐震設計施工指針 (2014) 日本建築センター」による。

(3) 評価結果要約

受圧板、小梁及びアンカーボルトの竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-III. 付 9-1 表に示す。

添説建 3-III. 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		
アンカーボルト		

成型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であることを確認した。また、F3 竜巻荷重に対しては、外気導入カバーの飛散を防止するアンカーボルトのみに着目し、アンカーボルト引抜抵抗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辺固定板として、交差板理論により、最も大きい板の最大曲げ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) : $R \times w_1 =$ $\times 1172 =$
- 単位幅 b 当たり板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 b 当たり板の短期許容曲げモーメント
 $M_a = f_y \times Z =$ N·mm/m = 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
 $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

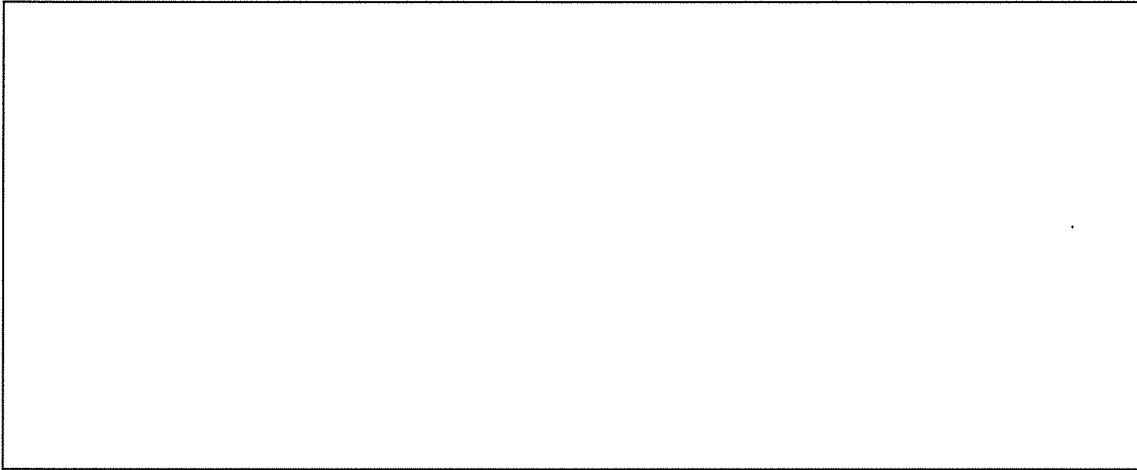
受圧板は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

小梁 A の検討対象位置を下図に示す。

小梁 A 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。



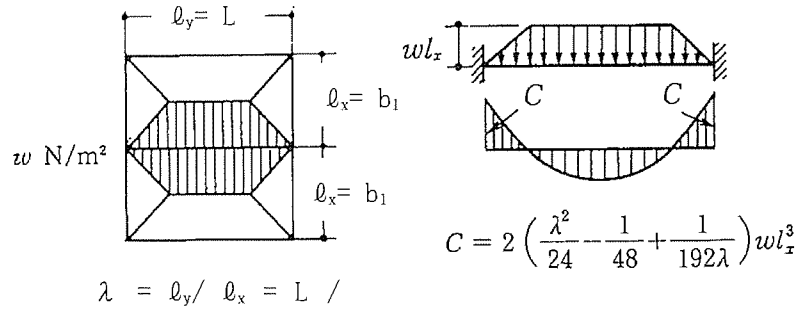
添説建 3-III. 付 9-2 図 小梁 A の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

- 設計方針

小梁 A はスパン L で荷重を支持するものとする。

荷重は、下図に示す小梁 A が負担する範囲（台形分布）を考慮する。



添説建 3-III. 付 9-3 図 床梁の応力算定図
(日本建築学会・鉄筋コンクリート構造計算用資料集)

- 竜巻荷重

$w_1 (N/m^2) : 1172$

- 短期荷重時梁端部最大曲げモーメント

小梁 A スパン L (mm) :

小梁間隔 b_1 (mm) :

辺長比 λ :

小梁 A 端部モーメント

$M_1 (N \cdot m) : C =$
 $=$
 $=$

- 小梁 A の断面係数

$Z (cm^3) :$

- 小梁 A の短期許容曲げモーメント

$M_a = f_y \times Z =$ $N \cdot m$

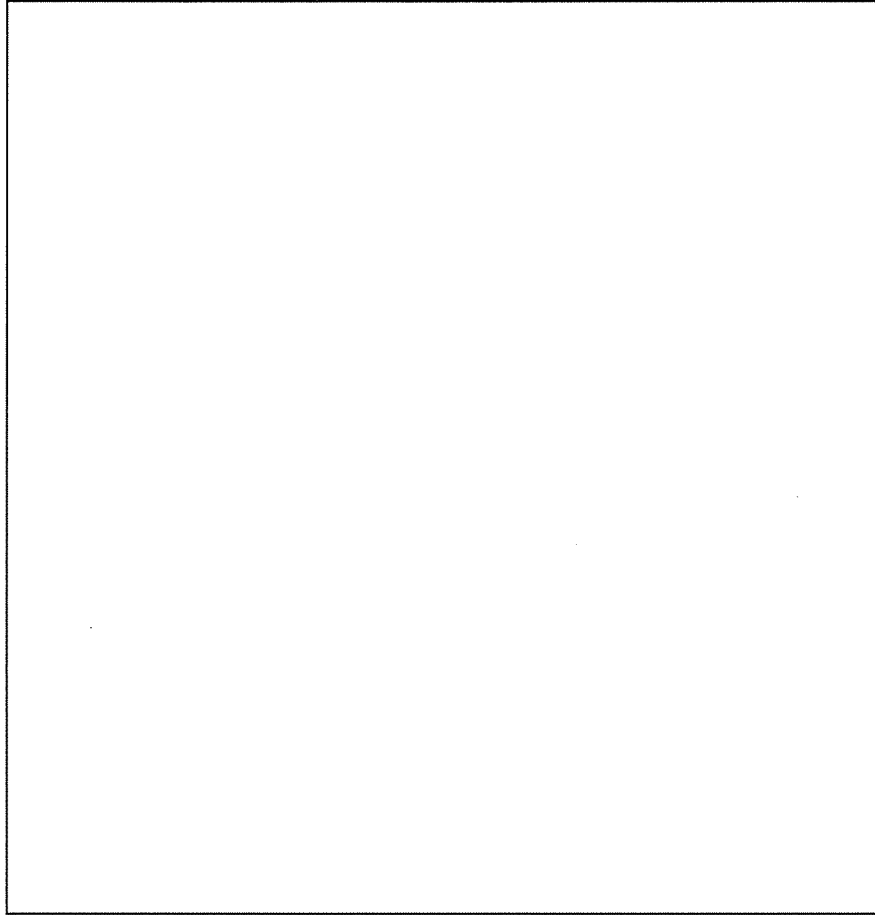
- 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{M1}

$K_{M1} = M_1 / M_a =$ < 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。

(2) 小梁 C の検討

受圧板の下部辺にある小梁 C を方杖のある位置で両端固定とし、添説建 3-III. 付 9-4 図に示した梁モデルとして検討する。



添説建 3-III. 付 9-4 図 小梁 C の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

- 小梁 A から反力として伝達される集中荷重 P_{A1} 、 P_{A2} は、添説建 3-III. 付 9-5 図に示す荷重範囲の受圧面積 S_{A1} 、 S_{A2} を分担する。

$$S_{A1} = (b_3 + b_4) / 2 \times h - 1 / 8 \times b_3^2 - 1 / 8 \times b_4^2$$
$$= \text{[]}$$
$$= \text{[] m}^2$$

$$S_{A2} = b_3 \times h - 1 / 4 \times b_3^2$$
$$= \text{[] m}^2$$

- 小梁 A から伝達される F1 竜巻荷重

$$P_{A1} = S_{A1} \times w_1 = \text{[]} \times 1172 = \text{[] N}$$
$$P_{A2} = S_{A2} \times w_1 = \text{[]} \times 1172 = \text{[] N}$$

- 小梁 C が直接負担する受圧面積 S_{C1} 、 S_{C2} (添説建 3-III. 付 9-5 図 参照)

$$S_{C1} = 1 / 4 \times b_4^2 = \text{[] m}^2$$
$$S_{C2} = 1 / 4 \times b_3^2 = \text{[] m}^2$$

- 小梁 C が直接負担する F1 竜巻荷重

保守的に考えて小梁 C が直接負担する分担荷重を集中荷重として検討する。

$$P_{C1} = S_{C1} \times w_1 = \text{[]} \times 1172 = \text{[] N}$$
$$P_{C2} = S_{C2} \times w_1 = \text{[]} \times 1172 = \text{[] N}$$

- 小梁 C に作用する荷重による最大曲げモーメント

下図に示す梁の曲げモーメント式よりスパン中央の曲げモーメントを算出する。



(土木学会・構造力学公式集)

荷重 P_{A1} による曲げモーメント

$$M_{A1} = P_{A1} \times (b_1 + b_2) \times (L_0 - (b_1 + b_2)) / L_0$$
$$= \text{[]}$$
$$= \text{[]}$$

荷重 P_{A2} による曲げモーメント

$$M_{A2} = P_{A2} \times (b_1 + b_2 + b_3) \times (L_0 - (b_1 + b_2 + b_3)) / L_0$$
$$= \text{[]}$$
$$= \text{[]}$$

荷重 P_{C1} による曲げモーメント

$$M_{C1} = P_{C1} \times b_1 \times (L_0 - b_1) / L_0 = \text{[]}$$
$$= \text{[]}$$

荷重 P_{C2} による曲げモーメント

$$M_{C2} = P_{C2} \times (b_1 + b_2 + b_3 / 2) \times (L_0 - (b_1 + b_2 + b_3 / 2)) / L_0 + P_{C2} \times L_0 / 8$$
$$= \text{[]}$$
$$= \text{[]}$$

最大曲げモーメントは各荷重による曲げモーメント総和より以下の通りとなる。

$$M_1 = M_{A1} + M_{A2} + M_{C1} + M_{C2}$$
$$= \text{[]} \text{ N}\cdot\text{m}$$

・ 小梁 C の断面係数

$$Z (\text{cm}^3) : \text{[]}$$

・ 小梁 C の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \text{[]} \text{ N}\cdot\text{m}$$

・ 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_{c1}

$$K_{c1} = M_1 / M_a = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上により、小梁 C 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。

(3) 小梁の検定比

F1 竜巻荷重に対する小梁 A, C の最大検定比 K_1

$$K_1 = \max(K_{A1}, K_{C1}) = \max(\text{[]}) < 1.0 \text{ OK}$$

4. アンカーボルトの検討

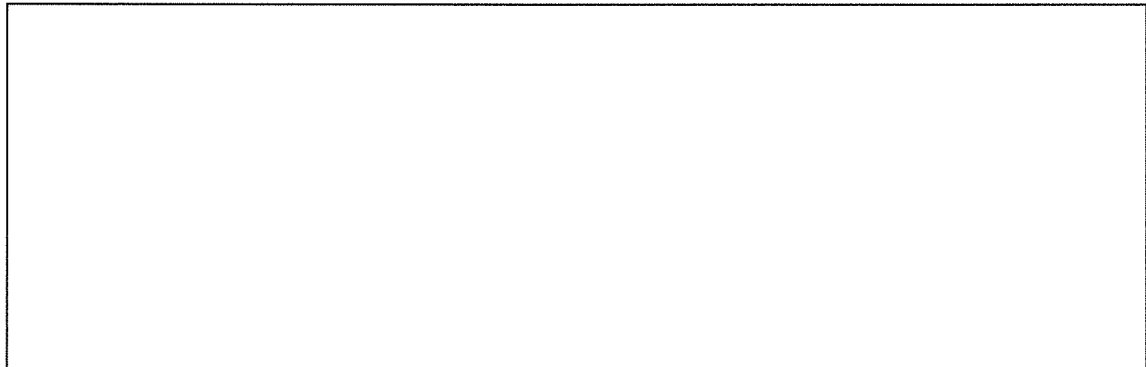
- ケミカルアンカー

ケミカルアンカーの許容荷重値は、「建築設備耐震設計施工指針（2014）日本建築センター」による。

$$\text{長期許容引抜荷重 } N_{al} = \text{ } \text{ N}$$

$$\text{短期許容引抜荷重 } N_{as} = N_{al} \times 1.5 = \text{ } \text{ N}$$

アンカーボルトの検討に当っては、保守的に考えて、下図に示す受圧板下部に作用する竜巻荷重引抜力に対して、小梁Cの両端部直下にある下端アンカーボルト2本にて抵抗するものとした。



添説建3-III. 付9-4 図 受圧板下端アンカーボルトの荷重負担範囲図

受圧面積 S_T

$$S_T = B \times L / 2 = \text{ } \text{ m}^2$$

F1 竜巻

- 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- 下端アンカーボルトの引抜力

$$R_1 = S_T \times w_1 / 2 = \text{ } \text{ N}$$

- 中央アンカーボルトの引抜き力

$$R_1' = S_T \times w_1 / 4 - R_0' / 2 = \text{ }$$

$$R_1' > R_1$$

- アンカーボルトの引抜力に対する短期許容引抜荷重の検定比

$$R_1' / N_{as} = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上により、アンカーボルトは F1 竜巻荷重に対して、短期許容引抜荷重値内である。

5. F3 竜巻時の飛散有無の検討

外気導入カバー受圧板が受ける F3 竜巻荷重に対して、アンカーボルトが負担する引抜力がアンカーボルトの短期許容引抜荷重を超えないことで、外気導入カバーが F3 竜巻時に飛散しないことを確認する。

F3 竜巻

- ・ 竜巻荷重

$$w_3 (\text{N/m}^2) : 4130$$

- ・ 受圧板面積

$$S = L \times B = \boxed{} \text{ m}^2$$

- ・ アンカーボルト本数

$$N (\text{本}) : \boxed{}$$

- ・ アンカーボルト引抜力

$$R_3 = S \times w_3 / N = \boxed{} \text{ N/本}$$

- ・ アンカーボルト引抜力に対する短期許容引抜荷重の検定比

$$R_3 / N_{aS} = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上により、F3 竜巻時に外気導入カバーは飛散しない。

IV. 工場棟 組立工場の竜巻防護設計計算書

1. 組立工場の位置・構造

1.1. 建設位置

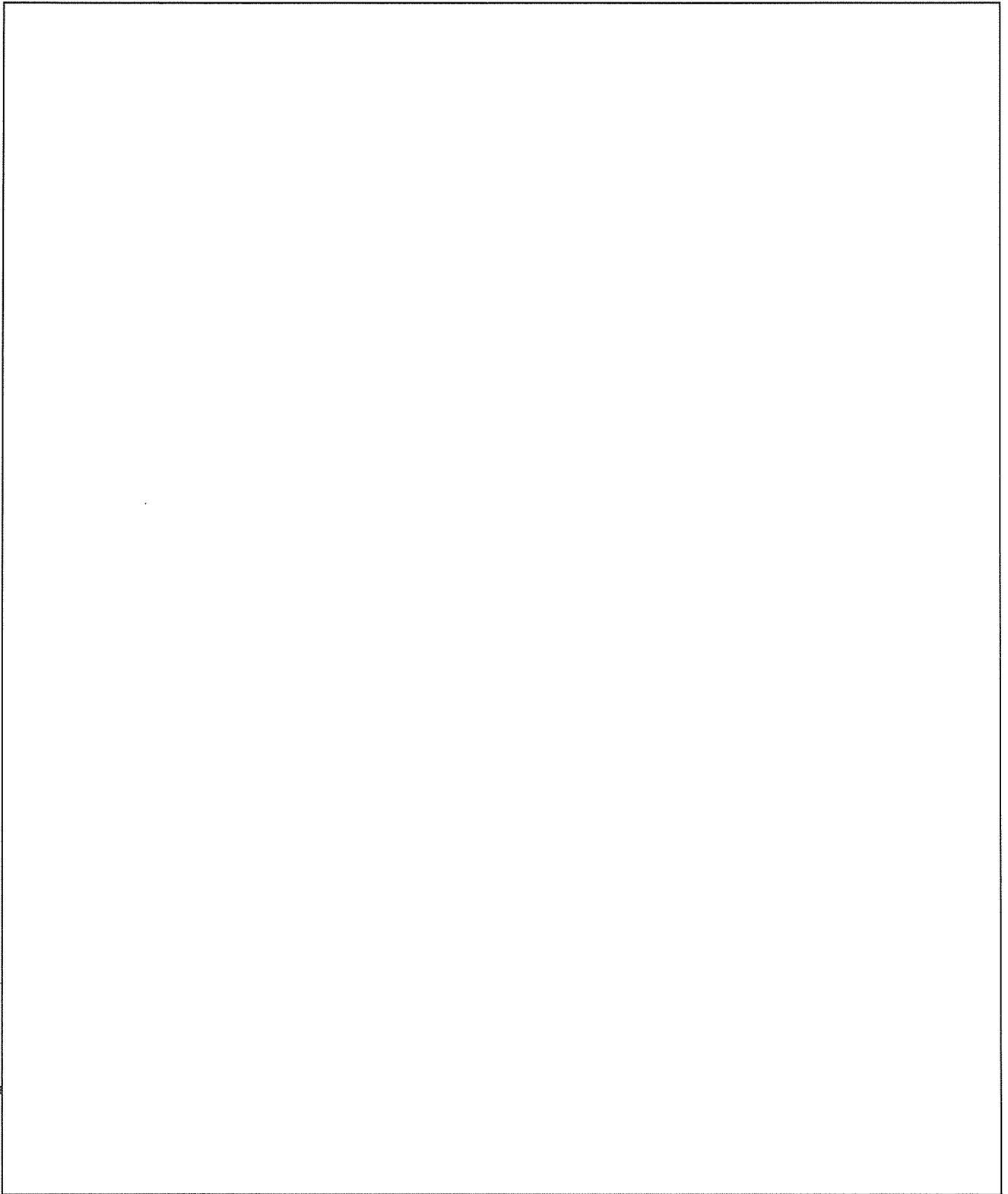
組立工場の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から 100m 以上離れている。

1.2. 構造概要

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。構造は鉄筋コンクリート造（RC 造）、一部大梁は鉄骨造（S 造）と前室が鉄骨造（S 造）平屋建ての建物で、平面形状は組立工場本体部分が約 、高さ m、前室部分が約
、高さ m の整形な建物である。

開口部としては、鉄扉、シャッター、換気用ガラリを設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-IV. 1. 2-1 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。



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-IV.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-IV.1.2-1 図 建屋平面 (屋根伏図) 及び断面図

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、組立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 の最大風速の 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-IV. 1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

組立工場について、以下の補強を行い耐竜巻性能を確保する。竜巻に対する補強部位を添説建 3-IV. 1.4-1 表に示す。

添説建 3-IV. 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	○	○
飛来物防護 ※5		— 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で補強

※2：既設壁をサイディングに交換（前室）

※3：既設鉄扉の補強

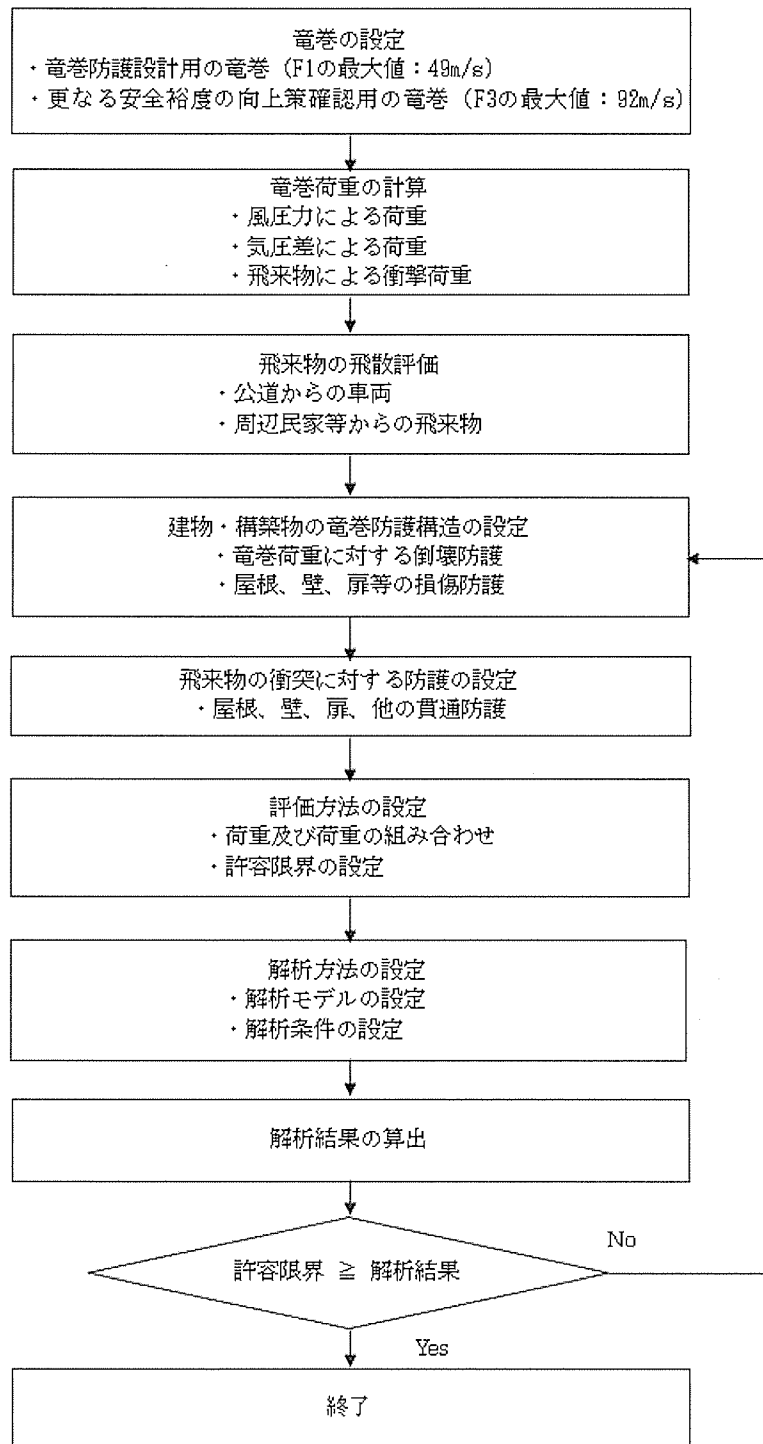
※4：既設シャッタは補強バーの追設で補強

※5：飛散防止用防護ネットの設置

なお、組立工場内のガラリ及び空調用ダクト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-IV. 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、組立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-IV. 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-IV. 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-IV. 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-IV. 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-IV. 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-IV. 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組立工場までは約 100m 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、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建 3-IV. 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	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。組立工場の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IV. 工場棟 組立工場の耐震計算書」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-IV.4.1-1表～添説建3-IV.4.1-2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-IV.4.1-1表 組立工場本体 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-IV付録2 参照

添説建3-IV.4.1-2表 前室 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
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-IV付録2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・シャッタの局部評価

屋根・壁・鉄扉・シャッタ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-IV.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-IV.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 (RC 部)				○
壁 (サイディング グ)				○
シャッタ				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-IV付録5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建3-IV付録4 参照

*3：添付説明書一建3-IV付録5 参照

*4：添付説明書一建3-XII. 工場棟鋼製シャッタ説明書 参照

*5：添付説明書一建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。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。組立工場本体の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IV.工場棟 組立工場の耐震計算書」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-IV.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。なお、前室はF3竜巻荷重に対して損傷を許容する。

添説建3-IV.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-IV付録3

5.2. 屋根・壁・鉄扉・シャッタの局部評価

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。

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-IV. 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-IV. 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 (RC 部)				○
シャッタ				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-IV 付録 5 参照

*2：添付説明書一建 3-IV 付録 4 参照

*3：添付説明書一建 3-XII. 工場棟鋼製シャッタ説明書 参照

*4：添付説明書一建 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。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-IV. 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、組立工場まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 100m 以上のもので軽自動車 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、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。なお、軽トラックは、飛散高さが建物の高さより低いことから、飛散防止用防護ネットの防護性能の検討は、プレハブ物置 (大) で行う。

添説建 3-IV. 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-IV 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-IV. 5. 4-1 表に示す。

添説建 3-IV. 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、組立工場の RC 外壁厚さ () 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. 飛散防止用防護ネットの検討

組立工場の折板屋根が、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-IV 付録 7 に示す。

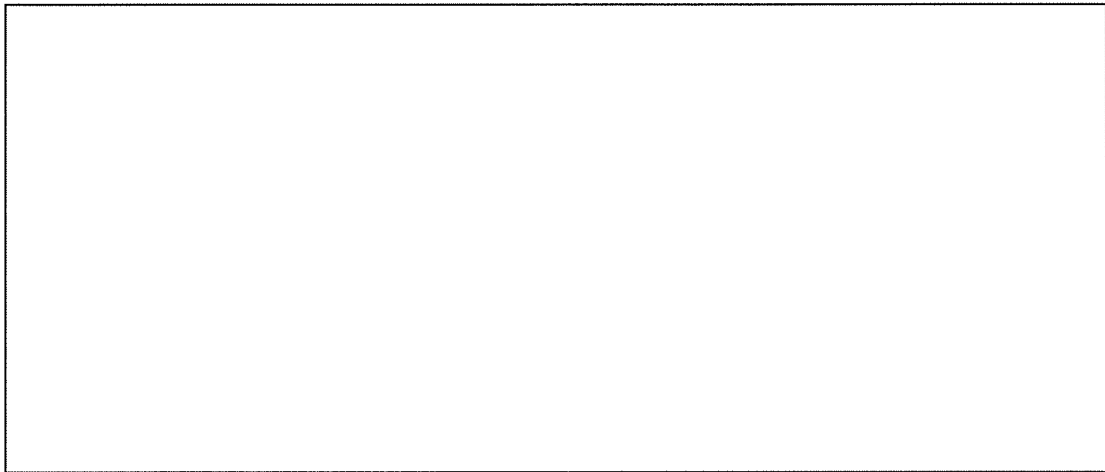
検討の結果、防護ネットにより、F3 竜巻で屋根が損傷した場合のダクト等の飛散防止が可能であることを確認した。また、飛来する可能性のあるプレハブ物置 (大) 及び軽トラックが飛来してきた場合でも、同防護ネットにより防護できることを確認した。

見付面積の算出方法について

1. 組立工場本体

見付け面積 (A_{2F} 、 A_{1F}) の算出にあたり、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。X 方向及び Y 方向の水平寸法は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付け面積

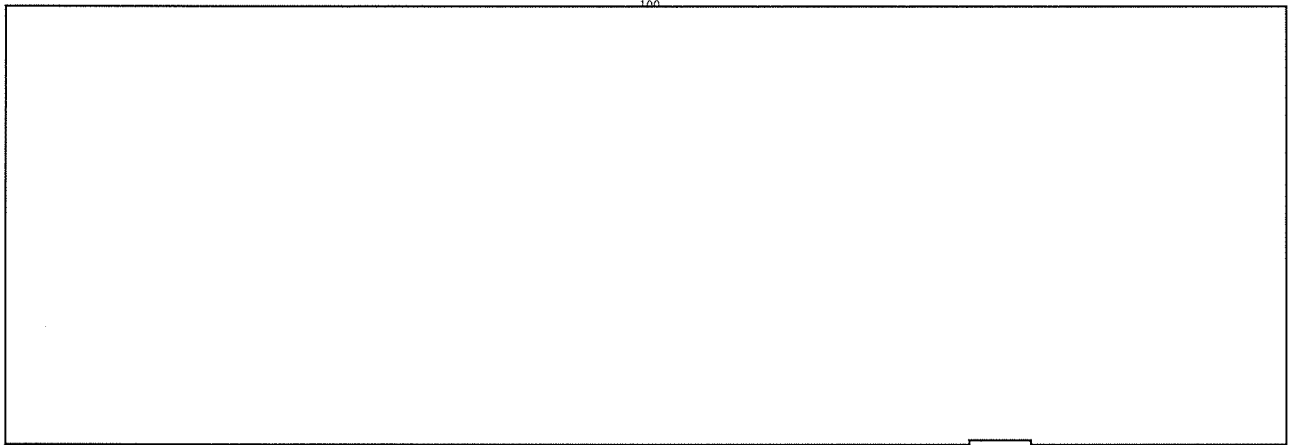


添説建 3-IV. 付 1-1 図 X 方向見付け面積

2 階見付面積 A_{2F}
 1 階見付面積 A_{1F}

*1 =
 *2 =
 *3 =

Y 方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-IV. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

2 階見付面積 $A_{2F} =$

1 階見付面積 $A_{1F} =$

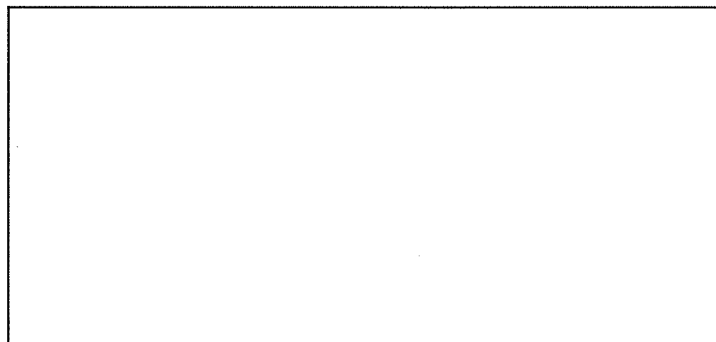
*1 =

*2 =

*3 =

2. 前室の Y 方向（南北方向）の見付け面積

見付け面積 (A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向の寸法は上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。Y 方向の水平寸法は、組立工場本体と接続している 4 通りから 1 通り側は通り芯から mm の裕度を見ている。



添説建 3-IV. 付 1-3 図 前室の Y 方向見付け面積

1 階見付面積 $A_{1F} =$

*1 =

*2 =

「添説建3—IV.4.1—1表 組立工場本体 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価」等の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建3—IV.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)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—IV付録1による。

添説建3—IV.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)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—IV付録1による。

添説建3—IV.付2—3表 前室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)
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—IV付録1による。

組立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) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

「添説建3-IV.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-IV.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 (m ²)	C	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-IV付録1による。

添説建3-IV.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 (m ²)	C	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-IV付録1による。

組立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：ΔP = □ (Pa) (気圧差荷重□)
- ・風圧力による荷重：q = □ (Pa) → □ (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—IV. 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—IV. 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—IV. 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)	—
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—IV. 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—IV. 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	V _m	(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—IV. 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）	C _w	—	0.8
風力係数（屋根）	C _R	—	-1.2
気圧差荷重	W _p	(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

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

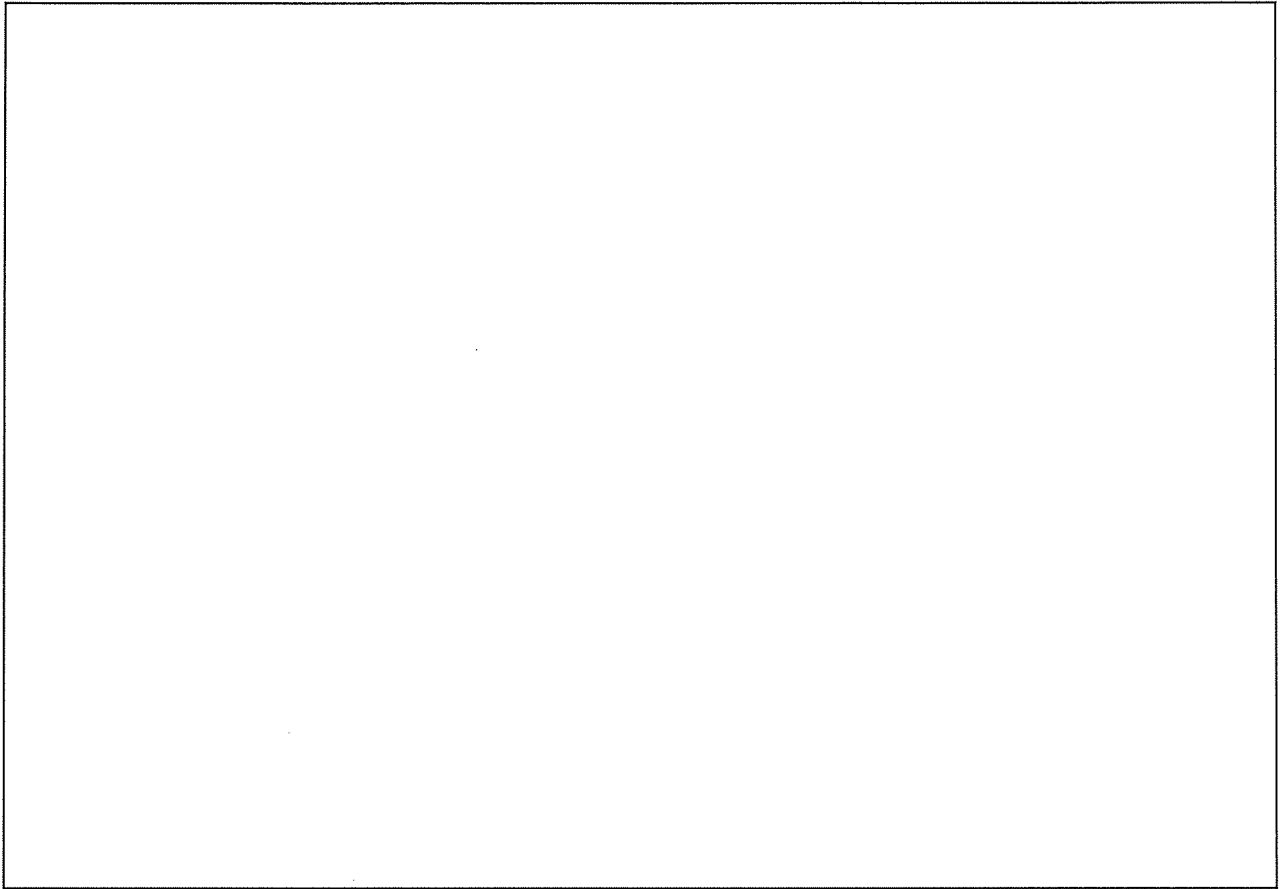
建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

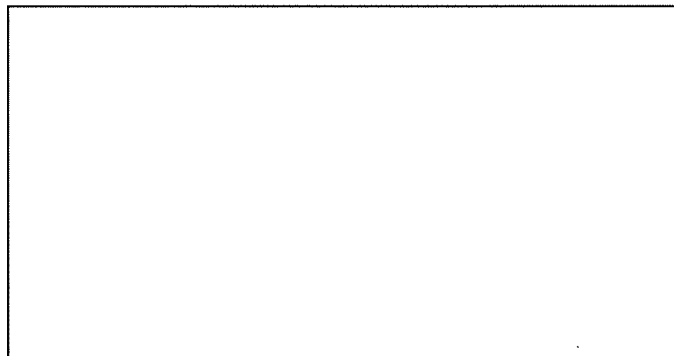
組立工場は本体と前室から構成されている。組立工場本体および前室の既存屋根は折板であるが、これを一旦撤去してから新設の折板を設けることとしているため、検討は新設折板について行う。

組立工場本体の外壁は鉄筋コンクリート構造であり、代表壁について検討を行う。また、前室の南北はサイディング壁となっており支持スパンの最大部分についてサイディング壁の検討を行う。組立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-IV. 付 5-1 図～添説建 3-IV. 付 5-3 図に示す。

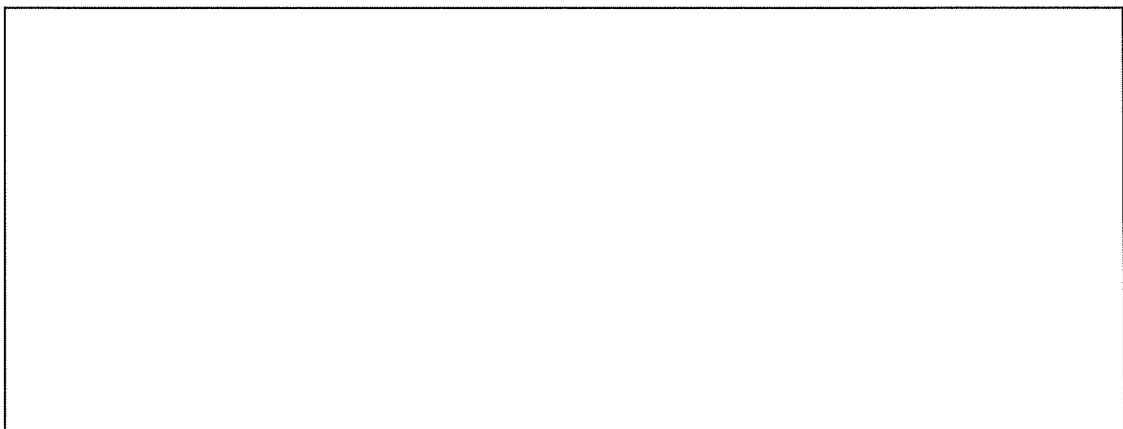
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-IV. 付 5-1 図 組立工場本体 屋根検討位置



添説建 3-IV. 付 5-2 図 前室 屋根検討位置



添説建 3-IV. 付 5-3 図 組立工場本体 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

外壁面が「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 : $f_t \times 1.1$

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で設計する。サイディング、間柱、補強胴縁は鉄骨構造であるため、S規準に基づき、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（屋根）

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) 組立工場本体

新設折板単位重量	w_{RH1} (N/m ²)	:		:	
屋根受け下地(補強ブレース含む)	w_{RH2} (N/m ²)	:		:	
検討用固定荷重	w_{RH} (N/m ²)	:	$w_{RH1} + w_{RH2} =$		

2) 前室

新設折板単位重量	w_{RZ1} (N/m ²)	:		:	
木毛板	w_{RZ2} (N/m ²)	:		:	
水平ブレース + 天井(照明設備)	w_{RZ3} (N/m ²)	:		:	
検討用固定荷重	w_{RZ} (N/m ²)	:	$w_{RZ1} + w_{RZ2} + w_{RZ3} =$		

(2) 竜巻荷重

添説建 3-IV. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-IV. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根（折板）	外壁
F1 竜巻荷重（短期） w_{F1} (N/m ²)	2834	2152
F3 竜巻荷重（終局） w_{F3} (N/m ²)	— ※1	4130 ※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 : $F_c =$ N/mm^2

(2)鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t (\text{N/mm}^2)$:

(3)鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F =$ 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

(建築基準法施行令第92条の2より算出)

使用材料 :

許容せん断力 : 一面せん断時

(5)折板

使用材料 :

許容荷重 : 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、F1 竜巻荷重時（短期）に対する検討を実施し、結果を以下に示す。

(1)組立工場本体屋根

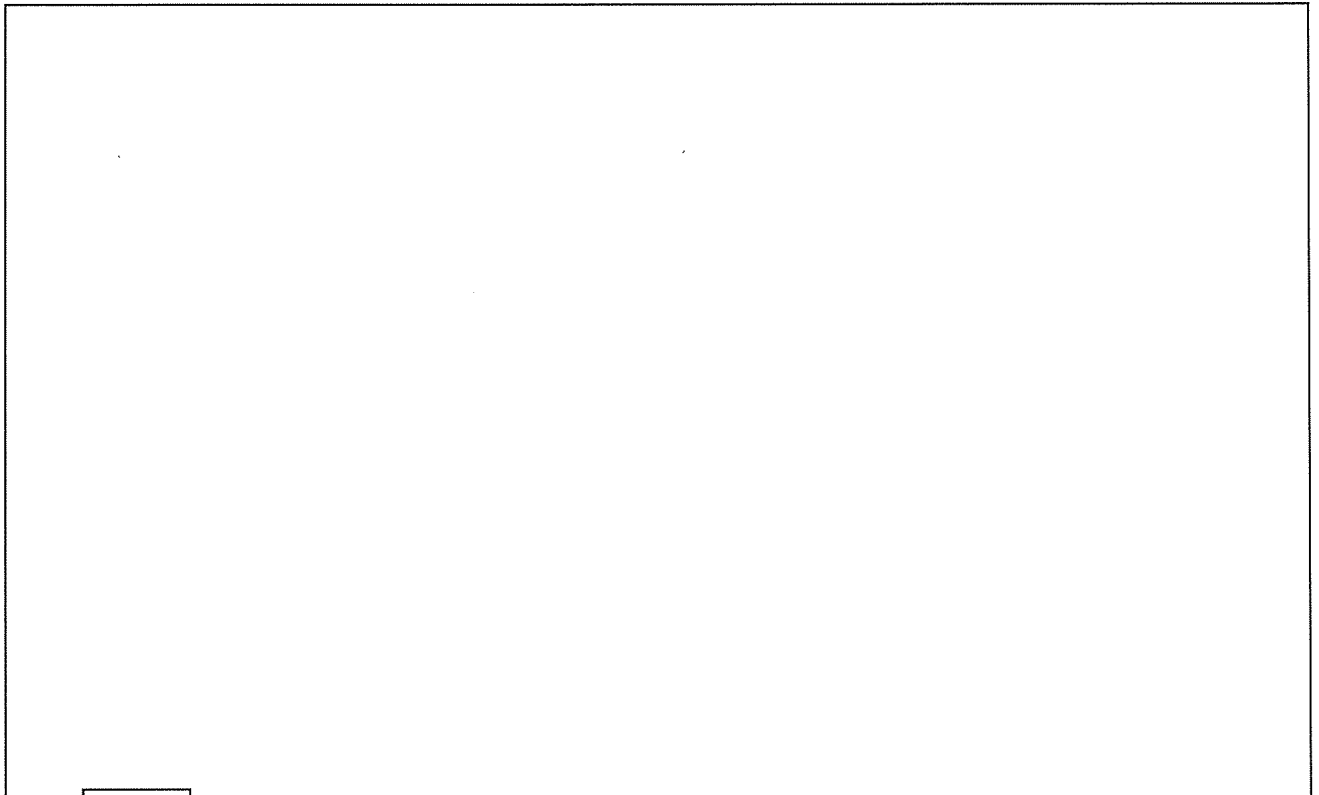
1) 検討位置

折板及び新設小梁 NSB2、NSB3 についての検討を行う。

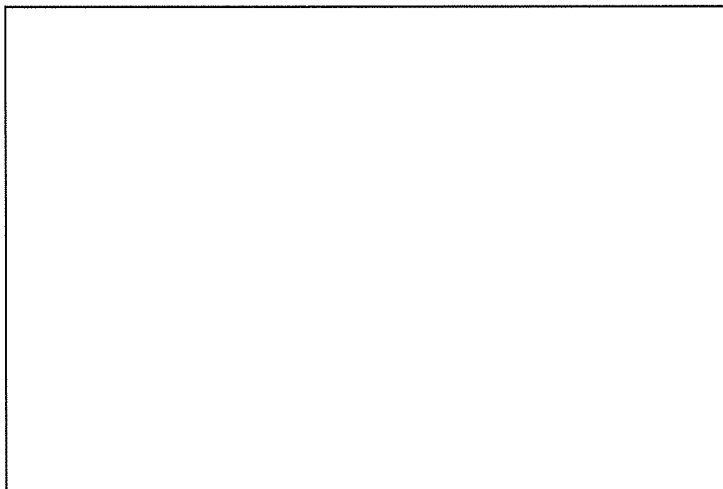
NSB3 は既設の TB1 による支持を期待せず、m の長さの屋根重量を負担するものとする（下図での J-K 通り間長さ）。屋根の負担範囲は大梁による屋根負担があるため、m の半分、m の幅を負担するものとする（10-11 通りの半分）。

NSB2 は NSB3 を支持するものとする。

検討する部位を添説建 3-IV. 付 5-4 図～添説建 3-IV. 付 5-5 図に示す。



添説建 3-IV. 付 5-4 図 組立工場本体 屋根小梁検討位置



添説建 3-IV. 付 5-5 図 組立工場本体 屋根小梁部材リスト

2) 折板の検討

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。

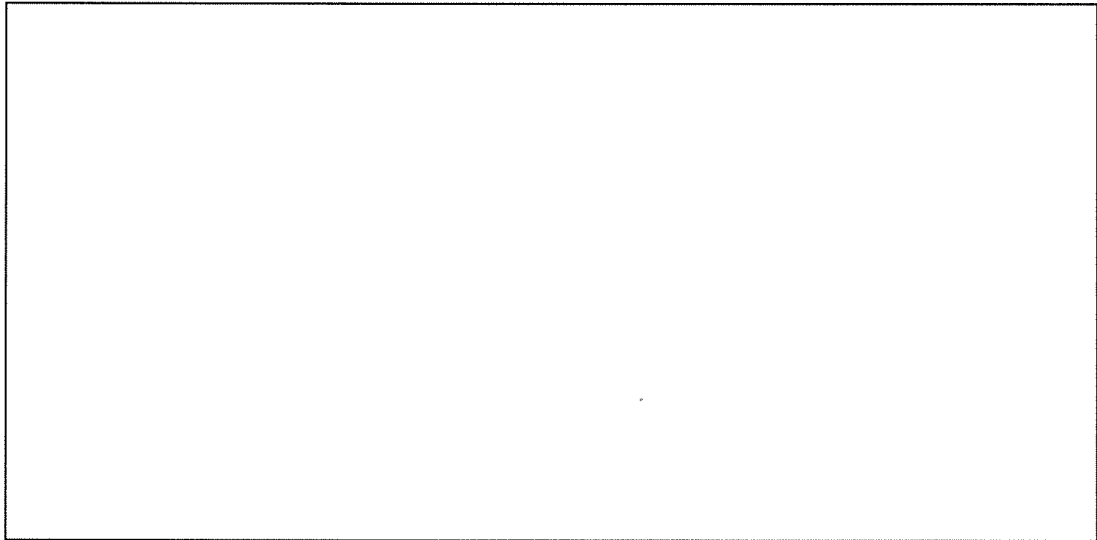
使用する折板

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) : (添説建 3-IV. 付 5-6 図より)

検定比 R_1 : < 1.0 OK



添説建 3-IV. 付 5-6 図 許容スパン（メーカー資料）

3) 鉄骨小梁 (NSB3) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RH} (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (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) :

使用部材重量 M_B (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

屋根固定荷重 W_{RH} (N/m) : $w_{RH} \times B_b =$

竜巻荷重 W_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$

検討用荷重 W (N/m) : $W_{F1} - W_{RH} - W_B =$

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

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

=

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= 89000 / \text{ } N/mm^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{ } N/mm^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{ }$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_b / f_b = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

d) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1/2) \times W \times L = (1/2) \times \text{ } \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) 鉄骨小梁 (NSB2) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

NSB3 からの荷重 P (kN) :

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) :

使用部材重量 M_B (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

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

$$M = P \times L / 4 - W_B \times L^2 / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

(2)前室屋根

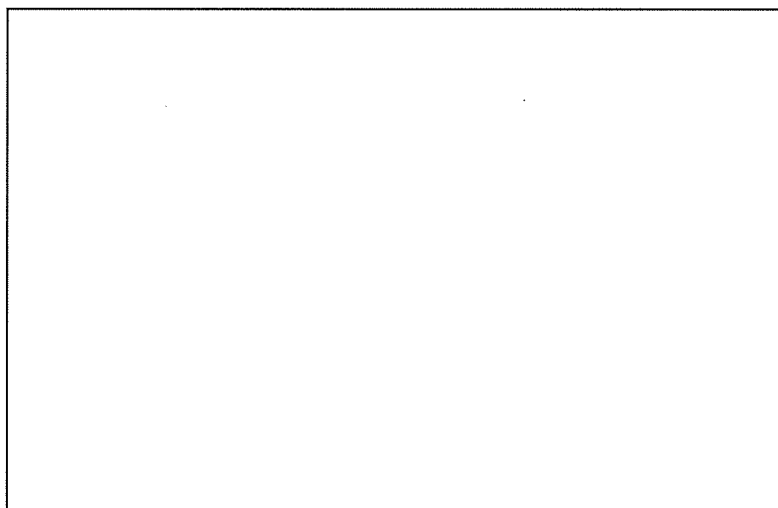
1) 検討位置

折板及び既設の小梁 TB1 と新設小梁 NSB11 を検討対象とする。

NSB11 は既設大梁 bG2 による屋根負担を考慮し、スパン長 m の 1/2 の長さの屋根重量を負担するものとする(下図の 2-3 通りの半分)。

既設小梁 TB1 は新設小梁 NSB11 を支持するものとする。

検討する部位を添説建 3-IV. 付 5-7 図に示す。



添説建 3-IV. 付 5-7 図 前室屋根小梁検討位置

2) 折板の検討

折板重量及び最大支持スパンが組立工場本体屋根と同様のため、検討を省略する。

3) 鉄骨小梁 (NSB11) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RZ} (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (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) :

使用部材重量 M_b (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_b \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

屋根固定荷重 W_{RZ} (N/m) : $w_{RZ} \times B_b =$

竜巻荷重 W_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$

検討用固定荷重 W (N/m) : $W_{F1} - W_{RZ} - W_B =$

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

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) - \left(\frac{4}{15} \right) \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / \left(C \times \Lambda^2 \right) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / \left(L_b \times h / A_f \right) \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{10em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{\hspace{10em}} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{\hspace{10em}}$$

$$\text{検定比 } R_6 = \sigma_b / f_b = \boxed{\hspace{5em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

d) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = \left(\frac{1}{2} \right) \times W \times L = \boxed{\hspace{15em}}$$

$$\text{検定比 } R_7 = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) 鉄骨小梁 (TB1) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

NSB11 からの荷重 P (kN) : (NSB11 が両端に接続)

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) :

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

中ボルト

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

$$M = P \times L / 4 - W_B \times L^2 / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3.4 外壁の検討

(1)組立工場本体外壁

外壁について、F1（短期）、F3（終局） 竜巻に対する検討を行う。

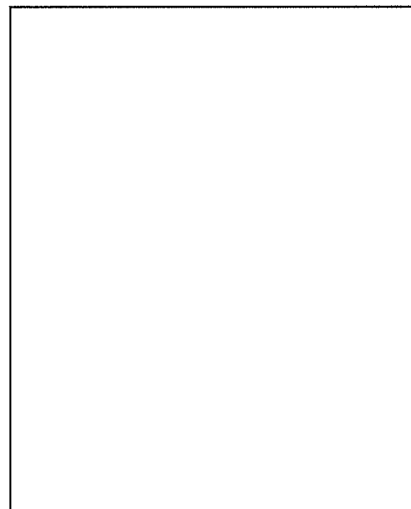
1) 寸法諸元・パネル支持条件

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) :

外壁厚 t(mm) :

支持条件：四辺周辺固定



2) 竜巻荷重

単位面積当り竜巻荷重（F1） w_{F1} (N/m²) : 2152

単位面積当り竜巻荷重（F3） w_{F3} (N/m²) : 4130

3) 竜巻により外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、

竜巻荷重 (F1) : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$

=

竜巻荷重 (F3) : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$

=

4) 外壁の許容曲げ耐力 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) :

有効厚さ 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) :

降状曲げ応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

配筋 縦筋 、横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) $A_{\phi 9}$ (mm²) : 64

引張鉄筋断面積(壁 1m 幅当り) a_t (mm²) :

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、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

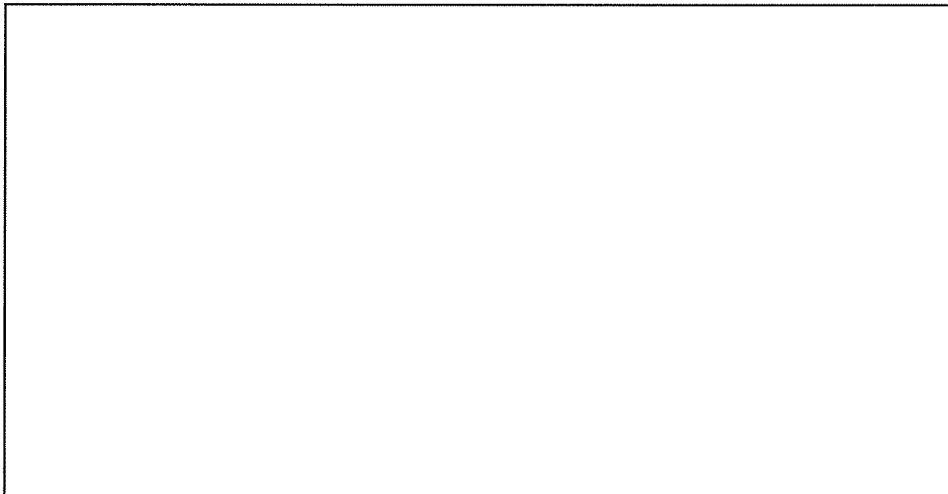
$$\text{竜巻荷重 (F1)} \quad R_{aH} = M_1 / M_a = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{竜巻荷重 (F3)} \quad R_{uH} = M_3 / M_u = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上により、対象竜巻荷重 F1(短期)、F3(終局)に対して、外壁は安全である。

(2)前室外壁

外壁の F1 竜巻荷重に対する検討を行う。なお F3 竜巻荷重に対しては、損傷を許容するので検討を省略する。



添説建 3-IV. 付 5-8 図 前室外壁検討位置

サイディングの新設に対して、スパンの長い区間に設けられている間柱の安全性も含めて考慮する。

1) 間柱

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材 H-150×75×5×7

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) :

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

間柱の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

竜巻荷重 W (N/m) :

b) 曲げ応力度

間柱中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{}$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

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

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

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

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{}$$

$$\text{検定比 } R_{a21} = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

2) サイディング材

外壁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) : 損傷を想定する。

検討結果を添説建 3-IV. 付 5-2 表に示す。

以上により、対象 F1 竜巻荷重（短期）に対して前室外壁は安全である。

(3) 外壁の単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

1) 組立工場本体外壁

短期許容荷重 $w_{aH} = w_{F1} / R_{aH} =$

終局耐力荷重 $w_{uH} = w_{F3} / R_{uH} =$

2) 前室外壁

最大検定比 $R_{aZmax} =$

短期許容荷重 $w_{aZ} = w_{F1} / R_{aZmax} =$

添説建 3-IV. 付 5-2 表 サイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式	計算値
【竜巻項目】			
竜巻荷重	w_{F1} 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		
鋼板単位体積荷重	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		
断面係数	Z_y mm ³		
単位幅当り作用モーメント	M_w kN・m	$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_y kN・m	$Z_y \times f_b \times 10^{-6}$	
検定比	R_{a22}	M_w / M_y	
評価			
【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		
単位長さ当り竜巻荷重	W_w kN/m	$w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	
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	$1 / 8 \times W_w \times L^2 \times 10^{-6}$	
自重作用モーメント	M_d kN・m	$1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$	
短期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	$Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$	
竜巻検定比	R_w	M_w / M_{bx}	
自重検定比	R_d	M_d / M_{by}	
検定比合計	R_{a23}	$R_w + R_d$	
評価			

添説建 3－IV. 付 6－1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf 1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm
	飛来自動車幅	w	148 cm
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm 72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s 166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m 50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ² 32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ² 2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$ 3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	11.33 cm 4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	16.1 cm 6.32 in

添説建 3－IV. 付 6－2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf 1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm
	飛来物幅	w	222 cm
	飛来物面積	A	52170 cm ²
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm 101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s 209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m 41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ² 32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ² 2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$ 3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	10.95 cm 4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	15.6 cm 6.13 in

飛散防止用防護ネットの説明書

1. 概要

組立工場は、鉄骨コンクリート構造の建物で、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に、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、組立工場の屋根に落下する可能性があるプレハブ物置も、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。

2. 防護ネット（金網）の仕様

添説建3-IV.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-IV. 付 7-1 表 防護ネット（金網）の仕様

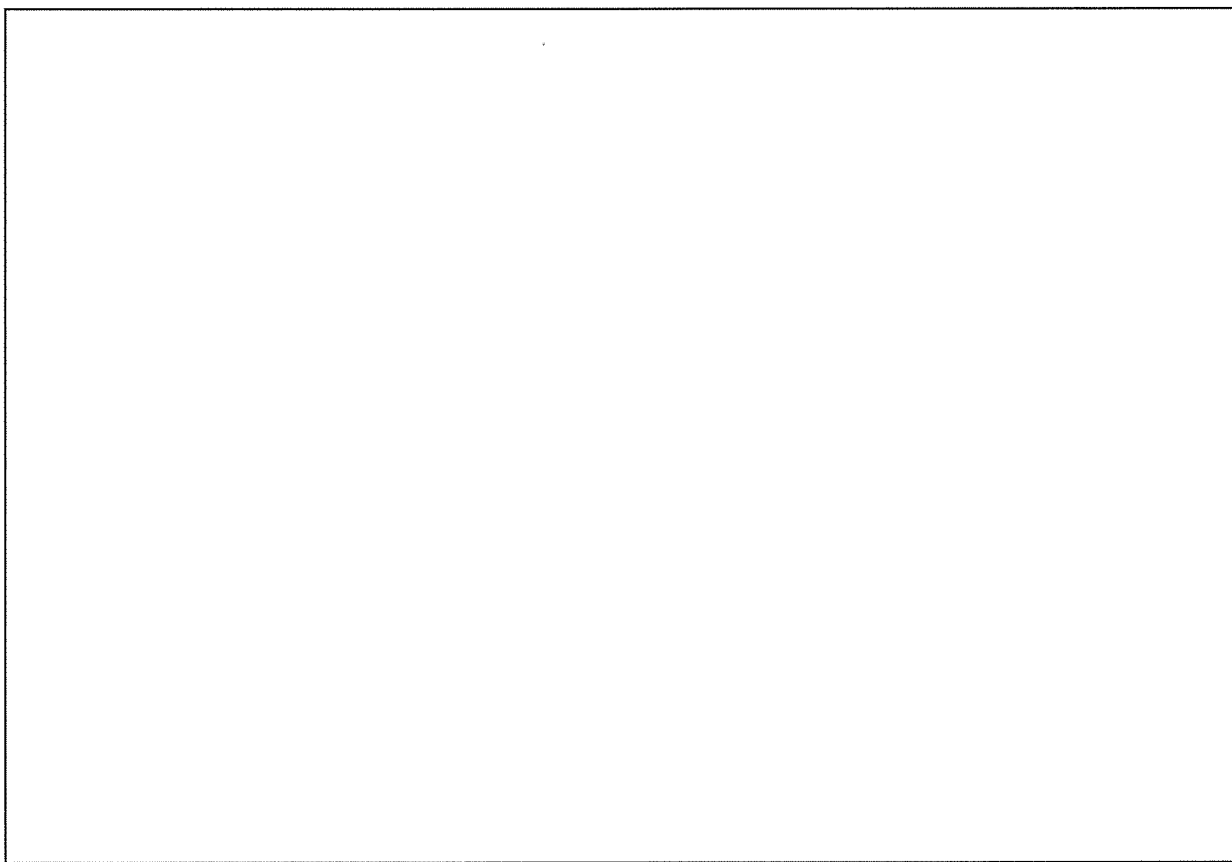
項目	単位	数値
金網線径	mm	
金網目合い寸法	mm	
引張強さ	N/mm ²	
破断伸び	%	
塑性変形を考慮したヤング率	N/mm ²	
線材断面積	mm ²	
金網 1 ピッチ線材剛性	N/mm	
破断伸び時の角度	deg	
交点剛性	N/mm	

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-IV. 付7-1図に示す。組立工場の屋根は鉄骨構造で、折板屋根の下は鉄骨梁で□m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□mm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。

- (1) 鉄骨梁と防護ネットの間に直径□mm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□mm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) 建物外周部等で鉄骨梁が無い部分は、鉄筋コンクリートの梁や壁にアンカーを設けて取付けた防護ネット設置用穴あきブラケットBと防護ネットの間に直径□mm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。



添説建3-IV. 付7-1図 防護ネット設置構造概略図

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-IV. 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

- ・防護ネット（金網）縁取り用ワイヤロープ

- ・防護ネット設置用ワイヤロープ

- ・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 (mm) 以上とする。添付説明書-建3付録7補足2参照）

- ・防護ネット設置用穴あきブラケット B

（鉄骨梁が無い部分は、鉄筋コンクリート壁にアンカーを設けて穴あきブラケットを固定。添付説明書-建3付録7補足2参照）

4. 2. 強度評価

添設建3-IV. 付7-1表に示す仕様の防護ネットを用い、添設建3-IV. 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-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-建3付録7補足1参照

- ② 防護ネット（金網）の重量： (kg)

(kN)

- 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) (=①+②+③+④) → (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。

防護ネット1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。

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)) に対し十分な強度を有している。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

組立工場の防護ネットで防護する対象としては、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がある。

防護ネットが吸収可能な運動エネルギー及びプレハブ物置 (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、プレハブ物置 (大) 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。

V. 第2核燃料倉庫の竜巻防護設計計算書

1. 第2核燃料倉庫の位置・構造

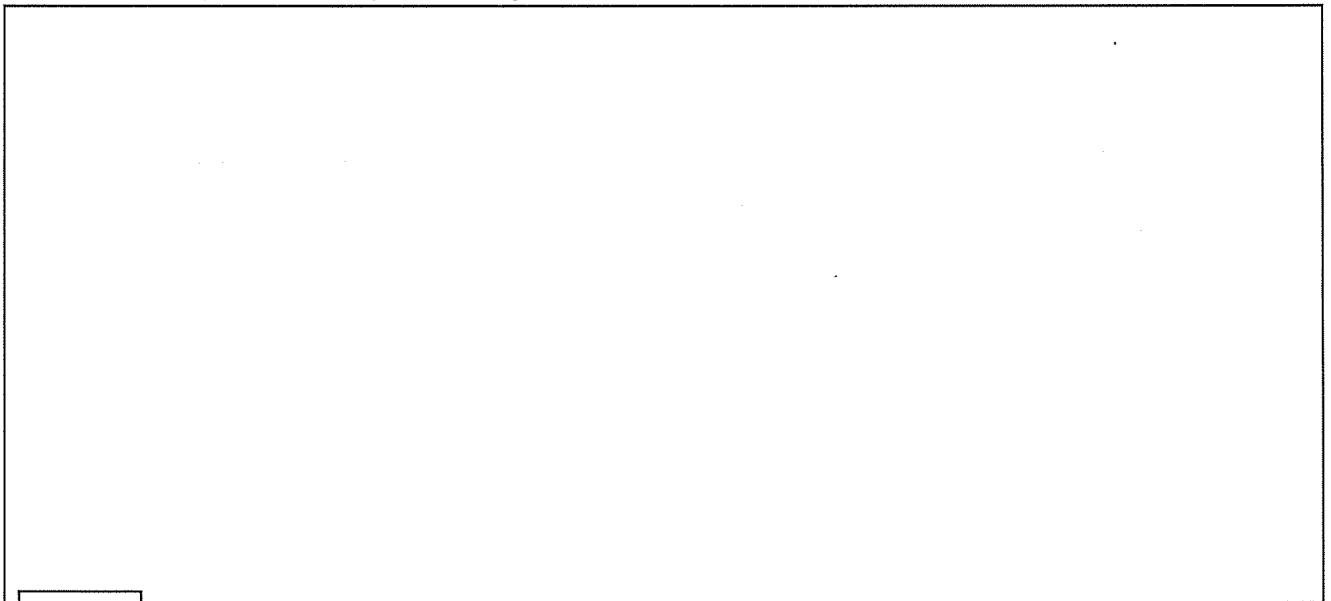
1.1. 建設位置

第2核燃料倉庫の場所を、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150m以上離れている。屋根伏図及び断面図を添説建3-V.1.2-1図に示す。

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。

1.2. 構造概要

第2核燃料倉庫は、鉄筋コンクリート造(RC造)、一部(前室部)ALC屋根、屋根下地は鉄骨の平屋建ての建物である。平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、両開き鉄扉を設置している。



添説建3-V.1.2-1図 建屋平面(屋根伏図)及び断面図

1.3. 竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、第2核燃料倉庫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スラブ・屋根部RC小梁・耐震壁・前室のALC屋根・前室の屋根部鉄骨小梁・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。

尚、前室部分の屋根は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-V.1.3-1図に示す。

1.4.補強内容

添説建3-V.1.4-1表の補強を行い耐竜巻性能を確保する。

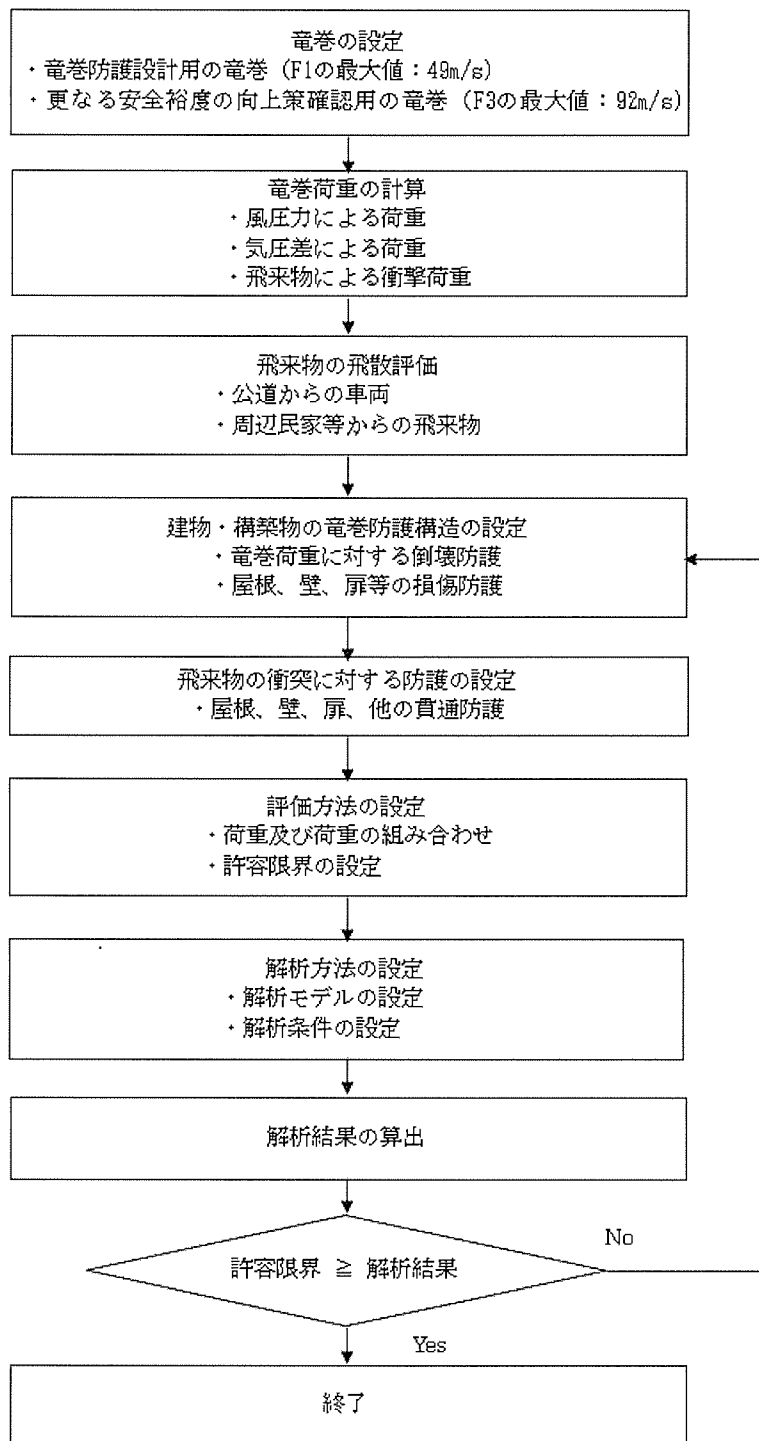
添説建3-V.1.4-1表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局 部 評 価	屋根	—	—
	壁	—	—
	鉄扉 ※1	○	○

○：補強あり —：補強なし

※1：新しい鉄扉に交換することで補強

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。



添説建 3-V.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、第2核燃料倉庫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 = 1.22 kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49 m/s、F3 竜巻最大風速 = 92 m/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 = 78 m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建3-V.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-V.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-V.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-V.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-V.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-V.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第2核燃料倉庫までは150m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、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建3-V.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。第2核燃料倉庫の保有水平耐力は、「添付説明書一建 2 V. 第2核燃料倉庫の耐震計算書」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-V. 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-V. 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-V 付録 2 参照

4.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉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-V. 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-V. 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 (前室 ALC 部)				○
壁				○
前室部鉄扉				○

*1 : 添付説明書一建 3-V 付録 5 参照

(屋根の F1 竜巻荷重は、屋根固定荷重 (5000 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 : 添付説明書一建 3-V 付録 5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*3 : 添付説明書一建 3-V 付録 5 参照

*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-V 付録 4 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。第2核燃料倉庫の保有水平耐力は、「添付説明書ー建2 V. 第2核燃料倉庫の耐震計算書」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ーV.5.1ー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ーV.5.1ー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：添付説明書ー建3ーV付録3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

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ーV.5.2ー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。

尚、前室の屋根(ALC部)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ーV.5.2ー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				○
前室部鉄扉				○

*1：添付説明書ー建3ーV付録5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書ー建3ーV付録5 参照

*3：添付説明書ー建3ーXI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書ー建3ーV付録4 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-V.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、敷地境界の公道からの車両は、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、敷地境界から150m以上離れた公道から防護フェンスを越えて第2核燃料倉庫まで飛来する可能性のある飛来物の中で運動エネルギー（水平）の大きな軽トラック、プレハブ物置（大）について、外壁の貫通限界厚さ検討をする。

添説建3-V.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
4t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）が飛散した際の鉄筋コンクリート壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-V 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-V.5.4-1 表に示す。

添説建 3-V.5.4-1 表 飛来物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、第 2 核燃料倉庫の外壁厚さ（最小値： cm）の方が厚いことから、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-V 付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3-V.5.5-1 表に示す。

添説建 3-V.5.5-1 表 飛来物屋根壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	屋根貫通限界厚さ (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、第 2 核燃料倉庫の屋根厚さ（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の検討

第 2 核燃料倉庫前室の ALC 屋根が、F3 竜巻で仮に損傷した場合でも、前室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。

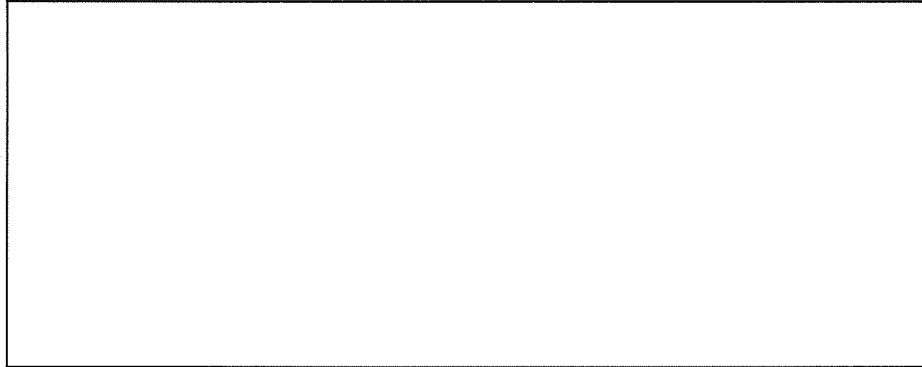
当該防護ネットで同室内のダクトの飛散防護が可能なこと、また、同建物まで飛来する可能性がある飛来物で運動エネルギーが最も大きいプレハブ物置（大）及び軽トラックの防護が可能なることを検討した結果を、隣接する除染室・分析室の添付説明書一建 3-IX 付録 8 に合わせて示す。

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

見付け面積 (A_p, A_{IF}) の算出にあたり、上部高さ方向はパラペット天端から mm を加算して裕度を見ている。また、X方向の見付け面積に対しては、T通り側に対しては通り芯から外面方向に mm の裕度、R'通り側については通り芯から外面方向に mm の裕度を見ている。Y方向の見付け面積に対しては、16'通り側に通り芯から外面方向に mm の裕度、20'通り側については通り芯から外面方向に 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-V.付1-1 図 X方向見付け面積

パラペット A_p =

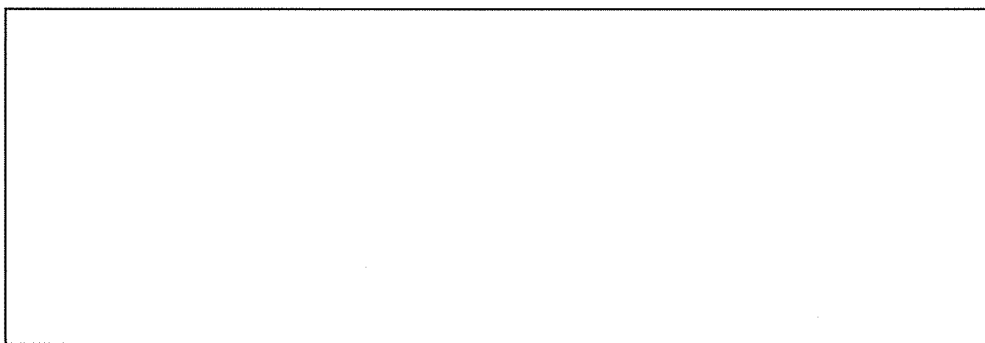
1階壁 A_{IF} =

*1 =

*2 =

*3 =

Y方向（南北方向）の見付け面積



添説建3-V.付1-2 図 Y方向見付け面積

パラペット A_p =

1階壁 A_{IF} =

*1 =

*2 =

*3 =

「添説建 3—V. 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は、添説建 3—V. 付 2—1 表、添説建 3—V. 付 2—2 表に示す通りとする。

添説建 3—V. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

添説建 3—V. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

第 2 核燃料倉庫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) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重 : $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

「添説建3—V.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は、添説建3—V.付3—1表、添説建3—V.付3—2表に示す通りとする。

添説建3—V.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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—V付録1による。

添説建3—V.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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—V付録1による。

第2核燃料倉庫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) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・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—V. 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—V. 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—V. 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	WT1	(Pa)	
	WT2	(Pa)	— -1808
屋根への荷重	WT1	(Pa)	-2152
	WT2	(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—V. 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—V. 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)	-7422

添説建 3—V. 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)	-7422
壁・鉄扉等への荷重	WT1	(Pa)	
	WT2	(Pa)	— -6293
屋根への荷重	WT1	(Pa)	-7422
	WT2	(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-V. 5. 2-1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について
 (開口部が発生して気圧差が発生しない場合)

添説建 3-V. 付 4-5 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)	-7422

添説建 3-V. 付 4-6 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)	—
壁・鉄扉等への荷重	WT1	(Pa)	—
	WT2	(Pa)	4130
屋根への荷重	WT1	(Pa)	—
	WT2	(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

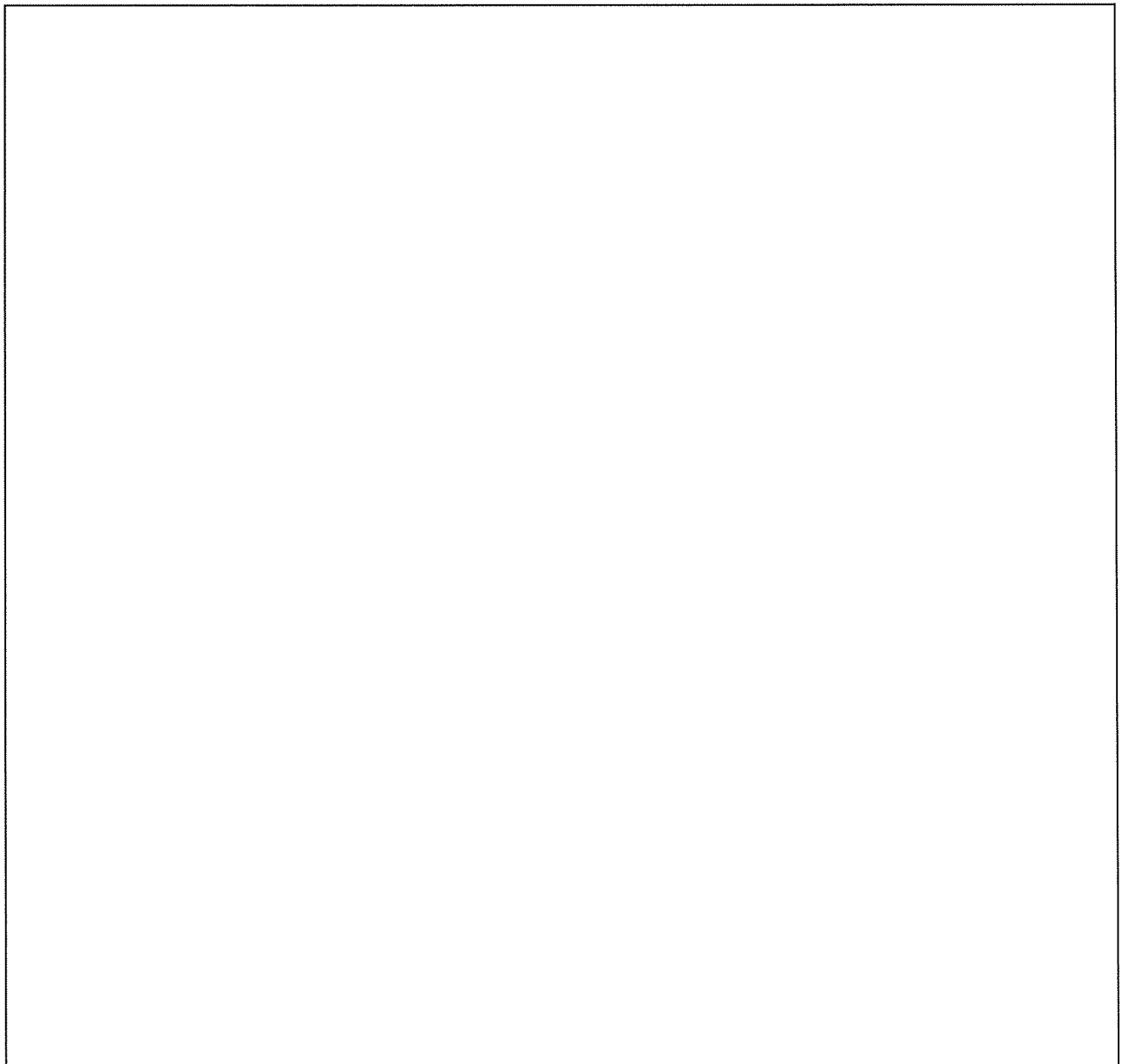
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

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。

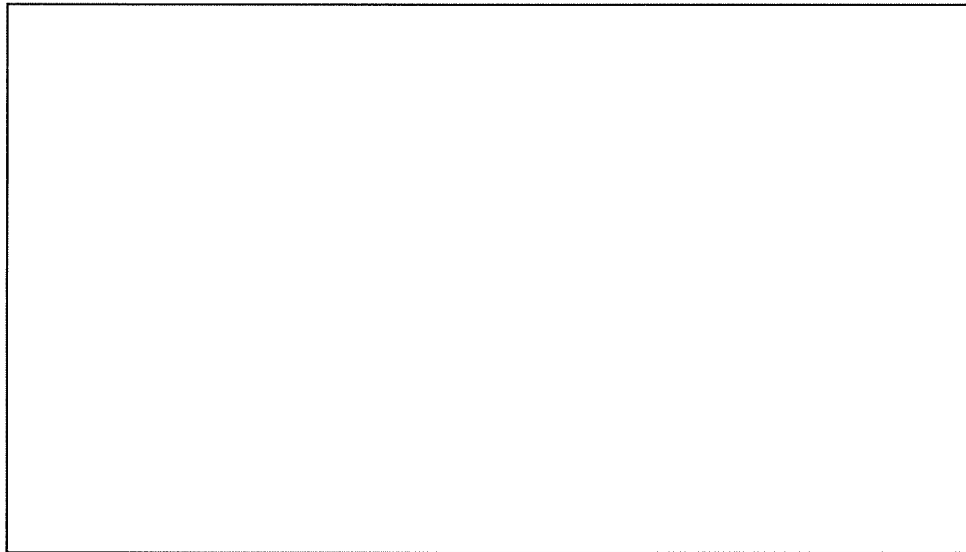
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

第 2 核燃料倉庫は鉄筋コンクリート造 (RC 造)、一部 (前室部) ALC 屋根がある。局所評価の位置は、竜巻荷重に対して厳しくなる箇所として受圧面積の大きな箇所を選定して評価を行う。

第 2 核燃料倉庫の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3ーV. 付 5ー1 図～添説建 3ーV. 付 5ー2 図に示す。屋根及び壁は安全側に見て設計スラブ寸法に対して両サイド+mm の大きさを考慮して評価する。



添説建 3ーV. 付 5ー1 図 屋根スラブ検討対象位置



添説建 3-V. 付 5-2 図 外壁検討対象位置

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 .ALC 板部

ALC 板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容値で設計する。ALC 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。

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) RC 屋根

RC 屋根スラブ単位体積重量 $\gamma_{RC} (N/m^3)$:	
RC 屋根スラブ厚さ $t_{RC} (m)$:	
RC 屋根スラブ単位面積重量 $w_{RC1} (N/m^2)$:	
仕上げ荷重 $w_{RC2} (N/m^2)$:	
検討用固定荷重 $w_{RC} (N/m^2)$:	

2) ALC 屋根 (前室)

ALC 板単位体積重量 $\gamma_{ALC} (kg/m^3)$:	
ALC 板厚さ $t_{ALC} (m)$:	
重力加速度 $g (m/s^2)$:	
ALC 板単位重量 $w_{ALC1} (N/m^2)$:	
仕上げ荷重 $w_{ALC2} (N/m^2)$:	
検討用固定荷重 $w_{ALC} (N/m^2)$:	

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (SB1)			
使用部材重量 $M_{ALC} (kg/m)$:		
重力加速度 $g (m/s^2)$:	9.80665	
検討用固定荷重 $W_{ALCB} (N/m)$:	$M_{ALC} \times g =$ 	

(2) 竜巻荷重

添説建 3-V. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-V. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	第 2 核燃料倉庫本体		前室
	屋根	壁	屋根
	RC スラブ	RC 壁	ALC
F1 竜巻荷重 (短期) $w_{F1} (N/m^2)$	2834	2152	2834
F3 竜巻荷重 (終局) $w_{F3} (N/m^2)$	9907	7422	— ※1

※1 F1 竜巻荷重に対する評価のみとする。

3.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \boxed{} \text{N/mm}^2$

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t = \boxed{} \text{N/mm}^2$

(3) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F = \boxed{} \text{N/mm}^2$

(4) 鉄骨接合部

前室の鉄骨小梁 SB1 は、RC 梁の上面に載せてアンカーボルトで固定しているため、評価は省略する。

(5) ALC 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 (RC 部) の検討

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。F3 竜巻荷重 (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、屋根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内寸法+mm ×2 の大きさを評価する。

以下の表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-V. 付 5-1 表 RC スラブ屋根竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		RC スラブ屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	9907

(1) 屋根スラブ (S1)

1) 計算諸条件

屋根スラブ長辺スパン長 (パネル長) L (m) :

屋根スラブ短辺スパン長 (パネル長) B (m) :

屋根スラブ厚 t (mm) :

屋根スラブ単位面積当り固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :

屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) :

屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m²) :

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) :

屋根スラブ支持条件

着目方向

$$w_{F3} - w_{RC} =$$

$$1.1 \times f_t = 1.1 \times$$

: 四辺周辺固定

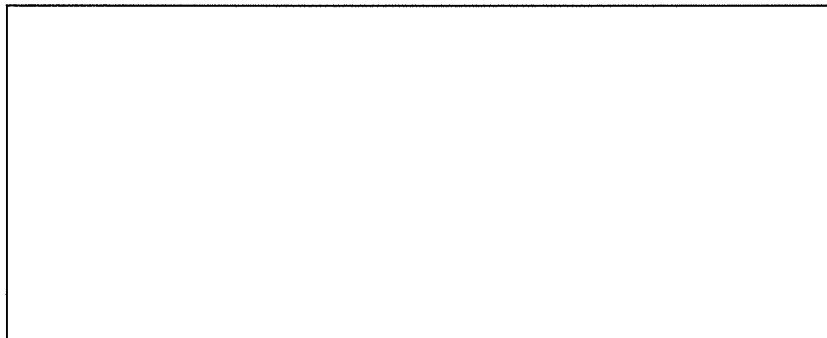
: 短辺方向

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鉄筋中心までの距離 d_t (mm)	:	
スラブの有効高さ d (mm)	:	
上端筋サイズ、断面積（1本当り） D10D13@200	A_{D10} (mm ²) :	
	A_{D13} (mm ²) :	
下端筋サイズ、断面積（1本当り） D10D13@200	A_{D10} (mm ²) :	
	A_{D13} (mm ²) :	

引張鉄筋断面積（スラブ 1m 幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D30}) / 2$
 =



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_u (スラブ 1m 幅当り) は、RC 規準（解 8. 21）式より

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{[]} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

屋根スラブ端部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

$$R_1 = M / M_u = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
屋根スラブ単位面積当り固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :
屋根スラブ厚 t (m) :

RC 小梁諸元

RC 小梁幅 b (m) :
RC 小梁高 h (m) :
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :
RC 小梁固定荷重 W_{RCB} (kN/m) :

小梁断面 : (引張側 2-D19、圧縮側 5-D19 ($A_{D19} =$ mm²/本))

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) : $1.1 \times f_t =$

RC 小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
RC 屋根固定荷重 W_{RC} (kN/m) : $w_{RC} \times B_b =$
竜巻荷重 W_{F3} (kN/m) : $w_{F3} \times B_b =$

2) 小梁の検討結果

小梁の有効高さ $d(\text{mm}) : h - d_t =$

引張鉄筋断面積 $a_t(\text{mm}^2) : A_{D19} \times 2 =$ mm^2

小梁の終局曲げ耐力

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$$
 $\text{kN}\cdot\text{m}$

小梁の最大曲げモーメント (端部)

$$M = 1 / 12 \times (W_{F3} - W_{RC} - W_{RCB}) \times L^2$$
$$= 1 / 12 \times$$
 $\text{kN}\cdot\text{m}$

小梁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

$$R_2 = M / M_u =$$
 $< 1.0 \quad \text{OK}$

(3) 屋根 (RC 部) の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)

最大検定比 $R_{\max} = \max(R_1, R_2) =$

屋根 (RC 部) の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) は

$$w_U = W_{F3} / R_{\max} =$$
 N/m^2

以上より、対象 F3 竜巻荷重 (終局) に対して、屋根 (RC 部) は安全である。

3.4 外壁の検討

耐震壁について、F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対する検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長（パネル長） L(m) :

耐震壁鉛直スパン長（パネル幅） B(m) :

耐震壁スラブ厚 t(mm) :

支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) : 2.152

単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) : 7.422

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) 耐震壁の短期許容曲げ耐力 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) :

有効厚さ 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) :

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) A_{D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) :

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は RC 規準 (13.1) 式、(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

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重 : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

F3 竜巻荷重 : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

短期 $w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2$

終局 $w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対して、外壁は安全である。

3.5.屋根（前室 ALC 部）

屋根が ALC 板なので F1 竜巻荷重（短期）に対する評価のみとする。

(1) 屋根葺き材（ALC）の検討

・使用する ALC 板厚 $t(\text{mm})$:

・最大支持スパン $L_{\text{max}}(\text{mm})$:

・検討荷重 風荷重（負圧） $w_1(\text{N/m}^2)$: 2834 → 2900

・許容支持スパン $L_a(\text{mm})$ （添説建 3-V. 付 5-2 表より） :

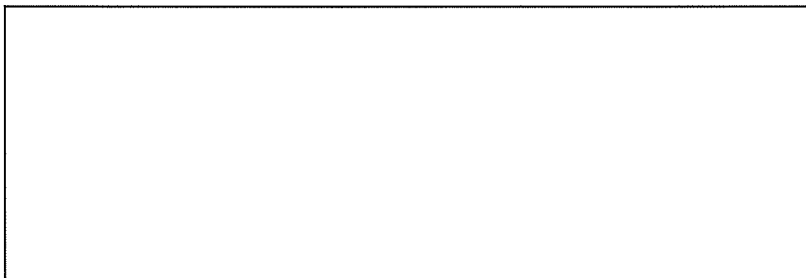
・支持スパン検定比 R_1 : $(L_{\text{max}} / L_a)^2 = \boxed{} < 1.0$ OK

以上より、対象 F1 竜巻荷重に対して、屋根葺き材（ALC）は安全である。

添説建 3-V. 付 5-2 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重—最大長さ」対応表（メーカー資料）

設計荷重 w (N/m^2)	幅 (mm)	パネル最大長 (mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧
2100	600~300	2160	2470	3140	3300	3580	4120	3940	4950
2200	600~300	2120	2470	3080	3300	3520	4120	3870	4950
2300	600~300	2080	2470	3030	3300	3460	4120	3810	4950
2400	600~300	1800	2470	2660	3300	3290	4120	3760	4950
2500	600~300	1760	2430	2620	3300	3240	4120	3700	4950
2600	600~300		2360	2570	3300	3180	4120	3650	4950
2700	600~300		2260	2530	3300	3130	4120	3600	4950
2800	600~300		2160	2490	3200	3090	4120	3550	4950
2900	600~300		2080	2460	3150	3040	4120	3500	4950
3000	600~300		2000	2420	3020	3000	4120	3460	4950
3100	600~300		1920	2390	2910	2960	4030	3420	4950
3200	600~300		1850	2350	2800	2920	3870	3380	4950

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載（長期）は積載荷重+仕上荷重、負圧（短期）は負の風圧力です。
なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。



(2) 屋根部鉄骨小梁の検討 (SB1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :
竜巻荷重 w_{F1} (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) :
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_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m) :
竜巻荷重 w_{F1} (N/m) :
検討用荷重 W (N/m) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{}$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）に対して、屋根部鉄骨小梁は安全である。

(3) 屋根部 RC 片持ち梁の検討 (CG1)

1) 計算諸条件

RC 片持ち梁スパン長 L (m) :

RC 片持ち梁の屋根重量分担間隔 B (m) :

RC 片持ち梁幅 b (m) :

RC 片持ち梁高 h (m) :

ALC 屋根単位面積当り重量 (固定荷重) w_{ALC} (kN/m²) :

ALC 屋根単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) :

鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :

RC 片持ち梁 1 本当りの ALC 屋根重量 (固定荷重) W_1 (kN/m) : $w_{ALC} \times B =$

(屋根面竜巻荷重は負圧で評価するため安全側に切捨数值とする)

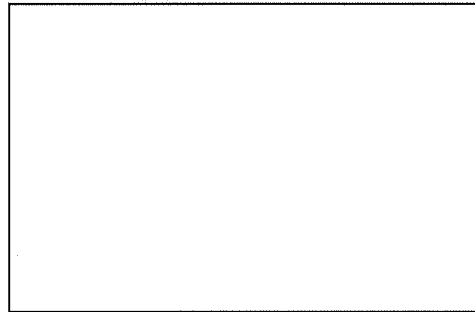
RC 片持ち梁の自重 W_2 (kN/m) : $\gamma \times b \times h =$

RC 片持ち梁 1 本当りの屋根竜巻荷重 W_{F1} (kN/m) : $w_{F1} \times B =$

RC 片持ち梁断面 (引張側 、圧縮側 ($A_{D19} =$ mm²/本))

鉄筋 : (短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²)

2) RC 片持ち梁の曲げ応力度の検討結果



端部断面

RC 片持ち梁の有効高さ d (mm) :

応力中心距離 j (mm) :

引張鉄筋断面積 a_t (mm²) :

RC 片持ち梁の短期許容曲げ耐力

$$M_a = a_t \times f_t \times j = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RC 片持ち梁の最大曲げモーメント

$$M = 1 / 2 \times (W_{F1} - W_1 - W_2) \times L^2 = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RC 片持ち梁に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力の検定比

$$R_3 = M / M_a = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重 (短期) に対して、屋根部 RC 片持ち梁は安全である。

(4) ALC 屋根の単位面積当たりの許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3) = \text{}$$

$$w_{aF1} = W_{F1} / R_{\max} = \text{}$$

添説建 3－V. 付 6－1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in、lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ) W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ h	178 cm	
	飛来自動車幅 w	148 cm	
	飛来自動車面積 A	26255 cm ²	
	等価直径 $D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度 V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度 g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度 F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数 N	0.72	0.72
	飛来物低減係数 α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数 α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$ K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ X_c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ t_p	16.1 cm	6.32 in

添説建 3－V. 付 6－2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in、lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量 W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ h	235 cm	
	飛来物幅 w	222 cm	
	飛来物面積 A	52170 cm ²	
	等価直径 $D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度 V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度 g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度 F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数 N	0.72	0.72
	飛来物低減係数 α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数 α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$ K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ X_c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ t_p	15.6 cm	6.13 in

添説建 3－V. 付 7－1 表 飛来物による屋根損傷評価（鉛直）

	項目	単位	プレハブ(大)	軽トラック	
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度)□ $M=W/g$		kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
(コンクリート)	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(\text{mm}/\text{N})}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VI. 容器管理棟の竜巻防護設計計算書

1. 容器管理棟の位置・構造

1.1. 建設位置

容器管理棟の場所を、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 110m 以上離れている。

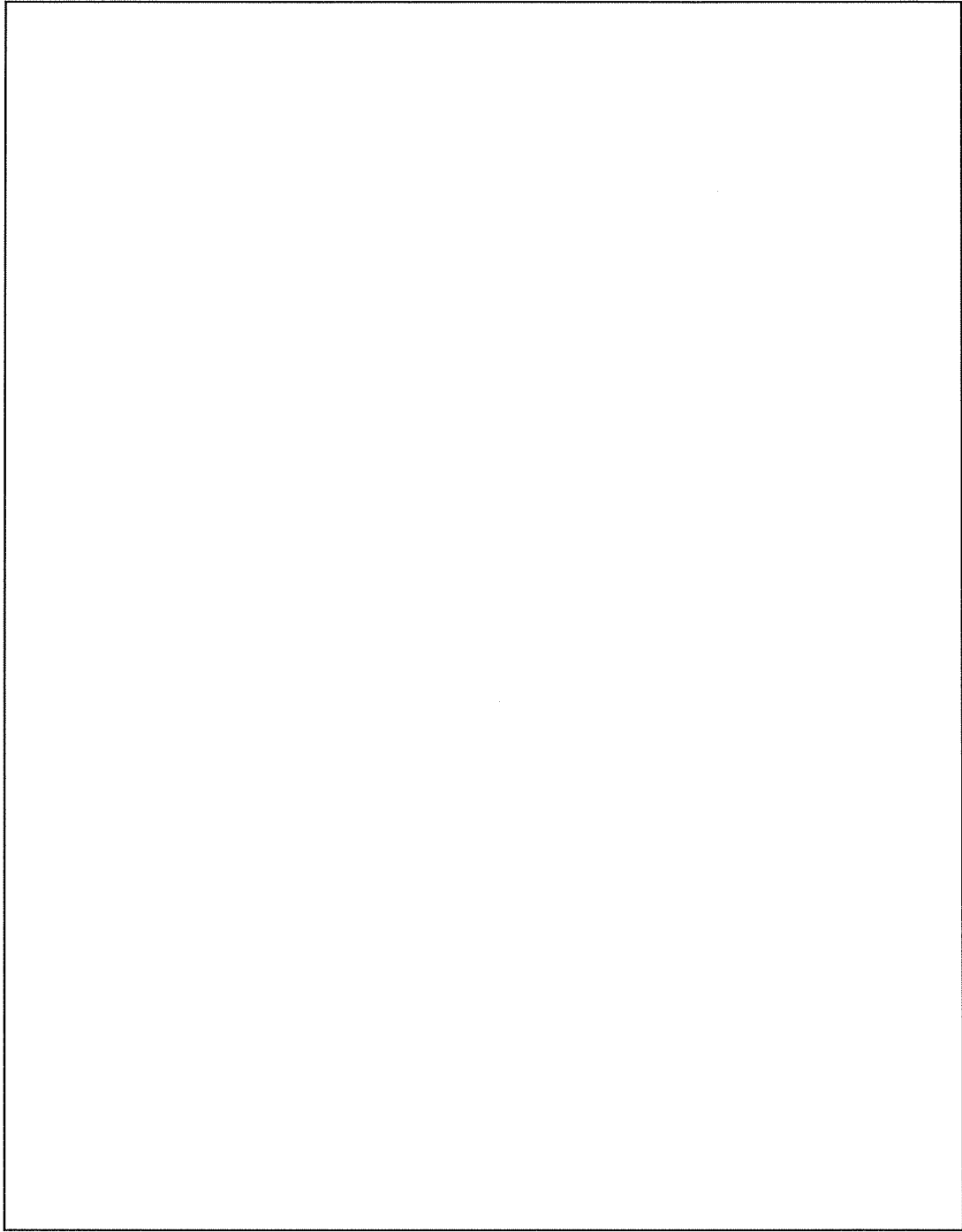
1.2. 構造概要

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。屋根伏図及び断面図を添説建 3-VI. 1. 2-1 図に示す。

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 の整形な建物である。

連絡通路は平屋建ての鉄骨造 (S 造) であり、平面形状は約 の整形な建物である。容器管理棟本体とは構造上一体となっている。開口部としては鉄扉、シャッタ、換気扉を設置している。なお、シャッタ部はシャッタガードを取り付けることとする。

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。



添説建 3-VI. 1. 2-1 図 建屋平面（屋根伏図）及び断面図

1.3. 竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、容器管理棟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 の最大風速の 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-VI. 1. 3-1 図に示す。

1.4. 補強内容

容器管理棟について、以下の補強を行い、耐竜巻性能を確保する。竜巻に対する補強部位を添説建 3-VI. 1. 4-1 表に示す。

添説建 3-VI. 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	—	—
	壁 ※1	○	—
	鉄扉 ※2	○	○
	シャッタ ※3	○	○

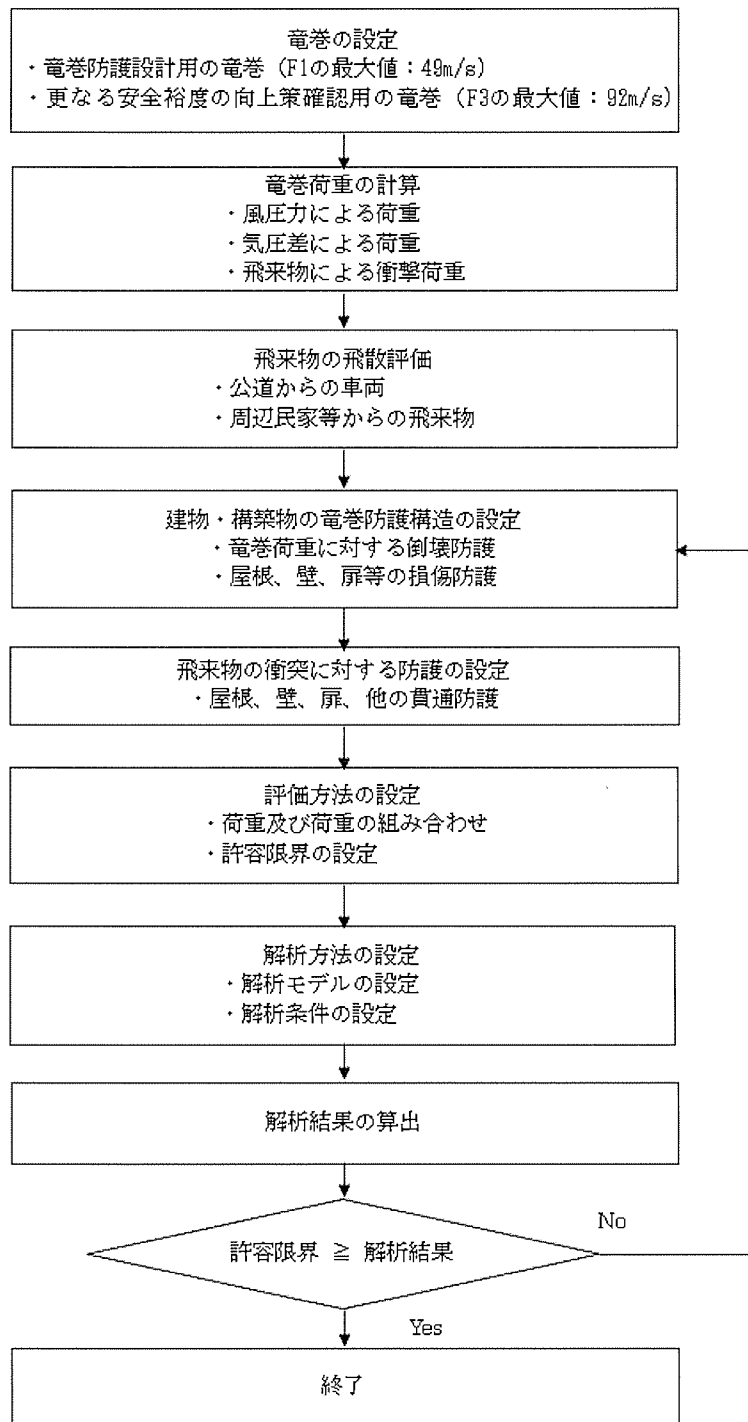
○：補強あり —：補強なし

※1：既設壁をサイディングに交換で補強（連絡通路）

※2：既設鉄扉の補強

※3：既設シャッタは補強バーの追設で補強

なお、ガラリ及び換気扇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。



添説建 3-VI. 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、容器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-VI. 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-VI. 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、鉄扉及び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-VI. 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-VI. 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-VI. 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-VI.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容器管理棟までは110m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、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建3-VI.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。容器管理棟の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VI. 容器管理棟の耐震計算書」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-VI. 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-VI. 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-VI付録 2 参照

4.2.屋根、壁、鉄扉、シャッタの局部評価

屋根、壁、鉄扉、シャッタ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-VI. 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-VI. 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 (ALC 部)				○
壁 (RC 部)				○
壁 (サイディング材)				○
鉄扉				○
シャッタ				○

*1：添付説明書ー建 3-VI付録 5 参照

(屋根の F1 竜巻荷重は、屋根固定荷重 (6000 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-VI付録 5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*3：添付説明書ー建 3-VI付録 5 参照

*4：添付説明書ー建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*5：添付説明書ー建 3-VI付録 4 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。容器管理棟の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VI. 容器管理棟の耐震計算書」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-VI. 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-VI. 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-VI付録 3 参照

5.2.屋根、壁、鉄扉、シャッタの局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、換気用の開口部が損傷するため、局部評価用の竜巻荷重は換気用開口が損傷し、気圧差は発生しないものとして算出した。容器管理棟の屋根・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-VI.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。

尚、連絡通路の屋根（ALC 部）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-VI.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)				○
鉄扉				○
シャッタ				○

*1：添付説明書一建 3-VI付録 5 参照（屋根の固定荷重を考慮した値）

*2：添付説明書一建 3-VI付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建 3-VI付録 4 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-VI. 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、敷地境界の公道からの車両は、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、容器管理棟まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 110m 以上のもので軽自動車 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、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の検討をする。

添説建 3-VI. 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
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）が飛来した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建 3ーVI付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3ーVI. 5. 4ー1 表に示す。

添説建 3ーVI. 5. 4ー1 表 飛来物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、容器管理棟の RC 外壁厚さ（最小値：）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ー建 3ーVI付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3ーVI. 5. 5ー1 表に示す。

添説建 3ーVI. 5. 5ー1 表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

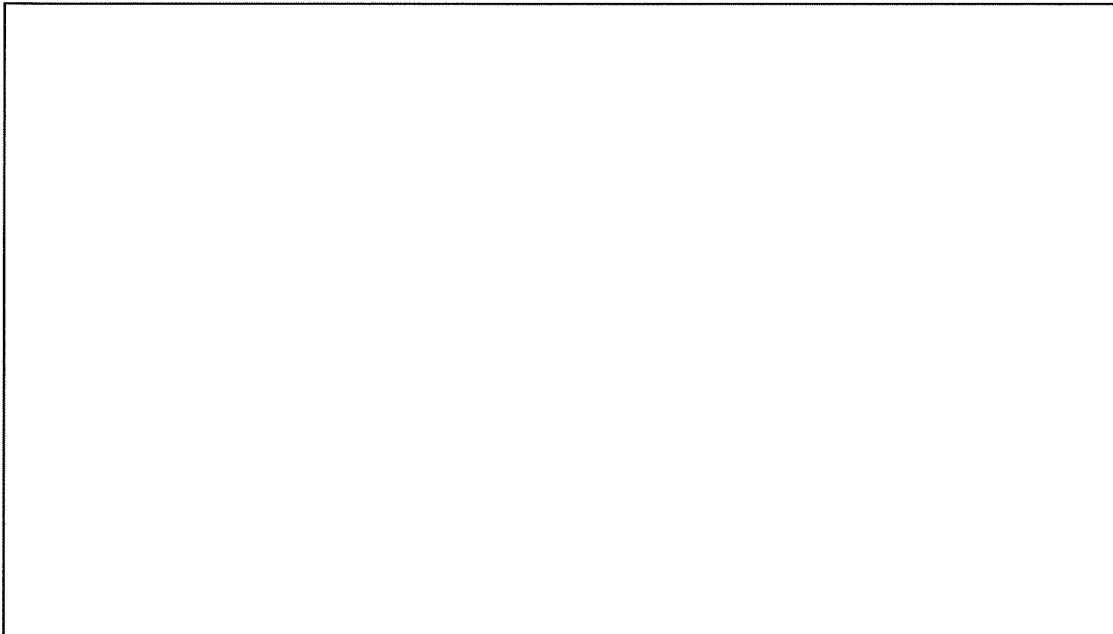
飛来物	屋根貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

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、容器管理棟の屋根厚さ（最小値：21.0cm）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

見付け面積の算出方法について

見付け面積 (A_p, A_{2F}, A_{1F}) の算出にあたり、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。X 方向の見付け面積は、外側通り芯から一律 mm、連絡通路の外側通り芯から mm の裕度を見ている。Y 方向の見付け面積は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付け面積



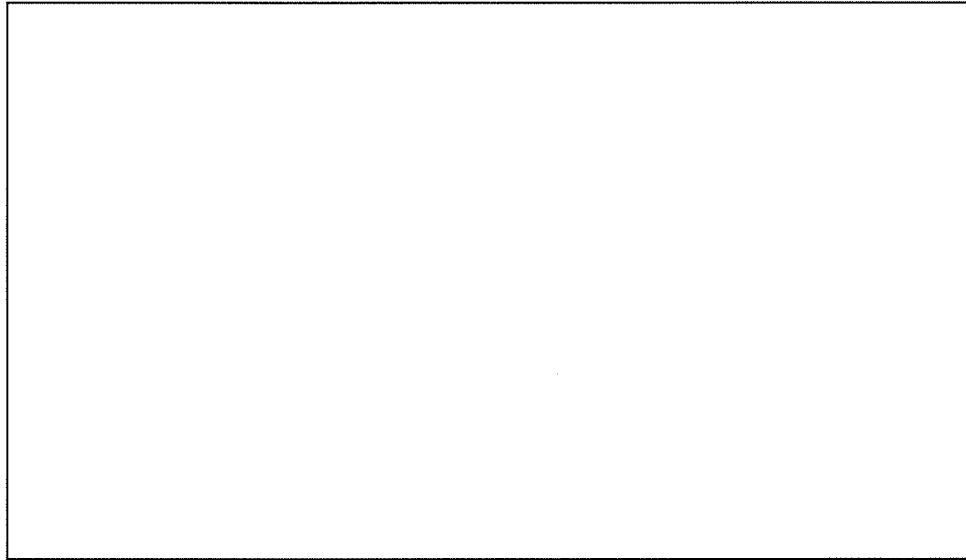
添説建 3—VI. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

2F : パラペット	$A_p =$	
壁	$A_{2F} =$	
1F : 壁	$A_{1F} =$	
	$=$	

*1 =

*2 =

Y 方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-VI. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

2F : パラペット	$A_p =$	
壁	$A_{2F} =$	
1F : 壁	$A_{1F} =$	
*1 =		
*2 =		

「添説建 3-VI. 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-VI. 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)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VI付録 1 による。

添説建 3-VI. 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)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VI付録 1 による。

容器管理棟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) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重 : $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—VI. 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—VI. 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)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VI付録 1 による。

添説建 3—VI. 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)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VI付録 1 による。

容器管理棟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) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—VI. 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—VI. 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—VI. 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 / -0.5
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—VI. 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—VI. 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	V _m	(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—VI. 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)	C _w	—	0.8 / -0.5
風力係数 (屋根)	C _R	—	-1.2
気圧差荷重	W _p	(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

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

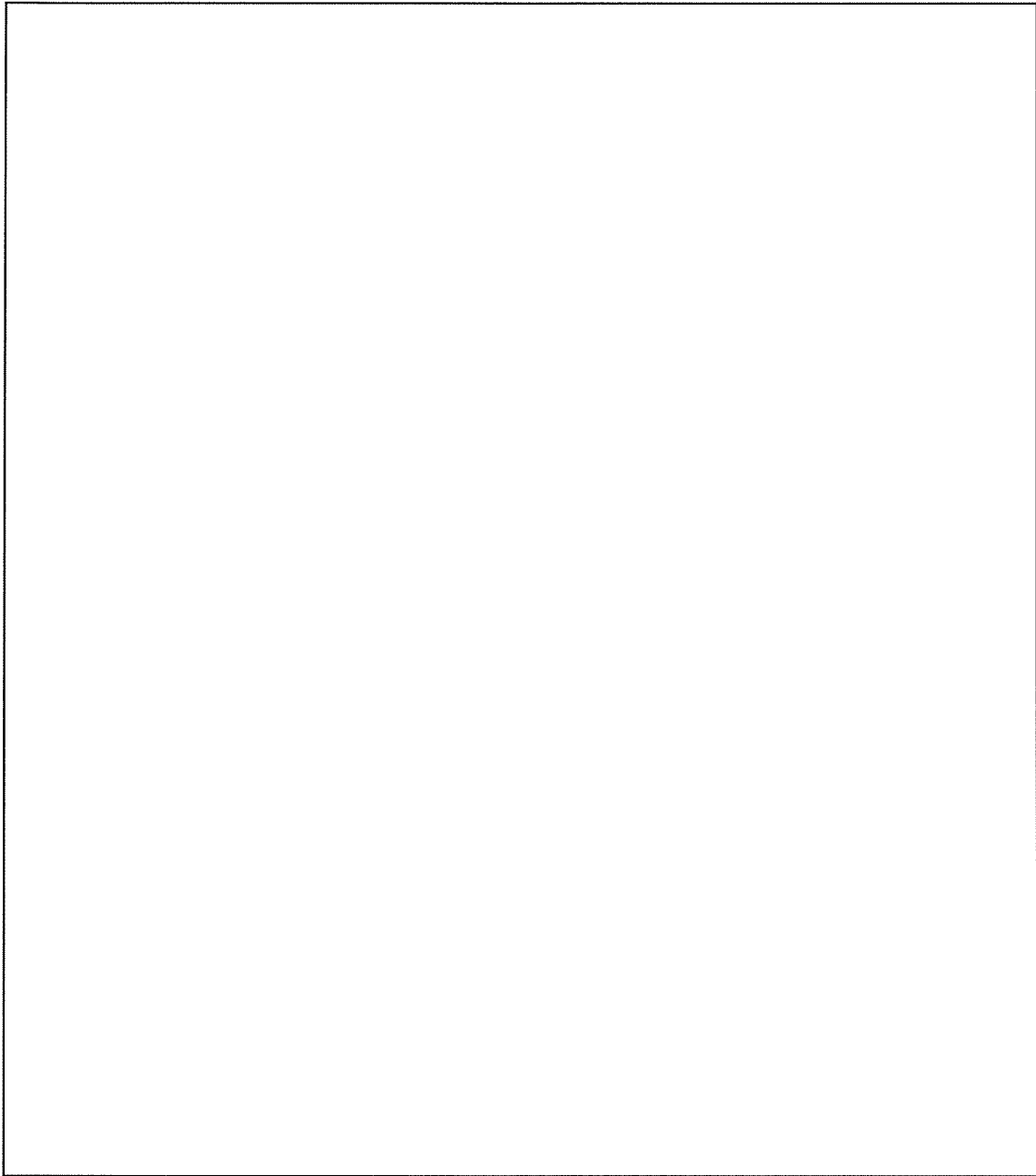
建物の損傷防護の観点から、局部評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

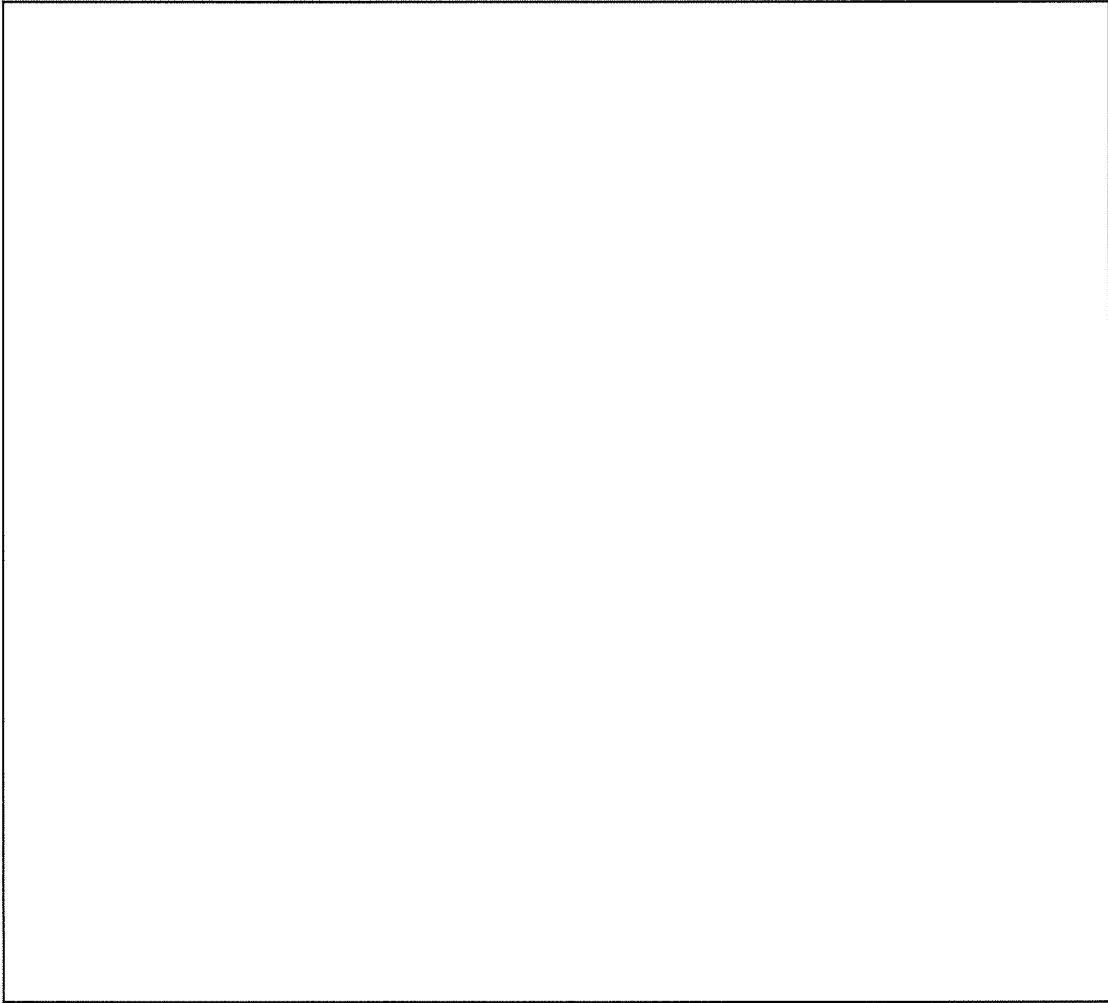
容器管理棟の屋根は本体が鉄筋コンクリート構造、連絡通路が ALC 板であり、代表について検討を行う。外壁は本体が鉄筋コンクリート構造、連絡通路がサイディング材であり、代表について検討を行う。

容器管理棟の局部評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—VI. 付 5—1 図～添説建 3—VI. 付 5—3 図に示す。スラブは安全側に見て設計スラブ寸法に対して内寸法+ \square mm \times 2 の大きさで評価する。

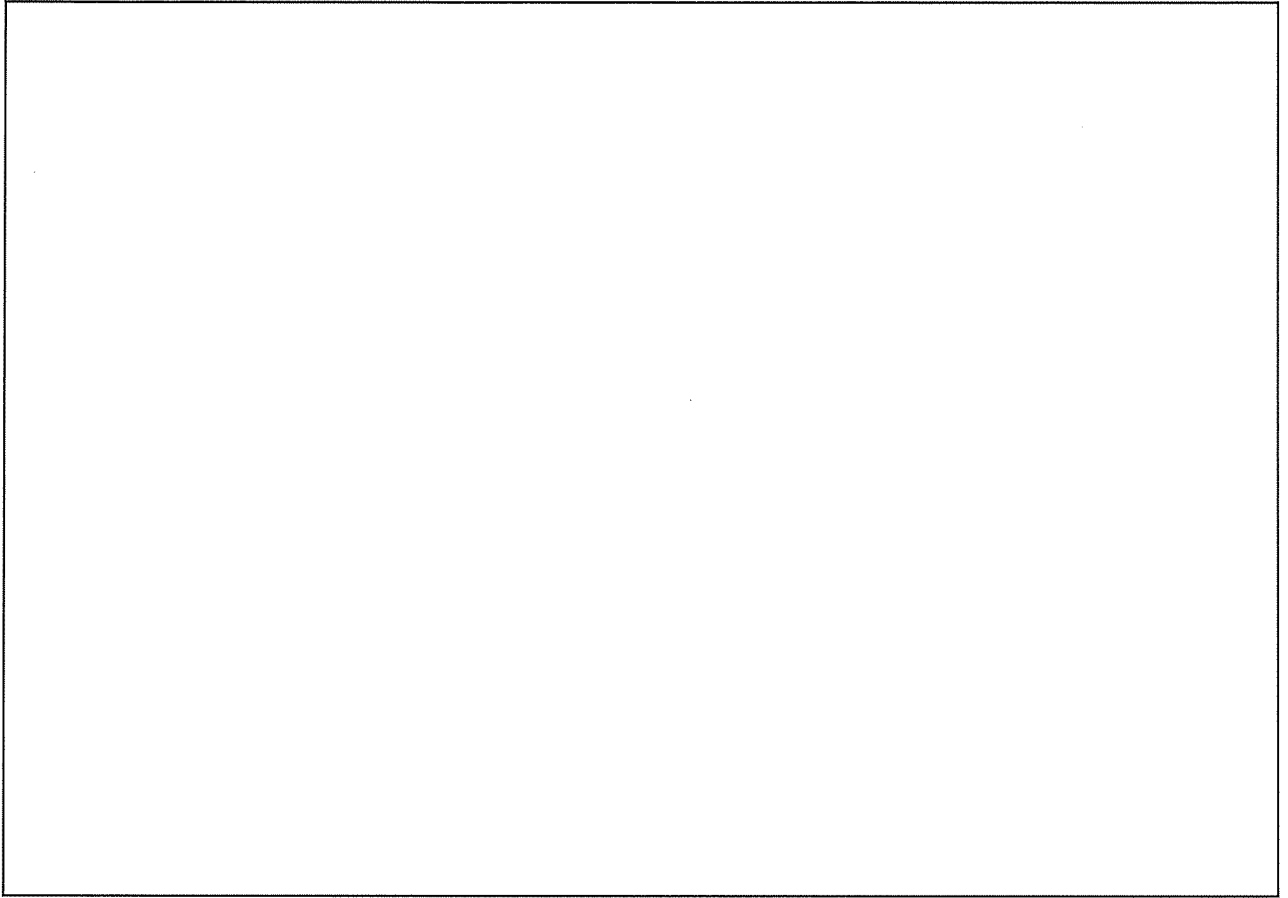
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-VI. 付 5-1 図 容器管理棟本体 検討対象位置



添説建 3-VI. 付 5-2 図 連絡通路 検討対象位置



添説建 3-VI. 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 .RC 部

RC 屋根スラブ及び RC 壁スラブは 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評価する。RC 屋根スラブ及び外壁スラブ面は鉄筋コンクリート構造であるため、日本建築学会「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）に基づき、F1 竜巻時はスラブ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。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。

【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 : $f_t \times 1.1$

2.2 .ALC 板部

ALC 板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容耐力で設計する。ALC 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、「S 規準」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、部材の作用する最大曲げモーメントが短期許容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) RC 屋根

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) :
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) :

鉄骨小梁固定荷重

使用部材

使用部材重量 M_{RC} (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_{RCB} (N/m) : $M_{RC} \times g =$

2) ALC 板屋根

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m³) :
ALC 板厚さ t_{ALC} (m) :
重力加速度 g (m/s²) :
ALC 板単位面積重量 w_{ALC1} (N/m²) :
仕上げ荷重 w_{ALC2} (N/m²) :
検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :

鉄骨小梁固定荷重

使用部材

使用部材重量 M_{ALC} (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_{ALCB} (N/m) : $M_{ALC} \times g =$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-VI. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-VI. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	容器管理棟本体		連絡通路	
	屋根	外壁	屋根	外壁
	RC スラブ	RC スラブ	ALC 板	サイディング材
F1 竜巻荷重(短期) w_{F1} (N/m ²)	2834	2152	2834	2152
F3 竜巻荷重(終局) w_{F3} (N/m ²)	6196	4130	-※1	-※1

※1：連絡通路は、耐 F3 竜巻性能対象外

3.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料：

短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

(3) 鉄骨

使用材料：

基準強度 $F =$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

1) 容器管理棟本体

鉄骨小梁 SB1 を対象とする。

使用材料：

許容せん断力：

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

2) 連絡通路

鉄骨小梁 SB2 を対象とする。

使用材料：

許容せん断力：

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

(5) ALC 板

使用材料：ALC 板 mm

許容荷重：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 (RC 部) の検討

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。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、屋根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内寸法+mm×2 の大きさを評価する。

以下に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-VI. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		RC 屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

(1) 屋根スラブ (S1)

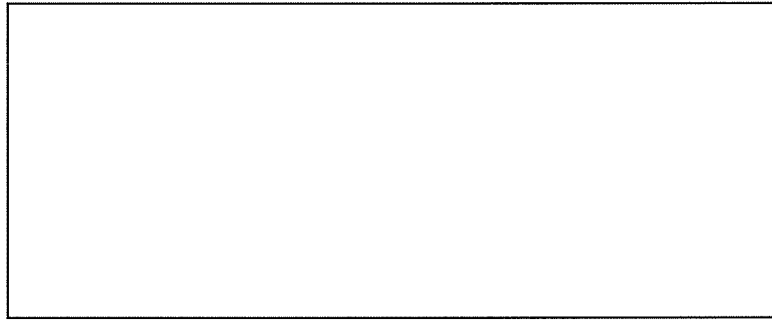
1) 計算諸条件

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 (負圧) 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_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
	A_{D13} (mm ²) :	<input type="text"/>
下端筋サイズ、断面積 (1 本当り) <input type="text"/>	A_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
	A_{D13} (mm ²) :	<input type="text"/>
引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm ²)	:	$1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$ = <input type="text"/>



屋根スラブの断面（短辺方向・端部）

屋根スラブ端部に作用する単位幅当り（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。

$$M = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 12 \times \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_u (スラブ 1m 幅当り) は RC 規準 (解 8.21) 式より

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = 0.9 \times 495 \times 324.5 \times 180 = 26021655 \text{ N}\cdot\text{mm} \rightarrow 26.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$R_1 = M / M_u = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、対象竜巻荷重 F_3 (終局) に対して、屋根スラブは安全である。

(2) 鉄骨小梁 (SB1)

1) 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) :

RC 屋根固定荷重 w_{RC} (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) : $b \times t_f = \boxed{}$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

鉄骨小梁の固定荷重は、安全側として無視する。

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

RC 屋根固定荷重 w_{RC} (N/m) : $w_{RC} \times B_b = \boxed{}$

竜巻荷重 w_{F3} (N/m) : $w_{F3} \times B_b = \boxed{}$

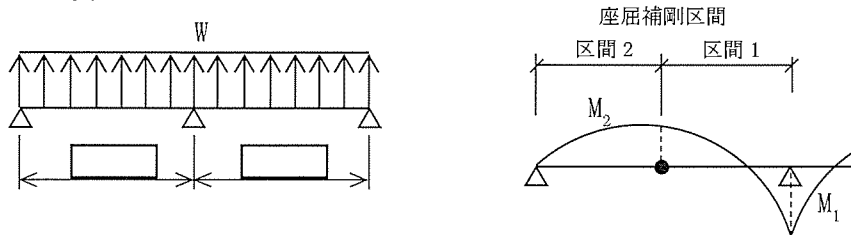
検討用固定荷重 W (N/m) : $w_{F3} - w_{RC} = \boxed{}$

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) :

2) 曲げ応力度



中央支点上モーメント (座屈補剛区間 1)

$$M_1 = (1 / 8) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b1} = M_1 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

支間中央モーメント (座屈補剛区間 2)

$$M_2 = (9 / 128) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b2} = M_2 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

ここに、

C : 次の式によって計算した修正係数

(2.3 を超える場合には 2.3 とし、補剛区間内の曲げモーメントが M_1 より大きい場合には 1 とする)

$$C = 1.75 + 1.05 \times (M_2 / M_1) + 0.3 \times (M_2 / M_1)^2$$

この式において、 M_2 及び M_1 は、それぞれ座屈区間端部における小さい方及び大きい方の強軸周りの曲げモーメントを表すものとし、 M_2/M_1 は、当該曲げモーメントが複曲率となる場合には正と、単曲率となる場合には負とするものとする。

限界細長比 $\Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \text{}$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2})$$

座屈補剛区間 1

$C = 1.75$ (曲げモーメントが複曲率となるため、 M_2/M_1 は正となり、安全側に 1.75 とする)

$$f_{b1} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_{b1} / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

座屈補剛区間 2

$C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$f_{b1} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R_3 = \sigma_{b2} / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{両端支点上せん断力 } Q = (3 / 8) \times W \times L = \text{[]} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_4 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 屋根 (RC 部) の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)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3, R_4) = \text{[]}$$

$$= \text{[]}$$

$$w_u = w_{F3} / R_{\max} = \text{[]} \text{ N/m}^2$$

3.4 壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

1) 寸法諸元、パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) L (m) :

耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) B (m) :

耐震壁スラブ厚 t (mm) :

支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り竜巻荷重 (F1) w_{F1} (N/m²) : 2152

単位面積当り竜巻荷重 (F3) 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、

竜巻荷重 (F1) : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
 $= 1 / 12 \times$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

竜巻荷重 (F3) : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
 $= 1 / 12 \times$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

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) :

有効厚さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) :

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) :

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) :

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、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

竜巻荷重 (F1) : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

竜巻荷重 (F3) : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

短期 $w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) =$ N/m^2
 終局 $w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) =$ N/m^2

以上により、対象竜巻荷重 F1 (短期)、F3 (終局) に対して、外壁は安全である。

3.5 屋根 (ALC 部)

屋根が ALC 板なので竜巻荷重 F1 に対する評価のみとする。

(1) 屋根 ALC 板

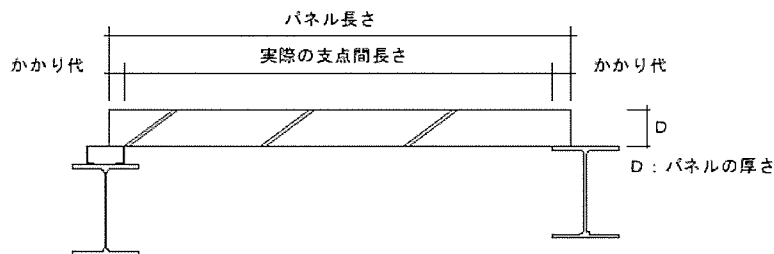
厚さ mm の ALC 板の最大支持スパン (設計値) を求め、メーカー資料の許容支持スパンと比較する。

ALC 板屋根固定荷重 $w_{ALC} (N/m^2)$:
 竜巻荷重 (F1) $w_{F1} (N/m^2)$:
 設計荷重 (負圧) $w (N/m^2)$: 2834 → 2900
 最大支持スパン $L_{max} (mm)$:
 許容支持スパン $L_a (mm)$: (添説建 3-VI. 付 5-3 表より)
 検定比 R_1 : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK

添説建 3-VI. 付 5-3 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重—最大長さ」対応表 (メーカー資料)

設計荷重 w (N/m^2)	幅 (mm)	パネル最大長(mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧
2100	600~300	2160	2470	3140	3300	3580	4120	3940	4950
2200	600~300	2120	2470	3080	3300	3520	4120	3870	4950
2300	600~300	2080	2470	3030	3300	3460	4120	3810	4950
2400	600~300	1800	2470	2660	3300	3290	4120	3760	4950
2500	600~300	1760	2430	2620	3300	3240	4120	3700	4950
2600	600~300		2360	2570	3300	3180	4120	3650	4950
2700	600~300		2260	2530	3300	3130	4120	3600	4950
2800	600~300		2160	2490	3290	3090	4120	3550	4950
2900	600~300		2080	2460	3150	3040	4120	3500	4950
3000	600~300		2000	2420	3020	3000	4120	3460	4950
3100	600~300		1920	2390	2910	2960	4030	3420	4950
3200	600~300		1850	2350	2800	2920	3870	3380	4950

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載(長期)は積載荷重+仕上荷重、負圧(短期)は負の風圧力です。なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。



(2) ALC 板受鉄骨小梁 (SB2)

1) 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) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :
ALC 板単位面積当り竜巻荷重 (F1) w_{F1} (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) :
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_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m) :
竜巻荷重 w_{F1} (N/m) :
検討用固定荷重 W (N/m) :

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) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \text{[]}$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_b / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1/2) \times W \times L = \text{[]} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) ALC板屋根の単位面積当たりの短期許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3) = \text{[]}$$

$$= \text{[]}$$

$$w_a = w_{F1} / R_{\max} = \text{[]} \text{ N/m}^2$$

3.6 外壁サイディング材

外壁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 竜巻 F1 荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

竜巻 F3 荷重 w_{F3} (N/m²) : 損傷を想定する。

検討結果を添説建 3-VI. 付 5-4 表に示す。

添説建 3-VI. 付 5-4 表 連絡通路のサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式	計算値
【竜巻項目】			
竜巻荷重	w_{F1}	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	
鋼板単位体積荷重	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	
断面係数	Z_y	mm^3	
単位幅当り作用モーメント	M_w	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$
許容曲げモーメント	M_y	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= Z_y \times f_b \times 10^{-6}$
検定比	R		$= M_w / M_y$
評価			OK
単位面積当たりの短期許容荷重	w_a	N/m^2	$= w_{F1} / R \times 10^3$
【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	$= 89000 / (L \times H / A_f) \times$
	f_{by}	N/mm^2	
単位長さ当り竜巻荷重	W_w	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$
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	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= 1 / 8 \times W_w \times L^2 \times 10^{-6}$
自重作用モーメント	M_d	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$
短期許容曲げモーメント	M_{bx}	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$
	M_{by}	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_{bx}$
自重検定比	R_d		$= M_d / M_{by}$
検定比合計	R		$= R_w + R_d$
評価			OK
単位面積当たりの短期許容荷重	w_a	N/m^2	$= w_{F1} / R \times 10^3$

添説建 3—VI. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ) W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ h	178 cm	
	飛来自動車幅 w	148 cm	
	飛来自動車面積 A	26255 cm ²	
	等価直径 $D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度 V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度 g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度 F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数 N	0.72	0.72
	飛来物低減係数 α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数 α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$ K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ X_c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—VI. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量 W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ h	235 cm	
	飛来物幅 w	222 cm	
	飛来物面積 A	52170 cm ²	
	等価直径 $D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度 V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度 g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度 F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数 N	0.72	0.72
	飛来物低減係数 α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数 α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$ K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ X_c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ tp	15.6 cm	6.13 in

添説建 3—VI. 付 7—1 表 飛来物による屋根損傷評価 (鉛直)

	項目	単位	プレハブ(大)	軽トラック	
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度) □ M=W/g		kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{\text{mm}/\text{N}}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VII. 放射線管理棟増築部の竜巻防護設計計算書

1. 放射線管理棟増築部の位置・構造

1.1. 建設位置

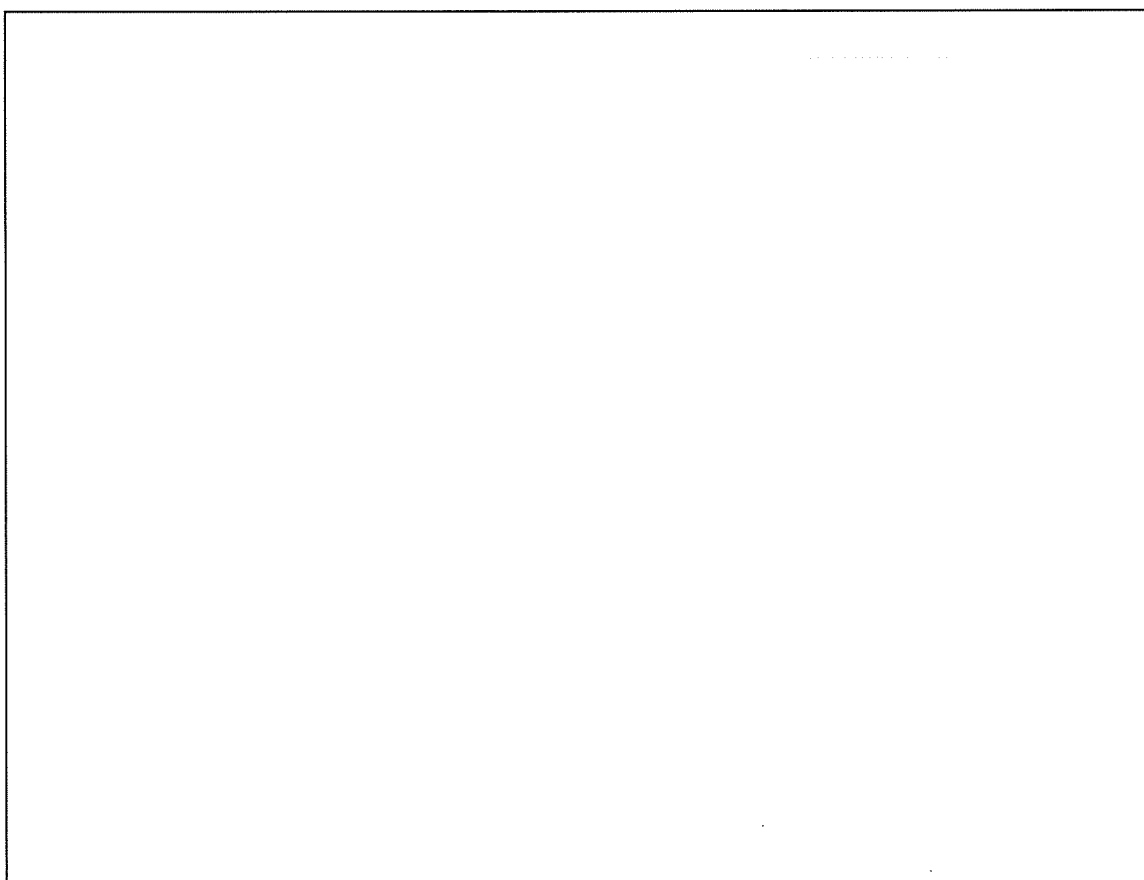
放射線管理棟増築部の場所を、本文 図 イ建-1 に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から約 70m 以上離れている。

1.2. 構造概要

放射線管理棟増築部は、鉄筋コンクリート造（RC 造）平屋建ての建物である。平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、両開き扉・片開き扉及びガラスを設置している。

平面図及び断面図を添説建 3-VII. 1.2-1 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 3-VII. 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、放射線管理棟増築部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スラブ・屋根部 RC 小梁・耐震壁・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-VII. 1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

放射線管理棟増築部について、以下の補強を行い、耐竜巻性能を確保する。竜巻に対する補強部位を添説建 3-VII. 1.4-1 表に示す

添説建 3-VII. 1.4-1 表 竜巻に対する補強部位

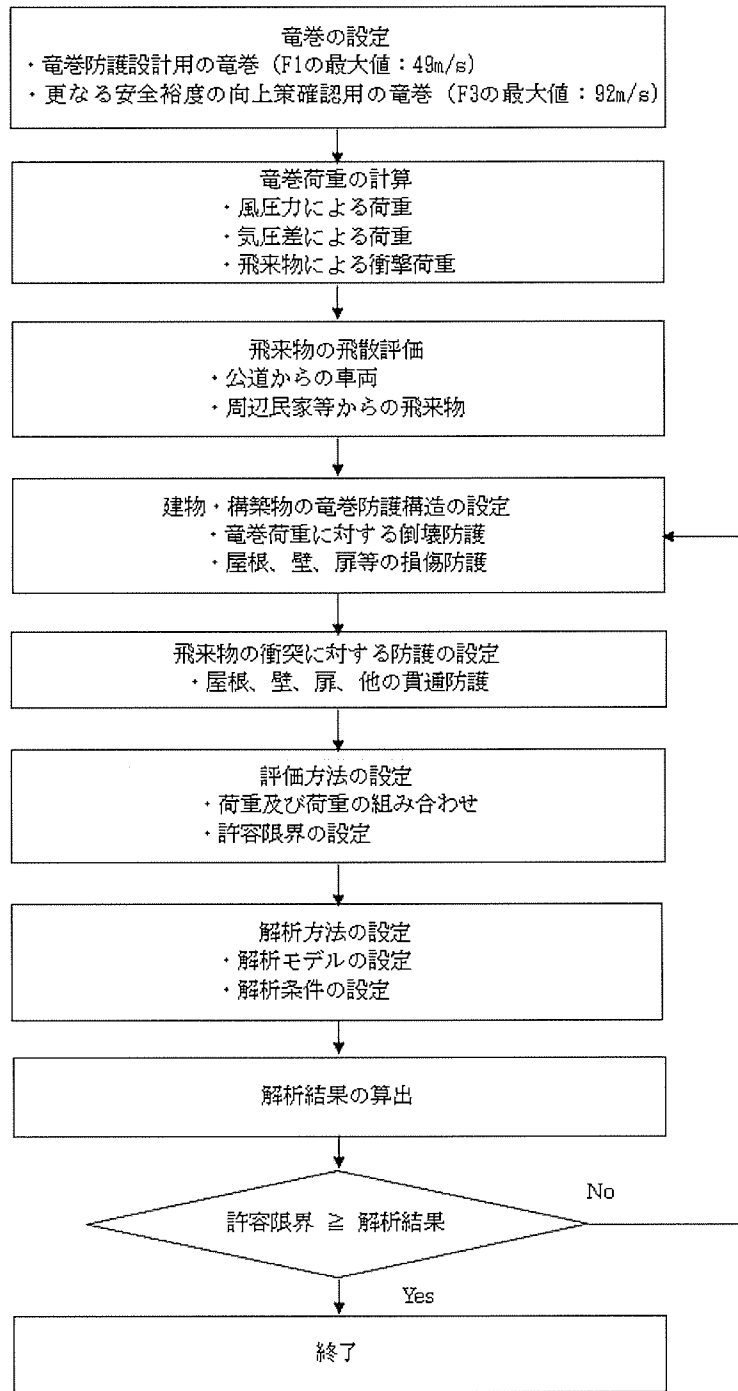
項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局 部 評 価	屋根	—	—
	壁 ※1	○	○
	鉄扉 ※2	○	○

○：補強あり —：補強なし

※1：壁を新設することで補強

※2：新しい鉄扉に交換することで補強

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。



添説建 3-VII. 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、放射線管理棟増築部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-VII. 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-VII. 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-VII. 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-VII. 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-VII. 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-VII. 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放射線管理棟増築部までは約70m以上離れており、放射線管理棟増築部まで到達する飛来物はないことから、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-VII. 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

放射線管理棟増築部の構造強度評価は、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。放射線管理棟増築部の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VII. 放射線管理棟増築部の耐震計算書」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-VII. 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-VII. 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-VII付録 2 参照

4.2 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉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-VII. 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-VII. 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)				○
壁 (RC 部)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-VII付録 5 参照

(屋根の F1 竜巻荷重は、屋根固定荷重(5770 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：添付説明書一建 3-VII付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建 3-VII付録 4 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

放射線管理棟増築部の構造強度評価は、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。放射線管理棟増築部の保有水平耐力は、添付説明書一建2「VII. 放射線管理棟増築部の耐震計算書」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-VII.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-VII.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-VII付録3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3竜巻荷重に対しては、放射線管理棟の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・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-VII.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竜巻荷重に対して、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-VII.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)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-VII付録5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建3-VII付録5 参照

*3：添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建3-VII付録4 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-VII. 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、敷地境界の公道からの車両は、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、敷地境界から約 70m 以上離れた公道から防護フェンスを越えて放射線管理棟増築部まで飛来する可能性のある飛来物の中で運動エネルギー（水平）の大きな軽トラック、プレハブ物置（大）について、外壁貫通限界厚さの検討をする。

添説建 3-VII. 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. 飛来物に対する外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻荷重で、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-VII 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-VII. 5. 4-1 表に示す。

添説建 3-VII. 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、放射線管理棟増築部の 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-VII 付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3-VII. 5. 5-1 表に示す。

添説建 3-VII. 5. 5-1 表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

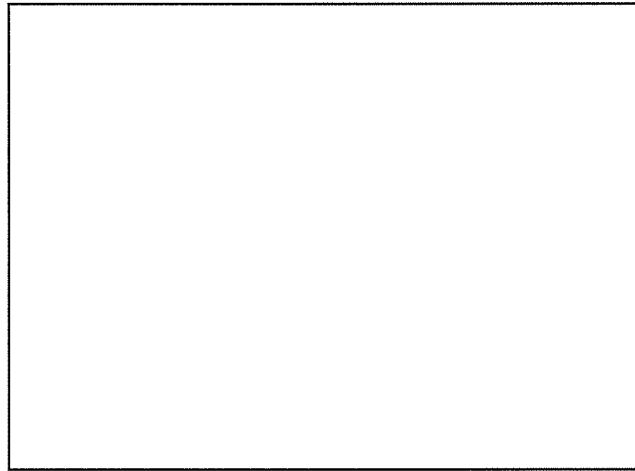
飛来物	屋根貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

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、放射線管理棟増築部の屋根厚さ（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。

見付け面積の算出方法について

見付け面積 (A_P 、 A_{1F}) の算出にあたり、上部高さ方向はパラペット天端から mm を加算して裕度を見ている。X 方向の見付け面積は、B' 通り側では通り芯から mm、C' 通り側では放射線管理棟と隣接するため mm の裕度を見ている。Y 方向の見付け面積は、外側通り芯から一律 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—VII. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

2F : パラペット $A_P =$

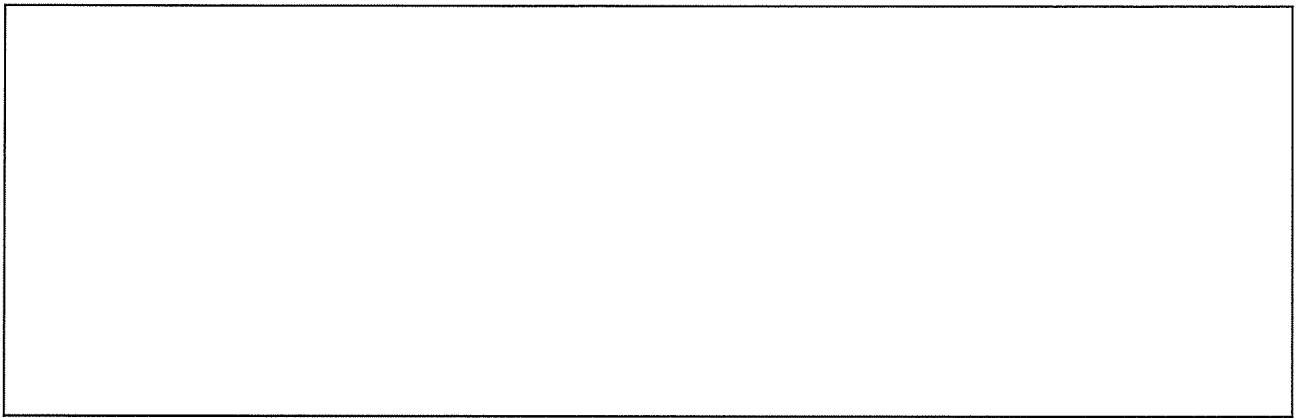
1F : 壁 $A_{1F} =$

*1 =

*2 =

*3 =

Y方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-VII. 付 1-2 図 Y方向見付け面積

2F : パラペット A_P
1F : 壁 A_{1F}
*1 =
*2 =
*3 =

「添説建 3-VII. 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-VII. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

添説建 3-VII. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

放射線管理棟増築部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-VII. 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-VII. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

添説建 3-VII. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

放射線管理棟増築部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—VII. 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—VII. 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—VII. 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	-0.5
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	WT1	(Pa)		
	WT2	(Pa)	—	-1808
屋根への荷重	WT1	(Pa)	-2152	
	WT2	(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—VII. 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—VII. 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—VII. 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	-0.5
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	WT1	(Pa)		
	WT2	(Pa)	4130	—
屋根への荷重	WT1	(Pa)	0	
	WT2	(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

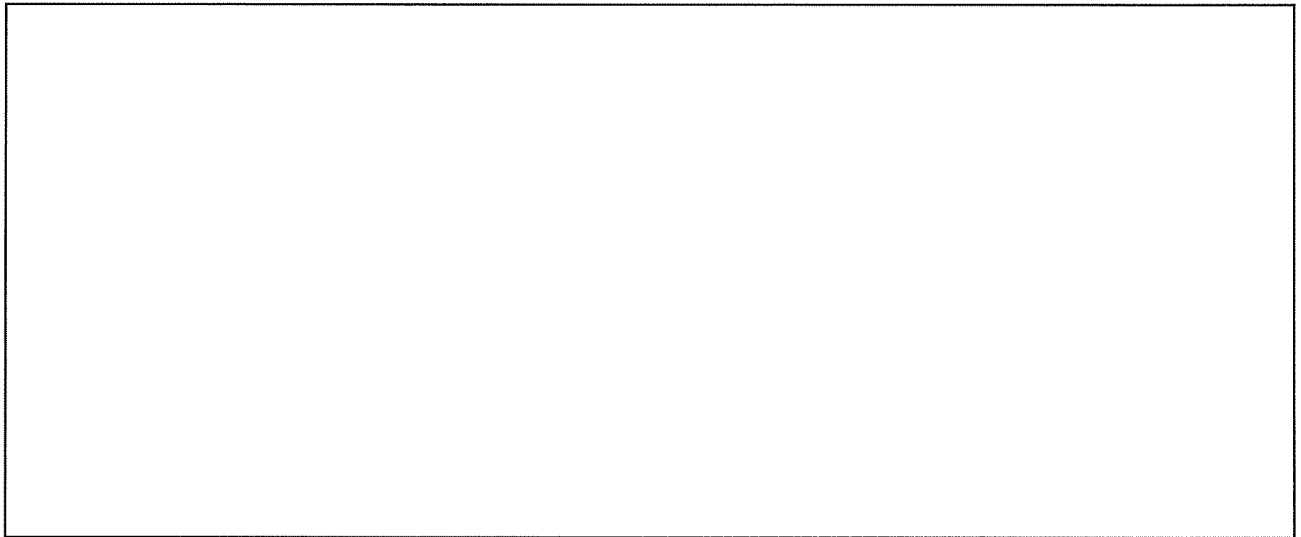
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

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

放射線管理棟増築部の屋根及び外壁は鉄筋コンクリート構造であり、屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び壁について検討を行う。

放射線管理棟増築部の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-VII. 付 5-1 図～添説建 3-VII. 付 5-2 図に示す。



添説建 3-VII. 付 5-1 図 屋根検討位置



添説建 3-VII. 付 5-2 図 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

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 : $f_t \times 1.1$

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) RC 屋根

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) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

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) 竜巻荷重

添説建 3-VII. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-VII. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	放射線管理棟増築部	
	屋根	壁
	RC スラブ	RC スラブ
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	2834	2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	6196	4130

3.2 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

3.3.屋根（RC部）の検討

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。以下の表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。F3 竜巻荷重時（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内寸法+m×2 の大きさで評価する。

添説建 3-VII. 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)		RC 屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

検討する部位を添説建 3-VII. 付 5-3 図に示す。



添説建 3-VII. 付 5-3 図 RC スラブ屋根検討対象

(1) 屋根スラブ (S1)

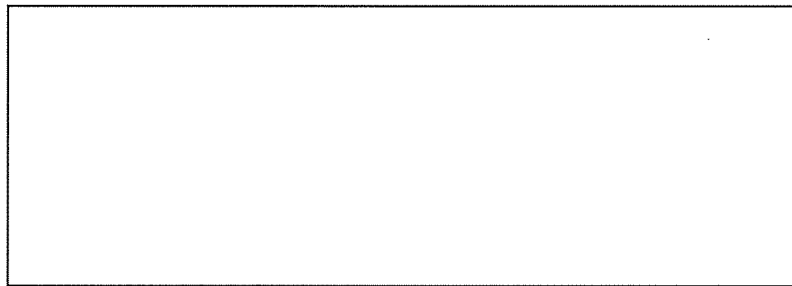
1) 計算諸条件

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_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
	A_{D13} (mm ²) :	<input type="text"/>
下端筋サイズ、断面積 (1 本当り) <input type="text"/>	A_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm ²)	:	$1000 / 400 \times A_{D10} =$ <input type="text"/>



屋根スラブの断面 (短辺方向・端部)

屋根スラブ端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_1 は RC 規準 (10.1) 式から以下の通りとなる。

$$M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 12 \times \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブ端部の終局曲げ耐力 M_{u1} (スラブ 1m 幅当り) は、RC 規準 (解 8.21) 式より

$$M_{u1} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブ端部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

$$R_1 = M_1 / M_{u1} = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

3) 短辺方向（中央部）での検討結果

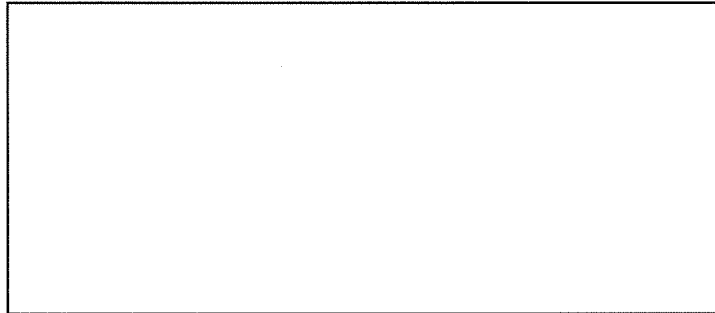
この位置での計算条件は以下の通り。

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) : $t - d_t =$

下端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積（スラブ 1m 幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times A_{D10} =$



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_2 は RC 規準（10.1）式から以下の通りとなる。

$$M_2 = 1 / 18 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 18 \times \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブ中央部の終局曲げ耐力 M_{u2} （スラブ 1m 幅当り）は RC 規準（解 8.21）式より、

$$M_{u2} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = 0.9 \times 355 \times 324.5 \times 30 = 3110332 \text{ N}\cdot\text{mm} \rightarrow 3.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブ中央部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

$$R_2 = M_2 / M_{u2} = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

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）

$$w_u = w_{F3} / \max(R_1, R_2) = \text{} \text{ N/m}^2$$

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) RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

RC 屋根固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :

屋根スラブ厚 t (m) :

RC 小梁諸元

RC 小梁幅 b (m) :

RC 小梁高 h (m) :

鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :

RC 小梁固定荷重 W_{RCB} (kN/m) :

RC 小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

RC 屋根固定荷重 W_{RC} (kN/m) :

竜巻荷重 W_{F3} (kN/m) :

検討用荷重 W (kN/m) : $W_{RC} + W_{RCB} - W_{F3} =$ > 0

以上より、RC 小梁には F3 竜巻荷重によって浮き上がりが生じないため、検討を省略する。

3.4 壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 竜巻荷重 (短期)、F3 竜巻荷重 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) L (m) :

耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) B (m) :

耐震壁スラブ厚 t (mm) :

支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) : 2.152

単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) : 4.130

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) 耐震壁の短期許容曲げ耐力 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 :

有効厚さ d (mm) :

応力中心距離 j (mm) :

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) :

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 250 \times A_{D10} =$

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は RC 規準 (13.1) 式、(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

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重 : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

F3 竜巻荷重 : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

$$\text{短期 } w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

$$\text{終局 } w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対して、外壁は安全である。

添説建 3—VII. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—VII. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F_c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	15.6 cm	6.13 in

添説建 3—VII. 付 7—1 表 飛来物による屋根損傷評価 (鉛直)

	項目		単位	プレハブ(大)	軽トラック
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度)□M=W/g		kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(mm/N)}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VIII. 放射線管理棟前室の竜巻防護設計計算書

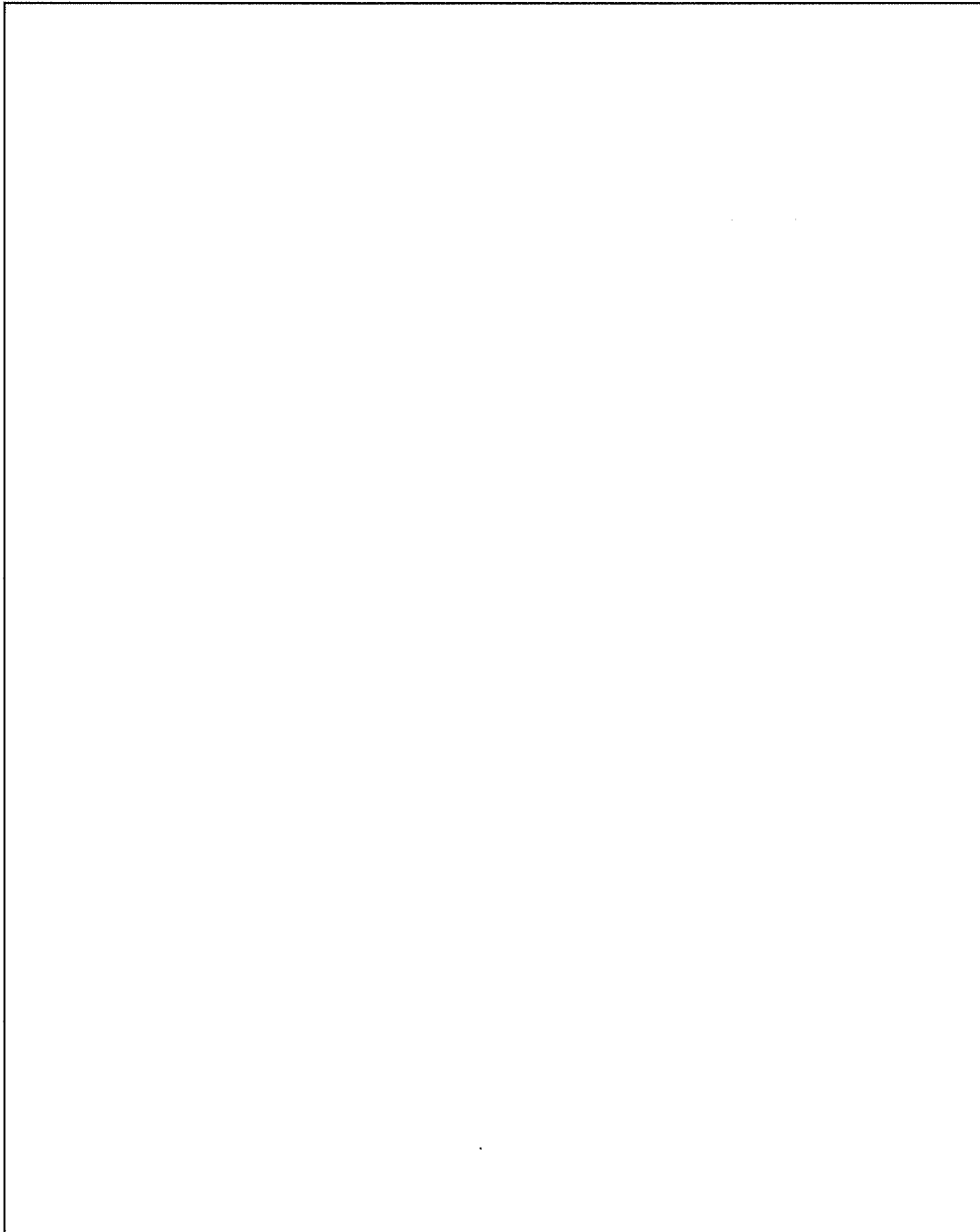
1. 放射線管理棟前室の位置・構造

1.1. 建設位置

放射線管理棟前室の場所を、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 65m 以上離れている。

1.2. 構造概要

放射線管理棟前室は、鉄筋コンクリート造（RC 造）平屋建ての建物である。平面形状は約 の整形な建物である。開口部としては、片開き鉄扉、両開き鉄扉を設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-VIII.1.2-1 図に示す。

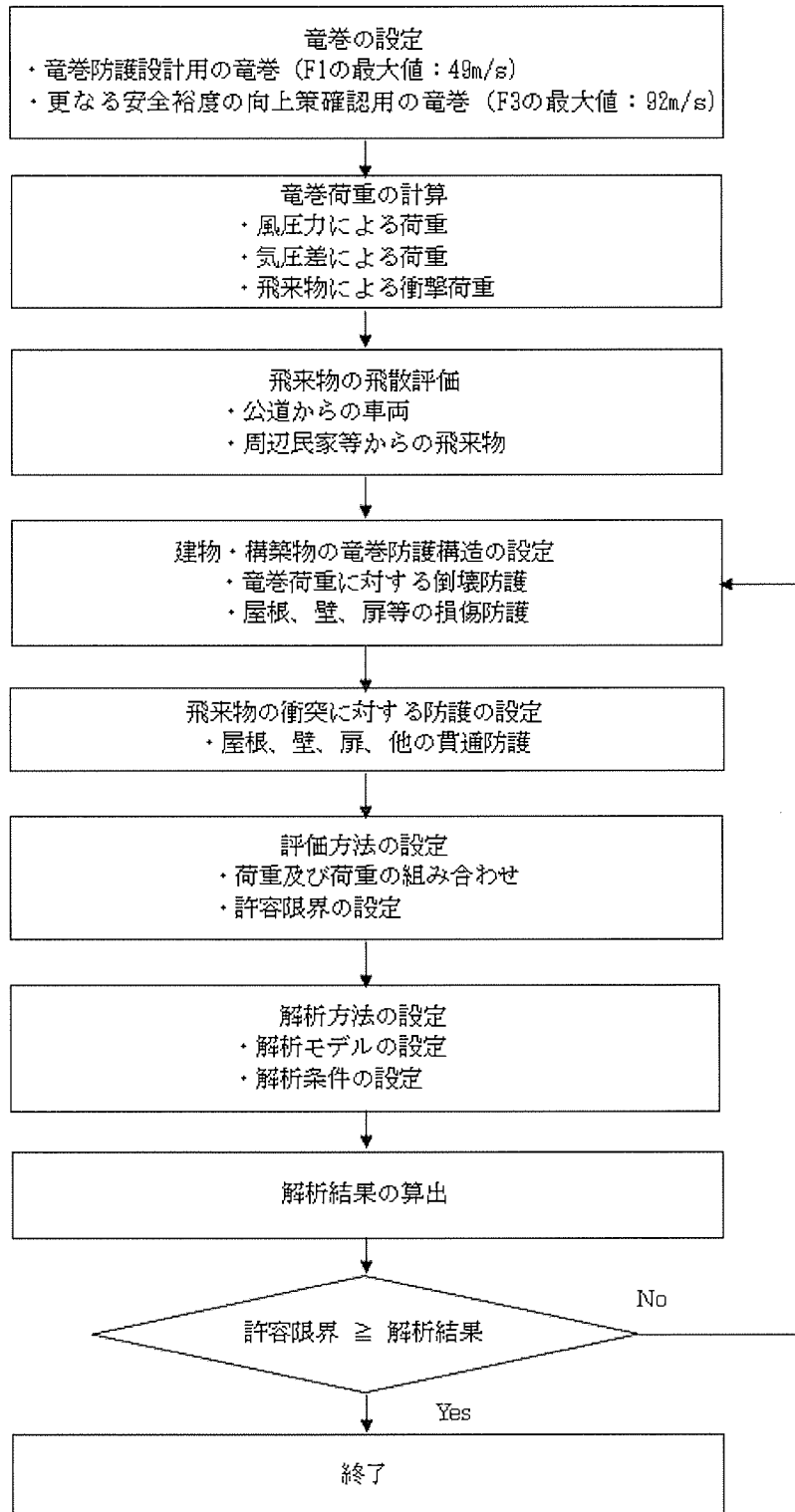


添説建 3-VIII.1.2-1 図 建屋平面 屋根伏図及び断面図

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、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－VIII. 1.3－1 図に示す。



添説建 3-VIII. 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、放射線管理棟前室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-VIII. 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-VIII. 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-VIII. 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-VIII. 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 R_b 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-VIII. 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
$R_b \leq 0. 50B$	-1. 20
$0. 50B < R_b \leq 1. 50B$	-0. 60
$R_b > 1. 50B$	-0. 20

R_b : 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-VIII.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放射線管理棟前室までは65m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、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は省略する。

添説建3-VIII.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	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。放射線管理棟前室の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「Ⅷ. 放射線管理棟前室の耐震計算書」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-Ⅷ. 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-Ⅷ. 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-Ⅷ付録 2 参照

4.2 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉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-Ⅷ. 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-Ⅷ. 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				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-Ⅷ付録 5 参照

(屋根の F1 竜巻荷重は、屋根固定荷重 (6270 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：添付説明書一建 3-Ⅷ付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建 3-Ⅷ付録 4 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。放射線管理棟前室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「VIII. 放射線管理棟前室の耐震計算書」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-VIII. 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-VIII. 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-VIII付録3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・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-VIII. 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。

F3竜巻荷重については、廃棄物一時貯蔵所の折板屋根が損傷し開口するため、気圧差は発生しないものとして竜巻荷重を算出した。

添説建3-VIII. 5. 2-1表 局部評価

	単位面積当たり 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				○
壁				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-VIII付録5 参照

(屋根のF3竜巻荷重は、屋根固定荷重(6270 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：添付説明書一建3-VIII付録5 参照

*3：添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建3-VIII付録4 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-VIII.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ため、放射線管理棟前室まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約65m以上のもので軽自動車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、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の検討をする。

添説建3-VIII.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	3,900	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-建3-VIII付録6に示す。また、評価結果を添説建3-VIII.5.4-1表に示す。

添説建3-VIII.5.4-1表 飛来物壁貫通限界厚さ評価結果

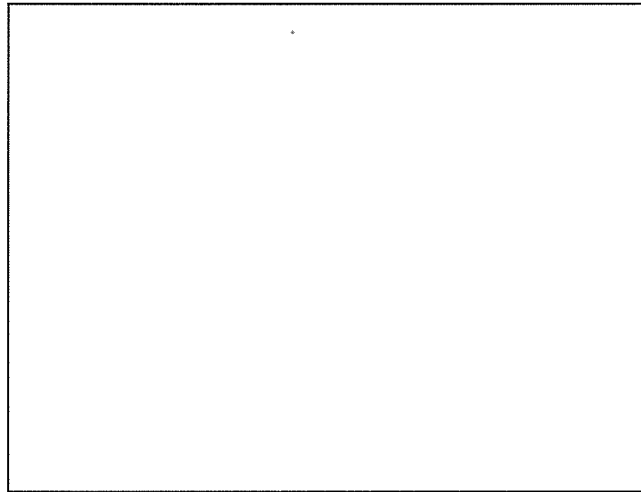
飛来物	壁貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

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、放射線管理棟前室の外壁厚さ(最小値: cm)の方が厚いことから、外壁を貫通しないことを確認した。なお、屋根スラブの厚さ(m)も外壁と同じであるため、RC屋根貫通限界厚さの検討は省略する。

見付け面積の算出方法について

見付け面積 (A_P, A_{IF}) の算出にあたり、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。また、X 方向の見付け面積に対しては、外壁 (W20) の外面に一律 mm の裕度を見ている。Y 方向の見付け面積に対しては、通り芯から外壁の外面方向に一律 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—Ⅷ. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

パラペット $A_P =$

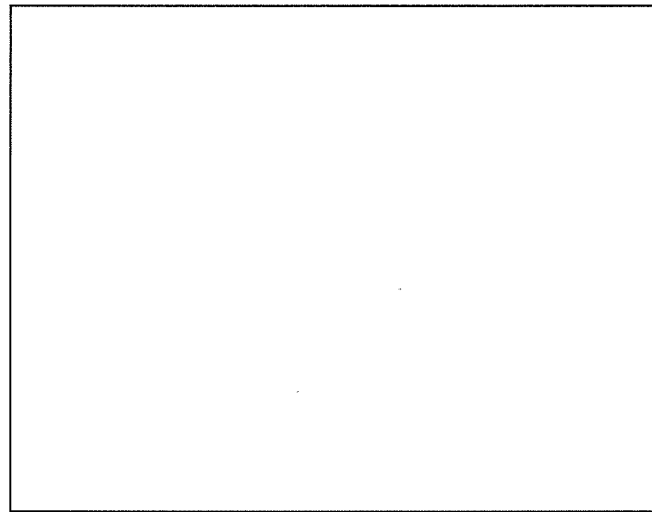
1 階壁 $A_{IF} =$

*1 =

*2 =

*3 =

Y 方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-VIII. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

パラペット $A_p =$

1 階壁 $A_{1F} =$

*1 =
*2 =
*3 =

「添説建 3-VIII. 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-VIII. 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 (m ²)	C —	$q \times A \times C$ (kN)	W_w (kN)	$\Delta P \times A$ (kN)	W_p (kN)	$W_{T1} = W_p$ (kN)	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$ (kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VIII付録 1 による。

添説建 3-VIII. 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 (m ²)	C —	$q \times A \times C$ (kN)	W_w (kN)	$\Delta P \times A$ (kN)	W_p (kN)	$W_{T1} = W_p$ (kN)	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$ (kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VIII付録 1 による。

放射線管理棟前室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-VIII. 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-VIII. 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 (m ²)	C —	q×A×C (kN)	Ww (kN)	ΔP×A (kN)	Wp (kN)	W _{T1} =Wp (kN)	W _{T2} =Ww+ 0.5×Wp (kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VIII付録 1 による。

添説建 3-VIII. 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 (m ²)	C —	q×A×C (kN)	Ww (kN)	ΔP×A (kN)	Wp (kN)	W _{T1} =Wp (kN)	W _{T2} =Ww+ 0.5×Wp (kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VIII付録 1 による。

放射線管理棟前室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 \square) → (気圧差荷重 \square)
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3－Ⅷ. 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－Ⅷ. 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－Ⅷ. 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)	-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－Ⅷ. 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－Ⅷ. 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－Ⅷ. 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)	-
	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

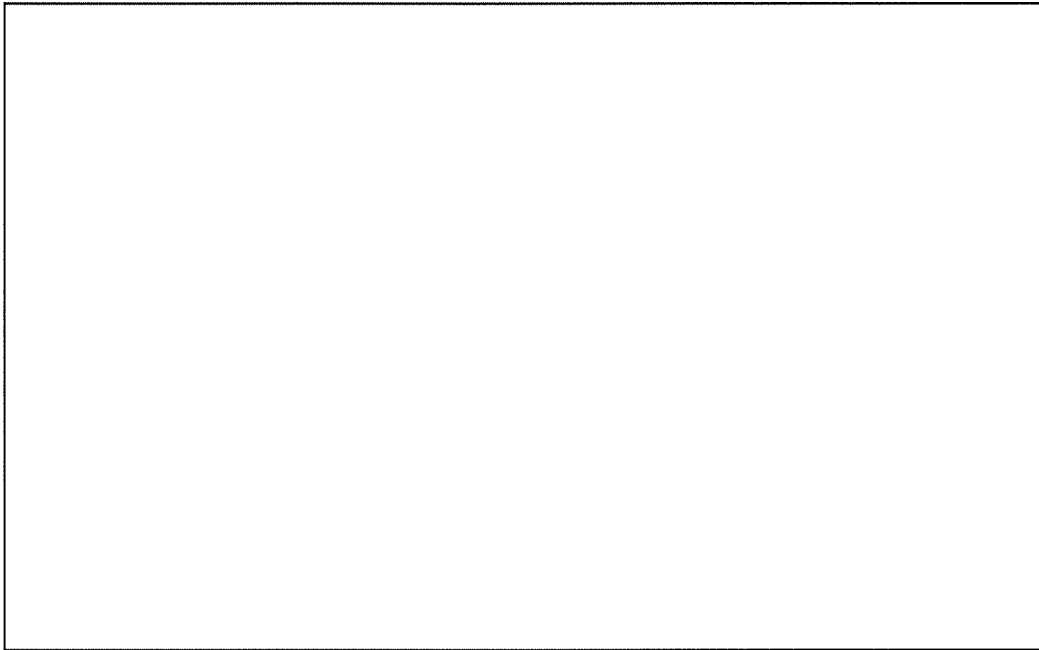
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

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

放射線管理棟前室の屋根及び外壁は鉄筋コンクリート構造であり、屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び壁について検討を行う。

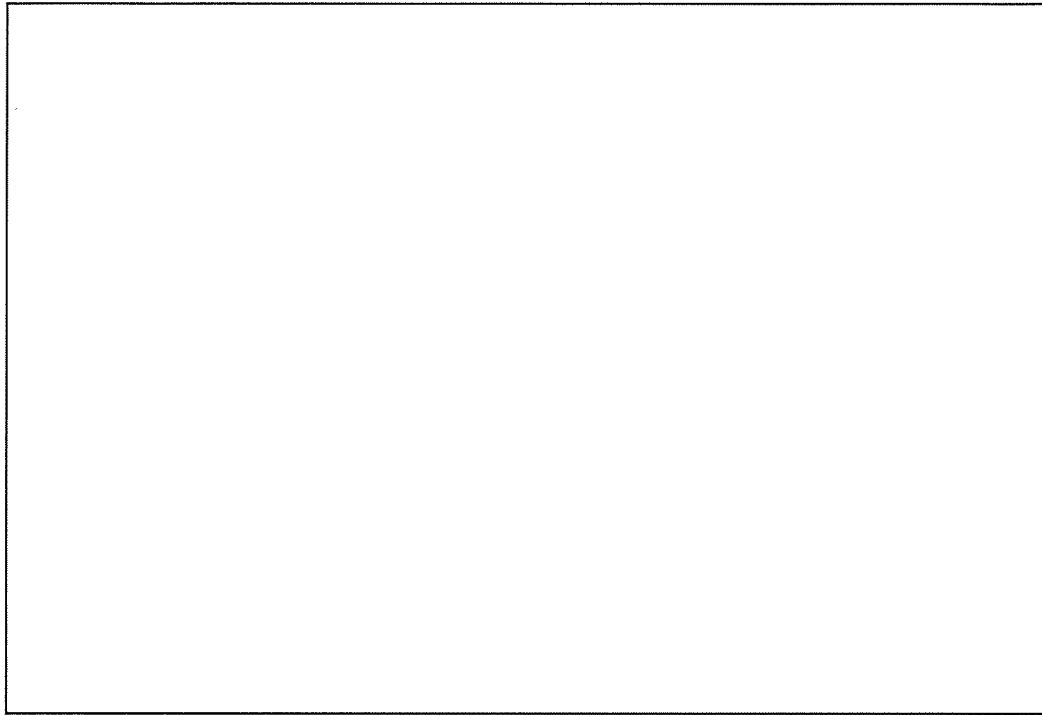
放射線管理棟前室の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3－Ⅷ. 付 5－1 図～添説建 3－Ⅷ. 付 5－3 図に示す。



添説建 3－Ⅷ. 付 5－1 図 屋根スラブ検討対象位置



添説建 3－Ⅷ. 付 5－2 図 屋根部 RC 小梁検討対象位置



添説建 3－Ⅷ. 付 5－3 図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

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 : $1.1 \times f_t$

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1 荷重

(1) 固定荷重

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) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

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) 竜巻荷重

添説建 3-VIII. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-VIII. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根	壁
	RC スラブ	RC スラブ
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	2834	2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	6196	4130

3.2 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

: 短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

: 短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

3.3 屋根の検討

F1 竜巻荷重、F3 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、屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁の検討を省略する。以下の表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-VIII. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)	F3 竜巻荷重 (N/m ²)		屋根固定荷重 (N/m ²)
2834	6196	<	<input type="text"/>

3.4 外壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

(1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) L (m)	:	
耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) B (m)	:	
耐震壁厚 t (mm)	:	
支持条件	:	

(2) 竜巻荷重

単位面積当り竜巻荷重 (F1) w_{F1} (kN/m ²)	:	2.152
単位面積当り竜巻荷重 (F3) w_{F3} (kN/m ²)	:	4.130

(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 : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
 $= 1 / 12 \times$ kN・m

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
 $= 1 / 12 \times$ 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)	:	<input style="width: 40px;" type="text"/>
有効厚さ d (mm)	:	<input style="width: 200px;" type="text"/>
応力中心距離 j (mm)	:	<input style="width: 200px;" type="text"/>
コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm ²)	:	<input style="width: 40px;" type="text"/>
鉄筋 (<input style="width: 40px;" type="text"/>) 短期許容引張応力度 f_t (N/mm ²)	:	<input style="width: 40px;" type="text"/>
降状応力度 σ_y (N/mm ²)	:	$1.1 \times f_t =$ <input style="width: 100px;" type="text"/>
配筋 縦筋 <input style="width: 150px;" type="text"/>		
横筋 <input style="width: 150px;" type="text"/>		
鉄筋断面積 (1 本当りの平均) A_{D10013} (mm ²)	:	<input style="width: 150px;" type="text"/>
引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm ²)	:	<input style="width: 150px;" type="text"/>
	=	<input style="width: 150px;" type="text"/>

許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は RC 規準 (13.1) 式、(解 8.21) 式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN・m

(5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重	$M_1 / M_a =$ <input style="width: 100px;" type="text"/>	< 1.0 OK
F3 竜巻荷重	$M_3 / M_u =$ <input style="width: 100px;" type="text"/>	< 1.0 OK

(6) 単位面積当たりの短期許容荷重、終局耐力荷重

$$\begin{aligned} \text{短期 } w_a &= w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \\ \text{終局 } w_u &= w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対して、外壁は安全である。

添説建 3—VIII. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$		75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	F_c	注 1) 20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	16.1 cm	6.32 in

注 1) コンクリート強度は $F_c=24.0\text{N/mm}^2$ だが、保守的に $F_c=20.6\text{N/mm}^2$ として評価

添説建 3—VIII. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) $M=W/g$		61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	F_c	注 1) 20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X_c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	15.6 cm	6.13 in

注 1) コンクリート強度は $F_c=24.0\text{N/mm}^2$ だが、保守的に $F_c=20.6\text{N/mm}^2$ として評価

IX. 除染室・分析室の竜巻防護設計計算書

1. 除染室・分析室の位置・構造

1.1. 建設位置

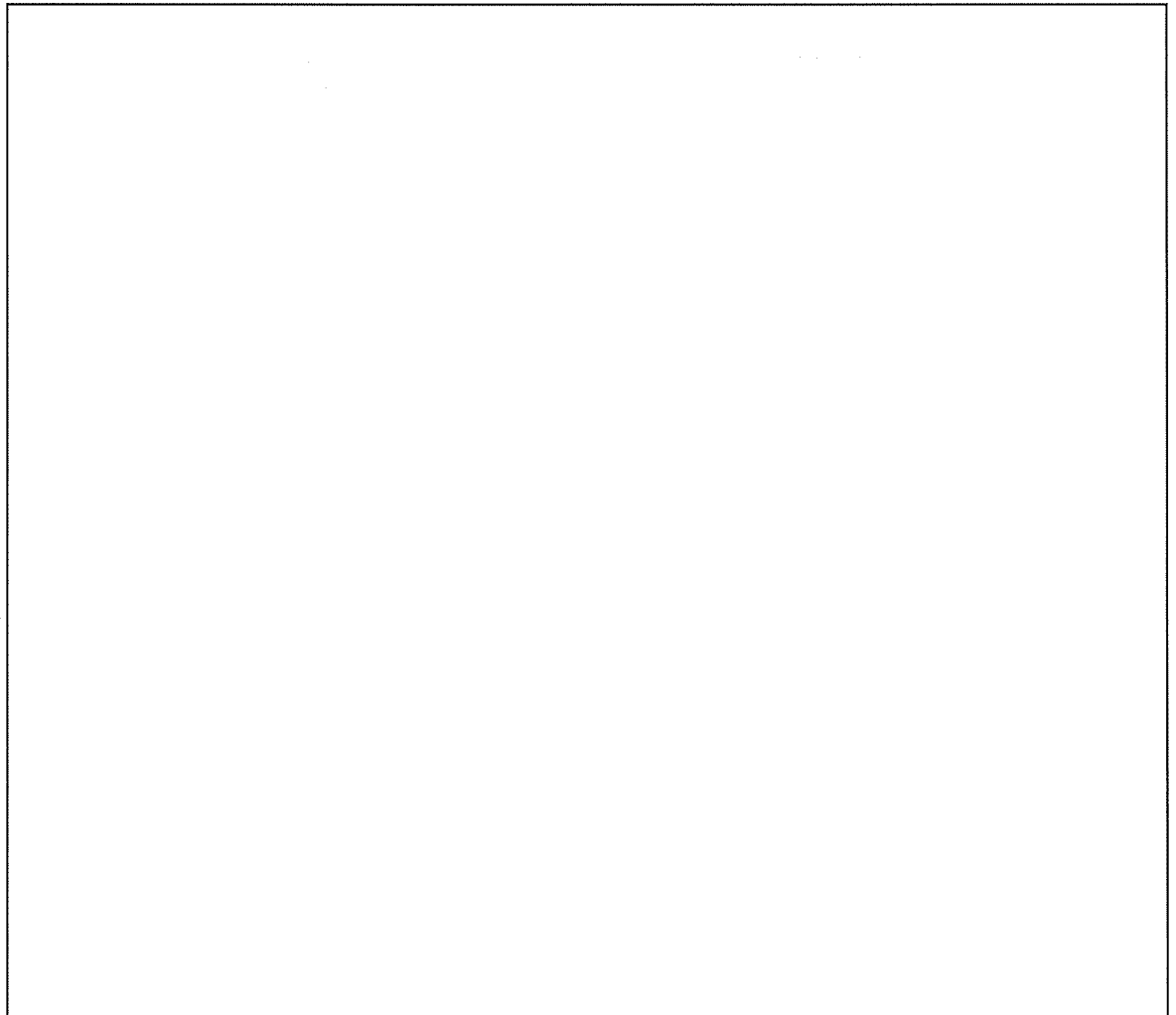
除染室・分析室の場所を、図 イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央に位置しており、最も近い民家や公道から 120m 以上離れている。

1.2. 構造概要

除染室・分析室は、鉄骨造（S 造）の 1 階建てであり平面形状は約 の整形な建物である。建物西側にはエキスパンションジョイントで分かれた RC 造平屋の第 2 核燃料倉庫があり、建物南側には、エキスパンションジョイントで分かれた S 造 3 階建ての転換工場がある。開口部としては、鉄扉、シャッター、排煙用ガラリを設置している。

屋根伏図及び断面図を添説建 3-IX. 1.2-1 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 3-IX. 1.2-1 図 建屋平面（屋根伏図）及び断面図

注) 図に示す※の番号は「添説建 3-IX. 1.4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

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・シャッタ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-IX.1.3-1図に示す。

1.4. 補強内容

添説建3-IX.1.4-1表の補強を行い耐竜巻性能を確保する。

添説建3-IX.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	○
	壁 ※2	○
	鉄扉 ※3	○
	シャッタ ※4	○
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）で補強

※2：既存ALC壁残置で外壁サイディング補強

※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：シャッタ交換と補強バーの追設で補強

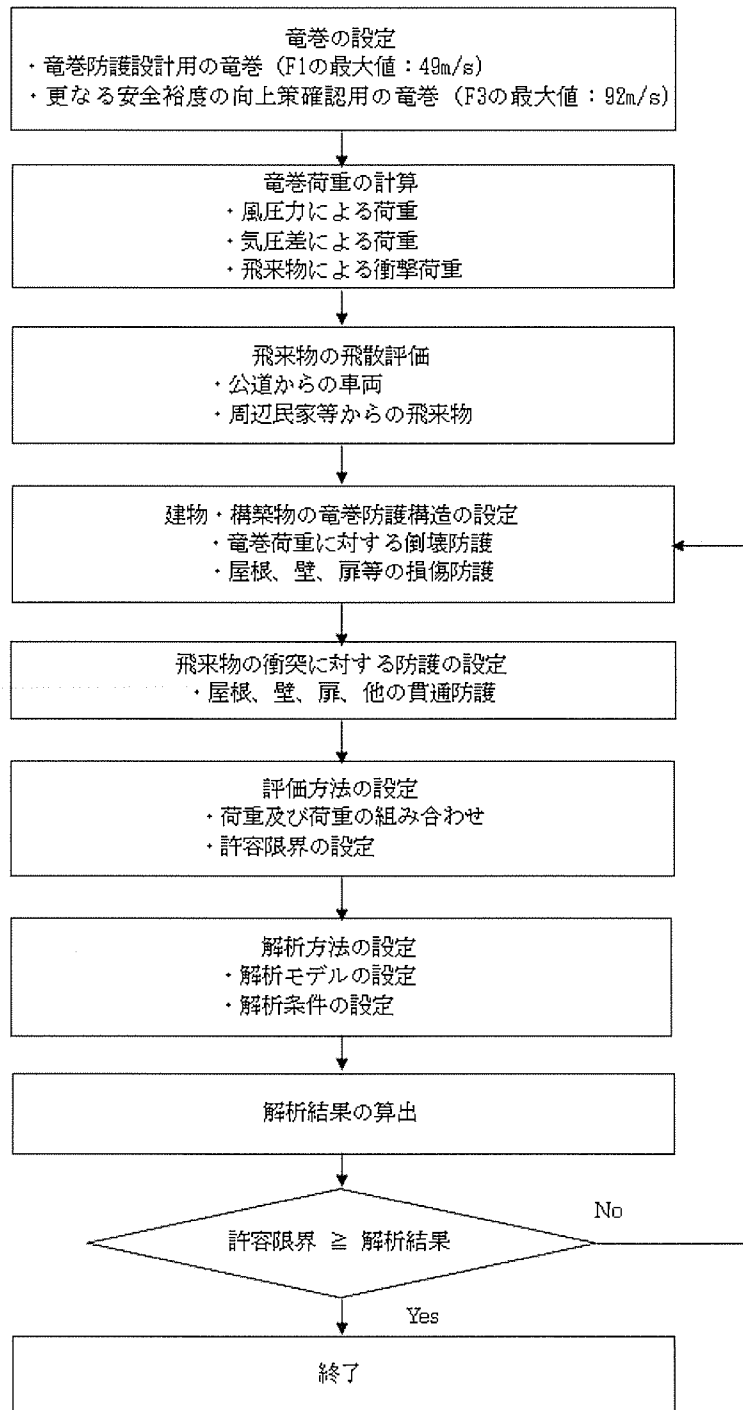
（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9、図イ建-12に示す。）

※5：飛散防止用防護ネットの設置

（具体的な設置位置は図ト建-55に示す。）

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-IX. 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、除染室・分析室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 = 1.22 kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49 m/s、F3 竜巻最大風速 = 92 m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42 m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78 m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-IX. 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-IX. 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-IX. 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-IX. 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-IX. 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-IX.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除染室・分析室までは約120m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-IX.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。除染室・分析室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IX. 除染室・分析室の耐震計算書」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-IX.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-IX.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-IX付録2 参照

4.2. 屋根・壁・鉄扉・シャッタの局部評価

屋根・壁・鉄扉・シャッタ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-IX.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-IX.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				○
鉄扉				○
シャッタ				○

*1: 添付説明書一建3-IX付録5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2: 添付説明書一建3-IX付録5 参照

*3: 添付説明書一建3-IX付録4 参照

*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。除染室・分析室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IX. 除染室・分析室の耐震計算書」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-IX.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-IX.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-IX付録3

5.2. 屋根・壁・鉄扉・シャッタの局部評価

F3竜巻荷重に対しては、屋根が折板のため、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-IX.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-IX.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				○
鉄扉				○
シャッタ				○

*1：添付説明書一建3-IX付録5 参照

*2：添付説明書一建3-IX付録4 参照

*3：添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：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-IX.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、除染室・分析室まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離120m以上のもので軽自動車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、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。外壁はサイディング材で補強する計画とする。

添説建3-IX.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	3,900	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. 飛散防止用防護ネットの検討

除染室・分析室の折板屋根が、F3竜巻で仮に損傷した場合でも、同室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。

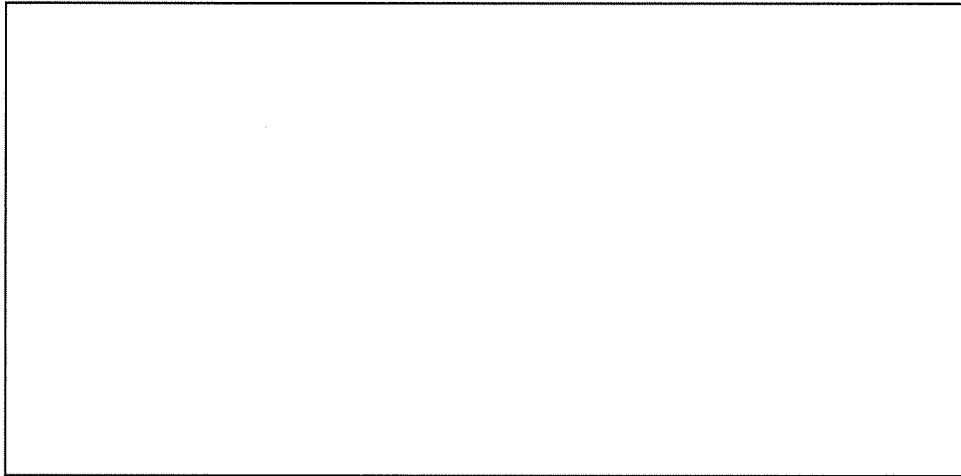
当該防護ネットで同工場内の各種ダクトの飛散防護が可能なこと、また、同建物まで飛来する可能性がある飛来物で運動エネルギーが最も大きいプレハブ物置(大)及び軽トラックの防護が可能であることを検討した結果を添付説明書-建3-IX付録6に示す。

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

見付け面積 (A_P, A_{IF}) の算出にあたり、高さ方向の寸法はパラペットなど上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。X 方向の見付け面積に関しては通り芯から外壁の外面までは一律に mm の裕度を見ている。Y 方向の見付け面積に関しては、通り芯から外壁の外面までは 26 通り側では mm、20 通り側では第 2 核燃料倉庫と隣接するため mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付け面積

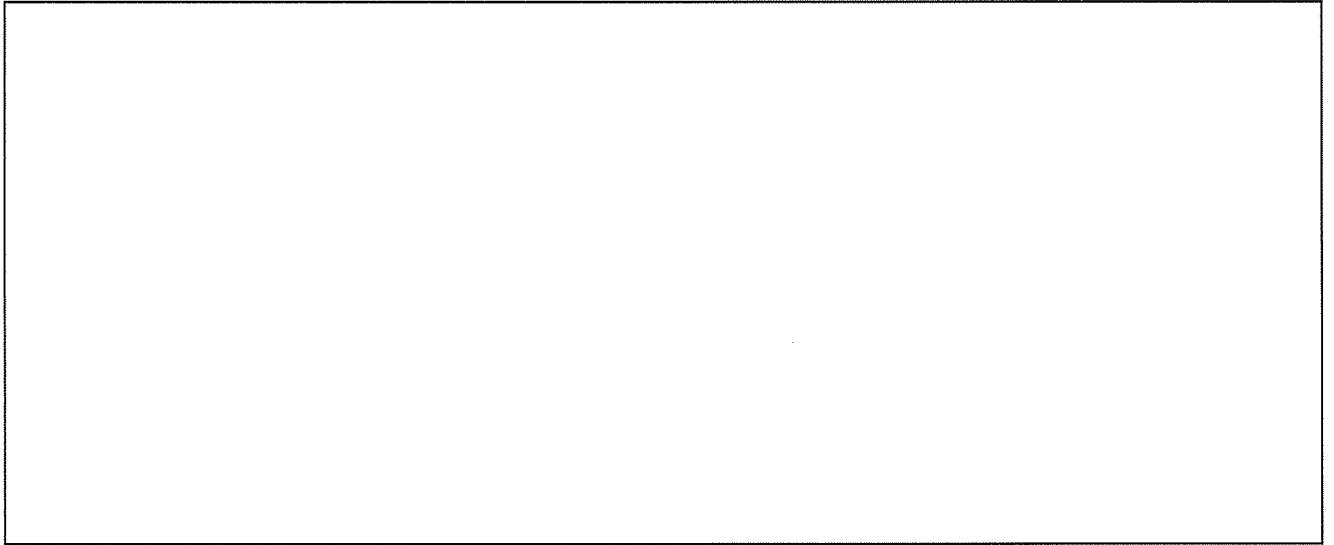


添説建 3—IX. 付 1—1 図 X 方向見付け面積

パラペット $A_P =$
 1 階壁 $A_{IF} =$

*1 =
 *2 =
 *3 =

Y 方向（南北方向）の見付け面積



添説建 3-IX. 付 1-2 図 Y 方向見付け面積

パラペット $A_P =$

1 階壁

$A_{1F} =$

*1 =

*2 =

*3 =

「添説建 3-IX. 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-IX. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

添説建 3-IX. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

除染室・分析室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た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-IX. 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-IX. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

添説建 3-IX. 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)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

除染室・分析室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た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—IX. 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—IX. 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—IX. 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)	—
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—IX. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

(屋根が破損して気圧差が発生しない場合)

添説建 3—IX. 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	V _m	(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—IX. 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)	C _w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C _R	—	-1.2
気圧差荷重	W _p	(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

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。

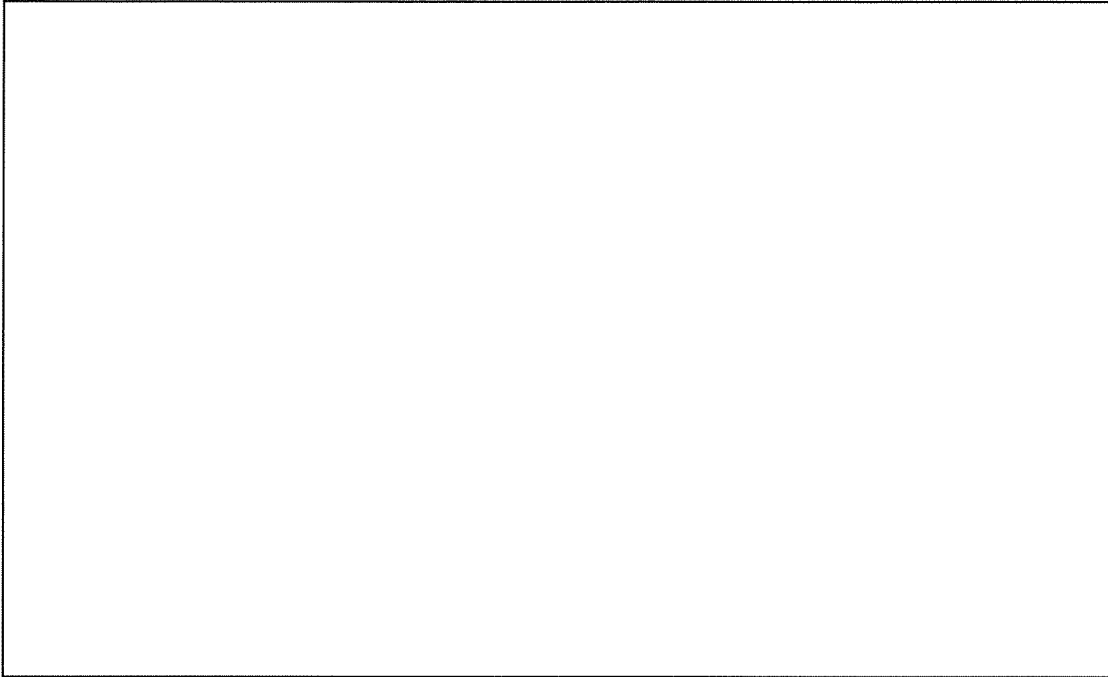
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

除染室・分析室の既存屋根である丸馳折板ロック（）を残置し、屋根カバー工法補強にて高強度折板（）を新設する。検討は新設高強度折板及びこれを支持する鉄骨小梁について行う。

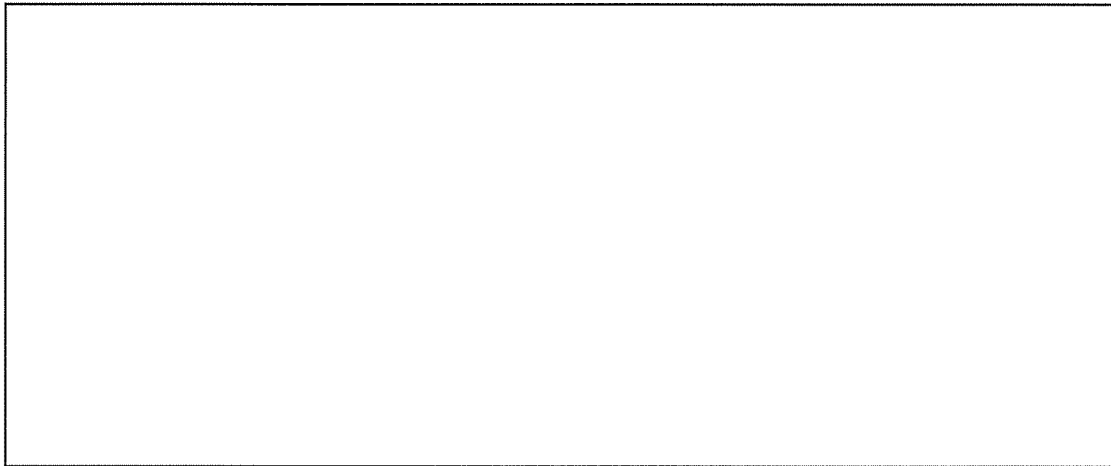
既設外壁は ALC であるが、検討結果 F1 竜巻荷重が許容荷重を上回る為、既設 ALC の外側にサイディング壁を新設する。検討は補強したサイディング材とこれを受ける胴縁について行う。

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—IX. 付 5—1 図～添説建 3—IX. 付 5—2 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-IX. 付 5-1 図 屋根検討位置



添説建 3-IX. 付 5-2 図 外壁検討位置

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—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。

2.2. 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。

新設高強度折板単位重量 w_{R1} (N/m²) :

仕上げ重量 w_{R2} (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_R (N/m²) : $w_{R1} + w_{R2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B1、B2)

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-IX. 付 5-1 表に示す。

添説建 3-IX. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根 (折板)	外壁
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	2834	2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	— ※1	4130 ※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) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F =$ N/mm^2

(2) 鉄骨接合部

使用材料 : 設計図書より 高力ボルト

許容せん断力 :

※ 許容せん断力度 f_s (N/mm²) :

断面積 A (mm²) :

一面せん断時長期許容せん断力 Q_a (kN) : $f_s \times A \times 10^{-3}$

=

(3) 折板

使用材料 :

許容荷重 : 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、F1 竜巻荷重時（短期）に対する検討を実施し、結果を以下に示す。

検討する部位を添説建 3-IX. 付 5-3 図に示す。

添説建 3-IX. 付 5-3 図 屋根検討対象

(1)折板

1) 計算諸条件

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と比較する。

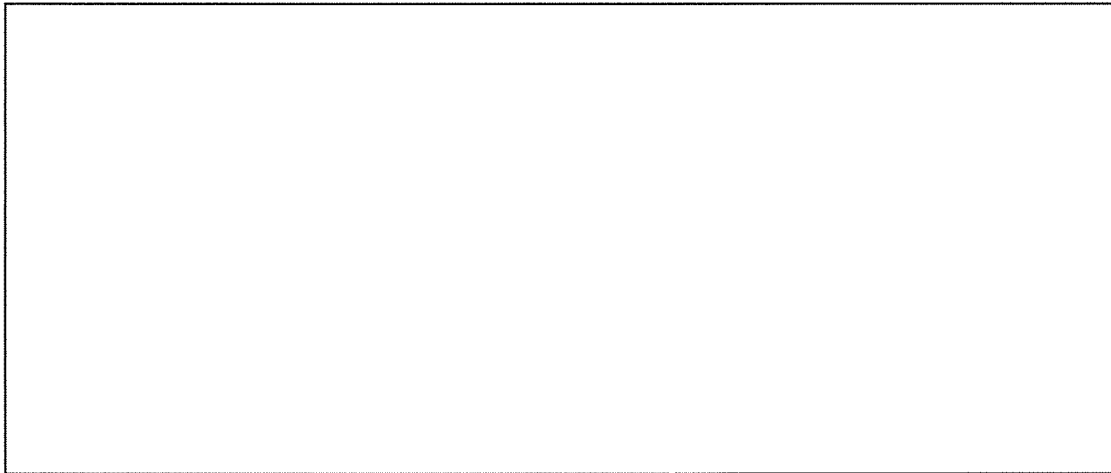
使用する折板

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) : (添説建 3-IX. 付 5-4 図より)

検定比 R_1 : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-IX. 付 5-4 図 許容スパン（メーカー資料）

(2)鉄骨小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
屋根固定荷重 w_R (N/m²) :
竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

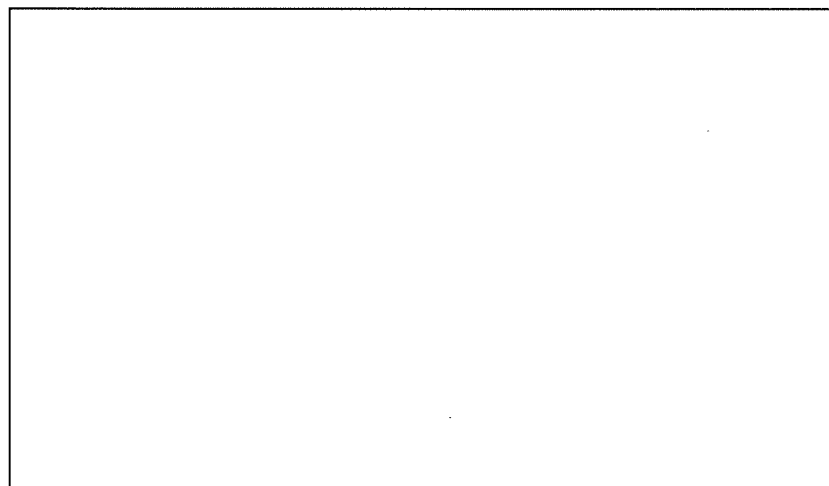
使用部材

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_B (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

添説建 3-IX. 付 5-5 図に示す範囲の荷重を小梁 B2 を介して分担する。

分担エリア A (m²) :
B2 梁分担長さ L_B (m) :
B2 梁固定荷重 P_{B2} (N) : $W_B \times L_B =$
合計荷重 P (N) : $(w_{F1} - w_R) \times A - P_{B2}$
=



添説建 3-IX. 付 5-5 図 鉄骨小梁荷重分担範囲

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) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = P \times L / 4 - W_B \times L^2 / 8 = \text{[]} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度

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 $\Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{[]}$

検定比 $R_2 = \sigma_b / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$

4) せん断力

梁のせん断力 $Q = (1/2) \times (P - W_B \times L)$

$$= \text{[]} \text{ kN}$$

検定比 $R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$

(3) 折板屋根の単位面積当たりの短期許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

最大検定比 $R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3) = \max \text{[]}$

$$w_a = w_{F1} / R_{\max} = \text{[]} \text{ N/m}^2$$

3.4. 外壁の検討

(1) サイディング材

外壁のサイディング材とそれを支える胴縁について F1 竜巻荷重 (短期)、F3 竜巻荷重 (終局) に対する検討を行う。

使用するサイディング材板厚 $t(\text{mm})$:

検討荷重

F1 竜巻荷重 $w_{F1}(\text{N/m}^2)$: 2152 → 2200

F3 竜巻荷重 $w_{F3}(\text{N/m}^2)$: 4130 → 4200

(F3 竜巻荷重時の折板屋根は損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定)

検討結果を添説建 3-IX. 付 5-2 表に示す。

添説建3-IX. 付5-2表 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
【竜巻荷重】					
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 T <材質>	mm				
支持スパン (=同縁ピッチ) 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				
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$			
断面係数 Z	mm ³				
単位幅当り作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$		
短期許容曲げ耐力 M_a 終局曲げ耐力 M_u	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比 R_1		M_{WF1}/M_a	M_{WF3}/M_u		
評価				OK	OK
【胴縁】					
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	mm ³				
塑性断面係数 Z_p	mm ³				
短期許容曲げ応力度 f_b	N/mm ²				
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$			
単位長さ当り竜巻荷重 w_{WF1}, w_{WF3}	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_{WF1}	kN・m	$1 / 8 \times w_{WF1} \times L^2 \times 10^{-6}$		
	M_{WF3}		$1 / 8 \times w_{WF3} \times L^2 \times 10^{-6}$		
自重作用モーメント M_d	kN・m	$1 / 8 \times w_d \times L^2 \times 10^{-6}$			
短期許容曲げ耐力 M_a 終局曲げ耐力 M_u	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
竜巻検定比 R_w		M_{WF1}/M_a	M_{WF3}/M_u		
自重検定比 R_d		M_d/M_a	M_d/M_u		
検定比合計 R_2		$R_w + R_d$			
評価				OK	OK
単位面積当り短期許容荷重 w_a 単位面積当り終局耐力荷重 w_u	N/m ²	$w_{F1}/\max(R_1, R_2) \times 10^3$	$w_{F3}/\max(R_1, R_2) \times 10^3$		

飛散防止用防護ネットの説明書

1. 概要

除染室・分析室、第2核燃料倉庫前室は、鉄骨構造の建物で、除染室・分析室の屋根材は鋼板製の折板（以下、折板屋根という。）、第2核燃料倉庫前室の屋根材はALC（軽量気泡コンクリート）を設置する。両屋根は、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に、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、除染室・分析室、第2核燃料倉庫前室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。

2. 防護ネット（金網）の仕様

添説建3—IX. 付6—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—IX. 付 6—1 表 防護ネット（金網）の仕様

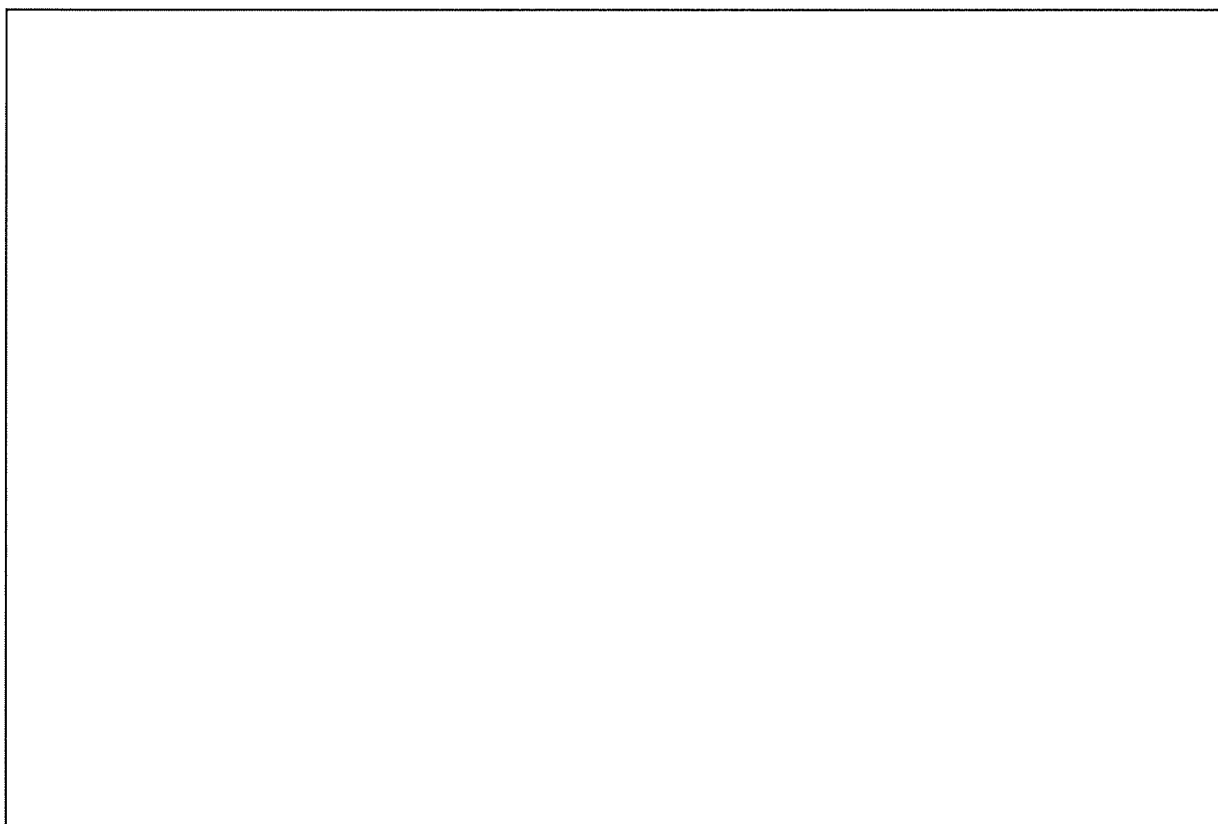
項目	単位	数値
金網線径	mm	
金網目合い寸法	mm	
引張強さ	N/mm ²	
破断伸び	%	
塑性変形を考慮したヤング率	N/mm ²	
線材断面積	mm ²	
金網 1 ピッチ線材剛性	N/mm	
破断伸び時の角度	deg	
交点剛性	N/mm	

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-IX. 付6-1図に示す。除染室・分析室、第2核燃料倉庫前室の屋根は鉄骨構造で、折板屋根の下は鉄骨梁で区切られている。防護ネットは、外周を直径□mmのワイヤロープで縁取る構造とし、鉄骨梁で区切られた水平空間を原則一つの設置単位として、その内側に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。

- (1) 鉄骨梁と防護ネットの間に直径□mm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□mm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。



添説建3-IX. 付6-1図 防護ネット設置構造概略図

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-IX. 付6-1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

- ・防護ネット（金網）縁取り用ワイヤロープ

- ・防護ネット設置用ワイヤロープ

- ・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 (mm) 以上とする。添付説明書-建3付録7補足2参照）

4. 2. 強度評価

添設建3-IX. 付6-1表に示す仕様の防護ネットを用い、添設建3-IX. 付6-1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-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-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：0.24 (kN)

（詳細）

防護ネット設置用ワイヤロープの総長さ：

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) (=①+②+③+④) → (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。

防護ネット1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。

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

除染室・分析室、第2核燃料倉庫前室の防護ネットで防護する対象としては、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、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。

X. 独立遮蔽壁（※組立工場）の竜巻防護設計計算書

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

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)
- ・ 終局地耐力 σ_u (kN/m²) : 極限支持力 150 (長期×3、平 13 国交告第 1113 号)

4. 設計条件

4. 1. 竜巻荷重

藤田モデルによる F3 竜巻時風圧評価より、単位面積当たりの F3 竜巻荷重 w_{F3} は、

$$w_{F3} = 2.70 \text{ kN/m}^2$$

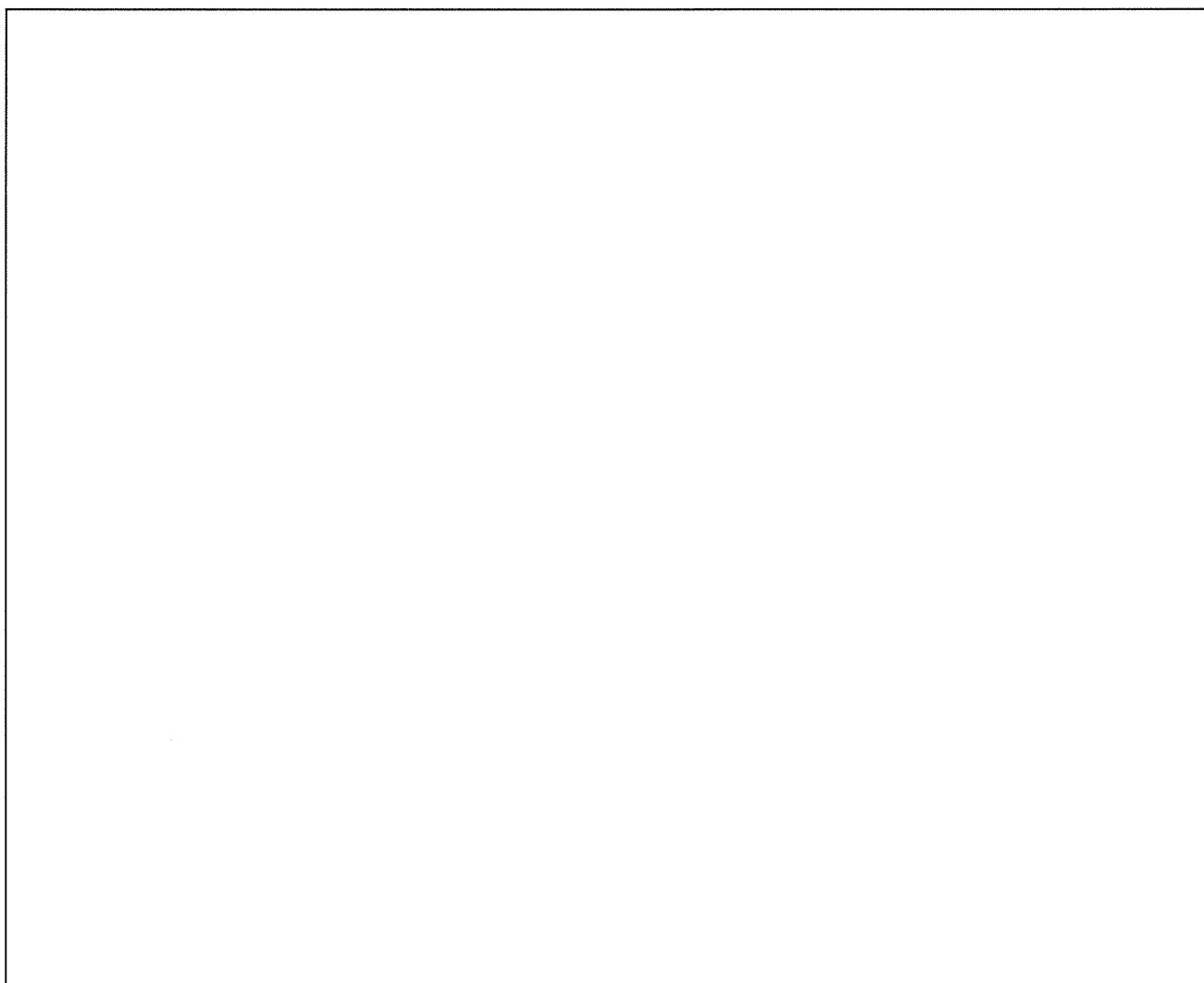
(地震荷重相当で $\alpha = w_{F3} / \gamma_c \times T_w$ (壁厚) $\times G =$ G)

4. 2. 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) :

5. 配置図

添説建 3-X.5-1 図に独立遮蔽壁の配置図を示す。



単位 : mm

添説建 3-X.5-1 図 独立遮蔽壁配置図

6. 遮蔽壁基礎部の照査（終局：F3 竜巻時）

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

壁高 H_W (m)	:	<input type="text"/>
壁長 L_W (m)	:	<input type="text"/>
壁厚 T_W (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板厚 T_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板幅 B_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板長（総和） L_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板面積 A_F (m ²)	:	$B_F \times L_F =$ <input type="text"/>

6. 2. 各部荷重

壁重量 W_W (kN)	:	$\gamma_c \times T_W \times H_W \times L_W$	=	<input type="text"/>
基礎底板重量 W_F (kN)	:	$\gamma_c \times T_F \times A_F$	=	<input type="text"/>
遮蔽壁全重量 W (kN)	:	$W_W + W_F$	=	<input type="text"/>

6. 3. F3 竜巻時転倒モーメント

F3 竜巻時転倒モーメント $Mot._{F3}$ は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 Mot._{F3} &= W_{F3} \times L_W \times H_W \times (H_W / 2 + T_F) = \input{type="text"} \\
 &= \input{type="text"} \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

6. 4. 接地圧の照査

遮蔽壁全重量 W (kN) :

F3 竜巻時転倒モーメント $Mot. F3$ (kN·m) :

壁直角 (y) 方向偏心距離

$$e_y = Mot. F3 / W = \text{} \text{ m (安全側に数値切り上げ)}$$

$$e_y / B_F = \text{} > 0.5$$

よって、F3 竜巻時遮蔽壁は転倒する。

$e_y / B_F < 0.5$ となり、基礎底面の最大接地圧が地盤の極限支持力を上回らないようにするための、最大の転倒モーメントは、以下の通り。

基礎底面の接地圧 (平均値)

$$\sigma_{ave} = W / A_F = \text{} \text{ kN/m}^2$$

最大接地圧が極限支持力となる時の接地圧倍率

$$\alpha_{.cri} = \sigma_u / \sigma_{ave} = \text{}$$

最大接地圧が極限支持力となる時の偏心距離

$$e_{y.cri} = \{1 / 2 - 2 / (3 \times \alpha_{.cri})\} \times B_F = \text{} \text{ m}$$

$$e_{y.cri} / B_F = \text{}$$

最大接地圧が極限支持力となる時の圧縮縁端より中立軸までの距離

$$x_{n.cri} = B_F \times 3 \times (1 / 2 - e_{y.cri} / B_F) = \text{} \text{ m}$$

最大接地圧が極限支持力となる時の転倒モーメント

$$Mot. cri = e_{y.cri} \times W = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

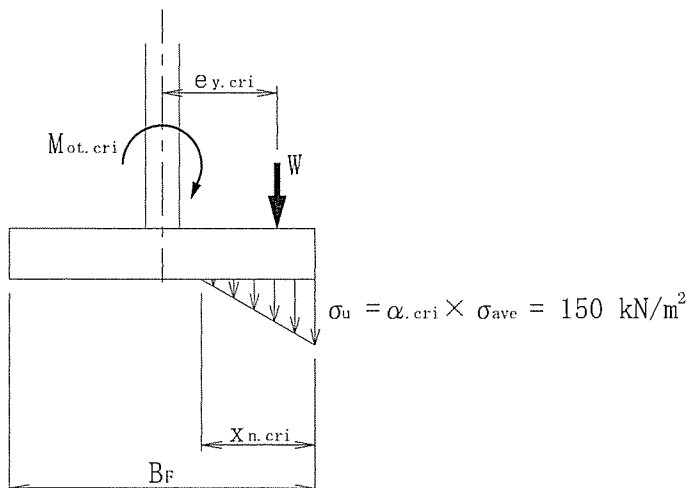
転倒モーメント $Mot. F3$ と $Mot. cri$ の差を M_R とする。

$$M_R = Mot. F3 - Mot. cri = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_R に相当する転倒抵抗力を遮蔽壁頂部に作用する水平力 H_R として与えると、以下の通り。

$$H_R = M_R / (H_W + T_F) = \text{} \text{ kN}$$

以上により、基礎底板最大接地圧を終局地耐力 (= 極限支持力 150 kN/m^2) 以下にするために、遮蔽壁頂部に水平抵抗力 ($H_R = \text{} \text{ kN}$ 以上) を有する転倒防止を設ける。



7. 壁の照査（終局：F3 竜巻時）

転倒に対する抵抗力として遮蔽壁頂部に水平力 $H_R = \boxed{\quad}$ kN を考慮する。

この場合、基礎底面の最大接地圧は地盤の極限支持力（150 kN/m²）に一致する。

(1) 壁基部に作用する曲げモーメント

壁長さ L_W (m) : $\boxed{\quad}$
 壁高さ H_W (m) : $\boxed{\quad}$
 壁厚さ T_W (m) : $\boxed{\quad}$

F3 竜巻荷重による壁基部位置曲げモーメント

$$M_{W1} = w_{F3} \times L_W \times H_W \times (H_W / 2) = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

頂部転倒抵抗水平力による壁基部作用曲げモーメント（抵抗側）

$$M_{W2} = H_R \times H_W = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (安全側に数値切捨て)}$$

頂部転倒抵抗水平力を考慮した F3 竜巻による壁基部作用曲げモーメント

$$M_W = M_{W1} - M_{W2} = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 壁基部の終局曲げ耐力

引張縁より引張鉄筋重心までの距離 d_{Wt} (mm) : $\boxed{\quad}$

圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離 d_W (mm) : $T_W - d_{Wt} = \boxed{\quad}$

使用鉄筋 $\boxed{\quad}$ 1 本当たりの鉄筋断面積 a_t (mm²) : $\boxed{\quad}$

区間ごとの鉄筋本数

W_a 区間	鉄筋ピッチ	p_{Wa} (mm)	: $\boxed{\quad}$
	区間長	L_{Wa} (mm)	: $\boxed{\quad}$
	鉄筋本数	n_{Wa} (本)	: $L_{Wa} / p_{Wa} = \boxed{\quad}$
W_b 区間	鉄筋ピッチ	p_{Wb} (mm)	: $\boxed{\quad}$
	区間長	L_{Wb} (mm)	: $\boxed{\quad}$
	鉄筋本数	n_{Wb} (本)	: $L_{Wb} / p_{Wb} = \boxed{\quad}$

W_c 区間：基礎部が無いいため、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) : $n_{Wa} + n_{Wb} = \boxed{\quad}$

引張鉄筋断面積 a_{tW} (mm²) : $a_t \times n_W = \boxed{\quad}$

鉄筋 ($\boxed{\quad}$) 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) : $\boxed{\quad}$

降伏応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t = \boxed{\quad}$

終局曲げ耐力 M_{Wu}

$$M_{Wu} = 0.9 \times a_{tW} \times \sigma_y \times d_W = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

検定比

$$R = M_W / M_{Wu} = \boxed{\quad}$$

以上により、F3 竜巻荷重（終局）に対して、遮蔽壁の壁は安全である。

XI. 工場棟鉄扉説明書

1. 概要

工場棟竜巻対応鉄扉は、既設の鉄扉を補強して竜巻荷重に対応させる「既設補強鉄扉」が 15 箇所、既設鉄扉を新規の扉に交換して竜巻荷重に対応させる「新設鉄扉」が 18 箇所の合計 33 箇所構成される。それら鉄扉の強度評価は、「既設補強鉄扉」については、本書の強度検討により、「新設鉄扉」については鉄扉メーカーの仕様によるものとする。

既設の鉄扉には、溝形の内部構造材を 2 枚の表面板でサンドイッチした箱状の複板タイプと、1 枚の表面板を山形鋼で補剛した板状の単板タイプの 2 タイプがある。

本書では、この 2 つのタイプの既設鉄扉について、それぞれの代表例の補強検討詳細を示すものとし、それ以外の既設補強鉄扉については、検討結果を一覧表の形式にて記載するものとした。

2. 工場棟鉄扉の検定比及び鉄扉配置図

2. 1. 工場棟各建屋 検定比最大鉄扉一覧

添説建 3-XI. 2. 1-1 表 工場棟各建屋 検定比最大鉄扉一覧

鉄扉仕様	鉄扉部位	項目	記号	単位	組立工場		成型工場・放射線管理棟		転換工場		容器管理棟	
					SD-21 既設補強 (複板タイプ) 両開	SD-61 既設補強 (複板タイプ) 片開	SD-11 既設補強 (単板タイプ) 両開	SD-68 既設補強 (複板タイプ) 片開				
鉄扉仕様	電巻荷重	F1	q_1	N/m^2	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		F3	q_3	N/m^2								
鉄扉仕様	扉	幅	W	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		高さ	H	mm								
追加補強材	扉枠補強材 (外周部)	補強材サイズ	T	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		水平補強材	FB ^{※1} , L	mm								
追加補強材	鉛直補強材	補強材サイズ	FB	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		鉛直補強材	L	mm								
評価	許容荷重 (q_{1st} , q_{3st}) 検定比 (K_1 , K_3)	F1	q_{1st}	N/m^2	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		F3	q_{3st}	N/m^2								
鉄扉仕様	電巻荷重	F1	q_1	N/m^2	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		F3	q_3	N/m^2								
鉄扉仕様	扉	幅	W	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		高さ	H	mm								
追加補強材	扉枠補強材 (外周部)	補強材サイズ	T	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		水平補強材	FB, L	mm								
追加補強材	鉛直補強材	補強材サイズ	FB	mm	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		鉛直補強材	L	mm								
評価	許容荷重 (q_{1st} , q_{3st}) 検定比 (K_1 , K_3)	F1	q_{1st}	N/m^2	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		F3	q_{3st}	N/m^2								

※1 FB : 平鋼 (FLAT BAR)
 ※2 SB : 角棒 (SQUARE BAR)

2.2. 鉄扉配置図

工場棟竜巻対応鉄扉の配置については、本文図イ建-9～図イ建-11 に示す。

3. 既設補強鉄扉（複板タイプ）竜巻補強設計

3.1. 鉄扉概要

(1) 竜巻対応鉄扉

三次申請建物における既設の竜巻対応鉄扉（複板タイプ）の概要を添説建 3-XI.3.1-1 表に示す。尚、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。

組立工場 1F	: 3 扉	転換工場 1F	: 1 扉
成型工場 1F	: 2 扉	転換工場 3F	: 1 扉
成型工場 2F	: 2 扉	容器管理棟 1F	: 2 扉
成型工場 3F	: 1 扉	除染室・分析室 1F	: 1 扉

添説建 3-XI.3.1-1 表 竜巻対応鋼製鉄扉一覧

建屋名	扉番号	場所	型式	幅 W (mm)	高さ H (mm)	竜巻荷重			
						スケール	強度 (N/m ²)		
組立工場	1F		片開					F1	
			両開					親扉	F3
								子扉	
両開	親扉		F3						
	子扉								
成型工場 ・ 放射線 管理棟	1F		SD-56					両開	親扉
		SD-57	両開	子扉	F3				
	2F	SD-16	片開		F3				
		SD-61	片開		F3				
	3F	SD-135	片開		F3				
			潜戸						
転換工場	1F	SD-1	片開		F3				
	3F	SD-62	片開		F3				
容器管理棟	1F	SD-20	片開		F1				
		SD-68	片開		F3				
除染室・分析室	1F	SD-5	片開		F3				

(2) 竜巻対応鉄扉の配置

既設の竜巻対応鉄扉(複板タイプ)の配置を本文図イ建-9～図イ建-11に示す。

3. 2. 竜巻対応鉄扉補強内容

(1) 鉄扉の補強概要

鉄扉の補強内容を以下に示す。

- 1) 扉枠追加補強材の取付 : 扉枠フレームの耐力増加
- 2) フランス落としの新設 : 鉄扉に作用する竜巻荷重に対する支持点とする

(2) 鉄扉補強位置

各扉の追加補強位置を以下表に示す。

両開き

鉄扉番号	SD-21	SD-22
竜巻荷重	F3	F3
補強材配置		
扉厚		

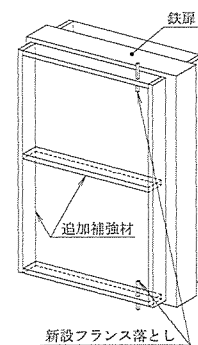
鉄扉番号	SD-56	SD-57
竜巻荷重	F3	F3
補強材配置		
扉厚		

片開き

鉄扉番号	SD-18	SD-16	SD-61
竜巻荷重	F1	F3	F3
補強材配置			
扉厚			

鉄扉番号	SD-135	SD-1	SD-62
竜巻荷重	F3	F3	F3
補強材配置			
扉厚			

鉄扉番号	SD-20	SD-68	SD-5
竜巻荷重	F1	F3	F3
補強材配置			
扉厚			



3.3. 使用材料

鋼材

鋼材の種別	基準強度

* 鋼構造設計規準

3.4. 鉄扉の強度評価方法

(1) 評価方針

竜巻対応鉄扉の評価に当たっては、竜巻荷重が作用する以下の構成要素について、作用応力が耐力より小さいことを確認する。

作用応力が耐力より大きい部分については、追加補強材を取り付け、耐力を増加させるものとする。

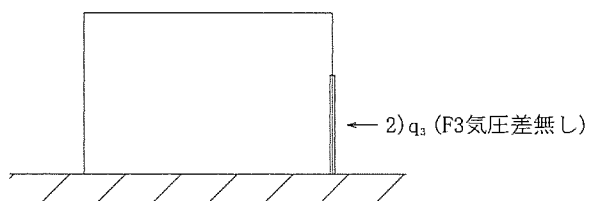
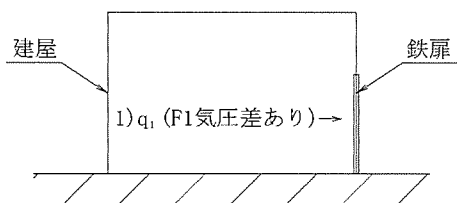
- ・ 鉄扉表面板
- ・ 鉄扉内部構造材
- ・ 鉄扉扉枠
- ・ フランス落とし

(2) 設計荷重

鉄扉の強度評価に使用する竜巻荷重を以下に示す。

1) F1 竜巻気圧差ありの場合： $q_1 = 2,152 \text{ N/m}^2$

2) F3 竜巻気圧差無しの場合： $q_3 = 4,130 \text{ N/m}^2$



(3) 許容耐力

短期許容曲げ耐力

- ・ F1 の場合

$$F \text{ (基準強度)} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)} : \boxed{}$$

Z : 弾性断面係数 (mm³)

$$M_{1a} = F \times Z = \boxed{} \times Z \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

終局曲げ耐力

- ・ F3 の場合

$$F_y = F \text{ (基準強度)} \times 1.1 = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Z_p : 塑性断面係数 (mm³)

$$M_{3u} = F_y \times Z_p = \boxed{} \times Z_p \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

短期許容せん断耐力

- ・ F1 の場合

A : せん断応力抵抗断面積 (mm²)

$$S_{1a} = \frac{F}{\sqrt{3}} \times A = \boxed{} \times A \text{ (N)}$$

終局せん断耐力

- ・ F3 の場合

A : せん断応力抵抗断面積 (mm²)

$$S_{3u} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times A = \boxed{} \text{ (N)}$$

(4) 適用基準

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会)
- ・ 鋼構造塑性設計指針 (日本建築学会)
- ・ 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
- ・ 構造力学公式集 (土木学会)

3.5. 鉄扉構成断面

強度評価の対象とする鉄扉断面を以下に示す。

	扉枠（頂部、側部）	扉枠（底部）	中骨（扉内部構造材）
SD-5 SD-16 SD-18 SD-20 SD-21 SD-22 SD-56 SD-57 SD-68			
SD-61			

	扉枠（頂部、側部）	扉枠（底部）	中骨（扉内部構造材）
SD-62			
SD-1 SD-135 SD-135(潜戸)			

3.6. 鉄扉の強度評価

工場棟 鉄扉の竜巻に対する強度検討に当たっては、F3 荷重が作用する扉厚 \square mm の扉のうち、扉面積が最大となる組立工場 1F SD-21 に着目し、検討詳細を示す。

また、SD-21 以外の鉄扉については、同様方法による検討結果を追加補強一覧表に記載する。

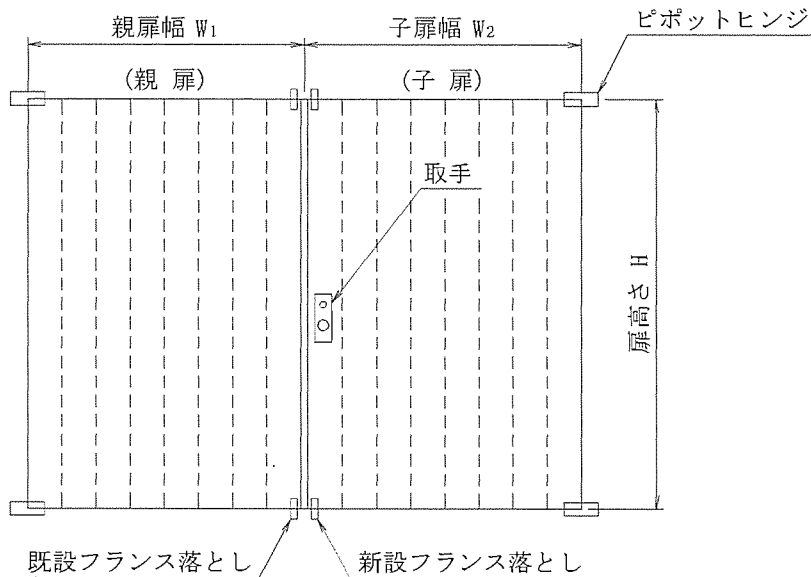
(1) 鉄扉の寸法諸元

鉄扉 SD-21 の寸法諸元を以下に示す。

組立工場 SD-21 両開き

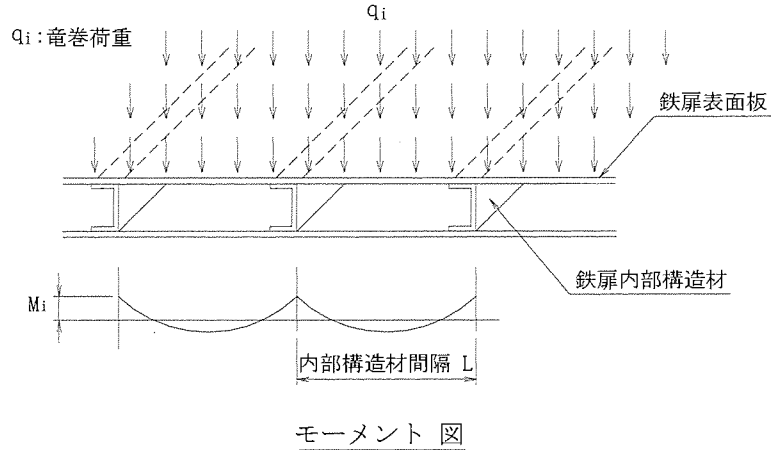
添説建 3-XI. 3.6-1 表 鉄扉 SD-21 の寸法諸元

大項目	小項目	名称	記号	数値	単位	備考	
荷重	短期荷重	竜巻荷重F1	q_1	2,152	N/m^2		
	終局荷重	竜巻荷重F3	q_3	4,130	N/m^2		
寸法諸元	扉	全幅	W		mm	$W=W_1+W_2$	
		親扉幅	W_1		mm		
		子扉幅	W_2		mm		
		高さ	H		mm		
		親扉高さ	H_1		mm		
		子扉高さ	H_2		mm		
		扉厚	T		mm		
		表面板厚	t		mm		
		内部構造材	力骨 (頂部, 側部)	t_1		mm	
			力骨 (底部)	t_2		mm	
	中骨 (縦部)		t_3		mm		
		内部構造材 (中骨) ピッチ	L		mm	実測平均寸法 + 20mm	
ピポットヒンジ	個数	N_h		個/扉			
既設フランス落とし	ピン径	D_f		mm			
新設フランス落とし	ピン寸法	S_f		mm			



(2) 鉄扉の表面板の曲げ強度

鉄扉内部構造材で支持された鉄扉表面板が竜巻荷重を受けた場合に発生する曲げ応力に対して検討する。



竜巻荷重 q_i :

F1 竜巻荷重 : q_1

F3 竜巻荷重 : q_3

表面板の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{1}{12} \times q_i \times L^2 \quad (\text{両端固定条件、単位幅 1mm 当り}) \quad (i = 1, 3)$$

弾性断面係数 Z

$$Z = \frac{t^2}{6} \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

塑性断面係数 Z_p

$$Z_p = \frac{t^2}{4} \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

短期許容曲げ耐力 $M_{1a} = F \times Z$ (単位幅 1mm 当り)

終局曲げ耐力 $M_{3u} = F_y \times Z_p$ (単位幅 1mm 当り)

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

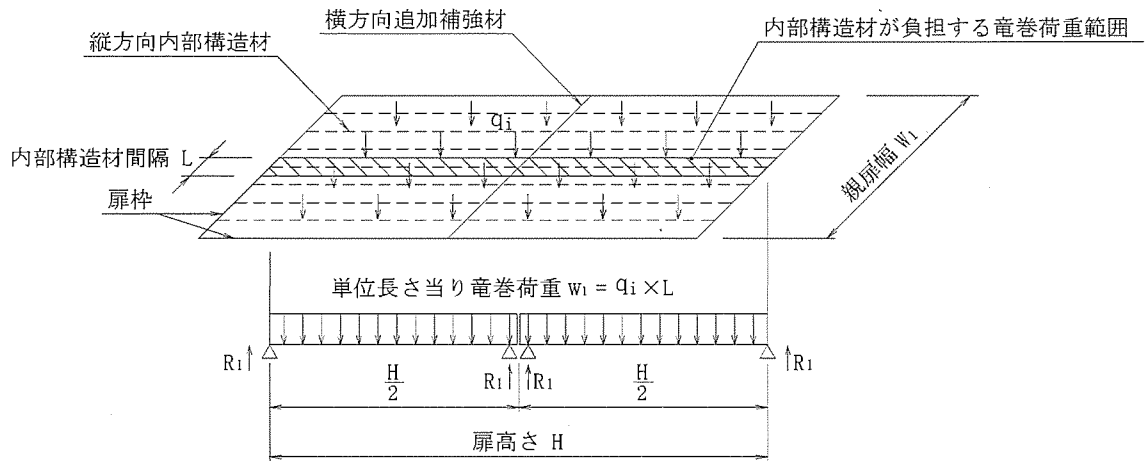
$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	t (mm)	M_1, M_3 (Nmm/mm)	F, F_y (N/mm^2)	Z, Z_p (mm^3/mm)	M_{1a}, M_{3u} (Nmm/mm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1									
F3									

(3) 鉄扉の内部構造材強度

鉄扉表面板を支持する内部構造材は、扉枠に支持された梁として検討する。

1) 縦方向内部構造材（鉛直方向）



内部構造材の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{1}{8} \times w_1 \times \left(\frac{H}{2}\right)^2 = \frac{q_i \times L \times H^2}{32} \quad (i = 1, 3)$$

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

短期許容曲げ耐力 $M_{1a} = F \times Z_{DS1}$

終局曲げ耐力 $M_{3u} = F_y \times Z_{DS1}$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

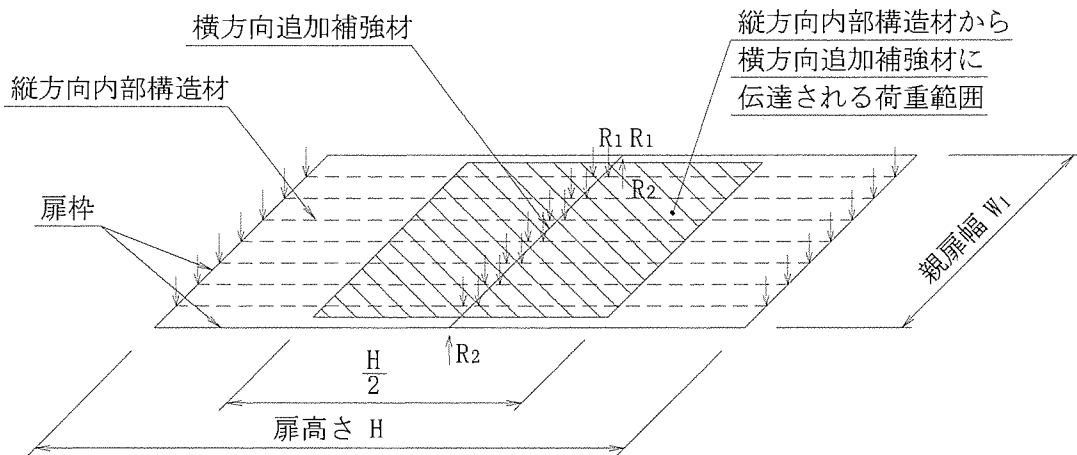
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	H (mm)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS1} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1									
F3									

Z_{DS1} : 縦方向内部構造材の弾性断面係数

(4) 鉄扉の横方向補強材強度

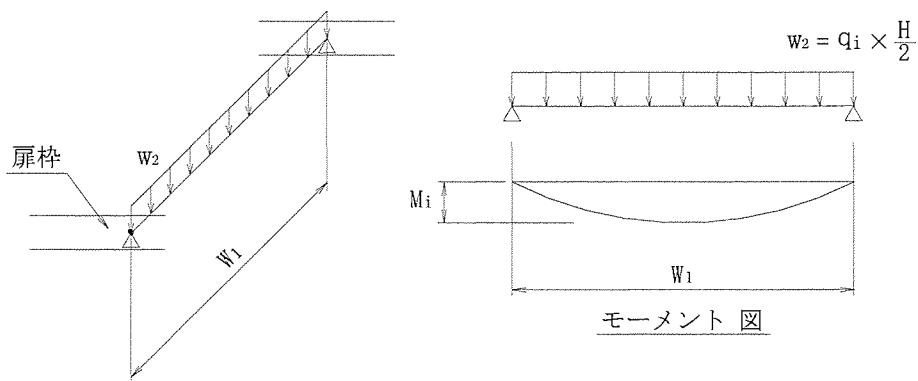
1) 横方向追加補強材（水平方向）

補強材の曲げ応力



縦方向内部構造材反力を扉枠に支持された横方向追加補強材に負担させる。

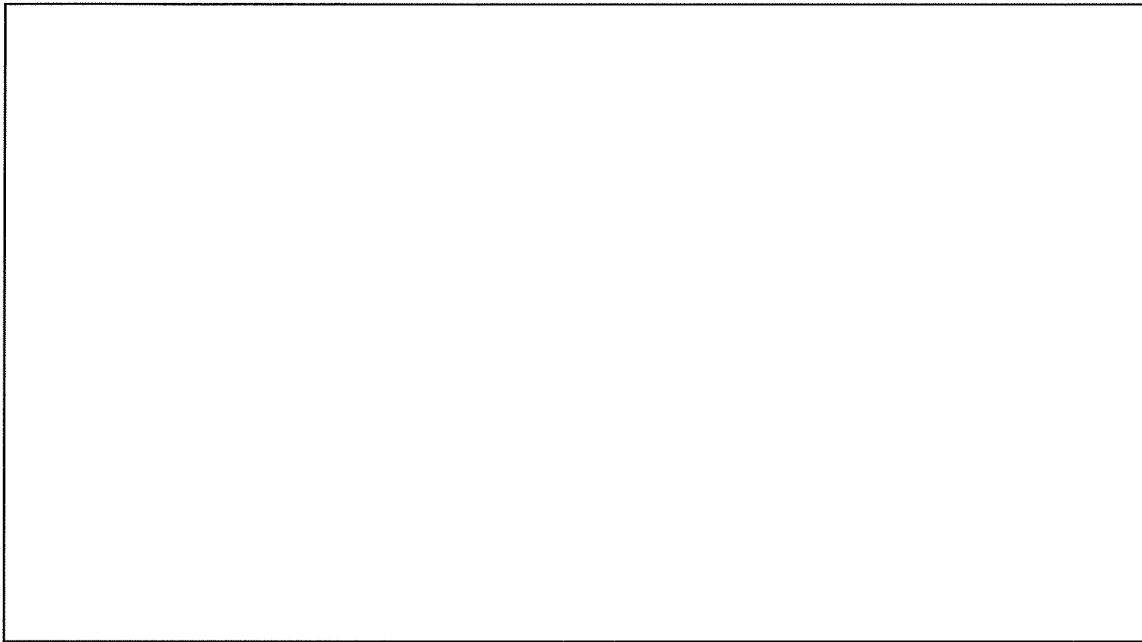
以下の梁モデルとし、曲げ応力については安全側に梁全長の等分布荷重として検討する。



横方向追加補強材の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{1}{8} \times w_2 \times W_1^2 = \frac{1}{16} \times q_i \times H \times W_1^2 \quad (i = 1,3)$$

横方向追加補強材は鉄扉両面に下図のように配置する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DS2}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDS2}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

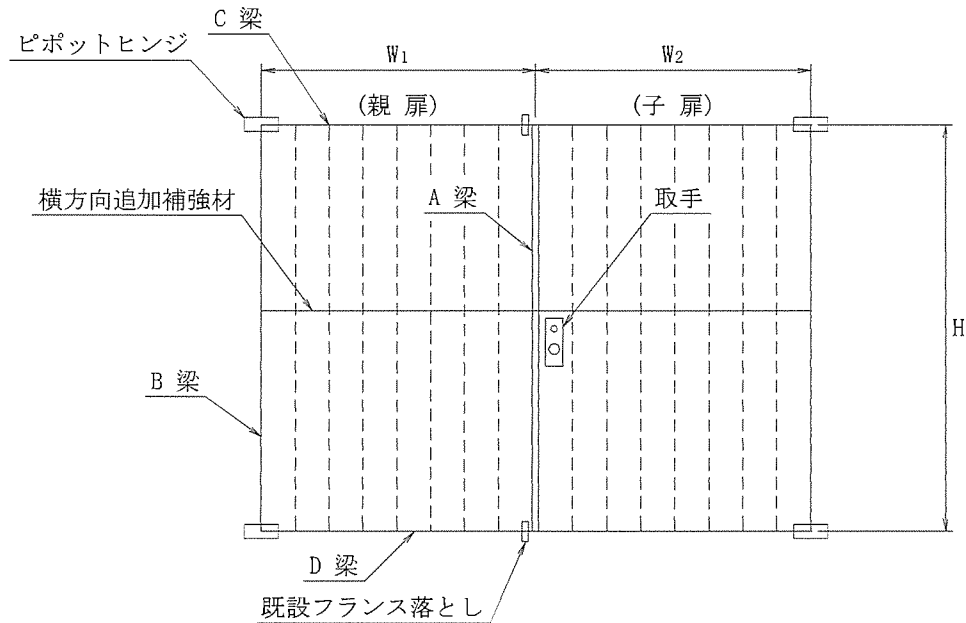
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H (mm)	W_1 (mm)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS2}, Z_{PDS2} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1									
F3									

Z_{DS2} : 横方向追加補強材の弾性断面係数

Z_{PDS2} : 横方向追加補強材の塑性断面係数

(5)鉄扉の扉枠強度

横方向追加補強材を支持する扉枠について、ピボット及びフリス落としを支点とした梁として検討する。



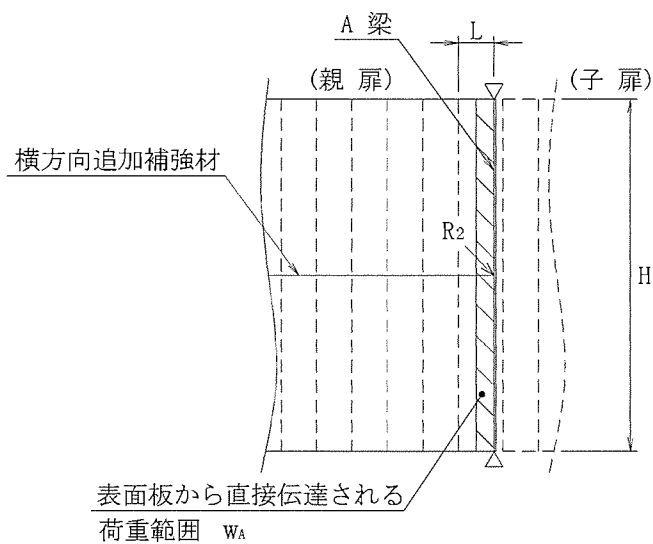
1) 親扉の検討

鉄扉の側部扉枠 A、B、頂部扉枠 C 及び底部扉枠 D の各梁について検討する。

a)側部（召し合わせ側）扉枠 A 梁

扉枠 A 梁には、以下の荷重が作用する。

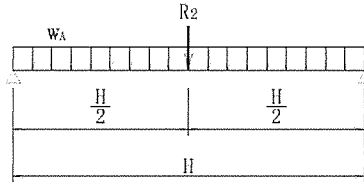
- ・ 表面板から直接伝達される荷重 w_A
- ・ 横方向追加補強材の反力として伝達される荷重 R_2



$$w_A = q_i \times \frac{L}{2}$$

$$R_2 = \frac{q_i \times H \times (W_1 - L)}{4}$$

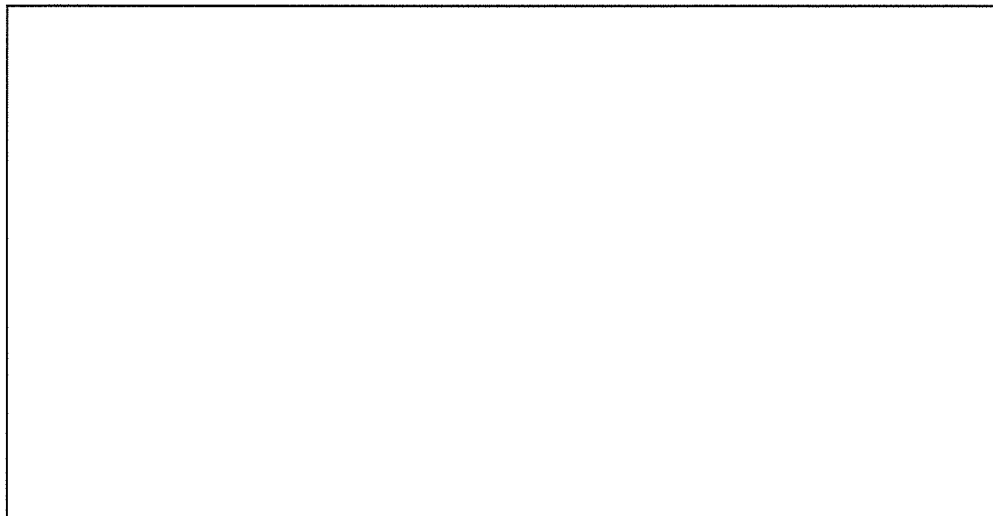
以下の梁モデルとして検討する。



扉枠 A 梁の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{w_A \times H^2}{8} + \frac{R_2 \times H}{4} = \frac{q_i \times H^2 \times W_1}{16} \quad (i = 1, 3)$$

扉枠 A 梁については鉄扉両面に下図の追加補強材による断面補強を実施する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DA}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDA}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

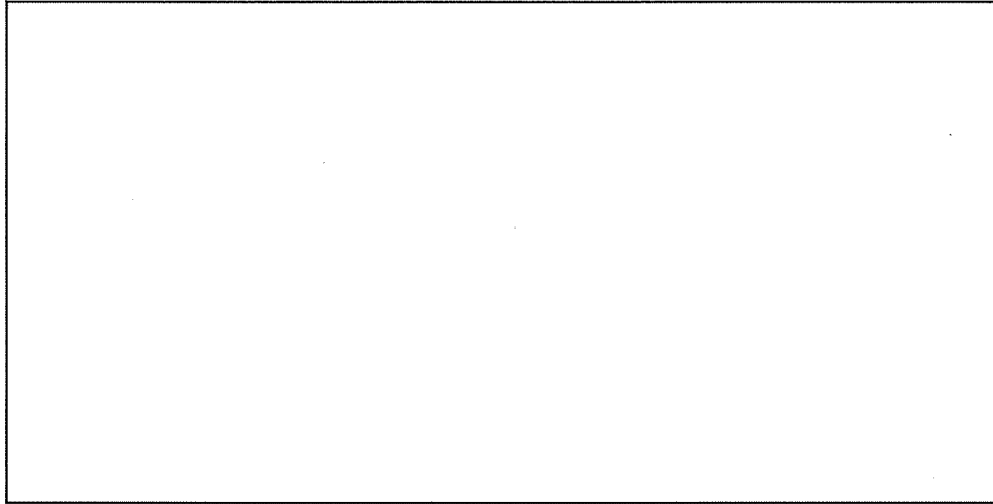
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	H (mm)	W_1 (mm)	R_2 (N)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DA}, Z_{PDA} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1											
F3											

Z_{DA} : 扉枠 A 梁の補強後の弾性断面係数

Z_{PDA} : 扉枠 A 梁の補強後の塑性断面係数

b)側部（ピポットヒンジ側）扉枠 B 梁

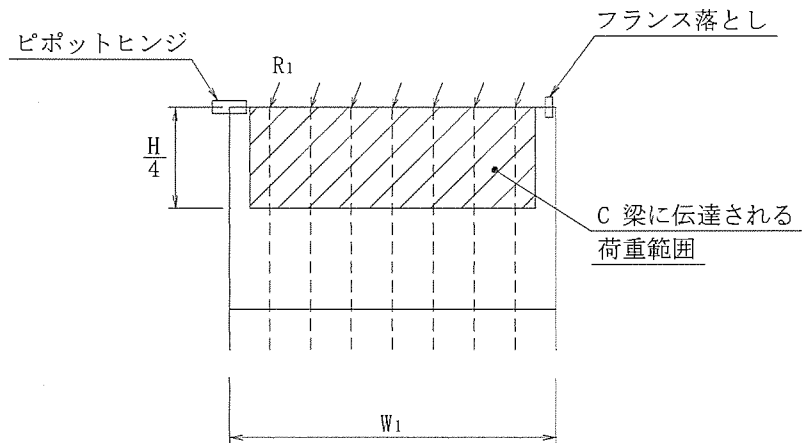
扉枠 B 梁の作用荷重は扉枠 A 梁と同じであり、扉枠 A 梁と同様に扉枠 B 梁についても追加補強材 FB-32×16 による断面補強を実施するものとし、検討を省略する。



c) 頂部扉枠 C 梁

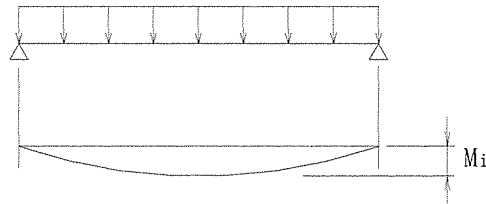
扉枠 C 梁には以下の荷重が作用する。

- ・ 縦方向内部構造材の反力として伝達される荷重 R_1



以下の梁モデルとし、曲げ応力については安全側に梁全長の等分布荷重として検討する。

$$w_c = q_i \times \frac{H}{4}$$

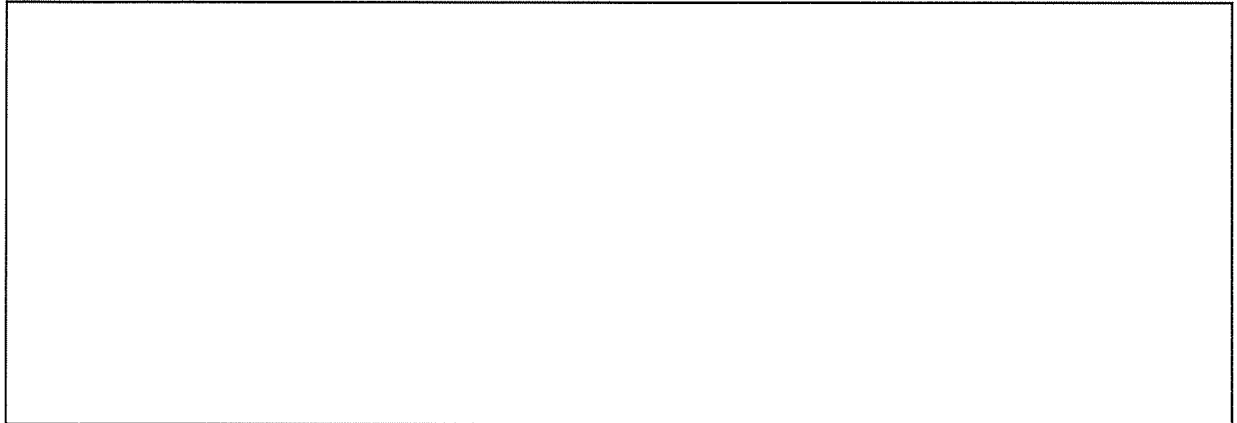


モーメント 図

扉枠 C 梁の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{1}{8} \times w_c \times W_1^2 = \frac{q_i \times H \times W_1^2}{32} \quad (i = 1,3)$$

扉枠 A 梁と同様に扉枠 C 梁についても追加補強材 FB-32×16 による断面補強を実施する。



C - C

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DC}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDC}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H (mm)	W_1 (mm)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DC}, Z_{PDC} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1									
F3									

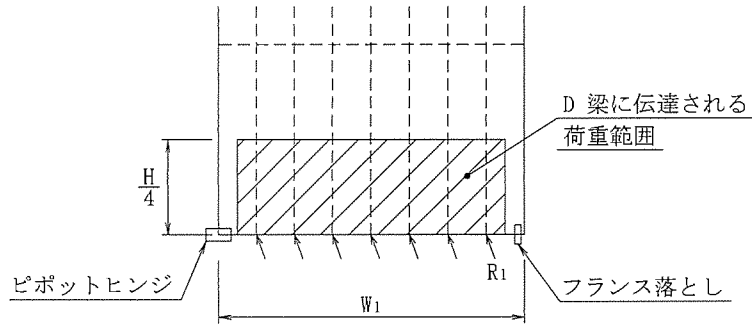
Z_{DC} : 扉枠 C 梁の補強後の弾性断面係数

Z_{PDC} : 扉枠 C 梁の補強後の塑性断面係数

d) 底部扉枠 D 梁

扉枠 D 梁には以下の荷重が作用する。

- ・ 縦方向内部構造材の反力として伝達される荷重 R_1

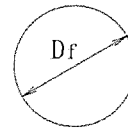


扉枠 D 梁の作用荷重は扉枠 C 梁と同じであり、扉枠 C 梁と同様に扉枠 D 梁についても追加補強材 FB-32×16 による断面補強を実施するものとし、検討を省略する。

(6) フランス落としの検討

1) 既設のフランス落とし

フランス落としピンの断面積 A_f



既設フランス落とし断面

$$A_f = \frac{\pi}{4} \times D_f^2$$

ピンの形状係数 κ (円形断面 4/3) “構造力学公式集, 土木学会” より
親扉のフランス落としに作用する荷重 R_{fi}

$$R_{fi} = \kappa \times \frac{q_i \times H_1 \times W_1}{4} \quad (i = 1, 3)$$

せん断耐力 S_{1a}, S_{3u}

短期許容せん断耐力 $S_{1a} = \square \times A_f$ (N)

終局せん断耐力 $S_{3u} = \square \times A_f$ (N)

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{R_{f1}}{S_{1a}}, \quad K_3 = \frac{R_{f3}}{S_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

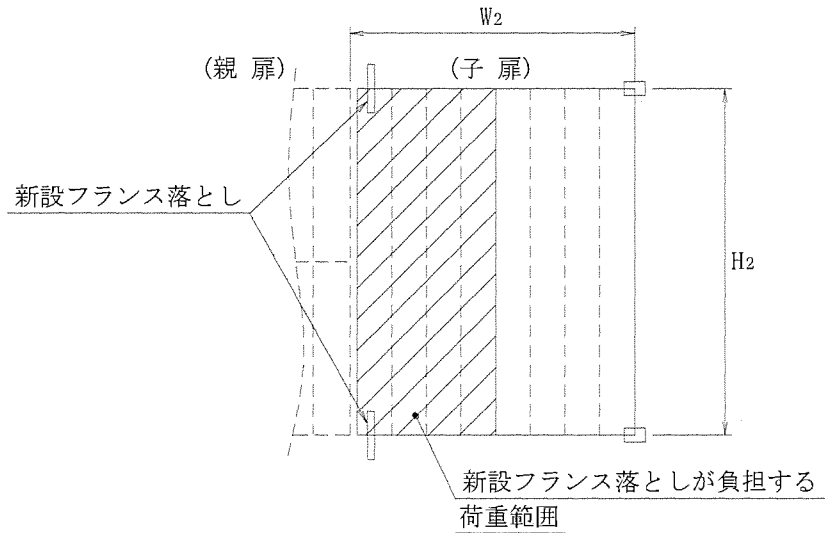
ケース	q_1, q_3 (N/m ²)	H_1 (mm)	W_1 (mm)	D_f (mm)	κ	R_{f1}, R_{f3} (N)	A_f (mm ²)	$F/\sqrt{3}, F_y/\sqrt{3}^*$ (N/mm ²)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m ²)
F1											
F3											

W_1 : 親扉幅

* : $F_y / \sqrt{3} = F \times 1.1 / \sqrt{3}$

2) 新設のフランス落とし

子扉に作用する荷重の 1/2 については、子扉上下に追加する新設フランス落としが全て負担するものとし、ピンの必要最小寸法を確認する。



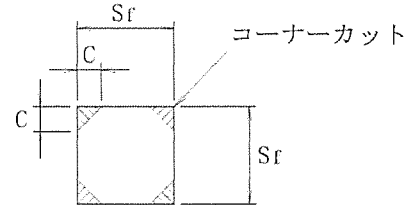
新設するフランス落としピンの断面積 A_f'

$$A_f' = S_f^2 - 2 \times C^2$$

ピンの形状係数 κ (矩形断面 1.5) “構造力学公式集, 土木学会” より

新設するフランス落としに作用する荷重 R_{fi}'

$$R_{fi}' = \kappa \times \frac{q_i \times H_2 \times W_2}{4} \quad (i = 1, 3)$$



せん断耐力 S_{1a}, S_{3u}

短期許容せん断耐力 $S_{1a} = \square \times A_f'$ (N)

終局せん断耐力 $S_{3u} = \square \times A_f'$ (N)

新設フランス落とし断面

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{R_{f1}'}{S_{1a}}, \quad K_3 = \frac{R_{f3}'}{S_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_2 (mm)	W_2 (mm)	S_f (mm)	C (mm)	κ	R_{f1}', R_{f3}' (N)	A_f' (mm^2)	$F/\sqrt{3}, F_y/\sqrt{3}^*$ (N/mm^2)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1												
F3												

W_2 : 子扉幅

* : $F_y / \sqrt{3} = F \times 1.1 / \sqrt{3}$

3.7. 成型工場・放射線管理棟及び容器管理棟 フランス落としの検討

検討結果を以下に示す。

成型工場・放射線管理棟

番号	ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_2 (mm)	W_2 (mm)	S_f (mm)	C (mm)	κ	R_{f1}', R_{f3}' (N)	A_f' (mm^2)	$F/\sqrt{3}, F_y/\sqrt{3}$ (N/mm^2)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
SD-61	F1												
	F3												

容器管理棟

番号	ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_2 (mm)	W_2 (mm)	S_f (mm)	C (mm)	κ	R_{f1}', R_{f3}' (N)	A_f' (mm^2)	$F/\sqrt{3}, F_y/\sqrt{3}$ (N/mm^2)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
SD-68	F1												
	F3												

3. 8. 追加補強一覧表

添説建3—XI. 3. 8—1 表 既設補強鉄扉（複板タイプ）の追加補強一覧

鉄扉の設計仕様概要	項目	記号	単位	組立工場			成型工場・放射線管理棟			
				SD-18 片開	SD-21※1 両開	SD-22 両開	SD-56 両開	SD-57 両開	SD-16 片開	SD-61※1 片開
対応する竜巻荷重	F1	q1	N/m ²							
	F3	q3	N/m ²							
鉄扉の外寸	幅	W	mm							
	高さ	H	mm							
	厚み	T	mm							
追加補強材	扉枠補強材（外周部）	FB※2	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし
	水平補強材（中央部）	FB	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし
	新設フランクス落とし	SB※3	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし

鉄扉の設計仕様概要	項目	記号	単位	成型工場・放射線管理棟		転換工場		容器管理棟		除染室・分析室	
				SD-135 片開	片開（潜戸）	SD-1 片開	SD-62 片開	SD-20 片開	SD-68※1 片開	SD-5 片開	
対応する竜巻荷重	F1	q1	N/m ²								
	F3	q3	N/m ²								
鉄扉の外寸	幅	W	mm								
	高さ	H	mm								
	厚み	T	mm								
追加補強材	扉枠補強材（外周部）	FB	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし
	水平補強材（中央部）	FB	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし
	新設フランクス落とし	SB	mm	補強なし		補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし	補強なし

※1 各建屋F1, F3竜巻荷重検定比最大扉（新設鉄扉含む）

※2 FB：平鋼（FLAT BAR）

※3 SB：角棒（SQUARE BAR）

4. 既設補強鉄扉（単板タイプ）竜巻補強設計

4.1. 鉄扉概要

(1) 竜巻対応鉄扉

三次申請建物における既設の竜巻対応鉄扉（単板タイプ）の概要を添説建 3-XI. 4.1-1 表に示す。尚、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。

転換工場 2F : 1 扉

成型工場 RF : 1 扉

添説建 3-XI. 4.1-1 表 竜巻対応鋼製鉄扉一覧

建屋名		扉番号	場所	型式		幅 W (mm)	高さ H (mm)	竜巻荷重	
								スケール	強度 (N/m ²)
転換 工場	2F	SD-11		両 開	親扉			F3	
					子扉				
成型 工場	RF	SD-136-RF		片開	F1				

(2) 竜巻対応鉄扉の配置

既設の竜巻対応鉄扉（単板タイプ）の配置を本文図イ建-9～図イ建-11 に示す。

4.2. 竜巻対応鉄扉補強内容

(1) 鉄扉の補強概要

鉄扉の補強内容を以下に示す。

- 1) 鉄扉構造材への追加補強材取付：鉄扉の耐力増加
- 2) フランス落としの新設：鉄扉に作用する竜巻荷重に対する支持点とする

(2) 鉄扉補強位置

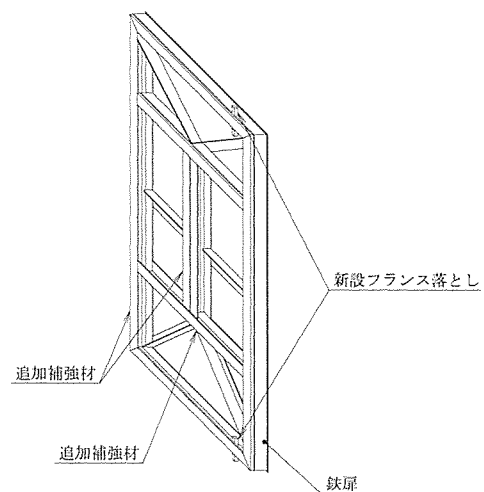
各扉の追加補強位置を以下表に示す。

両開き

鉄扉番号	SD-11
竜巻荷重	F3
補強材配置	
表面板厚	

片開き

鉄扉番号	SD-136-RF
竜巻荷重	F1
補強材配置	
表面板厚	



4.3. 使用材料

鋼材

鋼材の種別	基準強度

* 鋼構造設計規準

4.4. 鉄扉の強度評価方法

(1) 評価方針

竜巻対応鉄扉の評価に当たっては、竜巻荷重が作用する以下の構成要素について、作用応力が耐力より小さいことを確認する。

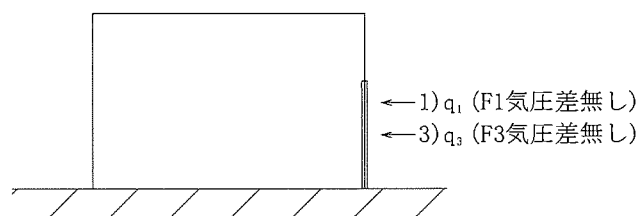
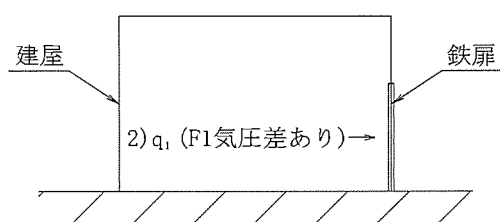
作用応力が耐力より大きい部分については、追加補強材を取り付け、耐力を増加させるものとする。

- ・ 鉄扉表面板
- ・ 鉄扉構造材
- ・ フランス落とし

(2) 設計荷重

鉄扉の強度評価に使用する竜巻荷重を以下に示す。

- 1) F1 竜巻気圧差無しの場合： $q_1 = 1,172 \text{ N/m}^2$
- 2) F1 竜巻気圧差ありの場合： $q_1 = 2,152 \text{ N/m}^2$
- 3) F3 竜巻気圧差無しの場合： $q_3 = 4,130 \text{ N/m}^2$



(3)許容耐力

短期許容曲げ耐力

- ・ F1 の場合

$$F \text{ (基準強度)} = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)} : \boxed{}$$

Z : 弾性断面係数 (mm³)

$$M_{1a} = F \times Z = \boxed{} \times Z \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

終局曲げ耐力

- ・ F3 の場合

$$F_y = F \text{ (基準強度)} \times 1.1 = \boxed{} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Z_p : 塑性断面係数 (mm³)

$$M_{3u} = F_y \times Z_p = \boxed{} \times Z_p \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

短期許容せん断耐力

- ・ F1 の場合

A : せん断応力抵抗断面積 (mm²)

$$S_{1a} = \frac{F}{\sqrt{3}} \times A = \boxed{} \times A \text{ (N)}$$

終局せん断耐力

- ・ F3 の場合

A : せん断応力抵抗断面積 (mm²)

$$S_{3u} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times A = \frac{F \times 1.1}{\sqrt{3}} \times A = \boxed{} \times A \text{ (N)}$$

(4)適用基準

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会)
- ・ 鋼構造塑性設計指針 (日本建築学会)
- ・ 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)
- ・ 構造力学公式集 (土木学会)

4.5. 鉄扉構成断面

強度評価の対象とする鉄扉断面を以下に示す。

	力骨（頂部、底部、側部）	中骨（鉛直）	中骨（水平、斜め）
SD-11			
SD-136-RF			

4.6. 鉄扉の強度評価

工場棟 鉄扉の竜巻に対する強度検討に当たっては、F3 荷重が作用する扉のうち、扉面積が最大となる転換工場 2F SD-11 に着目し、検討詳細を示す。

また、鉄扉 SD-136-RF については、同様方法による検討結果を追加補強一覧表に記載する。

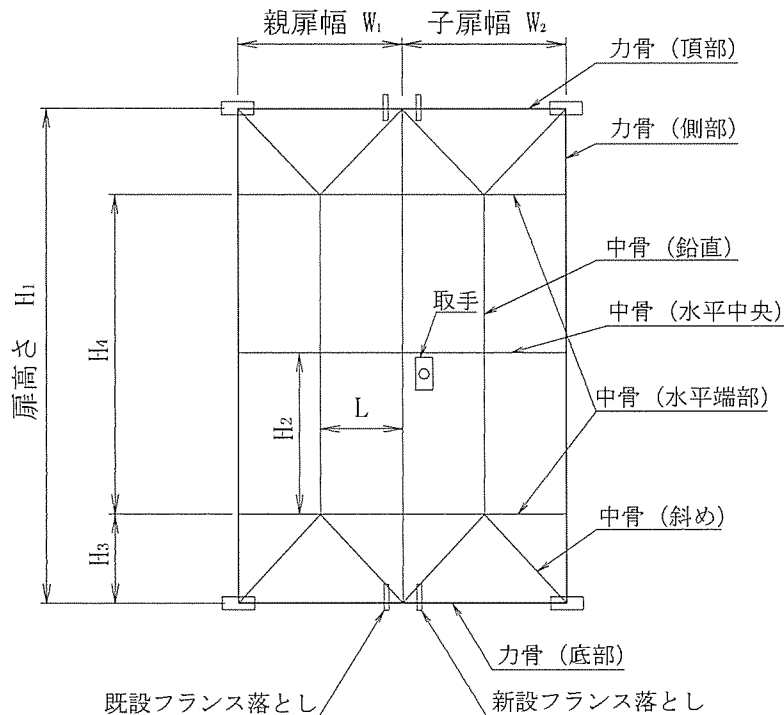
(1) 鉄扉の寸法諸元

鉄扉 SD-11 の寸法諸元を以下に示す。

転換工場 2F SD-11 両開き

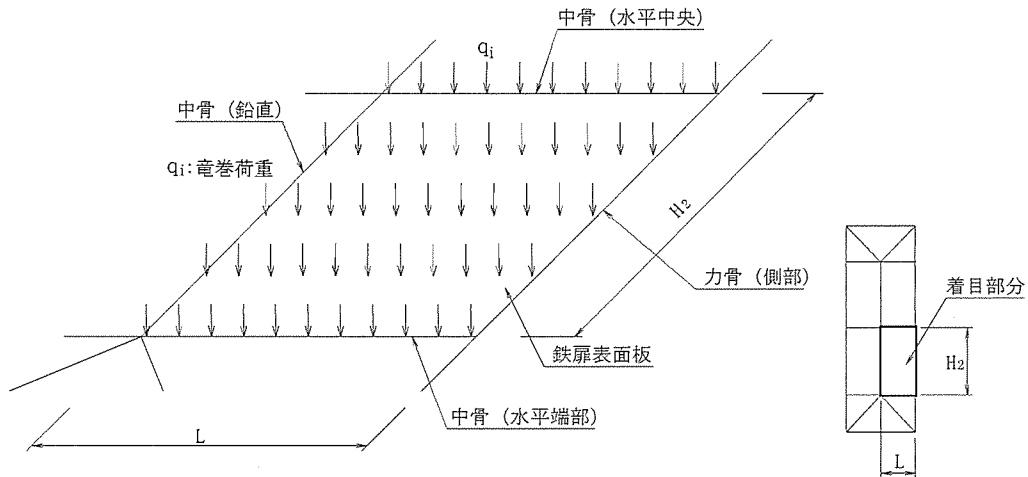
添説建 3-XI. 4.6-1 表 鉄扉 SD-11 の寸法諸元

大項目	小項目	名称	記号	数値	単位	備考	
荷重	短期荷重	竜巻荷重F1	q_1	2,152	N/m^2		
	終局荷重	竜巻荷重F3	q_3	4,130	N/m^2		
寸法諸元	扉	全幅	W		mm	$W=W_1+W_2$	
		親扉幅	W_1		mm		
		子扉幅	W_2		mm		
		扉高さ	H_1		mm		
		表面板厚	t		mm		
		構造材	力骨 (頂部、底部、側部)	t_1		mm	
			中骨 (鉛直)	t_2		mm	
			中骨 (水平、斜め)	t_3		mm	
			力骨 (側部) ~ 中骨 (鉛直) 間隔	L		mm	実測寸法
			中骨 (水平) 間隔	H_2		mm	実測寸法
	力骨 (底部) ~ 中骨 (水平端部) 間隔		H_3		mm	実測寸法	
	追加補強材	力骨 (頂部、底部、側部)	t_4		mm		
		中骨 (鉛直)	t_5		mm		
		中骨 (水平)	t_6		mm		
	ピボットヒンジ	個数	N_h		個/扉		
既設フランス落とし	ピン径	D_1		mm			
新設フランス落とし	ピン寸法	S_1		mm			



(2) 鉄扉の表面板の曲げ強度

鉄扉構造材で支持された鉄扉表面板が竜巻荷重を受けた場合に発生する曲げ応力に対して検討する。



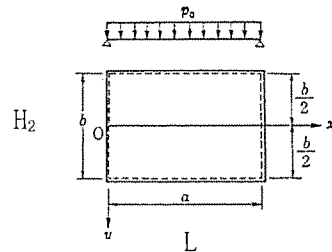
竜巻荷重 q_i :

F1 竜巻荷重 : q_1

F3 竜巻荷重 : q_3

表面板の曲げ応力 M_i

表 10.6 (a) 等分布荷重を受ける 4 辺単純支持板の最大たわみ, 最大モーメント, 最大せん断力および最大反力 ($\nu=0.3$)¹⁾



b/a	$w_{max} = \alpha p_0 a^4 / D$	$(M_x)_{max} = \beta p_0 a^2$	$(M_y)_{max} = \beta_1 p_0 a^2$	$(Q_x)_{max} = \gamma p_0 a$	$(Q_y)_{max} = \gamma_1 p_0 a$	$(V_x)_{max} = \delta p_0 a$	$(V_y)_{max} = \delta_1 p_0 a$
1.0	0.00406	0.0479	0.0479	0.338	0.338	0.420	0.420
1.1	0.00485	0.0554	0.0493	0.360	0.347	0.440	0.440
1.2	0.00564	0.0627	0.0501	0.380	0.353	0.455	0.453
1.3	0.00638	0.0694	0.0503	0.397	0.357	0.468	0.464
1.4	0.00705	0.0755	0.0502	0.411	0.361	0.478	0.471
1.5	0.00772	0.0812	0.0498	0.424	0.363	0.486	0.480
1.6	0.00830	0.0862	0.0492	0.435	0.365	0.491	0.485
1.7	0.00883	0.0908	0.0486	0.444	0.367	0.496	0.488
1.8	0.00931	0.0948	0.0479	0.452	0.368	0.499	0.491
1.9	0.00974	0.0985	0.0471	0.459	0.369	0.502	0.494
2.0	0.01013	0.1017	0.0464	0.465	0.370	0.503	0.496
3.0	0.01223	0.1189	0.0406	0.493	0.372	0.505	0.498
4.0	0.01282	0.1235	0.0384	0.498	0.372	0.502	0.500
5.0	0.01297	0.1246	0.0375	0.500	0.372	0.501	0.500
∞	0.01302	0.1250	0.0375	0.500	0.372	0.500	0.500

“構造力学公式集, 土木学会” より

$$\frac{b}{a} = \frac{H_2}{L} = \boxed{} \rightarrow \text{保守的に 2.0 とする}$$

$$\beta = 0.1017$$

$$M_i = \beta \times q_i \times L^2 \quad (\text{四辺単純支持板、単位幅 1mm 当り}) \quad (i = 1, 3)$$

$$= 0.1017 \times q_i \times L^2$$

弾性断面係数 Z

$$Z = \frac{t^2}{6} \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

塑性断面係数 Z_p

$$Z_p = \frac{t^2}{4} \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_p \quad (\text{単位幅 1mm 当り})$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

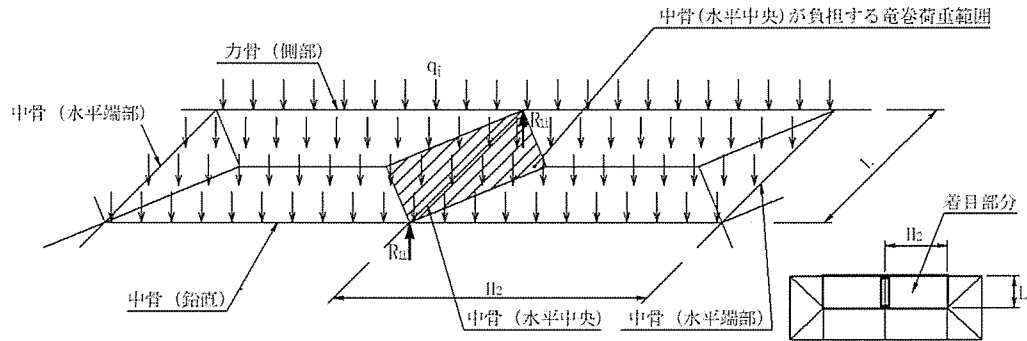
$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_2 (mm)	L (mm)	β	t (mm)	M_1, M_3 (Nmm/mm)	F, F_y (N/mm^2)	Z, Z_p (mm^3/mm)	M_{1a}, M_{3u} (Nmm/mm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1											
F3											

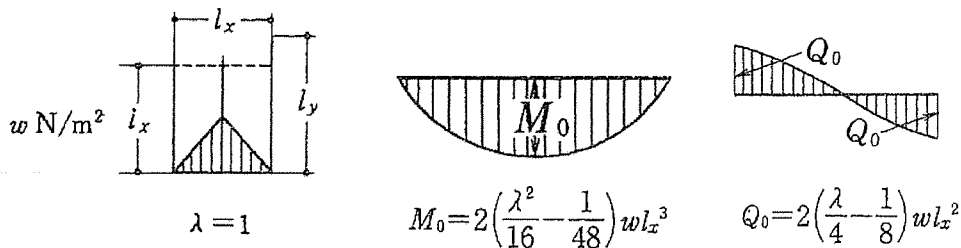
(3) 鉄扉の構造材強度

1) 中骨 (水平中央)

鉄扉表面板を支持する中骨 (水平中央) は、隣接する構造材に支持された梁として検討する。



中骨 (水平中央) の曲げ応力 M_i



“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会” より

$\lambda = 1.0$ として検討

$$M_i = 2 \times \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) \times q_i \times L^3 = \frac{1}{12} \times q_i \times L^3 \quad (i = 1, 3)$$

反力 R_{11}, R_{13}

$$R_{1i} = 2 \times \left(\frac{\lambda}{4} - \frac{1}{8} \right) \times q_i \times L^2 = \frac{1}{4} \times q_i \times L^2 \quad (i = 1, 3)$$

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DS1}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDS1}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

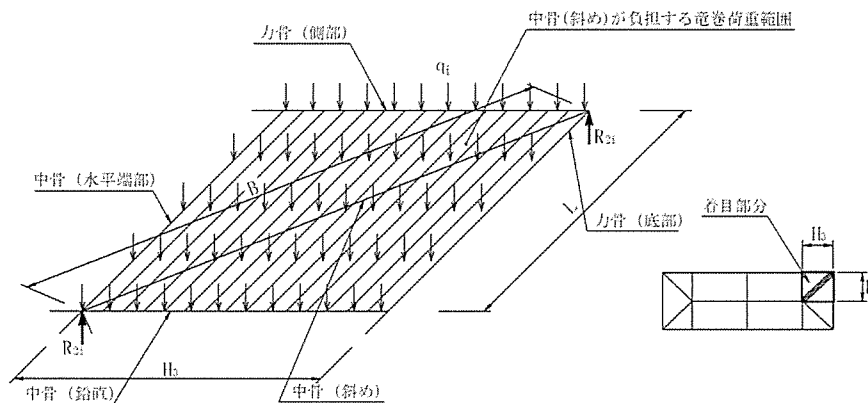
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	M_1, M_3 (Nm)	R_{11}, R_{13} (N)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS1}, Z_{PDS1} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3a} (N/m^2)
F1									
F3									

Z_{DS1} : 中骨 (水平中央) の弾性断面係数

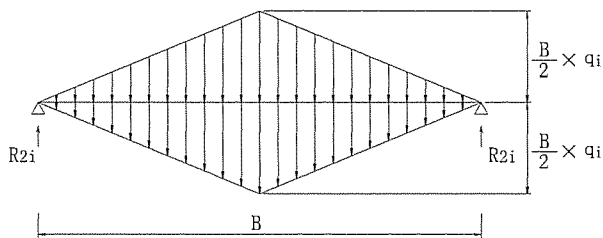
Z_{PDS1} : 中骨 (水平中央) の塑性断面係数

2) 中骨 (斜め)

鉄扉表面板を支持する中骨 (斜め) は、隣接する構造材に支持された梁として検討する。



保守的に考えて、以下の単純梁モデルにて検討する。



$$B = \sqrt{L^2 + H_3^2}$$

中骨 (斜め) の曲げ応力 M_i

$$M_i = 2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{B}{2} \times q_i\right) \times B^2 = \frac{1}{12} \times q_i \times B^3 \quad (i = 1, 3) \quad \text{“構造力学公式集, 土木学会” より}$$

反力 R_{21}, R_{23}

$$R_{2i} = 2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{B}{2} \times q_i\right) \times B = \frac{1}{4} \times q_i \times B^2 \quad (i = 1, 3) \quad \text{“同上” より}$$

曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DS2}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDS2}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

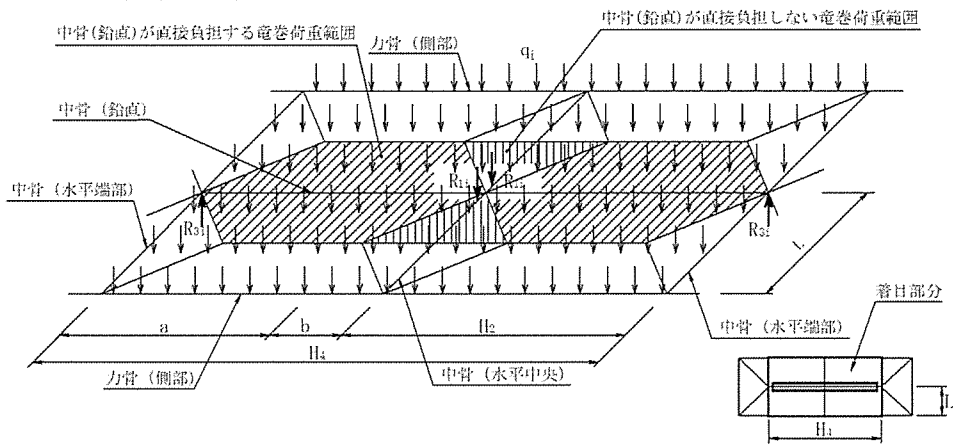
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	H_3 (mm)	B (mm)	M_1, M_3 (Nm)	R_{21}, R_{23} (N)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS2}, Z_{PDS2} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1											
F3											

Z_{DS2} : 中骨 (斜め) の弾性断面係数

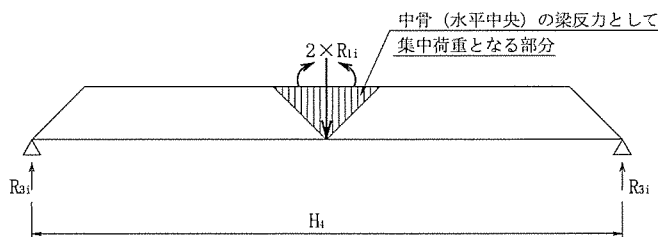
Z_{PDS2} : 中骨 (斜め) の塑性断面係数

3) 中骨 (鉛直)

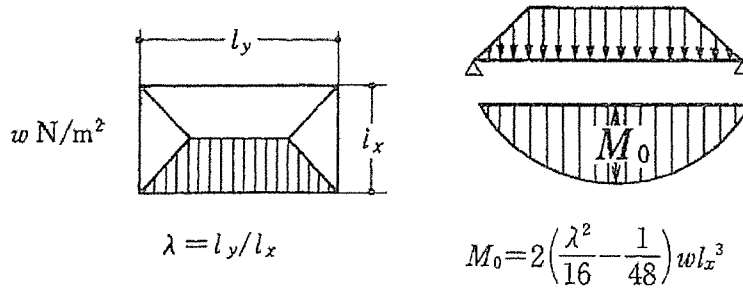
鉄扉表面板を支持する中骨 (鉛直) は、隣接する構造材に支持された梁として検討する。



以下の単純梁モデルにて検討する。



中骨（鉛直）の曲げ応力 M_i



“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会” より

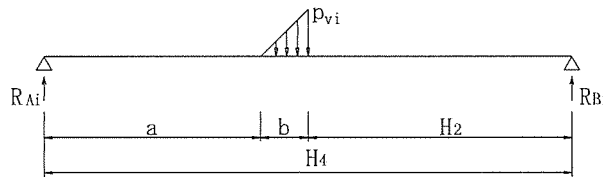
$$M_i = 2 \times \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) \times q_i \times L^3 + \Delta M_i = 2 \times \left(\frac{H_4^2}{16 \times L^2} - \frac{1}{48} \right) \times q_i \times L^3 + \Delta M_i$$

$$\lambda = \frac{H_4}{L}$$

ΔM_i : 中骨(水平中央)負担範囲荷重の集中荷重化影響 ($i = 1, 3$)

分布荷重の集中荷重化影響 ΔM_i の計算

集中荷重化する分布荷重の 1/4 に当たる三角形荷重（以下 1/4 三角形荷重）に対して、保守的に考えて、以下の単純梁モデルにて検討する。



$$b = \frac{L}{2}$$

$$a = H_4 - H_2 - b = H_4 - H_2 - \frac{L}{2}$$

$$p_{vi} = q_i \times b = q_i \times \frac{L}{2}$$

$$R_{Bi} = \frac{p_{vi} \times b}{6} \times (3\alpha + 2\beta) = \frac{q_i \times L^2}{24} \times (3\alpha + 2\beta)$$

$$\alpha = \frac{a}{H_4} = \frac{H_4 - H_2 - \frac{L}{2}}{H_4} = 1 - \frac{H_2}{H_4} - \frac{L}{2H_4}$$

$$\beta = \frac{b}{H_4} = \frac{L}{2 \times H_4}$$

“構造力学公式集，土木学会” より

1/4 三角形荷重による曲げモーメント m_i

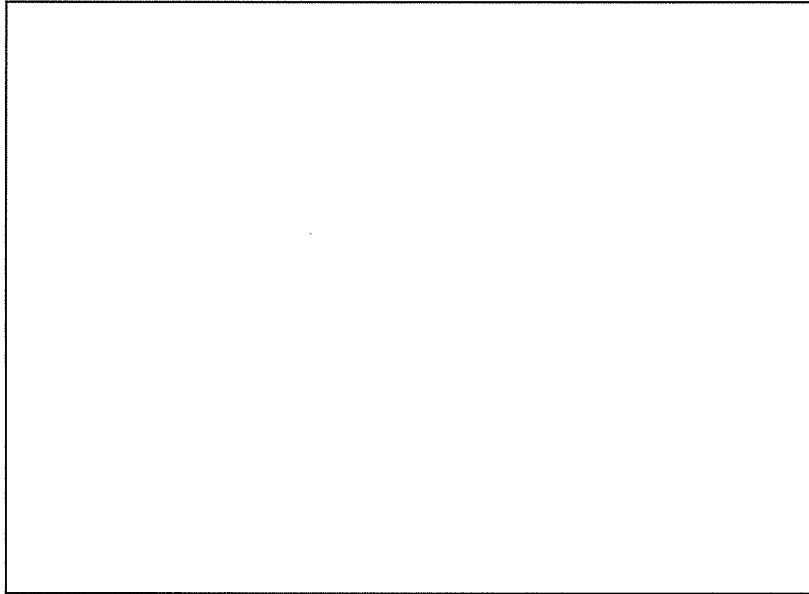
$$m_i = R_{Bi} \times H_2$$

集中荷重化影響 ΔM_i は保守的に考えて以下の式とする。

$$\Delta M_i = \frac{2 \times R_{1i} \times H_4}{4} - 4 \times m_i = \frac{R_{1i} \times H_4}{2} - 4 \times m_i$$

ケース	q_i (N/m^2)	L (mm)	H_2 (mm)	H_4 (mm)	α	β	R_{Bi} (N)	R_{1i} (N)	m_i (Nm)	ΔM_i (Nm)
F1										
F3										

中骨（鉛直）については下図の追加補強材による断面補強を実施する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DS3}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDS3}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} （検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重）

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

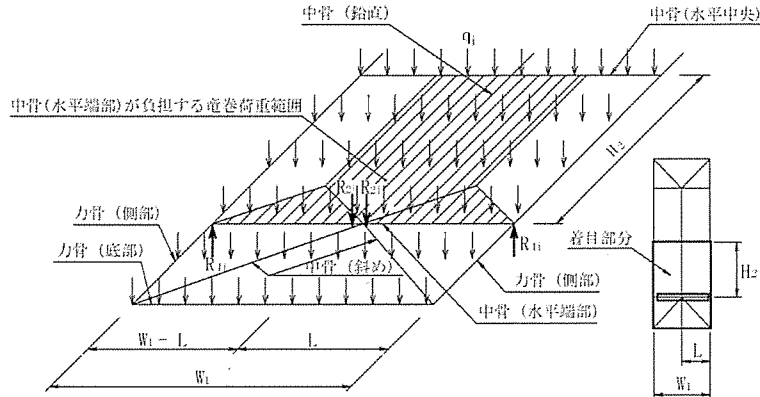
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	L (mm)	H_4 (mm)	$\Delta M_1, \Delta M_3$ (Nm)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS3}, Z_{PDS3} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1										
F3										

Z_{DS3} : 中骨（鉛直）の補強後の弾性断面係数

Z_{PDS3} : 中骨（鉛直）の補強後の塑性断面係数

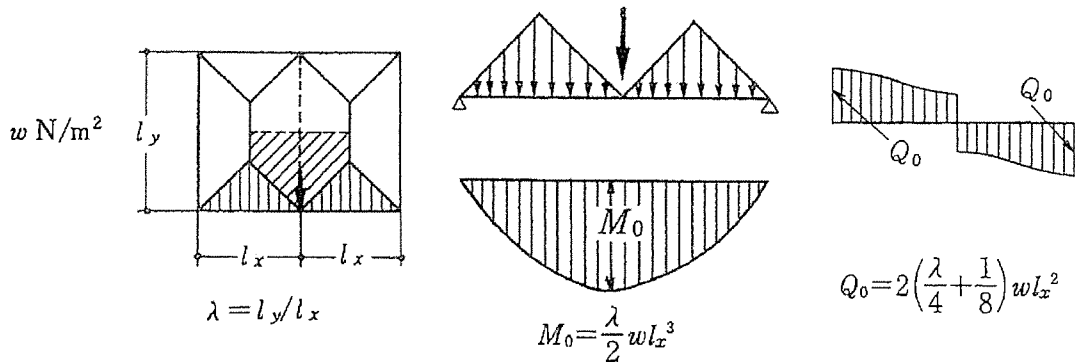
4) 中骨（水平端部）

鉄扉表面板を支持する中骨（水平端部）は、隣接する構造材に支持された梁として検討する。



中骨（水平端部）の曲げ応力 M_i

保守的に考えて $L=W_1/2$ とし、梁に作用する曲げモーメントは以下の通りとする。



“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会”より

$$M_i = M'_i + M''_i = \frac{1}{2} \times \frac{\lambda}{2} \times q_i \times \left(\frac{W_1}{2}\right)^3 + \frac{2 \times R_{2i} \times W_1}{4}$$

$$= \frac{1}{16} \times q_i \times H_2 \times W_1^2 + \frac{1}{2} \times R_{2i} \times W_1 \quad (i = 1, 3)$$

$$\lambda = \frac{2 \times H_2}{W_1}$$

M'_i : 中骨(水平端部)が負担する荷重による曲げモーメント

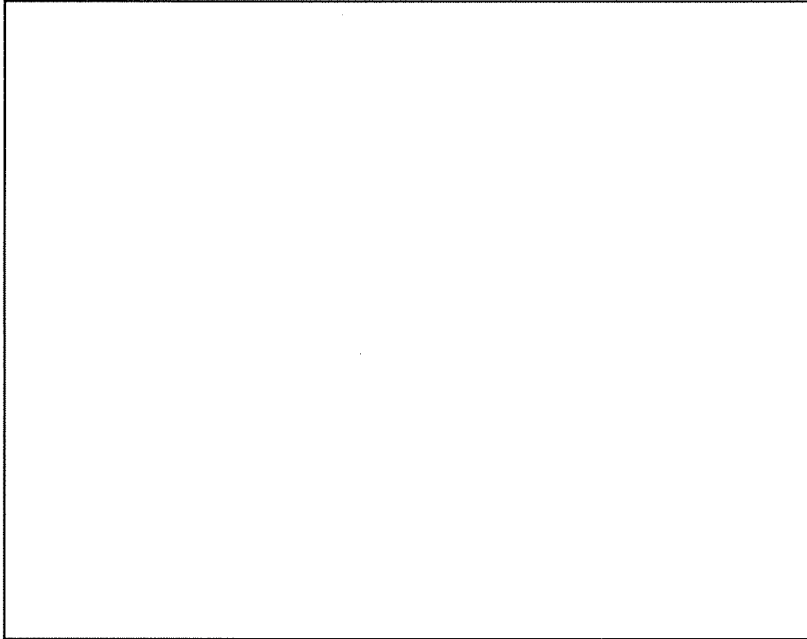
M''_i : 中骨(斜め)反力による曲げモーメント

反力 R_{41}, R_{43}

$$R_{4i} = \frac{1}{2} \times \left\{ 2 \times \left(\frac{\lambda}{4} + \frac{1}{8}\right) \times q_i \times \left(\frac{W_1}{2}\right)^2 + 2 \times R_{2i} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times q_i \times \left\{ \frac{W_1 \times H_2}{4} + \left(\frac{W_1}{4}\right)^2 \right\} + R_{2i} \quad (i = 1, 3)$$

中骨（水平端部）については下図の追加補強材による断面補強を実施する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DS4}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDS4}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} （検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重）

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

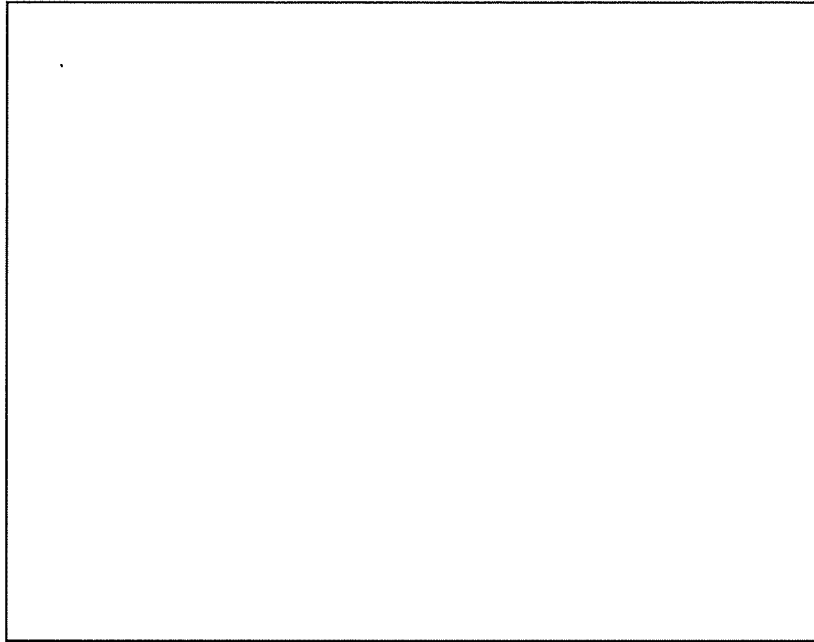
ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	W_1 (mm)	H_2 (mm)	R_{21}, R_{23} (N)	M_1, M_3 (Nm)	R_{41}, R_{43} (N)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DS4}, Z_{PDS4} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1											
F3											

Z_{DS4} : 中骨（水平端部）の補強後の弾性断面係数

Z_{PDS4} : 中骨（水平端部）の補強後の塑性断面係数

(4) 鉄扉の力骨強度

力骨について、ピポットヒンジ及びフランス落としを支点とした梁として検討する。



1) 親扉の検討

鉄扉の側部力骨 A、B、底部力骨 C 及び頂部力骨 D の各梁について検討する。

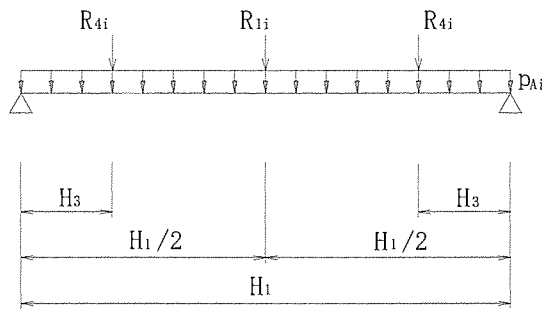
a) 側部（ピポットヒンジ側）力骨 A 梁

力骨 A 梁には、以下の荷重が作用する。

- ・ 表面板から直接伝達される荷重 p_{Ai}
- ・ 中骨（水平中央）の反力として伝達される荷重 R_{1i}
- ・ 中骨（水平端部）の反力として伝達される荷重 R_{4i}



保守的に考えて、以下の単純梁モデルにて検討する。
 力骨 A 梁の曲げ応力 M_i



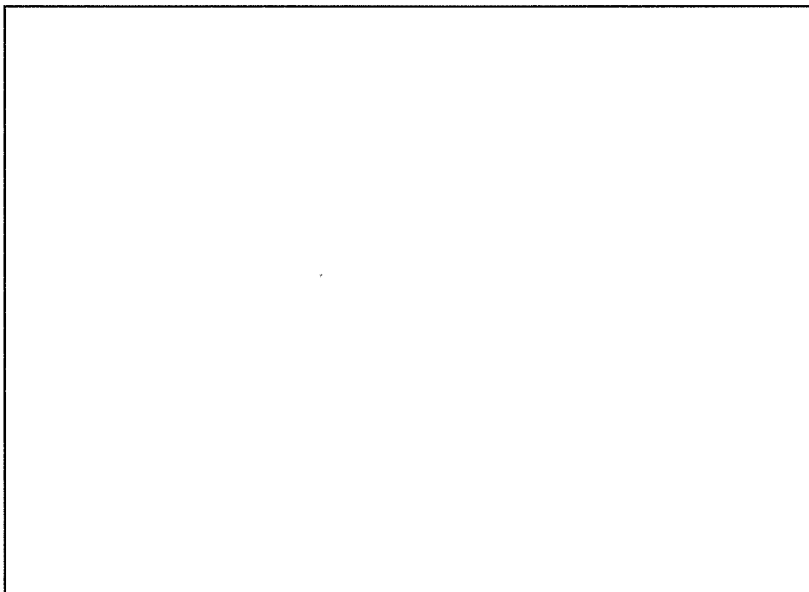
$$p_{Ai} = q_i \times \frac{L}{2}$$

$$M_i = \frac{R_{1i} \times H_1}{4} + R_{4i} \times H_3 + \frac{1}{8} \times p_{Ai} \times H_1^2$$

$$= \frac{R_{1i} \times H_1}{4} + R_{4i} \times H_3 + \frac{q_i \times L \times H_1^2}{16} \quad (i = 1, 3)$$

“構造力学公式集，土木学会” より

力骨 A 梁については下図の追加補強材による断面補強を実施する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

短期許容曲げ耐力 $M_{1a} = F \times Z_{DA}$

終局曲げ耐力 $M_{3u} = F_y \times Z_{PDA}$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, \quad K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_1 (mm)	H_3 (mm)	L (mm)	R_{11}, R_{13} (N)	R_{41}, R_{43} (N)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DA}, Z_{PDA} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1												
F3												

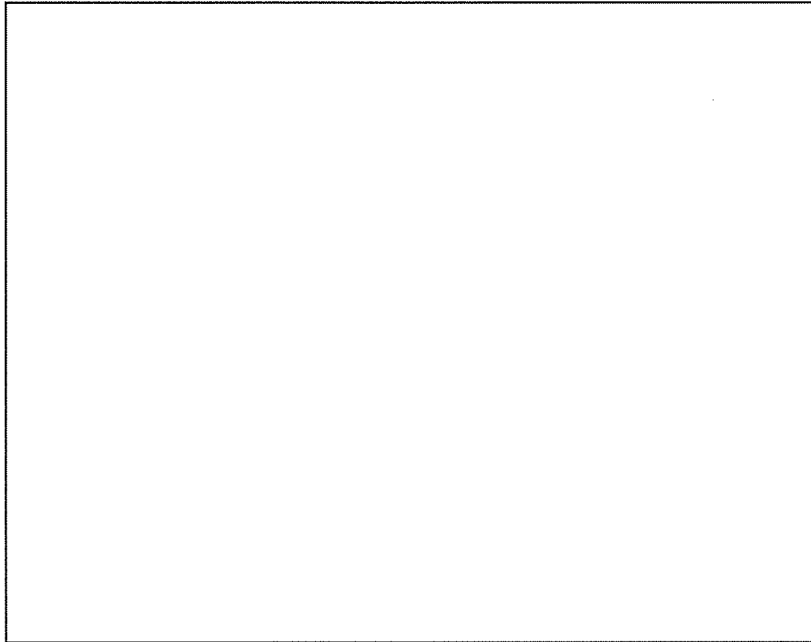
Z_{DA} : 力骨 A 梁の補強後の弾性断面係数

Z_{PDA} : 力骨 A 梁の補強後の塑性断面係数

b) 側部 (召し合わせ側) 力骨 B 梁

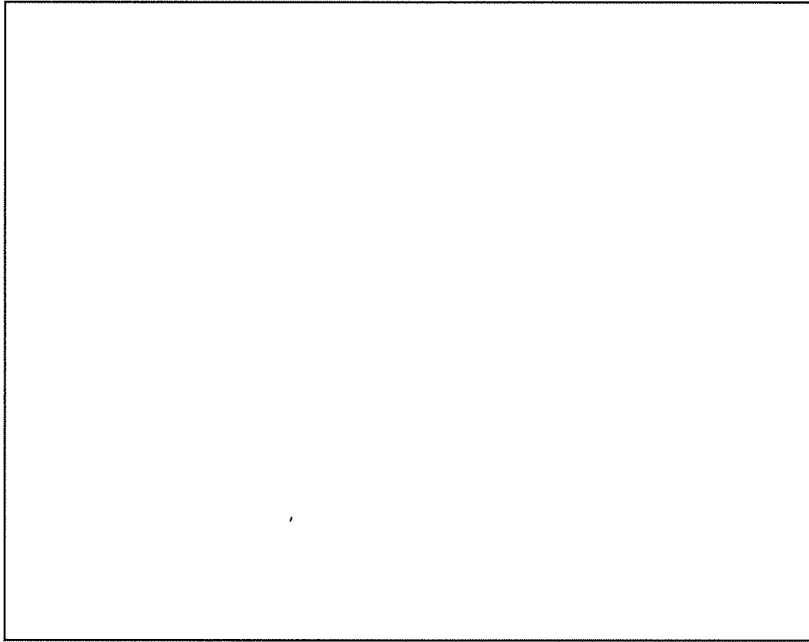
B 梁の断面係数及び作用荷重とも A 梁と同等である。

従って、A 梁と同様の追加補強材による断面補強を B 梁についても実施するものとし、検討を省略する。



c) 底部力骨 C 梁

保守的に考えて、力骨 C 梁に作用する荷重範囲は下図とする。

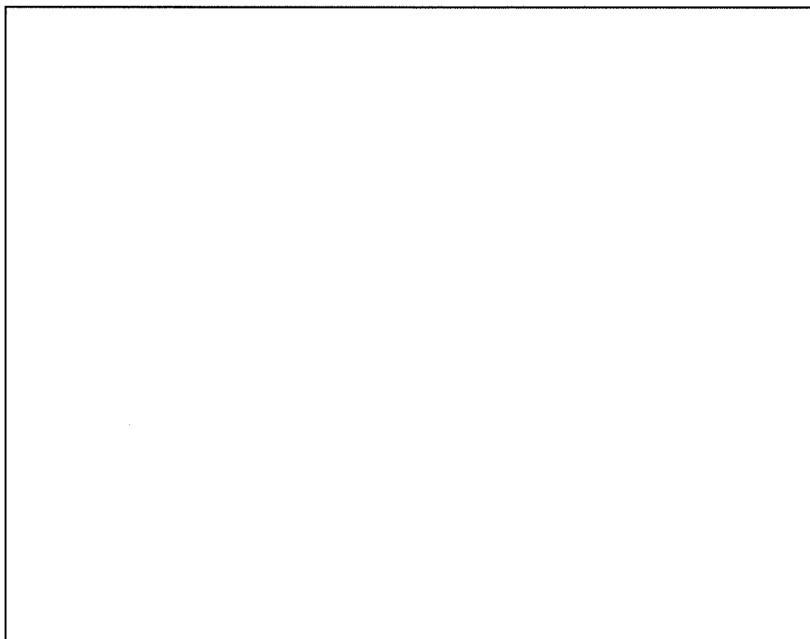


力骨 C 梁の曲げ応力 M_i

$$M_i = \frac{1}{2} \times 2 \times \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) \times q_i \times H_3^3$$
$$= \left(\frac{W_1^2}{16 \times H_3^2} - \frac{1}{48} \right) \times q_i \times H_3^3 \quad (i = 1, 3)$$
$$\lambda = \frac{W_1}{H_3}$$

“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会”より

力骨 A 梁と同様に力骨 C 梁についても下図の追加補強材 による断面補強を実施する。



曲げ耐力 M_{1a}, M_{3u}

$$\text{短期許容曲げ耐力 } M_{1a} = F \times Z_{DC}$$

$$\text{終局曲げ耐力 } M_{3u} = F_y \times Z_{PDC}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{M_1}{M_{1a}}, K_3 = \frac{M_3}{M_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_3 (mm)	W_1 (mm)	M_1, M_3 (Nm)	F, F_y (N/mm^2)	Z_{DC}, Z_{PDC} (mm^3)	M_{1a}, M_{3u} (Nm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1									
F3									

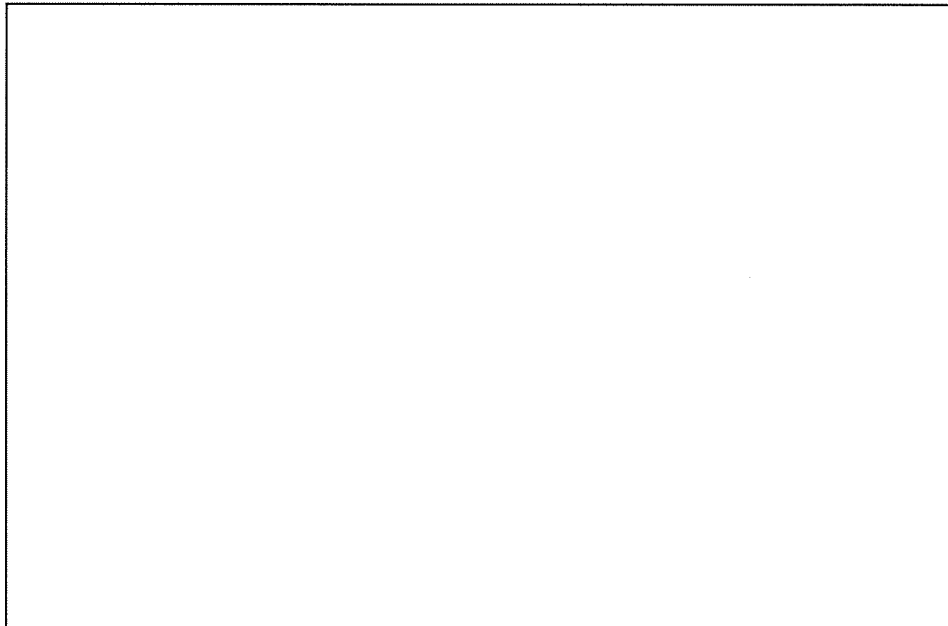
Z_{DC} : 力骨 C 梁の補強後の弾性断面係数

Z_{PDC} : 力骨 C 梁の補強後の塑性断面係数

d) 頂部力骨 D 梁

D 梁の断面係数及び作用荷重とも C 梁と同等である。

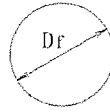
従って、C 梁と同様の追加補強材による断面補強を D 梁についても実施するものとし、検討を省略する。



(5) フランス落としの検討

1) 既設のフランス落とし

フランス落としピンの断面積 A_f



$$A_f = \frac{\pi}{4} (D_f)^2$$

既設フランス落とし断面

ピンの形状係数 κ (円形断面 4/3) “構造力学公式集, 土木学会” より
親扉のフランス落としに作用する荷重 R_{fi}

$$R_{fi} = \kappa \times \frac{q_i \times H_1 \times W_1}{4} \quad (i = 1, 3)$$

せん断耐力 S_{1a}, S_{3u}

短期許容せん断耐力 $S_{1a} = \square \times A_f$ (N)

終局せん断耐力 $S_{3u} = \square \times A_f$ (N)

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{R_{f1}}{S_{1a}}, \quad K_3 = \frac{R_{f3}}{S_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$

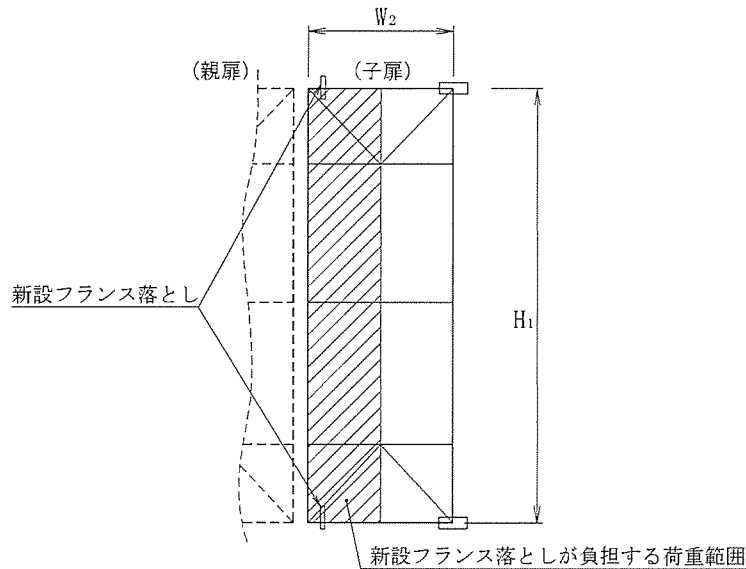
ケース	q_1, q_3 (N/m ²)	H_1 (mm)	W_1 (mm)	D_f (mm)	κ	R_{f1}, R_{f3} (N)	A_f (mm ²)	$F/\sqrt{3},$ $F_y/\sqrt{3}^*$ (N/mm ²)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m ²)
F1											
F3											

W_1 : 親扉幅

$$*: F_y / \sqrt{3} = F \times 1.1 / \sqrt{3}$$

2) 新設のフランス落とし

子扉に作用する荷重の 1/2 については、子扉上下に追加する新設フランス落としが全て負担するものとし、ピンの必要最小寸法を確認する。



新設するフランス落としピンの断面積 A_f'

$$A_f' = S_f^2 - 2 \times C^2$$

ピンの形状係数 κ (矩形断面 1.5) “構造力学公式集, 土木学会” より

新設するフランス落としに作用する荷重 R_{fi}'

$$R_{fi}' = \kappa \times \frac{q_i \times H_1 \times W_2}{4} \quad (i = 1, 3)$$

せん断耐力 S_{1a}, S_{3u}

短期許容せん断耐力 $S_{1a} = \square \times A_f' \text{ (N)}$

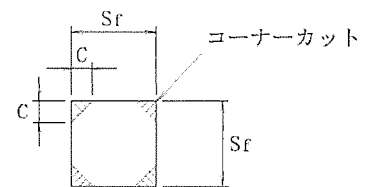
終局せん断耐力 $S_{3u} = \square \times A_f' \text{ (N)}$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{R_{f1}'}{S_{1a}}, \quad K_3 = \frac{R_{f3}'}{S_{3u}}$$

許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (検定比 1.0 相当の F1, F3 の竜巻荷重)

$$\text{短期許容荷重 } q_{1a} = \frac{q_1}{K_1} \quad \text{終局許容荷重 } q_{3u} = \frac{q_3}{K_3}$$



新設フランス落とし断面

ケース	q_1, q_3 (N/m^2)	H_1 (mm)	W_2 (mm)	S_f (mm)	C (mm)	κ	R_{f1}', R_{f3}' (N)	A_f' (mm^2)	$F/\sqrt{3}, F_y/\sqrt{3}^*$ (N/mm^2)	S_{1a}, S_{3u} (N)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1												
F3												

W_2 : 子扉幅

* : $F_y / \sqrt{3} = F \times 1.1 / \sqrt{3}$

4.7. 追加補強一覧表

添説建3-XI.4.7-1表 既設補強鉄扉（単板タイプ）の追加補強一覧

鉄扉の設計仕様概要		項目	記号	単位	転換工場	成型工場
					SD-11 ^{※1}	SD-136-RF
					両開	片開
対応する竜巻荷重		F1	q ₁	N/m ²		
		F3	q ₃	N/m ²		
鉄扉の外寸		幅	W	mm		
		高さ	H	mm		
		厚み	T	mm		
追加補強材	扉枠構造材（外周部）	補強材サイズ	L	mm		
	鉛直構造材	補強材サイズ	L	mm		
	水平構造材（端部）	補強材サイズ	L	mm		
	新設フランス落とし	ピンサイズ	SB ^{※2}	mm		

※1 各建屋F1, F3竜巻荷重検定比最大扉（新設鉄扉含む）

※2 SB：角棒（SQUARE BAR）

XII. 工場棟および付属建物鋼製シャッター説明書

1. 概要

工場棟および付属建物竜巻対応鋼製シャッターは、既設もしくは新設交換した鋼製シャッターにシャッターガードを追加設置して竜巻荷重に対応させるタイプ「鋼製シャッター補強」が6箇所、既設鋼製シャッターをシャッター単独で竜巻荷重に対応出来る新設の鋼製シャッターに交換するタイプ「新設鋼製シャッター」が1箇所の合計7箇所構成される。

本書では、この2つのタイプについて、それぞれの代表例の検討詳細を示し、それ以外の鋼製シャッターについては検討結果を一覧表の形式にて記載するものとした。

2. 鋼製シャッターの検定比、鋼製シャッターの配置図

2.1. 各建屋の検定比最大鋼製シャッター一覧

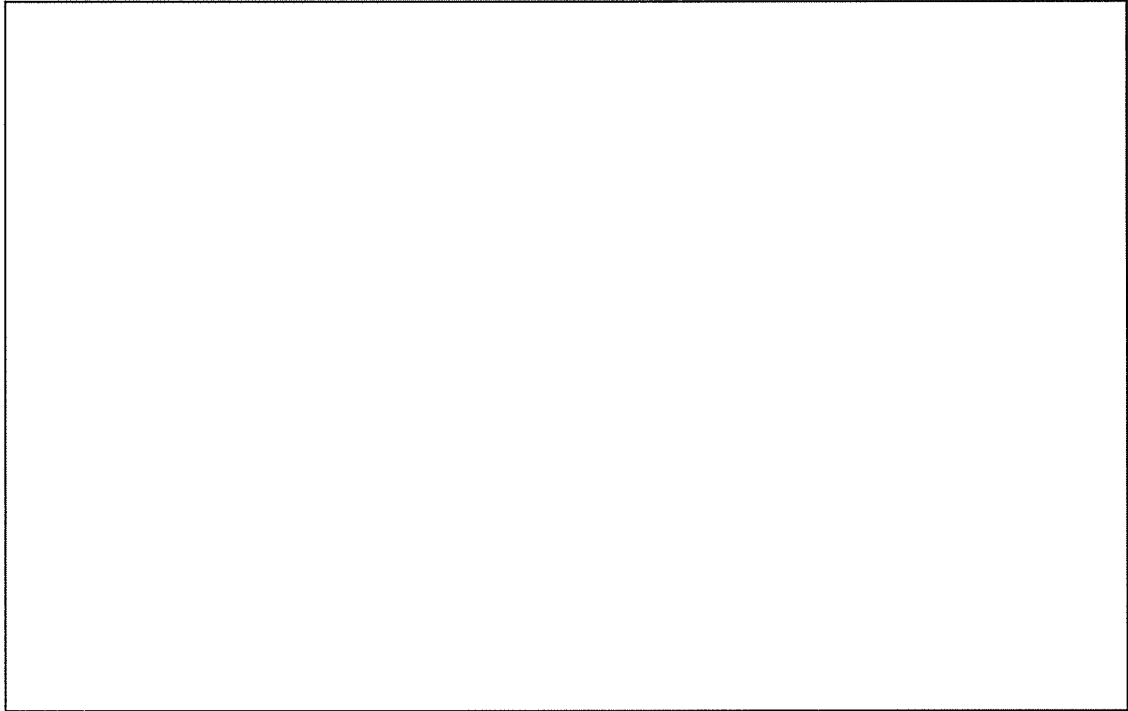
添説建 3-XII. 2.1-1 表 各建屋の検定比最大鋼製シャッター一覧

	項目	記号	単位	組立工場	転換工場	
				SS-17	SS-2	
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2		
		F3	q_3	N/m^2		
評価	許容荷重 (q_{1a}, q_{3u}) 検定比 (K_1, K_3)	F1	q_{1a}	N/m^2		
			K_1	—		
		判定		OK		OK
		F3	q_{3u}	N/m^2		
			K_3	—		
		判定		OK	OK	

	項目	記号	単位	容器管理棟	除染室・分析室	
				SS-60	SS-6	
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2		
		F3	q_3	N/m^2		
評価	許容荷重 (q_{1a}, q_{3u}) 検定比 (K_1, K_3)	F1	q_{1a}	N/m^2		
			K_1	—		
		判定		OK		OK
		F3	q_{3u}	N/m^2		
			K_3	—		
		判定		OK	OK	

2.2.鋼製シャッタの配置図

工場棟および付属建物竜巻対応鋼製シャッタの配置図を添説建 3-XII. 2. 2-1 図に示す。



添説建 3-XII. 2. 2-1 図 鋼製シャッタ配置図

3. 鋼製シャッタ補強の検討

3.1.鋼製シャッタ補強の概要

四次申請建物における竜巻対応「鋼製シャッタ補強」箇所の概要を添説建 3-XII. 3. 1-1 表に示す。

なお、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。

組立工場 1 階	: 3 箇所	容器管理棟 1 階	: 1 箇所
転換工場 1 階	: 1 箇所	除染室・分析室 1 階	: 1 箇所

添説建 3-XII. 3. 1-1 表 竜巻対応鋼製シャッタ補強箇所一覧

建屋名	階	シャッタ 番号・仕様		場所	シャッタ開口		竜巻荷重	
					有効幅 W (mm)	有効高さ H (mm)	スケール	強度 (N/m ²)
組立工場	1F	SS-17	既設	燃料集合体貯蔵室 - 製品搬出前室				
	1F	SS-19	既設	製品搬出前室-屋外				
	1F	SS-87	既設	製品搬出前室-屋外				
転換工場	1F	SS-2	既設	原料倉庫-前室				
容器管理棟	1F	SS-60	既設	保管室-連絡通路				
除染室・分析室	1F	SS-6	新設	前室通路-屋外				

3.2.鋼製シャッター補強の内容

鋼製シャッター補強の内容は以下の通り。

- ・鋼製シャッター内外面にV型納まりのシャッターガードを設置：シャッターの耐力増加



添説建 3-XII. 3.2-1 図 シャッターガード設置図

3.3.使用材料

添説建 3-XII. 3.3-1 表 材料の基準強度 F

シャッターガード材料	基準強度 (N/mm ²)

※1：JIS H4100 による

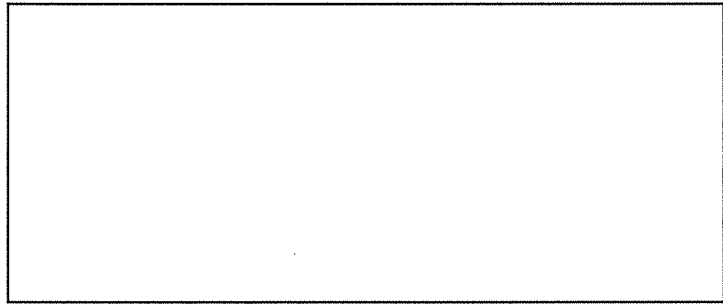
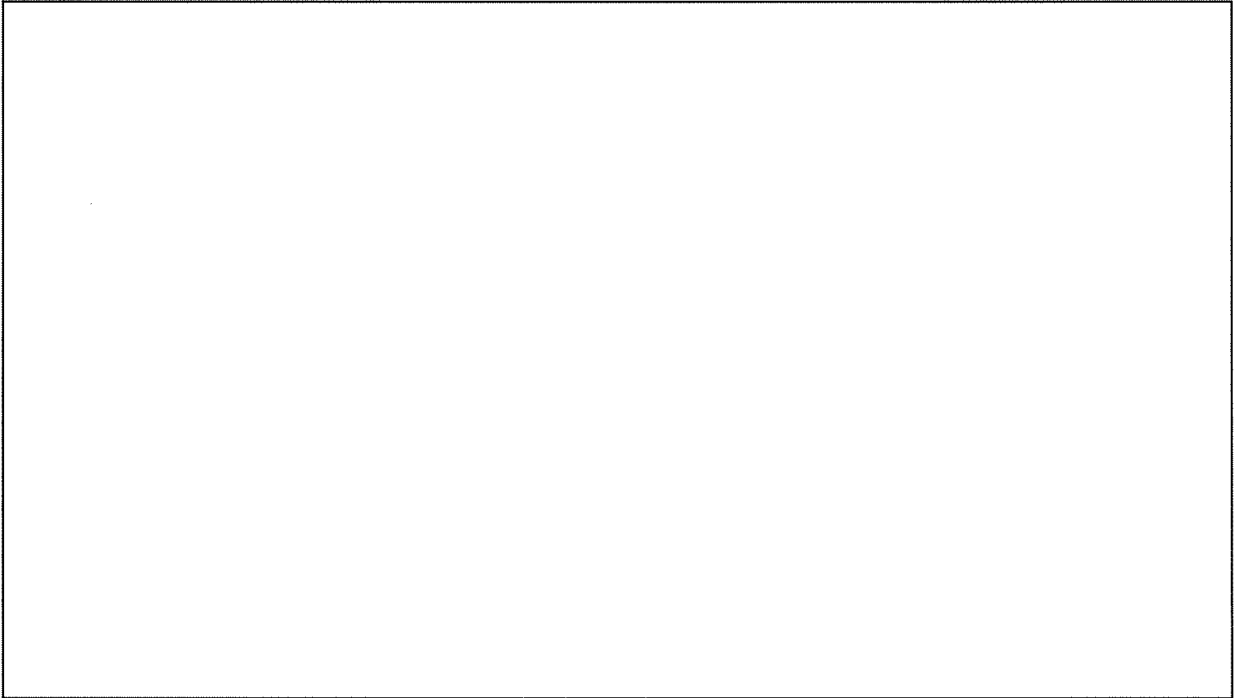
3.4 鋼製シャッター補強の強度評価方法

(1) 設計方針

鋼製シャッター補強は、シャッター内外面にシャッターガードを設置することによりシャッターの耐力増加を図る。

シャッターガードは「スラットのたわみを押さえること」により、スラットの抜け出し量を抑制してシャッターの耐風圧強度を上昇させるものである。

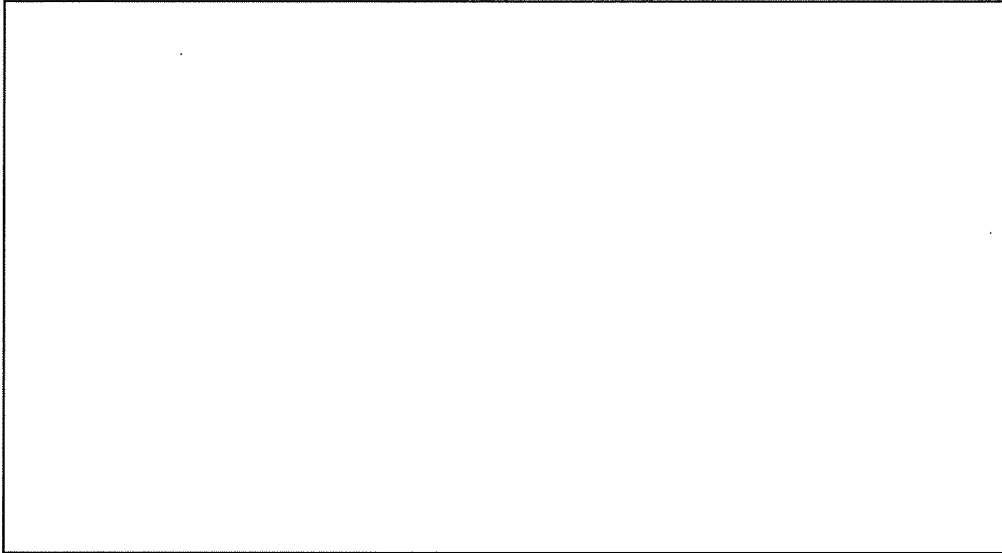
シャッターのたわみからシャッターガード付き鋼製シャッターの耐風圧強度を検討する。



添説建 3-XII. 3.4-1 図 シャッターガード付き鋼製シャッター

(2) 検討モデル

本書では、添説建 3-XII. 3. 4-2 図のようにスラットおよびシャッターガードを両端支持梁と考える。



添説建 3-XII. 3. 4-2 図 計算モデル概要

スラットには竜巻荷重が等分布荷重として作用すると仮定する。シャッターガードはシャッタのたわみを抑制するため、スラットとの接触点でスラットを支持している。添説建 3-XII. 3. 4-2 図のように支持点の位置が変化するため、シャッターガードには添説建 3-XII. 3. 5-6 図のような分布荷重を仮定する。

(3) スラットたわみ

スラットがたわむことによりスラットがガイドレールから抜け出そうとする。たわみが大きいほどスラットが抜け出しやすくなる。シャッタ開口高さ上部のスラットはシャフトでも荷重を受け、スラットたわみは開口高さ中央のスラットに比べて小さい。またシャッタ開口高さ下部のスラットは座板の曲げ剛性が高いことおよび床面との摩擦により、たわみは開口高さ中央のスラットに比べて小さい。

よって、本書ではシャッタ開口高さ中央部のスラットのたわみで検討することとする。

従って、耐風圧強度の計算は

- ・スラットがシャッターガードに接触するまでの等分布荷重 w_{sa}
- ・スラットがガイドレールから抜け出すまでの等分布荷重 w_{sb}

以上 2 パターンについて検討し、シャッターガード付き鋼製シャッタの耐えうる最大等分布荷重： w_s は

$$w_s = w_{sa} + w_{sb}$$

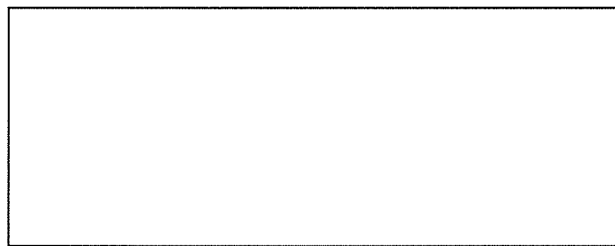
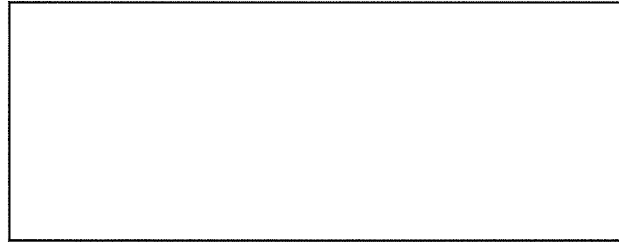
となる。

(4) 設計荷重

鋼製シャッタの強度評価に使用する竜巻荷重を以下に示す。

1) F1 竜巻気圧差ありの場合 : $q_1 = 2,152 \text{ N/m}^2$

2) F3 竜巻気圧差無しの場合 : $q_3 = 4,130 \text{ N/m}^2$



添説建 3—XII. 3. 4-3 図 竜巻荷重の概要

3.5 鋼製シャッタの強度評価

鋼製シャッタの竜巻に対する強度検討に当たっては、F3 荷重が作用する鋼製シャッタのうち、シャッタ開口面積が最大となる容器管理棟 1 階 SS-60 に着目し、検討詳細を示す。

また、SS-60 以外の鋼製シャッタについては同様方法による検討結果を添説建 3-XII. 3.6-1 表に示す。

3.5.1 鋼製シャッタの諸元

(1) 鋼製シャッタの諸元

シャッタ符号	: SS-60
スラット種類	: F-86
耐風爪	: 無し
シャッタ開口幅 (シャッタ W) L_s (mm)	: <input type="text"/>
シャッタ開口高さ (シャッタ H) H (mm)	: <input type="text"/>

(2) 鋼製シャッタ断面性能、各種決定値

スラットピッチ b (mm)	: <input type="text"/>
スラット断面積 A_s (mm ²)	: <input type="text"/>
スラット断面二次モーメント I_s (mm ⁴)	: <input type="text"/>
塑性断面係数 Z_p (mm ³)	: <input type="text"/>
断面係数 Z_s (mm ³)	: <input type="text"/>
許容応力度 σ_s (N/mm ²)	: <input type="text"/> (鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —)
終局曲げ耐力 F_y (N/mm ²)	: <input type="text"/> (第 2464 号告示より)
(鋼構造設計規準より 終局曲げ耐力 (F3 時) $F_y = \sigma_s \times 1.1$)	
縦弾性係数 E_s (N/mm ²)	: <input type="text"/>
スラット限界抜け出し量 ϵ_{max} (mm)	: <input type="text"/>
スラットの噛み合い量 e_1 (mm)	: <input type="text"/>
ガイドレール深さ e_2 (mm)	: <input type="text"/>

3.5.2 シャッターガードの諸元

(1) シャッターガードの諸元

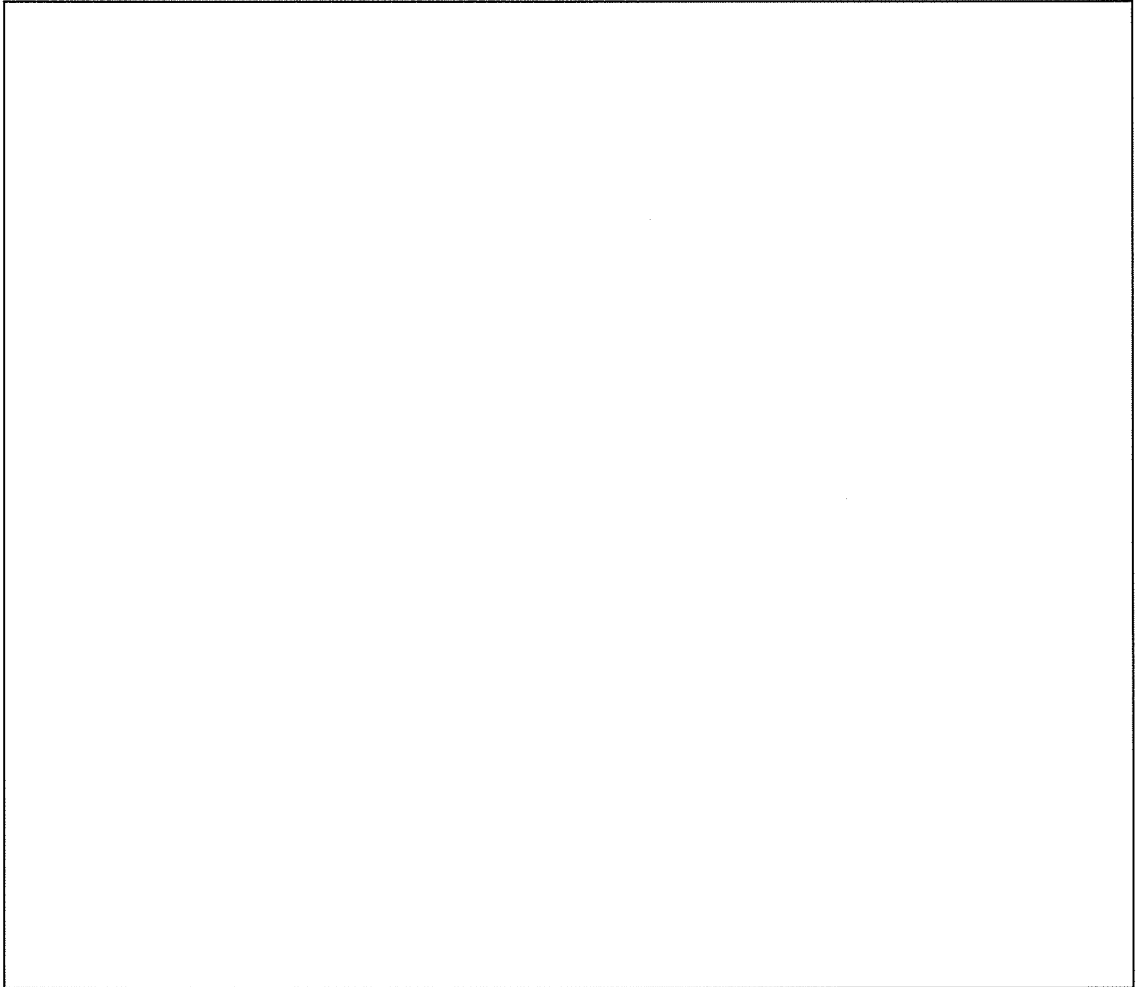
シャッターガード種別 : 大型 A6061S-T6

スパン L_g (mm) : (開口面からの離れ BL : -150)

アウター長さ L_{go} (mm) :

インナー長さ L_{gi} (mm) :

設置角度 θ (deg) :



添説建 3-XII. 3.5-1 図 シャッターガード寸法

(2) シャッターガード断面性能、各種決定値

アウター断面二次モーメント I_{go} (mm⁴) :

アウター断面係数 Z_{go} (mm³) :

インナー断面二次モーメント I_{gi} (mm⁴) :

インナー断面係数 Z_{gi} (mm³) :

許容応力度 σ_g (N/mm²) : (JIS H 4100 より)

縦弾性係数 E_g (N/mm²) :

シャッターガード～スラット間隔 δ_{sa1u} (mm) :

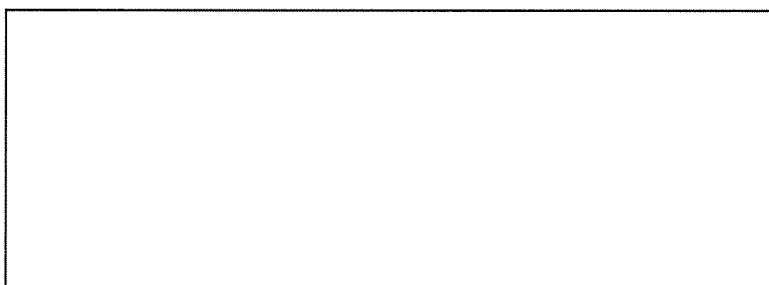
3.5.3 強度計算

(1) スラットがシャッターガードと接触するまでの等分布荷重の検討

添説建 3-XII. 3.5-2 図の接触点 1, 2 でシャッターガードとスラットが接触するまでのスラット等分布荷重 w_{sa} を計算する。



添説建 3-XII. 3.5-2 図 スラットとシャッターガードのモデル図



添説建 3-XII. 3.5-3 図 接触前のスラットの荷重図

シャッターガード～スラット接触点 1 までの距離 l は

$$l = \frac{L_g \cos \theta}{2} + (88 - BL)$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-1 表 シャッターガード～スラット接触点までの距離

L_g (mm)	θ (deg)	BL (mm)	l (mm)

等分布荷重の作用するスラットの接触点1および2のたわみ δ_{sa1u} の式から

$$\delta_{sa1u} = \frac{w_{sa}L_s^4}{24E_sI_s} \left\{ \frac{l}{L_s} - 2\left(\frac{l}{L_s}\right)^3 + \left(\frac{l}{L_s}\right)^4 \right\}$$

上式より、スラットがシャッターガードと接触するまでの等分布荷重 w_{sa} は

$$w_{sa} = \frac{24\delta_{sa1u}E_sI_s}{L_s^4 \left\{ \frac{l}{L_s} - 2\left(\frac{l}{L_s}\right)^3 + \left(\frac{l}{L_s}\right)^4 \right\}}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-2 表 スラットの等分布荷重

δ_{sa1u} (mm)	E_s (N/mm ²)	I_s (mm ⁴)	L_s (mm)	l (mm)	w_{sa} (N/mm)

この時、スラットの中央のたわみ δ_{sac} 、発生曲げ応力 σ_{sac} は

$$\delta_{sac} = \frac{5w_{sa}L_s^4}{384E_sI_s}$$

$$\sigma_{sac} = \frac{w_{sa}L_s^2}{8Z_s} \quad (\text{弾性限度内のため、断面係数}Z_s\text{で計算})$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-3 表 スラットの中央のたわみと発生曲げ応力

L_s (mm)	E_s (N/mm ²)	I_s (mm ⁴)	Z_s (mm ³)	w_{sa} (N/mm)	δ_{sac} (mm)	σ_{sac} (N/mm ²)

(2) スラットがガイドレールから抜け出すまでの等分布荷重の検討

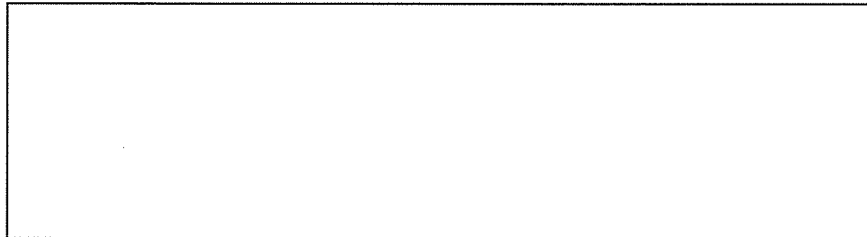
スラットがガイドレールから抜け出すまでのスラット等分布荷重 w_{sb1} を計算する。

一本のスラットを両端支持梁と考え、それに等分布荷重が作用したとして計算を行う。

風圧により中央がたわみ、スラットはガイドレールから抜け出し始める。

標準状態の限界抜け出し量： ε は□mmであるが、片寄せた状態では抜け出し量は片側□mmとなる。

従って、スラットの限界抜け出し量 ε_{max} は□mmとする。



添説建 3-XII. 3.5-4 図 スラットのモデル図

スラットがガイドレールから抜け出すときの最大たわみ δ_{sct} は

$$\delta_{sct} = \frac{5L_s^4}{384E_sI_s} \sqrt{\frac{2370E_s^2I_s^2\varepsilon_{max}}{L_s^7}}$$

(シャッタースラットの耐風圧強度計算基準（日本シャッター工業会）より）

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-4 表 スラットの最大たわみ

L_s (mm)	E_s (N/mm ²)	I_s (mm ⁴)	δ_{salu} (mm)	ε_{max} (mm)	δ_{sct} (mm)

シャッターガードがスラットに接触後、スラットが抜け出すまでのスラットたわみ δ_{sbc} は

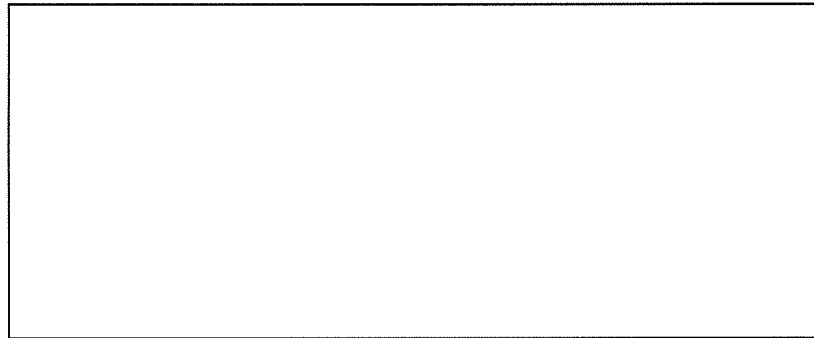
$$\delta_{sbc} = \delta_{sct} - \delta_{sac}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-5 表 スラットが抜け出すまでのスラットのたわみ

δ_{sct} (mm)	δ_{sac} (mm)	δ_{sbc} (mm)

スラット中央のたわみ量が δ_{sbc} となるまでに、スラットが受ける等分布荷重 w_{sb1} を求める。
 シャッターガードがスラットに接触した後、スラットには等分布荷重とシャッターガードからの反力 R が作用する。計算モデルは添説建 3-XII. 3. 5-5 図に示す。



添説建 3-XII. 3. 5-5 図 接触時のスラットの荷重図

添説建 3-XII. 3. 5-5 図のモデルで、スラット中央（接触点 1）のたわみ δ_{sbc} は、等分布荷重 w_{sb1} が作用したときのたわみ δ_{sbcu} と反力 R が作用したときのたわみ δ_{sbcr} の差となる。

$$\delta_{sbc} = \delta_{sbcu} - \delta_{sbcr}$$

$$\delta_{sbcu} = \frac{5w_{sb1}L_s^4}{384E_sI_s} = 11330.0w_{sb1}$$

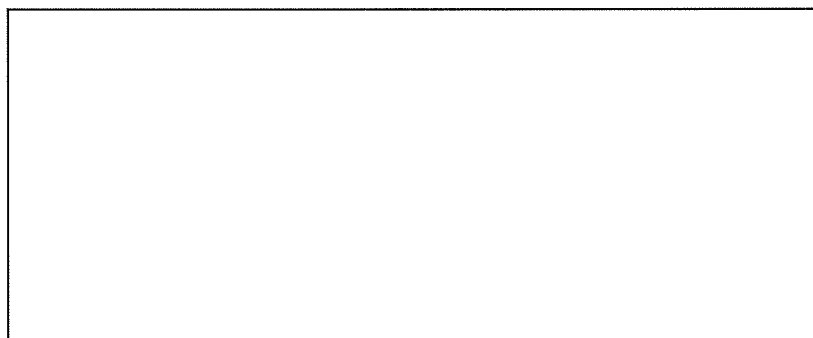
$$\delta_{sbcr} = \frac{RL_s^3}{24E_sI_s} \frac{l}{L_s} \left\{ 3 - 4 \left(\frac{l}{L_s} \right)^2 \right\} = 4.0415R$$

また接触点 1 のスラットのたわみ δ_{sb1} は、等分布荷重 w_{sb1} が作用したときのたわみ δ_{sb1u} と反力 R が作用したときのたわみ δ_{sb1r} との差となり、シャッターガードのたわみ δ_{gb1} と等しい。

$$\delta_{gb1} = \delta_{sb1} = \delta_{sb1u} - \delta_{sb1r}$$

$$\delta_{sb1u} = \frac{w_{sb1}L_s^4}{24E_sI_s} \left\{ \frac{l}{L_s} - 2 \left(\frac{l}{L_s} \right)^3 + \left(\frac{l}{L_s} \right)^4 \right\} = 8336.6w_{sb1}$$

$$\delta_{sb1r} = \frac{RL_s^3}{6E_sI_s} \left\{ 3 \frac{l}{L_s} \left(1 - \frac{l}{L_s} \right) \frac{l}{L_s} - \left(\frac{l}{L_s} \right)^3 \right\} = 3.0241R$$



添説建 3-XII. 3. 5-6 図 シャッターガードの荷重図

ここで、シャッターガードはインナーとアウトで構成され、それぞれスライドすることから重ね梁と考える。

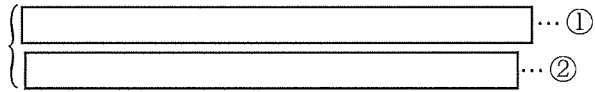
接触点 1 および 2 での三角形分布荷重の作用するシャッターガードのたわみ δ_{gb1}

$$\delta_{gb1} = 0.006510 \frac{w_{gb0} L_g^4}{E_g (I_{gi} + I_{go})} = 5.87 w_{gb0}$$

また接触点 1 および 2 で、反力 R との関係は

$$R = \frac{w_{gb0} b}{2 \sin \theta} = 47.776 w_{gb0}$$

以上より



①式、②式より w_{sb1}, w_{gb0} は下表のとおり。

添説建 3-XII. 3. 5-6 表

スラットがガイドレールより抜け出すたわみから求まるスラットの等分布荷重

w_{gb0} (N/mm)	w_{sb1} (N/mm)

(3) スラットの応力が許容曲げモーメントに達する時の等分布荷重の検討

スラットの曲げ応力がスラットの許容曲げモーメントに達する時のスラット等分布荷重 w_{sb2} を計算する。

スラットの最大曲げモーメント M_{sbc} はスラット中央部で発生する。

たわみと同様、等分布荷重 w_{sb2} が作用したときの曲げモーメント M_{sbcu} と反力 R が作用したときの曲げモーメント M_{sbcr} の差となる。

$$M_{sbc} = M_{sbcu} - M_{sbcr} = \frac{w_{sb2}L_s^2}{8} - \frac{w_{gb0}b}{2 \sin \theta} l$$

スラットの許容曲げモーメント $M_{sbcm\max}$ は

$$F1 \text{ の竜巻荷重 : } M_{sbcm\max} = (\sigma_s - \sigma_{sac}) \times Z_s$$

$$F3 \text{ の竜巻荷重 : } M_{sbcm\max} = (F_y \times Z_p) - (\sigma_{sac} \times Z_s)$$

$$w_{sb2} = \frac{150.35}{8336.5} w_{gb0} \quad ((2) \text{ の } \textcircled{2} \text{ 式より})$$

計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-7 表 スラットの許容曲げモーメントより求まるスラットの等分布荷重

竜巻スケール	Z_s, Z_p (mm^3)	σ_s, F_y (N/mm^2)	σ_{sac} (N/mm^2)	$M_{sbcm\max}$ ($\text{N} \cdot \text{mm}$)	w_{sb2} (N/mm)
F1					
F3					

(4) シャッターガードの応力が許容曲げモーメントに達する時の等分布荷重の検討

シャッターガードの応力がシャッターガード許容曲げモーメントに達する時のスラット等分布荷重 w_{sb3} を計算する。

シャッターガードはインナーとアウターで構成され、それぞれスライドすることから、重ね梁と考える。

シャッターガード（インナー）の許容曲げモーメント M_{gbimax} およびシャッターガード（アウター）の許容曲げモーメント M_{gbomax} はそれぞれ

$$M_{gbimax} = \sigma_g \times Z_{gi}$$

$$M_{gbomax} = \sigma_g \times Z_{go}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-8 表 シャッターガードのインナーとアウターの許容曲げモーメント

σ_g (N/mm ²)	Z_{gi} (mm ³)	Z_{go} (mm ³)	M_{gbimax} (N・mm)	M_{gbomax} (N・mm)

重ね梁であるシャッターガードの許容曲げモーメント M_{gbmax} はインナーとアウターの剛性の比により決まり、インナーの許容曲げモーメント M_{gbimax} とアウターの許容曲げモーメント M_{gbomax} それぞれから算出される値の小さい値をとる。

$$M_{gbmax1} = \frac{I_{gi} + I_{go}}{I_{gi}} M_{gbimax}$$

$$M_{gbmax2} = \frac{I_{gi} + I_{go}}{I_{go}} M_{gbomax}$$

$$M_{gbmax} = \min(M_{gbmax1} , M_{gbmax2})$$

計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3.5-9 表 重ね梁としたシャッターガードの許容曲げモーメント

I_{gi} (mm ⁴)	I_{go} (mm ⁴)	M_{gbimax} (N・mm)	M_{gbomax} (N・mm)	M_{gbmax1} (N・mm)	M_{gbmax2} (N・mm)	M_{gbmax} (N・mm)

シャッターガードに w_{gb0} の添説建 3-XII. 3. 5-6 図のような分布荷重が作用しているとき最大曲げモーメント M_{gbmax} は

$$M_{gbmax} = \frac{w_{gb0} L_g^2}{9\sqrt{3}}$$

$$w_{gb0} = \frac{9\sqrt{3} M_{gbmax}}{L_g^2} \quad (\text{上式より})$$

$$w_{sb3} = \frac{150.35}{8336.5} w_{gb0} \quad ((2)\text{の}\textcircled{2}\text{式より})$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3. 5-10 表 シャッターガード許容曲げモーメントより求まるスラットの等分布荷重

M_{gbmax} (N・mm)	L_g (mm)	w_{gb0} (N/mm)	w_{sb3} (N/mm)

(5) スラットまたはシャッターガードが損傷するまでの等分布荷重の検討

スラットがガイドレールから抜け出す、またはスラットもしくはシャッターガードの曲げ応力はその許容曲げモーメントに達するまでの等分布荷重 w_{sb} は(2)～(4)で検証した等分布荷重のうちの最小値を採用する。

$$w_{sb} = \min(w_{sb1} , w_{sb2} , w_{sb3})$$

計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3. 5-11 表 許容曲げモーメントを超えるまでのスラットの等分布荷重

竜巻スケール	w_{sb1} (N/mm)	w_{sb2} (N/mm)	w_{sb3} (N/mm)	w_{sb} (N/mm)
F1				
F3				

(6) 強度検討結果

スラットの等分布荷重 w_s は

$$w_s = w_{sa} + w_{sb}$$

よって、シャッターガード付き鋼製シャッタの許容竜巻荷重 q_{1a}, q_{3u} は

$$q_{1a} = \frac{w_s \times 10^6}{b}$$

$$q_{3u} = \frac{w_s \times 10^6}{b}$$

検定比 K_i

$$K_1 = \frac{q_1}{q_{1a}}$$

$$K_3 = \frac{q_3}{q_{3u}}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 3. 5-12 表 スラットの等分布荷重と許容竜巻荷重

竜巻スケール	q_1, q_3 (N/m^2)	b (mm)	w_{sa} (N/mm)	w_{sb} (N/mm)	w_s (N/mm)	検定比 K_1, K_3	許容荷重 q_{1a}, q_{3u} (N/m^2)
F1							
F3							

3.6.鋼製シャッター補強 検定比一覧

添説建 3-XII.3.6-1 表 鋼製シャッター補強 検定比一覧表

	項目	記号	単位	組立工場1F		
				SS-17	SS-19	
				既設 + シャッターガード	既設 + シャッターガード	
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2		
		F3	q_3	N/m^2		
	開口寸法	幅	W	mm		
		高さ	H	mm		
評価	許容荷重 (q_{1a}, q_{3a}) 検定比 (K_1, K_3)	F1	q_{1a}	N/m^2		
			K_1	—		
		判定		OK		OK
		F3	q_{3a}	N/m^2		
			K_3	—		
		判定		OK	—	

	項目	記号	単位	組立工場1F	転換工場1F	
				SS-87	SS-2	
				既設 + シャッターガード	既設 + シャッターガード	
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2		
		F3	q_3	N/m^2		
	開口寸法	幅	W	mm		
		高さ	H	mm		
評価	許容荷重 (q_{1a}, q_{3a}) 検定比 (K_1, K_3)	F1	q_{1a}	N/m^2		
			K_1	—		
		判定		OK		OK
		F3	q_{3a}	N/m^2		
			K_3	—		
		判定		—	OK	

	項目	記号	単位	容器管理棟1F	除染室・分析室1F	
				SS-60	SS-6	
				既設 + シャッターガード	新設 + シャッターガード	
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2		
		F3	q_3	N/m^2		
	開口寸法	幅	W	mm		
		高さ	H	mm		
評価	許容荷重 (q_{1a}, q_{3a}) 検定比 (K_1, K_3)	F1	q_{1a}	N/m^2		
			K_1	—		
		判定		OK		OK
		F3	q_{3a}	N/m^2		
			K_3	—		
		判定		OK	OK	

4. 新設鋼製シャッタの検討

4.1. 新設鋼製シャッタの概要

四次申請建物における竜巻対応「新設鋼製シャッタ」の概要を添説建 3-XII. 4. 1-1 表に示す。

なお、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。

転換工場 1 階 : 1 箇所

添説建 3-XII. 4. 1-1 表 竜巻対応新設鋼製シャッター一覧

建屋名	階	シャッタ 番号・仕様		場所	シャッタ開口		竜巻荷重	
					有効幅 W (mm)	有効高さ H (mm)	スケール	強度 (N/m ²)
転換工場	1F	SS-70	新設	前室-屋外				

4.2. 使用材料

添説建 3-XII. 4. 2-1 表 鋼材の基準強度 F

鋼材の種別	基準強度 (N/mm ²)

※1: t ≤ 40mm (スラットの厚さ 40mm 以下)

鋼構造設計規準による

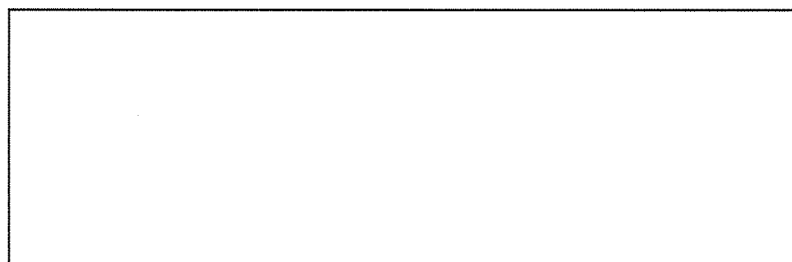
4.3. 新設鋼製シャッタの強度評価方法

(1) 設計方針

1 本のスラットを両端支持梁と考え、それに等分布荷重が作用したとして計算を行う。

耐風フックの作動後は、スラットのたわみは増加しないものとする。

よって、曲げ応力も増加しないものとする。



添説建 3-XII. 4. 3-1 図 スラットのモデル図

強度計算は耐風フック作動前と作動後に分けて検討する。

耐風フックが作動する前の等分布荷重を w_1 とし、耐風フック作動後の等分布荷重を w_2 とする。従ってこのシャッタが耐えうる最大等分布荷重 w は

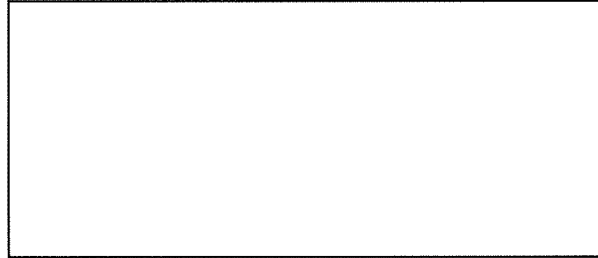
$$w = w_1 + w_2$$

となる。

(2) 設計荷重

鋼製シャッタの強度評価に使用する竜巻荷重を以下に示す。

F1 竜巻気圧差ありの場合 : $q_1 = 2,152 \text{ N/m}^2$



添説建 3-XII. 4. 3-2 図 竜巻荷重の概要

4.4 新設鋼製シャッタの強度評価

鋼製シャッタの竜巻に対する強度検討に当たっては、F1 荷重が作用する転換工場 1 階 SS-70 に着目し、検討詳細を示す。

(1) 新設鋼製シャッタの諸元

シャッタ符号	: SS-70
スラット	: C-956
スラット形式	: C-956TT
耐風フック爪数	: 爪全数
シャッタ開口幅 L(mm)	:
シャッタ開口高さ H(mm)	:

(2) シャッタ各種決定値

スラットピッチ b(mm)	:
スラット板厚 t_1 (mm)	:
スラット断面積 A(mm ²)	:
スラット断面係数 Z(mm ³)	:
断面二次モーメント I(mm ⁴)	:
許容応力度 σ (N/mm ²)	: (鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —)
縦弾性係数 E(N/mm ²)	:
フック爪の板厚 t_2 (mm)	:
フック作動拔出量 (正圧時) ϵ_p (mm)	:
フック爪引張強度 (正圧時) τ_p (N)	:
フック作動拔出量 (負圧時) ϵ_n (mm)	:
フック爪引張強度 (負圧時) τ_n (N)	:

(3) スラットの正圧時の強度検討

1) 耐風フックが作動する時のスラットの最大曲げ応力 σ_{bp} の検討

耐風フックが作動する時のスラット等分布荷重 w_{p1} は

$$w_{p1} = \sqrt{\frac{2370E^2 I^2 \varepsilon_p}{L^7}}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-1 表 正圧時のスラットに作用する等分布荷重

E (N/mm ²)	I (mm ⁴)	ε_p (mm)	L (mm)	w_{p1} (N/mm)

この時の最大たわみ量は

$$\delta_p = \frac{5w_{p1}L^4}{384EI}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-2 表 正圧時のスラット最大のたわみ量

w_{p1} (N/mm)	L (mm)	E (N/mm ²)	I (mm ⁴)	δ_p (mm)

この時スラットに作用する最大曲げ応力 σ_{bp} は

$$\sigma_{bp} = \frac{w_{p1}L^2}{8Z} < \sigma$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-3 表 正圧時のスラットの最大曲げ応力度

w_{p1} (N/mm)	L (mm)	Z (mm ³)	σ_{bp} (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	評価 $\sigma_{bp} < \sigma$

2) 耐風フック作動後のスラット等分布荷重の検討

耐風フック作動後の許容引張力 T_p は①または②の小さい値をとる。

① スラットの許容応力による

$$T_{①} = (\sigma - \sigma_{bp})A$$

②耐風フック爪の引張強度による

$$T_{②} = \tau_p$$

$$T_p = \min(T_{①}, T_{②})$$

計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-4 表 正圧時の耐風フック爪の引張強度

σ (N/mm ²)	σ_{bp} (N/mm ²)	A (mm ²)	$T_{①}$ (N)	τ_p (N)	$T_{②}$ (N)	T_p (N)

よって、耐風フック作動後の等分布荷重 w_{p2} は

$$w_{p2} = \frac{8\delta_p T_p}{L^2}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-5 表 正圧時の耐風フック作動後の等分布荷重

L (mm)	δ_p (mm)	T_p (N)	w_{p2} (N/mm)

3) 耐風圧強度

スラット 1 本が受ける等分布荷重 w_p

$$w_p = w_{p1} + w_{p2}$$

よって、このシャッタの耐えうる風圧力 P_p は

$$q_p = \frac{w_p \times 10^6}{b}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-6 表 正圧時の耐風力

w_{p1} (N/mm)	w_{p2} (N/mm)	w_p (N/mm)	b (mm)	q_p (N/m ²)

(4) スラットの負圧時の強度検討

1) 耐風フックが作動する時のスラットの最大曲げ応力 σ_{bn} の検討。

耐風フックが作動する時のスラット等分布荷重 w_{n1} は

$$w_{n1} = \sqrt{\frac{2370E^2 I^2 \epsilon_n}{L^7}}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-7 表 負圧時のスラットに作用する等分布荷重

E (N/mm ²)	I (mm ⁴)	ϵ_n (mm)	L (mm)	w_{n1} (N/mm)

この時の最大たわみ量は

$$\delta_n = \frac{5w_{n1}L^4}{384EI}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-8 表 負圧時のスラットの最大たわみ量

w_{n1} (N/mm)	L (mm)	E (N/mm ²)	I (mm ⁴)	δ_n (mm)

この時スラットに作用する最大曲げ応力 σ_{bn} は

$$\sigma_{bn} = \frac{w_{n1}L^2}{8Z} < \sigma$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-9 表 負圧時のスラットの最大曲げ応力度

w_{n1} (N/mm)	L (mm)	Z (mm ³)	σ_{bn} (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	評価 $\sigma_{bn} < \sigma$
					OK

2) 耐風フック作動後のスラット等分布荷重の検討

耐風フック作動後の許容引張力 T_n は①または②の小さい値をとる。

① スラットの許容応力による

$$T_{①} = (\sigma - \sigma_{bn})A$$

② 風フック爪の引張強度による

$$T_{②} = \tau_n$$

$$T_n = \min(T_{①}, T_{②})$$

計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-10 表 負圧時の耐風フック爪の引張強度

σ (N/mm ²)	σ_{bn} (N/mm ²)	A (mm ²)	$T_{①}$ (N)	τ_n (N)	$T_{②}$ (N)	T_n (N)

よって、耐風フック作動後の等分布荷重 w_{2n} は

$$w_{n2} = \frac{8\delta_n T_n}{L^2}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-11 表 負圧時の耐風フック作動後の等分布荷重

L (mm)	δ_n (mm)	T_n (N)	w_{n2} (N/mm)

3) 耐風圧強度

スラット 1 本が受ける等分布荷重 w_n

$$w_n = w_{n1} + w_{n2}$$

よって、このシャッタの耐えうる風圧力 P_n は

$$q_n = \frac{w_n \times 10^6}{b}$$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-12 表 負圧時の耐風力

w_{n1} (N/mm)	w_{n2} (N/mm)	w_n (N/mm)	b (mm)	q_n (N/m ²)

(5) 強度検討結果

許容竜巻荷重の検討結果は以下の通り。

検定比 K_i

$$K_{p1} = \frac{q_1}{q_p} \text{ (正圧)}$$

$$K_{n1} = \frac{q_1}{q_n} \text{ (負圧)}$$

$$K_1 = \max(K_{p1}, K_{n1})$$

許容荷重 q_{1a} (検定比 1.0 相当の F1 の竜巻荷重)

短期許容荷重 $q_{1a} = \min(q_p, q_n)$

となり、計算結果は下表の通り。

添説建 3-XII. 4. 4-13 表 スラットの検定比と許容荷重

q_1 (N/m^2)	P_p (N/m^2)	P_n (N/m^2)	検定比			許容荷重 q_{1a} (N/m^2)
			K_{p1} (正圧)	K_{n1} (負圧)	K_1 = $\max(K_{p1}, K_{n1})$	

4.5.新設鋼製シャッター 検定比

添説建 3-XII. 4. 5-1 表 新設鋼製シャッター 検定比表

	項目	記号	単位	転換工場1F	
				SS-70	新設(C-956) (爪付) 単独
仕様	竜巻荷重	F1	q_1	N/m^2	
		F3	q_3	N/m^2	
	開口寸法	幅	W	mm	
		高さ	H	mm	
評価	許容荷重(q_{1a})	F1	q_{1a}	N/m^2	
			K_1	—	
	検定比(K_1)		判定	OK	

積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する説明書

I. 積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する方針

1. 基本方針

加工施設の安全機能に影響を及ぼし得る自然現象のうち、積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する基本方針は以下のとおりとする。

- ・ 敷地及び敷地周辺の自然環境を基に想定される積雪及び降下火砕物に対し、安全機能を有する施設が安全機能を損なわない設計とする。具体的には、加工施設の建物の主な屋根構造である鉄骨下地構造屋根（以下、「折板屋根」及び「ALC板屋根」と略記）及び鉄筋コンクリート屋根（以下、「RC屋根」と略記）の実耐荷重がそれぞれ降下火砕物（湿潤密度 1.2g/cm^3 ）で約 10cm （約 60cm の積雪に相当）及び約 28cm （約 168cm の積雪に相当）に耐える実力を有する設計とする。
- ・ 降下火砕物が加工施設で観測された場合、気中の降下火砕物の状態を踏まえて、除去作業等の措置を講じることとする。
- ・ 積雪及び降下火砕物の重畳を踏まえ、安全機能を損なうことがないように、余裕をもって堆積物を取り除く方針とする。

2. 設計方針

2.1. 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 $m_s(\text{N/cm/m}^2)$: 20（建築基準法施行令第 86 条第 2 項による）

1) 折板屋根

検討用積雪深度 $d_s(\text{cm})$: 60

検討用積雪荷重 $w_s(\text{N/m}^2)$: $m_s \times d_s = 20 \times 60 = 1200$

2) ALC 板屋根

検討用積雪深度 $d_{ALCS}(\text{cm})$: 60

検討用積雪荷重 $w_{ALCS}(\text{N/m}^2)$: $m_s \times d_{ALCS} = 20 \times 60 = 1200$

3) RC 屋根

検討用積雪深度 $d_{RCS}(\text{cm})$: 168

検討用積雪荷重 $w_{RCS}(\text{N/m}^2)$: $m_s \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

(2) 固定荷重

検討対象物に応じて設定する。

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき積雪荷重（多雪区域以外の場合）は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2. 使用材料と許容値

検討対象物に応じて設定する。

2.3. 評価方法

(1) 折板屋根

屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下となっていることを確認する。
折板を支え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 一許容応力度設計法一」に基づき梁に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。

(2) ALC 板屋根

屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下となっていることを確認する。
ALC 板を支え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 一許容応力度設計法一」に基づき梁に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。

(3) RC 屋根

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき、スラブ及び小梁に作用する最大曲げモーメントが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. 適用規格

設計は原則として、次の関係規準に準拠する。

- (1) 建築基準法・同施行令・告示等
- (2) 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
- (3) 鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一 (日本建築学会)
- (4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会)
- (5) ALC パネル構造設計指針・同解説 (ALC 協会)

Ⅱ. 工場棟 転換工場の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

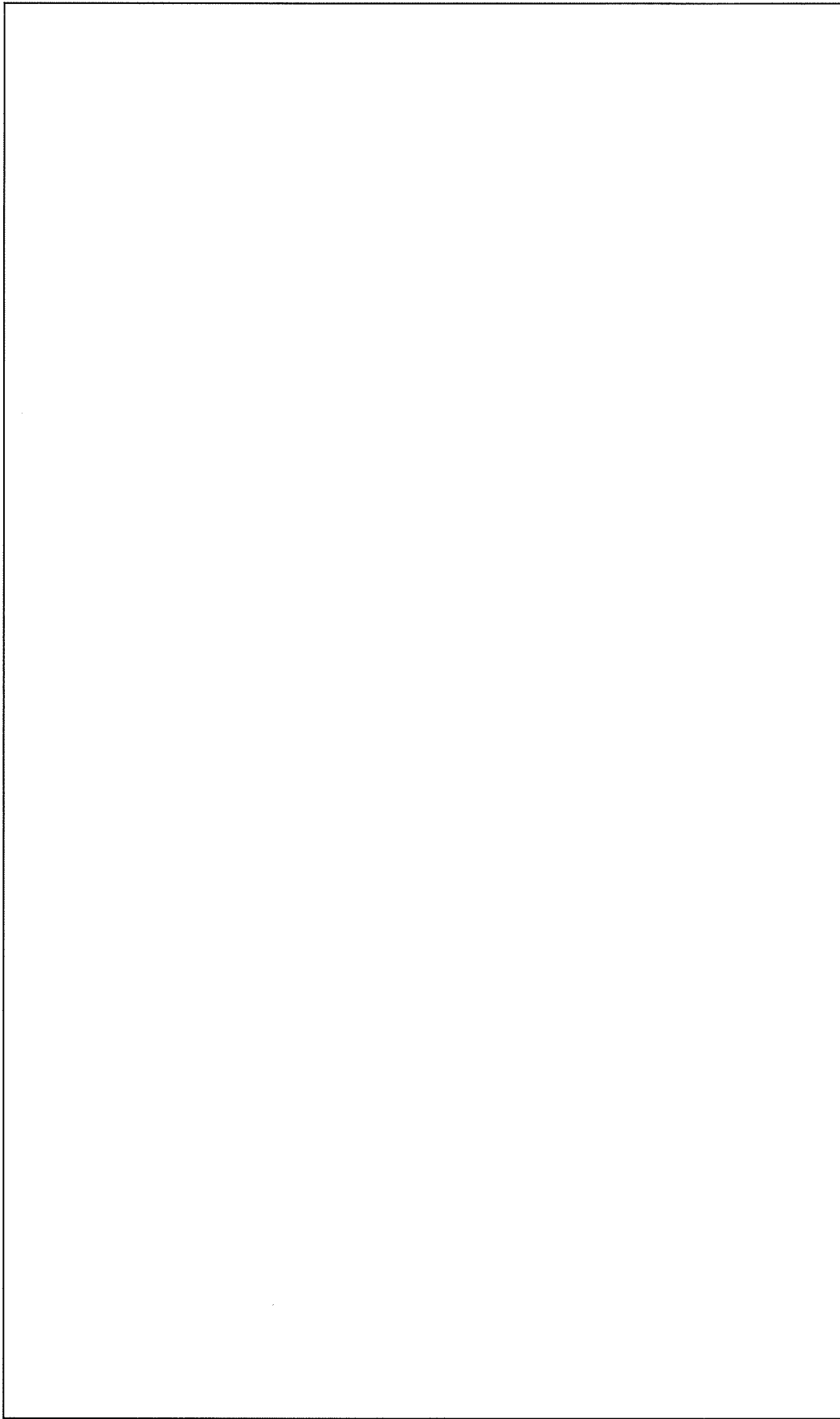
1. 屋根の構造

転換工場の屋根は、添説建 4-Ⅱ.1-1 図～添説建 4-Ⅱ.1-2 図に示す通り、折板及び折板を支持する鉄骨造の大梁と小梁で構成されている。

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。



添説建 4-Ⅱ.1-1 図 屋根伏図 (2 階、前室)



添説建 4-Ⅱ.1-2 図 屋根伏図 (R 階、排気塔)

2. 設計方針

2.1. 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

検討用積雪深度 d_s (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_s (N/m²) : $m_s \times d_s = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

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。

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2. 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料 : 設計図書より

JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って として取り扱う。

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) : $F / (1.5 \times \sqrt{3})$

=

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. 検討対象

検討対象は、添説建 4-Ⅱ.3-1 図～添説建 4-Ⅱ.3-2 図に示す折板屋根と鉄骨小梁とする。積雪荷重に対して厳しくなる箇所（積雪荷重を受ける面積が大きい箇所）を選定して評価する。

(1) 折板

1) 排気塔高強度折板

高強度折板 : 厚さ mm

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持板

2) R 階既設折板

折板 : 厚さ mm

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持板

(2) 鉄骨小梁

1) 前室鉄骨小梁 (B3)

材質 : 鉄骨

サイズ :

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持梁

2) 2 階鉄骨小梁 (B3)

材質 : 鉄骨

サイズ :

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持梁

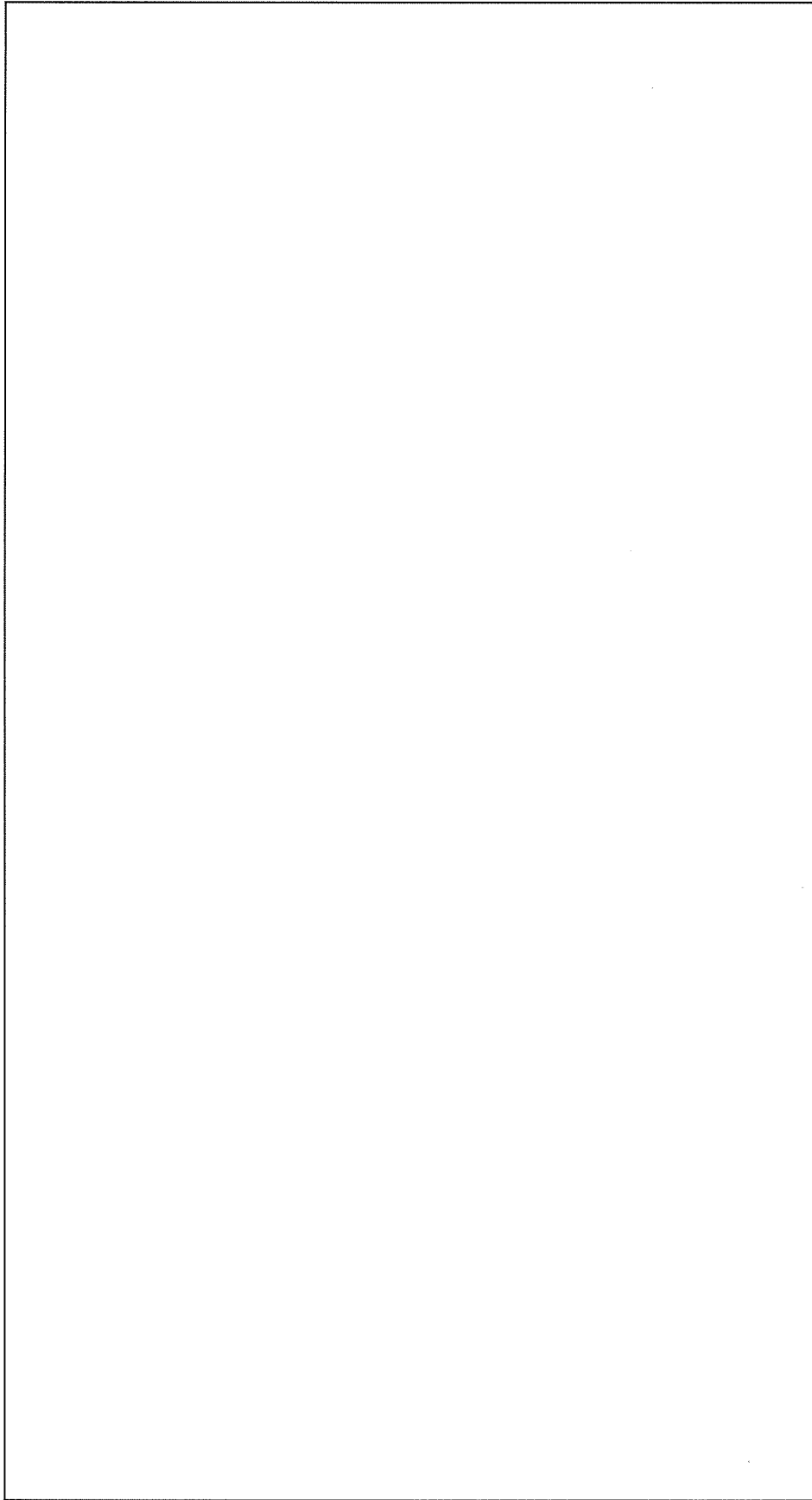
3) R 階鉄骨小梁 (B3)

材質 : 鉄骨

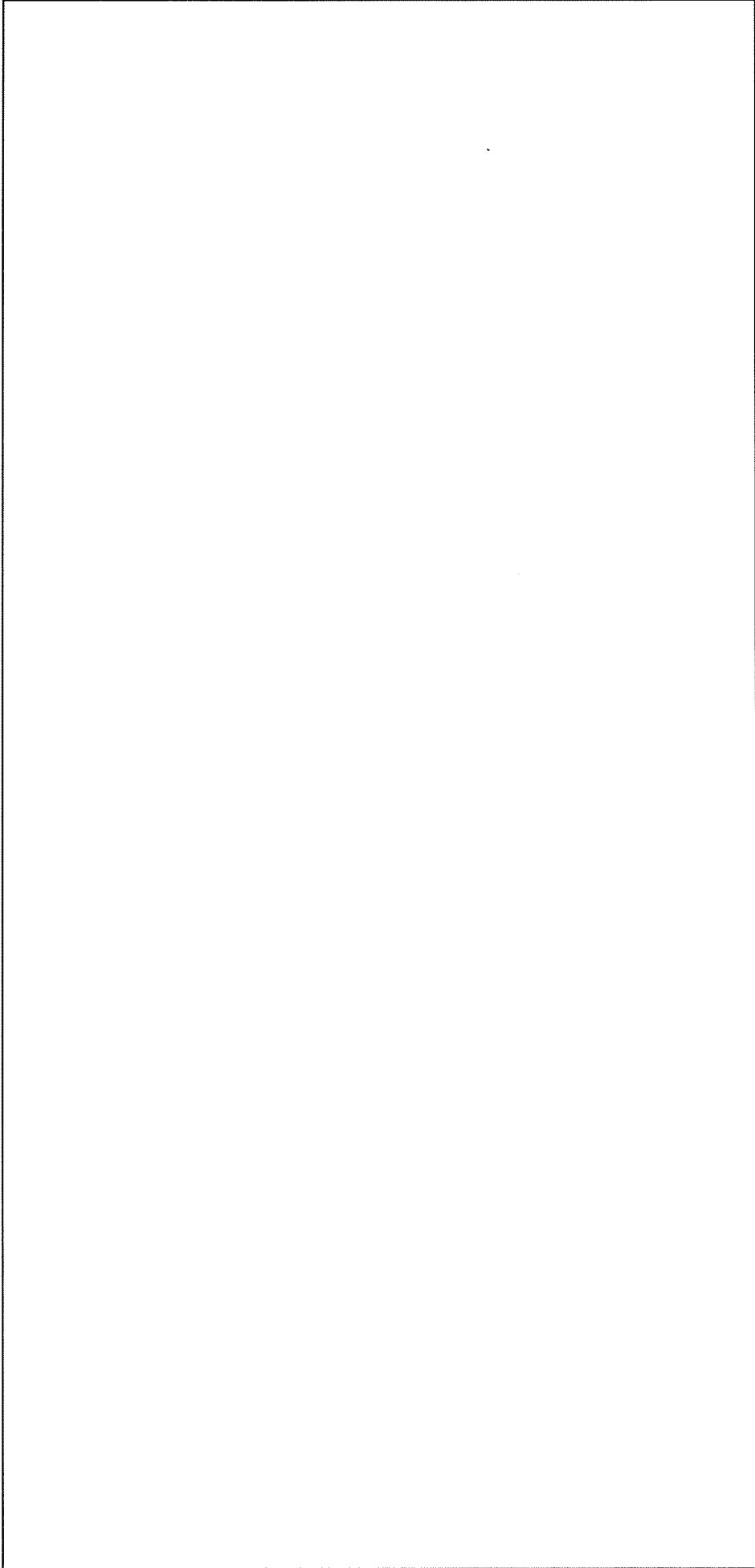
サイズ :

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持梁



添説建 4-Ⅱ. 3-1 図 検討対象 (2 階、前室)



添説建 4-Ⅱ.3-2 図 検討対象 (R 階、排気塔)

4. 検討結果

4.1. 評価方法

屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下となっていることを確認する。

折板を支え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短期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。

4.2. 評価結果

(1) 折板

1) 排気塔高強度折板

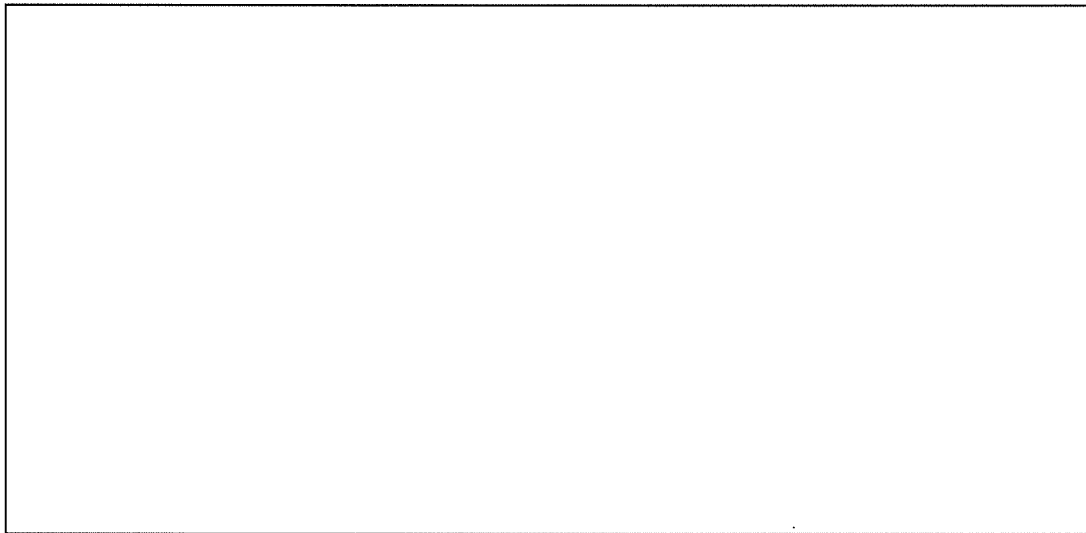
高強度折板 ($t = \square$ mm) の最大支持スパン (設計値) を求め、メーカー資料により許容支持スパンと比較する。

荷重 w (N/m²) : $W_{SP11} + W_S = \square$

最大支持スパン L_{max} (mm) : \square

許容支持スパン L_a (mm) : \square (添説建 4-Ⅱ. 4. 2-1 図より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 = \square < 1.0$ OK



添説建 4-Ⅱ. 4. 2-1 図 許容スパン (メーカー資料)

2) R 階既設折板

折板 (t = mm) の最大支持スパン (設計値) を求め、メーカー資料により許容支持スパンと比較する。

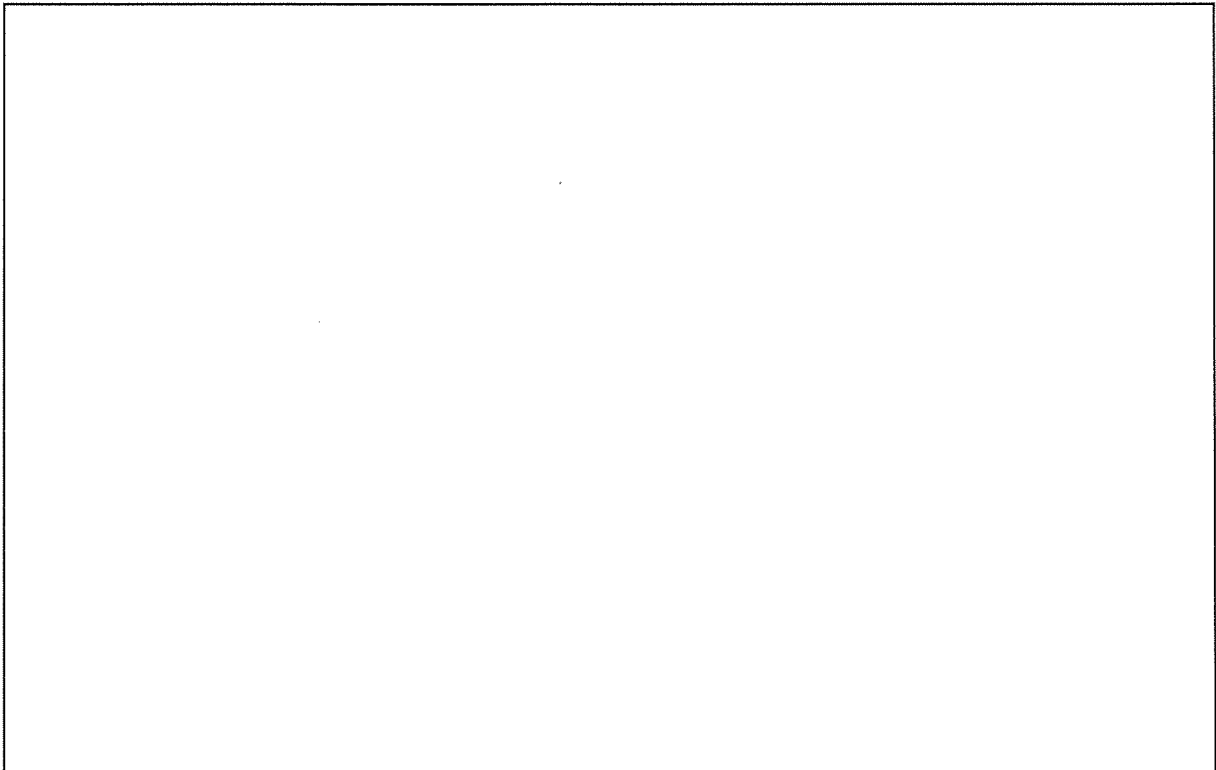
荷重 w (N/m²) : $W_{SP31} + W_S =$

最大支持スパン L_{max} (mm) :

許容支持スパン L_a (mm) :

(添説建 4-Ⅱ. 4. 2-2 図より安全側に横軸最大値 5.5m とした)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 4-Ⅱ. 4. 2-2 図 許容スパン (メーカー資料)

以上より、折板は積雪深さ 60 cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 鉄骨小梁

1) 前室鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

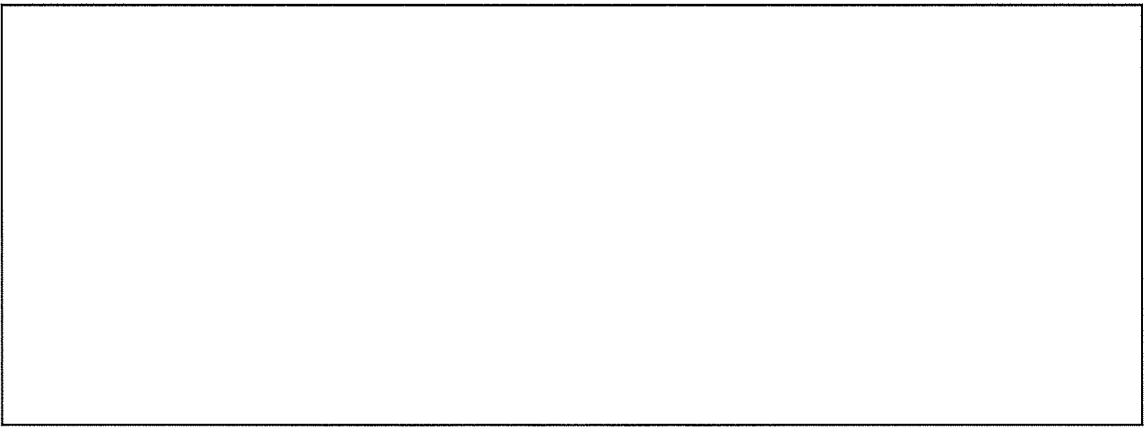
支持スパン L (m) :
圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) : (添説建 4-Ⅱ. 4. 2-3 図に示す。)
折板屋根固定荷重 w_{SP1} (N/m²) :
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

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) : $w_{SP1} \times B_b =$
積雪荷重 w_S (N/m) : $w_S \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 w_1 (N/m) : $w_{SP1} + w_{SP1B} + w_S =$

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 4-Ⅱ. 4. 2-3 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 4-Ⅱ.4.2-4 図に示す。)
 折板屋根固定荷重 w_{SP2} (N/m²) :
 積雪荷重 w_s (N/m²) : 1200

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_{SP2B} (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_{SP2} (N/m) : $w_{SP2} \times B_b =$
 積雪荷重 w_s (N/m) : $w_s \times B_b =$
 固定荷重 + 積雪荷重 w_2 (N/m) : $w_{SP2} + w_{SP2B} + w_s =$

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 4-Ⅱ.4.2-4 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) :
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) : (添説建 4-Ⅱ.4.2-5 図に示す。)
 折板屋根固定荷重 w_{SP3} (N/m²) :
 積雪荷重 w_s (N/m²) : 1200

使用部材

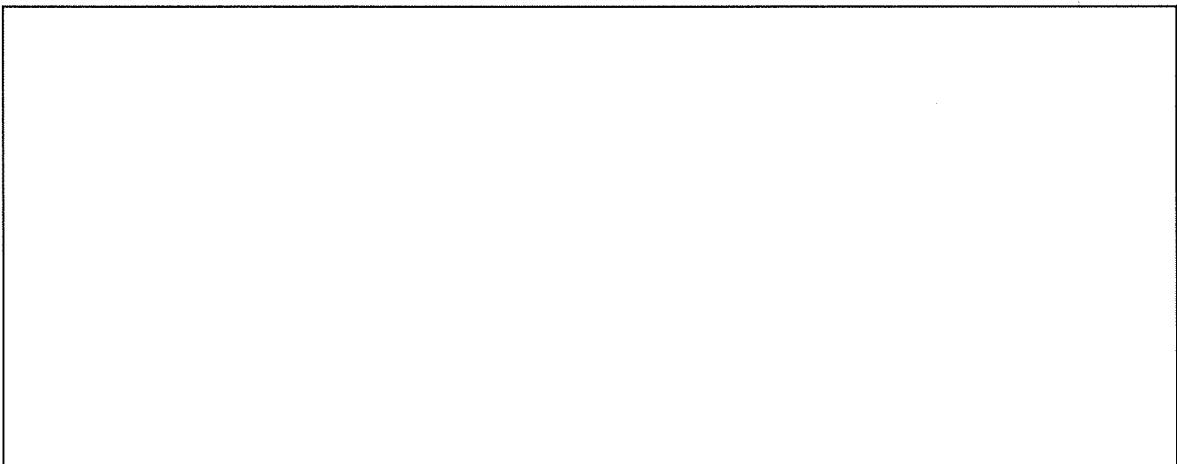
梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 w_{SP3B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP3} (N/m) : $w_{SP3} \times B_b =$
 積雪荷重 w_s (N/m) : $w_s \times B_b =$
 固定荷重 + 積雪荷重 w_3 (N/m) : $w_{SP3} + w_{SP3B} + w_s =$

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 4-Ⅱ.4.2-5 図 支点間距離

b) 曲げ応力度

支間中央モーメント

$$M = (1 / 8) \times W_3 \times L^2 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

ここに、

C: 次の式によって計算した修正係数

(2.3を超える場合には2.3とし、補剛区間内の曲げモーメントがM₁より大きい場合には1とする。)

$$C = 1.75 + 1.05 \times (M_2 / M_1) + 0.3 \times (M_2 / M_1)^2$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{}$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2})$$

$$C = 1.75 \text{ (曲げモーメントが単曲率となり、} M_2=0 \text{ より } M_2/M_1=0)$$

$$f_{b1} = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \boxed{}$$

$$f_b = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

d) せん断力

$$\text{両端支点上せん断力 } Q = W_3 \times L / 2 = \boxed{} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、R階鉄骨小梁(B3)は積雪深さ60cmの積雪荷重に対し安全である。

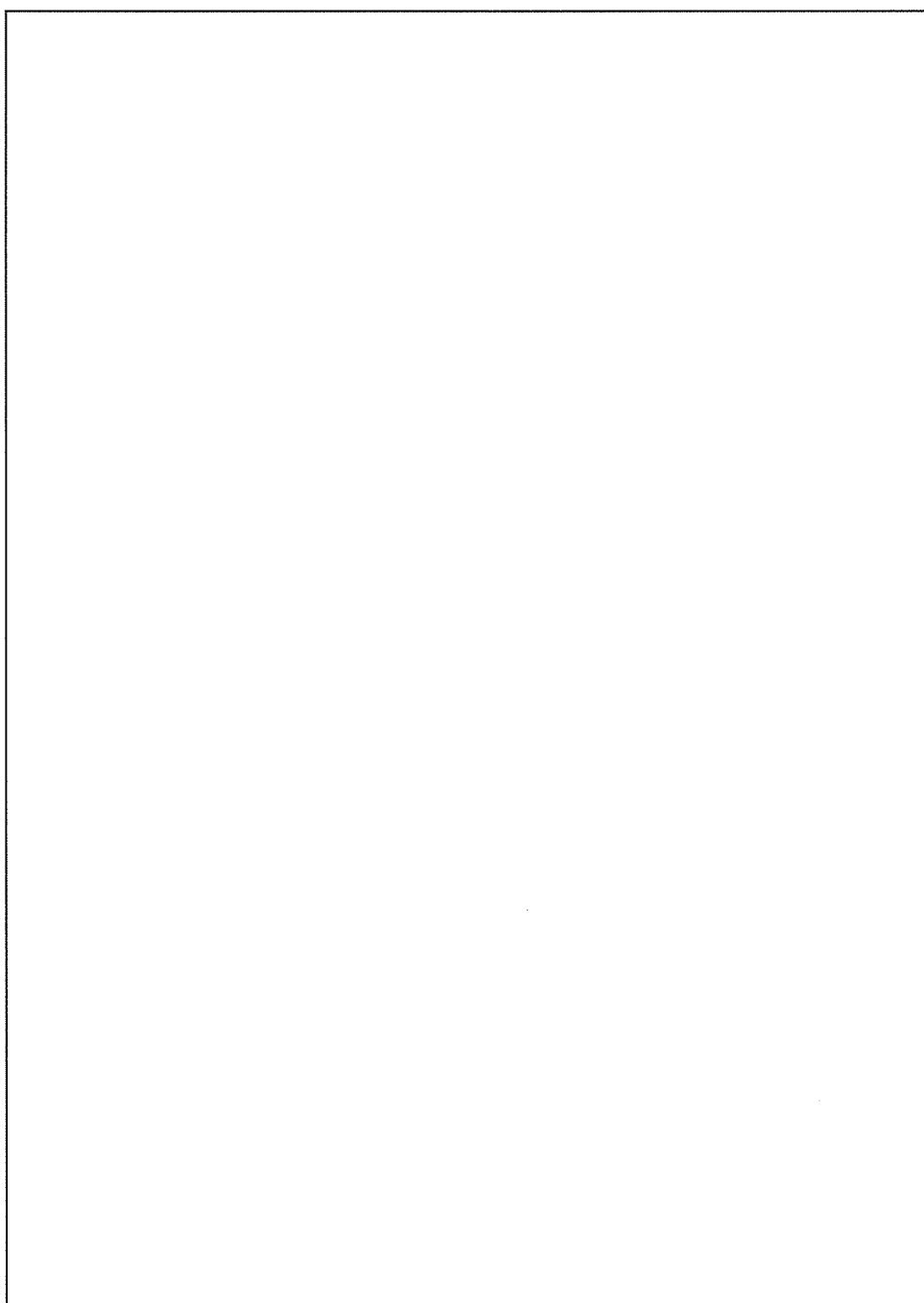
Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

1. 屋根の構造

1.1 成型工場

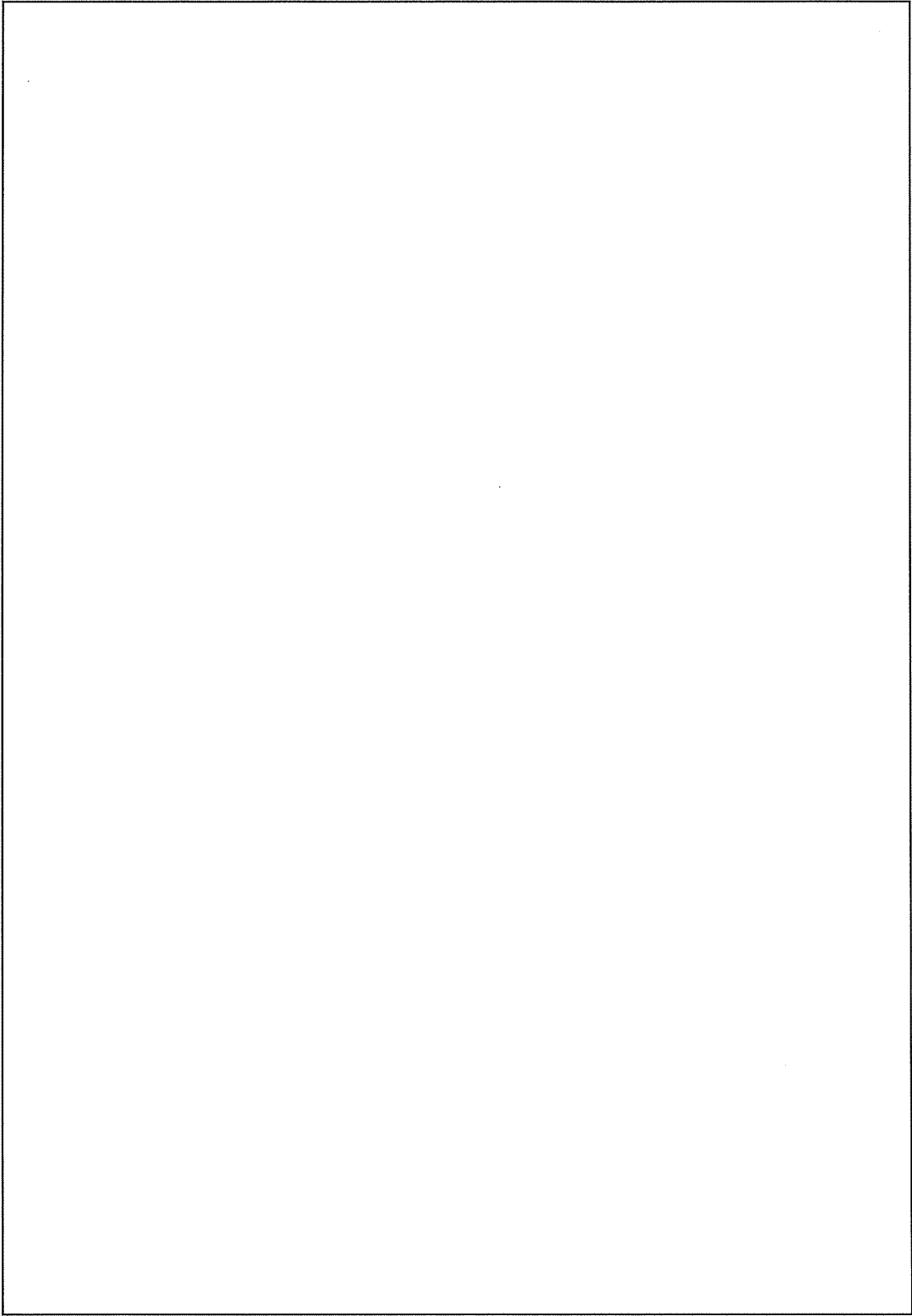
成型工場の屋根は、添説建 4-Ⅲ. 1. 1-1 図、添説建 4-Ⅲ. 1. 1-2 図に示す通り 14~22 通り間、E~F 通り間は RC スラブ及び RC スラブを支持する RC 造の大梁と小梁で構成されており、15~26 通り間、F~L 通り間は、折板及び折板を支持する鉄骨造の大梁と小梁で構成されている。屋根の検討は、添説建 4-Ⅲ. 1. 1-2 図に示す代表的な箇所を対象に実施する。

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。



屋根平面図（添説建 4-Ⅲ. 1. 1-1 図）

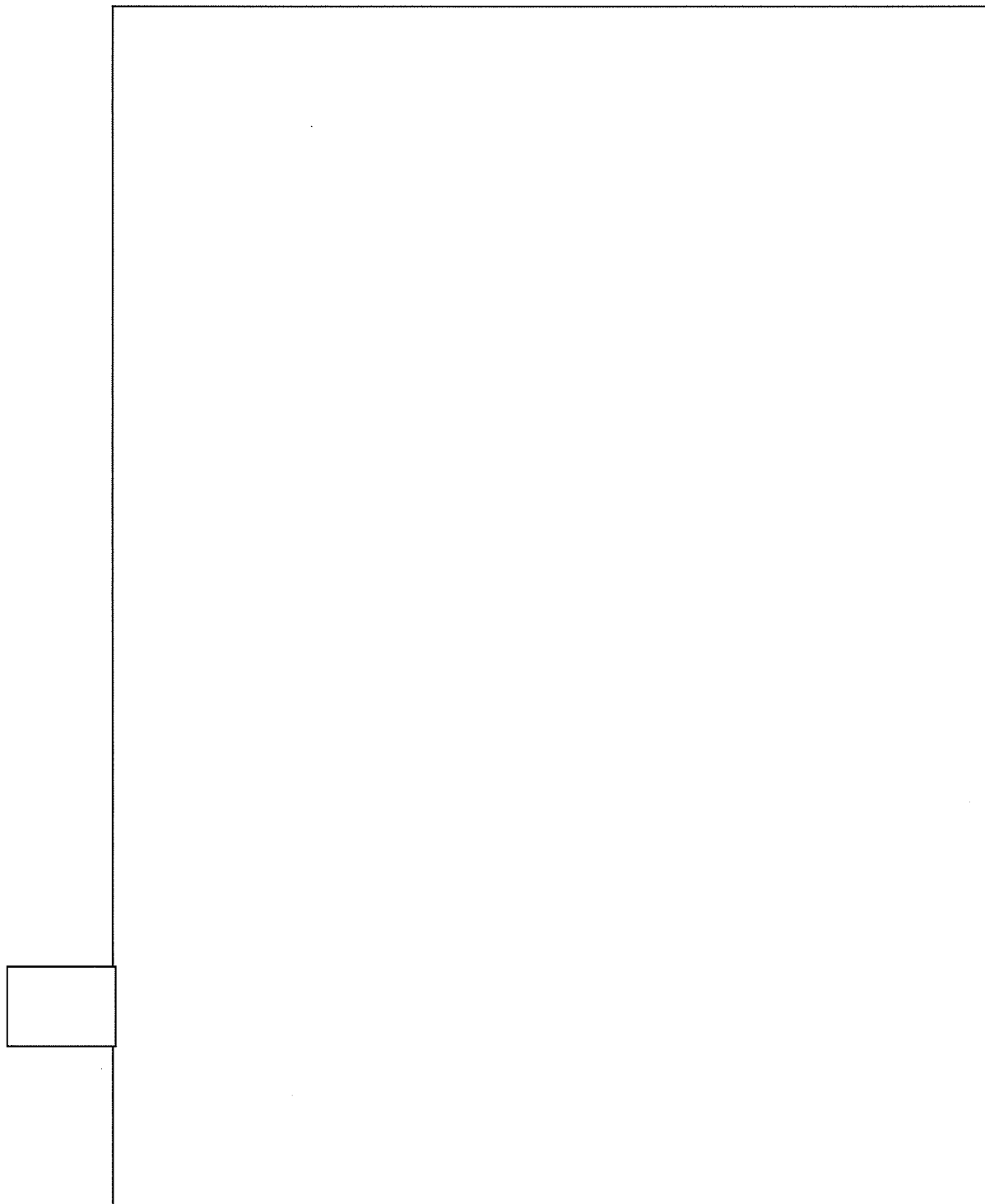
添説建 4-Ⅲ. 1. 1-1 図 屋根伏図



添説建 4-III. 1. 1-2 図 成型工場 屋根検討位置

1.2.放射線管理棟

放射線管理棟の屋根は、添説建 4-Ⅲ. 1.2-1 図に示す通り、24~25' 通り間、C' ~E 通り間の屋根は、折板及び折板を支える鉄骨の大梁と小梁で構成されており、それを除く部分は RC スラブとそれを支える大梁、小梁で構成されている。



添説建 4-Ⅲ. 1.2-1 図 放射線管理棟屋根伏図

2. 設計方針

2.1. 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

1) RC 屋根

検討用積雪深度 d_{RCS} (cm) : 168

検討用積雪荷重 w_{RCS} (N/m²) : $m_s \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

2) 折板屋根

検討用積雪深度 d_s (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_s (N/m²) : $m_s \times d_s = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

1) RC 屋根

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) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

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

新設高強度折板単位重量 w_{RS1} (N/m²) :

水平ブレース w_{RS2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RS} (N/m²) : $w_{RS1} + w_{RS2} =$

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) : $M_{BS} \times g =$

b) 放射線管理棟

折板単位重量 w_{RH1} (N/m²)

:

仕上げ重量 w_{RH2} (N/m²)

:

(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)

: $M_{BH} \times g =$

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \square$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料：設計図書より \square (RC スラブ用)、 \square (小梁用)

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

短期許容引張応力度 \square f_t (N/mm²) : \square
 \square f_t (N/mm²) : \square

(3) 鉄骨

使用材料：設計図書より \square

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

基準強度 $F = \square$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

使用材料 : 設計図書より \square

許容せん断力 : 一面せん断時 \square kN/本 (長期) \square 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 : \square

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 : \square

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. 検討対象

3.1 成型工場

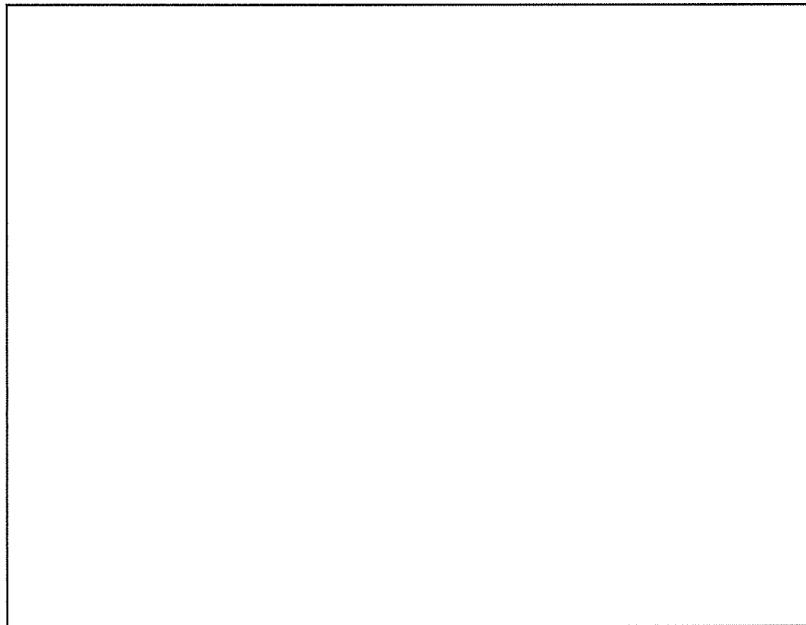
検討対象は、添説建 4-Ⅲ. 3. 1-1 図～添説建 4-Ⅲ. 3. 1-2 図に示す RC 屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び折板屋根とそれを支える鉄骨小梁とする。スラブの計算書寸法は安全側に見て設計スラブ寸法に対して の大きさを評価する。

(1) RC 屋根スラブ (S1)

構造 : 鉄筋コンクリート
厚さ : mm
サイズ : mm × mm
構造検討モデル : 四辺固定スラブ

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

構造 : 鉄筋コンクリート
サイズ : mm × mm
スパン : mm
構造検討モデル : 両端固定梁



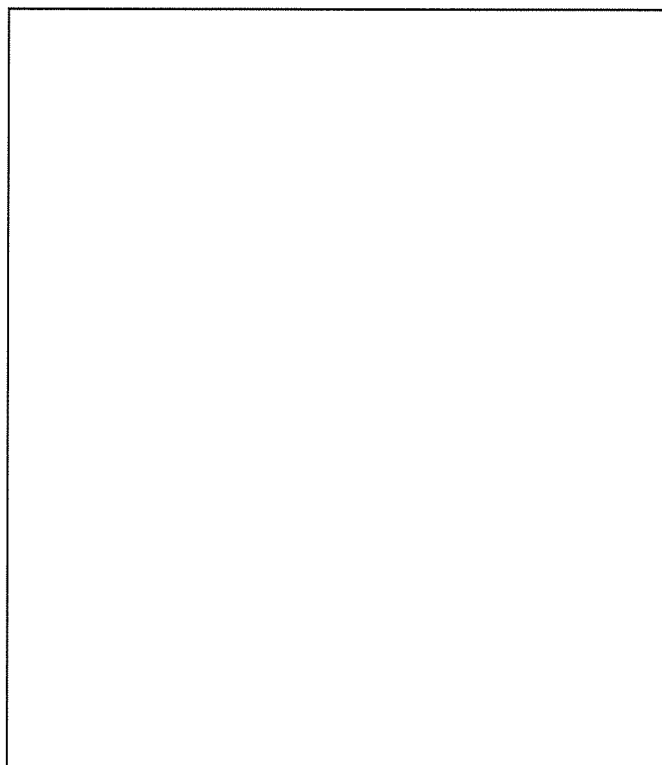
添説建 4-Ⅲ. 3. 1-1 図 屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁検討対象寸法

(3) 屋根（高強度折版）

折板 : 厚さ mm

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持板



添説建 4-III. 3. 1-2 図 折板屋根検討対象寸法

(4) 鉄骨小梁（NSB69）

材質 :

部材 :

スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持梁

3.2.放射線管理棟

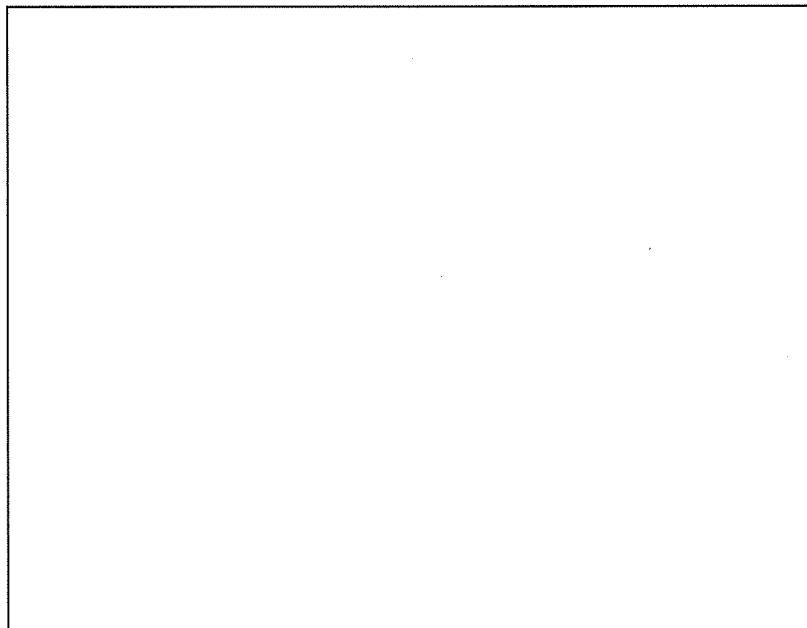
検討対象は、添説建 4-Ⅲ. 3. 2-1 図～添説建 4-Ⅲ. 3. 2-2 図に示す RC 屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び折板屋根とそれを支える鉄骨小梁とする。スラブの計算書寸法は安全側に見て設計スラブ寸法に対して の大きさを評価する。

(1) RC 屋根スラブ (S2)

構造 : 鉄筋コンクリート
厚さ : mm
サイズ : mm × mm
構造検討モデル : 四辺固定スラブ

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

構造 : 鉄筋コンクリート
サイズ : mm × mm
スパン : mm
構造検討モデル : 両端固定梁



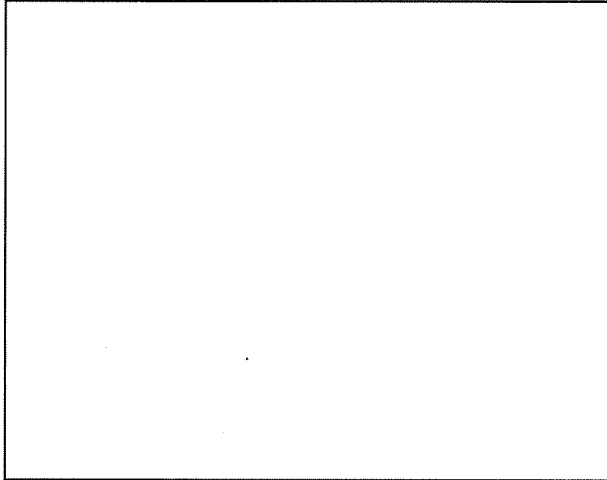
添説建 4-Ⅲ. 3. 2-1 図 屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁検討対象寸法

(3) 折板屋根

折板 : 厚さ mm

支持スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持板



添説建 4-III. 3. 2-2 図 折板屋根検討対象寸法

(4) 鉄骨小梁 (TB1)

材質 :

部材 :

スパン : mm

構造検討モデル : 単純支持梁

4. 検討結果

4.1 評価方法

(1) RC 屋根

日本建築学会「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）に基づき、スラブ及び小梁に作用する最大曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する。

(2) 折板屋根

屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下となっていることを確認する。

折板を支え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短期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。

4.2 RC 屋根の評価結果

(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"/>
積雪荷重	w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
屋根スラブ単位面積当り荷重	w (kN/m ²)	:	$w_{RC} + w_{RCS} =$ <input type="text"/>
			<input type="text"/> kN/m ²
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) :

スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

上端筋サイズ、断面積 (1本当り) $A_{\phi 9}$ (mm²) :

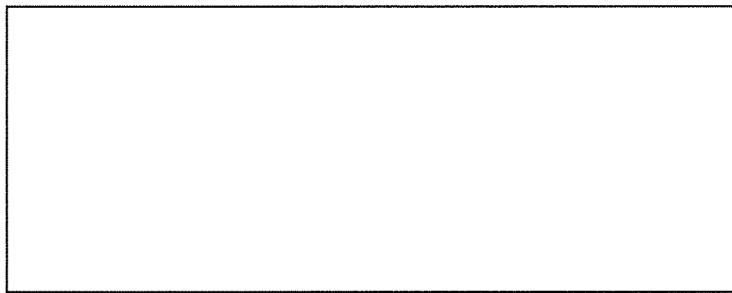
$A_{\phi 13}$ (mm²) :

下端筋サイズ、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) : $1000 / 150 \times (A_{\phi 9} + A_{\phi 13}) / 2$

=

=



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。

$$M = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{u1} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

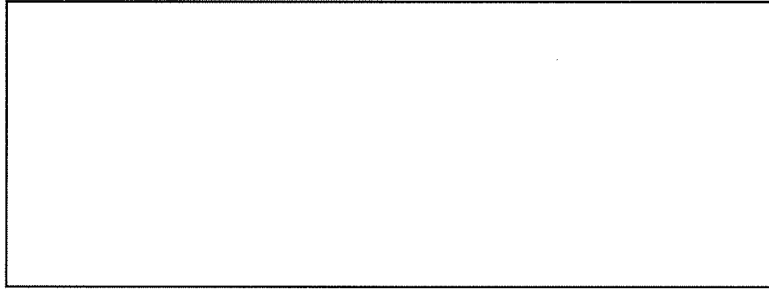
屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R = M / M_{u1} = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

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最大曲げモーメント M （スラブ 1m 幅当り）は RC 規準（10.1）式から以下の通りとなる。

$$M = 1 / 18 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$=$$
 kN·m

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_u （スラブ 1m 幅当り）は RC 規準（解 8.21）式より、

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$$
 kN·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

$$R = M / M_u =$$
 < 1.0 OK

これらの結果から屋根スラブは積雪深さ 168 cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 屋根部 RC 小梁

小梁サイズが小さい成型工場で検討を行う。

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積雪荷重 s (kN/m²) : 3.36
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 本当りの屋根積雪荷重 S (kN/m) : $s \times B =$
小梁 1 本当りに作用する分布荷重 W (kN/m) : $W_1 + W_2 + S$
=

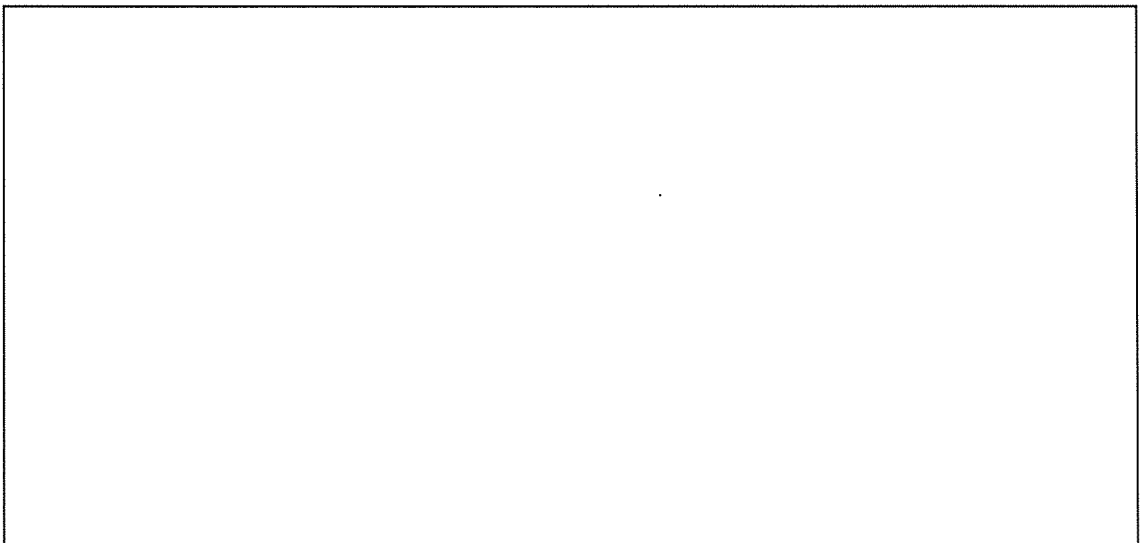
両端固定梁固定端モーメント C (kN·m) : $(1 / 12) \times W \times L^2$
=
=

単純梁の中央部正曲げモーメント M_0 (kN·m) : $(1 / 8) \times W \times L^2$
=

RC 規準 9.4 項より小梁に作用する曲げモーメントは以下となる。

小梁の支点上断面曲げモーメント M_1 (kN·m) : $0.6 \times C =$
小梁の中央断面曲げモーメント M_2 (kN·m) : $M_0 - 0.35 \times C$
=

小梁支点上断面 (引張側 3-D19 圧縮側 2-D19, $A_{D19} =$ (mm²/本))
小梁中央断面 (引張側 5-D19 圧縮側 2-D19, $A_{D19} =$ (mm²/本))



2) 支点上終局曲げ耐力 M_{u1}

梁の高さ d_1 (mm) : $h - d_t =$

引張鉄筋断面積 a_{t1} (mm²) :

降伏応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

梁の終局曲げ耐力 M_{u1} (kN・m) : $0.9 \times a_{t1} \times \sigma_y \times d_1$
=

3) 中央断面終局曲げ耐力 M_{u2}

梁の高さ d_2 (mm) : $h - d_t =$

引張鉄筋断面積 a_{t2} (mm²) :

降伏応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

梁の終局曲げ耐力 M_{u2} (kN・m) : $0.9 \times a_{t2} \times \sigma_y \times d_2$
=

4) 検定比

支点上断面 $M_1 / M_{u1} =$ < 1.0 OK

中央断面 $M_2 / M_{u2} =$ < 1.0 OK

以上より、屋根部 RC 小梁は積雪深さ 168 cm の積雪荷重に対して安全である。

4.3.折板屋根の評価結果

(1) 成型工場

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 高強度折板

折板固定荷重 w_{RS1} (N/m²) : (屋根受け下地含まず)

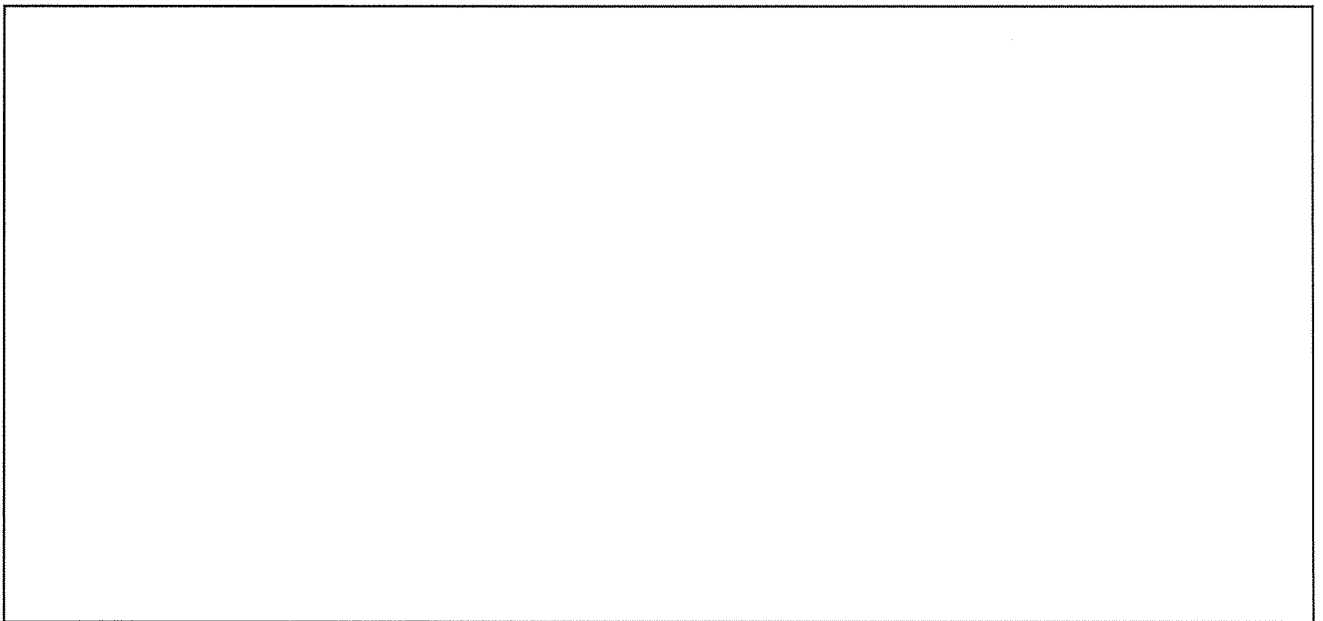
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

折板単位面積当り荷重（正圧） w (N/m²) : $w_{RS1} + w_S =$

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 4-III. 4.2-1 図より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 4-III. 4.2-1 図 メーカー資料

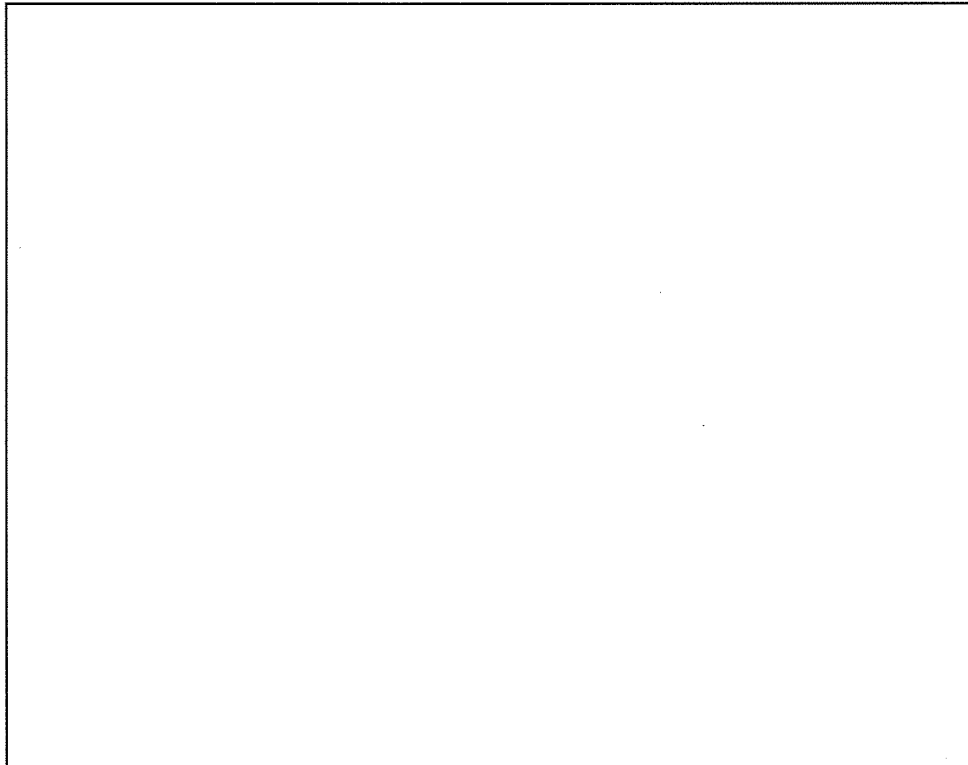
以上より折板は、積雪深さ 60 cm の積雪荷重に対して安全である。

2) 鉄骨小梁 (NSB69)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
 圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
 屋根固定荷重 w_{RS} (N/m²) :
 積雪荷重 w_s (N/m²) : 1200

検討対象を以下の図に示す。



添説建 4-III. 4. 2-2 図 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) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 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) : $M_{BS} \times g =$

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_{RS} (N/m) : $w_{RS} \times B_b =$

積雪荷重 W_S (N/m) : $w_S \times B_b =$

固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $W_{RS} + W_{BS} + W_S =$

直交梁（両端）反力の計算（1 箇所当り）

該当部面積 A_1 (m²) :

固定荷重 + 積雪荷重 W_1 (N) : $(w_{RS} + w_S) \times A_1 =$

NSB24, NSB29 小梁自重 (JIS G3192 より)

NSB24 W_2 (N) :

NSB29 W_3 (N) :

合計反力 P (N) : $2 \times (W_1 + W_2 + W_3)$
=

高力ボルト (F10T)

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

$$M = (W \times L^2) / 8 + (P \times L) / 3 = \boxed{\hspace{12em}} \\ = \boxed{\hspace{12em}} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{\hspace{12em}}$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{18em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{18em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{\hspace{18em}} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{\hspace{12em}}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{\hspace{12em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

d) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1/2) \times W \times L + P = \boxed{\hspace{12em}} \\ = \boxed{\hspace{12em}} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (f_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{12em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 放射線管理棟

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

折板固定荷重 w_{RH1} (N/m²) : (屋根受け下地含まず)

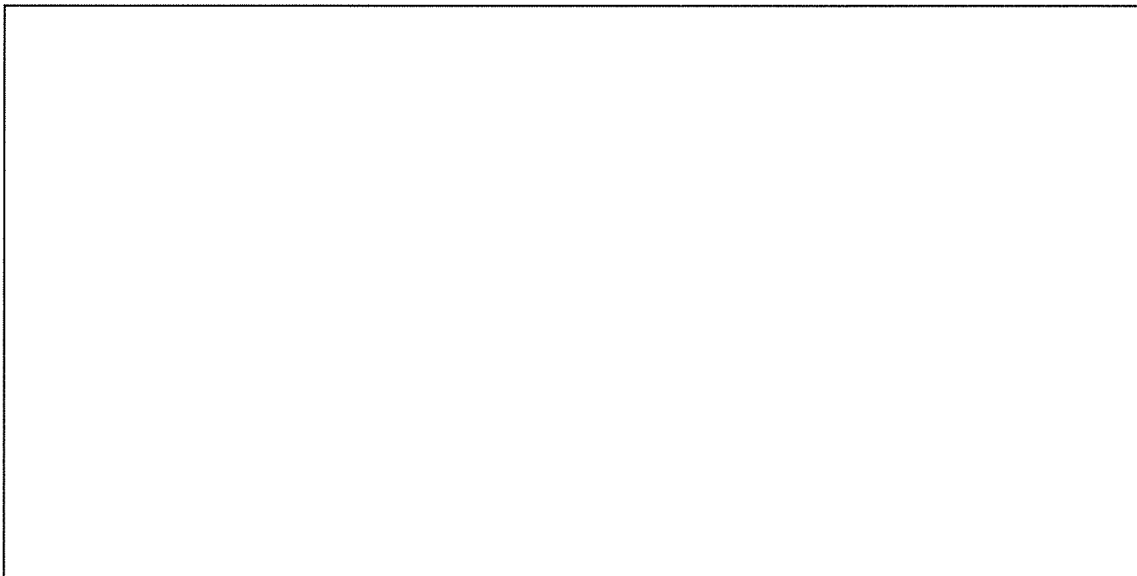
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

折板単位面積当り荷重（正圧） w (N/m²) : $w_{RH1} + w_S =$

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 4-III. 4. 3-1 図より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 4-III. 4. 3-1 図 メーカー資料

以上より折板は、積雪深さ 60 cmの積雪荷重に対して安全である。

2) 鉄骨小梁 (TB1)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
折板屋根固定荷重 w_{RH} (N/m²) :
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

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) :
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) : $M_{BH} \times g =$

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_{RH} (N/m) : $w_{RH} \times B_b =$
積雪荷重 w_S (N/m) : $w_S \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $w_{RH} + W_{BH} + w_S =$

高力ボルト (F10T)

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

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

c) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

$$\text{修正係数 } C = 1.75$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

d) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times W \times L = \boxed{} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

IV. 工場棟 組立工場の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

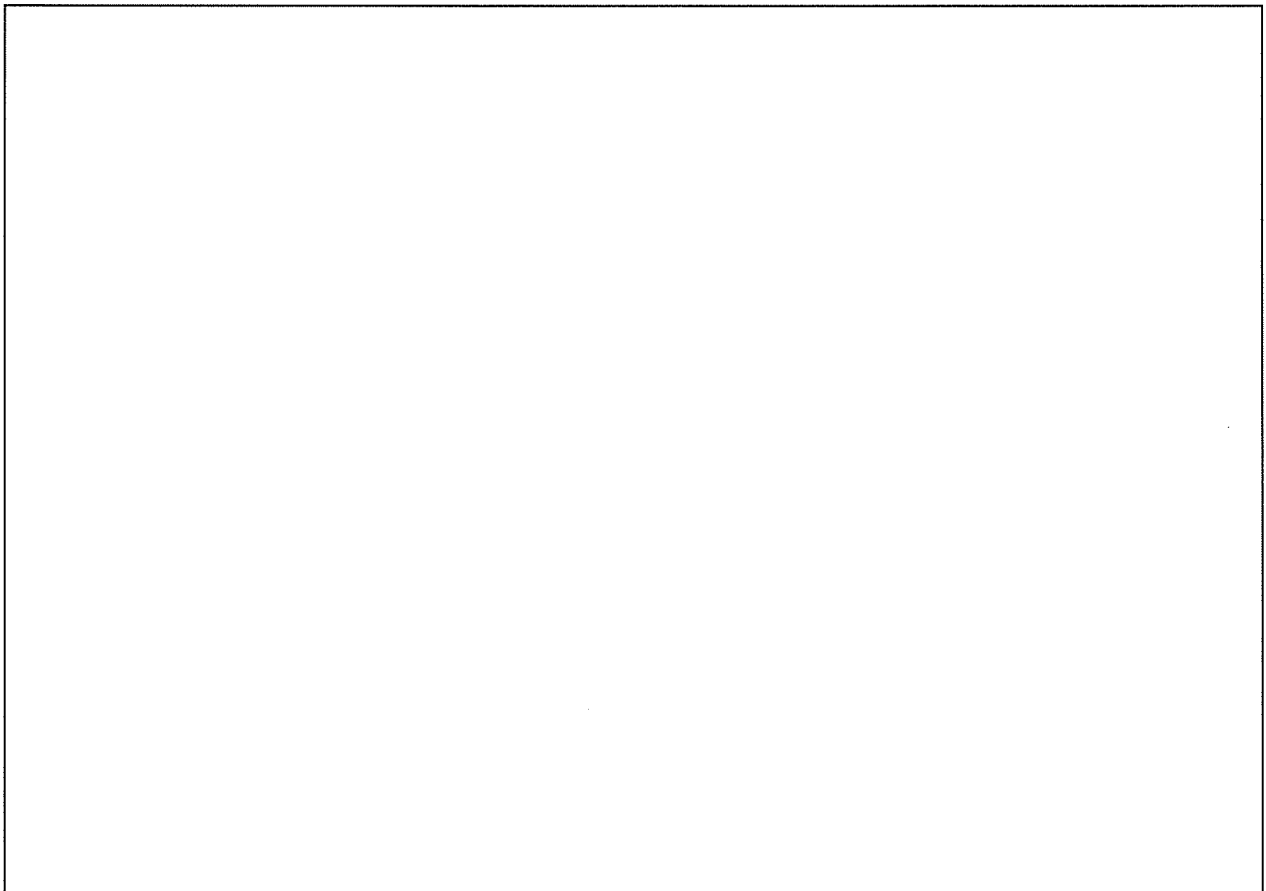
1. 屋根の構造

組立工場本体及び前室の既存屋根は折板屋根であるが、これを一旦撤去して新たな折板を設置する構造となる。屋根の検討は、添説建 4-IV. 1. 1-1 図、添説建 4-IV. 1. 2-1 図に示す代表的な箇所を対象に実施する。

1. 1. 組立工場本体

組立工場本体の屋根は、折板及び折板を支持する鉄骨の大梁と小梁で構成されている。小梁のうち既設の TB1 は新設小梁 NSB2、NSB3 の下で構造的に分離して配置している。

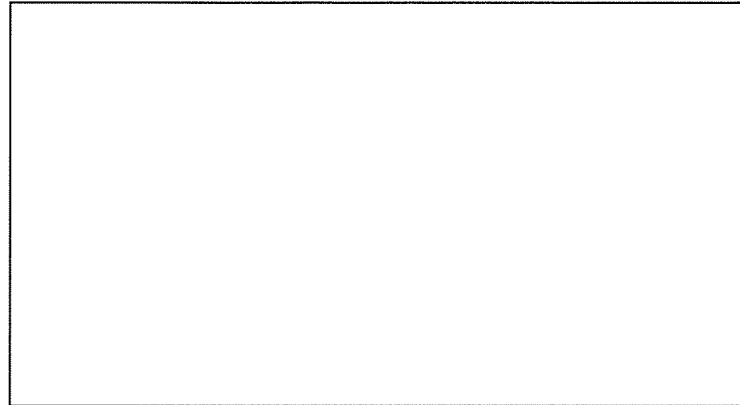
注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 4-IV. 1. 1-1 図 組立工場本体屋根伏図

1. 2. 前室

前室の屋根は、折板及び折板を支持する鉄骨の大梁と小梁で構成されている。



添説建 4-IV. 1. 2-1 図 前室屋根伏図

2. 設計方針

2. 1. 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

検討用積雪深度 d_s (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_s (N/m²) : $m_s \times d_s = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

既設構造物は既設計算書に明記された数値を使用する。

1) 組立工場本体

新設折板単位重量 w_{RH1} (N/m²) :

屋根受け下地(木毛板、天井及び水平ブレース含む)

w_{RH2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RH} (N/m²) : $w_{RH1} + w_{RH2} =$

2) 前室

新設折板単位重量 w_{RZ1} (N/m²) :

木毛板 w_{RZ2} (N/m²) :

水平ブレース + 天井(照明設備) w_{RZ3} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RZ} (N/m²) : $w_{RZ1} + w_{RZ2} + w_{RZ3} =$

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき、積雪荷重(多雪区域以外の場合)は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2. 2. 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料 : 設計図書より

JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って として取り扱う。

基準強度 : $F = \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄骨接合部

使用材料 : 高力ボルト (F10T)

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)

使用材料 : 中ボルト

許容せん断力 : 一面せん断時 kN/本(長期) kN/本(短期)

(3) 折板

使用材料 : 高強度折板

許容荷重 : 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。

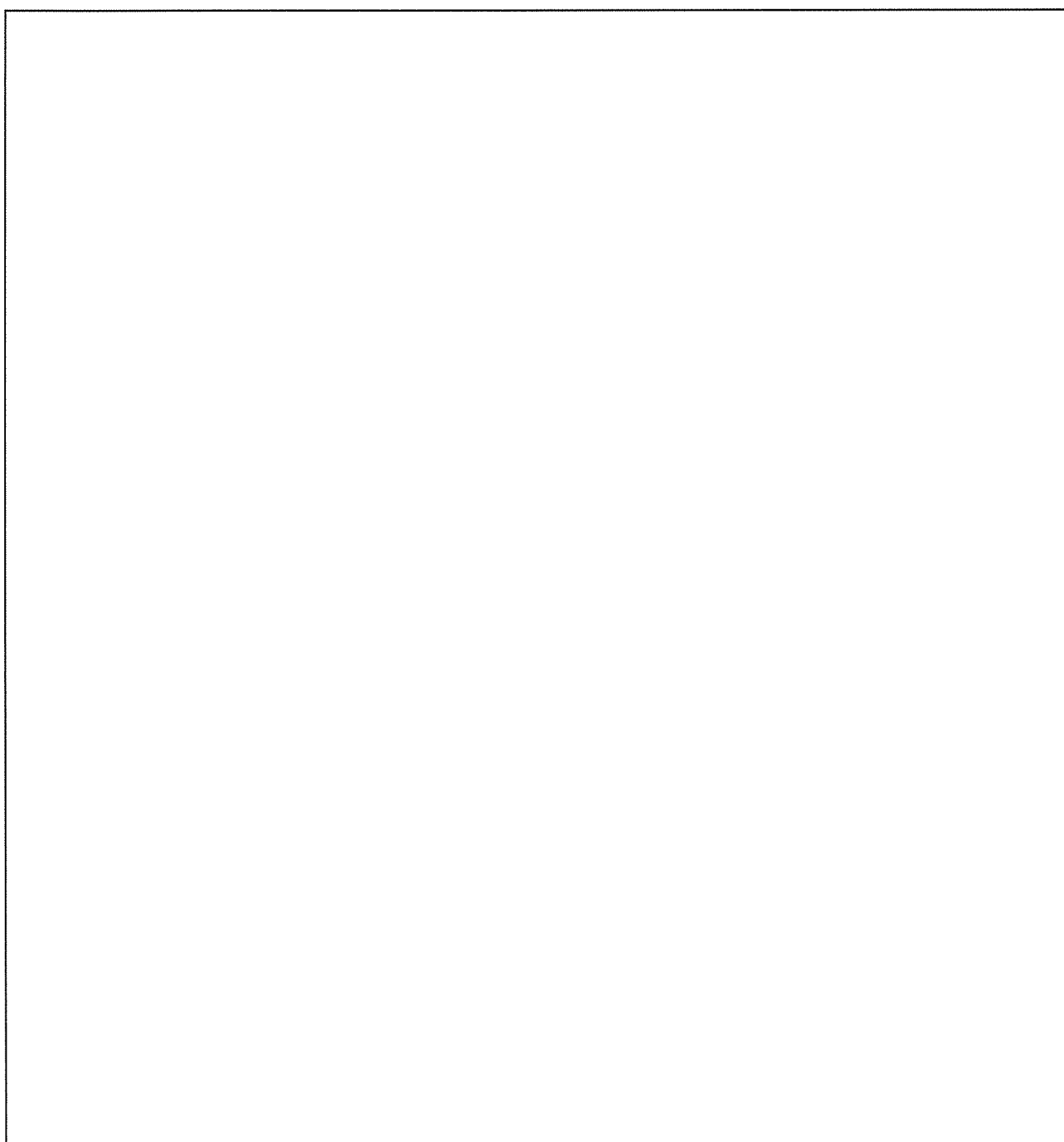
3. 検討対象

3.1. 組立工場本体

検討対象は、添説建 4-IV. 3. 1-1 図に示す新設する折板、及びこれに伴い新設する小梁とする。新設小梁に関しては、NSB2、NSB3 についての検討を行う。

NSB3 は既設の小梁 TB1 の上部に構造的に分離して配置されているため TB1 による支持を期待せず、m の長さの屋根重量を負担させる(下図での J-K 通り間長さ)。屋根の負担範囲は大梁による屋根負担があるため、m の半分、m の幅を負担するものとする(10-11 通りの半分)。

NSB2 は NSB3 を支持するものとする。



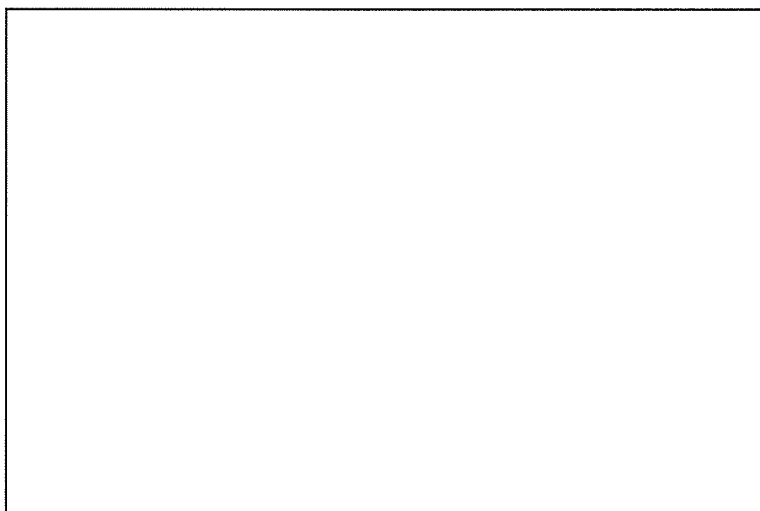
添説建 4-IV. 3. 1-1 図 組立工場本体屋根伏図

3.2. 前室

検討対象は、添説建 4-IV.3.2-1 図に示す新設する折板、及びこれに伴い新設する小梁とする。小梁に関しては、既設の小梁 TB1 と新設小梁 NSB11 を検討対象とする。

NSB11 は既設大梁 bG2 による屋根負担を考慮し、スパン長 m の 1/2 の長さの屋根重量を負担するものとする(下図の 2-3 通りの半分)。

既設小梁 TB1 は新設小梁 NSB11 を支持するものとする。



添説建 4-IV.3.2-1 図 前室屋根伏図

4. 検討結果

4.1. 評価方法

折板屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下になっていることを確認する。

折板を支え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。

4.2. 組立工場本体屋根の検討

(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 高強度折板

折板固定荷重 w_{RH1} (N/m²) : (屋根受け下地含まず)

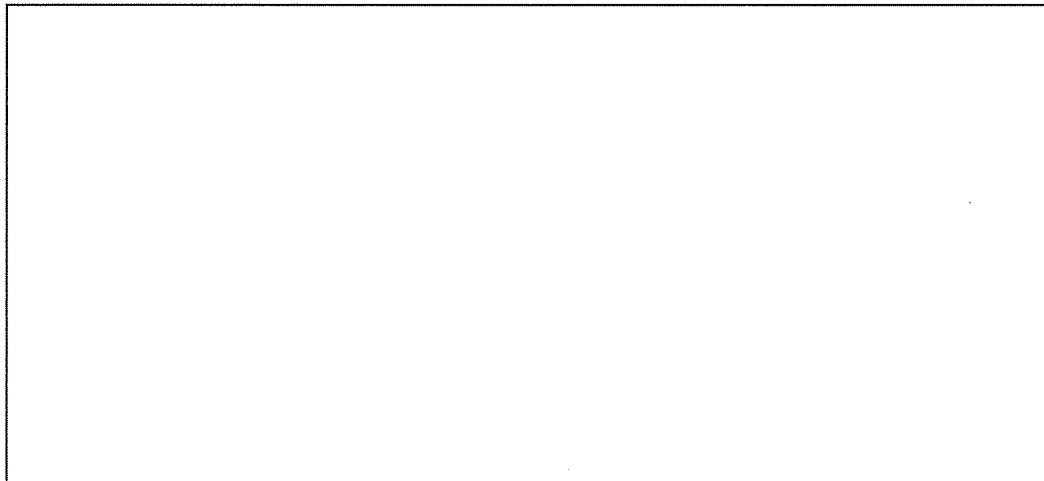
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

折板単位面積当り荷重（正圧） w (N/m²) : $w_{RH1} + w_S =$

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 4-IV. 4. 2-1 図より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 4-IV. 4. 2-1 図 許容スパン（メーカー資料）

以上より、折板は積雪深さ 60 cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 鉄骨小梁 (NSB3)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
屋根固定荷重 w_{RH} (N/m²) :
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

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) :
使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)
重力加速度 g (m/s²) : 9.80665
検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
屋根固定荷重 W_{RH} (N/m) : $w_{RH} \times B_b =$
積雪荷重 W_S (N/m) : $w_S \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $W_{RH} + W_B + W_S =$

高力ボルト (F10T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) - \left(\frac{4}{15} \right) \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{10em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{10em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{\hspace{10em}} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{\hspace{10em}}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times W \times L = \boxed{\hspace{10em}} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁 (NSB3) は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

(3) 鉄骨小梁 (NSB2)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
NSB3 からの荷重 P (kN) : (NSB3 が両端に接続)

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) :
使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)
重力加速度 g (m/s²) : 9.80665
検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

高力ボルト (F10T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = P \times L / 4 + W_B \times L^2 / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) - \left(\frac{4}{15} \right) \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

(鋼構造設計基準より F を超える場合は F とする)

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

$$\text{修正係数 } C = 1.75$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{\hspace{15em}}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{\hspace{15em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times (W_R \times L + P) = \boxed{\hspace{15em}}$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{15em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁 (NSB2) は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

4.3. 前室屋根の検討

(1) 折板

折板重量及び最大支持スパンが組立工場本体屋根と同様のため、検討を省略する。

(2) 鉄骨小梁 (NSB11)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RZ} (N/m²) :

積雪荷重 w_s (N/m²) : 1200

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) :

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RZ} (N/m) : $w_{RZ} \times B_b =$

積雪荷重 w_s (N/m) : $w_s \times B_b =$

固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $w_{RZ} + W_B + w_s =$

高力ボルト (F10T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

(3) 鉄骨小梁 (TB1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

NSB11 からの荷重 P (kN) :

(NSB11 が両端に接続)

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) :

使用部材重量 M_B (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) :

検討用固定荷重 W_B (N/m) :

: 9.80665

(JIS G3192)

中ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = P \times L / 4 + W_B \times L^2 / 8 =$$

N·m

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x =$$

N/mm²

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$
$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / \left(\frac{L_b \times h}{A_f} \right) \times 1.5$$
$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \text{[]}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = \left(\frac{1}{2} \right) \times (W_B \times L + P) = \text{[]}$$
$$= \text{[]} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁 (TB1) は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

V. 第2核燃料倉庫の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

1. 屋根の構造

第2核燃料倉庫の屋根は、RC造屋根とALC屋根であり、添説建4-V.1-1図に示す通りRCスラブ及びALC板とこれを支持する大梁、小梁で構成されている。

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。



添説建4-V.1-1図 屋根構造図

2. 設計方針

2.1 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

1) RC 屋根

検討用積雪深度 d_{RCS} (cm) : 168

検討用積雪荷重 w_{RCS} (N/m²) : $m_s \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

2) ALC 板屋根

検討用積雪深度 d_{ALCS} (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_{ALCS} (N/m²) : $m_s \times d_{ALCS} = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

1) RC 屋根

RC 屋根単位体積重量 γ_{RC} (N/m³) :

RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m) :

RC 屋根スラブ重量 w_{RC1} (N/m²) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

屋根仕上げ重量 w_{RC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RC} (N/m²) : $w_{RC1} + w_{RC2} =$

2) 前室 ALC 板屋根

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m³) : (ALC パネル構造設計指針・同解説 第 8 条による)

ALC 板厚さ t_{ALC} (m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

ALC 板単位重量 w_{ALC1} (N/m²) : $\gamma_{ALC} \times g \times t_{ALC} =$

仕上げ重量 w_{ALC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m²) : $w_{ALC1} + w_{ALC2} =$ (ALC 自重を含む)

$w_{ALC} - w_{ALC1} =$ (ALC 自重を除く)

3) 前室 ALC 部鉄骨小梁

使用部材 (SB1)

使用部材重量 M_{ALC} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{ALCB} (N/m) : $M_{ALC} \times g =$ とする。

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき積雪荷重(多雪区域以外の場合)は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \square$ kg/cm² (建設時の確認図書より)

\square N/mm² 設計基準強度 $F_c = \square$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 : 設計図書より \square

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

短期許引張容応力度 $f_t = \square$ N/mm²

(3) 鉄骨

使用材料 : 設計図書より \square

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

基準強度 : $F = \square$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

前室の鉄骨小梁 SB1 は、RC 梁の上面に載せてアンカーボルトで固定しているため、評価は省略する。

(5) ALC 板

使用材料 : ALC 板 厚さ \square

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. 検討対象

検討対象は、添説建 4-V. 4-1 図に示す屋根スラブ、屋根部 RC 小梁、前室屋根 ALC 板、前室鉄骨小梁及び前室 RC 片持ち梁とする。積雪荷重に対して厳しくなる箇所（積雪荷重を受ける面積が大きい箇所）を選定して評価する。

屋根スラブは、設計スラブ寸法に対して両側 mm の寸法を加算し、安全側の寸法で評価する。

(1) 屋根スラブ (S1)

構造 : 鉄筋コンクリート

厚さ :

サイズ :

(添説建 4-V. 4-1 図 参照)

構造検討モデル : 四辺固定スラブ

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

構造 : 鉄筋コンクリート

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 両端固定梁

(3) 前室屋根 ALC 板

ALC : 厚さ

支持スパン :

構造検討モデル : 単純支持板

(4) 前室鉄骨小梁 (SB1)

材質 : 鉄骨

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 単純支持梁

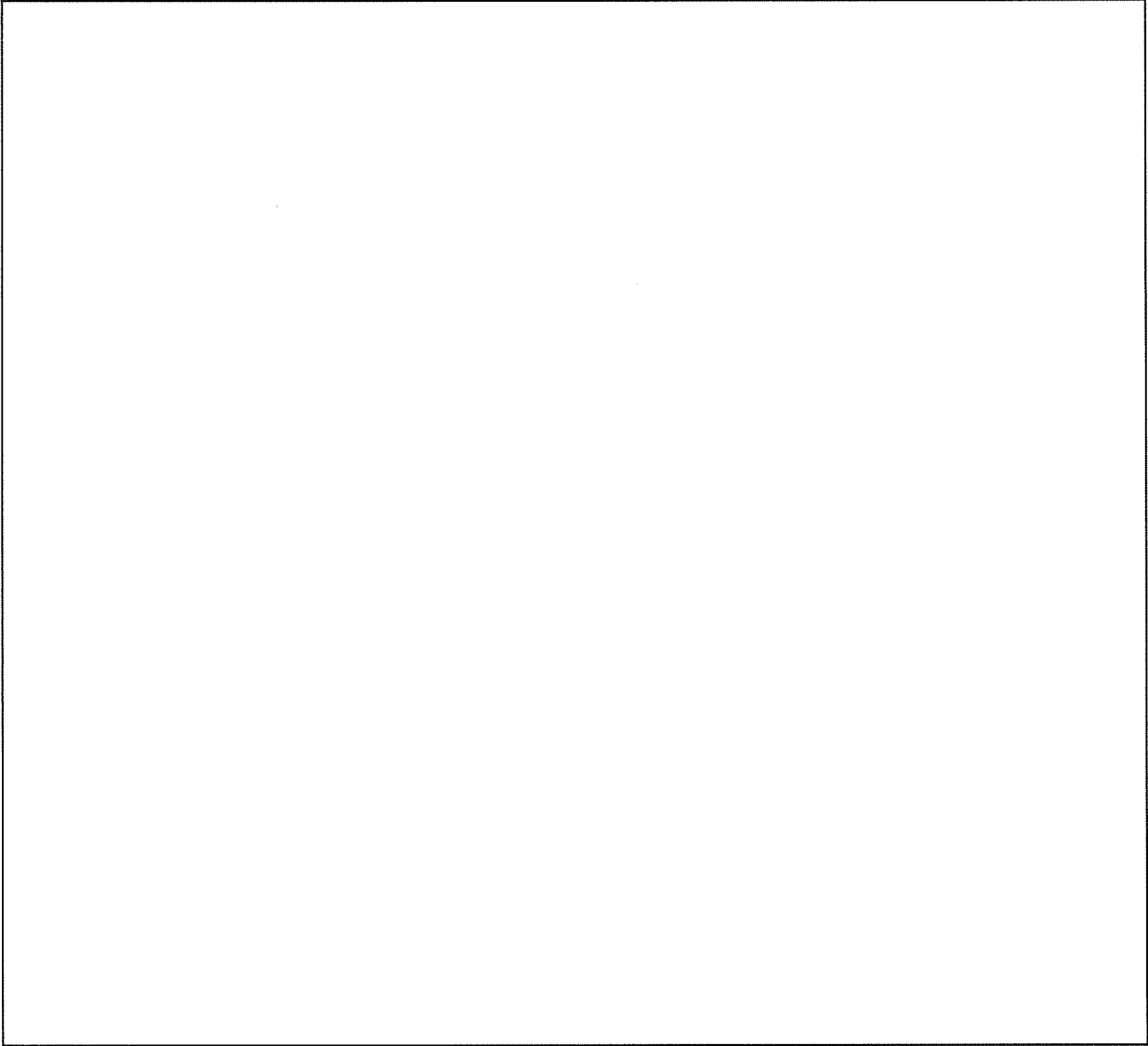
(5) 前室 RC 片持ち梁 (CG1)

構造 : 鉄筋コンクリート

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 片持ち梁



添説建 4-V.4-1 図 検討対象寸法

4. 検討結果

4.1. 評価方法

(1) RC 屋根

日本建築学会「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)に基づき、スラブ及び小梁に作用する最大曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する。

(2) ALC 屋根

屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下となっていることを確認する。

ALC 板を支える小梁は鉄骨構造である為、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短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。

但し、RC 片持ち小梁は RC 屋根と同様に最大曲げモーメントが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わないことを確認する。

4.2.評価結果

(1) 屋根スラブ (S1)

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 (パネル長) B(m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ厚 t(mm)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り重量 (固定荷重) w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{RC} + w_{RCS} =$ <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)	:	$1.1 \times f_t =$ <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。

引張側表面より引張鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

上端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

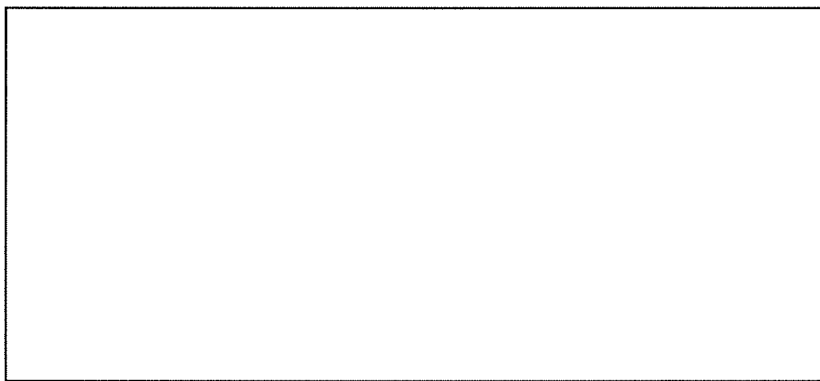
下端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積（スラブ 1 m 幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$

=

=



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当り（スラブ 1 m 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。

$$M = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2$$

= kN·m

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_u （スラブ 1 m 幅当り）は、RC 規準（解 8.21）式より

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$$
 kN·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

$$M / M_u =$$
 < 1.0 OK

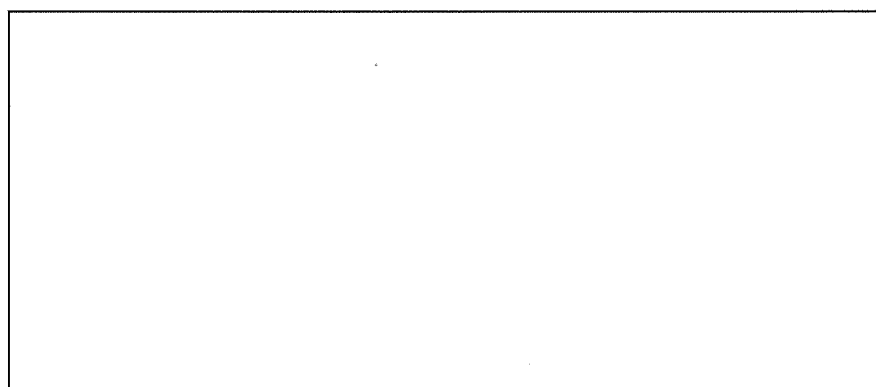
以上より、屋根スラブは積雪深さ 168 cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

小梁スパン長 L (m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ厚 t (m)	:	<input type="text"/>
小梁の屋根スラブ分担間隔 B (m)	:	<input type="text"/>
小梁幅 b (m)	:	<input type="text"/>
小梁高 h (m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り重量 (固定荷重) w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m ³)	:	<input type="text"/>
小梁 1 本当りの屋根スラブ重量 (固定荷重) W_{B1} (kN/m)	:	$w_{RC} \times B =$ <input type="text"/>
小梁の自重 W_{B2} (kN/m)	:	$\gamma \times b \times (h - t)$ = <input type="text"/> = <input type="text"/>
小梁 1 本当りの屋根積雪荷重 W_{BS} (kN/m)	:	$w_{RCS} \times B =$ <input type="text"/>
小梁断面 (引張側 5-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<input type="text"/>
(圧縮側 2-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<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"/>
降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	:	$1.1 \times f_t =$ <input type="text"/>

2) 小梁の検討結果



端部 (固定部) 断面

中央断面

小梁の有効高さ d (mm) : $h - d_t =$

引張鉄筋断面積 a_t (mm²) : $A_{D19} \times 5 =$

小梁の終局曲げ耐力

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN·m

小梁の最大曲げモーメント (端部)

$M = 1 / 12 \times (W_{B1} + W_{B2} + W_{BS}) \times L^2 =$ kN·m

小梁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

$M / M_u =$ < 1.0 OK

以上より、屋根部 RC 小梁 (B1) は積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

(3) 前室屋根 ALC 板

厚さ mm の ALC 板の最大支持スパン (設計値) を求め、メーカー資料より許容支持スパンと比較する。

設計荷重 w (N/m²) : 積雪荷重 + 固定荷重 (ALC 自重を除く)
=

最大支持スパン L_{max} (mm) :

許容支持スパン L_a : (添説建 4-V.4.2-1 表より)

支持スパン比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK

以上より、前室屋根 ALC 板は、積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

添説建 4-V.4.2-1 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重-最大長さ」対応表 (メーカー資料)

設計荷重 (N/m ²)	幅 (mm)	パネル最大長(mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載(長期)は積載荷重+仕上荷重、負圧(短期)は負の風圧力です。なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。

(4) 前室鉄骨小梁 (SB1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :
積雪荷重 w_{ALCS} (N/m²) : 1200

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_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 W_{ALC} (N/m) : $w_{ALC} \times B_b =$
積雪荷重 W_{ALCS} (N/m) : $w_{ALCS} \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $W_{ALC} + W_{ALCB} + W_{ALCS} =$

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

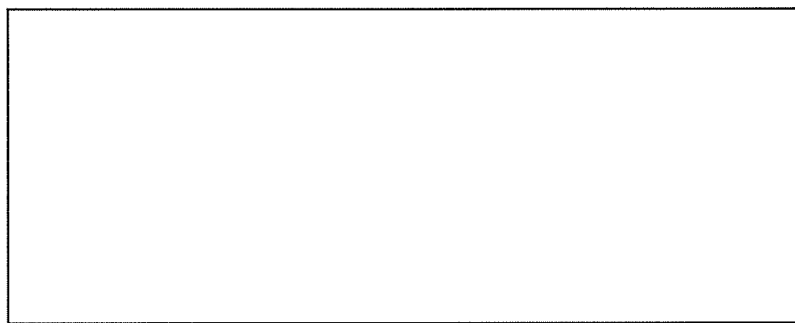
以上より、前室鉄骨小梁 (SB1) は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対し安全である。

(5) 前室 RC 片持ち梁 (CG1)

1) 計算諸条件

RC 片持ち梁スパン長 L (m)	:	<input type="text"/>
RC 片持ち梁の屋根重量分担間隔 B (m)	:	<input type="text"/>
RC 片持ち梁幅 b (m)	:	<input type="text"/>
RC 片持ち梁高 h (m)	:	<input type="text"/>
ALC 屋根単位面積当り重量 (固定荷重) w_{ALC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
ALC 屋根単位面積当り積雪荷重 w_{ALCS} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m ³)	:	<input type="text"/>
RC 片持ち梁 1 本当りの ALC 屋根重量 (固定荷重) W_{CB1} (kN/m)	:	$w_{ALC} \times B =$ <input type="text"/>
	=	<input type="text"/>
RC 片持ち梁の自重 W_{CB2} (kN/m)	:	$\gamma \times b \times h =$ <input type="text"/>
	=	<input type="text"/>
RC 片持ち梁 1 本当りの屋根積雪荷重 W_{CBS} (kN/m)	:	$w_{ALCS} \times B =$ <input type="text"/>
	=	<input type="text"/>
小梁 SB1 の自重 $w_{B'}$ (kN)	:	$w_{ALCB} \times B =$ <input type="text"/>
	=	<input type="text"/>
RC 片持ち梁断面 (引張側 4-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<input type="text"/>
(圧縮側 2-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<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"/>
降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	:	$1.1 \times f_t =$ <input type="text"/>

2) RC 片持ち梁の曲げ応力度の検討結果



端部断面

小梁 (SB1) の作用位置

RC 片持ち梁の有効高さ d (mm) : $h - d_t =$

引張鉄筋断面積 a_t (mm²) : $A_{D19} \times 4 =$

RC 片持ち梁の終局曲げ耐力

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN·m

RC 片持ち梁の最大曲げモーメント

$M = 1 / 2 \times (W_{CB1} + W_{CB2} + W_{CBS}) \times L^2 + w_{B'} \times B_1 + w_{B'} \times B_2$

= kN·m

RC 片持ち梁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

$R = M / M_u =$ < 1.0 OK

以上より、前室 RC 片持ち梁（CG1）は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

VI. 容器管理棟の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する説明書

1. 屋根の構造

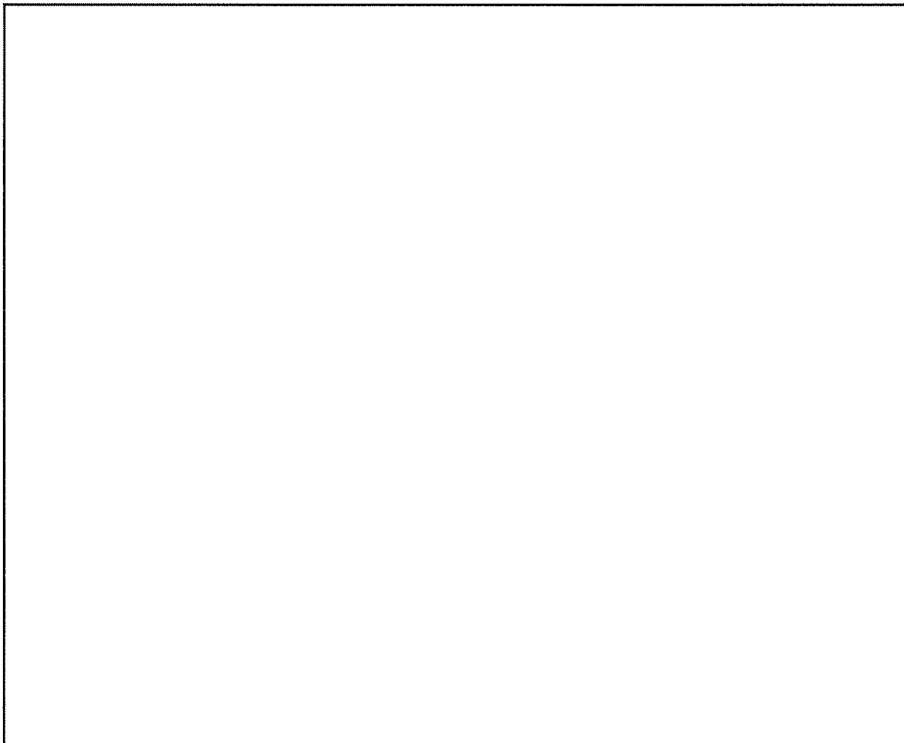
1.1. 容器管理棟本体

容器管理棟本体の屋根は RC スラブである。屋根伏図を添説建 4-VI.1.1-1 図に示す。構造的には RC スラブとこれを支持する鉄骨大梁、小梁で構成されている。

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。

1.2. 連絡通路

連絡通路の屋根は ALC 板である。屋根伏図を添説建 4-VI.1.1-1 図に示す。構造的には ALC 板とこれを支持する鉄骨大梁、小梁で構成されている。



添説建 4-VI.1.1-1 図 屋根伏図

2. 設計方針

2.1 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

1) RC 屋根

検討用積雪深度 d_{RCS} (cm) : 168

検討用積雪荷重 w_{RCS} (N/m²) : $m_s \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

2) ALC 板屋根

検討用積雪深度 d_{ALCS} (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_{ALCS} (N/m²) : $m_s \times d_{ALCS} = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

1) RC 屋根

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) : $w_{RC1} + w_{RC2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (SB1)

使用部材重量 M_{RC} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{RCB} (N/m) : $M_{RC} \times g =$

2) ALC 板屋根

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m³) : (ALC パネル構造設計指針・同解説—ALC 協会—)

ALC 板厚さ t_{ALC} (m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

ALC 板単位面積重量 w_{ALC1} (N/m²) : $\gamma_{ALC} \times g \times t_{ALC} =$

仕上げ荷重 w_{ALC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m²) : $w_{ALC1} + w_{ALC2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (SB2)

使用部材重量 M_{ALC} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{ALCB} (N/m) : $M_{ALC} \times g =$

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき、積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \square$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料：設計図書より \square

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

短期許容引張応力度 $f_t = \square$ N/mm²

(3) 鉄骨

使用材料：設計図書より \square

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

基準強度 $F = \square$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

1) 容器管理棟本体

鉄骨小梁 SB1 を対象とする。

使用材料：高力ボルト \square (F10T)

許容せん断力：一面せん断時 \square kN/本 (長期)、 \square kN/本 (短期)

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

2) 連絡通路

鉄骨小梁 SB2 を対象とする。

使用材料：高力ボルト \square (F10T)

許容せん断力：一面せん断時 \square kN/本 (長期)、 \square kN/本 (短期)

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

(5) ALC 板

使用材料：ALC 板 厚さ \square mm

許容荷重：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. 検討対象

3.1. 容器管理棟本体

検討対象は、添説建 4-VI. 3. 1-1 図に示す RC 屋根スラブ、鉄骨小梁とする。スラブの計算用寸法は安全側に見て内法 の大きさを評価する。

(1) RC 屋根スラブ (S1)

構造 :
厚さ :
サイズ :
構造検討モデル : 四辺固定スラブ

(2) 鉄骨小梁 (SB1)

材質 :
サイズ :
スパン :
構造検討モデル : 2 径間連続梁



添説建 4-VI. 3. 1-1 図 容器管理棟本体 検討対象

3.2 連絡通路

検討対象は、添説建 4-VI. 3. 2-1 図に示す ALC 板屋根及び鉄骨小梁とする。

(1) 屋根

ALC 板 : 厚さ

支持スパン :

構造検討モデル : 単純支持板

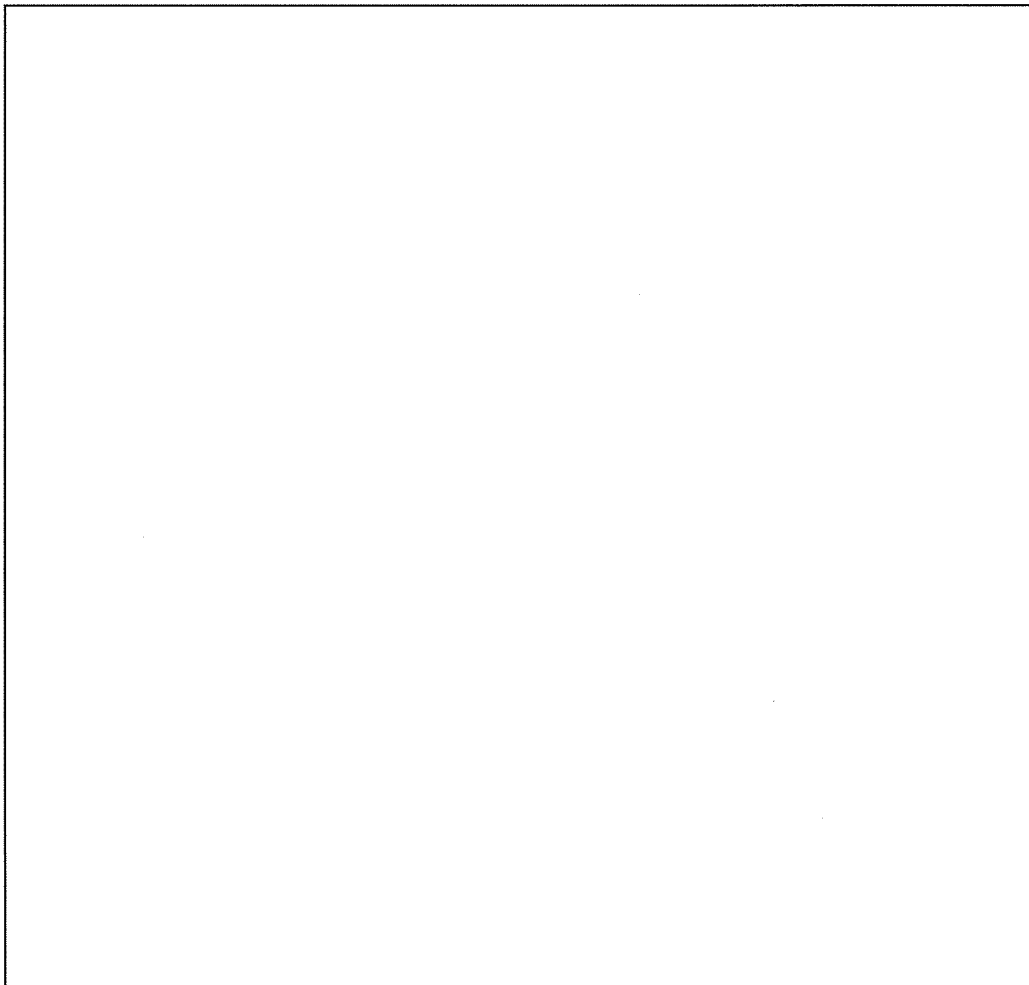
(2) 鉄骨小梁 (SB2)

材質 :

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 単純支持梁



添説建 4-VI. 3. 2-1 図 連絡通路 検討対象

4. 検討結果

4.1 評価方法

(1) 容器管理棟本体

容器管理棟本体の屋根は鉄筋コンクリートスラブと鉄骨梁で構成されるため、日本建築学会「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）及び日本建築学会「鋼構造設計規準」（以下、「S規準」と略記）に基づき評価する。

屋根スラブはRC規準に基づき、スラブに作用する最大曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する。

鉄骨小梁はS規準に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する。

(2) 連絡通路

連絡通路の屋根はALC板と鉄骨梁で構成される。ALC板はメーカー資料により許容スパン以下となっていることを確認する。鉄骨小梁はS規準に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが短期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。

4.2 容器管理棟本体の評価結果

(1) 屋根スラブ (S1)

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"/>
積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{RC} + w_{RCS} =$ <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) :

スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

上端筋サイズ、断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :

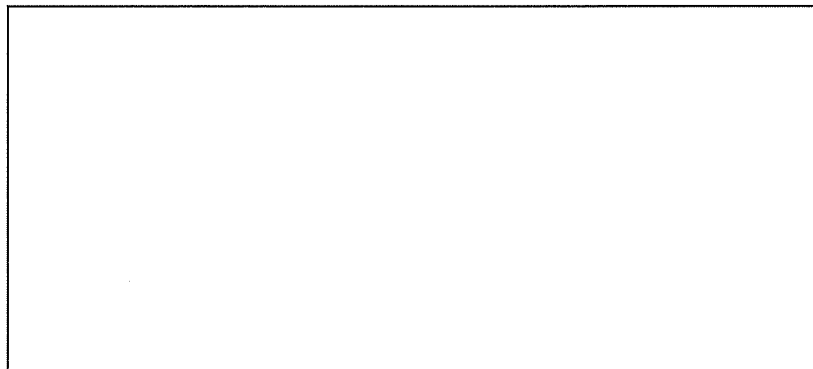
A_{D13} (mm²) :

下端筋サイズ、断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$

=



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当り (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。

$$M = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2 = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_u (スラブ 1m 幅当り) は RC 規準 (解 8.21) 式より

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$R = M / M_u = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

これらの結果から屋根スラブは積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 鉄骨小梁 (SB1)

1) 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) :
RC 屋根固定荷重 w_{RC} (N/m²) :
積雪荷重 w_{RCS} (N/m²) : 3360

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_{RCB} (N/m) :

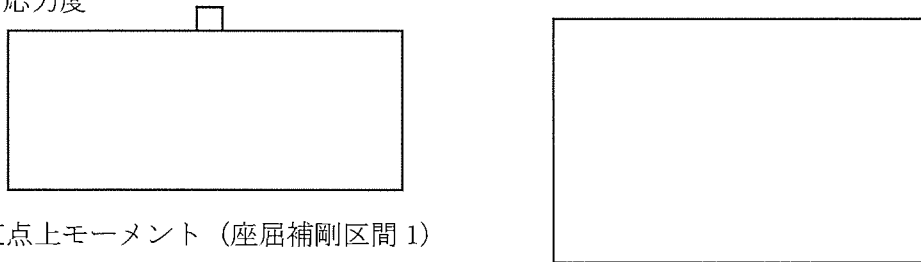
鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
RC 屋根固定荷重 W_{RC} (N/m) : $w_{RC} \times B_b =$
積雪荷重 W_{RCS} (N/m) : $w_{RCS} \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $W_{RC} + W_{RCB} + W_{RCS} =$

高力ボルト (F10T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度



中央支点上モーメント (座屈補剛区間 1)

$$M_1 = (1 / 8) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b1} = M_1 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

支間中央モーメント (座屈補剛区間 2)

$$M_2 = (9 / 128) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b2} = M_2 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) - \left(\frac{4}{15} \right) \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

ここに、

C: 次の式によって計算した修正係数

(2.3 を超える場合には 2.3 とし、補剛区間内の曲げモーメントが M_1 より大きい場合には 1 とする)

$$C = 1.75 + 1.05 \times (M_2 / M_1) + 0.3 \times (M_2 / M_1)^2$$

この式において、 M_2 及び M_1 は、それぞれ座屈区間端部における小さい方及び大きい方の強軸周りの曲げモーメントを表すものとし、 M_2/M_1 は、当該曲げモーメントが複曲率となる場合には正と、単曲率となる場合には負とするものとする。

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \boxed{\hspace{10em}}$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2})$$

座屈補剛区間 1

$C = 1.75$ (曲げモーメントが複曲率となるため、 M_2/M_1 は正となり、安全側に 1.75 とする)

$$f_{b1} = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_{b1} / f_b = \boxed{\hspace{5em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

座屈補剛区間 2

$C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$f_{b1} = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_{b2} / f_b = \boxed{\hspace{5em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) セン断力

$$\text{両端支点上せん断力 } Q = (3 / 8) \times W \times L = \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{5em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁は積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

4.3 連絡通路の評価結果

(1) 屋根 ALC 板

厚さ mm の ALC 板の最大支持スパン（設計値）を求め、メーカー資料の許容支持スパンと比較する。

ALC 板屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :

ALC 板単位面積重量 w_{ALCl} (N/m²) :

積雪荷重 w_{ALCS} (N/m²) : 1200

設計荷重（ALC 板自重を除く） w (N/m²) : $w_{ALC} - w_{ALCl} + w_{ALCS} =$

最大支持スパン L_{max} (mm) :

許容支持スパン L_a (mm) : (添説建 4-VI. 4.3-1 表より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK

添説建 4-VI. 4.3-1 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重—最大長さ」対応表（メーカー資料）

設計荷重 w (N/m ²)	幅 (mm)	パネル最大長(mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載(長期)は積載荷重+仕上荷重、負圧(短期)は負の風圧力です。なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。

以上より、ALC 板は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 鉄骨小梁 (SB2)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :
積雪荷重 w_{ALCS} (N/m²) : 1200

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_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
ALC 屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m) : $w_{ALC} \times B_b =$
積雪荷重 w_{ALCS} (N/m) : $w_{ALCS} \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (N/m) : $w_{ALC} + w_{ALCB} + w_{ALCS} =$

高力ボルト (F10T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

3) 短期許容曲げ応力度及び検定比

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) - \left(\frac{4}{15} \right) \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{\hspace{15em}} \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \boxed{\hspace{15em}}$$

$$\text{検定比 } R = \sigma_b / f_b = \boxed{\hspace{15em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times W \times L = \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{\hspace{15em}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、鉄骨小梁は積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

VII. 放射線管理棟増築部の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

1. 屋根の構造

放射線管理棟増築部の屋根は、添説建 4-VII. 1-1 図に示す通り、RC スラブとそれを支える大梁、小梁で構成されている。

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。



添説建 4-VII. 1-1 図 屋根伏図、屋根梁伏図

2. 設計方針

2.1. 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

1) RC 屋根

検討用積雪深度 d_{RCS} (cm) : 168

検討用積雪荷重 w_{RCS} (N/m²) : $m_s \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

(2) 固定荷重

1) RC 屋根 (18~25' 通り間、B' ~B'' 通り間)

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) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RC} (N/m²) : $w_{RC1} + w_{RC2} =$

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき、積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 : 設計図書より

JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って として取り扱う。

短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

3. 検討対象

検討対象は、添説建 4-VII. 3-1 図に示す RC 屋根スラブ、RC 小梁とする。積雪荷重に対して厳しくなる箇所（積雪荷重を受ける面積が大きい箇所）を選定して評価する。

スラブの計算用寸法は安全側に見て内法 の大きさを評価する。

(1) RC 屋根スラブ (S1)

構造 : 鉄筋コンクリート

厚さ :

サイズ :

構造検討モデル : 四辺固定スラブ

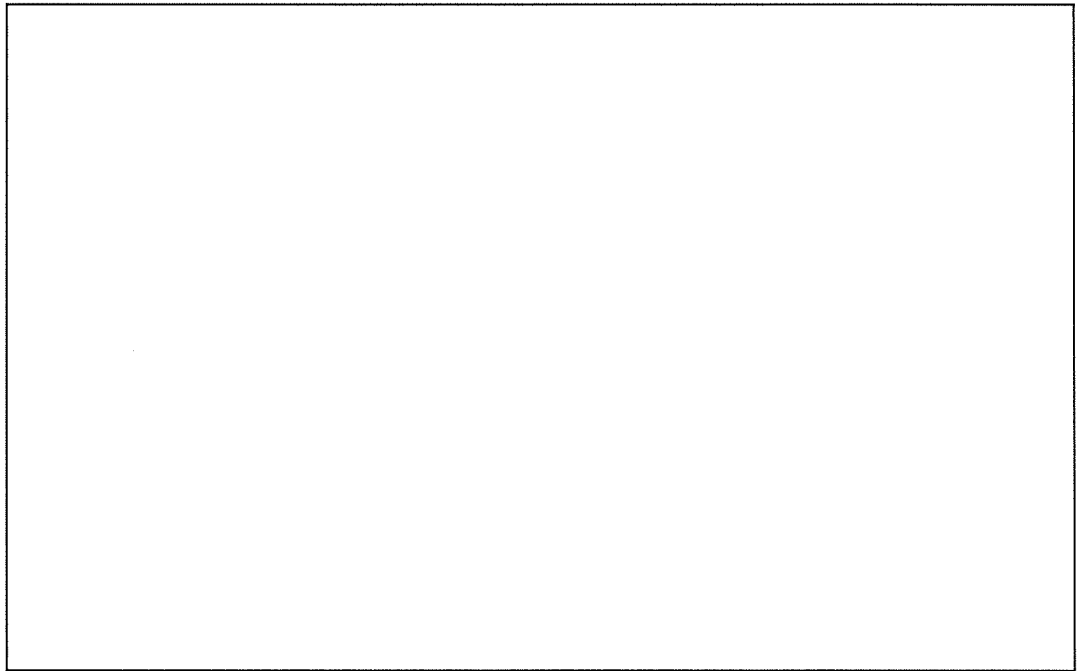
(2) RC 小梁 (B1)

構造 : 鉄筋コンクリート

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 両端固定梁



添説建 4-VII. 3-1 図 RC スラブ屋根検討対象

4. 検討結果

4.1 評価方法

(1) RC 屋根

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下「RC規準」という。)に基づき、スラブ及び小梁に作用する最大曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する。

4.2 評価結果

(1) 屋根スラブ (S1)

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"/>
積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{RC} + w_{RCS} =$ <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) :

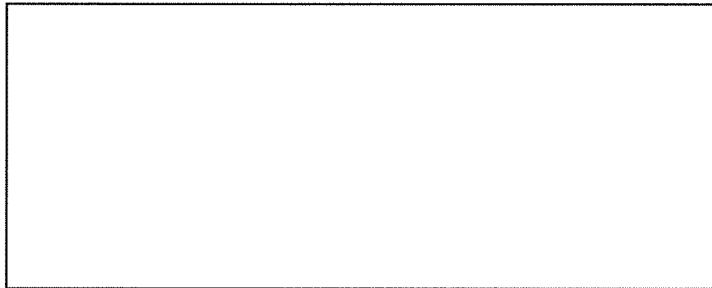
スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

上端筋サイズ、断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

下端筋サイズ、断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$
 $=$



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。

$$M = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$=$$
 kN·m

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_u (スラブ 1m 幅当り) は、RC 規準 (解 8.21) 式より

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$$
 kN·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

$$R = M / M_u =$$
 < 1.0 OK

これらの結果から屋根スラブは積雪深さ 168 cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
RC 屋根固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :
積雪荷重 w_{RCS} (kN/m²) : 3.36

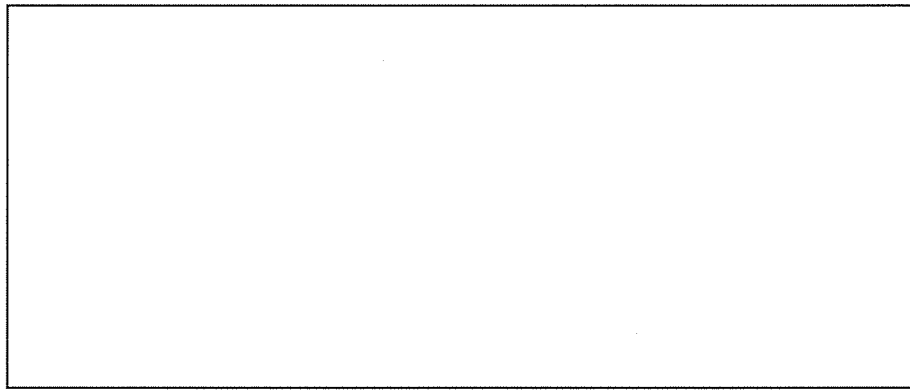
RC 小梁諸元

RC 小梁幅 b (m) :
RC 小梁高 h (m) :
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :
RC 小梁固定荷重 W_{RCB} (kN/m) : $\gamma \times b \times (h - t)$
=
上端筋サイズ、断面積 (1 本当り) A_{D16} (mm²) :
下端筋サイズ、断面積 (1 本当り) A_{D16} (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) :

RC 小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
RC 屋根固定荷重 W_{RC} (kN/m) : $w_{RC} \times B_b =$
積雪荷重 W_{RCS} (kN/m) : $w_{RCS} \times B_b =$
固定荷重 + 積雪荷重 W (kN/m) : $W_{RC} + W_{RCB} + W_{RCS} =$

2) RC 小梁の検討結果



端部（固定部）断面

中央断面

引張側 RC 小梁表面より引張鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

小梁の有効高さ d (mm) : $h - d_t =$

引張鉄筋断面積 a_t (mm²) : $A_{D16} \times 3 =$

小梁に作用する最大曲げモーメント（端部） M

$$M = 1 / 12 \times W \times L^2 = \text{} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

小梁の終局曲げ耐力 M_u

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

小梁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

$$M / M_u = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

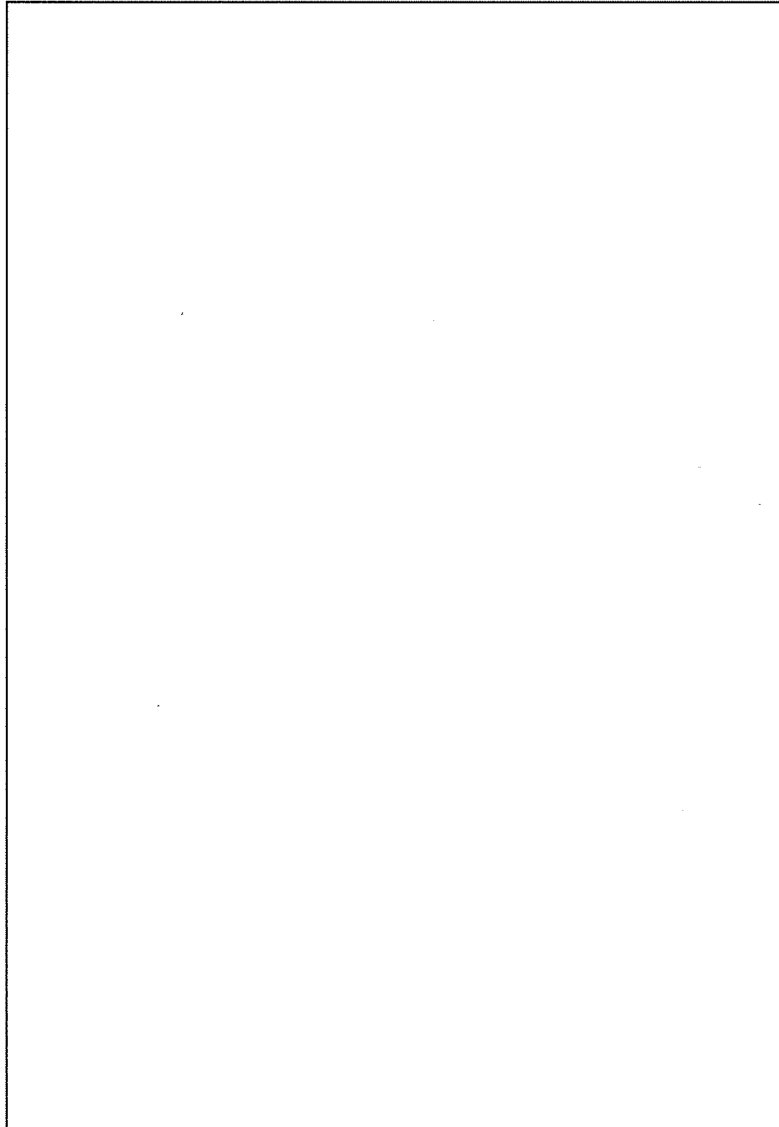
これらの結果から屋根部 RC 小梁 (B1) は積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

VIII. 放射線管理棟前室の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

1. 屋根の構造

放射線管理棟前室の屋根は、鉄筋コンクリート造であり、添説建 4-VIII. 1-1 図に示す通り屋根スラブとこれを支持する大梁、小梁で構成されている。

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。



添説建 4-VIII. 1-1 図 屋根伏図

2. 設計方針

2.1. 荷重

(1) 積雪荷重

検討用積雪深度 d_{RCS} (cm)	: 168
積雪単位荷重 m_S (N/cm/m ²)	: 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)
検討用積雪荷重 w_{RCS} (N/m ²)	: $m_S \times d_{RCS} = 20 \times 168 = 3360$

(2) 屋根固定荷重

RC 屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m ³)	:	<input type="text"/>
RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m)	:	<input type="text"/>
RC 屋根スラブ重量 w_{RC1} (N/m ²)	:	$\gamma_{RC} \times t_{RC} =$ <input type="text"/>
屋根仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m ²)	:	<input type="text"/>
検討用固定荷重 w_{RC} (N/m ²)	:	$w_{RC1} + w_{RC2} =$ <input type="text"/>

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²
 短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

3. 検討対象

検討対象は、添説建 4-VIII.3-1 図に示す屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁とする。
屋根スラブは内寸法で検討する。

(1) 屋根スラブ (S1)

構造 : 鉄筋コンクリート

厚さ :

サイズ :

構造検討モデル : 四辺固定スラブ

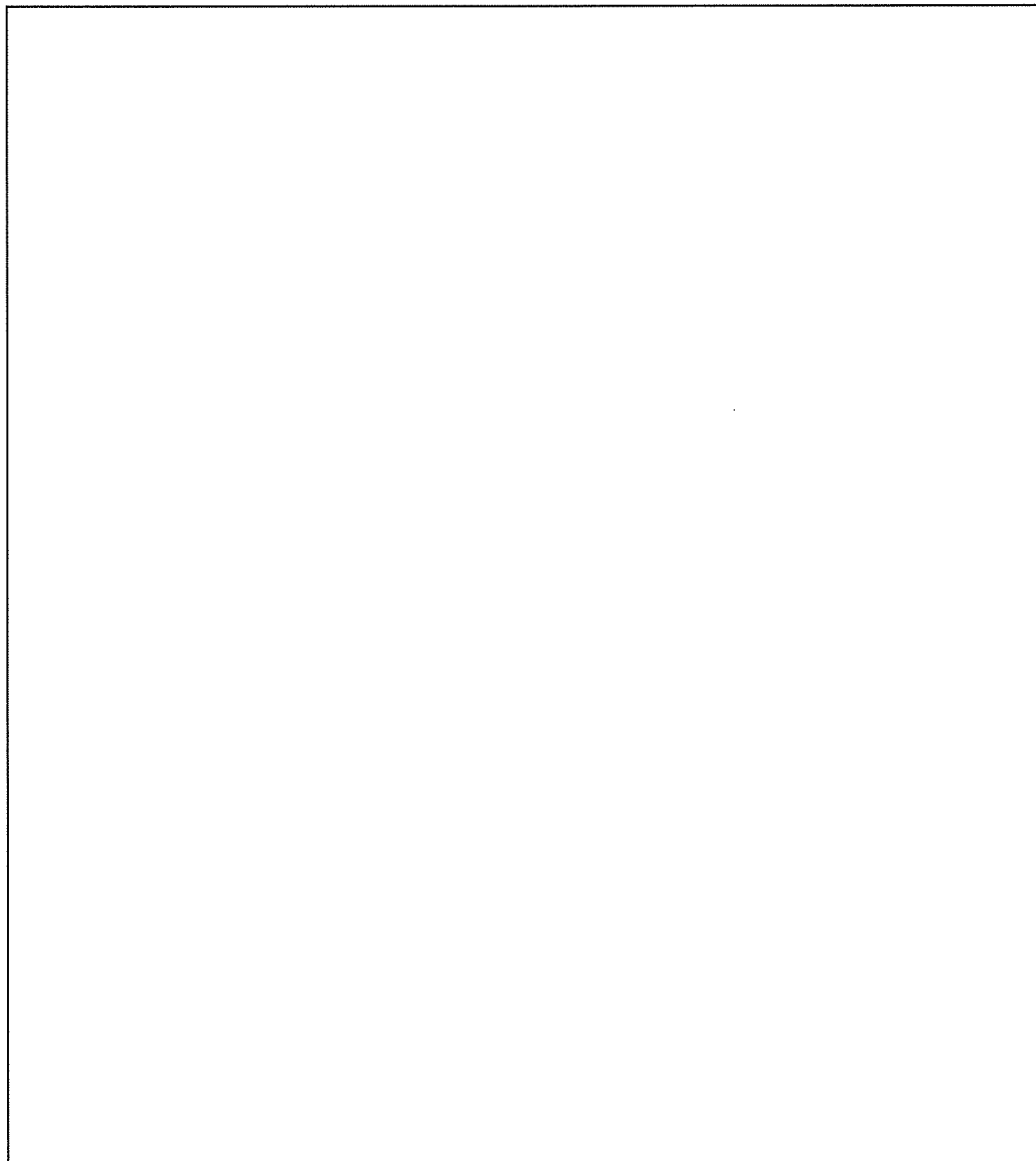
(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

構造 : 鉄筋コンクリート

サイズ :

スパン :

構造検討モデル : 両端固定梁



添説建 4-VIII.3-1 図 検討対象寸法図

4. 検討結果

4.1. 評価方法

日本建築学会「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)に基づき、スラブ及び小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わないことを確認する。

4.2. 評価結果

(1) 屋根スラブ (S1)

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 (パネル長) B (m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ厚 t (mm)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り固定荷重 w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{RC} + w_{RCS} =$ <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"/>
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) :

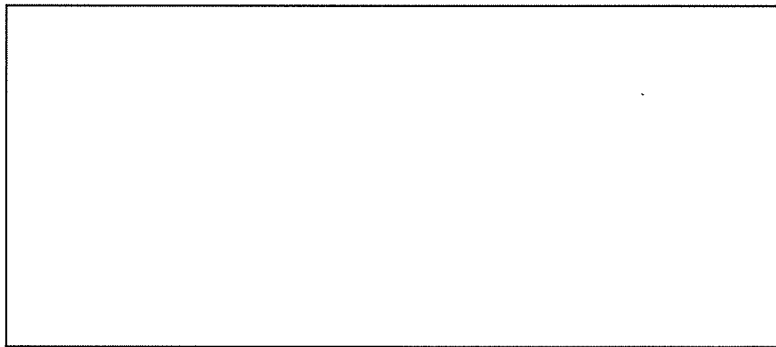
スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d$
 $=$

上端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :
 A_{D13} (mm²) :

下端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積（スラブ1m幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$
 $=$
 $=$



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当り（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。

$M = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2 =$ kN·m

屋根スラブの許容曲げモーメント M_a （スラブ1m幅当り）は、RC 規準 (13.1) 式より

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN·m

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと許容曲げモーメントの検定比

$M / M_a =$ < 1.0 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) :

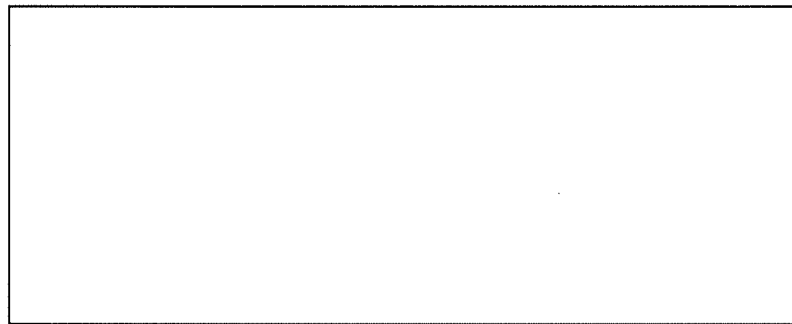
スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d$
=

上端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :
 A_{D13} (mm²) :

下端筋サイズ、断面積（1本当り） A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積（スラブ1m幅当り） a_t (mm²) : $1000 / 200 \times A_{D10}$
=
=



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最大曲げモーメント M （スラブ1m幅当り）は、RC規準（10.1）式から以下の通りとなる。

$M = 1 / 18 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2 =$ kN・m

屋根スラブの許容曲げモーメント M_a （スラブ1m幅当り）は、RC規準（13.1）式より

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN・m

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと許容曲げモーメントの検定比

$M / M_a =$ < 1.0 OK

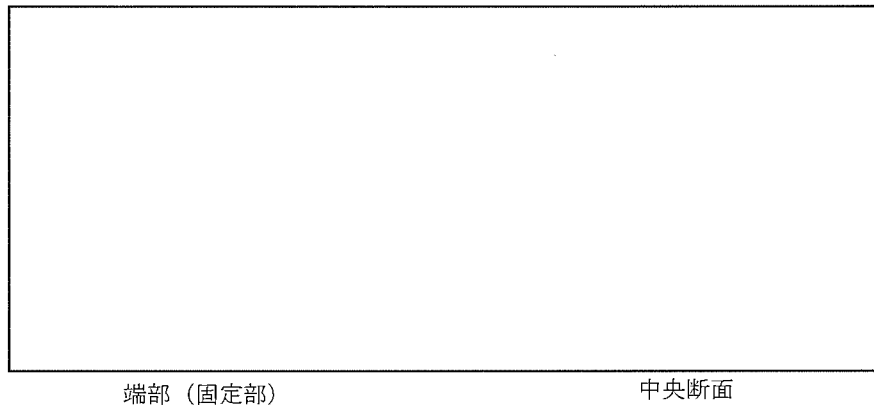
これらの結果から屋根スラブは積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 屋根部 RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

小梁スパン長 L (m)	:	<input type="text"/>
小梁間隔 B (m)	:	<input type="text"/>
小梁幅 b (m)	:	<input type="text"/>
小梁高 h (m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り固定荷重 w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り積雪荷重 w_{RCS} (kN/m ²)	:	3.36
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m ³)	:	<input type="text"/>
小梁 1 本当りの屋根スラブ固定荷重 W_{B1} (kN/m)	:	$w_{RC} \times B =$ <input type="text"/>
小梁の自重 W_{B2} (kN/m)	:	$\gamma \times b \times h =$ <input type="text"/>
小梁 1 本当りの屋根積雪荷重 w_{BS} (kN/m)	:	$w_{RCS} \times B =$ <input type="text"/>
小梁断面 (引張側 3-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<input type="text"/>
(圧縮側 3-D19) A_{D19} (mm ² /本)	:	<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"/>

2) 小梁の検討結果



小梁の有効高さ $d = h - d_t =$ mm

引張鉄筋断面積 $a_t = A_{D19} \times 3 =$ mm²

応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d =$ mm

小梁の許容曲げモーメント

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN·m

小梁の最大曲げモーメント (端部)

$M = 1 / 12 \times (W_{B1} + W_{B2} + w_{BS}) \times L^2 =$ kN·m

小梁に作用する最大曲げモーメントと許容曲げモーメントの検定比

$M / M_a =$ < 1.0 OK

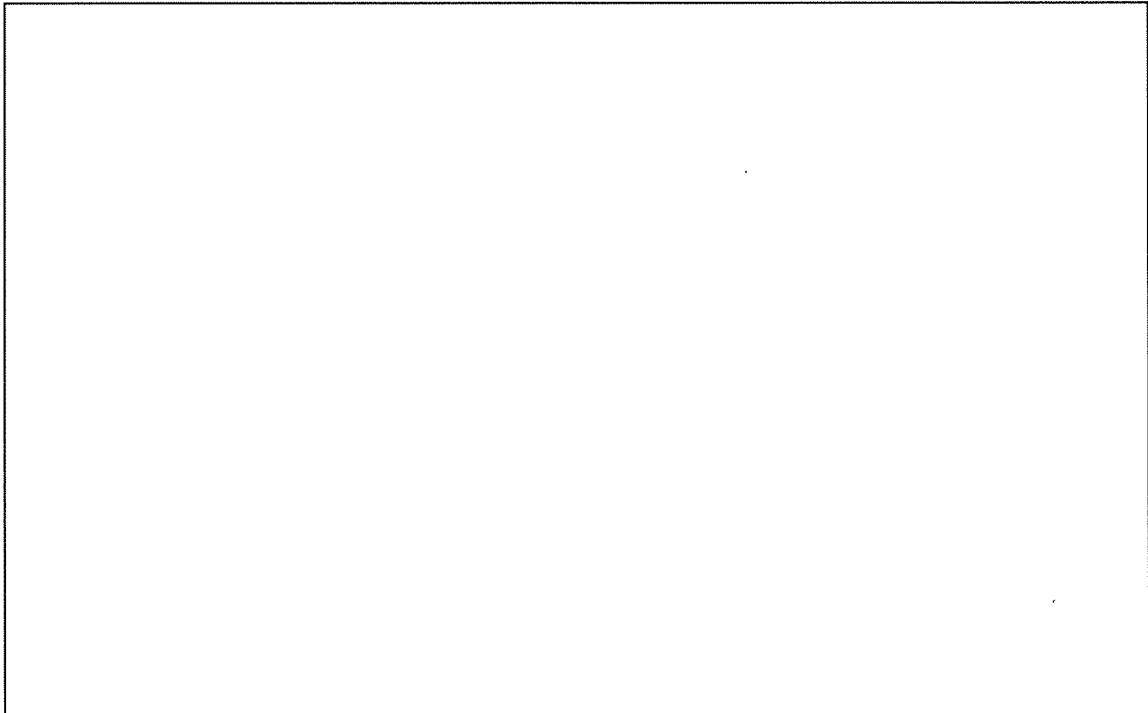
以上より、屋根部 RC 小梁 (B1) は積雪深さ 168cm の積雪荷重に対して安全である。

IX. 除染室・分析室の積雪及び降下火砕物による損傷防止に関する計算書

1. 屋根の構造

構造的には折板屋根とこれを支持する鉄骨造（S造）の大梁と小梁で構成されている。屋根伏図を添説建 4-IX. 1. 1-1 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 4-IX. 1. 1-1 図 屋根伏図

2. 設計方針

2.1 荷重

(1) 積雪荷重

積雪単位荷重 m_s (N/cm/m²) : 20 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項による)

検討用積雪深度 d_s (cm) : 60

検討用積雪荷重 w_s (N/m²) : $m_s \times d_s = 20 \times 60 = 1200$

(2) 固定荷重

新設高強度折板単位重量 w_{R1} (N/m²) :

仕上げ重量 w_{R2} (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_R (N/m²) : $w_{R1} + w_{R2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B1、B2)

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

(3) 荷重の組み合わせ

建築基準法施行令第 82 条に基づき、積雪荷重 (多雪区域以外の場合) は短期荷重として評価する。

短期荷重 : 固定荷重 + 積雪荷重

2.2 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料：設計図書より

JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って として取り扱う。

基準強度：F = N/mm²

(2) 鉄骨接合部

使用材料：設計図書より 高力ボルト (F11T)

許容せん断力：一面せん断時 * kN/本 (長期) kN/本 (短期)

※F11T 許容せん断力度 f_s (N/mm²) :

M20 断面積 A (mm²) :

一面せん断時長期許容せん断力 Q_a (kN) : $f_s \times A \times 10^{-3}$

=

(3) 折板

使用材料：高強度折板

許容荷重：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. 検討対象

検討対象は、添説建 4-IX. 3-1 図に示す屋根（高強度折板）と鉄骨小梁（B1）とする。積雪荷重に対して厳しくなる箇所（積雪荷重を受ける面積が大きい箇所）を選定して評価する。

(1) 屋根（高強度折板）

厚さ : mm
支持スパン : mm
構造検討モデル : 単純支持板

(2) 鉄骨小梁（B1）

材質 :
サイズ :
スパン : mm
構造検討モデル : 単純支持梁



添説建 4-IX. 3-1 図 検討対象

4. 検討結果

4.1. 評価方法

折板屋根の支持スパンがメーカー資料による許容スパン以下になっていることを確認する。

折板を支え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。

4.2. 折板屋根の評価結果

(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と比較する。

使用する折板 高強度折板

折板固定荷重 w_R (N/m²) :

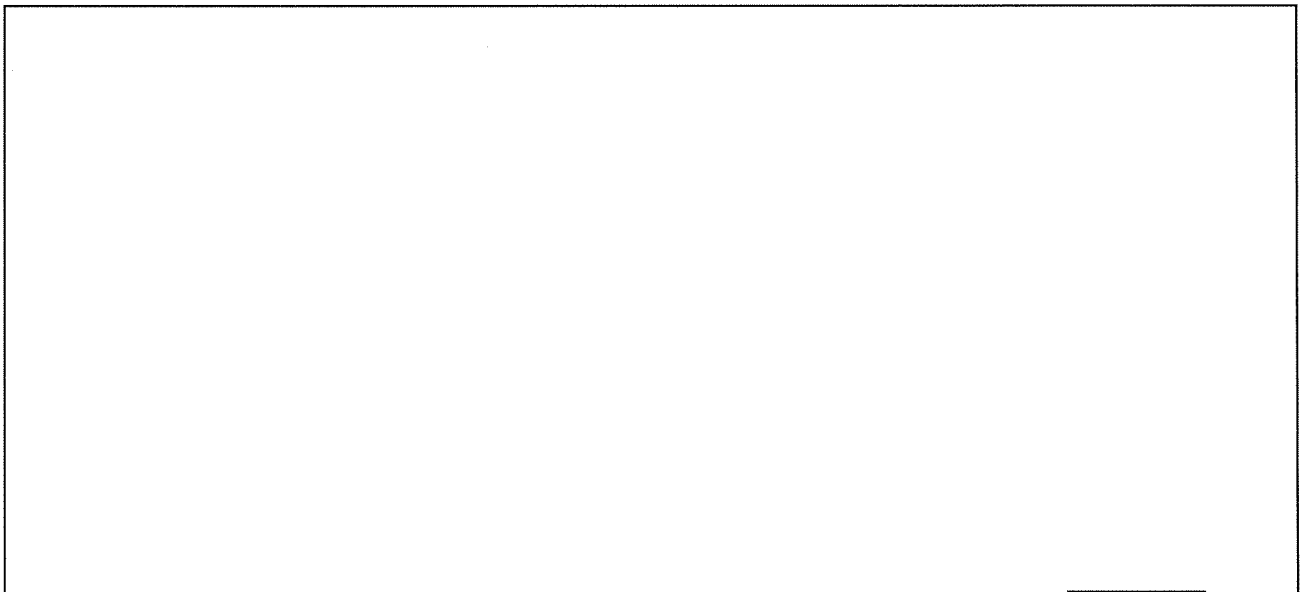
積雪荷重 w_S (N/m²) :

折板単位面積当り荷重（正圧） w (N/m²) : $w_R + w_S =$

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 4-IX. 4.2-1 図より)

検定比 R : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 4-IX. 4.2-1 図 許容スパン（メーカー資料）

以上より折板は、積雪深さ 60cm の積雪荷重に対して安全である。

(2) 鉄骨小梁 (B1)

1) 計算諸条件

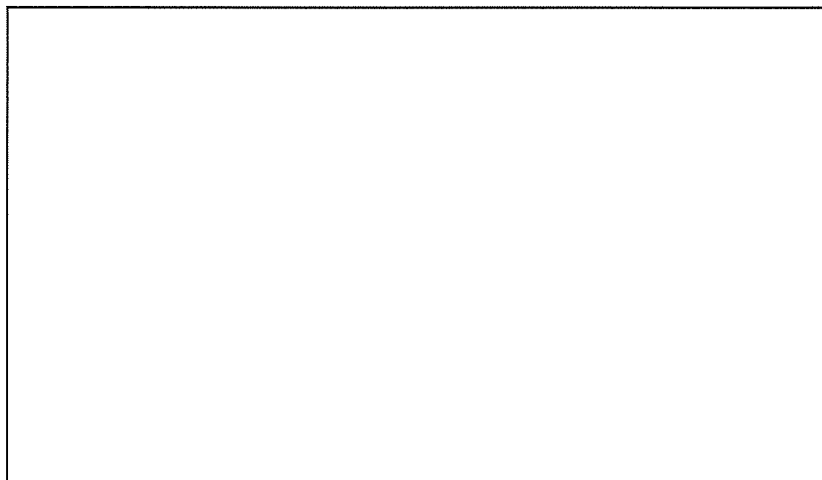
支持スパン L (m) :
圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
屋根固定荷重 w_R (N/m²) :
積雪荷重 w_S (N/m²) : 1200

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_B (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

添説建 4-IX. 4. 2-2 図に示す範囲の荷重を小梁 B2 を介して分担する。

分担エリア A (m²) :
B2 梁分担長さ L_B (m) :
B2 梁固定荷重 P_{B2} (N) : $W_B \times L_B =$
合計荷重 P (N) : $(w_R + w_S) \times A + P_{B2}$
=



添説建 4-IX. 4. 2-2 図 鉄骨小梁荷重分担範囲

高力ボルト (F11T)
一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

外部火災・爆発による損傷防止に関する説明書

1. 評価対象と方法

敷地内外の屋外危険物貯蔵施設及び燃料輸送車両（以下「各危険物の施設」という。）の火災又は爆発について、以下に示す建物への影響を評価する。

- ① 工場棟転換工場（以下「転換工場」という。）
- ② 工場棟成型工場（以下「成型工場」という。）
- ③ 工場棟組立工場（以下「組立工場」という。）
- ④ 放射線管理棟（以下「放管棟」という。）
- ⑤ 除染室・分析室（以下「除染・分析」という。）
- ⑥ 第2核燃料倉庫（以下「第2核燃」という。）
- ⑦ 容器管理棟
- ⑧ 放射線管理棟前室（以下「放管前室」という。）

（以上を「対象建物①～⑧」という。）

各危険物の施設は、敷地内の対象については核燃料物質加工事業許可申請書（平成29年11月1日付け原規規発第1711011号にて許可、以下、「事業許可」という）添付書類五の別添り-18、敷地外の対象については別添り-24及び別添り-25に示すとおり網羅的に抽出し、「原子力発電所の外部火災影響評価ガイド」に則り、影響モードとして「火災」、「爆発」を設定し評価を実施する。火災は、発生した火災からの輻射熱により施設の外壁が加熱されることを想定しており、影響の大小を左右するパラメータは、火災源の仕様（危険物の種類、貯蔵/積載量、燃焼面積等）・離隔距離・施設の壁の仕様である。爆発は、爆発源から発生した爆風（危険距離）を想定しており、影響の有無を左右するパラメータは爆発源の仕様（危険物の種類、貯蔵/積載量）、離隔距離である。以下に、火災及び爆発の影響評価式を示す。事業許可内容から火災源及び爆発源の仕様の変更は無い。

火災：

$$T = T_0 + \frac{E}{h} \left(1 - e^{-\frac{ht}{C_v}} \right)$$

T：壁の入熱後の温度（℃） T₀：初期温度（℃）

E：輻射強度=R_f×φ（W/m²） R_f：輻射発散度（W/m²） h：熱伝達率（W/m²/K）

t：燃焼継続時間（s）

C_v：建物壁の面積あたりの熱容量（J/m²/K） = ρ × C_p × X

ρ：建物壁の密度（kg/m³） C_p：建物壁材の比熱（J/kg/K）

X：壁の平均厚み（m）

$$\phi = \frac{1}{\pi n} \tan^{-1} \left(\frac{m}{\sqrt{n^2-1}} \right) + \frac{m}{\pi} \left[\frac{(A-2n)}{n\sqrt{AB}} \tan^{-1} \left(\sqrt{\frac{A(n-1)}{B(n+1)}} \right) - \frac{1}{n} \tan^{-1} \left(\sqrt{\frac{(n-1)}{(n+1)}} \right) \right]$$

（「原子力発電所の外部火災影響評価ガイド」より）

φ：形態係数 n=L/R m=H/R≒3

A=(1+n)²+m² B=(1-n)²+m² L：離隔距離（m）

H：炎の高さ（m） R：燃焼半径=√(S/π)（m） S：燃焼面積（m²）

爆発：

$$X = 0.04 \times 14.4 \sqrt[3]{K \times W} \quad \left(\text{「原子力発電所の外部火災影響評価ガイド」より} \right)$$

X：危険限界距離（m）

K：石油類の定数（-） W：設備定数（-）

2. 火災・爆発評価

添説建 5-1～9 図に対象建物①～⑧と敷地内外の各危険物の施設との位置関係を示す。添説建 5-1 表に対象建物①～⑧に対する各危険物の施設の影響モードと、評価結果を示す。添説建 5-2～9 表に火災の影響評価計算内容、添説建 5-10 表に爆発の危険限界距離計算内容を示す。

火災源又は爆発源と対象建物①～⑧との間に、影響を遮る障壁がある場合は、火災または爆発の影響が及ばず建物の健全性は維持できる。

火災については、外壁評価温度 T（℃）と外壁許容温度を比較し、評価温度 < 許容温度であること、また、最短距離（危険距離）L₀（m）と離隔距離 L（m）を比較し、危険距離 < 離隔距離であれば、火災の影響が及ばず建物の健全性は維持できる。鋼板を使用する鉄扉、シャッタについては、すべての危険物の施設及び建物に対して評価することとし、使用している鋼板（0.0016m 厚み）を評価することで網羅する。鉄扉、シャッタは、構造物とは異なり自重（長期荷重）に対して変形がなければ健全であることから、補足資料より 450℃を許容温度とする。

爆発については、危険限界距離 X（m）と離隔距離 L（m）を比較し、危険限界距離 < 離隔距離であれば、爆発の影響が及ばず建物の健全性は維持できる。なお、主に廃棄物を取り扱う④放射線管理棟、⑧放射線管理棟前室については、リスクが小さいため、事業許可と同様に、燃料輸送車両の爆発評価において、危険限界距離の代わりに保安距離、第一種設備距離を適用する。

上記の評価を実施した結果、火災及び爆発の影響に対して対象建物①～⑧は健全性を維持できることを確認した。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (1/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	危険物屋外タンク貯蔵所(1)	A 重油	火災	①転換工場	危険距離(サイディング:11.7m、ALC:9.5m、鉄扉・シャッタ:8.4m)以上離隔しており(75m)、壁面温度(サイディング:53℃、ALC:53℃、鉄扉・シャッタ:53℃)は許容温度(サイディング:325℃、ALC:400℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				③組立工場	危険距離(サイディング:11.7m、コンクリート:13.9m、鉄扉・シャッタ:8.4m)以上離隔しており(70m)、壁面温度(サイディング:55℃、コンクリート:50℃、鉄扉・シャッタ:55℃)は許容温度(サイディング:325℃、コンクリート:200℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング:11.7m、鉄扉・シャッタ:8.4m)以上離隔しており(105m)、壁面温度(サイディング:47℃、鉄扉・シャッタ:47℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート:10.0m、鉄扉:8.4m)以上離隔しており(81m)、壁面温度(コンクリート:45℃、鉄扉:51℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	危険距離(コンクリート:13.1m、鉄扉:8.4m)以上離隔しており(82m)、壁面温度(コンクリート:47℃、鉄扉:51℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (2/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	危険物屋外タンク貯蔵所(2)	灯油	火災	①転換工場	危険距離(サイディング:4.0m、鉄扉・シャッタ:3.9m)以上離隔しており(49m)、壁面温度(サイディング:43℃、鉄扉・シャッタ:44℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート:1.7m、鉄扉:3.9m)以上離隔しており(74m)、壁面温度(コンクリート:41℃、鉄扉:42℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(サイディング:4.0m、鉄扉:3.9m)以上離隔しており(117m)、壁面温度(サイディング:41℃、鉄扉:41℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング:4.0m、鉄扉・シャッタ:3.9m)以上離隔しており(42m)、壁面温度(サイディング:44℃、鉄扉・シャッタ:45℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート:1.2m、鉄扉:3.9m)以上離隔しており(86m)、壁面温度(コンクリート:41℃、鉄扉:42℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート:1.5m、鉄扉:3.9m)以上離隔しており(115m)、壁面温度(コンクリート:41℃、鉄扉:41℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (3/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	危険物屋外タンク貯蔵所(3)	灯油	火災	①転換工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑤除染・分析	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。
	高圧ガス製造所	液化アンモニア	火災	①転換工場	危険距離(サイディング:21.7m、ALC:19.2m、鉄扉・シャッタ:17.8m)以上隔離しており(49m)、壁面温度(サイディング:98℃、ALC:98℃、鉄扉・シャッタ:98℃)は許容温度(サイディング:325℃、ALC:400℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				③組立工場	危険距離(サイディング:21.7m、コンクリート:29.1m、鉄扉・シャッタ:17.8m)以上隔離しており(76m)、壁面温度(サイディング:64℃、コンクリート:64℃、鉄扉・シャッタ:64℃)は許容温度(サイディング:325℃、コンクリート:200℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング:21.7m、鉄扉・シャッタ:17.8m)以上隔離しており(81m)、壁面温度(サイディング:62℃、鉄扉・シャッタ:62℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート:27.4m、鉄扉:17.8m)以上隔離しており(58m)、壁面温度(コンクリート:77℃、鉄扉:82℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
⑦容器管理棟				危険距離(コンクリート:28.8m、鉄扉:17.8m)以上隔離しており(99m)、壁面温度(コンクリート:54℃、鉄扉:55℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。	
⑧放管前室				障壁となる建物があるため影響はない。	

説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (4/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	高圧ガス製造所	液化アンモニア	爆発	①転換工場	危険限界距離(26.6m)以上離隔している(49m)ため影響はない。
				②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				③組立工場	危険限界距離(26.6m)以上離隔している(76m)ため影響はない。
				④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(26.6m)以上離隔している(81m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	危険限界距離(26.6m)以上離隔している(58m)ため影響はない。
				⑦容器管理棟	危険限界距離(26.6m)以上離隔している(99m)ため影響はない。
				⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。
	LPガス供給設備	液化プロパンガス	火災	①転換工場	障壁※があるため影響はない。
				②成型工場	障壁※があるため影響はない。
				③組立工場	障壁※があるため影響はない。
				④放管棟	障壁※があるため影響はない。
				⑤除染・分析	障壁※があるため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁※があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁※があるため影響はない。
				⑧放管前室	障壁※があるため影響はない。
			爆発	①転換工場	障壁※があるため影響はない。
				②成型工場	障壁※があるため影響はない。
				③組立工場	障壁※があるため影響はない。
				④放管棟	障壁※があるため影響はない。
				⑤除染・分析	障壁※があるため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁※があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁※があるため影響はない。
				⑧放管前室	障壁※があるため影響はない。
高圧ガス貯蔵所	水素	爆発	①転換工場	障壁※があるため影響はない。	
			②成型工場	障壁※があるため影響はない。	
			③組立工場	障壁※があるため影響はない。	
			④放管棟	障壁※があるため影響はない。	
			⑤除染・分析	障壁※があるため影響はない。	
			⑥第2核燃	障壁※があるため影響はない。	
			⑦容器管理棟	障壁※があるため影響はない。	
			⑧放管前室	障壁※があるため影響はない。	

※ 高圧ガス貯蔵所障壁については、次回以降の設工認申請書にて説明する。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (5/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	A 重油用タンクローリ	A 重油	火災	①転換工場	危険距離(サイディング:6.4m、ALC:5.1m、鉄扉・シャッタ:4.6m)以上離隔しており(47m)、壁面温度(サイディング:50℃、ALC:50℃、鉄扉・シャッタ:50℃)は許容温度(サイディング:325℃、ALC:400℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート:5.5m、鉄扉:4.6m)以上離隔しており(88m)、壁面温度(コンクリート:42℃、鉄扉:43℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	危険距離(サイディング:6.4m、コンクリート:5.5m、鉄扉・シャッタ:4.6m)以上離隔しており(36m)、壁面温度(サイディング:56℃、コンクリート:48℃、鉄扉・シャッタ:57℃)は許容温度(サイディング:325℃、コンクリート:200℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(コンクリート:6.0m、鉄扉:4.6m)以上離隔しており(61m)、壁面温度(コンクリート:43℃、鉄扉:46℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング:6.4m、鉄扉・シャッタ:4.6m)以上離隔しており(83m)、壁面温度(サイディング:43℃、鉄扉・シャッタ:43℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート:3.5m、鉄扉:4.6m)以上離隔しており(59m)、壁面温度(コンクリート:42℃、鉄扉:46℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	危険距離(コンクリート:5.0m、鉄扉:4.6m)以上離隔しており(32m)、壁面温度(コンクリート:49℃、鉄扉:61℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート:5.0m、鉄扉:4.6m)以上離隔しており(76m)、壁面温度(コンクリート:42℃、鉄扉:44℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (6/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	灯油用タンクローリ	灯油	火災	①転換工場	危険距離(サイディング：8.3m、鉄扉・シャッタ：7.0m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(サイディング：46℃、鉄扉・シャッタ：47℃)は許容温度(サイディング：325℃、鉄扉・シャッタ：450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート：4.5m、鉄扉：7.0m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(コンクリート：42℃、鉄扉：47℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(コンクリート：5.0m、鉄扉：7.0m)以上離隔しており(30m)、壁面温度(コンクリート：48℃、鉄扉：71℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング：8.3m、鉄扉・シャッタ：7.0m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(サイディング：46℃、鉄扉・シャッタ：47℃)は許容温度(サイディング：325℃、鉄扉・シャッタ：450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート：2.7m、鉄扉：7.0m)以上離隔しており(109m)、壁面温度(コンクリート：41℃、鉄扉：43℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート：4.0m、鉄扉：7.0m)以上離隔しており(46m)、壁面温度(コンクリート：43℃、鉄扉：54℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (7/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	液化アンモニアローリア	液化アンモニア	火災	①転換工場	危険距離(サイディング：20.3m、ALC：17.9m、鉄扉・シャッタ：16.6m)以上離隔しており(35m)、壁面温度(サイディング：139℃、ALC：139℃、鉄扉・シャッタ：139℃)は許容温度(サイディング：325℃、ALC：400℃、鉄扉・シャッタ：450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート：27.1m、鉄扉：16.6m)以上離隔しており(88m)、壁面温度(コンクリート：56℃、鉄扉：56℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	危険距離(サイディング：20.3m、コンクリート：27.1m、鉄扉・シャッタ：16.6m)以上離隔しており(36m)、壁面温度(サイディング：134℃、コンクリート：132℃鉄扉・シャッタ：134℃)は許容温度(サイディング：325℃、コンクリート：200℃、鉄扉・シャッタ：450℃)以下であるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(コンクリート：27.3m、鉄扉：16.6m)以上離隔しており(61m)、壁面温度(コンクリート：73℃、鉄扉：73℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング：20.3m、鉄扉・シャッタ：16.6m)以上離隔しており(65m)、壁面温度(サイディング：69℃、鉄扉・シャッタ：69℃)は許容温度(サイディング：325℃、鉄扉・シャッタ：450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート：25.6m、鉄扉：16.6m)以上離隔しており(41m)、壁面温度(コンクリート：104℃、鉄扉：113℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	危険距離(コンクリート：26.9m、鉄扉：16.6m)以上離隔しており(32m)、壁面温度(コンクリート：154℃、鉄扉：158℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート：26.9m、鉄扉：16.6m)以上離隔しており(76m)、壁面温度(コンクリート：61℃、鉄扉：61℃)は許容温度(コンクリート：200℃、鉄扉：450℃)以下であるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (8/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	液化アンモニアローリア	液化アンモニア	爆発	①転換工場	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(35m)ため影響はない。
				②成型工場	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(88m)ため影響はない。
				③組立工場	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(36m)ため影響はない。
				④放管棟	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(61m)ため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(65m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(41m)ため影響はない。
				⑦容器管理棟	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(32m)ため影響はない。
				⑧放管前室	危険限界距離(26.0m)以上離隔している(76m)ため影響はない。
	LP ガスローリア	液化プロパンガス	火災	①転換工場	危険距離(サイディング:7.6m、鉄扉・シャッタ:9.2m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(サイディング:46℃、鉄扉・シャッタ:51℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート:2.6m、鉄扉:9.2m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(コンクリート:41℃、鉄扉:51℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(コンクリート:3.0m、鉄扉:9.2m)以上離隔しており(30m)、壁面温度(コンクリート:45℃、鉄扉:86℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング:7.6m、鉄扉・シャッタ:9.2m)以上離隔しており(64m)、壁面温度(サイディング:46℃、鉄扉・シャッタ:51℃)は許容温度(サイディング:325℃、鉄扉・シャッタ:450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	危険距離(コンクリート:2.2m、鉄扉:9.2m)以上離隔しており(109m)、壁面温度(コンクリート:41℃、鉄扉:44℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート:2.3m、鉄扉:9.2m)以上離隔しており(46m)、壁面温度(コンクリート:42℃、鉄扉:60℃)は許容温度(コンクリート:200℃、鉄扉:450℃)以下であるため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (9/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地内	LP ガスローリ	液化プロパンガス	爆発	①転換工場	危険限界距離(47.8m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				②成型工場	危険限界距離(47.8m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	保安距離(15m)以上離隔している(30m)ため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(47.8m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	危険限界距離(47.8m)以上離隔している(109m)ため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	保安距離(15m)以上離隔している(46m)ため影響はない。
	水素トレーラ	水素	爆発	①転換工場	危険限界距離(50.6m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				②成型工場	危険限界距離(50.6m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	第一種設備距離(17m)以上離隔している(30m)ため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(50.6m)以上離隔している(64m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	危険限界距離(50.6m)以上離隔している(109m)ため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	第一種設備距離(17m)以上離隔している(46m)ため影響はない。

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (10/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地外	タンクローリ*1	ガソリン	火災	①転換工場	危険距離(サイディング: 13.9m、鉄扉・シャッタ: 11.0m)以上隔離しており(295m)、壁面温度(サイディング: 41℃、鉄扉・シャッタ: 41℃)は許容温度(サイディング: 325℃、鉄扉・シャッタ: 450℃)以下であるため影響はない。
				②成型工場	危険距離(コンクリート: 12.2m、鉄扉: 11.0m)以上隔離しており(254m)、壁面温度(コンクリート: 41℃、鉄扉: 41℃)は許容温度(コンクリート: 200℃、鉄扉: 450℃)以下であるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	危険距離(コンクリート: 13.1m、鉄扉: 11.0m)以上隔離しており(228m)、壁面温度(コンクリート: 41℃、鉄扉: 42℃)は許容温度(コンクリート: 200℃、鉄扉: 450℃)以下であるため影響はない。
				⑤除染・分析	危険距離(サイディング: 13.9m、鉄扉・シャッタ: 11.0m)以上隔離しており(330m)、壁面温度(サイディング: 41℃、鉄扉・シャッタ: 41℃)は許容温度(サイディング: 325℃、鉄扉・シャッタ: 450℃)以下であるため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	危険距離(コンクリート: 11.4m、鉄扉: 11.0m)以上隔離しており(242m)、壁面温度(コンクリート: 41℃、鉄扉: 42℃)は許容温度(サイディング: 200℃、鉄扉: 450℃)以下であるため影響はない。
			爆発	①転換工場	危険限界距離(54.0m)以上隔離している(295m)ため影響はない。
				②成型工場	危険限界距離(54.0m)以上隔離している(254m)ため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	危険限界距離(54.0m)以上隔離している(228m)ため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(54.0m)以上隔離している(330m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。
⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。				
⑧放管前室	危険限界距離(54.0m)以上隔離している(242m)ため影響はない。				

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (11/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
敷地外	タンクローリ*1	液化プロパンガス	爆発	①転換工場	危険限界距離(63.0m)以上離隔している(295m)ため影響はない。
				②成型工場	危険限界距離(63.0m)以上離隔している(254m)ため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	保安距離(15m)以上離隔している(228m)ため影響はない。
				⑤除染・分析	危険限界距離(63.0m)以上離隔している(330m)ため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	保安距離(15m)以上離隔している(242m)ため影響はない。
	液化天然ガス	爆発	①転換工場	危険限界距離(81.0m)以上離隔している(295m)ため影響はない。	
			②成型工場	危険限界距離(81.0m)以上離隔している(254m)ため影響はない。	
			③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			④放管棟	危険限界距離(81.0m)以上離隔している(228m)ため影響はない。	
			⑤除染・分析	危険限界距離(81.0m)以上離隔している(330m)ため影響はない。	
			⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑧放管前室	危険限界距離(81.0m)以上離隔している(242m)ため影響はない。	
危険物屋外タンク貯蔵所*2	A重油	火災	①転換工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑤除染・分析	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。	
LPガス貯蔵設備*3	液化プロパンガス	爆発	①転換工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。	
			④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑤除染・分析	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。	
			⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。	

添説建 5-1 表 各危険物の施設の仕様と各建物①～⑧に対する火災・爆発評価結果 (12/12)

区分	危険物の施設	油種等	影響モード	評価	
				建物	評価結果
	高圧ガス貯蔵所*3 (第二種貯蔵所)	水素	爆発	①転換工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				②成型工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				③組立工場	障壁となる建物があるため影響はない。
				④放管棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑤除染・分析	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑥第2核燃	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑦容器管理棟	障壁となる建物があるため影響はない。
				⑧放管前室	障壁となる建物があるため影響はない。

*1：当社敷地から最も近い公道である国道6号線におけるタンクローリ

*2：当社敷地の東側に隣接するニュークリア・デベロップメント株式会社に設置

*3：当社敷地の西側に隣接する三菱マテリアル株式会社に設置

添説建 5-2 表 危険物屋外タンク貯蔵所(1)の各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場		③組立工場	
— 油種等	—	A 重油			
— 影響モード	—	火災			
L 離隔距離	m	75		70	
S 燃焼面積	m ²		80		
R 燃焼半径	m		5.1		
t 燃焼継続時間	s		25,880		
φ 形態係数	—	0.0091		0.0104	
R _r 輻射発散度 ¹⁾	kW/m ²		23		
E 輻射強度	W/m ²	208.5		239.2	
T ₀ 初期温度	°C		40		
h 熱伝達率 ²⁾	W/m ² /K		17		
— 評価対象外壁種類	—				
X 壁の平均厚み	m				
ρ 建物壁の密度	kg/m ³	—	7,830 ⁵⁾	—	7,830 ⁵⁾
C _p 建物壁材の比熱	J/kg/K	465 ⁵⁾	465 ⁵⁾	465 ⁵⁾	465 ⁵⁾
C _v 壁の単位面積あたりの熱容量	J/m ² /K	46,500	5,820	46,500	5,820
T 外壁評価温度	°C	53	53	55	55
— 許容温度 ⁴⁾	°C	325	450	325	450
— 影響	—	無し	無し	無し	無し
L ₀ 危険距離	m	11.7	8.4	11.7	8.4

添説建 5-2 表 危険物屋外タンク貯蔵所(1)の各建物に対する火災影響評価結果(2/2)

項目	単位	⑤除染・分析	⑥第2核燃	⑦容器管理棟
—	—		A 重油	
—	—		火災	
L	m	105	81	82
S	m ²		80	
R	m		5.1	
t	s		25,880	
φ	—	0.0046	0.0078	0.0076
R _f	kW/m ²		23	
E	W/m ²	106.2	178.7	174.4
T ₀	°C		40	
h	W/m ² /K		17	
—	—			
X	m			
ρ	kg/m ³	—	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾
C _p	J/kg/K	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	691,000	432,000
T	°C	47	45	47
—	°C	325	200	200
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	11.7	10.0	13.1

添説建 5-3 表 危険物屋外タンク貯蔵所(2)の各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場	②成型工場	④放管棟
油種等	—	灯油		
影響モード	—	火災		
L	m	49	74	117
S	m ²	4.12		
R	m	1.2		
t	s	3,530		
φ	—	0.0012	0.0005	0.0002
R _f	kW/m ²	50		
E	W/m ²	58.2	25.4	10.2
T ₀	°C	40		
h	W/m ² /K	17		
評価対象外壁種類	—			
X	m			
ρ	kg/m ³	—	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾
C _p	J/kg/K	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	378,000	46,500
T	°C	43	41	41
—	°C	325	200	325
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	4.0	1.7	4.0
危険距離	m	3.9	3.9	3.9

添説建 5-3 表 危険物屋外タンク貯蔵所(2)の各建物に対する火災影響評価結果(2/2)

項目	単位	⑤除染・分析	⑥第2核燃	⑧放管前室
— 油種等	—	灯油		
— 影響モード	—	火災		
L 離隔距離	m	42	86	115
S 燃焼面積	m ²	4.12		
R 燃焼半径	m	1.2		
t 燃焼継続時間	s	3,530		
φ 形態係数	—	0.0016	0.0004	0.0002
R _r 輻射発散度 ¹⁾	kW/m ²	50		
E 輻射強度	W/m ²	79.4	18.8	10.5
T ₀ 初期温度	°C	40		
h 熱伝達率 ²⁾	W/m ² /K	17		
— 評価対象外壁種類	—			
X 壁の平均厚み	m			
ρ 建物壁の密度	kg/m ³	—	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾
C _p 建物壁材の比熱	J/kg/K	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾
C _v 壁の単位面積あたりの熱容量	J/m ² /K	46,500	691,000	432,000
T 外壁評価温度	°C	44	41	41
— 許容温度 ⁴⁾	°C	325	200	200
— 影響	—	無し	無し	無し
L ₀ 危険距離	m	4.0	1.2 [*]	1.5

※ 火災と建物壁との距離が0mでも壁の外壁評価温度が許容温度に達しないことから、燃焼半径と同じとした。

添説建5-4表 高圧ガス製造所の各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場		③組立工場	
油種等	—	液化アンモニア			
影響モード	—	火災			
L	m	49		76	
S	m ²		27.36		
R	m		3.0		
t	s		84,480		
φ	—	0.0073		0.0030	
R _r	kW/m ²		134		
E	W/m ²	984.4		407.7	
T ₀	℃		40		
h	W/m ² /K		17		
—	—	評価対象外壁種類			
X	m	壁の平均厚み			
ρ	kg/m ³	—	500 ⁶⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾
C _p	J/kg/K	465 ⁵⁾	1,050 ⁷⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	65,625	5,820	378,000
T	℃	98	98	98	64
—	℃	325	400 ⁷⁾	450	200
—	—	無し	無し	無し	無し
L ₀	m	21.7	19.2	17.8	29.1
				21.7	17.8
				—	7,830 ⁵⁾
				465 ⁵⁾	465 ⁵⁾
				46,500	5,820
				64	64
				325	450
				無し	無し
				21.7	17.8
				19.2	29.1
				21.7	17.8

添説建 5-4 表 高压ガス製造所の各建物に対する火災影響評価結果(2/2)

項目	単位	⑤除染・分析	⑥第2核燃	⑦容器管理棟
油種等	—	液化アンモニア		
影響モード	—	火災		
L	m	81	58	99
S	m ²	27.36		
R	m	3.0		
t	s	84,480		
φ	—	0.0027	0.0052	0.0018
R _r	kW/m ²	134		
E	W/m ²	358.6	702.0	239.5
T ₀	°C	40		
h	W/m ² /K	17		
評価対象外壁種類	—			
X	m			
ρ	kg/m ³	—	7,830 ³⁾	2,400 ³⁾
C _n	J/kg/K	465 ³⁾	465 ³⁾	900 ³⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	5,820	691,000
T	°C	62	62	77
—	°C	325	450	200
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	21.7	17.8	27.4
			17.8	28.8
				7,830 ³⁾
				465 ³⁾
				5,820
				55
				450
				無し
				17.8
				17.8

添説建 5-5 表 A 重油用タンクローリーの各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場	②成型工場	③組立工場	④放管棟					
油種等	—	A 重油								
影響モード	—	火災								
L	m	47	88	36	61					
S	m ²	23.78								
R	m	2.8								
t	s	13,930								
φ	—	0.0070	0.0020	0.0118	0.0041					
R _f	kW/m ²	23								
E	W/m ²	160.0	45.4	272.4	94.8					
T ₀	°C	40								
h	W/m ² /K	17								
評価対象 外壁種類	—									
X	m									
ρ	kg/m ³	—	500 ⁶⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾		
C _p	J/kg/K	465 ⁵⁾	1,050 ⁷⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾		
C _v	J/m ² /K	46,500	65,625	5,820	378,000	46,500	378,000	5,820		
T	°C	50	50	43	42	56	48	57	46	
—	°C	325	400 ⁷⁾	450	200	325	200	450	450	
—	—	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	
L ₀	m	6.4	5.1	4.6	5.5	6.4	5.5	4.6	6.0	4.6

添説建 5-6 表 灯油用タンクローリーの各建物に対する火災影響評価結果 (1/2)

項目	単位	①転換工場		②成型工場		④放管棟		
— 油種等	—	灯油						
— 影響モード	—	火災						
L 離隔距離	m	64		64		30		
S 燃焼面積	m ²	13.99						
R 燃焼半径	m	2.2						
t 燃焼継続時間	s	5,600						
φ 形態係数	—	0.0023		0.0023		0.0105		
R _c 輻射発散度 ¹⁾	kW/m ²	50						
E 輻射強度	W/m ²	115.2		115.2		526.7		
T ₀ 初期温度	°C	40						
h 熱伝達率 ²⁾	W/m ² /K	17						
— 評価対象外壁種類	—							
X 壁の平均厚み	m							
ρ 建物壁の密度	kg/m ³	—	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	
C _p 建物壁材の比熱	J/kg/K	465 ⁵⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾	
C _v 壁の単位面積あたりの熱容量	J/m ² /K	46,500	5,820	378,000	5,820	324,000	5,820	
T 外壁評価温度	°C	46	47	42	47	48	71	
— 許容温度 ⁴⁾	°C	325	450	200	450	200	450	
— 影響	—	無し	無し	無し	無し	無し	無し	
L ₀ 危険距離	m	8.3	7.0	4.5	7.0	5.0	7.0	

添説建 5-6 表 灯油用タンクローリーの各建物に対する火災影響評価結果(2/2)

項目	単位	⑤除染・分析			⑥第2核燃			⑧放管前室
油種等	—	灯油						
影響モード	—	火災						
L	m	64	109	46				
S	m ²	13.99						
R	m	2.2						
t	s	5,600						
φ	—	0.0023	0.0008	0.0045				
R _c	kW/m ²	50						
E	W/m ²	115.2	39.5	223.8				
T ₀	°C	40						
h	W/m ² /K	17						
—	—	評価対象外壁種類						
X	m	—						
ρ	kg/m ³	—	2,400 ³⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	
C _p	J/kg/K	465 ⁵⁾	900 ³⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾	
C _v	J/m ² /K	46,500	691,000	432,000	5,820	432,000	5,820	
T	°C	46	41	43	43	43	54	
—	°C	325	200	200	450	200	450	
—	—	無し	無し	無し	無し	無し	無し	
L ₀	m	8.3	2.7	4.0	7.0	4.0	7.0	

添説建 5-7 表 液化アンモニアローリの各建物に対する火災影響評価結果 (2/3)

項目	単位	④放管棟	⑤除染・分析	⑥第2核燃
— 油種等	—	液化アンモニア		
— 影響モード	—	火災		
L 離隔距離	m	61	65	41
S 燃焼面積	m ²	23.78		
R 燃焼半径	m	2.8		
t 燃焼継続時間	s	85,030		
φ 形態係数	—	0.0041	0.0036	0.0091
R _t 輻射発散度 ¹⁾	kW/m ²	134		
E 輻射強度	W/m ²	552.2	486.0	1224.7
T ₀ 初期温度	°C	40		
h 熱伝達率 ²⁾	W/m ² /K	17		
— 評価対象外壁種類	—			
X 壁の平均厚み	m			
ρ 建物壁の密度	kg/m ³	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾
C _p 建物壁材の比熱	J/kg/K	900 ³⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾
C _v 壁の単位面積あたりの熱容量	J/m ² /K	324,000	46,500	691,000
T 外壁評価温度	°C	73	69	104
— 許容温度 ¹⁾	°C	200	450	200
— 影響	—	無し	無し	無し
L ₀ 危険距離	m	27.3	16.6	25.6
			16.6	16.6

添説建 5-7 表 液化アンモニアロリーの各建物に対する火災影響評価結果 (3/3)

項目	単位	⑦容器管理棟		⑧放管前室	
		液化アンモニア			
—	—	火災			
—	—	—			
L	m	32	76		
S	m ²	23.78			
R	m	2.8			
t	s	85,030			
φ	—	0.0149	0.0026		
R _r	kW/m ²	134			
E	W/m ²	2003.1	354.8		
T ₀	°C	40			
h	W/m ² /K	17			
—	—	—			
X	m	—			
ρ	kg/m ³	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾	2,400 ³⁾	7,830 ⁵⁾
C _p	J/kg/K	900 ³⁾	465 ⁵⁾	900 ³⁾	465 ⁵⁾
C _v	J/m ² /K	432,000	5,820	432,000	5,820
T	°C	154	158	61	61
—	°C	200	450	200	450
—	—	無し	無し	無し	無し
L ₀	m	26.9	16.6	26.9	16.6

添説建5-8表 LP ガスローリ各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場	②成型工場	④放管棟
油種等	—	液化プロパンガス		
影響モード	—	火災		
L	m	64	64	30
S	m ²	14.25		
R	m	2.2		
t	s	2,000		
φ	—	0.0023	0.0023	0.0105
R _f	kW/m ²	74		
E	W/m ²	170.5	170.5	779.5
T ₀	°C	40		
h	W/m ² /K	17		
—	—	評価対象外壁種類		
X	m	壁の平均厚み		
ρ	kg/m ³	—	7,830 ^{b)}	7,830 ^{b)}
C _p	J/kg/K	465 ^{b)}	465 ^{b)}	465 ^{b)}
C _v	J/m ² /K	46,500	378,000	324,000
T	°C	46	41	45
—	°C	325	200	200
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	7.6	2.6	3.0
—	—	無し	無し	無し
—	—	無し	無し	無し

添説建 5-8 表 LP ガスローリの各建物に対する火災影響評価結果 (2/2)

項目	単位	⑤除染・分析	⑥第2核燃	⑧放管前室
油種等	—	液化プロパンガス		
影響モード	—	火災		
L	m	64	109	46
S	m ²	14.25		
R	m	2.2		
t	s	2,000		
φ	—	0.0023	0.0008	0.0045
R _r	kW/m ²	74		
E	W/m ²	170.5	58.4	331.2
T ₀	°C	40		
h	W/m ² /K	17		
—	—	評価対象外壁種類		
X	m	壁の平均厚み		
ρ	kg/m ³	—	2,400 ³⁾	2,400 ³⁾
C _p	J/kg/K	465 ⁴⁾	465 ⁴⁾	465 ⁴⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	691,000	432,000
T	°C	46	41	42
—	°C	325	200	200
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	7.6	2.2 ^{**}	2.3

※ 火災と建物壁との距離が0mでも壁の外壁評価温度が許容温度に達しないことから、燃焼半径と同じとした。

添説建5-9表 タンクローリ (ガンリン) の各建物に対する火災影響評価結果(1/2)

項目	単位	①転換工場	②成型工場	④放管棟
油種等	—	ガンリン		
影響モード	—	火災		
L	m	295	254	228
S	m ²	30		
R	m	3.1		
t	s	13,380		
φ	—	0.0002	0.0003	0.0004
R _r	kW/m ²	58		
E	W/m ²	12.4	16.7	20.7
T ₀	°C	40		
h	W/m ² /K	17		
—	評価対象外壁種類			
X	m			
ρ	kg/m ³	—	7,830 ³⁾	2,400 ³⁾
C _p	J/kg/K	465 ³⁾	465 ³⁾	900 ³⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	378,000	324,000
T	°C	41	41	41
—	許容温度 ⁴⁾	325	200	200
—	影響	無し	無し	無し
L ₀	m	13.9	11.0	13.1
	危険距離		11.0	11.0
				無し
				11.0
				7,830 ³⁾
				465 ³⁾
				5,820
				42
				450
				無し
				13.1
				11.0
				11.0

添説建5-9表 タンクローリ (ガンリン) の各建物に対する火災影響評価結果 (2/2)

項目	単位	⑤除染・分析		⑧放管前室
—	—	ガンリン		
—	—	火災		
L	m	330		242
S	m ²		30	
R	m		3.1	
t	s		13,380	
φ	—	0.0002		0.0003
R _r	kW/m ²		58	
E	W/m ²	9.9		18.4
T ₀	°C		40	
h	W/m ² /K		17	
—	—	評価対象外壁種類		
X	m	壁の平均厚み		
ρ	kg/m ³	—	7,830 ³⁾	7,830 ³⁾
C _p	J/kg/K	465 ³⁾	900 ³⁾	465 ³⁾
C _v	J/m ² /K	46,500	432,000	5,820
T	°C	41	41	42
—	°C	325	450	450
—	—	無し	無し	無し
L ₀	m	13.9	11.0	11.4
				11.0

- 1) 原子力規制委員会. 原子力発電所の外部火災影響評価ガイド. 2013, B-8.
- 2) 社団法人 空気調和・衛生工学会. 空気調和・衛生工学便覧 1. 基礎編. 第14版, 2010, p. 402.
- 3) 社団法人 日本機械学会. 伝熱工学資料. 改訂第4版, 2005, p. 322.
- 4) 原田和典. 建築火災のメカニズムと火災安全設計. 財団法人 日本建築センター, 2007.
- 5) 社団法人 日本機械学会. 機械工学便覧. 1990, A6-176
- 6) 社団法人 日本機械学会. 機械工学便覧. 1990, B4-164
- 7) 社団法人 日本建築学会. 建築学便覧Ⅱ構造. 1977 P764, P786

添説建 5-10 表 各危険物の爆発における危険限界距離（事業許可より抜粋）

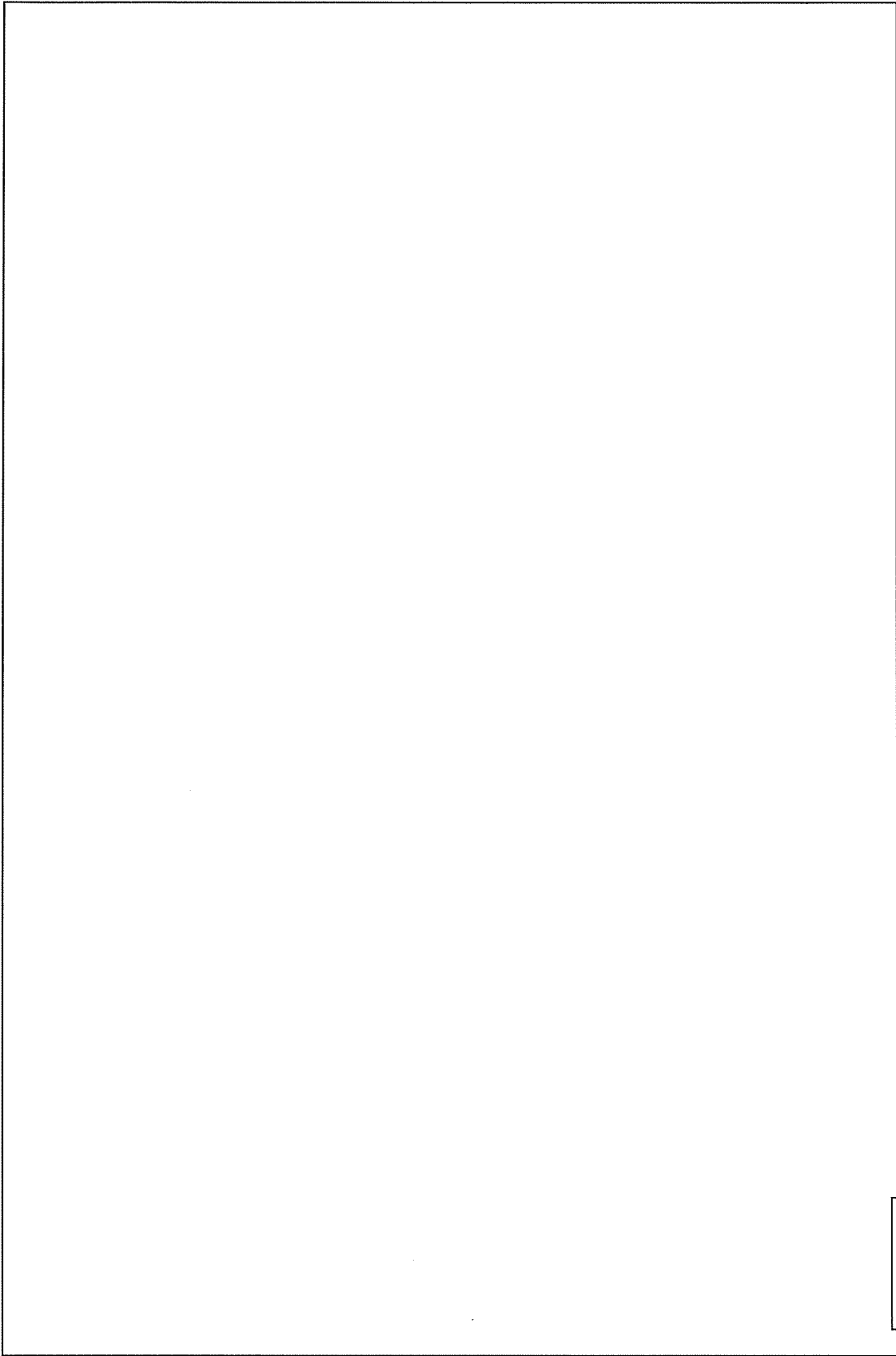
危険物の施設	ガス種	貯蔵量	k 値	W 値	危険限界距離
高圧ガス製造所	液化アンモニア				
LP ガス供給設備	液化プロパンガス				
高圧ガス貯蔵所	水素				
液化アンモニアローリ	液化アンモニア				
LP ガスローリ	液化プロパンガス				
水素トレーラ	水素				
タンクローリ (ガソリン)	ガソリン				
タンクローリ (液化プロパンガス)	液化プロパンガス				
タンクローリ (液化天然ガス)	液化天然ガス				

※1： 主に廃棄物を取り扱う④放射線管理棟、⑧放射線管理棟前室については、リスクが小さいため、事業許可と同様に、燃料輸送車両の爆発評価において、危険限界距離の代わりに保安距離（15m）を適用する。

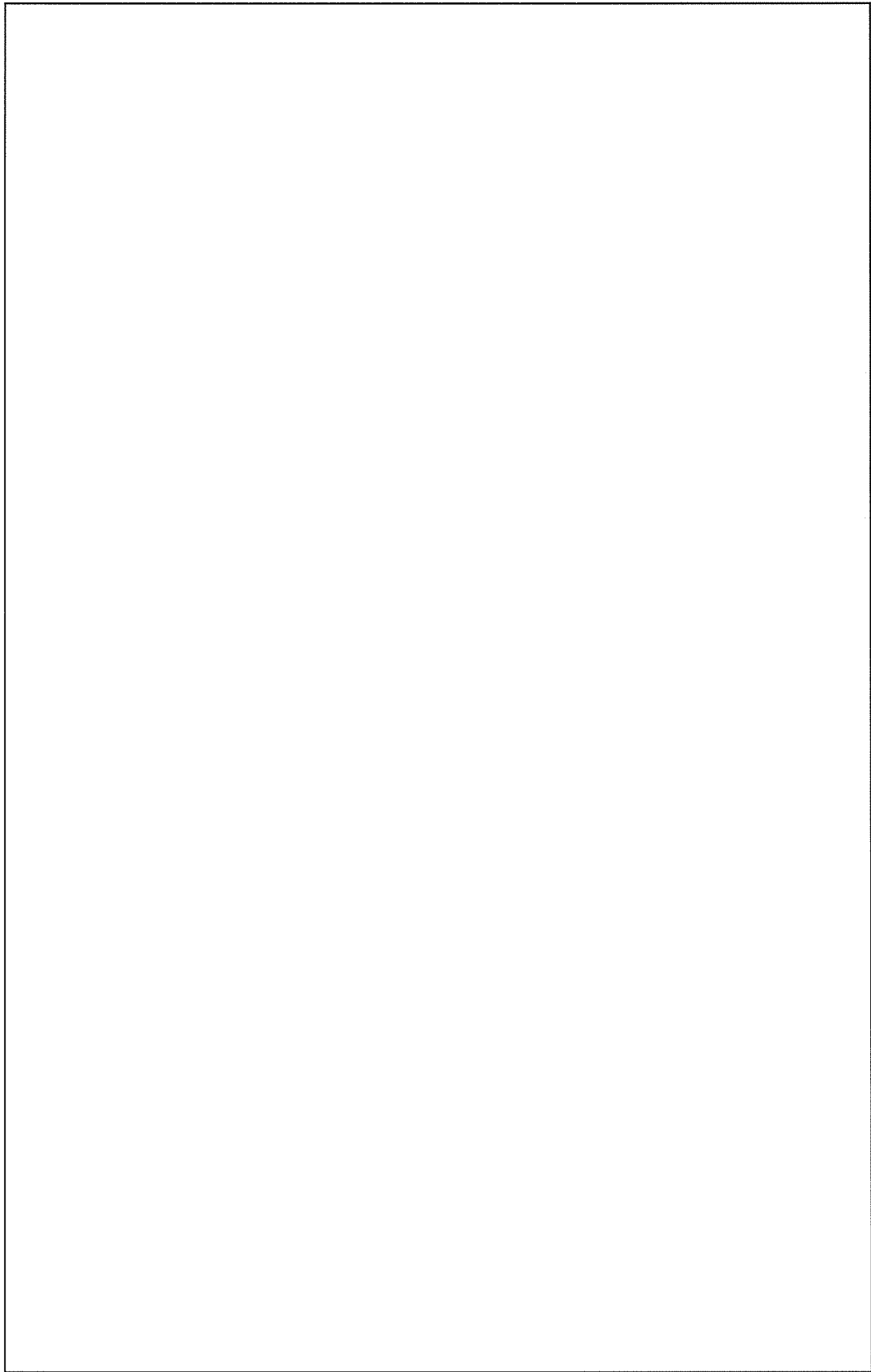
※2： 主に廃棄物を取り扱う④放射線管理棟、⑧放射線管理棟前室については、リスクが小さいため、事業許可と同様に、燃料輸送車両の爆発評価において、危険限界距離の代わりに第一種設備距離（17m）を適用する。



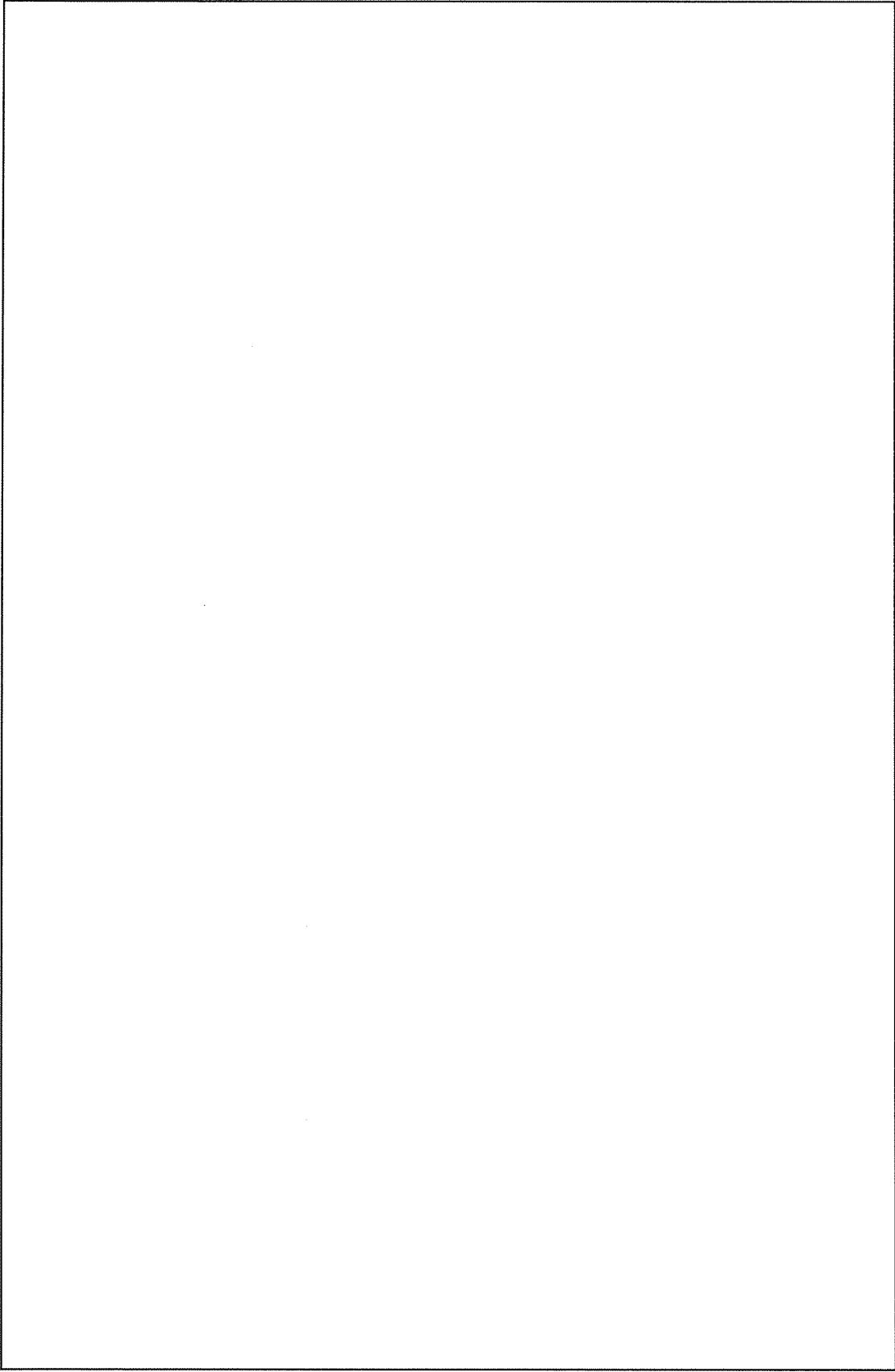
添説建5-1図 各危険物の施設と各建物との位置関係説明図



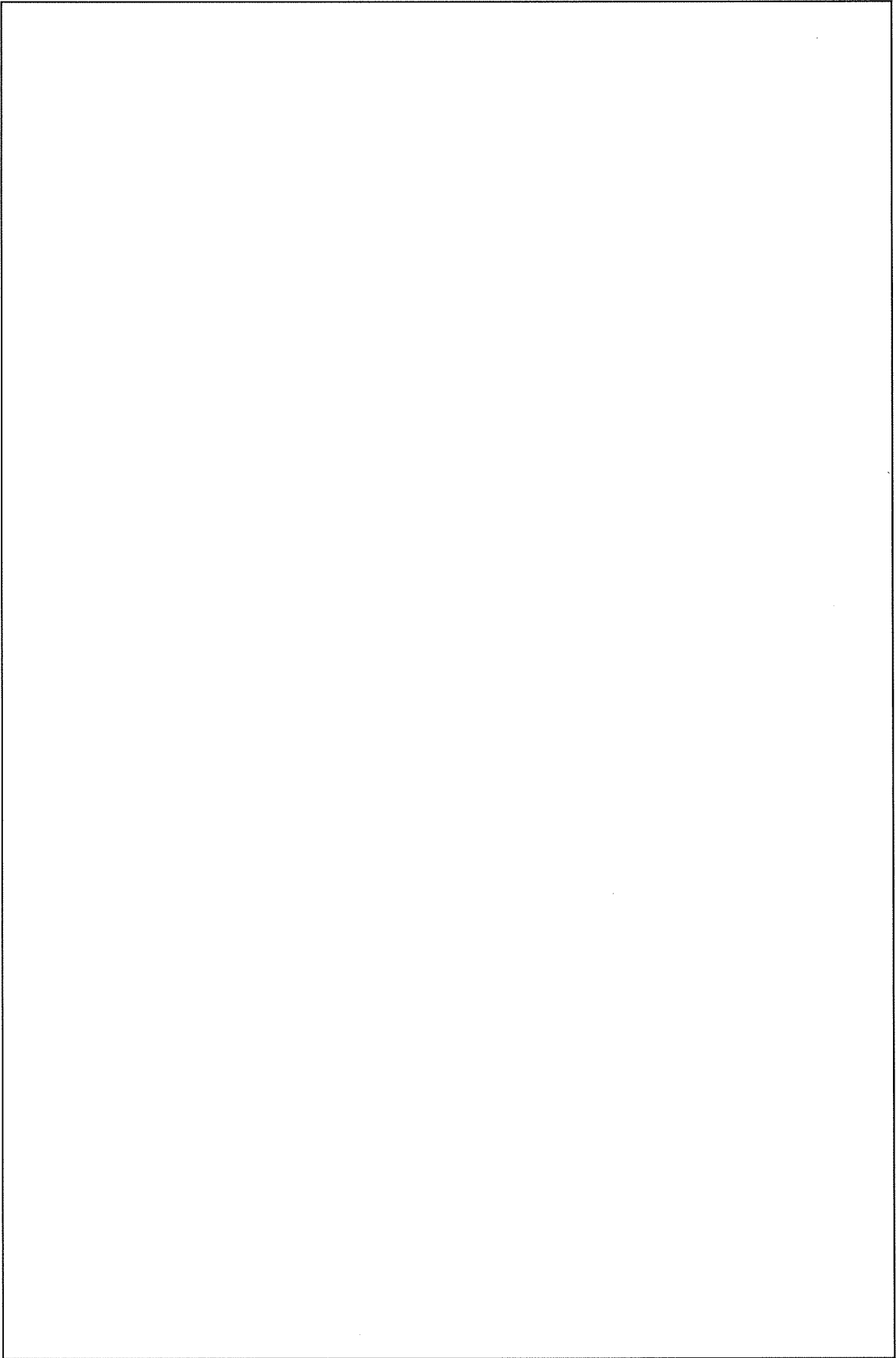
添説建 5-2 図 危険物屋外タンク貯蔵所(1)と各建物との離隔距離・位置関係説明図



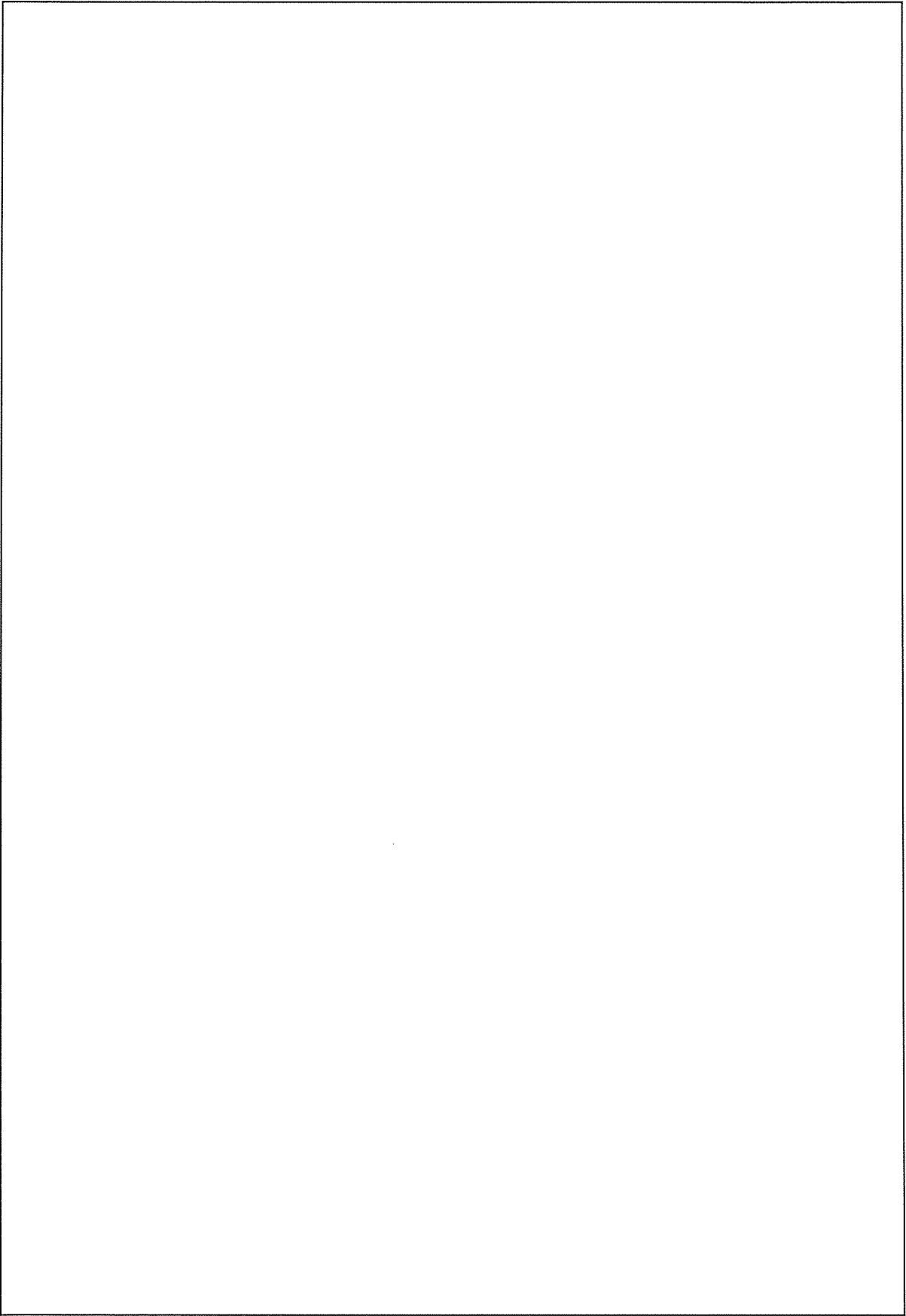
添説建 5-3 図 危険物屋外タンク貯蔵所(2)と各建物との離隔距離・位置関係説明図



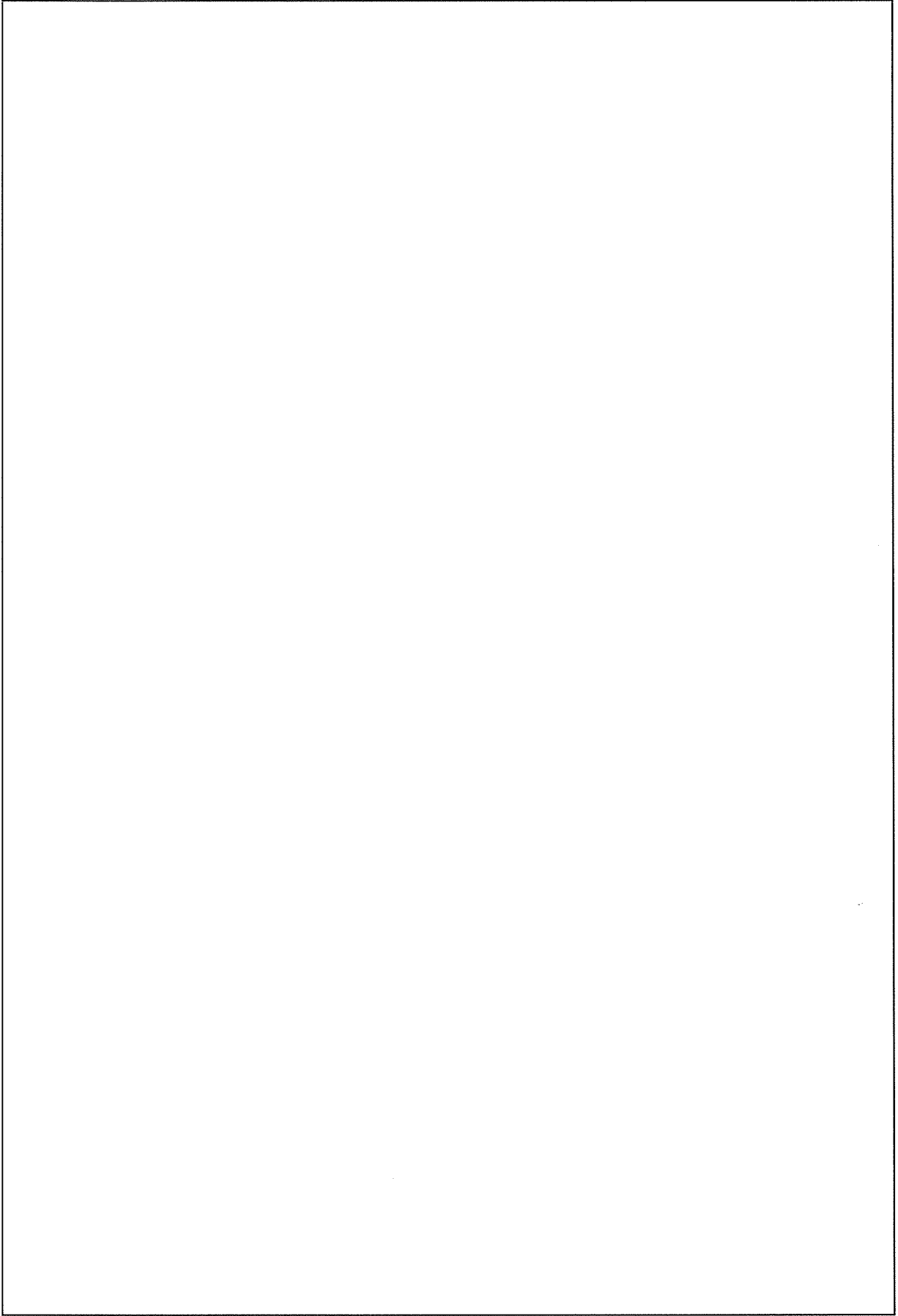
添説建 5-4 図 高圧ガス製造所と各建物との離隔距離・位置関係説明図



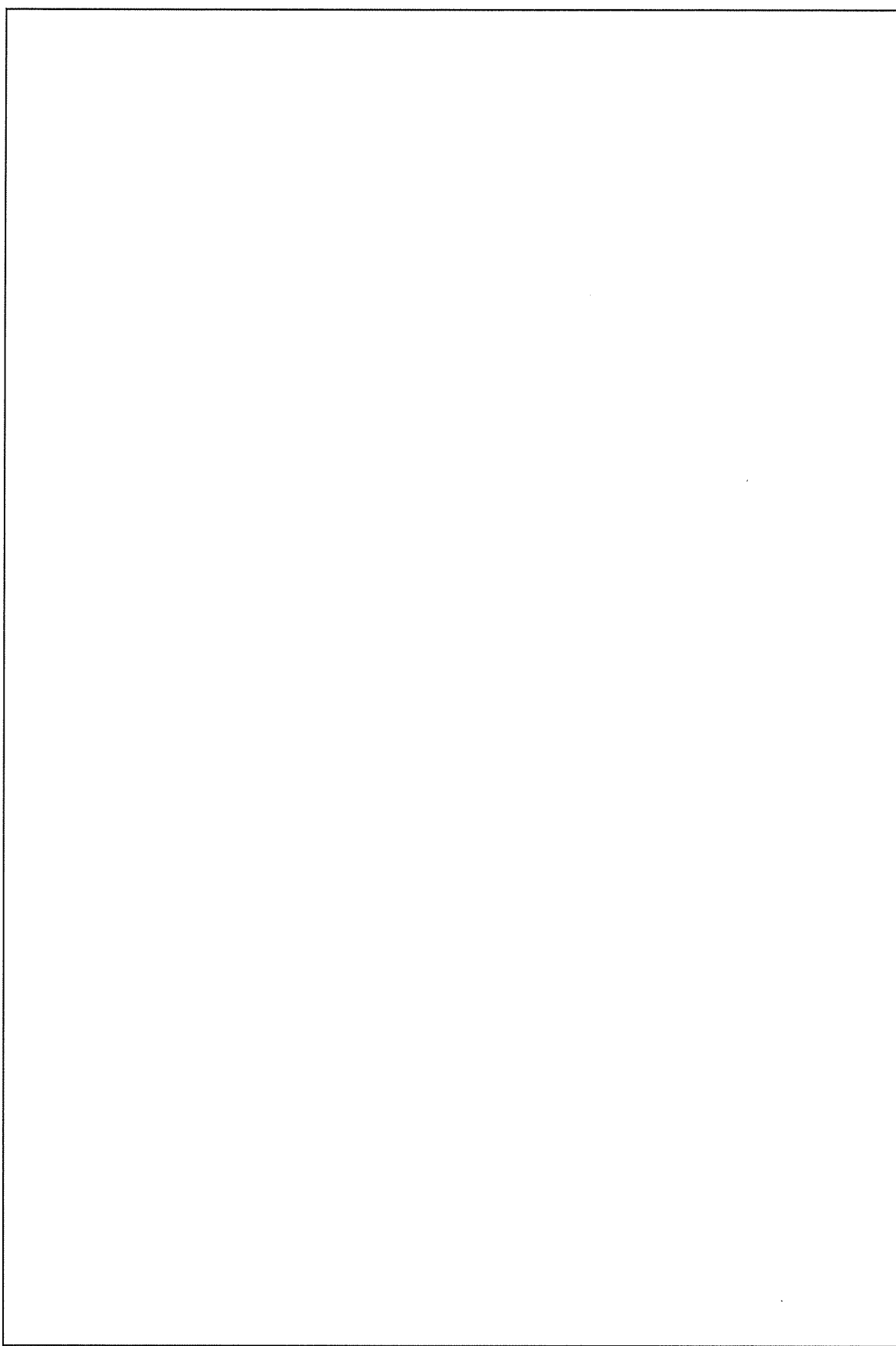
添説建 5-5 図 A 重油用タンクローリと各建物との離隔距離・位置関係説明図



添説建 5-6 図 灯油用タンクローリ・LP ガスローリと各建物との離隔距離・位置関係説明図



添説建 5-7 図 液化アンモニアローリと各建物との離隔距離・位置関係説明



添説建 5-8 図 タンクローリ(ガソリン)、(液化プロパンガス)、(液化天然ガス)と各建物との離隔距離・位置関係説明図

□(一般構造用鋼)の許容温度
(建築火災のメカニズムと火災安全設計より)

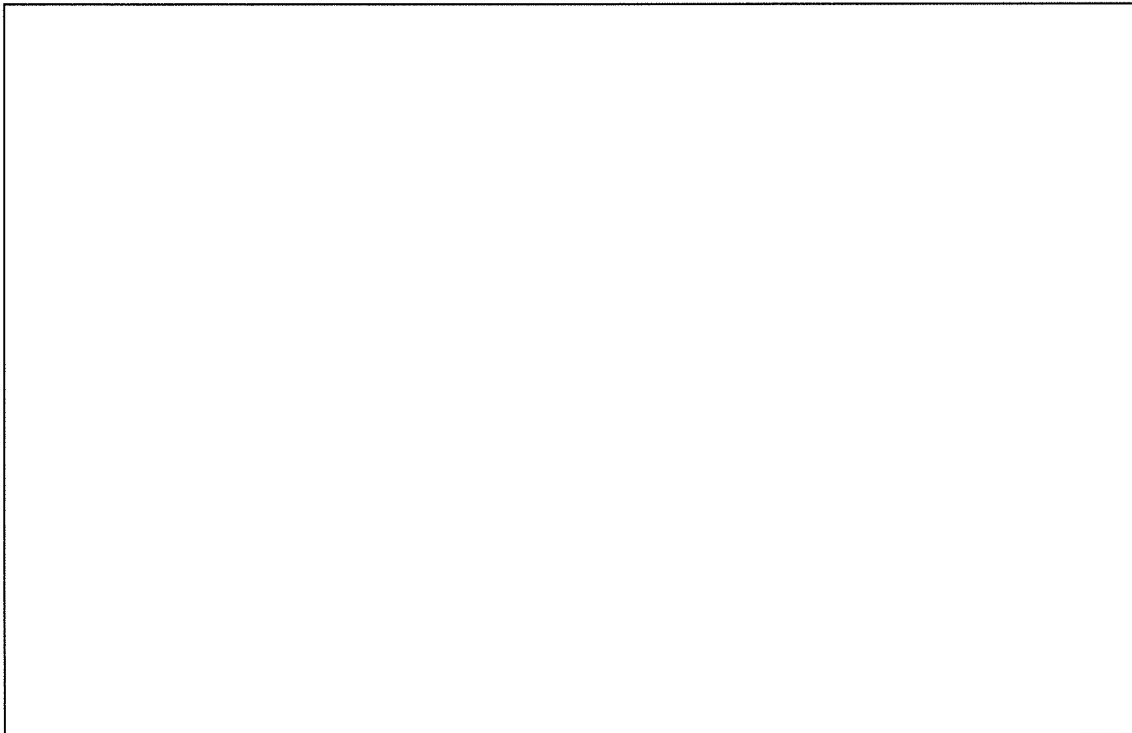
このような鋼材の特性を踏まえ、高温時の構造計算には1%ひずみ時の耐力を用いる。図1に、各種鋼材の1%ひずみ時耐力の測定結果を示す。縦軸の値は、各温度での測定値を常温の基準強度(F値)で割ったものであり、これを鋼材の強度低下率と呼ぶ。構造耐火設計のためには、測定値の下限をとり次式で強度低下率が定義されている。

$$\kappa(T) = \delta y(T) / F = \begin{cases} \square \\ \square \end{cases}$$

これを用いると、素材としての限界温度を求めることができる。例えば、鋼材の長期許容応力度は基準強度の2/3なので、長期許容応力度一杯で設計された部材では、

□

より、□℃が許容鋼材温度となる。



温度 [°C]

添説建 5-10 図 各種鋼材の高温時の1%歪時耐力

溢水による損傷防止に関する説明書

I. 溢水に関する設計の基本方針

1. 溢水に関する設計方針

許可基準規則第十一条（溢水による損傷の防止）に基づき、加工施設内部で溢水の発生を想定しても、加工施設の閉じ込め、臨界防止の安全機能を損なわないようにするとともに、溢水による火災の発生を防止するため、以下の設計とする。

① 閉じ込めの観点

- ・ 第1種管理区域の境界から外部へ溢水が漏えいしない設計とする。なお、第2種管理区域では、ウランは燃料棒の中に密封された状態で取り扱われるため、汚染がないことから、第2種管理区域からの溢水の漏えい防止に関しては考慮しない。
- ・ 建物内の負圧を維持するため、被水又は没水により気体廃棄物の廃棄設備（以下「排気設備」という。）の機能を喪失しない設計とする。

② 臨界防止の観点

- ・ ウランを内包する設備・機器が、被水又は没水によって臨界とならない設計とする。

③ 火災の発生防止の観点

- ・ 被水又は没水による設備・機器における電気火災の発生を防止する設計とする。

④ 全般

- ・ 溢水源となる配管は、耐震重要度分類第1類に求められる地震力を超えない程度の地震加速度（150ガル＝0.15G）を検知した場合に、送液を停止する設計とする。

2. 溢水評価条件の設定

(1) 考慮する溢水

加工施設における溢水源は、「原子力発電所の内部溢水影響評価ガイド」（以下「溢水ガイド」という。）を参考に以下を内部溢水源として考慮する。

- ① 溢水の影響を評価するために想定する機器の破損により生じる溢水
- ② 加工施設内で生じる異常状態（火災）の拡大防止のために設置される系統からの放水による溢水
- ③ 地震に起因する機器の破損により生じる溢水（共通要因による破損を想定）

① については、一系統における単一の機器の破損を想定する。

② については、火災時の屋外消火栓による消火のための放水を想定する。

③ については、耐震重要度が第1類の設備・機器は、1.0Gの水平地震力に対して弾性範囲となる設計とすることから、第2類及び第3類の設備・機器（一般産業施設と

同等の耐震性を要求される水配管を含む)の水を内包する全ての設備・機器が地震による共通要因により破損することを想定する。

以上より、①の単一破損による溢水評価については、③の共通要因による同時破損による溢水評価に包絡される。

次に、加工施設における②の溢水評価の方法については3.2項に、③の溢水評価の方法については3.1項に示す。

(2) 防護対象の選定

溢水源の有無、臨界の防止及び閉じ込め機能等の安全機能の防護の観点から防護対象施設を以下のとおり選定する。

- ① 溢水による臨界防止の観点から、核燃料物質を内包する全ての設備・機器
- ② 溢水による閉じ込め機能の喪失防止の観点から、第1種管理区域における核燃料物質を取り扱う設備・機器及び建物内の負圧を維持するための排気設備
- ③ 溢水による火災の発生防止の観点から、被水又は没水により火災の発生の可能性がある設備・機器（電気設備）

(3) 溢水源・溢水量の設定

- a. 地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水

地震起因により破損を想定する溢水源とする設備・機器は、以下の二つとする。

- ① ウラン廃液等を内包する設備・機器

これらの設備・機器は、すべて耐震重要度が第2類又は第3類であり、第1種管理区域に設置している。

- ② 水配管等のユーティリティ配管（以下「水配管等」という。）

- ・ 工業用水
- ・ 水道水
- ・ 外部からの供給水等(冷却水、純水、アンモニア水)
- ・ 貯液（硝酸、純水、冷却水）
- ・ 空調用水
- ・ 蒸気

なお、溢水量抑制のため、溢水源となる工業用水、水道水、冷却水、純水、アンモニア水及び空調用水の配管に対し、耐震重要度分類第1類に求められる地震力を超えない程度の地震加速度（150ガル=0.15G）を検知した時点で、送液を停止するため、地震感知に連動して自動閉止する遮断弁を設置するか、送液ポンプを自動停止する設計とする。手動停止する遮断弁及びその周辺の配管は、1.0Gの水平地震力に対して弾性範囲となる設計とする。

蒸気配管からの蒸気漏えいに対しては、地震感知に連動して自動的に供給を停止する遮断弁を設置する設計とすることで、蒸気配管が破損した場合には、直ちに蒸気の供給停止が可能となる設計とする。このため、溢水量の評価において除外する。

b. 溢水区分毎の溢水量の考え方

①ウラン廃液等を内包する設備・機器

耐震重要度分類第2類、第3類の設備・機器が保有しうる最大量が溢水するとする。

②工業用水、水道水、冷却水、純水、アンモニア水

敷地内の屋外に設置された水槽類からの給水量も考慮する。すなわち、工業用水、水道水、冷却水、純水、アンモニア水の系統には、それぞれ地震感知に連動して自動的に閉止する遮断弁を設置するか、送液ポンプを停止する設計とするが、保守的に、給水に係る自動遮断機能が喪失したものとして、漏えいの検知から遮断弁の手動閉止又は送液ポンプの手動停止までの量とし、以下に示す考えで溢水量を算出する。（添説建6-1表、添説建6-1図参照）

- ・工業用水：工業用水は加工施設建物外の高架水槽から供給されており、配管の圧力損失を考慮した流量が30分間漏えいすると仮定した量が配管の敷設されている溢水防護区画もしくは臨界評価用区域に漏えいする。
- ・水道水：水道水は東海村から供給されており、供給口からの配管の圧力損失を考慮した流量が30分間漏えいすると仮定した量が配管の敷設されている溢水防護区画もしくは臨界評価用区域に漏えいする。
- ・冷却水、純水、アンモニア水：工程稼働時にポンプにより供給されているため、作業員がポンプを停止するまでの時間10分間、配管の敷設されている溢水防護区画もしくは臨界評価用区域に漏えいする。

③貯液タンク

貯液には硝酸、純水、冷却水が有り、それぞれの容量から設定する。

④空調用水

設備仕様から溢水量を以下と設定する。なお、各工場を循環している空調用水配管には、それぞれ地震感知に連動して自動的に閉止する遮断弁を設置するか、送液ポンプを停止する設計とするが、ここでは保守的に空調用水の送液ポンプを停止するまでのポンプの稼働時間を10分間として溢水量を算出する。

(4) 溢水防護区画の設定

a. 溢水防護区画設定の基本方針

- ・閉じ込めの安全機能として、第1種管理区域からの漏えい防止の観点で区画を設定する。
- ・閉じ込めに関する防護対象設備として排気設備の有無の観点から区画を設定する。
- ・閉じ込めの観点から、UF₆を正圧で取り扱う転換工場原料倉庫を溢水防護区画として設定する。
- ・臨界防止の観点からウランの減速度を管理する設備・機器の設置の有無から区画を設定する。
- ・上記何れにおいても溢水源の有無を考慮して溢水防護区画を設定する。
- ・溢水の影響を避けるため、扉部分に堰を設置する設計の区画は個別に溢水防護区画を設定する。

b. 溢水防護区画設定における個別の補足事項

- ・ 溢水防護区画へ影響を及ぼす可能性のある隣接区域も溢水防護区画として設定する。
(第2種管理区域である組立工場はウラン廃液の漏えいが無いことから、外部開口部へ堰等を設置しないが、溢水源を有し、第1種管理区域である成型工場に隣接するので溢水防護区画として設定する。)
- ・ 建物内部に溢水源となる設備がなく、また消火による放水時には外部への漏えいは許容できる区域は、溢水防護区画の設定対象外とする。

c. 溢水防護区画内の臨界評価用区域の設定

溢水防護区画内では水密性を有さず、かつノンエアタイト仕様^{注)}の扉により仕切られた部屋が存在し、その中にウランの減速度を管理する設備・機器を設置する部屋を臨界評価用区域として設定し、その部屋の水位を評価する。臨界評価用区域の水位の評価にあたっては、その区域で発生した溢水が隣接する部屋へ扉を通して漏えいせず、又、隣接する部屋の溢水も流入しないものとする。なお、臨界評価用区域の水位が隣接する区画の水位よりも低い場合は、臨界評価用区域への流入も考慮する。

注) エアタイト(気密)仕様でないこと

(5) 溢水経路の設定

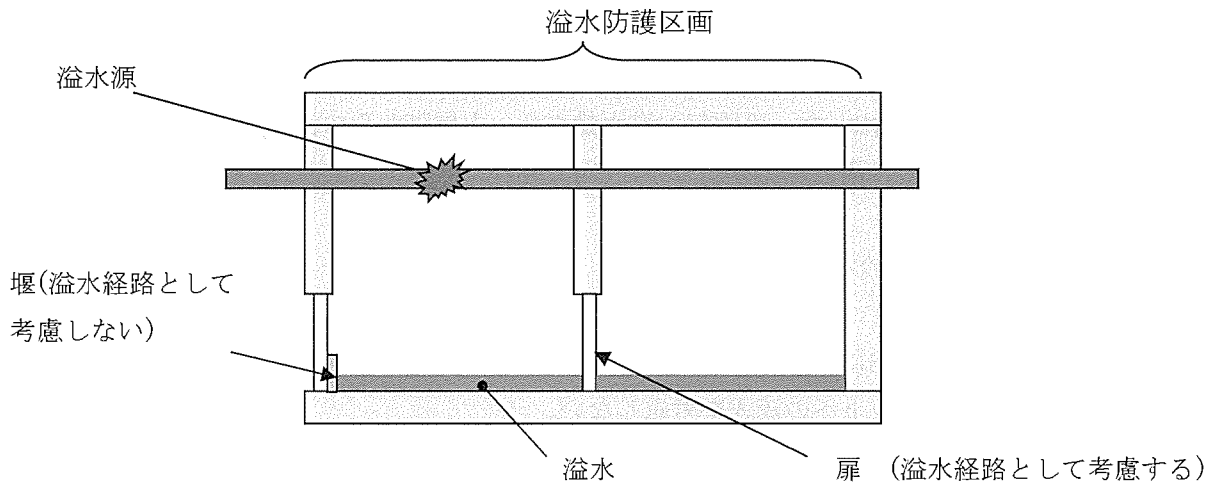
防護対象施設の設置される区画では、水位が最も高くなるよう保守的な溢水経路を設定する。

a. 溢水防護区画内

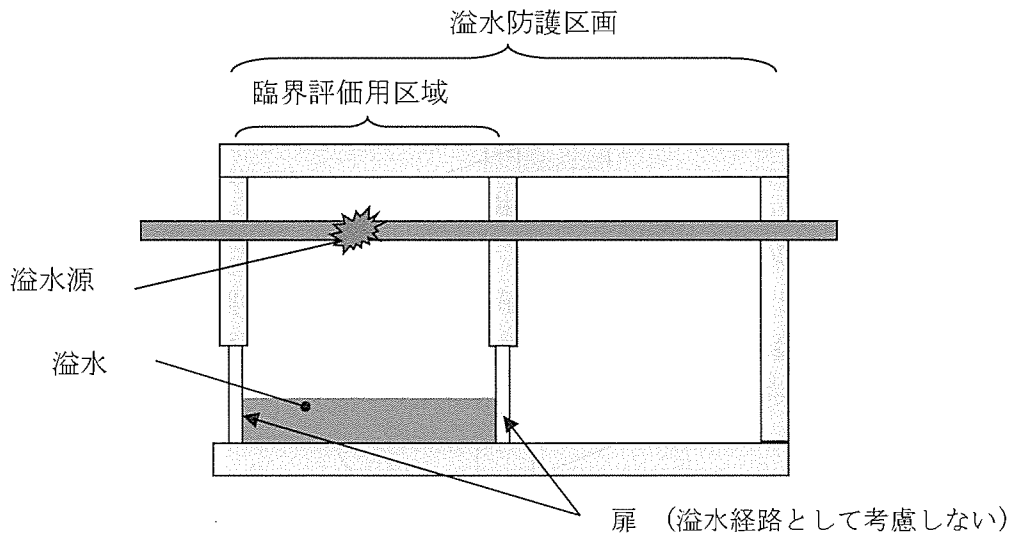
- ・ 加工施設の扉は水密性を有さない扉を設置する設計とすることから、扉を介して溢水経路を形成するものとする。但し、臨界評価用区域の評価では保守的に溢水経路は形成しないものとする。
- ・ 区画内のピット等液滞留部については、周囲にスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さ以上の堰を設置する場合は、溢水経路を形成しないものとする。なお、堰を設置しない場合は液位の算出に於いてピット等液滞留部における貯液量を考慮する。

b. 溢水防護区画外

- ・ 下層階への階段部は、下層階の評価に於いて漏えい防止対策(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の設置)を施す場合を除き、溢水経路として考慮し、上層階の溢水が下層階に全量流入するものとする。なお、上層階の水位を評価する場合は、下層階へは流出しないものとして水位を評価する。
- ・ 第1種管理区域境界に対し、壁又は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等を設置する設計とすることにより、第1種管理区域外への溢水経路として考慮しない。また、溢水防護区画外周部に壁又は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ける設計とした場合は同階層の溢水防護区画間への溢水経路として考慮しない。



溢水防護区画における扉に関する溢水経路の考え方



臨界評価用区域における扉に関する溢水経路の考え方

(6) 溢水防護区画及び臨界評価区域毎の溢水量と流入量

a. 溢水防護区画及び臨界評価区域毎の溢水量

以上に示した考え方で、地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水量を溢水防護区画毎及び臨界評価用区域毎に整理する。

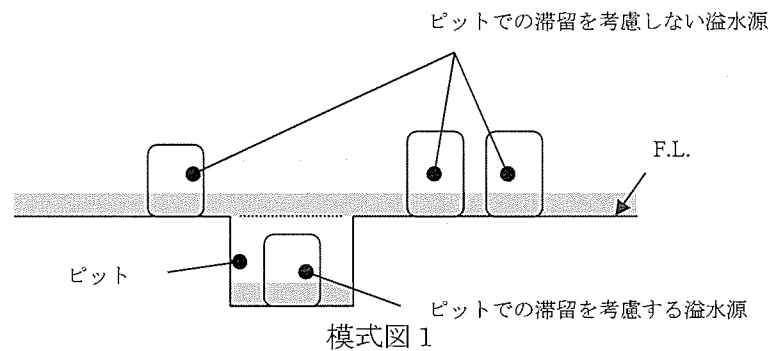
b. 溢水防護区画及び臨界評価用区域毎の流入量

a. 項で算出した、区画毎の溢水量より、上層階からの流入及びピット等での液の滞留を考慮した流入量を算出する。なお、液の滞留の考慮方法は c. 項に示す。

c. 液滞留部の考慮方法について

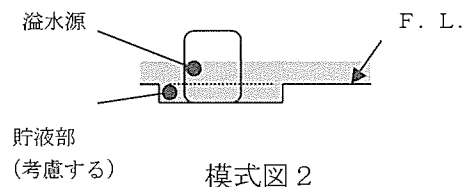
① ケース 1

ピット内に配置された溢水源からの溢水はピットに滞留するものとする。それ以外は、ピットへの流入を考慮しない。



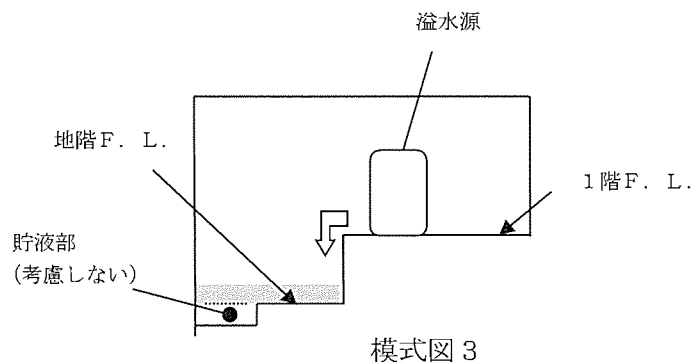
② ケース 2

溢水源となる機器もしくは貯液タンクがピット状の貯液部に設置されており、当該機器の溢水量の合計は貯液部容積よりも多いため、溢水量のうち貯液部容量分は評価対象床面へ流出しないとし、溢水量の残りの部分のみ考慮する。



③ ケース 3

溢水は上層階から流入し、地階床面で広がるが、ピット状の貯液部での液の滞留は考慮せず、滞留面積のみ考慮する。



3. 溢水評価の方法

3.1. 地震に起因する機器の破損等により生じる溢水評価の方法

(1) 没水による水位の評価

a. 溢水評価に用いる水位の算出方法

水位：Hは溢水ガイドに従い下式に基づいて算出する。

$$H=Q/A \cdots \cdots (1)$$

Q：流入量 (m³)

A：滞留面積 (m²)

b. 滞留面積の算出

滞留面積Aは区画面積の内、溢水の滞留に寄与しない部分の面積を考慮して設定する。滞留に寄与しない部分の面積割合をR_Aとし滞留に寄与する面積割合(滞留面積比)をR_Bとすれば、

$$R_A + R_B = 1$$

であり、滞留面積Aは

$$A = A_B (1 - R_A) = A_B \times R_B$$

となる。

ここで

A_B：区画の全面積

R_A：区画1及び10-1においては0.5、それ以外の区画については0.3でAを求める。

なお、設定に当たっては、図面もしくは現場調査を行い、機器の設置状況(直接設置、脚による設置、タンク類)に応じて滞留に寄与しない面積を求め、その合算を元に保守的に設定する。(付録1参照)

c. スロッシング等による水位変動の考慮

閉じ込めの観点での評価(外部開口部の堰の高さ設定及び排気設備の設置高さの評価)及び臨界の観点での評価(ウランの減速度管理を適用する設備・機器の空気取り入れ口開口の高さの評価)における評価用水位(H')は、上記a.で算出した水位をスロッシングの水位変動を考慮して2倍することで評価する。すなわちスロッシングによる水位変動を考慮した水位H'は以下となる。

$$H' = 2 \times Q / A = 2 \times H \cdots \cdots (2)$$

Q：流入量 (m³)

A：滞留面積 (m²)

なお、閉じ込め境界を構成しない堰(具体的には溢水防護区画2と3及び溢水防護区画6と7-1の間の堰)については、区画間の溢水の行き来があると考えられるが、この部分での外部漏えいは無いため(1)の式にて算出した水位を元として区画間の堰の設定を行う。

d. 没水許容高さと溢水による水位の比較

溢水ガイドを参考に、没水許容高さを以下に示す高さのどちらか低い方とする。

- ・ 臨界の観点から、ウランの減速度を管理する設備・機器の空気取入れ口等の開口部の床面からの高さの200mm（プラントウォークダウンによる確認結果（空気取入れ口の最下端約300mm）より保守側に低く設定）。
- ・ 閉じ込めの観点から、建物内の負圧を維持するため、排気設備（排風機、制御盤）の設備高さ
- ・ 没水による設備・機器における電気火災の発生を防止するため、使用電圧が高い幹線動力用ケーブルに接続する制御盤の設備高さ

(2) 被水による影響評価

影響評価に用いる飛散距離の算出式による飛散距離によらず、溢水源となる配管等が設置されている溢水防護区画内の防護対象について溢水防護設計を実施する。

被水防護処置は以下のとおりとする。

- ①臨界防止の観点から、減速度を管理するウランを内包する設備・機器は、被水防護処置を行う。
 - ・ フードボックスの空気取入れ口に被水防護カバーを設置する。
 - ・ ウラン粉末の気流輸送設備では、空気取入れ口に被水防護カバーを設置する。
- ②閉じ込めの観点から、建物内の負圧を維持するため、排気設備（排風機、制御盤）は被水による影響を受けないよう被水防護カバーを設置する。
- ③火災の発生防止の観点から、被水による設備・機器の電気火災の発生を防止するため、配線用遮断器を設置する。

(3) 蒸気による影響評価

工程が稼働中に供給される蒸気については、配管が破損することが想定されるが、地震感知に連動して自動的に供給を停止する遮断弁を設置する設計とすることにより、蒸気による影響は無い。

3. 2. 火災時の消火のための放水による溢水影響評価

加工施設内で生じる異常状態（火災）の拡大防止のために設置される系統からの放水による溢水について影響を評価する。

加工施設の建物内部にはスプリンクラー等の設置がないため、消火系統の誤作動等による溢水はない。

一部の溢水防護区画については、消火のための放水が想定されるため、内包する可燃物を消火するために必要な水の量(放水量)を求め水位を算出した。ここでは3. 1(1)項の水位の算出式を用い、放水量をQとして溢水防護区画毎の水位を算出し、裕度を考慮し、算出した水位の2倍の数値と各溢水防護区画の地震に起因する設備・機器の損傷等により生じる溢水による水位の比較評価を行う。

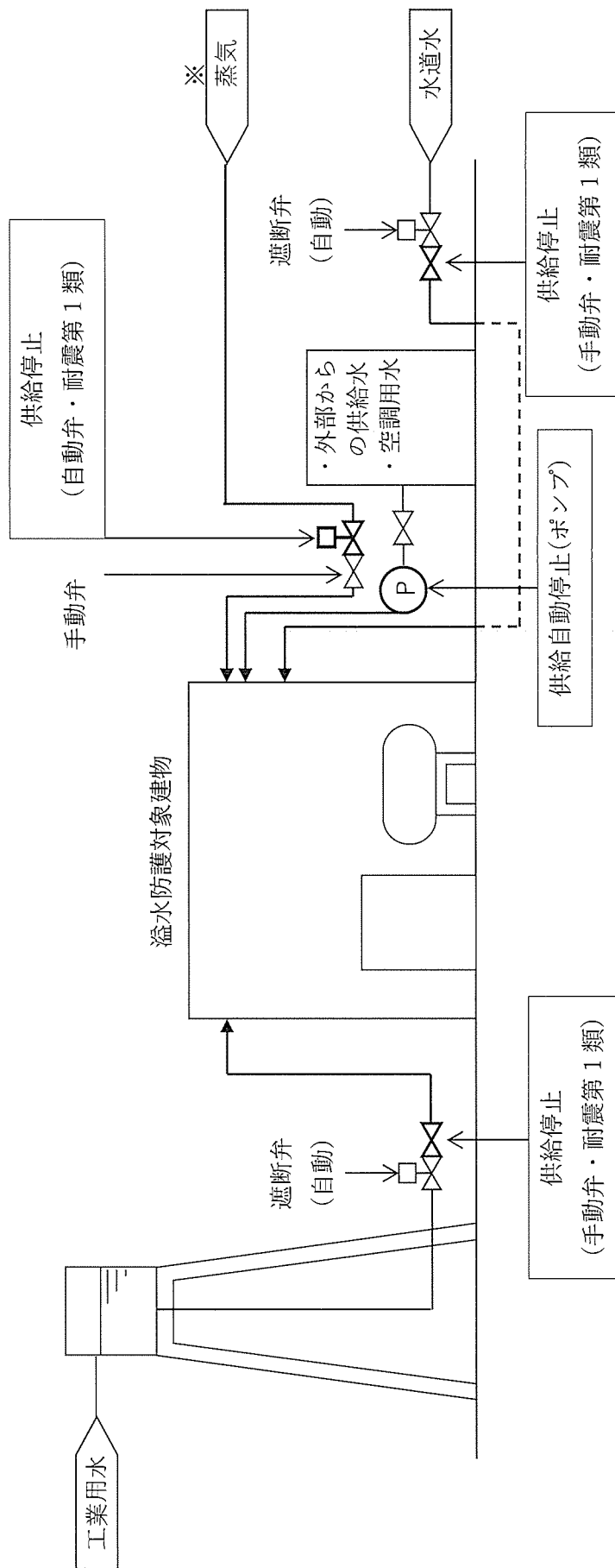
添説建 6-1 表 漏水源からの溢水停止の方法

	外部からの供給水				空調用水
	工業用水	水道水	冷却水	純水	
自動で停止 (地震又は工場内 漏水検知に連動)	高架水槽直下の供給 水管に設置する地 震及び工場内漏水検 知連動バルブ自動閉 止機構で供給停止	量水器から工場側の 適所(外来者駐車 場)に設置する地震 連動及び工場内漏水 検知連動バルブ自動 閉止機構で供給停止	各工場の冷却水ポンプ 制御盤に設置する地震 連動及び工場内漏水検 知連動のポンプ自動停 止機構で供給停止	各工場の純水ポンプ制 御盤に設置する地震連 動及び工場内漏水検知 連動のポンプ自動停止 機構にて供給停止	動力棟屋内に設置してい る循環水送水ポンプ制御 盤に設置する地震連動及 び工場内漏水検知連動の ポンプ自動停止機構にて 供給停止
	操作時	設備担当部門の作業 員が、自動閉止バル ブ直近に設けた手動 バルブを 30 分以内に 閉止	設備担当部門の作業 員が、手 動スイッチでポンプを 10 分以内に停止	各工場の作業員が、手 動スイッチでポンプを 10 分以内に停止	動力棟の運転員が手動ス イッチでポンプを 10 分以 内に停止
手で 停止 (地震又 は工場内 漏水検知 警報によ り)	同一作業員が閉止	警備員が、自動閉止 バルブ直近に設けた 手動バルブを 30 分以 内に閉止	転換工場は作業員が中央制御室に設置する集中停止ボタンで一括停止	転換工場の作業員が、 手動スイッチでポンプ を 10 分以内に停止	<ul style="list-style-type: none"> ・休業時はポンプを停止 しており停止操作不要 ・凍結防止運転(外気が 3℃以下で自動起動)は、 循環流量を通常の半分と し、運転 10 分間、停止 20 分間の間欠運転とし て、警備員が 60 分以内に 停止 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> 工業用水と水道水を移 動して停止 </div>
	同一警備員が閉止	警備員が、自動閉止 バルブ直近に設けた 手動バルブを 30 分以 内に閉止	<ul style="list-style-type: none"> ・休業時はポンプを停止 しており停止操作不要 ・パレット連続焼結炉 が温度維持のため運転 中の場合は、監視作業 員が手動スイッチでポ ンプを 10 分以内に停止 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> 警備所に設置する成型 工場と加工棟の集中停 止ボタンで一括停止 </div>	<ul style="list-style-type: none"> ・休業時はポンプを停止 しており停止操作不要 	

各工場内の漏水検知から手動バルブ閉止又は送水ポンプ停止までの各項目の所用時間

項目	操作時・休業時		休業時		休業時	
	操作時	休業時	操作時	休業時	操作時	休業時
漏水の検知時間	5	5	5	5	5	5
現場への移動時間	15	4	4	4	4	20
バルブ閉止時間	10	-	-	-	-	-
ポンプ停止時間	-	1	1	1	1	5
合計時間	30	10	10	10	10	30

注) 地震連動及び手動停止操作を行う地震力は震度 5 (150 ガル) 以上とする。



※

- ・各工場屋外の直近の手動弁を業者が閉止し直ちに供給停止
- ・動力棟のボイラは地震連動で自動停止及び自動で遮断弁が閉止し直ちに供給停止
- ・シリンドラ洗浄棟のボイラは地震で自動停止及び自動で遮断弁が閉止し直ちに供給停止

供給源	供給源と送液能力	供給停止方法
工業用水	高架水槽の液位	手動弁閉
水道水	東海村水道管	手動弁閉
外部からの供給水 (冷却水・純水・アンモニア水)	貯槽と付属ポンプ	ポンプ送液停止
空調用水	貯槽と付属ポンプ	ポンプ送液停止
蒸気	ボイラ	自動弁閉

添説建 6-1 図 屋外から供給される水配管等のユーティリティ配管の供給停止方法 概略図

II. 各建物の溢水設計

1. 工場棟 転換工場（含む放射線管理棟、除染室・分析室）／成型工場／組立工場

1.1. 溢水源の設定

工場棟の溢水源は以下のとおりである。

- ・ウラン廃液を内包する設備・機器：添説建 6-2 図参照
- ・工業用水、水道水、外部からの供給水：添説建 6-3 図～6-6 図参照
- ・貯液：添説建 6-2 図参照
- ・空調用水：添説建 6-7 図～6-9 図参照

1.2. 防護対象の設定

防護対象設備・機器を以下の通り選定する。

- ・第1種管理区域における核燃料物質を取り扱う設備・機器：
工場棟1階の化学処理施設、成形施設、被覆施設、貯蔵施設（工場棟の管理区域の区分図を添説建 6-10 図～6-12 図に、設備の配置図を廃液処理設備(5)と廃液処理設備(6)設備は図ト配-1 及び図ト配-2 に示し、その他の設備は追って申請する）
- ・建物内負圧を維持するための排気設備：
工場棟2階、3階の機械室及び工場棟3階フィルタ室の排気設備（本設備は追って申請する）
- ・被水又は没水により火災の発生の可能性がある設備・機器：
溢水源がある場所の電気設備（溢水源を考慮する部屋を添説建 6-13 図～6-15 図に示す、なお廃液処理設備(5)と廃液処理設備(6)以外の電気設備は追って申請、廃液処理設備(5)と廃液処理設備(6)の電気設備は配線用遮断器の設置により火災発生を防止する）

1.3. 溢水防護区画、臨界評価用区域の設定

第1種管理区域からの漏えい防止、排気設備及び溢水源の有無の観点から、添説建 6-13 図～6-15 図に示す区画を溢水防護区画とする。また、ウランの減速度を管理する設備・機器が設置されている区画を臨界評価用区域とする。臨界評価用区域を、添説建 6-13 図に示す。

(1) 溢水防護区画

- ・工場棟転換工場1階（溢水防護区画番号1）：原料倉庫
- ・工場棟転換工場1階、付属建物 除染室・分析室（溢水防護区画番号2）：
転換加工室、廃棄物処理室、チェックタンク室、分光分析室、除染室(2)、作業室(2)、分析室
- ・工場棟成型工場1階、放射線管理棟（溢水防護区画番号3）：
ペレット加工室、燃料棒溶接室、燃料棒補修室、ペレット貯蔵室、廃水処理室、廃棄物缶詰室、廃棄物一時貯蔵所、洗濯室、シャワー室、検査室
- ・工場棟組立工場（溢水防護区画番号4）：燃料棒検査室。燃料集合体組立室、燃料集合体貯蔵室
- ・工場棟転換工場2階（溢水防護区画番号9-1）：機械室
- ・工場棟転換工場3階（溢水防護区画番号9-2）：フィルタ室
- ・工場成型換工場2階（溢水防護区画番号10-1）：機械室
- ・工場成型換工場3階（溢水防護区画番号10-2）：機械室

(2) 臨界評価用区域

- ・工場棟転換工場1階（臨界評価用区域A）：転換加工室（減速度管理する設備機器：大型

粉末容器等、詳細は添付説明書-設 4 参照)

- ・ 付属建物 除染室・分析室 (臨界評価用区域 B) : 作業室 (2) (減速度管理する設備機器 : 回転混合機等、詳細は添付説明書-設 4 参照)
- ・ 工場棟成型工場 1 階 (臨界評価用区域 C) : ペレット加工室 (減速度管理する設備機器 : 粗成型用プレス等、詳細は添付説明書-設 4 参照)
- ・ 工場棟成型工場 1 階 (臨界評価用区域 D) : 燃料棒溶接室 (減速度管理する設備機器 : ペレット乾燥機)

1.4. 溢水量の評価

単一故障による溢水量は、地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水量に包絡されるため、「地震に起因する溢水」と「火災時の消火のための放水による溢水」の 2 ケースを評価する。

(1) 地震に起因する機器の破損等により生じる溢水量

1.1 項に示す溢水源からの溢水量を添説建 6-2 表に示す。なお溢水防護区画 4 の「工業用水、水道水、外部からの供給水」、溢水防護区画 2 及び A の「空調用水」について、設備見直しにより一部の配管系統を撤去したため、溢水量が事業許可に比べ減少している。その結果、溢水防護区画 4 では、減少量が少ないため、1.5 に示す溢水水位の変化はない。一方、溢水防護区画 2 では、1.5 に示す溢水水位が事業許可より 10mm、溢水防護区画 A では 20mm 減少している。

(2) 火災時の消火のための放水による溢水量

火災時の評価対象である難燃物の総発熱量、及び消火に必要な水量を、火災評価用の火災区域に該当する溢水防護区画 1~4 について、添説建 6-3 表に示す。

1.5. 溢水水位の評価

(1) 溢水防護区画の溢水水位

1.4 項に示す溢水量から、床面より低いピット等に溢水は流入し滞留することを考慮して算出した各溢水防護区画の溢水の流入量を添説建 6-4 表に、流入量から算出した溢水水位と設備設計上の溢水水位を添説建 6-5 表に示す。なお溢水防護区画 2 については事業許可の溢水水位 80mm より浅い 70mm となるが、堰の設計に用いる水位としては、安全側に事業許可と同じ 80mm とし、さらに設備設計上の溢水水位も今回の結果に基づく 140mm より安全側となる事業許可での値 160mm とする。

(2) 臨界評価用区域の溢水水位

臨界評価用区域の水位の算出に際しては、保守的に、扉を介した溢水経路は形成されず部屋内にとどまるものとする。この考え方に基づいて算出した各臨界評価用区域の水位を添説建 6-4 表に、流入量から算出した溢水水位と設備設計上の溢水水位を添説建 6-6 表に示す。なお臨界評価用区域 A については事業許可の溢水水位 65mm より浅い 45mm となるが、堰の設計に用いる水位としては、安全側に事業許可と同じ 65mm とし、さらに設備設計上の溢水水位も今回の結果に基づく 90mm より安全側となる事業許可での値 130mm とする。

(3) 地震に起因する溢水と火災時の消火のための放水による溢水水位の比較

地震に起因する溢水水位と、火災時の消火のための放水による溢水水位の比較を、添説建

6-7 表に示す。添説建 6-7 表に示すとおり、地震に起因する溢水水位が、火災時の消火のための放水による溢水水位と同等以上となっている。よって設備設計上の溢水水位は、地震に起因する溢水を元とする。なお溢水防護区画 2 及び臨界評価用区域 A については、地震に起因する水位が、それぞれの事業許可の溢水水位 80mm 及び 65mm より浅い 70mm 及び 45mm となるが、堰の設計に用いる水位としては、安全側となる事業許可の値と同じとし、溢水防護区画 2 は 80mm、臨界評価用区域 A は 65mm とする。

溢水防護区画 2 及び臨界評価用区域 A では一部配管系統の撤去により、事業許可の評価値より溢水水位が減少している。両者を比較した場合、臨界評価用区域 A より溢水防護区画 2 の溢水水位の方が、事業許可での評価値及び今回の評価値共に、値が大きくなっている。従って堰の設計においては、溢水防護区画 2 の事業許可での評価値である 160mm を用いることとする。

1. 6. 外部からの溢水の評価

溢水防護区画外部からの溢水として、放射線管理棟の溢水防護区画に隣接する放射線管理棟の管理室（非管理区域）で火災が発生した場合の水位を求める。

その結果、添説建 6-8 表に示すとおり、溢水水位は 16mm となり、隣接する溢水防護区画 3 の溢水水位 30mm より低くなる。従って管理室の火災時の消火による放水への対策は、溢水防護区画 11 での溢水対策により包含される。

添説建 6-2 表 地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水防護区画毎の溢水源と溢水量

(単位：m³)

区分 溢水防護区画 又は 臨界評価用区域	1	2	3	4	合計
	ウラン廃液 等を内包す る設備・機 器	工業用水、 水道水、外 部からの供 給水	貯液	空調用水	
1	4	4.4	—	—	8.4
2	88.6	48.2	2	0.2	139
3	35	34	2	1	72
4	—	25	—	—	25
9-1	—	—	—	22.8	22.8
9-2	—	—	—	22.8	22.8
10-1	—	—	—	4	4
10-2	—	—	—	4	4
A	8.8	37.2	2	—	48
B	—	—	—	—	0
C	—	33	2	1	36
D	—	25	—	—	25

添説建 6-3 表 消火のための溢水による水位 (溢水防護区画ごと)

溢水防護区画番号	建物名称	主な部屋名称	難燃物の総発熱量 (MJ)	消火に必要な水量 (m ³)	滞留面積 (m ²)	溢水水位 (mm)
1	工場棟転換工場	原料倉庫	43,035	1.9	180	15
2	工場棟転換工場	転換加工室	762,348	41.9	2,060	25
		廃棄物処理室				
		チェックタンク室				
	除染室・分析室	除染室 (2)				
	作業室 (2)					
		分析室				
3	工場棟成型工場	ペレット加工室	1,037,506	48.4	2,600	20
		燃料棒溶接室				
	放射線管理棟	廃水処理室				
		廃棄物缶詰室				
		廃棄物一時貯蔵所				
		洗濯室				
		来客更衣室				
4	工場棟組立工場	工場棟組立工場	135,298	21.0	2,000	15 (注)

注：組立工場は第2種管理区域であり扉から屋外に漏えいする。

添説建 6-4 表 ピット等での液の滞留を考慮した溢水防護区画毎と臨界評価用区域毎の流入量
(単位：m³)

溢水防護区画又は 臨界評価用区域	溢水量合計	考慮したピット 等の滞留部 体積	流入量合計
1	8.4	—	8.4
2	139	—	139
3	72	—	72
4	25	—	25
9-1	22.8	—	22.8
9-2	22.8	—	22.8
10-1	4	—	4
10-2	4	—	4
A	48	—	48
B	—	—	—
C	36	—	36
D	25	—	25

添説建 6-5 表 溢水防護区画毎の溢水水位と設備設計上の溢水水位

防護 区画 番号	建物名称	主な部屋名称	流入量の 合計 (m ³)	滞留 面積 (m ²)	溢水水位 (mm)	設備設計上 の溢水水位 (mm)
1	工場棟 転換工場	原料倉庫	8.4	180	50	100
2	工場棟 転換工場	転換加工室	139	2,060	70 (80)*	140 (160)*
		廃棄物処理室				
		チェックタンク室				
	除染室・ 分析室	除染室 (2)				
		作業室 (2)				
分析室						
3	工場棟 成型工場	ペレット加工室	72	2,600	30	60
		燃料棒溶接室				
	放射線管理棟	廃水処理室				
		廃棄物缶詰室				
		廃棄物一時貯蔵所				
		洗濯室				
来客更衣室						
4	工場棟 組立工場	工場棟組立工場	25	2,000	15	30
9-1	機械室 (転換工場 2 階)		22.8	230	100	200
9-2	フィルタ室 (転換工場 3 階)		22.8	330	70	140
10-1	機械室 (放射線管理棟 2 階)		4	130	35	70
10-2	機械室 (放射線管理棟 3 階)		4	380	15	30

* : 堰の設計に用いる値を示す。

添説建 6-6 表 臨界評価用区域毎の溢水水位と設備設計上の溢水水位

臨界 評価用 区域	建物名称	主な部屋名称	流入量の 合計 (m ³)	滞留 面積 (m ²)	溢水水位 (mm)	設備設計上 の溢水水位 (mm)
A	工場棟 転換工場	転換加工室	48	1,170	45 (65)*	90 (130)*
B	除染室・ 分析室	作業室 (2)	—	—	0	0
C	工場棟	ペレット加工室	36	1,240	30	60
D	成型工場	燃料棒溶接室	25	480	55	110

* : 堰の設計に用いる値を示す。

添説建 6-7 表 地震に起因する溢水と火災時の消火のための放水による溢水水位の比較

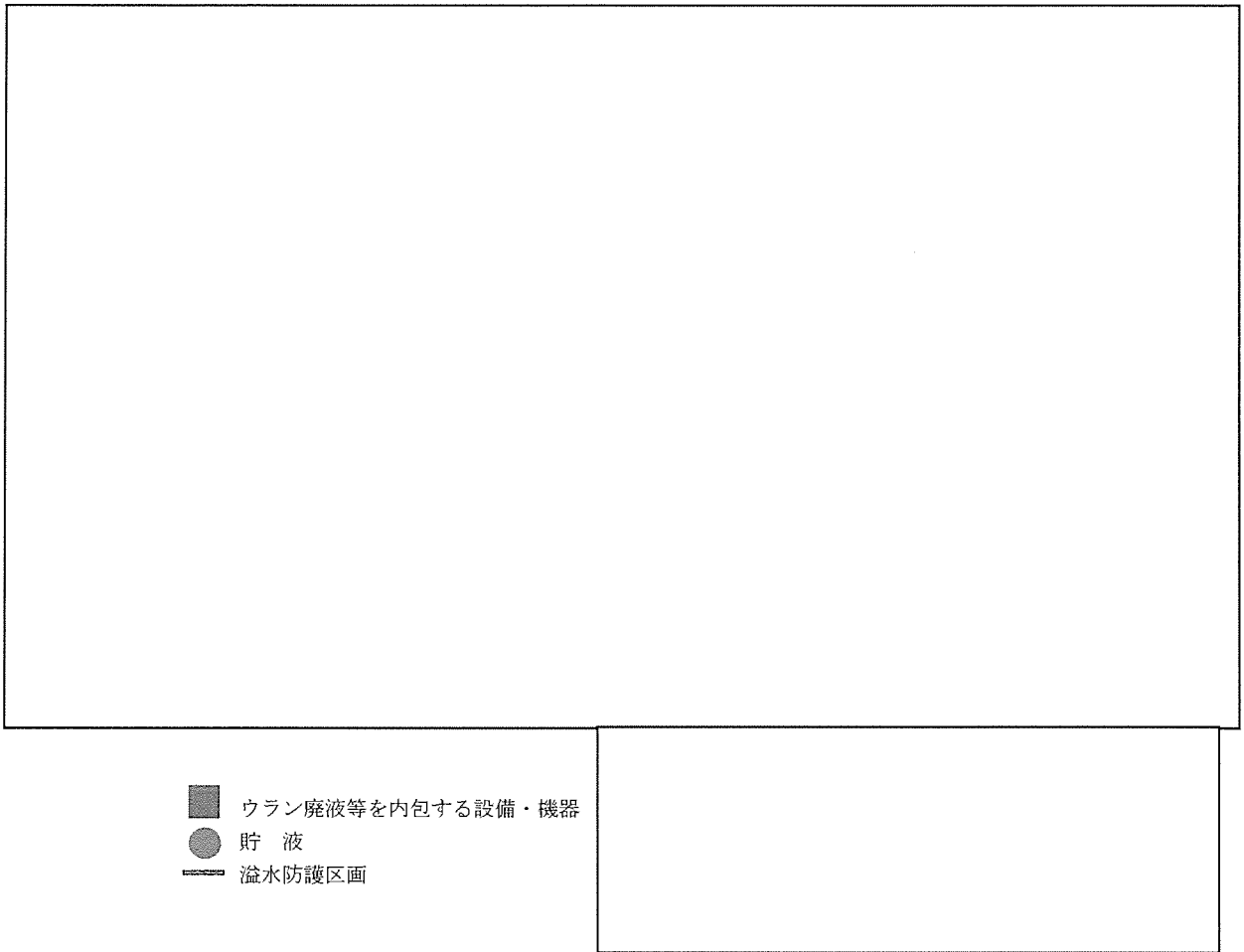
建物名称	主な部屋名称	地震に起因				火災時の消火		
		溢水防護区画番号	溢水水位 (mm)	臨界評価用区域	溢水水位 (mm)	溢水水位 (mm)		
工場棟転換工場	原料倉庫	1	50	—	—	15		
工場棟転換工場	転換加工室	2	70 (80)*	A	45 (65)*	25		
	廃棄物処理室			—	—			
	チェックタンク室			—	—			
除染室・分析室	除染室 (2)			B	0			
	作業室 (2)			—	—			
	分析室			—	—			
工場棟成型工場	ペレット加工室	3	30	C	30	20		
	燃料棒溶接室			D	55			
放射線管理棟	廃水処理室			—	—		—	—
	廃棄物缶詰室							
	廃棄物一時貯蔵所							
	洗濯室							
	来客更衣室							
工場棟組立工場	工場棟組立工場	4	15	—	—	15 (注)		

*：堰の設計に用いる値を示す。

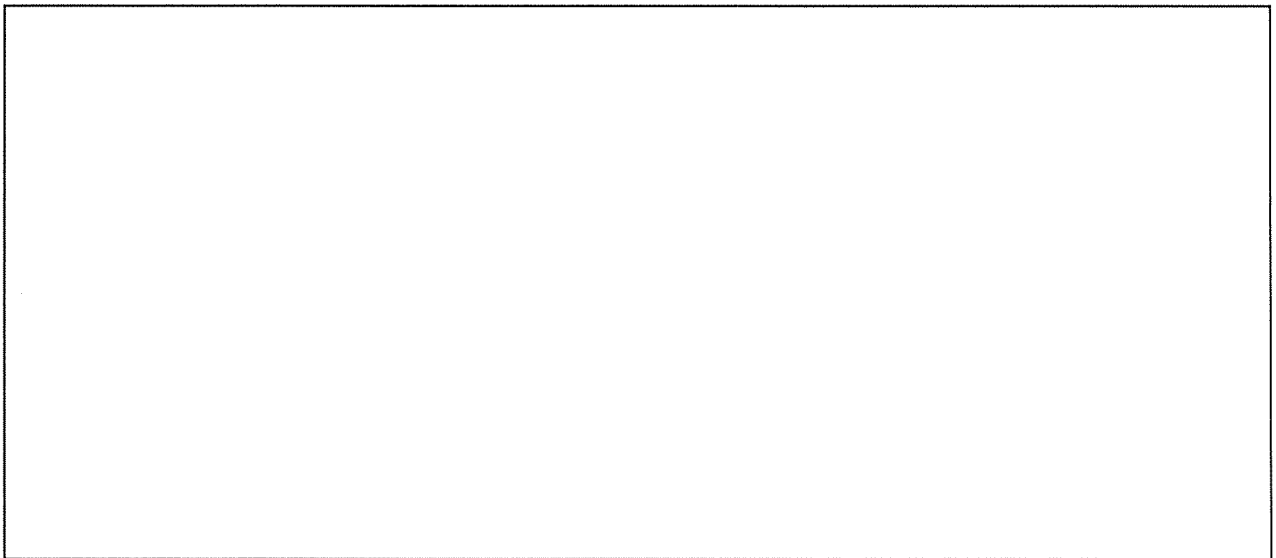
注：組立工場は第2種管理区域であり扉から屋外に漏えいする。

添説建 6-8 表 外部からの溢水による溢水水位

部屋名称	可燃物の総発熱量 (MJ)	消火に必要な水量 (m ³)	滞留面積 (m ²)	溢水水位 (mm)
放射線管理棟管理室	141,032	6.0	388	16

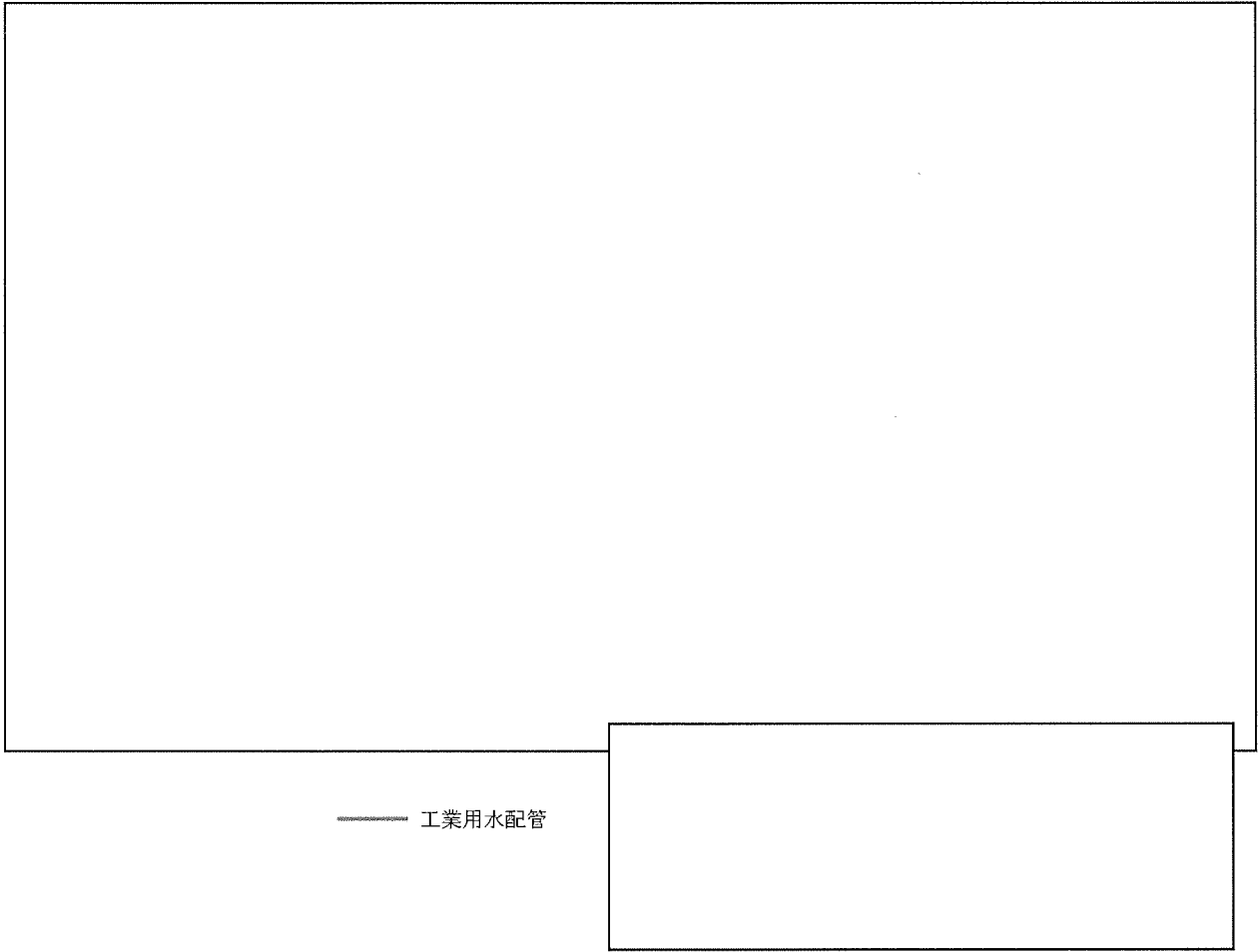


(工場棟全体図)

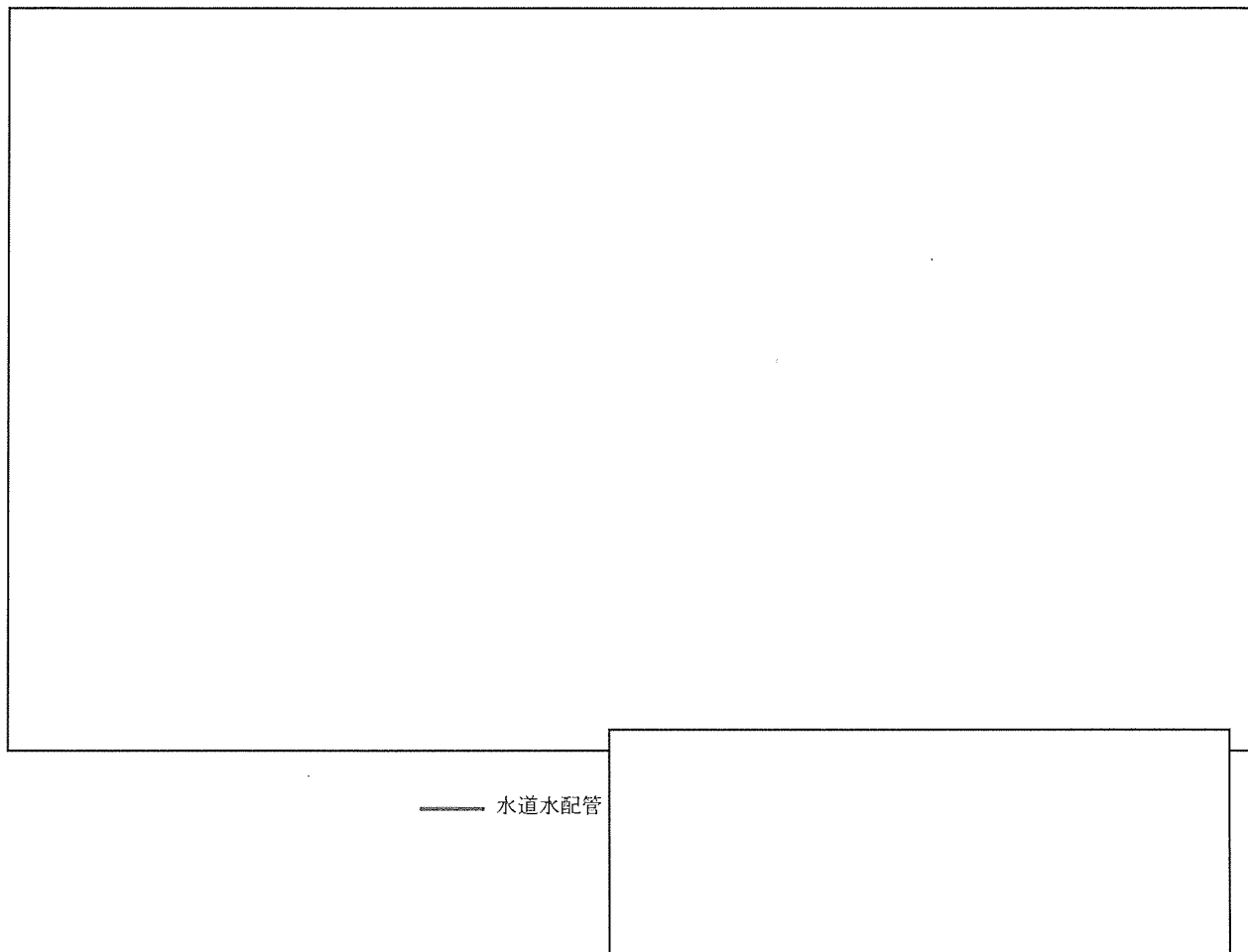


(転換工場拡大図)

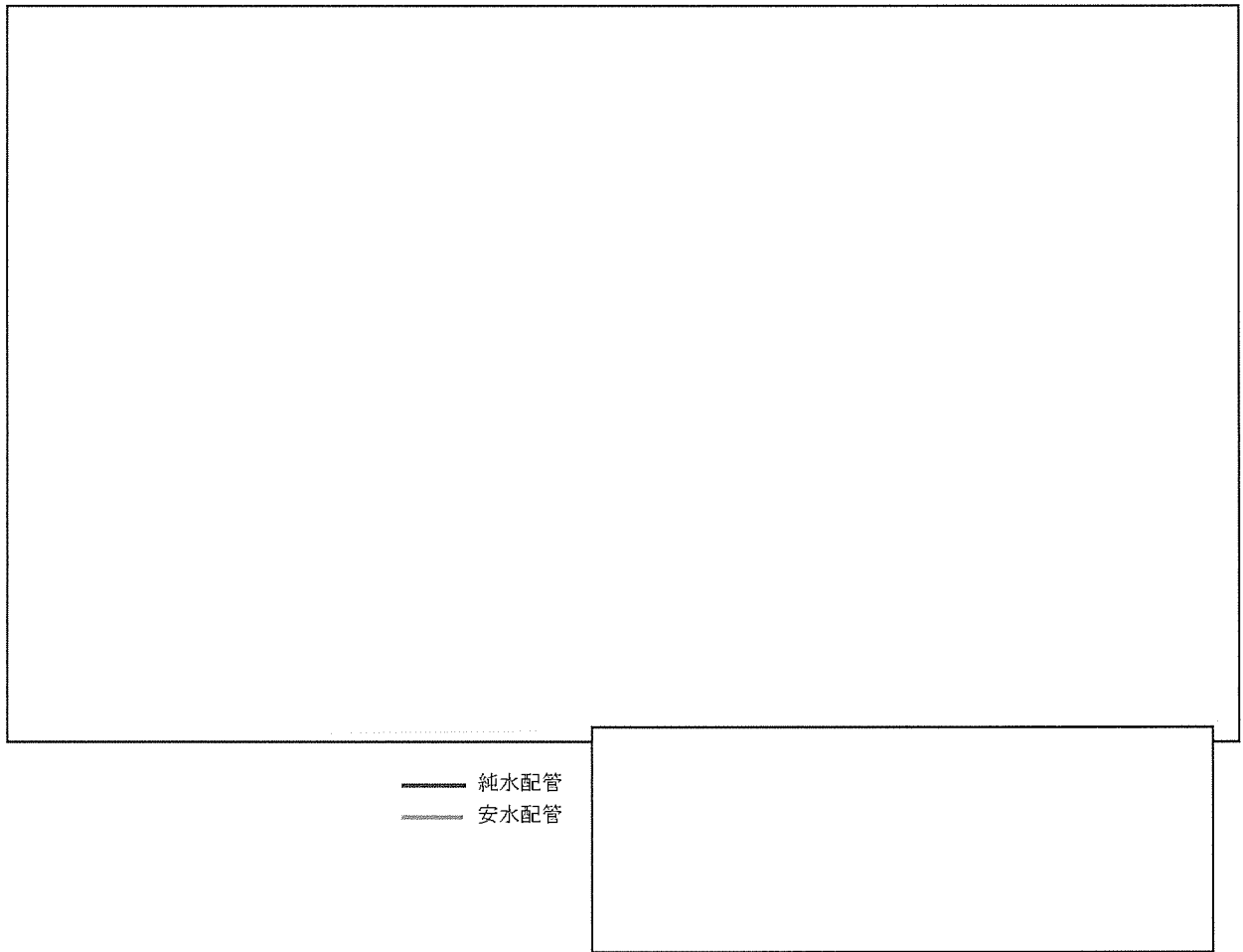
添説建 6-2 図 工場棟の溢水源 (ウラン廃液等を内包する設備・機器及び貯液)



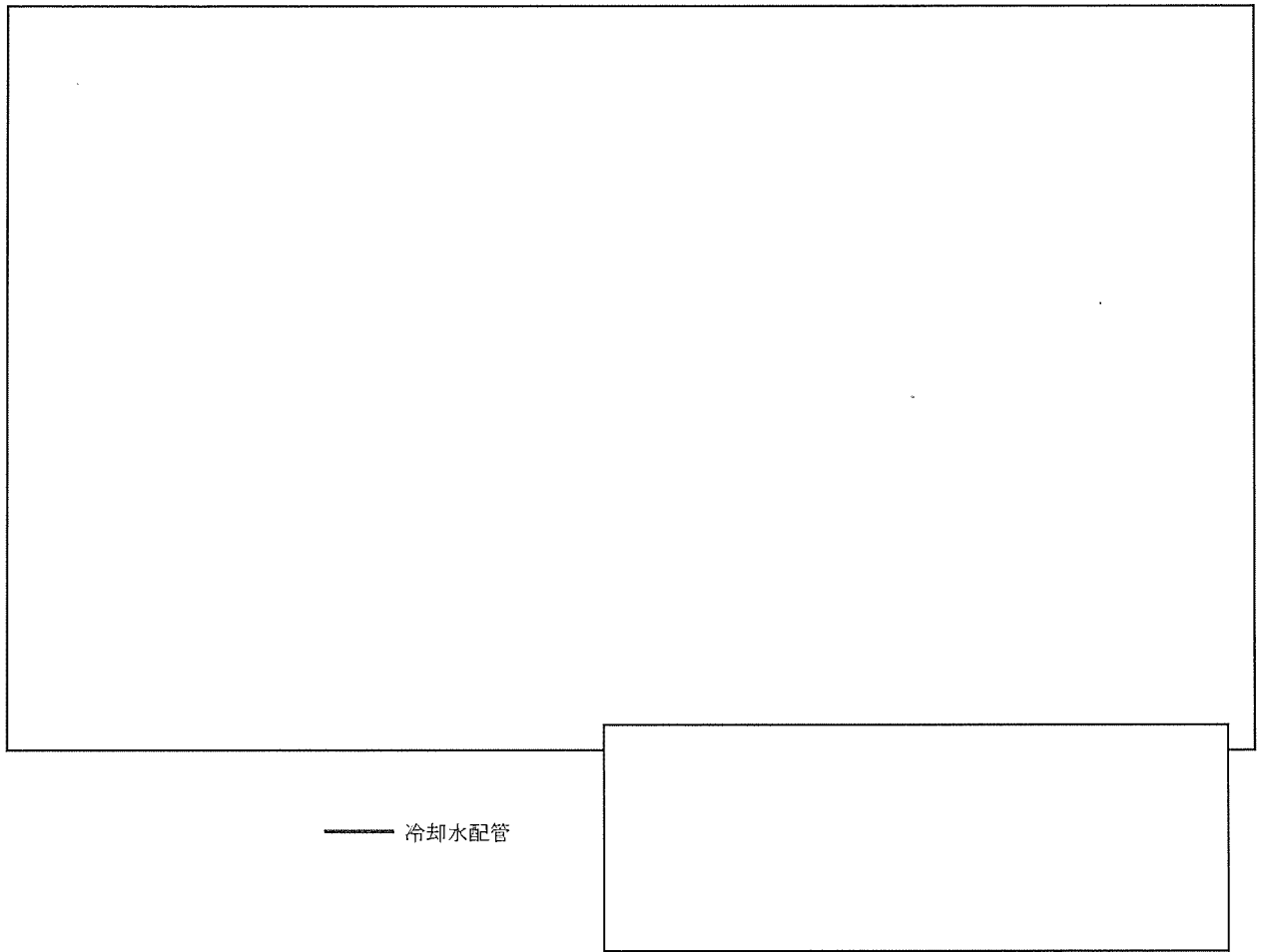
添説建 6-3 図 工場棟の溢水源（工業用水、水道水、外部からの供給水（工業用水））



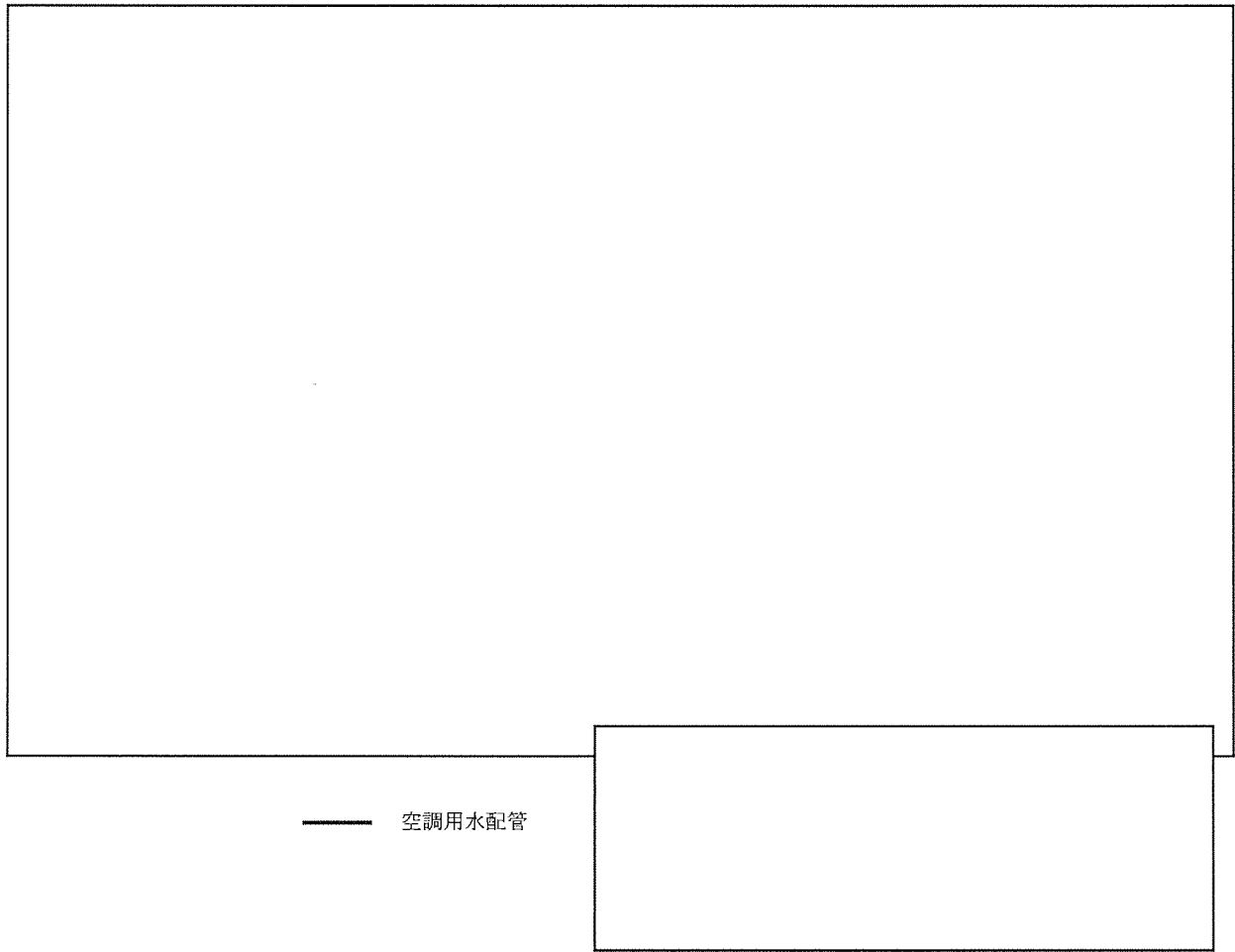
添説建 6-4 図 工場棟の溢水源（工業用水、水道水、外部からの供給水（水道水））



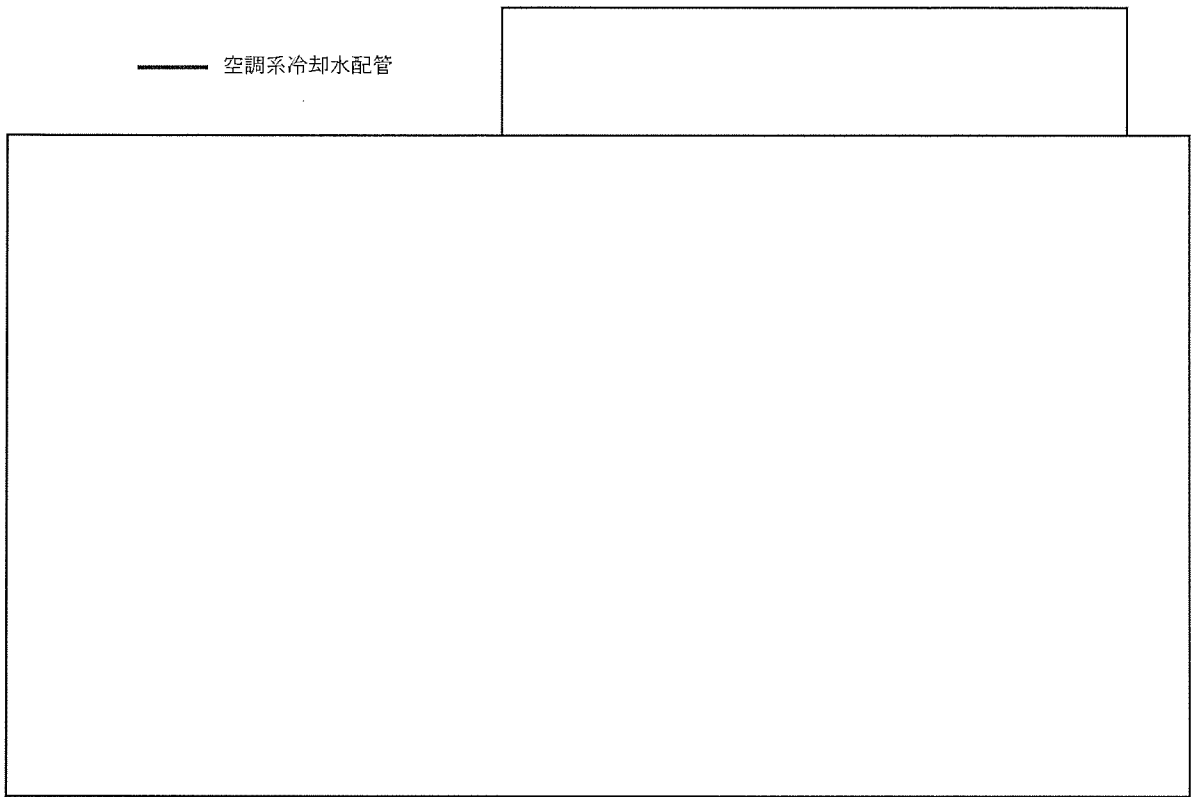
添説建 6-5 図 工場棟の溢水源（工業用水、水道水、外部からの供給水
（外部からの供給水（純水およびアンモニア水））



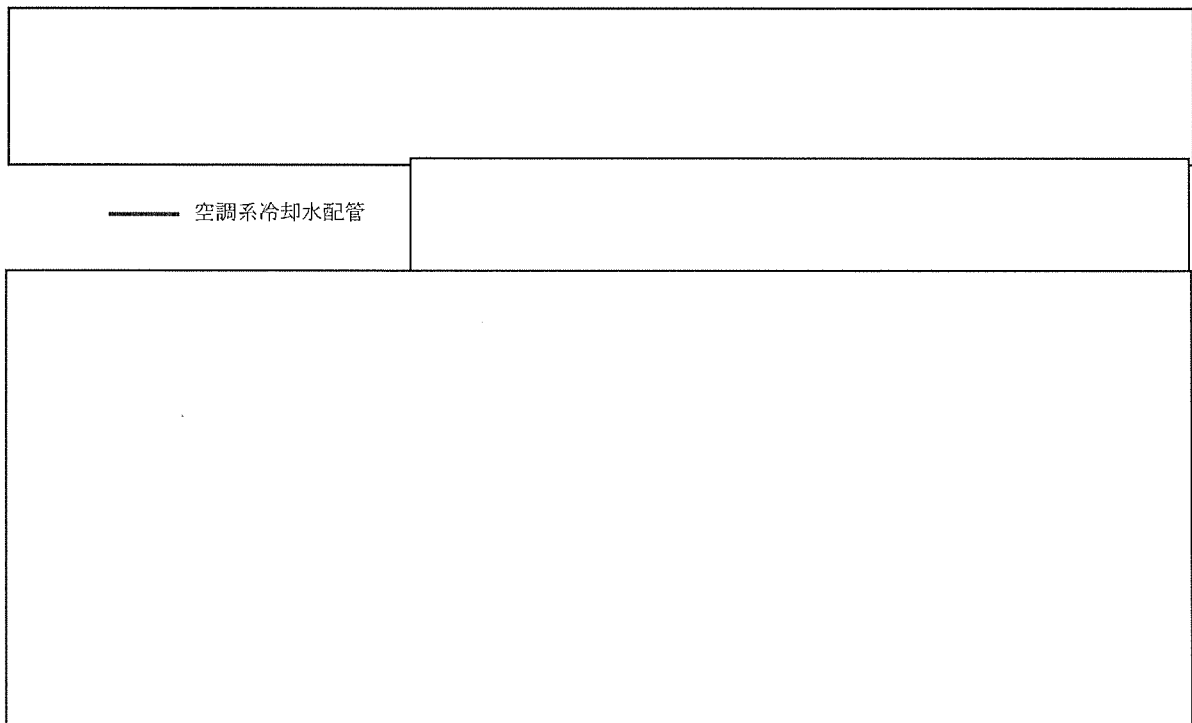
添説建 6-6 図 工場棟の溢水源（工業用水、水道水、外部からの供給水（冷却水））



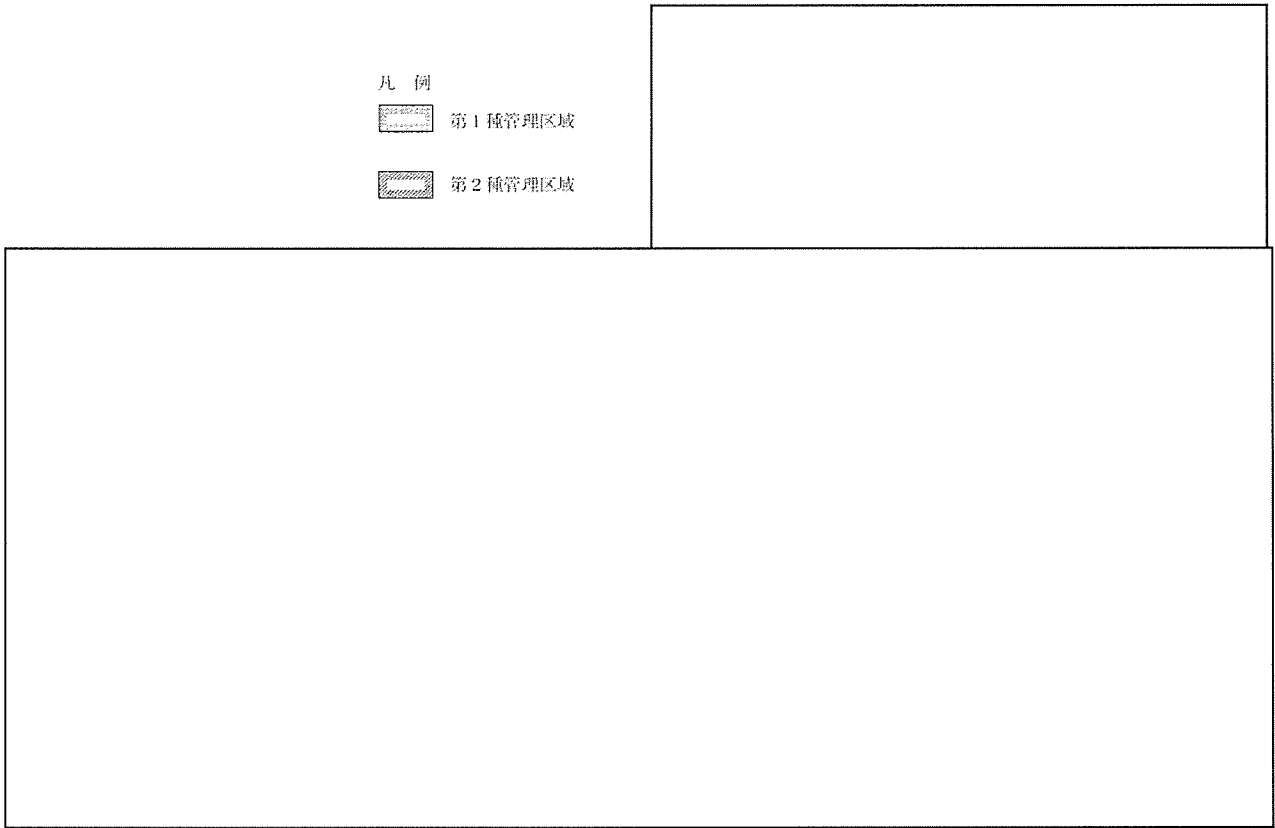
添説建 6-7 図 工場棟の溢水源（空調用水（1階））



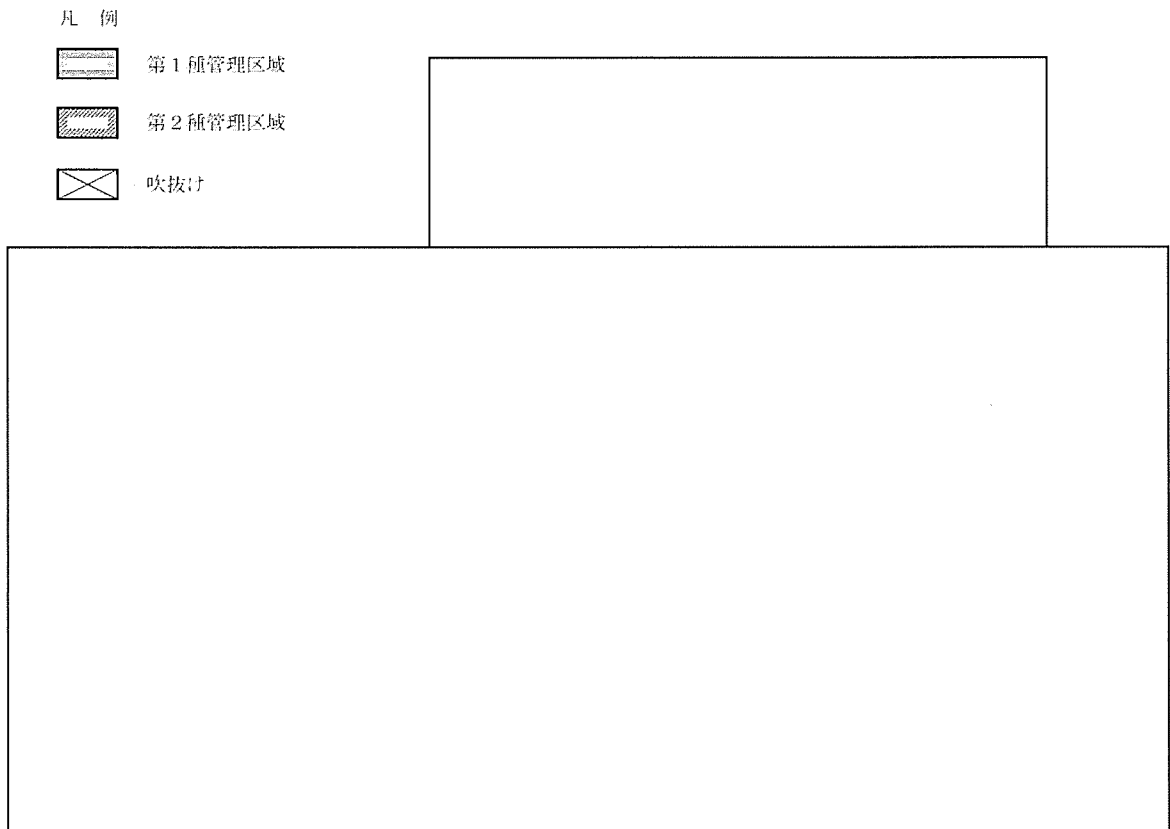
添説建 6-8 図 工場棟の溢水源（空調用水（2階））



添説建 6-9 図 工場棟の溢水源（空調用水（3階））



添説建 6-10 図 工場棟、放射線管理棟、除染室・分析室、容器管理棟及び第 2 核燃料倉庫の管理区域の区分図 (1 階)



添説建 6-11 図 工場棟の管理区域の区分図 (2 階)

凡 例



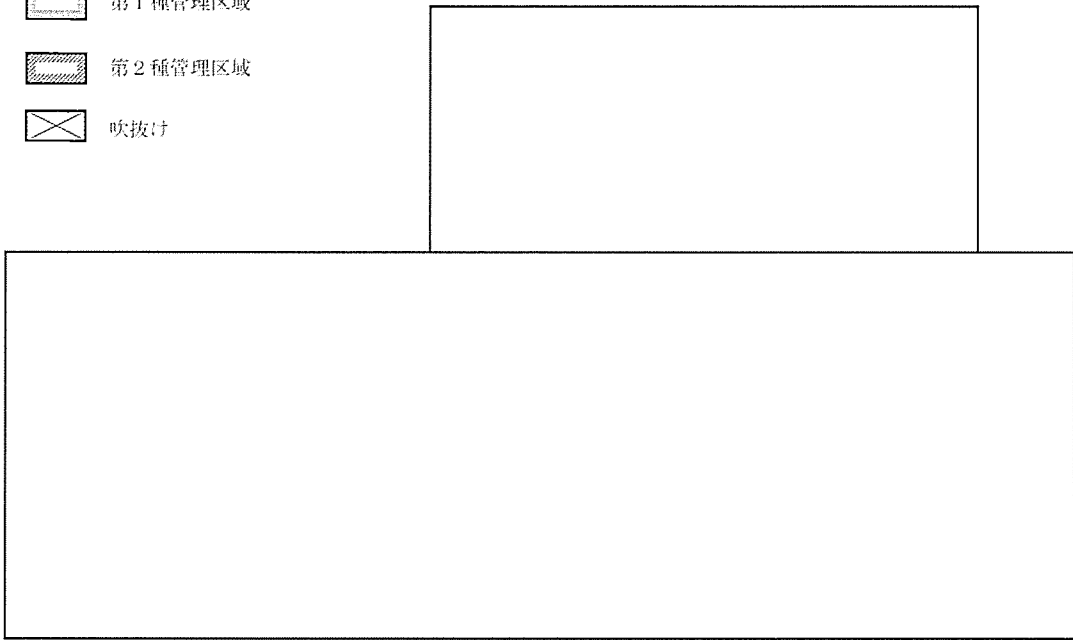
第1種管理区域



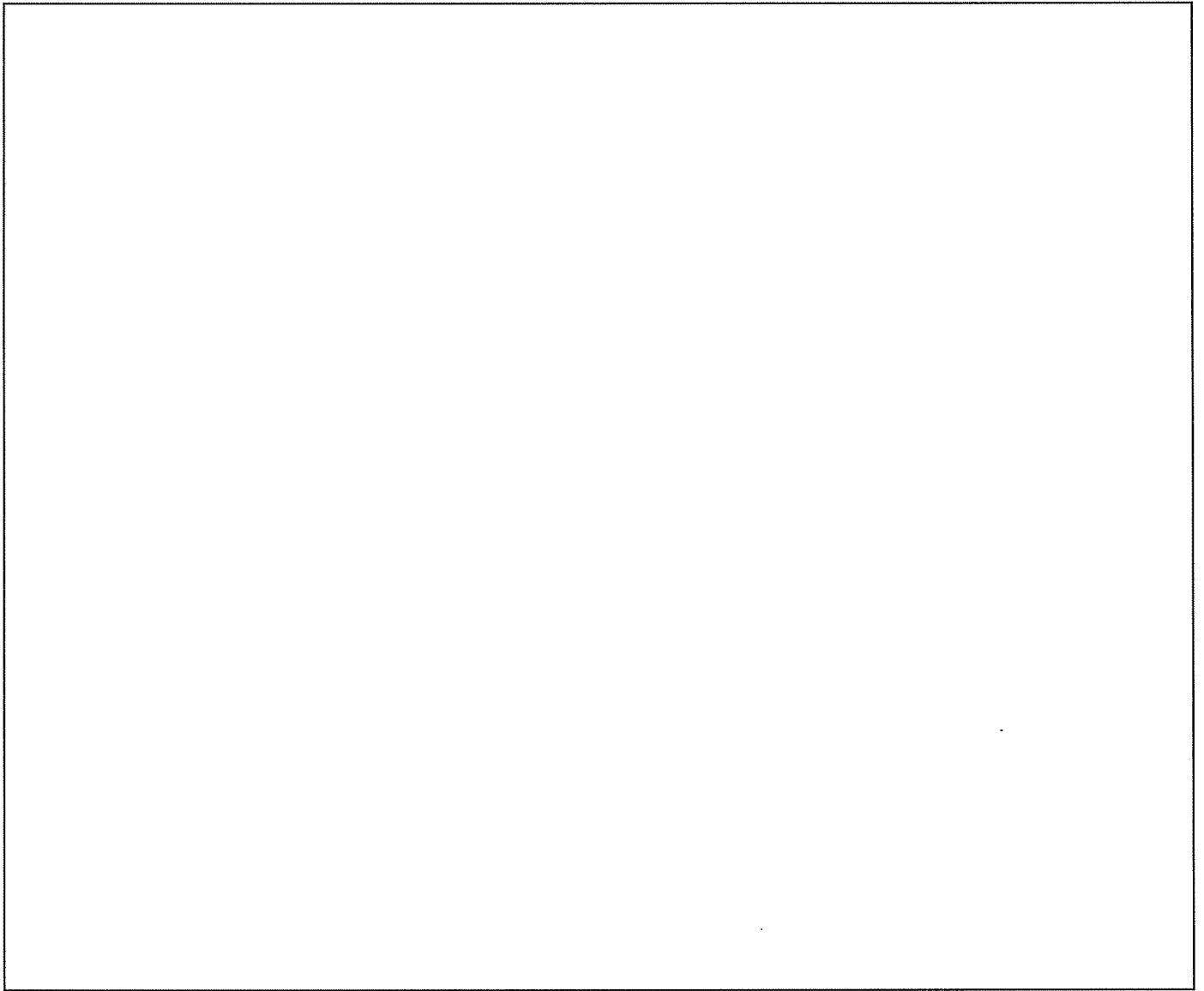
第2種管理区域



吹抜け



添説建 6-12 図 工場棟の管理区域の区分図 (3 階)



工場棟



溢水源を考慮する部屋



溢水防護区画



臨界評価用区域の境界



評価結果に応じて堰の設置を考慮する外部開口部



溢水防護区画間もしくは溢水防護区画内に設置する堰

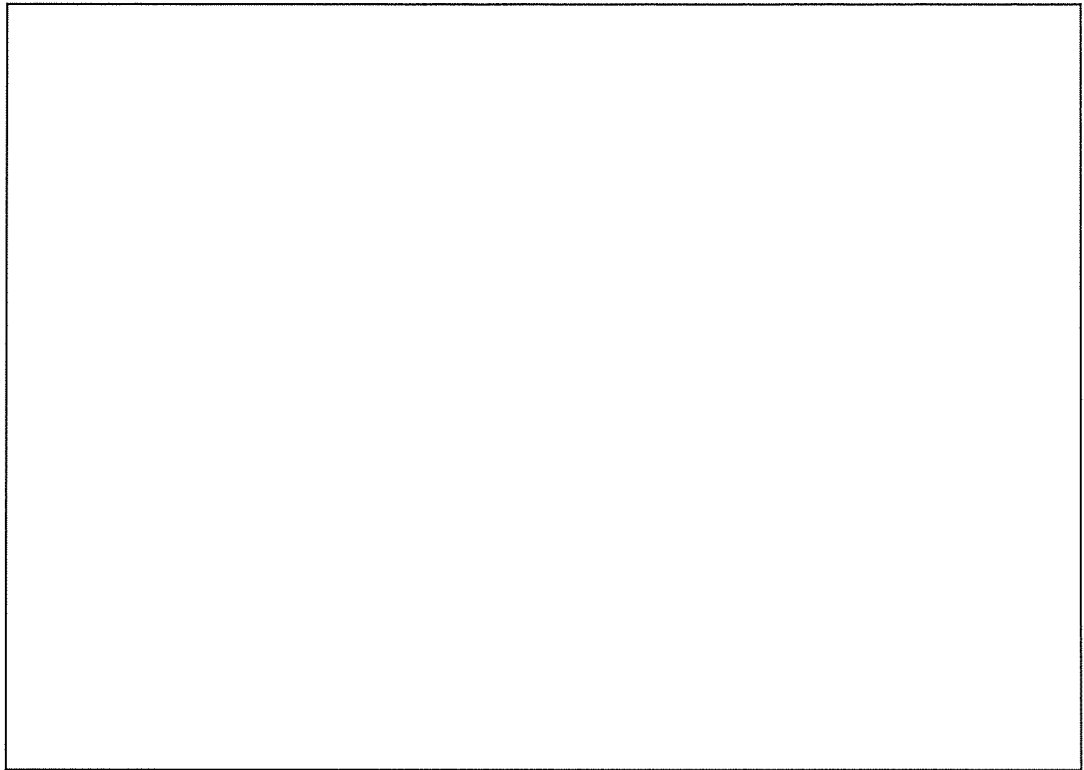


で囲んだ数字は溢水防護区画の番号を示す

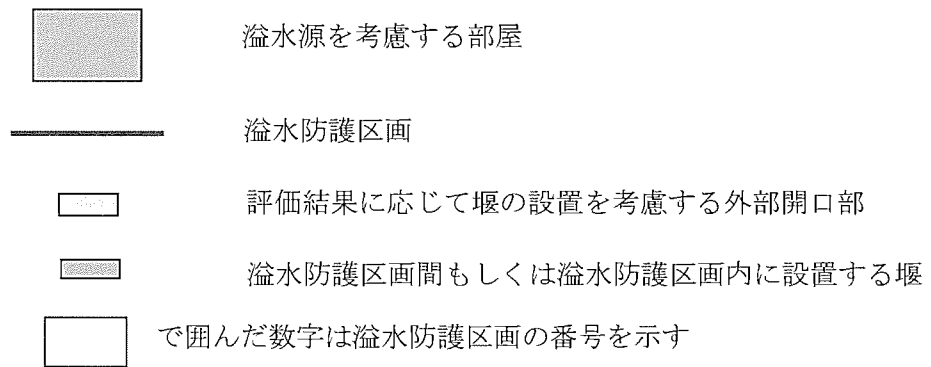


で囲んだ記号は臨界評価用区域記号を示す

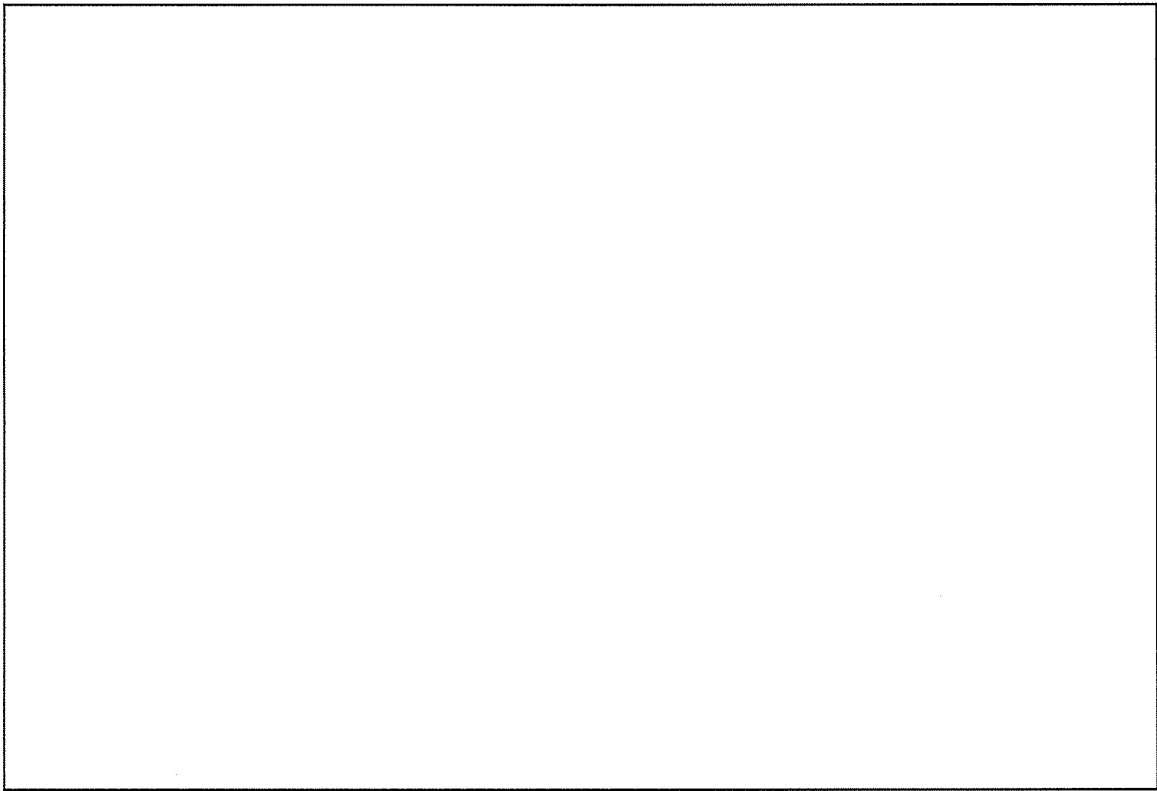
添説建 6-13 図 溢水源を考慮する部屋と溢水防護区画



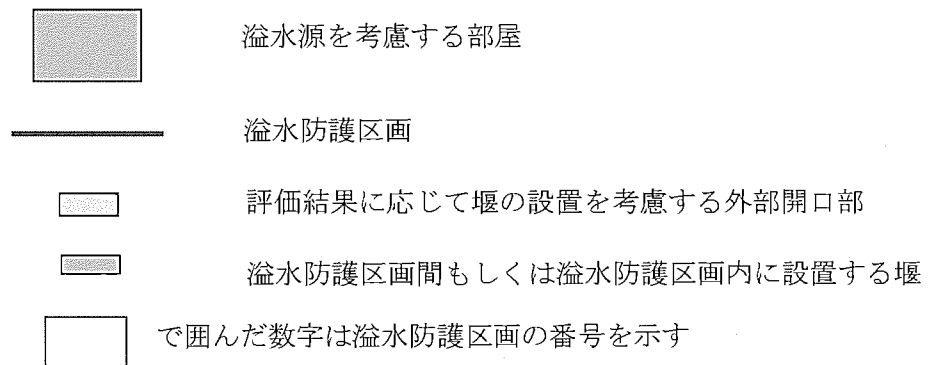
工場棟 2 階



添説建 6-14 図 溢水源を考慮する部屋と溢水防護区画(排気設備関係 (工場棟 2 階))



工場棟 3 階



添説建 6-15 図 溢水源を考慮する部屋と溢水防護区画(排気設備関係 (工場棟 3 階))

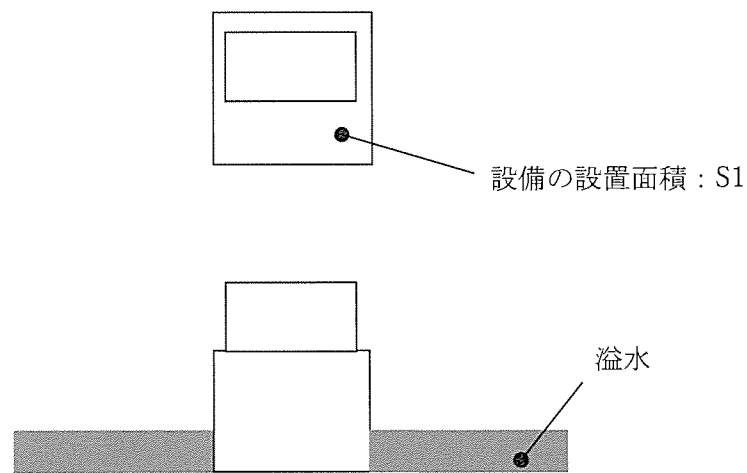
滞留に寄与しない部分の面積割合について

滞留に寄与しない部分の面積割合 R_k については以下の考えで、図面もしくは現場調査により設定した。

1. 基本的な滞留に寄与しない部分の面積の考え方

(1) 設備・機器等が床に直に置かれている場合

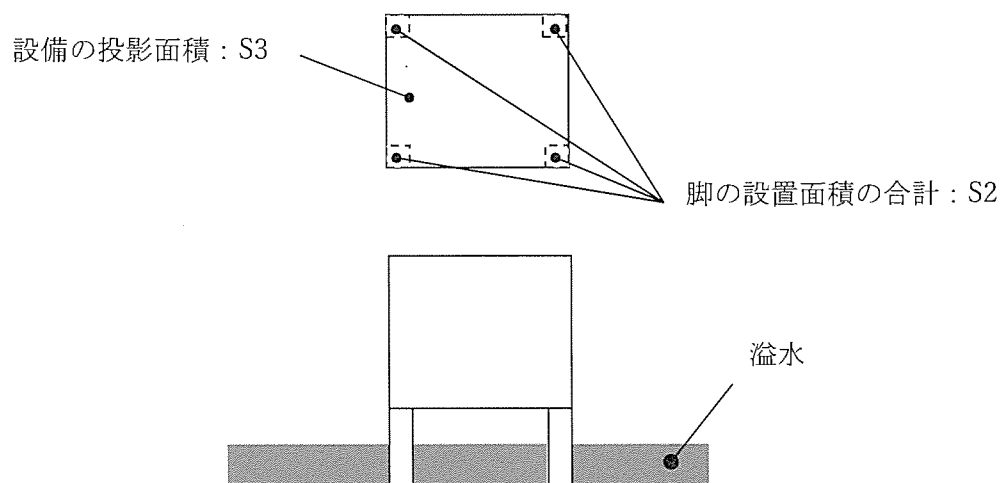
下図の $S1$ とする



模式図 1

(2) 設備・機器等が脚で設置されている場合

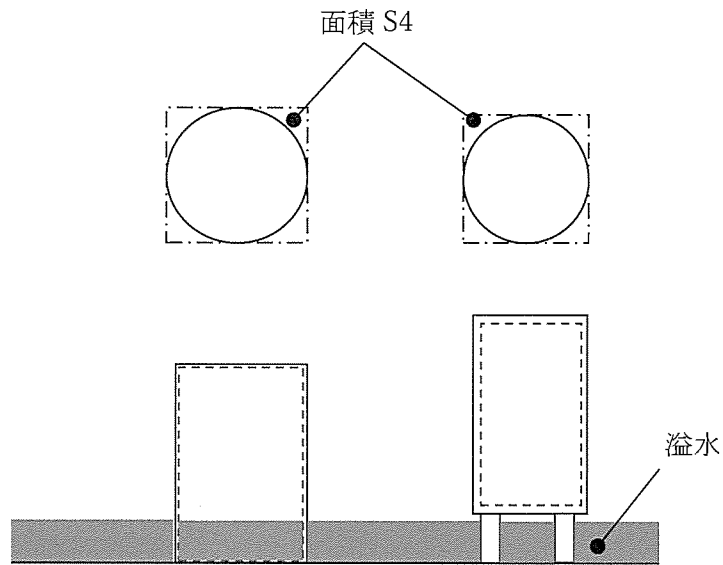
下図の $S2$ もしくは安全側に下図の $S3$ の 10% を滞留に寄与しない部分の面積とする。



模式図 2

(3) タンク類

タンク類については、タンクを囲む矩形の面積（ S_4 ）の10%を滞留に寄与しない部分の面積とする。



模式図 3

2. 使用する R_A 値

上記の考えを元に、溢水防護区画毎の R_A 値を算出した結果、溢水防護区画 1、10-1 は、それぞれ 0.46、0.47 となり、何れも 0.5 を下回った。また溢水防護区画 2、3、4 は、それぞれ 0.24、0.29、0.27 となり、何れも 0.3 を下回った。

そのため、使用する R_A 値は溢水防護区画 1、10-1 は 0.5、溢水防護区画 2~4 は 0.3 とした。

地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水防護区画毎の溢水源と溢水量について

地震に起因する設備・機器の破損等により生じる溢水防護区画毎の溢水源と溢水量については、以下の考えで設定した。

1. ウラン廃液等を内包する設備・機器の破損等により生じる溢水源と溢水量の考え方

溢水源となる設備・機器を有するのは、溢水防護区画 1 の転換工場の原料倉庫、溢水防護区画 2 及び臨界評価区域 A の転換加工室、溢水防護区画 2 の廃棄物処理室、チェックタンク室と除染室・分析室の除染室(2)、溢水防護区画 3 の放射線管理棟の廃水処理室である（添説建 6-2 図 工場棟の溢水源（ウラン廃液等を内包する設備・機器及び貯液）参照）。

溢水防護区画 1 の原料倉庫は、溢水源となる主な機器としてスクラバ（容量 1.9 m³）が 2 基あり、ポンプ等その他小容量の設備を含めた原料倉庫全体の溢水量は 4m³である。

溢水防護区画 2 については、以下のとおり。

転換加工室は、溢水源となる主な機器として廃液貯槽（容量 3m³）が 1 基あり、ポンプ等その他小容量の設備を含めた転換加工室全体の溢水量は 8.8m³である。なお臨界評価区域 A は転換加工室のみであるから、溢水量は 8.8m³となる。

廃棄物処理室は、溢水源となる主な機器として転換第 1 廃液貯槽（容量 4m³）が 1 基、凝集沈殿槽（容量 4.2m³）が 3 基、チェックタンク（容量 4.2m³）が 3 基、1 次ろ液槽（容量 2m³）が 1 基あり、ポンプ等その他小容量の設備を含めた廃棄物処理室全体の溢水量は 32.5m³である。

チェックタンク室は、溢水源となる主な機器として集水槽（容量 11.5m³）が 3 基、混合槽（容量 1.5m³）が 1 基、転換第 2 廃液貯槽（容量 5.2m³）が 1 基あり、ポンプ等その他小容量の設備を含めたチェックタンク室全体の溢水量は 45.1m³である。

除染室・分析室は、溢水源となる主な機器として排水受槽（容量 1m³）が 1 基、スクラバ（容量 1.2m³）が 1 基あり、除染室・分析室全体の溢水量は 2.2m³である。

溢水防護区画 3 の廃水処理室は、溢水源となる主な機器としてチェックタンク（容量 10m³）が 3 基あり、ポンプ等その他小容量の設備を含めた廃水処理室全体の溢水量は 35m³である。

上記の結果をまとめた貯液により生じるウラン廃液等を内包する設備・機器の破損等により生じる溢水量は以下のとおり。

溢水源	溢水量 (m ³)			
	溢水防護区画 1	溢水防護区画 2	溢水防護区画 3	臨界評価区域 A
ウラン廃液等を内包する設備・機器	4	88.6	35	8.8

2. 工業用水、水道水、外部からの供給水の破損等により生じる溢水源と溢水量の考え方

工場棟及び放射線管理棟で該当する溢水源は、工業用水、水道水（上水）、外部からの供給水と配管内に滞留する水である。配管内に滞留する水は、配管径と配管長から求める。

工業用水、上水と外部からの供給水は、さらに以下のように分類される。

- ・ 工業用水
- ・ 上水
- ・ 純水
- ・ 冷却水（含む焼結炉冷却水）
- ・ アンモニア水（安水）

溢水量を求めるに当たっては、以下の方法により溢水量を求める。

- ・ 溢水量がタンク等の溢水源の貯留量で規定されるものはその量
- ・ それ以外の物は、配管長、配管径やエルボ一等のアクセサリ数、さらに配管材質を考慮して破損による吐出流量を算出し、それを基に溢水の停止処置に要する時間での流出量

工業用水の系統は、溢水防護区画 2、3、4 と臨界評価区域 A、C、D を通っていることから、これら区域が評価対象となる。溢水量は、溢水の停止処置に要する 30 分間での流出量を求めた結果、溢水防護区画 2、3、4 と臨界評価区域 A、C、D について 10m^3 となる。

上水の系統は、溢水防護区画 2、3、4（3 と 4 は同じ系統を用いている）と臨界評価区域 A、C、D（C と D は同じ系統を用いている）を通っていることから、これら区域が評価対象となる。溢水量は、溢水の停止処置に要する 30 分間での流出量を求めた結果、溢水防護区画 2 と臨界評価区域 A はそれぞれ 11.2m^3 、溢水防護区画 3、4 と臨界評価区域 C、D はそれぞれ 12.2m^3 となる。

純水の系統は、溢水防護区画 1、2、3 と臨界評価区域 A、C を通っている。但し溢水防護区画 3 と臨界評価区域 C では純水の供給が必要の都度手動で行われ、それ以外は溢水防護区画（臨界評価区域）外で閉止されていること、また純水の貯蔵タンクが同じ溢水防護区画内にあることから、溢水源としては別途貯液側で評価する。従って純水の評価対象は溢水防護区画 1、2 と臨界評価区域 A となる。溢水量は、溢水の停止処置に要する 10 分間での流出量を求めた結果、溢水防護区画 1 で 0.8m^3 、溢水防護区画 2 と臨界評価区域 A で 4.3m^3 となる。

冷却水の系統は、溢水防護区画 2、3 と臨界評価区域 A、C を通っていることから、これら区域が評価対象となる。溢水量は、溢水の停止処置に要する 10 分間での流出量を求めた結果、溢水防護区画 2 は 12.6m^3 、臨界評価区域 A は 2.8m^3 、溢水防護区画 3 と臨界評価区域 C はそれぞれ 2.8m^3 となる。

安水の系統は、溢水防護区画 2 と臨界評価区域 A を通っていることから、これら区域が評価対象となる。溢水量は、溢水の停止処置に要する 10 分間での流出量を求めた結果、溢水防護区画 2 と臨界評価区域 A はそれぞれ 0.3m^3 となる。

工業用水、上水、純水、焼結炉冷却水を除く冷却水および安水は、全て建屋外から供給されること、これらを供給する配管は地震により破壊されることから、配管内に滞留する水量も溢水量として考慮する。一方、焼結炉冷却水は建屋外から供給されるものの、配管は耐震分類の 1 類で設計され地震でも破壊されないため、配管内滞留水は考慮しない。従って配管内滞留水を考慮するのは、溢水防護区画 2 及び臨界評価区域 A となる

工業用水の配管内滞留水は、溢水防護区画 2 は 1.7m^3 、溢水防護区画 3 は 7.4m^3 、溢水防護区画 4 は 1.2m^3 、臨界評価区域 A は 1.2m^3 、臨界評価区域 C は 6.4m^3 、臨界評価区域 D は 1.2m^3 。

上水の配管内滞留水は、溢水防護区画 2 は 2.3m^3 、溢水防護区画 3 は 1.6m^3 、溢水防護区画 4 は 1.6m^3 、臨界評価区域 A は 1.6m^3 、臨界評価区域 C は 1.6m^3 、臨界評価区域 D は 1.6m^3 。

純水の配管内滞留水は、溢水防護区画 1 は 3.6m³、溢水防護区画 2 は 3.6m³、臨界評価区域 A は 3.6m³。

冷却水の配管内滞留水は、溢水防護区画 2 は 2.1m³、臨界評価区域 A は 2.1m³。

安水の配管内滞留水は、溢水防護区画 2 は 0.1m³、臨界評価区域 A は 0.1m³。

上記の方法で求めた工業用水、水道水、外部からの供給水の破損等により生じる溢水量は以下のとおり。

溢水源	溢水量 (m ³)						
	溢水防護 区画 1	溢水防護 区画 2	溢水防護 区画 3	溢水防護 区画 4	臨界評価 区域 A	臨界評価 区域 C	臨界評価 区域 D
工業用水	—	11.7	17.4	11.2	11.2	16.4	11.2
上水	—	13.5	13.8	13.8	12.8	13.8	13.8
純水	4.4	7.9	—	—	7.9	—	—
冷却水	—	14.7	2.8	—	4.9	2.8	—
安水	—	0.4	—	—	0.4	—	—
合計	4.4	48.2	34.0	25.0	37.2	33.0	25.0

3. 貯液の破損等により生じる溢水源と溢水量の考え方

溢水源となる貯液を有するのは、転換工場の転換加工室及び成型工場のペレット加工室である（添説建 6-2 図 工場棟の溢水源（ウラン廃液等を内包する設備・機器及び貯液）参照）。

転換加工室は、溢水源となる貯液として純水タンク（容量 1m³）が 1 基、硝酸タンク（容量 1m³）が 1 基あり、転換加工室全体の溢水量は 2m³である。

ペレット加工室は、溢水源となる貯液として純水タンク（容量 2m³）が 1 基あり、ペレット加工室全体の溢水量は 2m³である。

上記の結果をまとめた貯液により生じる溢水量は以下のとおり。

溢水源	溢水量 (m ³)			
	溢水防護 区画 2	溢水防護 区画 3	臨界評価 区域 A	臨界評価 区域 C
貯液	2	2	2	2

4. 空調用水の破損等により生じる溢水源と溢水量の考え方

空調用水の系統は、溢水防護区画 2、3、9-1、9-2、10-1、10-2 と臨界評価区域 C を通っていることから、これら区域が評価対象となる。

空調用水は、動力棟から供給を受ける施設と単独で運転している 2 種類に分類される。動力棟から供給を受ける場合、操業時と休業時で空調用水の運転が異なっている。操業時は、運転員が溢水から 10 分以内に供給を停止する。休業時は原則供給が停止しているが、外気温が 3℃以下で凍結防止の自動運転を行う。自動運転では、1/2 の流量の 10 分運転と 20 分の停止を繰り返す。一方休業時に溢水が発生した場合は、警備員が 60 分以内に運転を停止することから、休業時の空調用水運転時間は最大で 20 分となる。1/2 の流量で 2 倍の運転時間となることから、運転停止までの空調用水の供給量は、結果として操業時と休業時の凍結防止運転時で等しくなる。

空調用水を単独で運転している場合は、操業時のみの運転であり、運転員が 10 分で停止する。

空調用水が動力棟から供給されるのは、転換工場にある溢水防護区画 9-1 と 9-2 である。この場合の溢水量は、溢水の停止処置に要する 10 分間での流出量を求めた結果、20m³となる。

動力棟から供給を受ける空調用水については、工業用水、上水、外部からの供給水の場合と同じく、全て建屋外から供給されること、これらを供給する配管は地震により破壊されることから、施設内の配管内に滞留する水量も溢水量として考慮する。配管内滞留水は、溢水防護区画 9-1 は 2.8m³、溢水防護区画 9-2 は 2.8m³である。

一方、単独で運転する空調用水は、溢水防護区画 2、溢水防護区画 3、10-1、10-2 と臨界評価区域 C で用いられる。系統内にある空調用水の量が、溢水防護区画 2 では 0.2m³、溢水防護区画 3 と臨界評価区域 C では 1m³、溢水防護区画 10-1 と 10-2 では 4m³である

上記の方法で求めた空調用水により生じる溢水量は以下のとおり。

溢水源	溢水量 (m ³)						
	溢水防護 区画 2	溢水防護 区画 3	溢水防護 区画 9-1	溢水防護 区画 9-2	溢水防護 区画 10-1	溢水防護 区画 10-2	臨界評価 区域 C
空調用水	0.2	1	22.8	22.8	4	4	1

5. 工業用水及び水道水の流出量評価式

工業用水及び水道水の流出量を求めるために、給水設備の設計に広く用いられている、以下のヘーゼン-ウィリアムスの式を用いる。

$$Q=4.87cd^{2.65}R^{0.54}$$

- Q : 流量 (m³/min)
 c : 流速係数 (鋼管では 140)
 d : 管内径 (m)
 R : 単位長さ当たりの摩擦抵抗 (kPa/m)

上式は摩擦抵抗が配管内径毎に異なることから、配管内径 d_i の流量と圧力損失は、以下の式で表される。

$$Q=4.87cd_i^{2.65}R_i^{0.54} \quad \text{-----①}$$

R_i : 管内径 d_i での単位長さ当たりの摩擦抵抗 (kPa/m)

注) 体積流量である Q は配管径に依らず一定

①式を、Q_i を m³/s 単位に変更して摩擦抵抗を求める式に変形すると

$$R_i = \left(\frac{Q/60}{4.87c d_i^{2.65}} \right)^{1/0.54} \quad \text{-----②}$$

一方、元圧を P₀ (kPa) とすると、摩擦抵抗は元圧より大きくはならないことから、

$$P_0 \geq \sum R_i l_i$$

l_i : 管内径 d_i の配管長 (m)

②式より Q の増加に伴い R_i が増加するため、

$$P_0 = \sum R_i l_i \quad \text{-----} \textcircled{3}$$

となる場合が Q の最大値である。よって③式に②式を代入した以下の④式を満たす Q を流出量とする。

$$P_0 = \sum \left(\frac{Q/60}{4.87c d_i^{2.65}} \right)^{1/0.54} l_i \quad \text{-----} \textcircled{4}$$

6. 工場棟におけるピットの滞留部体積

工場棟には、原料倉庫とチェックタンク室にそれぞれピットがある。原料倉庫ではピット周囲に堰を作り、ピットへの溢水の流入を防ぐ構造とするため、ピットでの液の滞留を考慮しない。

チェックタンク室では、地下ピット内にあるタンク容量の合計は約 8m^3 であり、ピット容量 (35m^3) より少ない。これは説明書本文 I 2. (6) c. 「液滞留部の考慮方法について」のケース 1 に当たることから、ルールに従ってピット内に配置された溢水源からの溢水はピットに滞留するものとし、ピット外からの溢水については、ピットへの流入を考慮しない。一方、チェックタンク室の溢水量は予めピット内タンクの容量を除いているので、チェックタンク室もピットでの液の滞留を考慮しない。

7. 消火のための溢水による水位

消火のための溢水評価では、金属容器に収納されない可燃物と難燃物を合わせて消火する為に必要な水の量を溢水量とする。

7.1 溢水防護区画 1 (原料倉庫)

溢水防護区画 1 では、金属容器に収納されない可燃物は無いため、これを消火するための水を考慮する必要はない。一方難燃物は、溢水評価対象である原料倉庫での総発熱量が $43,035\text{MJ}$ あり、これを消火するには 1.9m^3 の水が必要となる。消火対象の難燃物の内訳と、消火水量の求め方は以下のとおり。

難燃物	塩化ビニル	ポリカーボネート	ゴム	電線被覆
質量 (kg)	750	300	250	300
難燃物の熱含有量 (kJ/kg)	17,950	31,500	23,246	47,700
発熱量 (MJ)	13,463	9,450	5,812	14,310
総発熱量 (MJ)	43,035			
消火に必要な水量* (m^3)	1.9			

* : 水量の導出方法は以下のとおり。

$$\text{消火水量 (m}^3\text{)} = \text{総発熱量 (MJ)} \div \text{消火器**1 本で消火可能な熱量 (MJ)}$$

×消火器 1 本の能力単位**×能力単位 1 に相当する水バケツの水量** (m³)

消火器 1 本で消火可能な熱量：1698MJ

消火器 1 本の能力単位：3

能力単位 1 に相当する水バケツの水量：241

**：消火器は、一般的に使用される 10 型消火器を基準とする。なお消火器 1 本で消火可能な熱量、消火器 1 本の能力単位は型毎に、また能力単位 1 に相当する水バケツの水量も、消防法関連法令で定められている。

消火のための溢水評価として、両者を合わせ 1.9m³ を溢水防護区画 1 の滞留面積である 180m² で割り、水位を求めると 0.011m=11mm となる。これを元に、消火のための溢水による水位として、安全側の値として 15mm とする。

7.2 溢水防護区画 2 (転換加工室、チェックタンク室等)

溢水防護区画 2 では、金属容器に収納されない可燃物として机や机上の備品等、工作室にある木材が該当し、これを消火するために必要な水は 9.5m³ である。また難燃物は、溢水評価対象である溢水防護区画 2 での総発熱量が 762,348MJ あり、これを消火するには 32.4m³ の水が必要となる。消火水量の求め方は以下のとおり。

難燃物	塩化ビニル	ポリカーボネート	ゴム	電線被覆
質量 (kg)	11,590	5,500	2,441	6,799
難燃物の熱含有量 (kJ/kg)	17,950	31,500	23,246	47,700
発熱量 (MJ)	208,041	173,250	56,744	324,313
総発熱量 (MJ)	762,348			
消火に必要な水量* (m ³)	32.4			

*：水量の導出方法は、7.1 項に示すものと同じ。

消火のための溢水評価として、両者を合わせ 41.9m³ を溢水防護区画 2 の滞留面積である 2060m² で割り、水位を求めると 0.021m=21mm となる。これを元に、消火のための溢水による水位として、安全側の値として 25mm とする。

7.3 溢水防護区画 3 (ペレット加工室、燃料棒溶接室等)

溢水防護区画 3 では、金属容器に収納されない可燃物として机や机上の備品等、工作室にある木材が該当し、これを消火するために必要な水は 4.4m³ である。また難燃物は、溢水評価対象である溢水防護区画 3 での総発熱量が 1,037,506MJ あり、これを消火するには 44.0m³ の水が必要となる。消火水量の求め方は以下のとおり。