

1. 概要

ネットは金網の変形の外、ネット周辺を固定するワイヤロープの変形によってもたわみが生じる。そのためネットシステムのたわみ量の評価では、ワイヤロープのたわみ量を考慮した評価を行うこととしている。

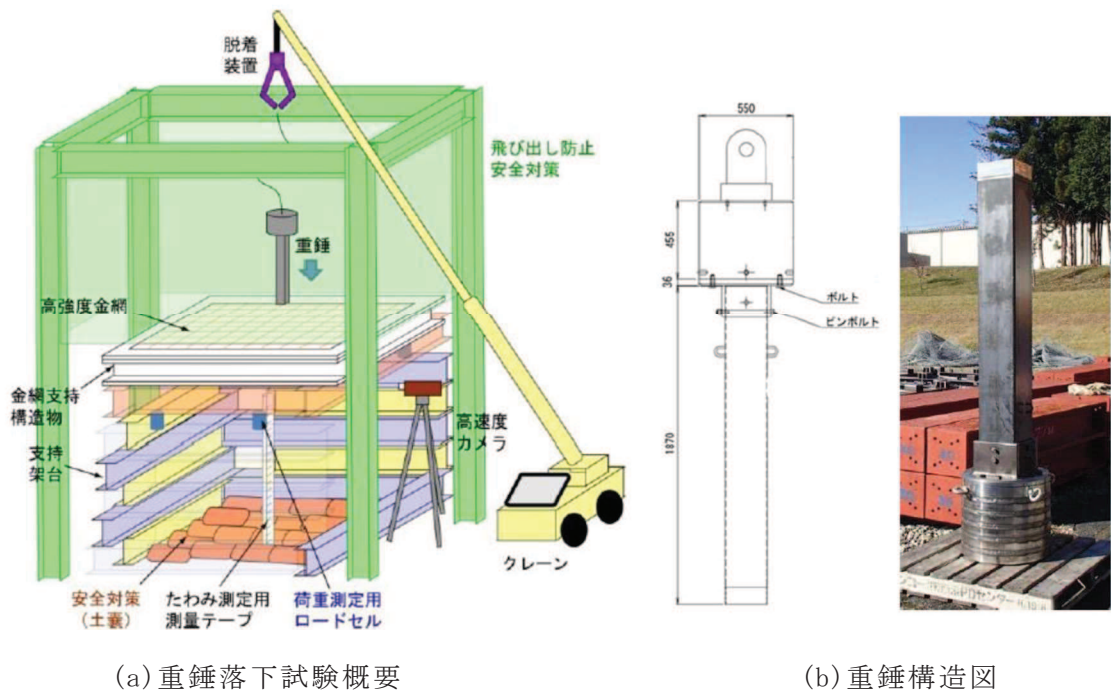
本資料は、電力中央研究所報告書「高強度金網を用いた竜巻飛来物対策工の合理的な衝撃応答評価手法」（総合報告：O01）（以下「電中研報告書」という。）にて報告されている、評価手法及び試験結果との比較について説明するものである。

2. 評価手法の妥当性確認に用いる試験条件及び結果

ワイヤロープのたわみ量を考慮した評価手法が妥当であることを確認するため、比較対象とする試験条件及び結果を表 2-1 に、試験概要図を図 2-1 に示す。

表 2-1 試験条件及び結果一覧

	項目	条件及び結果
条件	ネット構成	展開方向長さ×展開直角方向長さ×目合寸法 4 m × 3 m × 50 mm : 1 枚目 4 m × 3 m × 50 mm : 2 枚目 3 m × 4 m × 40 mm : 補助
	ワイヤロープ全長 (有効長)	10.8 m (1 本当たり)
	落下物	角形鋼管 (先端形状 : 250 × 250 × t4.5 mm)
	落下物質量	1133 kg
	衝突位置	オフセット
	落下高さ	15.0 m
結果	ネット最大変位	1.39 m
	総吸収エネルギー	182 kJ



(a) 重錘落下試験概要

(b) 重錘構造図

図 2-1 試験概要図

表 2-1 及び図 2-1 に示す試験に対し，電中研報告書の評価手法を用いたネット本体のたわみ量に加え，ワイヤロープのたわみ量を考慮したネットシステムのたわみ量を算出し，試験結果との比較評価を行う。

3. ワイヤロープたわみ量を考慮したネットシステムのたわみ量
電中研報告書にて報告されている試験体サイズを図 3-1 に示す。

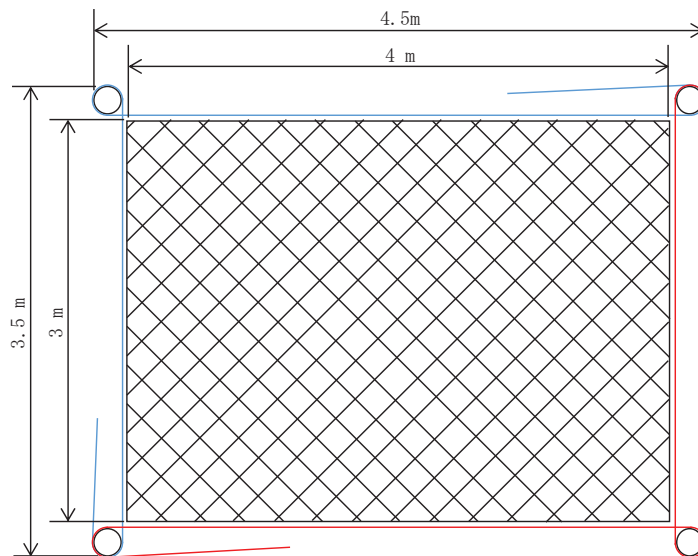


図 3-1 試験体サイズ

ワイヤロープのたわみ量を考慮したネットシステムのたわみ量は，添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」（以下「VI-3-別添 1-2-1-1」という。）の「3.5(3) たわみ評価」に示す評価フローに基づき評価を実施する。たわみ評価のフローを図 3-2 に示す。

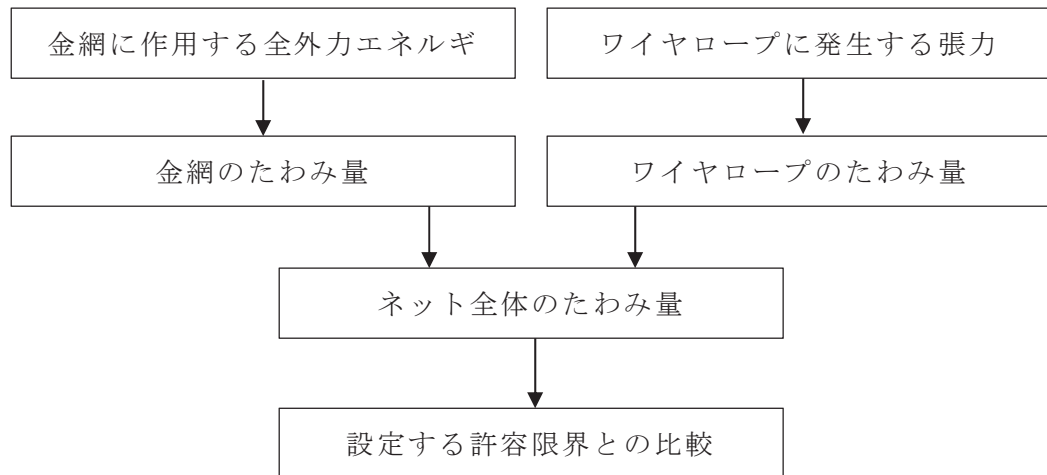


図 3-2 たわみ評価の評価フロー

たわみ評価においては，VI-3-別添 1-2-1-1 の「3.4(1) 吸収エネルギー評価」に示す吸収エネルギー算出モデルを用い，飛来物の運動エネルギー，風圧力による荷重，自重及び上載荷重によるエネルギーを吸収するために必要となる金網のたわみ量を導出する。また，ワイヤロープ張力に応じたワイヤロープのたわみ量についても導出する。

ワイヤロープのたわみ量を考慮したネットシステムのたわみ量を算出する上で以下の条件を仮定する。

- ① ワイヤロープのたわみ量は，飛来物の衝撃荷重並びに自重及び上載荷重による荷重によりワイヤロープに等分布荷重が発生する。
- ② ワイヤロープに発生する張力及びワイヤロープの引張試験結果（荷重－ひずみ曲線）から変形後のワイヤロープ長さを求める。
- ③ ワイヤロープは放物線状に変形する。

3.1 ネットシステムのたわみ量評価

電中研報告書に従い、まずは金網のたわみ量 δ を算出する。金網のたわみ量 δ については、VI-3-別添 1-2-1-1 の「3.5(3) たわみ評価」で示す以下の式より、金網の変位量と吸収エネルギーの関係から算出する。

$$E_i = 2 \cdot K_x \cdot \delta^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left(\sqrt{4 \cdot \delta^2 + L_x^2} - L_x \right)$$

ここで、 K_x 及び L_x は定数であるため、

$$\sum_{i=1}^{N_y} E_i = E_t$$

とすることで、飛来物の運動エネルギーに応じたたわみ量 δ を算出することができ、表 2-1 に示す試験の運動エネルギー 182 kJ を吸収するための金網のたわみ量 δ の算出値は 1.303 m となる。

次に各ワイヤロープの張力を算出する。

金網が受ける衝撃荷重は、VI-3-別添 1-2-1-1 の「3.5(2) 破断評価」に示す以下の式より、金網のたわみ量と飛来物の運動エネルギーから算出する。

$$F_a = \frac{8 \cdot E_t}{3 \cdot \delta}$$

よって、運動エネルギー 182 kJ がネットに作用した際の衝撃荷重は 373 kN となる。金網展開方向にかかる張力は、V-3-別添 1-2-1-1 の「3.5(2) 破断評価」に示す以下の式より、金網のたわみ角と金網が受ける衝撃荷重から算出する。

$$T = \frac{F_a}{2 \cdot \sin \theta}$$

たわみ角 θ は以下の式で求められ、

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2 \cdot \delta}{L_x}$$

金網展開方向にかかる張力 T は、342 kN となる。

そこから、ワイヤロープは、金網展開方向 1 辺と金網展開直角方向 1 辺を 1 本のワイヤロープで L 字形に設置し、このワイヤロープと対称に設置したワイヤロープとの合計 2 本で金網を支持することにより、展開方向及び展開直角方向の各辺のワイヤロープが結合されていることから張力が一定となるため、ワイヤロープ 1 本が負担する張力は $T/2$ と設定する。また、表 2-1 で示す試験では金網を 2 枚と、補助金網を 1 枚重ねて設置しているため、補助金網を支持しているワイヤロープに発生する張力 T_1 は以下の式より、

$$T_1 = \frac{F_a}{4 \cdot \sin \theta} \cdot \left(\frac{1.5}{1.5+1} \right)$$

補助金網を支持しているワイヤロープ 1 本あたりの張力は 103 kN となる。

補助金網を支持しているワイヤロープ 1 本あたりの張力(103 kN)を用い，表 3-1 に諸元を示すワイヤロープに張力(103 kN)が負荷されたとき，図 3-2 の引張試験結果より，ひずみは 0.00631 と求められる。

表 3-1 ワイヤロープの諸元

	仕様	径	破断荷重 (kN)
ワイヤロープ	7×7	16	165*

注記 * : J I S G 3 5 4 9 の破断強度

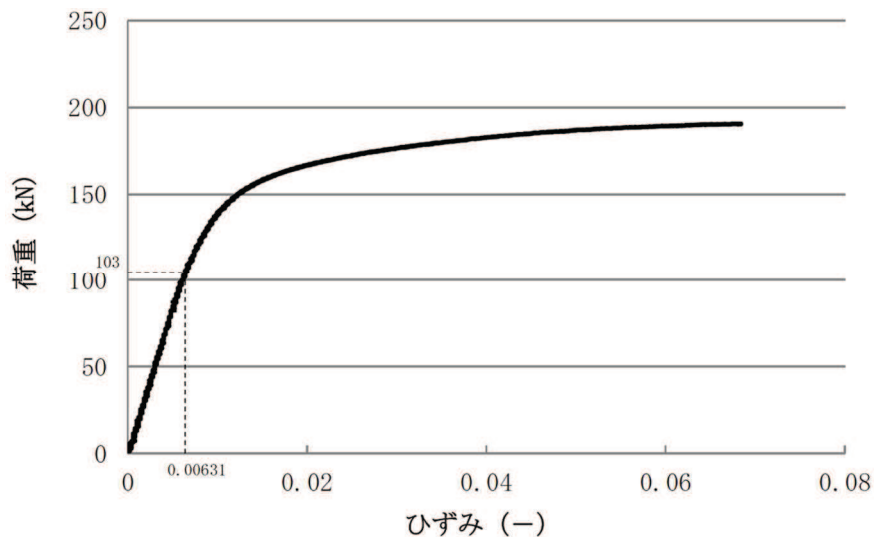
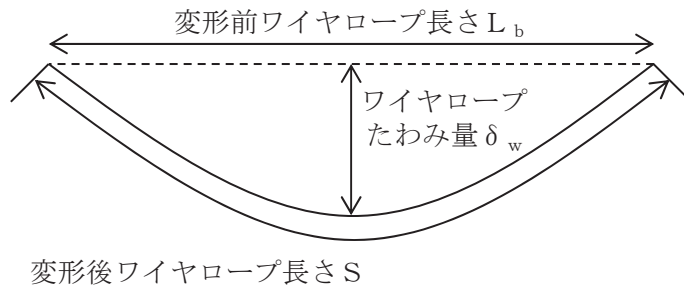


図 3-2 ワイヤロープ引張試験結果

ワイヤロープは金網長辺側と短辺側が結合されており，その発生張力は均一であると考えられる。したがって，変形後のワイヤロープ一本あたりの全長 S_t は，ワイヤロープの一本あたりの全長(10.8 m)が変形するものと考えられ，以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned}
 S_t &= 10.8 \text{ (m)} \times 1.00631 \\
 &= 10.868 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

また，飛来物の衝突によりワイヤロープが放物線上に変形すると図 3-3 のとおりとなり，変形後のワイヤロープ長さ S は放物線の弦長の式を用いて以下のとおり表される。



$$S = \frac{1}{2} \sqrt{L_b^2 + 16 \cdot \delta_w^2} + \frac{L_b^2}{8 \cdot \delta_w} \ln \left(\frac{4 \cdot \delta_w + \sqrt{L_b^2 + 16 \cdot \delta_w^2}}{L_b} \right)$$

図 3-3 ワイヤロープ変形図

ここで、長さ L_x (4 m) のワイヤロープのたわみ量を δ_{wx} 、長さ L_y (3 m) のワイヤロープのたわみ量を δ_{wy} とすると、長さ L_x のワイヤロープの変形後の長さ S_x と長さ L_y のワイヤロープの変形後の長さ S_y の合計が S_t となることから、

$$S_t = \frac{1}{2} \sqrt{L_x^2 + 16 \cdot \delta_{wx}^2} + \frac{L_x^2}{8 \cdot \delta_{wx}} \ln \left(\frac{4 \cdot \delta_{wx} + \sqrt{L_x^2 + 16 \cdot \delta_{wx}^2}}{L_x} \right) + \frac{1}{2} \sqrt{L_y^2 + 16 \cdot \delta_{wy}^2} + \frac{L_y^2}{8 \cdot \delta_{wy}} \ln \left(\frac{4 \cdot \delta_{wy} + \sqrt{L_y^2 + 16 \cdot \delta_{wy}^2}}{L_y} \right)$$

・・・①

と表される。

一方、ワイヤロープたわみ量を考慮したネットシステムのたわみ量は、図 3-4 のとおり表される。

ここで、金網のたわみ量 $\delta = 1.303\text{m}$ は決まっているため、三平方の定理より、長さ L_x のワイヤロープの変形後の長さ $S_x = 2.387\text{m}$ 、長さ L_y のワイヤロープの変形後の長さ $S_y = 1.987\text{m}$ と算出される。

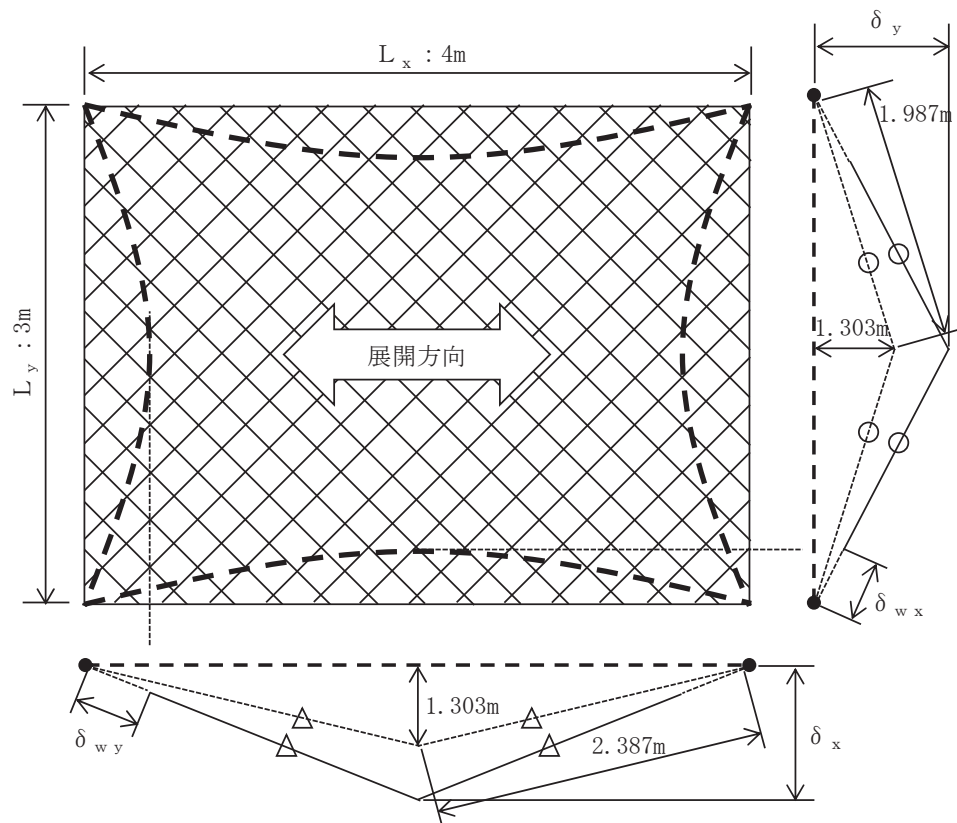


図 3-4 たわみ量の足し合わせ

図 3-4 より，金網のたわみ量とワイヤロープのたわみ量を足し合わせたネットシステムのたわみ量 δ_x 及び δ_y はそれぞれ

$$\begin{aligned} \delta_x &= \sqrt{(\delta_{wy} + 2.387)^2 - \left(\frac{L_x}{2}\right)^2} \\ &= \sqrt{(\delta_{wy} + 2.387)^2 - \left(\frac{4}{2}\right)^2} \quad \dots \textcircled{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_y &= \sqrt{(\delta_{wx} + 1.987)^2 - \left(\frac{L_y}{2}\right)^2} \\ &= \sqrt{(\delta_{wx} + 1.987)^2 - \left(\frac{3}{2}\right)^2} \quad \dots \textcircled{3} \end{aligned}$$

と算出され， δ_x 及び δ_y は双方とも同じネットシステムのたわみ量であり，等しいことから

$$\sqrt{(\delta_{wy} + 2.387)^2 - \left(\frac{4}{2}\right)^2} = \sqrt{(\delta_{wx} + 1.987)^2 - \left(\frac{3}{2}\right)^2} \quad \dots \textcircled{4}$$

と表される。

以上より、①式と④式を連立して解くことで δ_{wx} 及び δ_{wy} を導出することができ、それぞれの値は、

$$\delta_{wx} = 0.229 \text{ m}$$

$$\delta_{wy} = 0.194 \text{ m}$$

と算出される。よって、金網のたわみ量とワイヤロープのたわみ量を足し合わせたネットシステムのたわみ量は、②式及び③式を用い、

$$\delta_x = \sqrt{(0.194 + 2.387)^2 - \left(\frac{4}{2}\right)^2} = 1.631 \text{ m}$$

$$\delta_y = \sqrt{(0.229 + 1.987)^2 - \left(\frac{3}{2}\right)^2} = 1.631 \text{ m}$$

$$\delta_x = \delta_y = 1.631 \text{ m}$$

と算出される。

4. 試験における実測値との比較

ワイヤロープのたわみを含むネットシステムのたわみ量の試験における実測値と計測値との比較を以下に示す。

試験条件を表 4-1 に、また、実測値との比較を表 4-2 に示す。

表 4-1 電中研報告書にて報告されている試験条件

ケース	金網枚数	金網寸法* (m)	落下物	落下物質量 (kg)	衝突位置	落下高さ (m)	エネルギー (kJ)
1	2枚 (補助1枚)	4×3 (3×4)	角形鋼管 (先端形状： 250×250×t4.5 mm)	1133	オフセット	15.0	182

注記*：寸法については、(展開方向長さ) × (展開直角方向長さ) の順

表 4-2 電中研報告書におけるたわみ量の実測値と計算値の比較

ケース	ネットシステムのたわみ量	
	計算値 (m)	実測値 (m)
1	1.631	1.39

表 4-2 より、ワイヤロープのたわみを含むネットシステムのたわみ量は「実測値 < 計算値」であり、実測値には金網、ワイヤロープ及び緩衝装置の変形によるたわみ量が含まれている。

したがって、本評価によりネットシステムのたわみ量を安全側に評価可能であることが確認された。

5. 実機設備への展開

本評価は、電中研報告書に記載の 4 m×3 m の試験体に対して実施したものであるが、以下の観点から実機ネットに対しても適用可能と判断している。

5.1 金網寸法

本評価では、ネットシステムの仕様に応じて、飛来物捕捉時の衝撃荷重に基づくワイヤロープ張力が算定可能であり、それに応じたワイヤロープのたわみ量を算出できる。

以上より、本評価は金網寸法の影響が考慮されていると判断している。

5.2 ワイヤロープ張力

電中研報告書においては、試験時におけるワイヤロープの最大張力は約 103 kN であり、実機に適用するワイヤロープの張力の許容限界 132 kN より小さい値となっているが、図 5-1 に示されるとおり、本評価に用いる、電中研報告書に示される多項式による近似式が 132 kN 以下の範囲において実験値とよく一致していることから、103 kN を超える領域においても、算出される張力には信頼性があると判断している。

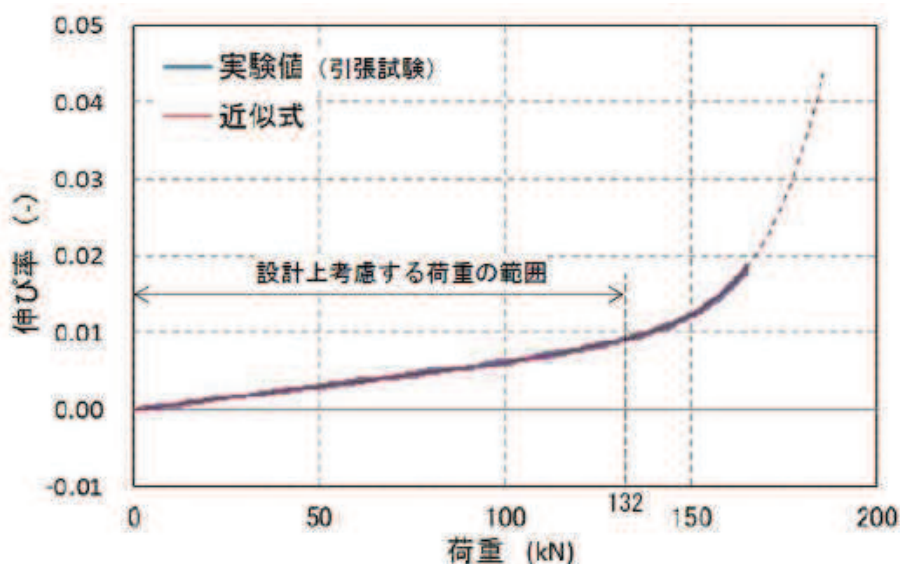


図 5-1 ワイヤロープ引張試験結果 (近似式との比較)

4.5 ワイヤロープの初期張力について

1. ネットの構造概要

ネットは、金網端部の網目を縫うように通したワイヤロープにより支持し、ワイヤロープは鋼製枠の四隅に設置した接続用の治具にて支持する。ワイヤロープ端部は、ターンバックル又はシャックルを鋼製枠に設置した取付けプレートに接続する。

ワイヤロープは、金網展開方向と平行に配置されるワイヤロープと、金網展開直角方向と平行に配置されるワイヤロープが接合されていることから、ワイヤロープの張力が均一に発生する構造となっており、ワイヤロープは金網の四隅の接続用の治具で支持される。また、ワイヤロープは、金網の自重による平常時のたわみが大きくなるように、初期張力をかけ、トルク管理を行う。

ネットの概要図を図 1-1 に示す。また、接続治具（緩衝材）の役割について別紙に示す。

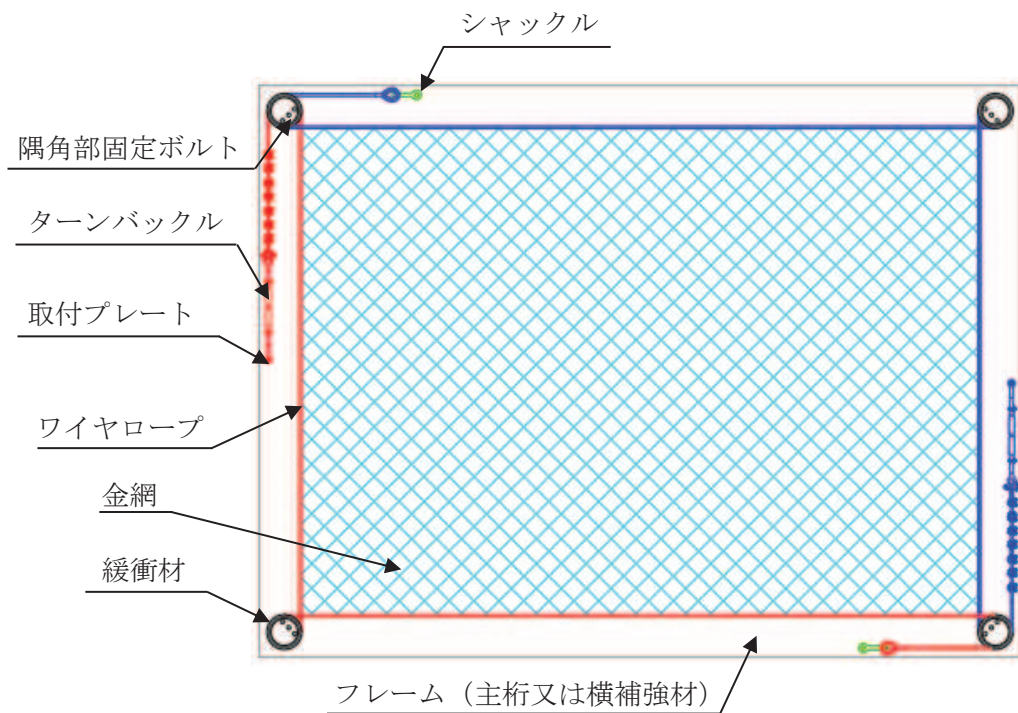


図 1-1 ネット概要図

2. ワイヤロープの初期張力について

ワイヤロープの初期張力については、電力中央研究所報告書「高強度金網を用いた竜巻飛来物対策工の合理的な衝撃応答評価手法」（総合報告：O01）（以下「電中研報告書」という。）における試験時に測定しており、図 2-1 に示すワイヤロープ端部のターンバックルにひずみゲージを取り付けて、軸力を出力することでワイヤロープの初期張力を測定した。なお、ターンバックルの締め付けトルク値は $20\text{N}\cdot\text{m}$ である。



図 2-1 ひずみゲージ付きターンバックルの設置状況

電中研報告書における 50mm 目合い金網を使用したネットのワイヤロープの初期張力の測定結果の平均値と最大値を表 2-1 に示す。

表 2-1 ワイヤロープ初期張力平均値及び最大値

測定箇所	初期張力 (kN)	
	平均値	最大値
ターンバックル	1.7	6.0

3. ワイヤロープに作用する張力と許容荷重との比較

ワイヤロープに作用する初期張力は最大でも 6kN であり, 添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」に示すネットに飛来物が衝突した際にワイヤロープに発生する張力 T_1 と比べて十分に小さいことから, 評価結果に大きな影響を及ぼすものではない。表 3-1 にワイヤロープに作用する張力と許容荷重の比較を示す。

表 3-1 ワイヤロープに作用する張力と許容荷重との比較

ネットを使用する 防護対策施設	張力			許容荷重 P (kN)
	初期張力 (kN)	T_1 * (kN)	合計 (kN)	
海水ポンプ室竜巻防護対策施設 (竜巻防護ネット)	6	38	44	132

注記* : 最大の T_1 を記載

接続治具（緩衝材）の役割について

接続治具は、電中研報告書における試験体と同様の構造を採用しており、緩衝材による隅角部の緩衝構造について考慮している事項を以下に示す。

接続治具は、ワイヤロープ端部にターンバックル又はシャックルを取り付け、ターンバックル又はシャックルを取付プレートに取り付けることで、ワイヤロープをフレームに接続する。ここで、ワイヤロープは、金網の展開方向と展開直角方向の異方性を考慮し、ワイヤロープを金網に対して2本をL字に設置することで、ワイヤロープに作用する荷重が均一となるような構造としており、このとき飛来物衝突時に金網から伝達される衝撃荷重が隅角部に集中することから、急激な大荷重が作用するのを抑制するために、緩衝材を金網の四隅に設置する設計としている。

緩衝材は、肉厚の外形保持管の内部に、フレームに固定された隅角部固定ボルトと、隅角部固定ボルトに支持された抑え板及び緩衝鋼管で構成される。緩衝鋼管は、大径の鋼管の中に7本の小径の鋼管が内包されており、緩衝鋼管の配置を維持する構造としている。

金網に飛来物が衝突し、ワイヤロープに張力が作用すると、外形保持管の側面に金網中央方向の荷重が作用し、抑え板と外形保持管の間で緩衝構造が圧縮変形することで、ワイヤロープに作用する張力の急激な増加及びワイヤロープの破断を防止する。緩衝材による緩衝構造がない場合には、ワイヤロープに作用する張力の急激な増加（動的応答倍率）を考慮する必要があるが、緩衝構造を組み込むことにより動的応答倍率を考慮しない評価としている。緩衝構造の概要を図1に示す。

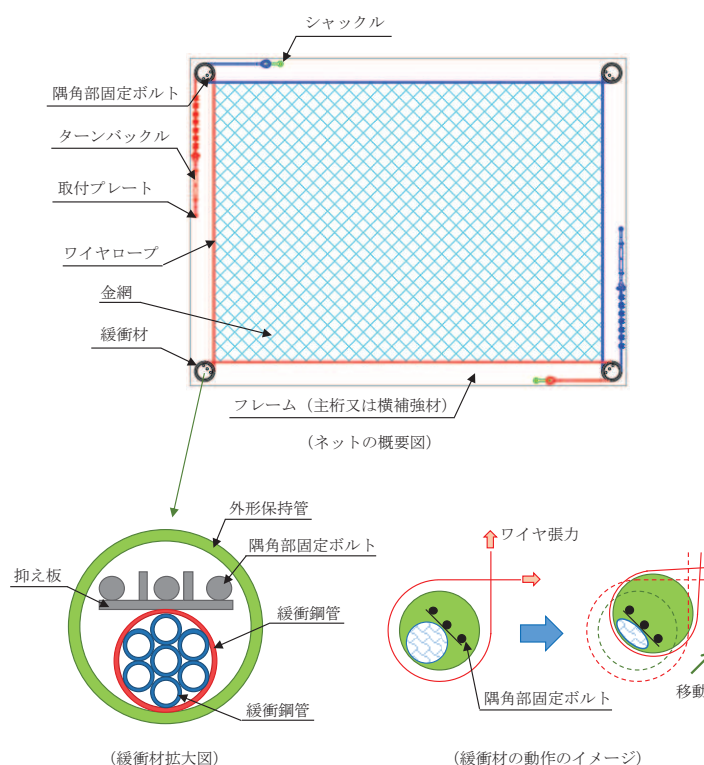


図1 緩衝構造の概要

4.6 補助金網の影響について

1. 概要

金網は、50mm 目合いの主金網 2 枚及び 40mm 目合いの補助金網 1 枚の計 3 枚で構成することを基本構造としている。

補助金網は、金網の耐衝撃性能向上を目的に設置しているが、飛来物がネットに衝突した際には、飛来物の受け止めに寄与することが予想されているため、その影響について検討した。

2. ネットについて

補助金網の取付方法を図 2-1 に示す。

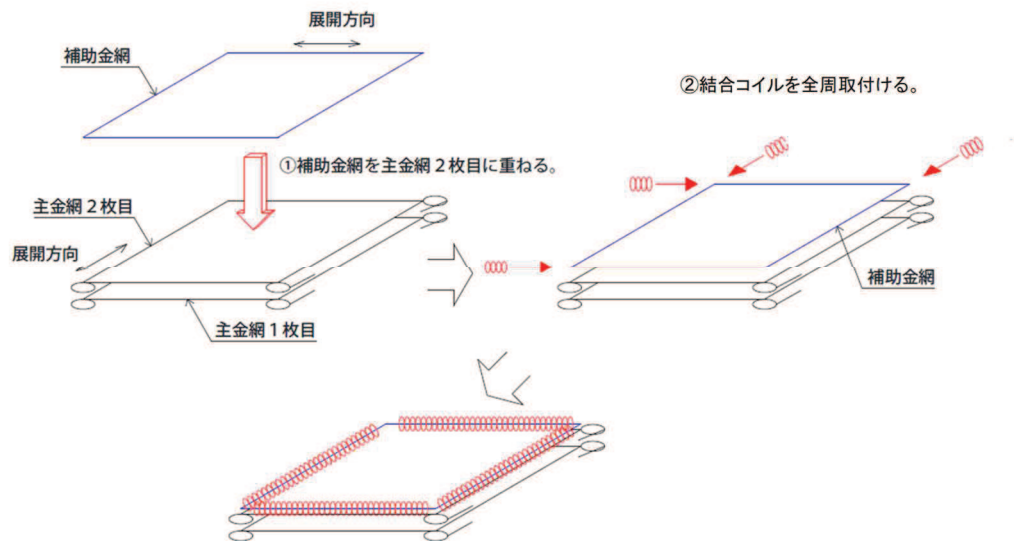


図 2-1 ネットの構造図

図 2-1 のとおり、上段のワイヤロープには主金網と補助金網の 2 枚の金網を支持しており、下段のワイヤロープは主金網 1 枚を支持している。電力中央研究所報告書「高強度金網を用いた竜巻飛来物対策工の合理的な衝撃応答評価手法」(総合報告:O01)では、上記のネットに対し飛来物の落下試験を実施し、2 本のワイヤロープに発生する張力を計測している。ワイヤ張力時刻歴の試験結果を図 2-2 に示す。

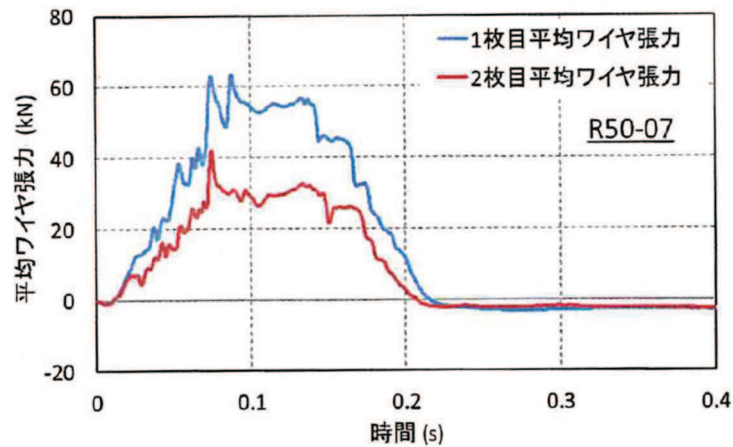


図 2-2 ワイヤ張力時刻歴の試験結果

図 2-2 より，上段のワイヤロープは下段のワイヤロープと比較すると約 1.5 倍の張力が発生していることがわかる。

このことから，補助金網がある場合となしの場合のネットにおけるたわみ量を一定とした場合，それぞれの補助金網ワイヤロープに発生する張力の関係は表 2-1 のようになる。

表 2-1 ワイヤロープ張力

	補助金網あり	補助金網なし
上段のワイヤロープ	1.5 T	1.0 T
下段のワイヤロープ	1.0 T	1.0 T

また，張力 T と吸収エネルギー E の関係は，次式から比例関係であることが分かる。

$$T = \frac{F}{2 \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots ①$$

$$F = \frac{8}{3 \cdot \delta} E \dots\dots\dots ②$$

①及び②から

$$T = \frac{1}{2 \cdot \sin \theta} \cdot \frac{8}{3 \cdot \delta} \cdot E = \alpha E$$

ここで，

$$\alpha = \frac{1}{2 \cdot \sin \theta} \cdot \frac{8}{3 \cdot \delta}$$

とする。

以上から，補助金網の有無による吸収エネルギー量を表 2-2 に示す。

表 2-2 補助金網の有無による吸収エネルギー量

	補助金網あり	補助金網なし
主金網+補助金網	1.5E	1.0E
主金網のみ	1.0E	1.0E

表 2-2 から、上段の主金網と補助金網の組み合わせは、下段の主金網に比べ 1.5 倍のエネルギーを吸収していることとなり、主金網は 1.0 枚分以上のエネルギーを吸収できないことから、補助金網は主金網 0.5 枚分のエネルギーを吸収していることとなる。

3. ネット評価における補助金網の考慮

補助金網がネットの評価に与える影響について検討した。電中研での試験結果から、補助金網を支持しているワイヤロープには補助金網が設置されていないワイヤロープに比べ約 1.5 倍の張力が発生している。ワイヤロープの張力は金網張力が伝達した荷重であり、金網のたわみ量に変化がないとすると、一枚目の主金網と補助金網の合計の吸収エネルギーは二枚目の主金網の 1.5 倍生じていると考えられる。このことから、補助金網は主金網 0.5 枚分として評価に考慮することとする。

具体的には、ネットの剛性を算出する際に、主金網の枚数に 0.5 を加えることで、補助金網を考慮した評価とする。

4.7 防護板の貫通評価について

1. はじめに

竜巻防護ネットの防護板は、鋼板により構成され、防護板に作用する荷重は支持部材に伝達する構造としている。防護板の衝突評価においては、以下に示すBRL式により、飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを確認している。

$$T^{\frac{3}{2}} = \frac{0.5 \cdot M \cdot v^2}{1.4396 \times 10^9 \cdot K^2 \cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

ここで、

d：評価において考慮する飛来物が衝突する衝突断面の等価直径 (m)

K：鋼板の材質に関する係数 (-)

M：評価において考慮する飛来物の質量 (kg)

T：鋼板の貫通限界厚さ (m)

v：評価において考慮する飛来物の飛来速度 (m/s)

2. 防護板の構造

防護板の取り付け概要を図 2-1 に示す。

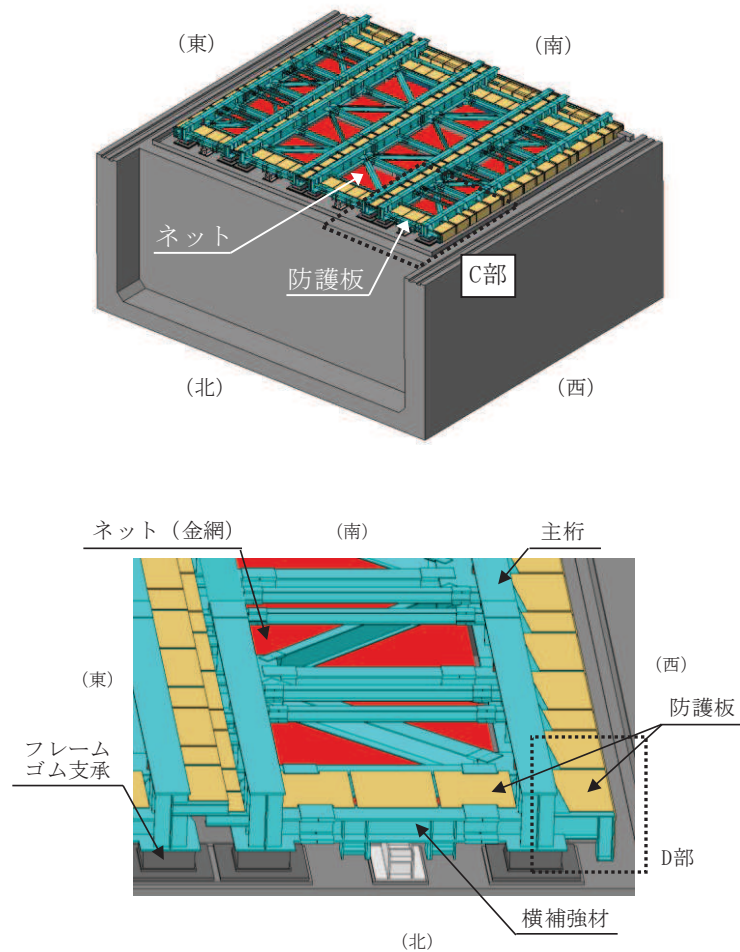


図 2-1 防護板概要図 (1/2)

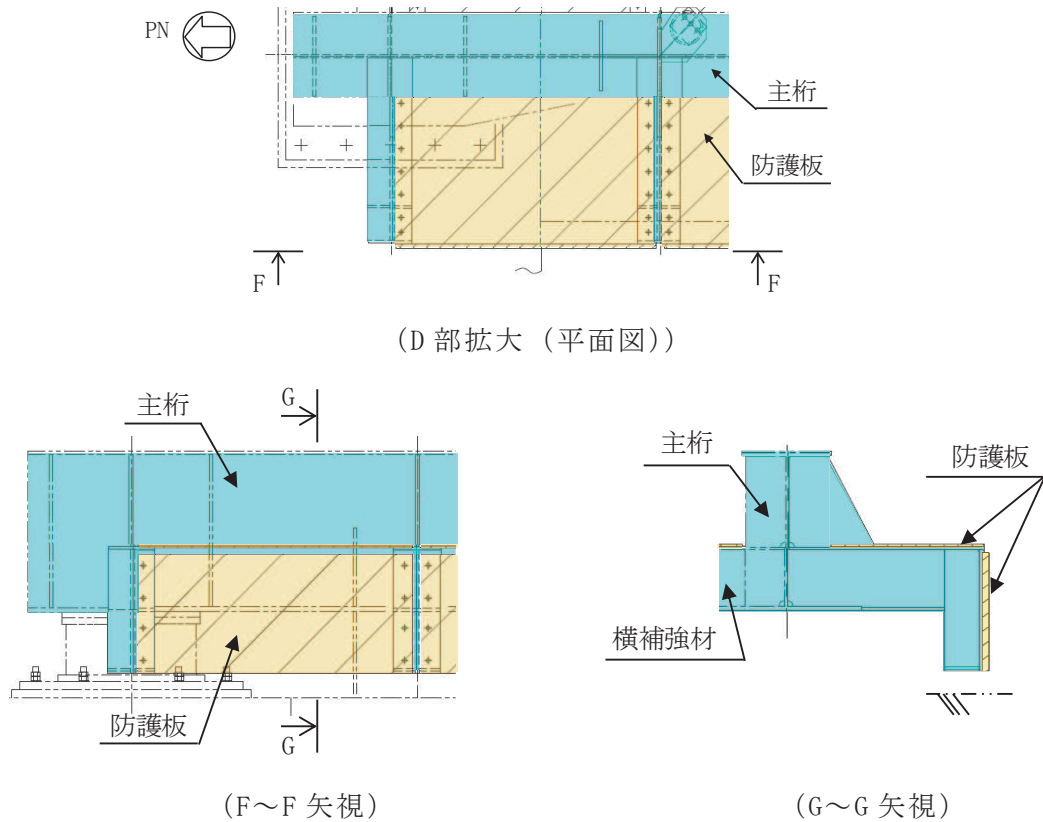


図 2-1 防護板概要図 (2/2)

3. BRL 式の適用性

BRL 式では飛来物の運動エネルギー，等価直径，及び鋼板（被衝突体）の材質に関する係数をパラメータとし，下記に示す既往文献においては，上記パラメータを変化させた試験による BRL 式の適用性の検討，また，竜巻飛来物を模擬した角管による鋼板貫通試験と BRL 式の比較による BRL 式のパラメータ設定方法の検討を実施している。

既往文献の報告内容と竜巻防護ネットの防護板の衝突評価内容の比較により，評価の妥当性及び保守性を確認した。確認結果を表 3-1 に示す。

- [1] 竜巻飛来物を模擬した角管の落下衝突による鋼板の貫通評価，日本機械学会論文集，Vol.83，No.851，2017 年
- [2] 竜巻飛来物を模擬した重錘の鋼板上への自由落下衝突試験による鋼板貫通評価手法の提案 研究報告：N15004，2015 年
- [3] 竜巻飛来物衝突を受ける鋼板の耐貫通性能に関する研究-BRL 式の適用性に関する基礎研究- 研究報告：019003，2019 年

表 3-1 確認結果 (1/2)

BRL 式パラメータ	既往文献	女川	備考
質量M	1300kg	135kg	<p>< 既往文献 > 「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」の飛来物例（鋼製材（質量 135kg, 最大水平速度 51m/s）と運動エネルギーを一致させるために質量, 速度（落下高さ）を設定している。^[1]</p>
速度 v	16.5~17.1m/s	46.6m/s	<p>< 女川 > 「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」の飛来物例を踏まえ、フジタモデルの風速場を適用した場合における飛散評価を実施し、飛来物条件（鋼製材（質量 135kg, 最大水平速度 46.6m/s））を設定している。</p>
飛来物 等価直径 d	周長が等価となるように設定	接触面積が等価となるように設定	<p>< 既往文献 > BRL 式を角管飛来物の衝突・貫通に適用する場合, BRL 式の等価直径 d は, 「周長」が等しい円柱の直径とすることが妥当であることを確認している。^[1]</p> <p>< 女川 > 等価直径 d を, 「周長」や「投影面積」よりも更に小さい「接触面積」と等しい値としており, 保守的な設定としている。</p> <div data-bbox="758 235 1244 649" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p style="text-align: center;">図 飛来物直径の換算方法^[2]</p> </div>

表 3-1 確認結果 (2/2)

BRL 式パラメータ	既往文献	女川	備考
材料係数 K	K=1 (SS400)	K=1 (SM400)	<p><既往文献> BRL 式で K=1 とした限界板厚曲線は, SS400 の鋼板に対する試験結果の貫通/不貫通の間に入る (試験結果と一致する) ことを確認している。 [1] また, SM490 や SM520 においても K は 1.14 未満と推定している。 [3]</p> <p><女川> 竜巻防護ネットの防護板は SM400 の鋼板を使用している。既往文献の結果から, SM400 でも材料定数 K を 1 程度とすることは妥当と考えられる。</p>
その他 (支持条件)	四辺固定 (二辺固定についても実施)	二辺固定	<p><既往文献> 四辺固定の試験を実施し, BRL 式により保守的に評価できることを確認している。 [1] また, 二辺固定による試験も実施し, 試験後の残留変形量を比較した結果, 二辺固定とした場合, 鋼板が全体で変形する傾向にあり, 一方で, 四辺固定の方が, 飛来物衝突部に局所的な変形が卓越し, 鋼板にとってより厳しい条件となることを確認している。 [3]</p> <p><女川> 竜巻防護ネットの防護板は二辺固定であるため, 適用可能と判断している。</p>
貫通限界厚さ T	9mm (試験結果)	29.60mm (BRL 式)	<p><既往文献> 上記の条件にて試験を実施した結果, 鋼板の貫通限界厚さ T は 9mm であることを確認している。 [1]</p> <p><女川> 上記女川の条件にて BRL 式により評価した結果, 鋼板の貫通限界厚さ T は既往文献の試験値 (9mm) を大きく上回っており, 保守的な評価となっている。</p>

4. 防護板への飛来物衝突時における防護板の構造強度に関する補足説明

防護板はフレーム間やフレームと海水ポンプ室躯体の間隙から飛来物が海水ポンプ室内に侵入することを防止するために設置しており、支持部材に取り付けているため、防護板に作用する荷重は支持部材に伝達する構造である。

本項では、飛来物が防護板に衝突した際に生じる荷重が、支持部材（フレーム）に衝突した際の荷重に含まれることで、竜巻防護ネットの支持機能に影響を及ぼさないことを確認する。また、防護板に飛来物が衝突した際に、防護板取付部が健全であることを確認する。

4.1 荷重条件

添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様に、風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_w)	飛来物による衝撃荷重 (W_M)	常時作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
支持機能評価	○	○	○	$W_w + W_M + F_d$

4.2 評価方法

飛来物が防護板に衝突した際に生じるひずみや応力等は、解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

(1) 評価対象及び解析ケース

防護板の構造強度評価が支持部材の構造強度評価に包絡されることの確認及び防護板の支持機能の確認として、以下を考慮して評価対象及び解析ケースを設定する。

- 確認対象とする防護板構造は、剛性の低い、片持ち構造の支持金物に取り付けている防護板とし、その中でも主桁から張り出す長さが長い外側（側壁側）を対象に検討する（図 4-1 参照）。
- 飛来物が防護板に衝突した場合における、竜巻防護ネットの構造及び荷重伝達経路の検討を踏まえて、評価対象を設定する。防護板自体への影響については、BRL 式による貫通限界板厚以上であることを確認する方針としているため評価対象外とし、防護板が取り付けられている防護板取付ボルト及び支持金物を評価対象とする。
- 飛来物が防護板に衝突した場合の支持部材（フレーム、大梁、ゴム支承及び

可動支承) への影響について、フレーム及び大梁については、それぞれに直接飛来物が衝突したケースに包含されると考えられるため評価対象外とする。支持部材のうち支承部（ゴム支承及び可動支承）について、支承部に作用する荷重が大きくなるよう、飛来物が支承部近傍の防護板に衝突することを考慮する。

- 支承部近傍の防護板への飛来物衝突を評価するに当たり、「4.1 竜巻防護ネットの衝突解析について」に記載のとおり、支承部近傍の主桁に衝突させた評価結果（図 4-2 及び表 4-2 参照）のうち解析ケース G1-EW-1 が、裕度が小さいことを確認していることから、可動支承近傍の防護板への飛来物衝突を代表して評価する。
- 防護板に対する飛来物の衝突方向は、水平、鉛直それぞれ評価する。また、支持金物に対する影響を確認するよう、支持金物端部への飛来物衝突についても考慮する。

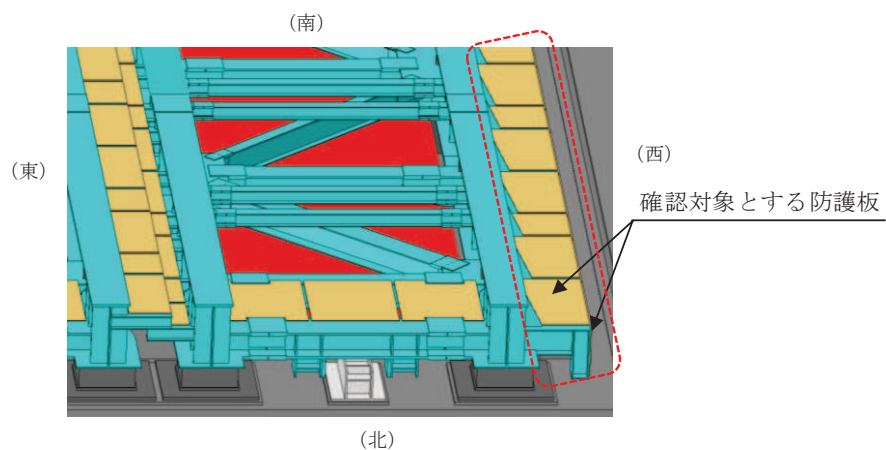


図 4-1 確認対象とする防護板

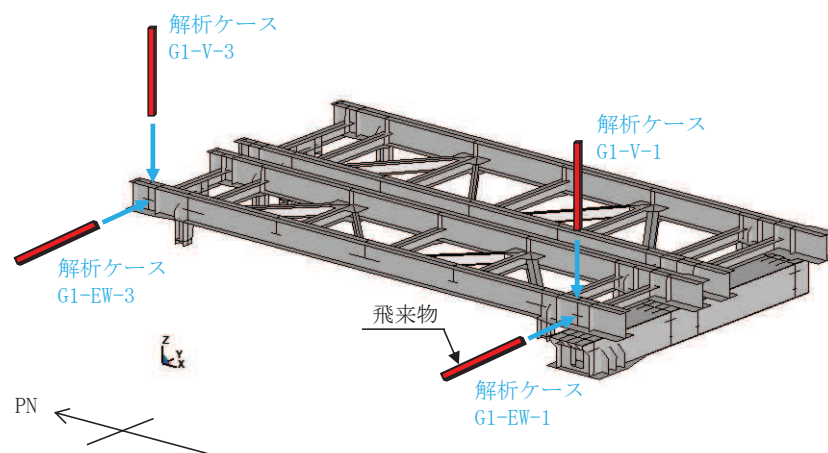


図 4-2 支承部近傍の衝突解析ケース

表 4-2 支承部近傍の衝突解析結果

評価対象部位		評価項目	G1-EW-1		G1-EW-3		G1-V-1		G1-V-3		許容値
			西側	東側	西側	東側	西側	東側	西側	東側	
フレーム ゴム支承	ゴム本体	引張応力	0.2	0.1	0.4	0.3	0.3	0.2	0.7	0.5	2.0 MPa
		せん断ひずみ	60	66	65	70	60	66	60	66	250 %
		圧縮応力	1	1	1	1	1	1	2	1	23 MPa
	内部鋼板	引張応力	11	11	11	11	11	11	22	11	280 MPa
	取付ボルト	組合せ応力	72	72	88	88	80	75	72	94	420 MPa
	基礎ボルト	組合せ応力	47	48	54	56	49	49	59	55	257 MPa
大梁ゴム 支承	ゴム本体	引張応力	0		0		0.2		0		2.0 MPa
		せん断ひずみ	68		65		64		64		250 %
		圧縮応力	1		1		1		1		23 MPa
	内部鋼板	引張応力	11		11		11		11		280 MPa
	取付ボルト	組合せ応力	64		62		72		61		420 MPa
	基礎ボルト	組合せ応力	33		32		36		32		257 MPa
可動支承		水平荷重	1275*	726	509	325	596	378	433	191	2900 kN
		鉛直荷重（圧縮）	364	269	225	209	629	110	139	70	5600 kN
		鉛直荷重（引張）	442	420	244	244	319	198	167	146	1800 kN

注記 *：裕度最小の評価結果。

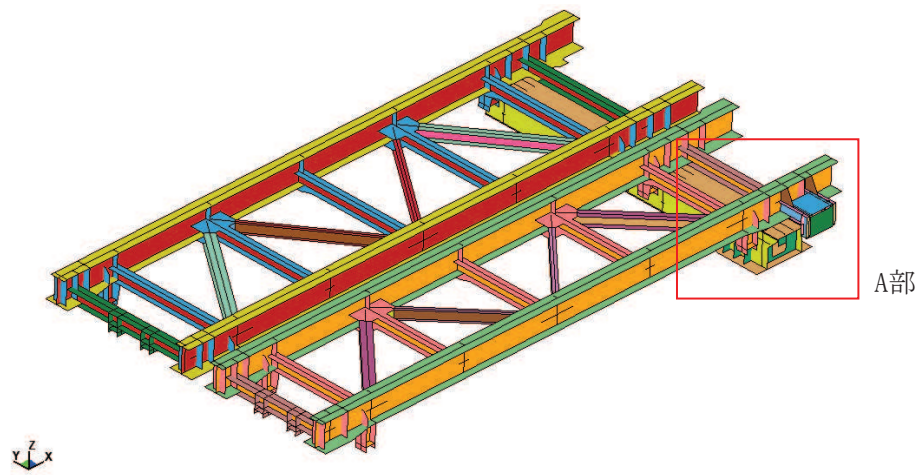
以上より、防護板取付ボルト及び防護板の支持金物並びに可動支承を評価対象とし、可動支承部近傍の防護板中央及び支持金物端部に飛来物が衝突した場合の衝突解析を実施する。評価対象及び解析ケースについて表 4-3 に示す。

表 4-3 評価対象及び解析ケース

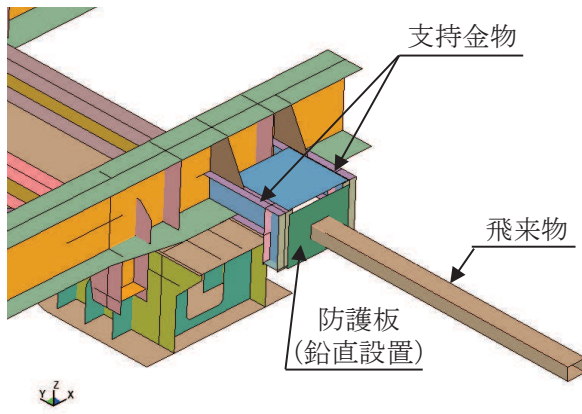
飛来物 衝突部材	評価対象	評価に対する考え方	解析 ケース	衝突 位置	衝突 方向
防護板	防護板 取付ボルト	飛来物が防護板に衝突した場合に、防護板取付ボルトに発生する荷重を評価する	P-EW-1	中央	水平
			P-V-1	中央	鉛直
	支持金物	飛来物が防護板に衝突した場合に、支持金物に発生するひずみを評価する。	P-EW-1	中央	水平
			P-V-1	中央	鉛直
			S-EW-1	端部	水平
			S-V-1	端部	鉛直
	可動支承	支承部に作用する荷重が大きくなるよう、飛来物が支承部近傍の防護板に衝突した際に、可動支承に作用する荷重を評価する。	P-EW-1	中央	水平
			P-V-1	中央	鉛直

(2) 解析モデル及び諸元

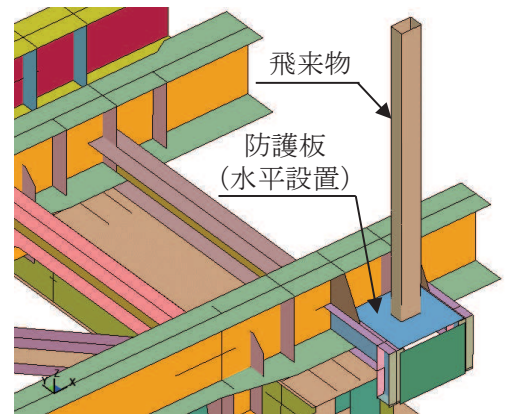
添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.5(2) a. 解析モデル及び諸元」を基に、防護板、防護板取付ボルト及び支持金物をモデル化する。モデル化範囲については、衝突ケースに対応した箇所をモデル化することとする。また、防護板及び支持金物はシェル要素でモデル化し、防護板取付ボルトはビーム要素でモデル化する。図 4-3 及び図 4-4 に解析モデル図を示す。



(竜巻防護ネットモデル図)

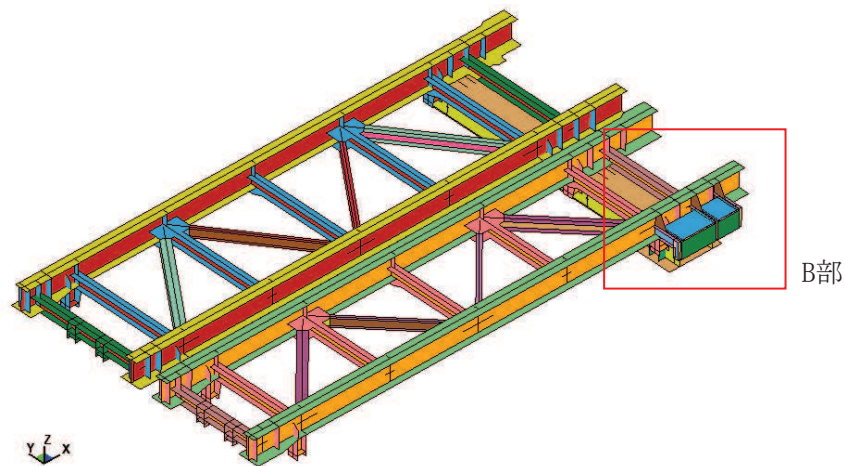


(A部拡大)
(解析ケース：P-EW-1)

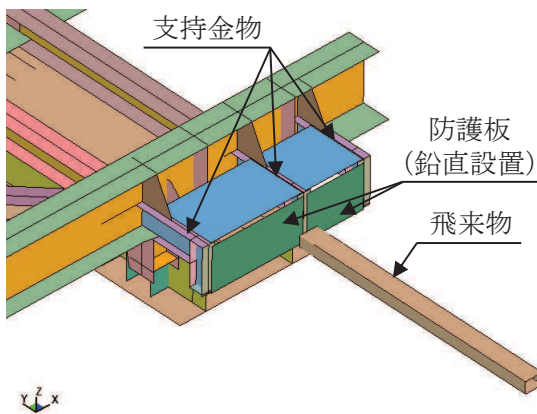


(A部拡大)
(解析ケース：P-V-1)

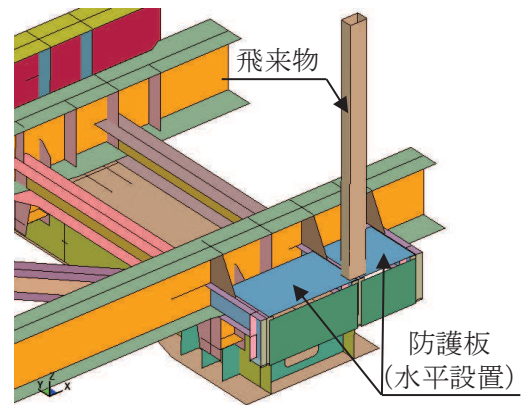
図 4-3 解析モデル図



(竜巻防護ネットモデル図)



(B部拡大)
(解析ケース：S-EW-1)



(B部拡大)
(解析ケース：S-V-1)

図 4-4 解析モデル図 (防護板の支持金物に対する影響確認)

また、解析モデルの境界条件及び支承部の結合条件は、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.5(2) a. 解析モデル及び諸元」と同様に、それぞれ表 4-4 及び表 4-5 のとおりとする。

表 4-4 解析モデルの境界条件

項目	境界条件
竜巻防護ネットと 海水ポンプ室躯体	X, Y, Z 方向並進拘束

表 4-5 支承部の結合条件

方向	ゴム支承		可動支承
	フレーム ゴム支承	大梁 ゴム支承	
X	弾性	弾性	自由
Y	弾性	弾性	剛
Z	弾性	弾性	剛

(3) 解析コード

添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.5(2) b. 解析コード」と同様に「LS-DYNA」を用いる。

(4) 使用材料及び材料定数

竜巻防護ネットの使用材料及び材料定数については、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.5(2) c. 使用材料」及び「3.3.5(2) d. 材料定数」と同様に設定する。防護板の材料仕様を表 4-6 に示す。

表 4-6 材料仕様

分類	材質	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E' (MPa)
防護板 (水平設置)	SM400A ($t \leq 16$)	245	202000	2670
防護板 (鉛直設置)	SM400A ($16 < t \leq 40$)	235	202000	2450
防護板取付ボルト	J I S 強度区 分 10.9	-	202000	-
支持金物	SM490A ($t \leq 16$)	325	202000	3100
	SM490A ($16 < t \leq 40$)	315	202000	2830

(5) 材料の非線形特性

竜巻防護ネットの衝突解析における材料の非線形特性については、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.5(2) e. 材料の非線形特性」と同様とする。防護板及び支持金物のひずみ速度依存性パラメータ及び破断ひずみを表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-7 ひずみ速度依存性パラメータ

	防護板	支持金物
材質	SM400A	SM490A
C (1/s)		
p		

表 4-8 材料モデルにおける破断ひずみ

部材	材質	厚さ	J I S 規格値 (下限値)	TF	破断ひずみ*
防護板 (水平設置)	SM400A	12mm	0.18		
防護板 (鉛直設置)		32mm	0.22		
支持金物	SM490A	16mm	0.17		
		22mm	0.21		
		25mm	0.21		
		28mm	0.21		

注記 * : 真ひずみ換算値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.3 許容限界

(1) 防護板取付ボルトの許容限界

防護板取付ボルトの許容限界は、鋼構造接合部設計指針に基づき、次式により算出する。

a. 許容引張荷重

$$p_a = S_u \times A_b$$

ここで、

p_a : 引張耐力

S_u : ボルトの引張強さ (=1000 MPa)

A_b : ボルトの有効断面積 (=561 mm²)

b. 許容せん断荷重

$$q_a = 0.6 \cdot S_u \times A_{b_e}$$

ここで、

q_a : せん断耐力

A_{b_e} : ボルトの軸部断面積 (=706.9 mm²)

c. 組合せ評価

引張力 p 及びせん断力 q を同時に受ける場合、以下の式を満たすことを確認する。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$$

ここで、

p : 衝突解析より得られる防護板取付ボルトに生じる引張荷重

q : 衝突解析より得られる防護板取付ボルトに生じるせん断荷重

防護板取付ボルトの許容限界を表 4-9 に示す。

表 4-9 防護板取付ボルトの許容限界

評価対象部位	評価項目	許容限界 (kN)
防護板取付ボルト	引張荷重	561
	せん断荷重	424
	組合せ*	$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$

注記 * : 許容限界は無次元

(2) 支持金物の許容限界

支持金物の許容限界については、破断ひずみを許容限界とし、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」の「3.3.4(2) d. 支持機能評価における許容限界」と同様に設定する。支持金物の許容限界（破断ひずみ）を表 4-10 に示す。

表 4-10 支持金物の許容限界（ひずみ）

評価対象部位	材質	破断ひずみ*1, *2
支持金物	SM490A	

注記 *1: 真ひずみ換算値

*2: 破断ひずみを超えるようなひずみが確認される場合は、破断箇所を確認し、全断面の破断に至らないことを確認する。

(3) 可動支承の許容限界

飛来物が防護板に衝突した際に支承部に生じる荷重が、支持部材（フレーム）に衝突した際の荷重に包含されることの確認として、「4.1 竜巻防護ネットの衝突解析について」において、支承部近傍の主桁に衝突させた場合の、可動支承に生じた荷重発生値を許容限界とする。可動支承の許容限界を表 4-11 に示す。

表 4-11 可動支承の許容限界

評価対象部位	評価項目	許容限界 (kN)	備考
可動支承	水平荷重	1275	G1-EW-1
	鉛直荷重（圧縮）	629	G1-V-1
	鉛直荷重（引張）	442	G1-EW-1

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 評価結果

(1) 防護板取付ボルトの評価結果

防護板取付ボルトの評価結果を表 4-12 に示す。防護板取付ボルトに作用する荷重は、許容限界を超えないことを確認した。

表 4-12 防護板取付ボルトの評価結果

評価対象部位	評価項目	発生値 (kN)	許容限界 (kN)	備考
防護板取付ボルト	引張荷重	170	561	P-EW-1
	せん断荷重	274	424	P-V-1
	組合せ*	0.44	1.0	P-V-1

注記 *1：発生値及び許容限界は無次元

(2) 支持金物の評価結果

支持金物の評価結果を表 4-13 に示す。支持金物に発生するひずみは、許容限界を超えないことを確認した。

表 4-13 支持金物の評価結果

評価対象部位	評価項目	発生値 (-)	許容限界 (-)	備考
支持金物	ひずみ			P-EW-1
				S-EW-1

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) 可動支承の評価結果

可動支承の評価結果を表 4-14 に示す。可動支承に生じる荷重を比較し、飛来物が防護板に衝突した際に支承部に生じる荷重が、支持部材（フレーム）に衝突した際の荷重に包含されることを確認した。

表 4-14 可動支承の評価結果

評価対象部位	評価項目	発生値 (kN)	許容限界* (kN)	備考
可動支承	水平荷重	1215	1275	P-EW-1
	鉛直荷重 (圧縮)	490	629	P-V-1
	鉛直荷重 (引張)	346	442	P-V-1

注記 *：飛来物が支持部材（フレーム）に衝突した際、可動支承に生じる荷重の発生値を許容限界として設定したもの。

4.8 ストッパーの評価について

1. はじめに

竜巻防護ネットは、外部事象防護対象施設の機能喪失に至る可能性のある飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために、支持部材について、飛来物が支持部材を構成する主要な構造部材を貫通せず、上載するネット及び防護板を支持し、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、支持部材に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていることを確認することで、外部事象防護対象施設に波及的影響を及ぼさないこととしている。また、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないこととしている。

ここで、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」及び「VI-2-11-2-2 竜巻防護ネットの耐震性についての計算書」において、竜巻防護ネットの支承部が想定する荷重に対して許容限界を超えず、十分な構造強度を有していることを確認しているが、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」の落橋防止構造の考え方を参考に、フレーム落下防止のためのストッパーを自主的に設置することとしている。

本書では、竜巻防護ネットにストッパーを設置することにより外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないことを確認する。

2. ストッパーの構造

ストッパーの設置位置及び構造概要について図 2-1 に示す。図 2-1 に示すとおり、ストッパーは設置位置及び移動制限方向によって表 2-1 のとおり分類される。

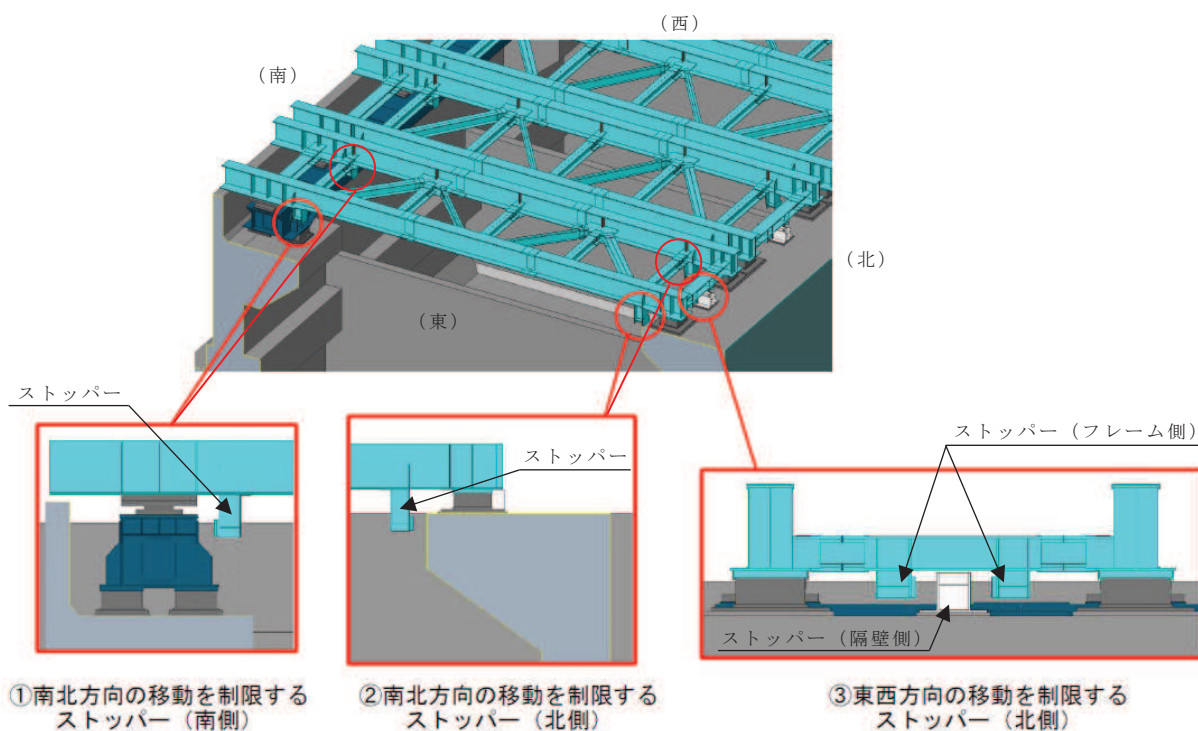


表 2-1 ストッパーの種類

	ストッパー①	ストッパー②	ストッパー③	
設置位置	南側	北側	北側	
取付場所	フレーム側	フレーム側	隔壁側	フレーム側
移動制限方向	南北	南北	東西	

3. ストッパーの波及的影響評価

3.1 想定する事象及び評価方法

「1. はじめに」のとおり，竜巻防護ネットの支承部は想定する荷重（地震や竜巻等の自然現象）に対して支持機能を維持することを確認しているが，ポンプ点検等に伴うフレームの取り付け・取り外しによって，1基のフレームに取り付くフレームゴム支承（2基）がいずれも機能喪失した場合を仮定し，「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」における落橋防止構造に対する設計の考え方を参考に，竜巻防護ネットに設置するストッパーの応力評価を実施する。

ストッパーに作用する水平荷重は，「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき次式により算出する。参考とした落橋防止構造に関する規定について別紙1に示す。

$$H_F = 1.5 \cdot R_d$$

ここで，

H_F ：ストッパーに作用する水平荷重

R_d ：支承部に作用する鉛直反力

なお，ストッパーの波及的影響評価における事象想定に関して，フレームの取り付け・取り外し作業概要及びゴム支承の保全の概要を別紙2に示す。

3.2 応力の算出方法

ストッパーに生じる応力は，設計・建設規格に基づき，次式により算出する。また，ストッパーに作用する水平荷重の模式図について図3-1に示す。

(1) せん断応力

$$\tau = \frac{|H_F|}{A}$$

ここで，

A：有効せん断断面積

(2) 曲げ応力

$$\sigma = \frac{|M|}{Z}$$

ここで，

M：次式により算出する曲げモーメント

$$M = H_F \times h$$

h : 荷重作用点から支持点間距離

Z : 断面係数

- (3) 組合せ応力 (曲げ+せん断)

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

また, 組合せ応力の評価は, 次式を満たすことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}}{1.5 \cdot f_t} \leq 1$$

- (4) ストッパー (隔壁側) のボルトに作用する引張応力

$$\sigma_b = \frac{F}{A_b}$$

ここで,

F : 次式により算出する, 水平荷重によりボルトに作用する引張力

$$F = \frac{|H_F| \times h}{Z_b}$$

$$Z_b = \frac{\sum (n_j \cdot \ell_j^2)}{\max(\ell_j)}$$

h : 荷重作用点から支持点間距離

Z_b : ボルト群の断面係数

ℓ_j : 中心からのボルト距離 ($j = 1, 2$)

n_j : 各位置でのボルト数 ($j = 1, 2$)

A_b : ボルトの呼び径断面積

- (5) ストッパー (隔壁側) のボルトに作用するせん断応力

$$\tau_b = \frac{|H_F|}{n \cdot A_b}$$

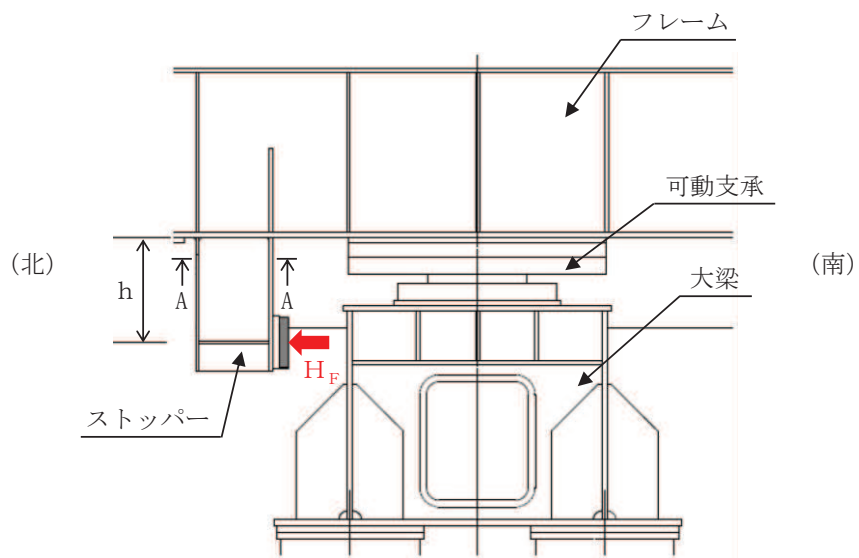
ここで,

n : ボルト本数

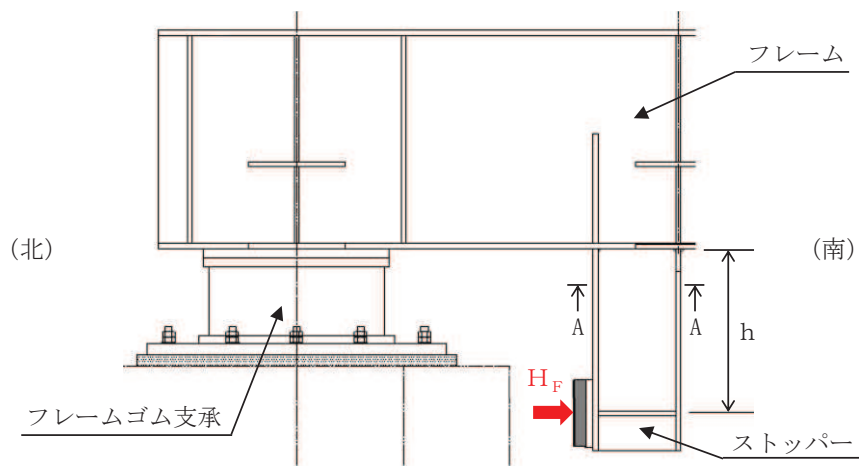
A_b : ボルトの呼び径断面積

- (6) ストッパー (隔壁側) のボルトに作用する組合せ応力

3.2(4)で算出した応力を用いる。

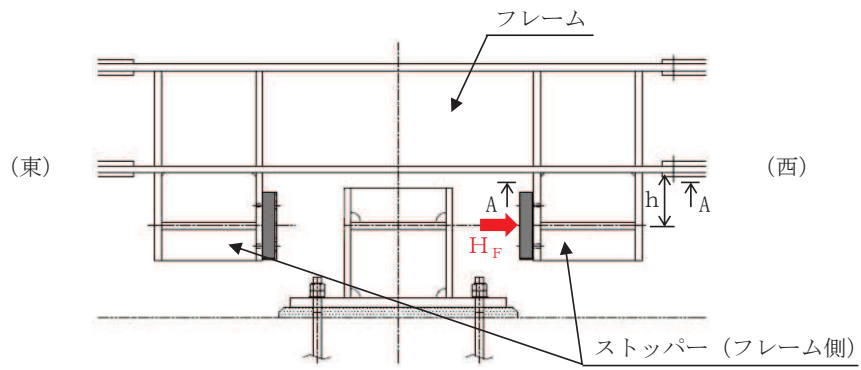


ストッパー①（南北方向の移動を制限するストッパー（南側））

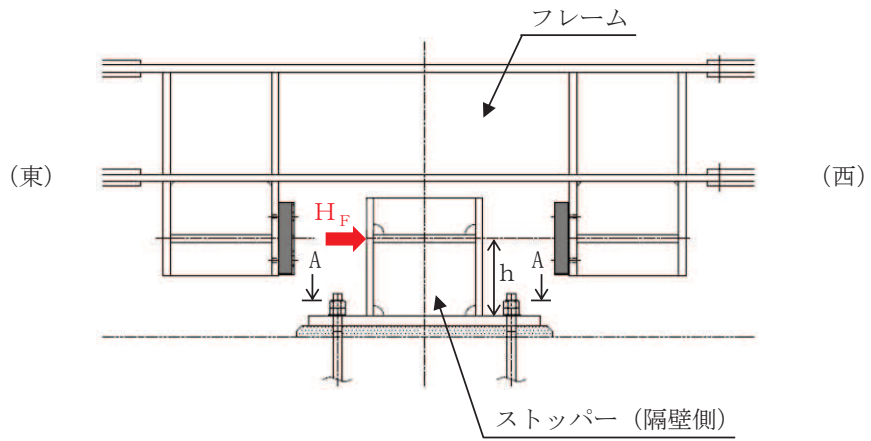


ストッパー②（南北方向の移動を制限するストッパー（北側））

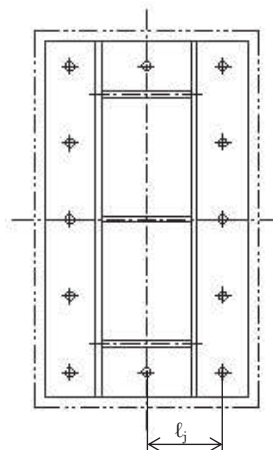
図 3-1 ストッパーに作用する水平荷重の模式図 (1/2)



ストッパー③ (東西方向の移動を制限するストッパー (隔壁側))



ストッパー③ (東西方向の移動を制限するストッパー (フレーム側))



ストッパー (隔壁側) のボルト配置

図 3-1 ストッパーに作用する水平荷重の模式図 (2/2)

3.3 許容限界

許容限界は J E A G 4 6 0 1 の許容応力状態 IV_AS に基づく許容値を適用する。許容限界を表 3-1 に示す。

表 3-1 許容限界

許容応力状態	許容限界* ¹ (ボルト等以外)			許容限界* ¹ , * ² (ボルト等)	
	引張	曲げ	せん断	引張	せん断
IV _A S	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_b^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記 *1: 応力の組合せに対しても評価を行う。

2: 引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力 $1.5 \cdot f_{ts}^$ は以下により算出する。

$$1.5 \cdot f_{ts}^* = \min (1.4 \cdot 1.5 \cdot f_t^* - 1.6 \cdot \tau_b, 1.5 \cdot f_t^*)$$

4. 評価条件

材料仕様及び評価条件を表 4-1～表 4-3 に示す。

表 4-1 材料仕様

評価対象部位	材料	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)
ストッパー① (フレーム側)	SM490A	315	490	343
ストッパー② (フレーム側)	SM490A	315	490	343
ストッパー③ (隔壁側)	SM490A	315	490	343
ストッパー③ (隔壁側) ボルト	SNR490B	325	490	343
ストッパー③ (フレーム側)	SM490A	315	490	343

表 4-2 ストッパーの評価条件

評価対象部位	有効せん断 断面積 A* (mm ²)	断面係数 Z* (mm ³)	荷重作用点から 支持点間の距離 h (mm)
ストッパー① (フレーム側)	7.809×10^3	4.170×10^6	620
ストッパー② (フレーム側)	6.973×10^3	3.670×10^6	750
ストッパー③ (隔壁側)	7.000×10^3	6.100×10^6	267
ストッパー③ (フレーム側)	8.750×10^3	4.140×10^6	195

注記*: 断面積及び断面係数は図 3-1 の断面 A-A の位置で算出。

表 4-3 ストッパー（隔壁側）のボルトの評価条件

評価対象部位	呼び径 (-)	呼び径 断面積 A_b (mm^2)	本数 n (本)	断面係数 Z_b (mm)	荷重作用点から 支持点間の距離 h (mm)
ボルト	M30	706.8	12	3.00×10^3	339

5. 評価結果

5.1 荷重算出

ストッパーに作用する水平荷重を表 5-1 に示す。鉛直反力については、添付書類「VI-2-11-2-2 竜巻防護ネットの耐震性についての計算書」に示している竜巻防護ネットの耐震評価フローを基に、固定荷重及び積雪荷重によって支持部に作用する反力を算出した。

表 5-1 ストッパーに作用する水平荷重

(単位：kN)

	ストッパー①	ストッパー②	ストッパー③
鉛直反力 R_d * ¹	248	183	366 * ²
水平荷重 H_F	380	280	550

注記 *1：自重及び積雪荷重を考慮する。

*2：ストッパー①及び②はそれぞれ 2 基のストッパーで荷重を負担するが、ストッパー③は 1 基で荷重を負担することから、ストッパー近傍のフレームゴム支承 2 基分の支承反力を考慮する。

5.2 応力評価

ストッパーの応力評価結果を表 5-2 に示す。また、ストッパー（隔壁側）のボルトの応力評価結果を表 5-3 に示す。発生する応力は許容限界以下である。

表 5-2 ストッパーの応力評価結果

(単位：MPa)

	発生値				許容限界
	ストッパー①	ストッパー②	ストッパー③		
	フレーム側	フレーム側	隔壁側	フレーム側	
曲げ応力	57	58	25	27	343
せん断応力	49	41	79	63	198
組合せ応力*	0.30	0.27	0.41	0.33	1.0

注記 *：発生値，許容限界の単位は無次元

表 5-3 ストッパー（隔壁側）のボルトの応力評価結果
 （単位：MPa）

	発生値		許容限界
	ストッパー③		
	ボルト		
引張応力	89		257
せん断応力	65		198
組合せ応力	89		255

16.3 落橋防止構造

(1) 落橋防止構造の耐力は、式 (16.3.1) により算出する設計地震力を下回ってはならない。ここで、落橋防止構造の耐力は、割増し係数 1.5 を考慮した許容応力度から算出してよい。また、落橋防止構造の設計遊間量は、式 (16.3.2) による値を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのがよい。

$$H_F = 1.5 R_d \quad \dots\dots\dots (16.3.1)$$

$$S_F = c_F S_E \quad \dots\dots\dots (16.3.2)$$

ここに、

H_F ：落橋防止構造の設計地震力 (kN)

R_d ：死荷重反力 (kN)。ただし、2 連のけたを相互に連結する構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値をとるものとする。

S_F ：落橋防止構造の設計最大遊間量 (m)

S_E ：けたかかり長 (m) で、16.2 の規定による。

c_F ：落橋防止構造の設計変位係数で、0.75 を標準とする。

- (2) 落橋防止構造は、支承の移動、回転等の機能を損なわない構造とするものとする。
- (3) 落橋防止構造は、橋軸直角方向への移動にも追随し、また、衝撃的な地震力を緩和できる構造とするものとする。
- (4) 落橋防止構造の取り付け部は、落橋防止構造の設計地震力を確実に上下部構造に伝達できる構造とするものとする。
- (5) 落橋防止構造は、支承部の維持管理の障害とならない構造とするものとする。

ストッパーの波及的影響評価における事象想定に関する補足

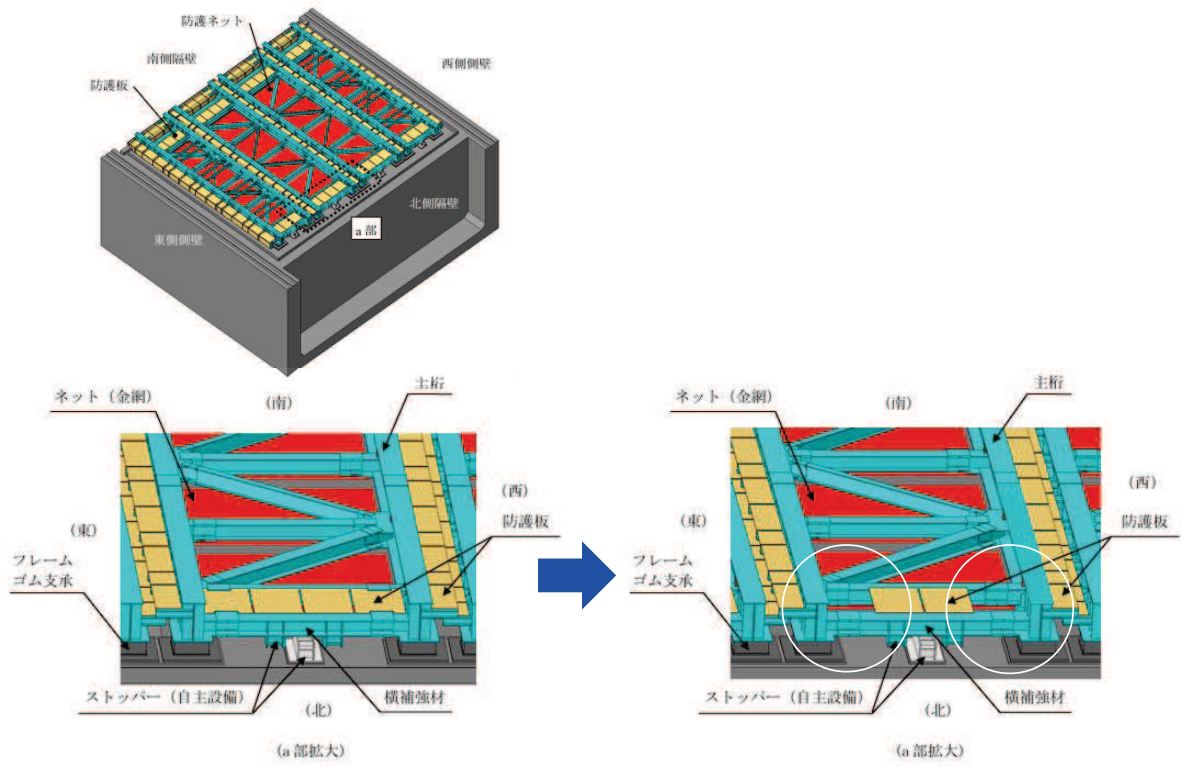
竜巻防護ネットの構造評価においては、いずれの支承部も構造強度上の評価方針を満足する方針とし、竜巻防護ネットの支持機能を担う部材としてストッパーに期待しないこととしているが、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」の落橋防止構造の考え方を参考に、フレーム落下防止のためのストッパーを自主的に設置することとしている。

ストッパーの波及的影響評価において、ポンプ点検等に伴うフレームの取り付け・取り外しによって、保守的に1基のフレームに取り付くフレームゴム支承(2基)がいずれも機能喪失した場合を仮定して評価していることについて、フレーム取り付け・取り外し作業及びゴム支承の保全の観点を踏まえて補足する。

(1) フレームの取り付け・取り外し作業

竜巻防護ネットのフレームは、ポンプ点検等に応じて取り外す必要がある。現状計画している、フレーム1基を取り外す際の作業概要を図1に示す。図1に示すとおり、フレームの取り付け・取り外し作業において支承部の機能が喪失するおそれはない。

【STEP-1】 ゴム支承及び可動支承近傍の防護板取り外し



【STEP-2】 門型クレーンによるフレーム吊り上げ準備

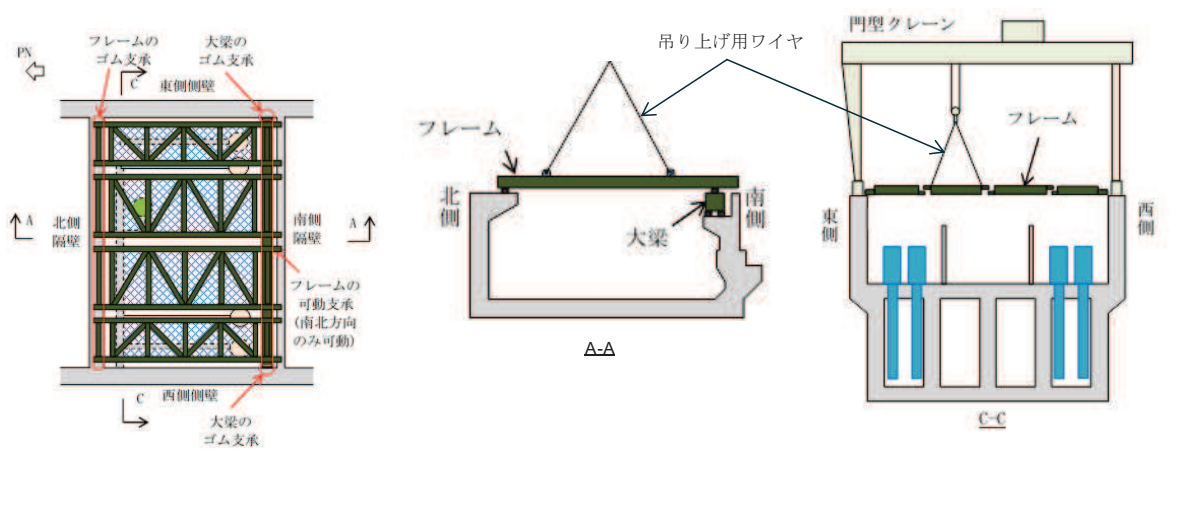


図1 フレームの取り外し作業概要(1/2)*

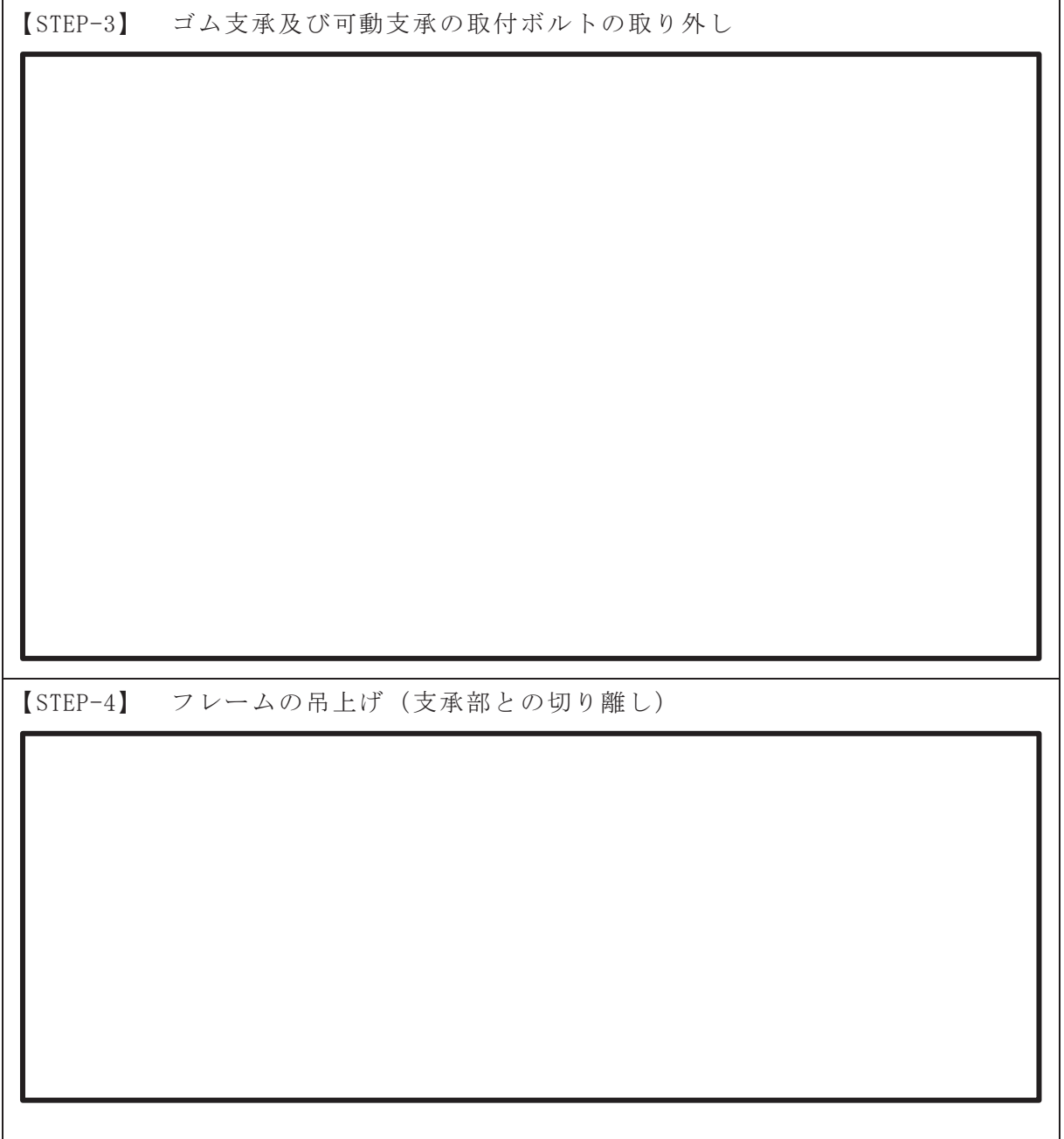


図1 フレームの取り外し作業概要(2/2)*

注記* : 他のフレーム取り外しは, 【STEP-1】から【STEP-4】を繰り返して実施する。また, フレームの取り付けは逆の手順により実施する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) ゴム支承の保全について

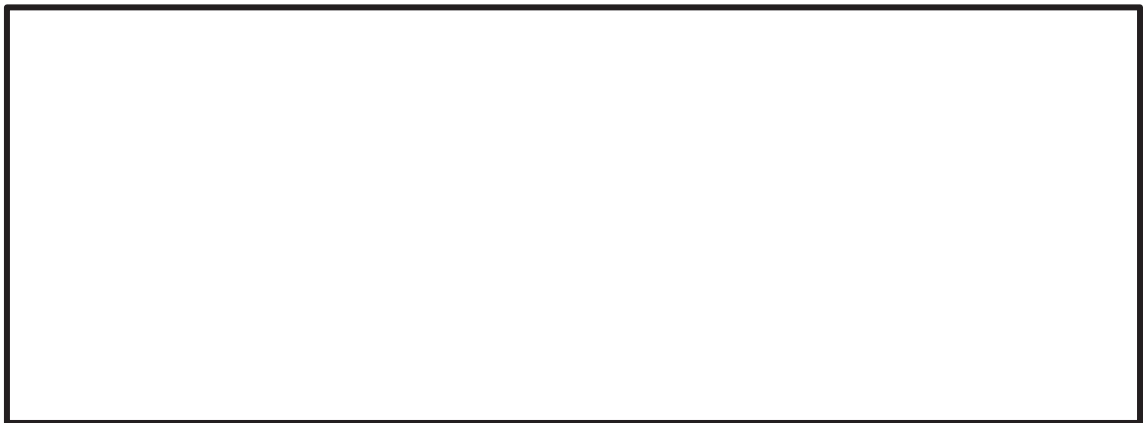
ゴム支承は外側に厚さ 10mm の被覆ゴムを設置し，紫外線によりゴム支承内部のゴム材料の劣化及び性能低下を防止する構造としているが，「道路橋支承便覧」等を基に，ゴム支承の健全性の確認として，ゴム支承は外観点検を行う計画としている。点検内容について表 1 に示す。また，ゴム支承の損傷イメージを図 2 に示す。

以上により，プラント供用期間中において，設計条件（解析に入力しているゴム支承の剛性値等の評価条件）に対する影響はない。

表 1 ゴム支承の点検内容*1

点検項目	方法	箇所	管理値	頻度
亀裂	目視	全数	亀裂がないこと	1 回/年程度
側面の異常な膨出	目視	全数	異常がないこと	1 回/年程度

注記*1：本表に記載している内容は暫定であり，点検内容及び点検頻度は発電所の点検計画に別途定めて管理する。



(ゴム支承断面図)

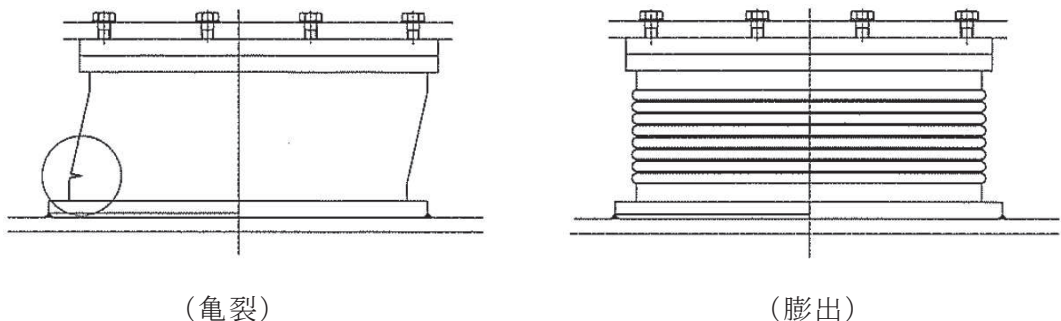


図 2 ゴム支承の損傷イメージ（亀裂及び膨出）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) ストッパーの波及的影響評価における想定事象

竜巻防護ネットの構造評価においては、いずれの支承部も構造強度上の評価方針を満足する方針としており、添付書類「VI-2-11-2-2 竜巻防護ネットの耐震性について
の計算書」及び「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」に示すとおり、ゴム支承及び可動支承に生じる応力等の発生値が許容限界を超えないため、竜巻防護ネットの支持機能を担う部材としてストッパーに期待することはない。

また、前項までの内容より、フレームの取り付け・取り外し作業によって支承部の機能が喪失するおそれはなく、さらに、定期的な点検によってゴム支承の健全性を確認することから、設計条件（解析に入力しているゴム支承の剛性値等の評価条件）に対する影響はない。

上記のとおり、ストッパーに機能を期待する事象はないが、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」において、上下部構造間に予期し得ない大きな相対変位が生じた場合のフェールセーフ機能として落橋防止構造を設けるよう規定されていることを参考に、何らかの要因に対してもフレームが落下することを防止するよう、ストッパーを設置し、ストッパーの設置に伴う波及的影響評価を行う。評価に当たり、事象の想定としては、施設定期検査におけるポンプ点検等に伴う竜巻防護ネットのフレームの取り付け・取り外しにより、フレームとゴム支承が接続されない状態が生じることを考慮して、フレーム 1 基に取り付くゴム支承が 2 基とも機能喪失したと仮定する。なお、図 3 に示すとおり、フレーム間のクリアランスに対して、フレーム及びストッパー間のクリアランスの方が小さいことから、ストッパーの波及的影響評価において、隣接するフレームからの影響はない。

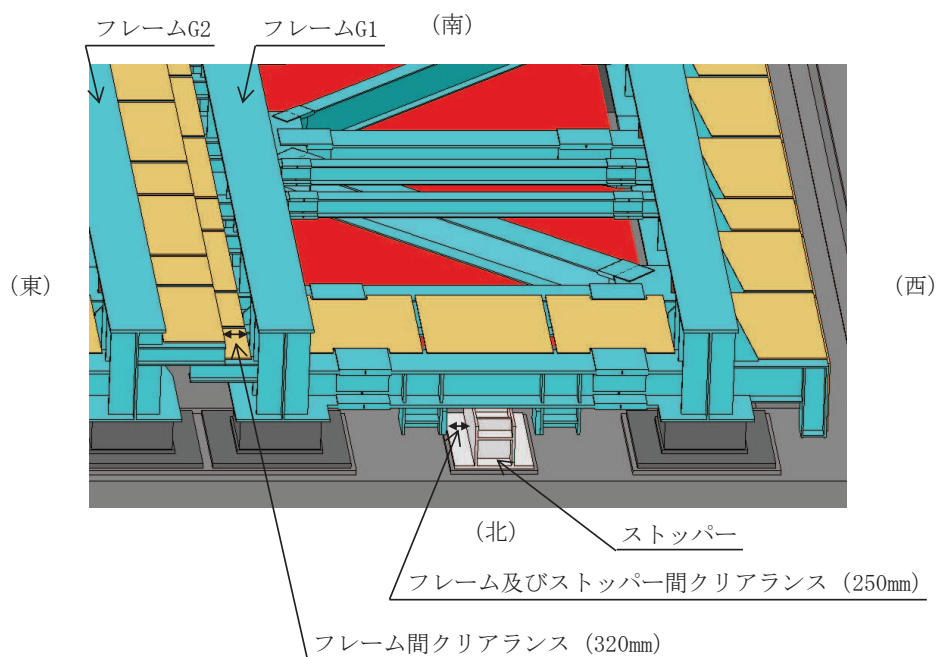


図 3 フレーム間並びにフレーム及びストッパー間のクリアランス

4.9 竜巻防護鋼板からの荷重に対する原子炉建屋外壁の 強度評価について

1. 概要

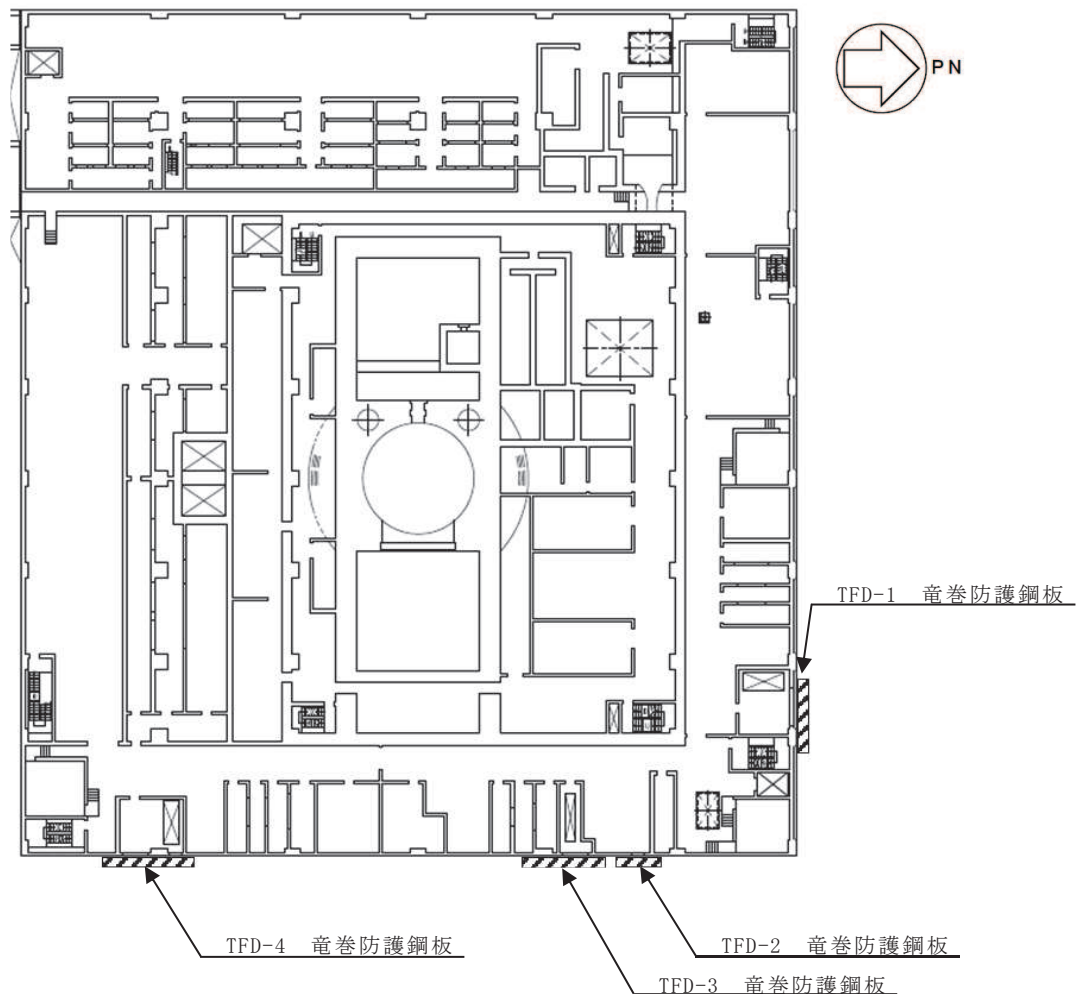
添付書類「VI-3-別添 1-2-1-2 竜巻防護鋼板の強度計算書」において、防護対策施設のうち、竜巻防護鋼板が、設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し、竜巻時及び竜巻通過後においても、外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず、また、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために、竜巻防護鋼板を構成する防護鋼板及び架構が構造健全性を有することを確認している。

竜巻防護鋼板からの荷重は、左右の鉄骨架構のフランジ面を介して原子炉建屋外壁に伝達される構造となっていることから、竜巻防護鋼板からの荷重に対する原子炉建屋外壁の強度評価を行う。

2. 配置図

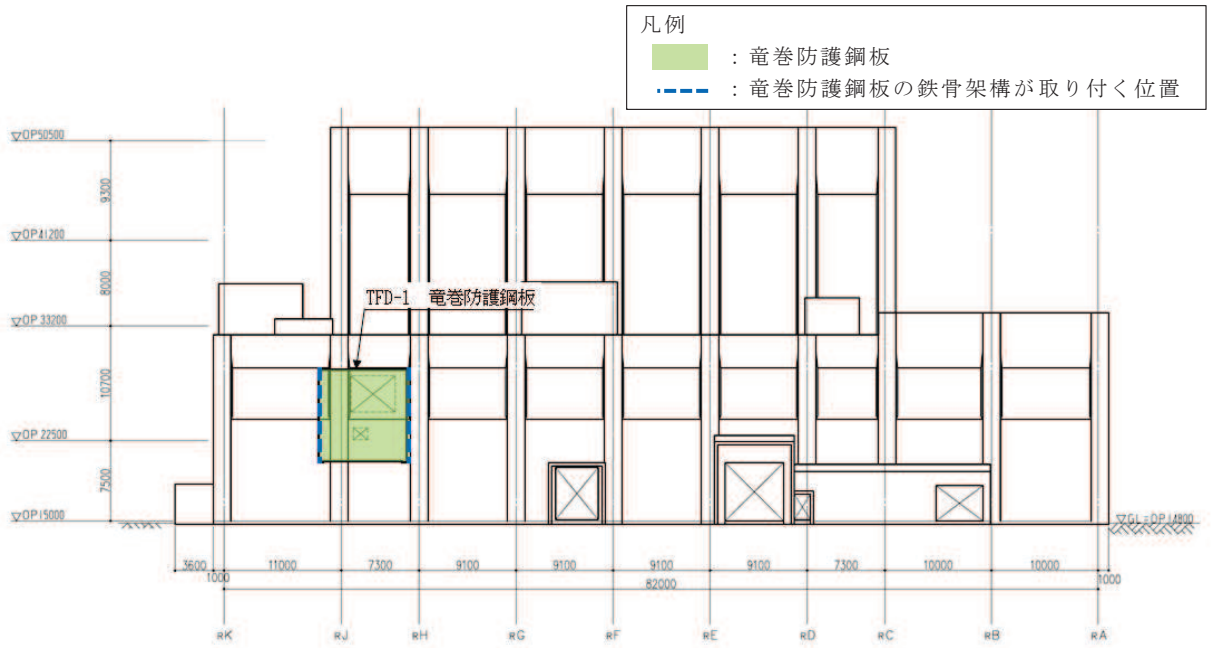
竜巻防護鋼板は、原子炉建屋の開口部に設置する。

竜巻防護鋼板の設置位置を図 2-1 に示す。

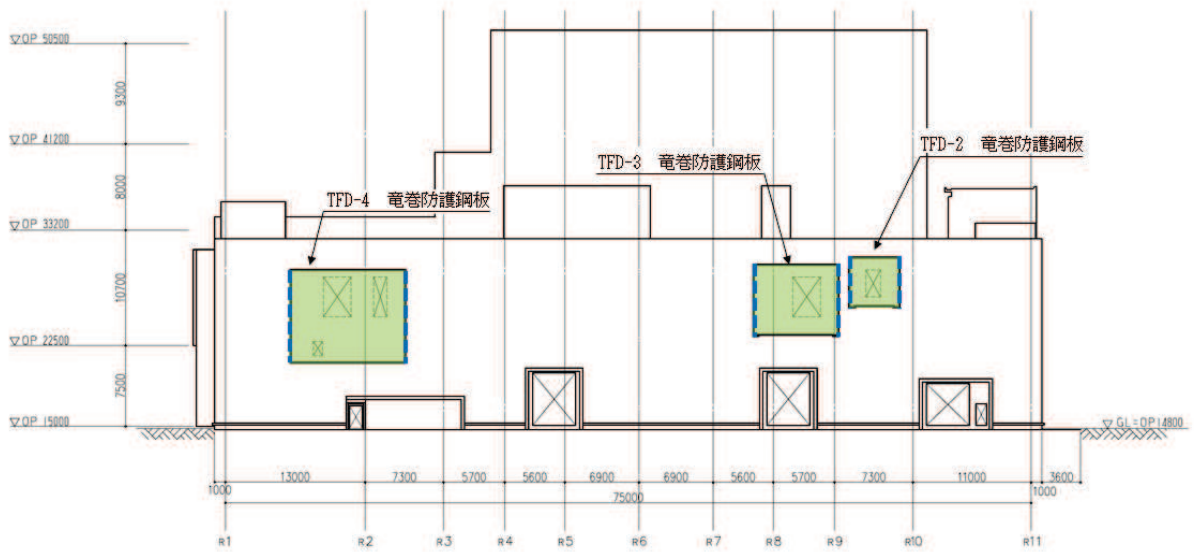


原子炉建屋 地上 2 階 (O. P. 22.50m) 平面図

図 2-1 竜巻防護鋼板の設置位置図 (1/2)



原子炉建屋北側立面図 (単位: mm)



原子炉建屋東側立面図 (単位: mm)

図 2-1 竜巻防護鋼板の設置位置図 (2/2)

3. 構造概要

竜巻防護鋼板の構造は、鋼板等で構成する鋼製構造物であり、飛来物が衝突した際には、左右の鉄骨架構のフランジ面を介して原子炉建屋外壁に力が伝達される構造となっている。竜巻防護鋼板の概略構造図を図 3-1 に示す。

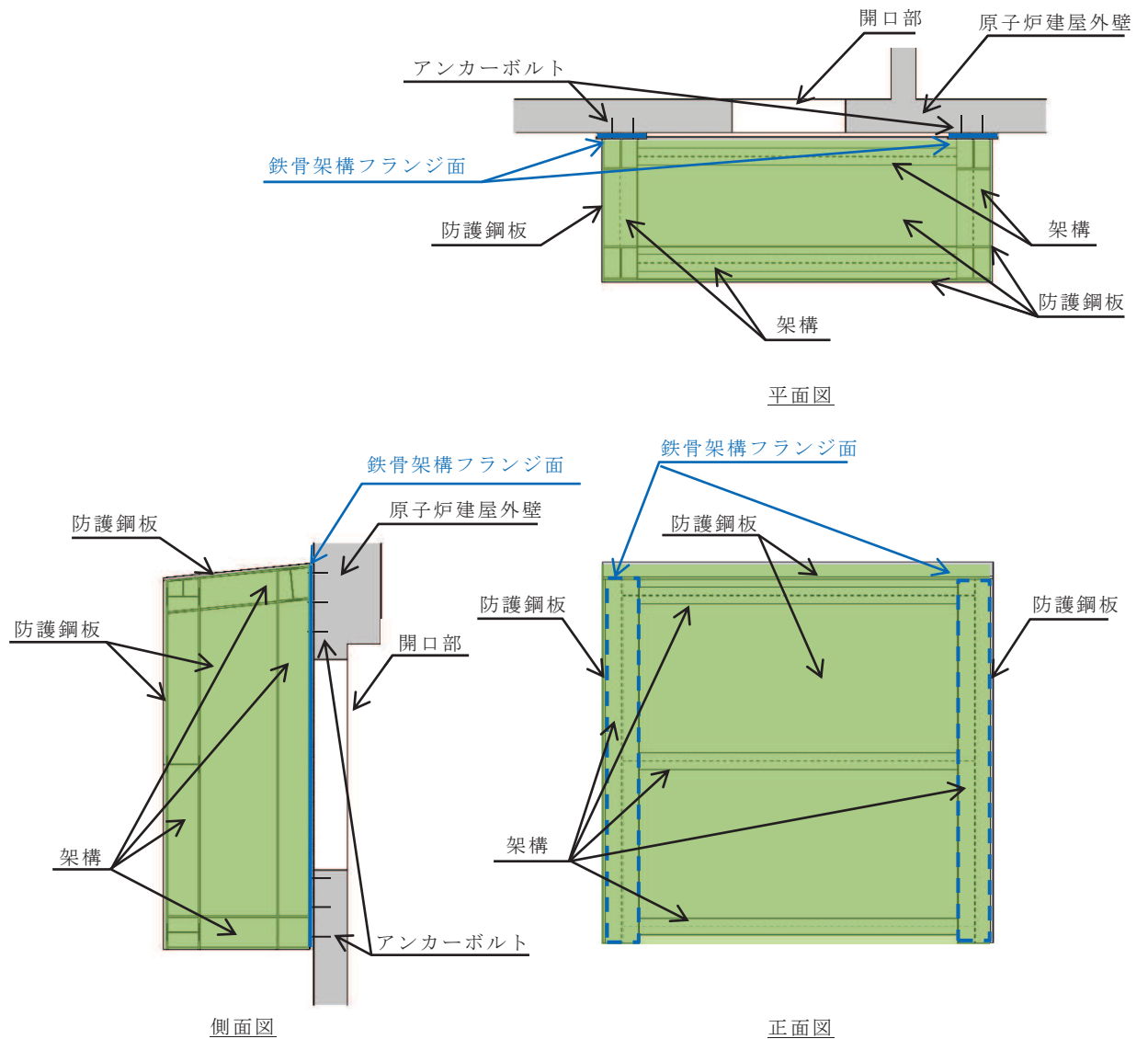


図 3-1 竜巻防護鋼板 (TFD-1, 2, 3, 4) の概略構造図

4. 評価方針

添付書類「VI-3-別添 1-2-1-2 竜巻防護鋼板の強度計算書」において実施している竜巻防護鋼板の変形評価から得られる左右の鉄骨架構のフランジ面の反力を用いて原子炉建屋外壁の評価を行う。

原子炉建屋の外壁は竜巻より防護すべき施設を内包する施設の外殻を構成する部材となっていることから、部材自体の転倒及び脱落を生じないように、終局状態に至るような応力が生じないことを確認する。

原子炉建屋外壁の強度評価フローを図 4-1 に示す。

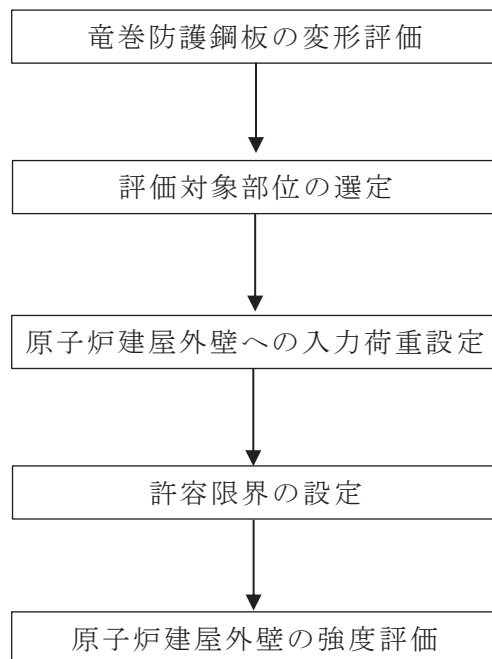


図 4-1 原子炉建屋外壁の強度評価フロー

5. 評価対象部位

竜巻防護鋼板の鉄骨架構のフランジ面が取り付く原子炉建屋外壁（壁厚：400mm，配筋：2-D22@200）を評価対象部位として設定する。評価対象部位を図5-1に示す。

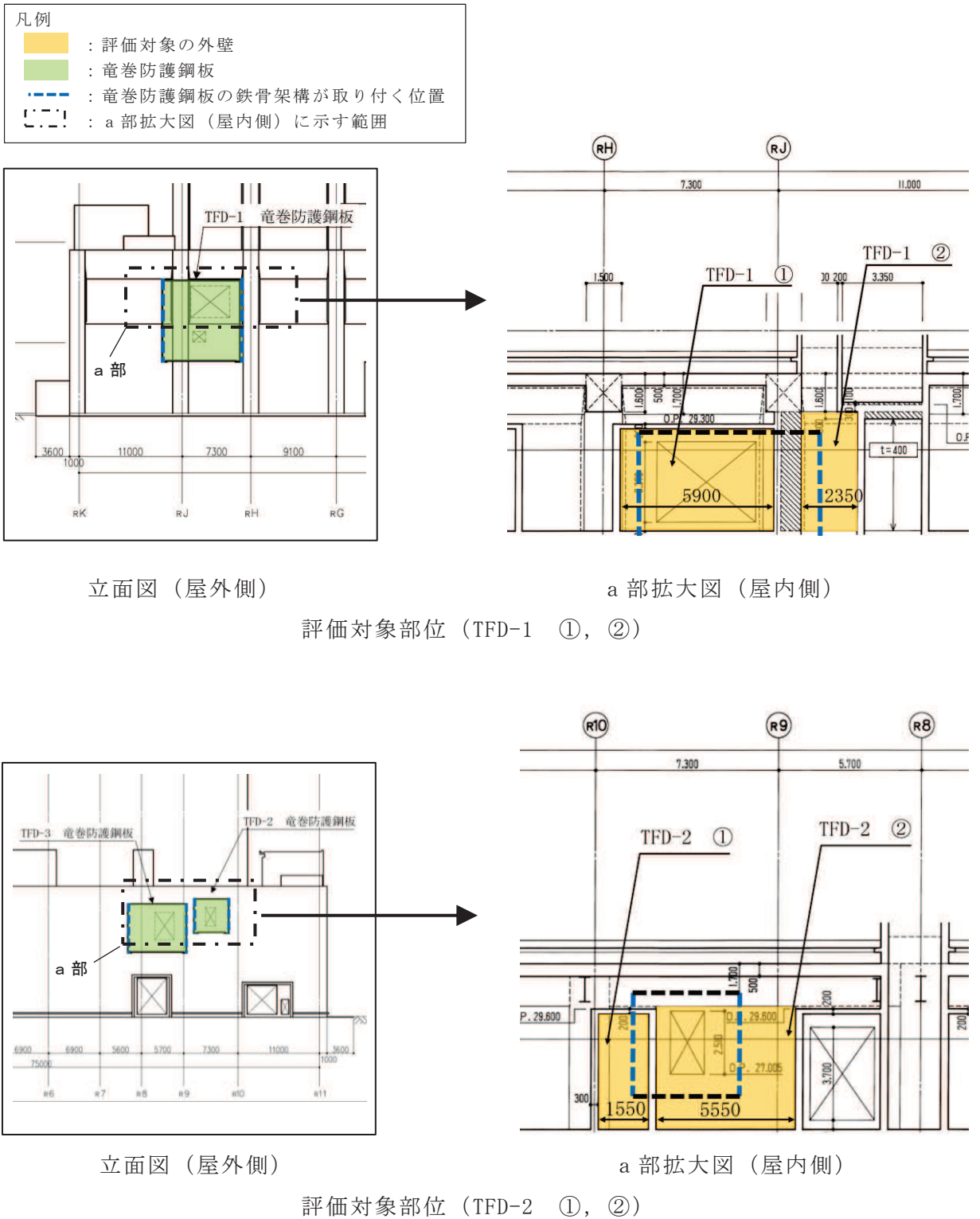
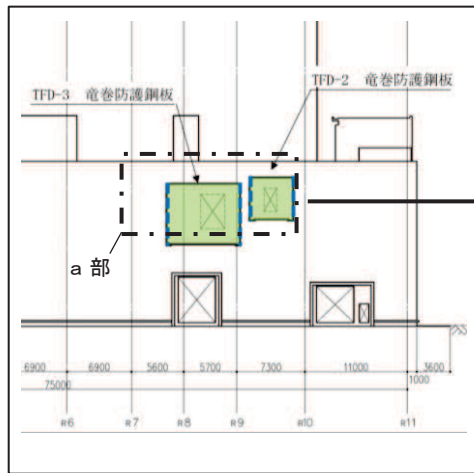
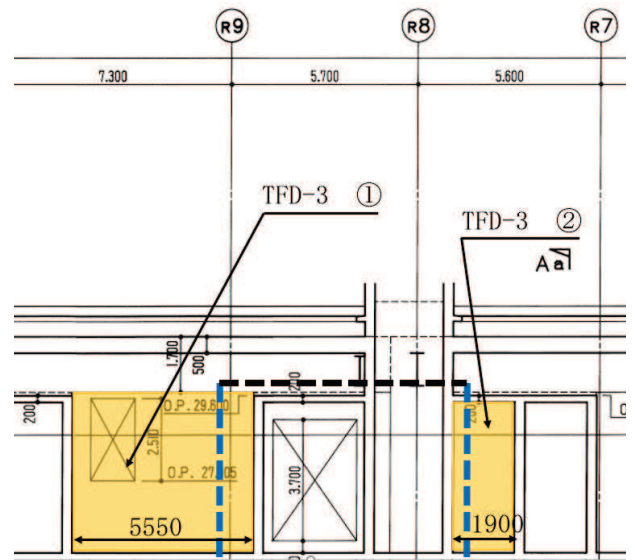


図5-1 評価対象部位（1/2）（単位：mm）

- 凡例
- : 評価対象の外壁
 - : 竜巻防護鋼板
 - : 竜巻防護鋼板の鉄骨架構が取り付く位置
 - : a部拡大図（屋内側）に示す範囲

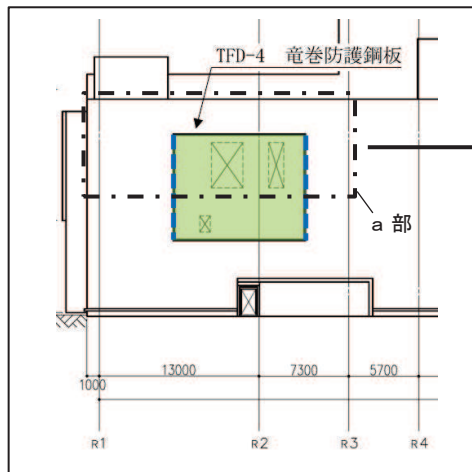


立面図（屋外側）

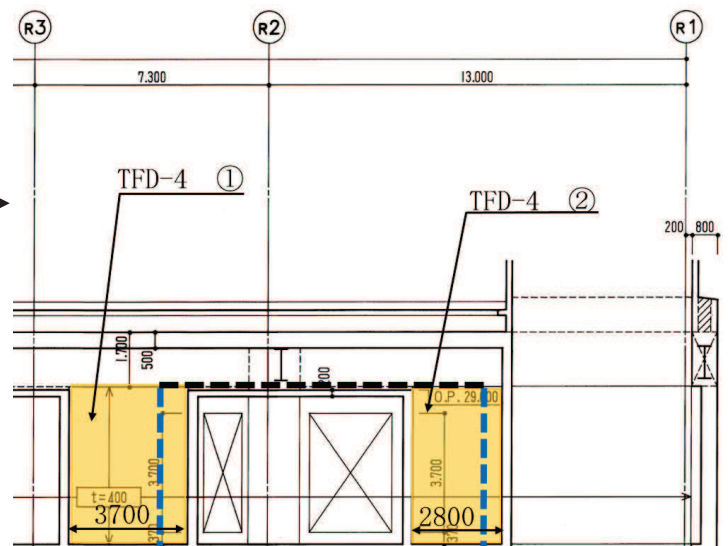


a部拡大図（屋内側）

評価対象部位（TFD-3 ①，②）



立面図（屋外側）



a部拡大図（内壁側）

評価対象部位（TFD-4 ①，②）

図5-1 評価対象部位（2/2）（単位：mm）

6. 入力荷重の設定

竜巻防護鋼板に飛来物が衝突した際の荷重は，左右の鉄骨架構のフランジ面を介して原子炉建屋外壁に力が伝達される構造となっていることから，添付書類「VI-3-別添 1-2-1-2 竜巻防護鋼板の強度計算書」での変形評価から得られる左右の鉄骨架構のフランジ面の固定節点反力をそれぞれ合計し，その時刻歴上の最大値を鉄骨架構の高さで除したものを入力荷重とする。

入力荷重の一覧表を表 6-1 に示す。

表 6-1 入力荷重一覧

評価対象部位	入力荷重 (kN/m)
TFD-1 ①	161
TFD-1 ②	78
TFD-2 ①	117
TFD-2 ②	113
TFD-3 ①	293
TFD-3 ②	85
TFD-4 ①	76
TFD-4 ②	54

7. 許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、終局耐力であるが、本資料においては保守的に「日本建築学会 1999 年鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-」の短期許容応力度を用いる。また、許容応力度の算定においては、終局耐力に対する評価であることを考慮し、鉄筋の基準強度を「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」に基づき 1.1 倍した値を用いる。表 7-1 及び表 7-2 にコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を示す。

表 7-1 コンクリートの短期許容応力度（単位：N/mm²）

設計基準強度 $F_c = 32.4$
せん断
1.21

表 7-2 鉄筋の短期許容応力度（単位：N/mm²）

SD35（SD345 相当）
引張
379*

注記*：「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」に基づき鉄筋の基準強度を 1.1 倍した値。

8. 評価方法

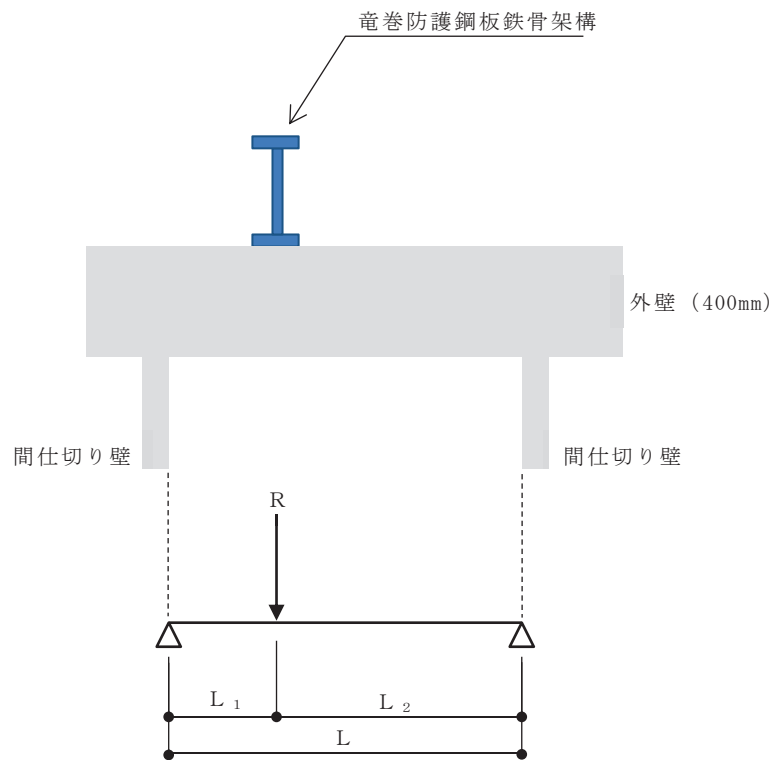
「6. 入力荷重の設定」で設定した入力荷重により「5. 評価対象部位」で設定した原子炉建屋外壁に生じる曲げモーメント及びせん断力が、「7. 許容限界」で設定した許容応力度を用いて算定した許容応力を超えないことを確認する。

8.1 評価モデル

原子炉建屋外壁を水平方向への両端支持の一方向版としてモデル化し、水平方向のスペンは外壁を支持する間仕切り壁の内法寸法とする。

入力荷重は、「6. 入力荷重の設定」で設定した値を竜巻防護鋼板の鉄骨架構のフランジ面の位置に集中荷重として与える。

評価モデル図を図 8-1 に示す。



- R : 入力荷重 (kN/m)
L₁ : 荷重入力位置から間仕切り壁までの短スパン側の距離 (m)
L₂ : 荷重入力位置から間仕切り壁までの長スパン側の距離 (m)
L : スパン長さ (m)

図 8-1 評価モデル図

8.2 曲げモーメント及びせん断力に対する評価

原子炉建屋外壁に発生する曲げモーメント及びせん断力は次式により算定する。

$$M = R \cdot L_1 \cdot L_2 / L$$

$$Q = R \cdot L_2 / L$$

M : 原子炉建屋外壁に発生する単位幅当たりの曲げモーメント (kN・m/m)

Q : 原子炉建屋外壁に発生する単位幅当たりのせん断力 (kN/m)

R : 入力荷重 (kN/m)

L₁ : 荷重入力位置から間仕切り壁までの短スパン側の距離 (m)

L₂ : 荷重入力位置から間仕切り壁までの長スパン側の距離 (m)

L : スパン長さ (m)

また、許容応力は次式により算定し、外壁の有効せいは、壁厚 (400mm) から設計かぶり厚さ (60mm) および鉄筋の最外径の 1/2 (12.5mm) を差し引いた値とする。応力中心間距離はその 7/8 倍とする。

入力値一覧を表 8-1 に示す。

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j \cdot 10^{-6}$$

$$Q_a = f_s \cdot j$$

M_a : 許容曲げモーメント (kN・m/m)

Q_a : 許容せん断力 (kN/m)

a_t : 単位幅当たりの鉄筋断面積 (mm²/m)

f_t : 鉄筋の短期許容応力度 (N/mm²)

j : 応力中心間距離 (mm)

f_s : コンクリートの短期許容応力度 (N/mm²)

表 8-1 入力値一覧

評価対象部位	鉄筋断面積 a_t (mm^2/m)	応力中心間 距離 j (mm)	スパン長さ L (m)	荷重入力位置から 壁までの距離	
				L_1 (m)	L_2 (m)
TFD-1 ①	1935	286.6	5.900	0.600	5.300
TFD-1 ②	1935	286.6	2.350	0.750	1.600
TFD-2 ①	1935	286.6	1.550	0.750	0.800
TFD-2 ②	1935	286.6	5.550	2.300	3.250
TFD-3 ①	1935	286.6	5.550	0.800	4.750
TFD-3 ②	1935	286.6	1.900	0.500	1.400
TFD-4 ①	1935	286.6	3.700	1.000	2.700
TFD-4 ②	1935	286.6	2.800	0.600	2.200

9. 評価結果

原子炉建屋外壁の評価結果を表 9-1 及び表 9-2 に示す。原子炉建屋外壁に発生する曲げモーメント及びせん断力は許容応力を超えないことを確認した。

表 9-1 評価結果（曲げモーメント）

評価対象部位	発生応力 (kN・m/m)	許容応力 (kN・m/m)
TFD-1 ①	87	210
TFD-1 ②	40	210
TFD-2 ①	46	210
TFD-2 ②	153	210
TFD-3 ①	201	210
TFD-3 ②	32	210
TFD-4 ①	56	210
TFD-4 ②	26	210

表 9-2 評価結果（せん断力）

評価対象部位	発生応力 (kN/m)	許容応力 (kN/m)
TFD-1 ①	145	346
TFD-1 ②	54	346
TFD-2 ①	61	346
TFD-2 ②	67	346
TFD-3 ①	251	346
TFD-3 ②	63	346
TFD-4 ①	56	346
TFD-4 ②	43	346

5. 排気筒の強度計算に関する補足説明資料

5.1 設計飛来物による構造欠損の想定箇所について

1. 概要

添付書類「VI-3-別添 1-1-7 排気筒の強度計算書」で実施する第 2 号機及び第 3 号機排気筒（以下「排気筒」という。）の強度評価において、設計飛来物による影響は鉄塔部材を損傷させることで考慮することとしている。本資料は、添付書類「VI-3-別添 1-1-7 排気筒の強度計算書」において、「衝突を評価する部材としては、鉄塔基礎部に直接荷重を伝達する最下層支柱材のうち、健全時において風圧力を作用させた際に、最も厳しい評価結果となる部材とする。」としていることに関し、その詳細について説明するものである。

2. 構造

排気筒の構造を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

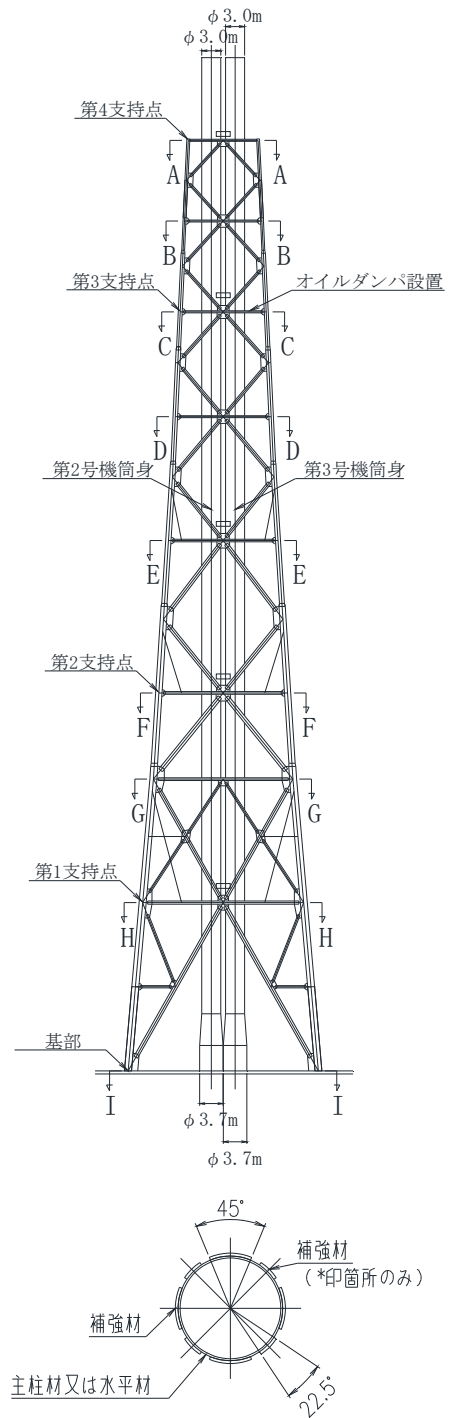
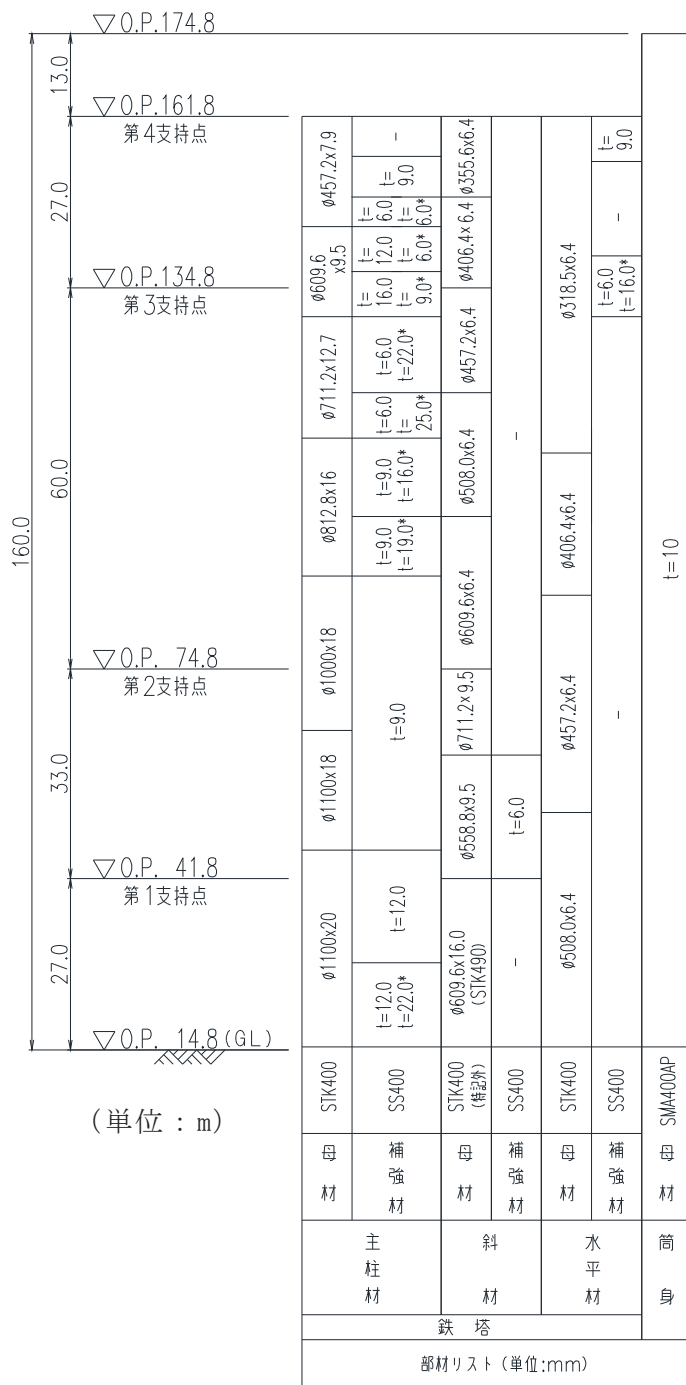


図 2-1 排気筒の構造

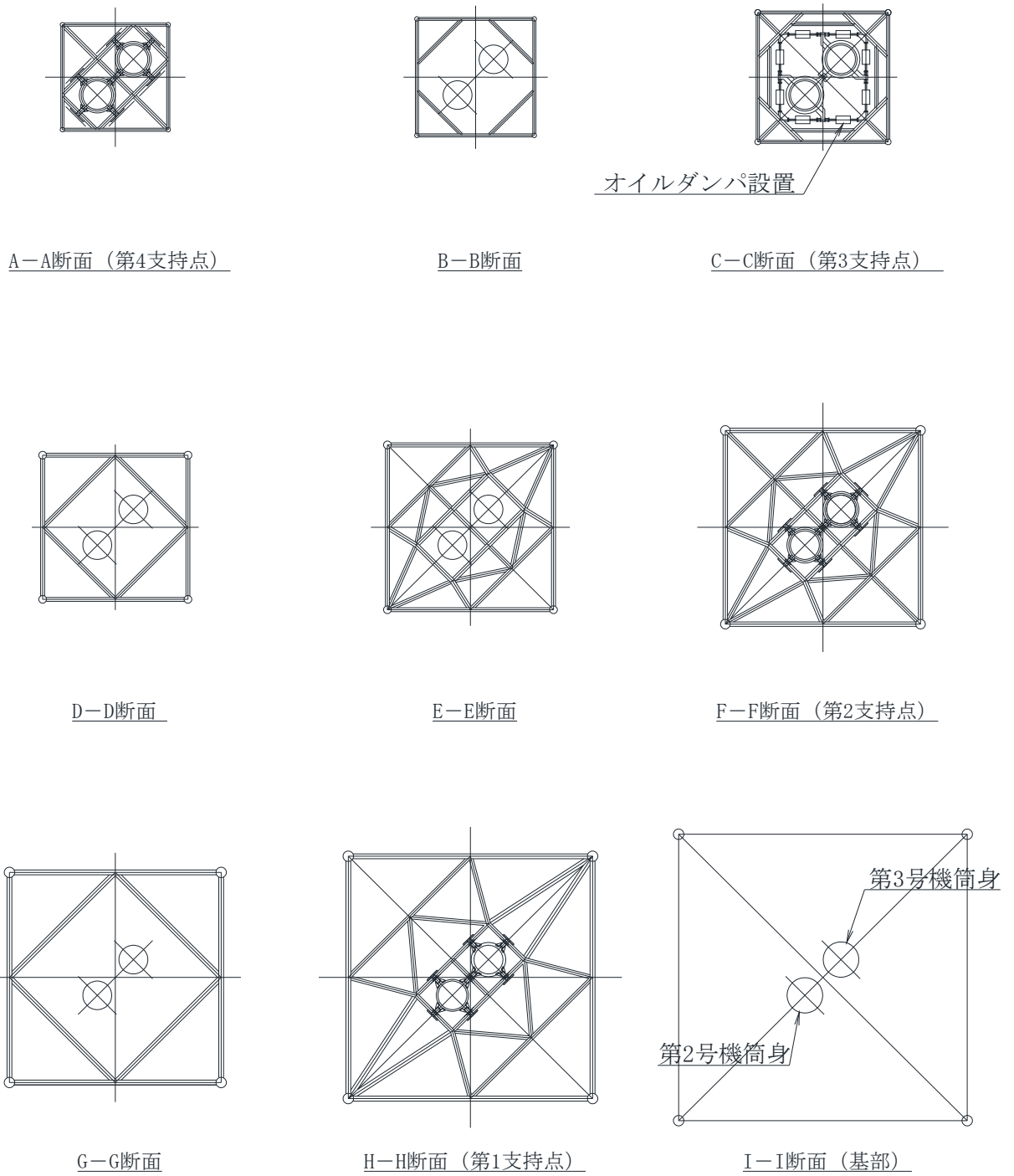


図 2-2 排気筒の構造 (平面図)

3. 健全時の主柱材の評価結果

健全時に、風圧力による荷重を受ける際の鉄塔最下層の主柱材の評価結果を表 3-1 に示す。

なお、評価対象は鉄塔基礎部に直接荷重を伝達している鉄塔最下層の主柱材とし、健全時に風圧力による荷重を受ける際に飛来物が衝突する可能性のある部材のうち、最も厳しい評価結果となる主柱材を選定し、飛来物を衝突させる部材として考慮するものとする。

主柱材の部材名称は図 3-1 に、飛来物が衝突する可能性のある部材は図 3-2 に示すとおりとする。

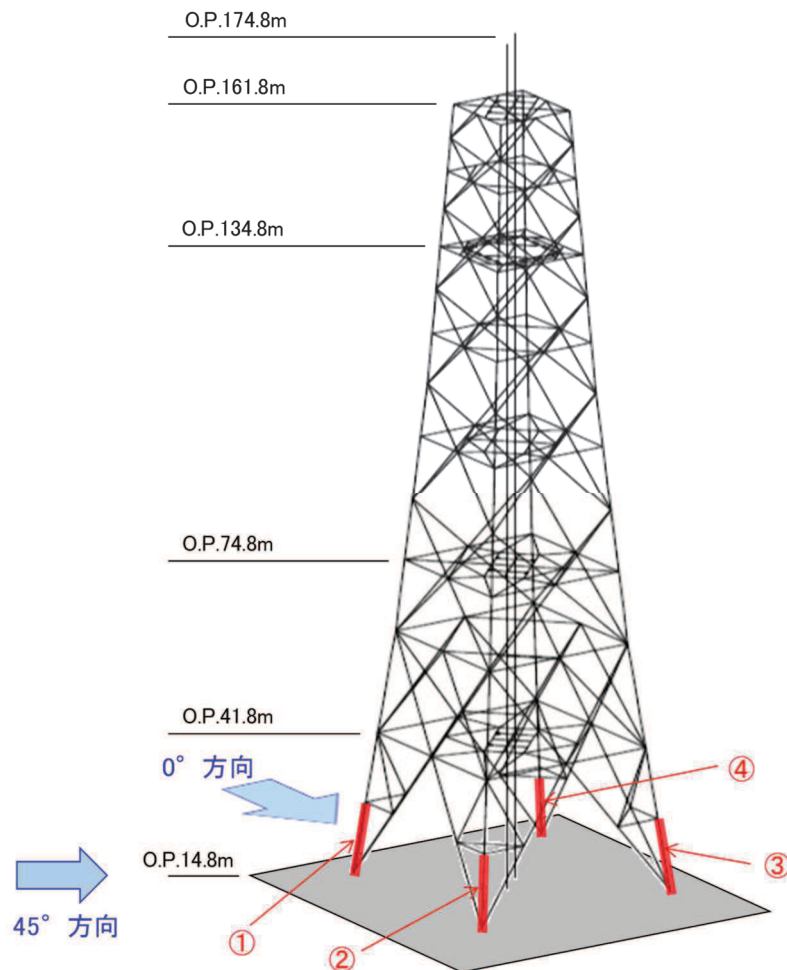


図 3-1 主柱材の部材名称

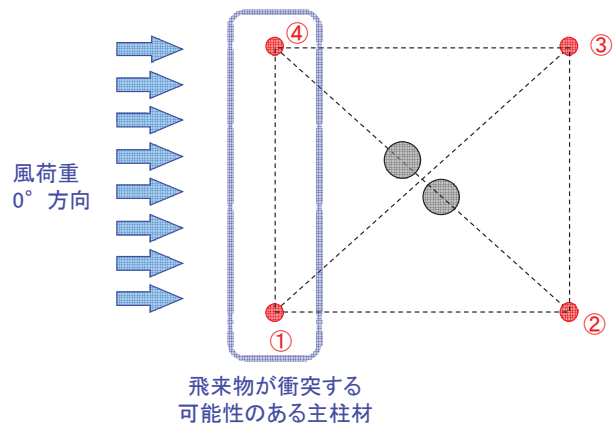


図 3-2(1) 飛来物が衝突する可能性のある部材 (0° 方向)

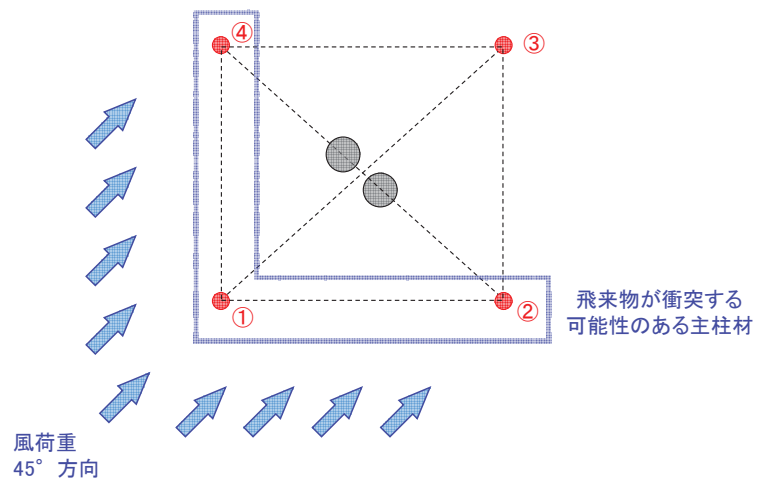


図 3-2(2) 飛来物が衝突する可能性のある部材 (45° 方向)

表 3-1(1) 主柱材の評価結果 (0° 方向)

部材名称	検討応力		使用部材 (STK400) (mm)	断面性能			座屈長さ ℓ_k (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ($\times 10^2$ mm ²)	断面係数 Z ($\times 10^3$ mm ³)	断面2次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm ²)	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm ²)	圧縮 f_c (N/mm ²)	曲げ f_b (N/mm ²)	
①	4023.06	1429.10	1100.0φ×20.0 (補強材 t = 12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	37.2	50.5	248.9	258.5	0.35
④	12075.99	850.17	1100.0φ×20.0 (補強材 t = 12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	111.6	30.0	248.9	258.5	0.57

表 3-1(2) 主柱材の評価結果 (45° 方向)

部材名称	検討応力		使用部材 (STK400) (mm)	断面性能			座屈長さ ℓ_k (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ($\times 10^2$ mm ²)	断面係数 Z ($\times 10^3$ mm ³)	断面2次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm ²)	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm ²)	圧縮 f_c (N/mm ²)	曲げ f_b (N/mm ²)	
①	13235.99	433.22	1100.0φ×20.0 (補強材 t = 12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	122.3	15.3	248.9	258.5	0.56
②	1488.88	1564.24	1100.0φ×20.0 (補強材 t = 12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	13.8	55.3	248.9	258.5	0.27
④	1489.29	1564.24	1100.0φ×20.0 (補強材 t = 12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	13.8	55.3	248.9	258.5	0.27

4. 飛来物の衝突を考慮する部材の選定

「3. 健全時の支柱材の評価結果」を踏まえ、飛来物の衝突を考慮する部材として、健全時に風圧力による荷重を受ける際に最も厳しい評価結果となる最下層の支柱材を選定した。

表 4-1 飛来物の衝突を考慮する部材の選定結果

風圧力による荷重の作用方向	飛来物の衝突を考慮する部材
0°	④
45°	①

5.2 腐食代の考慮について

1. 概要

添付書類「VI-3-別添 1-1-7 排気筒の強度計算書」で実施する第2号機及び第3号機排気筒（以下「排気筒」という。）の強度評価において、腐食による影響はないとしている。そのため、本資料は筒身及び筒身を支持している鉄塔には劣化がなく健全性が維持されていることを説明するものである。

2. 排気筒の構造概要

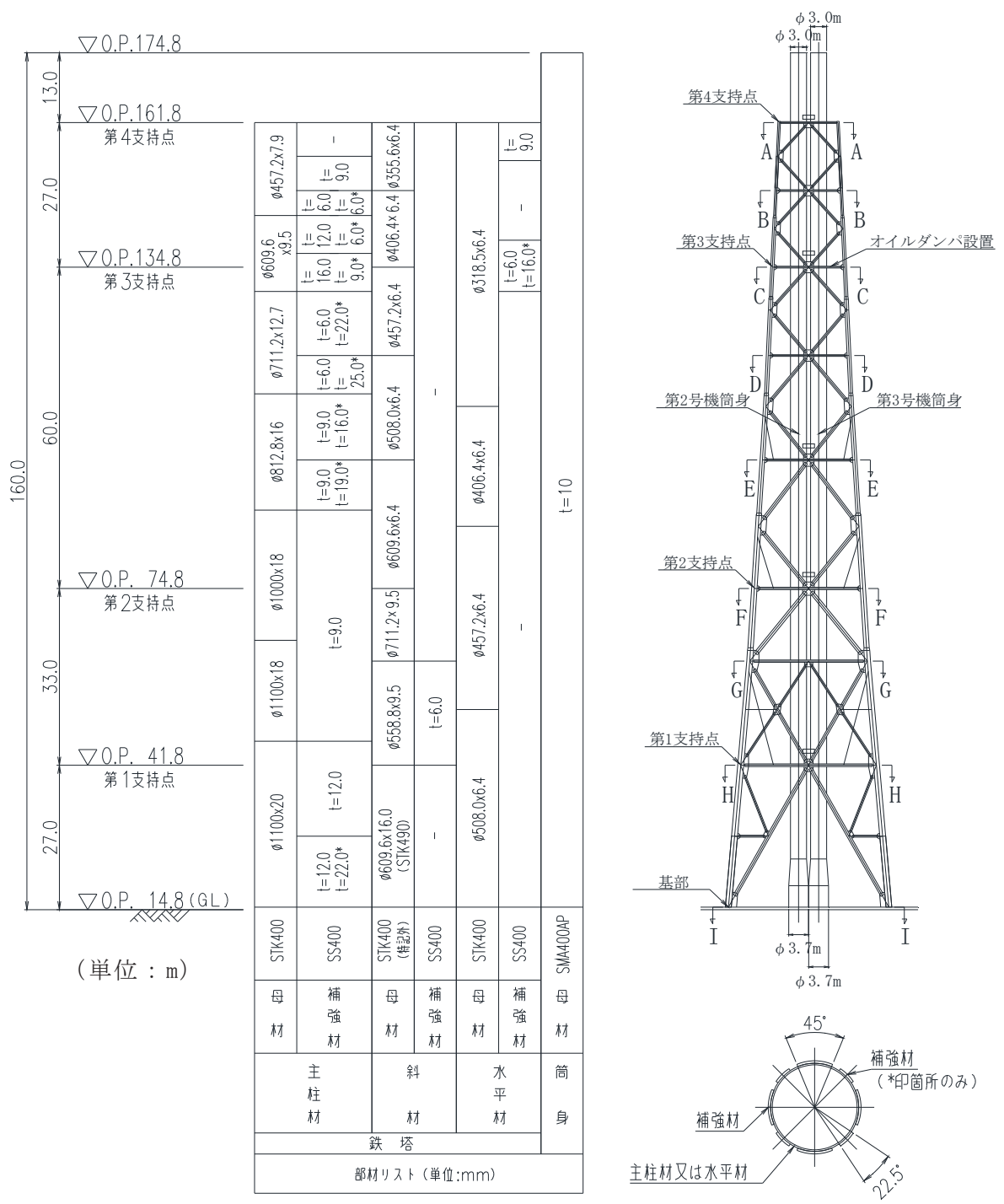
排気筒は、地上からの高さ160.0m、基部内径3.7m、頂部内径3.0mの鋼板製筒身2本を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた四角鉄塔支持形鋼管構造であり、第2号機排気筒と第3号機排気筒で支持構造物を共有する集合方式である。

筒身と鉄塔は4箇所 of 支持点で接続される。O.P. 41.8m, O.P. 74.8m, O.P. 161.8mの3箇所は、水平方向固定・鉛直方向フリーの支持点構造で接続され、O.P. 134.8mの支持点は制震装置（オイルダンパ）で接続されている。

排気筒の概要図を図2-1に示す。

構造概要

・ 構造形式	四角鉄塔支持形鋼管構造（制震装置付）
・ 排気筒高さ	160.0m（O.P. 174.8m）
・ 鉄塔高さ	147.0m（O.P. 161.8m）
・ 筒身内径	頂部 3.0m 基部 3.7m
・ 鉄塔幅	頂部 11.0m 根開き 30.0m
・ 支持点位置	O.P. 41.8m, O.P. 74.8m, O.P. 134.8m, O.P. 161.8m
・ 基礎	鉄筋コンクリート造フーチング基礎



▽0.P.174.8	13.0	▽0.P.161.8	第4支持点	φ457.2x7.9	t=9.0	φ318.5x6.4	t=9.0
▽0.P.134.8	27.0	▽0.P.134.8	第3支持点	φ609.6x9.5	t=16.0	φ406.4x6.4	t=16.0*
▽0.P.74.8	60.0	▽0.P.74.8	第2支持点	φ711.2x12.7	t=22.0*	φ457.2x6.4	-
▽0.P.41.8	33.0	▽0.P.41.8	第1支持点	φ812.8x16	t=16.0*	φ508.0x6.4	-
▽0.P.14.8 (G.L.)	27.0	▽0.P.14.8 (G.L.)	基部	φ1000x18	t=9.0	φ457.2x6.4	-
				φ1100x20	t=12.0	φ508.0x6.4	-
				φ1100x18	t=9.0	φ457.2x6.4	-
				φ1000x18	t=9.0	φ406.4x6.4	-
				φ812.8x16	t=16.0*	φ406.4x6.4	-
				φ711.2x12.7	t=22.0*	φ406.4x6.4	-
				φ609.6x9.5	t=16.0*	φ355.6x6.4	-
				φ457.2x7.9	t=9.0	φ318.5x6.4	-

(単位 : m)

母材	補強材	母材	補強材	母材	補強材	母材	補強材
STK400	SS400	STK400 (特製鉄)	SS400	STK400	SS400	SMA400AP	
主柱材	補強材	斜材	補強材	水平材	補強材	筒身	
鉄塔							
部材リスト (単位:mm)							

図 2-1 排気筒の概要図

3. 排気筒の健全性

筒身及び鉄塔の性能に係る経年的な劣化として、鋼材の腐食が挙げられる。

そのため、表 3-1 のとおり防食性に優れたエポキシ樹脂系の塗装を施しており、保安規定及び個別文書に基づき、表 3-2 に示す点検・検査を定期的の実施し、異常が確認された場合には速やかに補修することを定めている。また、筒身の内側については点検することが困難であることを踏まえ、腐食が進行しないように配慮した耐候性鋼材（SMA400AP）を使用している。

以上のことから、筒身及び鉄塔の健全性は保たれ、腐食による排気筒の強度評価への影響はない。

表 3-1 排気筒の塗装仕様

名称		塗装工程	塗装系（膜厚）
筒身	内側	下塗	タールエポキシ樹脂系塗料（70 μ ）
		中塗	タールエポキシ樹脂系塗料（70 μ ）
		上塗	タールエポキシ樹脂系塗料（70 μ ）
	外側	下塗 1	厚膜形有機ジンクリッチペイント（75 μ ）
		下塗 2	エポキシ樹脂系 MIO 塗料（50 μ ）
		下塗 3	弱溶剤系変性エポキシ樹脂塗料（50 μ ）
		中・上塗	弱溶剤系厚膜形シリコン変性エポキシ樹脂系下上塗兼用塗料（70 μ ）
鉄塔	補強箇所	下塗 1	弱溶剤系変性エポキシ樹脂塗料（50 μ ）
		下塗 2	弱溶剤系変性エポキシ樹脂塗料（50 μ ）
		中・上塗	弱溶剤系厚膜形シリコン変性エポキシ樹脂系下上塗兼用塗料（70 μ ）
	補強箇所 以外	下塗 1	エポキシ樹脂系塗料（95 μ ）
		下塗 2	弱溶剤系変性エポキシ樹脂塗料（50 μ ）
		中・上塗	弱溶剤系厚膜形シリコン変性エポキシ樹脂系下上塗兼用塗料（70 μ ）

表 3-2 排気筒の点検頻度および点検内容

分類		点検頻度	点検内容
点検*	定期巡視	1回／月	塗装の膨れ，剥れ，変退色，発錆状況を目視で確認する。
	外部点検	1回／年	専門性を有する技術員（社員以外）が塗装の膨れ，剥れ，変退色，発錆状況を確認する。
非破壊検査		1回／10年	超音波板厚計による板厚測定により，所定の板厚が確保されていることを確認する。

注記 *：筒身の内側については点検が困難であることを踏まえ，腐食が進行しないように配慮した耐候性鋼材（SMA400AP）を使用するとともに，非破壊検査による板厚測定で所定の板厚が確保されていることを確認することで健全性を把握する。

6. 衝突評価に関する補足説明資料

6.1 衝突解析の解析手法の保守性について

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 1 竜巻への配慮が必要な施設の強度に関する説明書」のうち、「VI-3-別添 1-1-1 竜巻より防護すべき施設を内包する施設の強度計算書」、「VI-3-別添 1-5 復水貯蔵タンクの強度計算書」、「VI-3-別添 1-7 排気筒の強度計算書」及び「VI-3-別添 1-2-1 防護対策施設の強度計算書」（以下「竜巻衝突解析の強度計算書」という。）に関する補足説明資料である。

鋼製部材については、それぞれ竜巻衝突解析の強度計算書において 3次元 FEMモデルを用いた飛来物衝突評価を実施しており、これらの評価における鋼材の動的物性値の設定は、電力中央研究所報告「竜巻飛来物を模擬した重錘の鋼板上への自由落下衝突試験による鋼板貫通評価手法の提案（研究報告：N15004）」（以下、「電中研報告」という。）において実施している重錘の自由落下衝突試験のための事前解析の解析手法を参考に実施している。

本資料においては、上述の動的物性値の設定手法について示すとともに、参照した電中研報告における解析手法（以下「電中研解析手法」という。）が重錘の自由落下衝突試験結果と整合していること、及び当社の設定条件が電中研報告の試験結果に対し保守性を有していることについて記載する。

なお、上記の比較検討は防護鋼板を対象にしたものであるが、衝突評価は部材の局部的影響に着目した解析であることから、形状が異なる部材についても適用可能である。

設定条件の保守性に係る評価フローを図 1-1 に示す。

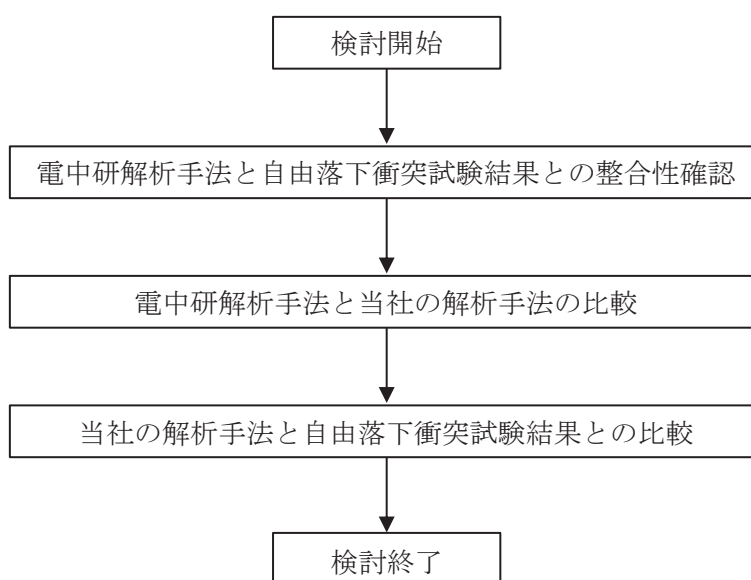


図 1-1 設定条件の保守性に係る評価フロー

2. 動的物性値の選定手法

飛来物の衝突に対する解析は、変形速度が大きいいためひずみ速度効果を考慮することとし、以下に示す Cowper-Symonds の式を適用している。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left\{ 1 + (\dot{\epsilon} / C)^{1/p} \right\}$$

ここで、 σ_D はひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 時の降伏応力、 σ_S は初期降伏応力、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度、 C 及び p はひずみ速度依存性のパラメータを表す。これらのパラメータは、日本溶接協会の動的物性の推定式（以下「WES 式」という。）にフィッティングする様に選定した。

以下に、竜巻防護鋼板の防護鋼板を例として、選定したパラメータ（表 2-1 参照）とその選定方法を示す。

表 2-1 Cowper-Symonds 式へ入力するパラメータ（防護鋼板）

	防護鋼板
材料	SS400
C (s ⁻¹)	
p	

降伏応力及び引張強さに関する WES 式は以下のとおり。

$$\sigma_Y = \sigma_{Y0}(T_0) \cdot \exp \left[8 \times 10^{-4} \cdot T_0 \cdot \left(\frac{\sigma_{Y0}(T_0)}{E} \right)^{-1.5} \cdot \left\{ \frac{1}{T \cdot \ln(10^8 / \dot{\epsilon})} - \frac{1}{T_0 \cdot \ln(10^8 / \dot{\epsilon}_0)} \right\} \right]$$

$$\sigma_T = \sigma_{T0}(T_0) \cdot \exp \left[8 \times 10^{-4} \cdot T_0 \cdot \left(\frac{\sigma_{T0}(T_0)}{E} \right)^{-1.5} \cdot \left\{ \frac{1}{T \cdot \ln(10^9 / \dot{\epsilon})} - \frac{1}{T_0 \cdot \ln(10^9 / \dot{\epsilon}_0)} \right\} \right]$$

ここで、 σ_Y 、 σ_{Y0} は降伏応力、 σ_T 、 σ_{T0} は引張強さ、 T 、 T_0 は温度、 $\dot{\epsilon}$ 、 $\dot{\epsilon}_0$ はひずみ速度、 E はヤング係数を示す。

鋼製部材の動的物性値を選定するにあたり、以下の項目を考慮した。

- (1) 被衝突物について、貫通評価における許容値は破断ひずみとしていることから、Cowper-Symonds 式により算出した引張強さが WES 式で算出した値にフィッティングする様、パラメータを適切に設定した。
- (2) 飛来物については、Cowper-Symonds 式により算出した降伏応力が WES 式で算出した値にフィッティングする様、パラメータを適切に設定した。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

- (3) (1)及び(2)と併せて、電中研報告書では、ひずみ速度 $10(s^{-1})$ 近傍において、Cowper-Symonds 式で算出した引張強さが WES 式で算出したものよりも小さくなるように設定し、貫通評価に対して保守的になるように配慮していることを参考に、ここではひずみ速度 $0.01\sim 100(s^{-1})$ の範囲において WES 式で算出した値よりも小さくなるように設定した。

表 2-1 に示すパラメータを適用したときの動的物性値について、WES 式による値と合わせ図 2-1 に示す。

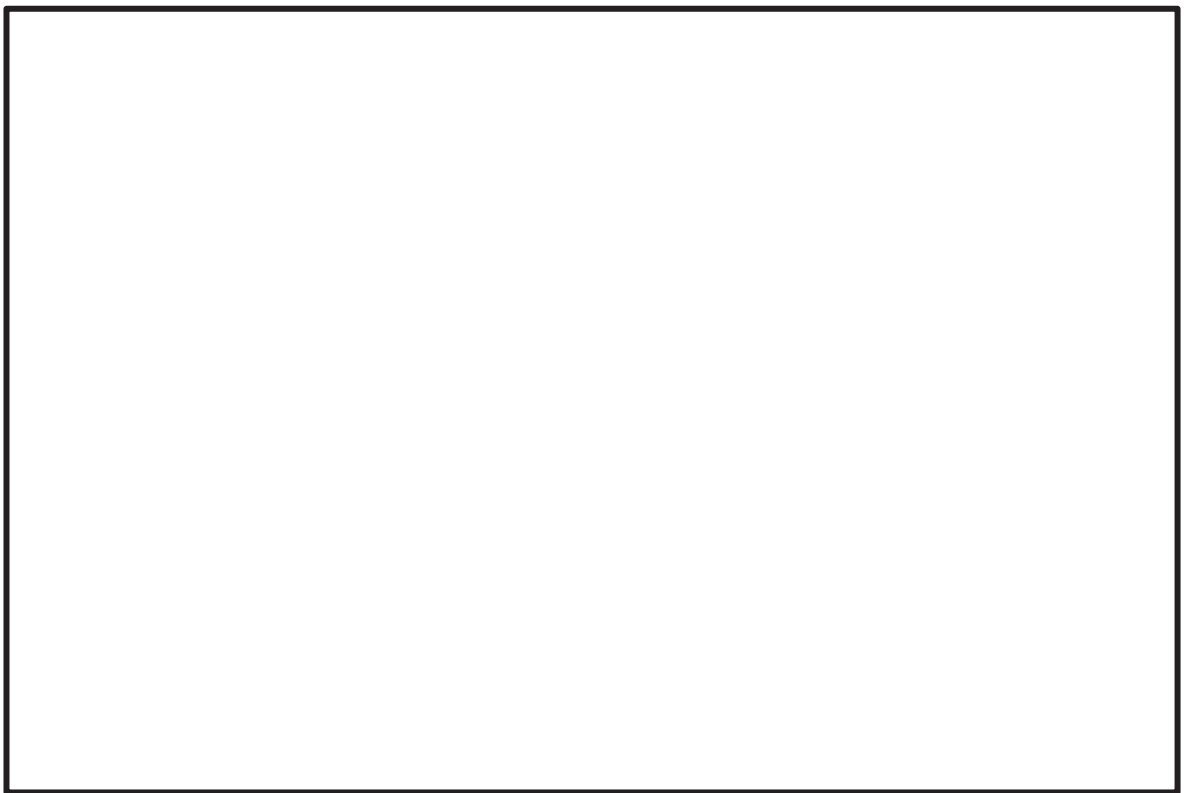


図 2-1 防護鋼板におけるひずみ速度-真応力曲線

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 電中研解析手法と自由落下衝突試験結果との整合性について

上記の動的物性値設定手法の設定に際し参照した、電中研解析手法の妥当性について以下に示す。

3.1 事前解析における塑性ひずみ及び試験結果における貫通有無について

電中研報告においては、事前解析にて得られた衝突エネルギーと鋼板に発生する相当塑性ひずみの関係を求め、試験の重錘落下高さに反映を行っている。その際に得られた事前解析結果による相当塑性ひずみと自由落下衝突試験における貫通有無の関係を表 3-1 に示す。

表 3-1 事前解析結果による相当塑性ひずみと自由落下衝突試験における貫通有無

試験(解析) ケース	試験条件			試験結果による貫通有無	事前解析で得られた相当塑性ひずみ(%)
	飛来物	被衝突体*	落下高さ(m)		
SS-1	剛パイプ重錘	SS400	17.0	有	17.4
SS-2	剛パイプ重錘	SS400	12.5	有	14.9
SS-4	剛パイプ重錘	SS400	11	無	14.1
SS-3	剛パイプ重錘	SS400	9.5	無	13.0

注記*：有効開口部サイズ 1.4m×1.4m×t9mm，接続部 2 辺固定

上記の試験結果及び事前解析結果より、試験ケース SS-2 においては、貫通が発生しており、事前解析により得られた相当塑性ひずみは 14.9%である。また、試験ケース SS-4 においては、貫通が発生しておらず、事前解析により得られた相当塑性ひずみは 14.1%である。したがって、試験結果及び事前解析結果より、SS400 鋼板については、相当塑性ひずみが 14.1%~14.9%の間で貫通が発生することが考えられる。

3.2 SS400 鋼板の引張試験における塑性ひずみについて

表 3-2 に自由落下衝突試験に用いた SS400 鋼板の引張試験で得られた材料特性値を示す。ここで、試験に使用した被衝突体である SS400 鋼板の材料試験値から得られた引張ひずみに相当する塑性ひずみが 14.9%であることから、被衝突体である SS400 鋼板の塑性ひずみが 14.9%付近に達した場合に飛来物が貫通することが考えられる。

表 3-2 自由落下衝突試験に用いた SS400 鋼板の材料試験値他

部材	材料試験結果(平均値)				引張ひずみを真ひずみに換算した値(-)	塑性ひずみ(左記から弾性ひずみを差し引いた値)
	降伏応力(MPa)	引張強さ(MPa)	引張ひずみ(-)	ヤング率(GPa)		
鋼板(SS400)	322.3	474.4	0.1624	209.7	0.150	0.148

3.3 電中研解析手法及び自由落下衝突試験結果と材料試験値の整合性

3.1 の事前解析における相当塑性ひずみと自由落下衝突試験における貫通有無より、飛来物衝突により発生する SS400 鋼板の相当塑性ひずみが 14.1~14.9%に達した場合に貫通することが考えられること、3.2 の SS400 鋼板の引張試験における材料試験値より SS400 鋼板の塑性ひずみが 14.8%であることから、電中研報告における事前解析及び自由落下衝突試験結果は材料試験結果とよく整合していることが確認できる。

したがって、電中研解析手法は自由落下衝突試験結果とよく整合している解析手法であるといえる。表 3-3 に、電中研報告における事前解析及び自由落下衝突試験から得られた結果並びに材料試験から得られた結果を示す。

表 3-3 電中研報告書における事前解析，自由落下衝突試験及び材料試験から得られた結果

事前解析及び自由落下衝突試験から得られた結果	材料試験から得られた結果	結論
SS400 鋼板については、飛来物衝突により相当塑性ひずみが 14.1%~14.9%に達した場合に貫通する。	自由落下衝突試験に使用した SS400 鋼板の引張ひずみに相当する塑性ひずみが 14.8%	左記より電中研解析手法は自由落下衝突試験結果とよく整合しているといえる。

4. 電中研解析手法と当社の解析手法の比較について

電中研解析手法と当社の解析手法の比較を表 4-1 に示す。本比較表より、当社の解析手法については、「静的な物性値の出典」及び「破断ひずみ(破断条件)」において保守性を有しており、その他については差異がないことから、当社の解析手法は電中研解析手法に比べ保守性を有しているといえる。

表 4-1 電中研解析方法と当社の解析手法の差異

比較項目		電中研解析手法	当社の解析手法	備考
解析コード		AUTODYN	LS-DYNA	「原子力安全基盤機構：原子力発電施設等に係る構造物の爆発衝撃荷重挙動解析 (JNES/SSD08-014, 平成 20 年 11 月)」において、AUTODYN と LS-DYNA との間でコードに依存する特性は少ないことが確認されていることから、解析コードに有意な差はないといえる。
材料 物性値	静的な物性値 の出典	材料試験値	JIS 及び JSME 規格値	電中研解析手法については、 <u>引張試験において得られた材料試験値を使用しており、JIS 及び JSME 規格値を使用している当社の解析手法に保守性有</u> (例. SS400 鋼板の材料試験値の降伏応力 322MPa に対して JIS 値は 245MPa)
	動的な物性値 の出典	WES 式*1	同左	*1：(社)日本溶接協会「動的繰返し大変形を受ける溶接鋼構造物の脆性破壊性能評価方法，WES2808:2003」による推定式
	応力-ひずみ 関係	Cowper Symonds モデル*2	同左	*2：「原子力安全基盤機構：原子力発電施設等に係る構造物の爆発衝撃荷重挙動解析 (JNES/SSD08-014, 平成 20 年 11 月)」において使用しているひずみ速度を考慮したモデル
	破断ひずみ (破断条件)	相当塑性ひずみ が JSME 規格*3 の限界 3 軸ひず み ϵ_L における TF=2 の値に達し た場合を提案 (例. SS400 の場 合：12.8%)		<u>破断ひずみについて電中研提案の値に対し、小さな値を採用していることから破断しやすい設定となっております、保守性を有している。</u> *3：「日本機械学会：発電用原子力設備規格シビアアクシデント時の構造健全性評価ガイドライン〈BWR 鋼製格納容器編〉(2014 年 7 月)」

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 当社の解析手法と自由落下衝突試験結果との比較について

当社の解析手法の保守性を確認することを目的として、表 4-1 に記載している当社の解析手法における設定値を用いて、電中研報告における重錘の鋼板上への自由落下衝突試験（以下、電中研試験という）の追解析を行った。その結果を表 5-1 に、解析モデルを図 5-1 に示す。解析モデルは電中研試験と同様 2 辺固定とし、重錘部については、密度を大きくした要素を採用することで重錘の重量を模擬している。また、本検討においては、解析ソフトとして LS-DYNA を用いた。

表 5-1 の追解析結果より、自由落下衝突試験において貫通が発生しなかったケースにおいても、当社の解析手法による解析結果においては貫通が発生していること、また貫通が発生したケースにおける残留速度が自由落下衝突試験結果の残留速度よりも大きいことから、当社の解析手法は保守性を有しているといえる。

表 5-1 当社の解析手法による自由落下衝突試験の追解析

試験ケース	試験条件			試験結果による貫通有無(残留速度(m/s))	当社の解析手法を用いた追解析による貫通有無(残留速度(m/s))
	飛来物	被衝突体	落下高さ(m)		
SS-1	剛パイプ重錘	SS400	17.0	有(8.5m/s)	
SS-2	剛パイプ重錘	SS400	12.5	有(2.9m/s)	
SS-4	剛パイプ重錘	SS400	11	無	
SS-3	剛パイプ重錘	SS400	9.5	無	

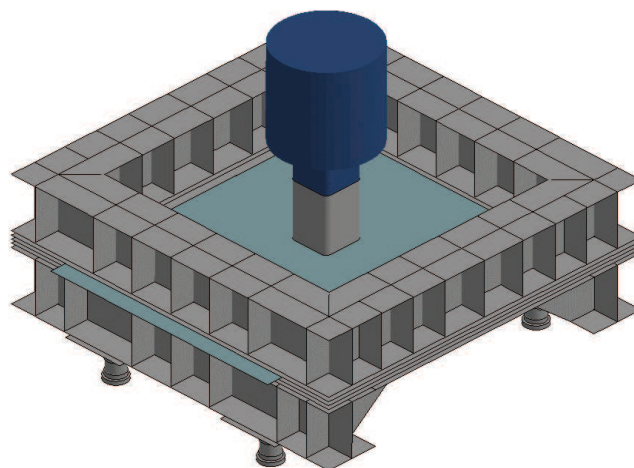


図 5-1 解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ひずみ評価に用いる多軸性係数の考え方について

電中研報告より、ひずみ制限による破壊基準に関する既往知見として、入力エネルギーの大きい竜巻による飛来物と、局所的な大変形を伴う鋼製構造物との衝突問題を解析により評価する場合の評価基準については、一般にひずみ制限を考慮した破壊基準が採用されている。ひずみ制限を適用した破壊基準として、NEI07-13の原子力発電所に対する航空機衝突評価手法が知られている。鋼板衝突部に局所的に発生する相当塑性ひずみの上限値として、局所延性相当ひずみを被衝突体に生じる多軸性係数で除した値が与えられている。なお、TFは次式で表される。

$$TF = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{\sigma_e}$$

ここで、

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: 主応力

σ_e : ミーゼス相当応力

また、TFの物理的意味合いを表1に示す。TFは多軸応力場での延性低下の影響を示す係数であり、等二軸引張では2、平面ひずみ引張では $\sqrt{3}$ 、単軸引張では1となる。

表1 TFの物理的意味合い

変形モード	単軸引張	単軸引張側面拘束 (平面ひずみ引張)	等二軸引張
応力比 σ_2/σ_1	0	0.5	1
ひずみ比 $\varepsilon_2/\varepsilon_1$	-0.5	0	1
TF	1	$\sqrt{3}$	2