

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 <u>R 2</u>
提出年月日	令和 3 年 <u>8</u> 月 <u>13</u> 日

設工認に係る補足説明資料  
耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の  
耐震評価についての補足説明資料

注記：文書中の下線部は R 1 から R 2 への変更箇所を示す。


本資料（R 2）は、7 月 14 日に提示した「（耐震建物 23）竜巻防護対策設備の耐震性評価  
についての補足説明資料 R 1」に対し、ヒアリング及び審査会合における指摘事項を踏まえ、  
以下の説明を追加したものである。


## 目 次

1. 概要	1
2. 耐震評価方針	1
3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定	2
3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	2
3.2 荷重の組合せ	3
4. 地震応答解析	4
5. 許容限界の設定	4
6. まとめ	5

- ・別紙 1 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-2 安全冷却水 A 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-3 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-4 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-5 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-6 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について
  
- ・別紙 2 飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-1 前処理建屋の安全蒸気系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-2 前処理建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-3 精製建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-4 高レベル廃液ガラス固化建屋の非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-5 非常用電源建屋の第 2 非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-6 第 1 ガラス固化体貯蔵建屋床面走行クレーンの遮蔽容器設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

- ・別紙 2-7 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（主排気筒周り）の耐震性評価について
- ・別紙 2-8 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（分離建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-9 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（精製建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-10 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-11 制御建屋中央制御室換気設備設置室の飛来物防護板の耐震性評価について・別紙 2-12 冷却塔に接続する屋外設備の飛来物防護板の耐震性評価について

 : 後次回申請において提示

 : 商業機密の観点から公開できない箇所

## 1. 概要

本資料は、再処理施設の設計基準対象施設に対する耐震計算書のうち、竜巻防護対策設備の耐震評価について補足説明するものである。

ここでは、建物・構築物のうち、竜巻防護対策設備の耐震計算書の概要について示す。

また、本資料は第1回申請（令和2年12月24日申請）のうち、以下に示す添付書類の補足説明に該当するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震性についての計算書」

## 2. 耐震評価方針

竜巻防護対策設備は、竜巻により生じる飛来物が竜巻防護対象施設に衝突することを防止する機能を有しており、防護ネットを主体とする設備又は防護板を主体とする設備の2種類がある。竜巻防護対策設備は、主要構造部材である支持架構に防護ネット又は防護板が設置されている構造となっている。各竜巻防護対策設備（以下、各設備という。）の構造概要については別紙にて示す。

耐震Cクラスである竜巻防護対策設備の耐震評価は、防護対象施設が上位クラスであることから、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、上位クラス施設的设计に適用する地震動を用いて、以下の観点で実施する。

### （1）損傷、転倒及び落下による影響

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.1.4 建屋外における下位クラス施設の損傷、転倒及び落下の観点」に基づき、竜巻防護対策設備の損傷、転倒及び落下により、上位クラス施設の安全機能を損なわないことを確認する。

確認においては、竜巻防護対策設備の主要構造部材を対象とし、耐震評価を実施する。

### （2）相対変位による影響

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点」に基づき、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との相対変位により、上位クラス施設の安全機能を損なわないことを確認する。

確認においては、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との地震応答による相対変位を想定しても、竜巻防護対策設備が上位クラス施設等に衝突しない十分な距離を確保していることを評価する。

### 3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定

#### 3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」に基づき、以下のとおり考慮すべき荷重を設定する。

##### a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（支持架構（耐火被覆重量を含む）防護ネット、防護板、取付金物等）とする。

##### b. 積雪荷重 (L<sub>s</sub>)

積雪荷重は、六ヶ所村統計書における観測記録上の極値190cmに、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組み合わせを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した荷重とする。積雪荷重の設定範囲は、各設備の投影面積に基づき設定する。

##### c. 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

地震荷重は、基準地震動 S<sub>s</sub> 又は 1.2S<sub>s</sub> による地震荷重とし、添付書類「IV 1-1 耐震設計の基本方針」の「4. 設計用地震力」に基づき動的地震力を算定する。

各設備における地震荷重の算定方法の詳細については、別紙にて示す。

##### d. 風荷重 (W<sub>L</sub>)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく平成12年建設省告示第1454号に定められた六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。風荷重の算定にあたっては、以下の式に基づき設定する。風力係数等の施設の形状により異なる値及び受圧範囲については、各設備にて設定する。

$$W_w = q \cdot C_f \cdot A$$

ここで、

$$q = 0.6 \cdot E' \cdot V_0^2$$

$$E' = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \cdot (H/Z_G)^\alpha \quad \dots (H > Z_b \text{ より})$$

(記号の説明)

W<sub>w</sub> : 短期風荷重 (N)

q : 速度圧 (N/m<sup>2</sup>)

C<sub>f</sub> : 風力係数

A : 受圧面積

E' : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数 (平成12年建設省告示第1454号による)

E<sub>r</sub> : 平均風速の高さ方向の分布係数

- $G_f$  : ガスト影響係数 ( $G_f = 1$ )  
 $V_0$  : その地方における基準風速  
(平成12年建設省告示第1454号により, 34 [m/s] )  
 $H$  : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)  
 $Z_b$  : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ( $Z_b = 5$ [m])  
 $Z_G$  : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ( $Z_G = 350$ [m])  
 $\alpha$  : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ( $\alpha = 0.15$ )

### 3.2 荷重の組合せ

竜巻防護対策設備の荷重の組み合わせにおける設計方針は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、耐震設計上考慮すべき荷重について策定する。竜巻防護対策設備は屋外に設置される施設であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重及び風荷重を組み合わせる。

$$D + 0.35L_s + S_s + WL$$

D : 固定荷重

$L_s$  : 積雪荷重

$S_s$  : 地震荷重

WL : 風荷重

#### 4. 地震応答解析

竜巻防護対策設備の動的解析に当たっては、添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」に基づき、施設の剛性、形状、構造特性、振動特性、減衰特性を十分に考慮し、適切なモデルに置換した解析モデルを設定する。

竜巻防護対策設備の地震応答解析モデルは、地盤及び構造物の地震時における挙動の程度に応じて、その相互作用の影響を考慮する。動的解析法は JEAG4601 に基づき実施することを基本とし、時刻歴応答解析法又は応答スペクトルモーダル解析法を用いることとする。

各設備における地震応答解析の詳細については、別紙にて示す。

#### 5. 許容限界の設定

竜巻防護対策設備の耐震評価における許容限界は、以下のとおり設定する。

##### (1) 損傷、転倒及び落下による影響

竜巻防護対策設備の主要構造部材の評価における許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、終局耐力を許容限界とする。終局耐力としては、建築基準法施行令第 96 条及び平成 13 年国土交通告示第 1024 号に準拠し、設定した値を用いる。

##### (2) 相対変位による影響

相対変位の評価における許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との距離とする。

6. まとめ

竜巻防護対策設備の耐震評価方針について、第6-1表に示す。

第6-1表 竜巻防護対策設備の耐震評価方針

分類	設計対象 竜巻防護対策設備	竜巻防護対象施設	耐震評価部位	設計用地震動	荷重の種類及び 荷重の組合せ	許容限界設定の考え方
建物・ 構築物	安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット	安全冷却水B冷却塔	支持架構	S <sub>s</sub>	D + 0.35L <sub>s</sub> + S <sub>s</sub> + WL	安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット と安全冷却水B冷却塔の離隔距離。
						「建築基準法 政令第96条」及び「平成13国土交通省告示第1024号」に準拠した値を適用する。
他の竜巻防護対策設備については、後次回申請にて示す。						

記号の説明

- D : 固定荷重
- L<sub>s</sub> : 積雪荷重
- S<sub>s</sub> : 地震荷重
- WL : 風荷重



# 別紙

## 設工認に係る補足説明資料【耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価について】

資料No.	名称	提出日	Rev	備考
別紙 1	飛来物防護ネットの耐震性評価について	8/13	2	
別紙 1-1	安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について	8/13	2	
別紙 1-2	安全冷却水 A 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-3	第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-4	第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-5	使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-6	使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 2	飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-1	前処理建屋の安全蒸気系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-2	前処理建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-3	精製建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-4	高レベル廃液ガラス固化建屋の非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-5	非常用電源建屋の第 2 非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-6	第 1 ガラス固化体貯蔵建屋床面走行クレーンの遮蔽容器設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-7	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（主排気筒周り）の耐震性評価について			
別紙 2-8	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（分離建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-9	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（精製建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-10	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-11	制御建屋中央制御室換気設備設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-12	冷却塔に接続する屋外設備の飛来物防護板の耐震性評価について			

## 別紙1

### 飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの  
耐震性評価について

## 目 次

1. 概要	1
1.1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震設計の考え方	1
1.1.1 構造概要	1
1.1.2 耐震構造の検討	2
1.1.3 座屈拘束ブレースの構造概要	5
1.1.4 三次元フレームモデルによる挙動の確認	9
1.1.5 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果	9
1.1.6 質点系モデルの適用性確認	23
1.2 耐震評価方針	24
2. 飛来物防護ネットの地震応答解析	26
2.1 入力地震動の算定	26
2.2 地盤改良の目的, 範囲, 仕様	27
2.3 改良地盤物性値の設定	29
2.3.1 調査概要	29
2.3.2 調査結果	30
2.4 地震応答解析モデル	33
2.4.1 水平応答解析	33
2.4.2 鉛直応答解析	36
2.5 ばらつきケースの設定	38
3. 飛来物防護ネットの上部構造の耐震評価	39
3.1 評価対象部位の選定	39
3.2 評価方法	41
3.3 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定	43
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	43
3.3.2 荷重の組合せ	43
3.4 地震荷重の算定	44
3.4.1 水平地震荷重	44
3.4.2 鉛直地震荷重	44
3.4.3 地震荷重の組合せ	45
3.5 許容限界の設定	46
3.5.1 支持架構(座屈拘束ブレース以外)の構造評価における許容限界	46
3.5.2 座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界	46
3.5.3 冷却塔との相対変位評価における許容限界	47
3.6 評価結果	47
4. 飛来物防護ネットの基礎の耐震評価	48
4.1 基本方針	48

4.1.1	構造概要	48
4.1.2	評価方針	51
4.1.3	適用規格・基準等	52
4.2	評価方法	53
4.2.1	評価対象部位及び評価方針	53
4.2.2	荷重	55
4.2.3	荷重の組合せ	56
4.2.4	許容限界	57
4.2.5	評価方法	58
4.2.5.1	基礎の評価法	58
4.2.5.2	杭の評価法	62
4.3	評価結果	67
4.3.1	基礎の評価結果	67
4.3.2	杭の評価結果	68
4.3.3	支持力等の評価結果	71

- 別添 1 地震応答解析モデルの適用性について
- 別添 2 地震応答解析モデルにおける基礎固定の妥当性について
- 別添 3 防護板及び防護ネットに作用する荷重について
- 別添 4 座屈拘束ブレースの構造評価について
- 別添 5 相対変位評価について
- 別添 6 液状化影響評価について

## 1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

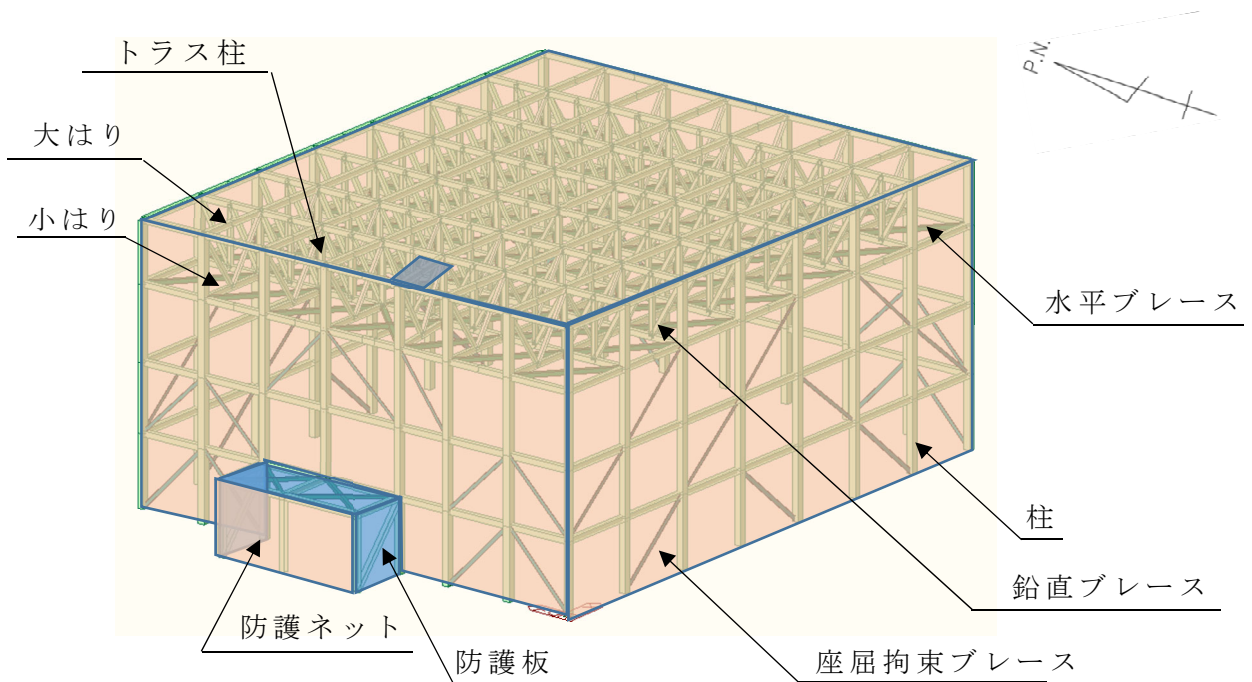
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」

### 1.1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震設計の考え方

#### 1.1.1 構造概要

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「飛来物防護ネット」という。）は、竜巻により生じる飛来物が安全冷却水B冷却塔に衝突することを防止する機能を有しており、防護ネット、防護板及びそれらを支持する支持架構で構成される。

飛来物防護ネットの概要図を第1-1図に示す。



第1-1図 飛来物防護ネット 概要図

### 1.1.2 耐震構造の検討

飛来物防護ネットの支持架構について、構造を検討するにあたり、第1-2図に示す冷却塔及び周辺構造物（洞道）による配置制約のもと、弾性ブレースを組み込んだ暫定の架構構造で三次元フレームモデルを構築し、概略の地震応答荷重を算出したところ、屋根面にあるトラス構造の重量が大きいことから、支持架構の転倒モーメントが支持架構の抵抗モーメントを超えることが確認された。

飛来物防護ネットの支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、転倒モーメントによる水平荷重の低減対策として1.1.3にて構造概要を示す座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組み合わせにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

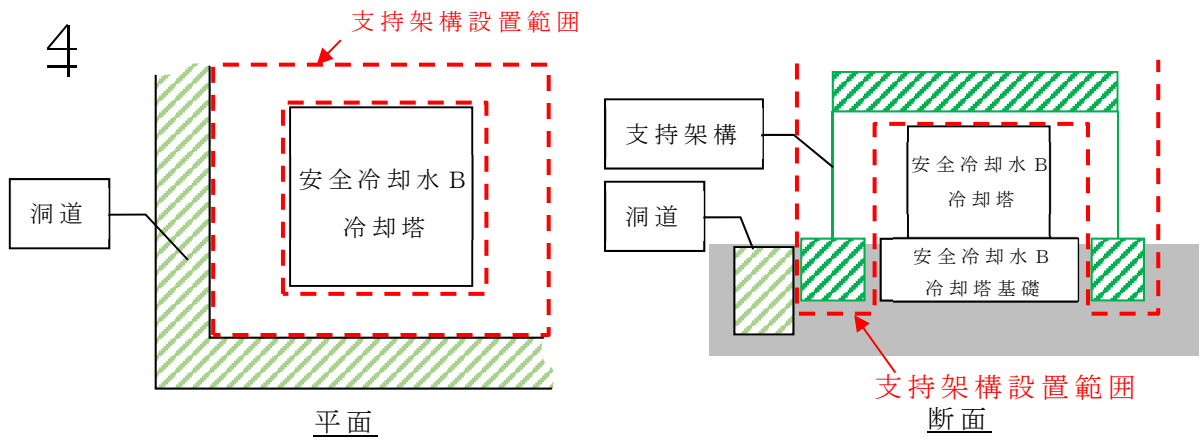
座屈拘束ブレースが安定的に塑性化することにより、地震によるエネルギーを消散させ支持架構に大きな減衰を付加することで、地震応答を下げる（転倒モーメントを低減させる）ことが可能となる。

支持架構に座屈拘束ブレースを組み込むにあたり、以下に示す方針に基づき検討を実施した。具体的な配置を第1-3図に示す。

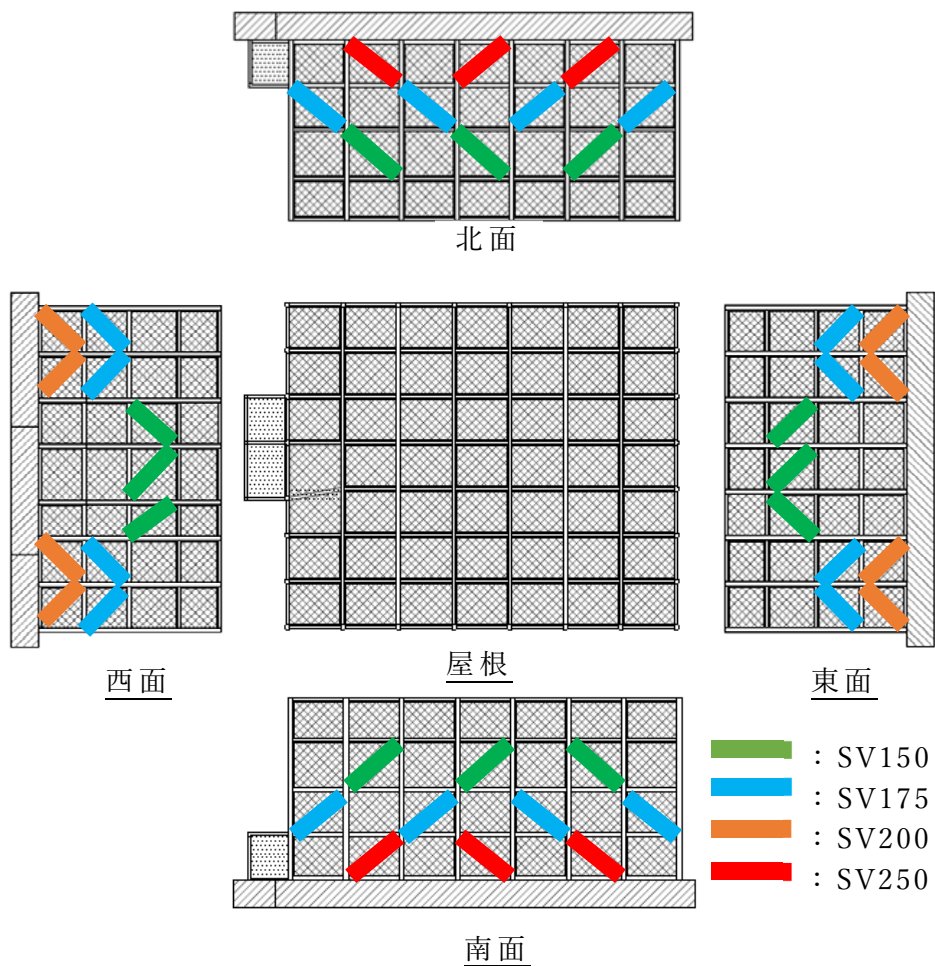
- ・地震水平荷重による転倒モーメントが支持架構基礎の抵抗モーメント以下となるよう、座屈拘束ブレースのサイズ及び本数を選定する
- ・下層のせん断力が大きいため、部材断面が大きなブレースを下層に配置する
- ・柱、梁、ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置または、ブレース荷重が直接伝達できるよう連続配置を基本とする
- ・西側の開口を避けた配置とし、左右同数配置とする
- ・ねじれが生じないように南北面、東西面で同数配置とする

上記配置に対し、第1-4図に示すとおり、支持架構の三次元フレームモデルに静的地震力を与え、ねじれ変形がないこと、四隅の柱の水平変形が一樣であり全体が一体化していること及び、各階層間において変形状態が一樣であることを確認している。

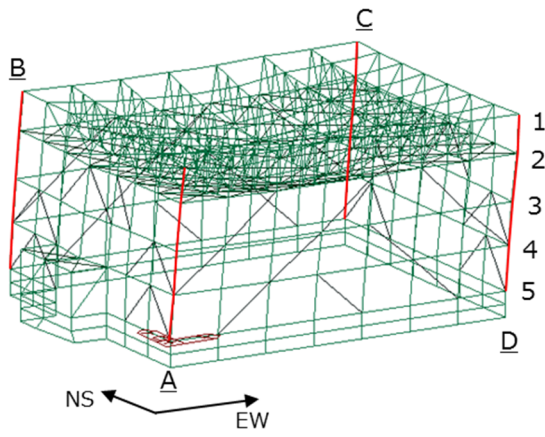




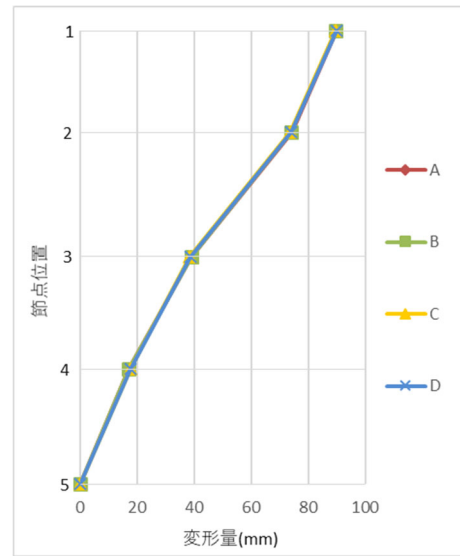
第 1 - 2 図 飛来物防護ネットの支持架構の配置制約



第 1 - 3 図 座屈拘束ブレースの設置状況



(支持架構の変形状態)



(四隅の柱の変形量 (mm) )

第 1 - 4 図 三次元フレームモデルでの四隅の柱の変形状態

### 1.1.3 座屈拘束ブレースの構造概要

飛来物防護ネットに適用した座屈拘束ブレースは、中心鋼材に低降伏点鋼（BT-LYP225、大臣認定品）を使用する。座屈拘束ブレースの仕様を第1-1表に、構成を第1-5図に示し、座屈拘束ブレースの性能を第1-6図に示す。

また、座屈拘束ブレースについては、日本建築センターに一般評定の申し込みを行い、審議を受けた結果、妥当なものと評定されており、評定を受けた設計要領によって設計され、製作要領、品質管理要領によって製作され、施工標準に従って施工された場合、構造安全性に支障ないことが確認されている。

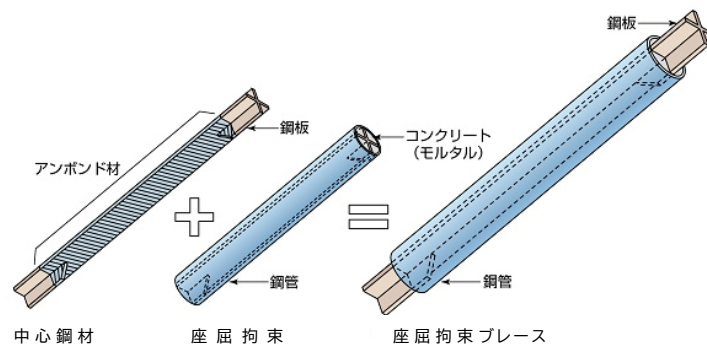
評定書の件名は「制振用アンボンドブレース」（BCJ評定-ST0126-05）であり、この評定書文中の「2 力学的性能」に、バイリニア型の復元力特性が示されており、復元力特性の設定が妥当であることから、エネルギー吸収部材として一般評定で認められている。

また、繰返し変形による疲労破断に至る回数も試験により確認されており、適切に制振効果を評価できるように配慮されている。座屈拘束ブレースの評定書を第1-7図に、一般評定にて審査を受けた技術的な事項及び設計、製作、施工に適用した事項を整理した技術的確認項目を第1-2表に示す。なお、飛来物防護ネットの耐震評価に用いた座屈拘束ブレースの弾塑性応答を考慮したモデル化方法については、一般評定にて審査済である。

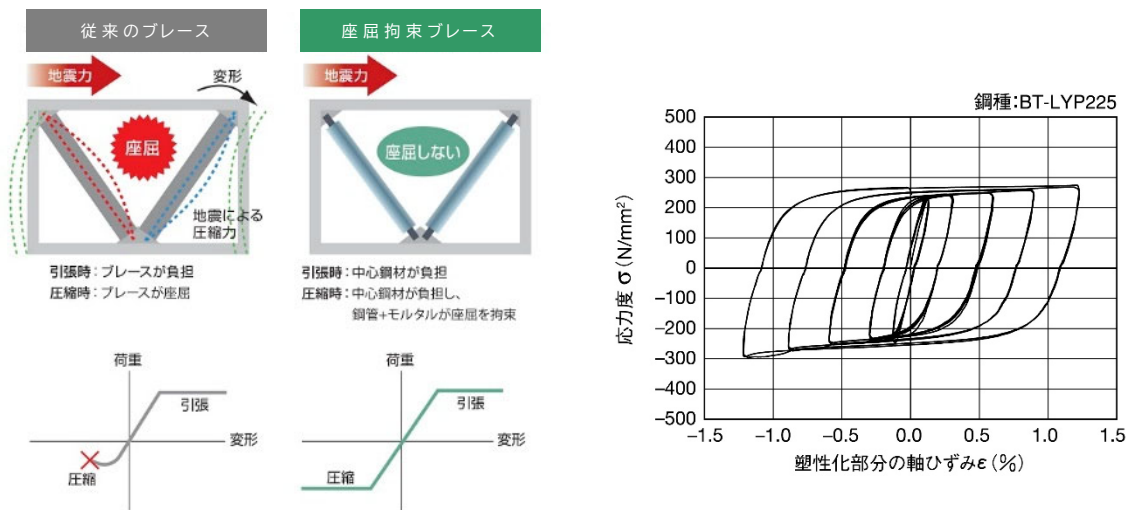
座屈拘束ブレースは、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss地震動等の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化し、変形に伴って効果的にエネルギーを吸収する設計としている。

第1-1表 座屈拘束ブレースの仕様

種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ-300.0×7.5	21N/mm <sup>2</sup>
SV175	PL-32×243	φ-318.5×6.9	21N/mm <sup>2</sup>
SV200	PL-32×278	φ-355.6×6.4	21N/mm <sup>2</sup>
SV250	PL-36×308	φ-355.6×7.9	21N/mm <sup>2</sup>



第 1-5 図 座屈拘束ブレースの構成



第 1-6 図 座屈拘束ブレースの性能



BCJ 評定-ST0126-05

## 評 定 書 (工法等)

申込者 新日鉄住金エンジニアリング株式会社  
建築・鋼構造事業部長 村上 信行 様

件 名 制振用アンボンドブレース

平成 30 年 10 月 19 日付で評定の申し込みのあった本件については、下記のとおり評定申込事項に係る技術的基準に適合しているものと評定します。

なお、本評定書の有効期間は、本評定日より平成 32 年 10 月 14 日までとします。

平成 30 年 11 月 16 日



記

### 1. 評定申込事項

本評定は、平成 12 年建設省告示第 1461 号の制振部材、平成 17 年国土交通省告示第 631 号のエネルギー吸収部材に係る評定の申し込みがなされたものである。

### 2. 評定の区分

変更

### 3. 評定をした工法等

別紙 1 のとおり

### 4. 評定の内容

#### (1) 方法

本評定は、鋼構造評定委員会（委員長：田淵基嗣）において、申込者から提出された資料に基づき審査を行ったものである。

#### (2) 審査内容

別紙 2 のとおり

### 5. 備考

本評定は、設計・施工・品質管理等が適切に行われることを前提に、提出された資料に基づいて行ったものであり、個々の工事等の実施過程及び実施結果の適切性は評定の範囲に含まれていない。

第 1 - 7 図 評 定 書

第 1-2 表 座屈拘束ブレースの技術的確認項目

大項目	小項目	メーカー 確認項目	第三者機関による 確認項目	今回の設計製作 工事に適用した 項目
性能 データ	中心鋼材の 強度データ	○ SS カーブ及び ミルシートで確認	—	○ ミルシート
	中心鋼材の座屈を 防止する構造の 妥当性	○ 実大試験体の 試験結果で確認	○ 実大試験体の 試験結果で確認	○ 評定の設計式
	座屈拘束ブレースの 弾塑性応答データ	○ 部材の応答 (履歴特性)は代表 実大試験体の 載荷結果で確認	—	—
強度評価 方法 モデル化方法，	座屈拘束ブレースの モデル化方法	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 評定に準拠
	座屈拘束ブレースの 強度評価方法	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 評定に準拠
要領	製作要領	○ 評定に定めた 要領に従って 製作した試験体 の結果で確認	○	○ 評定の製作要領
	品質管理要領	○ 評定に定めた 要領に従って 製作した試験体 の結果で確認	○	○ 評定の品質 管理要領

#### 1.1.4 三次元フレームモデルによる挙動の確認

1.1.3 に示す座屈拘束ブレースを組み込んだ支持架構の挙動を確認するために、三次元フレームモデルによる解析を行った。三次元フレームモデルの諸元を第 1-3 表に、三次元フレームモデル図を第 1-8 図に示す。三次元フレームモデルでは、ラーメン構造フレーム（以下、フレーム）と座屈拘束ブレースをビーム要素でモデル化し、基礎は固定とした。また、フレーム部分は弾性、座屈拘束ブレースは弾塑性としてモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第 1-9 図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性のバイリニア型の履歴特性を定義した。入力地震動は、架構の固有周期帯の応答加速度が最大となる  $S_s - C 1 (H)$  とし、減衰は 2% とした。また、解析コードは TDAP III を用いた。

#### 1.1.5 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果

##### (1) 固有周期及び振動モード

三次元フレームモデルによる固有振動数解析結果として、主要な振動モードである NS 方向 1 次及び EW 方向 1 次の固有振動数とモード図を第 1-10 図に示す。支持架構の振動モードは屋根質量が相対的に大きいため NS 方向、EW 方向とも、1 次振動モードが支配的であり、その他のモードの寄与は軽微であることを確認した。

##### (2) 部材荷重

1 次の振動モードが支配的であることから、三次元フレームモデルによる地震応答解析から得られた各 1～4 階層の層せん断力が最大となる時刻 ( $t_1 \sim t_4$ ) において最大の応力が発生していると考えられる。時刻  $t_1 \sim t_4$  における柱の曲げモーメント分布を第 1-11 図に示す。

第 1-11 図に示すとおり、3 階層柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、第 1-4 図に示すとおり、座屈拘束ブレースが配置されている 1 階層から 3 階層までは水平地震荷重をブレースと柱で荷重を負担するが、ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためである。

三次元フレームモデルによる応力解析結果を第 1-4 表に示す。曲げモーメントが卓越する 3 階層を対象に発生応力を算出した結果、時刻  $t_3$  において検定値が最大となることを確認した。また、時刻  $t_3$  における 1 階層から 3 階層の柱の発生応力を算出した結果を第 1-5 表に示す。前述のとおり、3 階層が最も大きな検定値となることを確認した。

### (3) 座屈拘束ブレースの降伏状況

三次元フレームモデルによる地震応答解析及び応力解析から得られた、荷重（軸力）時刻歴を第 1-13 図に、ひずみ時刻歴を第 1-14 図に、応力-変形履歴を第 1-15 図に、最大ひずみを第 1-6 表に示す（座屈拘束ブレースの番号を第 1-12 図に示す）。

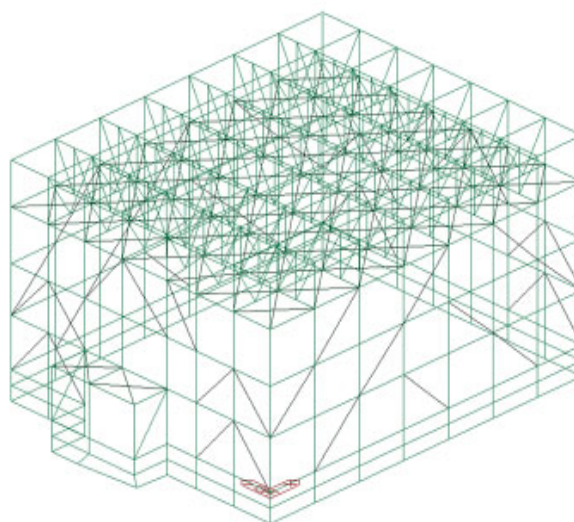
座屈拘束ブレースに最大の塑性ひずみが発生している時刻は架構に最大の応力が発生した時刻  $t_3$  であり、同一階層の座屈拘束ブレースの荷重、ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはないことを確認した。また、下層程、部材サイズの大きな座屈拘束ブレースを採用していることから、発生する塑性ひずみは小さくなっている。また、塑性ひずみが発生している時間はごく一部であり、ほとんどの時間帯において弾性応答していることを確認した。発生ひずみが許容ひずみを下回ることを確認した。

座屈拘束ブレースに最大の塑性ひずみが発生している時刻の柱の部材力分布を第 1-16 図、梁の軸力分布を第 1-17 図、柱の検定値を第 1-7 表、梁の検定値を第 1-8 表に示す。座屈拘束ブレースが塑性化している状態でも、荷重のバランスに不均等な箇所はないことを確認した。

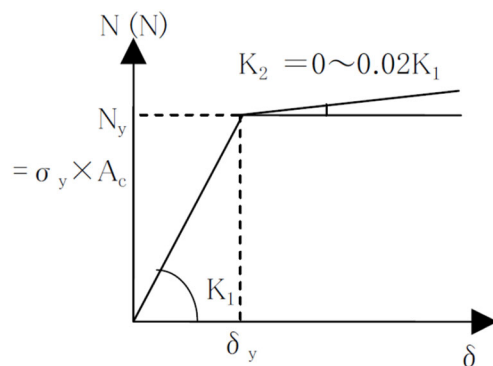


第 1-3 表 三次元フレームモデルの諸元

項目		詳細	備考
材料特性	フレーム	弾性体	第 1-8 図に示す履歴特性
	座屈拘束 ブレース	弾塑性体 (バイリニア型)	
拘束条件		基礎固定	
入力地震動		S s - C 1	
減衰		2 %	
解析コード		TDAPⅢ	



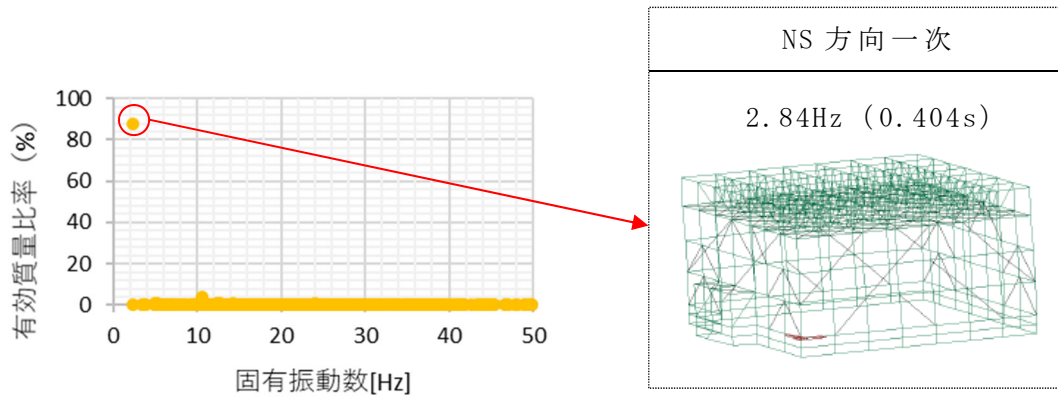
第 1-8 図 三次元フレームモデル図



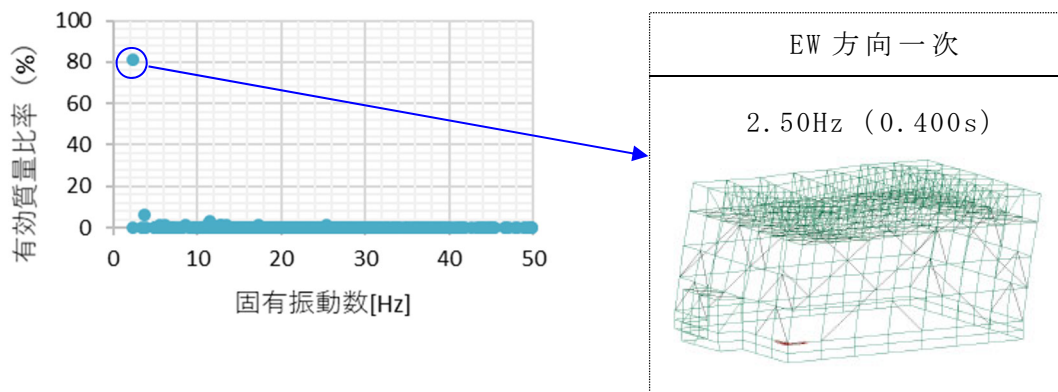
バイリニア型モデル

- $\delta_y$  : 座屈拘束ブレースの降伏変位
- $K_1$  : 座屈拘束ブレースの弾性剛性,  $=E \cdot AC/L$
- $K_2$  : 座屈拘束ブレースの二次剛性,  $=0 \sim 0.02K_1$
- $E$  : 弾性係数
- $\sigma_y$  : 降伏管理幅の中間値,  $=225\text{N/mm}^2$  (BT-LYP225 の場合)
- $A_c$  : 座屈拘束ブレース芯材の断面積

第 1-9 図 座屈拘束ブレースの復元力モデル

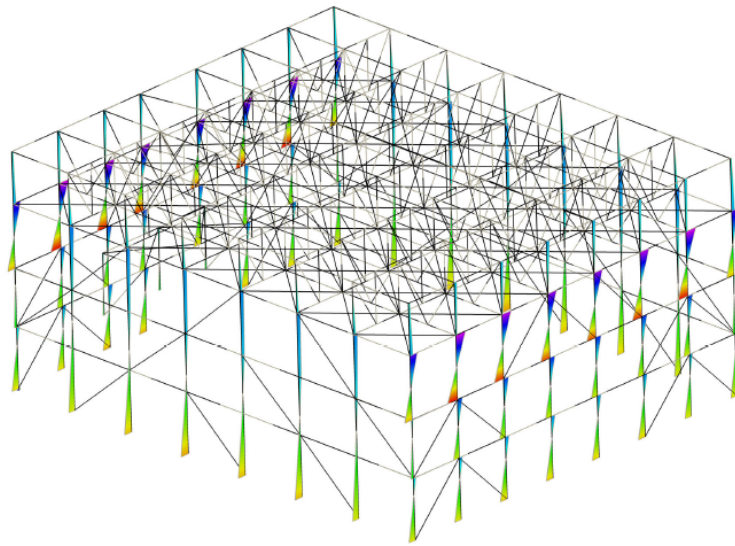


(NS 方向)

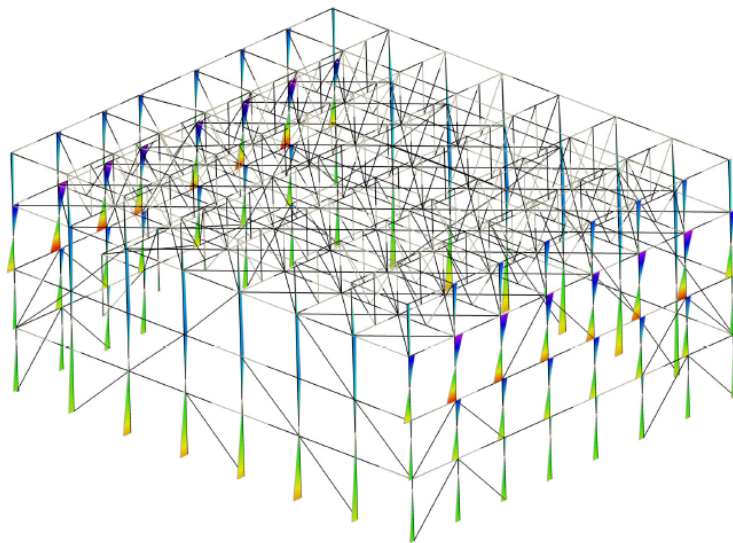


(EW 方向)

第 1-10 図 三次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

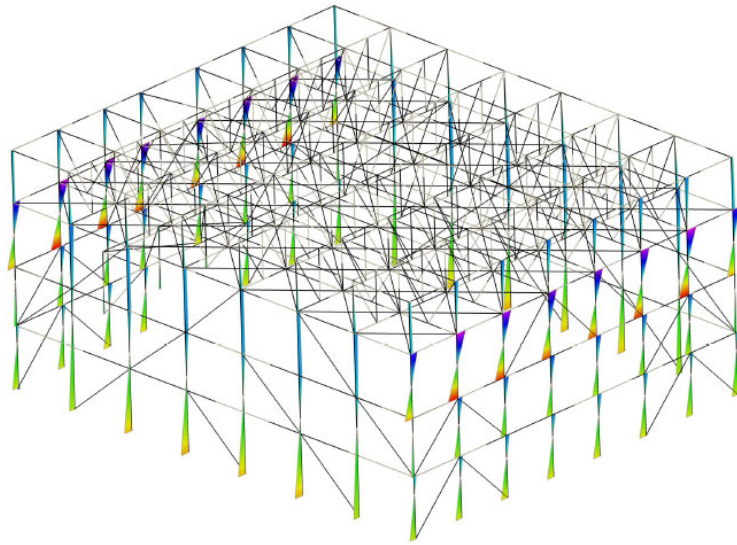


(三次元フレームモデル (t1) )

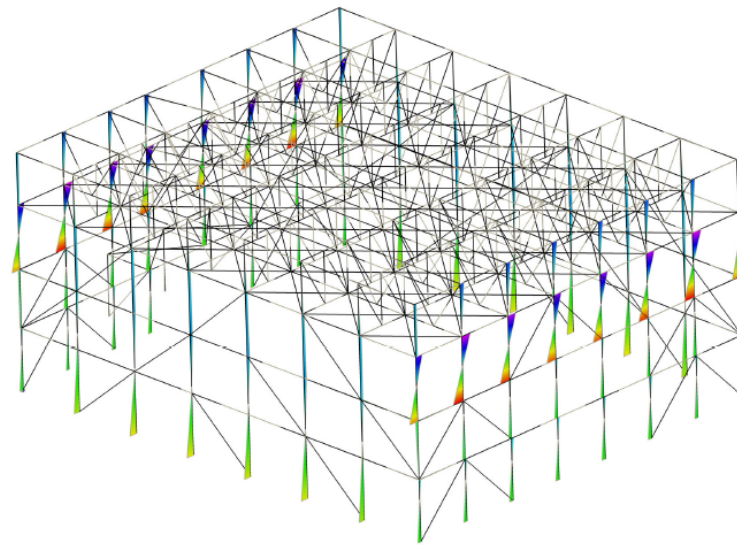


(三次元フレームモデル (t2) )

第 1-11 図 三次元フレームモデルのモーメント図 (NS 方向) (1/2)



(三次元フレームモデル (t3) )



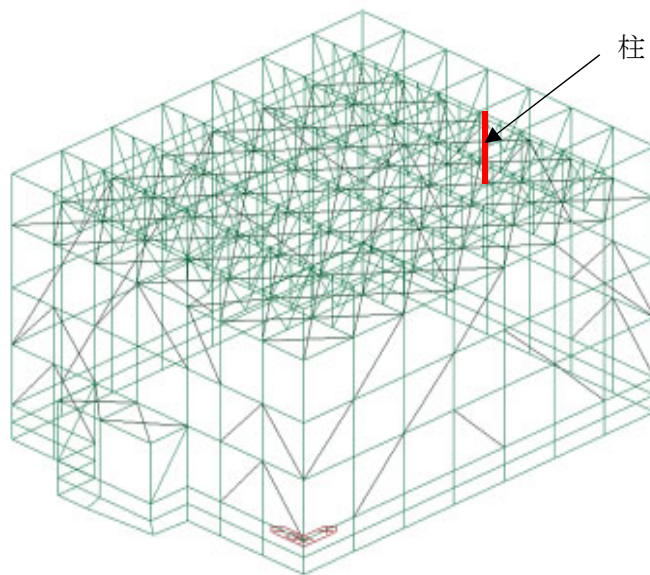
(三次元フレームモデル (t4) )

第 1 -11 図 三次元フレームモデルのモーメント図 (NS 方向) (2/2)

第1-4表 柱の検定値（評価部位は下図参照）

柱	三次元フレームモデル			
	t1	t2	t3	t4
モーメント (kN・m)	1060	992	1081	1020
軸力 (kN)	959	1003	1099	1000
検定値 (組合せ)	0.531	0.508	0.554	0.519

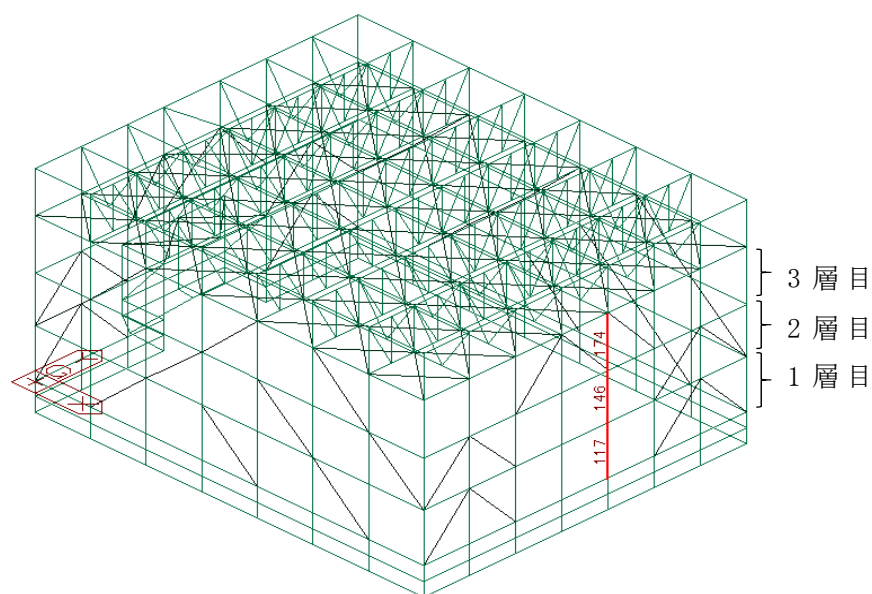
\* 1 : 水平方向地震のみを考慮した結果を示す



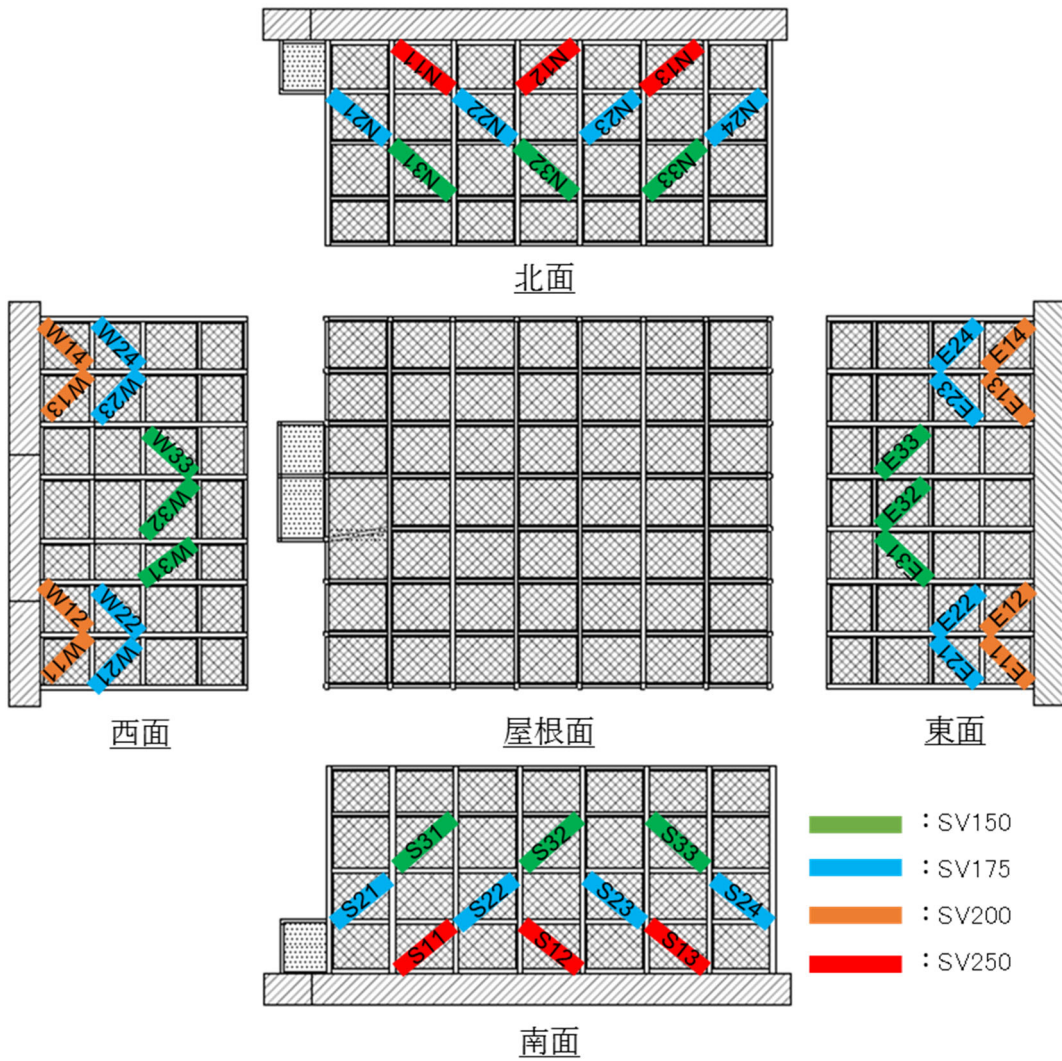
評価部位参照図（第1-4表）

第 1-5 表 t3 における柱の検定値 (評価部位は下図参照)

柱	三次元フレームモデル		
	1 層目	2 層目	3 層目
要素番号	117	146	174
モーメント (kN・m)	772	655	1081
軸力 (kN)	17	13	1099
検定値 (組合せ)	0.317	0.269	0.554

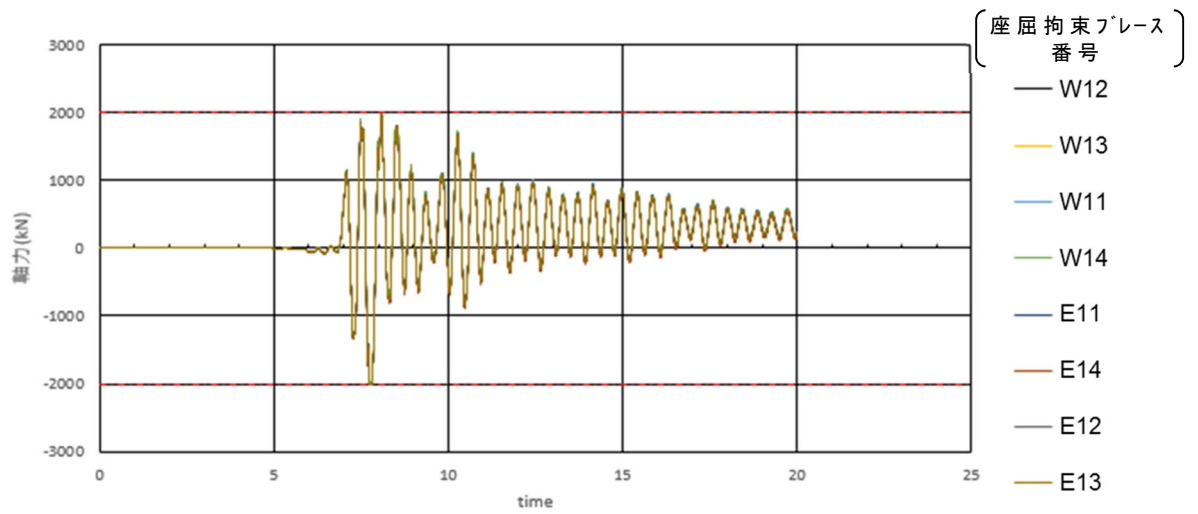


評価部位参照図 (第 1-5 表)

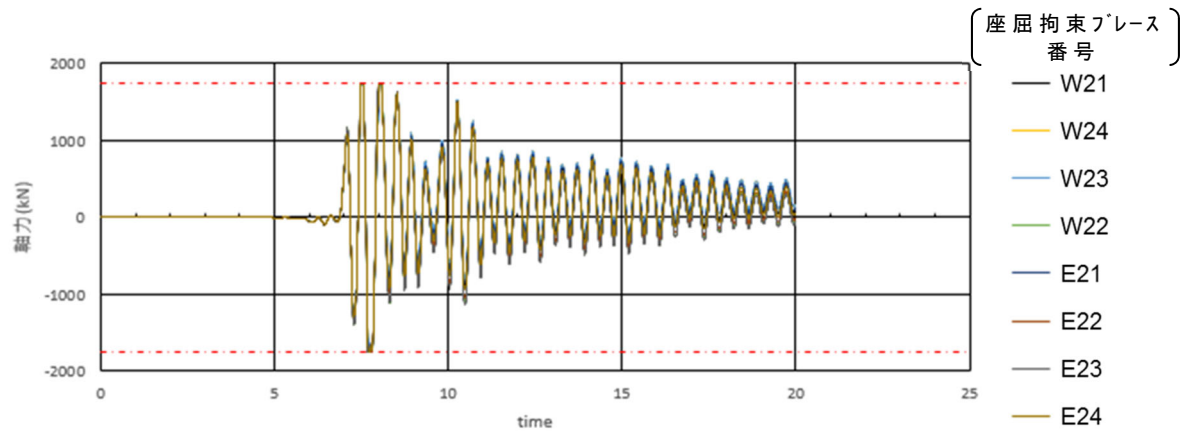


第 1-12 図 座屈拘束ブレース番号図

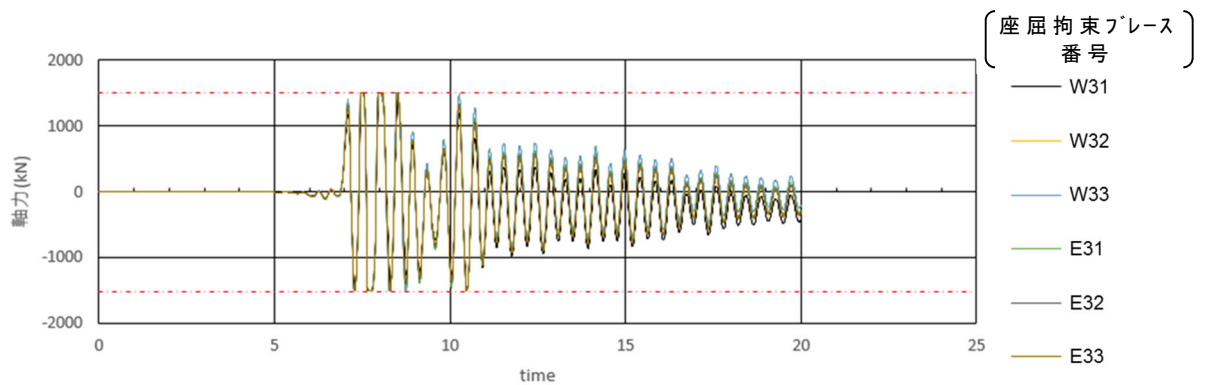




( N S 方向 1 階層 )

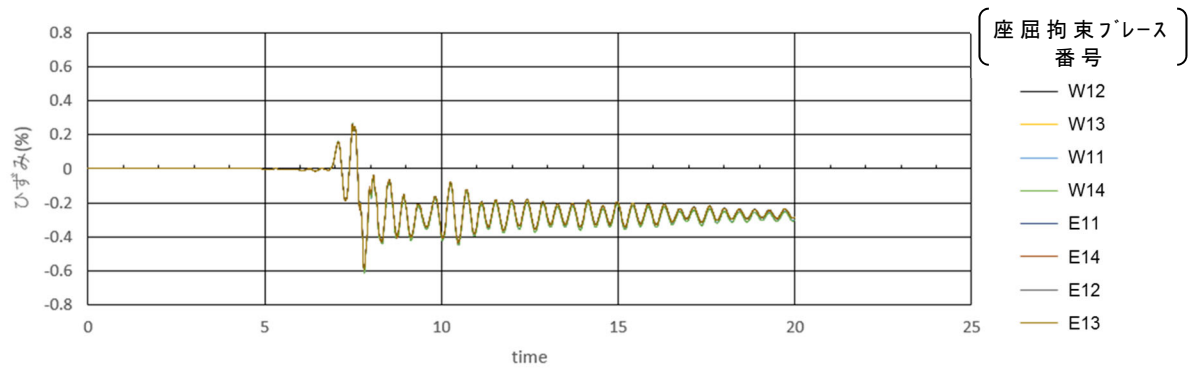


( N S 方向 2 階層 )

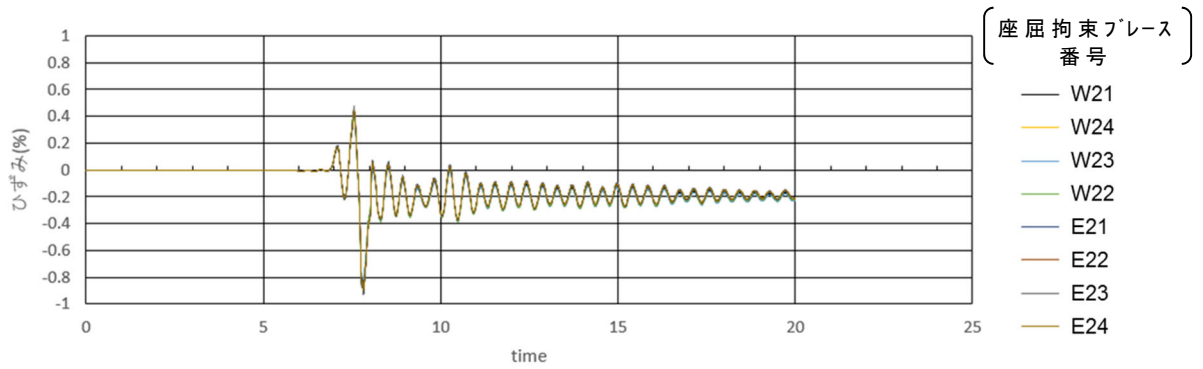


( N S 方向 3 階層 )

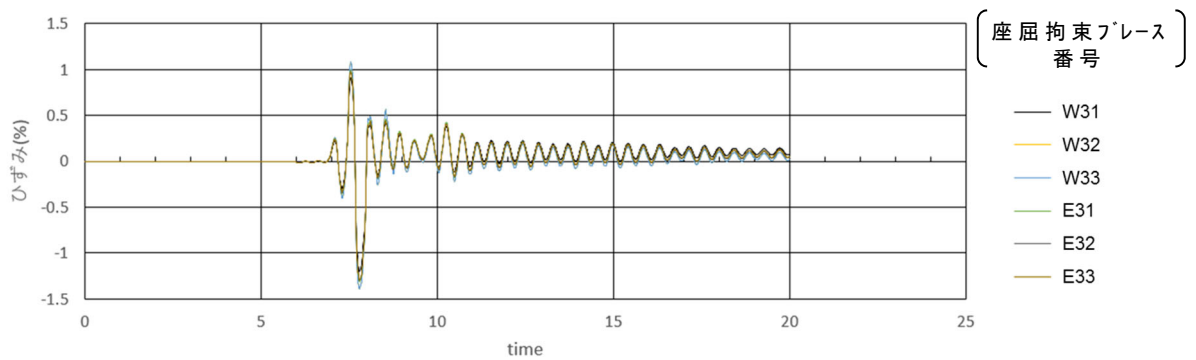
第 1 -13 図 三次元フレームモデルによる座屈拘束ブレースの荷重時刻歴



( N S 方向 1 階層 )

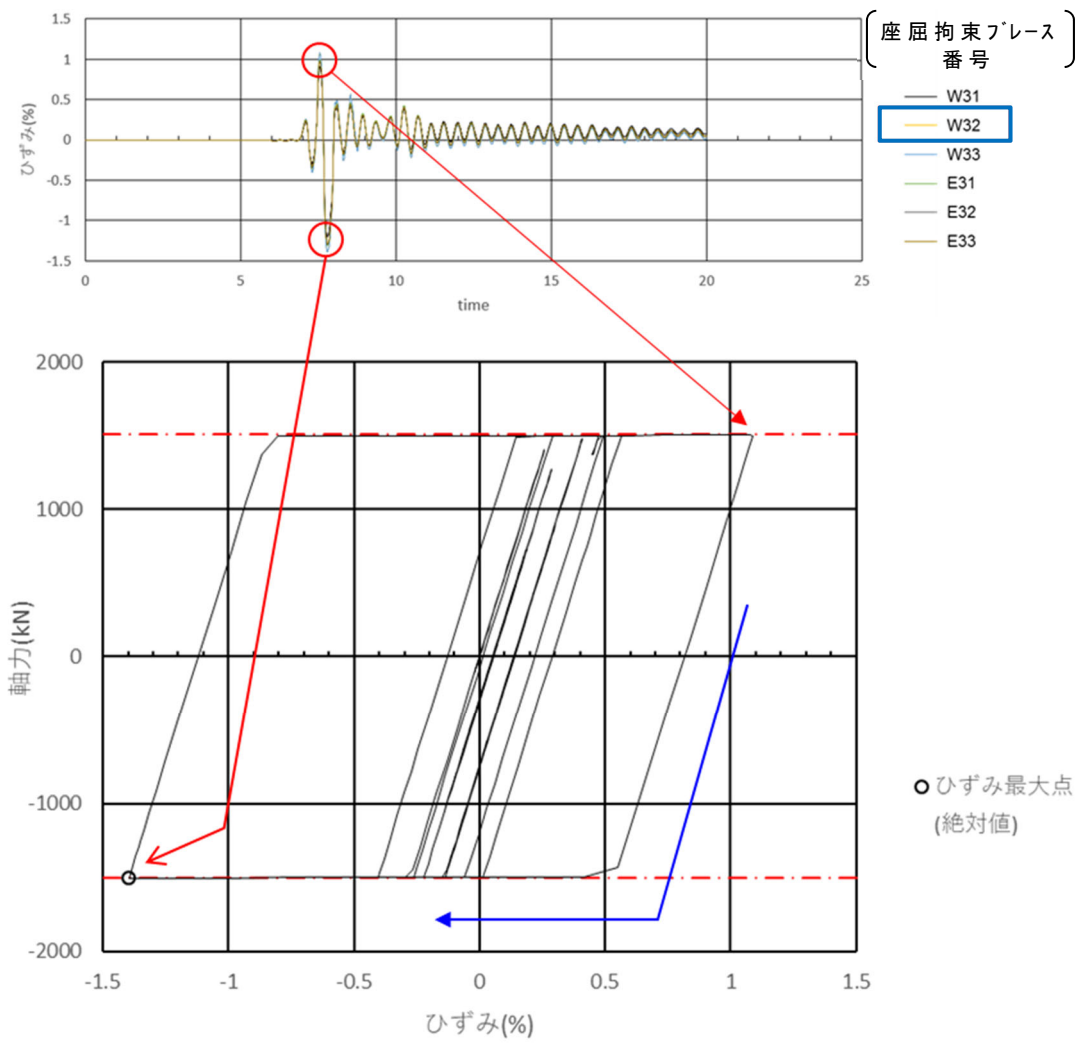


( N S 方向 2 階層 )



( N S 方向 3 階層 )

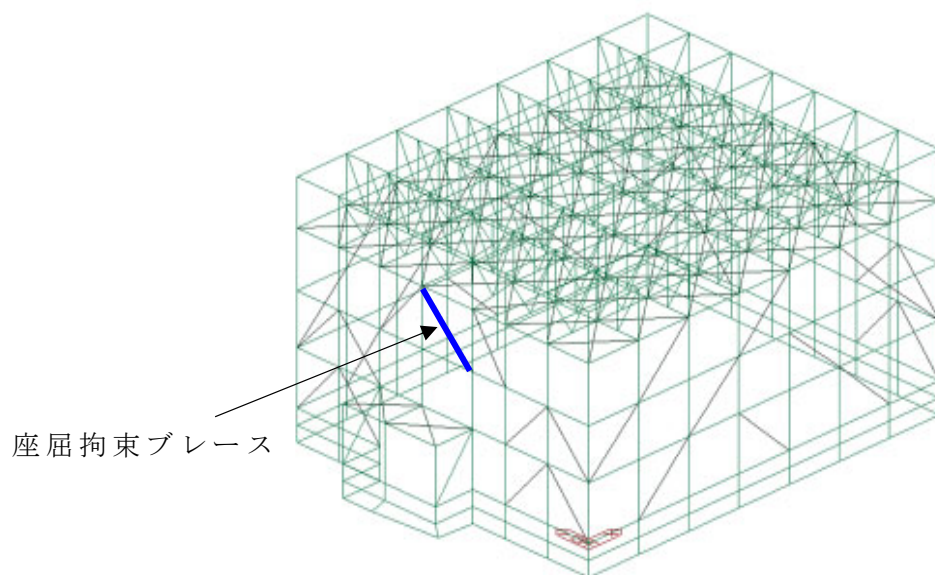
第 1 -14 図 三次元フレームモデルによる座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴



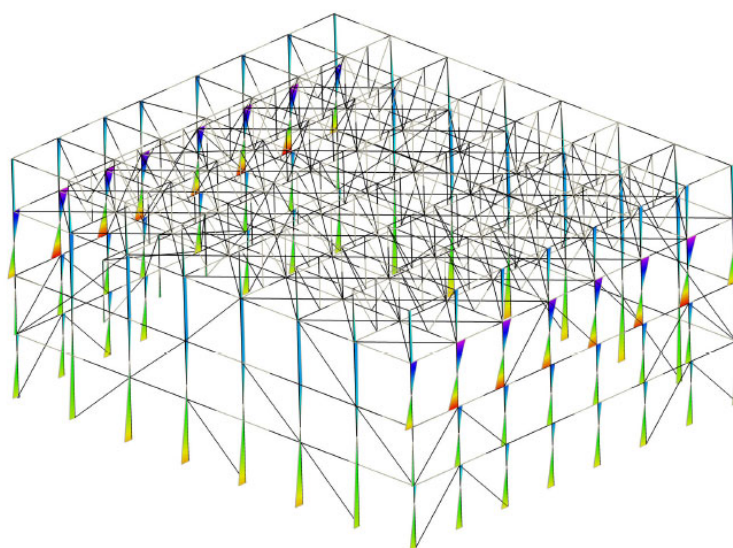
第 1-15 図 三次元フレームモデルによる座屈拘束ブレースの  
応力-変形履歴

第 1-6 表 座屈拘束ブレースのひずみ（発生箇所は下図参照）

	三次元フレームモデル	
	発生値	許容値
ひずみ	1.4%	3.0%



発生箇所参照図（第 1-6 表）



第 1-16 図 座屈拘束ブレース最大ひずみ発生時の柱の部材力分布

#### 1.1.6 質点系モデルの適用性確認

質点系モデルは支持架構全体を1軸に置き換えたモデルであるため、全体が一様に変形することを前提としたモデルである。第1-4図に示すとおり、三次元フレームモデルの四隅の柱の変形はほぼ一致しており、支持架構全体が一様に変形していることを確認した。また、第1-14図及び第1-15図に示すとおり、座屈拘束ブレースはいずれも同じタイミングで塑性化しており、同様の非線形挙動を示していることから、支持架構全体が一様に変形することを確認した。さらに、別添1「地震応答解析モデルの適用性について」にて三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数、座屈拘束ブレースの降伏状況、履歴ループ、周辺部材の荷重等を比較した結果、いずれも同等であることを確認した。

以上より、支持架構の質点モデルへの置き換えが可能であること、及び支持架構の地震応答が質点系モデルで表現可能であることから、地震応答解析に質点系モデルが適用可能であることを確認した。また、地震応答解析から応力解析まで三次元フレームモデルのみで実施する場合、すべての地震時刻歴波形に対して部材の断面算定を時間ステップ毎に行う必要があり、処理数が膨大になる。そのため、支持架構の耐震評価においては、解析時間の合理化のために、地震応答解析に質点系モデル、応力解析に三次元フレームモデルを適用する方針とした。

## 1.2 耐震評価方針

耐震Cクラスである飛来物防護ネットの耐震評価は、防護対象施設である安全冷却水B冷却塔が上位クラスであることから、本文「2. 耐震評価方針」のとおり、安全冷却水B冷却塔の設計に適用する地震動を用いて、以下の観点で実施する。

また、飛来物防護ネットに関連する評価対象箇所と耐震設計に係る設計体系を（第1-18図）に示す。

### (1) 損傷、転倒及び落下による影響

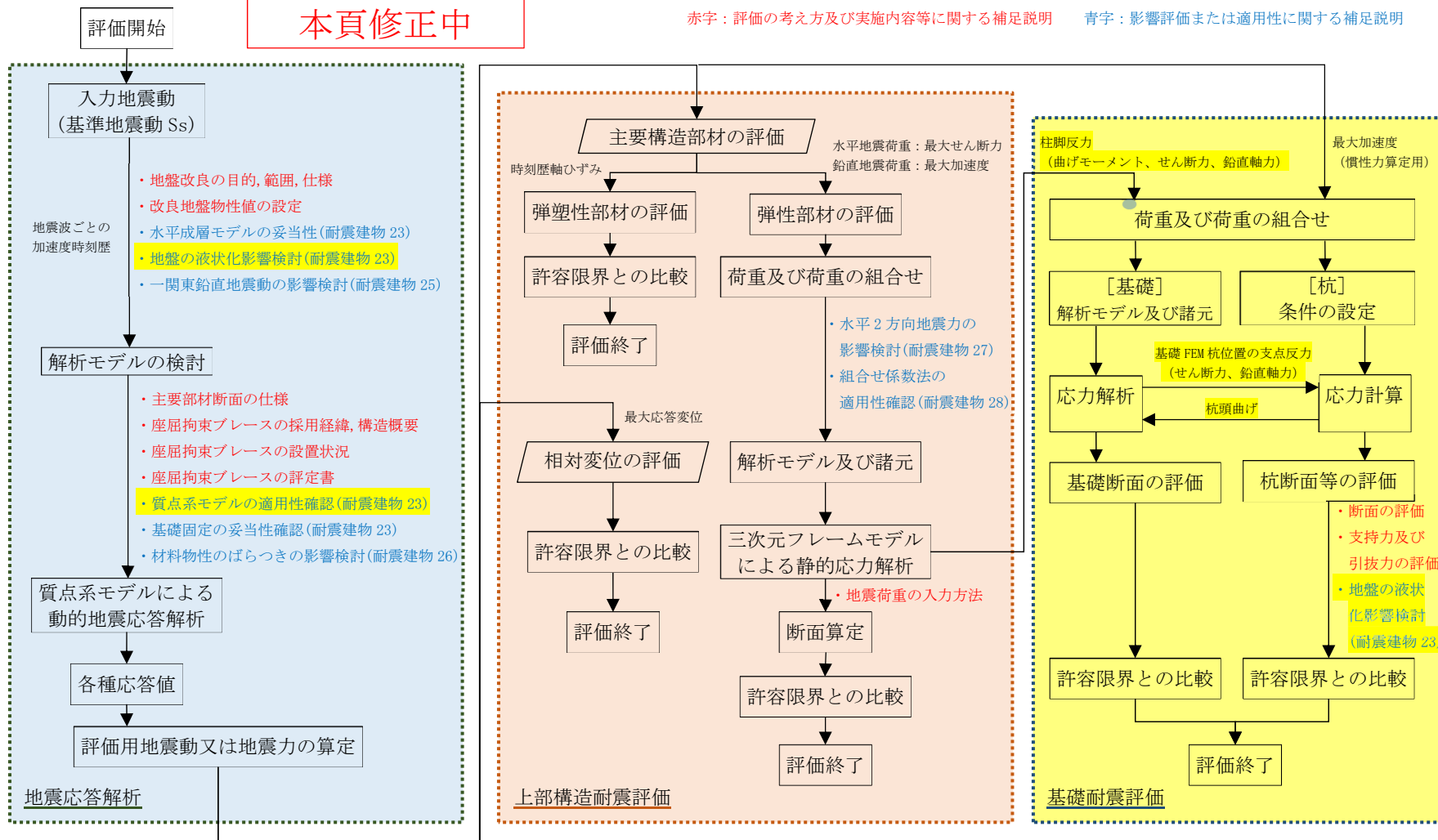
飛来物防護ネットの損傷、転倒及び落下により、安全冷却水B冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、飛来物防護ネットの主要構造部材を対象とし、耐震評価を実施する。

### (2) 相対変位による影響

飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔を覆うように設置されていることから、Ss地震応答による相対変位によって安全冷却水B冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、相対変位の評価を実施する。

本頁修正中

赤字：評価の考え方及び実施内容等に関する補足説明 青字：影響評価または適用性に関する補足説明



第 1-18 図 設計体系

## 2. 飛来物防護ネットの地震応答解析

### 2.1 入力地震動の算定

飛来物防護ネットの耐震評価における入力地震動は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、上位クラス施設である安全冷却水B冷却塔の設計に適用する基準地震動  $S_s$  とし、次元波動論により以下のように求める。解析コードは「SHAKE」を用いる。

本敷地の解放基盤表面は、T.M.S.L. -70.0 [m]に想定されていることから、解放基盤位置 (T.M.S.L. -70.0 [m]) に基準地震動を入力して求めた基礎下端位置 (T.M.S.L. 52.3 [m]) における応答波を地震応答解析モデルへの入力地震動とする。基礎下端から解放基盤までの改良地盤及び支持層(中央地盤)の地盤物性値を第2-1表に示す。なお、標高 37.0m~-70.0m の物性値については、補足説明資料「耐震建物 08 地盤の支持性能に係る基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」の「第 4.1-5 表」にて示した物性値を用いる。また、標高 52.3m~37.0m については、改良地盤の物性値を示す。

なお、入力地震動算定にあたっては、地盤改良体や周囲の地盤状況を考慮した FEM との比較検証により妥当性を確認している。比較検証結果を別添 1 に示す。

第 2-1 表 地盤物性値 (改良地盤・岩盤 基本ケース)

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積重 $\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	S波速度 $V_{so}$ [m/s]	P波速度 $V_{po}$ [m/s]	減衰 定数 $h$ [%]
52.3	16.7	910	1,960	3.0
37.0				
22.0				
4.0				
解放基盤表面	17.8	820	1,950	
▼-70.0				

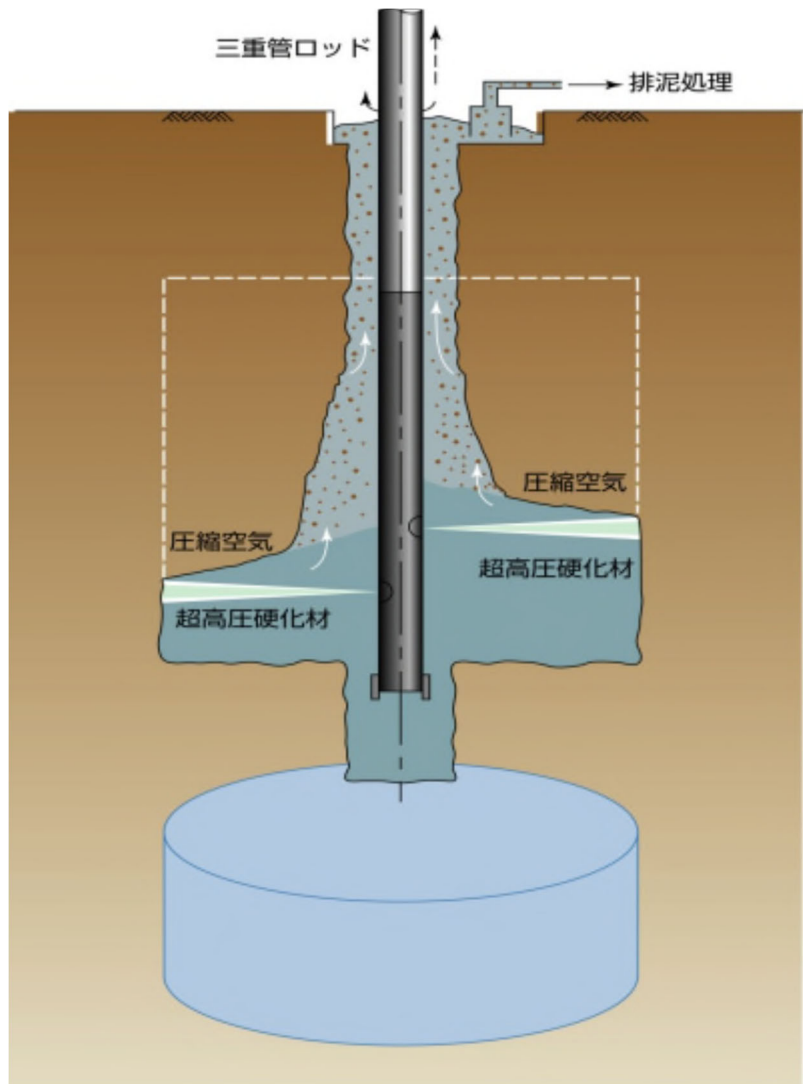


## 2.2 地盤改良の目的、範囲、仕様

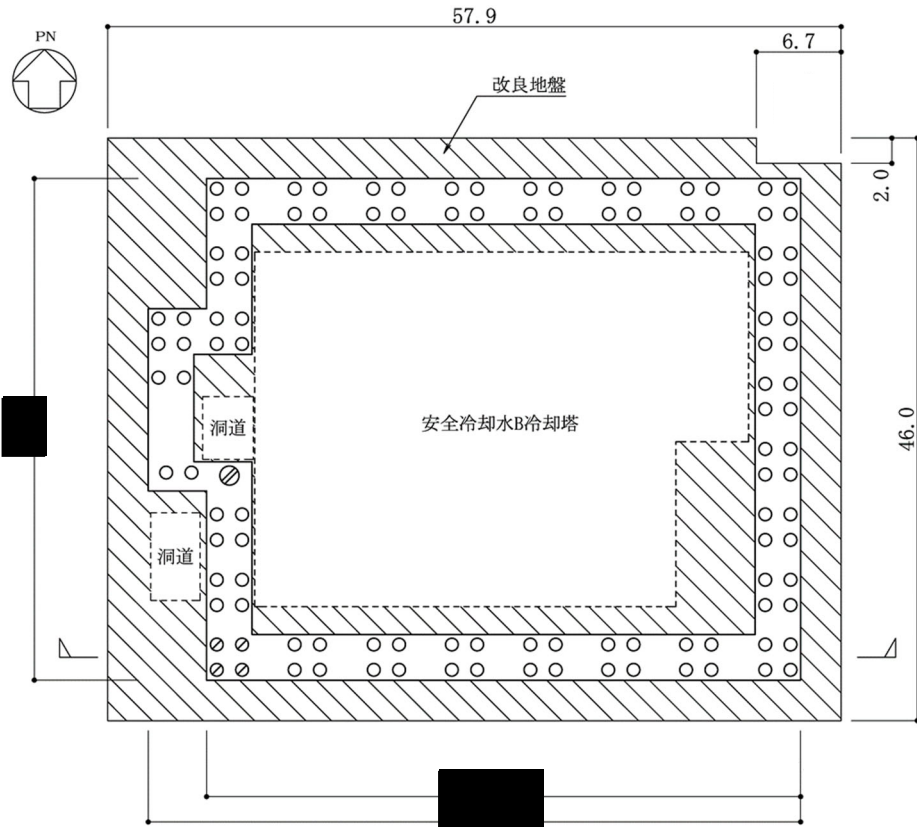
改良地盤は、①地盤変形抑制による杭の健全性確保、②上部構造物の応答低減、③表層地盤の液状化防護を目的として実施した。

地盤改良工法は、高圧噴射攪拌工法（セメント改良）とし、超高压硬化剤と圧縮空気を地中に噴射しつつロッドを回転させ、地盤を切削・攪拌しながら引き上げるにより円柱状の改良体を造成する。改良概要図を第2-1図に示す。

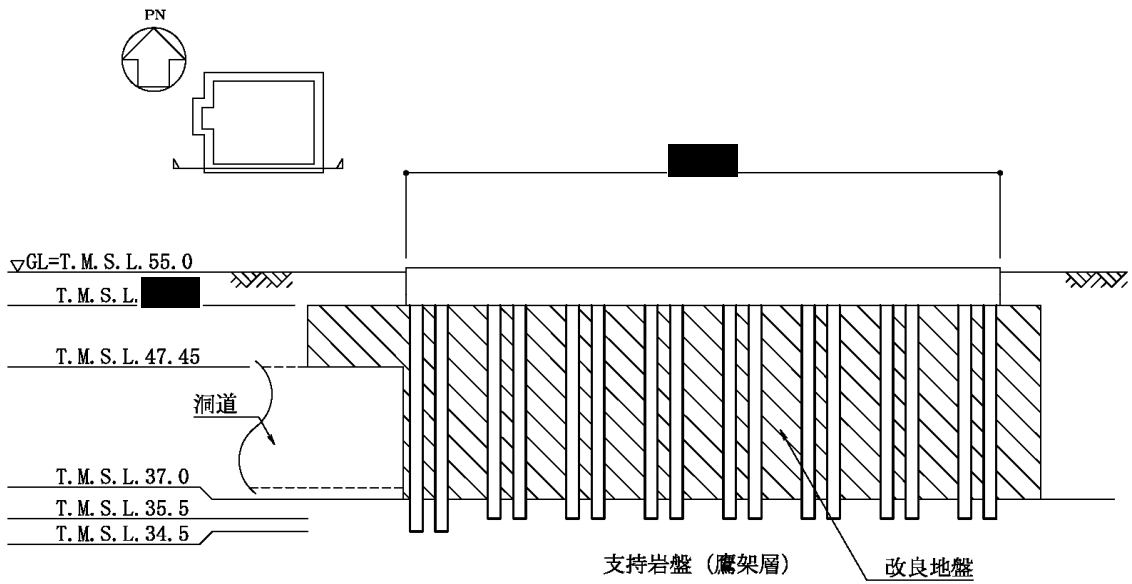
地盤改良範囲は、周辺に配置される既設構造との干渉状況を考慮して、基礎直下を包含した平面に対して、基礎下位置から支持岩盤までの深さを改良範囲とする。地盤改良範囲を第2-2図に示す。



第2-1図 改良概要図



(平面図)



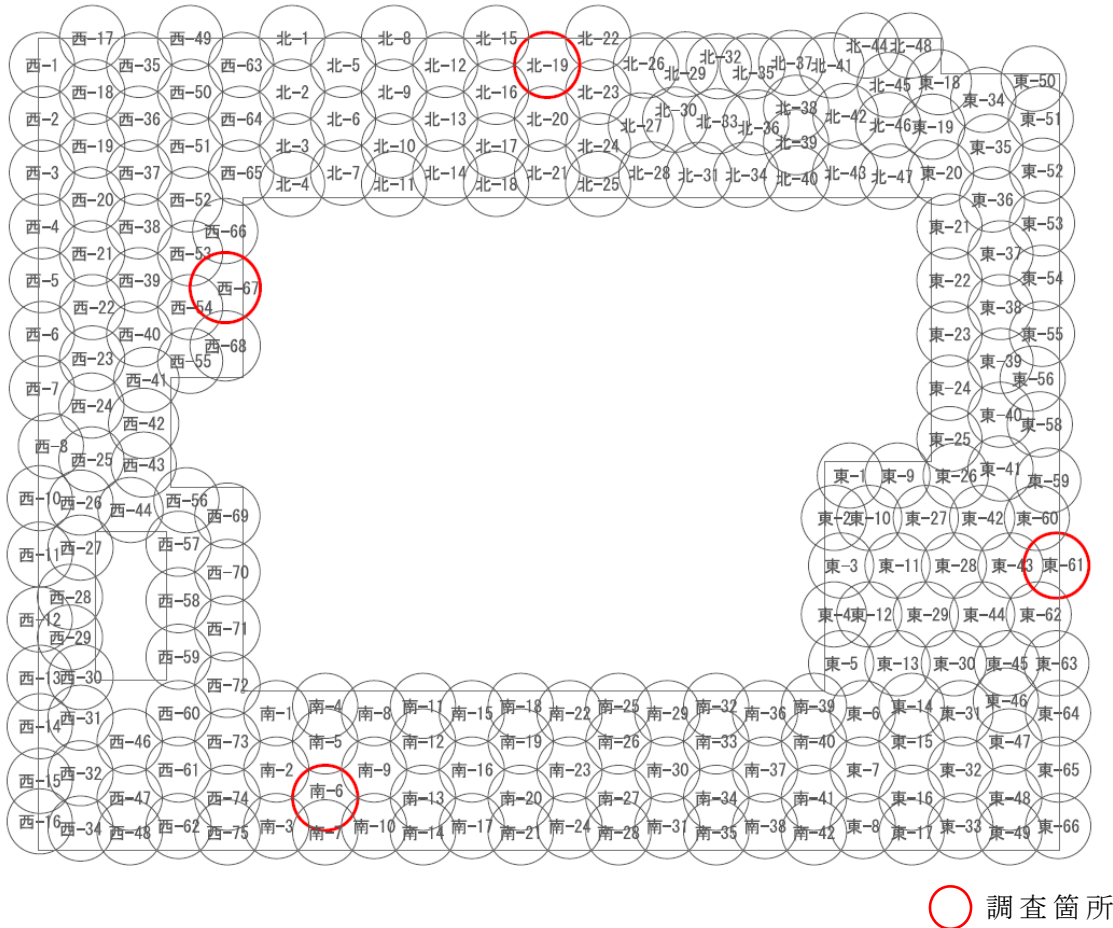
(断面図)

第 2 - 2 図 地盤改良範囲

## 2.3 改良地盤物性値の設定

### 2.3.1 調査概要

改良地盤は、円柱状改良体 227 本で構成される。建築センター指針及び陸上工事マニュアルに示される必要調査箇所数を満たしバランスを配慮して決定した物性調査位置を第 2-3 図に示す。諸基準・指針に示される必要調査箇所数を第 2-2 表に示す。



第 2-3 図 物性調査位置

第 2-2 表 必要調査箇所数

適用基準	施工数量	必要調査箇所数 (A)	調査箇所数 (B)	判定 (A) < (B)
建築センター指針* <sup>1</sup> 陸上工事マニュアル* <sup>2</sup>	227 本	3 箇所	4 箇所	○

\* 1 100 改良コラムに 1 箇所以上かつ 1 検査対象群に 1 箇所以上

\* 2 改良体 500 本未満は 3 本，500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する。試験は 1 本の改良体について，上中下それぞれ 1 回，計 3 回とする。

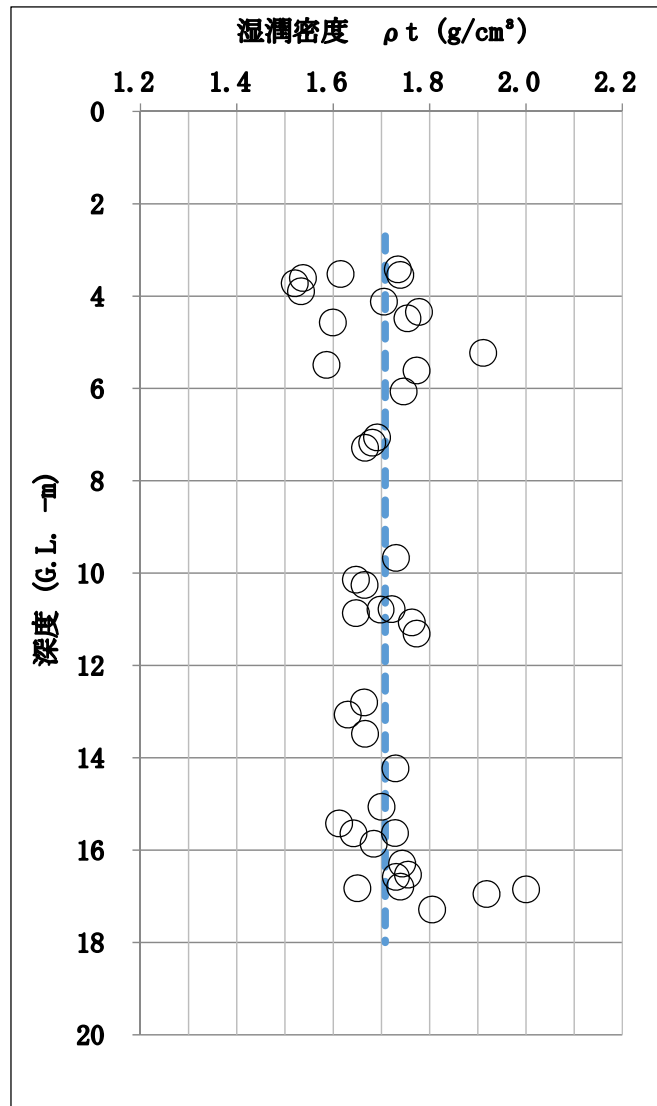
### 2.3.2 調査結果

#### (1) 湿潤密度試験 ( $\rho_t$ )

湿潤密度試験は、「JIS A 1225 土の湿潤密度試験方法」に基づく、ボーリングによる供試体採取を行い、試験を実施した。

試験により得られた湿潤密度 ( $\rho_t$ ) の試験結果を第2-4図に示す。

湿潤密度は、1.520～2.000 [g/cm<sup>3</sup>] であり、平均値は 1.705g/cm<sup>3</sup> (16.7[kN/m<sup>3</sup>])である。



第2-4図 湿潤密度 ( $\rho_t$ ) 試験結果

(2) 超音波速度試験 ( $V_S$ ,  $V_P$ )

超音波速度試験は、「JGS 2110 パルス透過法による岩石の超音波速度測定」に基づき改良地盤のボーリング孔に対してPS検層を実施した。

PS検層より得られたS波速度 ( $V_S$ ) , P波速度 ( $V_P$ ) を第2-3表及び第2-5図に示す。

S波速度 ( $V_S$ ) は, 800~1170 [m/s]であり, 平均値は910 [m/s]である。

P波速度 ( $V_P$ ) は, 1800~2330 [m/s]であり, 平均値は1960 [m/s]である。

第2-3表 PS検層結果

改良体名	北-19	西-67	南-6	東-61	平均	標準偏差 $\sigma$
S波速度 $V_S$ [m/s]	800	1170	800	870	910	180
P波速度 $V_P$ [m/s]	1780	2330	1800	1920	1960	260

(3) せん断弾性係数 ( $G_0$ ) , ポアソン比  $\nu_d$

せん断弾性係数 ( $G_0$ ) 及びポアソン比 ( $\nu_d$ ) は, (1) および (2) 結果を基に①及び②の関係式を用いて設定した。

$$\nu_d = \frac{(V_P/V_S)^2 - 2}{2\{(V_P/V_S)^2 - 1\}} \quad \dots \text{①}$$

$$G_0 = \rho V_S^2 \quad \dots \text{②}$$

せん断弾性係数 ( $G_0$ ) は, 1410 [kN/m<sup>2</sup>]である。

ポアソン比 ( $\nu_d$ ) は, 0.363 である。

(4) ひずみ依存特性

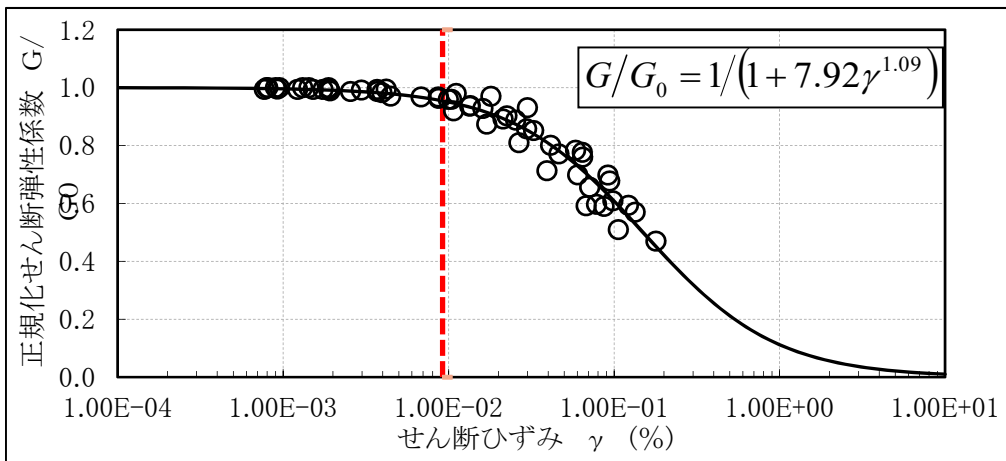
ひずみ依存特性 ( $G/G_0$ - $\gamma$  曲線,  $h$ - $\gamma$  曲線) は, 「JGS 0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸圧縮試験方法」に基づき三軸圧縮試験を行った結果を基に設定した。具体的には, 繰返し三軸圧縮試験により得られた種々のひずみ ( $\gamma$ ) での  $G$  及び  $h$  に対して, 最小二乗法を用いて①, ②式の係数 ( $a \sim e$ ) を定めた。

$$G/G_0 = 1/(1 + a \cdot \gamma^b) \quad \dots \textcircled{1}$$

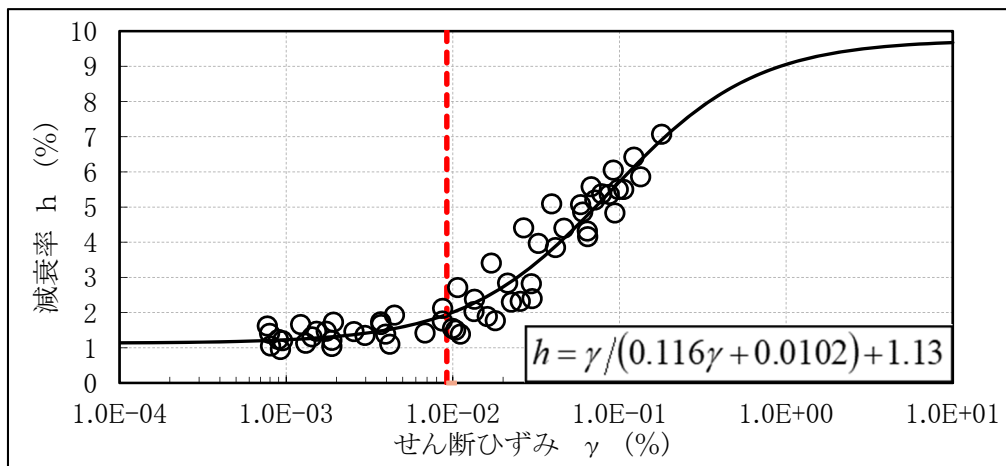
$$h = \gamma / (c \cdot \gamma + d) + e \quad \dots \textcircled{2}$$

上記の方法にて設定したひずみ依存特性の結果を第2-6図に示す。

基準地震動  $S_s$  により発生する最大せん断ひずみ ( $\gamma = 0.0092$ ) での改良地盤の剛性低下程度は5%程度であり, 鷹架層と同様にひずみ依存の影響が小さいものと判断し, 入力地震動算定においてはひずみ依存特性は考慮不要とした。



(a) 剛性低下率



(b) 減衰定数

第2-6図 ひずみ依存特性

## 2.4 地震応答解析モデル

### 2.4.1 水平応答解析

#### (1) 解析モデルの考え方

飛来物防護ネットの水平方向の地震荷重の算出に用いる地震応答解析モデルについて、地震応答解析モデル及び手法を第2-4表に示し、解析モデル図を第2-7図に示す。解析モデルは基礎固定とし、地震応答解析には時刻歴解析法を用いる。

上部架構は座屈拘束ブレースとそれ以外のラーメン構造フレーム(以下、フレーム)を並列に配置したモデルとする。また、フレーム部分は弾性とし、座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第2-8図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性体のバイリニア型の履歴特性を定義する。各質点は曲げ・せん断変形要素で連結する。第2-7図で示す解析モデル図のうち、要素11, 21, 31, 41はフレーム部分、要素121, 131, 141は座屈拘束ブレース部分を示す。質点系モデルの適用性確認結果を、1.1.6に記載している。

また、飛来物防護ネットは堅固な地盤に支持されており、地盤と比べて質量や剛性が小さく、地盤との相互作用の影響が小さいため、基礎固定としてモデル化している。基礎固定の妥当性確認として、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析結果と比較検証を行い、最大せん断力の差が非常に軽微であることを確認している。確認結果を別添2に示す。

以上より、上記の考え方に基づいて設定した質点系モデルは、妥当であると考えられる。

## (2) 解析モデルの諸元の決定方法

添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の「第3.5-1表，第3.5-2表，第3.5-3表，第3.5-4表」に示す解析モデル諸元は，三次元フレームモデルを元に以下のとおり設定している。

- ・質点系モデルの各質点質量は，三次元フレームモデルの各節点での負担質量を，レベルごとに集計した値とする。
- ・回転慣性質量は，屋根部に対してのみ考慮し，手計算にて算出する。
- ・質点系モデルのフレームのせん断剛性は，座屈拘束ブレースを除いた三次元フレームモデルに単位荷重の水平力を与えたときの変形量から算出する。このときの三次元フレームモデルは，座屈拘束ブレースを考慮しないモデルとする。
- ・質点系モデルの座屈拘束ブレースのせん断剛性は，三次元モデルを使用せず，手計算にて算出。部材の軸断面積をせん断剛性に置換し，非線形特性を考慮してモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルを第1-9図に示す。
- ・質点系モデルの柱の曲げ剛性は，剛とする。
- ・質点1，2，3，4は，鉛直方向の自由度を拘束しており，水平ローラー支持と同等の条件である。

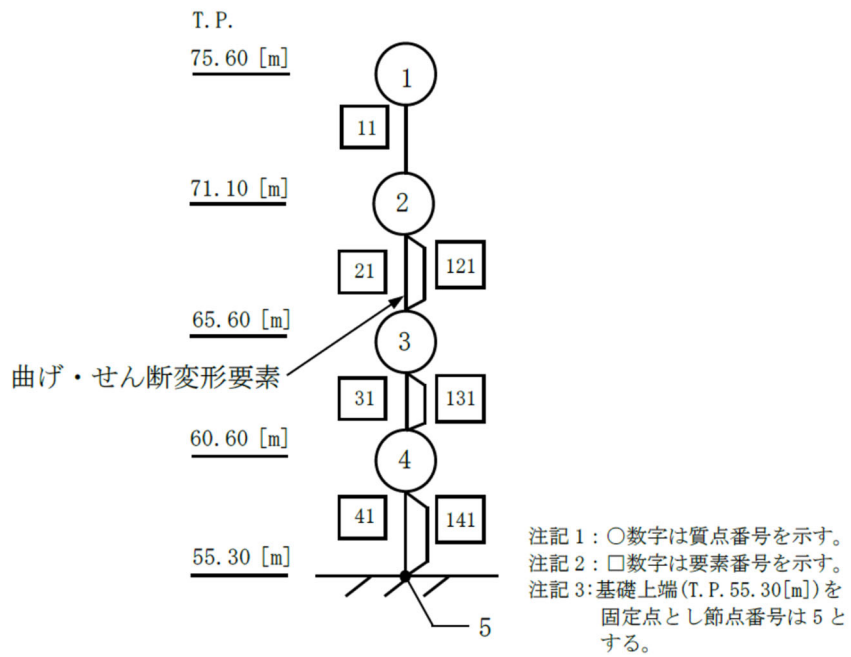
第2-4表 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
飛来物防護ネットの地震応答解析モデル (水平方向)	モデル	質点系モデル	—
	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	(1)
	減衰定数	2%	(2)
	解析コード	TDAP III	—

(1) 鋼構造設計規準に基づき設定

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987 ((社)日本電気協会)の記載に基づき設定





第2-7図 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル

## 2.4.2 鉛直応答解析

### (1) 解析モデルの考え方

飛来物防護ネットの鉛直方向の固有値解析に用いる質点系モデルの手法を第2-5表に示し、解析モデル図を第2-9図に示す。

飛来物防護ネットの支持架構は、第2-10図に示すとおり、トラス屋根部分が長さ43.3m、幅36.0mと大きいため、鉛直方向の振動モードはトラス屋根の上下挙動が支配的であることが確認されていることから、水平応答解析モデルにトラス屋根を模擬した梁と質点を追加したモデルを適用する。

### (2) 解析モデルの諸元の決定方法

解析モデル諸元は、三次元フレームモデルを元に以下のとおり設定している。

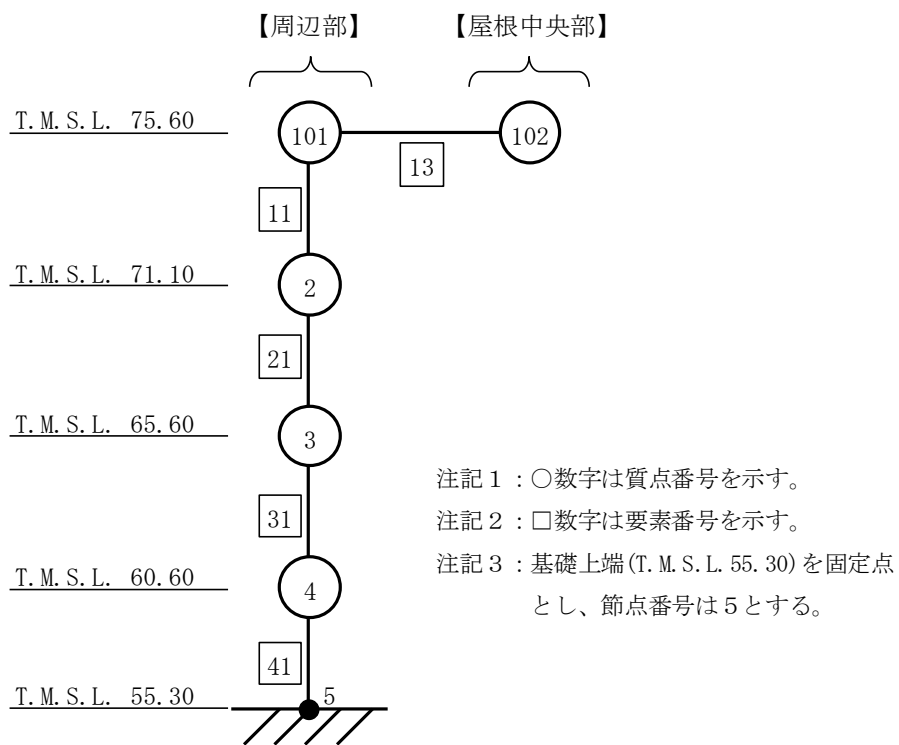
- ・質点系モデルの各質点重量は、三次元フレームモデルの各節点での負担重量を、レベルごとに集計した値とする。最上階屋根部の重量は、周辺部（質点101）と屋根中央部（102）に分割し、各々が屋根部の1/2の重量としてモデル化する。
- ・屋根部の周辺部と屋根中央部を繋ぐ部材は、三次元フレームモデルの固有周期（0.244秒）と一致する剛性として設定する。
- ・要素11, 21, 31, 41の鉛直剛性は、柱の軸断面積から設定する。
- ・座屈拘束ブレースの本数が柱の本数に対して少ないこと、柱の断面積に対して断面積そのものも小さいこと、斜めになっているため鉛直剛性への寄与がさらに下がることを踏まえ、鉛直剛性には参入しない。
- ・質点2, 3, 4, 101, 102は、水平方向の自由度を拘束しており、鉛直ローラー支持と同等の条件である。

第6-2表 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル及び手法

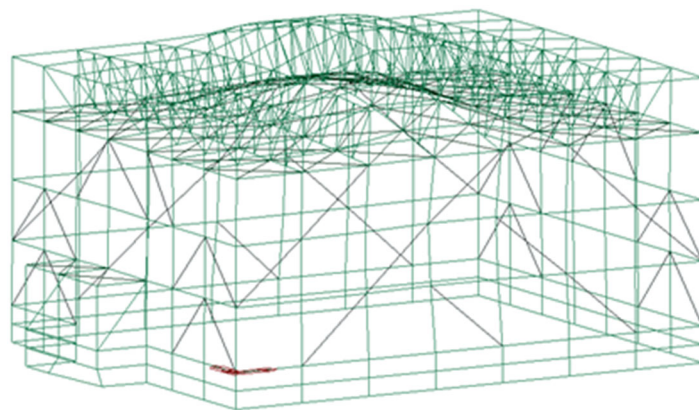
項目	内容	詳細	備考
飛来物防護ネットの地震応答解析モデル (鉛直方向)	モデル	質点系モデル	—
	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	(1)
	減衰定数	2%	(2)
	解析コード	TDAP III	—

(1) 鋼構造設計規準に基づき設定

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）の記載に基づき設定



第 2 - 9 図 地震応答解析モデル図



固有周期 : 0.244 秒

第 2 - 10 図 三次元フレームモデルにおけるトラス屋根の上下動卓越モード

## 2.5 ばらつきケースの設定

解析においては、飛来物防護ネットの材料物性の不確かさとして、地盤物性のばらつき及び座屈拘束ブレースの性能のばらつきを考慮する。

座屈拘束ブレースの性能のばらつきについては、座屈拘束ブレースの中心鋼材の降伏点のばらつきを考慮する。降伏点の範囲はノミナル値(225N/mm<sup>2</sup>)に対する公差幅(±20N/mm<sup>2</sup>)で管理することとしており、地震応答解析においてはこのばらつきを考慮する。

また、材料物性のばらつきを考慮した影響評価結果は、「耐震建物 26 竜巻防護対策設備の地震応答解析における材料物性のばらつきに伴う影響評価について」にて示す。

### 3. 飛来物防護ネットの上部構造の耐震評価

#### 3.1 評価対象部位の選定

飛来物防護ネットの上部構造（支持架構，防護ネット，防護板）について，評価対象部位を以下のとおり選定する。飛来物防護ネットの評価対象部位の選定結果を第3-1表に示す。また，飛来物防護ネットの耐震評価における評価部位の構成部材及び考慮する応力の種類について，第3-2表に示す。

##### a. 支持架構

支持架構は，柱，はり（大はり，小はり），トラス柱，鉛直ブレース，水平ブレース，座屈拘束ブレースにより構成される。支持架構は，Ss地震時に安全冷却水B冷却塔へ波及的影響を防止する観点から，支持機能を担保する必要があるため，評価対象部位とする。

##### b. 防護ネット及び防護板

防護ネット及び防護板は，支持架構に支持されているが，耐震評価において作用する荷重は，竜巻による飛来物衝突荷重に包絡されるため，評価対象外とする。

荷重の包絡性については，別添3にて詳細を説明する。

第3-1表 飛来物防護ネット 評価対象部位の選定結果

機器	部位	評価対象	評価対象部位選定理由
支持架構	柱	○	Ss地震時に安全冷却水B冷却塔へ波及的影響を防止する観点から，支持機能を担保する必要があるため，評価対象部位とする。
	はり (大はり，小はり)		
	トラス柱		
	鉛直ブレース		
	水平ブレース		
	座屈拘束ブレース		
防護ネット	—	—	耐震評価において作用する荷重は，飛来物衝突荷重に包絡されるため，評価対象外とする。
防護板	—	—	

<凡例> ○：評価対象部位，—：評価対象外部位

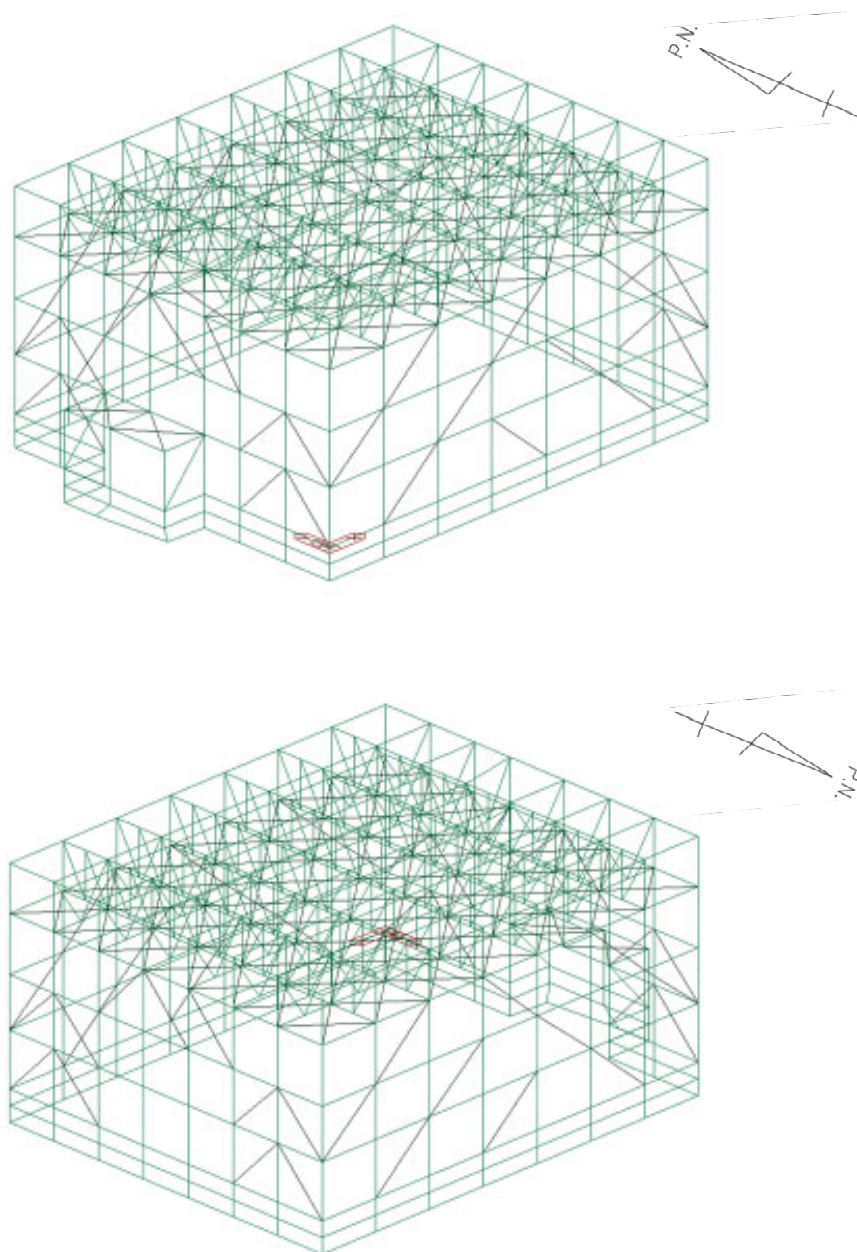
第3-2表 評価対象部位の構成部材及び考慮する応力の種類

評価対象	部位	構成部材		応力の種類	
		材質	寸法		
支持架構	柱	G385B	□500×500×32	引張 圧縮 せん断 曲げ 組合せ (引張+曲げ) 組合せ (圧縮+曲げ)	
		BCP325	□500×500×28		
		SN490B	H400×400×13×21		
	はり (大はり)	SN490B	H428×407×20×35		
		SN490B	H414×405×18×28		
		SN490B	H400×400×13×21		
	はり (小はり)	SN490B	H400×400×13×21		
		SN490B	H390×300×10×16		
	トラス柱	SN490B	H400×400×13×21		
		SN490B	H390×300×10×16		
		SN490B	H300×300×10×15		
	鉛直ブレース	SN490B	H350×350×12×19		
		SN490B	H300×300×10×15		
		SN490B	H250×250×9×14		
		SN490B	H200×200×8×12		
	水平ブレース	SN490B	H300×300×10×15		
		SN490B	H250×250×9×14		
	座屈拘束 ブレース (中心鋼材)	BT-LYP225	PL-32×208		圧縮 引張
		BT-LYP225	PL-32×243		
		BT-LYP225	PL-32×278		
BT-LYP225		PL-36×308			

### 3.2 評価方法

飛来物防護ネットの弾性部材の評価に用いる応力解析用の三次元フレームモデル図を第3-1図に、応力解析の手法を第3-3表に示す。

なお、弾塑性部材（座屈拘束ブレース）の構造評価については、別添4に示す。



第3-1図 飛来物防護ネットの応力解析に用いる三次元フレームモデル

第3-3表 飛来物防護ネットの応力解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
解析手法		地震荷重及びその他考慮すべき荷重を三次元フレームモデルに入力し，応力解析を実施。	—
解析コード		midas iGen	—
モデル	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	鋼構造設計 規準に基づ き設定
	要素種別	はり要素	—
	境界条件	基礎下端	—
荷重の組合せ		$D + 0.35Ls + Ss + WL$ D：固定荷重 Ls：積雪荷重 Ss：地震荷重 WL：風荷重	3.3.2 参照
荷重の 設定	固定荷重	支持架構（耐火被覆重量を含む），防護ネット， 防護板，取付金物等	3.3.1 参照
	積雪荷重	飛来物防護ネット上部の積雪荷重を考慮する。 なお，係数は0.35とする。	3.3.1 参照
	地震荷重	（1）水平地震荷重 質点系モデルによる地震応答解析により得られ た水平方向の応答せん断力を入力する。 （2）鉛直地震荷重 質点系モデルによる地震応答解析により得られ た鉛直震度を入力する。	3.4 参照
	風荷重	風荷重を節点荷重として入力	3.3.1 参照
評価方法		座屈拘束ブレース以外の部材については，地震荷 重及びその他考慮すべき荷重による発生応力が 部材の許容応力（基準強度を1.1倍した値）を超 えないことを確認。 座屈拘束ブレースについては，塑性ひずみが許容 限界以内であることを確認。	3.5 参照



### 3.3 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定

#### 3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、以下のとおり考慮すべき荷重を設定する。

##### a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、取付金物等）とする。なお、耐火被覆重量の単位重量は  $6 \text{ kg/m}^2$  とする。

##### b. 積雪荷重 ( $L_s$ )

積雪荷重は、六ヶ所村統計書における観測記録上の極値 190cm に、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組み合わせを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した荷重とする。

##### c. 地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重は、基準地震動  $S_s$  による地震荷重とする。地震荷重の算定方法については「3.4 地震荷重の算定」にて説明する。

##### d. 風荷重 (WL)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく平成 12 年建設省告示第 1454 号に定められた、六ヶ所村の基準風速である  $34\text{m/s}$  とする。飛来物防護ネットの風荷重の算定における風力係数の選定及び受圧範囲については、補足説明資料「外竜巻 08 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算書に関する風力係数について」と同様の考え方により設定する。

#### 3.3.2 荷重の組合せ

飛来物防護ネットは屋外に設置される機器であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重および風荷重を組み合わせる。

$$D + 0.35L_s + S_s + WL$$

D : 固定荷重

$L_s$  : 積雪荷重

$S_s$  : 地震荷重

WL : 風荷重

### 3.4 地震荷重の算定

#### 3.4.1 水平地震荷重

水平方向の地震応答解析結果における各層の最大応答せん断力は、フレーム部分と座屈拘束ブレース部分が同時刻に負担するせん断力を足し合わせたものである。

添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」に示す地震応答解析結果より、各層において最大応答せん断力が発生している地震動は S<sub>s</sub>-C1(H) となるため、水平方向の設計用地震力には S<sub>s</sub>-C1(H) の最大応答せん断力を入力する。

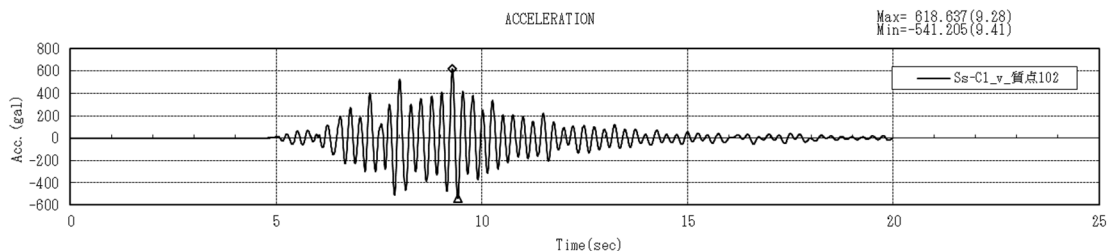
#### 3.4.2 鉛直地震荷重

鉛直方向の設計用地震力には、水平地震荷重にて選定した S<sub>s</sub>-C1 を用いる。なお、その他の基準地震動 S<sub>s</sub> に対する応力評価結果が、S<sub>s</sub>-C1 による評価結果を上回らないことを確認している。

鉛直応答の地震応答解析の結果を第3-4表及び第3-3図に示す。鉛直方向の応答加速度の最大値は 0.65G であった。保守的な評価として、鉛直方向加速度を 0.8G として入力する。

第3-4表 鉛直地震応答解析結果(最大加速度)

質点	最大加速度	設計用地震力
102	619 gal (約 0.65G)	0.8G (最大値 0.65G に対し保守的に設定)
101	435 gal	
2	416 gal	
3	366 gal	
4	307 gal	
5	284 gal	



第3-3図 応答加速度時刻歴(質点102)

### 3.4.3 地震荷重の組合せ

水平地震荷重及び鉛直地震荷重の組み合わせについては，組合せ係数法を適用する。

組合せ係数法の適用性についての説明は，補足説明資料「耐震建物 28 竜巻防護対策設備の組合せ係数法の適用性について」にて説明する。

### 3.5 許容限界の設定

#### 3.5.1 支持架構（座屈拘束ブレース以外）の構造評価における許容限界

座屈拘束ブレースを除く支持架構の許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.5 許容限界」に基づき、終局耐力を許容限界とする。

終局耐力としては、平成12年国土交通告示 第2464号告示第3の規定を準用して、短期許容応力度における基準強度を1.1倍した値を適用する。

許容応力度は、建築基準法告示及び鋼構造設計規準(1973 改定)(日本建築学会)に基づくものとし、応力度比は1.0以下とする。

使用材料の許容限界を第3-5表に示す。

第3-5表 各使用材料の許容限界

使用材料	基準強度 (MPa)	許容限界
SN490B	325	短期許容応力度において基準強度を1.1倍した値
BCP325		
G385	325 <sup>(注)</sup>	

注：G385の基準強度は385MPaであるが、保守的に325MPaとして評価を行う。

#### 3.5.2 座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界

座屈拘束ブレースは塑性変形を許容する設計であり、実証試験にて破断しない軸ひずみ、及び疲労性能曲線が確認されている。従って、実証試験にて健全性が確認されている値を許容限界とする。具体的には以下のとおりである。

- ①最大軸ひずみが3.0%<sup>(注)</sup>であること。
- ②軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下であること。

注：最大軸ひずみが7.2%発生しても破損しないことを実証試験にて確認されているが、許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの3.0%とする。



## 4. 飛来物防護ネットの基礎の耐震評価

### 4.1 基本方針

#### 4.1.1 構造概要

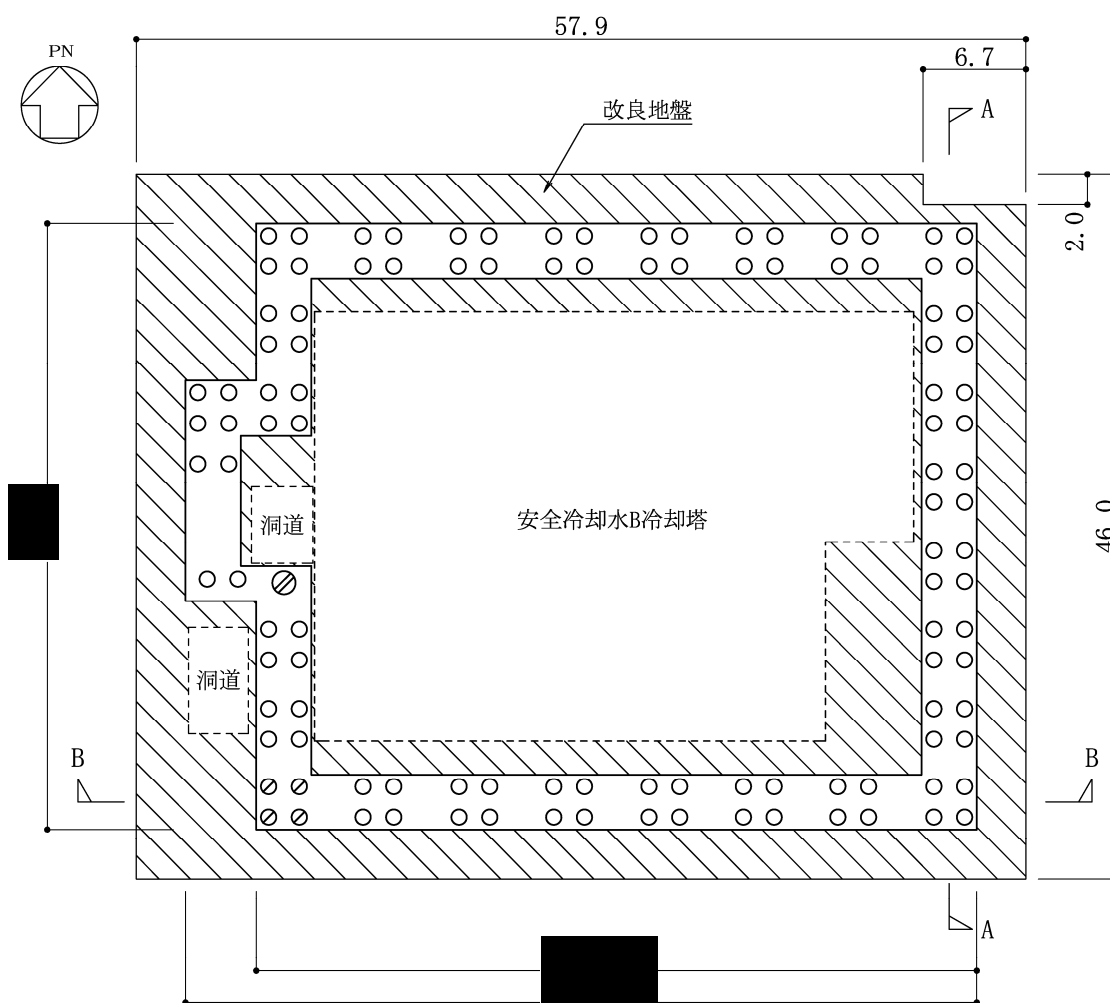
飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構（以下、「上部構造」という。）によって構成される。飛来物防護ネット基礎は、上部構造を支持するための構築物である。

飛来物防護ネット基礎の構造は、平面規模は■■■■m(NS)×■■■■m(EW)の鉄筋コンクリート造であり、場所打ちコンクリート杭で杭直径1.0m×112本及び杭直径1.5m×1本の全113本にて支持され、杭長16.8m～17.8mの杭は、支持岩盤である鷹架層に打ち込まれる。また、杭周辺の表層地盤は、基礎下位置から支持岩盤までの範囲が地盤改良される。

飛来物防護ネット基礎の平面図を第4-1図に、断面図を第4-2図に、杭リストを第4-1表に示す。

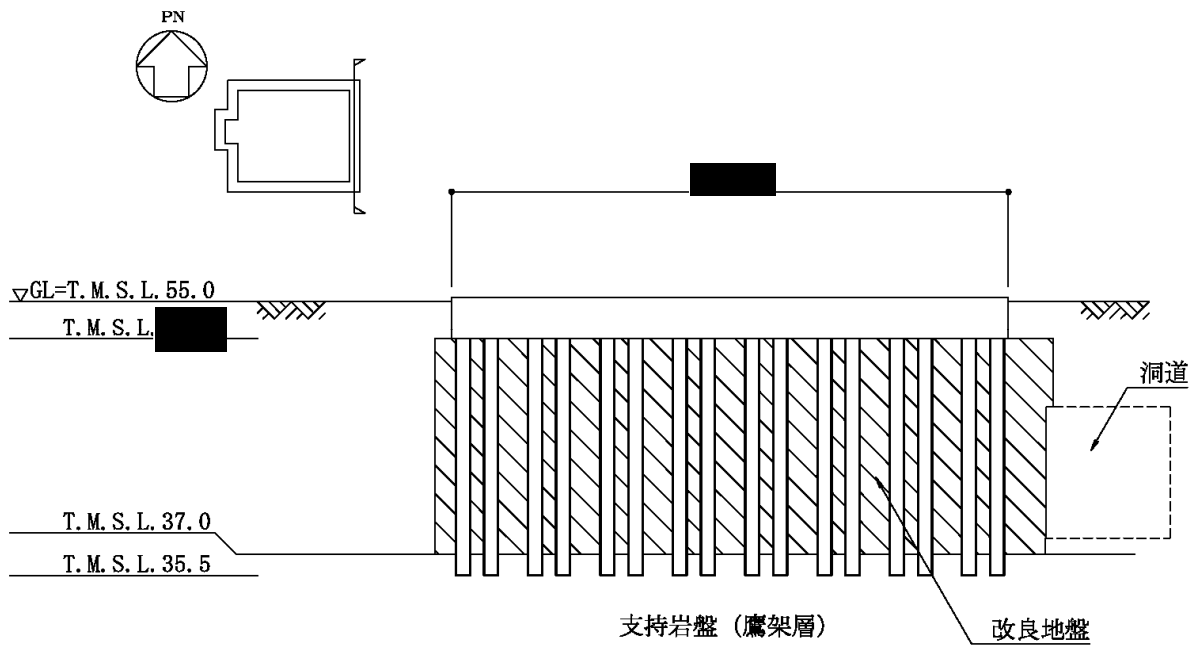
第4-1表 杭リスト

記号	符号	杭径 (mm)	杭長	本数
○	P1	φ 1000	16.8m	108
⊙	P1A	φ 1000	17.8m	4
⊗	P2	φ 1500	16.8m	1
合計				113

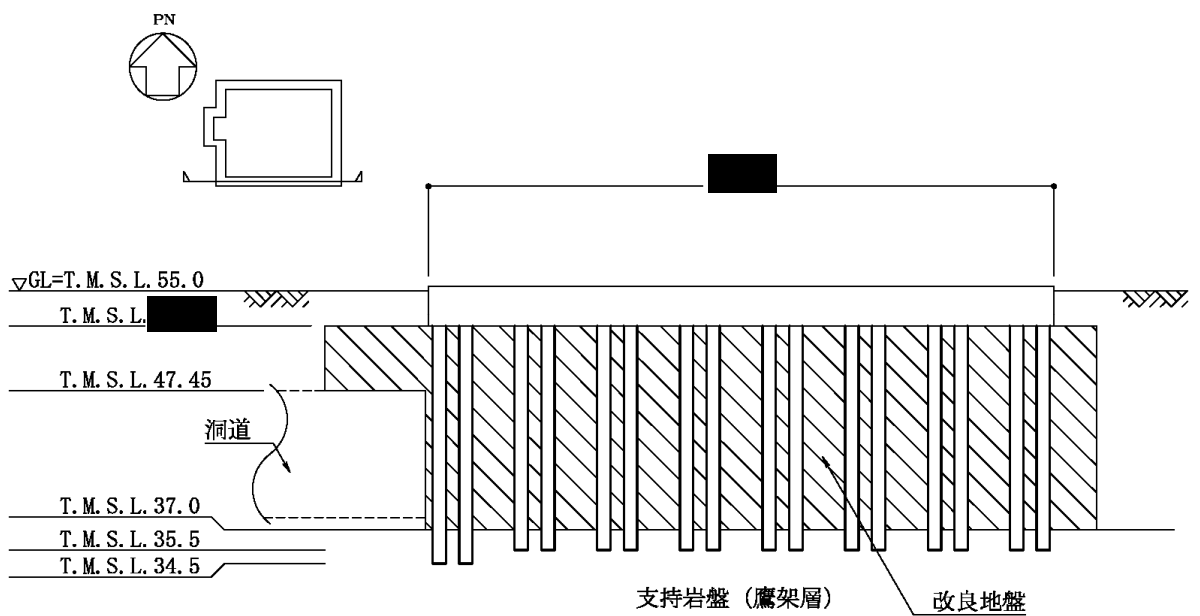


注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第4-1図 基礎・杭配置図 (単位：m)



A - A 断面图 (NS 方向)



B - B 断面图 (EW 方向)

第 4 - 2 图 躯体形状图 (单位 : m)

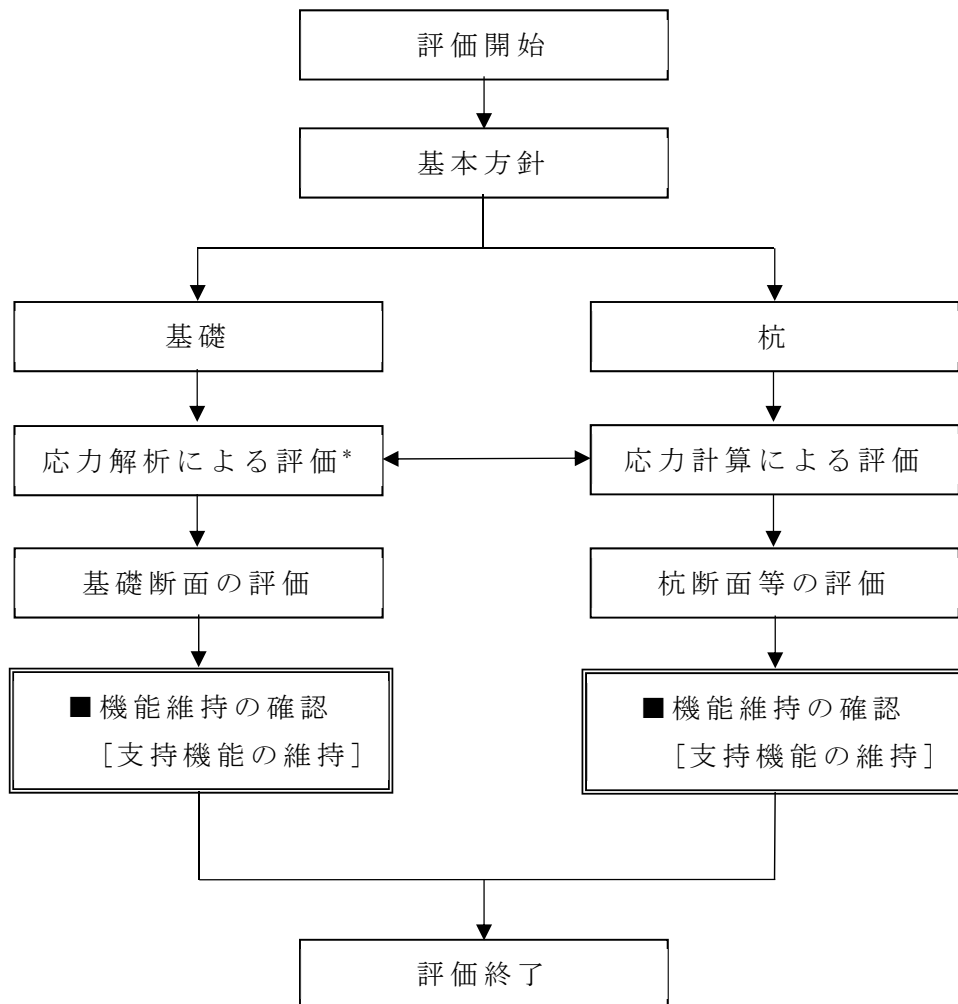


#### 4.1.2 評価方針

飛来物防護ネット基礎の評価においては、基準地震動  $S_s$  による地震力に対する評価（以下、「 $S_s$  地震時に対する評価」という。）を行うこととし、その評価は添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の結果を踏まえたものとする。

飛来物防護ネット基礎の評価は、応力解析により断面等の評価を行うことで、飛来物防護ネット基礎の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては地盤物性のばらつきを考慮する。

飛来物防護ネット基礎の評価フローを第4-3図に示す。



\*：添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の結果を踏まえて行う。

第4-3図 飛来物防護ネット基礎の評価フロー

#### 4.1.3 適用規格・基準等

飛来物防護ネット基礎の評価において，適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 日本工業規格
- ・ 建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001）  
（以下，「基礎指針」という。）
- ・ 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-  
（(社)日本建築学会，1999）（以下，「RC規準」という。）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005）（以下，「RC-N規準」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編  
JEAG4601・補-1984（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）  
（以下，「JEAG4601」と記載しているものは上記3指針を指す。）

## 4.2 評価方法

### 4.2.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット基礎の応力解析による評価部位は基礎及び杭とする。Ss地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。評価フローを第4-4図に示す。

Ss地震時の評価は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」より得られる上部構造から基礎へ作用する荷重を用いて、基礎に作用する荷重を適切に組合せ評価する。また、地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎の応力解析による評価は、有限要素法モデル（以下、「FEMモデル」という。）を用いた弾性応力解析により行うこととし、断面に生じる応力を算定し、発生する応力が、「RC-N規準」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

杭の応力計算による評価は、上記FEMモデルの応力解析結果を用いて行うこととし、上部構造からの荷重を各杭に分配し、断面に作用する応力及び発生する支持力、引抜力が、「基礎指針」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット

修正中

評価終了

第4-4図 応力解析による基礎評価フロー

#### 4.2.2 荷重

##### (1) 基礎に考慮する荷重

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重を第4-2表に示す。

第4-2表 基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(DL)	構造物の自重
積雪荷重(SL)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(K)	地盤物性のばらつきを考慮した地震荷重 ・ 上部構造から作用する地震荷重（上部構造の柱脚応力） 柱脚せん断力（NS, EW） 柱脚曲げモーメント（NS, EW） 柱脚鉛直軸力（UD） ・ 基礎に作用する地震荷重（地震時慣性力） （DL+0.35SL）×（水平震度） （DL+0.35SL）×（1±鉛直震度） ・ 杭から作用する地震荷重（杭頭応力） 杭頭せん断力（NS, EW：杭頭変位同一として計算） 杭頭曲げモーメント（NS, EW） 杭頭鉛直軸力（UD）
風荷重(WL)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 ・ 上部構造から作用する風荷重（上部構造の柱脚応力）

## (2) 杭に考慮する荷重

杭の評価には基礎の応力解析結果を用いることとし、基礎底面に発生するせん断力を全杭で負担し、杭頭位置での鉛直支点反力を杭の鉛直軸力として考慮する。杭に考慮する荷重を第4-3表及び第4-4表に示す。

第4-3表 杭に考慮する荷重（水平）

せん断力	NS 方向	EW 方向
基礎底面 (kN)	33660	31890
P1, P1A (kN/本)	293	277
P2 (kN/本)	941	891

第4-4表 杭に考慮する荷重（鉛直）

軸力	上方向（引張）	下方向（圧縮）
P1, P1A (kN/本)	1005	2017
P2 (kN/本)	992	4313

### 4.2.3 荷重の組合せ

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重の組合せを第4-5表に示す。地震荷重は組合せ係数法により水平地震荷重（ $K_H$ ）及び鉛直地震荷重（ $K_V$ ）を考慮する。

第4-5表 荷重の組合せ

組合せ係数法	荷重の組合せ
水平1.0, 鉛直 0.4	$DL + SL \pm 1.0K_H \pm 0.4K_V \pm WL$
水平0.4, 鉛直 1.0	$DL + SL \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm WL$

#### 4.2.4 許容限界

飛来物防護ネット基礎の許容限界は、第4-6表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第4-7表に、鉄筋の降伏強度を第4-8表に示す。杭の鉛直支持力及び引抜抵抗力の許容限界については、「3.4.2 杭の評価法」にて示す。

第4-6表 応力解析評価における基礎の許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
支持機能	上部構造を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 Ss	基礎	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく終局強度
			杭	杭に発生する支持力及び引抜力が許容限界を超えないことを確認	「基礎指針」に基づく終局強度
			地盤	杭に発生する支持力及び引抜力が許容限界を超えないことを確認	

第4-7表 コンクリートの圧縮強度

部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
基礎 (F <sub>c</sub> =24 N/mm <sup>2</sup> )	24.0
杭 (F <sub>c</sub> =27 N/mm <sup>2</sup> )	27.0

第4-8表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

#### 4.2.5 評価方法

##### 4.2.5.1 基礎の評価法

###### (1) 応力解析

基礎の応力解析は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen(ver.845)」を用いる。

基礎のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第4-9表に示す物性値を与える。また、場所打ちコンクリート杭は各杭位置でピン支持の境界条件を与える。解析モデルを第4-5図に示す。

解析モデル着色要素に柱脚応力から求まる地震荷重，杭位置の接点に杭応力から求まる地震荷重，基礎自身には地震時慣性力を作用させ応力解析を行う。

第4-9表 コンクリートの物性値

設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
24	$2.27 \times 10^4$	0.2



第4-5図 解析モデル（単位：mm）

(2) 基礎断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造の長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが許容限界を超えないことを下式で確認する。

なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (N_{\min} \leq N \leq 0)$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (0 \leq N \leq 0.4bDF_c)$$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c) \left( \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \quad (0.4bDF_c \leq N \leq N_{\max})$$

ここで、

$M$	: 曲げモーメント
$M_u$	: 許容限界 (曲げ終局強度)
$N_{\min}$	: 中心引張時終局強度
$N_{\max}$	: 中心圧縮時終局強度
$N$	: 軸力
$a_t$	: 引張主筋断面積
$b$	: 断面幅
$D$	: 断面せい
$\sigma_y$	: 鉄筋の引張に対する材料強度
$F_c$	: コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、，「RC-N規準」に基づき，評価対象部位に生じる面外せん断力が許容限界を超えないことを下式で確認する。

$$Q \leq Q_u$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj$$

ここで

$Q$  : 発生面外せん断力

$Q_u$  : 許容限界（面外せん断終局強度）

$p_t$  : 引張鉄筋比（%）

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度

$M/Q$  : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比

$d$  : 有効せい

$p_w$  : 面外せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : 面外せん断補強筋の降伏強度

$\sigma_0$  : 平均軸方向応力度

$b$  : 部材幅

$j$  : 応力中心間距離

#### 4.2.5.2 杭の評価法

##### (1) 応力計算

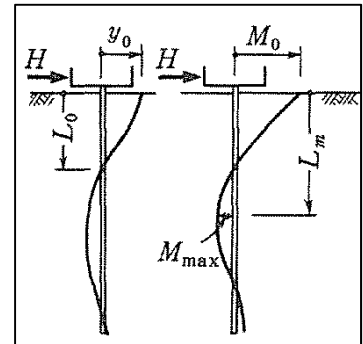
杭応力は、各杭に発生する支持力、引抜き及び杭頭せん断力を FEM モデルの支点反力に基づき計算する。また、「基礎指針」に基づき、杭頭曲げモーメント ( $M_0$ ) を下式により評価する。杭の評価にあたっては、第 4-10 表に示す物性値を考慮する。

$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

$$\beta = \left( \frac{k_h \cdot B}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$$

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{\frac{3}{4}}$$



ここで、

$H$  : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

$\beta$  : 杭の特性係数 ( $m^{-1}$ )

$k_h$  : 水平地盤反力係数 ( $kN/m^3$ )

$B$  : 杭径 (m)

$E$  : 杭のコンクリートのヤング係数 ( $kN/m^2$ )

$I$  : 杭の断面2次モーメント ( $m^4$ )

$k_{h0}$  : 基準水平地盤反力係数 ( $kN/m^3$ )

$\alpha$  : 評価法によって決まる定数 ( $m^{-1}$ )。  $\alpha = 80$  とする。

$\xi$  : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

$E_0$  : 変形係数 ( $kN/m^2$ )。改良地盤の一軸試験の結果から算定する。

$\bar{B}$  : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

本頁修正中

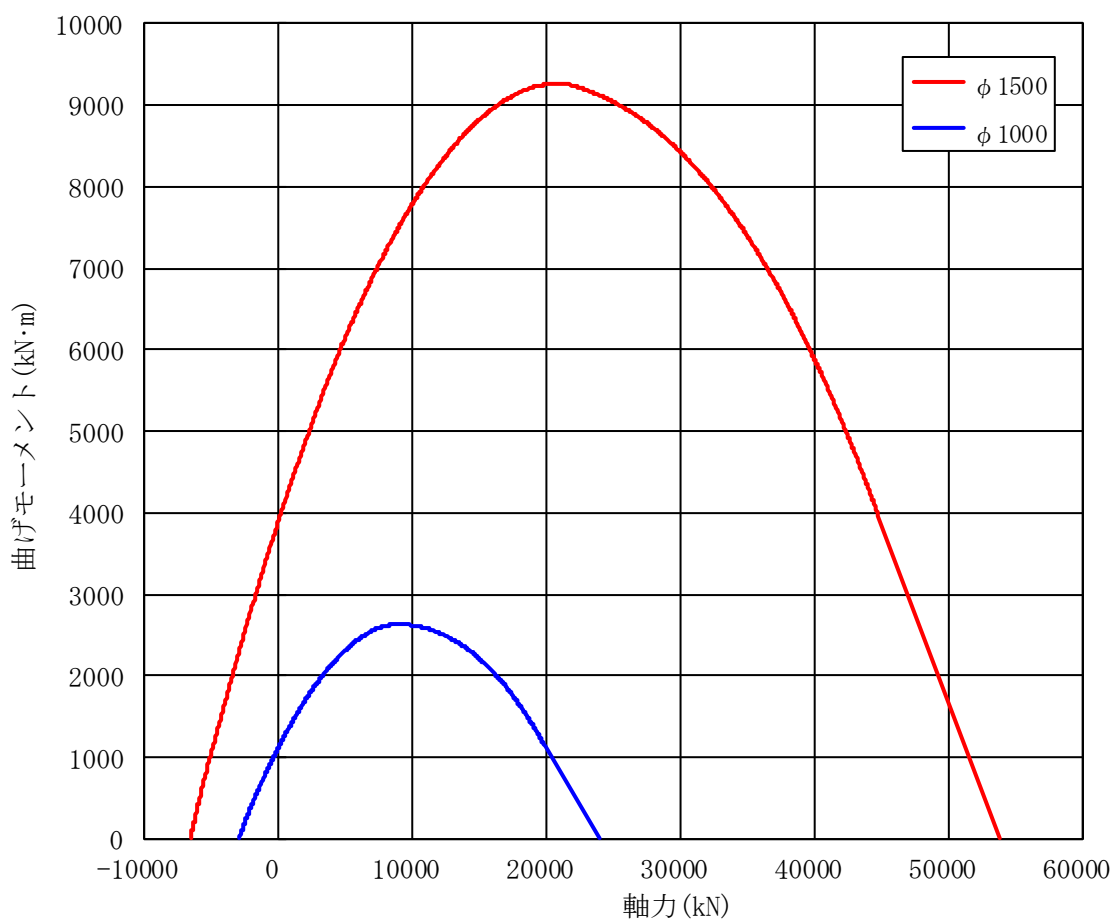
第 4-10 表 杭の物性値

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	27
比重 (N/mm <sup>3</sup> )	23	23
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	23600	23600
杭径 (mm)	1000	1500

(2) 杭断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第4-6図に示す許容限界(Nu-Mu関係)を超えないことを確認する。



第4-6図 許容限界 (Nu-Mu関係)

(3) せん断力に対する評価

せん断力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じるせん断力が下式による許容限界を超えないことを確認する。

$$Q \leq Q_u$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (17.7 + F_c)}{M/(QD) + 0.12} + 0.846\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

$$k_p = 0.82 \cdot p_t^{0.23}, \quad k_u = 0.72$$

ここで、

- $Q$  : せん断力
- $Q_u$  : 許容限界 (面外せん断終局強度)
- $k_u, k_p$  : 補正係数
- $p_t$  : 引張鉄筋比 (%)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度
- $M/Q$  : 強度算定断面におけるモーメントMとせん断力Qの比
- $D$  : 杭径
- $p_w$  : せん断補強筋比
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度
- $\sigma_0$  : 平均軸方向応力度
- $b$  : 等価正方形断面の幅
- $j$  : 等価正方形断面の応力中心間距離

(4) 支持力及び引抜力に対する評価

支持力及び引抜力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる最大軸力及び最小軸力が許容限界を超えないことを確認する。

a. 支持力に対する評価

$$N_{\max} \leq R_u$$

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$$q_p = 100\bar{N}$$

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$\tau_s = 3.3 \cdot N$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

$$\tau_c = c_u$$

ここで、

$N_{\max}$  : 最大軸力

$R_u$  : 許容限界 (極限鉛直支持力)

$R_p$  : 極限先端支持力

$R_f$  : 極限周面摩擦力

$q_p$  : 極限先端支持力度

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積

$\bar{N}$  : 杭先端の平均N値

$R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力

$R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力

$\tau_s$  : 砂質土の極限周面摩擦力度

$N$  : 杭周面のN値

$L_s$  : 砂質土部分の長さ

$\tau_c$  : 粘性土の極限周面摩擦力度

$c_u$  : 土の非排水せん断強さ

$L_c$  : 粘性土部分の長さ

$\phi$  : 杭の周長

b. 引抜力に対する評価

$$N_{\min} \leq R_{TR}$$

$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\phi + W$$

ここで,

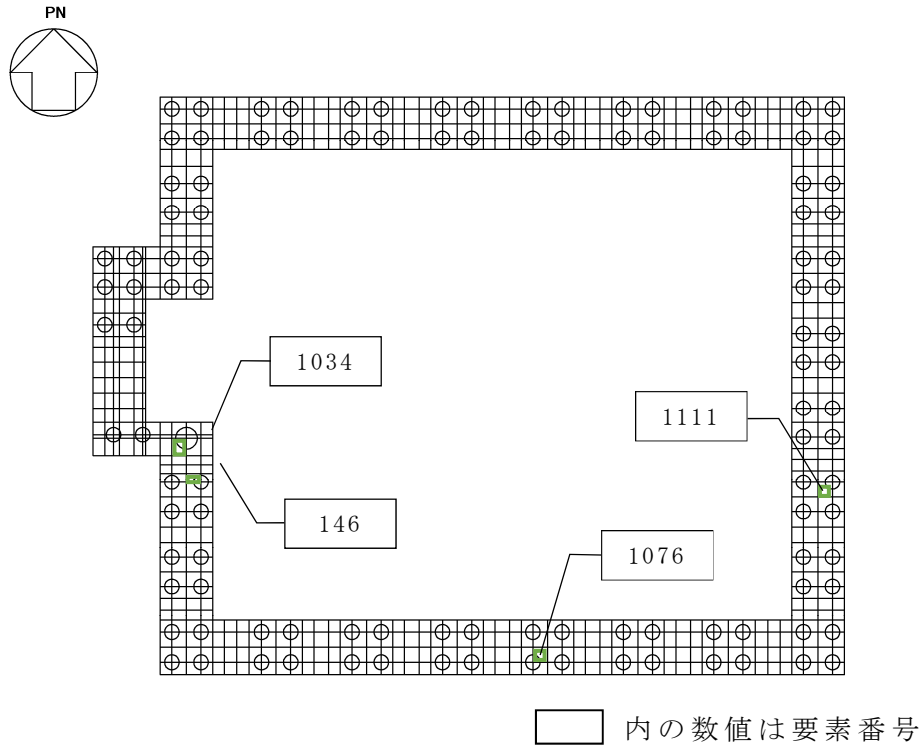
- $N_{\min}$  : 最小軸力  
 $R_{TR}$  : 許容限界 (残留引抜抵抗力)  
 $\tau_{sti}$  : 砂質土のi層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、  
押し込み時の極限周面摩擦力度の2/3とする。  
 $\tau_{cti}$  : 粘性土のi層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、  
押し込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。  
 $L_{si}$  : 砂質土のi層における杭の長さ  
 $L_{ci}$  : 粘性土のi層における杭の長さ  
 $\phi$  : 杭の周長  
 $W$  : 杭の自重で、浮力を考慮する。



### 4.3 評価結果

#### 4.3.1 基礎の評価結果

Ss地震時の最大検定値発生位置を第4-7図に、基礎応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-11表に示す。評価結果に示すとおり、Ss地震時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



第4-7図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第4-11表 基礎の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	1034	1265	4909	0.258	OK
EW	146	317	1692	0.188	OK

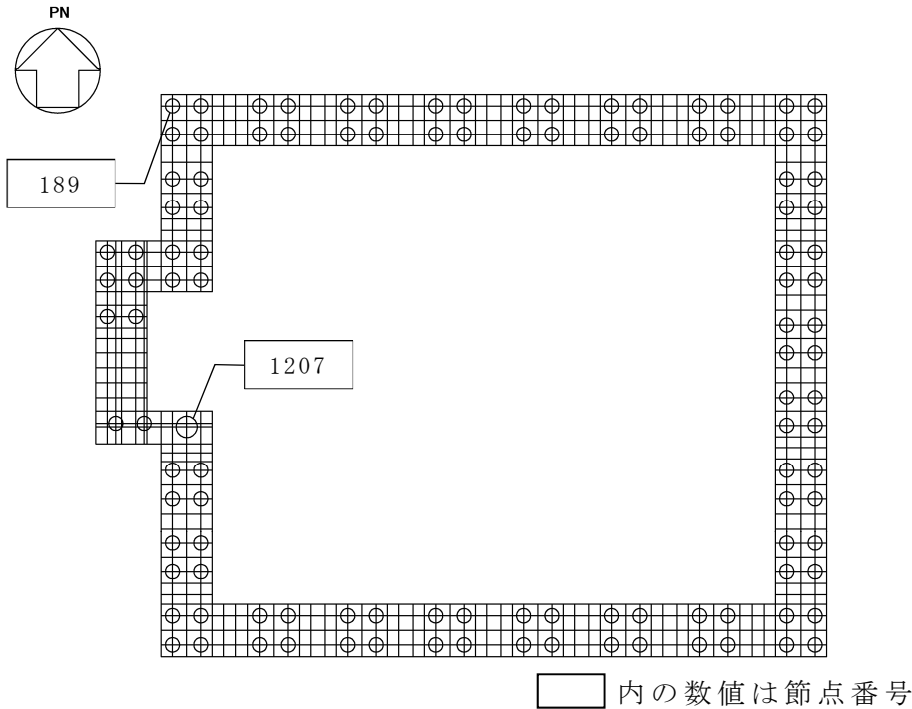
(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	1076	995	3143	0.317	OK
EW	1111	886	3141	0.282	OK

#### 4.3.2 杭の評価結果

S<sub>s</sub>地震時の最大検定値発生位置を第4-8図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-12表及び第4-9図に、杭のモーメント図を第4-10図に示す。

評価結果に示すとおり、S<sub>s</sub>地震時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



第4-8図 最大検定値発生位置（杭応力）

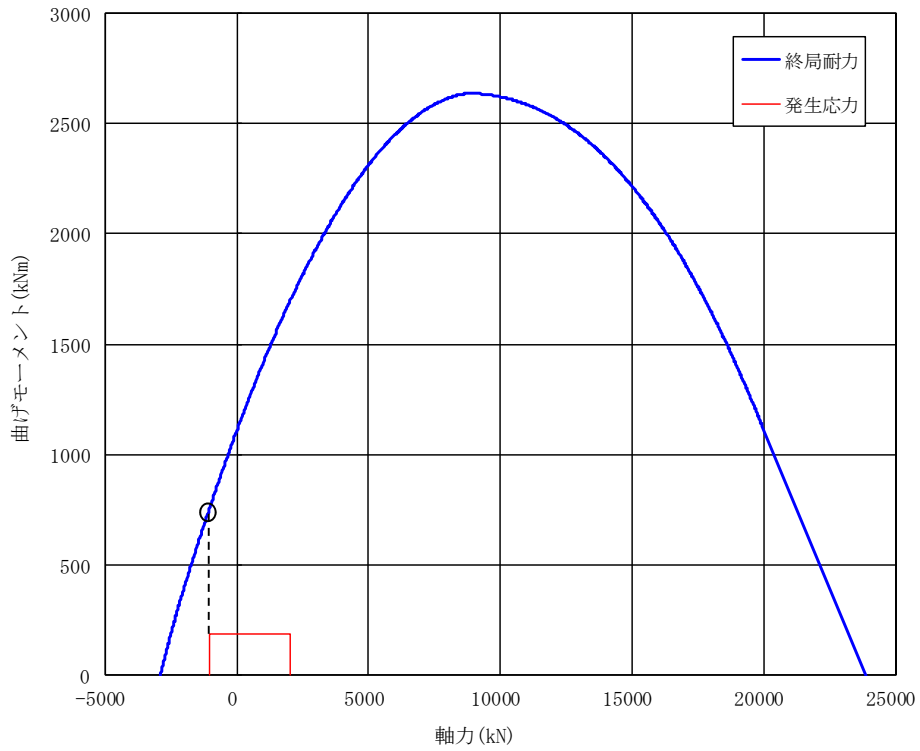
第4-12表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

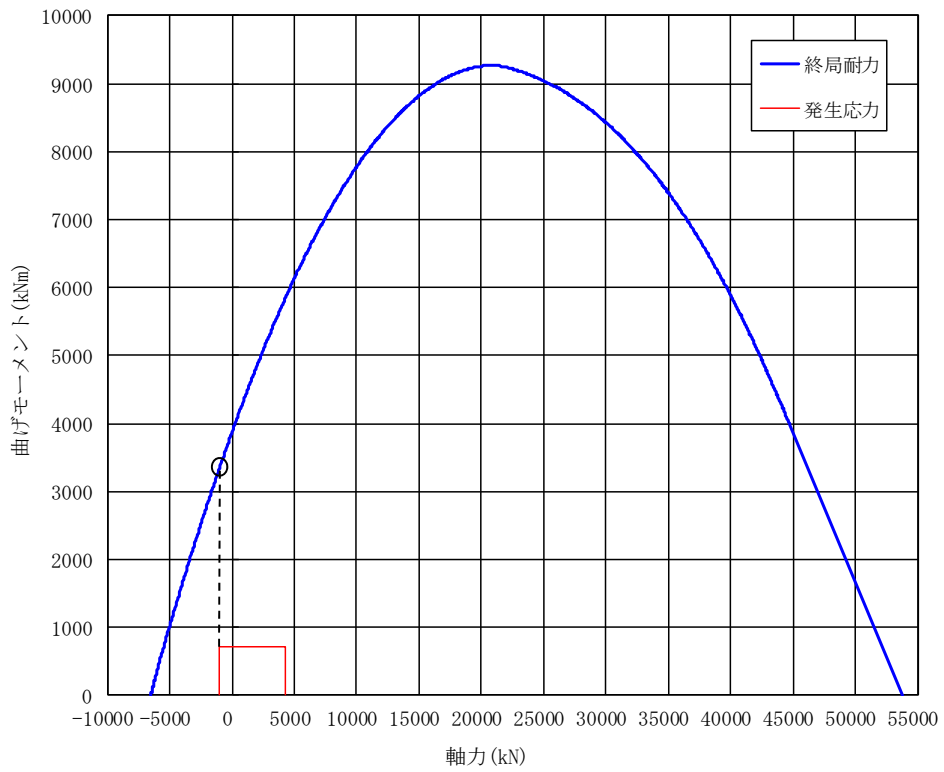
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	189	189	712	0.265	OK
P2	1207	707	3306	0.214	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生せん断力 (kN/m)			
P1, P1A	189	293	2024	0.145	OK
P2	1207	941	5065	0.186	OK

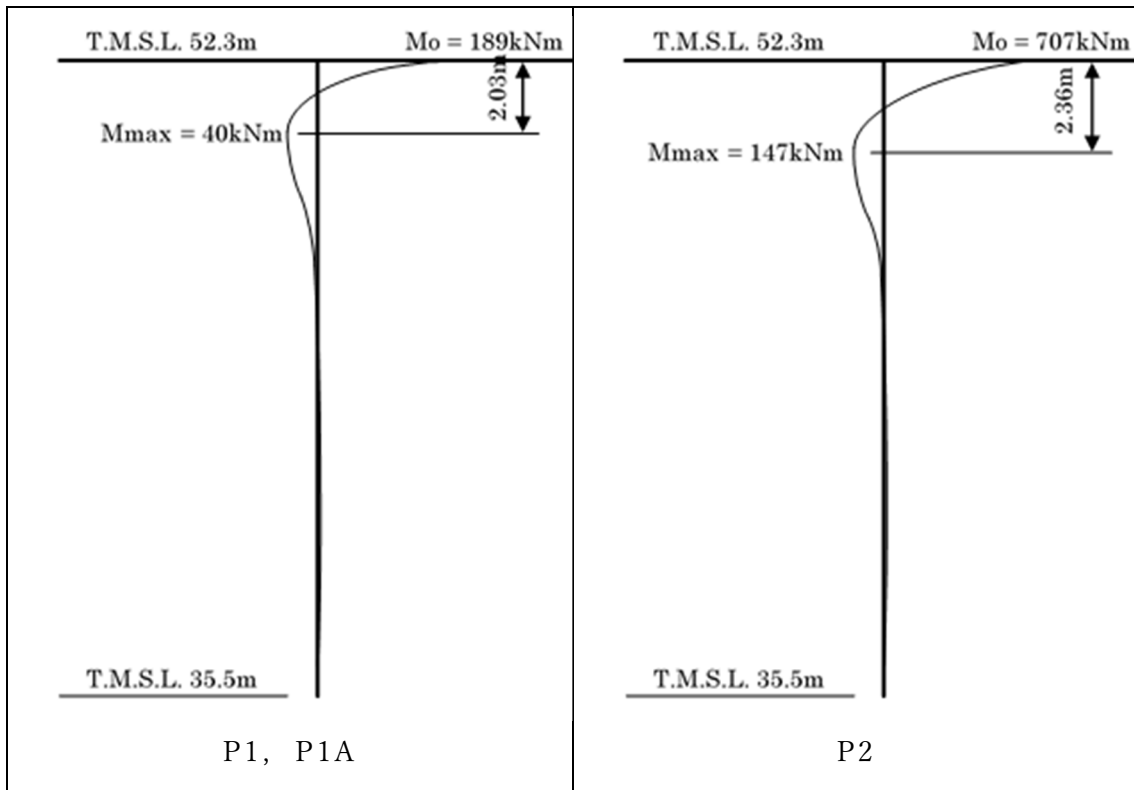


(P1, P1A)



(P2)

第4-9図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

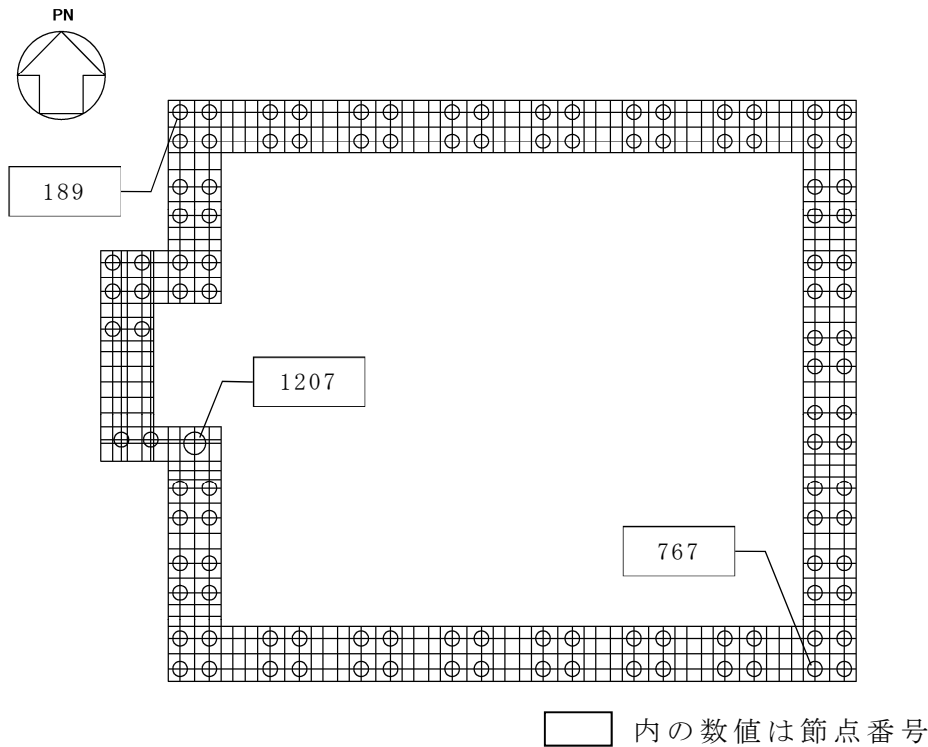


第 4-10 図 杭モーメント図 (最大値発生位置確認)

### 4.3.3 支持力等の評価結果

S<sub>s</sub>地震時の最大検定値発生位置を第4-11図に、支持力及び引抜力と許容限界値を比較した評価結果を第4-13表に示す。

評価結果に示すとおり、S<sub>s</sub>地震時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



第4-11図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第4-13表 支持力及び引抜力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値 (kN)	検定比	判定
	杭種	節点番号	軸力 (kN)			
支持力	P1, P1A	767	2017	9409	0.215	OK
	P2	1207	4313	17058	0.253	OK
引抜力	P1, P1A	189	-1156	4609	0.251	OK
	P2	1207	-1143	7052	0.163	OK

\* 軸力は正が圧縮，負が引張とする。

本頁修正中

## 別添 1

地震応答解析モデルの適用性について

## 目 次

1. 概要 .....	1
2. 適用性確認方法 .....	1
3. 一次元波動論の適用性確認 .....	2
4. 質点系モデルの適用性確認 .....	21

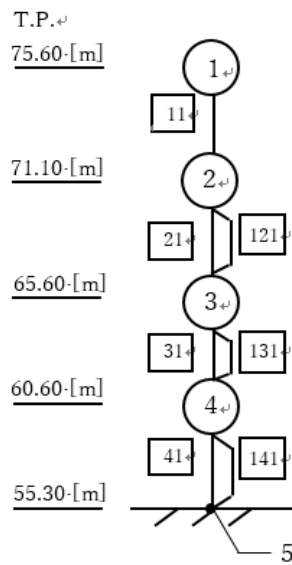
1. ~3. 修正中

#### 4. 質点系モデルの適用性確認

##### (1) 解析概要

本施設における支持架構の耐震評価（添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」(以下,設工認耐震計算書))では,第4-1図に示す質点系モデルから地震荷重を算出し,三次元フレームモデルに入力することで評価する(以下,「質点系モデル評価」という)。

本項では,三次元フレームモデルのみによる評価(以下,「三次元フレームモデル評価」という)と,質点系モデル評価との計算結果の比較により,質点系モデル評価の適用性について確認する。



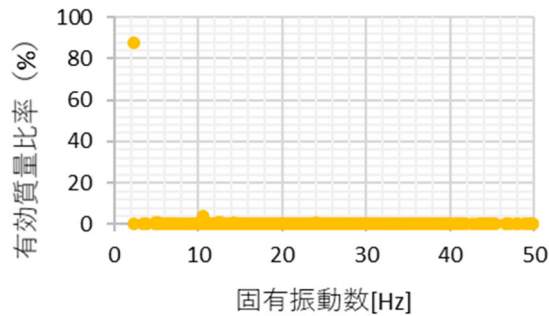
第4-1図 質点系モデル



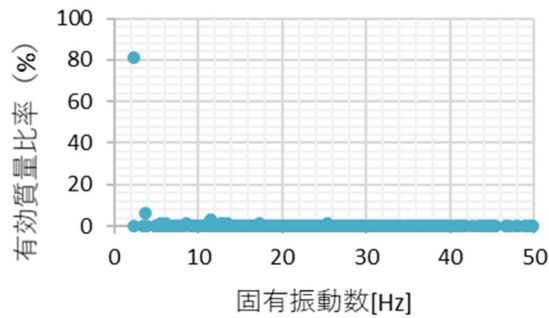
(2) 固有振動数及び振動モードの比較

第4-2図に示す、支持架構の三次元フレームモデルの固有振動数解析の結果、NS方向1次及びEW方向1次の有効質量比が支配的であり、その他のモードの寄与は軽微であることから、この振動モードに対して質点系モデルの固有振動数の比較を行う。

第4-1表に示すとおり、三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数はNS方向1次及びEW方向1次のそれぞれにおいて同等であることから、質点系モデルは三次元フレームモデルの振動特性を表現可能であることを確認した。



(NS 方向)



(EW 方向)

第4-2図 三次元フレームモデルの有効質量比と固有振動数の関係

第4-1表 固有振動数の比較

	三次元フレームモデル	質点系モデル
NS 方向 1 次	2.48Hz	2.55Hz
EW 方向 1 次	2.50Hz	2.53Hz

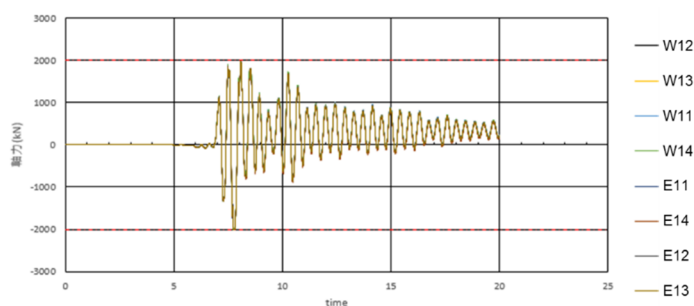
(3) 座屈拘束ブレースの降伏状況の比較

第4-3図に示す座屈拘束ブレースの荷重（軸力）時刻歴について、三次元フレームモデルでの結果と質点系モデルでの結果を比較する。

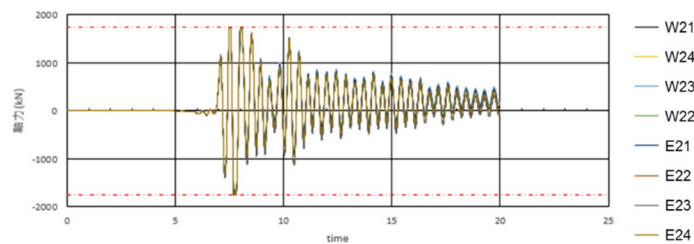
（以降、結果を見てから修文する）

結果、各階層の座屈拘束ブレースの幸福状況は三次元フレームモデルと質点系モデルで同様の傾向である。

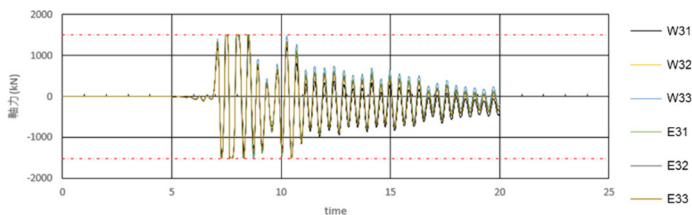
なお、三次元フレームモデルの3階層の荷重（軸力）時刻歴において、残留応力が見られるが、・・・・・・であることから質点系モデルの適用は妥当である。



(1階層)



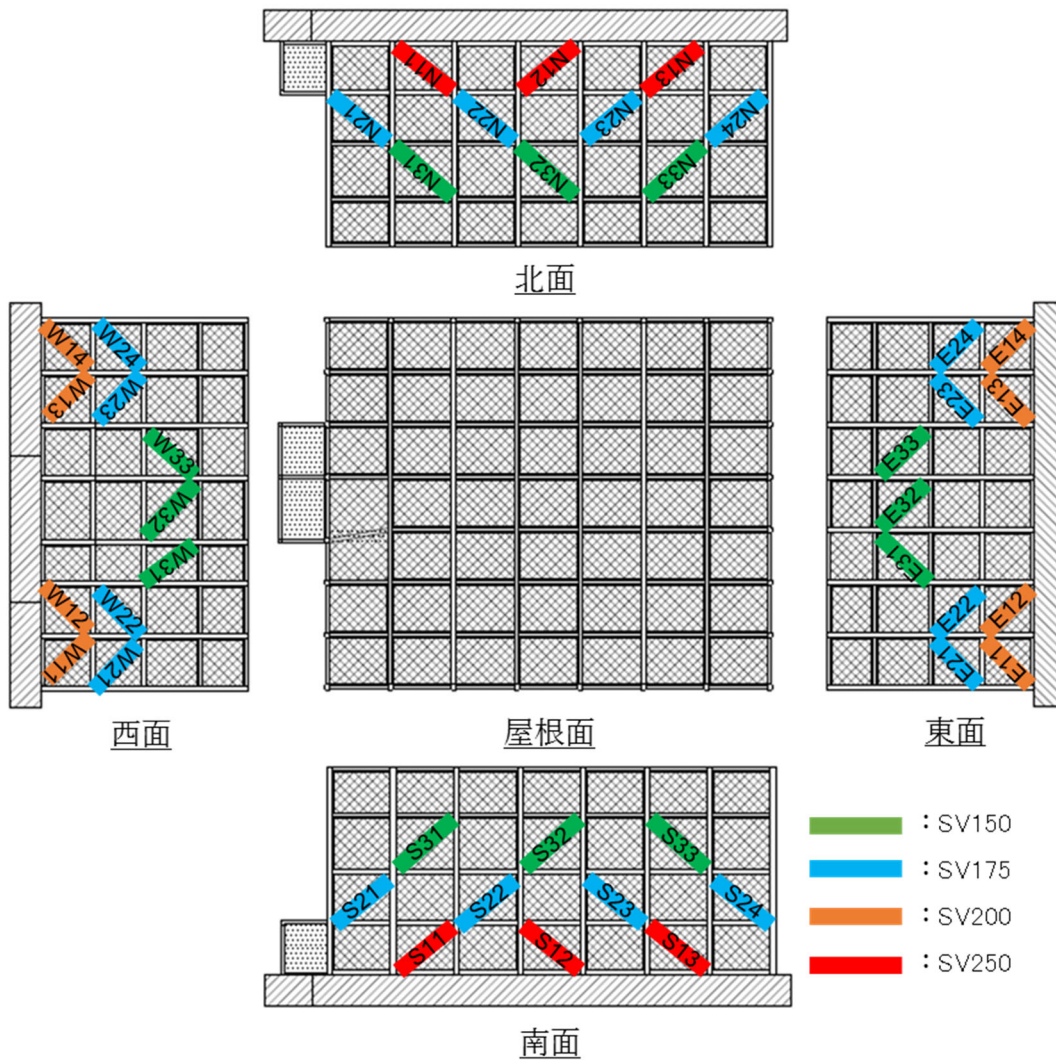
(2階層)



(3階層)

串団子の荷重時刻歴を張り付ける

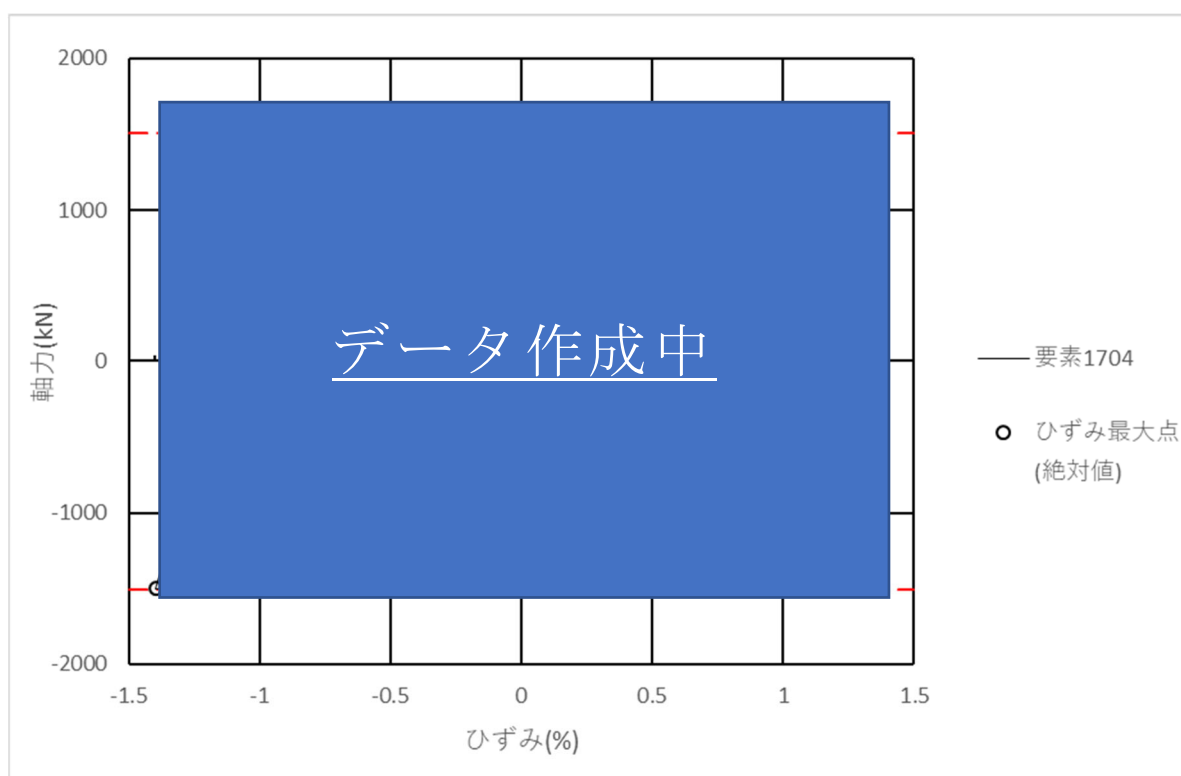
第4-3図 座屈拘束ブレースの荷重時刻歴の比較



(参考) 階層別，座屈拘束ブレース設置状況

(4) 座屈拘束ブレースの履歴ループの比較

座屈拘束ブレースの塑性変形により描く履歴ループについて、三次元フレームモデルと質点系モデルで同様であることを確認する。比較結果を第4-4図に示す。(データ作成中)



第4-4図 履歴ループの比較

(5) 座屈拘束ブレースの周辺部材の荷重比較

座屈拘束ブレースによる応力の再配分が質点系モデルで適切にモデル化されていることを確認するため、座屈拘束ブレースの影響を受ける柱および梁の一部を代表に（代表性の理由を書く）、質点系モデルの応答を基にした静的応力解析の結果と三次元フレームモデルの動的応力解析の結果を検定比で比較する。比較した結果を表○に示す。比較結果より、三次元フレームモデル評価の結果と質点系モデル評価の結果は同様の傾向である



- 柱①：1階層から3階層まで座屈拘束ブレースの影響を受ける柱
- 柱②：1階層から2階層まで両側から座屈拘束ブレースの影響を受ける柱
- 梁：梁の上下に座屈拘束ブレースが配置されている梁

図4 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

表1 座屈拘束ブレース最大ひずみ発生時の柱の検定値  
(評価部位は下図参照)

柱①	三次元フレームモデル				質点系モデル			
	1階層	2階層	3階層	4階層	1階層	2階層	3階層	4階層
モーメント (kN・m)	数値は <u>後日お示しする。</u>							
軸力 (kN)								
検定値 (組合せ)								

柱②	三次元フレームモデル				質点系モデル			
	1階層	2階層	3階層	4階層	1階層	2階層	3階層	4階層
モーメント (kN・m)	数値は <u>後日お示しする。</u>							
軸力 (kN)								
検定値 (組合せ)								

第4-5表 座屈拘束ブレース最大ひずみ発生時の梁の検定値  
(評価部位は下図参照)

梁	三次元フレームモデル				質点系モデル			
	1階層	2階層	3階層	4階層	1階層	2階層	3階層	4階層
モーメント (kN・m)	数値は <u>後日お示しする。</u>							
軸力 (kN)								
検定値 (組合せ)								

(6) 座屈拘束ブレースのひずみの比較

三次元フレームモデルと質点系モデルで算出した座屈拘束ブレースのひずみの結果を、表4-3表に示す。三次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースのひずみは、ほぼ同等であることを確認した。

表4-3表 座屈拘束ブレースのひずみ比較結果

	三次元フレームモデル	質点系モデル	三次元フレーム/質点系
ひずみ	1.4%	1.4%	1.00

(7) 質点系モデル評価の適用性確認結果

支持架構の地震応答が質点系モデルで表現可能であり、三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数が同等であることから、質点系モデルで三次元FEMモデルの地震応答を適切に表現できていることを確認した。

また、三次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースの降伏状況、履歴ループ、周辺部材の荷重、ひずみが同等であることから、質点系モデル評価が適用可能であることを確認した。

## 別添 2

地震応答解析モデルにおける  
基礎固定の妥当性について

直下地盤モデルに切り替えのため

数値は別途差し替え



## 目 次

1.	概要	1
2.	評価フロー	1
3.	地盤ばねを考慮した地震応答解析	2
4.	設計用地震力（最大応答せん断力）の比較	5
5.	<u>考察及びまとめ</u>	5

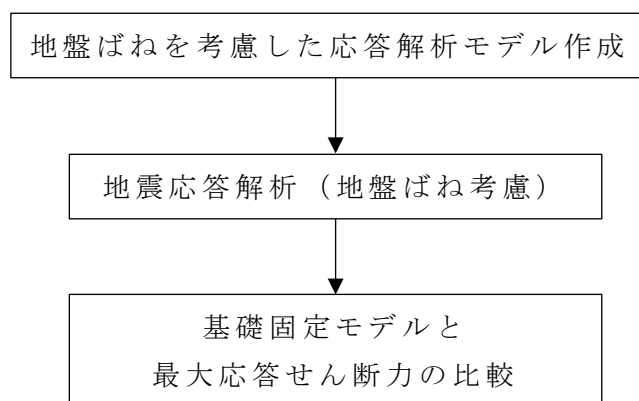
## 1. 概要

飛来物防護ネットの設計において設計用地震力は、基礎固定モデルによる地震応答解析結果を用いている。

本資料は、地盤ばねを考慮した地震応答解析モデルと比較することで、基礎固定モデルの妥当性について説明する。

## 2. 評価フロー

設計用地震力妥当性確認の評価フローを第2-1図に示す。

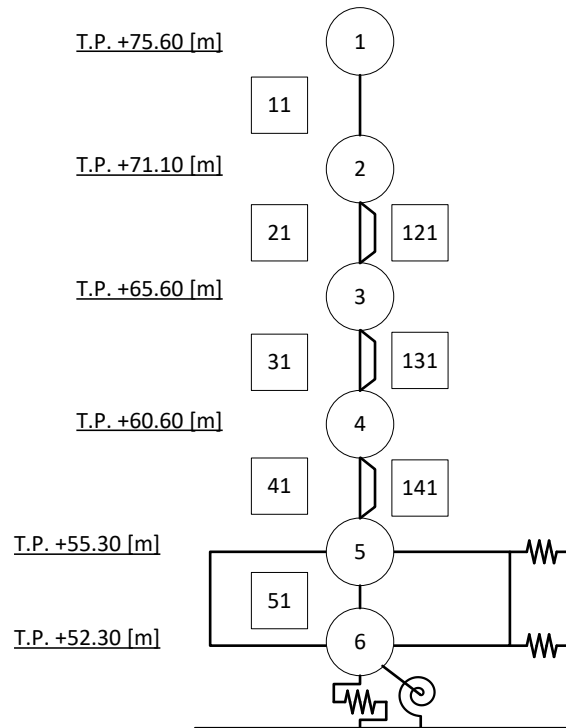


第2-1図 基礎固定モデルの妥当性確認の評価フロー

3. 地盤ばねを考慮した地震応答解析

地盤ばねを考慮した地震応答解析モデルを第3-1図に示す。地盤ばねの諸元を第3-1表および第3-2表に示す。地盤ばねの定数化は「JEAG4601-1991 追補版」に準じて行い、底面地盤ばねについては振動アドミッタンス理論、側面ばねについてはNovakの側面ばねにより評価している。なお、杭の影響については杭を考慮するとばね剛性が上がり、比較元である基礎固定モデルの条件に近づくため考慮しないこととした。

地盤ばねを考慮したモデルによる地震応答解析は、基礎固定モデルによる地震応答解析の結果、各層で最大応答せん断力が発生しているSs-C1を代表として実施する。第3-3図に、地盤ばねを考慮したモデルによる解析結果である最大応答せん断力を示す。



第3-1図 地震応答解析モデル図（水平方向）

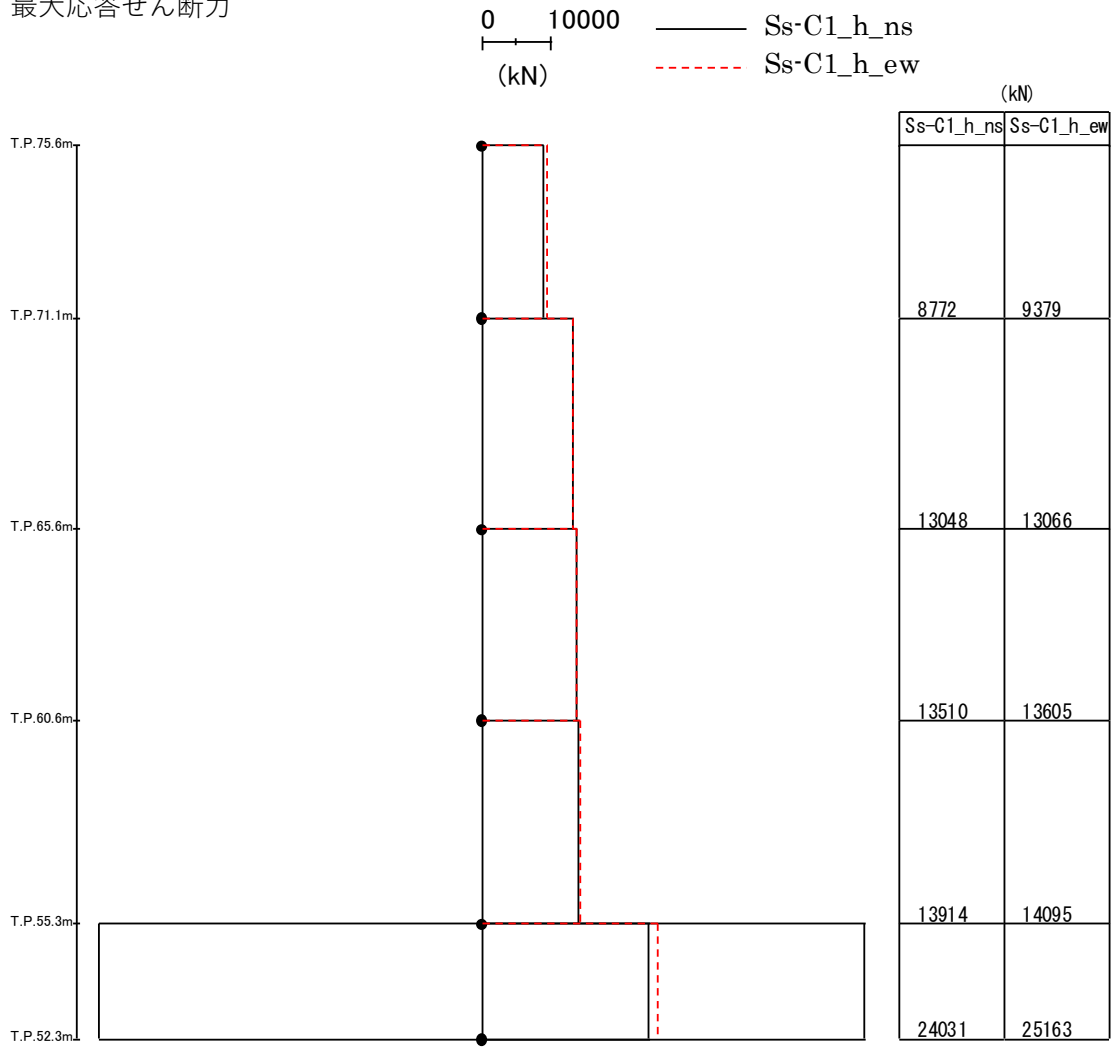
第 3 - 1 表 底面地盤ばね定数

方向	底面水平ばね		底面回転ばね	
	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]
NS	8.23E+07	7.16E+05	2.90E+10	1.61E+08
EW	8.59E+07	7.34E+05	3.96E+10	2.59E+08

第 3 - 2 表 側面地盤ばね定数

T.M.S.L [m]	側面地盤ばね(NS)		側面地盤ばね(EW)	
	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]
55.3	3.24E+05	1.12E+05	3.24E+05	1.12E+05
52.3	3.09E+05	1.10E+05	3.09E+05	1.10E+05

最大応答せん断力



第 3 - 3 図 最大応答せん断力

#### 4. 設計用地震力（最大応答せん断力）の比較

基礎固定モデルにて算出した最大応答せん断力と、地盤ばねを考慮したモデルによる最大応答せん断力の比較を第4-1表に示す。第4-1表に示すとおり、基礎固定モデルと、地盤ばねを考慮したモデルで、最大応答せん断力の差は非常に軽微である。

第4-1表 地震荷重の比較

要素	T.M.S.L [m]	基礎固定		地盤ばね考慮		地盤ばね考慮/基礎固定	
		NS [kN]	EW [kN]	NS [kN]	EW [kN]	NS [-]	EW [-]
11	75.6~71.1	8785	9458	8772	9379	0.999	0.992
21+121	71.1~65.6	12933	13059	13048	13066	1.009	1.001
31+131	65.6~60.6	13465	13471	13510	13605	1.003	1.010
41+141	60.6~55.3	13933	14137	13914	14095	0.999	0.997

#### 5. 考察及びまとめ

地盤ばねを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、最大せん断力について基礎固定モデルと比較した結果、両者のモデルによる最大せん断力の差は非常に軽微であることから、地震応答解析において基礎固定とする妥当性が確認できた。

### 別添 3

防護板及び防護ネットに作用する荷重について

直下地盤モデルに切り替えのため  
数値は別途差し替え

## 目 次

1. 概要	1
2. 評価対象部位	1
3. 荷重比較結果	2
4. 考察及びまとめ	<u>7</u>



1. 概要

飛来物防護ネットにおいては，竜巻による飛来物衝突時に防護板及び防護ネットに作用する荷重の方が， $S_s$ 地震時に作用する荷重よりも大きいことから，耐震評価対象部位の対象外としている。

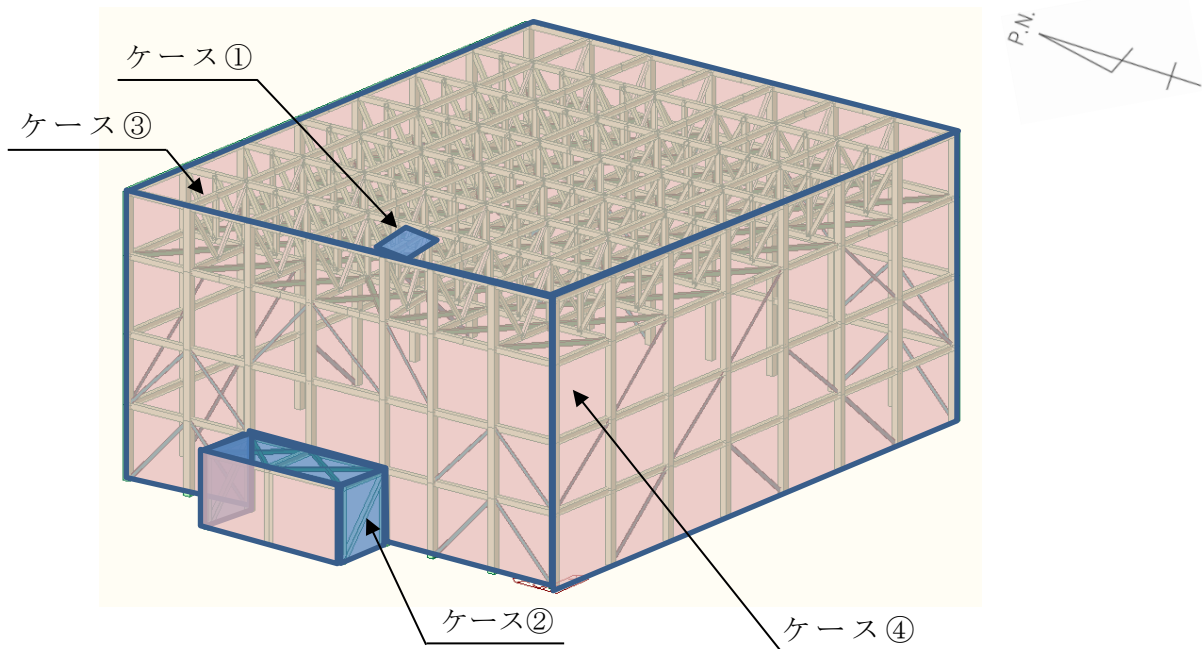
本書は， $S_s$ 地震時に作用する荷重と飛来物衝突時に作用する荷重の比較結果を示し，荷重の包絡性について説明する。

2. 評価対象部位

飛来物防護ネットの屋根（水平設置）及び側面（鉛直設置）に設置される防護板，防護ネットで $S_s$ 地震時に作用する荷重及び飛来物の衝突速度が異なることから，第2-1図，第2-1表に示す4ケースを対象に比較を行った。防護板及び防護ネットのサイズが大きい方が，重量が増加するため， $S_s$ 地震時に作用する荷重が大きくなる。このことから，最大サイズの部位を対象とし，評価を行う。

第2-1表 評価対象部位

	防護板	防護ネット
屋根（水平設置）	ケース①	ケース③
側面設置（鉛直設置）	ケース②	ケース④



第2-1図 評価対象部位

### 3. 荷重比較結果

防護板及び防護ネットに作用する荷重の比較結果を第3-1表に示す。各ケースにおいて Ss 地震時に作用する荷重が，飛来物衝突時に作用する荷重に包絡されていることから，飛来物衝突荷重に対する設計を行うことで，耐震性を満足すると考えられる。

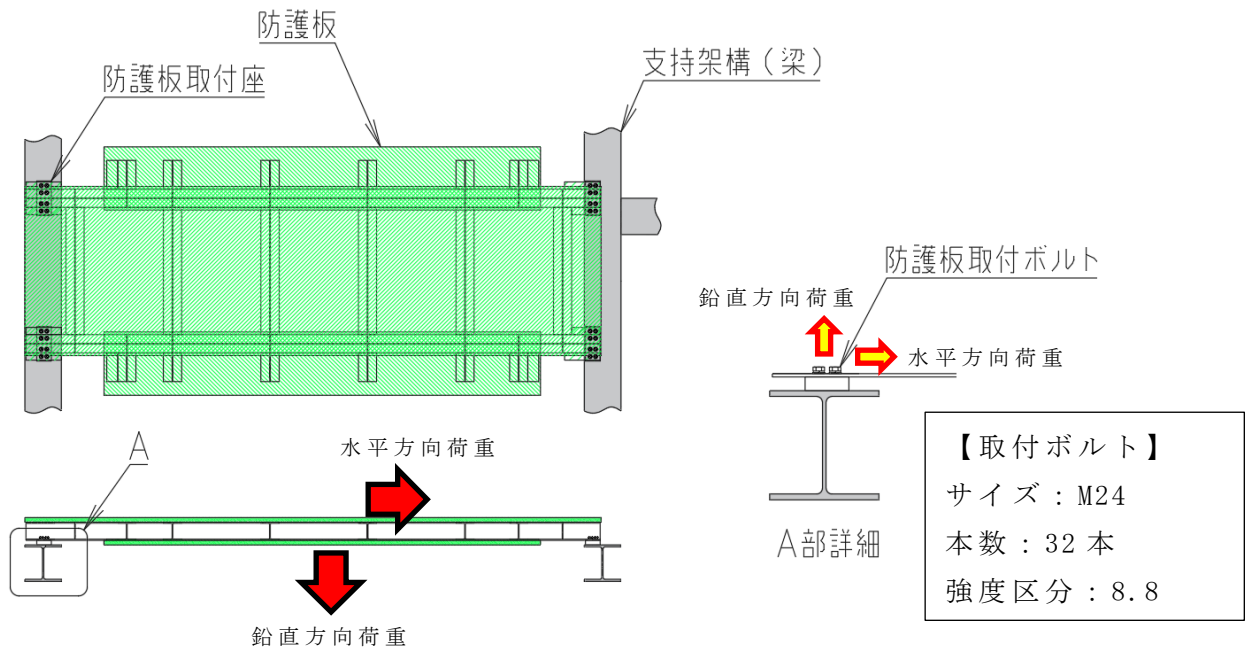
なお，防護板及び防護ネットを支持架構に取り付けるためのボルト（以下，取付ボルト）に生じる荷重を第3-2表に，各ケースの荷重作用図を第3-1図～第3-4図示す。地震荷重はボルトの許容荷重と比べて十分小さいことから，防護板及び防護ネットを耐震評価の対象外とすることは妥当である。

第3-1表 防護板及び防護ネットに作用する荷重の比較結果

	Ss 地震時に作用する荷重	飛来物衝突時に作用する荷重
ケース①	固定荷重 + Ss 地震荷重 + 積雪荷重 140 kN	固定荷重 + 衝突荷重 + 積雪荷重 1300 kN
ケース②	固定荷重 + Ss 地震荷重 + 風荷重 150 kN	衝突荷重 + 風荷重 1800 kN
ケース③	固定荷重 + Ss 地震荷重 + 風荷重 <sup>(注1)</sup> + 積雪荷重 180 kN	固定荷重 + 衝突荷重 + 風荷重 <sup>(注1)</sup> + 積雪荷重 230 kN
ケース④	固定荷重 <sup>(注2)</sup> + Ss 地震荷重 + 風荷重 150 kN	固定荷重 <sup>(注2)</sup> + 衝突荷重 + 風荷重 418 kN

注1：屋根の防護ネットの強度評価において，保守的に風荷重も考慮していることから，それに合わせて評価する。

注2：側面の防護ネットの強度評価において，保守的に固定荷重も考慮していることから，それに合わせて評価する。



ケース①

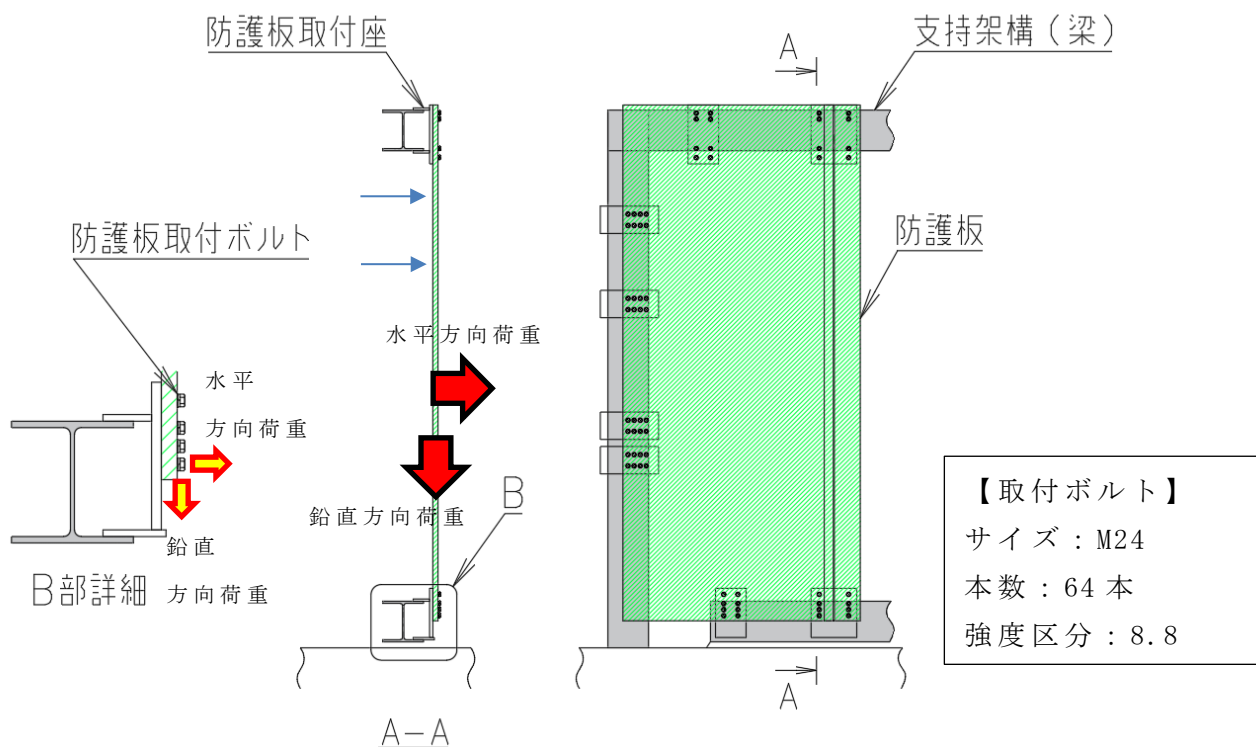
- 【鉛直方向荷重】
- ・ 固定荷重
  - ・ Ss 地震荷重
  - ・ 積雪荷重

- 【水平方向荷重】
- ・ Ss 地震荷重

 : 防護板に作用する荷重

 : 取付ボルトに作用する荷重


第 3-1 図 ケース①の荷重作用図



ケース②

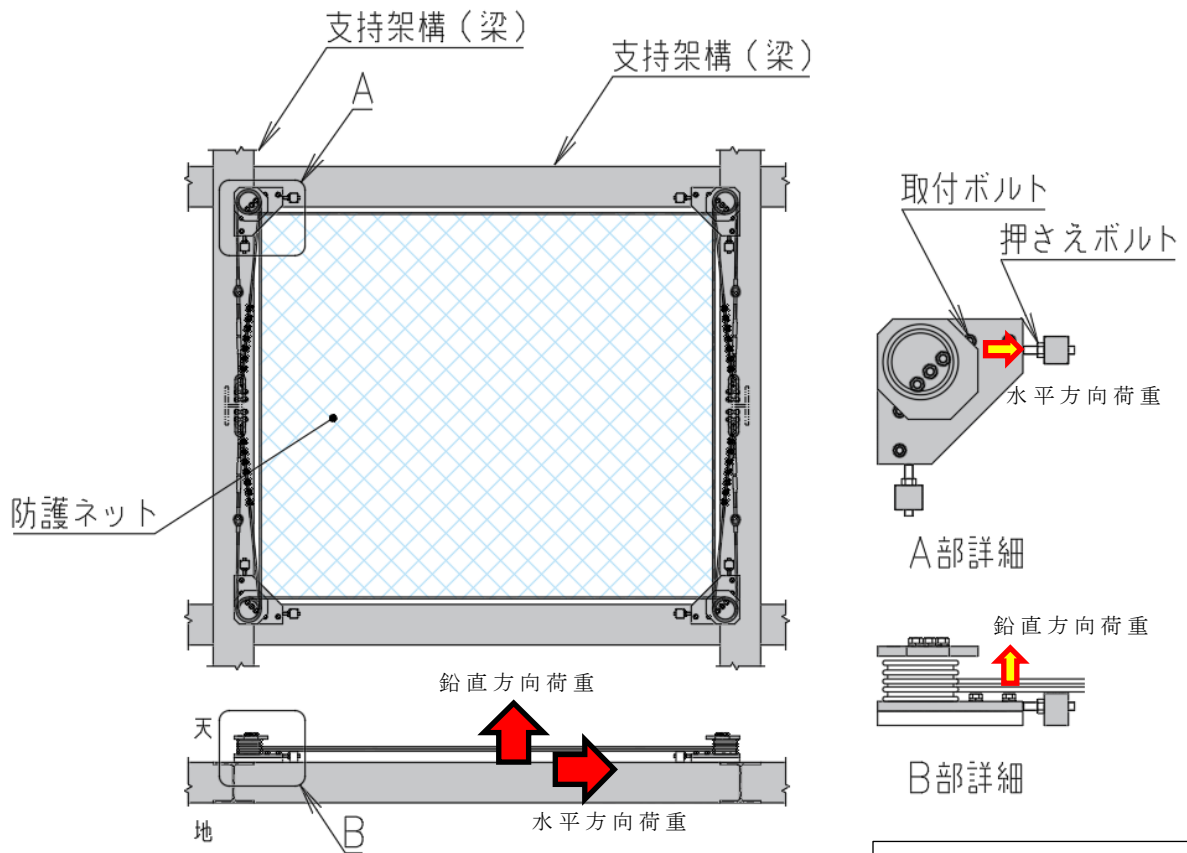
- 【鉛直方向荷重】
- ・ 固定荷重
  - ・ Ss 地震荷重

- 【水平方向荷重】
- ・ Ss 地震荷重
  - ・ 風荷重

 : 防護板に作用する荷重

 : 取付ボルトに作用する荷重

第 3 - 2 図 ケース②の荷重作用図



ケース③

- 【鉛直方向荷重】**
- ・ 固定荷重
  - ・ Ss 地震荷重
  - ・ 積雪荷重
  - ・ 風荷重

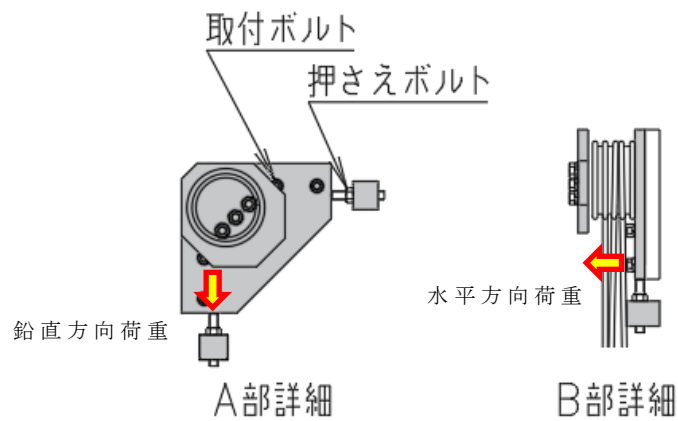
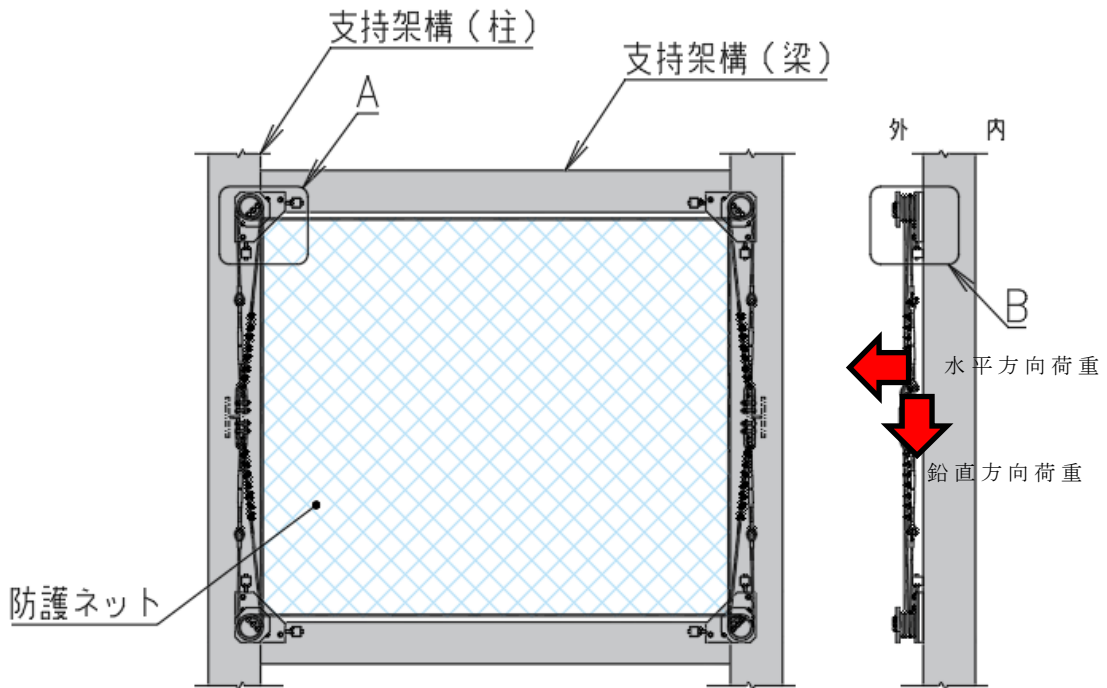
- 【水平方向荷重】**
- ・ Ss 地震荷重

- 【取付ボルト】**  
 サイズ：M24  
 本数：16 本  
 強度区分：10.9
- 【押さえボルト】**  
 サイズ：M27  
 本数：8 本  
 強度区分：10.9

：防護ネットに作用する荷重

：取付ボルト及び押えボルトに作用する荷重

第 3 - 3 図 ケース③の荷重作用図



<p><b>【取付ボルト】</b>          サイズ：M24          本数：16本          強度区分：10.9</p> <p><b>【押さえボルト】</b>          サイズ：M27          本数：8本          強度区分：10.9</p>
---

ケース④

<p><b>【鉛直方向荷重】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 固定荷重</li> <li>・ Ss 地震荷重</li> </ul>
--

<p><b>【水平方向荷重】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss 地震荷重</li> <li>・ 風荷重</li> </ul>
---



：防護ネットに作用する荷重



：取付ボルト及び押えボルトに作用する荷重

第3-4図 ケース④の荷重作用図

第3-2表 取付ボルトに作用する荷重の比較結果

	ボルト種類	荷重	Ss 地震時	許容荷重
ケース①	取付ボルト	引張	5 kN	205 kN
		せん断	2 kN	118 kN
ケース②	取付ボルト	引張	2 kN	205 kN
		せん断	1 kN	118 kN
ケース③	取付ボルト	引張	12 kN	256 kN
	押さえボルト	圧縮	3 kN	334 kN
ケース④	取付ボルト	引張	8 kN	256 kN
	押さえボルト	圧縮	6 kN	334 kN

#### 4. 考察及びまとめ

3. に示した荷重の比較結果より、飛来物防護ネットの防護板及び防護ネットについて、Ss 地震時に作用する荷重が、飛来物衝突時に作用する荷重に包絡され、ボルトに作用する荷重が許容荷重よりも小さいことを確認した。

従って、防護板及び防護ネットは飛来物衝突時荷重で設計することで耐震性を満足することから、耐震評価の対象外とすることで問題ない。

## 別添 4

座屈拘束ブレースの構造評価について



## 目 次

1. 概要	1
2. 構造評価フロー	1
3. 評価方法	3
3.1 軸ひずみの評価	3
3.2 疲労評価	3
4. 構造評価	4
4.1 評価用地震動	4
4.2 軸ひずみの評価	5
4.3 疲労評価	5
5. <u>考察及びまとめ</u>	8

## 1. 概要

本資料は、飛来物防護ネットに適用する座屈拘束ブレースの構造評価結果についてまとめたものである。

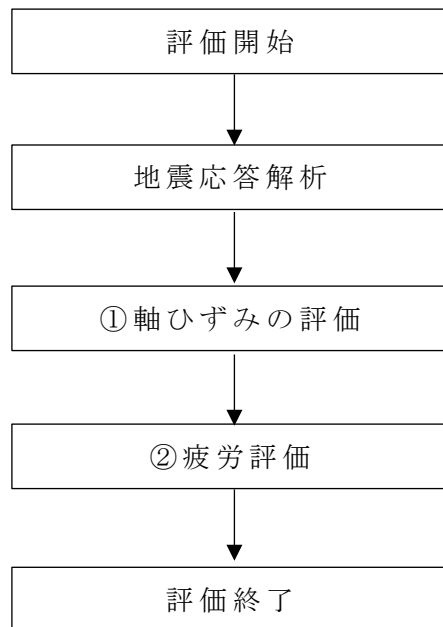
## 2. 構造評価フロー

座屈拘束ブレースは自重及び風荷重に対しては弾性範囲内の応答であるが、大きな地震荷重が作用した際に塑性変形を許容する設計である。実証試験にて破断しない軸ひずみ、及び疲労性能曲線（第2-2図参照）が確認されている。従って、実証試験にて健全性が確認されている値を許容限界とする。具体的には以下の通りである。

- ① 軸ひずみが 3.0% 以下であること。
- ② 軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線（第2-2図参照）から算出される許容繰返し回数以下であること。

注：最大軸ひずみが 7.2% 発生しても破損しないことを実証試験にて確認されているが、許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの 3.0% とする。

座屈拘束ブレースの構造評価フローを第2-1図に示す。



第2-1図 座屈拘束ブレースの構造評価フロー

アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、芯材板厚、形状、鋼種などをパラメータとした数々の実大実験で確認されています。試験パラメータ・結果を表1に示します。

疲労試験結果のグラフを図1に、試験セットアップ例を写真1~2に示します。

表1 パラメータと試験結果

試験体名	芯材材質	形状	断面種	板厚	塑性化部幅	拘束鋼骨 (STKR/STK400)	全歪振幅 Δε t	繰返し回数Nf	備考	
文献1)	400-200									
	400-150									
	400-040									
	100-150									
	100-040									
	100-016									
	100+150									
	235-150									
	235-016									
	235+150									
文献2)	400-016									
	400-019									
	490-011									
	490-022									
	225+008									
	225+013									
	225-005									
	225-010									
	文献3)	UB225-150TF1								
		UB225-150TC1								
UB235-150TF1										
UB235-150TC1										
UB225-150TF2										
UB225-150TC2										
社内試験 (めっき有無)	①									
	②									
	③									
	④									
社内試験 (SN490B)	①									
	②									
	③									
	④									
	⑤									
大軸力*	①									
	②									

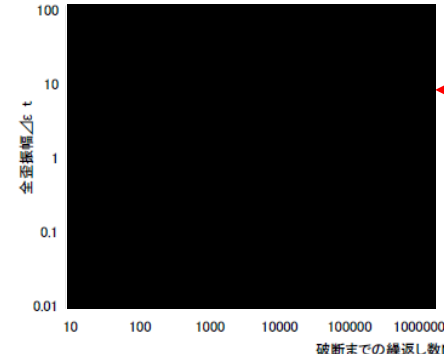


図1 試験結果と疲労性能曲線

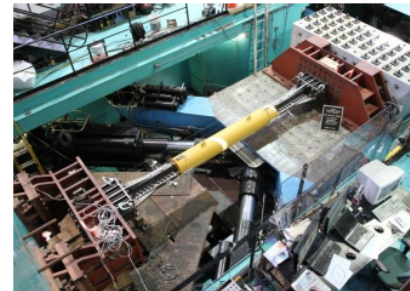


写真1



写真2

アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、鋼種・形状によらず、実験結果を回帰した下式で評価することができます。

疲労性能曲線<sup>1)2)</sup>: [Redacted] ... (1)  
[Redacted] ... (2)

参考文献: 1)前田他:実大アンボンドブレースの疲労性能(その1)(その2), 日本建築学会大会講演要録, 1999.9  
 2)渡辺他:鋼製U型ダンパーおよびアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, 2007.11  
 3)榎手亮他:産田拘束ブレースの低サイクル疲労試験, 日本建築学会大会講演要録, 2010.9  
 4)川井他:鋼材の塑性変形によるエネルギー消散を利用した制震・免震技術, ふんらん Vol.17(2012)No.9: (一)日本鉄鋼協会, p.9-16

## 第2-2図 座屈拘束ブレースの疲労性能試験結果

### 3. 評価方法

#### 3.1 軸ひずみの評価

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴から、最大の軸ひずみを算出し、許容限界である 3.0% 以下であることを確認する。

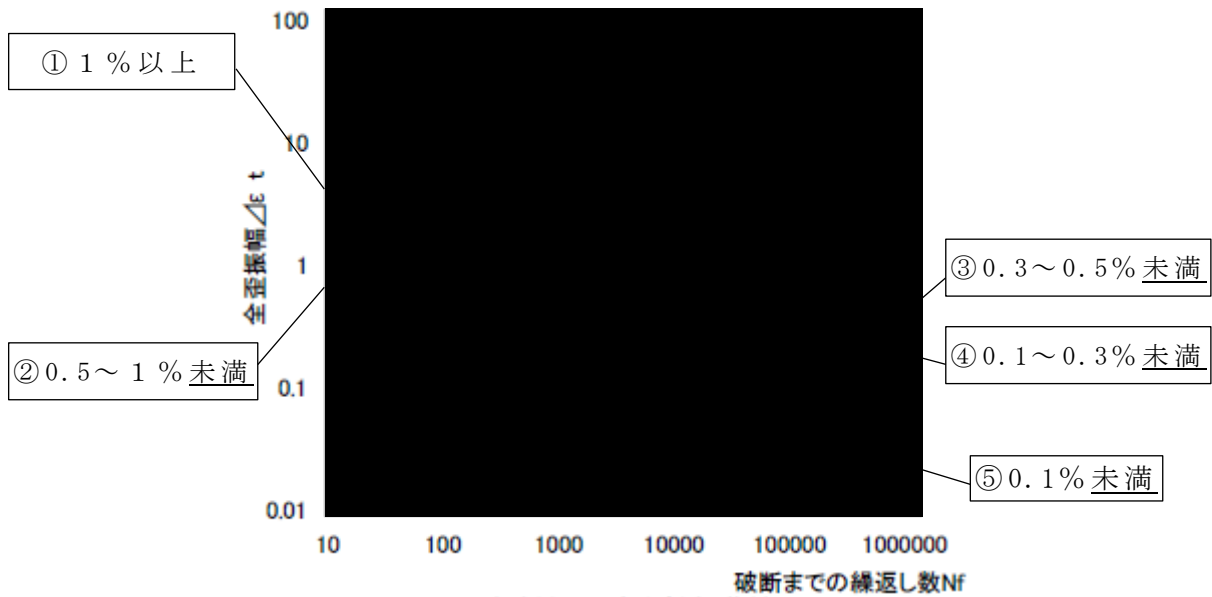
#### 3.2 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労性能曲線を第 3-1 図に示す。発生する軸ひずみ振幅を第 3-1 表に示す 5 種類に分けて疲労係数を算出し、マイナー則に基づき、疲労係数の総和が 1.0 未満であることを確認する。

第 3-1 表 疲労係数算出方法

分類		疲労係数算出方法
①	ひずみ振幅：1%以上	1%以上のひずみ振幅回数を算出し、最大ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
②	ひずみ振幅：0.5%以上， 1%未満	0.5%以上，1%未満のひずみ振幅回数を算出し， 1%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
③	ひずみ振幅：0.3%以上， 0.5%未満	0.3%以上，0.5%未満のひずみ振幅回数を算出し， 0.5%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
④	ひずみ振幅：0.1%以上， 0.3%未満	0.1%以上，0.3%未満のひずみ振幅回数を算出し， 0.3%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
⑤	疲労限以下 (ひずみ振幅 0.1%未満)	疲労評価の対象外とする。(注)

(注)：許容繰返し回数（100 万回以上）が非常に大きいことから疲労評価不要とする。

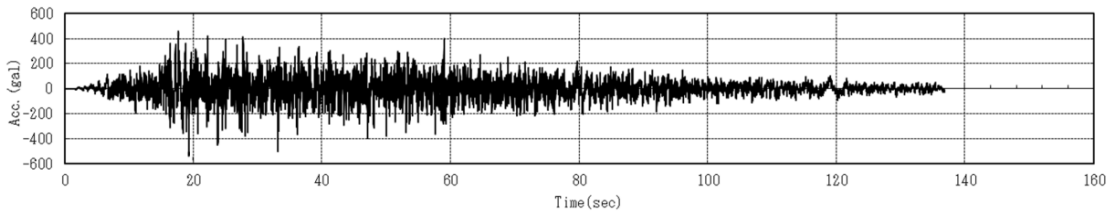


第 3 - 1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

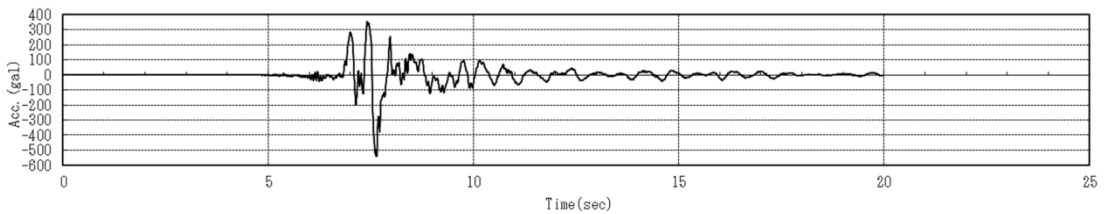
#### 4. 構造評価

##### 4.1 評価用地震動

評価用地震動として、地震の作用時間が最も長い地震波（Ss-A (H)）及び最大応答せん断力が発生している地震波（Ss-C1(H)）を対象として評価する。評価用地震動を第 4 - 1 図に示す。



地震動：Ss-A (H)



地震動：Ss-C1 (H)

第 4 - 1 図 評価用地震動時刻歴波形

#### 4.2 軸ひずみの評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第4-2図に示す。評価の結果、最大の軸ひずみは約1.4%であり、許容値(3.0%)を下回ることから、破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

#### 4.3 疲労評価

疲労係数が最も厳しい座屈拘束ブレースに対する疲労評価結果を、第4-1表、第4-2表に示す。疲労係数の総和が最大で0.175であり、1.0を下回ることから、疲労による破断のおそれなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

第4-1表 疲労評価結果 地震波 S<sub>s</sub>-A(H)

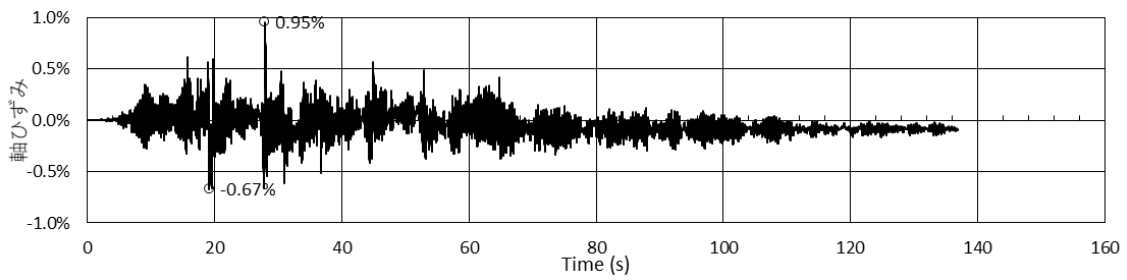
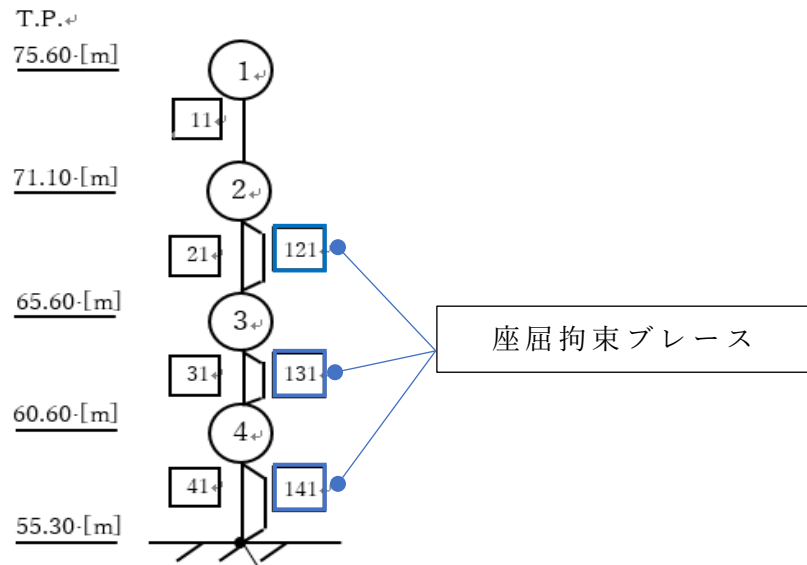
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-1.7%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N : 5537 回		許容繰返し回数 N : 1952 回		許容繰返し回数 N : 474 回		許容繰返し回数 N : 160 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
135	0.0244	83	0.0425	45	0.0949	2	0.0125	0.175

(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 要素 No. 121)

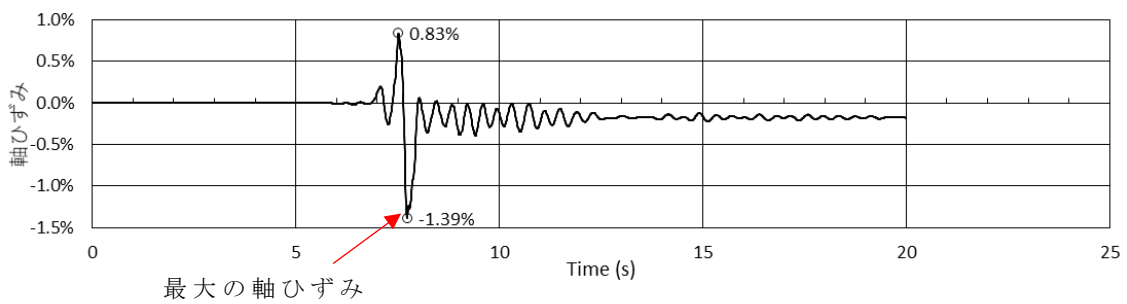
第4-2表 疲労評価結果 地震波 S<sub>s</sub>-C1(H)

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.3%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N : 5537 回		許容繰返し回数 N : 1952 回		許容繰返し回数 N : 474 回		許容繰返し回数 N : 86 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
9	0.0016	4	0.0020	1	0.0021	1	0.0116	0.018

(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 要素 No. 121)



地震波 S<sub>s</sub>-A (H), NS 方向, 要素 No. 121)



地震波 S<sub>s</sub>-C1 (H), NS 方向, 要素 No. 121)

第 4-2 図 座屈拘束ブレース軸ひずみ結果



## 5. 考察及びまとめ

座屈拘束ブレースの塑性変形を考慮した構造評価を実施した。最大軸ひずみは1.4%程度であり，許容値の3.0%以下を満足している。また，軸ひずみの繰返し回数が，疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下を満足している。

以上より，飛来物防護ネットに使用される座屈拘束ブレースは Ss 地震が発生しても破断するおそれはなく，座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

## 別添 5

### 相対変位評価について

直下地盤モデルに切り替えのため  
数値は別途差し替え

## 目次

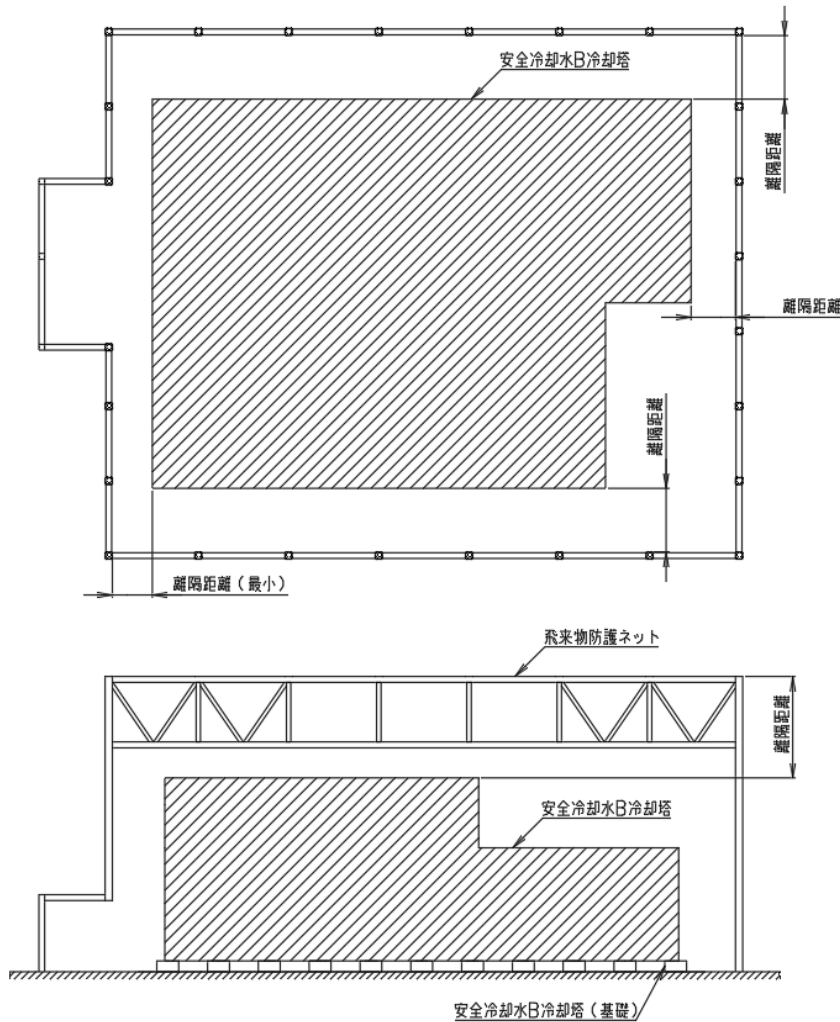
1. 概要	1
2. 比較方法	1
3. 比較結果	2
4. 考察及びまとめ	2

## 1. 概要

飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔を覆うように設置されていることから、基準地震動  $S_s$  による相対変位によって安全冷却水B冷却塔に波及的影響を及ぼすおそれがある。

本書は、基準地震動  $S_s$  による相対変位と安全冷却水B冷却塔までの離隔距離との比較結果を示し、基準地震動  $S_s$  により飛来物防護ネットが安全冷却水B冷却塔に波及的影響を与えないことを説明する。

## 2. 比較方法



第2-1図 離隔距離イメージ図

3. 比較結果

比較結果を第3-1表に示す

第3-1表 比較結果

相対変位 <sup>注1</sup>	離隔距離
■ mm	■ mm

注1:

注2:

4. 考察及びまとめ

## 別添 6

### 液状化影響評価について

方針見直しを受け，修正