

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R <u>7</u>
提出年月日	令和3年 <u>12</u> 月 <u>10</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R6からR7への変更箇所を示す。
変更内容：設計モデルを用いた液状化評価の内容を追記


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、再処理施設に対する、第1回設工認申請（令和2年12月24日申請）のうち、以下に示す添付書類の竜巻防護対策設備の耐震計算書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 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、施設周辺地盤の液状化による影響が否定できない場合は、有効応力解析により地盤液状化時の影響評価も合わせて実施する。

（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_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。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_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s 又は 1.2S_s 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_L)

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、以下の建築基準法施行令第87条による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。

$$W_L = q \cdot C_f \cdot A$$

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_L : 短期風荷重 (N)

q : 速度圧 (N/m²)

C_f : 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_r : 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])
 α : 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。

$$D + 0.35L_s + S_s + W_L$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 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
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 _s	D + 0.35L _s + S _s + W _L	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_s : 積雪荷重
- S_s : 地震荷重
- W_L : 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の補足説明資料】

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	12/10	5	
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	12/10	7	
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
1.2 耐震評価方針	9
2. 飛来物防護ネットの地震応答解析	11
2.1 入力地震動の算定	11
2.2 地盤改良の目的, 範囲, 仕様	11
2.3 改良地盤物性値の設定	11
2.3.1 調査概要	11
2.3.2 調査結果	11
2.4 地震応答解析モデル	11
2.4.1 水平応答解析	11
2.4.2 鉛直応答解析	11
2.5 ばらつきケースの設定	11
3. 飛来物防護ネットの耐震評価	11
3.1 上部構造	11
3.2 基礎梁	11
3.3 杭	11

2.~3.は審査会合資料と同レベルの内容にて作成中

別添1 地震応答解析モデルの適用性について

別添2 波及的影響に対する耐震性評価手順について

別添3 三次元フレームモデルによる質点系モデルの妥当性検証について } 作成中

別添4 防護板及び防護ネットに作用する荷重について

別添5 座屈拘束ブレースの構造評価について

別添6 相対変位評価について

別添7 地震応答計算（全応力解析、有効応力解析）について

別添8 耐震計算（上部構造、基礎梁、杭、その他）について } 作成中

1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

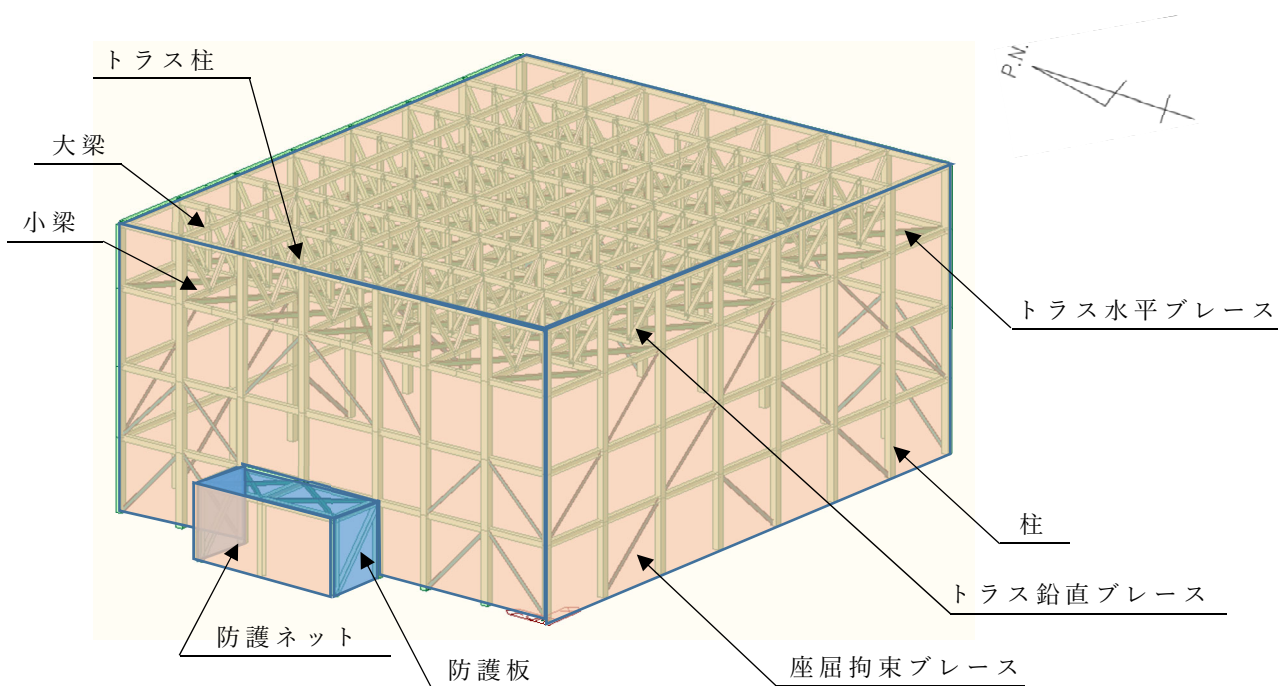
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」

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、道路、分析建屋、運転予備用冷却水冷却塔）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、概略の地震応答を評価したところ、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基礎の浮上り限界モーメントを超えることが確認された。

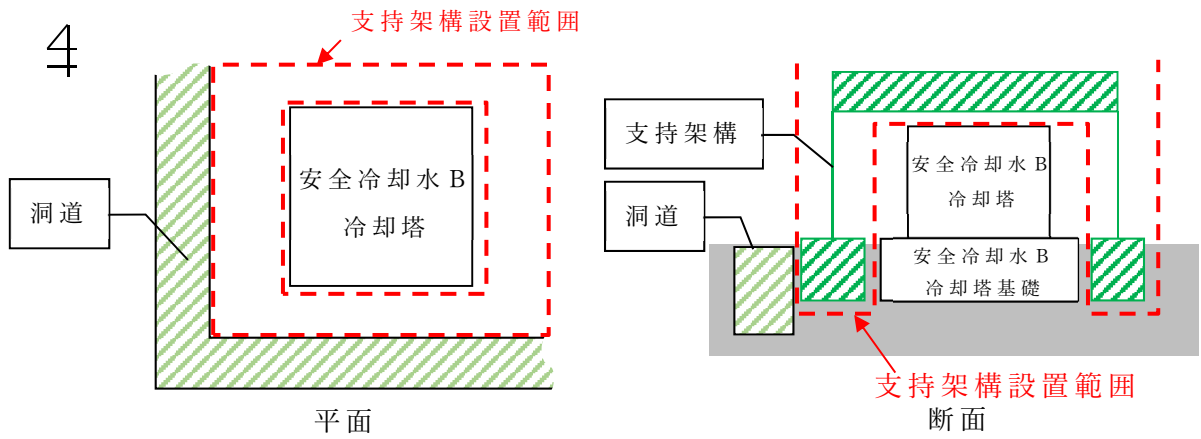
飛来物防護ネットの支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、転倒モーメントによる水平荷重の低減対策として1.1.3にて構造概要を示す座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特性を持つ制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

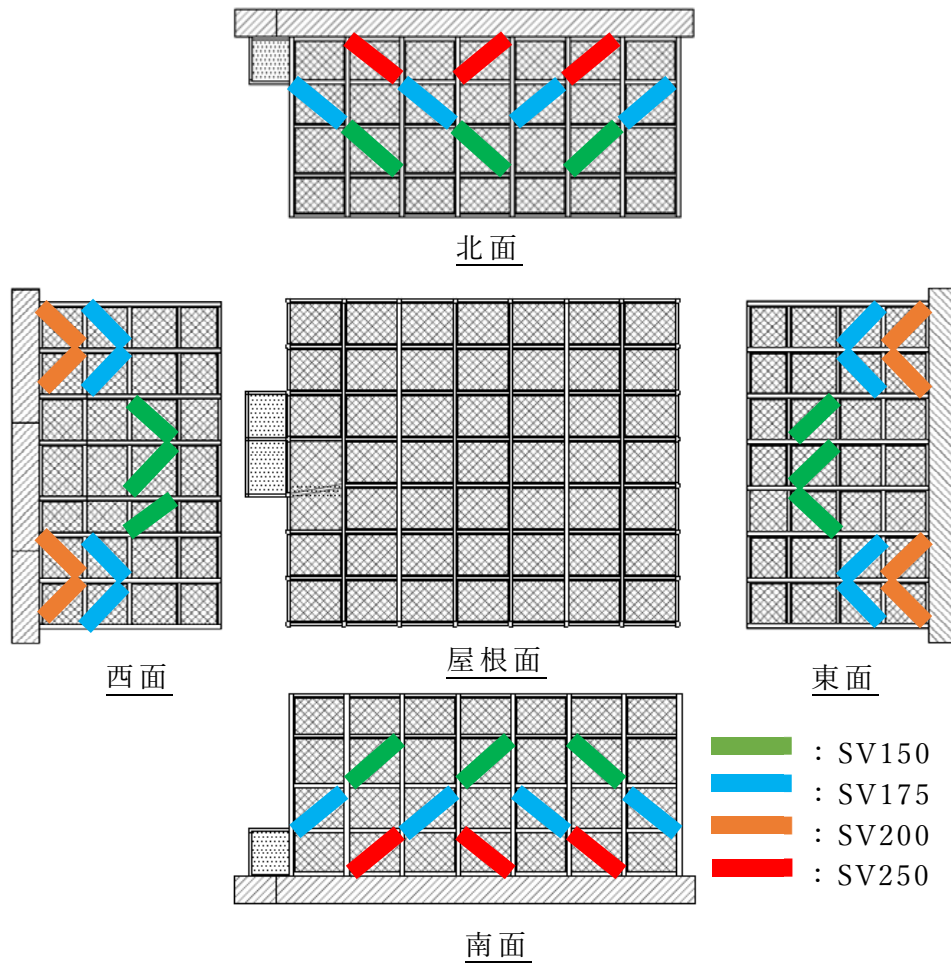
支持架構に座屈拘束ブレースを組み込むにあたり、以下に示す方針に基づき検討を実施した。具体的な配置を第1-3図に示す。

- ・地震水平荷重による転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界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。
- ・竜巻防護ネットの主設備となるネットの設置に必要な取付金物が計画し易いように、同一層及び上下層においてブレースが隣り合わないよう計画することを優先する。ただし、耐震計画上困難な東西面はネット配置よりも耐震上のブレース配置を優先する。
- ・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、ブレースの負担荷重が直接伝達できるよう上層下層で連続配置を基本とする。
- ・西側の開口を避けた配置とし、開口の両側に同数配置とする。
- ・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。

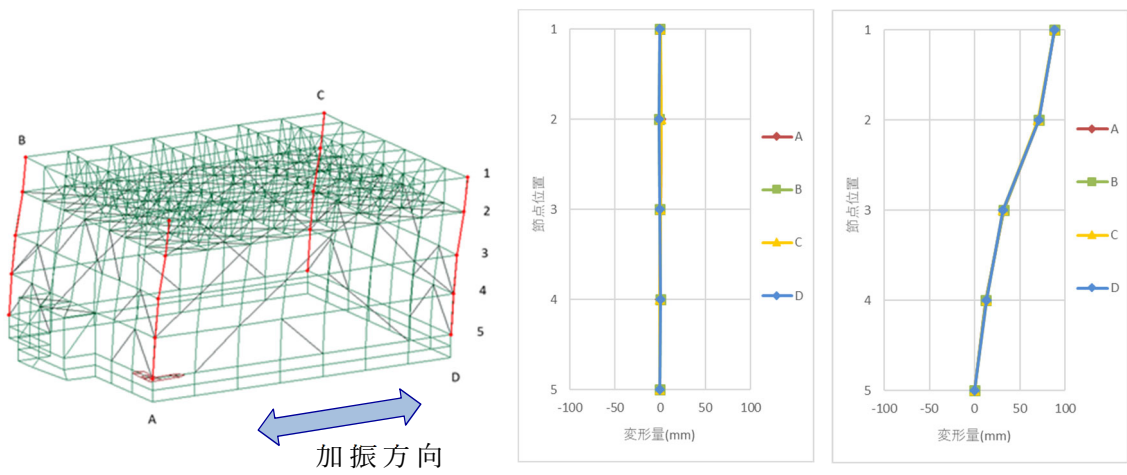
上記配置に対し、第1-4図に示すとおり、支持架構の三次元フレームモデルに静的地震力を与え、ねじれ変形がないこと、四隅の柱の水平変形が一樣であり全体が一体化していること及び、各階層間において変形状態が一樣であることを確認している。また、座屈拘束ブレースの採用前後を比較し、転倒モーメントが約4割低減できたことを確認している。



第 1 - 2 図 飛来物防護ネットの支持架構の配置制約



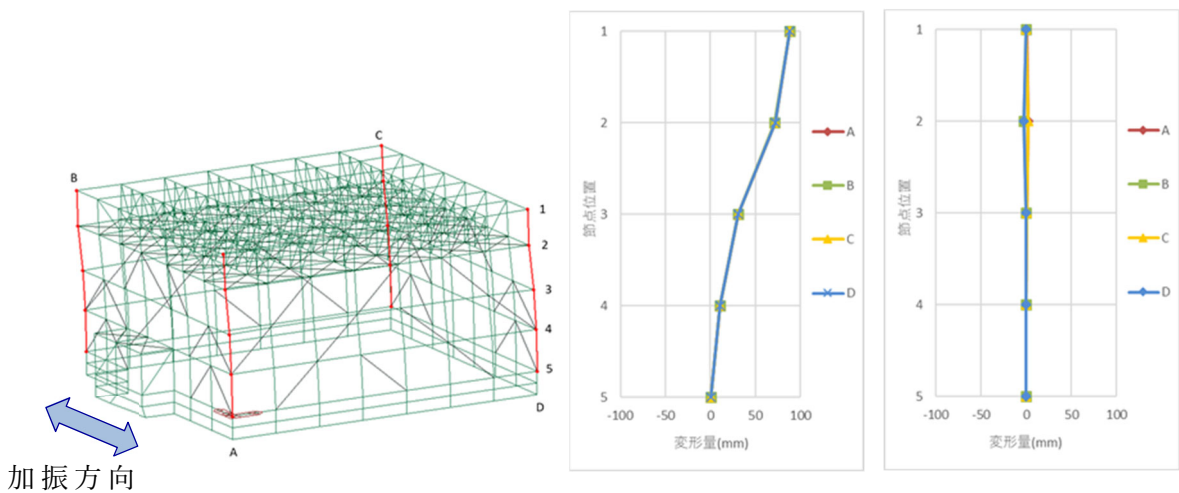
第 1 - 3 図 座屈拘束ブレースの設置状況



(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

(EW 方向変形量)



(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

(EW 方向変形量)

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
(上：EW 方向加振時，下：NS 方向加振時)

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、エネルギーを消散する部材として一般評定で認められている。認定時の留意事項のほとんどは製品の規格寸法に係る内容であるが、今回は規格品を購入して設置するため製品に関する条件は満足している。

その他は架構に係る条件が設定されており、座屈拘束ブレースの架構との接合部はブレースの軸変形が生じる間に不安定とならないように面内・面外剛性を持つようにしなければならないが、今回は十字形の接合形式とし、面内・面外ともに剛性を高くしている。また、地震応答解析におけるモデル化は座屈拘束ブレースの設計条件書に基づき設定しており、応答解析において塑性部の軸ひずみが3.0%以下であることを確認している。

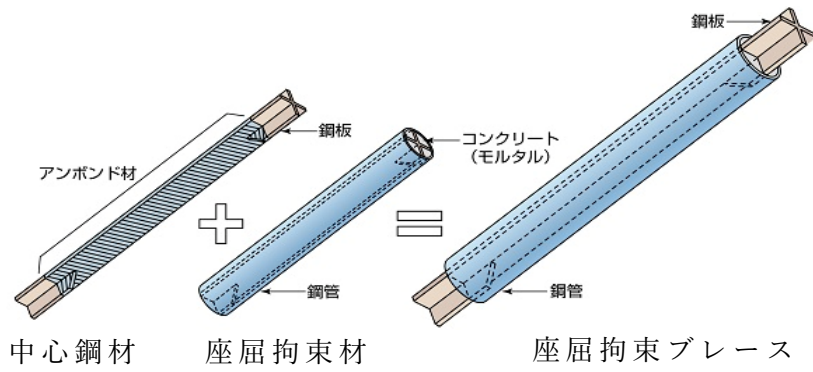
以上より、今回設置の座屈拘束ブレースは認定条件を満足している。

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。

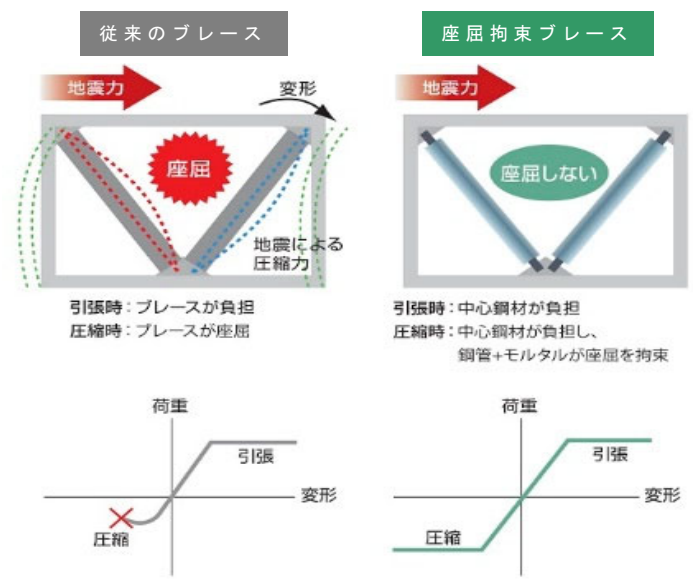
座屈拘束ブレースは、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss地震動相当の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化し、変形に伴って効果的にエネルギーを消散する設計としている。

第1-1表 座屈拘束ブレースの仕様

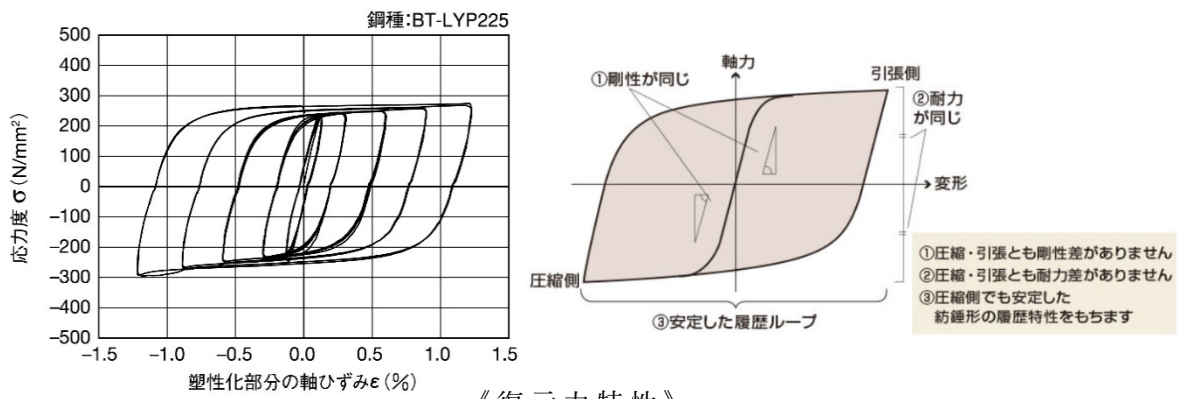
種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ-300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ-318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ-355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ-355.6×7.9	21N/mm ²



第 1 - 5 図 座屈拘束ブレースの構成

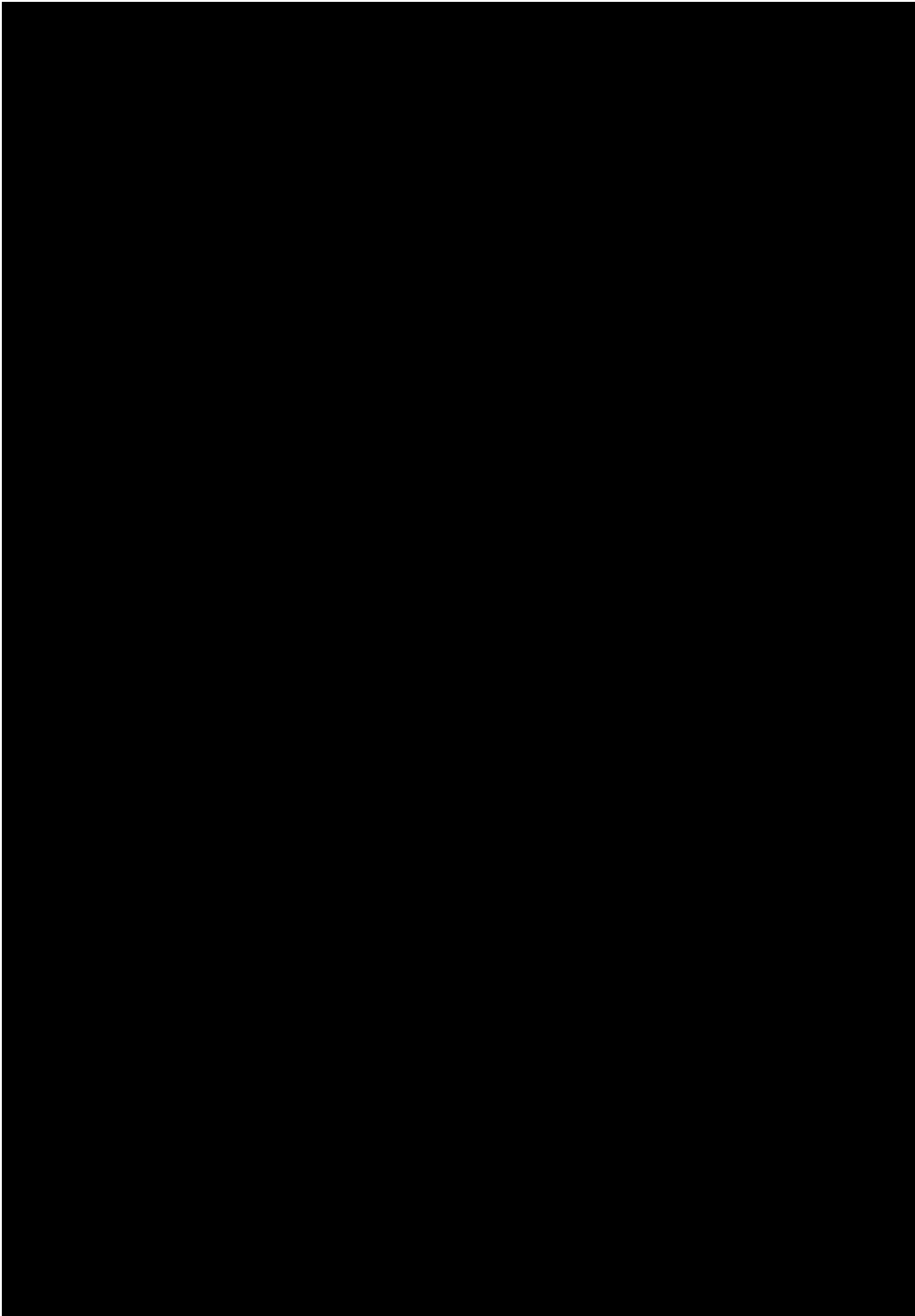


《従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ》



《復元力特性》

第 1 - 6 図 座屈拘束ブレースの性能



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

1.2 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1-8図）に示す。

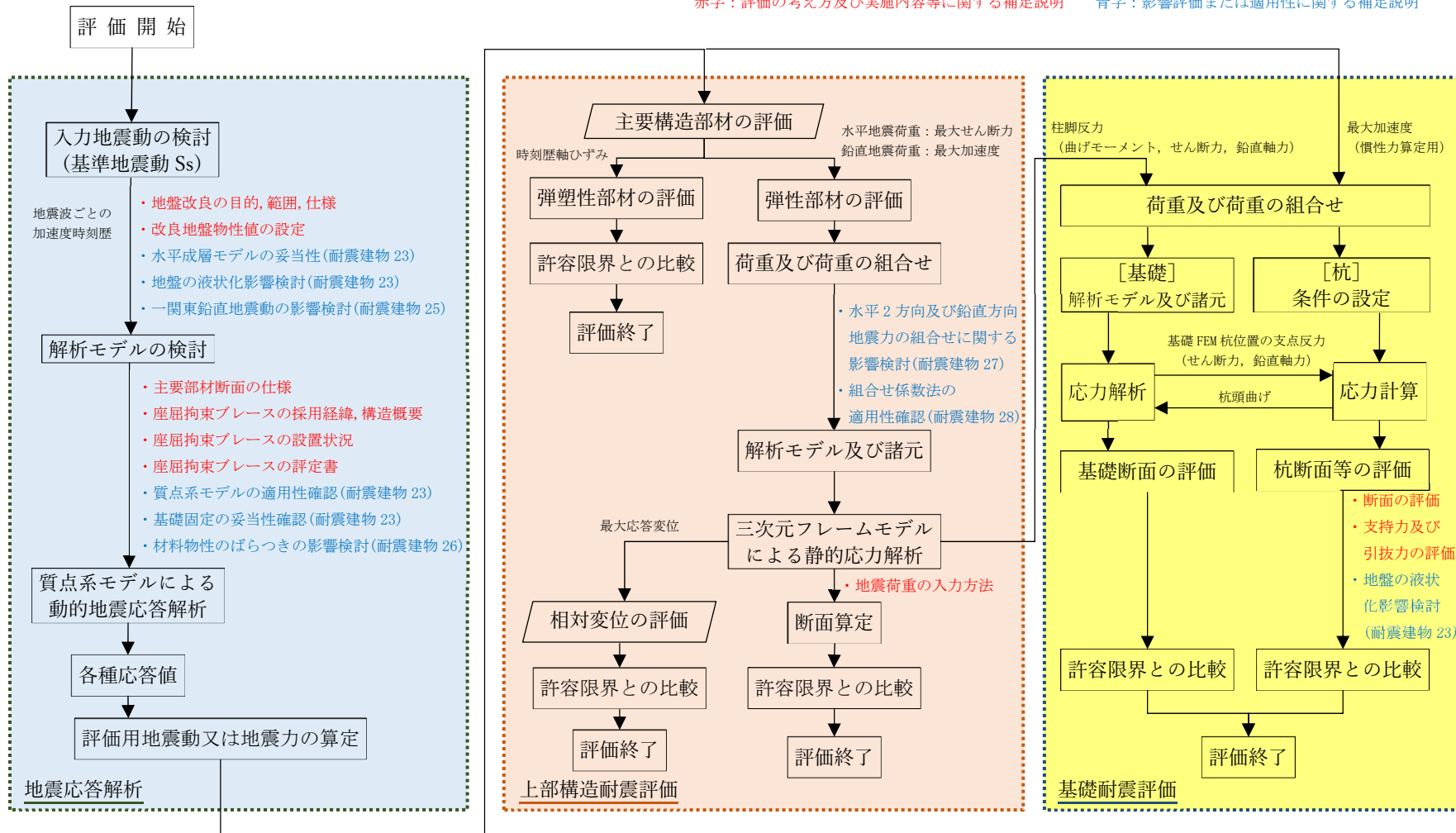
（1）損傷、転倒及び落下による影響

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、基準地震動 S_s 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。

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 1-8 図 設計体系

2.～3.は審査会合資料と同レベルの内容にて作成中

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. 解析モデルの妥当性確認	2
2.1 確認概要	2
2.2 確認方針	3
2.3 確認条件	8
2.3.1 共通	8
2.3.2 検証用モデル	18
2.3.3 設計モデル	22
2.4 確認結果	24
2.4.1 メッシュサイズ	24
2.4.2 検討断面（上部構造）	28
2.4.3 杭のモデル化	35
2.4.4 接触剥離及び各部位の寸法	36
2.5 部材応力等の保守性の確認	38
2.6 まとめ	47
3. 想定する液状化状態の妥当性確認	48
3.1 確認概要	48
3.2 確認方針	49
3.2.1 確認方法	49
3.2.2 解析条件	49
3.3 確認結果	51
3.3.1 step1	51
3.3.2 step2	53
3.4 まとめ	56

1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における地震応答解析モデルの適用性の確認として、以下について補足説明するものである。

- (1) 解析モデルの妥当性確認
- (2) 想定する液状化状態の妥当性確認

2. 解析モデルの妥当性確認

2.1 確認概要

解析モデル(設計モデル)は、設計に必要な評価結果が得られる範囲で可能な限りメッシュサイズを大きくし、メッシュ数を減らした。また、考慮する地中構造物・要素を限定することでモデルをシンプル化し、設計の効率化を図った。ただし、過小評価とならないよう、保守性を持った設計とする必要がある。

本章では、設計モデルの作成にあたり考慮しなかった項目に着目し、評価に影響がないこと(結果が同等または保守的)を確認する。確認は、実状に即した解析モデル(検証用モデル)を作成し、設計モデルと結果を比較、妥当性を判断する。

2.2 確認方針

設計モデル及び検証用モデルを用いて、2次元 FEM 解析（全応力解析及び有効応力解析）を実施する。両モデルの特徴を第 2-1 図に示す。図に示す各種項目に対し、設計モデルについて、第 2-1 表を確認する。

内容	設計モデル	検証用モデル
解析モデル		
メッシュ数	約500	約10,000
保証する周波数	13Hz以下	20Hz以下
上部構造	考慮する（1軸モデルのみ）	考慮する（1軸モデル、門型モデル）
検討断面	2断面 (NS断面, EW断面)	4断面 (NS断面(中央, 端部), EW断面(中央, 端部))
杭	考慮しない	考慮する
接触剥離	考慮しない	考慮する
モデル寸法	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤Bの幅は基礎幅に合わせる 周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を考慮しない 基礎高さは地盤高さに合わせる(T.M.S.L.55.0m)[※] 	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤Bの幅は実際の幅 周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を考慮する 基礎高さは実際の高さ（T.M.S.L.55.3m）

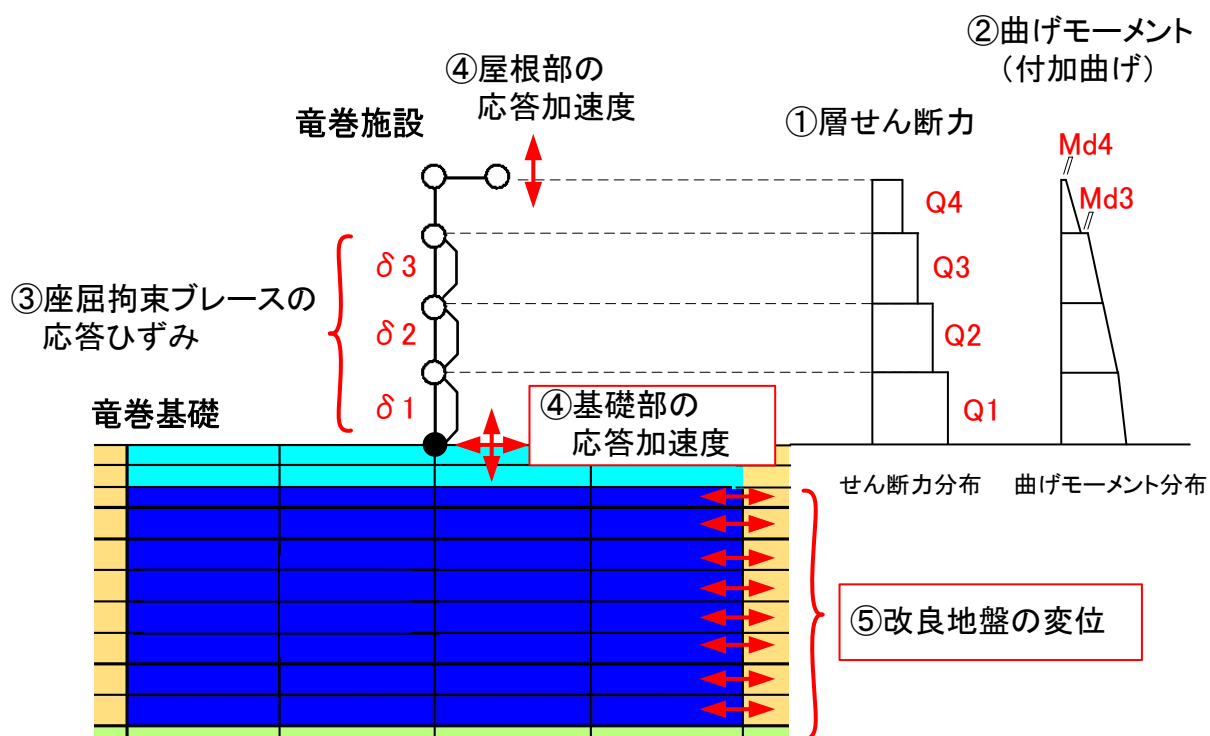
第 2-1 図 設計モデルと検証用モデルの特徴

第 2-1 表 確認方針

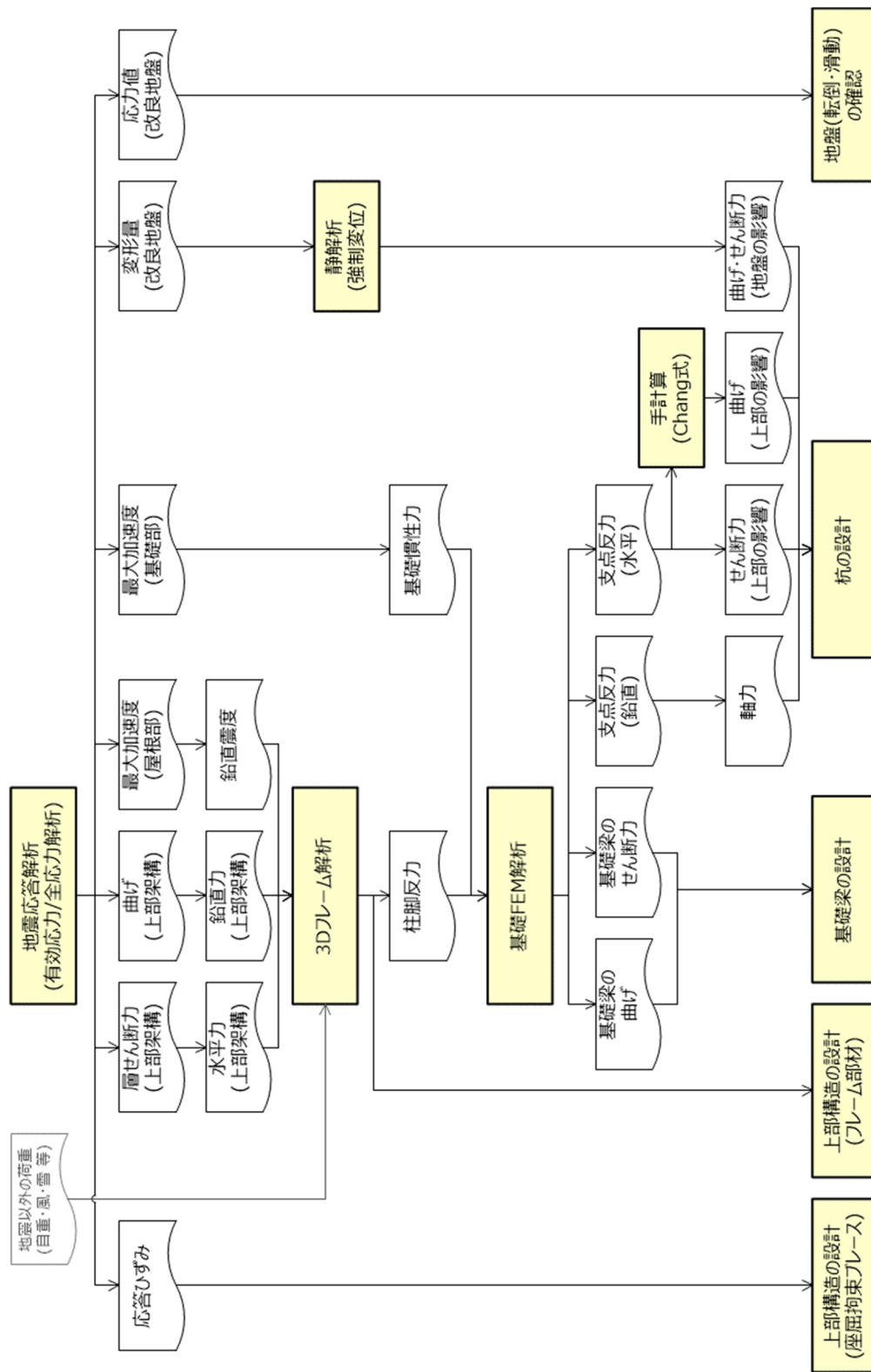
差異のある内容	確認方針	確認結果 の記載
メッシュサイズ	設計モデルのメッシュサイズが，設計上十分な必要な寸法を満たしていることを確認する。	0 項
検討断面 (上部構造)	設計モデルが 2 断面で良いことを，上部架構のモデル形状の影響を含めて確認する。	0 項
杭のモデル化	設計モデルにおいて，杭をモデル化しなくても問題ないことを確認する。	0 項
接触剥離	接触剥離要素の影響が小さいことを確認する。	0 項
各部位の寸法	各部位の寸法の差異の影響が小さいことを確認する。	

出力応答のイメージを第 2-2 図に、解析・設計フローを第 2-3 図に示す。解析の出力一覧を第 2-2 表に整理する。これらのうち、黄色で示す○の項目は、第 2-3 図に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値である。保守性の確認は、下記の応答値を対象とし、検証用モデルに比べ設計モデルが大きいことをもって確認する。

- ① 層せん断力
- ② 曲げモーメント
- ③ 座屈拘束ブレースの応答ひずみ
- ④ 応答加速度（屋根部及び基礎部）
- ⑤ 改良地盤の変位



第 2-2 図 出力応答のイメージ図



第 2-3 図 解析・設計フロー

第 2-2 表 解析出力一覧

応答値一覧		部材評価に用いる 応答値		
		(A)設計	(B)検証用	
上部架構 (梁要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸力	×	×	
	せん断力	○	○	
	曲げモーメント	○	○	
	変形量(要素)	○	○	
基礎 (平面要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸応力度	×	×	
	せん断応力度	○	○	
	軸ひずみ	×	×	
	せん断ひずみ	×	×	
地盤改良 (平面要素)	(A) (B)	節点変位	○	△※
		節点速度	×	×
	杭 (梁要素)	節点加速度	×	×
		軸力(杭)	—	○
		せん断力(杭)	—	○
		曲げモーメント(杭)	—	○
		軸応力度	×	×
		せん断応力度	×	×
		軸ひずみ	×	×
		せん断ひずみ	×	×

○：使用

△：間接的に使用※

×：使用しない

—：出力不能

※(A)は杭の発生応力が算出されない為、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。(B)は、杭の応力値が直接解析結果として出力されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、(A)と(B)の保守性の比較は、「節点変位」で実施する。

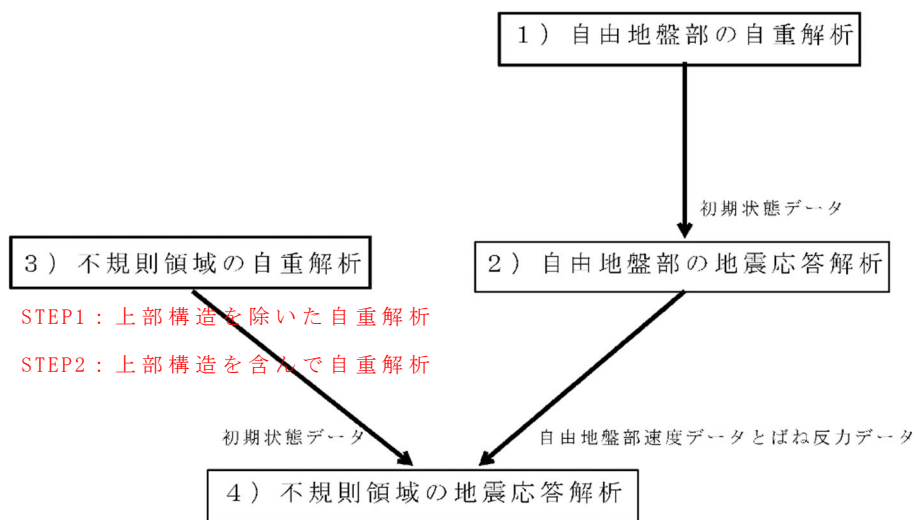
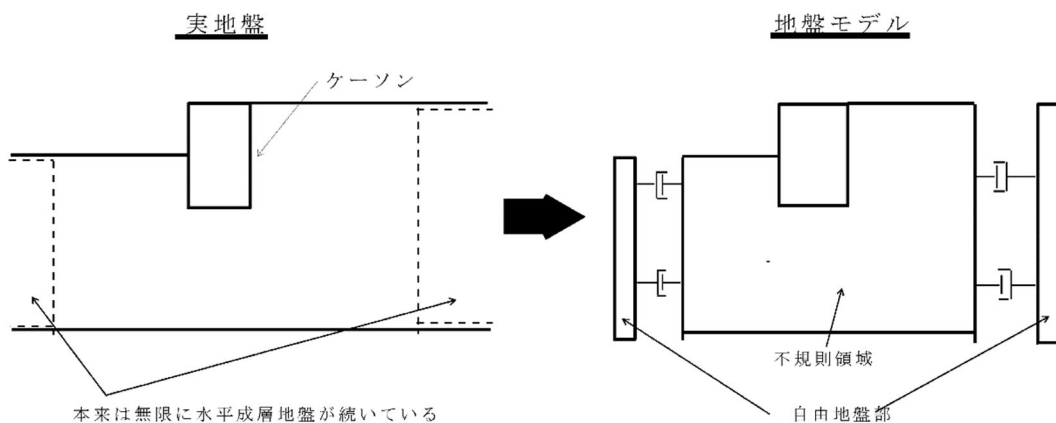
2.3 解析条件

2.3.1 共通

- ・ 地盤二次元 FEM の解析コードは、「FLIP ROSE Ver 7.4.1」とする。
- ・ 非液状化時に全応力解析を用い、液状化時には有効応力解析を用いる。
- ・ 非液状化と液状化の解析モデルは同一のモデルを用いる。
- ・ 地盤のばらつきとして、直下地盤及び埋戻し土について $\pm 1\sigma$ の検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の5倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T.P. - 70.0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第2-4図のとおりとする。自重解析においては、施工ステップを詳細にモデル化することも考えられるが、本検討は洞道等の地中構造物の断面評価でなく、主に冷却塔及び竜巻施設の耐震設計のための応答評価を目的としているため、地中構造物については施工ステップを考慮しない。ただし、冷却塔及び竜巻施設については、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組み合わせについては、第2-3表に示すとおりとする。
- ・ 冷却塔及び竜巻施設の基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。上部構造のモデル化は、線形平面要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。質点は節点集中質量要素、柱・梁フレーム部分には線形梁要素、座屈拘束ブレース部分には非線形バネ要素を用いてモデル化する。
- ・ 断面ごとに固有値解析を行い、得られた系全体の有効質量比の最も大きい振動数(f)と各々の材料の減衰定数(h)から剛性比例型減衰(β)を算定する(冷却塔及び竜巻施設はRayleigh減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。対象とする地震動は、Ss-AとSs-C1とする(代表波の選定は別途検討)。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第2-4表～第2-9表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、microSHAKEにより決定した等価剛性

及び等価減衰定数を設定する。また、設計モデルにおいては、粗粒砂岩は極薄層（0.37m）であるため考慮しない。

- 埋戻し土の物性値を第 2-10 表～第 2-12 表に示す。
- 改良地盤 B の物性値を第 2-13 表に示す。



第 2-4 図 解析ステップ（「FLIP マニュアル」に加筆）

第 2-3 表 荷重の組み合わせ

種 別	荷 重	荷重の概要
永久 荷重	固定荷重	躯体自重と土被り荷重を考慮
	上載荷重	地表面に $1.53\text{tf}/\text{m}^2$ ($15.00\text{kN}/\text{m}^2$) として設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧, 揚圧力)	構造物に対して設定
変動 荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発 荷重	地震力 (水平・鉛直地震動)	水平・鉛直同時加振 動土圧を考慮

第 2-4 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (標準)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.427	7.239×10 ⁵	0.031	1,743	622.2
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.427	8.072×10 ⁵	0.019	1,841	657.0
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.365	1.544×10 ⁶	0.018	1,982	913.7
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.393	1.042×10 ⁶	0.016	1,854	778.3

第 2-5 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (標準)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.427	6.940×10 ⁵	0.035	1,707	609.2
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.427	7.906×10 ⁵	0.021	1,822	650.2
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.365	1.515×10 ⁶	0.020	1,963	905.1
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.393	1.028×10 ⁶	0.017	1,841	773.0

第 2-6 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (+1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.421	9.230×10 ⁵	0.028	1,902	702.5
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.421	1.017×10 ⁶	0.018	1,996	737.5
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.350	1.791×10 ⁶	0.018	2,048	984.0
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.381	1.210×10 ⁶	0.015	1,913	838.7

第 2-7 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.434	5.402×10 ⁵	0.035	1,574	537.4
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.434	6.180×10 ⁵	0.021	1,683	574.9
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.380	1.314×10 ⁶	0.019	1,915	842.7
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.404	8.881×10 ⁵	0.016	1,790	718.5

第 2-8 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (+1σ)

材料	密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.421	9.079×10 ⁵	0.030	1,886	696.8
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.421	1.004×10 ⁶	0.020	1,984	732.7
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.350	1.766×10 ⁶	0.019	2,034	977.0
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.381	1.196×10 ⁶	0.016	1,902	834.0

第 2-9 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.434	5.162×10 ⁵	0.041	1,539	525.4
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.434	6.013×10 ⁵	0.024	1,661	567.0
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.380	1.286×10 ⁶	0.021	1,895	833.6
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.404	8.747×10 ⁵	0.017	1,777	713.1

第 2-10 表 埋戻し土の物性値（標準）

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

※D：深度（m）

第 2-11 表 埋戻し土の物性値 (+1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.780×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

※D：深度 (m)

第 2-12 表 埋戻し土の物性値 (- 1 σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.621×10^4	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.248×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

※D : 深度 (m)

第 2-13 表 改良地盤 B の物性値

項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.720	g/cm ³
間隙率	n	0.55	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.000	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.100×10^6	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.000	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.869×10^6	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	3.000×10^3	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-

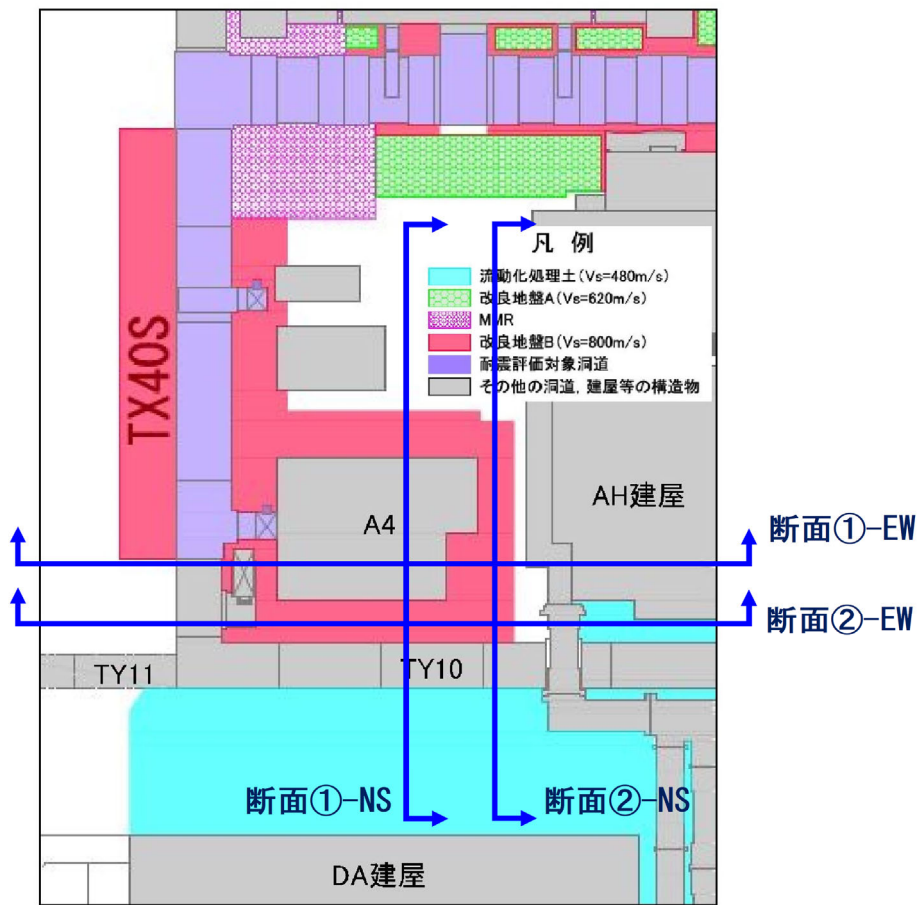
2.3.2 検証用モデル

- ・ 検討断面を第 2-5 図に示す。
- ・ モデル化対象を第 2-14 表に示す。

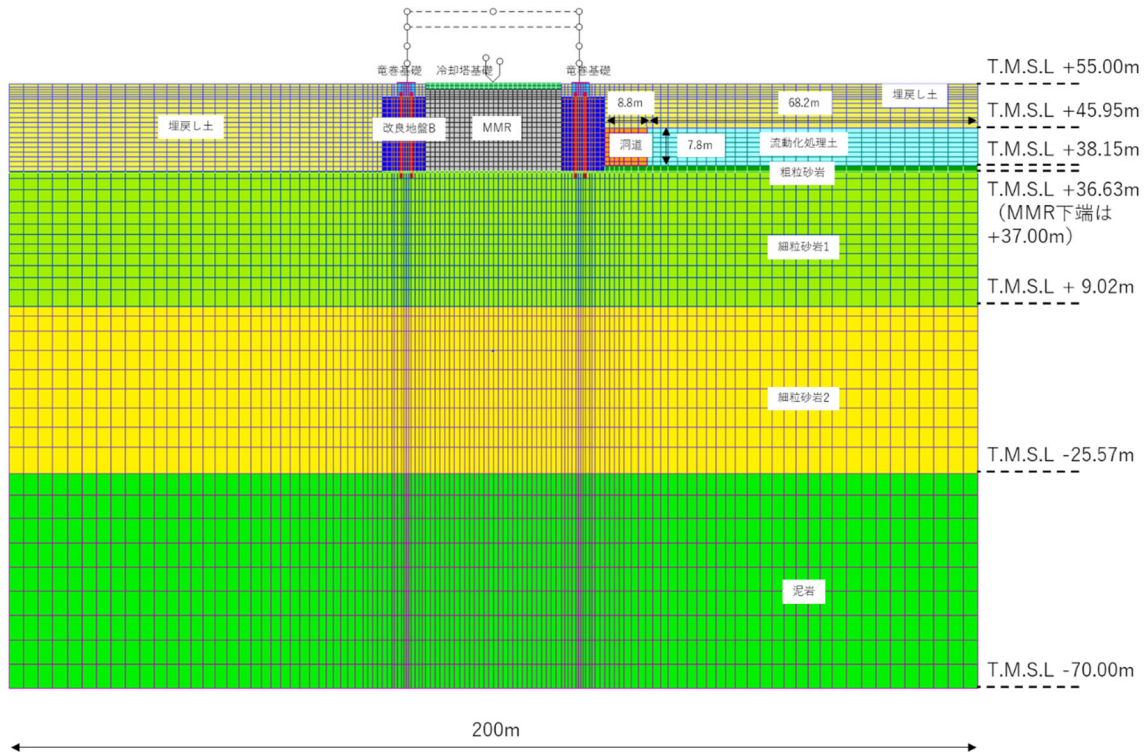
第 2-14 表 検証用モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土（液状化対象層）	マルチスプリング要素
改良地盤 B（非液状化層）	マルチスプリング要素
流動化処理土（非液状化層）	マルチスプリング要素
直下地盤（非液状化層）	線形平面要素
MMR, 冷却塔基礎, 竜巻基礎	線形平面要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面要素
冷却塔及び竜巻施設	質点要素, 線形梁要素, 線形／非線形バネ要素
杭周面	ジョイント要素
杭先端	非線形バネ要素
材料間の滑り及び剥離	ジョイント要素

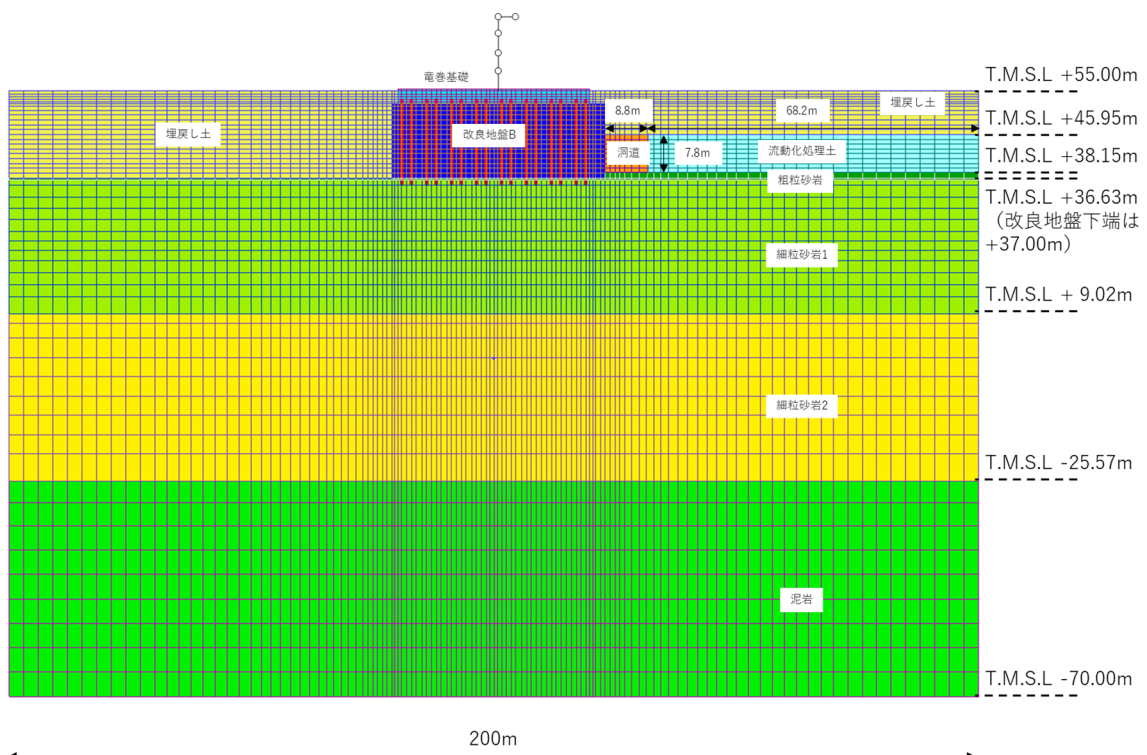
- ・ 各検討断面での解析モデル図を第 2-6 図～第 2-9 図に示す。NS 方向については、南（図中下側）及び北（図中上側）において DA 建屋などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW 方向について、2 次的に評価した断面では、近傍に立坑及び AH 建屋が存在する。しかし平面的に見ると立坑は部分的に存在するが、東（図中右側）においては AH 建屋より南側には建屋基礎より剛性の低い流動化処理土が存在する。このような 3 次元形状を有する構造物の状況を勘案し、東（図中右側）は流動化処理土（部分的に洞道及び MMR もモデル化）、西（図中左側）において
は、立坑より南側に位置する改良地盤 B として取り扱う。
- ・ その他の詳細条件については、別紙「A4B 全応力有効応力の解析条件書」に示す。



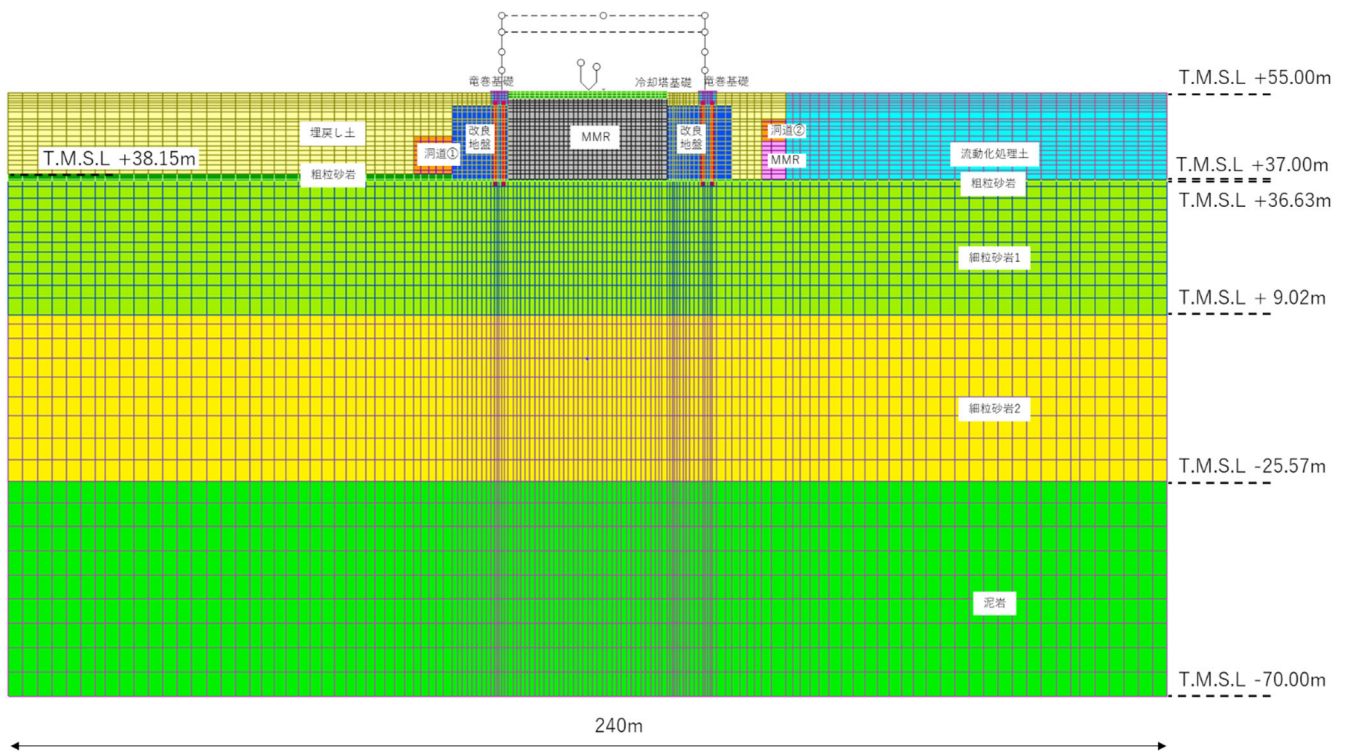
第 2-5 図 検証用モデルの検討断面



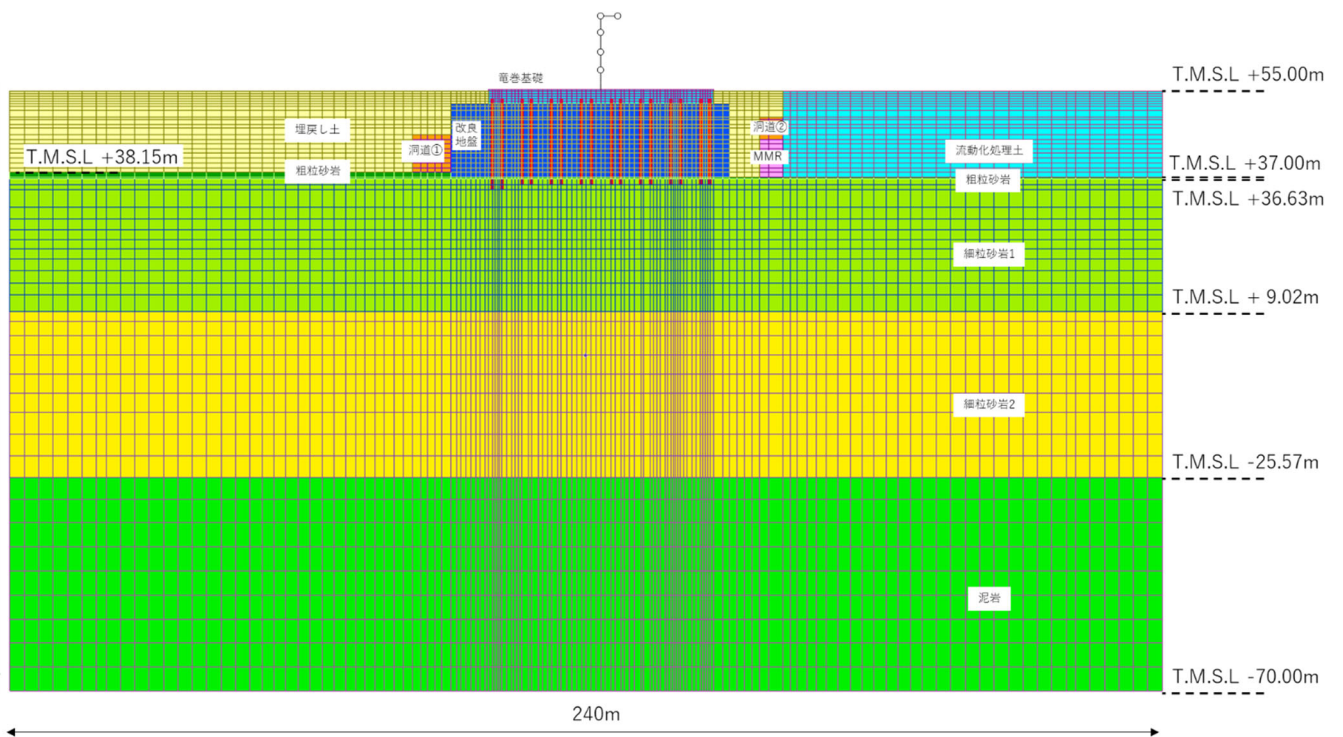
第 2-6 図 検証用モデル断面①-NS



第 2-7 図 検証用モデル断面②-NS



第 2-8 図 検証用モデル断面①-EW



第 2-9 図 検証用モデル断面②-EW

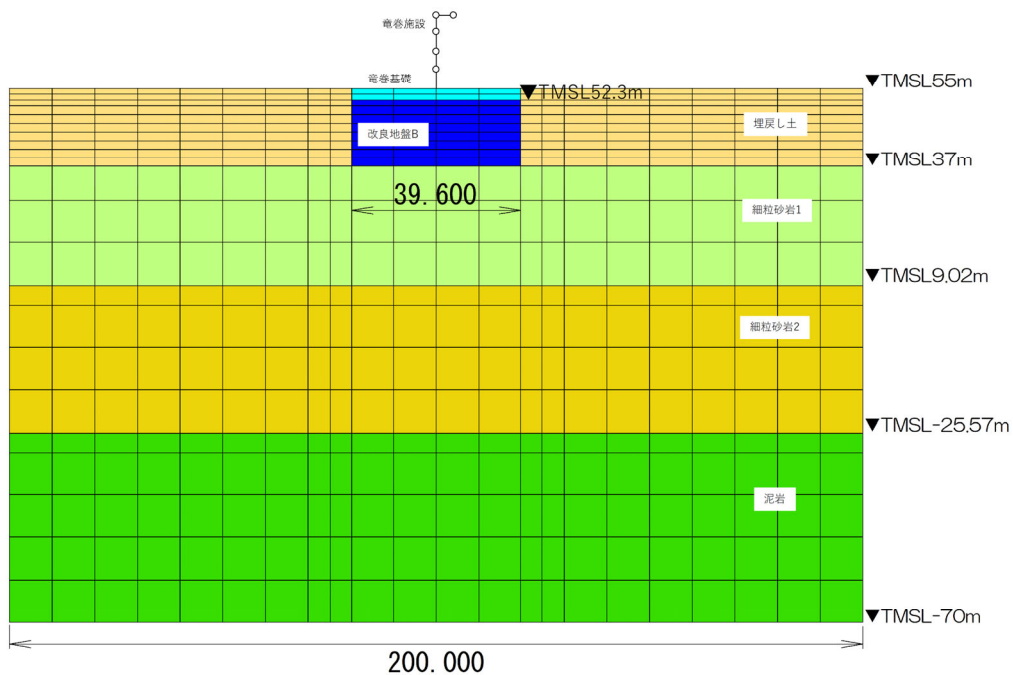
2.3.3 設計モデル

- ・ 検討断面は，NS 断面（検証用モデルの断面②－NS 相当）と EW 断面（検証用モデルの断面②－EW 相当）とする。
- ・ モデル化対象を第 2-15 表に示す。

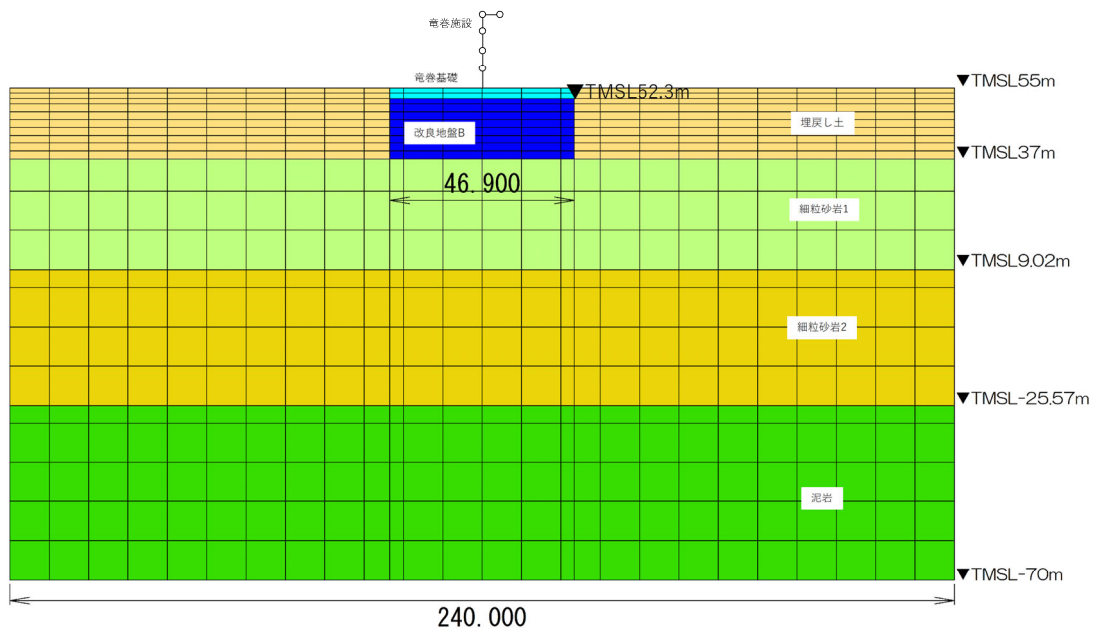
第 2-15 表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土（液状化対象層）	マルチスプリング要素
改良地盤 B（非液状化層）	マルチスプリング要素
直下地盤（非液状化層）	線形平面要素
竜巻基礎	線形平面要素
竜巻施設	質点要素，線形梁要素，線形／非線形バネ要素

- ・ 解析モデル図を第 2-10 図，第 2-11 図に示す。
- ・ その他の詳細条件については，別紙「A4B 全応力有効応力の解析条件書」に示す。



第 2-10 図 設計モデル NS 断面



第 2-11 図 設計モデル EW 断面

2.4 確認結果

第 2-1 表に示す確認方針に則り，確認した結果を以下に示す。

2.4.1 メッシュサイズ

設計モデルは，解析処理の短時間化を目的とし，地盤のメッシュサイズをできるだけ大きくし，要素数を減らすように考慮した。メッシュサイズは上部架構の振動特性を踏まえ，必要な周期帯（13Hz 以下）が評価できる設定とした。ここで，13Hz とは，有効質量の約 99%を占める 3 次振動数（NS:12.36Hz, EW:12.53Hz）以上の数値である。

本モデルの地盤の要素寸法は下式により求めた。

$$\text{mesh size} \leq \frac{1}{5} \frac{V_s}{f_{max}}$$

ここで， V_s と f_{max} は地盤のせん断波速度と数値解析の精度を保証する周波数である。この場合，1 波長で 5 分割考慮することになる。最大メッシュ高さを第 2-16 表に示す。

$V_s=150\text{m/s}$ の地盤において，13Hz の地震動が表現できるように 1 メッシュの大きさを 2.3m 以下と設定しており， $V_s=650\text{m/s}$ 程度の地盤において 1 メッシュの大きさを 10m 以下と設定していることから，メッシュのサイズは適切であり，上部架構の振動特性を評価可能と考える。

第 2-16 表 地盤の鉛直方向最大要素寸法

モデル化対象	せん断波速度 V_s (m/s)	鉛直方向 最大要素寸法 (m)	モデル上の 鉛直方向 最大要素寸法 (m)
埋戻し土	最小 150 ^{※1}	2.3	2.0
改良地盤 B	800	12.3 ^{※2}	2.0
支持地盤	最小 650 程度	10	10

※1：地盤安定性評価での埋戻し土の V_s の最低値

※2：成層のため，実際は埋戻し土の寸法から設定される

第 2-17 表 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.545	0.393	1.232	1448.0	80
2	6.829	0.146	-0.480	221.3	93
3	12.356	0.081	-0.383	113.9	99
4	20.552	0.049	0.184	19.8	100

第 2-18 表 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.532	0.395	1.239	1425.0	79
2	6.626	0.151	-0.519	248.1	93
3	12.528	0.080	-0.386	111.7	99
4	20.890	0.048	0.178	18.0	100

1 次モード

固有周期:0.393 [s]
振動数:2.545 [Hz]
刺激係数:1.232



2 次モード

固有周期:0.146 [s]
振動数:6.829 [Hz]
刺激係数:-0.480



3 次モード

固有周期:0.081 [s]
振動数:12.36 [Hz]
刺激係数:-0.383



4 次モード

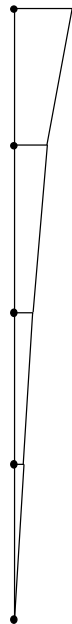
固有周期:0.049 [s]
振動数:20.55 [Hz]
刺激係数:0.184



第 2-19 表 固有モード (NS 方向)

1 次モード

固有周期:0.395 [s]
振動数:2.532 [Hz]
刺激係数:1.239



2 次モード

固有周期:0.151 [s]
振動数:6.626 [Hz]
刺激係数:-0.519



3 次モード

固有周期:0.080 [s]
振動数:12.53 [Hz]
刺激係数:-0.386



4 次モード

固有周期:0.048 [s]
振動数:20.89 [Hz]
刺激係数:0.178



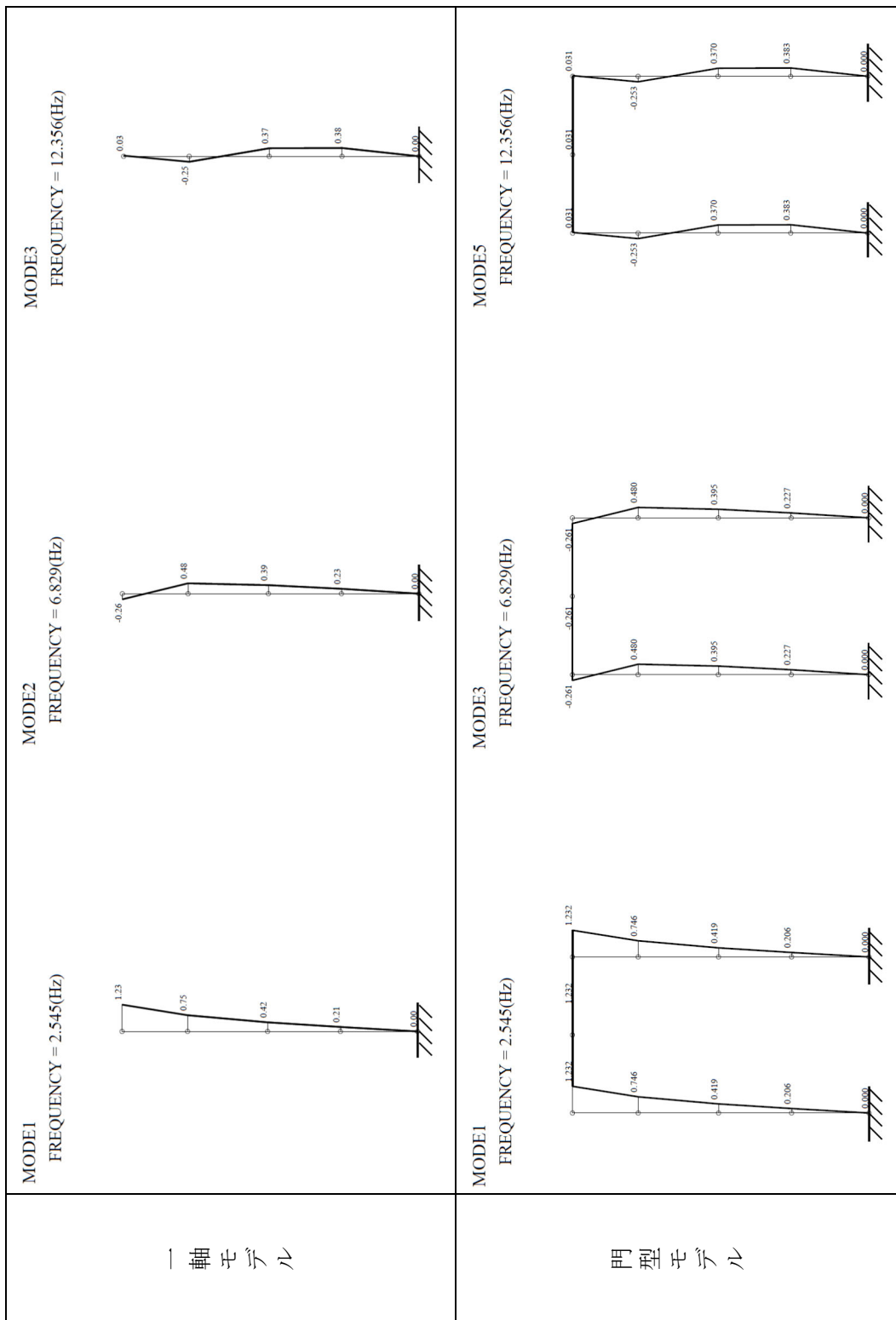
第 2-20 表 固有モード (EW 方向)

2.4.2 検討断面（上部構造）

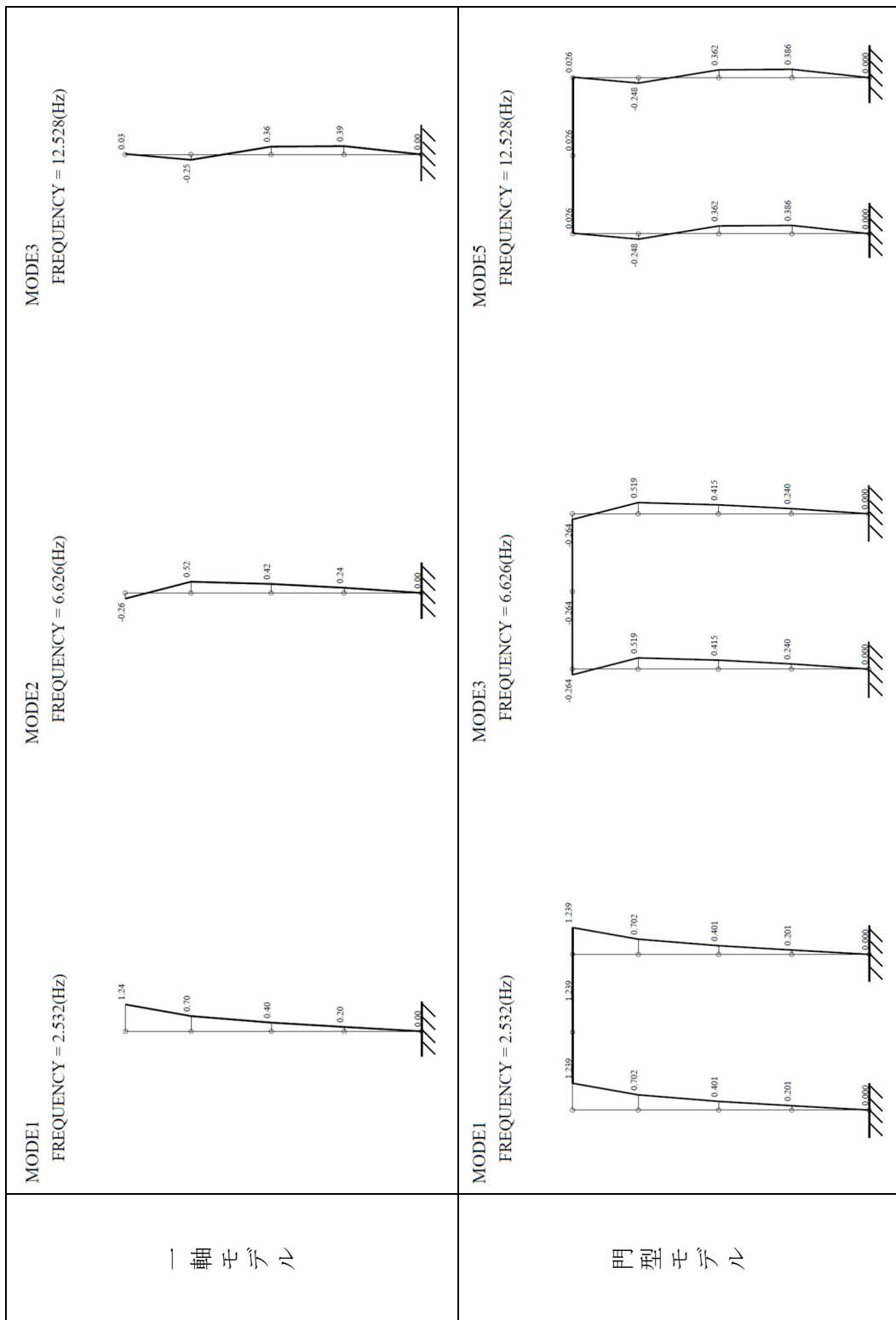
検証用モデルでは、端部/中央の2断面でモデル化している。それぞれのモデルで上部構造は、1軸モデル/門型モデルと違いはあるが、第2-12図～第2-14図に示すように、双方とも固有値が合うようにモデル化しているため、振動性状は同じである。一方、地中は、MMRを含まない端部断面の方が、剛性が低く評価されるため、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなる。これらを踏まえ、端部断面による評価結果が、中央部断面による評価結果よりも過小評価にはならないことを想定した。

検証用モデルのNS方向について、断面①-NS（中央部）と断面②-NS（端部）の基礎の加速度応答スペクトルを第2-15図、第2-16図に示す。検証用モデルを用いて、各断面（端部/中央）の加速度応答スペクトルで卓越周期帯を確認し、断面の違いにより応答の傾向に明確な差異がないことを確認した。また、端部断面のほうがより応答が大きく、設計モデルは端部断面をベースに作成することの妥当性を確認した。

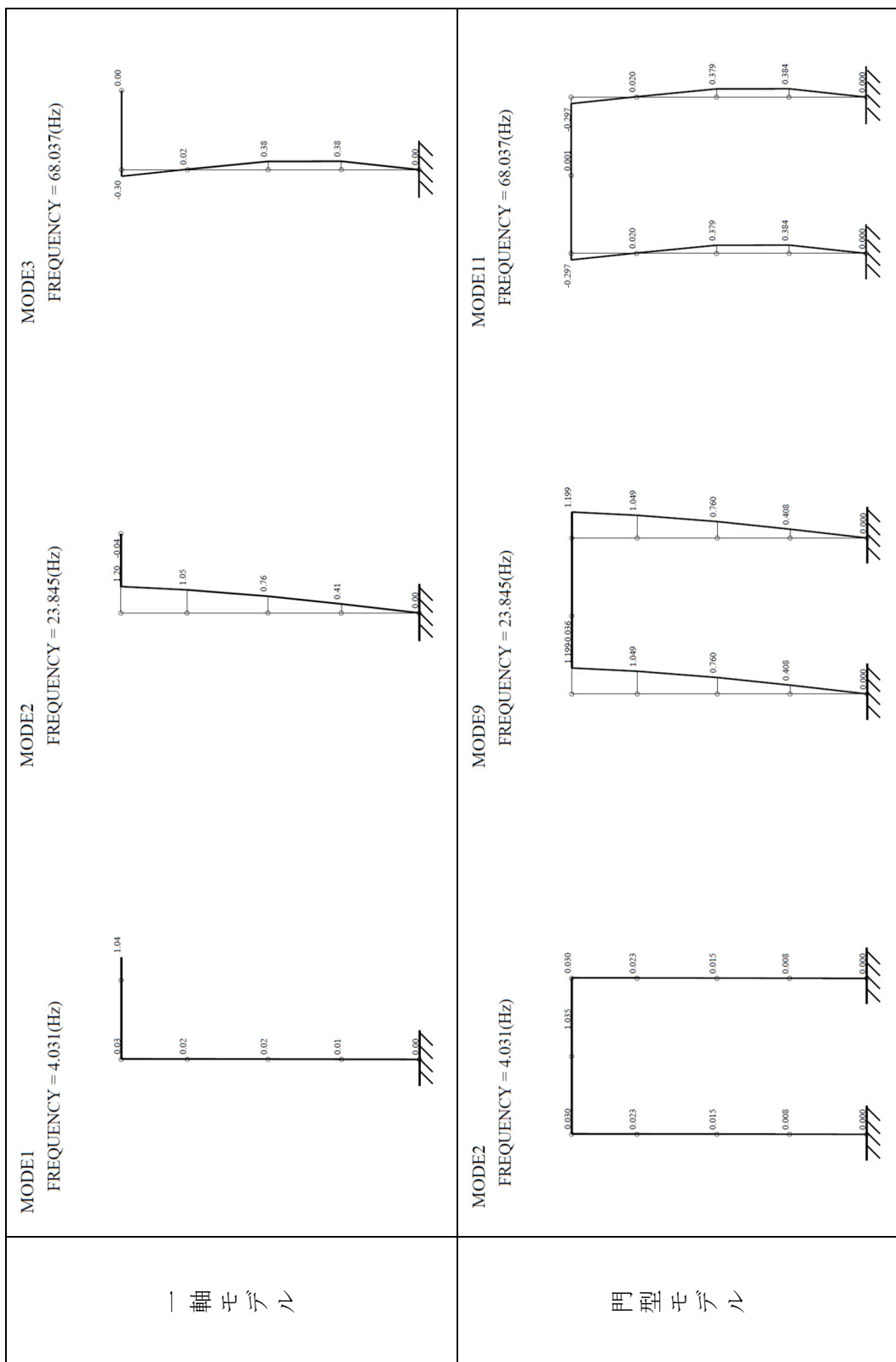
検証用モデルのNS方向について、断面①-NS（中央部）と断面②-NS（端部）の上部構造の応答せん断力を第2-17図及び第2-18図に示す。検証用モデルを用いて、各断面（端部/中央）の上部構造の応答せん断力で比較したところ、端部断面のほうがより応答が大きく、設計モデルは端部断面をベースに作成することの妥当性を確認した。



第 2-12 図 固有値解析結果比較 (NS 方向)

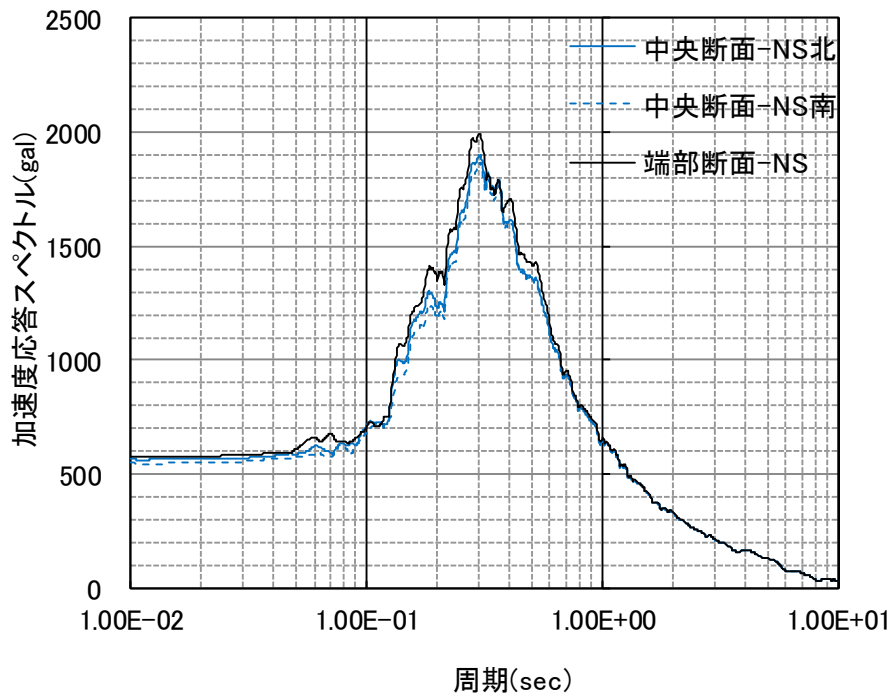


第 2-13 図 固有値解析結果比較 (EW 方向)

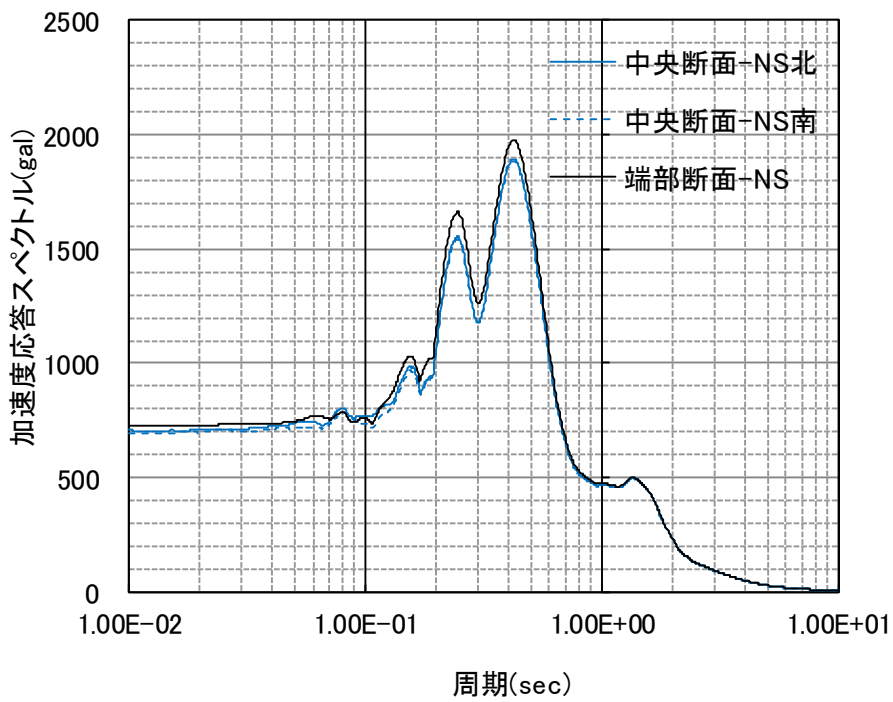


第 2 - 14 図 固有値解析結果比較 (UD 方向)

※ 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

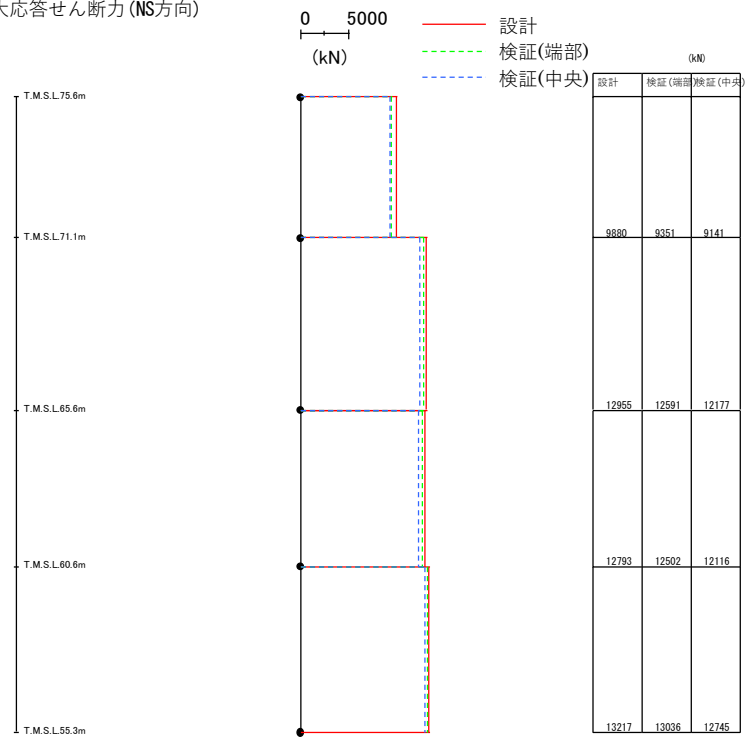


第 2-15 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A)



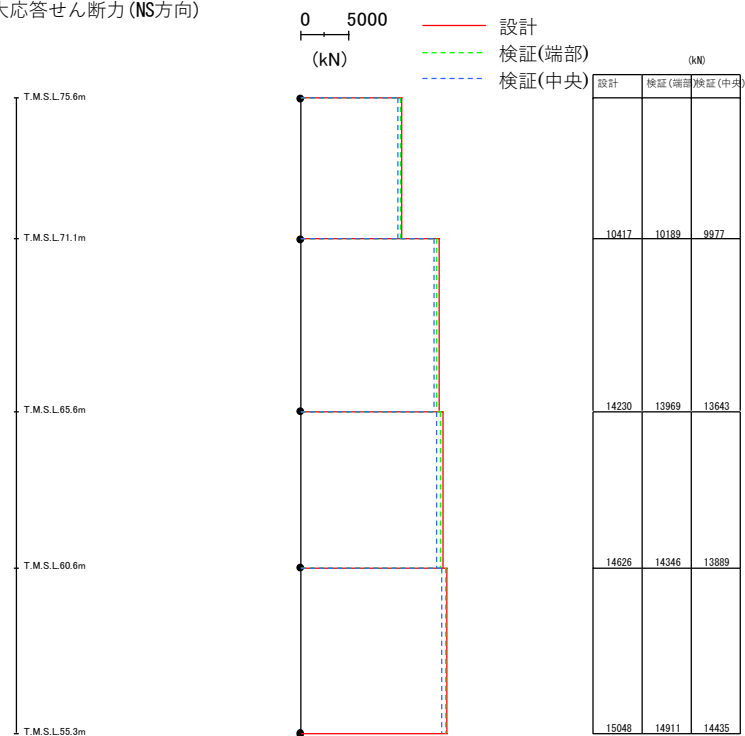
第 2-16 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (S_s-C1)

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) S_s-A

最大応答せん断力 (NS方向)

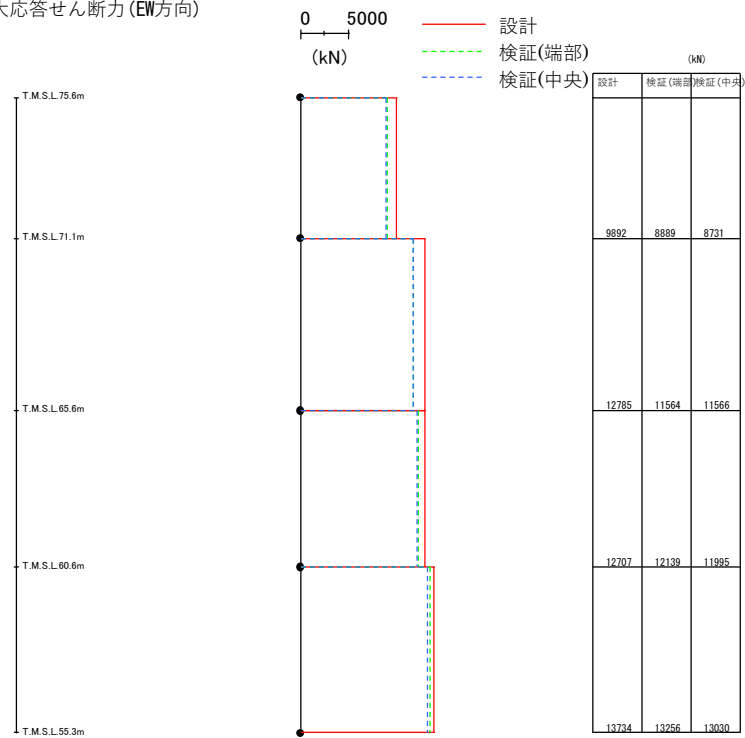


(b) S_s-C1

※：設計モデルの結果は参考。

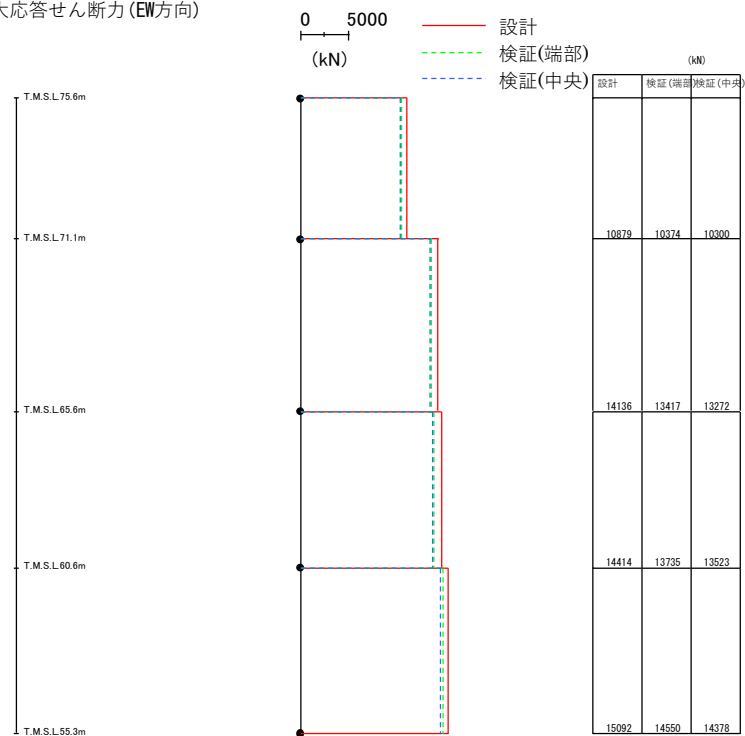
第 2-17 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



(a) S_s-A

最大応答せん断力 (EW方向)



(b) S_s-C1

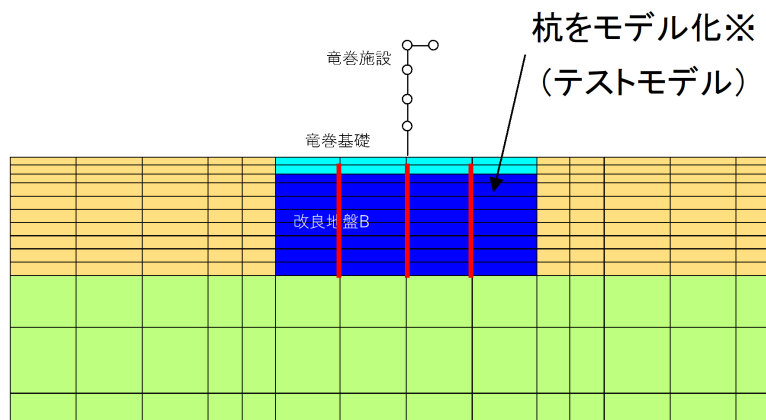
※：設計モデルの結果は参考。

第 2-18 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

2.4.3 杭のモデル化

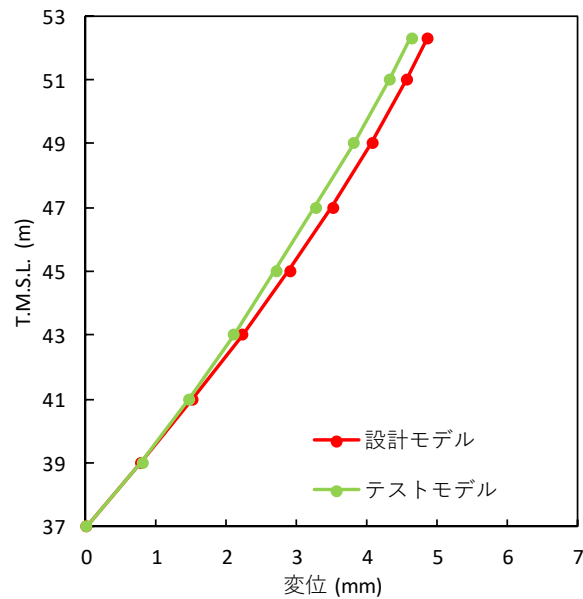
杭の面積は、改良地盤の面積と比較して小さいため、杭のモデル化影響は小さいと考えられる。また、杭をモデル化対象としないことで、剛性は低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなることが想定される。よって、過小評価にはならないことを想定した。

第 2-19 図に示す設計モデル NS 断面内に杭を線形梁要素でモデル化したテストモデルを用いて、地盤の変形量を確認した。その結果、第 2-20 図に示すとおり、杭のモデル化有無により応答の傾向に明確な差異がないことを確認した。



※杭の軸剛性、曲げ剛性を実際の本数にあうように調整

第 2-19 図 杭の設定の影響検討に対するテストモデル



第 2-20 図 有効応力解析時の改良地盤の変位分布

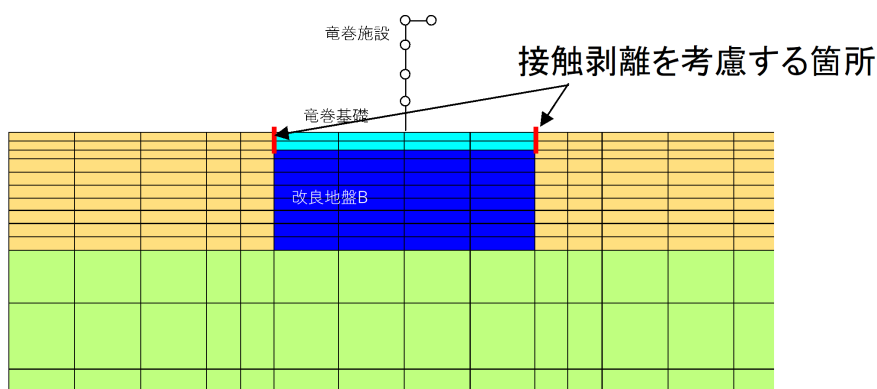
2.4.4 接触剥離及び各部位の寸法

接触剥離の考慮の有無については、第2-21図に示すようにモデル化上は基礎横の一部のみの考慮であり、その影響は小さいと考える。

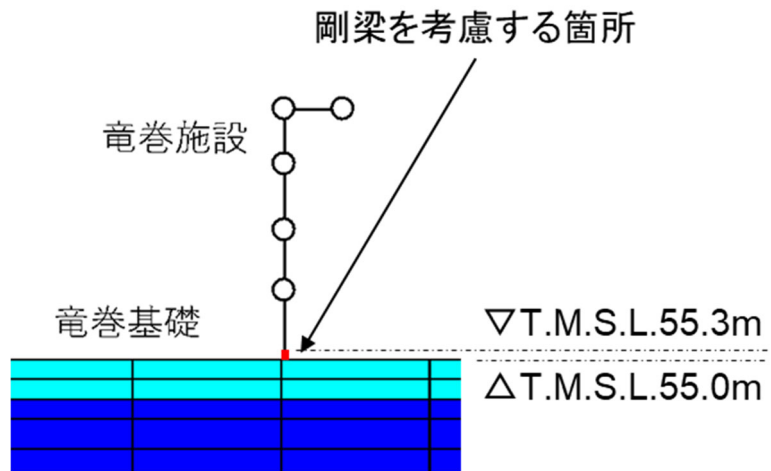
改良地盤Bの幅については、設計モデルにおいて、NS方向とEW方向では改良地盤Bの幅が異なるが、第2-26図及び第2-27図に示すように、改良地盤Bの幅が小さいNS方向の応答が大きく、幅が小さいほうが保守的な設定であることがわかる。

粗粒砂岩の考慮については、わずかな解析メッシュの差異のため、その影響は小さいと考える。

設計用モデルでは、基礎上端レベルをT.M.S.L.55.0mとしている。実際は、T.M.S.L.55.3mであるため差分高さ(0.3m)を剛梁としてモデル化している。この0.3mのRC基礎は、第2-21表に示すように、鉄骨脚部のせん断剛性に対するせん断剛性が約600倍あることから、剛梁としてモデル化することは妥当と考える。



第2-21図 接触剥離を考慮する場合の箇所



第 2-22 図 剛梁を考慮する箇所

第 2-21 表 鉄骨脚部と RC 基礎のせん断剛性の比較

項目		せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (m ²)	高さ H (m)	せん断 剛性 G·As/H (kN/m)
鉄骨	NS方向 【A】	79000	0.1204	0.3	3.17E+07
	EW方向 【B】	79000	0.1203	0.3	3.17E+07
RC	NS&EW方向 【C】	9450	598.1	0.3	1.88E+10
比率 (RC/鉄骨)		NS方向 (【C】 / 【A】)			594
		EW方向 (【B】 / 【A】)			595

2.5 部材応力等の保守性の確認

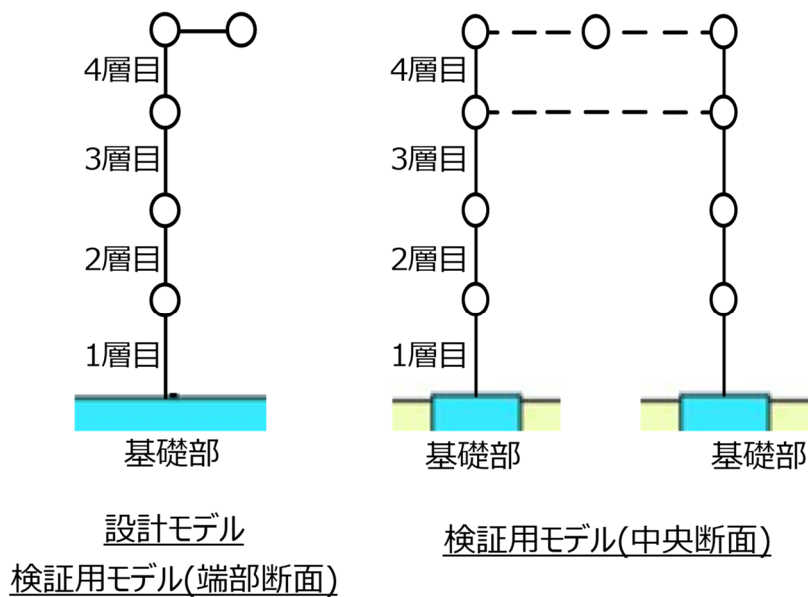
保守性の確認は、部材の損傷に直接影響を与える関係を踏まえ、第2-2表に示す部材評価に使用する主要な応答値について、検証用モデルに比べ設計モデルが大きいことをもって確認する。

本施設の第2-23図に示す層の最大応答せん断力を、第2-24図～第2-27図に示す。全ての層において、設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

本施設のブレースのひずみを第2-22表に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

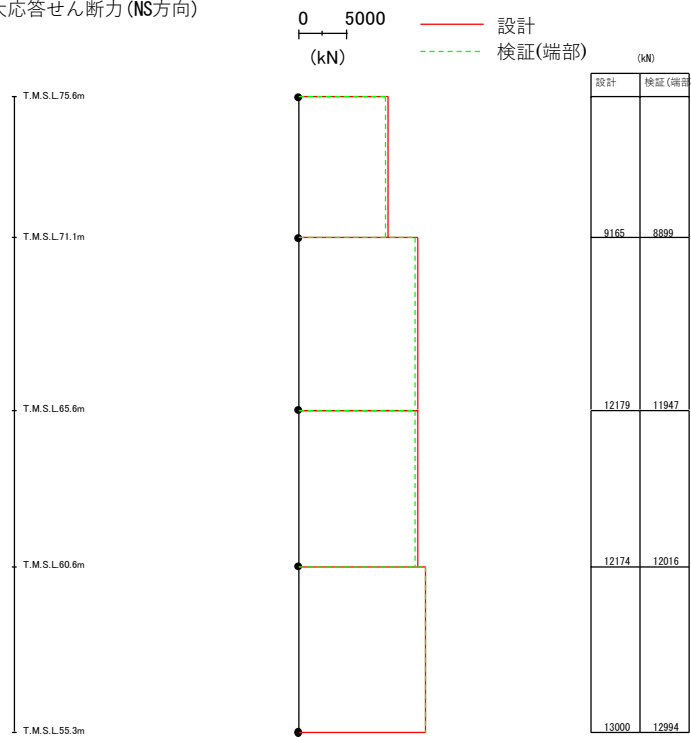
本施設の上部構造及び基礎の最大加速度を第2-23表に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

本施設の杭位置における変位を第2-28図～第2-31図に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。



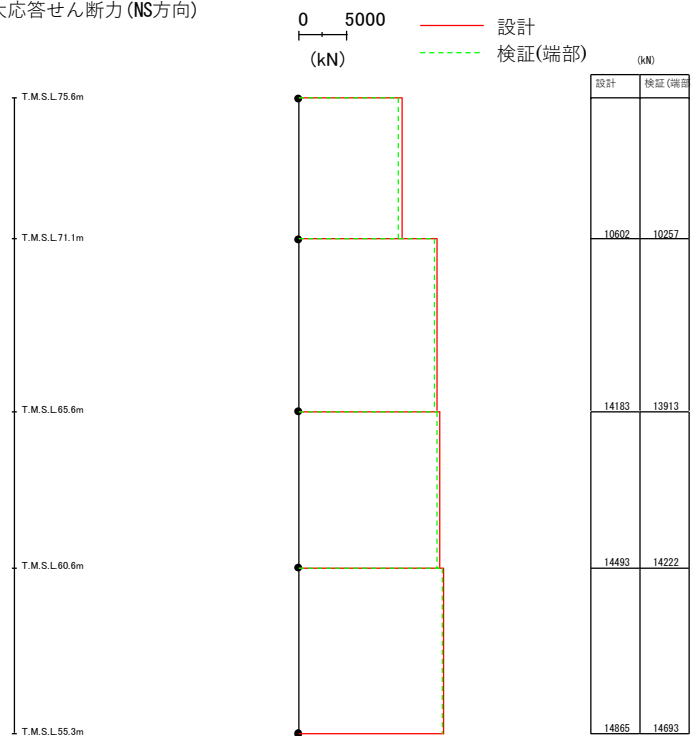
第2-23図 最大せん断力を算定する層

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) Ss - A

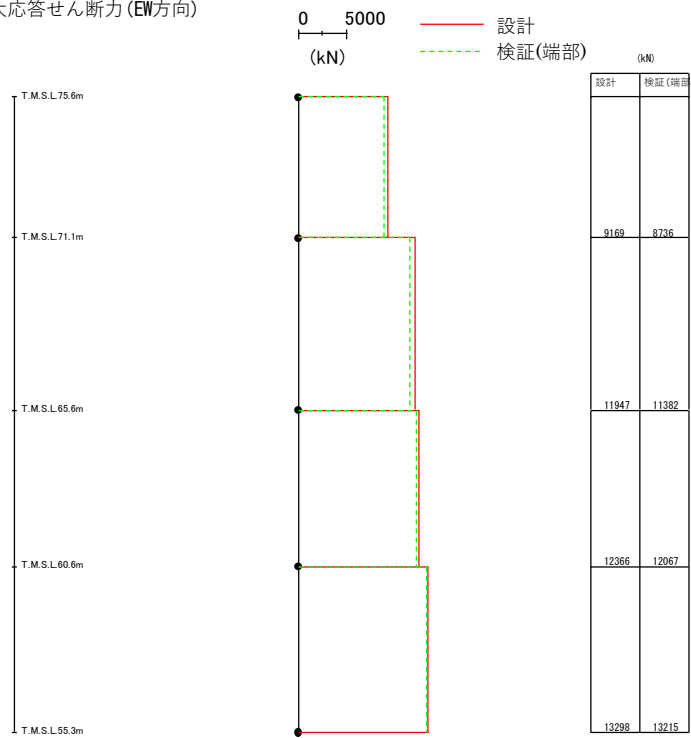
最大応答せん断力 (NS方向)



(b) Ss - C1

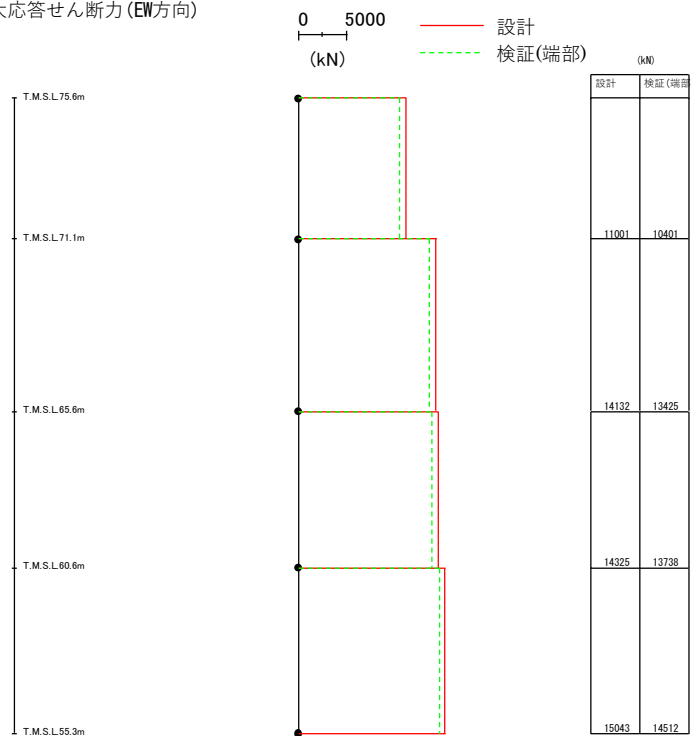
第 2-24 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



(a) S_s - A

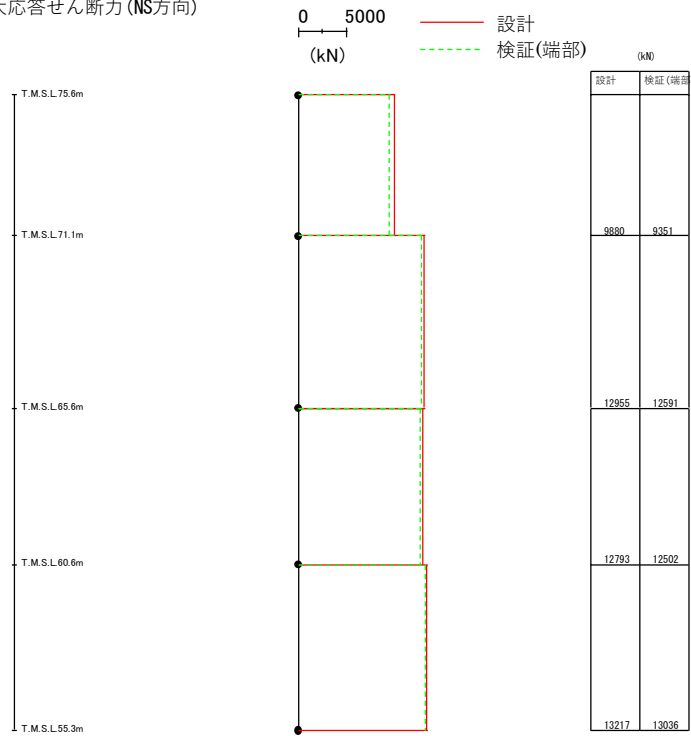
最大応答せん断力 (EW方向)



(b) S_s - C1

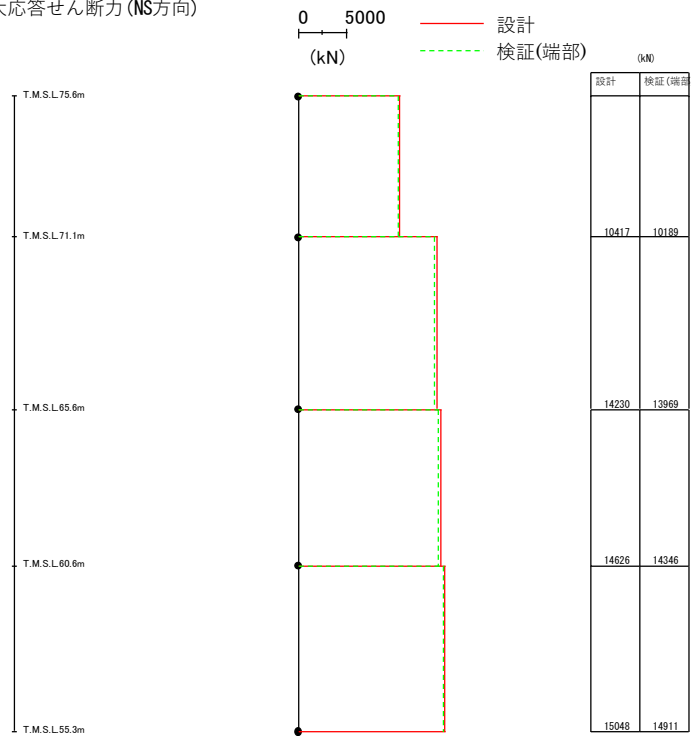
第 2-25 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) Ss - A

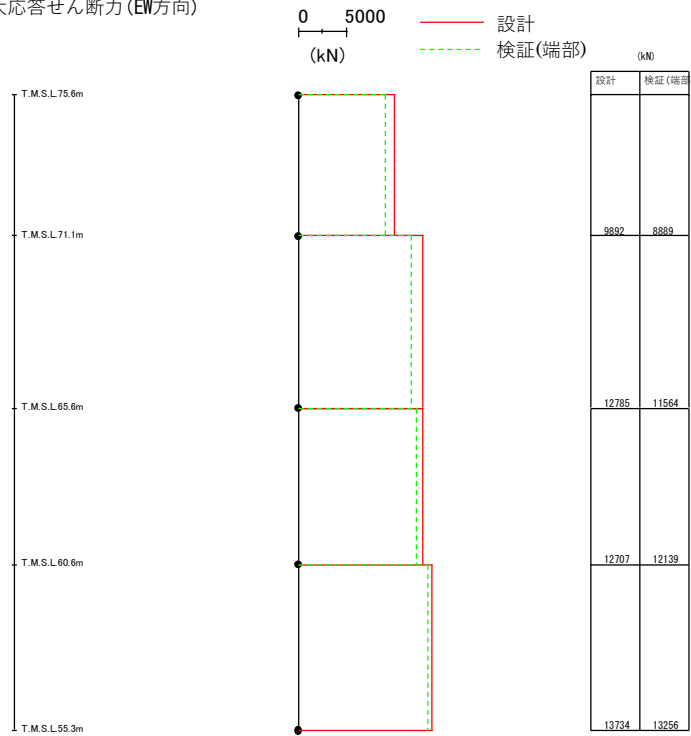
最大応答せん断力 (NS方向)



(b) Ss - C1

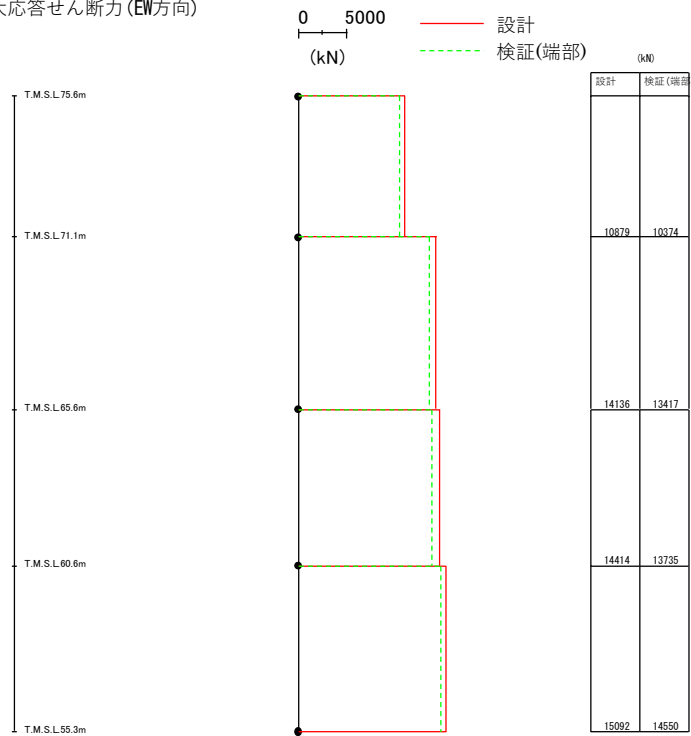
第 2-26 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



(a) Ss - A

最大応答せん断力 (EW方向)



(b) Ss - C1

第 2-27 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

第 2-22 表 ブレースのひずみ比較表

(a) 全応力解析

Ss	方向	項目	設計モデル	検証用モデル
Ss-A	NS	最大軸ひずみ (%)	1.24	1.19
		疲労係数総和 (-)	0.306	0.304
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.15	1.02
		疲労係数総和 (-)	0.267	0.192
Ss-C1	NS	最大軸ひずみ (%)	1.66	1.60
		疲労係数総和 (-)	0.039	0.039
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.64	1.48
		疲労係数総和 (-)	0.038	0.031

(b) 有効応力解析

Ss	方向	項目	設計モデル	検証用モデル
Ss-A	NS	最大軸ひずみ (%)	1.39	1.32
		疲労係数総和 (-)	0.505	0.370
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.33	1.06
		疲労係数総和 (-)	0.404	0.21
Ss-C1	NS	最大軸ひずみ (%)	1.67	1.61
		疲労係数総和 (-)	0.042	0.039
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.64	1.48
		疲労係数総和 (-)	0.041	0.031

第 2-23 表 最大加速度比較表

(a) 全応力解析 (cm/s²)

Ss	部位	方向	設計モデル	検証用モデル
Ss-A	屋根部	鉛直		
	基礎上端	水平		
		鉛直		
Ss-C1	屋根部	鉛直		
	基礎上端	水平		
		鉛直		

(b) 有効応力解析 (cm/s²)

Ss	部位	方向	設計モデル	検証用モデル
Ss-A	屋根部	鉛直		
	基礎上端	水平		
		鉛直		
Ss-C1	屋根部	鉛直		
	基礎上端	水平		
		鉛直		

杭の変位分布作成

第 2-28 図 全応力解析時の杭位置の変位分布 (NS)

杭の変位分布作成

第 2-29 図 全応力解析時の杭位置の変位分布 (EW)

杭の変位分布作成

第 2-30 図 有効応力解析時の杭位置の変位分布 (NS)

杭の変位分布作成

第 2-31 図 有効応力解析時の杭位置の変位分布 (EW)

2.6 まとめ

本施設が設置される地盤状況を踏まえ、二次元 FEM 解析に用いる解析モデルとして、設計モデルを使用することが妥当であるかを確認した。検証用モデルと比較して、解析精度が確保されていること、部材損傷と応答値との関係性を要する主要な応答値に対し保守性を有していることが確認できた。

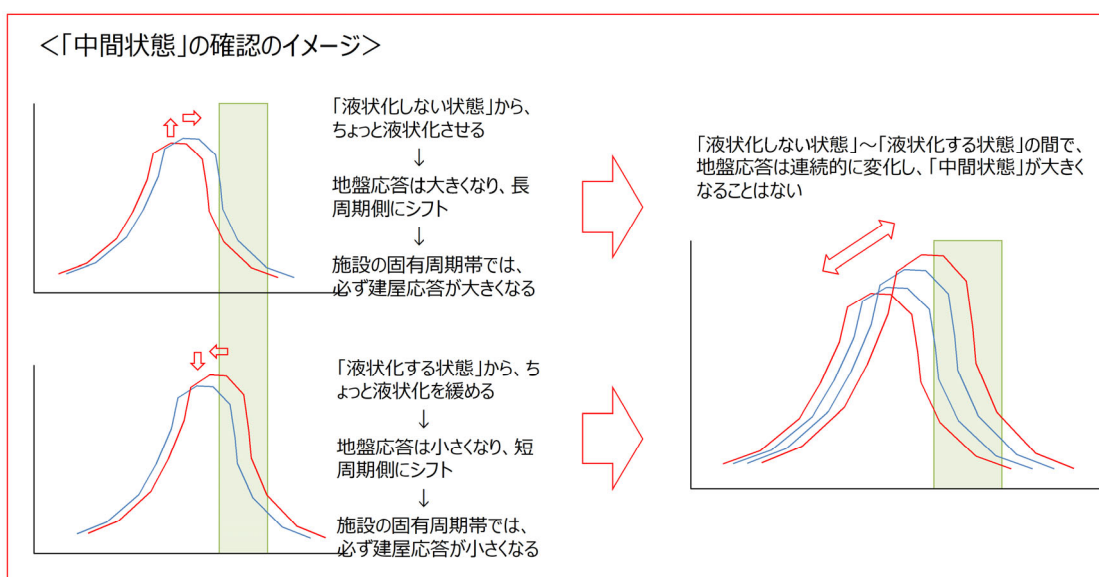
以上より、本施設の耐震評価のための二次元 FEM 解析に用いる解析モデルとして、設計モデルを使用することが妥当であると判断した。

3. 想定する液状化状態の妥当性確認

3.1 確認概要

設計ケースの設定にあたり，現状【①非液状化】と【②液状化】の評価のみを想定しているが，一部で液状化が生じない【③中間的な状態】の応答が，①か②に包含されない場合には，③を設計ケースとする必要性が生ずる。

第3-1図に示す【③中間的な状態】が，①と③に比べ，非保守的な応答結果が得られないことを確認する。



第3-1図 液状化の中間状態のイメージ図

3.2 確認方針

3.2.1 確認方法

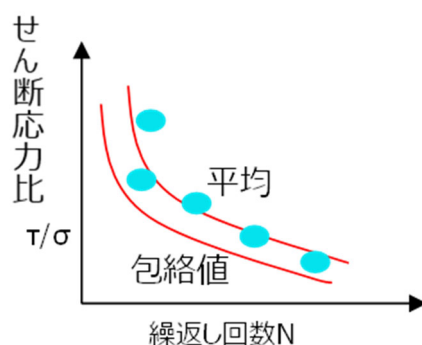
設計モデルを用いて、2次元 FEM 解析を実施する。①非液状化と②液状化の確認として、前者を全応力解析、後者を有効応力解析とする。

確認は以下のステップにより行う。

Step1: 中間的な液状化状態の応答が、非液状化時と液状化時の応答を上回らないことを確認

Step2: 地盤の剛性を変化させた場合でも、Step1 が成り立つことを確認

中間的な液状化状態としては、第 3-2 図に示す液状化強度曲線において、平均値を採用する(②液状化は包絡値を採用)。これにより一部で液状化が生じない状態を再現できることを想定した。



第 3-2 図 液状化強度曲線のイメージ図

3.2.2 解析条件

- ・ 使用するモデルは設計モデルとする。
- ・ 埋戻し土の液状化特性の物性値を第 3-1 表、第 3-2 表に示す。
- ・ その他の条件は、0 節と同様とする。

第 3-1 表 埋戻し土の液状化特性の物性値（平均）

項 目		記 号	設定値	単 位
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	41.48	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	3.11	-
		S_l	0.005	-

第 3-2 表 埋戻し土の液状化特性の物性値（包絡値）

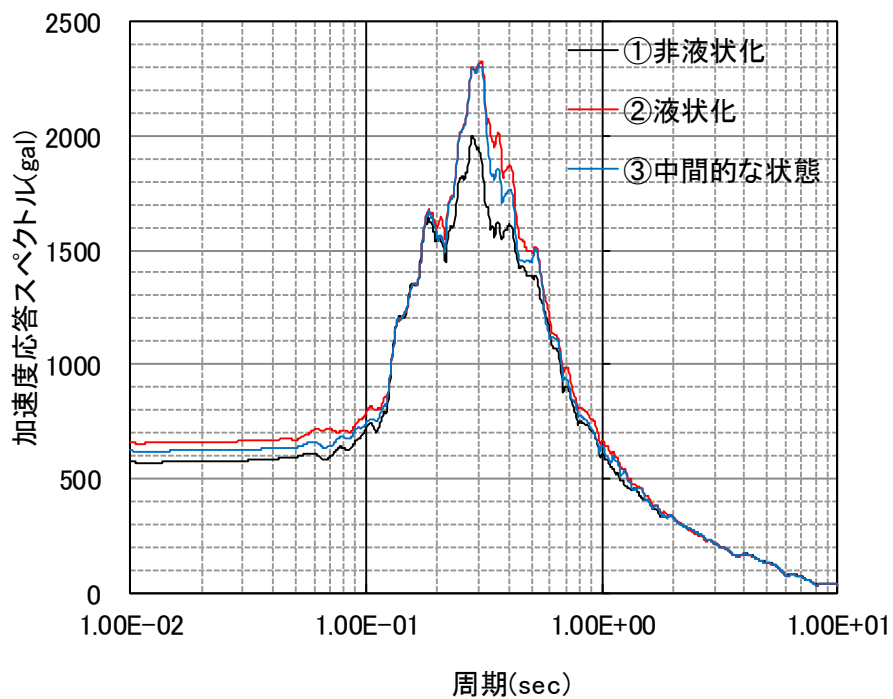
項 目		記 号	設定値	単 位
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	1.81	-
		S_l	0.005	-

3.3 確認結果

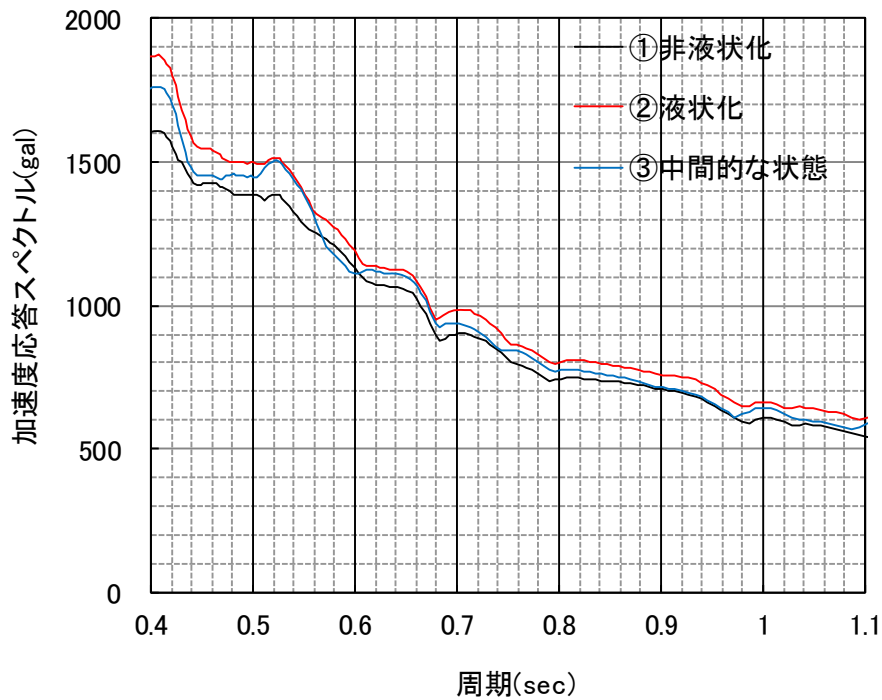
3.3.1 Step1

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-3 図に示す。③の中間的な状態では、第 3-4 図に示すように、改良地盤 B 近傍の過剰間隙水圧の上昇が抑制され、拘束効果により加速度が低減すると考えられ、座屈拘束ブレースの非線形状態(最大応答時)での固有周期帯 0.4~1.1 秒で③が②に包含される結果となった。

以上から、③における評価は、②の評価を実施することで包含出来る。

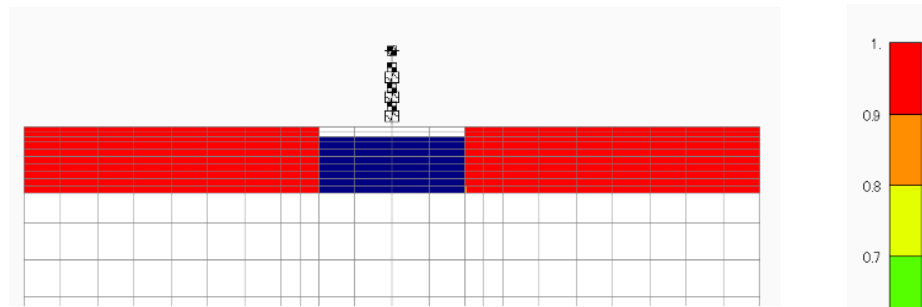


(a) 全体

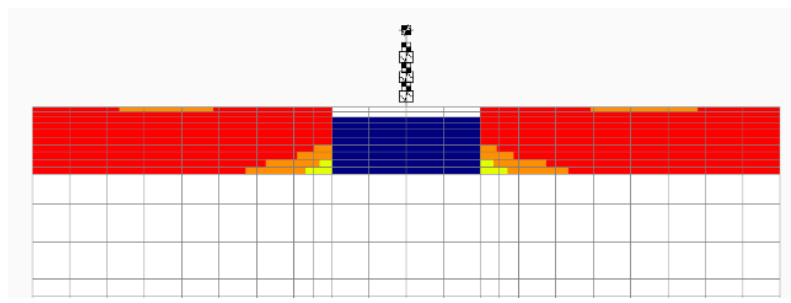


(b) 周期 0.4～1.1 秒

第 3-3 図 基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A, 標準地盤)



② 液状化（液状化強度曲線は包絡値）



③ 中間的な状態（液状化強度曲線は平均値）

第 3-4 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - A$)

3.3.2 Step2

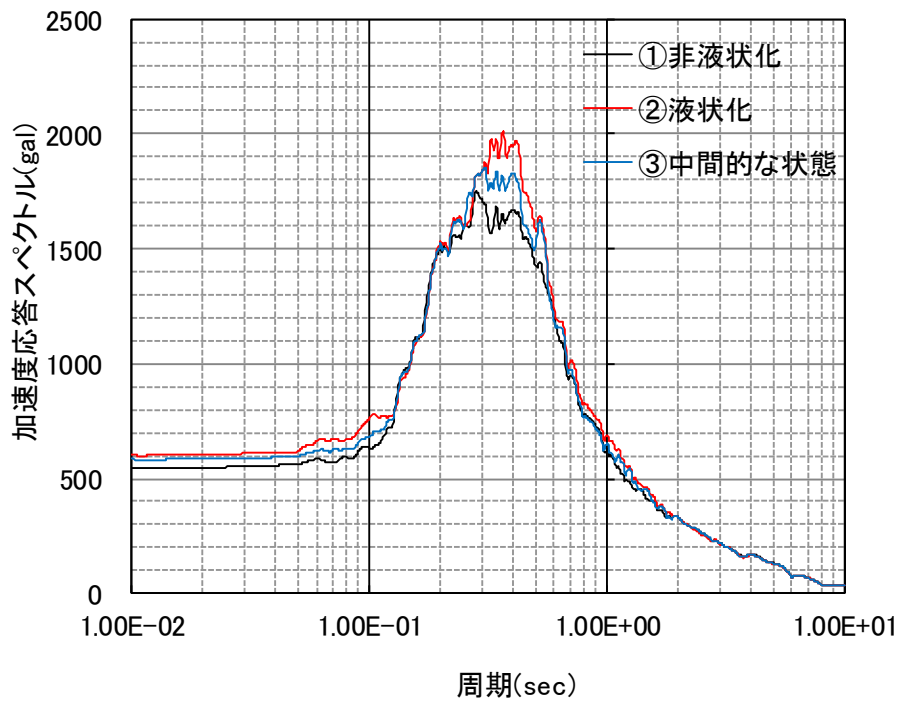
地盤の初期剛性を Step1 よりも小さくしたケース (-1σ) において Step1 と同様の傾向となることを確認した。

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-5 図に示す。全体的に高周期側に移行するが、その傾向は Step1 と変わらず、その結果、座屈拘束ブレースの非線形状態 (最大応答時) での固有周期帯で③が②に包含される。

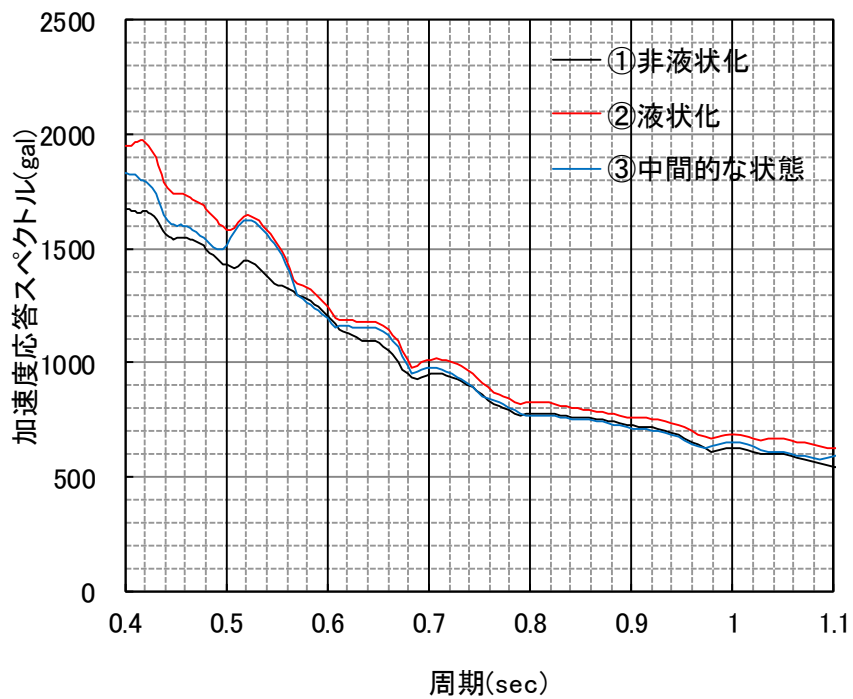
地盤の初期剛性を Step1 よりも大きくしたケース ($+1\sigma$) において Step1 と同様の傾向となることを確認した。

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-6 図に示す。全体的に低周期側に移行するが、その傾向は Step1 と変わらず、その結果、座屈拘束ブレースの非線形状態 (最大応答時) での固有周期帯で③が②に包含される。

以上から、③における評価は、②の評価を実施することで包含出来る。

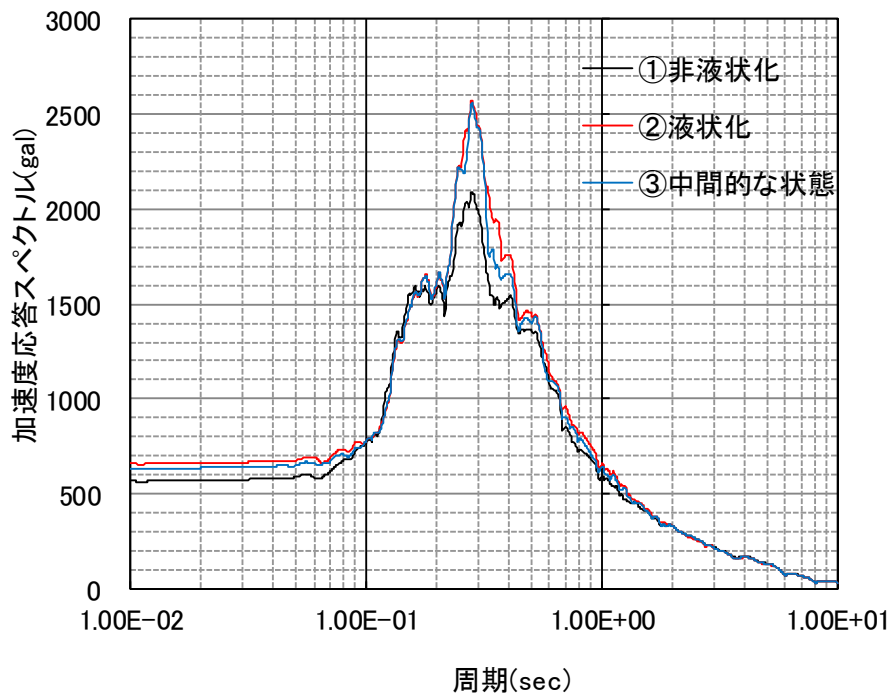


(a) 全体

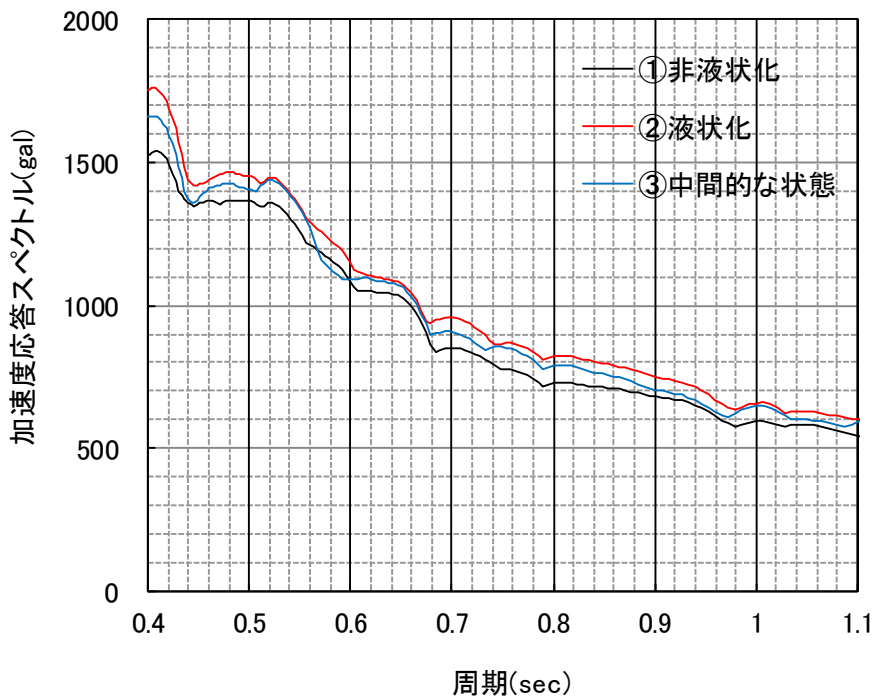


(b) 周期 0.4～1.1 秒

第 3-5 図 基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A , -1σ)



(a) 全体



(b) 周期 0.4~1.1 秒

第 3-6 図 基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A , $+1\sigma$)

3.4 まとめ

設計ケースの設定にあたり，【①非液状化】と【②液状化】の評価のみで十分であることを確認するために，一部で液状化が生じない【③中間的な状態】の応答結果を算定した。その結果，想定される現象が再現され，座屈拘束ブレースの非線形状態(最大応答時)での固有周期帯で③が②に包含されることが分かった。

以上より，本施設の耐震評価のための二次元 FEM 解析に用いる解析ケースとして，【①非液状化】と【②液状化】の評価のみで十分であると判断した。

別添 2

波及的影響に対する耐震評価手順について

目 次

1. 概要	1
2. 波及的影響について	1
3. 解析・設計について	2
3.1 全体の流れ	2
3.2 上部構造の設計	4
3.2.1 座屈拘束ブレースの設計	5
3.2.2 フレーム部材の設計	7
3.3 基礎梁の設計	10
3.4 杭の設計	13
3.5 地盤（沈下・転倒・滑動）の確認	18

1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における冷却塔への波及的影響に対する耐震評価の手順について説明するものである。

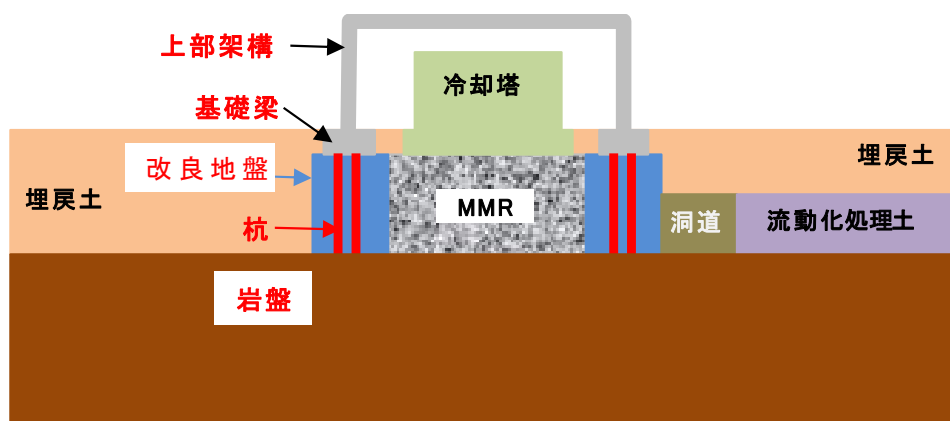
2. 波及的影響について

本施設の冷却塔への波及的影響は、以下の3点が考えられる。

- ・ 本施設の架構全体が崩壊し、冷却塔に衝突する
- ・ 本施設の架構の変形が大きくなり、冷却塔に衝突する
- ・ 本施設の部材(梁・防護板等)が破断・落下し、冷却塔に衝突する

上記の事象が生じないように、解析を用いて評価する。なお、解析は、構成要素となる部材が損傷のない状態の物性値で実施することより、解析の有効性を担保するために各部材が健全であることを確認する必要がある。

本書では、各部材の健全性を確認するための解析・設計について個別に記載する。ここで設計対象とする部材は、第2-1図に赤字で示す本施設を支持・構成する全ての部位とする。

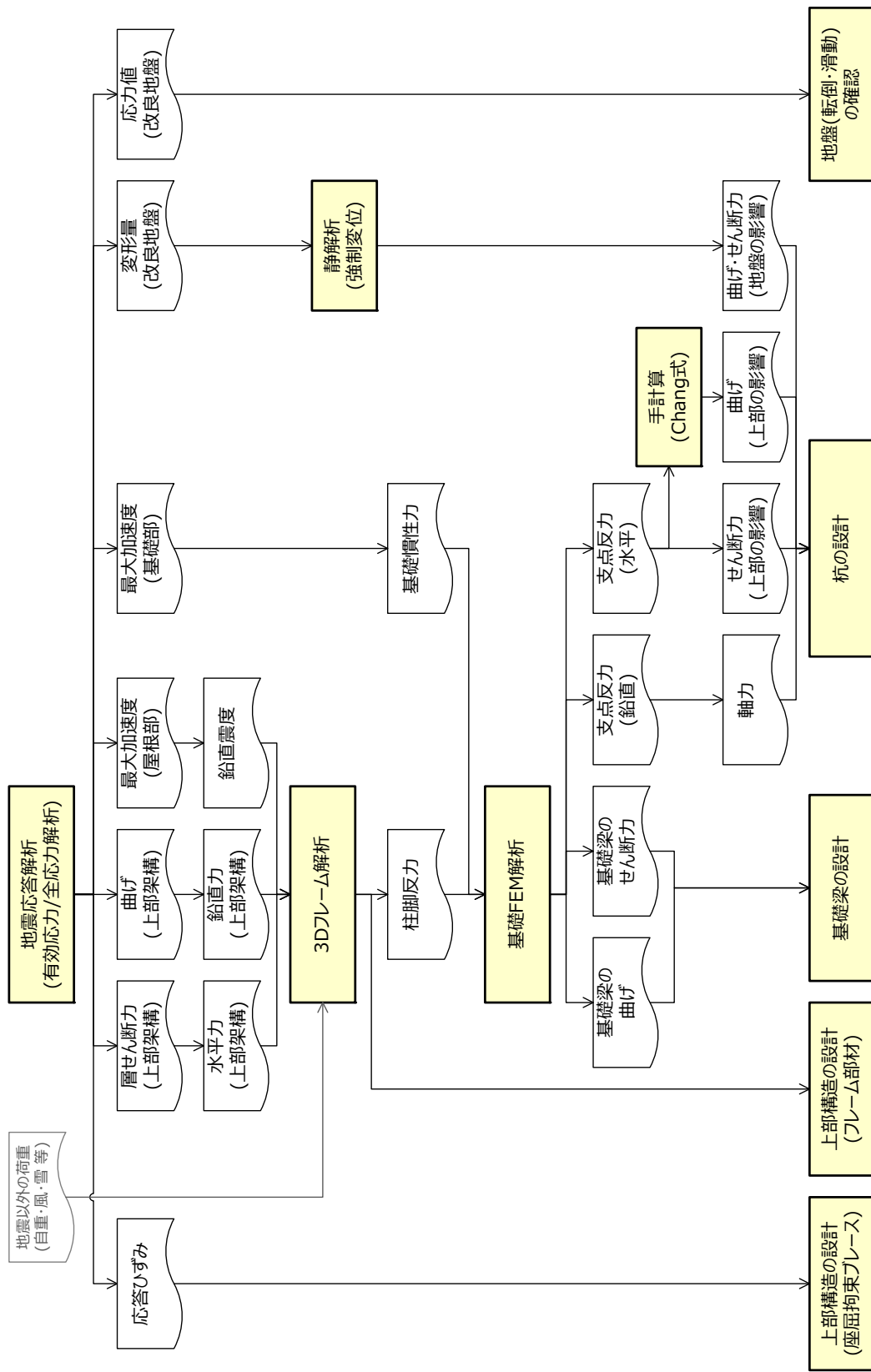


第2-1図 概略断面図

3. 解析・設計について

3.1 全体の流れ

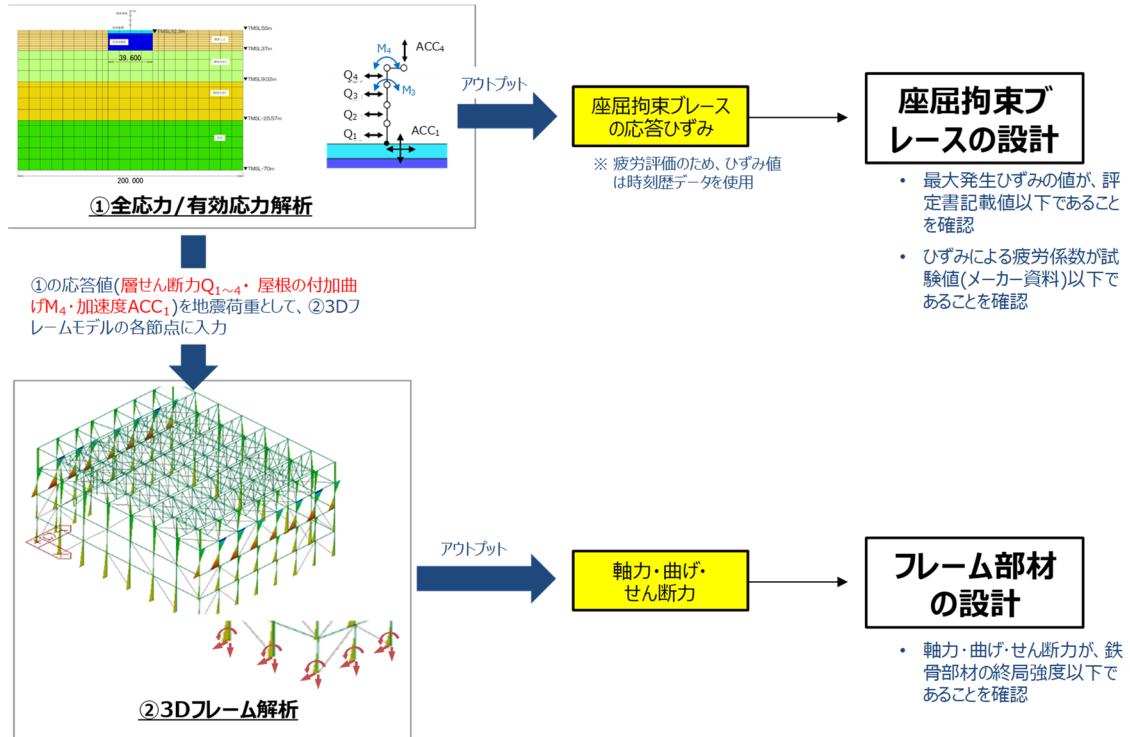
第 3-1 図に解析・設計フローを示す。全ての耐震評価は，地震応答解析（全応力解析/有効応力解析）の結果を元を実施する。



第 3-1 図 解析・設計フロー

3.2 上部構造の設計

第 3-2 図に上部構造の設計におけるデータの流れに着目した模式図を、第 3-1 表に上部構造の評価対象部位の選定結果を示す。上部構造は、座屈拘束ブレースとフレーム部材で各々異なる設計とする。



第 3-2 図 模式図 (上部構造の設計)

第 3-1 表 上部構造の評価対象部位の選定結果

評価対象	部位	評価対象	選定理由	
支持架構	フレーム部材	柱	○	基準地震動 S_s 時に本施設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。
		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

3.2.1 座屈拘束ブレースの設計

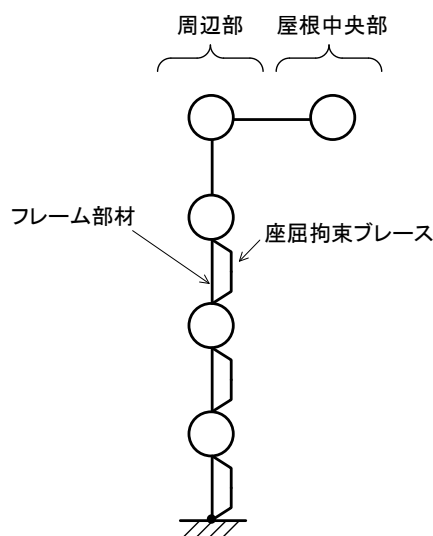
(1) 設計方針

- 地震エネルギーを消散させる目的で塑性化することが前提の座屈拘束ブレースは、応力に対する許容値はない。よって、ひずみにより健全性を評価する。
- 座屈拘束ブレースの評価における限界値は、以下の通り。
 - (ア) 最大発生軸ひずみの値が 3.0%以下であること
 - (イ) 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

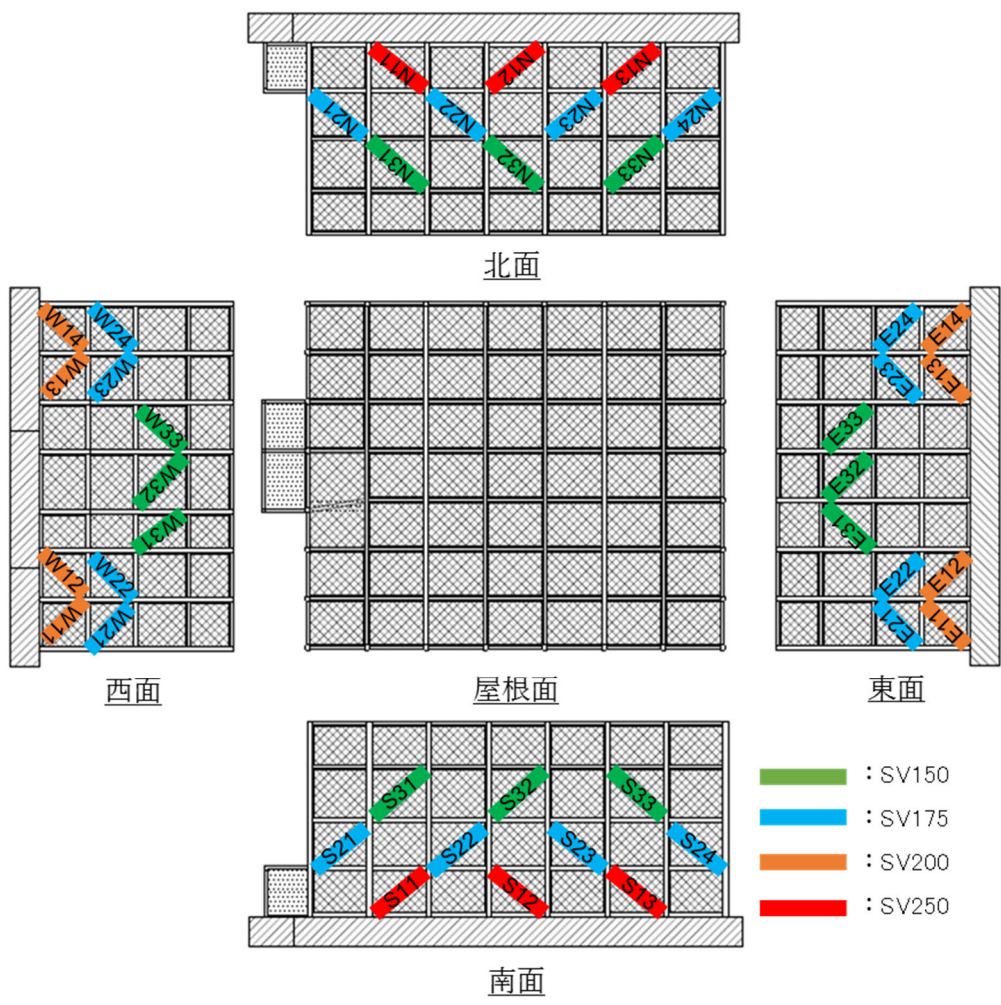
(2) 評価に用いるひずみ

- 評価に用いる軸ひずみは、繰返し回数を時刻歴データから計測する必要があるため、静解析である②3D フレーム解析の結果ではなく、①全応力/有効応力解析の結果を採用する。
- 評価に用いる軸ひずみは、第 3-3 図に示す座屈拘束ブレースで発生する応答ひずみの値とする。
- 座屈拘束ブレースの配置図を第 3-4 図に示す。座屈拘束ブレースは、複数配置されているが、各レベルで同一変位(梁による水平拘束)する。よって、第 3-3 図のように各レベルで 1 要素に集約されたモデルの結果を用いても問題はない。

注) 下線は、第 3-2 図で記載している表現を示す。



第 3-3 図 全応力/有効応力解析質点系モデル



第 3-4 図 座屈拘束ブレース配置図

3.2.2 フレーム部材の設計

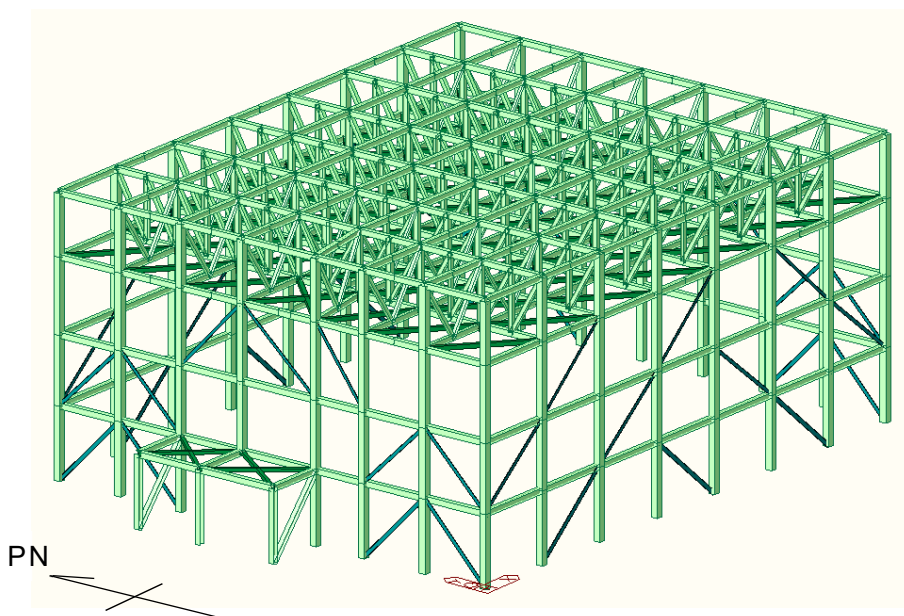
(1) 設計方針

- 座屈拘束ブレースを除く，支持架構の全ての部材(柱・大はり・小はり・トラス柱・鉛直ブレース・水平ブレース)を対象とする。
- 全ての部材に対し，発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が，終局強度以下であることを確認することで健全性を評価する。
- 終局強度は，基準強度を 1.1 倍した値とする。

(2) 設計に用いる応力

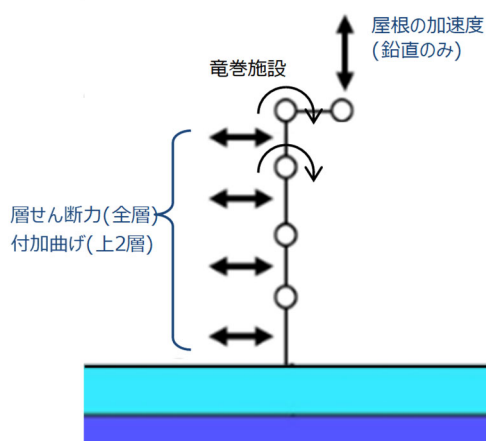
- 評価に用いる発生応力は，第 3-2 図の②3D フレーム解析の結果とする。
- 3D フレーム解析のモデルの特徴は，以下の通り。
 - (ア) 上部構造の全ての部材をモデル化対象とする。
 - (イ) 座屈拘束ブレースは，非線形性を考慮する。
 - (ウ) 基礎・杭・地盤はモデル化対象とせず，基礎上端固定とする。

注) 下線は，第 3-2 図で記載している表現を示す。



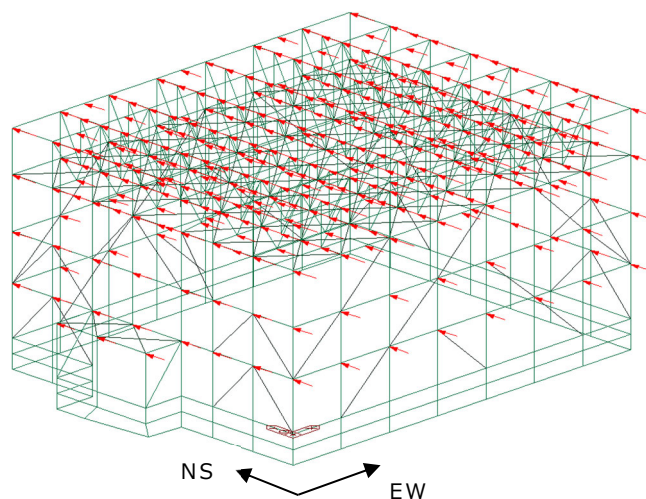
第 3-5 図 3D フレーム解析モデル

- ②3D フレーム解析の入力荷重は、以下の通り。
 - (ア) 地震荷重以外にも固定荷重・風荷重・積雪の荷重を組み合わせる。
 - (イ) 地震荷重は、①全応力/有効応力解析の結果のうち、層せん断力・曲げ・加速度を採用する。(第3-2図及び第3-6図参照)



第3-6図 全応力/有効応力解析結果から引用する応答値

- (ウ) 層せん断力は、水平荷重として②3D フレーム解析モデル各節点に入力(各節点の負担質量で按分)する。

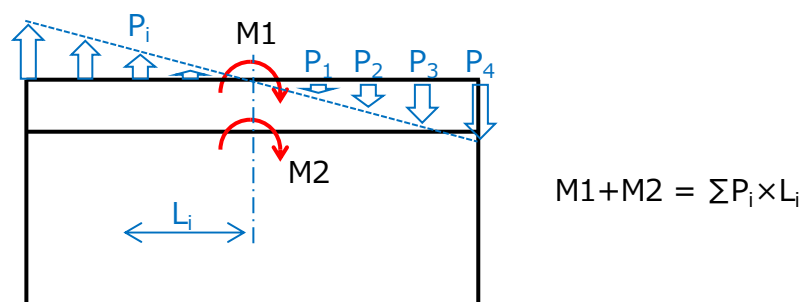


第3-7図 水平荷重図(3D フレーム解析)

- (エ) 平面を構成する屋根トラス(質点系モデルの上2層)に生じる付加曲げモーメントは、第3-8図に示すように偶力として鉛直力に変換し、②3D フレーム解析モデルの屋根頂部の各節点に入

力する。

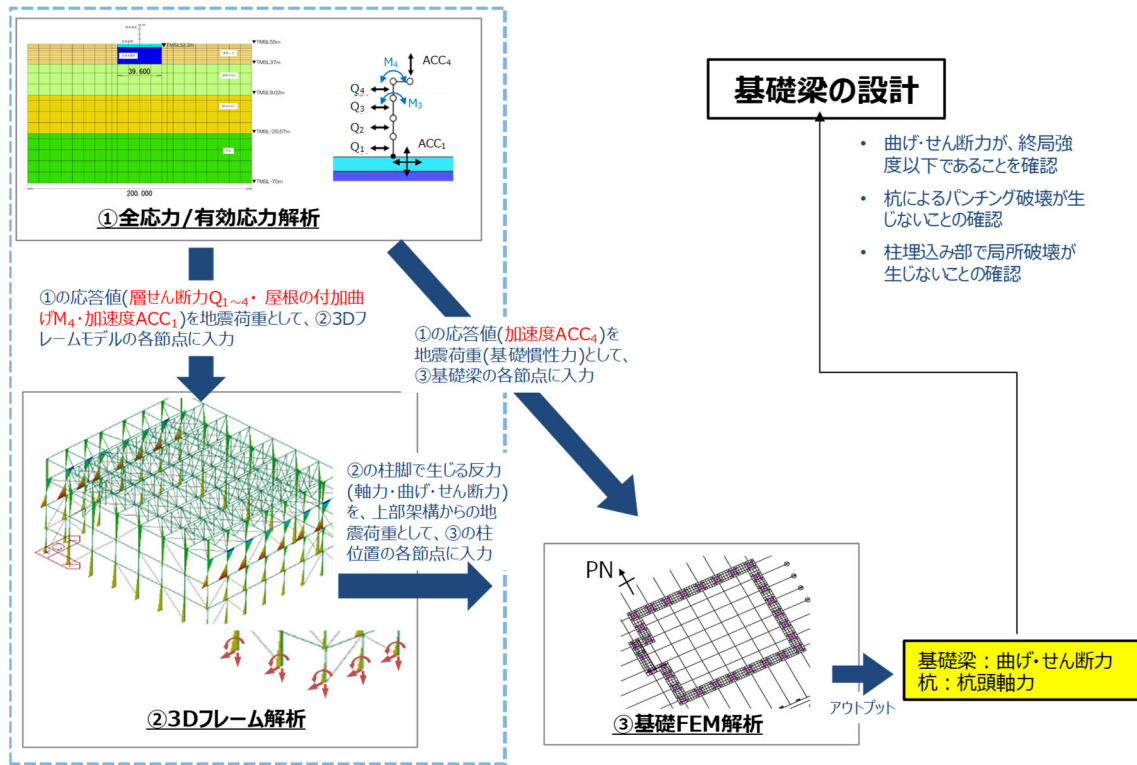
- (オ) 屋根(中央部)の鉛直加速度は、鉛直震度として②3Dフレーム解析モデル全体に作用させる。屋根中央部以外の部材も、保守的に、上下動が卓越する屋根中央部の鉛直震度を採用する。



第 3-8 図 屋根トラスの付加曲げの分配方法

注) 下線は、第 3-2 図で記載している表現を示す。

3.3 基礎梁の設計



注) 青破線枠内は、第 3-2 図と同作業

第 3-9 図 模式図 (基礎梁の設計)

(1) 設計方針

- 評価対象の RC の基礎梁は、上部構造の柱脚で生じる反力を杭に伝達させる機能を目的とした部材である。よって、力の伝達に支障をきたさないよう、構造健全性を確認する。
- 基礎梁の評価は、以下の 3 つの状況に対して実施する。

第 3-2 表 評価対象とする状況

	評価対象とする状況
状況 A	上部構造 (柱脚) から基礎梁へ応力伝達する状況
状況 B	基礎梁から杭へ応力伝達する状況
状況 C	上部構造-杭をつなぐ基礎梁に生じる応力状況

(2) 設計に用いる応力

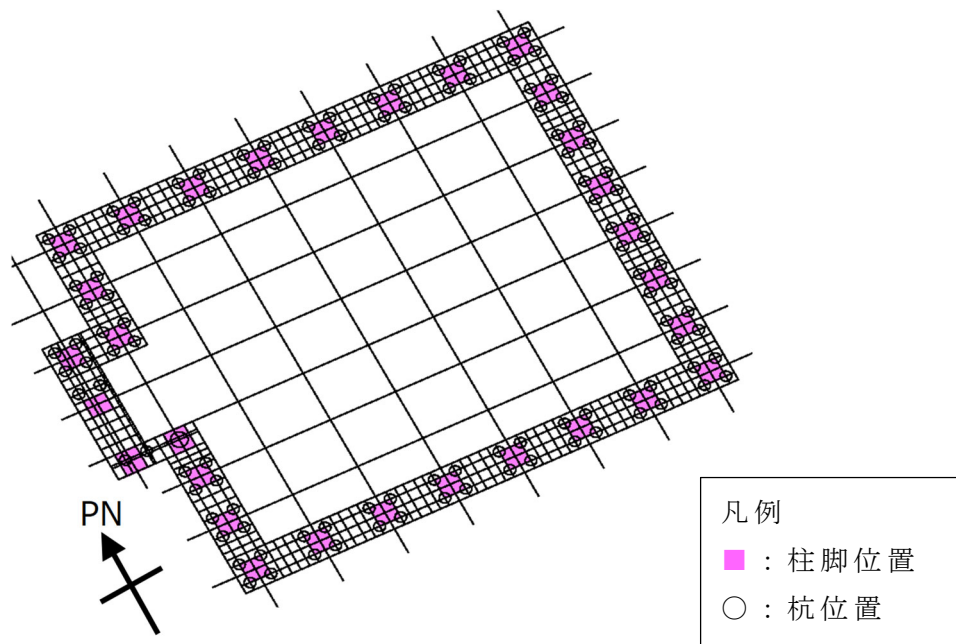
- 状況 A に対する評価として、基礎の終局時耐力が柱脚部の耐力より大きいことを確認する。発生応力での評価は実施しない。
- 状況 B 及び C の評価は、③基礎 FEM 解析の結果を用い、発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が終局強度以下であることを確認する。
- ③基礎 FEM 解析は、上部構造(柱脚)から杭への応力伝達状態が適切に模擬できるように、以下のようにモデル化する。解析モデル図を第 3-10 図に示す。

(ア) RC の基礎梁は、水平方向に配置したシェル要素でモデル化する。

(イ) 柱脚・杭との応力伝達が適切に表現できるように、各々の位置に節点を設ける。(柱脚位置=第 3-10 図のピンク表示の中心、杭位置=第 3-10 図の白○印)

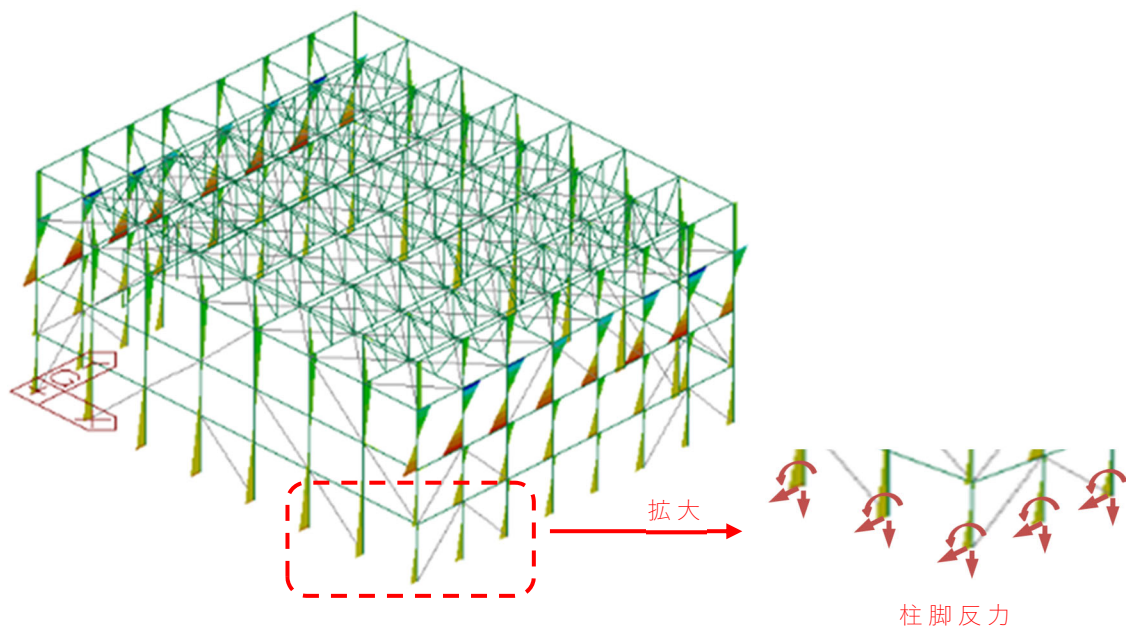
(ウ) 杭位置でピン支持の境界条件を与える。

注) 下線は、第 3-9 図で記載している表現を示す。



第 3-10 図 基礎 FEM 解析モデル

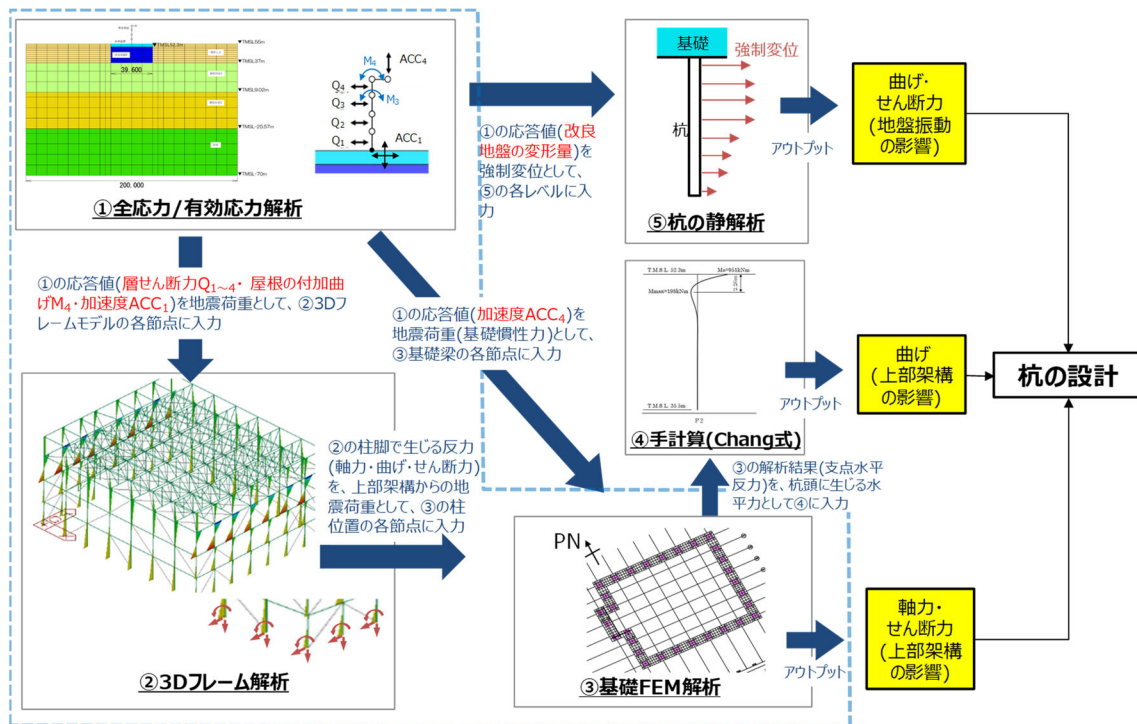
- ③基礎 FEM 解析の入力荷重は、以下の通り。
 - (ア) 上部構造からの荷重として、第 3-11 図に示す②3D フレーム解析の柱脚反力を採用する。
 - (イ) 基礎に生じる慣性力として、①全応力/有効応力解析において基礎部で生じた加速度(水平・鉛直)を採用する。
 - (ウ) 基礎自重及び基礎上部の積雪荷重を考慮する。
 - (エ) 施設全体の水平力から算定した杭頭曲げモーメントの値を計算し、各杭の位置に考慮する。
- 注) 下線は、第 3-9 図で記載している表現を示す。



第 3-11 図 上部構造から基礎梁に作用する柱脚反力

- 第 3-2 表の状況 B の評価として、基礎梁に生じる応力(軸力・曲げ・せん断力)が終局強度以下であることを確認する。
- 第 3-2 表の状況 C の評価として、杭の軸方向の押し込み力及び水平方向のせん断力に対し、基礎梁が健全であることを確認する。

3.4 杭の設計



注) 青破線枠内は、第 3-9 図と同作業

第 3-12 図 模式図 (杭の設計)

(1) 設計方針

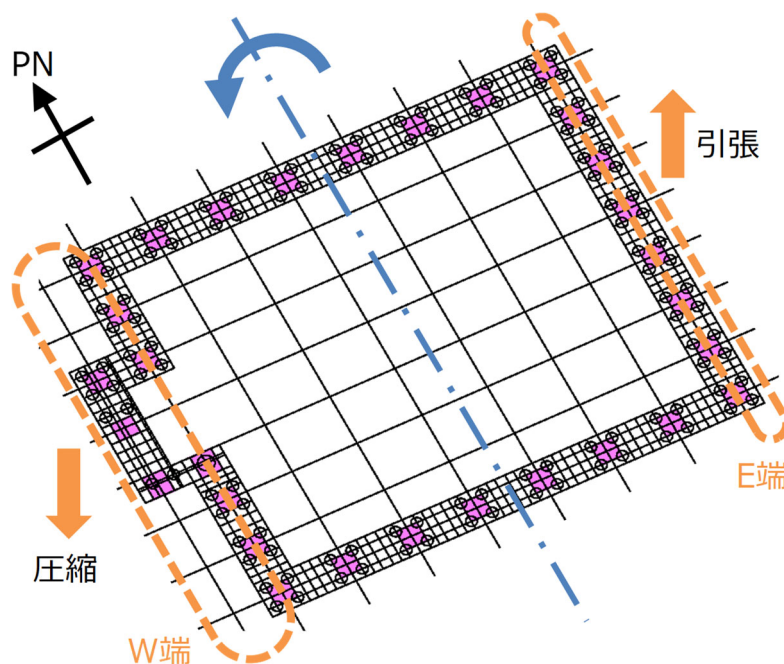
- 杭の設計では、以下の 3 項目に対して評価し、健全性を確認する必要がある。1 項目でも健全性が確認できない場合、杭の支持機能は確保できない。
 - (ア) RC の杭体に生じる応力が、終局強度以下であること。
 - (イ) 杭に生じる圧縮軸力が、地盤の終局鉛直支持力以下であること。
 - (ウ) 杭に生じる引張軸力が、地盤の終局引抜き抵抗力以下であること。

(2) 設計に用いる応力

- 杭の設計におけるデータの流れに着目した模式図を第 3-12 図に示す。
- 杭の設計に用いる軸力は、③基礎 FEM 解析の結果を用いる。
 - (ア) 地震荷重が E→W 方向に作用した場合、鉛直軸力は、W 端(圧縮)及び E 端(引張)で最大となる。

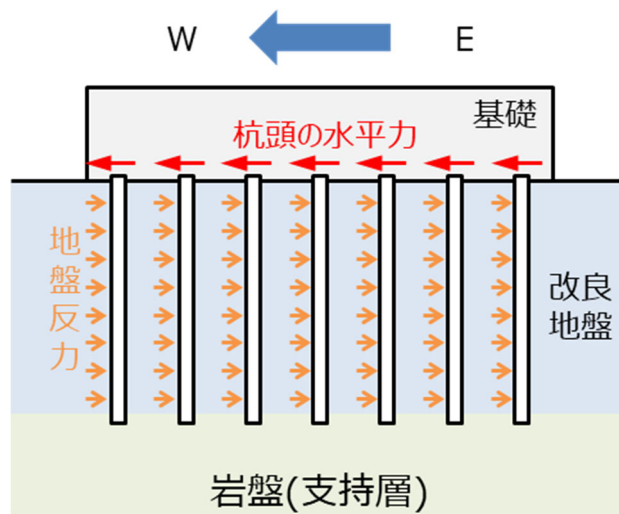
(イ) よって, 杭に生じる軸力は, 杭の平面配置を考慮した基礎 FEM 解析の結果を引用する。

注) 下線は, 第 3-12 図で記載している表現を示す。



第 3-13 図 杭の軸力 (地震荷重: E→W 方向)

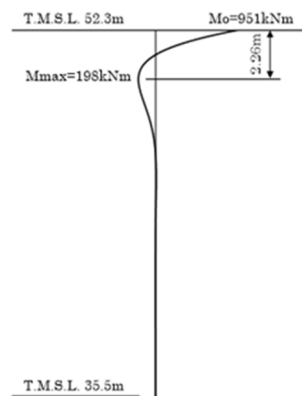
- 杭頭に生じる水平力は, 地震による「上部架構+基礎」の慣性力の全てを, 杭で負担するものとして設計する。
 - (ア) 水平慣性力を杭に配分する際, 基礎の剛性が杭に対して大きいため, 杭頭は同一変形と仮定する。(杭径が同一であれば, 水平力は同じ)
 - (イ) 杭頭の水平力は, 地盤反力の深さ方向の総和に等しいことから杭に生じるせん断力は, 杭頭が最大となる。



第 3-14 図 杭頭の水平力

- 杭に生じる曲げ（上部架構の影響）は、杭頭の水平力を元に④手計算（Chang 式）を用いて計算する。
 (ア) 本施設の杭は、深さ方向に対して同径・同配筋の設計として
 いることから、最大応力が発生する深さ位置（杭頭）で評価
 する。

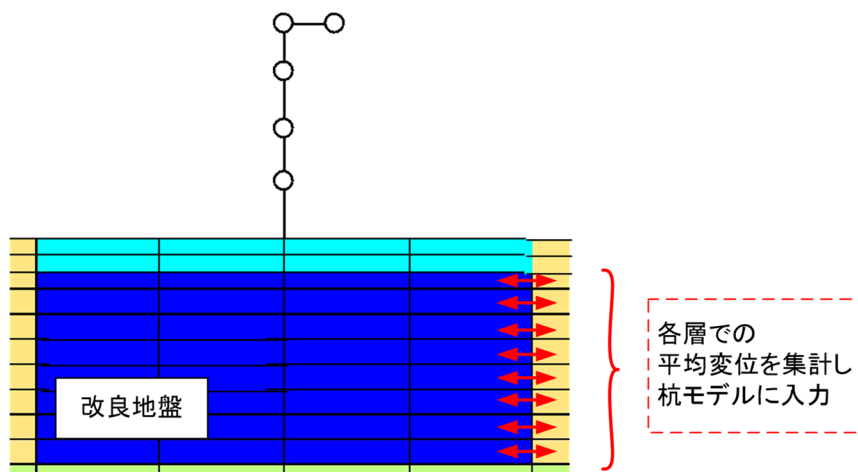
注) 下線は、第 3-12 図で記載している表現を示す。



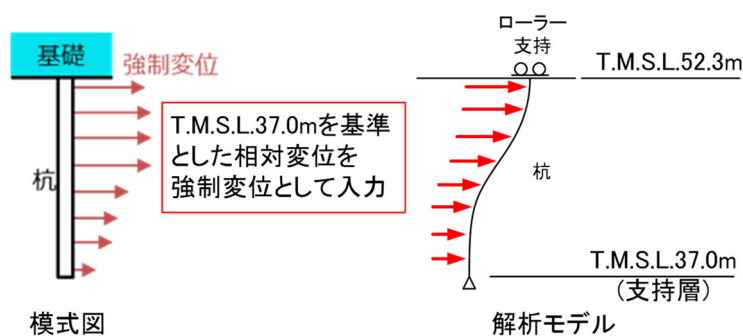
第 3-15 図 Chang 式による曲げモーメント分布の例

- 杭に生じる応力（深さ方向の地盤振動影響）は，全応力/有効応力解析における改良地盤の変形量を元に，杭の剛性に強制変位を与えた⑤杭の静解析の結果（曲げ・せん断）を用いる。
 - （ア） 杭は，改良地盤に追従した変形をすると仮定する。
 - （イ） 杭位置に相当する改良地盤の各層における各節点の変形量を集計し，杭の剛性を模擬したモデルにて静解析を行う。
- 注）下線は，第 3-12 図で記載している表現を示す。

①全応力/有効応力解析



⑤杭の静解析



第 3-16 図 強制変位を与える杭の静解析のイメージ

- 杭の設計で評価する応力をまとめた表を第 3-3 表に示す。

注) 下線は，第 3-12 図で記載している表現を示す。

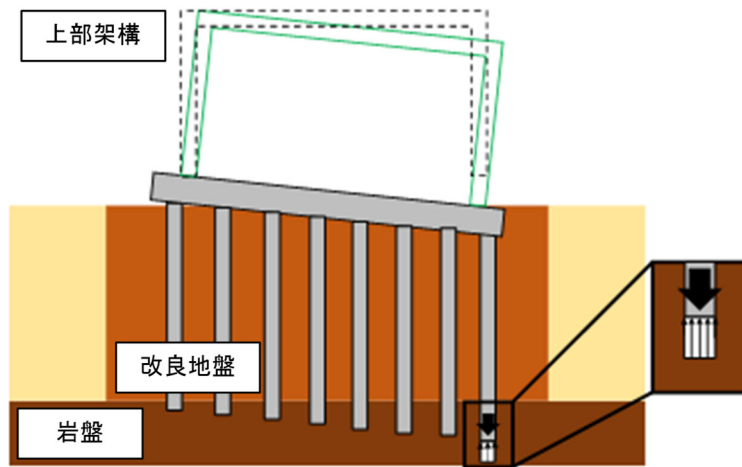
第 3-3 表 杭の設計で評価する応力まとめ

応力種類	評価する応力
軸力	<u>③基礎 FEM 解析結果</u>
曲げ	<u>④手計算 (Chang 式) の計算結果+⑤杭の静解析結果</u>
せん断	<u>③基礎 FEM 解析結果+⑤杭の静解析結果</u>

3.5 地盤(沈下・転倒・滑動)の確認

- 沈下に対する評価は、0章の杭の設計の結果から判断する。杭に発生する鉛直力が、鉛直支持力(杭先端の極限支持力+周辺摩擦抵抗)以下であれば、沈下は生じない。

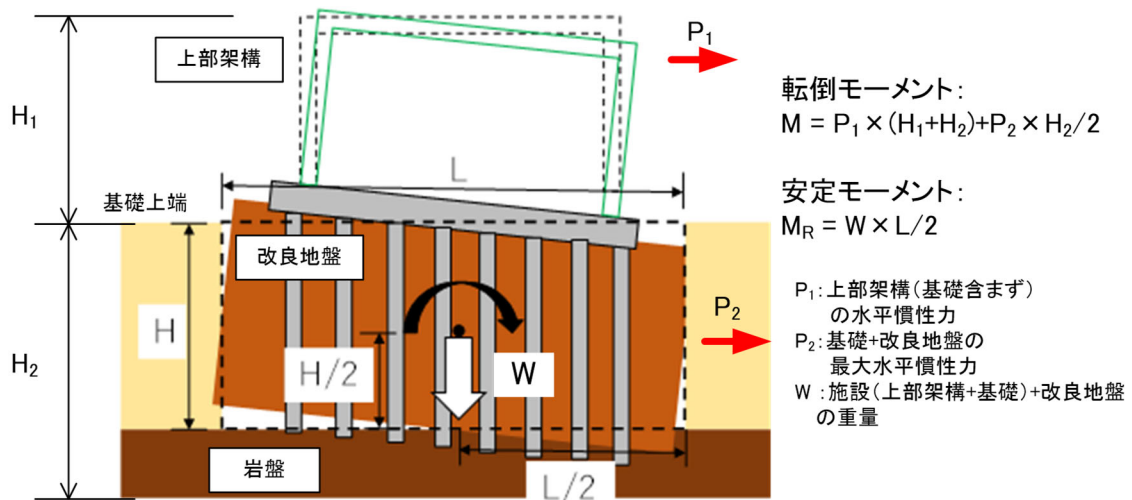
杭に発生する鉛直力 < 杭先端の極限支持力 + 杭の周辺摩擦抵抗



第3-17図 杭基礎の沈下イメージ

- 転倒に対する検討は、①全応力/有効応力解析の結果を元に評価する。
 - (ア) 杭を取り囲む改良地盤が転倒挙動しないことを確認する。
 - (イ) 改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向で引張が生じない場合、転倒しないと判断する。
 - (ウ) 境界面で鉛直力で引張が生じる場合、転倒モーメントを計算し、安定モーメント以下であることを確認する。

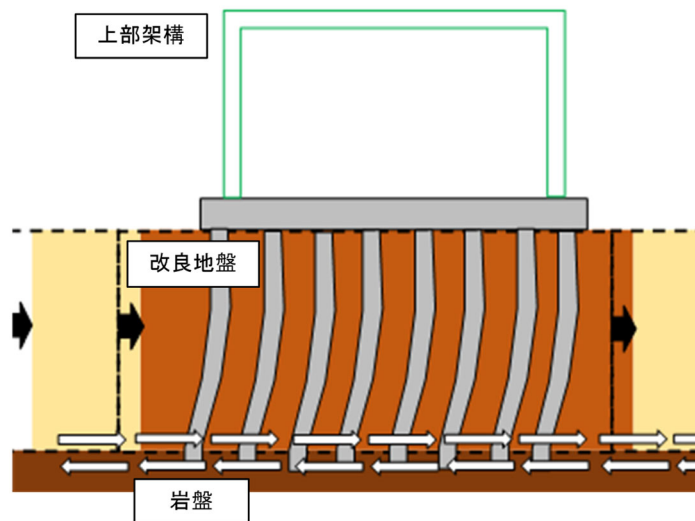
転倒モーメント < 安定モーメント



第 3-18 図 杭基礎の転倒イメージ

- 滑動に対する検討は、①全応力/有効応力解析の結果を元に評価する。改良地盤と岩盤の境界面で生じるせん断力が、改良地盤のせん断抵抗力以下であることを確認する。

境界面で生じる水平力 < 改良地盤のせん断抵抗力+杭のせん断抵抗力



第 3-19 図 杭基礎の滑動イメージ

注) 下線は、第 3-12 図で記載している表現を示す。

別添 3

三次元フレームモデルを用いた質点系モデルの 妥当性検証について

作成中

別添 4

防護板及び防護ネットに作用する荷重について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値等修正予定

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	8

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。

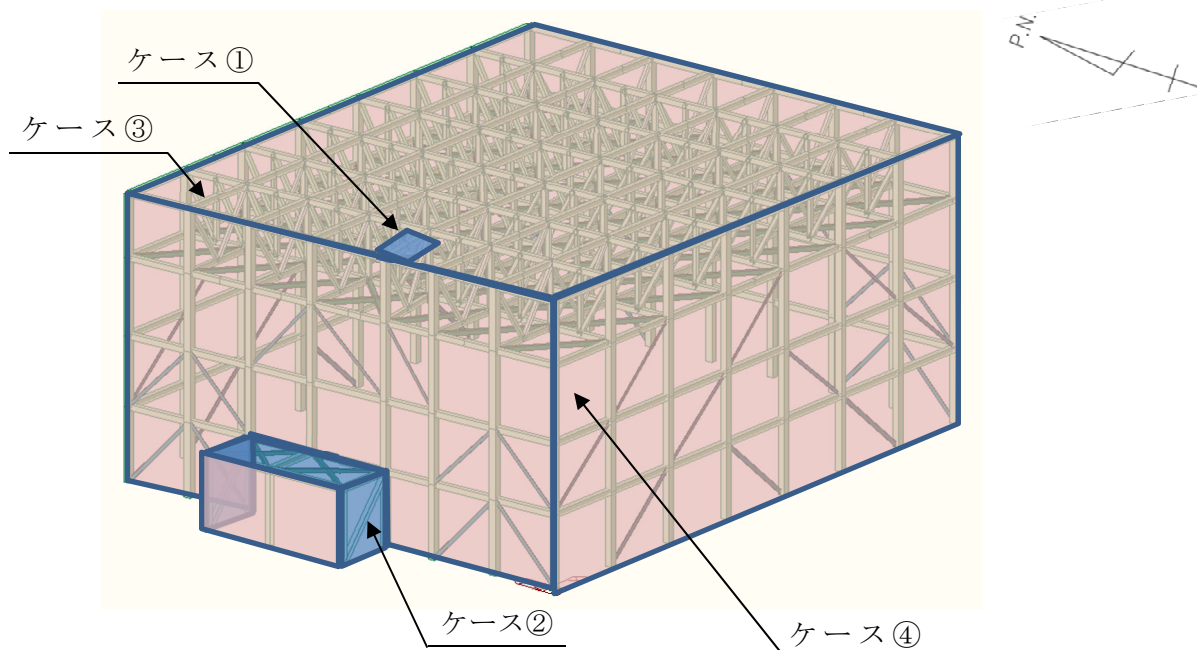
本資料は， S_s 地震時に作用する荷重と飛来物衝突時に作用する荷重の比較結果を示し，荷重の包絡性について説明する。

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（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、各ケースの荷重作用図を第3-1図～第3-4図示す。Ss地震時と飛来物衝突時では、作用する荷重方向が異なるが、Ss地震時に最大荷重が作用する方向については、飛来物衝突時に作用する荷重に包絡されている。また、Ss地震時のみ荷重が作用する方向については、荷重レベルが最大荷重に比べて小さく、耐震性への影響は軽微と考えられる。影響確認として、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、取付ボルト及び押さえボルト）に生じる荷重を算出し、許容荷重と比較した結果を第3-2表に示す。第3-2表より、Ss地震時に生じる取付ボルト及び押さえボルトの荷重はボルトの許容荷重と比べて十分小さく、耐震性への影響は軽微であることを確認した。従って、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。

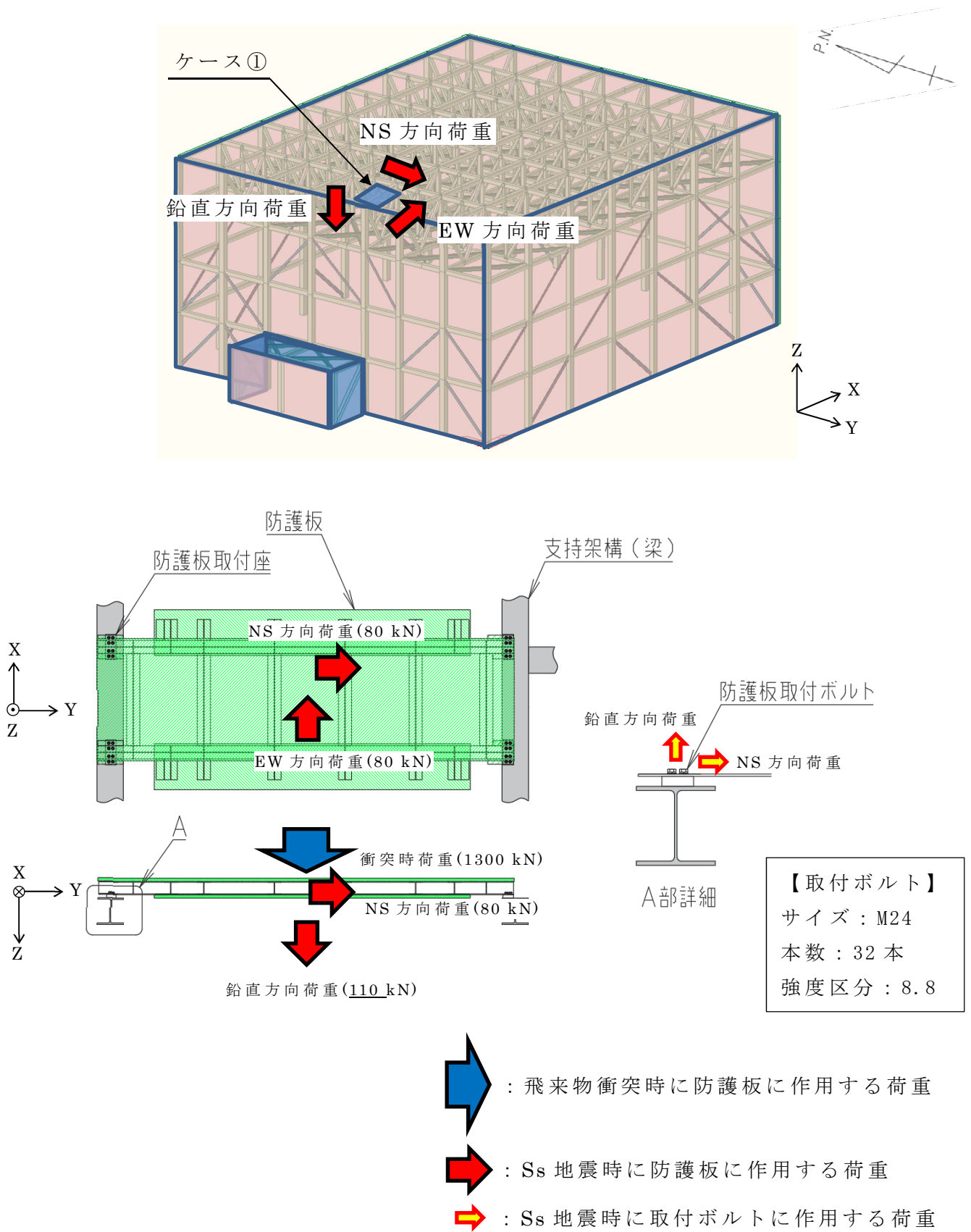
第3-1表 防護板及び防護ネットに作用する荷重の比較結果

	荷重方向	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	水平(NS)	Ss地震荷重 80 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	水平(EW)	Ss地震荷重 80 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	鉛直	固定荷重 + Ss地震荷重 + 積雪荷重 110 kN	固定荷重 + 衝突荷重 + 積雪荷重 1300 kN
ケース②	水平(NS)	Ss地震荷重 + 風荷重 140 kN ^(注3)	衝突荷重 + 風荷重 1800 kN
	水平(EW)	Ss地震荷重 + 風荷重 140 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	鉛直	固定荷重 + Ss地震荷重 50 kN	－ (作用しない)
ケース③	水平(NS)	Ss地震荷重 30 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	水平(EW)	Ss地震荷重 30 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	鉛直	固定荷重 + Ss地震荷重 + 風荷重 ^(注1) + 積雪荷重 170 kN	固定荷重 + 衝突荷重 + 風荷重 ^(注1) + 積雪荷重 230 kN
ケース④	水平(NS)	Ss地震荷重 + 風荷重 130 kN ^(注3)	固定荷重 ^(注2) + 衝突荷重 + 風荷重 418 kN
	水平(EW)	Ss地震荷重 + 風荷重 130 kN ^(注3)	－ (作用しない)
	鉛直	固定荷重 + Ss地震荷重 30 kN	－ (作用しない)

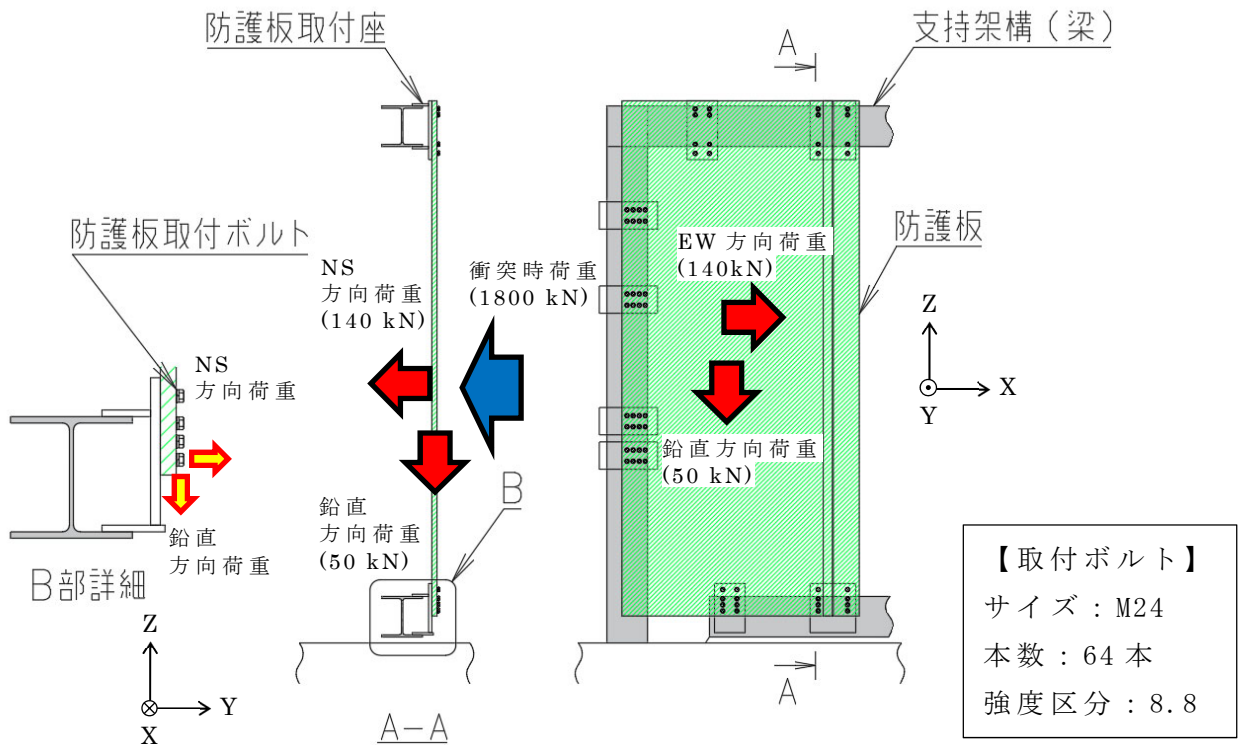
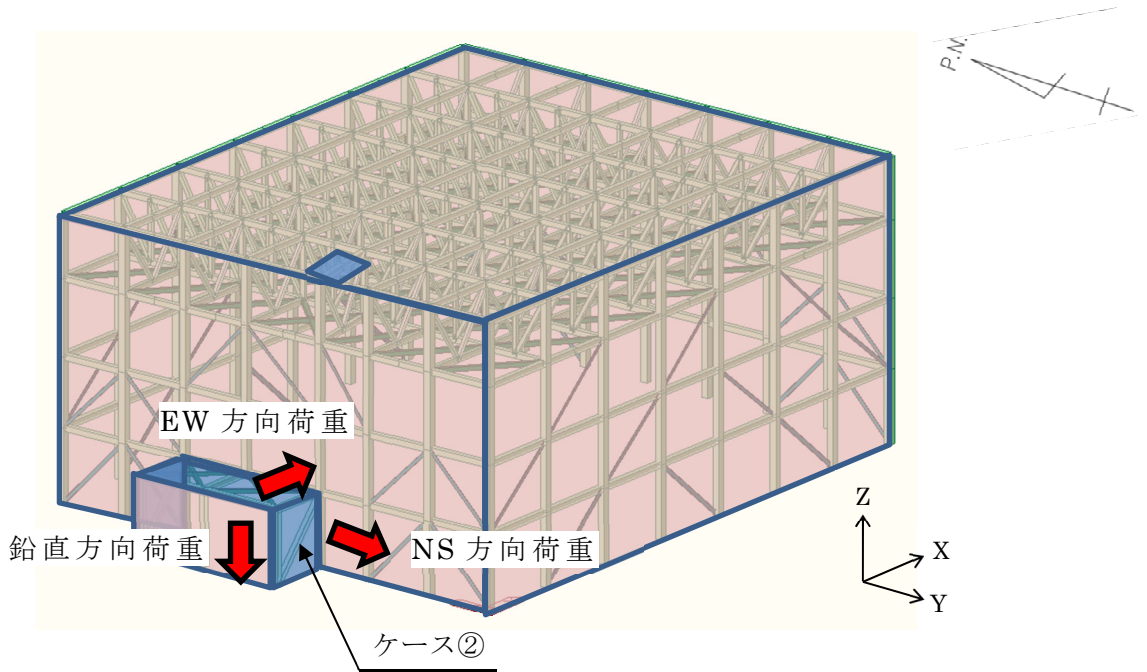
注1：屋根の防護ネットの強度評価において、保守的に風荷重も考慮していることから、それに合わせて評価する。

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。

注3：NS方向荷重とEW方向荷重の包絡値を示す。

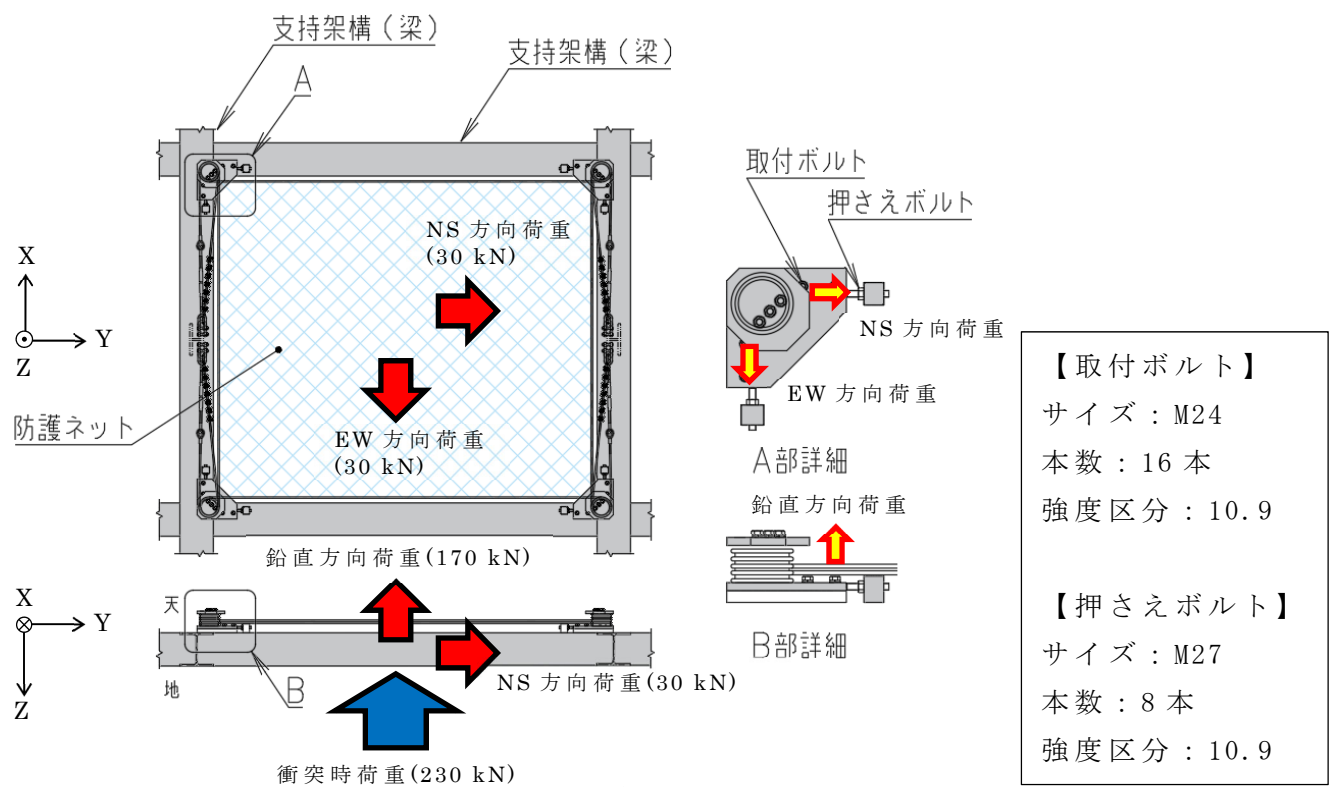
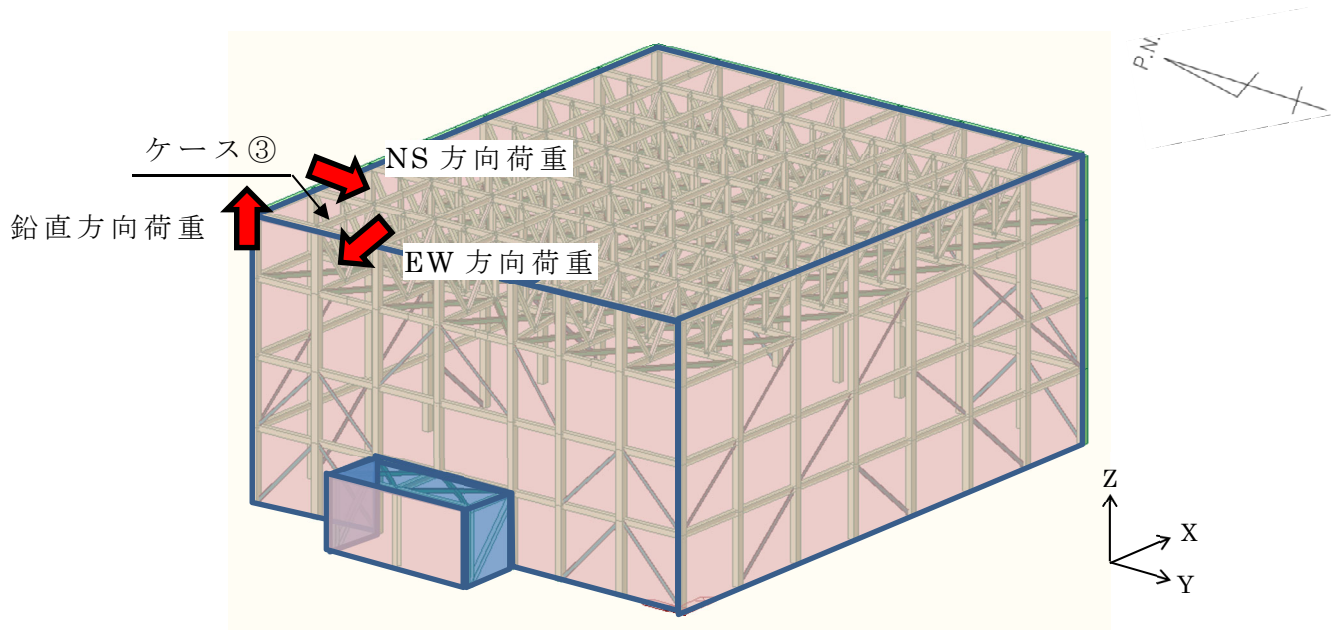





第 3 - 1 図 ケース①の荷重作用図



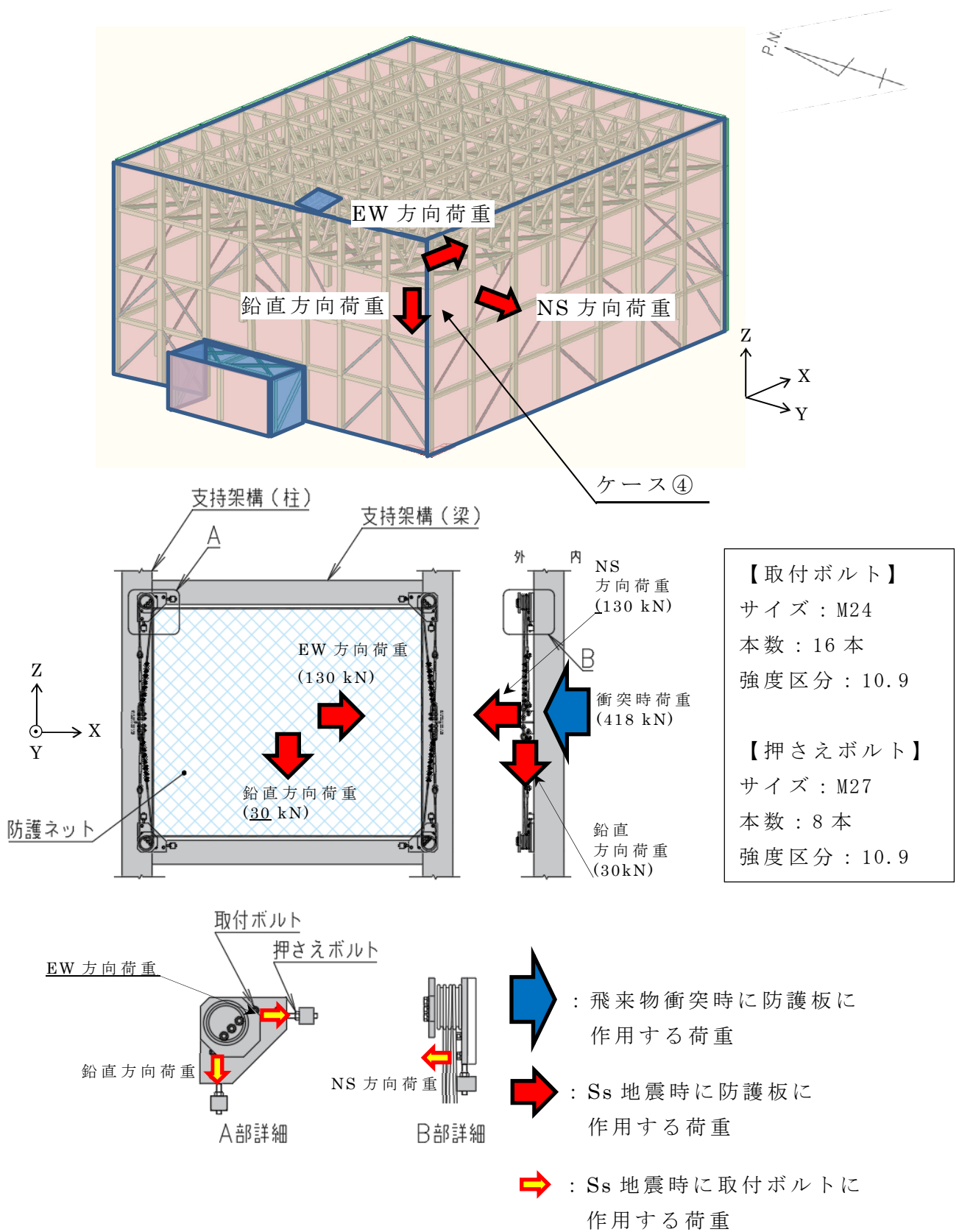
- : 飛来物衝突時に防護板に作用する荷重
- : Ss 地震時に防護板に作用する荷重
- : Ss 地震時に取付ボルトに作用する荷重

第 3-2 図 ケース②の荷重作用図



-  : 飛来物衝突時に防護板に作用する荷重
-  : Ss地震時に防護板に作用する荷重
-  : Ss地震時に取付ボルトに作用する荷重

第3-3図 ケース③の荷重作用図



第3-4図 ケース④の荷重作用図

第3-2表 取付ボルト及び押さえボルトに作用する荷重の比較結果

	荷重方向	ボルト種類	荷重	Ss地震時 ^(注)	許容荷重
ケース①	水平(NS)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	4 kN	205 kN
ケース②	水平(NS)	取付ボルト	引張	3 kN	205 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	せん断	1 kN	118 kN
ケース③	水平(NS)	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	11 kN	256 kN
ケース④	水平(NS)	取付ボルト	引張	9 kN	256 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	17 kN	334 kN
	鉛直	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN

注：ボルト1本あたりに作用する荷重

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地震時と飛来物衝突時では、作用する荷重方向が異なるが、Ss地震時に最大荷重が作用する方向については、飛来物衝突時に作用する荷重に包絡されている。また、Ss地震時のみ荷重が作用する方向については、荷重レベルが最大荷重に比べて小さく、取付ボルト及び押さえボルトに生じる荷重は許容荷重を十分に下回ることから、耐震性への影響が軽微であることを確認した。

従って、防護板及び防護ネットは Ss 地震時の最大荷重を上回る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5

座屈拘束ブレースの構造評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

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. 考察及びまとめ	8

1. 概要

飛来物防護ネットは地震荷重低減のために座屈拘束ブレースを採用している。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。

本資料は、基準地震動 S_s に対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。

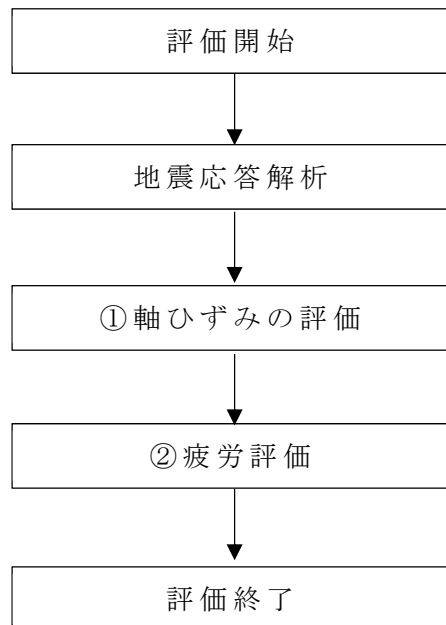
2. 構造評価フロー

座屈拘束ブレースは、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。具体的には以下のとおりである。

- 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 (mm ²)	板厚 (mm)	塑性化 部幅 (mm)	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 ^{a)}	①									
	②									

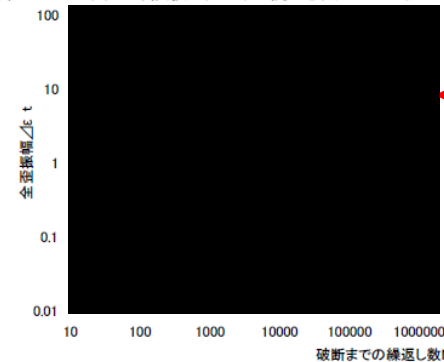


図1 試験結果と疲労性能曲線

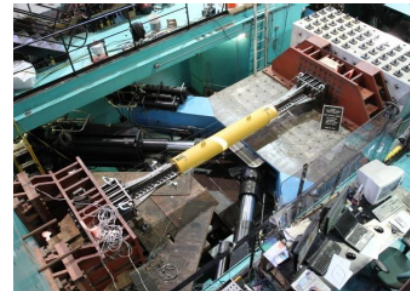


写真1



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¹⁾²⁾: [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:座屈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)川村他: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, ふらむ Vol.17(2012)No.9: (一)日本鉄鋼協会, pp.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。

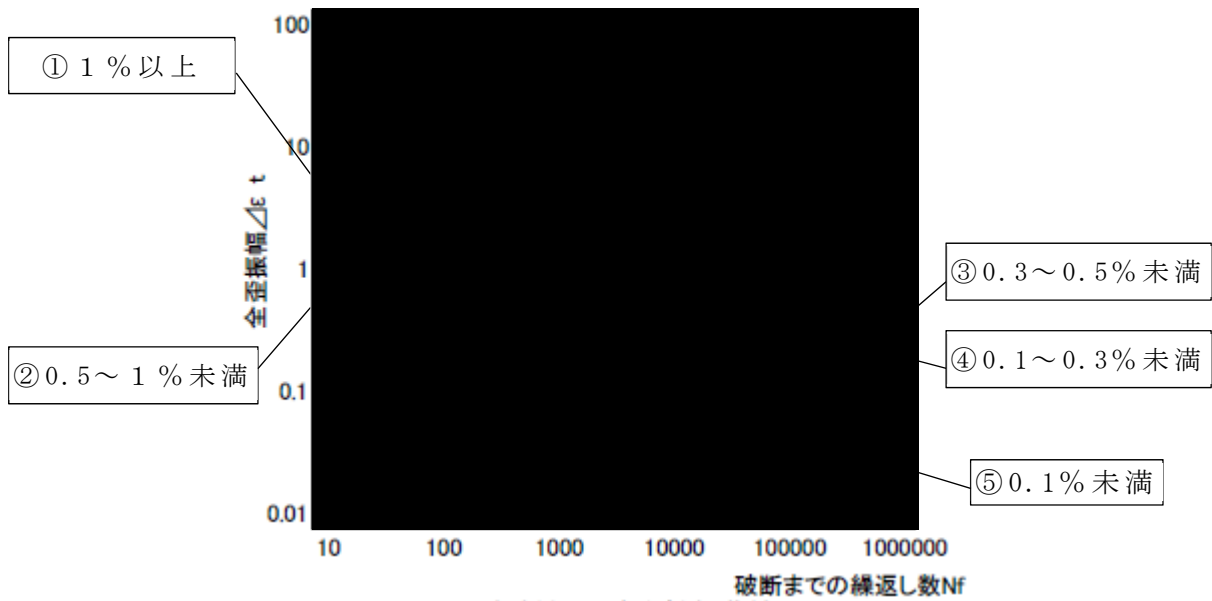
3.2 疲労評価

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。

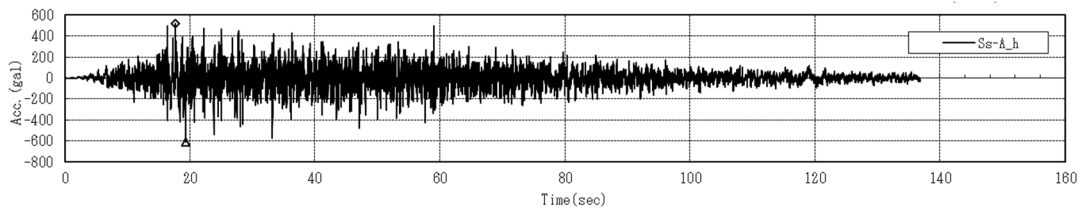


第 3 - 1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

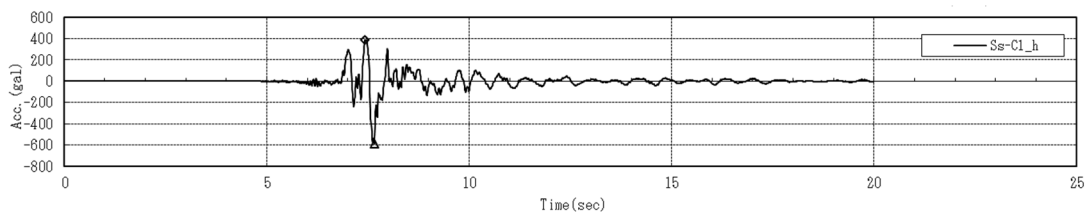
4. 構造評価

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1.6%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0.192であり，1.0を下回ることから，疲労による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。

第4-1表 疲労評価結果 地震波 S_s-A(H)

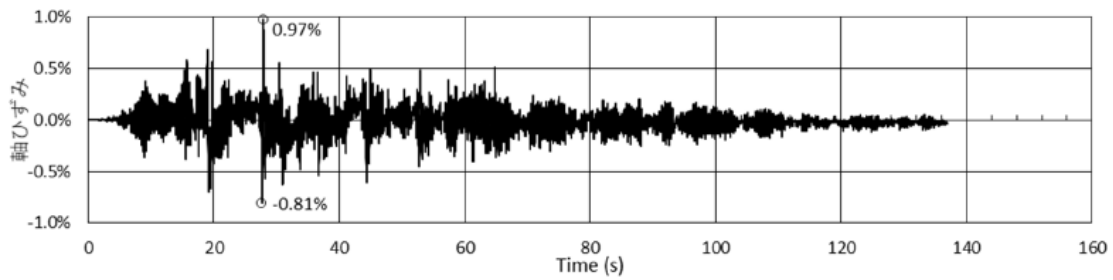
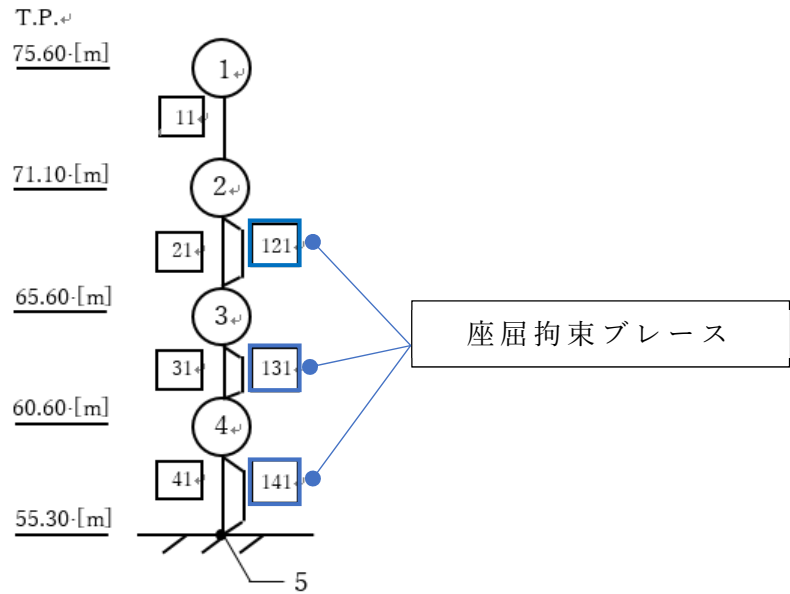
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-1.8%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N : 5537 回		許容繰返し回数 N : 1952 回		許容繰返し回数 N : 474 回		許容繰返し回数 N : 142 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
146	0.0264	88	0.0451	47	0.0992	3	0.0211	0.192

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

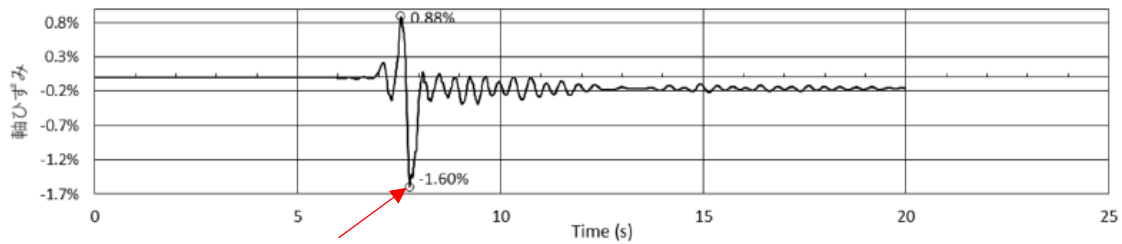
第4-2表 疲労評価結果 地震波 S_s-C1(H)

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%-2.5%)		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 : 73 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	
10	0.0018	4	0.0020	1	0.0021	1	0.0137	0.020

(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 Ss-A (H), NS 方向, 要素 No. 121)



最大の軸ひずみ

地震波 Ss-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時刻歴の結果

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 1.6%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 S_s 地震が発生しても破断するおそれはなく，残留ひずみも 0.2%程度であり，疲労係数についても基準地震動 S_s 1 回分以上の余裕があることから，座屈拘束ブレースは地震発生前と同等の変形追従及びエネルギー吸収性能を維持することができる。

別添 6

相対変位評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

目 次

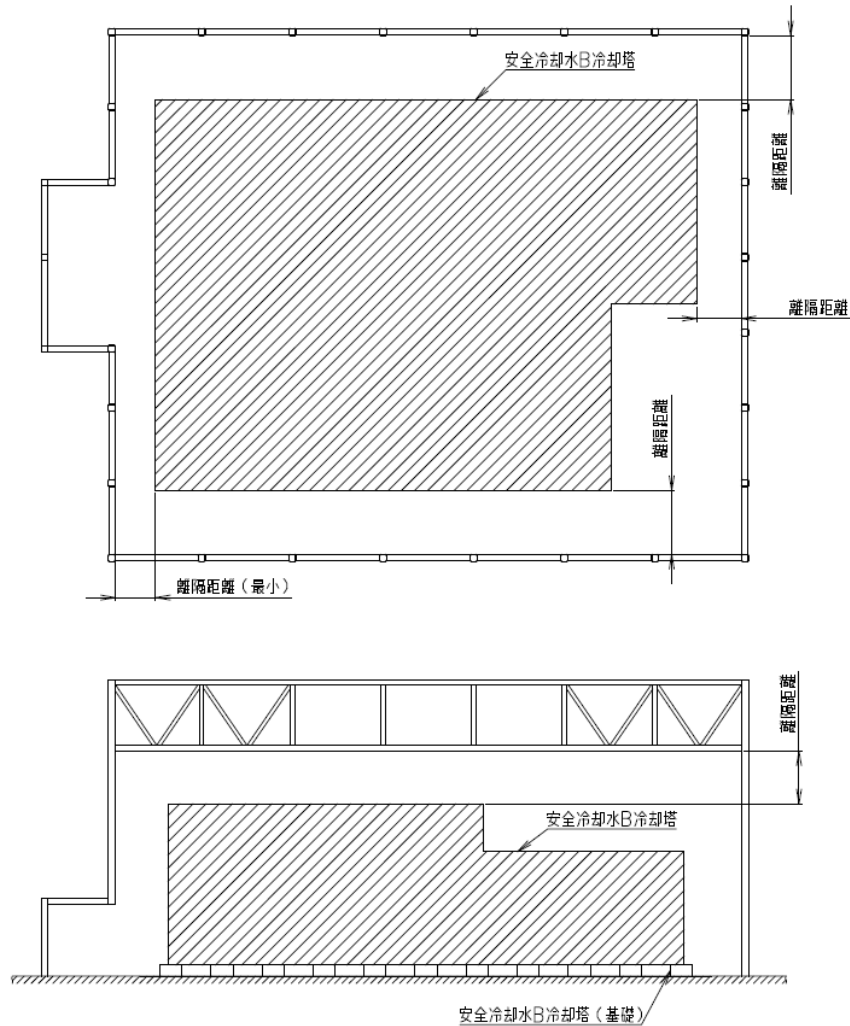
1. 概要	1
2. 評価方法	1
3. 評価結果	2
4. 考察及びまとめ	2

1. 概要

飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔（以下、「冷却塔本体」という。）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冷却塔本体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 による相対変位と冷却塔本体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冷却塔本体に波及的影響を与えないことを説明する。

2. 評価方法



第 2 - 1 図 離隔距離イメージ図

3. 評価結果

評価結果を第3-1表に示す。

第3-1表 比較結果

地震動	相対変位 ^{注1, 注2, 注3}	最小離隔距離
直下地盤物性	mm	mm

注1 :

注2 :

注3 :

4. 考察及びまとめ

3.に示した相対変位と最小離隔距離の比較結果より、基準地震動 S_s による飛来物防護ネットと冷却塔本体との相対変位が、最小離隔距離を下回ることを確認した。

従って、飛来物防護ネットが冷却塔本体に対して、基準地震動 S_s による波及的影響を与えないことを確認した。

別添 7

耐震計算（全応力解析、有効応力解析）について

作成中

別添 8

耐震計算（上部構造、基礎梁、杭、その他）について

作成中