

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 <u>R6</u>
提出年月日	令和3年 <u>10</u> 月 <u>6</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1：文書中の下線部はR4からR5への変更箇所を示す。

注記2：文書中の二重下線部はR5からR6への変更箇所を示す。

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_w : 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。

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

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 _s	D + 0.35L _s + S _s + 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_s : 積雪荷重
- S_s : 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	10/6	4	
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	10/6	6	
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	18
2.3 改良地盤物性値の設定	20
2.3.1 調査概要	20
2.3.2 調査結果	21
2.3.3 地震応答解析上の扱い	24
2.4 地震応答解析モデル	25
2.4.1 三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件	25
2.4.2 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果	27
2.4.3 質点系モデルの適用性確認	41
2.4.4 水平応答解析	42
2.4.5 鉛直応答解析	45
2.5 ばらつきケースの設定	47
3. 飛来物防護ネットの上部構造の耐震評価	48
3.1 評価対象部位の選定	48
3.2 評価方法	50
3.3 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定	52
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	52
3.3.2 荷重の組合せ	54
3.4 地震荷重の算定	56
3.4.1 水平地震荷重	56
3.4.2 鉛直地震荷重	56
3.4.3 地震荷重の組合せ	57
3.5 許容限界の設定	58
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	58
3.5.2 座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界	58
3.5.3 冷却塔との相対変位評価における許容限界	59
3.6 評価結果	59
3.7 地震発生後の架構の維持管理について	60

4.	飛来物防護ネットの基礎の耐震評価	61
4.1	基本方針	61
4.1.1	構造概要	61
4.2	構造評価の考え方	67
4.2.1	方針	67
4.2.2	上部架構から基礎への軸力の伝達	68
4.2.3	上部架構から基礎への水平力の伝達	70
4.2.4	基礎から杭への応力伝達	71
4.2.5	杭から地盤への応力伝達	74
4.2.6	基礎の評価	74
4.3	工事写真	75
4.4	構造評価	76
4.4.1	基礎及び杭の評価方法	76
4.4.2	評価結果	93
4.4.3	まとめ	117
5.	適用規格・基準等	118

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

参考 飛来物防護ネットの基礎の設計

1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

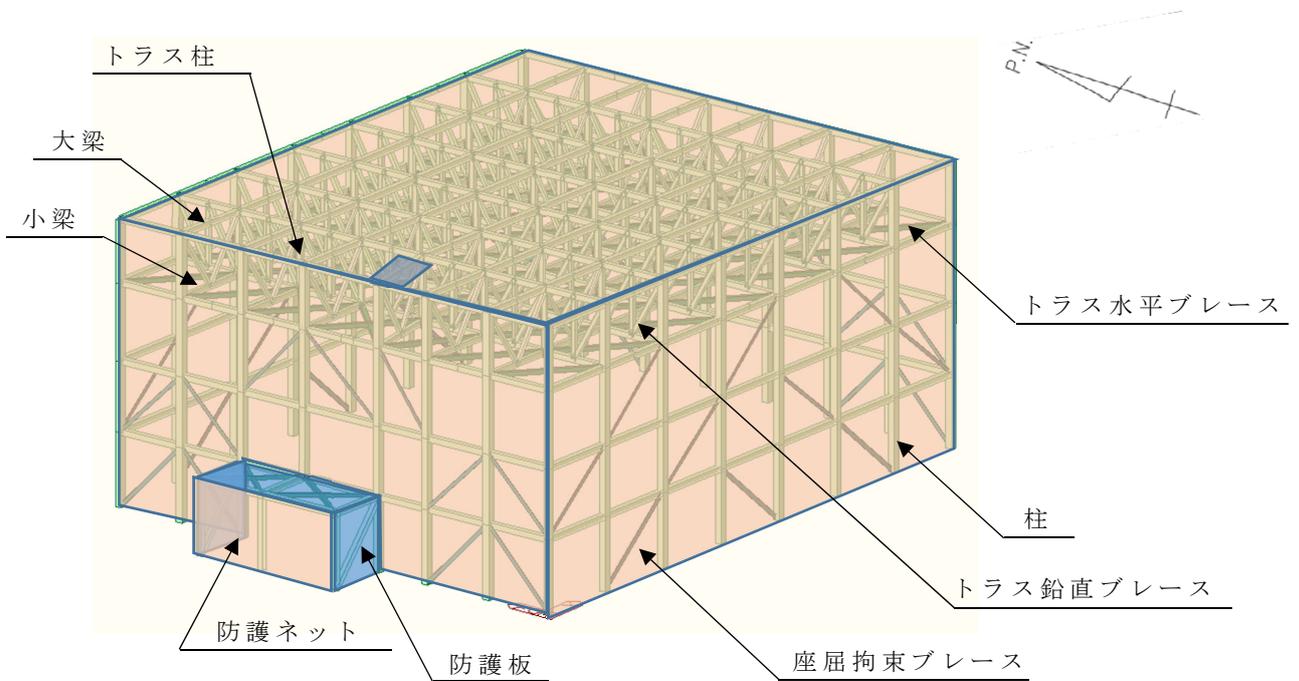
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」

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。

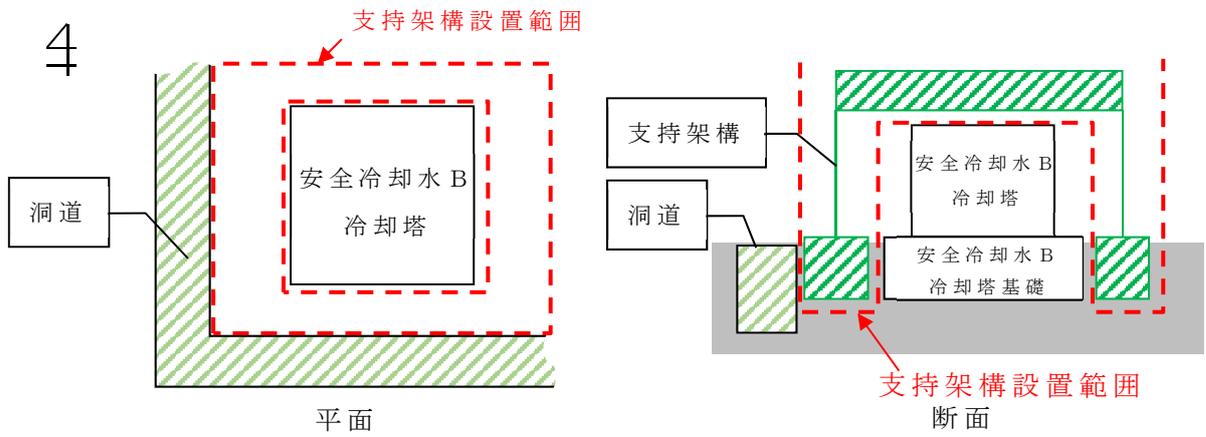
飛来物防護ネットの支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、転倒モーメントによる水平荷重の低減対策として1.1.3にて構造概要を示す座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特性を持つ制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

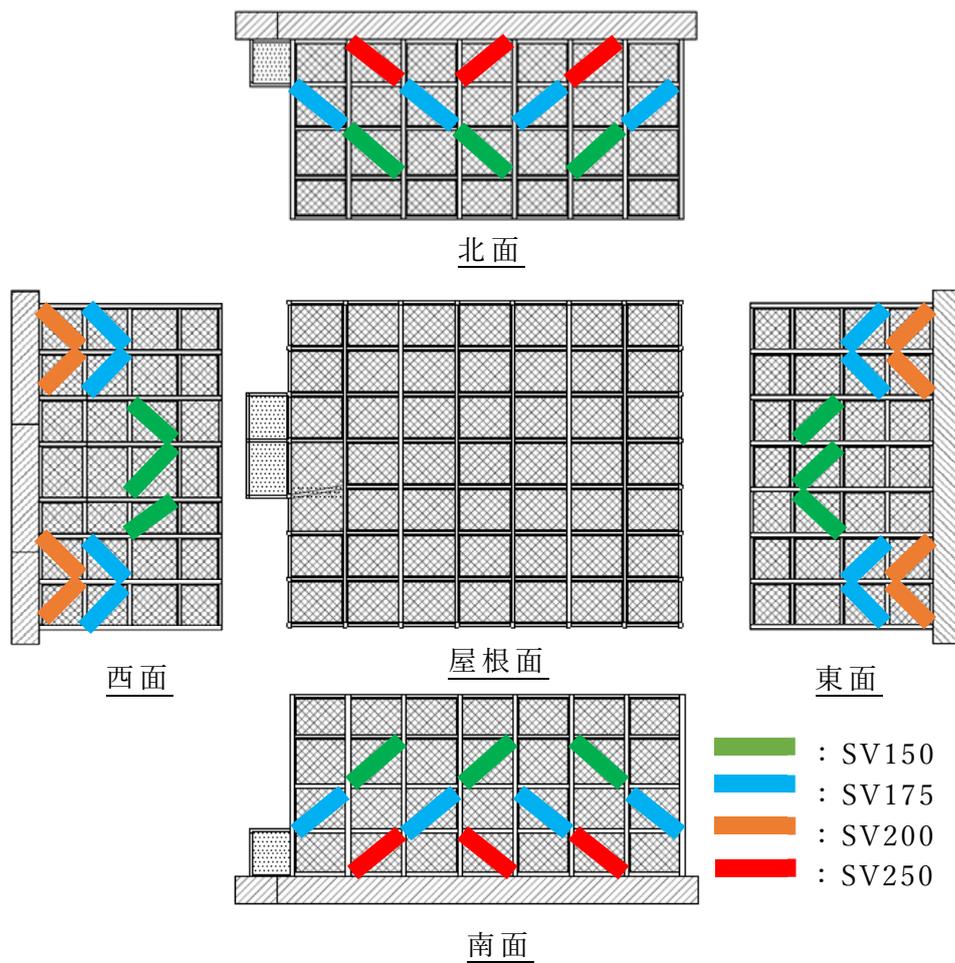
支持架構に座屈拘束ブレースを組み込むにあたり、以下に示す方針に基づき検討を実施した。具体的な配置を第1-3図に示す。

- ・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。

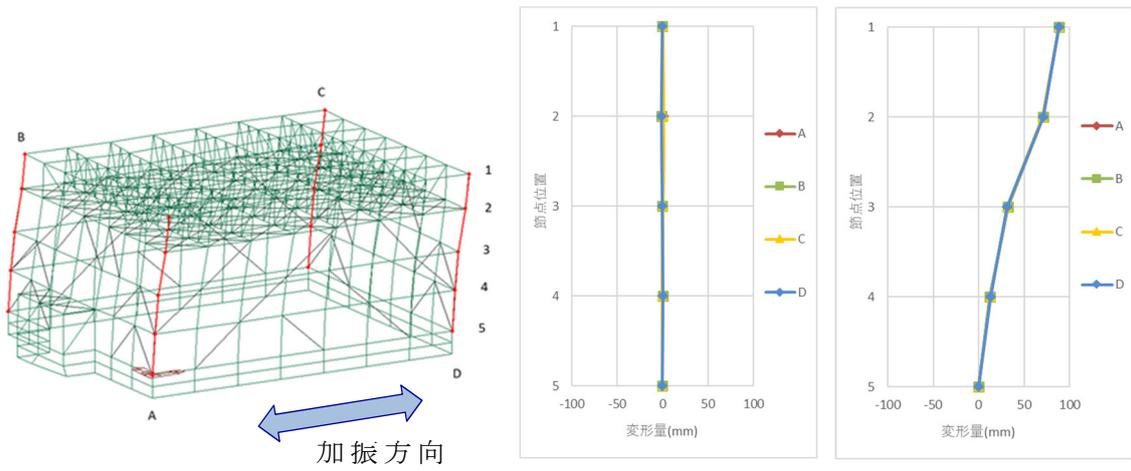
上記配置に対し、第1-4図に示すとおり、支持架構の三次元フレームモデルに静的地震力を与え、ねじれ変形がないこと、四隅の柱の水平変形が一樣であり全体が一体化していること及び、各階層間において変形状態が一樣であることを確認している。また、座屈拘束ブレースの採用前後を比較し、転倒モーメントが約4割低減できたことを確認している。



第 1 - 2 図 飛来物防護ネットの支持架構の配置制約



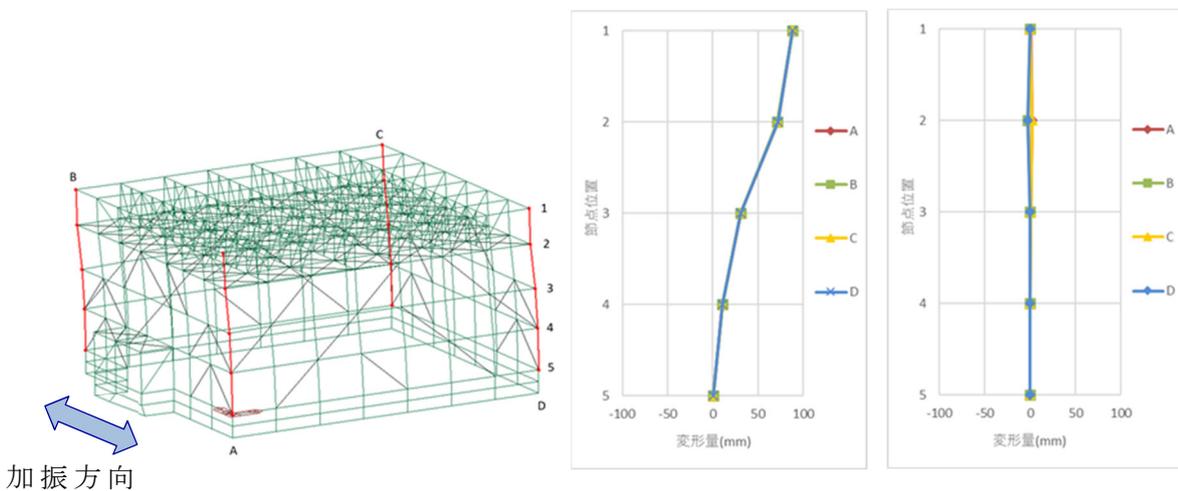
第 1 - 3 図 座屈拘束ブレースの設置状況



(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。

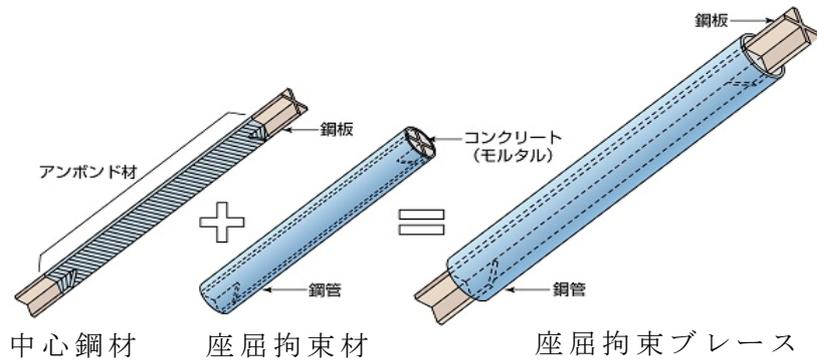
以上より、今回設置の座屈拘束ブレースは認定条件を満足している。

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。

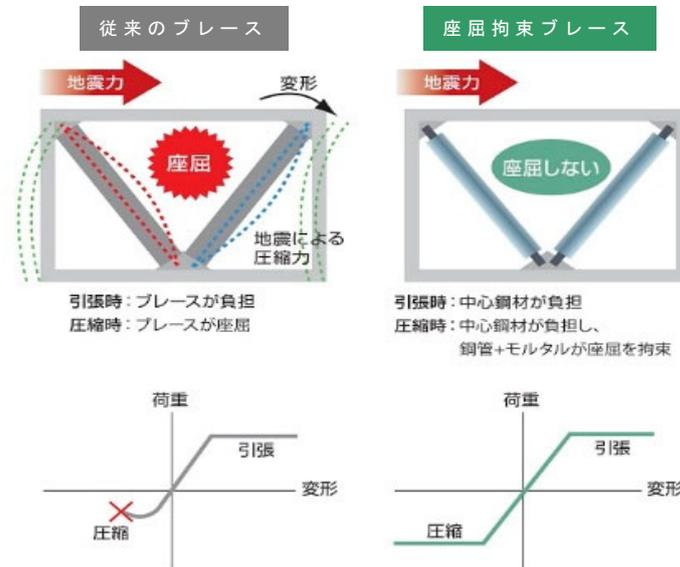
座屈拘束ブレースは、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss地震動相当の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化し、変形に伴って効果的にエネルギーを消散する設計としている。

第1-1表 座屈拘束ブレースの仕様

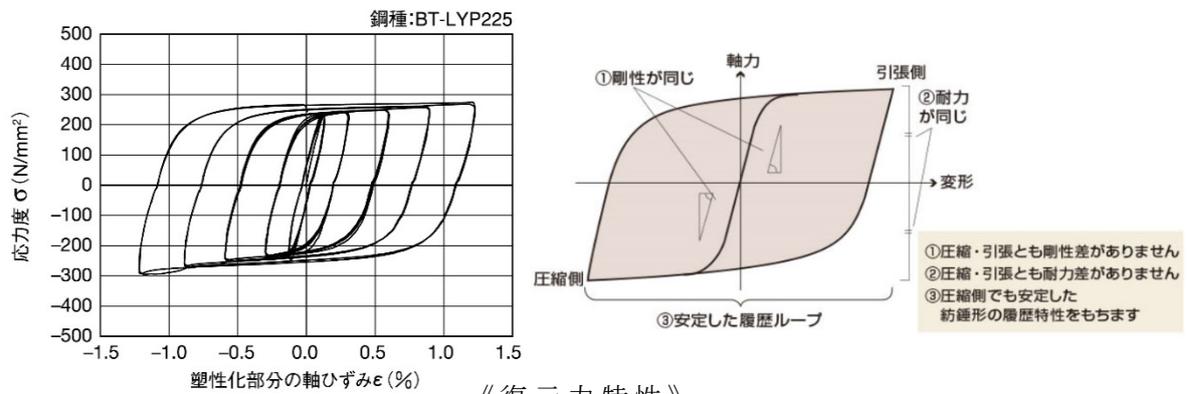
種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ-300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ-318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ-355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ-355.6×7.9	21N/mm ²



第 1-5 図 座屈拘束ブレースの構成

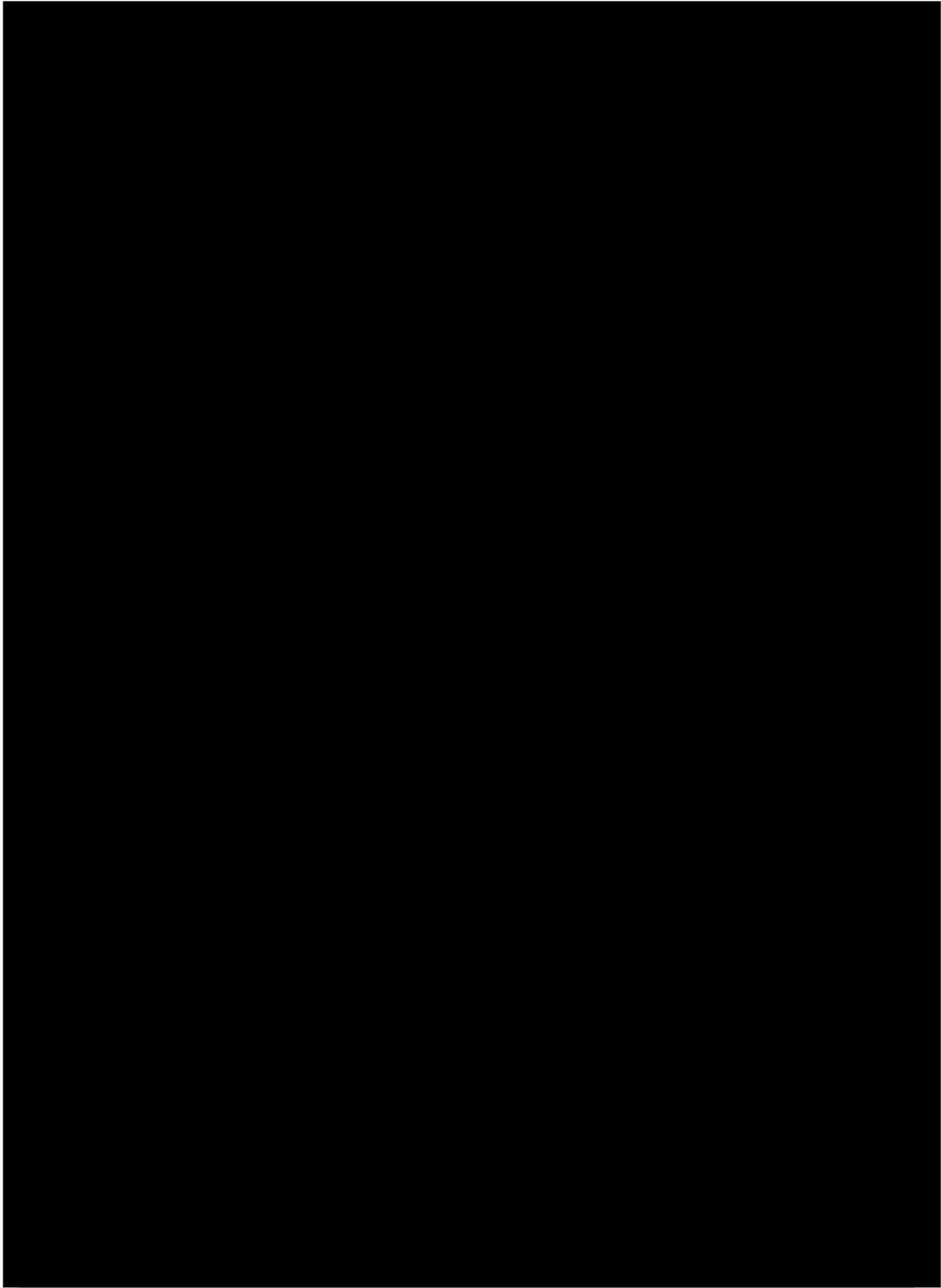


《従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ》



《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。

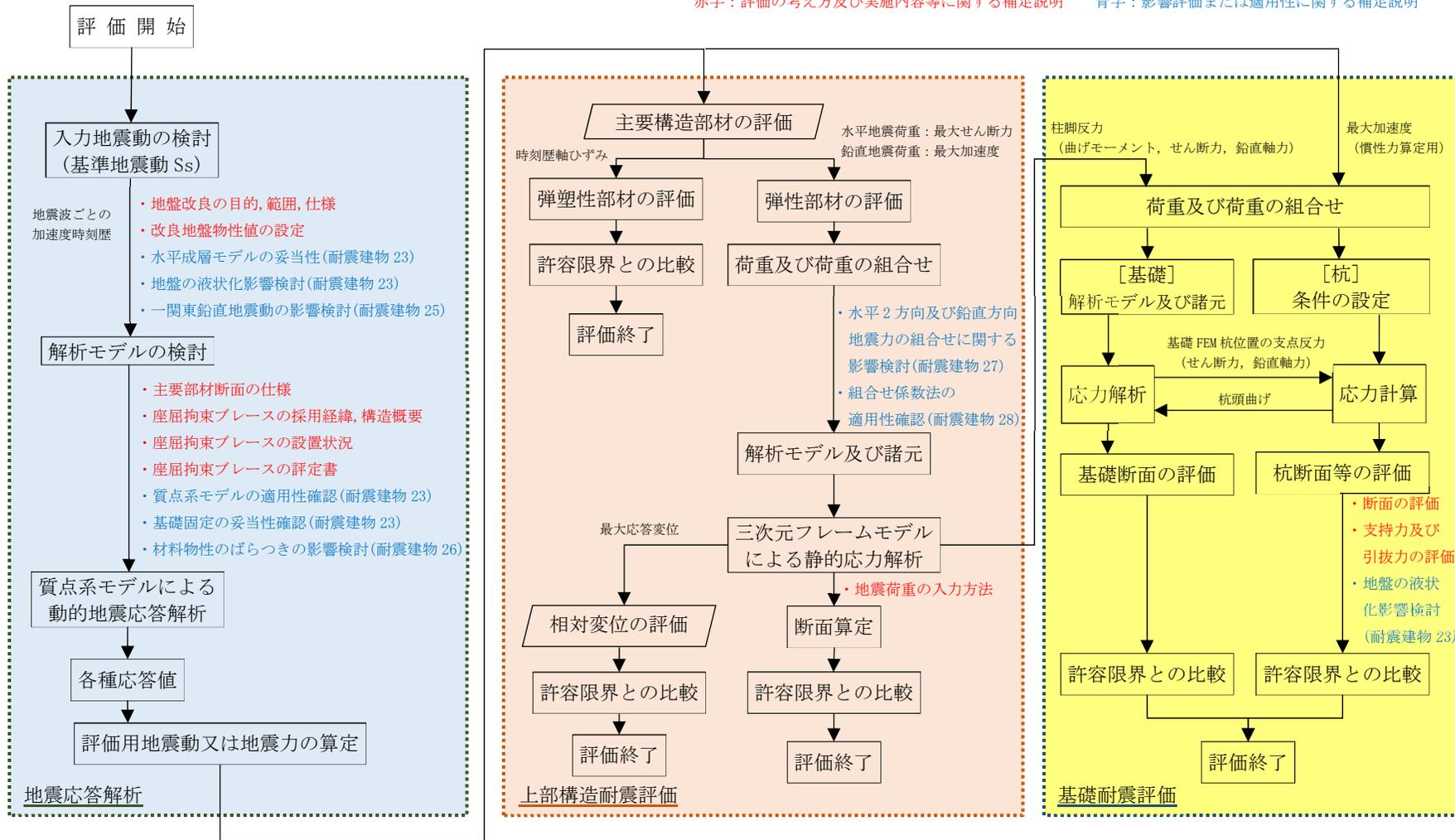
（1）損傷、転倒及び落下による影響

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. 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、一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)の地盤物性値をの基本ケースを第2-1表に、 $+1\sigma$ を第2-2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」安全冷却水B冷却塔に適用する地盤モデル及び「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地盤モデル及び算定手法の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 (基本ケース)

標 高 T. M. S. L [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	S 波 速度 V_{s0} [m/s]	P 波 速度 V_{p0} [m/s]	剛性 低下率 G/G_0 - γ	減衰 定数 $h-\gamma$
52.3	* 1	* 1	* 1	* 1	
37.0	18.34	680	1,910	* 2	
36.63	18.34	680	1,910	* 3	
9.02	18.14	940	2,040	* 3	
-25.57					
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	790	1,880	* 4	
	16.87	790	1,880	-	

- * 1 : 支持地盤相当の岩盤に支持されているとみなし, 改良地盤直下の支持地盤の物性値を設定する。
- * 2 : 第 2-1 図に示す, 粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 3 : 第 2-2 図に示す, 細粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 4 : 第 2-3 図に示す, 泥岩 (下層部) のひずみ依存特性を設定する。

第 2-2 表 地盤物性値 (+1σ)

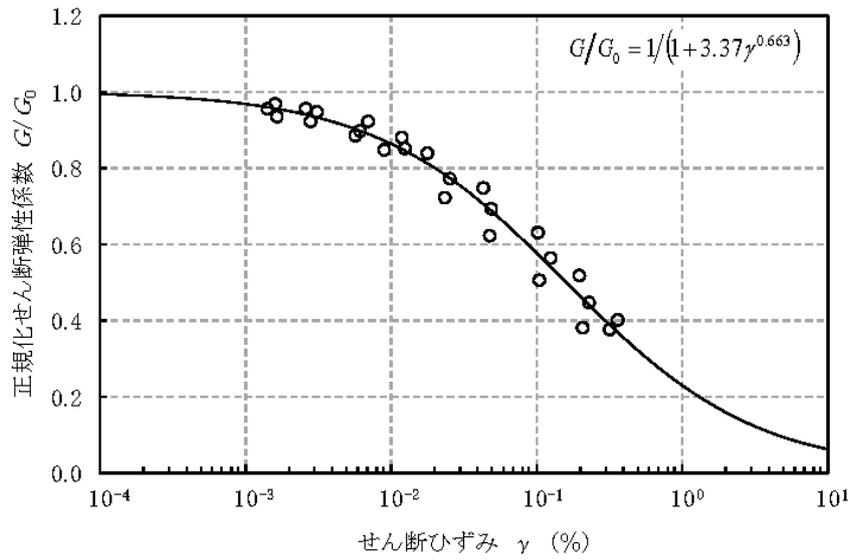
標 高 T.M.S.L [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	S 波 速度 V_{s0} [m/s]	P 波 速度 V_{p0} [m/s]	剛性 低下率 G/G_0 - γ	減衰 定数 $h-\gamma$
52.3	* 1	* 1	* 1	* 1	
37.0	18.34	760	2,060	* 2	
36.63	18.34	760	2,060	* 3	
9.02	18.14	1,010	2,100	* 3	
-25.57					
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	850	1,940	* 4	
	16.87	850	1,940	-	

- * 1 : 支持地盤相当の岩盤に支持されているとみなし、改良地盤直下の支持地盤の物性値を設定する。
- * 2 : 第 2-1 図に示す、粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 3 : 第 2-2 図に示す、細粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 4 : 第 2-3 図に示す、泥岩（下層部）のひずみ依存特性を設定する。

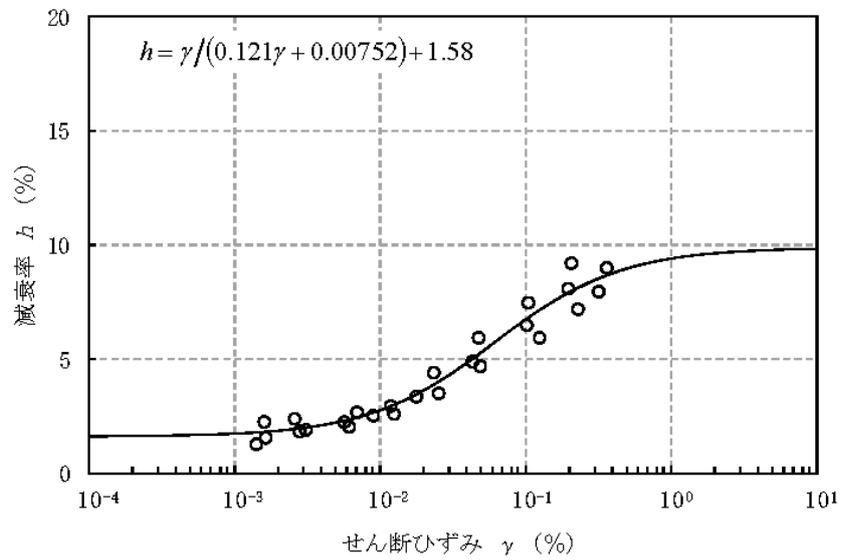
第 2-3 表 地盤物性値 (-1σ)

標 高 T.M.S.L [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	S 波 速度 V_{s0} [m/s]	P 波 速度 V_{p0} [m/s]	剛性 低下率 G/G_0 - γ	減衰 定数 $h-\gamma$
52.3	* 1	* 1	* 1	* 1	
37.0	18.34	600	1,760	* 2	
36.63	18.34	600	1,760	* 3	
9.02	18.14	870	1,980	* 3	
-25.57					
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	730	1,820	* 4	
	16.87	730	1,820	-	

- * 1 : 支持地盤相当の岩盤に支持されているとみなし、改良地盤直下の支持地盤の物性値を設定する。
- * 2 : 第 2-1 図に示す、粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 3 : 第 2-2 図に示す、細粒砂岩のひずみ依存特性を設定する。
- * 4 : 第 2-3 図に示す、泥岩（下層部）のひずみ依存特性を設定する。

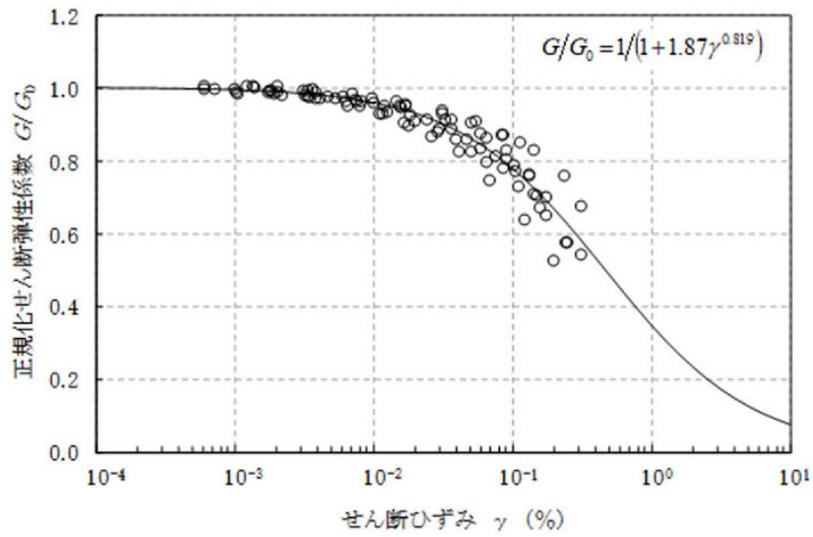


(a) 動の変形特性

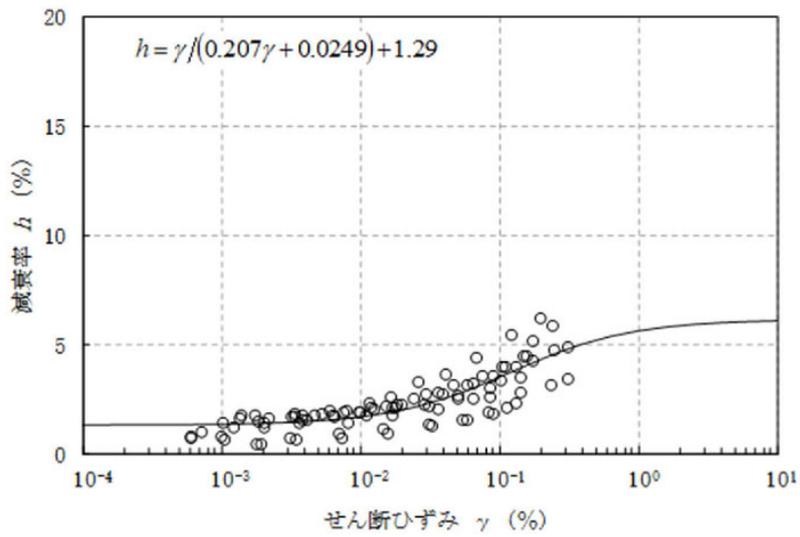


(b) 減衰特性

第 2 - 1 図 粗粒砂岩のひずみ依存特性

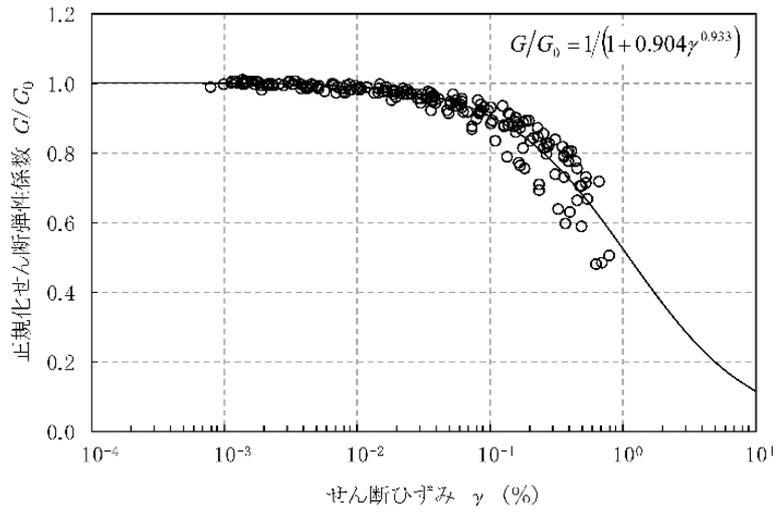


(a) 動的変形特性

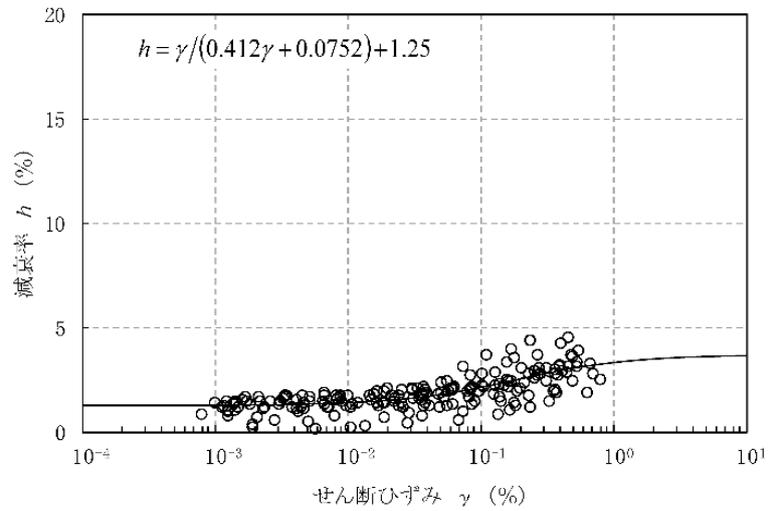


(b) 減衰特性

第 2 - 2 図 細粒砂岩のひずみ依存特性



(a) 動的変形特性



(b) 減衰特性

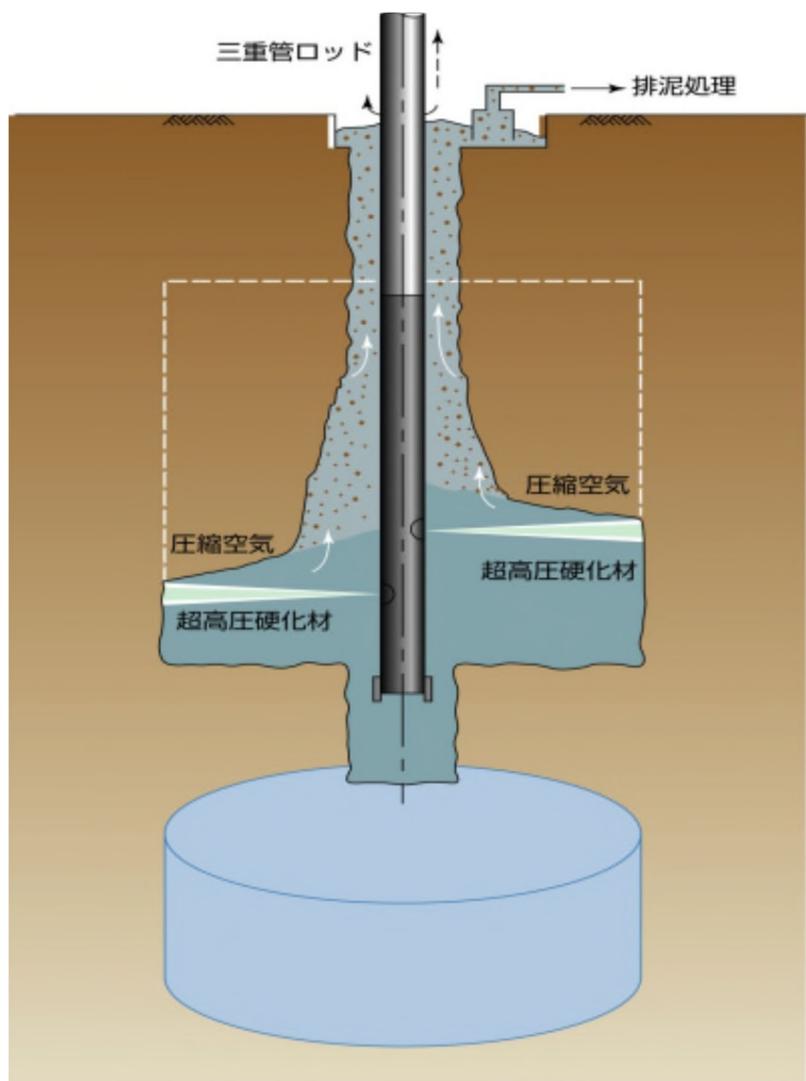
第 2 - 3 図 泥岩（下層部）のひずみ依存特性

2.2 地盤改良の目的，範囲，仕様

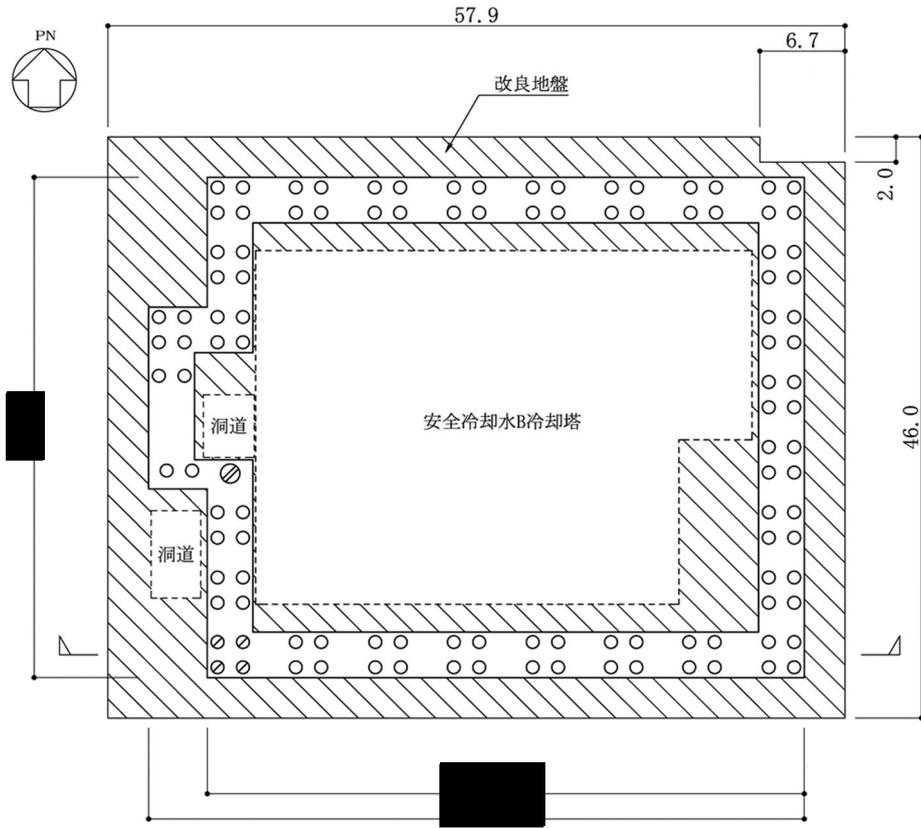
改良地盤は，地盤変形抑制による杭の健全性確保，上部構造物の応答低減及び表層地盤の液状化防護を目的として実施した。

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。

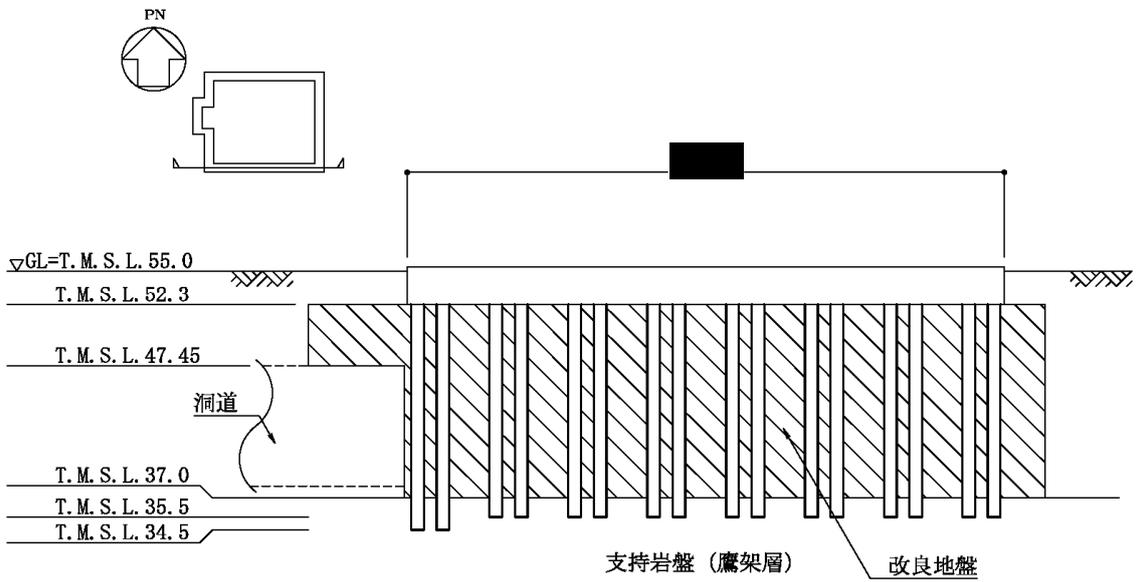
地盤改良範囲は，周辺に配置される既設構造との干渉状況を考慮して，基礎直下を包含した平面に対して，基礎下位置から支持岩盤までの深さを改良範囲とする。地盤改良範囲を第2-2図に示す。



第2-4図 改良概要図



(平面図)



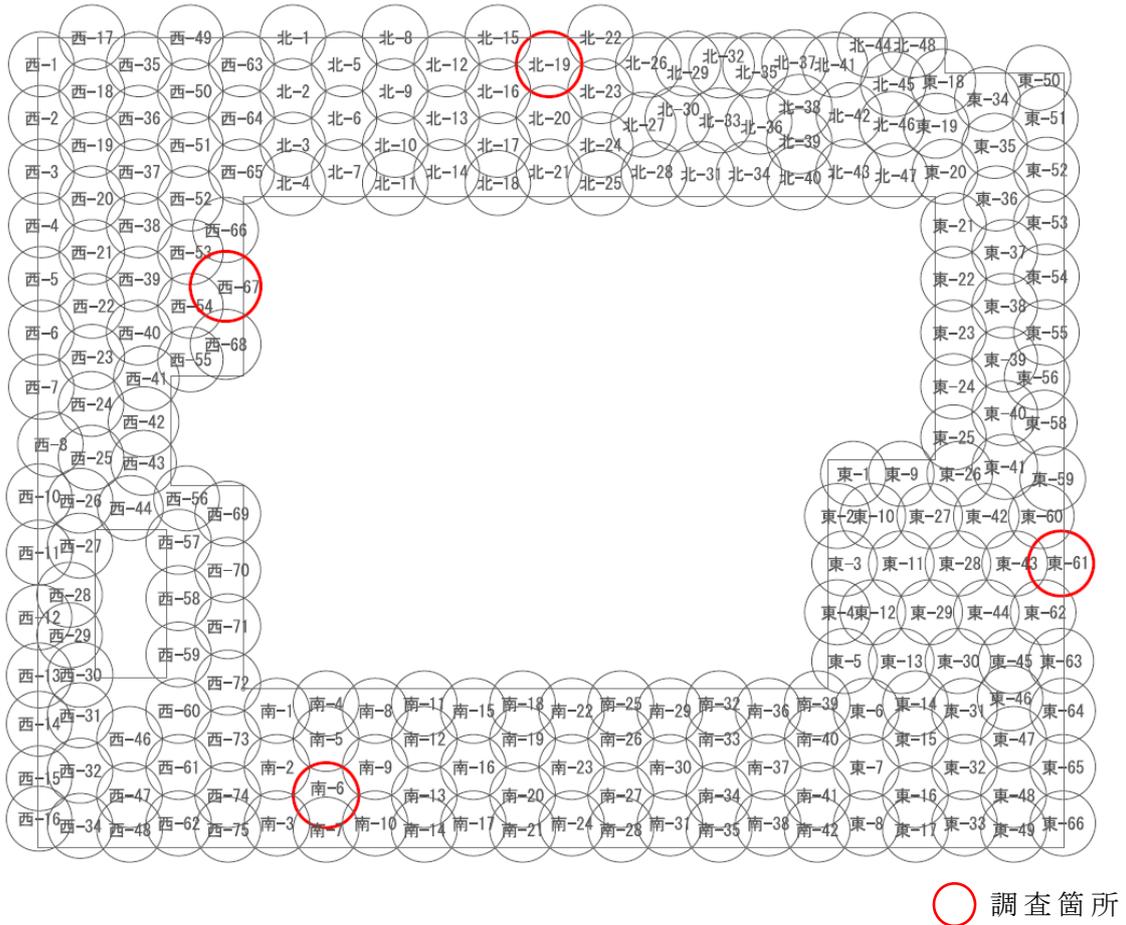
(断面図)

第 2 - 5 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 2-6 図 物性調査位置

第 2-4 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* ¹ 陸上工事マニュアル* ²	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。

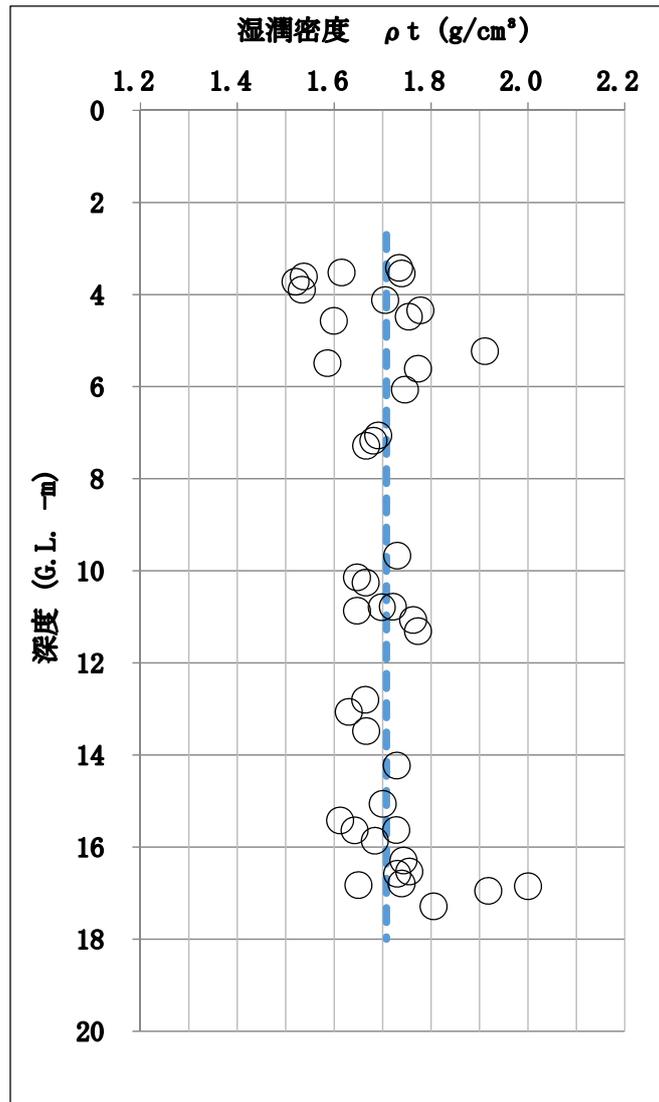
2.3.2 調査結果

(1) 湿潤密度試験

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 (ρ_t) の試験結果を第2-4図に示す。

湿潤密度は、1.520～2.000 [g/cm³] であり、平均値は 1.705g/cm³ (16.7[kN/m³])である。



第2-7図 湿潤密度 (ρ_t) 試験結果

(2) 超音波速度試験

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2-5表 PS検層結果

改良体名	北-19	西-67	南-6	東-61	平均	標準偏差 σ
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 ν_d

せん断弾性係数 (G_0) 及びポアソン比 (ν_d) は、(1) 及び (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/m²]である。

ポアソン比 (ν_d) は、0.363である。

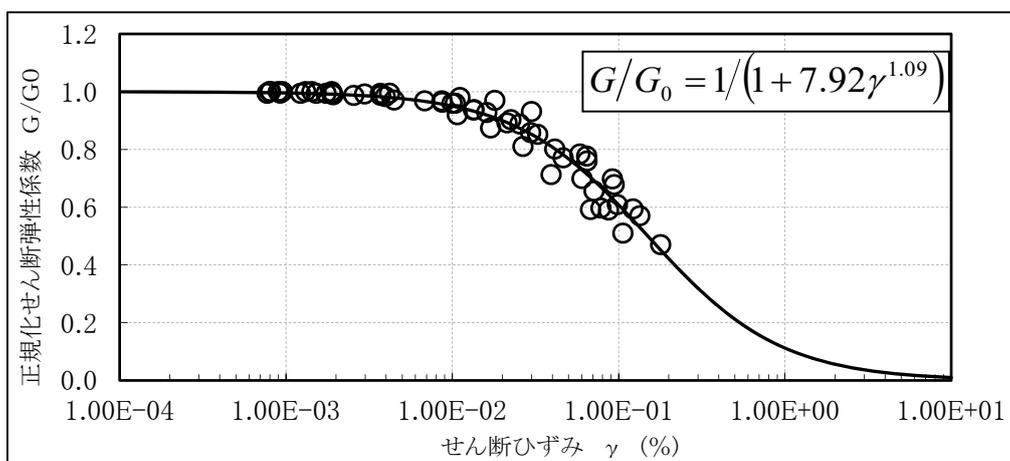
(4) ひずみ依存特性

ひずみ依存特性 (G/G_0 - γ 曲線, h - γ 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 (γ) 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。

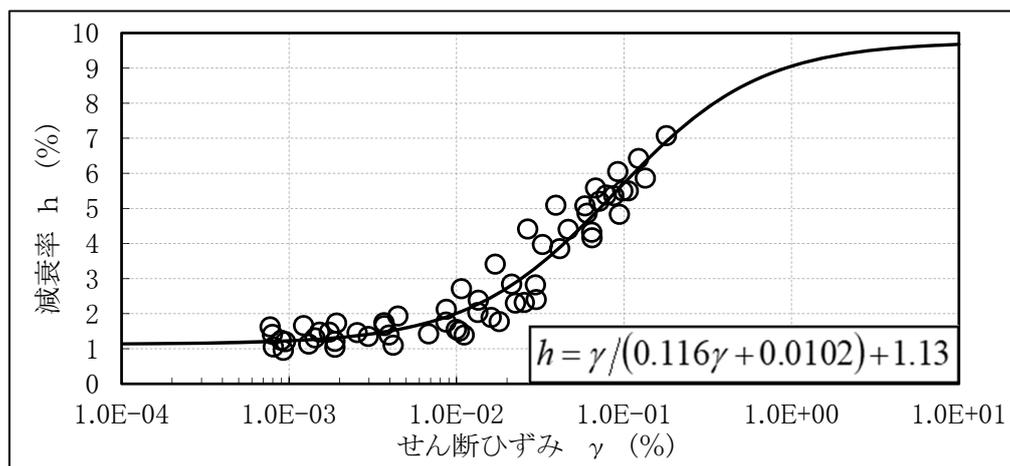
$$G/G_0 = 1 / (1 + a \cdot \gamma^b) \quad \dots \textcircled{1}$$

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

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。



(a) 剛性低下率



(b) 減衰定数

第 2-8 図 ひずみ依存特性

2.3.3 地震応答解析上の扱い

標高 52.3m~37.0mは改良地盤であるが、地震応答解析上の扱いとして支持地盤相当の岩盤に支持されているとみなし、当該層は改良地盤直下の支持地盤の物性値を設定する。改良地盤と支持地盤の地盤定数の比較を第2-4表に示す。

改良地盤は、改良地盤直下の支持地盤より剛性（せん断弾性係数 G ）が大きいことから、改良地盤を改良体直下の支持地盤に置換することで地震応答解析において安全側の結果を得ると考えられる。

第2-4表 地盤定数比較

地盤種別	改良地盤	支持地盤 (改良体直下)
単位体積重量 γ [kN/m ³]	16.7	18.34
S波速度 V_s [m/s]	910	680
P波速度 V_p [m/s]	1960	1910
せん断弾性係数 G [kN/m ³]	1410	860
剛性低下率 G/G_0	0.95*	0.86*
減衰定数 h [%]	2.7*	2.0*

*数値を比較するため、せん断ひずみ γ が 0.01 の値を記載。

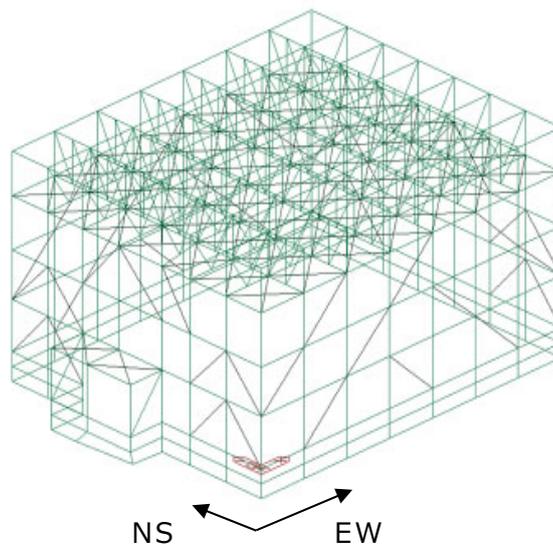
2.4 地震応答解析モデル

2.4.1 三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件

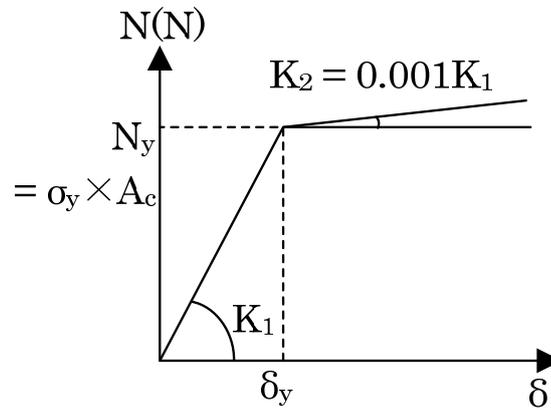
座屈拘束ブレースを組み込んだ支持架構の挙動を確認するために、三次元フレームモデルによる解析を行った。三次元フレームモデルの諸元を第2-4表に、三次元フレームモデル図を第2-7図に示す。三次元フレームモデルでは、ラーメン構造フレーム（以下、「フレーム」という。）と座屈拘束ブレースをビーム要素でモデル化し、基礎は固定とした。また、フレーム部分は、基準地震動 S_s に対しても降伏強度に達しないため、弾性としてモデル化する。一方、低降伏点鋼である座屈拘束ブレースは弾塑性としてモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第2-8図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性のバイリニア型の履歴特性を定義した。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-C1 (H) を水平1方向 (NS方向) のみに入力し、減衰は2%とした。また、解析コードは「TDAPⅢ」を用いた。

第2-6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
	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-C1	—
減衰	2%	—
解析コード	TDAPⅢ	—



第2-9図 三次元フレームモデル図



バイリニア型モデル

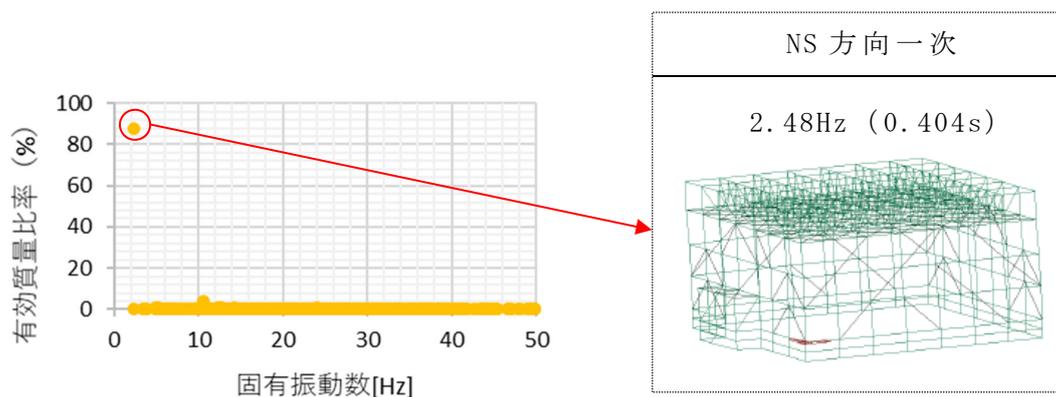
- δ_y : 座屈拘束ブレースの降伏変位
- K_1 : 座屈拘束ブレースの弾性剛性, $=E \cdot AC/L$
- K_2 : 座屈拘束ブレースの二次剛性, $=0.001K_1$
- E : 弾性係数
- σ_y : 降伏管理幅の中間値, $=225\text{N/mm}^2$ (BT-LYP225の場合)
- A_c : 座屈拘束ブレース芯材の断面積
- L : 柱・梁芯々間長さ

第2-10図 座屈拘束ブレースの復元力モデル

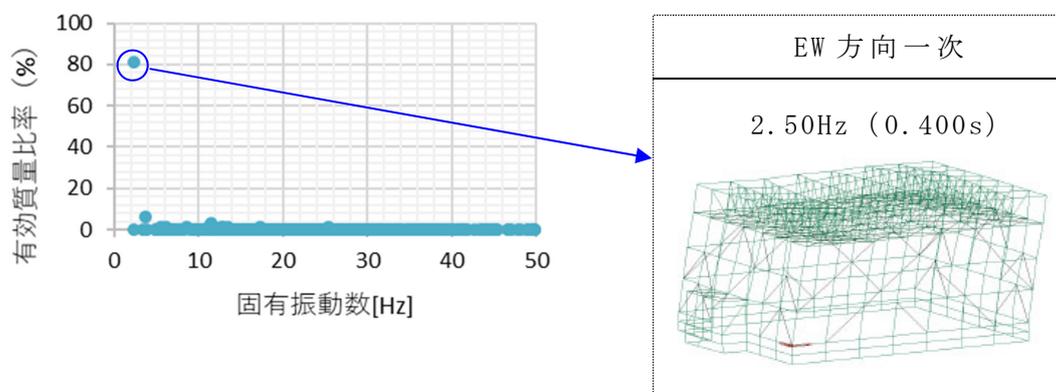
2.4.2 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果

(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 方向一次及び EW 方向一次の固有振動数とモード図を第 2-11 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、一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。



(NS 方向)



(EW 方向)

第 2-11 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

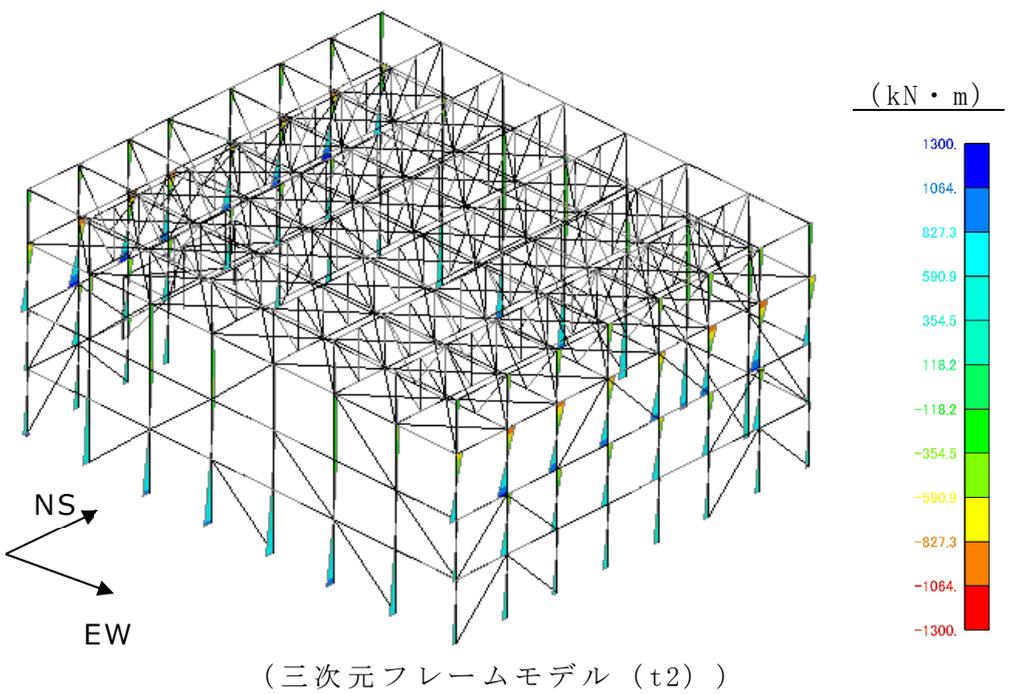
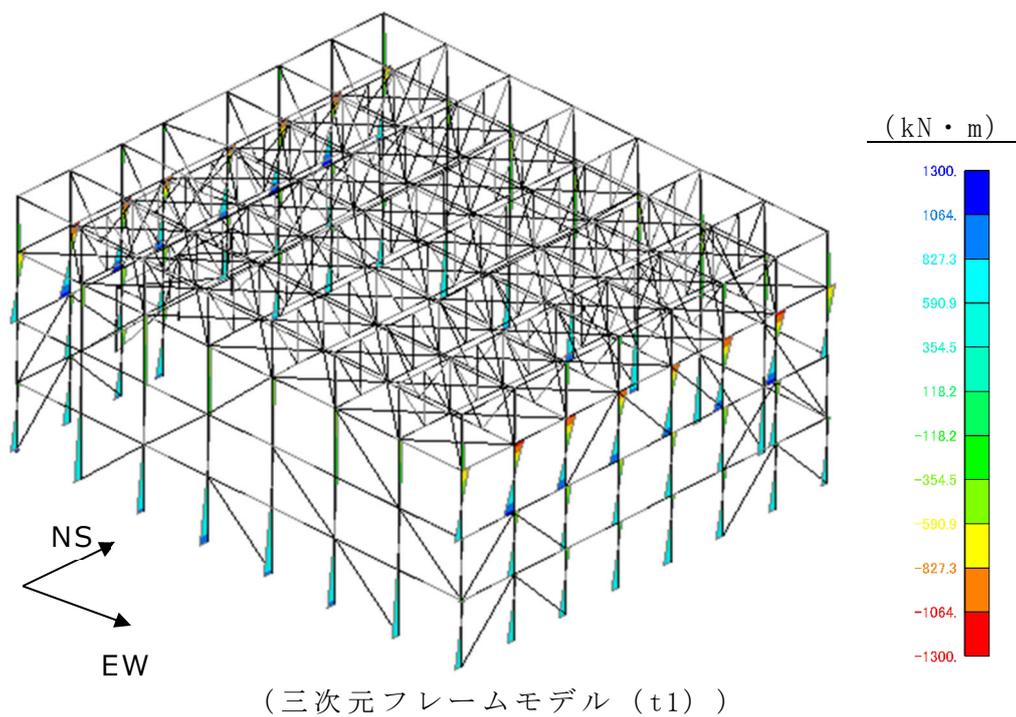
(2) 部材荷重

一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(t1～t4)において最大の応力が発生していると考えられる。時刻 t1～t4 における柱の曲げモーメント分布を第2-12図、軸力分布を第2-13図に示す。時刻 t1～t4 で傾向に大きな違いはなく、下記のとおり荷重分布は構造上妥当な傾向となっている。

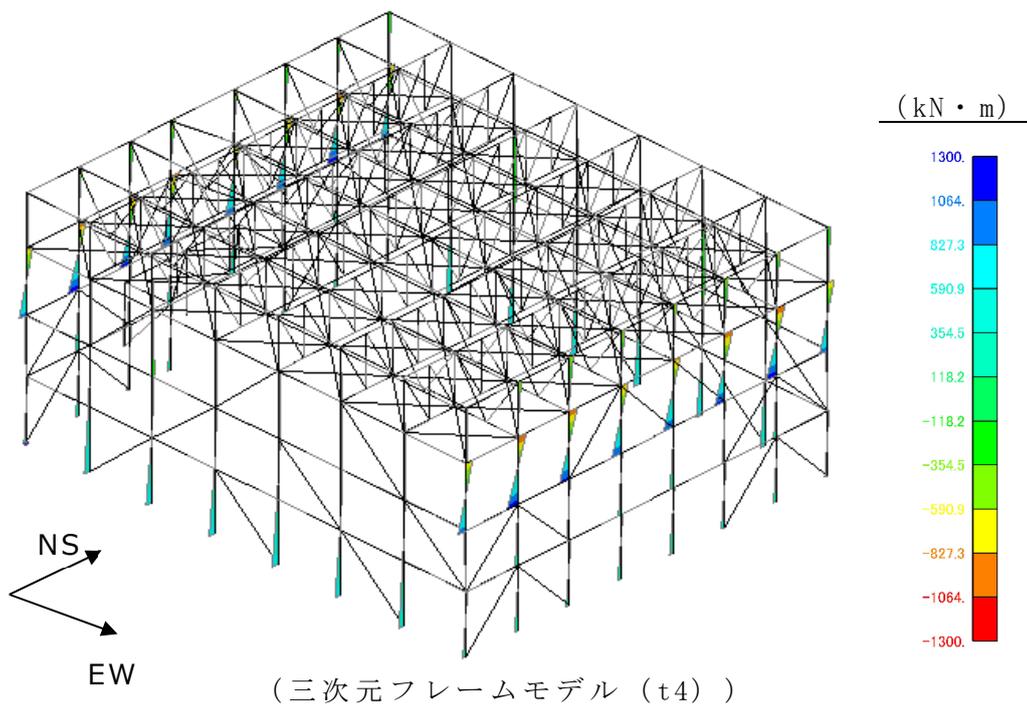
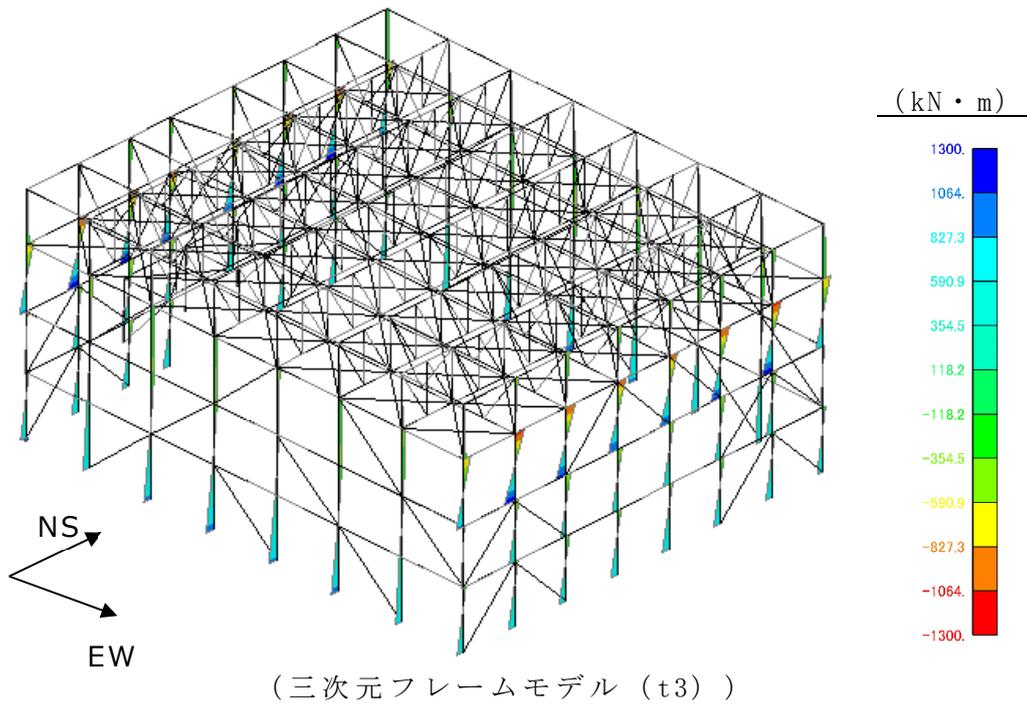
第2-12図に示すとおり、3階層柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、第2-13図に示すとおり、座屈拘束ブレースが配置されている1階層から3階層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で荷重を負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためである。

第2-13図に示すとおり、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用し、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した軸力の鉛直方向成分と釣り合うために、柱に大きな軸力が作用している。梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所が座屈拘束ブレースの軸力の水平方向成分と釣り合うために、大きな軸力が作用している。

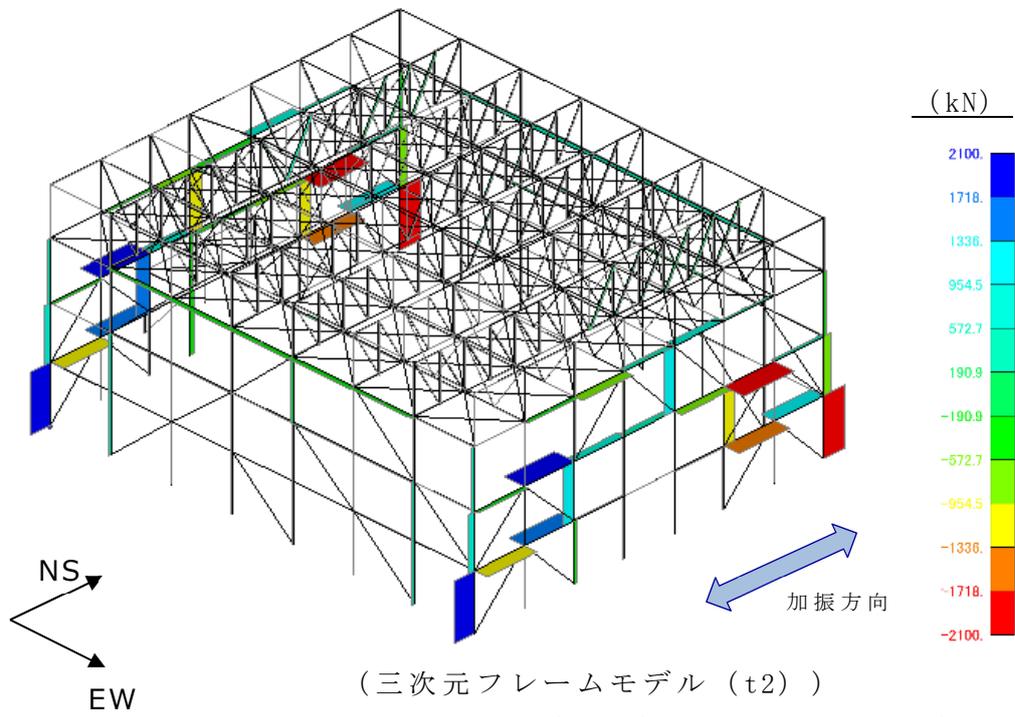
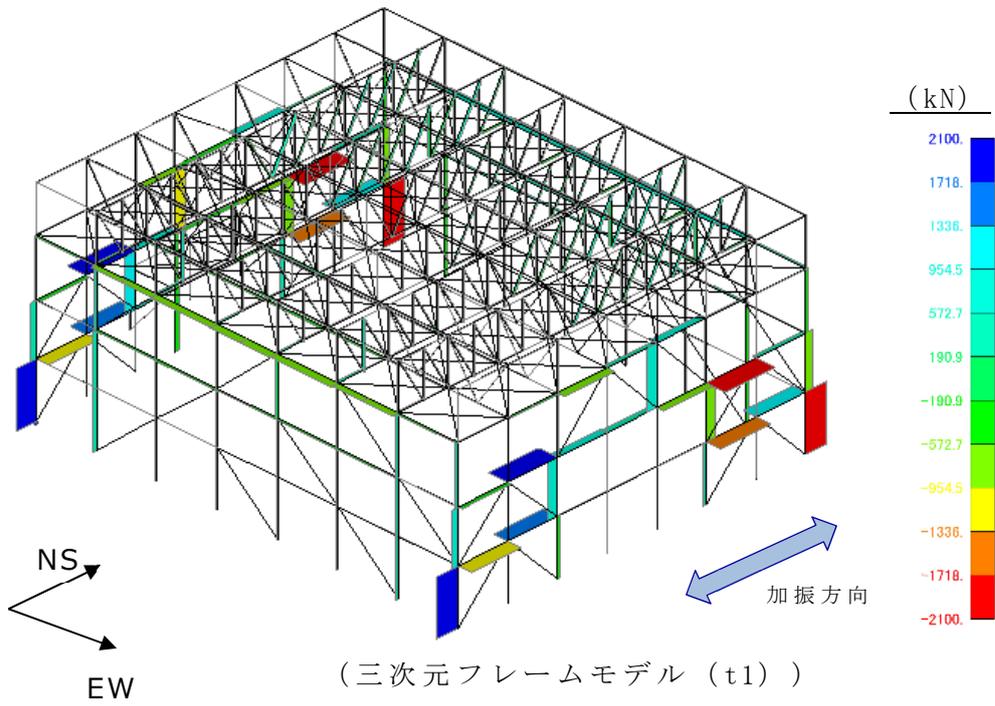
第2-12図及び第2-13図に示すとおり、3階層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所について、三次元フレームモデルによる応力解析結果を第2-7表に示す。時刻 t3 において検定値が最大となることを確認した。また、時刻 t3 における1階層から3階層の柱の発生応力を算出した結果を第2-8表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3階層において大きくなることは、第2-12図及び第2-13図の分布図の傾向と一致しており、3階層柱が最も大きな検定値となることを確認した。



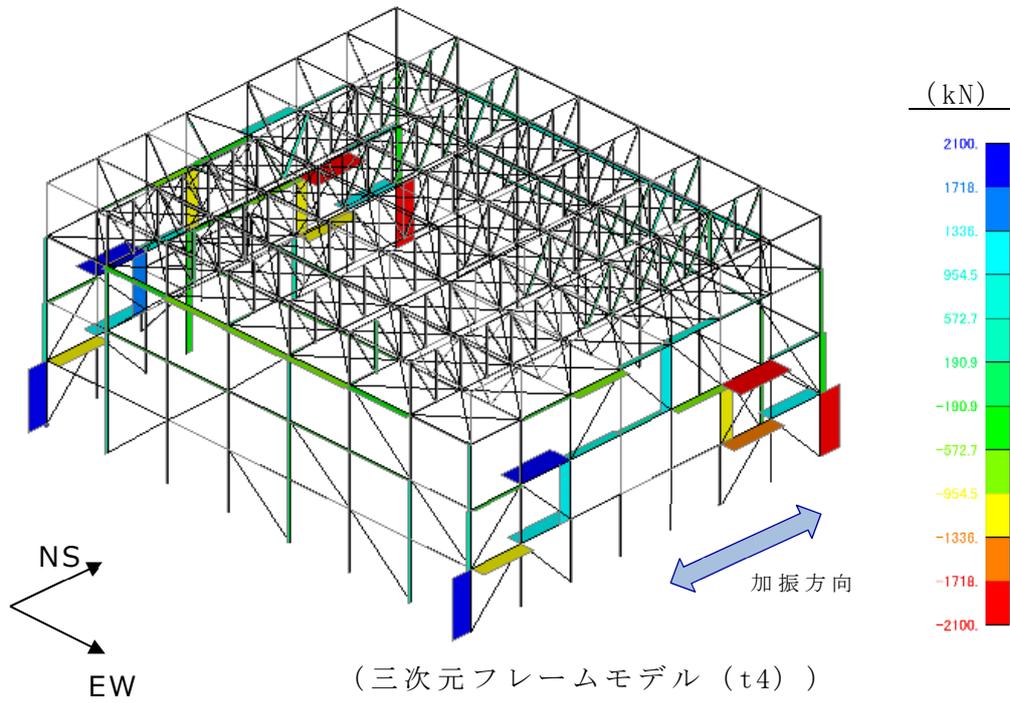
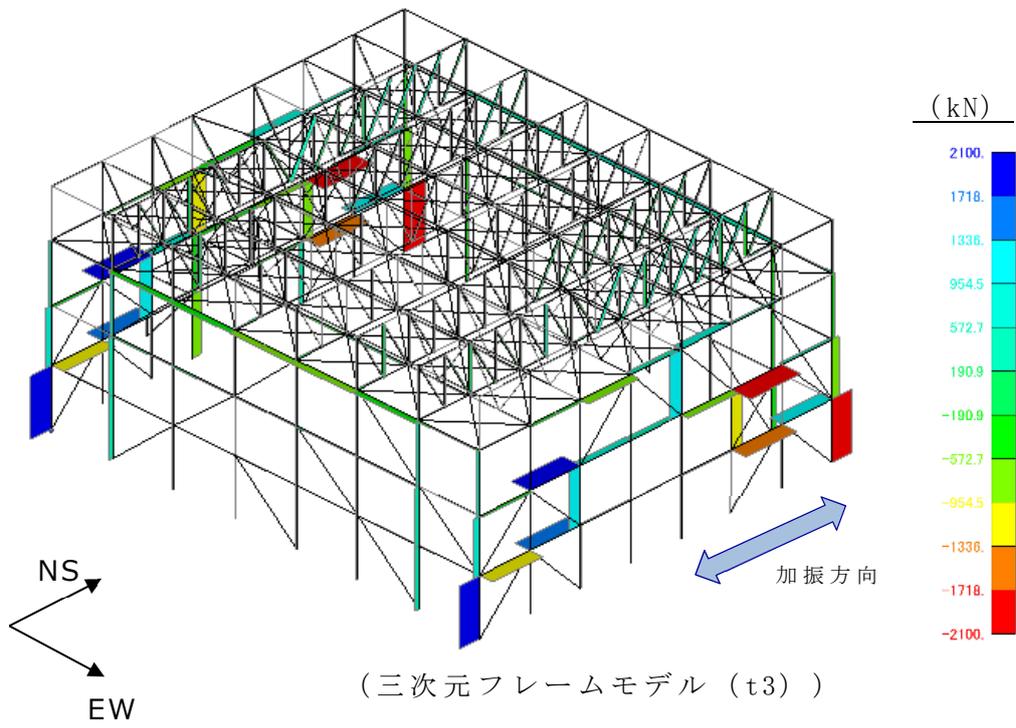
第 2-12 図 三次元フレームモデルのモーメント図(NS 方向) (1/2)



第 2 -12 図 三次元フレームモデルのモーメント図 (NS 方向) (2/2)



第 2-13 図 三次元フレームモデルの軸力コンター図 (NS 方向) (1 / 2)

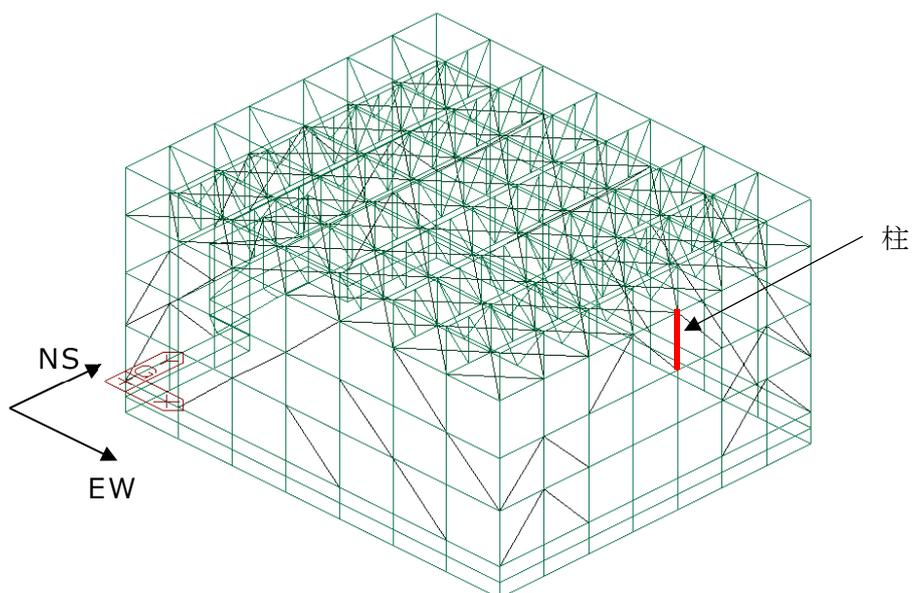


第 2-13 図 三次元フレームモデルの軸力コンター図 (NS 方向) (2/2)

第2-7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)	1057	992	1082	1057
軸力 (kN)	948	996	1102	993
検定値 (組合せ)	0.529	0.507	0.555	0.534

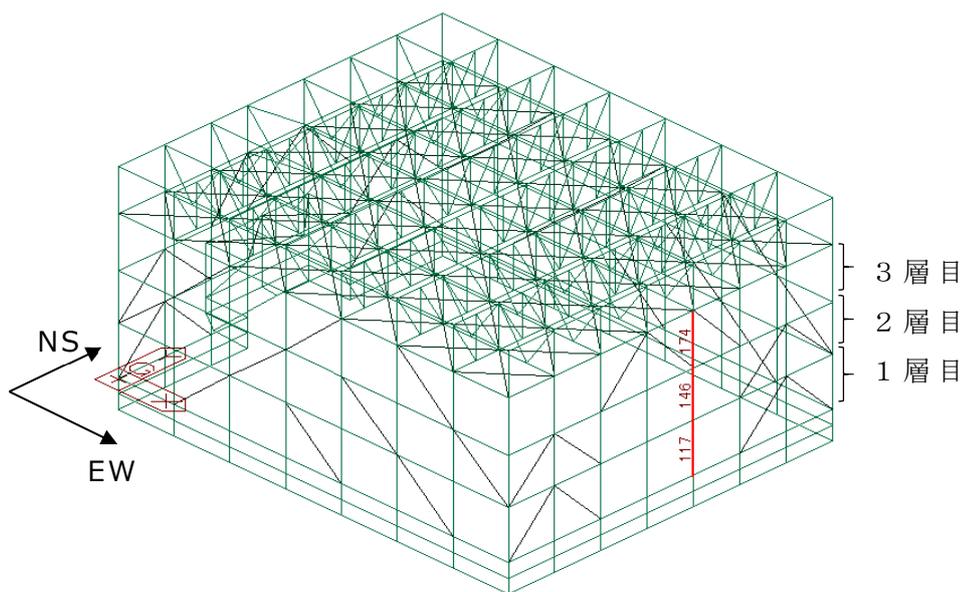
*：水平方向地震のみを考慮した結果を示す



評価部位参照図（第2-7表）

第2-8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)	804	668	1082
軸力 (kN)	26	20	1102
検定値 (組合せ)	0.331	0.275	0.555



評価部位参照図（第2-8表）

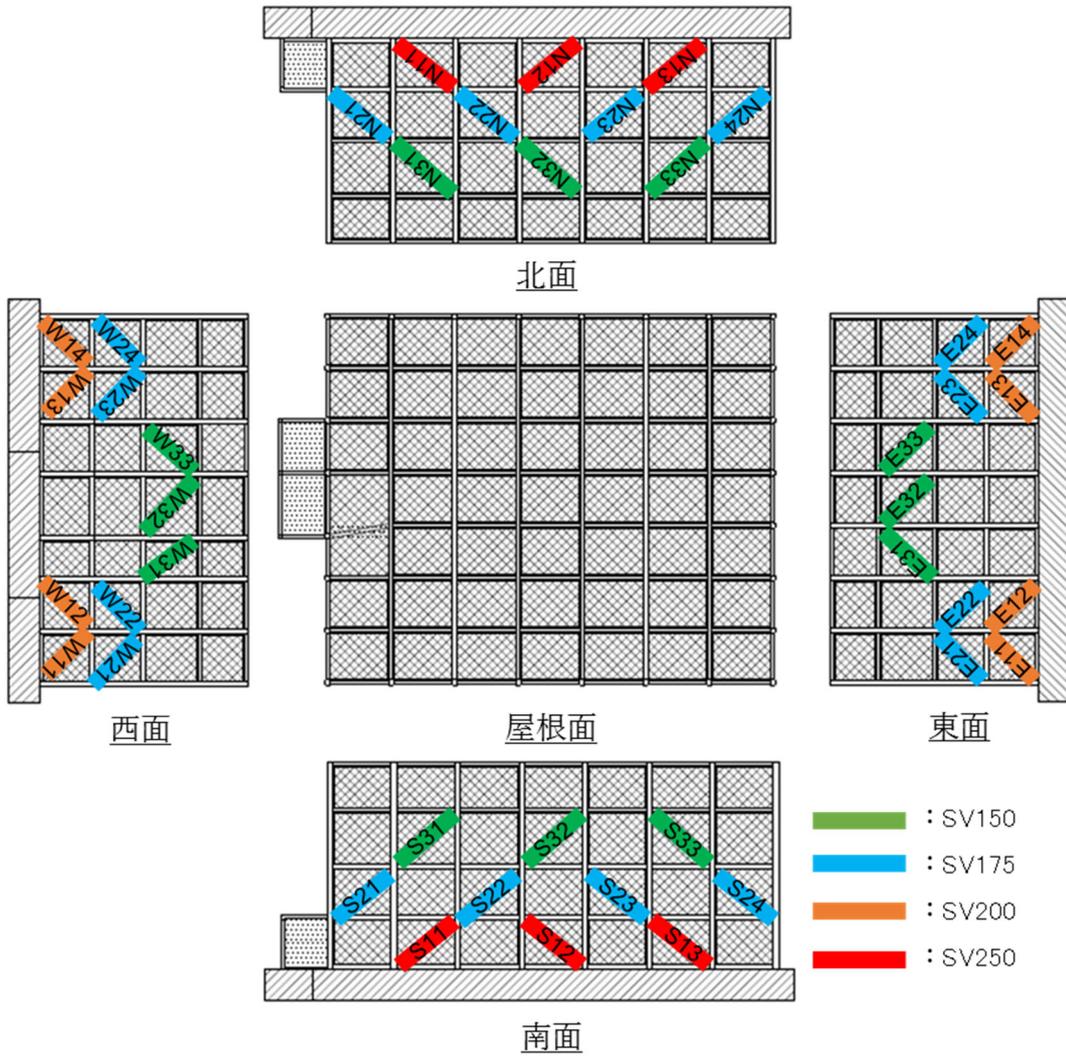
(3) 座屈拘束ブレースの降伏状況

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2-15図に、ひずみ時刻歴を第2-16図に、応力-変形履歴を第2-17図に、最大ひずみを第2-9表に示す（座屈拘束ブレースの番号を第2-14図に示す）。

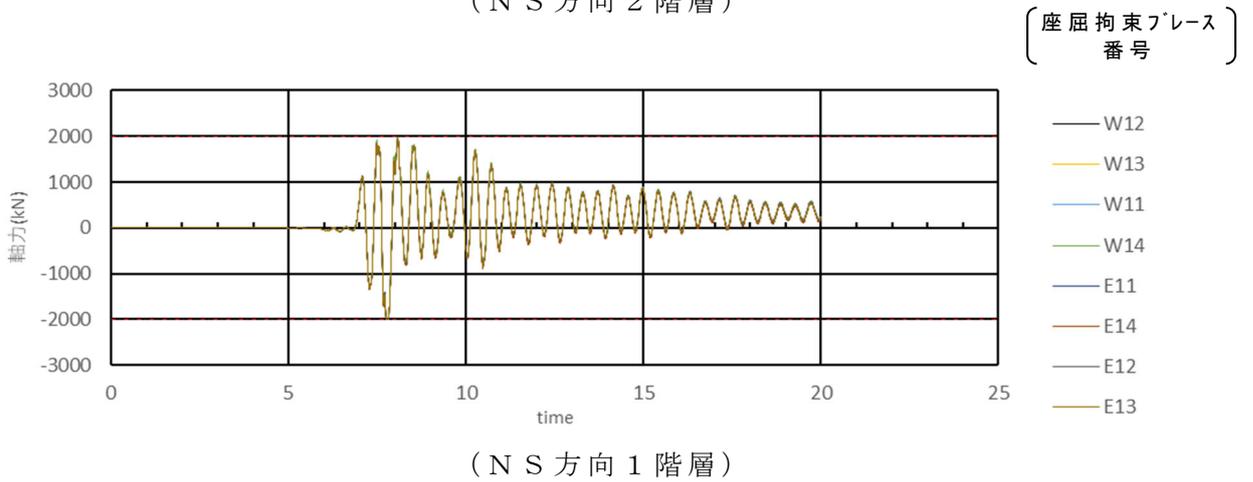
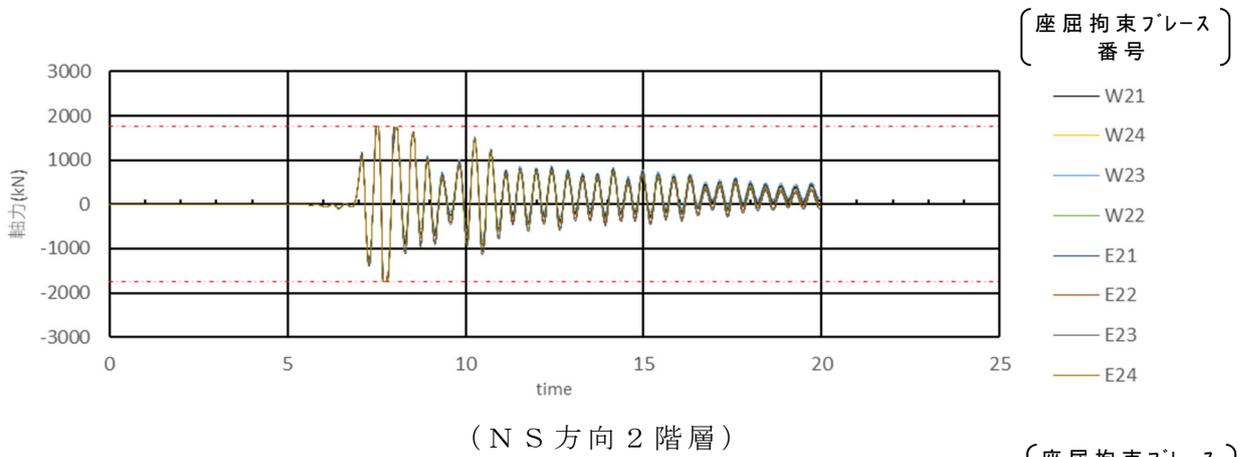
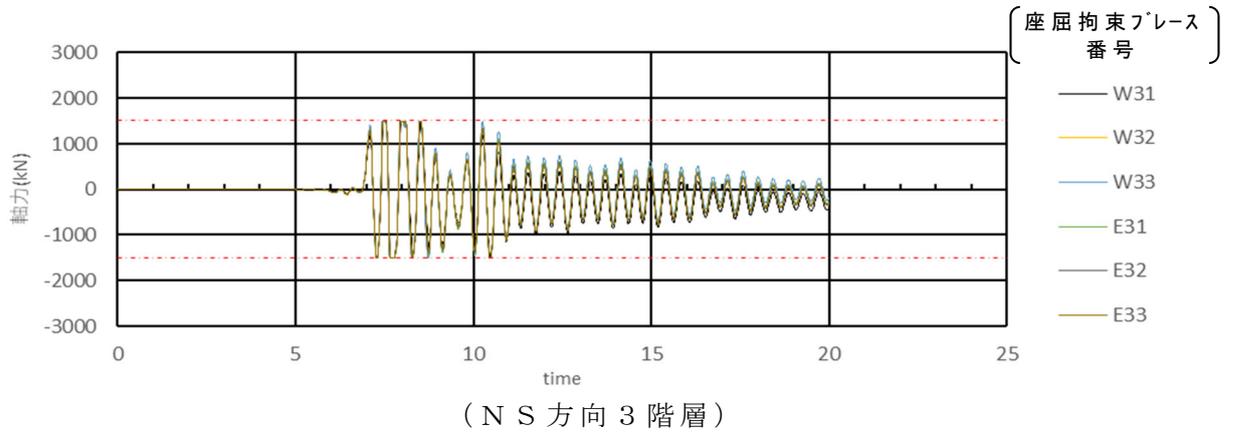
座屈拘束ブレースに最大の塑性ひずみが発生している時刻は架構に最大の応力が発生した時刻 t_3 であり、同一階層の座屈拘束ブレースの荷重、ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、発生ひずみが許容ひずみを下回ることを確認した。また、以下の傾向を確認した。

- ・ 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る。
- ・ 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。

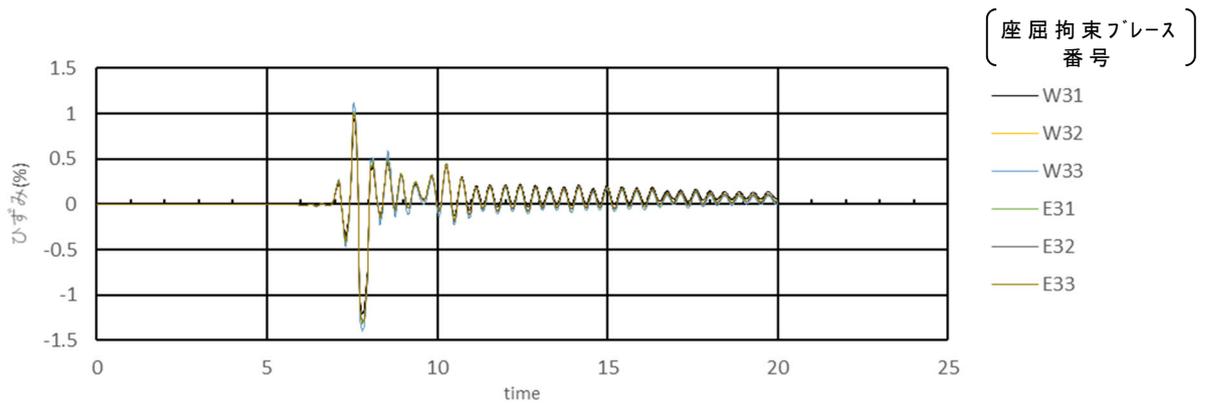
座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及びひずみが残留する。第2-15図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留ひずみを示す。残留軸力・残留ひずみは、原点に近い値であるため、再度、大きな地震荷重を受けた場合でも全体挙動に対する影響は小さいと判断する。



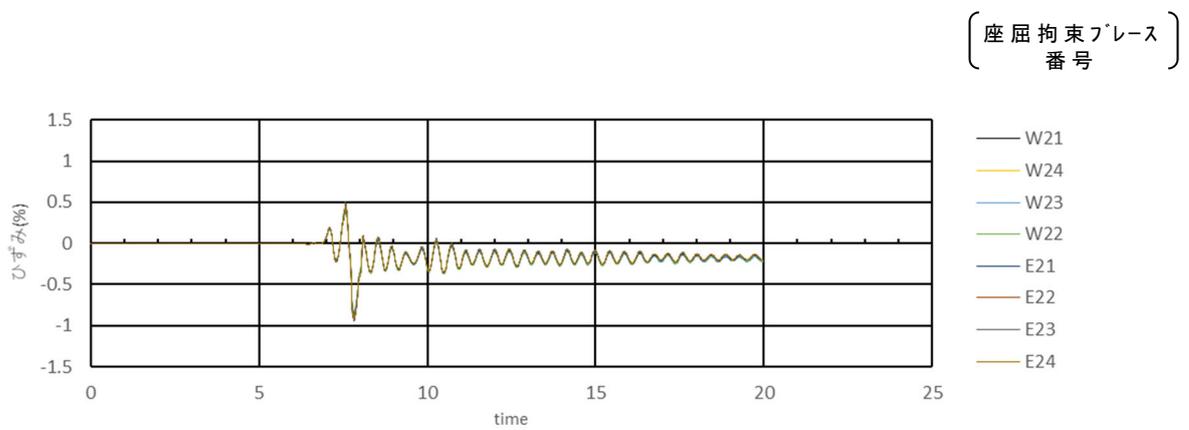
第 2-14 図 座屈拘束ブレース番号図



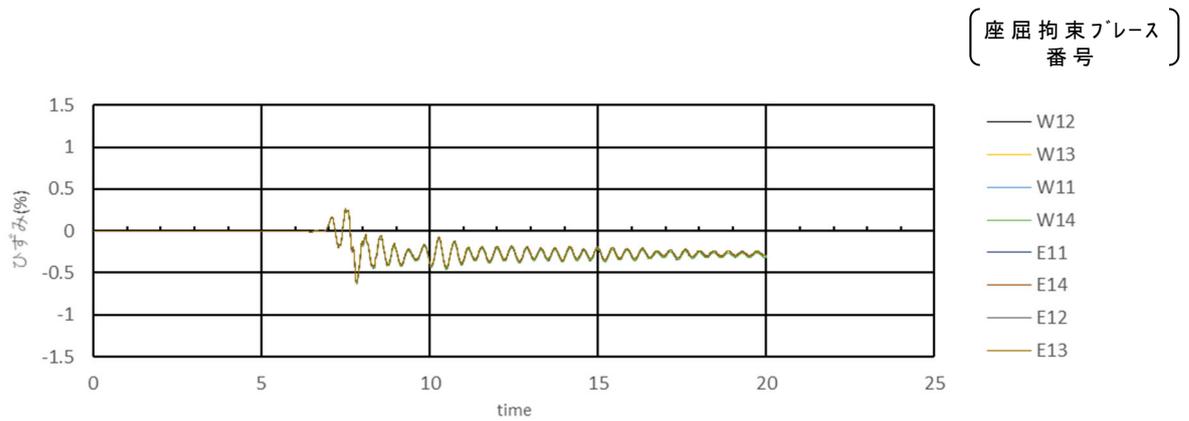
第 2 - 15 図 地震応答解析及び応力解析-荷重 (軸力) 時刻歴



(N S 方向 3 階層)

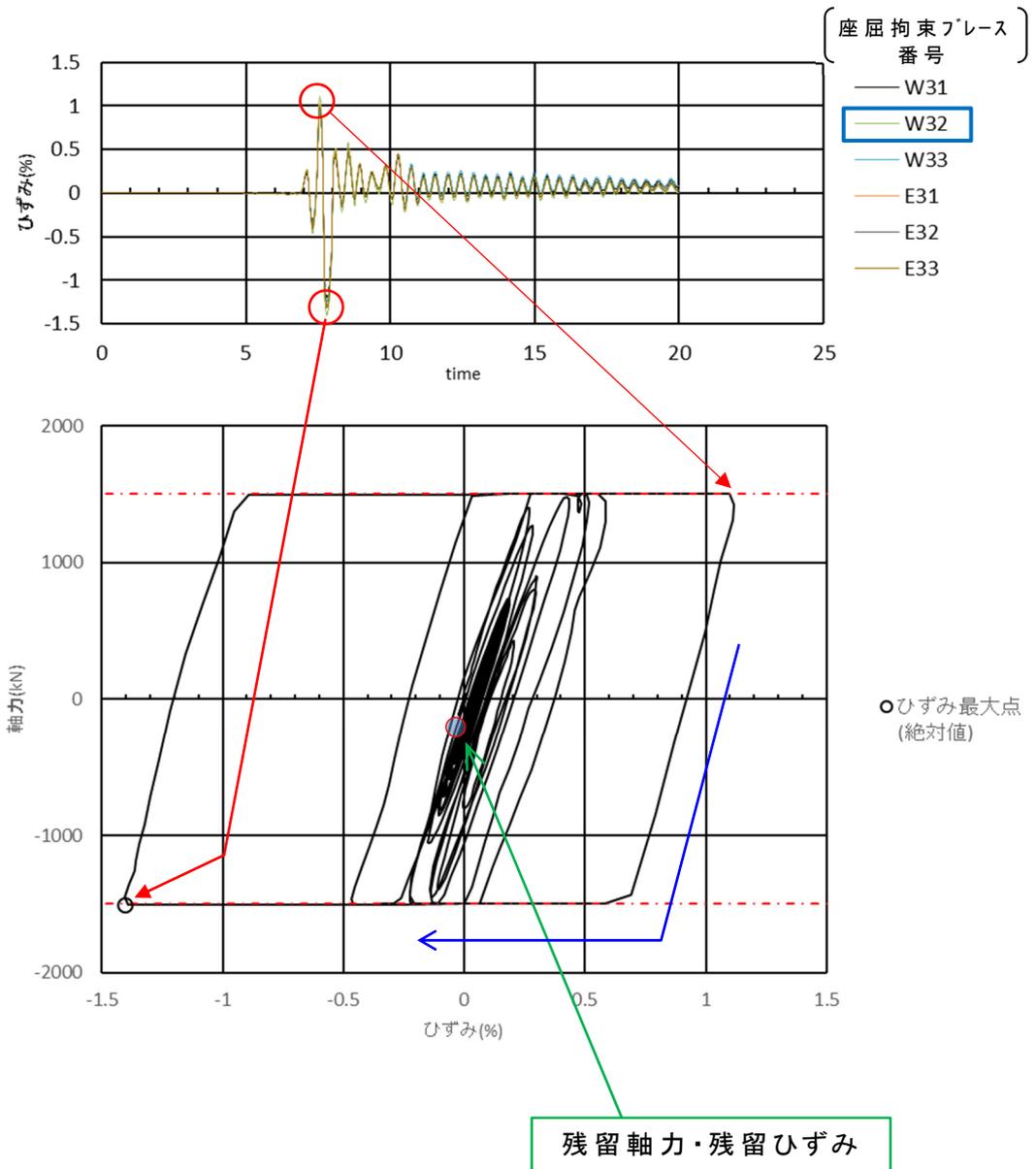


(N S 方向 2 階層)



(N S 方向 1 階層)

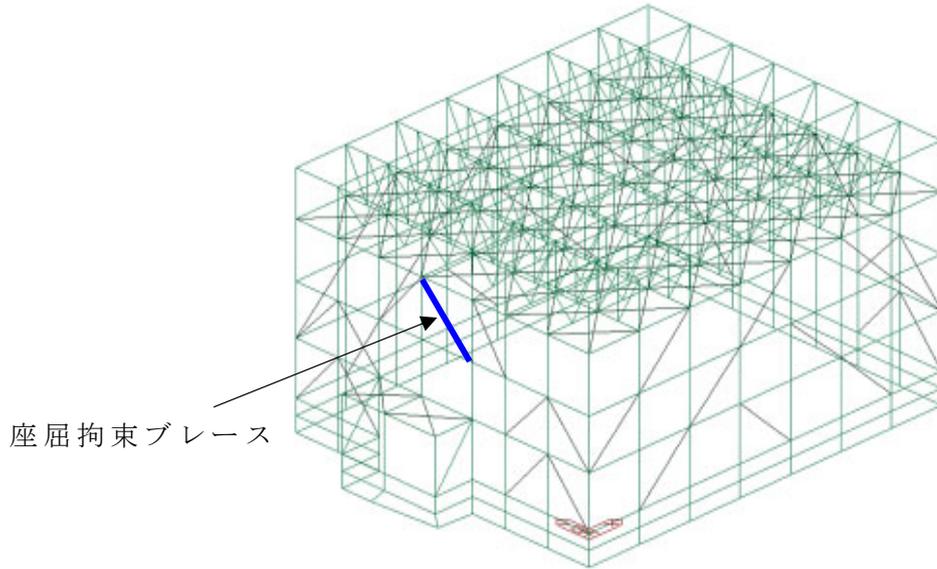
第 2 - 16 図 地震応答解析及び応力解析-ひずみ時刻歴



第 2 -17 図 地震応答解析及び応力解析-応力-変形履歴

第2-9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	1.5%	3.0%



発生箇所参照図（第2-9表）

2.4.3 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2-13図及び第2-14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は質点系モデル、応力解析には三次元フレームモデルを適用する方針とした。

2.4.4 水平応答解析

(1) 解析モデルの考え方

2.4.3にて質点系モデルの適用性を確認したことから、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2-10表に示し、解析モデル図を第2-18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2-10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2-18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。

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基に以下のとおり設定している。

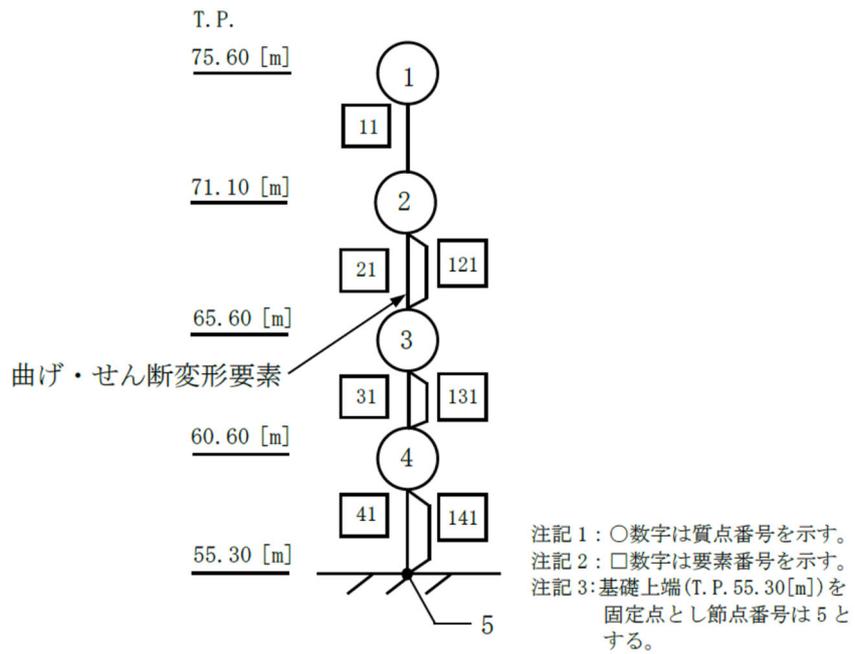
- ・質点系モデルの各質点質量は, 三次元フレームモデルの各節点での負担質量を, レベルごとに集計した値とする。
- ・回転慣性質量は, 屋根部に対してのみ考慮し, 手計算にて算出する。
- ・質点系モデルのフレームのせん断剛性は, 座屈拘束ブレースを除いた三次元フレームモデルに単位荷重の水平力を与えたときの変形量から算出する。
- ・質点系モデルの座屈拘束ブレースのせん断剛性は, 三次元モデルを使用せず, 手計算にて算出。部材の軸断面積をせん断剛性に置換し, 非線形特性を考慮してモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルを第2-10図に示す。
- ・質点系モデルの柱の曲げ剛性は, 剛とする。
- ・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2-10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2-18図 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル

2.4.5 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2-12表に示し、解析モデル図を第2-19図に示す。

飛来物防護ネットの支持架構は、第2-20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基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、質点2）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2-11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

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^2) に対する公差幅 ($\pm 20\text{N/mm}^2$) 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防護ネット, 防護板及びそれらを支える支持架構(以下, 「上部構造」という。)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, 梁(大梁, 小梁), トラス柱, トラス鉛直ブレース, トラス水平ブレース, 座屈拘束ブレースにより構成される。支持架構は, 基準地震動 S_s 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

評価対象	部位	評価対象	選定理由
支持架構	柱	○	基準地震動 S_s 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。
	梁 (大梁, 小梁)		
	トラス柱		
	トラス鉛直ブレース		
	トラス水平ブレース		
	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

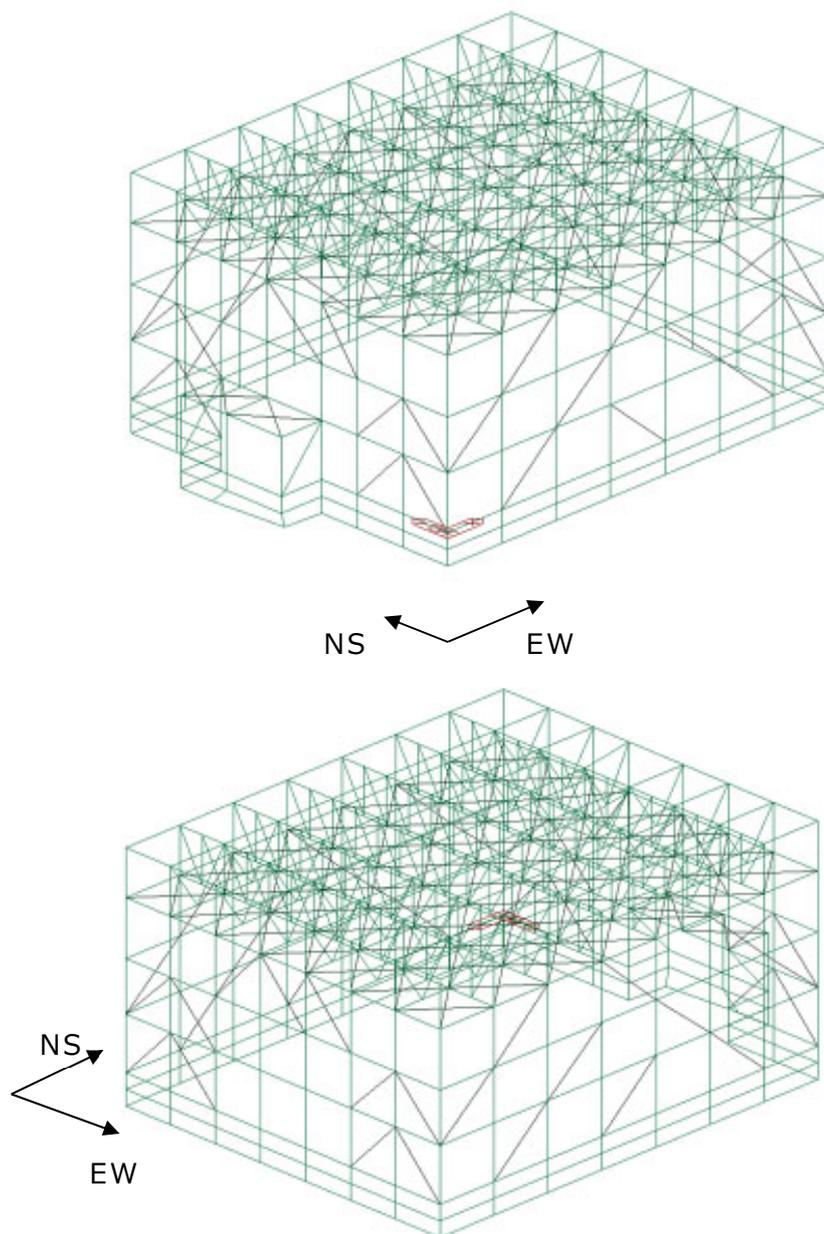
第3-2表 評価対象部位の構成部材及び考慮する応力の種類

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	
	梁 (大梁)	SN490B	H428×407×20×35	
		SN490B	H414×405×18×28	
		SN490B	H400×400×13×21	
	梁 (小梁)	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	
	トラス鉛直 ブレース	SN490B	H350×350×12×19	
		SN490B	H300×300×10×15	
		SN490B	H250×250×9×14	
		SN490B	H200×200×8×12	
	トラス水平 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	<ul style="list-style-type: none"> ・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	梁要素	—
	境界条件	基礎下端	—
荷重の組合せ		$D + 0.35L_s + S_s + W_L$ D：固定荷重 L _s ：積雪荷重 S _s ：地震荷重 W _L ：風荷重	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合せの設定

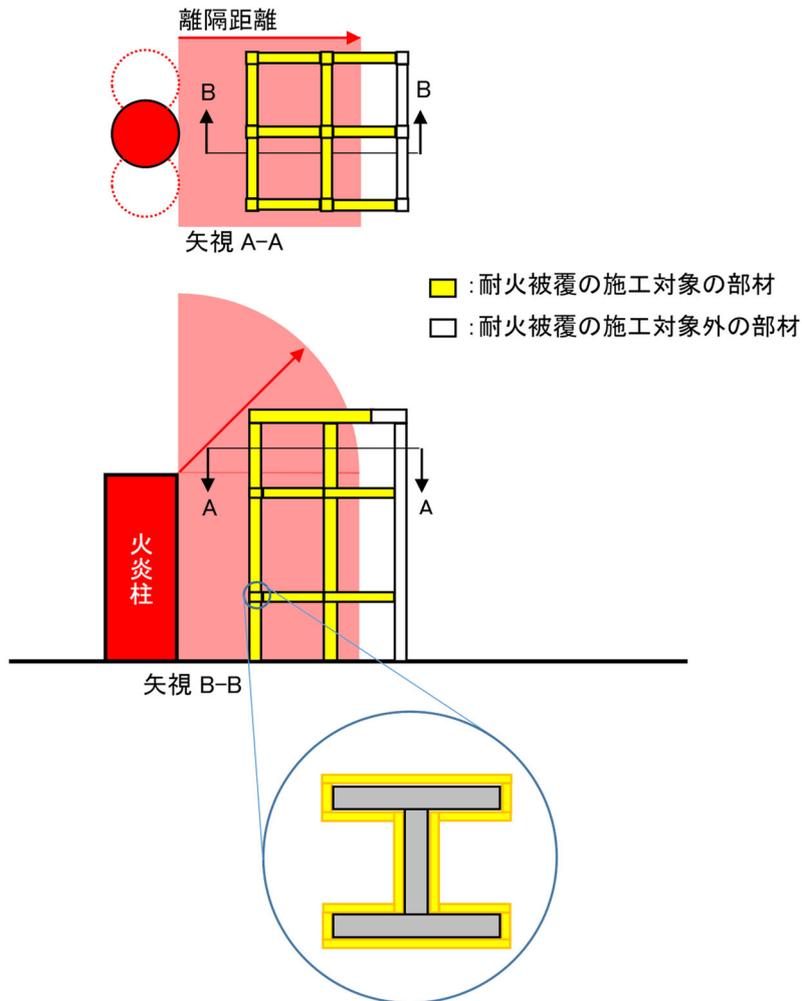
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

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、耐火被覆の重量は第3-2図に示すように火炎柱からの離隔距離内の部材に対して 6 kg/m^2 を考慮する。なお、耐火被覆の考え方については補足説明資料「外外火 04 航空機墜落による火災の防護設計について」による。



第3-2図 耐火被覆の施工範囲の概要

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 (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。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設備であるため、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。なお、各荷重の入力状態図を第3-3図に示す。

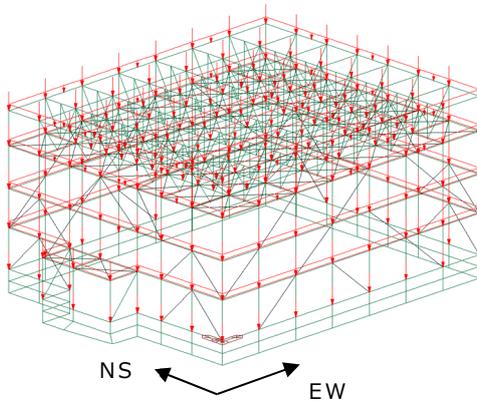
$$D + 0.35L_s + S_s + WL$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

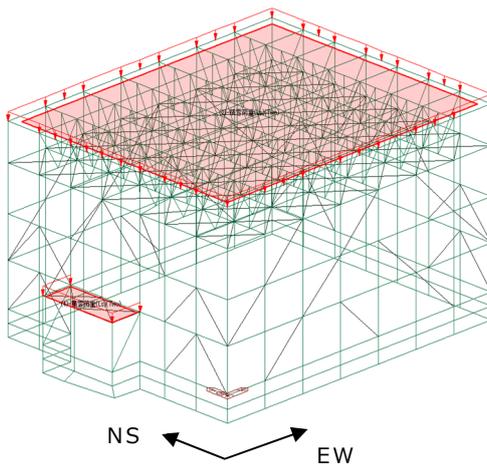
S_s : 地震荷重

WL : 風荷重

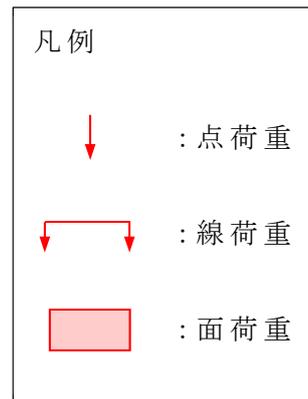


※鉄骨自重分は除く(荷重ではなく密度入力のため)

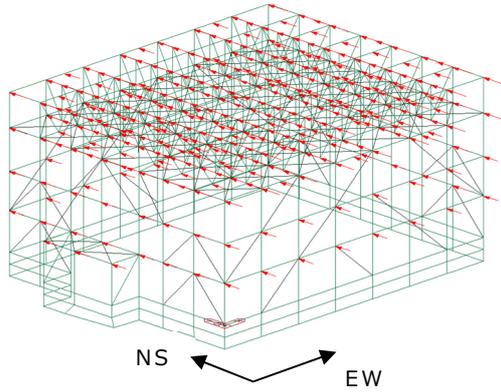
a. 固定荷重 (D)



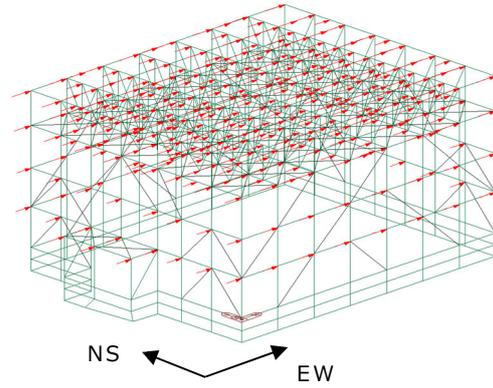
b. 積雪荷重 (L_s)



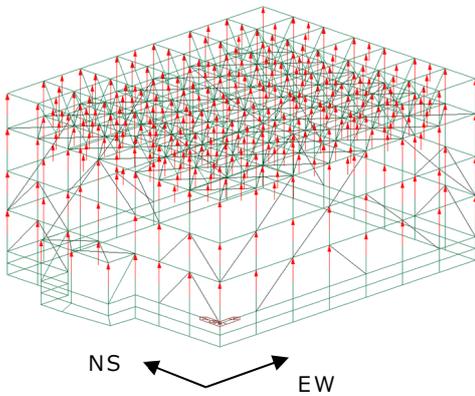
第3-3図 荷重の入力状態図 (1/2)



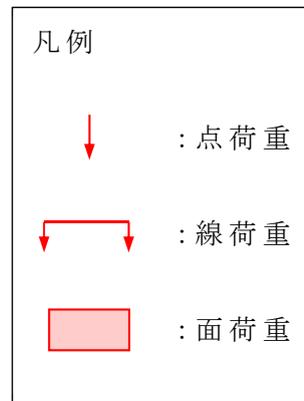
c. 地震荷重 (Ss) NS 方向



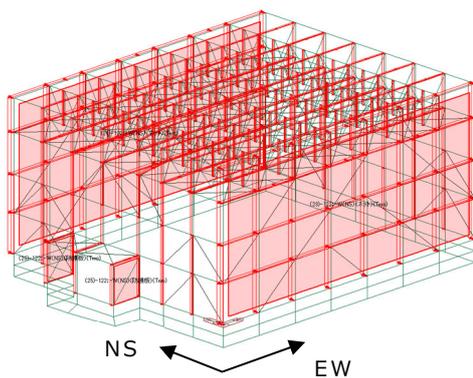
c. 地震荷重 (Ss) EW 方向



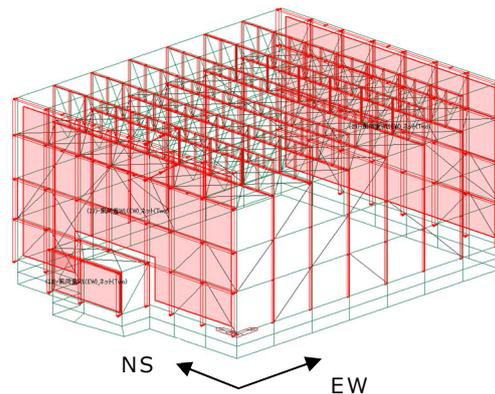
c. 地震荷重 (Ss) UD 方向



※加速度を入力することで節点に地震荷重を入力する



d. 風荷重 (WL) NS 方



d. 風荷重 (WL) EW 方向

第 3 - 3 図 荷重の入力状態図 (2/2)

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 $S_s-C1(H)$ となるため、水平方向の設計用地震力には $S_s-C1(H)$ の最大応答せん断力を入力する。

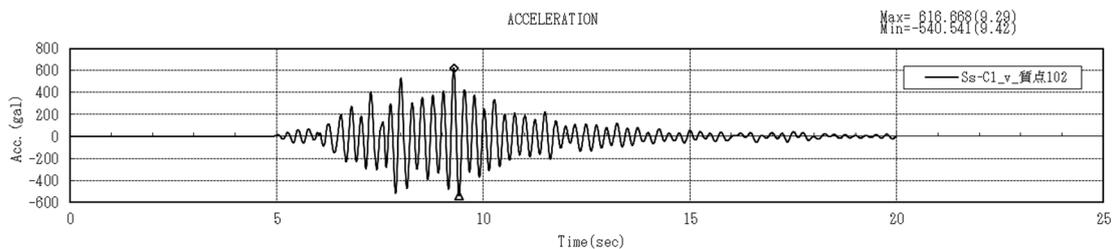
3.4.2 鉛直地震荷重

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 $S_s-C1(H)$ を用いる。なお、その他の基準地震動 S_s に対する応力評価結果が、 $S_s-C1(H)$ による評価結果を上回らないことを確認している。

鉛直方向の地震応答解析結果を第3-4表に示す。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、鉛直方向の設計用地震力には、鉛直方向加速度を $0.8G$ として入力する。また、最大応答加速度が発生している質点102の応答加速度時刻歴を第3-4図に示す。

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	617 gal (約 0.65G)	0.8G (最大値 0.65G に対し保守的に設定)
101	466 gal	
2	443 gal	
3	386 gal	
4	318 gal	
5	279 gal	



第3-4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 ^(注)	

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%^(注)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。なお、最大ひずみ±3%の範囲で安定した履歴性能を有することは「日本建築学会大会学術講演梗概集 2010年9月（低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーの高層建物への適用事例（その2）座屈拘束ブレースの性能確認実験）」にて確認済みである。

3.7 地震発生後の支持架構の維持管理について

通常維持管理として、塗装の剥がれや発錆等の経年劣化について、目視確認により維持管理を実施していく計画である。柱、梁だけでなく座屈拘束ブレースについても上記対応を行う。

一方、地震発生後の維持管理方法としては、架構の健全性確認の一環として、座屈拘束ブレースの重要な機能である塑性変形に伴う地震荷重の低減機能を担保する観点から、以下に示す状態確認を行う方針とする。

(1) 目視確認

座屈拘束ブレースは基準地震動 S_s が発生した場合でも、ブレース自体に発生するひずみは許容値に対して小さく、さらに、疲労評価結果からも基準地震動 S_s 動に対して十分な強度を有していることを確認している。

従って、通常レベルの地震に対して座屈拘束ブレースの性能が発揮できないような事象が発生するとは考えづらいが、念のための処置として、一般的な梁、柱部と同様、地震によって局所的なひずみや変形が発生していないこと（ひずみや変形による局所的な塗装の剥がれがないこと）を目視にて確認することを基本とする。

(2) 解析による状態確認

基準地震動 S_s と同レベルの地震が発生したことが、構内に設置される地震計により確認された場合は、上記の(1)目視検査に加え、計測された地震波を入力した地震応答解析により部材に発生したひずみや応力レベルを評価することにより、座屈拘束ブレースの状態を確認することとする。

なお、万が一、解析により得られたひずみが許容値を超えている、または、疲労評価結果により座屈拘束ブレースが破断する可能性が生じた場合は、原則として、新しい座屈拘束ブレースと交換することとする。

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。

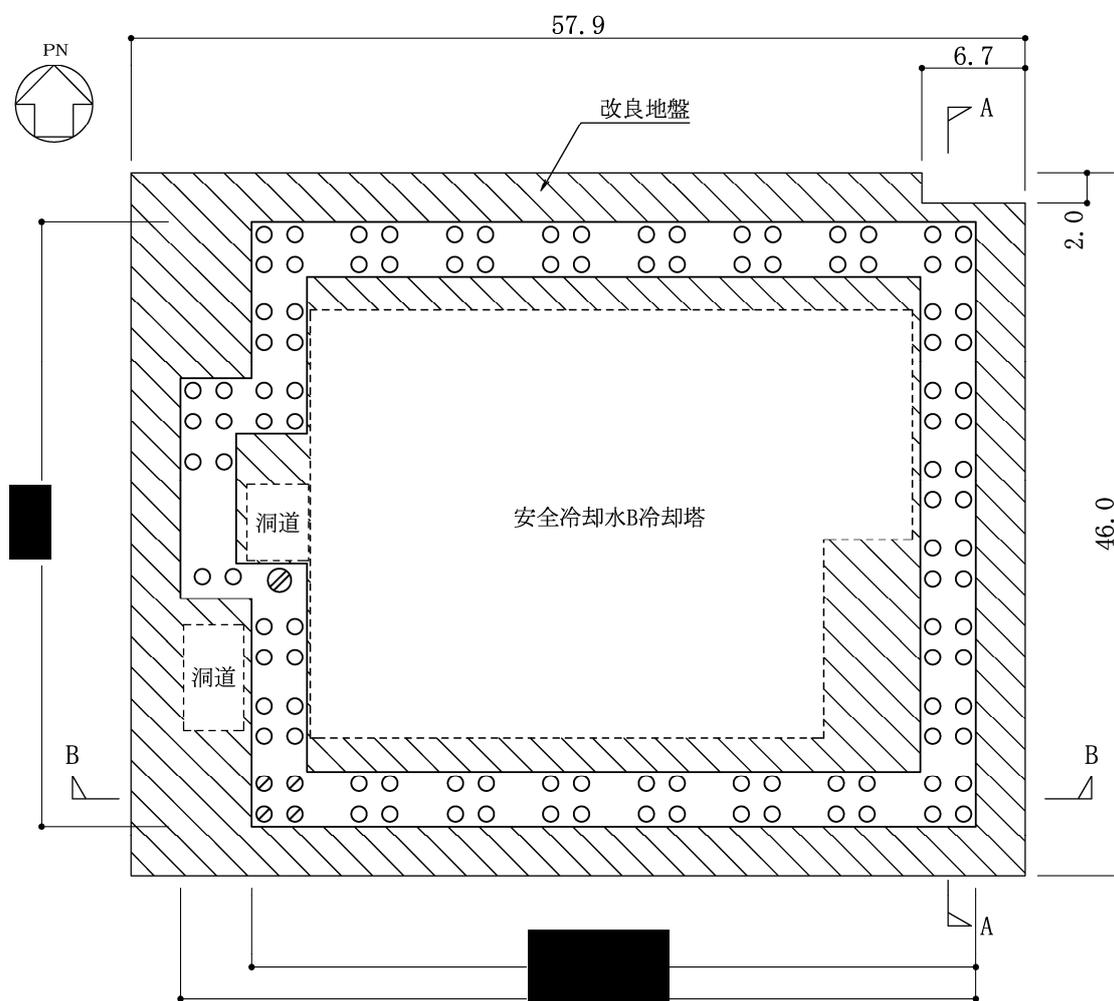
飛来物防護ネット基礎の平面図を第4-1図に、断面図を第4-2図に、杭リストを第4-1表に示す。

なお、基礎は、全体計画を行うにあたり以下の条件を考慮して計画した。

- 高剛性基礎
- 柱1か所当たりの杭本数の計画
- 杭の総本数の設定
- 柱脚の形式

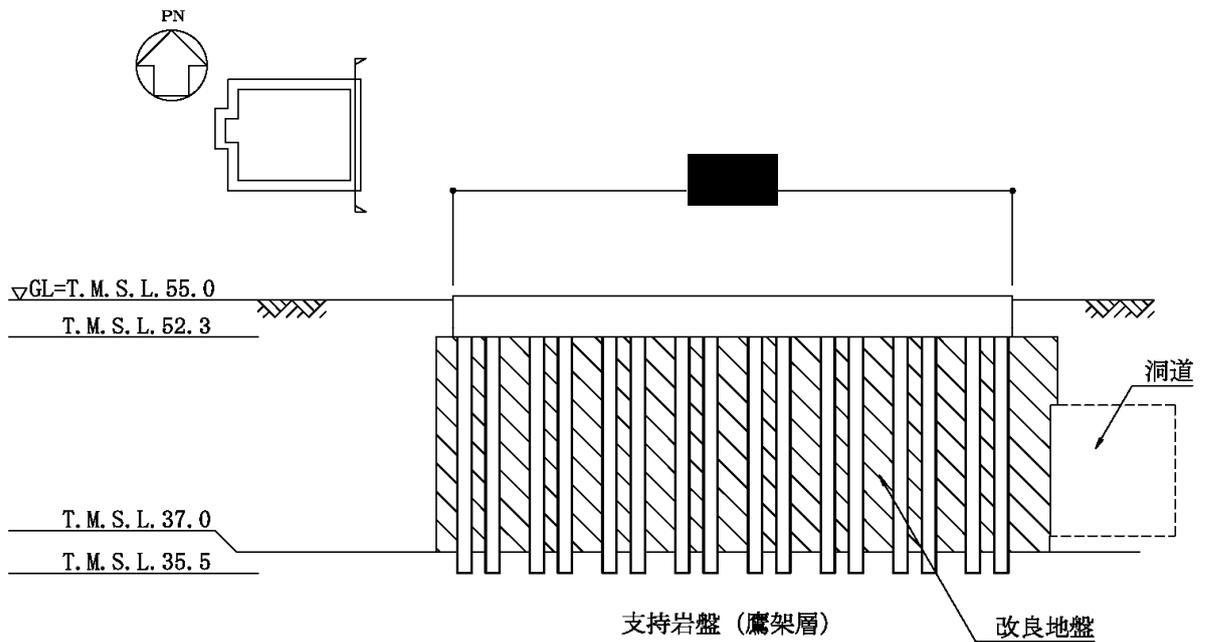
第4-1表 杭リスト

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

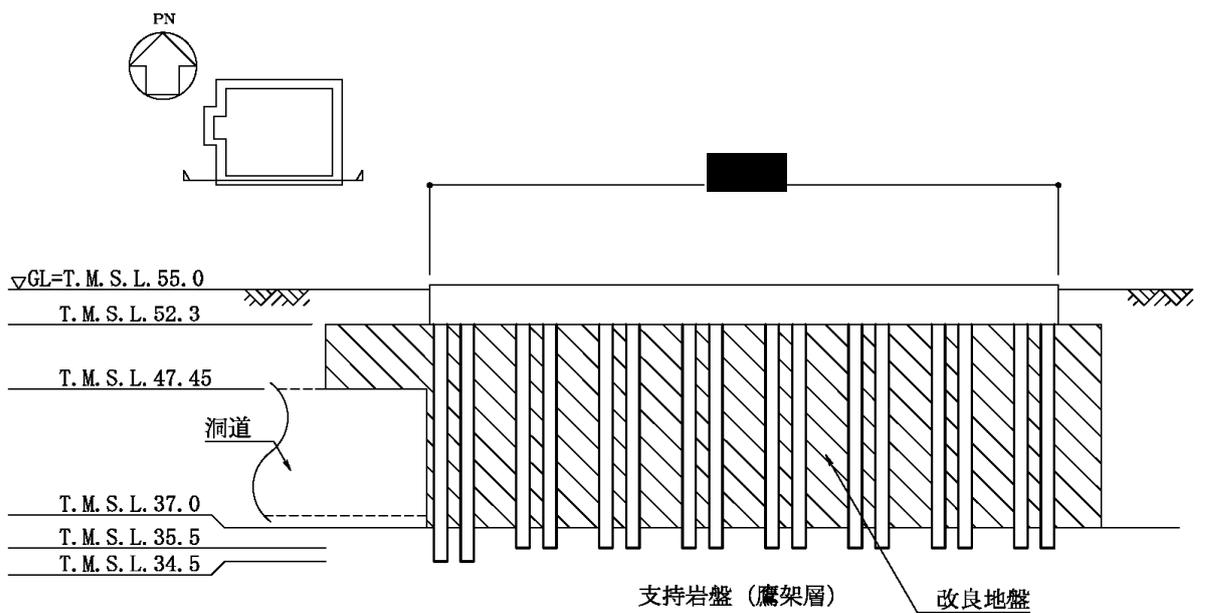


注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第4-1図 基礎・杭配置図 (単位：m)



A-A 断面图 (NS 方向)



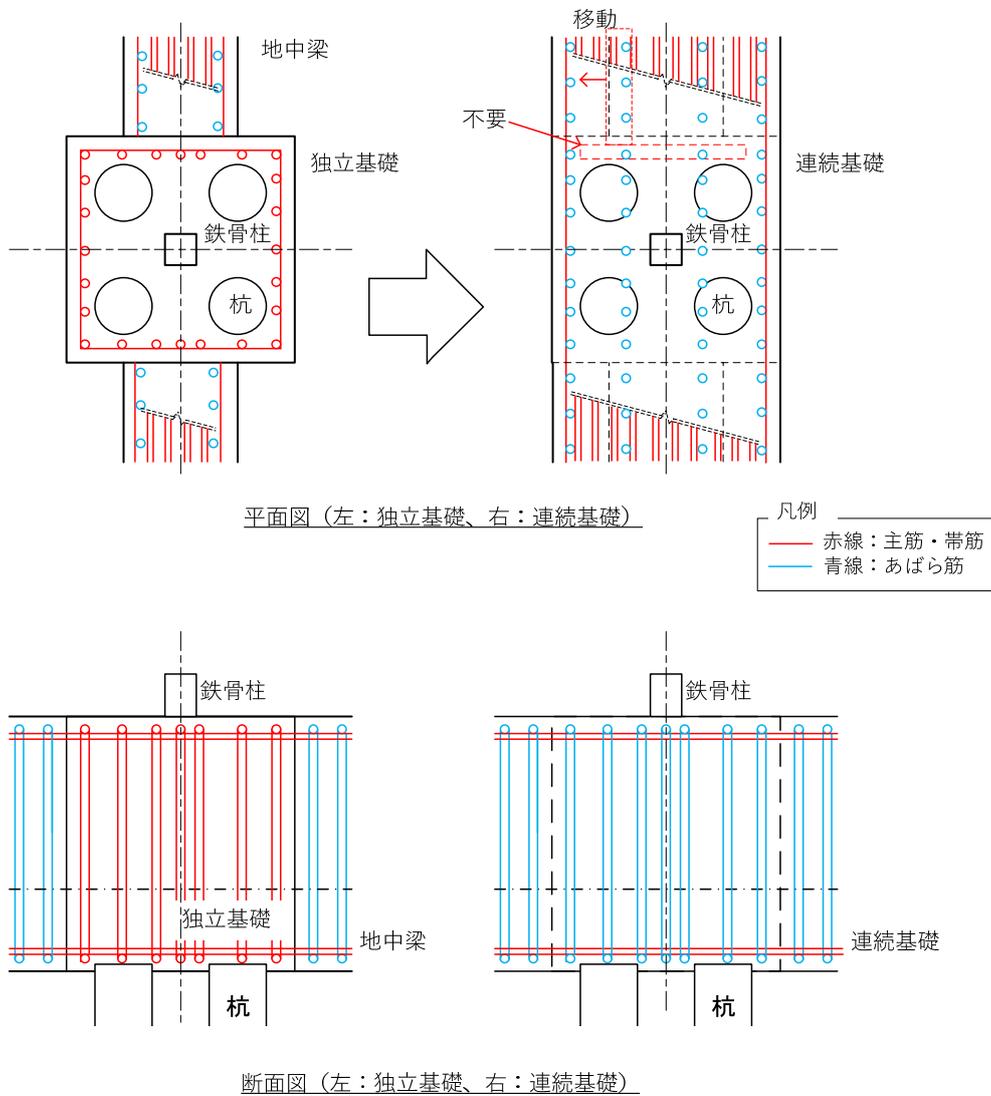
B-B 断面图 (EW 方向)

第 4-2 图 躯体形状图 (单位: m)

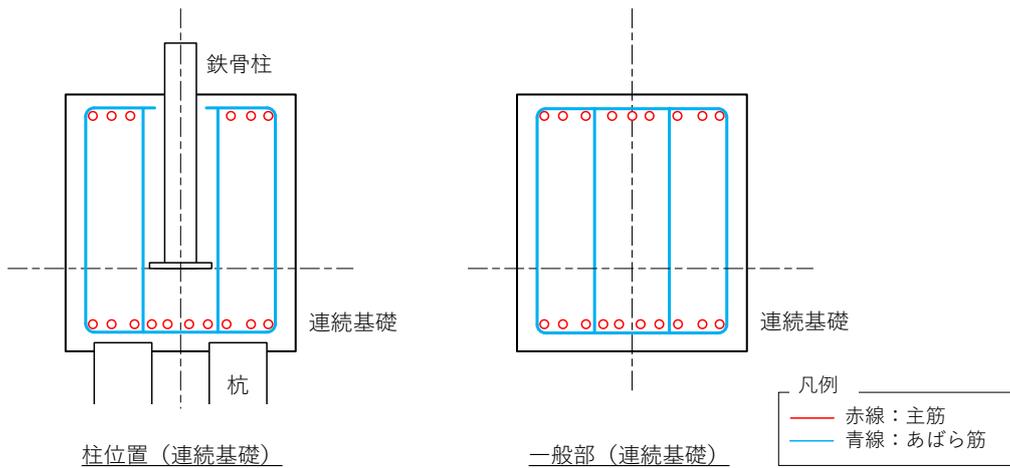
(1) 高剛性基礎

本施設は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから架構の平面計画が口型をしており、基礎の平面的な剛性を十分確保するため、基礎幅を大きくすることで強固な構造体とした。下図に示す左側が一般的な基礎形式である。鉄骨柱と杭を囲むように基礎があり、基礎と基礎を結ぶように地中梁が配置される。上部架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは基礎配筋を通じて杭に応力が伝わり、同時に地中梁にも荷重が伝わるようになっている。

本施設の評価においては地震力が大きいいため、第4-3図の右側に示す通り地中梁を横に拡大し、基礎と一体化している（連続基礎）。



第4-3図 基礎配筋例 (平面図, 長辺方向断面図)

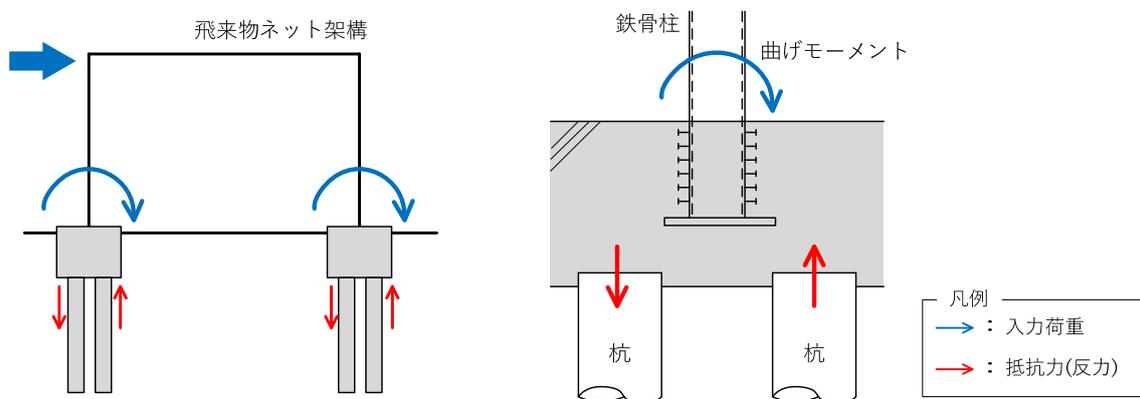


第 4-4 図 基礎配筋例 (短辺方向断面図)

(2) 柱 1 か所当たりの杭本数の計画

柱 1 か所の杭計画は加力に直交する柱を基に計画した。加力方向に直交する基礎の杭は、上部架構の柱に発生する曲げモーメントを杭に流す必要がある。加力に平行な部位は地中梁があるため曲げに対して強固であるが、直交する側は注意する必要がある。上部の曲げをスムーズに下部に流すために杭を複数本配置し、曲げに抵抗することにした。そのため柱中心から離れた部位に杭を設置する計画とした。下図に示すように上部架構の柱に発生する曲げモーメントを両側に設置された杭の軸力に変換している。

そのため柱 1 か所当たりの杭の大きさは直径 1 m 程度とし本数は偶数本とした。

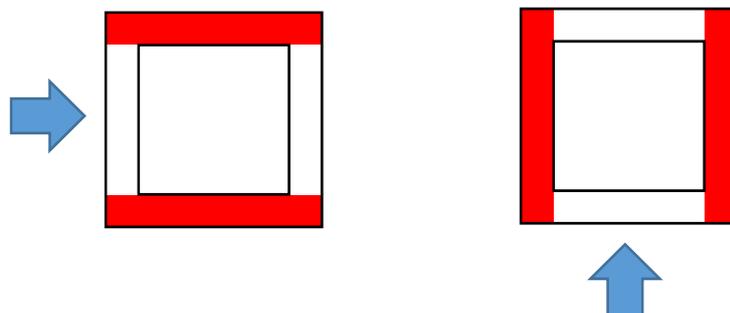


第 4-5 図 加力方向に直交する曲げモーメントの伝達

(3) 杭の総本数の設定

杭本数の計画では、上部架構の剛性が両側の辺の部分にかたよるため、加力方向に平行な地中梁に配置される杭本数で設計する。

以下に本施設の平面イメージを示す。



第4-6図 荷重を負担する杭位置の平面イメージ

基礎を強固な計画としているが、上部架構は加力方向に平行なブレースの荷重負担が大きくそのまま基礎まで力が流れる。そこで、基本計画時は地震入力に平行な基礎に設置される杭で荷重を負担することを前提に杭本数を設定した。青⇒の加力に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。つまり、上部架構から生じるせん断力に対して、杭の総本数の1/2で杭本数を計画している。基本計画時に必要な赤部分の本数を柱本数で除したところ1か所当たり約3.4本となったため偶数本数の4本としている。

なお、実際は基礎をFEMでモデル化するなどして実際の基礎の剛性を介した応力の配分がなされるため、余裕を有する本数設定となっている。

(4) 柱脚の形式

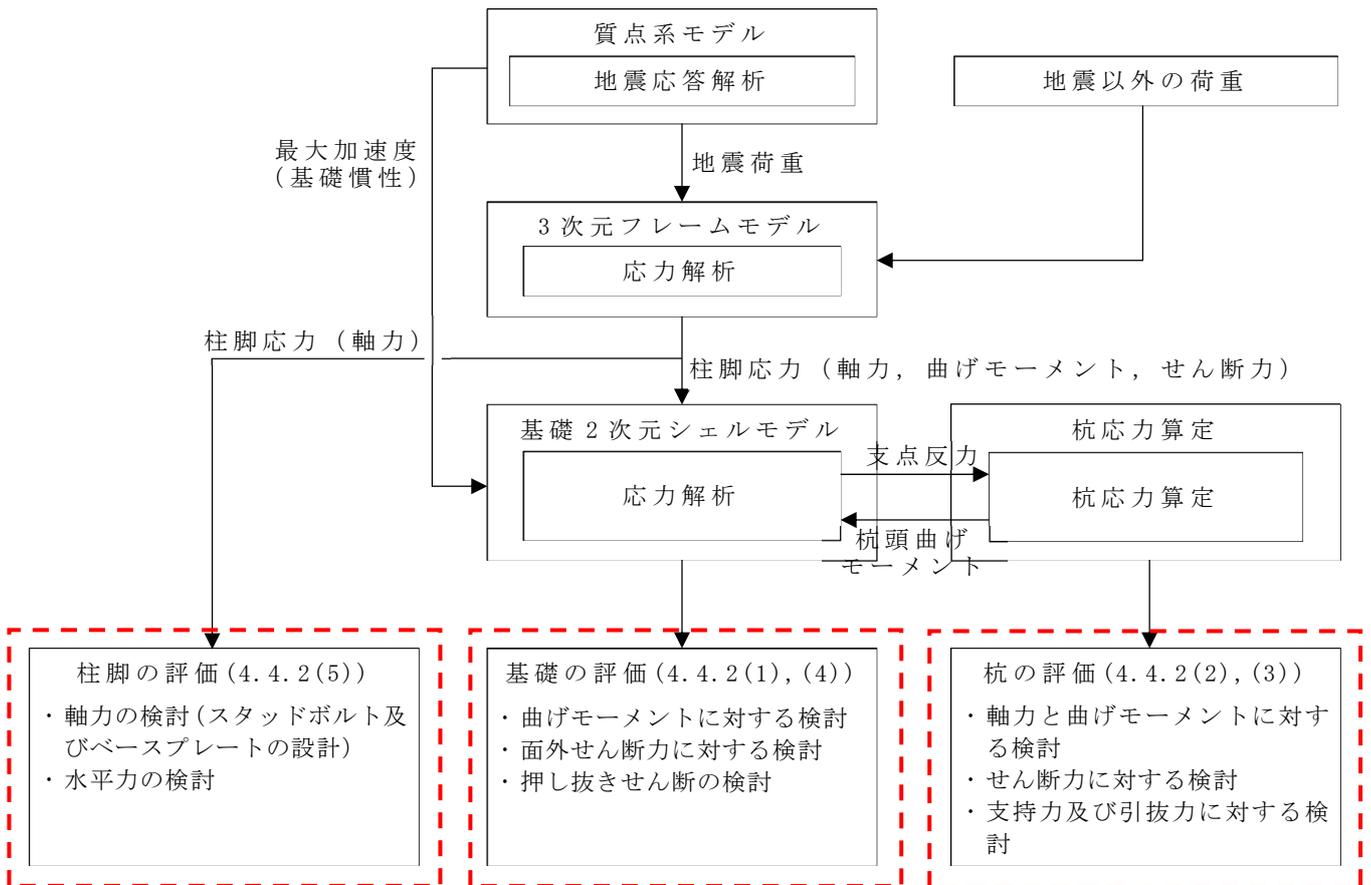
柱脚は、設計飛来物のアンカーボルトに対する衝突を考慮し、露出基礎ではなく、完全埋設柱脚とする。これはアンカーボルトに対する衝突評価を省略するための処置である。

4.2 構造評価の考え方

4.2.1 方針

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎を介して杭に伝達する。ここでは応力伝達の過程に沿うように、基礎及び杭の評価の考え方を明記する。

基礎設計のフロー図を第4-7図に示す。



※ 赤破線の項目を本資料で記載

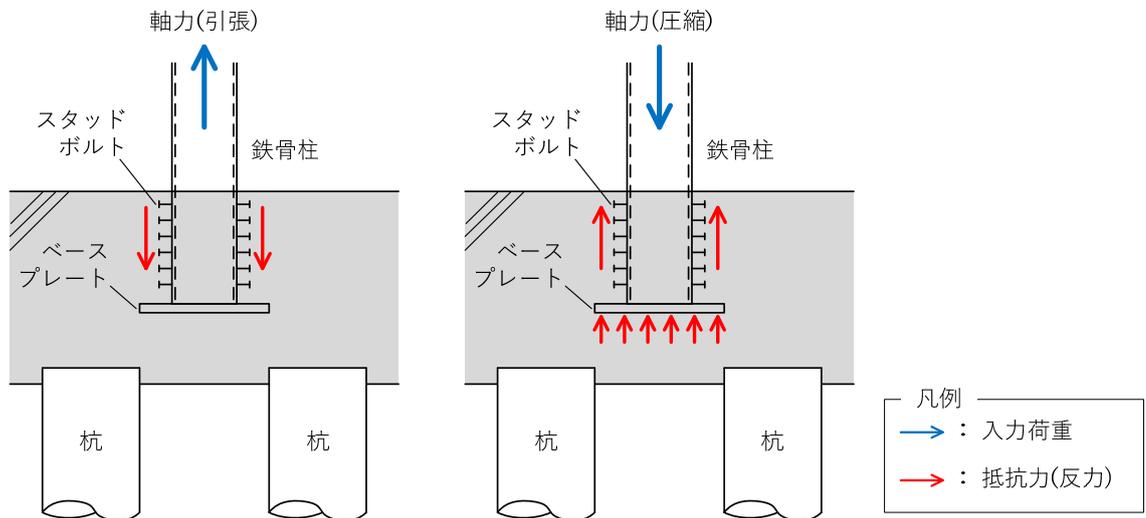
第4-7図 基礎設計のフロー図

4.2.2 上部架構から基礎への軸力の伝達

上部架構から基礎へ軸力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。

検討結果は「4.4.2(5) 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(引張)は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(圧縮)は、スタッドボルト及びベースプレートを通じて基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚で生じる軸力が、スタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの曲げ耐力以下であることを確認する。
- ・ Ss 地震に対する評価におけるスタッドボルト及びベースプレートの耐力は、終局時の耐力を使用する。



第4-8図 上部架構から基礎への軸力の伝達

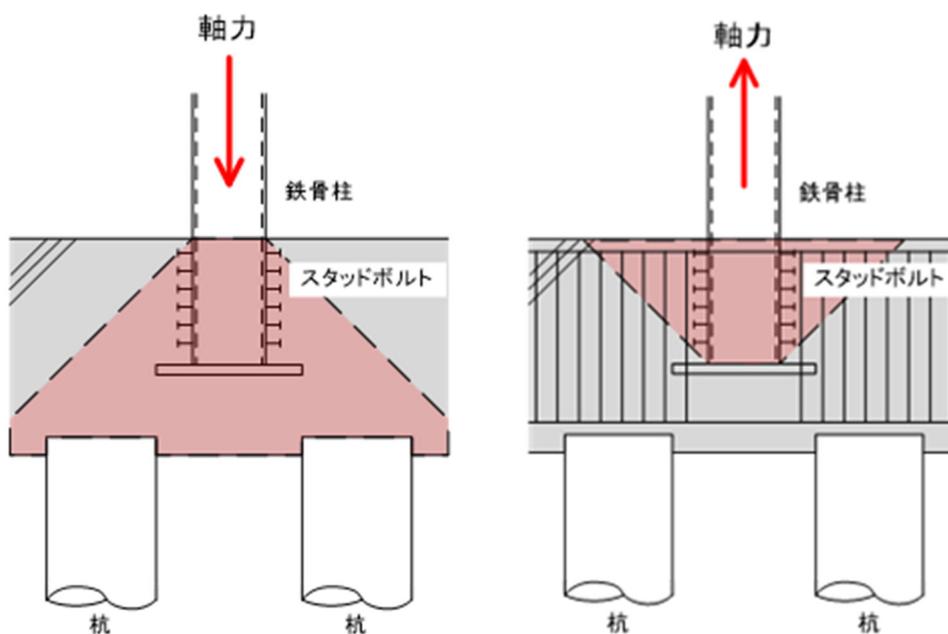
- ・ 鉄骨柱からの軸力に対し、コンクリート部の引抜きまたは押し抜きせん断に対する評価は、以下の理由により不要である。

(a) 圧縮軸力について

柱から圧縮を受けた場合は 45 度の広がりをもって軸力が伝わるが、45 度の広がり範囲の中に杭が計画されているため押し抜き破壊は生じないで杭に対する軸力で力は伝わる。

(b) 引張軸力について

柱に引張軸力が生じる場合は梁の上側にコンクリートのコーン状破壊が生じる。コーン状破壊が生じる破壊線をまたぐように梁のあばら筋が十分にある。



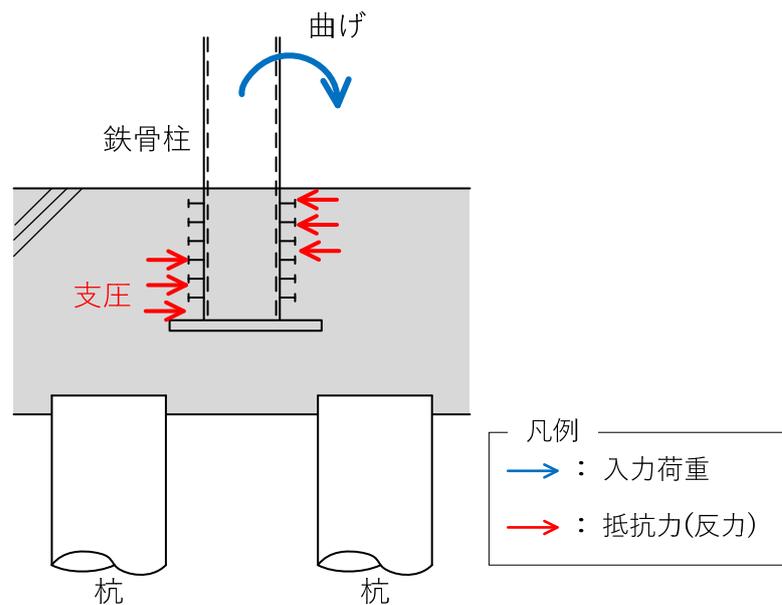
第 4-9 図 コンクリートのコーン状破壊

4.2.3 上部架構から基礎への水平力の伝達

上部架構から基礎へ水平力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。

検討結果は「4.4.2(5) 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 基礎コンクリートの支圧耐力が、鉄骨柱の終局時支圧を上回ることを確認する。このことより、鉄骨柱の検定値が1.0以下であれば、基礎コンクリートも1.0以下であると言える。
- ・ 鉄骨柱の終局時支圧は、崩壊メカニズム時を想定した数値とし、柱の全塑性曲げモーメントを用いて計算する。
- ・ 計算手法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠する。
- ・ 水平力により鉄骨柱埋込部の側面に作用する支圧が、コンクリートの支圧耐力以下であることを確認する。



第4-10図 上部架構から基礎への水平力の伝達

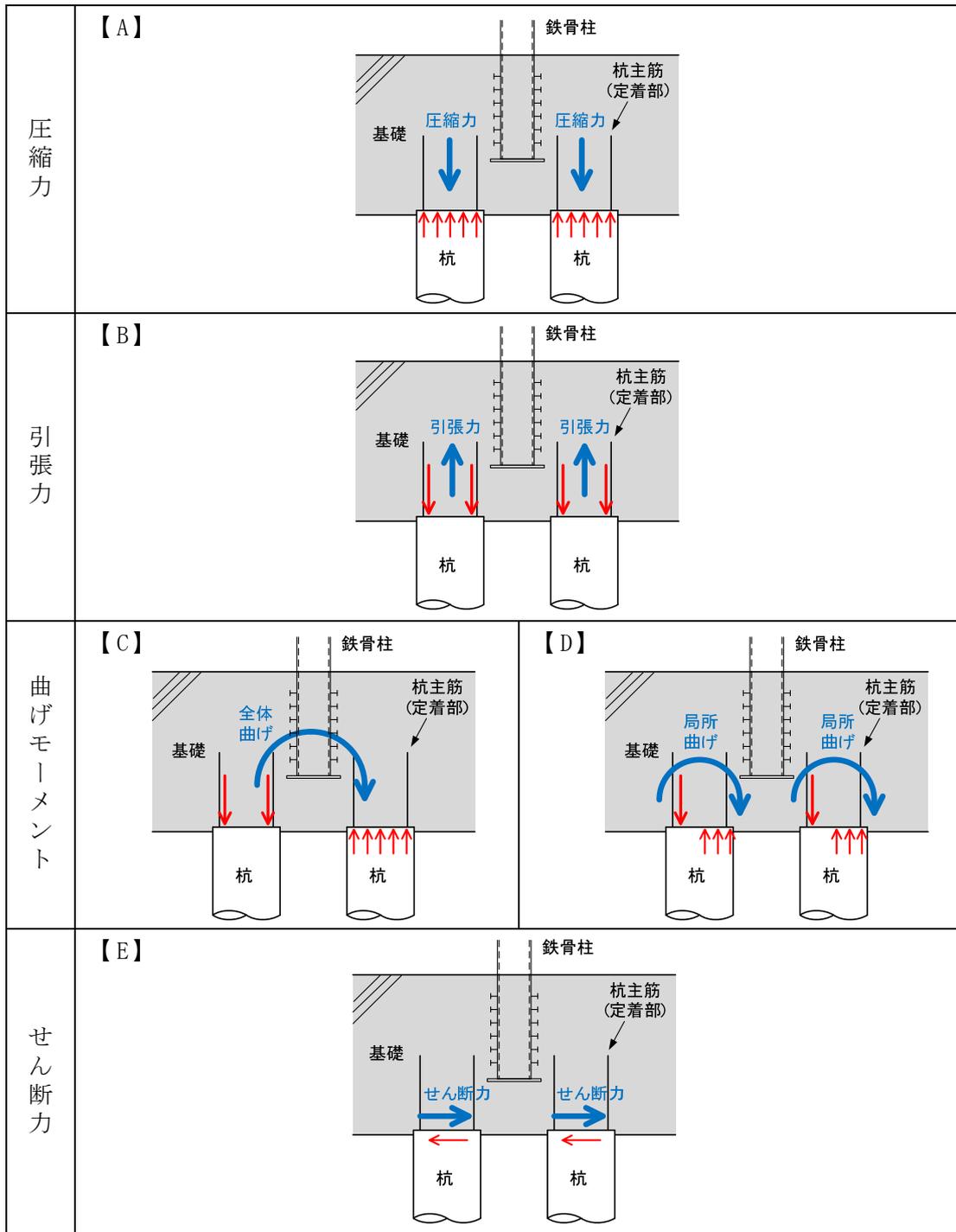
4.2.4 基礎から杭への応力伝達

基礎から杭への応力伝達については、以下のように考える。

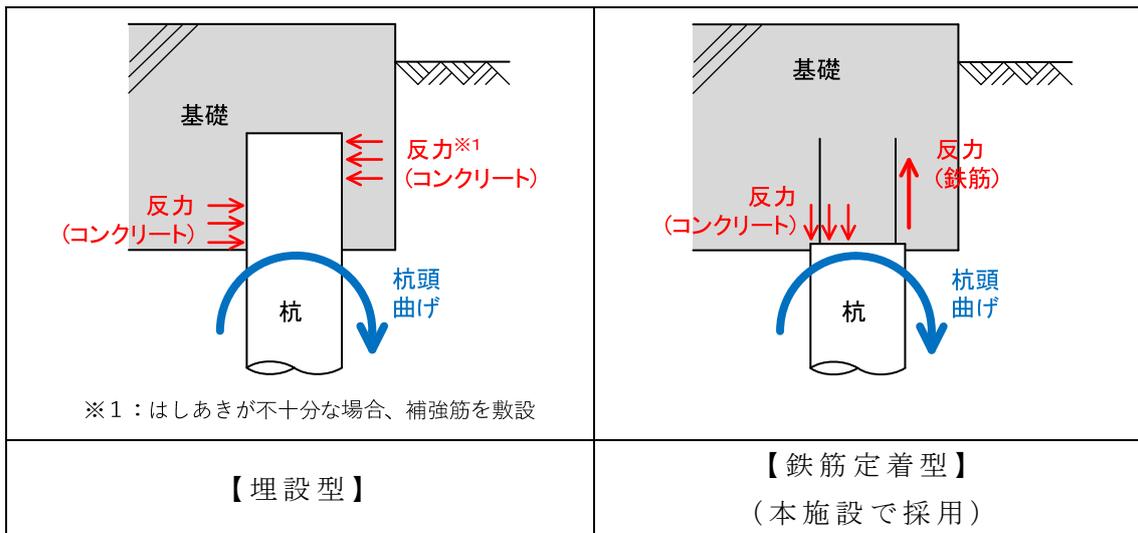
- ・ 基礎から杭に伝達する圧縮力は、杭のコンクリート断面で負担する。(第4-11図【A】参照)
- ・ 基礎から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する。(第4-11図【B】参照)
- ・ 基礎の曲げモーメントは、中立軸を境に圧縮力/引張力に分かれて杭に伝達する。(第4-11図【C】及び【D】参照)
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎に必要長さを確保して定着させることで、問題なく応力伝達する。(第4-11図【C】及び【D】参照)
- ・ 基礎のせん断力は、基礎のコンクリートが目荒らしした杭頂部に打設されること、杭主筋の定着により杭と基礎が一体であると考えられることから、杭に問題なく伝達される。(第4-11図【E】参照)
- ・ 杭は、基礎との接続方法によっては補強筋が必要となる場合がある。本施設の杭は、主筋を基礎に定着させる方法であるため、はしあきが小さい場合でも補強筋を必要としない。(第4-12図参照)

基礎から伝達した応力に対して、杭の評価として以下の検討を行う。
検討結果は「4.4.2(2) 杭の評価」に示す。

- ・ コンクリート丸柱の設計と同様の手法により、「軸力+曲げ」の組合せに対する検討を行う。
- ・ せん断力に対する検討を行う。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。



第 4 - 11 図 基礎から杭への応力伝達



第4-12図 はしあきが小さい基礎と杭の応力伝達

4.2.5 杭から地盤への応力伝達

最終的に、杭から地盤への応力伝達にあたって、杭支持力について以下のように評価する。

評価結果は「4.4.2(3) 支持力等の評価」に示す。

- ・ 支持力は、杭先端支持力と周面摩擦力を考慮する。
- ・ 引抜抵抗力は、周面摩擦力と杭の自重を考慮する。
- ・ 単杭の場合と群杭の場合、両方の条件に対して検討する。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。

4.2.6 基礎の評価

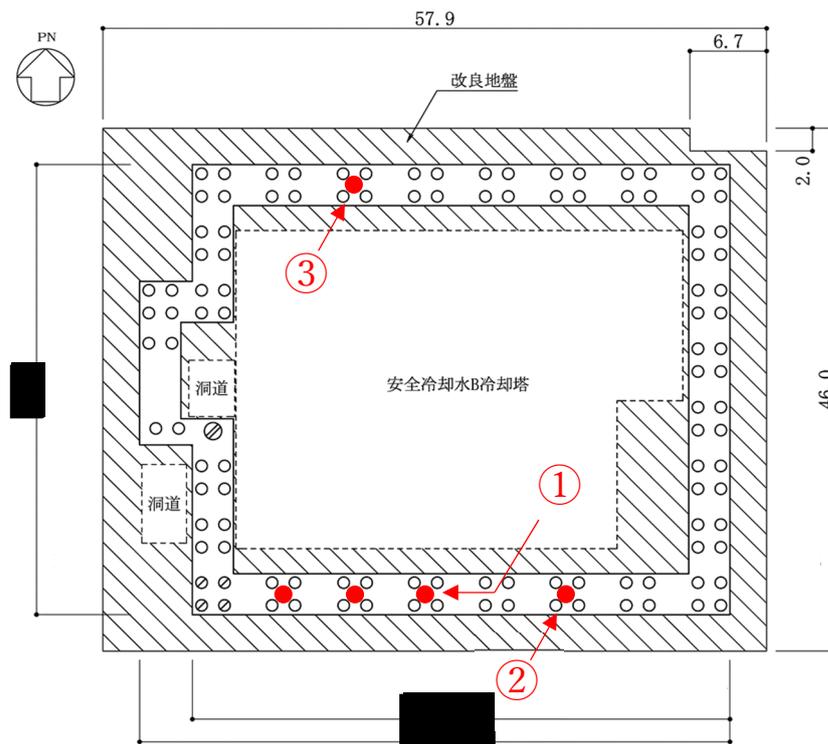
基礎の評価では、前述の上部架構から伝達された応力、杭頭で生じる曲げモーメント、基礎の慣性力を考慮する。

評価結果は「4.4.2(1) 基礎の評価」に示す。

部材評価は、以下の通り。

- ・ 曲げモーメントに対する検討を行う。
- ・ 面外せん断力に対する検討を行う。

4.3 工事写真



工事写真	① アンカーフレーム 設置状況
<p>施工順序：①→②→③</p>	
<p>② ゼロ節足元 建方状況</p>	<p>③ ゼロ節柱脚周辺 配筋状況</p>
	

4.4 構造評価

4.4.1 基礎及び杭の評価方法

(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。基準地震動 S_s 時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

基準地震動 S_s 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み合わせ評価する。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鉛直力が、「基礎指針」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重

a. 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 飛来物防護ネット基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物の自重
積雪荷重(L _s)	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(S _s)	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) (D+0.35L _s) × (水平震度) (D+0.35L _s) × (±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)

b. 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)	47230	46810
P1, P1A (kN/本)	410	407
P2 (kN/本)	1320	1308

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)	1580	2805
P2 (kN/本)	1259	4377

(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	$D + L_S \pm 1.0K_H \pm 0.4K_V \pm WL$
水平0.4, 鉛直1.0	$D + L_S \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm WL$

(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、「4.4.1.(5)b. 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		「基礎指針」に基づく終局強度
			地盤	杭に発生する鉛直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 ²)
基礎 (Fc=24 N/mm ²)	24.0
杭 (Fc=27 N/mm ²)	27.0

第4-8表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

(5) 評価方法

a. 基礎の評価法

基礎は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施し、得られた応力に対し部材評価する。解析コードは、「midas iGen(ver.845)」を用いる。

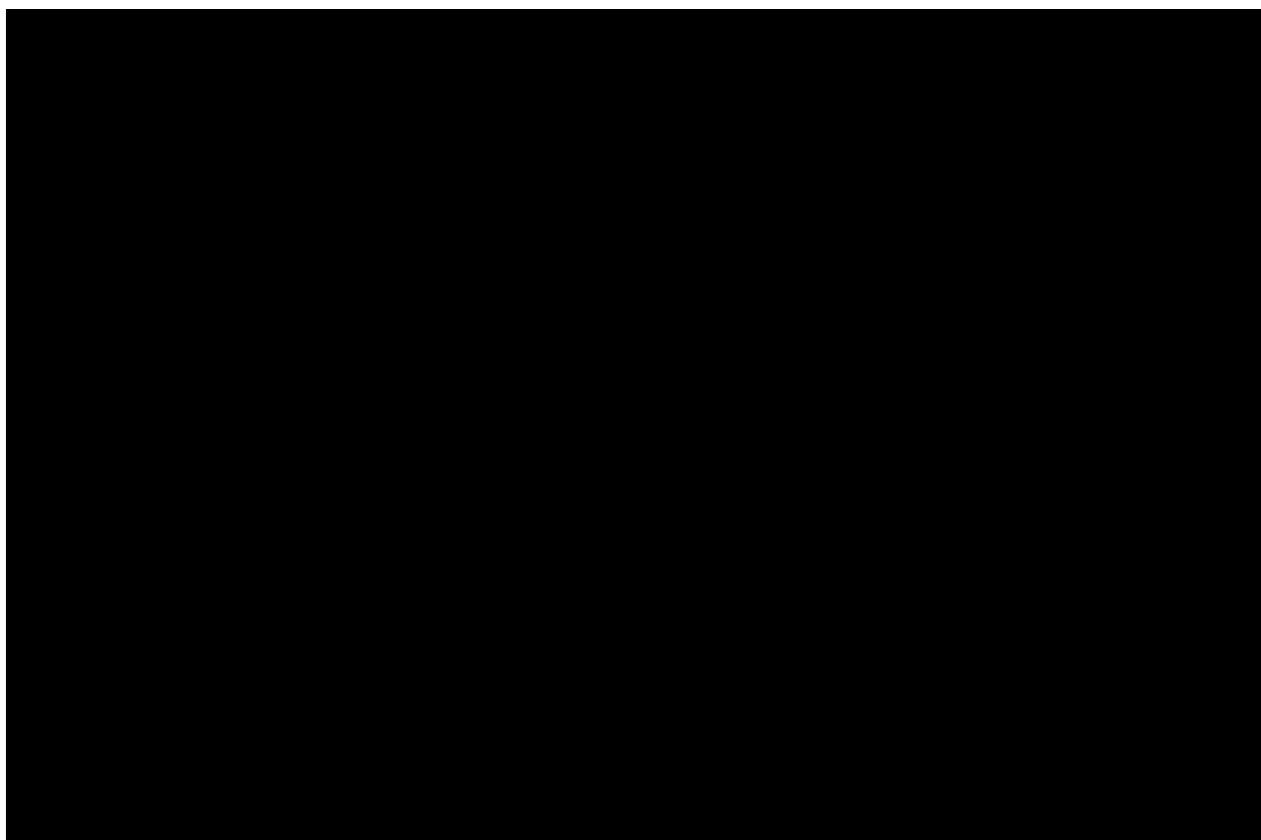
(a) 応力解析モデル

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4-13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、杭位置の節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 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	ポアソン比 (ν)
24	2.27×10 ⁴	0.2

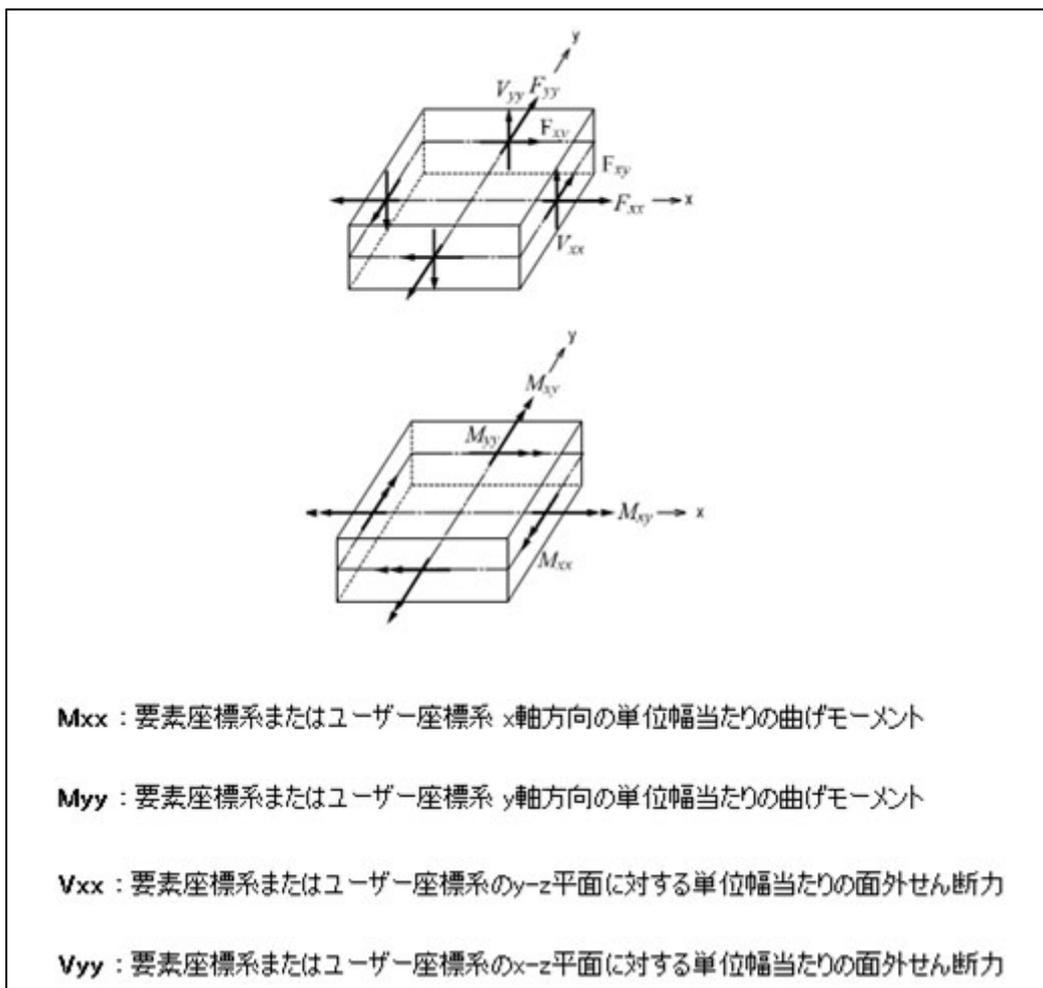


第4-13図 解析モデル (単位：mm)

(b) 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 4-14 図に示す。また、本計算書内で使用している応力記号との対応表を第 4-10 表に示す。

解析結果の応力図(曲げモーメント・面外せん断力)を第 4-15 図～第 4-18 図に示す。



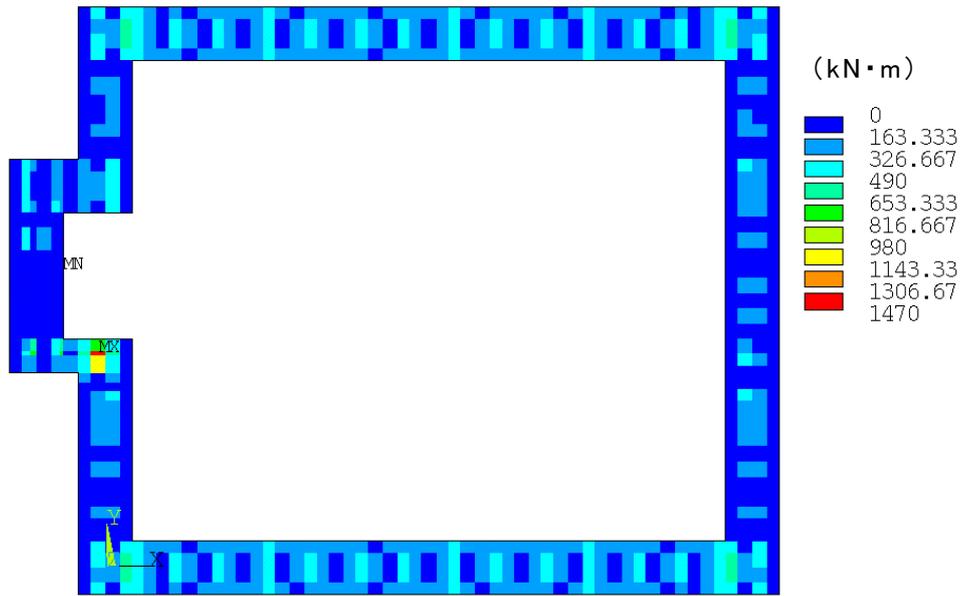
第 4-14 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

第4-10表 本計算書とMIDASの応力記号対応一覧

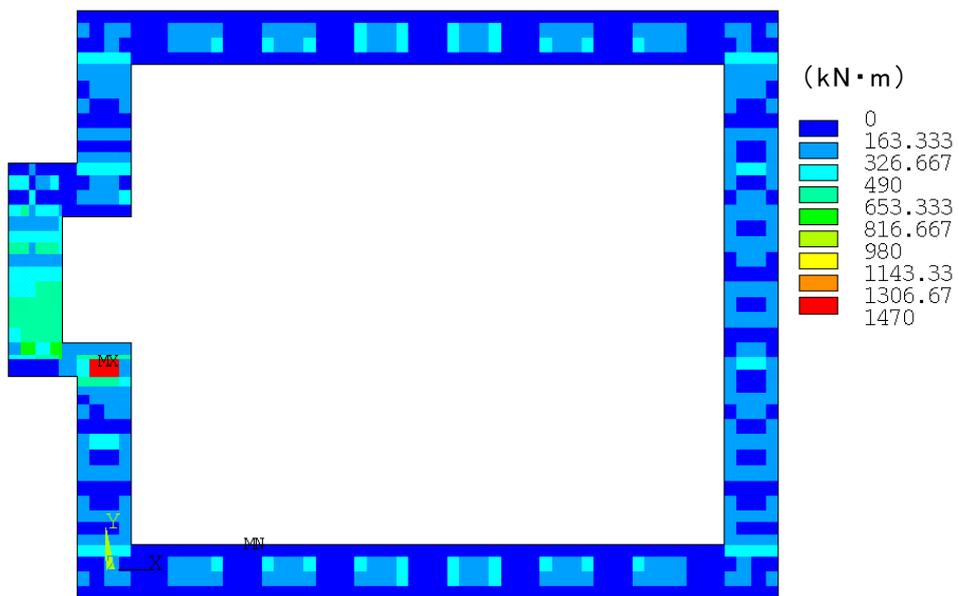
	計算書内の 記号	MIDAS上の記 号
x軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	M _x	M _{xx}
y軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	M _y	M _{yy}
y-z平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Q _x	V _{xx}
x-z平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Q _y	V _{yy}

※解析モデルの要素座標系とユーザー座標系(全体直交座標系)は一致する。

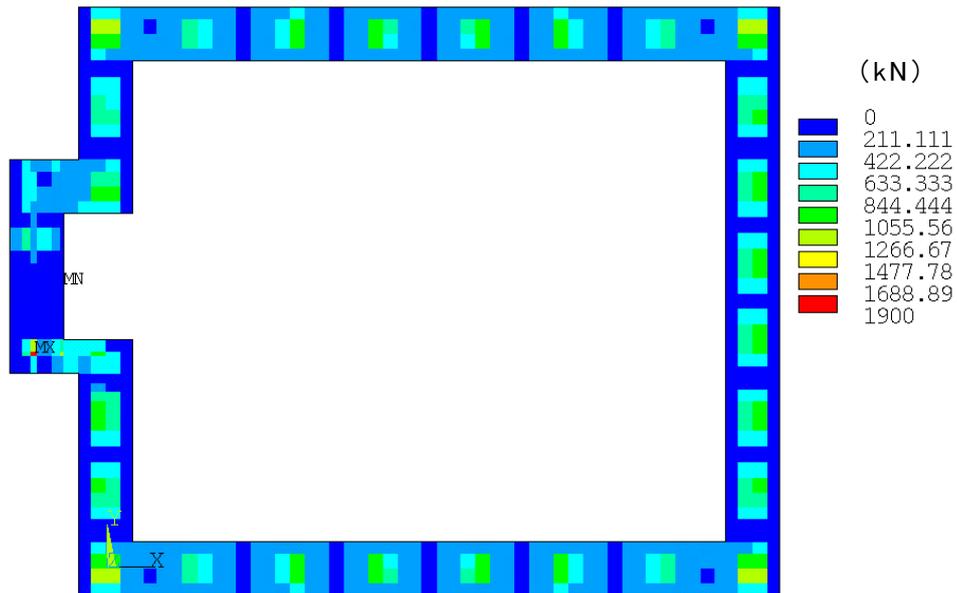
※応力記号の添え字は、地震方向を示す。(x:EW方向, y:NS方向, z:
鉛直方向)



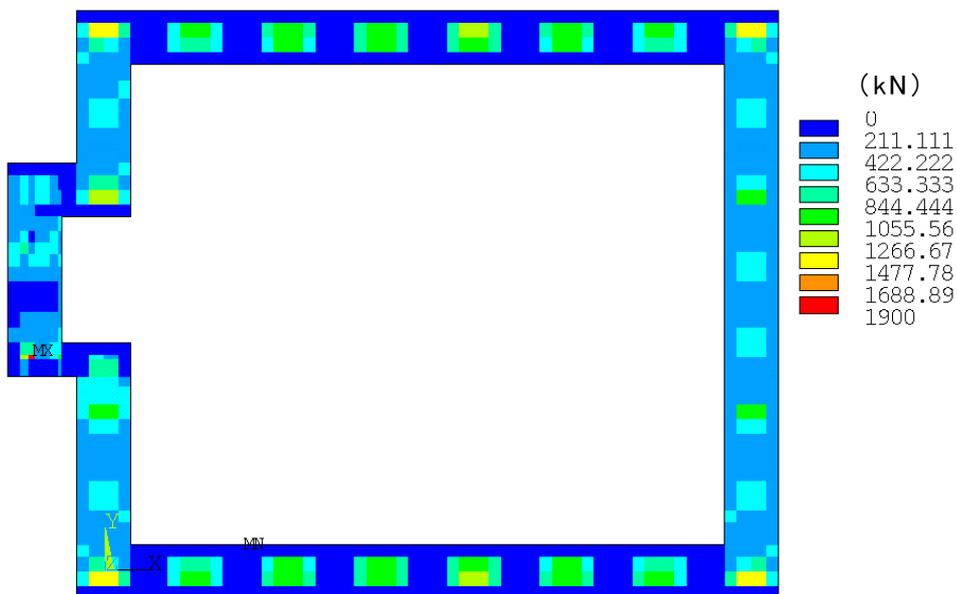
第 4-15 図 曲げモーメント図 (包絡 M_x)



第 4-16 図 曲げモーメント図 (包絡 M_y)



第 4 -17 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 4 -18 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

(c) 基礎断面の評価方法

i. 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。

$$M \leq M_u$$

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

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

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

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
- σ_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

ii. 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。

$$Q \leq Q_u$$

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

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
- σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度
- σ_0 : 平均軸方向応力度
- b : 部材幅
- j : 応力中心間距離

b. 杭の評価法

(a) 応力計算

杭応力として、各杭に発生する鉛直力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 4-11 表に示す物性値を考慮する。

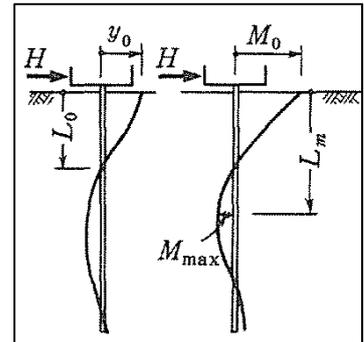
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

$$k_h = 3.16 \cdot k_{h0} \quad ; \quad 0.0 \leq y \leq 0.1$$

$$k_h = k_{h0} \cdot y^{\left(-\frac{1}{2}\right)} \quad ; \quad 0.1 < y$$

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



ここで、

H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

β : 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)

y : 無次元化水平変位 (水平変位量をcmで表した無次元量)

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

ξ : 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)

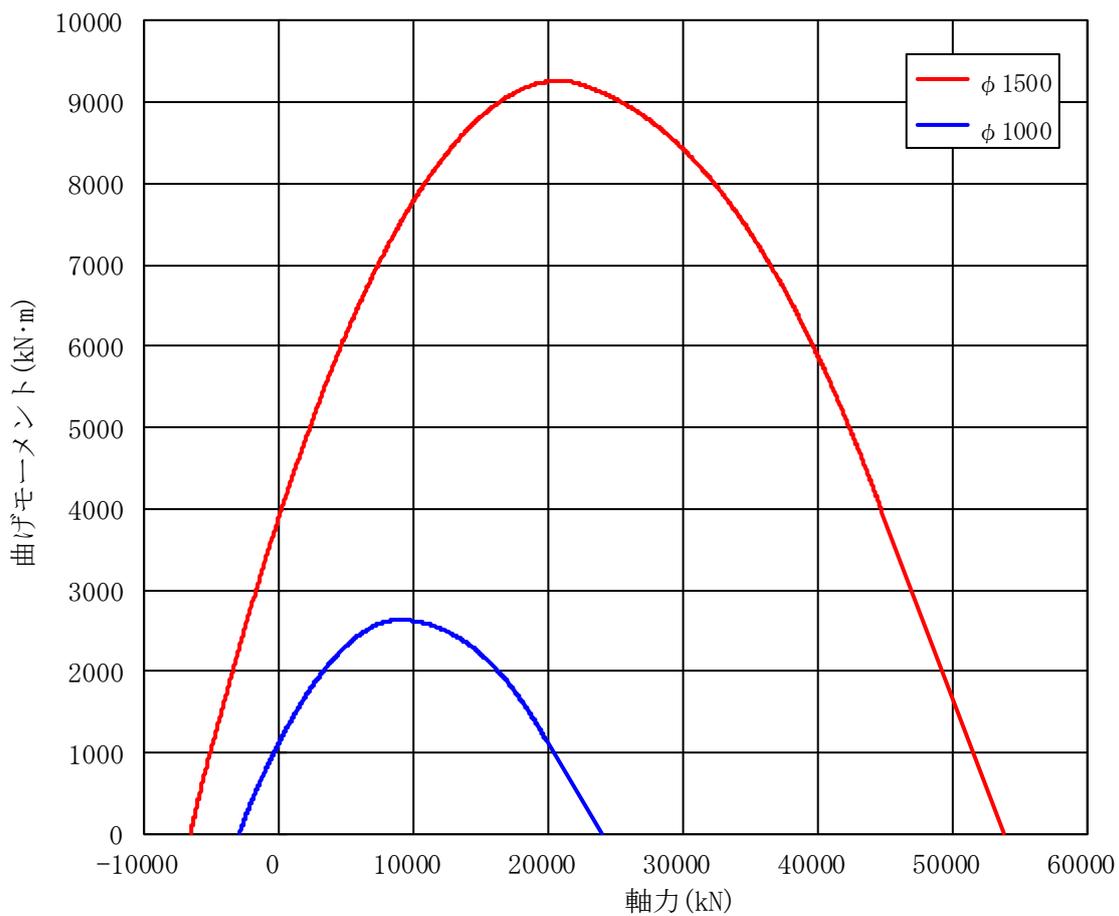
第 4 -11 表 杭の物性値

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

(b) 杭断面の評価方法

i. 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4-19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4-19図 許容限界（Nu-Mu 関係）

(c) 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
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- σ_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

(d) 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。

i. 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

τ_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

τ_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

ϕ : 杭の周長

ii. 引抜力に対する評価

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

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

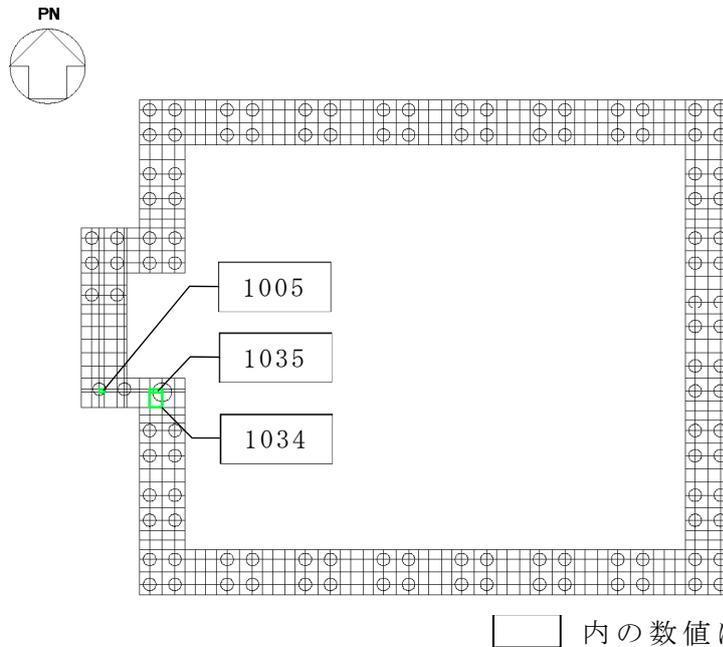
ここで,

- N_{\min} : 最小軸力
- R_{TR} : 許容限界 (残留引抜抵抗力)
- τ_{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。
- τ_{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
- ϕ : 杭の周長
- W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

4.4.2 評価結果

(1) 基礎の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第4-20図に、基礎応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-12表に示す。評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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4-20図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第4-12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 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)			
NS	1034	1391	4965	0.281	OK
EW	1035	1469	5948	0.247	OK

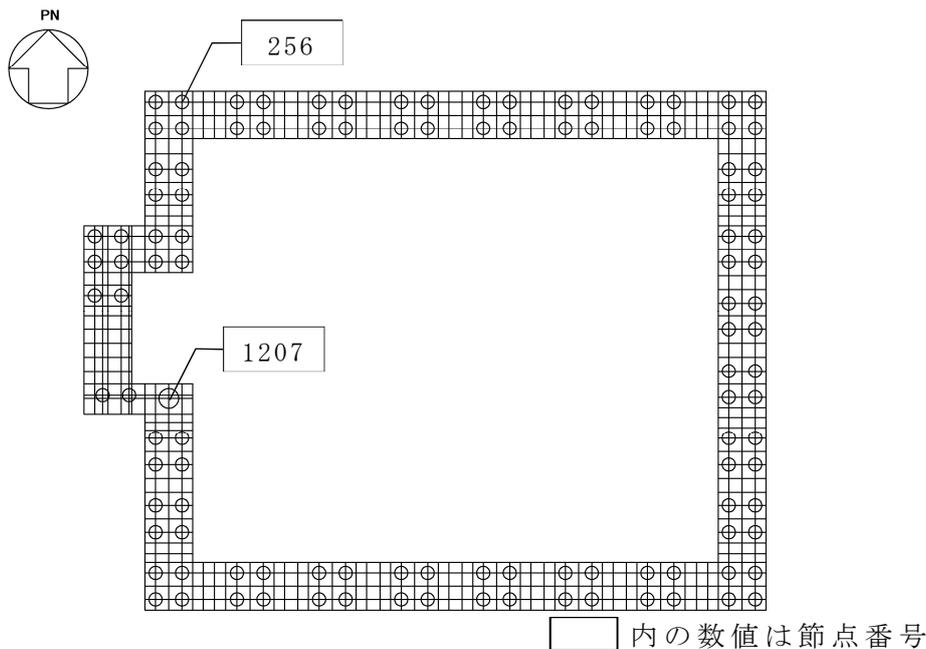
(b) 面外せん断力に対する評価

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	1005	1814	3955	0.459	OK
EW	1005	1898	4171	0.456	OK

(2) 杭の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第 4-21 図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第 4-13 表及び第 4-22 図に、杭のモーメント図を第 4-23 図に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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 4-21 図 最大検定値発生位置 (杭応力)

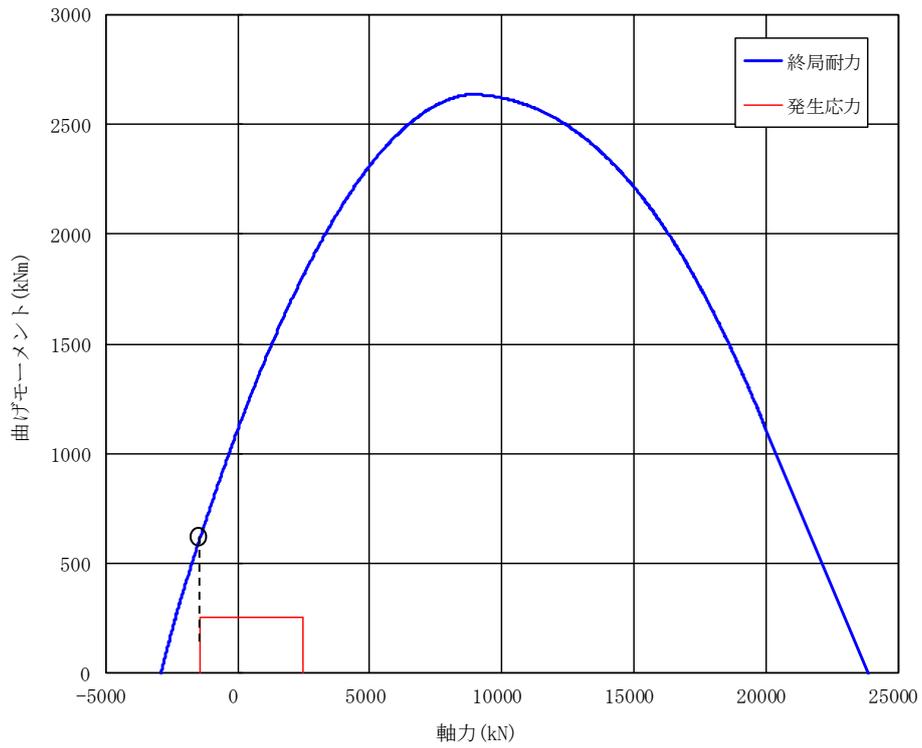
第 4-13 表 杭の評価結果 (最大検定値)

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

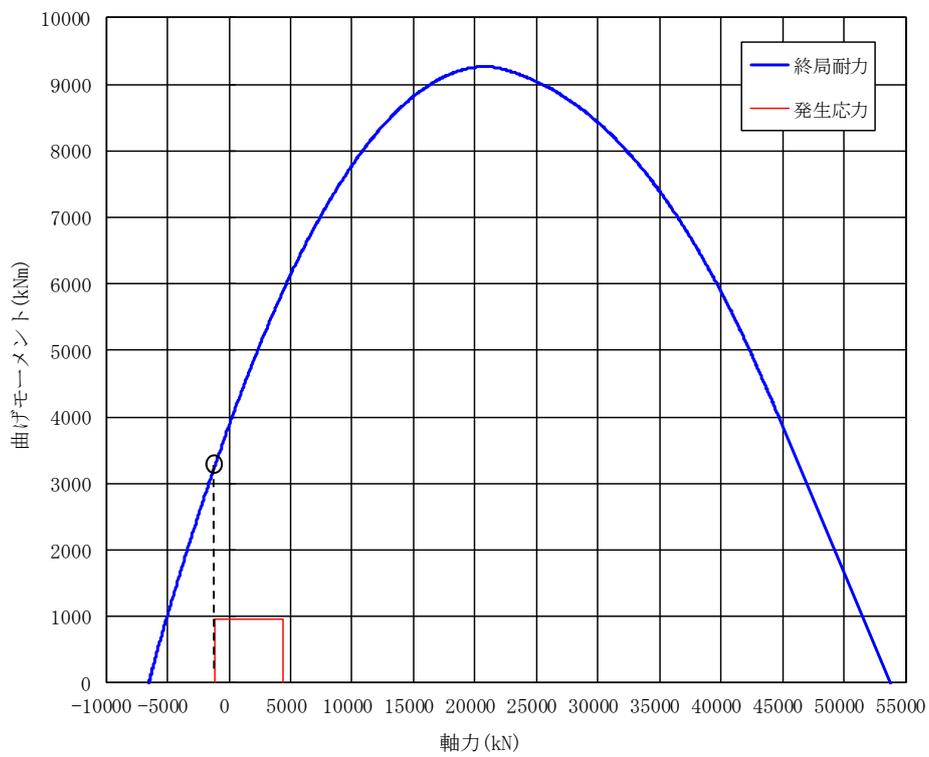
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	256	255	557	0.458	OK
P2	1207	951	3220	0.296	OK

(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	256	513	2046	0.251	OK
P2	1207	1650	5192	0.318	OK

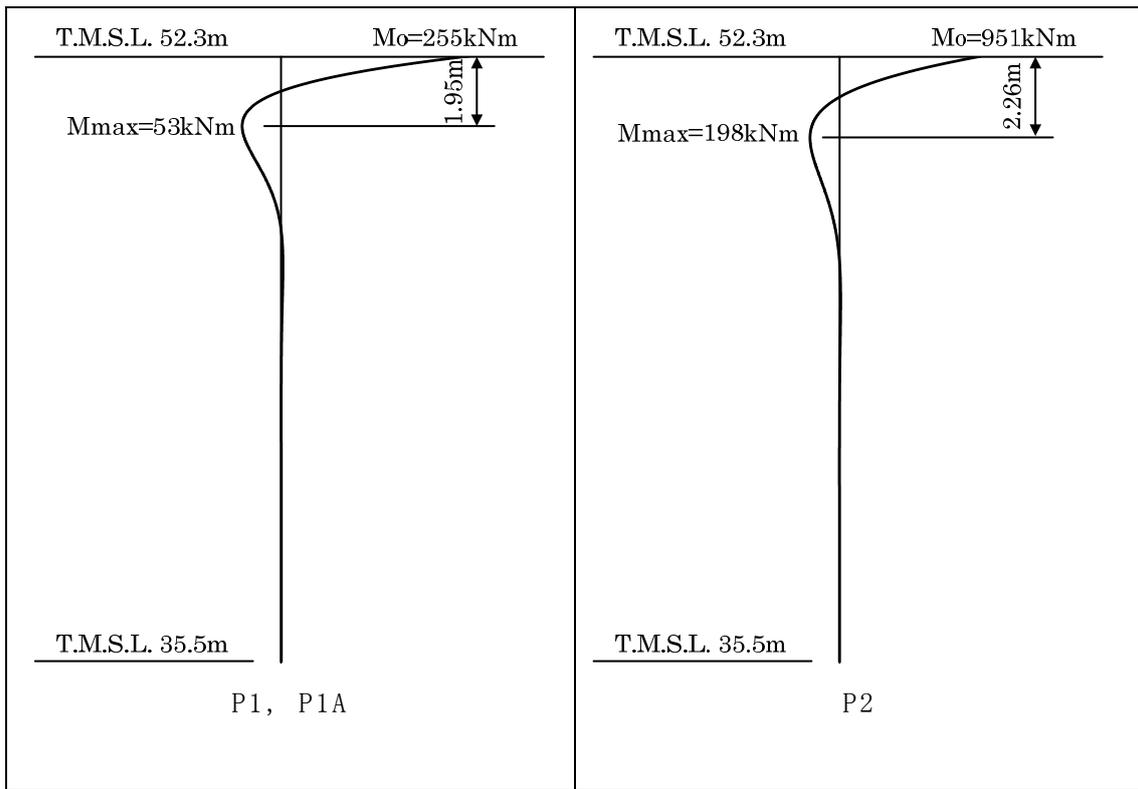


(P1, P1A)



(P2)

第4-22図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

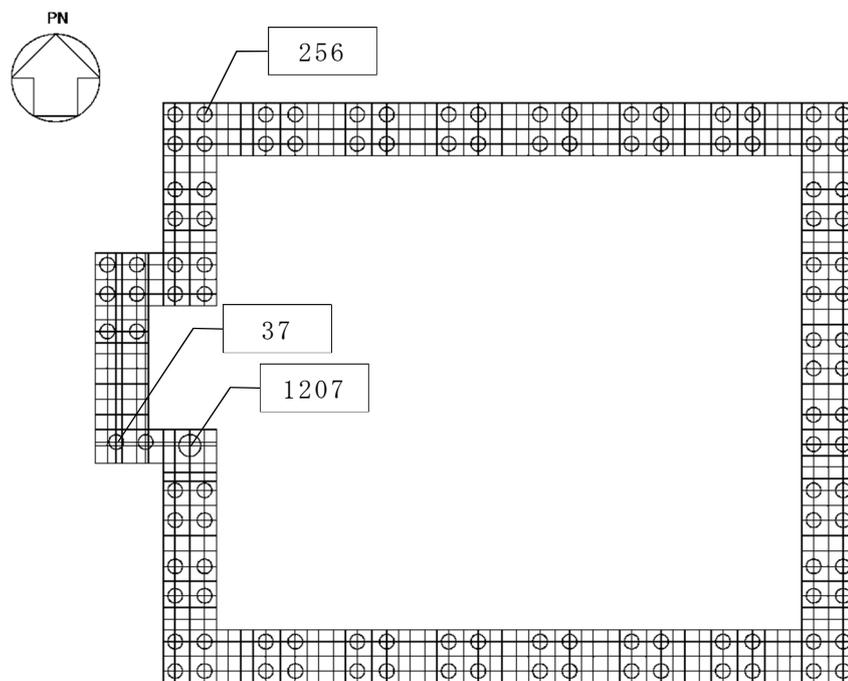


第 4 -23 図 杭モーメント図 (最大値発生位置確認)

(3) 支持力等の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第4-24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4-14表に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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。



□ 内の数値は節点番号

第4-24図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第4-14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 ^{*2}	判定
	杭種	節点番号	軸力 ^{*1} (kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面		
支持力	P1, P1A	37	2805	3927	8708	12635	0.223 (0.715)	OK
	P2	1207	4377	8836	13063	21898	0.200 (0.496)	OK
引抜力	P1, P1A	256	-1580	—	7297	7297	0.217	OK
	P2	1207	-1259	—	11085	11085	0.114	OK

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

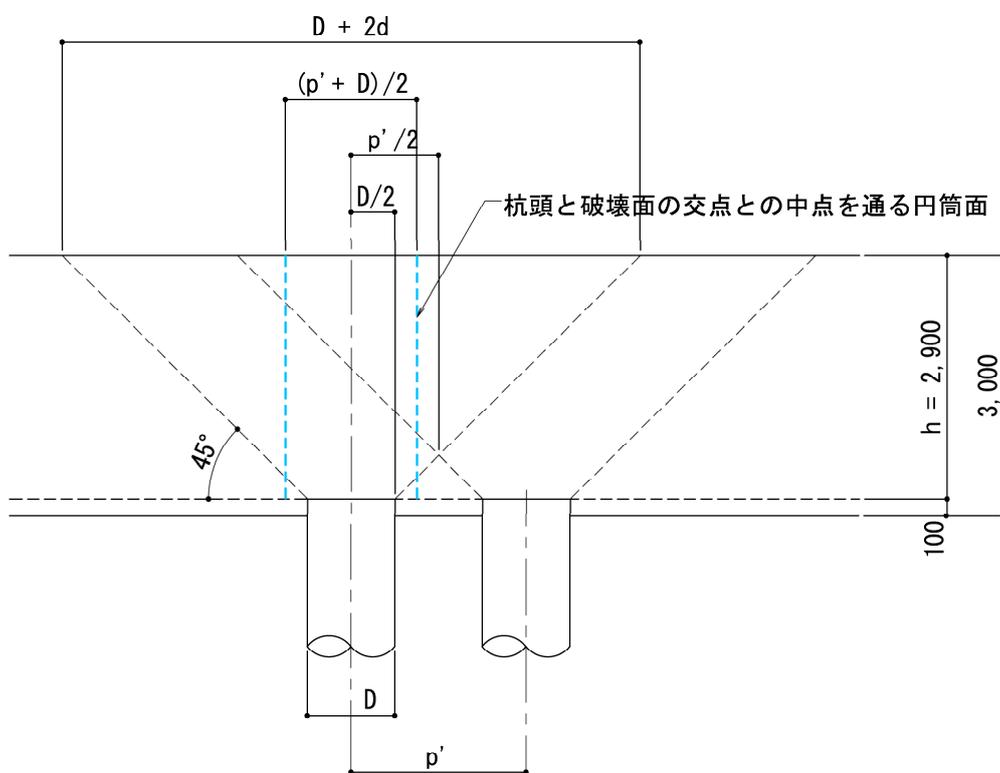
*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

(4) 基礎の押し抜きせん断の評価

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット基礎の健全性を確認するために、Ss地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭せん断力を用い、基礎の鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。

a. 評価条件

杭頭は基礎と剛接合する。第4-25図に杭頭部構造図を示す。Ss地震時に杭に作用する第4-15表の荷重に対して、「RC規準」に基づき、隣接する杭の影響を考慮した鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第4-25図 杭頭部構造図

第4-15表 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	鉛直力 (押し抜き) P (kN)
P1, P1A	2805
P2	4377

b. 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第4-25図の図中水色の破線部の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第4-16表に示す。

$$\tau_v = P/(b_0' \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b_0' = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

ここで、

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

b_0' : 杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面の周長

p' : 隣接する杭との中心間距離 (P1(P1A) : 2000mm, P2 : 3000mm)

D : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎の有効厚さ (2900mm)

τ_a : 許容押し抜きせん断応力度=1.09N/mm²

但し、はしあきが小さいP2については、第4-26図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

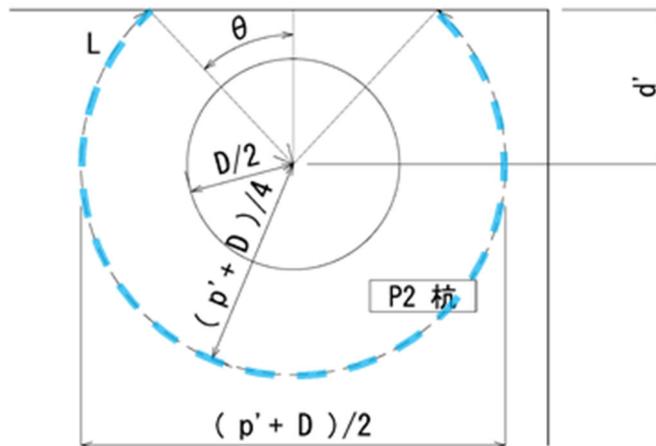
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

$$d' = 1100\text{mm}$$

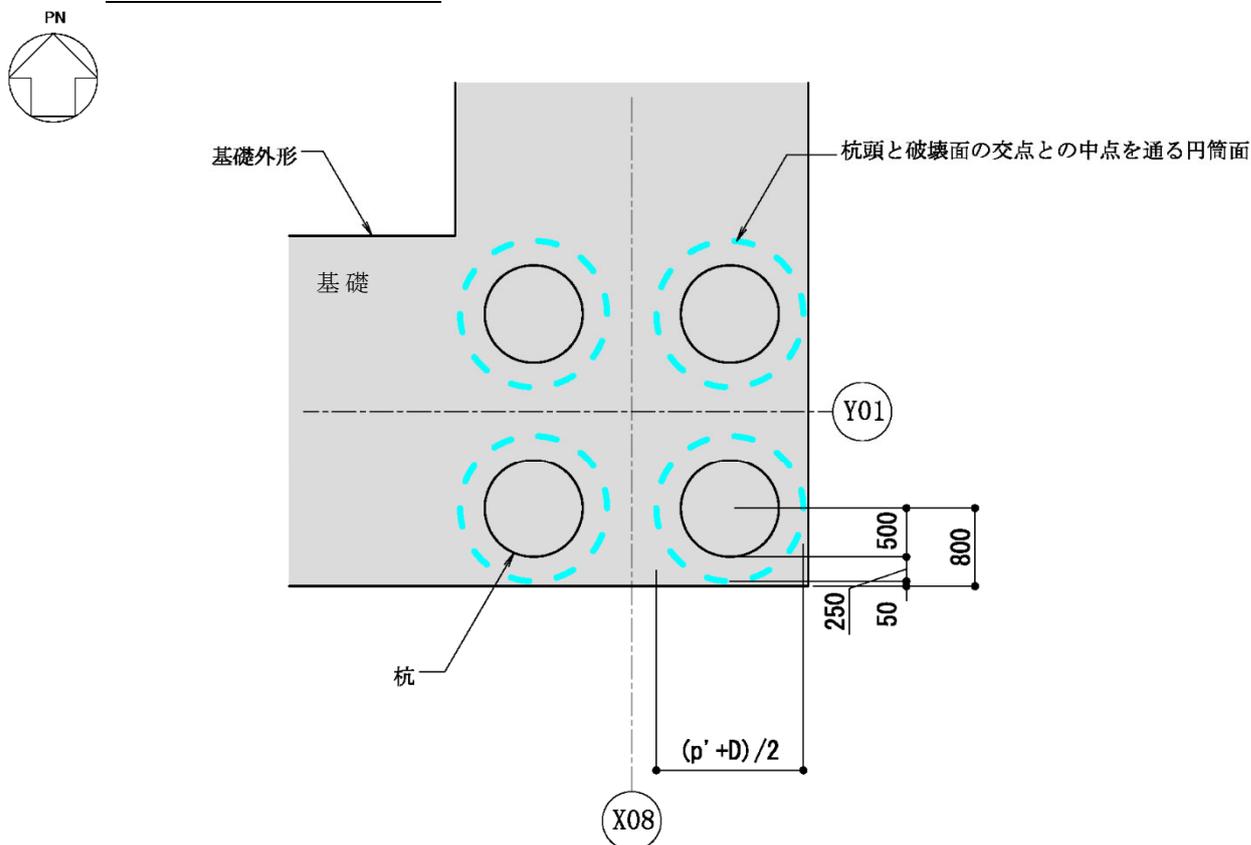
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{d'}{(p' + D)/4} \right) = 12.1^\circ$$



第4-26図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1 及び P1A は，第 4-27 図に示すように耐力を想定する円筒面の位置が，はしあき位置よりも内側であることから，P2 のような有効領域の低減は不要である。



第 4-27 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

第 4-16 表 鉛直押し抜きせん断に対する評価

検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き 力 P (kN)	押し抜き せん断応力 度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
P1, P1A	2805	0.206	1.09	0.19
P2	4377	0.229	1.09	0.22

(5) 埋込柱脚部の評価

埋込柱脚部の評価について、以下に示す。

a. 応力解析結果

応力解析 (Ss ばらつき+風) 柱脚応力の最大値を第4-17表に示す。

第4-17表 応力解析 (Ss ばらつき+風) 柱脚応力の最大値

要素	断面	部材種類	引張軸力 (kN)	圧縮軸力 (kN)	せん断-y (kN)	せん断-z (kN)	曲げ-y (kN*m)	曲げ-z (kN*m)
101	105	C3	3655.35	-4482.32	272.74	1666.18	1061.75	1061.00
102	102	C2	1317.31	-2720.03	2183.24	159.95	1015.80	1054.63
103	102	C2	1669.45	-3208.82	220.86	200.48	1149.74	907.97
104	102	C2	1324.22	-3059.92	195.08	199.68	1164.97	833.63
105	102	C2	1428.28	-3289.49	2125.58	193.50	1164.05	910.72
106	102	C2	1670.85	-3223.11	246.76	202.91	1147.97	974.74
107	102	C2	1385.36	-2840.86	2206.19	167.82	1009.75	1113.26
108	105	C3	3635.89	-4541.62	294.22	1655.74	1030.83	1116.51
109	101	C1	480.54	-1409.16	146.50	321.66	1128.69	921.59
110	101	C1	488.44	-1424.64	147.74	309.81	1095.13	918.62
111	101	C1	1170.18	-2450.69	68.16	1747.93	1214.00	627.78
112	101	C1	1423.72	-2713.07	163.77	1726.64	1165.64	1007.12
113	111	C11	868.59	-1129.86	784.31	97.73	261.24	82.66
114	106	C4	848.29	-2824.33	221.56	371.62	1241.33	306.48
115	101	C1	563.85	-1817.97	158.92	333.13	1171.09	1005.21
116	111	C11	127.03	-417.11	99.14	87.99	230.81	179.64
117	101	C1	563.88	-1840.19	159.16	331.42	1168.45	1005.23
118	111	C11	845.53	-1086.12	752.02	98.38	262.56	84.48
119	106	C4	1529.83	-3705.17	222.96	1753.91	1215.31	316.22
120	101	C1	1438.80	-2713.98	164.01	1725.22	1163.85	1006.47
121	101	C1	480.96	-1443.54	85.14	324.03	1130.87	650.56
122	101	C1	487.04	-1419.75	147.11	308.28	1093.19	917.11
123	105	C3	3661.65	-4480.75	272.72	1669.58	1065.75	1060.22
124	102	C2	1322.89	-2753.43	2182.58	159.23	1008.51	1052.08
125	102	C2	1676.78	-3223.33	220.19	199.48	1143.12	905.16
126	102	C2	1321.06	-3056.15	194.32	198.94	1159.67	830.55
127	102	C2	1424.76	-3286.72	2124.75	192.70	1159.67	907.48
128	102	C2	1672.81	-3211.81	245.90	198.74	1144.56	971.41
129	102	C2	1356.16	-2753.47	2205.20	157.28	1007.89	1109.65
130	105	C3	3657.41	-4491.23	293.35	1653.66	1026.38	1113.12

柱部材別の最大値(絶対値)

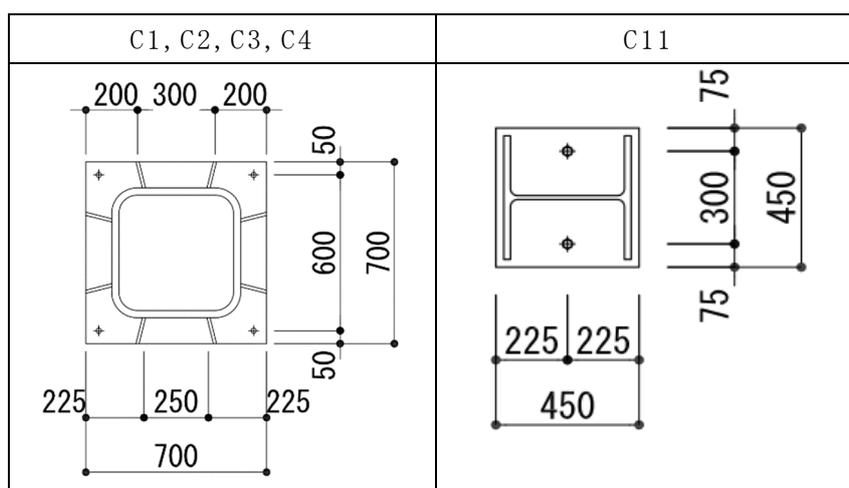
	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1439	2714	165	1748	1214	1008
C2	1677	3290	2207	203	1165	1114
C3	3662	4542	295	1670	1066	1117
C4	1530	3706	223	1754	1242	317
C11	869	1130	785	99	263	180

b. 柱脚部材リスト及びベースプレート形状

柱脚部材のリストを第4-18表に示し、ベースプレート形状を第4-28図に示す。

第4-18表 柱脚部材リスト

柱符号	柱断面						基礎		ベースプレート				リブプレート			スタッド		
	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	F (N/mm ²)	Fc (N/mm ²)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	鋼種	h (mm)	t (mm)	鋼種	n	径	段数	
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4	
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6	
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6	
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4	
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5	



第4-28図 ベースプレート形状図

c. スタッドボルトの設計

鉄骨柱脚に生じる引張軸力は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。

各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力で除することで行い、健全性を確認する。

Ss地震に対する評価は、終局時の許容耐力を用いる。

C1

① 設計応力 : $T = 1439 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$q_s = 3/3 \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$
(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$

$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$

$\frac{T}{q_s} = \frac{1439}{3351} = 0.43 < 1.00 \text{ OK}$

C2

① 設計応力 : $T = 1677 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 6$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 5027 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1677}{5027} = 0.33 < 1.00 \text{ OK}$$

C3

① 設計応力 : $T = 3662 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 22 \times 6$ 段 $a = 380 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 380 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 6726 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{3662}{6726} = 0.54 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1530 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1530}{3351} = 0.46 < 1.00 \text{ OK}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{869}{2094} = 0.41 < 1.00 \text{ OK}$$

d. ベースプレートの設計

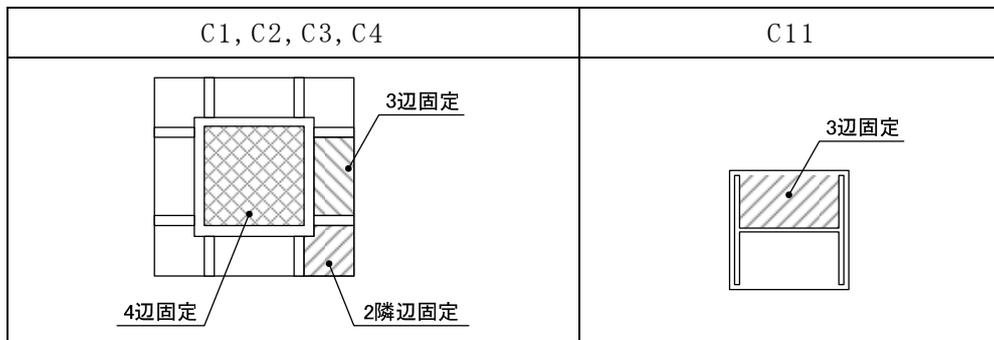
鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎コンクリートに伝達される。ベースプレートの耐力を第4-19表に示す。

鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力に対する検定結果を第4-21表に示す。

第4-19表 ベースプレート耐力の算定

		C1	C2	C3	C4	C11
部材諸元	平面寸法 (mm)	700×700	700×700	700×700	700×700	450×450
	厚さ (mm)	36	40	45	36	25
	断面係数 Z (mm ³)	216	267	338	216	104
	許容応力度 σ_y (N/mm ²)	358	358	358	358	358
2隣辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	195	195	195	195	—
	長辺寸法 L_y (mm)	195	195	195	195	—
	L_y / L_x	1.00	1.00	1.00	1.00	—
	係数 α_2	0.29	0.29	0.29	0.29	—
	許容面圧 P_2 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	—
3辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	100	100	100	100	200
	長辺寸法 L_y (mm)	295	295	295	295	400
	L_y / L_x	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00
	係数 α_3	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28
	許容面圧 P_3 (N/mm ²)	19.8	24.4	30.9	19.8	3.3
4辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	444	444	444	444	—
	長辺寸法 L_y (mm)	444	444	444	444	—
	係数 α_4	0.052	0.052	0.052	0.052	—
	許容面圧 P_4 (N/mm ²)	7.5	9.3	11.8	7.5	—
集計	最小許容面圧 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	3.3
	許容軸力 (kN)	3431	4236	5361	3431	673

注) 係数 α は、長方形スラブにおいて等分布荷重(w)に対する曲げモーメント($M = \alpha \cdot w \cdot Lx^2$)を算定する際に用いる数値。



第 4-21 表 圧縮軸力に対する検定

符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定値	判定
	スタッド ボルト	ベース プレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2714	0.41	OK
C2	5027	4236	9263	3290	0.36	OK
C3	6726	5361	12087	4542	0.38	OK
C4	3351	3431	6782	3706	0.55	OK
C11	2094	673	2767	1130	0.41	OK

e. 水平力に対する検討

水平力に対する検討は、「建築物の構造関係技術基準解説書」付録 1-2.6 に従い検討する。

検討は、以下の3つに分類して実施する。

- ① 中柱
- ② はしあきの大きい側柱
- ③ はしあきの小さい側柱

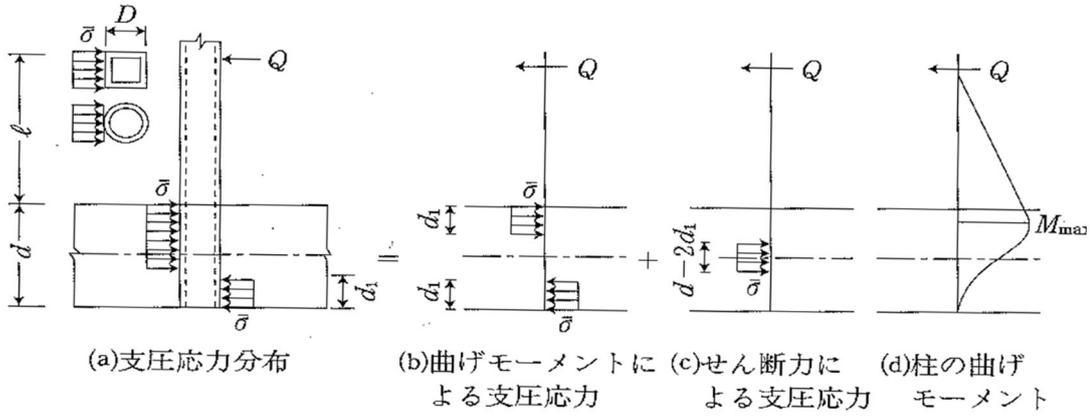
上記分類のうち、はしあきの大きい側柱については、まずは中柱と見なしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

パンチング耐力が小さい場合、鉄筋による引抜抵抗を考慮する。

検討は、鉄骨柱内に中詰コンクリート無しとして行う。

(a) 中柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

M_{pc} : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm)。

ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Q_{pc} : 柱のせん断力 = M_{pc} / l

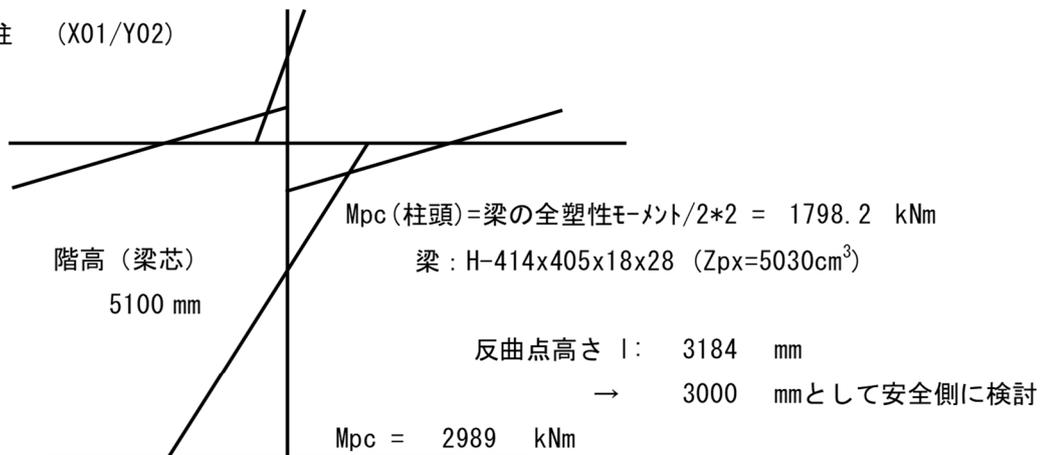
l : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C1	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3000	2000

■ 支圧応力度の検定

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3 Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

Mpc: 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

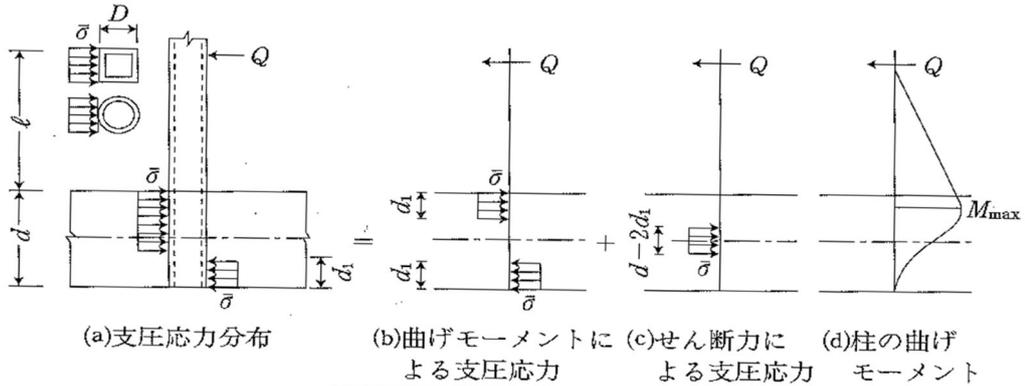
σ : 支圧応力度

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

(b) はしあきの大きい側柱の検討

側柱のうちコンクリートのかぶりが必要な箇所については、まず中柱と同様に検討を行い、そこで得られた指圧応力度に対して、基礎のへりあき部分が抵抗できることを確認する。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

Mpc: 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm) : ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Qpc: 柱のせん断力=Mpc/l

l: 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

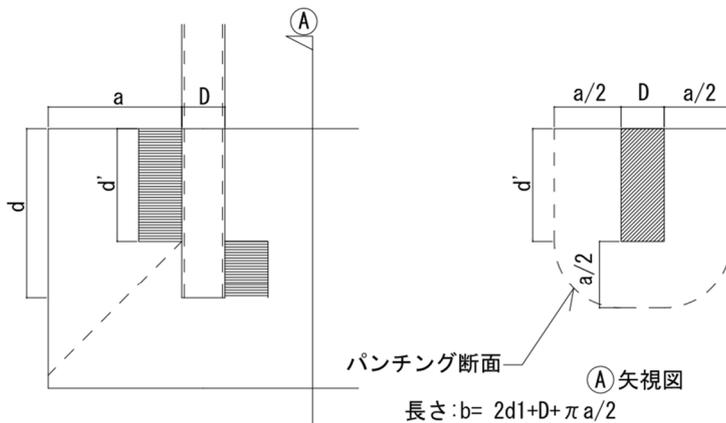
D: 鋼管径 (mm)

d: 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度の検定として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

P(σ) : 支圧応力で、σ * d' で求める。d1は、上図(b)より力のつり合いから求める。

STEP2) パンチング耐力の検討

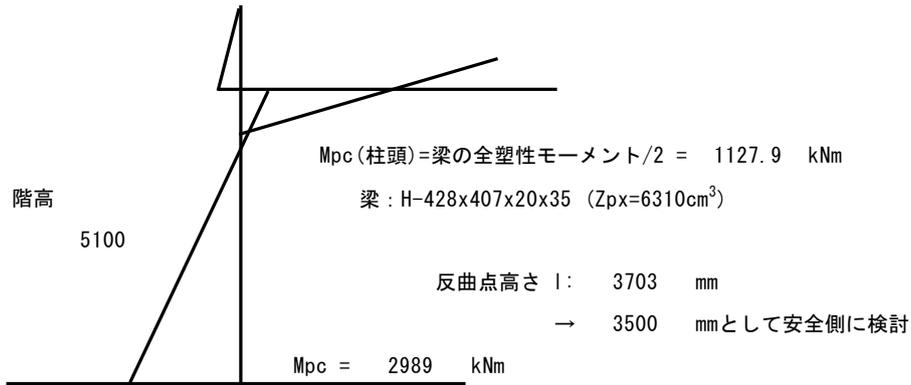


Qa: パンチング耐力 = $1.5 \cdot f_s \cdot b \cdot j$ 、(ここで $j = (a - 100\text{mm}) \times 7/8$ とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力: P(σ) と、パンチング耐力 Qa を比較する。

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Z _{px} (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

F _c (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3500	2000

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

M _{pc} (kNm)	Q _{pc} = M _{pc} /l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3F _c (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	σ : 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = σ * d'
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

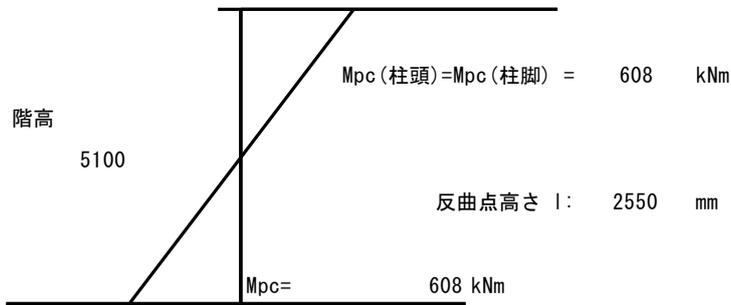
a (mm)	b (mm)	j (mm)	f _s (N/mm ²)	P _a (kN)
1550	5897	1269	1.10	12289

a : へりあき寸法
 b : パンチング断面周長
 f_s : コンクリート短期せん断許容応力度
 P_a : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	P _a (kN)	$\frac{P(\sigma)}{P_a}$	判定 ≤ 1.0
5761	12289	0.47	0. K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpy (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C11	H	400	400	13	21	1700	218.7	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	400	2550	1200

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	σ : 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\sigma \cdot d'$
608	238	5.3	16	0.33	OK	867	1824	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1000	3704	788	1.10	4791

a : へりあき寸法
b : パンチング断面周長
fs : コンクリート短期せん断許容応力度
Pa : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
1824	4791	0.38	0. K.

(c) 側柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。

・側柱柱脚の終局曲げ耐力 (付図1.2-29参照)

(a) 建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

(b) 建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

付図1.2-29 側柱柱脚の耐荷機構

$$M'_u = T_u \left(\frac{d}{2} - d_t \right) + C_c \left(\frac{d}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \quad (\text{付1.2-43})$$

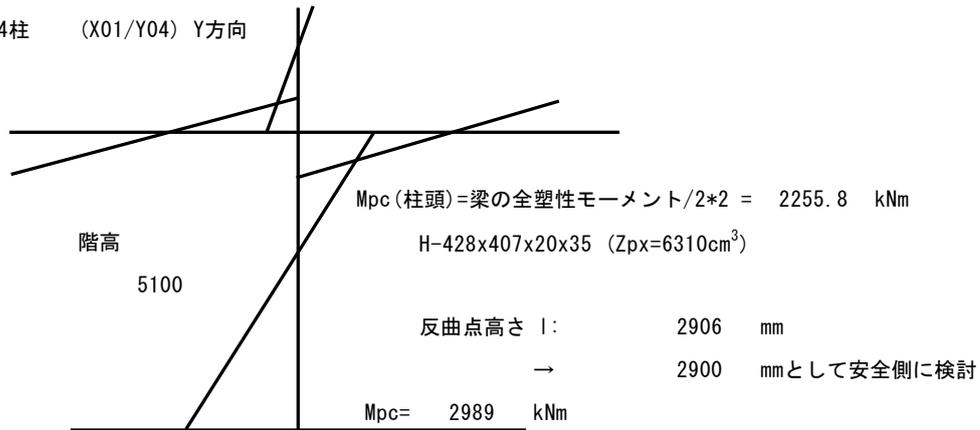
ここで、 T_u ：補強筋の引張降伏耐力 ($= a_t \cdot \sigma_y$) (N)
 a_t ：補強筋の断面積の和 (mm^2)
 σ_y ：補強筋の降伏点 (N/mm^2)
 d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離 (mm)
 C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力 (N) で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合
 $C_c = T_u - Q_{pc}$ [付図1.2-29(a)]
- ・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合
 $C_c = T_u + Q_{pc}$ [付図1.2-29(b)]

d_c ：コンクリートの支圧抵抗深さ $\{= C_c / (\bar{\sigma}_u D)\}$ (mm)
 $\bar{\sigma}_u$ ：基礎コンクリートの終局支圧強度 (N/mm^2)

なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局部的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	l (mm)	d (mm)
24	2900	2000

■ 荷重方向(a)

・ 上端補強筋緒元

上端補強筋		Fy	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
10	D32	345	510	7940

Fy: 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu-Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	σu (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.93	OK

$$\sigma u = 2/3 Fc$$

荷重方向(b)

・ 下端補強筋緒元

下端補強筋		Fy	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
6	D32	345	200	4764

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu+Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	σu (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.79	OK

4.4.3 まとめ

基礎梁の最大検定値は、曲げモーメントに対し 0.281, せん断力(修正荒川式)に対し 0.459 であった。

杭体の最大検定値は、軸力-曲げモーメントに対し 0.458 (浮力考慮), せん断力に対しては 0.318 であった。杭支持力の最大検定値は、終局鉛直支持力に対し 0.223 (浮力非考慮), 引抜き抵抗力に対し 0.217 (浮力考慮) であった。

基礎の杭からの押し抜きせん断の検定値は、0.22 であった。

埋込柱脚部の引張軸力 (スタッドボルト) の最大検定値は、0.54 であり、圧縮軸力 (スタッドボルト+ベースプレート) の最大検定値は 0.55 であった。また、コンクリートの支圧に対して、0.93 であった。いずれも 1.0 を下回り、構造健全性が確認された。

5. 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
- ・ 平成国土交通省告示第1024号
- ・ 鋼構造設計基準（1973改訂 日本建築学会）
- ・ 日本工業規格
- ・ 建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）
（文中，「基礎指針」と記す。）
- ・ 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）（文中，「RC規準」と記す。）
- ・ 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）（文中，「RC-N規準」と記す。）
- ・ 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）
（文中，「JEAG4601」と記しているものは上記3指針を指す。）

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. 1次元波動論の適用性確認	2
3.1 評価概要	<u>2</u>
3.2 評価方針	<u>3</u>
3.3 評価結果	<u>8</u>
3.4 まとめ	<u>28</u>
4. 質点系モデルの適用性確認	<u>29</u>

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の妥当性の確認として、1次元波動論（SHAKE）の適用性及び質点系モデルの適用性について補足説明するものである。

2. 適用性確認方法

妥当性確認項目を第2-1表にまとめる。

第2-1表 質点系モデルの妥当性確認項目

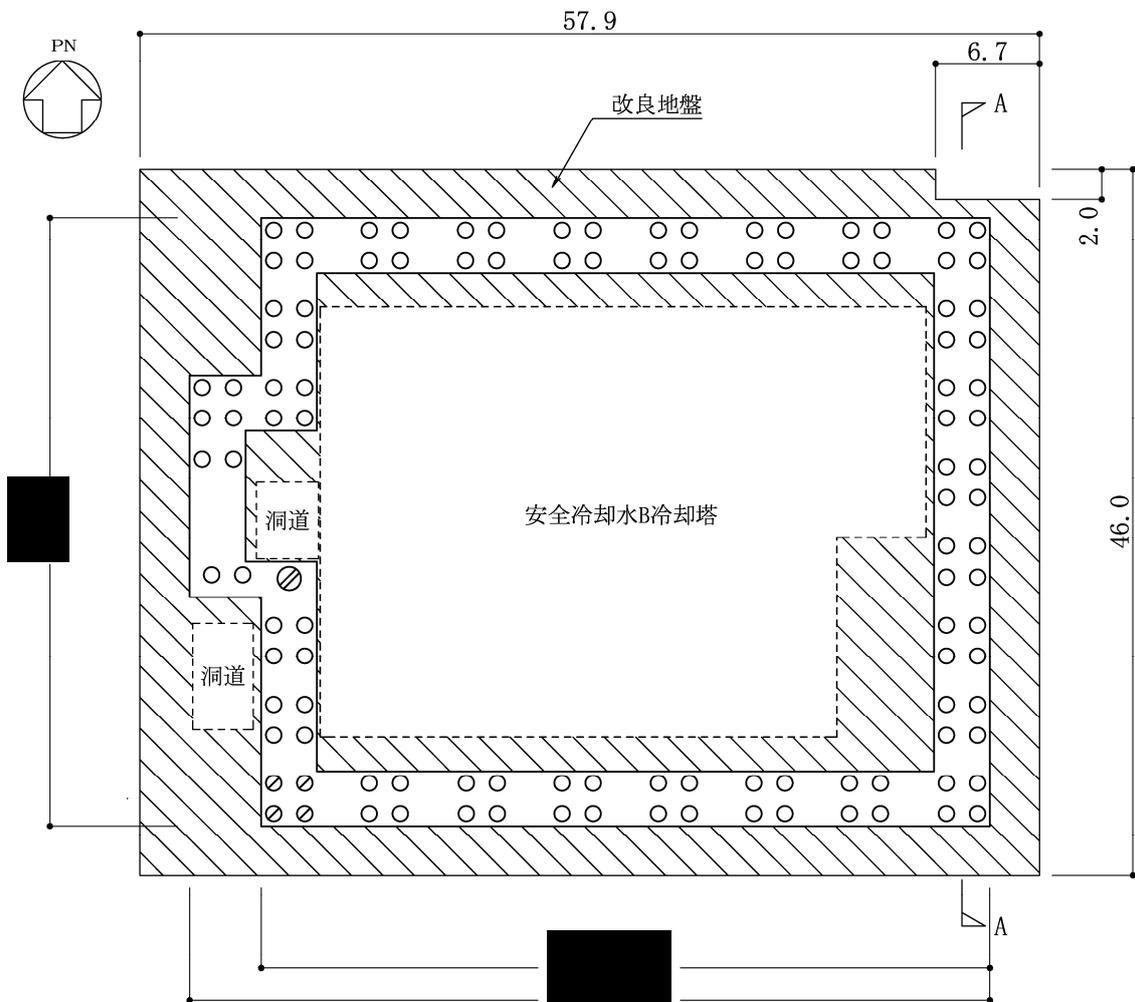
確認項目	確認方法
施設が設置される地盤状況を踏まえ1次元波動論（SHAKE）が適用できるか	地盤改良範囲を考慮した2次元FEM解析により地盤を水平成層とした1次元波動論（SHAKE）の適用性を確認する。
質点系モデルで振動モードは適切に表現できているか	三次元フレームモデルの振動モードを確認し、質点系モデルで表現可能なモードであることを確認する。

3. 1次元波動論の適用性確認

3.1 評価概要

「建築基礎構造設計指針」及び「建築基礎のための地盤改良設計指針案」において、建物外周部の地盤改良範囲は、改良層厚の1/2の範囲が原則とされているが、本施設においては、改良深さ15.8mに対して外周部の最小寸法が3.2mであり、局所的な改良地盤範囲となっている。地盤改良範囲を第3-1図に示す。

1次元波動論（SHAKE）では水平方向に一定の広がりをもった成層地盤を想定しているため、この局所的な改良地盤範囲を考慮した2次元FEM解析を用いた入力地震動や上部構造の応答より、1次元波動論（SHAKE）の適用性を確認する。



第3-1図 地盤改良範囲

3.2 評価方針

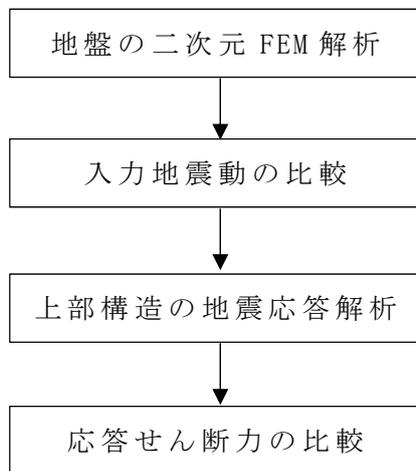
(1) 評価方法

本施設の設計で用いている 1 次元波動論 (SHAKE) の適用性について、地盤改良範囲を考慮した地盤 2 次元 FEM 解析により検証する。

評価方法の手順を第 3-2 図に示す。

検討ケースは、1 次元波動論 (SHAKE) をケース①、1 次元波動論 (SHAKE) と同様の地盤条件となる成層地盤の 2 次元 FEM をケース②、改良地盤範囲を実際の幅 (短辺方向となる NS 断面) とし、改良地盤周囲の埋戻土を考慮した地盤の 2 次元 FEM をケース③とする。検討ケースを第 3-1 表に示す。

また、検討に用いる地震動は、基準地震動 S_s の水平及び鉛直方向の全波とする。



第 3-2 図 評価方法の手順

第 3-1 表 検討ケース

ケース	地盤のモデル化
①	1 次元波動論 (成層地盤)
②	地盤 2 次元 FEM (成層地盤)
③	地盤 2 次元 FEM (埋戻土考慮)

(2) 解析条件

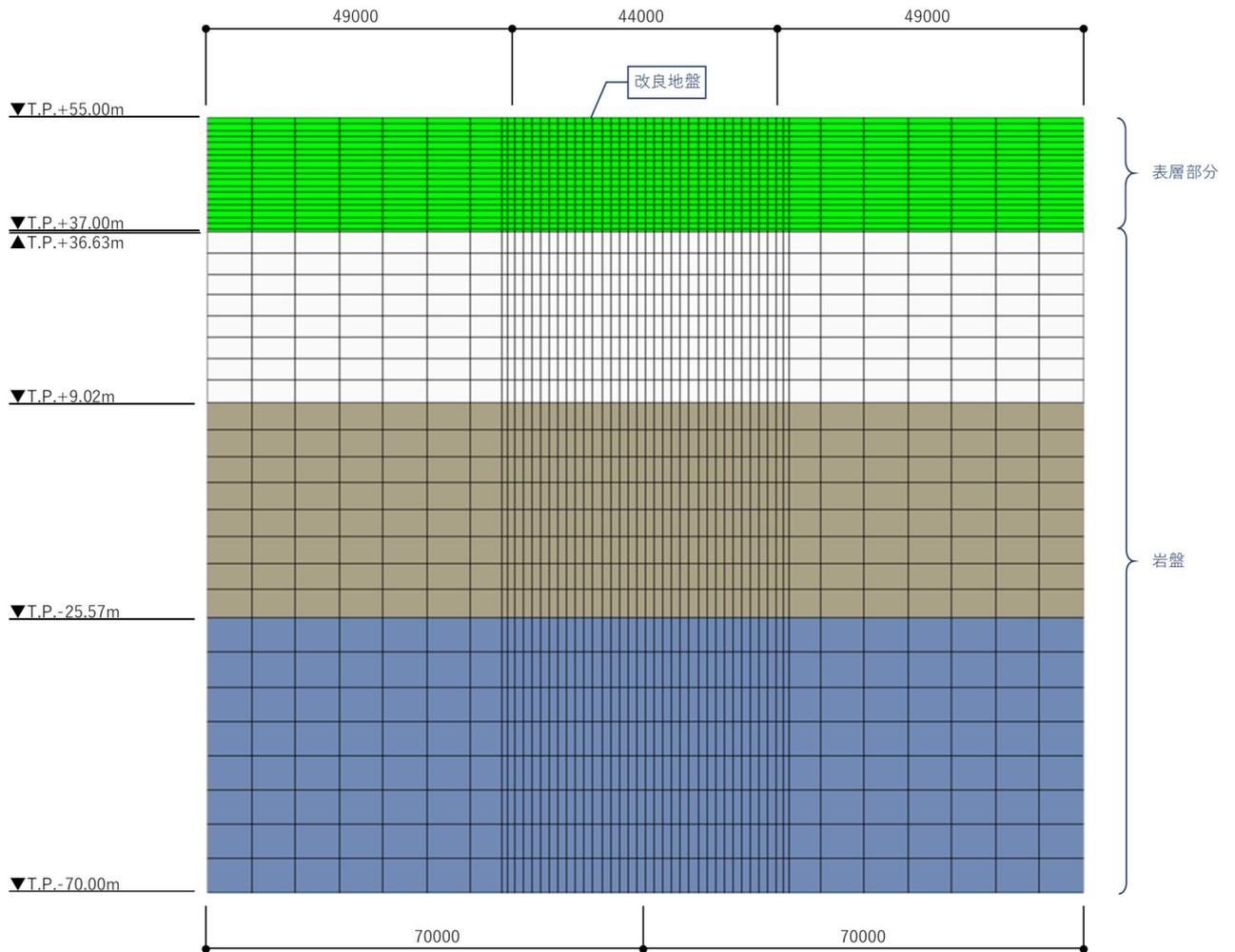
a. 地盤 2 次元 FEM

- ・ 地盤 2 次元 FEM の解析コードは、「TDAPⅢ ver. 3.07」とする。
- ・ 解析モデルの水平方向は、地盤改良深さの 1/2 以上の広がりをも十分に確保した数値として、建屋幅の約 3 倍の範囲を対象とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面 (T.P. -70.0m) ~ 地表面 (T.P. +55.0m) を対象とする。
- ・ 要素は平面ひずみ要素を用い、質量は各節点に集中質量として考慮する。
- ・ 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。
- ・ 地盤物性値を第 3-2 表に示す。また、埋戻土の物性値は再処理施設共通の物性値とする。
- ・ 解析モデル図を第 3-3 図及び第 3-4 図に示す。

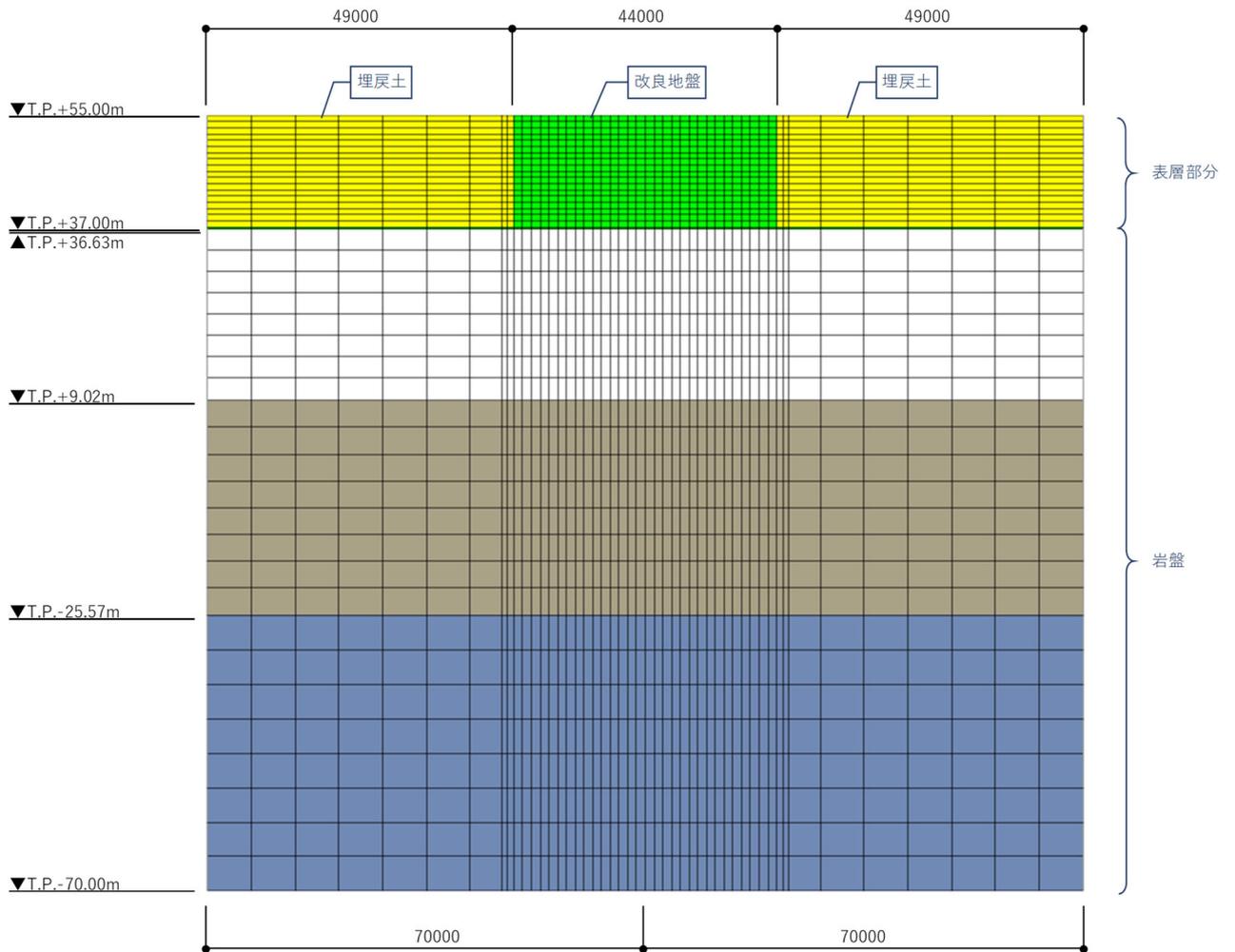
第 3-2 表 地盤物性値 (改良地盤・岩盤)

標高 [m]	単位体積重 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	S 波速度 V_{s0} [m/s]	P 波速度 V_{p0} [m/s]	せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^3$ [N/m ²])	減衰 定数 h [%]
T. M. S. L						歪依存
52.30	* 1	* 1	* 1	* 1	* 1	
37.00	18.34	0.427	680	1,910	865	
36.63	18.34	0.427	680	1,910	865	
9.02	18.14	0.365	940	2,040	1,635	
-15.57	16.87	0.393	790	1,880	1,073	
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.393	820	1,950	1,164	

* 1 : T. M. S. L. 37.00m 以浅の改良地盤部は、改良地盤直下層の物性値を採用



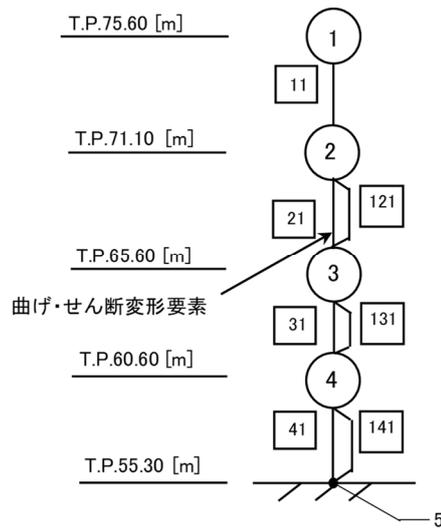
第 3 - 3 図 解析モデル (ケース②) [単位 : mm]



第 3 - 4 図 解析モデル (ケース③) [単位 : mm]

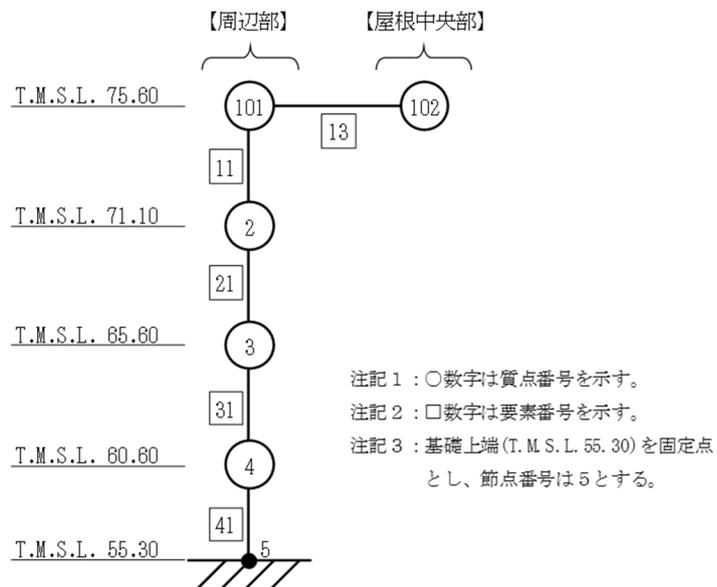
b. 上部構造

本施設の上部構造の地震応答解析モデルは、設工認申請と同モデルとなる第3-5図及び第3-6図に示す質点系モデルとし、ケース①～③の入力地震動を用いた地震応答解析を実施する。



基礎上端(T.P.55.30 [m])を固定点とし、節点番号は5とする。

第3-5図 上部構造の地震応答解析モデル（水平方向）



第3-6図 上部構造の地震応答解析モデル（鉛直方向）

3.3 評価結果

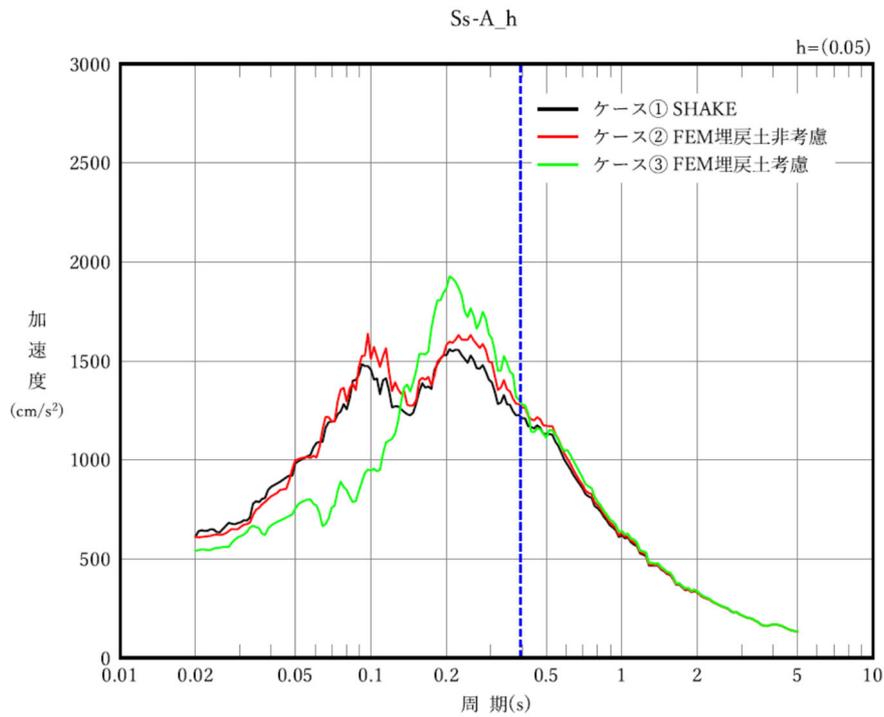
(1) 入力地震動の比較

上部構造の 1 次固有周期を併記した入力地震動のスペクトル図を第 3-7 図～第 3-34 図に示す。

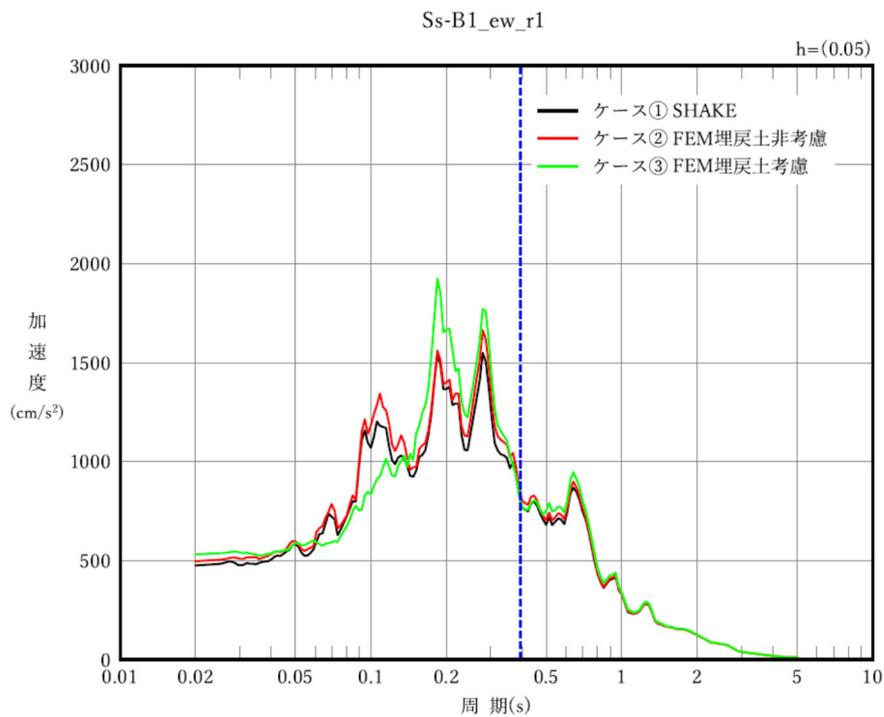
また、上部構造 1 次固有周期におけるスペクトル比を第 3-3 表～第 3-5 表に示す。

ケース① (SHAKE) と同条件としたケース② (成層地盤 FEM) の適合性はよく同様のスペクトル形状となり、1 次固有周期でのスペクトル比も 6% 未満の変動となった。

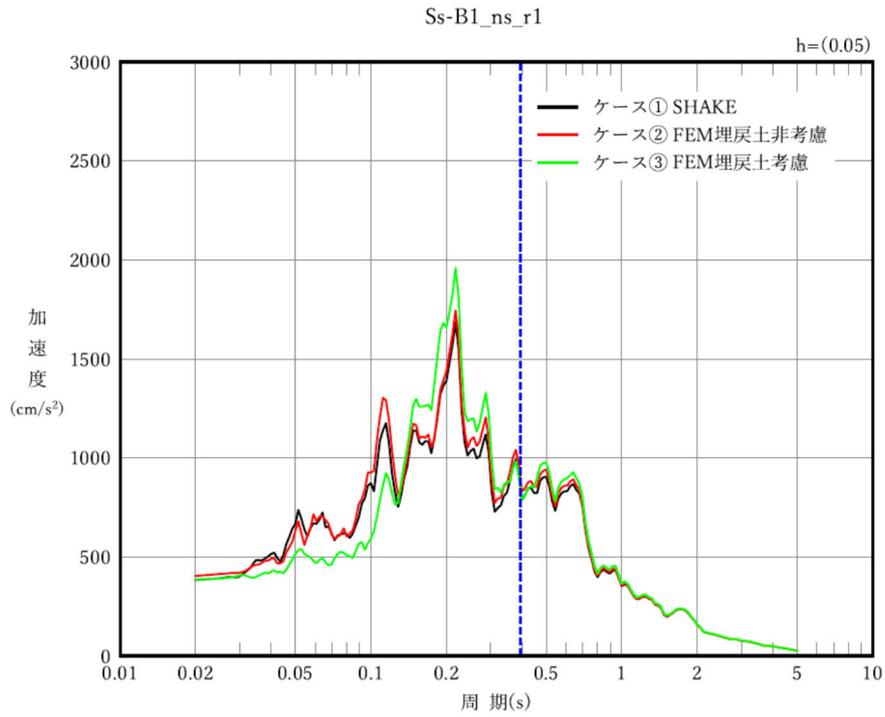
ケース③の改良地盤周辺の埋戻土を考慮した FEM においては、一部の周期帯でスペクトル形状の差異があり、1 次固有周期でのスペクトル比においては最大 13% (Ss-B4) の変動があった。



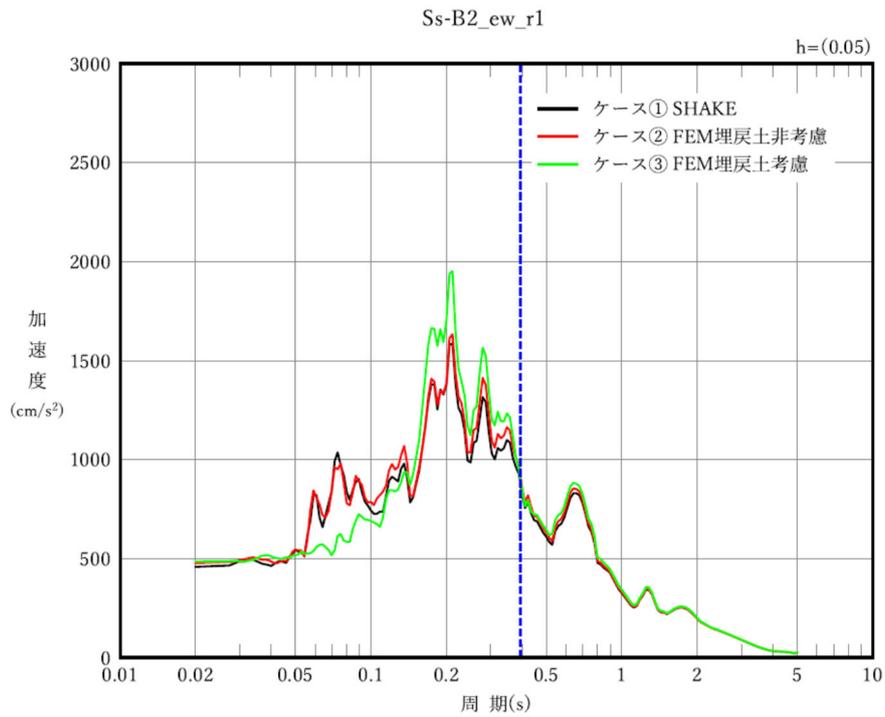
第 3 - 7 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-A)



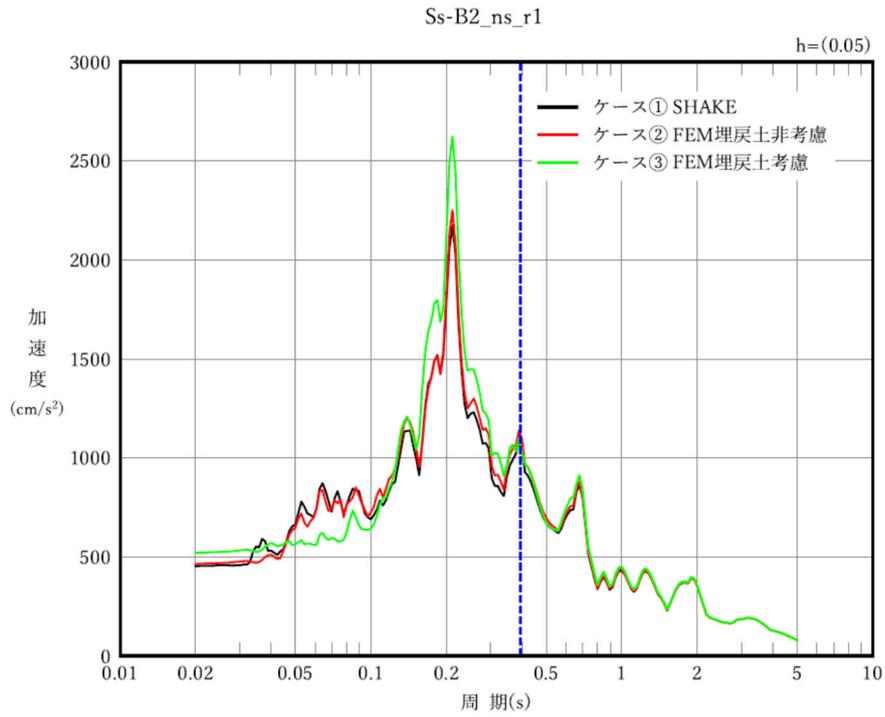
第 3 - 8 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B1_ew)



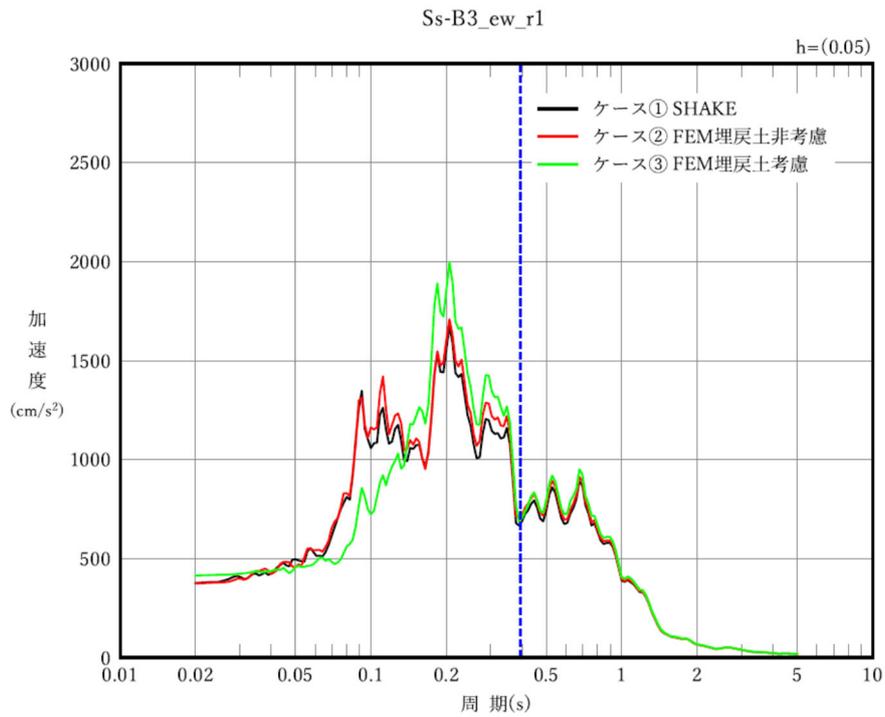
第 3-9 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B1_ns)



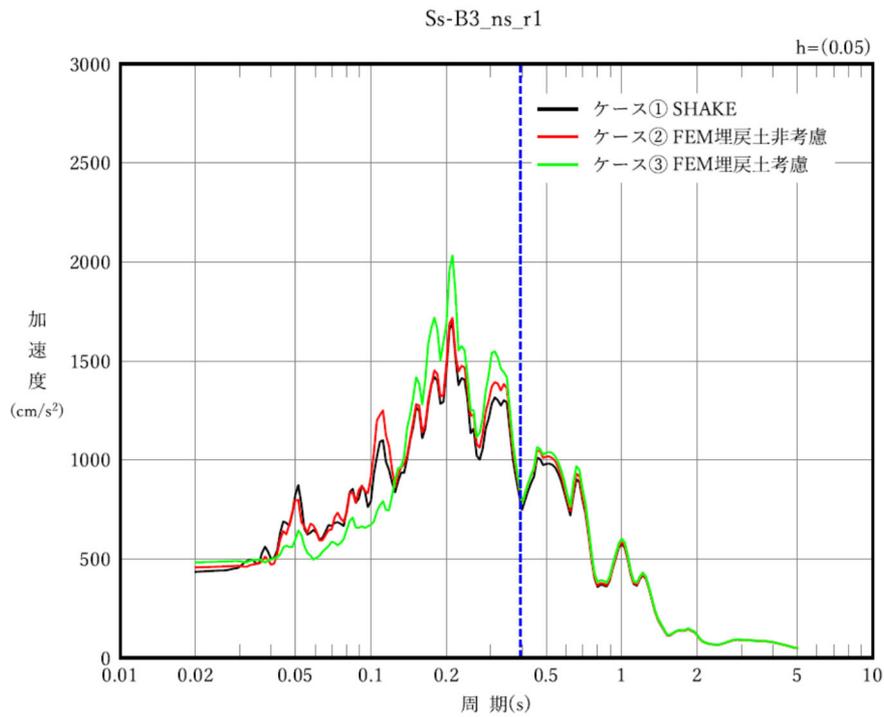
第 3-10 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B2_ew)



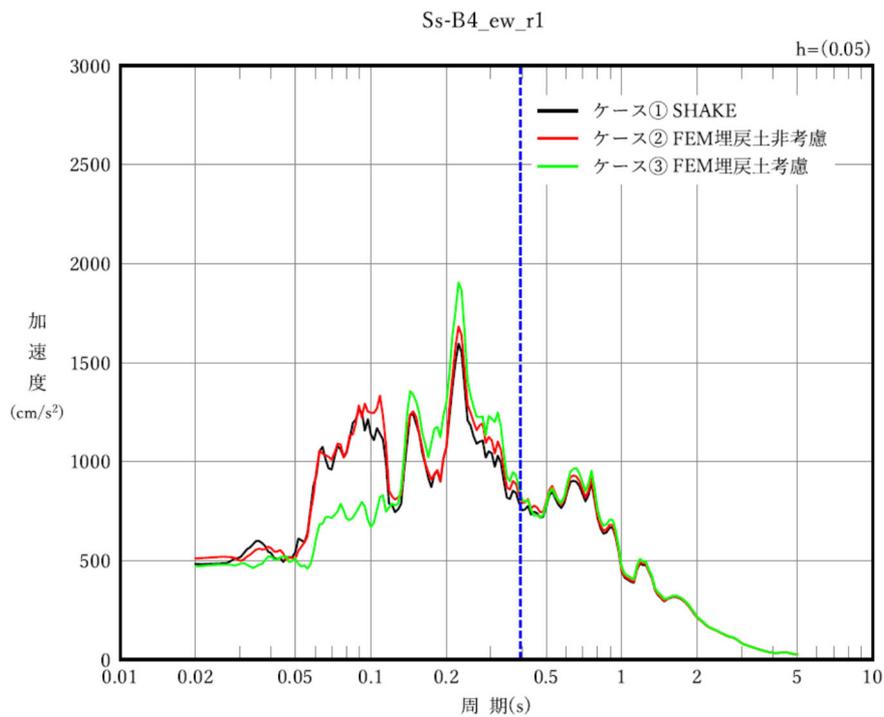
第 3 -11 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B2_ns)



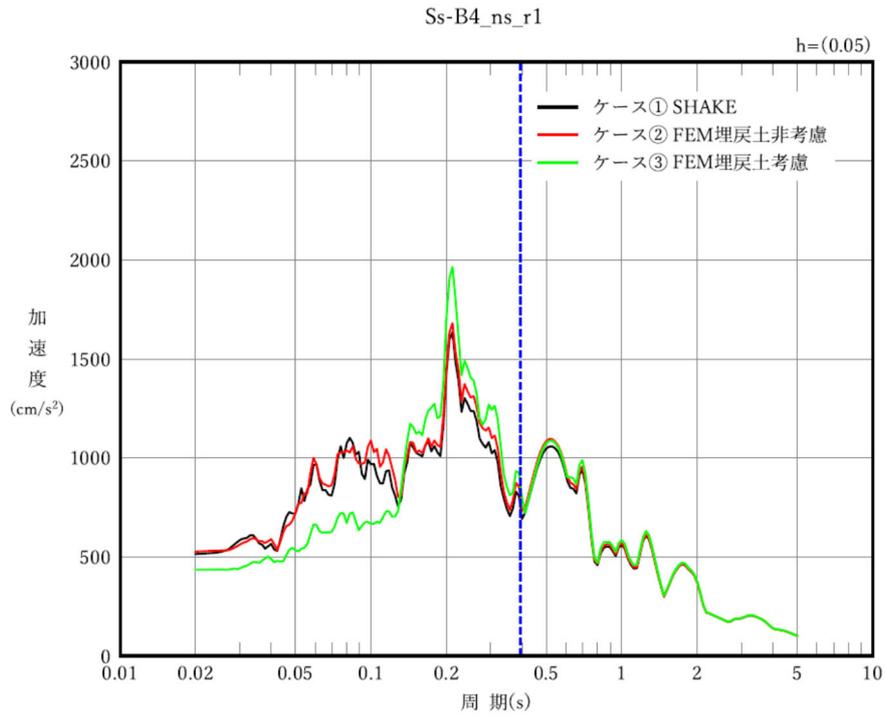
第 3 -12 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B3_ew)



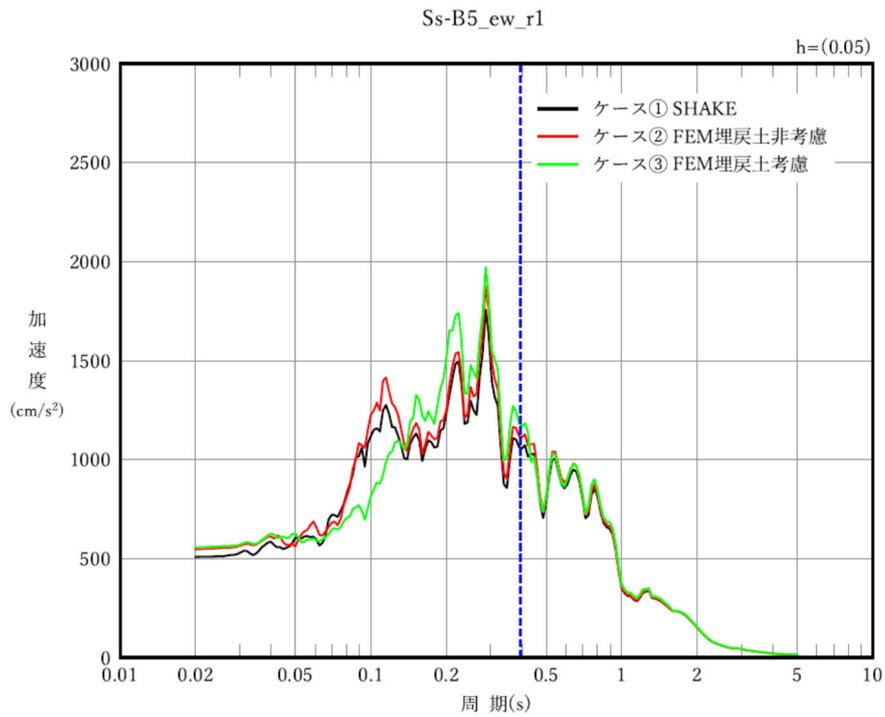
第 3 -13 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B3_ns)



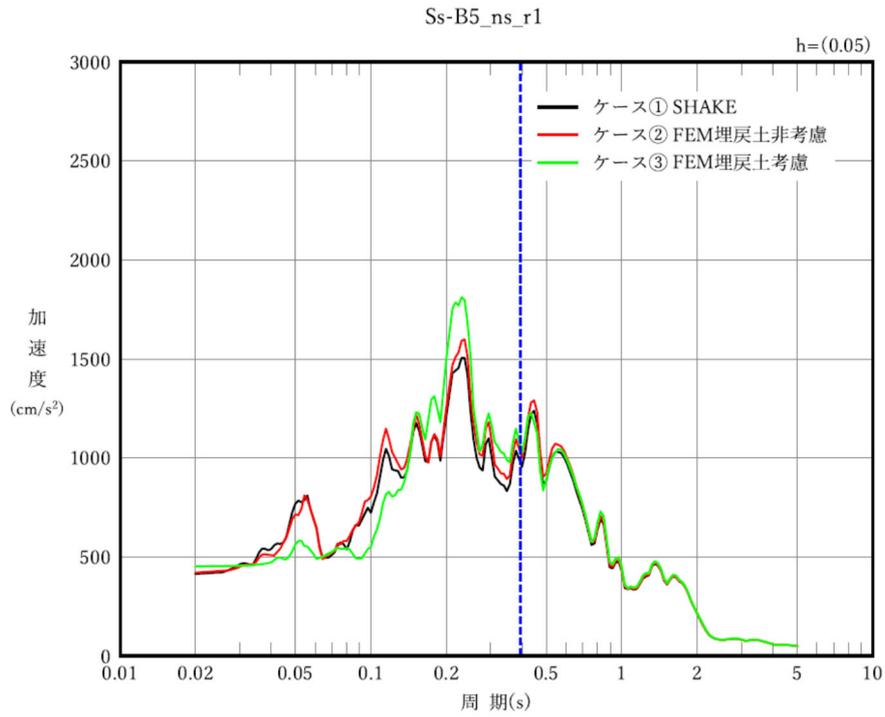
第 3 -14 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B4_ew)



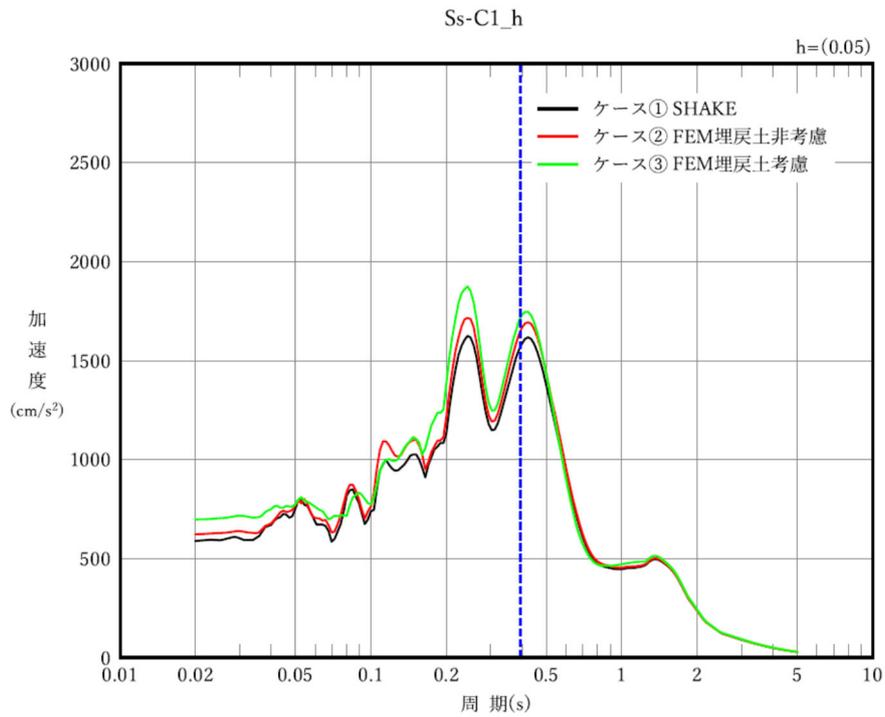
第 3 -15 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B4_ns)



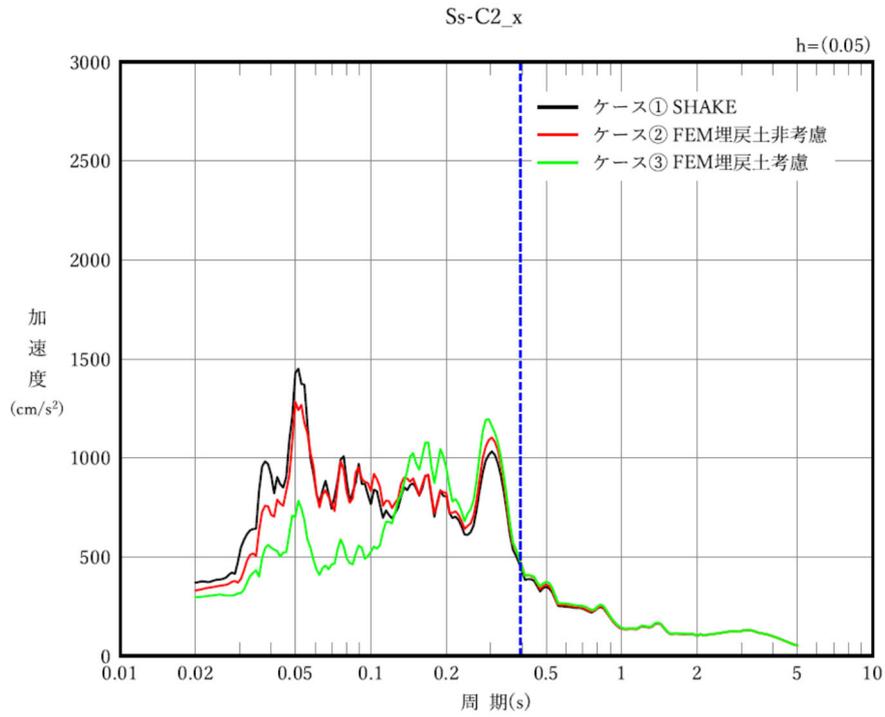
第 3 -16 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B5_ew)



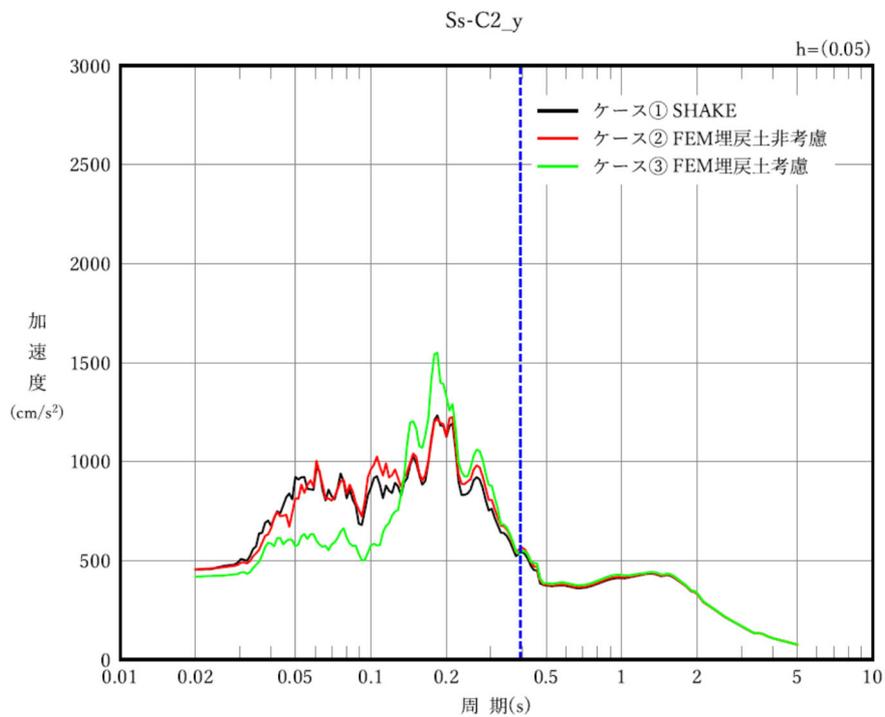
第 3 -17 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B5_ns)



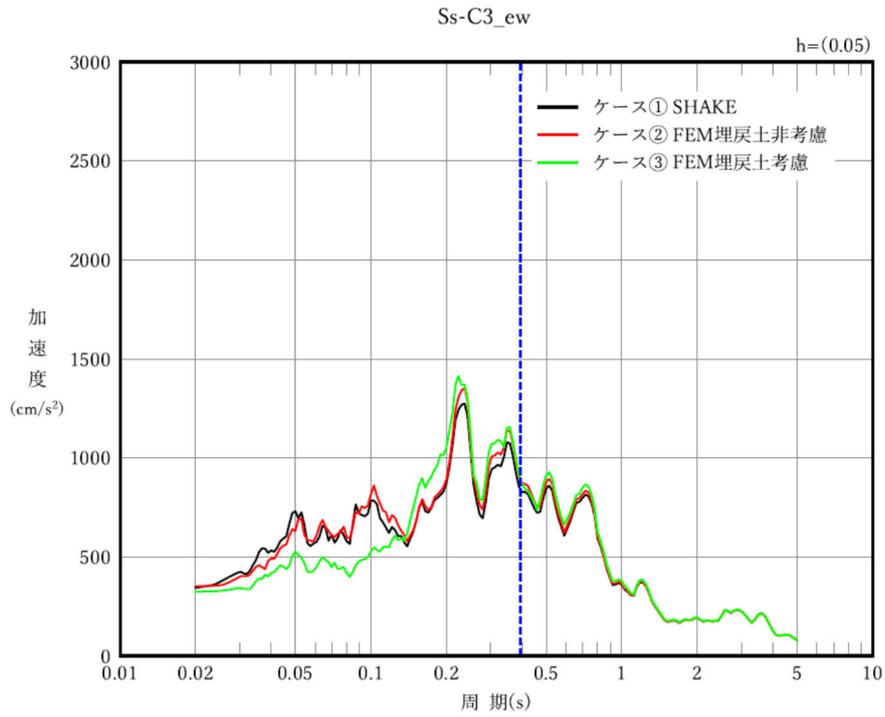
第 3 -18 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C1_h)



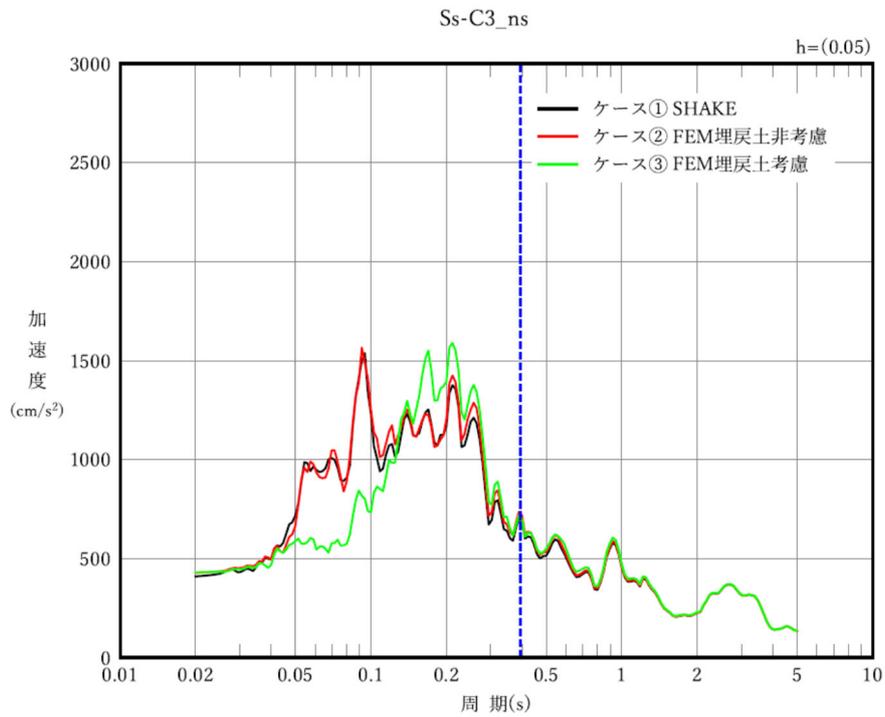
第 3 -19 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C2_x)



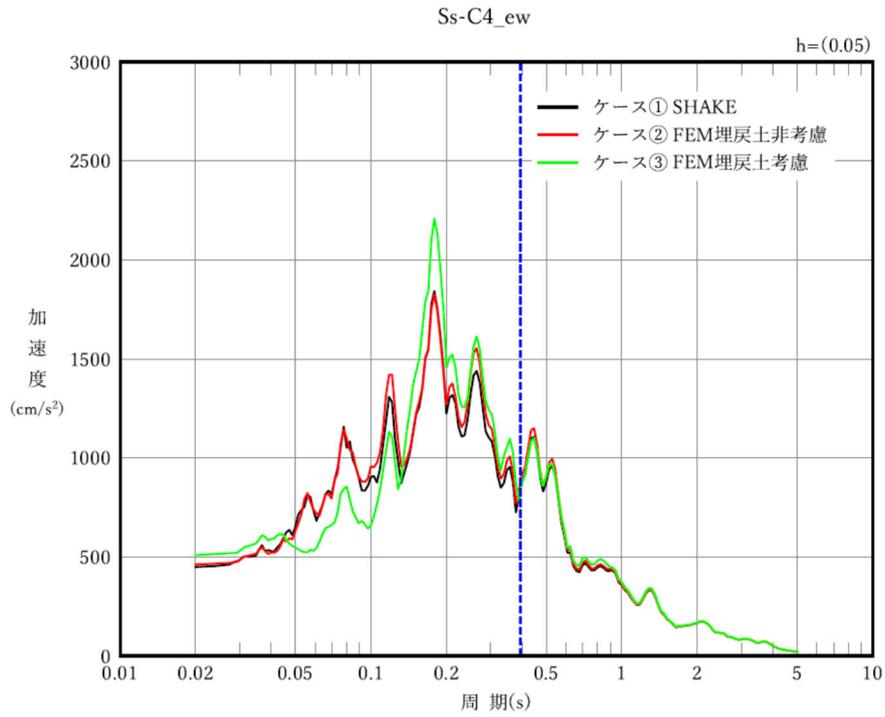
第 3 -20 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C2_y)



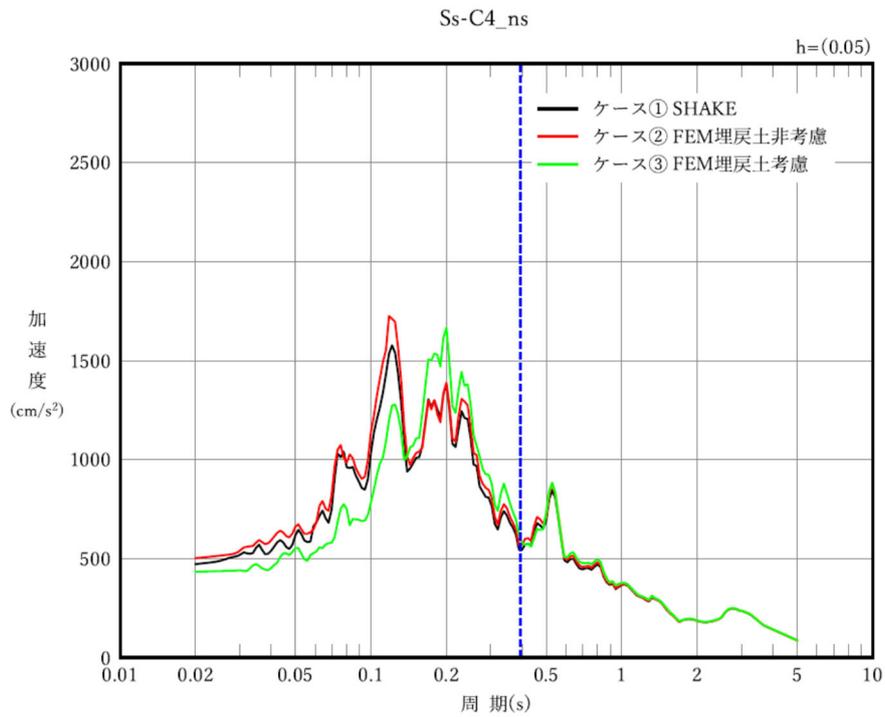
第 3 -21 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C3_ew)



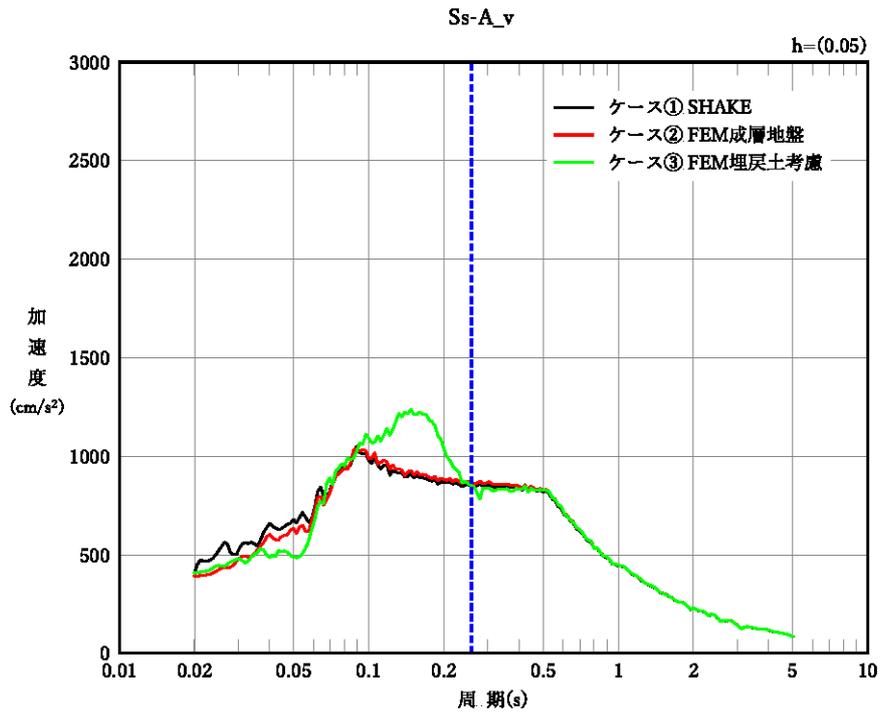
第 3 -22 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C3_ns)



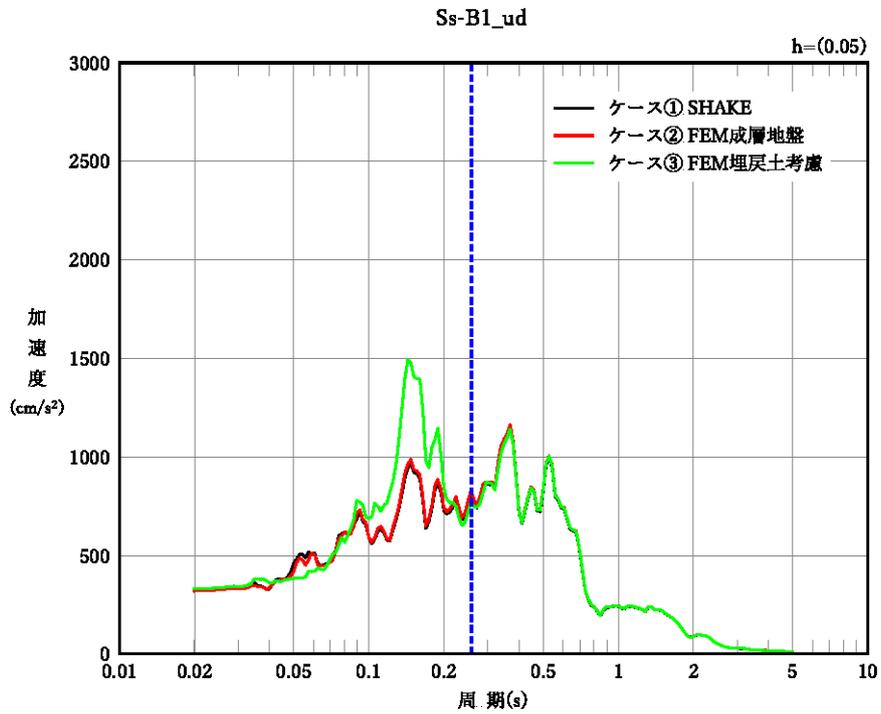
第 3 -23 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C4_ew)



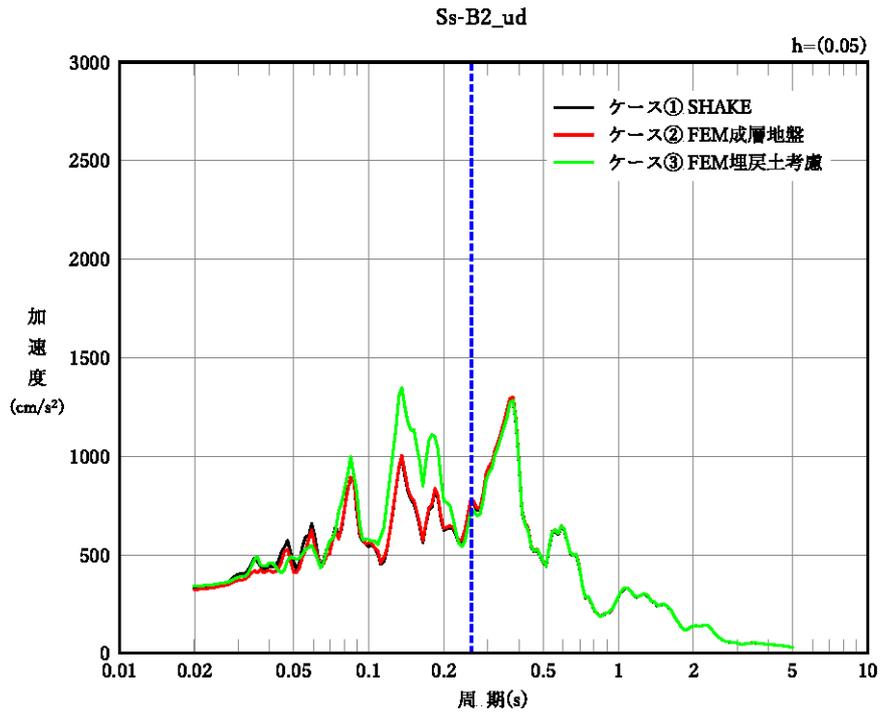
第 3 -24 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C4_ns)



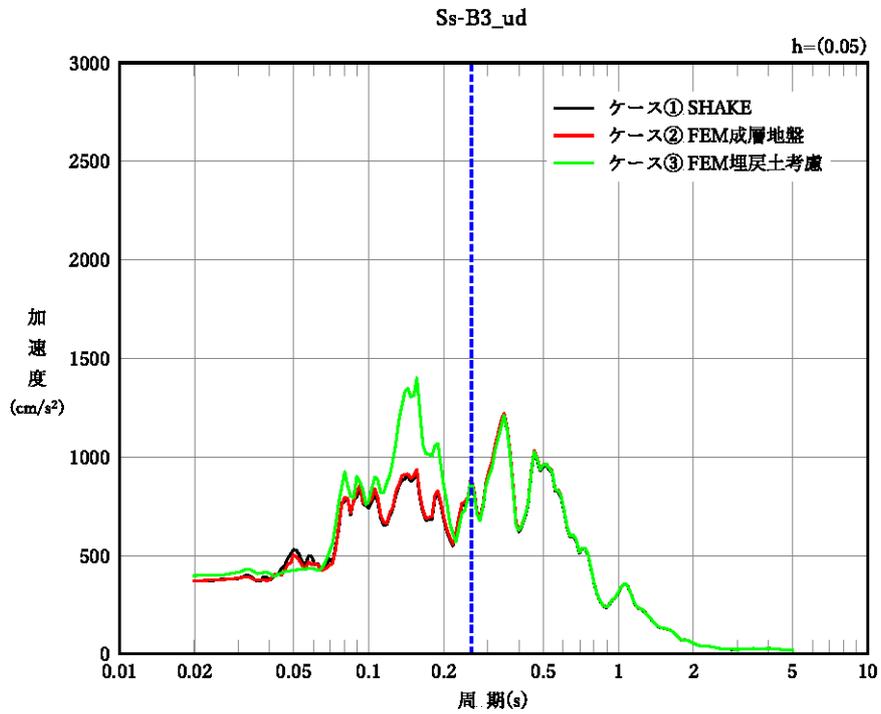
第3-25図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-A_v)



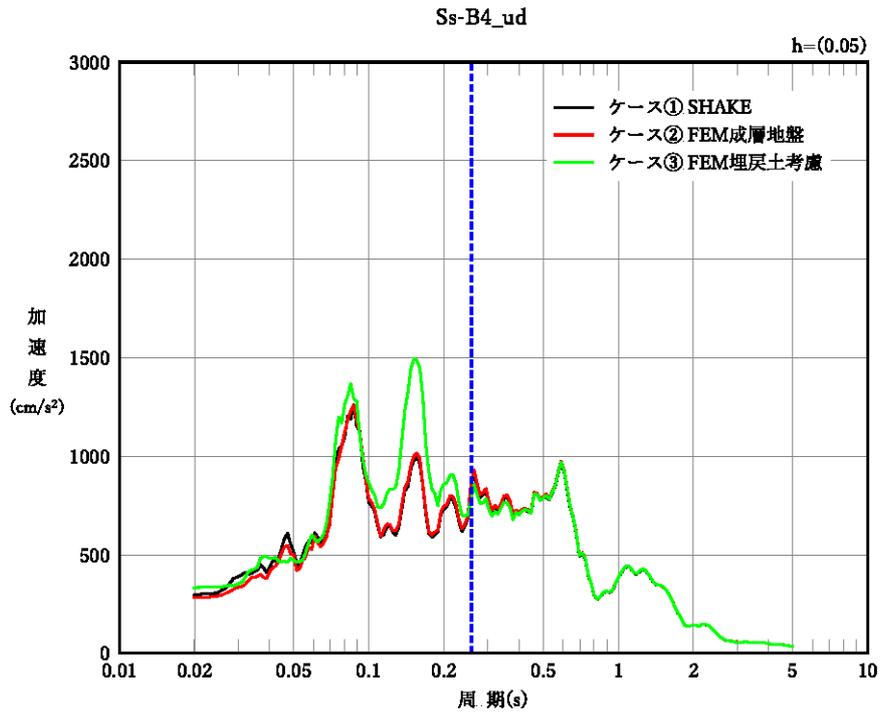
第3-26図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B1_ud)



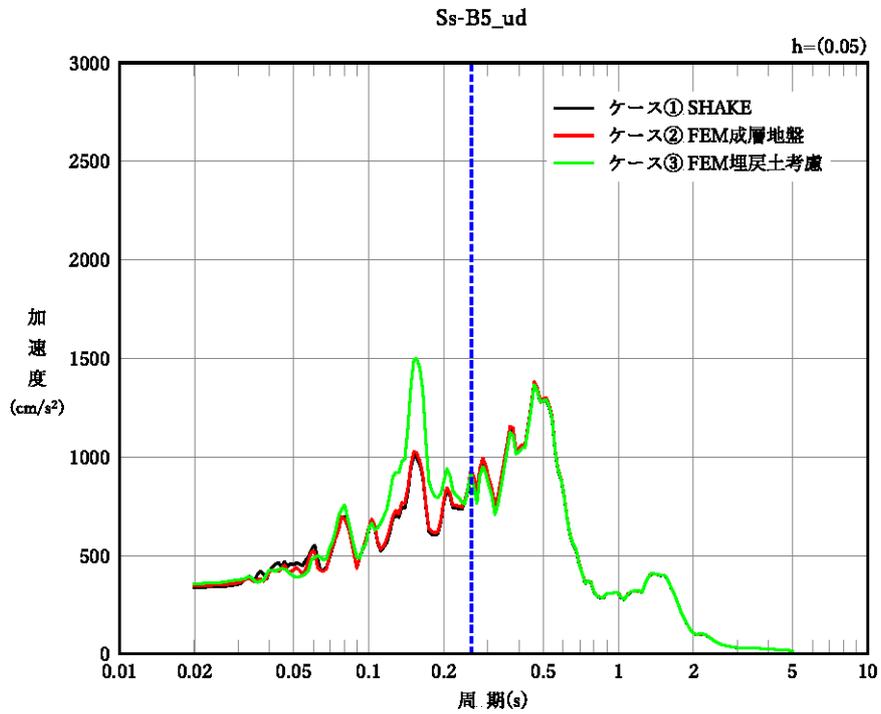
第 3 -27 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B2_ud)



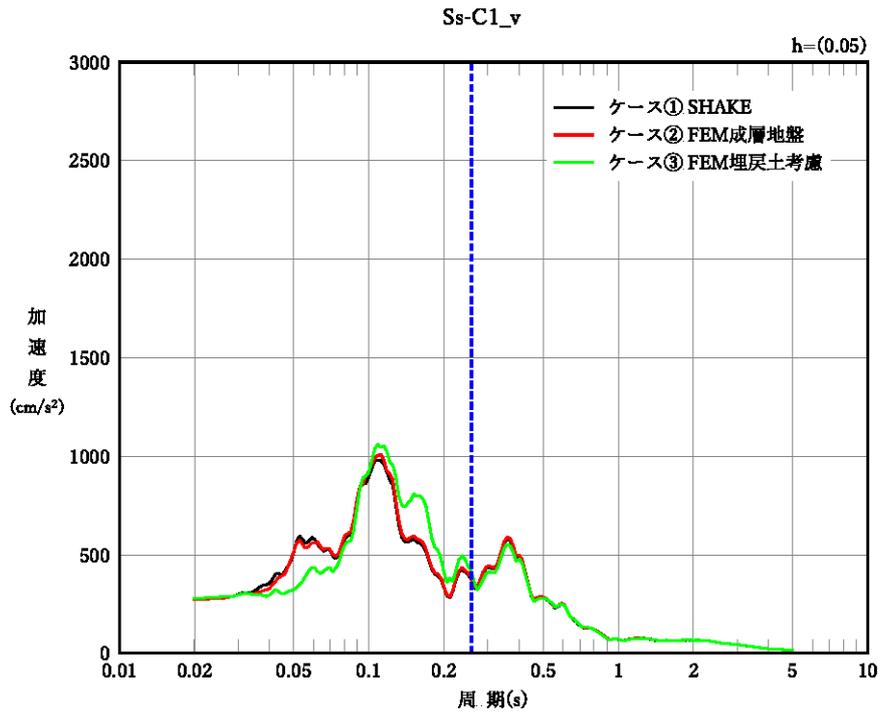
第 3 -28 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B3_ud)



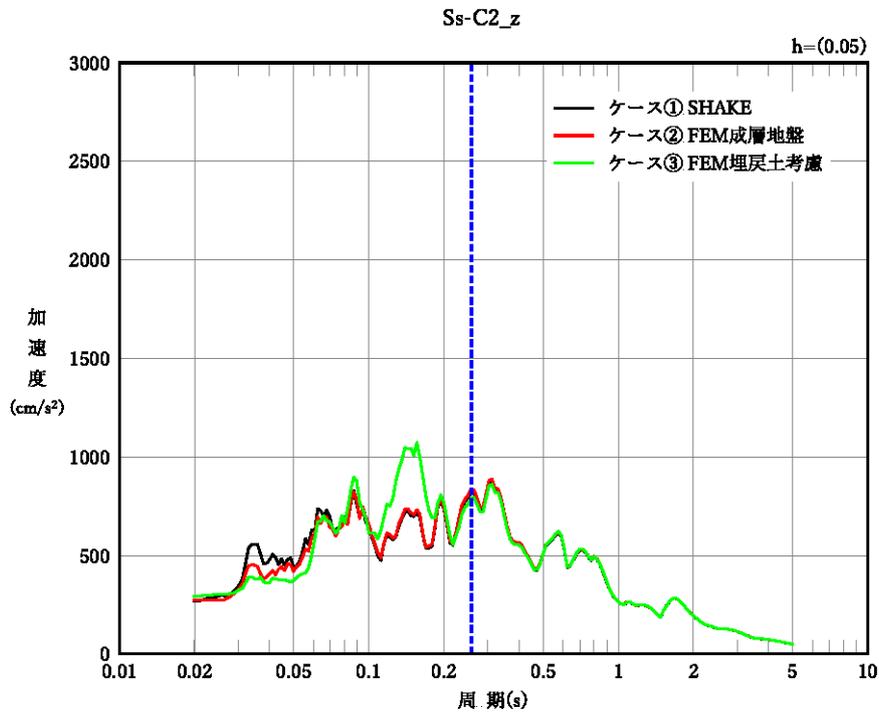
第 3 -29 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B4_ud)



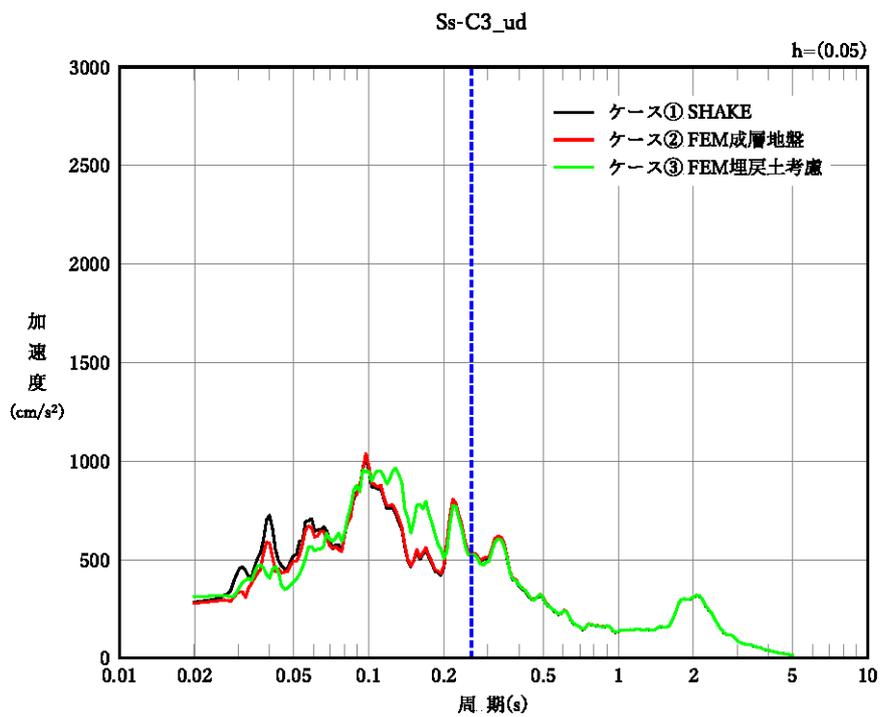
第 3 -30 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B5_ud)



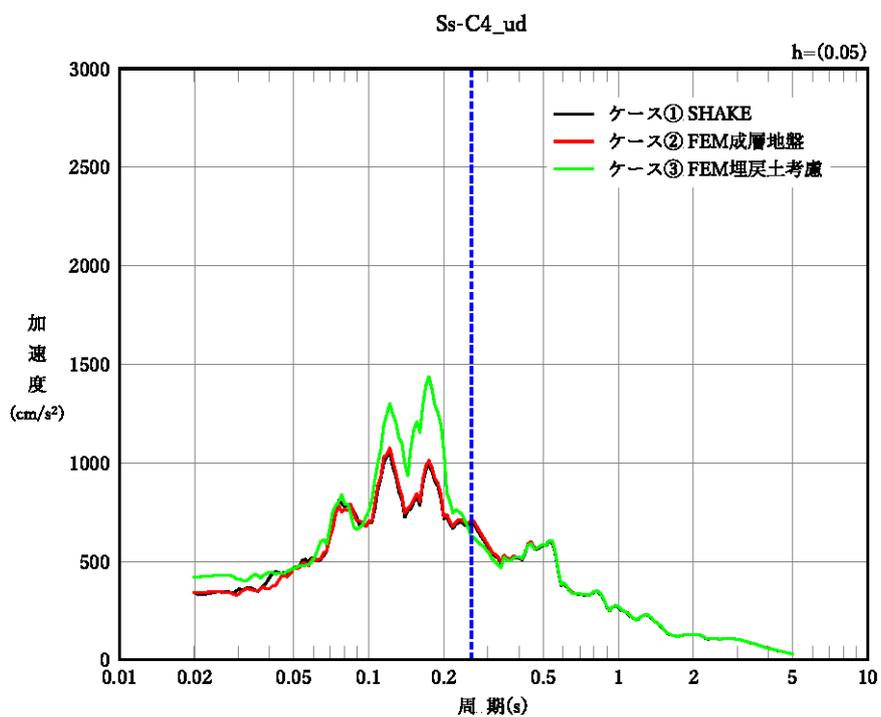
第 3 -31 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C1_v)



第 3 -32 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C2_z)



第 3 -33 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C3_ud)



第 3 -34 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C4_ud)

第3-3表 入力地震動のスペクトル比較

(NS方向, 1次固有周期 0.393s) [cm/s²]

ケース			①	②	③	比率	
			SHAKE	FEM(成層地盤)	FEM(埋戻土考慮)	①/②	①/③
Ss	A	h	1221	1276	1296	0.957	0.942
		B	1 ns	872	915	864	0.953
	2 ns		1073	1124	1073	0.955	1.000
	3 ns		803	840	847	0.955	0.947
	4 ns		769	813	884	0.946	0.870
	5 ns		982	1034	1068	0.950	0.919
	C	1 h	1565	1644	1711	0.952	0.915
		2 x	456	484	480	0.943	0.950
		2 y	538	560	540	0.962	0.996
		3 ns	698	730	711	0.956	0.982
		3 ew	845	895	898	0.945	0.941
		4 ns	545	570	606	0.957	0.900
		4 ew	834	865	813	0.964	1.026
	Max						0.964
Min						0.943	0.870

第3-4表 入力地震動のスペクトル比較

(EW方向, 1次固有周期 0.395s) [cm/s²]

ケース			①	②	③	比率	
			SHAKE	FEM(成層地盤)	FEM(埋戻土考慮)	①/②	①/③
Ss	A	h	1218	1273	1291	0.957	0.943
		B	1 ew	800	837	802	0.956
	2 ew		874	917	899	0.954	0.973
	3 ew		678	709	697	0.956	0.973
	4 ew		772	812	838	0.951	0.922
	5 ew		1060	1116	1176	0.950	0.901
	C	1 h	1571	1650	1716	0.952	0.915
		2 x	448	476	472	0.942	0.951
		2 y	540	561	543	0.961	0.994
		3 ns	695	727	708	0.956	0.982
		3 ew	841	889	890	0.946	0.944
		4 ns	545	570	598	0.956	0.911
		4 ew	847	879	829	0.964	1.022
	Max						0.964
Min						0.942	0.901

第 3-5 表 入力地震動のスペクトル比較

(UD 方向, 1 次固有周期 0.248s) [cm/s²]

ケース		①	②	③	比率		
		SHAKE	FEM(成層地盤)	FEM(埋戻土考慮)	①/②	①/③	
Ss	A	857	872	866	0.983	0.989	
	B	1	749	760	708	0.985	1.057
		2	676	687	627	0.984	1.078
		3	778	790	777	0.985	1.002
		4	677	689	703	0.982	0.962
		5	812	828	822	0.981	0.988
	C	1	405	412	452	0.982	0.897
		2	788	800	753	0.985	1.046
		3	551	560	541	0.984	1.020
		4	683	696	681	0.981	1.002
	Max					0.985	1.078
	Min					0.981	0.897

(2) 上部構造の応答比較

ケース①～③の応答せん断力及び応答軸力の比較を第3-6表～第3-8表に示す。

ケース① (SHAKE) と同条件としたケース② (成層地盤 FEM) の適合性はよく応答比率は7%未満であった。

ケース③の改良地盤周辺の埋戻土を考慮した FEM の応答値においては、ケース①に比べ変動の増減があるものの最大増幅で10%未満、設計上支配的な地震波の増幅は1%未満であった。

第3-6表 脚部要素の応答せん断力（NS方向加振）[kN]

ケース			①	②	③	比率	
			SHAKE	FEM(成層地盤)	FEM(埋戻土考慮)	②/①	③/①
Ss	A	h	12845	12846	13008	100.0%	101.3%
		B	1 ns	13095	13127	12409	100.2%
	2 ns		12000	12264	12728	102.2%	106.1%
	3 ns		11133	11239	11436	101.0%	102.7%
	4 ns		12287	12304	11689	100.1%	95.1%
	5 ns		11617	12274	12533	105.7%	107.9%
	C	1 h	13945	14053	13972	100.8%	100.2%
		2 x	8160	8653	8042	106.0%	98.6%
		2 y	12260	12585	12097	102.7%	98.7%
		3 ns	12192	12051	13032	98.8%	106.9%
		3 ew	11688	11668	12294	99.8%	105.2%
		4 ns	10753	10852	11199	100.9%	104.1%
		4 ew	12354	12525	12620	101.4%	102.2%
	Max						106.0%
min						98.8%	94.8%

第3-7表 脚部要素の応答せん断力（EW方向加振）[kN]

ケース			①	②	③	比率	
			SHAKE	FEM(成層地盤)	FEM(埋戻土考慮)	①/②	①/③
Ss	A	h	13239	13318	13336	100.6%	100.7%
		B	1 ew	12186	12879	13262	105.7%
	2 ew		11982	11764	12096	98.2%	101.0%
	3 ew		10756	11243	11821	104.5%	109.9%
	4 ew		12464	12611	12991	101.2%	104.2%
	5 ew		13323	13550	13372	101.7%	100.4%
	C	1 h	14091	14129	13949	100.3%	99.0%
		2 x	7610	7807	7685	102.6%	101.0%
		2 y	12023	12552	11404	104.4%	94.9%
		3 ns	13268	13224	13316	99.7%	100.4%
		3 ew	12043	12250	12813	101.7%	106.4%
		4 ns	12200	12284	12199	100.7%	100.0%
		4 ew	13065	12975	13224	99.3%	101.2%
	Max						105.7%
min						98.2%	94.9%

第3-8表 脚部要素の応答軸力（UD方向加振）[kN]

ケース	①		②		③		比率		
	SHAKE		FEM(成層地盤)		FEM(埋戻土考慮)		①/②	①/③	
Ss	A		11644	11165	9835	95.9%	84.5%		
	B	1	9125	9072	8320	99.4%	91.2%		
		2	8151	8191	7545	100.5%	92.6%		
		3	11892	12005	10942	101.0%	92.0%		
		4	8397	8280	7443	98.6%	88.6%		
		5	10281	9953	9688	96.8%	94.2%		
	C	1	5323	5358	5140	100.7%	96.6%		
		2	11549	10834	10031	93.8%	86.9%		
		3	10514	9824	7361	93.4%	70.0%		
		4	8636	8575	7580	99.3%	87.8%		
	Max						101.0%	96.6%	
	min						93.4%	70.0%	

3.4 まとめ

本施設の地盤改良範囲を考慮した2次元 FEM 解析を用いて入力地震動の比較及び上部構造の応答（脚部のせん断力及び軸力）を比較した結果、各ケースの結果は、概ね同等の結果であり、上部構造の設計においては支配的なケースにおいて 1次元波動論による応答が大きい場合においてもその増幅は1%未満の軽微なものであることを確認した。

以上より、本施設の地盤改良は、改良深さの1/2以上の範囲を確保できていないものの、1次元波動論にて評価する観点で有効であり、地盤改良範囲を考慮した2次元 FEM 解析により地盤を水平成層とした1次元波動論の適用できると判断した。

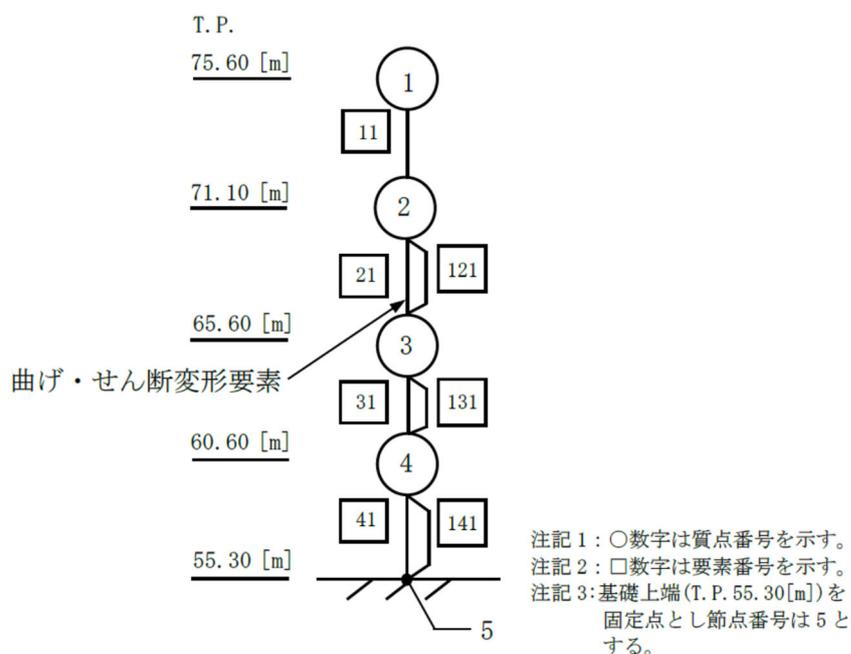
4. 質点系モデルの適用性確認

(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で地震応答解析を行い,算出した地震荷重を,応力解析を行う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を用いて地震応答解析及び応力解析を行う評価(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。

解析条件については,比較対象である三次元フレームモデルと同じとし,詳細は別紙1-1の2.4.1「三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件」参照。



第4-1図 質点系モデル

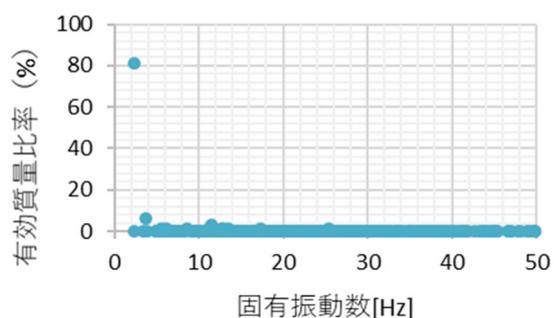
(2) 固有振動数及び振動モードの比較

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方向一次及びEW方向一次の有効質量比が大きいので、NS方向及びEW方向ともに一次モードが支配的であり、これら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方向一次及びEW方向一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) 部材荷重の比較

架構の荷重状態の比較として、柱の曲げモーメント分布及び軸力分布について、三次元フレームモデルと質点系モデルを比較した結果を第4-3図及び第4-4図に示す。

第4-3図に示すとおり、三次元フレームモデルと質点系モデルともに、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、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座屈拘束ブレースと柱で荷重を負担するが、座屈拘束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。

また、第4-4図に示すとおり、三次元フレームモデルと質点系モデルともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用し、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達するため、柱に大きな荷重が作用している。梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所の剛性が高いため、大きな軸力が作用している。

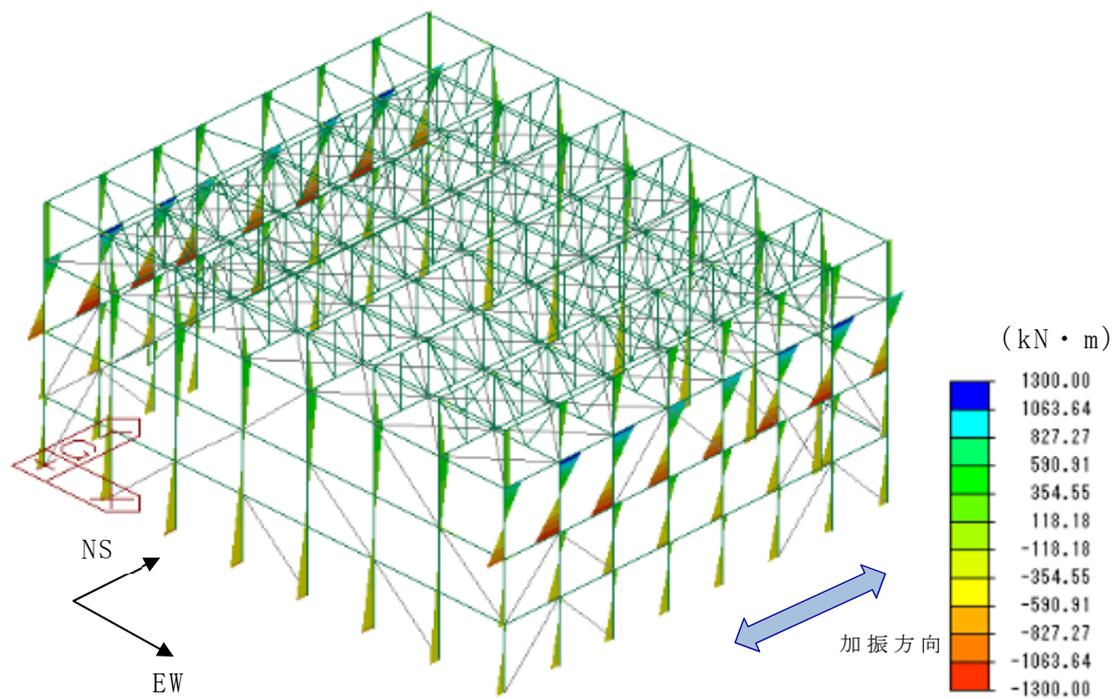
以上より、柱の曲げモーメント分布及び軸力分布について、質点系モデル評価と三次元フレームモデル評価で同じ傾向となっていることを確認した。

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配置上大きな荷重が作用する柱^{※1}とその柱に接続する梁^{※2}を代表に、質点系モデル評価の結果と三次元フレームモデル評価の結果を検定比で比較する。比較した結果を第4-2表に示す。なお、代表として選定した柱は、全ての部材で最も地震荷重が厳しい部材である。

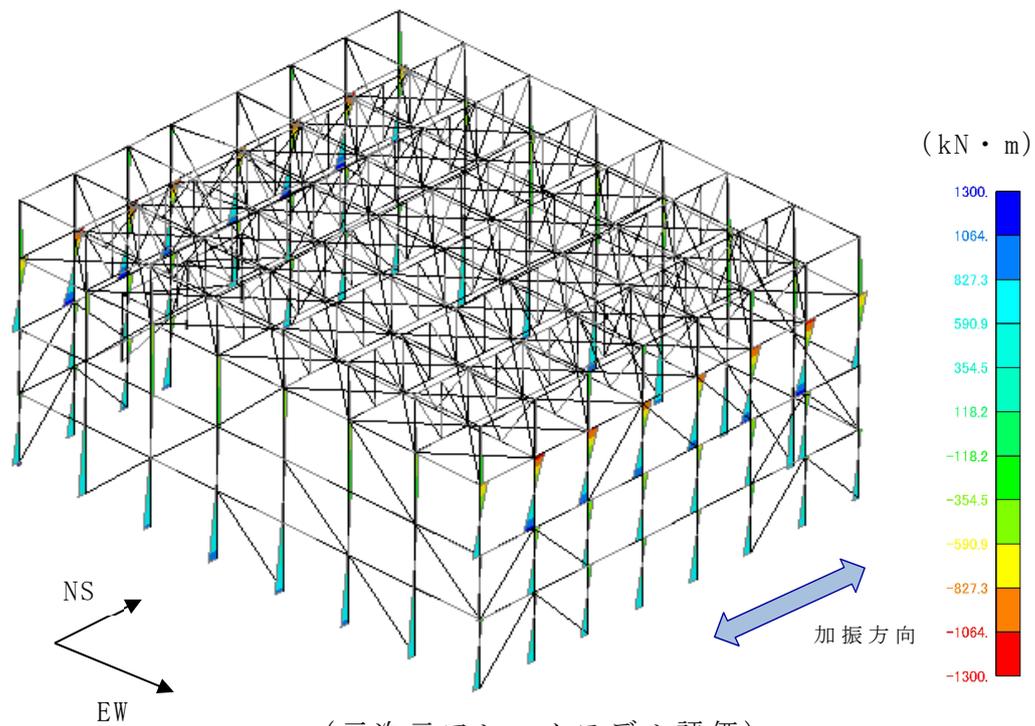
比較結果より、三次元フレームモデル評価の結果と質点系モデル評価の結果は同等であることを確認した。

※1：座屈拘束ブレースの断面積が相対的に小さな3階層は、ブレースの層せん断力の負担が小さく、柱の層せん断力の負担が大きいため、柱に作用する曲げモーメントが大きい。また、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達するため、柱に大きな荷重が作用する。この二つの条件が重畳した3階層の柱（第4-5図参照）を対象とする。

※2：※1で対象とした柱では、3階層柱と2階層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁（第4-5図参照）を対象とする。

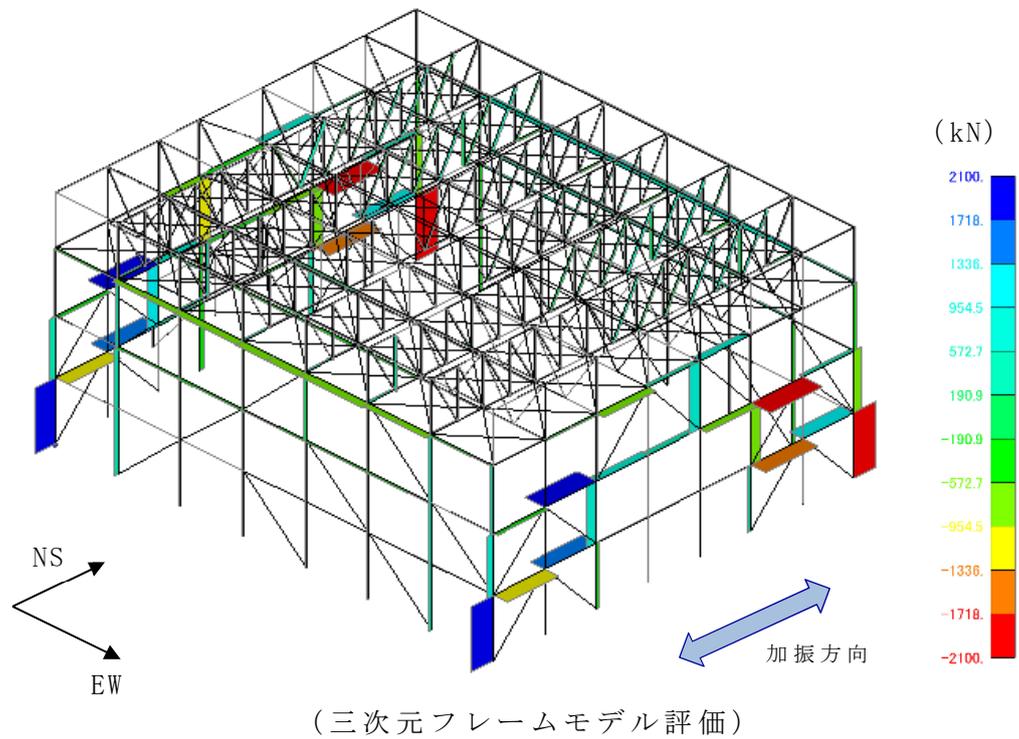
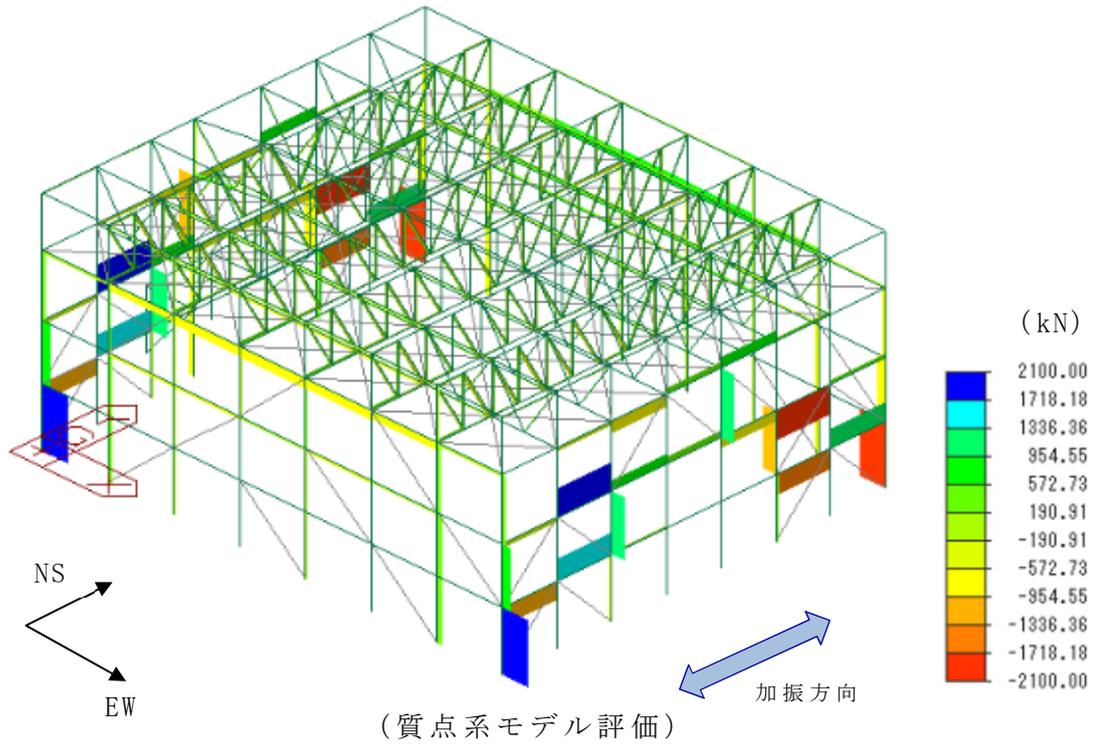


(質点系モデル評価)

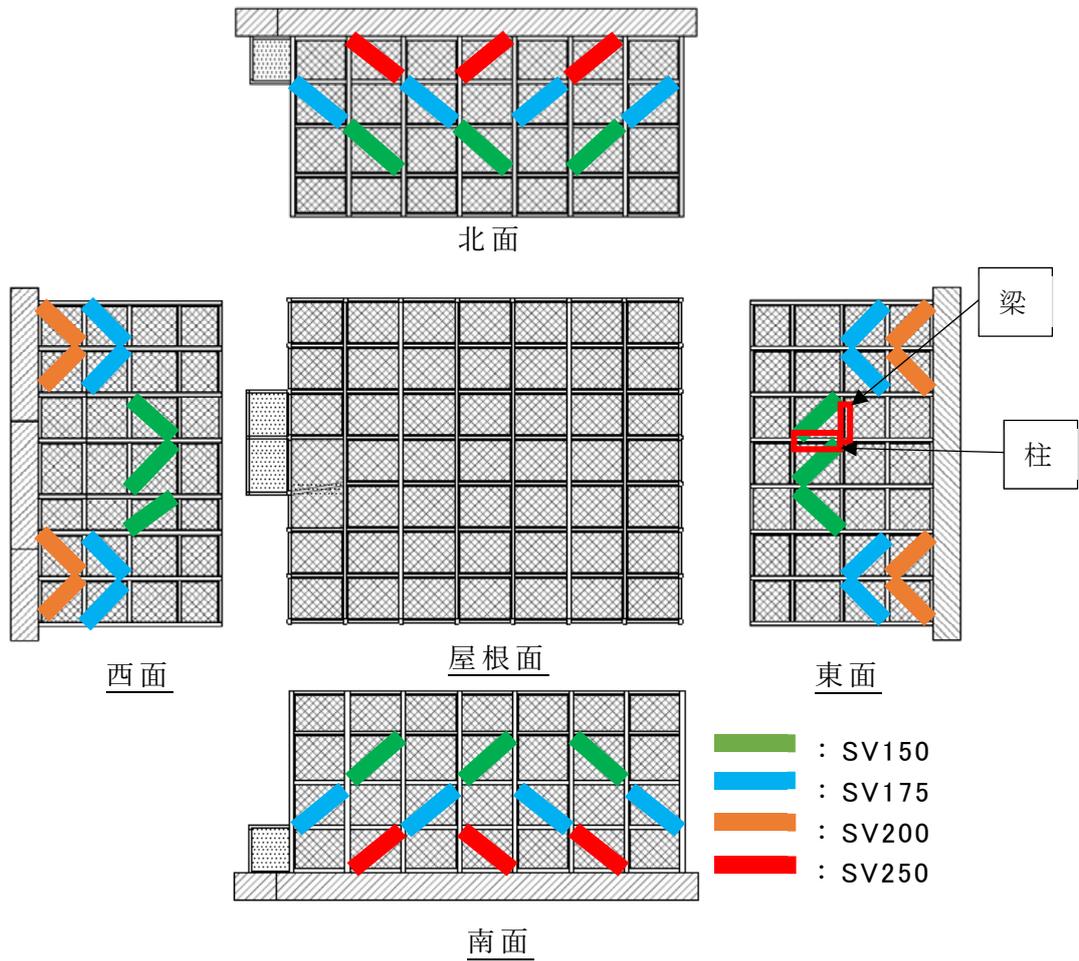


(三次元フレームモデル評価)

第 4 - 3 図 柱のモーメント分布図



第4-4図 柱の軸力分布図



柱：座屈拘束ブレースの配置上，大きな荷重が作用する柱
 梁：上記柱に接続している梁

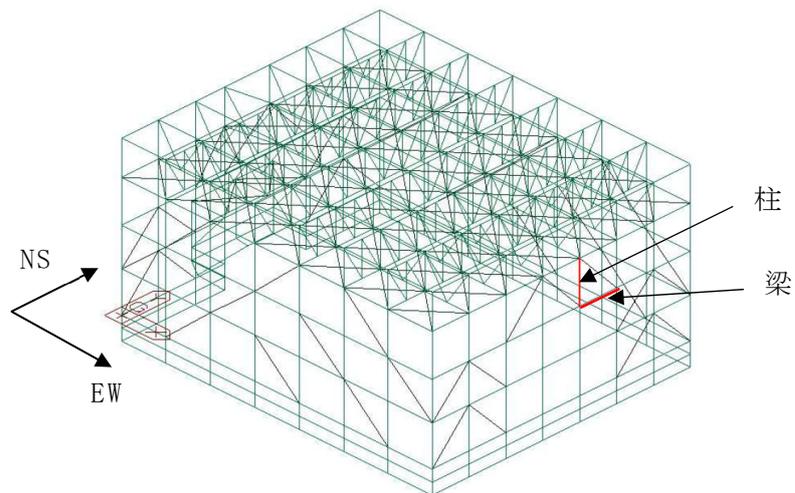
第4-5図 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

第 4-2 表 柱, 梁の部材力, 応力比較 (*1)

柱	三次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	1082 kN・m (158 MPa)	1162 kN・m (170 MPa)
軸力 (応力)	1102 kN (23 MPa)	1029 kN (22 MPa)
検定値 (組合せ)	0.555	0.580

梁	三次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	823 kN・m (148 MPa)	824 kN・m (148 MPa)
軸力 (応力)	639 kN (18 MPa)	707 kN (20 MPa)
検定値 (組合せ)	0.463	0.469

* 1 : 評価部位は下図参照



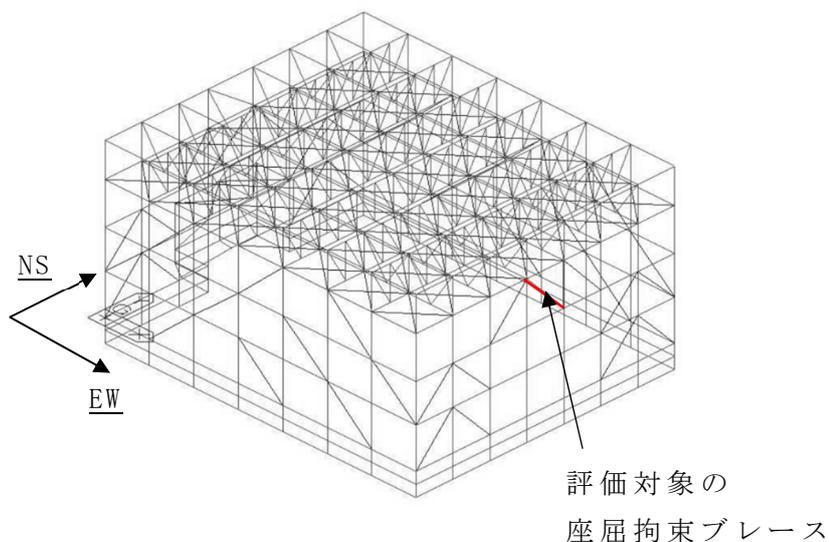
評価部位参照図 (第 4-2 表)

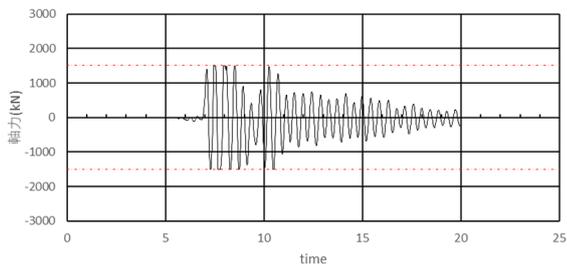
(4) 座屈拘束ブレースの降伏状況の比較

最大の荷重が発生した柱に接続している3階層の座屈拘束ブレース（下図参照）を対象とした座屈拘束ブレースの荷重とひずみ時刻歴について、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第4-6図、第4-7図に示す。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荷重及びひずみのタイミングは合致している。

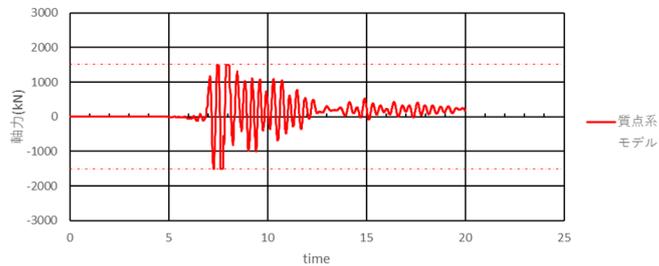
最大の荷重が発生した柱に接続している3階層の座屈拘束ブレース（下図参照）を対象としたひずみの履歴ループについて、三次元フレームモデルと質点系モデルを比較した結果を第4-8図に示す。

どちらも引張方向の塑性変形から圧縮側の塑性変形を経て、ひずみが0付近に戻っていく傾向を示しており、同様の傾向となっている。ひずみの履歴ループの大きさは、座屈拘束ブレースが吸収した地震エネルギーの大きさを表しており、三次元フレームモデルと質点モデルで、主要動における履歴ループの大きさ（吸収エネルギー）は同等であるため、架構の応答や荷重に大きな違いが生じていないことを確認している。



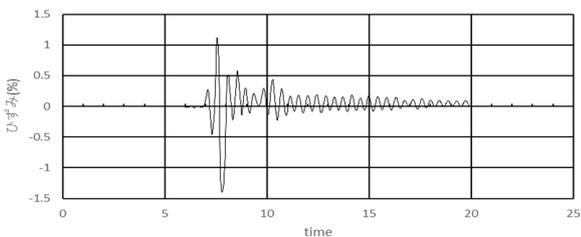


(三次元フレームモデル)

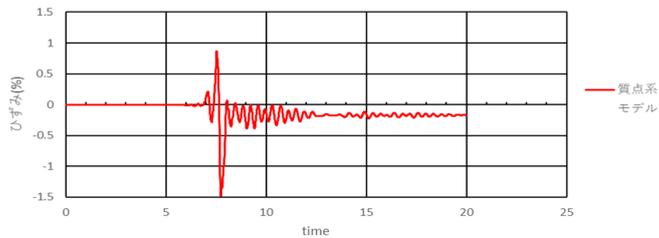


(質点系モデル)

第4-6図 座屈拘束ブレースの荷重時刻歴の比較

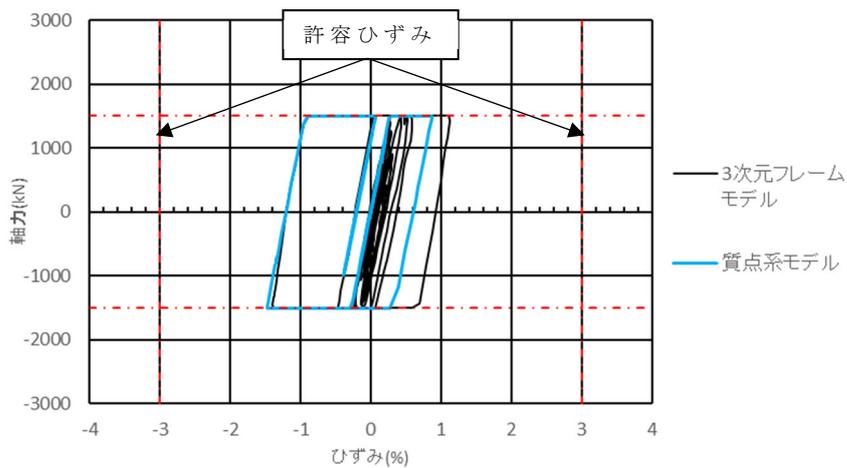


(3次元フレームモデル)



(質点系モデル)

第4-7図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴の比較



第4-8図 履歴ループの比較

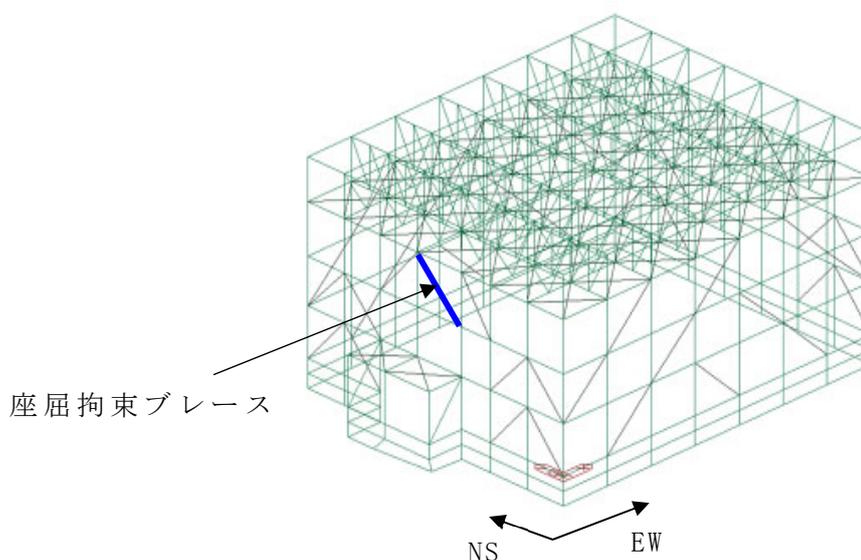
(5) 座屈拘束ブレースの最大ひずみの比較

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最大ひずみの結果を、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、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 (※1)

	三次元フレームモデル	質点系モデル	三次元フレームモデル / 質点系
ひずみ	1.5%	1.5%	1.00

※1：評価部位は下図参照



(6) 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、架構に作用する荷重分布、座屈拘束ブレースの配置により大きな荷重が発生する部材の応力、座屈拘束ブレースの最大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

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.	考察及びまとめ	5

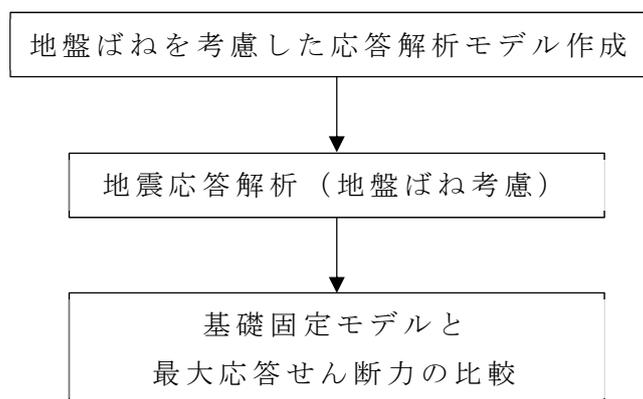
1. 概要

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。

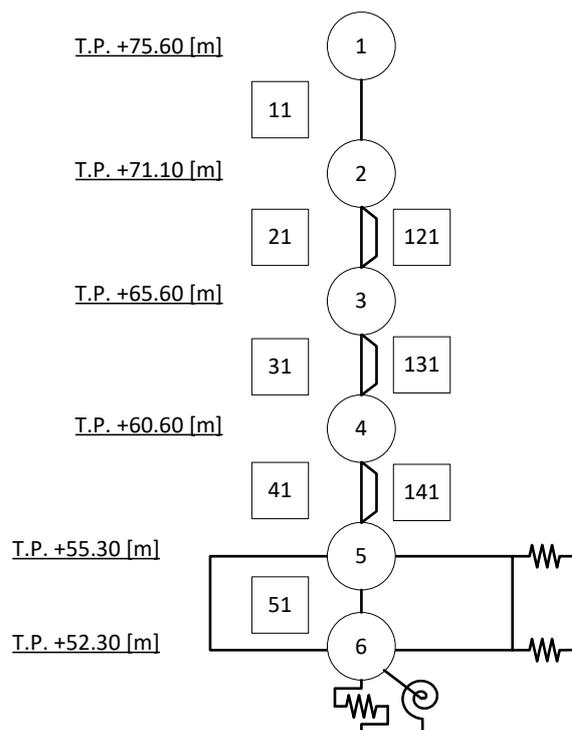


第2-1図 基礎固定モデルの妥当性確認の評価フロー

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表及び第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第3-2図のように加振方向と並行方向の一对の基礎部分に対してそれぞれ振動アドミッタンス理論により底面地盤ばねを算定し、それを並列ばねとして足し合わせることで最終的な底面地盤ばねを評価している。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 $S_s-C1(H)$ 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。



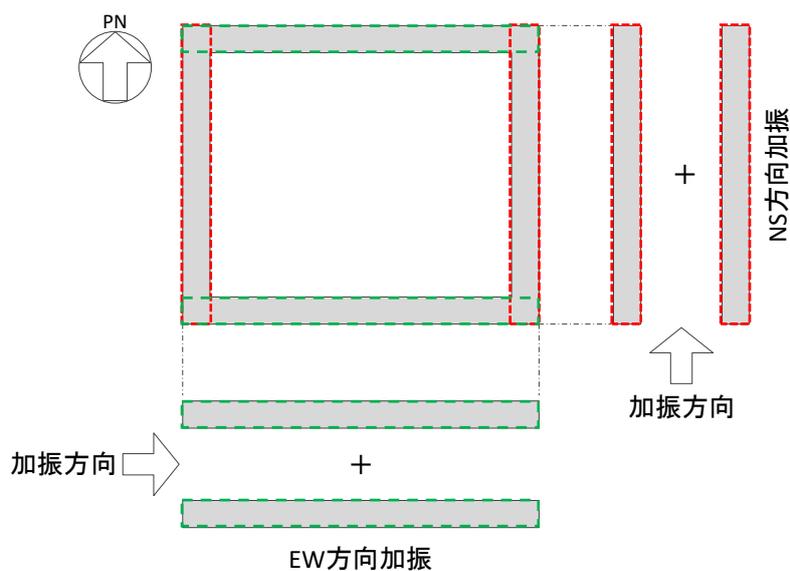
第3-1図 地震応答解析モデル図（水平方向）

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	6.22E+07	3.75E+05	1.90E+10	1.03E+08
EW	7.01E+07	4.53E+05	2.96E+10	1.74E+08

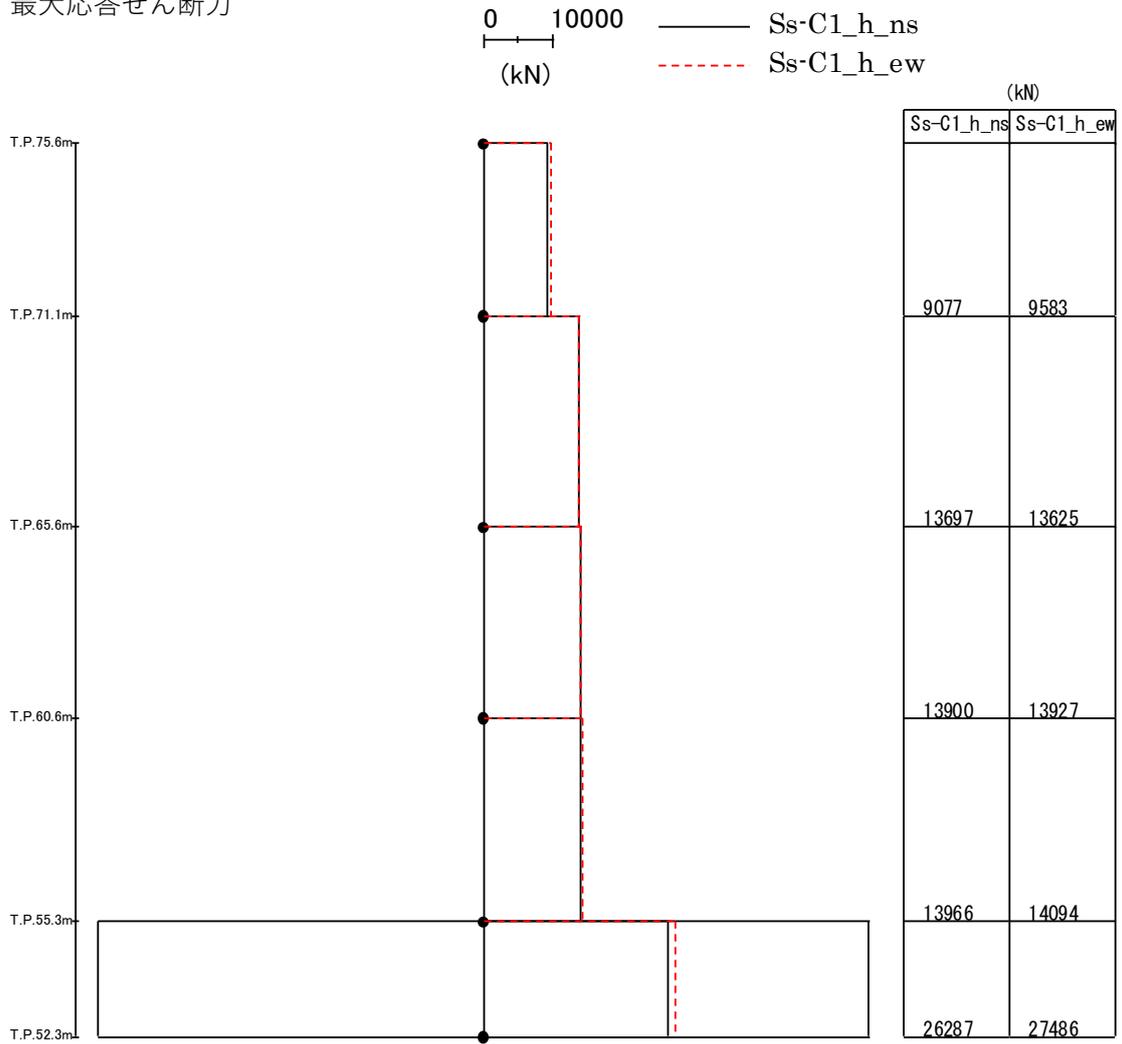
第 3 - 2 表 側面地盤ばね定数

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	3.21E+05	1.12E+05	3.21E+05	1.12E+05
52.3	3.03E+05	1.08E+05	3.03E+05	1.08E+05



第 3 - 2 図 底面地盤ばね算定時の基礎のモデル化

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軽微である。

第4-1表 最大応答せん断力の比較

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	8984	9546	9077	9583	1.010	1.004
21+121	71.1~65.6	13378	13444	13697	13625	1.024	1.013
31+131	65.6~60.6	13668	13673	13900	13927	1.017	1.019
41+141	60.6~55.3	13945	14091	13966	14094	1.002	1.000

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

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。

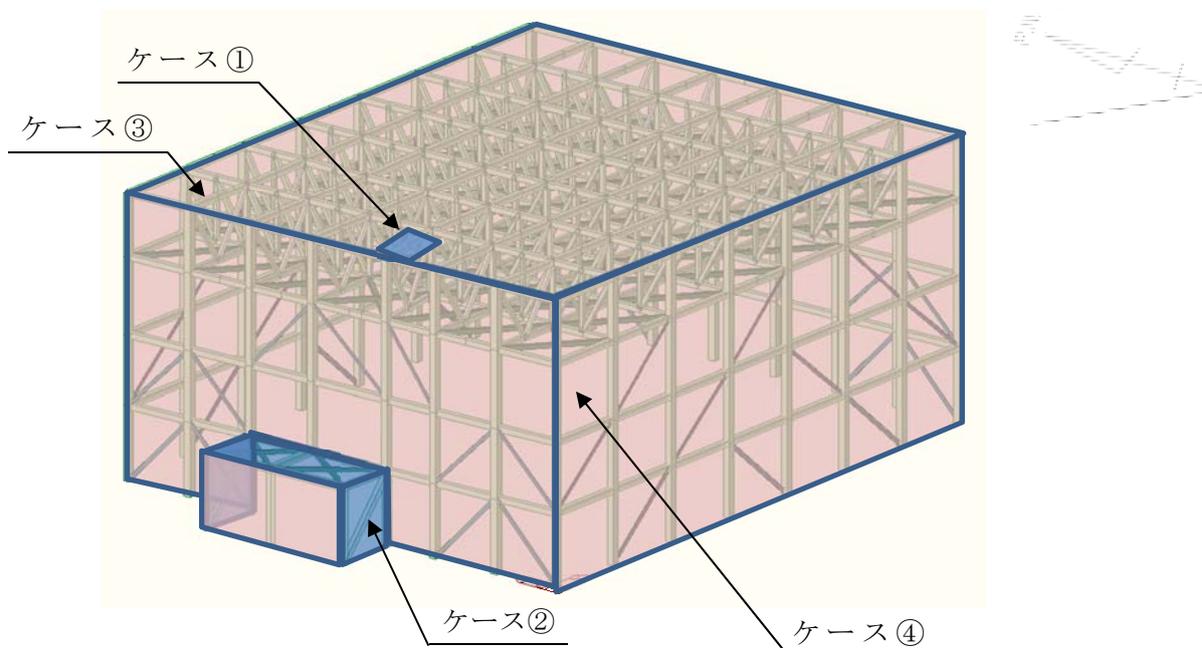
本資料は， S_s 地震時に作用する荷重と飛来物衝突時に作用する荷重の比較結果を示し，荷重の包絡性について説明する。

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。

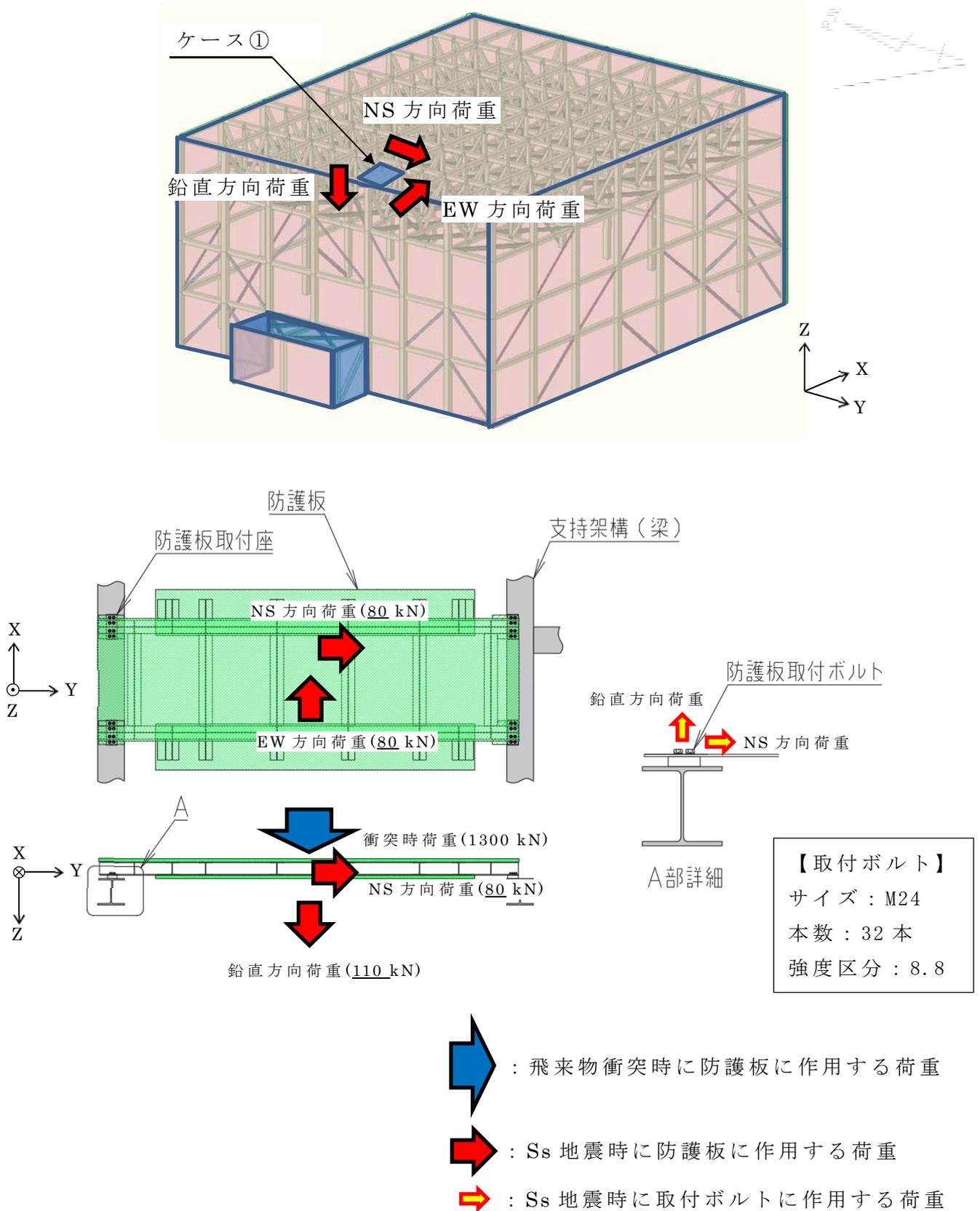
第3-1表 防護板及び防護ネットに作用する荷重の比較結果

	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)

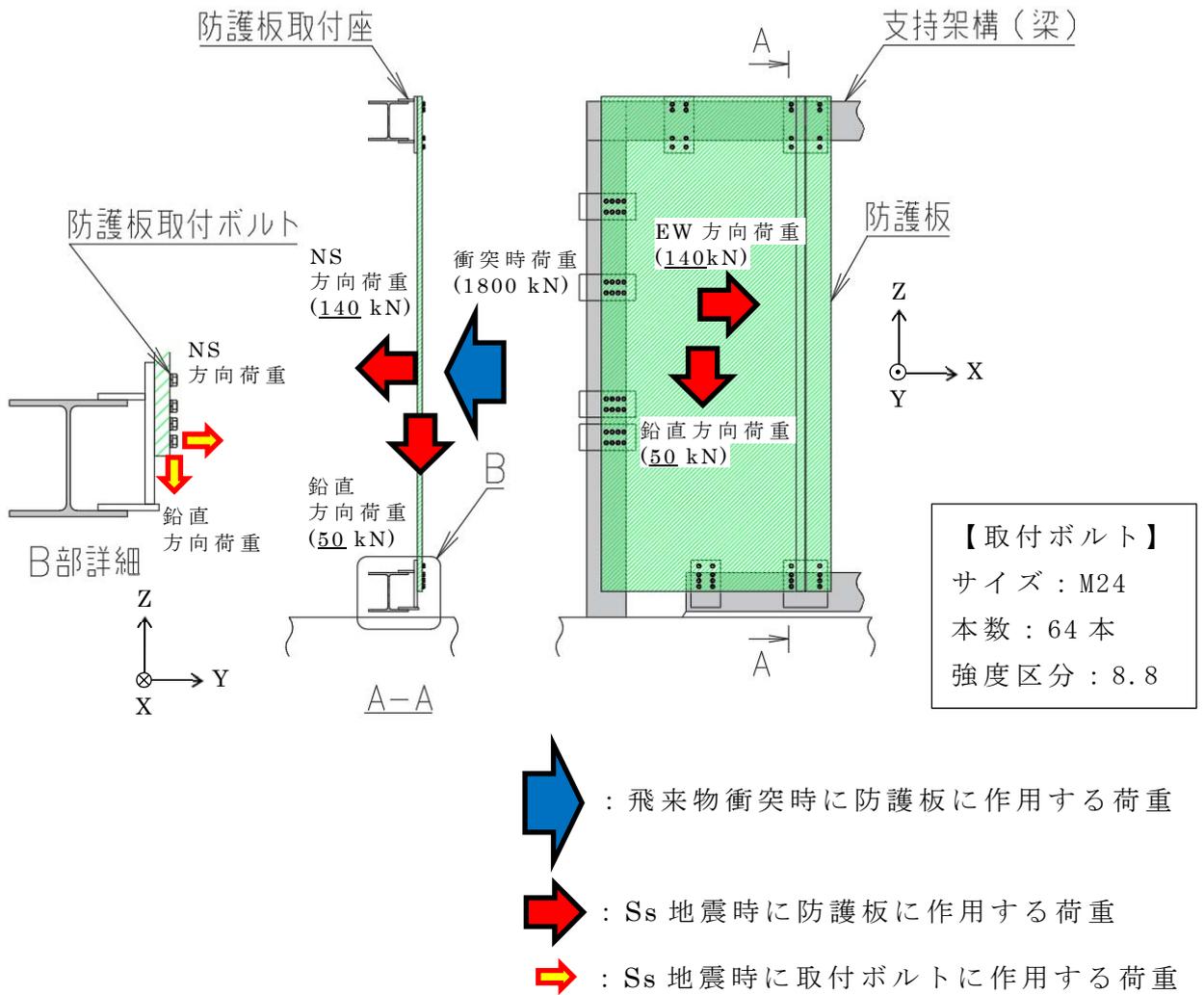
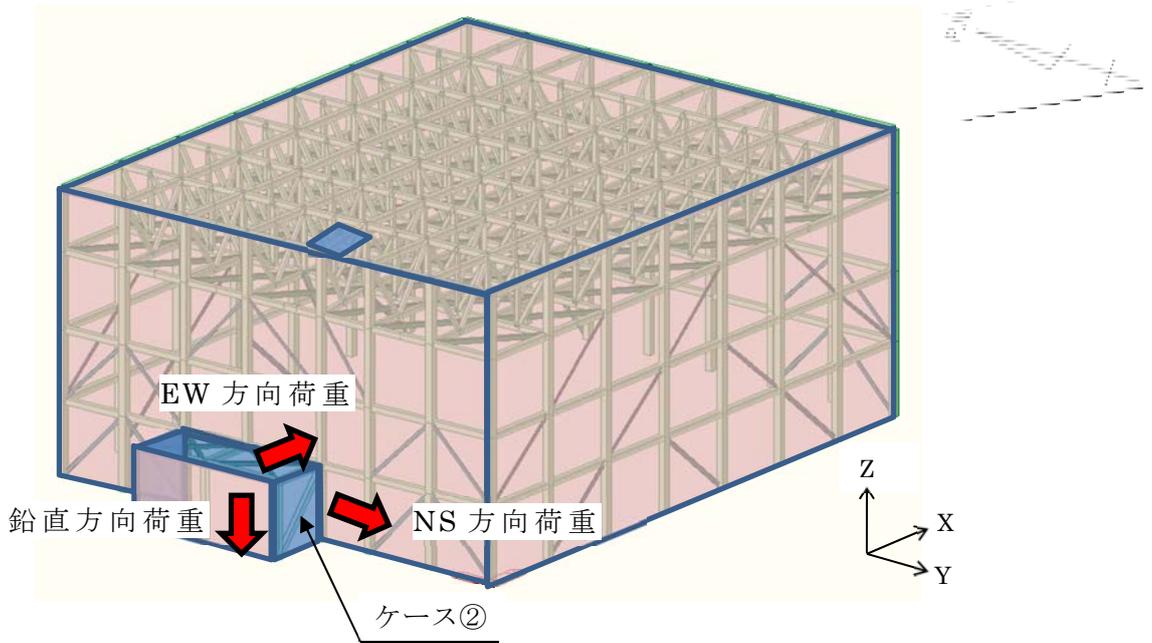
注1：屋根の防護ネットの強度評価において、保守的に風荷重も考慮していることから、それに合わせて評価する。

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。

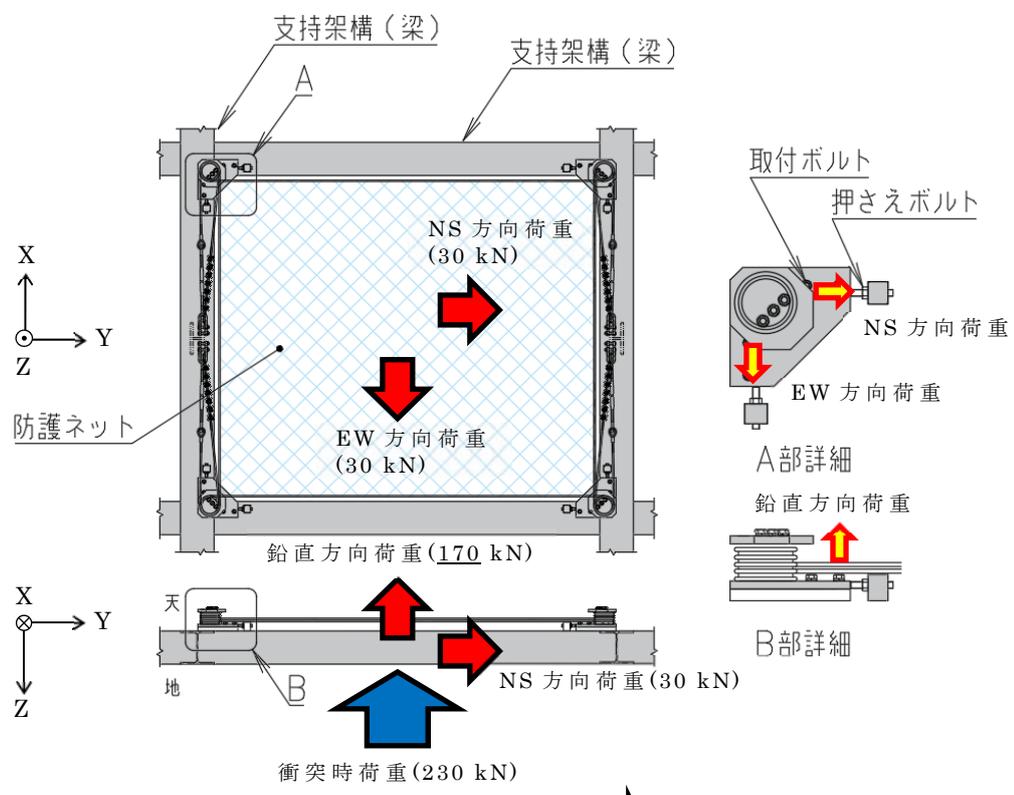
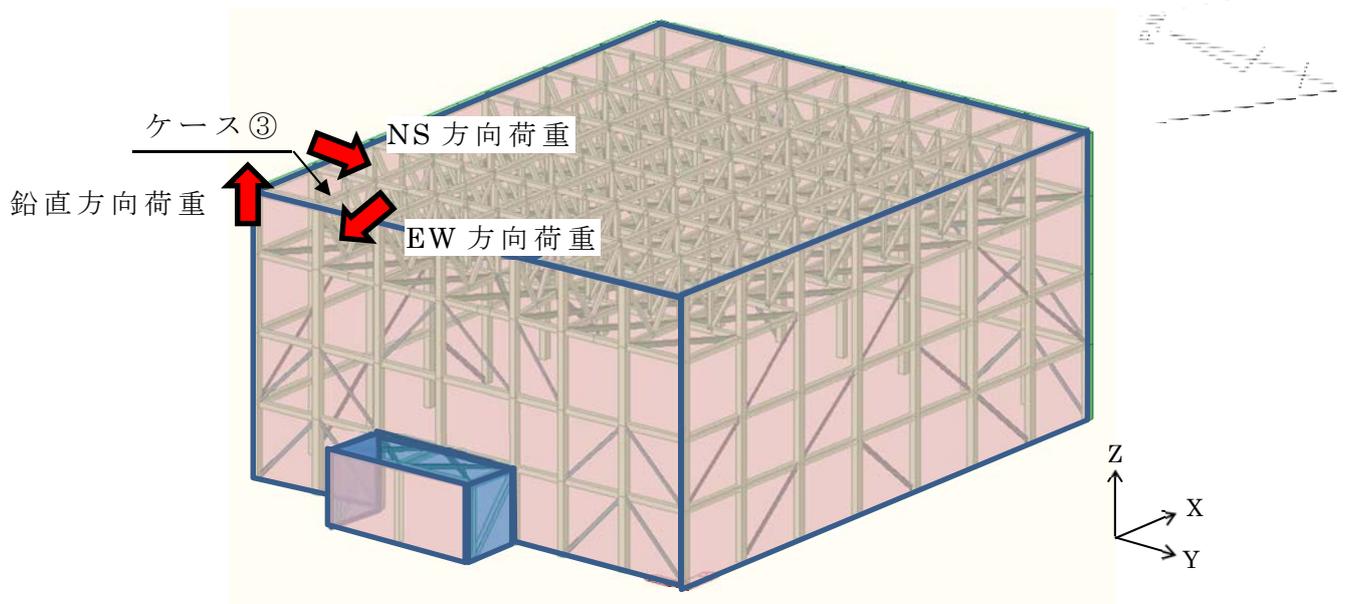
注3：NS方向荷重とEW方向荷重の包絡値を示す。



第 3-1 図 ケース①の荷重作用図



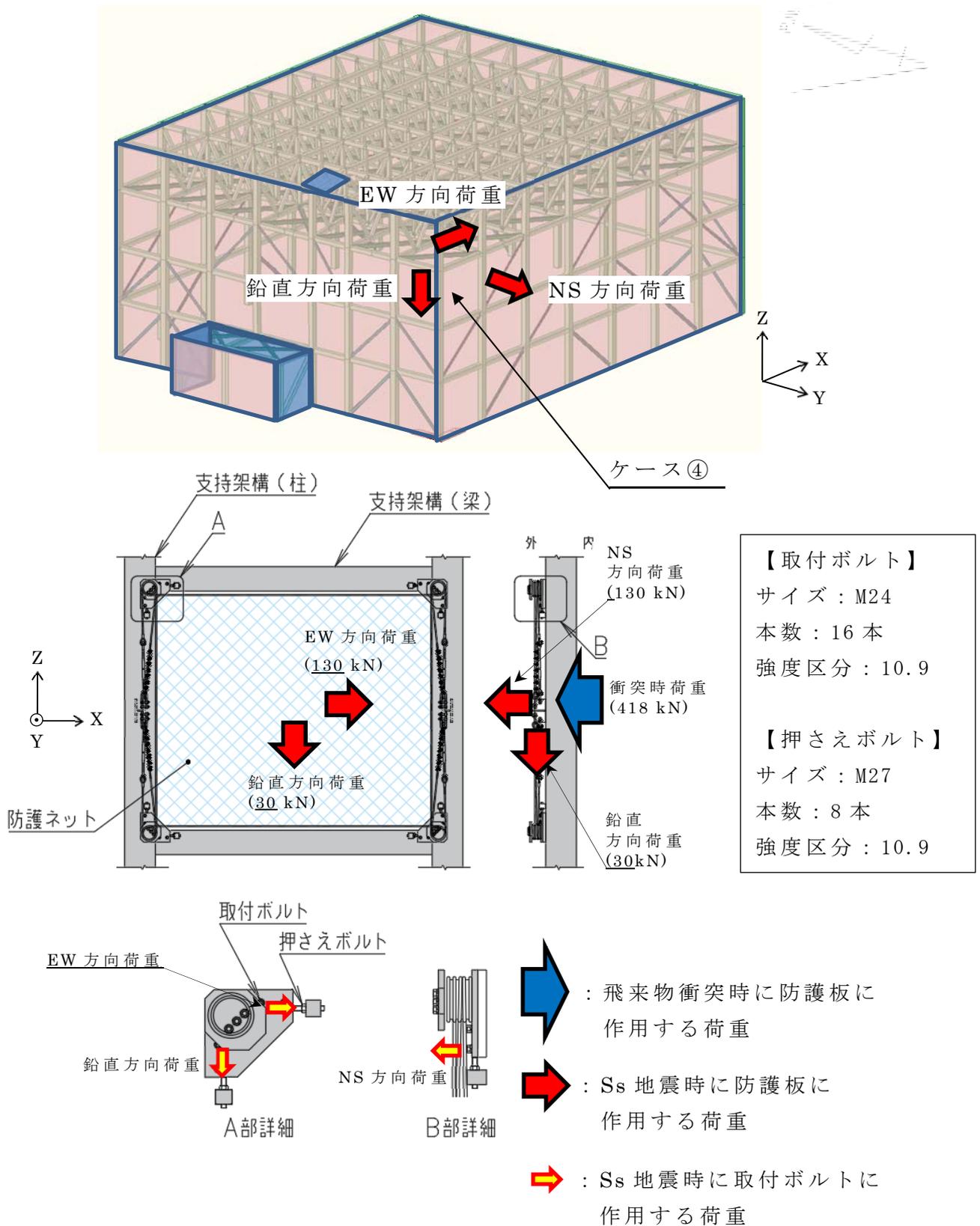
第 3 - 2 図 ケース②の荷重作用図



【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

- : 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 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. 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。

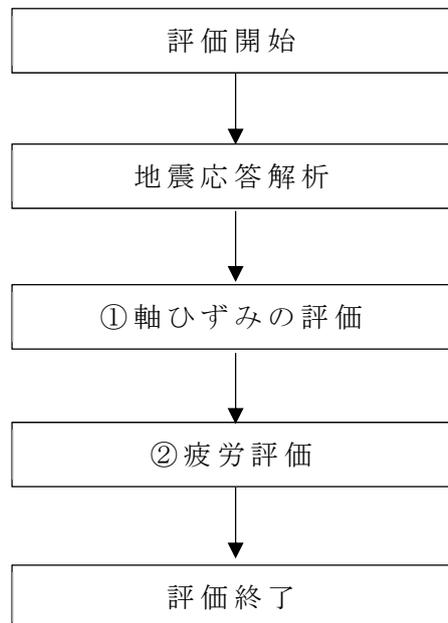
2. 構造評価フロー

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	断面積 (cm 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										

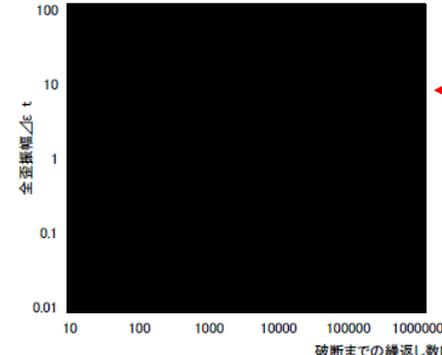


図1 試験結果と疲労性能曲線



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。

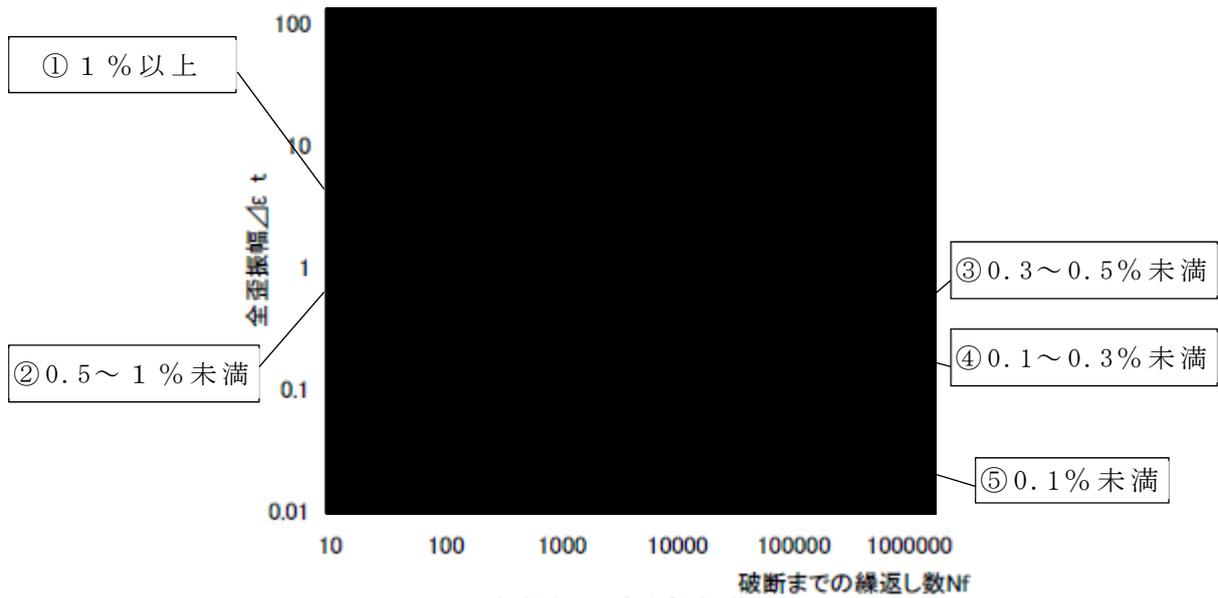
3.2 疲労評価

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。

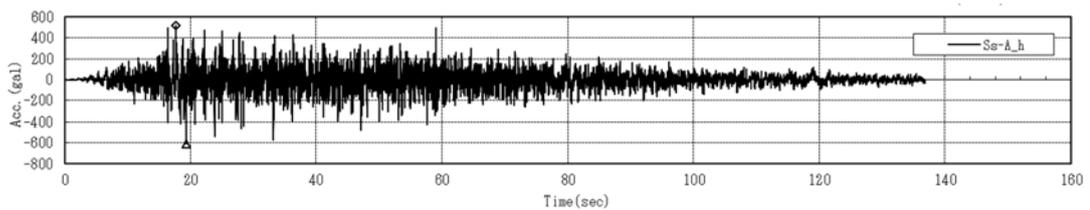


第 3 - 1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

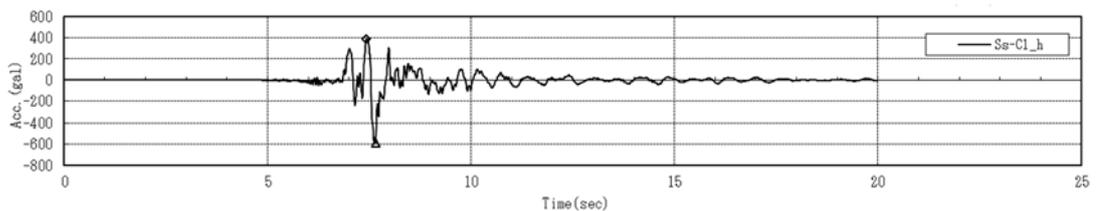
4. 構造評価

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)

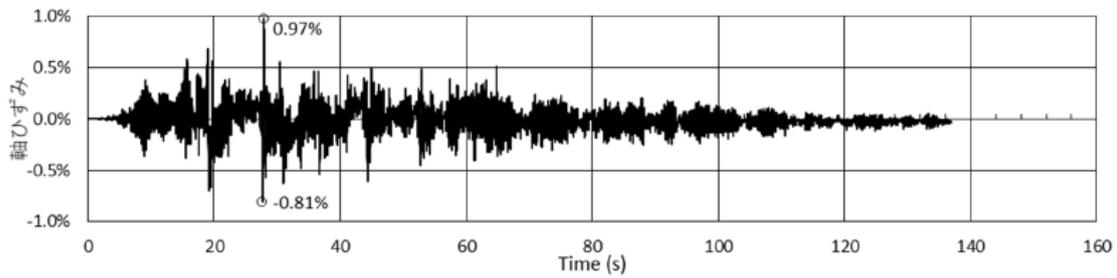
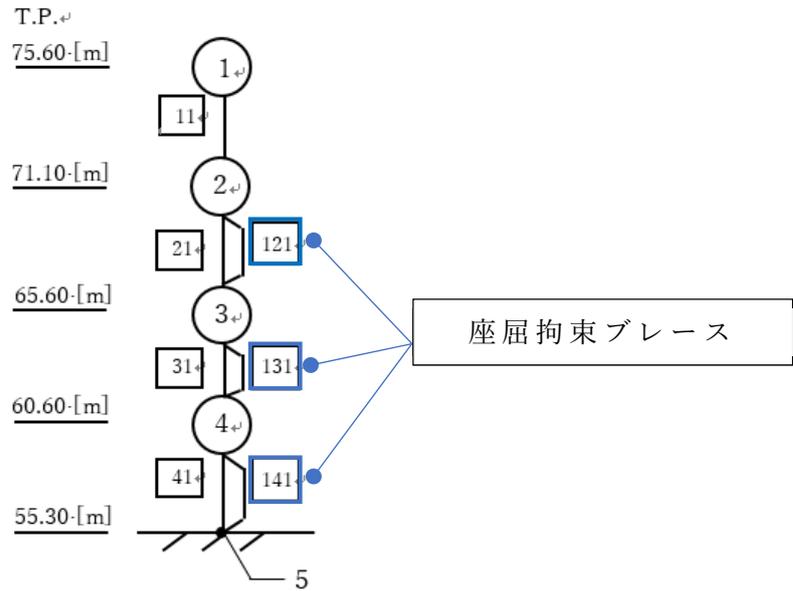
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-1.8%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N : 5537 回		許容繰返し回数 N : 1952 回		許容繰返し回数 N : 474 回		許容繰返し回数 N : 142 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N							
146	0.0264	88	0.0451	47	0.0992	3	0.0211	0.192

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

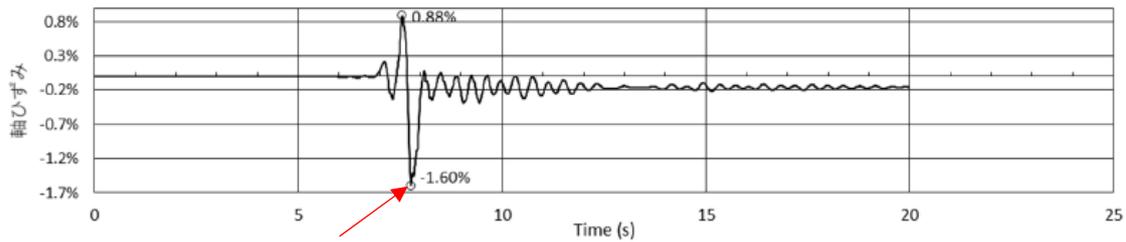
第4-2表 疲労評価結果 地震波 S_S-C1(H)

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							
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 5

相対変位評価について

目 次

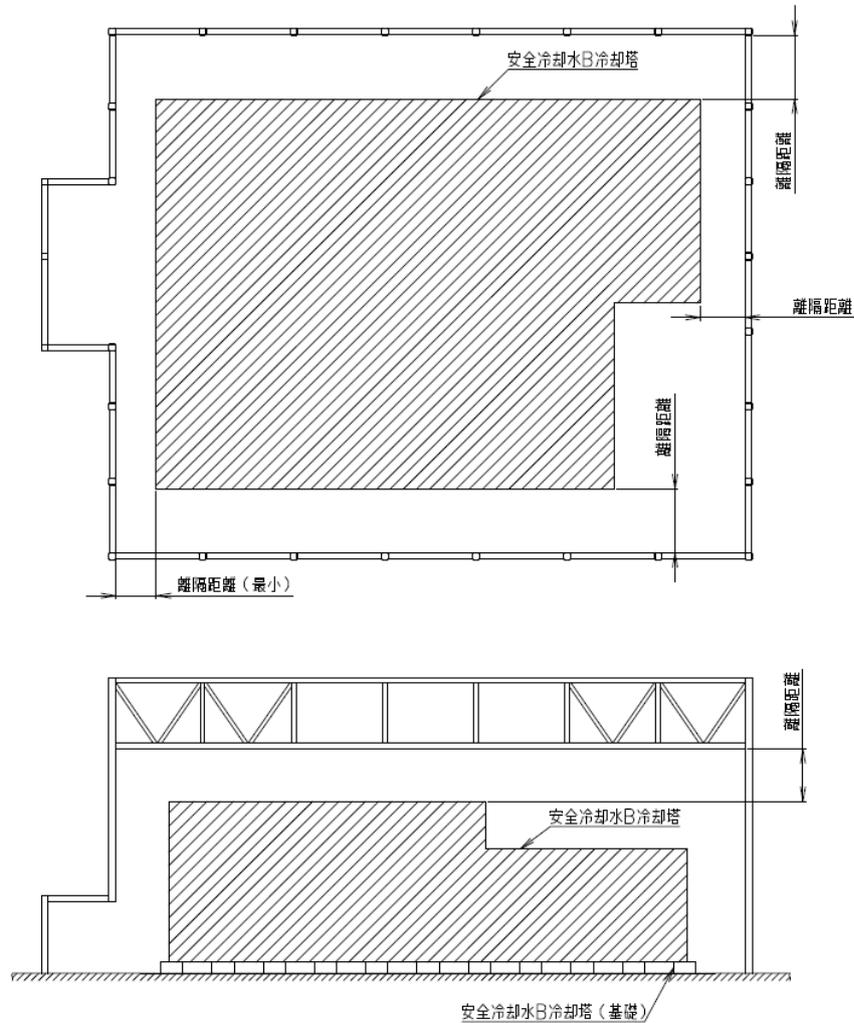
1. 概要	1
2. 評価方法	1
3. 評価結果	2
4. 考察及びまとめ	2

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 6
液状化影響評価について

(I) 地盤の液状化を考慮した場合の地震応答解析

目 次

1.	概要	1
2.	解析方法	2
2.1	設計用模擬地震波	2
2.2	有効応力解析モデル	3
2.2.1	モデル化概要	3
2.2.2	上部構造のモデル化方針	6
2.2.3	R C 杭のモデル化方針	7
2.2.4	地盤のモデル化方針	8
2.2.5	洞道のモデル化方針	9
3.	解析条件	10
3.1	解析コード	10
3.2	地下水位	10
3.3	荷重の組合せ	10
3.4	解析物性値	11
3.4.1	地盤及び地下埋設構造の物性値	11
3.4.2	上部構造の諸元	24
3.5	解析モデル図	29
3.6	解析ケース	35
4.	解析結果	36
4.1	地盤の応答結果	36
4.2	上部構造の応答結果	45
4.3	入力地震動の比較	52
5.	液状化の影響因子に対する評価	54
5.1	地盤剛性低下に対する評価	57
5.2	沈下に対する評価	57
5.3	転倒に対する評価	57
5.4	滑動に対する評価	58
6.	まとめ	58

参考資料 1 有効応力解析における質点系モデルについて

参考資料 2 液状化時の解析ケースの選定

1. 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。）では、液状化対策として建屋直下の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地震応答解析では地盤の液状化は考慮していない。本資料では、地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い、地盤改良体周囲の地盤の液状化を考慮した場合の影響を確認するものである。

2. 解析方法

2.1 設計用模擬地震波

飛来物防護ネットの地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。

この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、「再処理施設の事業変更許可申請書」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、「再処理施設の事業変更許可申請書」と同一である。

2.2 有効応力解析モデル

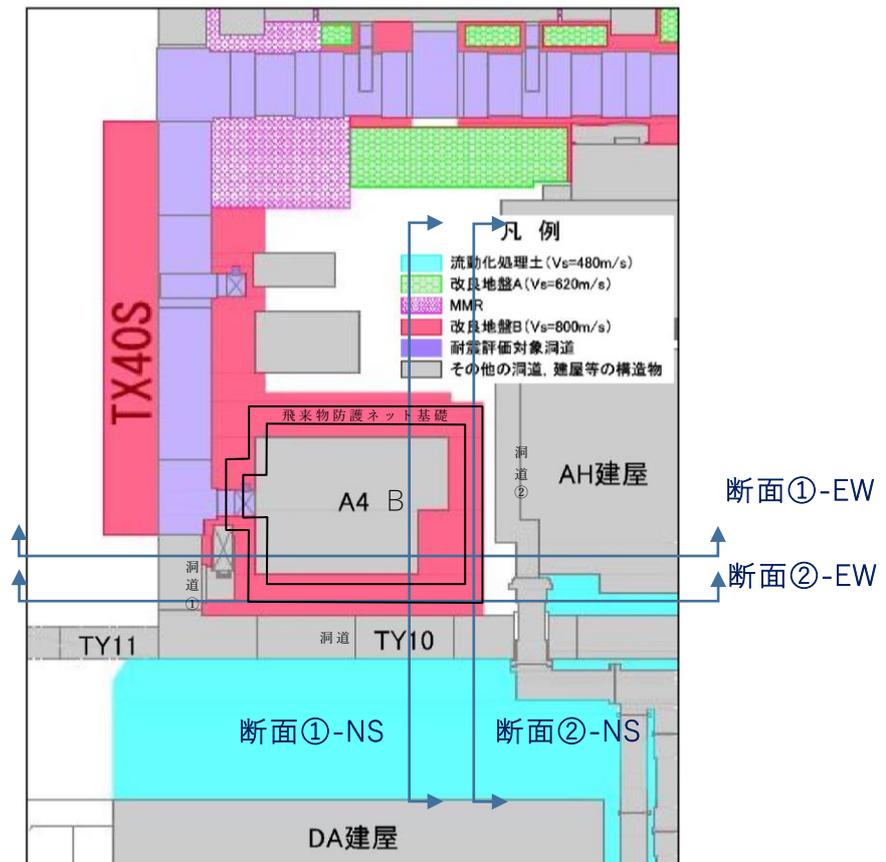
2.2.1 モデル化概要

飛来物防護ネット近傍の平面及び断面を第2-1図～第2-5図に示す。

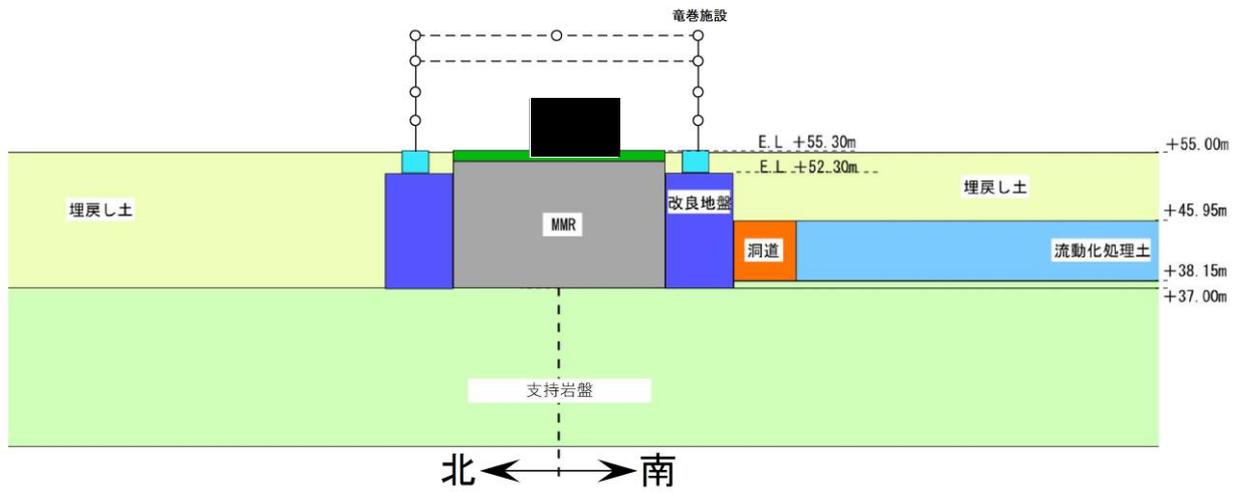
有効応力解析は、解放基盤レベル(T. M. S. L. -70.0m)より上部の地盤をモデル化対象とし、建屋－杭－地盤の連成を考慮したモデルとして評価する。第2-1図に示すように地盤改良体の範囲・飛来物防護ネットの形状の相違により、解析モデルはNS方向・EW方向とも各2断面をモデル化対象とする。

有効応力解析は、入力地震動を水平方向(NS方向又はEW方向)及び鉛直方向を同時に入力することで実施する。建屋のモデルは、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」に記載する質点系モデル(一次元評価用)を基に、有効応力解析の二次元での評価が可能ないように修正したものを採用する。

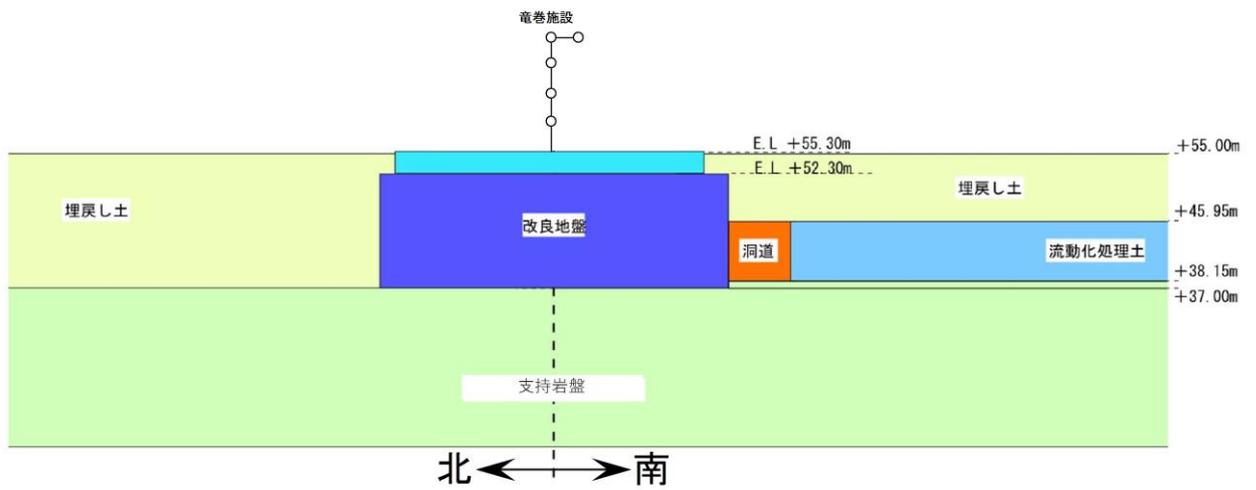
建屋と地盤との境界面にはジョイント要素を設け、接触状態を適切に再現した解析とする。



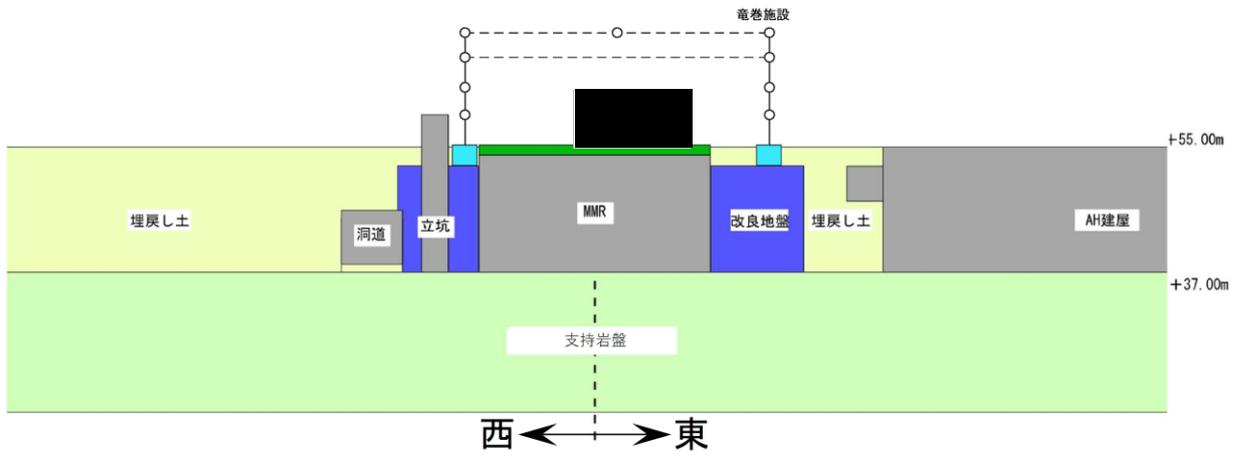
第2-1図 飛来物防護ネット近傍の平面図



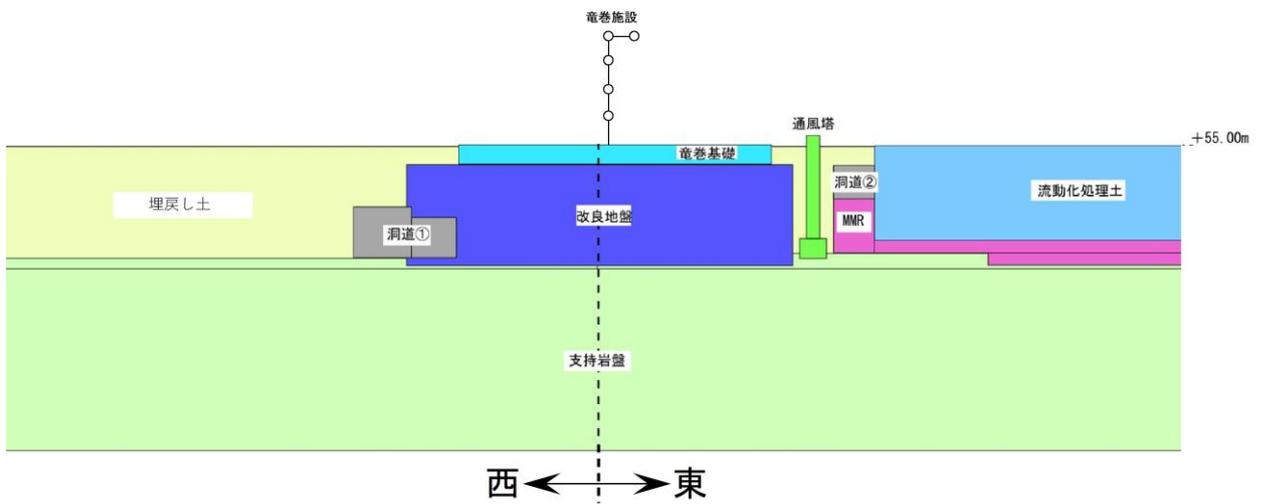
第 2 - 2 図 断面①-NS



第 2 - 3 図 断面②-NS



第 2 - 4 図 断面①-EW (AH 建屋の形状は仮定)



第 2 - 5 図 断面②-EW (東側は想定)

2.2.2 上部構造のモデル化方針

冷却塔及び飛来物防護ネットの基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。上部構造の奥行方向は、単位奥行 1 m あたりの物性としてモデル化する。すなわち、冷却塔及び飛来物防護ネットの上部構造の重量・剛性を、それぞれの基礎面積で規準化し、解析モデルで考慮している単位奥行 1 m あたりの基礎面積比で係数倍してモデル化する。

上部構造のモデル化においては、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はり要素、座屈拘束ブレース部分には非線形ばね要素を用いてモデル化する。

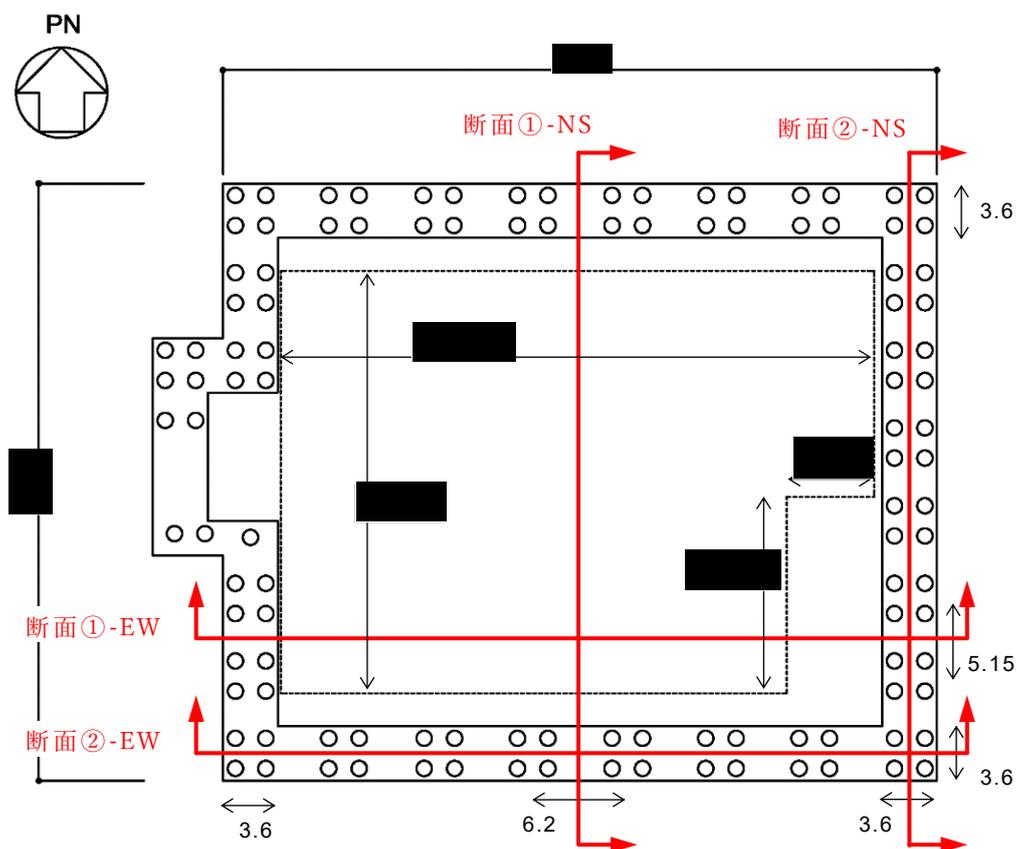
2.2.3 RC 杭のモデル化方針

RC 杭のモデル化については，梁要素で線形材料とする。

杭周面には，摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。図を第 2-6 図に示す。

なお，RC 杭の奥行方向のモデル化については，断面①-NS については，RC 杭の奥行方向のスパンより 6.2m とする。断面②-NS については，RC 杭の奥行スパンより 3.6m とする。断面①-EW については，RC 杭の奥行方向のスパンより 5.15m とする。断面②-EW については，RC 杭の奥行方向のスパンより 3.6m とする。

RC 杭の設定にあたっては，奥行方向に配置された 2 本分の杭を 1 本の梁要素でモデル化し，2 本分の諸元に対し，モデル化奥行を考慮した単位奥行 1 m あたりの物性としてモデル化する。



第 2-6 図 冷却塔及び飛来物防護ネットの基礎形状と断面位置（単位：m）

2.2.4 地盤のモデル化方針

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（本検討では、MMR+改良地盤 B）の 5 倍以上、モデル高さについては構造物底面から解析モデル底面までの高さを耐震構造物対象構造物の 1.5～2 倍以上確保する。

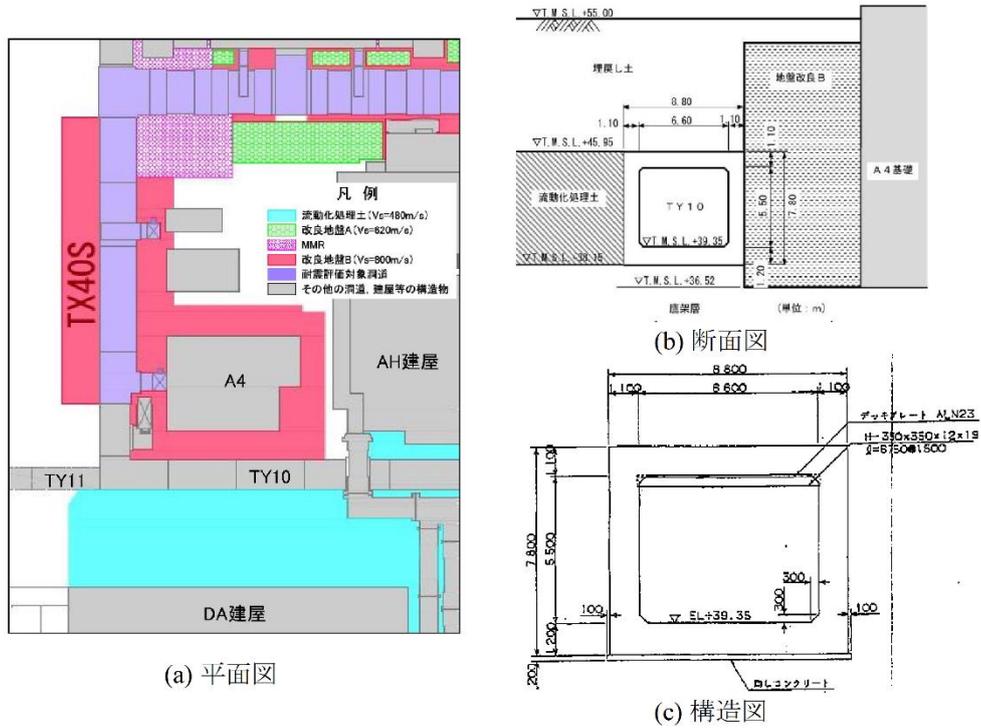
第 2.2.1-1 図に示す NS 方向については、南（図中下側）及び北（図中上側）において DA 建屋などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。

第 2-1 図に示す EW 方向については、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だけで、また東（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。このような三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（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。

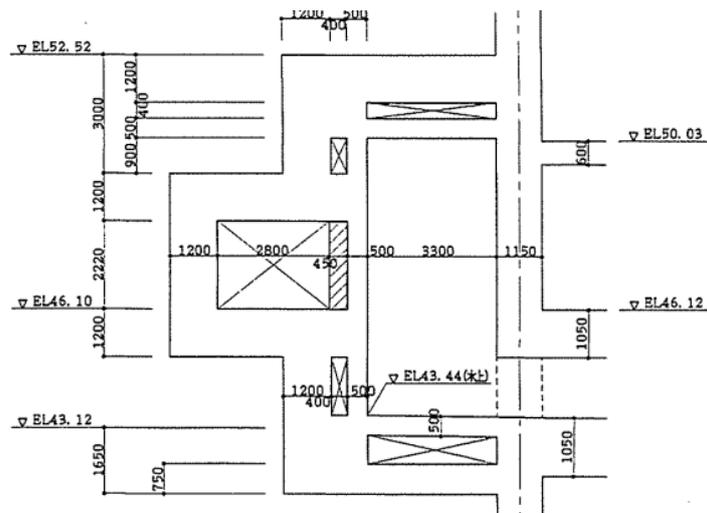
2.2.5 洞道のモデル化方針

NS 方向の第 2-7 図に示す洞道 (TY10) については、線形平面要素でモデル化する。

EW 方向についても、同様に線形平面要素でモデル化する。西側に位置する洞道①は、NS 方向の洞道と同じ形状である。



第 2-7 図 NS 方向の洞道の概要



第 2-8 図 EW 方向の洞道②の概要

3. 解析条件

3.1 解析コード

本検討に用いる解析コードは，【FLIP ROSE Ver 7.4.1】とする。

3.2 地下水位

地下水位は，地表面（フルヘッド）とする。

3.3 荷重の組合せ

考慮する荷重については，第3-1表に示すとおりとする。

第3-1表 荷重の組合せ

種別	荷重	荷重の概要
永久荷重	固定荷重	躯体自重を土被り荷重を考慮
	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（冷却塔基礎，飛来物防護ネット基礎，洞道）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

3.4 解析物性値

3.4.1 地盤及び地下埋設構造の物性値

有効応力解析における T.M.S.L. +37.0m 以深の直下地盤の物性値には，第 3-2 表の $-\sigma$ 地盤における初期物性値に基づき算出した等価物性値を使用する。

第 3-2 表 直下地盤の物性値 ($-\sigma$ 地盤)

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	ポアソン 比 ν_d	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [kN/m ²])	剛性 低下率 $G/G_0-\gamma$ [%]	減衰定数 $h-\gamma$ [%]
37.0	*1	*1	*1	*1	*1
36.63	18.34	0.434	673		*2
9.02	18.34	0.434	673		*3
-25.57	18.14	0.380	1,400		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.404	917		*4
	16.87	0.404	917		*5

*1 : T.M.S.L. 37.0 [m] 以浅の改良地盤部は，直下の物性値を採用

*2 : 第 3-1 図 (1) に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第 3-1 図 (2) に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*4 : 第 3-1 図 (3) に示す泥岩 (下層部) のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については，泥岩 (下層部) の $h-\gamma$ 曲線における下限値を設定

第3-3表 直下地盤の物性値（標準地盤）

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積重 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [kN/m ²])	剛性 低下率 $G/G_0-\gamma$ [%]	減衰定数 $h-\gamma$ [%]
37.0	*1	*1	*1		*1
36.63	18.34	0.427	865		*2
9.02	18.34	0.427	865		*3
-25.57	18.14	0.365	1,635		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.393	1,073		*4
	16.87	0.393	1,073		*5

*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

*2 : 第3-1図(1)に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第3-1図(2)に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*4 : 第3-1図(3)に示す泥岩(下層部)のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩(下層部)の $h-\gamma$ 曲線における
下限値を設定

第3-4表 直下地盤の物性値 (+σ地盤)

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積重 γ _t [kN/m ³]	ポアソン比 ν _d	せん断 弾性係数 G (x10 ³ [kN/m ²])	剛性 低下率 G/G ₀ -γ [%]	減衰定数 h-γ [%]
37.0	*1	*1	*1	*1	*1
36.63	18.34	0.421	1,080	*2	
9.02	18.34	0.421	1,080	*3	
-25.57	18.14	0.350	1,887	*3	
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.381	1,243	*4	
	16.87	0.381	1,243	*5	

*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

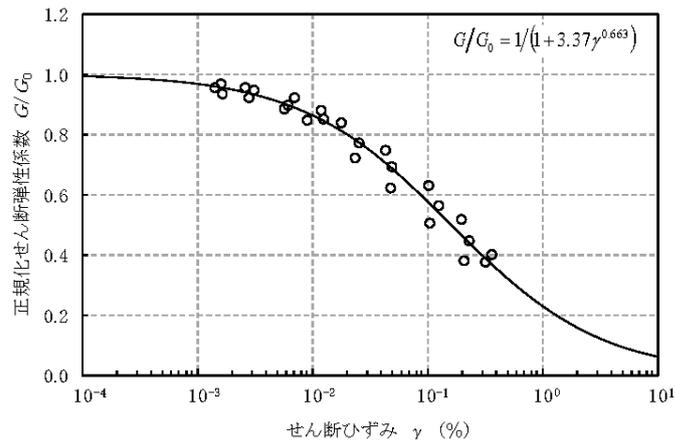
*2 : 第3-1図(1)に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第3-1図(2)に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

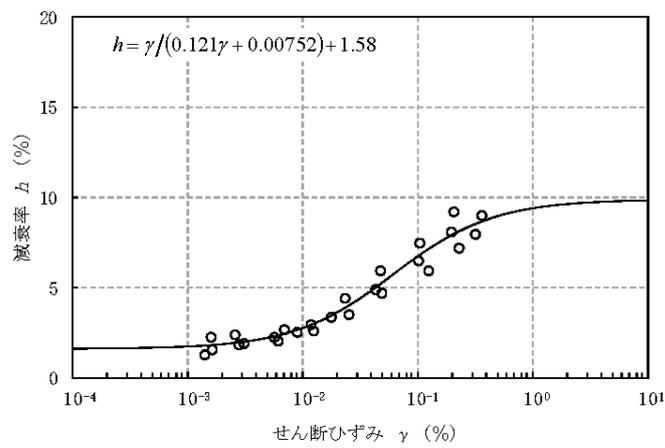
*4 : 第3-1図(3)に示す泥岩(下層部)のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩(下層部)のh-γ曲線における
下限値を設定

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 3.37\gamma^{0.663}}$	$h = \frac{\gamma}{0.121\gamma + 0.00752} + 1.58$	h、 γ は%の値



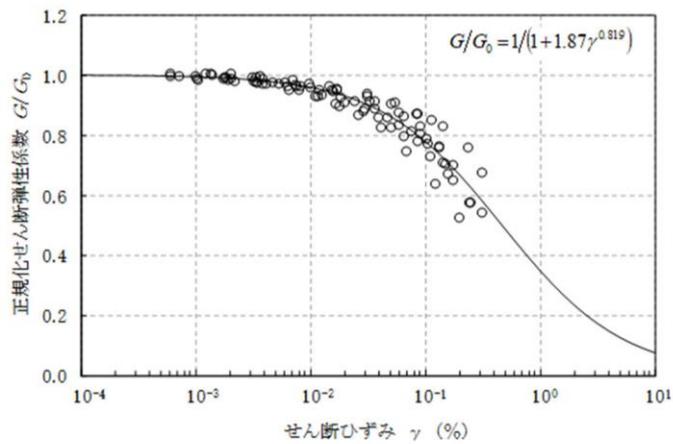
(a) 動的変形特性



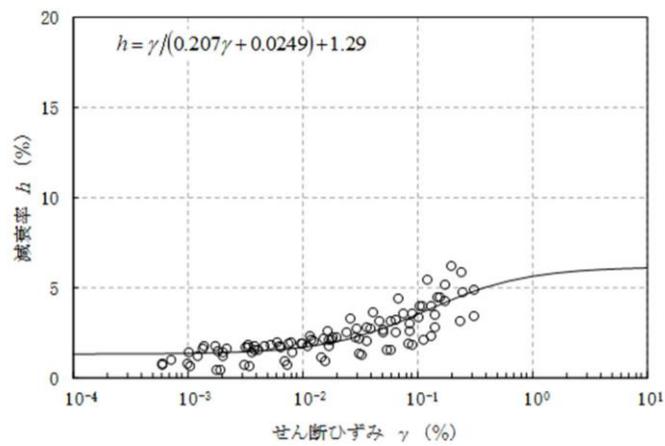
(b) 減衰特性

第3-1図(1) 粗粒砂岩のひずみ依存特性

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 1.87\gamma^{0.819}}$	$h = \frac{\gamma}{0.207\gamma + 0.0249} + 1.29$	h、 γ は%の値



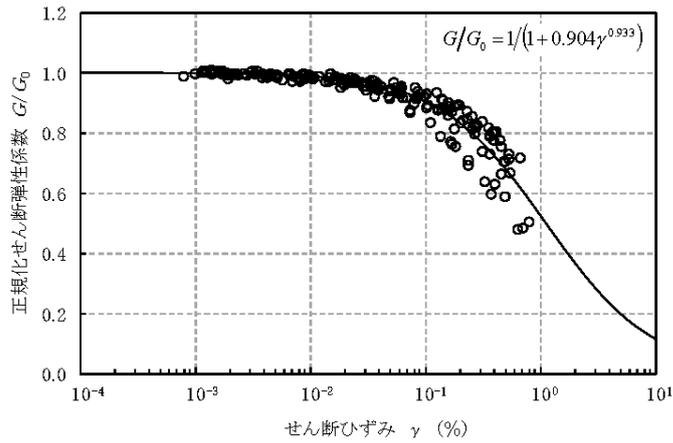
(a) 動的変形特性



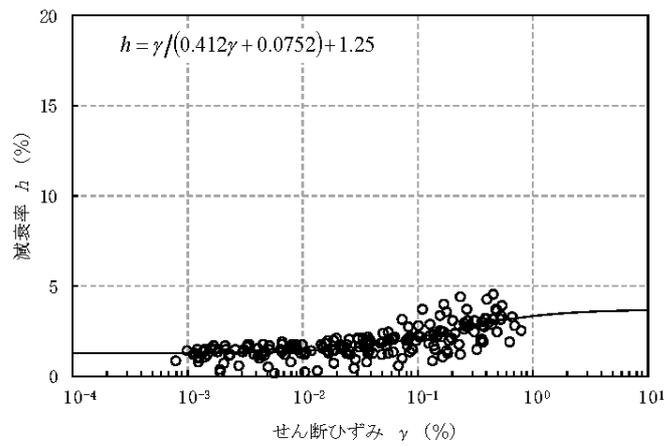
(b) 減衰特性

第 3 - 1 図 (2) 細粒砂岩のひずみ依存特性

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 0.904\gamma^{0.933}}$	$h = \frac{\gamma}{0.412\gamma + 0.0752} + 1.25$	h, γ は%の値



(a) 動的変形特性



(b) 減衰特性

第3-1図(3) 泥岩(下部層)のひずみ依存特性

第3-5表 埋戻し土の物性値

項目	記号	設定値	単位	
質量密度 ^{※1)}	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	—	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kPa	
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}	125700	kPa	
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}	327800	kPa	
ポアソン比	ν	0.33	—	
粘着力	c_u'	0	kPa	
内部摩擦角	ϕ_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	度
	液状化パラメータ ^{※2)}	w_1	10.30	—
		p_1	0.50	—
		p_2	1.00	—
		c_1	1.81	—
		S_1	0.005	—

※1)密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理する。

D:深度(m)、TDAPと同様、層の中心深度とする

第3-6表 改良地盤Bの物性値

項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.72	g/cm ³
間隙率	n	0.55	—
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kPa
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.0	—
せん断弾性係数	G_{ma}	1100000	kPa
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.0	—
体積弾性係数	K_{ma}	2869000	kPa
ポアソン比	ν	0.33	—
粘着力	c_u'	3000	kPa
内部摩擦角	ϕ_u'	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	—

第3-7表 流動化処理土の物性値

項目	物性値	
	流動化処理土	
湿潤密度 $\rho_t^{※1)}$	g/cm ³	1.63
間隙率 n	-	0.62
非排水せん断強度	c_u' MPa	0.347+0.242p
	$\phi_u'^{※2)}$ deg	0.0
ポアソン比	ν -	0.33
最大減衰比	h_{max} -	0.140
基準拘束圧	σ_{ma}' kN/m ²	1.0
基準拘束圧における初期せん断係数	G_{ma} kN/m ²	380,000
拘束圧の依存係数	m_G -	0.0
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma} kN/m ²	991,000

※1) 飽和密度=湿潤密度とする。D：深度(m)

※2) 解析では 0.001 とする。

第3-8表 MMRの物性値

質量 密度 (g/cm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	初期せん断 弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	減衰 定数
2.3	1.925×10^4	8.021×10^3	0.2	0.05

第3-9表 冷却塔基礎及び飛来物防護ネット基礎の物性値

材料	質量 密度* ¹ (g/cm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	初期せん断 弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	減衰 定数
冷却塔基礎	2.816	2.251×10^4	9.379×10^3	0.2	0.05
飛来物防護 ネット基礎	2.575	2.267×10^4	9.446×10^3	0.2	0.05

※1：上部構造を含めた等価な密度

第3-10表 RC杭の物性値

材料	質量 密度 (g/cm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	初期せん断 弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	減衰 定数
RC杭	2.4	2.358×10^4	9.825×10^3	0.2	0.05

第3-11表 杭の断面諸元

断面	杭径	断面積 ^{※1} (m ²)	断面2次 モーメント ^{※1} (m ⁴)
断面①-NS	Φ 1 m	2.534×10 ⁻¹	1.583×10 ⁻²
断面②-NS	Φ 1 m	4.363×10 ⁻¹	2.727×10 ⁻²
断面①-EW	Φ 1 m	3.050×10 ⁻¹	1.906×10 ⁻²
断面②-EW	Φ 1 m	4.363×10 ⁻¹	2.727×10 ⁻²

※1：杭の1本の諸元に対し，【2本/奥行方向のスパン】倍する

第3-12表 NS方向の洞道の等価物性値

等価密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	等価ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数
1.131	0.2	2.215×10 ²	0.05

第3-13表 EW方向の洞道①の等価物性値

等価密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	等価ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数
1.244	0.2	2.436×10 ²	0.05

第3-14表 EW方向の洞道②の等価物性値

等価密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	等価ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数
1.748	0.2	1.586×10 ³	0.05

第3-15表 ジョイント要素の物性値

箇所	剛性 K_n, K_s (kN/m^3)	強度定数
基礎-埋戻し土	1.0×10^6	埋戻し土相当
基礎-MMR	1.0×10^7	$C=0, \Phi=31^\circ$
洞道-埋戻し土	1.0×10^6	埋戻し土相当
洞道-流動化処理土	1.0×10^6	流動化処理土相当*
洞道-改良地盤 B	1.0×10^6	$C=0, \Phi=31^\circ$
洞道-直下地盤	1.0×10^6	直下地盤相当 $C=1.360 \times 10^3 \text{ kN/m}^2,$ $\Phi=12.1^\circ$

※流動化処理土の内部摩擦角は $\Phi=0.0^\circ$ とする.

第3-16表 ジョイント要素の物性値 (RC 杭周面, 断面①-NS)

箇所	剛性 K_s (kN/m^3)	強度定数 (kN/m^2)	奥行方向の幅
杭周面 (改良地盤 B)	1.0×10^6	$C=1.250 \times 10^2$	1.013
杭周面 (直下地盤)	1.0×10^6	$C=1.667 \times 10^2$	1.013

第3-17表 ジョイント要素の物性値 (RC 杭周面, 断面②-NS)

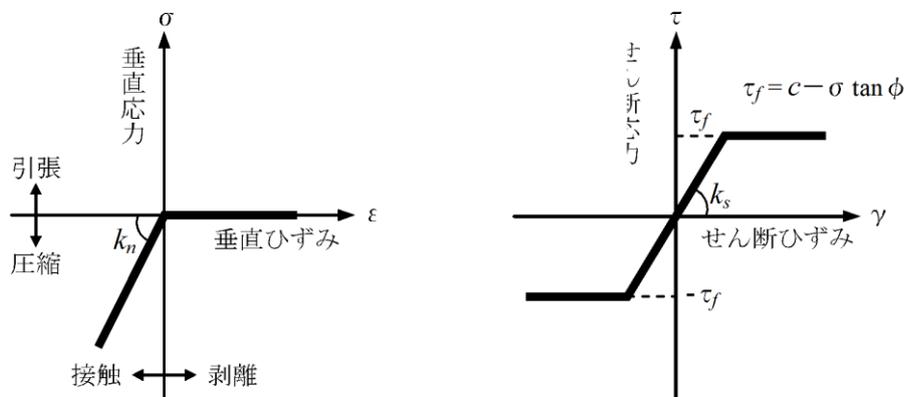
箇所	剛性 K_s (kN/m^3)	強度定数 (kN/m^2)	奥行方向の幅
杭周面 (改良地盤 B)	1.0×10^6	$C=1.250 \times 10^2$	1.745
杭周面 (直下地盤)	1.0×10^6	$C=1.667 \times 10^2$	1.745

第3-18表 ジョイント要素の物性値 (RC 杭周面, 断面①-EW)

箇所	剛性 K_s (kN/m^3)	強度定数 (kN/m^2)	奥行方向の幅
杭周面 (改良地盤 B)	1.0×10^6	$C=1.250 \times 10^2$	1.220
杭周面 (直下地盤)	1.0×10^6	$C=1.667 \times 10^2$	1.220

第3-19表 ジョイント要素の物性値 (RC 杭周面, 断面②-EW)

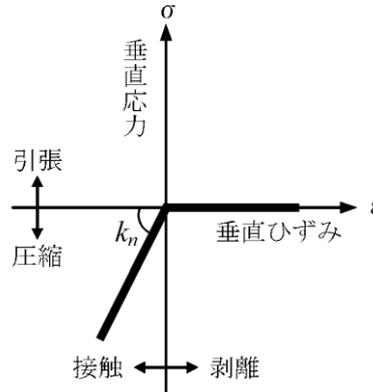
箇所	剛性 K_s (kN/m^3)	強度定数 (kN/m^2)	奥行方向の幅
杭周面 (改良地盤 B)	1.0×10^6	$C=1.250 \times 10^2$	1.745
杭周面 (直下地盤)	1.0×10^6	$C=1.667 \times 10^2$	1.745



第3-2図 ジョイント要素の非線形特性

第 3-20 表 非線形バネ要素の物性値 (RC 杭先端)

箇 所	剛性 K_n (kN/m)
杭先端	1.0×10^8



第 3-3 図 非線形バネ要素の非線形特性

第 3-21 表 間隙水要素の物性値

材料	質量密度 (g/cm ³)	間隙率	体積弾性係数 (kN/m ²)	減衰
埋戻し土	0.000	0.46	2.2×10^6	埋戻し土と同じ
改良地盤 B	0.000	0.55	2.2×10^6	改良地盤 B と同じ
流動化処理土	0.000	0.62	2.2×10^6	流動化処理土と同じ

3.4.2 上部構造の諸元

第3-22表 飛来物防護ネットの諸元（断面①-NS）

(1) 節点集中質量要素，線形はり要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
6	75.6	1.000E-06	7.38983	0.00000						
1,101	75.6	4.41303	2.20652	405.09040	11,211	4.5	7.900E+07	8.246E-03	1.204E+03	1.978E-02
2,102	71.1	2.97680	1.48840	405.09040	21,221	5.5	7.900E+07	8.487E-03	1.204E+03	8.723E-03
3,103	65.6	1.61422	1.61422	0.00000	31,231	5.0	7.900E+07	8.246E-03	1.204E+03	9.051E-03
4,104	60.6	1.84746	1.84746	0.00000	41,241	5.3	7.900E+07	8.607E-03	1.204E+03	1.217E-02
5,105	55.3	-	-	-						
合計		21.70303	21.70303	-						

※：節点6は，水平自由度を MPC 拘束するために，水平方向に微小質量を定義

※：ポアソン比は 0.3

(2) 非線形ばね要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6	61,71	-	2.440E+03	-	-	-	-	-
1,101	75.6	-	-	-	-	-	-	-	-
2,102	71.1	121,161	3.42E-04	4.919E+03	0.00137	0.007535	37.0671	0.001	4.919E+00
3,103	65.6	131,171	5.59E-04	8.835E+03	0.00137	0.006850	60.5190	0.001	8.835E+00
4,104	60.6	141,181	6.20E-04	9.241E+03	0.00137	0.007261	67.0986	0.001	9.241E+00
5,105	55.3								
合計									

第3-23表 飛来物防護ネットの諸元（断面②-NS）

（1） 節点集中質量要素，線形はり要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	せん断 断面積 As (m ²)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)							
6	75.6	1.000E-06	40.64407	0.00000	-	-	-	-	-	-	-
1	75.6	48.54333	24.27167	4455.99445	11	4.5	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	1.79E-03	1.978E-02
2	71.1	32.74481	16.37240	4455.99445	21	5.5	7.900E+07	9.336E-02	1.324E+04	8.14E-04	8.723E-03
3	65.6	17.75646	17.75646	0.00000	31	5.0	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	8.21E-04	9.051E-03
4	60.6	20.32204	20.32204	0.00000	41	5.3	7.900E+07	9.468E-02	1.324E+04	1.15E-03	1.217E-02
5	55.3	-	-	-							
合計		119.36664	119.36664	-							

※：節点6は，水平自由度をMPC拘束するために，水平方向に微小質量を定義

※：ポアソン比は0.3

（2） 非線形ばね要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6	61	-	2.684E+04	-	-	-	-	-
1	75.6	-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1	121	3.77E-03	5.411E+04	0.00137	0.007535	407.7381	0.001	5.411E+01
3	65.6	131	6.15E-03	9.718E+04	0.00137	0.006850	665.7095	0.001	9.718E+01
4	60.6	141	6.82E-03	1.017E+05	0.00137	0.007261	738.0848	0.001	1.017E+02
5	55.3								
合計									

第3-24表 飛来物防護ネットの諸元（断面①-EW）

（1） 節点集中質量要素，線形はり要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
6	75.6	1.000E-06	7.38983	0.00000	-	-	-	-	-	
1,101	75.6	4.41303	2.20652	583.69845	11,211	4.5	7.900E+07	8.246E-03	1.204E+03	1.781E-02
2,102	71.1	2.97680	1.48840	583.69845	21,221	5.5	7.900E+07	8.487E-03	1.204E+03	8.085E-03
3,103	65.6	1.61422	1.61422	0.00000	31,231	5.0	7.900E+07	8.246E-03	1.204E+03	7.810E-03
4,104	60.6	1.84746	1.84746	0.00000	41,241	5.3	7.900E+07	8.607E-03	1.204E+03	1.140E-02
5,105	55.3	-	-	-						
合計		21.70303	21.70303	-						

※：節点6は，水平自由度を MPC 拘束するために，水平方向に微小質量を定義

※：ポアソン比は 0.3

（2） 非線形ばね要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6	61,71	-	2.440E+03	-	-	-	-	-
1,101	75.6	-	-	-	-	-	-	-	-
2,102	71.1	121,161	3.73E-04	5.360E+03	0.00138	0.007590	40.6843	0.001	5.360E+00
3,103	65.6	131,171	5.93E-04	9.367E+03	0.00140	0.007000	65.5722	0.001	9.367E+00
4,104	60.6	141,181	6.26E-04	9.331E+03	0.00139	0.007367	68.7391	0.001	9.331E+00
5,105	55.3								
合計									

第3-25表 飛来物防護ネットの諸元（断面②-EW）

（1） 節点集中質量要素，線形はり要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
6	75.6	1.000E-06	48.13654	0.00000	-	-	-	-	-	
1	75.6	57.49198	28.74599	7604.29372	11	4.5	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	1.781E-02
2	71.1	38.78110	19.39055	7604.29372	21	5.5	7.900E+07	1.106E-01	1.568E+04	8.085E-03
3	65.6	21.02975	21.02975	0.00000	31	5.0	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	7.810E-03
4	60.6	24.06827	24.06827	0.00000	41	5.3	7.900E+07	1.121E-01	1.568E+04	1.140E-02
5	55.3	-	-	-						
合計		141.37110	141.37110	-						

※：節点6は，水平自由度を MPC 拘束するために，水平方向に微小質量を定義

※：ポアソン比は 0.3

（2） 非線形ばね要素諸元

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6	61	-	3.179E+04	-	-	-	-	-
1	75.6	-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1	121	3.77E-03	6.983E+04	0.00137	0.007590	530.0257	0.001	6.983E+01
3	65.6	131	6.15E-03	1.220E+05	0.00137	0.007000	854.2606	0.001	1.220E+02
4	60.6	141	6.82E-03	1.216E+05	0.00137	0.007367	895.5179	0.001	1.216E+02
5	55.3								
合計									

第 3-26 表 冷却塔の諸元 (断面①-NS)

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
1	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	1	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
3					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	
2					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
3					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
合計					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]

第 3-27 表 冷却塔の諸元 (断面①-EW)

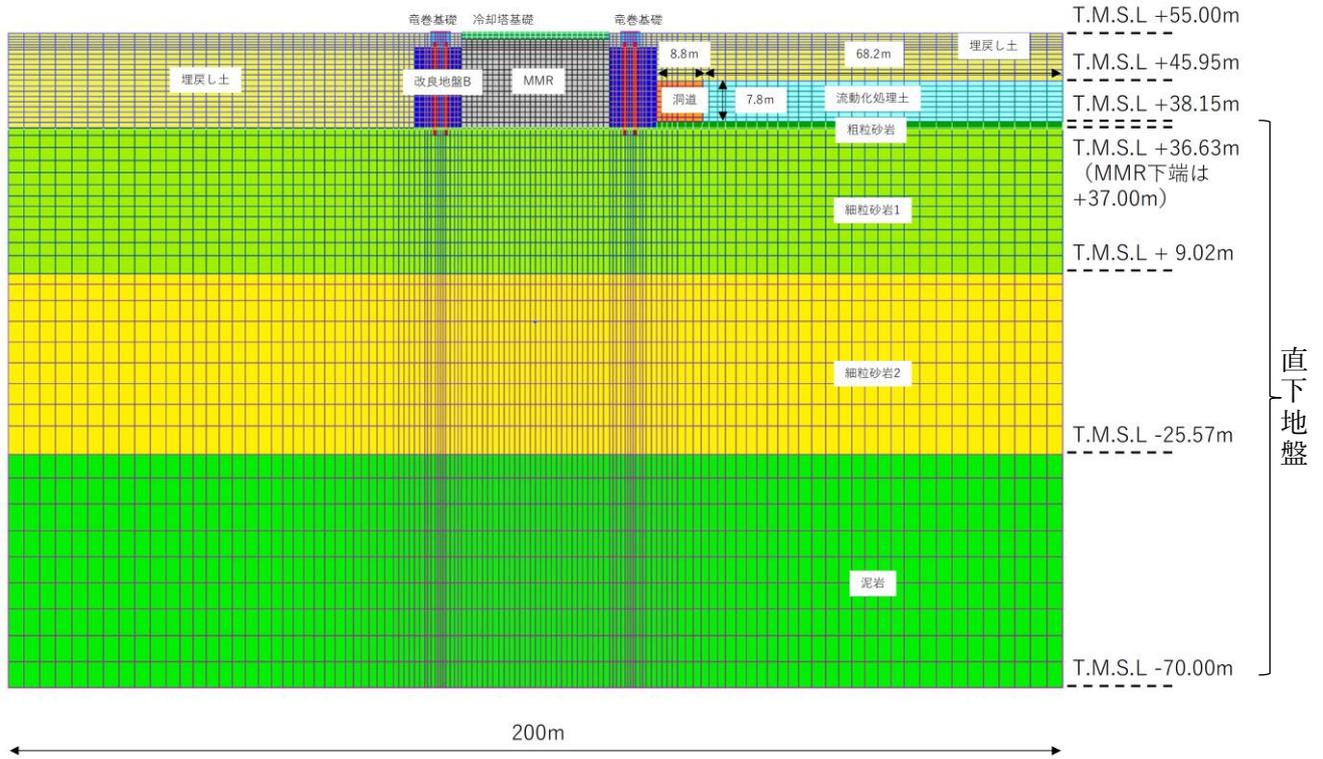
節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
1	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	1	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
3					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	
2					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
3					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
合計					[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]

第 3-28 表 剛梁の諸元 (共通)

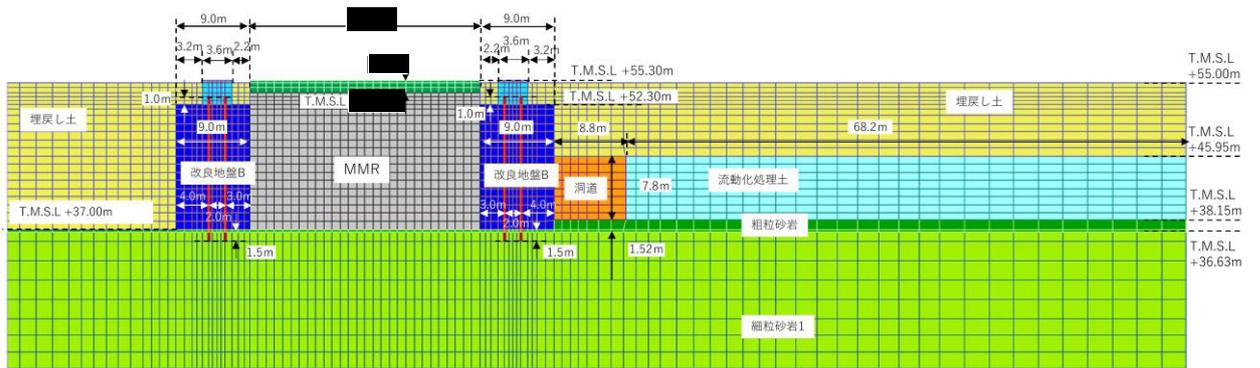
質量 密度 (g/cm ³)	ポアソン 比	せん断 弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面 2 次モ ーメント (m ⁴)	有効せん 断面積率	減衰
0.000	0.300	1.000× 10 ¹⁰	1.000× 10 ⁰	1.000×10 ⁵	1.000× 10 ⁰	基礎と 同じ

3.5 解析モデル図

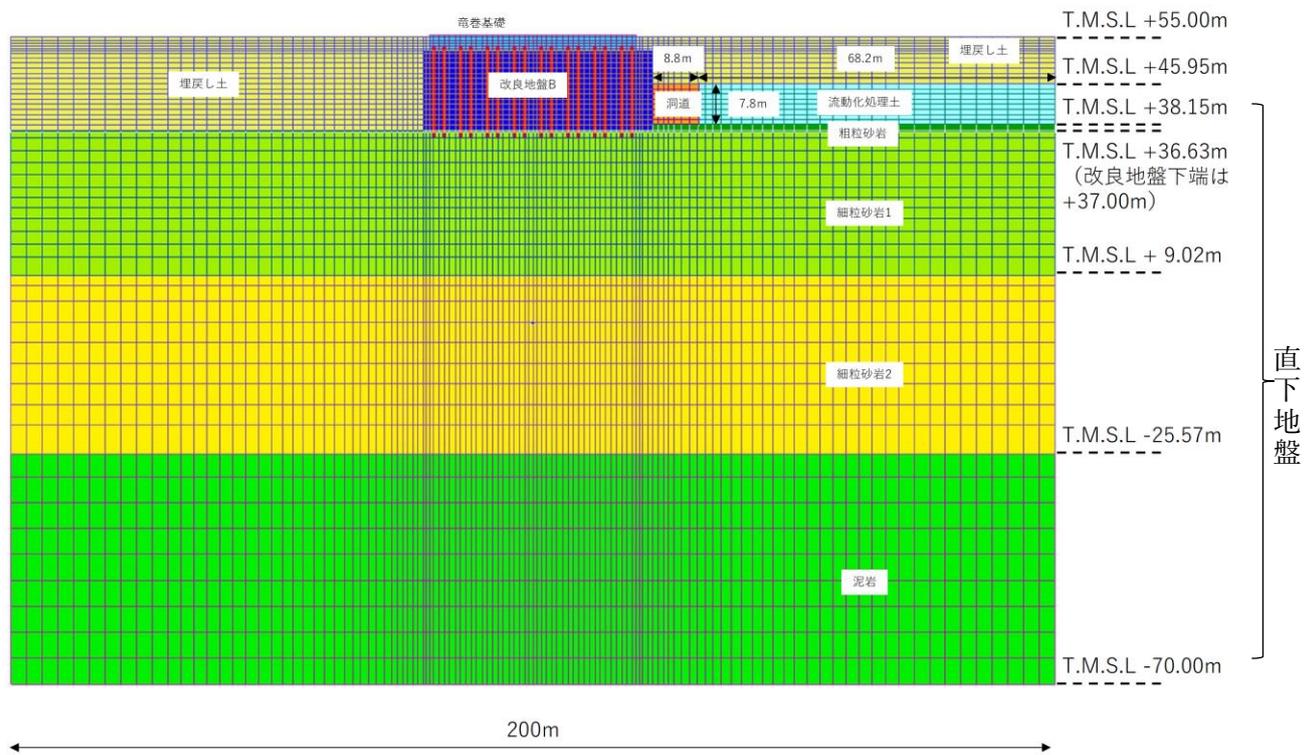
解析モデルを第3-4図～第3-15図に示す。



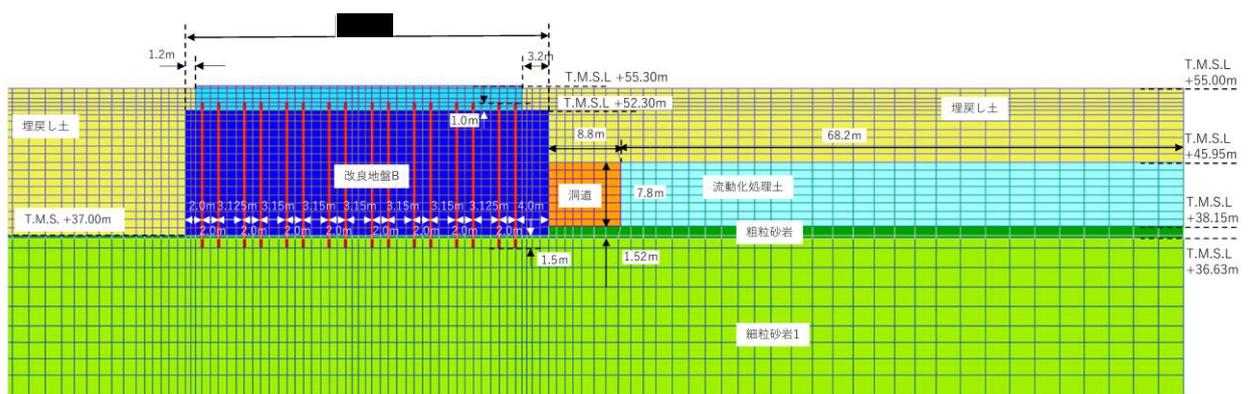
第3-4図 断面①-NS (質点系を除く)



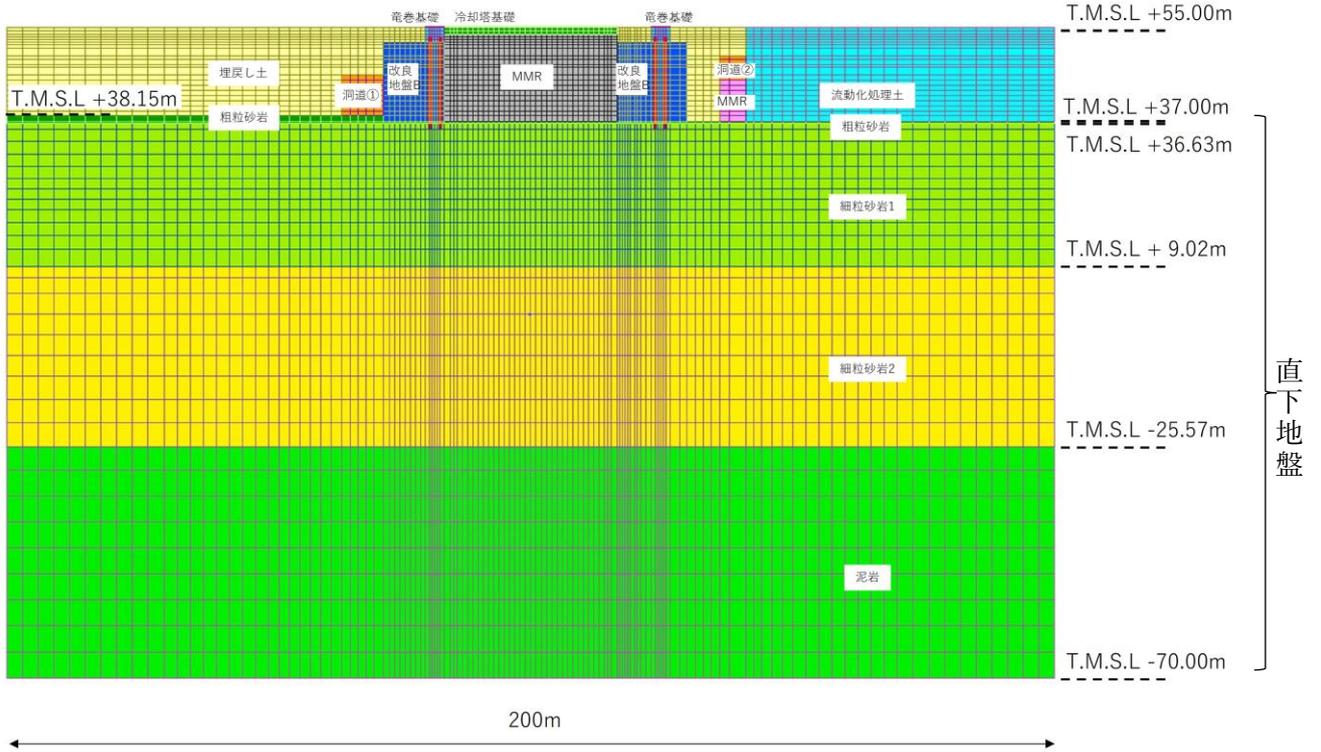
第3-5図 断面①-NS (拡大)



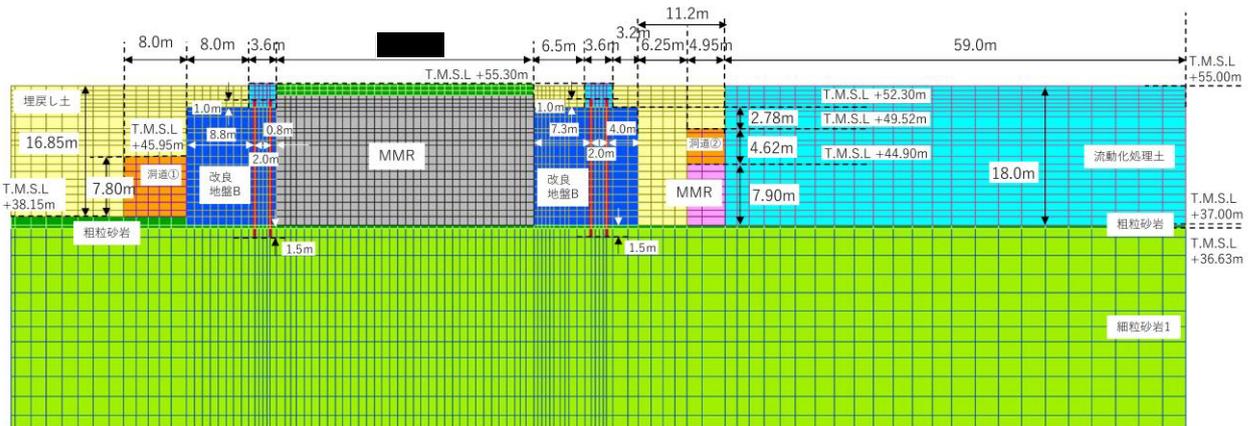
第 3 - 6 図 断面②-NS (質点系を除く)



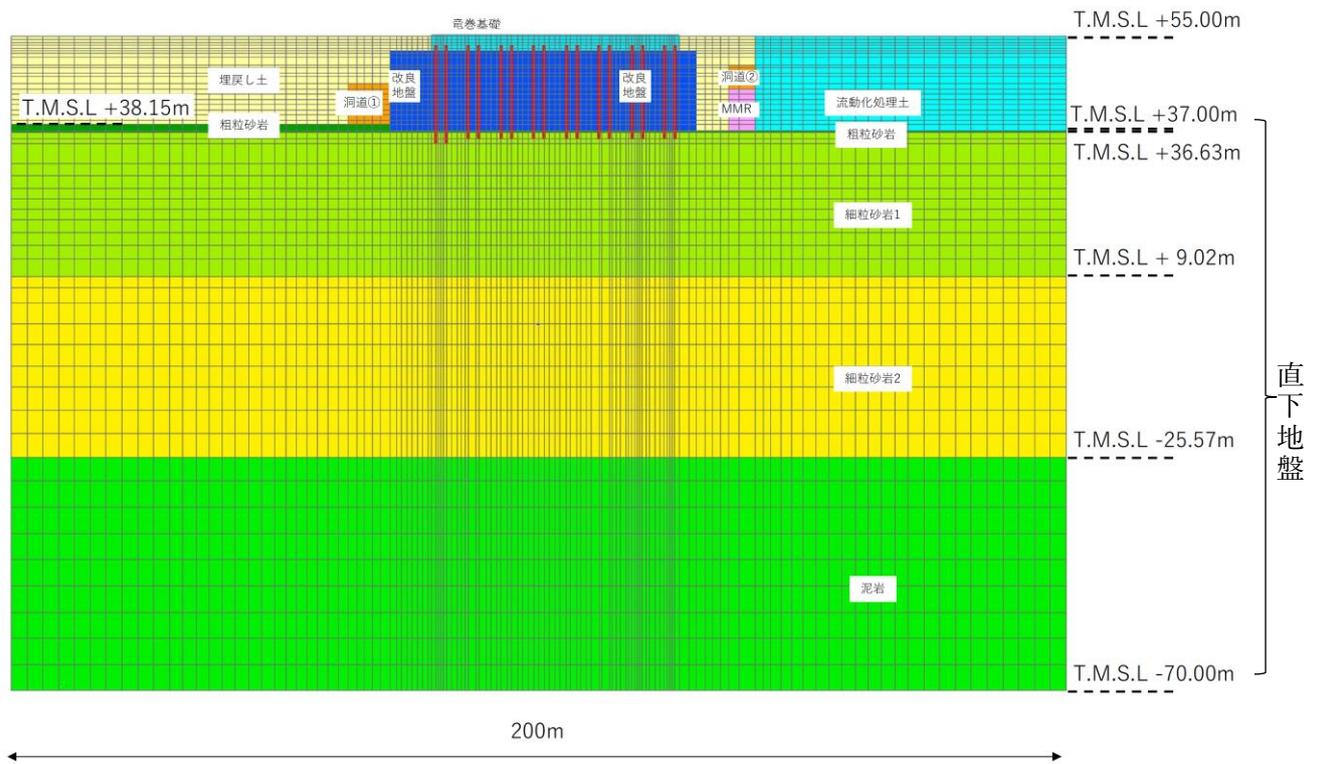
第 3 - 7 図 断面②-NS (拡大)



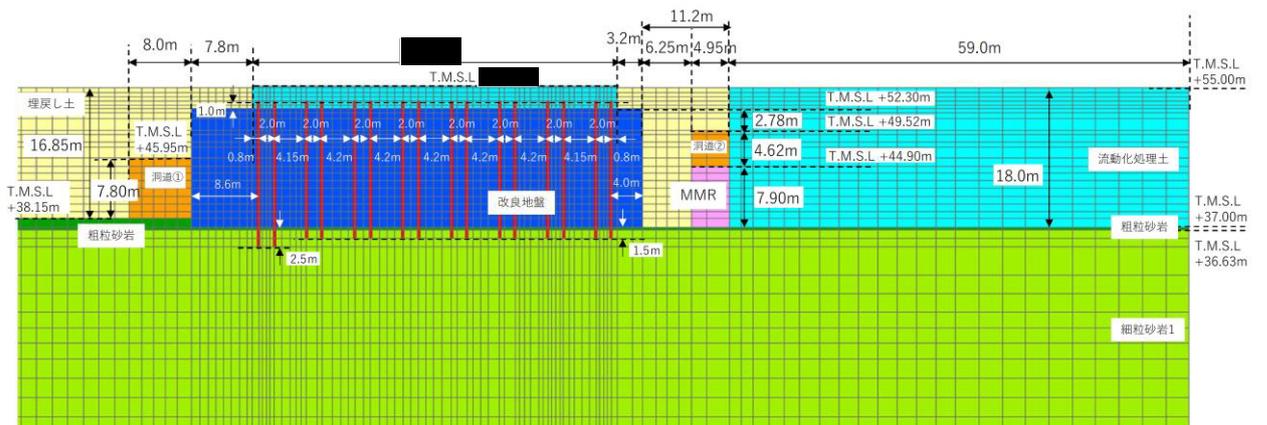
第 3 - 8 図 断面①-EW (質点系除く)



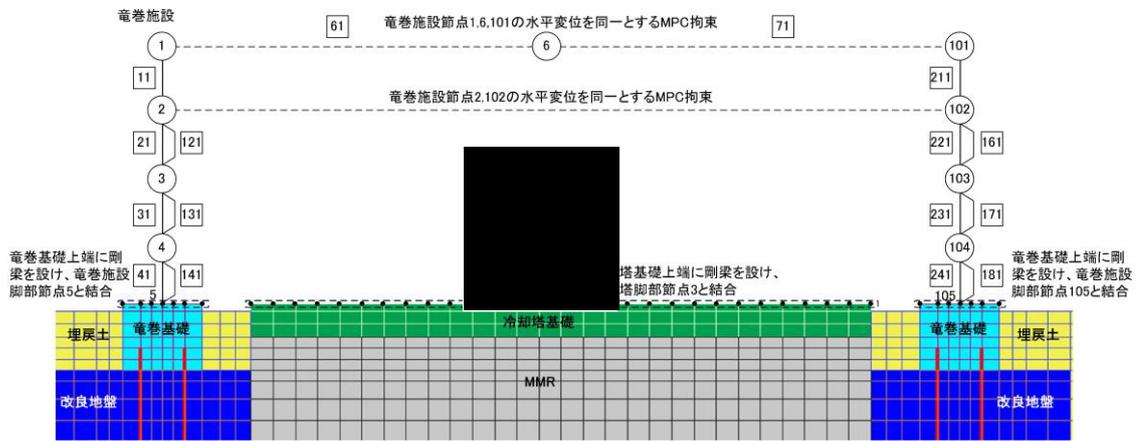
第 3 - 9 図 断面①-EW (拡大)



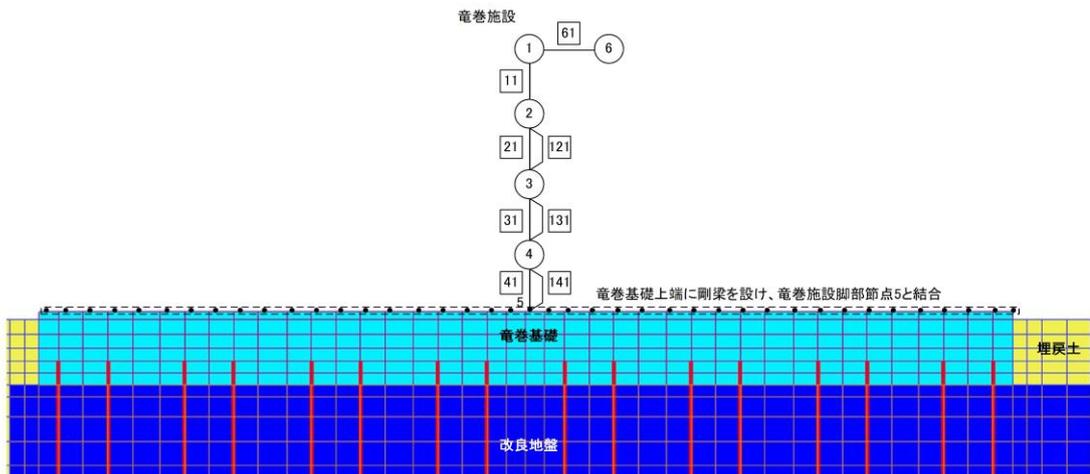
第 3-10 図 断面②-EW (質点系除く)



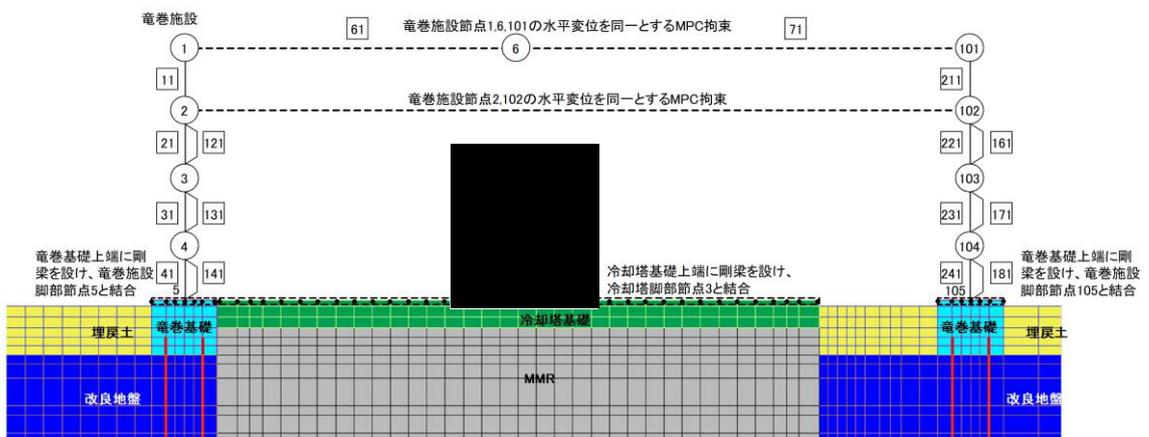
第 3-11 図 断面②-EW (拡大)



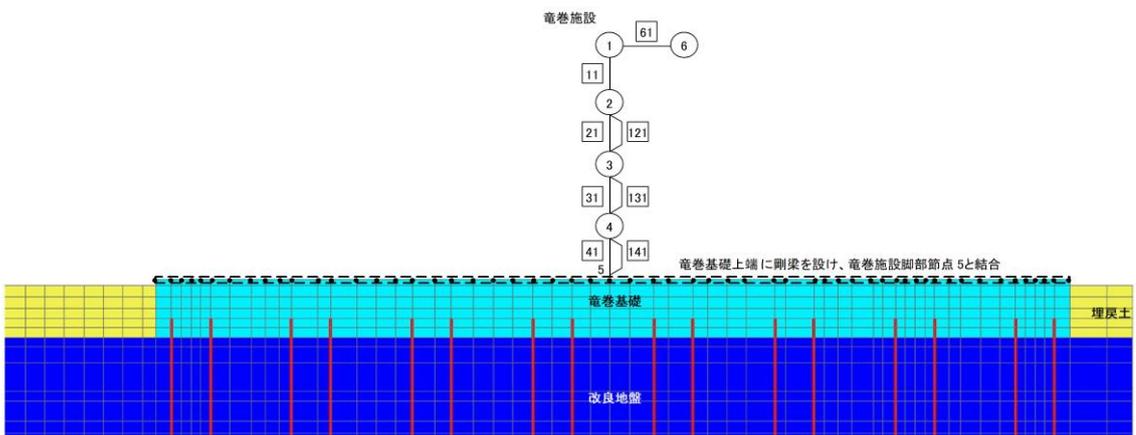
第 3 -12 図 断面①-NS 質点系モデル



第 3 -13 図 断面②-NS 質点系モデル



第3-14図 断面①-EW質点系モデル



第3-15図 断面②-EW質点系モデル

3.6 解析ケース

有効応力解析の解析ケースを第3-29表に示す。

ここで、全応力解析による上部構造及び基礎の設計で決定要因となった地盤ケースと地震波の組合せ※1は、ばらつき- σ における Ss-A 波と Ss-C1 波であった。また、自由地盤における有効応力解析の結果から、液状化の影響が大きいと判断される地盤ケースと地震波の組合せ※1は、同様にばらつき- σ における Ss-A 波と Ss-C1 波であった。

よって、飛来物防護ネットの評価は、ばらつき- σ における Ss-A 波と Ss-C1 波を代表ケースとして実施する。

※1：参考資料2「液状化時の解析ケースの選定」

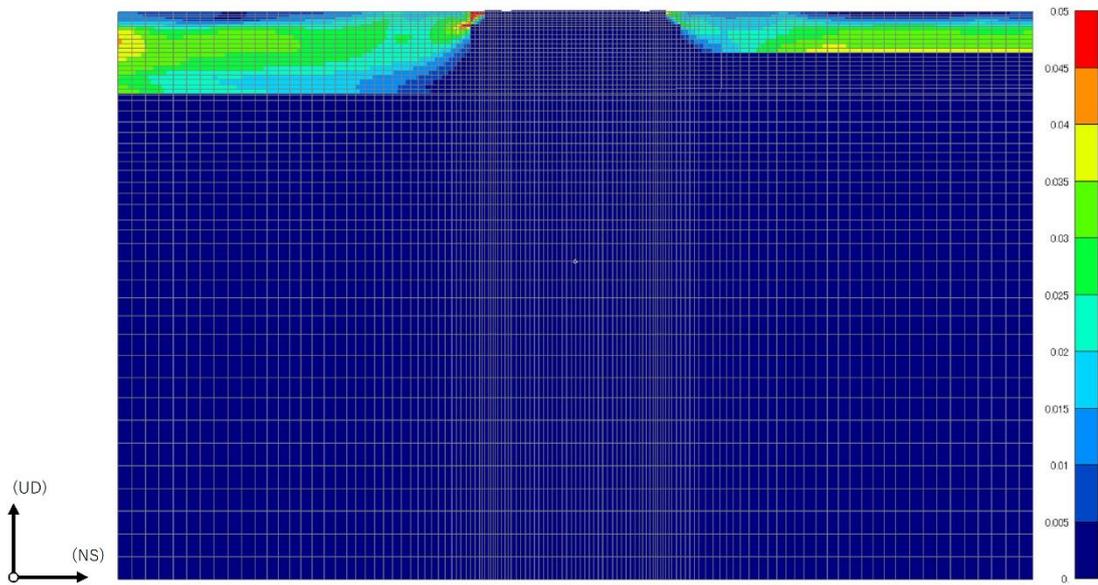
第3-29表 有効応力解析の解析ケース

ケース	断面	方向	地震動	地盤
1	断面①	NS	Ss-A	ばらつき- σ
2	断面①	NS	Ss-C1	ばらつき- σ
3	断面②	NS	Ss-A	ばらつき- σ
4	断面②	NS	Ss-C1	ばらつき- σ
5	断面①	EW	Ss-A	ばらつき- σ
6	断面①	EW	Ss-C1	ばらつき- σ
7	断面②	EW	Ss-A	ばらつき- σ
8	断面②	EW	Ss-C1	ばらつき- σ

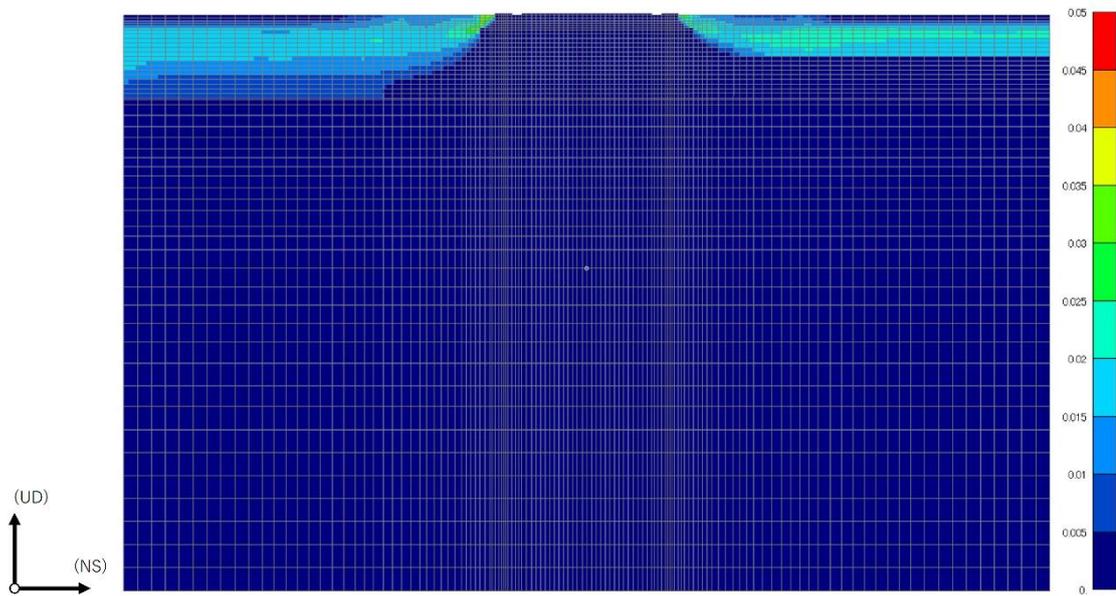
4. 解析結果

4.1 地盤の応答結果

有効応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比を第4-1図～第4-16図に示す。最大応答最大せん断ひずみは、地盤の有効応力の変化を考慮したことにより改良地盤Bの外側の埋戻し土で大きくなっているが、A4B近傍の埋戻し土については、改良地盤Bによりせん断変形が拘束されことで小さくなっていることが確認できる。過剰間隙水圧比は、埋戻し土の広い範囲で90%を超えており、液状化を生じているものと判断される。



第 4 - 1 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面①-NS, Ss-A)



第 4 - 2 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面①-NS, Ss-C1)



第 4 - 3 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面②-NS, S_S-A)



第 4 - 4 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面②-NS, S_S-C1)



第 4 - 5 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面①-EW, S_S-A)



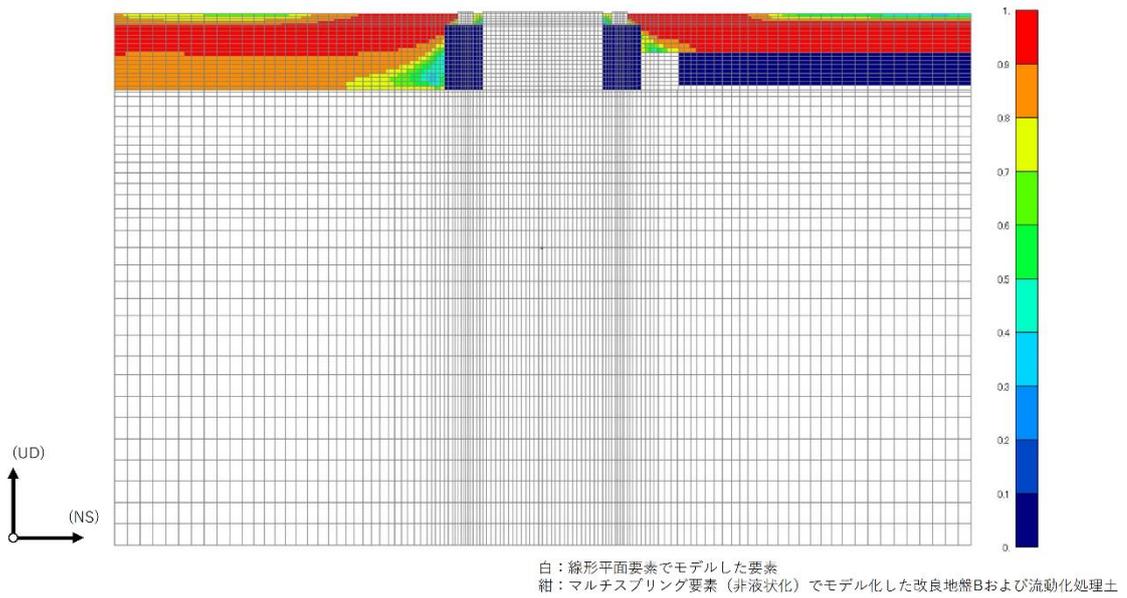
第 4 - 6 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面①-EW, S_S-C1)



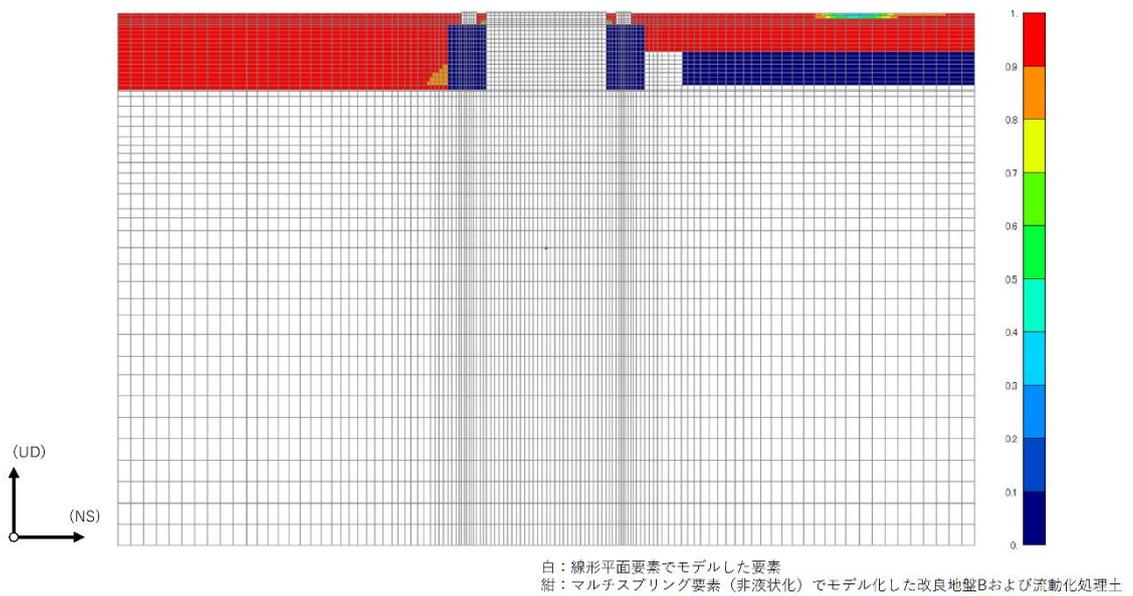
第 4 - 7 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面②-EW, S_S-A)



第 4 - 8 図 地盤の最大応答最大せん断ひずみ (断面②-EW, S_S-C1)



第4-9図 地盤の過剰間隙水圧比（断面①-NS, Ss-A）



第4-10図 地盤の過剰間隙水圧比（断面①-NS, Ss-C1）



第 4 -11 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面②-NS, S_S-A)



第 4 -12 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面②-NS, S_S-C1)



第 4 -13 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面①-EW, S_s-A)



第 4 -14 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面①-EW, S_s-C1)



第 4 -15 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面②-EW, S_s-A)

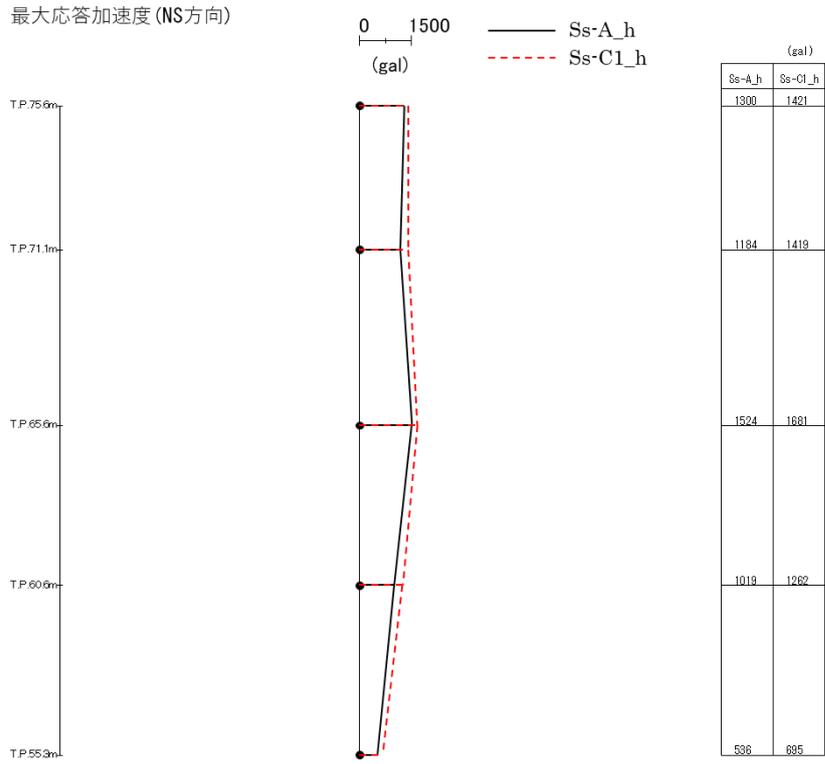


第 4 -16 図 地盤の過剰間隙水圧比 (断面②-EW, S_s-C1)

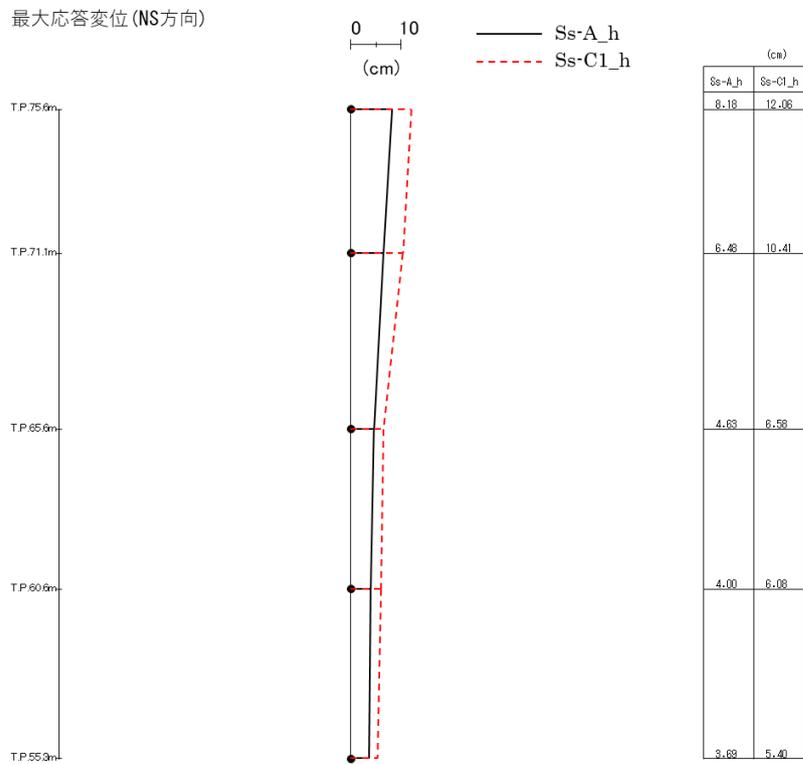
4.2 上部構造の応答結果

有効応力解析結果のうち，断面①と断面②を包絡した上部構造の最大応答値を第4-1図～第4-11図に示す。有効応力解析結果における最大応答変位は，地盤の変位量が加算された値である。全応力解析結果と比較するため，基礎上端位置で規準化した相対変位を算出すると，全応力解析結果を下回る。一方，屋根トラス部の最大応答加速度は，全応力解析結果を上回っている。

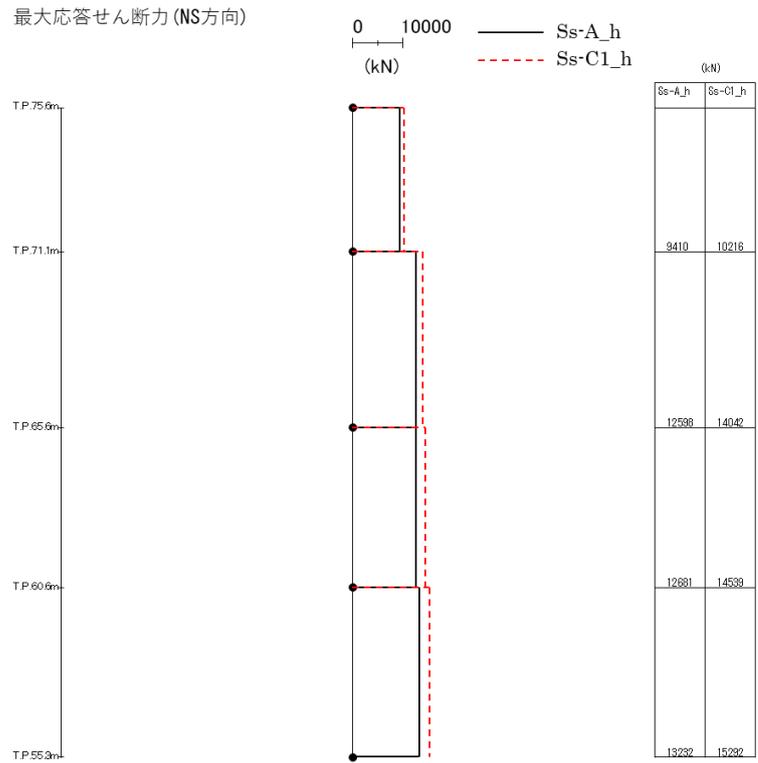
最大応答せん断力は，全応力解析結果を上回っていることが確認できる。有効応力解析では，上部の応答加速度の増加に伴う慣性力の増大が，最大せん断応答の増加の要因の一つと考えられる。



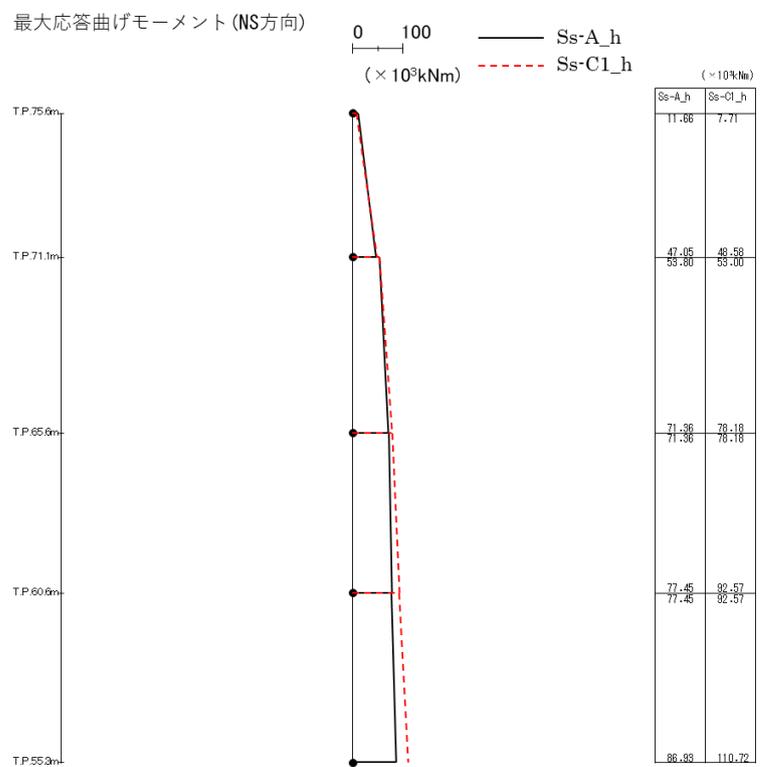
第 4 - 1 図 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



第 4 - 2 図 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS 方向)



第 4 - 3 図 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



第 4 - 4 図 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS 方向)



第 4 - 5 図 最大応答加速度 (基準地震動 S_s , EW 方向)



第 4 - 6 図 最大応答変位 (基準地震動 S_s , EW 方向)



第 4-7 図 最大応答せん断力（基準地震動 S_s ，EW 方向）



第 4-8 図 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s ，EW 方向）



第 4 - 9 図 最大応答加速度 (基準地震動 S_s , 鉛直方向)



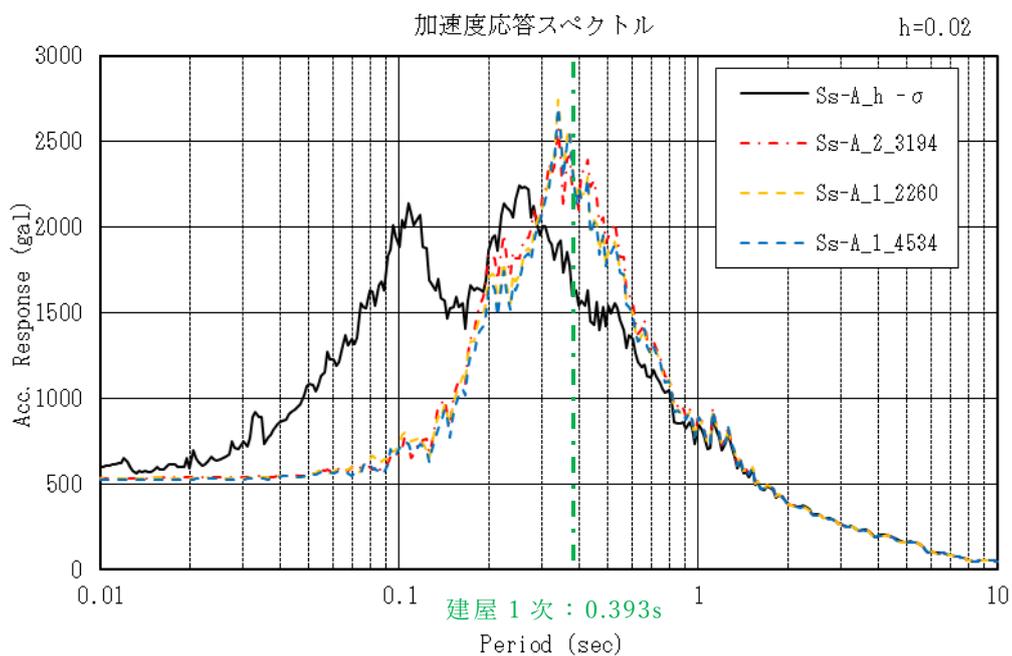
第 4 - 10 図 最大応答変位 (基準地震動 S_s , 鉛直方向)



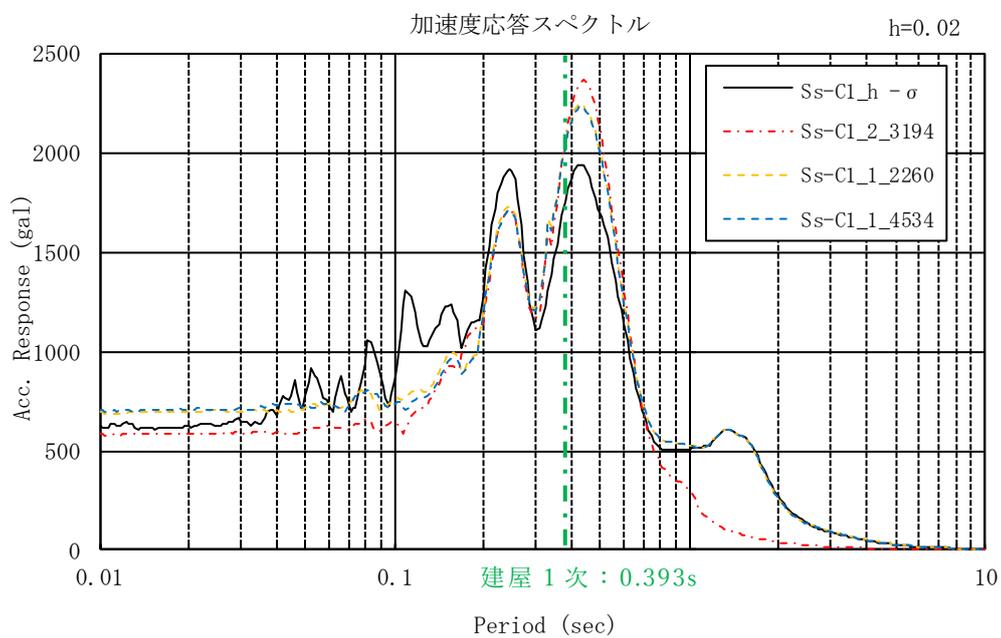
第 4 -11 図 最大応答軸力（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

4.3 入力地震動の比較

第4-1図，第4-2図に全応力解析時の入力地震動と有効応力解析結果の基礎上端の応答加速度の応答スペクトルを示す。架構の1次周期に相当する0.4s付近においては有効応力解析結果の応答値が全応力解析結果の応答値を上回ることが判明した。したがって有効応力解析結果を用いて上部架構の解析を実施し部材検討を行う。



第 4 - 1 図 応答加速度スペクトル_Ss-A

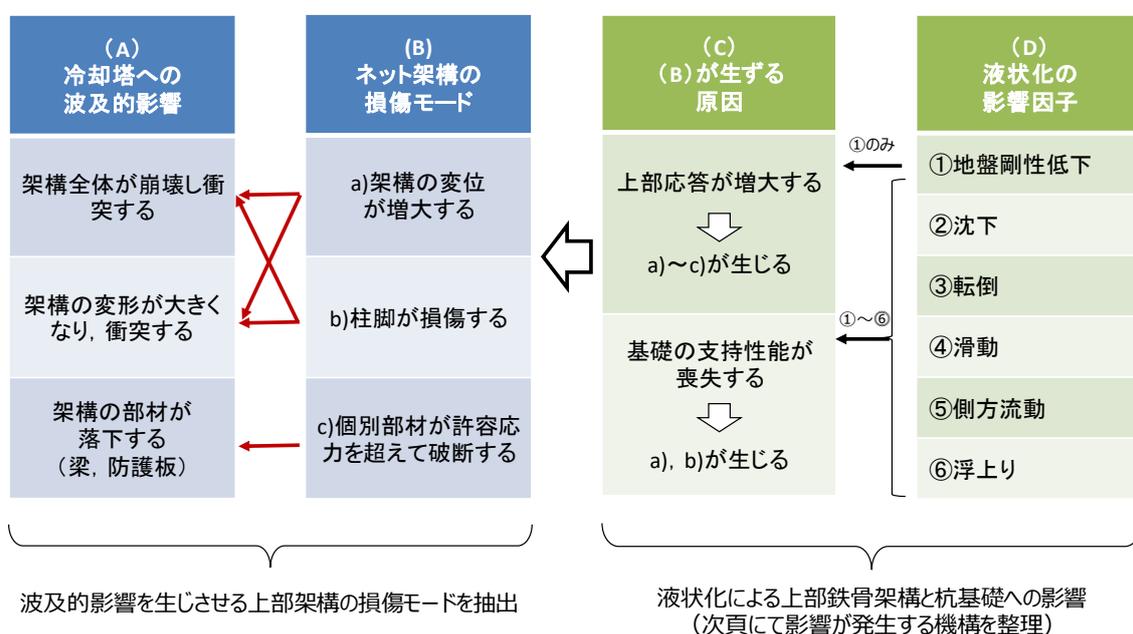


第 4 - 2 図 応答加速度スペクトル_Ss-C1

5. 液状化の影響因子に対する評価

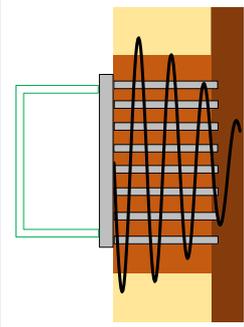
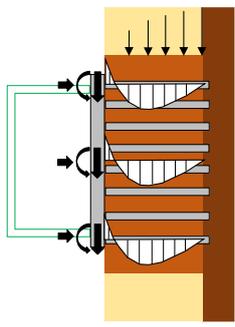
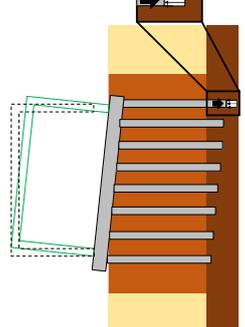
液状化によって発生する上部架構の損傷モードと、冷却塔への波及的影響の関係を整理したものを、第5-1図に示す。本章では、(D)の影響因子が生じた際に(C)の状態に至らないことをもって、波及的影響が生じないことを確認する。

液状化の影響因子を第5-1表及び第5-2表に示す。影響因子⑤及び⑥は、表中の記載のように、施設の設置状況から影響がないことを判断できるため、評価対象から除外する。

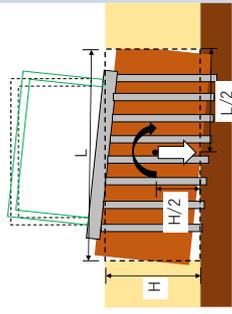
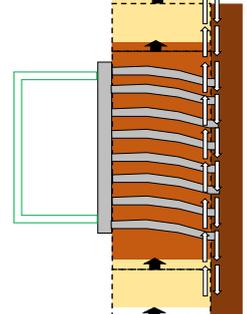
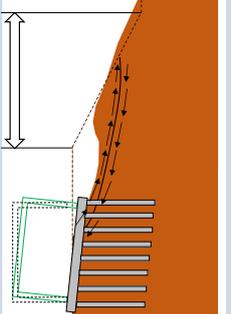
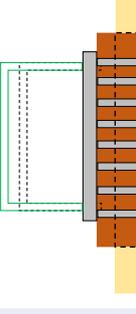


第5-1図 液状化の影響因子による冷却塔への波及的影響の関係

第5-1表 液状化の影響因子(1)

影響因子	損傷状態	イメージ図	確認方法
<p>①地盤剛性低下</p>	<p>上部応答が増大する</p>		<p>有効応力解析において上部鉄骨架構が冷却塔へ波及的影響（架構の崩壊・架構の衝突・部材の落下）を生じないことを確認する。上部鉄骨架構（各種部材を含む）の応力度（軸力+曲げ）及び冷却塔との相対変位を評価指標とする。</p>
	<p>杭に大きな応力が生じ、支持性能を失う</p>		<p>有効応力解析から求まる「杭に作用する荷重比、上部構造の3次元フレームモデルから求まる「上部構造から作用する荷重」を考慮し、発生する応力が、杭の許容限界を下回っていないことをもって、地盤剛性低下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。杭の耐力（軸力+曲げ）を評価指標とする。</p>
<p>②沈下</p>	<p>杭の先端の支持地盤の支持性能を失う</p>		<p>有効応力解析から求まる「杭の鉛直力」が、鷹架層の極限支持力を下回っていることをもって、沈下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。杭の鉛直力を評価指標とする。</p>

第 5-2 表 液状化の影響因子 (2)

影響因子	損傷状態	イメージ図	確認方法
③ 転倒	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		有効応力解析から求まる「側方土圧と施設全体に作用する慣性力」により発生する「転倒モーメント」が、改良地盤の重心位置に作用する自重から求められる安定モーメントを下回っていることをもって、転倒により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。転倒モーメントを評価指標とする。
④ 滑動	杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「支持岩盤と改良地盤の接合面でのせん断力」が、杭のせん断抵抗力と接合面でのせん断抵抗力 (JGAG4601-1987による) の両抵抗力の合計を下回っていることをもって、滑動により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。接合面でのせん断力を評価指標とする。
⑤ 側方流動	周辺地盤状況が側方に流動し、杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から 100m 以上離れていること (道路橋示方書) から側方流動は生じないと評価し、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。
⑥ 浮上り	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		施設の下方に液状化対象層がないことから液状化に伴う浮上りは生じないと評価、基礎の支持性能が喪失しない

5.1 地盤剛性低下に対する評価

地盤剛性低下による上部応答の評価及び杭の支持性能の評価は「(Ⅱ)地盤の液状化を考慮した場合の耐震計算」に示す。

5.2 沈下に対する評価

有効応力解析より求まる杭の最大鉛直力が鷹架層の先端極限支持力を下回ることを確認する。第5-3表より杭の最大鉛直力は鷹架層の先端極限支持力を下回ることを確認した。

第5-3表 沈下に対する評価

	杭の最大鉛直力 (kN)	鷹架層の先端極 限支持力(kN)	評価
NS 方向断面①	1921	3927	0.490
NS 方向断面②	1449	3927	0.370
EW 方向断面①	解析中		
EW 方向断面②			

5.3 転倒に対する評価

側方土圧と施設全体に作用する慣性力により発生する転倒モーメントが安定モーメントを下回ることを確認する。

有効応力解析結果では、杭に引張荷重は発生していない。このことより、転倒モーメントが安定モーメントを下回るのは明らかなため、転倒に対する評価は省略する。

5.4 滑動に対する評価

有効応力解析より求まる支持地盤と改良地盤の接合面でのせん断力が、接合面でのせん断抵抗力を下回ることを確認する。第5-4表より接合面でのせん断力はせん断抵抗力を下回ることを確認した。なお、杭体が発生せん断力に対して健全であることを別途確認しているため、実際は杭体のせん断抵抗力も考慮することができるが、ここでは保守的に考慮していない。

第5-4表 滑動に対する評価

	せん断力 (kN)	せん断抵抗力 (kN)	評価
NS 方向断面①	896325	1407542	0.637
NS 方向断面②	1049106	1407542	0.746
EW 方向断面①	解析中		
EW 方向断面②			

6. まとめ

有効応力解析を実施した結果、飛来物防護ネットの発生応力は、全応力解析の結果を上回ることが判明した。したがって、有効応力解析結果を用いた上部架構及び基礎の耐震評価を「(II) 液状化を考慮した場合の耐震計算」で実施する。

(Ⅱ) 地盤の液状化を考慮した場合の耐震計算

目 次

1.	概要	1
2.	飛来物防護ネットの上部架構の耐震評価	2
2.1	基本方針	2
2.2	評価方法	4
2.3	応力解析	5
2.4	評価結果	5
2.4.1	飛来物防護ネットの耐震評価（座屈拘束ブレース以外）	5
2.4.2	座屈拘束ブレースの耐震評価	9
3.	飛来物防護ネットの基礎の耐震評価	12
3.1	基本方針	12
3.2	評価方法	12
3.2.1	評価対象部位及び評価方針	12
3.2.2	荷重	13
3.3	評価結果	15
3.3.1	基礎の評価結果	14
3.3.2	杭の評価結果	15
3.3.3	支持力等の評価結果	17
4.	冷却塔本体との相対変位	18
5.	まとめ	19

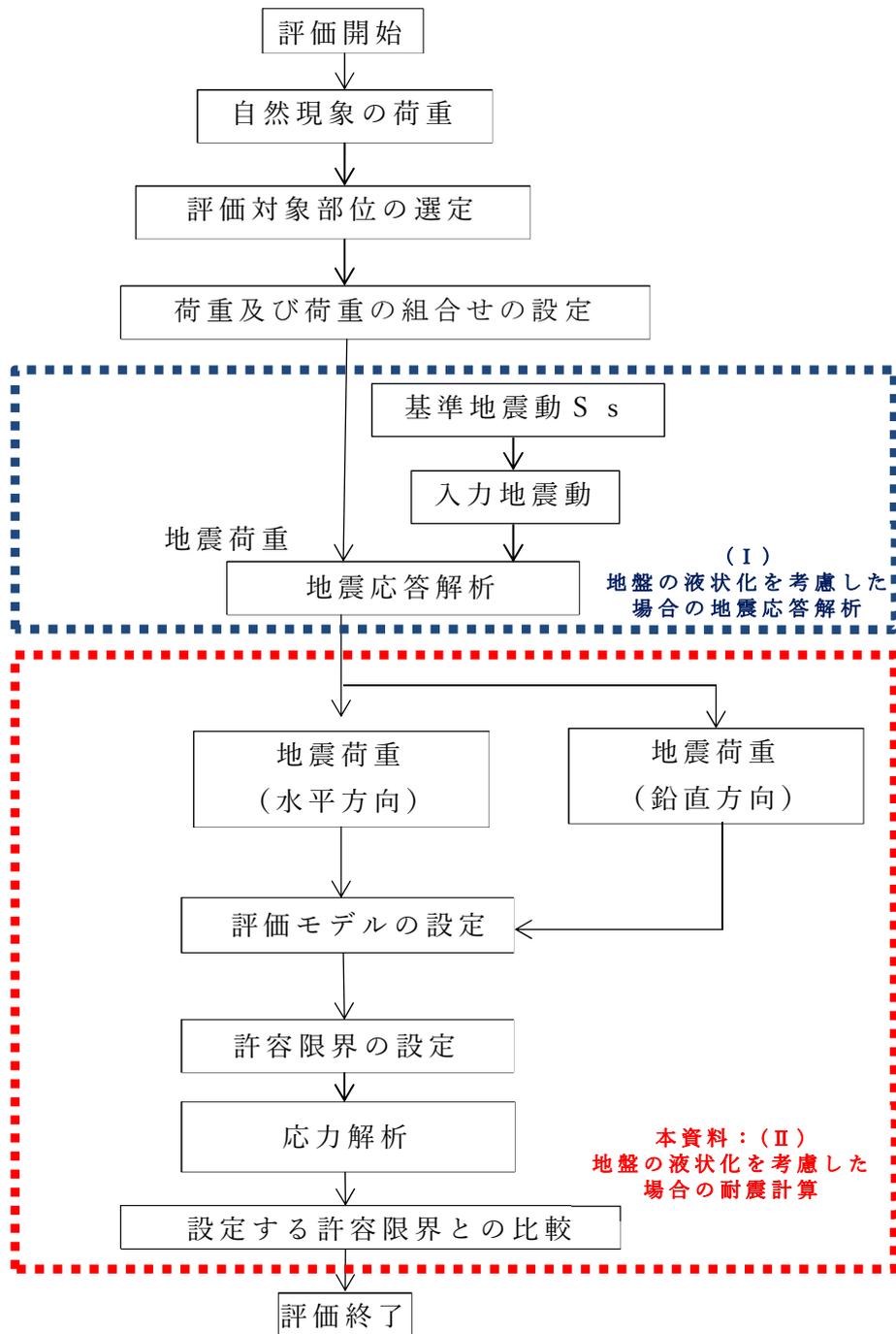
1. 概要

本資料は、屋外に設置される安全上重要な設備である竜巻防護対象施設を防護するための設備である安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットが、別添6 「(I) 地盤の液状化を考慮した場合の地震応答解析」の結果により安全冷却水B冷却塔に対して波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

2. 飛来物防護ネットの上部架構の耐震評価

2.1 基本方針

基本方針は、原則として添付書類「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」と同一とする。以下に、同書類と異なる評価フローについて示す。



第 2 - 1 図 飛来物防護ネットの評価フロー

2.2 評価方法

評価方法は、原則として添付書類「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」と同一とする。以下に、同書類と異なる地震時荷重の設定について示す。

水平方向及び鉛直方向の地震荷重は、別添6 「(I)地盤の液状化を考慮した場合の地震応答解析」の結果から算出する。

2.3 応力解析

応力解析は、原則として添付書類「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」と同一とする。

2.4 評価結果

2.4.1 飛来物防護ネットの耐震評価（座屈拘束ブレース以外）

飛来物防護ネットの評価結果を第2-1表～第2.4.1-4表に示す。

評価結果は許容限界を超えないことから、十分な構造強度を有している。

評価結果に用いる記号の定義を第2.4.1-1表に示す。

第2-1表 評価に用いる記号

記号	単位	定義
f_b	MPa	曲げに対する許容限界
f_c	MPa	圧縮に対する許容限界
f_s	MPa	せん断に対する許容限界
f_t	MPa	引張に対する許容限界
σ_b	MPa	部材の曲げ応力度
σ_c	MPa	部材の圧縮応力度
σ_t	MPa	部材の引張応力度
τ_s	MPa	部材のせん断応力度

第2-2表 飛来物防護ネットの評価結果（柱・大はり）（1/3）

対象	部 材		応 力 度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応 力 度 比
飛来物防護ネット	支持 架構	柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 32.8$	$f_c = 199$	0.17
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 5.0$	$f_{bx} = 357$	0.02
				$\sigma_{by} = 245.7$	$f_{by} = 357$	0.69
			せ ん 断	$\tau = 30.1$	$f_s = 206$	0.15
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-
		組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.8 7	(許容値) 1.0 0	0.87	
		大はり	引 張	$\sigma_t = 43.0$	$f_t = 357$	0.13
			圧 縮	$\sigma_c = -$	$f_c = 289$	-
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 256.6$	$f_{bx} = 357$	0.72
				$\sigma_{by} = 2.2$	$f_{by} = 357$	0.01
			せ ん 断	$\tau = 64.9$	$f_s = 206$	0.32
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) 0.8 5	(許容値) 1.0 0	0.85
		組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-	

第2-3表 飛来物防護ネットの評価結果（小はり・トラス柱）（2/3）

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット	支持架 構	小はり	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 36.1$	$f_c = 200$	0.19
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 65.6$	$f_{bx} = 279$	0.24
				$\sigma_{by} = 56.2$	$f_{by} = 357$	0.16
			せ ん 断	$\tau = 14.6$	$f_s = 206$	0.08
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-
		組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.5 8	(許容値) 1.0 0	0.58	
		トラス 柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 80.4$	$f_c = 263$	0.31
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 57.1$	$f_{bx} = 357$	0.16
				$\sigma_{by} = 1.3$	$f_{by} = 357$	0.01
			せ ん 断	$\tau = 12.2$	$f_s = 206$	0.06
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.4 7	(許容値) 1.0 0	0.47

第2-4表 飛来物防護ネットの評価結果（鉛直ブレース・水平ブレース）（3/3）

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット	支持架 構	鉛直ブ レース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 93.2$	$f_c = 242$	0.39
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 17.1$	$f_{bx} = 357$	0.05
				$\sigma_{by} = 13.9$	$f_{by} = 357$	0.04
			せ ん 断	$\tau = 1.5$	$f_s = 206$	0.01
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-
		組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.4 8	(許容値) 1.0 0	0.48	
		水平ブ レース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 77.7$	$f_c = 271$	0.29
			曲 げ	$\sigma_{bx} = -$	$f_{bx} = -$	-
				$\sigma_{by} = -$	$f_{by} = -$	-
			せ ん 断	$\tau = -$	$f_s = -$	-
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.0 0	-
		組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.2 9	(許容値) 1.0 0	0.29	

2.4.2 座屈拘束ブレースの耐震評価

座屈拘束ブレースの耐震評価の概要および方法は、耐震建物 23 別添 4 と同一とする。

評価結果について、第 2-5 表、第 2-6 表に示す。評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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。

座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴として、疲労評価上最も厳しいケースを第 2-2 図に最大ひずみが発生したケースを第 2-3 図に示す。

第2-5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%-2.51.7%)		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 : 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	
92	0.0166	110	0.0564	85	0.1793	15	0.2055	0.458

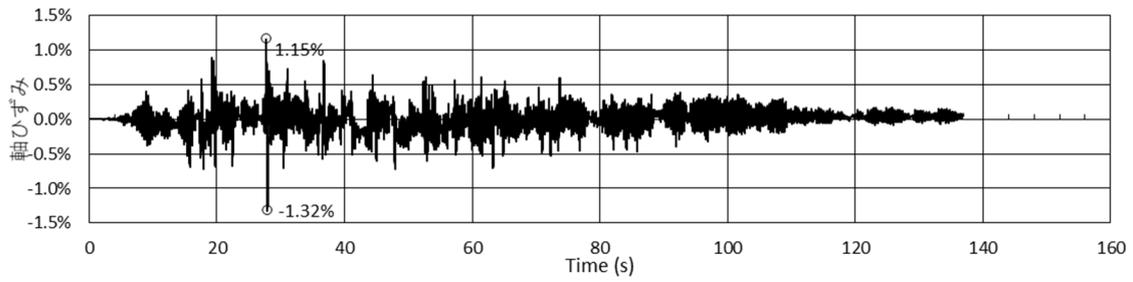
(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 断面①左, 要素 No.121)

10

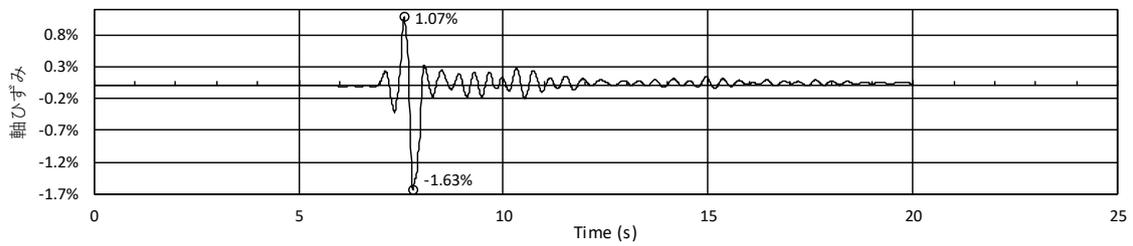
第2-6表 疲労評価結果 地震波 S_S-C1(H)

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%-2.8%)		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 : 58 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	6	0.0031	1	0.0021	1	0.0172	0.024

(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 断面①右, 要素 No.121)



第 2-2 図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴
 (Ss-A, NS 方向, 断面①左, 要素 No. 121)



第 2-3 図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴
 (Ss-C1, NS 方向, 断面①右, 要素 No. 121)

3. 飛来物防護ネットの基礎の耐震評価

3.1 基本方針

飛来物防護ネットの基礎の基本方針は、原則として耐震建物 23 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」と同一とする。以下に、耐震建物 23 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」と異なる評価方針について以下に示す。

飛来物防護ネット基礎の評価においては、別添 6 「(I) 地盤の液状化を考慮した場合の地震応答解析」の結果を踏まえたものとする。

3.2 評価方法

3.2.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネットの基礎の基本方針は、原則として耐震建物 23 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」と同一とする。以下に、耐震建物 23 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」と異なる評価方法について以下に示す。

別添 6 「(I) 地盤の液状化を考慮した場合の地震応答解析」の結果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み合わせ評価する。

3.2.2 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3-1表に示す。

を第3-1表 飛来物防護ネット基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	建造物の自重
積雪荷重(L _s)	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(S _s)	有効応力解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・ 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) × (±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 <ul style="list-style-type: none"> ・ 上部構造から作用する風荷重 (上部構造の柱脚応力)

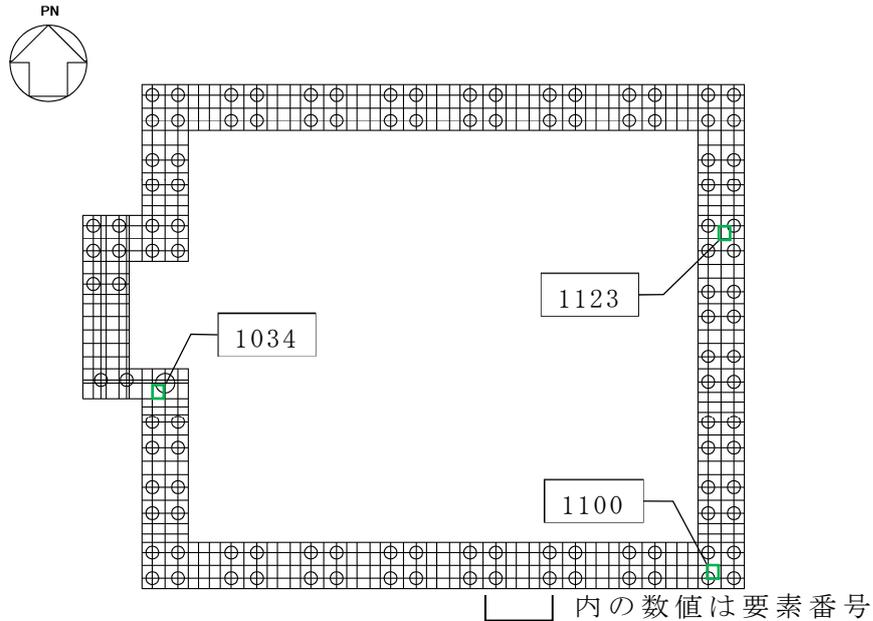
(2) 杭に考慮する荷重

杭の評価には有効応力解析結果を用いる。また、風荷重による上部構造からの柱脚応力を考慮する。

3.3 評価結果

3.3.1 基礎の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第3-1図に、基礎応力と許容限界値を比較した評価結果を第3-2表に示す。評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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3-1図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第3-2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	1556	4978	0.313	OK
EW	1123	210	1657	0.127	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	1100	1528	3987	0.384	OK
EW	1100	1190	3959	0.301	OK

3.3.2 杭の評価結果

基準地震動 S_s 時の杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第 3-3 表及び第 3-2 図に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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。

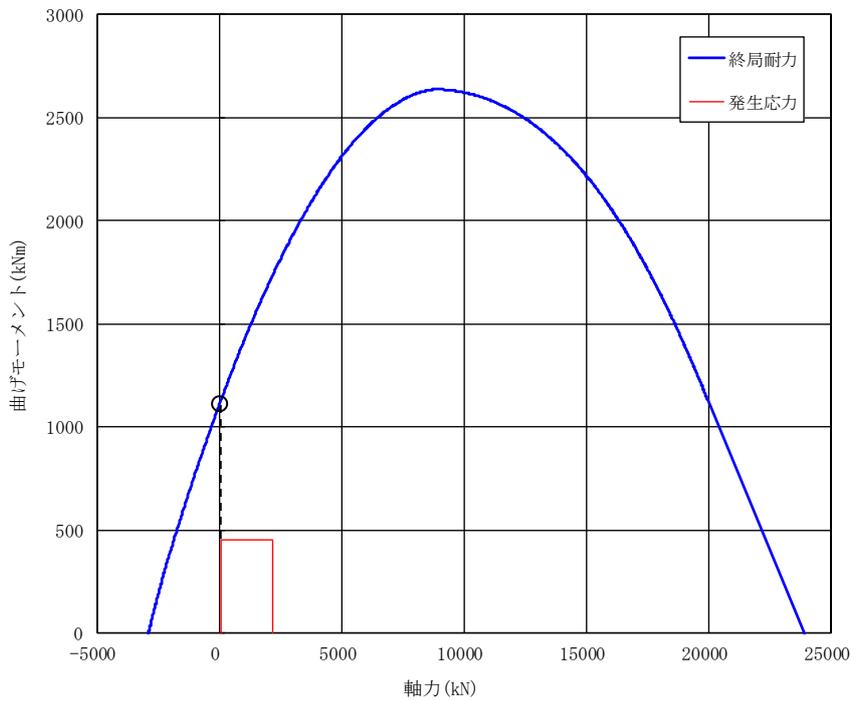
第 3-3 表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

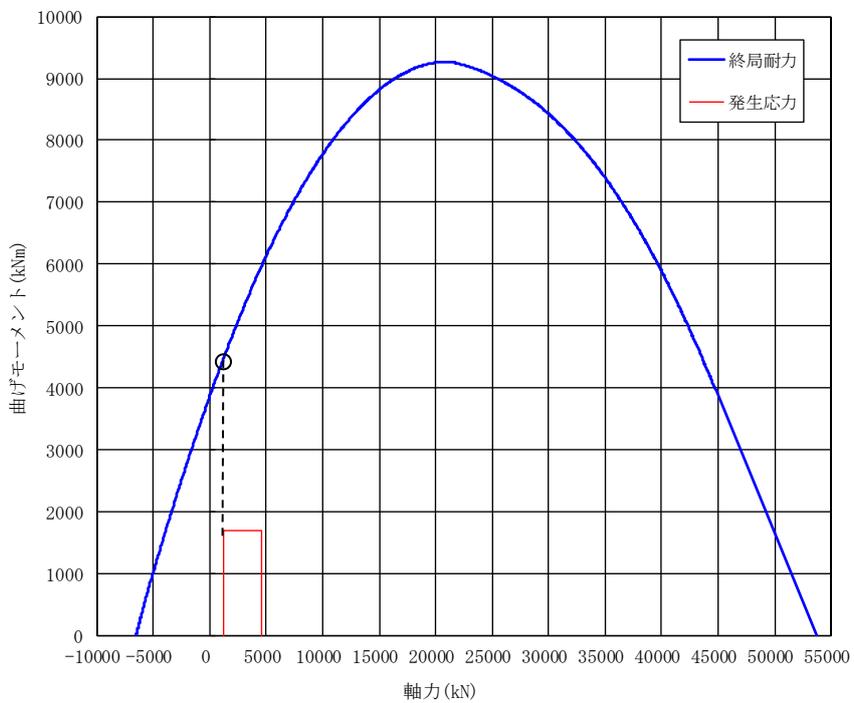
杭種	解析結果	許容限界値 (kN・m)	検定比	判定
	発生曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	453	1176	0.386	OK
P2	1694	4529	0.375	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果	許容限界値 (kN)	検定比	判定
	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	300	2137	0.141	OK
P2	963	5295	0.182	OK



(P1, P1A)



(P2)

第3-2図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

3.3.3 支持力等の評価結果

基準地震動 S_s 時の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 3-4 表に示す。

評価結果に示すとおり，基準地震動 S_s 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 3-4 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* ²	判定
	杭種	軸力* ¹ (kN)	先端 支持力	周面 摩擦力	先端 + 周面		
支持力	P1, P1A	2199	3927	8708	12635	0.175 (0.561)	OK
	P2	4585	8836	13063	21898	0.210 (0.519)	OK
引抜力	P1, P1A	—	—	7297	7297	—	—
	P2	—	—	11085	11085	—	—

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

5. まとめ

有効応力解析結果を用いて、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの上部架構・基礎を評価した。その結果、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットにおいては、地盤の液状化を考慮した場合でも、構造強度及び機能維持に対して問題無いことが確認された。

参考資料 1

有効応力解析における質点系モデルについて

目 次

1.	はじめに	1
2.	有効応力解析の質点系モデルの考え方	1
2.1	解析モデル図	1
2.2	非液状化評価時と液状化評価時の質点系モデルの相違	4
2.3	断面ごとの剛性分配	6
2.4	断面①モデルの左右分配	7
3.	モデルの妥当性検証	8
3.1	固有値比較による検証	8
3.2	三次元応答解析による検証	12
4.	妥当性検証のまとめ	20

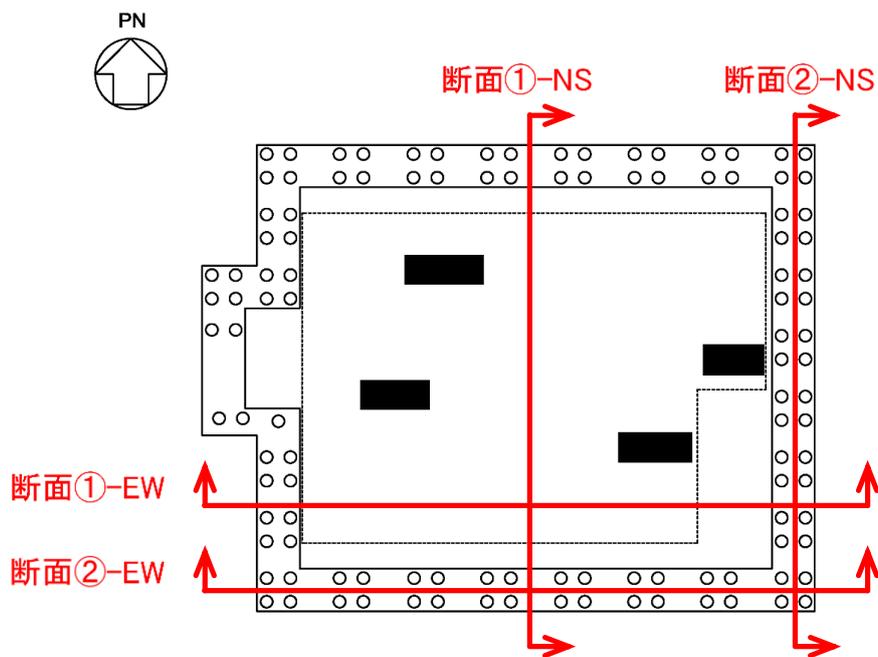
1. はじめに

有効応力解析では，上部架構を質点系でモデル化し，地盤と一体で地震時の応答挙動を評価する。本紙では，有効応力解析で採用する質点系モデルについて記載するものである。

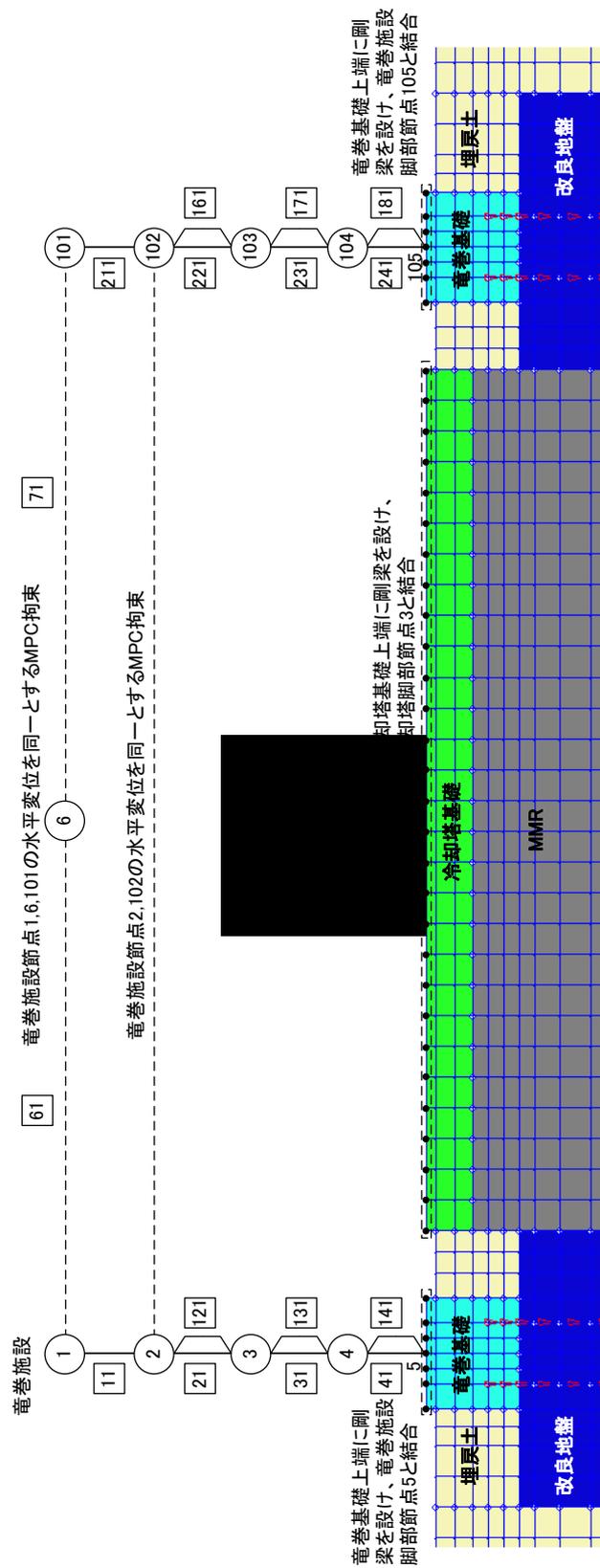
2. 有効応力解析の質点系モデルの考え方

2.1 解析モデル図

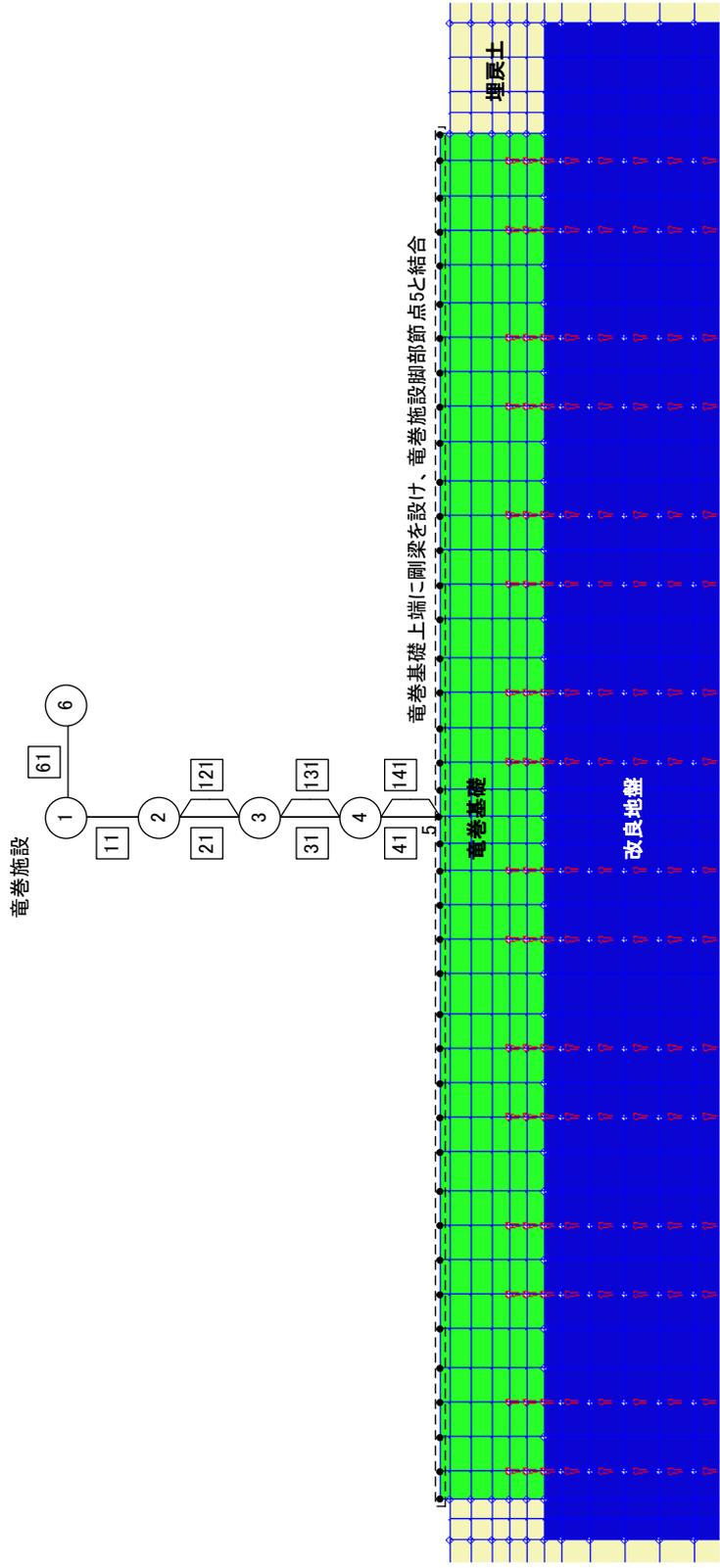
有効応力解析は，第2-1図のキープランに示すように建屋中央部(断面①)と建屋端部(断面②)の2断面に対して実施する。第2-2図および第2-3図に，それぞれの断面における質点系モデル付近を拡大表示した解析モデル図を示す。



第2-1図 キープラン (断面①および断面②の位置)



第 2 - 2 図 有効応力解析 断面①モデル (建屋中央部付近)



第 2 - 3 図 有効応力解析 断面②モデル (建屋端部付近)

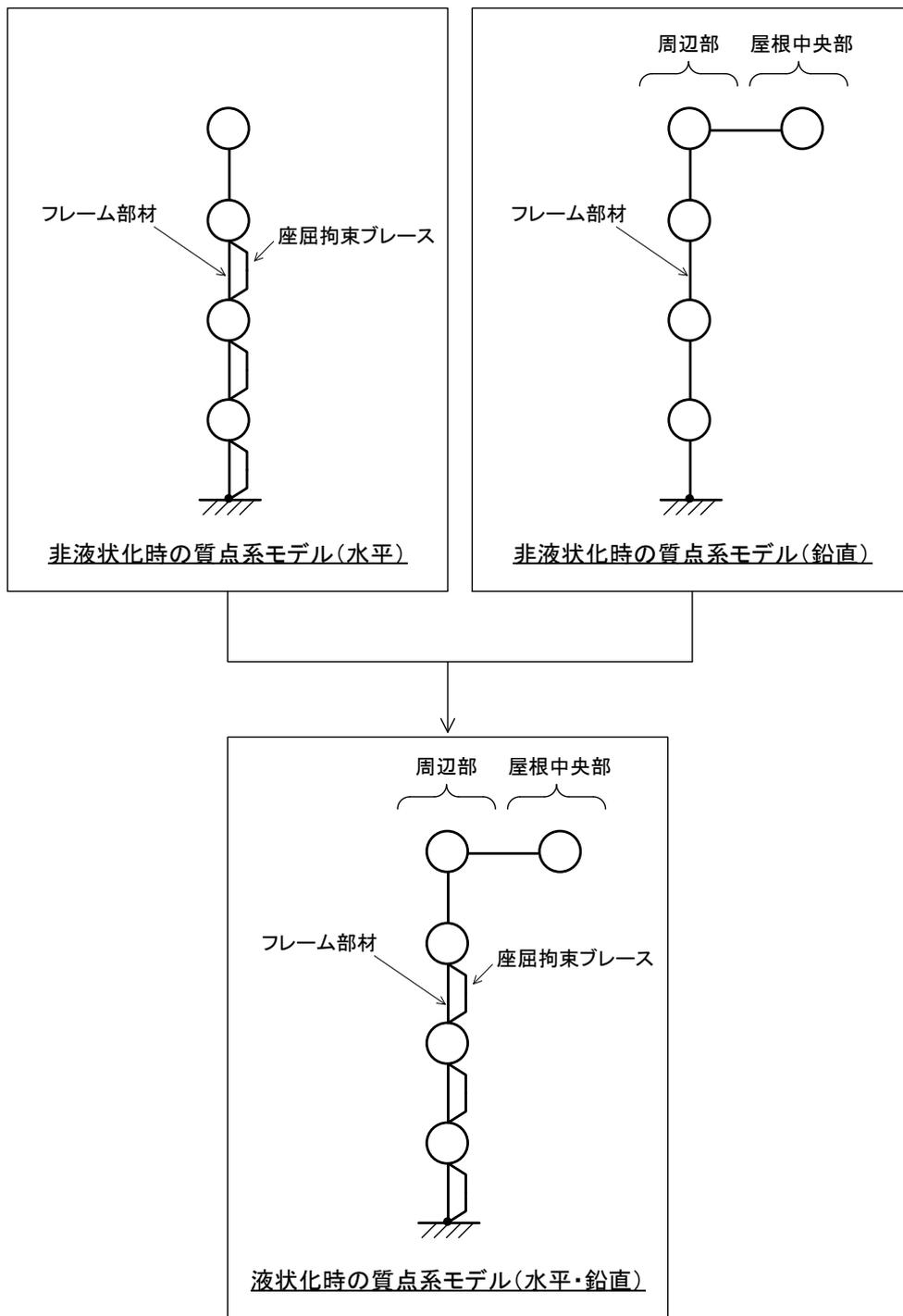
2.2 非液状化評価時と液状化評価時の質点系モデルの相違

非液状化評価時の地震応答解析に用いた質点系モデル^{※1}は、第2-4図の上段に示す(水平・鉛直の2タイプ)形状であり、第2-5図及び第2-6図に示す有効応力解析モデルでの形状と異なっている。

非液状化評価時の地震応答解析では、水平・鉛直を別々に評価したため、質点系モデルは水平・鉛直それぞれに必要な情報のみを反映した異なるモデル(第2-4図の上段)を用いた。

液状化評価時の有効応力解析では、水平・鉛直の地震力を同時に入力して評価する必要がある。よって、非液状化評価時の水平・鉛直各モデルを合成したモデル(第2-4図の下段)を想定した。

※1：非液状化評価時の質点系モデルは、既に三次元フレームモデルとの比較によりモデルの妥当性は確認済みである。



第 2 - 4 図 水平・鉛直を合成した質点系モデル

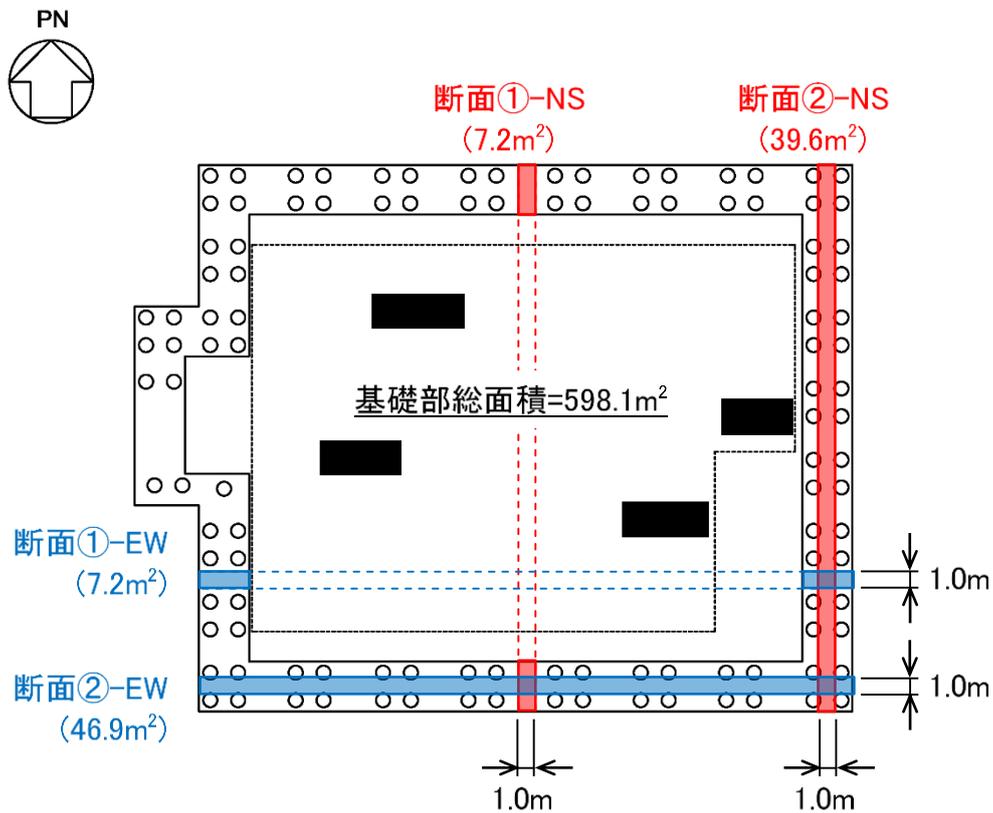
2.3 断面ごとの剛性分配

有効応力解析は二次元モデルであり、面外方向に対しては厚さ 1.0m 相当の剛性で評価する。上部架構の質点系モデルも厚さ 1.0m 相当の質量・剛性でモデル化する。

また、断面①と断面②ではモデル化範囲に存在する柱本数・杭本数およびモデル化基礎面積が異なる。よって、断面①と断面②では、異なる剛性でモデル化する必要がある。

柱・杭の本数は、ほぼ基礎面積に比例することより、各断面の剛性は基礎の面積比率を考慮した下式により求める。

$$\text{各断面モデルの剛性} = \text{建屋全体の剛性} \times \frac{\text{モデル化範囲の基礎面積(厚さ 1m 相当)}}{\text{建屋全体の基礎面積}}$$



第 2 - 5 図 各断面モデルの基礎面積

2.4 断面①モデルの左右分配

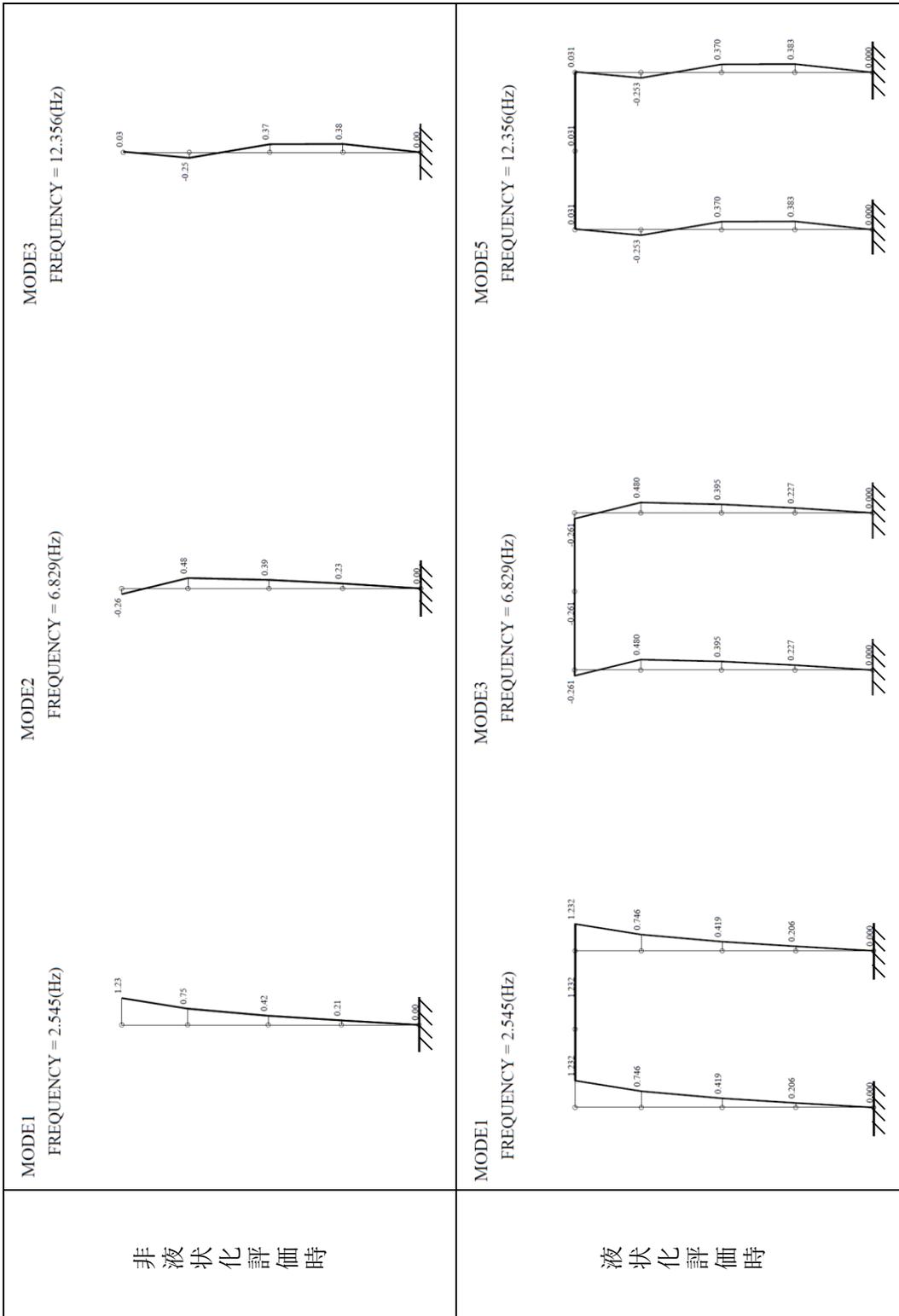
中央部をモデル化した断面①は，左右に基礎が分離している。よって質点系モデルの周辺部の質量・剛性を左右に 1/2 ずつ分配配置とする。

3. モデルの妥当性検証

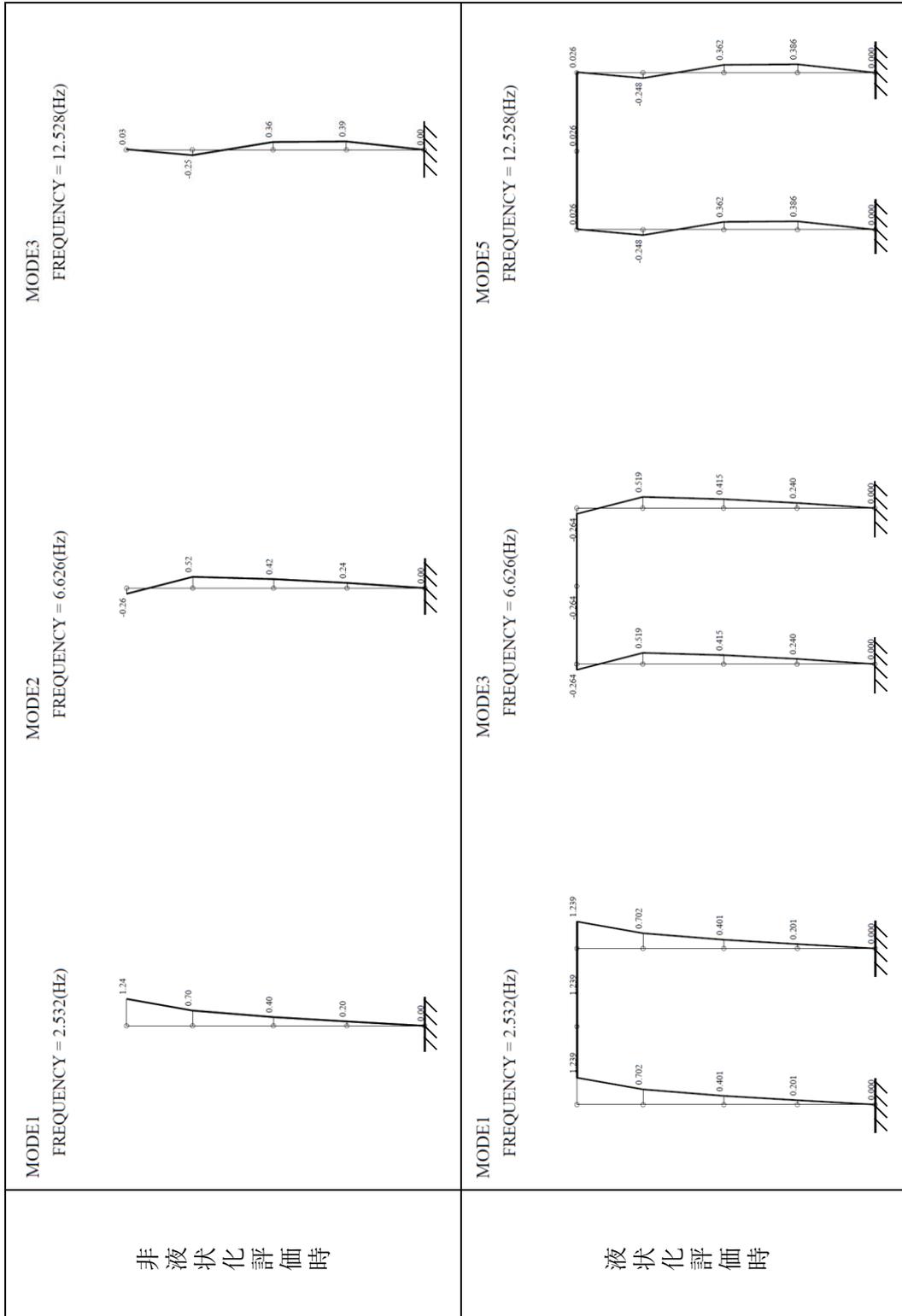
3.1 固有値比較による検証

非液状化評価時の解析モデルと液状化評価時(有効応力解析)の解析モデルの固有値解析結果を比較する。

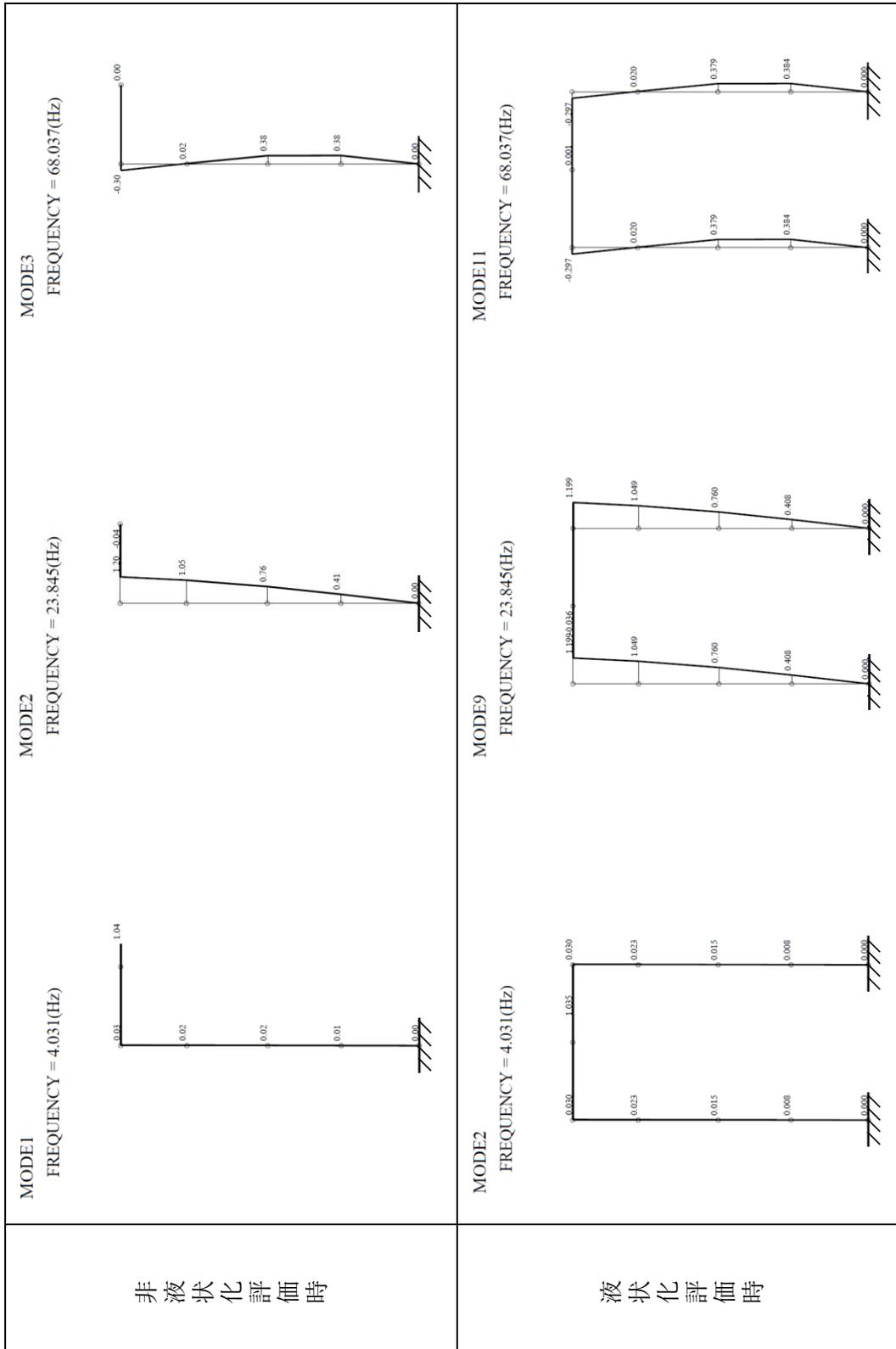
それぞれの固有値解析結果の比較を第 3-1 図～第 3-3 図に示す。各固有振動数は，完全に一致する。



第 3 - 1 図 固有値解析結果比較 (NS 方向)



第 3 - 2 図 固有値解析結果比較 (EW 方向)



第 3 - 3 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

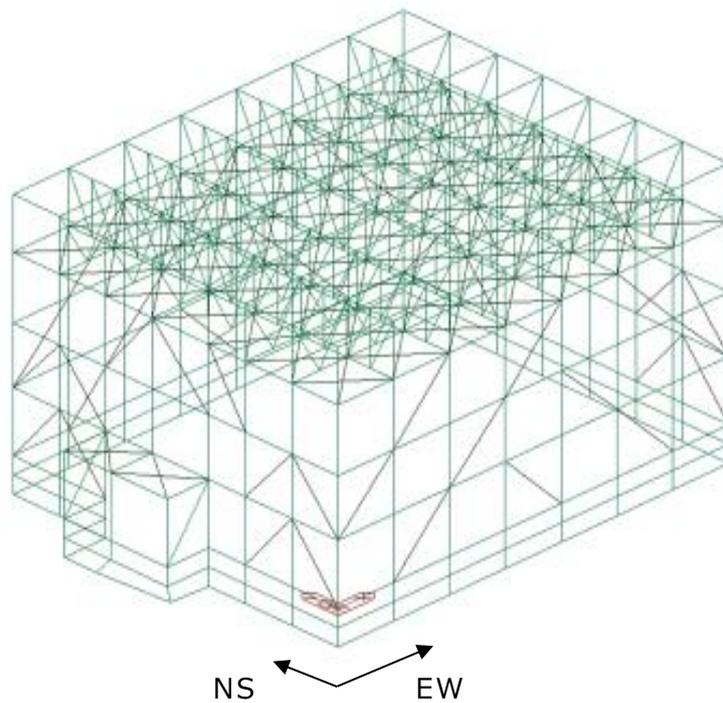
3.2 三次元応答解析による検証

非液状化評価時の質点系モデルは、第3-4図に示す三次元フレームモデルでの時刻歴応答解析（以降、「三次元応答解析」と呼ぶ）を実施し、ねじれなどの不自然な挙動が生じないことを確認することで、質点系モデルを採用することの妥当性を確認した。有効応力解析においても、三次元応答解析を実施し、ねじれ挙動が生じないことを確認し、質点系モデルの採用が妥当であることを確認する。

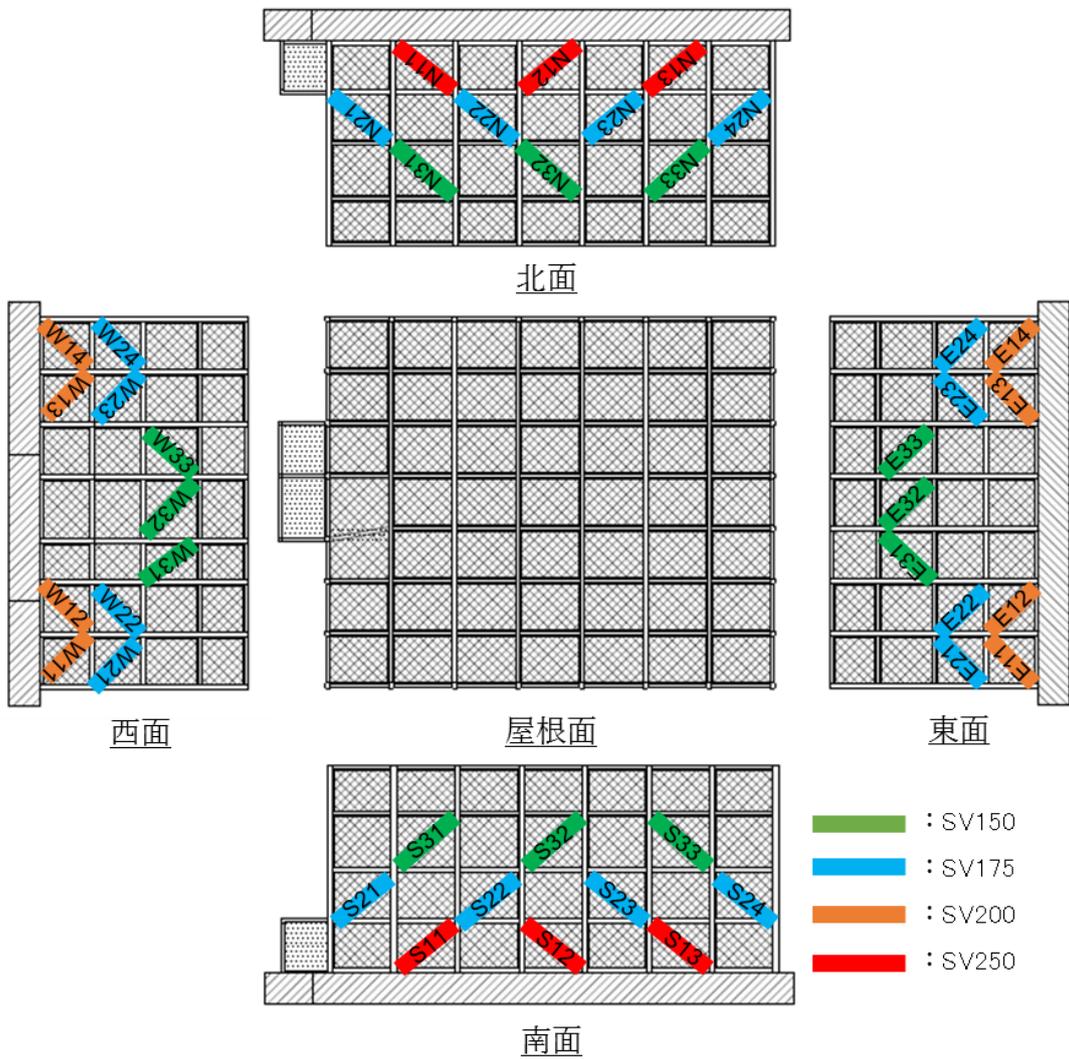
3.2.1 検証方法

妥当性確認は、以下の方法にて実施する。

- ① 三次元応答解析モデルは、非液状化評価時の質点系モデルの妥当性確認を実施した時のモデルを採用する。
- ② 入力地震動は、有効応力解析により得られた基礎上端での応答加速度時刻歴とし、最大値が生じた断面②-NSの結果を用いる。
- ③ ねじれ挙動を確認する指標として、座屈拘束ブレースの時刻歴挙動を用いる。全ブレースの時刻歴波形(軸力・ひずみ)を層ごとに重ね書きし、同一挙動をすることを確認することでねじれが生じていないと判断する。座屈拘束ブレース番号図を第3-5図に示す。
- ④ 有効応力解析における座屈拘束ブレースの時刻歴波形を描画し、三次元応答解析の結果と比較し、傾向が同じであることを確認する。



第3-4図 三次元解析モデル図

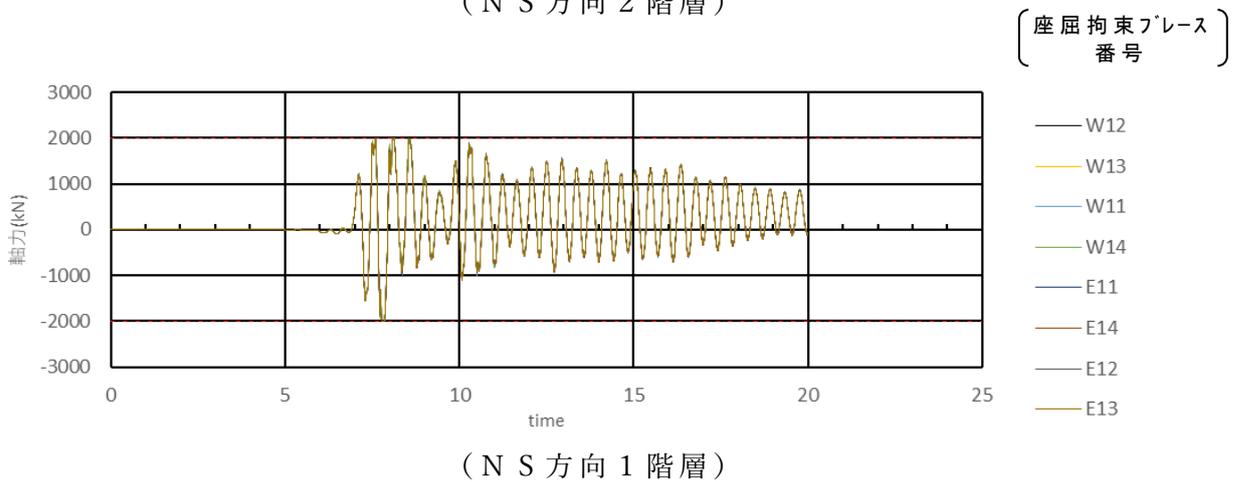
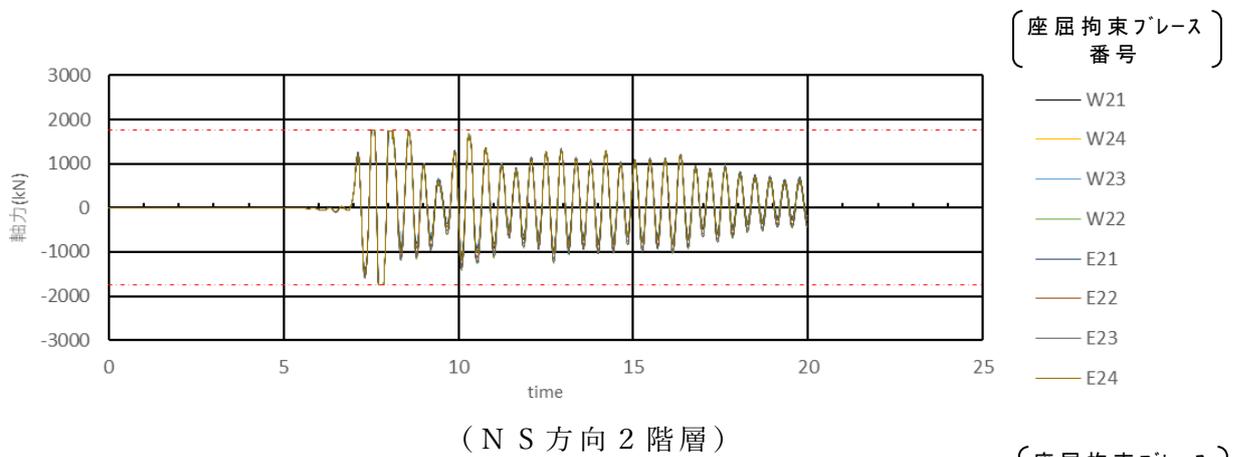
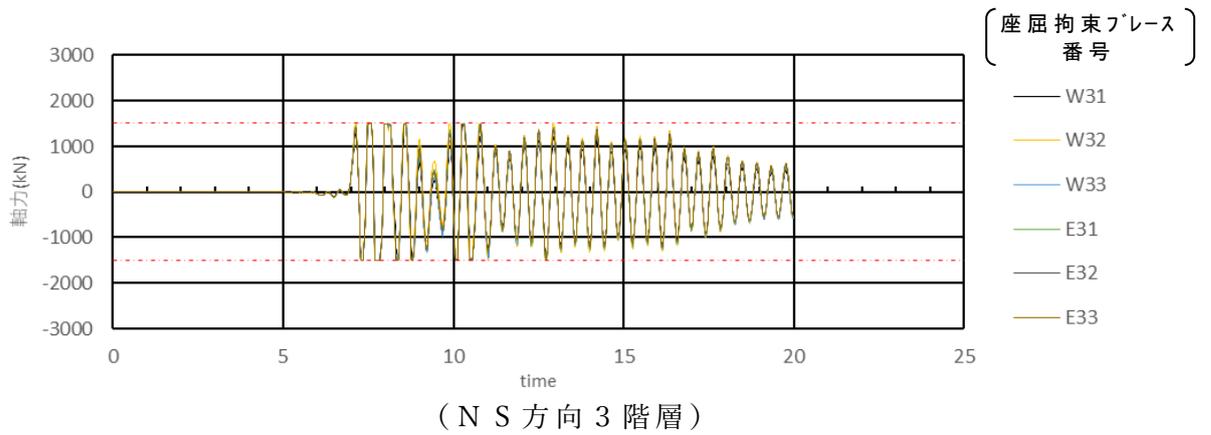


第 3 - 5 図 座屈拘束ブレース番号図

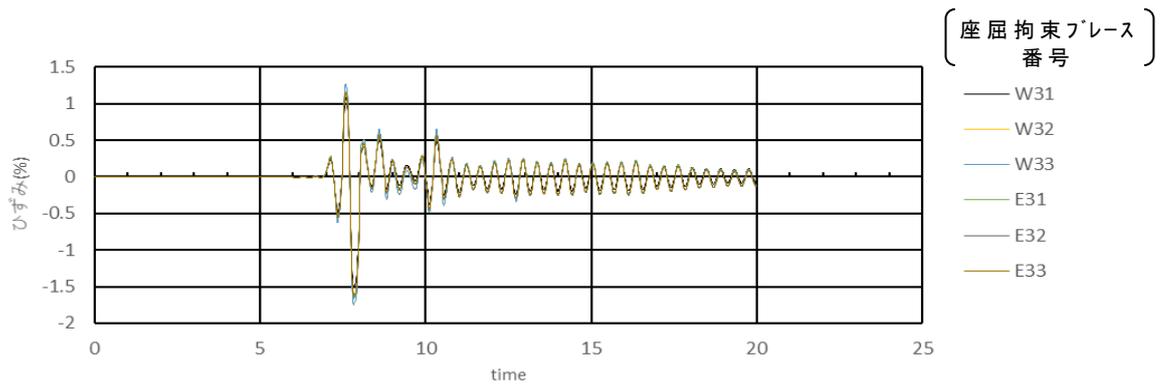
3.2.2 検証結果

三次元応答解析から得られた座屈拘束ブレースの軸力の時刻歴波形を第3-6図にひずみの時刻歴波形を第3-7図に示す。また、有効応力解析から得られた質点系モデルの軸力の時刻歴波形を第3-8図に、ひずみの時刻歴波形を第3-9図に示す。

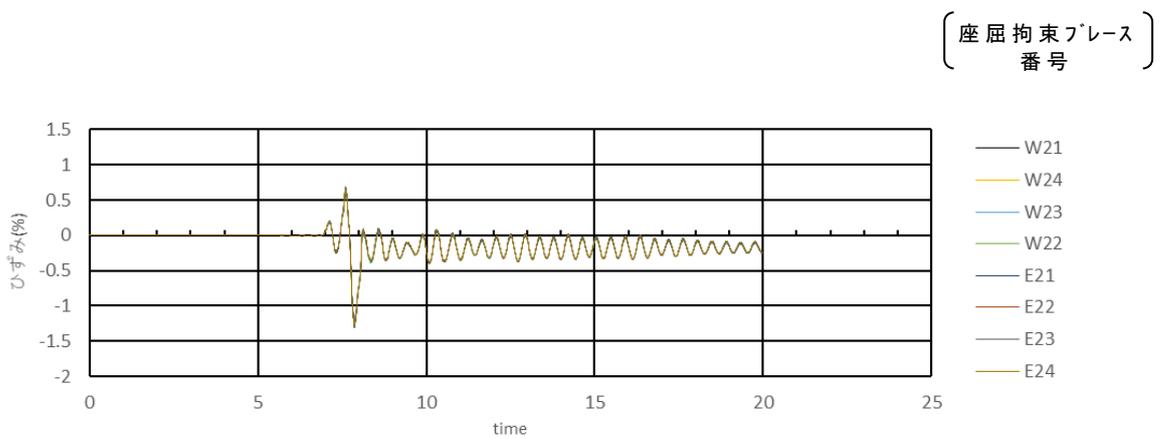
第3-6図および第3-7図より、同一階層の座屈拘束ブレースの軸力、ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、同一挙動していることが確認できる。また、第3-8図及び第3-9図より、三次元応答解析の結果と傾向が同じであることが確認できる。



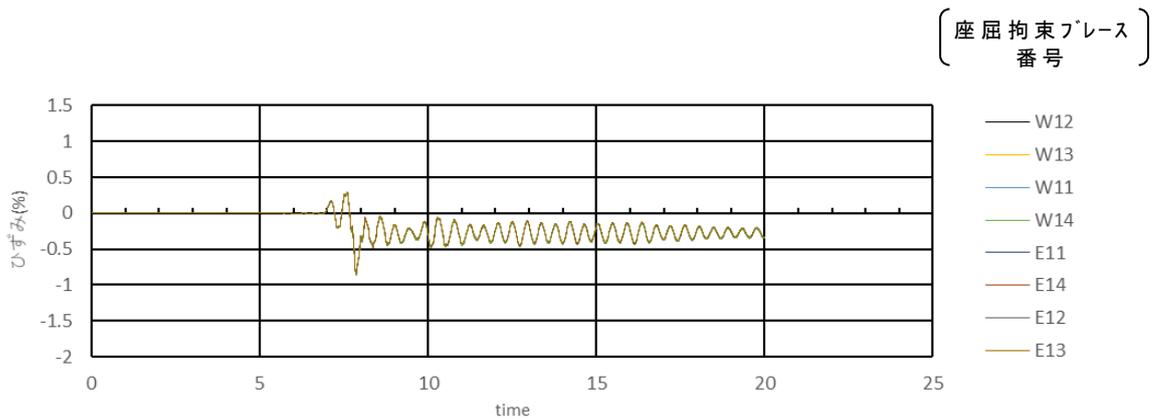
第 3 - 6 図 三次元応答解析・座屈拘束ブレースの時刻歴波形（軸力）



(N S 方向 3 階層)

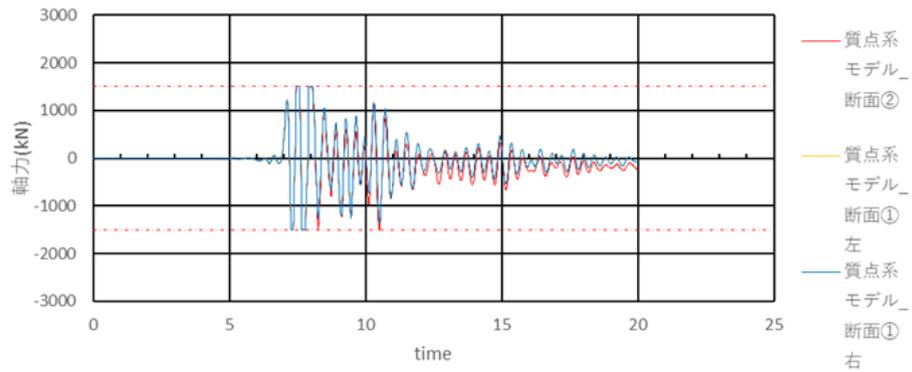


(N S 方向 2 階層)

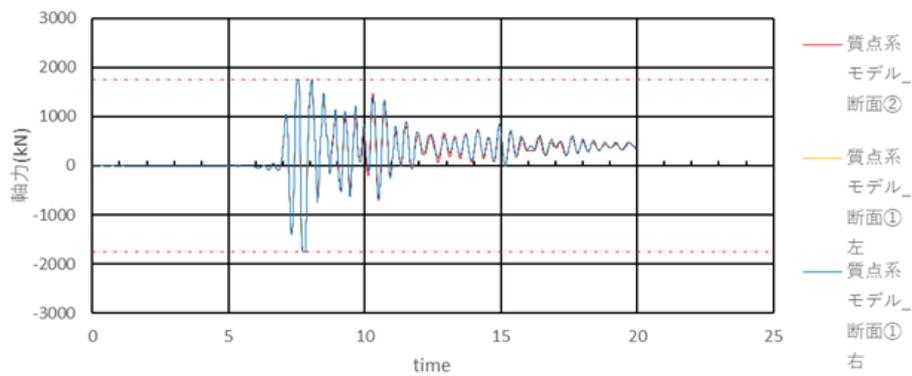


(N S 方向 1 階層)

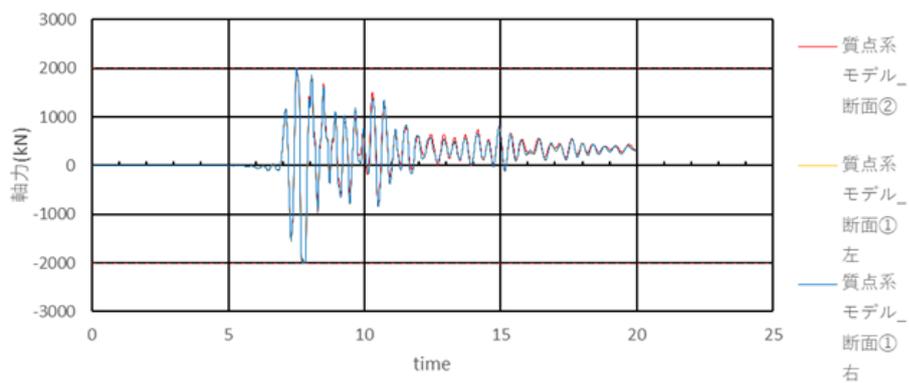
第 3 - 7 図 三次元応答解析・座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (ひずみ)



(N S 方向 3 階層)

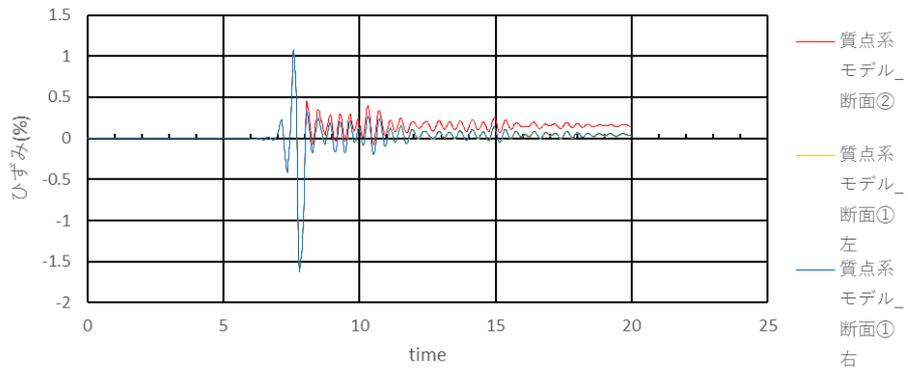


(N S 方向 2 階層)

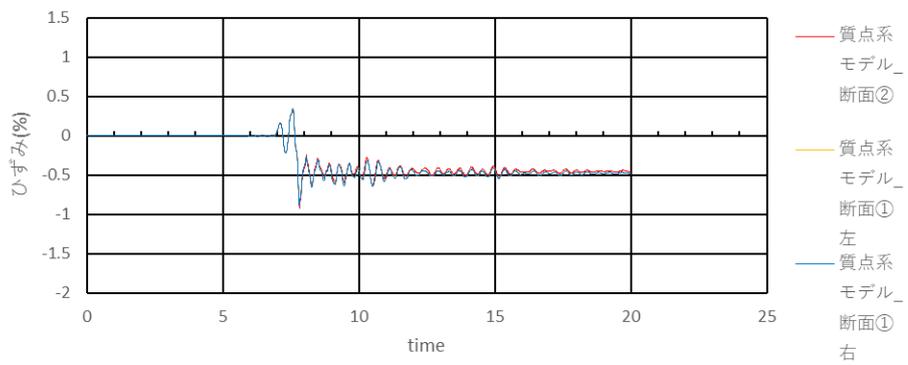


(N S 方向 1 階層)

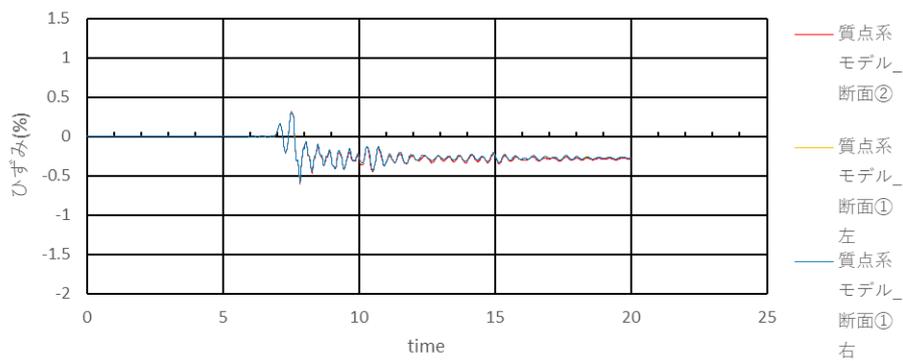
第 3 - 8 図 質点系モデル・座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (軸力)



(N S 方向 3 階層)



(N S 方向 2 階層)



(N S 方向 1 階層)

第 3 - 9 図 質点系モデル・座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (ひずみ)

4. 妥当性検証のまとめ

固有値解析結果の比較において、液状化評価時(有効応力解析)の質点系モデルは、非液状化評価時の結果と完全一致であった。非液状化評価時の質点系モデルは、別途妥当性が確認されていることから、有効応力解析の質点系モデルについても妥当であると言える。

また、三次元応答解析による確認においても、液状化時の応答に対してもねじれ等の不自然な挙動は生じていないこと、三次元応答解析の結果と質点系の結果は同傾向であることを確認した。よって、質点系モデルは妥当であると言える。

参考資料 2

液状化時の解析ケースの選定

目 次

1. 概要	1
2. 代表ケースの選定方法	1
2.1 上部構造及び杭基礎の設計影響	1
2.2 液状化への影響	1
3. 代表ケースの選定	2
4. まとめ	6

1. 概要

「再処理施設の事業変更許可申請書」にて基準地震動は全 13 波を想定しているが、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。）の液状化時の影響検討は、代表ケースのみを解析対象とする。

代表ケースは、全応力解析による上部構造及び杭基礎の設計で、部材の決定要因となった地盤ケースと地震波の組合せとする。本書では、この地盤ケースと地震波の組合せの抽出についてまとめたものである。

なお、全応力解析における結果から代表ケースを抽出する場合、液状化時の影響が考慮されていないことになる。よって、本書では、自由地盤における有効応力解析を実施し、液状化の影響が大きいと判断される地盤ケースと地震波の組合せについても確認し、代表ケースの選定が妥当であることを確認する。

2. 代表ケースの選定方法

2.1 上部構造及び杭基礎の設計影響

上部構造及び杭基礎の設計で用いる数値は、第 2-1 表の通りである。よって、「水平地震力・最大応答せん断力・最大応答軸ひずみ・最大疲労係数」の各々で最大となるケースを代表とする。

第 2-1 表 上部構造及び杭基礎の設計で用いる数値

設計対象	設計で用いる数値	備考
基礎・杭	水平地震荷重	応答せん断力と加速度から算出
上部構造 (フレーム部材)	最大応答せん断力	—
上部構造 (座屈拘束ブレース)	最大応答軸ひずみ	—
	最大疲労係数	ひずみがしきい値を超えた回数

2.2 液状化への影響

自由地盤における有効応力解析により、液状化の影響を確認する。ここで、確認する指標は、最大せん断ひずみと最大加速度とする。最大ひずみは、埋戻し土下端（液状化地盤と非液状化地盤の境界）で生じる。また、最大加速度は、地表面にて生じる。

3. 代表ケースの選定

上部構造及び杭基礎の設計で用いる数値(全応力解析結果)の比較を第3-1表および第3-2表に、自由地盤における有効応力解析によるせん断ひずみ及び加速度の最大値を第3-3表に示す。表中の黄着色部は、地盤ケースと地震波の組み合わせの中で最大のものを示す。

第3-1表 上部構造及び杭基礎の設計で用いる数値(全応力解析結果)の比較: NS方向

NS方向

No.	地震波	基礎・杭設計用				フレーム部材設計用				座屈拘束ブレース設計用							
		(A) 水平地震荷重 [kN]				(B) 最大応答せん断力 [kN]				(C) 最大応答軸ひずみ [%]				(D) 座屈拘束ブレースの最大疲労係数			
		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	
1	Ss-A(H)	40828	41032	40167	12845	13032	12898		0.95	0.95	0.97		0.178	0.170	0.192		
2	Ss-B1(NS)	30632	30375	29906	13095	13133	13097		0.62	0.58	0.68		0.045	0.042	0.049		
3	Ss-B2(NS)	32770	33301	32267	12000	12463	12342		0.95	0.91	0.95		0.059	0.057	0.062		
4	Ss-B3(NS)	31012	31870	30948	11133	11338	11279		0.63	0.62	0.67		0.034	0.030	0.039		
5	Ss-B4(NS)	35810	34923	37626	12287	12399	12215		0.68	0.68	0.66		0.033	0.031	0.034		
6	Ss-B5(NS)	30564	29926	31230	11617	11927	12160		0.84	0.79	0.87		0.046	0.039	0.055		
7	Ss-C1(NSEW)	40874	39527	42520	13945	13920	14046		1.48	1.40	1.60		0.019	0.018	0.020		
8	Ss-C2(NS)	25062	24292	24651	8160	7911	8966		0.25	0.25	0.28		0.006	0.005	0.009		
9	Ss-C2(EW)	33068	32371	33629	12260	12385	12514		0.38	0.35	0.44		0.013	0.011	0.018		
10	Ss-C3(NS)	27407	26816	28578	11688	11828	11792		0.75	0.75	0.76		0.018	0.014	0.020		
11	Ss-C3(EW)	30922	31500	30695	12192	12626	11818		0.61	0.59	0.63		0.023	0.021	0.025		
12	Ss-C4(NS)	32893	33166	33256	12354	12155	12449		0.41	0.40	0.44		0.023	0.023	0.025		
13	Ss-C4(EW)	32339	32247	34992	10753	11063	10797		0.68	0.67	0.72		0.026	0.026	0.032		

注1) 黄着色は、全13波のうち最大となる数値を示す。

注2) (A)の地震荷重は、(B)に基礎部の慣性力(=最大加速度×基礎重量)を加えたもの。

第3-2表 上部構造及び杭基礎の設計で用いる数値(全応力解析結果)の比較:EW方向

EW方向

No.	地震波	基礎・杭設計用			フレーム部材設計用			座屈拘束ブレース設計用					
		(A) 水平地震荷重 [kN]			(B) 最大応答せん断力 [kN]			(C) 最大応答軸ひずみ [%]			(D) 座屈拘束ブレースの最大疲労係数		
		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	標準地盤	地盤+σ	地盤-σ
1	Ss-A(H)	41222	41246	40568	13239	13246	13299	0.98	0.98	1.02	0.171	0.160	0.185
2	Ss-B1(EW)	33923	32848	35346	12186	11988	12971	0.62	0.54	0.72	0.024	0.024	0.029
3	Ss-B2(EW)	32943	32210	33475	11982	12077	11789	0.65	0.67	0.66	0.045	0.041	0.050
4	Ss-B3(EW)	27982	27438	28644	10756	10510	11208	0.37	0.33	0.44	0.020	0.019	0.027
5	Ss-B4(EW)	34567	34908	33285	12464	12757	12516	0.56	0.53	0.61	0.020	0.020	0.020
6	Ss-B5(EW)	36595	35490	36701	13323	13334	13505	0.88	0.83	0.96	0.034	0.033	0.045
7	Ss-C1(NSEW)	41020	39724	42599	14091	14117	14125	1.47	1.39	1.59	0.018	0.016	0.020
8	Ss-C2(NS)	24512	24014	23717	7610	7633	8032	0.24	0.23	0.26	0.005	0.005	0.006
9	Ss-C2(EW)	32831	31898	33758	12023	11912	12643	0.35	0.34	0.39	0.009	0.009	0.011
10	Ss-C3(NS)	27762	26934	29024	12043	11946	12238	0.78	0.76	0.81	0.013	0.012	0.018
11	Ss-C3(EW)	31998	32192	31877	13268	13318	13000	0.64	0.63	0.65	0.021	0.019	0.024
12	Ss-C4(NS)	33604	34246	33452	13065	13235	12645	0.44	0.44	0.46	0.021	0.019	0.023
13	Ss-C4(EW)	33786	33308	36353	12200	12124	12158	0.76	0.75	0.75	0.024	0.023	0.027

注1) 黄着色は、全13波のうち最大となる数値を示す。

注2) (A)の地震荷重は、(B)に基礎部の慣性力(=最大加速度×基礎重量)を加えたもの。

第3-3表 自由地盤における有効応力解析による過剰間隙水圧の比, せん断ひずみおよび加速度の最大値: NS方向, EW方向

NS方向

No.	地震波	(A) せん断ひずみの最大値 [-]			(B) 最大加速度 [m/s ²]		
		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	標準地盤	地盤+σ	地盤-σ
1	Ss-A(H)	3.15E-02	3.30E-02	3.15E-02	2.76	2.80	2.70
2	Ss-B1(NS)	7.79E-03	8.13E-03	7.40E-03	2.52	2.53	2.46
3	Ss-B2(NS)	1.32E-02	1.35E-02	1.30E-02	3.36	3.47	3.22
4	Ss-B3(NS)	9.12E-03	9.45E-03	8.96E-03	3.55	3.63	3.46
5	Ss-B4(NS)	1.47E-02	1.49E-02	1.46E-02	5.08	5.20	4.93
6	Ss-B5(NS)	7.36E-03	7.60E-03	7.16E-03	2.22	2.29	2.15
7	Ss-C1(NSEW)	8.97E-03	9.04E-03	8.87E-03	6.67	6.92	6.43
8	Ss-C2(NS)	9.57E-04	9.34E-04	9.37E-04	1.79	1.81	1.76
9	Ss-C2(EW)	1.31E-02	1.29E-02	1.31E-02	5.46	4.54	4.70
10	Ss-C3(NS)	1.73E-02	1.72E-02	1.75E-02	1.71	1.55	1.80
11	Ss-C3(EW)	2.24E-02	2.16E-02	2.25E-02	1.77	1.80	1.72
12	Ss-C4(NS)	7.41E-03	7.05E-03	7.70E-03	1.98	1.97	2.01
13	Ss-C4(EW)	1.66E-02	1.74E-02	1.60E-02	3.26	3.31	3.23

注1) 黄色色は、全13波のうち最大となる数値を示す。

注2) 鉛直動同時加振

注3) (A)は埋戻し土下端, (B)は地表面を対象

EW方向

No.	地震波	(A) せん断ひずみの最大値 [-]			(B) 最大加速度 [m/s ²]		
		標準地盤	地盤+σ	地盤-σ	標準地盤	地盤+σ	地盤-σ
1	Ss-A(H)	3.15E-02	3.30E-02	3.15E-02	2.76	2.80	2.70
2	Ss-B1(EW)	5.06E-03	5.49E-03	5.05E-03	2.42	2.55	2.29
3	Ss-B2(EW)	8.44E-03	8.62E-03	8.20E-03	1.95	2.09	1.76
4	Ss-B3(EW)	6.30E-03	6.54E-03	6.08E-03	1.84	1.87	1.82
5	Ss-B4(EW)	1.06E-02	1.06E-02	1.03E-02	2.43	2.58	2.40
6	Ss-B5(EW)	9.41E-03	9.74E-03	9.06E-03	3.41	3.52	3.31
7	Ss-C1(NSEW)	8.97E-03	9.04E-03	8.87E-03	6.67	6.92	6.43
8	Ss-C2(NS)	9.57E-04	9.34E-04	9.37E-04	1.79	1.81	1.76
9	Ss-C2(EW)	1.31E-02	1.29E-02	1.31E-02	5.46	4.54	4.70
10	Ss-C3(NS)	1.73E-02	1.72E-02	1.75E-02	1.71	1.55	1.80
11	Ss-C3(EW)	2.24E-02	2.16E-02	2.25E-02	1.77	1.80	1.72
12	Ss-C4(NS)	7.41E-03	7.05E-03	7.70E-03	1.98	1.97	2.01
13	Ss-C4(EW)	1.66E-02	1.74E-02	1.60E-02	3.26	3.31	3.23

4. まとめ

全応力解析において、施設に与える影響としては、地盤のばらつきを $-\sigma$ とした際の基準地震動 Ss-A 及び地盤のばらつきを $-\sigma$ とした際の基準地震動 Ss-C1 により生じる荷重、応答値が最大となっていることを確認した。

一方、自由地盤における有効応力解析では、地盤のばらつきを $+\sigma$ とした際の基準地震動 Ss-A 及び地盤のばらつきを $+\sigma$ とした際の基準地震動 Ss-C1 の応答が最大となっていることを確認した。

上記より、液状化による影響評価を行う有効応力解析においては、基準地震動 Ss-A 及び基準地震動 Ss-C1 を用いることとし、地盤物性のばらつきとしては、施設への影響が大きい $\pm\sigma$ を採用する。また、解析断面は「安全冷却水 B 冷却塔」と「飛来物防護ネット架構」を含む「中央断面①」と「飛来物防護ネット架構」のみを含む「端部断面②」の 2 ケースについて検討する。結果として全 16 ケースについて検討を実施する。

参考

飛来物防護ネットの基礎の設計

目 次

1. 基本方針	1
2. 構造評価の考え方	7
2.1 方針	7
2.2 上部架構から基礎への軸力の伝達	8
2.3 上部架構から基礎への水平力の伝達	10
2.4 基礎から杭への応力伝達	11
2.5 杭から地盤への応力伝達	14
2.6 基礎の評価	14
3. 工事写真	15
4. 構造評価	16
4.1 基礎及び杭の評価方法	16
4.1.1 評価対象部位及び評価方針	16
4.1.2 荷重	17
4.1.3 荷重の組合せ	18
4.1.4 許容限界	19
4.1.5 評価方法	20
4.2 評価結果	32
4.2.1 基礎の評価	32
4.2.2 杭の評価	33
4.2.3 支持力等の評価	36
4.2.4 基礎の押し抜きせん断の評価	37
4.2.5 埋込柱脚部の評価	40
4.3 まとめ	57

1. 基本方針

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1-1図に、断面図を第1-2図に、杭リストを第1-1表に示す。

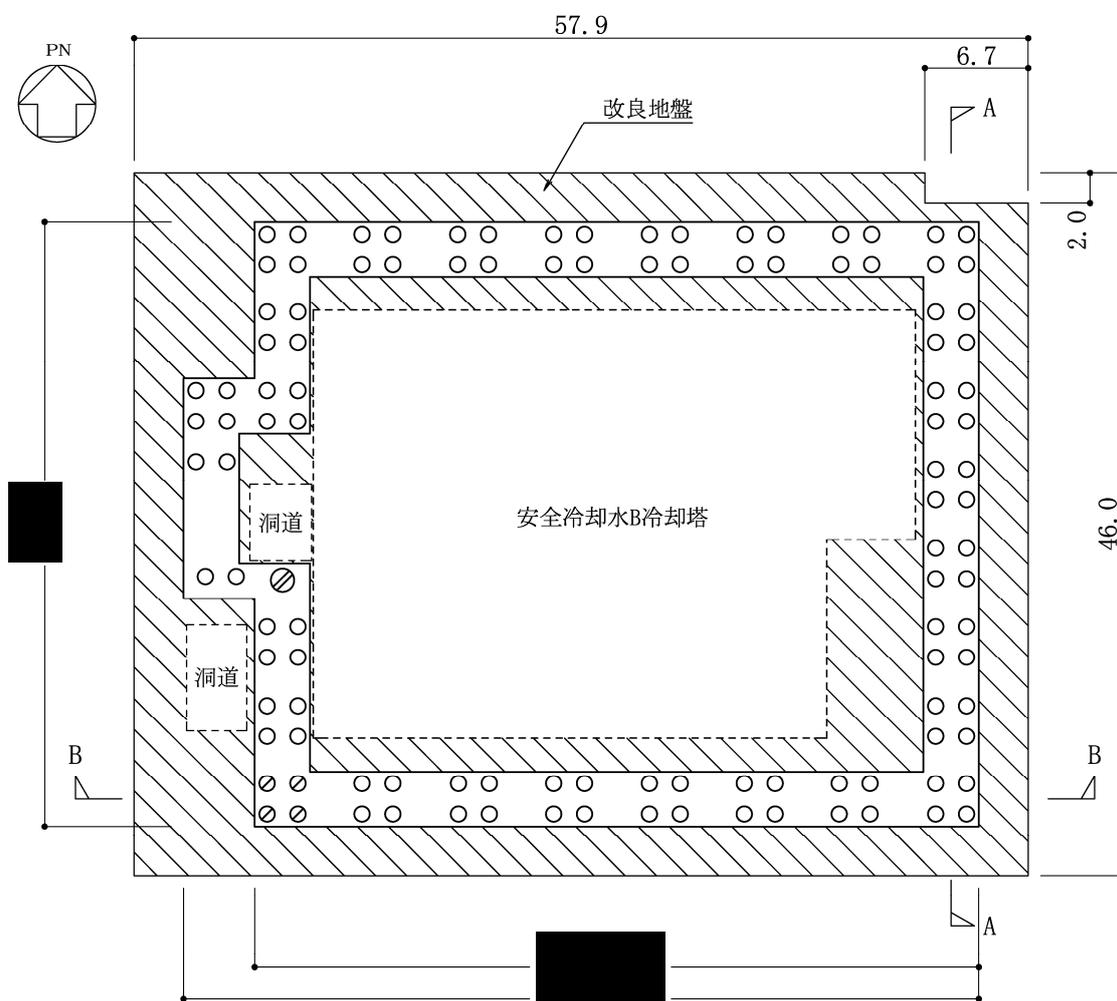
本資料は、安全冷却水B 冷却塔飛来物防護ネット架構(以下、「本施設」という。)の耐震評価における基礎の設計について補足説明するものである。

なお、基礎は、全体計画を行うにあたり以下の条件を考慮して計画した。

- 高剛性基礎
- 柱1か所当たりの杭本数の計画
- 杭の総本数の設定
- 柱脚の形式

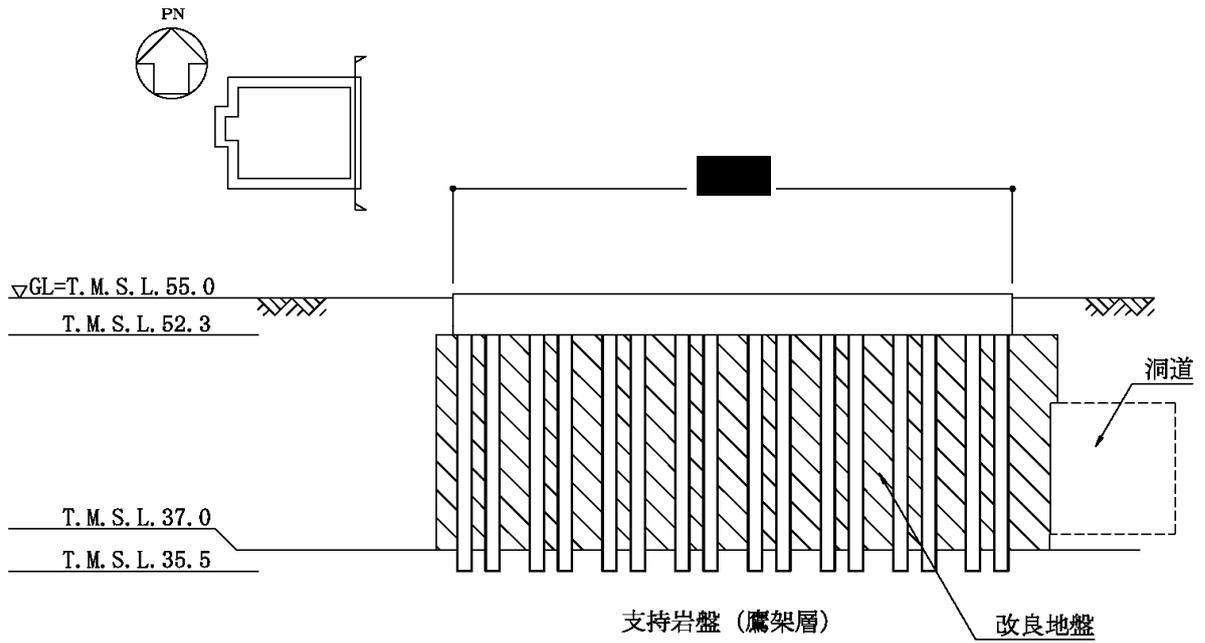
第1-1表 杭リスト

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

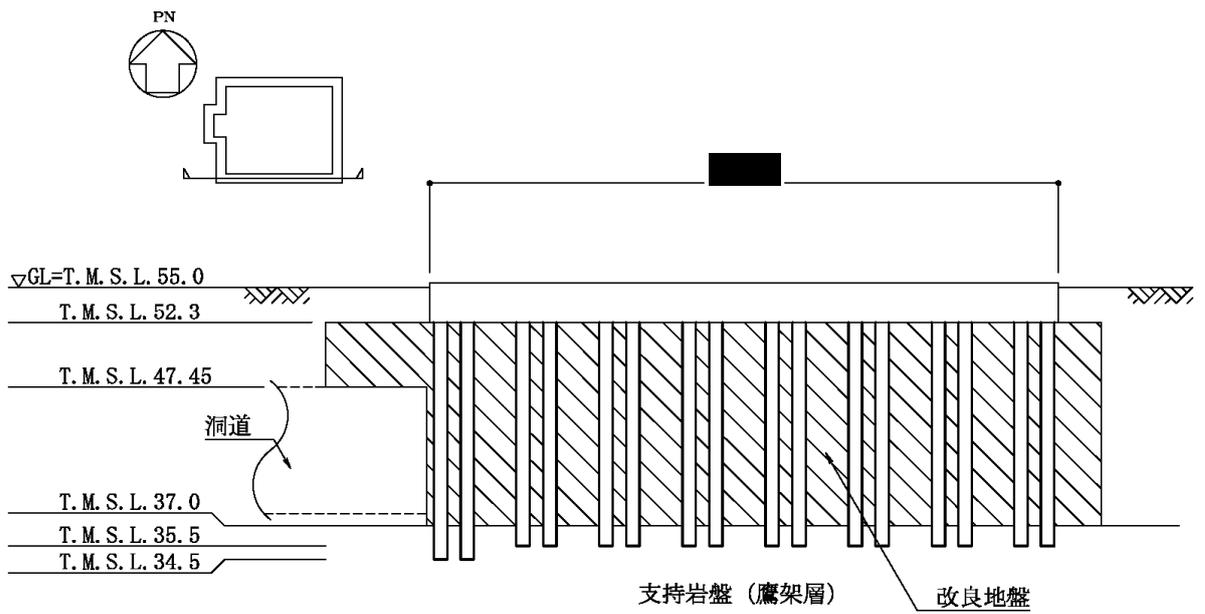


注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第1-1図 基礎・杭配置図 (単位：m)



A-A 断面图 (NS 方向)



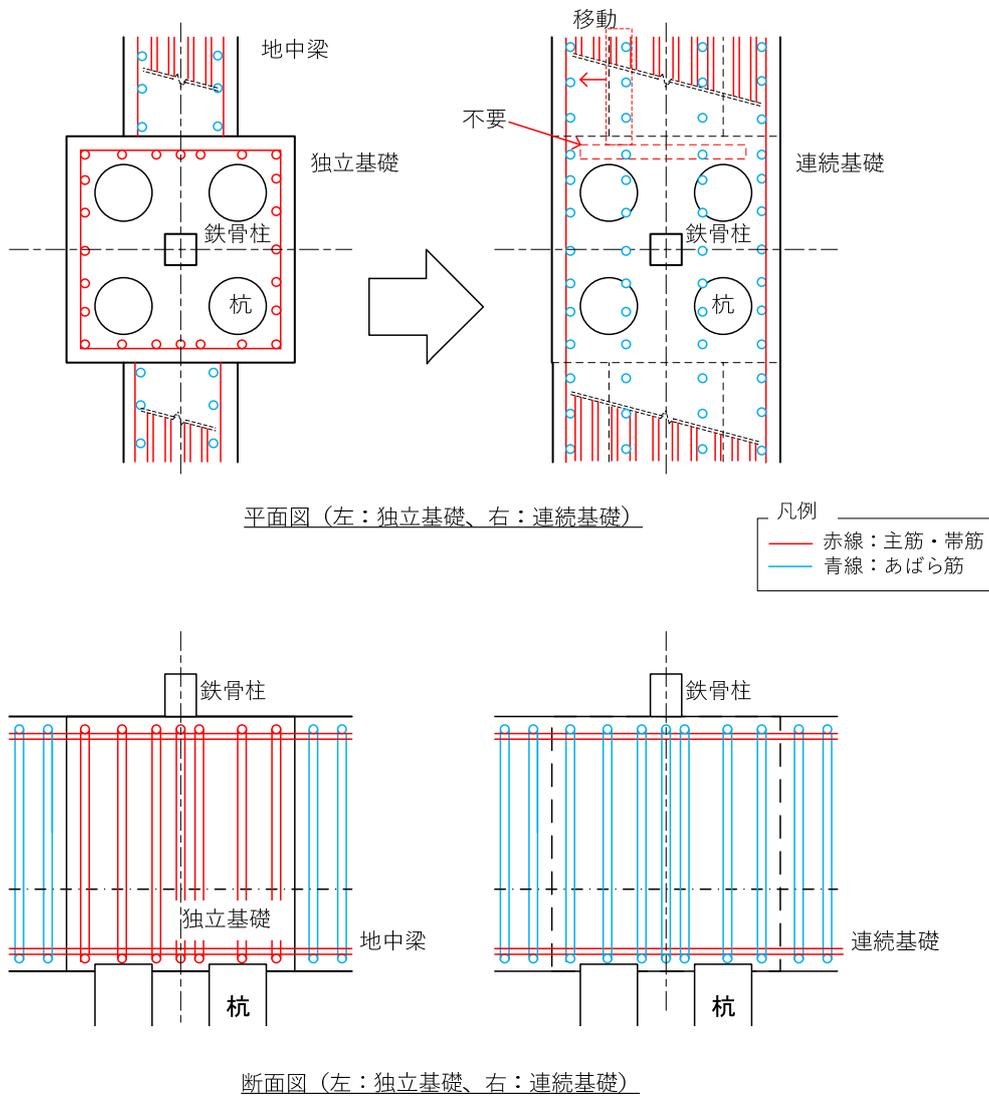
B-B 断面图 (EW 方向)

第 1-2 图 躯体形状图 (单位: m)

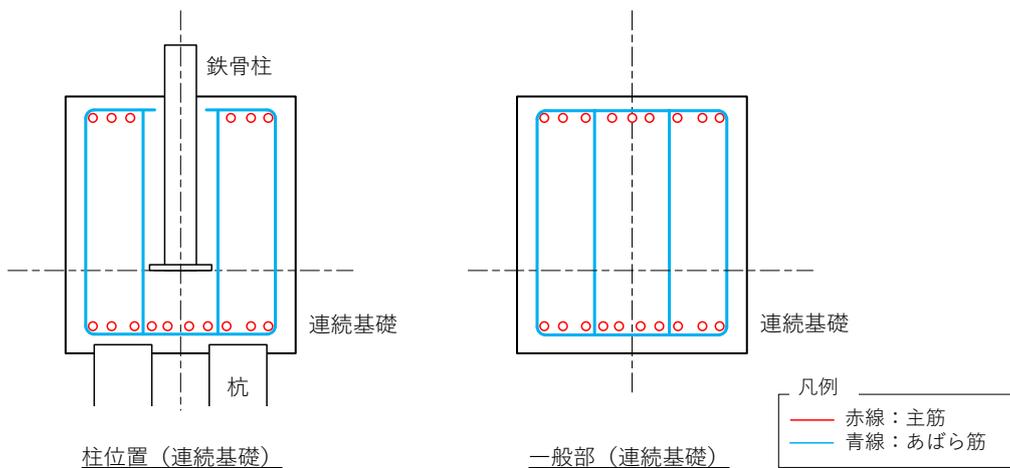
(1) 高剛性基礎

本施設は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから架構の平面計画が口型をしており、基礎の平面的な剛性を十分確保するため、基礎幅を大きくすることで強固な構造体とした。下図に示す左側が一般的な基礎形式である。鉄骨柱と杭を囲むように基礎があり、基礎と基礎を結ぶように地中梁が配置される。上部架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは基礎配筋を通じて杭に応力が伝わりと同時に地中梁にも荷重が伝わるようになっている。

本施設の評価においては地震力が大きいため、第1-3図の右側に示す通り地中梁を横に拡大し、基礎と一体化している（連続基礎）。



第1-3図 基礎配筋例 (平面図, 長辺方向断面図)

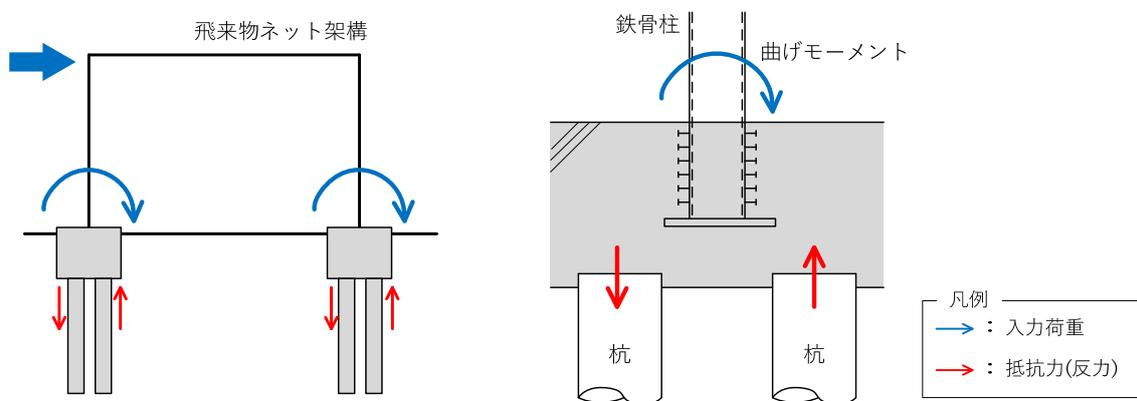


第 1-4 図 基礎配筋例 (短辺方向断面図)

(2) 柱 1 か所当たりの杭本数の計画

柱 1 か所の杭計画は加力に直交する柱を基に計画した。加力方向に直交する基礎の杭は、上部架構の柱に発生する曲げモーメントを杭に流す必要がある。加力に平行な部位は地中梁があるため曲げに対して強固であるが、直交する側は注意する必要がある。上部の曲げをスムーズに下部に流すために杭を複数本配置し、曲げに抵抗することにした。そのため柱中心から離れた部位に杭を設置する計画とした。下図に示すように上部架構の柱に発生する曲げモーメントを両側に設置された杭の軸力に変換している。

そのため柱 1 か所当たりの杭の大きさは直径 1 m 程度とし本数は偶数本とした。

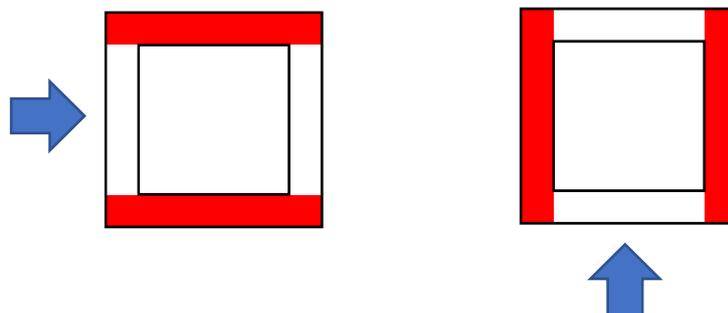


第 1-5 図 加力方向に直交する曲げモーメントの伝達

(3) 杭の総本数の設定

杭本数の計画では，上部架構の剛性が両側の辺の部分にかたよるため，加力方向に平行な地中梁に配置される杭本数で設計する。

以下に本施設の平面イメージを示す。



第 1-6 図 荷重を負担する杭位置の平面イメージ

基礎を強固な計画としているが，上部架構は加力方向に平行なブレースの荷重負担が大きくそのまま基礎まで力が流れる。そこで，基本計画時は地震入力に平行な基礎に設置される杭で荷重を負担することを前提に杭本数を設定した。青⇒の加力に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。つまり，上部架構から生じるせん断力に対して，杭の総本数の 1/2 で杭本数を計画している。基本計画時に必要な赤部分の本数を柱本数で除したところ 1 か所当たり約 3.4 本となったため偶数本数の 4 本としている。

なお，実際は基礎を FEM でモデル化するなどして実際の基礎の剛性を介した応力の配分がなされるため，余裕を有する本数設定となっている。

(4) 柱脚の形式

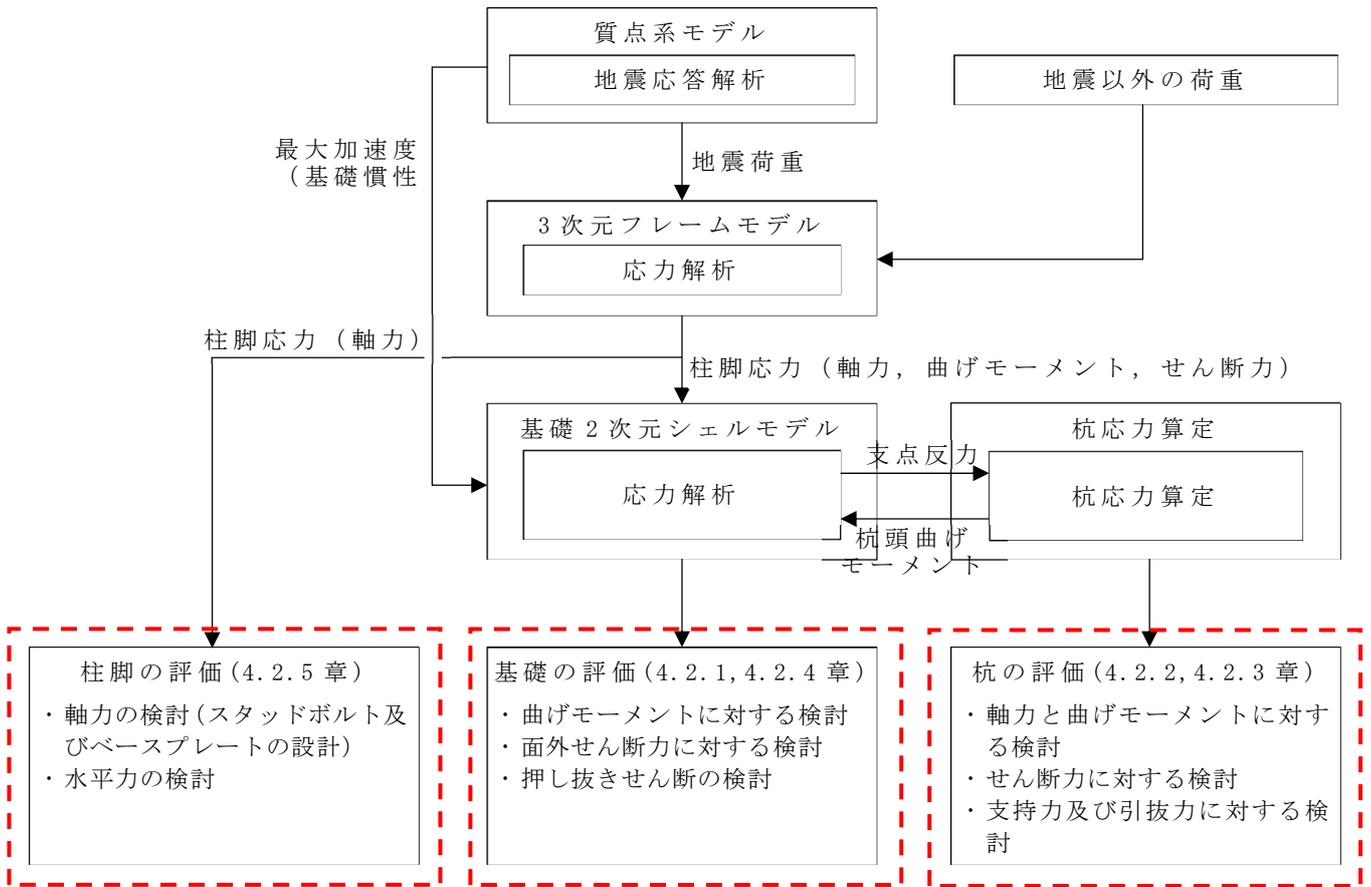
柱脚は，設計飛来物のアンカーボルトに対する衝突を考慮し，露出基礎ではなく，完全埋設柱脚とする。これはアンカーボルトに対する衝突評価を省略するための処置である。

2. 構造評価の考え方

2.1 方針

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎を介して杭に伝達する。ここでは応力伝達の過程に沿うように、基礎及び杭の評価の考え方を明記する。

基礎設計のフロー図を第2-1図に示す。



※ 赤破線の項目を本資料で記載

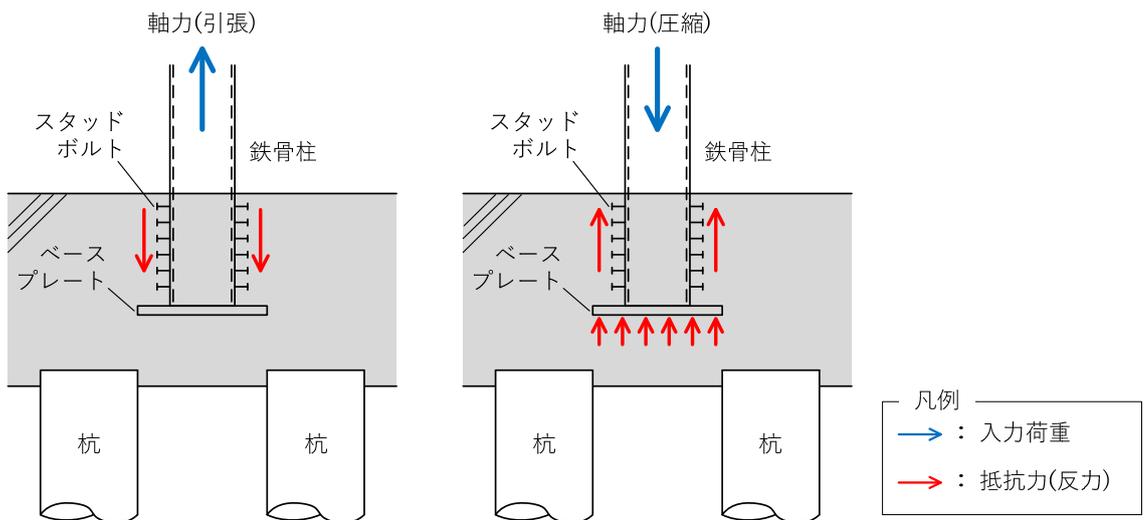
第2-1図 基礎設計のフロー図

2.2 上部架構から基礎への軸力の伝達

上部架構から基礎へ軸力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。

検討結果は「4.2.5 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(引張)は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(圧縮)は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚で生じる軸力が、スタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの曲げ耐力以下であることを確認する。
- ・ Ss 地震に対する評価におけるスタッドボルト及びベースプレートの耐力は、終局時の耐力を使用する。



第2-2図 上部架構から基礎への軸力の伝達

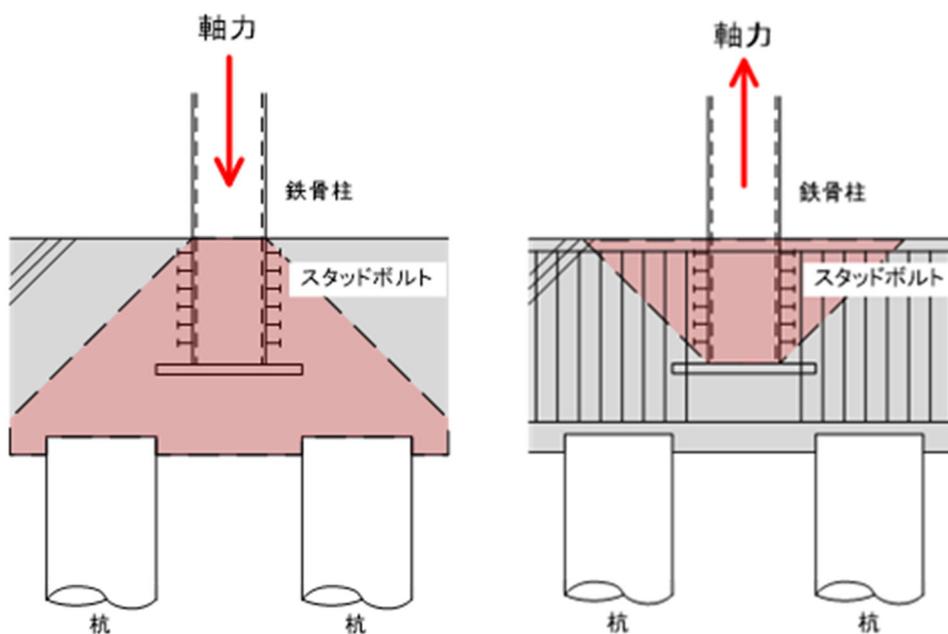
- 鉄骨柱からの軸力に対し，コンクリート部の引抜きまたは押し抜きせん断に対する評価は，以下の理由により不要である。

(a) 圧縮軸力について

柱から圧縮を受けた場合は 45 度の広がりをもって軸力が伝わるが，45 度の広がり範囲の中に杭が計画されているため押し抜き破壊は生じないで杭に対する軸力で力は伝わる。

(b) 引張軸力について

柱に引張軸力が生じる場合は梁の上側にコンクリートのコーン状破壊が生じる。コーン状破壊が生じる破壊線をまたぐように梁のあばら筋が十分にある。



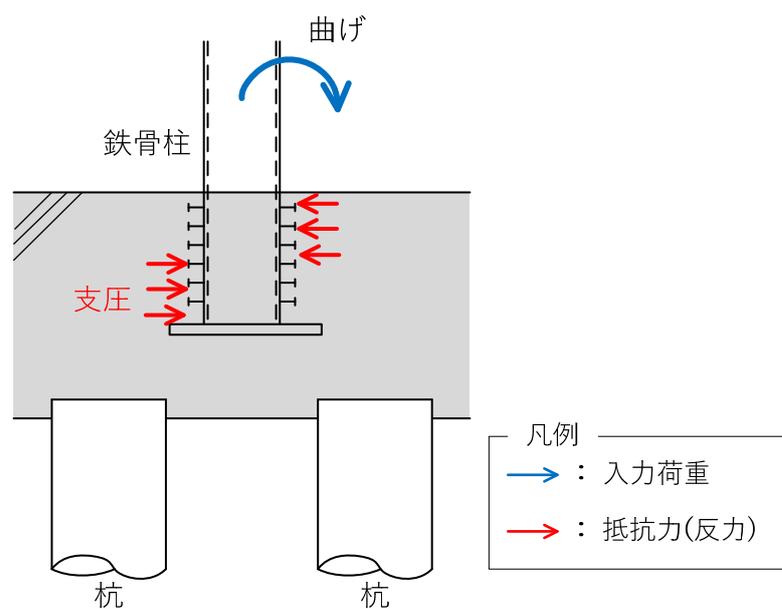
第 2-3 図 コンクリートのコーン状破壊

2.3 上部架構から基礎への水平力の伝達

上部架構から基礎へ水平力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。

検討結果は「4.2.5 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 基礎コンクリートの支圧耐力が、鉄骨柱の終局時支圧を上回ることを確認する。このことより、鉄骨柱の検定値が 1.0 以下であれば、基礎コンクリートも 1.0 以下であると言える。
- ・ 鉄骨柱の終局時支圧は、崩壊メカニズム時を想定した数値とし、柱の全塑性曲げモーメントを用いて計算する。
- ・ 計算手法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠する。
- ・ 水平力により鉄骨柱埋込部の側面に作用する支圧が、コンクリートの支圧耐力以下であることを確認する。



第 2-4 図 上部架構から基礎への水平力の伝達

2.4 基礎から杭への応力伝達

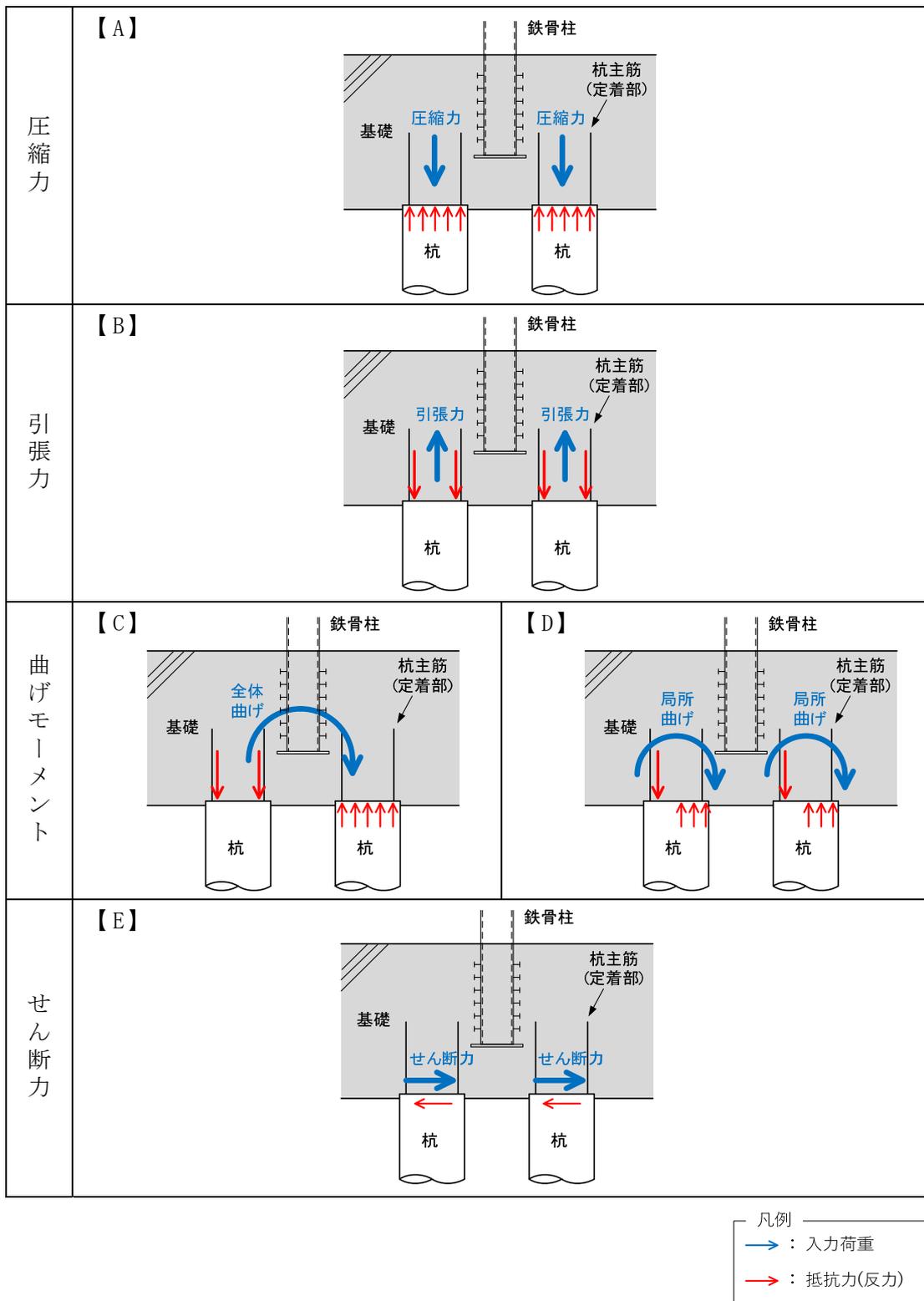
基礎から杭への応力伝達については、以下のように考える。

- ・ 基礎から杭に伝達する圧縮力は、杭のコンクリート断面で負担する。
(第2-5図【A】参照)
- ・ 基礎から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する。(第2-5図【B】参照)
- ・ 基礎の曲げモーメントは、中立軸を境に圧縮力/引張力に分かれて杭に伝達する。(第2-5図【C】及び【D】参照)
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎に必要長さを確保して定着させることで、問題なく応力伝達する。(第2-5図【C】及び【D】参照)
- ・ 基礎のせん断力は、基礎のコンクリートが目荒らしした杭頂部に打設されること、杭主筋の定着により杭と基礎が一体であると考えられることから、杭に問題なく伝達される。(第2-5図【E】参照)
- ・ 杭は、基礎との接続方法によっては補強筋が必要となる場合がある。本施設の杭は、主筋を基礎に定着させる方法であるため、はしあきが小さい場合でも補強筋を必要としない。(第2-6図参照)

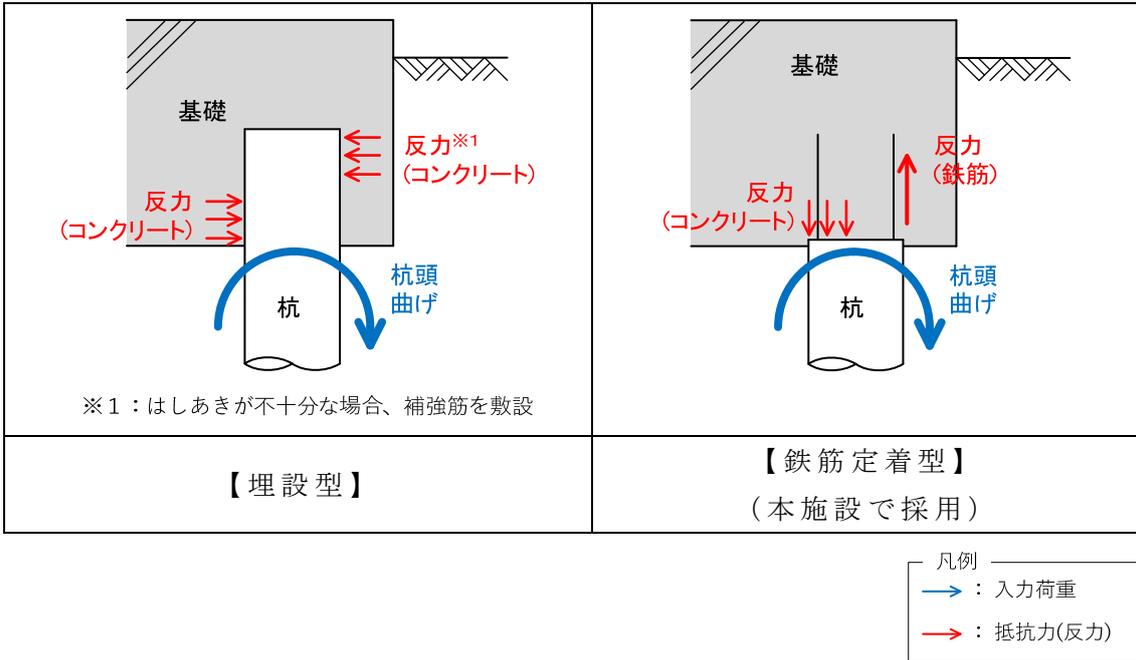
基礎から伝達した応力に対して、杭の評価として以下の検討を行う。

検討結果は「4.2.2 杭の評価」に示す。

- ・ コンクリート丸柱の設計と同様の手法により、「軸力+曲げ」の組合せに対する検討を行う。
- ・ せん断力に対する検討を行う。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。



第 2 - 5 図 基礎から杭への応力伝達



第 2 - 6 図 はしあきが小さい基礎と杭の応力伝達

2.5 杭から地盤への応力伝達

最終的に、杭から地盤への応力伝達にあたって、杭支持力について以下のように評価する。

評価結果は「4.2.3 支持力等の評価」に示す。

- ・ 支持力は、杭先端支持力と周面摩擦力を考慮する。
- ・ 引抜抵抗力は、周面摩擦力と杭の自重を考慮する。
- ・ 単杭の場合と群杭の場合、両方の条件に対して検討する。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。

2.6 基礎の評価

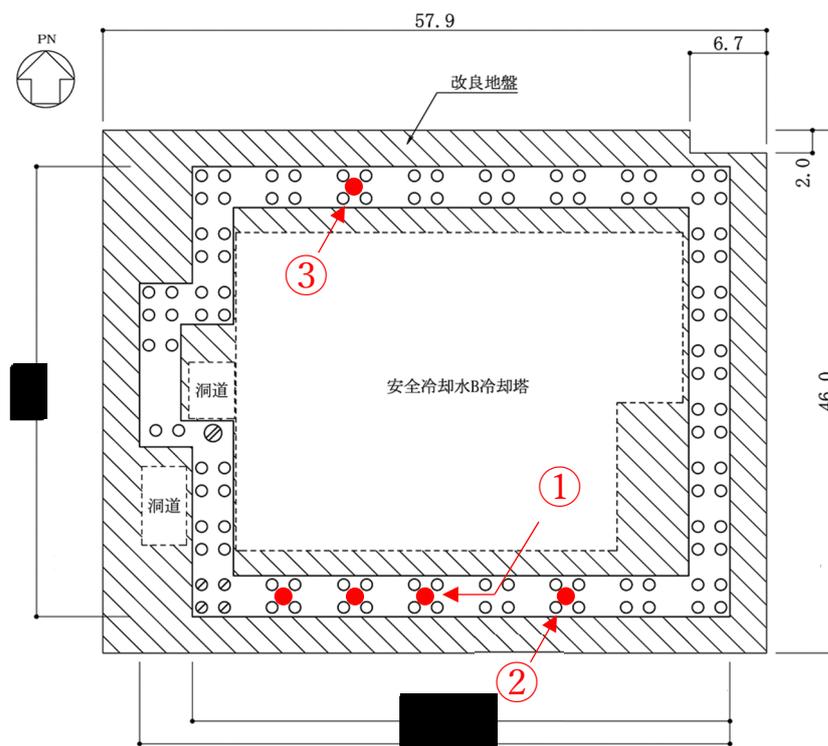
基礎の評価では、前述の上部架構から伝達された応力、杭頭で生じる曲げモーメント、基礎の慣性力を考慮する。

評価結果は「4.2.1 基礎の評価」に示す。

部材評価は、以下の通り。

- ・ 曲げモーメントに対する検討を行う。
- ・ 面外せん断力に対する検討を行う。

3. 工事写真



工事写真	① アンカーフレーム 設置状況
<p>施工順序：①→②→③</p>	
<p>② ゼロ節足元 建方状況</p>	<p>③ ゼロ節柱脚周辺 配筋状況</p>
	

4. 構造評価

4.1 基礎及び杭の評価方法

4.1.1 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。基準地震動 S_s 時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

基準地震動 S_s 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み合わせ評価する。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、引拔力が、「基礎指針」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

4.1.2 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4-1表に示す。

第4-1表 飛来物防護ネット基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物の自重
積雪荷重(L _s)	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(S _s)	地盤物性のばらつきを考慮した地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・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 <ul style="list-style-type: none"> ・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4-2表及び第4-3表に示す。

第4-2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)	47230	46810
P1, P1A (kN/本)	410	407
P2 (kN/本)	1320	1308

第4-3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)	1580	2805
P2 (kN/本)	1259	4377

4.1.3 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4-4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4-4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	$DL + SL \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm WL$

4.1.4 許容限界

飛来物防護ネット基礎の許容限界は、第4-5表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第4-6表に、鉄筋の降伏強度を第4-7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、「4.1.5.2 杭の評価法」にて示す。

第4-5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 S _s	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4-6表 コンクリートの圧縮強度

部位	圧縮強度 (N/mm ²)
基礎 (F _c =24 N/mm ²)	24.0
杭 (F _c =27 N/mm ²)	27.0

第4-7表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

4.1.5 評価方法

4.1.5.1 基礎の評価法

基礎は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施し、得られた応力に対し部材評価する。解析コードは、「midas iGen(ver.845)」を用いる。

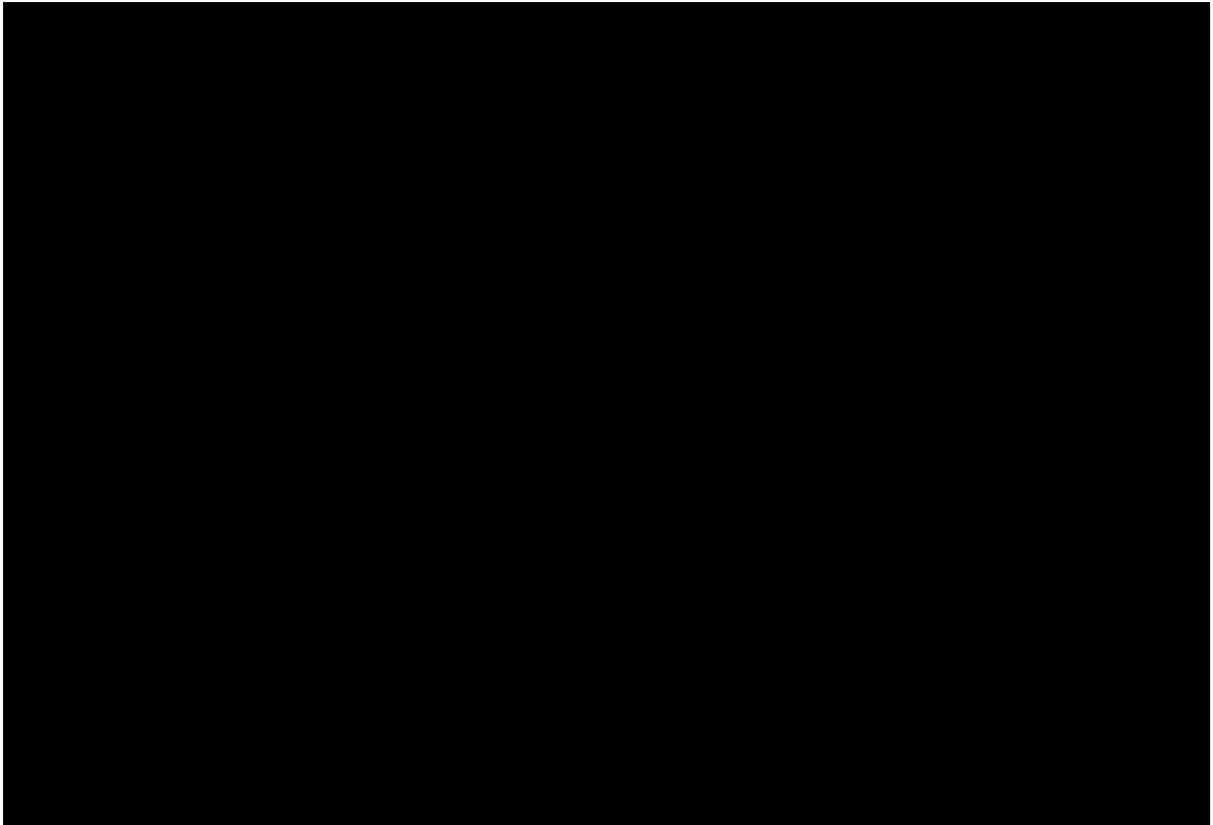
(1) 応力解析モデル

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4-8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4-1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，杭位置の節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4-8表 コンクリートの物性値

設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	ポアソン比 (ν)
24	2.27×10^4	0.2

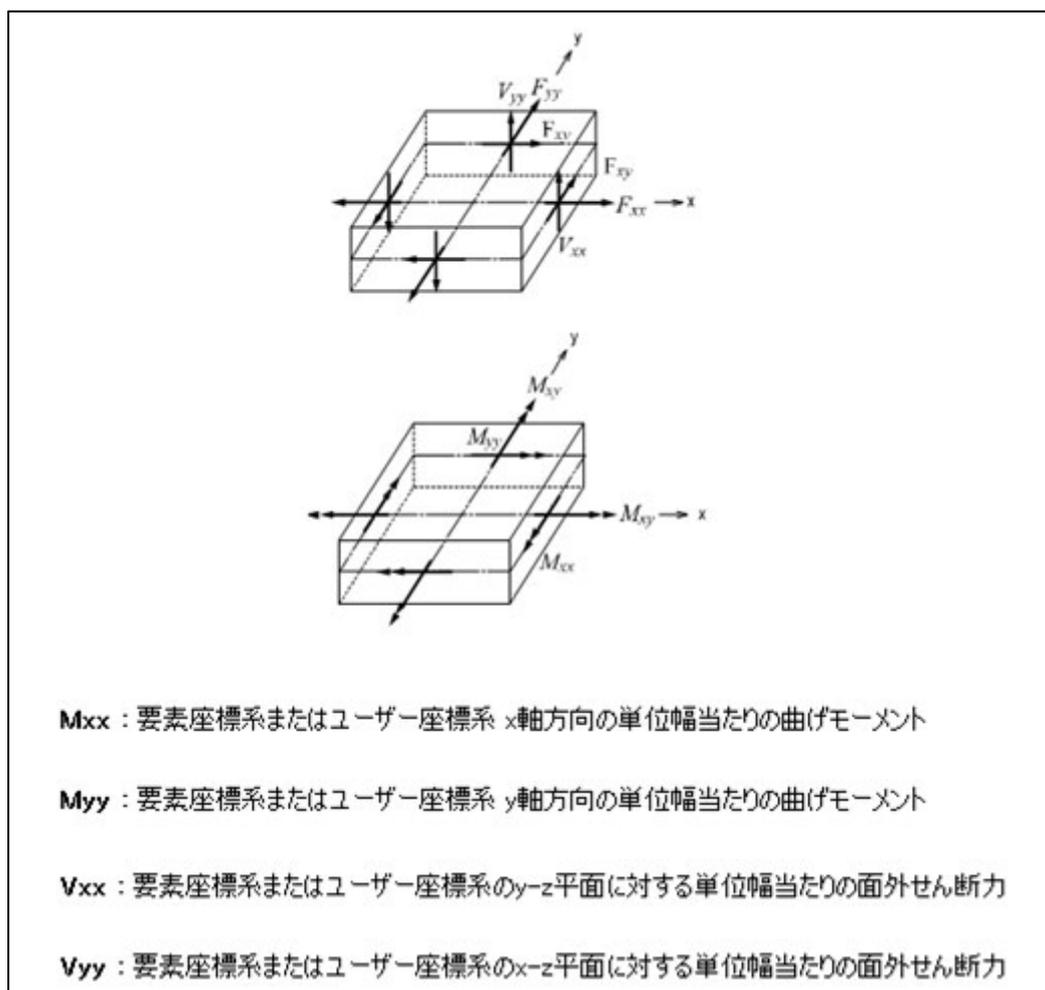


第4-1図 解析モデル (単位: mm)

(2) 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 4-2 図に示す。また、本計算書内で使用している応力記号との対応表を第 4-9 表に示す。

解析結果の応力図(曲げモーメント・面外せん断力)を第 4-3 図～第 4-6 図に示す。



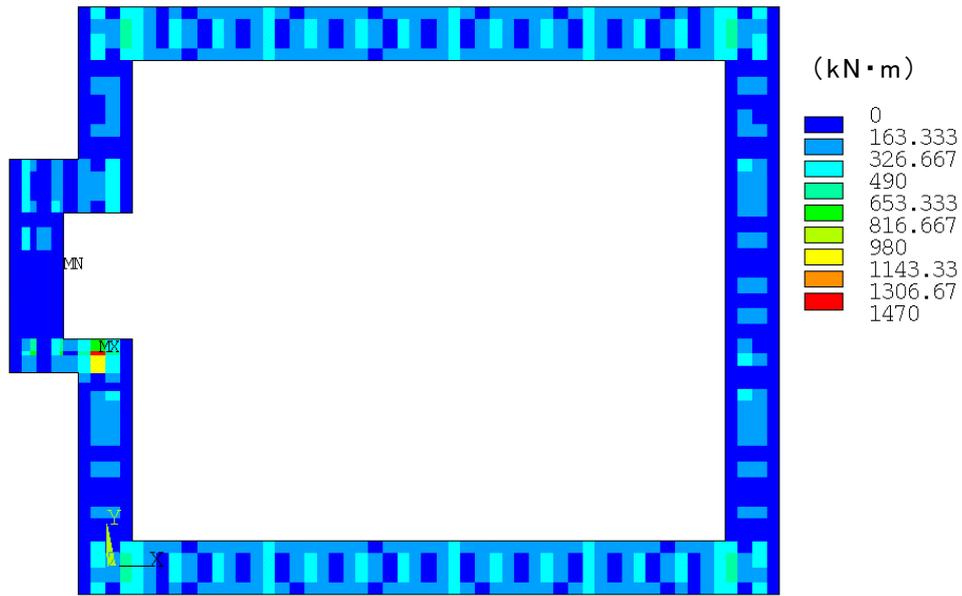
第 4-2 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

第 4-9 表 本計算書と MIDAS の応力記号対応一覧

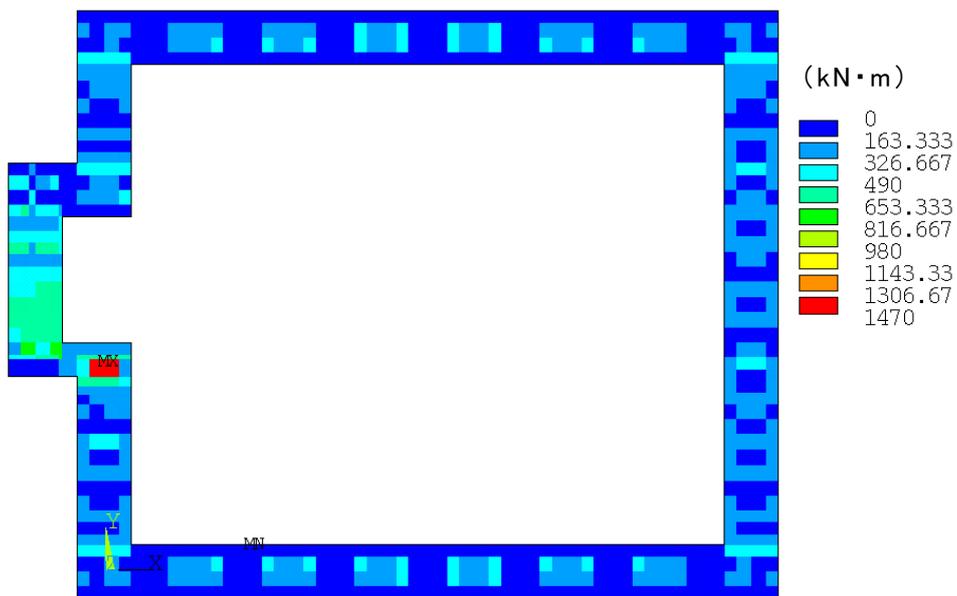
	計算書内の 記号	MIDAS 上の記 号
x 軸方向の単位幅当たりの曲げモー メント	M_x	M_{xx}
y 軸方向の単位幅当たりの曲げモー メント	M_y	M_{yy}
y-z 平面に対する単位幅当たりの面 外せん断力	Q_x	V_{xx}
x-z 平面に対する単位幅当たりの面 外せん断力	Q_y	V_{yy}

※ 解析モデルの要素座標系とユーザー座標系（全体直交座標系）は一致する。

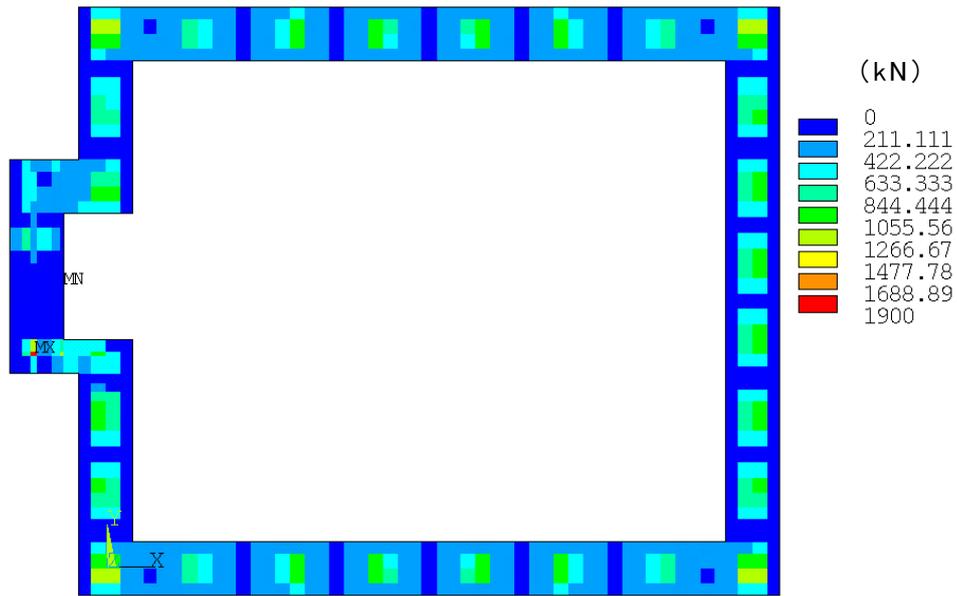
※ 応力記号の添え字は，地震方向を示す。（x：EW 方向，y：NS 方向，z：鉛直方向）



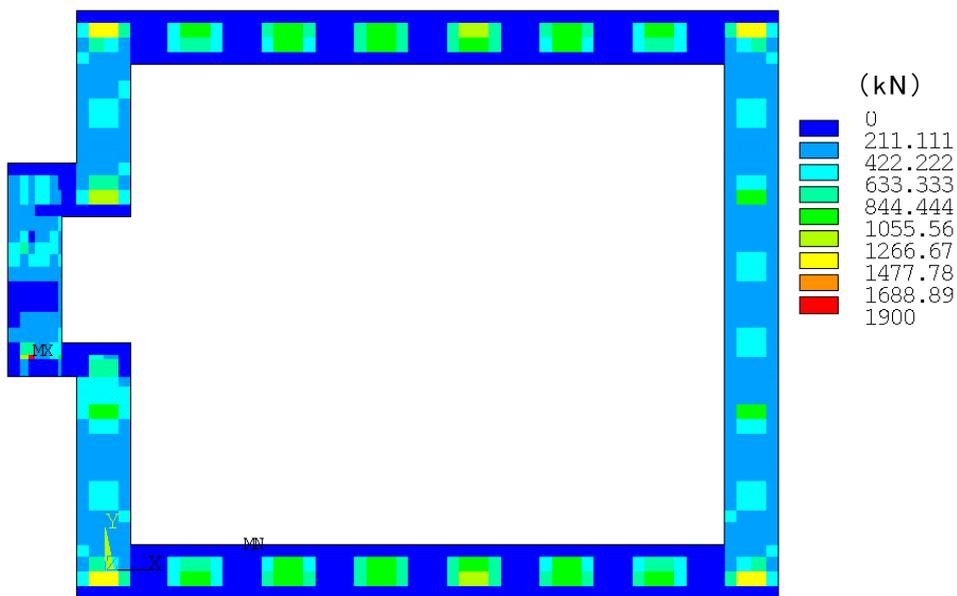
第 4 - 3 図 曲げモーメント図 (包絡 M_x)



第 4 - 4 図 曲げモーメント図 (包絡 M_y)



第 4 - 5 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 4 - 6 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

(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。

$$M \leq M_u$$

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

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

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

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

σ_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

σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度

σ_0 : 平均軸方向応力度

b : 部材幅

j : 応力中心間距離

4.1.5.2 杭の評価法

(1) 応力計算

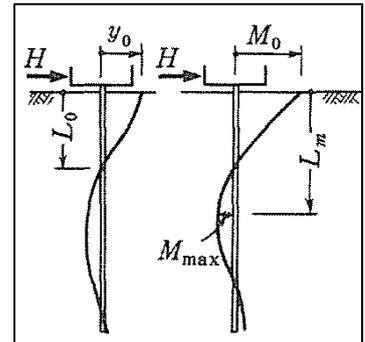
杭応力は、各杭に発生する支持力、引抜き及び杭頭せん断力をFEMモデルの支点反力に基づき計算する。また、「基礎指針」に基づき、杭頭曲げモーメント (M_0) を下式により評価する。杭の評価にあたっては、第4-10表に示す物性値を考慮する。

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

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

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

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



ここで、

H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

β : 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)

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

ξ : 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)

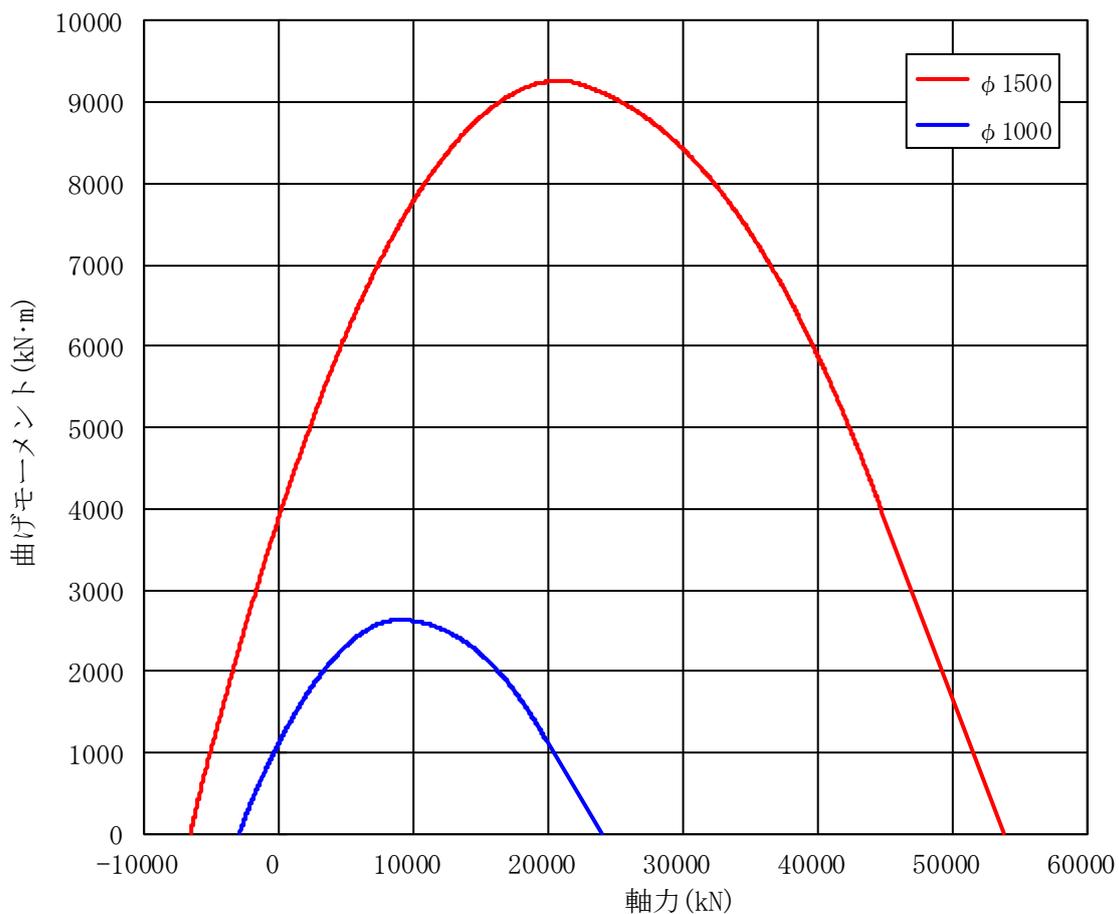
第4-10表 杭の物性値

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度 (N/mm ²)	27	27
比重 (N/mm ³)	23	23
ヤング係数 (N/mm ²)	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4-7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4-7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
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- σ_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

τ_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

τ_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

ϕ : 杭の周長

b. 引抜力に対する評価

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

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

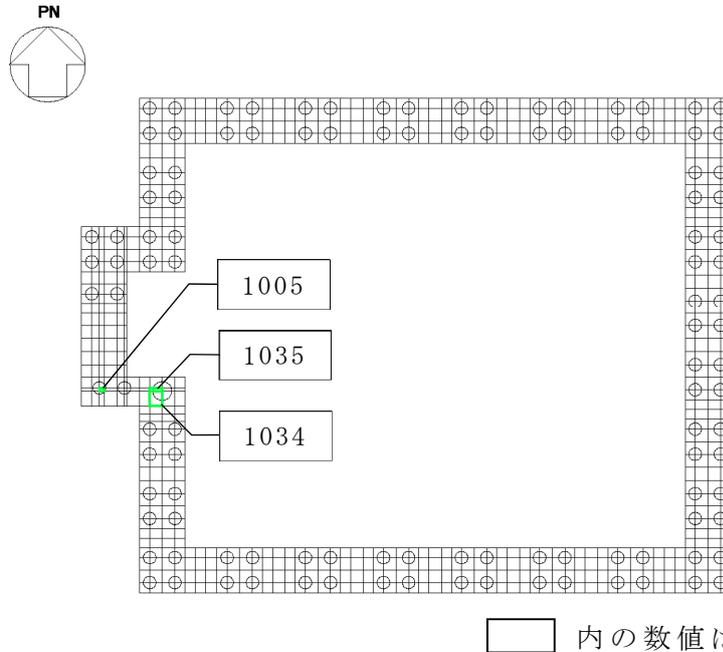
ここで、

- N_{\min} : 最小軸力
 R_{TR} : 許容限界（残留引抜抵抗力）
 τ_{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。
 τ_{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
 ϕ : 杭の周長
 W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

4.2 評価結果

4.2.1 基礎の評価

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第4-8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、基準地震動 S_s 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（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	1391	4965	0.281	OK
EW	1035	1469	5948	0.247	OK

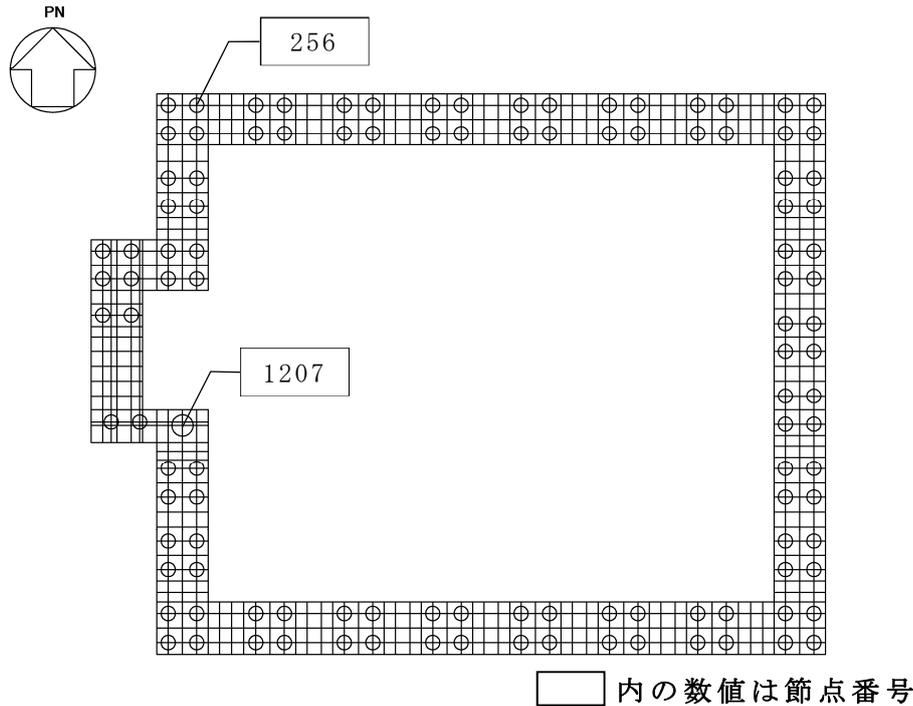
(b) 面外せん断力に対する評価

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	1005	1814	3955	0.459	OK
EW	1005	1898	4171	0.456	OK

4.2.2 杭の評価

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第 4-9 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 4-10 図に、杭のモーメント図を第 4-11 図に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 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 4-9 図 最大検定値発生位置（杭応力）

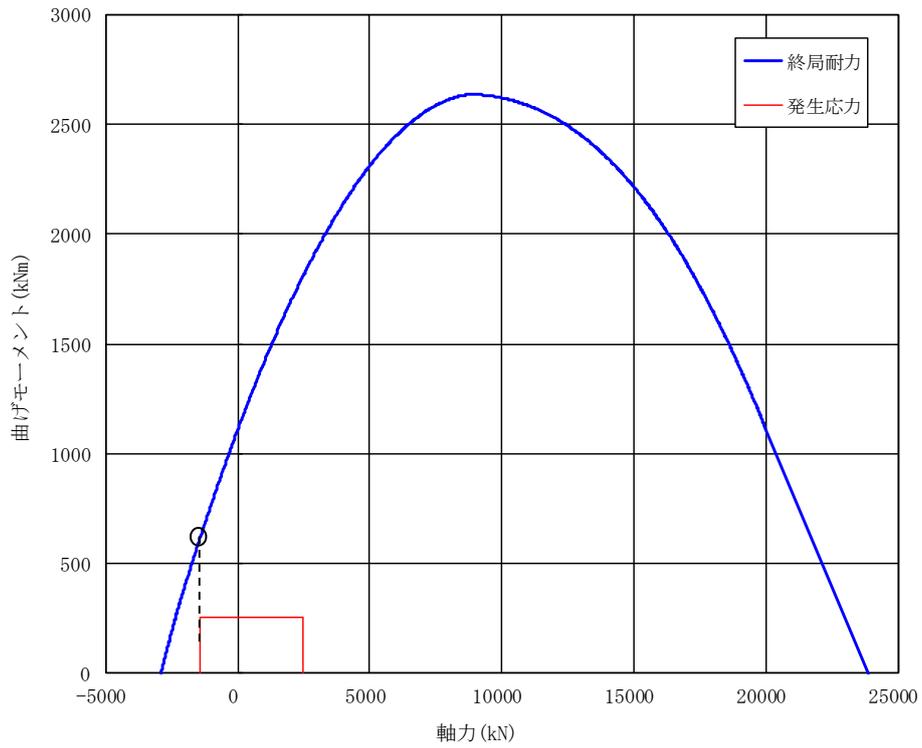
第 4-12 表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

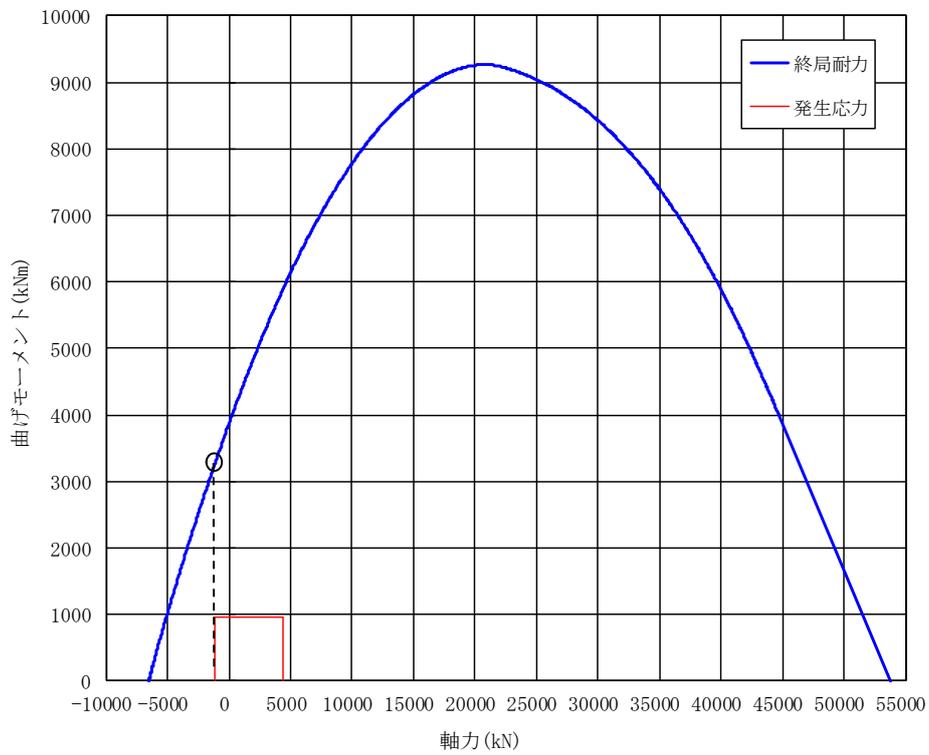
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	256	255	557	0.458	OK
P2	1207	951	3220	0.296	OK

(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	256	513	2046	0.251	OK
P2	1207	1650	5192	0.318	OK

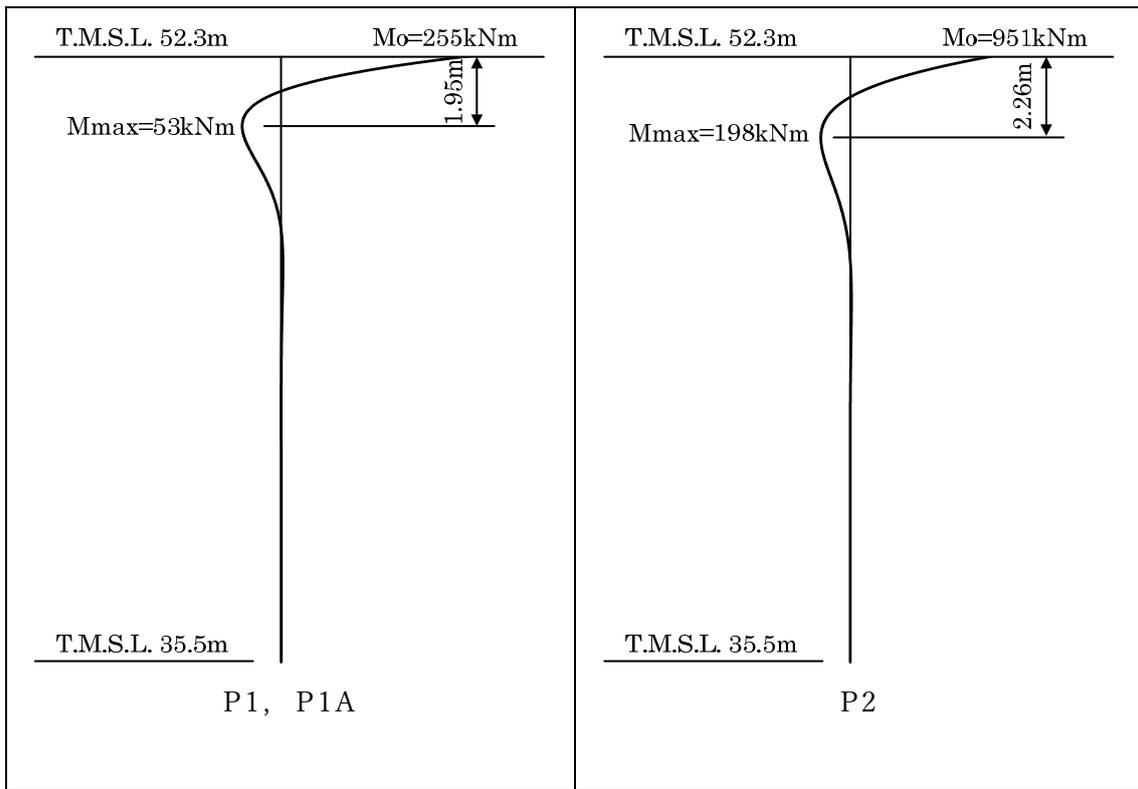


(P1, P1A)



(P2)

第4-10図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

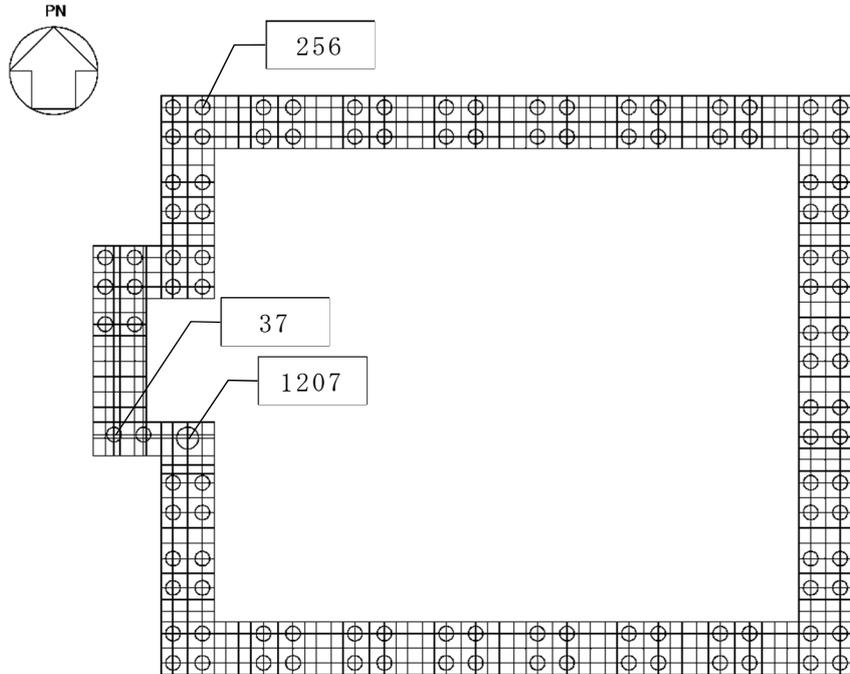


第 4 - 11 図 杭モーメント図 (最大値発生位置確認)

4.2.3 支持力等の評価

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第 4-12 図に、支持力及び引拔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、基準地震動 S_s 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。



□ 内の数値は節点番号

第 4-12 図 最大検定値発生位置（支持力及び引拔力）

第 4-13 表 支持力及び引拔力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値 (kN)			検定比*2	判定
	杭種	節点番号	軸力*1 (kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面		
支持力	P1, P1A	37	2805	3927	8708	12635	0.223 (0.715)	OK
	P2	1207	4377	8836	13063	21898	0.200 (0.496)	OK
引拔力	P1, P1A	256	-1580	—	7297	7297	0.217	OK
	P2	1207	-1259	—	11085	11085	0.114	OK

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

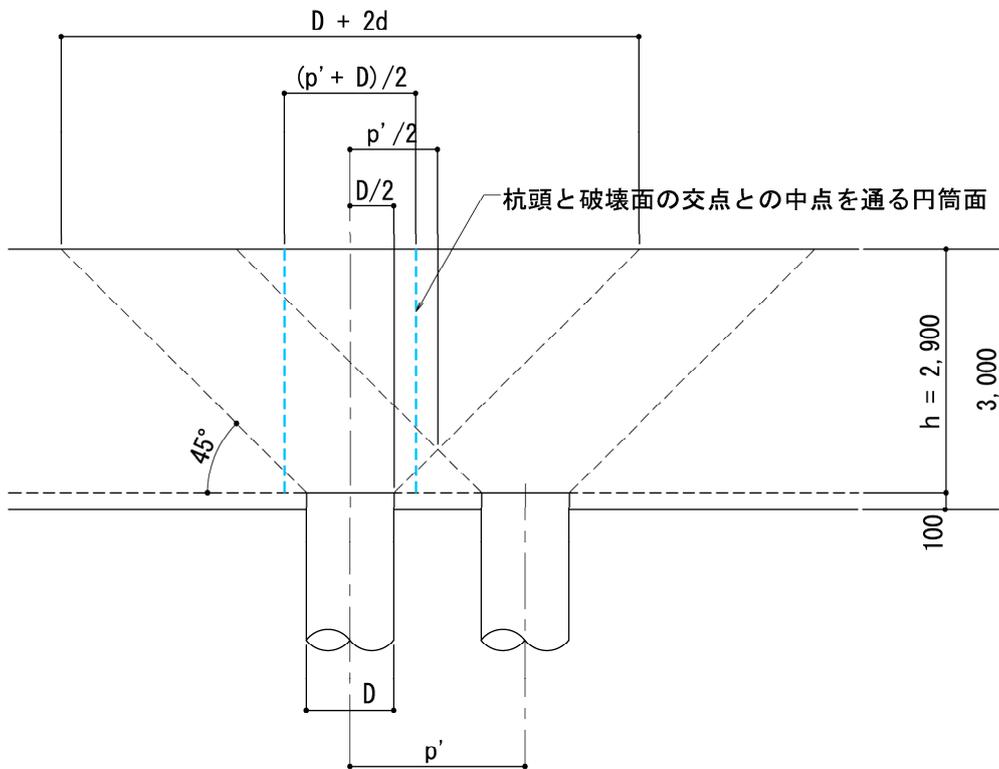
*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

4.2.4 基礎の押し抜きせん断の評価

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット基礎の健全性を確認するために、Ss地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭せん断力を用い、基礎の鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。

(1) 評価条件

杭頭は基礎と剛接合する。第4-13図に杭頭部構造図を示す。Ss地震時に杭に作用する第4-14表の荷重に対して、「RC規準」に基づき、隣接する杭の影響を考慮した鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第4-13図 杭頭部構造図

第4-14表 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	鉛直力 (押し抜き) P (kN)
P1, P1A	2805
P2	4377

(2) 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第4-13図の図中水色の破線部の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第4-15表に示す。

$$\tau_v = P/(b'_0 \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b'_0 = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

ここで、

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

b'_0 : 杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面の周長

p' : 隣接する杭との中心間距離 (P1(P1A) : 2000mm, P2 : 3000mm)

D : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎の有効厚さ (2900mm)

τ_a : 許容押し抜きせん断応力度=1.09N/mm²

但し、はしあきが小さいP2については、第4-14図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

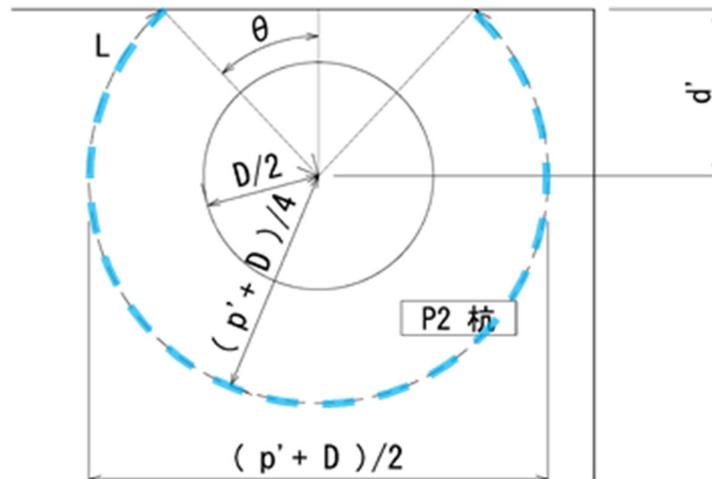
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

$$d' = 1100\text{mm}$$

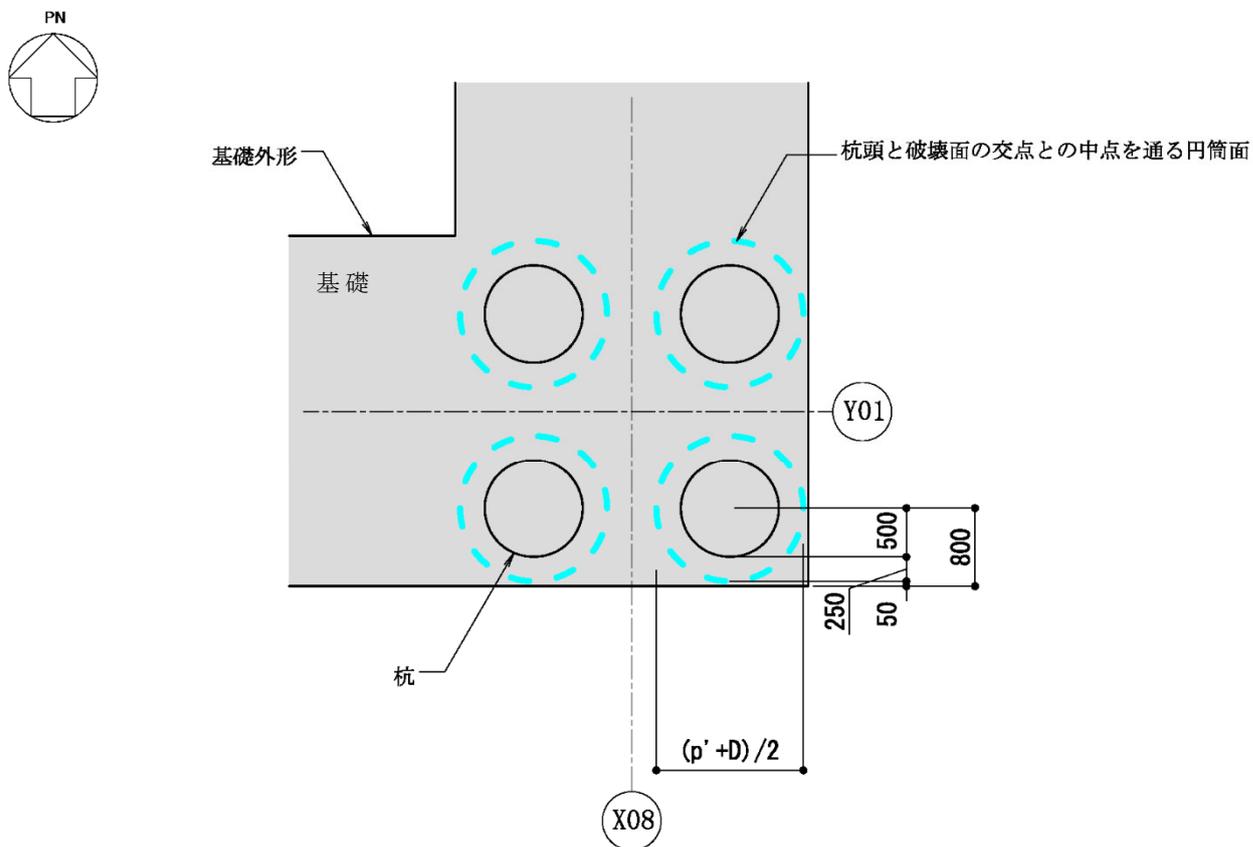
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{d'}{(p' + D)/4} \right) = 12.1^\circ$$



第4-14図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1 及び P1A は，第 4-15 図に示すように耐力を想定する円筒面の位置が，はしあき位置よりも内側であることから，P2 のような有効領域の低減は不要である。。



第 4-15 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

第 4-15 表 鉛直押し抜きせん断に対する評価

検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き 力 P (kN)	押し抜き せん断応力 度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
P1, P1A	2805	0.206	1.09	0.19
P2	4377	0.229	1.09	0.22

4.2.5 埋込柱脚部の評価

埋込柱脚部の評価について、以下に示す。

4.2.5.1 応力解析結果

応力解析（Ss ばらつき+風）柱脚応力の最大値を第4-16表に示す。

第4-16表 応力解析（Ss ばらつき+風）柱脚応力の最大値

要素	断面	部材種類	引張軸力 (kN)	圧縮軸力 (kN)	せん断-y (kN)	せん断-z (kN)	曲げ-y (kN*m)	曲げ-z (kN*m)
101	105	C3	3655.35	-4482.32	272.74	1666.18	1061.75	1061.00
102	102	C2	1317.31	-2720.03	2183.24	159.95	1015.80	1054.63
103	102	C2	1669.45	-3208.82	220.86	200.48	1149.74	907.97
104	102	C2	1324.22	-3059.92	195.08	199.68	1164.97	833.63
105	102	C2	1428.28	-3289.49	2125.58	193.50	1164.05	910.72
106	102	C2	1670.85	-3223.11	246.76	202.91	1147.97	974.74
107	102	C2	1385.36	-2840.86	2206.19	167.82	1009.75	1113.26
108	105	C3	3635.89	-4541.62	294.22	1655.74	1030.83	1116.51
109	101	C1	480.54	-1409.16	146.50	321.66	1128.69	921.59
110	101	C1	488.44	-1424.64	147.74	309.81	1095.13	918.62
111	101	C1	1170.18	-2450.69	68.16	1747.93	1214.00	627.78
112	101	C1	1423.72	-2713.07	163.77	1726.64	1165.64	1007.12
113	111	C11	868.59	-1129.86	784.31	97.73	261.24	82.66
114	106	C4	848.29	-2824.33	221.56	371.62	1241.33	306.48
115	101	C1	563.85	-1817.97	158.92	333.13	1171.09	1005.21
116	111	C11	127.03	-417.11	99.14	87.99	230.81	179.64
117	101	C1	563.88	-1840.19	159.16	331.42	1168.45	1005.23
118	111	C11	845.53	-1086.12	752.02	98.38	262.56	84.48
119	106	C4	1529.83	-3705.17	222.96	1753.91	1215.31	316.22
120	101	C1	1438.80	-2713.98	164.01	1725.22	1163.85	1006.47
121	101	C1	480.96	-1443.54	85.14	324.03	1130.87	650.56
122	101	C1	487.04	-1419.75	147.11	308.28	1093.19	917.11
123	105	C3	3661.65	-4480.75	272.72	1669.58	1065.75	1060.22
124	102	C2	1322.89	-2753.43	2182.58	159.23	1008.51	1052.08
125	102	C2	1676.78	-3223.33	220.19	199.48	1143.12	905.16
126	102	C2	1321.06	-3056.15	194.32	198.94	1159.67	830.55
127	102	C2	1424.76	-3286.72	2124.75	192.70	1159.67	907.48
128	102	C2	1672.81	-3211.81	245.90	198.74	1144.56	971.41
129	102	C2	1356.16	-2753.47	2205.20	157.28	1007.89	1109.65
130	105	C3	3657.41	-4491.23	293.35	1653.66	1026.38	1113.12

柱部材別の最大値(絶対値)

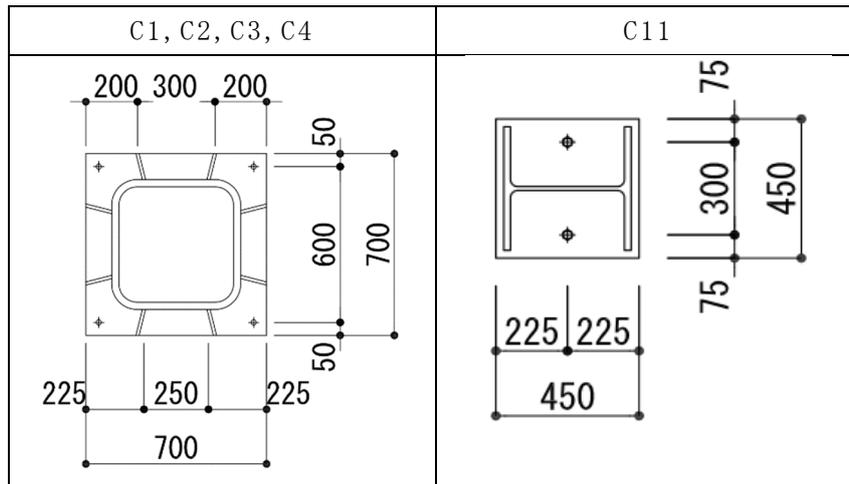
	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1439	2714	165	1748	1214	1008
C2	1677	3290	2207	203	1165	1114
C3	3662	4542	295	1670	1066	1117
C4	1530	3706	223	1754	1242	317
C11	869	1130	785	99	263	180

4.2.5.2 柱脚部材リスト及びベースプレート形状

柱脚部材のリストを第4-17表に示し、ベースプレート形状を第4-16図に示す。

第4-17表 柱脚部材リスト

柱符号	柱断面						基礎	ベースプレート				リブプレート			スタッド		
	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	F (N/mm ²)		Fc (N/mm ²)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	鋼種	h (mm)	t (mm)	鋼種	n	径
							形式										
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5



第4-16図 ベースプレート形状図

4.2.5.3 スタッドボルトの設計

- ・ 鉄骨柱脚に生じる引張軸力は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力で除することでを行い、健全性を確認する。
- ・ Ss 地震に対する評価は、終局時の許容耐力を用いる。

C1

① 設計応力 : $T = 1439 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1439}{3351} = 0.43 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1530 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1530}{3351} = 0.46 < 1.00 \text{ OK}$$

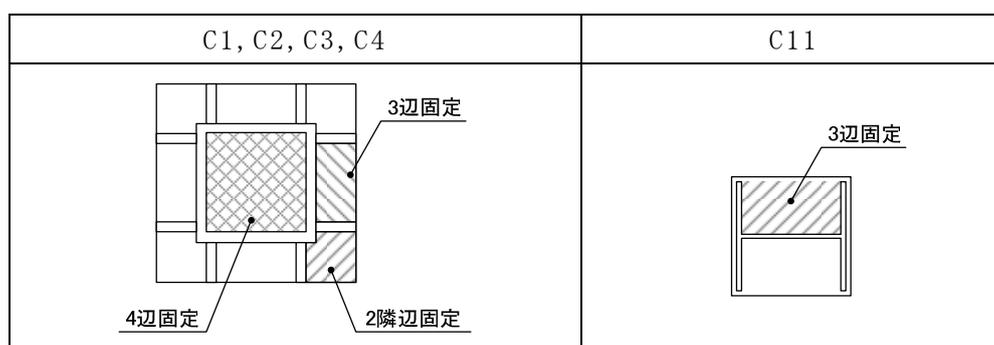
4.2.5.4 ベースプレートの設計

鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎コンクリートに伝達される。ベースプレートの耐力を第4-18表に示す。

第4-18表 ベースプレート耐力の算定

		C1	C2	C3	C4	C11
部材諸元	平面寸法 (mm)	700×700	700×700	700×700	700×700	450×450
	厚さ (mm)	36	40	45	36	25
	断面係数 Z (mm ³)	216	267	338	216	104
	許容応力度 σ_y (N/mm ²)	358	358	358	358	358
2隣辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	195	195	195	195	—
	長辺寸法 L_y (mm)	195	195	195	195	—
	L_y / L_x	1.00	1.00	1.00	1.00	—
	係数 α_2	0.29	0.29	0.29	0.29	—
	許容面圧 P_2 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	—
3辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	100	100	100	100	200
	長辺寸法 L_y (mm)	295	295	295	295	400
	L_y / L_x	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00
	係数 α_3	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28
	許容面圧 P_3 (N/mm ²)	19.8	24.4	30.9	19.8	3.3
4辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	444	444	444	444	—
	長辺寸法 L_y (mm)	444	444	444	444	—
	係数 α_4	0.052	0.052	0.052	0.052	—
	許容面圧 P_4 (N/mm ²)	7.5	9.3	11.8	7.5	—
集計	最小許容面圧 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	3.3
	許容軸力 (kN)	3431	4236	5361	3431	673

注) 係数 α は、長方形スラブにおいて等分布荷重 (w) に対する曲げモーメント ($M = \alpha \cdot w \cdot Lx^2$) を算定する際に用いる数値。



鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力に対する検定結果を第4-20表に示す。

第4-20表 圧縮軸力に対する検定

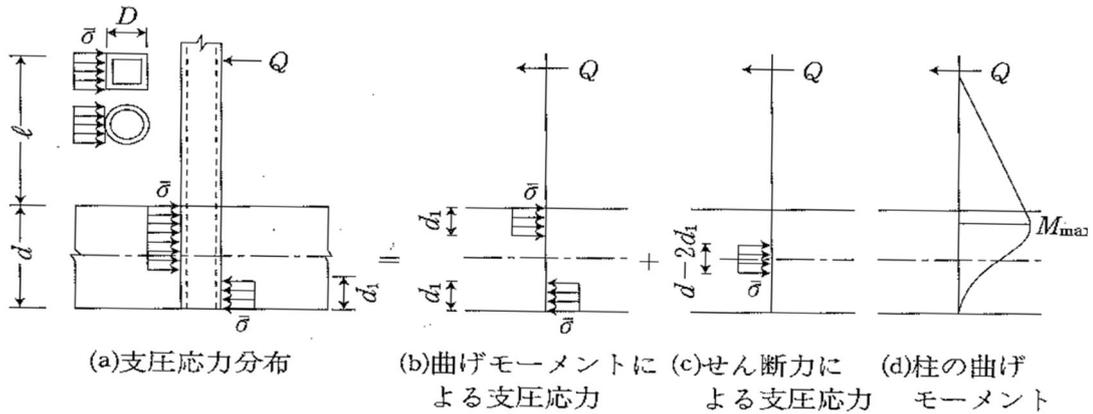
符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定値	判定
	スタッド ボルト	ベース プレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2714	0.41	OK
C2	5027	4236	9263	3290	0.36	OK
C3	6726	5361	12087	4542	0.38	OK
C4	3351	3431	6782	3706	0.55	OK
C11	2094	673	2767	1130	0.41	OK

4.2.5.5 水平力に対する検討

- ・ 水平力に対する検討は、「建築物の構造関係技術基準解説書」付録 1-2.6 に従い検討する。
- ・ 検討は、以下の 3 つに分類して実施する。
 - ① 中柱
 - ② はしあきの大きい側柱
 - ③ はしあきの小さい側柱
- ・ 上記分類のうち、はしあきの大きい側柱については、まずは中柱と見なしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。
- ・ パンチング耐力が小さい場合、鉄筋による引抜抵抗を考慮する。
- ・ 検討は、鉄骨柱内に中詰コンクリート無しとして行う。

4.2.5.5.1 中柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

M_{pc} : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm)。

ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Q_{pc} : 柱のせん断力 = M_{pc} / l

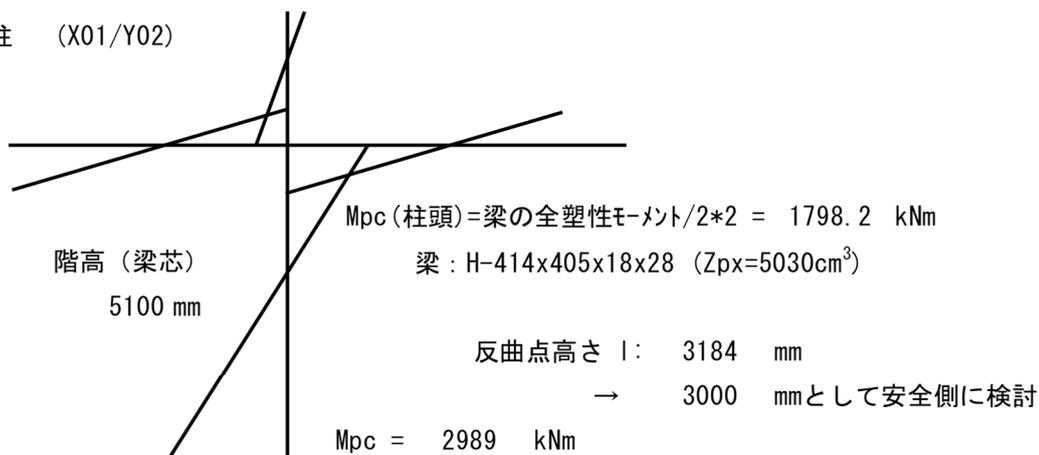
l : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C1	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3000	2000

■ 支圧応力度の検定

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 σ 2/3 Fc	支圧 判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

Mpc: 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

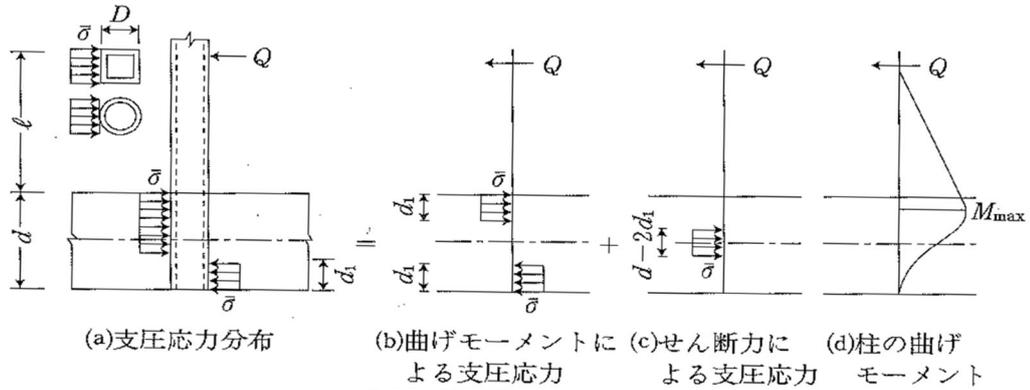
σ : 支圧応力度

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

4.2.5.5.2 はしあきの大きい側柱の検討

側柱のうちコンクリートのかぶりが必要な箇所については、まず中柱と同様に検討を行い、そこで得られた支圧応力度に対して、基礎のへりあき部分が抵抗できることを確認する。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

Mpc: 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm) : ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Qpc: 柱のせん断力=Mpc/l

l: 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

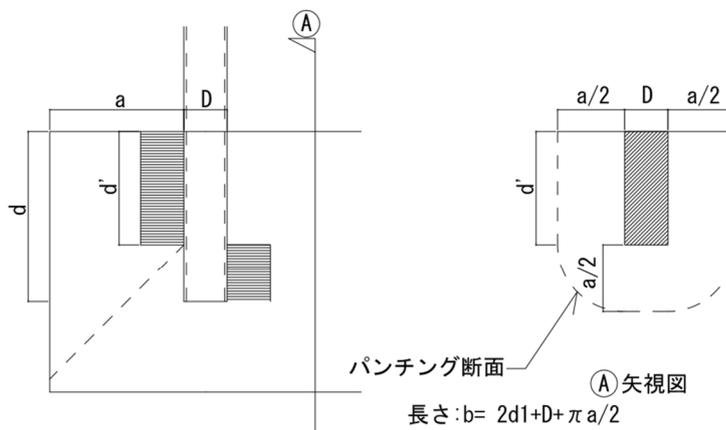
D: 鋼管径 (mm)

d: 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度の検定として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

P(σ) : 支圧応力で、σ * d' で求める。d1は、上図(b)より力のつり合いから求める。

STEP2) パンチング耐力の検討

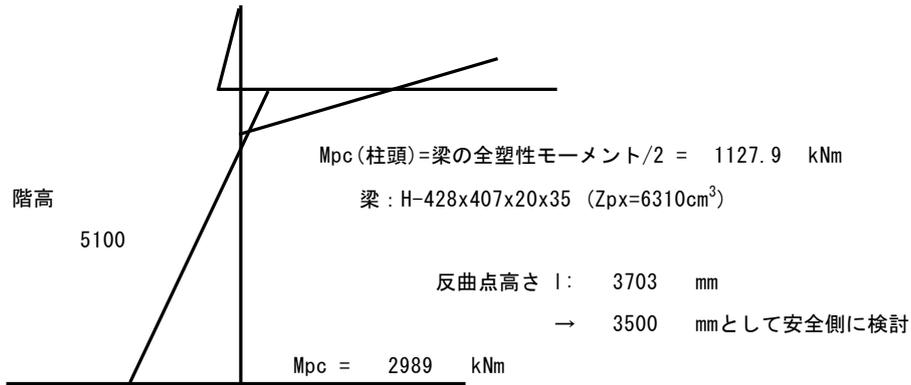


Qa: パンチング耐力 = $1.5 \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (ここで $j = (a - 100\text{mm}) \times 7/8$ とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力: P(σ) と、パンチング耐力 Qa を比較する。

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Z_{px} (cm^3)	A (cm^2)	F (N/mm^2)
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

F_c (N/mm^2)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3500	2000

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

M_{pc} (kNm)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	σ (N/mm^2)	$2/3F_c$ (N/mm^2)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	$P(\sigma)$ (kN)	σ : 支圧応力度 $P(\sigma)$: 支圧応力 $P(\sigma) = \sigma * d'$
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

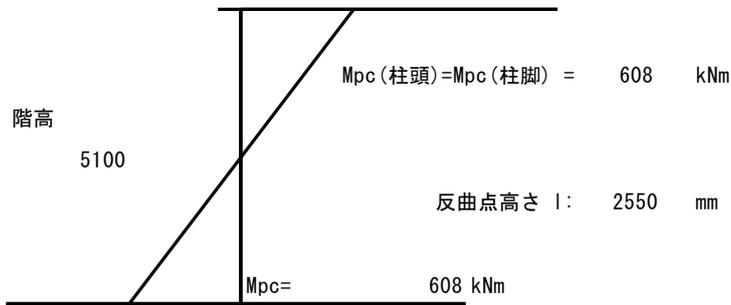
a (mm)	b (mm)	j (mm)	f_s (N/mm^2)	P_a (kN)
1550	5897	1269	1.10	12289

a : へりあき寸法
b : パンチング断面周長
 f_s : コンクリート短期せん断許容応力度
 P_a : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

$P(\sigma)$ (kN)	P_a (kN)	$\frac{P(\sigma)}{P_a}$	判定 ≤ 1.0
5761	12289	0.47	0. K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpy (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C11	H	400	400	13	21	1700	218.7	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	400	2550	1200

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	σ : 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\sigma \cdot d'$
608	238	5.3	16	0.33	OK	867	1824	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1000	3704	788	1.10	4791

a : へりあき寸法
 b : パンチング断面周長
 fs : コンクリート短期せん断許容応力度
 Pa : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
1824	4791	0.38	0. K.

4.2.5.5.3 側柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。

・側柱柱脚の終局曲げ耐力（付図1.2-29参照）

(a) 建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

(b) 建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

付図1.2-29 側柱柱脚の耐荷機構

$$M'_u = T_u \left(\frac{d}{2} - d_t \right) + C_c \left(\frac{d}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \quad (\text{付1.2-43})$$

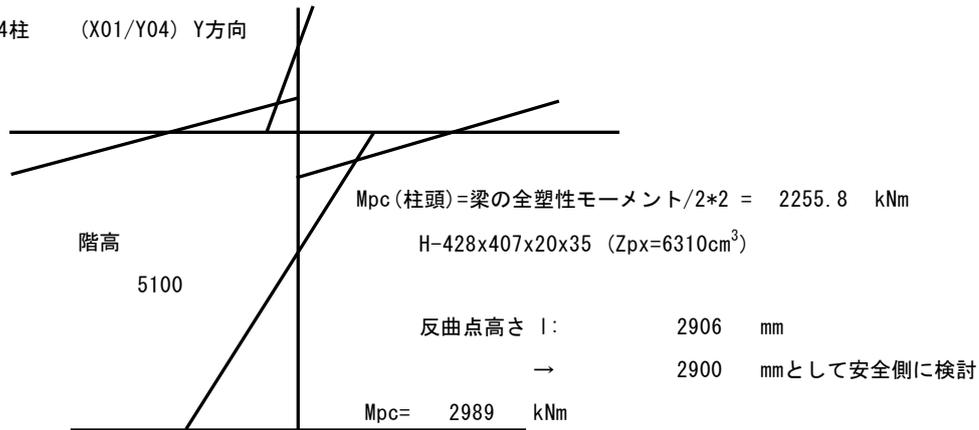
ここで、 T_u ：補強筋の引張降伏耐力（ $= a_t \cdot \sigma_y$ ）（N）
 a_t ：補強筋の断面積の和（ mm^2 ）
 σ_y ：補強筋の降伏点（ N/mm^2 ）
 d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離（mm）
 C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力（N）で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合
 $C_c = T_u - Q_{pc}$ 〔付図1.2-29(a)〕
- ・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合
 $C_c = T_u + Q_{pc}$ 〔付図1.2-29(b)〕

d_c ：コンクリートの支圧抵抗深さ $\{= C_c / (\bar{\sigma}_u D)\}$ （mm）
 $\bar{\sigma}_u$ ：基礎コンクリートの終局支圧強度（ N/mm^2 ）

なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局所的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Z_{px} (cm^3)	A (cm^2)	F (N/mm^2)
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

F_c (N/mm^2)	l (mm)	d (mm)
24	2900	2000

■ 荷重方向 (a)

・ 上端補強筋緒元

上端補強筋		F_y (N/mm^2)	dt (mm)	at (mm^2)
n	径			
10	D32	345	510	7940

F_y : 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

T_u (kN)	$C_c = T_u - Q_{pc}$ (kN)	M_{pc} (kNm)	Q_{pc} (kN)	σ_u (N/mm^2)	d_c (mm)	M_u' (kNm)	検定値 M_{pc}/M_u'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.93	OK

$\sigma_u = 2/3 F_c$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

下端補強筋		F_y (N/mm^2)	dt (mm)	at (mm^2)
n	径			
6	D32	345	200	4764

・ 補強筋耐力の確認

T_u (kN)	$C_c = T_u + Q_{pc}$ (kN)	M_{pc} (kNm)	Q_{pc} (kN)	σ_u (N/mm^2)	d_c (mm)	M_u' (kNm)	検定値 M_{pc}/M_u'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.79	OK

4.3 まとめ

基礎梁の最大検定値は、曲げモーメントに対し 0.281, せん断力(修正荒川式)に対し 0.459 であった。

杭体の最大検定値は、軸力-曲げモーメントに対し 0.458 (浮力考慮), せん断力に対しては 0.318 であった。杭支持力の最大検定値は、終局鉛直支持力に対し 0.223(浮力非考慮), 引抜き抵抗力に対し 0.217(浮力考慮) であった。

基礎の杭からの押し抜きせん断の検定値は、0.22 であった。

埋込柱脚部の引張軸力(スタッドボルト)の最大検定値は、0.54 であり、圧縮軸力(スタッドボルト+ベースプレート)の最大検定値は 0.55 であった。また、コンクリートの支圧に対して、0.93 であった。いずれも 1.0 を下回り、構造健全性が確認された。