

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R <u>16</u>
提出年月日	令和 4 年 <u>12</u> 月 <u>9</u> 日

設工認に係る補足説明資料

波及的影響の設計対象とする

下位クラス施設（竜巻防護対策設備）の

耐震評価についての補足説明資料

1. 文書中の下線部は R15 から R16 への変更箇所を示す。
2. 本資料（R16）は、令和 4 年 10 月 27 日に提出した「波及的影響の設計対象とする下位クラス施設（飛来物防護ネット）の耐震計算書についての補足説明資料 R15」に対し、説明及び考察の充実並びに記載内容の適正化を図るとともに、資料構成の見直しを行ったものである。

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 竜巻防護対策設備の構造について.....	2
3. 資料構成	2

■■■■■: 商業機密の観点から公開できない箇所

1. 概要

本資料は、再処理施設の第1回設工認申請のうち、以下の添付書類に示す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。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震計算書」
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-3-1-1-1 別紙2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の水平2方向及び鉛直地震力の組合せに関する影響評価結果」

本資料では、添付書類「IV-1-1-4 波及的影響に係る基本方針」に基づき、波及的影響の設計対象とする下位クラス施設として抽出された竜巻防護対策設備の耐震評価について補足説明する。

また、本資料は、第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

2. 竜巻防護対策設備の構造について

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である「飛来物防護ネット」又は防護板を主体とする設備である「飛来物防護板」の2種類がある。

「飛来物防護ネット」は防護ネットを主体とする設備である支持架構が基礎及び杭等を介して地盤に支持されている。

「飛来物防護板」は防護板を主体とする設備である防護板及びその支持架構が建物・構築物に支持されているものと、基礎及び杭等を介して地盤に支持されているものがある。

但し、本資料においては、地震力が地盤から伝わるものと建物から伝わるもので伝達の差異があることから、各設備の支持方法を踏まえ、基礎及び杭等を介して地盤に支持されているものを「飛来物防護ネット」、建物・構築物に支持されているものを「飛来物防護板」と再分類する。

なお、以下4つの設備については、地震応答を低減するために座屈拘束ブレースを採用した制振構造としている。

- ・ 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)
- ・ 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)
- ・ 飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)
- ・ 飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)

3. 資料構成

本資料における資料構成を第3-1表に示す。本資料では各設備について、共通して説明する項目については添付に、個別に説明する内容については別紙に示す。

また、「飛来物防護ネット」及び「飛来物防護板」については支持方法の違いや評価手法の違いがあることから、それぞれで説明する必要がある。従って、別紙1において「飛来物防護ネット」について、別紙2において「飛来物防護板」についてそれぞれで説明する。

なお、「飛来物防護板」については後次回設工認において整理する。

また本資料では、飛来物防護ネットのうち、第1回設工認申請の対象である飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)については、以降、「飛来物防護ネット架構」という。

第3-1表 本資料の構成

設工認に係る補足説明資料【波及的影響の設計対象とする下位クラス施設(竜巻防護対策設備)の耐震評価についての補足説明資料】

□□：後次回申請において整理し提示

資料	名称	提出日	Rev	備考
本文	波及的影響の設計対象とする下位クラス施設(竜巻防護対策設備)の耐震評価についての補足説明資料	2022/12/9	16	
添付				
別添1	材料物性のばらつきについて	2022/12/9	16	目次改訂に伴う変更のみ
別添2	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			参考資料に座屈拘束ブレースのばらつきについて示す
別添3	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添4	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添5	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添6	飛来物防護ネット(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)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添7	飛来物防護ネット(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)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添8	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添9	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 分離建屋屋外)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添10	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 精製建屋屋外)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添11	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 高レベル廃液ガラス固化建屋屋外)における地震物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果			
別添12	耐震設計の基本方針に関する水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する評価部位の抽出	2022/12/9	16	添付書類の改訂に伴う変更
別添13	組合せ係数法の適用性について	2022/12/9	16	目次改訂に伴う変更のみ
別添14	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添15	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添16	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添17	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添18	飛来物防護ネット(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)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添19	飛来物防護ネット(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)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添20	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り)における組合せ係数法の適用性検討結果			
別添21	一関東洋用地震動(鉛直)に関する影響評価について	2022/12/9	16	タイトル及び目次改訂に伴う変更のみ
別添22	隣接建屋に関する影響評価について	2022/12/9	0	
別添23	座屈拘束ブレースの耐震評価について	2022/12/9	16	資料番号及び目次改訂に伴う変更のみ
別添24	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)における座屈拘束ブレースの耐震評価について			
別添25	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)における座屈拘束ブレースの耐震評価について			
別添26	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)における座屈拘束ブレースの耐震評価について			
別添27	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)における座屈拘束ブレースの耐震評価について			
別添28	防護板及び防護ネットの耐震性の影響確認について	2022/12/9	16	資料番号及び目次改訂に伴う変更のみ
別添29	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添30	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添31	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添32	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添33	飛来物防護ネット(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)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添34	飛来物防護ネット(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)の防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について			
別添35	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り)の防護板における耐震性の影響確認について			
別添36	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 分離建屋屋外)の防護板における耐震性の影響確認について			
別添37	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 精製建屋屋外)の防護板における耐震性の影響確認について			
別添38	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 高レベル廃液ガラス固化建屋屋外)の防護板における耐震性の影響確認について			
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	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性評価について	2022/12/9	16	
別紙1-2	地震応答解析モデルの妥当性・保守性について			
別紙1-3	質点系モデルの妥当性について			
別紙1-4	支持架構の耐震評価について			
別紙1-5	基礎梁の耐震評価について			
別紙1-6	積の耐震評価について			
別紙1-7	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A)の耐震性評価について			
別紙1-8	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A)の耐震性評価について			
別紙1-9	飛来物防護ネット(第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性評価について			
別紙1-10	飛来物防護ネット(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)の耐震性評価について			
別紙1-11	飛来物防護ネット(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)の耐震性評価について			
別紙1-12	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り)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	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 分離建屋屋外)の耐震性評価について			
別紙2-2	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 精製建屋屋外)の耐震性評価について			
別紙2-3	飛来物防護板(主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 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2-4	飛来物防護板(前処理建屋 安全蒸気系設置室)の耐震性評価について			
別紙2-5	飛来物防護板(冷却塔接続 屋外設備)の耐震性評価について			

添付

添付 1

材料物性のばらつきについて

目 次

	ページ
1. 目的及び概要	1
1.1 目的	1
1.2 概要	1
2. 材料物性のばらつきの考え方	2
2.1 地盤物性のばらつき	3
3. 材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定	4
3.1 設計用地震力の設定フロー	4
3.2 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法	5
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の概要	7
5. まとめ	7
別添 1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果	

1. 目的及び概要

1.1 目的

本資料では、耐震評価に用いる材料物性のばらつきを考慮した竜巻防護対策設備の設計用地震力の設定方法について示すとともに、竜巻防護対策設備の設計用地震力の設定根拠となる、竜巻防護対策設備の材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示すことで、材料物性のばらつきを適切に考慮した耐震評価が行われていることを説明する。

1.2 概要

地震応答解析に用いる材料定数については、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づき、材料物性のばらつき等を適切に考慮することとしている。また、耐震評価についても、当該地震応答解析の結果に基づき地震荷重を設定することにより、材料物性のばらつきを適切に反映している。

本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす飛来物防護ネットの材料物性のばらつきについて、ばらつきによる変化が応答へ及ぼす影響を検討し、耐震評価において考慮すべき要因を選定する。

次に、当社事業所内の飛来物防護ネットにおける共通の考え方として、耐震性評価に用いる材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法について示す。

なお、本資料は、第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

2. 材料物性のばらつきの考え方

飛来物防護ネットの動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、飛来物防護ネットの剛性及び飛来物防護ネットの支持架構に採用されている座屈拘束ブレースなどの影響を受ける。

飛来物防護ネットと地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤物性はPS検層結果に基づく地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度のばらつきが飛来物防護ネットの応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

飛来物防護ネットの地震応答解析モデルでは鉄筋コンクリート造の基礎梁、鉄骨造の支持架構がモデル化されている。鉄筋コンクリート造部の剛性については、コンクリートの設計基準強度を用いて算出しており、コンクリートの強度の実強度は設計基準強度を上回るよう施工されるが、コンクリートの強度の実強度は設計基準強度よりも大きくなることから保守的に考慮しない。なお、鉄骨部材は品質管理された規格品であり、剛性及び耐力のばらつきは小さいため考慮しない。

座屈拘束ブレースについては品質管理された規格品であり、剛性や耐力のばらつきは小さいため考慮しない。

以上より、地盤物性のばらつき要因としては地盤のせん断波速度が考えられる。また、飛来物防護ネットの剛性のばらつき要因はなく、座屈拘束ブレースのばらつき要因としてはない。なお、座屈拘束ブレースのばらつきが耐震性評価に与える影響を別添の参考で示す。

2.1 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきについては、地盤のせん断波速度は変化することにより、地盤物性が変化する。これに対応して、飛来物防護ネットとの連成系としてモデル化されている地盤の FEM モデルの地盤物性が変化し、飛来物防護ネットと地盤との相互作用に影響することで飛来物防護ネットに考慮すべき設計用地震動も変化する。

従って、飛来物防護ネットの耐震評価において、設計用地震力に地盤物性のばらつきを考慮する。

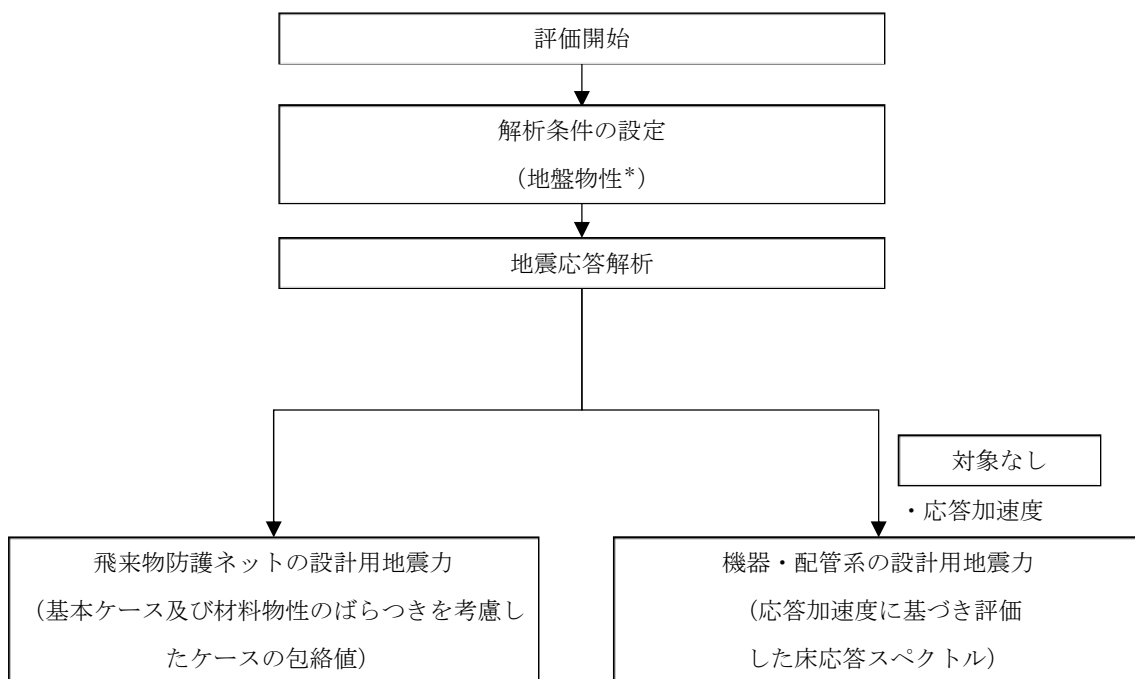
なお、地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果については別添に示す。

3. 材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定フロー

設計用地震力の設定フローを第3.1-1図に示す。飛来物防護ネットの設計用地震力は、「材料物性のばらつきを考慮しないケース(以下、「基本ケース」という)」及び「材料物性のばらつきとして、材料物性のばらつきを考慮したケースの解析結果における包絡値を用いて設定する。

なお、機器・配管系については評価対象となるものはない。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

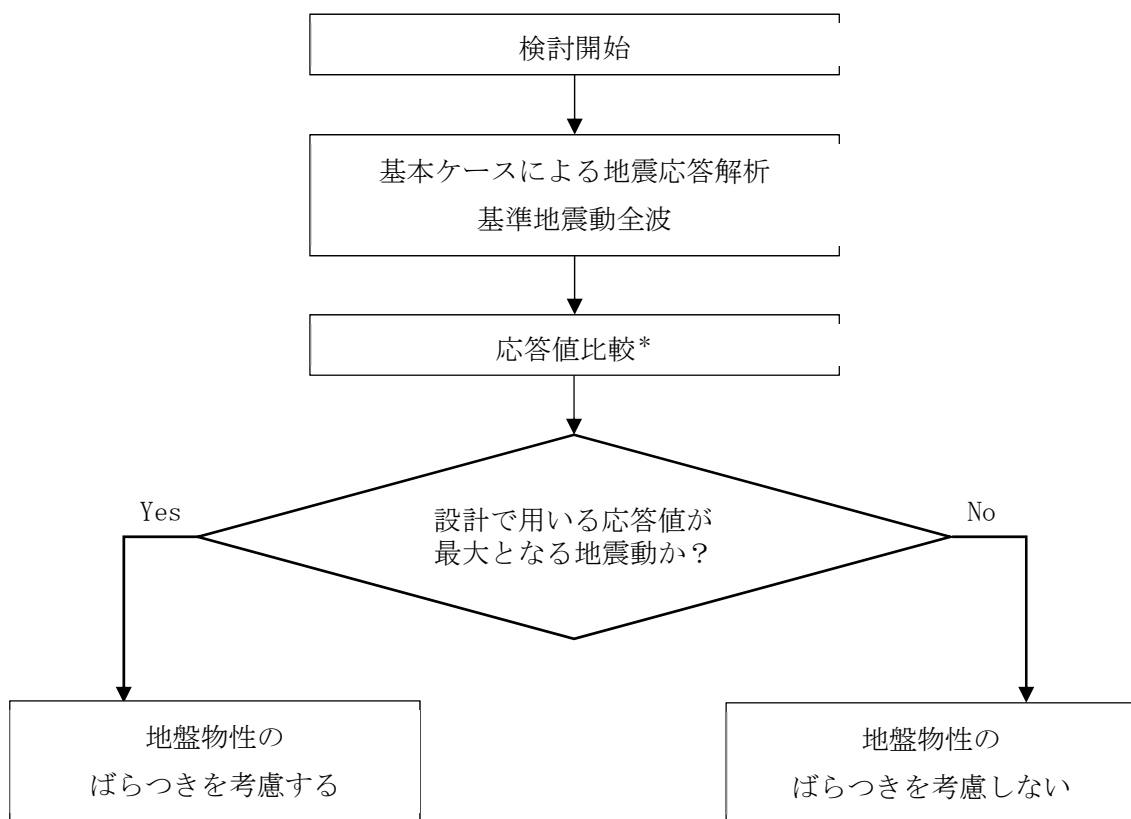
第3.1-1図 設計用地震力の設定フロー

3.2 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

飛来物防護ネットの地盤物性のばらつきの考慮に当たっては、基準地震動全波に対して網羅的に考慮する。地盤物性のばらつきを考慮したケースの地震応答解析は、基本ケースの基準地震動全波に対して非液状化時(全応力解析)及び液状化時(有効応力解析)のそれぞれの応答を確認したうえで、応答への影響の大きい地震動に対して実施する。

地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また、選定方法のフローを第 3.2-1 図に示す。

- ① 基本ケース(地盤物性:標準地盤)による基準地震動全波に対して非液状化時(全応力解析)及び液状化時(有効応力解析)のそれぞれの地震応答解析を行う。
- ② 基本ケースによる地震応答解析結果より、設計で用いる応答値の比較を行う。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる地震動を、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記 * : 地震時の地盤の液状化による影響を考慮する設備については、非液状化時（全応力解析）及び液状化時（有効応力解析）のそれぞれについて検討を実施する。

第3.2-1図 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定フロー

4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の概要

地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。

材料物性のばらつきとして、地盤物性のばらつきを考慮したケースでは、地盤物性の変化により耐震評価に用いる各応答値が増減することを確認した。また、基本ケースと地盤物性のばらつきを考慮したケースでは、入力地震動による大小関係は概ね同様であることを確認した。

なお、各飛来物防護ネットの地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の詳細は、別添に示す。

5. まとめ

本資料では、耐震評価に用いる材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法について示すとともに、飛来物防護ネットの設計用地震力の設定根拠となる、各飛来物防護ネットの材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示した。

以上より、飛来物防護ネットの耐震性評価においては、材料物性のばらつきとして地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力により耐震評価を実施している。

別添 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B) における
地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 選定方法	2
3. 地震動の選定	4
3.1 全応力解析	4
3.1.1 NS 方向	4
3.1.2 EW 方向	12
3.2 有効応力解析	20
3.2.1 NS 方向	20
3.2.2 EW 方向	28
3.3 地震動の選定結果	36
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果	37
4.1 解析ケース	37
4.2 地盤物性のばらつきを評価した地震動の選定について	38
5. まとめ	43

参考資料 座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきを考慮した影響評価について

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における設計用地震力の設定根拠として、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定結果及び地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析を示すとともに、選定結果の妥当性について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の地震応答計算書」

2. 選定方法

地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定フローを第2-1図に示す。

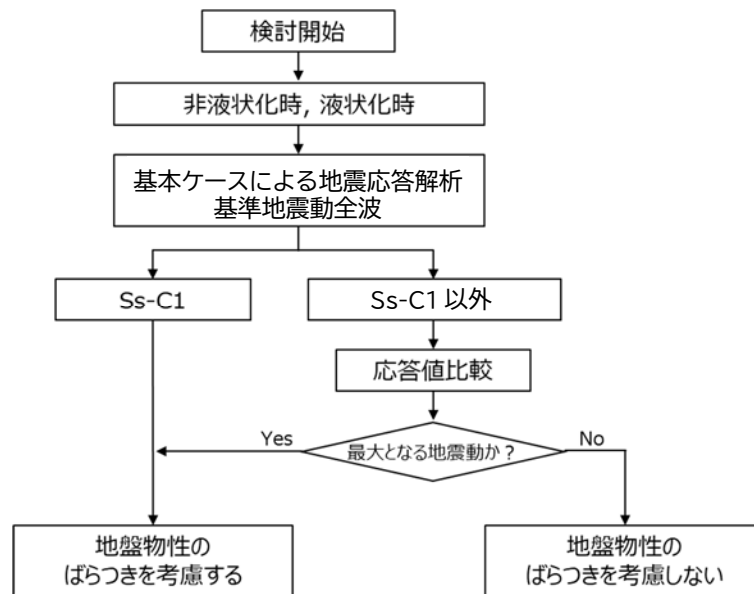
地震動の選定は、基本ケースによる基準地震動全波での地震応答解析を設計モデルで実施し、飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値に着目して選定する。

なお、地震動の選定は、非液状化時及び液状化時の各々に対して行う。

飛来物防護ネット架構の耐震評価において、基準地震動全波のうちSs-C1は設計において支配的な地震荷重であるため、他の地震動と包絡せず以下の2ケースに対して設計する。

- ① Ss-C1 の応答値を対象とした設計
- ② Ss-C1 以外の地震動の包絡応答値を対象とした設計

地盤物性のばらつきを考慮する地震動は、上記設計に対応させるため、Ss-C1に加えて、Ss-C1以外の地震動の中から選定し、網羅的に検討する。



第2-1図 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値は、添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震計算書」の支持架構、基礎梁及び杭の応力解析による評価フローより、第2-1表のとおりである。よって、Ss-C1以外の地震動のうち、支持架構、基礎梁及び杭の設計で用いる応答値の各々で最大となる地震動を、地盤物性のばらつきを考慮する地震動として選定する。

第2-1表 支持架構，基礎梁及び杭の設計で用いる応答値

設計対象	設計で用いる数値
支持架構 (フレーム部材)	最大応答せん断力 (層せん断力)
	最大応答曲げモーメント (付加曲げ)
	最大応答鉛直加速度 (屋根部)
支持架構 (座屈拘束ブレース)	最大応答軸ひずみ
基礎梁，杭	最大応答水平加速度 (基礎梁)
	最大応答鉛直加速度 (基礎梁)
	改良地盤の応答変位 (改良地盤の変形)

3. 地震動の選定

3.1 全応力解析

3.1.1 NS方向

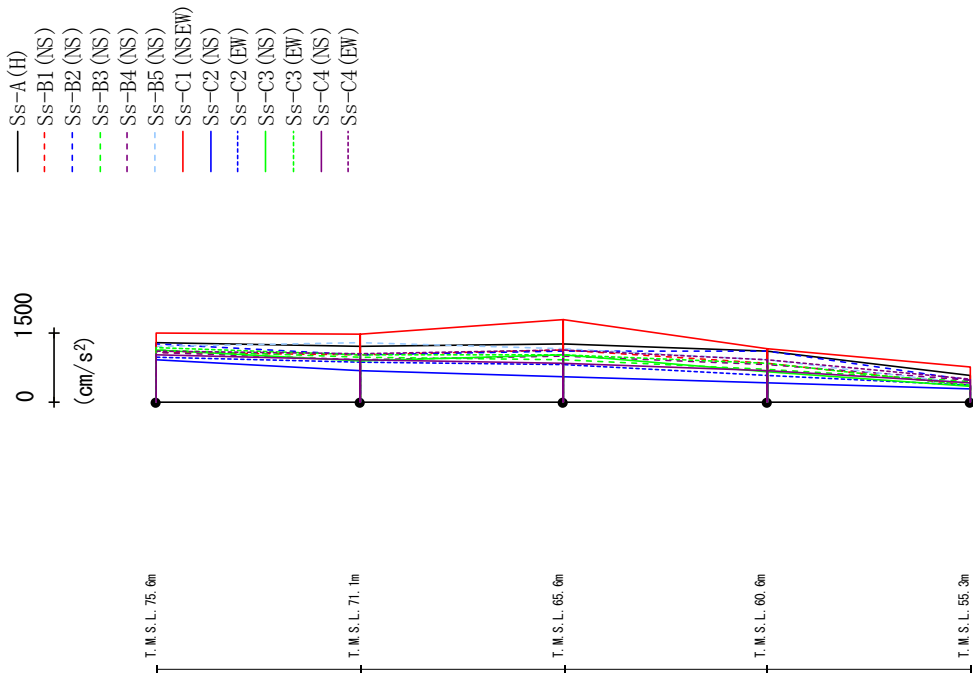
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析におけるNS方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第3.1.1-1図~第3.1.1-4図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第3.1.1-2表に, 改良地盤の最大応答変位*を第3.1.1-5図に示す。図表中の黒枠は S_s-C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s-C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動全波で最大のものを示す。図表での凡例を第3.1.1-1表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s-C1 以外の地震動の選定結果を第3.1.1-3表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第3.1.1-1表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震動	凡例
S_s-C1	
S_s-C1 を除く地震動	
基準地震動全波	

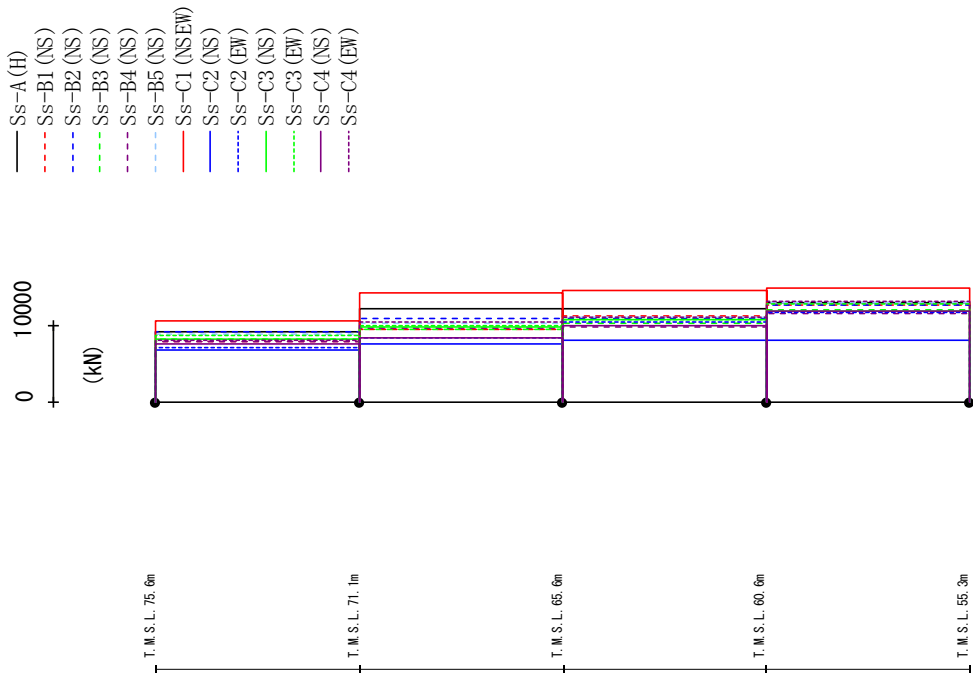
最大応答加速度 (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1281	1084	1274	1121	1074	1219	1488	974	1193	1031	1108			
1203	1037	1032	979	932	1279	1467	691	869	885	1013	1048		
1258	1134	1095	923	1004	1161	1786	545	827	1015	1023	1119		
1101	850	1096	715	824	930	1160	414	564	662	839	920		
574	362	469	443	477	403	754	296	366	335	358	419	487	

第3.1.1-1図 最大応答加速度 (基本ケース, NS方向, 全応力解析)

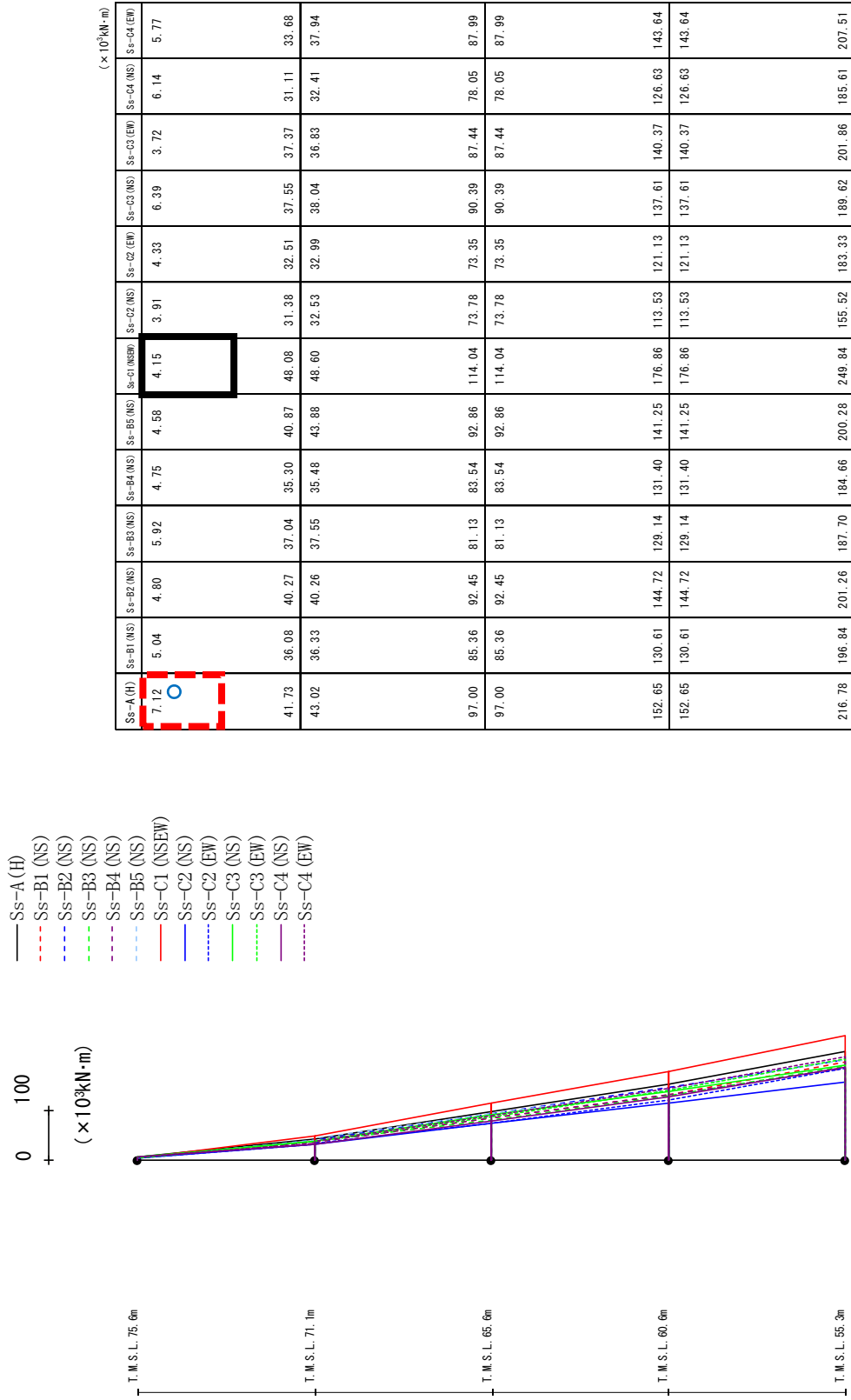
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
9165	7960	9159	8291	7875	8839	10602	6717	7118	8237	8650	7518	8025
12179	9513	10943	9464	9596	10221	14183	7590	8351	9823	10002	8390	10384
12174	11259	10982	10348	9827	11081	14493	8030	10374	10807	10806	9923	11140
13000	12696	12705	11983	11621	12965	14865	8023	11736	11894	12884	11813	13056

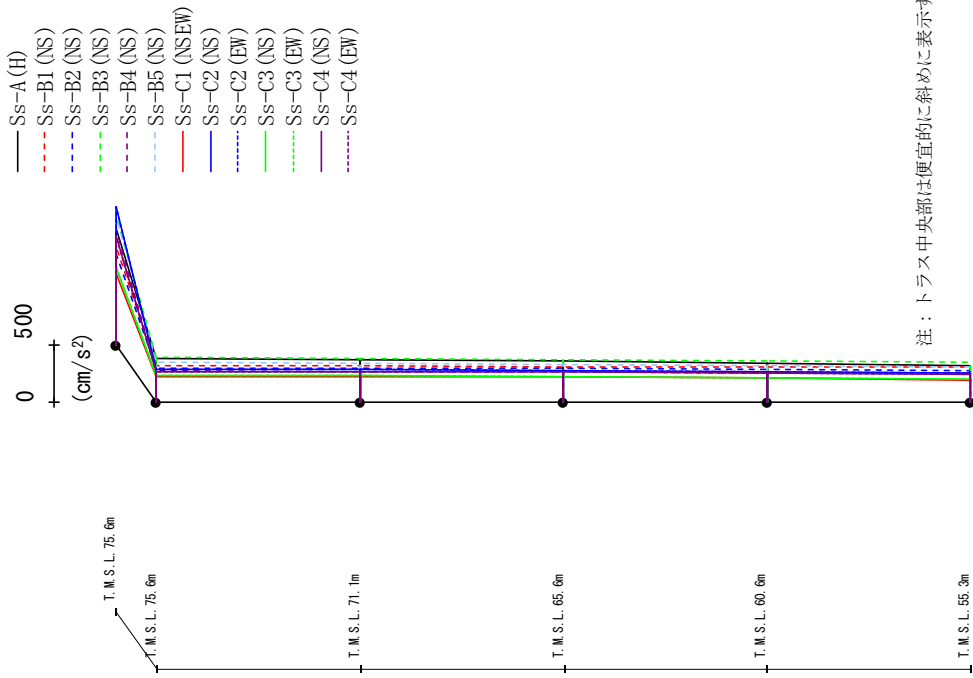
第3.1.1-2図 最大応答せん断力(基本ケース, NS方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第3.1.1-3図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



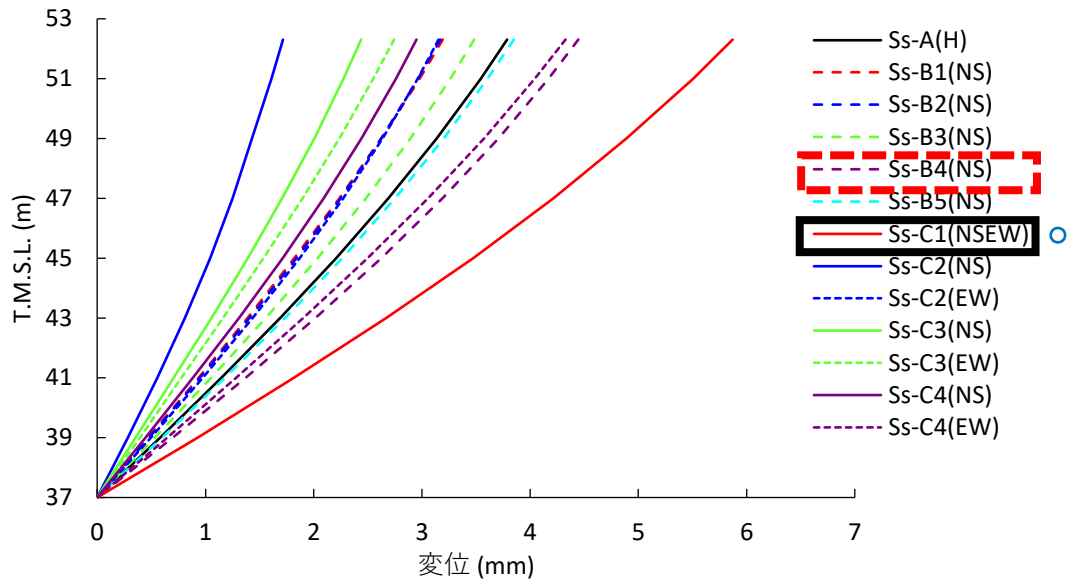
注：トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

	Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
1006	847	784	1129	998	1119	619	1203	1198	674	674	945	940	
381	317	294	387	268	346	224	284	285	236	235	259	260	
372	311	292	381	264	340	222	280	281	231	231	259	261	
357	306	289	371	259	330	215	272	273	223	223	257	259	
338	304	284	361	253	319	206	261	262	211	211	253	254	
315	301	277	349	253	305	193	256	256	197	197	245	246	

第3.1.1-4図 最大応答鉛直加速度(基本ケース, NS方向, 全心力解析)

第3.1.1-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, NS方向, 全応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.24	0.69	0.99	0.69	0.71	0.84	1.66	0.29	0.45	0.76	0.79	0.47	0.88



第3.1.1-5図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS方向, 全応力解析)

第3.1.1-3表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1以外の地震動の選定結果(NS方向, 全応力解析)



選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第3.1.1-1図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第3.1.1-2図 T. M. S. L. 75. 6m~60. 6m
	Ss-C4 (EW)	第3.1.1-2図 T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第3.1.1-3図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (NS)	第3.1.1-4図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第3.1.1-4図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第3.1.1-2表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B4	第3.1.1-5図

3.1.2 EW方向

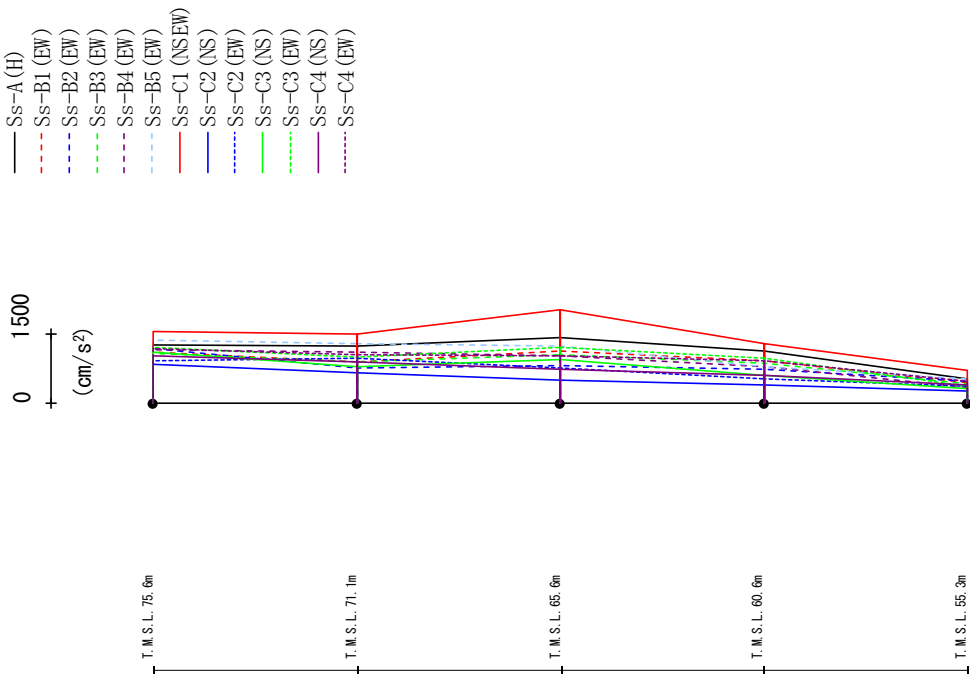
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析におけるEW方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第3.1.2-1図~第3.1.2-4図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第3.1.2-2表に, 改良地盤の最大応答変位*を第3.1.2-5図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1を対象としたものを, 赤破線枠は S_s -C1を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動全波で最大のものを示す。図表での凡例を第3.1.2-1表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1以外の地震動の選定結果を第3.1.2-3表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第3.1.2-1表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震動	凡例
S_s -C1	
S_s -C1を除く地震動	
基準地震動全波	

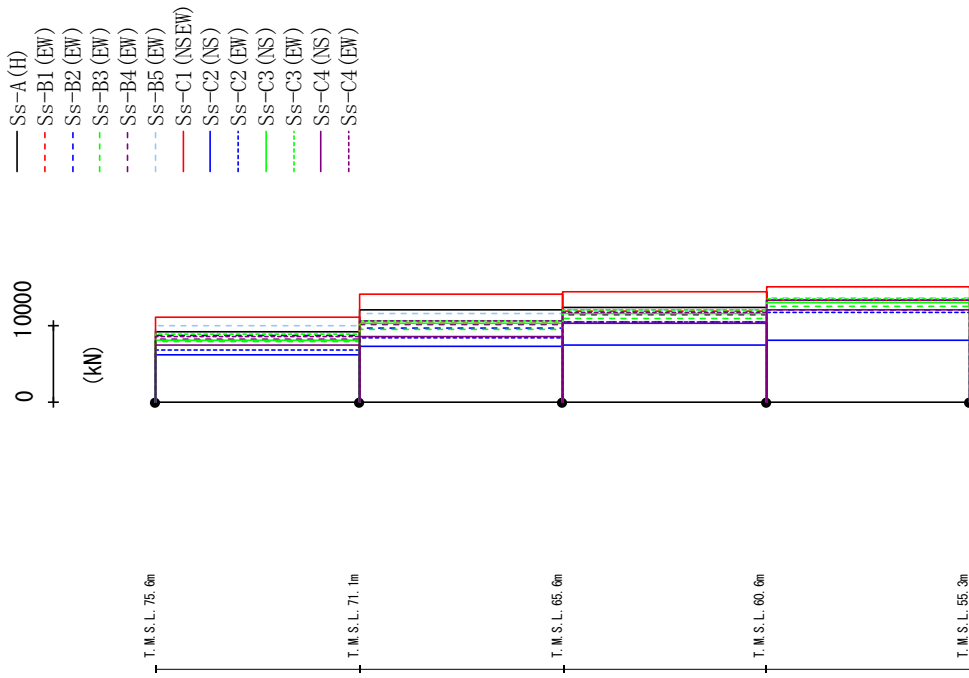
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A(H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1275	1105	1186	1086	1152	1368	1554	849	931	1101	1220	1015	1177	
1233	883	772	893	1101	1283	1500	662	973	780	992	886	1059	
1416	1130	825	1054	1015	1235	2034	490	774	934	1219	745	1035	
1126	908	736	858	795	795	1284	395	536	614	963	598	918	
534	451	465	427	327	512	719	248	355	320	368	400	468	

第3.1.2-1図 最大応答加速度(基本ケース, EW方向, 全応力解析)

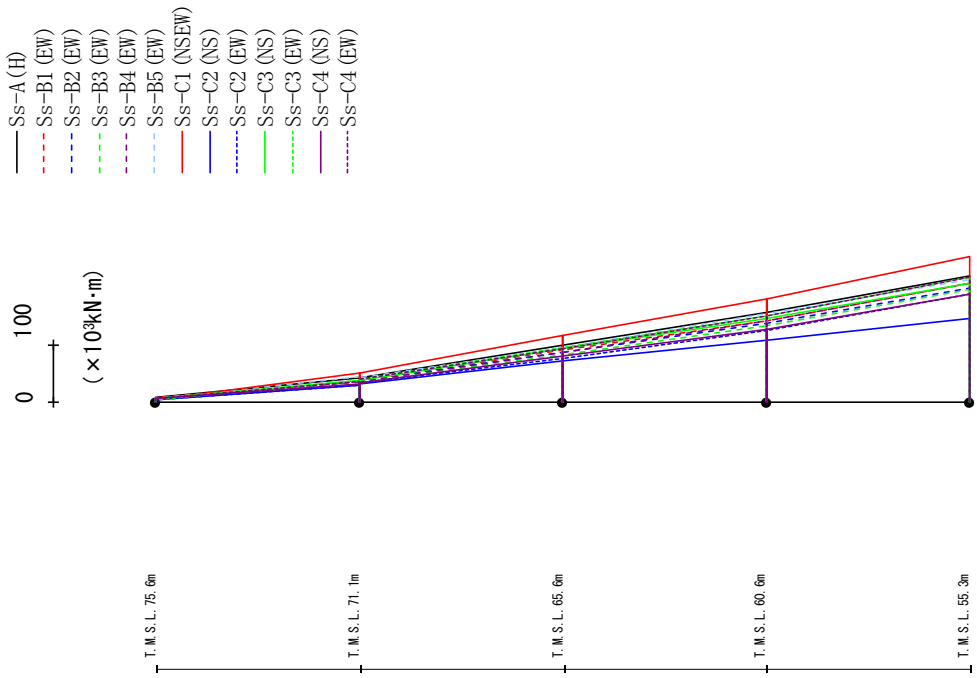
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NS)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9169	8095	8669	7902	8242	9947	11001	6171	6760	7988	8830	7430	8513
11947	10249	9582	9467	10179	11550	14132	7292	8440	10270	10640	8471	10575
12366	11853	10454	10870	11398	11963	14325	7450	10423	11553	11959	10200	11645
13288	13255	11978	12442	13240	13667	15043	7997	11635	13050	13377	11979	13289

第3.1.2-2図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

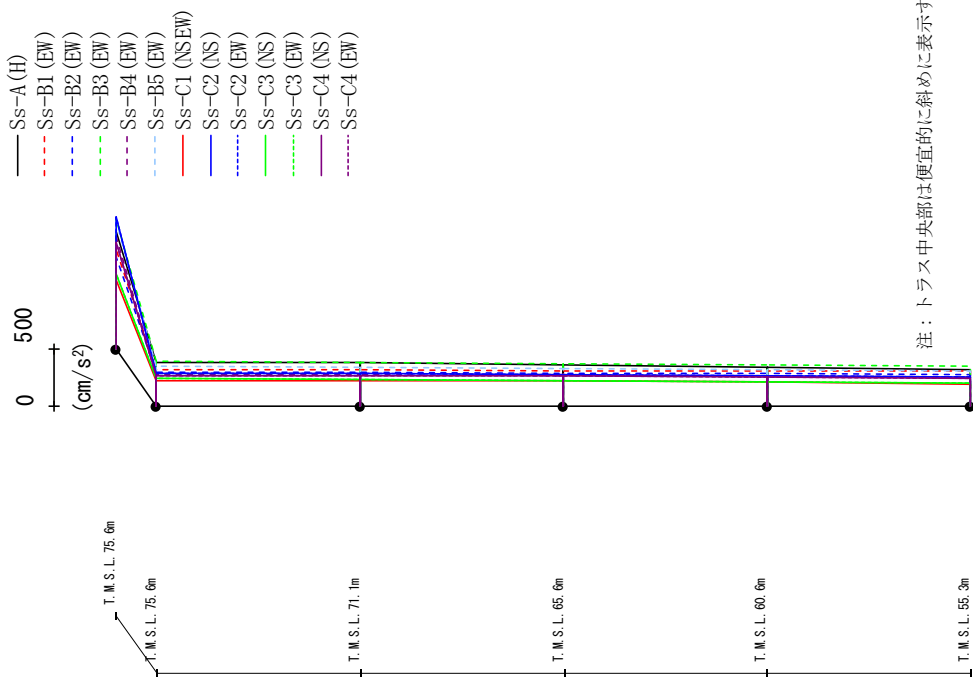
最大応答曲げモーメント (EW方向)



	Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
	8.25	7.48	5.96	5.84	5.48	6.72	3.56	3.86	5.05	7.05	3.97	6.56	6.47
	41.97	36.69	35.68	35.73	35.22	43.31	49.94	29.79	30.33	36.79	38.02	32.38	36.51
	42.97	38.89	37.54	36.40	35.79	42.07	50.37	31.89	33.88	38.84	40.53	33.58	40.96
	98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.86	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46
	98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.86	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46
	156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
	156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
	220.33	207.50	197.76	196.97	207.28	213.64	252.69	145.48	187.08	207.94	218.12	187.18	217.60

第3.1.2-3図 最大応答曲げモーメント(基本ケース, EW方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

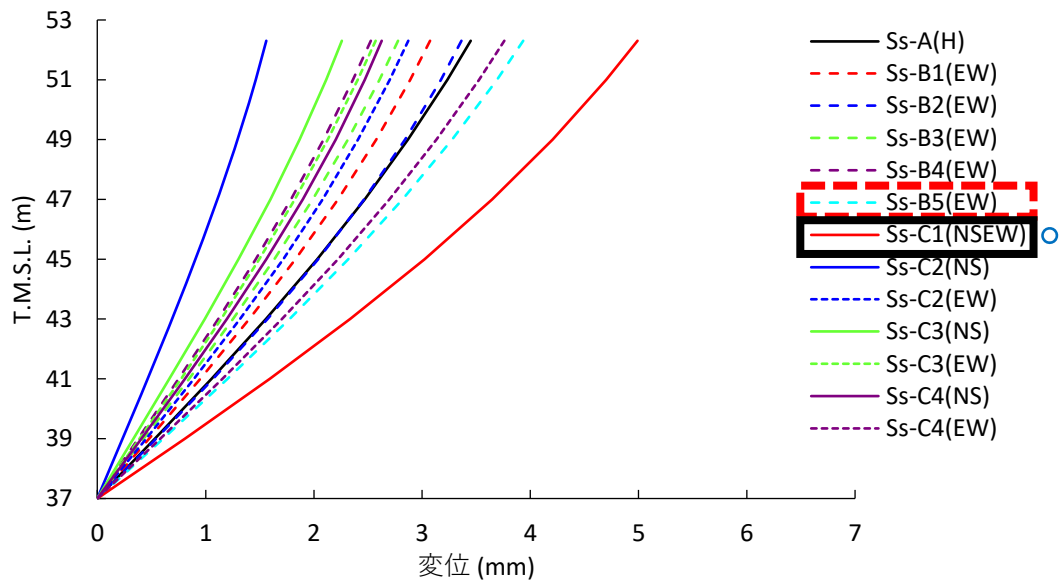


Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NNEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	861	803	1125	982	1101	595	1150	1142	647	648	929	922
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259
375	312	292	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245

第3.1.2-4図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

第3.1.2-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW方向, 全応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.15	0.77	0.63	0.60	0.76	1.07	1.64	0.25	0.37	0.78	0.86	0.39	0.86



第3.1.2-5図 改良地盤の最大応答変位
 (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

第3.1.2-3表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1以外の地震動の選定結果(EW方向, 全応力解析)

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第3.1.2-1図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第3.1.2-2図 T. M. S. L. 71. 1m~60. 6m
	Ss-B5	第3.1.2-2図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第3.1.2-3図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (NS)	第3.1.2-4図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第3.1.2-4図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第3.1.2-2表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第3.1.2-5図

3.2 有効応力解析

3.2.1 NS方向

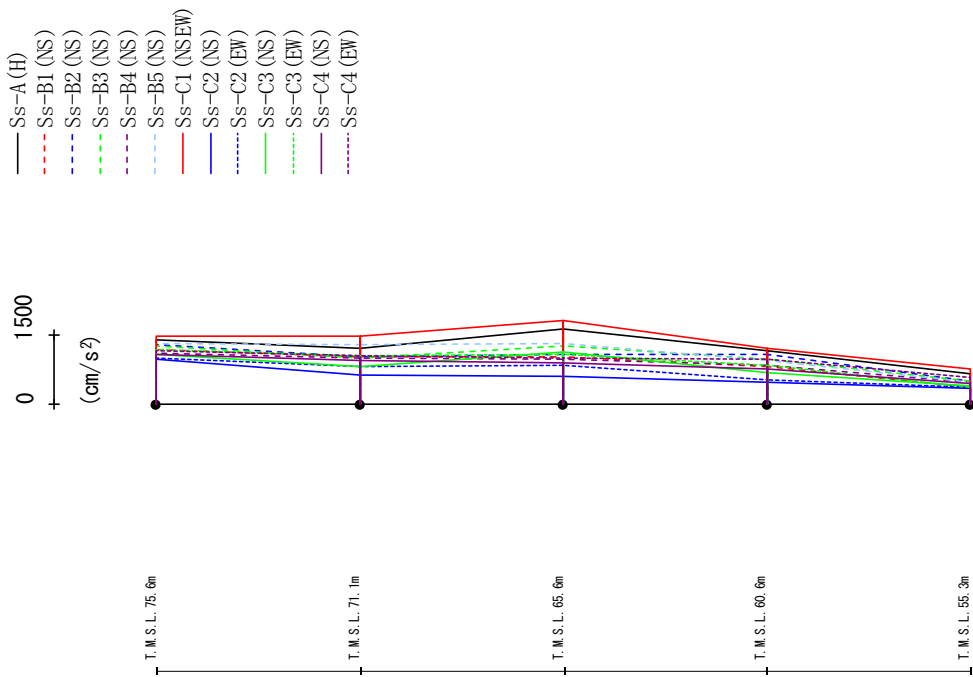
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析におけるNS方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第3.2.1-1図~第3.2.1-4図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第3.2.1-2表に, 改良地盤の最大応答変位*を第3.2.1-5図に示す。図表中の黒枠は S_s-C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s-C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動全波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第3.2.1-1表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s-C1 以外の地震動の選定結果を第3.2.1-3表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第3.2.1-1表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震動	凡例
S_s-C1	
S_s-C1 を除く地震動	
基準地震動全波	

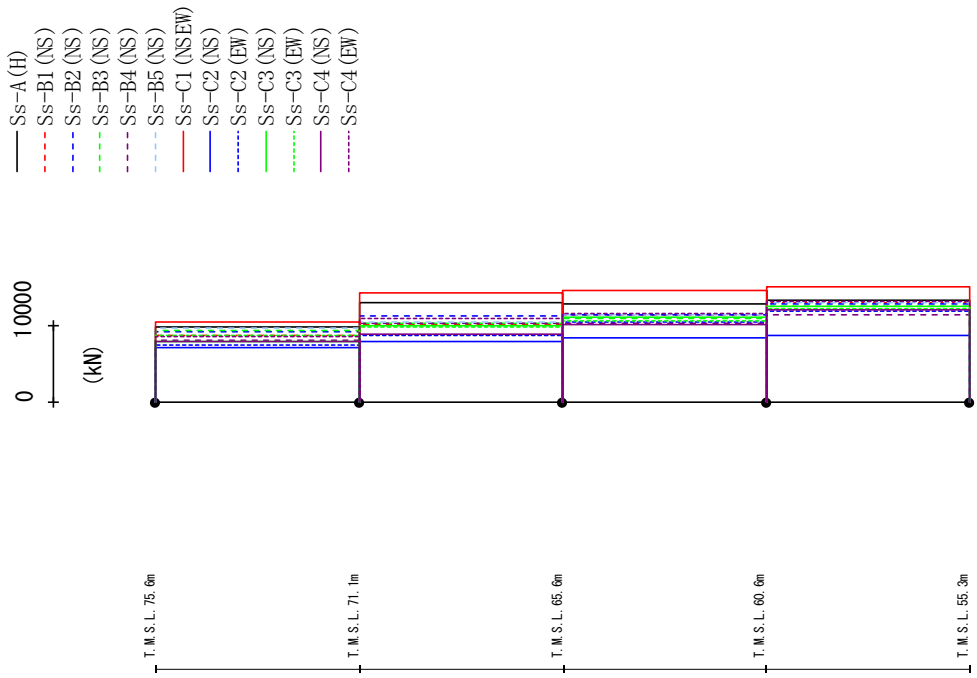
最大応答加速度 (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
	1386	1177	1284	1258	1115	1330	1475	971	1005	1085	1195	1079	1167
	1223	1023	1029	1006	997	1278	1476	624	807	826	1054	942	1046
	1633	1033	1086	1262	979	1317	1823	592	830	1121	1067	888	1004
	1169	826	1069	979	843	948	1198	471	529	688	852	759	986
	660	372	497	508	484	475	753	328	370	379	373	458	571

第3.2.1-1図 最大応答加速度 (基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

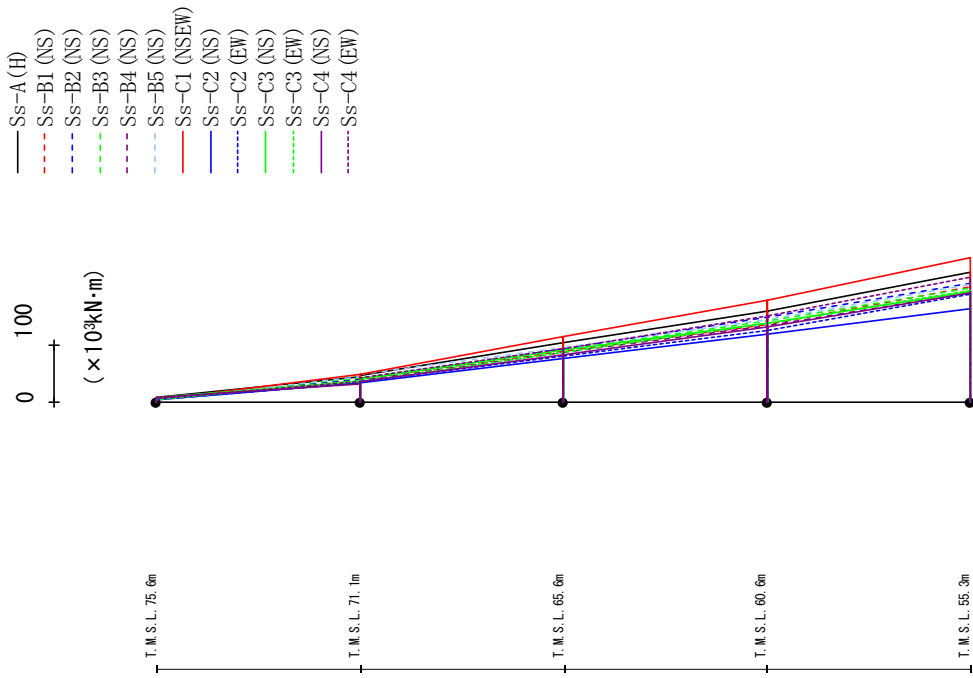
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NEEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
9880	8641	9222	9252	8037	9613	10417	7080	7359	7864	8693	7896	8514
12965	10057	11273	10221	10271	10388	14230	7849	8632	10020	9827	8779	10979
12793	11328	11337	10886	10288	11395	14626	8308	10505	11057	10601	10143	11496
13217	13041	12754	12484	11462	13004	15048	8621	11928	12503	12175	11989	13126

第3.2.1-2図 最大応答せん断力(基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

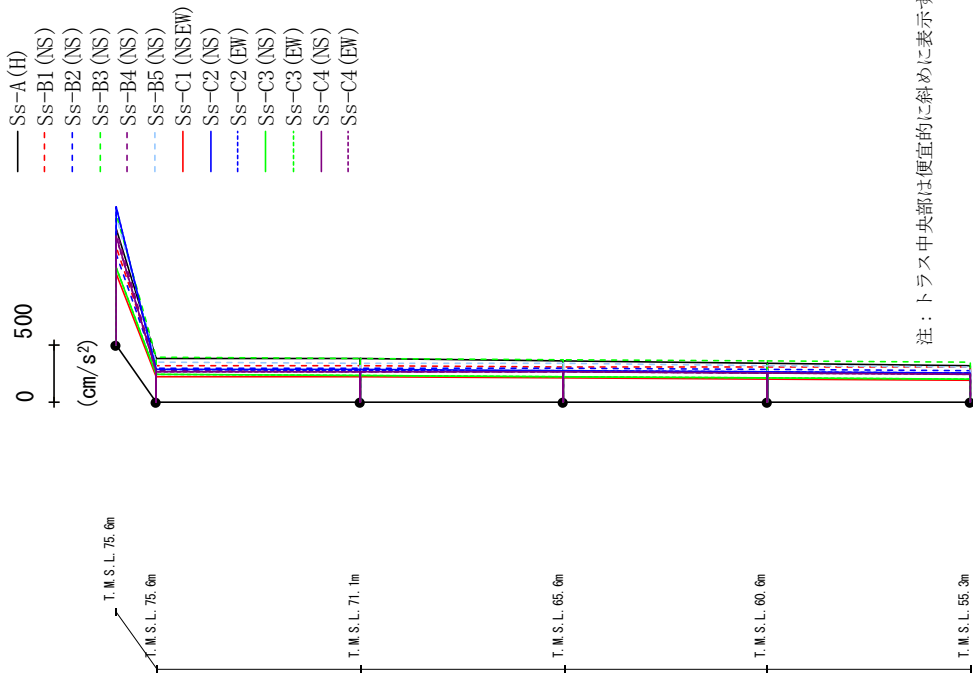
最大応答曲げモーメント (NS方向)



	Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
8.13	5.75	5.85	6.32	5.22	4.89	4.22	4.48	4.95	7.47	4.14	7.23	6.53	
45.22	38.90	40.60	41.05	35.89	44.68	47.50	32.93	33.87	35.79	36.83	31.70	35.62	
46.59	39.05	40.73	41.57	38.54	47.96	48.13	33.99	35.35	39.11	36.67	34.93	41.27	
104.04	89.45	93.65	89.74	85.42	94.71	113.80	75.98	80.14	90.40	85.43	82.35	93.31	
104.04	89.45	93.65	89.74	85.42	94.71	113.80	75.98	80.14	90.40	85.43	82.35	93.31	
158.10	136.12	146.94	140.70	133.38	142.91	177.96	117.52	125.22	137.98	136.51	131.92	150.12	
158.10	136.12	146.94	140.70	133.38	142.91	177.96	117.52	125.22	137.98	136.51	131.92	150.12	
226.41	201.18	207.19	199.56	190.03	204.34	251.37	161.85	188.43	192.17	194.70	189.35	217.42	

第3.2.1-3図 最大応答曲げモーメント(基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

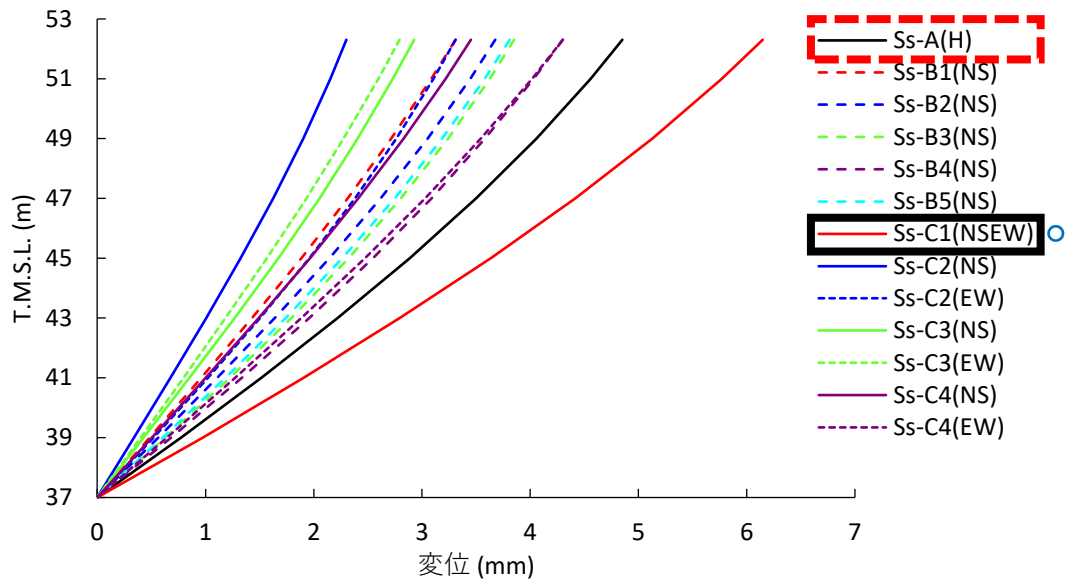


Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1008	847	786	1135	996	1117	614	1202	673	671	943	940
382	317	294	388	269	348	217	283	236	236	260	260
374	311	292	381	265	342	215	279	232	232	261	260
358	305	289	371	260	332	210	270	223	223	259	258
340	304	284	361	254	320	201	260	212	212	254	254
317	301	276	349	252	306	189	255	197	197	246	245

第3.2.1-4図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

第3.2.1-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.40	0.81	1.05	0.83	0.84	0.87	1.67	0.35	0.51	0.80	0.75	0.56	1.00



第3.2.1-5図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS断面, 有効応力解析)

第3.2.1-3表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1以外の地震動の選定結果(NS方向, 有効応力解析)

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第3.2.1-1図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第3.2.1-2図 T. M. S. L. 75. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第3.2.1-3図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第3.2.1-4図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第3.2.1-4図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第3.2.1-2表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-A	第3.2.1-5図

3.2.2 EW方向

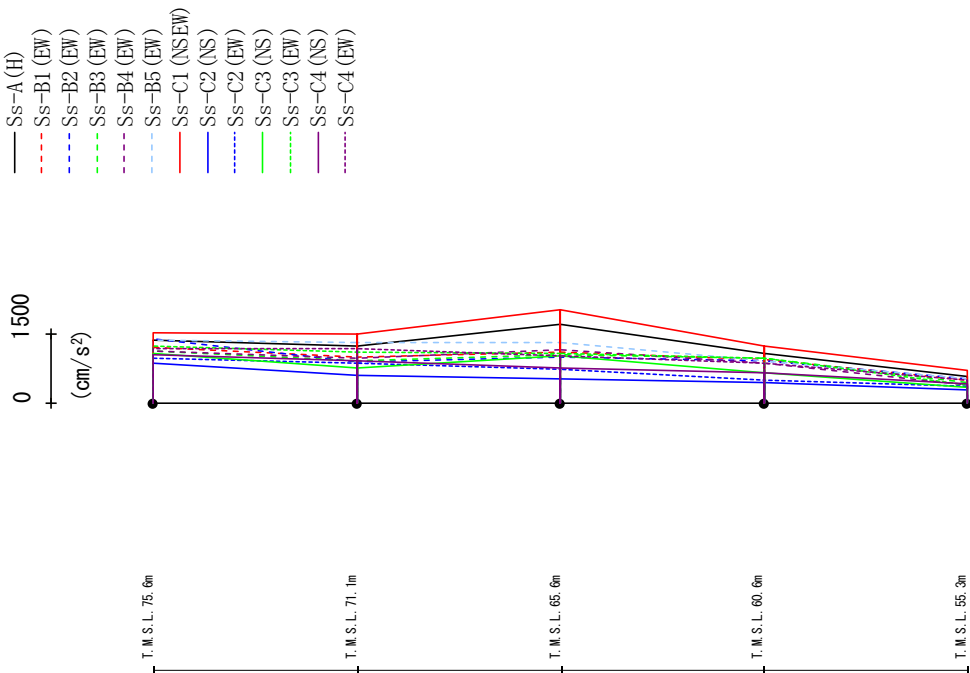
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析におけるEW方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第3.2.2-1図～第3.2.2-4図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第3.2.2-2表に, 改良地盤の最大応答変位*を第3.2.2-5図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1を対象としたものを, 赤破線枠は S_s -C1を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動全波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第3.2.2-1表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1以外の地震動の選定結果を第3.2.2-3表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第3.2.2-1表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震動	凡例
S_s -C1	
S_s -C1を除く地震動	
基準地震動全波	

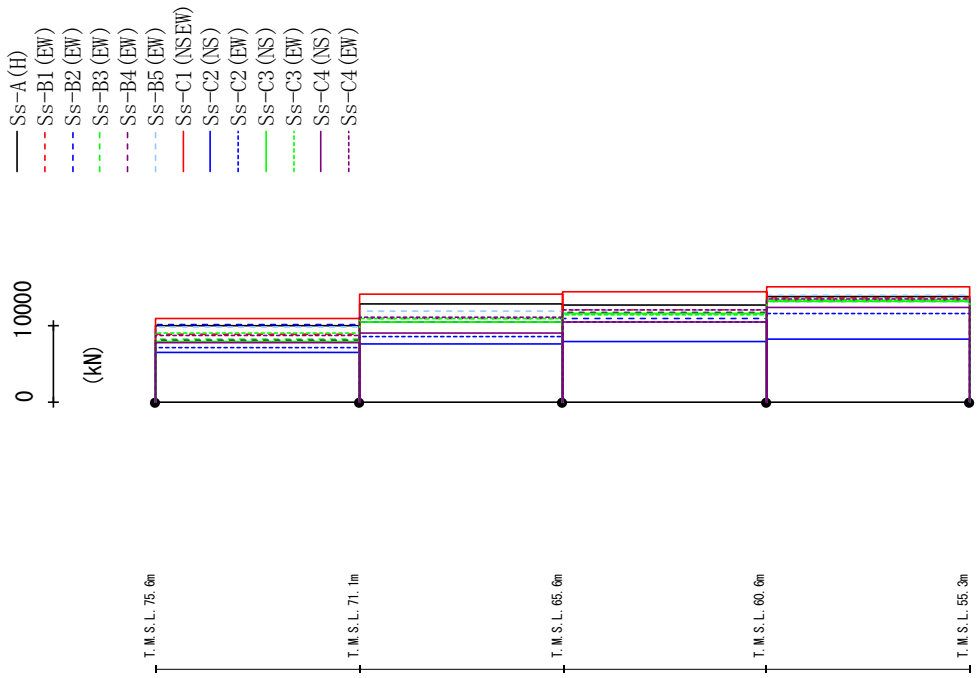
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1380	1220	1386	1127	1137	1361	1539	876	964	1086	1250	1049	1195	
1239	1006	892	933	986	1318	1504	597	876	767	1096	920	1184	
1708	1092	1007	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022	
1090	954	923	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872	
577	505	519	446	384	529	707	276	357	349	394	414	496	

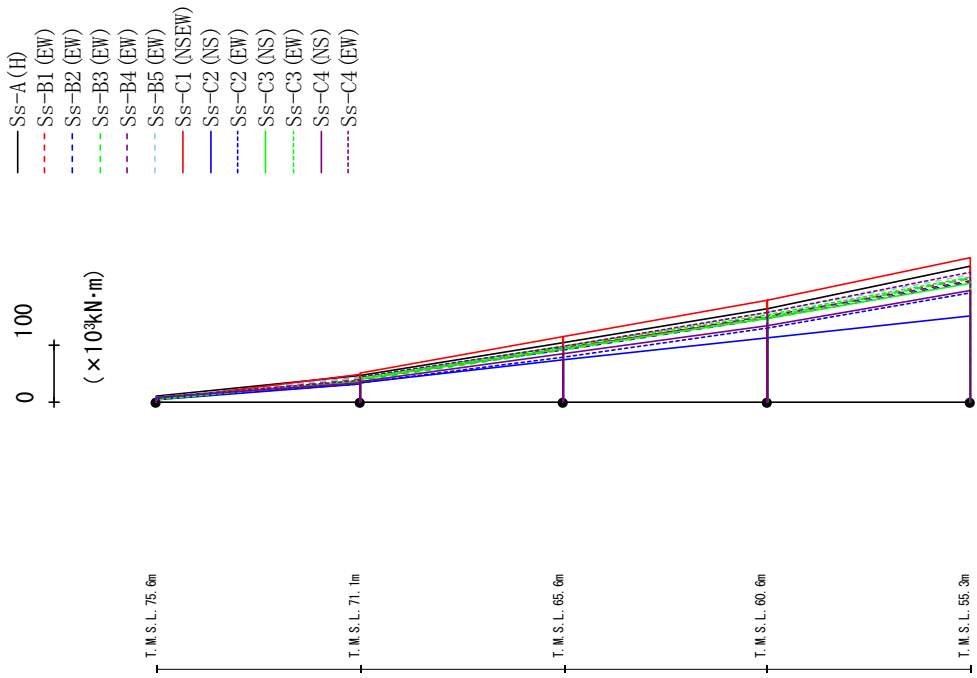
第3.2.2-1図 最大応答加速度 (基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



第3.2.2-2図 最大応答せん断力(基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

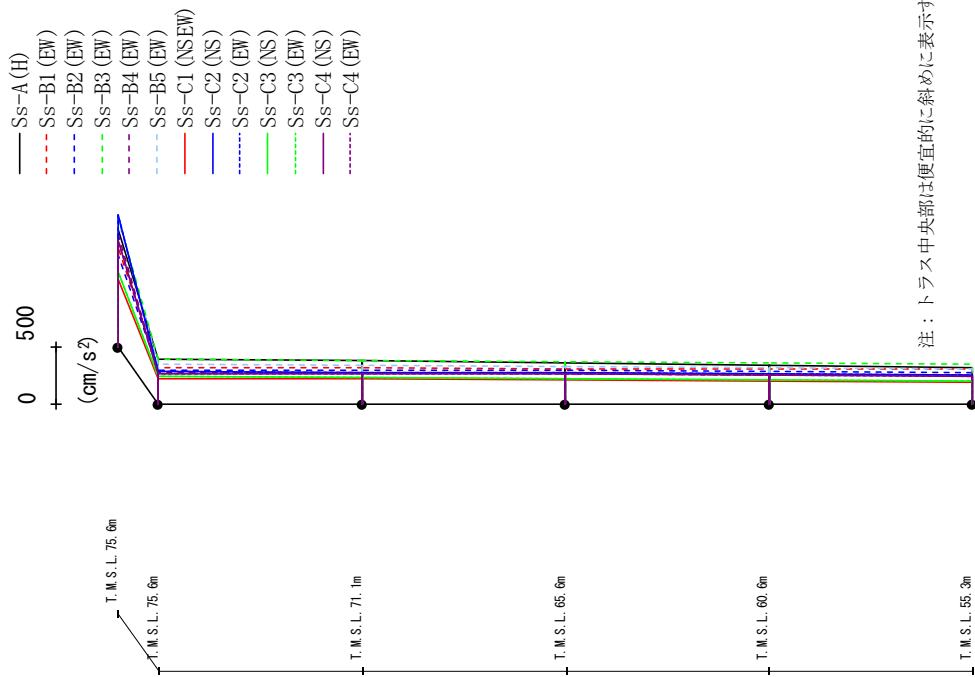


(x10^4 kN-m)

Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9.56	8.67	7.26	6.56	5.96	8.02	3.78	4.36	5.83	8.60	4.78	7.35	7.54
45.36	39.70	41.22	36.30	36.10	42.48	49.37	30.70	31.83	35.93	38.38	33.67	38.60
47.00	40.92	41.34	37.81	39.95	42.20	49.78	32.73	33.52	40.76	41.31	35.29	43.19
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
235.98	214.52	208.10	214.74	211.18	221.34	251.96	150.07	190.59	206.70	217.33	193.65	226.57

第3.2.2-3図 最大応答曲げモーメント(基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

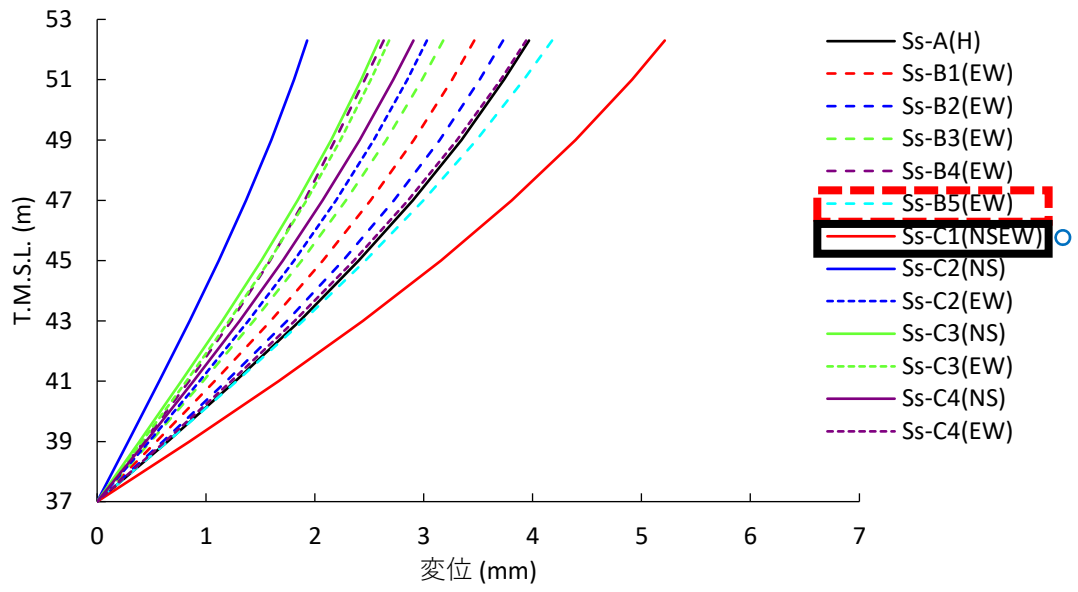


	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NNEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	646	928	926		
384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	260	260		
375	313	293	381	268	339	215	276	276	233	260	260		
360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	258	258		
342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	253	253		
319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	245	245		

第3.2.2-4図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

第3.2.2-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.33	0.82	0.82	0.83	0.94	1.12	1.64	0.26	0.41	0.82	0.90	0.50	0.97



第3.2.2-5図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, EW断面, 有効応力解析)

第3.2.2-3表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1以外の地震動の選定結果(EW方向, 有効応力解析)

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第3.2.2-1図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第3.2.2-2図 T. M. S. L. 71. 1m~60. 6m
	Ss-B2	第3.2.2-2図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m
	Ss-B5	第3.2.2-2図 T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第3.2.2-3図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第3.2.2-4図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第3.2.2-4図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第3.2.2-2表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第3.2.2-5図

3.3 地震動の選定結果

3.1項及び3.2項の結果から、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を第3.3-1表に示す。

第3.3-1表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定結果

解析ケース	基準地震動 S _s	
	NS方向	EW方向
非液化化時 (全応力解析)	Ss-A	Ss-A
	Ss-B3	Ss-B3
	Ss-B4	Ss-B5
	Ss-C1	Ss-C1
	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
	Ss-C4 (EW)	
液化化時 (有効応力解析)	Ss-A	Ss-A
	Ss-B3	Ss-B2
	Ss-C1	Ss-B3
	Ss-C2 (EW)	Ss-B5
		Ss-C1
		Ss-C2 (EW)

4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

4.1 解析ケース

地盤物性のばらつきを考慮する解析ケースを、第4.1-1表及び第4.1-2表に示す。

第4.1-1表 地盤物性のばらつきを考慮する解析ケース(全応力解析)

ケース No.	解析ケース	基準地震動 S s	
		NS方向	EW方向
1	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1σ)	Ss-A	Ss-A
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-B4	Ss-B5
		Ss-C1	Ss-C1
		Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
		Ss-C4 (EW)	
2	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1σ)	Ss-A	Ss-A
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-B4	Ss-B5
		Ss-C1	Ss-C1
		Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
		Ss-C4 (EW)	

第4.2-2表 地盤物性のばらつきを考慮する解析ケース(有効応力解析)

ケース No.	解析ケース	基準地震動 S s	
		NS方向	EW方向
1	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1σ)		Ss-A
		Ss-A	Ss-B2
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-C1	Ss-B5
		Ss-C2 (EW)	Ss-C1
2	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1σ)		Ss-A
		Ss-A	Ss-B2
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-C1	Ss-B5
		Ss-C2 (EW)	Ss-C1
	Ss-C2 (EW)		

4.2 地盤物性のばらつきを評価した地震動の選定について

(1) 目的

地盤物性のばらつきを考慮したケースに用いる地震動は基本ケースの基準地震動全波の地震応答解析結果から部材設計に影響を与える応答値に着目し、影響のある地震動を選定した。着目する応答値については支持架構・基礎梁・杭の地震荷重として入力する応答値(各層のせん断力, 屋根部の付加曲げ, 屋根部の鉛直加速度, 基礎梁部の加速度(水平及び鉛直), 改良地盤の変形, 軸ひずみ)とした。

その結果, 「4.1 解析ケース」に示す解析ケースを地盤物性のばらつきを考慮するケースとして設定した。

しかしながら, 本選定結果の地震動については基本ケースを基に設定しており, 地盤物性のばらつきを考慮したケースで大小関係が変動する可能性がある。

従って, 本項では本選定方法に対し, 基本ケースと地盤物性のばらつきを考慮したケースの地震動及び応答値を比較し, 部材設計に対し最大の応答値が選定されていることを確認する。

(2) 確認方法

確認する応答については各層のせん断力, 屋根部の付加曲げ, 屋根部の鉛直加速度, 基礎梁部の加速度(水平及び鉛直), 改良地盤の変形, 軸ひずみとする。なお, 検討条件については「4.1 解析ケース」で選定したケース(第4.1-1表, 第4.1-2表)で地震応答解析を実施する。

(3) 確認結果

基本ケース及び地盤物性のばらつきを考慮したケースの最大応答値が生じる地震動及び応答値を第4.2-1表～第4.2-4表に示す。

第4.2-1表～第4.2-4表に示すとおり概ね基本ケースで最大応答値が生じた地震動は地盤物性のばらつきを考慮したケースでも同様の地震動で発生している。なお, EW方向の全応力解析・有効応力解析の屋根部の鉛直加速度において, 基本ケース及び $+1\sigma$ では全応力解析では $S_s-C2(NS)$ が, 有効応力解析では $S_s-C2(EW)$ が最大であったが, -1σ ではそれぞれ S_s-B3 が最大であった。但し, それらの最大値は全応力解析では $S_s-C2(NS)$ の $+1\sigma$, 有効応力解析では $S_s-C2(EW)$ の $+1\sigma$ で生じており, 基本ケースで最大であった $S_s-C2(NS)$, $S_s-C2(EW)$ と同じ地震動で最大値が生じていることを確認した。

以上のことから, 基本ケースと地盤物性のばらつきを考慮したケースでは入力地震動による大小関係は概ね同様であり, 変動した場合においてもそのケースが最大とならないことから, 地震動の選定方法について, 各応答値の最大を選定できており, 妥当であることを確認した。

第4.2-1表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(NS方向, 全応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
全 応 力	NS	層せん断力	Ss-C1 (14865 kN)	Ss-C1 (14689 kN)	Ss-C1 (15363 kN)	Ss-C1 (15363 kN)
		付加曲げ	Ss-A (7116 kNm)	Ss-A (6964 kNm)	Ss-A (7009 kNm)	Ss-A (7116 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1203 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1212 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1152 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1212 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (754 cm/s ²)	Ss-C1 (762 cm/s ²)	Ss-C1 (744 cm/s ²)	Ss-C1 (762 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (5.87 mm)	Ss-C1 (5.61 mm)	Ss-C1 (6.15 mm)	Ss-C1 (6.15 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.66 %)	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.67 %)	Ss-C1 (1.67 %)

注：表中の()は応答値の数値を示す。

注：■は, ①~③で最大となるものを示す。

第4.2-2表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(EW方向, 全応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
全 応 力	EW	層せん断力	Ss-C1 (15043 kN)	Ss-C1 (14786 kN)	Ss-C1 (15297 kN)	Ss-C1 (15297 kN)
		付加曲げ	Ss-A (8250 kNm)	Ss-A (8478 kNm)	Ss-A (7459 kNm)	Ss-A (8478 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1150 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1207 cm/s ²)	Ss-B3 (1053 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1207 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (719 cm/s ²)	Ss-C1 (712 cm/s ²)	Ss-C1 (710 cm/s ²)	Ss-C1 (719 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (347 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (4.99 mm)	Ss-C1 (4.86 mm)	Ss-C1 (5.22 mm)	Ss-C1 (5.22 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.60 %)	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.64 %)

注：表中の()は応答値の数値を示す。

注：■は、①~③で最大となるものを示す(表示桁以降も含めて比較)。

第4.2-3表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(NS方向, 有効応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
有効応力	NS	層せん断力	Ss-C1 (15048 kN)	Ss-C1 (14861 kN)	Ss-C1 (15479 kN)	Ss-C1 (15479 kN)
		付加曲げ	Ss-A (8132 kNm)	Ss-A (8200 kNm)	Ss-A (7711 kNm)	Ss-A (8200 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(EW) (1205 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1212 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1167 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1212 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (753 cm/s ²)	Ss-C1 (767 cm/s ²)	Ss-C1 (754 cm/s ²)	Ss-C1 (767 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (6.15 mm)	Ss-C1 (5.96 mm)	Ss-C1 (6.54 mm)	Ss-C1 (6.54 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.67 %)	Ss-C1 (1.68 %)	Ss-C1 (1.70 %)	Ss-C1 (1.70 %)

注：表中の()は応答値の数値を示す。

注：■は、①~③で最大となるものを示す(表示桁以降も含めて比較)。

第4.2-4表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(EW方向, 有効応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
有効応力	EW	層せん断力	Ss-C1 (15092 kN)	Ss-C1 (14859 kN)	Ss-C1 (15352 kN)	Ss-C1 (15352 kN)
		付加曲げ	Ss-A (9563 kNm)	Ss-A (10101 kNm)	Ss-A (8209 kNm)	Ss-A (10101 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(EW) (1152 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1207 cm/s ²)	Ss-B3 (1055 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1207 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (707 cm/s ²)	Ss-C1 (699 cm/s ²)	Ss-C1 (715 cm/s ²)	Ss-C1 (715 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (347 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (5.21 mm)	Ss-C1 (5.04 mm)	Ss-C1 (5.56 mm)	Ss-C1 (5.56 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.60 %)	Ss-C1 (1.66 %)	Ss-C1 (1.66 %)

注：表中の()は応答値の数値を示す。

注：■は, ①~③で最大となるものを示す。

5. まとめ

本資料では、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び結果について説明した。また、地震動の選定方法が妥当であることを確認した。以上より、地盤物性のばらつきの考慮に当たって、基準地震動全波に対して網羅的に考慮していることを確認した。

参考資料

座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきを考慮した
影響評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 材料物性のばらつきに対する影響確認	1
2.1 確認方針	1
2.2 確認方法	2
2.2.1 確認条件	2
2.2.2 確認内容	2
2.3 確認結果	3
2.3.1 軸ひずみ	3
2.3.2 繰返し疲労	3
2.3.3 フレームの各部材	6
3. まとめ	7

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきの影響について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震計算書」

2. 材料物性のばらつきに対する影響確認

2.1 確認方針

座屈拘束ブレースは、ブレースとして働く中心鋼材を座屈拘束材（鋼管とモルタル）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。本部材は地震時に降伏させ、安定的に塑性化することでエネルギー吸収を期待する部材であることから、降伏させる中心鋼材（BT-LYP225）に用いられている鋼材の降伏点に上降伏点及び下降伏点を管理値として製造されているものを用いている。

以上のことから、中心鋼材は品質管理された規格品であり、全部材で降伏点が同時にばらつくとは考えづらく、保守的ではあるものの座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきとして、上降伏点及び下降伏点を考慮した降伏点のばらつきを考慮し、耐震性へ与える影響を確認する。

2.2 確認方法

地震応答解析及び応力解析を実施し、座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきによる影響を確認する。

なお、地震応答解析は有効応力解析にて行う。

2.2.1 確認条件

(1) 材料物性のばらつき

材料物性のばらつきは、降伏点の公差($\pm 20\text{N/mm}^2$)とする。材料物性のばらつきを考慮した降伏点を第2.2.1-1表に示す。

第2.2.1-1表 材料物性のばらつきを考慮した降伏点

	降伏点(N/mm ²)
ばらつき上限	245
中間値【参考】	225
ばらつき下限	205

(2) 確認用地震動

Ss-A, Ss-C1

(3) 方向

NS方向, EW方向

(4) 地盤

-1 σ 地盤

2.2.2 確認内容

(1) 軸ひずみ

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%を超えないことを確認する。

(2) 繰返し疲労

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴を用いて、ひずみ振幅を5種類に分類して疲労係数を算出し、許容限界である疲労係数総和1を超えないことを確認する。

(3) フレームの各部材

フレームの各部材に発生する応力が、許容限界である検定比1を超えないことを確認する。

2.3 確認結果

「2.2 確認方法」に基づいた確認結果を2.3.1項から2.3.3項に示す。

各確認内容において許容限界を超えないことを確認した。よって、座屈拘束ブレースの材料物性によるばらつきは耐震性へ与える影響が小さいことを確認した。

2.3.1 軸ひずみ

軸ひずみの確認結果を第2.3.1-1表に示す。軸ひずみの最大値1.76%はばらつき上限において発生しており、許容限界を超えないことを確認した。

第2.3.1-1表 軸ひずみの確認結果

(a) Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.76	3.0	0.59	OK
中間値【参考】	1.70	3.0	0.57	OK
ばらつき下限	1.63	3.0	0.55	OK

(b) Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.48	3.0	0.50	OK
中間値【参考】	1.42	3.0	0.48	OK
ばらつき下限	1.36	3.0	0.46	OK

注：■は、最大検定比を示す。

2.3.2 繰返し疲労

繰返し疲労の確認結果を第2.3.2-1表に示す。疲労係数総和の最大値0.6290はばらつき上限において発生しており、許容限界を超えないことを確認した。

第2.3.2-1表 繰返し疲労の確認結果(1/2)

(a) Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

検討項目	ひずみ振幅 項目	繰返し 回数n	許容繰返し 回数N	疲労係数 n/N	許容 限界	判定
ばらつき上 限	①1.0%-2.8%	19	58	0.3276		
	②0.5%-1.0%	114	474	0.2405		
	③0.3%-0.5%	82	1,952	0.0420		
	④0.1%-0.3%	101	5,537	0.0182		
	疲労係数総和			0.6290	1	OK
中間値 【参考】	①1.0%-2.7%	20	62	0.3226		
	②0.5%-1.0%	98	474	0.2068		
	③0.3%-0.5%	91	1952	0.0466		
	④0.1%-0.3%	105	5537	0.0190		
	疲労係数総和			0.5950	1	OK
ばらつき下 限	①1.0%-2.6%	21	67	0.3134		
	②0.5%-1.0%	81	474	0.1709		
	③0.3%-0.5%	105	1,952	0.0538		
	④0.1%-0.3%	111	5,537	0.0200		
	疲労係数総和			0.5590	1	OK

注：■は、Ss-A, Ss-C1における疲労係数総和の最大値を示す。

第2.3.2-1表 繰返し疲労の確認結果(2/2)

(b) Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

検討項目	ひずみ振幅 項目	繰返し 回数n	許容繰返し 回数N	疲労係数 n/N	許容 限界	判定
ばらつき上 限	①1.0%-2.9%	2	54	0.0370		
	②0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③0.3%-0.5%	4	1952	0.0020		
	④0.1%-0.3%	15	5537	0.0027		
	疲労係数総和			0.0460	1	OK
中間値 【参考】	①1.0%-2.9%	2	54	0.0370		
	②0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③0.3%-0.5%	3	1952	0.0015		
	④0.1%-0.3%	14	5537	0.0025		
	疲労係数総和			0.0460	1	OK
ばらつき下 限	①1.0%-2.7%	2	58	0.0345		
	②0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③0.3%-0.5%	2	1952	0.0010		
	④0.1%-0.3%	17	5537	0.0031		
	疲労係数総和			0.0430	1	OK

注：■は、Ss-A, Ss-C1における疲労係数総和の最大値を示す。

2.3.3 フレームの各部材

フレームの各部材の確認結果を第2.3.3-1表に示す。最大検定比0.92はばらつき上限において発生しており，許容限界を超えないことを確認した。

第2.3.3-1表 フレームの各部材の確認結果（最大検定比）

鉄骨部材	ばらつき 下限	中間値 【参考】	ばらつき 上限
柱	0.86	0.89	0.92
大はり	0.84	0.87	0.90
小はり	0.87	0.87	0.88
トラス柱	0.69	0.72	0.74
鉛直ブレース	0.66	0.69	0.69
水平ブレース	0.28	0.30	0.31

注：■は，最大検定比を示す。

3. まとめ

座屈拘束ブレースの材料物性によるばらつきは耐震性へ与える影響が小さいことを確認した。

添付 2

耐震設計の基本方針に関する
水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに
関する評価部位の抽出

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 検討の目的	2
3. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる竜巻防護対策設備の影響評価	3
<u>3.1</u> 従来設計手法の考え方	3
<u>3.2</u> 影響評価方法	5
<u>3.3</u> 影響評価部位の抽出	8
<u>3.4</u> 影響評価部位の抽出結果	21
4. まとめ	24

注記：文中の「 」困り部は後次回以降申請の竜巻防護対策設備に係る事項である

1. 概要

本資料は、以下の添付書類に示す竜巻防護対策設備の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価における、影響評価部位の抽出プロセスを補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-3-1-1-1 別紙2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」

なお、本資料で示す水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価における、影響評価部位の抽出プロセスについては、今回設工認申請対象以外の竜巻防護対策設備に対しても適用するものである。

2. 検討の目的

平成25年に制定された「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則（平成25年6月28日原子力規制委員会規則第6号）」（以下、「技術基準」という。）は、従前の耐震設計審査指針から充実が図られている。

そのうち、新たに要求された水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せについて、耐震設計に係る工認審査ガイドにおいて、以下の内容が示されている。

耐震設計に係る工認審査ガイド(抜粋)

3.5.2 水平方向及び鉛直方向地震力の組合せ

水平方向及び鉛直方向地震力の組合せを適切に行っていることを確認する。

(1) 動的な地震力の組合せ

水平2方向及び鉛直方向の地震力による応力の組合せを簡易的に行う際には、各方向の入力地震動の位相特性や建物・構築物の構造、応答特性に留意し、非安全側の評価にならない組合せ方法を適用していること。

なお、各方向の入力地震動の位相特性や建物・構築物の三次元応答特性により応答の同時性を考慮する必要がある場合は、各方向の各時刻歴での応答を逐次重ね合わせる等の方法により、応答の同時性を考慮していること。

上記工認審査ガイドを踏まえ、従来の設計手法における水平1方向及び鉛直方向地震力を組合せた耐震計算に対して、施設の構造特性から水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の可能性のあるものを抽出し、その影響を評価する。なお、評価にあたっては後述の組合せ係数法による評価を基本としているものの、竜巻防護対策設備の応答特性により応答の同時性を考慮する必要がある場合には、応答の同時性を考慮したうえで影響を評価する。

3. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる竜巻防護対策設備の影響評価

3.1 従来設計手法の考え方

従来の設計手法では、竜巻防護対策設備の地震応答解析において、水平方向及び鉛直方向の地震動を質点系モデル又はフレームモデルにそれぞれの方向ごとに入力し、解析を行っている。また、竜巻防護対策設備は、全体形状及び平面レイアウトから、地震力を主に柱、梁及びブレースで負担する構造であり、剛性の高い設計としている。

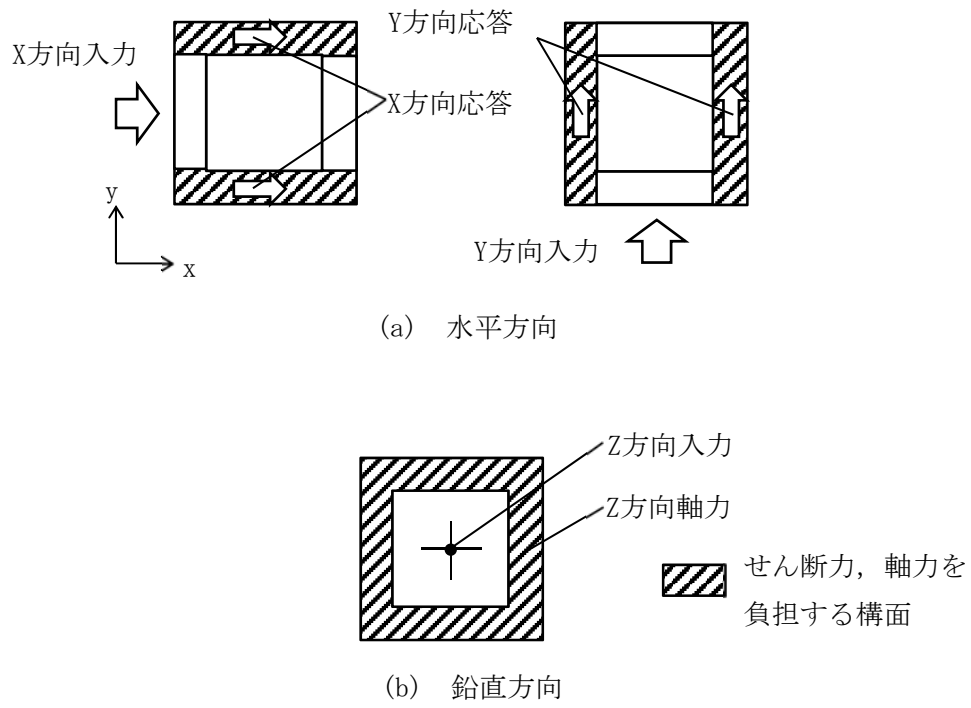
水平方向の地震力に対しては、せん断力について評価することを基本とし、竜巻防護対策設備に生じるせん断力に対して、地震時の力の流れが明解となるように、直交する2方向につり合いよく配置された柱、梁及びブレースで構成された構面を耐震要素として構造計画を行う。

地震応答解析は、水平2方向の構面に対して、それぞれ剛性を評価し、各水平方向に対して解析を実施している。従って、竜巻防護対策設備に対し、水平2方向の入力がある場合、各方向から作用するせん断力を負担する部位が異なるため、水平2方向の入力がある場合の評価は、水平1方向にのみ入力がある場合と同等な評価となる。

鉛直方向の地震力に対しては、軸力について評価することを基本としている。竜巻防護対策設備に生じる軸力に対しては、構面を主な耐震要素として構造計画を行う。

入力方向ごとの耐震要素について、第3.1-1図に示す。

また、各竜巻防護対策設備の耐震計算書のうち、竜巻防護対策設備の応力解析による評価は、上記の考え方を踏まえた地震応答解析により算出された応答を、水平1方向及び鉛直方向に組合せて行っている。



第3.1-1図 入力方向ごとの耐震要素

3.2 影響評価方法

竜巻防護対策設備において、従来設計手法に対して水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した場合に影響を受ける可能性がある部位を抽出し影響検討を行う。

抽出及び影響検討のフロー図を第3.2-1図に示す。また、以下にフロー図の各ステップに対する説明を記す。

① 耐震評価上の構成部位の整理(第3.2-1図 ①)

評価対象は、耐震重要施設及びその間接支持構造物、並びにこれらの施設への波及的影響防止のために耐震評価を実施する部位とし、耐震評価上の構成部位に分類する。

② 水平2方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性の整理(第3.2-1図 ②)

竜巻防護対策設備における耐震評価上の構成部位について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答特性から影響が想定される部位の整理を行う。応答特性は、荷重の組合せから影響が想定されるもの及び3次元的な建屋挙動から影響が想定されるものに分類する。

③ 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出(第3.2-1図 ③)

「①」にて整理した耐震評価上の構成部位について、「②」にて整理したものうち、荷重の組合せから影響が想定されるものに該当するか検討を行い、評価部位を抽出する。

④ 3次元的な応答特性が想定される部位の整理(第3.2-1図 ④)

「②」にて整理したものうち、「③」にて抽出されなかったものについて、3次元的な建物挙動から影響が想定されるものに該当するか整理を行う。

⑤ 3次元FEMモデルを用いた精査による評価部位の抽出(第3.2-1図 ⑤)

「④」にて整理を行ったものについて、3次元FEMモデルを用いた精査を実施し、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる耐震性への影響を確認する。竜巻防護対策設備の耐震評価としてはヒンジ図や部材設計に用いる応答値に対して、機電耐震評価としてはFRSに対して、応答への影響を判断する。ここで、応答への影響ありと判断した部位は、3次元的な応答特性に対する評価対象部位として抽出する。一方、影響なしと判断した部位は3次元的な応答特性は想定されない部位として評価終了とする。

なお、「④」にて3次元的な応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位についても、局所応答の観点から、3次元FEMモデルによる精査を実施し、応答への影響ありと判断した部位は、評価対象部位として抽出する。

局所応答に対する3次元FEMモデルによる精査は、施設の重要性、建屋規模及び構造特性を考慮して選定する竜巻防護対策設備について、地震応答解析を行う。

⑥ 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価(第3.2-1図 ⑥)

「③」にて抽出した荷重の組合せから影響が想定される耐震評価上の構成部位については、構造部材の発生応力等を適切に組合せることで、各部位の設計上の許容値に対する評価を実施し、各部位の耐震性への影響を評価する。なお、水平2方向及び鉛直方向地震力を組合せる方法として、米国REGULATORY GUIDE 1.92*の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考として、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)又はSRSS法に基づいて地震力を設定する。また、組合せる荷重又は応力としては、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる局部評価の荷重又は応力の算出結果を用いる。

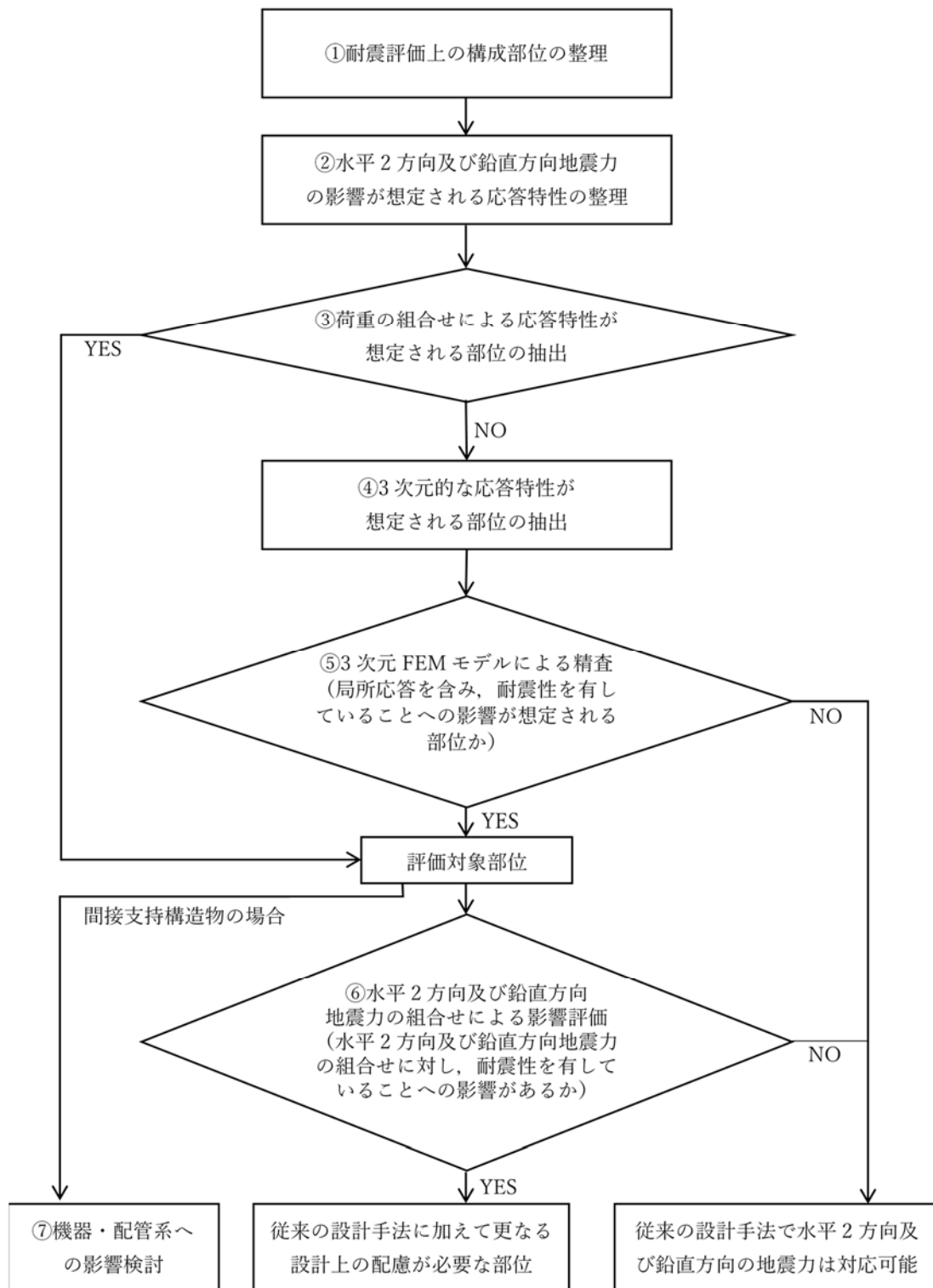
「⑤」にて抽出した3次元的な応答特性が想定される耐震評価上の構成部位については、3次元的な挙動により発生する応力に対するより詳細な評価を実施し、各部位の耐震性への影響を評価する。

本検討の結果、耐震性への影響があると確認された部位については、詳細な手法を用いた検討等、新たに設計上の対応策を講じることとする。一方、耐震性への影響がないとしたものについては、水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮せず、従来の設計手法で対応可能な部位として竜巻防護対策設備の評価は終了とする。

注記 * : ULATORY GUIDE (RG) 1.92 “COMBINING MODAL RESPONSES AND SPATIAL COMPONENTS IN SEISMIC RESPONSE ANALYSIS”

⑦ 設備・機器への影響検討(第3.2-1図 ⑦)

「③」及び「⑤」にて抽出された部位のうち、機器・配管系の間接支持構造物に当たるものについては、建屋を3次元FEMでモデル化した地震応答解析より得られた応答加速度を用いて、該当部位の3次元的な挙動が機器・配管系に及ぼす影響検討を実施する。



第3.2-1図 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響検討フロー

3.3 影響評価部位の抽出

第3.2-1図のフローの①～⑤に基づき、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性のある部位を抽出する。

(1) 耐震評価上の構成部位の整理(第3.2-1図 ①)

竜巻防護対策設備の耐震評価上の構成部位を整理し、各建屋において該当する耐震評価上の構成部位を網羅的に確認した。確認した結果を第3.3-1表に示す。

なお、後次回申請の竜巻防護対策設備に対する抽出結果については、各申請回次において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

第3.3-1表 竜巻防護対策設備における耐震評価上の構成部位の整理

対象評価部位		飛来物防護ネット (再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)
		支持架構：鉄骨造 基礎梁，杭：RC造
柱	一般部	—
	地下部	—
	隅部	○
梁	一般部	○
	地下部	—
	鉄骨トラス	○
壁	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨 ブレース	○
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	—
基礎梁		○
杭		○

凡例 ○：対象の構造部材が存在する

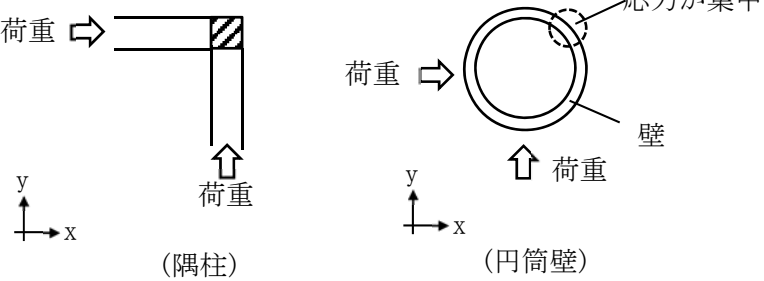
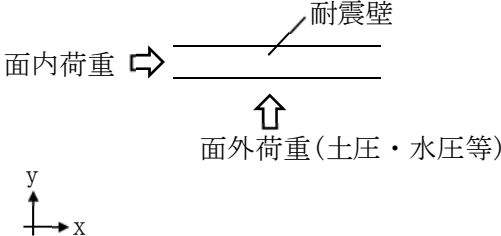
—：対象の部材が存在しない

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性の整理
(第3.2-1図 ②)

竜巻防護対策設備における耐震評価上の構成部位について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性を整理した。応答特性は、荷重の組合せによる影響が想定されるもの及び3次元的な建屋挙動から影響が想定されるものに分けて整理した。整理した結果を第3.3-2表及び第3.3-3表に示す。また、応答特性を踏まえ、耐震評価上の構成部位に対する水平2方向入力のかえ方を第3.3-4表に示す。

なお、隣接する上位クラス建物・構築物への波及的影響確認防止のための竜巻防護対策設備の評価は、上位クラスの建物・構築物との相対変位による衝突の有無の判断が基本となる。そのため、支持架構のうち耐震要素である柱、梁及びブレースを主たる評価対象部位とし、その他の構成部位については抽出対象に該当しない。

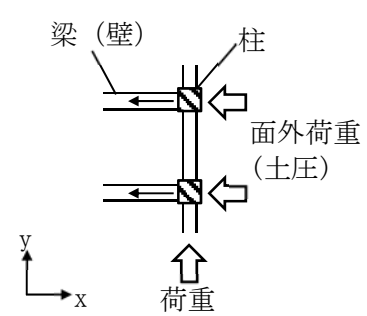
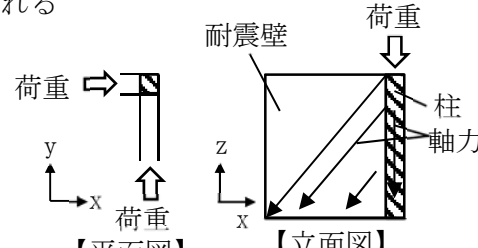
第3.3-2表 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響が想定される応答特性
(荷重の組合せによる応答特性)

荷重の組合せによる応答特性	影響想定部位
<p>①-1</p> <p>直交する水平2方向の荷重が、応力として集中</p>	<p>応力の集中する隅柱等 (例)</p>  <p>荷重 → (隅柱)</p> <p>荷重 → (円筒壁)</p> <p>応力が集中</p> <p>壁</p> <p>荷重</p> <p>水平荷重 (矩形基礎スラブ)</p> <p>応力が集中</p> <p>水平荷重</p>
<p>①-2</p> <p>面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用</p>	<p>土圧を負担する地下外壁等 水圧を負担するプール等 (例)</p>  <p>面内荷重 → 耐震壁</p> <p>↑ 面外荷重(土圧・水圧等)</p>

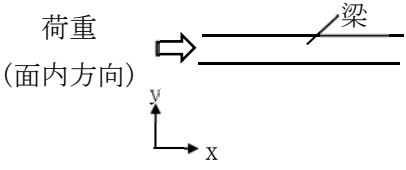
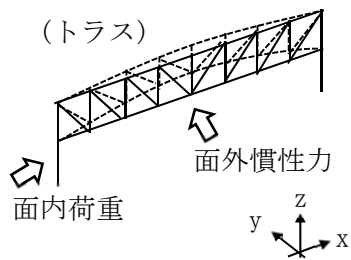
第3.3-3表 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響が想定される応答特性
(3次元的な応答特性)

3次元的な 応答特性	影響想定部位
<p>②-1</p> <p>面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい</p>	<p>大スパンや吹き抜け部に設置された部位 (例)</p> <p>面内荷重 → 耐震壁</p> <p>↑ 面外慣性力 (耐震構造部材)</p> <p>面内荷重 → 面外慣性力 (トラス)</p>
<p>②-2</p> <p>加振方向以外の方に励起される振動</p>	<p>塔状構造物などを含む、ねじれ挙動が想定される建物・構築物 (例)</p> <p>荷重 → (壁) 耐震構造部材</p> <p>(鉄骨架構)</p> <p>(床・屋根)</p> <p>面内荷重 → 柱 ブレース (ブレース)</p>

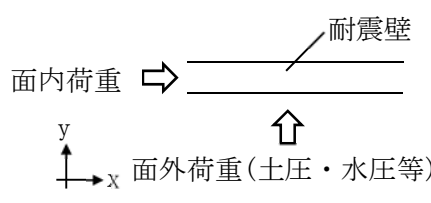
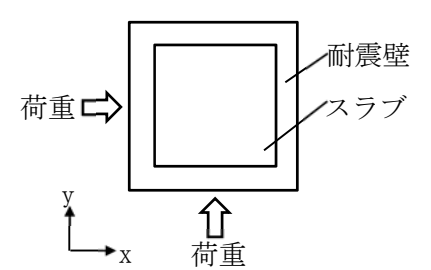
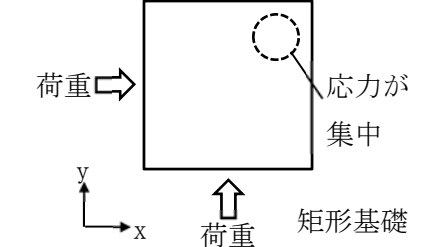
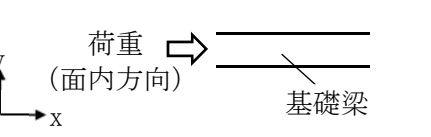
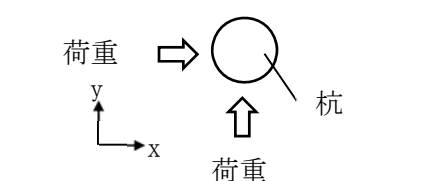
第3.3-4表 耐震評価上の構成部位に対する水平2方向入力のかえ方(1/3)

耐震評価上の構成部材	水平2方向入力のかえ方	
柱	一般部	耐震壁付構造の場合、水平入力による影響は小さい。
	地下部	<p>地下外周柱は面内方向の荷重を負担しつつ面外方向(土圧)の荷重が作用する。ただし、外周部耐震壁付のため、水平入力による影響は小さい。また、土圧が作用する方向にある梁及び壁が応力を負担することで、水平面外入力による影響は小さい。</p> 
	隅部	<p>独立した隅柱は、直交する地震荷重が同時に作用する。ただし、耐震壁付きの隅柱は軸力が耐震壁に分散されることで影響は小さい。</p> 

第3.3-4表 耐震評価上の構成部位に対する水平2方向入力のおえ方(2/3)

耐震評価上の構成部材		水平2方向入力の考え方
梁	一般部	<p>大スパンや吹抜け部では面内方向の荷重に加え、面外慣性力が作用する。ただし、1方向のみ地震荷重を負担することが基本であり、また、床及び壁の拘束により面外地震荷重負担による影響は小さい。但し、面外方向に梁が配置された部位については2方向曲げによる組合せ応力が作用する。</p>  <p>The diagram shows a horizontal beam labeled '梁' (beam). A horizontal arrow labeled '荷重 (面内方向)' (load in-plane direction) points to the right. A coordinate system is shown below with the x-axis pointing right and the y-axis pointing up.</p>
	鉄骨トラス	<p>地下外周梁は面内方向の荷重を負担しつつ面外方向(土圧)の荷重が作用する。ただし、1方向のみ地震荷重を負担することが基本であり、また、床及び壁の拘束により面外地震荷重負担による影響は小さい。但し、面外方向に鉄骨トラスが配置された部位については2方向曲げによる組合せ応力が作用する。</p>  <p>The diagram shows a steel truss structure labeled '(トラス)' (truss). A horizontal arrow labeled '面内荷重' (in-plane load) points to the right. An upward-pointing arrow labeled '面外慣性力' (out-of-plane inertia force) points upwards. A 3D coordinate system is shown with the x-axis pointing right, the y-axis pointing up, and the z-axis pointing out of the page.</p>

第3.3-4表 耐震評価上の構成部位に対する水平2方向入力のかえ方(3/3)

耐震評価上の構成部材		水平2方向入力のかえ方
壁	一般部	1方向のみ地震荷重を負担することが基本である。
	地下部 プール壁	地下部分の耐震壁は、直交する方向からの地震時面外土圧荷重を受ける。同様にプール部の壁については水圧を面外方向から受ける。 
	鉄骨 ブレース	1方向のみ地震荷重を負担することが基本であり、ねじれによる荷重増分は軽微と考えられ影響は小さい。
床 屋根	一般部	スラブは四方が壁及び梁で拘束されており、水平方向に変形しにくい構造となっており、水平地震力の影響は小さい。 
基礎	基礎 スラブ	直交する水平2方向の地震力により、集中応力が作用する。 
	基礎梁	面内方向の荷重に加え、面外慣性力が作用する。また、面外地震荷重負担による影響は小さい。 
	杭	杭は、直交する地震荷重が同時に作用する。 

(3) 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出(第3.2-1図 ③)

第3.3-1表に示す耐震評価上の構成部位のうち、第3.3-2表に示す荷重の組合せによる応答特性により、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出した。抽出した結果を第3.3-5表に示す。

なお、後次回申請の竜巻防護対策設備に対する抽出結果については、暫定的のものであり各申請回次において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

第1回設工認申請対象の竜巻防護対策設備においては、応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位として、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の柱(隅部)、梁(一般部及び鉄骨トラス)、壁(鉄骨ブレース)を抽出した。

以下に、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に対する抽出の考え方を示す。

a. 柱

柱は、応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、隅部(端部柱を含む)が考えられ、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の支持架構の柱(隅部)を抽出した。

応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、土圧が作用する地下外周柱が考えられるが、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に抽出される地下外周柱は存在しない。

b. 梁

梁は、応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、梁の一般部及び鉄骨トラスが考えられ、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の支持架構の梁(一般部及び鉄骨トラス)を抽出した。

応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、土圧が作用する地下外周梁が考えられるが、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に抽出される地下外周梁は存在しない。

c. 壁

壁は、応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、壁の鉄骨ブレースが考えられ、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の支持架構の壁(鉄骨ブレース)を抽出した。

応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、土圧及び水圧が作用する地下部・プール部の壁が考えられるが、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に抽出される地下部・プール部の壁は存在しない。

第 3.3-5 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響の確認が必要な部位の抽出

(荷重の組合せによる応答特性を踏まえたスクリーニング)

対象評価部位		飛来物防護ネット (再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)
		支持架構：鉄骨造 基礎梁，杭：RC造
柱	一般部	—
	地下部	—
	隅部	①-1要
梁	一般部	①-1要
	地下部	—
	鉄骨トラス	①-1要
壁	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨 ブレース	①-1要
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	—
基礎梁		抽出対象外
杭		抽出対象外

- 凡例 ①-1要：応答特性①-1「直交する水平 2 方向の荷重が応力として集中」
 ①-2要：応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ，面外方向の荷重が作用」
 抽出対象外：上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の抽出対象外の構成部位
 —：対象の構造部位が存在しない

(4) 3次元的な応答特性が想定される部位の整理(第3.2-1図 ④)

第3.3-1表に示す耐震評価上の構成部位のうち、第3.3-3表に示す3次元的な応答特性により、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を整理した。整理した結果を第3.3-6表に示す。

なお、後次回申請の竜巻防護対策設備に対する整理の結果については、各申請回数において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)においては、「3.3(3) 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出」にて既に抽出されており、3次元的な応答特性が想定される部位は存在しない。

(5) 3次元FEMモデルを用いた精査による評価部位の抽出(第3.2-1図 ⑤)

3次元的な応答特性に対して、3次元FEMモデルを用いた精査による、評価部位の抽出結果を第3.3-7表に示す。

なお、後次回申請の竜巻防護対策設備に対する抽出結果については、各申請回数において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)においては、「3.3(3) 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出」にて既に抽出されており、3次元的な応答特性が想定される部位は存在しない。

第3.3-6表 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響の確認が必要な部位の抽出
(3次元的な応答特性を踏まえたスクリーニング)

対象評価部位		飛来物防護ネット (再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)
		支持架構：鉄骨造 基礎梁，杭：RC造
柱	一般部	—
	地下部	—
	隅部	該当無し
梁	一般部	該当無し
	地下部	—
	鉄骨トラス	該当無し
壁	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨 ブレース	該当無し
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	—
基礎梁		抽出対象外
杭		抽出対象外

凡例 該当無し：応答特性②-1または②-2に該当しない

抽出対象外：上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の
抽出対象外の構成部位

—：対象の構造部位が存在しない

第3.3-7表 3次元FEMモデルを用いた精査

対象		3次元的な 応答特性	3次元FEMモデルを用いた精査方法	3次元FEMモデルを用いた精査結果
評価部位	竜巻防護対策設備			
-	後次回申請にて示す	-	-	-

3.4 影響評価部位の抽出結果

(1) 竜巻防護対策設備における影響評価部位の抽出結果

第1回設工認申請対象の竜巻防護対策設備において、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響が想定されるとして抽出した評価対象部位を第3.4-1表に示す。

応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の柱(隅部)、梁(一般部及び鉄骨トラス)、壁(鉄骨ブレース)が抽出された。当該部位に対して、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)においては、抽出されなかった。

応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位としては、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)においては、抽出されなかった。

応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動」が発生する部位としては、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)においては、抽出されなかった。

なお、波及的影響評価においては、支持架構の変形による影響が支配的であるため、変形に対する影響が小さい基礎梁及び杭については抽出対象外であるが、これらの部位は「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位であることから、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

第3.4-1表 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合の影響が
想定されるとして抽出した評価対象部位

応答特性	耐震評価部位		対象建物・構築物
①-1	柱	隅部	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B) 後次回申請にて示す
	梁	一般部	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B) 後次回申請にて示す
		鉄骨トラス	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B) 後次回申請にて示す
	壁	鉄骨ブレース	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B) 後次回申請にて示す
	基礎梁		・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)*
	杭		・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)*
①-2	—	—	—
②-1	—	—	—
②-2	—	—	—

凡例 ①-1：応答特性①-1「直交する2方向の荷重が、応力として集中」

①-2：応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」

②-1：応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」

②-2：応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動」

注記 *：基礎梁及び杭については抽出対象外であるが、これらの部位は「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位であることから、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

(2) 機器・配管系への影響が考えられる部位の抽出

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価対象として抽出した耐震評価上の構成部位のうち、間接支持構造物のものについて、3次元的な挙動による応答増幅の観点から機器・配管系への影響の可能性が想定される部位を抽出する。なお、影響評価については評価対象機器の振動特性等を踏まえ、建屋を3次元FEMでモデル化した地震応答解析より得られた応答加速度を用いて、適切に評価を行う。

第1回設工認申請対象設備の飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)については、機器・配管系と構造的に分離しているため、機器・配管系への影響はない。

なお、後次回申請の竜巻防護対策設備においては、部位に作用する荷重を水平2方向及び鉛直方向に適切に組合せて耐震性への影響検討を行った結果を改めて示す。

4. まとめ

竜巻防護対策設備の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する評価部位の抽出の考え方についての説明を行った。水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性が発生する可能性のある部位を抽出した。なお、評価部位の選定については建屋の構造特性、規模、作用する荷重の特殊性及び重要な設備を多く内包している等の留意すべき特徴を考慮して、代表として選定した。

その結果、第1回設工認申請の竜巻防護対策設備においては、

- ・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の柱(隅部)、梁(一般部及び鉄骨トラス)、壁(鉄骨ブレース)、基礎梁及び杭(結果は添付書類「IV-2-3-1-1-1 別紙2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)」の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」に記載)が評価を行う部位として選定した。

添付 3

組合せ係数法の適用性について

目 次

	ページ
1. 概要	1
1.1 評価対象部位及び検討概要	2
1.2 各評価対象部位の検討方針	4
2. 評価対象部位の検討内容	6
3. 検討結果	8
別添1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）における組合せ係 数法の適用性検討結果	

1. 概要

本資料は、飛来物防護ネットに対する耐震計算書を補足説明するものである。

添付書類「IV-2-2-2 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関する計算書」のうち、飛来物防護ネットの耐震計算書では、地震応答解析又は応力解析による評価において、組合せ係数法を適用している評価対象部位がある。

従って本資料では、飛来物防護ネットの耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。飛来物防護ネットの耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、水平及び鉛直方向のそれぞれの最大値をもとに組合せ係数法を適用した評価値（以下、「組合せ係数法による軸応力度」という。）と水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴を時々刻々組合せて算定した時刻歴の最大値をもとにした評価値（以下、「時刻歴和による軸応力度」という。）の比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。

本文では、上述の評価対象部位について、組合せ係数法の適用性を確認するための検討方針及び検討結果を示す。なお、検討結果の詳細は別添に示す。

1.1 評価対象部位及び検討概要

飛来物防護ネットの耐震評価に考慮する荷重の組合せにおいては、以下に示す組合せ係数法を適用し、水平及び鉛直方向の地震力が同時に不利な方向に作用するものとして評価を実施している。

- ①： $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 $+0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重
- ②： $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 $+1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重

飛来物防護ネットにて組合せ係数法を用い評価している部位は、支持架構、基礎梁、杭に分類される。支持架構及び基礎梁については応力解析に基づいた断面の評価を実施している。

第1.1-1表に検討対象部位を示す。

評価対象部位のうち、基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁FEM解析は、3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用するため、基礎梁・杭に対する影響は支持架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重が、基礎梁・杭に対しても支配的となる。よって、支持架構を代表に確認する。

具体的な選定方法及び検討方針を「1.2 各評価対象部位の検討方針」に示す。

評価対象部位に対する検討内容の詳細は、「2. 評価対象部位の検討内容」に示す。

第 1.1-1 表 検討対象部位

建物・構築物	検討対象部位	評価方法	地震動
飛来物防護ネット（再 処理設備本体用 安 全冷却水系冷却塔 B）	支持架構	組合せ係数法を用いて 応力評価*	基準地震動 S s
後次回申請時に示す。			

注記 *：地震応答解析による応答値を組合せ係数法に用いる。

1.2 各評価対象部位の検討方針

設計における水平荷重による応力と鉛直荷重による応力の組合せは、第1.2-1表に示すように水平加振方向の柱の軸応力に及ぼす影響が大きいため、水平応答による曲げモーメントより生じる軸応力度 σ_H と鉛直応答による軸応力度 σ_V の組合せを行っており適用性を検討する。

以下に組合せ係数法の適用性を確認するための検討対象，検討手順を示す。

a. 検討対象

添付書類「IV-2-2-2 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関する計算書」のうち、飛来物防護ネットの耐震計算書については、評価対象部位である支持架構の地震応答解析による評価において、組合せ係数法を適用している。

組合せ係数法の適用性の検討にあたっては、組合せ係数法による軸応力度と、時刻歴和による軸応力度の比較を実施する。

b. 検討手順

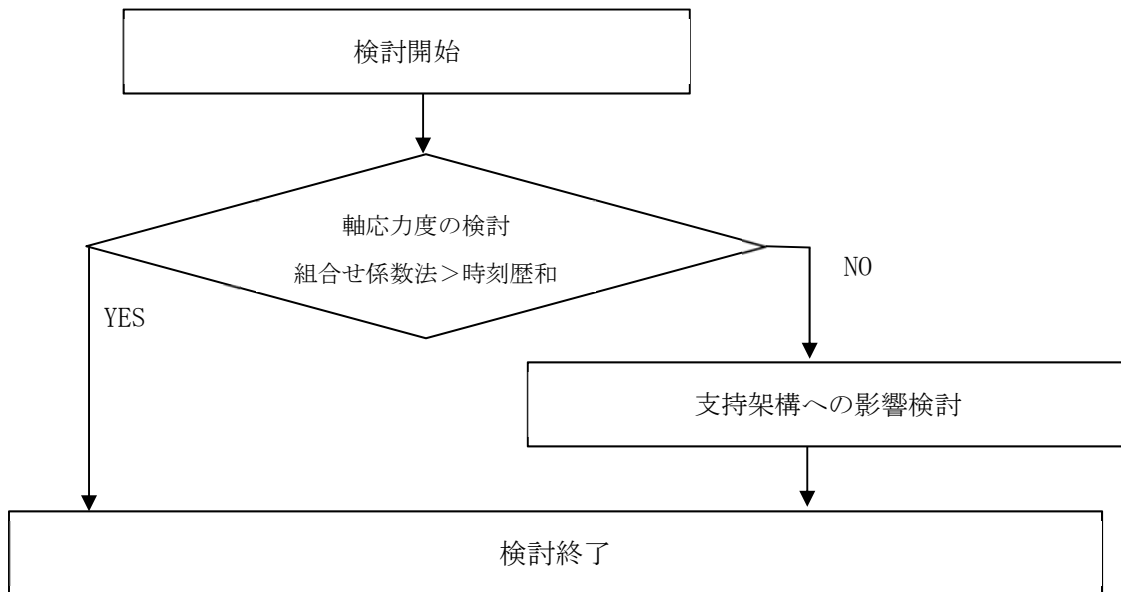
検討は、計算書に示す支持架構の評価に合わせて、基準地震動 S_s に対して実施する。

検討は2段階で行う。

組合せ係数法による軸応力度が時刻歴和による軸応力度と同等又は保守的であることを確認する。

評価値が同等又は保守的ではない場合は、時刻歴和による最大軸応力度が支持架構へ及ぼす影響を検討する。

組合せ係数法の適用性検討フローを第1.2-1図に示す。



第1.2-1図 組合せ係数法の適用性検討フロー

第1.2-1表 組合せ応力

荷重と応力の関係		考慮すべき組合せ応力
水平動による応力	鉛直動による応力	
<p>水平応答による曲げモーメントにより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>水平力に伴うせん断応力度 τ</p>	<p>鉛直応答による軸応力度 σ_V</p>	<p>水平応答による曲げモーメントにより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>鉛直応答による軸応力度 σ_V</p>

2. 評価対象部位の検討内容

(1) 支持架構の検討

ここでは、第1.2-1図に示す検討フローにおける組合せ係数法による評価値と時刻歴和による評価値の算定方法の詳細、軸応力度が同等又は保守的とする確認方法の詳細を示す。

(2) 軸応力度の算定詳細

組合せ係数法による軸応力度は、地震応答解析による水平方向の最大応答曲げモーメントにより生じる軸応力度及び鉛直方向の最大応答軸応力度に0.4(組合せ係数)を乗じた軸応力度、又は水平方向の最大応答曲げモーメントにより生じる軸応力度に0.4(組合せ係数)を乗じた軸応力度及び鉛直方向の最大応答軸応力度から算定する。

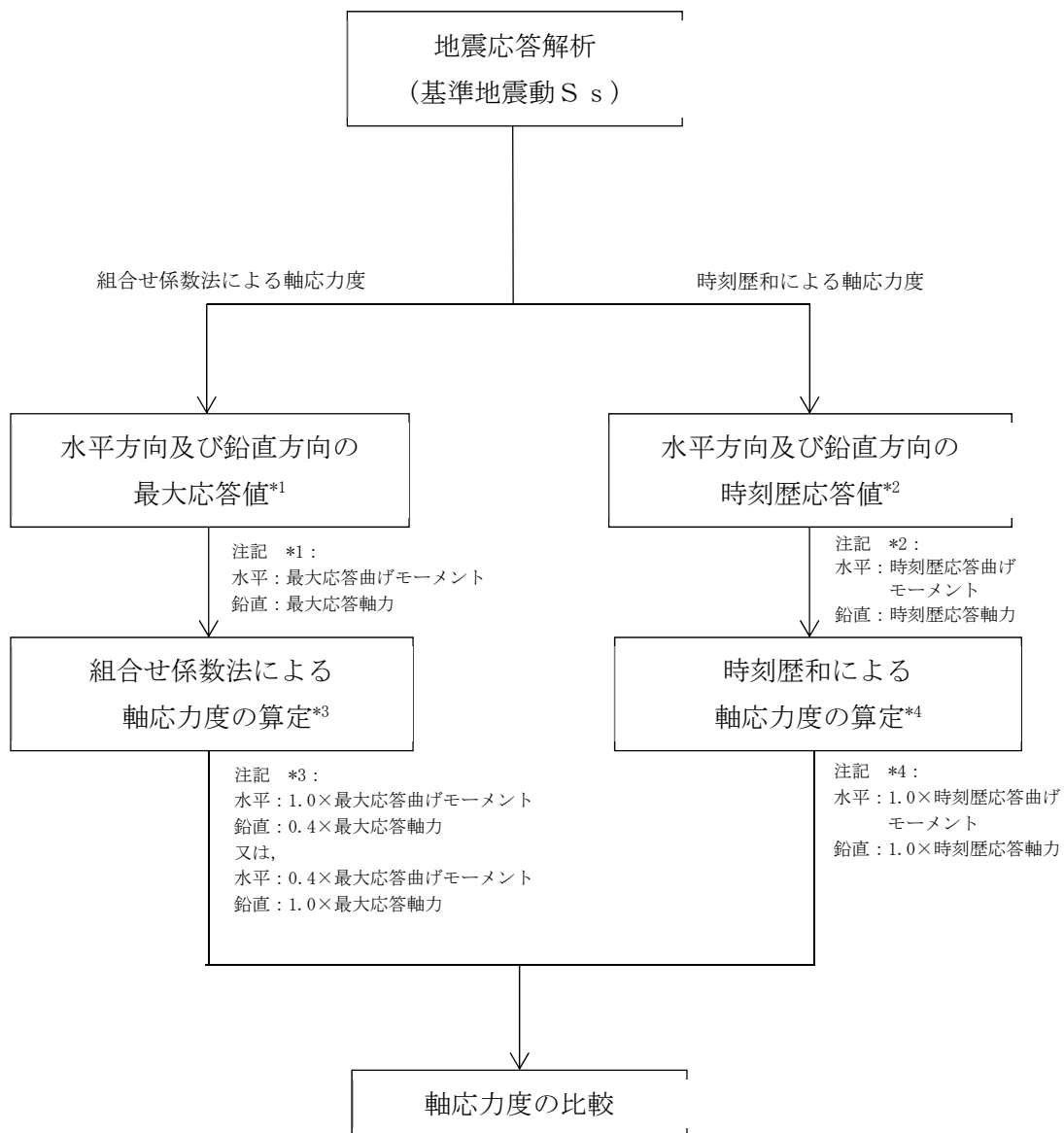
これに対して、時刻歴和による軸応力度は、地震応答解析による水平方向の時刻歴応答曲げモーメントによる軸応力度と鉛直方向の時刻歴応答軸応力度の時刻歴和による軸応力度を算定し、その最大値を用いる。

第2-1図に軸応力度の比較フローを示す。

(3) 確認方法詳細

検討においては基準地震動 S_s による組合せ係数法による軸応力度(①)、時刻歴和による軸応力度(②)による両者の比(①/②)が1.00を下回らないことで同等又は保守的であることを確認する。

組合せ係数法による軸応力度が同等又は保守的といえない場合には設計における影響検討を実施する。



第2-1図 支持架構の組合せ係数法の適用性確認フロー

3. 検討結果

耐震評価における組合せ係数法の適用性についての検討結果を第3-1表に示す。

耐震評価において、組合せ係数法を適用して算定した軸応力度は、時刻歴和による軸応力度の最大値と比べ同等又は保守的な値となっていることを確認した。

以上より、評価対象部位の評価結果に与える時刻歴和による影響がないことから、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

第3-1表 組合せ係数法の適用性についての検討結果

施設区分	建物・構築物名称	影響評価結果*
再処理施設	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）	影響なし
後次回申請時に示す。		

注記 *：「組合せ係数法による算定値/時刻歴和による算定値」が1.00を下回らない場合は「影響なし」と表記する。

別添 1

飛来物防護ネット
(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)
における組合せ係数法の適用性検討結果

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 地震波の選定方法.....	2
3. 検討結果	5
3.1 検討結果	5
3.2 組合せ係数法の適用性について.....	8
参考資料 時刻歴和による軸応力度の算定	

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における組合せ係数法の適用性について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震計算書」

飛来物防護ネット架構の耐震評価における組合せ係数法の適用性の検討にあたっては、組合せ係数法による軸応力度と時刻歴和による軸応力度の比較を実施する。

なお、時刻歴和による軸応力度の算定については参考資料に示す。

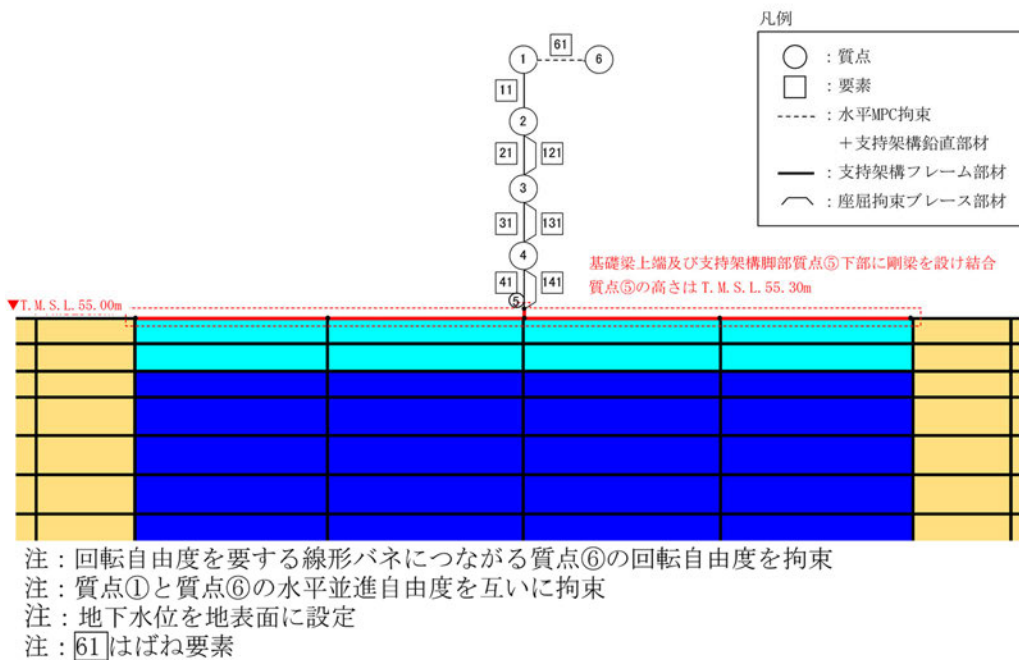
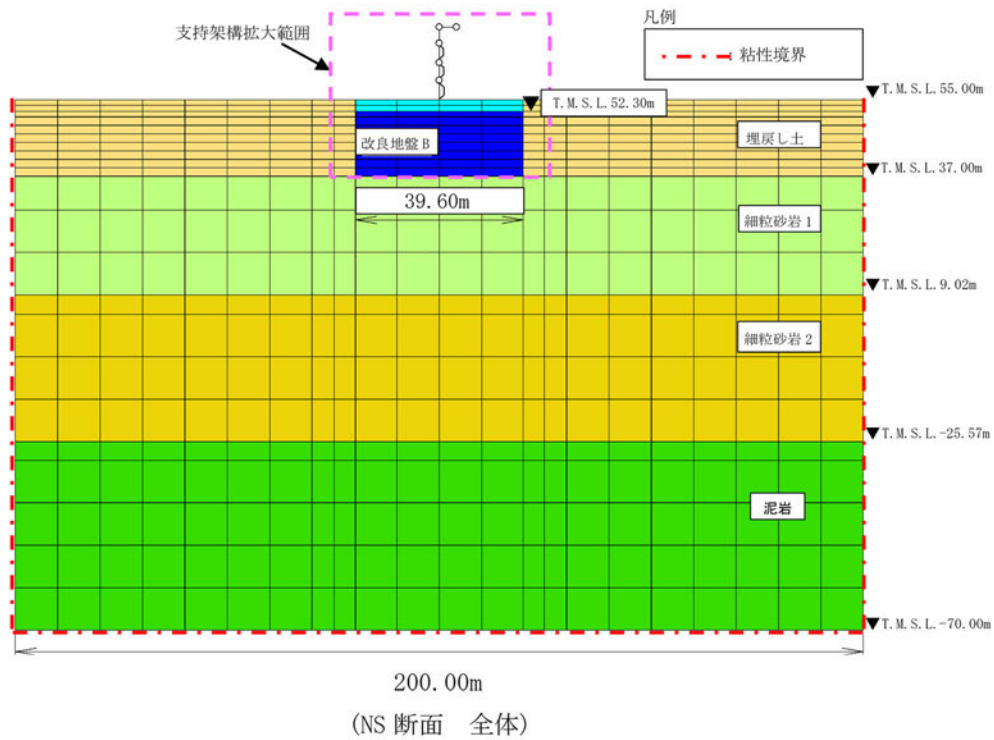
2. 地震波の選定方法

耐震評価において、基準地震動 S_s に対する地震荷重として、 S_s -C1による地震荷重、その他の地震による地震荷重(S_s -C1以外包絡)の2種類を設定している。このため、この2種類の地震荷重にそれぞれ対応する地震波として、 S_s -C1地震波と S_s -C1を除く地震波の2種類に分類して組合せ係数法の適用性を検討する。

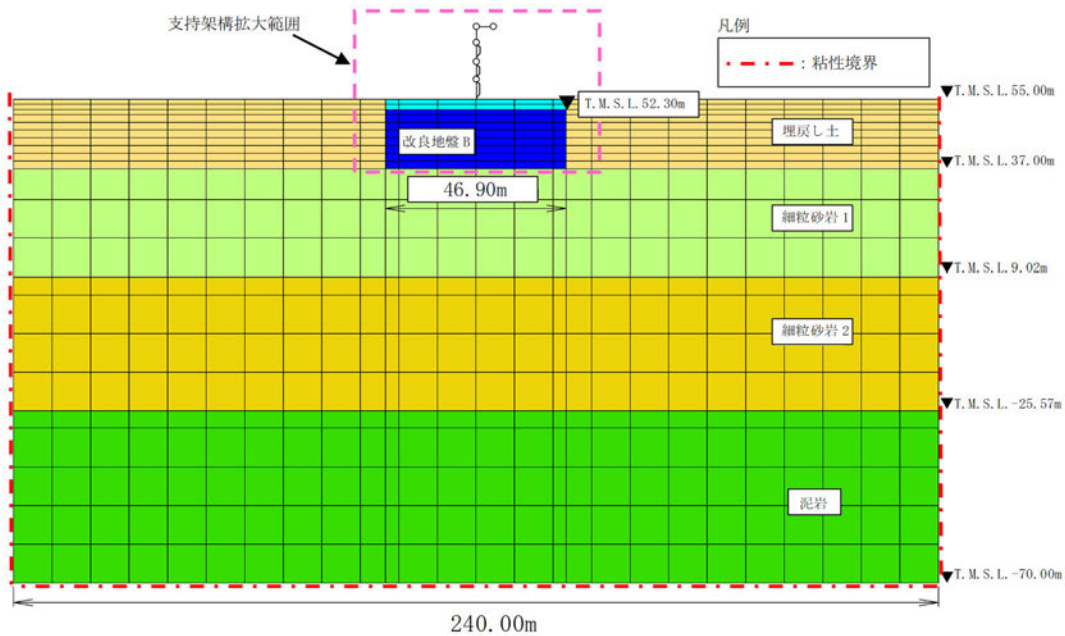
検討する地震波と比較に用いる応答値を第2-1表に示す。また、飛来物防護ネット架構の地震応答解析モデルを第2-1図に示す。

第2-1表 検討する地震波と比較に用いる応答値

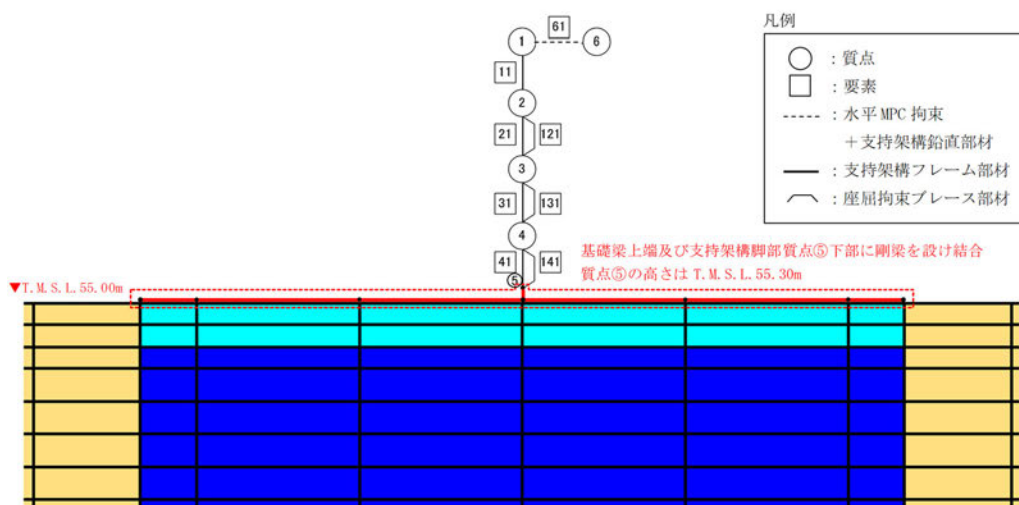
地震波	組合せ係数法	時刻歴和
S_s -C1 地震波	S_s -C1地震波による 水平方向及び鉛直方向の 最大応答値	S_s -C1地震波による 水平方向及び鉛直方向の 時刻歴応答値
S_s -C1を除く 地震波	S_s -C1を除く全地震波による水平 方向及び鉛直方向の 最大応答値	S_s -C1を除く各地震波による水平方 向及び鉛直方向の 時刻歴応答値



第2-1図 地震応答解析モデル(1/2)



(EW断面 全体)



- 注：回転自由度を要する線形バネにつながる質点⑤の回転自由度を拘束
- 注：質点①と質点⑥の水平並進自由度を互いに拘束
- 注：地下水位を地表面に設定
- 注：61はばね要素

(EW断面 支持架構拡大)

第2-1図 地震応答解析モデル(2/2)

3. 検討結果

3.1 検討結果

組合せ係数法による軸応力度(①)、時刻歴和による軸応力度(②)及び軸応力度の比(①/②)を確認した結果を第3.1-1表及び第3.1-2表に示す。

S_s-C1地震波及びS_s-C1を除く地震波ともに、軸応力度の比(①/②)が1.0を下回らないことから、組合せ係数法による軸応力度の方が同等又は保守的な値となっていることを確認した。なお、第3.1-1表及び第3.1-2表に採用した時刻歴和による軸応力度の時刻歴の算定を参考資料に示す。

第3.1-1表 軸応力度の比較結果(NS方向)

(a) S_s-C1地震波

要素 番号	①組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	②時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比* ⁴ (①/②)
41, 141	43546* ¹	42912	1.01

(b) S_s-C1を除く地震波

要素 番号	①組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	②時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比* ⁴ (①/②)
41, 141	41187* ²	40704* ³	1.01

注記 *1 : 水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*2 : 水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント(S_s-A)，鉛直方向に0.4×最大応答軸力(S_s-B3)を考慮したケース。

*3 : S_s-C1を除く地震波のうち，最大値が生じるS_s-Aの値。

*4 : 小数第3位を保守的観点から切捨てとする。

第3.1-2表 軸応力度の比較結果(EW方向)

(a) Ss-C1地震波

要素 番号	①組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	②時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比 ^{*4} (①/②)
41, 141	35948 ^{*1}	35345	1.01

(b) Ss-C1を除く地震波

要素 番号	①組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	②時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比 ^{*4} (①/②)
41, 141	35627 ^{*2}	35184 ^{*3}	1.01

注記 *1 : 水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*2 : 水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント(Ss-A)，鉛直方向に0.4×最大応答軸力(Ss-B3)を考慮したケース。

*3 : Ss-C1を除く基準地震動のうち，最大値が生じるSs-B5のケース。

*4 : 小数第3位を保守的観点から切捨てとする。

3.2 組合せ係数法の適用性について

飛来物防護ネット架構の耐震評価について、組合せ係数法による軸応力度と時刻歴和による軸応力度を比較した。

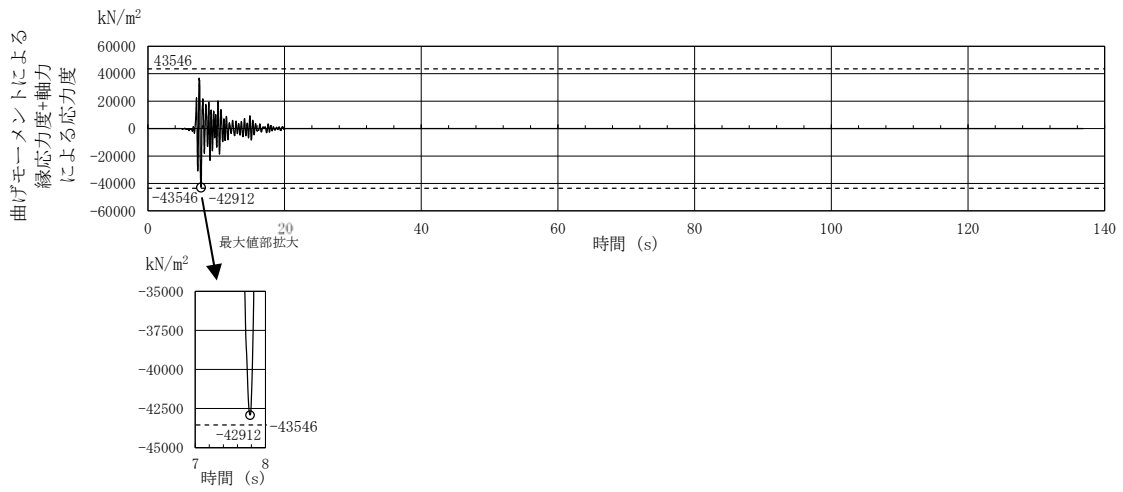
比較した結果、組合せ係数法による軸応力度が同等又は保守的となっていることを確認した。

以上より、飛来物防護ネット架構の耐震評価において、組合せ係数法を適用した評価が妥当であることを確認した。

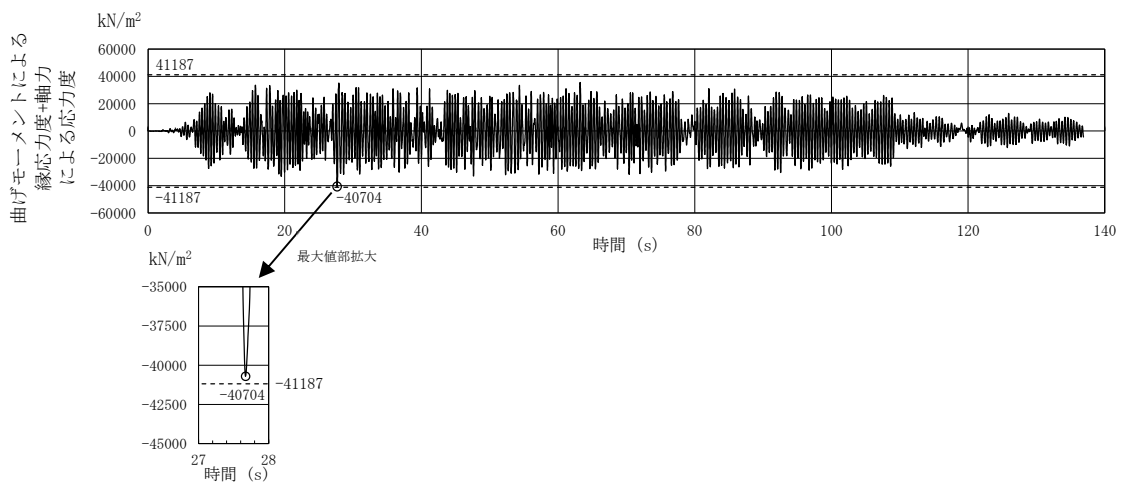
参考資料

時刻歴和による軸応力度の算定

添付3の別添1に示した時刻歴和による軸応力度の算定結果と組合せ係数法による軸応力度の比較結果に関し、飛来物防護ネット架構の時刻歴和による軸応力度の算定結果の時刻歴図を第1図、第2図に示す。ここでの算定結果は、曲げモーメントによる軸応力度に、軸力による応力度を、正負を考慮して組み合わせた結果のうち、最大値が発生したケースを示している。



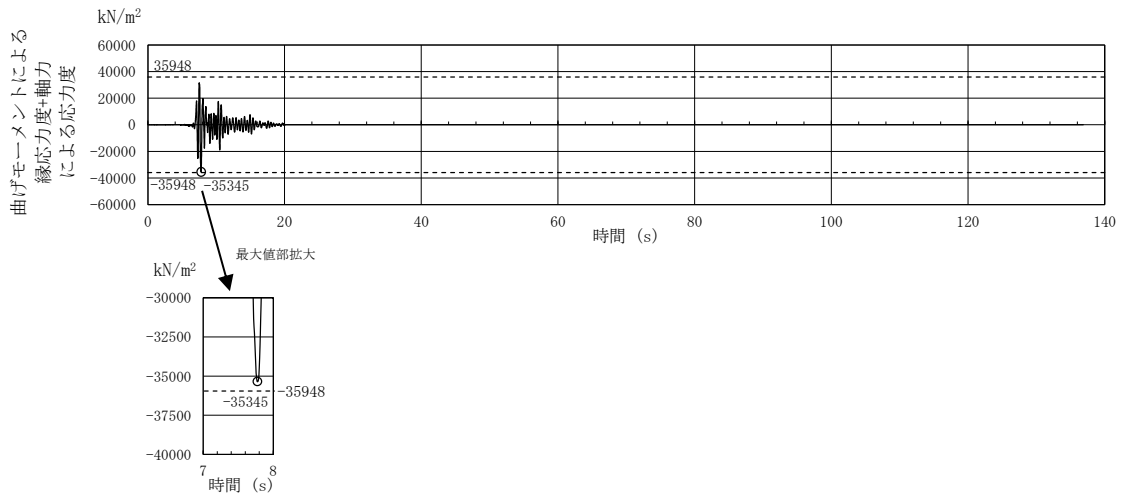
(a) Ss-C1 地震波



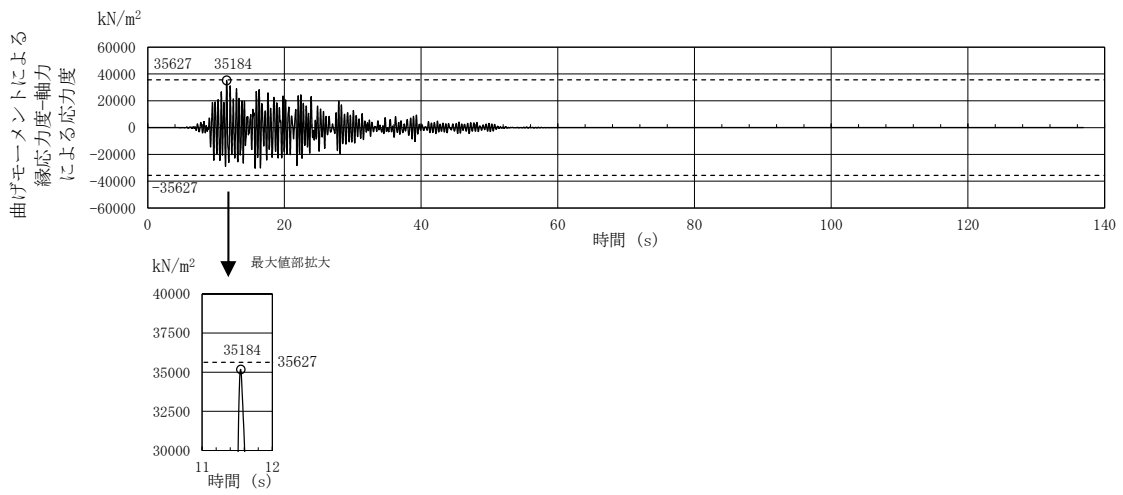
(b) Ss-C1 を除く地震波 (最大値となる Ss-A)

【参考】 ----- : 組合せ係数法による最大軸応力度

第1図 時刻歴和による軸応力度の算定結果 (NS方向, 要素番号 $\boxed{41}$, $\boxed{141}$)



(a) Ss-C1 地震波



(b) Ss-C1 を除く地震波(最大値となる Ss-B5)

【参考】 ----- : 組合せ係数法による最大軸応力度

第2図 時刻歴和による軸応力度の算定結果(EW方向, 要素番号41, 141)

添付 4

一 関東評価用地震動（鉛直）に関する
影響評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1

1. 概要

飛来物防護ネットの一関東評価用地震動(鉛直)に関する影響評価結果については、以下に示す添付書類に記載している。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震計算書」

なお、本資料は、第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

添付 5

隣接建屋に関する影響評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1

1. 概要

飛来物防護ネットについては、地震応答解析に用いたモデルが施設の周辺状況(隣接する周辺構造物(建屋、洞道及び流動化処理土)や杭及びMMR)に配慮しているため、隣接建屋影響を踏まえた検討となっている。

また、飛来物防護ネットに取り付いている火災感知器については剛な機器であり、飛来物防護ネットの挙動に追従するものと考え、飛来物防護ネットと同様に隣接建屋影響を踏まえた検討となっている。

飛来物防護ネットの地震応答解析結果について以下に示す。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」

飛来物防護ネットの地震応答解析の詳細については、本資料別紙1-1別添1に示す。

なお、本資料は第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

添付 6

座屈拘束ブレースの耐震評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 設計の考え方	1
2.1 座屈拘束ブレースの概要	1
2.2 仕様	3
2.3 配置の考え方	3
3. 評価部位の選定	4
4. まとめ	4
参考資料 1 座屈拘束ブレースの評定書及び技術的確認項目	
参考資料 2 地震発生後の維持管理について	
別添 1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)における座屈拘束 ブレースの耐震評価について	

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における座屈拘束ブレースについて補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震計算書」

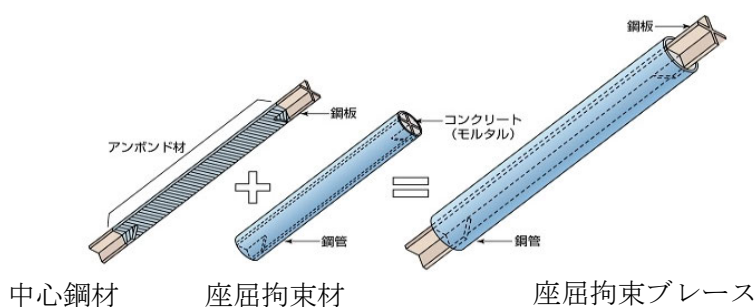
2. 設計の考え方

2.1 座屈拘束ブレースの概要

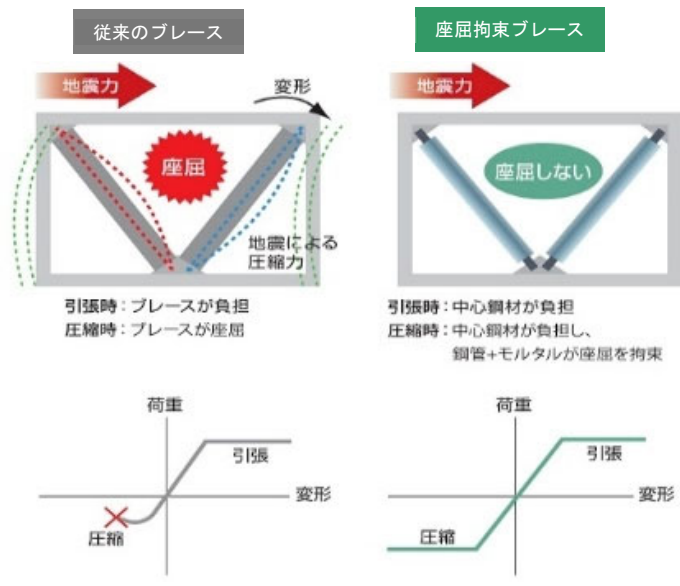
座屈拘束ブレースは、ブレースとして働く中心鋼材を座屈拘束材（鋼管とモルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースは座屈拘束材に軸力が加わらないよう、中心鋼材とモルタルの間に特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した復元力特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

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、地震応答を低減させる（転倒モーメントを低減させる）ことが可能となる。

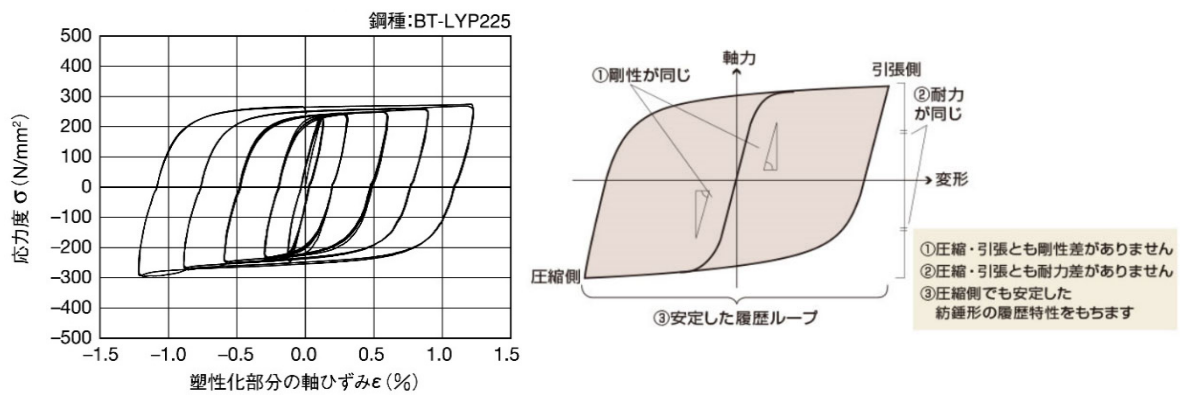
座屈拘束ブレースの構成を第2.1-1図に、従来のブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージを第2.1-2図に、履歴特性を第2.1-3図に示す。



第2.1-1図 座屈拘束ブレースの構成



第2.1-2図 従来のブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ



第2.1-3図 履歴特性

2.2 仕様

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は塑性変形を許容する設計である。座屈拘束ブレースの仕様を第2.2-1表に示す。

第2.2-1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

注：第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

2.3 配置の考え方

以下に示す方針に基づき座屈拘束ブレースを配置する。座屈拘束ブレースを採用している飛来物防護ネットの配置状況については、別添に示す。

- (1) 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。
- (2) 下層のせん断力が大きいと、部材断面が大きな座屈拘束ブレースを下層に配置する。
- (3) 飛来物防護ネットの主設備である防護ネットを取り付けしやすいように、同一層及び上下層において座屈拘束ブレースが隣り合わないよう設置することを優先する。ただし、以下の(4)～(5)の方針及び開口の状況により、座屈拘束ブレースが隣り合わないよう設置することが困難な場合は、防護ネット配置より耐震上の座屈拘束ブレースの配置を優先する。
- (4) 柱、はり及び座屈拘束ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置又は、座屈拘束ブレースの負担荷重が直接伝達できるよう上下層で長さ方向に連続する配置を基本とする。
- (5) ねじれが生じないように南北面及び東西面で各々座屈拘束ブレースを同数配置とする。

3. 評価部位の選定

座屈拘束ブレースの評価については、地震応答解析結果の座屈拘束ブレースの軸ひずみの応答値を用いている。応答値に対して検定比が最大となったケースを評価部位とする。評価結果については、別添に示す。

4. まとめ

座屈拘束ブレースについて、2章において設計の考え方について、3章において評価部位の選定について補足した。第4-1表に評価結果を示す。第4-1表に示すとおり、座屈拘束ブレースの評価については検定比を満足することを確認した。

第 4-1 表 座屈拘束ブレースの評価結果

施設区分	建物・構築物名称	評価結果
再処理施設	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）	検定比 1.0 未満であることを確認した。
後次回申請時に示す。		

参考資料 1

座屈拘束ブレースの
評定書及び技術的確認項目



BCJ 評定-ST0126-06

評 定 書 (工法等)

申込者 日鉄エンジニアリング株式会社
都市インフラセクター長 村上 信行 様

件 名 制振用アンボンドブレース

令和 2 年 6 月 19 日付けで評定の申し込みのあった本件については、下記のとおり評定申込事項に係る技術的基準に適合しているものと評定します。

なお、本評定書の有効期間は、本評定日より令和 7 年 10 月 14 日までとします。

令和 2 年 9 月 18 日



記

1. 評定申込事項

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

2. 評定の区分

更新

3. 評定をした工法等

別紙 1 のとおり

4. 評定の内容

(1) 方法

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

(2) 審査内容

別紙 2 のとおり

5. 備考

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

技術的確認項目一覧表

大項目	小項目	評定書にて審査を受けた 技術的な事項		今回の設計、製作 及び施工に適用 した事項
		メーカー 確認項目	第三者機関による確 認項目	
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	—	—
	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	—
	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	—	—
モデル化方法及び 強度評価方法	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	○	—
	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	○	—

凡例

○：確認する項目

—：確認しない項目

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。

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)	芯厚 (mm)	鋼種	鋼種記号	全歪振幅 (%)	試験片寸法 (mm)	試験片寸法 (mm)	試験片寸法 (mm)	備考
実験1)	400-200	SN400B	25	25	100	□1200x40	2.00	210	140		
	400-100	SN400B(-)	25	25	100	□1200x40	1.50	211	140		
	400-040	LVP100(+)	25	25	100	□1200x40	0.40	4000			
	100-150	LVP100	25	25	100	□1200x40	1.50	287			
	100-040	LVP100(+)	25	25	100	□1200x40	0.40	2,691			
	100-016	LVP225,235E(-)	25	25	100	□1200x40	0.16	33,051			
	100-018	LVP225,235E(-)	25	25	100	□1200x40	0.18	33,051			
	235-150	LVP225,LVP225	28	28	100	□1200x40	4.50	33			
	235-016	LVP225,LVP225	28	28	100	□1200x40	0.16	2,250			
	235-018	LVP225,LVP225	28	28	100	□1200x40	0.18	430	18		
実験2)	400-308	SN400B	18	18	100	□1200x40	0.18	33,000			
	400-019	SN400B(-)	18	18	100	□1200x40	0.19	20,775			
	400-019	SN400B	18	18	100	□1200x40	0.19	20,775			
	400-022	LVP225	19	19	100	□1200x40	0.22	27,000			
	225-008	LVP225	34	19	100	□1200x40	0.12	453,390			
	225-013	LVP225	34	19	100	□1200x40	0.20	25,000			
	225-005	LVP225	19	19	100	□1200x40	0.19	502,600			
	225-020	LVP225	19	19	100	□1200x40	0.20	6,121			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	400	300	20	20
実験3)	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
実験4)	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			
	1502-150101	LVP225	57	25	146	φ318.5x40	1.00	341			

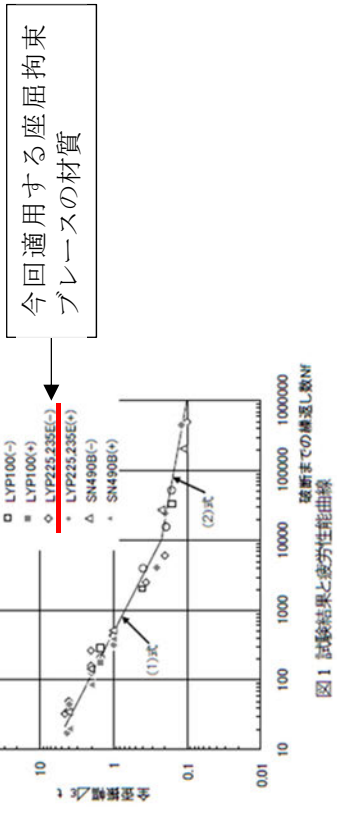


写真1 アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、鋼種、形状によらず、実験結果を回帰した下式で評価することができます。

疲労性能曲線¹⁾²⁾: $\Delta\epsilon_s = 20.48N_f^{-0.09}$ ($0.22\% \leq \Delta\epsilon_s \leq 4.50\%$) ... (1)
 $\Delta\epsilon_s = 1.06N_f^{-0.07}$ ($\Delta\epsilon_s \leq 0.22\%$) ... (2)

参考文献: 1) 新田他: 実大アンボンドブレースの疲労性能(その1)(その2), 日本建築学会大会学術講演集, 1999.9
 2) 渡辺他: 鋼筋コンクリートアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼筋コンクリート学会論文集, 第15巻, 2007.11
 3) 新田他: 実大アンボンドブレースの疲労性能試験, 日本建築学会大会学術講演集, 2010.9
 4) 川内他: 鋼筋コンクリートアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼筋コンクリート学会論文集, 第16巻, 2008.11



参考資料 2

地震発生後の維持管理について

通常の維持管理は、塗装の剥がれや発錆等の経年劣化に対して、目視確認により実施していく方針である。

一方、地震発生後の維持管理は、支持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 に対して十分な裕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にくい。念のため、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) 目視確認」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で、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、又は、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、新しい同一仕様の座屈拘束ブレースと交換することとする。

別添 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)における
座屈拘束ブレースの耐震評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 座屈拘束ブレースの配置状況	1
3. 評価部位の評価結果	2

1. 概要

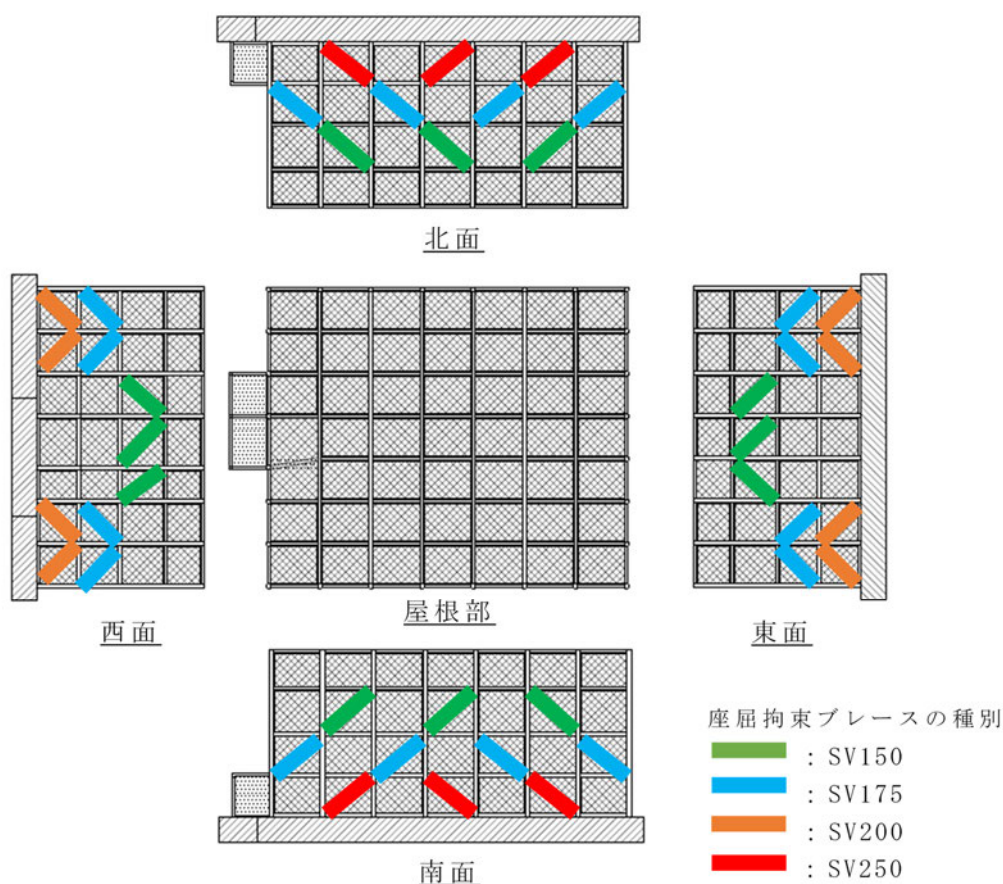
本資料は、飛来物防護ネット架構における座屈拘束ブレースの配置状況及び評価部位の評価結果について補足説明するものである。

2. 座屈拘束ブレースの配置状況

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は塑性変形を許容する設計である。飛来物防護ネット架構の座屈拘束ブレースの配置については、本文記載の「2.3 配置の考え方」に基づき、配置する。

なお、飛来物防護ネット架構については、「別紙1-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性評価について」の「別添2 質点系モデルの妥当性について」の「3. 3次元フレームモデルによる静的解析結果」にて3次元フレームモデルにおける支持架構及び隅柱の変形状態について、静的弾塑性解析を実施し、各層が一様に变形していること、ねじれ変形がないことを確認している。

飛来物防護ネット架構の座屈拘束ブレースの設置状況を第2-1図に示す。



第2-1図 座屈拘束ブレースの設置状況

3. 評価部位の評価結果

飛来物防護ネット架構における座屈拘束ブレースの軸ひずみの評価結果を第3-1表に、疲労評価結果を第3-2表に示す。

座屈拘束ブレースの軸ひずみの評価結果においては、検定比が最大となったケースと併せて、検定比が次に大きくなったケースを示す。検定比は、Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121のケースで最大となっている。

座屈拘束ブレースの疲労評価結果においては、疲労係数総和が最大となったケースと併せて、疲労係数総和が次に大きくなったケースを示す。疲労係数総和は、Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No.121のケースで最大となっている。

第3-1表 軸ひずみの評価結果

(a) Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.70	3.0	0.57	OK

(b) Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No. 121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.42	3.0	0.48	OK

注：■は、検定比が最大となるケースを示す。

第3-2表 疲労評価結果

(a) $S_s=A$, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素No.121

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%-2.7%)		疲労係数総和	許容限界	判定
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 : 62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			
105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.5950	1	OK

(b) $S_s=A$, 基本ケース, 有効応力解析, NS 方向, 要素No.121

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%-2.7%)		疲労係数総和	許容限界	判定
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 : 62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			
97	0.0175	103	0.0528	91	0.1920	15	0.2419	0.5050	1	OK

注: は, 疲労係数総和が最大となるケースを示す。

添付 7

防護板及び防護ネットにおける耐震性の
影響確認について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 評価方針	2
2.1 構造概要	2
2.2 準拠規格・基準等	3
3. 評価方法	4
3.1 評価方針	4
3.2 評価部位の抽出の考え方	6
3.3 荷重及び荷重の組合せ	7
3.4 許容限界	8
3.5 評価方法	9
4. まとめ	11
別添 1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の防護ネット及び 防護板における耐震性の影響確認について	

1. 概要

竜巻防護対策設備は耐震評価において、竜巻防護対象施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認している。

本資料では耐震評価に対して、竜巻防護対策設備を構成する部材のうち防護ネット及び防護板が及ぼす影響確認を行うものである。

なお、本資料は、第1回設工認申請の対象設備を対象とした記載であることから、後次回設工認申請以降の申請対象を踏まえて、記載を拡充していく。

2. 評価方針

2.1 構造概要

防護ネット及び防護板は、取付ボルト及び押さえボルト(以下、「取付ボルト等」という。)にて支持架構に取り付けられている。

その取付ボルト等の設計については、設計竜巻の飛来物による衝撃荷重を基に設計している。

2.2 準拠規格・基準等

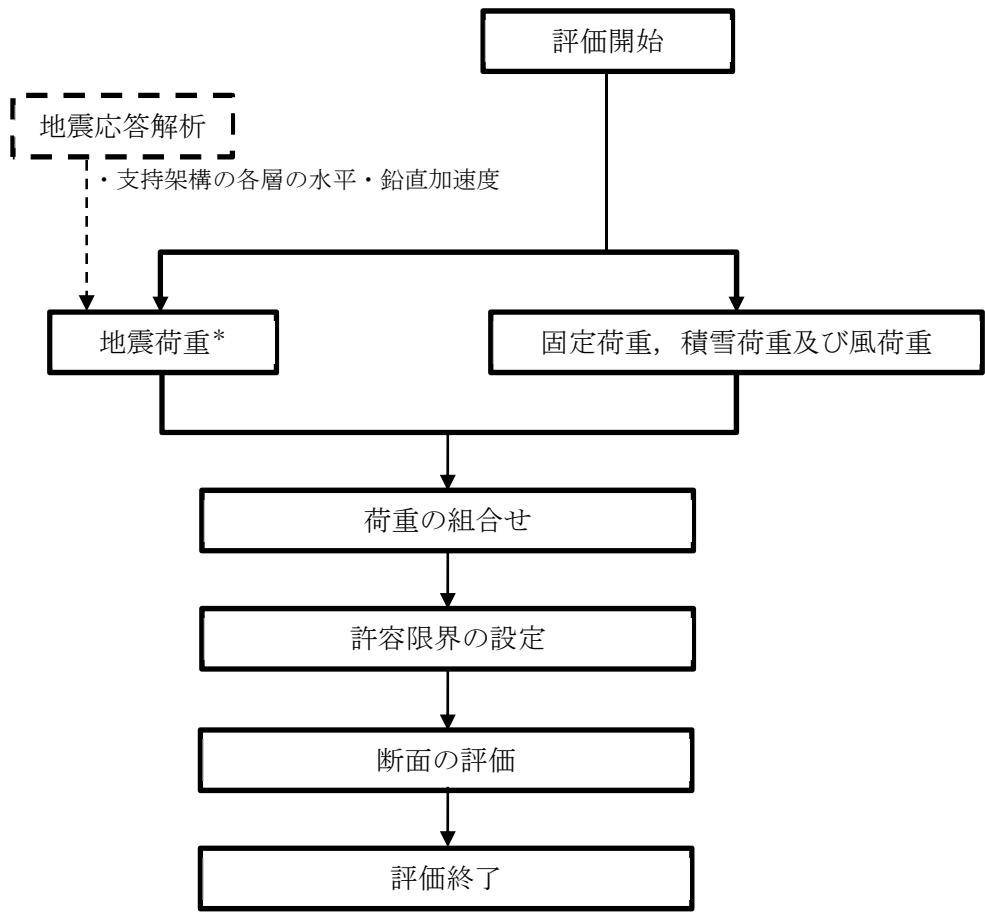
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005)(以下, 「S規準」という。)
- ・日本産業規格(JIS)

3. 評価方法

3.1 評価方針

防護ネット及び防護板の波及的影響評価に対する影響確認においては、基準地震動 S_s による地震力(以下、「 S_s 地震時」という。)に対する評価を行うこととする。評価は、防護ネット及び防護板が支持される飛来物防護ネット架構の地震応答解析結果を踏まえたものとする。防護ネット及び防護板の影響確認は、波及的影響評価のうち部材の落下の観点から取付ボルト等の破断による竜巻防護対象施設への波及的影響の防止のため、 S_s 地震時に作用する取付ボルト等への荷重を設計竜巻の飛来物による衝撃荷重を基に設計された許容荷重と比較し、評価へ与える影響が小さいことを確認する。評価に当たっては地盤物性のばらつきを考慮する。

防護ネット及び防護板の評価フローを第3.1-1図に示す。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第3.1-1図 防護ネット及び防護板の評価フロー

3.2 評価部位の抽出の考え方

なお、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確認を行う。

抽出結果については別添に示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

防護ネット及び防護板の評価において考慮する荷重を第3.3-1表に、荷重の組合せを第3.3-2表に示す。

第3.3-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物(支持架構(耐火被覆重量含む), 防護ネット, 防護板, その他付属物等)の自重
積雪荷重(Ls)	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(Ss)	地震応答解析結果による地震荷重 ・支持架構の各層の水平・鉛直加速度より設定する慣性力
風荷重(W _L)	建築基準法・同施行令・同告示による風荷重

第3.3-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D+0.35Ls+Ss+W_L$

3.4 許容限界

評価における防護ネット及び防護板の許容限界は第3.4-1表のとおり設定する。

また、各部位に対する許容限界等を第3.4-2表に示す。

第3.4-1表 評価における許容限界

設計の観点	地震力	部位	許容限界設定の考え方	許容限界 (評価基準値)
落下	基準地震動 S s	防護ネット及び防護板	部材に生じる応力が施設の構造を保つための許容限界を超えないことを確認	「S規準」に基づく短期許容荷重

第3.4-2表 ボルトの強度

ボルト種類		引張及び圧縮(kN)	せん断(kN)
強度区分8.8	M24	205	118
強度区分10.9	M24	256	148
	M27	334	192

3.5 評価方法

(1) 荷重の作用方法

荷重については地震荷重に積雪荷重及び風荷重を加えて算定する。

地震荷重については、地震応答解析より得られる水平・鉛直加速度と自重に乗じることで算定する。

固定荷重・積雪荷重については保守側にボルトの引抜方向に作用させる。

風荷重については防護板の受圧面積に応じて設定する。但し、鉛直方向については固定荷重・積雪荷重を相殺する側に働くので保守的に非考慮とする。

(2) 断面の評価方法

S_s地震時の荷重を取付ボルト等が均等に負担すると仮定する。但し、防護ネットにおいては、ネットが剛体でないため4箇所固定部で負担しない恐れがあることから、2箇所の固定部で負担すると仮定し荷重を算出する。

竜巻飛来物により作用する衝撃荷重を基に設計された許容荷重に比べ、S_s地震時の荷重が小さいことを確認する。

4. まとめ

防護ネット及び防護板の評価結果を第4-1表に示す。

S s 地震時に取付ボルト等へ作用する最大検定比は1.0未満であり，防護ネット及び防護板が竜巻防護対策設備の波及的影響評価に対する影響はないことを確認した。

詳細な評価結果については別添で示す。

第4-1表 防護ネット及び防護板の評価結果

施設区分	建物・構築物名称	評価結果
再処理施設	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）	検定比1.0未満であることを確認した。
後次回申請時に示す。		

別添 1

飛来物防護ネット
(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)
の防護板及び防護ネットにおける耐震性の
影響確認について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 対象部位	2
3. 評価方法	3
3.1 荷重	3
3.2 荷重の組合せ	4
4. 確認結果	10

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における防護ネット及び防護板について波及的影響評価に対する影響確認結果を説明するものである。

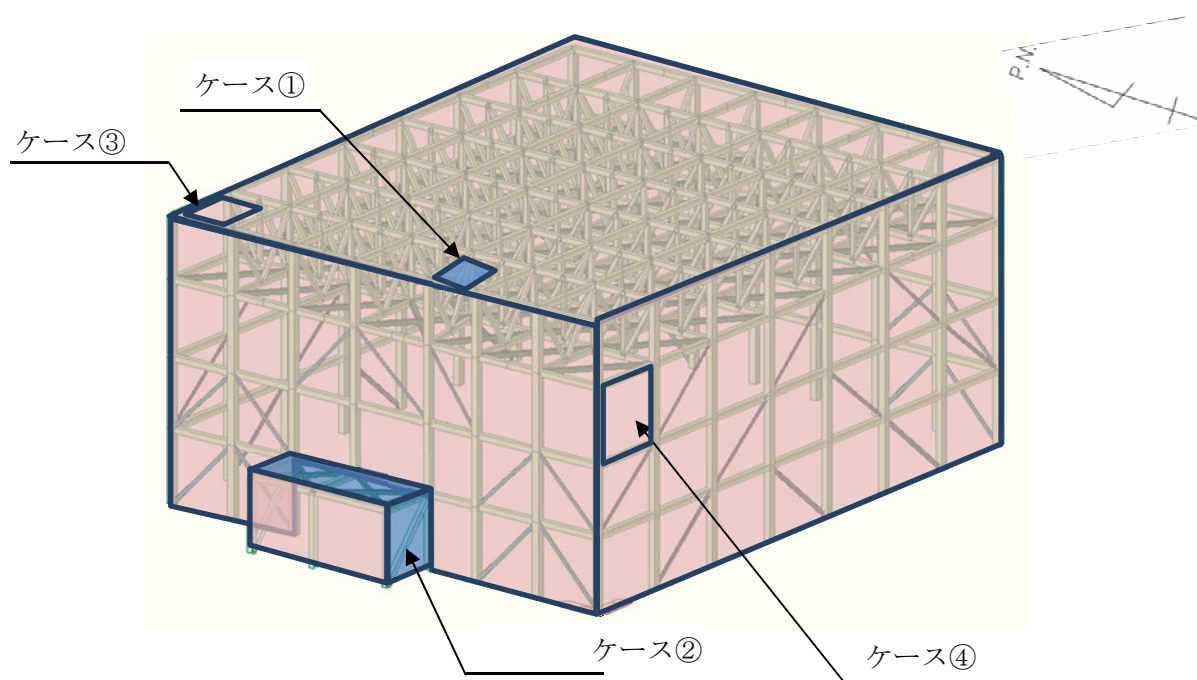
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震計算書」

2. 対象部位

防護ネット及び防護板は，支持架構の屋根(水平設置)及び側面(鉛直設置)に設置され，さらに設置位置によりサイズが異なることから，S s 地震時に作用する荷重が異なることから，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。

第2-1表 耐震影響確認対象部位

	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 耐震影響確認対象部位

3. 評価方法

3.1 荷重

固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重については本文のとおり設定する。

地震応答解析結果から得られる地震荷重を第 3.1-1 表に示す。

第 3.1-1 表 地震応答解析結果から得られる防護ネット及び防護板の地震荷重

ケース	加速度 (cm/s ²)		備考
	水平	鉛直	
①	2040	1212	水平：Ss-C1, +1 σ 地盤, 全応力解析, EW 方向, 質点番号 3* 鉛直：Ss-C2, +1 σ 地盤, 全応力解析・有効応力解析, NS 方向, 質点番号 6*
②	同上	同上	同上
③	同上	同上	同上
④	同上	同上	同上

注記 *：全質点、全地震動での最大応答加速度にて評価を実施

3.2 荷重の組合せ

考慮する荷重のうち，本文の荷重の作用方法のとおり，水平方向設置の防護ネット（ケース①）及び防護板（ケース③）については，固定荷重，地震荷重に加え，鉛直方向に作用する積雪荷重を考慮する必要がある。

一方，鉛直設置の防護ネット（ケース②）と防護板（ケース④）については，固定荷重，地震荷重に加え，水平方向に作用する風荷重を考慮する必要がある。

以上より，防護板及び防護ネットは，設置方向により考慮する荷重が異なるため，ケース毎に考慮する荷重を整理した。

各ケースにおける荷重の組合せを第 3.2-1 表及び第 3.2-1 図に示す。

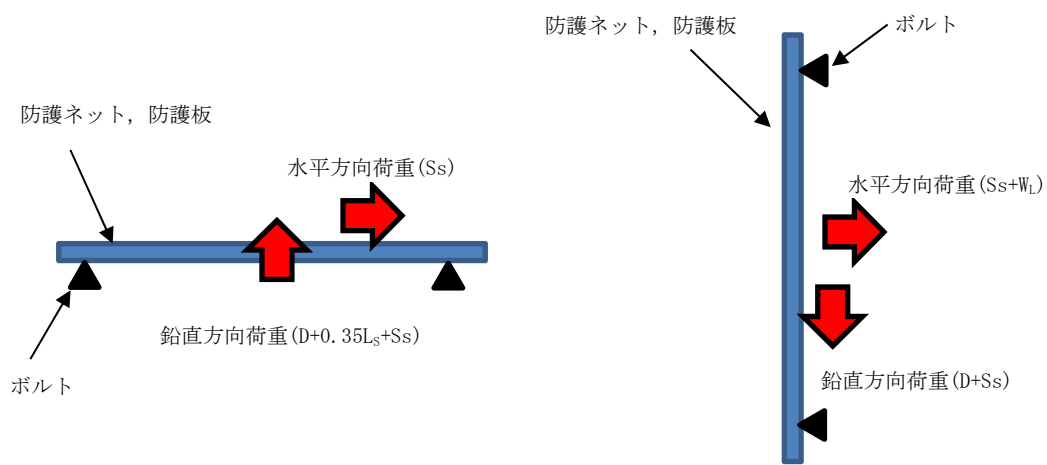
また，各ケースの取付ボルト等へ作用する荷重図を第 3.2-2 図～第 3.2-5 図に示す。

第3.2-1表 各ケースにおける荷重の組合せ

ケース	設置方向	荷重方向	荷重の組合せ*1			
			固定荷重 (D)	積雪荷重 (L _s)	地震荷重 (S _s)	風荷重 (W _L)
①	水平	水平	—	—	○	—*2
		鉛直	○	○	○	—
②	鉛直	水平	—	—	○	○
		鉛直	○	—*2	○	—*2
③	水平	水平	—	—	○	—*2
		鉛直	○	○	○	—
④	鉛直	水平	—	—	○	○
		鉛直	○	—*2	○	—*2

注記 *1：○考慮する，—考慮しない

*2：受圧面積が微小のため考慮しない

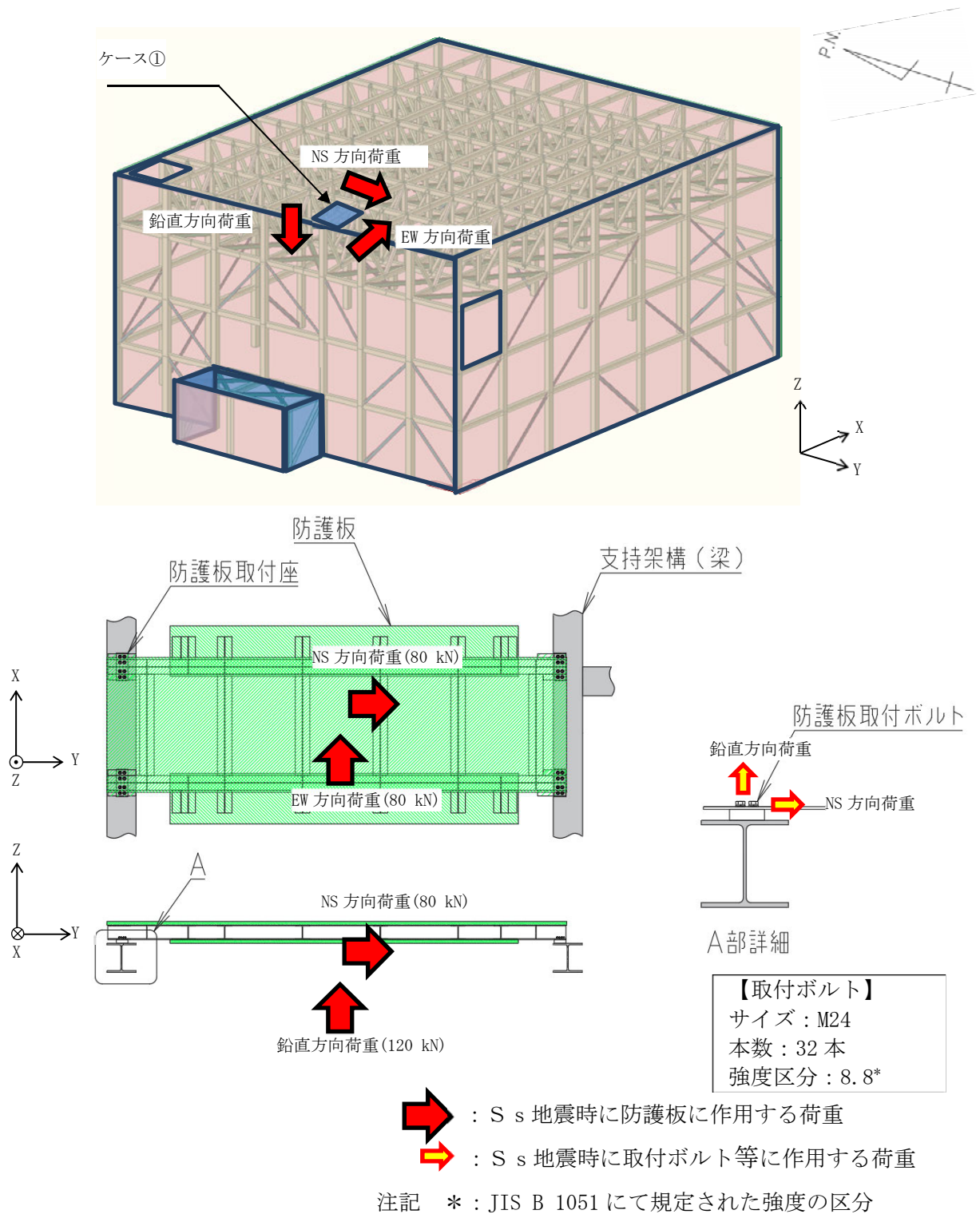


ケース①, ③ (水平方向設置) *

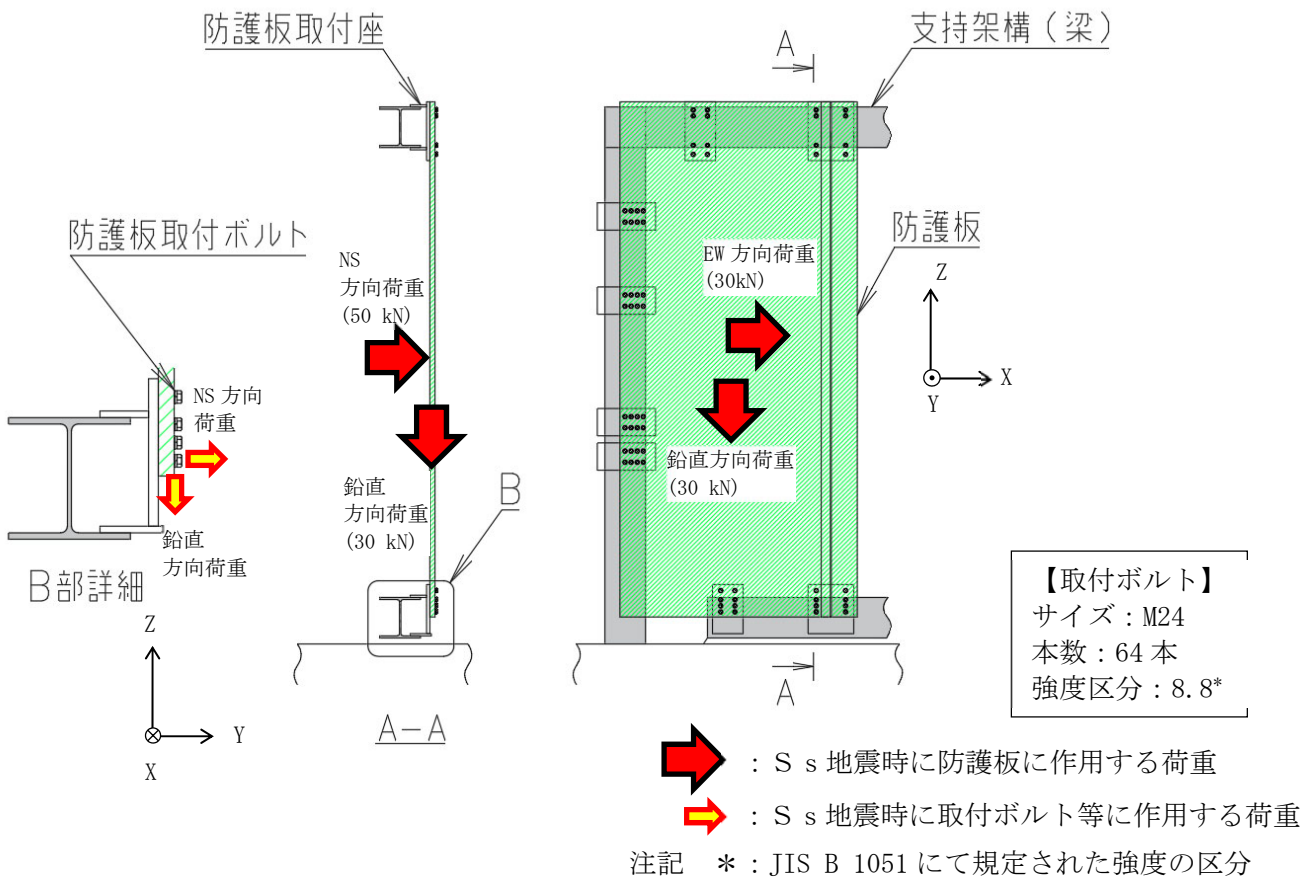
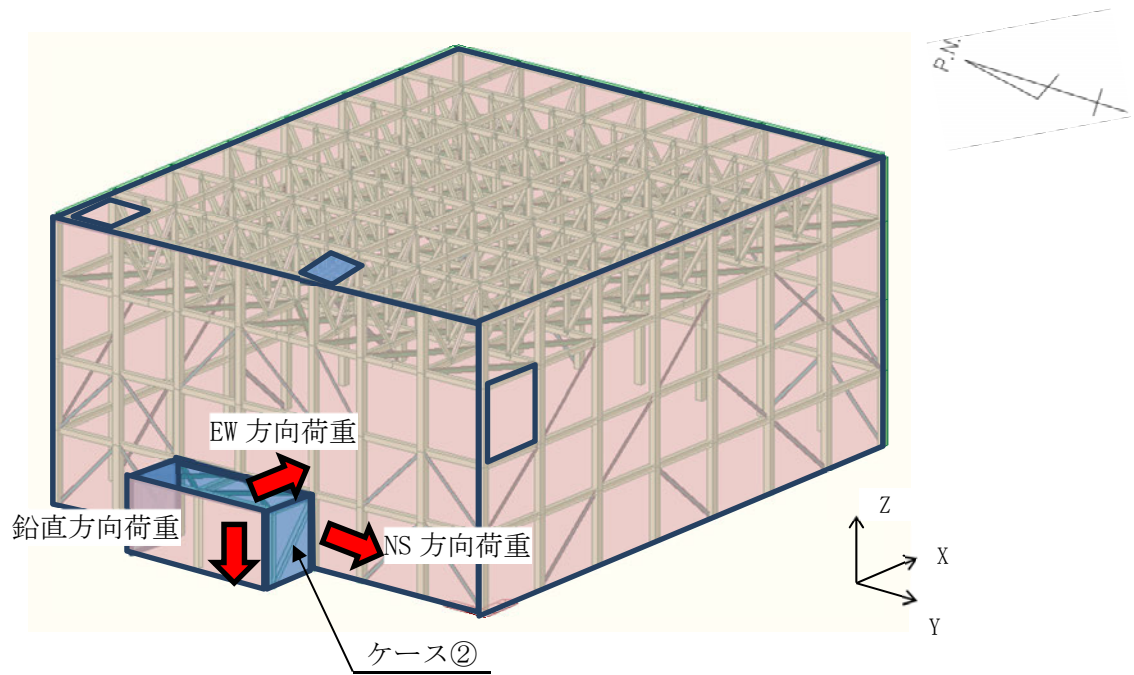
ケース②, ④ (鉛直方向設置)

注記 * : 取付ボルト等の設置構造上, 保守的になるよう
固定荷重, 積雪荷重を上向きとして評価する。

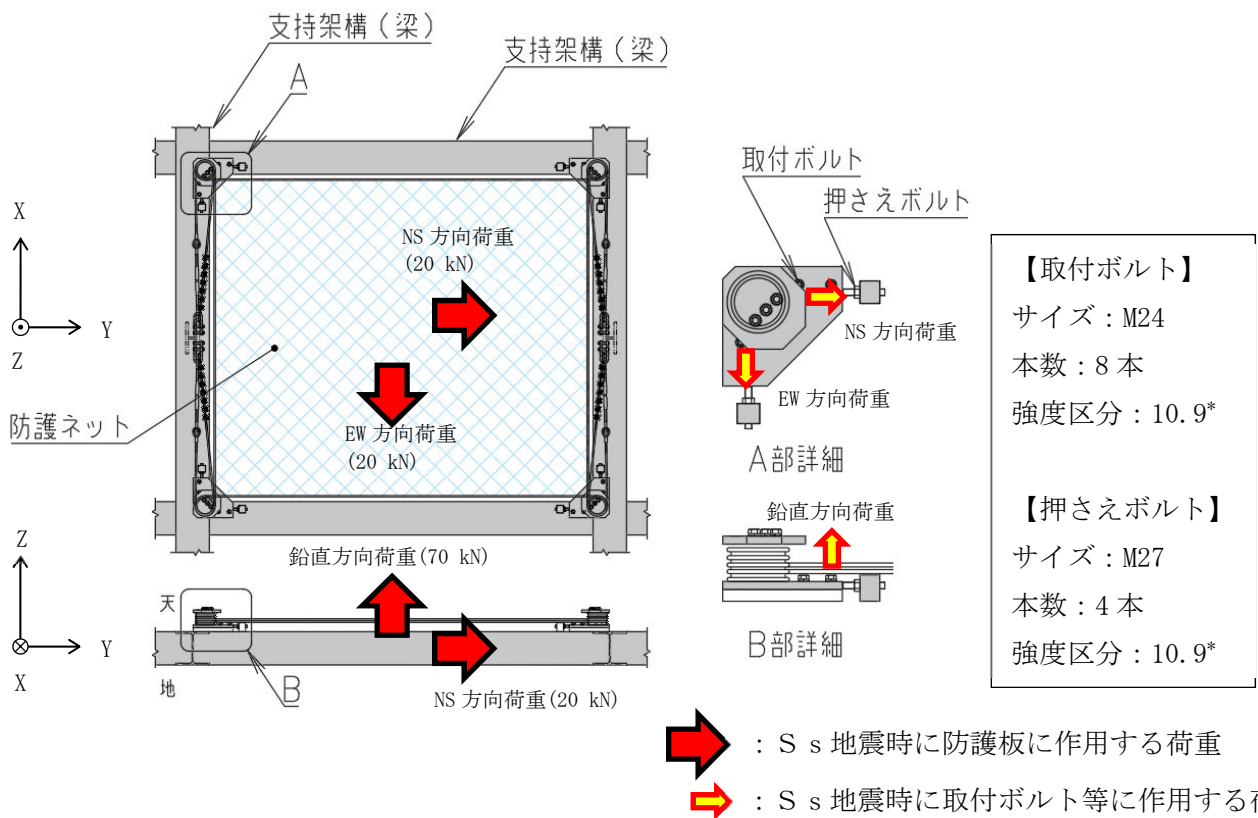
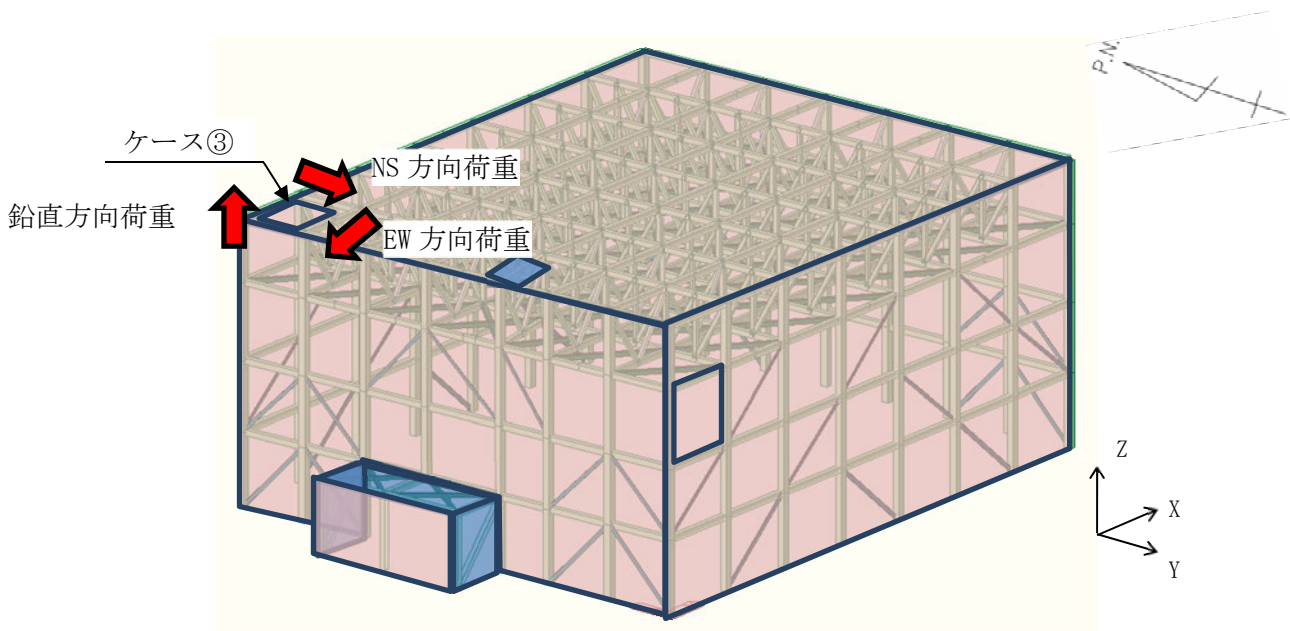
第3.2-1図 各ケースにおける荷重の組合せ図



第3.2-2図 ケース①の荷重作用図

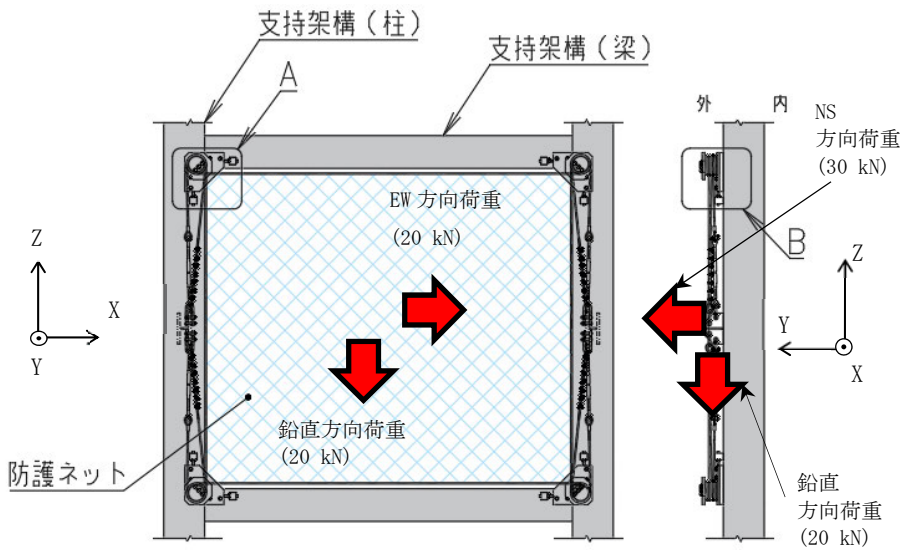
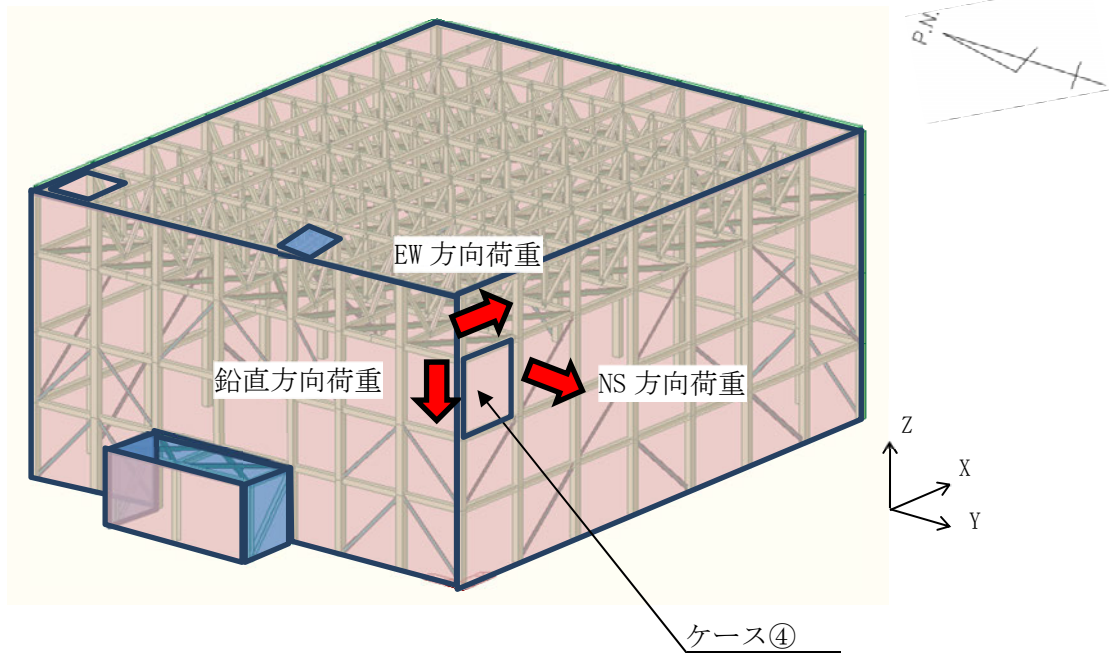


第3.2-3図 ケース②の荷重作用図



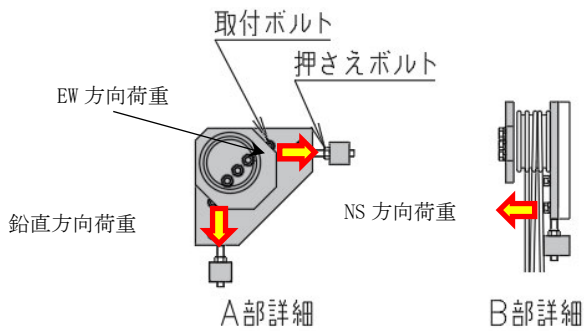
注記 * : JIS B 1051 にて規定された強度の区分

第3.2-4図 ケース③の荷重作用図



【取付ボルト】
 サイズ：M24
 本数：8本
 強度区分：10.9*

【押さえボルト】
 サイズ：M27
 本数：4本
 強度区分：10.9*



→ : S s 地震時に防護板に作用する荷重

→ : S s 地震時に取付ボルト等に作用する荷重

注記 * : JIS B 1051 にて規定された強度の区分

第 3.2-5 図 ケース④の荷重作用図

4. 確認結果

評価結果を第4-1表に示す。

S s 地震時に取付ボルト等へ作用する最大検定比は0.04であり，波及的影響評価に対する影響はないことを確認した。

第4-1表 取付ボルト等に作用する荷重の比較結果

	荷重方向	ボルト種類	荷重	S s 地震時*1 (kN)	許容荷重*2 (kN)	検定比	判定
ケース①	水平(NS)	取付ボルト	せん断	3	118	0.03	OK
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3	118	0.03	OK
	鉛直	取付ボルト	引張	4	205	0.02	OK
ケース②	水平(NS)	取付ボルト	引張	1	205	0.01	OK
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	1	118	0.01	OK
	鉛直	取付ボルト	せん断	1	118	0.01	OK
ケース③	水平(NS)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	鉛直	取付ボルト	引張	9	256	0.04	OK
ケース④	水平(NS)	取付ボルト	引張	4	256	0.02	OK
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	鉛直	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK

注：■は、検定比が最大となるケースを示す。

注記 *1：ボルト1本あたりに作用する荷重

*2：設計竜巻の飛来物による衝撃荷重を基に設計された許容荷重

別紙

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

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)

の耐震性評価について

1 概要

本資料は、以下の再処理施設の添付書類について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」(以下、「地震応答計算書」という)
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-2-2-1-1-1-2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震計算書」(以下、「耐震計算書」という)

以下に本資料の構成を示す。

- 別添 1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について
- 別添 2 質点系モデルの妥当性について
- 別添 3 支持架構の耐震評価について
- 別添 4 基礎梁の耐震評価について
- 別添 5 杭の耐震評価について

別添 1

地震応答解析モデルの妥当性・保守性について

目 次

	ページ
1. 概要	1
1.1 資料の構成	2
1.2 部材設計に用いる地震応答解析の応答値について	4
2. 地震応答解析モデル構築の考え方	8
2.1 設計モデルの妥当性の検証方針	11
2.2 設計モデルの保守性の検証方針	12
2.3 構築した設計モデルについて	13
3. 設計モデルの妥当性の検証	18
3.1 メッシュサイズ	19
3.2 改良地盤幅	25
3.3 支持架構	34
3.4 接触剥離要素	43
3.5 粗粒砂岩	49
3.6 基礎梁高さ	54
3.7 妥当性のまとめ	60
4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)	61
4.1 周辺構造物	62
4.2 杭	66
4.3 MMR	71
4.4 拘束効果(水平方向)のまとめ	75
5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響	76
5.1 影響の確認	77
5.2 要因の推定	79
5.3 鉛直確認モデルによる確認	82
5.3.1 鉛直確認モデルの妥当性	85
5.3.2 確認方針	93
5.3.3 確認結果	94
5.3.4 考察	96
5.3.5 Ss-C1の考察を踏まえた追加検討	101

5.4	部材設計への影響確認	105
5.4.1	鉛直応答の影響度合い	105
5.4.2	部材設計への影響の確認結果	116
5.5	鉛直応答への影響のまとめ	118
6.	設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響	119
6.1	応答値への影響の確認	120
6.1.1	確認方法	121
6.1.2	代表波による確認結果	123
6.1.3	基準地震動全波による確認結果(応答値)	137
6.1.4	考察	142
6.1.5	考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)	162
6.2	部材設計への影響確認	168
6.3	地盤剛性の変化の影響のまとめ	170
7.	設計モデルの総合的な検証	171
7.1	検証の方針	172
7.2	検証用モデルの妥当性	173
7.3	設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)	176
7.4	鉛直応答への影響	187
7.4.1	確認方針	187
7.4.2	基準地震動全波による確認結果	188
7.4.3	部材設計への影響確認	195
7.4.4	鉛直応答への影響のまとめ	198
7.5	地盤剛性の変化の影響	199
7.5.1	確認方針	199
7.5.2	検証用モデルによる確認結果	200
7.5.3	地盤剛性の変化の影響のまとめ	211
7.6	設計モデルの総合的な検証のまとめ	212
8.	まとめ	213

参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における地震応答解析モデルの妥当性・保守性について補足説明するものである。

- ・「地震応答計算書」

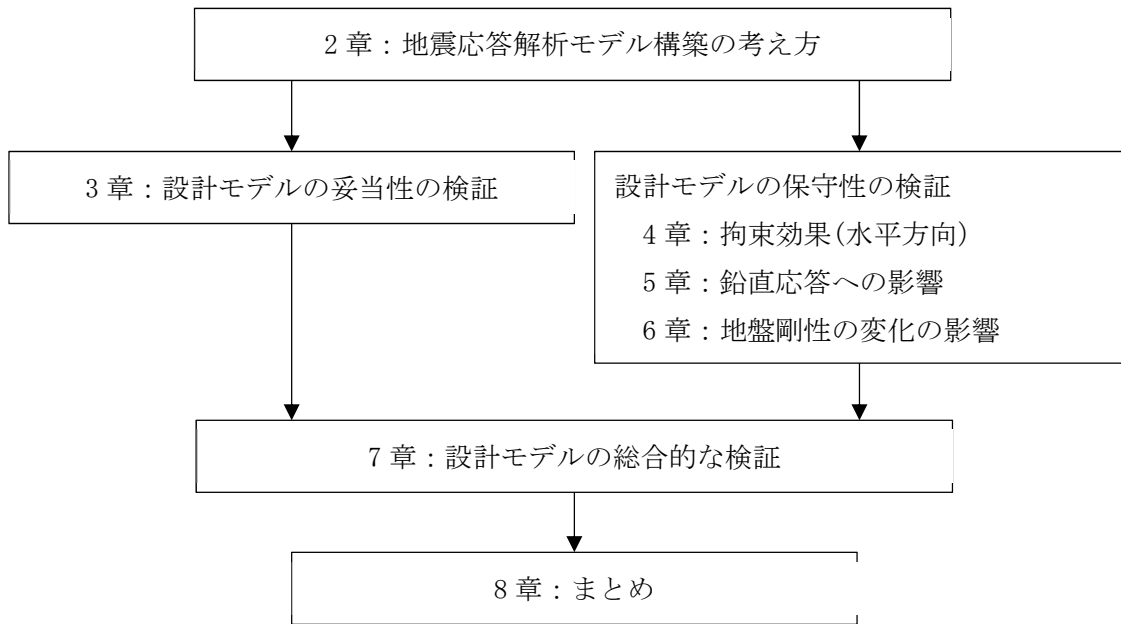
1.1 資料の構成

地震荷重の算定に用いる地震応答解析モデル(以下、「設計モデル」という)は、基準地震動全波に対する全応力解析及び有効力解析を地盤物性のばらつきを考慮して網羅的に評価する必要があると考え、解析負荷を軽減するために合理的なモデルを構築して設計に用いることとする。

本資料では、設計モデルの構築にあたって合理化して設定する項目が科学的合理性を有し、妥当であること及び波及的影響評価に対して保守性を有していることを検証する。

本資料の各章において記載する内容を以下に示す。また、各章の関係を第1.1-1図に示す。

- ・ 2章では、設計モデルの構築の考え方を示す。
- ・ 3章では、設計モデルの構築に際して合理化した各項目について、それぞれの項目が妥当性を有していることの検証を行う。
- ・ 4章では、水平方向の応答値が保守的となるよう設定した周辺構造物による拘束効果に係る各項目に関して、それぞれの項目が保守性を有していることの検証を行う。
- ・ 5章では、4章で設定した各項目は、水平方向の応答値について保守性を確保したものであり、必ずしも鉛直方向の応答に対して保守的とはならないことから、鉛直応答に対する影響を確認する。保守性を確保できない場合はその原因及び設計に与える影響を確認する。
- ・ 6章では、地震時に周辺の埋戻し土の軟化に伴う剛性変化に関して、地盤の液状化状態及び非液状化状態に対して中間的な状態を設定し、それぞれを比較することにより設計モデルで設定した地盤状態の保守性を確認する。保守性を確保できない場合はその原因・考察分析及び設計に与える影響を確認する。
- ・ 7章では、4～6章で設定した各項目に対して、総合的な検証として、至近の発電炉で用いられているモデルと同様のプロセスで構築したモデルと設計モデルを比較し、設計モデルの妥当性及び保守性を総合的に検証する。
- ・ 8章では、資料全体のまとめを示す。



第1.1-1図 各章の関係

1.2 部材設計に用いる地震応答解析の応答値について

本項では設計モデルの妥当性を確認するにあたり，着目する応答値について整理する。着目する項目については飛来物防護ネット架構における支持架構，基礎梁及び杭の部材設計に用いる地震応答解析により算出される応答値及びそれらを分析するための応答値とする。

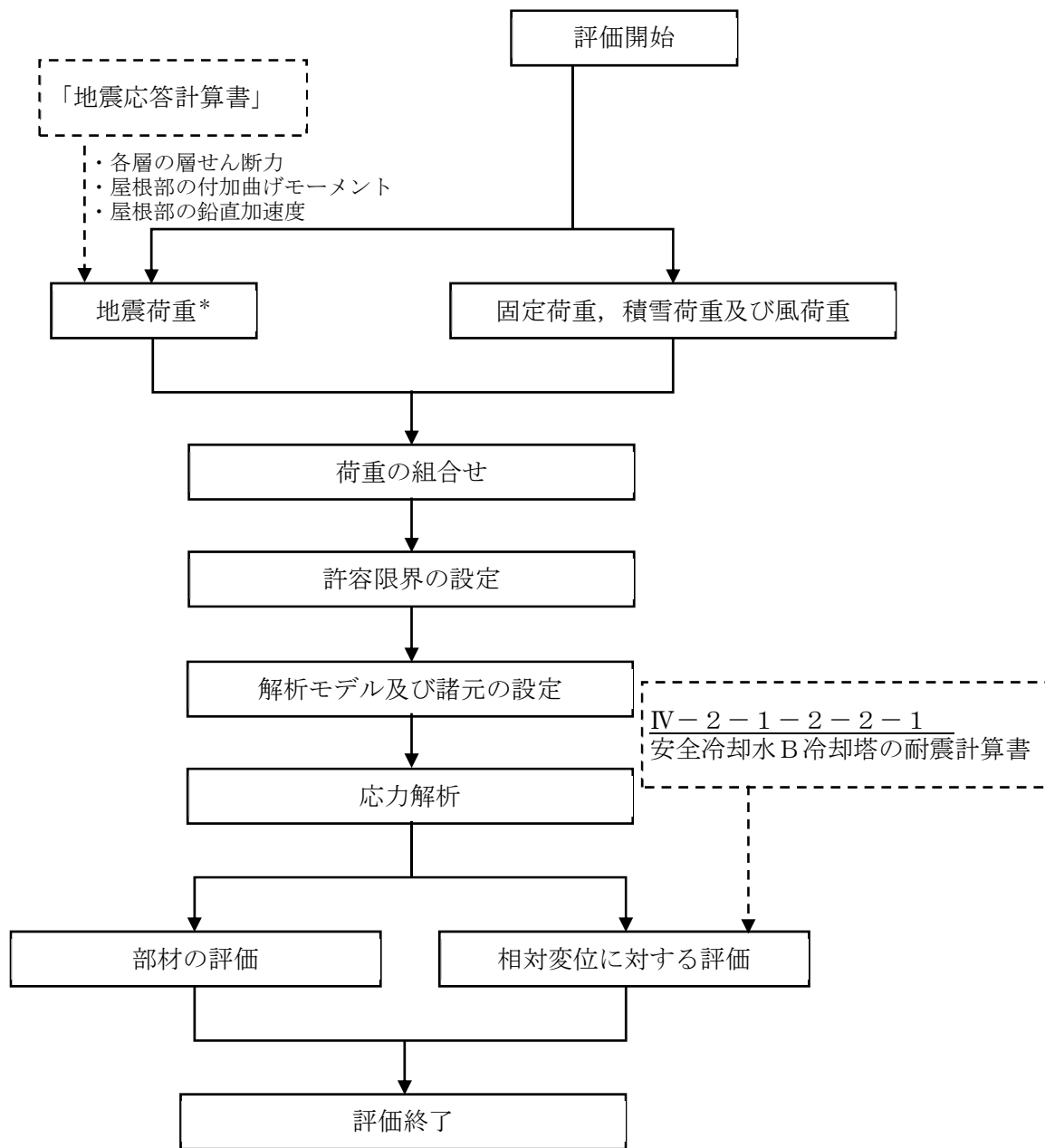
「耐震計算書」より，支持架構，基礎梁及び杭の応力解析による評価フローを第1.2-1図～第1.2-3図に示す。

具体的な部材設計に用いる応答値については第1.2-1図～第1.2-3図より「地震応答計算書」から応力解析に受け渡される，下記の応答値に加え，座屈拘束ブレースについては地震応答計算書の応答値である「座屈拘束ブレースの軸ひずみ」をそのまま用いる。

- ・ 各層の層せん断力
- ・ 屋根部の付加曲げモーメント
- ・ 屋根部の鉛直加速度
- ・ 基礎梁上端の水平及・鉛直加速度
- ・ 改良地盤の変形量

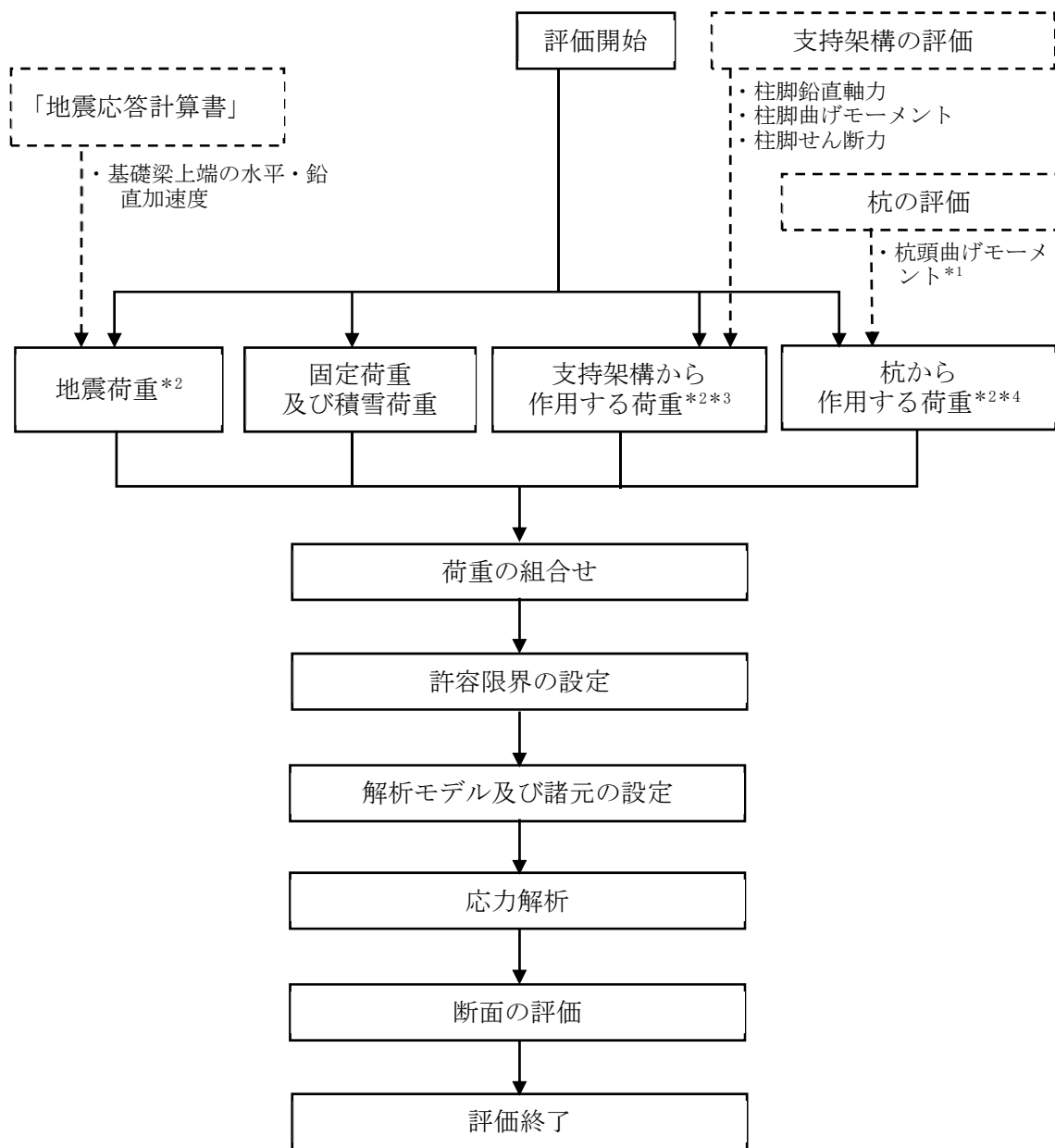
また，上記のうち「基礎梁上端の水平・鉛直加速度」については支持架構への入力地震動となるため，傾向分析のため以下についても確認する応答値として加える。

- ・ 基礎梁上端の水平及び鉛直加速度応答スペクトル



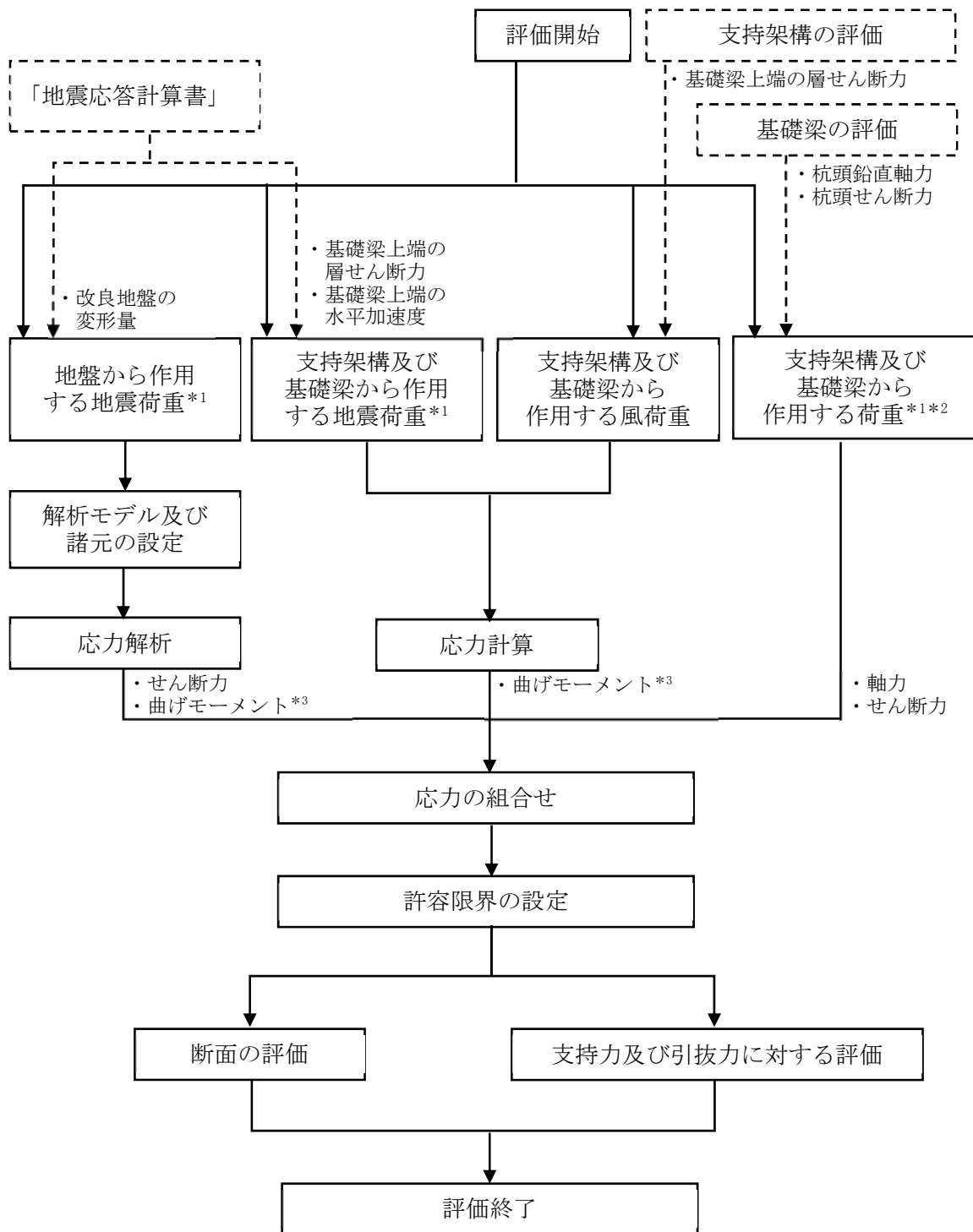
注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第1.2-1図 支持架構の応力解析による評価フロー



- 注記 *1：第1.2-3図における「応力解析」及び「応力計算」により算定する杭の「曲げモーメント」のうち、杭頭の曲げモーメントを用いる。
- *2：地盤物性のばらつきを考慮する。
- *3：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
- *4：地震荷重及び風荷重を含む。

第1.2-2図 基礎梁の応力解析による評価フロー



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
 *3：これらの「曲げモーメント」のうち杭頭の曲げモーメントを第1.2-2図における「杭頭曲げモーメント」に用いる。

第1.2-3図 杭の応力解析による評価フロー

2. 地震応答解析モデル構築の考え方

部材設計を行うにあたりインプットとなる地震荷重を算定する地震応答解析モデルを構築する。

設計モデルは、基準地震動全波に対する全応力解析及び有効力解析を地盤物性のばらつきを考慮して網羅的に評価する必要があると考え、解析負荷を軽減するために合理的なモデルを構築して設計に用いることとするが、これが科学的合理性を有し、波及的影響が過小評価とならないよう、合理化して設定する項目(メッシュ、形状等)が妥当性を有していること及び保守性を有していることを検証する。モデル構築に際して隣接建屋の影響を踏まえ、施設の周辺状況(隣接する周辺構造物(建屋、洞道及び流動化処理土)や杭及びMMR)に配慮する。

設計における応答・反力から算出される地震荷重の部材への伝達の流れを踏まえ、改良地盤への周辺地盤からの拘束効果が低下すると支持架構の応答や地盤の変形が大きくなり、杭、基礎梁及びフレームに伝達される地震荷重が大きくなることから、拘束効果の低下による保守性に着目する。

拘束効果の低下について、具体的には次の2つの項目に対して保守性を与え、設計モデルの保守性が確保されていることを検証する。

- ▶ 周辺構造物による拘束効果：隣接する周辺構造物による拘束効果が水平方向の地震荷重を小さくすると考えられることから、設計モデルでは周辺構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に保守性を与える。
- ▶ 埋戻し土(地盤)の剛性変化：当該施設における特徴として、埋戻し土が液状化する状態(改良地盤の側面拘束が減少)が最も拘束効果が小さく、支持架構の応答が大きくなると予想されることから、埋戻し土(地盤)の剛性変化による応答値の変化に着目して保守性を与える。

上記は、水平方向の拘束効果に関して保守性を確保する項目であり、鉛直方向の応答については必ずしも保守的とならないため、鉛直応答に対する影響を別途確認する。

設計モデルの妥当性及び保守性を検証した上で、至近の発電炉で用いられているモデルと同様のプロセスで構築したモデル(以下、「検証用モデル」という)との比較により、設計モデルの妥当性及び保守性を総合的に検証する。また、検証用モデルは施設の周辺状況に配慮し、隣接建屋の影響を踏まえた解析モデルとする。

第2-1表に解析モデルの構築プロセスの確認項目を、第2-2表に合理化可能な項目の整理結果を示す。なお、合理化の可否の整理については「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」に示す。

第2-3表に保守性確保のための項目を、第2-4表に拘束効果(水平方向)に係る項目を示す。

第2-1表 解析モデルの構築プロセスの確認項目

	項目	備考
(1)	モデル諸元の設定	合理化の可否を整理 (一部合理化しない項目有り)
(2)	地盤及び材料物性の設定	応答の影響を踏まえ 合理化しない
(3)	地震時荷重の設定	

第2-2表 合理化可能な項目の整理結果

合理化可能な項目	合理化が可能な根拠
改良地盤幅	幅を短くすると構造物のロッキングが生じやすく応答が大きくなるため基礎梁幅に合わせ短くすることが可能と判断
検討断面	下記の支持架構，マンメイドロック(以下，「MMR」という)の理由で検討断面数を合理化できると判断(次ページ以降では支持架構とMMRの項目で説明)
メッシュサイズ	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更可能と判断
支持架構	支持架構は一体で挙動すると考え，1軸で評価可能と判断
接触剥離要素	接触剥離要素の必要な範囲が限定的であることから考慮不要と判断
粗粒砂岩	粗粒砂岩は全体の層厚(107m:解放基板表面から地盤表面)に対して極めて小さいことから細粒砂岩1に置換可能と判断
基礎梁高さ	基礎梁高さは支持架構の振動特性が等価に設定できると判断
周辺構造物，杭，マンメイドロック	応答が保守的になることから，モデル化しないと判断(保守性の中で確認)

注：第2-1表のうち(1)モデル諸元の設定に係る項目を記載。

第2-3表 保守性確保のための項目

	項目
(1)	拘束効果(水平方向)
(2)	鉛直応答への影響
(3)	地盤剛性の変化の影響

第2-4表 拘束効果(水平方向)に係る項目

保守性を与える項目	保守性を確保できる根拠
周辺構造物	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効果が小さくなり応答が保守的となる
杭	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応答が保守的となる
MMR	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化することで応答が保守的となる

注：第2-3表のうち(1)拘束効果(水平方向)に係る項目を記載している。

2.1 設計モデルの妥当性の検証方針

整理した合理化可能な項目について、項目ごとに設定した内容が妥当性を有しているか検証する。妥当性の確認項目及び設定の考え方を第2.1-1表に示す。

なお、設定の考え方と異なる挙動を示す場合は、結果に対して考察し、妥当かどうか判断する。

第2.1-1表 妥当性の確認項目及び設定の考え方

No.	項目	設定の考え方
1-1	メッシュサイズ	地中を伝搬する波はメッシュ分割に影響を受けるため、深さ方向のメッシュ分割は、支持架構の固有振動数とメッシュサイズの関係から施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように、表層地盤では最大2.0mとする。
1-2	支持架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、支持架構をモデル化し支持架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、支持架構は全体として並進一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、門型モデルと振動特性を合わせることで同等の応答となると考え1軸モデルとする。
1-3	接触剥離要素	埋戻し土が液状化した場合には剛性がほぼ0となること及び基礎梁と埋戻し土との接触面が基礎梁側面の一部のみに限定されること並びに、接触剥離の影響は小さいという考えから、構造物(基礎梁及び洞道)と地盤の境界面に対し、接触剥離は考慮しない。
1-4	改良地盤幅	改良地盤の「高さ/幅」が大きくなることでロッキング挙動が起きやすくなり、地震荷重が大きくなると予想し、改良地盤幅は基礎梁幅に合わせ短くする。
1-5	粗粒砂岩	支持地盤の厚さ107m(解放基盤表面～支持地盤上端)に対し、粗粒砂岩の厚さはごくわずか(0.37m)であり、地震応答に与える影響は小さいと考え、モデル化せず細粒砂岩1に置換する。
1-6	基礎梁高さ	地盤面レベルから基礎梁の上端レベルまでの高さ0.3m分について、支持架構高さ(20.3m)に比べ十分に小さく、鉄骨造である支持架構との剛性差も十分に大きいことから、剛梁としてモデル化する。

2.2 設計モデルの保守性の検証方針

保守性を確保する項目について、項目ごとに設定した内容が保守性を有しているかを検証する。

第2.2-1表に各項目の保守性を確保する項目及び設定の考え方を示す。

なお、設定の考え方と異なる挙動を示す場合は、結果に対して考察し、妥当かどうか判断する。

第2.2-1表 保守性を確保する項目及び設定の考え方

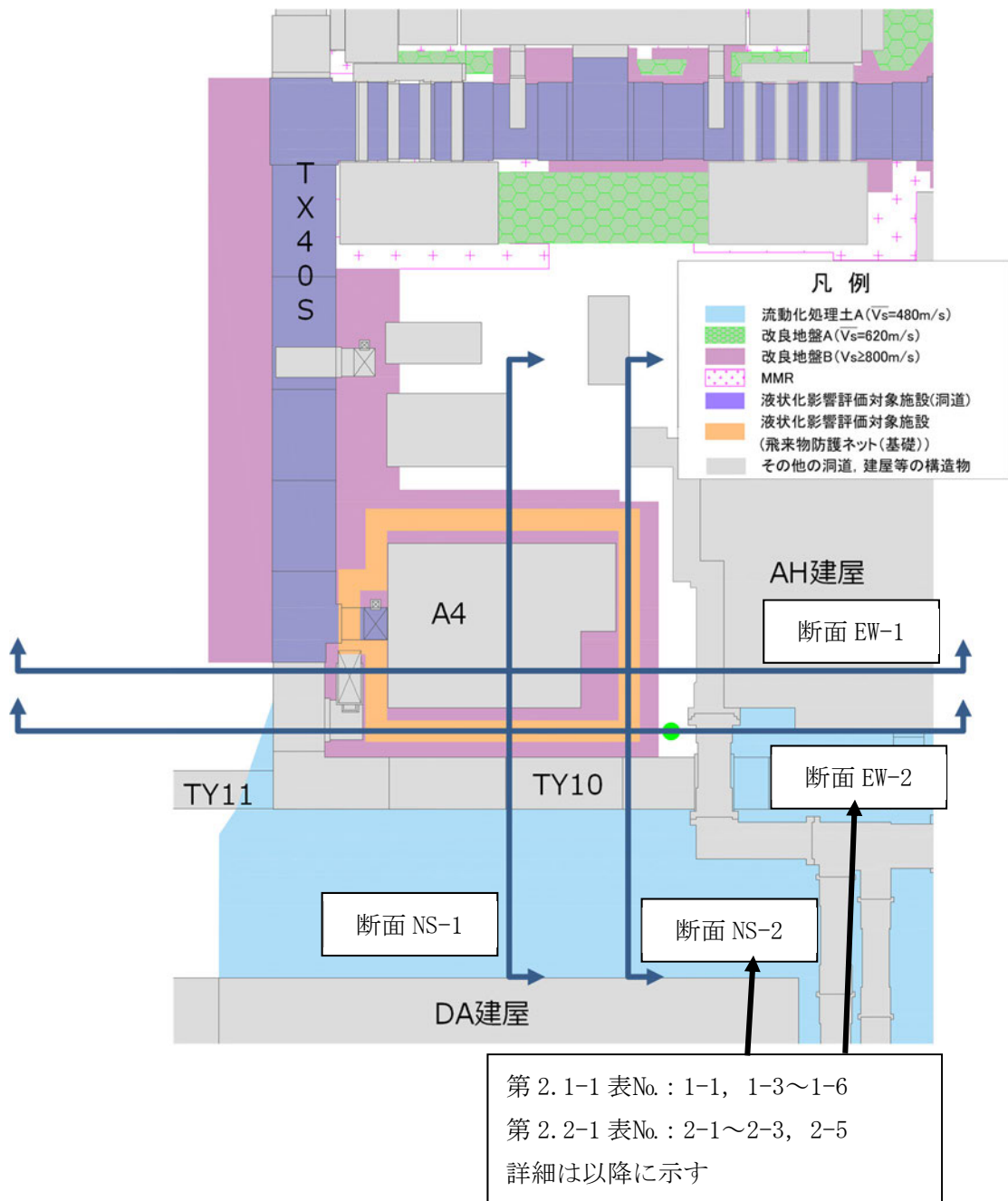
No.	項目		設定の考え方
2-1	拘束効果 (水平方向)	周辺 構造物	周辺構造物をモデル化対象としないことで、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の地震荷重は大きくなると考え、洞道等の周辺構造物を非考慮とし、埋戻し土の地盤物性を用いる。
2-2		杭	杭をモデル化対象としないことで、杭の剛性/根入れを無視することとなり、改良地盤の剛性は低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、地震荷重は大きくなると考え、杭を非考慮とする。
2-3		MMR	地中についてMMRを含まない断面の方がモデル全体の剛性が低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、地震荷重は大きくなると考え、MMRを非考慮とし、改良地盤の物性値を用いる。
2-4	鉛直応答への影響		拘束効果が鉛直応答へ与える影響について配慮する。
2-5	地盤剛性の変化の影響		埋戻し土の剛性変化に伴い拘束効果が変わり、応答値は非液状化で最小、液状化で最大となることを考え*、地盤物性については、非液状化、液状化及び中間状態での解析条件を設定し、地震荷重の差異を確認する。

注記 *：支持架構の固有周期帯における想定

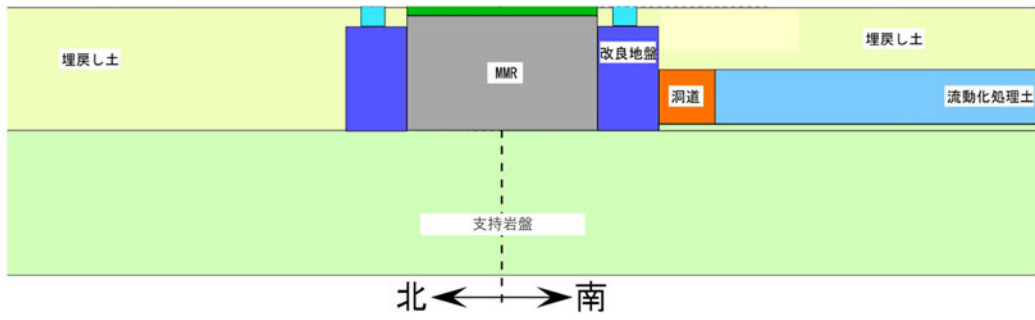
2.3 構築した設計モデルについて

飛来物防護ネット架構周辺の地中状況図を第2.3-1図に、構築した設計モデルのモデル図を第2.3-2図に示す。

第2.3-1図及び第2.3-2図に第2.1-1表及び第2.2-1表に示す設定の考え方を図中に示す。

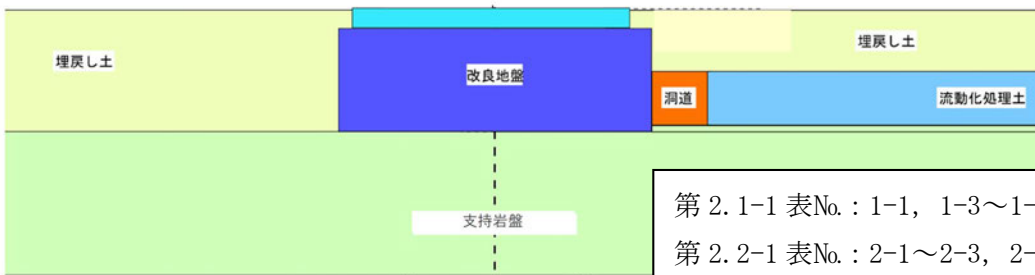


第2.3-1図 飛来物防護ネット架構周辺の地中状況図(1/2) 平面図



北 ← → 南

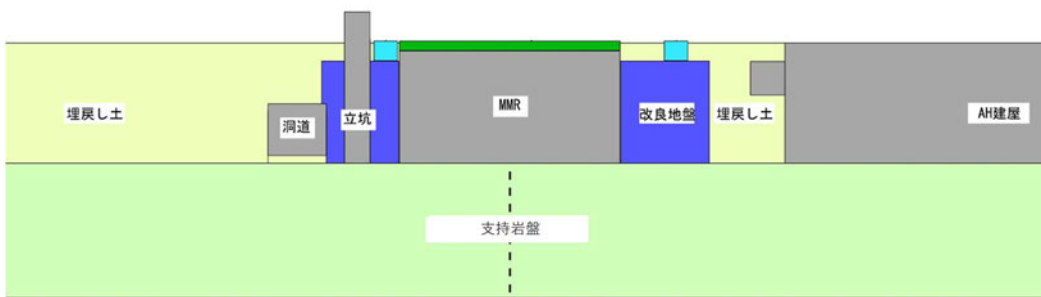
(a) 断面NS-1



北 ← → 南

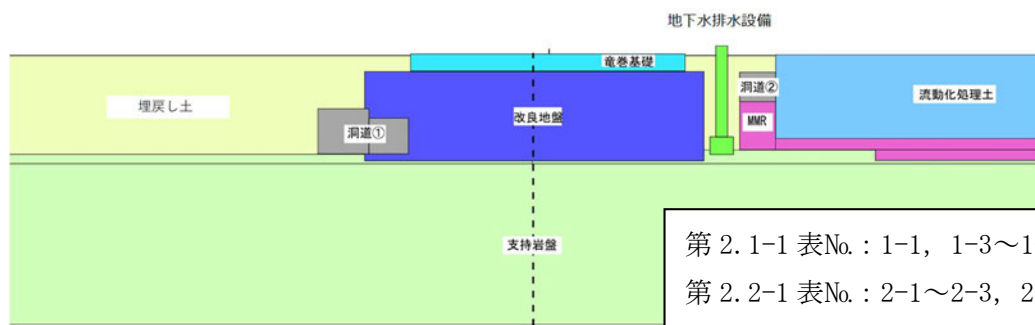
(b) 断面NS-2

第 2.1-1 表No. : 1-1, 1-3~1-6
 第 2.2-1 表No. : 2-1~2-3, 2-5
 詳細は以降に示す



西 ← → 東

(c) 断面EW-1

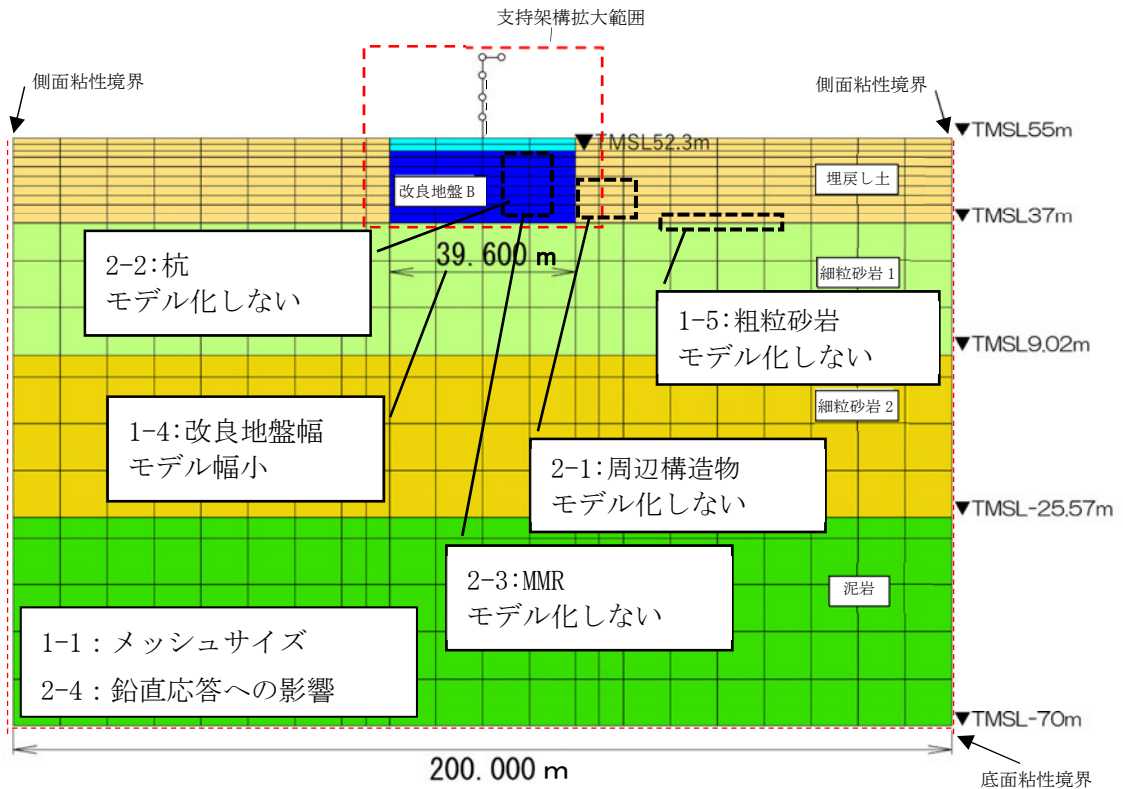


西 ← → 東

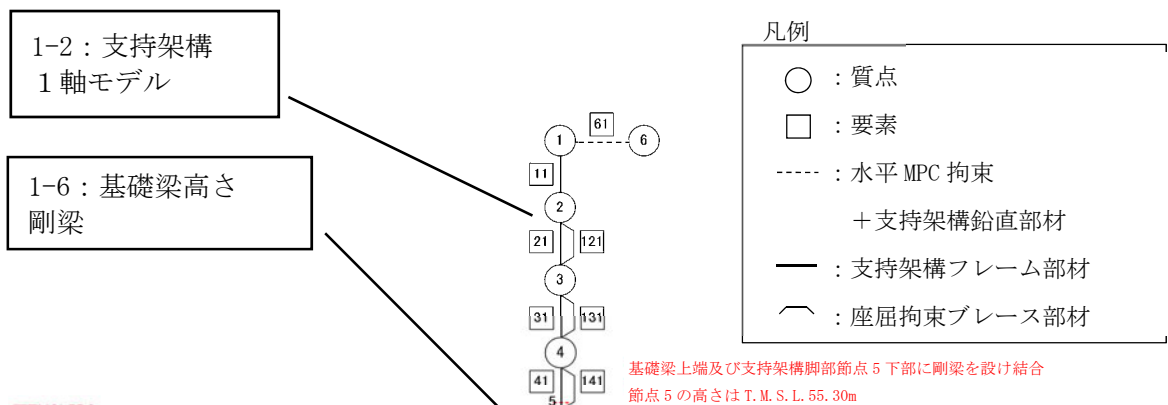
(d) 断面EW-2

第 2.1-1 表No. : 1-1, 1-3~1-6
 第 2.2-1 表No. : 2-1~2-3, 2-5
 詳細は以降に示す

第2.3-1図 飛来物防護ネット架構周辺の地中状況図(2/2) 断面図



(全体)

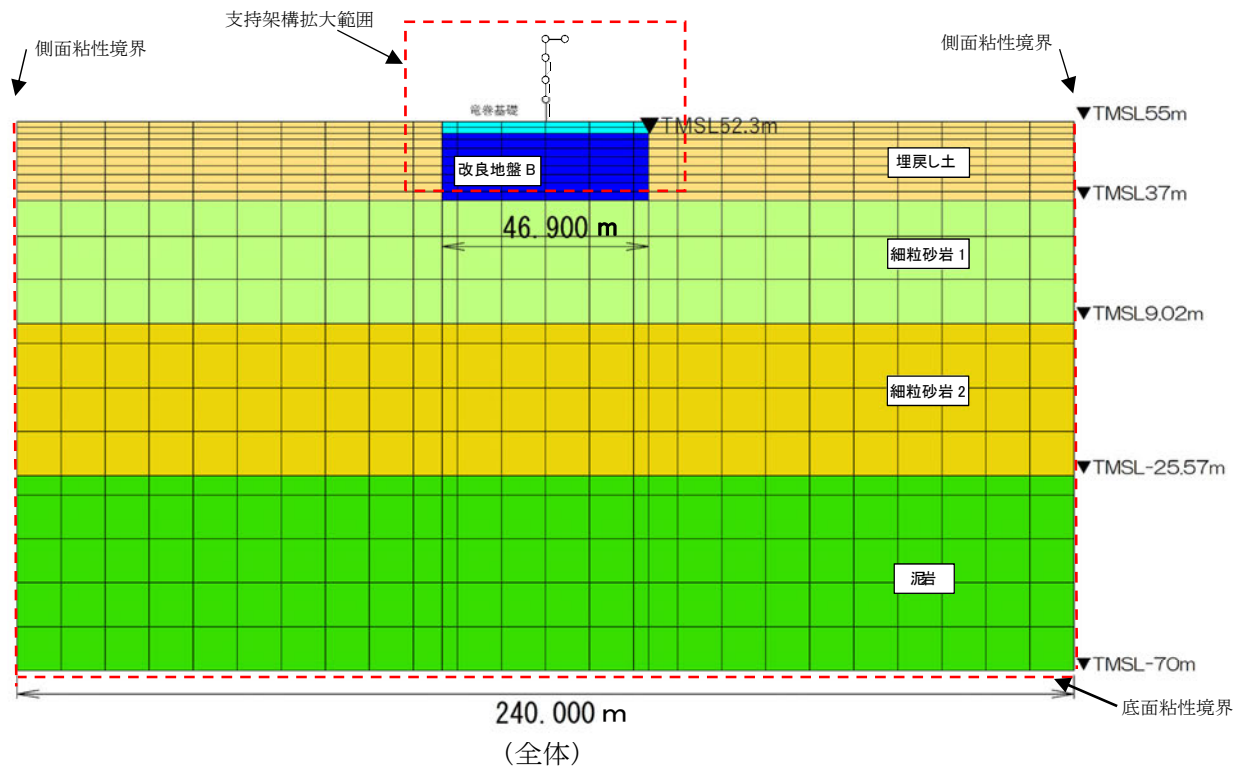


- 注: 回転自由度を要する線形パネにつながる質点⑥の回転自由度を拘束
- 注: 質点①と質点⑥の水平並進自由度を互いに拘束
- 注: 地下水位を地表面に設定
- 注: ⑥はばね要素

(支持架構拡大)

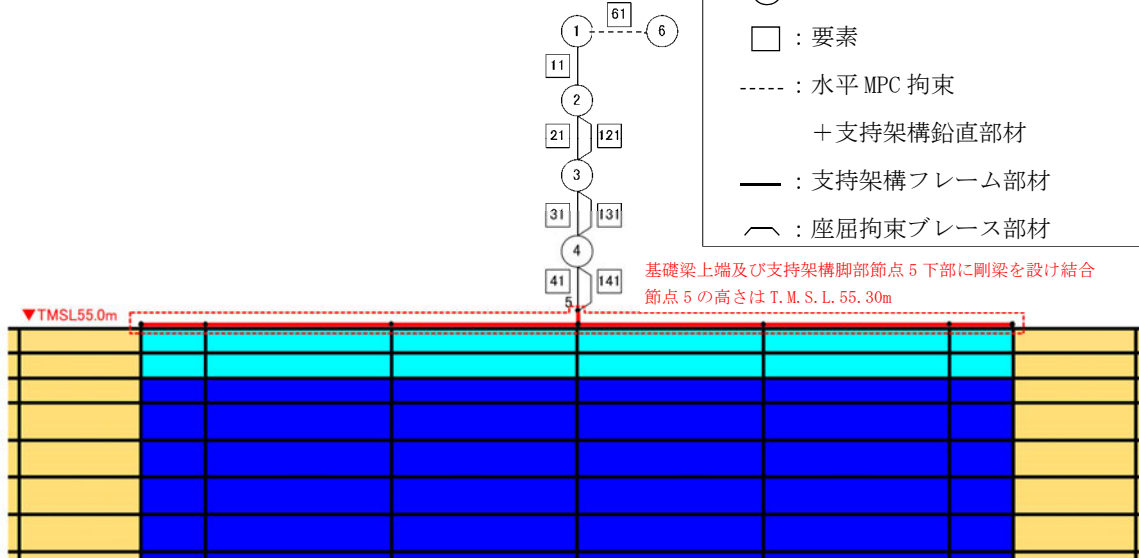
- 1-3: 接触剥離要素
- 2-5: 地盤剛性の変化の影響

第2.3-2図 解析モデル(1/2) NS断面



凡例

- : 質点
- : 要素
- : 水平 MPC 拘束
- + : 支持架構鉛直部材
- : 支持架構フレーム部材
- ∧ : 座屈拘束ブレース部材



- 注：回転自由度を要する線形パネにつながる質点⑥の回転自由度を拘束
- 注：質点①と質点⑥の水平並進自由度を互いに拘束
- 注：地下水位を地表面に設定
- 注：□はばね要素

(支持架構拡大)

第2.3-2図 解析モデル(2/2) EW断面

3. 設計モデルの妥当性の検証

妥当性の検証は、合理化した各項目について、それぞれの項目で影響を及ぼすと考えられる応答値が、合理化しない場合と同等又は保守的な評価となっていることを確認する。

妥当性の検証に用いる検討断面は、EW断面に比べて改良地盤幅が小さく、ロックキングの影響がより顕著と考えられるNS断面とし、その妥当性については「3.2 改良地盤幅」の項目で確認を行う。また、埋戻し土の状態は、部材設計において支配的である水平方向の地震荷重が大きくなると考えられる液状化時を対象とし、地盤物性は標準地盤とする。

検証に用いる地震動は、次の理由からSs-A及びSs-C1の2つの地震波とする。

- ▶ Ss-A: 全周期帯にわたって大きな加速度を有し、継続時間が長いことから液状化をより促進すると考えられる。
- ▶ Ss-C1: 大きな加速度がパルス的に生じることから、施設へ与える影響が大きいと考えられる。

なお、検証にSs-A、Ss-C1の地震動を用いること、地盤状況を液状化時としていることの妥当性については「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」にて確認している。

3.1 メッシュサイズ

設計モデルにおいては、深さ方向(鉛直方向)の埋戻し土の最大メッシュサイズを2.0 mとしている。本項では、その妥当性について確認する。

具体的には、設計モデルにおける地盤の最大メッシュサイズと評価する振動数 f_{\max} 及び地盤のせん断波速度 V_s の関係について、JEAG4601-1991追補版に準じた次式の関係式を満たすか検証することにより妥当性を確認する。

$$\text{設計モデルの最大メッシュサイズ} \leq \frac{1}{5} \frac{V_s}{f_{\max}} \dots (3.1\text{式})$$

V_s : 地盤のせん断波速度

f_{\max} : 評価する振動数

評価する振動数 f_{\max} については、支持架構の主要な固有振動数とする。支持架構の主要な固有振動数とする理由としては、地盤を介した入力地震動のうち支持架構へ与える影響が大きい周期帯を対象とし、支持架構へ入力される地震動を適切に評価するためである。

そのため、主要な固有振動数については、固有値解析結果の累積有効質量比*により判断する。

なお、地盤のせん断波速度については、飛来物防護ネット架構周辺の埋戻し土、改良地盤B及び支持地盤の物性値とする。

注記 * : 本項での有効質量比は支持架構の各モードの振動特性を質量に換算し、支持架構の総重量で除した比率である。本比率は寄与度の大きいモードでは大きな値となる傾向があり、全モードで総和すると100%となる。そのため、累積有効質量比が100%に近い値となることで主要な固有振動数を網羅していることが確認できる。

(1) 確認方法

確認する項目は以下の通りとする。

- ・ 支持架構の固有値解析結果(固有振動数・累積有効質量比)
- ・ 設計モデルのメッシュサイズ

(2) 確認結果

支持架構の固有値解析結果を第3.1-1表及び第3.1-2表に、固有モードを第3.1-1図及び第3.1-2図に示す。

評価する振動数 f_{max} は、支持架構における累積有効質量比が約99%となる3次固有振動数(NS : 12.36Hz, EW : 12.53Hz)を踏まえ、13Hz以下と設定する。

設計モデルにおける地盤の最大メッシュサイズと評価する振動数 f_{max} 及び地盤のせん断波速度 V_s の関係を第3.1-3表に示す。

設計モデルの最大メッシュサイズは、(3.1式)を満たすことから、埋戻し土の最大メッシュサイズを2.0mとしていることの妥当性を確認した。

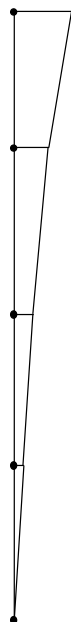
第3.1-1表 固有値解析結果(NS方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効 質量比
	(Hz)	(s)	(-)	(kN)	(%)
1	2.55	0.393	1.232	1448.0	80
2	6.83	0.146	0.480	221.3	93
3	12.36	0.081	0.383	113.9	99
4	20.55	0.049	0.184	19.8	100

第3.1-2表 固有値解析結果(EW方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効 質量比
	(Hz)	(s)	(-)	(kN)	(%)
1	2.53	0.395	1.239	1425.0	79
2	6.63	0.151	0.519	248.1	93
3	12.53	0.080	0.386	111.7	99
4	20.89	0.048	0.178	18.0	100

1次モード
 固有周期:0.393 (s)
 振動数:2.55 (Hz)
 刺激係数:1.232



2次モード
 固有周期:0.146 (s)
 振動数:6.83 (Hz)
 刺激係数:-0.480



3次モード
 固有周期:0.081 (s)
 振動数:12.36 (Hz)
 刺激係数:-0.383



4次モード
 固有周期:0.049 (s)
 振動数:20.55 (Hz)
 刺激係数:0.184



第3.1-1図 固有モード(NS方向)

1次モード

固有周期:0.395 (s)

振動数:2.53 (Hz)

刺激係数:1.239



2次モード

固有周期:0.151 (s)

振動数:6.63 (Hz)

刺激係数:-0.519



3次モード

固有周期:0.080 (s)

振動数:12.53 (Hz)

刺激係数:-0.386



4次モード

固有周期:0.048 (s)

振動数:20.89 (Hz)

刺激係数:0.178



第3.1-2図 固有モード(EW方向)

第3.1-3表 地盤のメッシュサイズ(鉛直方向)

モデル化 対象	せん断波速度 V_s (m/s)	設計モデルの 最大メッシュサイズ (m)	$\frac{1}{5} \frac{V_s}{f_{\max}}$ (m)
埋戻し土	最小150* ¹	2.0	2.3
改良地盤B	800	2.0	12.3* ²
支持地盤	最小650程度	10	10

注記 *1:地盤安定性評価での埋戻し土の V_s の最低値

*2:改良地盤Bの側方に、より V_s の小さい埋戻し土があるため、改良地盤Bのメッシュサイズは埋戻し土の寸法に依存する

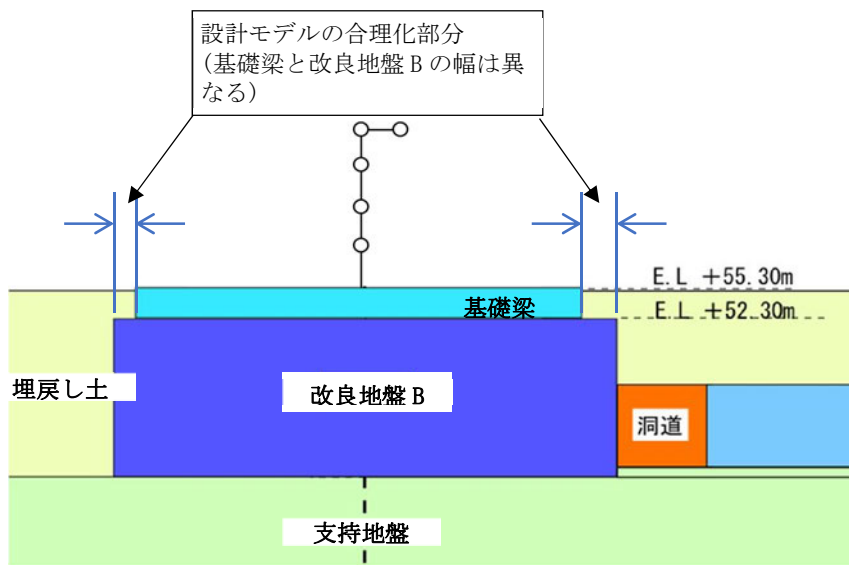
3.2 改良地盤幅

設計モデルでは、改良地盤幅を基礎梁幅に合わせて短く設定し、モデルを合理化している(概略断面図を第3.2-1図に示す)。改良地盤幅が短く、アスペクト比(高さ/幅)が大きくなる場合には、改良地盤のロッキング挙動が生じやすくなることから、支持架構の応答値が大きくなると考えられる。本項では、改良地盤幅を短く設定することの妥当性について確認する。

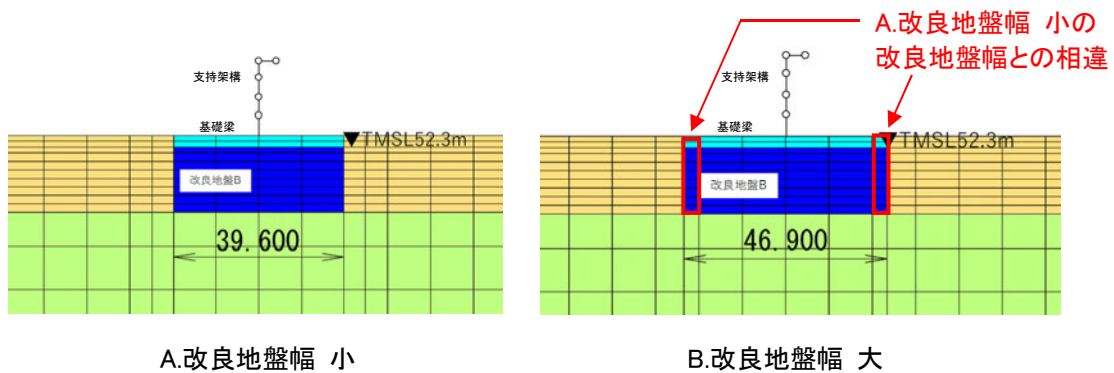
妥当性については、設計モデル(A:改良地盤幅 小)と設計モデルよりも改良地盤幅を大きく設定した確認用モデル(B:改良地盤幅 大)の両者の応答を比較することで、改良地盤幅の影響を確認する。なお、設計モデル及び確認用モデルに用いる改良地盤幅については、設計モデルのNS方向及びEW方向の改良地盤幅の違いに着目し、改良地盤幅の短いNS方向を設計モデルに、長いEW方向を確認用モデルに用いる。

改良地盤幅のモデル化における設計モデル(A:改良地盤幅 小)と確認用モデル(B:改良地盤幅 大)のモデル図を第3.2-2図に示す。

応答については、支持架構への入力を分析するために基礎梁上端の加速度応答スペクトルを、改良地盤自体の幅を変更していることから改良地盤の変形量を比較する。



第3.2-1図 概略断面図



第3.2-2図 設計モデル(A：改良地盤幅 小)と
確認用モデル(B：改良地盤幅 大)

(1) 確認方法

確認する応答値は、以下の通りとする。

- ・ 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル
- ・ 基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル
- ・ 改良地盤の変形量

(2) 確認結果

改良地盤幅のモデル化における設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)の応答値の比較を第3.2-3図に示す。

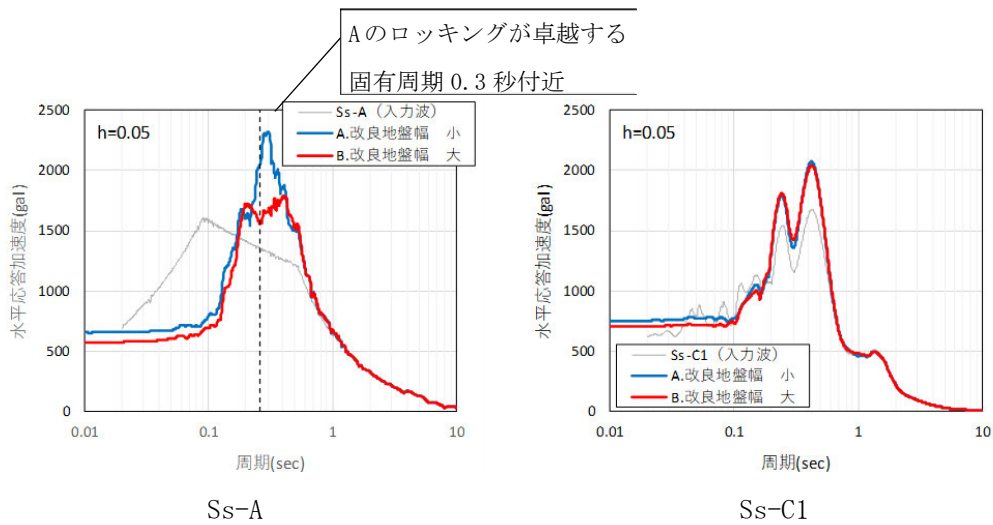
基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルについて、第3.2-3図の(a)より設計モデルのZPAに着目し、確認用モデルと比較すると応答が大きくなっている。

また、基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトルについて、第3.2-3図の(b)より設計モデルは全周期帯において、確認用モデルと概ね同等である。

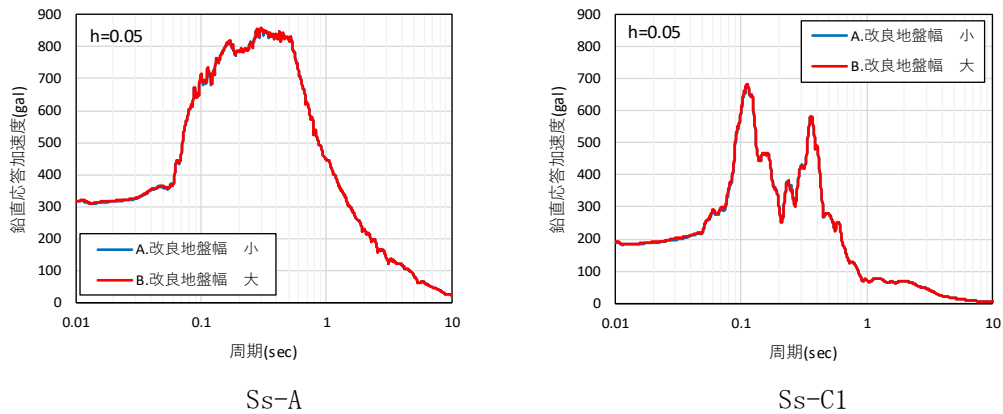
改良地盤の変形量については、第3.2-3図の(c)より設計モデルは深さ方向の全区間において、確認用モデルよりも大きな変形を示している。

以上のことから、改良地盤幅の影響について、改良地盤幅を短くモデル化することは保守的又は同等であり、設計モデルの改良地盤幅を短くモデル化することは妥当である。また、鉛直加速度については、岩盤より直接振動が伝わり、改良地盤幅の違いによる影響を受けないと考えられる。

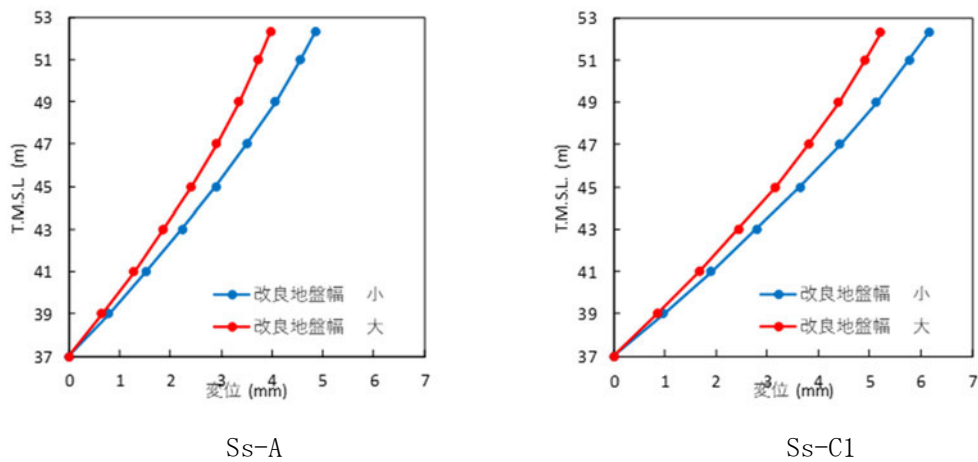
なお、Ss-Aにおける基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルのピークの挙動が設計モデルと確認用モデルで異なることについて、後述する「(3) 考察」で考察する。



(a) 基礎梁上端(T. M. S. L. +55. 3m)の水平加速度応答スペクトル



(b) 基礎梁上端(T. M. S. L. +55. 3m)の鉛直加速度応答スペクトル



(c) 改良地盤の変形量の深さ方向の分布

第3. 2-3図 設計モデル(A: 改良地盤幅 小)と
確認用モデル(B: 改良地盤幅 大)の応答値の比較

(3) 考察

Ss-Aにおける基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルのピークの挙動が、設計モデルと確認用モデルで異なることについて考察する。

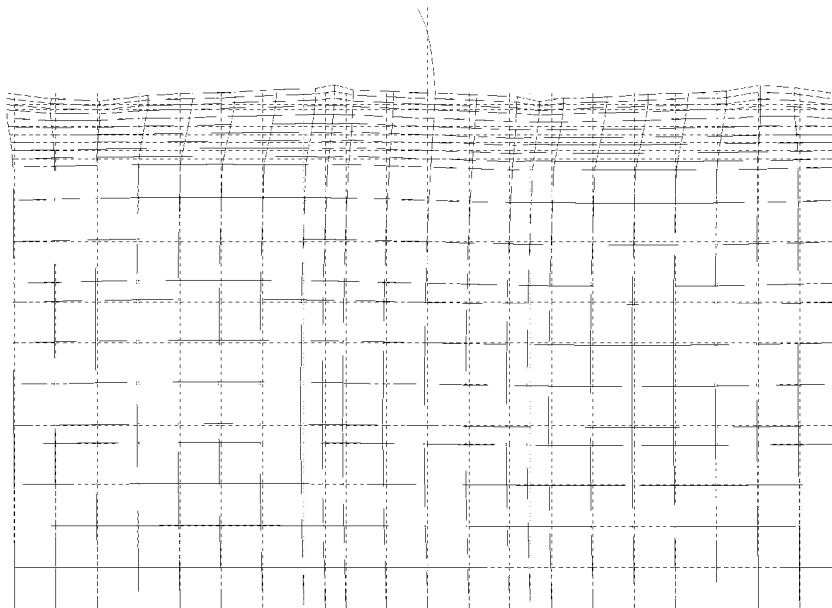
Ss-Aでは、0.3秒前後の周期帯において、設計モデルでは明瞭なピークが生じたものの、確認用モデルでは生じなかった。このことについて、設計モデルではアスペクト比の違いによりロッキング挙動がより顕著に現れたため、ピークが生じているものと考えられる。

ロッキングの周期について、固有値解析結果を第3.2-4図に示す。ロッキングモードは設計モデル、確認用モデルともに0.26秒～0.27秒である。これは基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルのピークに概ね整合している。なお、固有値解析結果よりもピークの周期帯が若干長周期化していることについては、液状化により周囲の拘束効果が弱くなったことが影響していると考えられる。

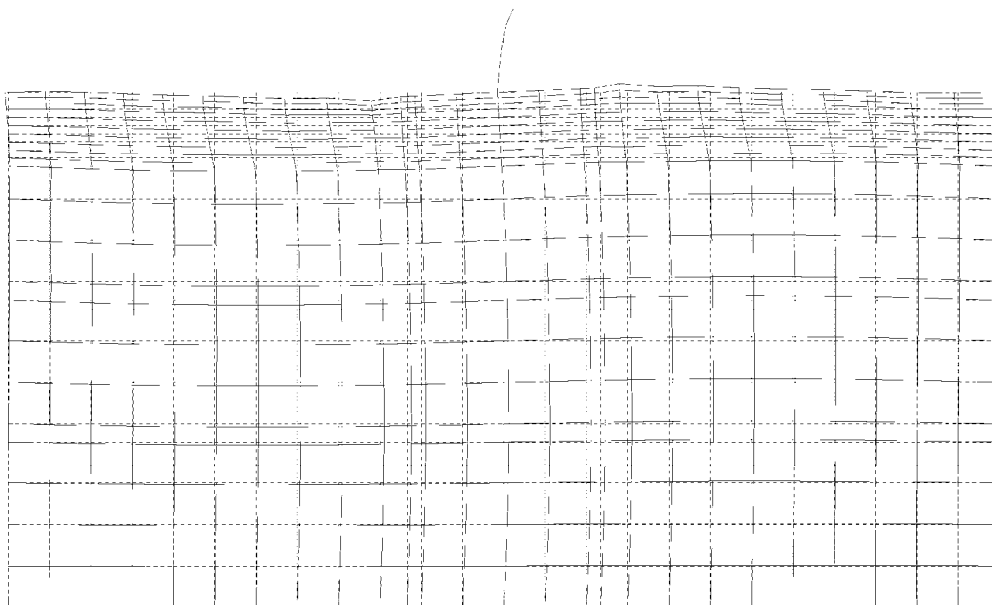
時刻ごとの周期特性を分析し、ロッキング周期について考察する。なお、着目する時刻については、ロッキング挙動が大きくなると考えられる20秒付近とする(後述する(参考)参照)。

時刻ごとに区切った基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを第3.2-5図に示す。第3.2-5図より、10～18秒では、設計モデルと確認用モデルでは傾向に大きな差はなく、18～20秒においてロッキング振動である周期0.3秒付近において両者にピークが生じている。ピークの高さについては、設計モデルは確認用モデルに比べて大きくなっている。これは、アスペクト比の違いによってロッキング挙動に対する感度が違うためと考えられる。また、確認用モデルではロッキング挙動の周期のピークは他の振動モードのピーク程度である。前述の確認用モデルの第3.2-3図の(a)のSs-Aにおける基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルのピークの挙動が設計モデルに比べ明瞭に表れなかった理由については、複数の振動モードのピークが重なることで現れなかったものと考えられる。

以上のことから、Ss-Aにおける基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルの設計モデル、確認用モデルの周期0.3秒付近のピークの差は、アスペクト比の違いによるロッキング挙動に対する感度の差であると考えられる。なお、Ss-C1はパルス的な地震動であり、Ss-Aのように複数のピークが重なることがなく、設計モデル、確認用モデルによる基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルの形状の違いが生じにくかったものと考えられる。

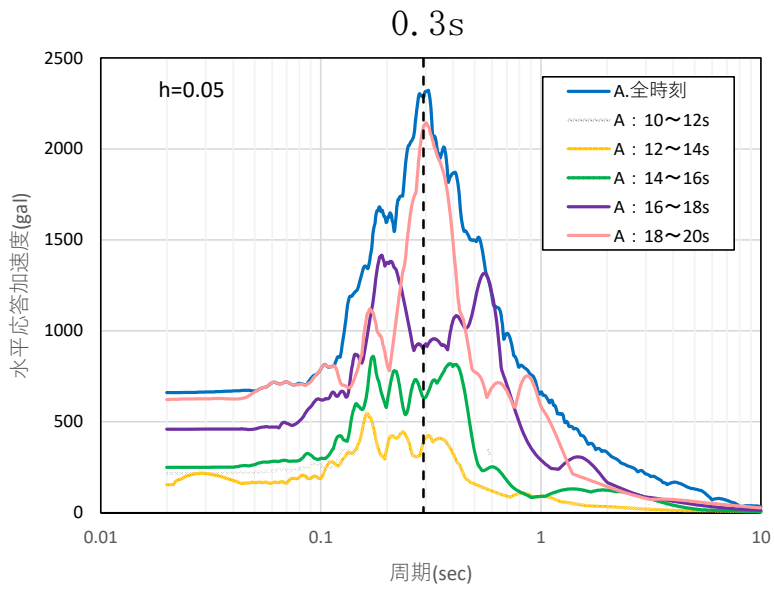


(a) 設計モデル(A : 改良地盤幅 小)
 (モデル全体のモード次数 : 6次,
 固有振動数 : 3.82Hz, 固有周期 : 0.26s)

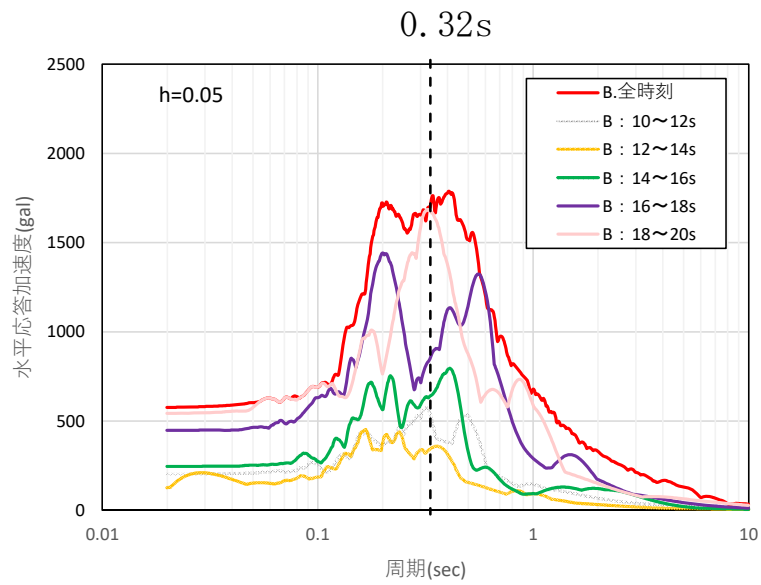


(b) 確認用モデル(B : 改良地盤幅 大)
 (モデル全体のモード次数 : 6次,
 固有振動数 : 3.65Hz, 固有周期 : 0.27s)

第3.2-4図 ロッキングが卓越する固有値解析結果



(a) 設計モデル



(b) 確認用モデル

第3.2-5図 基礎梁上端(T. M. S. L. +55. 3m)の時刻ごとの
水平加速度応答スペクトル

(4) まとめ

設計モデルの応答値については、概ね確認用モデルに比べ同等又は保守的であり、改良地盤幅を短くモデル化することの妥当性を確認した。

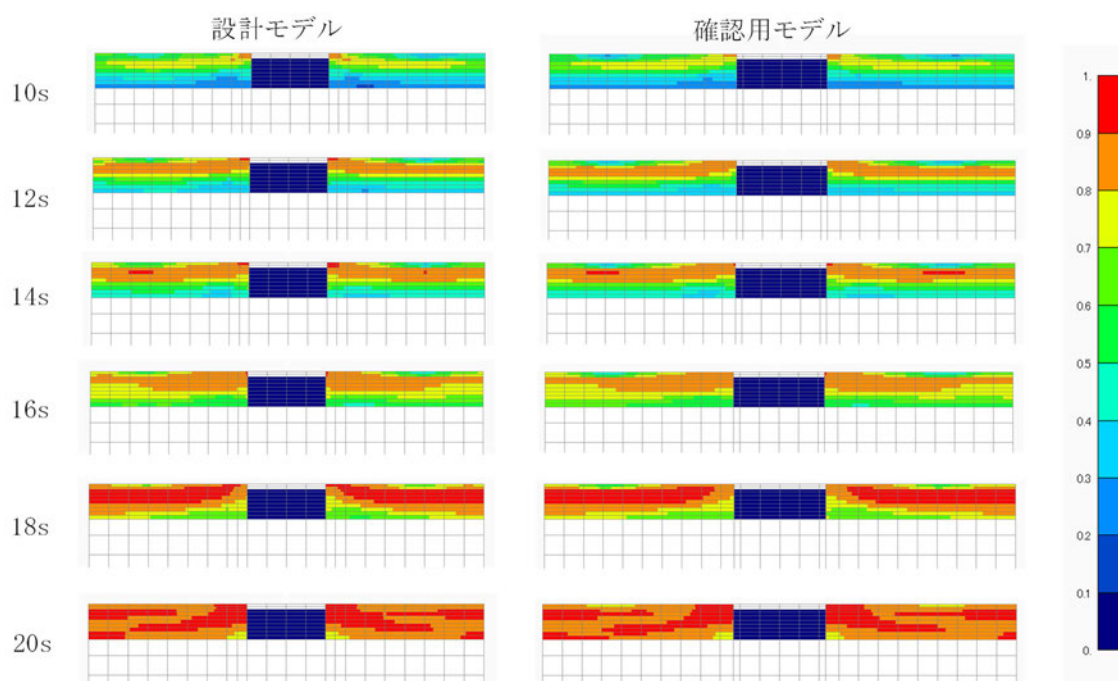
Ss-Aにおける基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルの設計モデルと確認用モデルのピークの差については、改良地盤幅のアスペクト比(高さ/幅)によるロッキング挙動に対する感度の違いによるものと考えられる。

(参考)

ロッキング挙動は埋戻し土による拘束効果が失われる液状化状態においてより顕著になると考えられる。そのため、施設周囲の地盤の液状化状態の進展について分析する。

第3.2-6図より、設計モデル及び確認用モデルの両者において、10～20秒で過剰間隙水圧比が大きくなっている。特に、16～20秒に着目すると、18秒付近で液状化範囲が広くなり、20秒時点で周囲の埋戻し土が概ね液状化状態に至っていることがわかる。

以上のことから、18～20秒でロッキング挙動が大きくなるものと考えられる。



第3.2-6図 埋戻し土の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A, 10～20s)

3.3 支持架構

支持架構は屋根トラスの外周に均等に配置された柱・はり・座屈拘束ブレースで構成された4層の構造である。

その支持架構をモデル化するにあたり設計の考え方として、各層は均等に部材が配置されているため、一体的に挙動すると考えられる。そのため、支持架構を質点系でモデル化することが可能であると考えられる。

モデル化するにあたっては、地盤は2次元でモデル化されていることから、地盤のモデルに合わせ2次元の門型のモデルとすることが考えられるが、上記の設計の考え方より、合理化が可能と考え1軸のモデルにより設計する。

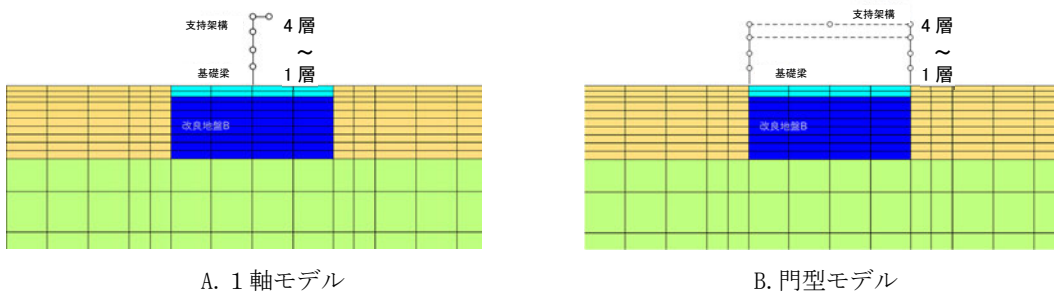
本項では設計モデルの妥当性確認として、1軸の質点系で構築した設計モデルと支持架構形状に合わせた門型モデルで構築した確認用モデルの応答値を比較することで確認する。

設計モデル(A：1軸)と確認用モデル(B：門型)のモデル図を第3.3-1図及び第3.3-2図に、固有値解析結果の比較を第3.3-3図～第3.3-5図に、解析モデル諸元を第3.3-1表に示す。

比較する応答値については、支持架構のモデル化について検討するため、支持架構の各応答値とする。

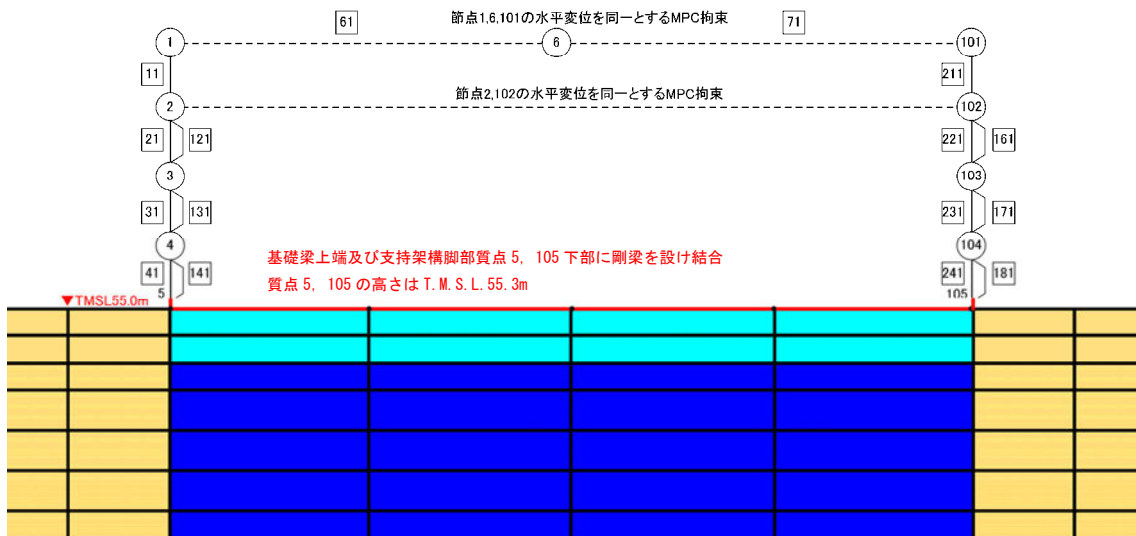
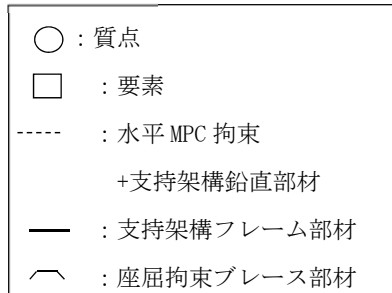
なお、設計モデルと確認用モデルの質点系モデルは、第3.3-3図～第3.3-5図の通り、固有値は同一となるよう設定している。

質点系モデルの妥当性については、3次元フレームモデルを用いて確認している(別添2参照)。



第3.3-1図 設計モデル(A：1軸モデル)と確認用モデル(B：門型モデル)

凡例



- 注：回転自由度を要する線形バネにつながる質点⑥の回転自由度を拘束
- 注：質点①と質点⑥の水平並進自由度を互いに拘束
- 注：地下水位を地表面に設定
- 注：□61, □71はばね要素

(支持架構拡大)

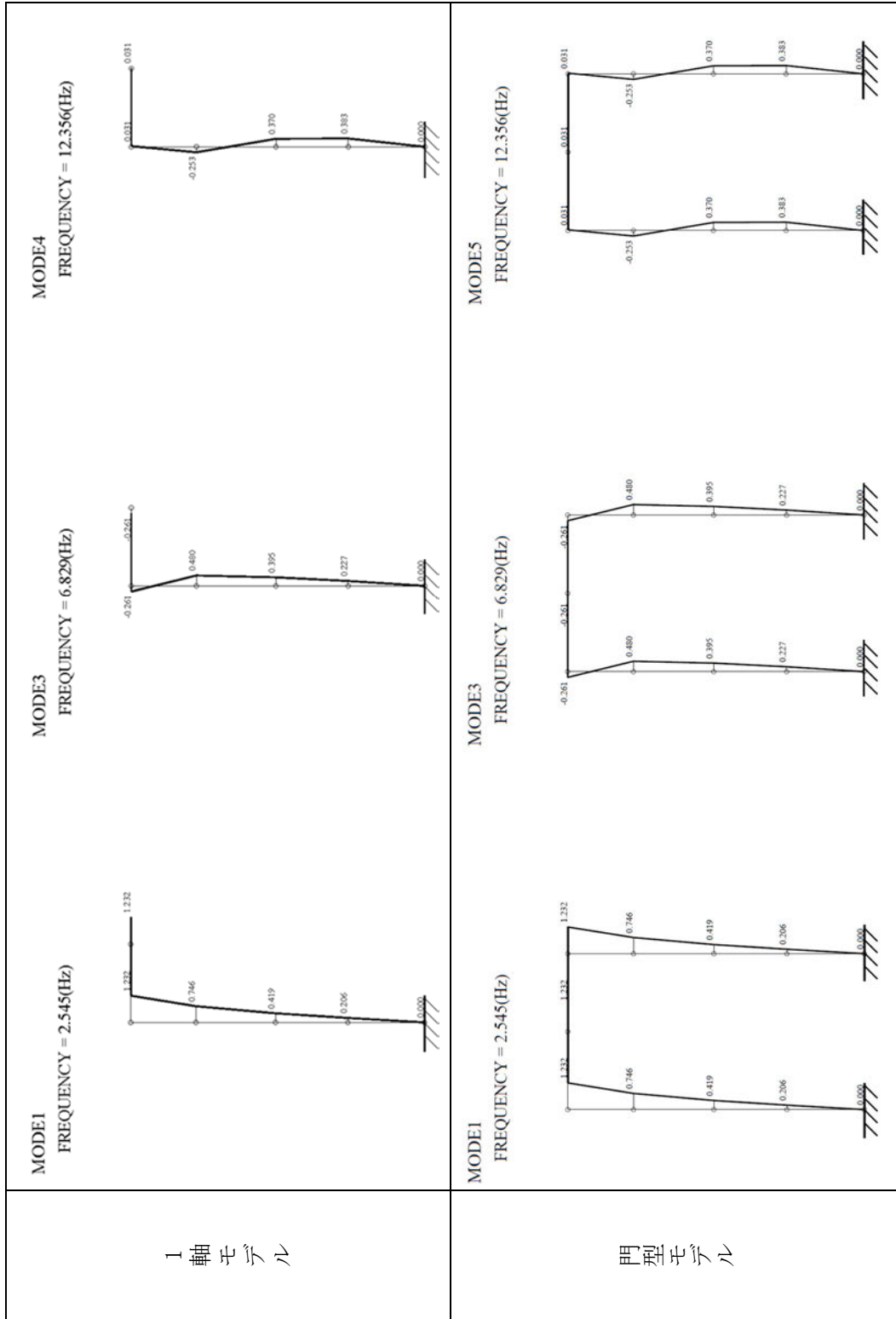
第3.3-2図 解析モデル図(確認用モデル)

第3.3-1表 支持架構の解析モデル諸元
確認用モデル

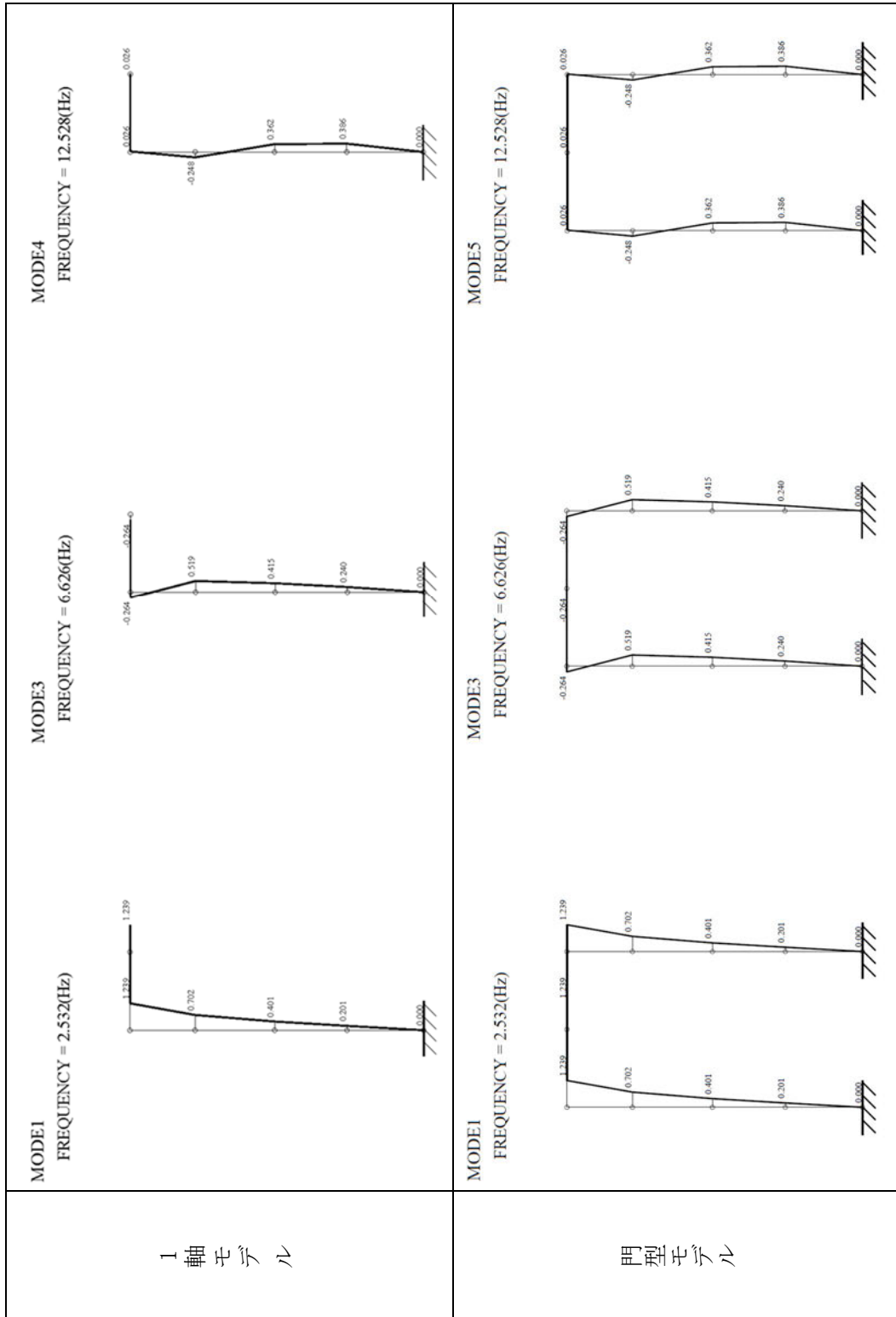
質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び屋根	
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面積 A (m^2)	断面2次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面積 As (m^2)	要素 番号	ばね剛性 K ($\times 10^3 \text{kN/m}$)
⑥	75.60	0.000	398.6	0.00	-	75.60	-	-	-	61 71	13.4
① 101	75.60	238.0	119.0	21.8	11 211	75.60~ 71.10	0.0454	0.662	0.000897	-	-
② 102	71.10	160.6	80.3	21.8	21 221	71.10~ 65.60	0.0467	0.662	0.000407	121 161	27.1
③ 103	65.60	87.1	87.1	0.00	31 231	65.60~ 60.60	0.0454	0.662	0.000410	131 171	48.6
④ 104	60.60	99.6	99.6	0.00	41 241	60.60~ 55.30	0.0473	0.662	0.000576	141 181	50.8
⑤ 105	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1171	1171	-	-	-	-	-	-	-	-

注：重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化。

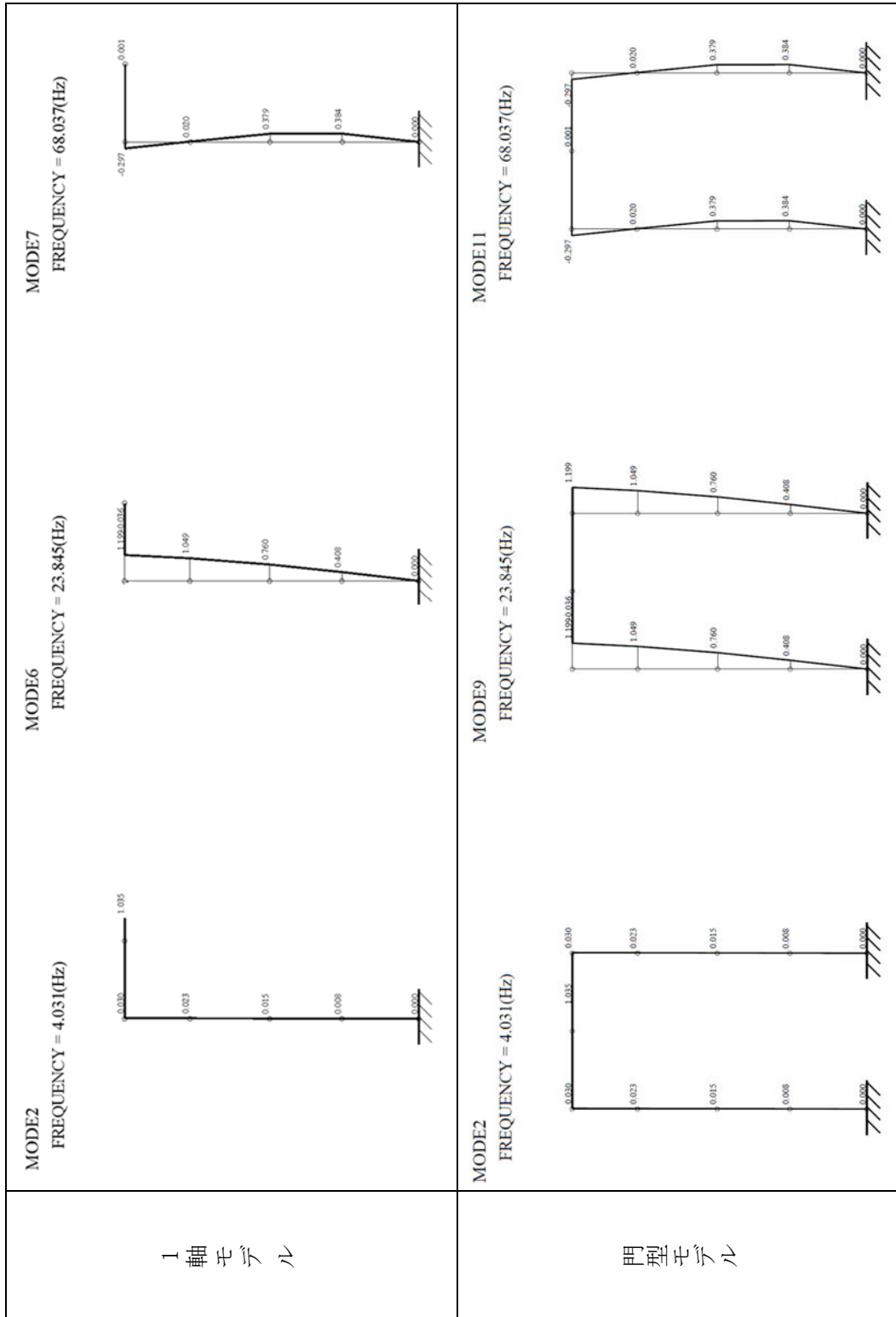
注：質点⑥は、水平自由度をMPC拘束するために、水平方向に微小質量を定義。



第3.3-3図 設計モデル(A: 1軸)と確認用モデル(B: 門型)固有値解析結果の比較(NS方向)



第3.3-4図 設計モデル(A: 1軸)と確認用モデル(B: 門型)固有値解析結果の比較(EW方向)



第3.3-5図 設計モデル(A : 1軸)と確認用モデル(B : 門型)固有値解析結果の比較(UD方向*)

注記 * : 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・各層の層せん断力
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・屋根部の付加曲げモーメント
- ・屋根部の鉛直加速度

(2) 確認結果

支持架構のモデル化における設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)の応答値の比較を第3.3-2表に示す。

設計モデルにおける、支持架構の各層の層せん断力及び座屈拘束ブレースの軸ひずみ並びに屋根部の鉛直加速度は、確認用モデルと同等である。

また、屋根部の付加曲げモーメントについては、確認用モデルが設計モデルに対して若干大きい(3%程度)ものの、後述する5.4.1項で示す通り、部材設計に与える影響は軽微である。

設計モデルにおいて1軸の質点系でモデル化することについて、門型の質点系でモデル化した確認用モデルの応答値と比較し、概ね同等であることから妥当であることを確認した。

第3.3-2表 設計モデル(A:1軸)と

確認用モデル(B:門型)の応答値の比較(1/2)

階層	Ss-A(NS方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	9880	9864	0.999	-	-	-
3層	12955	12958	1.001	1.39	1.39	1.000
2層	12793	12805	1.001	0.56	0.56	1.004
1層	13217	13232	1.002	0.33	0.33	1.006

階層	Ss-A(NS方向)					
	屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	8132	8352	1.028	1008	1008	1.000

凡例

A: 設計モデル

B: 確認用モデル

第3.3-2表 設計モデル(A:1軸)と

確認用モデル(B:門型)の応答値の比較(2/2)

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	各層の 層せん断力 (kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ (%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	10417	10398	0.999	-	-	-
3層	14230	14228	1.000	1.67	1.67	1.000
2層	14626	14626	1.001	0.94	0.94	1.000
1層	15048	15043	1.000	0.57	0.57	0.998

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	4216	4119	0.978	614	614	1.001

凡例

A: 設計モデル

B: 確認用モデル

3.4 接触剥離要素

埋戻し土が液状化した場合には、剛性がほぼ0となること、基礎梁と埋戻し土の接触面が基礎梁側面の一部に限定されることから、構造物と地盤の境界面における接触剥離の影響は小さいと考え、設計モデルでは、接触剥離要素を合理化しモデル化していない。本項では、接触剥離の有無が飛来物防護ネット架構に与える影響度合いを確認し、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性を確認する。

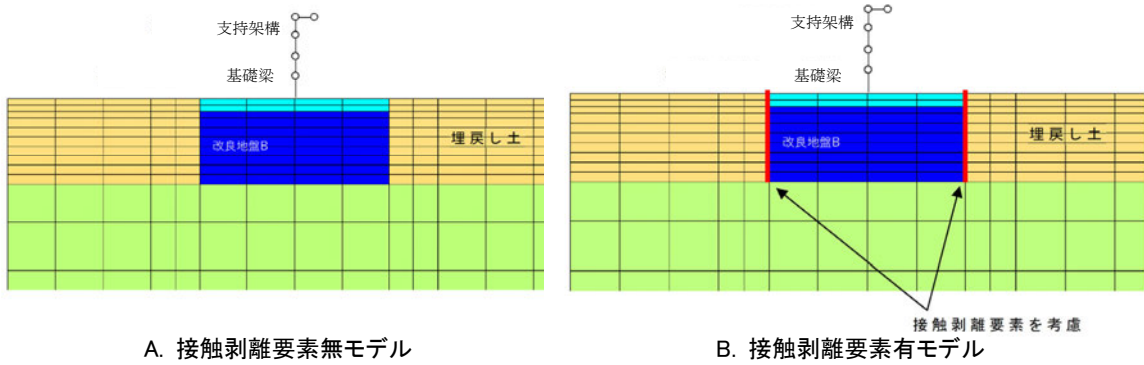
接触剥離要素の剥離の有無の影響を確認するため、設計モデル(A：接触剥離要素無)と確認用モデル(B：接触剥離要素有)の応答の比較を行う。応答については支持架構への入力を分析するため、基礎梁上端の加速度応答スペクトルを、接触剥離要素が直接作用するため、改良地盤の変形量を比較する。また、剥離度合いについて接触剥離要素の剥離率及び本要素を設けた地盤同士の水平方向の変位差を示し、支持架構及び基礎への影響を確認する。

設計モデル(A：接触剥離要素無)と確認用モデル(B：接触剥離要素有)のモデル図を第3.4-1図に示す。基礎梁と埋戻し土の接触面は、基礎梁側面の一部に限定されるものの、確認用モデルでは、影響確認のため、接触剥離要素の範囲を広げ改良地盤側面に設定するとともに、改良地盤底面は、杭が根入れされていることから剥離は生じないものとして、接触剥離要素はモデル化しない。

確認用モデルの接触剥離要素の剛性を第3.4-1表に、非線形特性を第3.4-2図に示す。

接触剥離要素については圧縮力が生じている際に適切に力の伝達がなされるように十分大きな剛性を与え、引張力が生じている際には剥離を模擬するため、力を伝達しないよう降伏する非線形特性を与える。

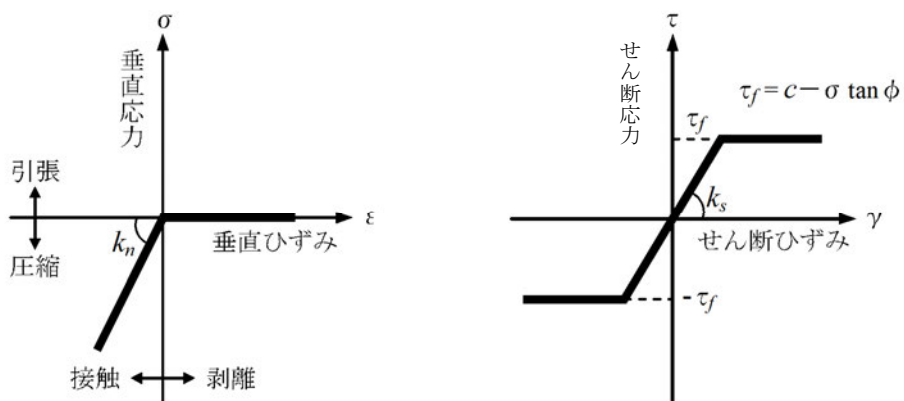
また、地盤間の境界における摩擦を模擬するため、せん断力を伝達し、設定したせん断強度 τ_f 以上となると降伏する非線形特性を与える。なお、せん断強度はクーロンの強度式により設定し、設定に用いる粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は基礎、改良地盤Bに対して相対的に強度の小さい埋戻し土の値を用いる。



第3.4-1図 設計モデル(A：接触剥離要素無)と
確認用モデル(B：接触剥離要素有)

第3.4-1表 接触剥離要素の剛性

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	粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ は埋戻し土相当
改良地盤B-埋戻し土	1.0×10^6	粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ は埋戻し土相当



第3.4-2図 接触剥離要素の非線形特性

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル
- ・基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル
- ・改良地盤の変形量
- ・接触剥離要素の剥離率
- ・接触剥離要素の水平方向変位差

(2) 確認結果

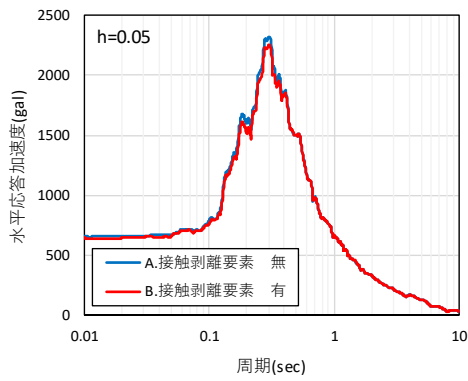
接触剥離要素のモデル化における設計モデルと確認用モデルの応答値の比較を第3.4-3図に示す。また、確認用モデルの改良地盤側面の接触剥離要素の最大剥離率を第3.4-2表に、剥離率の時刻歴を第3.4-4図に、水平方向変位差を第3.4-5図に示す。

第3.4-3図より、水平・鉛直ともに基礎梁上端の加速度応答スペクトルが全周期帯にわたり設計モデルと確認用モデルは同等程度であり、改良地盤の変形量も両者は同等程度の応答となった。

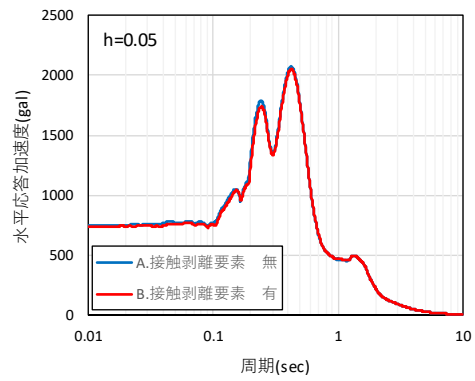
また、剥離度合いについて確認用モデルで確認した結果、剥離率は複数のピークで100～77%程度(第3.4-2表、第3.4-4図参照)と多くの要素に瞬間的に剥離が生じていることがわかる(地表面の接触剥離要素の変位差は第3.4-5図より2～3mm程度である)。

しかしながら、瞬間的に大きく剥離が生じていることが確認できるものの、応答値については、上記のとおり、設計モデルと概ね同等の結果となっている。これは、埋戻し土の剛性が改良地盤と比較して非常に小さいこと、液状化した場合には、剛性がほぼ0となることから埋戻し土から改良地盤及び基礎梁への力のやり取りが小さくなったためと考えられる。

以上のことから、接触剥離要素に大きな剥離が生じたとしても、支持架構への入力及び改良地盤の応答値が概ね同等であり、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性について確認した。

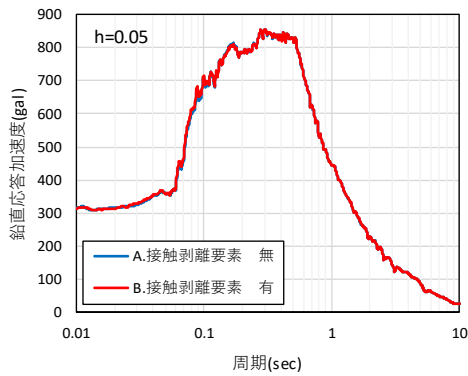


Ss-A

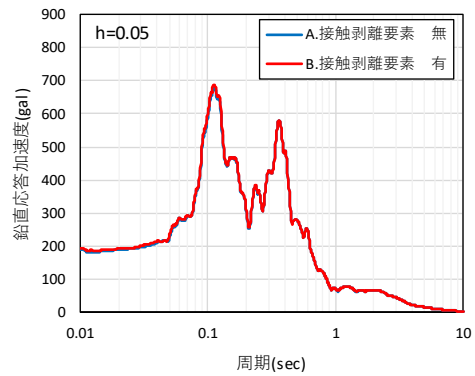


Ss-C1

(a) 基礎梁上端(T. M. S. L+55.3m)の水平加速度応答スペクトル

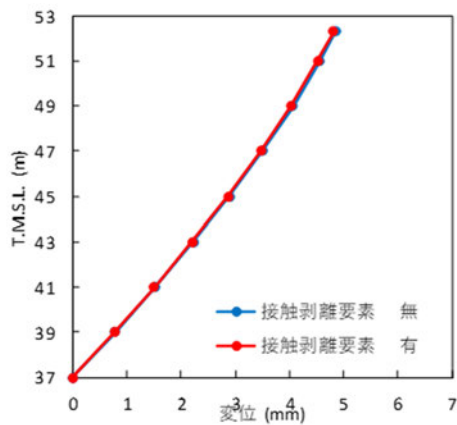


Ss-A

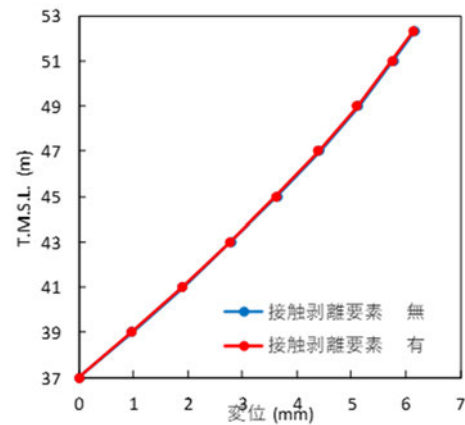


Ss-C1

(b) 基礎梁上端(T. M. S. L+55.3m)の鉛直加速度応答スペクトル



Ss-A



Ss-C1

(c) 改良地盤の変形量の深さ方向の分布

第3.4-3図 設計モデル(A:接触剥離要素無)と

確認用モデル(B:接触剥離要素有)の応答値の比較

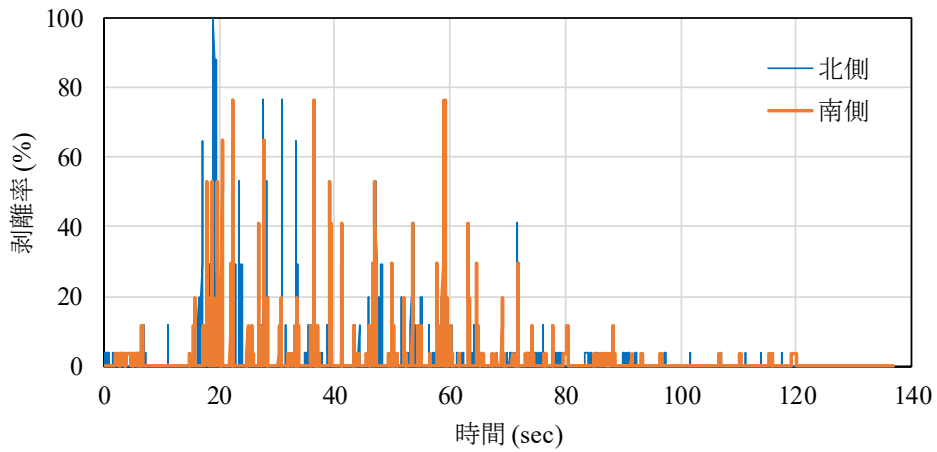
第3.4-2表 接触剥離要素の最大剥離率

入力地震動	剥離率*	
	北側 (モデル左)	南側 (モデル右)
Ss-A	1.000	0.765
Ss-C1	0.882	0.765

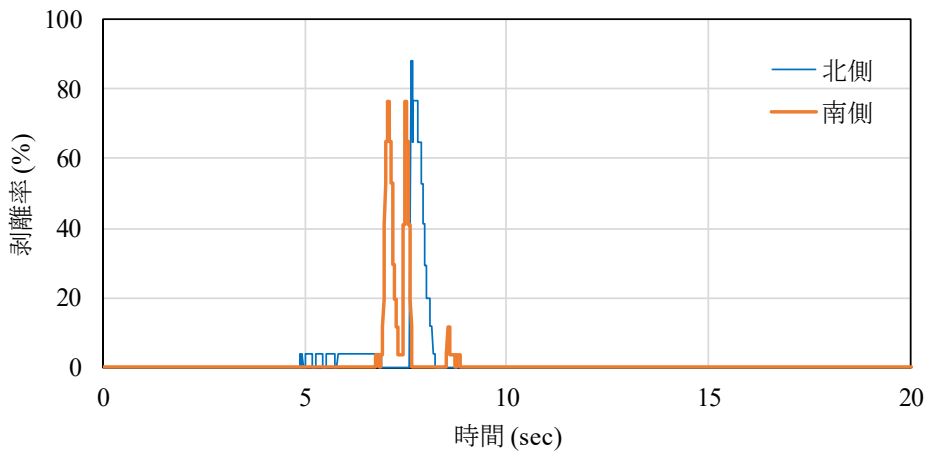
注記 * : 剥離率= L'_j/L_j

L'_j : 接触剥離要素の剥離長さ

L_j : 接触剥離要素の長さ

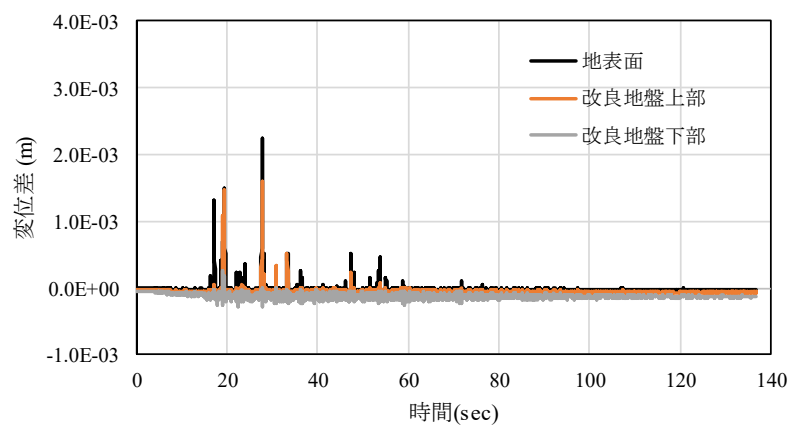


(a) Ss-A

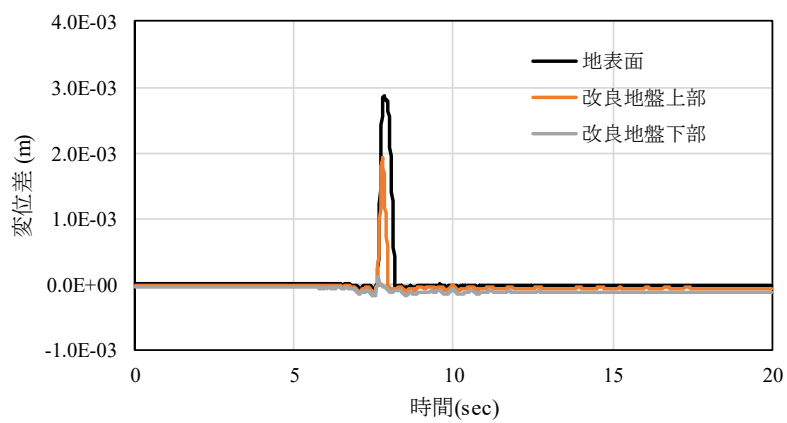


(b) Ss-C1

第3.4-4図 接触剥離要素の剥離率の時刻歴



(a) Ss-A, 北側(モデル左)



(b) Ss-C1, 北側(モデル左)

第3.4-5図 接触剥離要素の水平方向変位差

3.5 粗粒砂岩

インプットとなる地震荷重を地震応答解析により算定する上で、地震波は地盤を介して、飛来物防護ネット架構へ入力されることから、地盤の地震波の伝播特性を考慮することは重要である。

一方で、設計モデルにおいては、粗粒砂岩をモデル化せず細粒砂岩1に置き換えることで合理化している。合理化した理由は、地盤の層厚(107m：解放基板表面から地盤表面)に対し、粗粒砂岩は非常に薄くかつ、細粒砂岩1と粗粒砂岩の剛性差は埋戻し土と粗粒砂岩の剛性差に比べて極めて小さいため、粗粒砂岩を細粒砂岩1に置き換えても地盤全体の地震波の伝播特性への影響は軽微と考えられるためである。また、粗粒砂岩は非常に薄いため(0.37m)、FEMの計算精度の観点から、アスペクト比(高さ/幅<5)を適正化すると、モデル全体のメッシュサイズを小さくする必要があるため、粗粒砂岩をモデル化せず、細粒砂岩1に置き換えることでモデル全体のメッシュを合理化できる。

本項では、粗粒砂岩のモデル化の有無が地震波の伝播特性に与える影響度合いを確認し、飛来物防護ネット架構の設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性について確認する。

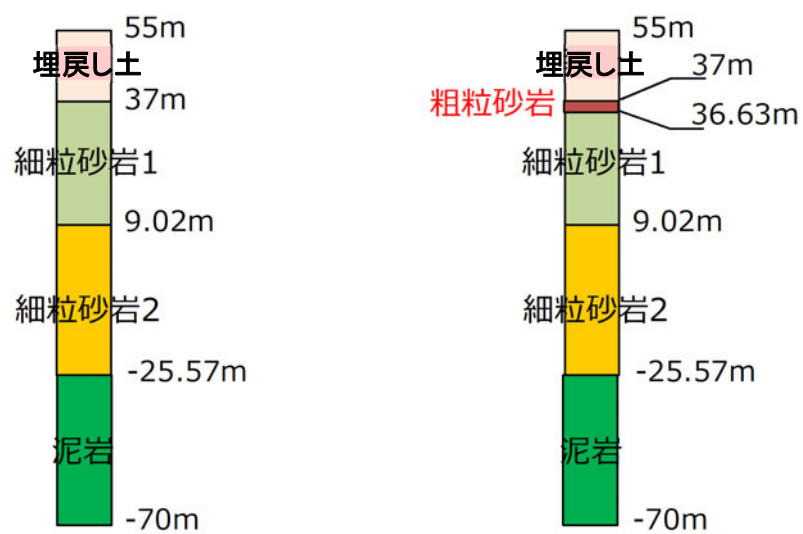
粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A：粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B：粗粒砂岩 有)の応答を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認にあたっては、設計モデルの側面の自由地盤を模擬した1次元土柱モデルによる応答比較を行う。1次元土柱モデルによる応答の比較をする理由について、粗粒砂岩の薄い層厚(0.37m)を2次元FEMモデルでモデル化するとメッシュのアスペクト比が悪化し、計算精度に影響すること、また、改良地盤を含む施設全体の下部に位置しているためロッキングの2次元的な応答に与える影響は小さいと考えられるためである。なお、解析については有効応力解析とする。

確認する応答値は、地盤全体の波動伝播特性へ粗粒砂岩が与える影響を確認するため、地表面における加速度応答スペクトルとする。

設計モデル(A：粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B：粗粒砂岩 有)のモデル図を第3.5-1図に示す。

使用する物性値について、設計モデルの埋戻し土、細粒砂岩及び泥岩並びに確認用モデルの埋戻し土は「地震応答計算書」の基本ケースと同様の物性値とする。確認用モデルに使用する岩盤(粗粒砂岩、細粒砂岩1、細粒砂岩2、泥岩)の物性値を第3.5-1表に示す。



A. 粗粒砂岩 無 (A) B. 粗粒砂岩 有 (B)

第3.5-1図 設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と
確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)

第3.5-1表 確認用モデル(B：粗粒砂岩 有)の岩盤の物性値

地震動	岩種	質量 密度 (g/cm ³)	動 ポアソン比	等価せん断弾 性係数 (kN/m ²)	減衰 定数	P波 速度 V _p (m/s)	S波 速度 V _s (m/s)
Ss-A	粗粒 砂岩	1.87	0.43	7.24×10^5	0.03	1740	622
	細粒 砂岩1	1.87	0.43	8.07×10^5	0.02	1840	657
	細粒 砂岩2	1.85	0.37	1.54×10^6	0.02	1980	914
	泥岩	1.72	0.39	1.04×10^6	0.02	1850	778
Ss-C1	粗粒 砂岩	1.87	0.43	6.94×10^5	0.04	1710	609
	細粒 砂岩1	1.87	0.43	7.91×10^5	0.02	1820	650
	細粒 砂岩2	1.85	0.37	1.52×10^6	0.02	1960	905
	泥岩	1.72	0.39	1.03×10^6	0.02	1840	773

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

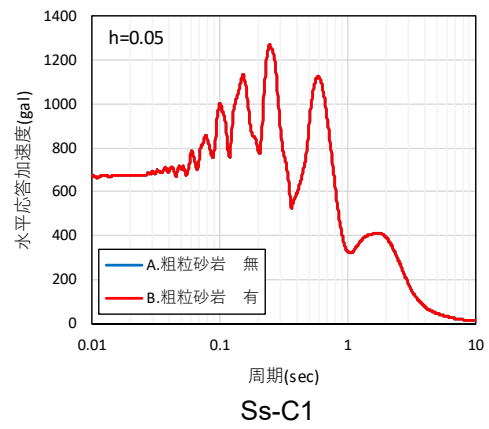
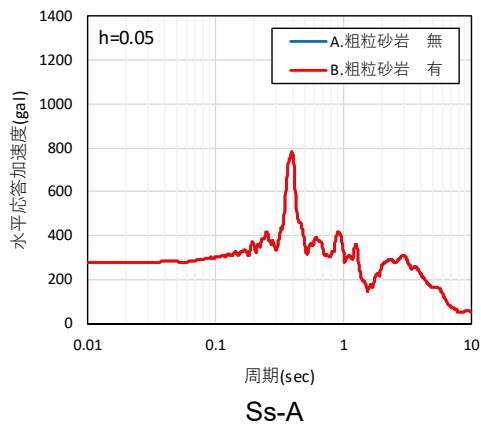
- ・ 地表面の水平加速度応答スペクトル
- ・ 地表面の鉛直加速度応答スペクトル

(2) 確認結果

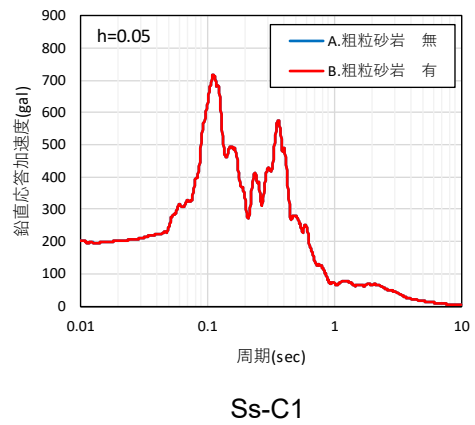
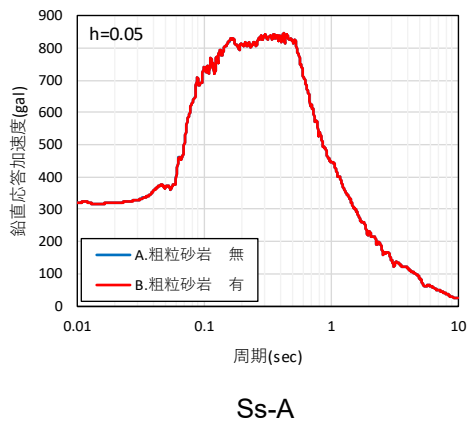
粗粒砂岩のモデル化における設計モデル(A：粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B：粗粒砂岩 有)の応答値の比較を第3.5-2図に示す。

第3.5-2図より、水平・鉛直ともに地表面における加速度応答スペクトルが全周期帯にわたり設計モデルと確認用モデルの応答は同等程度であった。

以上のことから、粗粒砂岩の考慮の有無による地表面の応答は同等程度であり、地中の波動伝播に与える影響は小さいことから、設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性について確認した。



地表面の水平加速度応答スペクトル



地表面の鉛直加速度応答スペクトル

第3.5-2図 設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と
確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)の応答値の比較

3.6 基礎梁高さ

基礎梁の構造として、鉄筋コンクリート造であり、上端レベルはT. M. S. L. 55. 3mである(地盤面レベルはT. M. S. L. 55. 0m)。基礎梁の高さのうち0. 3m分を平面ひずみ要素でモデル化し、計算精度の観点からアスペクト比(高さ/幅 <5)を適正化すると、モデル全体のメッシュサイズを小さくする必要がある。

そのため、設計モデルにおいては、基礎梁の高さのうち0. 3m分が支持架構に対して剛とみなせれば剛梁として合理化できるものとする。

第3. 6-1表に示すように基礎梁の剛性(0. 3m分の基礎梁の全断面積によるせん断剛性)は鉄骨脚部のせん断剛性に比べ剛性が大きく、支持架構に対して基礎梁は剛とみなせることから剛梁として設定した。

本項においては、剛梁としてモデル化した設計モデルの妥当性をコンクリートの剛性を考慮した確認用モデルの応答値と比較することで確認する。

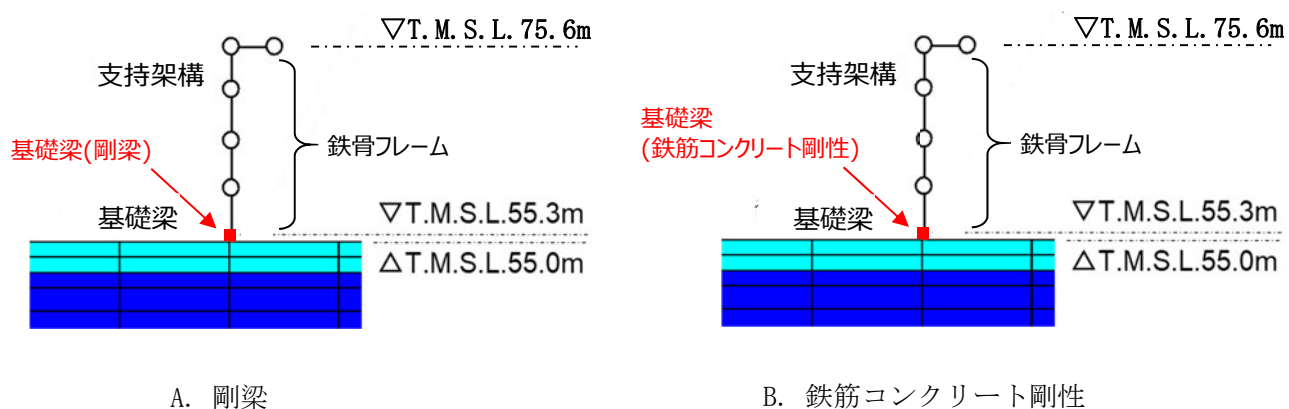
設計モデル(A：剛梁)と確認用モデル(B：鉄筋コンクリート剛性)のモデル図を第3. 6-1図に示す。

比較する応答値については、基礎梁の諸元を変更しており、支持架構への入力及び基礎への影響が考えられることから、支持架構の各応答値、基礎梁及び改良地盤の各応答値とする。基礎梁の使用材料の物性値を第3. 6-2表に、諸元を第3. 6-3表に示す。

第3.6-1表 鉄骨脚部と鉄筋コンクリート基礎梁のせん断剛性の比較

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

注：RC部のせん断断面積は基礎梁の全断面積としているため、NS、EW共に同一の値となる。



第3.6-1図 設計モデル(A：剛梁)と
確認用モデル(B：鉄筋コンクリート剛性)

第3.6-2表 使用材料の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
基礎梁	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=24(N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.27×10 ⁴	9.45×10 ³	5
剛梁	-	2.60×10 ⁷	1.00×10 ⁷	5

第3.6-3表 諸元

部位	要素位置 T. M. S. L. (m)	支持架構		
		断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (×10 ⁴ m ⁴)	せん断 断面積 As (m ²)
基礎梁	55.30~55.00	39.60	10.00	39.60
剛梁	55.30~55.00	1.00	10.00	1.00

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・ 各層の層せん断力
- ・ 座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・ 屋根部の付加曲げモーメント
- ・ 屋根部の鉛直加速度
- ・ 基礎梁上端の水平加速度
- ・ 基礎梁上端の鉛直加速度
- ・ 改良地盤の変形量

(2) 確認結果

基礎梁高さのモデル化における設計モデル(A:剛梁)と確認用モデル(B:鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較を第3.6-4表に示す。

支持架構の各層の層せん断力, 座屈拘束ブレースの軸ひずみ, 屋根部の付加曲げモーメント・鉛直加速度, 基礎梁上端の水平・鉛直加速度及び改良地盤の変形量は, 設計モデルと確認用モデルで同等である。

以上のことから, 影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから, 設計モデルにおいて, 基礎梁の高さ0.3m分を剛梁としてモデル化することの妥当性について確認した。

第3.6-4表 設計モデル(A：剛梁)と確認用モデル
(B：鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較(1/2)

階層	Ss-A(NS方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	9880	9880	1.000	-	-	-
3層	12955	12955	1.000	1.39	1.39	1.000
2層	12793	12793	1.000	0.56	0.56	1.000
1層	13217	13218	1.001	0.33	0.33	1.001

階層	Ss-A(NS方向)					
	屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	8132	8132	1.000	1008	1008	1.001

階層	Ss-A(NS方向)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	660	1.001	317	317	1.001	4.85	4.85	1.000

凡例

A：設計モデル

B：確認用モデル

第3.6-4表 設計モデル(A：剛梁)と確認用モデル
(B：鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較(2/2)

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	10417	10417	1.000	-	-	-
3層	14230	14230	1.000	1.67	1.67	1.001
2層	14626	14626	1.000	0.94	0.94	1.000
1層	15048	15048	1.000	0.57	0.57	1.000

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層	4216	4216	1.000	614	614	1.000

階層	Ss-C1 (NS方向)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	753	1.001	189	189	1.001	6.15	6.15	1.000

凡例

A：設計モデル

B：確認用モデル

3.7 妥当性のまとめ

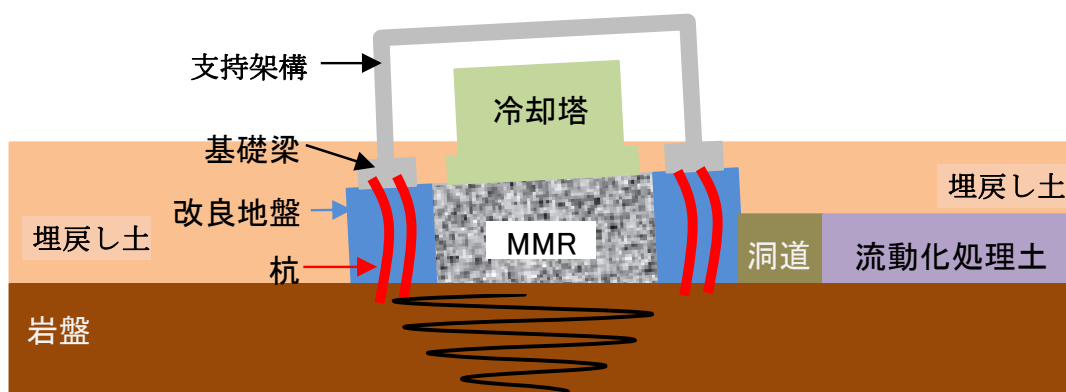
メッシュサイズについては、設計モデルにおいて合理化した地盤の最大メッシュサイズが、JEAG4601-1991追補版に準じた次式の関係式を満たすか検証することにより妥当性を確認した。設計モデルにおいて合理化した改良地盤幅、支持架構、接触剥離要素、粗粒砂岩及び基礎梁高さについては、設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより、妥当性を確認した。

以上のことから、設計モデルにおいて合理化した各項目について、妥当性を確認した。

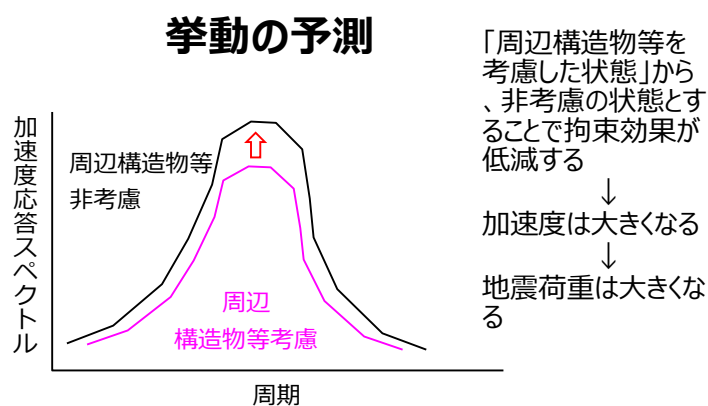
4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)

水平方向の応答値が保守的となるよう設定した拘束効果に係る周辺構造物、杭及びMMRに関して、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値の保守性を検証する。

周辺構造物、杭及びMMRをモデル化対象としない場合、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の応答値は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは周辺構造物、杭及びMMRを非考慮とする。周辺構造物、杭及びMMRを非考慮とした場合の挙動傾向予測を第4-1図に示す。



(a) 飛来物防護ネット架構の周辺構造物等の配置概念図



(b) 基礎梁上端の加速度応答スペクトルの予測

第4-1図 周辺構造物等を非考慮とした場合の挙動傾向予測

4.1 周辺構造物

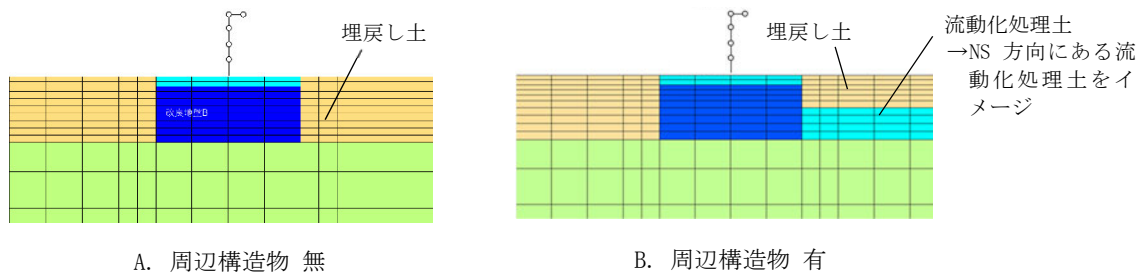
洞道等の周辺構造物については、モデル化せず埋戻し土とする場合には、周辺構造物による拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が保守的に大きくなると考え、設計モデルではモデル化していない。本項では、周辺構造物の考慮の有無が飛来物防護ネット架構の水平応答に与える影響度合いを確認し、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

周辺構造物のモデル化の考慮の有無の影響を確認するため、設計モデル(A:周辺構造物 無)と確認用モデル(B:周辺構造物 有)の応答の比較を行う。応答については支持架構の水平方向の応答を比較する。なお、確認用モデルに用いる周辺構造物のモデル化については、流動化処理度土の方が洞道(等価剛性)よりも剛性が大きく、より拘束効果が高いことから、流動化処理土を用いることとする。第4.1-1表に流動化処理土と洞道(等価剛性)の初期せん断弾性係数を示す。

設計モデルと確認用モデルのモデル図を第4.1-1図に、確認用モデルに使用する流動化処理土の物性値を第4.1-2表に示す。

第4.1-1表 流動化処理土と洞道(等価剛性)の初期せん断弾性係数

	初期せん断弾性係数(kN/m ²)
流動化処理土	3.800×10^5
洞道(等価剛性)	9.229×10^4



第4.1-1図 設計モデル(A：周辺構造物 無)と
確認用モデル(B：周辺構造物 有)

第4.1-2表 流動化処理土の物性値

項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.63	g/cm^3
間隙率	n	0.62	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m^2
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.00	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	3.80×10^5	kN/m^2
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.00	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	9.91×10^5	kN/m^2
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	$0.347 + 0.242p$	N/mm^2
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.140	-

注：pは各要素の中心位置に作用する上載圧 (N/mm^2) を示す。

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・各層の層せん断力
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・屋根部の付加曲げモーメント

なお、検討条件については、3章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。

(2) 確認結果

周辺構造物のモデル化における設計モデルと確認用モデルの水平応答値の比較を第4.1-3表に示す。

第4.1-3表より、設計モデルの支持架構の各層の層せん断力、座屈拘束ブレースの軸ひずみ、屋根部の付加曲げモーメントは確認用モデルと比べ応答値が大きくなっている。

以上のことから、水平方向の応答値は、周辺構造物をモデル化した場合と比べ、モデル化しない場合の方が大きくなることから、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平方向の応答値の保守性について確認した。

第4.1-3表 設計モデル(A：周辺構造物 無)と
確認用モデル(B：周辺構造物 有)の水平応答値の比較

階層	Ss-A(NS方向)								
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)			屋根部の付加曲げ モーメント(kNm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9133	0.925	-	-	-	8132	6065	0.746
3層目	12955	12098	0.934	1.39	1.22	0.877	-	-	-
2層目	12793	12054	0.943	0.56	0.41	0.739	-	-	-
1層目	13217	13051	0.988	0.33	0.29	0.893	-	-	-

階層	Ss-C1(NS方向)								
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)			屋根部の付加曲げ モーメント(kNm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10099	0.970	-	-	-	4216	3201	0.760
3層目	14230	13779	0.969	1.67	1.57	0.941	-	-	-
2層目	14626	14028	0.960	0.94	0.83	0.879	-	-	-
1層目	15048	14569	0.969	0.57	0.51	0.882	-	-	-

凡例

A：設計モデル

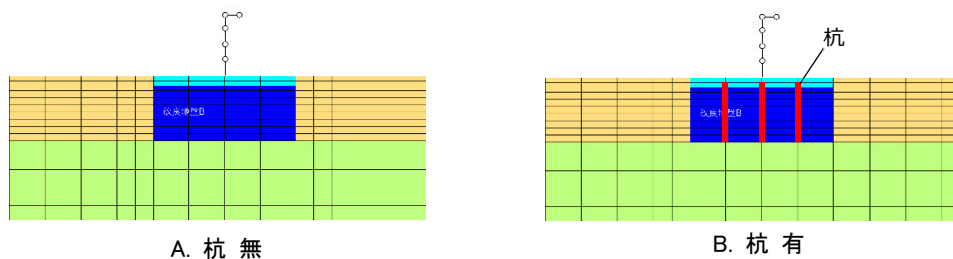
B：確認用モデル

4.2 杭

杭をモデル化しない場合には、杭の剛性及び根入れを無視することになり拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が保守的に大きくなると考え、設計モデルではモデル化していない。本項では、杭のモデル化の考慮の有無が飛来物防護ネット架構の水平応答に与える影響度合いを確認し、設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

杭のモデル化の考慮の有無の影響を確認するため、設計モデル(A:杭 無)と確認用モデル(B:杭 有)の応答の比較を行う。応答については杭が直接作用する支持架構の水平方向の応答及び改良地盤の変形量を比較する。

設計モデルと確認用モデルのモデル図を第4.2-1図に、確認用モデルに使用する杭の諸元を第4.2-1表に示す。なお、杭のモデル化は、16本の杭を面積と断面2次モーメントが等価となるように3本の杭に置換してモデル化する。



第4.2-1図 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)

第4.2-1表 杭の諸元

(a) 断面諸元

杭径	断面積* (m ²)	断面2次 モーメント* (m ⁴)	有効せん断面積* (m ²)
Φ1m	左 2.618	左 7.036×10 ¹	左 2.3562
	中央 1.745	中央 1.343×10 ¹	中央 1.5705
	右 2.618	右 7.036×10 ¹	右 2.3562

注記 *：16本の杭と等価となるように設定

(b) 材料物性値

材料	質量密度* (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性係数 (kN/m ²)
RC杭 (設計基準強度27.0N/mm ²)	0.680	0.200	9.825×10 ⁶

注記 *：鉄筋コンクリートの質量密度から、改良地盤Bの質量密度を差し引いて設定

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・各層の層せん断力
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・屋根部の付加曲げモーメント
- ・改良地盤の変形量

なお、検討条件については、3章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)，検討断面(NS断面)，地盤物性(基本ケース)，解析手法(有効応力)とする。

(2) 確認結果

杭のモデル化における設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較を第4.2-2表及び第4.2-2図に示す。

第4.2-2表より，設計モデルの支持架構の各層の層せん断力及び座屈拘束ブレースの軸ひずみは確認用モデルと比べ同等程度の応答となっている。設計モデルの屋根部の付加曲げモーメントについては確認用モデルと比べ，若干ではあるが，4%程度大きくなっている。また，第4.2-2図より，設計モデルの改良地盤の変形量についても確認用モデルと比べ大きくなっている。

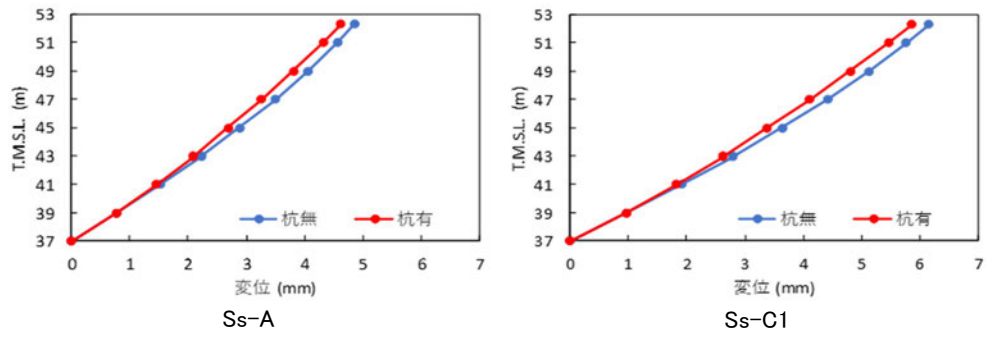
以上のことから，水平方向の応答値は，杭のモデル化を考慮しない場合には考慮した場合に比べ，概ね同等又は大きくなることから，設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平方向の応答値の保守性について確認した。

第4.2-2表 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較

階層	Ss-A (NS方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			座屈拘束ブレースの 軸ひずみ (%)			屋根部の付加曲げ モーメント (kNm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9893	1.002	-	-	-	8132	7777	0.957
3層目	12955	12972	1.002	1.39	1.39	1.003	-	-	-
2層目	12793	12814	1.002	0.56	0.56	1.008	-	-	-
1層目	13217	13225	1.001	0.33	0.33	1.001	-	-	-

階層	Ss-C1 (NS方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			座屈拘束ブレースの 軸ひずみ (%)			屋根部の付加曲げ モーメント (kNm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10422	1.001	-	-	-	4216	4062	0.964
3層目	14230	14236	1.001	1.67	1.67	1.001	-	-	-
2層目	14626	14640	1.001	0.94	0.94	1.003	-	-	-
1層目	15048	15075	1.002	0.57	0.58	1.006	-	-	-

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル



改良地盤の変形量の深さ方向の分布

第4.2-2図 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較

4.3 MMR

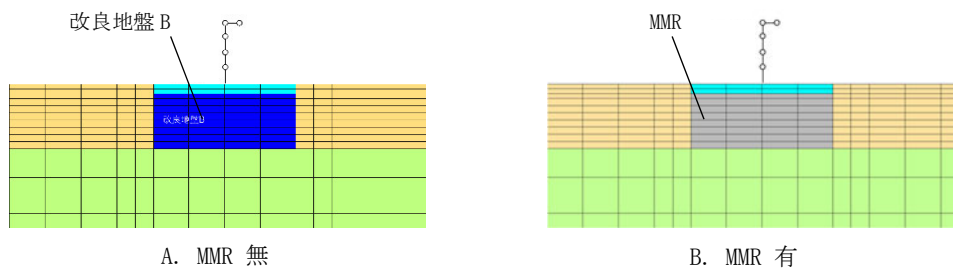
MMRをモデル化しない場合は、改良地盤の地盤物性による地盤の剛性が低く評価され*拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなり保守的になると考え、設計モデルではモデル化していない。

本項では、MMRのモデル化の考慮の有無が飛来物防護ネット架構の水平応答に与える影響度合いを確認し、設計モデルにおいてMMRをモデル化せずに改良地盤の地盤物性を用いることの水平応答の保守性について確認する。

注記 * : $(\text{MMRのせん断弹性系数}) \div (\text{改良地盤Bの基準拘束圧におけるせん断弹性系数}) = (1.925 \times 10^7 / (2(1+0.200))) \div 1.10 \times 10^6 = \text{約}7.29\text{倍}$

MMRのモデル化の考慮の有無の影響を確認するため、設計モデル(A:MMR 無)と確認用モデル(B:MMR有)の応答の比較を行う。応答については支持架構への入力を分析するため、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを比較する。

設計モデルと確認用モデルのモデル図を第4.3-1図に示す。確認用モデルに使用するMMRの物性値を第4.3-1表に示す。



第4.3-1図 設計モデル(A：MMR無)と確認用モデル(B：MMR有)

第4.3-1表 MMRの物性値

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	ヤング係数 (kN/m ²)
MMR	2.300	0.200	1.925 × 10 ⁷

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

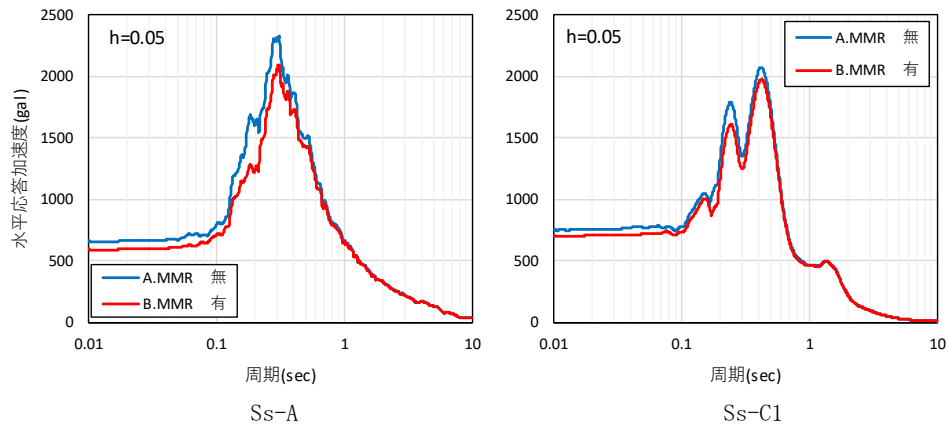
なお、検討条件については、3章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力)とする。

(2) 確認結果

MMRのモデル化における設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR有)の水平応答値の比較を第4.3-2図に示す。

第4.3-2図より、設計モデルについては、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルの周期0.5秒程度までの短周期側は大きく、それよりも長周期側は確認用モデルと同等程度の応答となった。

以上のことから、水平方向の応答値は、MMRのモデル化を考慮しない場合には考慮した場合に比べ、概ね同等又は大きくなることから、設計モデルにおいてMMRをモデル化しないことの水平方向の応答値の保守性について確認した。



基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

第4.3-2図 設計モデル(A : MMR 無)と確認用モデル(B : MMR 有)の応答値の比較

4.4 拘束効果(水平方向)のまとめ

設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した周辺構造物、杭及びMMRについて、設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は大きくなることにより、水平応答の保守性を確認した。

以上のことから、設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した各項目について、水平方向の応答値の保守性を確認した。

5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響

2章に記載の通り，拘束効果(水平方向)に関して設定した各項目は，水平方向の応答について保守性を確保したものであり，鉛直方向の応答については必ずしも保守的とはならない。そのため，5章では2章にて設定した各項目に対して，鉛直応答に対する保守性を確保できるかを確認し，保守性を確保できない場合はその原因及び設計に与える影響を確認する。

第5-1表に各項の構成を示す。

第5-1表 各項の構成

項	説明内容
5.1 影響の確認	・水平方向の応答に対して保守性を確保した各項目について鉛直応答への影響を確認した。
5.2 要因の推定	・5.1項で鉛直応答に対して保守的でない項目についてその要因を推定した。
5.3 鉛直確認モデルによる確認	・5.2項で推定した要因から鉛直応答に対して保守的な応答となる鉛直確認モデルを作成した。 ・設計モデルと鉛直確認モデルを比較し，鉛直応答の保守性の度合いを確認した。
5.4 部材設計への影響確認	・5.3項により示された鉛直確認モデルの応答による保守性が部材設計へ与える影響を確認し，設計モデルの保守性について確認した。
5.5 鉛直応答への影響のまとめ	・5.1～5.4項のまとめを記載した。

5.1 影響の確認

拘束効果(水平方向)で設定した周辺構造物、杭及びMMRの各項目について、鉛直応答値への影響を確認する。周辺構造物及び杭においては、支持架構への影響を与えると考えられるため、屋根部の応答に着目する。MMRにおいては施設直下の地盤剛性に影響することから、周期による応答の違いが生じることが考えられるため、基礎梁上端の周期帯の特性に着目する。

(1) 確認方法

鉛直応答値への影響は設計モデルと4章の各項目で用いた確認用モデルとの比較により確認する。

周辺構造物及び杭において確認する鉛直応答値は、以下の通りとする。

- ・屋根部の鉛直加速度

MMRにおいて確認する鉛直応答値は、以下の通りとする。

- ・基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル

なお、検討条件については、4章と同様の地震動($S_s=A$, $S_s=C1$)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。

(2) 確認結果

周辺構造物、杭及びMMRのモデル化の有無における設計モデルと確認用モデルの鉛直応答値の比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。周辺構造物については、モデル化の有無によって影響を及ぼすと考えられる鉛直応答値について、設計モデルが保守的とならないことを確認した。

一方、杭及びMMRについては、影響を及ぼすと考えられる鉛直応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて杭及びMMRをモデル化しないことの鉛直応答の保守性について確認した。

以上のことから、設計モデルは水平方向の応答に保守性を与えたものの、周辺構造物をモデル化しないことによって、鉛直応答について小さめに評価することが確認された。このため、周辺構造物をモデル化しないことによって、保守性を確保できない原因及び設計に与える影響を確認する。

■周辺構造物，杭

第5.1-1表 応答値比較表

(a) 周辺構造物

階層	A：周辺構造物 無，B：周辺構造物 有					
	Ss-A(NS方向)			Ss-C1(NS方向)		
	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	1008	1032	1.024	614	646	1.053

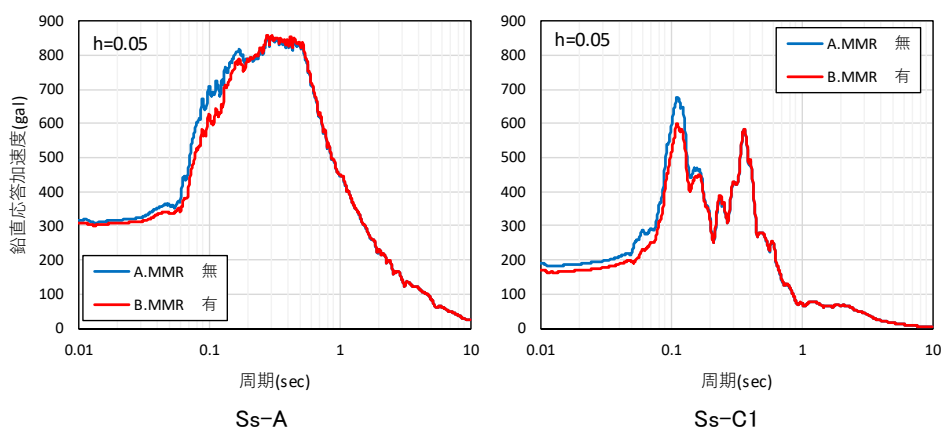
注：朱書きの比率は1.000を超えたものを示す。

(b) 杭

階層	A：杭 無，B：杭 有					
	Ss-A(NS方向)			Ss-C1(NS方向)		
	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	1008	1004	0.996	614	613	0.999

注：朱書きの比率は1.000を超えたものを示す。

■MMR



第5.1-1図 基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル

5.2 要因の推定

5.1項において、周辺構造物のモデル化の有無が屋根部の鉛直加速度に影響を与えた要因を推定する。

要因の推定にあたっては、屋根部の鉛直応答に対し施設全体の挙動が与える影響について整理する。その整理した結果から影響要因を挙げ、施設の状況と照らし合わせて原因を推定する。

第5.2-1表に改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響についての状況を示す。第5.2-1表のNo.1については、鉛直動が施設へ作用する状況、第5.2-1表のNo.2,3については、水平方向地震力によるロッキングが屋根部の鉛直応答に影響を与える場合の状況を示す。

5.1項においては、周辺構造物のモデル化の有無により、第5.2-1表のNo.3のように左右非対称の地盤にロッキング挙動が生じた際に、改良地盤の左右端の鉛直加速度に差異が生じ、その差が屋根部の鉛直加速度に付加したものと考えられる。

この推定結果から、施設の状況と照らし合わせ、第5.2-1表のNo.3のようなロッキング挙動が屋根部の鉛直応答に影響を与える要因を整理し、その結果を第5.2-2表に示す。

第5.2-2表の(ア)に示す「周辺構造物の非対称性」は5.1項にて屋根部の鉛直応答に影響を与えていることが確認されている。

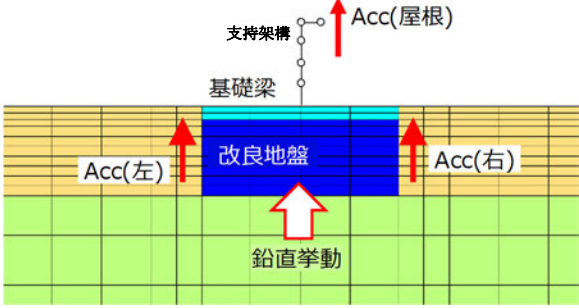
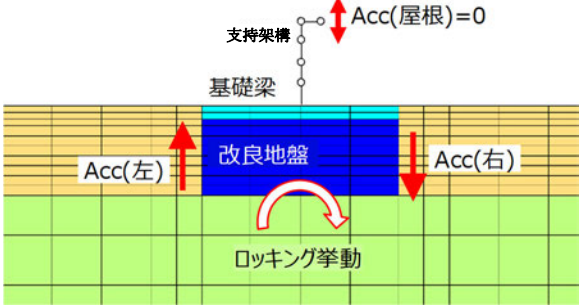
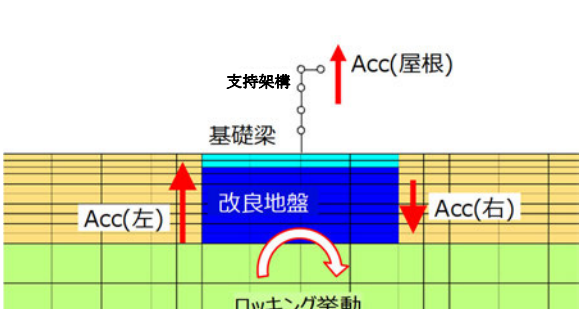
第5.2-2表の(イ)に示す「埋戻し土の剛性の非対称性」については、埋戻し土の剛性が改良地盤に対して明らかに低いため、影響は小さいと考えられる。

第5.2-2表の(ウ)に示す「支持架構のモデル化位置」の影響については、設計モデルが支持架構を基礎梁中央部に1軸でモデル化しているのに対し、実際の支持架構は基礎梁を跨いだ門型のフレーム構造であり、基礎梁両端部にモデル化したときの応答の方が、回転中心からの距離の影響により設計モデルの応答より大きくなることが考えられる。

以上のことから、鉛直応答に対して保守性を確保できない原因を推定した。また、推定結果から、実際の施設の状況と照らし合わせ、第5.2-2表の(ア)については、周辺構造物を、(ウ)については支持架構の形状を考慮することで、屋根部の鉛直応答を適切に評価できると考えられる。

このため、第5.2-2表の(ア)及び(ウ)の項目が屋根部の鉛直応答へ与える原因であること、また、その影響の程度を5.3項にて(ア)及び(ウ)の項目を考慮した検証用のモデルと設計モデルとの比較により確認する。

第5.2-1表 改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響について

No.	状況図	屋根部の鉛直加速度への影響
1	 <p style="text-align: center;">改良地盤の鉛直挙動</p>	<p>改良地盤に鉛直挙動が作用した場合、改良地盤の左右端の鉛直加速度は、基本的にはほぼ同値である</p> <p>→ 鉛直加速度は、支持架構を介してAcc(屋根)へ影響する</p>
2	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロッキング挙動(左=右)</p>	<p>改良地盤のロッキング挙動において、改良地盤の左右端の鉛直加速度が同値(正負逆)である場合、鉛直加速度は相殺され、Acc(屋根)への影響はない</p>
3	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロッキング挙動(左≠右)</p>	<p>改良地盤のロッキング挙動において、改良地盤の左右端の鉛直加速度に差がある場合、その差がAcc(屋根)に付加される</p>

第5.2-2表 ロッキング挙動が屋根部の鉛直加速度に影響するケース

記号	項目	内容
(ア)	周辺構造物の非対称性	周辺構造物が存在し、改良地盤の左右の鉛直加速度に相違が発生する要因がある場合
(イ)	埋戻し土の剛性の非対称性	改良地盤の左右の埋戻し土の物性値が異なる、又は液状化状態に差がある等、剛性に明らかな相違が生じる場合
(ウ)	支持架構のモデル化位置	(ア)、(イ)での場合の鉛直応答に加え、支持架構のモデル化位置が、改良地盤(又は基礎梁)の水平方向の中心に位置しておらず、回転中心からの距離の影響が生じる場合

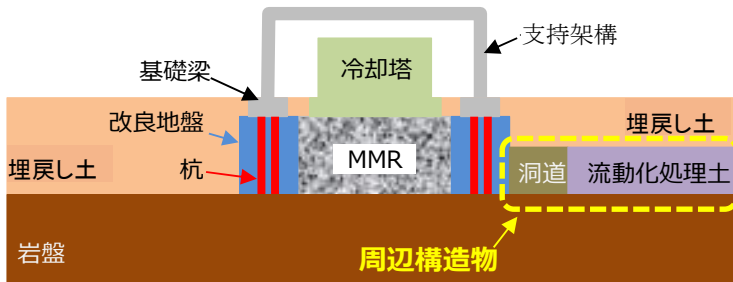
5.3 鉛直確認モデルによる確認

5.2項にて推定した要因が屋根部の鉛直応答へ与える影響の程度を確認・考察する。影響の確認は、設計モデルが水平応答に対し保守性を確保するモデルとしたことを踏まえ、設計モデルに対して推定した要因を反映した解析モデル(以下、「鉛直確認モデル」という)を用いて行う。

鉛直確認モデルの構築にあたっては、改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、5.2項の「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」を考慮する。具体的には、改良地盤の左右の周辺構造物をモデル化し、支持架構のモデルには1軸の質点系モデルに代えて門型タイプを採用する。

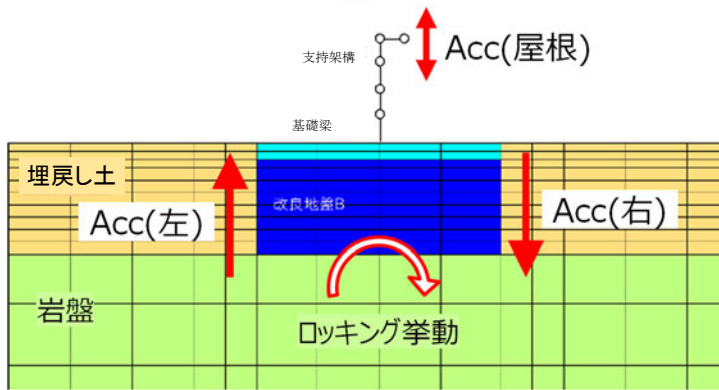
検討にあたっては鉛直確認モデルの妥当性確認を行い、そのモデルを用い、設計モデルで屋根部の鉛直応答が過小評価となること、また、その影響の程度を確認する。

周辺構造物の考慮の有無及び質点系モデルの相違による鉛直応答への影響の概念図を第5.3-1図に、鉛直確認モデルを第5.3-2図に示す。



概略断面図

↓ 周辺構造物を考慮しない



改良地盤の左右の鉛直挙動が、周辺地盤の対称性で相殺※1

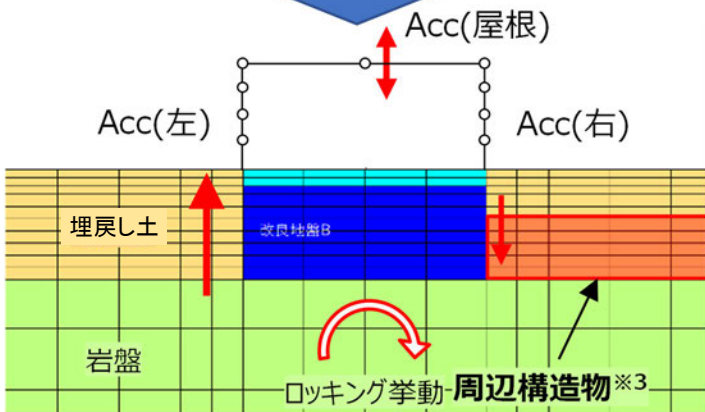
↓ 屋根部の応答が過小評価となる

※1 仮に $Acc(左) = Acc(右)$ であれば相殺され $Acc(屋根) = 0$ となる

設計モデル

- 周辺構造物を考慮する。
- 支持架構を門型モデルとする。

↓



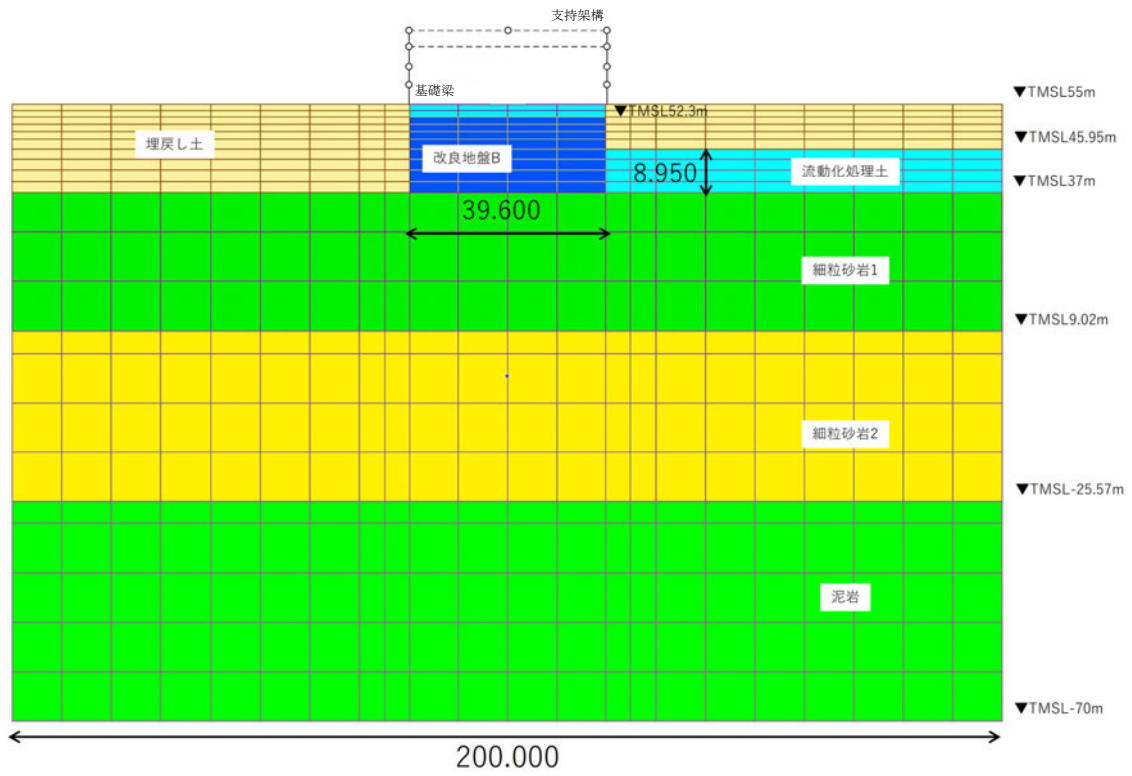
地盤の左右の非対称性を考慮したモデルで確認※2

※2 左右端のAccに差がある場合、その差が $Acc(屋根)$ に付加される

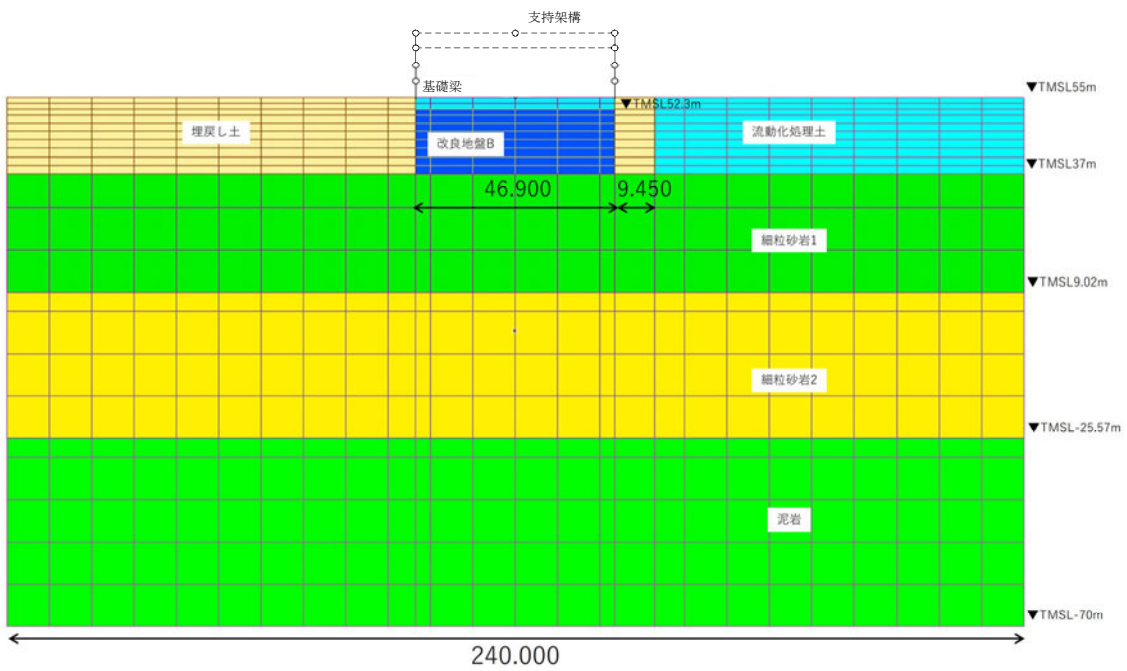
※3 洞道に比べ剛性の高い流動化処理土の物性を設定

鉛直確認モデル

第5.3-1図 周辺構造物の考慮の有無及び質点系モデルの相違による鉛直応答への影響の概念図



(a) NS方向



(b) EW方向

第5.3-2図 鉛直確認モデル

5.3.1 鉛直確認モデルの妥当性

本項では鉛直確認モデルは「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」が屋根部の鉛直応答に与える影響を適切に評価できることを確認する。

鉛直確認モデルの上記の鉛直応答を適切に評価できることについては基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴を設計モデルとの比較により確認する。

また、鉛直確認モデルが「周辺構造物の非対称性」を考慮したことにより、鉛直確認モデルにおける水平方向の応答値に対し、設計モデルが保守性を確保されていることを確認する。

なお、基礎梁部左右端の鉛直加速度時刻歴の比較では後述する5.3.3項で屋根部の鉛直加速度の影響が大きいSs-C1, EW断面で確認する。

(1) 確認方法

鉛直確認モデルの妥当性については、設計モデルと鉛直確認モデルとの比較により確認する。

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴
- ・各層の層せん断力
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・基礎梁上端の水平加速度
- ・改良地盤の変形量

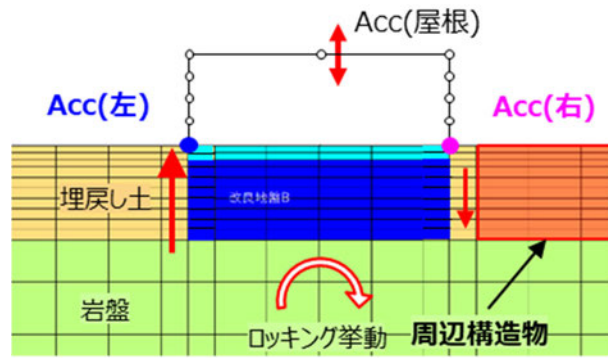
なお、基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴の確認の検討条件については、5.1項と同様の地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とし、地震動はSs-C1、検討断面はEW断面とする。水平方向の応答値の確認の検討条件については5.1項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)に加え、確認する断面にEW断面を追加する。

(2) 確認結果

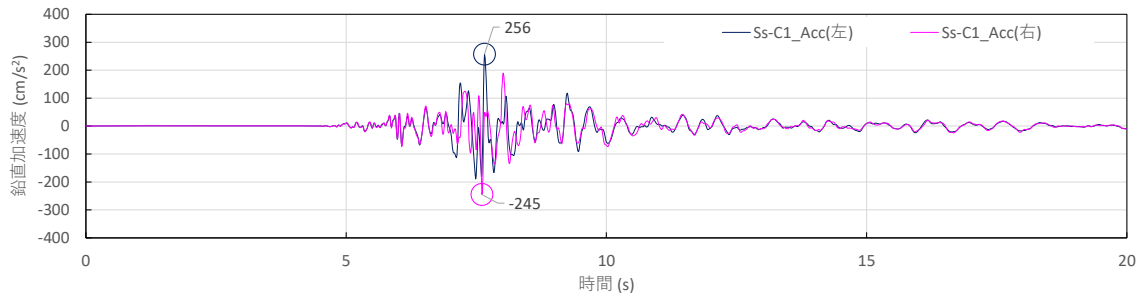
第5.3.1-1図に設計モデル及び鉛直確認モデルの基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴を示す。第5.3.1-1図より、鉛直確認モデルの基礎梁左右端の鉛直加速度の差は設計モデルに比べ大きい。具体的には、左端*の最大加速度が生じる時刻での左右端の鉛直加速度の差を比較すると、鉛直確認モデルでは208cm/s²、設計モデルでは157cm/s²の差が生じている。このことから、鉛直確認モデルは「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」が屋根部の鉛直応答に与える影響を適切に評価できることを確認した。

第5.3.1-1表に設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の水平方向の応答値の比較を示す。第5.3.3-1表より、設計モデル(A)の水平方向の応答値は、鉛直確認モデル(B)に対し、大きくなっており、保守的となっていることを確認した。

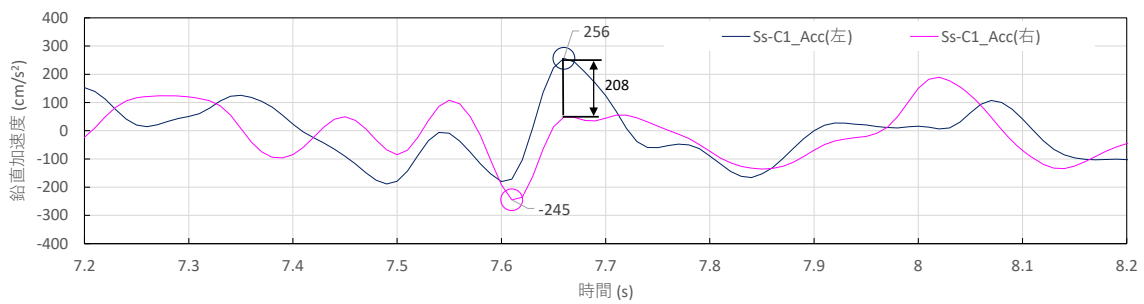
注記 * :鉛直確認モデルにおいて、改良地盤側面は右端では流動化処理土が存在し、より柔らかい埋戻し土のみが存在する左端は相対的に拘束効果が小さい。従って、左端の方がロッキング挙動に起因した上下動が大きくなるため、左端に着目する。



(a) 解析モデル図(鉛直確認モデル)



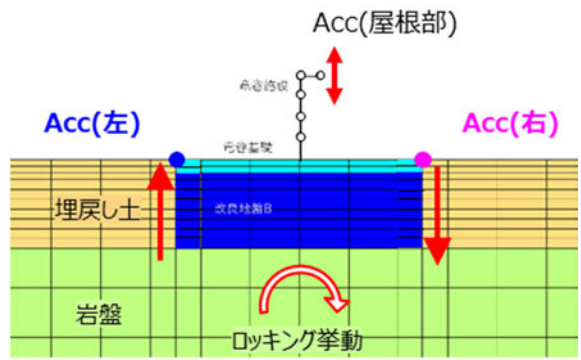
(b) 加速度時刻歴図



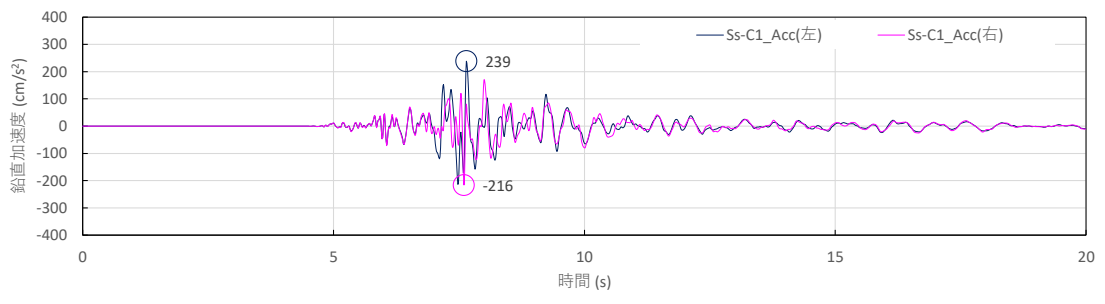
(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

注：応答値は、EW 方向の Ss-C1 の値

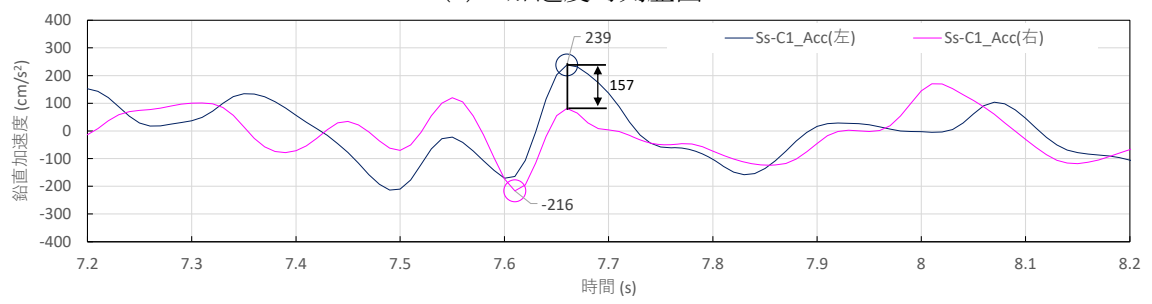
第5.3.1-1図 基礎梁左右端の鉛直加速度の比較(鉛直確認モデル)(1/2)



(a) 解析モデル図(設計モデル)



(b) 加速度時刻歴図



(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

注：応答値は、EW 方向の Ss-C1 の値

第5.3.1-1図 基礎梁左右端の鉛直加速度の比較(設計モデル)(2/2)

第5.3.1-1表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(1/4)

階層	Ss-A(NS方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9501	0.962	-	-	-
3層目	12955	12067	0.932	1.39	1.21	0.869
2層目	12793	11973	0.936	0.56	0.39	0.703
1層目	13217	13145	0.995	0.33	0.30	0.922

階層	Ss-A(NS方向)					
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	622	0.944	4.85	3.73	0.769

凡例
A : 設計モデル
B : 鉛直確認モデル

第5.3.1-1表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(2/4)

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10105	0.971	-	-	-
3層目	14230	13761	0.968	1.67	1.57	0.938
2層目	14626	14033	0.960	0.94	0.81	0.868
1層目	15048	14576	0.969	0.57	0.50	0.876

階層	Ss-C1 (NS方向)					
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	717	0.953	6.15	4.28	0.696

凡例
A : 設計モデル
B : 鉛直確認モデル

第5.3.1-1表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(3/4)

階層	Ss-A(EW方向)					
	各層の 層せん断力(kN)			座屈拘束ブレースの軸 ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9892	9114	0.922	-	-	-
3層目	12785	12009	0.940	1.33	1.15	0.870
2層目	12707	12228	0.963	0.43	0.31	0.719
1層目	13734	13189	0.961	0.37	0.28	0.768

階層	Ss-A(EW方向)					
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	577	546	0.948	3.97	3.88	0.980

凡例
A : 設計モデル
B : 鉛直確認モデル

第5.3.1-1表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(4/4)

階層	Ss-C1 (EW方向)					
	各層の 層せん断力 (kN)			座屈拘束ブレースの軸ひ ずみ (%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10879	10651	0.980	-	-	-
3層目	14136	13788	0.976	1.64	1.56	0.954
2層目	14414	14011	0.973	0.82	0.72	0.882
1層目	15092	14602	0.968	0.57	0.50	0.87

階層	Ss-C1 (EW方向)					
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s^2)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	706	1.000	5.21	4.73	0.908

凡例

A : 設計モデル

B : 鉛直確認モデル

5.3.2 確認方針

設計モデルの屋根部の鉛直応答が過小評価となること及びその影響の程度を設計モデルと鉛直確認モデルの比較により確認する。

なお、全地震動を対象に設計モデルを用いて応答値を求めた結果、屋根部の鉛直加速度で最大となった地震動であるS_s-C2*に対しても検討する。また、周辺構造物の状況による剛性及び改良地盤幅が異なることから、NS・EWの2断面で検討する。

注記 * : 「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」 参照

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・ 屋根部の鉛直加速度

なお、検討条件については、5.1項と同様の地震動(S_s-A, S_s-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力)に加え、地震動にS_s-C2(EW)を、確認する断面にEW断面を追加する。

5.3.3 確認結果

第5.3.3-1表に応答値(屋根部の鉛直加速度)の比較を示す。

第5.3.3-1表より, Ss-C1に対し, 設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の比率(B/A)はEW方向で最大1.37倍となっている。これは, EW方向の鉛直確認モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。なお, NS断面で比率(B/A)の最大値もSs-C1で発生している。このことより, 設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は, 「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」によるロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

以上のことから, 屋根部の鉛直加速度において設計モデルで過小評価となることは「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」による影響であることを確認した。

第5.3.3-1表 屋根部の鉛直加速度の比較

地震動	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)				比率 (B/A)	
	設計モデル(A)		鉛直確認 モデル(B)			
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
Ss-A	1008	1018	1049	1073	1.05	1.06
Ss-C1	614	586	669	799	1.09	1.37
Ss-C2	1205	1152	1215	1344	1.01	1.17

5.3.4 考察

5.3.3項において設計モデルの鉛直応答の傾向については、設計モデルが保守的とならないこと、その影響がSs-C1で最も大きいこと、NS断面よりEW断面の影響が大きくなることを確認している。

本項では設計モデルについて鉛直応答の上記の傾向に対して要因を分析する。

応答結果に対して考察する項目は「Ss-C1の応答について」、「EW断面の応答について」とする。

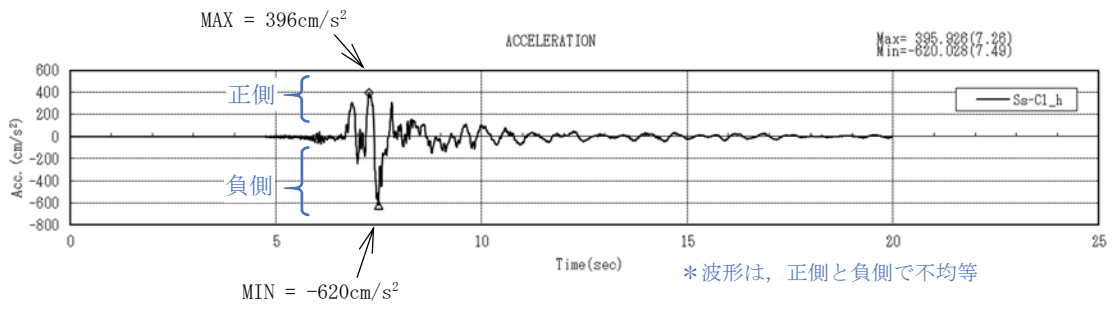
(1) Ss-C1の応答について

5.3.3項より、設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の差は特にSs-C1地震波で大きいことを確認した。この要因について地震波の特性に着目し、考察する。

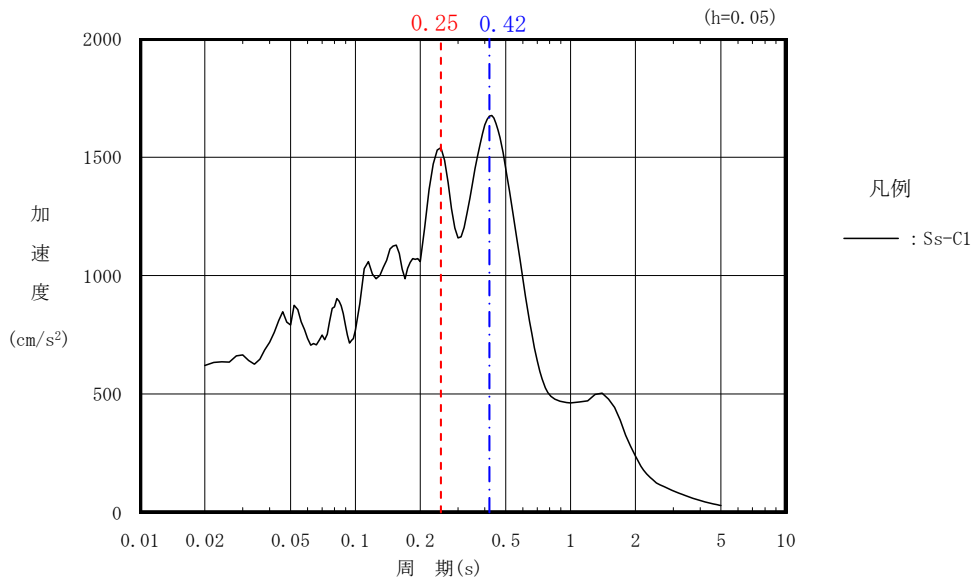
設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の比率の最大値は、第5.3.3-1表よりSs-C1のEW断面で1.37であった。Ss-C1で最大となった要因として、波の「非対称性」と「周期特性」が考えられる。第5.3.4-1図に基準地震動Ss-C1(水平方向)を示す。

Ss-C1は、正側と負側で不均等なパルス的な波形であり、最大・最小の比が1.57倍(=620/396)以上あることが特徴である。また、Ss-C1の加速度応答スペクトルのピークは約0.25秒で生じており、施設のロッキング周期(約0.25秒)とほぼ同一であり、ロッキング挙動が他の波に比べ励起されたものと思われる(その他の大きなピークは約0.42秒で生じ、施設の1次モードに近い周期となっている)。

このことからSs-C1の特性(「非対称性」及び「周期特性」)が屋根部の鉛直加速度の比率に影響した可能性がある。地震波の「非対称性」及び「周期特性」については次項の5.3.5項でさらなる分析を行う。



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル

第5.3.4-1図 基準地震動Ss-C1 (水平方向)

(2) EW断面の応答について

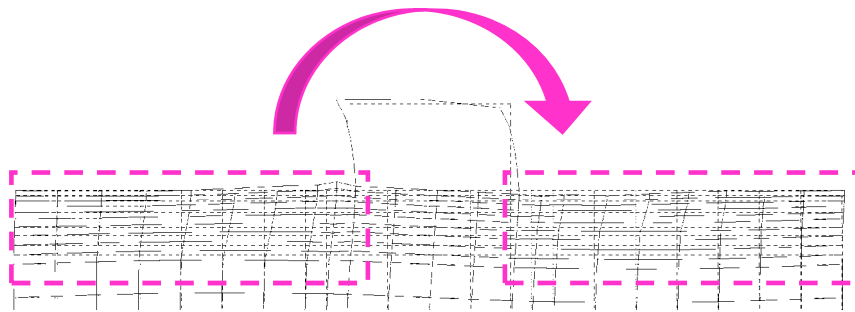
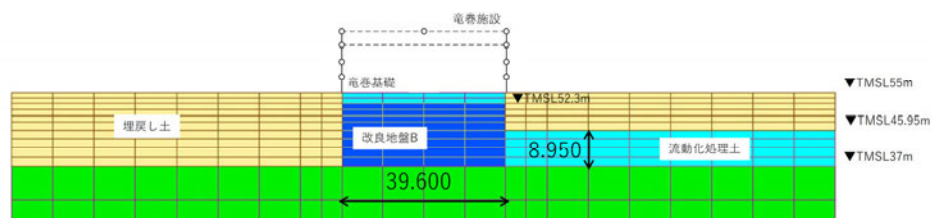
5.3.3項より、設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の差は特にEW断面で大きいことを確認し、左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと推定している。この剛性差の影響について固有モードにより確認し、考察する。

第5.3.4-2図に鉛直確認モデル(B)のロックキングが卓越する固有モードの図及びモデル図を示す。なお、設計モデル(A)のロックキングが卓越するモードの図は3.2項に示す。

NS方向では改良地盤の左右の地盤について、T.M.S.L. 45.95m以下のレベルで比較すると流動化処理土が埋戻し土に比べ剛性が高い影響により、第5.3.4-2図のNS方向のモード図から、右側の相対的な変形は左側に比べ小さく、T.M.S.L. 45.95mより上部においては左右とも同じ埋戻し土のため、相対的な変形は同等程度となっている。

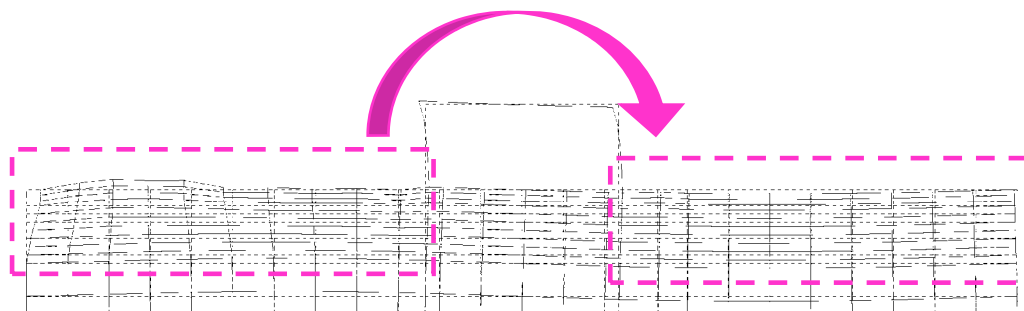
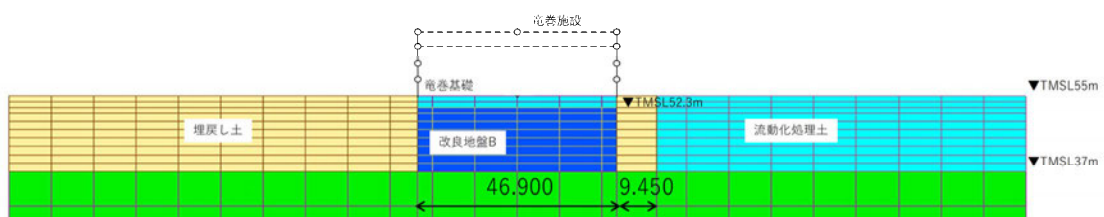
一方でEW方向では左右の地盤について右側はほぼ流動化処理土で占められており、第5.3.4-2図のEW方向のモード図から、改良地盤の右側の相対的な変形は左側よりも小さいことが確認できる。

以上のことから、改良地盤の左右の地盤の剛性差による影響はEW方向がNS方向に比べ大きいことを確認した。



(a) NS方向

(モデル全体のモード次数：6次，
固有振動数：3.95Hz，固有周期：0.25s)



(b) EW方向

(モデル全体のモード次数：6次，
固有振動数：3.71Hz，固有周期：0.27s)

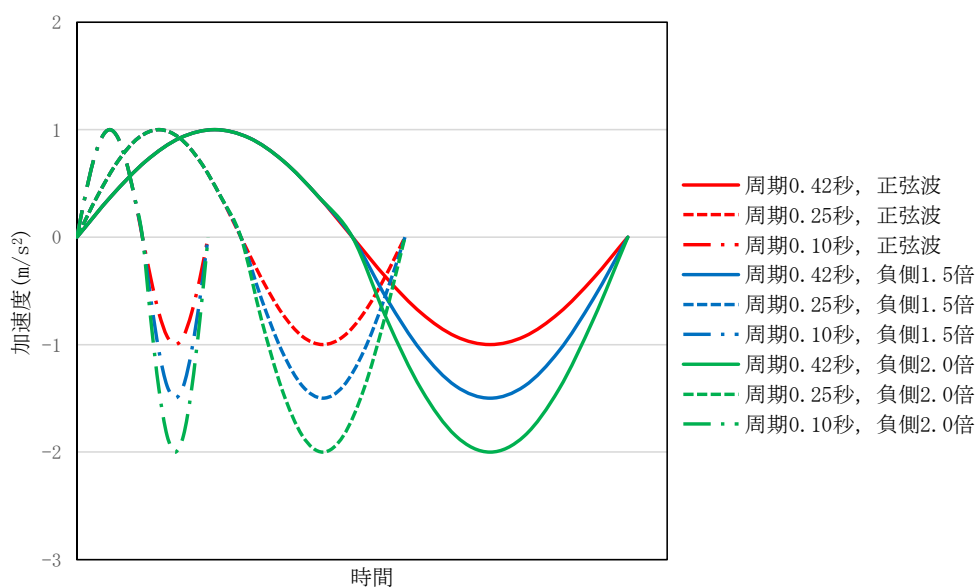
第5.3.4-2図 ロッキングモードが卓越する固有モードの図及びモデル図

5.3.5 S_s-C1の考察を踏まえた追加検討

5.3.4項の考察の通り，他の地震波に比べてS_s-C1の特性が屋根部の鉛直加速度の比率に影響した可能性がある。

ここでは，S_s-C1の「非対称性」及び「周期特性」が屋根部の鉛直加速度に与える影響を検討する。検討にあたっては，着目した特性を明確化した検証用地震波を用い，地震波の入力は水平方向のみとし追加検討を行う。

検証用地震波は，第5.3.5-1図に示すように，正弦波を元に正負の「非対称性」を設け，「周期特性」は，屋根部で差異の大きかった波であるS_s-C1に着目し，その卓越周期近傍(0.42秒，0.25秒)とした2波に加え，これらの周期から外れた周期の波として1波(0.10秒)を設定した。なお，0.42秒は施設全体の1次モードの固有周期近傍，0.25秒は屋根部の鉛直加速度に与える影響の大きい固有周期(ロッキング挙動)近傍である。



第5.3.5-1図 検証用地震波のイメージ図

(1) 検討方法

波の「非対称性」及び「周期特性」の鉛直応答への影響は、設計モデルと鉛直確認モデルの比較により確認する。

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・屋根部の鉛直加速度

なお、検討条件については、5.1項と同様の検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。地震波は検証用地震波(9波)とする。検証用地震波は、振幅について負側の振幅を正側に対して、1.0倍(正弦波)、1.5倍及び2.0倍、周期については、0.42秒、0.25秒及び0.10秒の組合せとする。

地震波の入力は水平方向のみとする。

(2) 検討結果

屋根部の最大鉛直加速度を第5.3.5-1表～第5.3.5-3表に示す。本結果は、波の「非対称性」に関する分析が主目的のため、Ss-C1のパルス的な振動を模擬する目的で、屋根部の鉛直加速度の最初の1サイクル(周期)の最大値を記載している。

「非対称性」について以下の結果が得られた。

- ・ 設計モデルでは、周期を0.42秒、0.25秒に合わせた検証用地震波で加振した結果、波の「非対称性」に伴う屋根部の最大鉛直加速度の明確な違いは現れなかった(第5.3.5-1表及び第5.3.5-2表の設計モデル参照)。
- ・ 一方、鉛直確認モデルでは、正弦波と負側2.0倍の比較において、周期0.42秒のときに 0.05m/s^2 の差異が、周期0.25秒のときに 0.04m/s^2 の差異が生じ、波の「非対称性」に伴う屋根部の最大鉛直加速度の違いを確認した(第5.3.5-1表及び第5.3.5-2表の鉛直確認モデル参照)。

また、「周期特性」について以下の結果が得られた。

- ・ 周期を0.10秒に合わせた検証用地震波で加振した結果、周期を0.42秒、0.25秒に合わせて加振した結果と比べ、設計モデル及び鉛直確認モデルともに小さな応答となり、波の「周期特性」に伴う屋根部の最大鉛直加速度の違いを確認した。(第5.3.5-3表と第5.3.5-1表及び第5.3.5-2表の比較)
- ・ 周期を0.10秒に合わせた検証用地震波で加振した結果より、鉛直確認モデルの屋根部の最大鉛直加速度は波の若干の「非対称性」による影響が見られるものの、その絶対値はその他の周期の波に比べて小さい(第5.3.5-3表と第5.3.5-1表及び第5.3.5-2表の鉛直確認モデルの傾向の比較)。従って、水平・鉛直同時入力での解析において、水平動の周期の波が施設の「固有周期」より外れた場合には水平動のロッキングの屋根部の鉛直加速度に与える影響が、鉛直動の波の与える影響に比べ、相対的に小さくなるものとする。

以上の結果より、Ss-C1で設計モデルと鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度の比率が大きくなった要因については波の「非対称性」及び「周期特性」であることが考えられる。

第5.3.5-1表 屋根部の最大鉛直加速度(周期0.42秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.04
	負側1.5倍	0.04
	負側2.0倍	0.04
鉛直確認モデル	正弦波	0.07
	負側1.5倍	0.09
	負側2.0倍	0.12

第5.3.5-2表 屋根部の最大鉛直加速度(周期0.25秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.02
	負側1.5倍	0.01
	負側2.0倍	0.01
鉛直確認モデル	正弦波	0.08
	負側1.5倍	0.10
	負側2.0倍	0.12

第5.3.5-3表 屋根部の最大鉛直加速度(周期0.10秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.00
	負側1.5倍	0.00
	負側2.0倍	0.00
鉛直確認モデル	正弦波	0.01
	負側1.5倍	0.02
	負側2.0倍	0.02

5.4 部材設計への影響確認

5.1～5.3項で、設計モデルにおいては屋根部の鉛直加速度が小さく評価され、保守的とならない場合があることを確認した。このことを踏まえ、本項では各部材の設計において支配的な地震荷重の方向成分を検証し、鉛直荷重の影響度合いを確認する。また、このことが部材設計に与える影響を、設計モデルと鉛直確認モデルの比較にて確認する。なお、比較する項目は各項に示す。

5.4.1 鉛直応答の影響度合い

設計モデルの応答値をインプットとした、部材設計への各成分の影響度合いを確認する。

影響度合いの確認は、地震荷重を水平成分、回転成分、鉛直成分の3つに分類し検討する。

支持架構の設計においては、分類した地震荷重の影響度合いを部材の検定比で検討する。

基礎梁・杭の設計においては、支持架構からの反力をインプットとして使用しているため、その値の比率により影響度合いを検討する。

検討結果から、それぞれの部材で設計に影響の大きい支配的な荷重を整理する。

(1) 支持架構

屋根部の鉛直加速度の支持架構の設計への影響度合いを確認する。

影響度合いの確認にあたっては、まず設計における地震荷重を挙げ、荷重を方向成分ごとに分類する。次に成分ごとに分類した荷重で、応力解析を行い、部材の検定比を算定・比較し、各成分の影響度合いから支配的な荷重を確認する。

なお、波及的影響評価の観点から、水平方向の変形量に影響する部材としてフレーム部材のうちの柱及び大はりに着目する。

a. 確認方法

設計における地震荷重は、第5.4.1-1図に示す設計フロー図(抜粋)^{*1}の通り、各層の層せん断力、屋根部の付加曲げモーメント・鉛直加速度が挙げられ、それぞれ水平成分、回転成分、鉛直成分に分類される。

各成分に分類した地震荷重及びその他の荷重^{*2}でそれぞれ、応力解析を行い、部材の検定比を比較する。検定比は荷重の入力を成分ごとに分ける以外は「耐震計算書」と同一とし、発生応力を終局耐力で除すことで算定する。

検定比を比較する部材は以下のものとする。

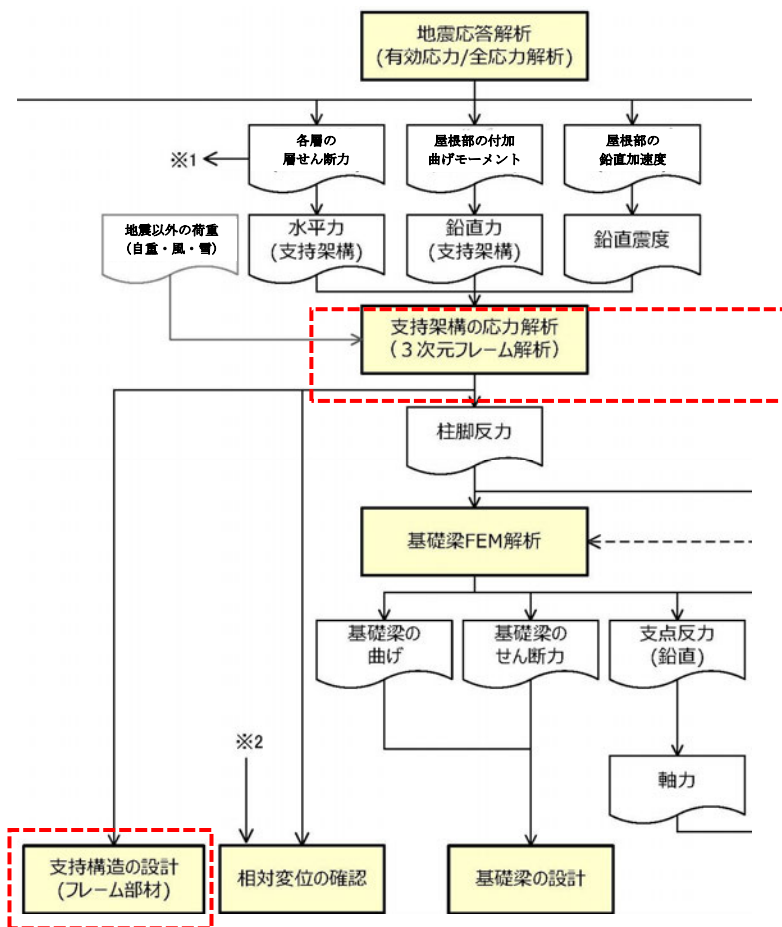
- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、荷重を算定する検討条件については、「耐震計算書」で採用した地震力と同様の地震動(基準地震動全波)、検討断面(NS, EW断面)、地盤物性(基本ケース, $\pm 1\sigma$)、解析手法(全応力, 有効応力)とする。

地震以外の荷重を含めて荷重の分類を第5.4.1-1表に示す。

注記 *1:「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」に示す設計フロー図の抜粋

*2:自重・風・雪による地震以外の荷重



第5.4.1-1図 設計フロー図(抜粋)

第5.4.1-1表 荷重の分類

記号	内容	フロー图中的の記載
A	地震荷重(水平成分)	各層の層せん断力
B	地震荷重(回転成分*)	屋根部の付加曲げモーメント
C	地震荷重(鉛直成分)	屋根部の鉛直加速度
D	地震以外の荷重(自重・風・雪)	同左

注記 * : 回転成分は、屋根部の付加曲げモーメントを鉛直力に置換して3次元フレーム解析に入力するため、フロー图中には「鉛直力」と記載。

b. 確認結果

第5.4.1-2表に、設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比を、地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を示す。

この結果、C.鉛直成分の検定比は、A.水平成分の検定比に対して柱が $1/38$ 、大はりが $1/103$ であり、C.鉛直成分の設計への影響は小さいため、A.水平成分が支配的な荷重であることが確認できた。

また、B.回転成分の検定比についても、A.水平成分の検定比に対して柱が $1/1445$ 、大はりが $1/13330$ であり、B.回転成分の設計への影響は小さいことを確認した。

なお、水平変形へ直接影響する部材ではないものの小はり、トラス柱及び鉛直ブレースについては、鉛直成分の寄与度が $1/7\sim 1/10$ となっており寄与度が比較的大きく、これは屋根部の部材のうち、小はり、トラス柱、鉛直ブレースが配置上垂直方向に設置されており鉛直成分の影響を受けやすい部材であるためと考えられる。

第5.4.1-2表 設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比

内容	各部材の最大検定比					
	柱	大はり	小はり	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
全荷重考慮 (A+B+C+D)	0.88	0.86	0.87	0.72	0.68	0.29
A. 水平成分	0.54 (1/1)	0.52 (1/1)	0.42 (1/1)	0.23 (1/1)	0.24 (1/1)	0.17 (1/1)
B. 回転成分	0.00 (1/1445)	0.00 (1/13330)	0.00 (1/130)	-0.01 (1/25)	-0.01 (1/36)	0.00 (1/718)
C. 鉛直成分	0.01 (1/38)	0.01 (1/103)	0.04 (1/10)	0.03 (1/7)	0.03 (1/9)	0.00 (1/67)
D. 地震以外	0.33	0.33	0.40	0.46	0.42	0.12

注：A～Cは地震荷重の各成分

注：各検定比は、全波のNS/EWの最大となる数値を採用

注：屋根部の鉛直加速度である地震荷重(鉛直成分)が、支持架構の設計に与える影響確認は、以下のように実施する。

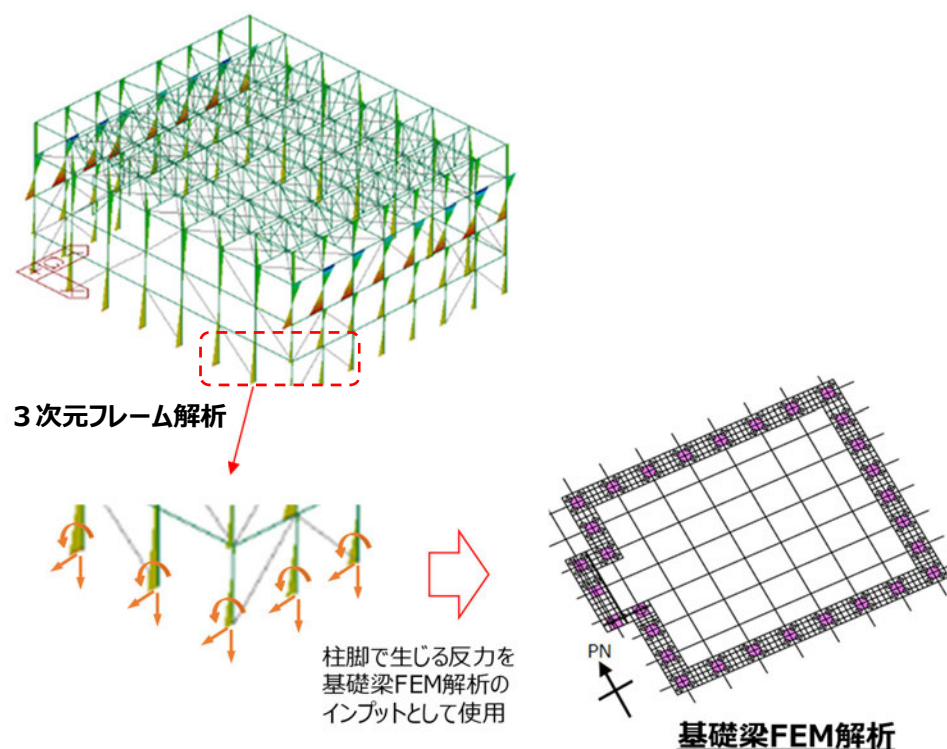
- ・ 設計モデルに対し、地震荷重の各方向成分(A. 水平/B. 回転/C. 鉛直)及びD. 地震以外が、それぞれ個別に作用した際の検定比を算出する。
- ・ 各成分の検定比を、水平成分の検定比で除したものを表の()内に示す。分子である各成分の検定比を1とした際に、分母である水平成分の検定比が何倍になるかを表している。
- ・ 波及的影響を評価する水平変形に影響する部材は、フレーム部材のうち柱・大はりである*ことから、これらの部材を対象に確認する。

注記 *：柱・大はり以外のフレーム部材は、屋根トラスを構成する部材であるため、水平変形への直接的影響は小さい。また、当該部材の接合は、保有耐力接合であるため、許容限界を超え塑性変形が生じても落下には至らず、波及的影響は及ぼさない。よって、本検討の着目要素から除外する。

(2) 基礎梁・杭

屋根部の鉛直加速度の基礎梁・杭の設計への影響度合いを確認する。

確認にあたっては、支持架構の鉛直成分の影響を検討するため、基礎梁・杭へ伝達される柱脚の軸力に着目する(第5.4.1-2図参照)。また、地震荷重の分類は「(1) 支持架構」と同様とする。「(1) 支持架構」の応力解析の柱脚の軸力を比較し、各成分の影響度合いから支配的な荷重を確認する。



第5.4.1-2図 基礎梁FEM解析で入力する地震荷重

a. 確認方法

屋根部の鉛直加速度の基礎梁・杭への影響について確認する。

基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁FEM解析は、3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用するため、基礎梁・杭に対する影響は支持架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重(水平成分)が、基礎梁・杭に対しても支配的となる(第5.4.1-2図参照)。

よって、各成分に分類した荷重でそれぞれ、応力解析を行った「(1) 支持架構」の柱脚の軸力を比較する。

なお、荷重を算定する検討条件については、「(1) 支持架構」と同様に「耐震計算書」で採用した地震力と同様の地震動(基準地震動全波)、検討断面(NS, EW断面)、地盤物性(基本ケース, $\pm 1\sigma$)、解析手法(全応力, 有効応力)となる。

b. 確認結果

第5.4.1-3表に3次元フレーム解析の柱脚反力(鉛直)を、地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を、第5.4.1-3図に地震荷重と柱脚反力の関係を示す。

この結果、地震荷重の鉛直・回転各成分の寄与率は、水平成分に対して1/20~1/243と小さく、水平成分が支配的であることが確認できる。

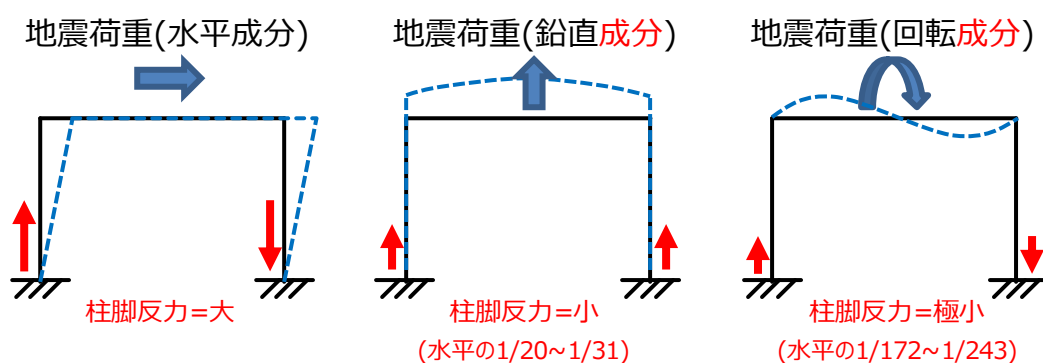
第5.4.1-3表 柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

内容	引張 [kN]	圧縮 [kN]
全荷重考慮 (A+B+C+D)	3768	4649
A. 水平成分	2984 (1/1)	2123 (1/1)
B. 回転成分	12 (1/243)	12 (1/172)
C. 鉛直成分	96 (1/31)	107 (1/20)
D. 地震以外	675	2407

注：A~Cは地震荷重の各成分

注：カッコ内の数値は「A. 水平成分」に対する比率

注：基準地震動全波のNS/EWの最大となる数値を採用



第5.4.1-3図 地震荷重と柱脚反力の関係

(3) まとめ

(1), (2)にて支持架構及び基礎梁・杭への地震荷重の成分(水平・回転・鉛直)ごとの影響について言及した。ここでは, 地震応答解析の結果(応答値)を各方向成分に分類し, 各設計対象に対する影響について整理する。

地震応答解析の結果は, 第5.4.1-4表の7項目の応答値を地震荷重として設計で使用する。表中には, 設計対象部材ごとに, 各応答値の影響度合いを示す。

「フレーム部材」は, 第5.4.1-4表に示す①～③の応答値を用いて設計する。(1)項より, フレーム部材の設計に影響が大きい成分は水平成分であり, 回転・鉛直成分の影響は小さい。よって, 水平成分である①は○, 回転及び鉛直成分の②, ③は△とした。

なお, 「座屈拘束ブレース」は, 地震応答解析より算出される⑦の応答値を直接評価に用いる。

「基礎梁」は, ①～⑤の応答値を用いて設計する。(2)項より, ①～③は, フレーム部材の柱脚反力を設計荷重として考慮するため, フレーム部材と同様に①は○, ②, ③は△とした。④, ⑤の応答値は, 基礎梁自体に慣性力として作用するが, 上部の支持架構からの反力に比べて値が小さいことより△とした。

「杭」は, ①～⑥の応答値を用いて設計する。杭の部材評価において主たる応力は, 曲げモーメントであり, 水平成分の応答値によって決定する。よって, 水平成分である①, ④, ⑥を○とし, その他を△とした。

以上より, 設計に影響の大きい支配的な荷重は, 「水平成分」である。

第5.4.1-4表 各設計対象に対する支配的な応答値

応答値	地震荷重 の 方向成分	各応答値が支配的となる設計対象			
		フレーム 部材	座屈拘束 ブレース	基礎梁	杭
①各層の層せん断力	水平成分	○	-	○	○
②屋根部の付加曲げモーメント	回転成分	△	-	△	△
③屋根部の鉛直加速度	鉛直成分	△	-	△	△
④基礎梁上端の水平加速度	水平成分	-	-	△	○
⑤基礎梁上端の鉛直加速度	鉛直成分	-	-	△	△
⑥改良地盤の変形量	水平成分	-	-	-	○
⑦座屈拘束ブレースの軸ひずみ	水平成分	-	○	-	-

凡例 ○：支配的なもの、△：設計に使用するが支配的とならない、-：不使用

5.4.2 部材設計への影響の確認結果

5.3項にて、設計モデルの屋根部の鉛直加速度は、拘束効果(水平方向)の影響で小さく評価される場合があることを鉛直確認モデルとの比較により確認した。

また、5.4.1項では、設計モデルによる部材設計の各方向成分の地震荷重の影響度合いを確認した。その結果、水平成分が支配的であることが分かった。

以上のことから本項では、設計モデルは水平方向に保守性を与えたものであることから、鉛直確認モデルとの部材設計の比較を行い、設計モデルが設計に対してトータルで保守性を有していることを確認する。

なお、Ss-C1については設計において支配的な地震動であること、Ss-AについてはSs-C1に次いで部材設計に用いる応答値が大きくなる傾向があることから、検討対象地震動とする。また、部材設計の観点からNS・EWの検討を実施する。

(1) 確認方法

各成分に分類した地震荷重及びその他の荷重でそれぞれ、応力解析を行い、部材の検定比を比較する。

検定比の算定方法は「耐震計算書」と同一とする。

検定比を比較する部材は以下のものとする。

- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、荷重を算定する検討条件については、5.1項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力)に加え、検討断面にEWを追加する。

(2) 確認結果

支持架構への影響確認として、フレーム部材の評価結果を第5.4.2-1表に示す。

施設全体の挙動に影響する柱・大はりについては、設計モデルが保守側の設計となっていることが確認できた。Ss-C1のトラス柱・鉛直ブレース・水平ブレースで発生している最大検定比は、「設計モデル＝鉛直確認モデル」の関係であるが、全ての部材の検定比は、損傷に至るまでに十分な余裕がある。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。

第5.4.2-1表 フレーム部材の評価結果(最大検定比)

地震動	モデル	柱	大はり	小はり	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
Ss-A	設計モデル(A)	0.80	0.78	0.77	0.66	0.65	0.28
	鉛直確認モデル(B)	0.75	0.73	0.71	0.62	0.62	0.27
	比率(A/B)	1.07	1.07	1.08	1.06	1.05	1.04
Ss-C1	設計モデル(A)	0.88	0.86	0.86	0.71	0.67	0.29
	鉛直確認モデル(B)	0.85	0.83	0.84	0.71	0.67	0.29
	比率(A/B)	1.04	1.04	1.02	1.00	1.00	1.00

5.5 鉛直応答への影響のまとめ

設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さく評価される原因は、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことにより、施設を中心として左右の地盤が対称性を有することとなり、その結果、改良地盤左右の鉛直挙動が相殺され、屋根部の鉛直応答にロッキングの影響を受けにくいためと判断した。

地震荷重の各方向成分が部材設計に及ぼす影響を総合的に検討するため、基準地震動全波を対象に設計モデルを用いてNS・EWの2断面について各部材の応力評価を行い、部材ごとに各方向成分の最大値を求めた。

波及的影響評価の観点から、水平方向の変形量に影響する部材としてフレーム部材のうちの柱及び大はりに着目して各方向成分の最大値を比較した結果、水平成分に対する鉛直成分の比率は十分小さく、水平成分が支配的であることを確認した。

施設全体の挙動に影響する柱・大はりの設計モデルによる設計は、鉛直方向の応答が適切に評価できる鉛直確認モデルとの検定比の比較により、保守側となっていることを確認した。

鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材(小はり・トラス柱・鉛直ブレース)の設計モデルによる最大検定比は鉛直確認モデルとの比較により、同等となっており過小評価となっていないこと、全ての部材の検定比は、損傷に至るまでに十分な余裕があることを確認した。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。なお、本設計モデルの適用にあたっては、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について十分な余裕を持たせた設計とする。

6. 設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響

埋戻し土の剛性変化に伴い埋戻し土による拘束効果が変わり、応答値の基本的な傾向は【非液状化】*1で最小、【液状化】*2で最大となると考えられる。二つの状態に対して中間状態を設定し、非液状化/液状化の地震荷重の保守性を検証する。

想定と異なり非液状化/液状化の中間状態において地震荷重が最大となる場合には、その地震荷重の変動について分析・考察するとともに設計への影響度合いを確認する。

第6-1表に各項の構成を示す。

注記 *1：【非液状化】埋戻し土の初期剛性G0に設計の基本ケースで用いる値を使用

*2：【液状化】埋戻し土の液状化強度曲線に設計で用いる値(下限値)を使用

第6-1表 各項の構成

項	説明内容
6.1 応答値への影響の確認	・ 応答値は【液状化】で最大、【非液状化】で最小となるとの予測から、二つの状態の中間状態を設定し、それぞれで応答値を比較し、予測と異なる挙動を示すケースがある場合には分析を行った。
6.2 部材設計への影響確認	・ 6.1項では応答値での比較に留まっていたため、設計上支配的なSs-C1について部材設計に与える影響を確認した。
6.3 地盤剛性の変化の影響のまとめ	・ 6.1, 6.2項のまとめを記載した。

6.1 応答値への影響の確認

埋戻し土(地盤)の剛性変化について、応答値の変化への影響を確認する。

地盤の剛性変化のうち、予測する中間状態の応答値の変化のイメージ図を第6.1-1図に示す。なお、第6.1-1図の加速度応答スペクトルは基礎梁上端の加速度応答スペクトルをイメージしている。

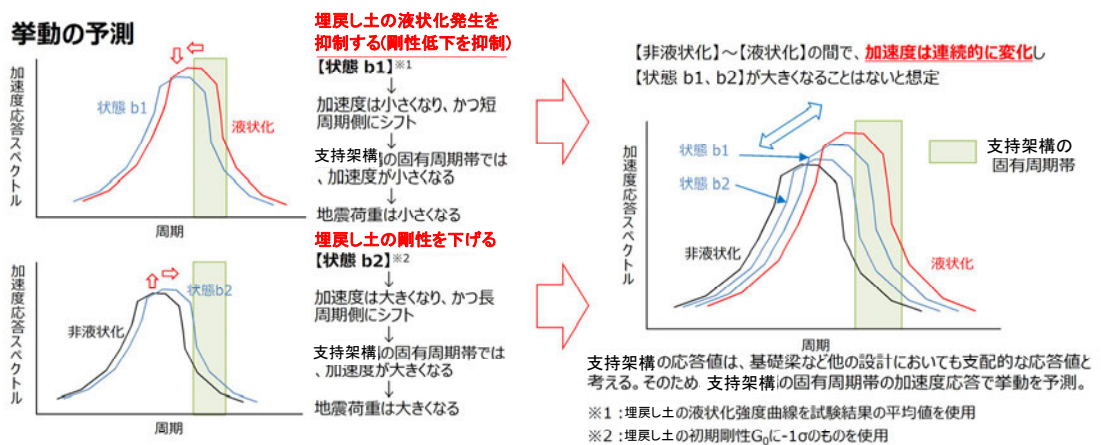
中間状態としては、以下の2つを設定する。

- 【状態b1】 埋戻し土の液状化強度曲線に試験結果の平均値を使用
- 【状態b2】 埋戻し土の初期剛性 G_0 に -1σ のものを使用

この予測の通り、応答値が地盤剛性の中間状態において特異な挙動を示さないことを確認する。

なお、挙動の予測については支持架構の応答値が、支持架構・基礎梁・杭の設計において支配的な応答値と考え、支持架構の固有周期帯の加速度応答に着目したものである。地震荷重のうち、基礎梁の加速度は短周期側の加速度応答スペクトルの挙動に左右されると予想される。

地盤剛性の中間状態における挙動の確認においては、【状態b1】、【状態b2】の設定に対し、応答値のみならず、周期帯に依存する加速度応答スペクトルや、地盤モデル全体の挙動等(地盤応答)のモデルの挙動を踏まえ、中間状態の設定の妥当性を確認する。



検討ケース	モデル	A)層せん断力(上部架構)	B)付加曲げ(上部架構)	C)最大鉛直加速度(上部架構屋根)	D)最大水平加速度(基礎梁)	E)最大鉛直加速度(基礎梁)	F)変形(改良地盤)	G)応答ひずみ
液状化	設計モデル	大	大	大	大	大	大	大
状態 b1	設計モデル				中間に収まることを確認			
状態 b2	設計モデル							
非液状化	設計モデル	小	小	小	小	小	小	小

第6.1-1図 液状化の中間状態のイメージ図

6.1.1 確認方法

地盤の剛性変化の応答値への影響は、設計モデルにおいて【非液状化】、【液状化】、【状態b1】及び【状態b2】において確認する。

確認する応答値は、以下の応答値とする。

- ・基礎梁上端の水平・鉛直加速度応答スペクトル
- ・層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)
- ・屋根部の付加曲げモーメント
- ・屋根部の鉛直加速度
- ・基礎梁上端の水平・鉛直加速度
- ・改良地盤の変形量
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・地盤応答(地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布, 改良地盤近傍要素の有効応力経路, 地盤の過剰間隙水圧比分布)

なお、検討条件については、3章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース)とする。

解析手法は、【液状化】及び【状態b1】は有効応力解析, 【非液状化】及び【状態b2】は全応力解析で実施する。第6.1.1-1表に【状態b1】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を, 第6.1.1-2表に【状態b2】に使用する埋戻し土のせん断弾性係数を示す。

第6.1.1-1表 埋戻し土の液状化特性の物性値

項目		記号	設定値		単位
			【状態b1】	参考 【液状化】	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	41.48	10.30	-
		p_1	0.5	0.5	-
		p_2	1.0	1.0	-
		c_1	3.11	1.81	-
		S_1	0.005	0.005	-

w_1 :液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 :液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 :液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 :液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 :液状化の終局状態を規定するパラメータ

第6.1.1-2表 埋戻し土の物性値

項目	記号	設定値		単位
		【状態b2】	参考 【非液状化】	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.62×10^4	1.26×10^5	kN/m ²

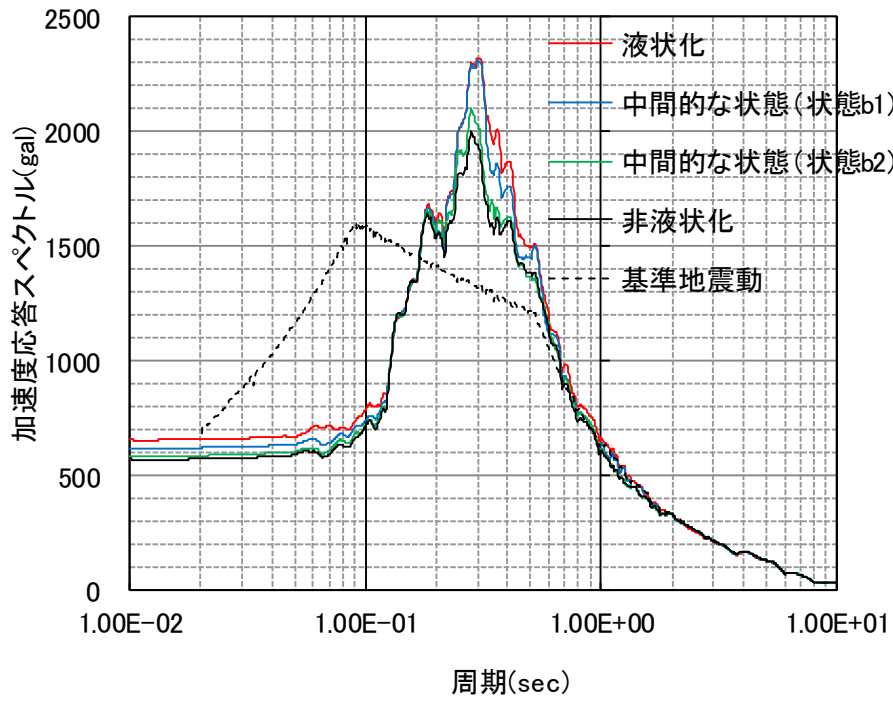
注：ポアソン比は基本ケースと同じとする。

6.1.2 代表波による確認結果

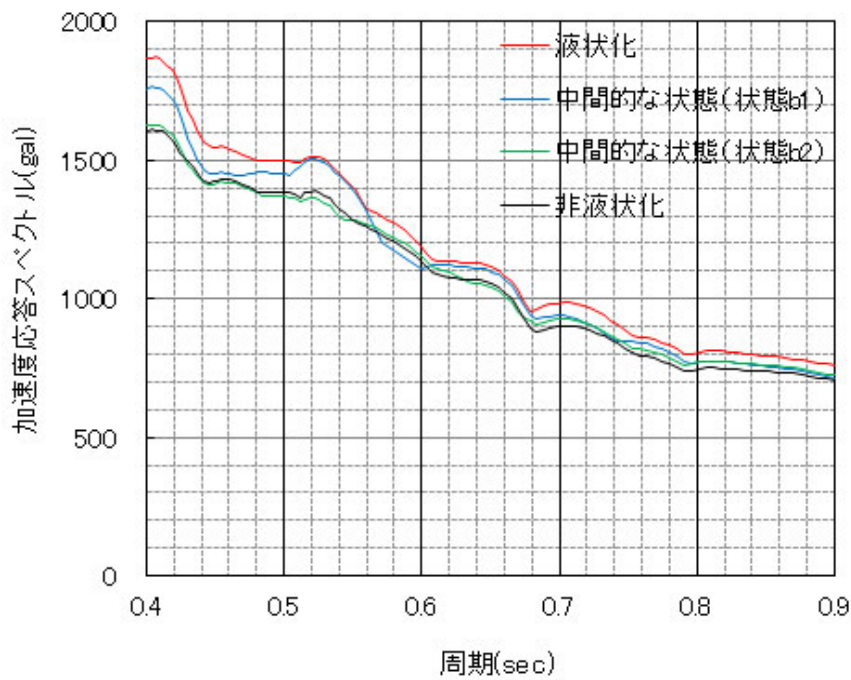
(1) 加速度応答スペクトル

Ss-A及びSs-C1における基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを第6.1.2-1図及び第6.1.2-2図に示す。

Ss-A及びSs-C1において、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、挙動の予測どおり、支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、Ss-C1においては、挙動の予測で示したように、短周期側で【非液状化】が最大となっている。このことから、基礎梁上端の最大水平加速度は基礎梁上端の加速度応答スペクトルのZPA値であるので、地盤の剛性変化が短周期側の挙動に影響を与えるなど、すべての応答値が【液状化】で最大とならない可能性がある。

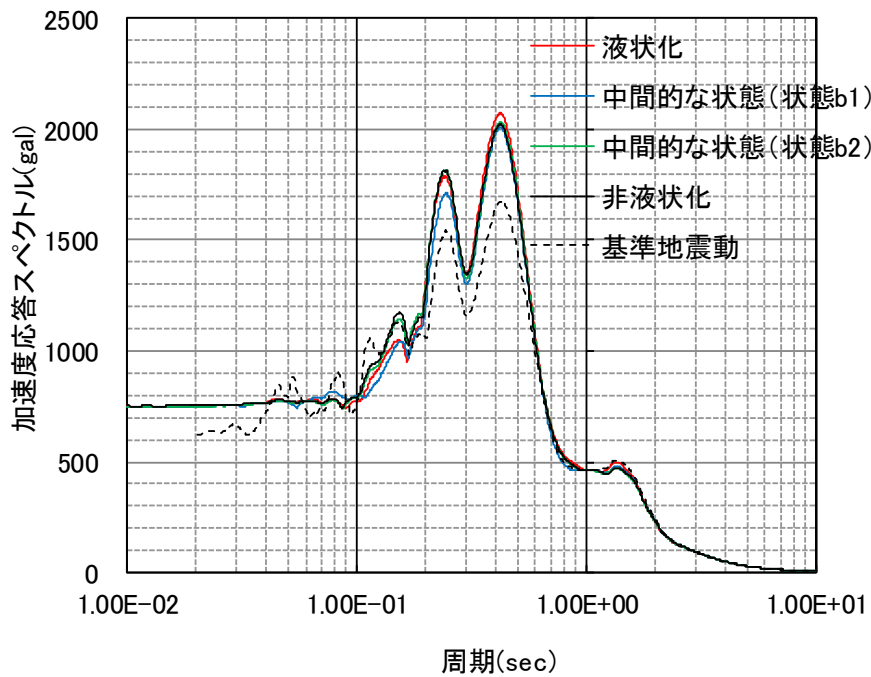


(a) 全体

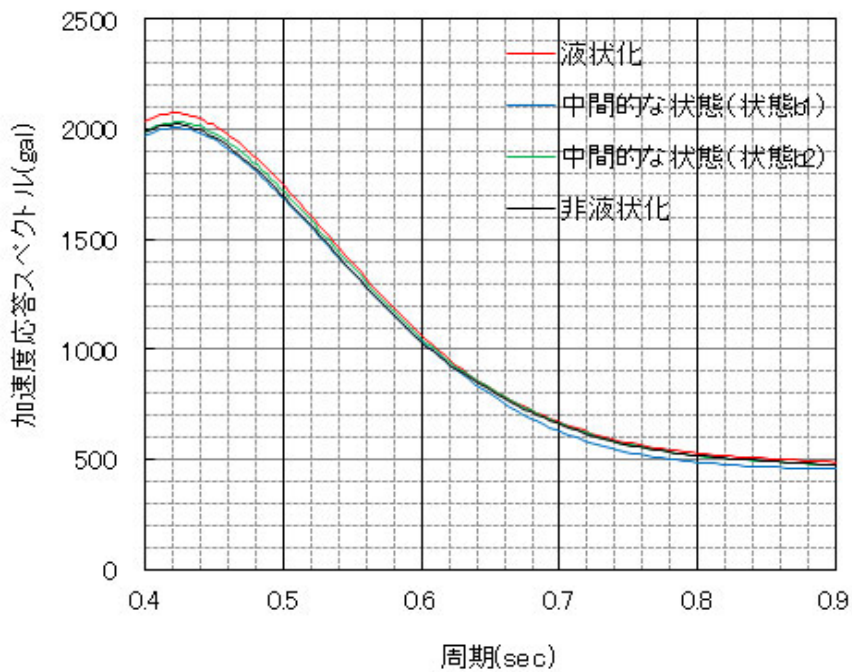


(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.2-1図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル(Ss-A)



(a) 全体



(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.2-2図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル(Ss-C1)

(2) 応答値

応答値の比較表を第6.1.2-1表及び第6.1.2-2表に示す。Ss-Aにおける水平^{*1}及び回転^{*2}の応答値においては、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、水平、回転及び鉛直^{*3}の応答値のいずれの地震荷重の応答値も【液状化】で最大となることを確認した。また、鉛直の応答値についても【液状化】で最大となるものの、どの結果も同程度となった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化には影響を受けないためと考える。

Ss-C1においては、一部の応答値について【状態b1】が最大となる場合があった。このため、本検討においては地震動2波のみならず、基準地震動全波に対し検討を行い、結果について分析することとした。基準地震動全波による確認結果・考察等を後述する(6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 参照)。

注記 *1：層せん断力，基礎梁上端の水平加速度，改良地盤の変形量，座屈拘束ブレースの軸ひずみ

*2：屋根部の付加曲げモーメント

*3：屋根部の鉛直加速度，基礎梁上端の鉛直加速度

第6.1.2-1表 中間状態における応答値比較表(Ss-A)

検討ケース	モデル	A)層せん断力(kN)	B)屋根部の付加曲げモーメント(kN・m)	C)屋根部の鉛直加速度(cm/s ²)	D)基礎梁上端の水平加速度(cm/s ²)	E)基礎梁上端の鉛直加速度(cm/s ²)	F)改良地盤の変形量(mm)	G)座屈拘束ブレースの軸ひずみ(%)
液状化	設計モデル	13217	8132	1008	660	317	4.85	1.39
状態 b1	設計モデル	13099	7935	1006	623	317	4.28	1.32
状態 b2	設計モデル	13004	7404	1005	589	315	3.80	1.26
非液状化	設計モデル	13000	7116	1006	574	315	3.79	1.24

注：朱書き：最大となる応答値

第6.1.2-2表 中間状態における応答値比較表(Ss-C1)

検討ケース	モデル	A)層せん断力(kN)	B)屋根部の付加曲げモーメント(kN・m)	C)屋根部の鉛直加速度(cm/s ²)	D)基礎梁上端の水平加速度(cm/s ²)	E)基礎梁上端の鉛直加速度(cm/s ²)	F)改良地盤の変形量(mm)	G)座屈拘束ブレースの軸ひずみ(%)
液状化	設計モデル	15048	4216	614	753	189	6.15	1.67
状態 b1	設計モデル	14697	4524	622	751	193	6.17	1.65
状態 b2	設計モデル	14924	4036	619	750	193	5.84	1.66
非液状化	設計モデル	14865	4149	619	754	193	5.87	1.66

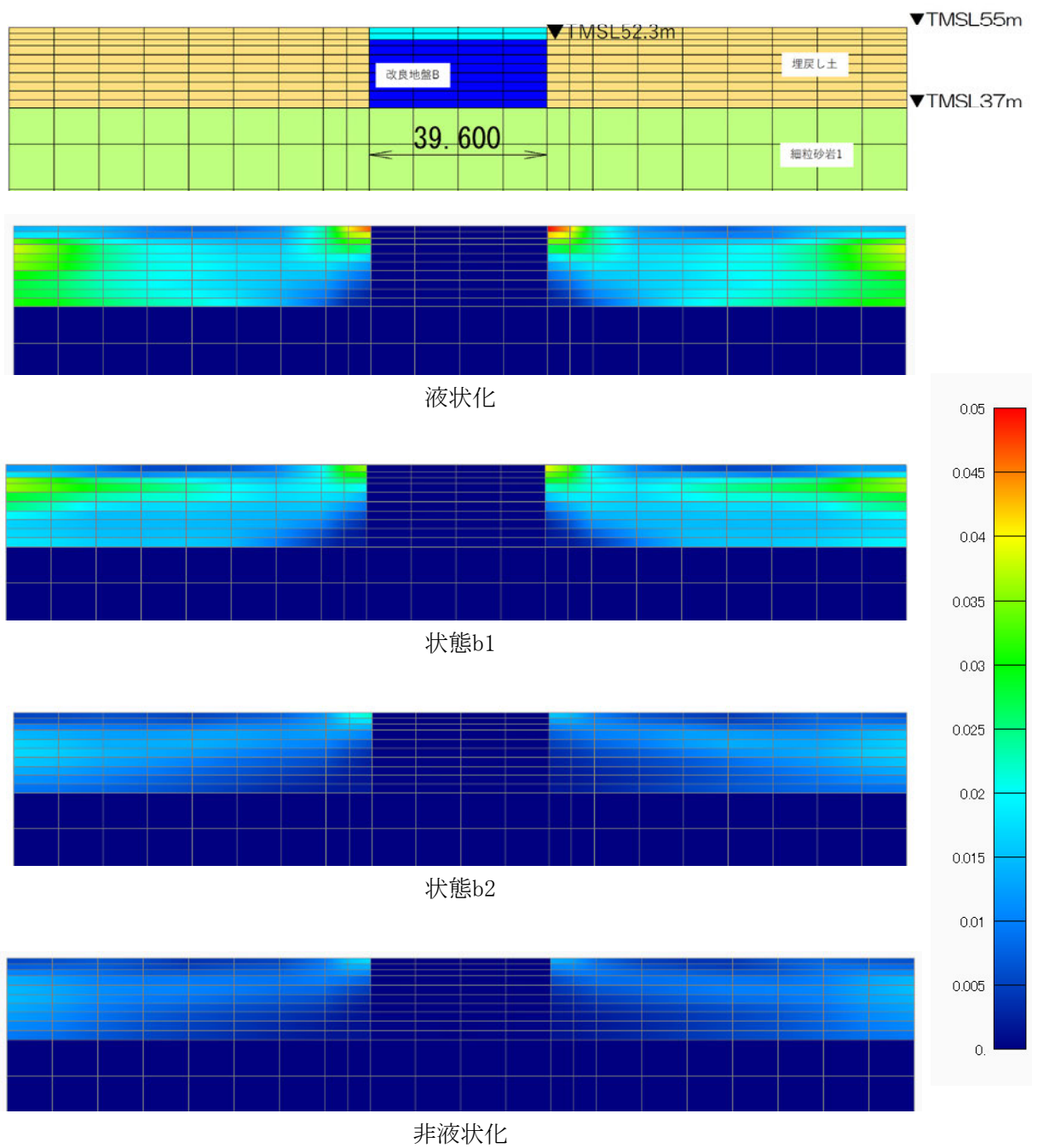
注：朱書き：最大となる応答値

(3) 地盤応答

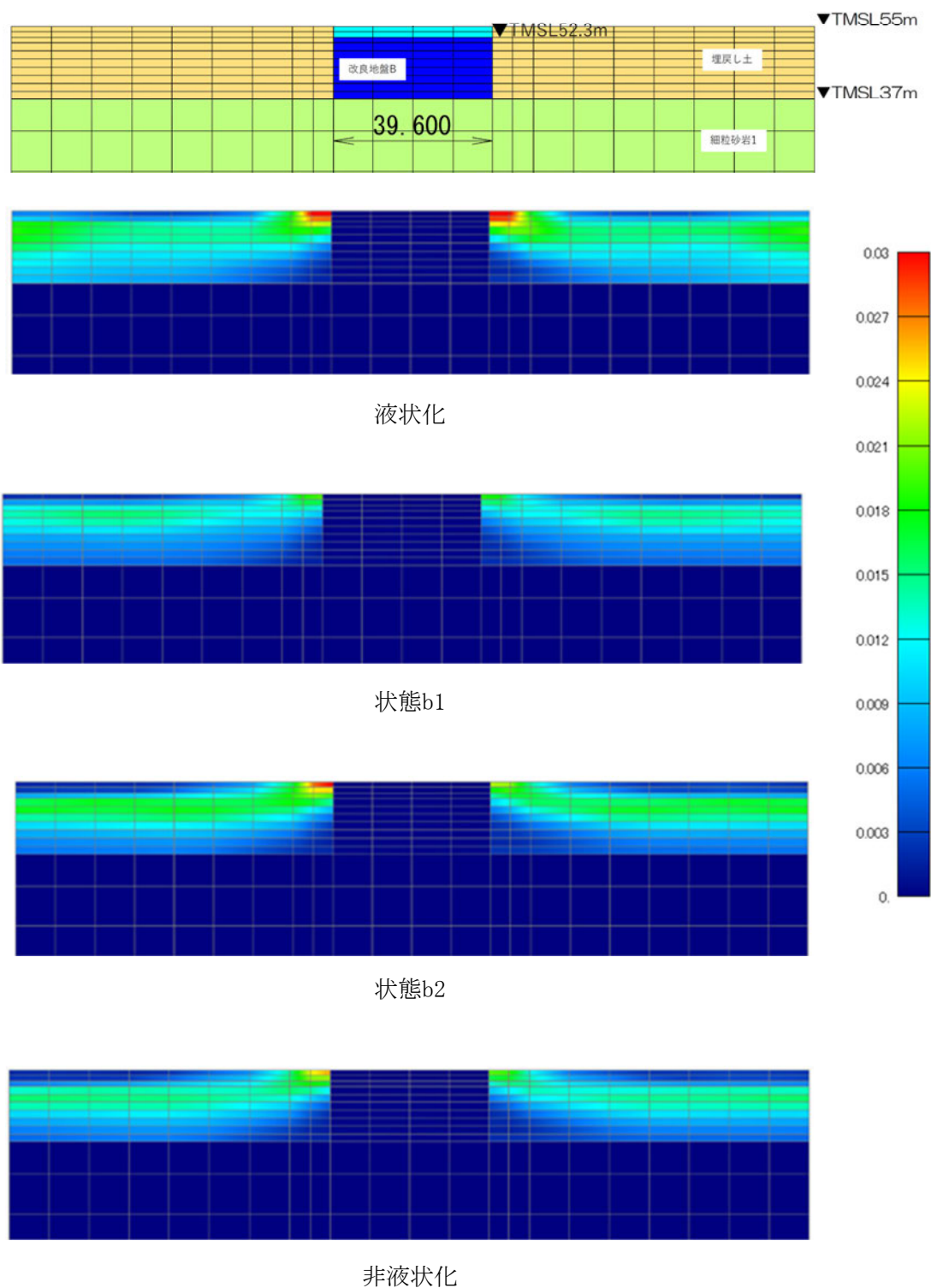
解析モデル全体の応答結果を確認するため、地盤応答の結果について分析を行う。地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布を第6.1.2-3図及び第6.1.2-4図に示す。また、第6.1.2-5図にSs-C1における改良地盤近傍要素の有効応力経路の【液状化】と【状態b1】の比較を示す。

Ss-Aにおいて、地盤の最大せん断ひずみは、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、【液状化】で最大となることを確認した。Ss-C1において、地盤の最大せん断ひずみは【液状化】で最大となったものの、【状態b1】は【非液状化】及び【状態b2】に比べ小さくなった。Ss-C1での挙動について、第6.1.2-5図に示すように【液状化】では加振後において初期有効拘束圧に比べ概ね有効応力が小さくなり、液状化が促進しているのがわかるが、一方で【状態b1】においては、加振後に有効応力が大きくなっているのがわかり、これはせん断剛性が回復していることを示しており、このことから【状態b1】は初期状態よりも剛性が大きくなり、【非液状化】及び【状態b2】に比べ最大せん断ひずみは小さくなったものと考えられる。

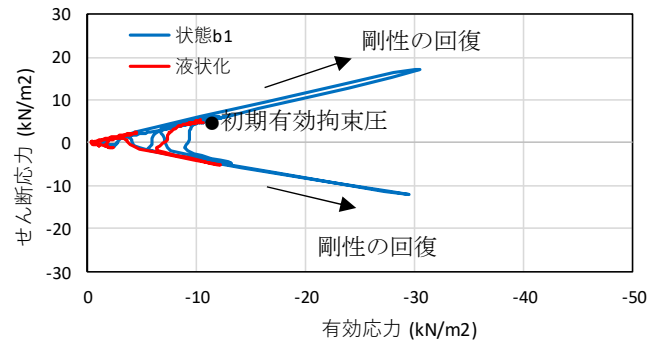
Ss-A及びSs-C1の時刻歴波形を第6.1.2-6図に、各時間断面における過剰間隙水圧比分布を第6.1.2-7図～第6.1.2-12図に示す。どの時間断面においても常に【液状化】の方が【状態b1】よりも液状化が進行している(過剰間隙水圧比が大きい)ことを確認した。なお、Ss-Aにおいては、継続的に過剰間隙水圧比は上昇し、最終時刻において過剰間隙水圧比0.95を全体的に上回った。一方、Ss-C1においては、瞬間的に増幅する地震動であるため、8.5秒加振時において、概ね最終時刻と類似した分布となった。さらに、地震動に非対称性があるため、埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに非対称となった。



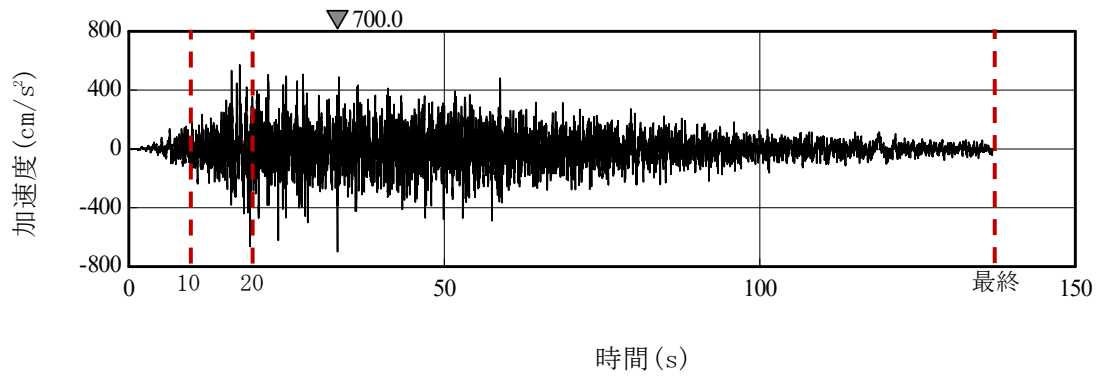
第6.1.2-3図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-A)



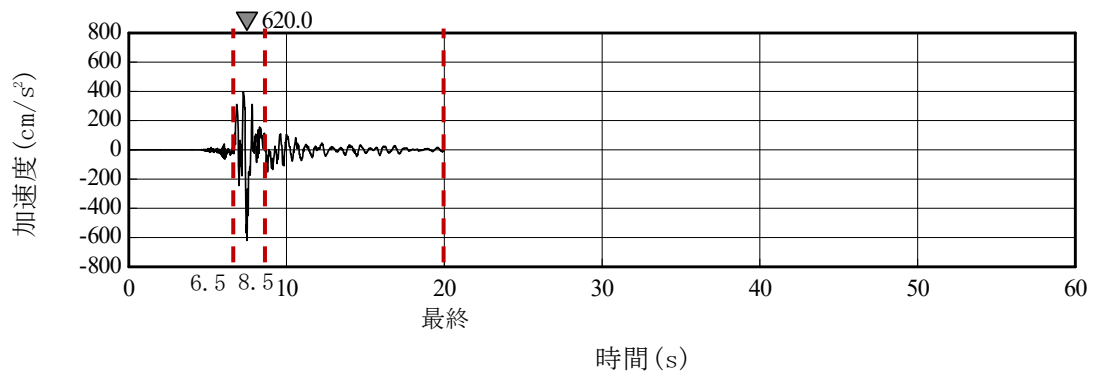
第6.1.2-4図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-C1)



第6.1.2-5図 改良地盤近傍要素の有効応力経路(Ss-C1)

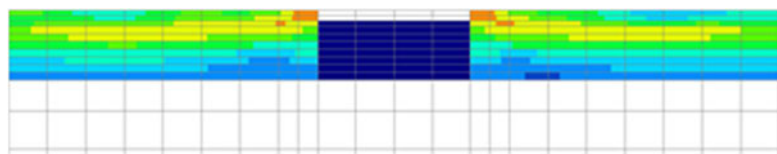


(a) Ss-A(H)

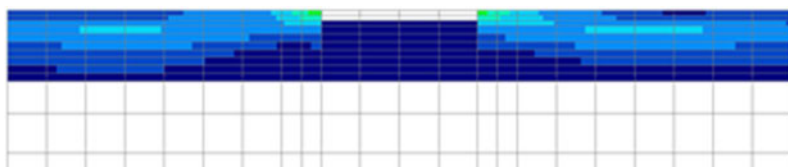


(b) Ss-C1(NSEW)

第6.1.2-6図 時刻歴波形

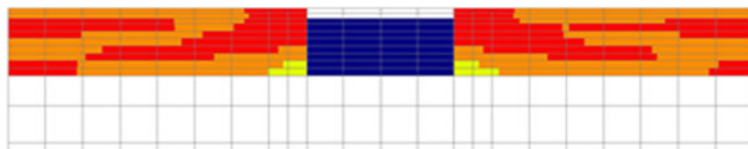


(a) 液状化(液状化強度曲線は包絡値)

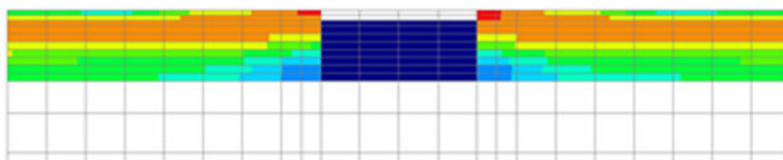


(b) 状態b1中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)

第6.1.2-7図 10秒加振後の過剰間隙水圧比分布(Ss-A)

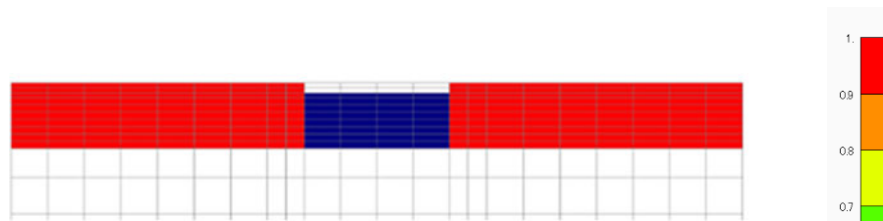


(a) 液状化(液状化強度曲線は包絡値)

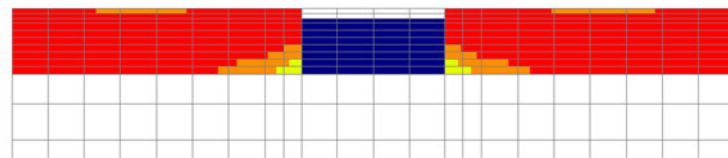


(b) 状態b1中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)

第6.1.2-8図 20秒加振後の過剰間隙水圧比分布(Ss-A)

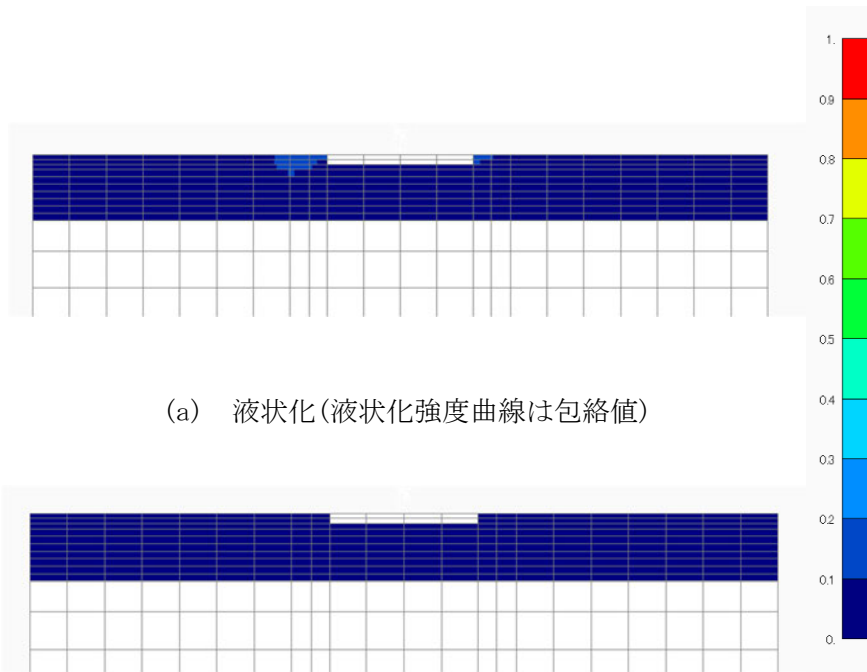


(a) 液状化(液状化強度曲線は包絡値)



(b) 状態b1中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)

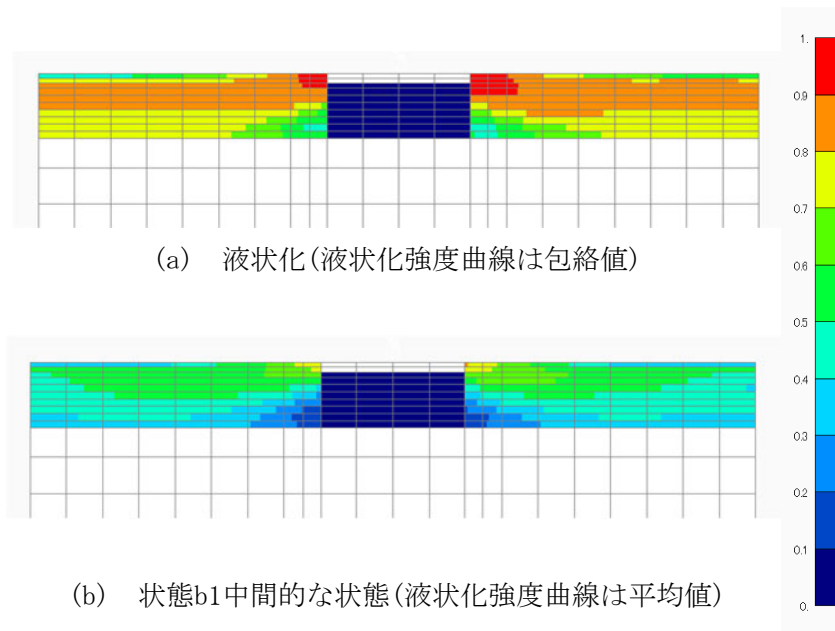
第6.1.2-9図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布(Ss-A)



(a) 液状化(液状化強度曲線は包絡値)

(b) 状態b1中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)

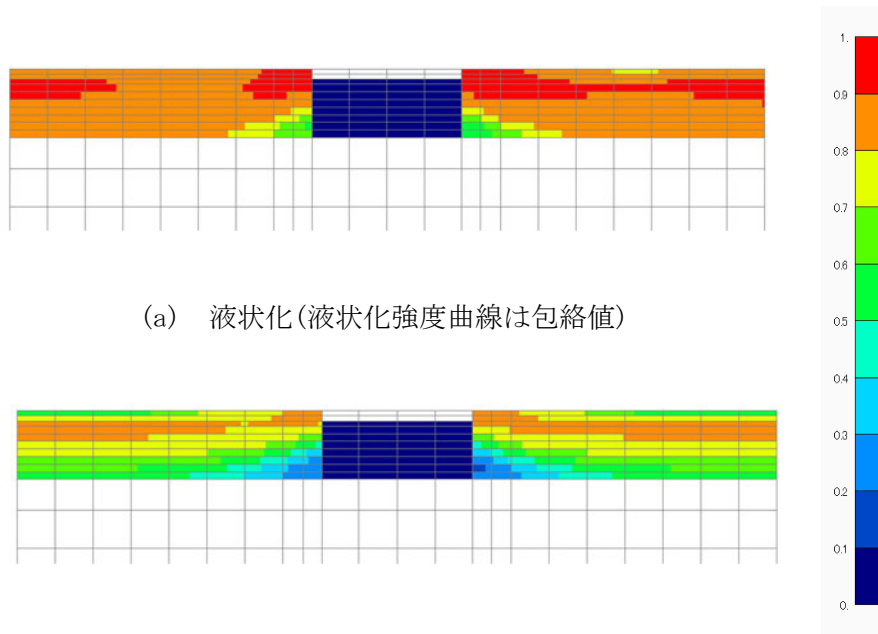
第6.1.2-10図 6.5秒加振後の過剰間隙水圧比分布(Ss-C1)



(a) 液状化(液状化強度曲線は包絡値)

(b) 状態b1中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)

第6.1.2-11図 8.5秒加振後の過剰間隙水圧比分布(Ss-C1)



第6.1.2-12図 最終時刻(20秒加振後)の過剰間隙水圧比分布(Ss-C1)

(4) まとめ

液状化、非液状化及び2つの中間状態(b1, b2)において、それぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、地震波がSs-Aの場合には、いずれの地震荷重も【液状化】で概ね最大となることを確認した。

一方、Ss-C1では、一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態b1】(液状化状態を抑制した場合)で大きくなった。

6.1.3 基準地震動全波による確認結果(応答値)

設計に影響を与える代表波のうち、Ss-C1において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、さらに、他の地震動に対しても検討を実施した。基準地震動全波に対する中間状態における応答値比較を第6.1.3-1図、第6.1.3-2図に示す。

確認する応答値は、以下の応答値とする。

- ・層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)
- ・屋根部の付加曲げモーメント
- ・屋根部の鉛直加速度
- ・基礎梁上端の水平・鉛直加速度
- ・改良地盤の変形量
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ

なお、検討条件については、6.1.1項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(N-S断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)に加え、地震動にSs-B1, Ss-B2, Ss-B3, Ss-B4, Ss-B5, Ss-C2, Ss-C3, Ss-C4を追加する。

比較の結果、応答値は概ね【液状化】及び【非液状化】が最大となった。中間状態においてSs-C1の【状態b1】の改良地盤の変形量で応答値が大きくなったものの、その変形量の差は小さく同等程度であった。

また、各状態間の比較で中間状態の応答値が支持架構の層せん断力、改良地盤の変形量において若干大きくなったSs-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)について6.1.4項及び6.1.5項で詳細に分析する。なお、これらの応答値は基準地震動全波で最大ではなく、部材設計へのインプット値に影響は与えない。

各応答値の結果は以下の通りである。

(1) 層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)

層せん断力が最も大きいのはSs-C1の【液状化】である。他の地震動においても、それぞれの状態間の差はわずかではあるが概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-B4, Ss-C3(EW)では【状態b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を6.1.4項(2)及び6.1.5項に後述する。

(2) 屋根部の付加曲げモーメント

屋根部の付加曲げモーメントが最も大きいのはSs-Aの【液状化】である。比較的応答の大きいSs-C3(NS)やSs-C4(NS)においても、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、Ss-C1を除いて応答値は【液状化】で最大となっている。

(3) 屋根部の鉛直加速度

屋根部の鉛直加速度が最も大きいSs-C2(EW)において、剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

(4) 基礎梁上端の水平加速度

基礎梁上端の最大水平加速度はSs-C1の【非液状化】で最大であるが、【液状化】との差はごくわずかである。他の地震動においても、それぞれの状態間の差はわずかではあるが概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を6.1.5項に後述する。

(5) 基礎梁上端の鉛直加速度

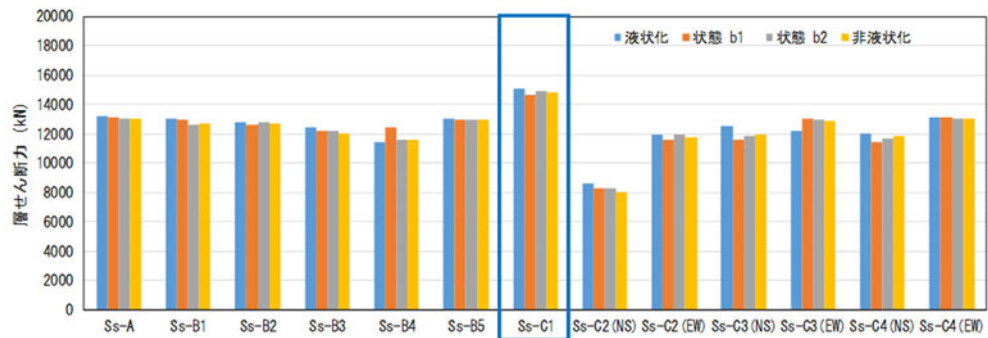
基礎梁上端の鉛直加速度が最も大きいSs-B3において、剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

(6) 改良地盤の変形量

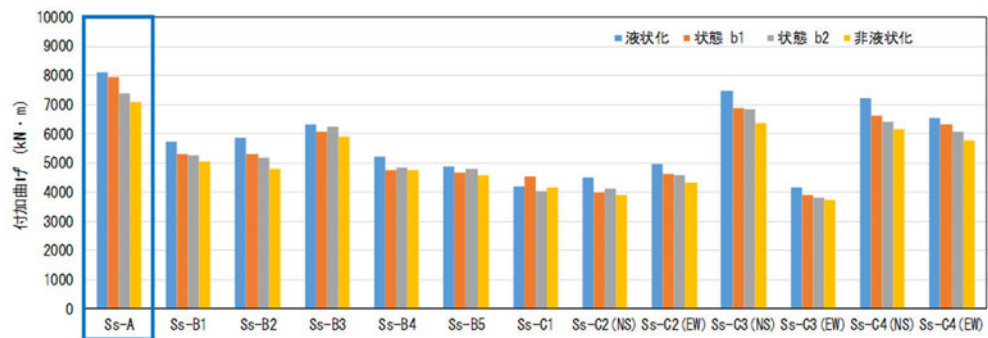
改良地盤の変形量が最も大きいのはSs-C1の【状態b1】であるが、【液状化】との差はごくわずかである。Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)も同様であり、その分析結果を6.1.4項(3)に後述する。

(7) 座屈拘束ブレースの軸ひずみ

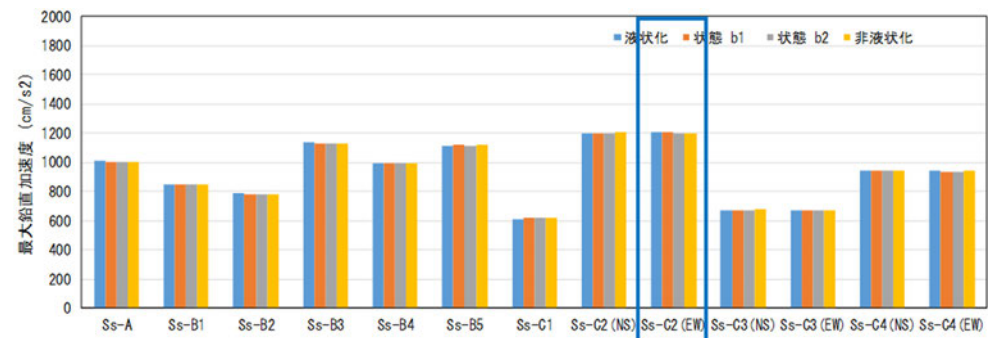
座屈拘束ブレースの軸ひずみが最も大きいのはSs-C1の【液状化】である。他の地震動においてもSs-C1同様、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を6.1.5項に後述する。



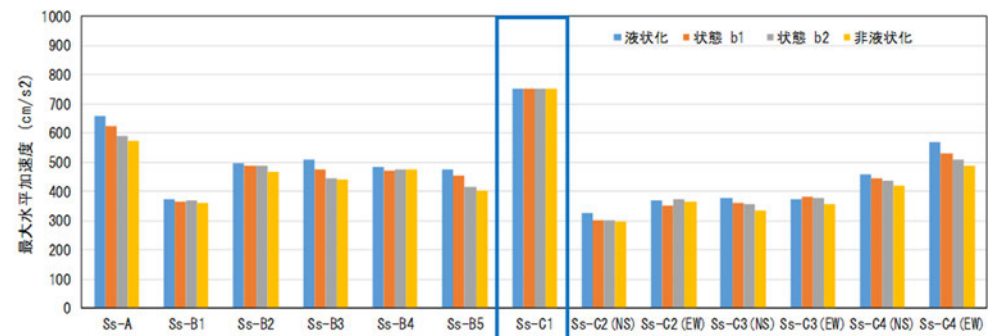
層せん断力



屋根部の付加曲げモーメント

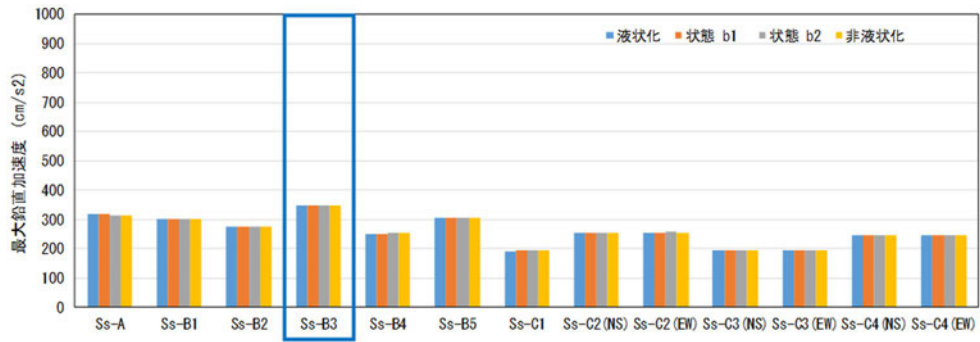


屋根部の鉛直加速度

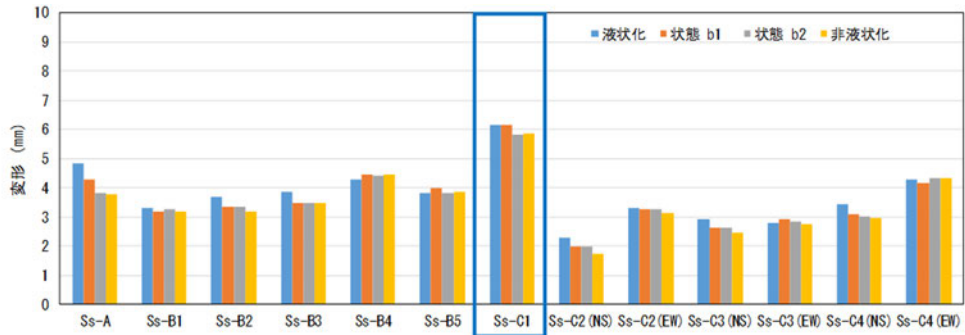


基礎梁上端の水平加速度

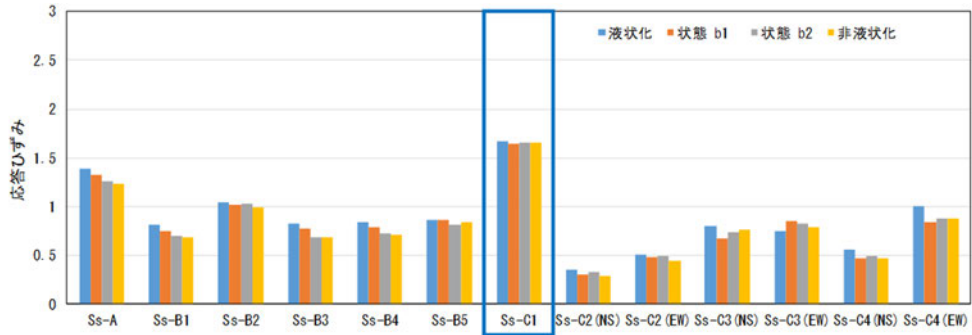
第6.1.3-1図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較
(青枠が各項目の最大値)



基礎梁上端の鉛直加速度



改良地盤の変形量



座屈拘束ブレースの軸ひずみ

第6.1.3-2図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較
(青枠が各項目の最大値)

6.1.4 考察

6.1.3項では基準地震動全波において応答値の比較を行った。本項ではこれらのうち、【状態b1】が他の状態よりも大きくなった地震動について考察を行う。特に代表波であるSs-C1については全ての応答値についてさらなる分析を行う。

(1) 加速度応答スペクトルに基づく分析

層せん断力において、Ss-B4, Ss-C3(EW)の【状態b1】が他の状態に比べ最大になった。

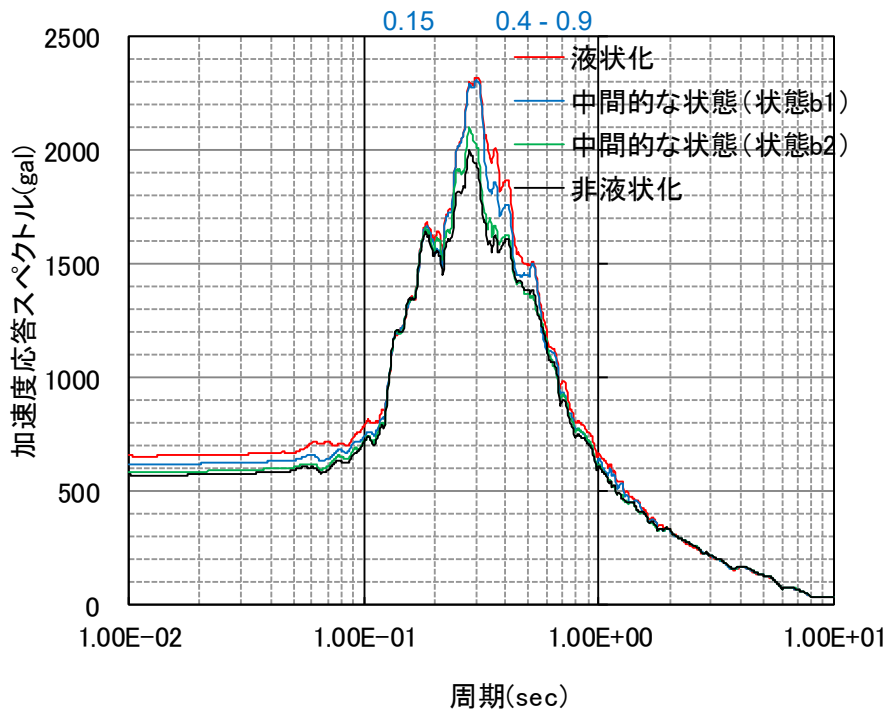
本項ではこの要因について、支持架構の周期と入力の関係进行分析するため、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを用いる。なお、代表波であるSs-A及びSs-C1についても同様に分析する

支持架構の応答値に直接影響する基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルについて、Ss-A, Ss-C1, Ss-B4及びSs-C3(EW)を対象に比較・分析を行った。第6.1.4-1図～第6.1.4-4図に基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを示す。

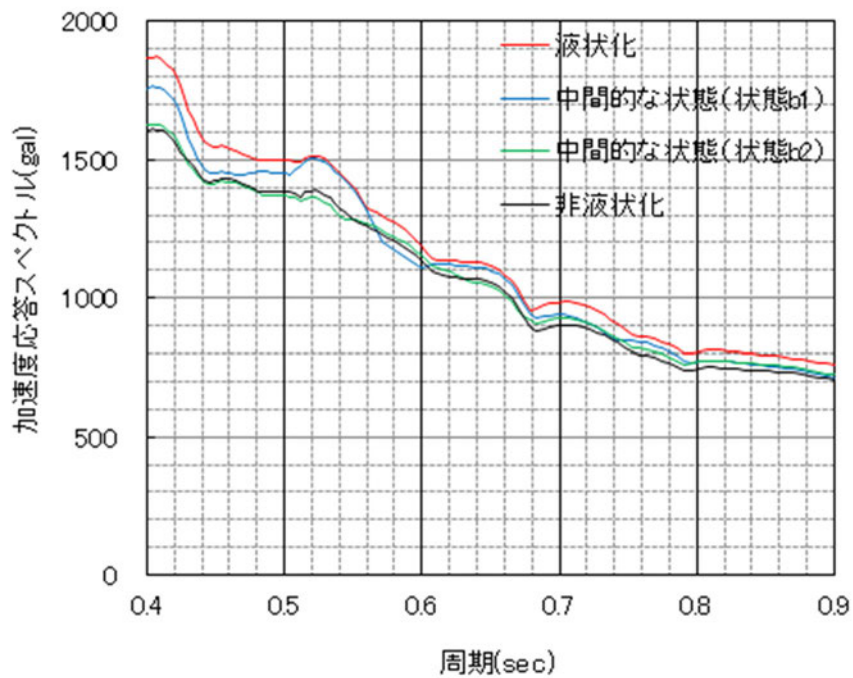
加速度応答スペクトルでは、一般的に、液状化すると加速度は長周期化するが、短周期側では非液状化時が最大となる傾向がある。支持架構の一次周期である0.4-0.9秒の範囲においては、上記の4つのいずれの地震波についても概ね液状化状態が大きくなっている。

一方、支持架構の二次周期である0.15秒付近においては、Ss-Aでは地盤状態による応答はほぼ同等なのに対して、Ss-C1, Ss-B4及びSs-C3(EW)では液状化以外の状態が大きくなっている。

このような周期帯ごとの地盤状態による地震荷重の大小関係の変化は、加速度応答スペクトル上での高次モードの小さい山が、地盤剛性の変化に伴うわずかな周期特性のシフトにより移動し、結果的に液状化時を上回る形で加速度応答スペクトルに現れたことが要因の一つと考えられる。

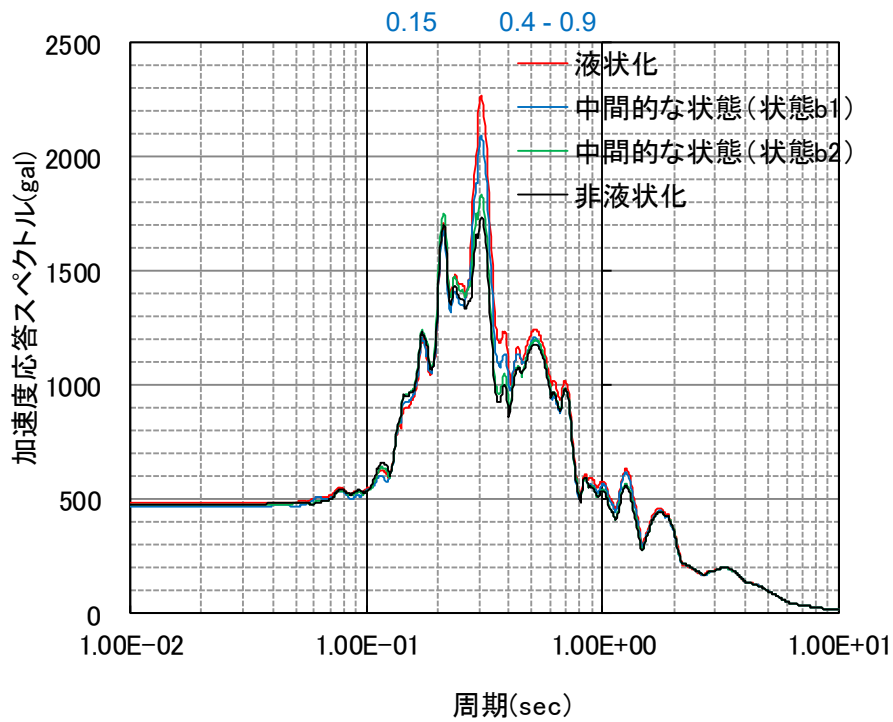


(a) 全体

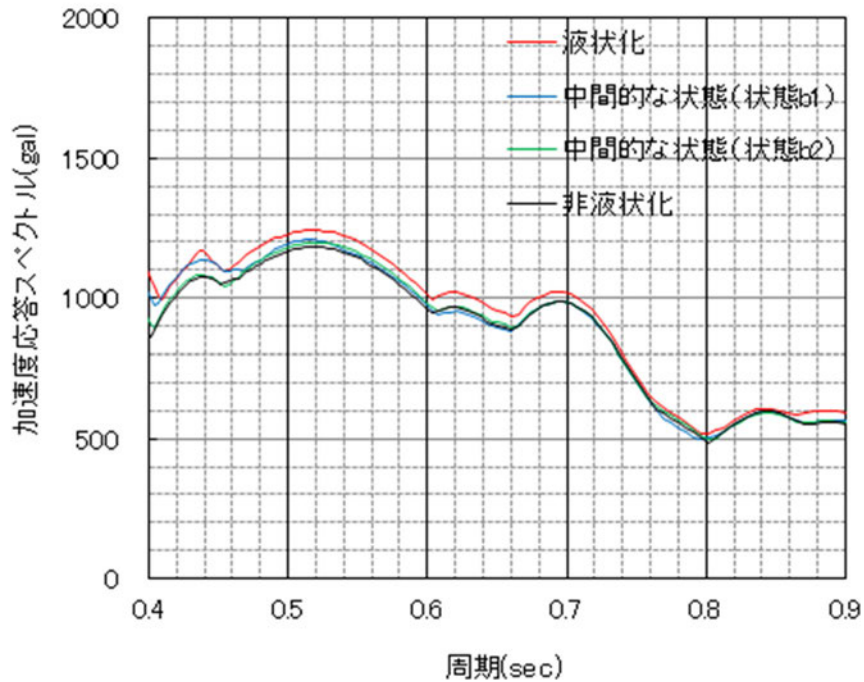


(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.4-1図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-A)

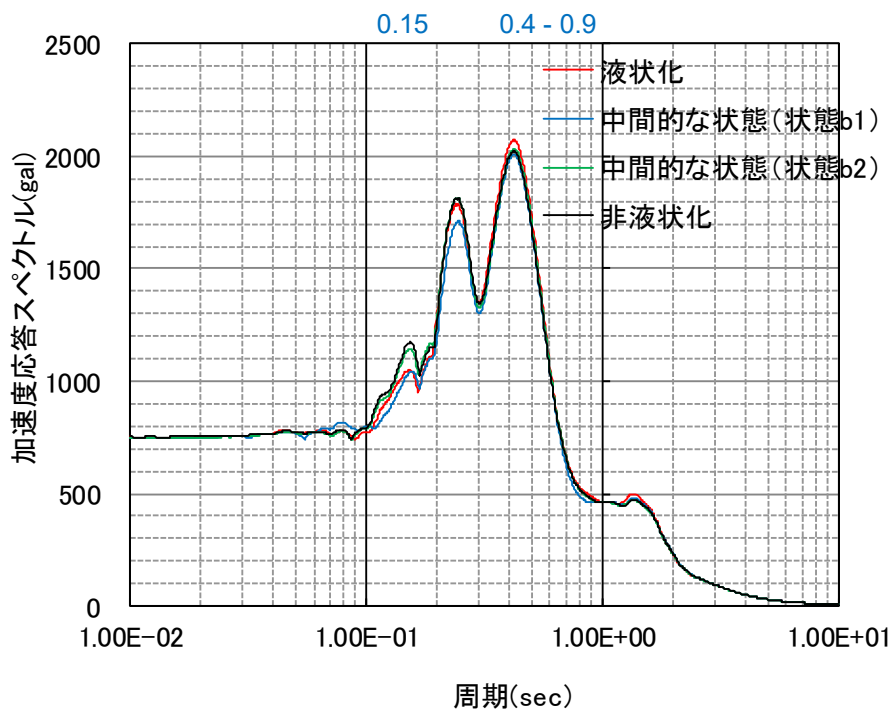


(a) 全体

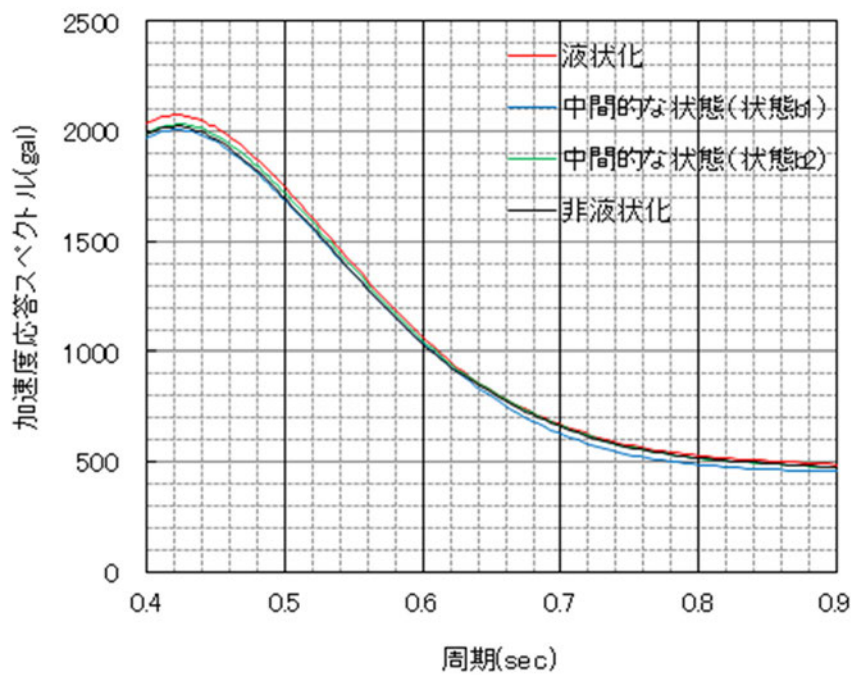


(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.4-2図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-B4)

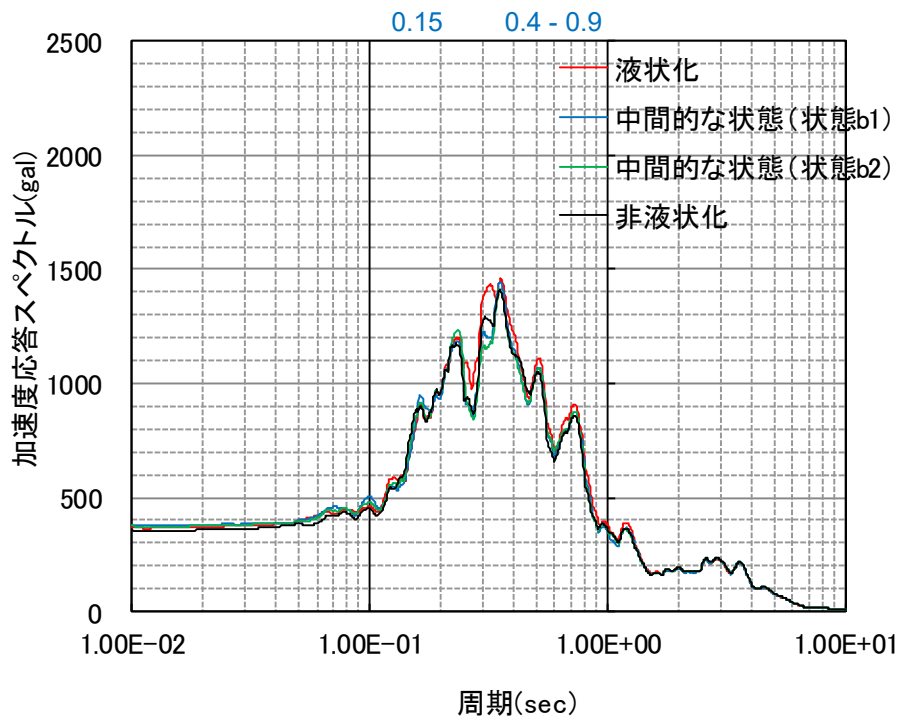


(a) 全体

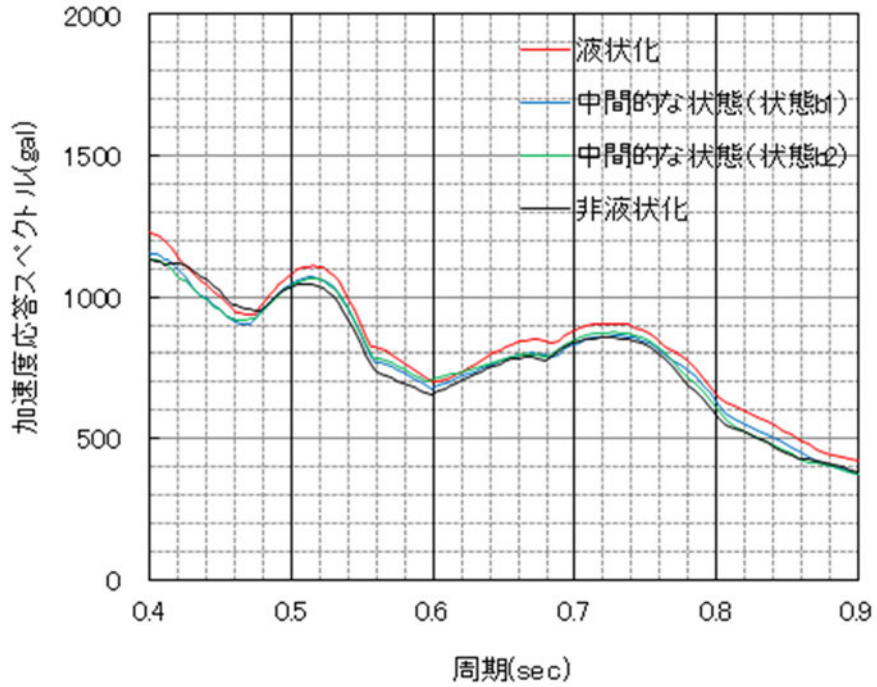


(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.4-3図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C1)



(a) 全体



(b) 拡大(周期0.4~0.9秒)

第6.1.4-4図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C3(EW))

(2) 時刻歴波形に基づく分析

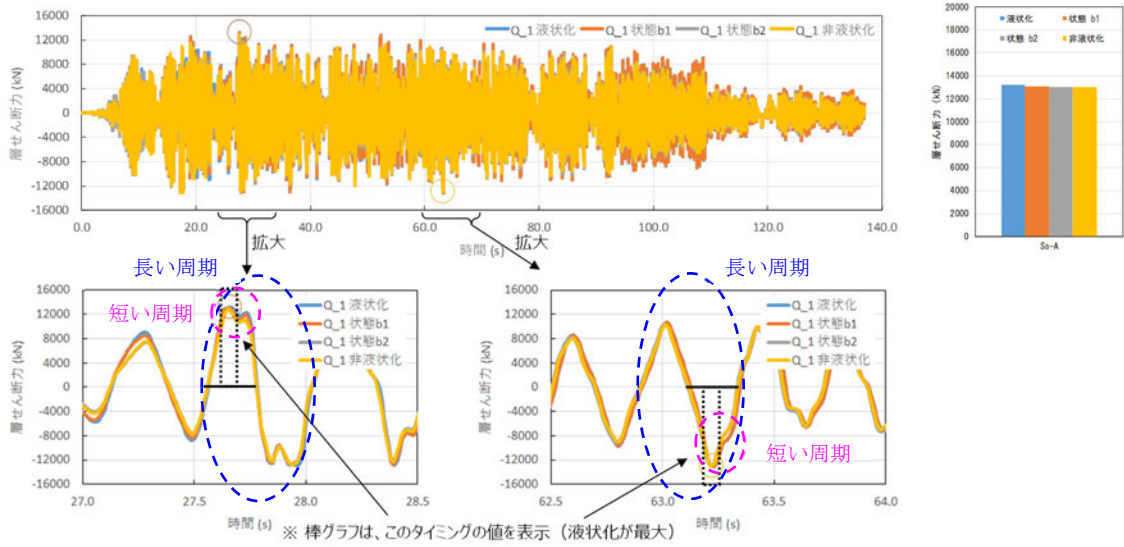
(1)において、支持架構の応答を基礎梁上端の加速度応答スペクトルにより傾向分析した。

本項では、応答を詳細に分析するため、層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)の時刻歴波形を用いる。

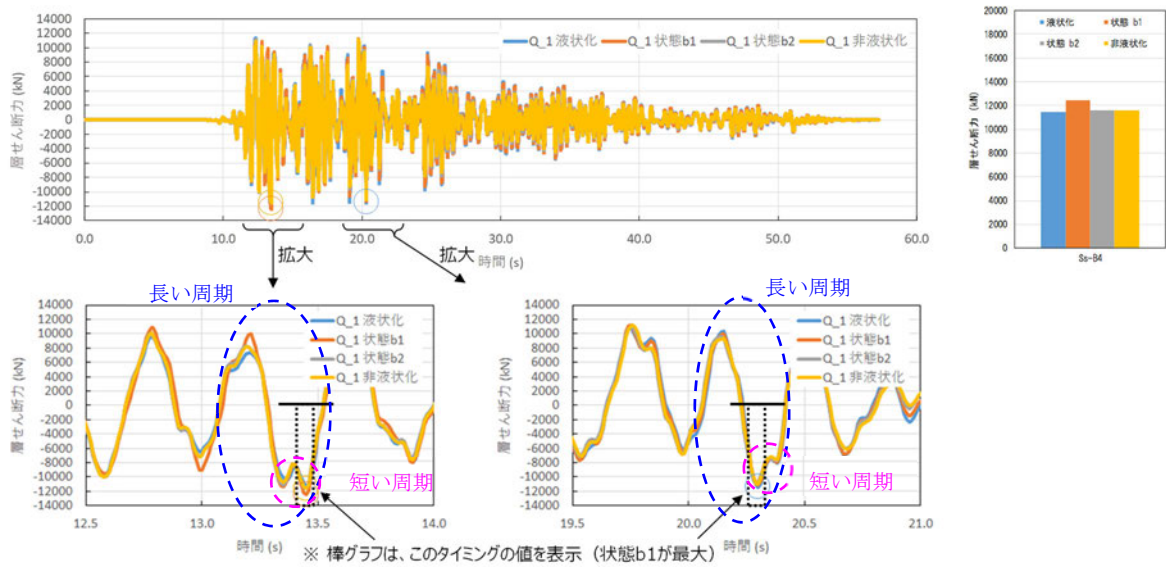
第6.1.4-5図～第6.1.4-8図にSs-A, Ss-B4, Ss-C1及びSs-C3(EW)の層せん断力の時刻歴を示す。

長い周期の変動においては概ね【液状化】が大きくなっているが、その長い周期の変動に時折短い周期の変動が重なり、【液状化】、【非液状化】、【状態b1】、【状態b2】のいずれの振幅が最大となるかは時間によって変化していることが確認された。ピーク値が発生する時間断面では、Ss-B4及びSs-C3(EW)の場合は【状態b1】が、Ss-A及びSs-C1の場合は【液状化】が最大となっている。

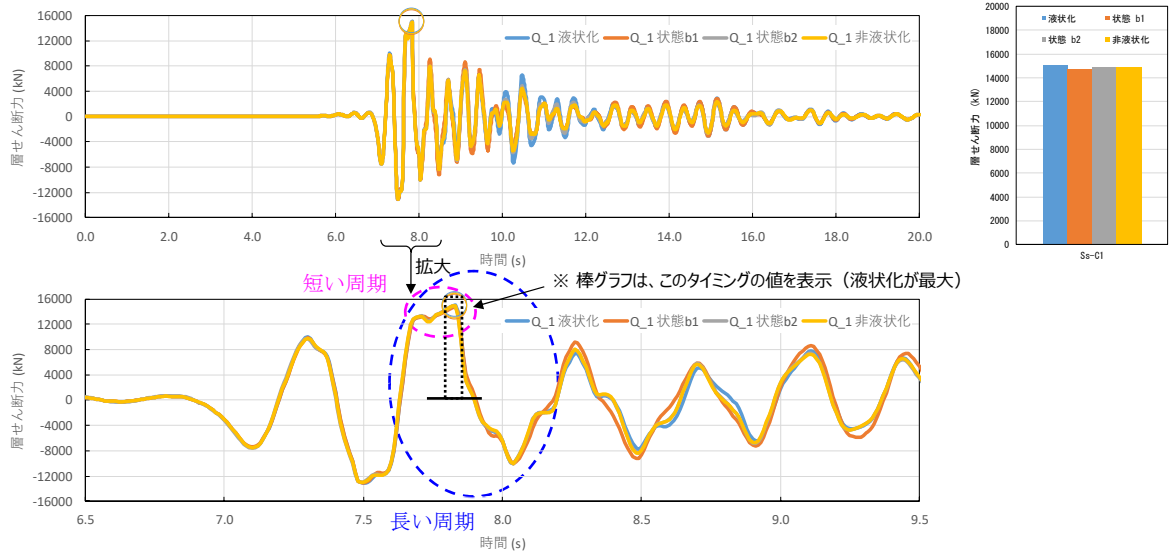
時刻歴における短い周期の変動は高次モードに起因するものであり、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、短い周期の凸が長い周期の凸に重なることにより、最大荷重の発生時刻において中間状態が最大となったものと考えられる。例えば、第6.1.4-5図より、Ss-Aで【液状化】の最大層せん断力は27.5s～28.0sに青の丸で示す長い周期の波の山とピンクの丸の短い周期の波が重なり、その両者が合成された波でピークが発生しているのがわかる。これらの挙動は前述した「(1) 加速度応答スペクトルに基づく分析」で述べたように加速度応答スペクトル上での高次モードの小さい山が、地盤剛性の変化に伴うわずかな周期特性のシフトにより移動し、結果的に液状化時を上回る形で加速度応答スペクトルに現れたことが要因の一つと考えられる。



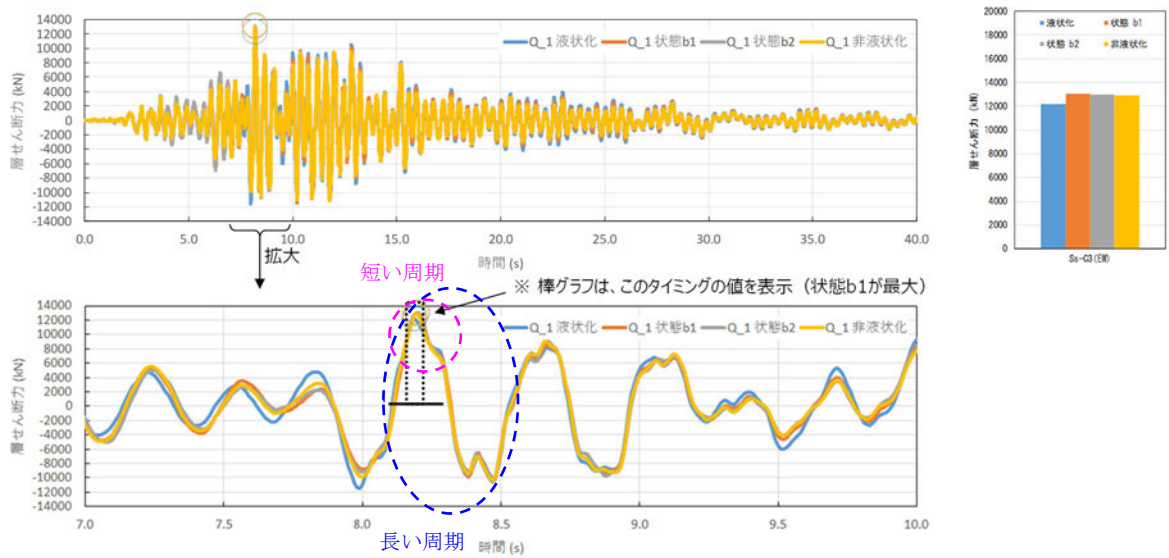
第6. 1. 4-5図 Ss-Aの層せん断力の時刻歴



第6. 1. 4-6図 Ss-B4の層せん断力の時刻歴



第6. 1. 4-7図 Ss-C1の層せん断力の時刻歴



第6. 1. 4-8図 Ss-C3 (EW)の層せん断力の時刻歴

(3) 改良地盤の変形量に係る分析

改良地盤の変形量において、S_s-B4, S_s-B5, S_s-C1, S_s-C3(EW)の【状態b1】が【液状化】及び【非液状化】の状態に比べ差は小さいものの、最大になった。

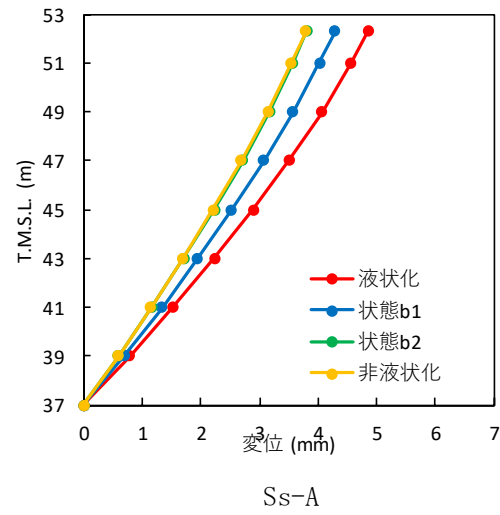
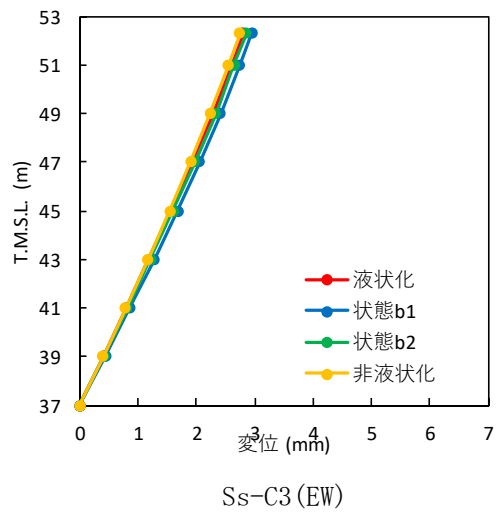
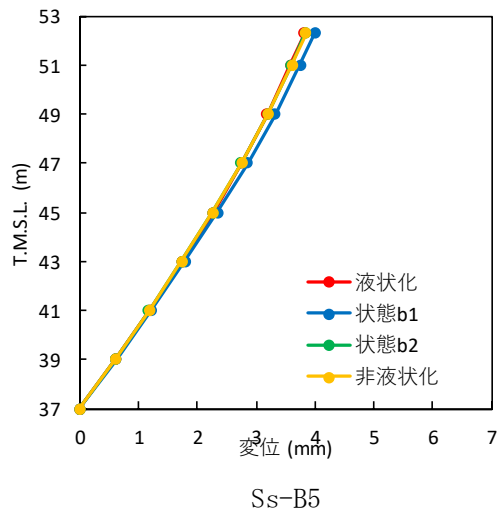
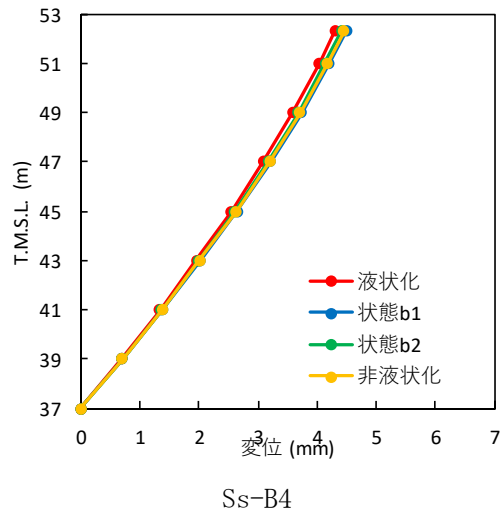
本項ではこの変形量について、改良地盤の変形量の深さ方向の分布を比較としてS_s-Aとともに示し、詳細に分析する。代表波であるS_s-C1については、「(4) S_s-C1の応答値に関する分析」にて後述する。

液状化，非液状化及び中間状態について比較した改良地盤の変形量の深さ方向の分布を第6.1.4-9図に示す。

地盤剛性の各状態における改良地盤の変形量はS_s-B4で最大0.18mmの差異であり，せん断ひずみに換算すると0.18mm/改良地盤高さ18m=0.001%と微小である。改良地盤高さ全域においても同様に各状態間の値は同等程度である。

また，S_s-B5, S_s-C3(EW)についても同様に差は小さく，部材設計への影響は軽微である。なお，S_s-Aと比較するとこれらの変動は小さい。

S_s-C1についても後述する「(4) S_s-C1の応答値に関する分析」のとおり，上記のS_s-B4, S_s-B5, S_s-C3(EW)と同様に差は小さいことを確認している。



第6.1.4-9図 改良地盤の変形量の深さ方向の分布

(4) S_s-C1の応答値に関する分析

設計において支配的な波であるS_s-C1において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、更なる分析を実施する。

第6.1.4-10図にS_s-Aの加速度時刻歴波形を、第6.1.4-11図にS_s-C1の6.5秒～8.5秒の加速度時刻歴波形から作成した基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを、第6.1.4-12図にS_s-C1の改良地盤の変形量の深さ方向の分布を、第6.1.4-13図にS_s-C1の基準地震動の時刻歴波形を、第6.1.4-14図にS_s-C1、S_s-Aの最終時刻の過剰間隙水圧比分布を示す。

a. 全体に対する考察

S_s-C1の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、S_s-Aと異なり基準地震動の水平加速度応答スペクトルと卓越周期が一致する。これはS_s-C1波の特性であり6.5～8.5秒付近のパルスにより基準地震動の水平加速度応答スペクトルの傾向がそのまま基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルに現れたと考えられる(第6.1.4-11図参照)。

S_s-C1とは異なる結果となったS_s-Aでは継続時間が長く、繰り返し大きな振幅が入力され、埋戻し土の剛性変化の影響が顕著に表れる地震動であり、周期特性の変化として基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルに影響したと考えられる。

b. 支持架構の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、設計上クリティカルとなる支持架構の周期帯で【液状化】が最大となっており、この傾向が層せん断力、座屈拘束ブレースの軸ひずみに表れている。

c. 基礎梁の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、短周期において【非液状化】が最大となる傾向がある。これは液状化すると加速度は長周期化するためである。一方で、短周期においては【非液状化】の応答が大きくなる可能性もあるという結果であり、応答値の1つである基礎梁上端の最大水平加速度においては、【液状化】のみでなく【非液状化】の応答値も考慮する必要があることがわかる。

d. 改良地盤の変形量

改良地盤の変形量は、【非液状化】と【状態b2】が同等であり、【液状化】と【状態b1】が同等の結果である。

これは地盤剛性の変化による影響であり、この傾向は、改良地盤高さ全域において同様の傾向である(第6.1.4-12図参照)。

改良地盤の変形量については、【液状化】を考慮することで保守的な応答評価が可能である。

e. 屋根部の付加曲げモーメント，屋根部の鉛直加速度

屋根部の付加曲げモーメント，屋根部の鉛直加速度について，【状態b1】が最大となった理由は，地震動に非対称性があるため(第6.1.4-13図参照)，埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となった影響により(第6.1.4-14図参照)，拘束効果と同じ現象(非対称性によるロッキング)が発生したことが原因の1つの可能性がある。

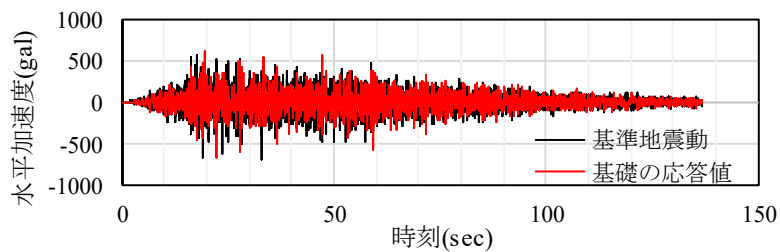
拘束効果と同じ現象が生じていることを確認するために，基礎梁上端の鉛直加速度時刻歴により改良地盤の左右端の鉛直加速度に差があるかを確認する。

また，左右端の鉛直応答の差が回転応答に影響を与えることが考えられることから回転応答についても分析する。回転応答に影響を与える屋根部の付加曲げモーメントは支持架構の脚部である基礎梁上端の回転挙動が影響すること，基礎梁は周辺地盤による拘束効果が直接作用することから，基礎梁上端の回転角加速度応答スペクトル及び回転角加速度時刻歴により分析する。

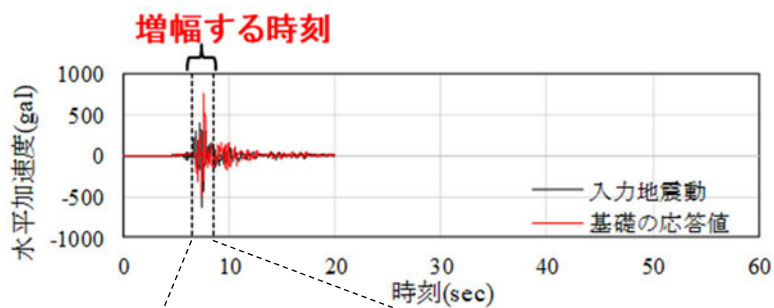
第6.1.4-15図に基礎梁上端の鉛直加速度時刻歴を，第6.1.4-16図に基礎梁上端の回転角加速度応答スペクトル及び回転角加速度時刻歴を示す。

第6.1.4-15図より，【状態b1】の左右の基礎梁上端の鉛直加速度の差が【液状化】よりも大きく，拘束効果と同じ傾向が確認された(左端で最大値が発生した時刻の鉛直加速度の差は【液状化】で 225cm/s^2 ，【状態b1】で 252cm/s^2)。また，時刻歴の最大値が発生したピークより，【状態b1】の応答が【液状化】より大きく，鉛直応答の差が回転応答に影響を与えることが考えられる。第6.1.4-16図より，基礎梁上端の回転角加速度応答スペクトルのZPA及び基礎梁上端の回転角応答加速度時刻歴の最大値の比較により，若干ではあるが【液状化】に比べ，【状態b1】が大きくなっているのがわかる。また，基礎梁上端の回転角加速度応答スペクトルを全周期帯で比較すると【液状化】に比べ，【状態b1】は短周期側にシフトしており，【状態b1】においては拘束効果の影響が表れているのがわかる。

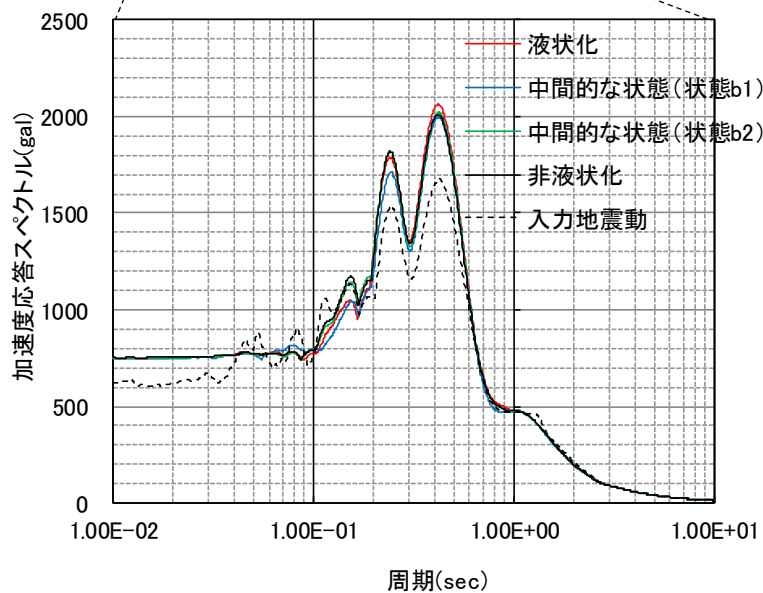
屋根部の最大鉛直加速度，基礎梁の鉛直加速度について地盤の剛性変化による影響は小さい。これは，6.1.3項で前述したように，支持地盤から改良地盤を介し，地震波が軸方向の応答として直接伝わるため，周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考えられる。



第6.1.4-10図 加速度時刻歴波形(Ss-A)

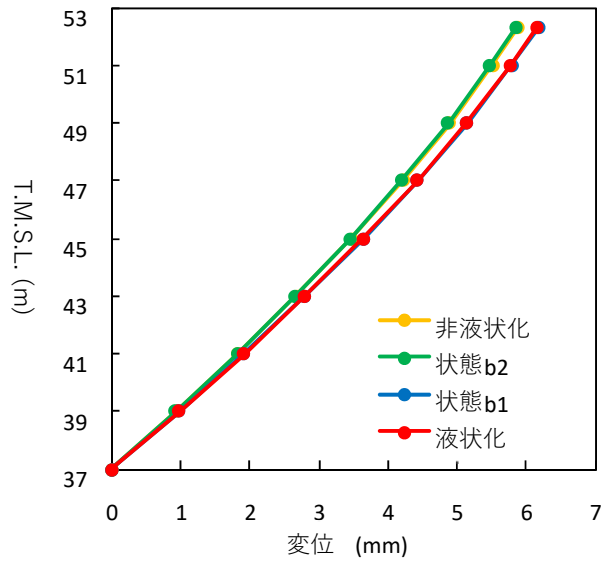


(加速度時刻歴波形)



(スペクトル比較)

第6.1.4-11図 6.5秒から8.5秒の加速度時刻歴波形から作成した基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C1)



第6.1.4-12図 改良地盤の変形量の深さ方向の分布 (Ss-C1)

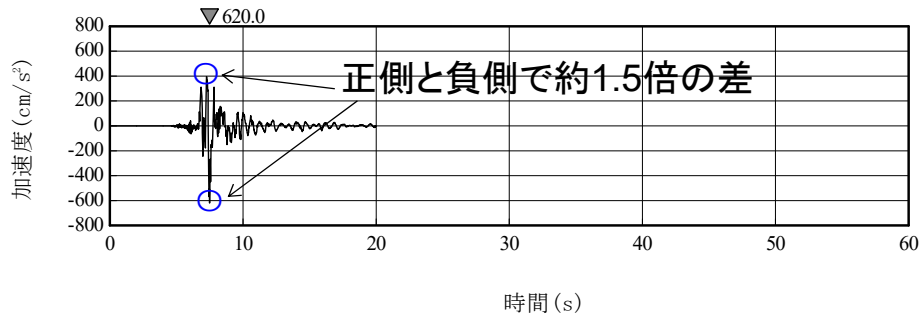
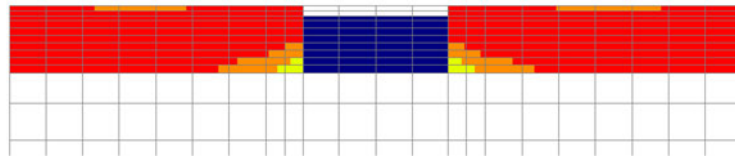
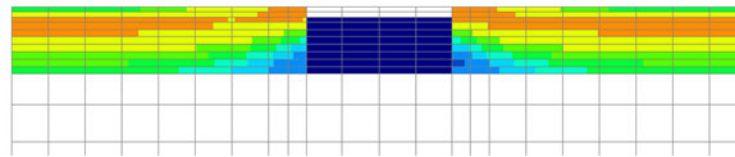


図6.1.4-13 基準地震動の時刻歴波形(Ss-C1)

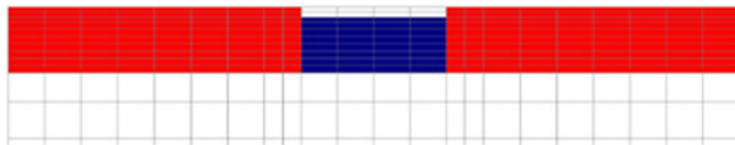


Ss-A

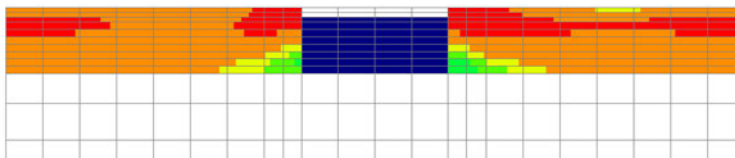


Ss-C1

(a) 【状態b1】



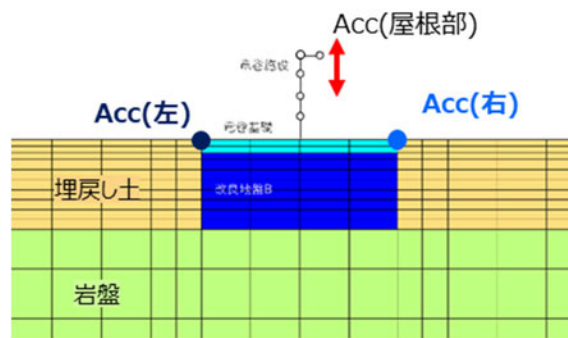
Ss-A



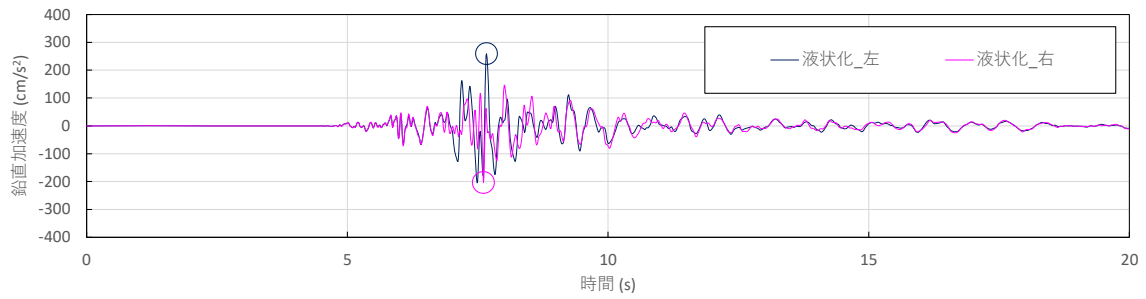
Ss-C1

(b) 【液状化】

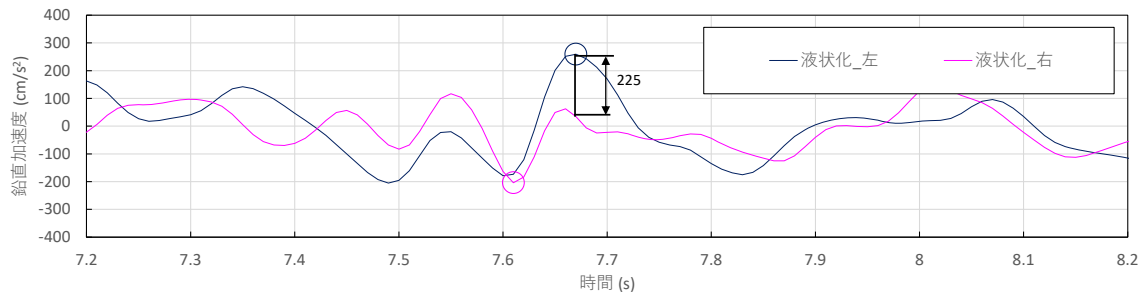
第6.1.4-14図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布



(a) 解析モデル図(設計モデル)



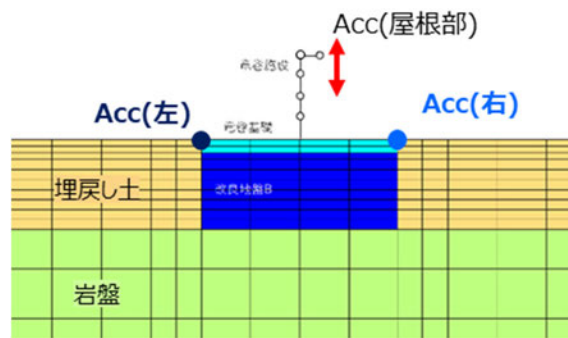
(b) 加速度時刻歴図



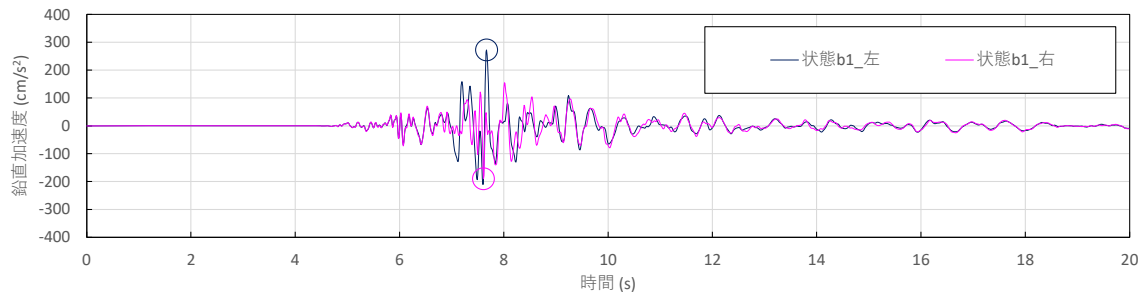
(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

※ 応答値は, EW方向のSs-C1の値

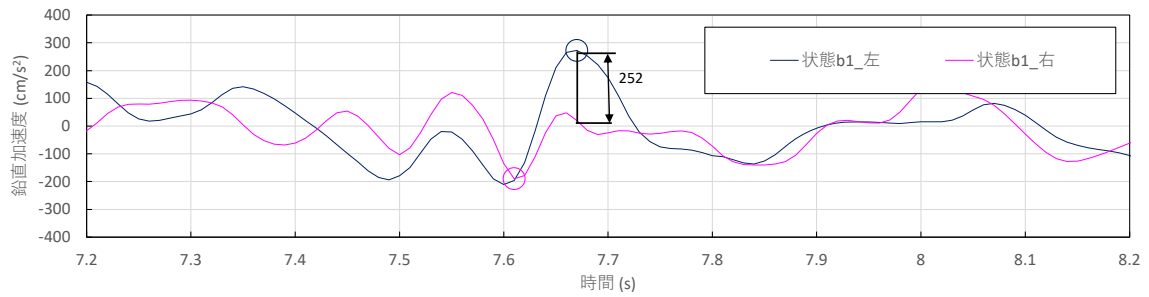
第6.1.4-15図 基礎梁上端の鉛直加速度の比較(1/2)



(a) 解析モデル図(設計モデル)



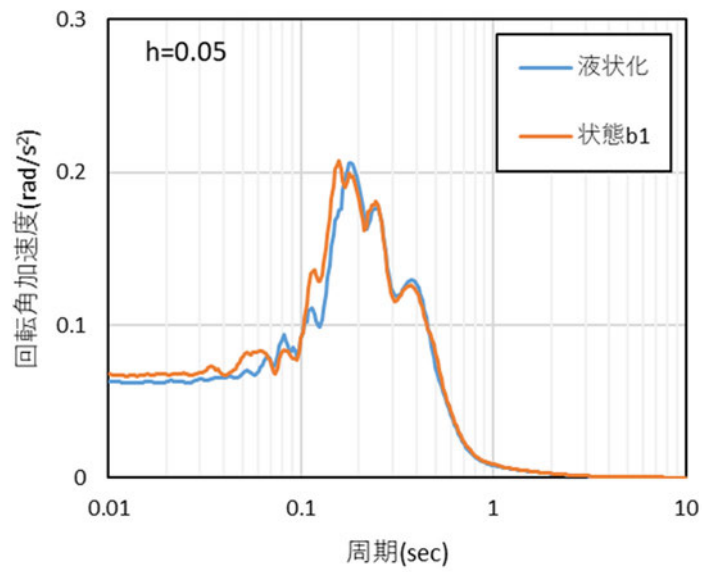
(b) 加速度時刻歴図



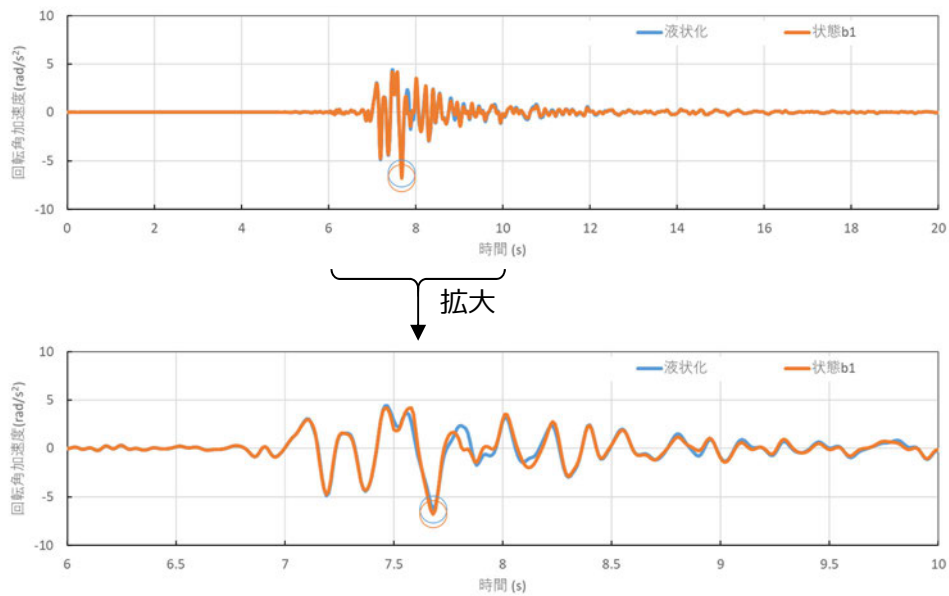
(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

※ 応答値は, EW方向のSs-C1の値

第6. 1. 4-15図 基礎梁上端の鉛直加速度の比較 (2/2)



(a) 応答スペクトル



(b) 応答時刻歴

第6.1.4-16図 Ss-C1の基礎梁上端の回転角加速度のスペクトル及び時刻歴

(5) まとめ

(1), (2), (4) のとおり地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となる要因を分析したところ、次の3つの要因が影響している可能性が考えられる(地盤剛性の中間状態の改良地盤の変形量については(3)のとおりに【液状化】・【非液状化】と同等であることを確認している。)

- ①「長周期の波」と「短周期の波」が合成されるタイミングで、中間状態が大きくなる。
- ②地盤剛性の変化に伴い、わずかに周期がずれている高次モードが励起され中間状態が大きくなる。
- ③Ss-C1は非対称性により、わずかではあるがロッキング影響が生じた。

特に上記の①及び②については、中間状態で地震荷重が大きくなった地震動においてはその傾向が現れており、これらの複合的な影響で(主要因の特定と定量的な評価は困難)中間状態が大きくなったものと考えられる。

このことは、Ss-Aを始め、他の地震動でも起こりうると考える。

このことから中間状態で応答値が大きくなったSs-B4, Ss-C3(EW)について、代表波とともに、6.1.5項において地盤状態による地震荷重の大小関係の現れ方を確認するため追加検討を行う。

6.1.5 考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)

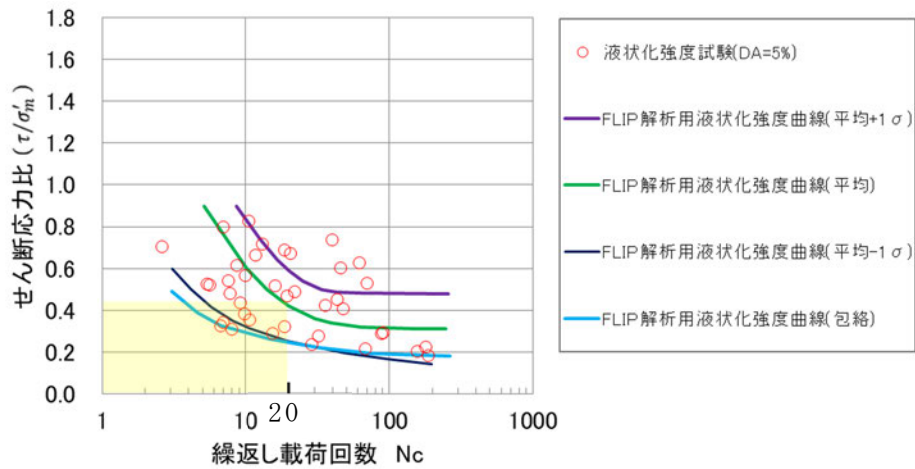
地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となった地震動について、地盤状態による地震荷重の大小関係の現れ方の規則性を確認するため、特に【状態b1】近傍の中間状態に着目して【状態b3】(【液状化】と【状態b1】との中間)及び【状態b4】(【状態b1】と【状態b2】との中間)の2つの中間状態を追加設定し、対象の地震動として複数の地震荷重で中間状態が最大となった地震動S_s-B4及びS_s-C3(EW), 並びに、水平方向の地震荷重が最大となった地震動S_s-A及びS_s-C1の合計4波を用いて、部材ごとの地震荷重を検討した。

(1) 物性値の設定

【状態b3】、【状態b4】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を第6.1.5-1表に示す。なお、上記【状態b3】、【状態b4】の物性値については第6.1.5-1図の図中の黄色ハッチング部で示す繰り返し回数20回以下を対象に設定している。

【状態b3】 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の -1σ を使用

【状態b4】 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の $+1\sigma$ を使用



注：平均-1σは【状態b3】に，平均は【状態b1】に，平均+1σは【状態b4】に，包絡は【液状化】に対応する。

第6.1.5-1図 中間状態の液状化強度曲線

第6.1.5-1表 埋戻し土の液状化特性の物性値

項目	記号	設定値				単位	
		【状態b3】	【状態b4】	参考【液状化】	参考【状態b1】		
液状化特性	変相角	ϕ_p	34.0	34.0	34.0	34.0	度
	液状化パラメータ	w_1	14.90	60.60	10.30	41.48	-
		p_1	0.5	0.5	0.5	0.5	-
		p_2	1.0	1.0	1.0	1.0	-
		c_1	1.40	6.85	1.81	3.11	-
		S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	-

- w_1 : 液状化特性全体を規定するパラメータ
- p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ
- p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ
- c_1 : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ
- S_1 : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

(2) 確認方法

地盤の剛性変化の応答値への影響は、設計モデルにおいて【非液状化】、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【状態b3】及び【状態b4】において確認する。

確認する応答値は以下の応答値とする。

- ・層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)
- ・基礎梁上端の水平加速度
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ

なお、検討条件については、6.1.1項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)に加え、地震動にSs-B4及びSs-C3(EW)を追加する。解析手法は、【液状化】、【状態b1】、【状態b3】及び【状態b4】は有効応力解析、【非液状化】及び【状態b2】は全応力解析で実施する。

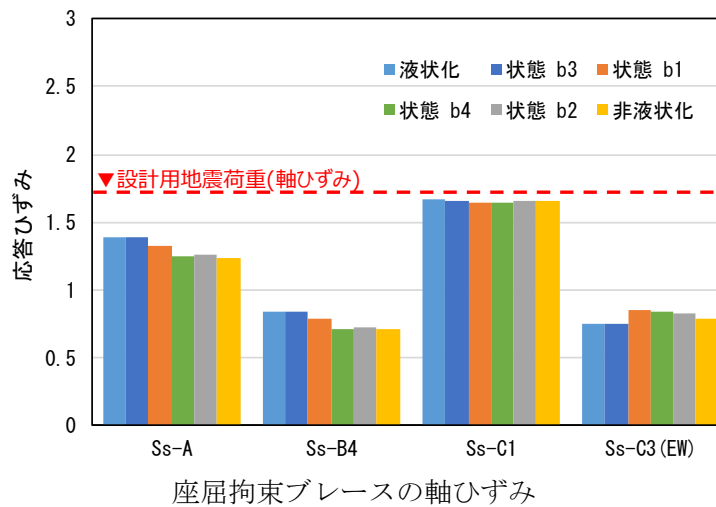
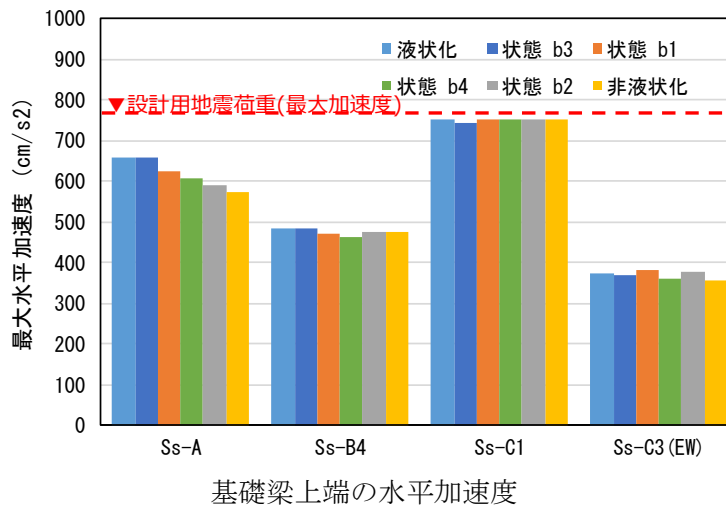
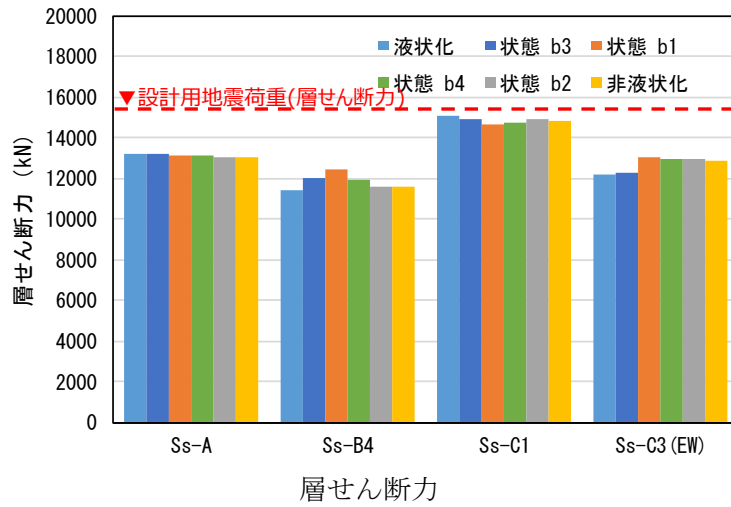
(3) 検討結果

【液状化】が最大とならない，層せん断力，基礎梁上端の水平加速度及び座屈拘束ブレースの軸ひずみに対し，【状態b3】，【状態b4】を含む応答値の比較結果を第6.1.5-2図に示す。

【状態b1】の前後である【状態b3】や【状態b4】においても応答値に予測とは異なる現象が確認できるが，以下のとおり，特異な挙動は確認されていない。

- ・ 地盤剛性の変化に伴う地震荷重の大小関係の現れ方について，一定の規則性は認められず，大小関係の振れ幅も地震荷重に対して十分に小さいことが確認された。また，地震荷重が【状態b1】で最大となるSs-B4及びSs-C3(EW)は【状態b3】，【状態b4】が【状態b1】をさらに上回るような特異な挙動は確認されなかった。
- ・ Ss-A及びSs-C1においては，【液状化】が最大となることから，中間状態については，設計上配慮する必要はない。
- ・ Ss-B4及びSs-C3(EW)では中間状態が最大となるが，設計用地震荷重として採用しないため，部材評価への影響はない。

以上のことから，地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については，当該地震荷重が最大となる他の地震波(【液状化】又は【非液状化】で最大)による荷重が十分に大きく，地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても，地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。



第6.1.5-2図 中間状態における応答値比較(状態b3, b4を含む)

6.2 部材設計への影響確認

6.1項で、Ss-C1の地盤の剛性変化の検証において、「屋根部の付加曲げモーメント」、「屋根部の鉛直加速度」、「改良地盤の変形量」の項目で、【液状化】・【非液状化】以外で同等程度ではあるものの、【状態b1】で最大の応答値となった。

また、6.1項ではSs-C1を含め、地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、地盤剛性の中間状態は設計上支配的でないことを示している。

但し、6.1項では応答値の比較に留まっていたため、本項では設計上支配的な地震波であるSs-C1について、「屋根部の付加曲げモーメント」、「屋根部の鉛直加速度」、「改良地盤の変形量」の応答値が部材の設計に与える影響を確認する。

(1) 屋根部の付加曲げモーメント及び屋根部の鉛直加速度

【状態b1】と【液状化】の応答値の差が小さいこと(6.1.3項参照)かつ、設計において支配的な荷重ではない(5.4.1項参照)。

このことから、「屋根部の付加曲げモーメント」、「屋根部の鉛直加速度」においては中間状態に配慮する必要はない。

(2) 改良地盤の変形量

「改良地盤の変形量」については、杭の設計に用いる地震荷重であるので、杭の設計への影響を【状態b1】と【液状化】の杭に発生する応力の比較により、確認する。

杭の地震荷重は①「改良地盤の変形量」、②「層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)」及び③「基礎梁上端の水平加速度」を組合せた状態で設計する。なお、②「層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)」の最大値は【液状化】、③「基礎梁上端の水平加速度」の最大値は【非液状化】で生じている。

杭に発生する応力を第6.2-1表に示す。

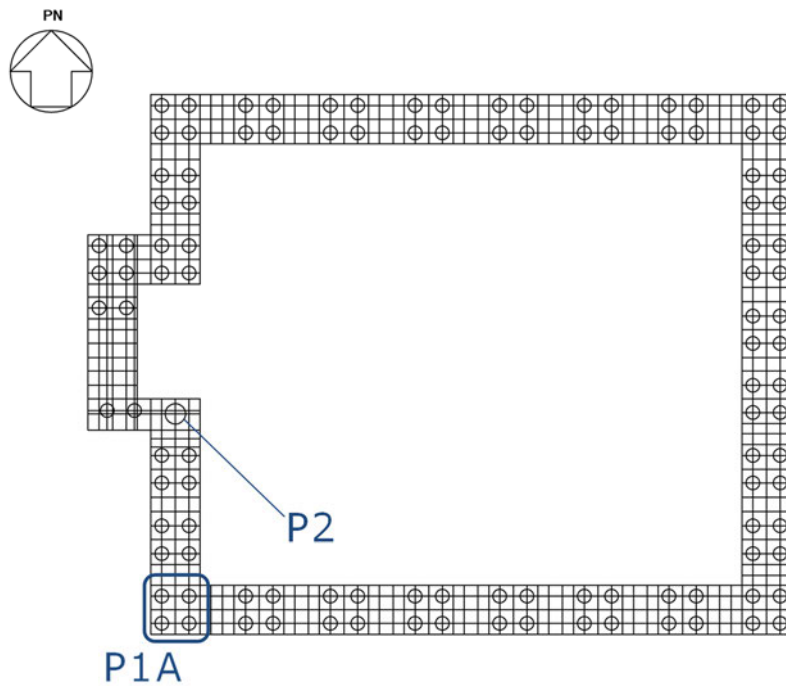
組合せ荷重「①+②+③」の状態では杭に生じる設計応力(せん断力・曲げモーメント)を算定すると、【液状化】にて最大となる。

このことから、「改良地盤の変形量」においては中間状態に配慮する必要はない。

第6.2-1表 杭に発生する応力

検討ケース	P1 (P1A) 杭 (杭径 : 1.0m)		P2杭 (杭径 : 1.5m)	
	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
液状化	445.5	360.4	1439.8	1405.4
状態 b1	444.8	359.8	1437.6	1402.2
液状化 / 状態b1	1.002	1.002	1.002	1.003

※ 杭の配置図を第6.2-1図に示す。



注記 : その他はすべてP1

第6.2-1図 杭の配置図

6.3 地盤剛性の変化の影響のまとめ

【液状化】、【非液状化】及び2つの中間状態(【状態b1】、【状態b2】)において、それぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、地震波がS_s-Aの場合には、いずれの地震荷重も【液状化】で概ね最大となることを確認した。

一方、S_s-C1では、一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態b1】(液状化状態を抑制した場合)で最大となったことを踏まえ、S_s-A及びS_s-C1以外の地震波に対しても中間状態を含めた部材ごとの地震荷重を求め、他にも同様の現象が生じていないか確認した。

基準地震動全波を対象として部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね【液状化】において最大となった。【液状化】以外の状態で最大となった場合も、【液状化】との差はごくわずかであった。

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。

以上のことから、【液状化】と【非液状化】との間の中間状態については、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無く、【液状化】又は【非液状化】の状態で評価できることを確認した。

7. 設計モデルの総合的な検証
第7-1表に各項の構成を示す。

第7-1表 各項の構成

項	説明内容
7.1 検証の方針	<ul style="list-style-type: none"> ・設計モデルで保守性を与えた3つの項目について総合的な検証の方針を示した。 ・検証するにあたり，合理化した確認項目及び保守性の項目に対して実態に即し総合的かつ詳細にモデル化したモデルを構築した。
7.2 検証用モデルの妥当性	<ul style="list-style-type: none"> ・上記の検証用に構築するモデルについて妥当性を確認した。
7.3 設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)	<ul style="list-style-type: none"> ・設計モデルで保守性を与えた「拘束効果(水平方向)」に対して検証した。
7.4 鉛直応答への影響	<ul style="list-style-type: none"> ・設計モデルで保守性を与えた「鉛直応答への影響」に対して検証した。
7.5 地盤剛性の変化の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・設計モデルで保守性を与えた「地盤剛性の変化の影響」に対して検証した。
7.6 設計モデルの総合的な検証のまとめ	<ul style="list-style-type: none"> ・7.1～7.5項のまとめを記載した。

7.1 検証の方針

設計モデルは基準地震動全波に対する全応力解析及び有効力解析を地盤物性のばらつきを考慮して網羅的に評価する必要があると考え、解析負荷を軽減するために合理的なモデルを構築した。設定した合理化項目に対し、3章で妥当性を一つ一つ確認した。また、保守性を確保する項目について「拘束効果(水平方向)」及び「地盤剛性の変化の影響」で与え、それぞれ4章で水平応答の保守性、6章において設計で想定している【液化化】、【非液化化】で応答は概ね最大となることを確認した。

但し、保守性を与える項目のうち「拘束効果(水平方向)」は水平方向の応答には保守性を与えるものの、鉛直応答が小さめに評価されるモデルであるため、設計への影響度合いを確認し、設計モデルが部材設計に対し保守性を有していることを確認した(5章)。

しかしながら、これらの合理化した確認項目及び保守性の項目の検証についてはそれぞれで目的に照らし合わせた確認をしたものの、全ての項目の複合的な保守性を確認したものではない。

従って、本章では施設周辺の状況をより細かく実態に即し、総合的かつ詳細にモデル化したモデル(以下、「検証用モデル」という。)を構築し、設計モデルとの比較をすることで、2.1項で示した合理化した項目、2.2項で示した保守性の項目について総合的な検証を実施する。検証用モデルは施設の周辺状況に配慮し、隣接建屋の影響を踏まえた解析モデルとする。なお、検証用モデルのモデル図・諸元等については、参考資料に示す。

(1) 確認方法

検討にあたっては検証用モデルの妥当性確認を行い、そのモデルを用い、設計モデルで保守性を与えた以下の3つの項目について、総合的な検証を行う。なお、それぞれの検討の条件については各項目で示す。

- ・ 拘束効果(水平方向)
- ・ 鉛直応答への影響
- ・ 地盤剛性の変化の影響

7.2 検証用モデルの妥当性

設計モデルの検証用に構築する検証用モデルについて妥当性を確認する。

検証用モデルについては敷地内の状況をより細かくモデル化したものの、観測記録が無いことからシミュレーション解析による検証が出来ない。そのため、モデル構築については、シミュレーション解析で検証された発電炉の解析モデルと検証用モデルのそれぞれの構築プロセスを比較する。また、液状化を想定している埋戻し土の設定については、有効応力解析で用いるFLIPの適用性検討により妥当性を確認する。

(1) 確認方法

検証用モデルの構築プロセスを比較するモデルについては、2次元の有効応力解析によるシミュレーション解析で検証された柏崎刈羽原子力発電所における中越沖地震のシミュレーション解析モデルとする。構築プロセスの確認項目については設計モデルを構築した際のプロセスと同様にモデル諸元、地盤物性、地震時荷重とする。

また、FLIPの適用性検討では、解析で用いている液状化強度曲線がFLIP研究会で示されている事例や先行発電炉におけるFLIPの検証事例の液状化強度曲線の範囲内であることを確認する。

(2) 確認結果

柏崎刈羽原子力発電所における中越沖地震のシミュレーション解析モデルとの比較において、液状化対象層の分布(水平成層)、地盤物性 V_s (剛性)等において特異な差異がなく、先行する発電炉と同様のプロセスにより検証用モデルの構築を行っている。また、解析対象の飛来物防護ネット架構については、対称性が見られ、先行発電炉に比べ施設の配置状況がより単純なものとなっている。

先行発電炉におけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較結果を第7.2-1表に示す。

また、検証用モデルの構築に当たっては、FEMモデルの基本となるモデル化領域及びメッシュサイズについてJEAG4601-1991追補版に基づき設定するとともに、施設の構造や周辺状況を踏まえ、実態に即して周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

当社が設定しているFLIPの液状化強度曲線は、FLIP研究会から示されている事例や先行発電炉におけるFLIPの検証事例において設定されている液状化強度曲線の範囲内であることから、当社の埋戻し土に対してFLIPの適用が可能だと判断した。

また、FLIPによる要素シミュレーションを行い、埋戻し土を対象とした液状化試験との対比を実施した結果、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻し土の設定は液状化試験に比べ液状化しやすい設定であることを確認した。

なお、本検討における構築プロセスの比較及びFLIPの適用性検討の詳細は「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」にて検討している。

以上のとおり、検証用モデルは発電炉と同様のプロセスにより構築されていること及び有効応力解析においてFLIPの適用が可能と判断できることから、検証用モデルを設計モデルの検証に用いることの妥当性を確認した。

第7.2-1表 発電炉におけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較

モデル構築プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解析モデル ⁴⁾)	六ヶ所 (飛米物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図			液状化対象層は埋戻し土のみで構成され(成層), 且つ支持岩盤上部に概ね水平に分布し傾斜は見られず, KKサイトと類似している。また, 図に示す通り六ヶ所の対象施設は対称である ⁴⁾ 。
① モデル諸元	モデル化範囲	護岸近傍の海側エリア	解析対象が異なることから, モデル化範囲は異なるが, 設定根拠は適切である。
	メッシュサイズ	最大周波数20Hz及びびせん断波速度Vsで算定される波長の5又は4分割	施設評価に必要な周波数帯をカバーしていることから妥当である。
	モデル境界	粘性境界を設定することで, 反射波による影響を除去し, 地盤の広がりを考慮	観測記録とも整合するモデルと同様であることから妥当である。
	要素タイプ	平面ひずみ要素	同上
	地盤物性	室内試験などに基づき設定	室内試験などに基づき同様の考え方に基づいて設定し, 物性値に特異な差異がないことから妥当である。 ⁴⁾
② 地盤物性	液状化強度特性	液状化試験に基づき設定 (平均値及び平均-1 σ 相当)	液状化試験に基づき液状化しやすい物性値を設定していることから妥当である。
	支持岩盤	軟岩	液状化しない支持岩盤は平面ひずみ要素でモデル化しており, 地震波の伝播を同様に算定できるところから妥当である。
	③ 地震時荷重	モデル下端に観測記録より得られた, 地震波を入力	支持地盤の伝播特性を反映可能な入力地震の設定がされていることから妥当である。

注記 *1: 第836回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1抜粋

*2: 「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」の「1.5 施設の設定及び周辺状況」参照

*3: 「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」の「1.2 液状化対象層(埋戻し土)の物性値の比較」参照

7.3 設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)

設計モデルにおける「拘束効果(水平方向)」の低下に着目し、設定した各項目について4章において水平応答が保守的となることを確認したものの、5章において周辺構造物をモデル化しない場合には鉛直応答が保守的とならないことを確認している。

これらの確認には、項目ごとに設計モデルの検証用に確認用モデルを設定し、それぞれで確認していることから、検証用モデルと比較しても上記の傾向と同様となることを確認する。なお、周辺構造物の違いによる影響を踏まえ、検討断面の違い、また、液状化層である埋戻し土より直接力が伝わる改良地盤においては有効・全応力解析による応答の違いについても検討する。

(1) 確認方法

設計モデルにおける「拘束効果(水平方向)」の低下に着目し、設定した各項目の妥当性を総合的に確認するため、設計モデルと検証用モデルの応答を比較し、概ね同等又は保守的であることを確認する。

確認する応答は部材の設計で用いる応答値とし、以下の通りとする。

- ・各層の層せん断力
- ・屋根部の付加曲げモーメント
- ・屋根部の鉛直加速度
- ・基礎梁上端の水平加速度
- ・基礎梁上端の鉛直加速度
- ・改良地盤の変形量
- ・座屈拘束ブレースの軸ひずみ

なお、検討条件については4章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力解析)に加え、確認する断面にEW断面を、改良地盤の変形量の深さ方向の分布の比較においては解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

設計モデル(A)と検証用モデル(B)について第7.3-1表～第7.3-4表に応答結果の比較を、第7.3-1図～第7.3-4図に改良地盤の変位分布の比較を示す。なお、比較表は、応答が大きくなる有効応力解析の結果を記載する。

設計モデル(A)と検証用モデル(B)の応答値を比較した結果、設計モデル(A)は水平方向の応答値を保守的に評価する一方で、屋根部の付加曲げモーメント及び屋根部の鉛直加速度は、検証用モデル(B)よりも小さく評価することを確認した。

特に、屋根部の付加曲げモーメントは、設計モデル(A)に対して検証用モデル(B)は最大で2.39倍と増加率が高い。検証用モデルは端部断面と中央断面の2つのモデルがあり、応答値はそれらの包絡値を採用している。端部断面の屋根部の付加曲げモーメントは設計モデル(A)と概ね同等であるが、中央断面の屋根部の付加曲げモーメントが大きな値となっている。中央断面は、MMRを挟んで基礎が2つに分かれ、支持架構を門型としたモデルであり、左右の支持架構の脚部の応答の差により検証用モデルの屋根部の付加曲げモーメントを大きくする要因となっている。ただし、屋根部の付加曲げモーメントが設計へ与える影響度は5.4.1項より、小さいことを確認している。

なお、地盤の剛性変化が直接影響すると考えられる改良地盤の変形量において液化化時(有効応力解析)、非液化化時(全応力解析)による検証用モデル(B)(周辺構造物等を考慮)と設計モデル(A)の差異の傾向は同じであり、拘束効果(水平方向)の検証で液化化時の結果を用いたことの妥当性を確認した。

第7.3-1表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(NS方向)

階層	Ss-A(NS方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9351	0.947	8132	11324	1.393	1008	1067	1.059
3層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS方向)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	580	0.880	317	309	0.976	4.85	3.99	0.822

階層	Ss-A(NS方向)		
	座屈拘束ブレースの 軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.39	1.32	0.949
2層目	0.56	0.51	0.906
1層目	0.33	0.29	0.895

凡例
A：設計モデル
B：検証用モデル
(端部又は中央の最大)

第7.3-2表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-C1(NS方向)

階層	Ss-C1(NS方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10189	0.979	4216	7827	1.857	614	697	1.135
3層目	14230	13969	0.982	-	-	-	-	-	-
2層目	14626	14346	0.981	-	-	-	-	-	-
1層目	15048	14911	0.991	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1(NS方向)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	729	0.969	189	190	1.006	6.15	5.25	0.855

階層	Ss-C1 (NS方向)		
	座屈拘束ブレースの 軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.67	1.61	0.965
2層目	0.94	0.88	0.939
1層目	0.57	0.55	0.965

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部又は中央の最大)

第7.3-3表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(EW方向)

階層	Ss-A(EW方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			屋根部の 付加曲げモーメント (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9892	8897	0.900	9563	12368	1.294	1018	1080	1.061
3層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-
2層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-
1層目	13734	13253	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(EW方向)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	577	464	0.805	319	313	0.983	3.97	2.70	0.681

階層	Ss-A(EW方向)		
	座屈拘束ブレースの 軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.33	1.10	0.831
2層目	0.43	0.30	0.690
1層目	0.37	0.29	0.777

凡例
A：設計モデル
B：検証用モデル
(端部又は中央の最大)

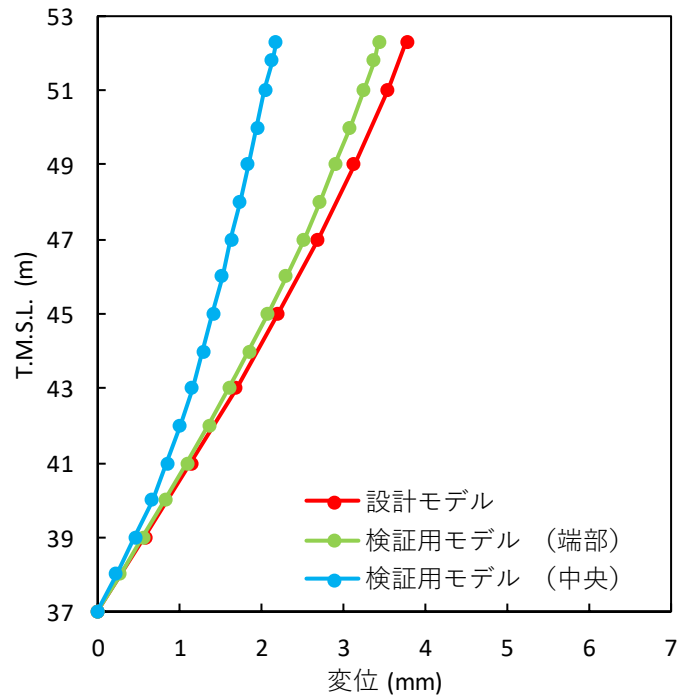
第7.3-4表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-C1 (EW方向)

階層	Ss-C1 (EW方向)								
	各層の 層せん断力 (kN)			屋根部の 付加曲げ (kNm)			屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10879	10384	0.955	3780	9015	2.386	586	768	1.312
3層目	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2層目	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1層目	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

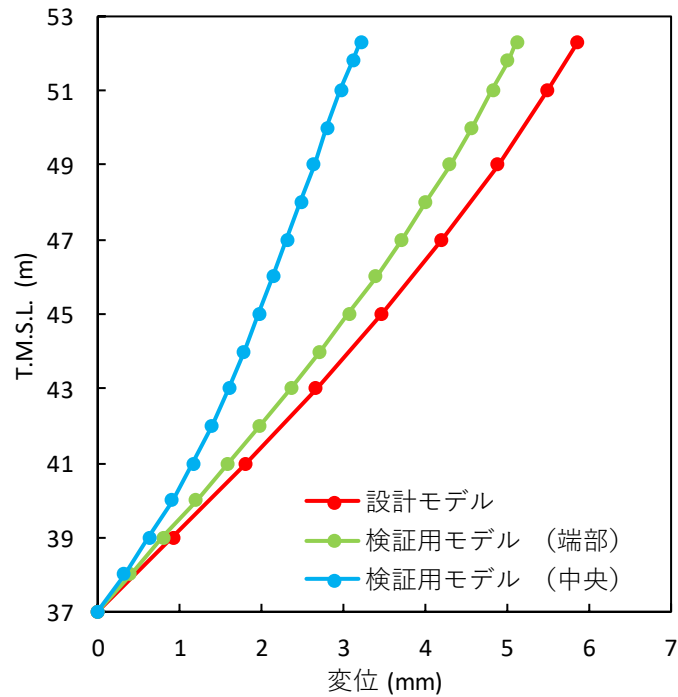
階層	Ss-C1 (EW)								
	基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	626	0.887	190	198	1.042	5.21	3.53	0.678

階層	Ss-C1 (EW方向)		
	座屈拘束ブレースの 軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.64	1.50	0.915
2層目	0.82	0.66	0.808
1層目	0.57	0.50	0.880

凡例
A：設計モデル
B：検証用モデル
(端部又は中央の最大)

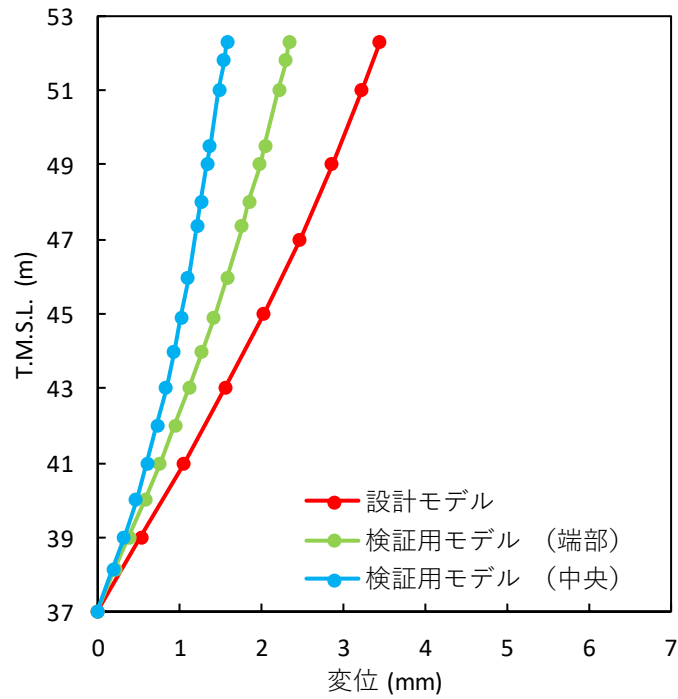


(a) Ss-A

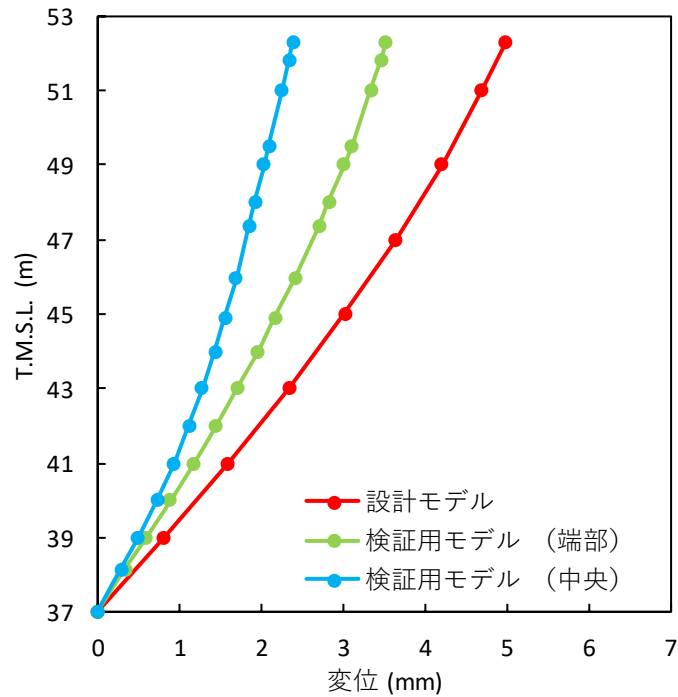


(b) Ss-C1

第7.3-1図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の改良地盤の変形量の深さ方向の分布(全応力解析時, NS方向)

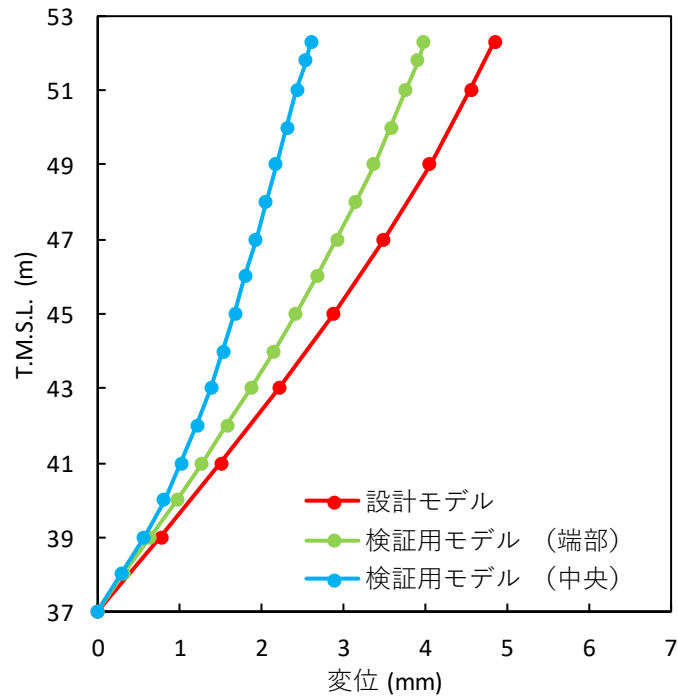


(a) Ss-A

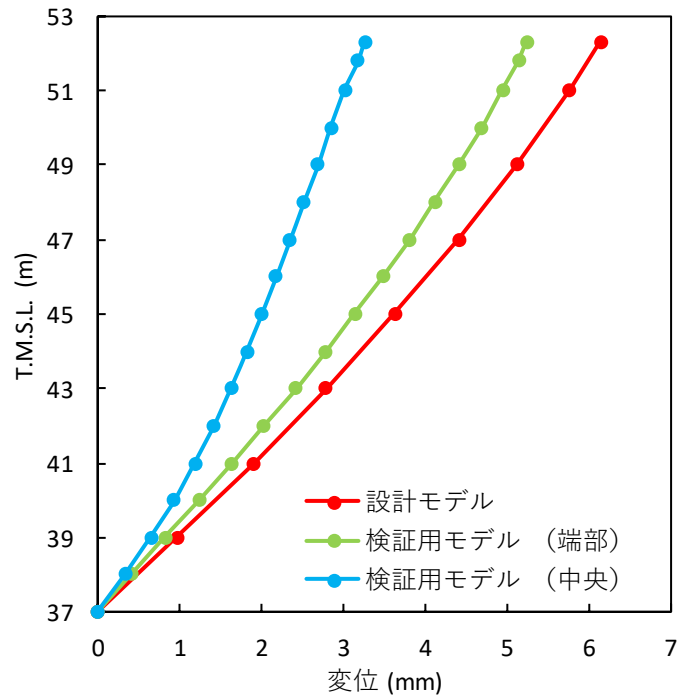


(b) Ss-C1

第7.3-2図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の改良地盤の変形量の深さ方向の分布(全応力解析時, EW方向)

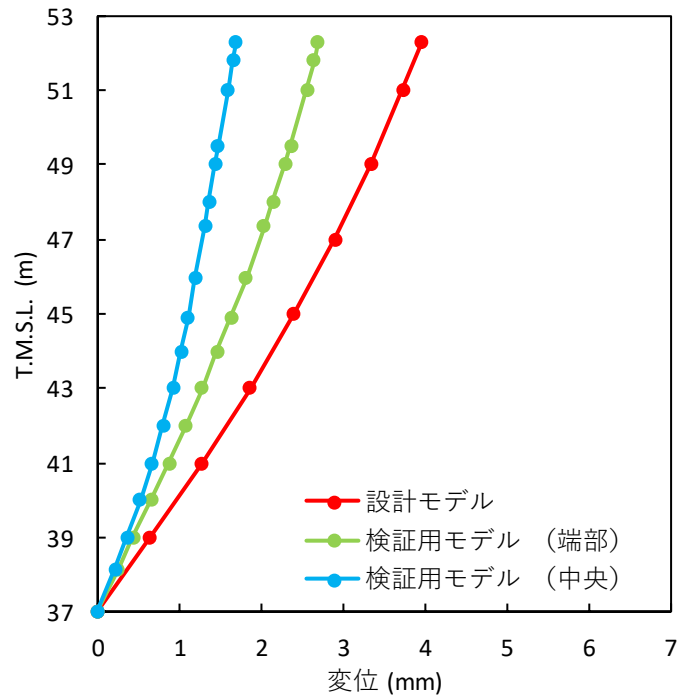


(a) Ss-A

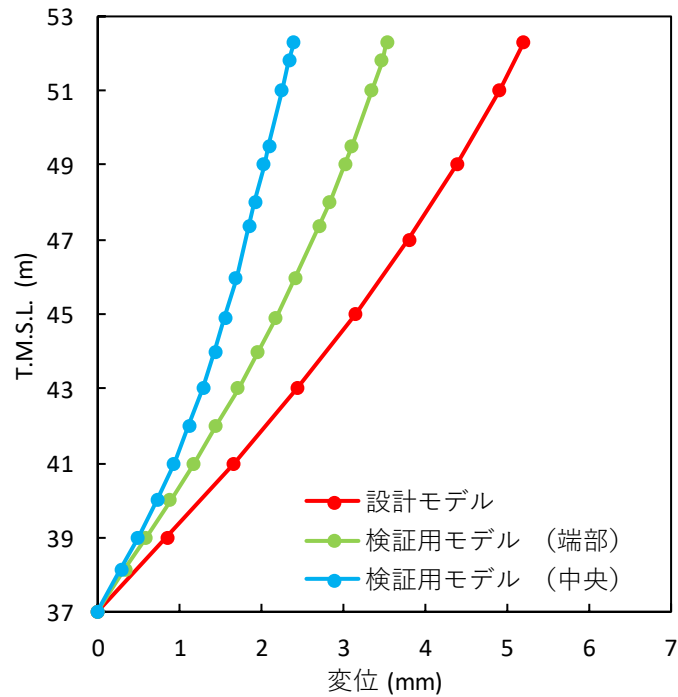


(b) Ss-C1

第7.3-3図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の改良地盤の変形量の深さ方向の分布(有効応力解析時, NS 方向)



(a) Ss-A



(b) Ss-C1

第7.3-4図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の改良地盤の変形量の深さ方向の分布(有効応力解析時, EW 方向)

7.4 鉛直応答への影響

7.4.1 確認方針

5章において、設計モデルと鉛直確認モデルとの比較により、鉛直応答が保守的とならないこと、その原因が周辺構造物のモデル化の有無であること、その部材の設計への影響度合いを検討し、設計モデルの方が水平方向の応答の保守性により、部材設計として保守的となることを確認している。

鉛直確認モデルとの比較では、確認内容を明確にするため、周辺構造物の鉛直応答の影響を確認するモデルを設定していることから、検証用モデルと比較しても同様の傾向となること及び鉛直応答の設計への影響を確認する。なお、確認する応答及び検討条件については各項にて示す。

7.4.2 基準地震動全波による確認結果

5.3項において、設計モデルの鉛直応答の傾向については、設計モデルが保守的とならないこと、その影響がSs-C1で最も大きいこと、NS断面よりEW断面の影響が大きくなることについて確認している。

ここでは、設計モデルの鉛直応答について、基準地震動全波での影響及び改良地盤の左右の地盤の剛性差が与える応答の差異について確認する。

(1) 確認方法

確認する応答については以下の応答値とする。

- ・屋根部の鉛直加速度

なお、検討条件については5.3項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1, Ss-C2), 検討断面(NS断面, EW断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力解析)に加え, 地震動にSs-B1, Ss-B2, Ss-B3, Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3, Ss-C4を, 解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

設計モデルと検証用モデルの屋根部の鉛直加速度の比較を第7.4.2-1表、第7.4.2-2表に示す。

第7.4.2-1表、第7.4.2-2表から、以下の結果が得られた。

- ・全応力/有効応力解析の屋根部の鉛直加速度比較では、概ね同程度の結果となった。
- ・設計モデル、検証用モデルともにSs-C2で最大となった。
- ・EW断面とNS断面との設計モデルに対する検証用モデルの比率(以下、「応答比」という)による比較において、EW断面が大きい傾向となった。
- ・応答比は、Ss-C1で最も大きく、有効応力解析(EW断面)で最大1.312となった。

EW断面の応答比が大きくなるのは、鉛直確認モデルでの確認結果と同様に検証用モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。NS断面における応答比もSs-C1で最大となっている。このことから、設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は、鉛直確認モデルでの確認結果と同様に「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」により、ロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

5.3項に示す鉛直確認モデルと設計モデルとの比較において、比率が最大となったケースはSs-C1、EW断面、有効応力解析であった。また、最大値が発生したのはSs-C2であったことから、基準地震動全波による確認結果と同様の傾向であることを確認した。このことから、鉛直応答への影響確認を代表波により検証したことの妥当性を確認した。

ここで、検証用モデルの屋根部の鉛直加速度について、EW断面がNS断面より大きくなる傾向について要因を考察する。

第7.4.2-1図、第7.4.2-3図に検証用モデルの解析モデル図を、第7.4.2-2図、第7.4.2-4図に検証用モデルのモード図を示す。

検証用モデルの解析モデル図のNS断面とEW断面を比較するとNS断面は飛来物防護ネット架構の右側の地盤の下部に周辺構造物、上部に埋戻し土があり、EW断面は飛来物防護ネット架構の右側に埋戻し土はあるものの、大部分が周辺構造物となっており、EW断面の右側の剛性が比較的大きいことがわかる。

また、検証用モデルのNS断面のモード図より、飛来物防護ネット架構の右側では、左側に比べると小さいがある程度の相対的な変形が生じていることがわかる。一方、EW断面では飛来物防護ネット架構の右側に埋戻し土はあるものの、大部分が周辺構造物となっており、飛来物防護ネット架構の左側に比べ右側の相対的な変形はほとんど生じていない。このことからモード図からもNS断面とEW断面の剛性差の影響が表れていることを確認した。

以上のことから、NS断面とEW断面では改良地盤の左右で周辺構造物の分布の差に起因する左右の地盤の剛性差があり、その影響はEW断面の方が大きいことがわかる。

以上より、検証用モデルにおいてEW断面の屋根部の鉛直加速度がNS断面より大きくなる要因は、鉛直確認モデルの傾向と同様に改良地盤の左右の地盤の剛性差がEW断面において大きいことによるものと考えられる。

第7.4.2-1表 屋根部の鉛直加速度の比較(全応力解析)

地震動	全応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1006	1070	1006	1.064	1.001
Ss-B1	847	825	841	0.974	0.994
Ss-B2	784	825	785	1.052	1.002
Ss-B3	1129	1139	1117	1.009	0.989
Ss-B4	998	1020	1012	1.023	1.014
Ss-B5	1119	1221	1155	1.091	1.032
Ss-C1	619	691	656	1.117	1.060
Ss-C2_x	1203	1292	1237	1.075	1.029
Ss-C2_y	1198	1271	1211	1.061	1.011
Ss-C3_ew	674	743	692	1.102	1.026
Ss-C3_ns	675	751	700	1.114	1.038
Ss-C4_ew	940	990	948	1.054	1.010
Ss-C4_ns	945	979	948	1.037	1.004

地震動	全応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1018	1080	1001	1.061	0.983
Ss-B1	861	883	907	1.026	1.055
Ss-B2	803	904	876	1.126	1.092
Ss-B3	1125	1112	1130	0.989	1.005
Ss-B4	982	1062	1022	1.083	1.041
Ss-B5	1101	1249	1133	1.135	1.030
Ss-C1	595	765	721	1.285	1.211
Ss-C2_x	1150	1298	1208	1.129	1.051
Ss-C2_y	1142	1334	1252	1.169	1.097
Ss-C3_ew	648	738	654	1.139	1.010
Ss-C3_ns	647	761	705	1.176	1.090
Ss-C4_ew	922	1049	1032	1.138	1.120
Ss-C4_ns	929	999	960	1.077	1.035

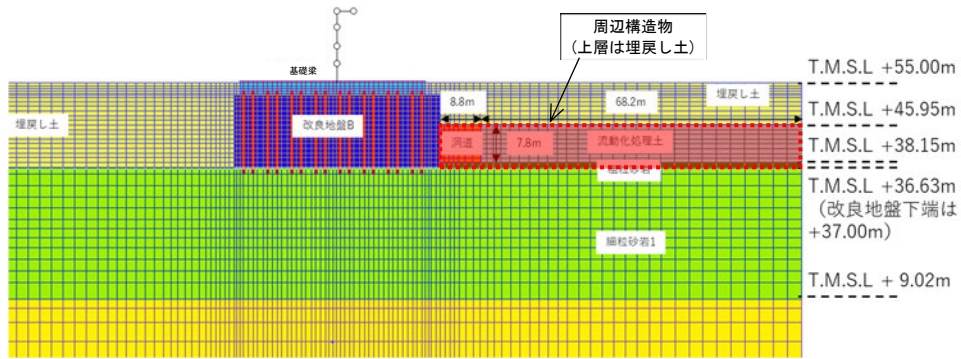
注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

第7.4.2-2表 屋根部の鉛直加速度の比較(有効応力解析)

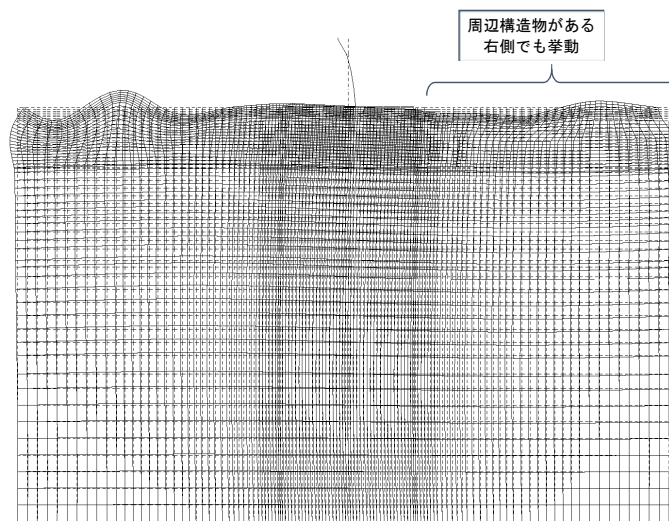
地震動	有効応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央 B/A	端部 C/A
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)		
Ss-A	1008	1067	1014	1.059	1.006
Ss-B1	847	826	841	0.976	0.994
Ss-B2	786	825	785	1.051	1.000
Ss-B3	1135	1123	1104	0.990	0.973
Ss-B4	996	1019	1012	1.023	1.017
Ss-B5	1117	1225	1160	1.097	1.039
Ss-C1	614	697	660	1.135	1.075
Ss-C2_x	1202	1297	1243	1.079	1.034
Ss-C2_y	1205	1261	1203	1.047	0.999
Ss-C3_ew	671	745	680	1.111	1.014
Ss-C3_ns	673	757	704	1.124	1.046
Ss-C4_ew	940	960	919	1.022	0.978
Ss-C4_ns	943	977	948	1.036	1.006

地震動	有効応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央 B/A	端部 C/A
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)		
Ss-A	1018	1080	1005	1.061	0.988
Ss-B1	862	871	893	1.012	1.037
Ss-B2	802	903	873	1.127	1.089
Ss-B3	1130	1105	1127	0.979	0.998
Ss-B4	983	1060	1021	1.078	1.039
Ss-B5	1105	1254	1138	1.135	1.031
Ss-C1	586	768	724	1.312	1.237
Ss-C2_x	1149	1296	1206	1.129	1.050
Ss-C2_y	1152	1351	1268	1.173	1.102
Ss-C3_ew	646	737	654	1.142	1.013
Ss-C3_ns	648	758	695	1.169	1.072
Ss-C4_ew	926	1058	1040	1.144	1.124
Ss-C4_ns	928	1008	966	1.087	1.042

注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

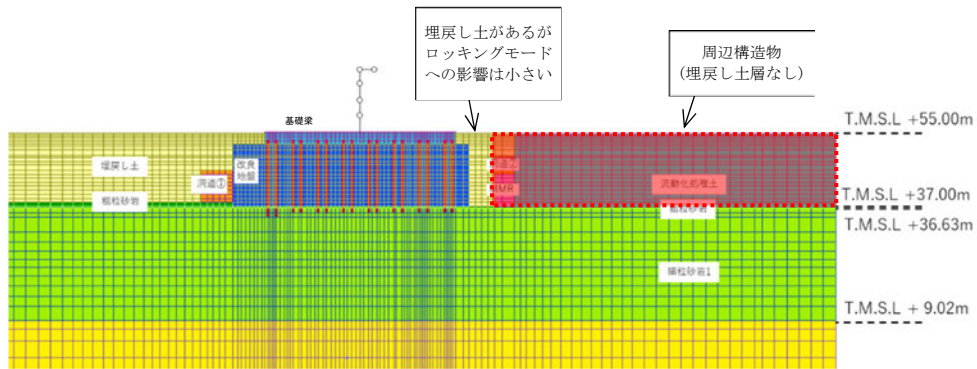


第7.4.2-1図 NS断面 解析モデル図

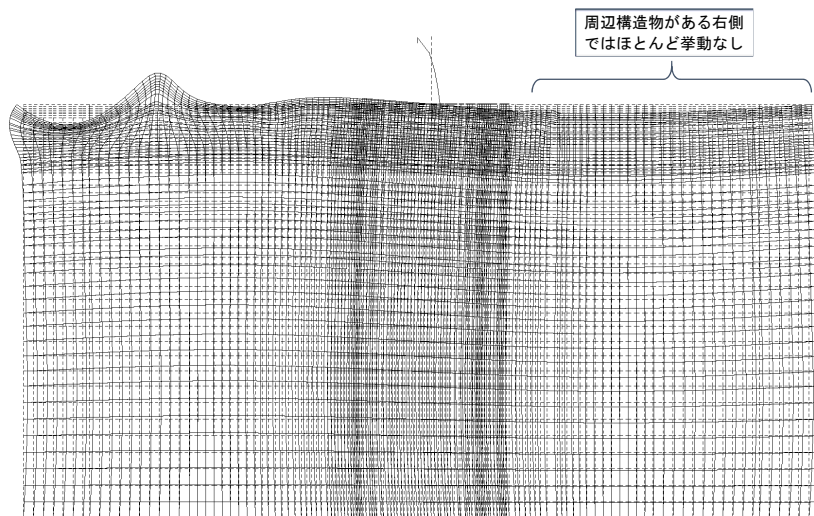


(8次 : 3.85Hz, 0.26秒, ロッキング卓越)

第7.4.2-2図 NS断面 モード図



第7.4.2-3図 EW断面 解析モデル図



(7次 : 3.67Hz, 0.27秒, ロッキング卓越)

第7.4.2-4図 EW断面 モード図

7.4.3 部材設計への影響確認

7.3項において、設計モデルは検証用モデルとの比較においても水平方向の応答の保守性を確認したものの、設計モデルの鉛直応答が保守的にならないことを確認した。

上記のことから、設計モデルの応答が与える設計への影響度合いを検証用モデルとの比較により確認する。屋根部の鉛直応答の影響を確認するため、屋根部の鉛直加速度が直接作用する支持架構に着目する。

(1) 確認方法

確認する部材については支持架構の耐震計算書に示される以下の部材とする。

- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、検討条件については5.4.2項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力解析)に加え, 地震動にSs-B1, Ss-B2, Ss-B3, Ss-B4, Ss-B5, Ss-C2, Ss-C3, Ss-C4, 検討断面にEW断面, 地盤物性に $+1\sigma$, -1σ , 解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

7.4.2項では, 設計モデルの屋根部の鉛直加速度が検証用モデルを下回り, 鉛直応答に対して過小評価している場合があることを確認した。

本項では, 設計モデルと検証用モデルの部材評価の結果を比較し, 部材設計への影響を確認する。

ここで, 屋根部の応答値への影響を確認することが目的であるため, 比較対象は, 支持架構の鉄骨フレームとする。第7.4.3-1表に鉄骨フレームの検定比の比較を示す。検定比は, 基準地震動全波を対象として算定した数値とする。

第7.4.3-1表より, 設計モデルは検証用モデルよりも保守性を有していることを確認した。

第7.4.3-1表 鉄骨フレームの検定比比較

		A : 設計モデル	B : 検証用モデル	比率 (A/B)
最大 検定比	柱	0.89	0.87	1.02
	大はり	0.87	0.85	1.03
	小はり	0.87	0.83	1.06
	トラス柱	0.72	0.67	1.08
	鉛直 ブレース	0.69	0.65	1.06
	水平 ブレース	0.30	0.29	1.02

7.4.4 鉛直応答への影響のまとめ

鉛直応答への影響について鉛直確認モデルで確認された屋根部の鉛直加速度は検証用モデルでも同等の応答が得られ、また、検証用モデルの全地震動の結果から、代表波で確認したことの妥当性を確認した。

また、設計モデルの鉛直応答の部材設計への影響について検証用モデルを用いて比較したところ、保守性を有していることを改めて確認した。

以上のことから、設計モデルを用いて、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。

7.5 地盤剛性の変化の影響

7.5.1 確認方針

6章では【液化化】、【非液化化】と2つの中間状態(状態b1, b2)でそれぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、概ね【液化化】、【非液化化】で最大となること、最大とならない荷重については同等程度となることを確認した。

これらの確認は、周辺構造物等をモデル化しない設計モデルによる比較としていることから、検証用モデルによって比較しても同様の傾向となることを確認することにより、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認する。

なお、確認する応答は耐震評価への影響を確認するため、部材の設計で用いる応答値とする。また、これらの応答値を詳細に分析するため、基礎梁上端の加速度応答スペクトル、層せん断力の時刻歴についても確認する。

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・ 層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)
- ・ 屋根部の付加曲げモーメント
- ・ 屋根部の鉛直加速度
- ・ 基礎梁上端の水平加速度
- ・ 基礎梁上端の鉛直加速度
- ・ 改良地盤の変形量
- ・ 座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ・ 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル
- ・ 層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)の時刻歴

なお、検討条件については6.1.2項と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(全応力解析、有効応力解析)とする。

7.5.2 検証用モデルによる確認結果

(1) 応答値

応答値の比較表を第7.5.2-1表、第7.5.2-2表に示す(赤字が最大となる応答値)。Ss-Aにおいては、第7.5.2-1表に示す層せん断力、付加曲げ、基礎梁の水平加速度、座屈拘束ブレースの応答ひずみが、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、応答値は【液状化】で最大となることを確認した。鉛直の応答値については、どの結果も同程度となった。これらの結果は、設計モデルと同じ傾向である。

Ss-C1においても、設計モデルと類似した傾向にあり、鉛直の応答において、わずかに中間状態が最大となった。

本結果を詳細に分析するために、検証用モデルの中間状態における応答値比較を第7.5.2-1図～第7.5.2-4図に示す。

A) 層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)

層せん断力が最も大きいSs-C1においては、【液状化】が最大となっている。なお、Ss-Aでは、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値はわずかに【液状化】が最大となっている。

B) 屋根部の付加曲げモーメント

屋根部の付加曲げモーメントが最も大きいSs-Aにおいては、【液状化】が最大となっており、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移している。Ss-C1においては、【非液状化】が最大となっている。

C) 屋根部の鉛直加速度

屋根部の鉛直加速度においては、検証用モデルにおいても設計モデル同様、剛性変化の違いによる応答の差異はほとんど発生していない。Ss-C1においては、わずかに【状態b1】が最大となったが、【液状化】との差異は 3cm/s^2 程度であり、設計に影響を及ぼすものではない。

D) 基礎梁上端の水平加速度

基礎梁上端の水平加速度が最も大きいSs-C1においては、【液状化】が最大となっている。なお、Ss-Aでは、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値は【液状化】が最大となっている。

E) 基礎梁上端の鉛直加速度

基礎梁上端の最大鉛直加速度においては、検証用モデルにおいても設計モデル同様、剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。Ss-C1においては、わずかに【状態b2】が最大となったが、【非液状化】との差異は0.6cm/s²程度であり、設計に影響を及ぼすものではない。

F) 改良地盤の変形量

改良地盤の変形量が最も大きいSs-C1においては、【液状化】が最大となっていた。Ss-Aでも、【液状化】が最大となっている。

G) 座屈拘束ブレースの軸ひずみ

座屈拘束ブレースの軸ひずみが最も大きいSs-C1においては、【液状化】が最大となっていた。なお、Ss-Aでは、【液状化】、【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値は【液状化】が最大となっている。

以上のことから、検証用モデルにおいても各地震荷重は概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっていること、中間状態で大きくなった「屋根部の鉛直加速度」、「基礎梁上端の鉛直加速度」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルの地盤の物性に【液状化】、【非液状化】を設定していることは妥当であることを確認した。

第7.5.2-1表 中間状態における応答値比較表(Ss-A)

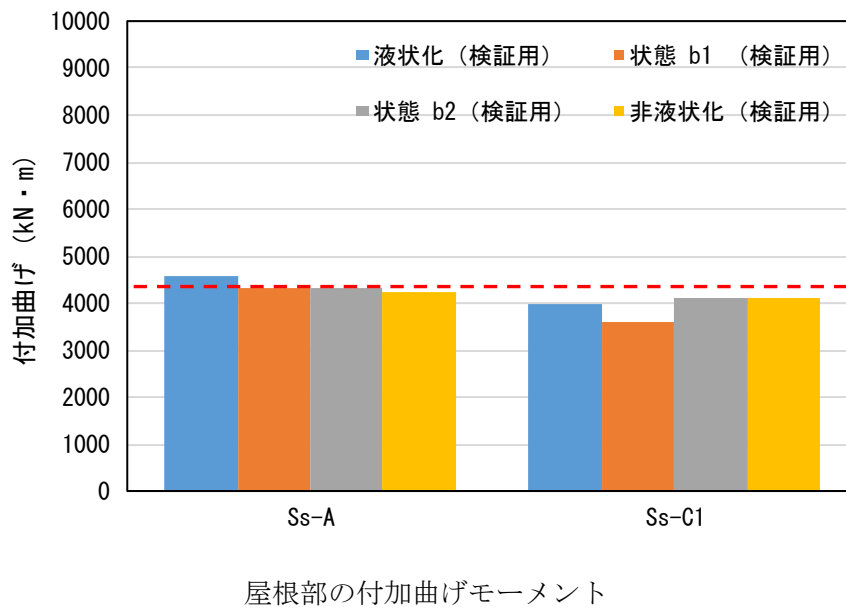
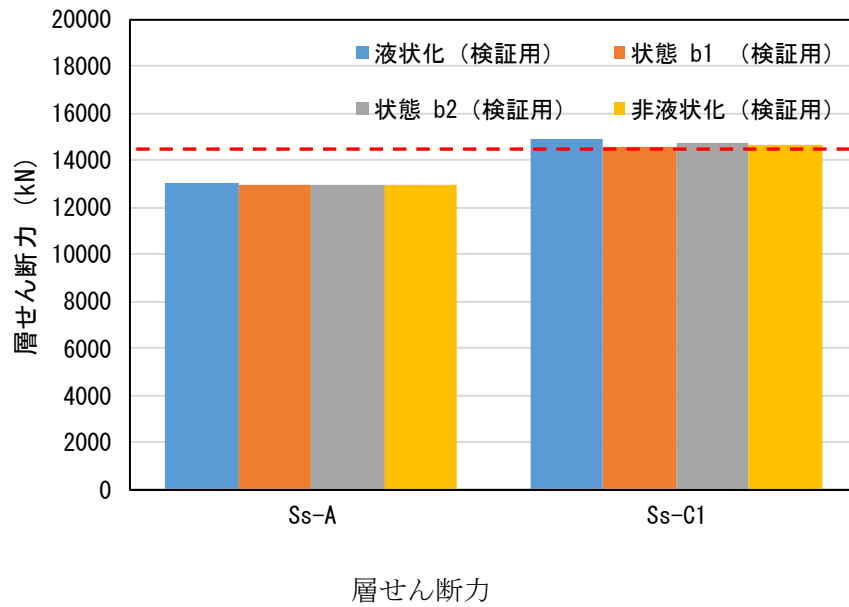
検討ケース	モデル	A)層せん断力(kN)	B)屋根部の付加曲げモーメント(kN・m)	C)屋根部の鉛直加速度(cm/s ²)	D)基礎梁上端の水平加速度(cm/s ²)	E)基礎梁上端の鉛直加速度(cm/s ²)	F)改良地盤の変形量(mm)	G)座屈拘束ブレースの軸ひずみ(%)
液状化	検証用モデル	13036	4572	1014	580	307	3.99	1.32
状態 b1	検証用モデル	12988	4332	1010	560	307	3.75	1.25
状態 b2	検証用モデル	12965	4307	1009	541	307	3.43	1.20
非液状化	検証用モデル	12994	4239	1006	535	307	3.44	1.19

注：朱書き：最大となる応答値

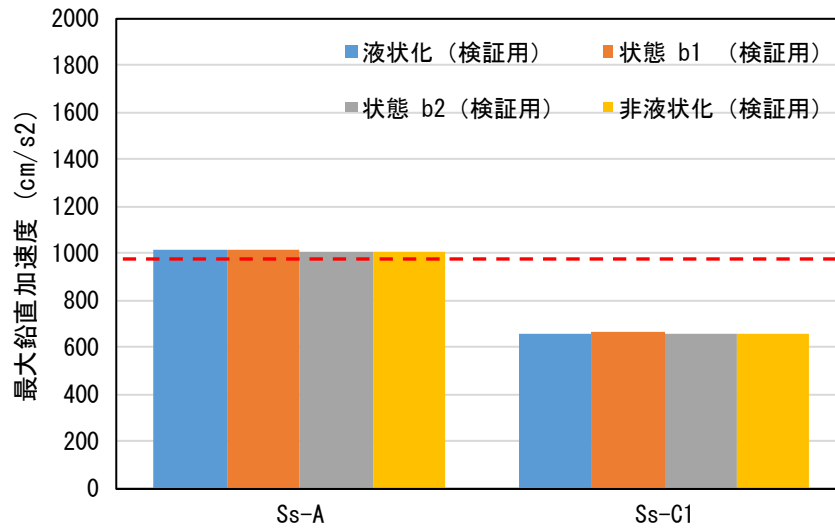
第7.5.2-2表 中間状態における応答値比較表(Ss-C1)

検討ケース	モデル	A)層せん断力(kN)	B)屋根部の付加曲げモーメント(kN・m)	C)屋根部の鉛直加速度(cm/s ²)	D)基礎梁上端の水平加速度(cm/s ²)	E)基礎梁上端の鉛直加速度(cm/s ²)	F)改良地盤の変形量(mm)	G)座屈拘束ブレースの軸ひずみ(%)
液状化	検証用モデル	14911	3990	660	729	187	5.25	1.61
状態 b1	検証用モデル	14545	3613	663	718	187	5.18	1.58
状態 b2	検証用モデル	14747	4108	660	722	191	5.13	1.61
非液状化	検証用モデル	14693	4129	656	719	191	5.12	1.60

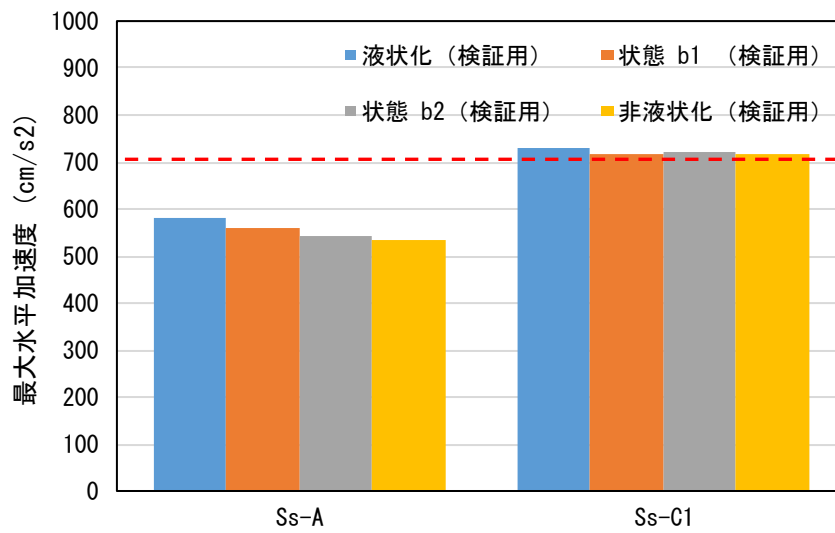
注：朱書き：最大となる応答値



第7.5.2-1図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

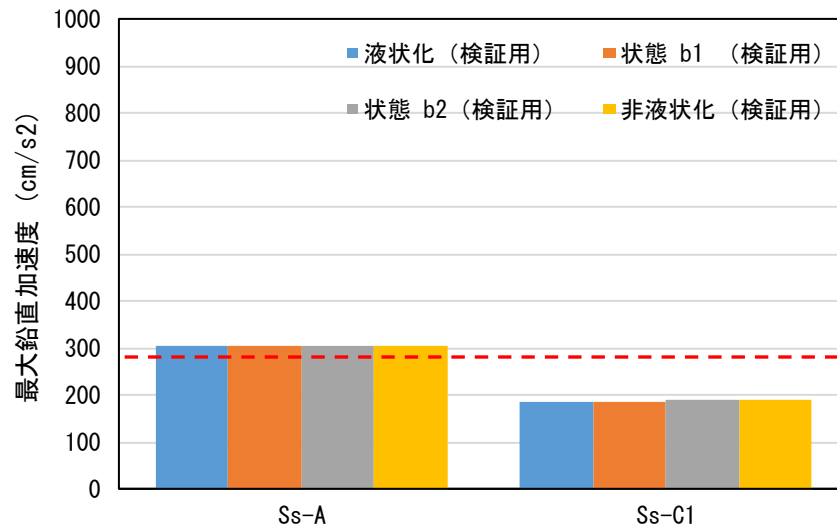


屋根部の鉛直加速度

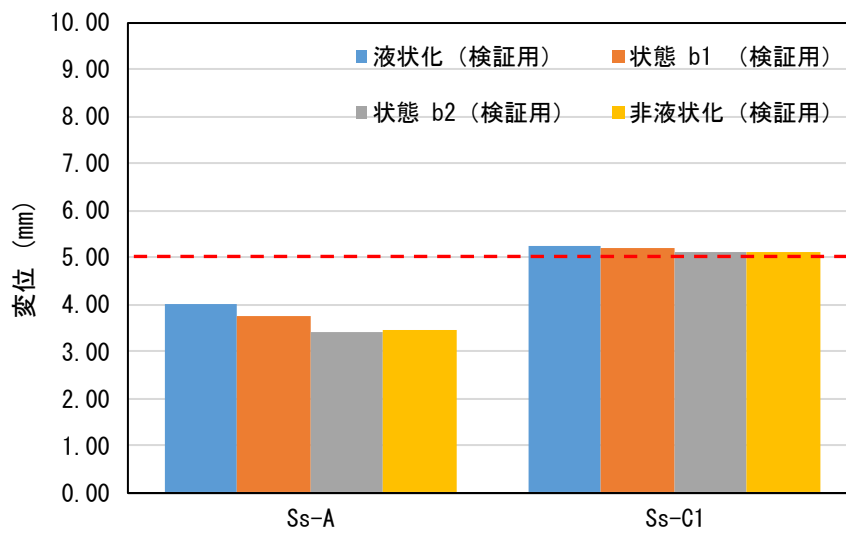


基礎梁上端の水平加速度

第7.5.2-2図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

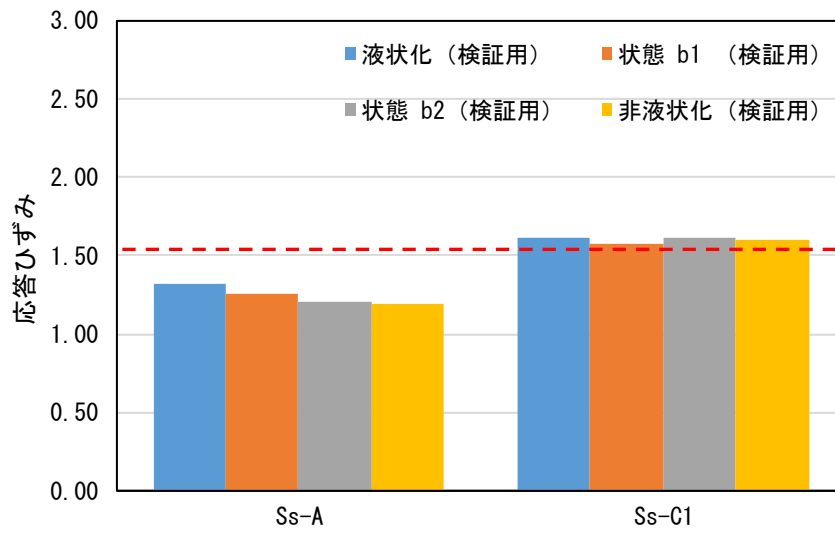


基礎梁上端の鉛直加速度



改良地盤の変形量

第7.5.2-3図 検証用モデルの中間状態における応答値比較



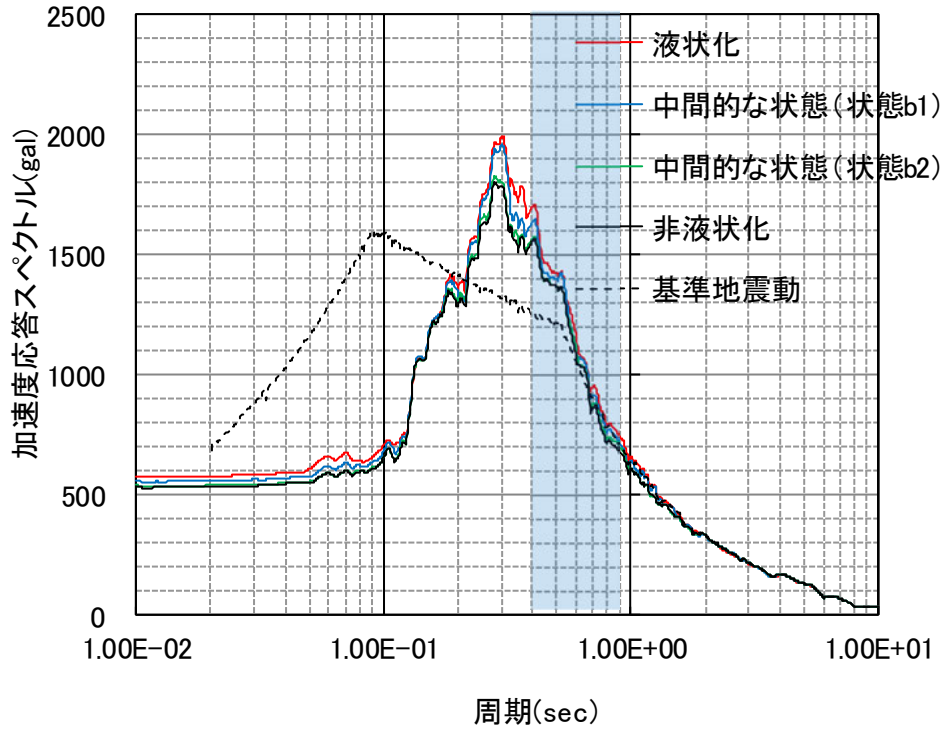
座屈拘束ブレースの軸ひずみ

第7.5.2-4図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

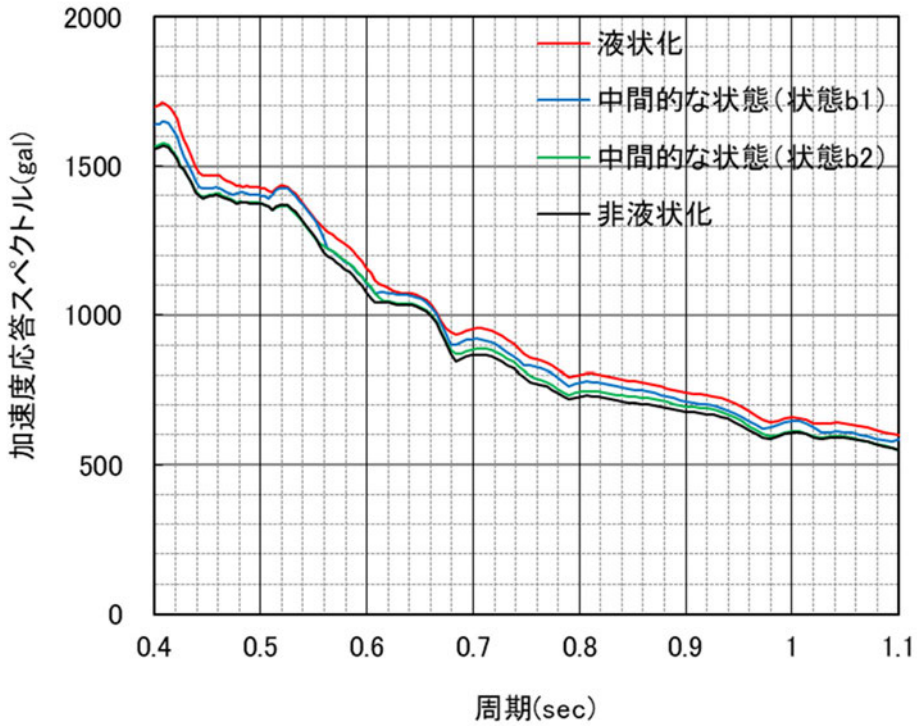
(2) 加速度応答スペクトル

検証用モデルの基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを第7.5.2-5図、第7.5.2-6図に示す。Ss-A及びSs-C1において、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、設計モデル同様、支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、Ss-C1においては、短周期側で【非液状化】が最大となっており、設計モデルと同様の傾向であることを確認した。

支持架構の固有周期帯



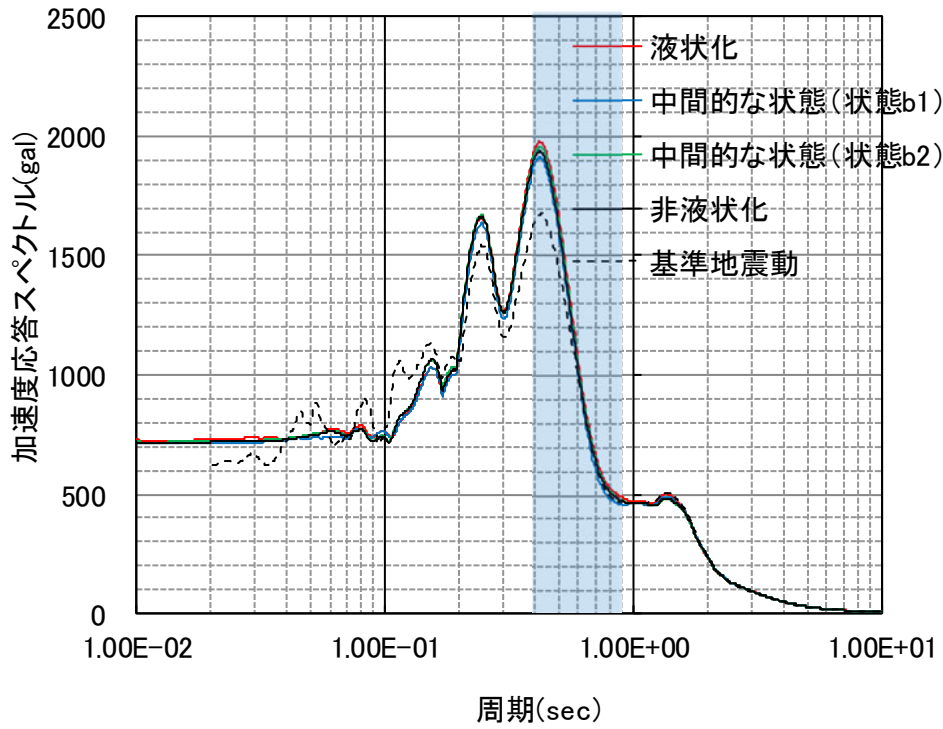
(a) 全体



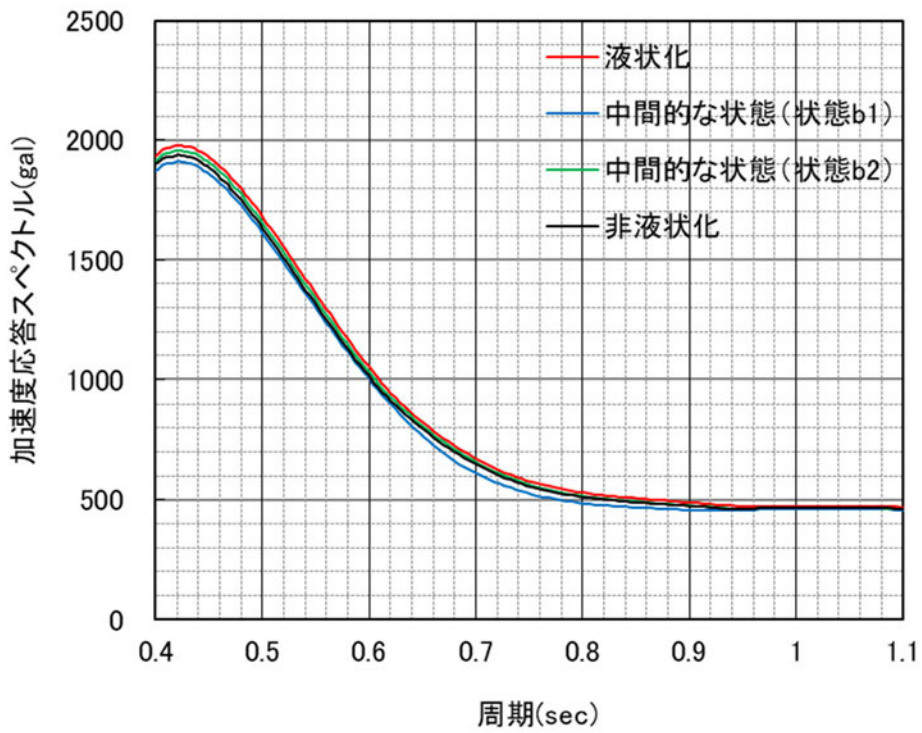
(b) 拡大(周期0.4~1.1秒)

第7.5.2-5図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-A)

支持架構の固有周期帯



(a) 全体



(b) 拡大(周期0.4~1.1秒)

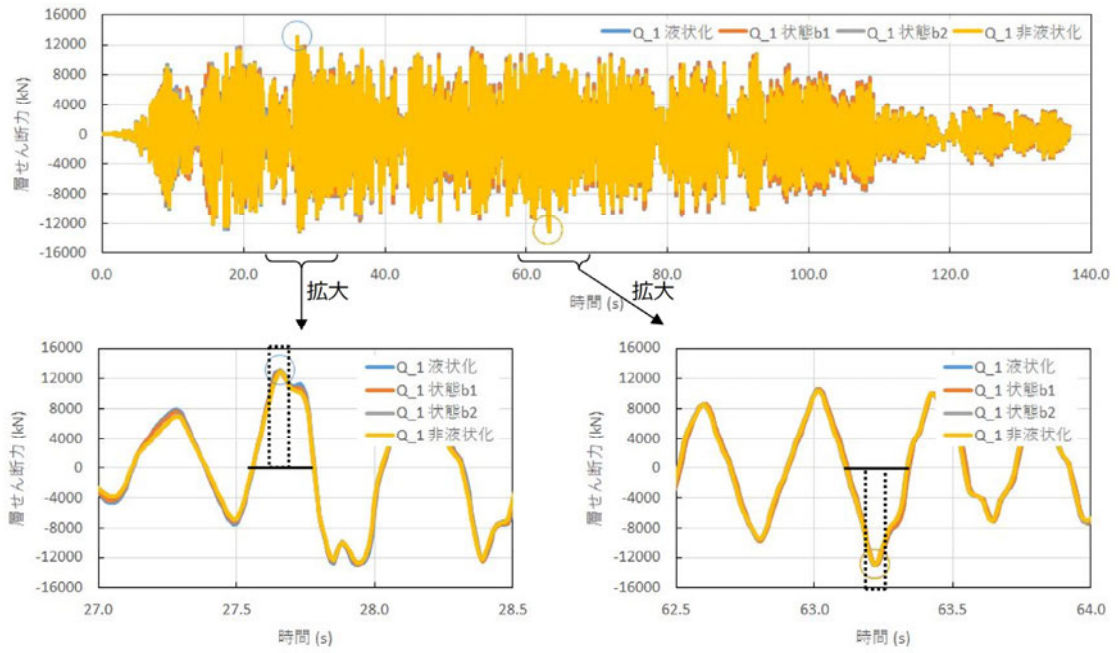
第7.5.2-6図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C1)

(3) 時刻歴波形

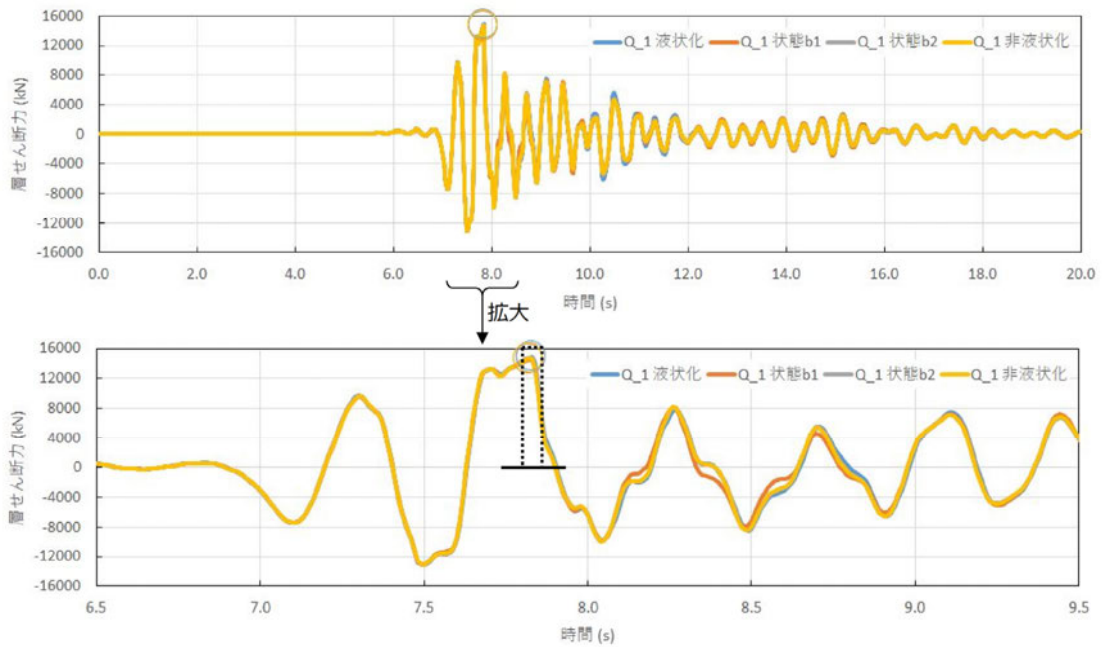
第7.5.2-7図，第7.5.2-8図に層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)の時刻歴波形を示す。

概ね【液状化】が最大となっており，ピーク値が発生する時間断面でも【液状化】が最大となっていた。

以上の結果より，検証用モデルにおいても，概ね【液状化】が最大となり，設計モデルと同様の傾向となることを確認した。



第7.5.2-7図 Ss-Aの層せん断力の時刻歴波形



第7.5.2-8図 Ss-C1の層せん断力の時刻歴波形

7.5.3 地盤剛性の変化の影響のまとめ

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「屋根部の鉛直加速度」、「基礎梁上端の鉛直加速度」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性を確認した。

また、検証用モデルで基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル及び層せん断力の時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認した。

以上のことから、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認した。

7.6 設計モデルの総合的な検証のまとめ

設計モデルと検証用モデルとで応答値を比較した結果、設計モデルは水平方向の応答値を保守的に評価する一方で、屋根部の付加曲げモーメント及び屋根部の鉛直加速度は、検証用モデルよりも小さく評価することを確認した。

屋根部の鉛直加速度における検証用モデルと設計モデルの比率は、鉛直確認モデルと設計モデルの比率と同等の結果であった。

鉛直応答が部材設計に与える影響については、先に鉛直確認モデルと設計モデルにおいて、波及的影響評価に関係する部材の検定比を比較した結果、設計モデルの方が、トータルとして保守的になることを確認済みであるが、検証用モデルでの検定比に対しても設計モデルは保守的となることを確認した。

このように、屋根部の付加曲げモーメント及び屋根部の鉛直加速度は、部材設計において支配的な応答値ではないため、設計モデルがそれらを小さく評価することによる影響は小さい。

このことから、部材設計における鉛直成分の寄与は小さく、検証用モデルとの比較の結果からも、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。また、検証用モデルは周辺状況に配慮してより詳細にモデル化しており、隣接建屋影響を踏まえた応答が算出可能なモデルであり、その検証用モデルと設計モデルの比較により設計モデルを用い設計することは問題ないことを確認している。そのため、設計モデルを用いた設計は隣接建屋影響を踏まえた検討となっている。

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「屋根部の鉛直加速度」、「基礎梁上端の鉛直加速度」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性確認した。

また、検証用モデルで基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル及び層せん断力の時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認し、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認した。

以上のことから、検証用モデルとの比較により、設計モデルの妥当性・保守性を総合的に検証した。

8. まとめ

支持架構の応答及び地盤の変形に着目し、部材設計に必要な荷重を算定するための解析モデルとして、2章において設計モデルを構築した。

設計モデルの構築に当たっては、科学的合理性を有し、設定する項目が妥当性を有することを3章で確認し、4章にて隣接建屋影響を踏まえ、施設の周辺状況に配慮し、周辺構造物等をモデル化しないことで水平方向に着目した場合保守性を有することを確認した。

一方、設計モデルについて、単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えることを5章にて確認したが、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用い飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断した。なお、屋根部の部材のうち、小はり、トラス柱、鉛直ブレースについては配置上垂直方向に設置されており鉛直成分の影響を受けやすいことから設計モデルの応答特性を鑑み裕度を持たせる必要があることを把握した。

6章においては、埋戻し土(地盤)の剛性変化について、基準地震動全波を対象に部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね液状化時において最大となった。液状化時以外の状態で最大となった場合も、液状化時との差はごくわずかであった。その中でもSs-C1については大きなパルス的な波形であり、且つ、部材設計において支配的な水平方向への影響があることから施設設計へ配慮する必要があることを把握した。

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波(液状化又は非液状化で最大)による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではないことから、中間状態については、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無いと判断した。なお、地盤の剛性変化に係る検討結果を踏まえて、部材設計では有効応力解析及び全応力解析を実施する。

7章においては、隣接建屋影響及び地盤の剛性変化に配慮したより詳細なモデル化を行った検証用モデルと設計モデルを比較することで2.1項に示した合理化した確認項目及び2.2項に示した保守性の項目の複合的な保守性を確認し、設計モデルの妥当性・保守性を総合的に検証した。

以上のことから、部材設計を行うに当たり、インプットとなる地震荷重を算定するモデルに設計モデルを用いることが可能であることを確認した。

今回の設計に対する配慮とし、本設計モデルの適用にあたって、周辺構造物をモデル化しないことにより、改良地盤左右の鉛直挙動が相殺され、屋根部の鉛直応答にロッキングの影響を受けにくいモデルであることから、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部について十分な余裕を持たせた設計とする。

また、地盤物性のばらつきに用いる地震動についてこれまでの検証結果からSs-C1について必ず考慮する。

参考資料

設計モデル及び検証用モデル
の解析条件について

目 次

	ページ
1. 解析モデルの構築プロセス.....	1
1.1 検証用モデルの妥当性.....	5
1.2 液状化対象層(埋戻し土)の物性値の比較.....	9
1.3 有効応力解析(FLIP)の適用性.....	12
1.4 計算結果の比較.....	15
1.5 施設の設置及び周辺状況.....	17
1.6 まとめ	20
2. 解析条件	21
2.1 共通	21
2.2 設計モデル	27
2.3 検証用モデル	29
3. 妥当性・保守性を確認する応答値.....	33
4. 設計モデルの妥当性・保守性検証に用いる地震動.....	36

1. 解析モデルの構築プロセス

モデルの構築プロセスは第1-1表に示す「プロセス1：モデル諸元の設定」, 「プロセス2：地盤及び材料物性の設定」, 「プロセス3：地震時荷重の設定」のとおりであり, 各プロセスにおける設定項目が合理化可能か検討する。その内容全16項目を第1-2表～第1-4表に示す。

第1-2表の項目のうち③モデル範囲及び⑤基礎梁については, それぞれ, 波の逸散を適切に考慮する必要があること, 基礎梁をモデル化しないことの合理化の効果が小さいという理由から設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。その他の項目は, 妥当性及び保守性を確認したうえで合理化を図る。

第1-3表, 第1-4表の項目については, 試験結果等から実状に合わせて設定するものであり, 合理化できない項目と考え, 設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。

第1-1表 解析モデルの構築プロセス

プロセス	内容
1	モデル諸元の設定
2	地盤及び材料物性の設定
3	地震時荷重の設定

第1-2表 プロセス1:モデル諸元の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル	合理化項目 or 保守性付与項目	検証用モデルからの変更の考え方
FEMモデルの構築	① 検討断面	飛来物防護ネット架構の構造からNS・EW各々2断面(中央、端部)が考えられる。中央はMMRが、端部は改良地盤が主な地中構造物となる	NS：2断面 EW：2断面 (中央部、端部)	NS：1断面 EW：1断面 (端部のみ)	合理化は④ 保守性は⑦ を参照
	② ヲシロイ	評価施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように設定する。	20Hz以下	13Hz以下	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更可能と判断
	③ モデル範囲	モデル幅は、モデル境界からの影響を低減するため施設幅の5倍以上とする。 モデル高さは、解放基礎面～地表面を対象とする。	左記のとおり設定	—	モデル範囲の変更は、流動化処理土等の地盤の配置状況から応答への影響が与えるものと思われることから、変更は行わない
	④ 支持架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、支持架構・基礎・地盤を一体で評価し、支持架構をモデル化することが考えられ、地中構造物の配置状況から端部では1軸、中央部では門型でモデル化することが考えられる。	端部：1軸型 中央部：門型	端部：1軸型	支持架構は一体で拳動すると考え、1軸型で評価可能と仮定し、1軸型のみでモデル化
	⑤ 基礎梁	基礎梁をモデル化することが考えられる。	左記のとおり設定	—	合理化の効果が小さいため変更は行わない
	⑥ 改良地盤幅	改良地盤をモデル化することが考えられる。幅については「高さ/幅」の違いにより応答に影響を及ぼすことが考えられる。	実寸でモデル化	基礎幅に合わせて幅を縮小	幅を短くすると応答が大きくなるため基礎梁幅に合わせ短くすることが可能と判断
	⑦ MMR	MMRをモデル化することが考えられる。 上記「①検討断面」の地中構造物の配置状況から中央部では考慮し、端部では非考慮とすることが考えられる。	考慮	非考慮	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化することで応答が保守的となる
	⑧ 杭	RC杭をモデル化することが考えられる。	考慮	非考慮	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応答が保守的となる
	⑨ 周辺構造物	洞道等の周辺構造物をモデル化することが考えられる。	考慮	非考慮	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効果が小さくなり応答が保守的となる
	⑩ 接触剥離要素	構造物と地盤の境界面に対し、接触剥離を考慮することが考えられる。	考慮	非考慮	接触剥離要素が必要な範囲が限定的であることから考慮不要と判断
詳細条件	・粗粒砂岩をモデル化 ・基礎梁高を実寸法通りに設定	実寸でモデル化	基礎梁高さを地盤メッシュに合わせる	合理化	・粗粒砂岩は全体の寸法に対して極めて小さいことから変更可能と判断 ・基礎梁高さは支持架構の振動特性が等価に設定出来ると判断

第1-3表 プロセス2:地盤及び材料物性の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑫ 地盤の物性	試験結果等から設定する。	左記のとおり設定	
⑬ 対象構造物等の物性	試験結果または指針類等から設定する。	左記のとおり設定	
⑭ 地下水位	地表面とする。	左記のとおり設定	

第1-4表 プロセス3:地震時荷重の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑮ 入力地震動	解放基盤に基準地震動を入力する。	左記のとおり設定	
⑯ その他荷重	地震に対する設計方針に倣い設定する。(自重、積載荷重、積雪荷重※)	左記のとおり設定	

注記 * : 地震応答解析において、風荷重は作用させない。

1.1 検証用モデルの妥当性

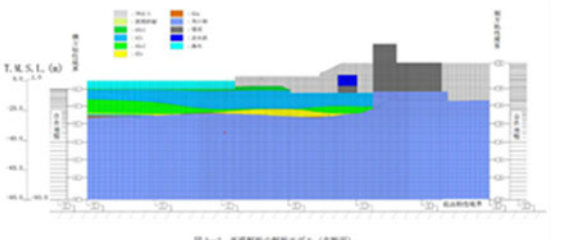
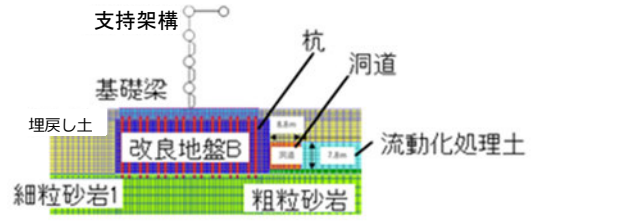
設計モデルの妥当性検証のために、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルと応答の比較を行う。

検証用モデルの妥当性については、モデル構築の妥当性が確認された柏崎刈羽原子力発電所での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを第1.1-1表の①～③について比較する。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、柏崎刈羽原子力発電所と同様のプロセスにより構築して使用しており、妥当性を確認した。

なお、検証用モデルの主な構築プロセスは、FEMモデルの基本となるモデル化領域、メッシュサイズについてJEAG4601-1991追補版に基づき設定するとともに、「施設の構造」や「周辺状況」を踏まえ実態に即し、周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

第1.1-1表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (1/3)

モデル構築 プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル*)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図	 <p>図1-2 実地震解析の解析モデル (左側図)</p>		<p>六ヶ所の液状化対象層は埋戻し土のみで構成され(成層), 且つ支持岩盤上部に水平に分布し傾斜は見られず(水平), 柏崎刈羽原子力発電所と類似している。</p> <p>また, 後述する「1.5施設の設置及び周辺状況」より, 対象施設は対称である。</p>

注記 * : 第836回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1抜粋

第1.1-1表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (2/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル*)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用 モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
①モデル諸元	モデル化 範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAG基づき解析対象施設の幅(D)の5倍以上の範囲をモデル化	解析対象が異なることから、モデル化範囲は異なるが、設定根拠は適切
	メッシュ サイズ	最大周波数20Hz及びせん断波速度Vsで算定される波長の5又は4分割	支持架構の振動数及びせん断波速度Vsで算定される波長の5分割を最大とする	施設評価に必要な周波数帯をカバーしていることから妥当
	モデル境界	粘性境界を設定することで、反射波による影響を取除き、地盤の広がりを考慮	同左	観測記録とも整合するモデルと同様であることから妥当
	要素タイプ	平面ひずみ要素	同左	同上

注記 * : 第836回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1抜粋

第1.1-1表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (3/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル*1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
②地盤の 物性	地盤物性	室内試験などにに基づき設定	同左	室内試験などにに基づき同様の考え方に基づいて設定し、物性値に特異な差異がないことから妥当*2
	液状化強度 特性	液状化試験に基づき設定 (平均値及び平均-1σ相当)	液状化試験に基づき設定 (包絡値)	液状化試験に基づき液状化しやすい物性値を設定していることから妥当
	支持岩盤	軟岩	同左	液状化しない支持岩盤は平面ひずみ要素でモデル化しており、地震波の伝播を同様に算定できることから妥当
③地震時荷重		モデル下端に観測記録より得られた、地震波を入力	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力	支持地盤の伝播特性を反映可能な入力地震の設定がされていることから妥当

注記 *1：第836回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1抜粋

*2：2章及び3章を参照

1.2 液状化対象層(埋戻し土)の物性値の比較

液状化対象層である埋戻し土について、有効応力解析 (FLIP) の適用性について再現解析を行っている東京電力ホールディングス(株)柏崎刈羽原子力発電所7号炉(以下、「KK7」という。)における埋戻し土と物性値の比較をする。比較結果を、第1.2-1表に示す。

物理特性、変形特性、強度特性及び液状化特性について、各試験結果に基づき、同様の方法によって設定されていることを確認した。また、各物性値について、KK7の埋戻し土と特異な差がないことを確認した。

第1.2-1表 KK7の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較(1/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
物理特性	質量密度	ρ	g/cm^3	1.94	物理試験に基づき設定	1.82+0.0028D (D ; 深度m)	物理試験に基づき設定
	間隙率	n	—	0.45	物理試験に基づき設定	0.46	物理試験に基づき設定
変形特性	S波速度	V_s	m/s	213	PS検層結果 (平均値)	273	PS検層結果 (平均値)
	動せん断 弾性係数	G_{ma}	kPa	1.04×10^5	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	1.26×10^5	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定
	基準化 拘束圧	σ_{ma}	kPa	98.0	慣用値*	52.3	PS検層実施範囲の 平均値を設定
	ポアソン比	ν	—	0.33	慣用値*	0.33	慣用値*
	履歴減衰 上限値	h_{max}	—	0.225	動的変形特性に 基づき設定	0.171	動的変形特性に 基づき設定

注記 * : 「運輸省港湾技研研究所 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No. 869」

第1.2-1表 KK7の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (2/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
強度 特性	粘着力	c'_u	kPa	0	三軸圧縮試験に 基づき設定	0	三軸圧縮試験に 基づき設定
	内部摩擦角	ϕ'_u	度	35.9		39.7	
液状化 特性	変相角	ϕ_p	度	32.0	液状化試験結果に基づく要 素シミュレーションにより 設定	34.0	液状化試験結果に基づく要 素シミュレーションにより 設定
	液状化 パラメータ	w_1	-	5.5		10.3	
		p_1	-	0.5		0.5	
		p_2	-	1.0		1.0	
		c_1	-	1.69		1.81	
		S_1	-	0.005		0.005	

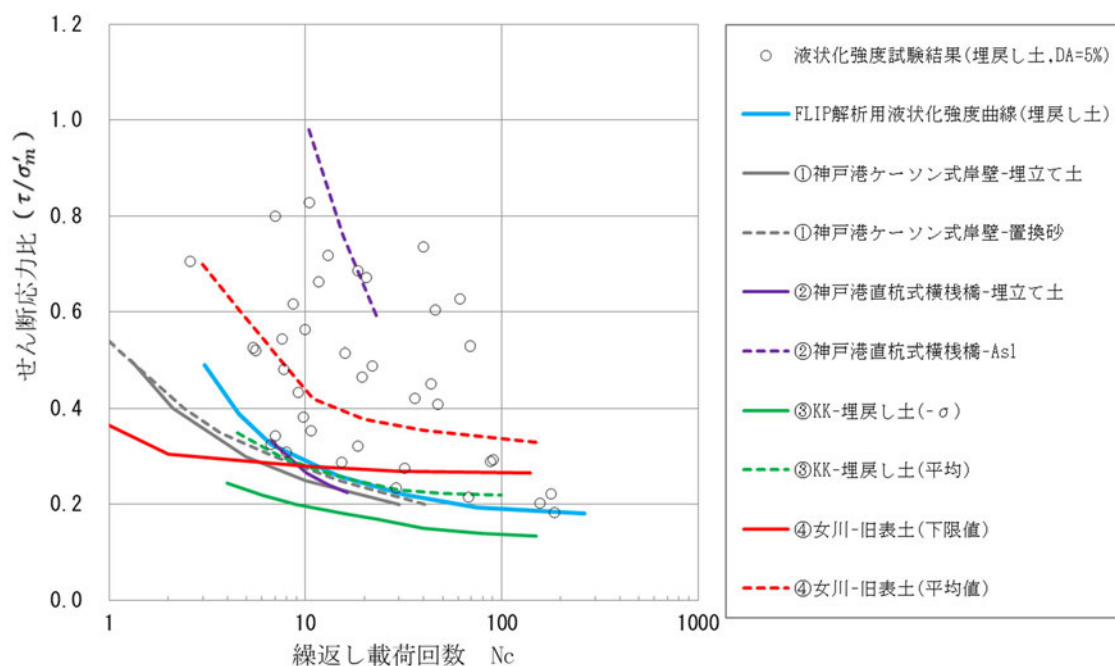
1.3 有効応力解析 (FLIP) の適用性

有効応力解析 (FLIP) については、海岸構造物に限定するなどの適用範囲が明確となっていない。一方で、これまでの事例解析について、事例集などがFLIP研究会から示されている。本事例集及び先行発電炉において実施されている有効応力解析 (FLIP) の検証事例について、液状化強度曲線に着目して整理した。結果を第1.3-1図及び第1.3-1表に示す。

この結果、当社が設定している有効応力解析 (FLIP) の液状化強度曲線は、これらの知見で設定されている液状化強度曲線の範囲内である。このため、当社の埋戻し土に対して、有効応力解析 (FLIP) の適用が可能だと判断した。

また、当社の埋戻し土に対して、先行する発電炉と同様に、設定した液状化強度特性を用いた有効応力解析 (FLIP) による要素シミュレーションを行い、液状化試験結果との対比を実施した。結果を第1.3-2図に示す。

この結果、要素シミュレーションでは、液状化試験に対して、有効応力解析 (FLIP) による結果の方が、せん断ひずみの増加が早く、過剰間隙水圧が早く95%に達していることを確認した。このことから、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻し土の液状化強度特性が液状化試験に比べ液状化しやすい設定となっている。



第1.3-1図 有効応力解析 (FLIP) の検証事例における液状化強度曲線

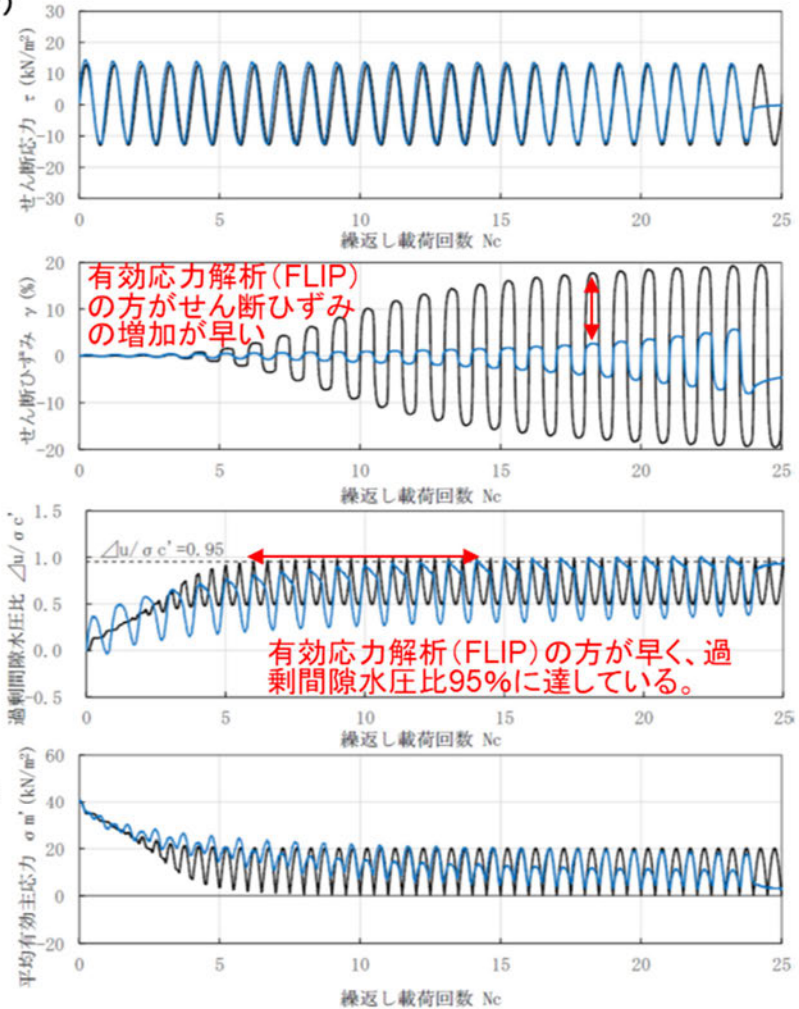
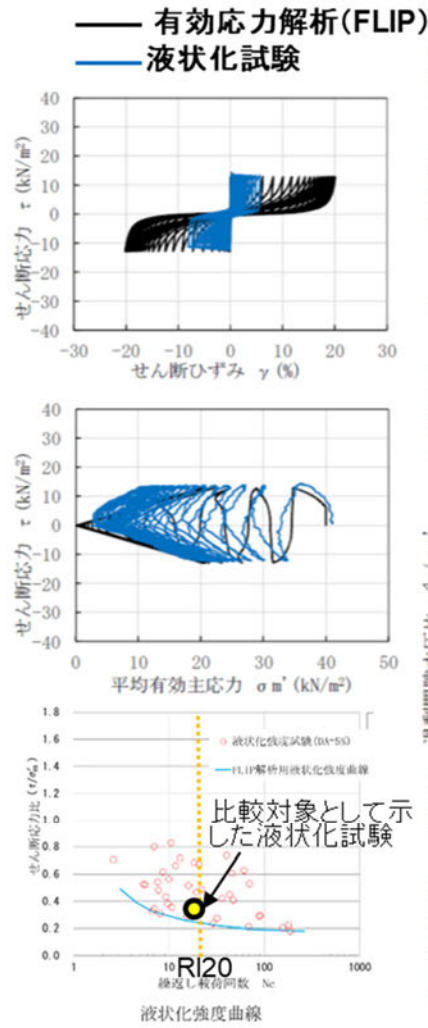
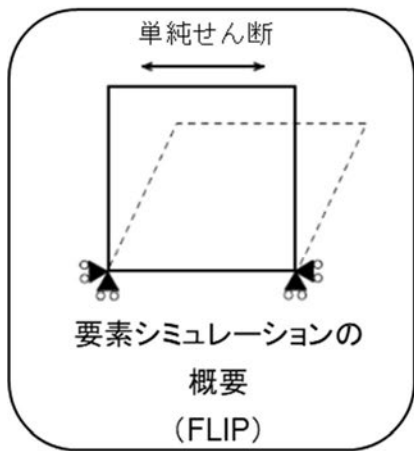
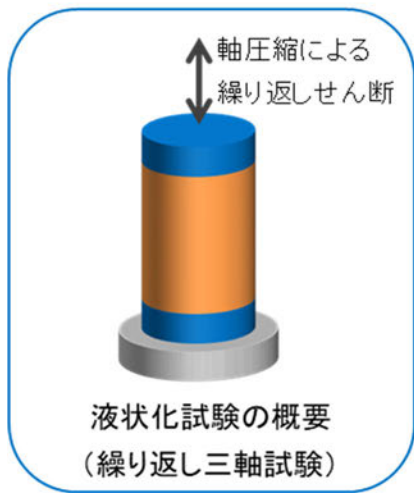
第1.3-1表 有効応力解析 (FLIP) の検証事例

検証事例	対象地盤	検証内容
①神戸港ケーソン式岸壁 ^{*1}	埋立て土・置換砂	兵庫県南部地震において実測されたケーソンの変位及び傾斜の再現
②神戸港直杭式横棧橋 ^{*2}	埋立て土・As 1	兵庫県南部地震において実測された床版の水平変位や杭の変形の再現
③柏崎刈羽発電所護岸 ^{*3}	埋戻し土	新潟県中越沖地震における護岸変位の再現
④女川発電所矢板護岸 ^{*4}	旧表土	東北地方太平洋沖地震における護岸変位の再現

注記 *1, 2 : FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編), FLIP研究会, 2011.

*3 : 東京電力ホールディングス(株) 柏崎刈羽原子力発電所7号炉, 埋戻し土の液状化強度特性, 第836回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料1-1

*4 : 東北電力(株) 女川原子力発電所第2号機 有効応力解析の妥当性と液状化強度特性の保守性, 第1003回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料1-2

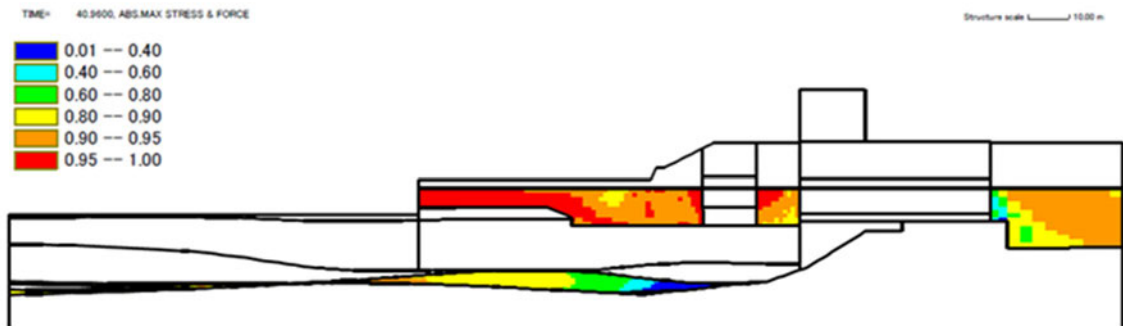


第1.3-2図 有効応力解析 (FLIP) における要素シミュレーション結果

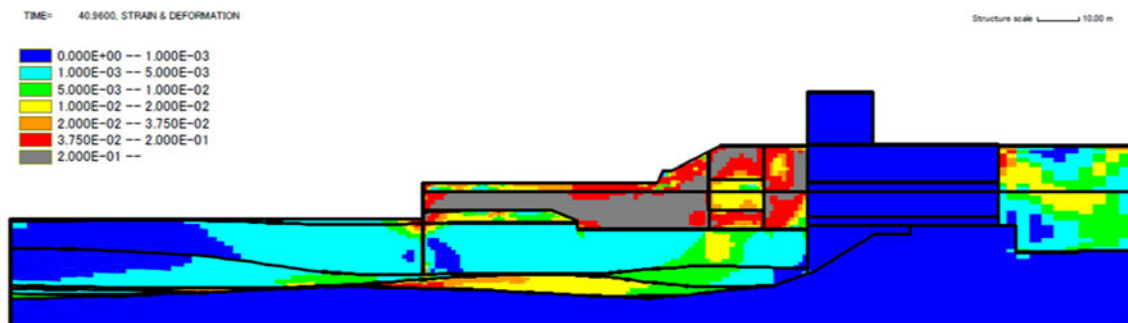
1.4 計算結果の比較

有効応力解析 (FLIP) の計算結果について、KK7における中越沖地震の再現計算を第1.4-1図に、当社の検証用モデルにおけるSs-A加振時の結果を第1.4-2図に示す。

KK7における中越沖地震の再現計算では、埋戻し土の過剰間隙水圧比が90%超え、大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。一方、検証用モデルにおけるSs-A加振時においても、埋戻し土の過剰間隙水圧比が90%を超え、大きなせん断ひずみが発生しており、液状化の様相を呈していると考えられる。

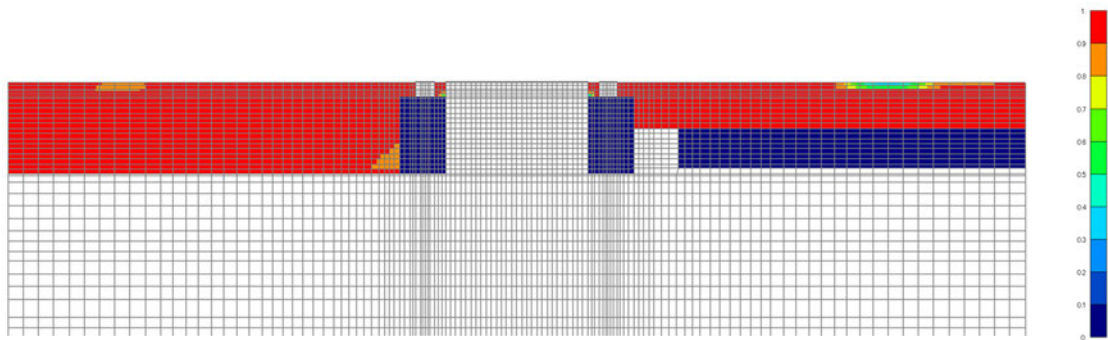


(a) 最大過剰間隙水圧

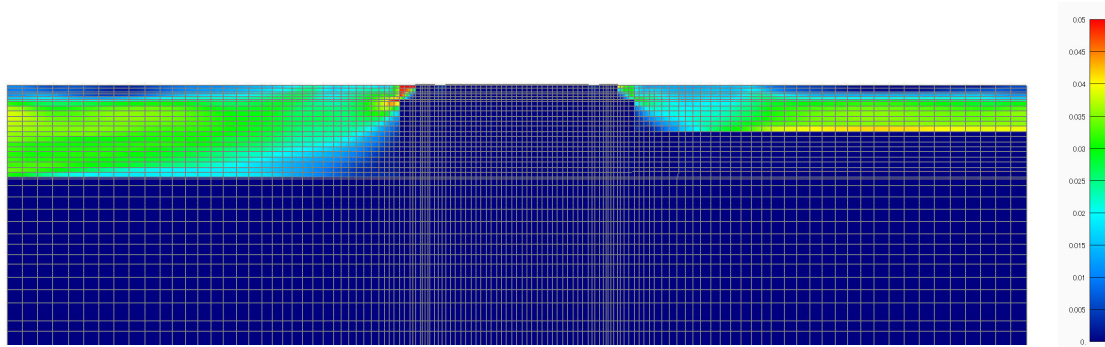


(b) 最大せん断ひずみ (残留値)

第1.4-1図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (KK7中越沖再現計算)



(a) 最大過剰間隙水圧



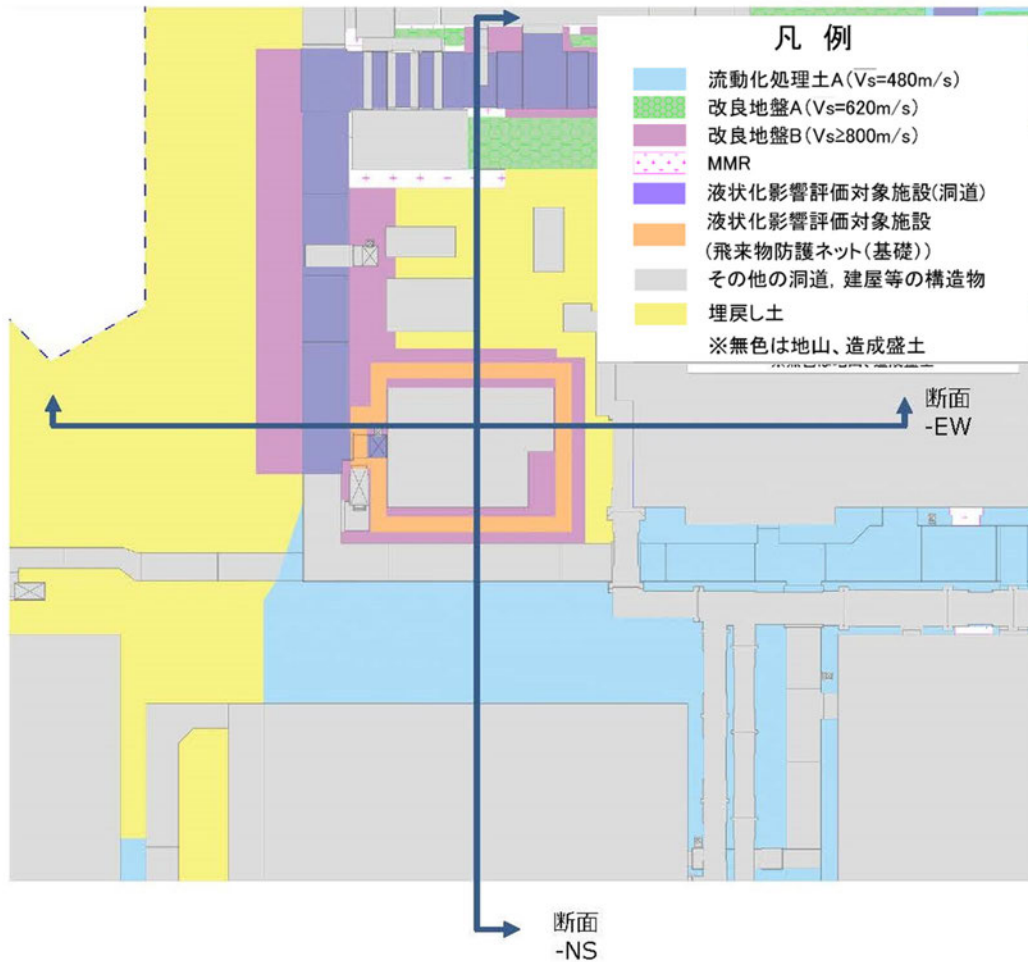
(b) 最大せん断ひずみ

第1.4-2図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (検証用モデル [Ss-A加振時])

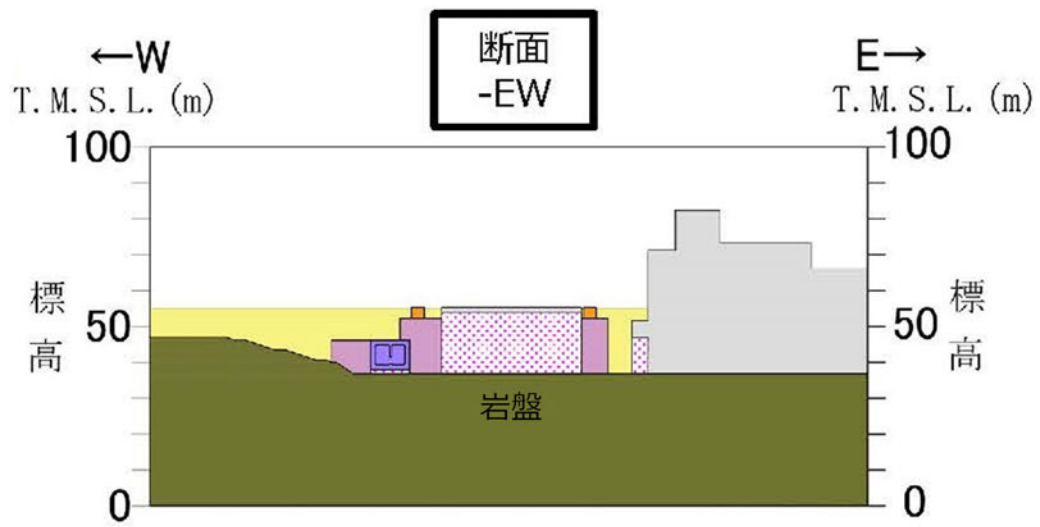
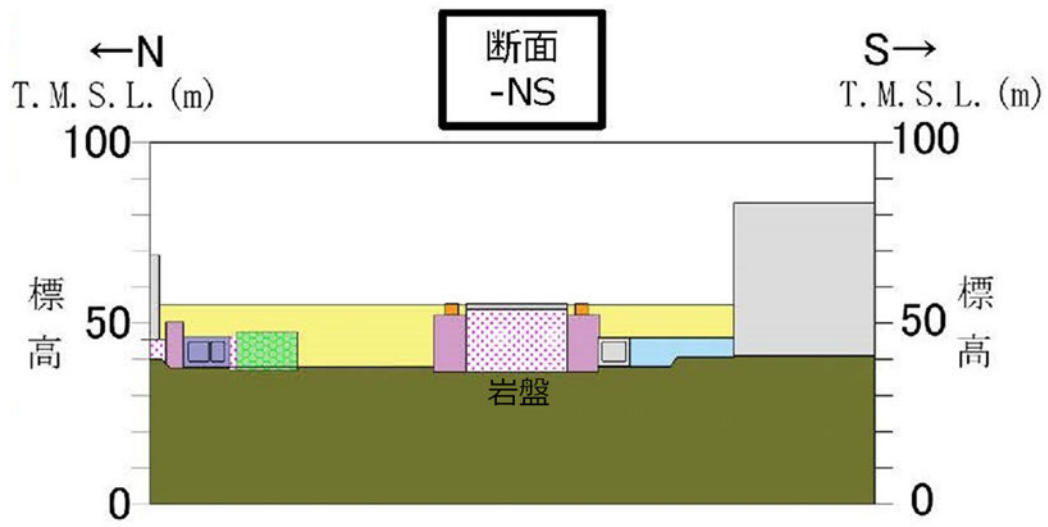
1.5 施設の設置及び周辺状況

飛来物防護ネット架構周辺地中部における平面図を第1.5-1図に、断面図を第1.5-2図に示す。施設の形状については概ね矩形形状となっており対称性が見られることを確認した。

施設周辺の液状化対象層である埋戻し土についても岩盤上に概ね水平成層となっていることを確認した。なお、西側に岩盤部の傾斜があるが、その間に洞道や改良地盤があることから、施設の応答への影響は小さいと思われるため、FEMモデルでは、液状化しやすい埋戻し土が水平に広がっていると保守的に設定した。



第1.5-1図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の平面図



第1.5-2図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の断面図

1.6 まとめ

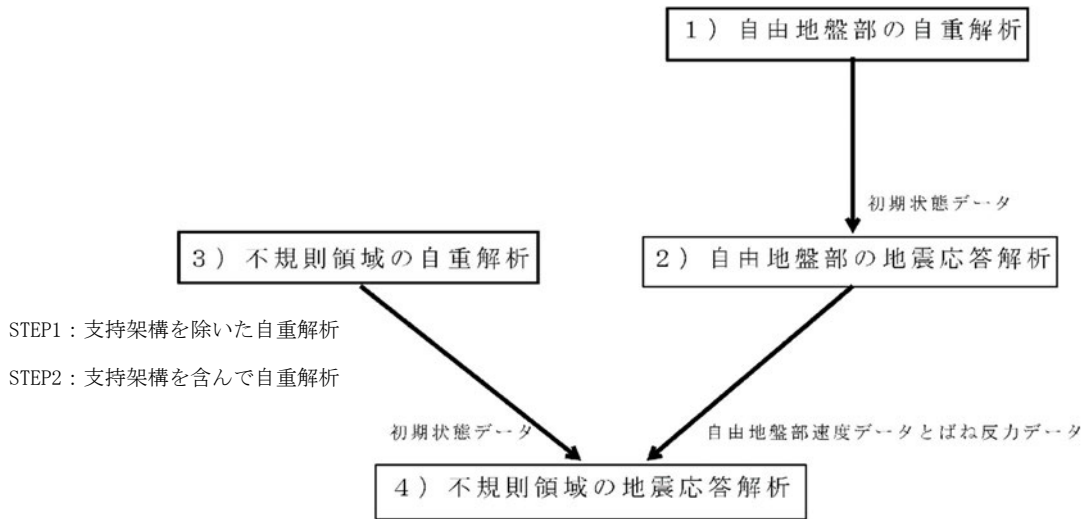
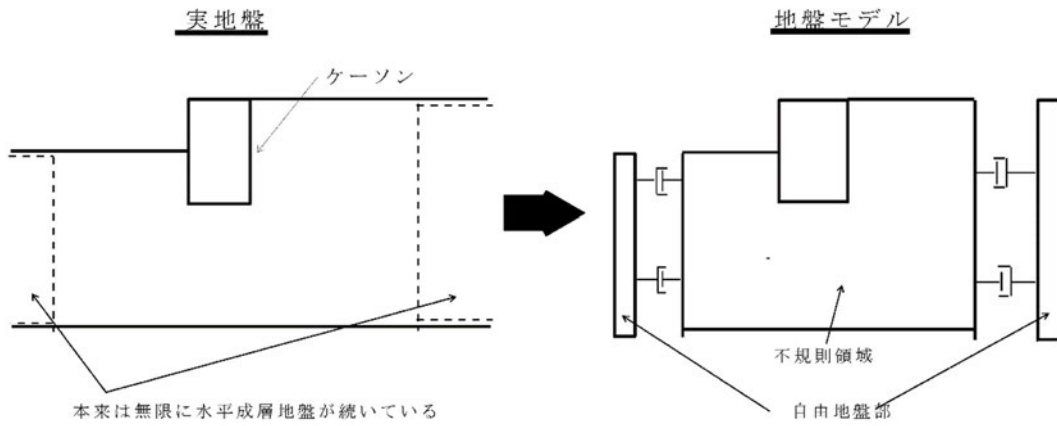
検証用モデルの妥当性は、モデル構築の妥当性が確認された発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを比較することで確認した。また、既往文献などによる検証事例から有効応力解析 (FLIP) の適用性について検討した。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、発電炉と同様のプロセスにより構築していること、有効応力解析における解析コード (FLIP) の適用性を確認していること及び中越沖地震の再現計算と同じようにSs-A加振時に液状化の様相を再現できていることから、本モデルを用いることは妥当である。

2. 解析条件

2.1 共通

- ・ 地盤2次元FEMの解析コードは、「FLIP Ver 7.4.1」とする。
- ・ 非液状化時に全応力解析を用い、液状化時には有効応力解析を用いる。
- ・ 非液状化と液状化の解析モデルは同一のモデルを用いる。液状化時の有効応力解析と非液状化時の全応力解析の物性値の違いは、液状化特性(液状化パラメータ含む)の入力の有無のみであり、他は同様とする。
- ・ 地盤条件は、基本的に基本ケースの直下地盤及び埋戻し土の条件での検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の5倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T. M. S. L. -70.0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第2.1-1図のとおりとする。冷却塔及び飛来物防護ネット架構については、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組合せについては、第2.1-1表に示す。
- ・ 冷却塔の基礎及び飛来物防護ネット架構の基礎梁の上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。支持架構のモデル化は、線形平面ひずみ要素でモデル化された基礎梁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・はりフレーム部分には線形梁要素、座屈拘束ブレース部分には非線形バネ要素を用いてモデル化する。
- ・ 断面ごとに固有値解析を行い、得られた系全体の有効質量比の最も大きい振動数(f)と各々の材料の減衰定数(h)から剛性比例型減衰(β)を算定する(冷却塔及び飛来物防護ネット架構はRayleigh減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第2.1-2表及び第2.1-3表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、等価剛性及び等価減衰定数を設定する。
- ・ 埋戻し土の物性値を第2.1-4表に示す。
- ・ 改良地盤Bの物性値を第2.1-5表に示す。
- ・ 基礎梁などコンクリート材料については線形として扱う。



第2.1-1図 解析ステップ(「FLIPマニュアル」に加筆)

第 2.1-1 表 荷重の組合せ

種別	荷 重	荷重の概要
永久 荷重	固定荷重	躯体自重と土被り荷重を考慮
	上載荷重	地表面に 1.53tf/m ² (15kN/m ²)*として 設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧, 揚圧力)	構造物に対して設定
変動 荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発 荷重	地震力 (水平・鉛直地震動)	水平・鉛直同時加振 動土圧を考慮

注記 * : 再処理施設の敷地内の運用状況を考慮した共通条件

第2.1-2表 Ss-A加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第2.1-3表 Ss-C1加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第2.1-4表 埋戻し土の物性値(基本ケース)

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

D:深度 (m)

w_l :液状化特性全体を規定するパラメータ

p_l :液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 :液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l :液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l :液状化の終局状態を規定するパラメータ

第2.1-5表 改良地盤Bの物性値

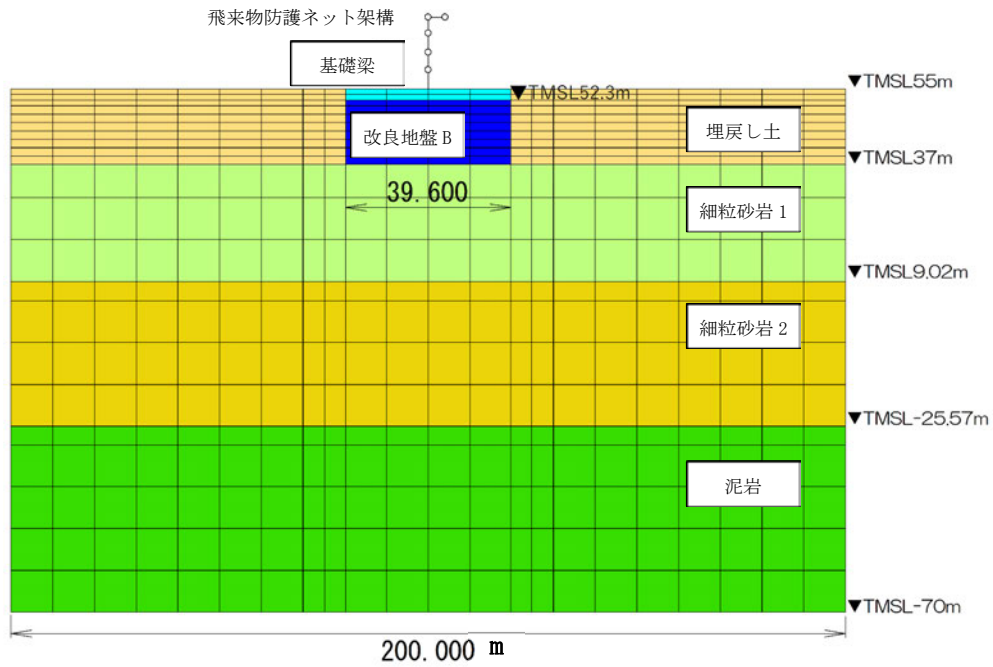
項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.720	g/cm ³
間隙率	n	0.55	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.000	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.100×10^6	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.000	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.869×10^6	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	3.000×10^3	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-

2.2 設計モデル

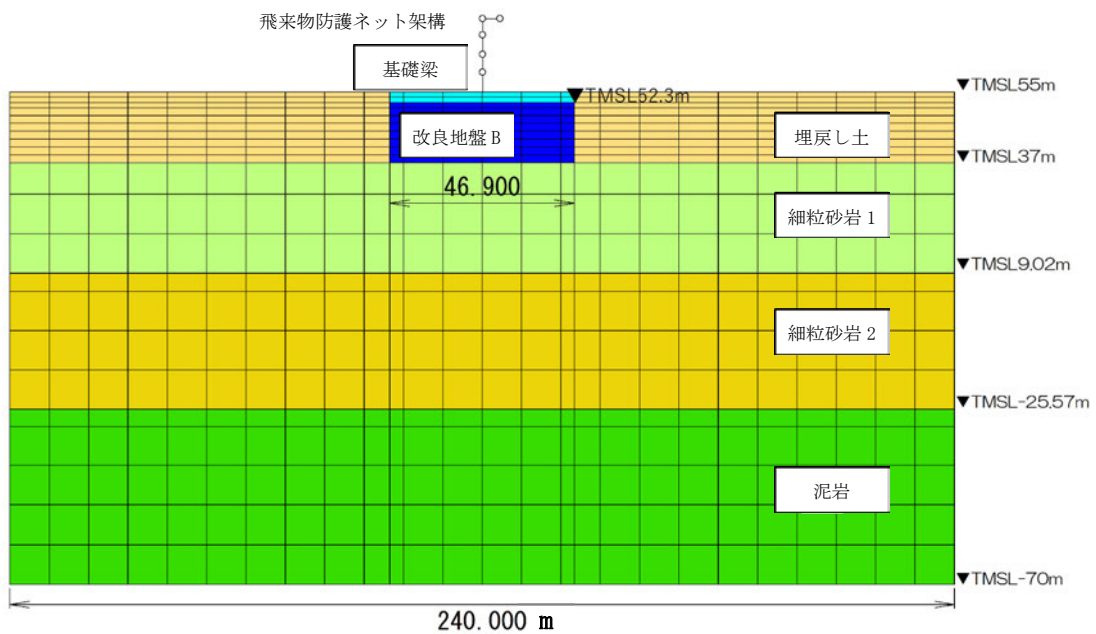
- ・検討断面は、NS断面(検証用モデルの断面②-NS相当)とEW断面(検証用モデルの断面②-EW相当)とする。
- ・モデル化対象を第2.2-1表に示す。
- ・解析モデル図を第2.2-1図, 第2.2-2図に示す。

第2.2-1表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素 (非線形)
改良地盤B(非液状化層)	マルチスプリング要素 (非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
基礎梁	線形平面ひずみ要素
飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素



第2.2-1図 設計モデルNS断面



第2.2-2図 設計モデルEW断面

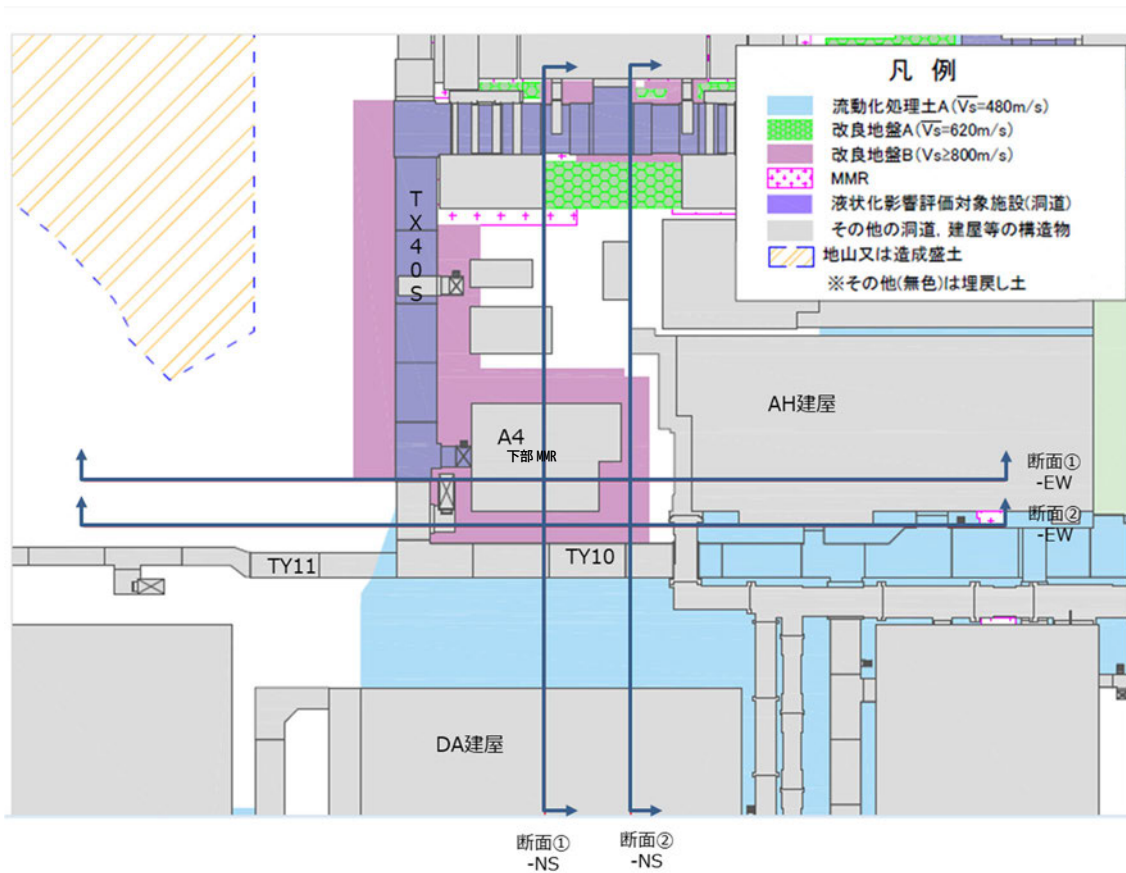
2.3 検証用モデル

- ・モデル化対象を第2.3-1表に示す。
- ・検討断面を第2.3-1図に示す。

第2.3-1表 検証用モデルのモデル化対象

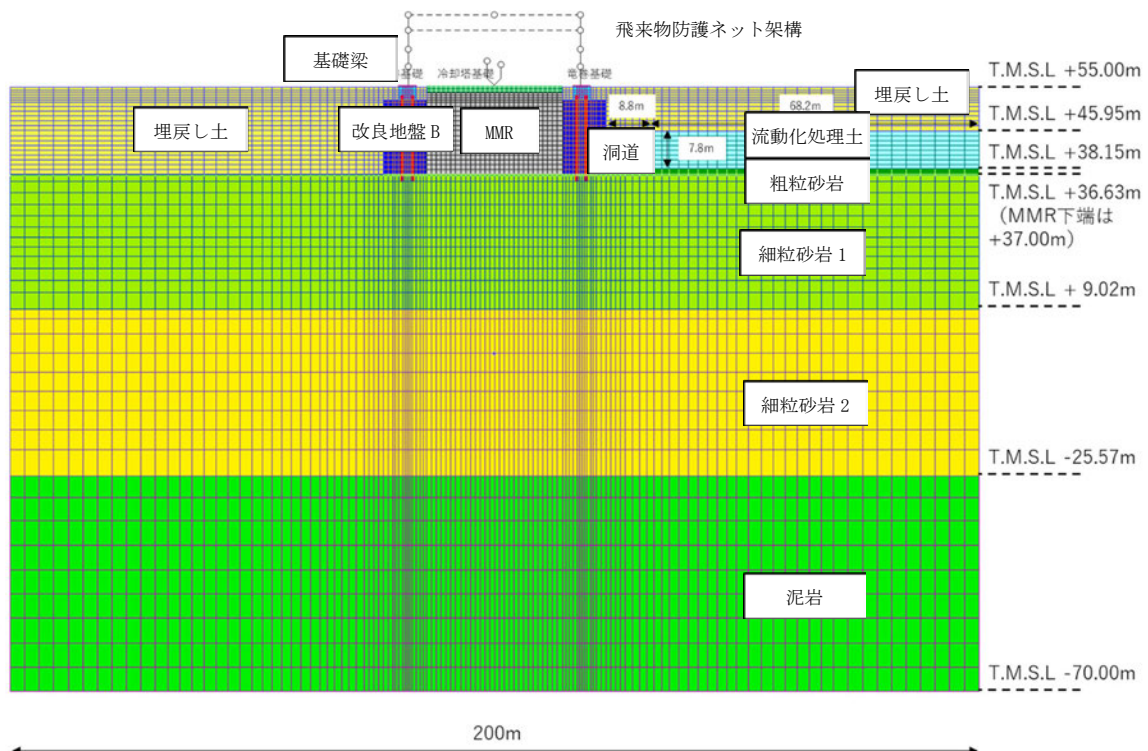
モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素(非線形)
改良地盤B(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
流動化処理土(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
MMR, 冷却塔基礎, 基礎梁	線形平面ひずみ要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面ひずみ要素
冷却塔及び飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素
杭周面	ジョイント要素(非線形)
杭先端	非線形バネ要素
材料間の滑り及び剥離	ジョイント要素(非線形)

- ・各検討断面での解析モデル図を第2.3-2図～第2.3-5図に示す。NS方向については、冷却塔を中心に南(第2.3-1図中下側)及び北(第2.3-1図中上側)において低レベル廃棄物処理建屋(DA建屋)などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW方向について、冷却塔の近傍に立坑(部分的に存在)及び分析建屋(AH建屋)が存在する。また、冷却塔の東(第2.3-1図中右側)においては分析建屋(AH建屋)より南側に建屋基礎より剛性の低い流動化処理土が存在する。このような3次元形状を有する構造物の状況を勘案し、冷却塔の東(第2.3-1図中右側)は流動化処理土(部分的に洞道及びMMRもモデル化)、冷却塔の西(第2.3-1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としてモデル化することとする。
- ・構造躯体と地盤の境界であれば、接触面が明確に存在するため、剥離を考慮することは一般的である。しかしながら、埋戻し土と改良地盤の境界については地盤改良の施工方法を鑑み、明確な境界面は構成されない。従って、剥離する現象が生じることは考えられず、埋戻し土と改良地盤の境界には接触剥離要素を設ける必要はないと考えている。また、別添1において、接触剥離要素の有無による結果を比較し、影響を確認しているが、概ね同等の結果が得られている。

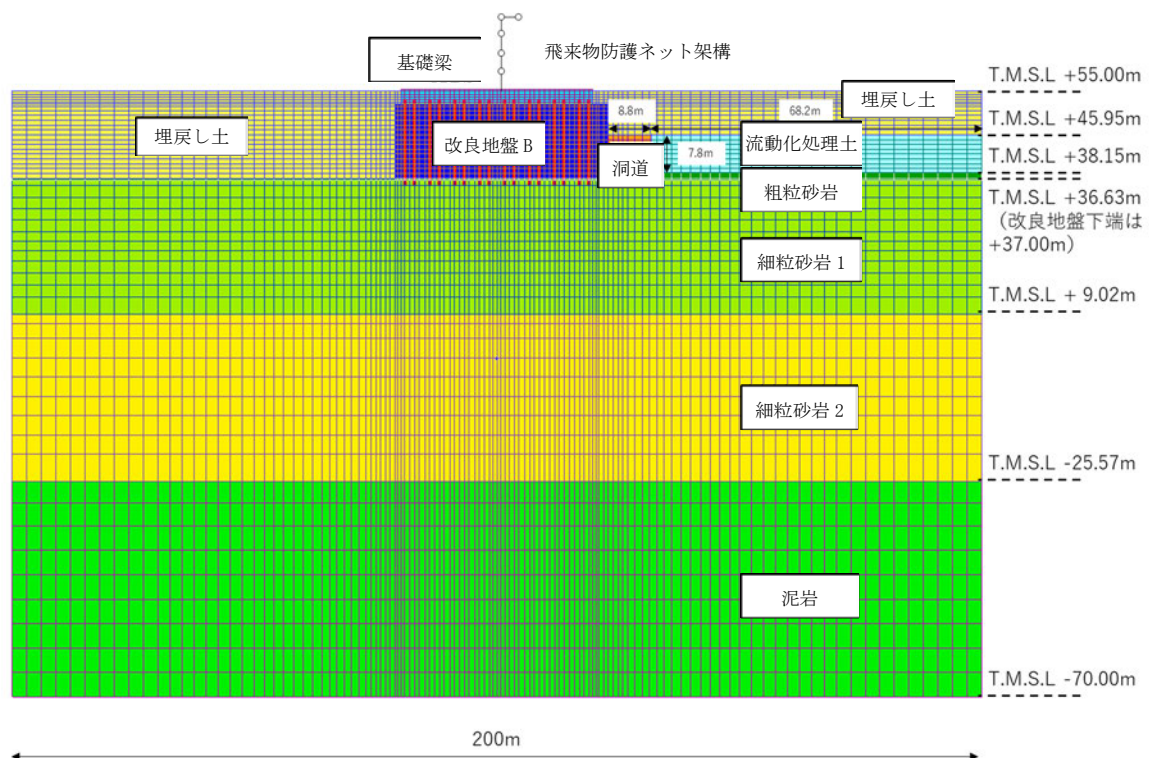


凡例
A4 : 安全冷却水 B 冷却塔
AH : 分析建屋
DA : 低レベル廃棄物処理建屋
TX40S・TY10・TY11 : 洞道

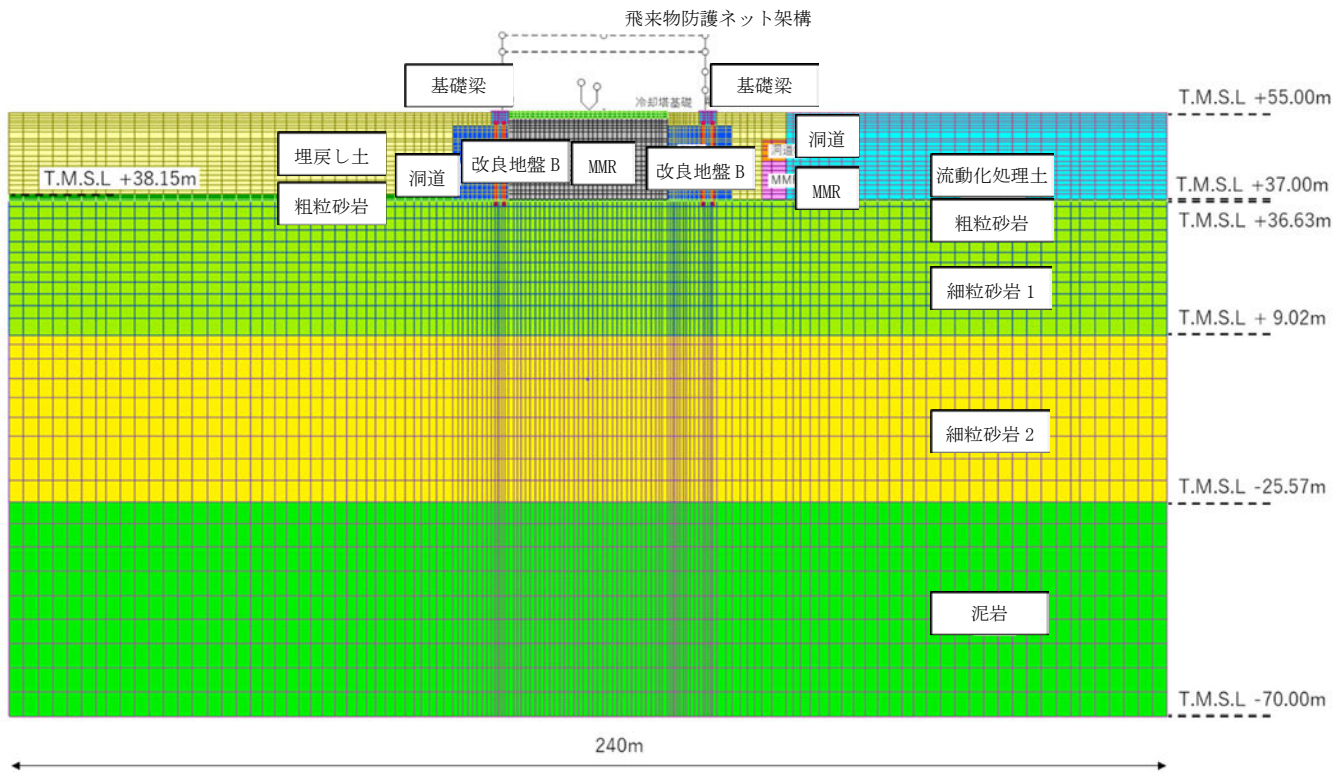
第 2. 3-1 図 検証用モデルの検討断面



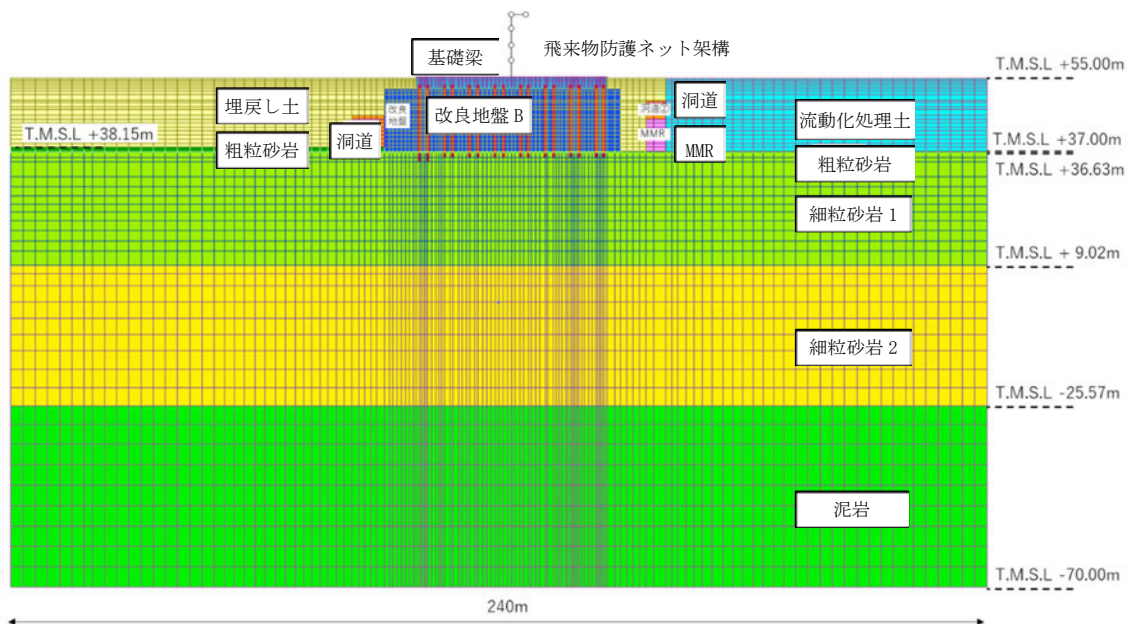
第2.3-2図 検証用モデル断面①-NS



第2.3-3図 検証用モデル断面②-NS



第2.3-4図 検証用モデル断面①-EW

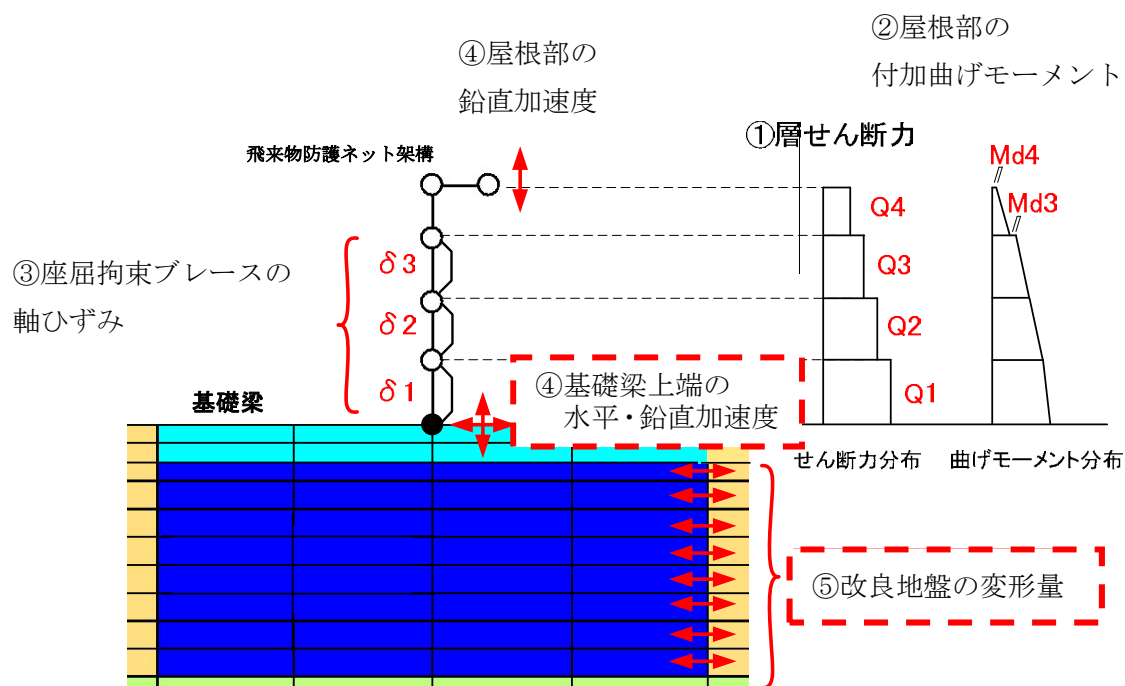


第2.3-5図 検証用モデル断面②-EW

3. 妥当性・保守性を確認する応答値

出力応答のイメージを第3-1図に、解析・設計フローを第3-2図に示す。解析の出力一覧を第3-1表に整理する。第3-1表に示す○の項目は、第3-2図に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値(図中の赤破線枠)である。設計モデルの保守性は、以下に示す①～⑤の応答値を対象とし、検証用モデルに比べ設計モデルの応答値が大きいことを確認する。

- ①層せん断力(各層の層せん断力のうち支持架構脚部)
- ②屋根部の付加曲げモーメント
- ③座屈拘束ブレースの軸ひずみ
- ④屋根部の鉛直加速度及び基礎梁上端の水平・鉛直加速度
- ⑤改良地盤の変形量



第3-1図 出力応答のイメージ図

第3-1表 解析出力一覧

応答値一覧		部材評価に用いる応答値		
		A：設計モデル	B：検証用モデル	
支持架構 (梁要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸力	×	×	
	せん断力	○	○	
	曲げモーメント	○	○	
	変形量(要素)	○	○	
基礎梁 (平面ひずみ要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸応力度	×	×	
	せん断応力度	×	×	
	軸ひずみ	×	×	
	せん断ひずみ	×	×	
A, B 改良地盤 (平面ひずみ要素)	B 杭(梁要素)	節点変位	○*	△*
		節点速度	×	×
		節点加速度	×	×
		軸応力度	×	×
		せん断応力度	×	×
		軸ひずみ	×	×
		せん断ひずみ	×	×

- ：使用
- △：間接的に使用
- ×：使用しない

注記 *：Aは杭をモデル化しておらず、杭の発生応力が直接解析結果として算出されないため、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。Bは、杭の応力値が直接解析結果として算出されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、AとBの保守性の比較においては、節点変位を間接的に使用して確認する。

4. 設計モデルの妥当性・保守性検証に用いる地震動

「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」に用いる地震動の選定及び液状化時の条件が妥当であることを確認する。

部材設計においては水平方向が支配的となることから地震荷重のうち水平方向のインプットで大きな応答が生じる波を確認する。

基準地震動全波のうち、各応答値が最大となる地震動は第4-1表のとおり。第4-1表の結果から、Ss-A、Ss-C1を検証に用いることは妥当であることを確認した。なお、水平方向の応答ではないが、周辺構造物の鉛直応答への影響分析では屋根部の鉛直加速度が最大となるSs-C2を追加する。基礎梁上端の鉛直加速度においてはSs-B3が最大となるが、水平方向の応答値ではないこと、別添1の「5.4.1 鉛直応答の影響度」において基礎梁及び杭の設計に用いる応答値となるが設計に与える影響が小さいことを確認していることから検証に用いる波として選定しない。

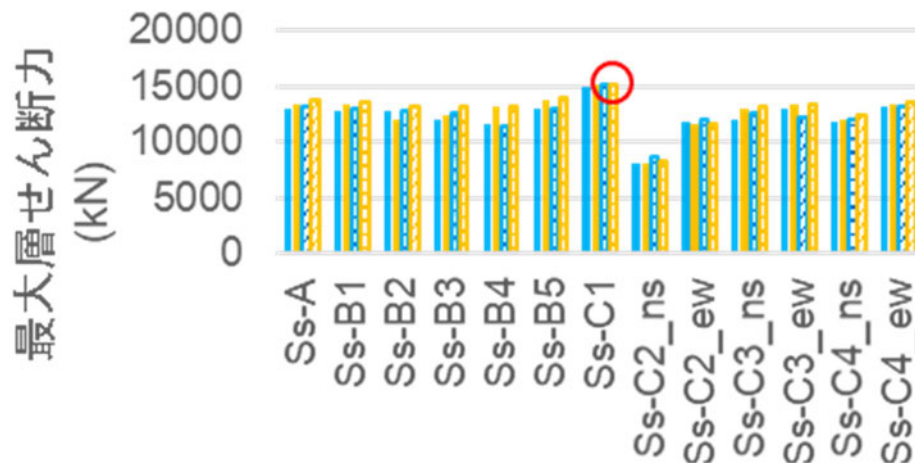
また、非液状化時(全応力解析)・液状化時(有効応力解析)のうち、各応答値が最大となるのは第4-1図～第4-4図の通り、概ね液状化時であり、埋戻し土の状態に液状化時を用いることは妥当であることを確認した。

なお、NS方向を検討対象としたことについては設計モデルの妥当性検証のうち改良地盤の検証で確認している。

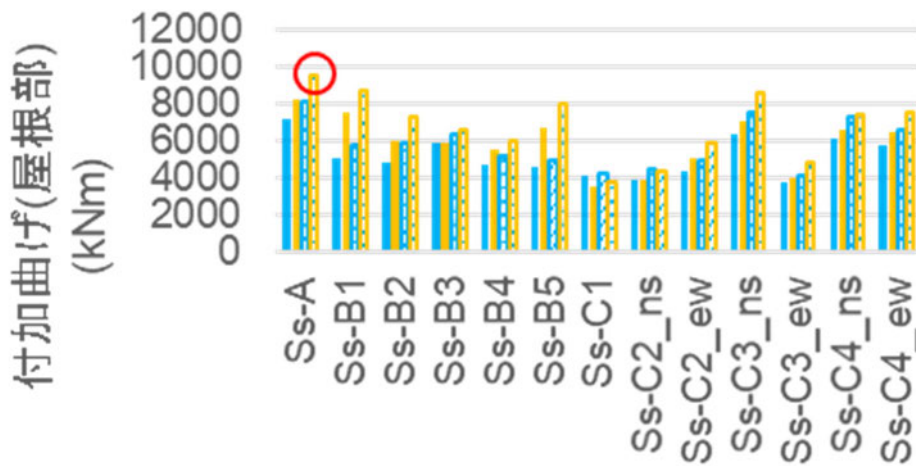
第4-1表 応答値で最大となる地震動

解析	方向	層せん断力	屋根部の 付加曲げ モーメン ト	屋根部 の鉛直 加速度	基礎梁 上端の 水平 加速度	基礎梁 上端の 鉛直 加速度	改良地盤 の変形量	座屈拘束ブレースの 軸ひずみ
全応力解析	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss- C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss- C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
有効応力解析	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss- C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss- C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



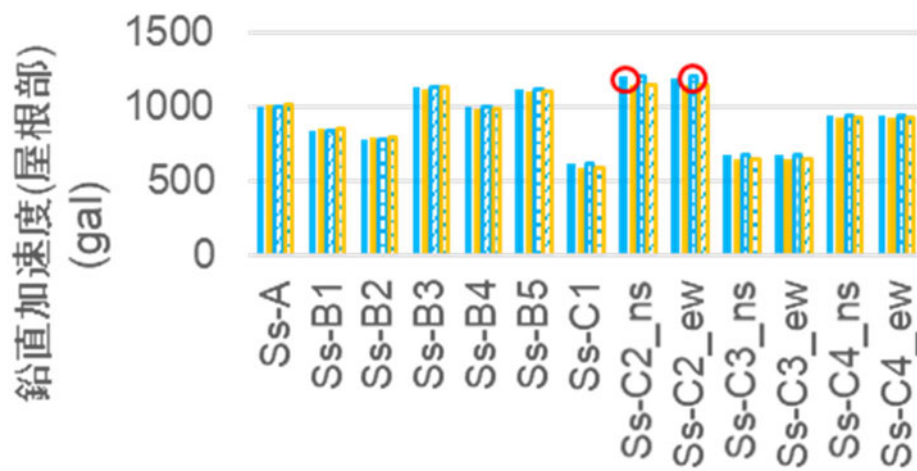
(a) 層せん断力



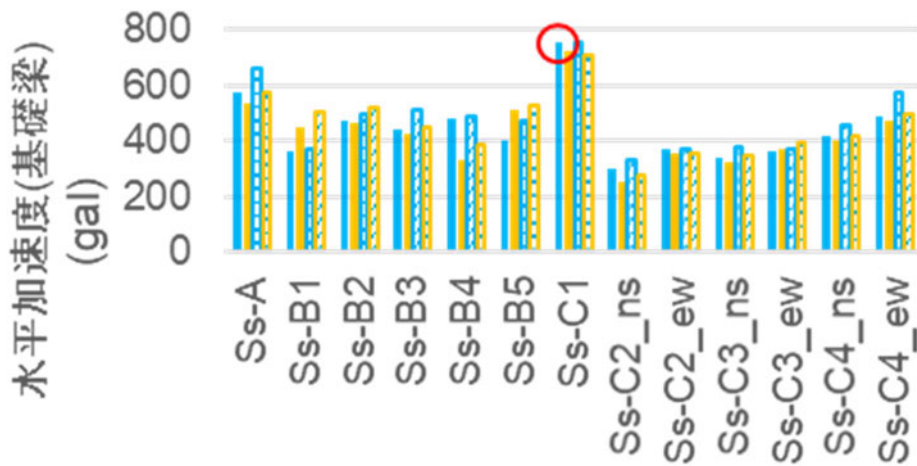
(b) 屋根部の付加曲げモーメント

第4-1図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



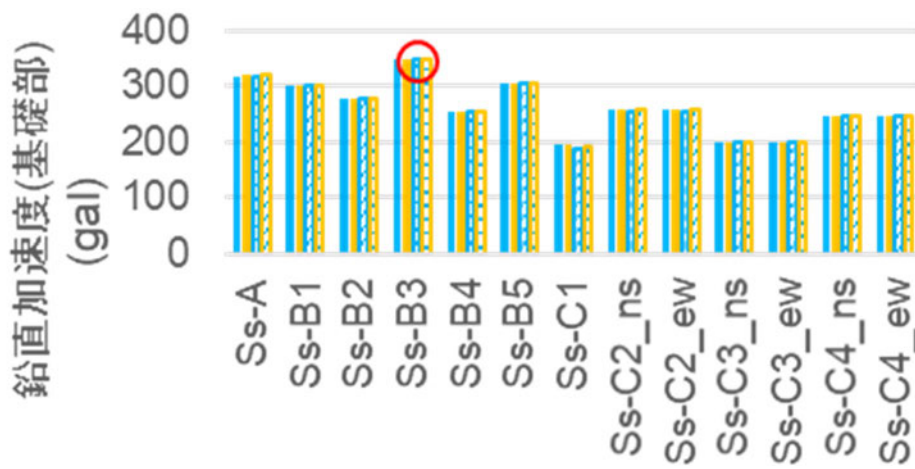
(c) 屋根部の鉛直加速度



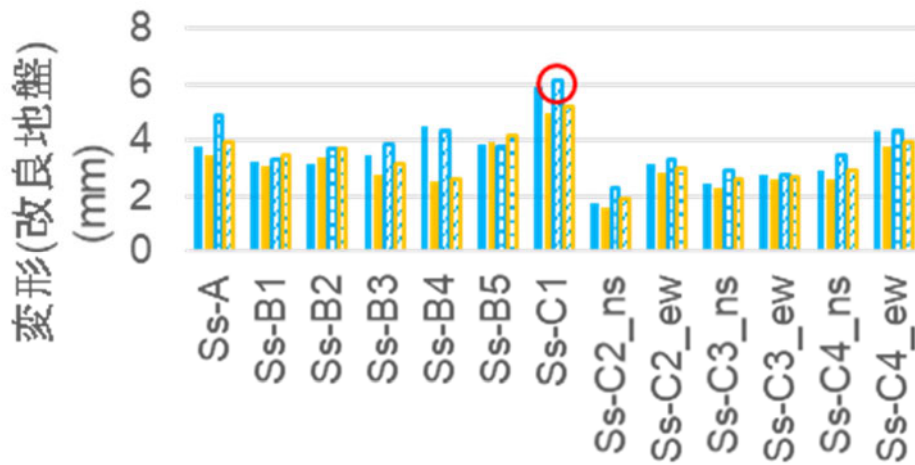
(d) 基礎梁上端の水平加速度

第4-2図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動

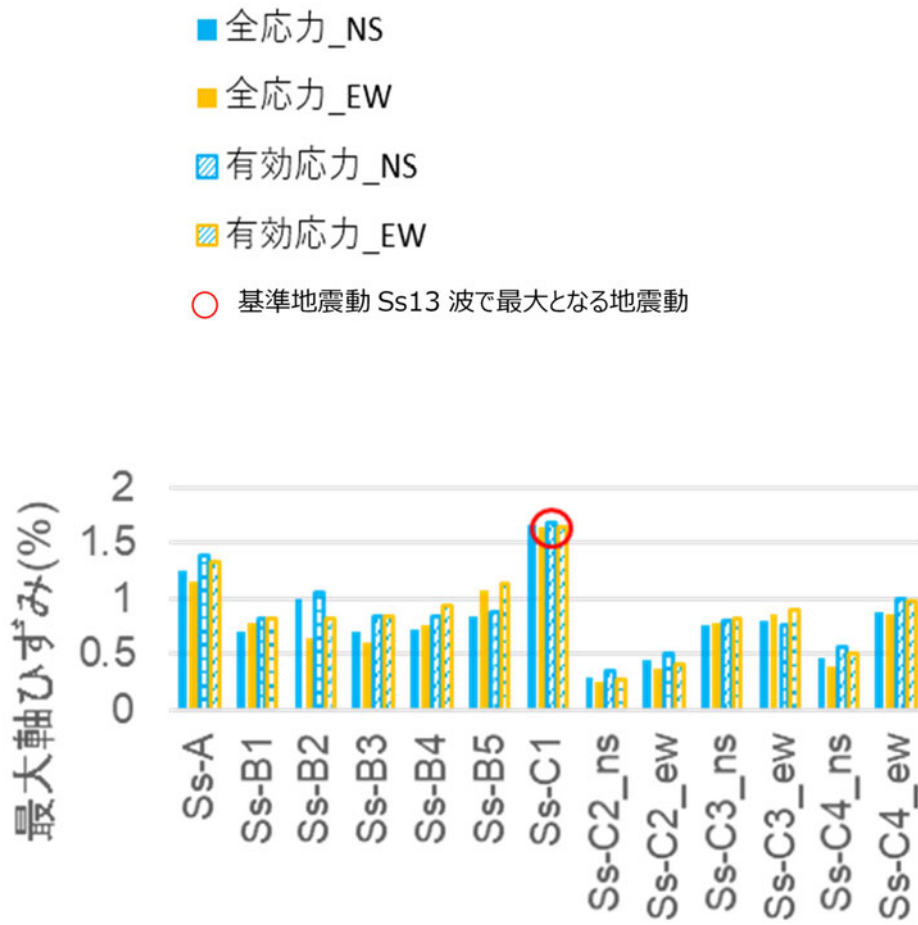


(e) 鉛直加速度(基礎梁)



(f) 改良地盤の変形量

第4-3図 最大応答値



(f) 座屈拘束ブレースの軸ひずみ

第4-4図 最大応答値

別添 2

質点系モデルの妥当性について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 3次元フレームモデルによる解析方法	2
3. 3次元フレームモデルによる静的解析結果	6
4. 3次元フレームモデルによる動的解析結果	7
4.1 固有値解析結果	7
4.2 フレーム(部材荷重及び部材評価)	8
4.3 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	17
5. 質点系モデルとの比較	22
5.1 固有値解析概要	22
5.2 フレーム(部材荷重及び部材評価)	23
5.3 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	29
6. まとめ	34

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における質点系モデルの妥当性について補足説明するものである。

- ・「地震応答計算書」

本資料では、地震応答解析モデルにおいて、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について、3次元フレームモデルを用いて確認する。

本資料の各章において記載する内容を以下に示す。

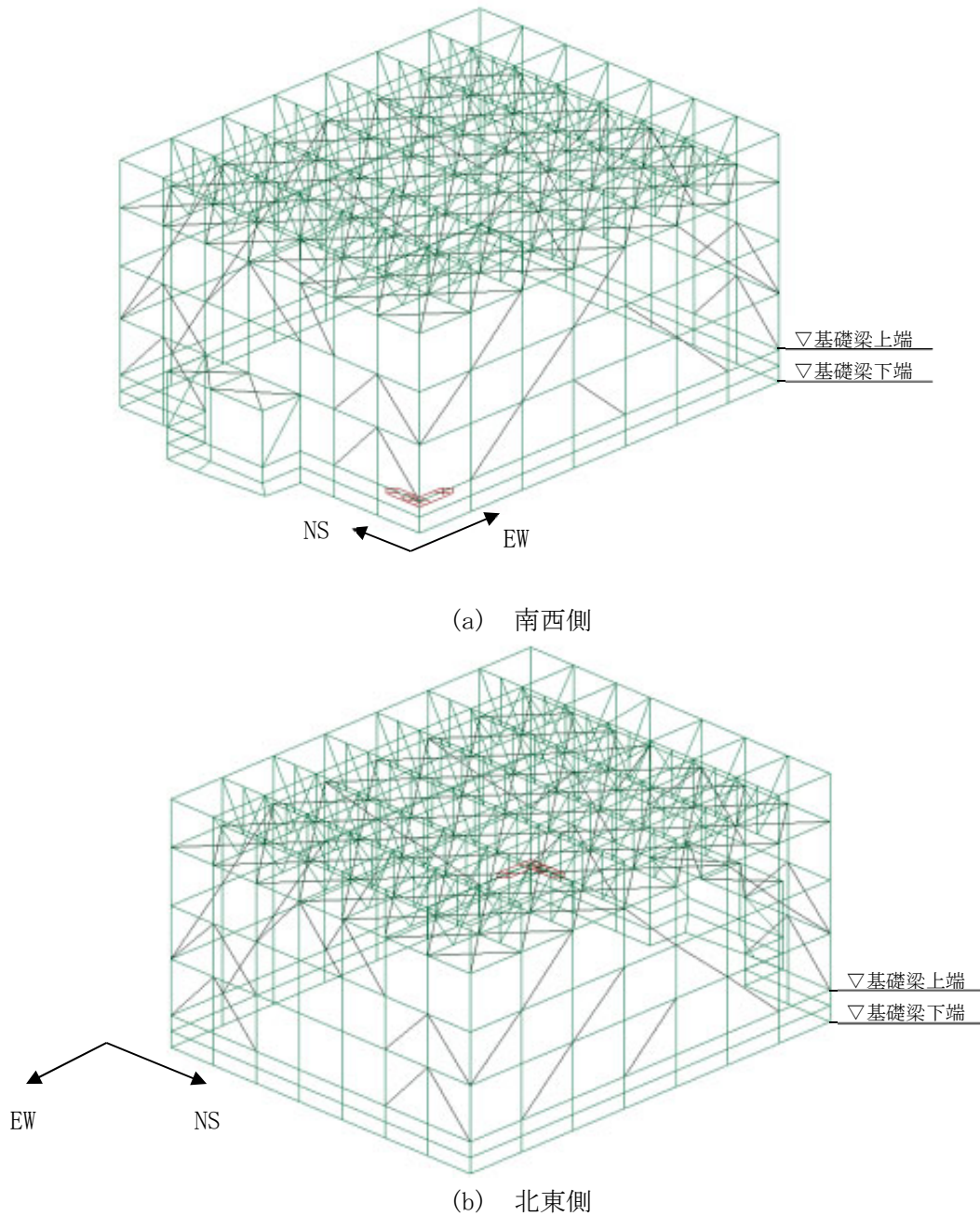
- ・2章では、3次元フレームモデルによる解析方法について説明する。
- ・3章では、3次元フレームモデルによる静的解析により、変形性状として、各層が一様に变形していること、ねじれ変形がないことを確認する。
- ・4章では、3次元フレームモデルによる動的解析により、振動性状として、固有値解析結果、部材荷重及び評価結果について確認し、各層が一体として挙動していることを確認する。
- ・5章では、3次元フレームモデルと質点系モデルによる固有値解析結果、部材荷重及び評価結果を比較し、同等であることを確認する。

2. 3次元フレームモデルによる解析方法

(1) 静的解析

3次元フレームモデルによる静的弾塑性解析は、「耐震計算書」における「4.4.1 支持架構の評価方法」と同様とする。

支持架構の解析モデル図を第2-1図に、使用材料の物性値を第2-1表、部材リストを第2-2表及び座屈拘束ブレースの非線形特性(応力 - 変形関係)を第2-2図に示す。



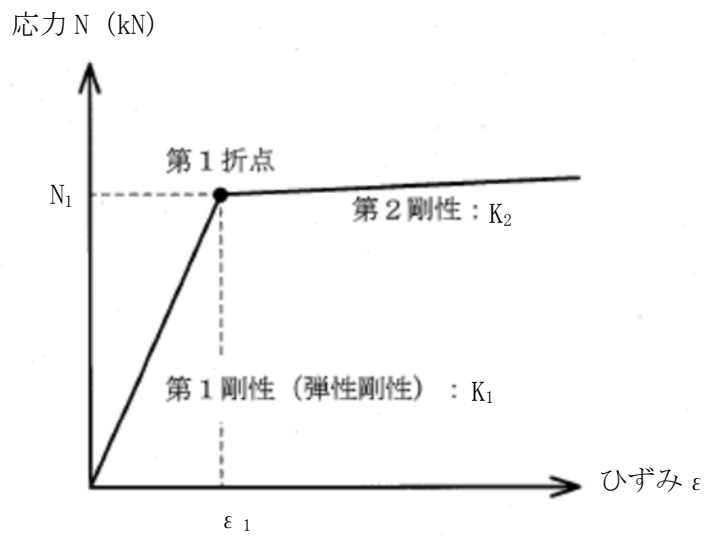
第2-1図 支持架構の解析モデル図

第2-1表 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄骨： BCP325, G385, SN490B	2.05×10^5	0.3
座屈拘束ブレース： 中心鋼材BT-LYP225	2.05×10^5	0.3

第2-2表 部材リスト

部材種別	材質	寸法
柱	G385B	□500×500×32
	BCP325	□500×500×28
	SN490B	H400×400×13×21
大はり	SN490B	H428×407×20×35
	SN490B	H414×405×18×28
	SN490B	H400×400×13×21
小はり	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
トラス柱	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
	SN490B	H300×300×10×15
鉛直ブレース	SN490B	H350×350×12×19
	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
	SN490B	H200×200×8×12
水平ブレース	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
座屈拘束 ブレース (中心鋼材)	BT-LYP225	PL-32×208
	BT-LYP225	PL-32×243
	BT-LYP225	PL-32×278
	BT-LYP225	PL-36×308



- N_1 : 第1折れ点応力
- ε_1 : 第1折れ点ひずみ*¹
- K_1 : 第1剛性(弾性剛性)*²
- K_2 : 第2剛性

中心鋼材寸法	種別	第1折れ点応力 N_1 (kN)	二次勾配倍率* ³ (-)
PL-32×208	SV150	1500	0.001
PL-32×243	SV175	1750	
PL-32×278	SV200	2000	
PL-36×308	SV250	2500	

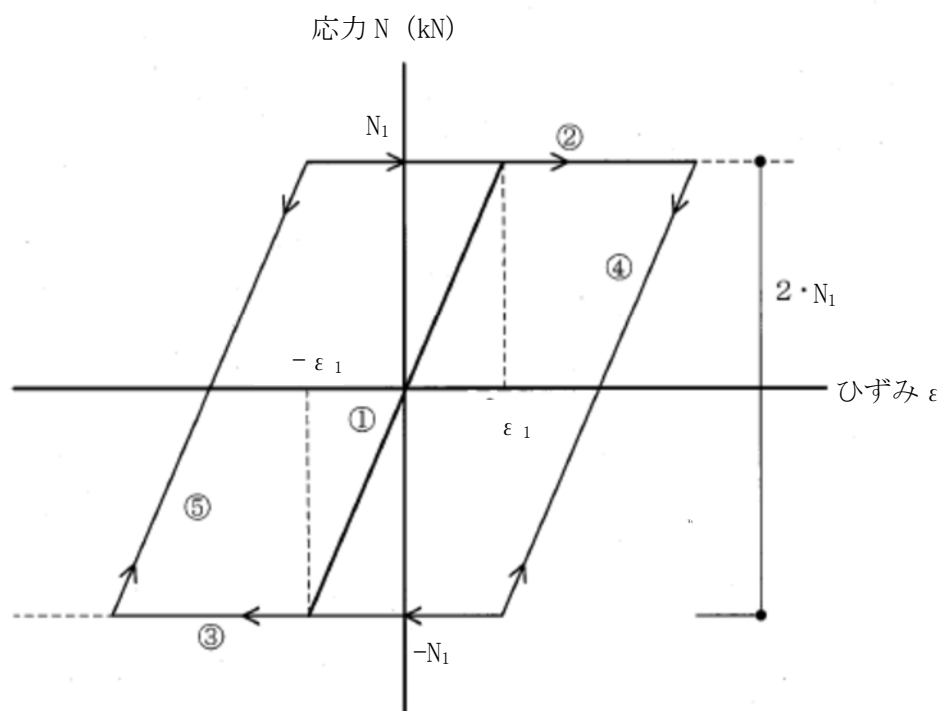
- 注記 *1 : 第1折れ点応力 N_1 を第1剛性 K_1 で除すことにより設定する。
 *2 : 第2-1表のヤング係数に中心鋼材の断面積を乗じて設定する。
 *3 : 第1剛性 K_1 に対する第2剛性 K_2 の倍率を示す。

第2-2図 座屈拘束ブレースの非線形特性(応力 - 変形関係)

(2) 動的解析

3次元フレームモデルによる動的弾塑性解析は、静的解析と同様のモデルとし、座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)及び減衰定数を2%に設定する。座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)を第2-3図に示す。

また、入力地震動は、支持架構の固有周期帯の応答加速度が最大となるS_s-C1を水平1方向(NS方向)に入力する。なお、解析コードは「TDAPⅢ」を用いる。

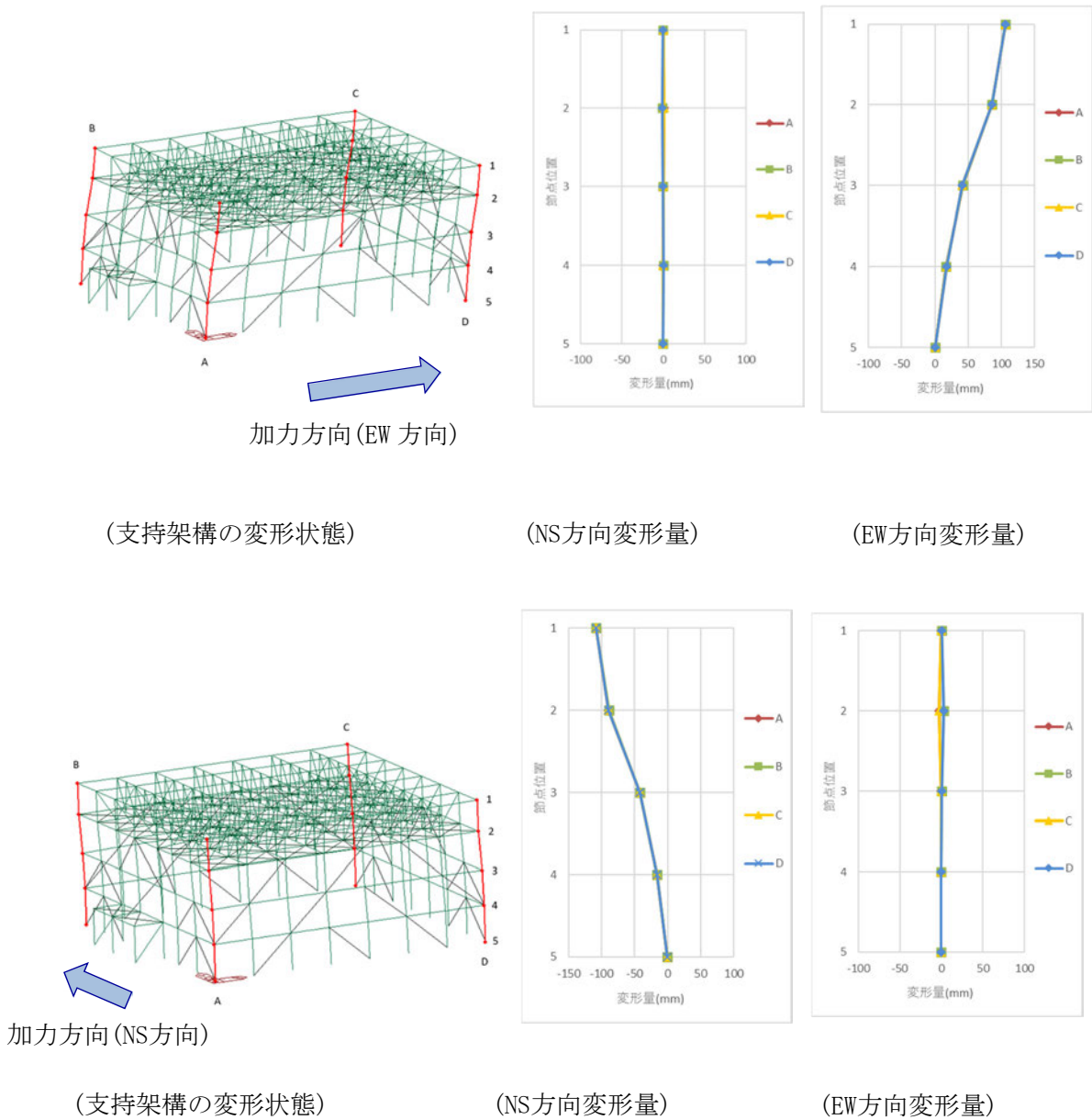


- ①：第1剛性（弾性剛性）
- ②：正側第2剛性
- ③：負側第2剛性
- ④：正側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・ Q_1 戻ると③に移る。
- ⑤：負側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・ Q_1 戻ると②に移る。

第2-3図 座屈拘束ブレースの履歴特性(応力-変形関係)

3. 3次元フレームモデルによる静的解析結果

3次元フレームモデルにおける支持架構及び隅柱の変形状態を第3-1図に示す。静的弾塑性解析により、各層の隅柱が一様に変形しているとともに、ねじれ変形がないことを確認した。

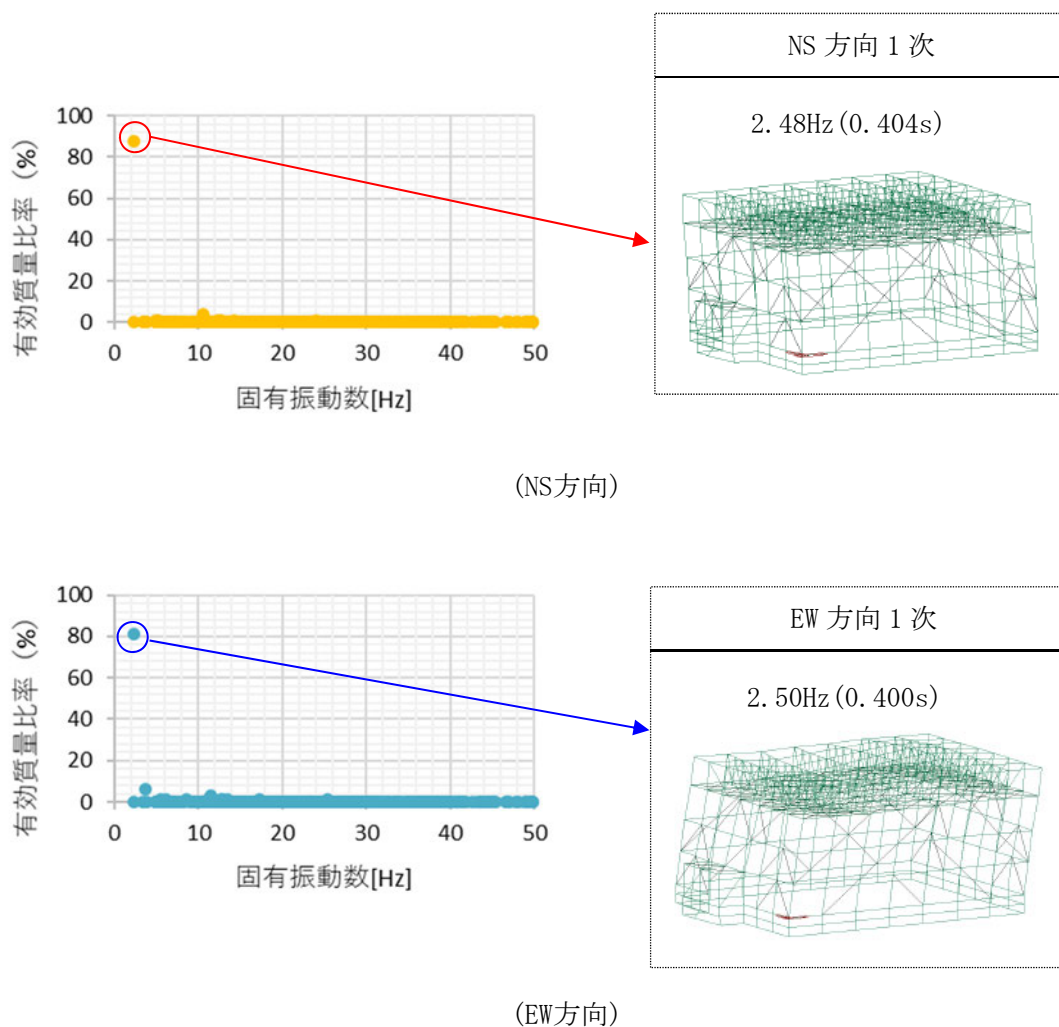


第3-1図 3次元フレームモデルでの隅柱の変形状態

4. 3次元フレームモデルによる動的解析結果

4.1 固有値解析結果

NS方向及びEW方向における固有振動数と有効質量比の関係並びに1次振動数のモード図を第4.1-1図に示す。3次元フレームモデルによる固有値解析により、支持架構の振動モードは1次が支配的であることを確認した。これは、上部の屋根質量が相対的に大きいことによるものと考えられる。



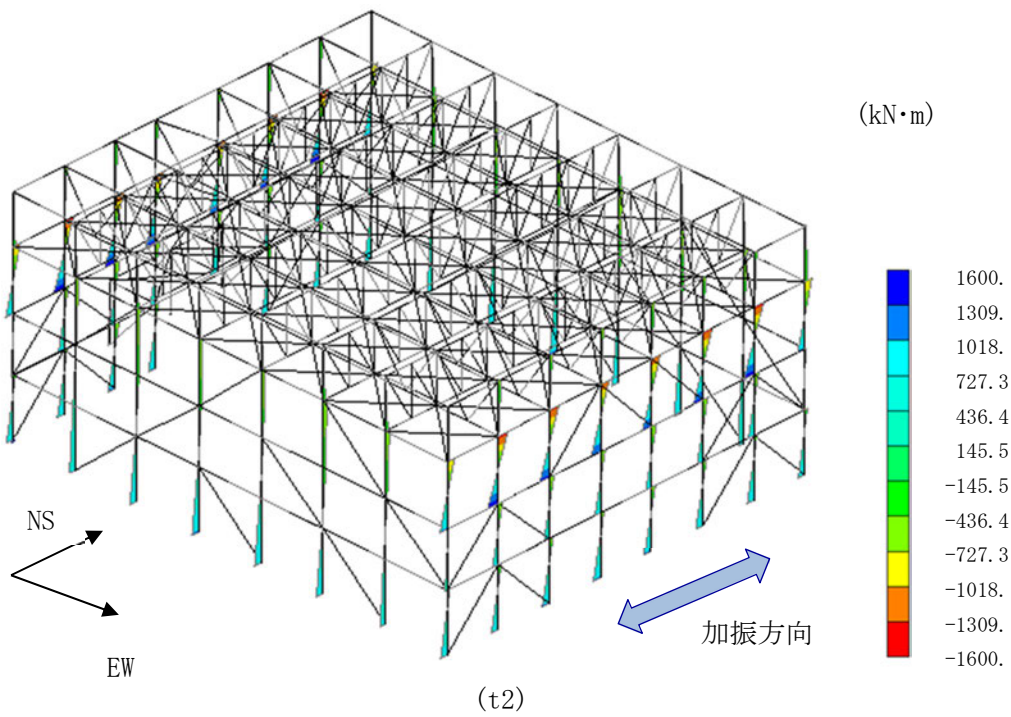
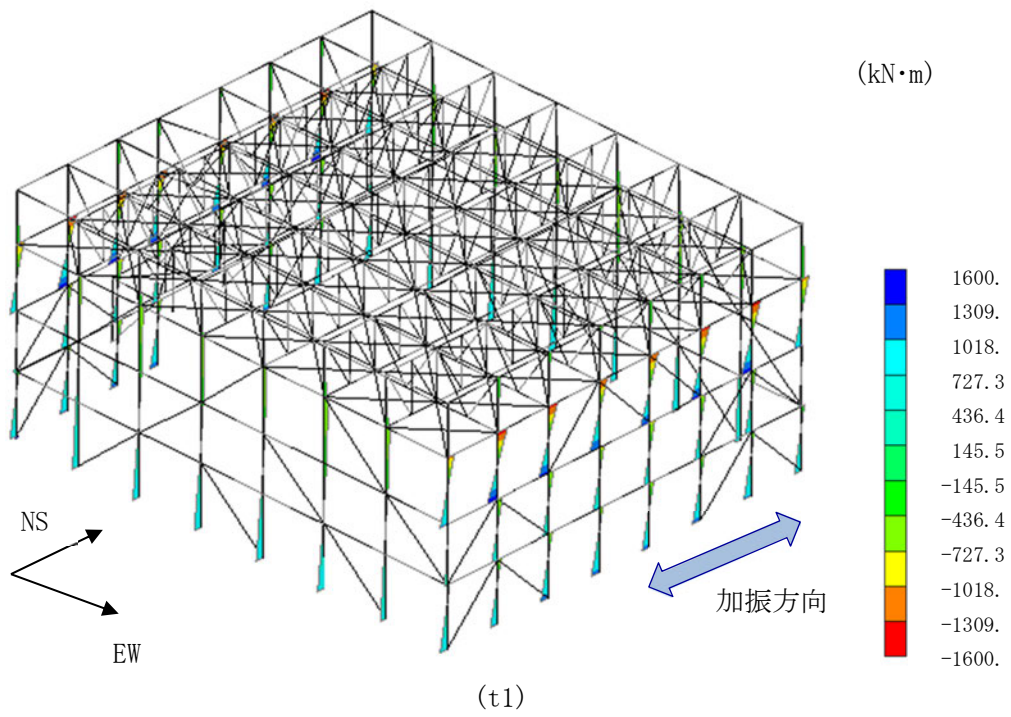
第4.1-1図 3次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

4.2 フレーム(部材荷重及び部材評価)

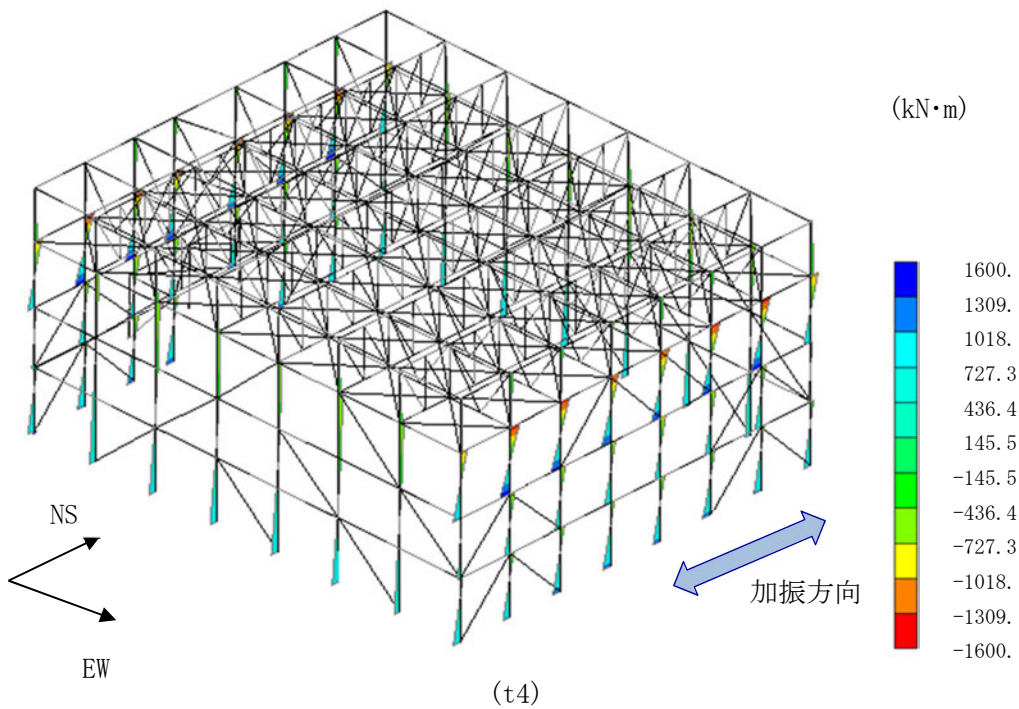
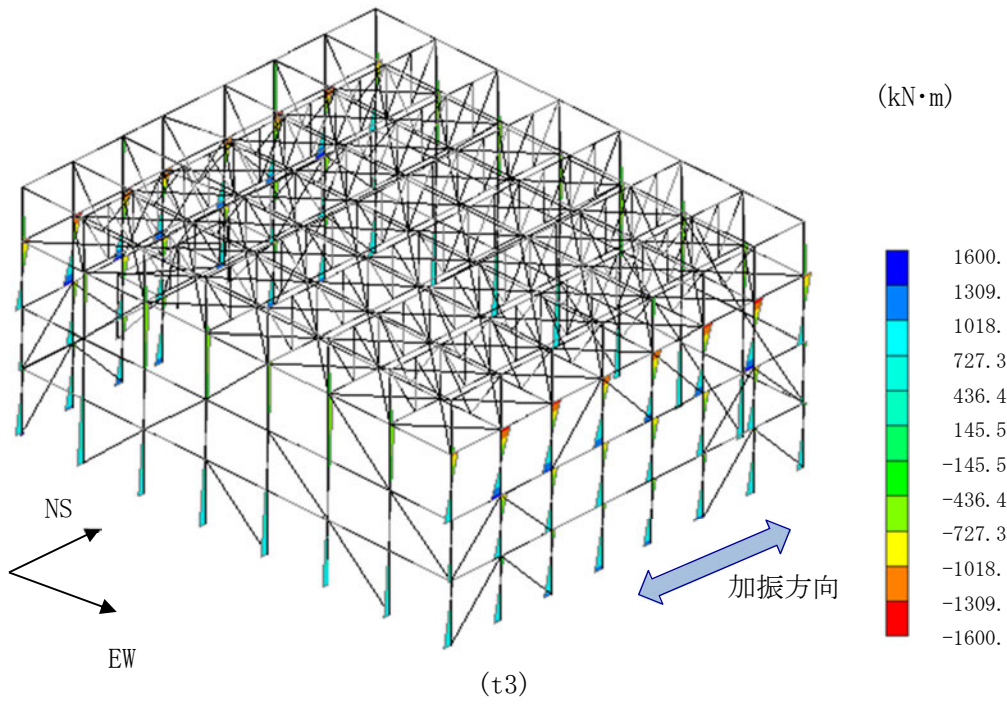
前項で示したとおり1次の振動モードが支配的であることから、3次元フレームモデルによる動的解析から得られた各1～4層の層せん断力が最大となる時刻($t_1 \sim t_4$)において最大の応力が発生していると考えられる。以下では、時刻($t_1 \sim t_4$)における部材荷重及び部材評価について確認する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

時刻($t_1 \sim t_4$)における柱の曲げモーメント分布図を第4.2-1図に示す。時刻($t_1 \sim t_4$)において傾向に大きな違いはなく、3層の曲げモーメントが卓越している。これは、座屈拘束ブレースが配置されている1層から3層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するものの、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層においては柱の荷重負担が大きいことによるものと考えられる。



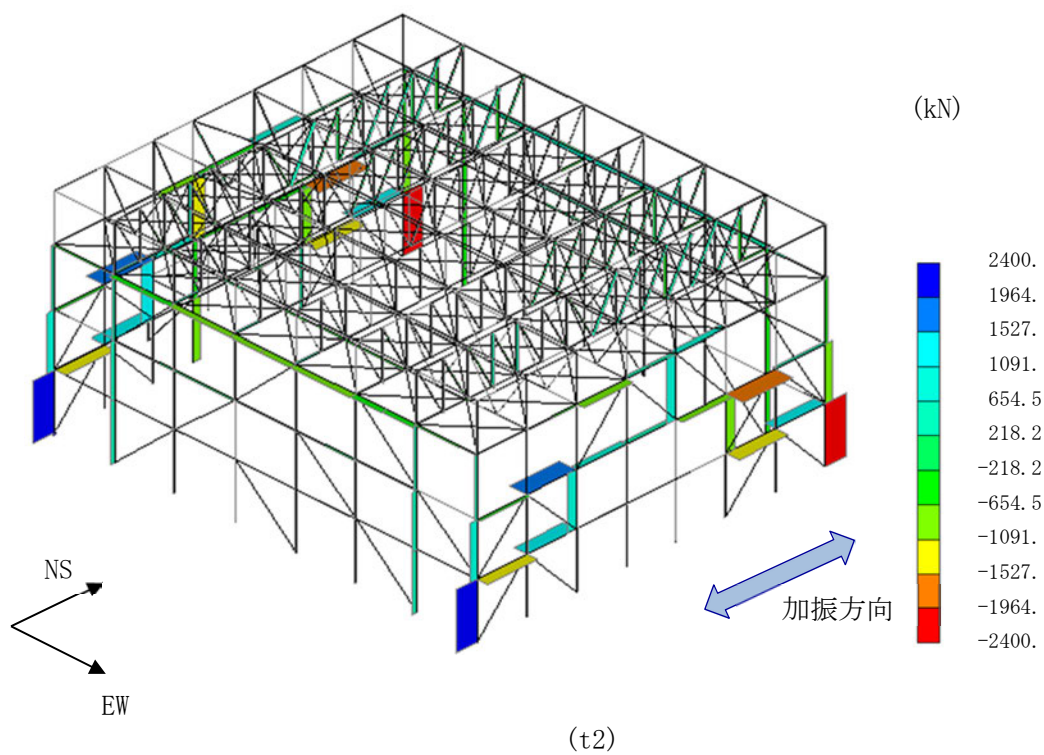
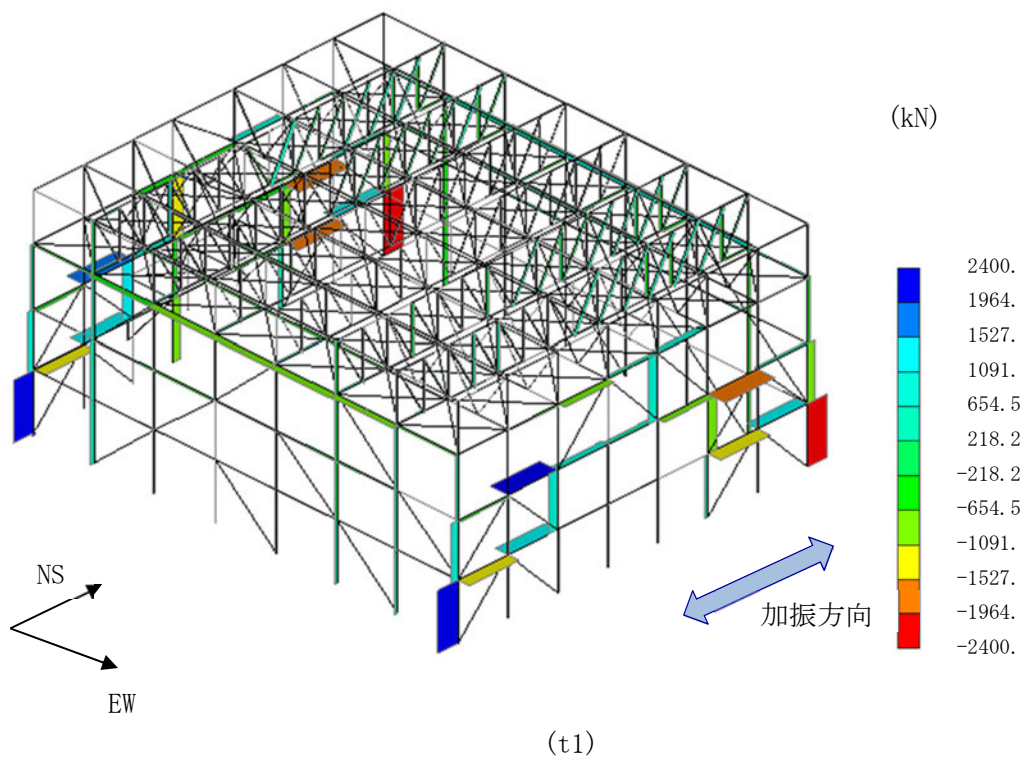
第4.2-1図 曲げモーメント分布図(柱) (1/2)



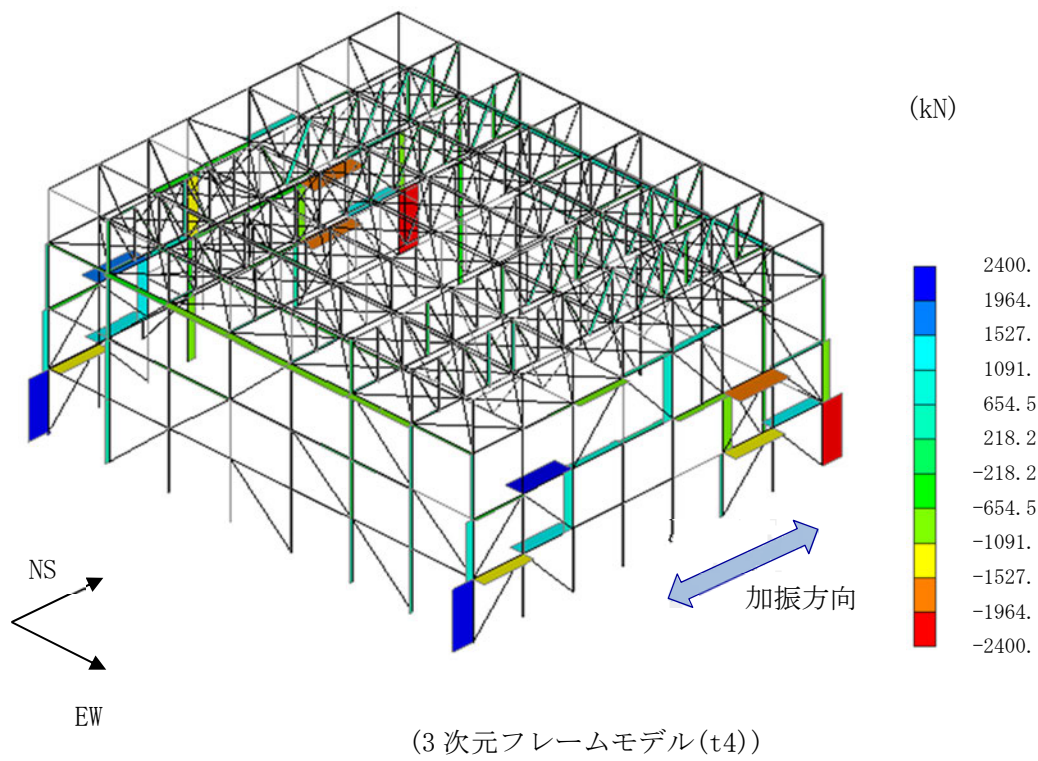
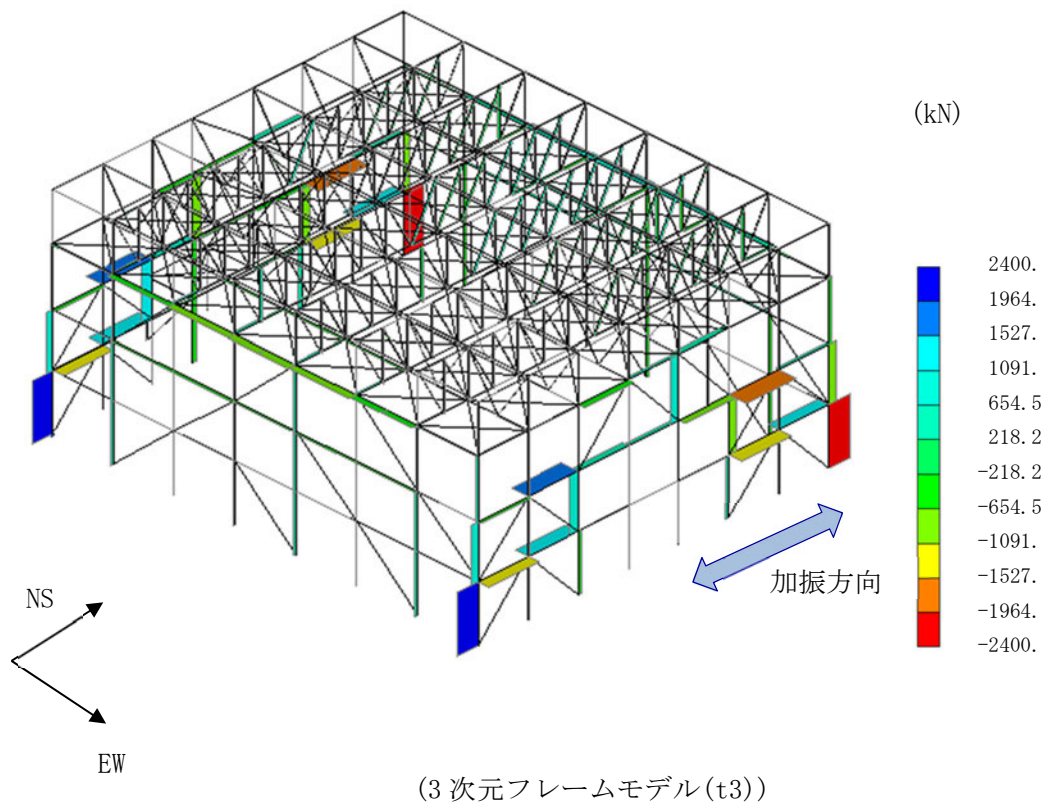
第4.2-1図 曲げモーメント分布図(柱) (2/2)

(2) 部材荷重(軸力)

時刻(t1~t4)における柱及び梁の軸力分布図を第4.2-2図に示す。時刻(t1~t4)において傾向に大きな違いはなく、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所においても大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースに作用した軸力(鉛直方向成分)と釣り合うためと考えられる。一方、梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所で、大きな軸力が作用している。これは、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と考えられる。



第4.2-2図 軸力分布図(柱及び梁)(1/2)



第4.2-2図 軸力分布図(柱及び梁) (2/2)

(3) 部材評価

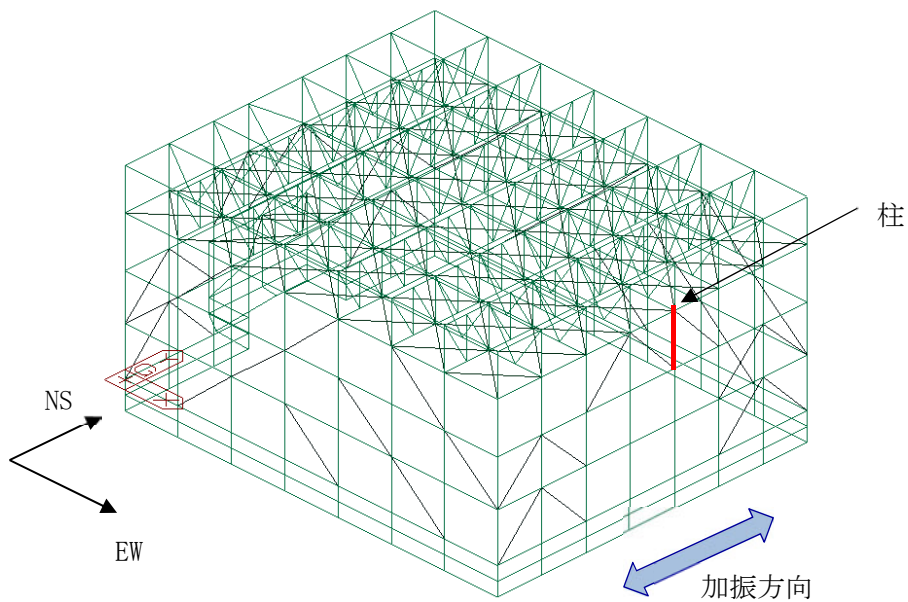
部材荷重(曲げモーメント・軸力)で示したとおり、3層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所の部材評価結果を部材荷重と合わせて第4.2-1表に示す。時刻(t3)において検定比が最大となることを確認した。

また、時刻(t3)における1層～3層の柱の部材評価結果を部材荷重と合わせて第4.2-2表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3層において大きくなることは、部材荷重(曲げモーメント・軸力)の傾向と一致しており、3層の柱が最も大きな検定比となることを確認した。

第4.2-1表 部材評価結果(柱)*

柱	3次元フレームモデル			
	t1	t2	t3	t4
モーメント (kN・m)	1368	1369	1371	1371
軸力 (kN)	1009	960	1077	1077
検定比 (組合せ)	0.67	0.66	0.67	0.67

注記 *：水平方向地震を入力した結果を示す。
また，評価部位を評価部位参照図に示す。

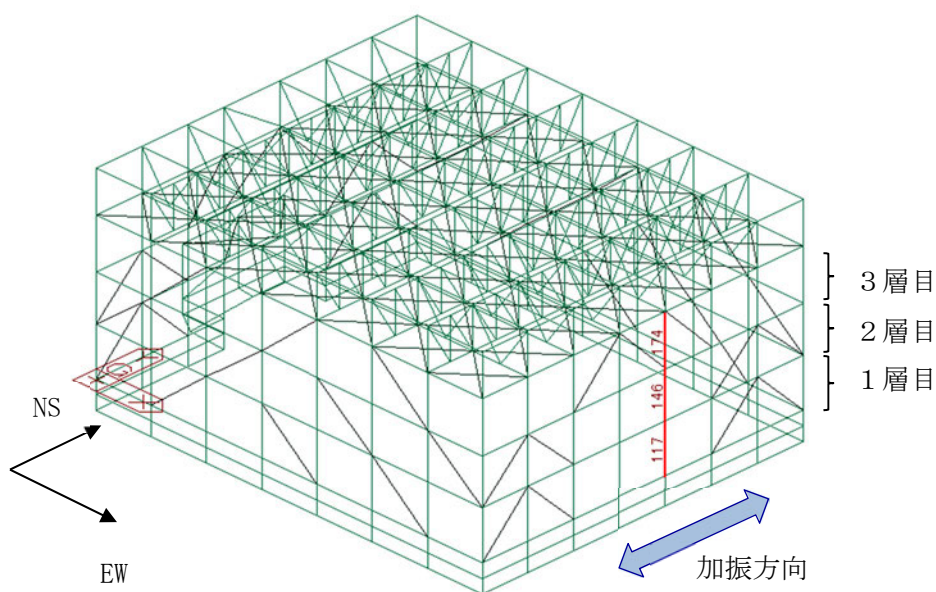


評価部位参照図(第4.2-1表)

第4.2-2表 時刻(t3)における各層の部材評価結果(柱)*

柱	3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)	1077	885	1371
軸力 (kN)	3	12	1077
検定比 (組合せ)	0.44	0.37	0.67

注記 * : 各層の評価部位を評価部位参照図に示す。

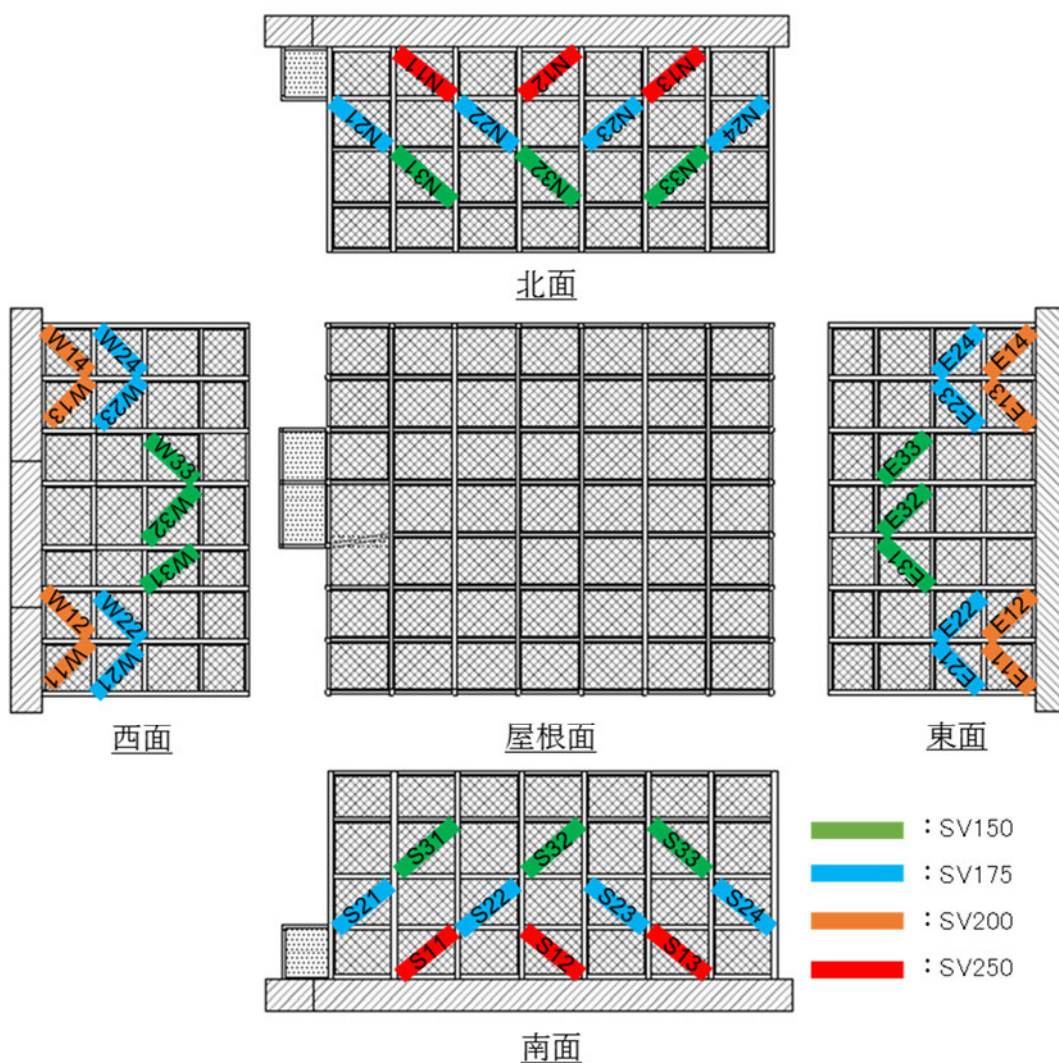


評価部位参照図(第4.2-2表)

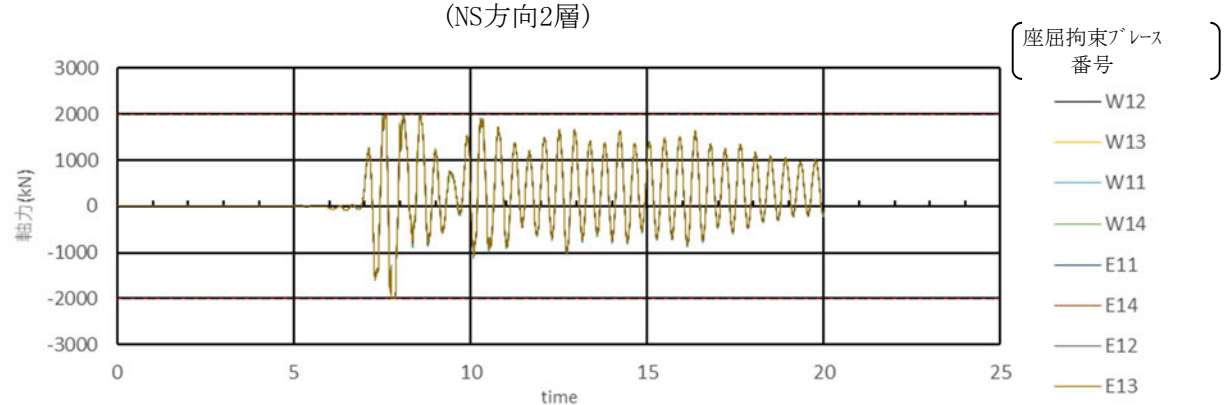
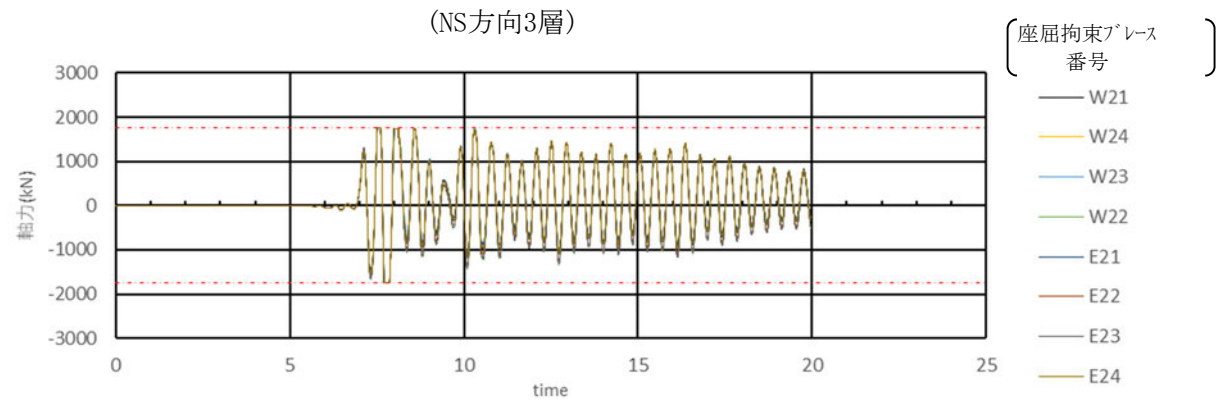
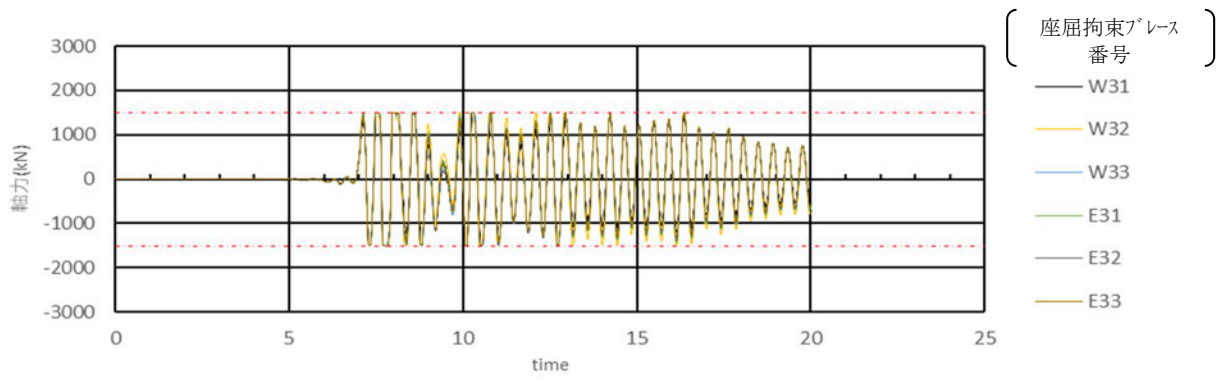
4.3 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)

(1) 部材荷重(軸力)

座屈拘束ブレースの番号図を第4.3-1図に、座屈拘束ブレースにおける部材荷重(軸力)の時刻歴波形を第4.3-2図に示す。同一層の座屈拘束ブレースの部材荷重(軸力)の大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。



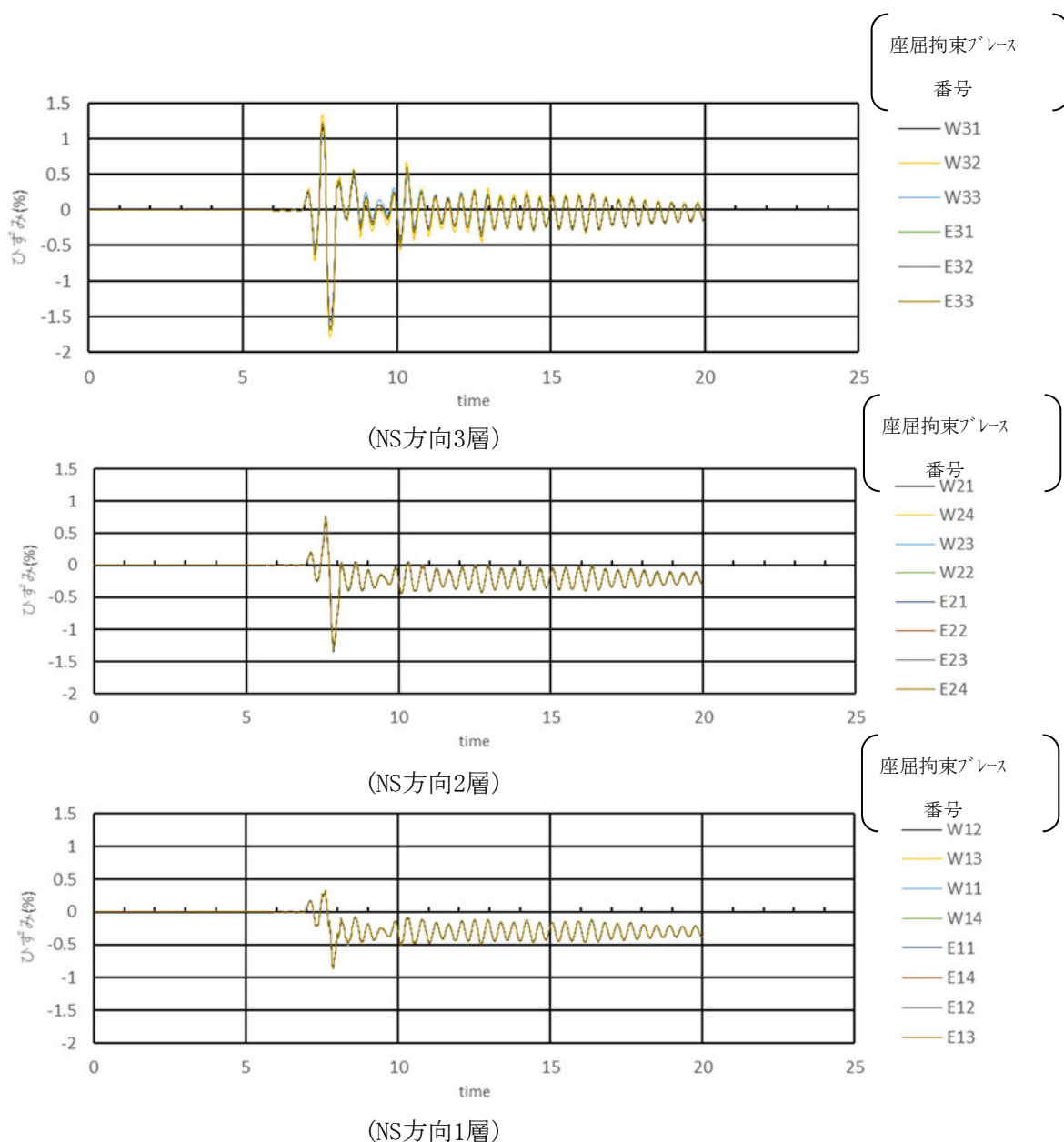
第4.3-1図 座屈拘束ブレースの番号図



第4.3-2図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)

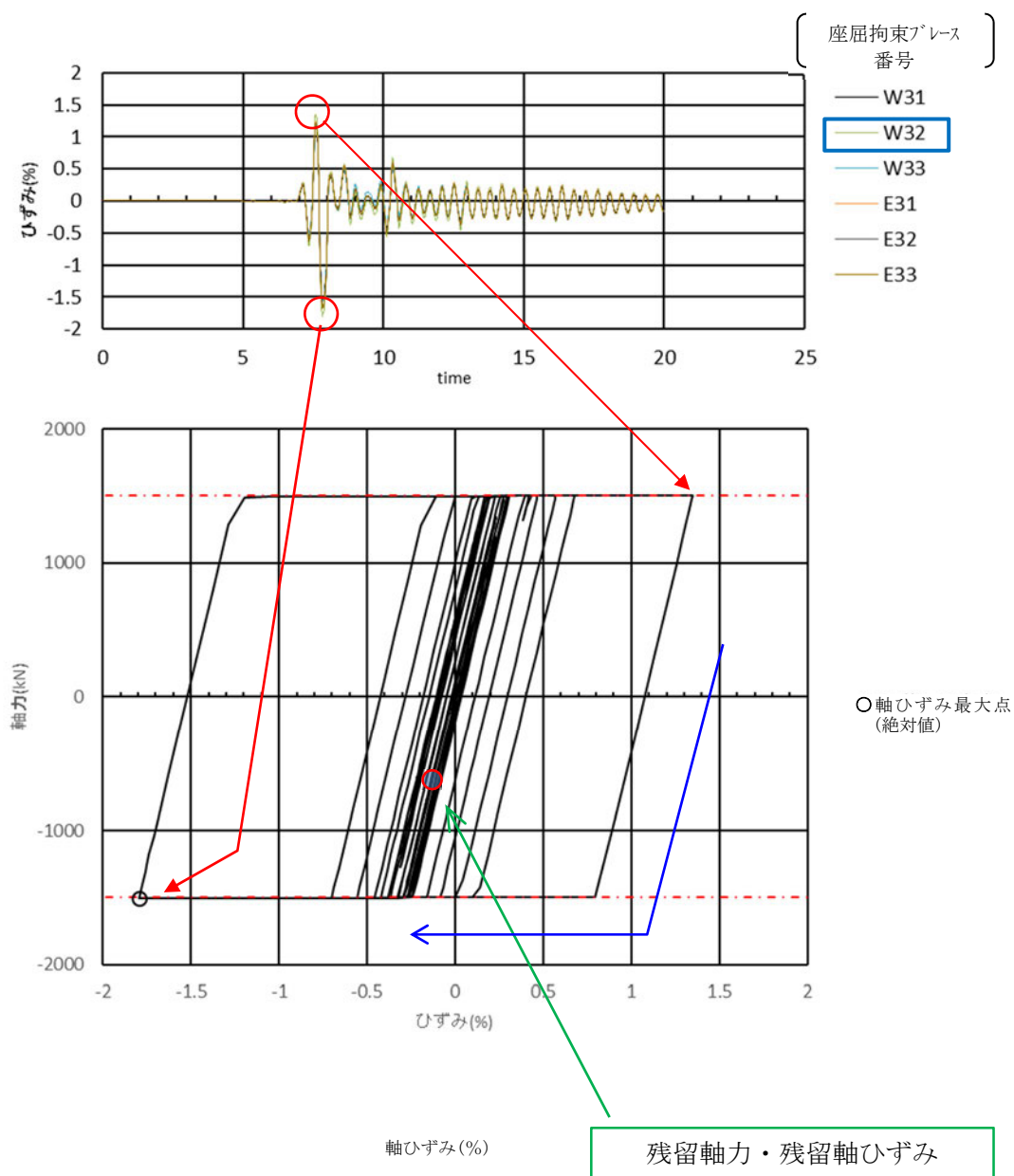
(2) 部材評価(軸ひずみ)

座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形を第4.3-3図に示す。座屈拘束ブレースに最大軸ひずみが発生している時刻は支持架構に最大の応力が発生した時刻(t3)であり、部材荷重(軸力)と同様に、軸ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。また、下層程、部材サイズの大きな座屈拘束ブレースを採用していることから、発生軸ひずみは小さくなる傾向を確認した。



第4.3-3図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸ひずみ)

最大軸ひずみが発生している座屈拘束ブレース (W32) における応力-変形履歴を第4.3-4図に示す。塑性軸ひずみが発生している時間はごく一部であり、ほとんどの時間帯において弾性応答していることを確認した。また、座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及び軸ひずみが残留する。第4.3-4図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留軸ひずみを合わせて示す。残留軸力・残留軸ひずみは、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考えられる。



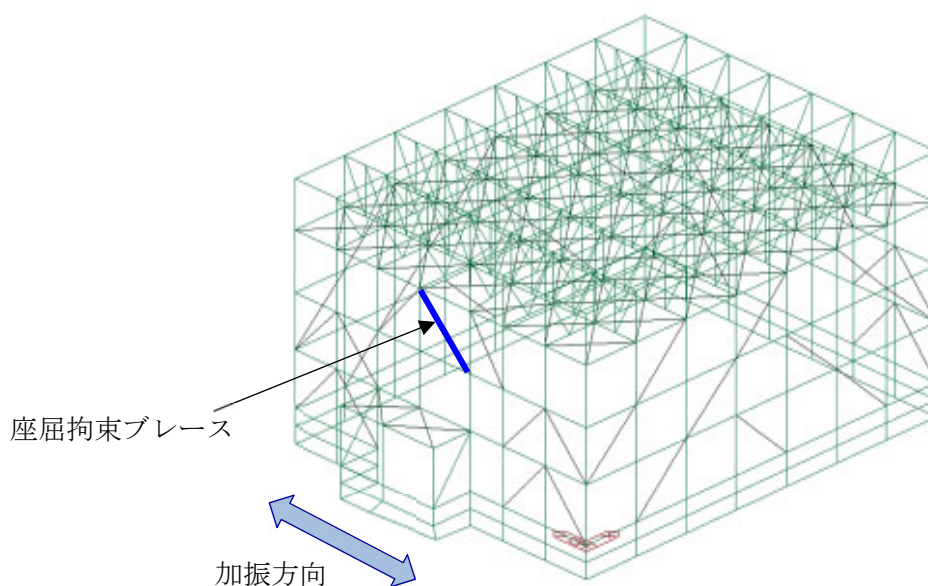
第4.3-4図 座屈拘束ブレース (W32) の応力-変形履歴

座屈拘束ブレースにおける最大軸ひずみを第4.3-1表に示す。発生軸ひずみが許容軸ひずみを下回ることを確認した。

第4.3-1表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ*

	3次元フレームモデル	
	発生値	許容値
最大軸ひずみ	1.80%	3.0%

注記 *：発生箇所は発生箇所参照図参照



発生箇所参照図(第4.3-1表)

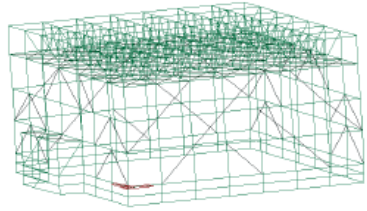
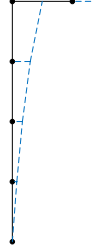
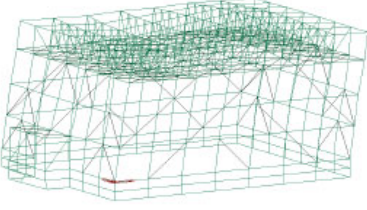
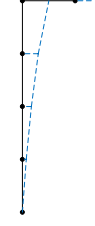
5. 質点系モデルとの比較

5.1 固有値解析概要

3次元フレームモデルによる固有値解析の結果、NS方向及びEW方向ともに1次モードが支配的であることから、これらについて質点系モデルと比較する。固有振動数及び振動モードの比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。比較の結果、NS方向及びEW方向における1次モードの固有振動数が概ね同等であることを確認した。

第5.1-1表 固有振動数(1次)の比較

	3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次元フレームモデル	質点系モデル
NS方向1次	2.48Hz (0.404s) 	2.55Hz (0.393s) 
EW方向1次	2.50Hz (0.400s) 	2.53Hz (0.395s) 

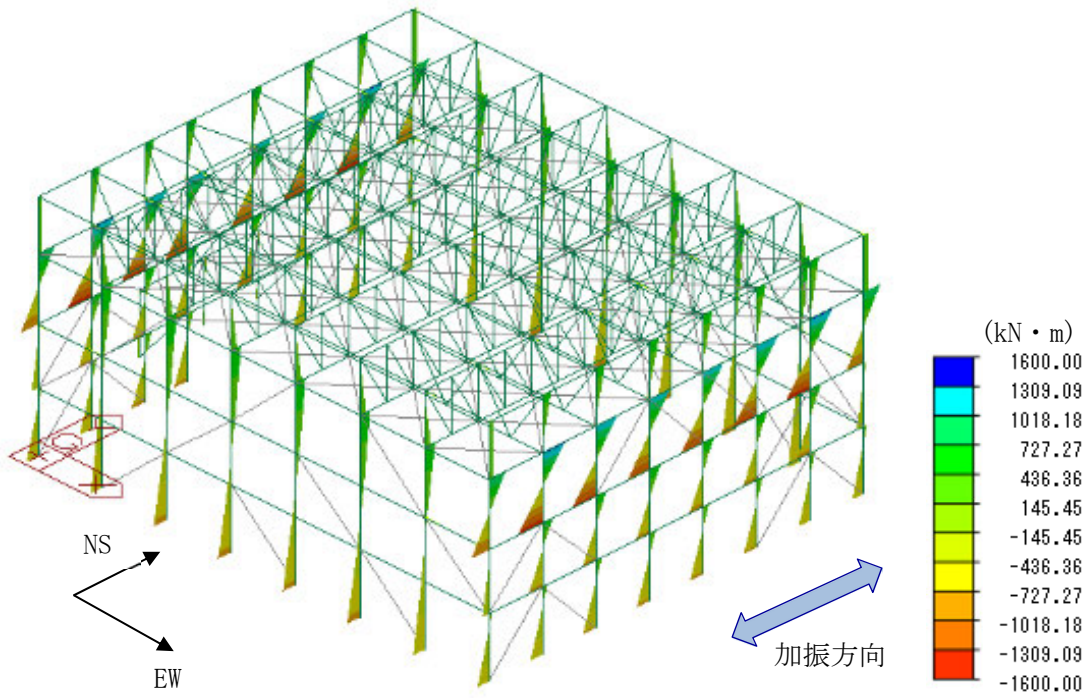
第5.1-1図 振動モード(1次)の固有振動数比較

5.2 フレーム(部材荷重及び部材評価)

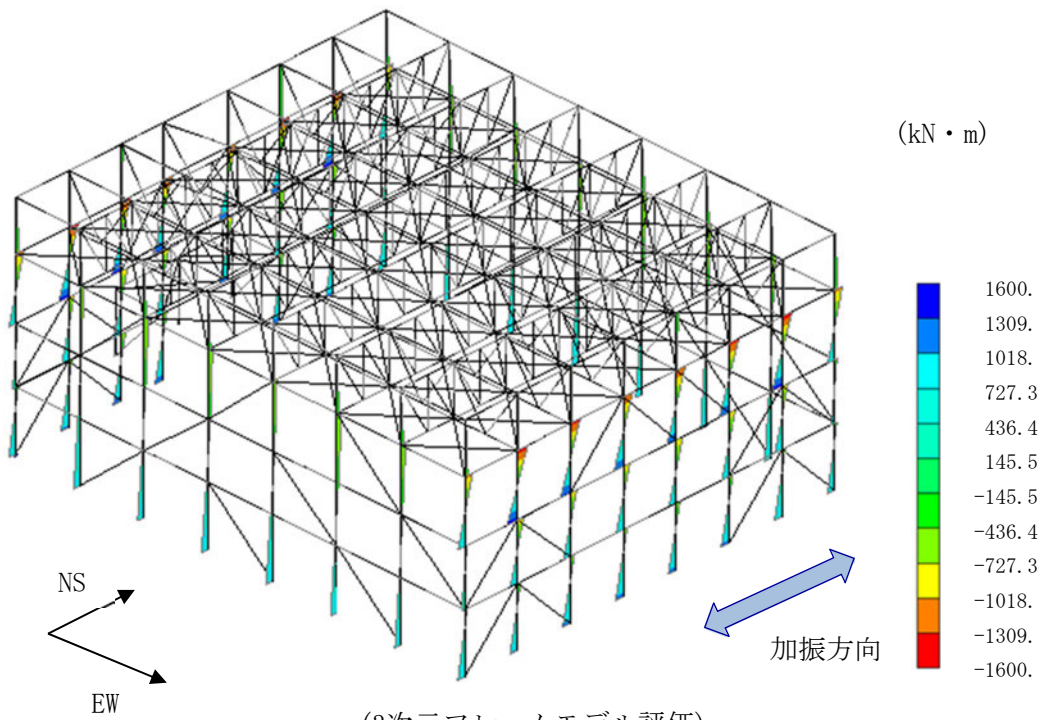
フレームの部材評価は、地震応答解析モデルにより算出された地震荷重を、3次元フレームモデルに入力した静的解析により部材荷重を算定し、部材評価を実施している(以下、「質点系モデル評価」という)。ここでは、これらと3次元フレームモデルによる動的解析により算出された部材荷重及び部材評価(以下、「3次元フレームモデル評価」という。)を比較する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

柱のモーメント分布図の比較を第5.2-1図に示す。柱のモーメント分布図を比較した結果、分布が同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、3層の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層～3層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するが、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と考えられる。



(質点系モデル評価)

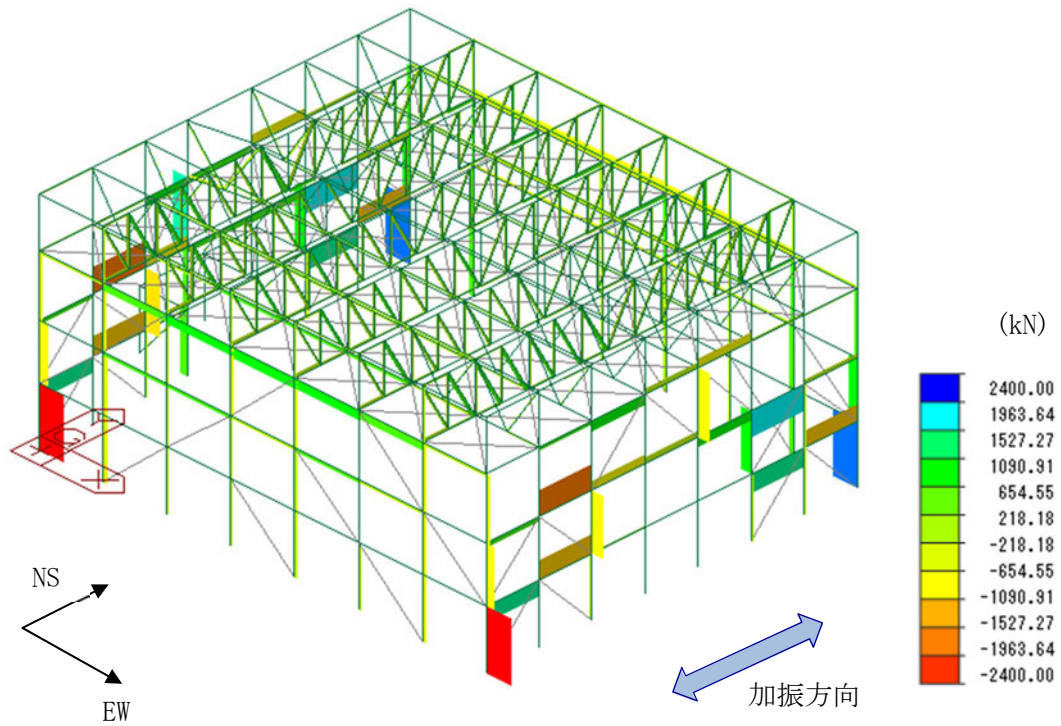


(3次元フレームモデル評価)

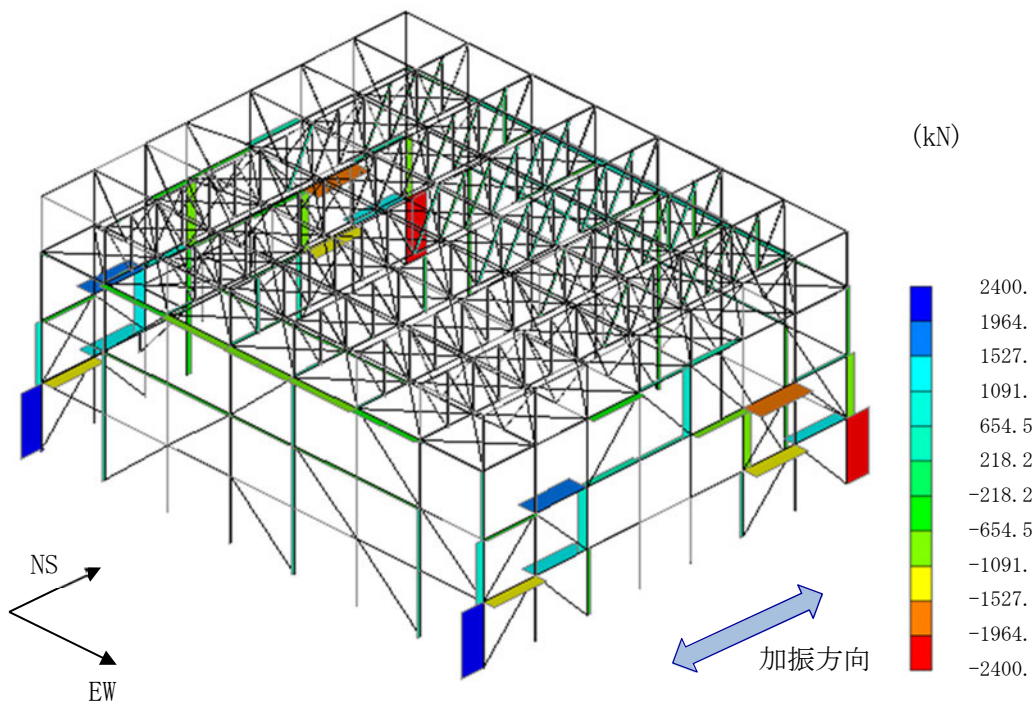
第5.2-1図 モーメント分布図(柱)の比較

(2) 部材荷重(軸力)

柱及び梁の軸力分布の比較を第5.2-2図に示す。柱及び梁の軸力分布を比較した結果、分布が同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており、座屈拘束ブレースが連続配置となっていない箇所でも大きな軸力が作用している。これは、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ことによるものと考えられる。一方、梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所で大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースを配置している箇所の剛性が高いことによるものと考えられる。



(質点系モデル評価)



(3次元フレームモデル評価)

第5.2-2図 軸力分布図(柱及び梁)の比較

(3) 部材評価

座屈拘束ブレースによる応力の再配分が質点系モデル評価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を代表として、部材評価結果を比較する。柱と梁の部材評価結果の比較を第5.2-1表に示す。柱と梁の検定比を比較した結果、部材評価結果は概ね同等であることを確認した。

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。

注記 *1：座屈拘束ブレースの断面積が相対的に小さな3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配置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2つの条件が重畳した3層の柱を対象とする。

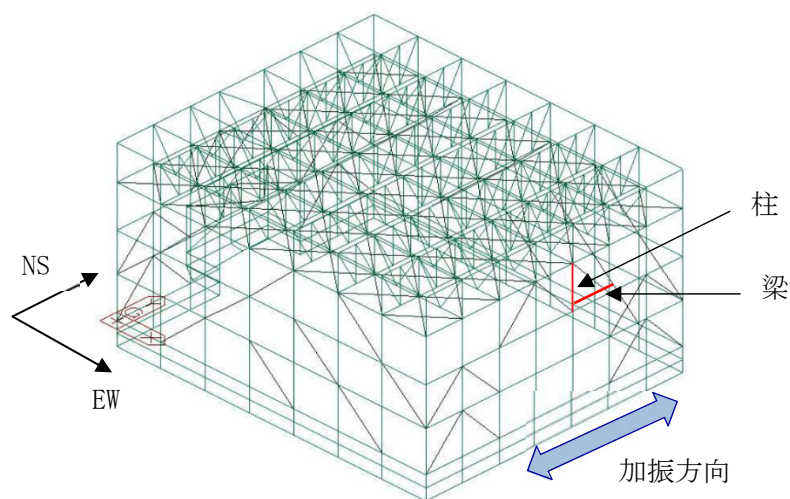
*2：*1で対象とした柱では、3層柱と2層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁を対象とする。

第5.2-1表 部材評価結果の比較(柱及び梁)*

柱	3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)	1371 kN・m (200 MPa)	1323 kN・m (193 MPa)
軸力 (応力)	1077 kN (23 MPa)	1027 kN (22 MPa)
検定比 (組合せ)	0.67	0.65

梁	3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)	1074 kN・m (193 MPa)	996 kN・m (179 MPa)
軸力 (応力)	694 kN (20 MPa)	704 kN (20 MPa)
検定比 (組合せ)	0.60	0.56

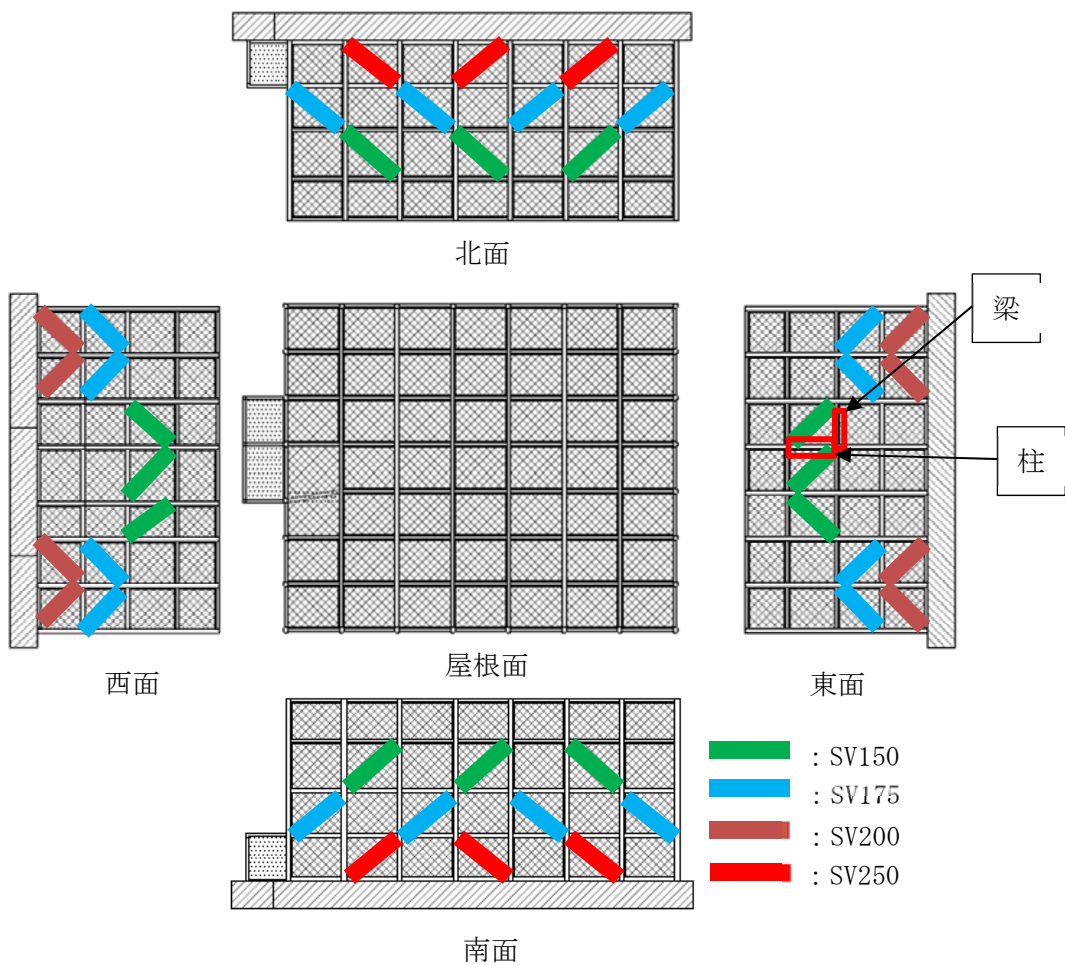
注記 * : 評価部位は下図参照



評価部位参照図(第5.2-1表)

5.3 座屈拘束ブレース (部材荷重及び部材評価)

3次元フレームモデルにおいて、最大の荷重が発生した柱に接続している3層の座屈拘束ブレース (第5.3-1図参照) を対象として質点系モデルと比較する。質点系モデルにおける座屈拘束ブレースの部材荷重 (軸力及び軸ひずみ) は、1本あたりに換算して比較する。



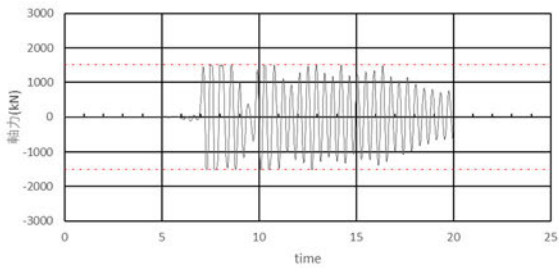
柱：座屈拘束ブレースの配置上、大きな荷重が作用する柱

梁：上記柱に接続している梁

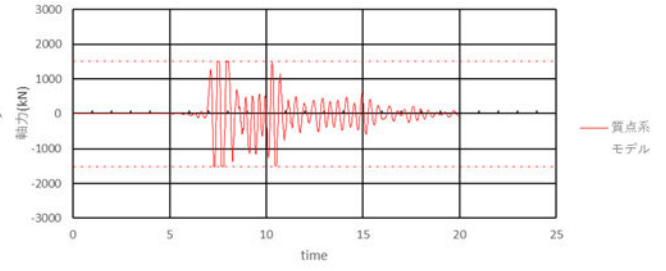
第5.3-1図 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

(1) 部材荷重(軸力)

座屈拘束ブレースにおける部材荷重(軸力)の時刻歴波形の比較を第5.3-2図に示す。部材荷重(軸力)の時刻歴波形を比較した結果、同様の傾向となっていることを確認した。

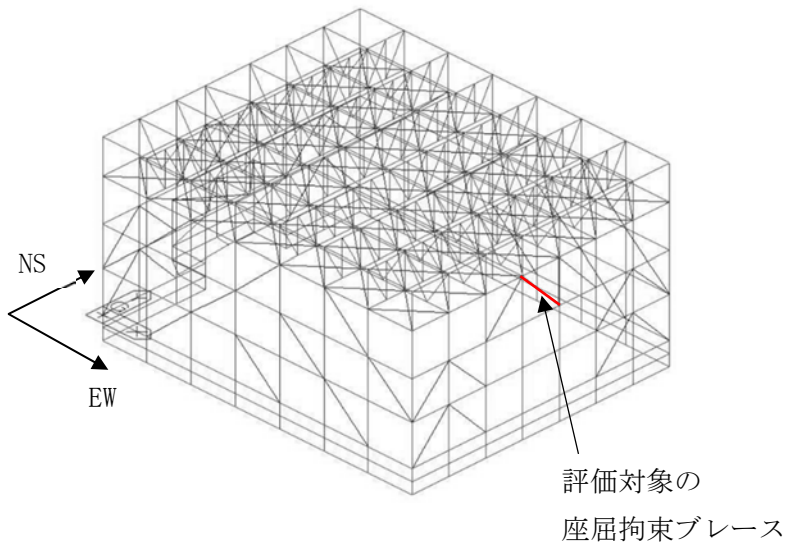


(3次元フレームモデル)



(質点系モデル)

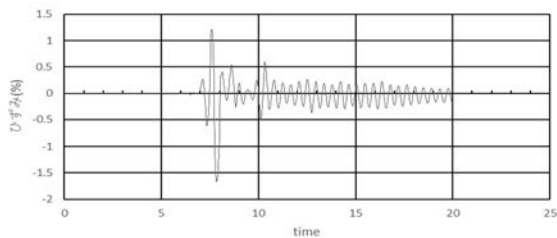
第5.3-2図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)の比較



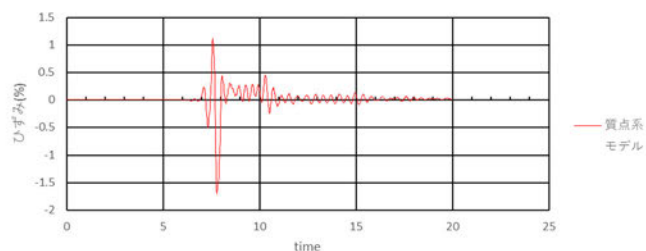
評価部位参照図(第5.3-2図)

(2) 部材評価 (軸ひずみ)

座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形の比較を第5.3-3図に示す。軸ひずみの時刻歴波形の比較の結果、部材荷重と同様に、同じ傾向となっていることを確認した。

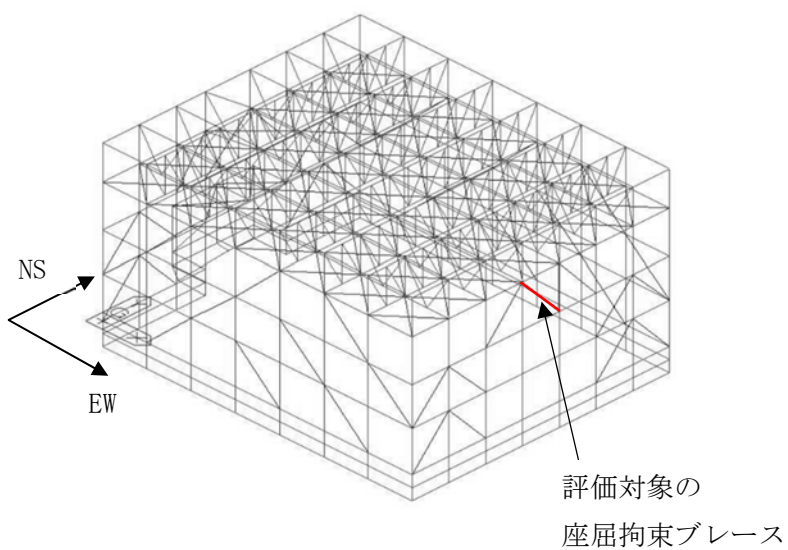


(3次元フレームモデル)



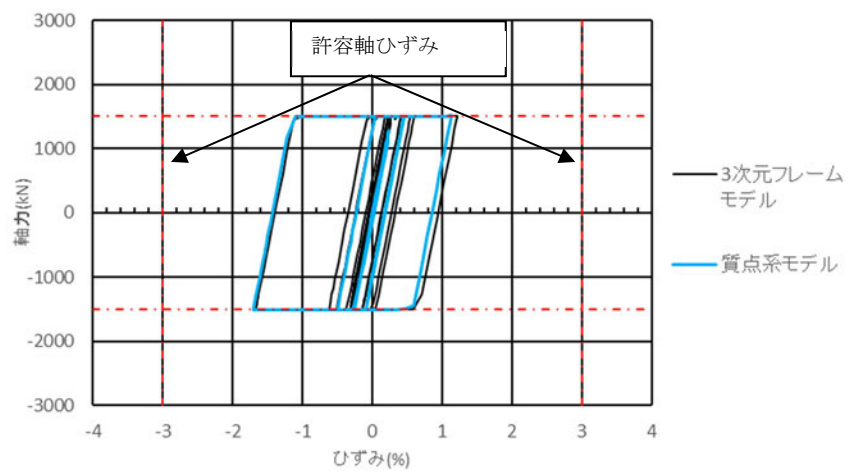
(質点系モデル)

第5.3-3図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸ひずみ)の比較



評価部位参照図(第5.3-3図)

座屈拘束ブレースにおける応力-変形履歴の比較を第5.3-4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、軸ひずみが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。軸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、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、支持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た。



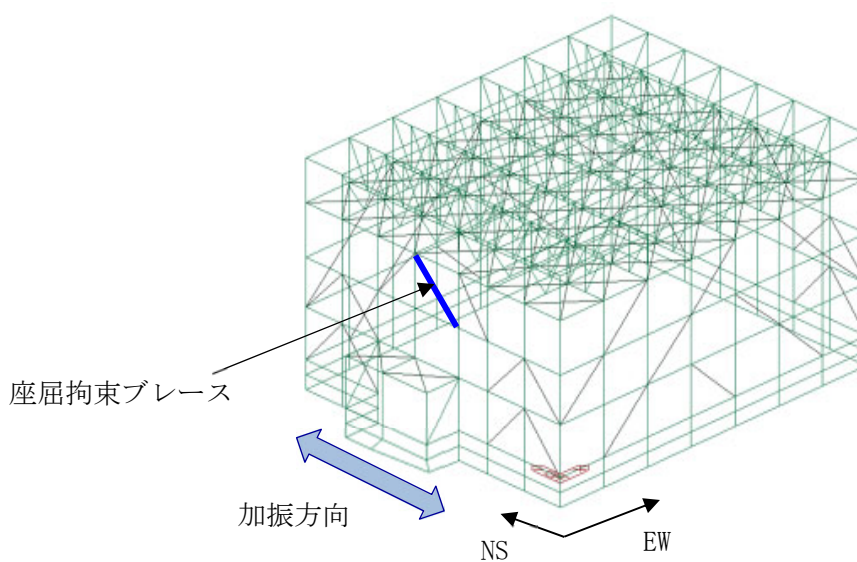
第5.3-4図 履歴ループの比較

最大軸ひずみの比較を第5.3-1表に示す。最大軸ひずみを比較した結果、概ね同等であることを確認した。

第5.3-1表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ比較結果*

	3次元フレーム モデル	質点系 モデル	3次元フレーム /質点系
ひずみ	1.80%	1.70%	1.06

注記 *：評価部位は評価部位参照図参照



評価部位参照図(第5.3-1表)

6. まとめ

3次元フレームモデルによる静的解析により、変形性状として、各層が一様に変形していること、ねじれ変形がないことを確認した。また、3次元フレームモデルによる動的解析により、振動性状として、1次モードが支配的であること、各層が一体として挙動していることを確認した。さらに、3次元フレームモデルと質点系モデルを比較し、1次モードの固有振動数が概ね同等であること、3次元フレームモデルと質点系モデルによる部材荷重及び評価結果を比較し、概ね同等であることを確認した。

以上のことから、地震応答解析モデルにおいて、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について3次元フレームモデルを用いた検討により確認した。

別添 3

支持架構の耐震評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
2.1 耐震構造の検討	2
2.2 フレームの設計方針	4
2.3 相対変位に対する設計方針	4
3. 荷重の入力方法	5
3.1 地震荷重	7
3.2 地震荷重以外の荷重	11
3.2.1 固定荷重	11
3.2.2 積雪荷重	12
3.2.3 風荷重	13
4. 断面の評価部位の選定	14
5. まとめ	30
参考資料 1 部材を線形モデル化する妥当性について	
参考資料 2 支持架構の図面集	

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における支持架構の耐震評価について補足説明するものである。

- ・「耐震計算書」

2. 設計の考え方

2.1 耐震構造の検討

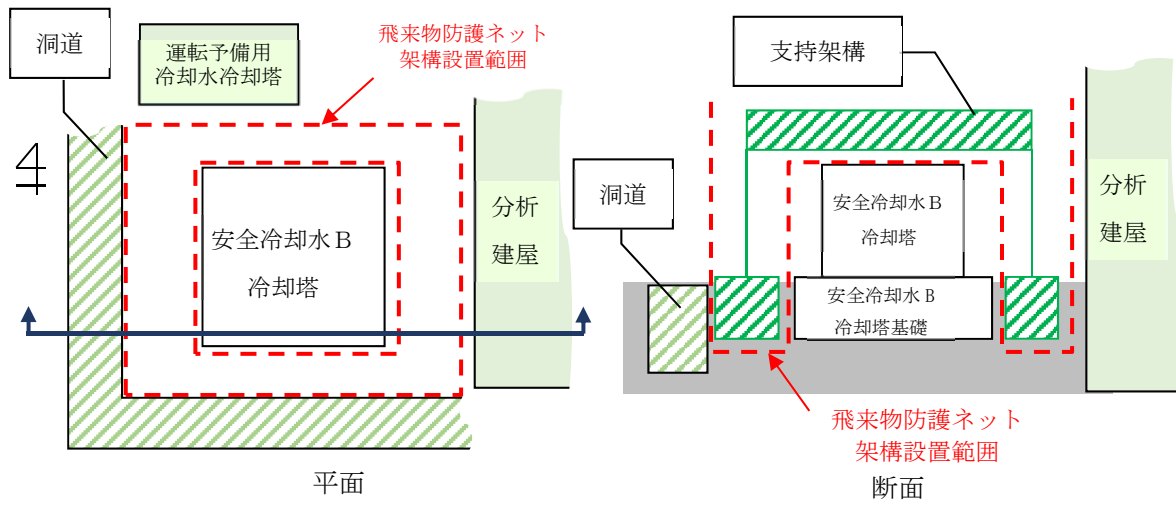
支持架構は、構造を検討するにあたり、第2.1-1図に示す冷却塔及び周辺構造物(洞道、分析建屋、運転予備用冷却水冷却塔)による飛来物防護ネット架構の配置制約のもと、弾性ブレースを組み込んだ暫定の支持架構構造で3次元フレームモデルを構築し、概略の地震応答を評価した結果、周辺構造物の配置制約により、基礎の大きさが制限されることから、支持架構に作用する転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメントを超えることが確認された。

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、地震荷重による転倒モーメントの低減対策として座屈拘束ブレースを採用している。

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、転倒モーメントを約4割低減させることが可能となる。

座屈拘束ブレースについては、添付5に示す配置の考え方にに基づき配置設計する。

飛来物防護ネット架構においては、防護ネットを取り付けしやすいように、同一層及び上下層において座屈拘束ブレースが隣り合わないよう設置することが困難な西面があることから、開口を避けた配置とし、開口の両側に座屈拘束ブレースを同数配置とする。



第2.1-1図 飛来物防護ネット架構の配置制約

2.2 フレームの設計方針

フレームの設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームの設計は、座屈拘束ブレースを除く、全ての部材(柱, 大はり, 小はり, トラス柱, 鉛直ブレース及び水平ブレース)を対象とする。
- (2) 全ての部材に対し、発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が、終局強度以下であることを確認することで健全性を評価する。
- (3) 終局強度は、添付書類「IV-2-2-1 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、基準強度を1.1倍した値とする。
終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。
フレームの応力評価にあたり、線形部材(剛性=大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、フレームは弾性でモデル化する。
- (4) フレームの一部部材が弾性範囲を超過し非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。
そのため、フレームの応力評価においては非線形化による追加の影響検討は行わない。

2.3 相対変位に対する設計方針

相対変位に対する設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームが含まれる支持架構の評価判定のひとつに「変形により冷却塔と接触しない」の項目があり、下式で算定する。

$$\text{飛来物防護ネット架構の最大変位} + \text{冷却塔の最大変位} < \text{冷却塔との離隔距離}$$

- (2) ここで、飛来物防護ネット架構及び冷却塔の変位は、同時性を無視し最大値で評価することにより保守性を有する。よって、フレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となった場合の影響は軽微とし、保守性の中に包絡させるものとして対応する。
- (3) フレームの一部部材が弾性範囲を著しく超えた場合には、相対変位が大きくなる影響があることから、塑性変形による相対変位への影響を評価し、冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。

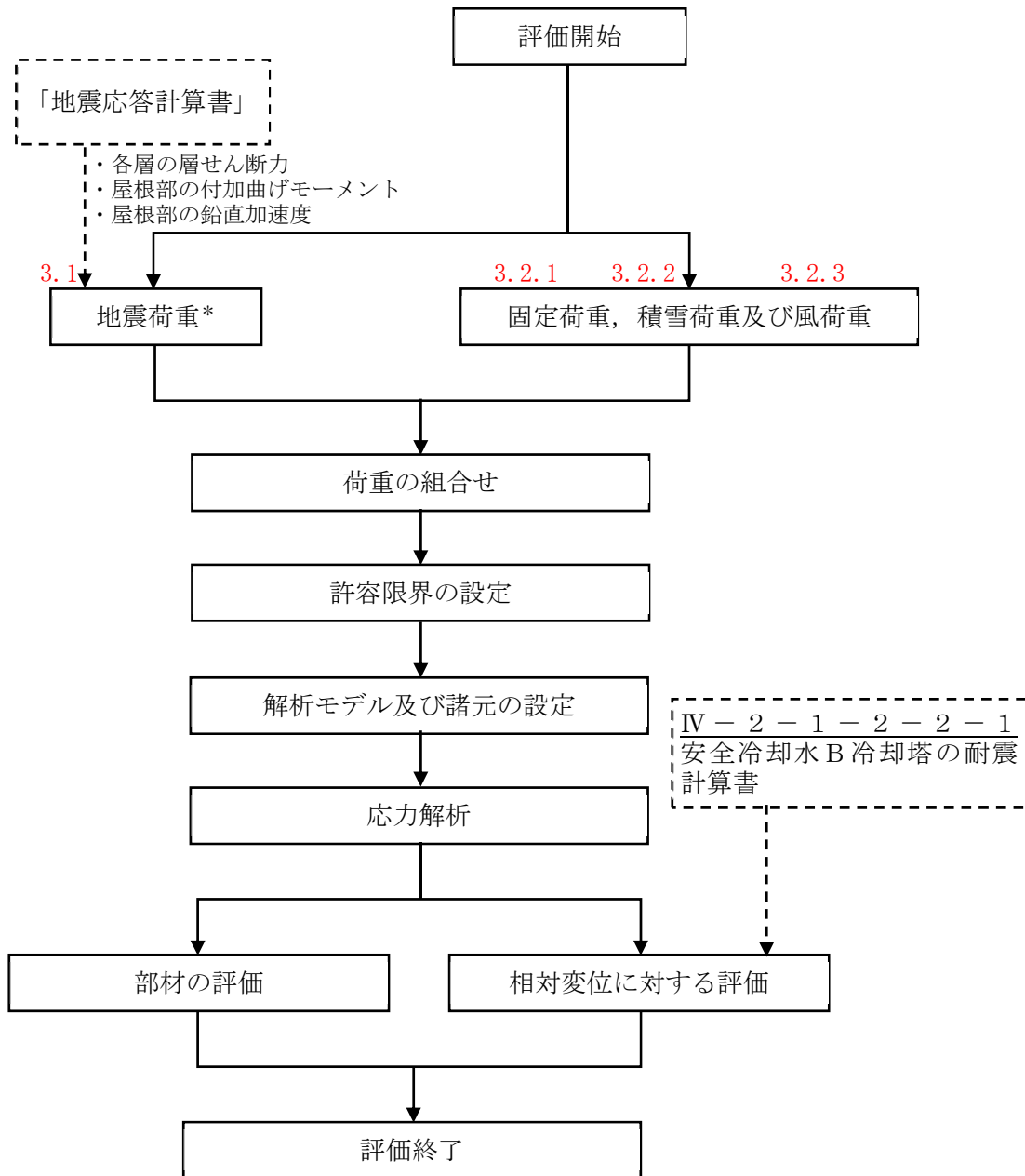
3. 荷重の入力方法

支持架構の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

支持架構の応力解析による評価フローを第3-1図に示す。

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析により実施する。解析においては、地震荷重と地震荷重以外の荷重(固定荷重, 積雪荷重及び風荷重)を組み合わせる。

3次元フレームモデルに入力する荷重として、「地震荷重」について3.1, 「固定荷重」について3.2.1, 「積雪荷重」について3.2.2, 「風荷重」について3.2.3で詳細を説明する。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第3-1図 支持架構の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

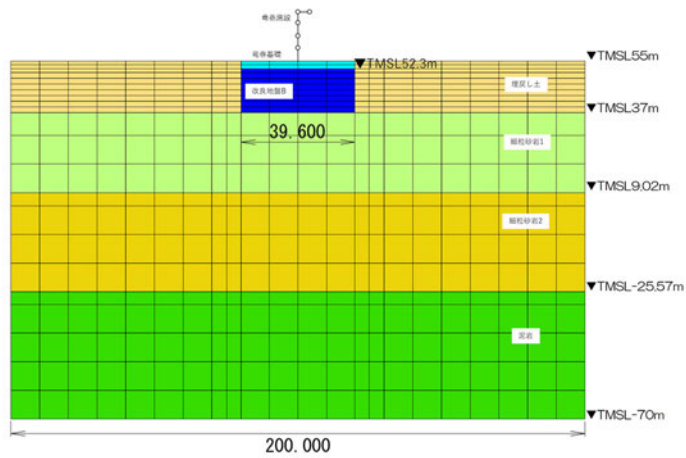
地震荷重については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、各層の層せん断力($Q_1\sim Q_4$)、屋根部の付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、質点系モデルの各層の層せん断力($Q_1\sim Q_4$)に基づく水平力を3次元フレームモデルに入力する。ここで、各層の層せん断力($Q_1\sim Q_4$)は、フレーム部分と座屈拘束ブレース部分の同時刻の応答せん断力を足し合わせたものとする。水平力は、各節点の支配重量に応じて離散化し、各節点に点荷重として入力する。

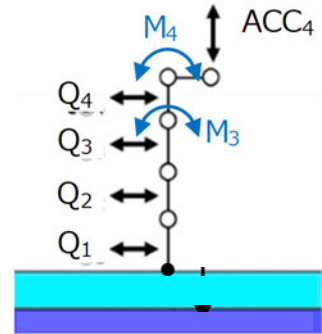
また、質点系モデルの上2層に生じる屋根部の付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)を3次元フレームモデルに入力する。屋根部の付加曲げモーメントは、回転中心からの距離に応じて鉛直力に置換し、各節点の回転中心からの距離に応じて離散化し、3次元フレーム解析モデルの上2層の各節点に点荷重として入力する。屋根部の付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法を第3.1-2図に示す。

鉛直地震力については、質点系モデルの各質点の鉛直加速度のうち、鉛直動が卓越する屋根部の最大鉛直加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力を保守的に屋根部以外の3次元フレームモデル全体に入力する。鉛直力は、3次元フレームモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた点荷重として入力する。

3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-3図に示す。また、3次元フレームモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-4図～第3.1-6図に示す。

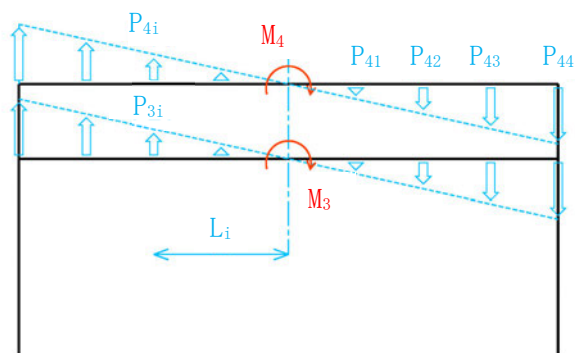


(a) 地震応答解析モデル



(b) 質点系モデル部拡大図

第3.1-1図 3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値



$$M_4 = \sum P_{4i} \times L_i$$

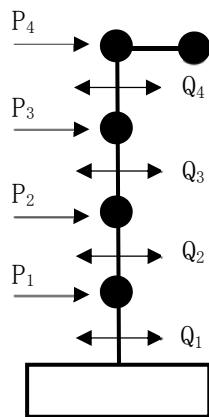
$$M_3 = \sum P_{3i} \times L_i$$

M_3, M_4 : 屋根部の付加曲げモーメント

P_{3i}, P_{4i} : 鉛直力

L_i : 回転中心から鉛直力までの距離

第3.1-2図 屋根部の付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法



■ 3次元フレームモデルに入力する水平力 P_i の算出

$$P_4 = Q_4$$

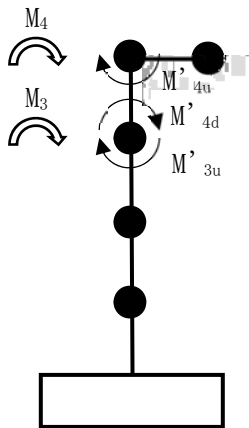
$$P_3 = Q_3 - Q_4$$

$$P_2 = Q_2 - Q_3$$

$$P_1 = Q_1 - Q_2$$

P_i : 3次元フレームモデルに入力する水平力
 Q_i : 地震応答解析による最大層せん断力

(a) 水平地震力



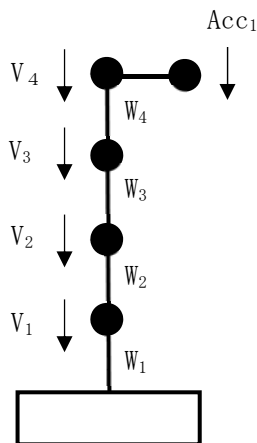
■ 3次元フレームモデルに入力する付加曲げモーメント M の算出

$$M_4 = M'_{4u}$$

$$M_3 = M'_{4d} - M'_{3u}$$

M_i : 3次元フレームモデルに入力する屋根部の付加曲げモーメント
 M'_{iu} : 地震応答解析による上端の最大曲げモーメント
 M'_{id} : 地震応答解析による下端の最大曲げモーメント

(b) 屋根部の付加曲げモーメント



■ 3次元フレームモデルに入力する鉛直力 V の算出

$$V_4 = W_4 \times Acc_1 \div g$$

$$V_3 = W_3 \times Acc_1 \div g$$

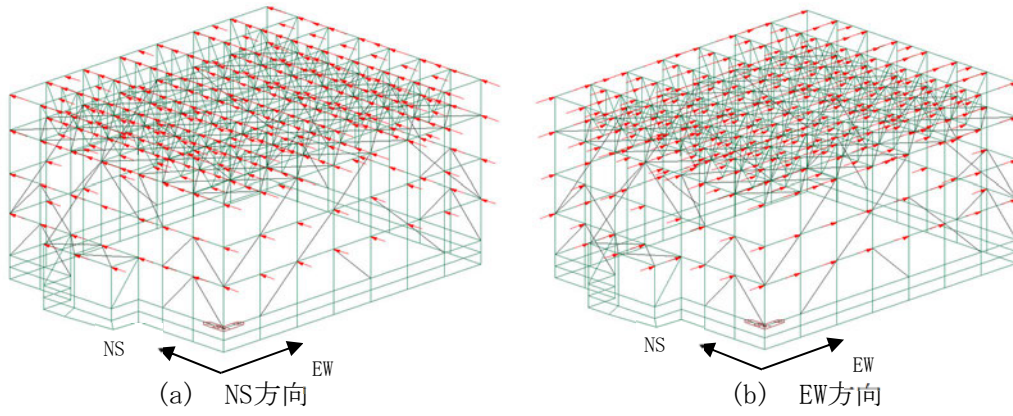
$$V_2 = W_2 \times Acc_1 \div g$$

$$V_1 = W_1 \times Acc_1 \div g$$

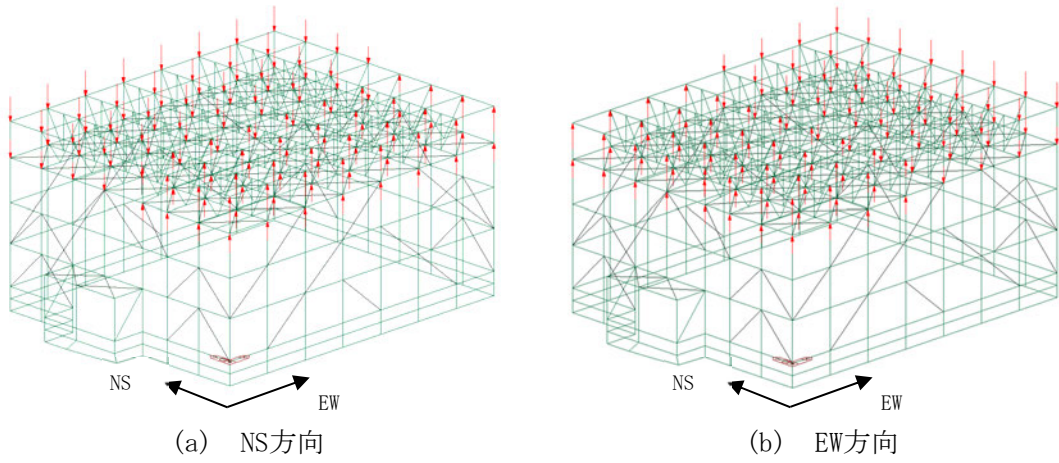
V_i : 3次元フレームモデルに入力する鉛直力
 W_i : 3次元フレームモデルの節点の支配重量
 Acc_1 : 地震応答解析による屋根部の最大鉛直加速度
 g : 重力加速度

(c) 鉛直地震力

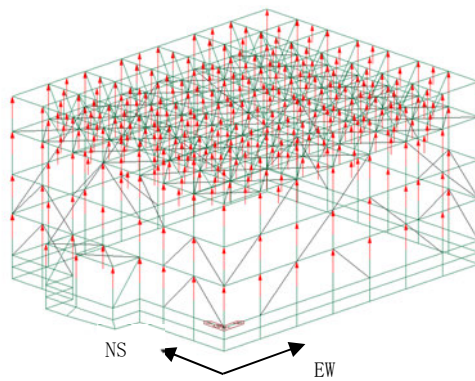
第3.1-3図 3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図



第3.1-4図 水平力の入力状態図



第3.1-5図 屋根部の付加曲げモーメントの荷重状態図



第3.1-6図 鉛直力の荷重状態図

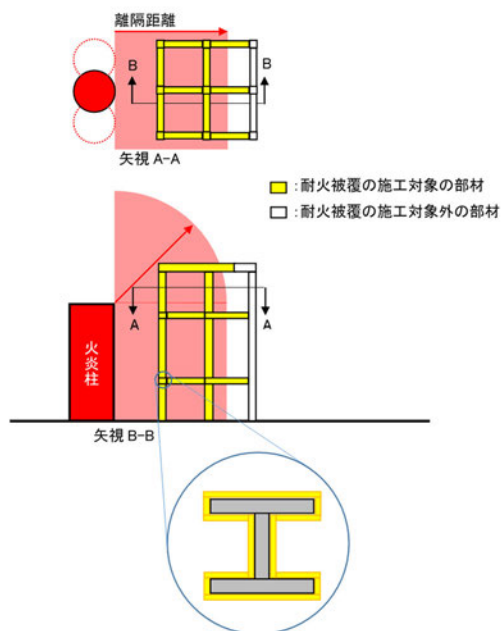
3.2 地震荷重以外の荷重

3.2.1 固定荷重

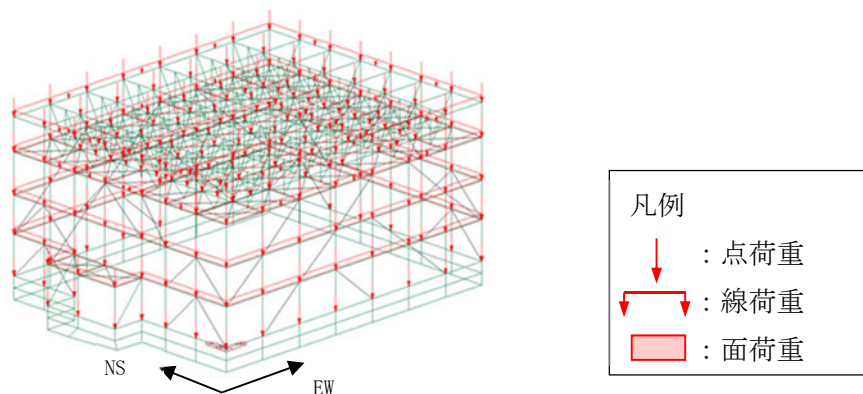
固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重(支持架構(耐火被覆重量を含む)、防護ネット、防護板、取付金物等)とする。

耐火被覆の重量は第3.2.1-1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施工し、 $6\text{kg}/\text{m}^2$ 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。

鉄骨の自重については、各要素に密度として入力する。その他の固定荷重については、各節点又は各要素に点荷重又は線荷重として入力する。固定荷重の入力状態図を第3.2.1-2図に示す。



第3.2.1-1図 耐火被覆の施工範囲の概要

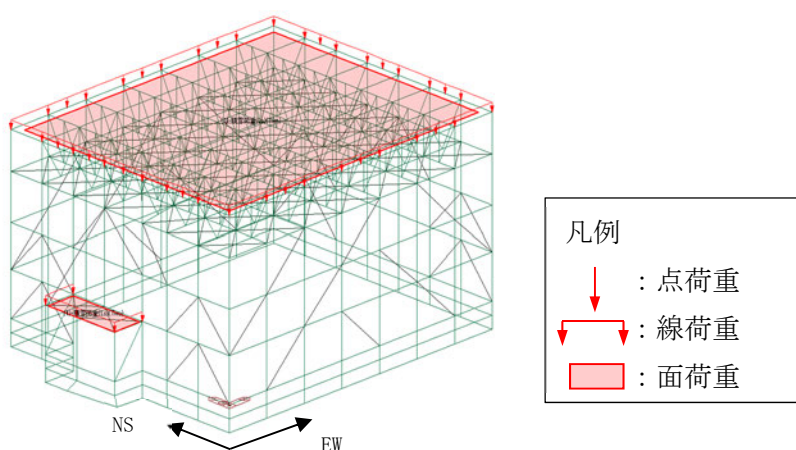


第3.2.1-2図 固定荷重の入力状態図

3.2.2 積雪荷重

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、地震荷重の組合せを適用して、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。

積雪荷重は、水平面の各要素に線荷重及び面荷重として入力する。積雪荷重の入力状態図を第3.2.2-1図に示す。

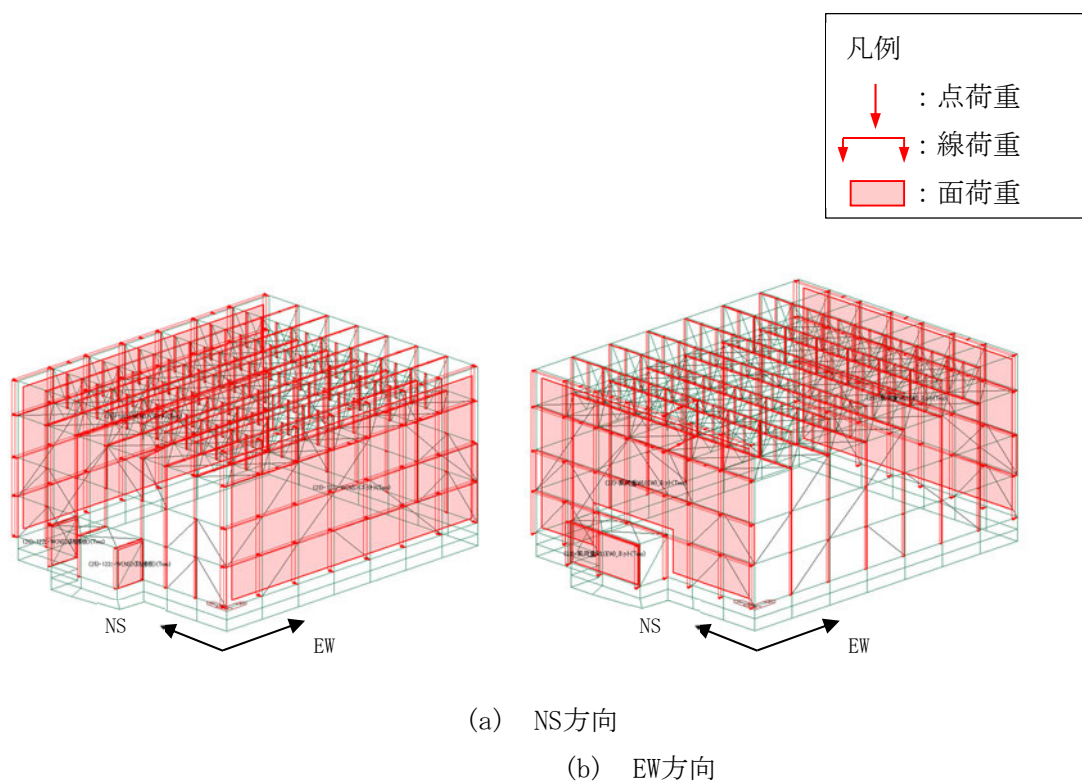


第3.2.2-1図 積雪荷重の入力状態図

3.2.3 風荷重

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。支持架構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。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

風荷重は、鉛直面の各要素に分布荷重として入力する。風荷重の入力状態図を第3.2.3-1図に示す。



第3.2.3-1図 風荷重の入力状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第4-1表に示す。地震荷重は、Ss-C1による地震荷重，その他の地震による地震荷重(Ss-C1以外包絡)の2種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第4-2表に，応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第4-1図～第4-6図に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンターを第4-7図～第4-18図に示す。なお，応力コンターは要素座標系で示すため，要素座標系での応力の向きと記号を第4-19図に，3次元フレームモデルでの各部材の要素座標系を第4-20図に示す。

ここで，「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ，鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について，第4-2表より十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

第4-1表 荷重の組合せケース

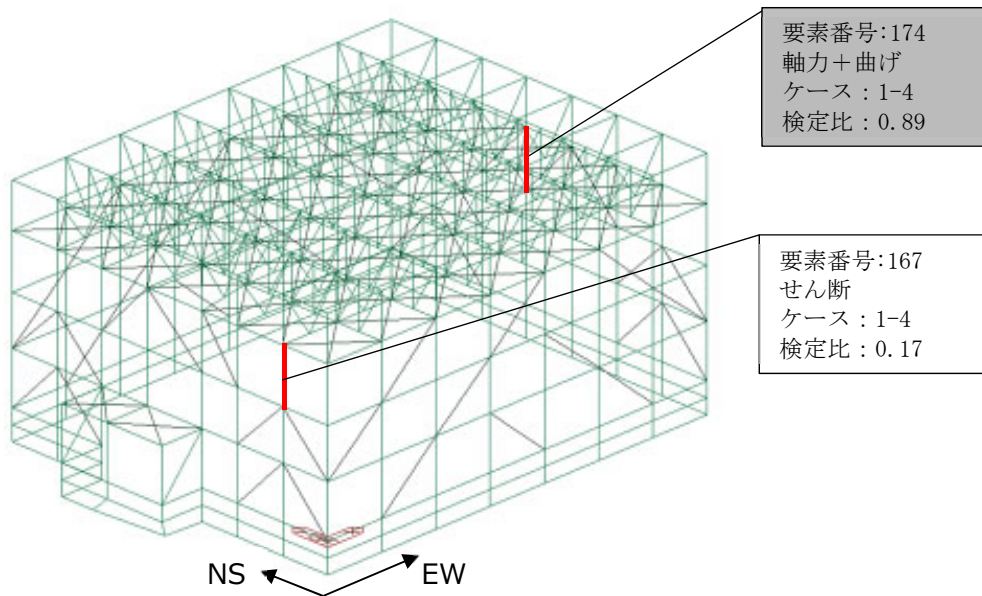
ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{NS}}+0.4S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{NS}}+0.4S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
1-3	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{NS}}-0.4S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
1-4	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{NS}}-0.4S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
1-5	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{NS}}+1.0S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
1-6	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{NS}}+1.0S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
1-7	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{NS}}-1.0S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
1-8	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{NS}}-1.0S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
1-9	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{EW}}+0.4S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
1-10	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{EW}}+0.4S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
1-11	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{EW}}-0.4S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
1-12	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{EW}}-0.4S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
1-13	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{EW}}+1.0S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
1-14	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{EW}}+1.0S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
1-15	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{EW}}-1.0S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
1-16	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{EW}}-1.0S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
2-1	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{NS}}+0.4S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	その他の地震による 地震荷重 (Ss-C1以外 包絡)
2-2	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{NS}}+0.4S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
2-3	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{NS}}-0.4S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
2-4	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{NS}}-0.4S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
2-5	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{NS}}+1.0S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
2-6	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{NS}}+1.0S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
2-7	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{NS}}-1.0S_{S_{UD}}+W_{LNS}$	
2-8	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{NS}}-1.0S_{S_{UD}}-W_{LNS}$	
2-9	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{EW}}+0.4S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
2-10	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{EW}}+0.4S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
2-11	$D+0.35Ls+1.0S_{S_{EW}}-0.4S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
2-12	$D+0.35Ls-1.0S_{S_{EW}}-0.4S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
2-13	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{EW}}+1.0S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
2-14	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{EW}}+1.0S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	
2-15	$D+0.35Ls+0.4S_{S_{EW}}-1.0S_{S_{UD}}+W_{LEW}$	
2-16	$D+0.35Ls-0.4S_{S_{EW}}-1.0S_{S_{UD}}-W_{LEW}$	

- D : 固定荷重
 Ls : 積雪荷重
 $S_{S_{NS}}$: NS方向の地震荷重(S→N方向を正とする。)
 $S_{S_{EW}}$: EW方向の地震荷重(W→E方向を正とする。)
 $S_{S_{UD}}$: 鉛直方向の地震荷重(上向きを正とする。)
 W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)
 W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

第4-2表 各評価項目の検定比一覧

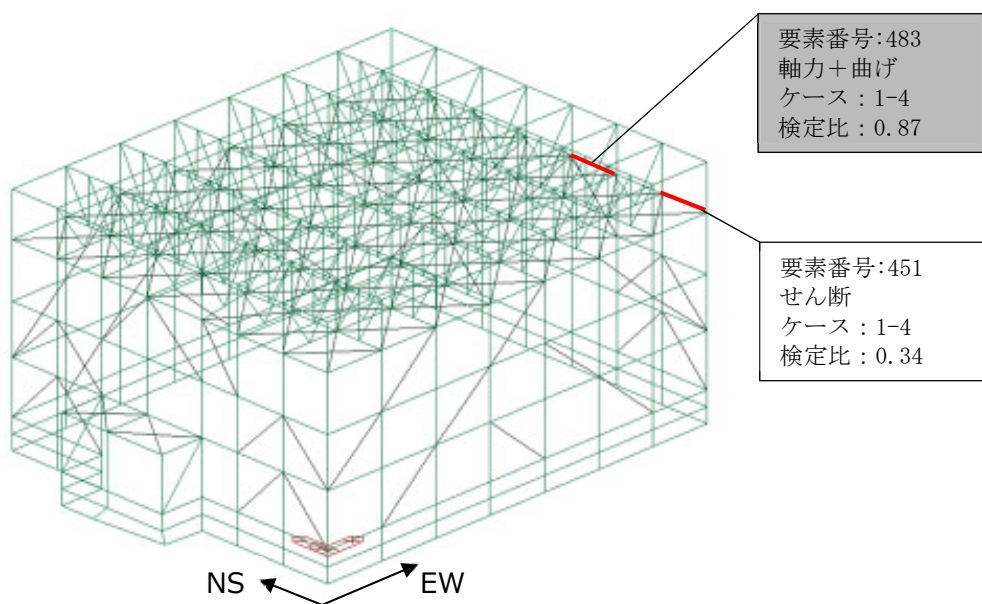
部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	167	1-4	せん断	34.0	206.0	0.17	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89	OK
大はり	451	1-4	せん断	70.1	206.0	0.34	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
小はり	1428	1-12	せん断	38.5	206.0	0.19	OK
	1414	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
トラス柱	766	2-7	せん断	13.5	206.0	0.07	OK
	701	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72	OK
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	10.3	206.0	0.05	OK
	1941	2-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30	OK

注：■は、部材種別ごとに検定比が最大となる要素を示す。



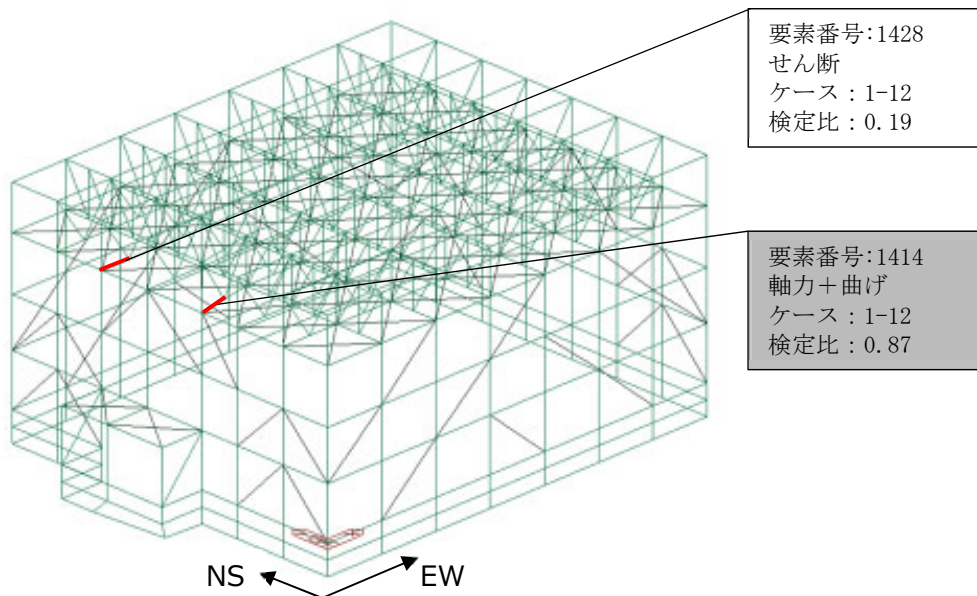
注: は、検定比が最大となる要素を示す。

第4-1図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(柱)



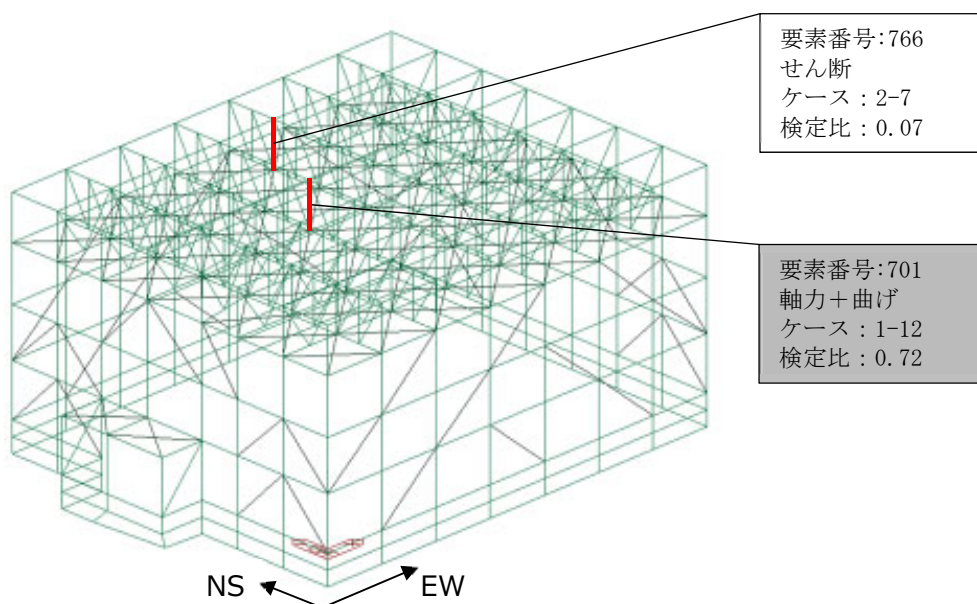
注: は、検定比が最大となる要素を示す。

第4-2図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(大はり)



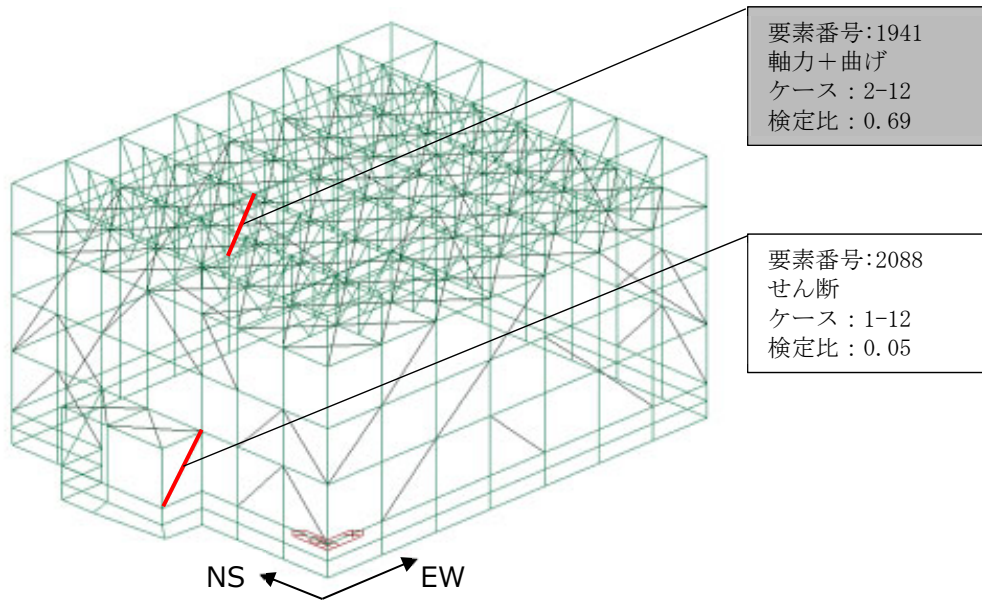
注: は, 検定比が最大となる要素を示す。

第4-3図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(小はり)



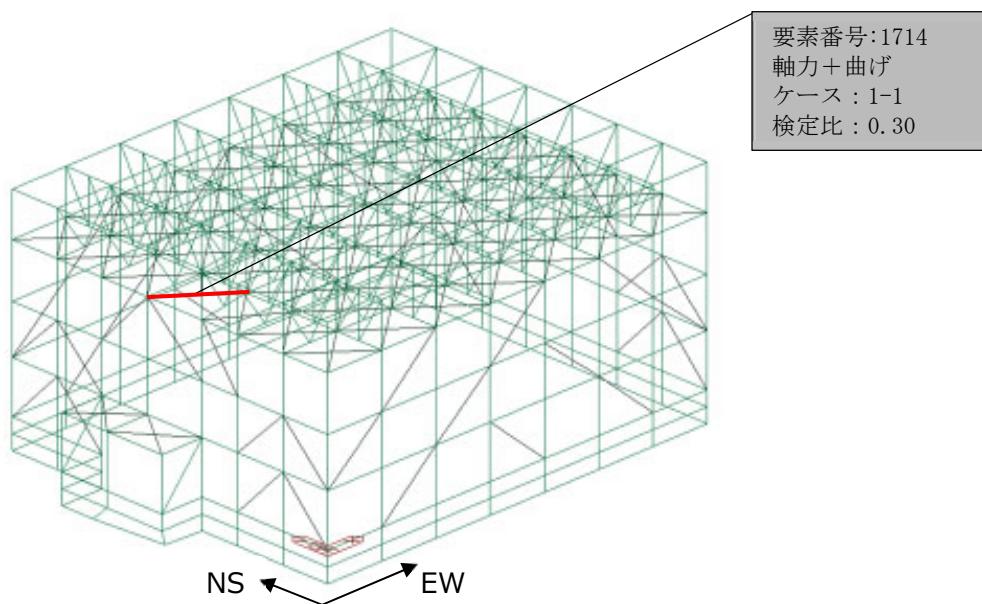
注: は, 検定比が最大となる要素を示す。

第4-4図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(トラス柱)



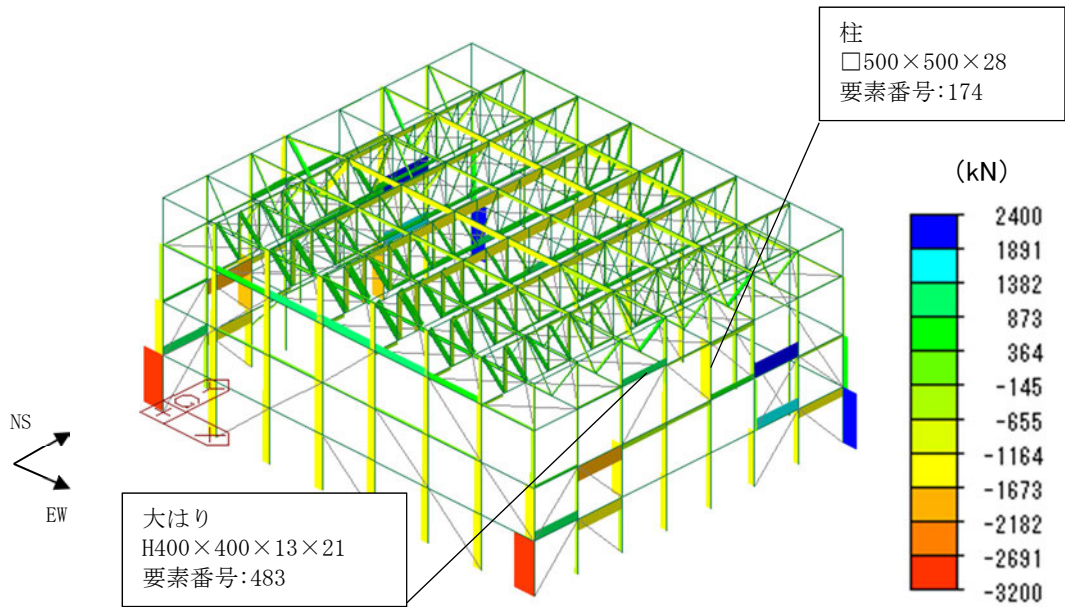
注: は、検定比が最大となる要素を示す。

第4-5図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(鉛直ブレース)



注: は、検定比が最大となる要素を示す。

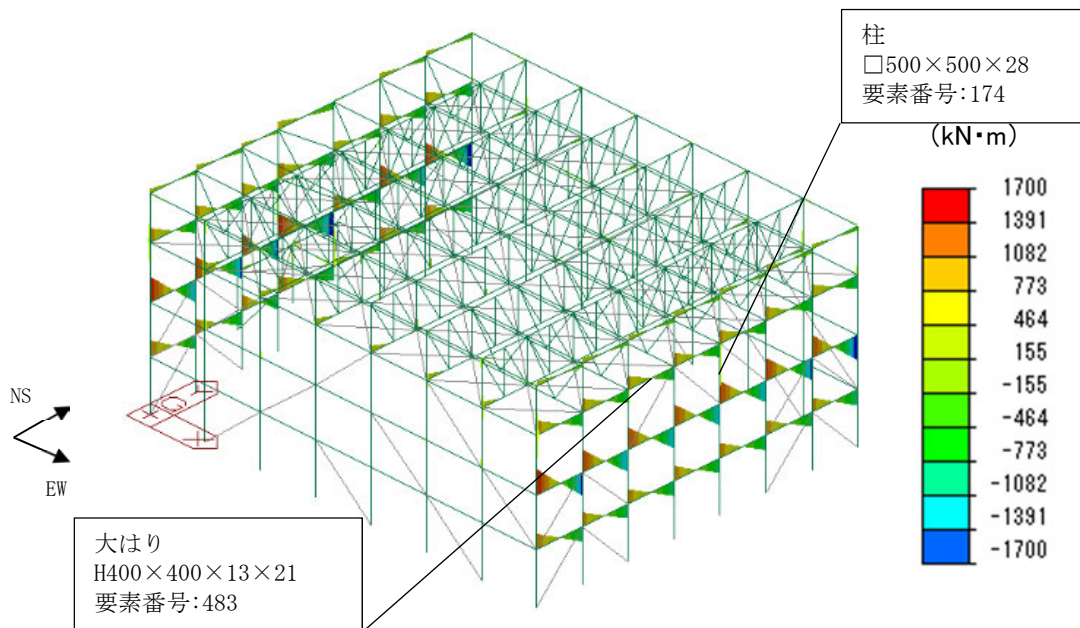
第4-6図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(水平ブレース)



注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

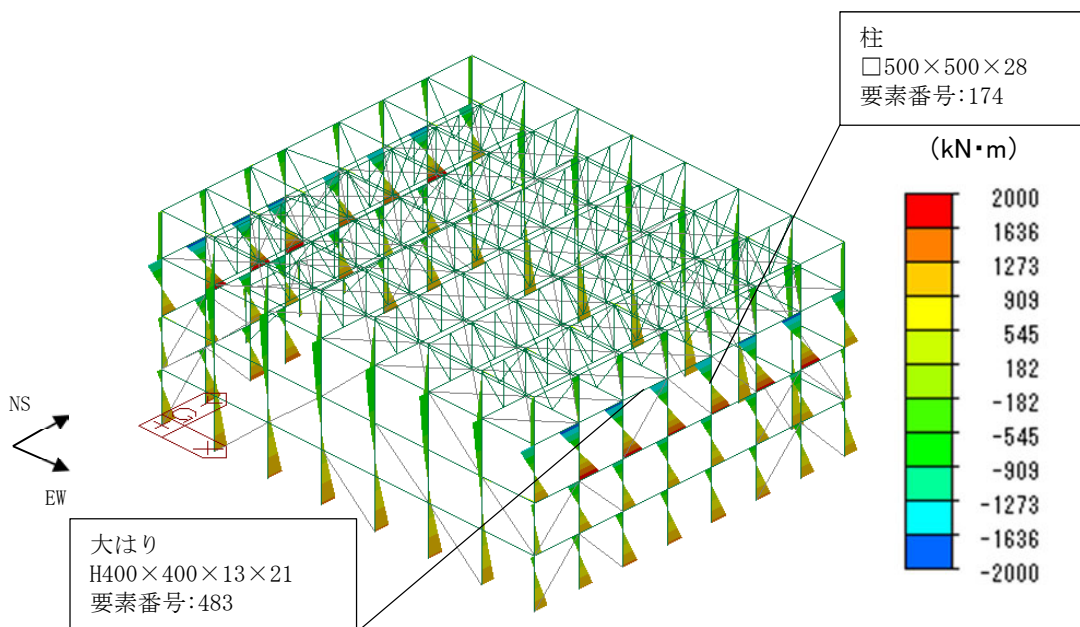
注：見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

第4-7図 軸力図 (Fx) (ケース1-4)



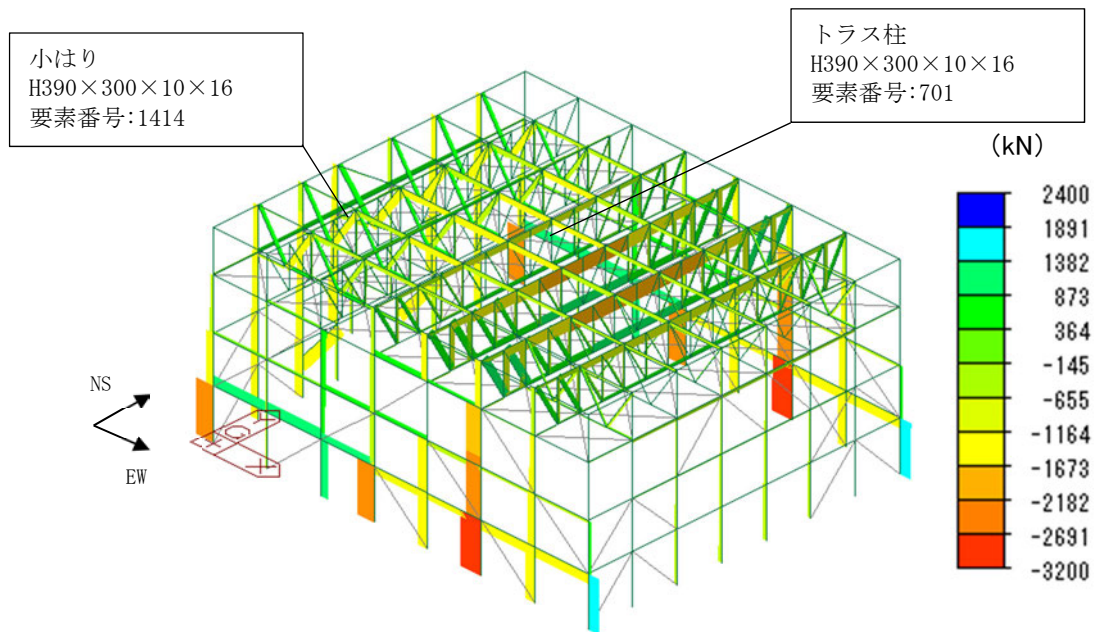
注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

第4-8図 曲げモーメント図 (My) (ケース1-4)



注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

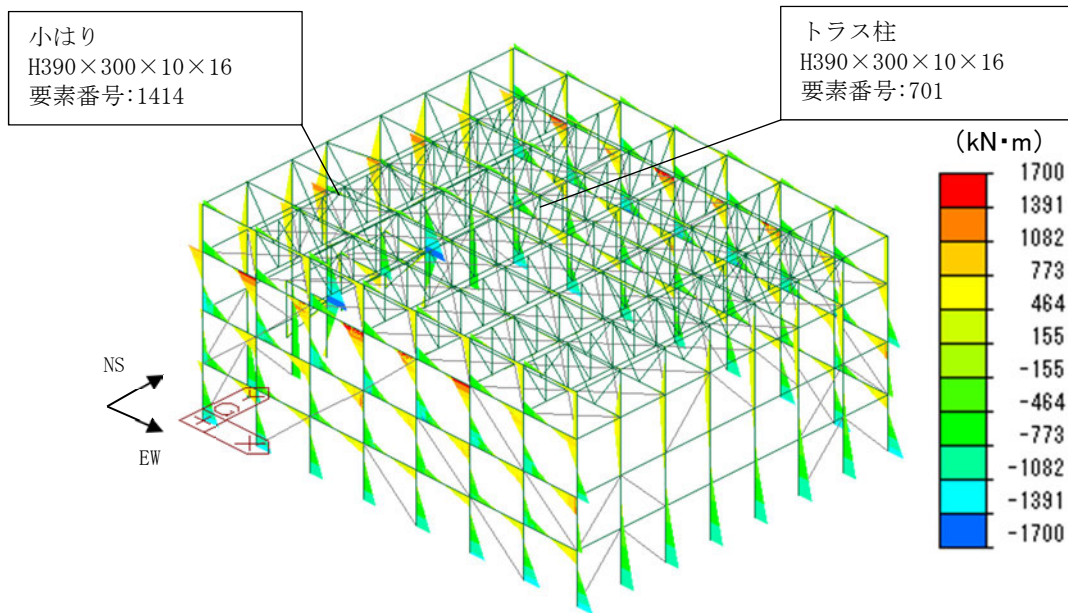
第4-9図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース1-4)



注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

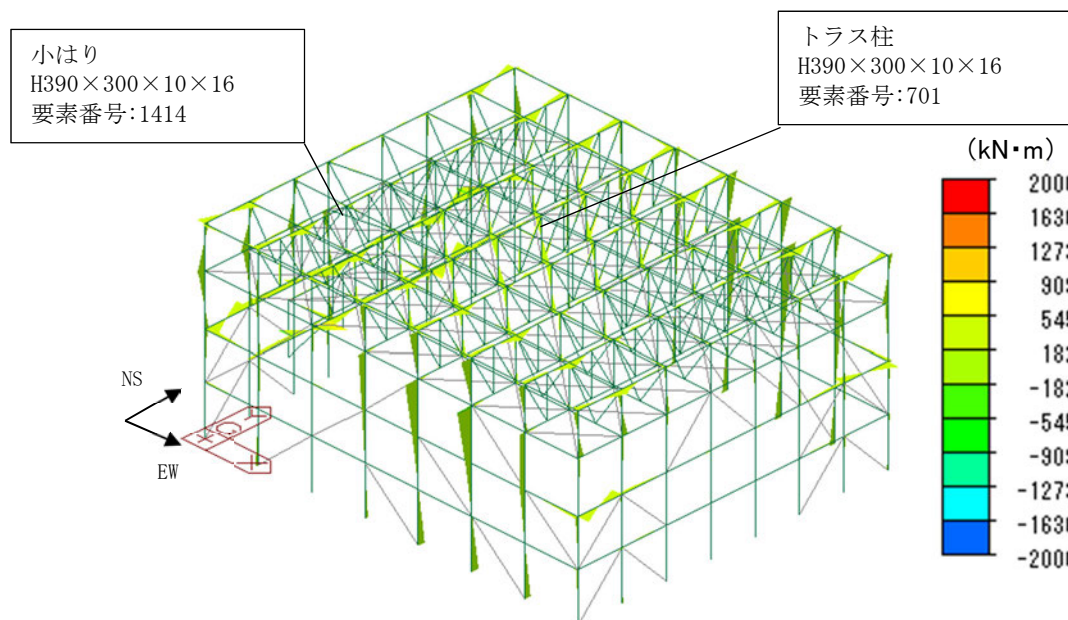
注：見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

第4-10図 軸力図 (Fx) (ケース1-12)



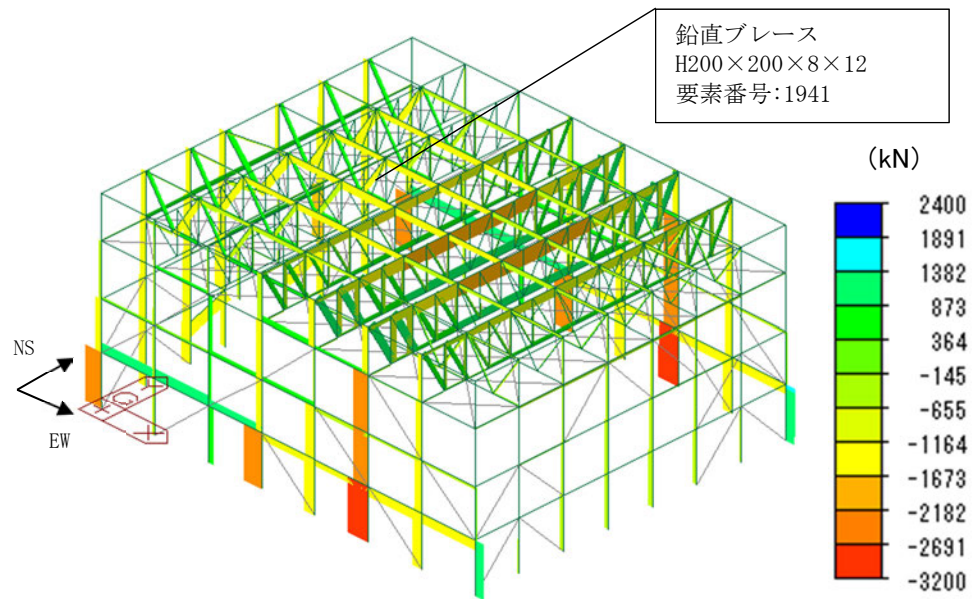
注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

第4-11図 曲げモーメント図 (My) (ケース1-12)



注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

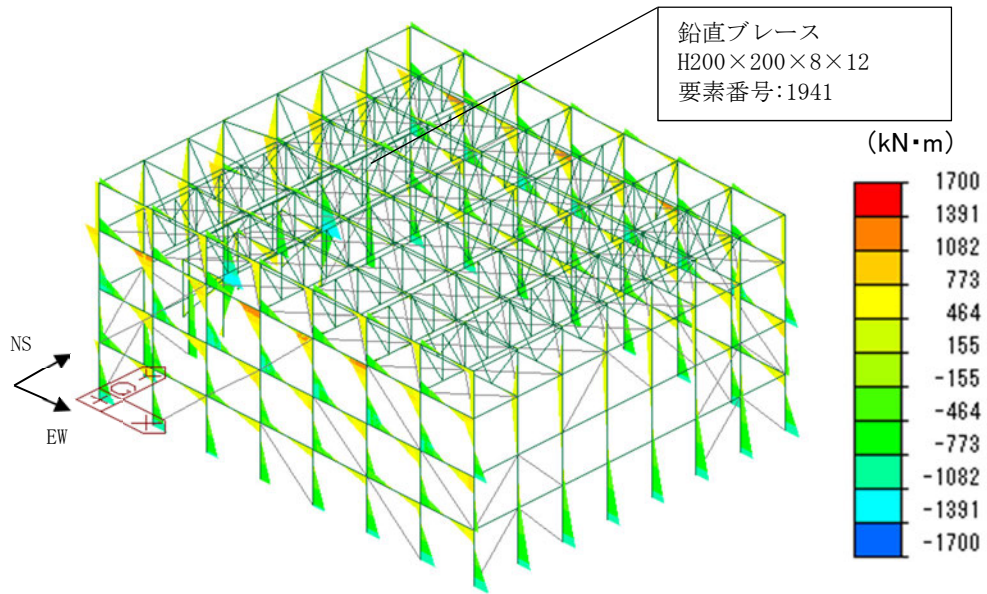
第4-12図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース1-12)



注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

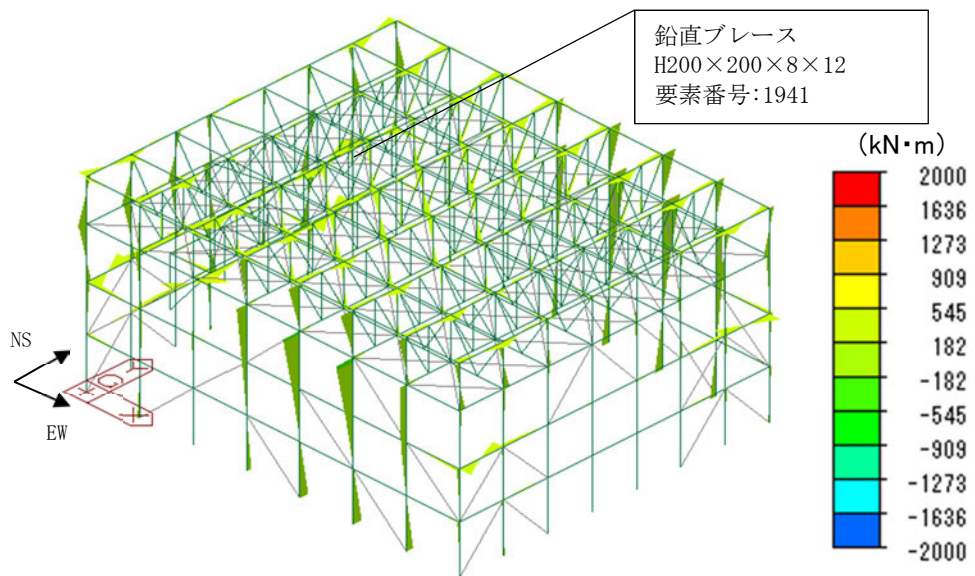
注：見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

第4-13図 軸力図 (Fx) (ケース2-12)



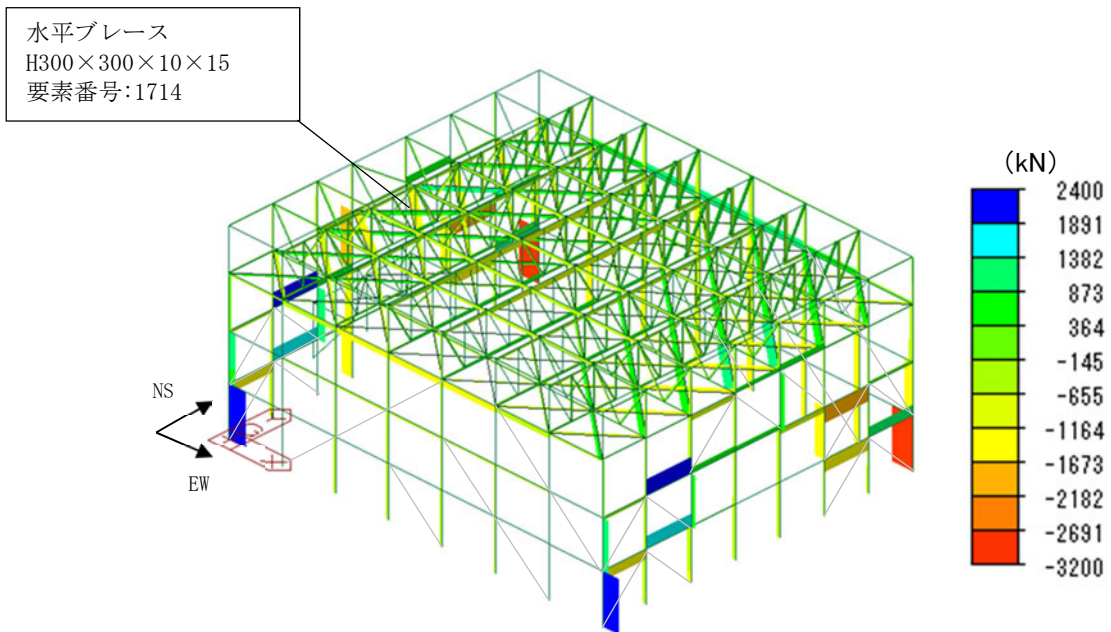
注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

第4-14図 曲げモーメント図 (My) (ケース2-12)



注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

第4-15図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース2-12)

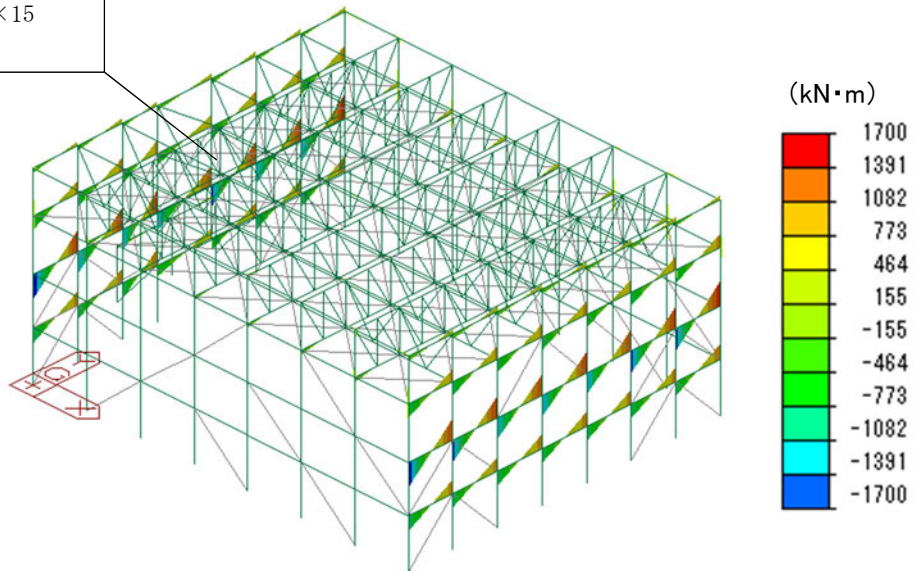


注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

注：見やすさの観点から座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

第4-16図 軸力図 (Fx) (ケース1-1)

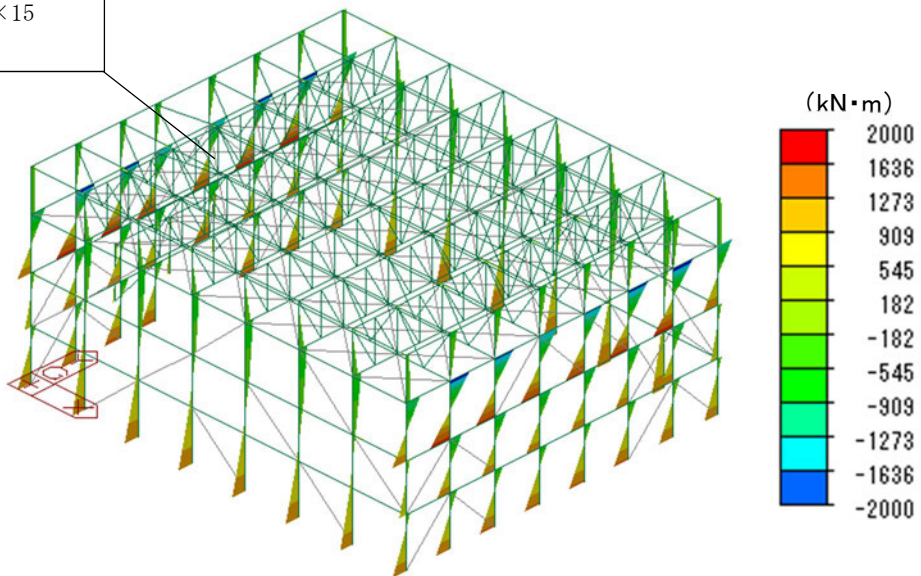
水平ブレース
H300×300×10×15
要素番号:1714



注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

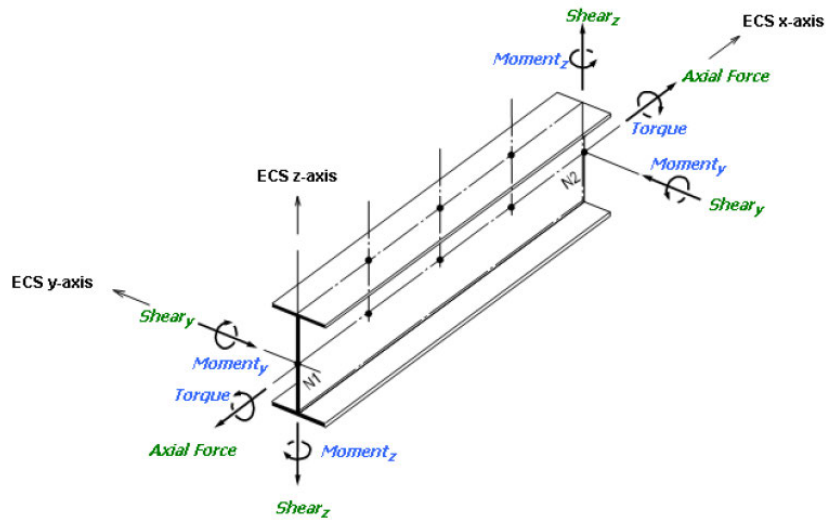
第4-17図 曲げモーメント図 (My) (ケース1-1)

水平ブレース
H300×300×10×15
要素番号:1714



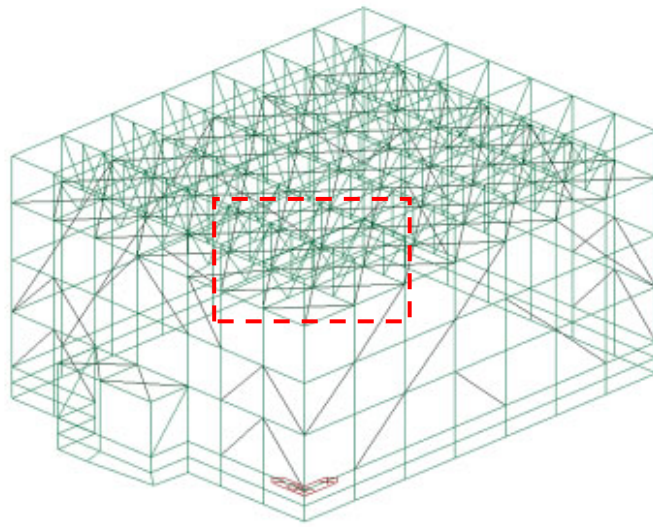
注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

第4-18図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース1-1)

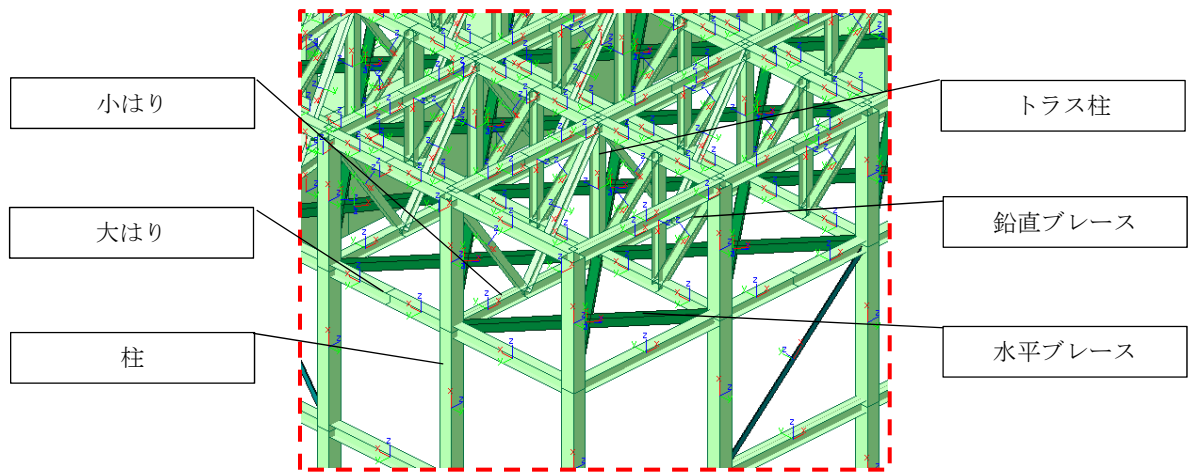


- F_x** : 要素座標系 x 軸方向の軸力
- F_y** : 要素座標系 y 軸方向のせん断力
- F_z** : 要素座標系 z 軸方向のせん断力
- M_y** : 要素座標系 y 軸回りの曲げモーメント
- M_z** : 要素座標系 z 軸回りの曲げモーメント

第4-19図 要素座標系での応力の向きと記号



(a) 拡大して各部材の要素座標系を示す箇所



(b) 各部材の要素座標系

第4-20図 3次元フレームモデルでの各部材の要素座標系

5. まとめ

支持架構について、2章で設計の考え方を、3章で荷重の入力方法を、4章で断面の評価部位の選定を補足した。

また、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について、十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

参考資料 1

部材を線形モデル化する妥当性について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 妥当性確認方法	1
3. 妥当性確認結果	2
3.1 フレーム	2
3.2 基礎梁	4
3.3 杭	5

1. 概要

飛来物防護ネット架構の構造部材のクライテリアは終局であるため、弾性範囲である必要はない。また、解析モデル構築にあたり、線形(剛性=大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的となる。そこで、耐震評価においては、以下の構造部材は線形でモデル化している。

- 支持架構の鉄骨製フレーム
- 鉄筋コンクリート製の基礎梁
- 鉄筋コンクリート製の杭

しかしながら、弾性範囲外の評価を行う場合、部材の塑性化を考慮することも考えられることから、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認する。

2. 妥当性確認方法

妥当性確認は、線形でモデル化した構造部材の設計の考え方を整理した上で、構造部材の短期許容応力度に対する検定比を確認する。

3. 妥当性確認結果

3.1 フレーム

支持架構のうちフレームは、弾性(剛性=大)でモデル化して解析することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、柱等の鉄骨製部材を線形でモデル化した。

フレームのクライテリアは、「鋼構造設計規準((社)日本建築学会, 2005)」による許容応力度に基準強度を1.1倍した値を用いることで終局強度としているため、終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。また、仮にフレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。

フレーム部材の短期許容応力度に対する検定比を第3.1-1表に示す。検定比は、部材種別ごとに検定比が最も大きい部材に対して示す。検定比は最大で0.97であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

第3.1-1表 フレーム部材の短期許容応力度*に対する検定比

部材種別	要素番号	ケース	応力度	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する 検定比
柱	167	1-4	せん断	0.19	OK	0.17
	174	1-4	軸力+曲げ	0.97	OK	0.89
大はり	451	1-4	せん断	0.38	OK	0.34
	483	1-4	軸力+曲げ	0.95	OK	0.87
小はり	1428	1-12	せん断	0.21	OK	0.19
	1414	1-12	軸力+曲げ	0.93	OK	0.87
トラス柱	766	2-7	せん断	0.08	OK	0.07
	701	1-12	軸力+曲げ	0.79	OK	0.72
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	0.06	OK	0.05
	1941	2-12	軸力+曲げ	0.76	OK	0.69
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	0.32	OK	0.30

注記 *：鋼構造設計規準((社)日本建築学会，2005)による。

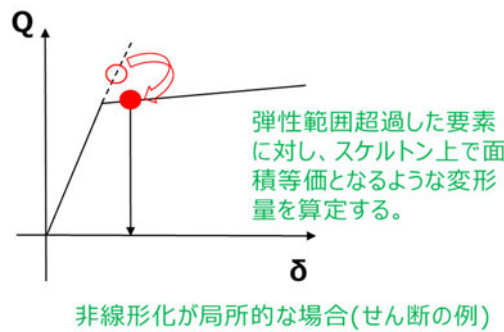
3.2 基礎梁

基礎梁は、線形部材として解析する(剛性を低減させない)ことで発生応力は大きくなり、保守的な評価となるため線形でモデル化した。

基礎梁自体には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価においては非線形時の変形の影響はない。

しかしながら、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、基礎梁の変形による支持架構への影響は考慮する必要がある。非線形化が局所的な場合は弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を第3.2-1図のように計算することが考えられる。その際、支持架構の3次元フレームモデルに、基礎梁の非線形時の変形量を強制変位として入力し、フレームに与える影響を確認することが考えられる。

基礎梁の短期許容応力度に対する検定比を第3.2-1表に示す。検定比は、最大検定比となる要素に対して示す。検定比は最大で0.83であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。



第3.2-1図 非線形化の影響の考慮方法

第3.2-1表 基礎梁の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
162	1-4	0.83	OK	0.74

(b) 面外せん断力

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
63	1-4	0.44	OK	0.40

注記 *：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)による。

3.3 杭

杭は、地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計しており、設計モデルでは杭はモデル化していない。

弾性範囲を超えた場合には本来剛性は低下するが、モデル化していないため剛性は考慮されておらず、杭をモデル化し非線形となった場合でも、現状の変形量を上回ることはない。

部材評価時の杭の発生応力は、地盤変形×杭の初期剛性(剛性を低減させない)とするため、発生応力は大きくなり、線形で応力計算することは保守的な評価となる。

以上より、杭の解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

なお、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」における検証用モデルにおいて杭の一部をモデル化しており、参考に検証用モデルを用いた応答による杭の短期許容応力度に対する検定比を第3.3-1表に示す。検定比は、最大検定比となる杭に対して示す。検定比は最大で0.95であった。

第3.3-1表 【参考】杭の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
有効応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.95	OK	0.57

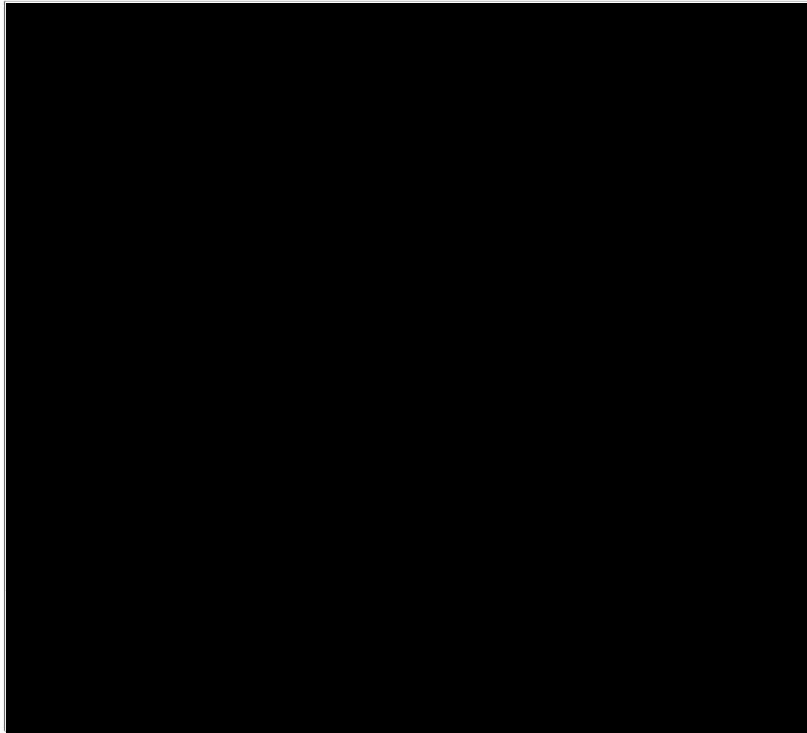
(b) せん断力

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
全応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.85	OK	0.38

注記 *：建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001)による。

参考資料 2

支持架構の図面集

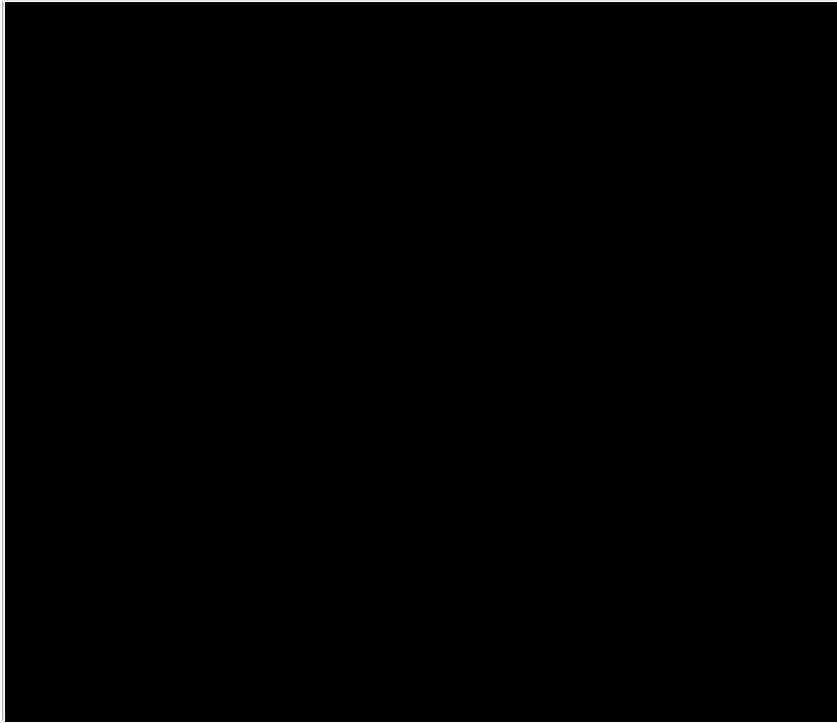


T.M.S.L. 60600 伏図

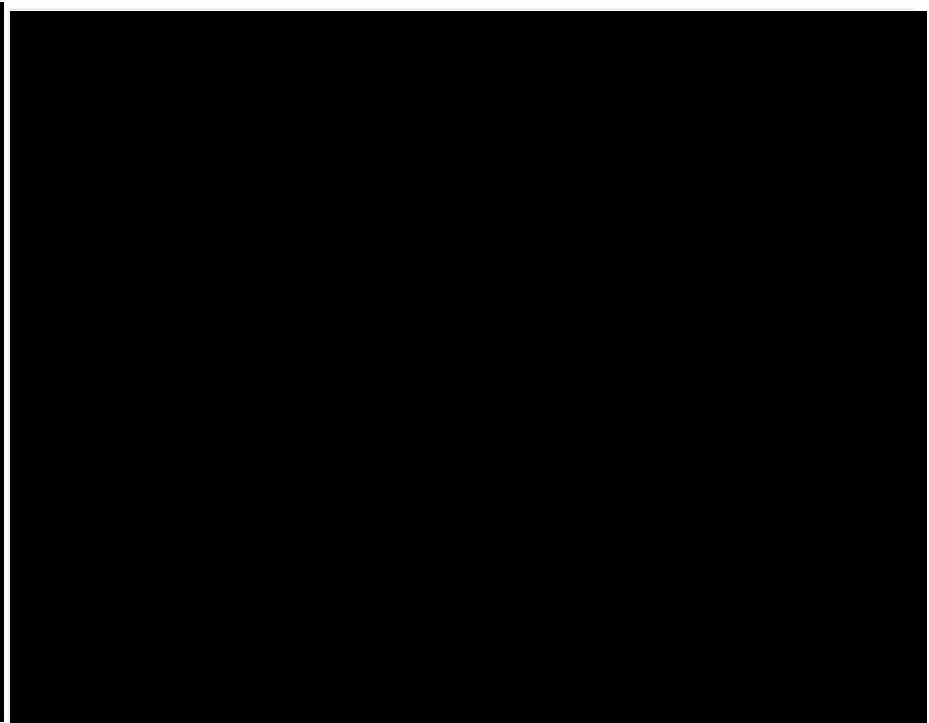


T.M.S.L. 65600 伏図

1



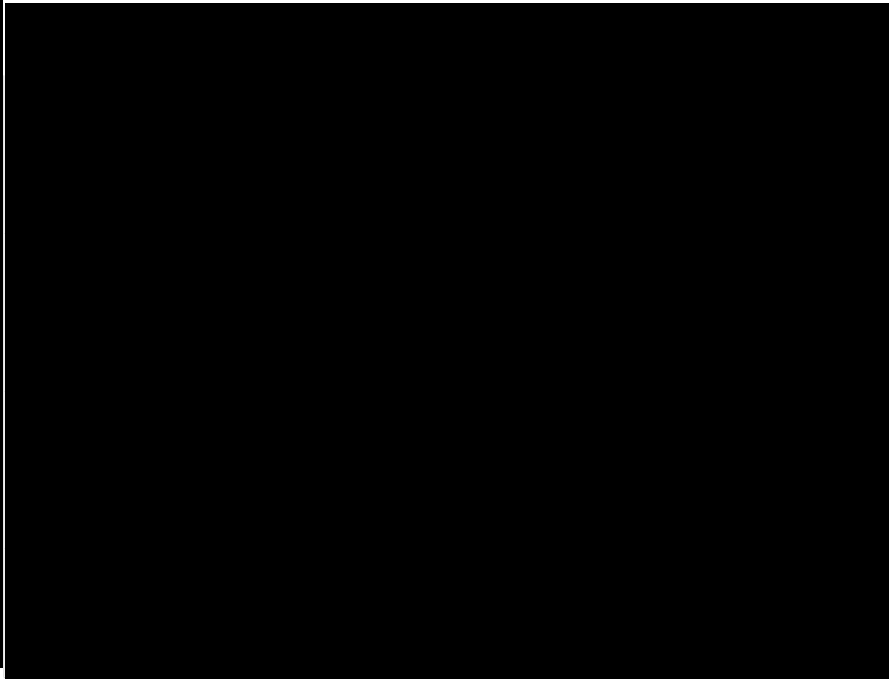
I.M.S.L. 71100 伏図 (トラス下葺材レベル)
水平ブレースはHV1を添す。



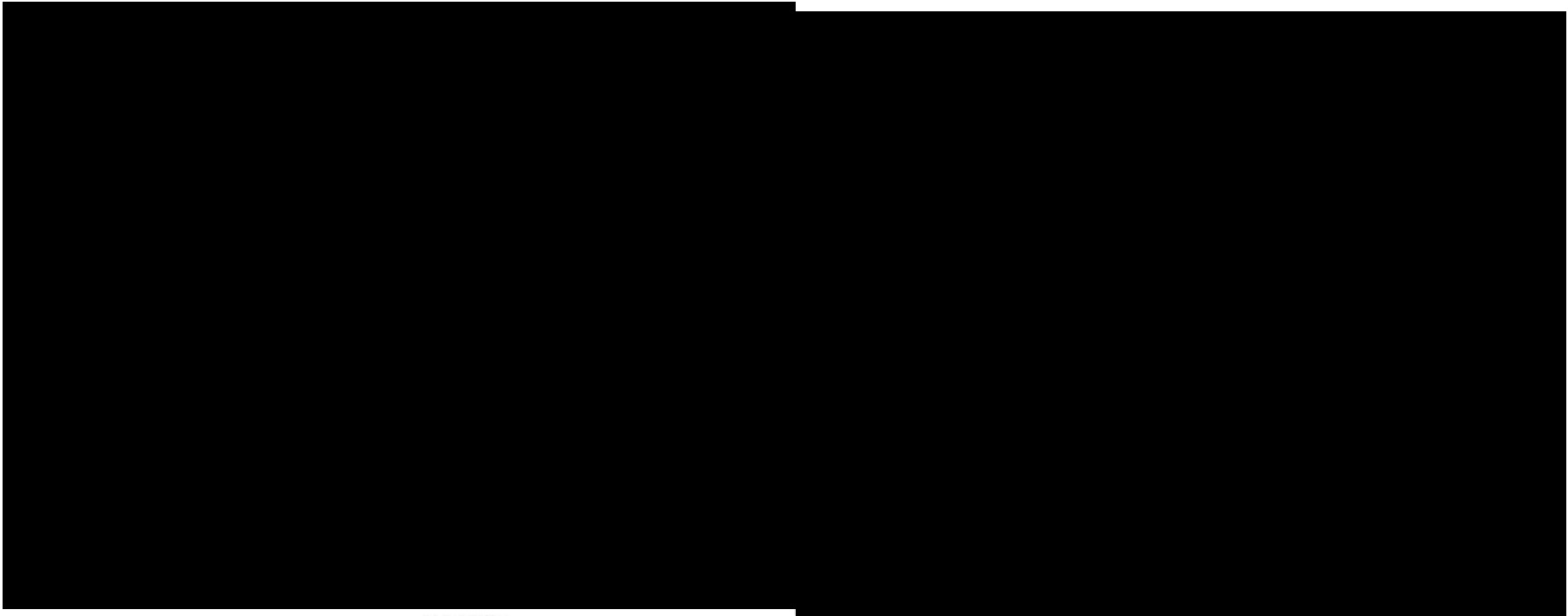
I.M.S.L. 75600 伏図 (トラス上葺材レベル)



Y01_Y08 通り輸送回
() 内の枕番号はY08通りの枕番号を示す。












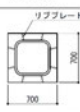
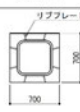
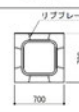

Y02_Y03_Y07通り輸送回



.Y04.Y05通孔輪組圖

.Y05通孔輪組圖

鉄骨柱リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

特 号	C1, C4	C2	C2A	C3	C11
部 材	 □ 500x500x28 (BFP225)	 □ 500x500x28 (BFP225)	 □ 500x500x22 (B385)	 □ 500x500x28 (BFP225)	 H 400x400x13x21
柱 正 スタッド	 8x4R-φ19	 8x4R-φ19		 8x4R-φ22	 4x5R-φ19
ベースプレート	 BPL-26x700x700 (SM490B)	 BPL-40x700x700 (SM490B)		 BPL-45x700x700 (TRP225)	 BPL-25x450x450 (SM490B)

鉄骨梁リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

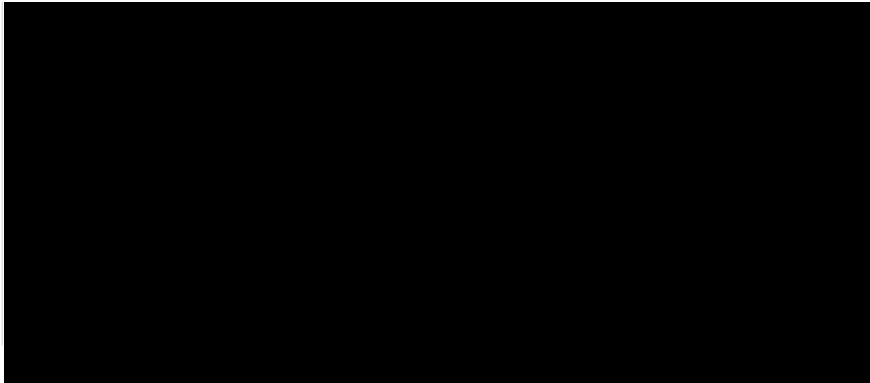
特 号	G1, G12	G12A	G2, G11	G3	G4	G13	G14
部 材	H-400x400x13x21	両端 : H-414x405x18x28 中央 : H-400x400x13x21	H-414x405x18x28	X01端 : H-428x407x20x35 中央・X02端 : H-414x405x18x28	X00端 : H-428x407x20x35 中央・X07端 : H-414x405x18x28	Y01端 : H-428x407x20x35 中央・Y02端 : H-414x405x18x28	両端 : H-428x407x20x35 中央 : H-414x405x18x28
特 号	G15	G16	G17		B390	B400	
部 材	Y00端 : H-428x407x20x35 中央・Y07端 : H-414x405x18x28	H-428x407x20x35	両端 : H-430x430x28x40 中央 : H-428x407x20x35		H-390x300x10x16	H-400x400x13x21	

鉄骨ブレースリスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

特 号	V35	V25	V20	HV1	HV2		
部 材	H-250x250x12x19	H-250x250x 9x14	H-200x200x8x12	H-300x300x10x15	H-250x250x9x14		

トラス1G1 リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

位 置	部 材
上下弦材	H-414x405x18x28
斜材1	H-300x300x10x15
斜材2	H-250x250x 9x14
TP400	H-400x400x13x21
TP390	H-390x300x10x16
TP300	H-300x300x10x15



別添 4

基礎梁の耐震評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
3. 荷重の入力方法	5
3.1 地震荷重	7
3.2 固定荷重及び積雪荷重	11
3.3 支持架構から作用する荷重	12
3.4 杭から作用する荷重	15
4. 断面の評価部位の選定	18
5. まとめ	23
参考資料 1 支持架構との接合部の評価について	
参考資料 2 杭との接合部の評価について	
参考資料 3 全ケース包絡の断面力コンター	
参考資料 4 基礎梁の図面集	

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における基礎梁の耐震評価について補足説明するものである。

- ・「耐震計算書」

2. 設計の考え方

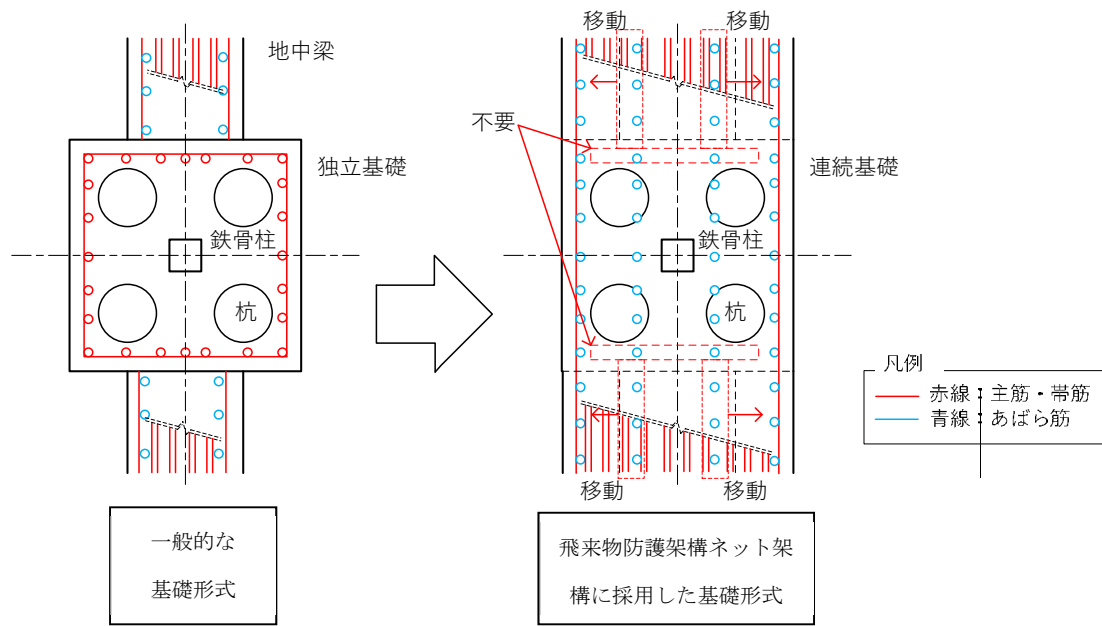
第2-1図～第2-3図に一般的な基礎形式及び連続基礎形式の概要図を示す。

第2-1図～第2-3図に示す左側が一般的な独立基礎の形式である。鉄骨柱と杭を囲むように独立基礎があり、それぞれの独立基礎を結ぶように基礎梁が配置される。支持架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは独立基礎の配筋を通じて杭に応力が伝わりと同時に基礎梁にも荷重が伝わるようになっている。

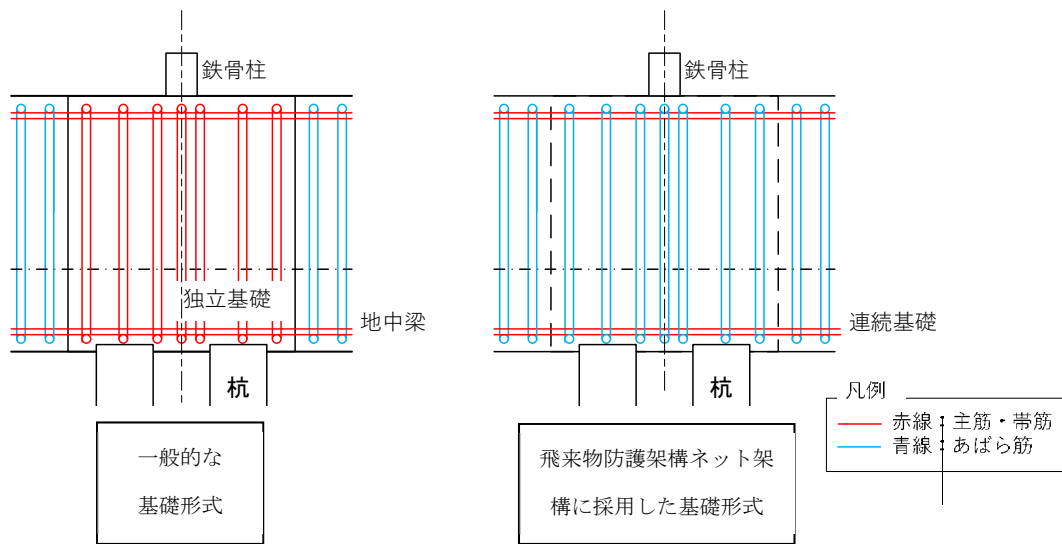
また、飛来物防護ネット架構の基礎の計画においては地震力が大きいため、平面的な剛性を十分確保する必要がある。

しかしながら、飛来物防護ネット架構は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから基礎の平面計画がロ型をしており、ロ型の内側への基礎梁の配置による平面的な剛性の確保ができない。

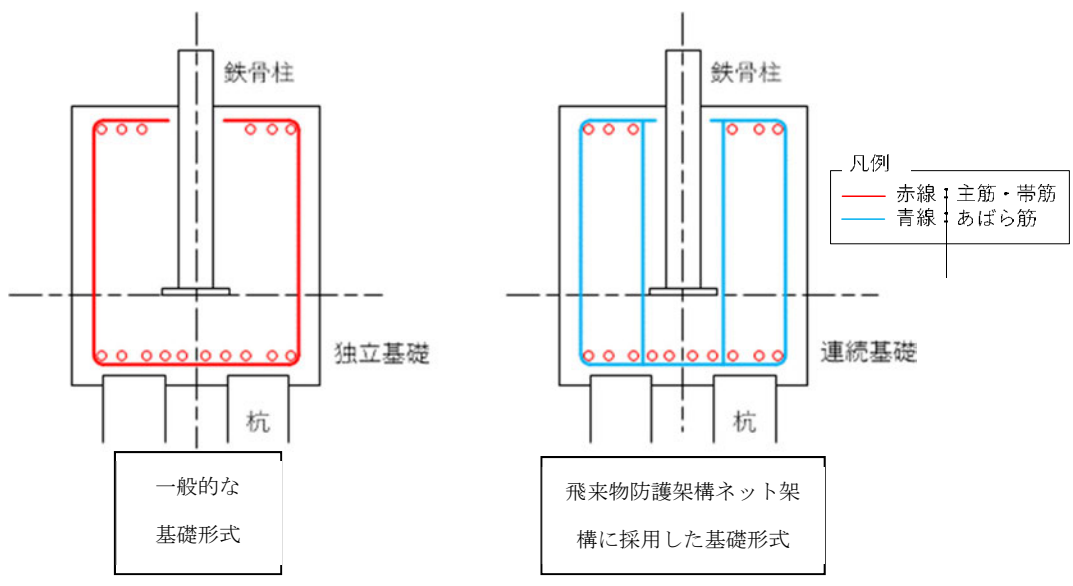
従って、基礎梁幅を大きくすることで強固な構造体とした。具体的には、第2-1図のとおり、左側の地中梁の幅を独立基礎幅まで拡幅し、右側のように基礎と一体化した連続基礎として平面的な剛性を高めた。これにより、左側の地中梁の主筋は右側の連続基礎の主筋位置へ移動する。また、独立基礎内の主筋のうち基礎梁に直交する主筋は不要となる。



第2-1図 基礎梁配筋例 平面図
 (左：独立基礎, 右：連続基礎)



第2-2図 基礎梁配筋例 長辺方向断面図
 (左：独立基礎, 右：連続基礎)



第2-3図 基礎梁配筋例 短辺方向断面図
 (左：独立基礎, 右：連続基礎)

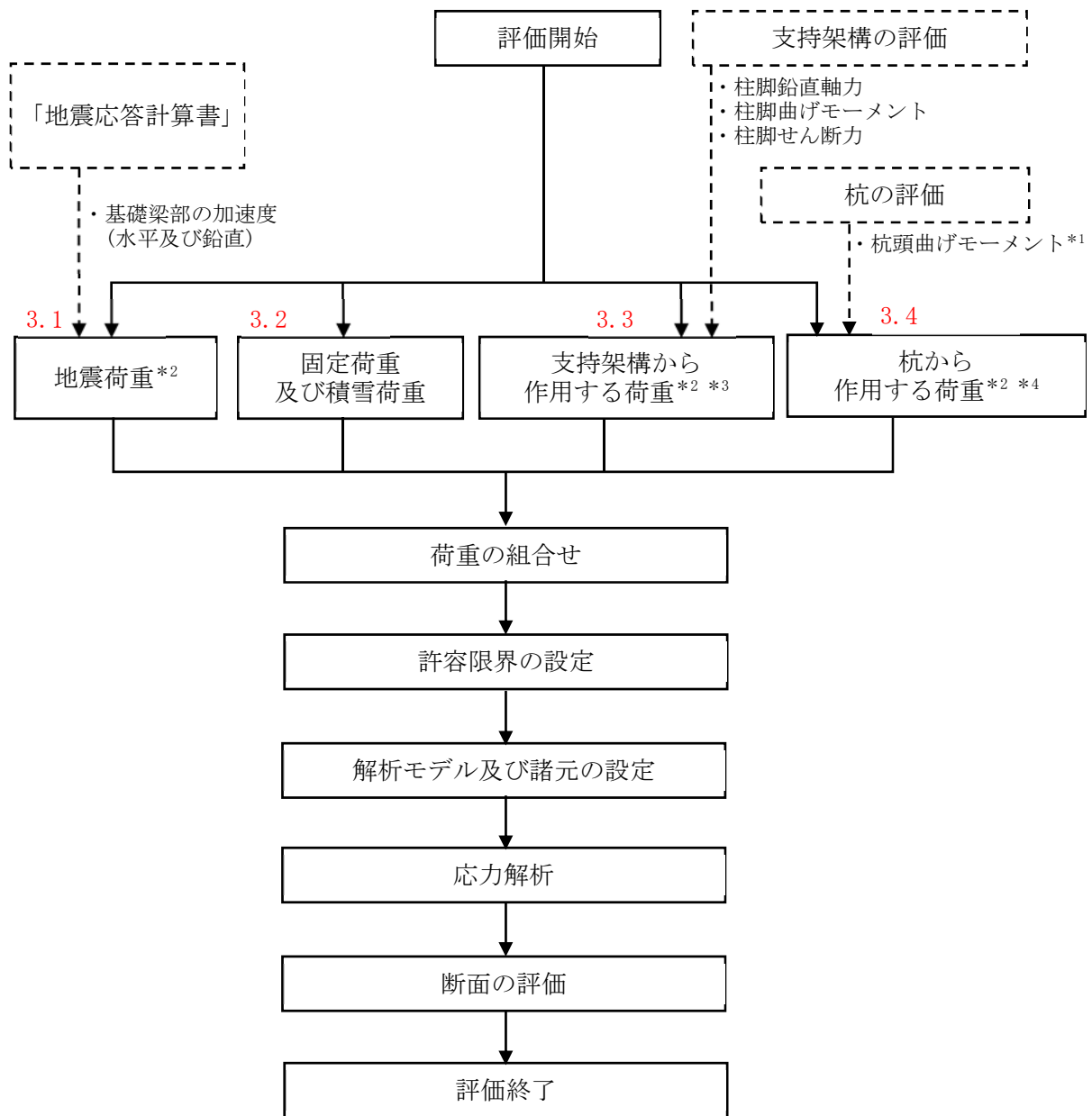
3. 荷重の入力方法

基礎梁の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

基礎梁の応力解析による評価フローを第3-1図に示す。

基礎梁の評価は、FEMモデルを用いた静的弾性応力解析により実施する。解析においては、地震荷重、固定荷重、積雪荷重、支持架構から作用する荷重及び杭から作用する荷重を組み合わせる。

FEMモデルに入力する荷重として、「地震荷重」について3.1, 「固定荷重及び積雪荷重」について3.2, 「支持架構から作用する荷重」について3.3, 「杭から作用する荷重」について3.4で詳細を説明する。



- 注記 *1：杭の評価における「応力解析」及び「応力計算」により算定する杭の「曲げモーメント」のうち、杭頭の曲げモーメントを用いる。
- *2：地盤物性のばらつきを考慮する。
- *3：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
- *4：地震荷重及び風荷重を含む。

第3-1図 基礎梁の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

地震荷重として、基礎梁の慣性力(水平地震力及び鉛直地震力)を考慮する。支持架構から作用する地震荷重については「3.3 支持架構から作用する荷重」に、杭から作用する地震荷重については「3.4 杭から作用する荷重」に示す。

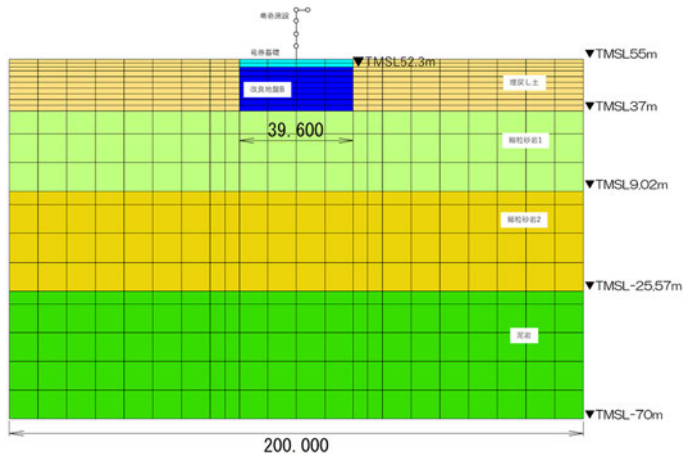
基礎梁の慣性力については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、基礎梁部の水平加速度及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。FEMモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度に基づく水平力をFEMモデルに入力する。水平力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に水平震度を乗じた集中荷重として入力する。

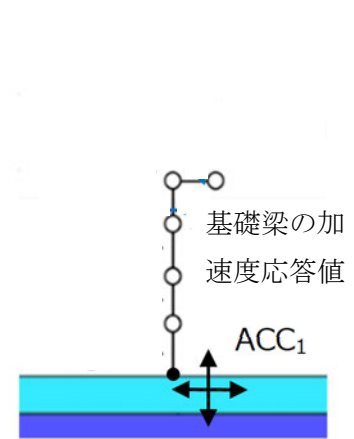
鉛直地震力については、地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度と重力による重力加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。鉛直力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた集中荷重として入力する。

なお、節点の支配重量は後述する「3.2 固定荷重及び積雪荷重」による固定荷重、積雪荷重を考慮する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-2図に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-3図に示す。

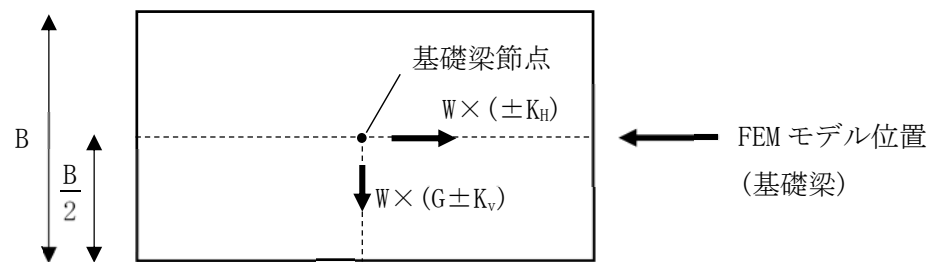


(a) 地震応答解析モデル



(b) 質点系モデル部拡大図

第3.1-1図 FEMモデルに入力する地震応答解析の応答値



K_H : 地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度

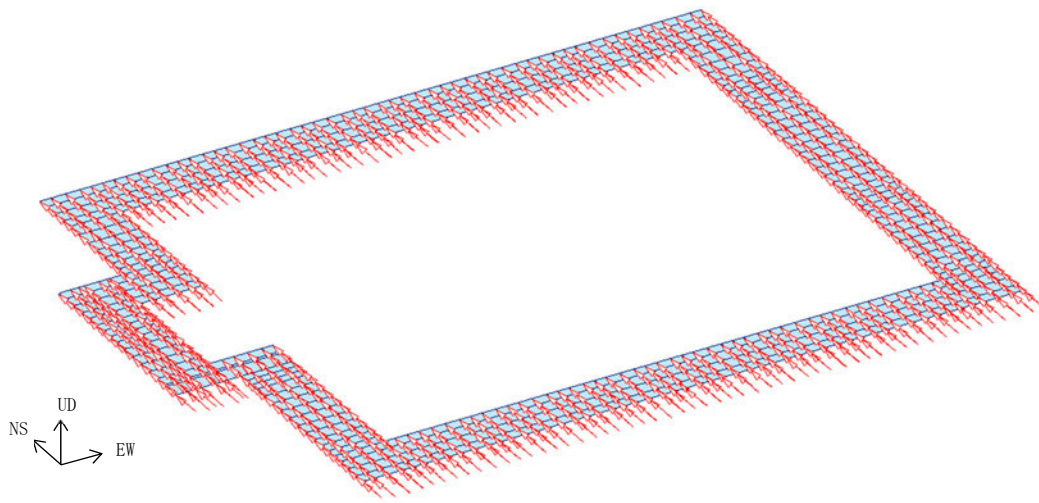
K_V : 地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度から算出した鉛直震度

G : 重力による鉛直震度

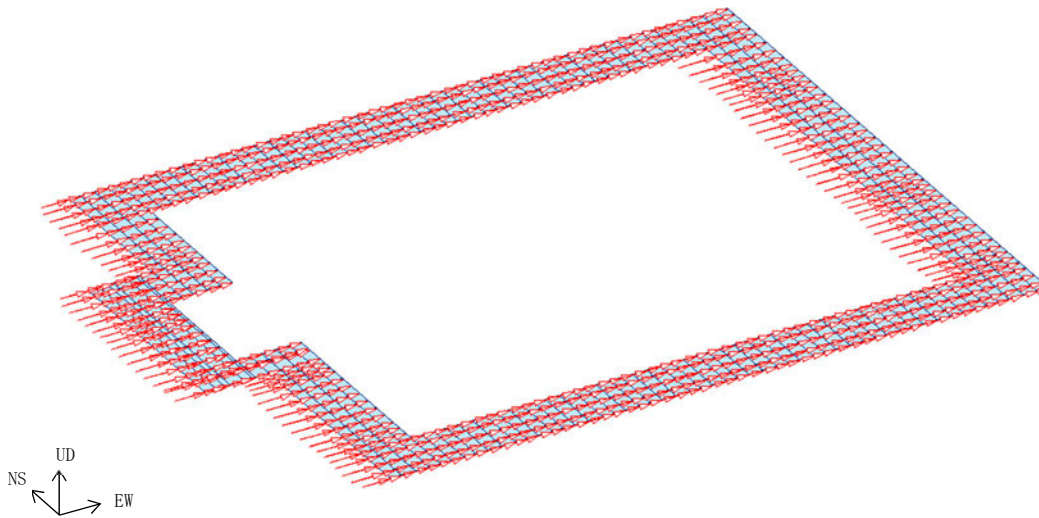
W : FEMモデルの節点の支配重量

B : 基礎梁の厚さ

第3.1-2図 FEMモデルに入力する地震荷重の概念図

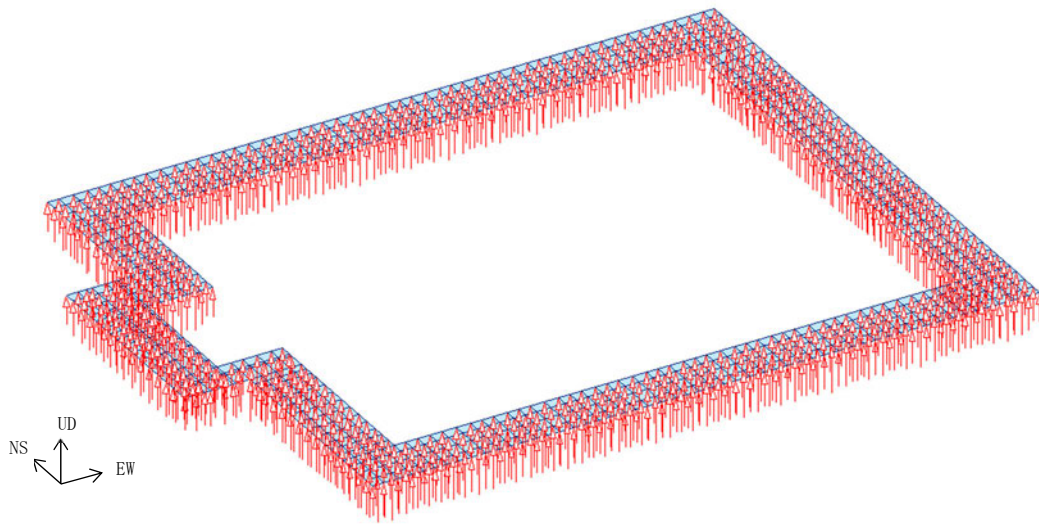


(a) NS方向



(b) EW方向

第3.1-3図 慣性力の荷重状態図(1/2)



(c) 鉛直方向

第3.1-3図 慣性力の荷重状態図(2/2)

3.2 固定荷重及び積雪荷重

固定荷重は、基礎梁の自重を考慮する。

積雪荷重は、基礎梁の上面に積雪量190cmを考慮し、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。

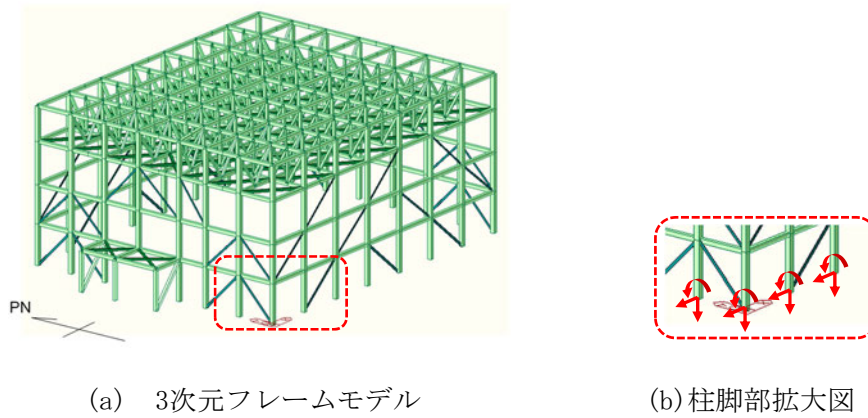
固定荷重と積雪荷重を合計した鉛直荷重を、各要素に単位体積重量として入力し、「3.1 地震荷重」における節点の支配重量に考慮する。

なお、支持架構の固定荷重及び積雪荷重は、後述する「3.3 支持架構から作用する荷重」に含まれる。

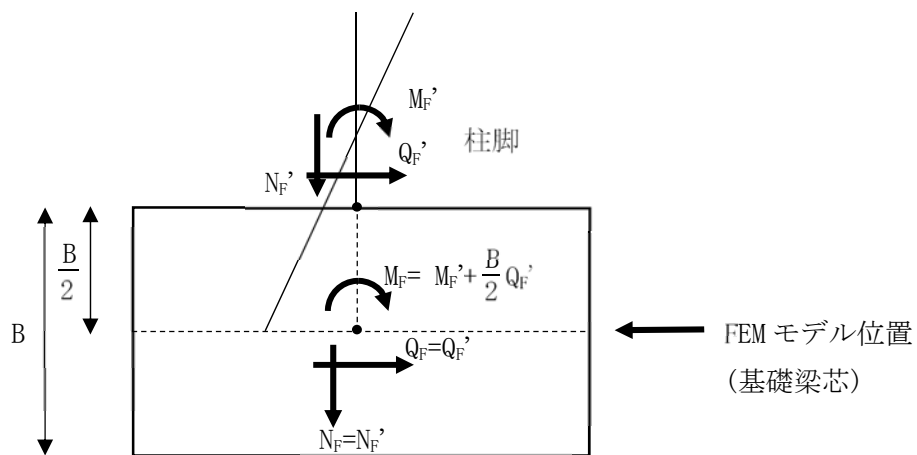
3.3 支持架構から作用する荷重

支持架構から基礎梁へ作用する荷重は、支持架構の3次元フレームモデルによる応力解析結果のうち、支持架構の柱脚の曲げモーメント、軸力及びせん断力を入力する。入力位置は、基礎梁のFEMモデルの柱脚に対応する各節点とする。この荷重には、支持架構の固定荷重、積雪荷重、地震荷重及び風荷重を含んでいる。

FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重を第3.3-1図に、FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重の概念図を第3.3-2図に、支持架構から作用する荷重の荷重状態図を第3.3-3図に示す。

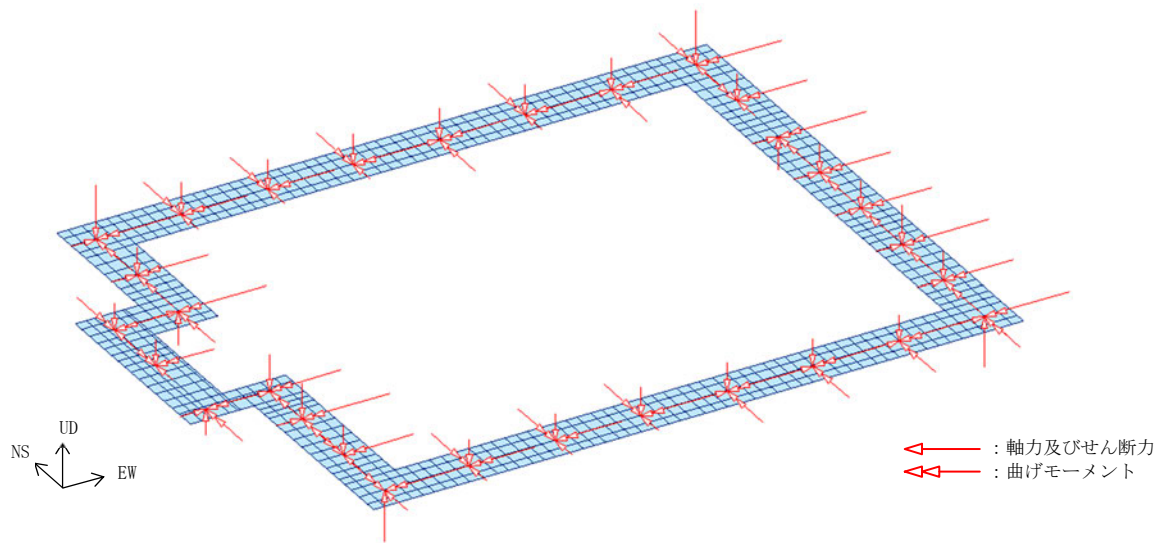


第3.3-1図 FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重

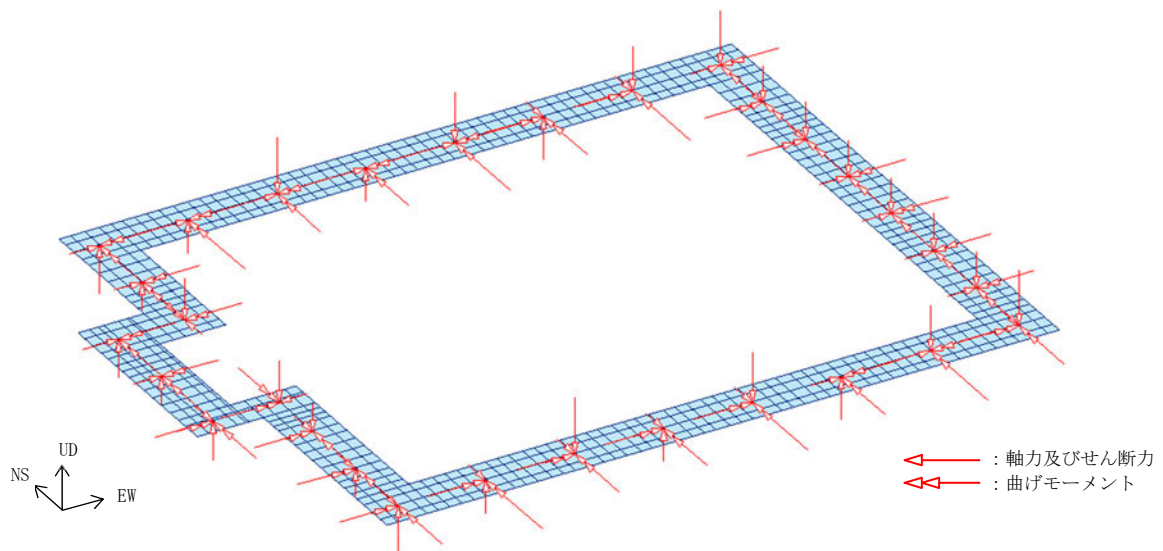


- M_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する曲げモーメント
- N_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する軸力
- Q_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用するせん断力
- M_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の曲げモーメント
- N_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の軸力
- Q_F' : 3次元フレームモデルの柱脚のせん断力
- B : 基礎梁厚さ

第3.3-2図 FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重の概念図



(a) せん断力+曲げモーメント+軸力 (NS方向) 支持架構



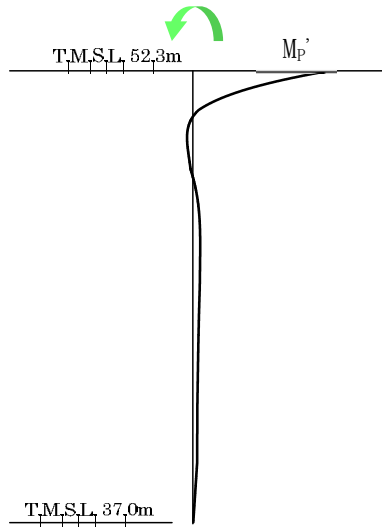
(b) せん断力+曲げモーメント+軸力 (EW方向) 支持架構

第3.3-3図 支持架構から作用する荷重の荷重状態図

3.4 杭から作用する荷重

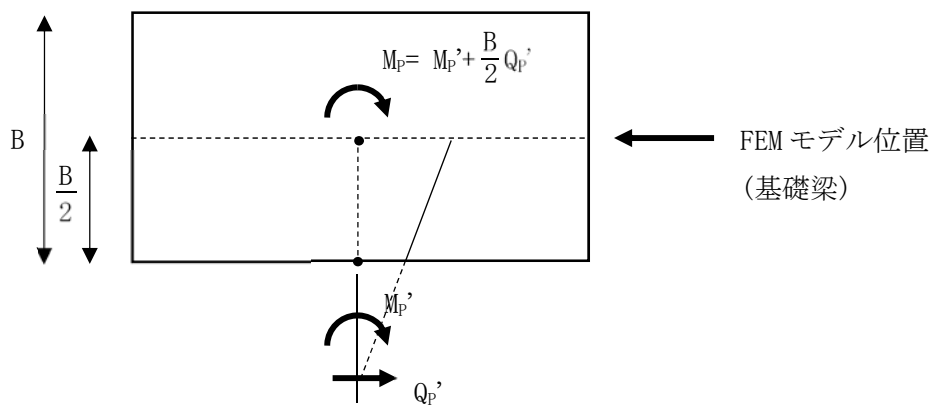
杭から基礎梁に作用する荷重は、杭の評価における杭頭の曲げモーメントを入力する。入力位置は、基礎梁のFEMモデルの柱脚に対応する各節点に入力する。この荷重には、支持架構及び基礎梁の地震荷重並びに支持架構の風荷重を含んでいる。

FEMモデルに入力する杭から作用する荷重を第3.4-1図に、FEMモデルに入力する杭から作用する荷重の概念図に第3.4-2図に、杭から作用する荷重の荷重状態図を第3.4-3図に示す。



M_P' : 杭頭の曲げモーメント

第3.4-1図 FEMモデルに入力する杭から作用する荷重



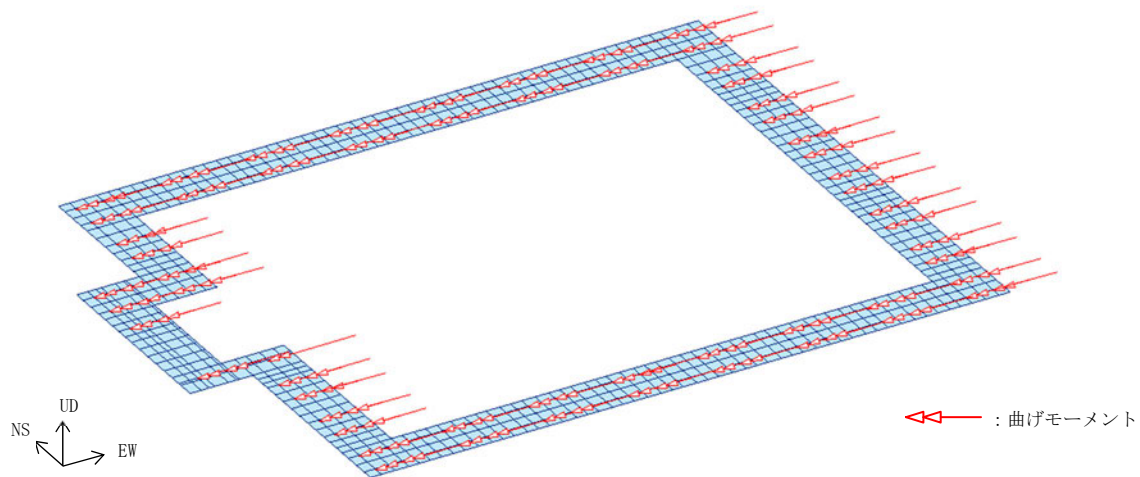
M_P : 杭から基礎梁へ作用する曲げモーメント

M_P' : 杭頭の曲げモーメント

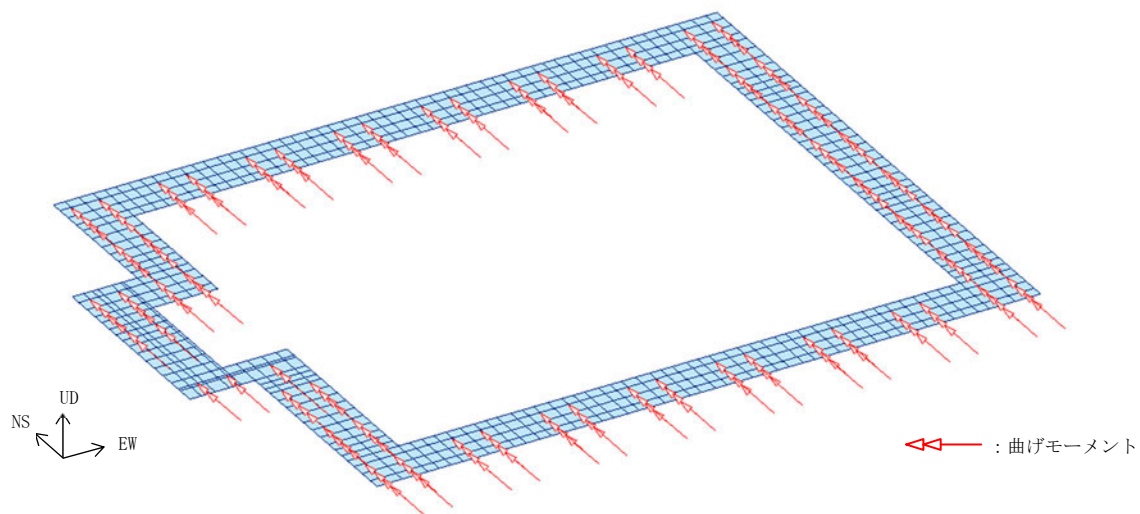
Q_P' : 杭頭のせん断力

B : 基礎梁厚さ

第3.4-2図 FEMモデルに入力する杭から作用する荷重の概念図



(a) 曲げモーメント (NS方向) 杭



(b) 曲げモーメント (EW方向) 杭

第3.4-3図 杭から作用する荷重の荷重状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第4-1表に示す。地震荷重は、Ss-C1による地震荷重，その他の地震による地震荷重(Ss-C1以外包絡)の2種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第4-2表に，断面力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第4-1図に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケース(検定比が最大となったケース：1-4)の断面力コンターを第4-2図，第4-3図に示す。なお，応力の向きと記号を第4-4図に示す。

軸力+曲げに対する検定比は，曲げモーメントの分布と同様に隅角部入隅で大きくなっている。

最大検定比の発生位置は曲げモーメントが最大となった要素と一致する。

なお，軸力は座屈拘束ブレースが接続する位置で，曲げモーメントは隅角部入隅で大きくなっている。

第4-1表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$VL + 1.0S_{S_{NS}} + 0.4S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$VL - 1.0S_{S_{NS}} + 0.4S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
1-3	$VL + 1.0S_{S_{NS}} - 0.4S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
1-4	$VL - 1.0S_{S_{NS}} - 0.4S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
1-5	$VL + 0.4S_{S_{NS}} + 1.0S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
1-6	$VL - 0.4S_{S_{NS}} + 1.0S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
1-7	$VL + 0.4S_{S_{NS}} - 1.0S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
1-8	$VL - 0.4S_{S_{NS}} - 1.0S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
1-9	$VL + 1.0S_{S_{EW}} + 0.4S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
1-10	$VL - 1.0S_{S_{EW}} + 0.4S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
1-11	$VL + 1.0S_{S_{EW}} - 0.4S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
1-12	$VL - 1.0S_{S_{EW}} - 0.4S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
1-13	$VL + 0.4S_{S_{EW}} + 1.0S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
1-14	$VL - 0.4S_{S_{EW}} + 1.0S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
1-15	$VL + 0.4S_{S_{EW}} - 1.0S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
1-16	$VL - 0.4S_{S_{EW}} - 1.0S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
2-1	$VL + 1.0S_{S_{NS}} + 0.4S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	その他の地震に よる地震荷重 (Ss-C1以外包絡)
2-2	$VL - 1.0S_{S_{NS}} + 0.4S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
2-3	$VL + 1.0S_{S_{NS}} - 0.4S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
2-4	$VL - 1.0S_{S_{NS}} - 0.4S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
2-5	$VL + 0.4S_{S_{NS}} + 1.0S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
2-6	$VL - 0.4S_{S_{NS}} + 1.0S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
2-7	$VL + 0.4S_{S_{NS}} - 1.0S_{S_{UD}} + W_{LNS}$	
2-8	$VL - 0.4S_{S_{NS}} - 1.0S_{S_{UD}} - W_{LNS}$	
2-9	$VL + 1.0S_{S_{EW}} + 0.4S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
2-10	$VL - 1.0S_{S_{EW}} + 0.4S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
2-11	$VL + 1.0S_{S_{EW}} - 0.4S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
2-12	$VL - 1.0S_{S_{EW}} - 0.4S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
2-13	$VL + 0.4S_{S_{EW}} + 1.0S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
2-14	$VL - 0.4S_{S_{EW}} + 1.0S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	
2-15	$VL + 0.4S_{S_{EW}} - 1.0S_{S_{UD}} + W_{LEW}$	
2-16	$VL - 0.4S_{S_{EW}} - 1.0S_{S_{UD}} - W_{LEW}$	

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重 L_s)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

$S_{S_{NS}}$: NS方向の S_s 地震荷重(S→N方向を正とする。)

$S_{S_{EW}}$: EW方向の S_s 地震荷重(W→E方向を正とする。)

$S_{S_{UD}}$: 鉛直方向の S_s 地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

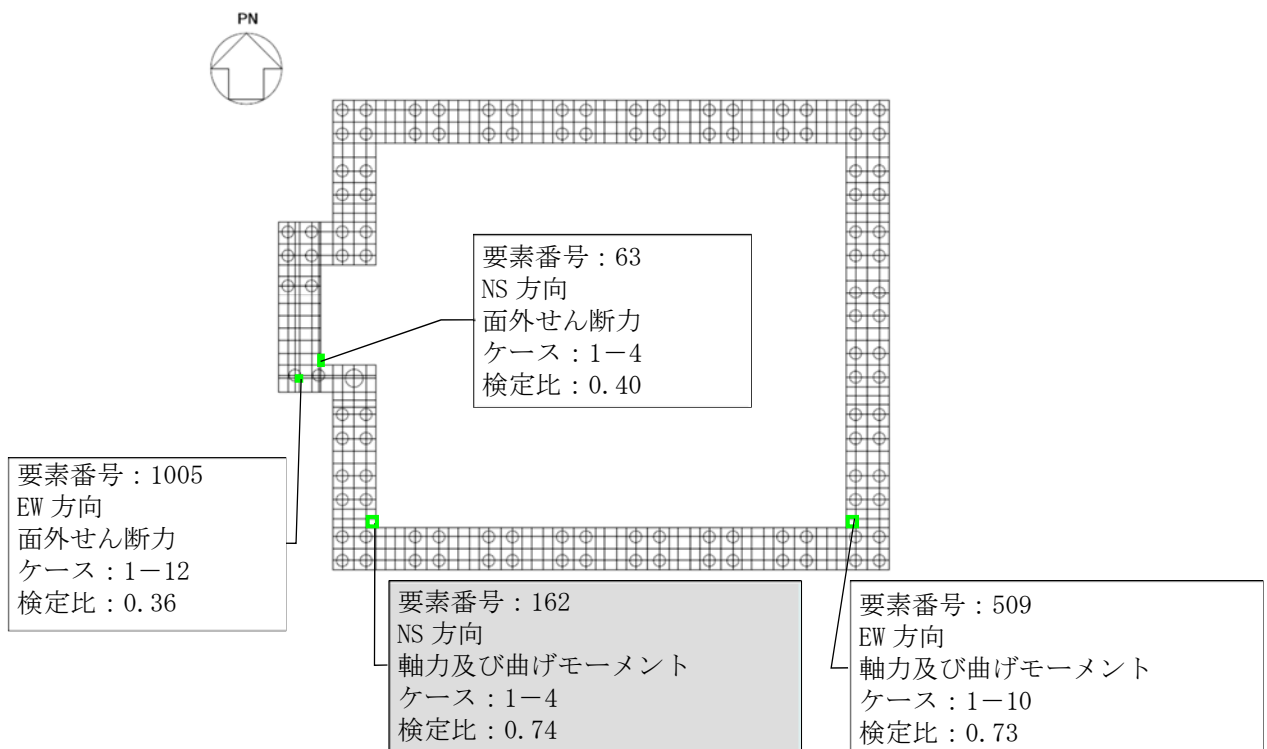
第4-2表 各評価項目の検定比一覧

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

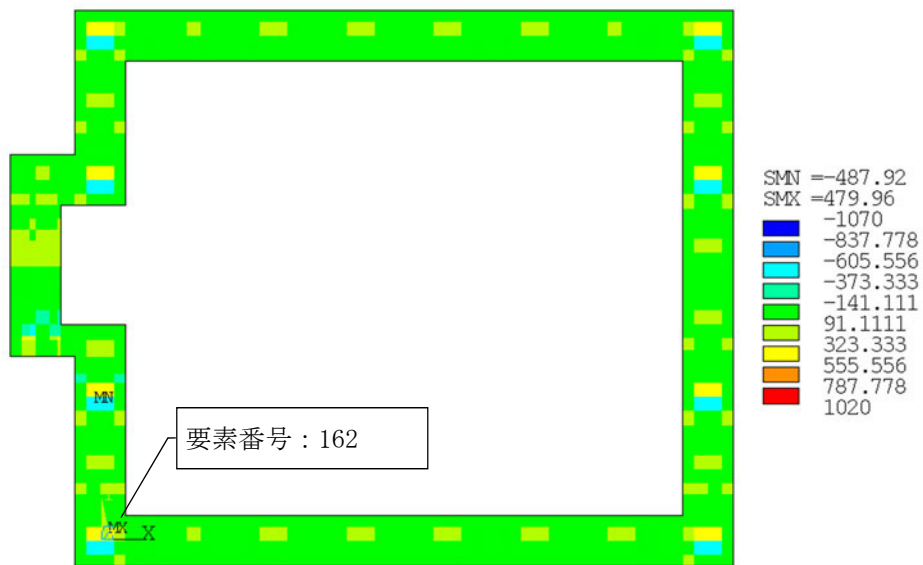
方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	162	1-4	3527	4791	0.74	OK
EW	509	1-10	1274	1755	0.73	OK

(b) 面外せん断力に対する評価

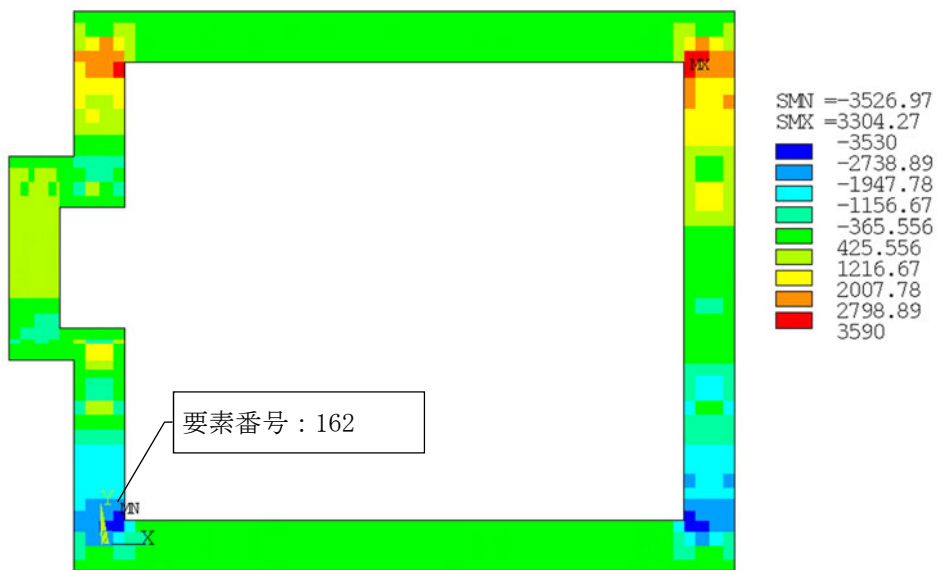
方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	1-4	2236	5661	0.40	OK
EW	1005	1-12	2061	5874	0.36	OK



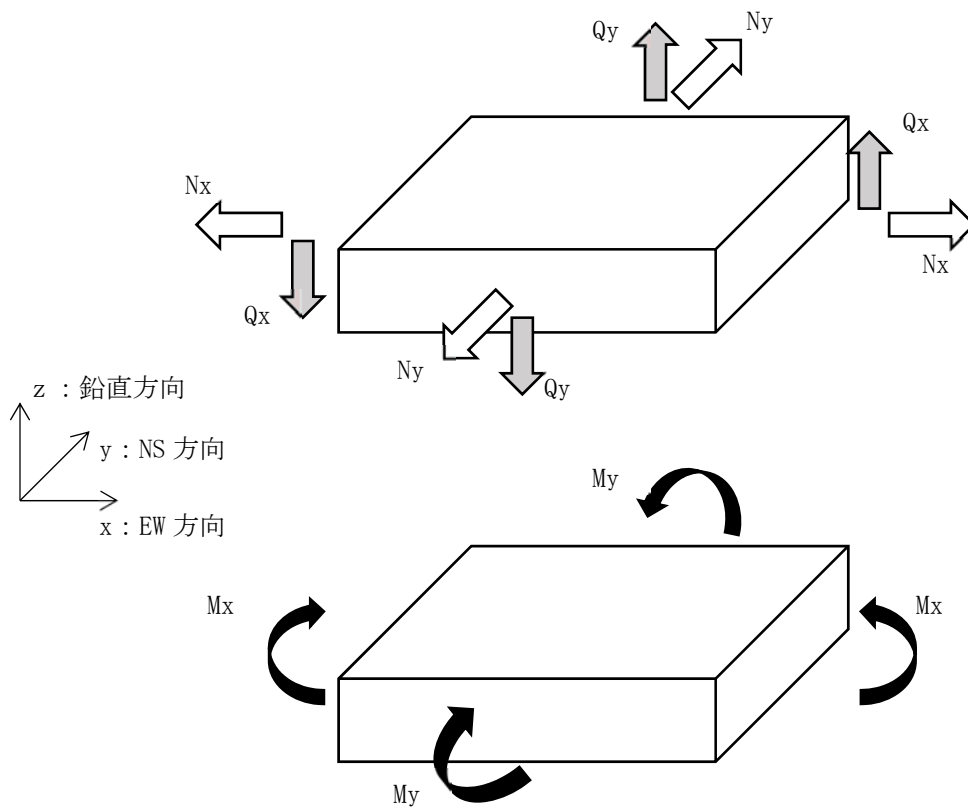
第4-1図 断面力ごとの検定比が最大となる要素および断面の評価結果



第4-2図 軸力(Ny) (ケース1-4) (単位 : kN/m)



第4-3図 曲げモーメント図(My) (ケース1-4) (単位 : kN・m/m)



N_x : x 方向の単位幅あたりの軸力
 N_y : y 軸方向の単位幅当たりの軸力
 M_x : x 軸方向の単位幅当たりの曲げモーメント
 M_y : y 軸方向の単位幅当たりの曲げモーメント
 Q_x : y-z 平面に対する単位幅当たりの面外せん断力
 Q_y : x-z 平面に対する単位幅当たりの面外せん断力

注：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4-4図 応力の向きと符号

5. まとめ

基礎梁について、2章において設計の考え方について、3章において荷重の入力方法について、4章において断面の評価部位の選定について補足した。

参考資料 1

支持架構との接合部の評価について

目 次

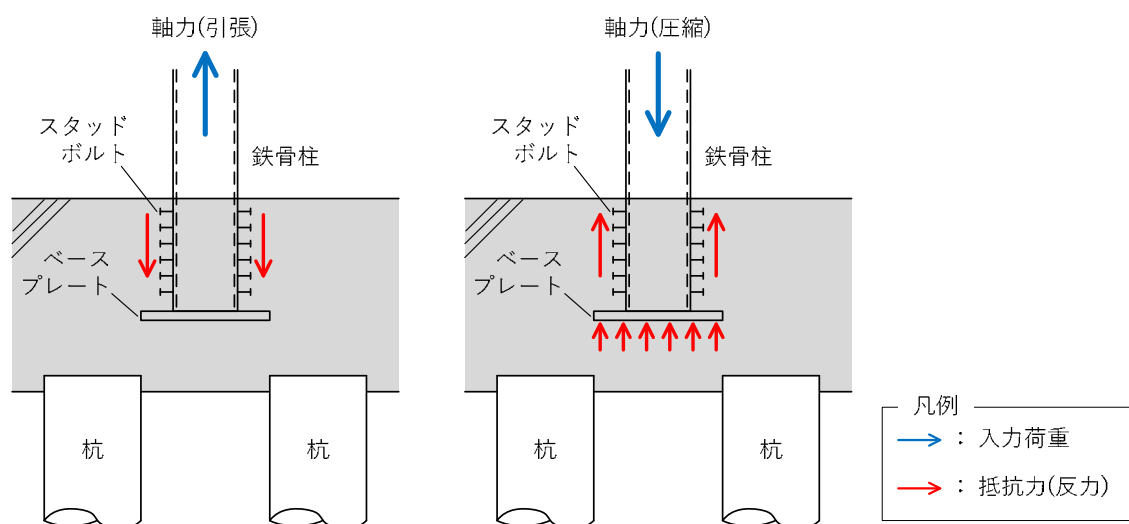
	ページ
1. 荷重の伝達及び確認項目	1
1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達	1
1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達	3
1.2.1 確認項目	4
2. 評価方法	5
2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状	5
2.2 評価方法	7
2.3 応力解析結果	14
2.4 評価結果	15

1. 荷重の伝達及び確認項目

1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達

支持架構から基礎梁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。イメージ図を第1.1-1図に示す。

- ・ 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梁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梁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。
- ・ S s 地震時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 1.1-1 図 支持架構から基礎梁への軸力の伝達

鉄骨柱からの軸力に対し、コンクリート部の引抜き又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

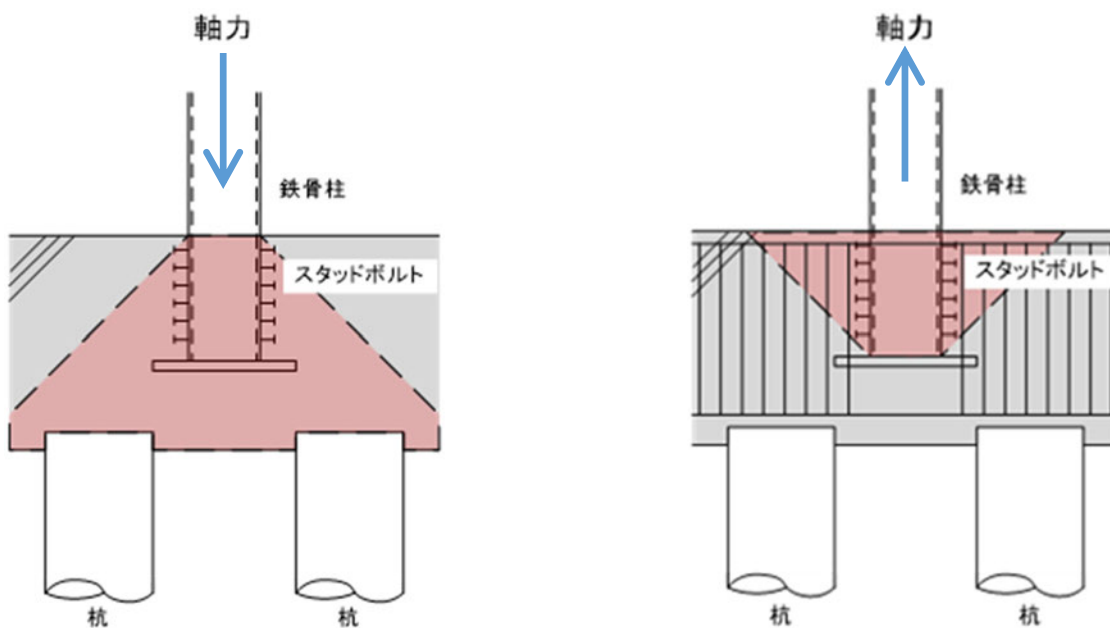
柱から圧縮を受けた場合は45度の広がりをもって軸力が伝わるが、45度の広がり範囲の中に杭が配置されているため押し抜き破壊は生じず、杭に対して軸力が伝わる。

(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。

(第1.1-2図)

コーン状破壊が生じる破壊線を跨ぐように梁のあばら筋が十分にある。

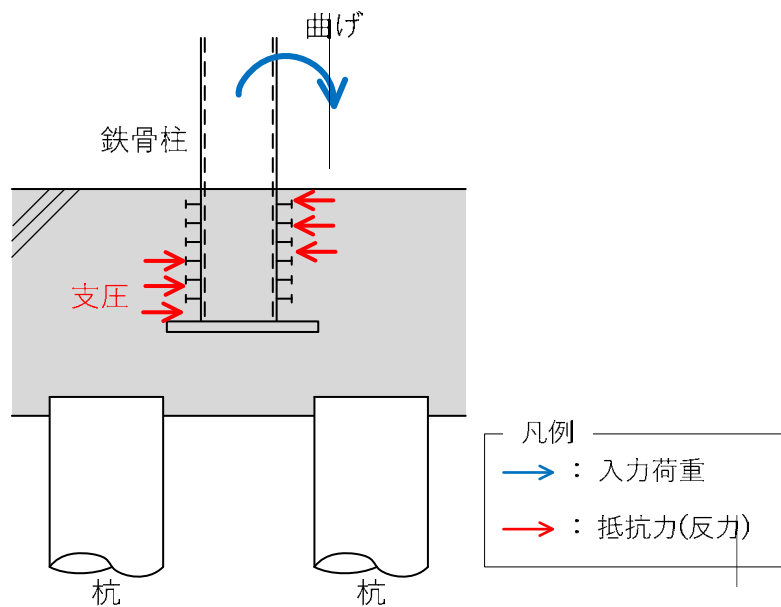


第1.1-2図 コンクリートのコーン状破壊

1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

支持架構から基礎梁へ水平力が問題なく伝達されることを確認するために、以下の検討を行う。イメージ図を第1.2-1図に示す。

- ・ 基礎梁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、鉄骨柱の検定比が1.0以下であれば、基礎梁コンクリートも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1.2-1図 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

1.2.1 確認項目

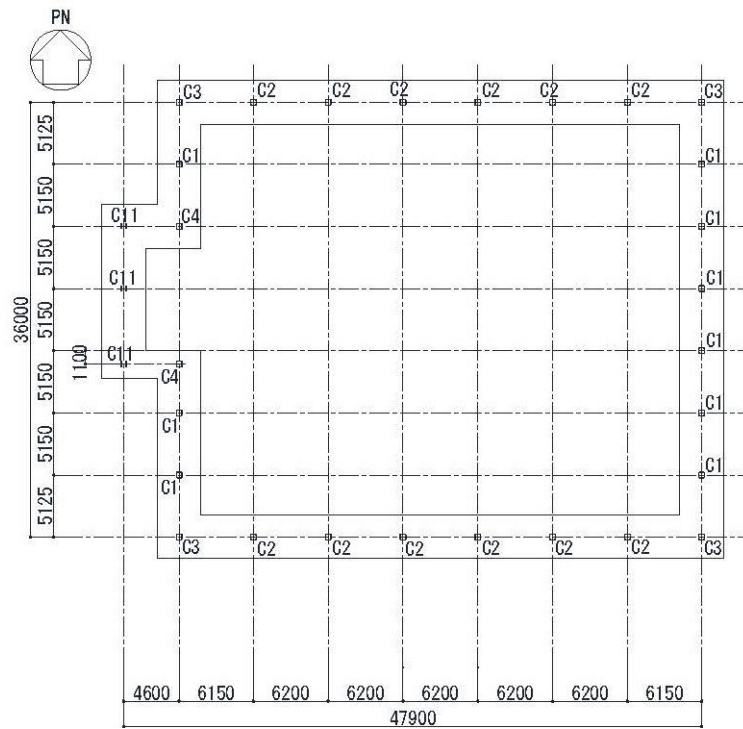
支持架構から柱脚応力が健全に基礎梁に伝達されることを確認するために、支持架構と基礎梁の接合部の評価として、支持架構の埋込柱脚部に関して以下の三つの項目について検討を行う。

- ・ 引張軸力に対するスタッドボルトの検討
- ・ 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討
- ・ 水平力による支圧に対する検討

2. 評価方法

2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状

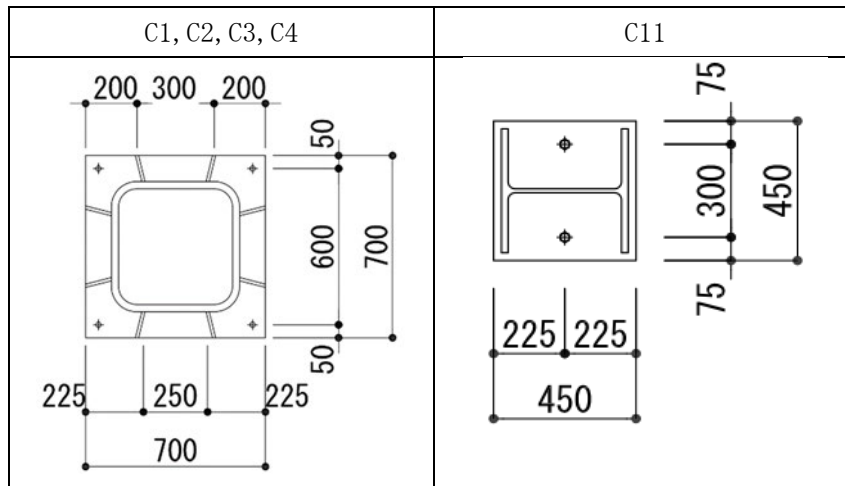
柱配置図を第2.1-1図に，埋込柱脚部材のリストを第2.1-1表に，ベースプレート形状を第2.1-2図に示す。



第2.1-1図 柱配置図 (単位 : mm)

第2.1-1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
							8									19	4
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2.1-2図 ベースプレート形状図 (単位: mm)

2.2 評価方法

(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの検討

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

引張軸力に対する各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、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、健全性を確認する。S_s地震時に対する評価は、許容限界として終局時の許容耐力を用いる。

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

埋込柱脚部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梁コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。

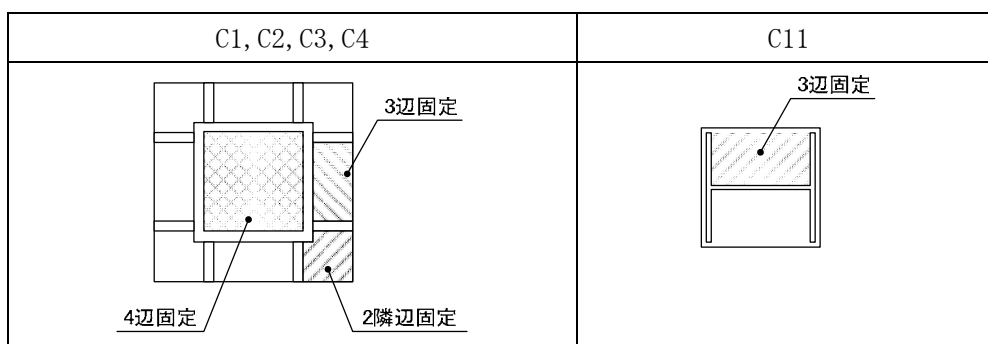
圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの耐力の合計値で除することで、健全性を確認する。

各柱のスタッドボルトの耐力は、「(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの設計」と同様に「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。ベースプレートの耐力は第2.2-1表に示す。

第2.2-1表 ベースプレート耐力

		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。



(3) 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」の「付録1-2.6」の埋込型柱脚の設計の考え方に従い、柱脚の終局曲げ耐力が柱の終局曲げ耐力よりも大きくなることを確認する。

検討は、柱を以下の3つに分類して実施する。

- (a) 中柱
- (b) 側柱
- (c) はしあきの大きい側柱

上記分類のうち、(a) 中柱、(b) 側柱については「建築物の構造関係技術基準解説書」の各々の検討方法に従うこととする。

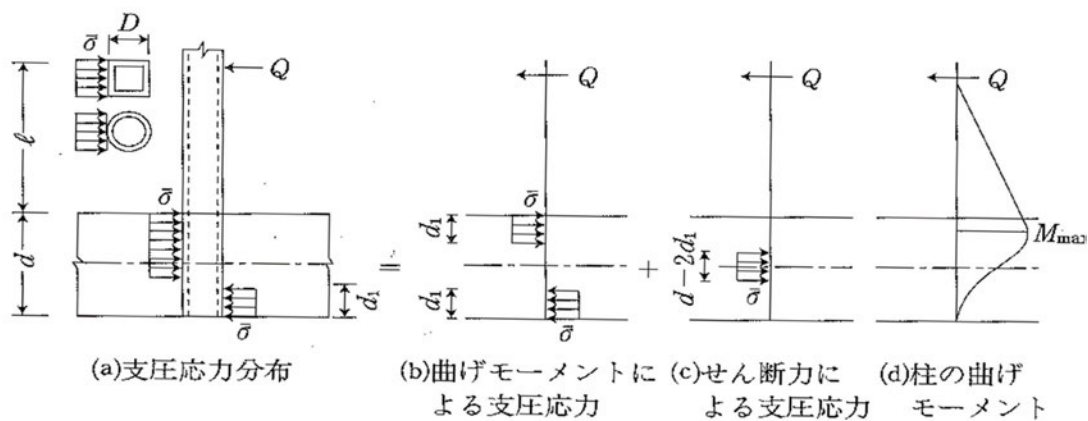
(c) はしあきの大きい側柱については、柱脚の状況が中柱に近くなることから、まずは中柱とみなしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

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

中柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の中柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



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

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)

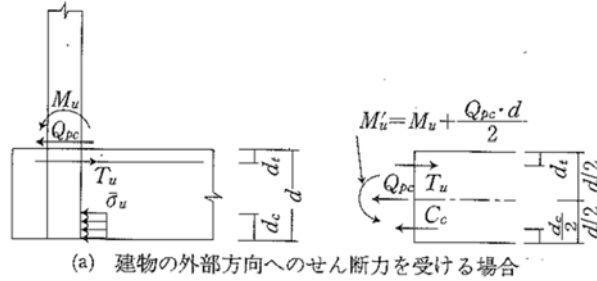
支圧応力度($\bar{\sigma}$) の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 (N/mm²)

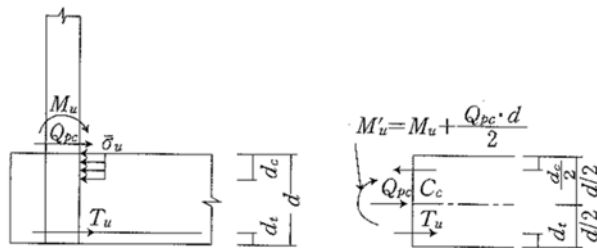
F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

(b) 側柱の検討

側柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の側柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



(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

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

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 (mm²)

σ_y ：補強筋の降伏点 (N/mm²)

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

$$C_c = T_u - Q_{pc} \quad \dots (a)$$

・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u + Q_{pc} \quad \dots (b)$$

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/mm²)

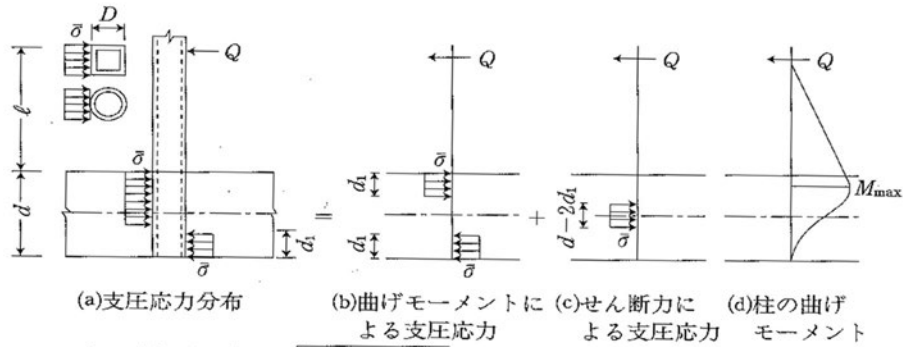
なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局所的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

F_c ：コンクリート強度 (N/mm²)

(c) 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(はしあきの大きい側柱)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、基礎梁のはしあき部分が抵抗できることを確認する。検討方法を以下に示す。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



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

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

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)

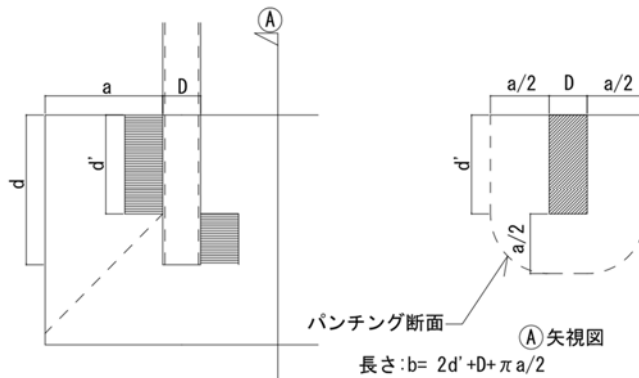
D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度(σ) 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、 $\bar{\sigma} \cdot d'$ で求める。d' 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定



Q_a: パンチング耐力=1.5 * f_s * b * j (ここで j =(a-100mm) × 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Q_a を比較する。

F_c: コンクリート強度 (N/mm²)

2.3 応力解析結果

支持架構の応力解析(S s ばらつき+風)結果の柱脚応力の最大値を第2.3-1表に示す。埋込柱脚部の評価で支持架構の柱脚反力を用いる場合は、この値を用いる。

第2.3-1表 応力解析(S s ばらつき+風)柱脚部応力の最大値

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	3761.22	-4588.20	318.39	1723.95	1264.57	1225.22
102	102	C2	1016.23	-2418.95	2236.26	177.72	1160.99	1231.78
103	102	C2	1524.26	-3063.62	271.03	211.79	1305.12	1080.61
104	102	C2	910.17	-2645.87	245.59	212.67	1315.90	1006.99
105	102	C2	993.73	-2854.93	2176.20	209.87	1306.15	1084.41
106	102	C2	1521.94	-3074.19	297.45	212.66	1306.68	1148.82
107	102	C2	1069.60	-2525.10	2260.09	180.16	1165.94	1292.77
108	105	C3	3743.68	-4649.40	340.64	1706.10	1211.70	1282.64
109	101	C1	257.09	-1185.71	160.70	392.11	1354.11	1055.41
110	101	C1	263.27	-1199.46	160.81	371.82	1296.49	1051.77
111	101	C1	823.74	-2090.27	54.10	1820.03	1442.90	716.63
112	101	C1	1282.54	-2571.90	175.56	1788.07	1366.09	1131.15
113	111	C11	1005.66	-1266.93	899.27	113.44	306.63	79.81
114	106	C4	348.46	-2362.50	233.32	440.54	1465.34	311.72
115	101	C1	249.29	-1503.41	172.90	394.51	1371.39	1120.23
116	111	C11	118.93	-408.05	106.64	103.25	271.71	198.99
117	101	C1	243.20	-1519.50	173.02	392.75	1368.60	1120.79
118	111	C11	985.83	-1226.42	869.50	114.31	308.33	79.18
119	106	C4	1368.86	-3348.56	234.50	1821.47	1437.36	320.55
120	101	C1	1298.64	-2573.82	175.61	1786.49	1363.85	1130.76
121	101	C1	249.53	-1212.11	79.57	395.63	1359.17	757.46
122	101	C1	262.79	-1195.51	160.35	370.01	1293.80	1049.19
123	105	C3	3767.71	-4586.82	317.33	1728.12	1270.78	1221.14
124	102	C2	1015.01	-2445.56	2234.32	176.99	1153.97	1225.36
125	102	C2	1531.71	-3078.26	269.02	210.89	1298.67	1073.71
126	102	C2	907.58	-2642.68	243.34	212.03	1310.90	999.43
127	102	C2	990.76	-2852.72	2173.68	209.28	1301.76	1076.12
128	102	C2	1525.49	-3064.49	294.64	210.72	1298.39	1139.71
129	102	C2	1057.85	-2455.16	2256.78	175.64	1150.62	1282.47
130	105	C3	3767.34	-4601.16	337.52	1703.64	1206.18	1272.56

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	1299	2574	176	1821	1443	1132
C2	1532	3079	2261	213	1316	1293
C3	3768	4650	341	1729	1271	1283
C4	1369	3349	235	1822	1466	321
C11	1006	1267	900	115	309	199

2.4 評価結果

(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの検討

スタッドボルトの評価結果を以下に示す。

評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる引張軸力を基礎梁に伝達する際にスタッドボルトが健全であることを確認した。

C1

① 設計応力 : $T = 1299 \text{ kN}$

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

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c} \quad \text{a: はしあき寸法}$$

(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)

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1299}{3351} = 0.39 < 1.00 \text{ OK}$$

C2

① 設計応力 : $T = 1532 \text{ kN}$

② 仕様

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

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1532}{5027} = 0.30 < 1.00 \text{ OK}$$

C3

① 設計応力 : $T = 3768 \text{ kN}$

② 仕様

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

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{3768}{6726} = 0.56 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1369 \text{ kN}$

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)

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1369}{3351} = 0.41 < 1.00 \text{ OK}$$

C11

① 設計応力 : $T = 1006 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $4 - \phi 19 \times 5$ 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)

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

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 4 \times 5 \times 738}{10^3} = 2094 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1006}{2094} = 0.48 < 1.00 \text{ OK}$$

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの評価結果を第2.4-1表に示す。

評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びスタッドボルトが健全であることを確認した。

第2.4-1表 圧縮軸力に対する検定

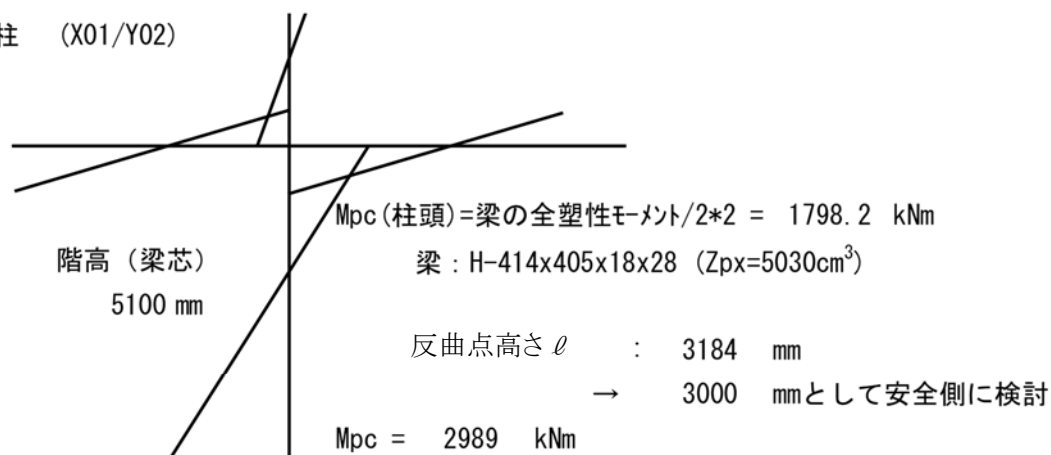
符号	許容軸力(kN)			発生軸力(kN)	検定比	判定
	スタッドボルト	ベースプレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2574	0.38	OK
C2	5027	4236	9263	3079	0.34	OK
C3	6726	5361	12087	4650	0.39	OK
C4	3351	3431	6782	3349	0.50	OK
C11	2094	673	2767	1267	0.46	OK

(3) 水平力に対する検討

水平力に対する検討結果を以下に示す。評価の結果，地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びスタッドボルトが健全であることを確認した。

(a) 中柱の検討

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3Fc}$	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)

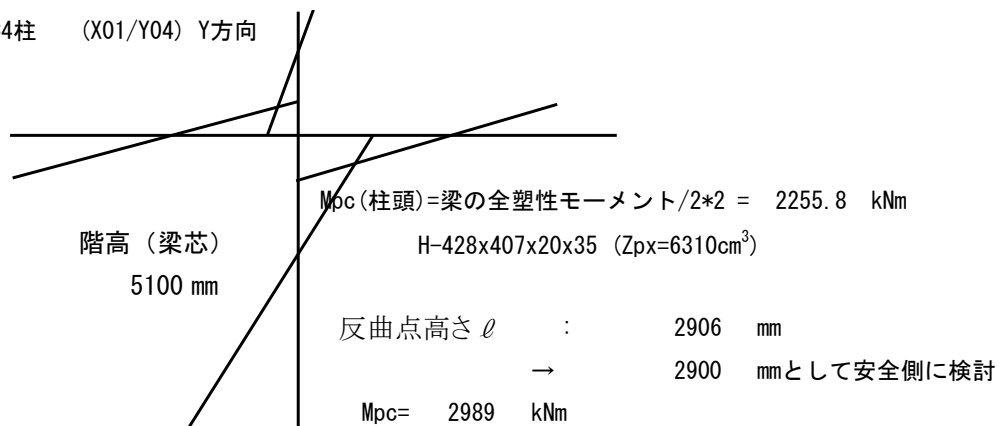
$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度

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

(b) 側柱の検討

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	M _u ' (kNm)	検定値 M _{pc} /M _u '	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.94	OK

$$\bar{\sigma}_u = 2/3 F_c$$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

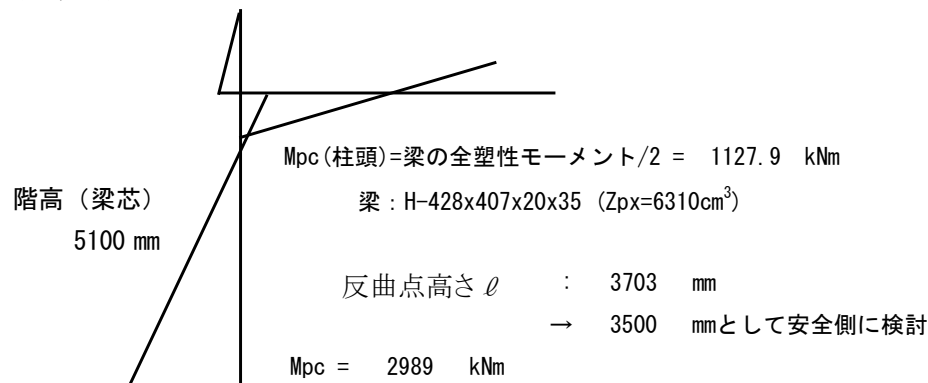
下端補強筋		F _y (N/mm ²)	dt (mm)	at (mm ²)
n	径			
6	D32	345	200	4764

・ 補強筋耐力の確認

T _u (kN)	C _c =T _u +Q _{pc} (kN)	M _{pc} (kNm)	Q _{pc} (kN)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	M _u ' (kNm)	検定値 M _{pc} /M _u '	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.80	OK

(c) はしあきの大きい側柱の検討

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3F _c (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
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	1.09	12233

a: はしあき寸法

b: パンチング断面周長

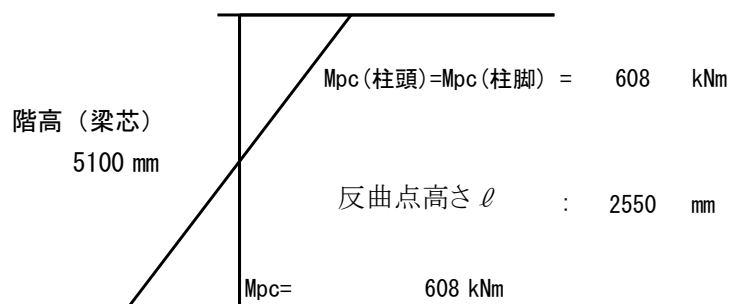
f_s: コンクリート短期せん断許容応力度

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	12233	0.48	0. K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	$2/3F_c$ (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
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	1.09	4770

a: はしあき寸法
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	4770	0.38	O.K.

参考資料 2

杭との接合部の評価について

目 次

	ページ
1. 荷重の伝達及び確認項目.....	1
2. 評価方法	3
3. 評価結果	9

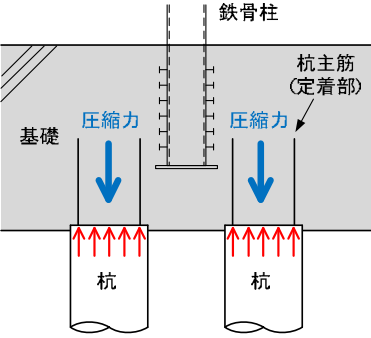
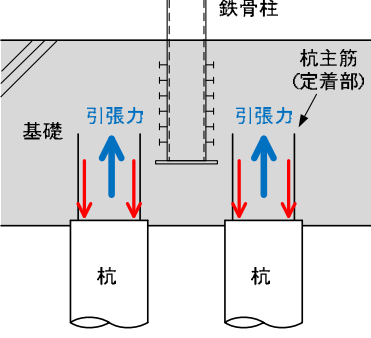
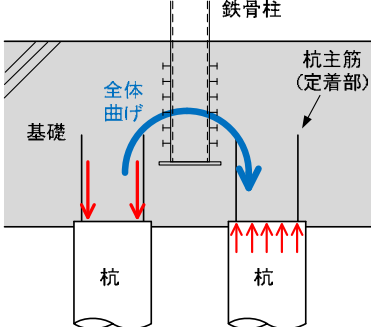
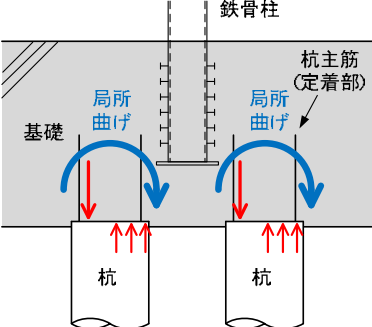
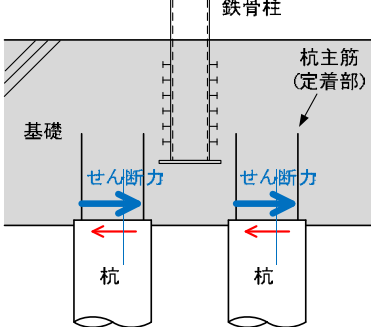
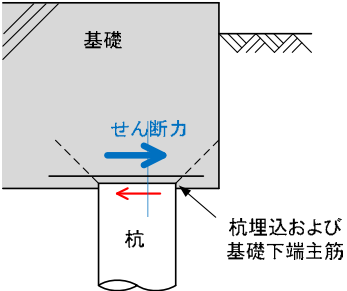
1. 荷重の伝達及び確認項目

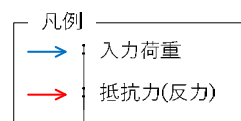
基礎梁から杭への応力伝達については、以下のように考える。

- ・ 基礎梁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1-1図【A】参照)。
- ・ 基礎梁から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する(第1-1図【B】参照)。
- ・ 基礎梁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1-1図【C】及び【D】参照)。
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎梁に必要長さを確保して定着させることで、応力伝達する(第1-1図【C】及び【D】参照)。
- ・ 基礎梁のせん断力は、基礎梁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梁が一体であると考えられることから、杭に伝達される(第1-1図【E】参照)。
- ・ 杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断力によるパンチングは、杭頭接合部の支圧耐力、押し抜きせん断耐力で負担する(第1-1図【F】参照)。

杭に伝達した応力に対して、基礎梁の評価として以下の検討を行う。

- ・ 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価
- ・ 基礎梁の水平力に対する評価 (支圧, 押し抜きせん断)

種別	応力伝達概要図	
圧縮力	<p>【A】</p> 	
引張力	<p>【B】</p> 	
曲げモーメント	<p>【C】</p> 	<p>【D】</p> 
	<p>【E】</p> 	<p>【F】</p> 



第1-1図 基礎梁から杭への応力伝達

基礎梁コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度(τ_v)の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第2-1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。

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

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

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梁の有効厚さ
(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2-2図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

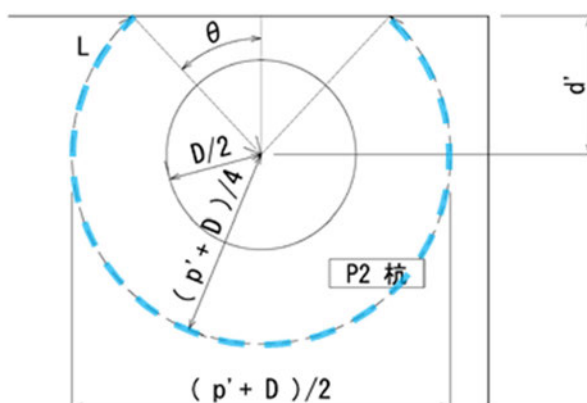
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

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

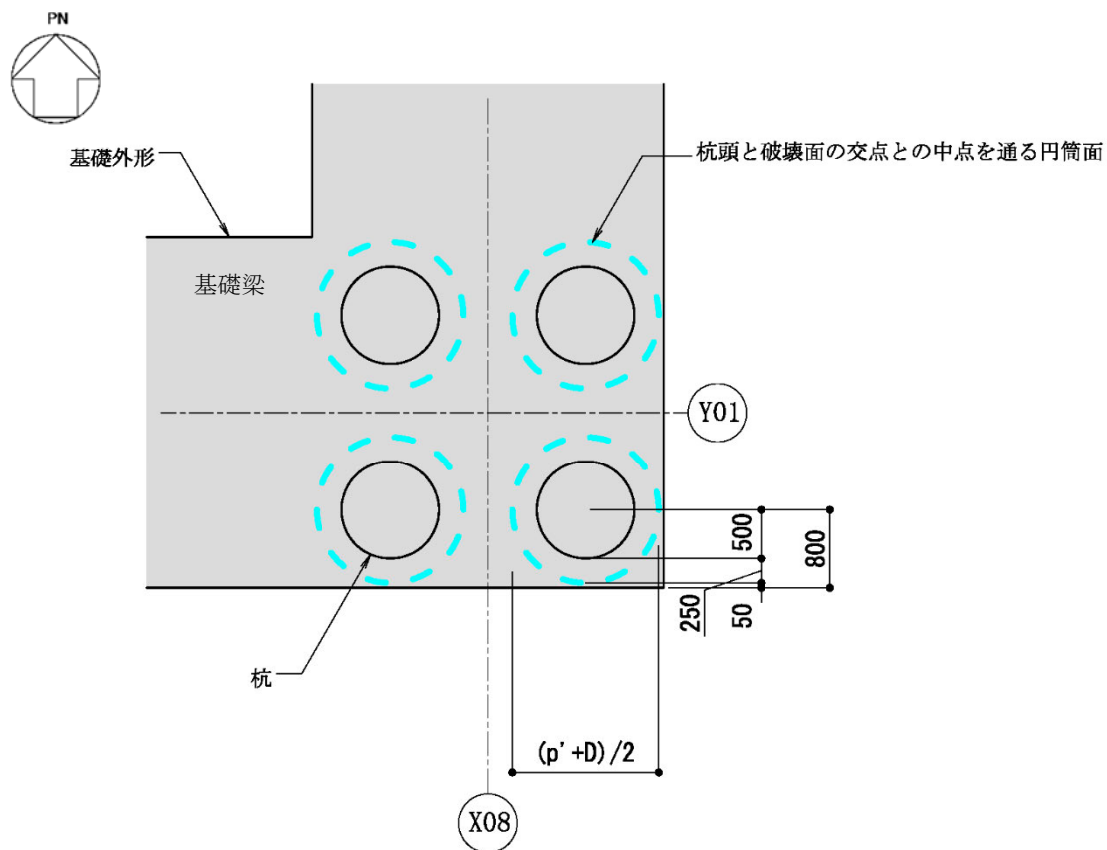
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

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



第2-2図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1及びP1Aは、第2-3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。

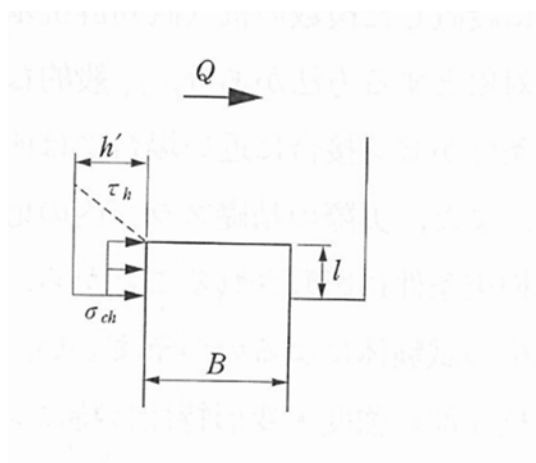


第2-3図 隅角部P1のはしあきと円筒面の関係

(2) 基礎梁の水平力に対する評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために、S s 地震時に杭頭に作用する水平方向のせん断力を用い、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。

第2-4図に杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図を示す。S s 地震時に杭に作用する第2-2表の荷重に対して、「基礎指針」に基づき、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第2-4図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第2-2表 杭頭より基礎梁に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	水平力(せん断) Q (kN)
P1, P1A	540
P2	1730

(a) 支圧の評価

基礎梁コンクリートの水平力による支圧応力度(σ_{ch})の評価は、第2-4図の杭体埋込部のコンクリート耐力で抵抗するものとし、下式により行う。

$$\sigma_{ch} = Q/(Bl) \leq \sigma_{ca}$$

ここで、

Q : 水平せん断力 (N)

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

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ (100mm)

σ_{ca} : 許容圧縮応力度=24N/mm²

(b) 押し抜きせん断の評価

基礎梁コンクリートの水平力による押し抜きせん断応力度(τ_h)の評価は、第2-4図の破線の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。なお、基礎梁のコンクリートだけでは、発生せん断力に対して許容値を満足しない場合は、基礎梁における下端主筋の引張耐力でせん断力を負担するものとし、発生せん断力が許容引張力以下であることを確認を行う。

$$\tau_h = Q / \{h' (2l + B + 2h')\} \leq \tau_a$$

ここで、

Q : 水平せん断力 (N)

h' : はしあき (P1 (P1A) : 300mm, P2 : 350mm)

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

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ (100mm)

τ_a : 許容せん断応力度=1.09N/mm²

3. 評価結果

(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価結果

基礎梁の鉛直押し抜きせん断に対する評価結果を第3-1表に示す。

評価の結果、鉛直押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-1表 鉛直押し抜きせん断に対する評価結果

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	1959	0.144	1.09	0.14
P2	3422	0.179	1.09	0.17

(2) 基礎梁の水平力に対する評価結果

(a) 支圧の評価結果

支圧の評価結果を第3-2表に示す。評価の結果、支圧に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-2表 水平力による支圧の評価

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	水平 支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ca}$
P1, P1A	540	5.4	24	0.23
P2	1730	11.5	24	0.49

(b) 押し抜きせん断の評価結果

押し抜きせん断の評価結果を第3-3表に示す。評価の結果、押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-3表 水平押し抜きせん断に対する評価(コンクリート)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	押し抜き せん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_h / τ_a
P1, P1A	540	1.00	1.09	0.92
P2	1730	2.06	1.09	1.89 [*]

(基礎梁下端主筋^{*})

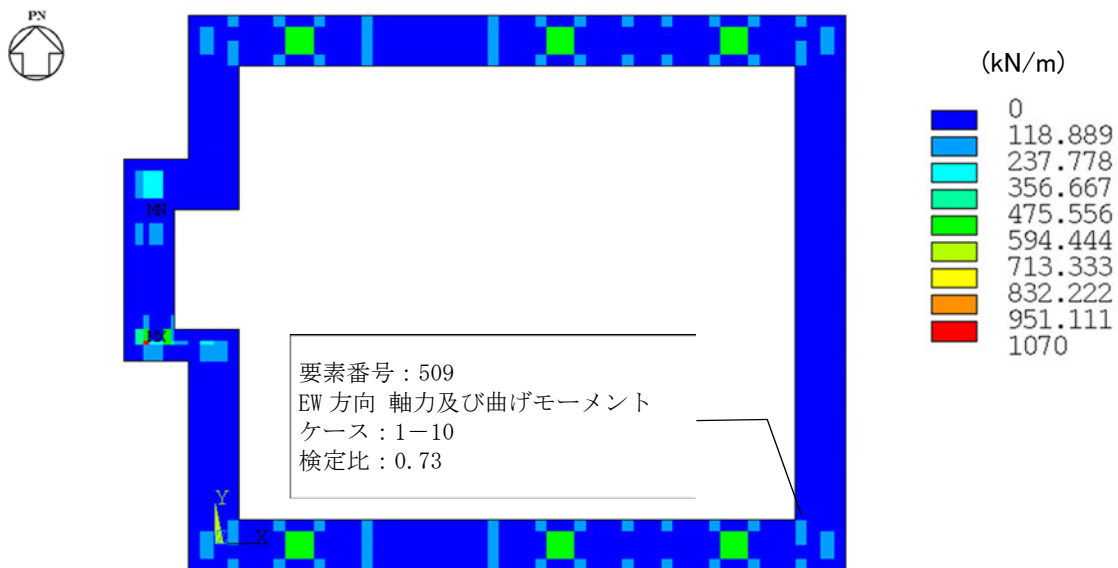
検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	基礎梁 下端主筋		鋼材の許容 応力度 F _y	配筋量 a _t	許容 引張力 T(F _y ×a _t)	検定比 Q/T
		N	径	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	
P2	1730	12	D32	345	9528	3287	0.53

注記 * : P2は、基礎梁コンクリートだけでは、発生せん断力に対して許容値を満足しない為、基礎梁における下端主筋の引張耐力による確認を実施

参考資料 3

全ケース包絡の断面力コンター

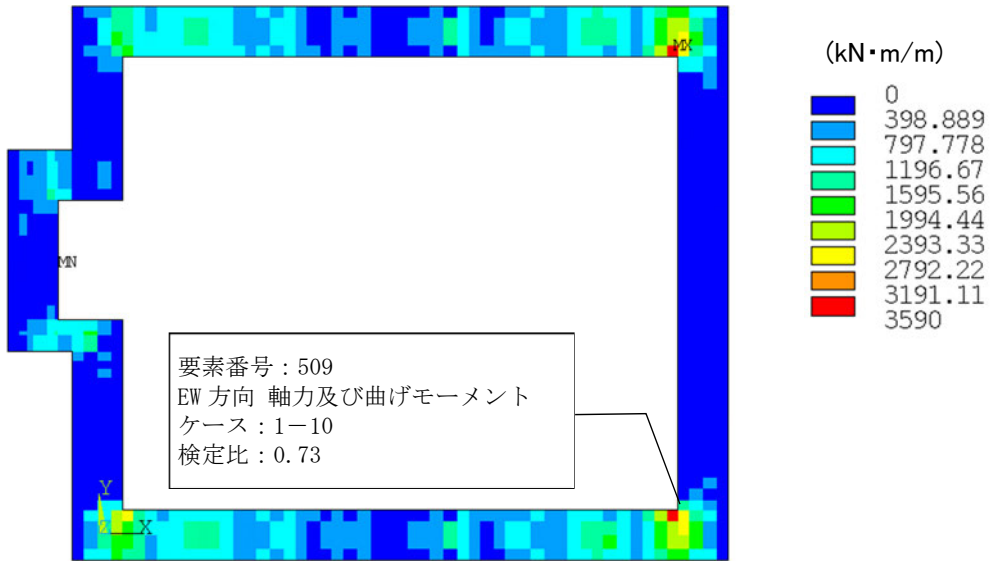
断面の評価に関して、各応力の最大包絡値及び最大検定比を示す要素を第1図～第6図に示す。



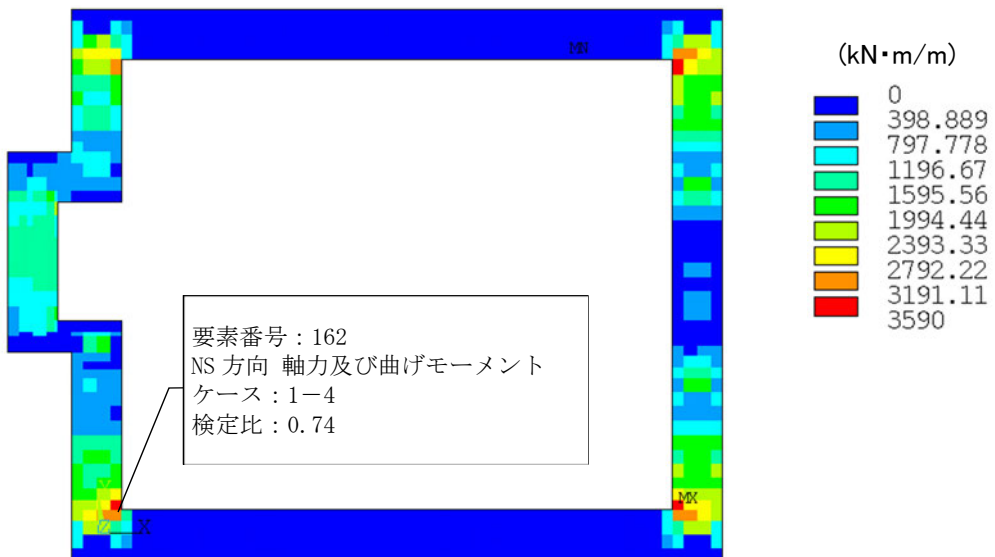
第1図 軸力図 (包絡Nx)



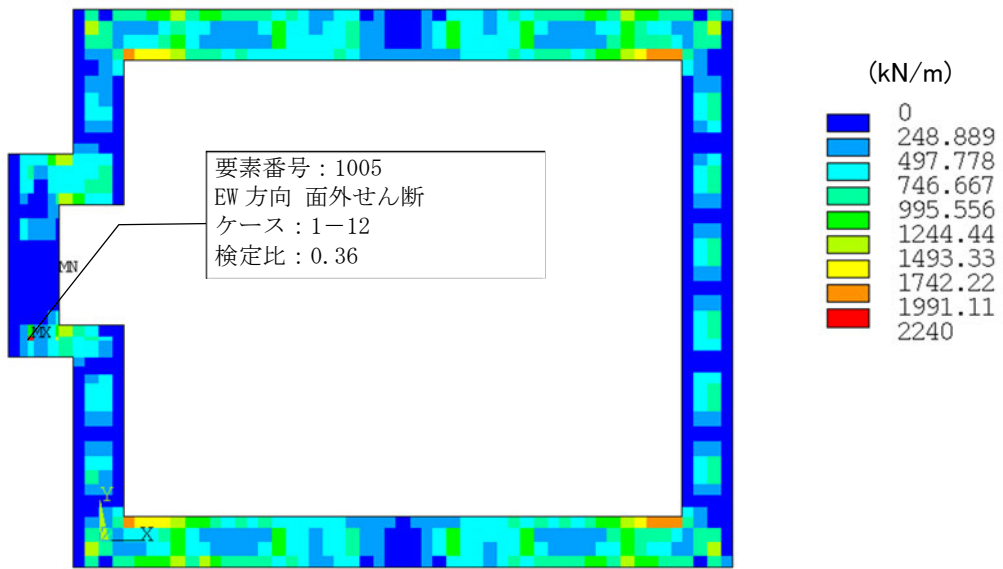
第2図 軸力図 (包絡Ny)



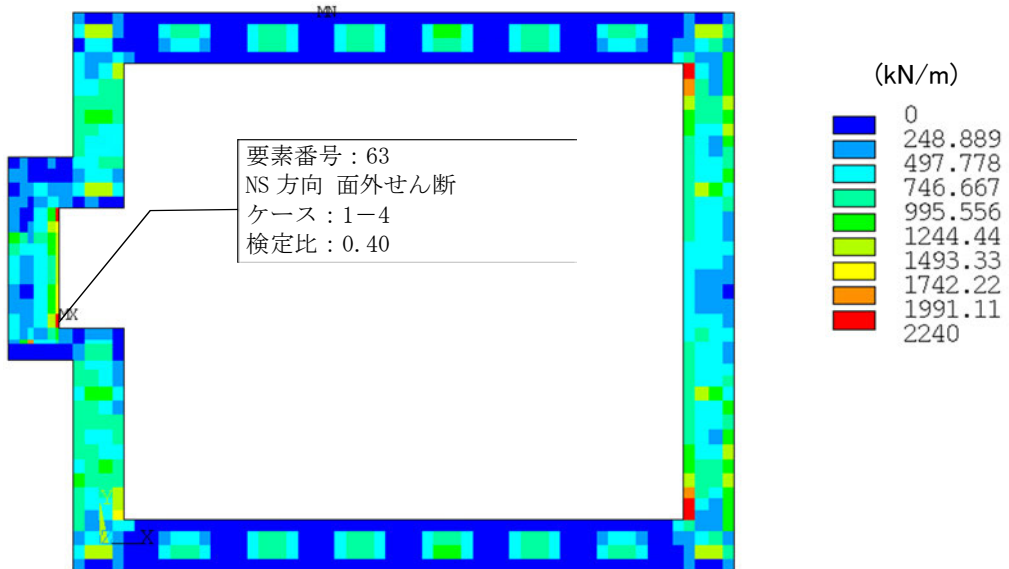
第3図 曲げモーメント図 (包絡Mx)



第4図 曲げモーメント図 (包絡My)



第5図 面外せん断力図 (包絡Qx)



第6図 面外せん断力図 (包絡Qy)

参考資料 4

基礎梁の図面集



基礎伏図 (見下げ)

基礎梁リスト コンクリート:Fc24 鉄筋:SD345

符号	FG1・FG11	
位置	柱部分	中央部
断面		
上端筋	24-D32	24-D25+3-D25
下端筋	20-D32	20-D32
あはろ筋	D24間隔200	D24間隔200
腰筋	10-D25	10-D25
符号	FG2	
断面		
上端筋	18-D32+3-D25	
下端筋	10-D32	
あはろ筋	D19間隔200	
腰筋	10-D25	

特記なき限り、数値はmmとする。

別添 5

杭の耐震評価について

目 次

	ページ
1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
2.1 杭の総本数の設定	4
2.2 柱1箇所あたりの杭本数	5
3. 応力の算定方法	6
3.1 地盤から作用する地震荷重	8
3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重	9
3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重	10
3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重	11
4. 断面の評価部位の選定	13
4.1 断面の評価結果	15
4.2 支持力及び引抜力に対する評価結果	19
5. まとめ	22
参考資料1 検証用モデルとの比較	
参考資料2 杭の図面集	

1. 概要

本資料は、以下に示す添付書類における杭の耐震評価について補足説明するものである。

- ・「耐震計算書」

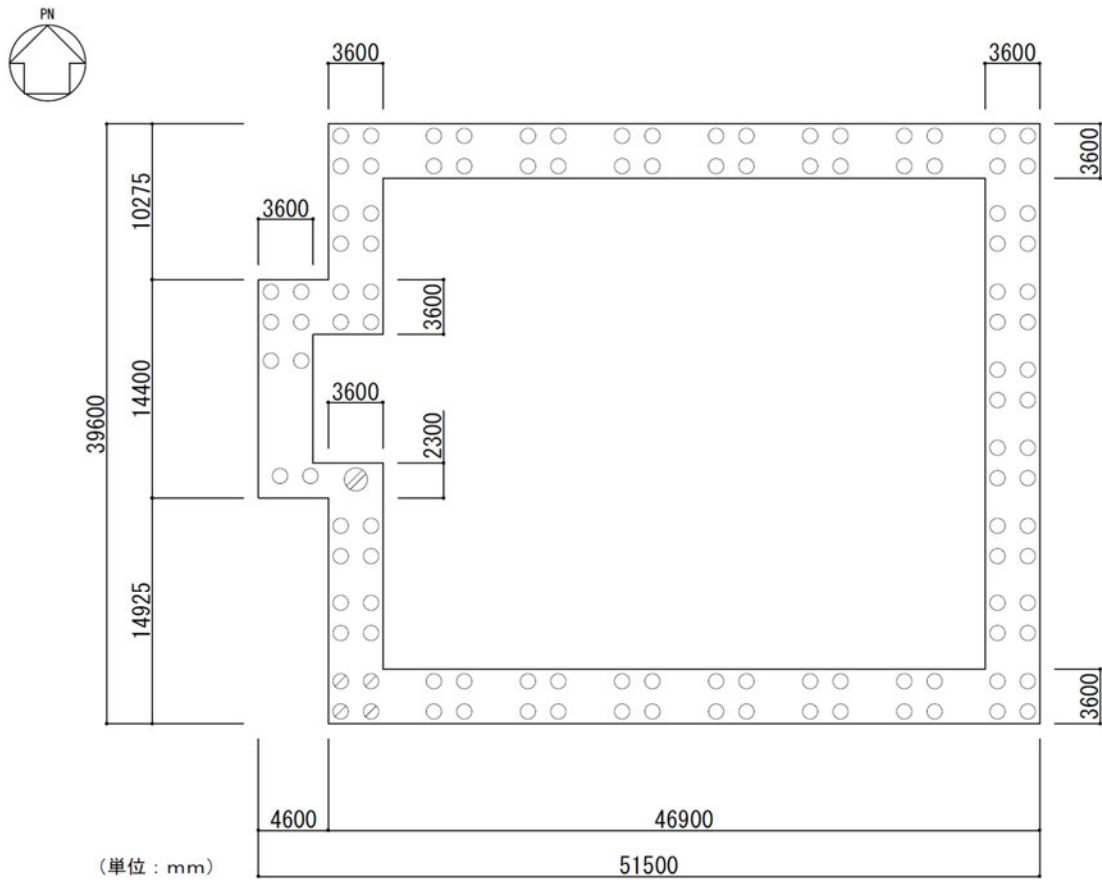
2. 設計の考え方

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及び17.8mの杭は、支持岩盤に打ち込み岩着させる。また、杭周辺の表層地盤は、基礎梁下位置から支持岩盤までの範囲に地盤改良を実施し、改良地盤を構築している。

第2-1図に杭の平面配置図を、第2-1表に杭リストを示す。杭は平面形状がロ型をした基礎梁を支持しており、支持層である岩盤に設置されている。

杭の設計方針について、以下に示す。

- a. 杭の設計では、以下の3項目に対して評価し、健全性を確認する必要がある。1項目でも健全性が確認できない場合、杭の支持機能は確保できない。
 - (a) RCの杭体に生じる応力が、終局強度以下であること。
 - (b) 杭に生じる圧縮軸力が、地盤の終局鉛直支持力以下であること。
 - (c) 杭に生じる引張軸力が、地盤の終局引抜き抵抗力以下であること。
- b. 杭は地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計する。



第2-1図 杭の平面配置図

第2-1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

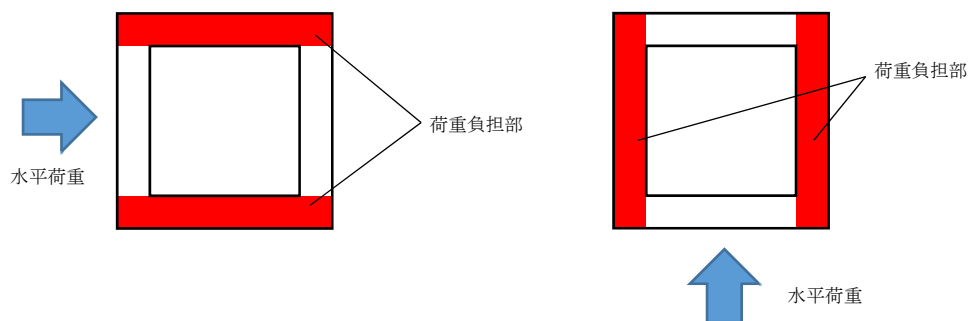
2.1 杭の総本数の設定

杭の総本数は、支持架構の剛性が水平荷重に平行な構面に偏っているため、水平荷重に平行な基礎梁に配置される杭本数で設定する。

飛来物防護ネット架構の水平荷重を負担する杭位置の平面イメージを第2.1-1図に示す。

基礎梁を強固な計画としているため、水平荷重に平行な構面から作用する荷重はそのまま杭まで力が伝達される。

そこで、基本計画時は水平荷重に平行な基礎梁に設置される杭で水平荷重を全て負担するとして、総杭本数を計画した。具体的には第2.1-1図の青矢印の水平荷重に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。



第2.1-1図 水平荷重を負担する杭位置の平面イメージ

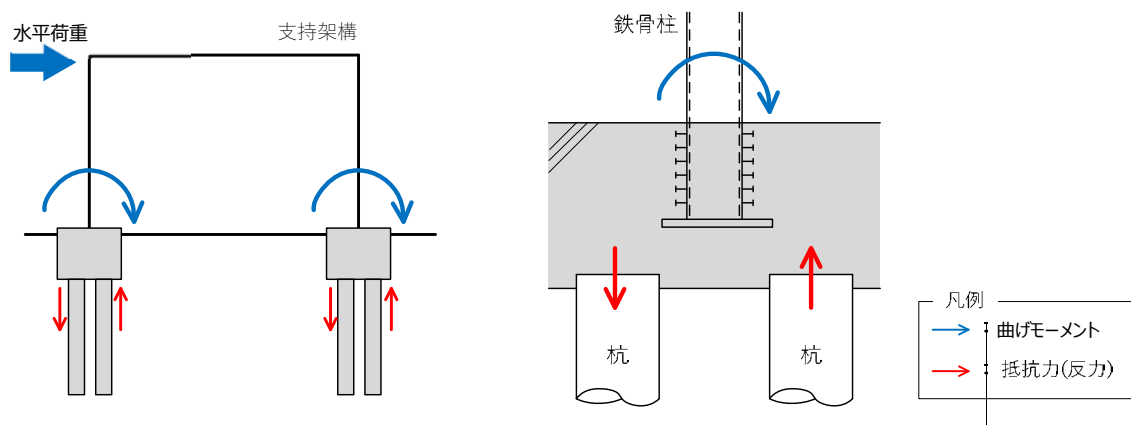
2.2 柱1箇所あたりの杭本数

支持架構の柱1箇所あたりの杭本数は、水平荷重に直交する構面の柱から伝達される荷重を基に計画した。

水平荷重に直交する構面の杭は、支持架構の柱に発生する構面に直行する方向の曲げモーメントを負担する。水平荷重に平行な部位は基礎梁があるため、曲げに対して強固であるが、直交する側についてはより注意する必要がある。柱の曲げモーメントをスムーズに地盤に伝達するため、第2.2-1図に示すように複数本の杭の偶力によって、曲げに抵抗することとした。

そのため、柱1箇所あたりの杭の大きさは直径1m程度とし、杭を柱中心から離れた位置に偶数本配置する計画とした。

第2.1-1図の赤部分に必要な杭の本数を柱本数で除した結果、柱1箇所あたりの杭の必要本数は3.4本となったため、柱1箇所あたりの杭の本数は4本として計画した。



第2.2-1図 水平荷重に直交する構面の曲げモーメントの伝達

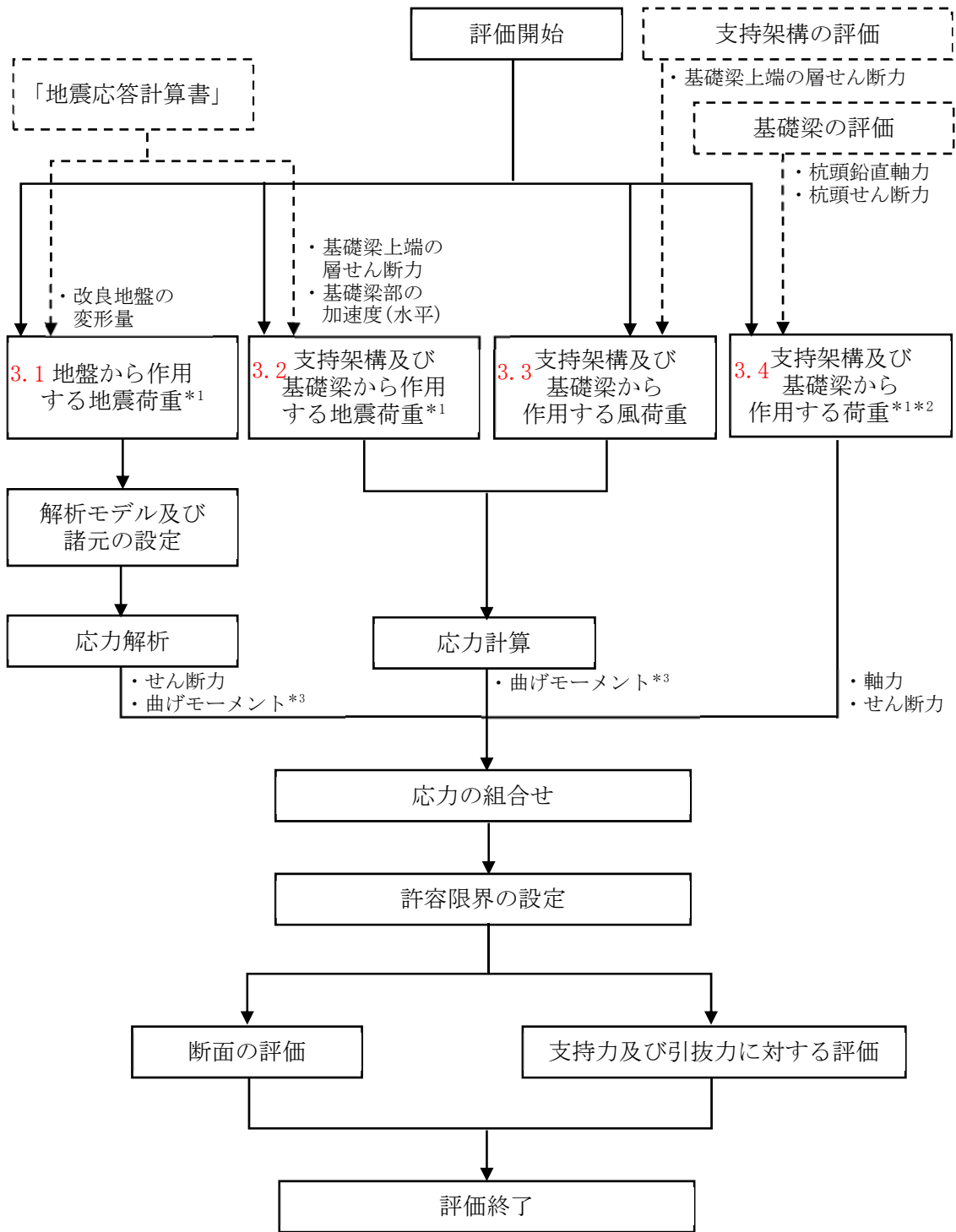
3. 応力の算定方法

杭の耐震評価における応力の算定方法を説明する。

杭の耐震評価フローを第3-1図に示す。

杭の耐震評価は、地盤から作用する地震荷重、支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重、支持架構及び基礎梁から作用する風荷重並びに支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力を組み合わせて実施する。

応力の算定方法として、「地盤から作用する地震荷重」について3.1、「支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重」について3.2、「支持架構及び基礎梁から作用する風荷重」について3.3、「支持架構及び基礎梁から作用する荷重」について3.4で詳細を説明する。



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
 *3：これらの曲げモーメントのうち杭頭の曲げモーメントを基礎梁の評価における「杭頭曲げモーメント」に用いる。

第3-1図 杭の耐震評価フロー

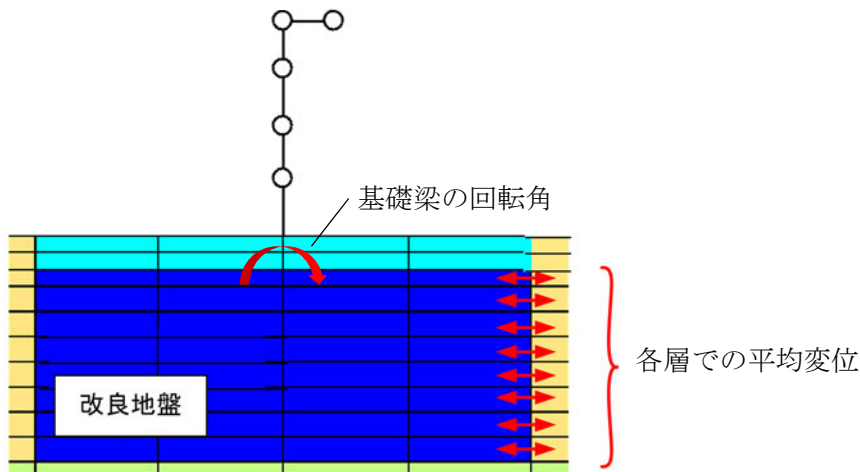
3.1 地盤から作用する地震荷重

地盤から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント及びせん断力)は、応力解析により算定する。

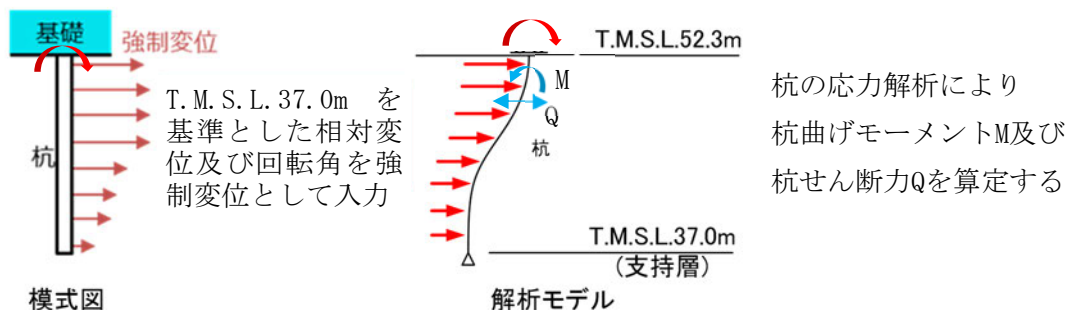
応力解析は、梁要素と地盤ばねによるモデルを用いた応答変位法による応力解析を実施する。

応力解析モデルには、地震応答解析における改良地盤の変形量を強制変位として入力する。この際、応力解析モデルに入力する変形量は、地震応答解析モデルにおける杭位置に相当する改良地盤の各層での平均変位及び基礎梁の回転角を用いる。また、応力解析においては、杭は改良地盤の変形に対して地盤ばねを介して追従変形すると仮定する。地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法を第3.1-1図に示す。

地震応答解析



杭の応力解析



杭の応力解析により
杭曲げモーメント M 及び
杭せん断力 Q を算定する

第3.1-1図 地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重

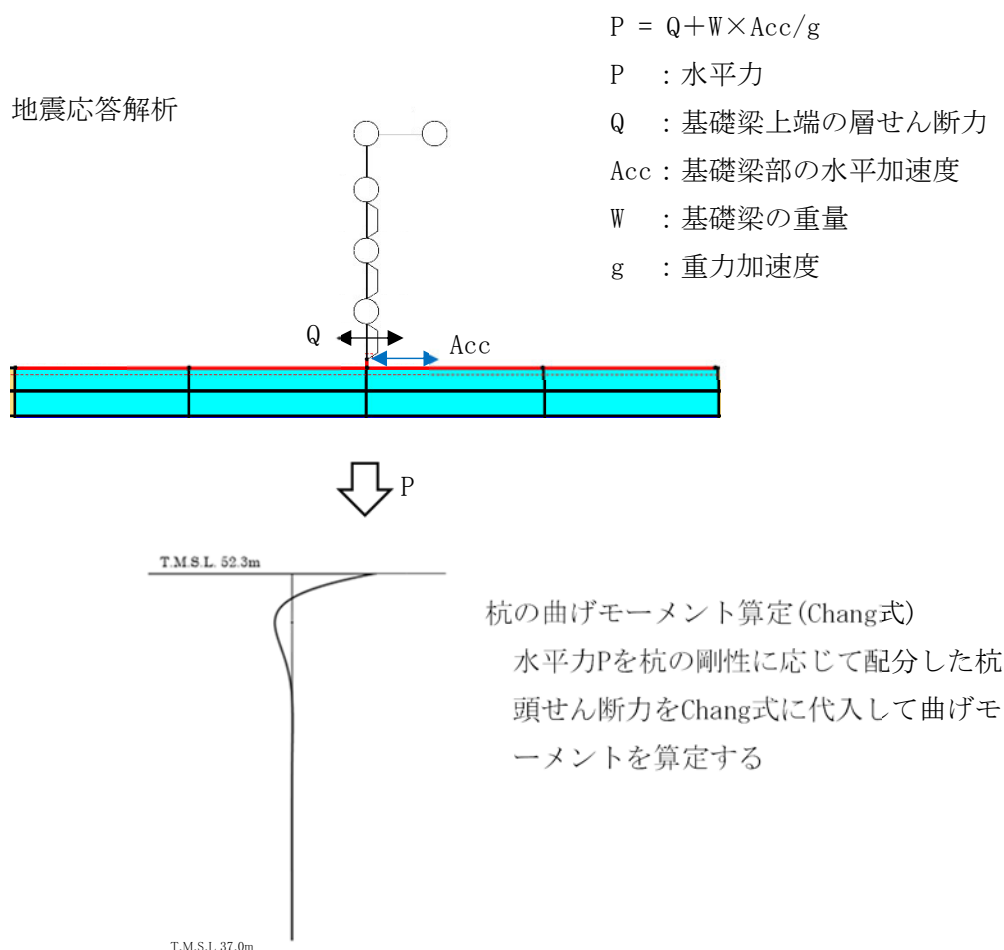
支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づくChang式により実施する。Chang式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、地震応答解析による応答値のうち、基礎梁上端の層せん断力(Q)及び基礎梁部の水平加速度(Acc)より設定する。

具体的には、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度(Acc)から算出した水平震度を基礎梁の重量に乗じることで慣性力を求め、これと基礎梁上端の層せん断力(Q)の和を杭の剛性に応じて配分して求める。

支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法を第3.2-1図に示す。



第3.2-1図 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重

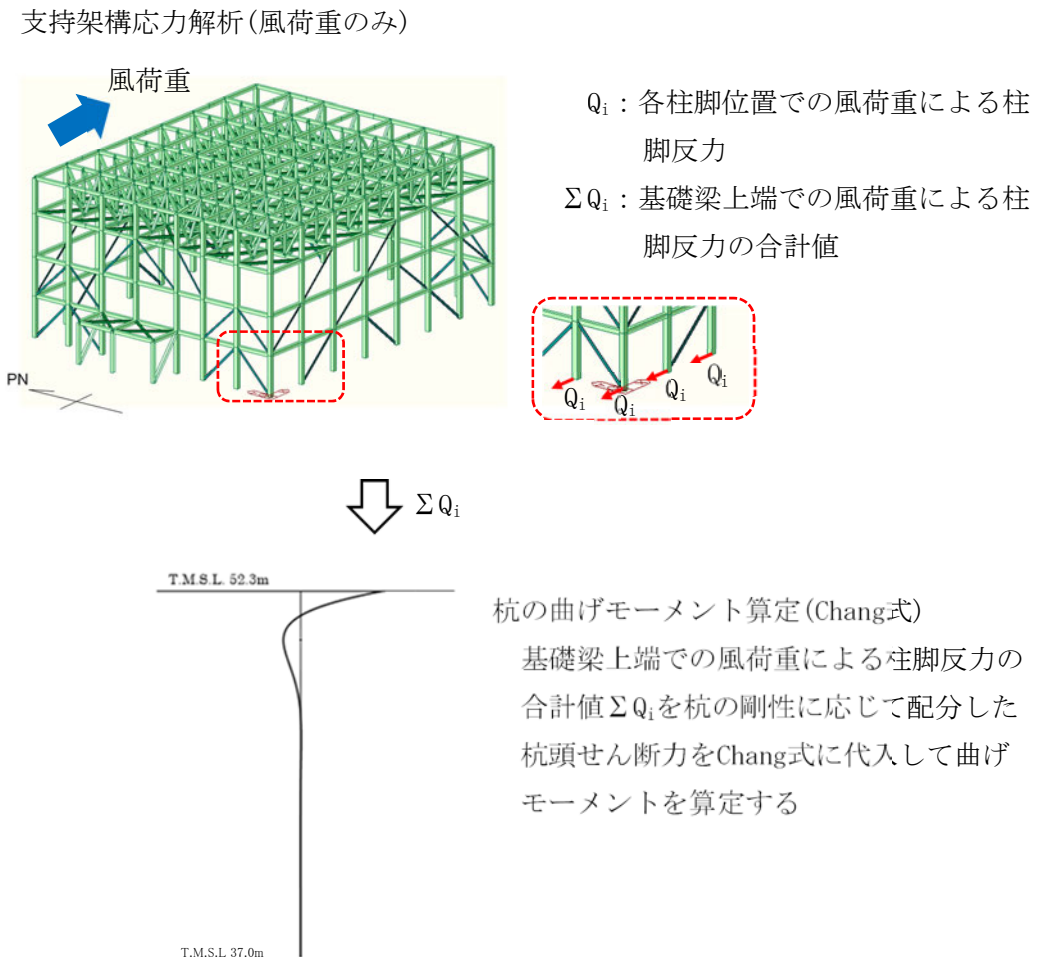
支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づくChang式により実施する。Chang式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、支持架構の3次元フレームモデルによる応力解析結果のうち、基礎梁上端の層せん断力より設定する。

具体的には、3次元フレームモデルによる応力解析結果における支持架構の各柱脚反力を合計し、杭の剛性に応じて配分することにより求める。

支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法を第3.3-1図に示す。



第3.3-1図 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法

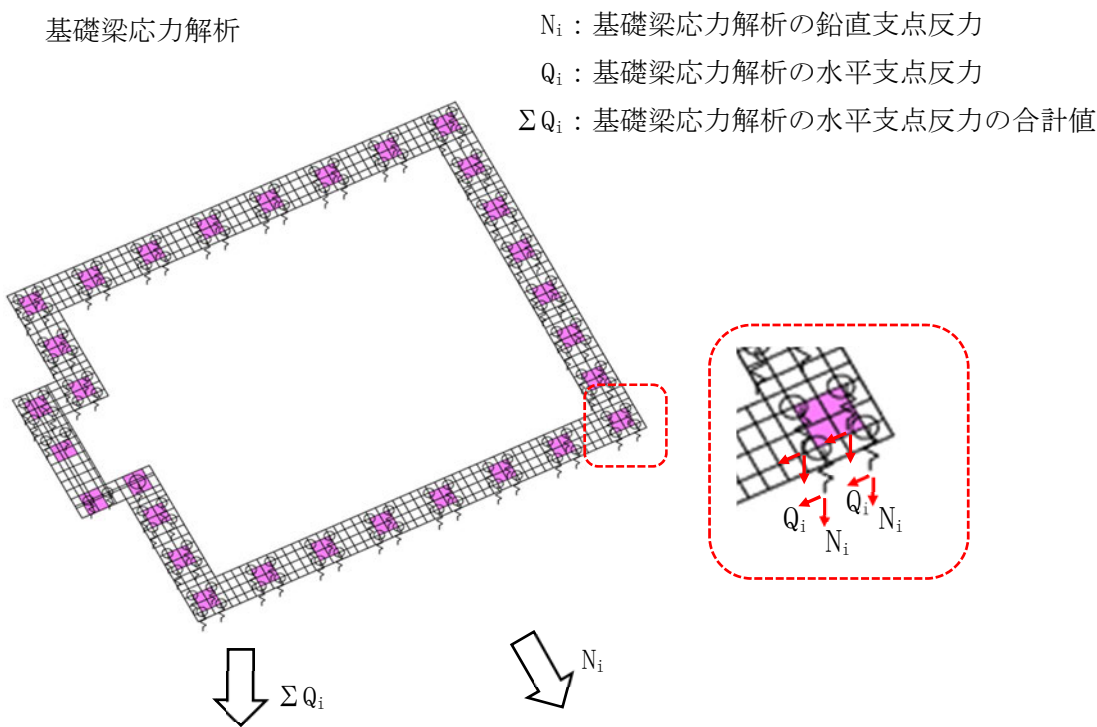
3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力については、基礎梁のFEMモデルによる応力解析結果における鉛直支点反力（軸力）及び水平支点反力を元に計算したせん断力を用いる。

せん断力の算定にあたっては、基礎梁での応力解析結果の水平支点反力のすべてを、杭で負担すると仮定する。基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法を第3.4-1図に示す。

なお、杭の水平力は、第3.4-2図に示すように、地盤反力の深さ方向の総和に等しいことから杭に生じるせん断力は、杭頭が最大となる。



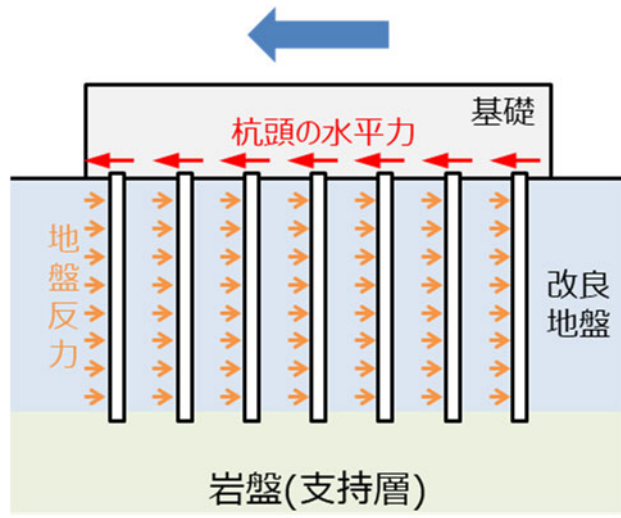
杭のせん断力算定

基礎梁応力解析の水平支点反力の合計値 ΣQ_i を杭の剛性に応じて配分した杭のせん断力を算定する

杭の軸力

基礎梁応力解析の鉛直支点反力 N_i を杭の軸力として用いる

第3.4-1図 支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法



第3.4-2図 杭頭の水平力

4. 断面の評価部位の選定

杭の断面の評価には基礎梁のFEMモデルによる応力解析結果を用いるため、基礎梁の応力解析における荷重の組合せケースを第4-1表に示す。地震荷重は、Ss-C1による地震荷重、その他の地震による地震荷重(Ss-C1以外包絡)の2種類を設定している。

第4-1表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$VL + 1.0S_{SNS} + 0.4S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$VL - 1.0S_{SNS} + 0.4S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$VL + 1.0S_{SNS} - 0.4S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$VL - 1.0S_{SNS} - 0.4S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$VL + 0.4S_{SNS} + 1.0S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$VL - 0.4S_{SNS} + 1.0S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$VL + 0.4S_{SNS} - 1.0S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$VL - 0.4S_{SNS} - 1.0S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$VL + 1.0S_{SEW} + 0.4S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$VL - 1.0S_{SEW} + 0.4S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$VL + 1.0S_{SEW} - 0.4S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$VL - 1.0S_{SEW} - 0.4S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$VL + 0.4S_{SEW} + 1.0S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$VL - 0.4S_{SEW} + 1.0S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$VL + 0.4S_{SEW} - 1.0S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$VL - 0.4S_{SEW} - 1.0S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$VL + 1.0S_{SNS} + 0.4S_{SUD} + W_{LNS}$	その他の地震に よる地震荷重 (Ss-C1以外包絡)
2-2	$VL - 1.0S_{SNS} + 0.4S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$VL + 1.0S_{SNS} - 0.4S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$VL - 1.0S_{SNS} - 0.4S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$VL + 0.4S_{SNS} + 1.0S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$VL - 0.4S_{SNS} + 1.0S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$VL + 0.4S_{SNS} - 1.0S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$VL - 0.4S_{SNS} - 1.0S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$VL + 1.0S_{SEW} + 0.4S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$VL - 1.0S_{SEW} + 0.4S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$VL + 1.0S_{SEW} - 0.4S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$VL - 1.0S_{SEW} - 0.4S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$VL + 0.4S_{SEW} + 1.0S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$VL - 0.4S_{SEW} + 1.0S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$VL + 0.4S_{SEW} - 1.0S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$VL - 0.4S_{SEW} - 1.0S_{SUD} - W_{LEW}$	

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重 L_s)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

S_{SNS} : NS方向の S_s 地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{SEW} : EW方向の S_s 地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{SUD} : 鉛直方向の S_s 地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

4.1 断面の評価結果

各評価項目の検定比一覧を第4.1-1表に、断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果を第4.1-1図に、断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図を第4.1-2図に、断面の評価部位の選定に関するケースの杭モーメント図を第4.1-3図に示す。

杭のせん断力及び曲げモーメントは、杭頭慣性力による応力と地盤変位による応力の和とする。基礎梁を剛と仮定しているため、各杭の発生応力は杭種が同じであれば同値となる。

杭の軸力は平面的な分布を考慮し、基礎梁FEM解析の結果(支点反力)を採用している。そのためフレーム隅角部が大きくなる。また、「2.2 柱1箇所あたりの杭本数」に記載したように、水平荷重に直交する側の柱1箇所あたりの杭に生じる軸力は、前述した第2.2-1図に示すように柱の曲げモーメントに対して圧縮，引張による偶力で抵抗している様子が表れている。最大検定比の発生箇所は引抜軸力が最大の位置である。

第4.1-1表 各評価項目の検定比一覧

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

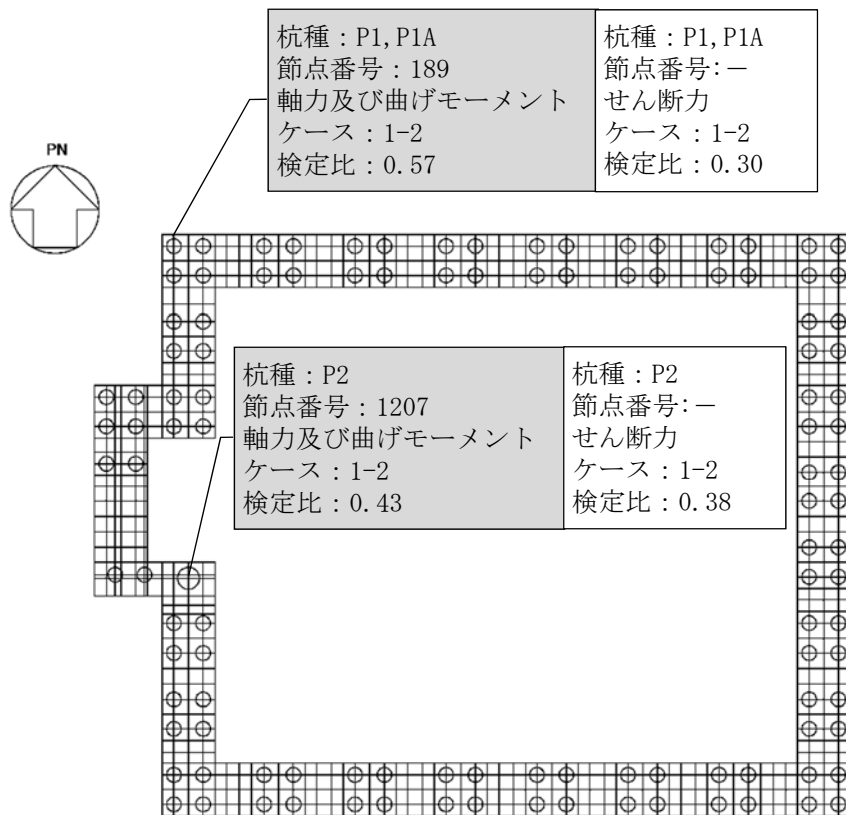
杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	節点 番号*	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	1-2	400	706	0.57	OK
P2	1207	1-2	1520	3583	0.43	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界値 (kN)	検定比	判定
	ケース*	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	540	1838	0.30	OK
P2	1-2	1730	4594	0.38	OK

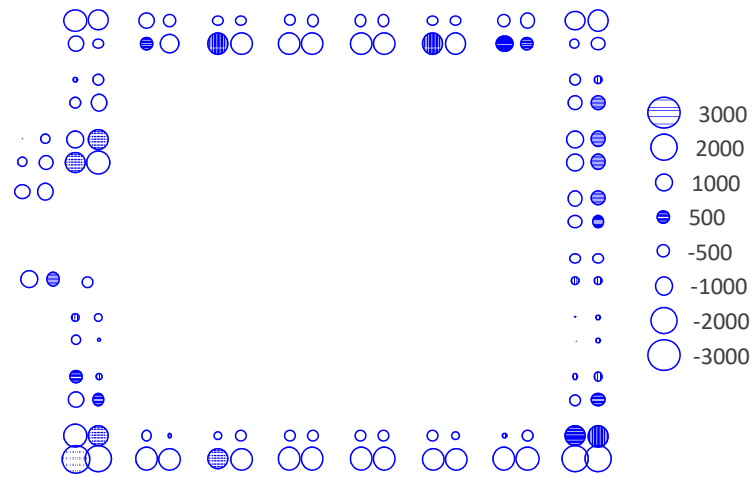
注記 * : 基礎梁の応力解析における節点番号及びケースを示す。

注 : は、杭種ごとに検定比が最大となる杭を示す。

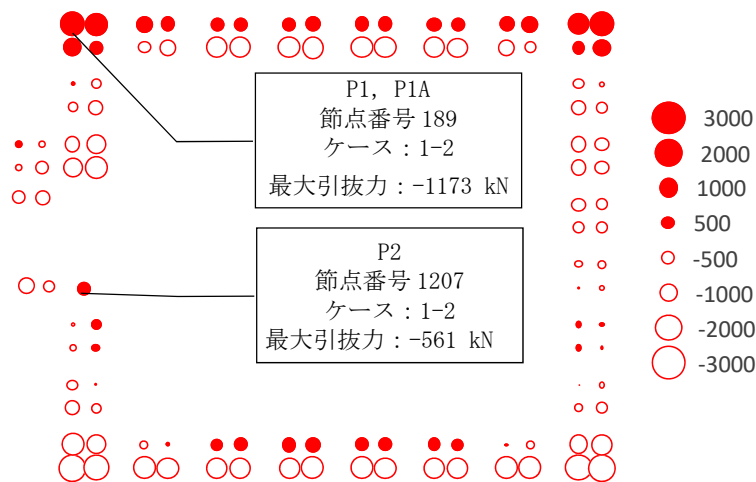


注 : は、検定比が最大となる節点を示す。

第4.1-1図 断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果



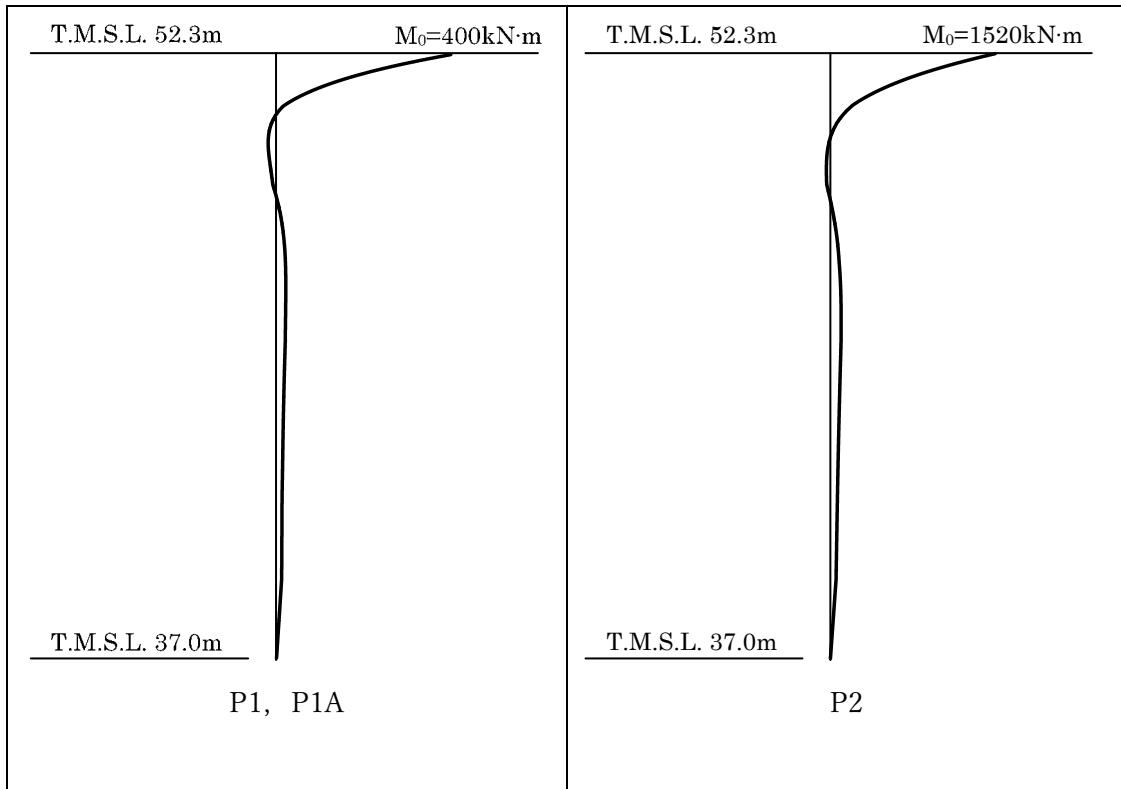
(a) 最大圧縮軸力分布(ケース1-2)
(負は引張)



注：引張軸力の算定においては浮力を考慮している。

(b) 最大引張軸力分布(ケース 1-2)
(負は圧縮)

第4. 1-2図 断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図



第4.1-3図 断面の評価部位の選定に関するケースの杭モーメント図(ケース1-2)

4.2 支持力及び引抜力に対する評価結果

各評価項目の検定比一覧を第4.2-1表に、断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果を第4.2-1図に、断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図を第4.2-2図に示す。

なお、周面摩擦力を考慮せずとも先端支持力のみで杭の圧縮軸力を十分負担可能であることを確認した。

第4.2-1表 各評価項目の検定比一覧

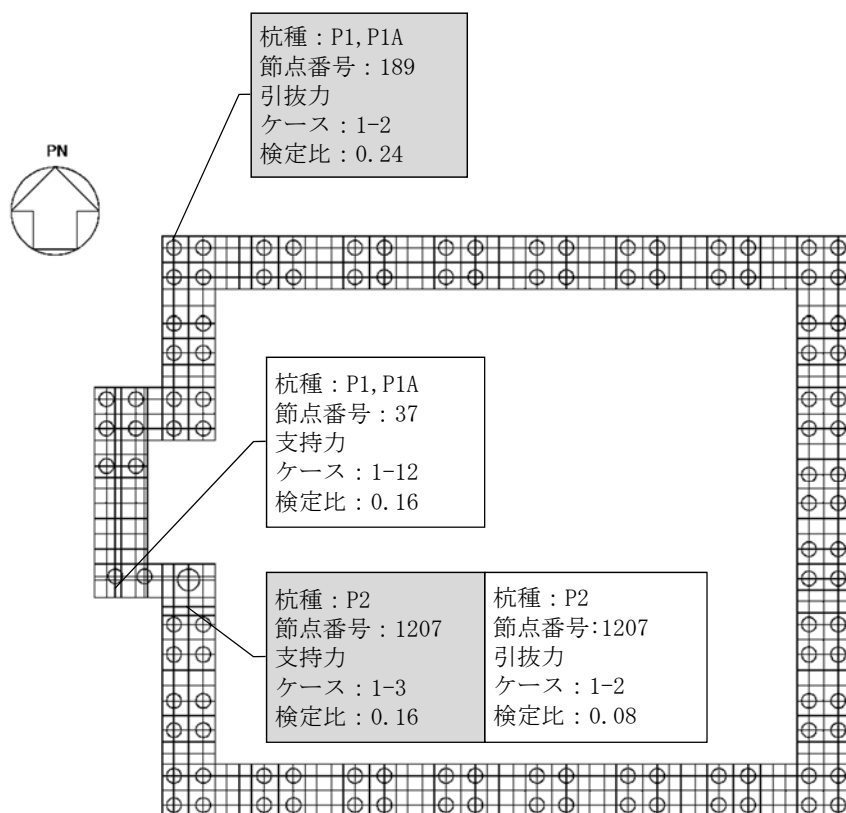
項目	杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN)			検定比*3	判定
		節点番号*1	ケース*1	軸力*2 (kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面		
支持力	P1, P1A	37	1-12	1959	3927	8708	12635	0.16 (0.50)	OK
	P2	1207	1-3	3422	8836	13063	21898	0.16 (0.39)	OK
引拔力	P1, P1A	189	1-2	-1173	—	5022	5022	0.24	OK
	P2	1207	1-2	-561	—	7672	7672	0.08	OK

注記 *1：基礎梁の応力解析における節点番号及びケースを示す。

*2：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

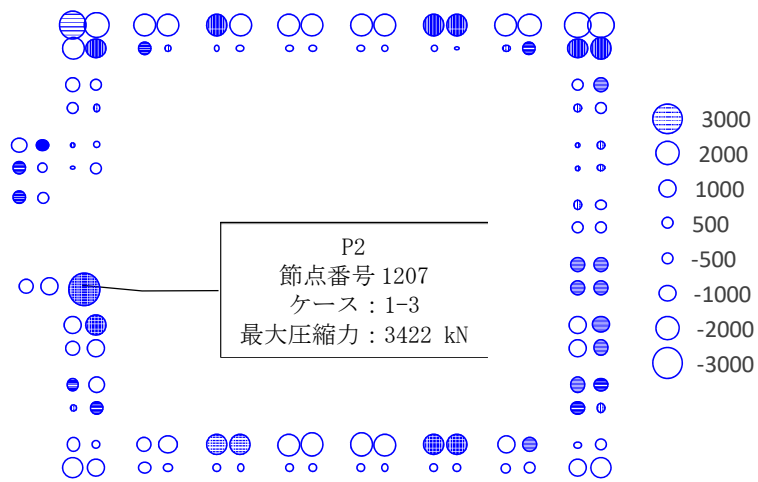
*3：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値であり，周面摩擦力を無視した時の評価結果である。

注：■は，杭種ごとに検定比が最大となる要素を示す。

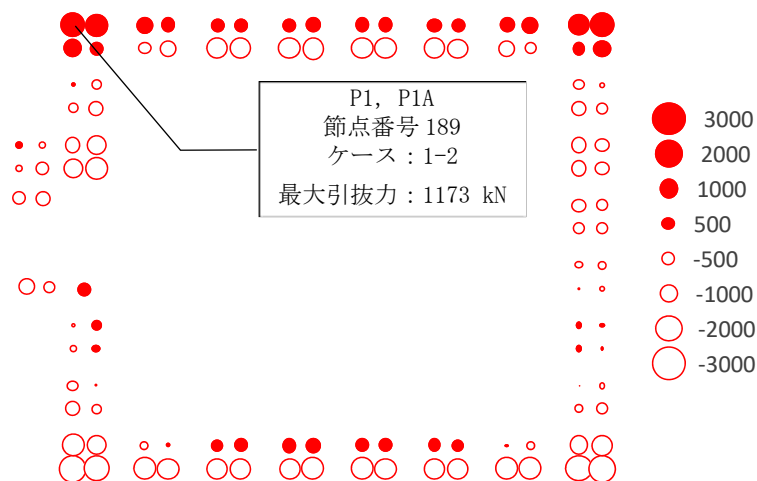


注：■は，検定比が最大となる節点を示す。

第4.2-1図 断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果



(a) 最大圧縮軸力分布(ケース1-3)
(負は引張)



注：引張軸力の算定においては浮力を考慮している。

(b) 最大引張軸力分布(ケース 1-2)
(負は圧縮)

第4. 2-2図 断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図

5. まとめ

杭について、2章において設計の考え方について、3章において応力の算定方法について、4章において断面の評価部位の選定について補足した。

参考資料 1

検証用モデルとの比較

目 次

	ページ
1. 比較条件	1
2. 比較結果	2
2.1 曲げモーメント	2
2.2 せん断力	4
2.3 軸力	5

杭の応力評価結果の妥当性を、杭をモデル化した検証用モデル（別添1参照）における杭の発生応力と比較することで確認する。

1. 比較条件

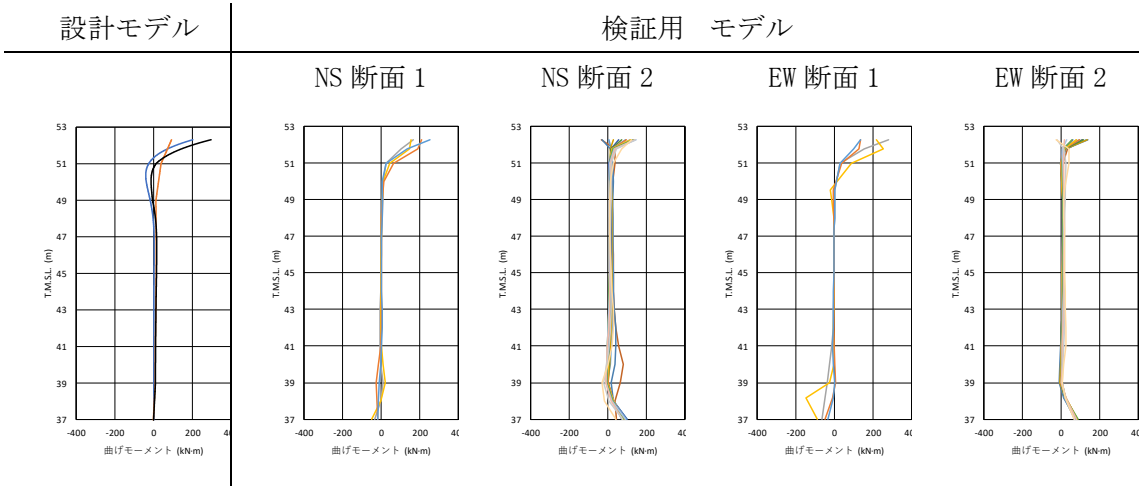
比較対象は検証用モデルでモデル化されたP1杭とし、解析ケースは、杭頭曲げモーメントに対しては設計モデルで最大値が発生した+1 σ 地盤におけるSs-C1地震動及び標準地盤におけるSs-A地震動、せん断力及び軸力に対しては、支持架構の層せん断力が大きくなる-1 σ 地盤におけるSs-C1地震動及び-1 σ 地盤におけるSs-A地震動とする。なお、いずれも液状化時を対象とする。また、検証用モデルには風荷重が考慮されていない。風荷重に対する杭1本あたりの負担せん断力は40kN程度、それに伴う杭頭曲げモーメントは25kN・m程度となる。

2. 比較結果

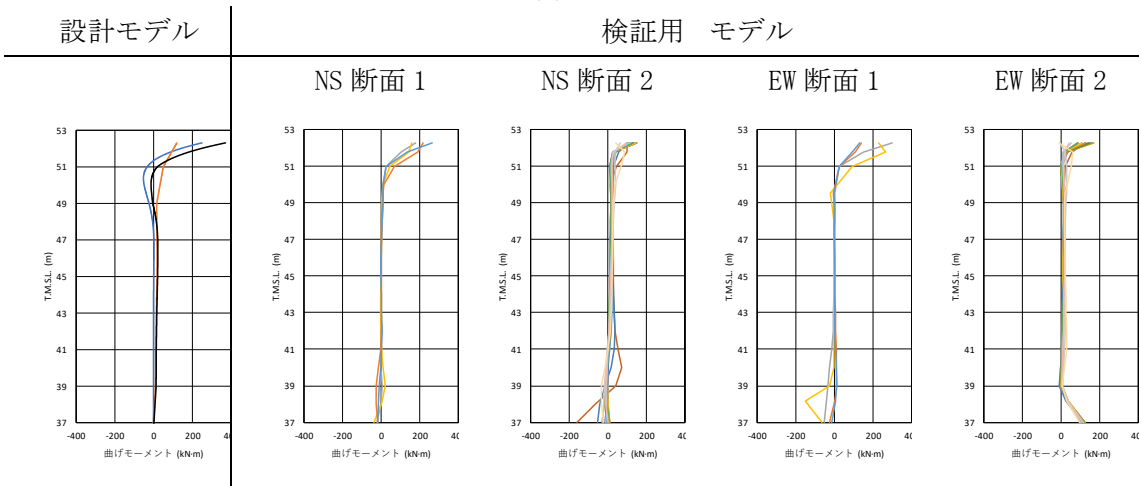
2.1 曲げモーメント

検証用モデルにおいて、最大応力が発生した時点の各杭の曲げモーメント図を第2.1-1図に示す。図中、設計モデルは、地盤変位による曲げモーメントを橙線、上部慣性力による曲げモーメントを青線、その和を黒線で示してある。検証用モデルにおいては、断面2よりも断面1の杭頭曲げモーメントが大きくなる傾向があり、最大300kN・m程度となっており、風荷重を考慮しても、設計モデルの地盤変位+上部慣性力による曲げモーメントより小さいことが確認できる。また、杭先端の改良地盤と支持地盤の境界付近においても比較的大きな曲げモーメントが発生しているが、杭頭曲げモーメントに比べると小さくなっている。なお、この傾向が、非液状化時(全応力解析)でも同様であることを別途確認している。

設計モデルを用いた評価において、杭先端付近で曲げモーメントが小さいのは、杭先端をピンとし、地盤変形による応力を算出しているためである。杭は全長にわたり同一配筋であり、設計は杭頭付近の最大応力で評価しているため、杭先端付近の検証用モデルとの応力の相違は問題ない。



(a) Ss-A

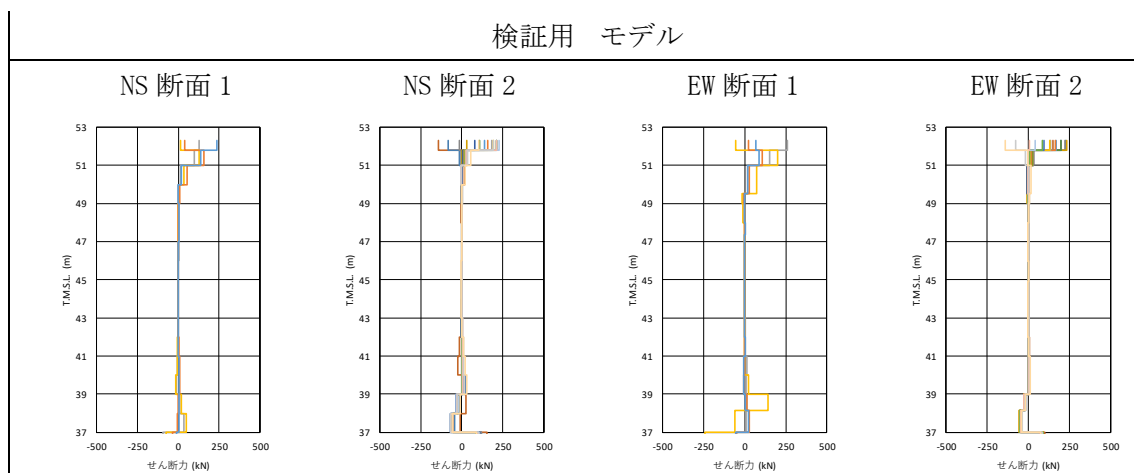


(b) Ss-C1

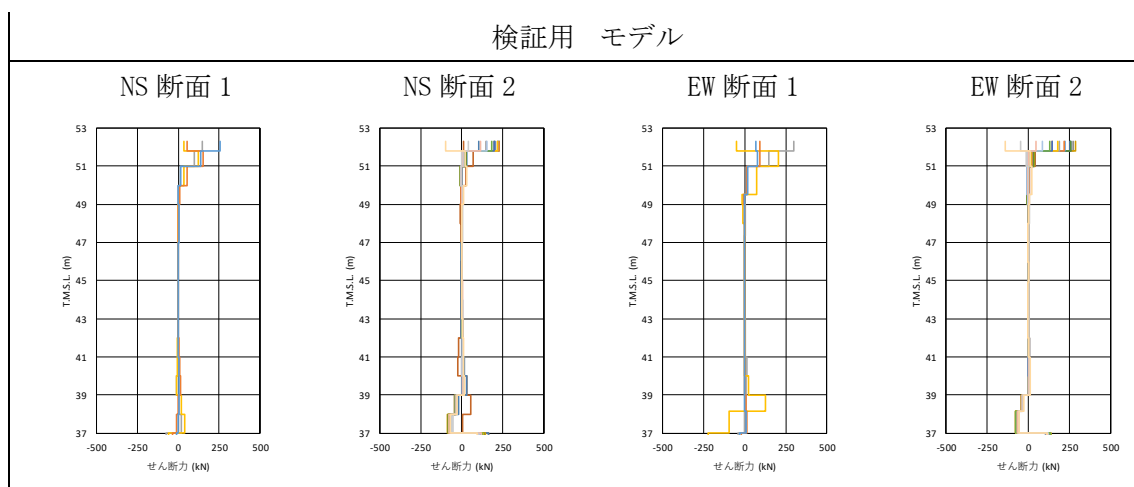
第2.1-1図 杭の曲げモーメント図(最大値発生時)

2.2 せん断力

検証用モデルの最大せん断力図を第2.2-1図に示す。検証用モデルでは最大300kN程度となり、風荷重を考慮しても、設計モデルにおけるせん断力の方が大きい。



(a) Ss-A

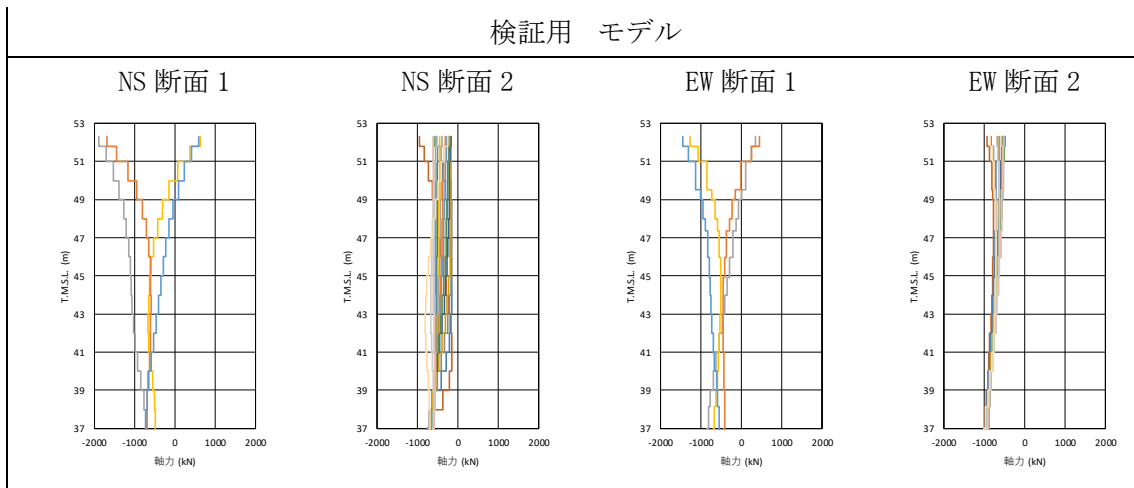


(b) Ss-C1

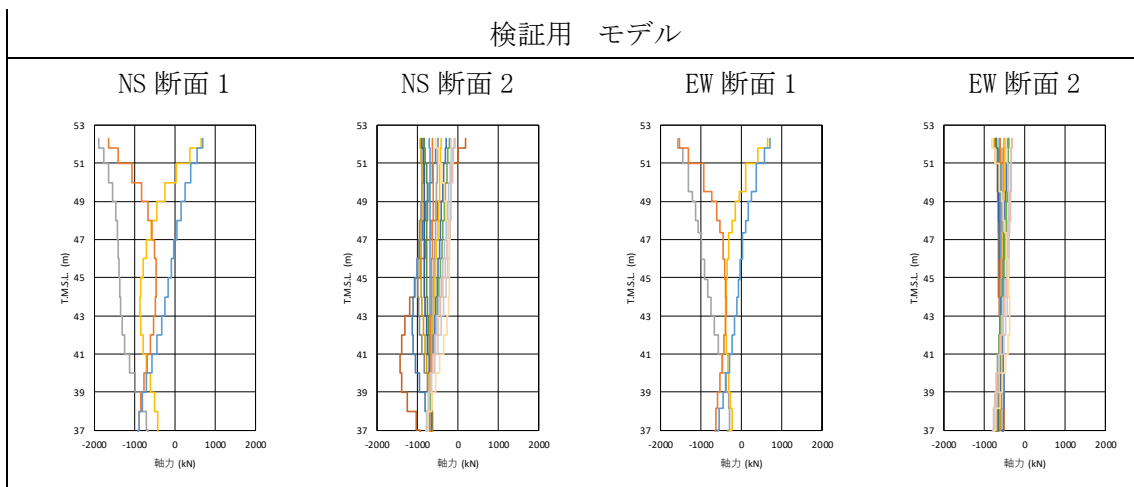
第2.2-1図 杭の最大せん断力図(最大値発生時)

2.3 軸力

検証用モデルの軸力図を圧縮最大時と引張最大時に分けて第2.3-1図及び第2.3-2図に示す。引張が正、圧縮が負を表している。断面2に比べると断面1は軸力変動が大きい。断面1は2つの基礎に分かれており、各基礎に2本ずつ、計4本の杭がモデル化されている。各基礎に属する2本の杭の応力状態は、圧縮と引張で逆転しており、間隔2mで配置された杭2本の軸力が偶力として支持架構の回転を支持している様子が表れている。圧縮力は最大1900kN程度、引張力は最大720kN程度となっており、設計モデルによる軸力と同程度となっている。ただし、本来は外力と平行方向の外周構面の荷重負担が大きく、中央である断面1の荷重負担は小さくなる。検証用モデルの支持架構のモデル化においては、このような荷重負担割合を考慮していないため、断面1には実際より大きな荷重が作用している。



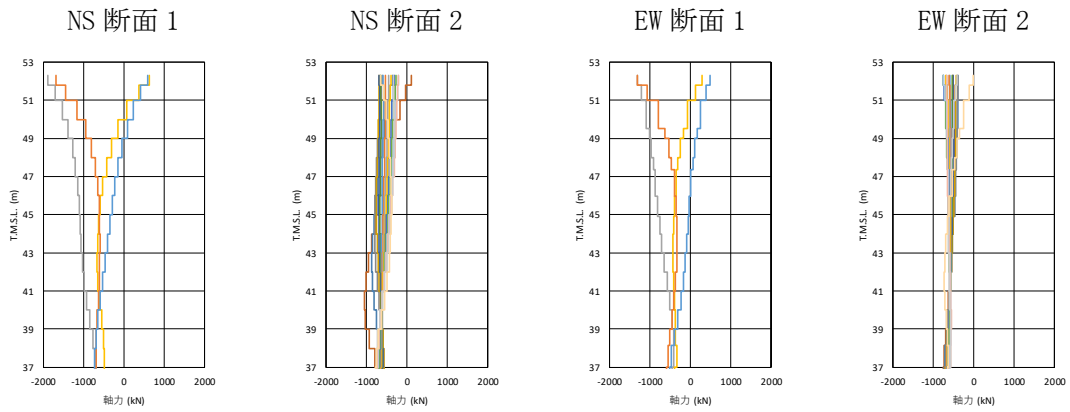
(a) Ss-A



(b) Ss-C1

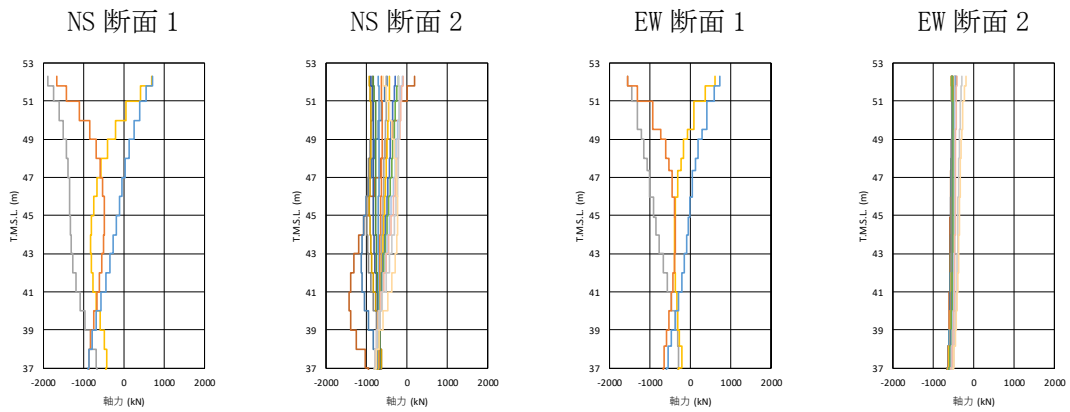
第2.3-1図 杭の最小軸力図(圧縮側最大値発生時)

検証用 モデル



(a) Ss-A

検証用 モデル

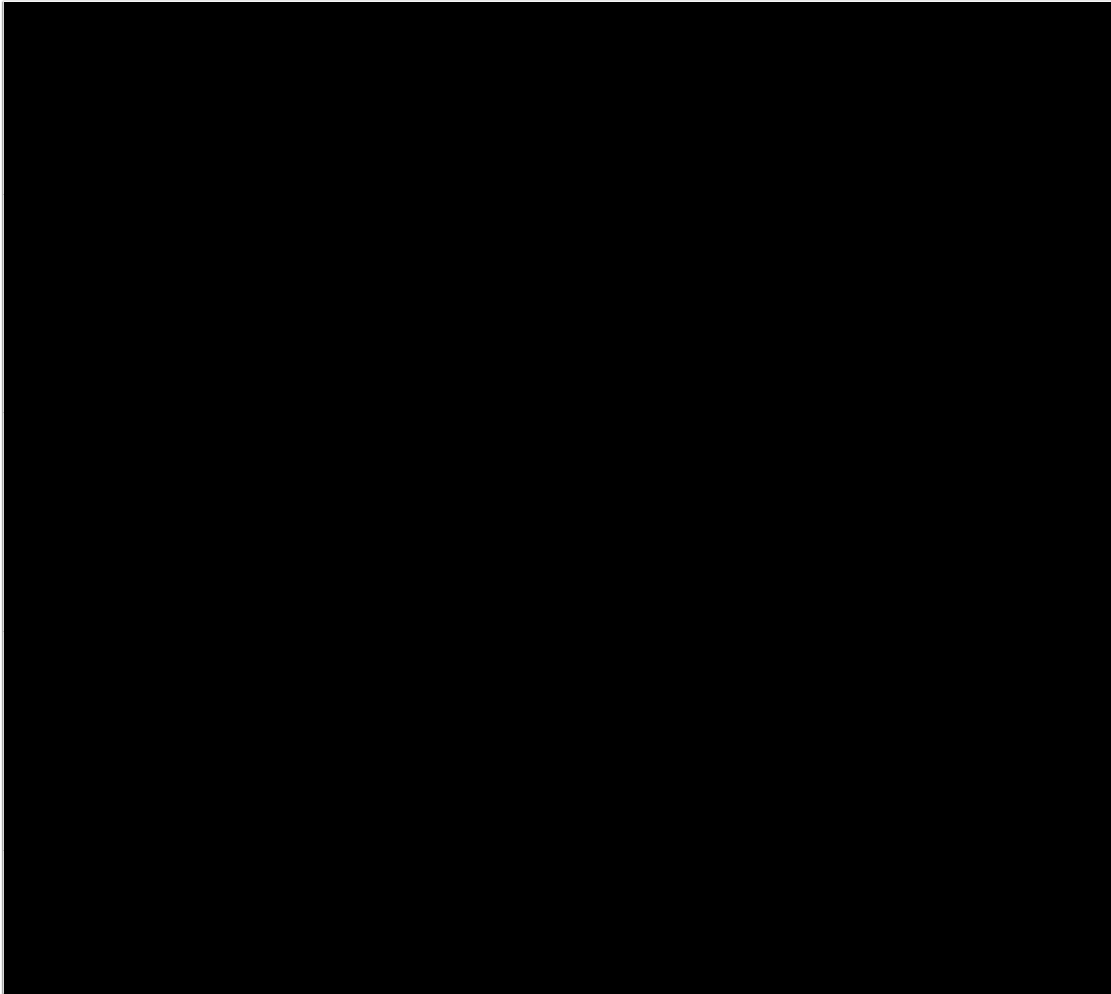


(b) Ss-C1

第2.3-2図 杭の最大軸力図(引張側最大値発生時)

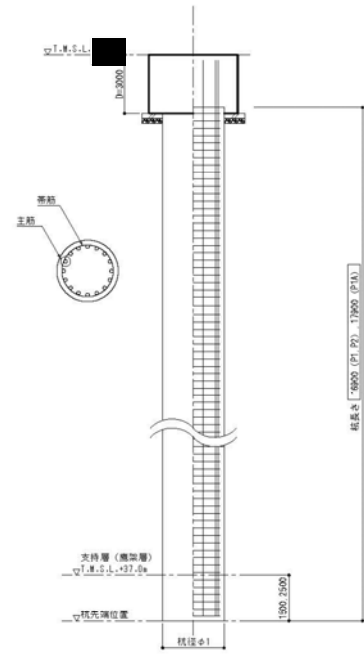
参考資料 2

杭の図面集



コンクリート:Fc27 鉄筋:S2045

記号	符号	径径 (φ)	主筋	帯筋
○	P1, P1A	1000	8-035	D16-#150
⊗	P2	1500	10-035	D16-#150



特記なき限り、数値はmmとする。