

再処理事業所 再処理施設

設工認申請に係る対応状況について

令和4年1月31日



1. はじめに

■ 本日の説明事項

- 飛来物防護ネット架構の耐震評価に関し、前回の審査会合（2021年12月23日実施）における議論・指摘事項を踏まえ、今回の審査会合においては、以下の事項について説明する。

◆ 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証（P.4～P.30）

- 第1部 参考資料 P.31～58

◆ 第2部 波及的影響評価（P.59～ P.84）

- 第2部 参考資料 P.85、86

- 前回審査会合では、地震応答解析に用いる設計モデルの妥当性・保守性の検証に係る考え方・方針について説明した。
- 第1部では、地震応答解析に用いる設計モデルの妥当性・保守性の検証結果について説明する。
- 第2部では、第1部において検証された設計モデルを用いた「波及的影響評価」について説明する。

1. はじめに

■ 2021/12/23審査会合における指摘事項と対応

No.	指摘事項	対応結果	対応箇所
1	弾性範囲を超えた際の変形の評価において、施設全体を総合的に勘案して波及的影響を及ぼさないことの確認方法、全体モードの抑え方、どのポイントを抑えるのかを明確化すること。	変形が大きくなり、弾性範囲を超える場合には、検証用モデルにその部材の塑性化を考慮した解析を行い、上部架構の層間変形を算定し、冷却塔へ接触しないことを確認する。なお、評価結果から上部架構（フレーム）、基礎梁、杭は弾性範囲であった。	P6、31、32、85
2	検証用モデルにおける杭の評価において、応答結果を確認し、非線形領域に入るようであれば、その影響を適切に評価すること。	杭、基礎梁は弾性範囲であることから、非線形化による影響はない。	P83、85、86
3	設計モデルの説明に際し、合理化した範囲だけではなく、合理化しなかった範囲についてもその考え方・設定プロセスを根拠とともに整理し、妥当性検証につながる一連の設計の中で検討していることがわかるよう説明すること。	設計モデルについて合理化した範囲、しなかった範囲について考え方・設定プロセスを示した。	P10、35、36
4	設計モデルと検証用モデルとの比較の方法について、選定した基準地震動、検討断面等について整理し、結果とともに条件設定の妥当性について説明すること。	設計モデルと検証用モデルとの比較の方法について、選定した基準地震動、検討断面等について整理し、結果とともに条件設定の妥当性について示した。	P12、57
5	検証用モデルについて、先行する発電炉の審査実績と比較して六ヶ所に適用できる根拠を整理し、その内容について説明すること。	検証用モデルについて、構築のプロセスが先行する発電炉と同様であること、地盤状況や物性が類似していることから、検証用モデルとして使用することは妥当である。	P27、28、53～56
6	鉛直応答に対する保守性については、設計モデルと異なるモデルで実施することとなると思うが、この目的を果たすうえで、適切なモデル、条件が設定され、適切に評価できるということについて、根拠をもって説明すること。	鉛直応答について、部材設計に設計モデルの応答値を用いることで水平方向の応答値に包含され保守性があり、妥当であることを確認した。	P20～23、29、58
7	地盤の剛性変化に係る検討において、局所的な部分だけで評価を終わるのではなく、解析結果のモデル全体を見渡して、各部の応答が妥当であること、予想した結果が各部においても得られていることを確認し、説明すること。	地盤剛性の中間状態の埋戻土の最大せん断ひずみが地盤モデル全体として、液状化・非液状化の概ね中間であることから妥当な結果であることを示した。	P26、50、51
8	地盤の剛性変化に係る検討において、中間的なケースを想定し、2ケースのみでよいかどうか、追加が必要か結果を踏まえケース選定が妥当であることを技術的に説明すること。	地盤の剛性変化に係る検討について中間的な状態に用いたケースの設計上支配的となる水平方向の応答が液状化、非液状化の間にあり、かつそれぞれ連続的に推移していることから妥当なケースであることを示した。	P26、45～51

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

1. 基本方針

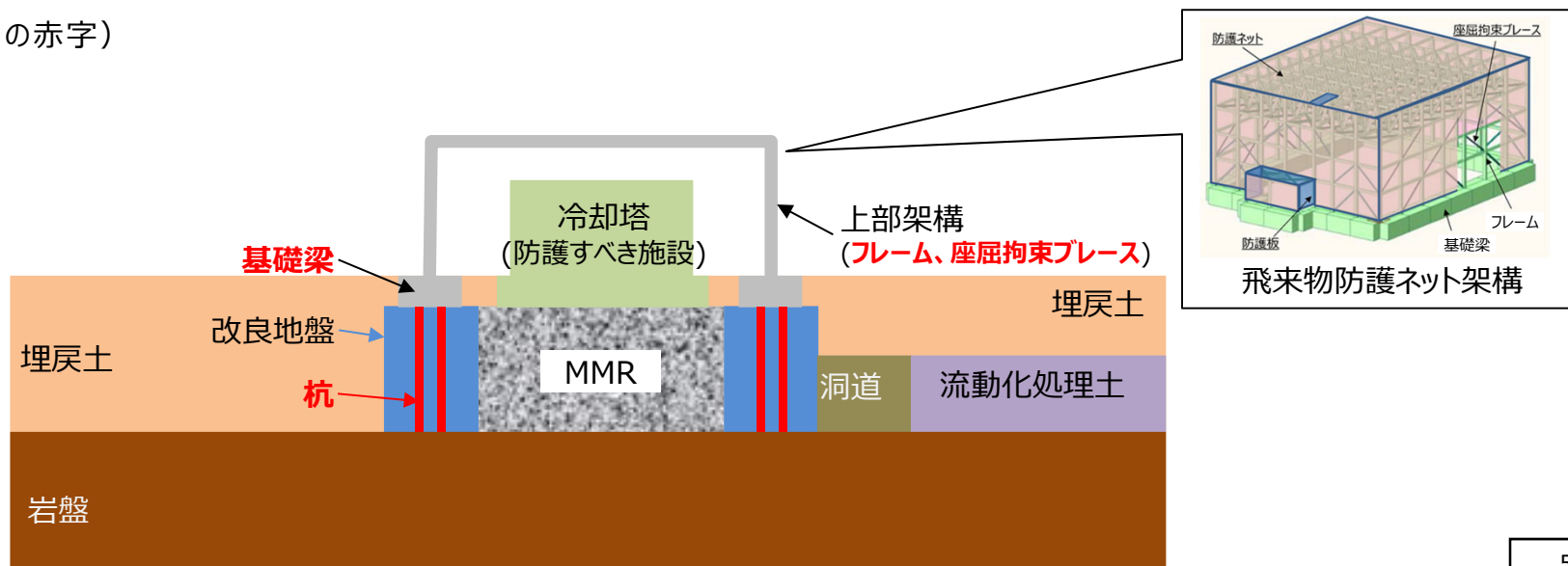
1.1 施設の「目的」と「要求性能」

- 防護ネット架構は、防護すべき施設(安全冷却水B冷却塔)に対し、竜巻による飛来物衝突の防止のために設置する。
- 防護ネット架構は、竜巻および地震による荷重に対し、防護すべき施設へ波及的影響を及ぼさないように設計する。

1.2 構造形式（耐震評価上の設計対象）

- 防護ネット架構は、鉄骨造の**フレーム**(柱・梁)と**座屈拘束ブレース**に防護ネットが取り付けられている構造であり、**基礎梁**を介して**杭**で岩盤より支持される。
- 波及的影響評価では、上記構造形式を踏まえ「**杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース**」を耐震評価上の**設計対象**とする。

(図中の赤字)



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

1.3 設計方針

竜巻に対する設計方針： 竜巻時（風速100m/s）風圧力や飛来物の衝突により生じるひずみ等が、許容限界内に収まることを確認する。衝突時の荷重に対して塑性化を考慮した設計を行う。（審査会合（2021/6/28）にて説明済。補足説明資料について別途提出予定）

地震に対する設計方針： 地震荷重※1、風荷重※2、自重※3及び積雪荷重※4によって生じる応力を解析する。
上記荷重によってフレーム・杭・基礎梁の各部材に生じる応力については許容限界内※5に収まるよう設計する。このとき、解析結果が弾性範囲を超えた場合には、変形※6について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。
なお、座屈拘束ブレースは塑性化を考慮した設計を行う。

※1：基準地震動 S_s による荷重

※2：建築基準法における基準風速（34m/s）から算定される風荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、平均的な風荷重とするため、ガスト影響係数 G_f は1とする。

※3：固定荷重及び積載荷重

※4：観測記録上の極値である積雪190cm（六ヶ所村統計書）から算定される積雪荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、建築基準法における平均的な積雪荷重を与える係数0.35を乗じる。

※5：許容限界の考え方を1.4「地震時の部材設計」に示す。

※6：弾性範囲を超えた場合についての変形への配慮を【参考1、2】に示す。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

1.4 地震時の部材設計

杭 : **上部架構の応答による反力**※1、杭周辺の**地盤の変形**によって杭に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**基礎指針による耐力**※2以下)であることを確認する。また、杭に生じる**軸力**が、地盤の**鉛直支持力**※2または**引抜抵抗力**※2以下であることを確認する。

基礎梁 : **上部架構の応答による反力**※1によって基礎梁に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**鉄筋コンクリート柱及び梁の強度**※2以下)であることを確認する。(別途、鉄骨柱の埋込柱脚部・杭と基礎梁の接合部で局所破壊が生じないことを確認)

フレーム : **上部架構が応答**し、各層で発生する加速度による外力によってフレームに生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、**鉄骨の強度**※2(=**基準強度×1.1**)以下であることを確認する。

座屈拘束ブレース : **上部架構の応答**で座屈拘束ブレースに生じる**ひずみ**の最大値および疲労係数が、メーカーの日本建築センター評価書の**評定記載値**※2以下であることを確認する。(座屈拘束ブレースを除く部材は線形として計算をするが、塑性化による影響がある場合は、適宜ひずみに影響を考慮する)

↓
各部材の応力（軸力・曲げ・せん断力）・ひずみに影響する
「**上部架構の応答**※1」、「**地盤の変形**」
に着目し設計に必要な**荷重を算定**するための解析モデルを構築する。

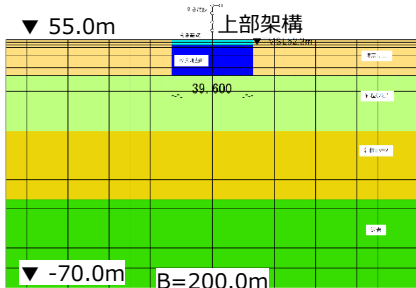
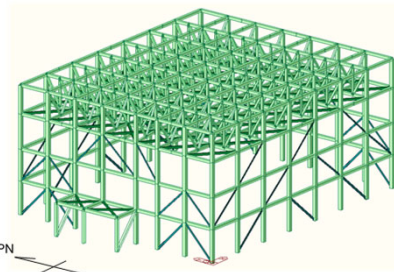
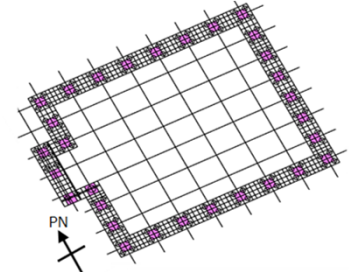
※1 上部架構の柱脚の反力と基礎梁の慣性力

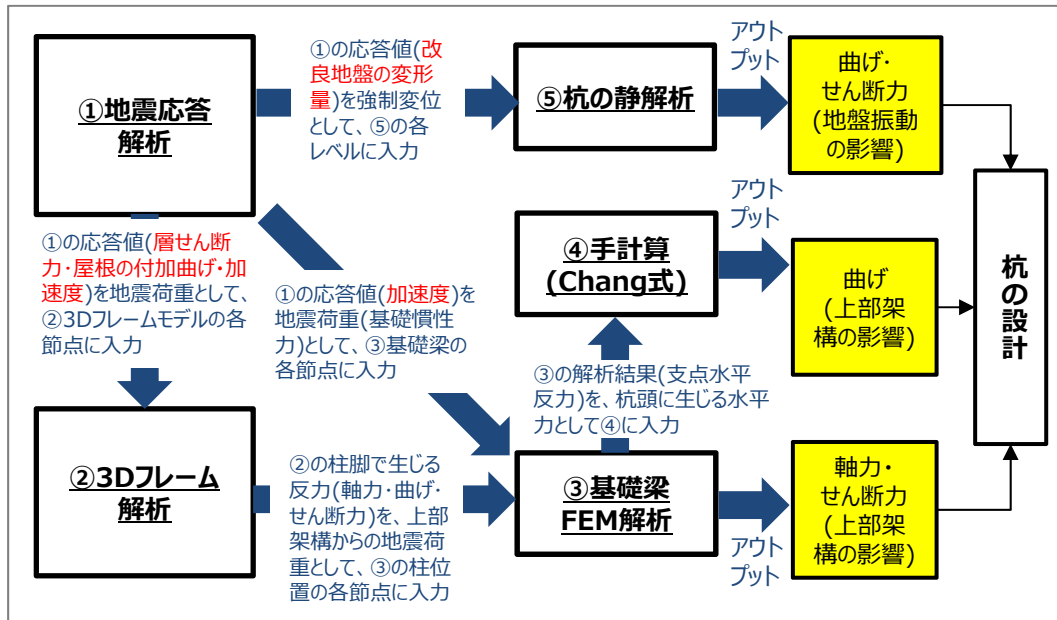
※2 各部材のクライテリアの詳細については【参考3】に示す。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

1.5 部材設計に用いる応力・ひずみの算定

➤ 部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。

①地震応答解析 (全応力解析/有効応力解析)	②3Dフレーム解析	③基礎梁FEM解析
 <p>地盤を考慮した地震応答解析で、改良地盤・上部架構の応答値を算出</p>	 <p>①の結果を用い、上部架構に生じる応力を算出</p>	 <p>①②の結果を用い、基礎梁・杭に生じる応力を算出</p>



- 杭の設計を例とすると、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
- ・上部架構の各層の層せん断力
 - ・上部架構の屋根部の付加曲げ
 - ・上部架構の屋根部の鉛直加速度
 - ・基礎梁部の加速度(水平・鉛直)
 - ・改良地盤の変形量
- 他の設計においても杭と考え方は同じ。座屈拘束ブレースの設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される「**応答ひずみ**」の項目が追加となる。
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、次ページ以降に記載する。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2. 地震応答解析に用いる設計モデルの検証方針

- ◆ 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**設計モデル**を構築する。
- ◆ 設計モデルは、科学的合理性を有し、過小評価とならないよう以下の項目を満足することを確認する。
 - モデルの構築に際して設定する項目(メッシュ、形状等)が**妥当性を有していること**
 - 波及的影響評価が過小とならない地震荷重を算定可能な**保守性を有していること**
- ◆ 設計モデルでは地震荷重を適切に算定するモデルを構築をする上で、科学的合理性を確認すべき項目のうち、解析負荷を軽減するために合理化した項目（【参考4】参照）があることから、これについて検証し、妥当性を確認した上で、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（**検証用モデル**）との比較により、**設計モデルの妥当性を改めて検証する**。
- ◆ また、設計モデルの保守性は**上部架構の応答や地盤の変形**に着目した項目で確保することとし、**拘束効果と地盤の剛性変化**を選定した。（【参考6】参照）
- ◆ ここで、周辺構造物の有無による拘束効果が与える影響（ロッキング挙動）は、水平方向と鉛直方向の応答で異なる（水平方向の応答には保守性を与えるが、鉛直の応答は必ずしも保守的とはならない）可能性がある。
- ◆ そこで、**鉛直応答に拘束効果が与える影響**について以下のステップで確認・考察する。
 - ① 水平と鉛直の応答での拘束効果の違いの確認（P.19）
 - ② 水平と鉛直で差異が生じる理由の分析・考察（P.20、21）
 - ③ 差異の影響度合いの確認（部材設計を含めた総合的な波及的影響評価への寄与度）（P.22）
 - ④ ①～③を踏まえた**設計モデル**としての適用性の整理（P.23）

次ページに妥当性の確認項目と保守性の項目について示す。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P10 一部変更
下線部は変更箇所を示す

2. 地震応答解析に用いる設計モデルの検証方針

前ページの妥当性の確認項目と保守性の項目を以下に示す。

1) モデルの妥当性検証の確認項目

モデル構築プロセスにおける確認項目は下記のとおり。
各々の項目のうち合理化の可否を【参考4】に整理し、その結果を右表に示す。

- (1) モデル諸元
- (2) 地盤及び材料の物性
- (3) 地震時荷重

} 合理化の可否を整理
(一部合理化しない項目有り)

} 応答の影響を踏まえ合理化せず。

合理化可能な項目	合理化が可能な根拠（詳細は【参考4】参照）
改良地盤幅	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
検討断面	下記の上部架構、MMRの理由で合理化できると判断（次ページ以降では上部架構と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
上部架構	上部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	接触剥離要素が必要な範囲が限定的であることから考慮不要と判断
粗粒砂岩の有無	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	基礎梁高さは上部架構の振動特性が等価に設定出来ると判断
周辺構造物、杭、MMR	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）

2) 設計モデルの保守性検証の確認項目

設計モデルの保守性を下記に着目して検討した。

- (1) 拘束効果
 - ・水平方向（右表）
 - ・鉛直方向
- (2) 地盤の剛性変化

保守性を与える項目	保守性を確保できる根拠（詳細は【参考6】参照）
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

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

3. 地震応答解析に用いる設計モデルの妥当性

3.1 設計モデルの妥当性検証の考え方

- モデル構築プロセスの中で合理化可能な項目を抽出した。
- 下記の項目に対し、設計モデルの妥当性を確認する。

項目	設定の考え方
イ) <u>メッシュサイズ</u>	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、上部構造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。
ロ) <u>改良地盤幅</u>	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、応答値が大きくなると予想し、改良地盤幅は基礎梁幅に合わせる。
ハ) <u>上部架構</u>	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構をモデル化し上部架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、架構は一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、振動特性を合わせることで同等の応答となると考え一軸とする。
ニ) <u>接触剥離要素</u>	埋戻土が液状化した場合は剛性がほぼゼロとなること、基礎梁と埋戻土との接触面が基礎梁横の一部のみに限定されることから、接触剥離の影響は小さいという考えから、構造物（ <u>基礎梁および洞道</u> ）と地盤の境界面に対し、接触剥離は考慮しない。
ホ) <u>粗粒砂岩</u>	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、モデル化しない。
ヘ) <u>基礎梁高さ</u>	上部架構の振動特性が等価となるような設定とする。

次ページ以降に各項目についての検証結果を示す。なお、設定の考え方と異なる挙動を示す場合は、結果に対し考察し、妥当かどうか判断する。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

3.2 設計モデルの妥当性検証の条件設定

- 検討断面はロッキングの影響が顕著となると考えられる**NS断面**とし、その妥当性については「改良地盤幅」の項目で確認を行う。
- 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で保守的であると考えられる**液状化時（有効応力解析）**とし、その妥当性については【参考16】で確認した。なお、地盤物性は標準地盤とする。
- 検討に用いる地震動は以下の理由により**Ss-A、Ss-C1**と仮定し、【参考16】で選定波の妥当性を確認した。
 - Ss-Aについては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より液状化を促進する為。
 - Ss-C1については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為。

3.3 設計モデルの妥当性の検証

イ) メッシュサイズ

- ① 地盤の最小せん断波速度:Vs=150m/s (埋戻し土)
- ② 上部架構の振動数:f=13Hz※

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

※: 有効質量の約99%を占める3次振動数
(NS:12.36Hz,EW:12.53Hz)以上の数値として、13Hzを採用。

- Vs=150m/sの地盤において、13Hzの地震動が表現できるように1メッシュの大きさを2.3[m](=150[m/s] / 5 / 13[Hz])以下と設定していることから、**メッシュのサイズは適切であり、上部架構の振動特性を評価可能**である。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P12、13 一部変更
下線部は変更箇所を示す

3.3 設計モデルの妥当性の検証

□) 改良地盤幅 ※両モデルの幅はNS方向とEW方向の幅を想定

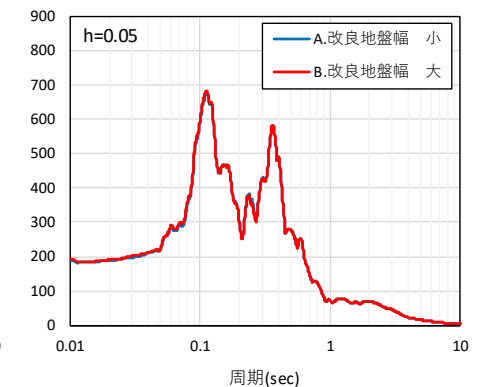
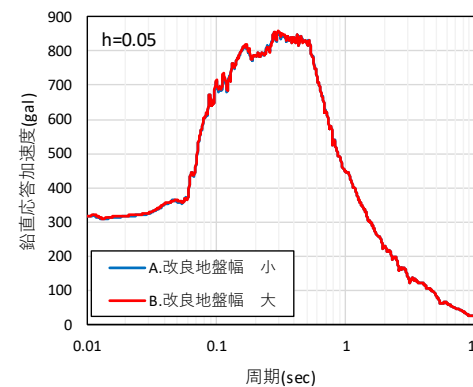
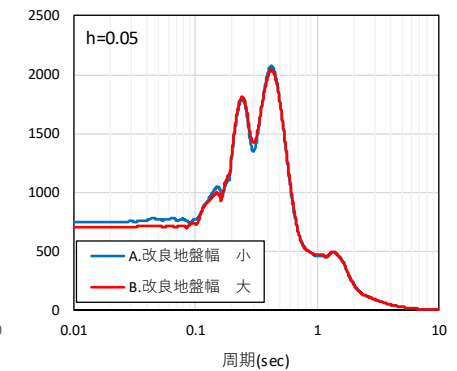
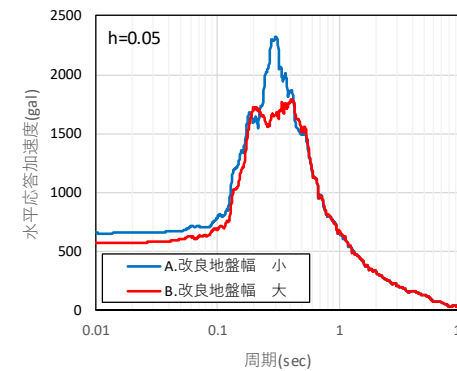
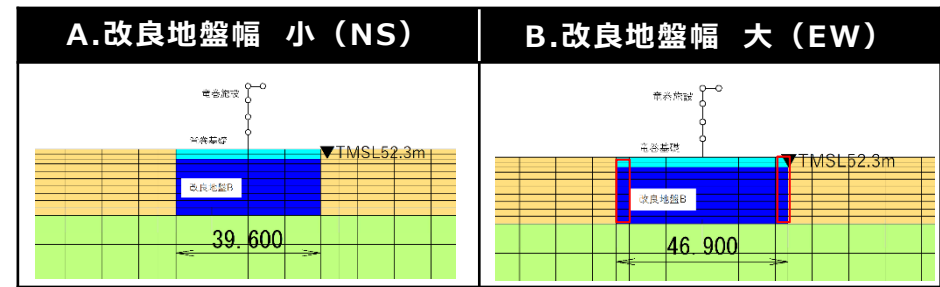
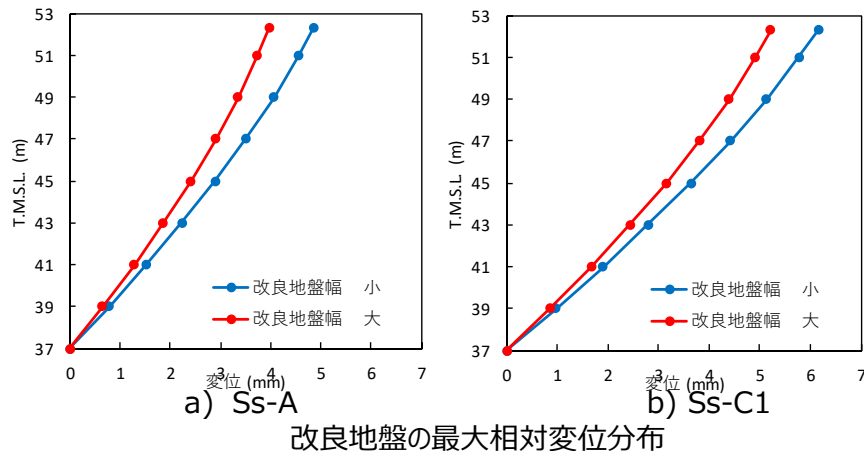
目的：改良地盤幅の異なる解析により応答値(上部架構脚部の応答加速度)への影響を確認する。

確認項目：改良地盤幅が直接作用する基礎の挙動に着目し、最大値のみでは周期における影響確認ができないため、以下の応答加速度スペクトルとする。さらに、地盤応答にも影響を及ぼすことも考えられるため、改良地盤の変形量にも着目する。

- (1) 基礎梁部の水平加速度
- (2) 基礎梁部の鉛直加速度
- (3) 改良地盤の変形量

検証結果：

- Ss-Aの水平方向は、地盤全体のロッキング挙動の影響で、幅が小さい方が応答が大きくなる。一方、Ss-C1は入力地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答値に表れ、幅の違いによる影響は軽微。【参考9】参照。
- その他の応答も含め、改良地盤の幅を実際より小さくモデル化することは、保守的な評価となる。よって、改良地盤幅の小さいNS方向で以降の検討を行うことは妥当である。



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P12 一部変更
下線部は変更箇所を示す

3.3 設計モデルの妥当性の検証

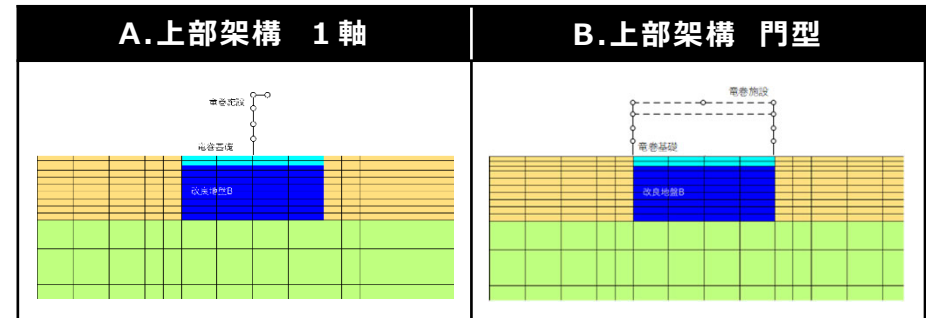
八) 上部架構

目的：設計モデルをもとに1軸と門型の結果が同等であることを確認する。

確認項目：上部架構の影響を確認することが目的であるため、3Dフレーム解析で地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ
- (3) 屋根部の鉛直加速度

検証結果：それぞれの応答が同等であることから、設計モデルで1軸で評価することは妥当である。



(※ 設計に支配的な荷重の層せん断力で最大で0.2%の差)

応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9864	0.998	8132	8352	1.027	1008	1008	1.000	10417	10398	0.998	4216	4119	0.977	614	614	1.000
3層目	12955	12958	1.000	-	-	-	-	-	-	14230	14228	1.000	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12805	1.001	-	-	-	-	-	-	14626	14626	1.000	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13232	1.001	-	-	-	-	-	-	15048	15043	1.000	-	-	-	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

3.3 設計モデルの妥当性の検証

二) 接触剥離要素

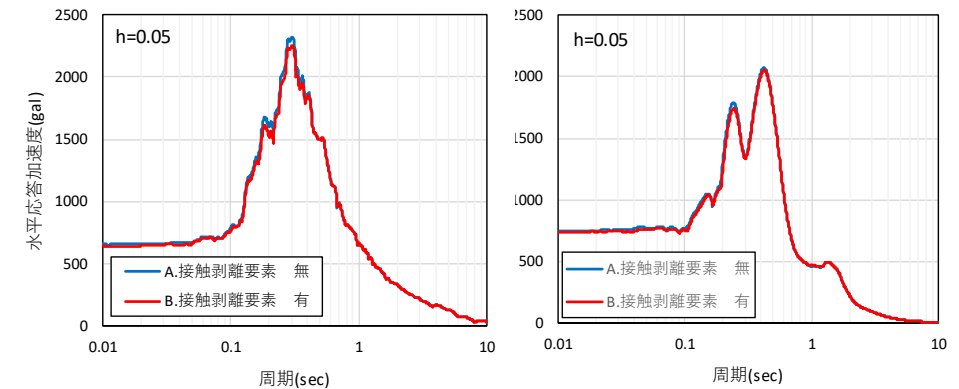
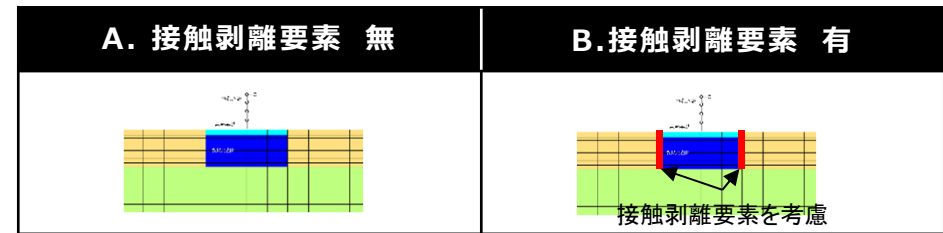
目的：設計モデルをもとに、基礎梁と埋戻土（改良地盤間※）の接触剥離要素の有無の影響を比較し、双方の結果が同等であることを確認する。

※埋戻土と基礎梁の接触面は基礎梁横のみであるが影響確認のためより範囲を広く改良地盤側面にも接触剥離要素を設定した。

確認項目：接触剥離要素が直接作用する基礎の挙動に着目し、最大値のみでは周期における影響確認ができないため、以下の加速度応答スペクトルとする。さらに、地盤応答にも影響を及ぼすことも考えられるため、改良地盤の変形量にも着目する。

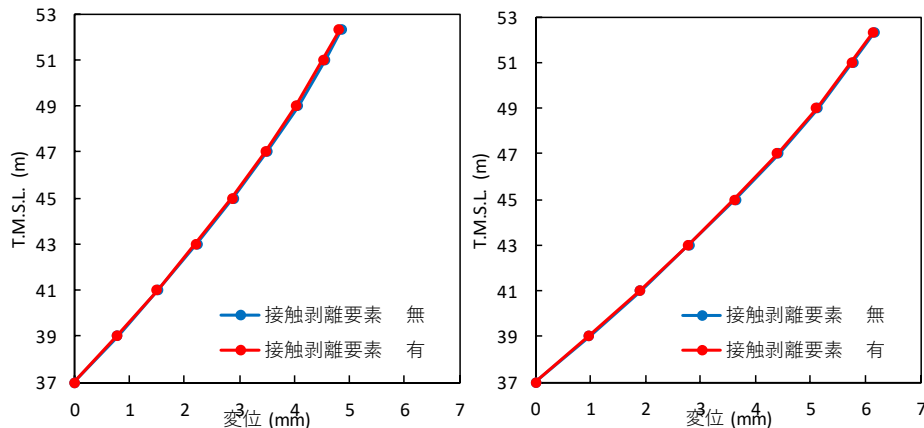
- (1) 基礎梁部の水平加速度
- (2) 基礎梁部の鉛直加速度
- (3) 改良地盤の変形量

検証結果：それぞれの応答が同等であることから、接触剥離要素を解析モデルに考慮しないことは、妥当である。



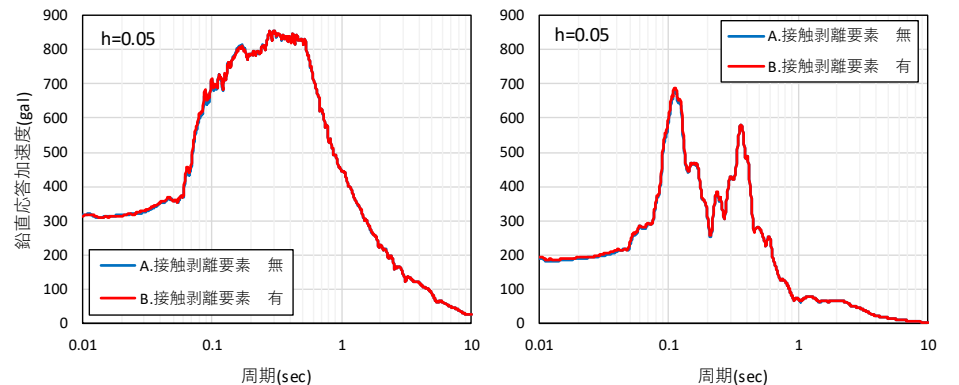
a) Ss-A
基礎梁部 (EL+55.3m) の水平加速度応答スペクトル

b) Ss-C1



a) Ss-A
b) Ss-C1

改良地盤の最大相対変位分布



a) Ss-A
基礎梁部 (EL+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル

b) Ss-C1

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P13 一部変更
下線部は変更箇所を示す

3.3 設計モデルの妥当性の検証

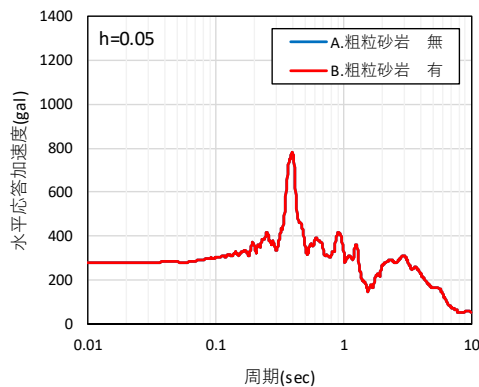
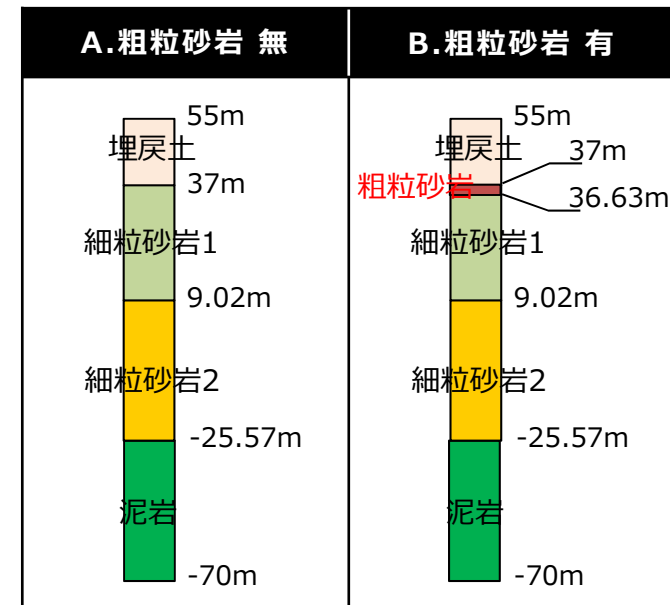
ホ) 粗粒砂岩

目的：粗粒砂岩（厚さ0.37m）については、1次元土柱モデル※（直下地盤と埋戻土）を用いて、粗粒砂岩の考慮の有無による応答の比較を行う。

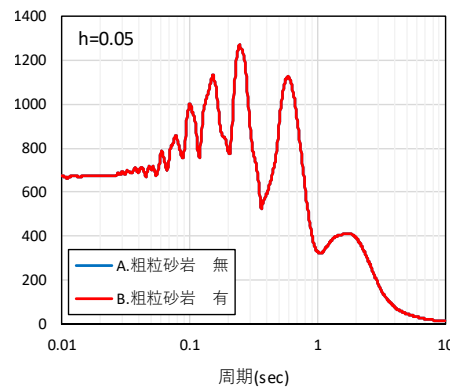
確認項目：基礎先端レベルでの応答加速度スペクトルとする。（1次元土柱モデルによる評価のため、スペクトルで評価）

検証結果：スペクトルはほぼ同等の軌跡であることから、0.37mの粗粒砂岩をモデルに考慮しなくても評価に影響はない。

※ 設計モデル（2次元）で0.37mの厚さのメッシュをモデル化すると、地盤メッシュのアスペクト比が悪化し、二次元FEMとしてのモデル化の課題が発生する。
細粒砂岩1と粗粒砂岩の剛性差は、埋戻土との剛性差と比べると極めて小さいため、ロッキングに与える影響は軽微であり、粗粒砂岩の考慮の有無による地震動の波動伝播の影響確認を目的とした応答比較は1次元モデルで行う。

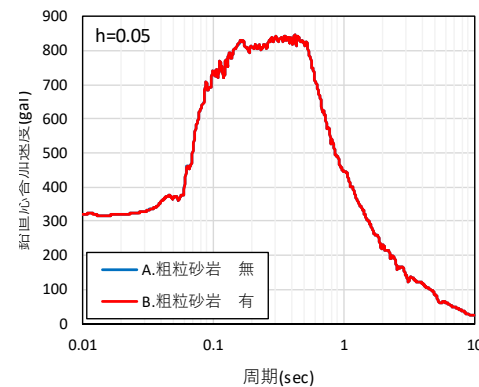


a) Ss-A

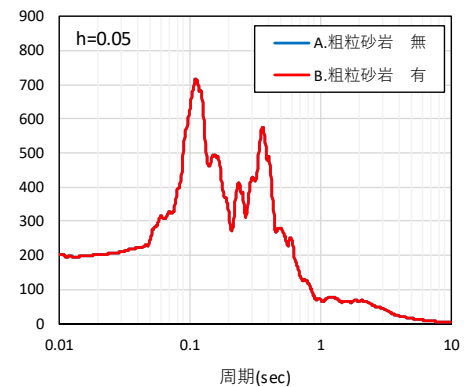


b) Ss-C1

地表面（埋戻土上端）の水平加速度応答スペクトル



a) Ss-A



b) Ss-C1

地表面（埋戻土上端）の鉛直加速度応答スペクトル

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P13 一部変更
下線部は変更箇所を示す

3.3 設計モデルの妥当性の検証

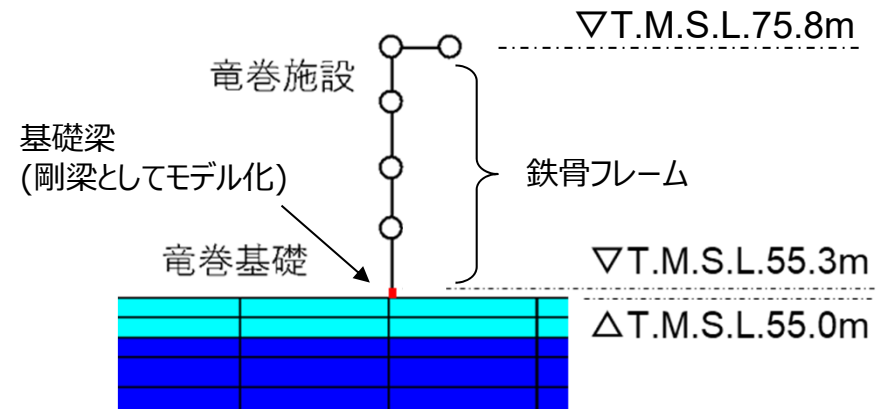
△) 基礎梁高さ

目的：基礎梁高さについて上部架構の振動特性が等価となるように、0.3m分のセットバックを剛梁により表現する。

確認項目：基礎梁（T.M.S.L.55~55.3m）を剛梁としてモデル化したことの妥当性を、コンクリートの剛性としてモデル化した場合と比較する。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ
- (3) 屋根部の鉛直加速度

検証結果：それぞれの応答が同等(最大で0.1%の差)であることから、剛梁で評価することは妥当である。



※ 基礎梁の剛性を以下のケースで比較

- A) 剛梁
- B) コンクリートの剛性

応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9880	1.000	8132	8132	1.000	1008	1008	1.001	10417	10417	1.000	4216	4216	1.000	614	614	1.000
3層目	12955	12955	1.000	-	-	-	-	-	-	14230	14230	1.000	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12793	1.000	-	-	-	-	-	-	14626	14626	1.000	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13218	1.001	-	-	-	-	-	-	15048	15048	1.000	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	753	753	1.001	189	189	1.001	6.15	6.15	1.000

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4. 地震応答解析に用いる設計モデルの保守性

4.1 設計モデルの保守性検証の考え方

- 設計モデルの保守性を、拘束効果、地盤の剛性変化について確認する。
- 保守性の確認に用いる地震動、検討断面及び地盤物性は、妥当性検証の確認と同じとする。
- 保守性を確認する項目について以下に設定の考え方を示す。

項目		設定の考え方
拘束効果 (水平方向)	イ) 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、水平方向の応答値は大きくなると考え、洞道等の 周辺構造物を非考慮 とし、埋戻土の地盤物性を用いる。
	ロ) 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、応答値は大きくなると考え、 杭を非考慮 とする。
	ハ) 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、応答値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。
二) 地盤の剛性変化		埋戻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と考え※、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。 ※:上部架構の固有周期帯における想定

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P15 一部変更
下線部は変更箇所を示す

4.2 設計モデルの保守性の検証

■ 拘束効果

イ) 周辺構造物の影響

目的：周辺構造物の代替として流動化処理土※1の有無による地震荷重への影響を設計モデルの解析により確認する。（詳細は【参考7】に示す。）

確認項目：上部架構の挙動を大きくする(保守性確保)ことが目的であるため、3Dフレーム解析で地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ
- (3) 屋根部の鉛直加速度

※1 洞道等を流動化処理土に置き換えることで、周辺構造物の拘束効果の小さい場合に保守性を与えるか確認する。

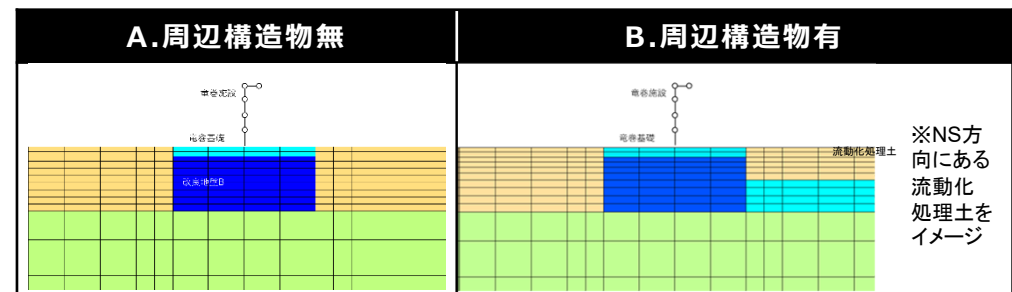
検証結果：

■ 水平方向

- ・ 設計に対して支配的な地震荷重である(1)はA>Bの関係であることから、周辺構造物を考慮しない設計モデルは保守的である。

■ 鉛直方向

- ① **水平と鉛直の応答での拘束効果の違いの確認**
 - ・ (3)はA<Bの関係ではあるが、支配的な地震荷重ではない(後述するP.22の「鉛直応答の部材設計に対する影響分析」参照)ため、設計に対する影響は小さいと考えられるが、A<Bとなる要因については次ページに分析を記載する。



応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9133	0.925	8132	6065	0.746	1008	1032	1.024	10417	10099	0.970	4216	3201	0.760	614	646	1.053
3層目	12955	12098	0.934	-	-	-	-	-	-	14230	13779	0.969	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12054	0.943	-	-	-	-	-	-	14626	14028	0.960	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13051	0.988	-	-	-	-	-	-	15048	14569	0.969	-	-	-	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

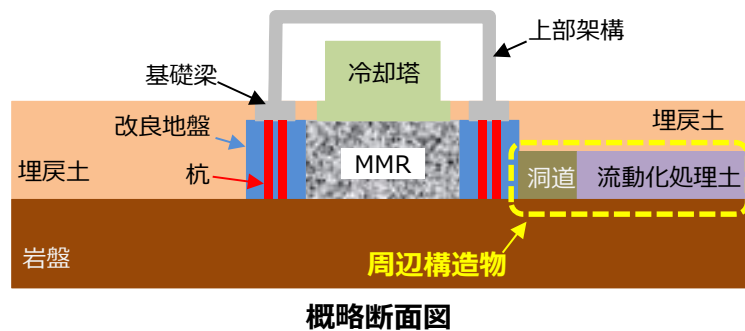
4.2 設計モデルの保守性の検証

■ 拘束効果

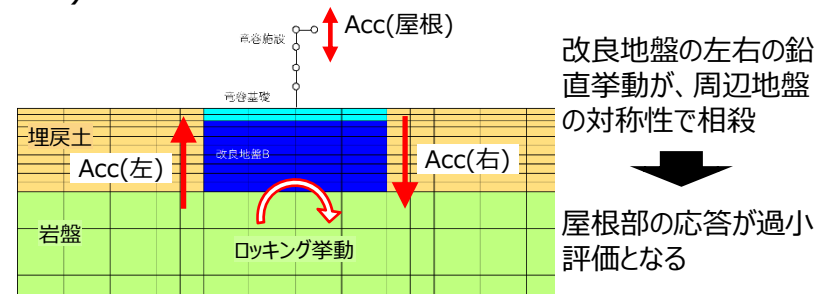
イ) 周辺構造物の影響

② 水平と鉛直で差異が生じる理由の分析・考察（1/2）

- 設計モデルは、水平方向の地震応答を保守的に評価するため、周辺構造物を考慮しない(埋戻土として評価)モデルとした。
- しかしながら、周辺構造物を考慮しない場合、屋根面の鉛直応答(加速度)が小さく評価されることになる。
- この現象は、下図に示すように、周辺構造物の有無がロッキング挙動に影響を与えたものと分析する。
- ここでは、鉛直方向の応答が適切に評価出来るモデル(鉛直確認モデル)にて解析を実施し、分析が正しいことを確認する。



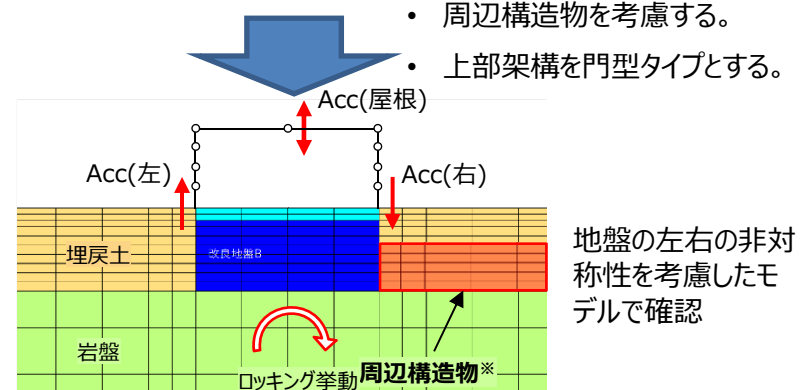
周辺構造物を考慮しない



改良地盤の左右の鉛直挙動が、周辺地盤の対称性で相殺
 ↓
 屋根部の応答が過小評価となる

設計モデル

- 周辺構造物を考慮する。
- 上部架構を門型タイプとする。



地盤の左右の非対称性を考慮したモデルで確認

鉛直確認モデル

※洞道に比べ剛性の高い流動化処理土の物性を設定

- 前項までの検討より、鉛直応答には、改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、鉛直確認モデルは周辺構造物を考慮し、上部架構のモデルに門型タイプを採用する。
- 鉛直確認モデルは、周辺構造物の状況が異なるため、NS・EW各々の断面を対象とする。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4.2 設計モデルの保守性の検証

■拘束効果

イ) 周辺構造物の影響

② 水平と鉛直で差異が生じる理由の分析・考察（2/2）

- 分析は、Ss-A・Ss-C1に加え、屋根の鉛直加速度が最大となるSs-C2（【参考16】参照）の3波を対象とした。
- この3波に対し、鉛直確認モデルと設計モデルとの結果を比較した結果、加速度の相違は最大で1.37倍であった。
- 別途実施した検証用モデルの鉛直加速度は、設計モデルの1.31倍（【参考1】参照）であり、鉛直確認モデルと同等の結果であった。
- 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評価」される原因は、周辺構造物をモデル化しないことによるロッキングの影響を受けにくいいため、と判断できる。

屋根部の鉛直加速度の比較

No	地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)				比率 (②/①) 注) NS,EW の大きい方
		① 設計モデル		② 鉛直確認モデル		
		NS	EW	NS	EW	
I	Ss-A	1008	1018	1049	1073	1.06
II	Ss-C1	614	586	669	799	1.37
III	Ss-C2	1205	1152	1215	1344	1.17

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4.2 設計モデルの保守性の検証

■拘束効果

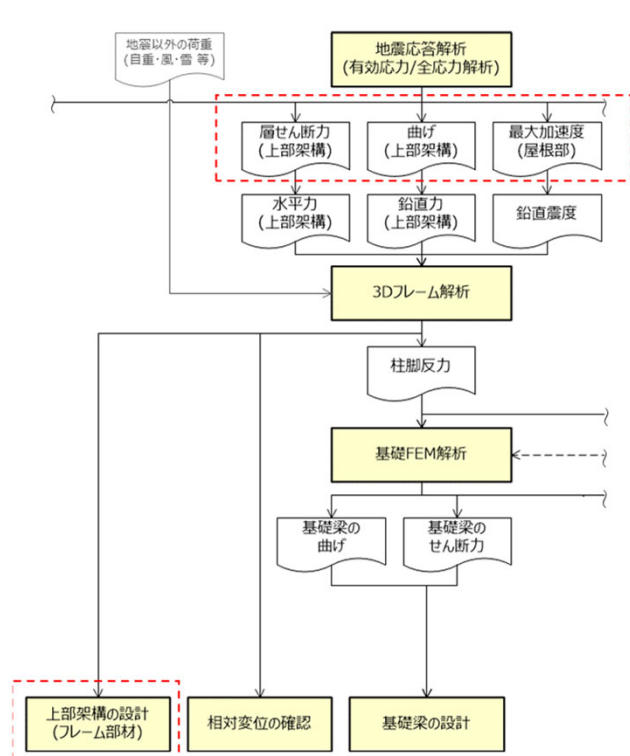
1) 周辺構造物の影響

③ 差異の影響度合いの確認（部材設計を含めた総合的な波及的影響評価への寄与度）

- 地震荷重の各方向成分(A.水平/B.回転/C.鉛直)および地震以外(D)の、設計への影響を比較する。
- 影響比較は、上部架構の各部材の検定値を元に、水平成分に対する比率として計算する。
- また、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・大梁であることから、これらの部材を対象とする。
- この結果、屋根部の鉛直の影響は、水平の地震荷重に対する検定値に対して柱が1/38、大梁が1/103と波及的影響に対する影響は小さく、地震荷重の鉛直成分(鉛直加速度)の設計への影響は小さいため、水平成分が支配的な荷重であることが確認できた。

(なお、付加曲げの影響についても、水平の地震荷重に対する検定値に対して柱が1/1445、大梁が1/13330と波及的影響に対する影響は小さく、地震荷重の回転成分(付加曲げ)の設計への影響は小さいことを確認した。具体的に水平成分で着目する地震荷重は【参考11】に示す。)

※杭・基礎梁についても水平成分の地震荷重が支配的であり、その根拠については【参考10】に示す。



- A. 地震荷重(水平成分) : 層せん断力(全層)
- B. 地震荷重(回転成分) : 頂部の付加曲げ
- C. 地震荷重(鉛直成分) : 鉛直加速度(屋根部)
- D. 地震以外の荷重(自重・風・雪等)

内容	各部材の最大検定値					
	柱	大梁	小梁	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1) A~Cは地震荷重の各成分

注2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注3) 各検定値は、地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4.2 設計モデルの保守性の検証

■拘束効果

イ) 周辺構造物の影響

④ ①～③を踏まえた設計モデルとしての適用性の整理

- 周辺構造物の有無による拘束効果の水平方向の応答について、周辺構造物を考慮しない設計モデルは保守的であることを確認した。
- 周辺構造物の有無による拘束効果の鉛直方向の応答について、周辺構造物を考慮しない設計モデルでは小さな応答となることを確認したものの、その差異の理由について分析・考察を行った結果以下の通り、設計モデルを部材設計のインプットに用いることに問題無いことを確認した。
 - 設計モデルにおける屋根部の鉛直加速度が過小となる場合もあるが、対象施設はフレーム架構であり、鉛直荷重による影響が生じる床等が無く、フレーム・杭・基礎梁の各部材の部材設計においては水平成分の地震荷重が支配的であることから、鉛直の波及的影響評価への寄与は小さい。
 - 水平と鉛直の合力でみた場合、水平の応答値の保守性に包含されることから設計モデルを評価に用いることができる。（「5.2 設計モデルの妥当性検証の確認」参照）
 - ただし、設計モデルを部材設計に適用するに当たっては、鉛直応答が小さく評価されることに留意し、部材設計において総合的に妥当性を判断する。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P15 一部変更
下線部は変更箇所を示す

4.2 設計モデルの保守性の検証

■ 拘束効果

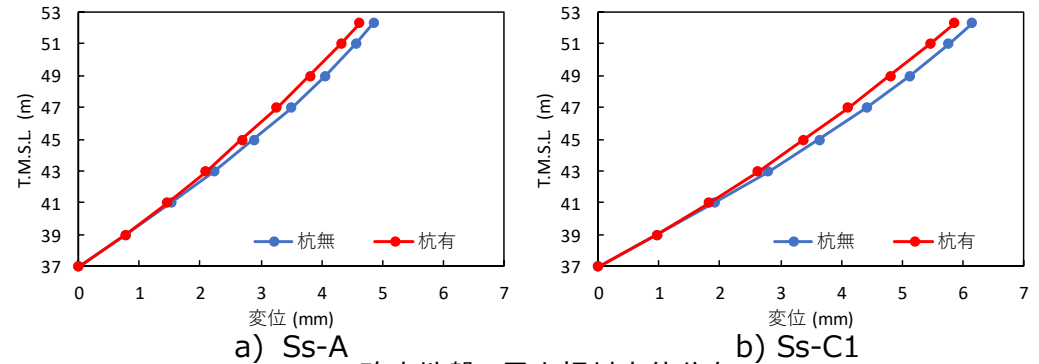
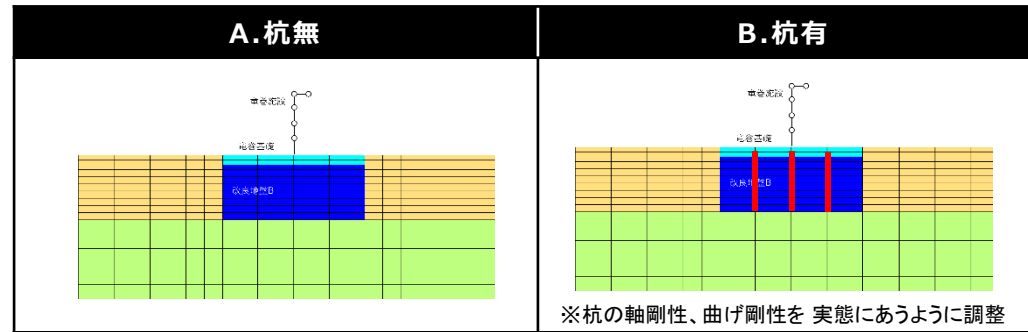
□ 杭の影響

目的：杭の有無による応答値への影響を設計モデルの解析により確認する。

確認項目：杭の有無が直接影響する改良地盤の変形量と、地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ
- (3) 屋根部の鉛直加速度

検証結果：改良地盤の変位がA>Bの関係で、上部架構の応答が同等であることから、杭をモデルに考慮しないことは妥当である。



応答値比較表

改良地盤の最大相対変位分布

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9893	1.002	8132	7777	0.957	1008	1004	0.996	10417	10422	1.001	4216	4062	0.964	614	613	0.999
3層目	12955	12972	1.002	-	-	-	-	-	-	14230	14236	1.001	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12814	1.002	-	-	-	-	-	-	14626	14640	1.001	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13225	1.001	-	-	-	-	-	-	15048	15075	1.002	-	-	-	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4.2 設計モデルの保守性の検証

■拘束効果

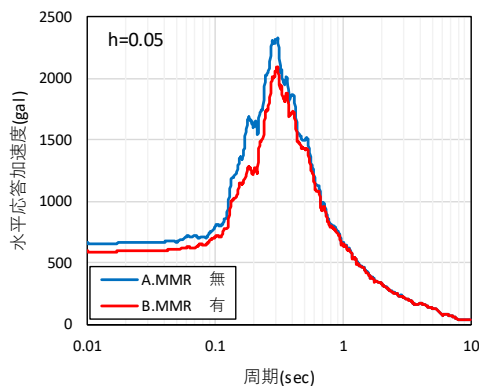
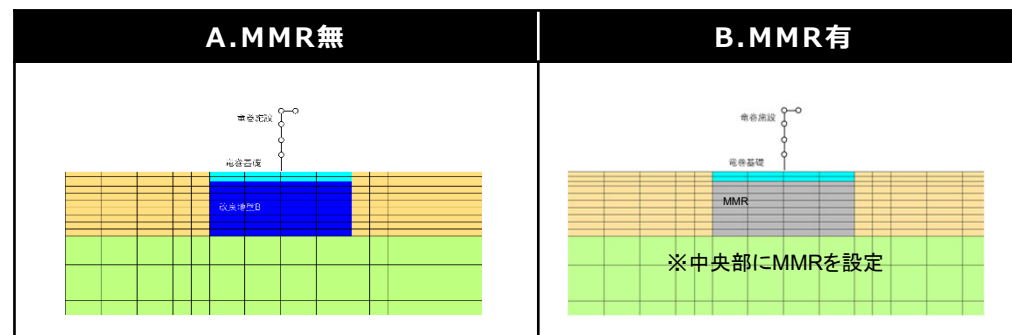
八) MMRの影響

目的：MMRの有無による地震荷重への影響を設計モデルの解析により確認する。

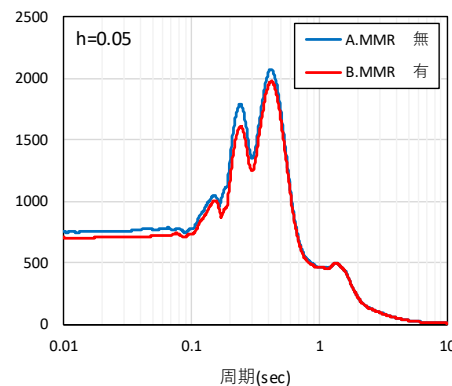
確認項目：MMRの有無が直接作用する基礎・改良地盤の挙動に着目し、以下の応答値とする。

- (1) 基礎梁部の水平加速度
- (2) 基礎梁部の鉛直加速度

検証結果：それぞれに対し、 $A > B$ の関係であることから、MMRをモデルに考慮しないことは保守的である。

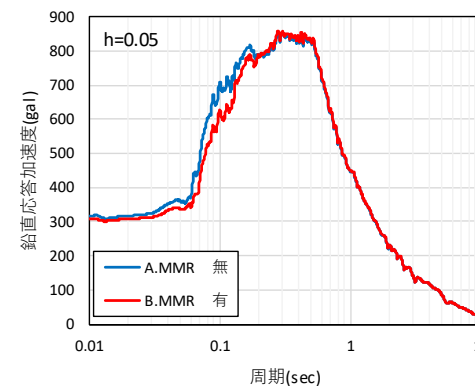


a) Ss-A

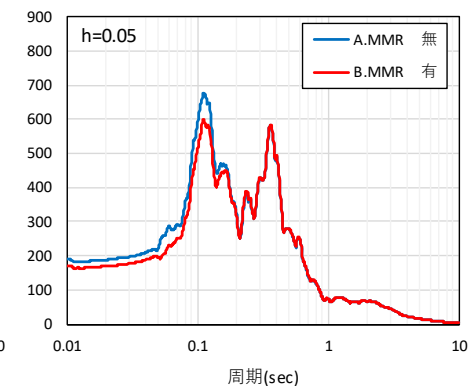


b) Ss-C1

基礎梁部（T.M.S.L.+55.3m）の**水平**加速度応答スペクトル



a) Ss-A



b) Ss-C1

基礎梁部（T.M.S.L.+55.3m）の**鉛直**加速度応答スペクトル

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

4.2 設計モデルの保守性の検証

二) 地盤の剛性変化

目的：埋戻土の剛性変化に伴い埋戻土による拘束効果が変わり、地震荷重^{※1}は非液状化で最小、液状化で最大となると想定していた^{※2}。このことを確認するため、液状化/非液状化の中間状態において地震荷重が最大とならないことを確認する。（詳細は【参考8】に示す。）

※1: 本ページにおける地震荷重は応答値のうち部材の設計に用いるインプットを示している。

※2: 上部架構の固有周期帯における想定

確認項目：埋戻土の施設全体への影響を確認するため、部材設計のインプットとなる下表に示すA)～G)の地震荷重とする。

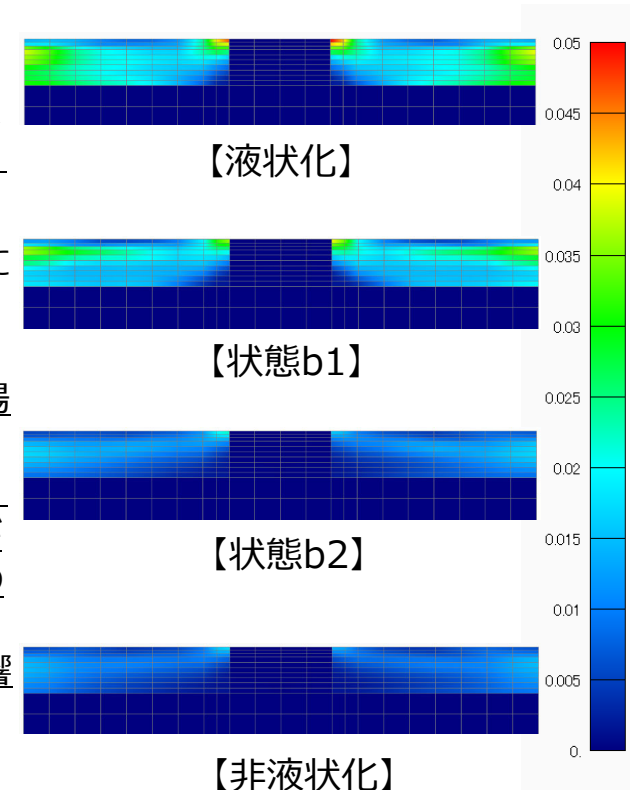
検証結果：

- 液状化状態を抑制した場合(状態b1)、埋戻土の剛性を下げた場合(状態b2)の2つの場合の中間状態を設定した。

【Ss-A加振時】：液状化、b1、b2、非液状化の順に連続的に推移しており、地震荷重は、液状化で概ね最大となることを確認した。なお、鉛直の地震荷重については、地震波が軸方向の応答として直接伝わり、周辺地盤の剛性変化による影響を受けにくいいため、どの結果も同程度となった。

【Ss-C1加振時】：一部の地震荷重についてb1が大きくなる場合があったが、設計上は影響が無いことを確認した（詳細は【参考12】に示す）

- 以上から、状態b1、b2については、設計上配慮する必要はなく、液状化/非液状化の状態で評価することができる。
- なお、埋戻土のひずみ等における中間状態の状況は【参考13】に示す。



最大せん断ひずみの最大応答分布
(Ss-A加振時)

NS方向の応答値比較表 (Ss-A加振時)

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 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

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

5. 設計モデルの妥当性の総合的な検証

- 設計モデルの妥当性検証の確認のため、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（【参考4】参照）。

5.1 検証用モデルの妥当性（1/2）

- 検証用モデルと類似のモデルが先行する発電炉において様々な形で検証されている。
- 発電炉におけるモデルは、地震観測波を用いたシミュレーション解析等によりモデルの妥当性についても検証されている。
- 一方、今回の検証用モデルでは、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（次頁参照）、有効応力解析における解析コード（FLIP）の適用性（【参考15】参照）を確認していることから使用することは妥当である。
 - ✓ なお、本施設の設置状況、施設に要求される事項が先行する発電炉の施設と比べ、「地盤の傾斜（水平成層）」、「地盤物性 Vs(剛性)等」において特異な差異がないことや、解析対象の施設についても「対称性」、「整形性」がみられることから同様の手順でモデル構築を行っている。
 - ✓ 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を行っている。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

5.1 検証用モデルの妥当性（2/2）

以下に、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を示す。

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 (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(水平)、KKサイトと類似している。また、図に示す通り対象施設は対称且つ整形である（【参考15-4】）。	
①モデル諸元	モデル化範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAC基づき解析対象施設の幅(D)の5倍の範囲をモデル化	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	上部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去除き、地盤の広がり考慮	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
②地盤物性	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 (平均値および平均-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	

※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

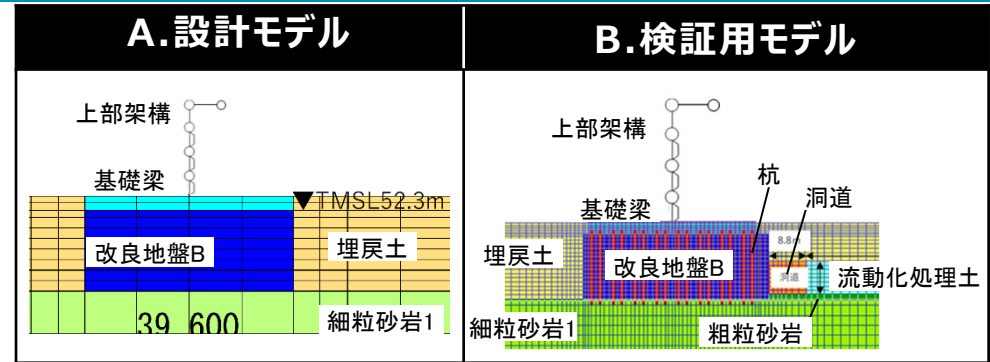
※2 【参考15-1～3】液状化対象層(埋戻土)の物性値の比較

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

2021/12/23
資料2
P16 一部変更
下線部は変更箇所を示す

5.2 設計モデルの妥当性検証の確認

- 設計モデルの妥当性について前ページで構築した検証用モデルとの比較により確認する。
- 確認に用いる地震動及び検討断面は、妥当性検証の確認と同じとする。
- 設計モデルにおける水平成分の応答値(層せん断力・基礎部の水平加速度、改良地盤の変形量)は、保守的であることを確認した。なお、基礎部の鉛直加速度は同等程度であることを確認した。
- 頂部の付加曲げ・屋根部の鉛直加速度は、「設計モデル<検証用モデル」であるが、部材評価に対して支配的な応答値ではないため、影響は小さく、水平の応答値の保守性に包含される。（【参考17】参照。）
- 従って、設計モデルの応答値は科学的合理性を有しつつ、保守的であり、部材設計に用いることは妥当であることを確認した。



応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9351	0.947	8132	11324	1.400	1008	1067	1.059	10417	10189	0.979	4216	7827	1.857	614	697	1.135
3層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-	14230	13969	0.982	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-	14626	14346	0.981	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-	15048	14911	0.991	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	580	0.879	317	309	0.975	4.85	3.99	0.823	753	729	0.969	189	190	1.006	6.15	5.25	0.854

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

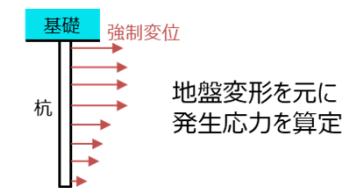
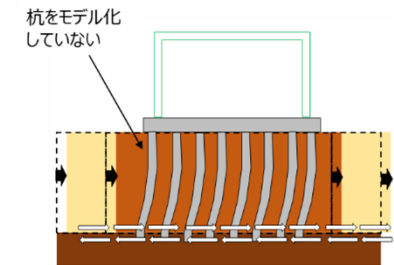
6. まとめ

- ◆ 飛来物防護ネット架構を構成する「杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース」の各部材の応力・ひずみに影響する「上部架構の応答」及び「地盤の変形」に着目し、設計に必要な荷重を算定するための解析モデルを構築した。
- ◆ 部材設計を行うにあたり入力となる地震荷重を算定する設計モデルの構築にあたり、科学的合理性を有し、波及的影響評価に対し、過小評価とならない以下の項目を満足することを確認した。
 - ▶モデルの構築に際して設定する項目（メッシュ、形状等）が**妥当性を有している**こと
 - ▶波及的影響評価が過小とならない地震荷重を算定可能な**保守性を有している**こと（水平方向に着目）
 - ✓ モデルの構築において合理化した各々の項目及び保守性を確保する各々の項目について、検証の結果から設定の考え方及び方法が妥当であることを確認した。（水平方向に着目）
- ◆ 設計モデルの妥当性確認のために、より詳細にモデル化した検証用モデルを構築し、この検証用モデルが先行する発電炉でシミュレーション解析により実証されたモデルとの比較により、妥当なものであることを確認した。
- ◆ 設計モデルは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ものの、今回の飛来物防護ネット架構の耐震評価（波及的影響評価）においては、部材設計に対する鉛直応答の影響は小さく、水平の保守性に包含されることを確認したことから、部材設計・波及的影響評価としては、設計モデルから得られる地震荷重をそのまま用いることとする。
- ◆ ただし、設計モデルを部材設計に適用するに当たっては、鉛直応答が小さく評価されることに留意し、部材設計において総合的に妥当性を判断する。

以上のことから、部材設計を行うにあたり入力となる地震荷重を算定するモデルに、本設計モデルを用いることは妥当であることを確認した。

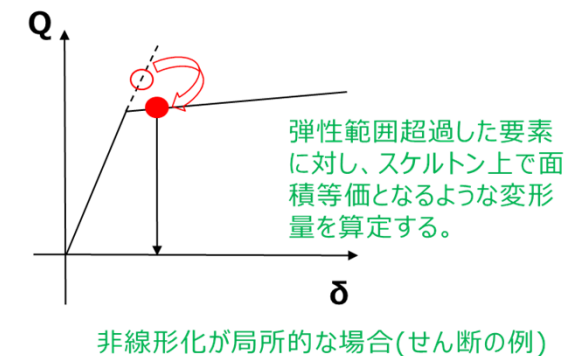
【杭の変形に対する対応】

- 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。
- 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剛性は低下するが、現時点でモデル化していないため剛性は考慮されていない。
(杭が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)
- 別途算定する部材評価時の杭の発生応力は、地盤変形×杭の初期剛性とするため、線形で応力計算することは、保守的な評価となる。
- よって、本施設の評価においては、杭の非線形時の変形は考慮不要と考える。



【基礎梁の変形に対する対応】

- 基礎梁は、線形部材として計算する(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。
- 基礎梁には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価に対しては、非線形時の変形の影響はない。
- ただし、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、変形による上部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、弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を右図のように計算する。
- 上部架構の三次元モデルに、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。



【上部架構の変形に対する対応】

- 上部架構のうちフレーム部材は、線形部材(剛性=大)として計算することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となる。
- 非線形部材の座屈拘束ブレースは、ひずみで評価するため、線形で計算することは過小評価となる。
- フレーム部材は、終局強度(基準強度×1.1)としているため、終局強度以下であればおおむね弾性範囲と考えられる。(一部の部材が基準強度を超過しても、施設全体に与える非線形としての影響は軽微)
- よって、フレーム部材の非線形化の影響は、追加考慮はしない。
- なお、フレームの評価判定のひとつに「変形により冷却塔と接触しない」ことがあり、下式で算定する。

$$\text{フレームの最大変形量} < \text{冷却塔との離隔距離} - \text{冷却塔の最大変形量}$$

- ここで、フレーム及び冷却塔の変形量は、同時性を無視し最大値で評価することより保守性を有する。よって、非線形時の影響は軽微とし、保守性の中に包絡させるものとして対応する。

【施設全体の変形に対する対応】

- 杭・基礎梁・上部架構の各部材で弾性範囲に収まっているかを確認し、収まっていない場合は検証用モデルに各部材の塑性化を考慮した解析を行い、その影響が大きい場合は構造計画を見直す。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考3】各部材のクライテリアについて

- Ss地震荷重の状態における各部材の判定値(クライテリア)をSクラス施設の設計に用いられるJEAC4616-2009を参照し、以下表の通り設定する。

部材	状態	部材の発生値	判定値	備考
杭	支持機能を失わない	軸力・曲げ	建築基礎構造設計指針による終局耐力	コンクリートがひび割れを生じているが、圧縮が基準強度に達しておらず、鉄筋は破断していない状態
		せん断		
		軸力	建築基礎構造設計指針による終局鉛直支持力、終局引抜き抵抗力	杭の沈下や引抜きが生じていない状態
基礎梁	支持機能を失わない	軸力・曲げ	建築物の構造関係技術基準解説書によるRC柱の終局強度	コンクリートがひび割れを生じているが、圧縮応力が基準強度に達しておらず、鉄筋は破断していない状態
		せん断	建築物の構造関係技術基準解説書によるRC梁の終局強度	
フレーム	倒壊、落下しない	軸力・曲げ	鋼構造設計規準による短期許容応力度に基準強度を1.1倍とした終局強度	鉄骨断面は局所的に降伏しているが、座屈・破断はしていない状態
		せん断		
		変形	冷却塔の地震時挙動を考慮した離隔距離	上部架構に変形により、冷却塔と接触しない状態
座屈拘束ブレース	破断して落下しないこと	最大ひずみ	メーカーの日本建築センター評価書記載値	破断しない状態
		疲労係数		

荷重状態	長期荷重	短期荷重	Ss地震時荷重		
上部構造	要求性能	建物の機能や使用性に支障が生じない。	建物の機能や使用性に支障が生じない。	金属キヤスクの基本的安全機能に影響を与えない。	
	許容限界	長期許容応力度	短期許容応力度	終局強度に基づく検討	
杭基礎	要求性能	有害な沈下、傾斜などを起こさない。	短期荷重に対する支持機能を保持する。	Ss地震時荷重に対する支持機能を保持する。	
	許容限界	基礎	杭を用いる材料の長期許容応力度	杭を用いる材料の短期許容応力度	終局強度に基づく検討
		地盤	杭の長期許容支持力	杭の短期許容支持力、杭の短期許容引抜き抵抗力	杭の終局鉛直支持力、杭の終局引抜き抵抗力

杭基礎及び上部構造の要求性能と許容限界(JEAC4616-2009抜粋)

■ 検証用モデルと設計モデルの妥当性の確認

検証用モデルの妥当性については、類似のモデルが先行する発電炉において様々な形で検証されている。

検証用モデルを構築する過程で、地震観測波を用いたシミュレーション解析等によりモデルの妥当性についても検証されている。

一方、今回の検証用モデルを構築するプロセスは、以下に示すとおり基本的には先行する発電炉と同様であるが、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、以下のことから、発電炉と同様のプロセスにより構築した検証用モデルが使用できると考えている。

飛来物防護ネット架構の応答解析に用いる解析モデルの構築プロセスは次頁に示す①～⑯の手順で行う。

本施設の設置状況、施設に要求される事項が先行する発電炉の施設と比べ、「地盤の傾斜（水平成層）」、「地盤物性（Vs等）」において特異な差異がないことや、解析対象の施設についても「対称性」、「整形性」がみられることから同様の手順でモデル構築を行う。

検証用モデルについては、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を行っている。

また、先行する発電炉の施設で構築しているモデル化方法についても参照し詳細なモデル化を行っており、設定すべき各項目を科学的合理性をもって設定していることからモデルの妥当性は確保されている。

一方、本評価で用いる設計モデルは、多数のケースの検討が必要なことから、解析負荷の軽減のため検証用モデルの設定項目の内、合理化が可能な項目について設定の変更を行った項目がある。

そのため、設計モデルの活用にあたっては、検証用モデルから設定の変更を行った項目について、改めてその妥当性を確認する。

検証用モデルと設計モデルの差異を【参考5】に示す。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考4-2】

2021/12/23
資料2
P21 一部変更
下線部は変更箇所を示す

■ 検証用モデルに対する合理化項目の選定

- モデル構築プロセスにおける確認項目は（1）モデル諸元、（2）地盤及び材料の物性、（3）地震時荷重の通りであり、各項目で合理化可能か検討する。

（1）モデル諸元

- 以下の項目のうち、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、たうで合理化を図る。

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	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 and 保守性	合理化は④ 保守性は⑦ を参照
	② メッシュサイズ	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	合理化	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
構造物の選定対象	④ 上部架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構-基礎-地盤を一体で評価し、上部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	合理化	上部架構は一体で挙動すると考え、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	合理化	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	保守性	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	保守性	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
詳細条件	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	保守性	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	合理化	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
	⑪ モデル寸法	・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 ・基礎梁高さは上部架構の振動特性が等価に設定出来ると判断

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考4-3】

■ 検証用モデルに対する合理化項目の選定

（2）地盤及び材料の物性

これらの項目については合理化が困難と考え、設計モデルと検証用モデルは同一の値を用いる。

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

（3）地震時荷重

これらの項目については合理化が困難と考え、設計モデルと検証用モデルは同一の値を用いる。

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

※地震応答解析においては風荷重は作用させない。

- 以上のことから、（1）のうち③、⑤及び（2）、（3）は応答に大きな影響が及び、設計用モデルの科学的合理性を示せない為、**合理化しない。**

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考5】

2021/12/23
資料2
P23 一部変更
下線部は変更箇所を示す

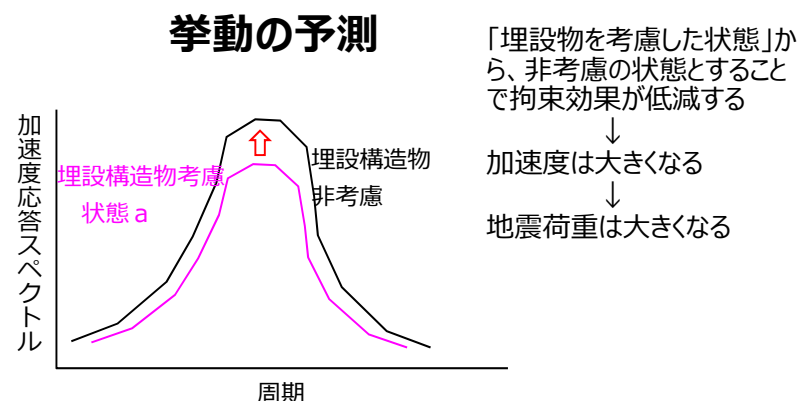
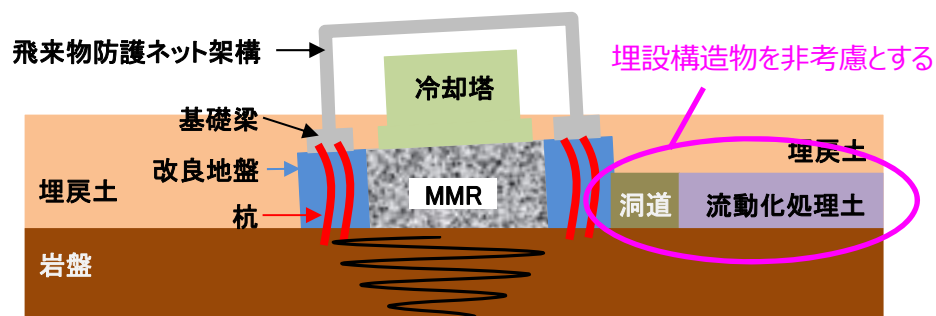
内容		設計モデル	検証用モデル	
解析モデル				
モデル範囲		モデル幅：施設の5倍以上、モデル高さ：解放基盤面～地表面		
上部架構		1軸でモデル化	端部は1軸でモデル化、中央部は門型でモデル化	
妥当性確認項目 (合理化項目)	メッシュサイズ (保証する周波数)	13Hz以下 （メッシュ数：約 500 ）	20Hz以下 （メッシュ数：約 10,000 ）	
	接触剥離要素	考慮しない	<u>構造物（基礎梁および洞道）と地盤の境界に考慮する</u>	
	改良地盤幅	基礎梁と同幅でモデル化（実寸より小さい）	実寸でモデル化	
	その他	・周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を 考慮しない ・基礎梁高さは地盤高さに合わせる(T.M.S.L.55.0m)	・周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を 考慮する ・基礎梁高さは実際の高さ（T.M.S.L.55.3m）	
保守性を付与	拘束効果	周辺構造物	洞道、流動化処理土を 考慮しない	洞道・流動化処理土を 考慮する
		杭	モデル化しない	モデルに考慮
		MMR	考慮しない	実情に合わせて考慮

■ 設計モデルの保守性の確認項目

- 設計における応答・反力→地震荷重の伝達の流れを踏まえ、**改良地盤への拘束効果が低下**すると、**上部架構の応答**や、**地盤の変形**が大きくなり、杭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。
- 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、設計モデルでは埋設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と想定。
 - ⇒ **(a) 埋設構造物による拘束効果**
 - 当該施設における特徴として、埋戻土が【非液状化】する状態が最も拘束効果が大きく、【液状化】が最も低くなり、上部架構の応答が大きくなると予想され、埋戻土が【液状化】する状態（改良地盤の側面拘束が減少）が最も判定指標の応答値が大きくなると考える。
 - ⇒ **(b) 埋戻土（地盤）の剛性変化**
 - 上記は、水平方向の拘束効果に係る保守性の確保に係る事項であるため、**鉛直方向の応答**についても適切に保守性に配慮する必要がある。

■ 目的

- 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、設計モデルでは埋設構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に**保守性**を与えると想定。
- **上記の影響は、**設計モデルを用いて非液化化/液化化時の状態で確認する。



応答値比較表（イメージ）

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構)	B)曲げ (上部架構)	C)最大加速度 (基礎梁・上部架構)	D)変形 (改良地盤)	E)応答値 (改良地盤)	F)応答 ひずみ
埋設構造物を非考慮	設計モデル(拘束無)	大	大	大	大	大	大
状態 a	設計モデル(拘束有)	小	小	小	小	小	小

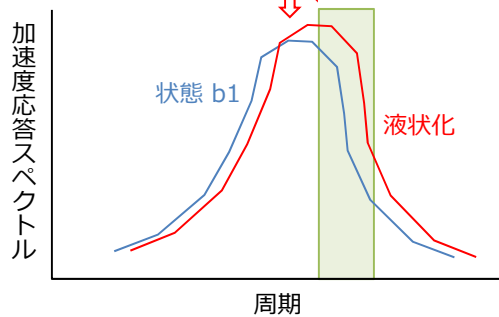
第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考8】

2021/12/23
資料2
P25 一部変更
下線部は変更箇所を示す

■ 目的

この施設では埋戻土の**剛性変化**に伴い埋戻土による拘束効果に変化し、**地震荷重は【非液状化】で最小、【液状化】で最大**となると考えられる。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らないことを確認し、解析条件を設定する。

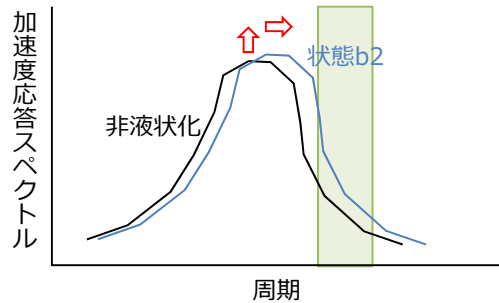
挙動の予測



埋戻土の液状化発生を抑制する（剛性低下を抑制）

【状態 b1】※1

↓
加速度は小さくなり、かつ短周期側にシフト
↓
上部架構の固有周期帯では、加速度が小さくなる
↓
地震荷重は小さくなる

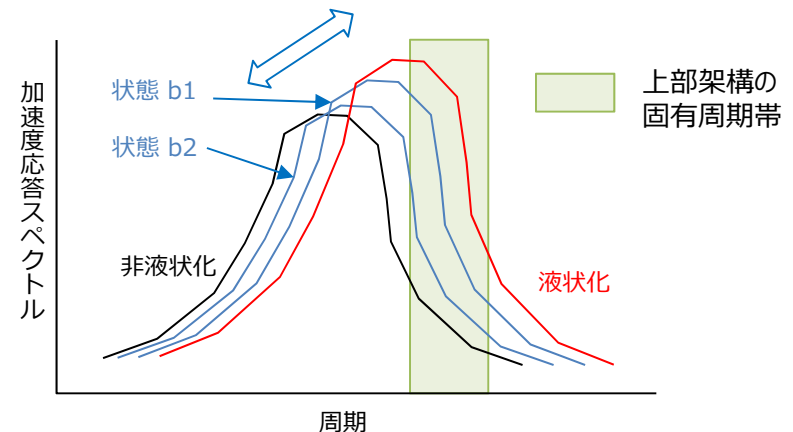


埋戻土の剛性を下げる

【状態 b2】※2

↓
加速度は大きくなり、かつ長周期側にシフト
↓
上部架構の固有周期帯では、加速度が大きくなる
↓
地震荷重は大きくなる

【非液状化】～【液状化】の間で、**加速度は連続的に変化し**
【状態 b1、b2】が大きくなることはない想定



上部架構の応答値は、基礎梁など他の設計においても支配的な応答値と考える。そのため、上部架構の固有周期帯の加速度応答で挙動を予測。

※1：埋戻土の液状化強度曲線を試験結果の平均値を使用

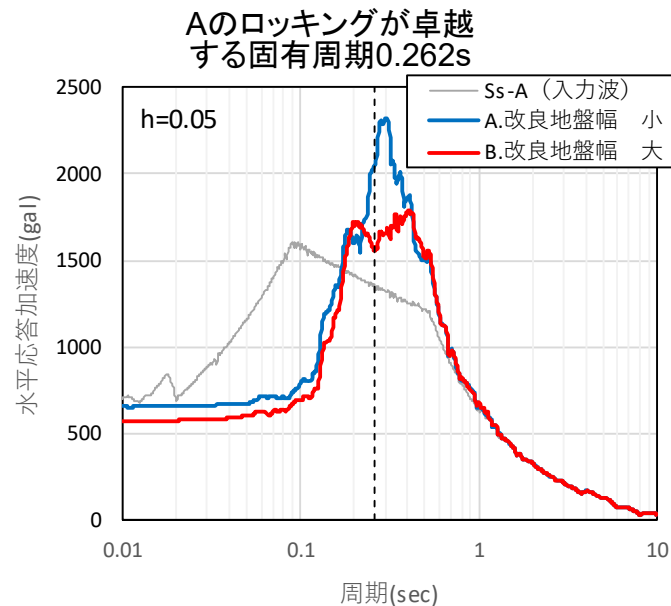
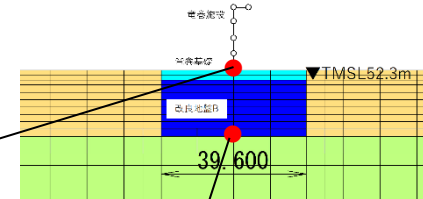
※2：埋戻土の初期剛性 G_0 に -1σ のものを使用

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

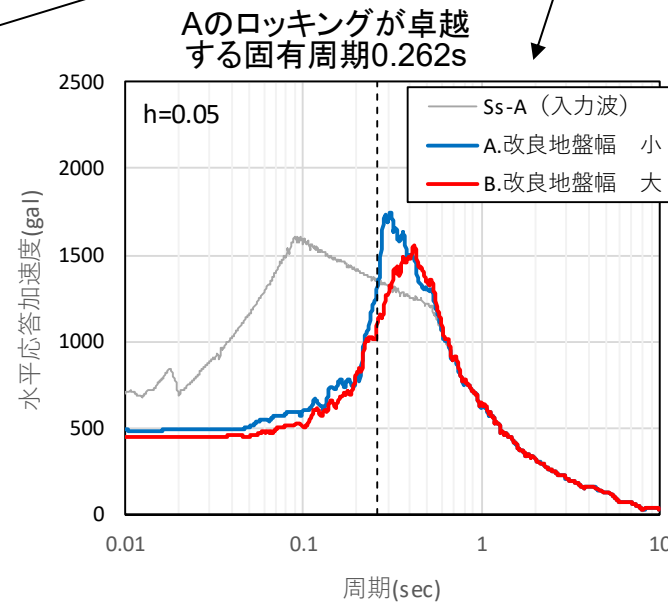
第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考9-1】

■ 改良地盤幅が異なる場合の加速度応答スペクトルの挙動について

- Ss-A加振時の水平加速度応答スペクトルは、幅が小さい方が応答が大きくなる。
- これは、幅が小さいほうが、地盤全体のロッキング挙動の影響がより顕著となり、応答を増幅させたものとする（改良地盤のロッキングが卓越する固有モードの固有周期とピークが概ね一致）。



基礎梁



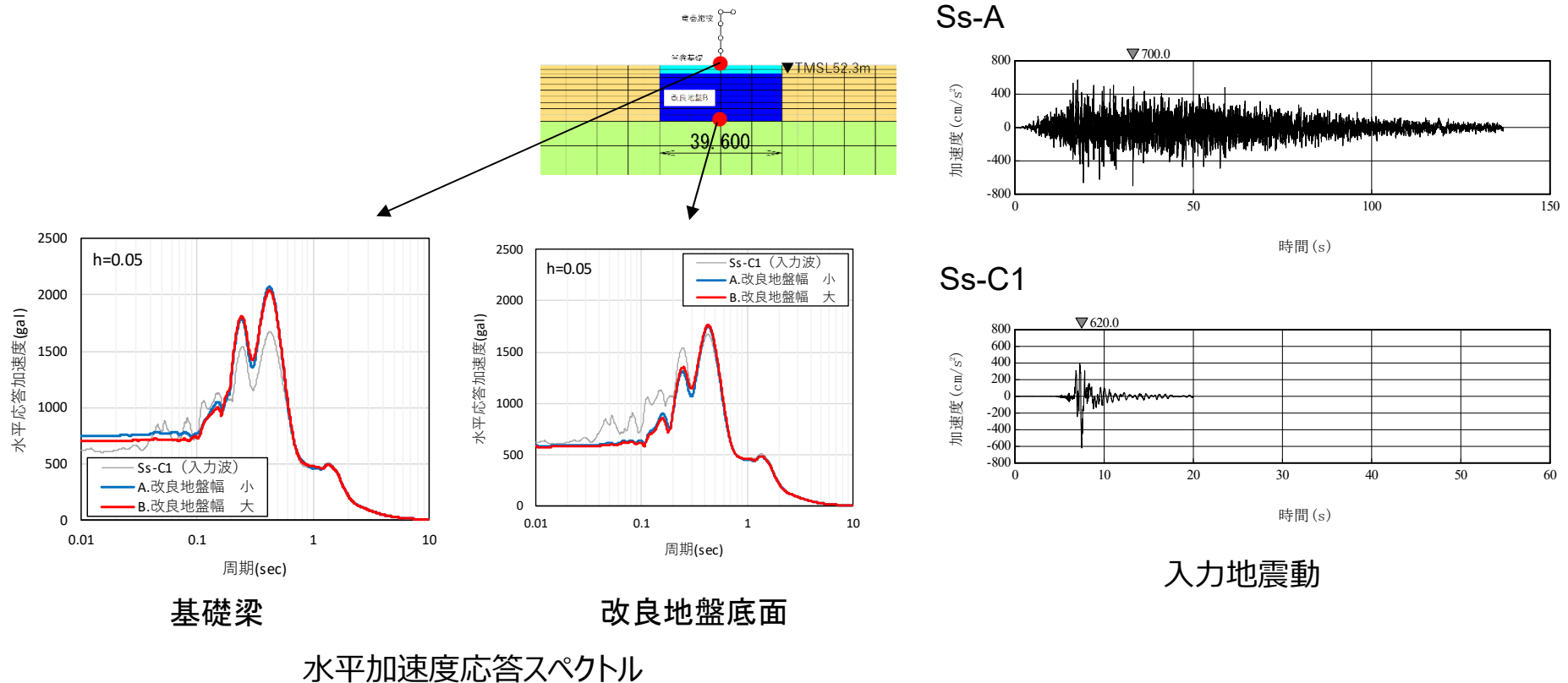
改良地盤底面

水平加速度応答スペクトル

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考9-2】

■ 改良地盤幅が異なる場合の加速度応答スペクトルの挙動について

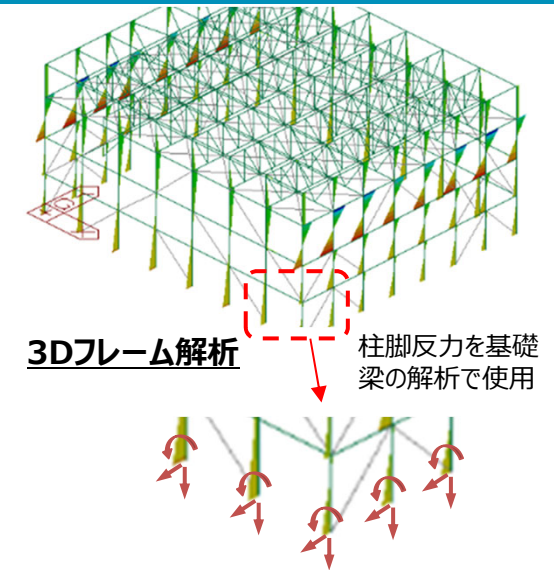
- Ss-C1加振時では、幅の違いによる影響は軽微。
- Ss-C1は、Ss-Aの全周期帯を包絡スペクトルとは異なり、継続時間が短くパルス的な挙動のため、入力地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答値に表れた。



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考10】

➤ 支配的な荷重(応答値)の整理

- 基礎梁・杭に対する支配的な荷重も、以下の理由から、基本的には上部架構のフレーム部材と同じく、「水平成分」と考えてよい。
 - 基礎梁の解析では、3Dフレーム解析の柱脚で生じる反力を、インプットとして用いる。また、杭の評価では、基礎梁の支点反力を、インプットとして用いる。
 - よって、基礎梁・杭に対する影響は、上部架構の柱の状況に依存することとなり、P21に示す柱の支配的な荷重(水平成分)が、基礎梁・杭にも支配的と言える。
- 下表に3D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表を右下に示す。
- 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。

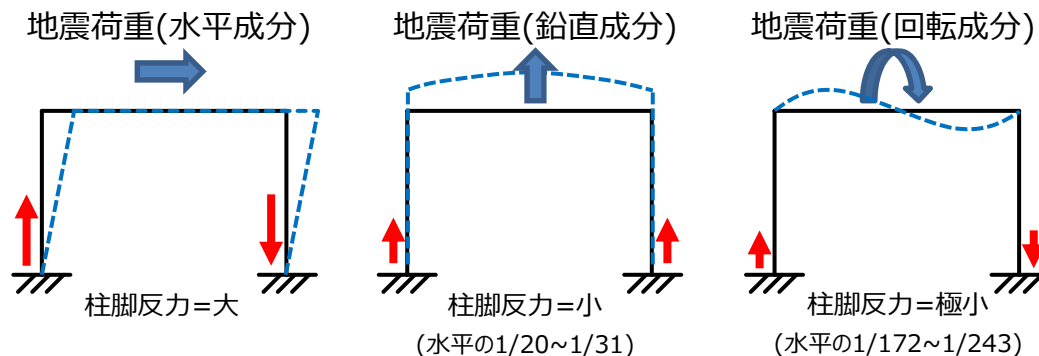


3Dフレーム解析

柱脚反力を基礎梁の解析で使用

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1) A~Cは地震荷重の各成分

注2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注3) 地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

第 1 部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考 11】

➤ 支配的な荷重(応答値)の整理

- 地震応答解析の結果(応答値)は、下表の 7 項目を地震荷重として設計で使用する。
- 設計に影響の大きい支配的な荷重は「水平成分」である。
- 各設計対象(フレーム部材・座屈拘束ブレース・基礎梁・杭)に対し、(1)～(7)の応答値が支配的となる項目を下表に整理する。

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) 上部架構の層せん断力	水平成分	○	—	○	○
(2) 上部架構の屋根部の付加曲げ	回転成分	△	—	△	△
(3) 上部架構の屋根部の鉛直加速度	鉛直成分	△	—	△	△
(4) 基礎梁部の水平加速度	水平成分	—	—	△	○
(5) 基礎梁部の鉛直加速度	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応答ひずみ	水平成分	—	○	—	—

注記) ○：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

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-1】

■ 地盤の剛性変化（Ss-C1加振時の応答値）

応答値の結果の比較：

- P24で記載したSs-Aの検証と同様に、Ss-C1に対しての検証内容をここに示す。
- Ss-C1加振時の各応答値のうち、設計に与える影響が支配的（【参考11】参照）なA・D・F・Gの項目は、Fを除き液状化または非液状化で最大となることを確認した。
- また、B・Cの項目では、状態b1（液状化状態を抑制した場合）で最大値が生じた。
- このように、Ss-C1加振時の応答値は、Ss-Aと異なる結果を示しているため、各々の項目について原因分析・考察を行う。さらに、設計への影響について確認する。

NS方向の応答値比較表（Ss-C1加振時）

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 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) 各応答値で最大のセルを黄着色、液状化・非液状化以外が最大のものを赤字で表示。黒枠は、設計上支配的な応答値。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-2】

■地盤の剛性変化（Ss-C1加振時の応答値）

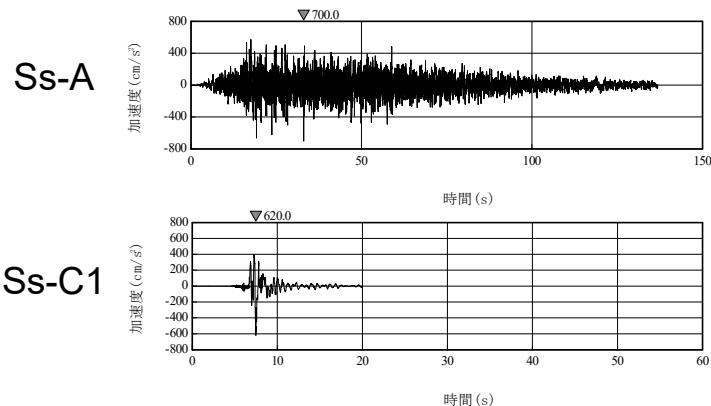
全体に対する考察

- Ss-C1は、パルスのような瞬間的に増幅する地震動であり、Ss-Aと異なり、入力地震動の加速度スペクトルの傾向と類似した応答スペクトルとなる。
- そのため、改良地盤近傍の埋戻土の【液状化】と【非液状化】において明確な違いが出にくい地震動である（ほぼ同じ傾向）。

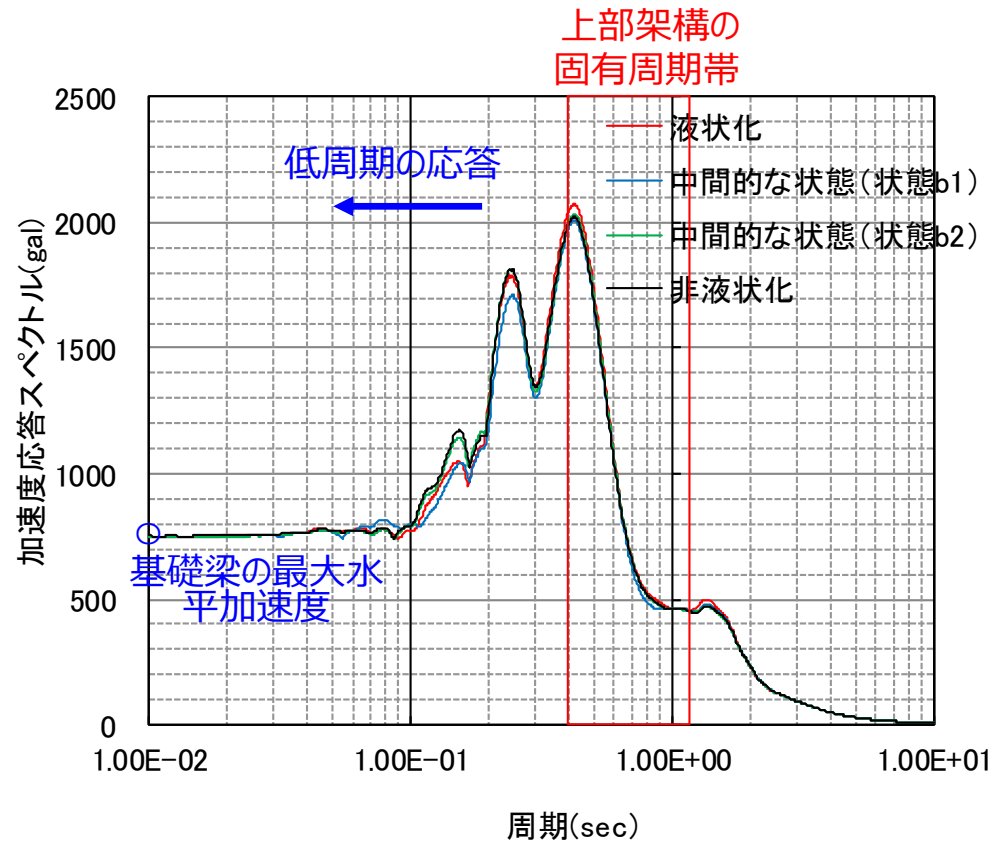
上部架構の水平応答に対する考察

- 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周期帯(0.4～1.1秒)^{※1}で【液状化】が最大となっており、この傾向が、**A.層せん断力**、**G.応答ひずみ**に表れている。

※1：上部架構の1次固有周期：0.4秒(線形状態)～1.1秒(座屈拘束ブレースの非線形状態)



入力地震動（水平方向）



Ss-C1加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-3】

■地盤の剛性変化（Ss-C1加振時の応答値）

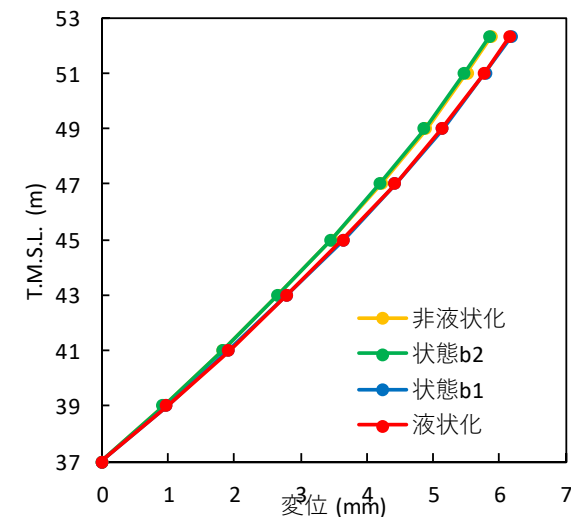
基礎梁の水平応答に対する考察

- 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、低周期において、【非液状化】が最大となる傾向がある（前ページ青箇所参照）。これは、液状化すると加速度は高周期化するためであるが、逆に、低周期においては【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 **D.基礎梁の最大水平加速度** 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。

地盤の変形に対する考察

- F.改良地盤の変形量**は、【非液状化】と【状態b2】が同等、【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。
- 地盤の変形については、【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。

※ 改良地盤の変形(項目F)は「液状化<状態b1」であるが、せん断ひずみの差異は0.02mm/改良地盤高さ18m=0.0001%と微小。



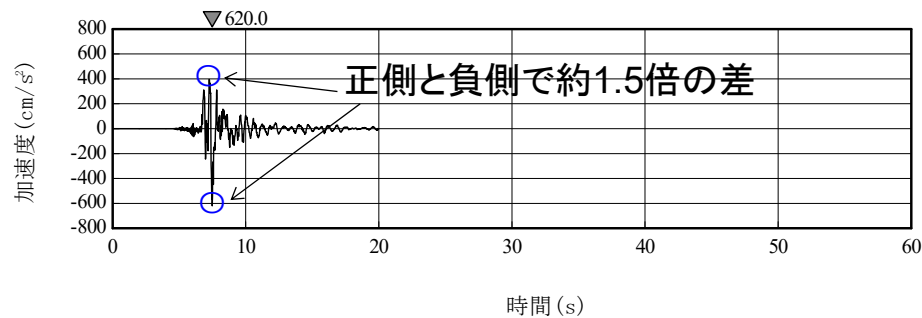
改良地盤の最大相対変位分布（Ss-C1）

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-4】

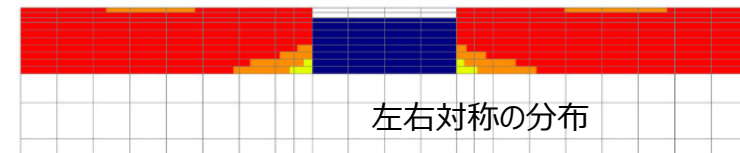
■地盤の剛性変化（Ss-C1加振時の応答値）

上部架構の付加曲げ、鉛直応答に対する考察

- **B.付加曲げ、C. 屋根の最大鉛直加速度**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、埋戻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、拘束効果と同じ現象（非対称性によるロッキング）が発生したことによると考えられる。ただし、次ページに示すように設計への影響は軽微である。

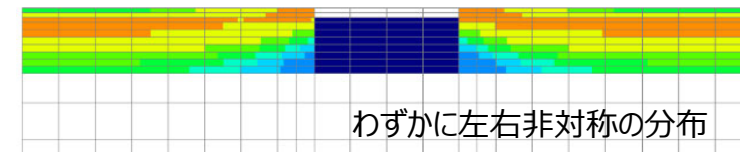


入力地震動(Ss-C1の水平方向)



左右対称の分布

Ss-A



わずかに左右非対称の分布

Ss-C1

最終時刻の過剰間隙水圧比分布（状態b1）

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-5】

■地盤の剛性変化（Ss-C1加振時の応答値）

設計への影響

- Ss-C1の地盤の剛性変化の検証において、「B)付加曲げ」「C)鉛直加速度(屋根)」「F)改良地盤の変形」の項目で、液状化・非液状化以外である状態b1で最大となった。

【BおよびCの応答値の影響】

- BおよびCの応答値は、設計において支配的な荷重ではない(P22参照)こと、状態b1と液状化時の応答値の差が小さいことから、設計への影響は軽微であり、別途考慮した水平力の保守性に包含され、過小評価とはならない。

【Fの応答値の影響】

- Fの応答値は、杭の設計にて用いる数値であり、杭の設計は、Fだけでなく、「A)層せん断力」「D)水平加速度」と組合せた状態に対して評価する。
- Aの最大値は液状化時、Dの最大値は非液状化時に生じており、組合せ荷重「A+D+F」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、液状化時に最大となる。（下表参照）

杭の設計応力（Ss-C1加振時）

検討ケース	P1杭		P2杭	
	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	1367.0	1319.0
状態 b1	444.8	359.8	1365.0	1315.9
液状化 / 状態b1	1.002	1.002	1.002	1.003

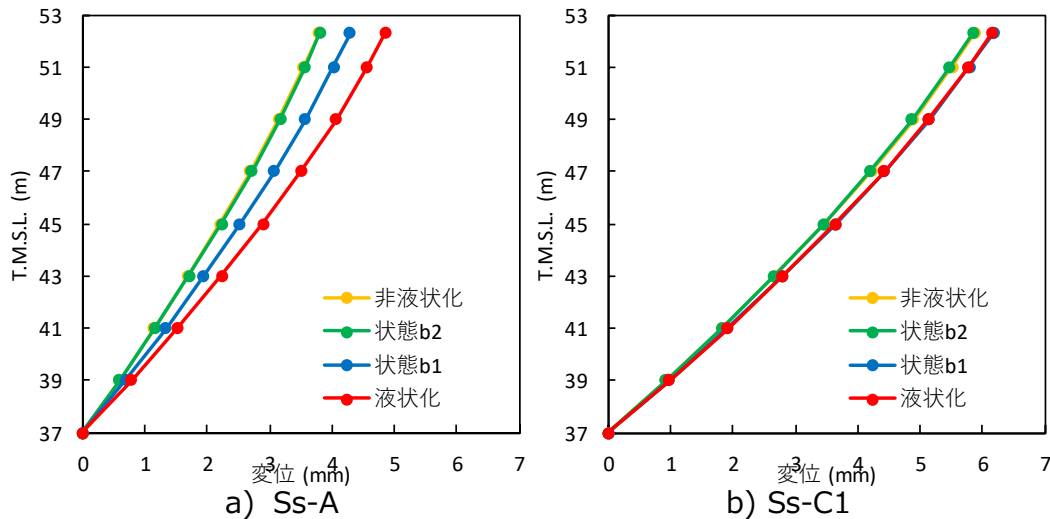
以上より、状態b1、b2については、設計上配慮する必要はなく、液状化/非液状化の状態で評価することができる。

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-1】

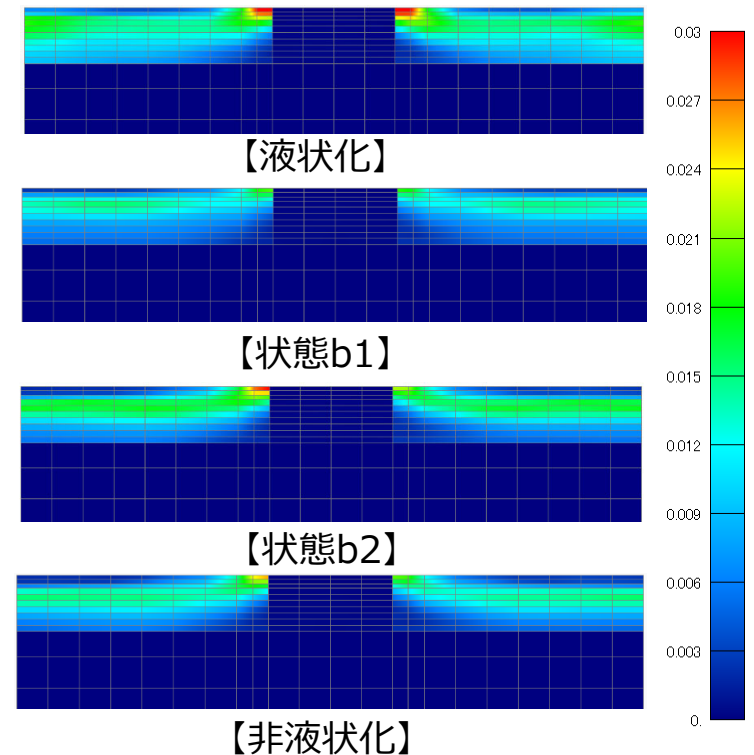
■地盤の剛性変化（モデル全体の分析）

その1 変形状態の分析

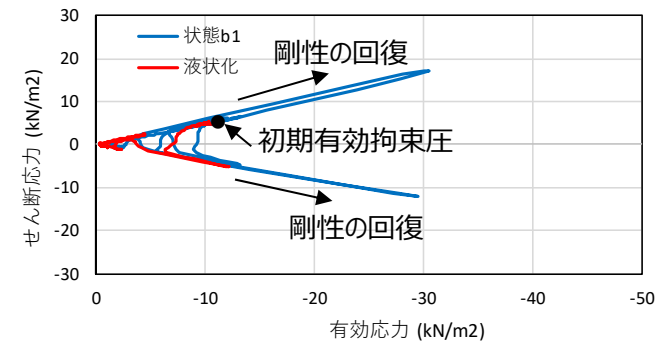
- 局所的な応答値のみならず、解析モデル全体の応答結果を確認した。
- Ss-C1加振時において、地盤の最大せん断ひずみは【液化化】で最大となった（Ss-A加振時については前述）。Ss-C1加振時の状態b1においては、せん断剛性が回復し、最大せん断ひずみは小さくなった。
- 改良地盤の変形は、概ね中間状態にあった。Ss-A加振時においては、非液化化と状態b2は同等となった。Ss-C1加振時においては、非液化化と状態b2は同等、また、液化化と状態b1は同等となった。



改良地盤の最大相対変位分布



最大せん断ひずみの最大応答分布（Ss-C1加振時）



改良地盤近傍要素の有効応力経路図
（Ss-C1加振時）

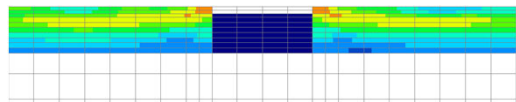
第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-2】

■地盤の剛性変化（モデル全体の分析）

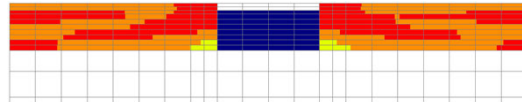
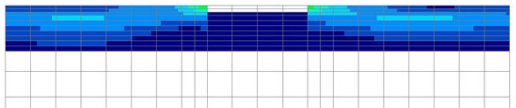
その2 液状化状態の分析

- 各時間断面において、過剰間隙水圧比は、常に【液状化】のほうが【状態b1】よりも大きいことを確認した。
- Ss-A加振時は、継続的に過剰間隙水圧比は上昇し、最終時刻において0.95を全体的に上回った。
- 一方、Ss-C1加振時は、瞬間的に増幅する地震動であるため、10秒加振段階において、ほぼ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、埋戻土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となった。

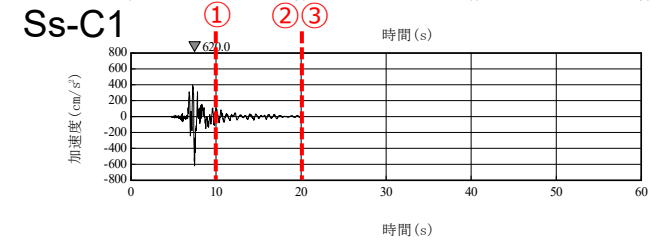
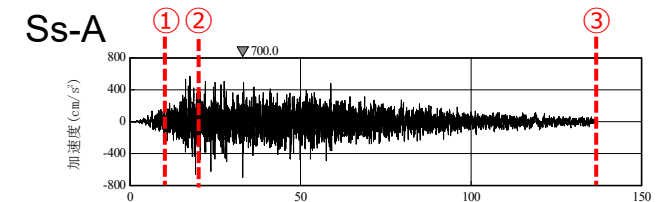
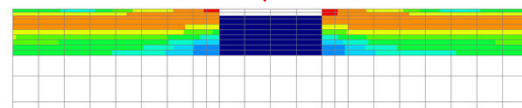
【Ss-A加振時の液状化】



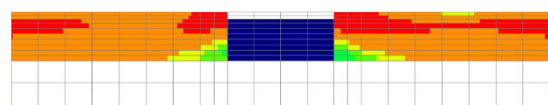
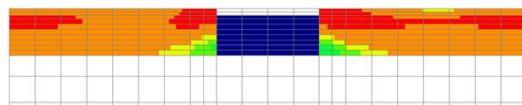
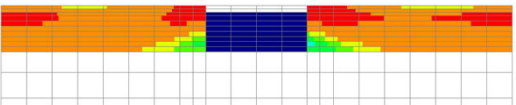
【Ss-A加振時の状態b1】



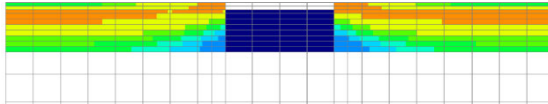
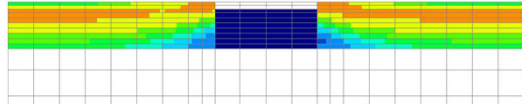
✓ 大小関係を確認



【Ss-C1加振時の液状化】



【Ss-C1加振時の状態b1】



①10秒加振後

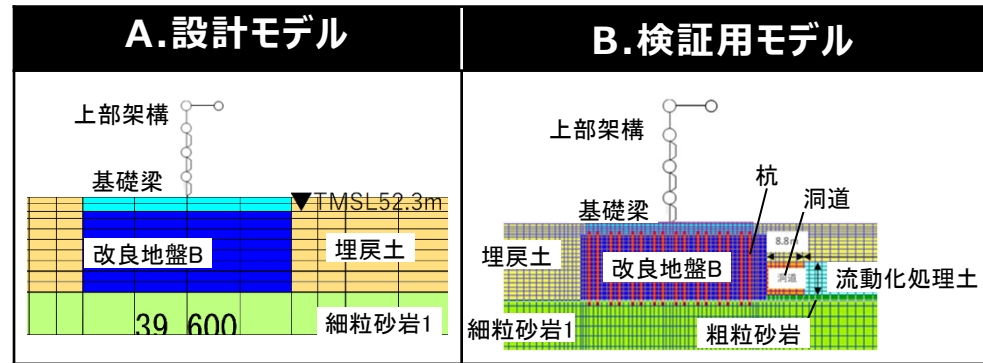
②20秒加振後
過剰間隙水圧比分布

③最終時刻

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考14】検証用モデルとの比較

【検証用モデルの比較：EW方向】

- 設計モデルと検証用モデルの応答値の比較(NS方向)を、P29に記載している。
- ここでは、EW方向の比較を記載する。
- 「(3)屋根部の鉛直加速度」の検証用モデルは設計モデルの差は、NS方向よりEW方向の方が差が大きく、1.31倍となっている。



応答値比較表

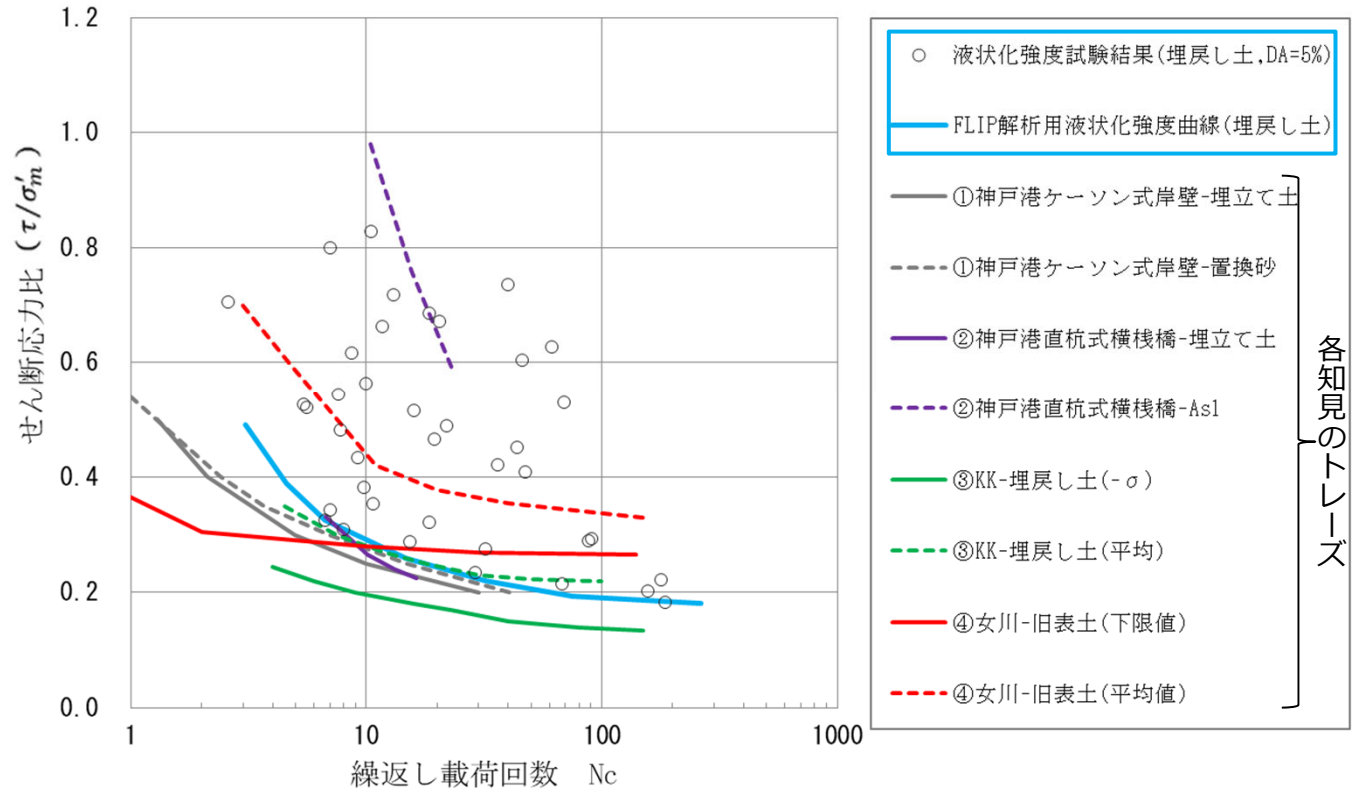
階層	Ss-A (EW方向)									Ss-C1 (EW方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9892	8897	0.900	9563	12368	1.294	1018	1080	1.061	10879	10384	0.955	3780	9015	2.386	586	768	1.312
3層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1層目	13734	13253	0.965	-	-	-	-	-	-	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (EW方向)									Ss-C1 (EW方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	707	626	0.887	190	198	1.042	5.21	3.53	0.678

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-1】有効応力解析の適用性

- 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るわけではない。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。このため、本事例集およ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。
- 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できる。



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および傾斜の再現性を確認
②神戸港直杭式横棧橋 ^{※2}	埋立て土・As1	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性を確認
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性を確認
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性を確認

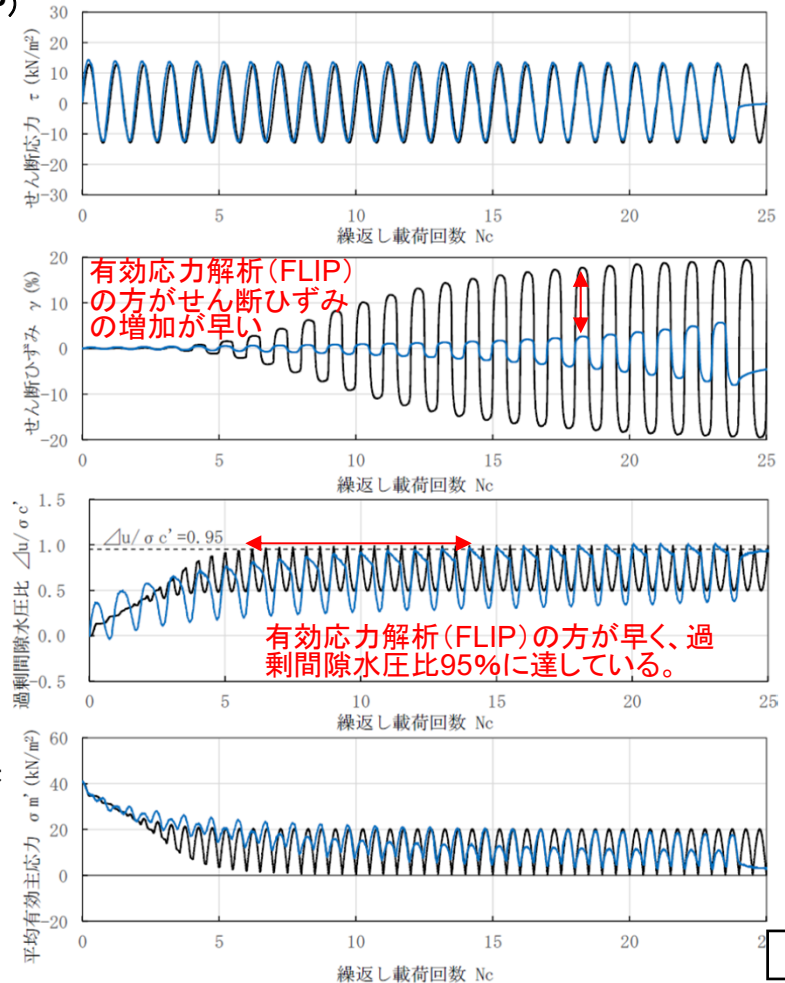
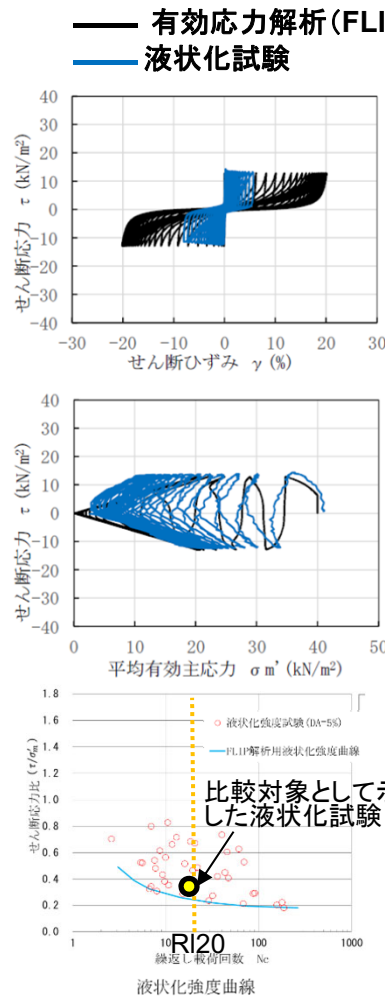
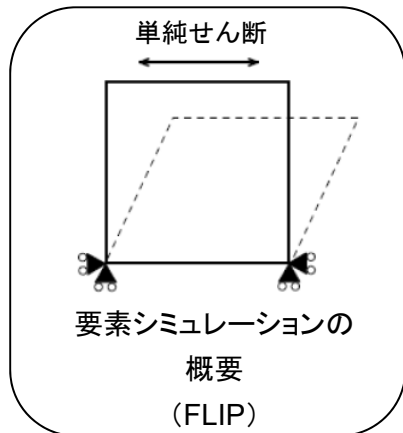
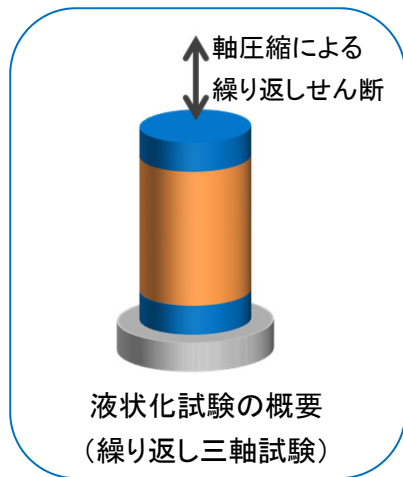
※1,2 FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)、FLIP研究会、2011。

※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規制基準適合性に係る審査会合資料1-2

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-2】有効応力解析の適用性

- 先行する発電炉で実施されているものと同様に、前頁の液状化強度特性にフィッティングした設定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、埋戻土を対象とした液状化試験との対比を実施した。
- 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、また過剰間隙水圧が早く95%に達していることを確認し、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻土の設定が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。



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-3】液状化対象層（埋戻土）の物性値の比較

◆液状化対象である埋戻し土に対して、KK7※¹の埋戻し土の物性値の比較を行った。

◆下表より、KK7※¹埋戻し土と同様の試験方法などに基づいて設定しており、物性値に特異な差はない。

	項目	記号	単位	KK7埋戻し土		当社埋戻し土	
				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※ ²	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※ ²	0.33	慣用値※ ²
	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
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	

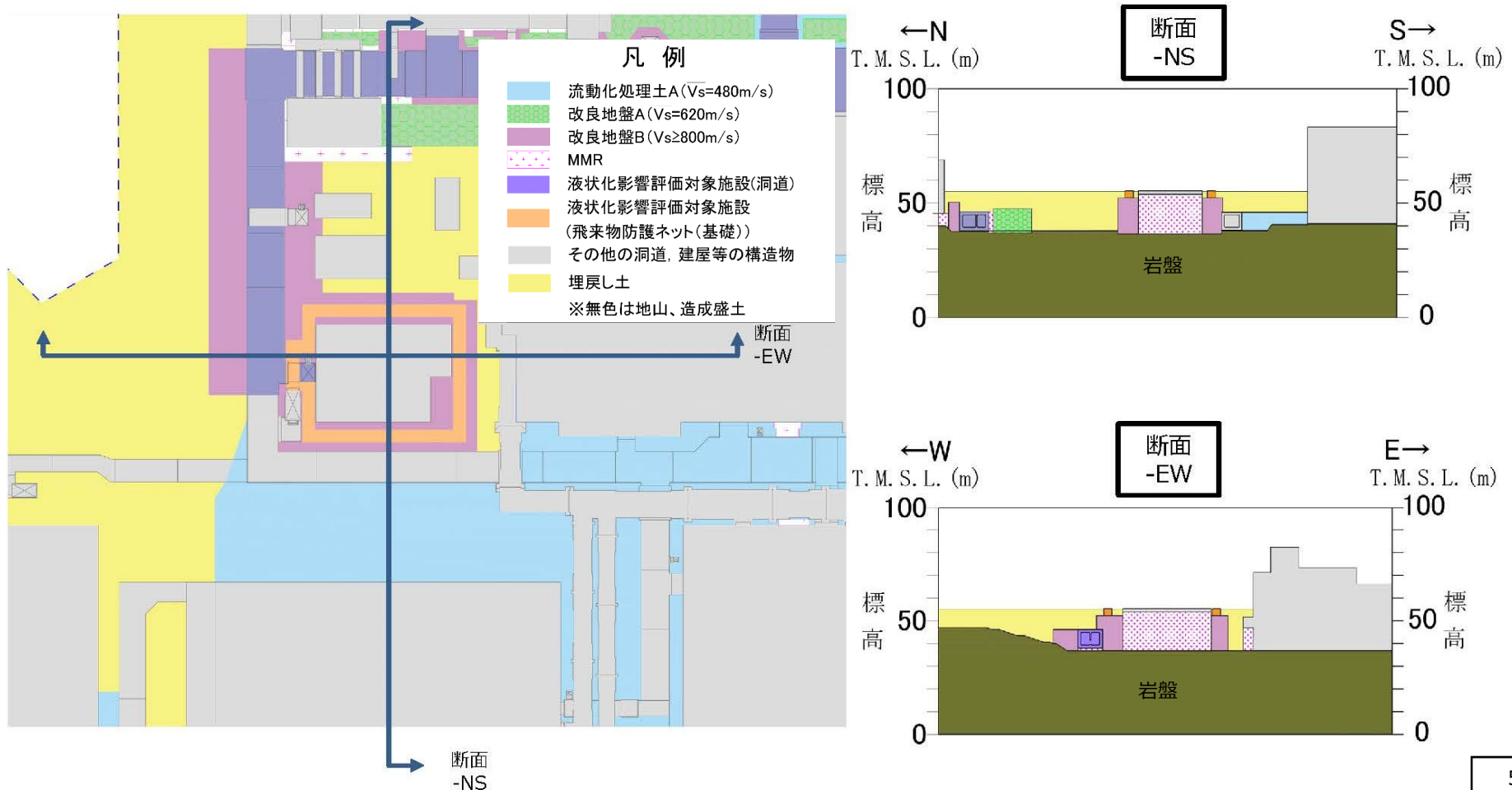
※1東京電力ホールディングス(株)柏崎刈羽原子力発電所7号炉

※2「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FLIPI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部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-4】施設の設置及び周辺状況

下図に飛来物防護ネットの設置状況及び地盤の周辺状況を示す。

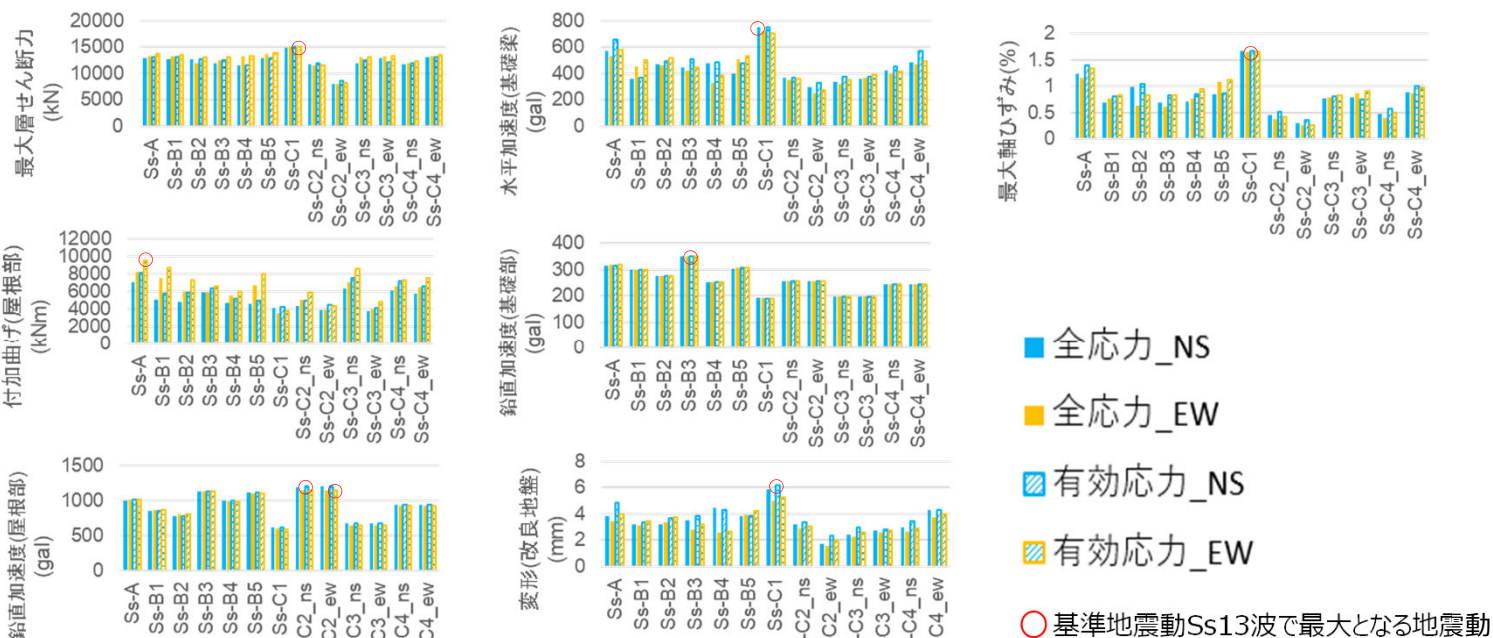
- 施設の形状については概ね矩形形状となっており対称性、整形性が見られることを確認した。
- 施設周辺の埋戻土についても岩盤上に概ね水平成層となっていることを確認した。なお、東側に岩盤部の傾斜があるが、その間に洞道や改良地盤があることから、施設の応答への影響は小さいと思われることから、FEMモデルでは、液状化しやすい埋戻土が水平に広がっていると保守的に設定した。



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考16】 設計モデルの妥当性検証に用いる条件の確認

- ▶ 妥当性が確認された設計モデルを用い、検証に使用された地震動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Ss13波のうち、各応答値が最大となる地震動は下表のとおり。下表の結果から、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、周辺構造物の鉛直応答への影響分析では屋根の鉛直加速度が最大となるSs-C2を追加する。
- ▶ また、非液状化時（全応力）・液状化時（有効応力）のうち、各応答値が最大となるのは下図の通り、液状化時であり、埋戻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。

解析	方向	層せん断力	付加曲げ (屋根部)	鉛直加速度 (屋根部)	水平加速度 (基礎梁)	鉛直加速度 (基礎梁)	変形 (改良地盤)	軸ひずみ
全応力	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
有効応力	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



- 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

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考17】設計モデルの妥当性・保守性確認

■ 設計モデルと検証用モデルの鉛直応答値の違いが部材設計へ与える影響

- 頂部の付加曲げ・屋根部の鉛直加速度は、「設計モデル<検証用モデル」の関係であった。
- ここでは、上記2種の応答値の非保守性の影響が小さく、層せん断力の保守性に包絡されることを、応答値の比較にて確認する。
- この時の応答値は、回転成分・鉛直成分を、P22記載の「水平成分に対する比率」を乗じて水平成分相当に換算し、水平・回転・鉛直すべてを合算した値を仮定する。
- 水平・回転・鉛直各成分の値は、P29記載の設計モデル・検証用モデルの応答値を用いる。
- 合算応答値の「検証用モデル/設計モデル」の比率を算定したものを下表に示す。
- 結果として、設計モデルの応答値の方が大きくなることが確認できたため、頂部の付加曲げと屋根部の鉛直加速度が「設計モデル<検証用モデル」の関係であっても、水平の応答値の保守性に包含されることを確認した。

合算応答値の比較

	検証用モデル / 設計モデル	
	Ss-A	Ss-C1
4層目	0.950	0.983
3層目	0.974	0.986
2層目	0.980	0.985
1層目	0.988	0.995

第2部 波及的影響評估

第2部 波及的影響評価

1. 方針

1.1 基本方針

- 第1部にて妥当性を確認した設計モデルを用い、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価を実施する。
- 波及影響評価においては、基準地震動全波に対して地震力を算定する。
- 地震応答解析は、周辺地盤の液状化による影響を適切に考慮し、有効応力解析及び全応力解析を用いて実施する。また、影響の大きい地震動に対して地盤物性のばらつきを考慮する。
- 飛来物防護ネット架構は、鉄骨造のフレーム(柱・梁)と座屈拘束ブレースに防護ネットが取り付けられている構造であり、基礎梁を介して杭で岩盤より支持されていることから、波及的影響評価では、構造形式を踏まえて、「杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース」を耐震評価上の設計対象とする（第1部 1. 基本方針 参照）。

第2部 波及的影響評価

1.2 設計方針

竜巻に対する設計方針： 竜巻時（風速100m/s）風圧力や飛来物の衝突により生じるひずみ等が、許容限界内に収まることを確認する。衝突時の荷重に対して塑性化を考慮した設計を行う。（審査会合（2021/6/28）にて説明済。補足説明資料について別途提出予定）

地震に対する設計方針： 地震荷重※1、風荷重※2、自重※3及び積雪荷重※4によって生じる応力を解析する。
上記荷重によってフレーム・杭・基礎梁の各部材に生じる応力については許容限界内※5に収まるよう設計する。このとき、解析結果が弾性範囲を超えた場合には、変形※6について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。
なお、座屈拘束ブレースは塑性化を考慮した設計を行う。

※1：基準地震動 S_s による荷重

※2：建築基準法における基準風速（34m/s）から算定される風荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、平均的な風荷重とするため、ガスト影響係数 G_f は1とする。

※3：固定荷重及び積載荷重

※4：観測記録上の極値である積雪190cm（六ヶ所村統計書）から算定される積雪荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、建築基準法における平均的な積雪荷重を与える係数0.35を乗じる。

※5：許容限界の考え方を1.4「地震時の部材設計」に示す。

※6：弾性範囲を超えた場合についての変形への配慮を【参考1、2】に示す。

第2部 波及的影響評価

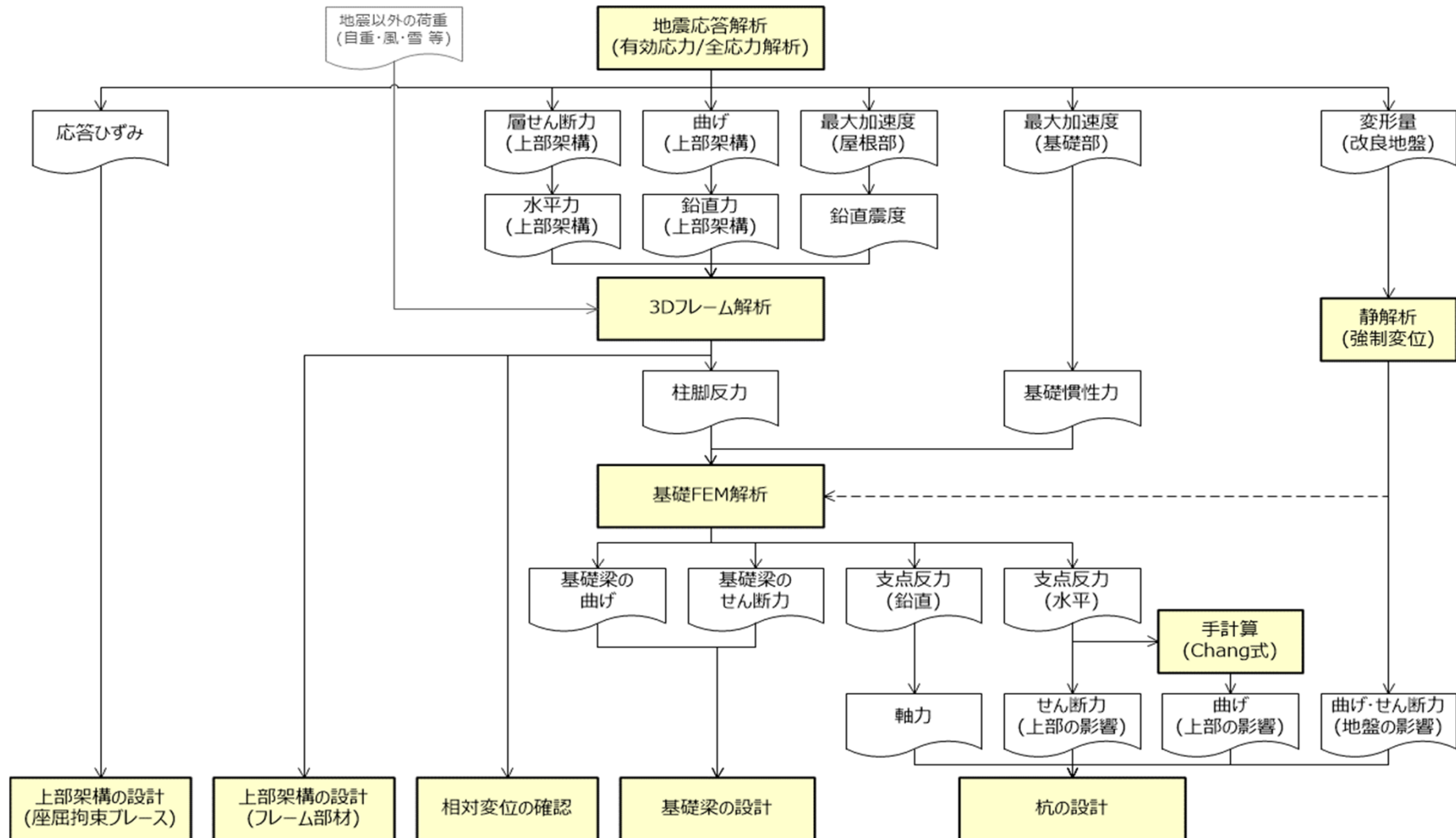
1.3 地震時の部材設計

- 杭 : **上部架構の応答による反力**、杭周辺の**地盤の変形**によって杭に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**基礎指針による耐力**以下)であることを確認する。また、杭に生じる**軸力**が、地盤の**鉛直支持力**または**引抜抵抗力**以下であることを確認する。
- 基礎梁 : **上部架構の応答による反力**によって基礎梁に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**鉄筋コンクリート柱及び梁の強度**以下)であることを確認する。(別途、鉄骨柱の埋込柱脚部・杭と基礎梁の接合部で局所破壊が生じないことを確認)
- フレーム : **上部架構が応答**し、各層で発生する加速度による外力によってフレームに生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、**鉄骨の強度(=基準強度×1.1)**以下であることを確認する。
- 座屈拘束ブレース : **上部架構の応答**で座屈拘束ブレースに生じる**ひずみ**の最大値および疲労係数が、メーカーの日本建築センター評価書の**評定記載値**以下であることを確認する。(座屈拘束ブレースを除く部材は線形として計算をするが、塑性化による影響がある場合は、適宜ひずみに影響を考慮する)

第2部 波及的影響評価

2.1 全体の流れ

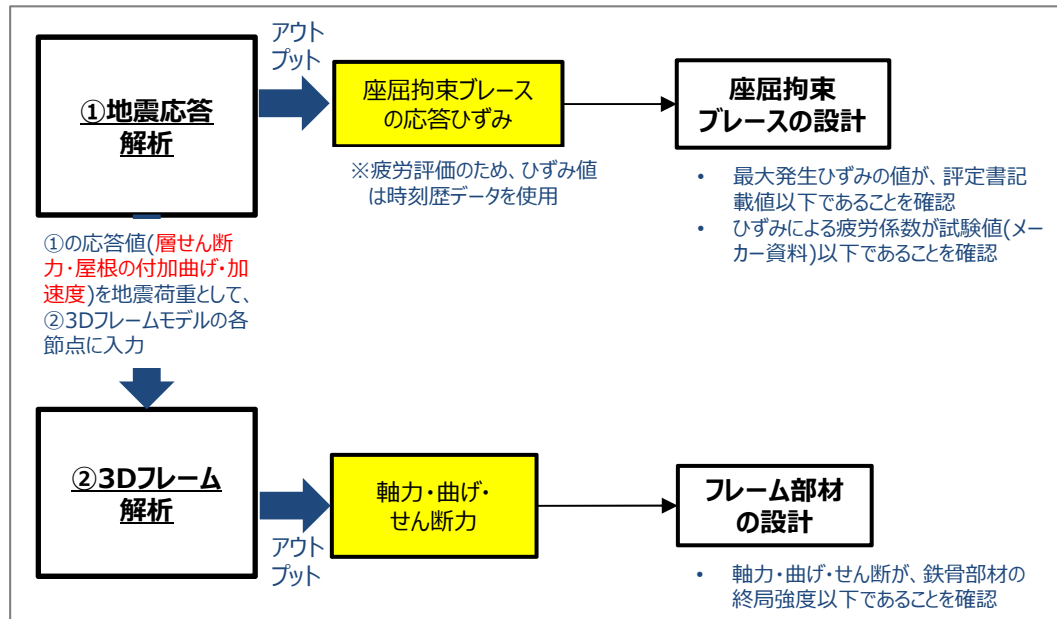
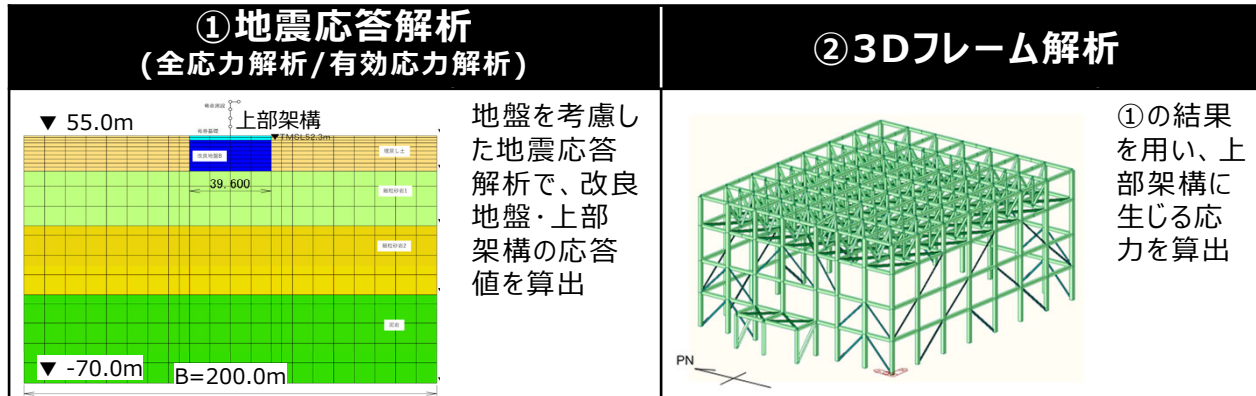
➤ 飛来物防護ネット架構全体の評価のフローを以下に示す。



第2部 波及的影響評価

2.2 各部の設計 (1) 上部架構の設計

- 上部架構の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～②の解析により算定する。

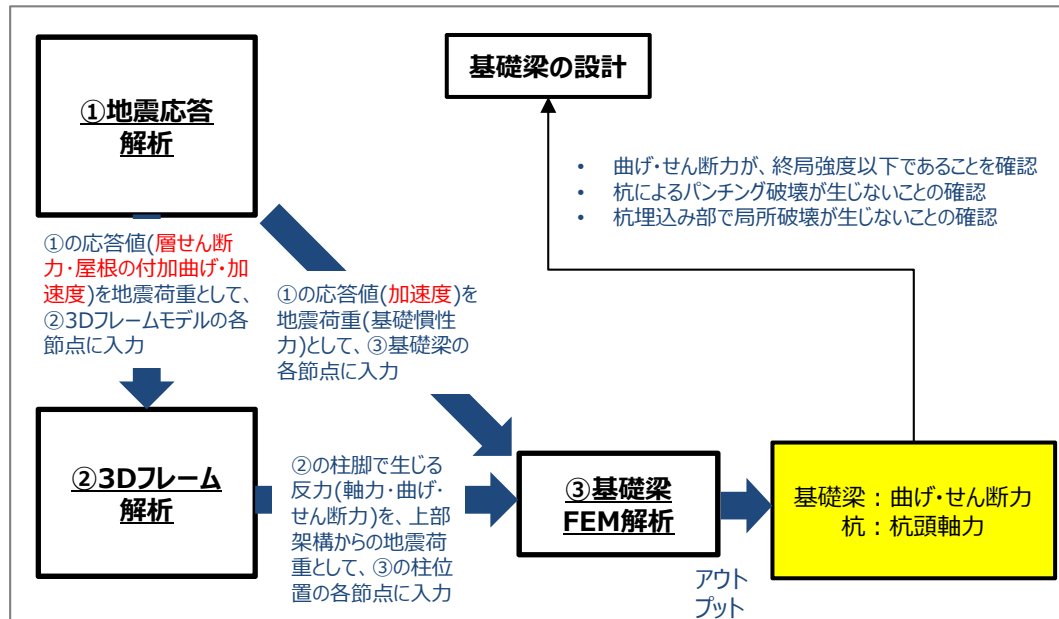
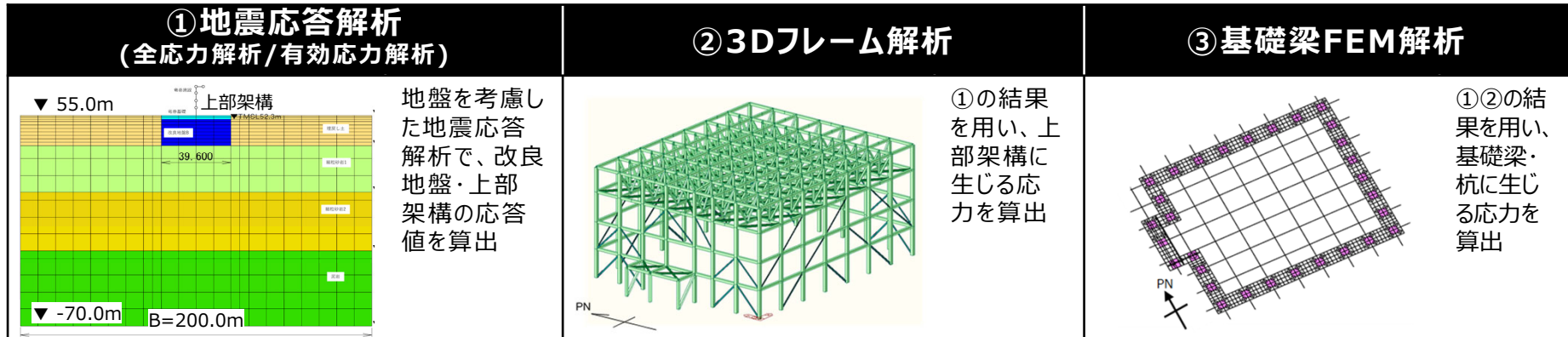


- 上部架構の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
 - 上部架構の各層の層せん断力
 - 上部架構の屋根部の付加曲げ
 - 上部架構の屋根部の鉛直加速度
 - 座屈拘束ブレースの応答ひずみ
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。

第2部 波及的影響評価

2.2 各部の設計 (2)基礎梁の設計

- 基礎梁の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。



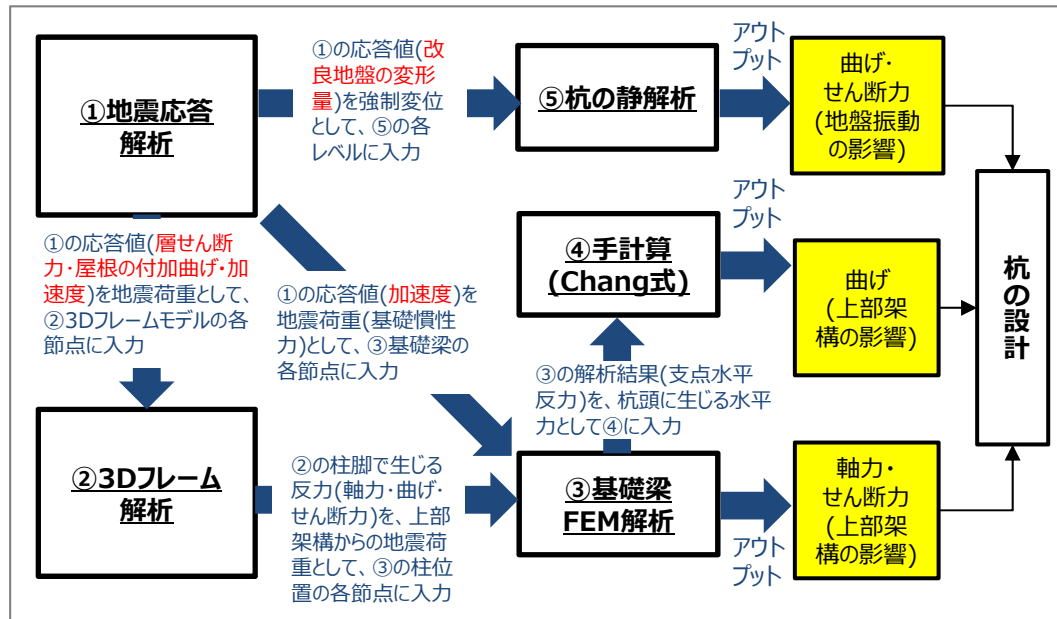
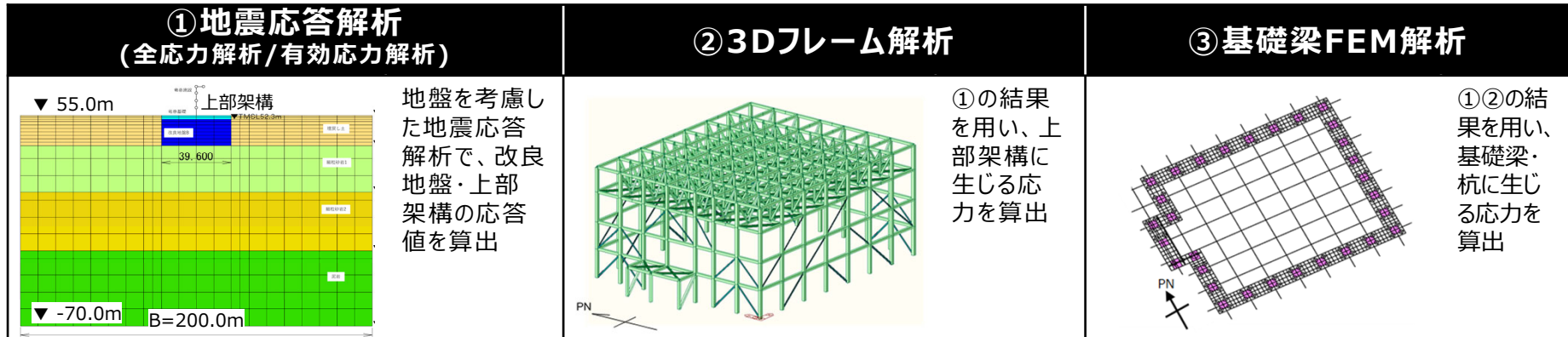
- 基礎梁の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
- 上部架構の各層の**層せん断力**
 - 上部架構の屋根部の**付加曲げ**
 - 上部架構の屋根部の**鉛直加速度**
 - 基礎梁部の**加速度(水平・鉛直)**
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。

第2部 波及的影響評価

2021/12/23
資料2
P10 一部変更
下線部は変更箇所を示す

2.2 各部の設計 (3) 杭の設計

➤ 杭の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。



➤ 杭の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)

- 上部架構の各層の **層せん断力**
- 上部架構の屋根部の **付加曲げ**
- 上部架構の屋根部の **鉛直加速度**
- 基礎梁部の **加速度(水平・鉛直)**
- 改良地盤の **変形量**

➤ 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。

第2部 波及的影響評価

2.3 許容限界

➤ 各部位に対する許容限界を下記に示す。

設計の観点	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
相対変位	基準地震動 S _s	上部構造	施設間の相対変位*1が施設間の離隔距離を超えないことを確認	施設間の離隔距離
損傷、転倒及び落下	基準地震動 S _s	上部架構	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「S規準」に基づく終局強度*2
		基礎梁	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく終局強度
		杭		「基礎指針」に基づく終局強度

*1：支持機能の確認には、「内包する設備に対する波及的影響」の確認が含まれる。

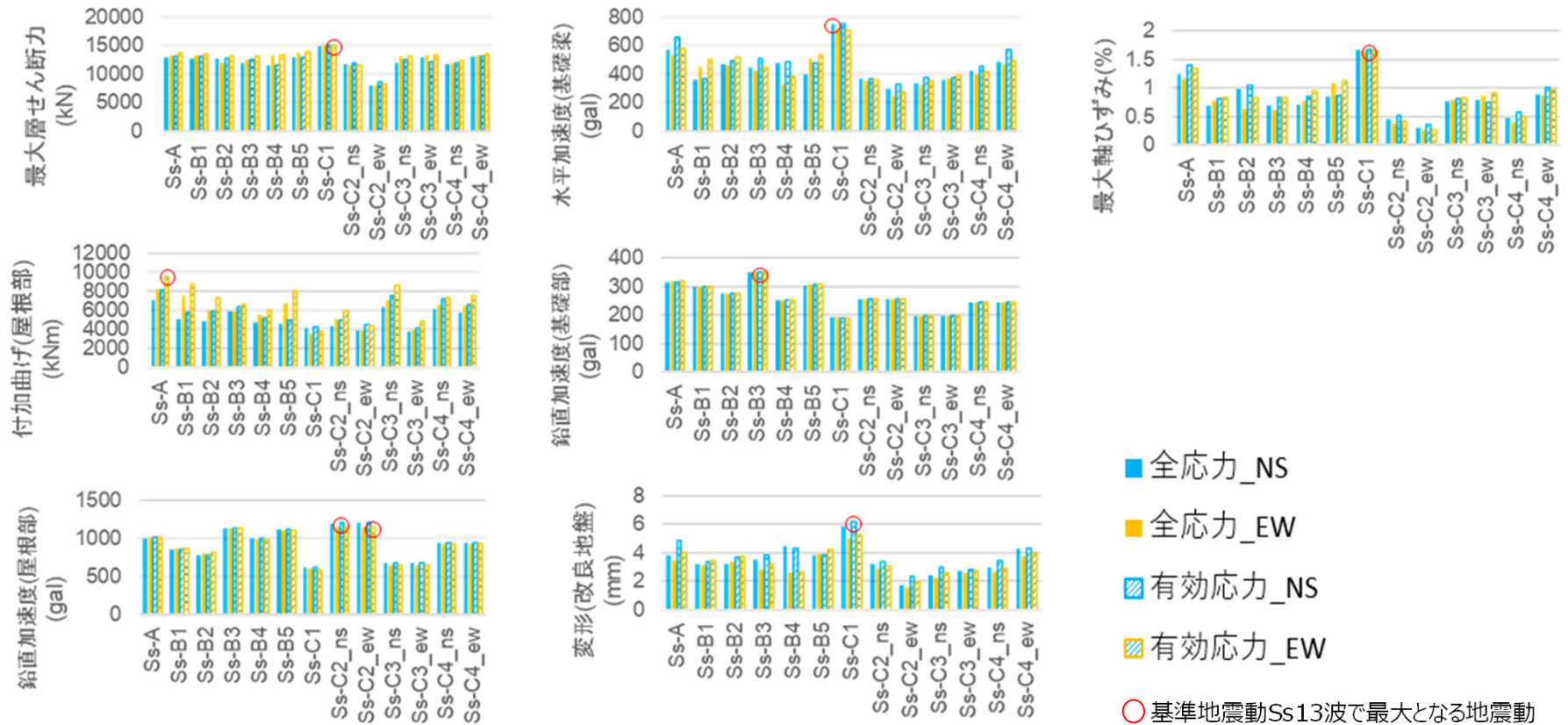
*2：短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「技術基準解説書」に基づき1.1倍した耐力とする。

第2部 波及的影響評価

2.4 部材設計で用いるインプット

- 以下に標準地盤における地震荷重を示す*。
- 下表より、液状化（有効応力）が各応答で概ね大きくなっている傾向を確認した。

*部材設計に用いるインプットには更に地盤物性のばらつきを考慮したものをを用いる。



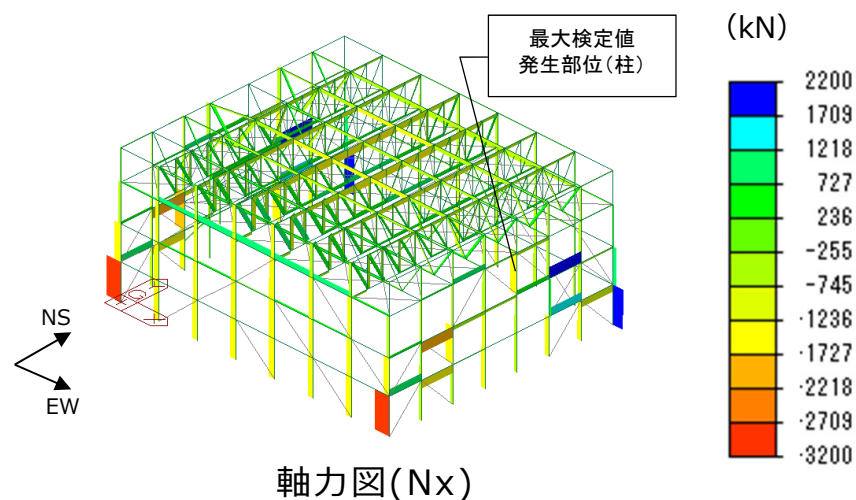
第2部 波及的影響評価

3. 部材設計に用いる応力・ひずみの発生状況

設計モデルによる地震応答解析結果を用いて得られた部材設計に用いる応力・ひずみの発生状況は、部材ごとに以下のとおり。

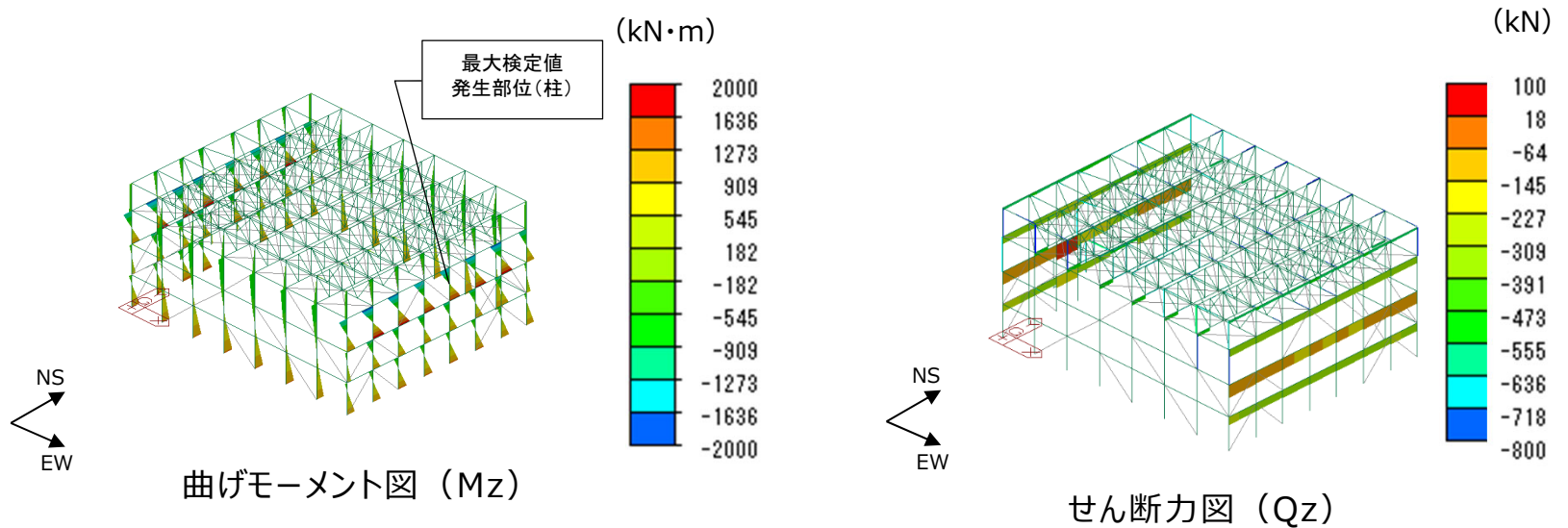
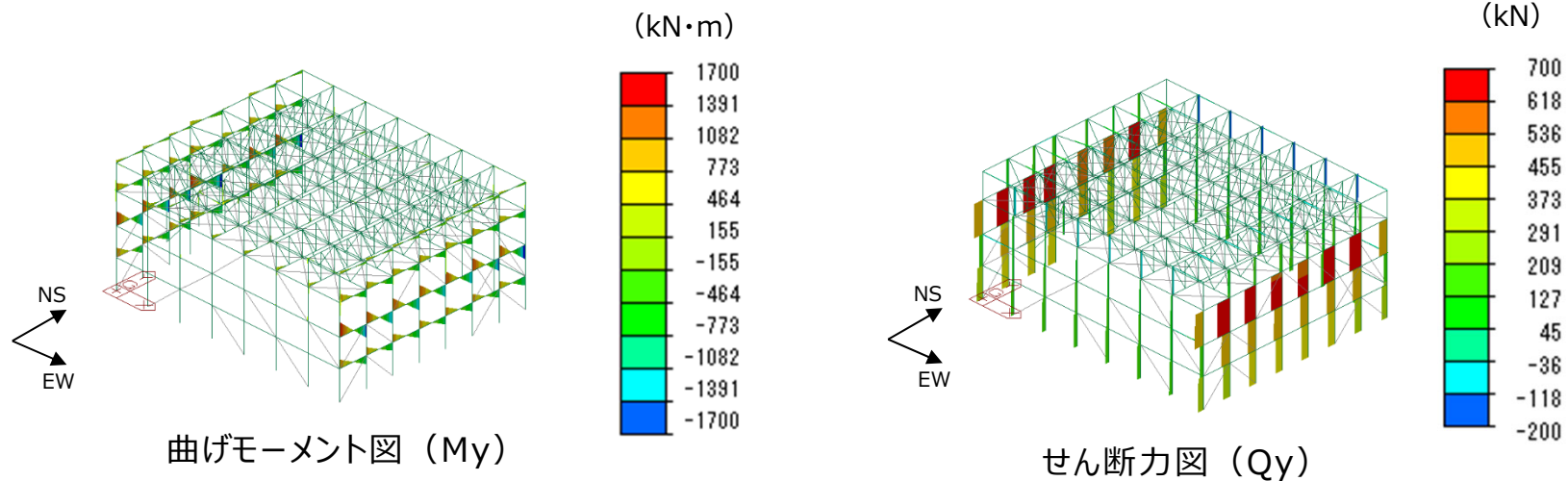
3.1 フレーム（1）

- 3Dフレームモデルの応力図を本頁及び次頁に示す。
- 柱に発生する曲げモーメントおよびせん断力は座屈拘束ブレースが降伏する3層目で大きく、軸力は最下層で大きくなっている。
- 梁に発生する応力は柱の応力の大きくなる3層目で大きく、検定比も大きくなっている。



第2部 波及的影響評価

3.1 フレーム（2）



第2部 波及的影響評価

3.2 フレームの応力評価表（1）

➤ フレームの応力評価表を1/3から3/3に示す。

上部架構応力評価の結果（柱・大はり）（1/3）

部 材	応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比	
支持 架構	柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 32.5$	$f_c = 199$	0.17
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 4.8$	$f_{bx} = 357$	0.02
			$\sigma_{by} = 252.1$	$f_{by} = 357$	0.71
		せん断	$\tau = 30.9$	$f_s = 206$	0.15
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89
	大はり	引 張	$\sigma_t = 42.7$	$f_t = 357$	0.12
		圧 縮	$\sigma_c = -$	$f_c = 289$	-
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 264.1$	$f_{bx} = 357$	0.74
			$\sigma_{by} = 2.0$	$f_{by} = 357$	0.01
		せん断	$\tau = 66.8$	$f_s = 206$	0.33
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-

第2部 波及的影響評価

3.2 フレームの応力評価表（2）

上部架構の応力評価結果（小はり・トラス柱）（2/3）

部 材	応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比	
支持架 構	小はり	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 38.3$	$f_c = 200$	0.20
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 186.2$	$f_{bx} = 279$	0.67
			$\sigma_{by} = 4.6$	$f_{by} = 357$	0.02
		せ ん 断	$\tau = 37.6$	$f_s = 206$	0.19
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
	トラス柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 4.7$	$f_c = 263$	0.02
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 5.0$	$f_{bx} = 357$	0.02
			$\sigma_{by} = 244.5$	$f_{by} = 357$	0.69
		せ ん 断	$\tau = 5.3$	$f_s = 206$	0.03
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72

第2部 波及的影響評価

3.2 フレームの応力評価表（3）

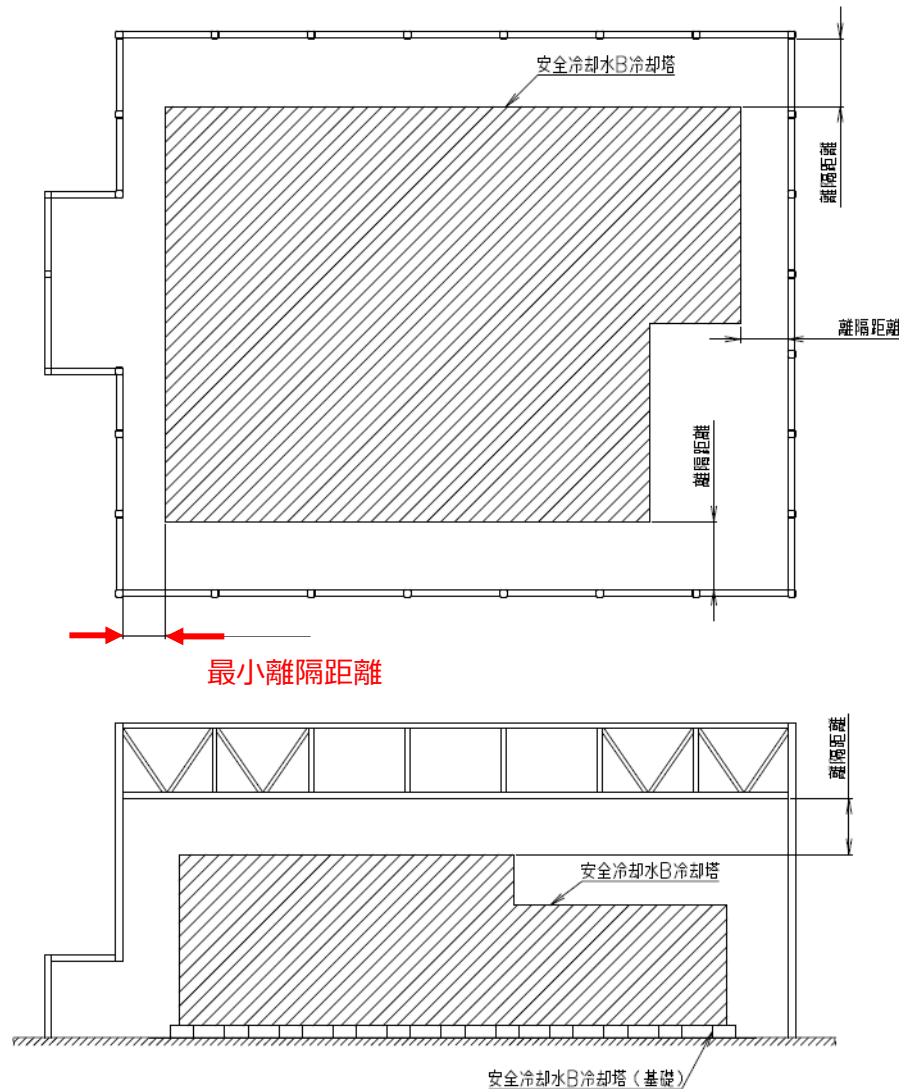
上部架構の応力評価結果（鉛直ブレース・水平ブレース）（3/3）

部 材	応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比	
支持架 構	鉛直 ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 103.9$	$f_c = 190$	0.55
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 49.3$	$f_{bx} = 357$	0.14
			$\sigma_{by} = 0.5$	$f_{by} = 357$	0.01
		せ ん 断	$\tau = 4.7$	$f_s = 206$	0.03
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69
	水平 ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 78.8$	$f_c = 271$	0.30
		曲 げ	$\sigma_{bx} = -$	$f_{bx} = -$	-
			$\sigma_{by} = -$	$f_{by} = -$	-
		せ ん 断	$\tau = -$	$f_s = -$	-
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30

第2部 波及的影響評価

3.3 フレームの変位

➤ フレームの最大変位を以下に示す。



相対変位評価結果

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
■■■■ mm	■■■■ mm	■■■■

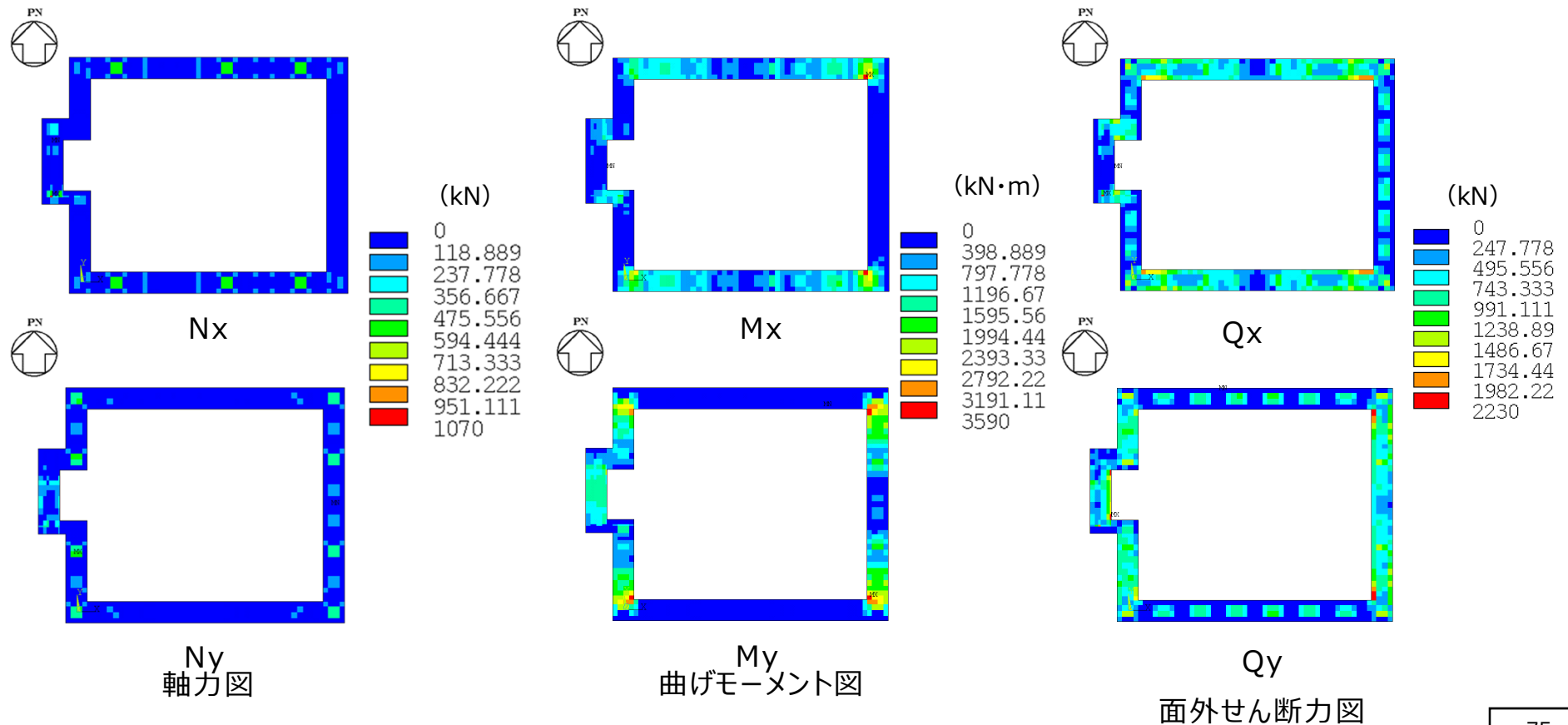
注1：飛来物防護ネットの最大応答変位■■■■ mmと冷却塔本体の最大応答変位■■■■ mmの合計値

■■■■：商業機密の観点から公開できない箇所

第2部 波及的影響評価

3.4 基礎梁の応力分布

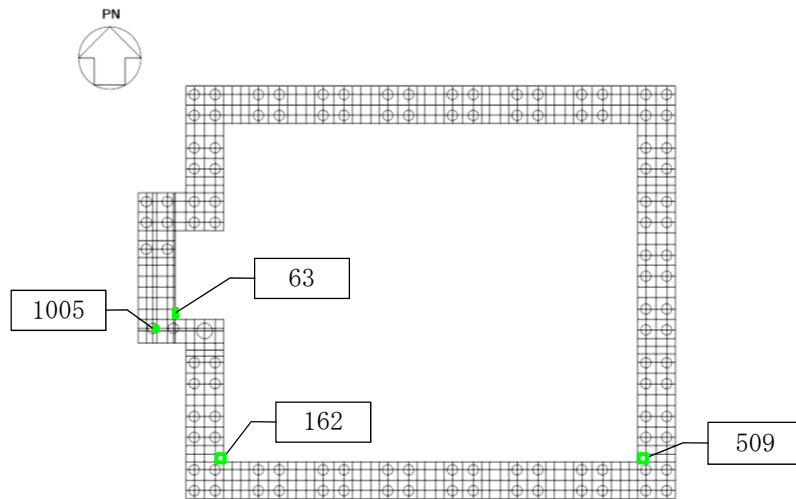
- 基礎梁FEMモデルの応力図を示す。
- 曲げ・軸応力は隅角部入隅で大きく、軸曲げに対する検定比も大きくなっている。
- せん断応力は隅角部入隅で大きく、面外せん断力に対する検定比は梁幅の最も小さい部位で大きくなっている。



第2部 波及的影響評価

3.5 基礎梁断面算定

➤ 基礎梁断面算定結果を示す。



内の数値は要素番号

軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)		
NS	162	3527	4791	0.737
EW	509	1274	1755	0.726

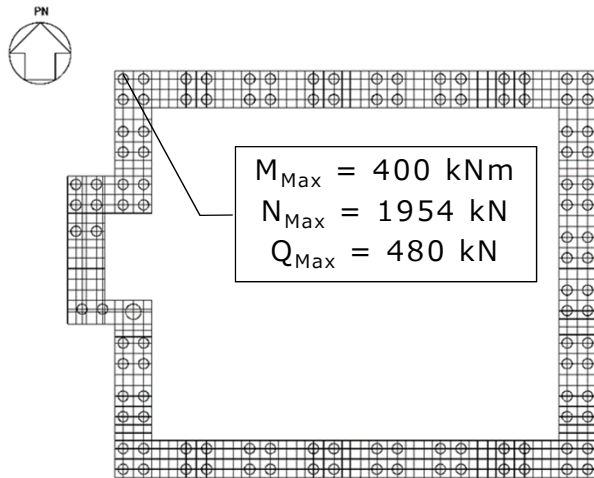
面外せん断力に対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)		
NS	63	2229	5661	0.394
EW	1005	2055	5874	0.350

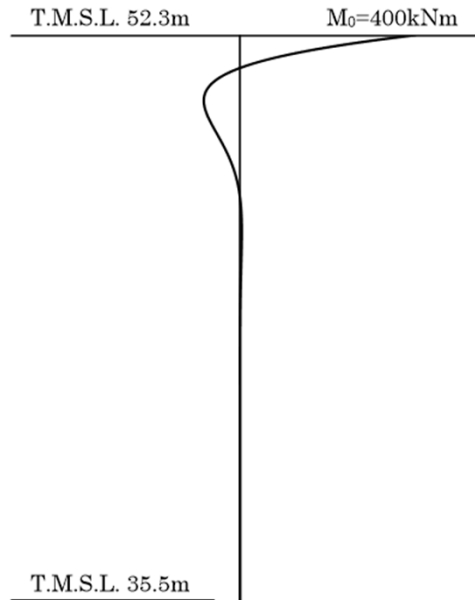
第2部 波及的影響評価

3.6 杭

- 杭のせん断力およ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。そのため、各杭で同一の応力となる。
- 杭の軸力は基礎FEM応力解析によりモデルの支点到に生じる軸力とする。そのためフレーム隅角部が大きくなる。



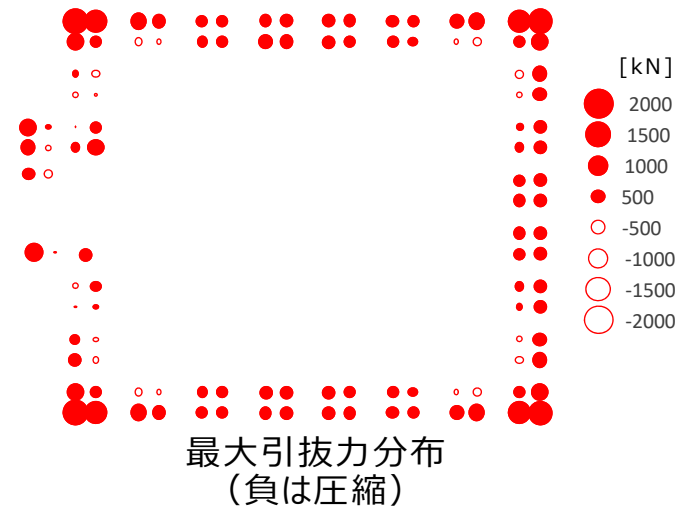
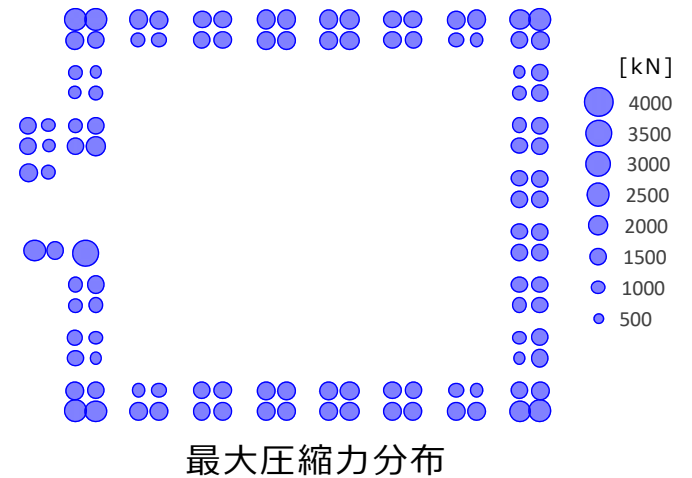
杭の最大応力発生位置



杭の曲げモーメント図

杭のせん断力

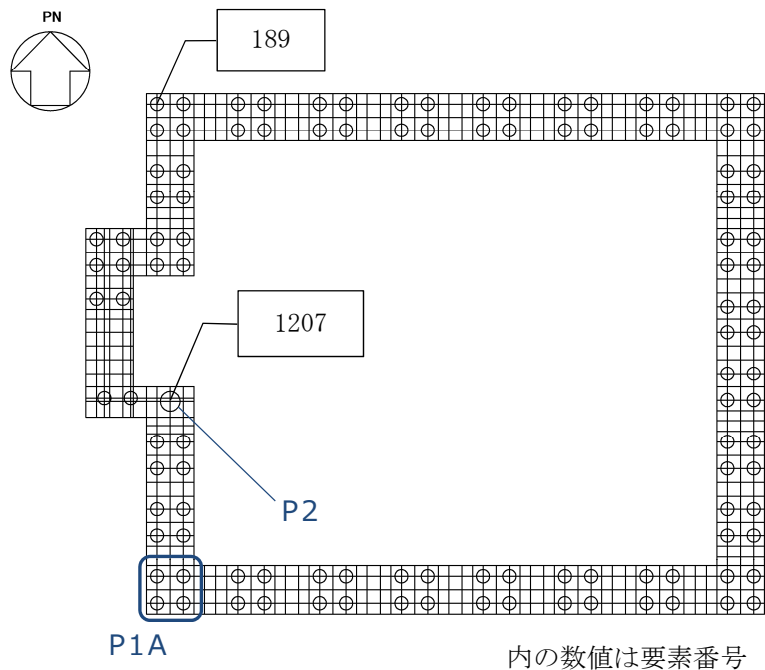
荷重		せん断力 (kN)	
		NS	EW
地震荷重 + 風荷重	Ss-C1	480.0	475.4
	Ss-C1 以外	423.5	424.4



第2部 波及的影響評価

3.7 杭の断面算定

➤ 杭の断面算定を示す。



軸力及び曲げモーメントに対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m)	検定比
	節点番号	発生曲げ モーメント (kN・m)		
P1, P1A	189	400	706	0.567
P2	1207	1430	3586	0.399

せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN)	検定比
	節点番号	発生せん断力 (kN)		
P1, P1A	189	480	1702	0.283
P2	1207	1545	4439	0.349

注記) 特記以外の杭はP1

杭径は、P1・P1Aは1.0m、P2は1.5m

第2部 地震応答解析・波及的影響評価

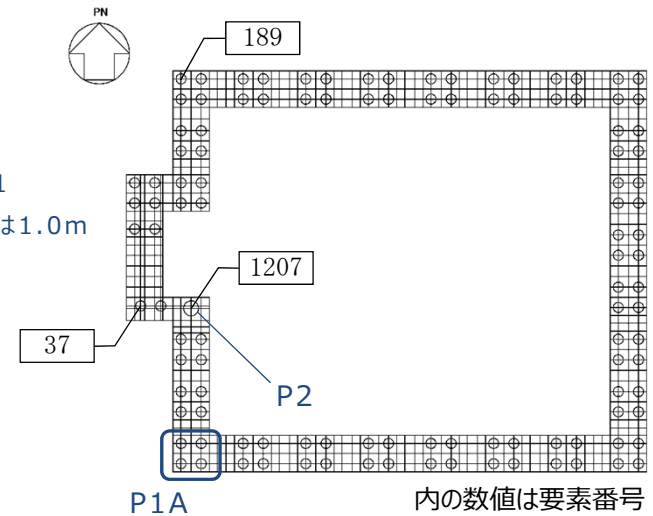
3.8 杭の支持力の評価

- 杭の支持力の評価を示す。

注記) 特記以外の杭はP1

杭径は、P1・P1Aは1.0m

P2は1.5m



支持力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値(kN)			検定比*2
	杭種	節点番号	軸力*1(kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面	
鉛直	P1, P1A	37	1954	3927	8708	12635	0.155 (0.498)
	P2	1207	3416	8836	13063	21898	0.156 (0.387)
引抜	P1, P1A	189	-1173	—	7297	7297	0.161
	P2	1207	-555	—	11085	11085	0.051

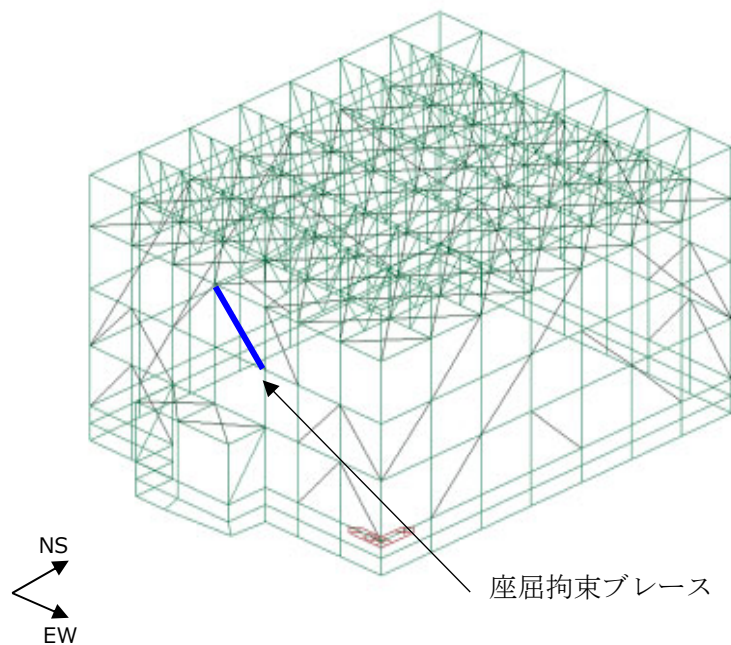
*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

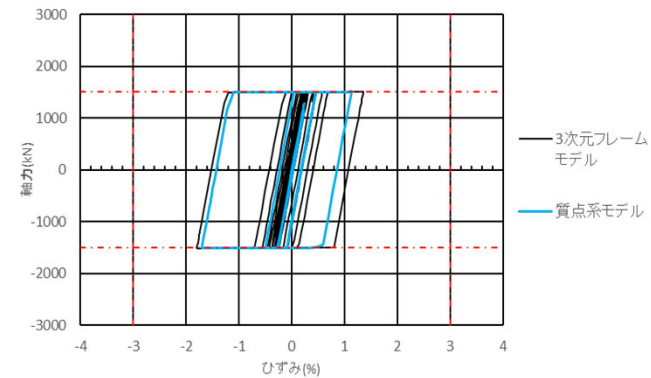
第2部 波及的影響評価

3.9 座屈拘束ブレース

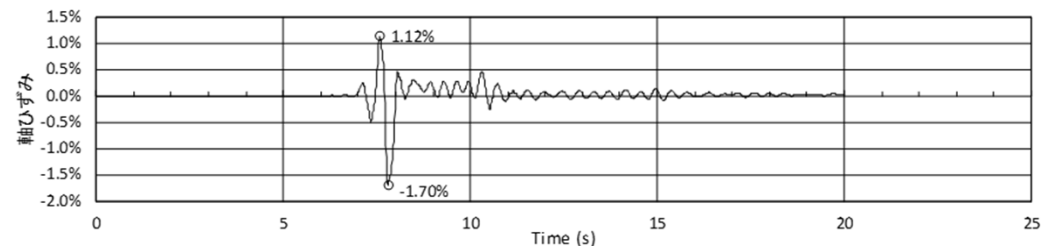
- 座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を示す。
- 座屈拘束ブレースに発生する最大軸ひずみは、比較的小さな部材を用いている3層目で大きくなっており、疲労係数に対する比率も大きくなっている。



最大軸ひずみ発生位置



履歴ループ



軸ひずみ時刻歴

第2部 波及的影響評価

3.10 座屈拘束ブレースの軸ひずみと疲労評価

- 座屈拘束ブレースの軸ひずみと疲労評価結果を示す。

軸ひずみ評価結果 地震波Ss-C1(H)

解析結果	許容限界値 (%)	検定比
発生軸ひずみ (%)		
1.7	3.0	0.567

疲労評価結果 地震波Ss-A(H)

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数 総和
許容繰返し回数N： 5537回		許容繰返し回数N： 1952回		許容繰返し回数N： 474回		許容繰返し回数N： 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	0.595

(注) NS方向、要素No.121

第2部 波及的影響評価

4.1 波及的影響の評価結果

- ▶ 設計モデルを用いた飛来物防護ネット架構に係る波及的影響の評価結果は以下の通り。
- ▶ なお、それぞれの部材で検定比の大きい評価指標を以下に示し、補足説明資料で詳細を記載する。

飛来物防護ネットの 検討対象部位		検討対象 地震動	評価指標	クライテリア	検定比
基礎	杭	Ss	杭応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.567
			杭応力（面外せん断力）	終局強度	0.349
			支持力	地盤の 終局鉛直支持力	0.156
			引拔力	地盤の 終局引拔抵抗力	0.161
	基礎梁	Ss	基礎梁応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.737
			基礎梁応力（面外せん断力）	終局強度	0.394
上部 架構	架構全体	Ss	相対変位	離隔距離	■
	フレーム（柱・梁）	Ss	フレーム応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.89
	座屈拘束ブレース	Ss	最大軸ひずみ	メーカー推奨値	0.567
			疲労係数総和	メーカー推奨値	0.595

本結果に対する考察を次ページに示す。

第2部 波及的影響評価

4.2 波及的影響の評価結果に対する考察

- 波及的影響評価において、飛来物防護架構ネットは有効応力による評価が支配的であった。
- 最小離隔距離■■■■ mmに対して最大変位は■■■■ mmであり、十分な裕度を持ち、冷却塔への接触の無いことを確認した。
- 各部材の応力・ひずみは許容限界を下回っていることを確認した。
- 解析結果はいずれも弾性範囲に収まっており（【参考19】参照）、冷却塔への接触評価で用いている施設の変形量にフレーム部材等の非線形性を考慮しない解析より求まる変形量を用いることは妥当であることを確認した。
- また、設計モデルの部材設計への適用に関しては、構造物全体としてみたときに、変形量に相当程度の余裕があることを確認した。

以上のことから、波及的影響評価に対して飛来物防護架構ネットが地震時に冷却塔へ及ぼす影響について基礎・上部架構の各部材の応力・ひずみが許容限界を下回っていること及び冷却塔への接触の有無を確認し、影響がないことを確認した。

■■■■：商業機密の観点から公開できない箇所

第2部 波及的影響評価

5. まとめ

- 第1部にて妥当性を確認した設計モデルを用い、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価を実施した。
- 波及影響評価においては、基準地震動全波に対して地震力を算定し、周辺地盤の液状化による影響を適切に考慮し、有効応力解析及び全応力解析を用いて実施した。また、影響の大きい地震動に対して地盤物性のばらつきを考慮した。
- 飛来物防護ネット架構は、構造形式を踏まえて、「杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース」を耐震評価上の設計対象とし、各部材の部材設計の結果及び設計モデルの応答値より、特異な応力・ひずみが発生していないことを確認するとともに、各部材の応力・ひずみと許容限界及び冷却塔への接触の有無を確認し、それぞれ判定指標を下回っていることを確認した。

以上の結果より、飛来物防護ネット架構の冷却塔へ与える波及的影響はないことを確認した。

- 評価方針並びに評価結果については、設工認申請書に適切に反映する。

第2部 波及的影響評価【参考18】

■ 解析モデルを線形でモデル化する妥当性について

- ▶ 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性はない。
- ▶ 弾性範囲外の評価を行う場合、部材の塑性化を考慮したモデル化が必要である。
- ▶ ただし、下記の部材は線形でモデル化した。

- ① 鉄骨フレーム（座屈拘束ブレースを除く上部架構の鉄骨部材）
- ② 鉄筋コンクリート製の基礎梁
- ③ 鉄筋コンクリート製の杭

- ▶ 線形でモデル化した解析の結果、①～③の部材応力は全て、最大検定値が発生するケースにおいて短期許容応力度以下となった。

① 鉄骨フレーム：短期許容応力度に対して最大検定値=0.97

② 基礎梁：短期許容応力度に対して最大検定値=0.83

③ 杭：短期許容応力度に対して最大検定値※ =0.95

- ▶ 従って、**解析モデルを線形でモデル化することは妥当であり、塑性化を考慮する必要はない。**

※ 解析モデルに杭を考慮した検証用モデルの結果を使用
(設計モデルでは杭を非考慮のため判断に使用しない)

第2部 波及的影響評価【参考19】

■ 波及的影響の評価結果

➤ 設計モデルを用いた飛来物防護ネット架構における短期許容応力度に対する応答比は下表の通り。

飛来物防護ネットの 検討対象部位		検討対象 地震動	評価指標	短期許容応力度に対する 応答比
基礎	杭	Ss	杭応力（軸力+曲げ）	0.95
			杭応力（面外せん断力）	0.59
	基礎梁	Ss	基礎梁応力（軸力+曲げ）	0.83
			基礎梁応力（面外せん断力）	0.44
上部 架構	フレーム（柱・ 梁）	Ss	フレーム応力（軸力+曲げ）	0.97