

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0100 改29
提出年月日	平成28年11月25日

柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

地震による損傷の防止について
(補足説明資料)

平成28年11月

東京電力ホールディングス株式会社

目次

- I. 耐震評価対象の網羅性，既工認との手法の相違点の整理について
 - I-1 耐震評価対象の網羅性について
 - 1. 申請施設の網羅性，代表性について
 - I-2 既工認との手法の相違点の整理について
 - 1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について
 - 別紙1 原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について
 - 別紙2 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について
 - 別紙3 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について
 - 別紙4 原子炉本体基礎の復元力特性について
 - 2. 既工認実績のない規格・手法の適用性について
 - 2-1 原子炉格納容器コンクリート部の応力解析における弾塑性解析の採用について
 - 2-2 土木構造物の解析手法および解析モデルの精緻化について
 - 2-3 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
 - 3. その他手法の相違点等について
 - 3-1 原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の評価モデルについて
 - 3-2 機器・配管系の減衰定数について
 - 4. 機器・配管系の設備の既工認からの構造変更について
- II. 下位クラス施設の波及的影響の検討について
- III. 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について

下線部：今回ご提出資料

1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について

目次

1. はじめに
 2. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの概要
 2. 1 原子炉建屋地震応答解析モデル
 2. 2 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル
 2. 3 炉心, 原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル
 3. 詳細化の検討内容及び妥当性
 3. 1 コンクリート実強度を考慮した建屋剛性
 3. 2 補助壁の考慮
 3. 3 側面地盤回転ばねの考慮
 3. 4 原子炉本体基礎の復元力特性
 3. 5 今回工認モデルの妥当性
 4. 地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針
 4. 1 保守性と不確かさを設定する項目
 4. 2 保守性と不確かさの設定
 4. 3 検討ケース
 4. 4 設計への反映方針
 5. まとめ
- 添付資料-1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3次元 FEM モデルによる妥当性の
検証
- 添付資料-2 不確かさ検討ケースの選定について
- 参考資料-1 既工認モデルによる評価
- 参考資料-2 地震応答解析モデル詳細化の定量的な効果
- 参考資料-3 地震応答解析モデルの不確かさの影響 (試検討)
- 参考資料-4 各詳細化項目のシミュレーション解析への影響度の検討
- 参考資料-5 新潟県中越沖地震本震以外の地震観測記録を用いたシミュレーション解析
モデルの妥当性確認
- 参考資料-6 表層地盤ばねの取扱いについて

下線部：今回提出箇所

1. はじめに

柏崎刈羽原子力発電所6，7号炉の今回の工事計画認可申請書（以下，「今回工認」という）では，基準地震動のレベルの増大に伴い，より現実に近い地震応答を算出することを目的として，建設時の工事計画認可申請書（以下，「既工認」という）の地震応答解析モデルを詳細化した地震応答解析モデルを採用することとする（表 1-1）。

本資料では，今回工認において地震応答解析モデルを詳細化することの目的及び妥当性，地震応答解析モデルの不確かさへの対応方針について説明する。

表 1-1 地震応答解析モデルの詳細化の概要

詳細化項目	既工認の地震応答解析モデル	今回工認の地震応答解析モデル
建屋剛性	コンクリートの設計基準強度を使用	コンクリートの実強度データに基づく剛性を使用
耐震要素（建屋壁）のモデル化	外壁などの主要な壁のみモデル化	左記に加え，考慮可能な壁（補助壁）を追加でモデル化
建屋側面地盤による拘束効果	側面地盤回転ばねを考慮せず	側面地盤回転ばねを考慮する
原子炉本体基礎のモデル化	線形解析モデル	コンクリートのひび割れによる剛性低下を考慮した非線形解析モデル

※建屋の弾塑性解析は，既工認では採用していないが，今回工認では，最新の知見「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」に基づき採用する。

2. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの概要

2. 1 原子炉建屋地震応答解析モデル

原子炉建屋は地下3階、地上4階建てで、基礎底面からの高さは、63.4mである。平面の大きさは地下部分で56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)、最上階は39.0m(NS)×59.6m(EW)である。

建屋の主体構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)であり、その総重量は約20万tである。また、建屋の主な耐震要素は、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器と原子炉建屋の外壁である。

地震応答計算に用いる解析モデルは、建屋を鉄筋コンクリート製原子炉格納容器(以下、「RCCV部」と呼ぶ。)と外壁(以下、「外壁部」と呼ぶ。)に分けた曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。尚、中間壁の曲げ及びせん断剛性は、RCCV部または外壁部に加える。

モデル化はNS方向、EW方向それぞれについて行っているが、EW方向においては、プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付けている。

建屋側方の地盤は水平ばね及び回転ばねで、建屋底面下の地盤は水平ばね及び回転ばねで置換している。地下部分側面の地盤水平ばねは、各質点の支配深さに従って地盤を水平に分割し、波動論により評価している。なお、表層部分については、基準地震動 S_s による地盤の応答レベルを踏まえ、ばね評価を行わないこととする。また、基礎スラブ底面における地盤の水平及び回転ばねは、それ以降の地盤を等価な半無限地盤とみなして、波動論により評価している。

建屋の断面図を図2-1、解析モデルを図2-2に示す。

2. 2 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル

原子炉建屋内の原子炉圧力容器、原子炉遮蔽壁、原子炉本体基礎等の大型機器・構造物は、原子炉建屋基礎版やダイヤフラムフロアを介して原子炉建屋からの地震の入力があることを考慮して、図2-3に示すように原子炉建屋と原子炉本体基礎を連成させている。

原子炉圧力容器は、原子炉圧力容器スタビライザと等価なばねで原子炉遮蔽壁と結ばれ、原子炉本体基礎と剛に結合される。原子炉本体基礎は、その下端において原子炉建屋基礎スラブ上端と剛に結合され、更にダイヤフラムフロアの剛性と等価なばねにより原子炉格納容器を介し、原子炉建屋に支持される。

なお、上記のモデル化の考え方については、今回工認においても既工認から変更は無い。

2. 3 炉心，原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル

原子炉圧力容器内には，燃料集合体，制御棒，炉心シュラウド，制御棒案内管，制御棒駆動機構ハウジング，気水分離器，原子炉冷却材再循環ポンプ等が収納されている。

炉心シュラウドは薄肉円筒形で，下端において水平方向をシュラウドサポートプレート，鉛直方向をシュラウドサポートシリンダ及びレグにより原子炉圧力容器に支持される。炉心シュラウド上部はさら形のシュラウドヘッド，その上の気水分離器で構成している。

炉心シュラウド内部には燃料集合体が収納され，下端を炉心支持板，上端を上部格子板により正確に位置が定められている。燃料集合体に加わる荷重は水平方向は上部格子板及び炉心支持板を支持する炉心シュラウド，鉛直方向は制御棒案内管を支持する制御棒駆動機構ハウジングを介し，原子炉圧力容器に伝達される。

制御棒駆動機構は，原子炉圧力容器下部鏡板を貫通して取り付けられる制御棒駆動機構ハウジング内に納められ，その上端に取り付けられる制御棒を炉心に挿入する機能を有している。

原子炉冷却材再循環ポンプは原子炉圧力容器下部に環状に設置され，原子炉冷却材を循環し，その流量を調整する機能を有している。その原動機は，原子炉圧力容器下部鏡板に溶接された原子炉冷却材再循環ポンプモーターケーシング内に収納される。これらの構造図を図 2-4 に示す。

また，中性子計測案内管，中性子束計測ハウジングについては，重量が小さく炉内構造物の振動に与える影響は小さいため重量のみを考慮する。

地震応答解析モデルは図 2-5 に示すように，原子炉建屋，原子炉格納容器，原子炉遮蔽壁，原子炉本体基礎，原子炉圧力容器，炉心シュラウド，燃料集合体，制御棒駆動機構ハウジング及び原子炉冷却材再循環ポンプ等の各質点を等価な曲げ，せん断剛性を有する無質量のばねにより結合した多質点集中系とする。燃料集合体，制御棒案内管，制御棒駆動機構ハウジング，気水分離器，炉心シュラウドはシュラウドサポートと等価な回転ばねを介して，原子炉圧力容器と結合する。原子炉冷却材再循環ポンプは，原子炉圧力容器と結合する。原子炉圧力容器は原子炉圧力容器スタビライザおよび原子炉本体基礎を介して，原子炉建屋に支持される。

なお，上記のモデル化の考え方については，今回工認においても既工認から変更は無い。

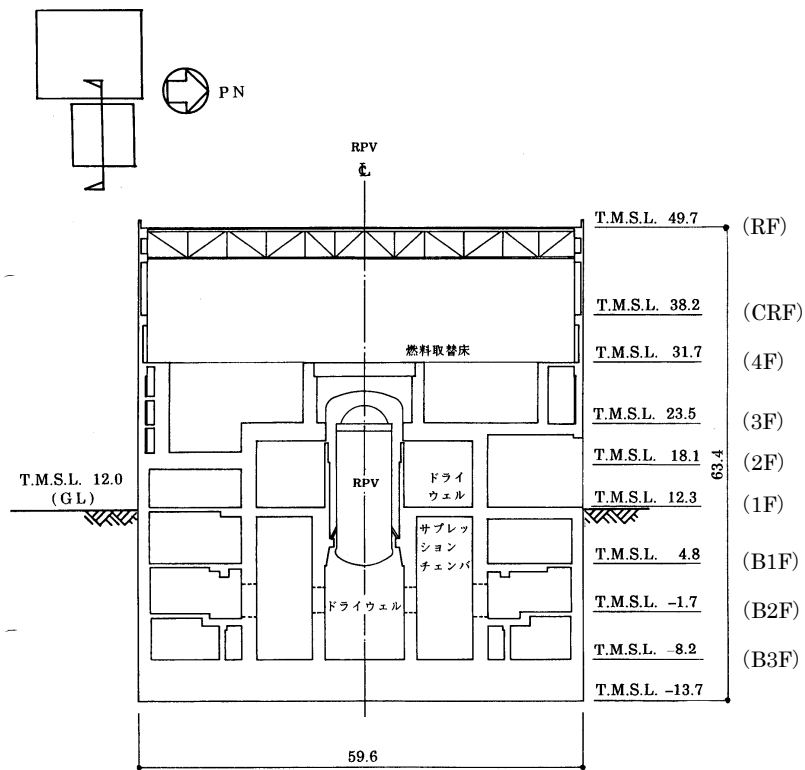
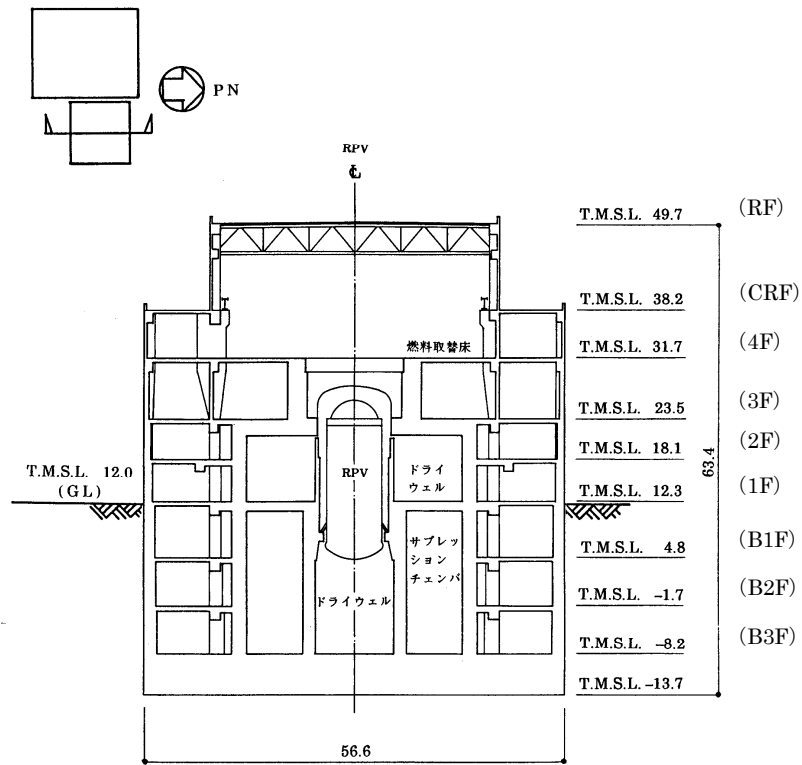
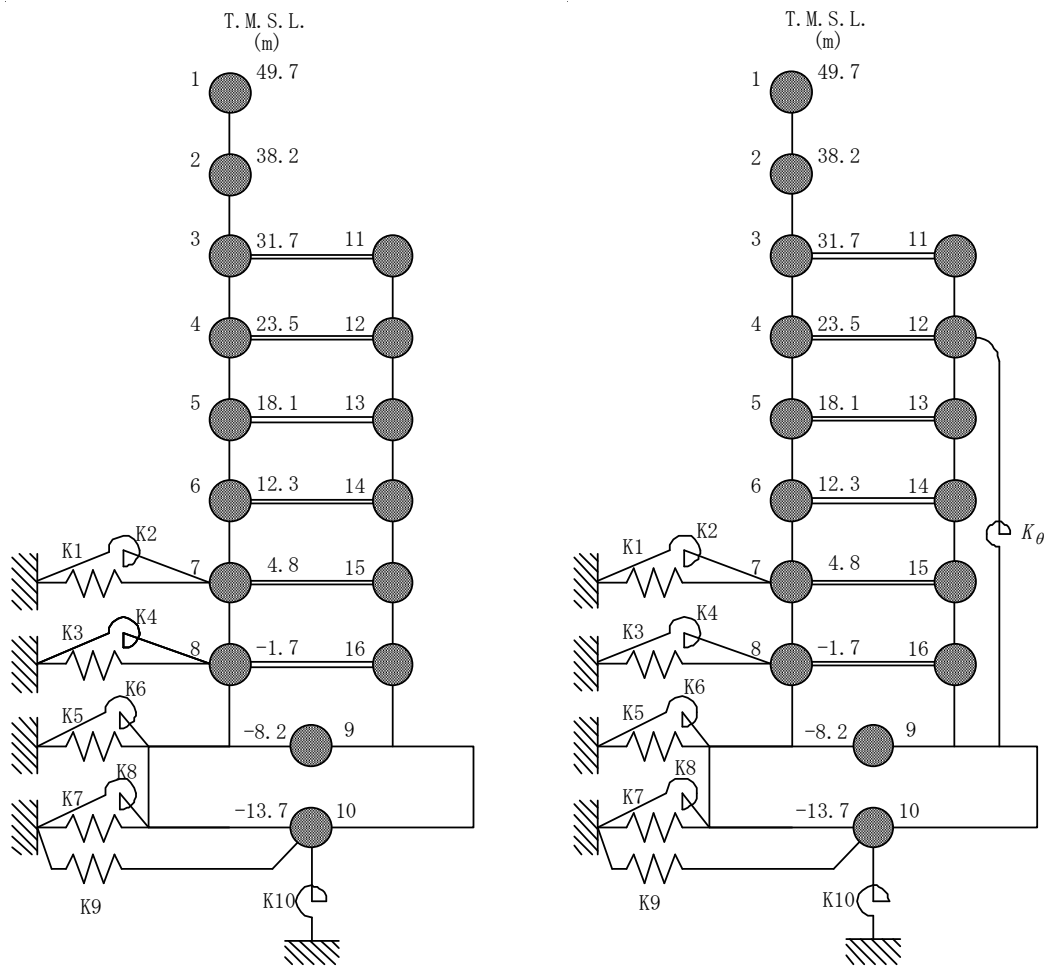


図 2-1 原子炉建屋断面 (7号炉の例)



NS 方向 EW 方向

図 2-2 建屋—地盤連成地震応答解析モデル (7 号炉の例)

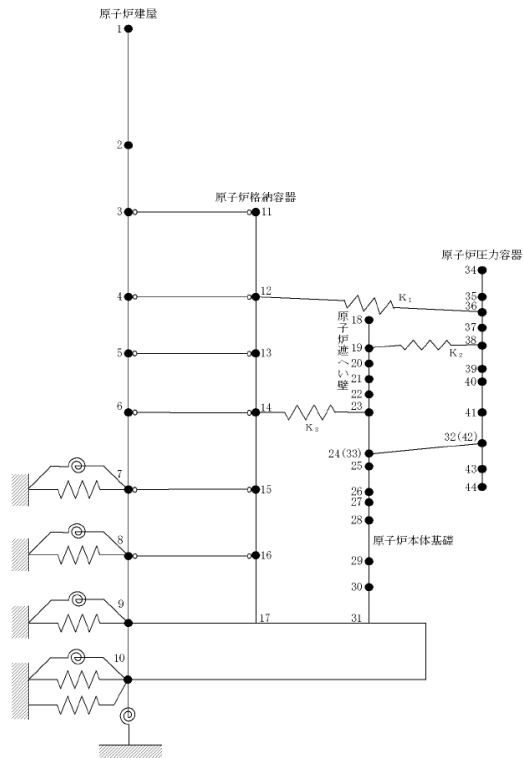


図 2-3 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル
(7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

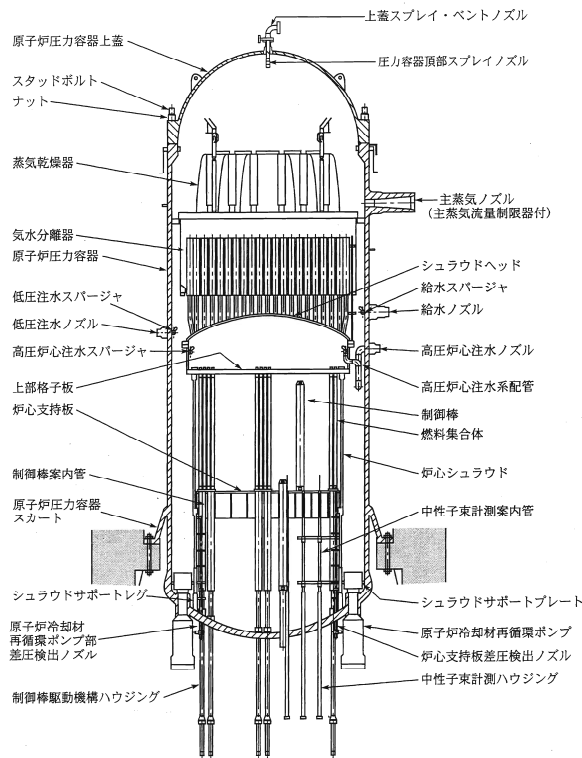


図 2-4 原子炉内部構造図

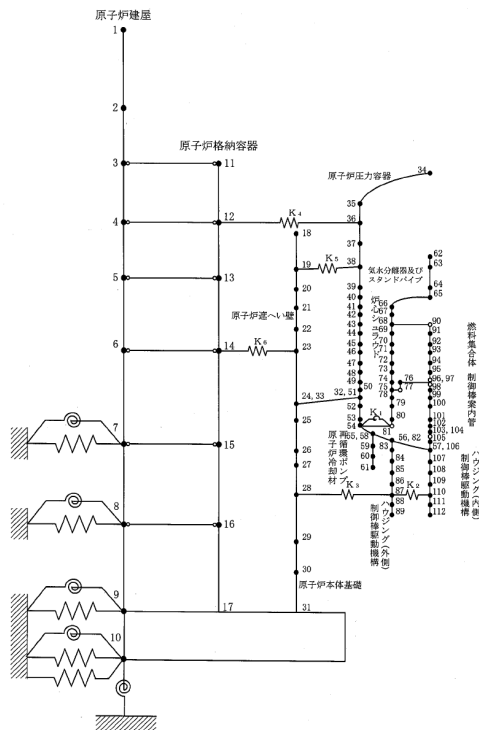


図 2-5 炉心，原子炉压力容器および压力容器内部構造物の地震応答解析モデル
(7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

3. 詳細化の検討内容及び妥当性

地震応答解析モデル詳細化の検討フローを図3に示す。

詳細化項目ごとに妥当性を確認したのち、詳細化後の地震応答解析モデル（以下、「今回工認モデル」という）全体の妥当性を別の解析モデル（建屋3次元FEMモデル）との比較により確認する。

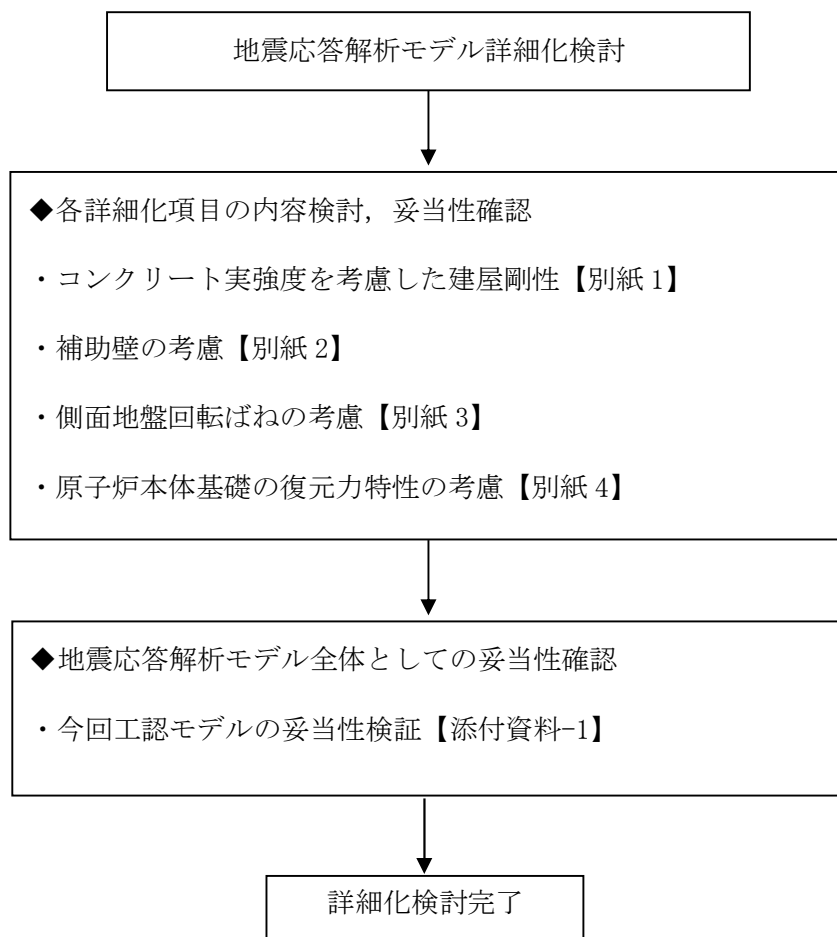


図3 地震応答解析モデルの詳細化検討フロー

3. 1 コンクリート実強度を考慮した建屋剛性【別紙1】

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施することから、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、地震時の建屋挙動を実応答に近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用する。

コンクリート実強度を採用する際の論点を整理し、抽出された論点に対して、原子炉建屋を例として、既往の知見や試験等から得られたデータを通してその妥当性・信頼性について考察した上で、今回工認に用いる実剛性の値を設定する方針とした。また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が適用可能であることを確認する。

原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データを整理し、網羅的にデータ取得されていること及びデータ数が妥当であることを確認した。

その上で、経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理することによりコンクリート強度の経年による影響について検討し、材齢91日から10年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）を設定した。

更に長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度について、実機から直接採取して得られる強度と比較して数値に大きな差異がないかを確認した。

以上の検討を踏まえた上で、妥当性・信頼性を有していると考えられる実強度を設定した。

また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が共通的に適用可能であることを確認した。

地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討し、不確かさを設計上考慮することにより地震応答解析における保守性を確保することとした。

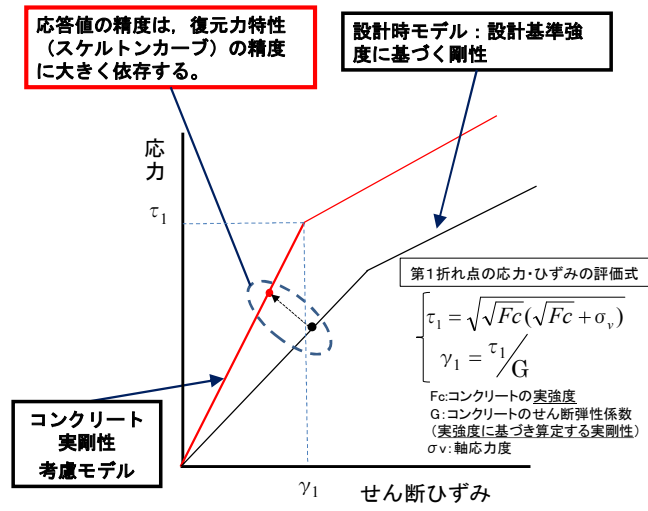


図 3-1 コンクリート実剛性の採用（概念図）

3. 2 補助壁の考慮【別紙2】

既設建屋の地震応答解析の実施にあたっては、より実現象に近い応答を模擬するという観点から、設計時には考慮されていなかったが実際には耐震要素として考慮可能な壁を補助壁と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。

補助壁の選定基準の設定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、日本建築学会：「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）」（以下、「RC-N」規準という）を参考に設定する。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚、せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており、今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたっては、「算定外の規定」の記載を踏まえて選定条件を設定することとした。建屋内の鉄筋コンクリート壁のうち、選定条件に適合する壁を補助壁として選定した。

また、選定された補助壁の地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定とした。

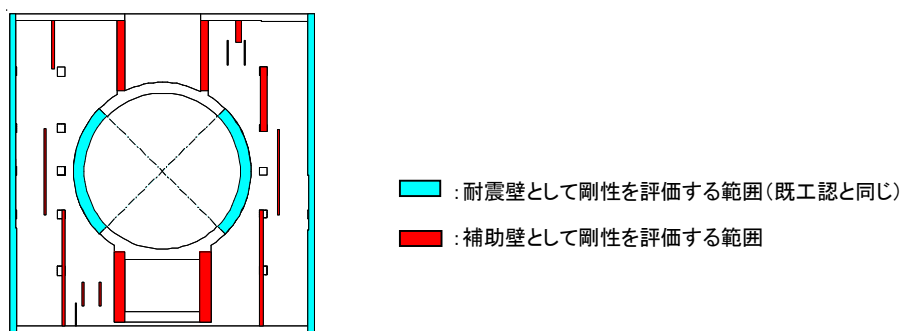


図 3-2 補助壁の考慮例 (6号炉 原子炉建屋 2階)

3. 3 側面地盤回転ばねの考慮【別紙3】

側面回転ばねを考慮することの妥当性検証にあたって、地中に埋め込まれた建屋と地盤との相互作用に関する知見及び6, 7号炉原子炉建屋の設置状況を整理し、その上で大きな地震動が作用する場合の側面回転ばねの妥当性に関して、以下の3つの論点を抽出した。

各論点に対する検討方針を設定し、それぞれの論点について検証を実施した。

【論点①】 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ埋め込みSRモデルへ回転ばねを適用することが妥当か

【論点③】 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

論点①に対する検討としては、6, 7号炉原子炉建屋の実機の地下外壁（防水層付き）と側面地盤の間を模擬した摩擦試験により、建屋側面と地盤間に摩擦力があることを確認した。また、試験結果を踏まえて、論点②及び論点③に対する検証で使用する解析モデルで使用する摩擦特性を設定した。

論点②に対する検討としては、地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や摩擦特性を考慮した詳細な解析モデルによる地震応答解析を行い、地震時の建屋と地盤間の接触状況、建屋と地盤間の摩擦による応力伝達状況、側面地盤反力について検討し、拘束効果が得られることを確認した。その上で、埋め込みSRモデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答と詳細モデルによる建屋応答を比較し、埋め込みSRモデルによる建屋応答が妥当であることを確認した。

論点③に対する検討としては、論点②のモデルで考慮した接触剥離・摩擦滑り現象に加えて、原子炉建屋に隣接するタービン建屋や周辺の地盤状況（埋戻し土、マンメイドロック等）を考慮した解析モデルを用いた解析を実施し、論点②のモデルによる解析結果と比較することにより、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が建屋応答に与える影響がないことを確認した。

また、上記の解析的な検証は6号炉原子炉建屋を代表として実施したものであるが、6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋の設置状況の類似性や6号炉を対象とした解析結果の傾向を踏まえ、7号炉原子炉建屋についても側面回転ばねを適用することが妥当であることを確認した。

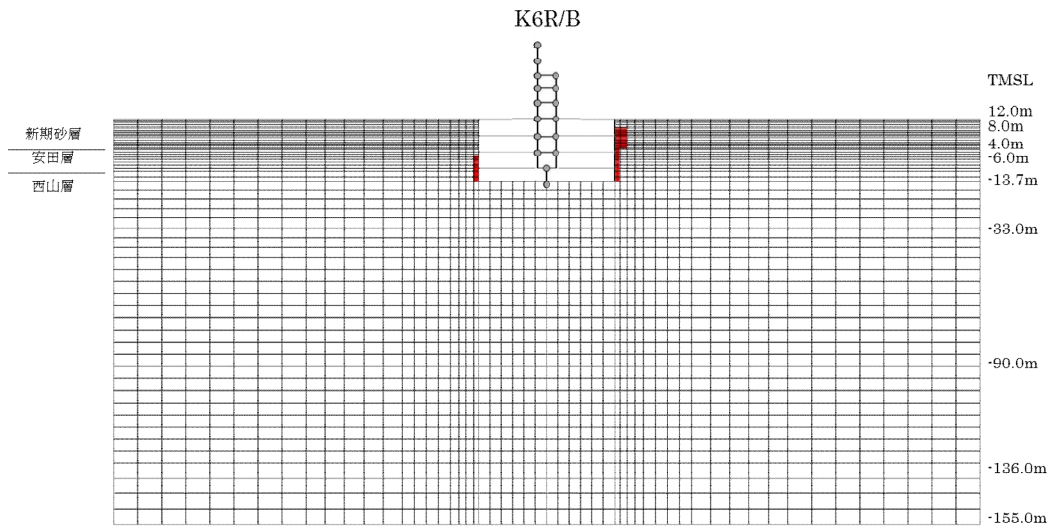


図 3-3 地盤 2 次元 FEM による解析モデル図 (6 号炉原子炉建屋 NS 方向の例)

3. 4 原子炉本体基礎の復元力特性の考慮【別紙4】

原子炉本体基礎は、鋼板とコンクリートの複合構造物であり、既工認の地震応答解析モデルでは、基準地震動のレベルが小さく地震応答は概ね弾性領域と考えられたことから、剛性一定の線形仮定としていた。

しかしながら、今回工認では基準地震動のレベルが増大し、地震応答が線形領域を超えることから、より現実に近い適正な地震応答解析を実施する観点から、コンクリートのひび割れによる剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用することとする。

非線形解析モデルの評価は、鉄筋コンクリートの評価手法として実績のある手法に加え、鋼板とコンクリートの複合構造としての特徴に留意した既往の知見を参考にしておこない、実物の原子炉本体基礎を模擬した試験体による加力試験結果を用いてその妥当性を確認する。

原子炉本体基礎の非線形特性を考慮した復元力特性（スケルトンカーブ）の設定は、規格基準や既往の知見を参考に、曲げ及びせん断のそれぞれに対し、コンクリートのひび割れを表す第1折点と鋼板の降伏を表す第2折点を設定することによりおこなった。

曲げの第1、第2折点及びせん断の第1折点の評価は、「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」に規定されるスケルトンカーブ評価方法を基本とし、せん断の第2折点の評価は、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見に示されたコンクリートひび割れ後の荷重変形関係の理論式を基本とした。

実機原子炉本体基礎の構造の特徴を踏まえ、評価式への反映方法について検討し、実機を模擬した試験体でその妥当性を確認した。

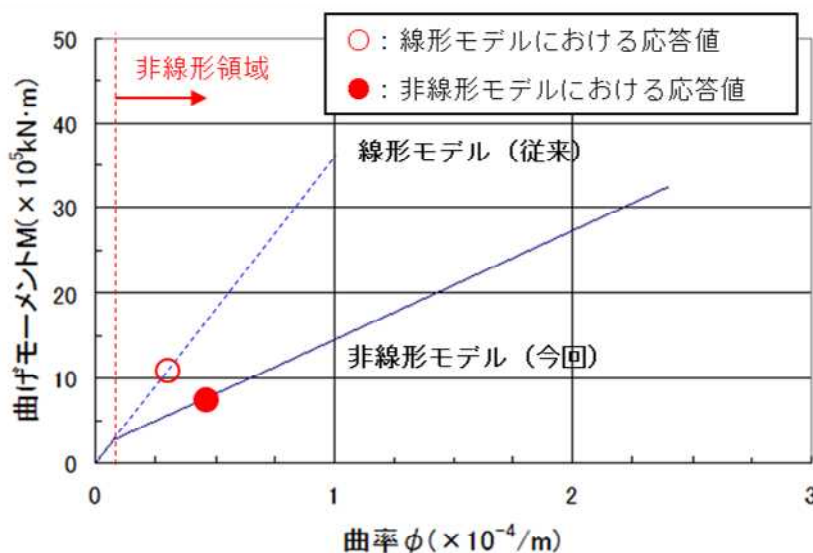


図 3-4 原子炉本体基礎の復元力特性の例
(7号炉, Ss-1, NS 方向の概念図)

3. 5 今回工認モデルの妥当性検証

今回工認モデルの妥当性検証として、過去の地震観測記録でベンチマーキングした別の解析モデル（建屋 3 次元 FEM）の地震応答解析結果の比較を行う。検証にあたっては、建屋 3 次元 FEM モデルについて、新潟県中越沖地震によるシミュレーション解析によりその妥当性を確認した上で、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルのそれぞれに対して弾性設計用地震動 Sd を入力とした地震応答解析を行い、両者の応答結果を比較することにより今回工認モデルの妥当性を確認する。今回工認モデルの妥当性検討のフローを図 3-5 に示す。妥当性検証のフローに基づき検討を実施し、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM の地震応答解析結果の比較を行った結果、応答が整合的であったことから、今回工認モデルが妥当であると判断した。（添付資料-1）。

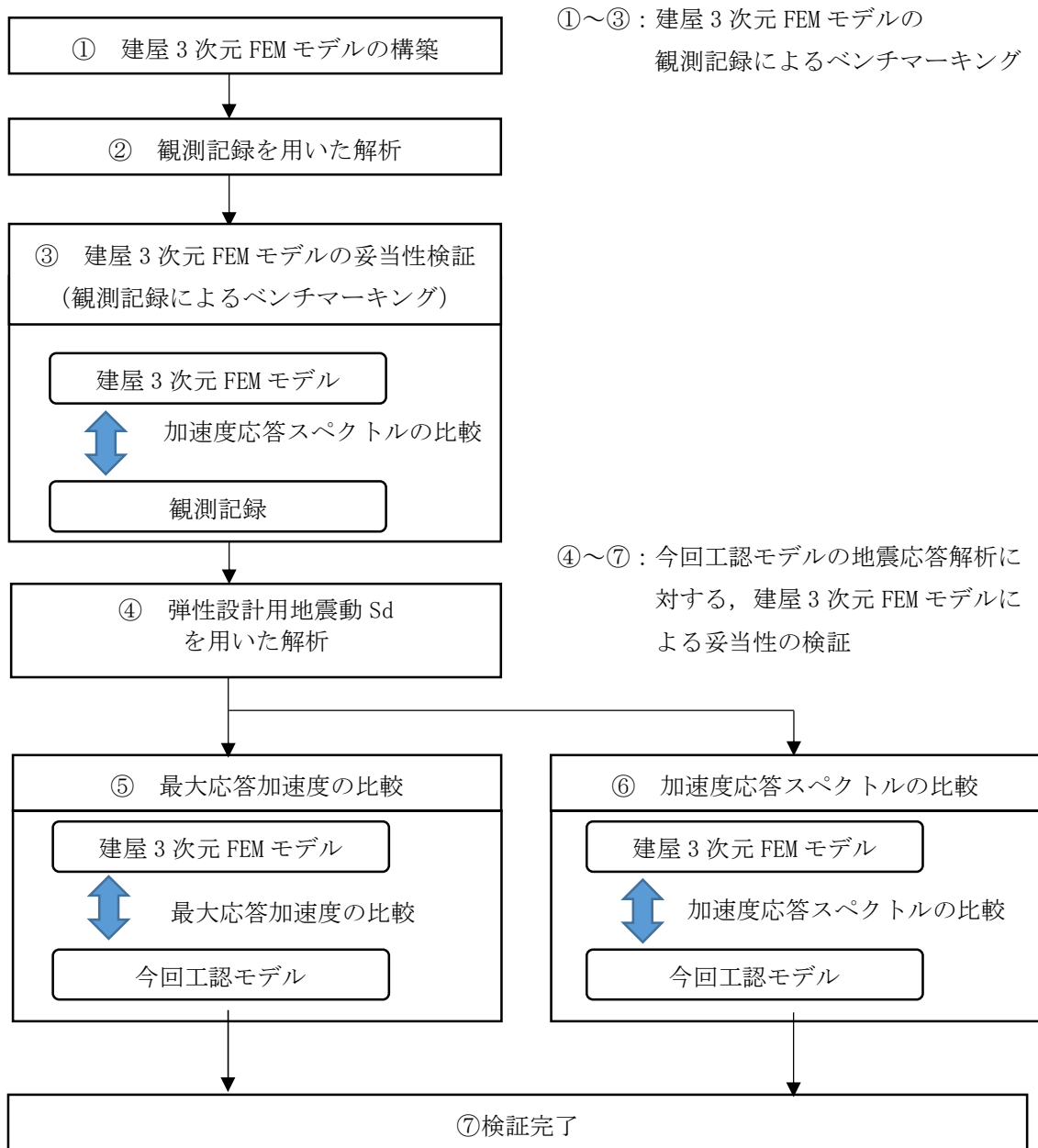


図 3-5 地震応答解析モデルの妥当性検証フロー

4. 地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針

4. 1 保守性と不確かさを設定する項目

今回工認では、既工認時より詳細化しつつ保守性に配慮した地震応答解析モデルを採用する方針である。詳細化した項目については、項目毎に保守性を有することを確認するとともに、必要に応じ追加で保守性を設定し、地震応答解析結果へ与える影響を確認する。同様に、詳細化項目のうち不確かさが考えられるものについては、不確かさが地震応答解析結果へ与える影響を確認する。

また、詳細化した項目ではないものの地盤剛性については、実測した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不確かさが地震応答解析結果へ与える影響を確認する。

なお、本検討では地震応答解析モデルにおけるコンクリート減衰定数を既工認時同様5%としているが、先行審査では減衰定数を3%とした場合の影響についても確認している。柏崎刈羽原子力発電所は、軟岩サイトであり、かつ建屋が地中に深く埋め込まれていることから、建屋地盤相互作用による減衰効果の影響が大きく、コンクリートの減衰定数による影響はほとんど無いと考えられるためここでは検討の対象とはしていない。ただし、今回工認では、念のため、コンクリートの減衰定数を3%とした場合の影響についても検討を実施する予定である。

4. 2 保守性と不確かさの設定

(1) 建屋剛性（コンクリート強度）

今回工認では、建屋の地震応答解析モデルにおけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する予定であり、その数値は概ね建設時コンクリートの91日強度の平均値と同等となっている。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ を考慮することとした。さらに、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限値に相当する値（平均値 -2σ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値である 568kg/cm^2 （ 55.7N/mm^2 ）を考慮する。

表 4-2 (1) コンクリート強度の保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度 (91日強度) 440kg/cm^2 (43.1N/mm^2)
保守性	91日以降の強度上昇を無視
不確かさ	• $+1\sigma$ 470kg/cm^2 (46.1N/mm^2) • -1σ 410kg/cm^2 (40.2N/mm^2) • コア強度平均 568kg/cm^2 (55.7N/mm^2) • -2σ 380kg/cm^2 (37.3N/mm^2)

(2) 補助壁の耐震要素化

今回工認では、設計時には考慮されていなかったが実際には耐震要素として考慮可能な壁を補助壁と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定としている。また、規格に該当しない間仕切壁の剛性を保守的に無視している。なお、本項目についての不確かさは特に無いものと考えられる。

表 4-2 (2) 補助壁の耐震要素化における保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	補助壁の耐震要素化
基本ケース	・補助壁を耐震要素として考慮
保守性	・補助壁のせん断スケルトンカーブは第1折点で降伏する完全弾塑性型 ・補助壁の曲げ剛性は無視 ・規格に該当しない間仕切り壁の剛性を無視
不確かさ	特に無し

(3) 側面地盤回転ばね定数

側面地盤回転ばねについては、別紙3における検討で用いた地盤2次元FEMの地盤反力が埋込みSRモデルの地盤反力より小さいという傾向が見られたことを踏まえ、接地率の評価が保守的になるように、NOVAKの方法により算定される側面地盤回転ばね定数を0.5倍して半減させたケースについて、影響評価を行うこととする。不確かさの検討にあたっては、後述する地盤剛性の不確かさを考慮することで、回転ばね定数も変化することから、地盤剛性の不確かさの検討と合わせて影響を確認することとする。

表 4-2 (3) 側面地盤回転ばね定数の保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	側面地盤回転ばね定数
基本ケース	100%
保守性	無し (但し、不確かさの考慮において回転拘束効果を低減(50%)した場合の影響を評価)
不確かさ	回転ばね定数の変動を考慮 (地盤剛性を $\pm\sigma$ 変化させることで回転ばね定数も変化する)

(4) 原子炉本体基礎の非線形モデル化

建屋と連成させる「原子炉本体基礎の地震応答解析モデル」及び「炉心，原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル」（以下，「原子炉系の地震応答解析モデル」という）に含まれるコンクリート構造物は，建物のように実測したコンクリート強度がないことから保守的に設計基準強度を用いているが，コンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されるため，実構造物と地震応答解析モデルとで剛性が異なることが考えられる。不確かさの検討にあたっては，原子炉系の地震応答解析モデルのうち，コンクリート構造物である原子炉本体基礎とダイヤフラムフロアについて，コンクリート実強度を考慮した影響評価をおこなうこととする。

また，原子炉本体基礎の復元力特性（スケルトンカーブ）の設定は，保守的に許容限界を鋼板降伏までとしており，折線近似で評価している。しかしながら，現実の挙動は上に凸な曲線になると考えられることから，手法特有の配慮としてスケルトンカーブを曲線包絡した場合の影響を確認することとする。

表 4-2 (4) 原子炉本体基礎の非線形モデル化における保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	設定方法
基本ケース	<ul style="list-style-type: none"> 許容限界を鋼板降伏までと設定 コンクリート強度を設計基準強度と設定 原子炉本体基礎：300kg/cm² (29.4N/mm²) ダイヤフラムフロア：330kg/cm² (32.3N/mm²)
保守性	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板降伏以降の領域は設定しない コンクリート強度の下限值を採用
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度を実強度とした場合の影響を考慮 原子炉本体基礎：400kg/cm² (39.2N/mm²) ダイヤフラムフロア※：440kg/cm² (43.1N/mm²)
手法特有の配慮	<ul style="list-style-type: none"> スケルトンカーブを曲線包絡とした場合の影響を考慮

※ダイヤフラムフロアの設計基準強度は原子炉建屋と同じ値であることから，実強度は原子炉建屋と同じ値を用いる。

(5) 地盤剛性

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を元に設定した数値を基本ケースとして採用している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮することにより、影響評価を行うこととする。

表 4-2 (5) 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	・ 標準地盤 (平均値)
不確かさ	+地盤 (表層 (+13%), 安田層 (+25%), 西山層 (+10%)) -地盤 (表層 (-13%), 安田層 (-25%), 西山層 (-10%))

4. 3 検討ケース

前項で述べた不確かさに対しては、基本的に、個別に影響を確認することとする。但し、建物のコンクリート剛性の不確かさのうち $\pm 1\sigma$ のケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成系の剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組み合わせで検討をおこない、個別の検討は省略する（詳細は、添付資料-2参照）。

以上を踏まえ、検討ケースを下表に示す。

表 4-3 検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	RPV ペDESTAL	地盤剛性	備考
◆ケース 1 (基本ケース)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	実強度+ σ (470kg/cm ²)	100% (+ σ)	非線形 (折線近似)	標準地盤+ σ	地盤剛性の変化に伴い、回転ばね定数が変化
◆ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	実強度- σ (410kg/cm ²)	100% (- σ)	非線形 (折線近似)	標準地盤- σ	地盤剛性の変化に伴い、回転ばね定数が変化
◆ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (568kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 5 (建屋剛性-2 σ)	実強度-2 σ (380kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 6 (回転ばね低減)	実強度 (440kg/cm ²)	50%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形・実強度 (折線近似)	標準地盤	原子炉本体基礎：400kg/cm ² ダイヤフラムフロア：440kg/cm ²
◆ケース 8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形 (曲線包絡)	標準地盤	

4. 4 設計への反映方針

(1) 建物・構築物

今回工認の設計においては、基本ケースの地震応答解析モデルを用いることとする。但し、不確かさを考慮した各検討ケースの地震応答解析から得られる地震力（せん断力、曲げモーメント、最大せん断ひずみ等）が基本ケースの地震力を上回る場合には、それらの影響を考慮した場合でも許容値を満足することを確認する。

(2) 機器・配管系

今回工認の設計においては、原則、基本ケースの地震応答解析モデルによる地震応答解析結果と不確かさを考慮した各検討ケースの地震応答解析結果を全て包絡した条件を用いることとする。但し、今回工認の耐震計算書作成においては、自主的に保守的な条件を設定する場合がある。

a. 建屋床面の最大加速度を用いて設計する設備

各建屋のフロア毎に、基本ケースの最大加速度と各検討ケースの最大加速度を全て包絡した加速度を用いて設計する。

b. 地震応答解析結果から得られる荷重（モーメント、せん断力等）を用いて設計する設備

地震応答解析モデルの質点のうち設備の設計に用いる箇所について、基本ケースの荷重と各検討ケースの荷重を全て包絡した荷重を用いて設計する。

c. 床応答スペクトルを用いて設計する設備

基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10%拡幅したものと各検討ケースの床応答スペクトル（拡幅無し）を全て包絡したスペクトルを用いて設計する。

(地震荷重の例)

設備名	設備 A	設備 B	設備 C
荷重 (単位)	モーメント (kN・m)	モーメント (kN・m)	反力 (kN)
◆ケース 1 (基本ケース)	100000	3000	500
◆ケース X (不確かさケース)	150000	2000	600
◆ケース Y (不確かさケース)	200000	2500	500
最大値 (設計に用いる値)	200000	3000	600

(床応答スペクトルの例)

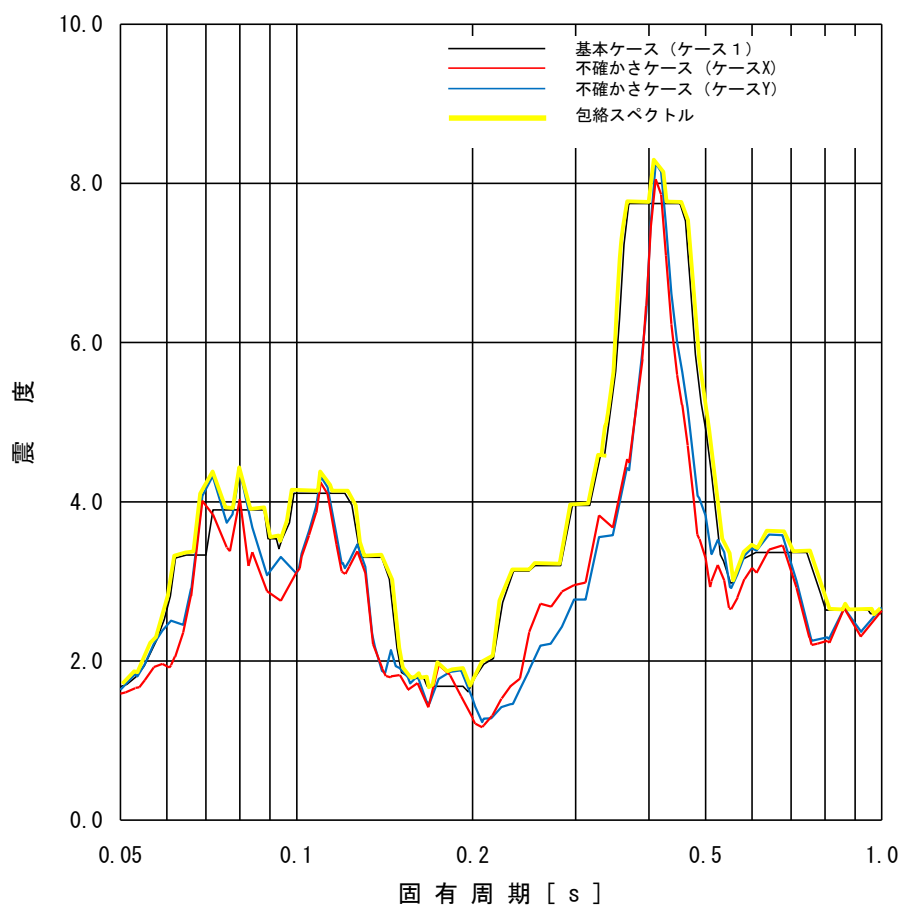


図 4-4 機器・配管系の設計条件 (イメージ)

5. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所6，7号炉の今回工認の耐震設計に用いる建屋及び原子炉の地震応答解析モデルを，既工認の地震応答解析モデルから詳細化するにあたって，詳細化する目的及び妥当性について検討した。その結果，今回の詳細化は，既往の知見や得られた試験データ等に基づき適切に設定されていること，今回工認モデルと3次元FEMモデルの応答性状は整合的であることから，今回工認モデルは妥当であると考ええる。

また，地震応答解析モデルにおける保守性と不確かさについて整理するとともに，不確かさの変動幅や不確かさの検討ケースを設定し，地震応答解析結果における影響検討方針を示した。今後，本方針に従い検討を実施する。

以上

添付資料ー1 今回工認モデルの地震応答解析に対する
3次元FEMモデルによる妥当性の検証

目 次

1. はじめに
2. 3次元 FEM モデルの構築
3. 3次元 FEM モデルによる評価
4. まとめ

1. はじめに

詳細化した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下、「今回工認モデル」という。）の妥当性検証として、今回工認モデルと、過去の地震観測記録でベンチマーキングした別の解析モデル（以下、「建屋 3 次元 FEM モデル」という。）の地震応答解析結果の比較を行う。

検証にあたっては、建屋 3 次元 FEM モデルについて、新潟県中越沖地震によるシミュレーション解析によりその妥当性を確認した上で、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルのそれぞれに対して弾性設計用地震動 Sd を入力とした地震応答解析を行い、両者の応答性状を比較することにより今回工認モデルの妥当性を確認する。

今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの主要なモデル化条件について表 1-1 に示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの主要なモデル化条件

モデル化条件	今回工認モデル	建屋 3 次元 FEM モデル
建屋剛性 (コンクリート剛性の設定)	コンクリートの実強度データに基づく剛性を使用	同左
耐震要素（建屋壁）のモデル化	外壁などの主要な壁に加え、考慮可能な壁※（補助壁）を追加	同左
床のモデル化	床剛	床柔
地盤モデル	側面地盤回転ばねを考慮する	同左

※「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）、日本建築学会」に基づき設定。

なお、検証にあたっては、6, 7 号炉原子炉建屋の構造が類似していることを踏まえ、6 号炉を代表として実施するものとする。

今回工認モデルの妥当性検証のフローを図 1-1 に示す。

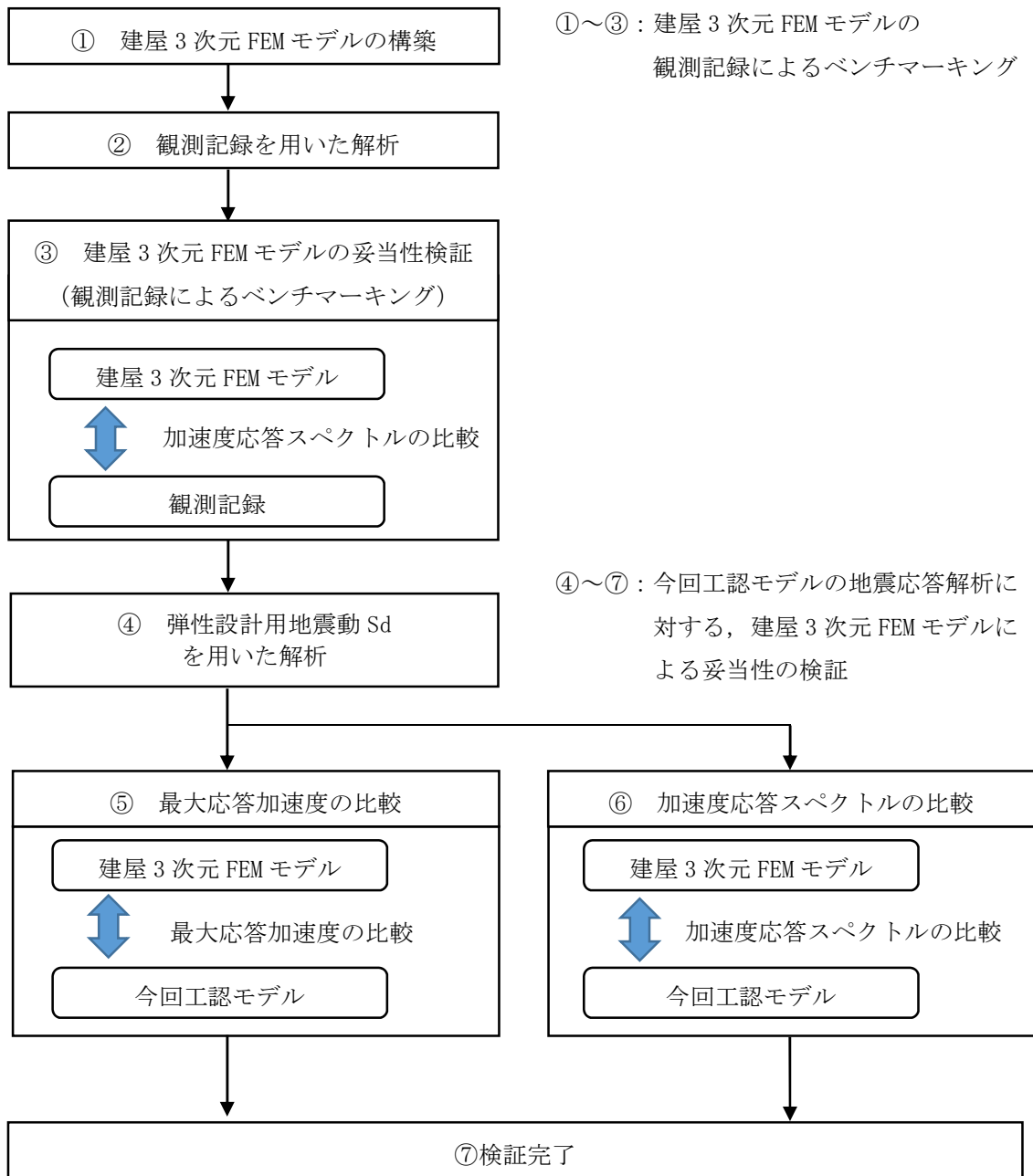


図 1-1 今回工認モデルの妥当性検証フロー

2. 3次元 FEM モデルの構築

2.1 原子炉建屋の 3次元 FEM モデル

原子炉建屋の 3次元 FEM モデルを構築する。モデル化の範囲は、原子炉建屋、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下、「RCCV」という。）及び基礎とする。建屋 3次元 FEM モデルの解析モデルを図 2.1-1 に示す。

3次元 FEM モデルで設定する各部材の要素タイプは、次のとおりである。

床スラブ・壁は面材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためシェル要素（約 21000 要素）とする。

基礎スラブは、床スラブと同一の面材であるが、床スラブに比べスラブ厚が大きいことからソリッド要素（約 5600 要素）とする。

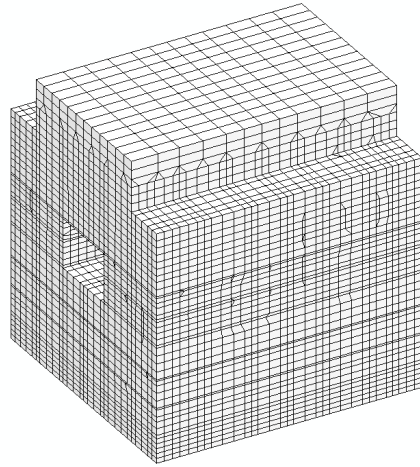
柱・梁は線材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためビーム要素とし、屋根トラスのメイントラス・サブトラス・サブビームについても柱・梁と同一の線材なのでビーム要素（約 3600 要素）、斜材・束材・水平ブレースは線材で軸剛性のみ評価するのでトラス要素（約 600 要素）でモデル化する。

また、壁・床の開口部については、主要な開口部のみモデル化する。

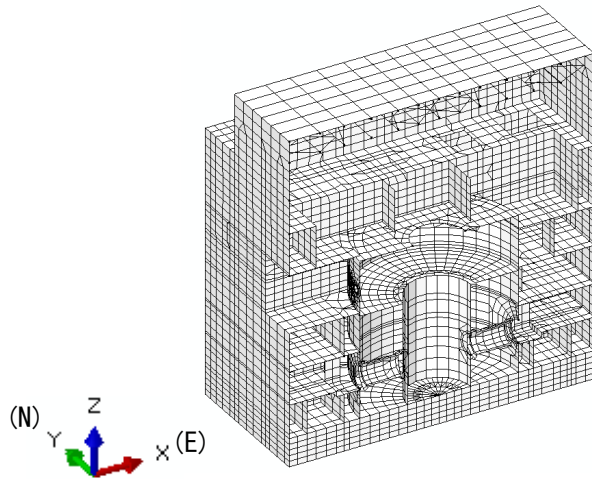
なお、シェル要素のサイズについて検討した事例として、吉田伸一、足立高雄他「3次元 FEM 弾塑性解析における要素サイズの影響評価（その 1）、（その 2）」（日本建築学会大会学術講演概要集 2011 年 8 月）がある。ここでは、シェル要素の要素分割を替えた 3次元 FEM による固有値解析、静的漸増解析および動的弾塑性解析を実施した結果から、弱非線形レベルでは 1 層 2 分割で耐震安全性確認は十分可能であり、強非線形レベルでも 1 層 4 分割程度で十分であるとしている。この文献によれば、添付資料-1 で実施する原子炉建屋の 3次元 FEM モデルによる地震応答解析は線形の解析であることから、シェル要素の要素分割は 1 層 2 分割でも十分と考えられる。しかし、念のため文献より細かめにモデル化することとし、壁に用いるシェル要素の要素分割は 1 層 4 分割以上としている。

使用材料の物性値を表 2.1-1 に示す。コンクリートの実強度及びヤング係数については、今回工認モデルと同一の設定である。

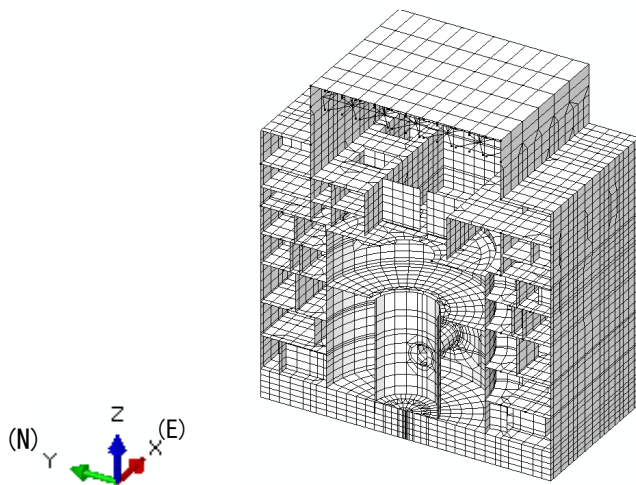
解析には解析コード「MSC Nastran Version 2013.1.1」を用いる。



(a) 建屋全景



(b) EW 断面図



(c) NS 断面図

図 2.1-1 建屋 3 次元モデル

表 2.1-1 使用材料の物性値

部位他		使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性 係数 G (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 h (%)
建屋部	実強度	コンクリート Fc = 440kg/cm ²	2.88×10 ⁴	1.20×10 ⁴	0.2	5
基礎部	実強度	コンクリート Fc = 400kg/cm ²	2.79×10 ⁴	1.16×10 ⁴	0.2	5
屋根トラス, 鉄骨部		鋼材	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	0.3	2

2.2 観測記録を用いた解析

(1) 観測記録を用いた解析の概要

観測記録を対象に、建屋 3 次元 FEM モデルを用いたシミュレーション解析を実施する。今回のシミュレーション解析においては、柏崎刈羽サイトにおいて最大の地震記録が観測されている、2007 年新潟県中越沖地震の地震記録を対象とする。なお、建屋 3 次元 FEM モデルのさらなる妥当性検証の観点から、今回工認時には他観測記録（中越地震（本震）等）も対象とし、シミュレーション解析を実施する予定である。

解析に用いる地震の諸元を図 2.2-1 に、地震計位置を図 2.2-2 に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を図 2.2-3 および図 2.2-4 に示す。

観測記録を用いた解析は、原子炉建屋基礎（6-R2：T.M.S.L. -8.2m）で観測された記録を使用する。

地震計を設置している 3 階位置（6-R2：T.M.S.L. 23.5m）での観測記録と建屋 3 次元 FEM モデルの解析結果とを比較する。

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	23km



図 2. 2-1 解析に用いる地震の諸元 (2007 年新潟県中越沖地震)

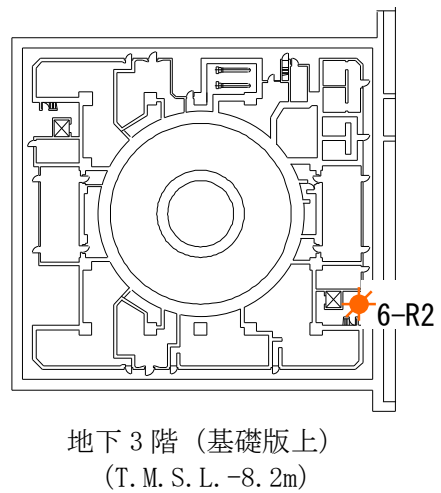
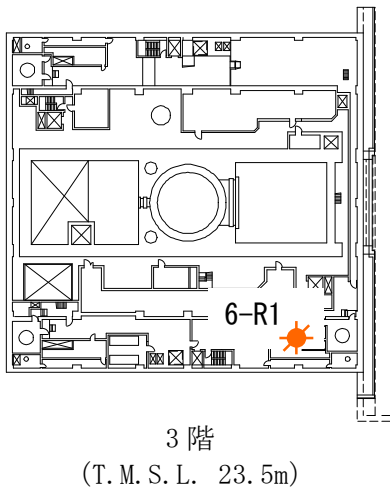
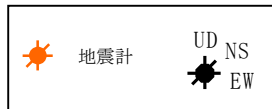
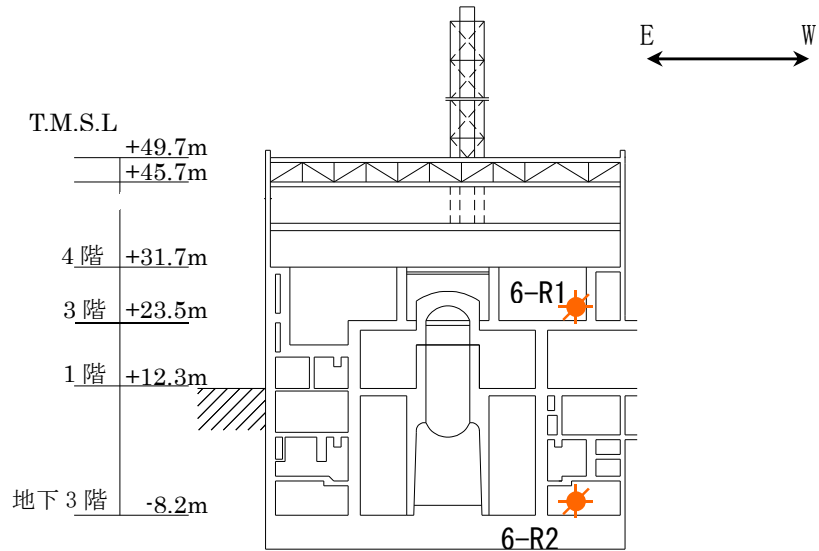
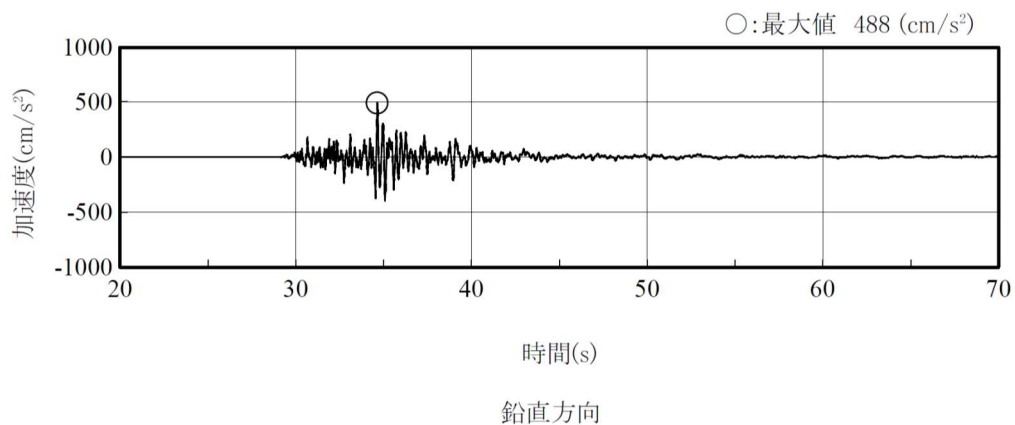
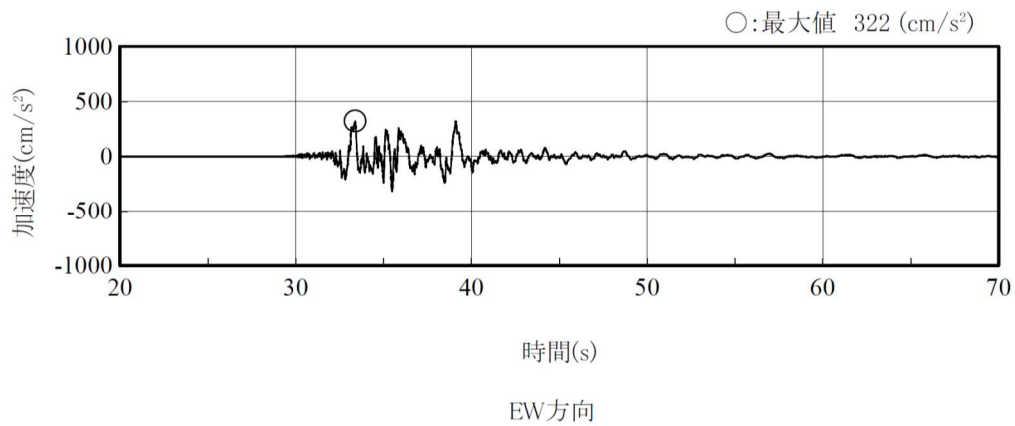
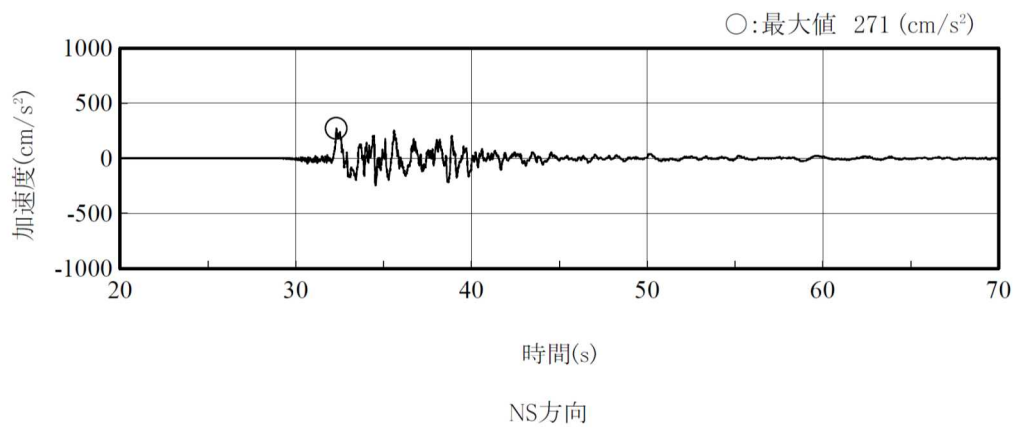


図 2.2-2 地震計位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

図 2.2-3 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形
(6-R2 : T. M. S. L. -8.2m)

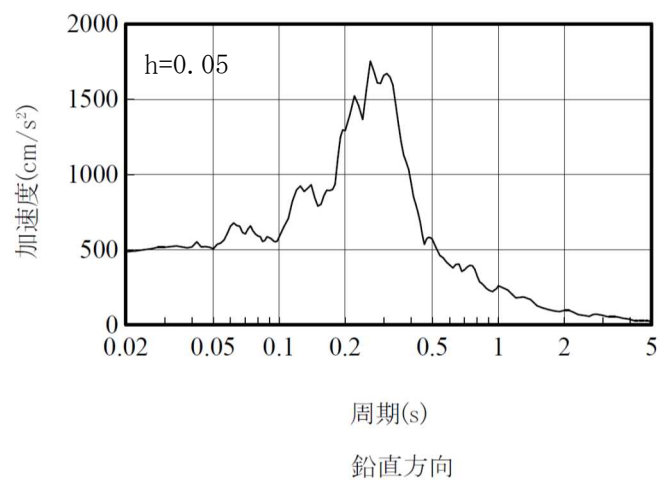
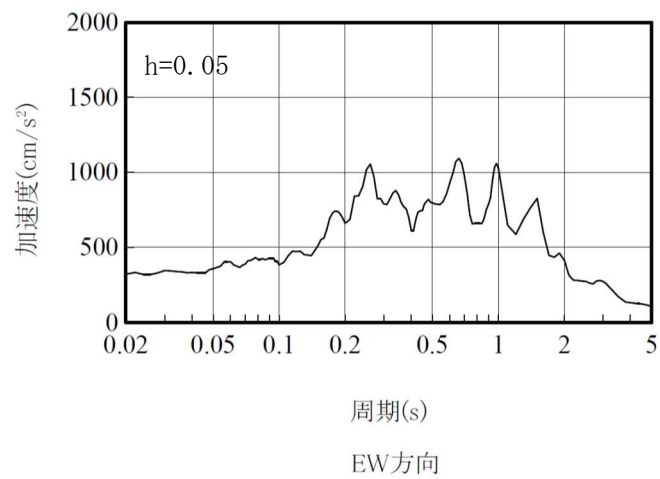
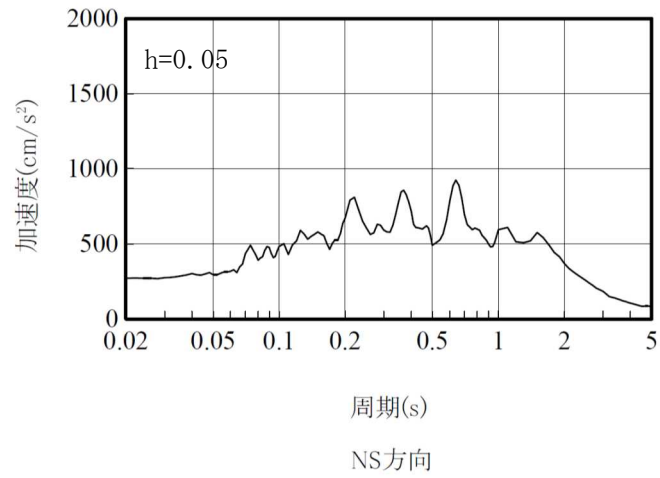


図 2.2-4 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル
(6-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)

(2) 観測記録による解析結果

原子炉建屋 3 階の地震計位置 (6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) での観測記録及び解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 2.2-5 に示す。なお、観測記録と比較するための解析結果は、地震計位置近傍の節点を用いる。

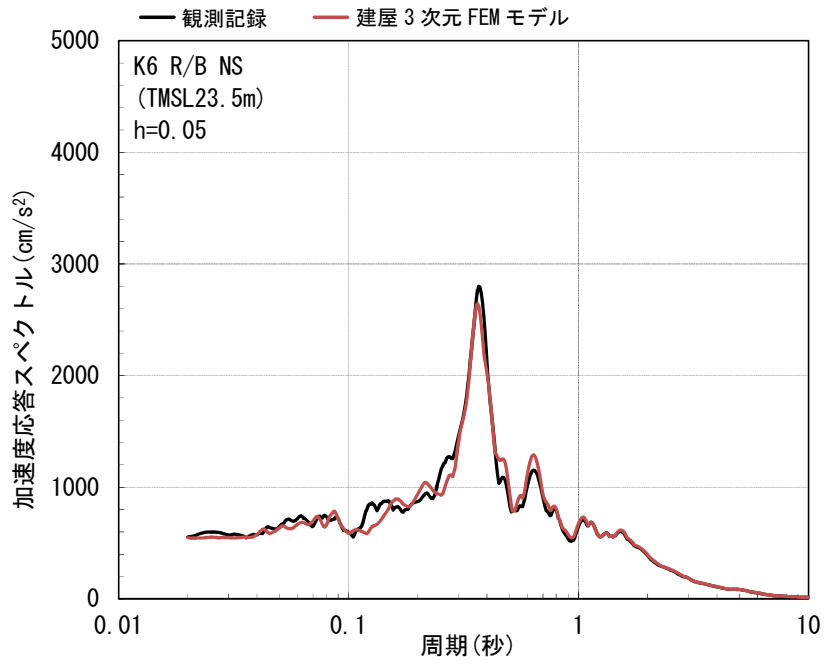
(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

加速度応答スペクトルにおいて示されるように、解析結果は建屋全体応答の主要モードを捉えていると共に、機器評価において主要な周期帯である 0.2 秒以下においても観測記録と整合的な応答の傾向を示している。

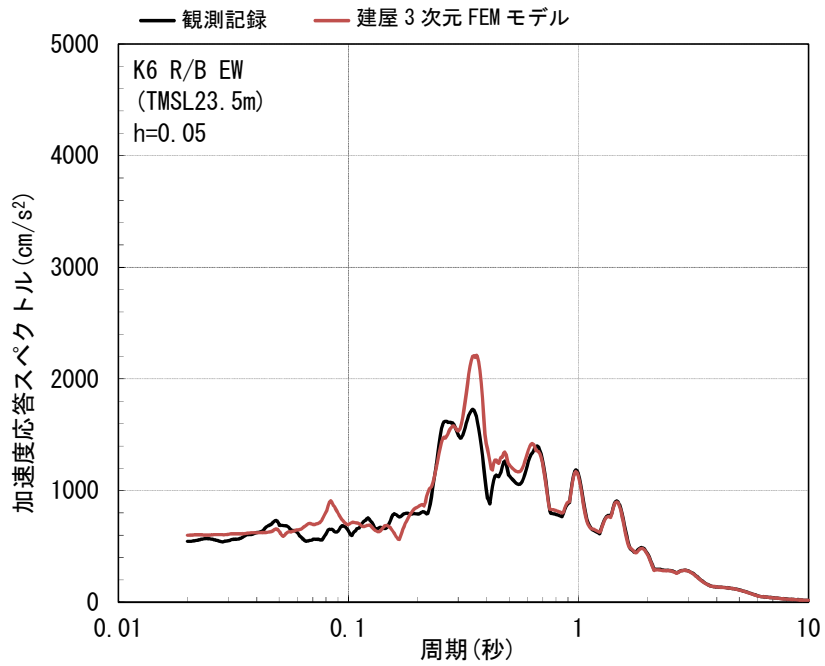
以上より、建屋 3 次元 FEM モデルは観測記録を再現可能なモデルであると考えられる。

なお、建屋 3 次元 FEM モデルは直接建屋各部をモデル化することから詳細な評価が可能であり、計算機能力の向上と共に極めて有力な解析手法となっており、他サイトにおいても、建屋 3 次元 FEM モデルによる類似のシミュレーション解析事例が報告^{3),4)}されている。

今回の検討に用いた建屋 3 次元 FEM モデルについて、他プラント評価での適用に加え、将来的に設計等に直接活用していく場合も想定される。しかし、建屋 3 次元 FEM モデルの他建屋への適用や、弾塑性地震応答解析への対応など、今後高度化を図っていくべき項目も残されている。このため、建屋 3 次元 FEM モデルに関して、今回の検討への適用性について確認されたものの、今後一般化するにあたっては、各種の検討を継続的に行っていく必要がある。

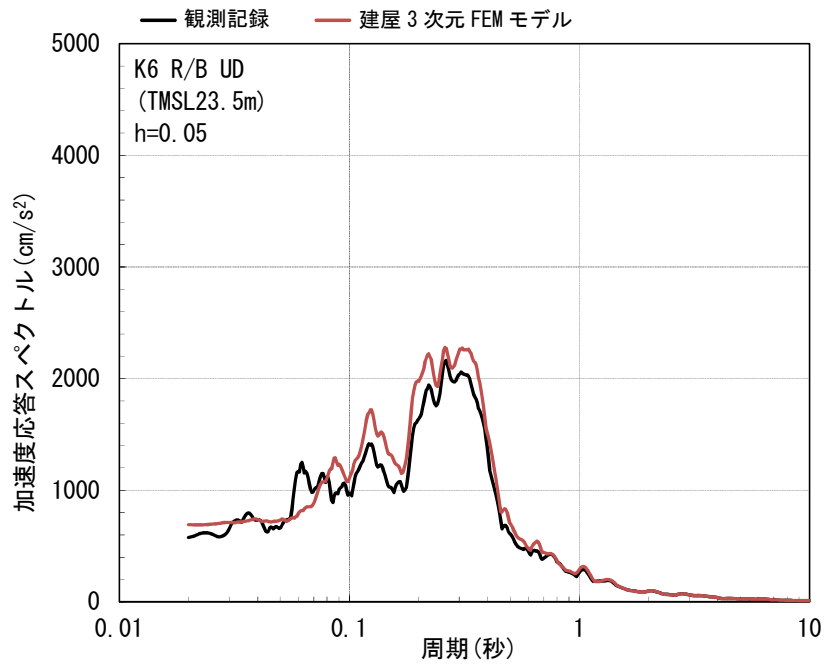


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.2-5 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) (1/2)



(c) UD 方向

図 2.2-5 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) (2/2)

3 3次元 FEM モデルによる評価

3.1 地震応答解析の概要

今回工認モデルの妥当性の検証として、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの各フロアの最大応答加速度および加速度応答スペクトルの比較を行う。

原子炉建屋の地震応答解析は基準地震動 S_s にて実施されることが望ましいが、3 次元 FEM 解析の演算時間が長時間となるため、その負担が少なくなるよう、基準地震動 S_s を 1/2 倍して算出される弾性設計用地震動 S_d で解析を行う。なお、弾性設計用地震動 S_d においても、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの違いによる応答への影響はとらえることができると考えられる。

弾性設計用地震動 S_d の応答スペクトルを図 3.1-1 に示す。図 3.1-1 より、耐震評価へおよびす影響が大きい弾性設計用地震動 S_d として S_d-1 と S_d-2 が挙げられるが、今回検討では、断層モデルにおいて 3 方向それぞれで入力が定義されている弾性設計用地震動 S_d-2 を検討用地震動として選定し、解析を実施した。

弾性設計用地震動 S_d-2 の加速度時刻歴波形を図 3.1-2 に、加速度応答スペクトルを図 3.1-3 に示す。

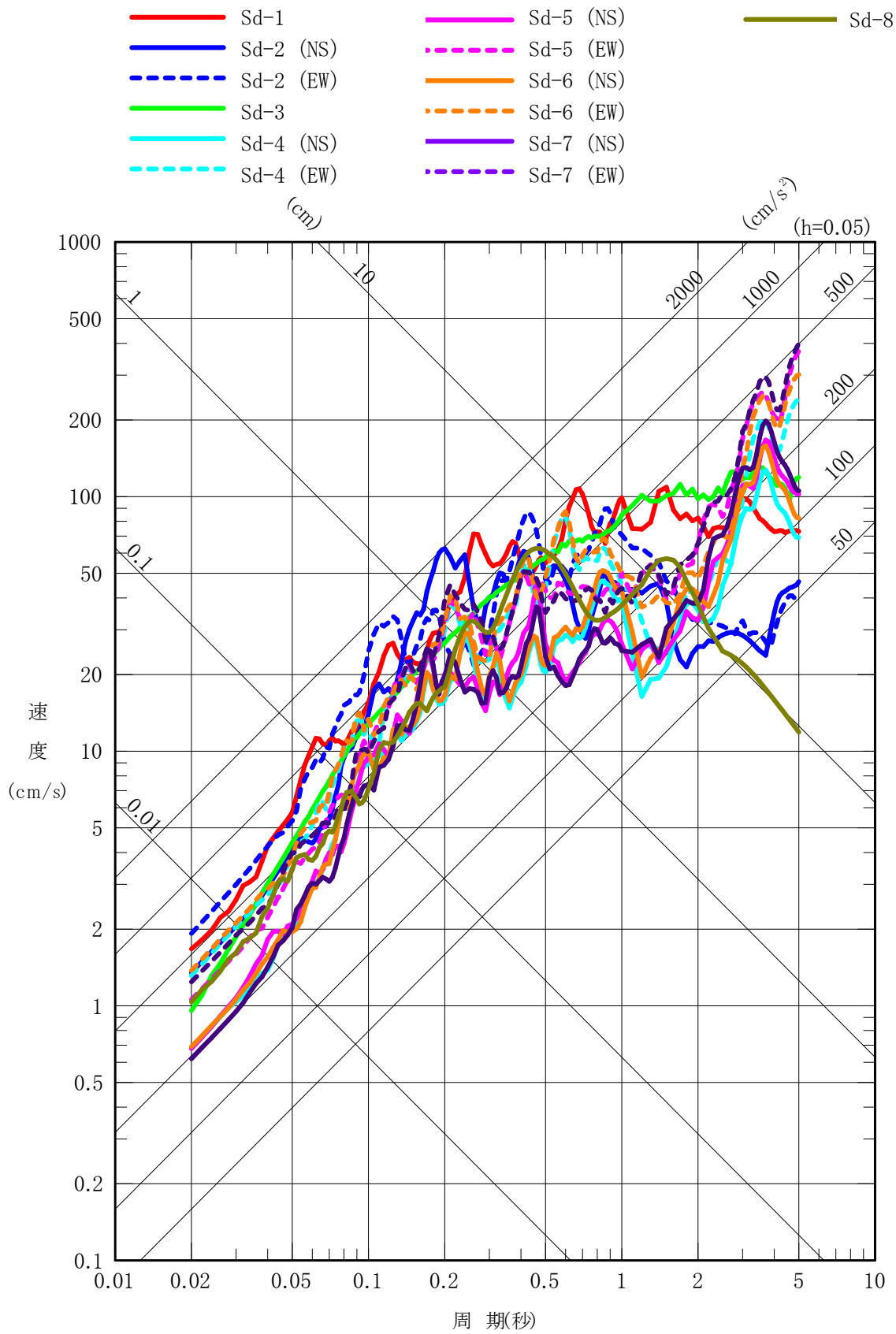


図 3. 1-1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (水平方向) (大湊側) (1/2)

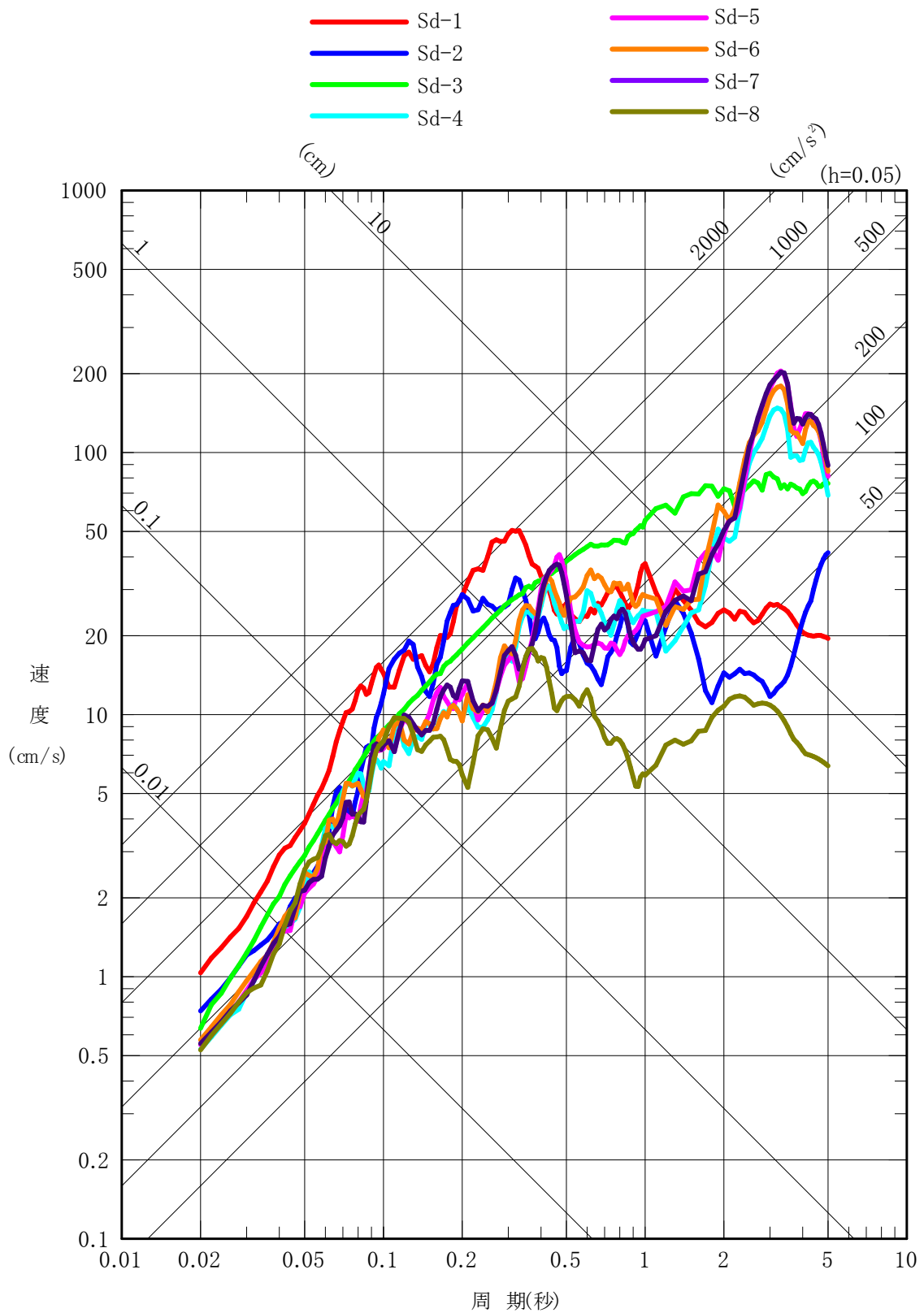


図 3. 1. -1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (鉛直方向) (大湊側) (2/2)

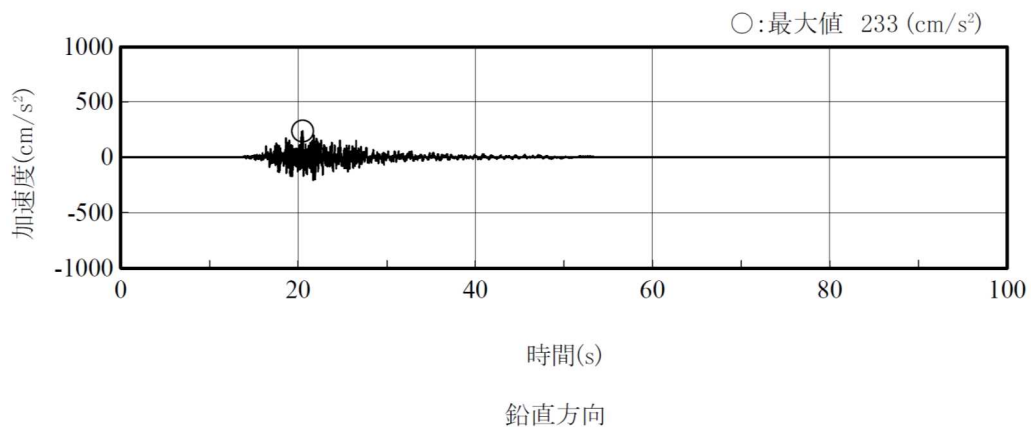
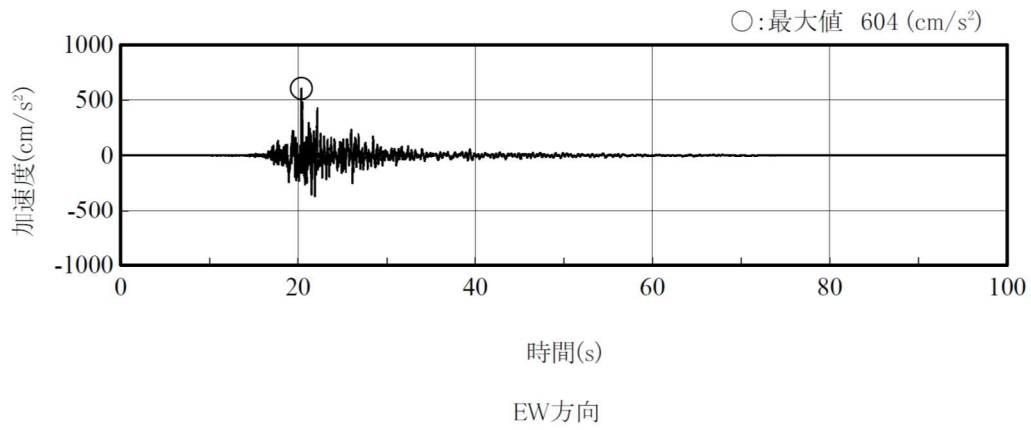
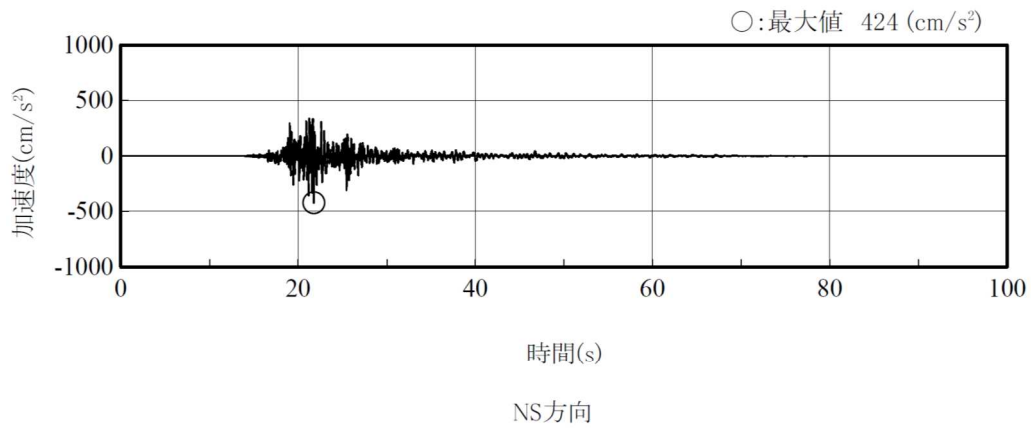


图 3.1-2 弹性设计用地震动 Sd-2 加速度时刻历波形 (解放基盘面)

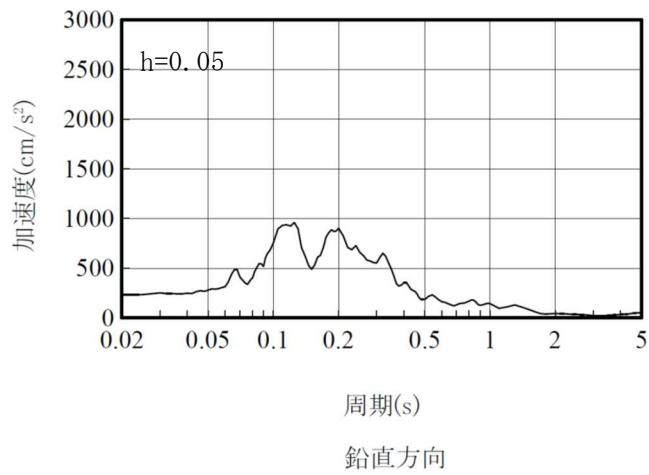
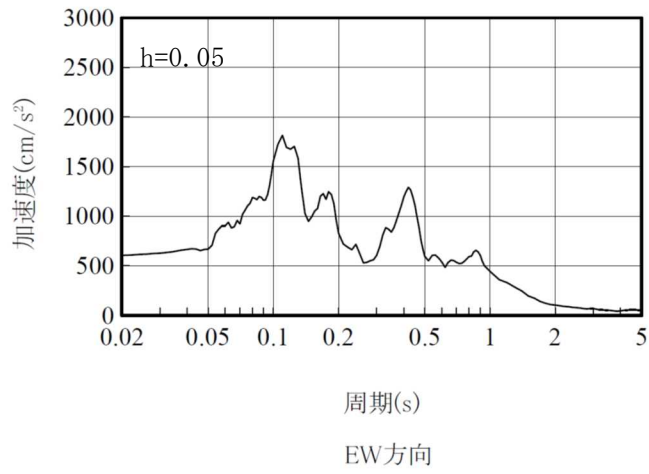
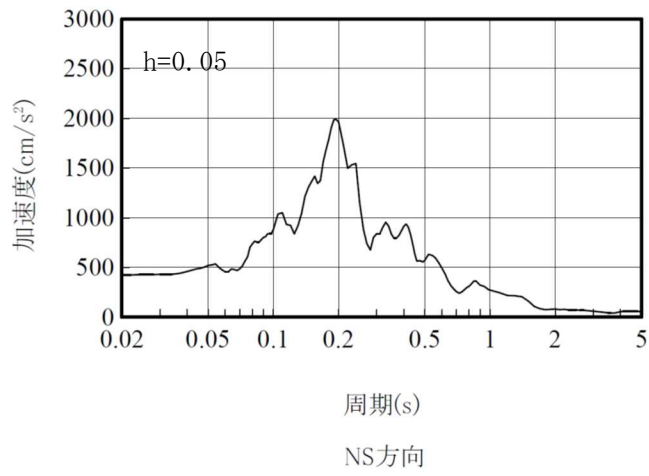


図 3.1-3 弾性設計用地震動 Sd-2 加速度応答スペクトル (解放基盤面)

3.2 最大応答加速度の比較による妥当性の検証

(1) 検証方針

今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの最大応答加速度の比較を行い、今回工認モデルの妥当性を検証する。

評価に当たっては、今回工認モデルの質点位置（床レベル）での応答を評価対象とし、今回工認モデルの各質点位置に対応する 3 次元 FEM モデルの評価点としては、原子炉建屋外壁（以下、「ボックス壁」という。）の隅部および中間部を評価点とし、また RCCV 部についても NS・EW 方向での影響が検討できるよう直行方向よりそれぞれ評価点を抽出した。なお、建屋の対称性を考慮し、各床の評価点は 5 点程度とした。

(2) 検証結果

図 3.2-1 及び表 3.2-1 に最大応答加速度の比較結果を示す。

図 3.2-1 及び表 3.2-1 より、今回工認モデルの応答性状は建屋 3 次元 FEM モデルの応答性状と整合的であることを確認した。

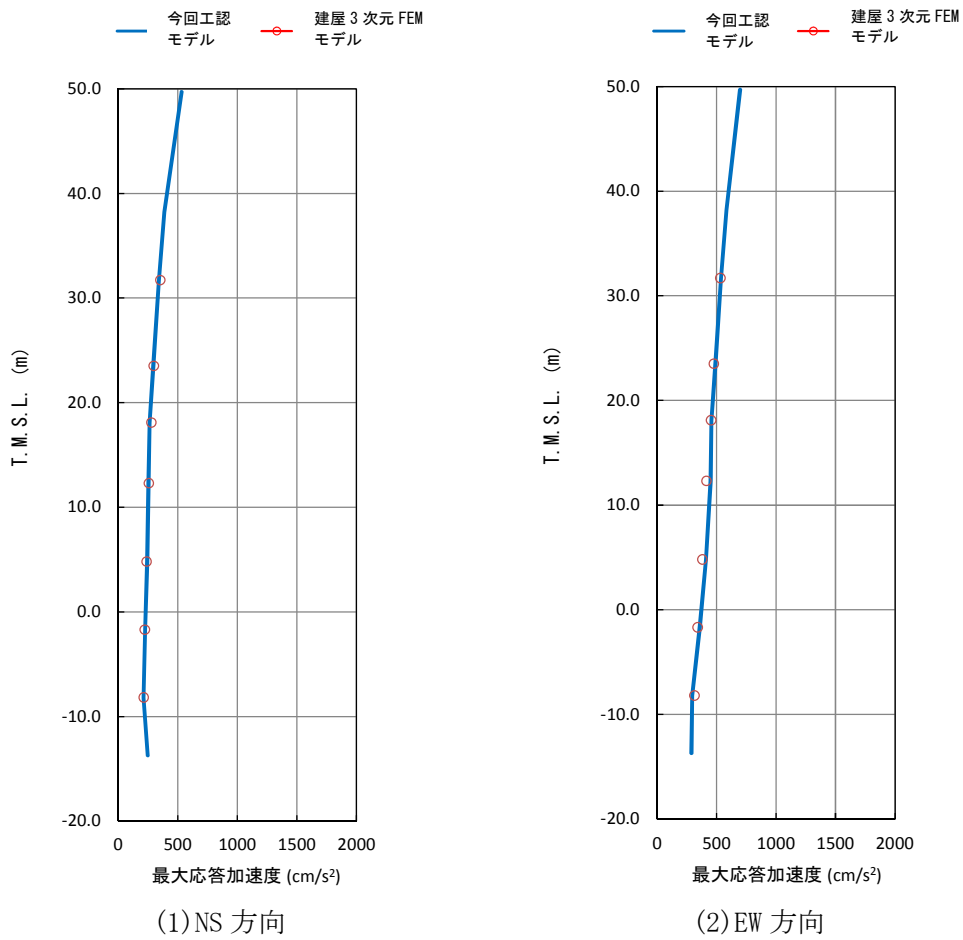


図 3.2-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM における最大応答加速度の比較

表 3.2-1 最大応答加速度一覧

部位	床レベル (T. M. S. L.)	最大応答加速度 (cm/s ²)			
		NS 方向		EW 方向	
		今回工認 モデル	建屋 3次元 FEM モデル	今回工認 モデル	建屋 3次元 FEM モデル
原子炉建屋	4 階 (31.7m)	341	355	536	533
	3 階 (23.5m)	295	300	489	477
	2 階 (18.1m)	262	278	455	454
	1 階 (12.3m)	253	257	449	416
	地下 1 階 (4.8m)	245	240	410	381
	地下 2 階 (-1.7m)	225	224	358	341
	地下 3 階 (-8.2m)	212	216	294	315

3.3 加速度応答スペクトルの比較による妥当性の検証

(1) 検証方針

今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルの比較を行い、今回工認モデルの妥当性を検証する。

今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルの比較について、地震動の入力は今回工認モデルで 1 方向入力していることから、建屋 3 次元 FEM モデルにおいても 1 方向入力と比較する。

建屋 3 次元 FEM モデルの応答評価位置について、高さ方向については原子炉建屋の地下部及び地上部(下部, 上部)を網羅できるように、地下 3 階(T. M. S. L. -8. 2m), 1 階(T. M. S. L. 12. 3m) および 3 階 (T. M. S. L. 23. 5m) を代表高さとし、重要機器が付近にあるボックス壁の隅部および中間部を評価点とし、また RCCV 部についても NS・EW 方向での影響が検討できるように直行方向よりそれぞれ評価点を抽出した。なお、建屋の対称性を考慮し、各床の評価点は 5 点程度とし、合計 14 点を評価点とし抽出した。

(2) 検証結果

図 3. 3-1 に加速度応答スペクトルの比較結果を示す。

今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルを比較した結果、NS 方向、EW 方向、UD 方向とも、両者の応答性状は整合的であることを確認した。この傾向については、6 号炉原子炉建屋が軟岩サイトに深く埋込まれていること及び地盤ばねの設定が理由として考えられる。軟岩サイトで建屋の埋込みが深い場合、地盤相互作用の影響を受けやすい。また、建屋 3 次元 FEM モデルの地盤ばねは今回工認モデルのばねを離散化しモデル化しているため、建屋 3 次元 FEM モデルと今回工認モデルの応答性状は整合的な傾向を示したと考えられる。

ただし、NS 方向の一部の周期帯（周期 0.2 秒付近）で建屋 3 次元 FEM モデルの応答が質点系モデルより大きくなる傾向を示した。これは別途実施した固有値解析結果にみられるように、建屋 3 次元 FEM モデルの周期 0.2 秒付近において質点系モデルでモデル化されない屋根中央部が水平方向に振動するモードがあることが影響していると考えられる。周期 0.2 秒付近で影響の大きい設備については主に配管系の設備が考えられる。この 3 次元的応答特性が及ぼす影響については、今回工認時にその影響の評価を行う予定である。固有値解析結果を表 3. 3-1 に、固有モードを図 3. 3-2 に示す。

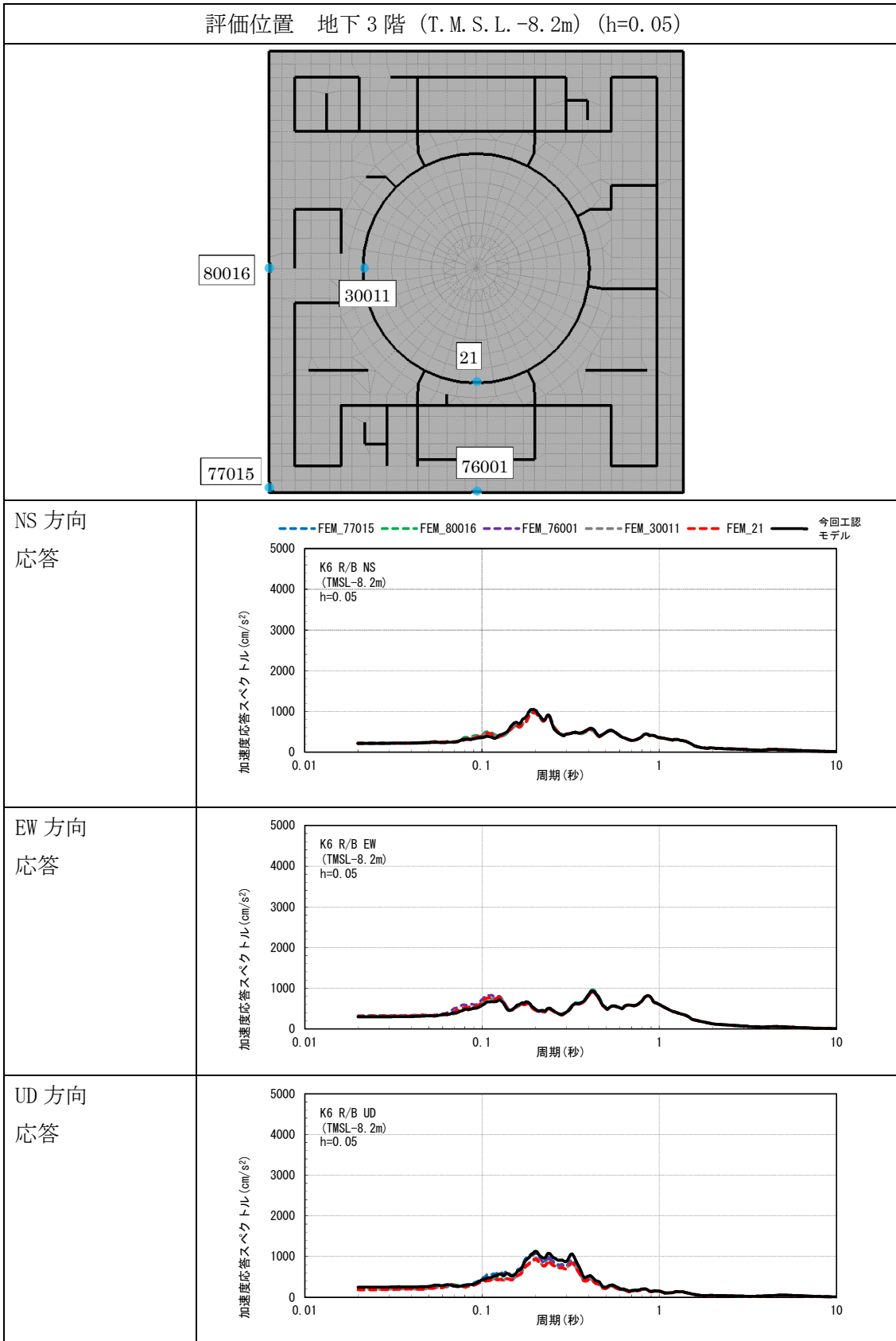


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (1/6)

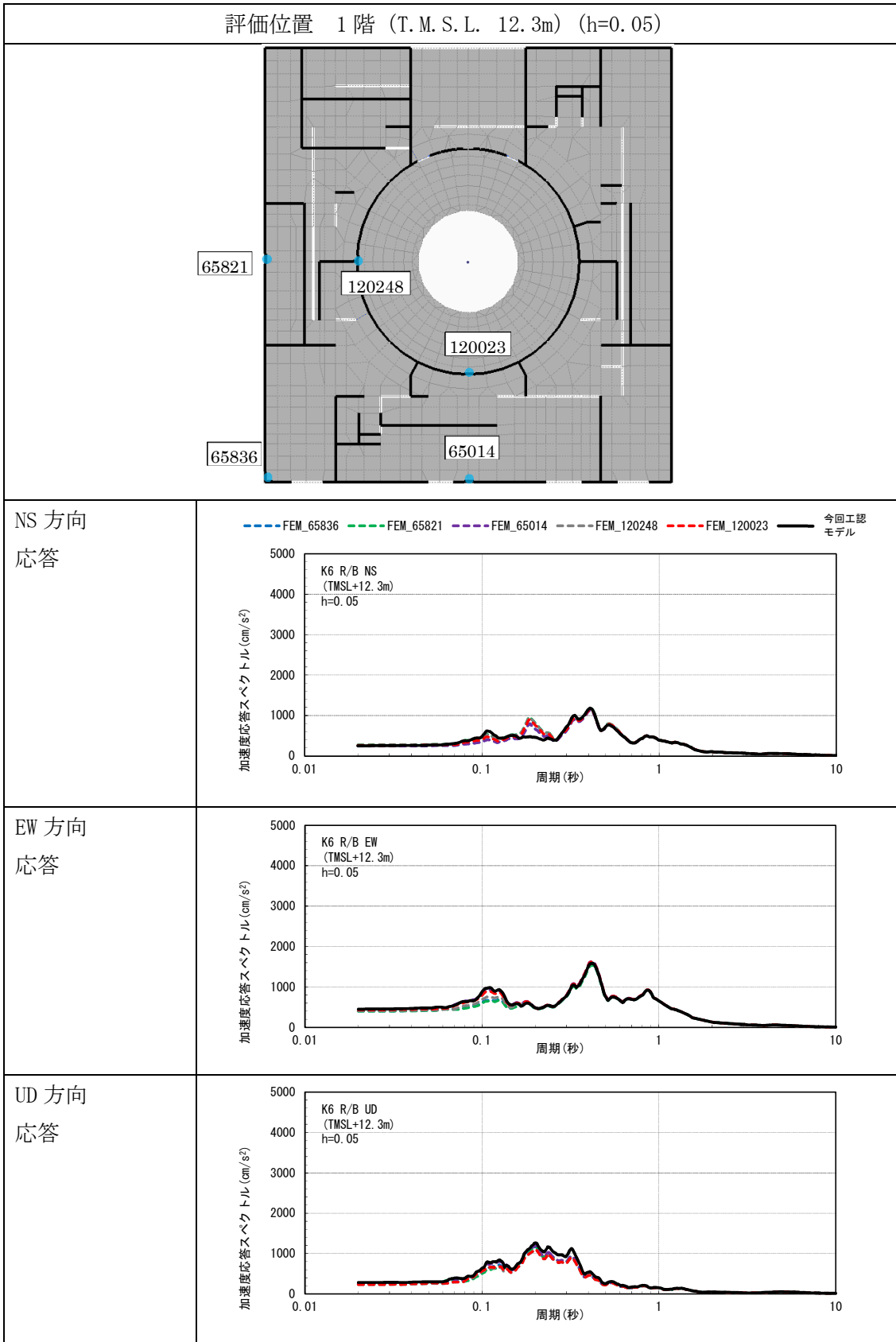
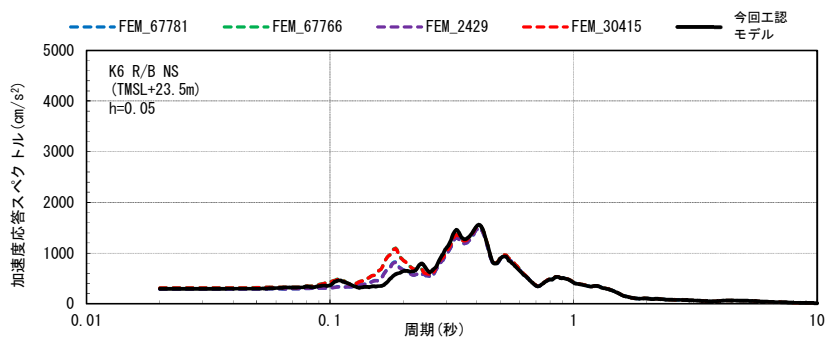


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (2/6)

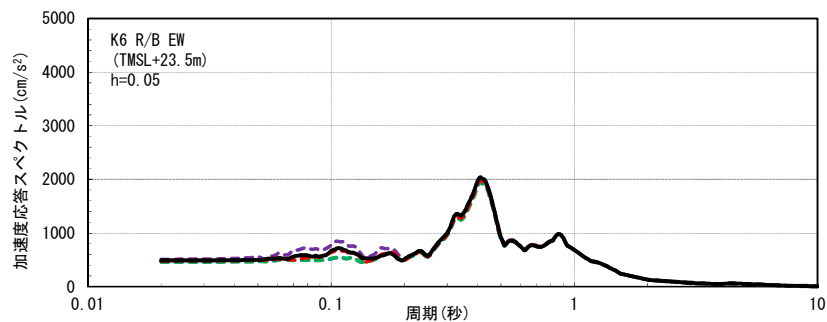
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.05)



NS 方向
応答



EW 方向
応答



UD 方向
応答

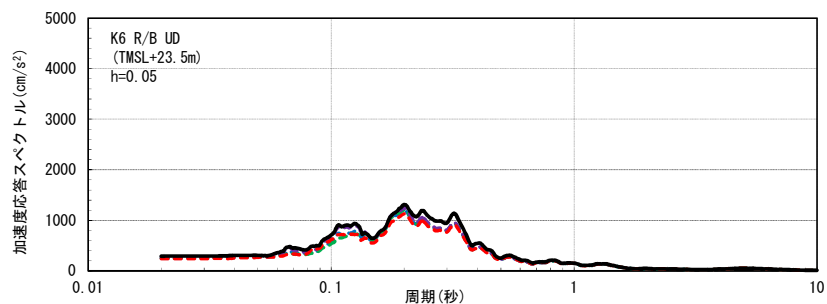


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (3/6)

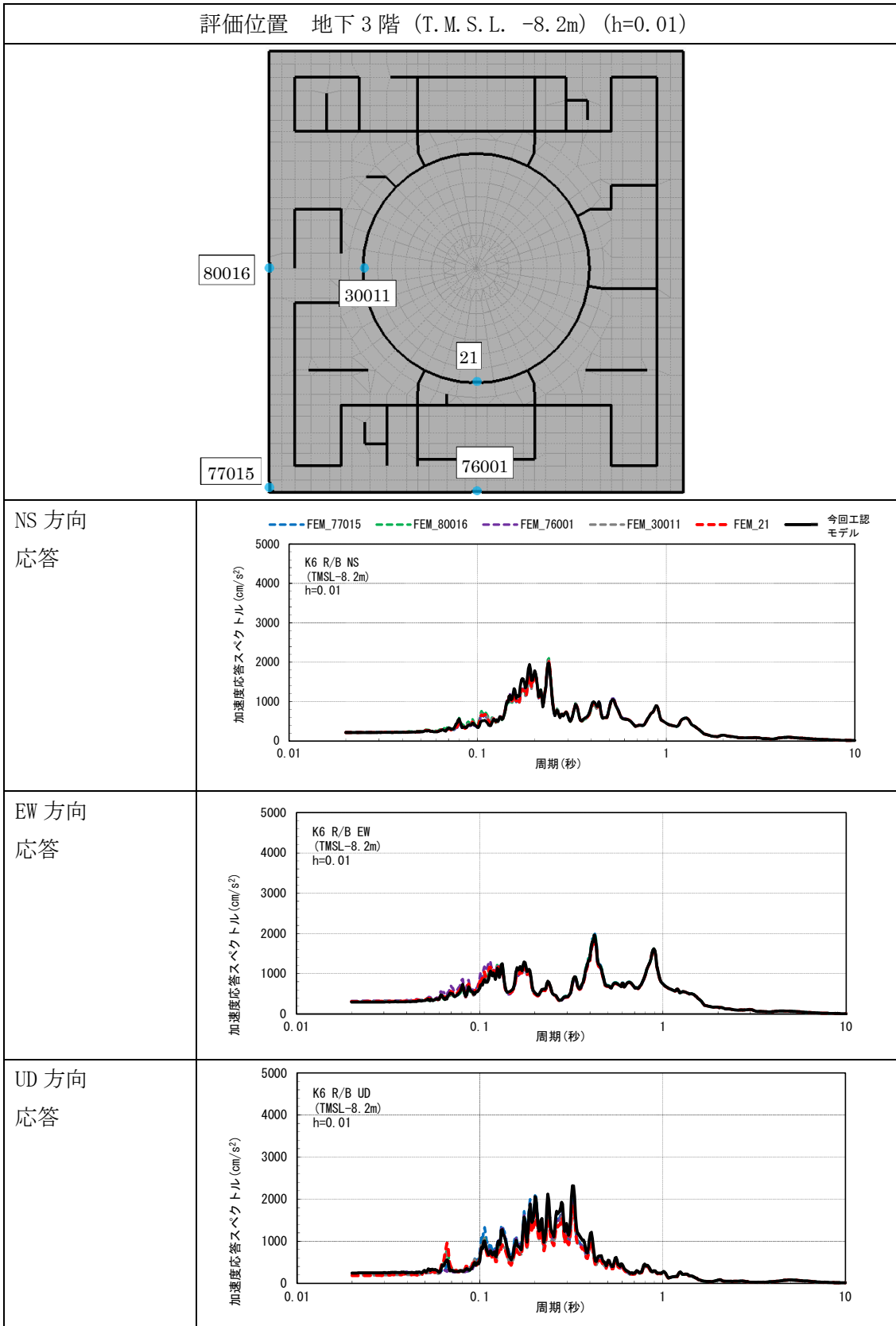


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (4/6)

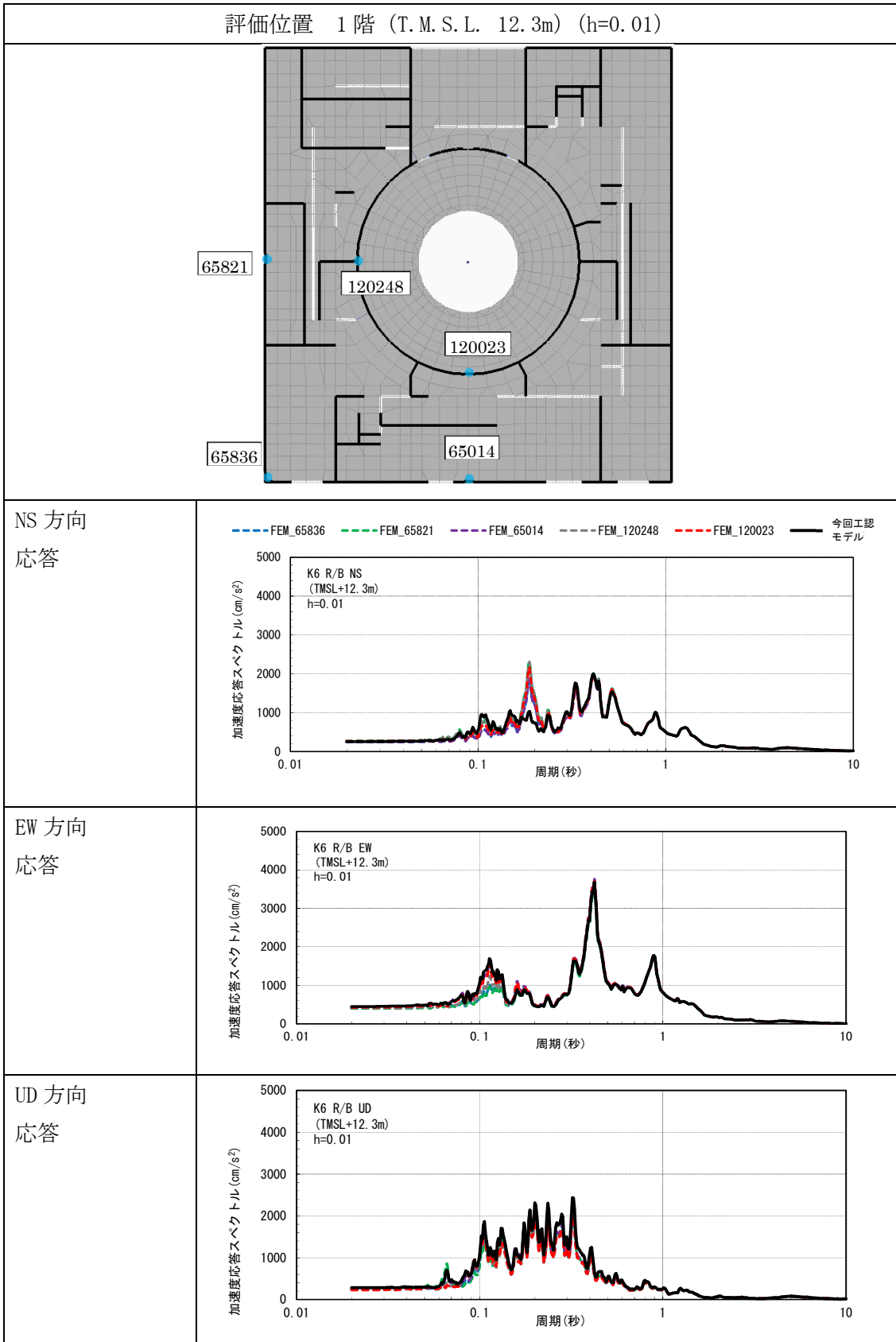
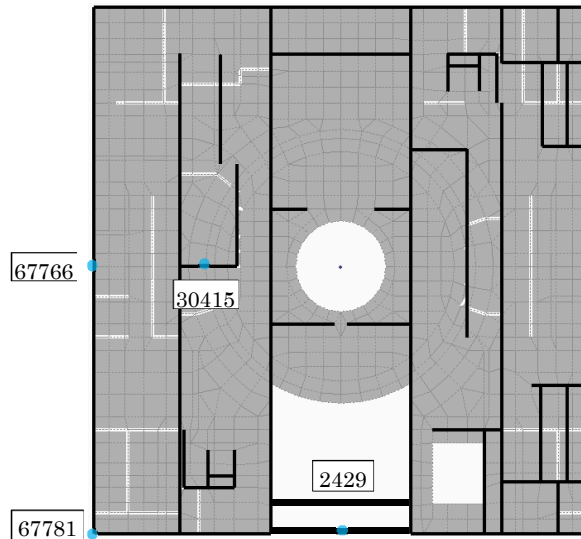
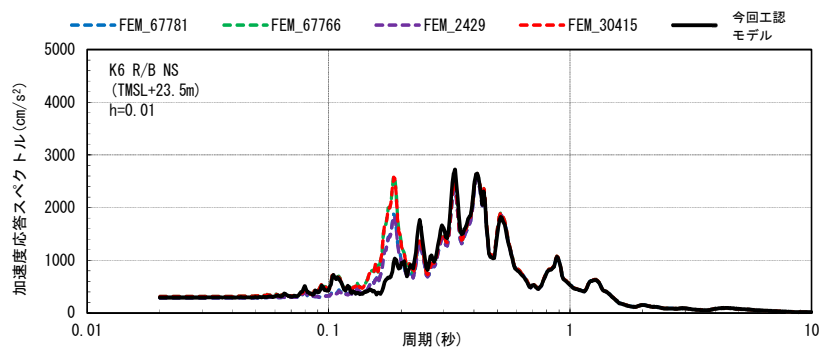


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (5/6)

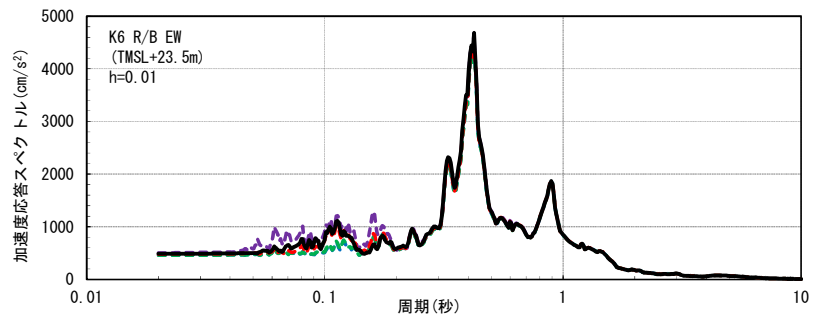
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.01)



NS 方向
応答



EW 方向
応答



UD 方向
応答

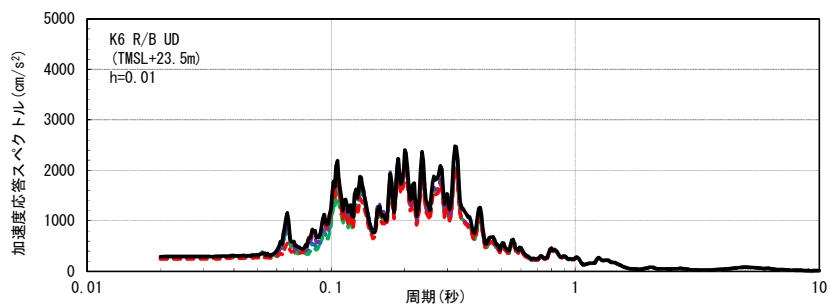
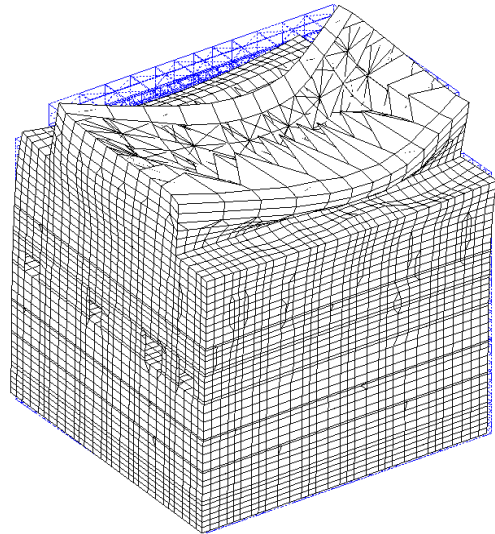


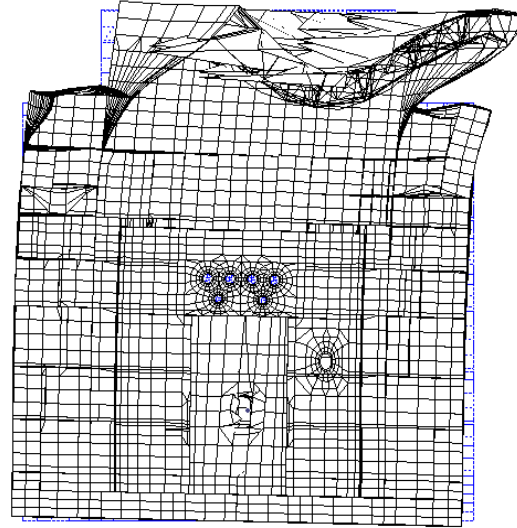
図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (6/6)

表 3.3-1 固有値解析結果

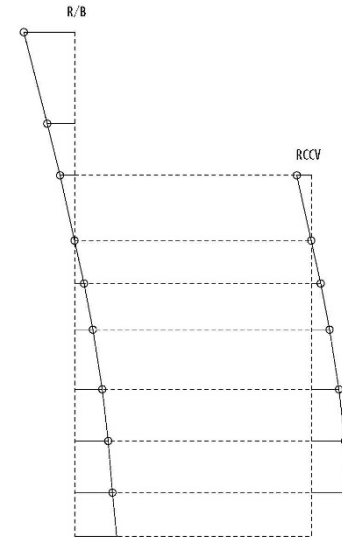
モード	建屋3次元FEMモデル					今回工認モデル		
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数
			EW方向 (X)	NS方向 (Y)	UD方向 (Z)			
NS1次	2.296	0.435	-3.86	385.27	-0.19	2.343	0.427	1.59
EW1次	2.387	0.419	-390.67	-3.89	-0.43	2.397	0.417	1.55
NS2次	5.023	0.199	-1.24	-165.64	-16.10	5.347	0.187	0.71
EW2次	5.316	0.188	-161.01	0.38	6.92	5.390	0.186	0.62



(a) FEM モデル建屋全景



(b) FEM モデル建屋 NS 断面



(c) 質点系モデル

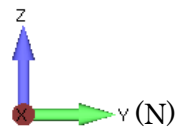
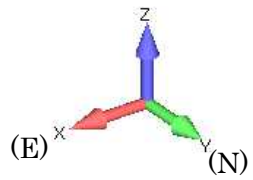


図 3.3-2 固有モード図：NS 方向 2 次

4. まとめ

今回工認モデルの妥当性検証の観点から、6号炉原子炉建屋を対象として、建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析を実施し、両者の応答の比較を行った。

今回工認モデルと、建屋3次元FEMモデルの最大応答加速度の比較を行い、両者の応答性状が整合的であることを確認した。

今回工認モデルと、建屋3次元FEMモデルの加速度応答スペクトルの比較を行い、両者の応答性状が整合的であることを確認した。

以上のことから、今回工認モデルは妥当と考えられる。

5. 参考文献

- 1)吉田伸一 他 :「3次元FEM弾塑性解析における要素サイズの影響評価(その1)検討条件および静的漸増解析による検討」, 日本建築学会学術講演概要集, 2011年8月
- 2)足立高雄 他 :「3次元FEM弾塑性解析における要素サイズの影響評価(その2)動的弾塑性解析による検討」, 日本建築学会学術講演概要集, 2011年8月
- 3)Kumagai T et al :「Simulation Analysis using3-D Nonlinear FEM model for Onagawa Unit 2 Control Building at the time of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake」, Transactions, SMiRT-23 Manchester, United Kingdom-August 10-14, 2015
- 4)Iwashima N et al :「Study of simulation analysis of nuclear reactor building for Surugawan Earthquake」, Transactions, SMiRT-23 Manchester, United Kingdom-August 10-14, 2015

添付資料-2 不確かさ検討ケースの選定について

建屋の不確かさの影響検討として選定した6ケースについて、組み合わせパターンを下表に示す。
 建屋コンクリート剛性については、別紙-1の検討を踏まえて設定した91日強度データの平均値(440kg/cm²)に基づく値を基本ケースとしており、この数値に対して各種ばらつきの影響を検討するが、保守的にばらつきを大きく設定した条件として、実機のコア強度の平均値及び実強度-2σを採用した場合の影響も確認する。
 なお、回転ばね定数は地盤剛性の変化に伴って変化するため、ケース2、3は、回転ばね定数のばらつきも考慮したケースとなっている。

ケース名		建屋コンクリート剛性					回転ばね定数		地盤剛性			備考
		実強度 (440kg/cm ²) 【基本】	実強度+σ (470kg/cm ²) 【統計的】	実強度-σ (410kg/cm ²) 【統計的】	コア平均 (568kg/cm ²) 【保守的】	実強度-2σ (380kg/cm ²) 【保守的】	100% 【基本】	50% 【保守的】	標準 【基本】	標準 +σ 【統計的】	標準 -σ 【統計的】	
ケース1	基本ケース	○					○		○			
ケース2	建屋剛性+σ, 地盤剛性+σ (建屋剛性と地盤剛性を統計的に硬くしたケース)		○				○(+σ)			○		・建屋-地盤連成系の剛性が最も硬い側(全体系の固有周期が短い側)及び最も柔らかい側(全体系の固有周期が長い側)で代表(左の赤枠ケース)。 ・地盤剛性の変化に伴い、回転ばね定数も変化する。
			○				○		○			
		○					○(+σ)			○		
ケース3	建屋剛性-σ, 地盤剛性-σ (建屋剛性と地盤剛性を統計的に柔らかくしたケース)			○			○(-σ)			○		
				○			○		○			
		○					○(-σ)			○		
			○			○(+σ)			○			
ケース4	建屋剛性 コア平均 (建屋剛性を保守的に硬くしたケース)				○		○		○		データ点数の少ない経年後の強度測定データから設定したものであり、必ずしも実態を表しているものではないため、個別に影響を確認する。	
ケース5	建屋剛性 -2σ (建屋剛性を保守的に柔らかくしたケース)					○	○		○		極端に(保守的に)設定した項目であることから、個別に影響を確認する。	
ケース6	回転ばね定数低減 (回転ばね定数を保守的に半減したケース)	○						○	○		ケース2、3において、回転ばね定数のばらつきの影響を考慮している。	

参考資料－3 地震応答解析モデルの不確かさの影響（試検討）

1. はじめに

本文4項に示した地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針に基づき、7号炉の原子炉建屋を例に試検討をおこなった。

2. 検討に用いた地震動

本検討は試検討であり耐震成立性の見通しの確認をおこなうことを目的として、柏崎刈羽原子力発電所の基準地震動 S_s のうち、施設の耐震性評価において支配的な地震動である S_s-1 及び S_s-2 を用いておこなう。

表1 検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	RPV ペDESTAL	地盤剛性	備考
◆ケース1 (基本ケース)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	実強度+ σ (470kg/cm ²)	100% (+ σ)	非線形 (折線近似)	標準地盤+ σ	地盤剛性の変化に伴い、回転ばね定数が変化
◆ケース3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	実強度- σ (410kg/cm ²)	100% (- σ)	非線形 (折線近似)	標準地盤- σ	地盤剛性の変化に伴い、回転ばね定数が変化
◆ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (568kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース5 (建屋剛性-2 σ)	実強度-2 σ (380kg/cm ²)	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース6 (回転ばね低減)	実強度 (440kg/cm ²)	50%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形・実強度 (折線近似)	標準地盤	原子炉本体基礎：400kg/cm ² ダイヤフラムフロア：440kg/cm ²
◆ケース8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	実強度 (440kg/cm ²)	100%	非線形 (曲線包絡)	標準地盤	

3. 検討結果

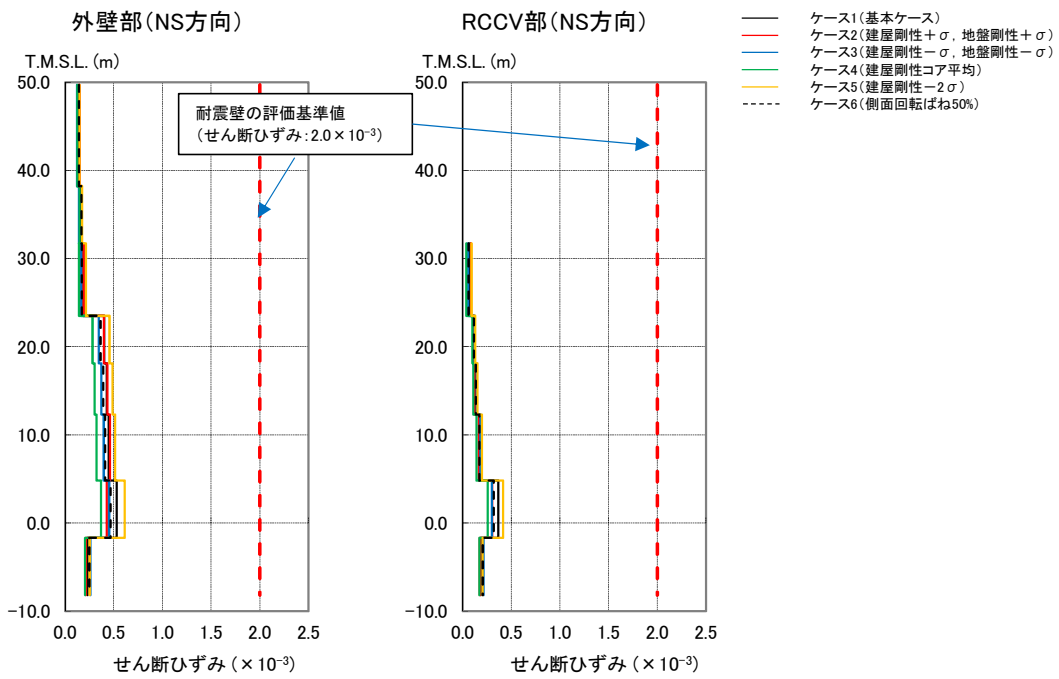
3. 1 建物・構築物

次頁以降に、ケース1～6に対する検討結果を示す（ケース7およびケース8は機器・配管系のみの検討ケースであるため、ここでは図示していない）。

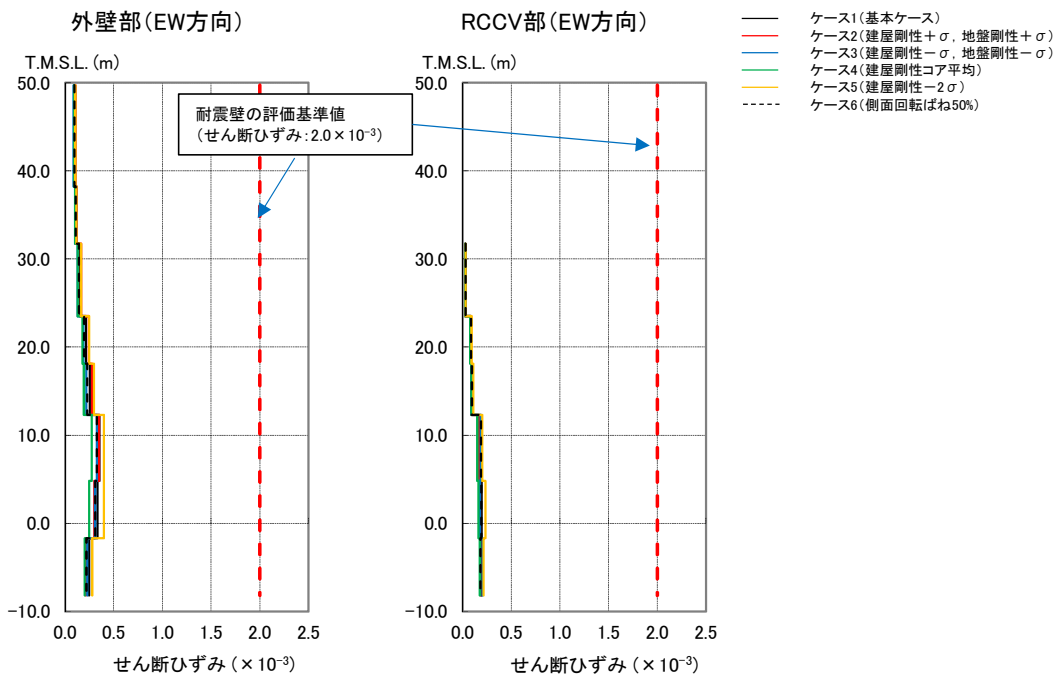
図1に最大せん断ひずみを示す。各ケースとも耐震壁の評価基準値（ 2.0×10^{-3} ）に対して十分な余裕があり、耐震安全性へ与える影響が無いことを確認した。

図2に各階の最大せん断力、図3及び図4にオペフロ階（4階）と基礎版上の加速度応答スペクトル（減衰定数5%及び1%）を示す。これより、材料物性の不確かさが最大せん断力及び加速度応答スペクトルに与える影響は軽微であることを確認した。

表2に建屋の接地率を示す。回転ばねを低減させたケース6については接地率が小さくなるものの、それ以外のケースについては建屋の接地率に有意な変動が無いことを確認した。また、全てのケースにおいて埋め込みSRモデルの適用範囲内（接地率50%以上）にあることを確認した。

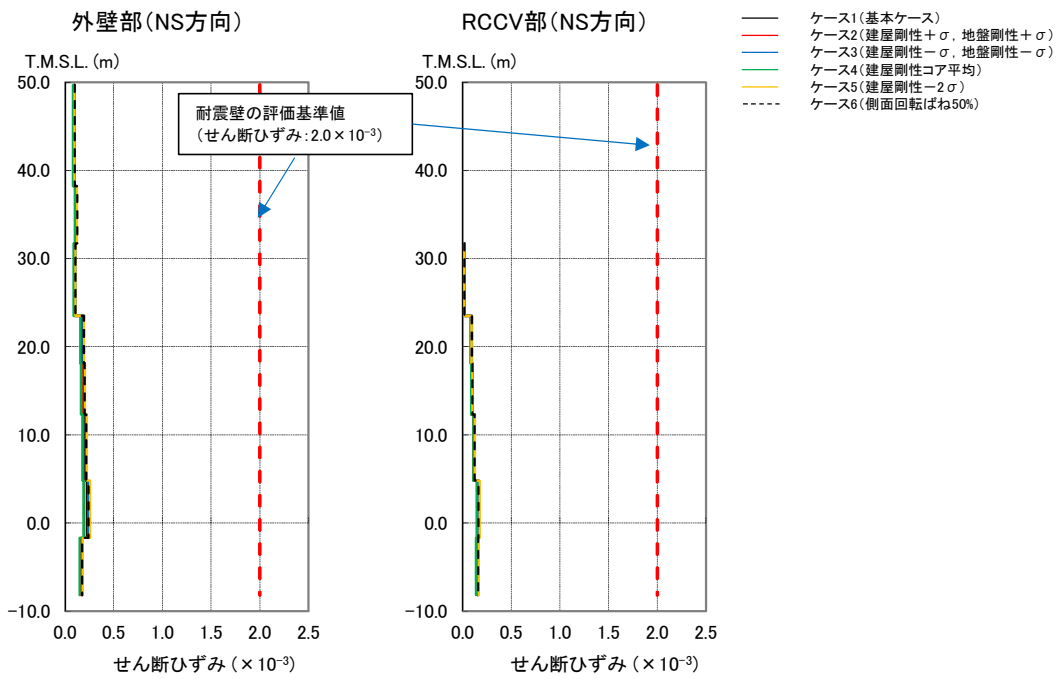


(a) Ss-1、NS 方向

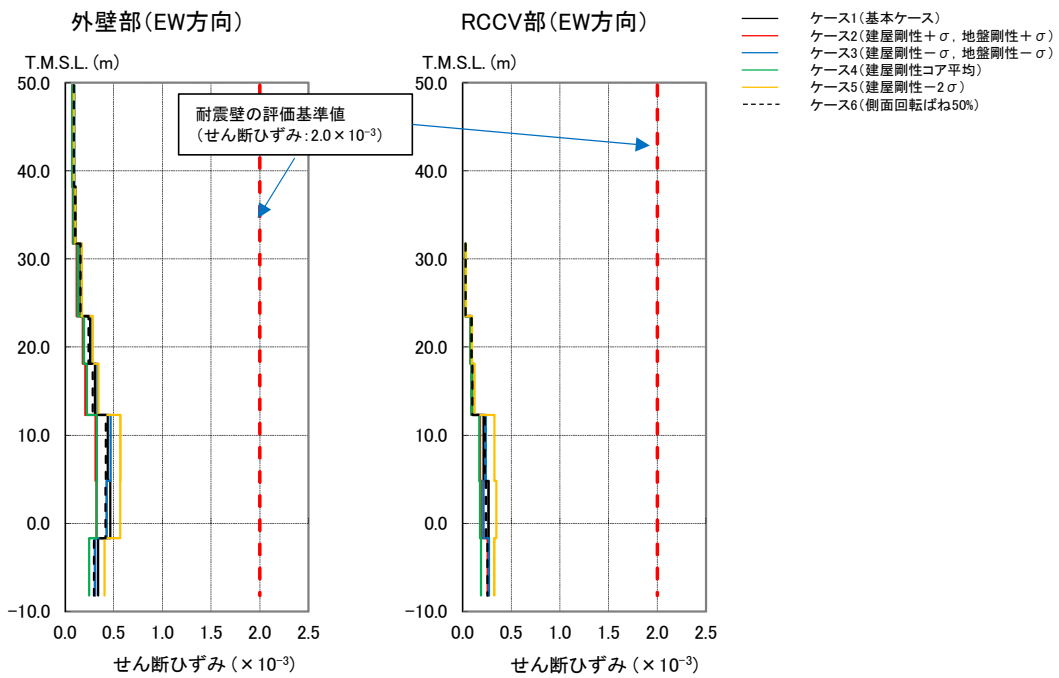


(b) Ss-1、EW 方向

図 1 (1/2) 建屋せん断ひずみの比較

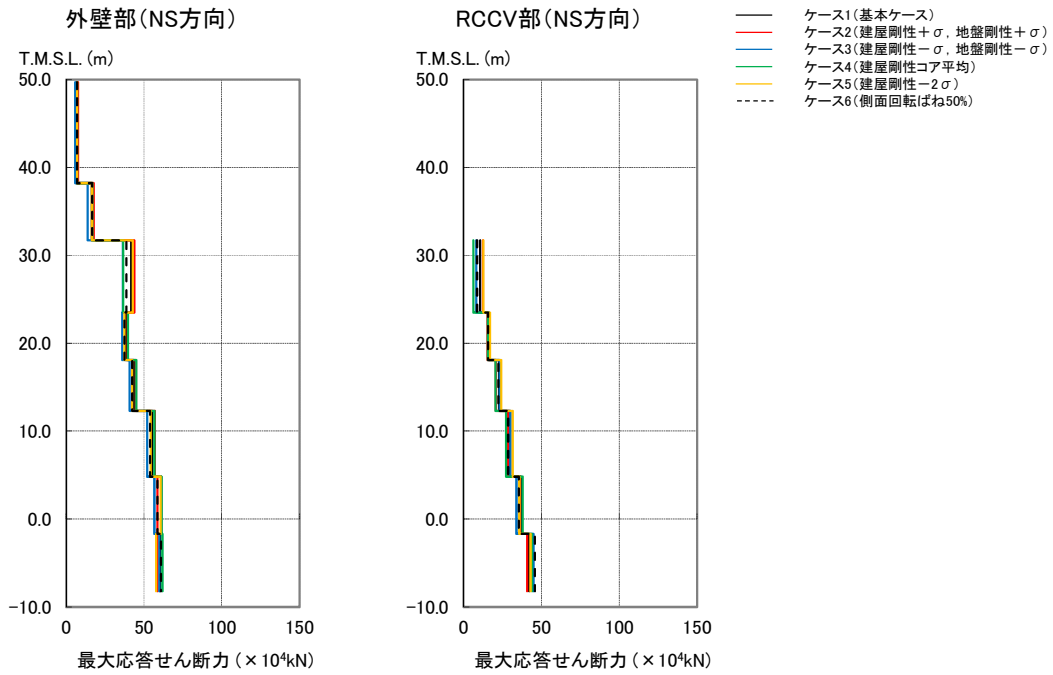


(c) Ss-2、NS 方向

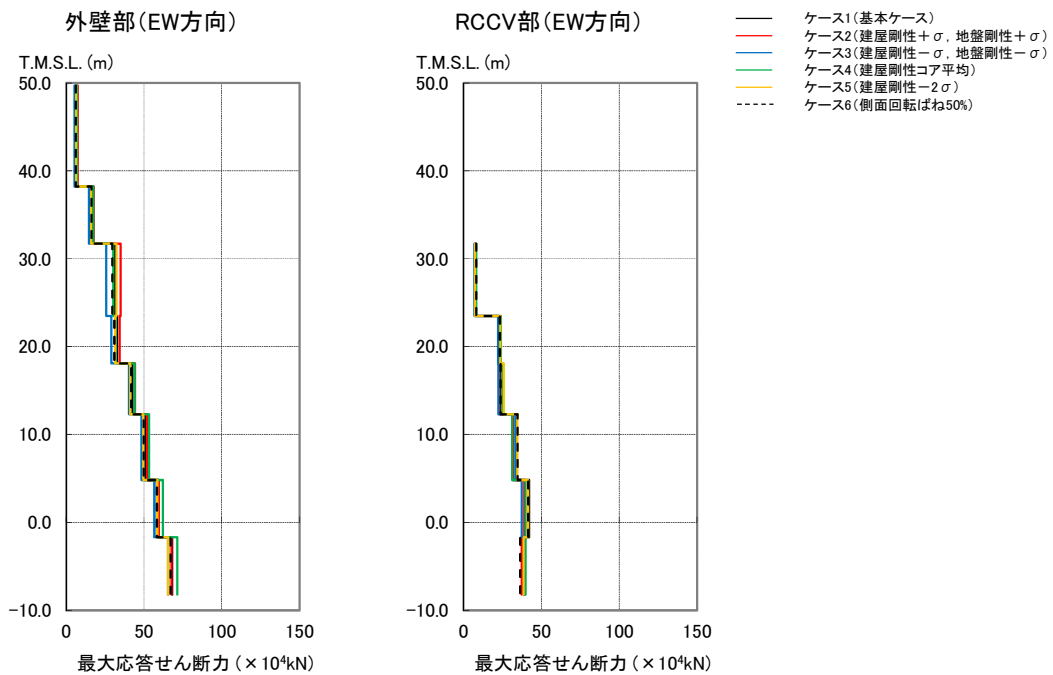


(d) Ss-2、EW 方向

図 1 (2/2) 建屋せん断ひずみの比較

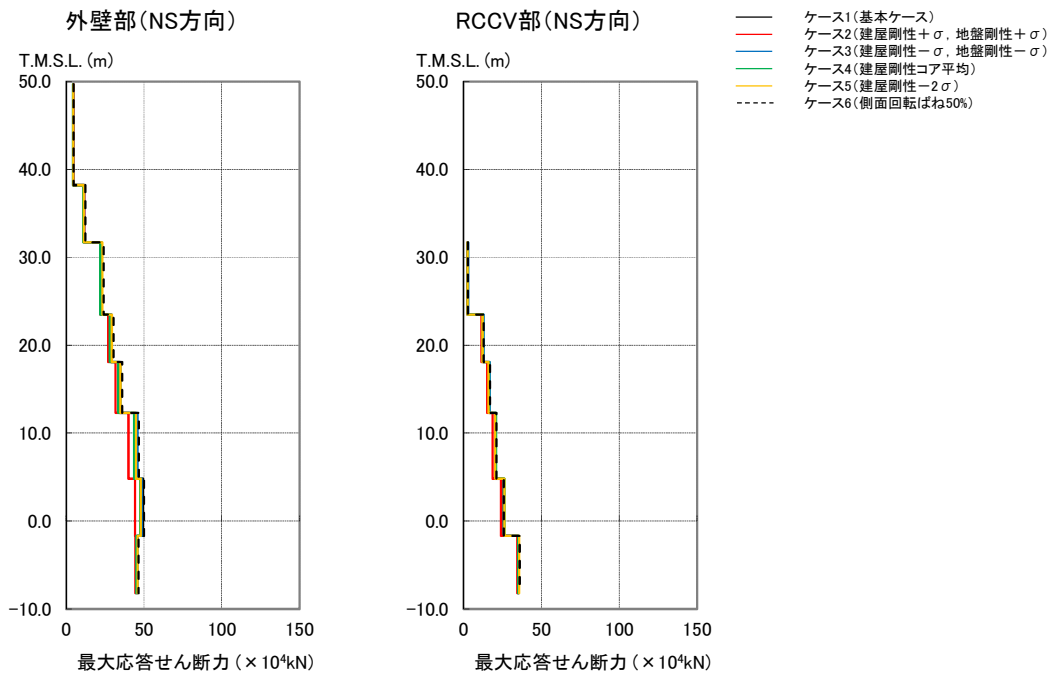


(a) Ss-1、NS 方向

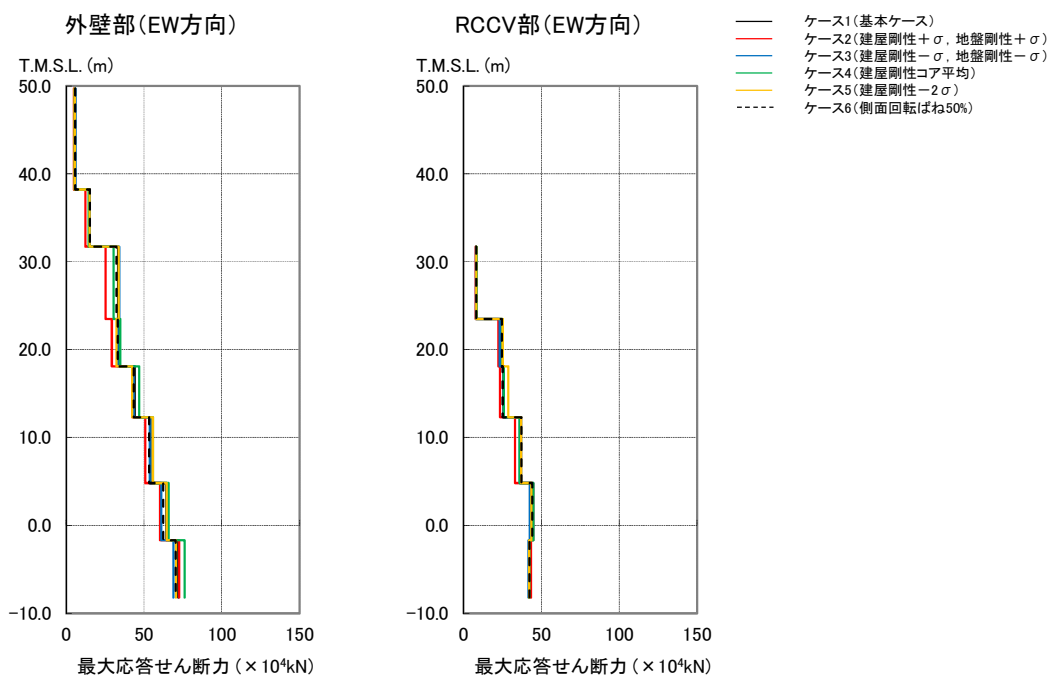


(b) Ss-1、EW 方向

図 2 (1/2) 建屋せん断力の比較



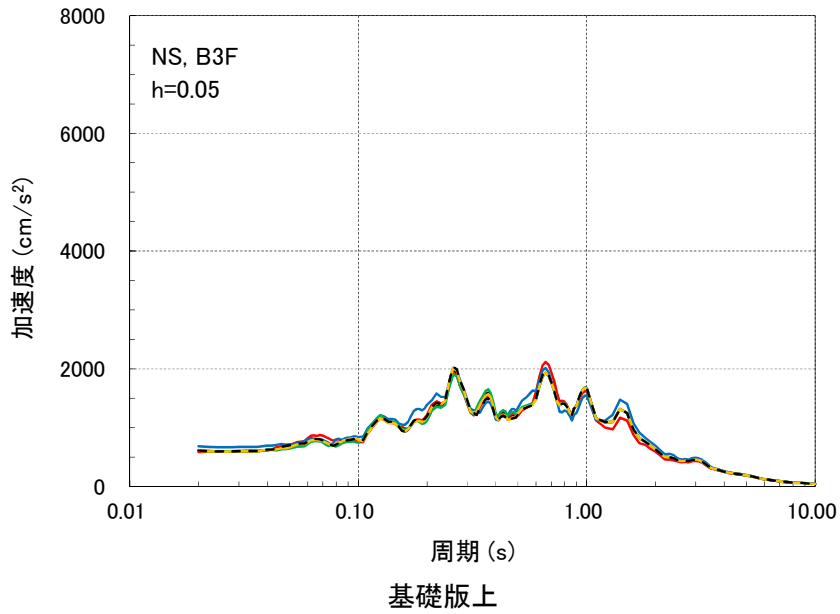
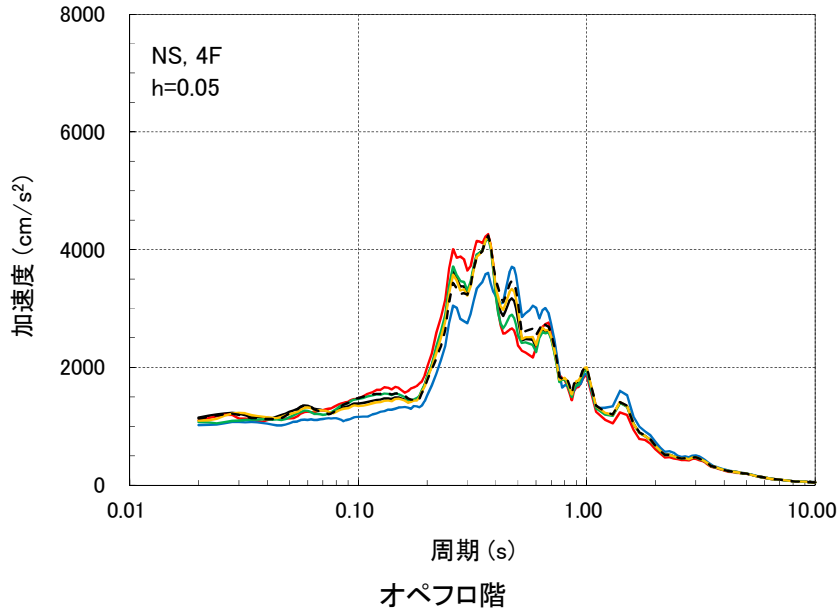
(c) Ss-2、NS 方向



(d) Ss-2、EW 方向

図 2 (2/2) 建屋せん断力の比較

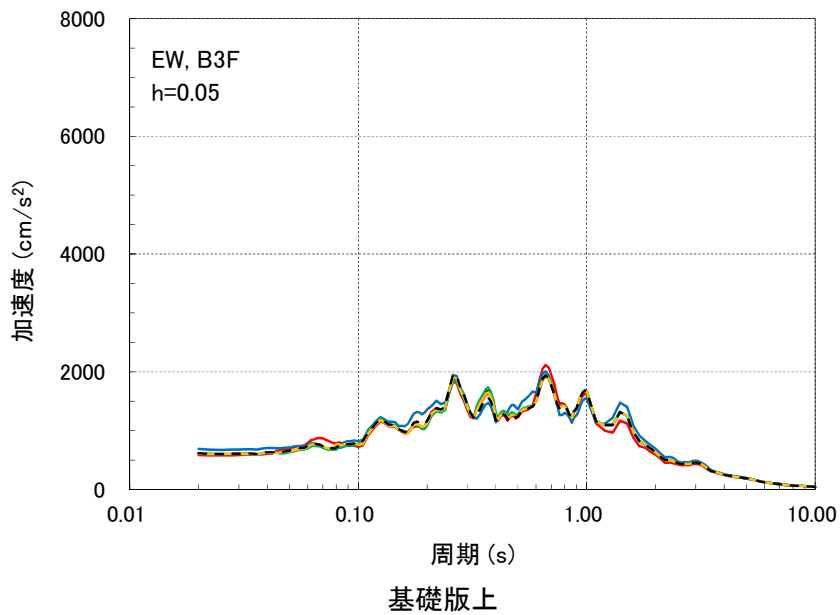
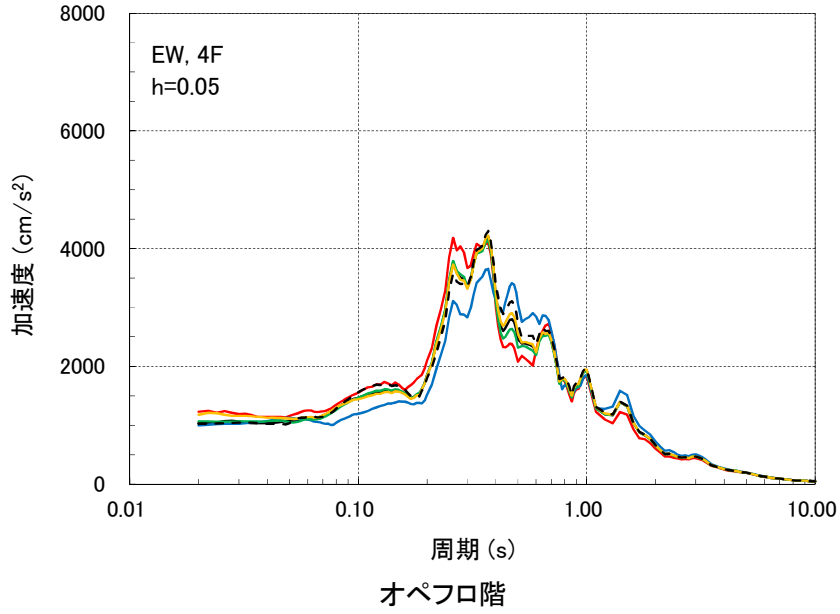
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)
- ケース3(建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- 2σ)
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(a) Ss-1、NS 方向

図3 (1/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)

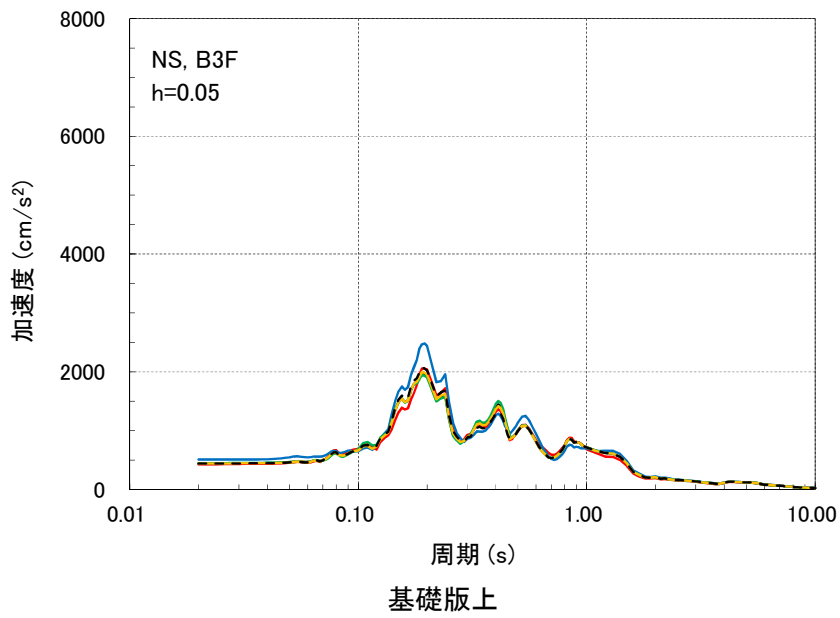
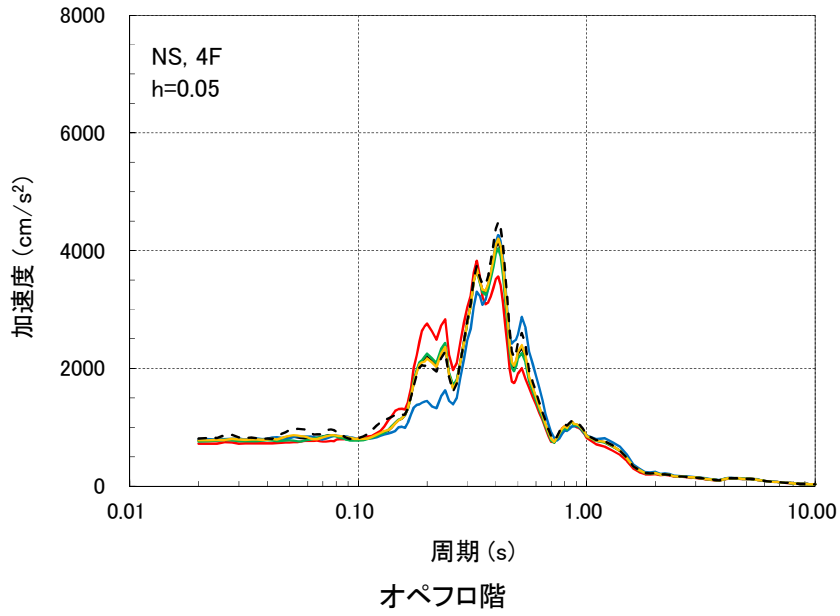
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)
- ケース3(建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- 2σ)
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(b) Ss-1、EW 方向

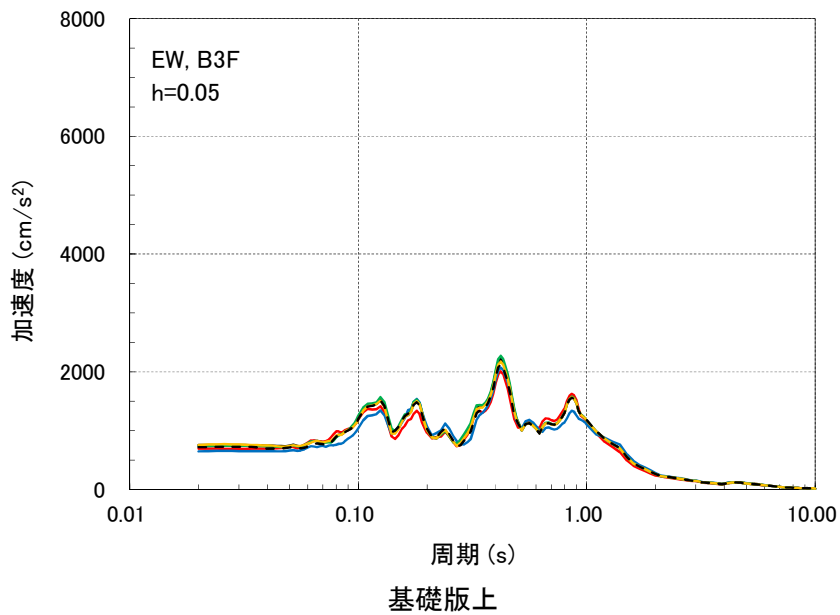
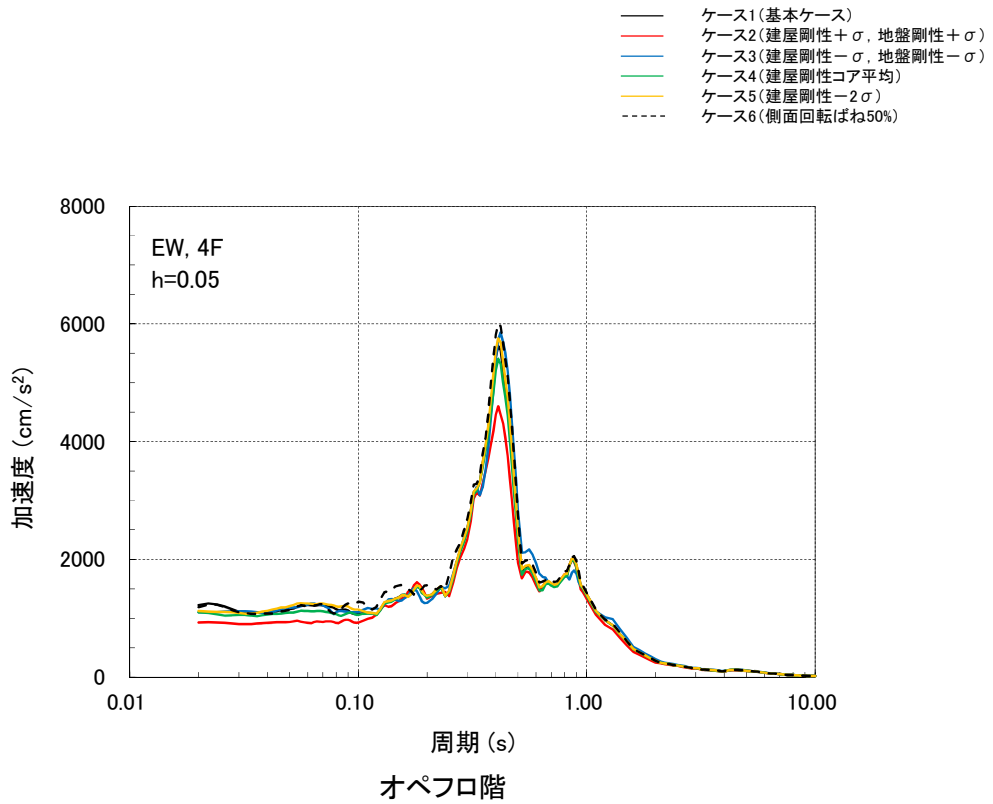
図3 (2/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)

- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)
- ケース3(建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- 2σ)
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



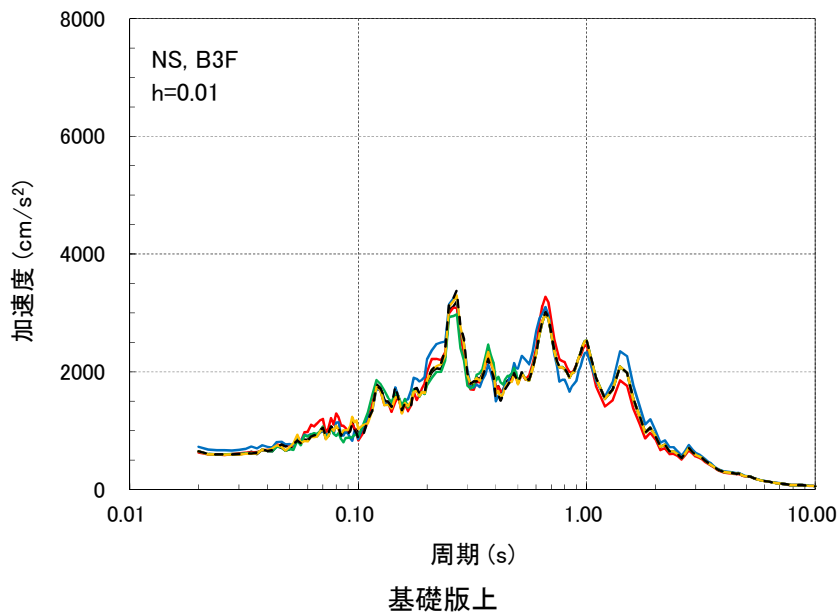
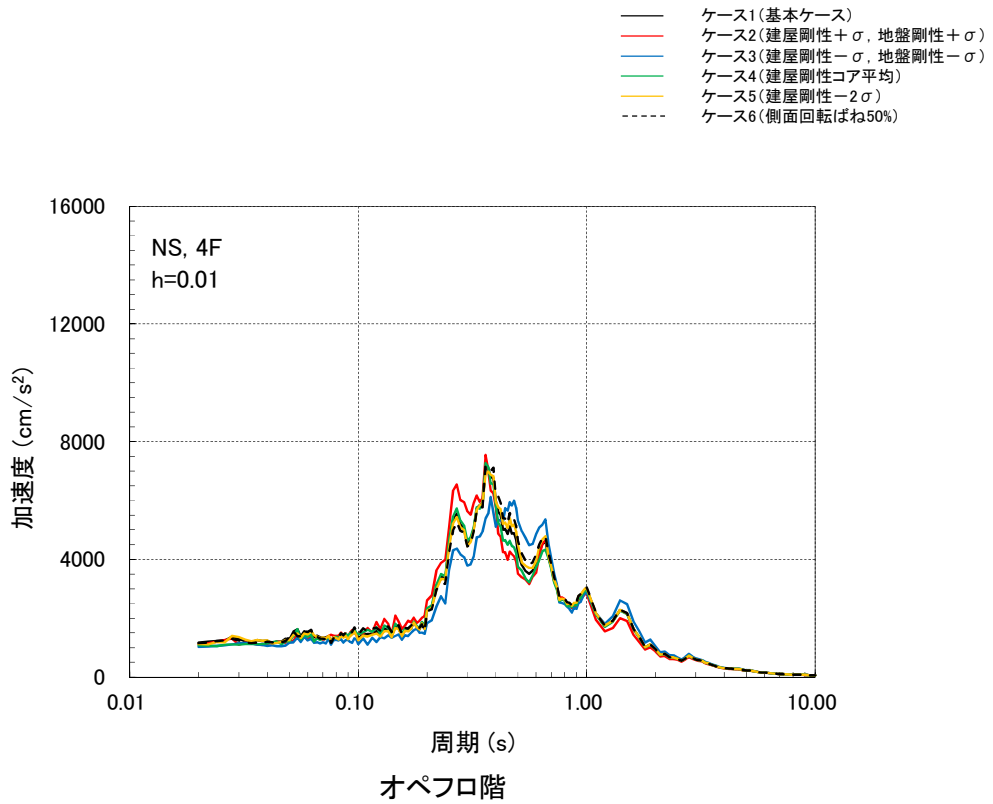
(c) Ss-2、NS 方向

図 3 (3/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)



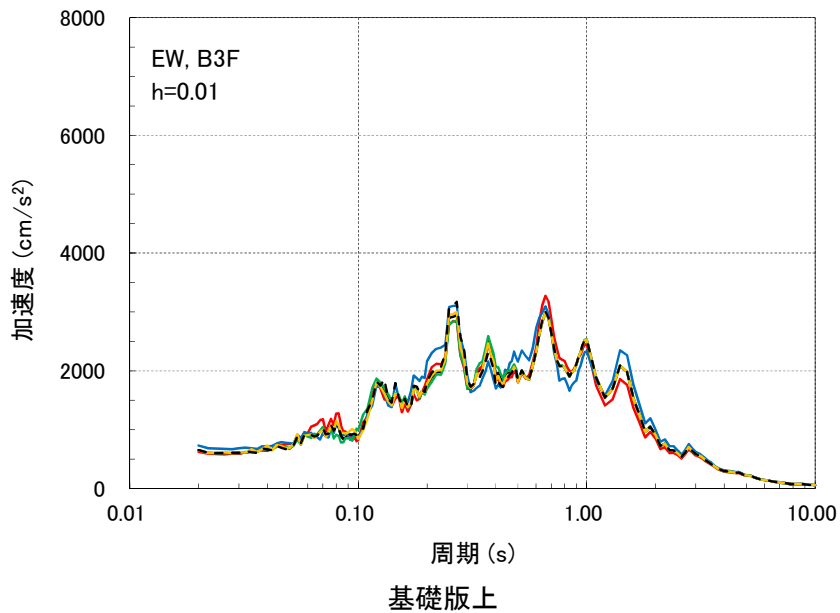
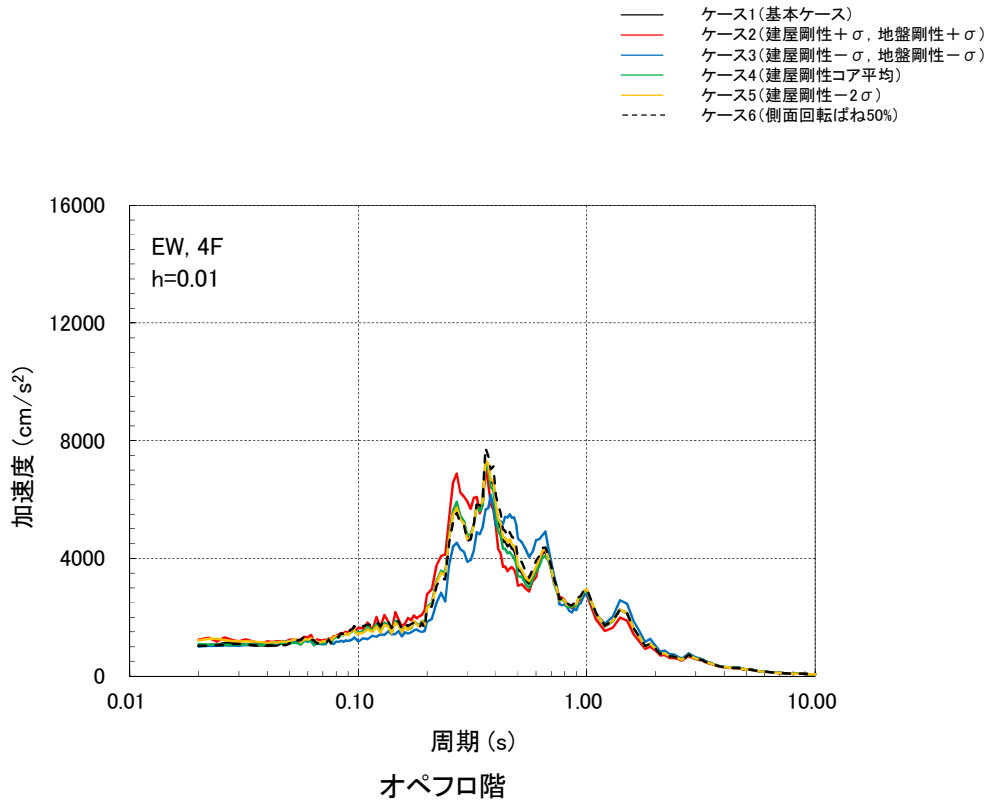
(d) Ss-2、EW 方向

図 3 (4/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)



(a) Ss-1、NS 方向

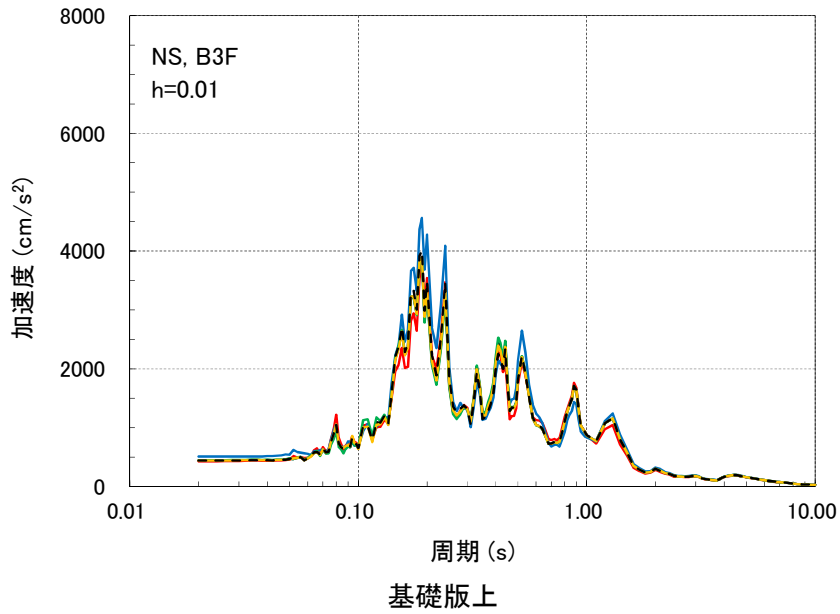
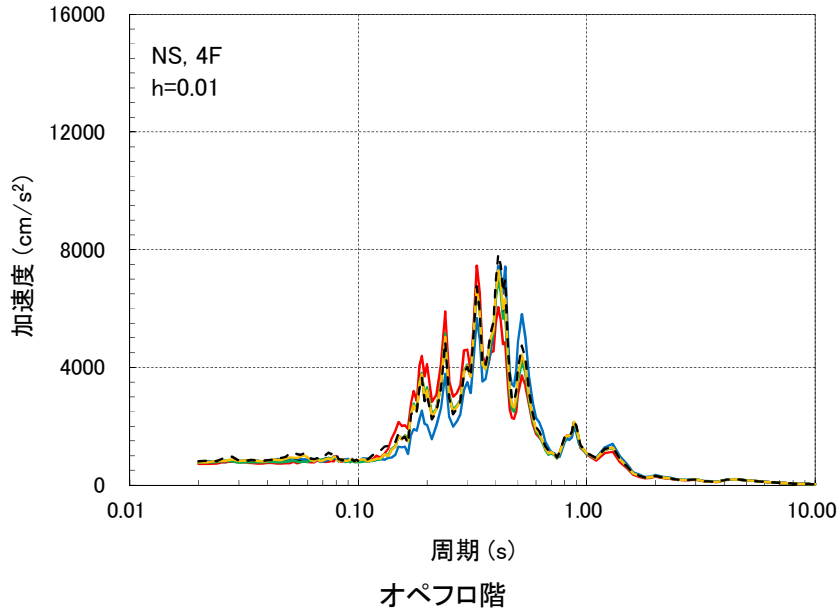
図 4 (1/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)



(b) Ss-1、EW 方向

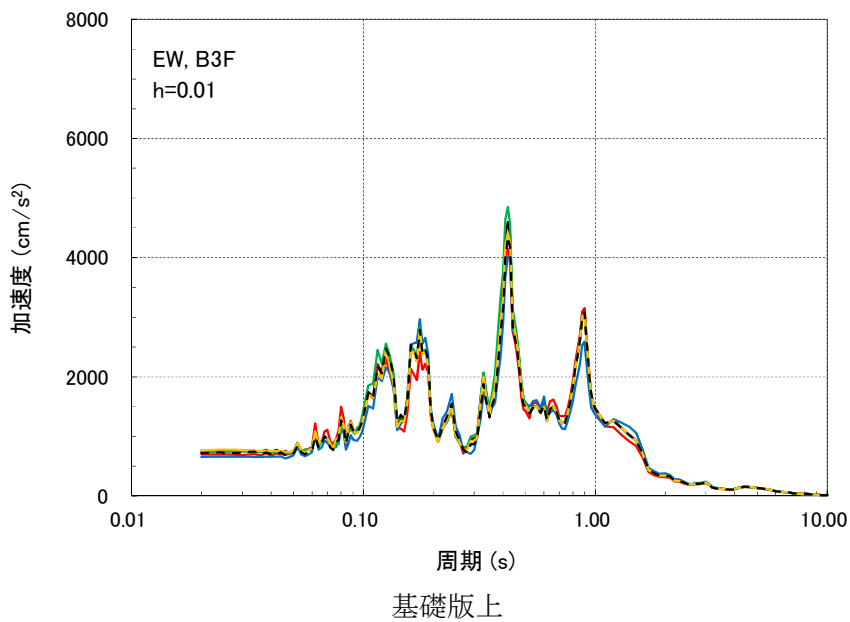
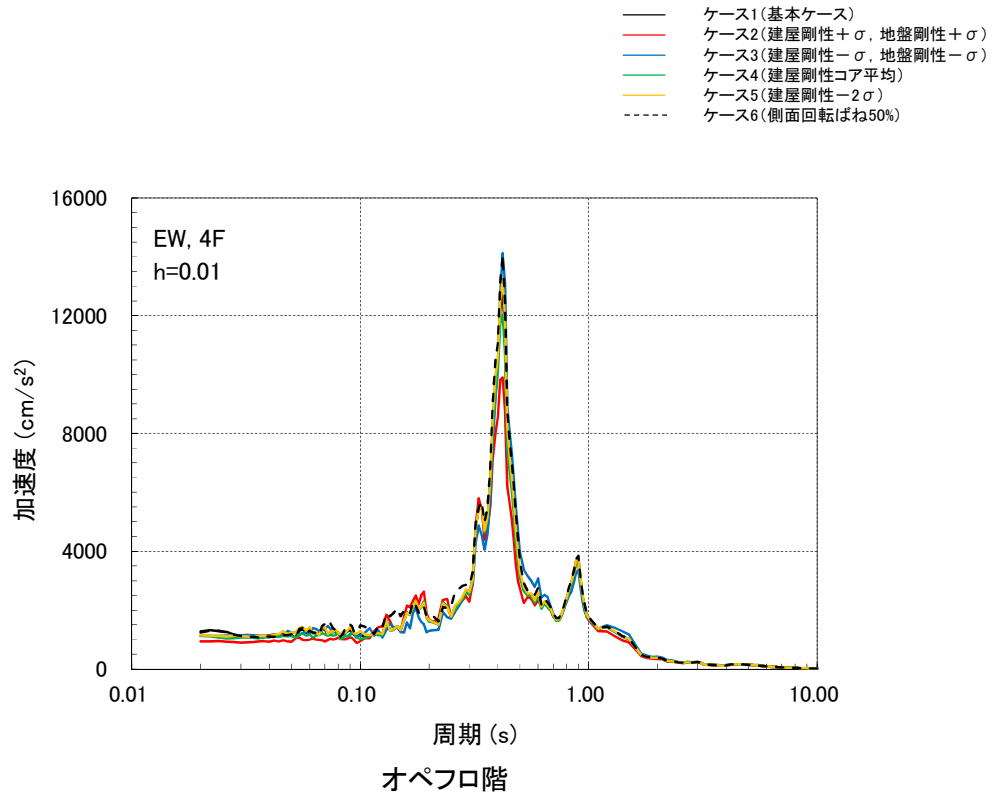
図 4 (2/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)

- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)
- ケース3(建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- 2σ)
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(c) Ss-2、NS 方向

図 4 (3/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)



(d) Ss-2、EW 方向

図 4 (4/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)

表 2 建屋接地率の比較

解析ケース	接地率(%)			
	NS 方向		EW 方向	
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
ケース 1	68.9	81.8	69.2	67.7
ケース 2	70.5	88.5	69.2	71.0
ケース 3	68.7	80.4	69.4	66.7
ケース 4	68.1	82.6	69.3	67.8
ケース 5	69.3	81.7	69.5	67.7
ケース 6	61.0	72.5	61.4	56.6

3. 2 機器・配管系

耐震成立性の見直し確認評価に用いる「原子炉本体基礎の地震応答解析モデル」および「炉心、原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル」の地震荷重等について以下に示す。なお、ここでは基本ケースに加えて、建物・構築物の検討において主要な応答を示したケース2およびケース5と、機器・配管系のみの検討ケースであるケース7およびケース8を代表として実施した。

なお、不確かさの設計への反映は全てのケースを対象とし、上記の地震応答解析モデルを用いない原子炉建屋等に設置される機器・配管系に対してもおこなう予定である。

(1) 地震荷重

各ケースの地震応答解析から得られる代表設備の地震荷重（モーメント、せん断力、ばね反力）の比較を表3に示す。

表3 代表部位における地震荷重等の比較

設備名	原子炉本体の基礎	原子炉圧力容器（基礎ボルト）	ダイヤフラムフロア	原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部
荷重（単位）	モーメント (kN・m)	モーメント (kN・m)	反力 (kN)	モーメント (kN・m)
【参考】許容値を満足する地震荷重の目安値※1	1200000	461000	53000	2310
◆ケース1 (基本ケース)	843000	100000	32000	2110
◆ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	808000	108000	35200	2160
◆ケース5 (建屋剛性- 2σ)	937000	101000	29000	2110
◆ケース7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	902000	99100	29600	2080
◆ケース8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	903000	99000	27200	2120

※1 7号炉を例とした概算値（地震荷重はSs-1及びSs-2包絡値）

(2) 床応答スペクトル

代表箇所（原子炉遮蔽壁）における基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10% 拡幅したものと各ケースの床応答スペクトルの比較を図5に示す。

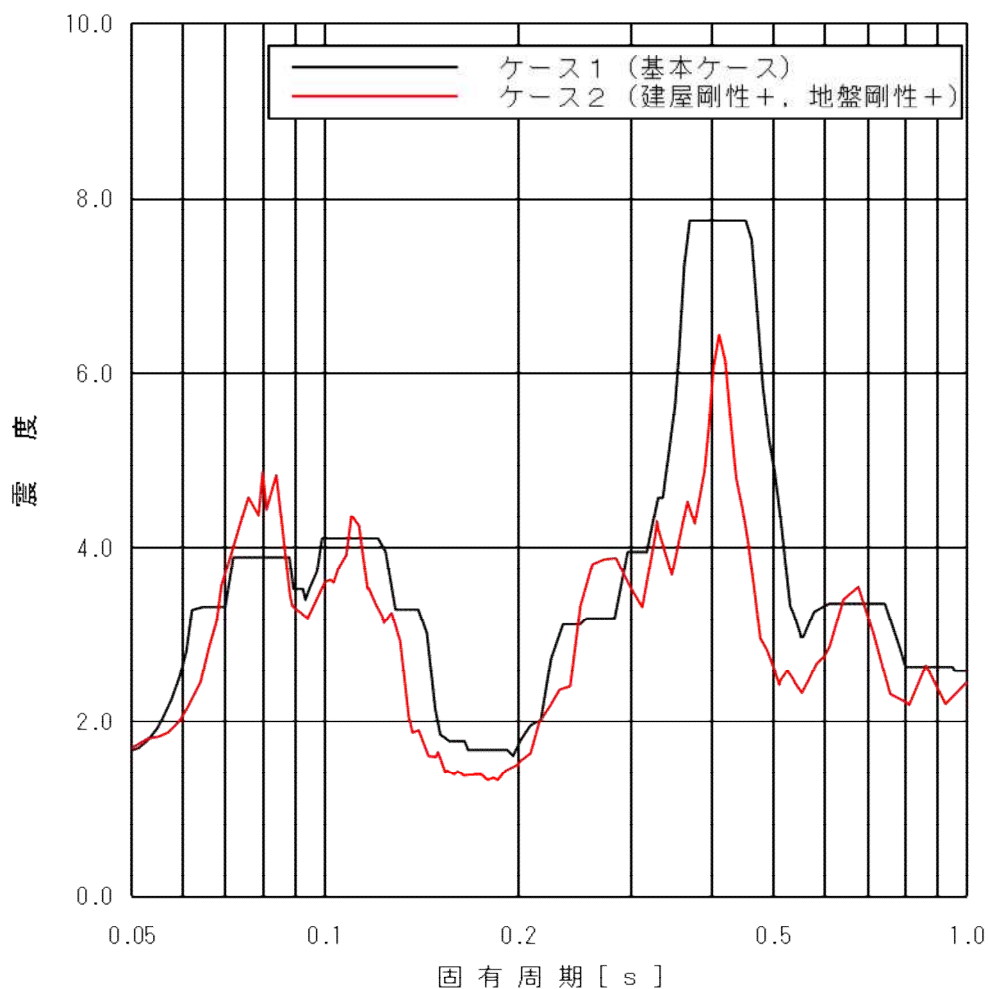


図5 (1/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース2)
(T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

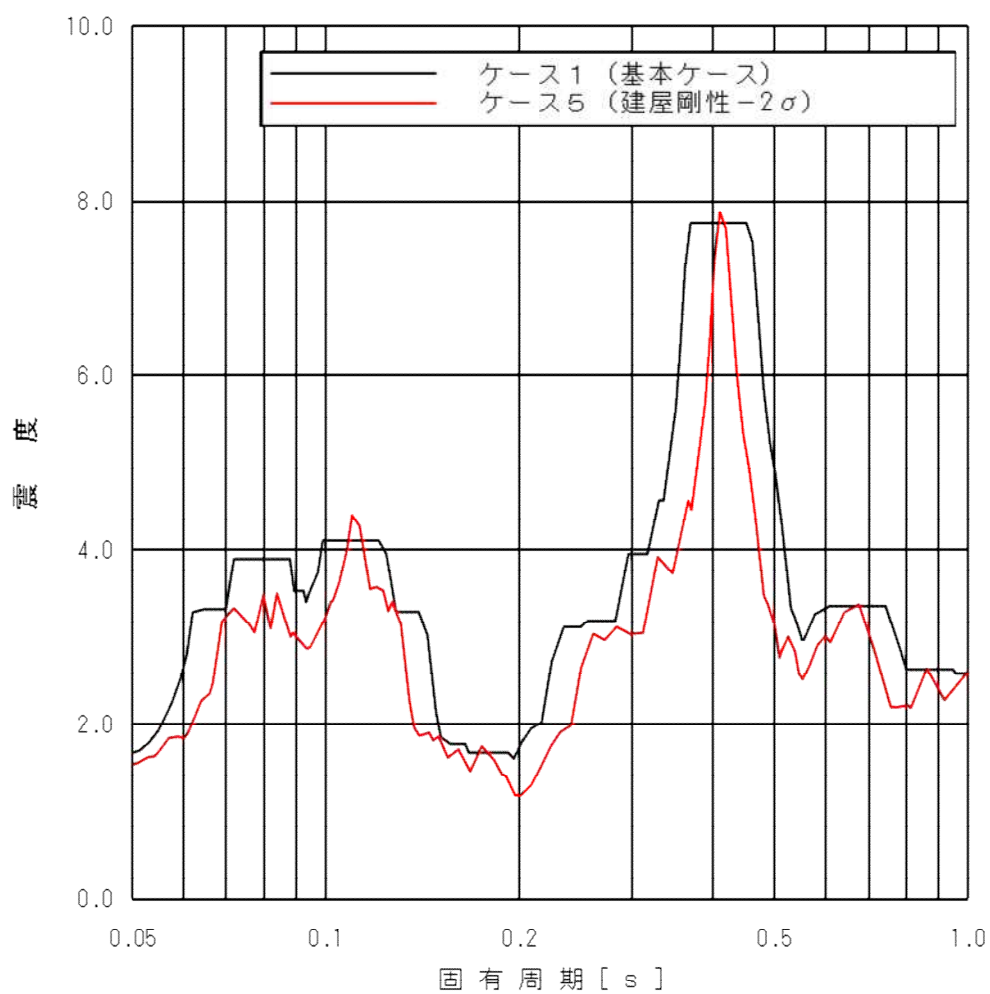


図5 (2/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース5)
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

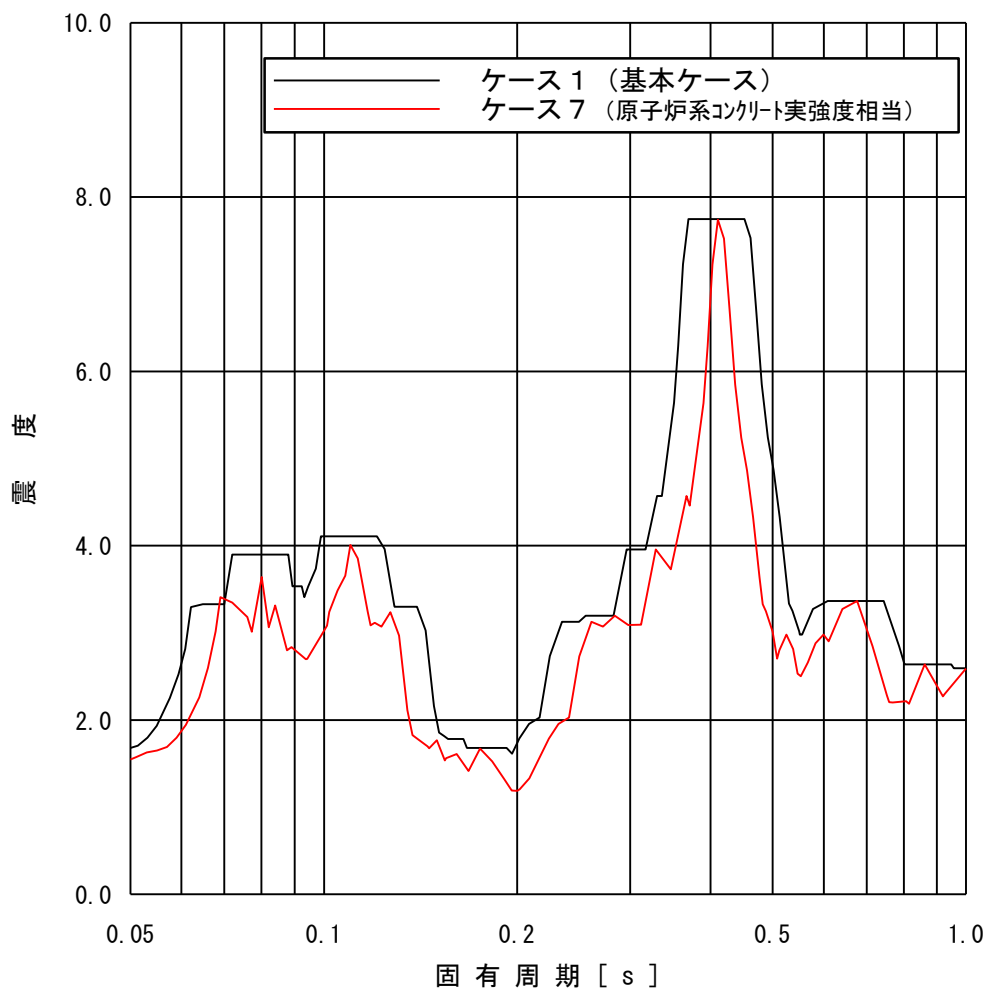


図5 (3/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース7)
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

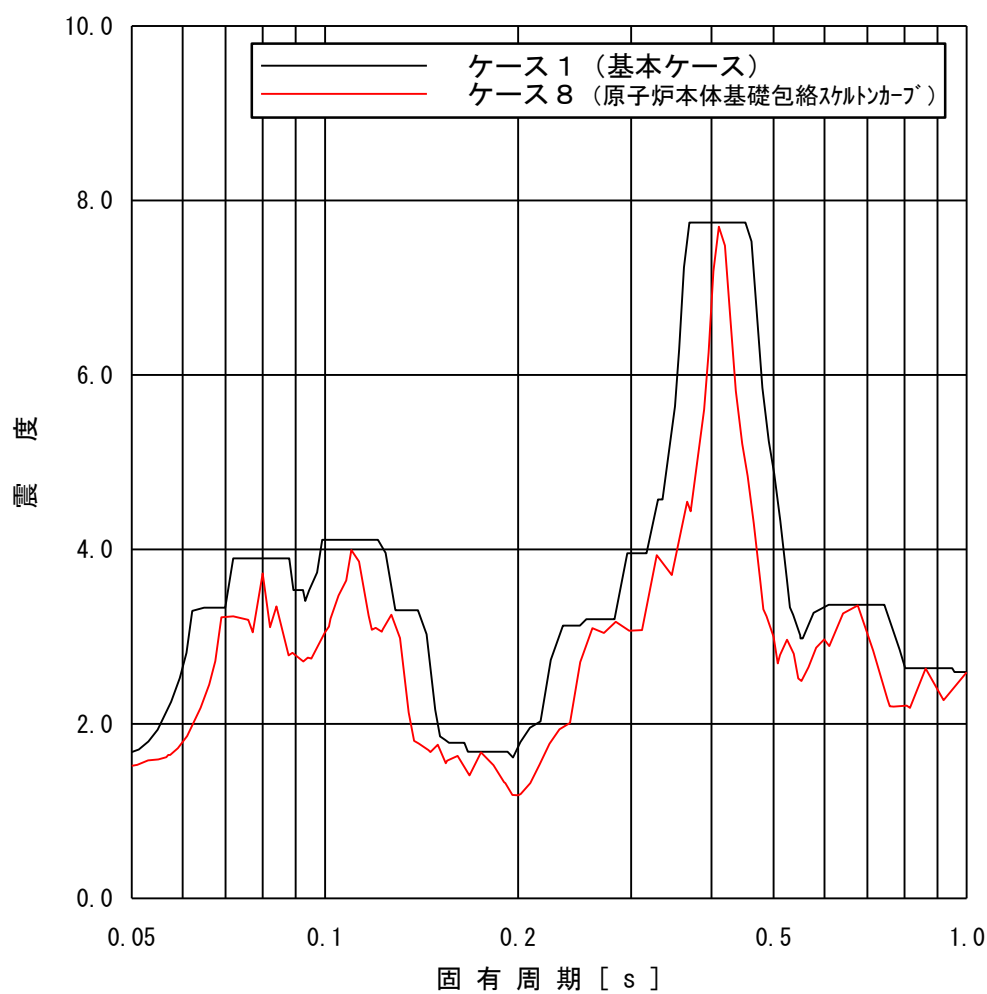


図 5 (4/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース 8)
 (T.M.S.L. 18.44m, S_s-1 及び S_s-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

4. 機器・配管系への影響検討

(1) 検討方法

各ケースの地震応答解析結果を用いて、代表設備（図6）の評価を実施し、評価結果へ与える影響を確認した。

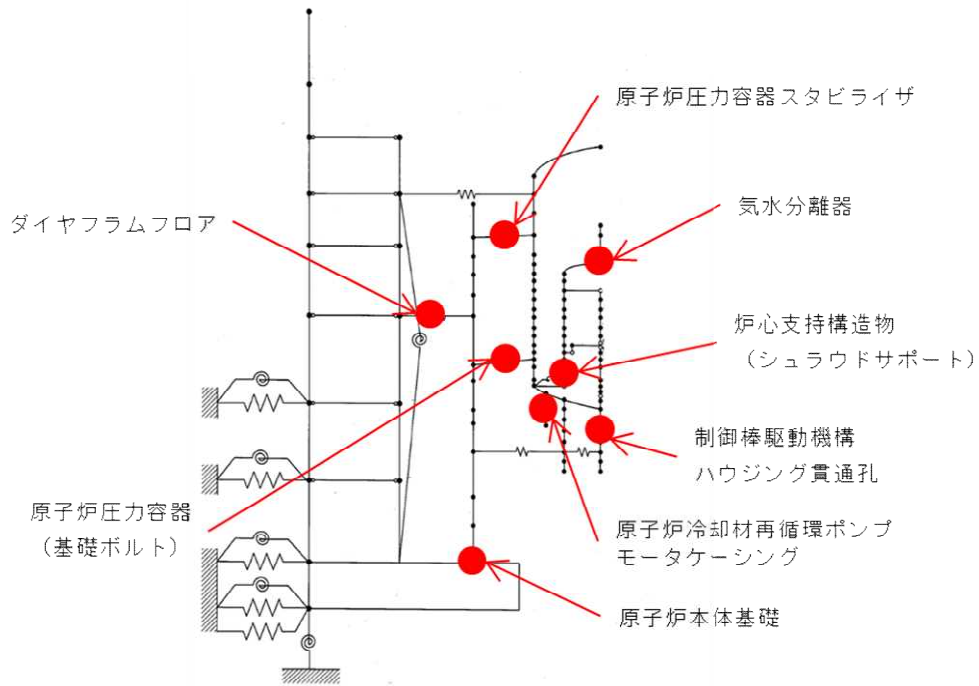


図6 評価対象設備（代表設備）

(2) 評価結果

代表設備の評価結果を表 4 に示す。なお、ケース 7 およびケース 8 については、地震荷重等と床応答スペクトルがケース 2 およびケース 5 に包絡されることから、評価結果はケース 1, 2, 5 について示す。

表 4 代表設備の評価結果

設備名	評価部位 (応力分類)	検討ケース	発生値 ^{※1}	許容値 ^{※2}	単位
原子炉本体 の基礎	アンカボルト (引抜力)	ケース 1	3607	5907	kN/4.5°
		ケース 2	3303		
		ケース 5	3954		
原子炉 圧力容器	基礎ボルト (引張)	ケース 1	233	499	MPa
		ケース 2	237		
		ケース 5	233		
炉心支持 構造物 (シュラウド サポート)	レグ (一次一般膜)	ケース 1	58	334	MPa
		ケース 2	56		
		ケース 5	57		
気水分離器	スタンド パイプ (一次一般膜 +一次曲げ)	ケース 1	76	205	MPa
		ケース 2	78		
		ケース 5	80		
制御棒駆動 機構ハウジ ング貫通孔	スタブ チューブ (軸圧縮)	ケース 1	90	124	MPa
		ケース 2	91		
		ケース 5	96		
原子炉圧力 容器スタビ ライザ	ロッド (引張)	ケース 1	241	513	MPa
		ケース 2	244		
		ケース 5	240		
ダイヤフラ ムフロア	シアプレート (曲げ応力度)	ケース 1	297	492	MPa
		ケース 2	326		
		ケース 5	269		
原子炉再循 環ポンプモ ータケーシ ング	ケーシング (軸圧縮)	ケース 1	184	207	MPa
		ケース 2	184		
		ケース 5	184		

※1：7号炉を例とした概算値。

※2：許容応力状態IV_ASにおける許容値。