

# 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9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

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不確かさへの対応方針
    4. 1 不確かさを設定する項目
    4. 2 不確かさの設定
    4. 3 検討ケース
    4. 4 不確かさの設計への反映方針
  5. まとめ
- 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
- 参考資料ー 1 既工認モデルによる評価
- 参考資料ー 2 地震応答解析モデル詳細化の定量的な効果
- 参考資料ー 3 地震応答解析モデルの不確かさの影響 (試検討)
- 参考資料ー 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
- 参考資料ー 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
- 参考資料ー 6 表層地盤ばねの取扱いについて

## 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                  |
|-------------------------|-----------------|---------------------------------|
| 建屋コンクリート剛性              | 設計基準強度を使用       | コンクリート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） | 考慮せず            | 考慮する                            |
| 原子炉本体基礎のモデル化            | 剛性一定とした線形解析モデル  | 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。

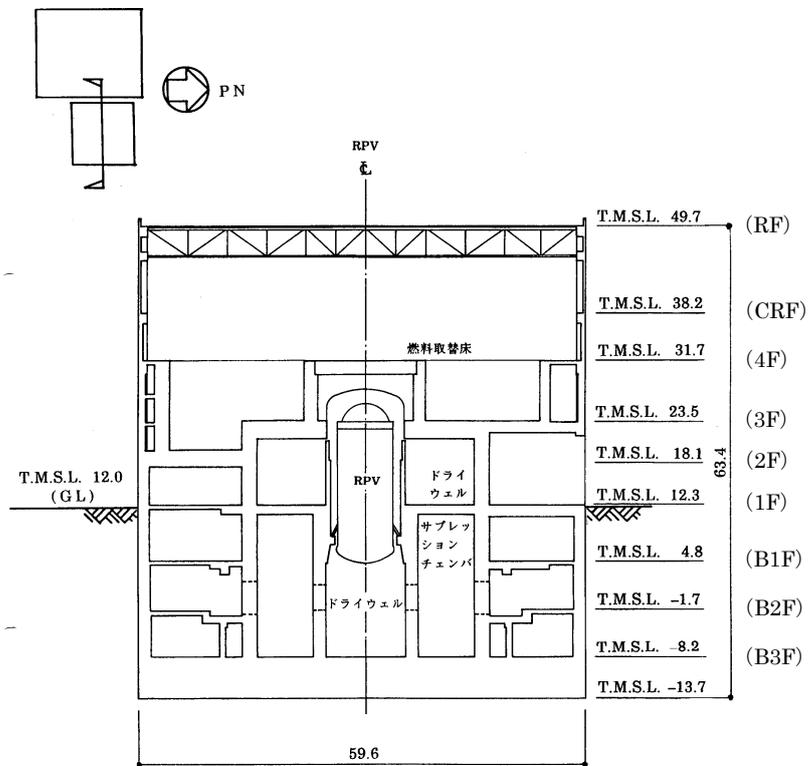
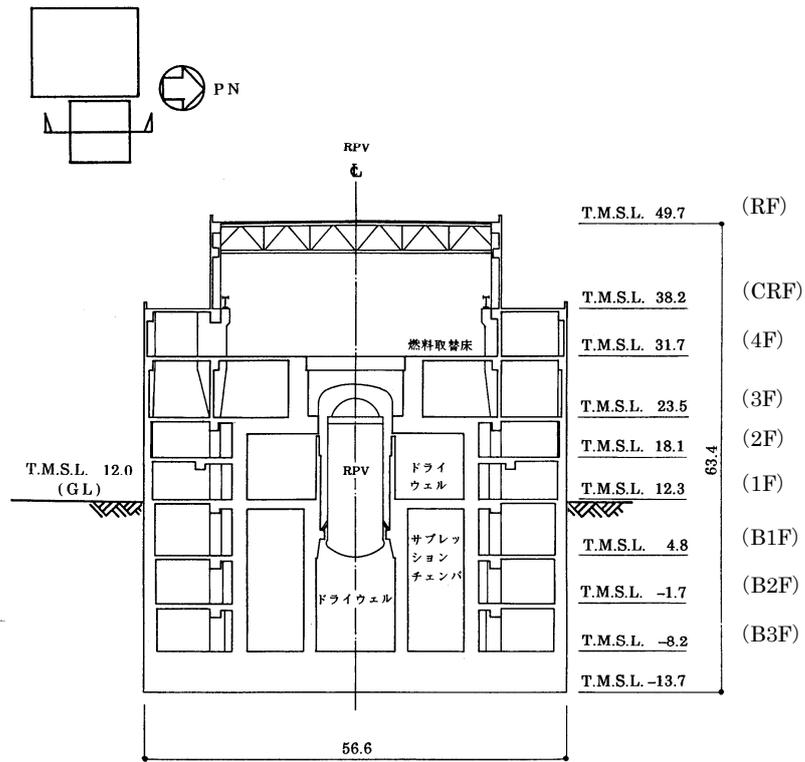
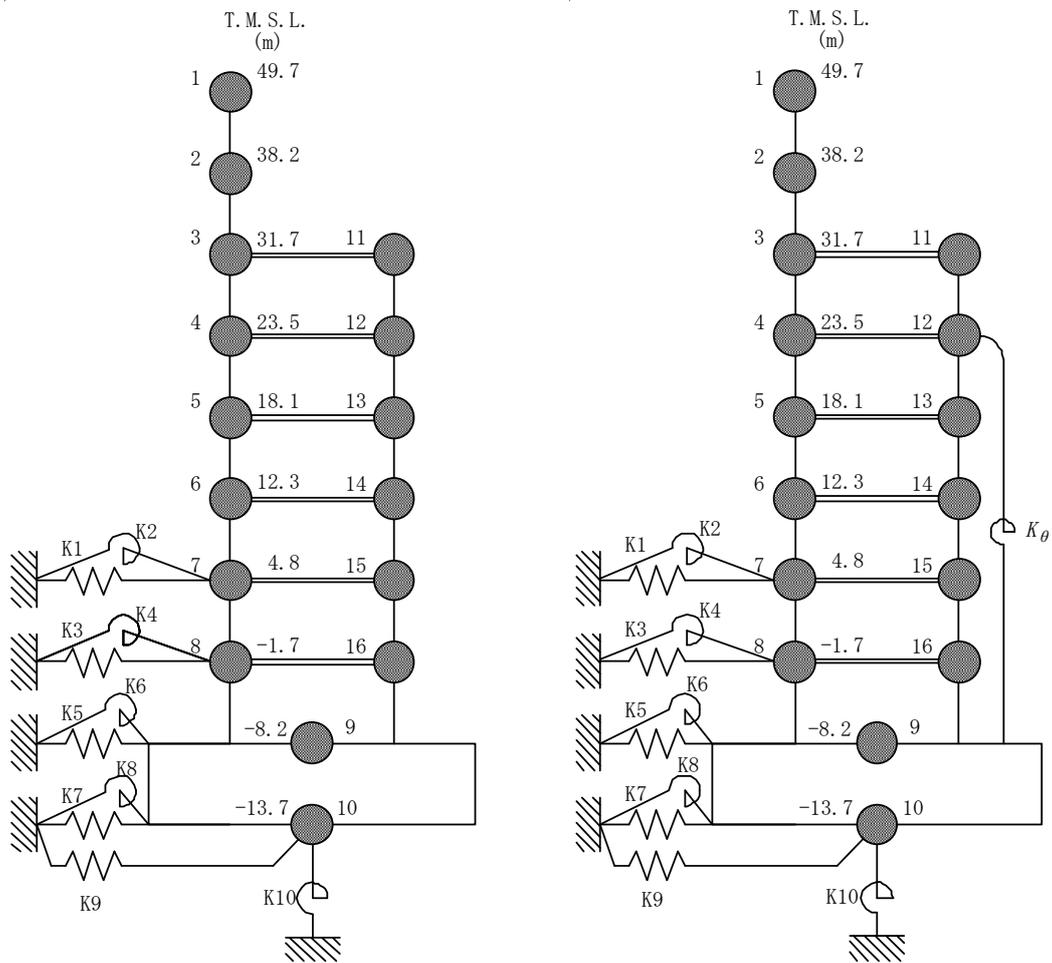


図 2-1 原子炉建屋断面 (7号炉の例)



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)

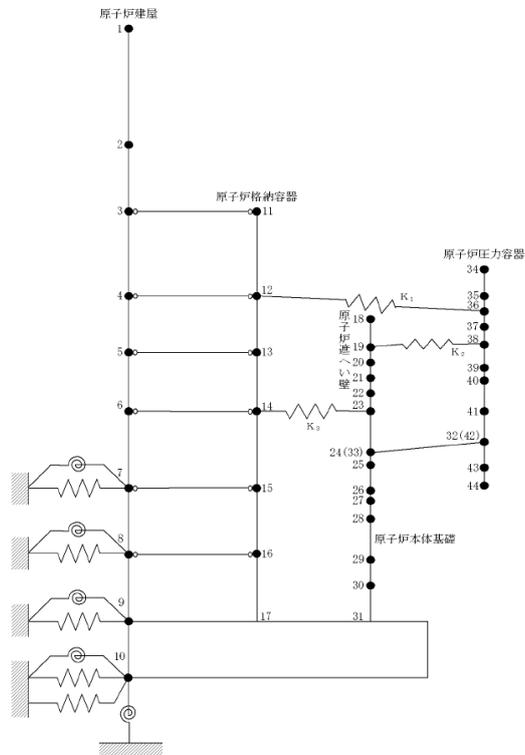


図 2-3 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル  
(7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

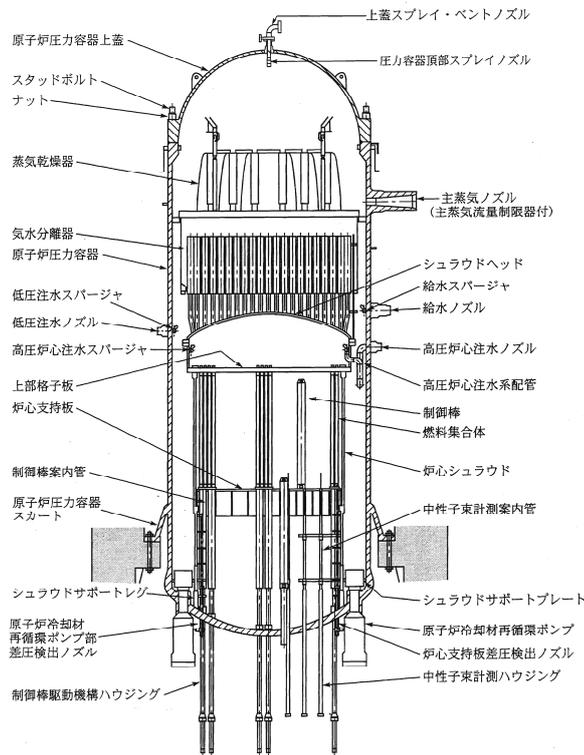


図 2-4 原子炉内部構造図

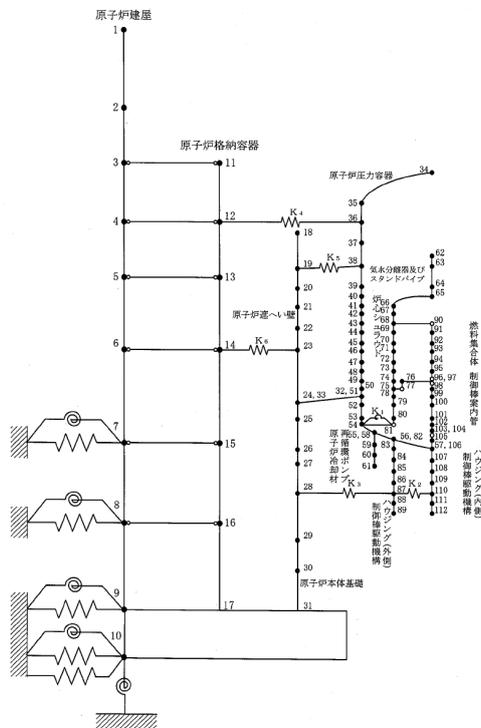


図 2-5 炉心，原子炉压力容器および压力容器内部構造物の地震応答解析モデル (7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

### 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。

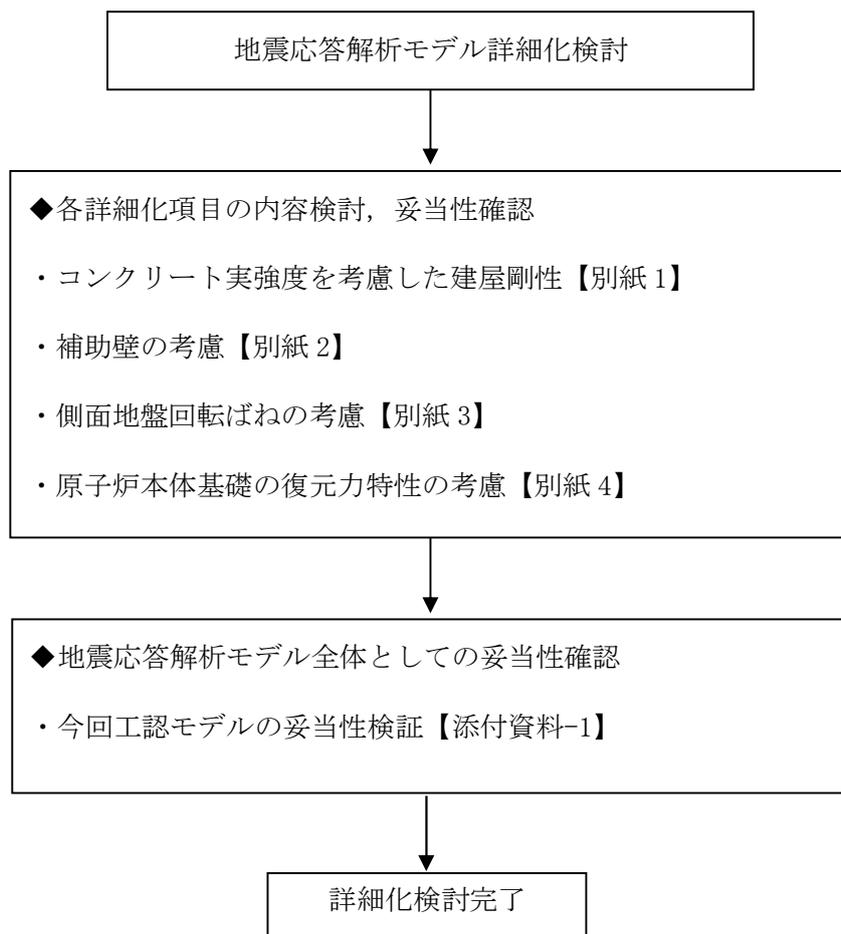


図3 地震応答解析モデルの詳細化検討フロー

### 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。

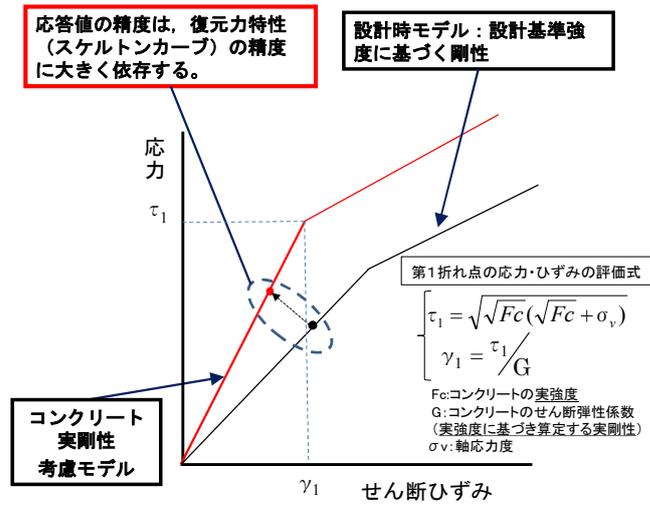


図 3-1 コンクリート実剛性の採用（概念図）

### 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。

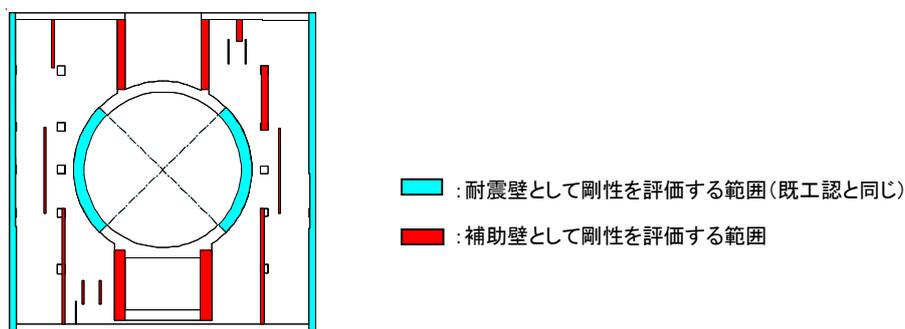


図 3-2 補助壁の考慮例 (6号炉 原子炉建屋 2階)

### 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。

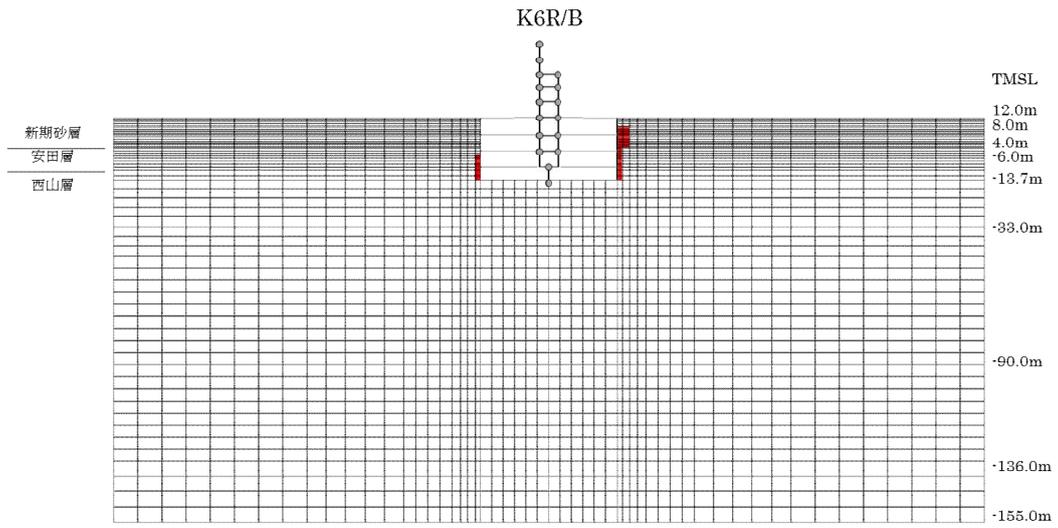


図 3-3 地盤 2 次元 FEM による解析モデル図 (6 号炉原子炉建屋 NS 方向の例)

### 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。

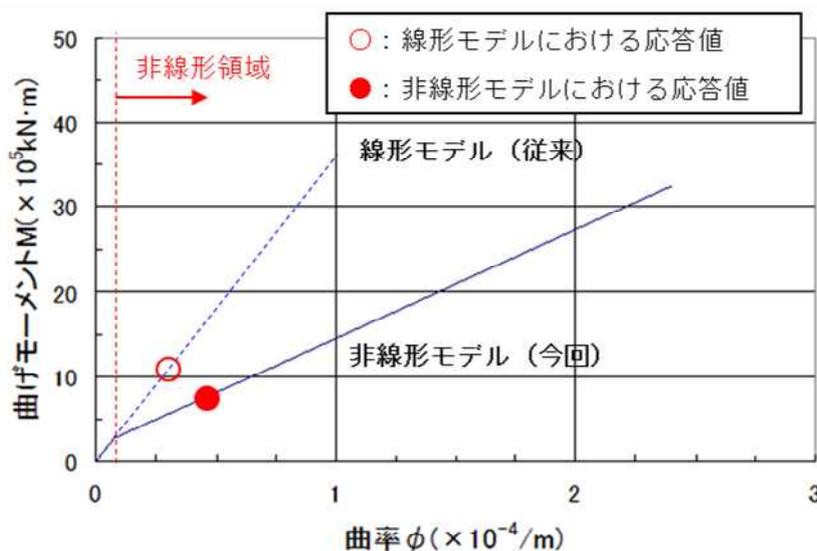


図 3-4 原子炉本体基礎の復元力特性の例  
(7号炉, Ss-1, NS方向の概念図)

### 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  $S_d$  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）。

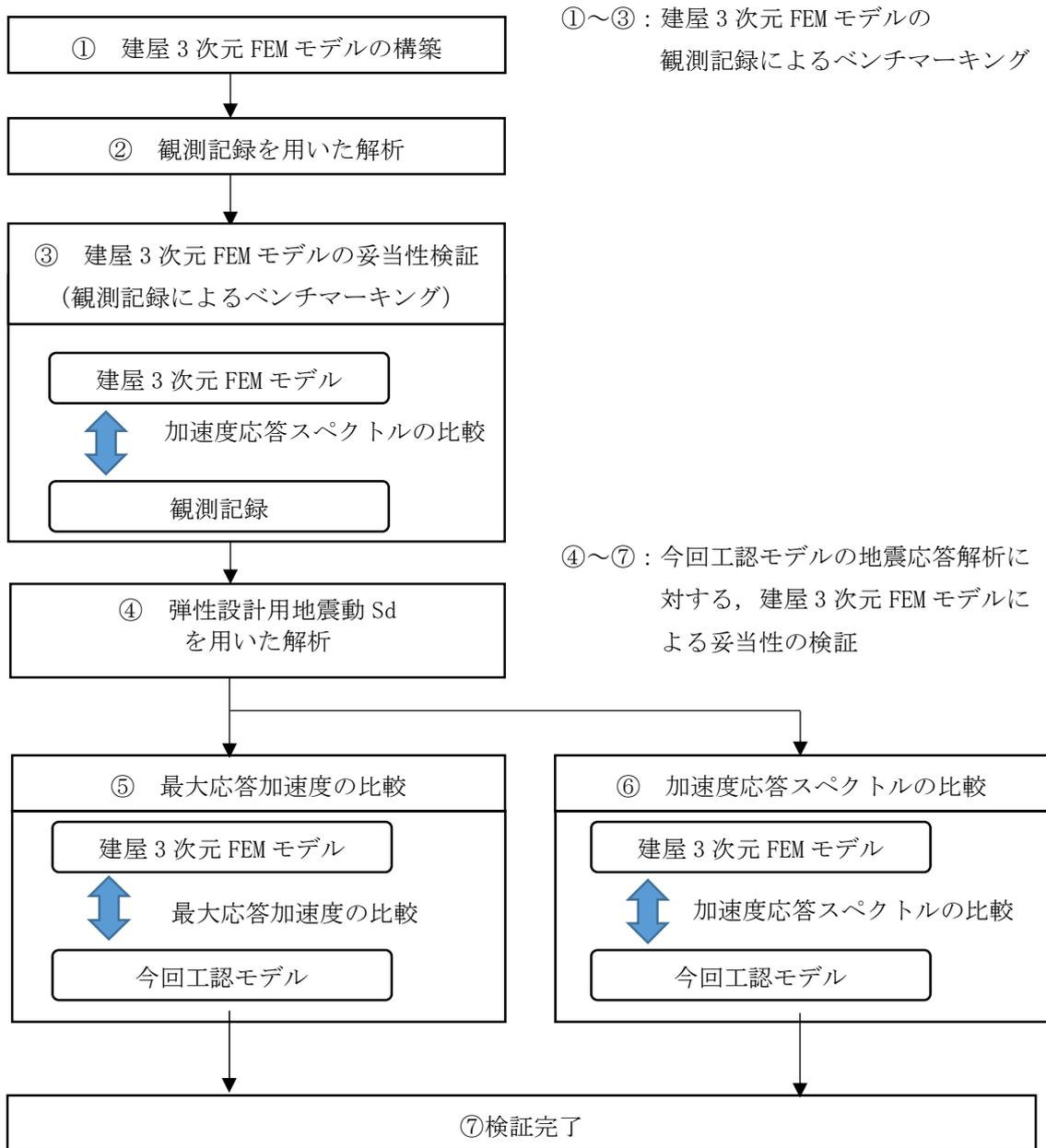


図 3-5 地震応答解析モデルの妥当性検証フロー

#### 4. 地震応答解析モデルの不確かさへの対応方針

##### 4. 1 不確かさを設定する項目

地震応答解析モデルの建屋剛性は、実測したコンクリート強度を用いて算出していることから、コンクリート強度の不確かさが地震応答解析結果へ影響を及ぼすことが考えられる。

側面地盤回転ばねについては、防水層がある建屋外壁と側面地盤の間を模擬した摩擦試験ではせん断剛性にばらつきが見られたため、せん断剛性のばらつきの影響を考慮した検討をおこなったものの、地震応答解析結果に有意な変動が見られなかったことから、ばね剛性の不確かさは設定しない。

建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤剛性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影響を及ぼすことが考えられる。

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」（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。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、折線近似で評価しており、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、折線近似による不確かさが地震応答解析結果へ影響を及ぼすことが考えられる。

以上を踏まえ、地震応答解析モデルの不確かさの検討対象として下記を考慮することとする。

なお、本検討では動解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。

- ・ 建屋剛性（コンクリート強度）の不確かさ
- ・ 地盤剛性の不確かさ
- ・ 原子炉系の地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ
- ・ 原子炉本体基礎の復元力特性の設定における折線近似による不確かさ

#### 4. 2 不確かさの設定

##### (1) 建屋剛性（コンクリート強度）の不確かさ

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。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。さらに保守的な評価として、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 $-2\sigma$ ）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 $568\text{kg}/\text{cm}^2$  ( $55.7\text{N}/\text{mm}^2$ )を考慮する。

表 4-2 (1) コンクリート強度の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<br>$440\text{kg}/\text{cm}^2$<br>( $43.1\text{N}/\text{mm}^2$ )   |
| 不確かさケース   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ばらつき：<math>\pm 1\sigma</math><br/><math>470\text{kg}/\text{cm}^2</math>, <math>410\text{kg}/\text{cm}^2</math><br/>(<math>46.1\text{N}/\text{mm}^2</math>, <math>40.2\text{N}/\text{mm}^2</math>)</li> <li>・保守性<br/>プラス側：<math>568\text{kg}/\text{cm}^2</math><br/>(<math>55.7\text{N}/\text{mm}^2</math>)<br/>マイナス側：<math>380\text{kg}/\text{cm}^2</math><br/>(<math>37.3\text{N}/\text{mm}^2</math>)</li> </ul> |

(2) 地盤剛性の不確かさ

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 (2) 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)   |
| 不確かさケース   | +地盤 (表層 (+13%), 安田層 (+25%), 西山層 (+10%))<br>-地盤 (表層 (-13%), 安田層 (-25%), 西山層 (-10%)) |

### (3) 原子炉系の地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ

原子炉系の地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度は、建物のように実測値がないことから、既工認と同様に設計基準強度を用いている。しかしながら、現実のコンクリート強度は設計基準強度を上回ると考えられることから、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。

表 4-2 (3) 原子炉系の地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の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     | ・コンクリート強度：設計基準強度<br>原子炉本体基礎：300kg/cm <sup>2</sup> (29.4N/mm <sup>2</sup> )<br>ダイヤフラムフロア：330kg/cm <sup>2</sup> (32.3N/mm <sup>2</sup> ) |
| 不確かさケース   | ・コンクリート強度：想定実強度<br>原子炉本体基礎：400kg/cm <sup>2</sup> (39.2N/mm <sup>2</sup> )<br>ダイヤフラムフロア※：440kg/cm <sup>2</sup> (43.1N/mm <sup>2</sup> ) |

※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。

(4) 原子炉本体基礎の復元力特性の設定における折線近似による不確かさ

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、「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」等で示される折線近似で評価しており，現実には上に凸な曲線となることが考えられることから，折線近似による不確かさを考慮した影響評価をおこなう。

表 4-2 (4) 原子炉本体基礎の復元力特性の設定における折線近似による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     | ・スケルトンカーブ：折線近似        |
| 不確かさケース   | ・スケルトンカーブ：包絡スケルトンカーブ※ |

※別紙 4 添付資料-10 参照

#### 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。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                                   | 地盤剛性           | RPV ペDESTAL       | 備考   |
|--|--|----------------|-------------------|--|
| ◆ケース 1<br>(基本ケース)                            | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース 2<br>(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ ) | 実強度+ $\sigma$<br>(470kg/cm <sup>2</sup> )  | 標準地盤+ $\sigma$ | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース 3<br>(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ ) | 実強度- $\sigma$<br>(410kg/cm <sup>2</sup> )  | 標準地盤- $\sigma$ | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース 4<br>(建屋剛性コア平均)                         | 実強度 (コア平均)<br>(568kg/cm <sup>2</sup> )     | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース 5<br>(建屋剛性-2 $\sigma$ )                 | 実強度-2 $\sigma$<br>(380kg/cm <sup>2</sup> ) | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース 6<br>(原子炉系コンクリート実強度相当)                  | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形・実強度<br>(折線近似) | 原子炉本体基礎：<br>400kg/cm <sup>2</sup><br>ダイヤフラムフロア：<br>440kg/cm <sup>2</sup> |
| ◆ケース 7<br>(原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)              | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形<br>(曲線包絡)     |  |

#### 4. 4 不確かさの設計への反映方針

##### (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、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結果から得られる地震荷重等が基本ケースの地震荷重等を上回る場合には、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。

###### 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の比較をおこなう。各検討ケースの最大加速度が基本ケースの最大加速度を上回る場合には、上回るフロアに設置されている設備に対して、そ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。

###### 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の比較をおこなう。各検討ケースの荷重が基本ケースの荷重を上回る場合には、上回る荷重を用いて設計する設備に対して、そ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。

###### c. 床応答スペクトルを用いて設計する設備

設計用スペクトル（基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10%拡幅）と各検討ケースの床応答スペクトル（拡幅無し）の比較をおこなう。各検討ケースのスペクトルが基本ケースのスペクトルを上回る場合には、上回る箇所に固有周期を持つ設備に対して、そ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。

## 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, 今回工認モデルの応答は3次元FEMモデルの応答と整合的であることから, 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不確かさについて, 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  $S_d$  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。

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。

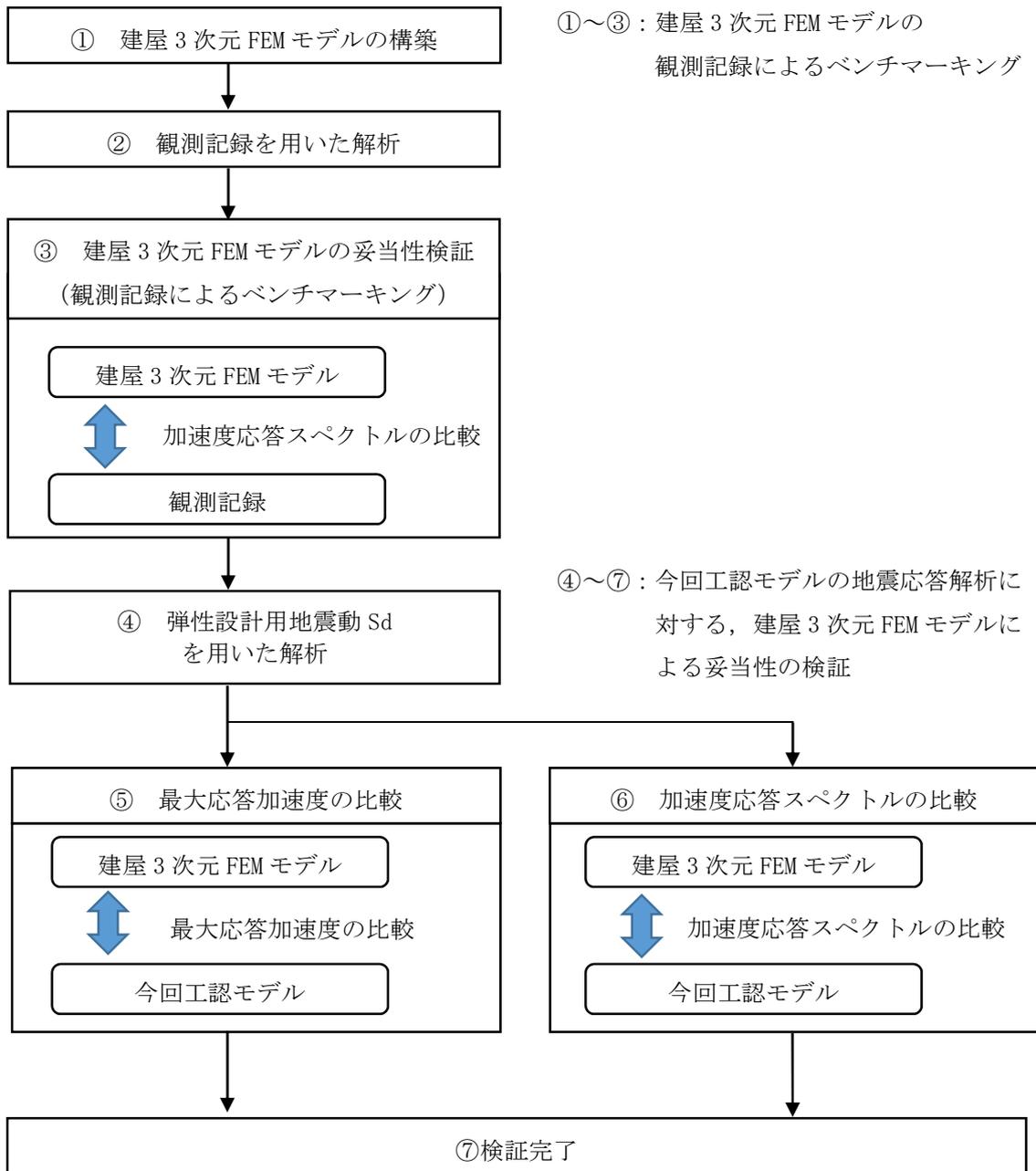


図 1-1 今回工認モデルの妥当性検証フロー

## 2. 3次元FEMモデルの構築

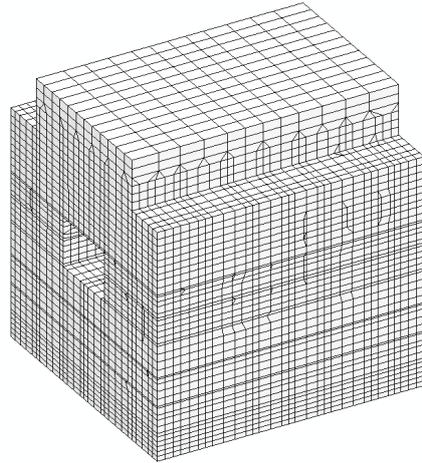
### 2.1 原子炉建屋の3次元FEMモデル

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。

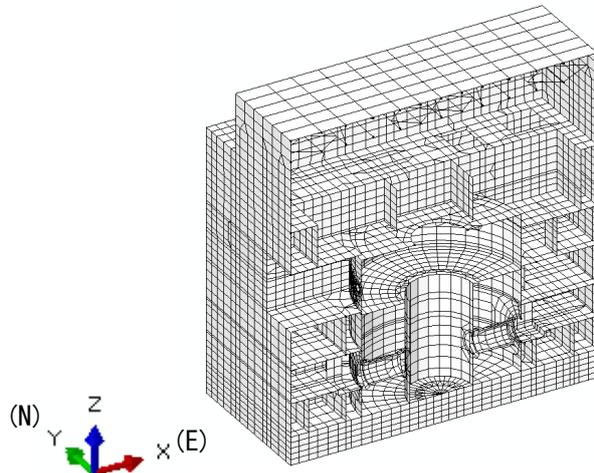
3次元FEMモデルで設定する各部材の要素タイプは、床スラブ・壁は面材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためシェル要素（約21000要素）とし、基礎スラブは、床スラブと同一の面材であるが、床スラブに比べスラブ厚が大きいことからソリッド要素（約5600要素）とし、柱・梁は線材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためビーム要素とし、屋根トラスのメイントラス・サブトラス・サブビームについても柱・梁と同一の線材なのでビーム要素（約3600要素）、斜材・束材・水平ブレースは線材で軸剛性のみ評価するのでトラス要素（約600要素）でモデル化する。壁・床の開口部については、主要な開口部のみモデル化する。

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。

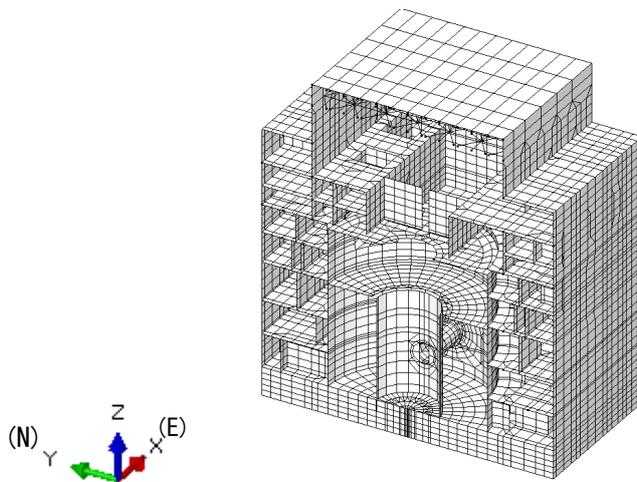
解析には解析コード「MSC Nastran Version 2013.1.1」を用いる。



(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<br>E<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | せん断弾性<br>係数<br>G<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 | 減衰定数<br>h<br>(%) |
|---------------|-----|---|------------------------------------|--|-------|------------------|
| 建屋部           | 実強度 | コンクリート<br>Fc =<br>440kg/cm <sup>2</sup> | 2.88×10 <sup>4</sup>               | 1.20×10 <sup>4</sup>                     | 0.2   | 5                |
| 基礎部           | 実強度 | コンクリート<br>Fc =<br>400kg/cm <sup>2</sup> | 2.79×10 <sup>4</sup>               | 1.16×10 <sup>4</sup>                     | 0.2   | 5                |
| 屋根トラス,<br>鉄骨部 |     | 鋼材                                      | 2.05×10 <sup>5</sup>               | 7.90×10 <sup>4</sup>                     | 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

2007年新潟県中越沖地震に対して、建屋3次元FEMモデルを用いて解析を実施する。

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、原子炉建屋基礎上(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)での観測記録と応答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<br>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)

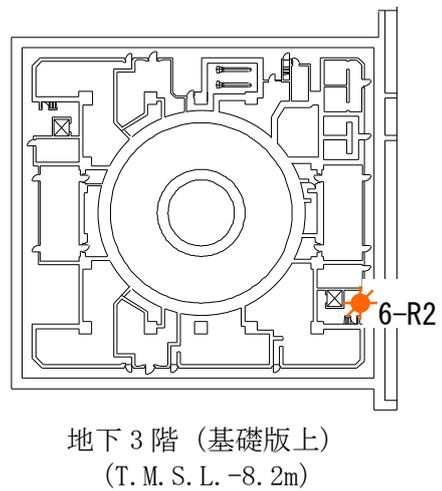
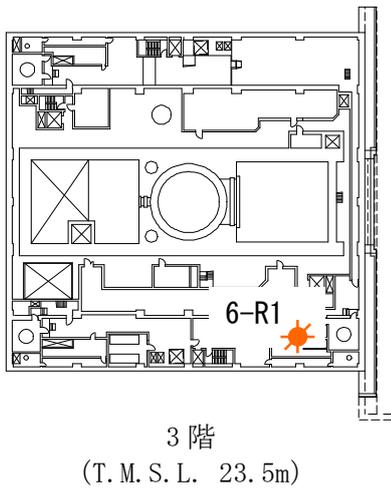
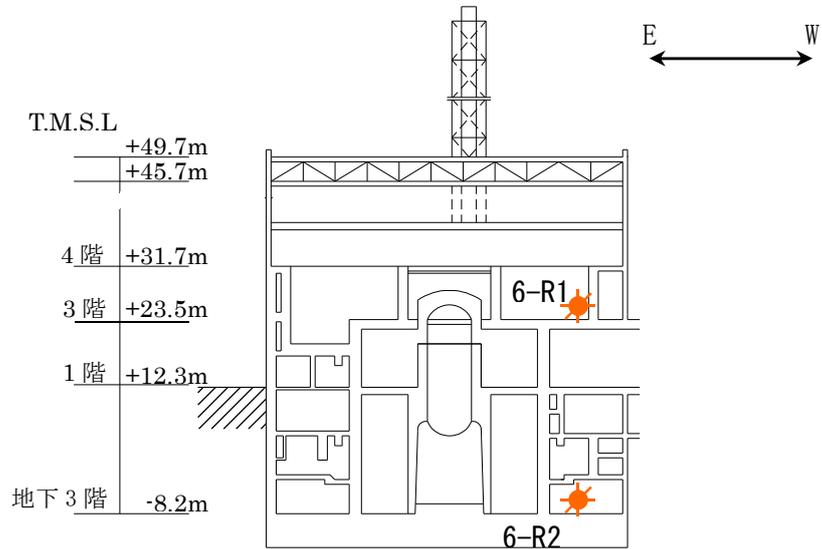
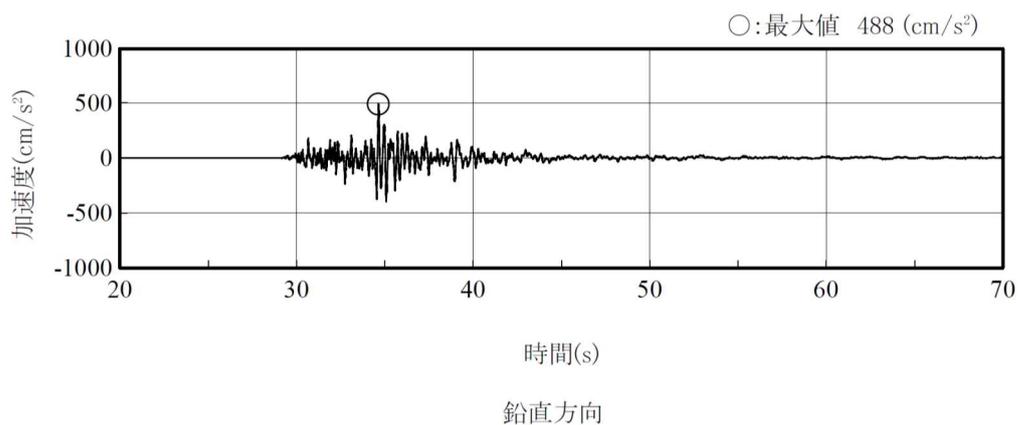
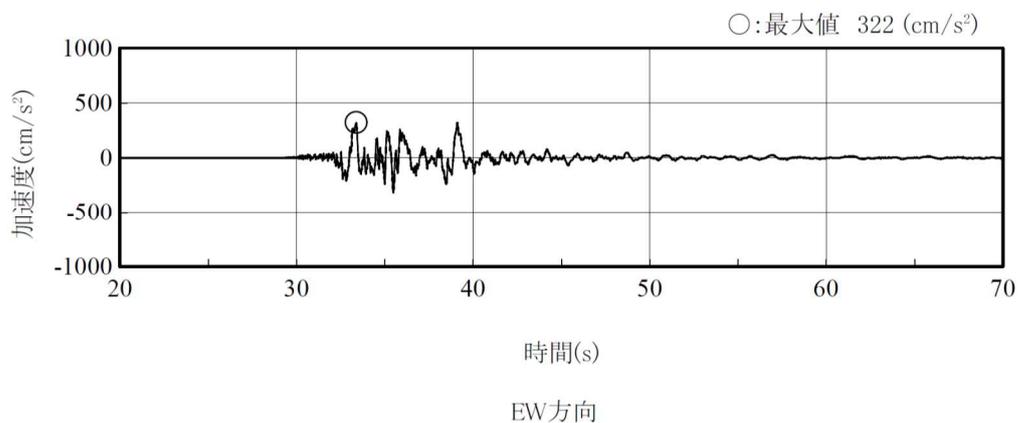
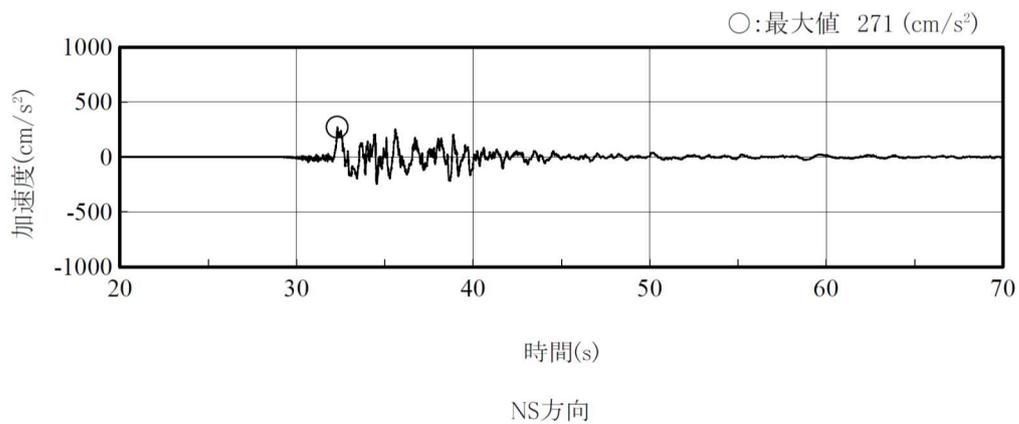


図 2.2-2 地震計位置



(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)

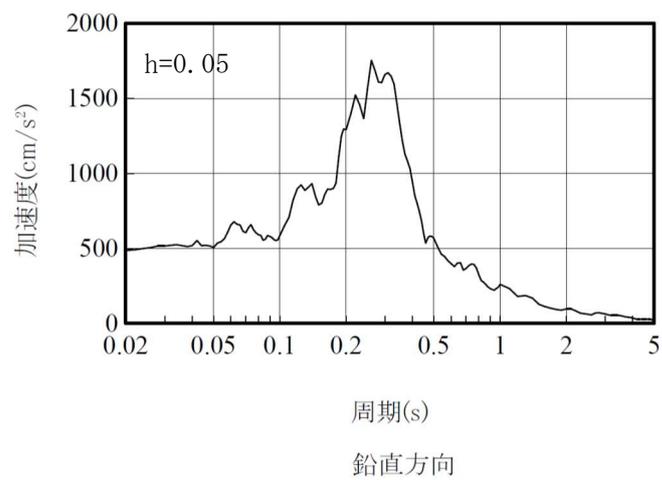
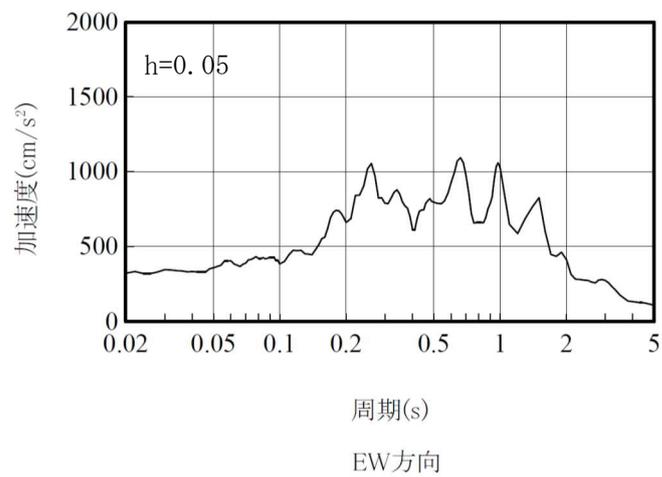
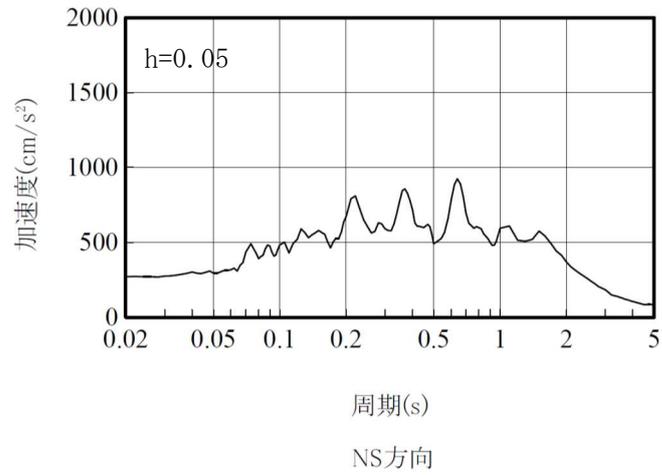


図 2.2-4 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル  
(6-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)

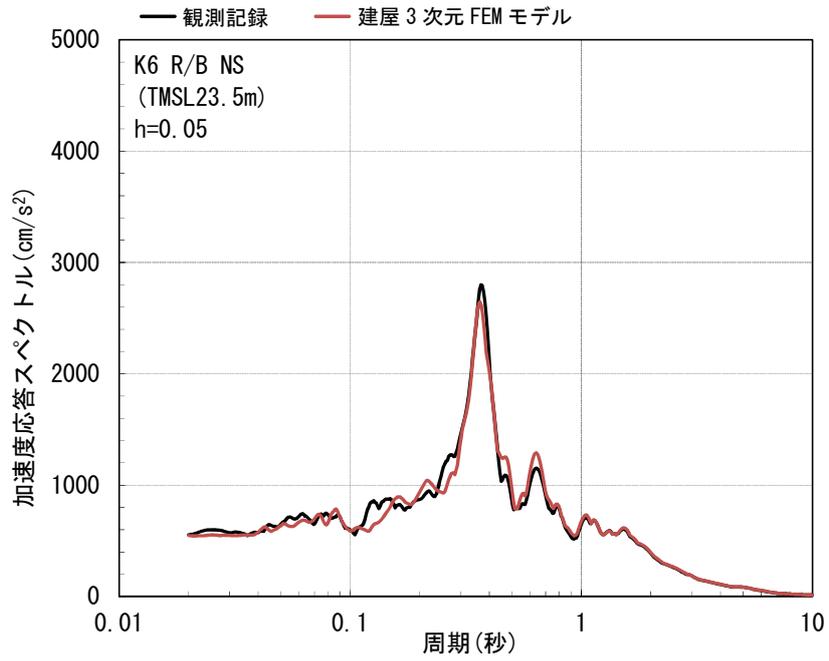
(2) 観測記録による解析結果

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。

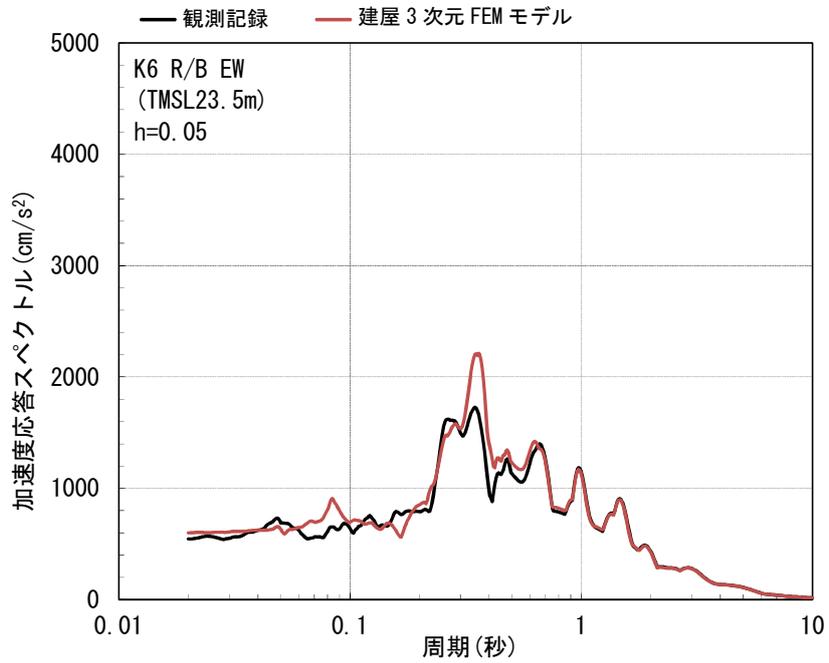
(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

図 2.2-5 に示した通り、加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向、EW 方向及び鉛直方向の解析結果は、観測記録と整合的であることを確認した。

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。

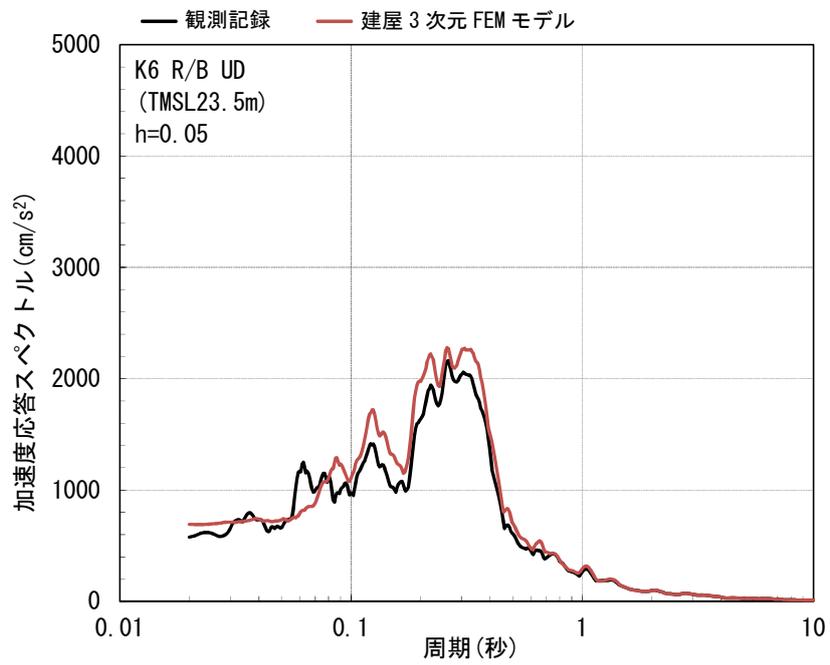


(a) NS 方向



(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。

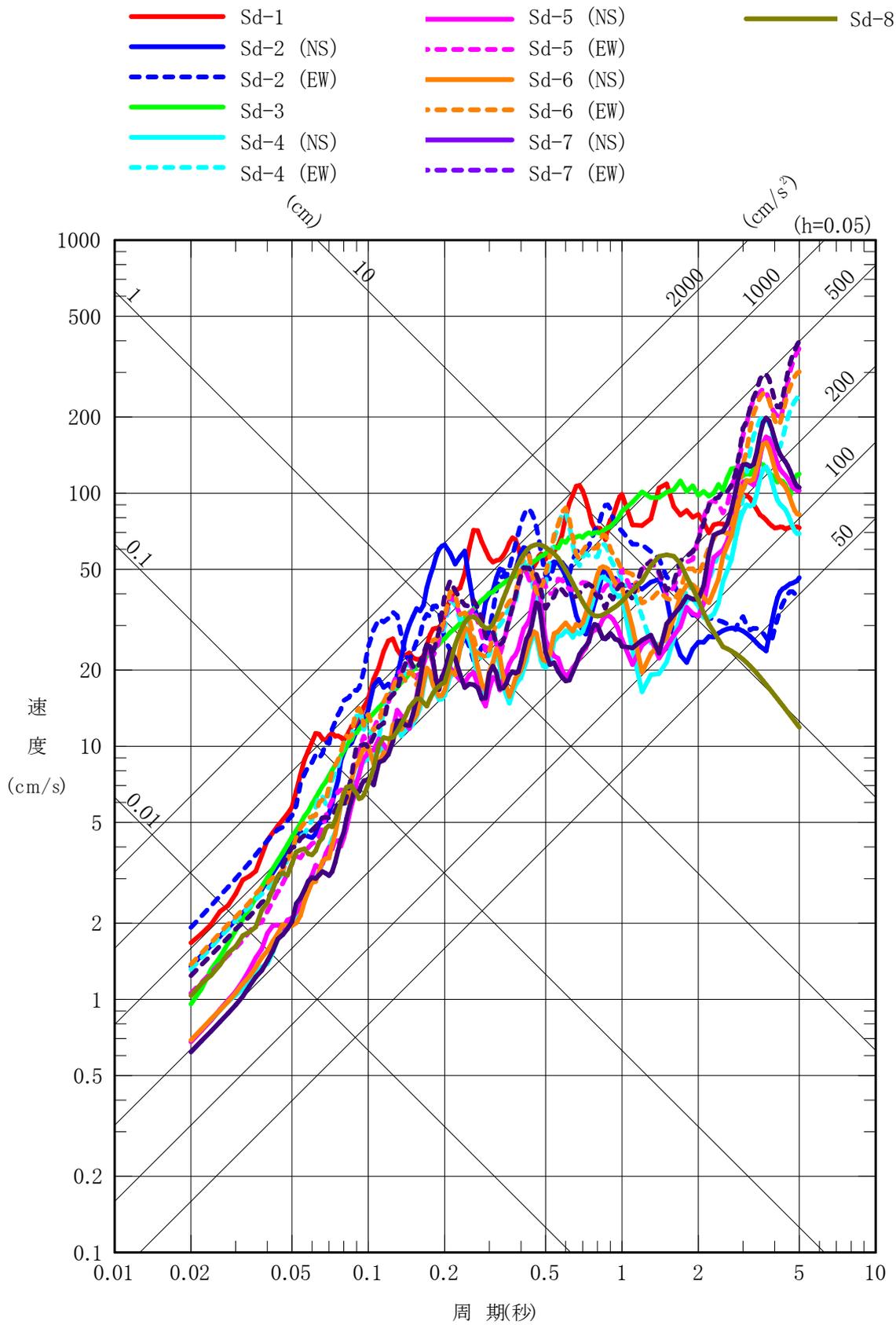


図 3. 1-1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (水平方向) (大湊側) (1/2)

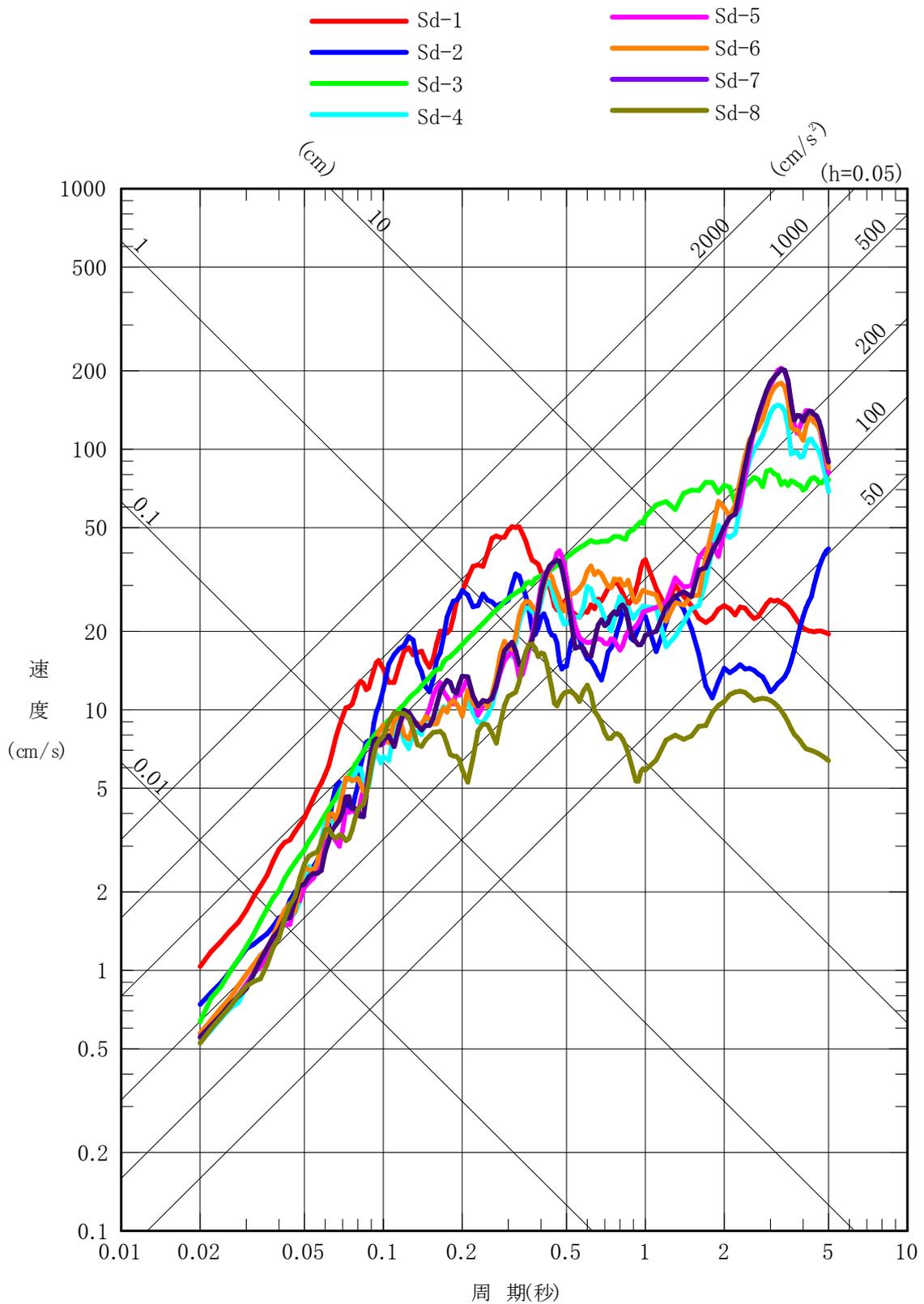


図 3.1.-1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (鉛直方向) (大湊側) (2/2)

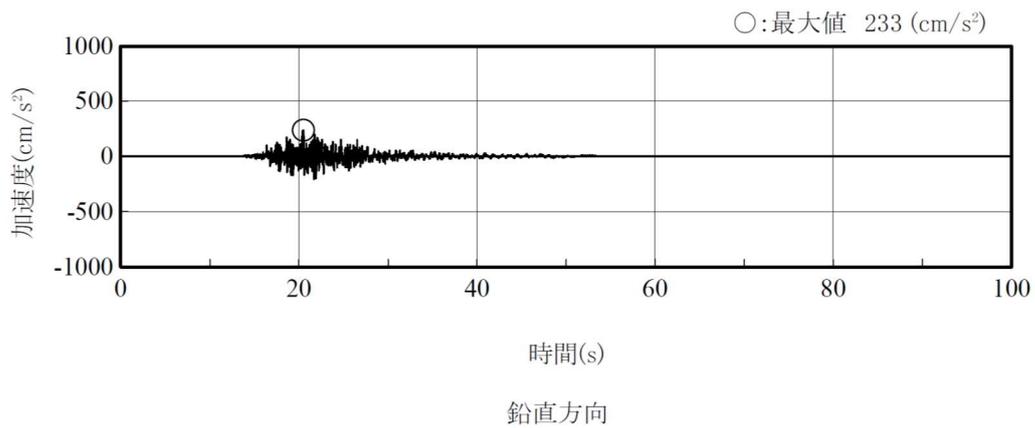
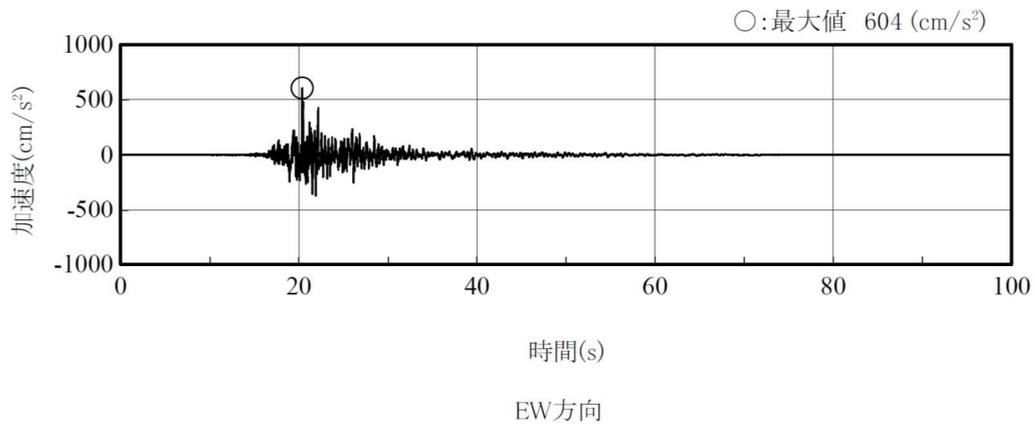
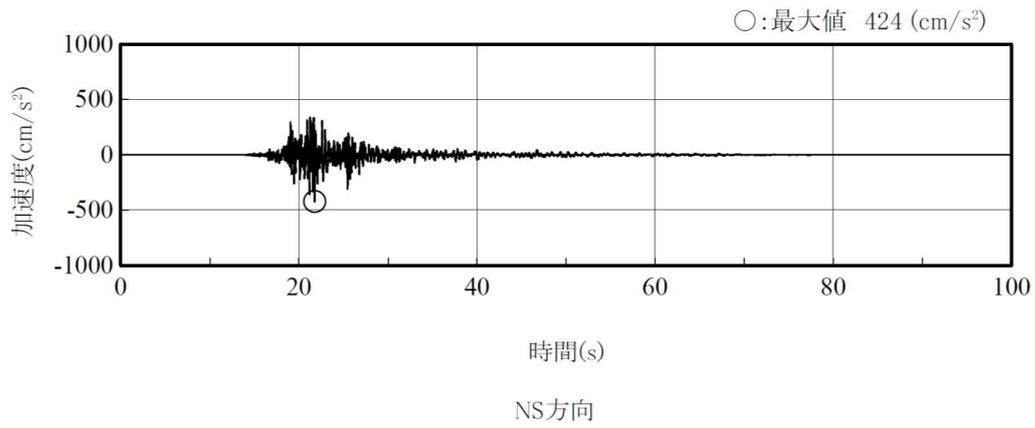


图 3.1-2 弹性设计用地震动 Sd-2 加速度时刻历波形 (解放基盘面)

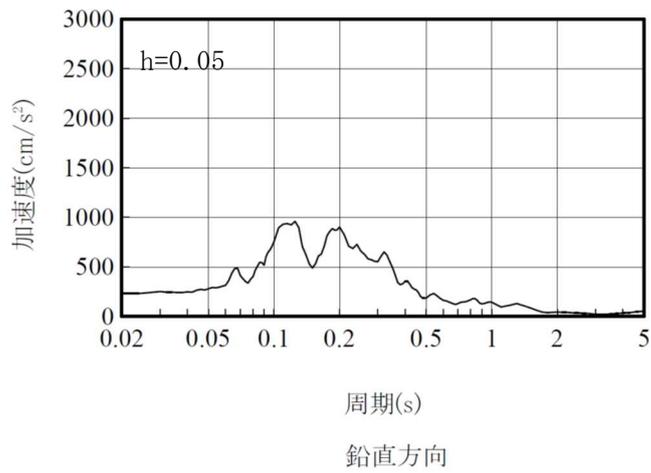
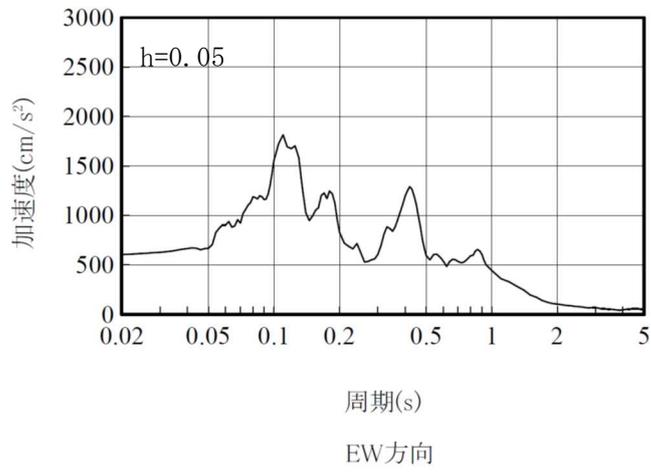
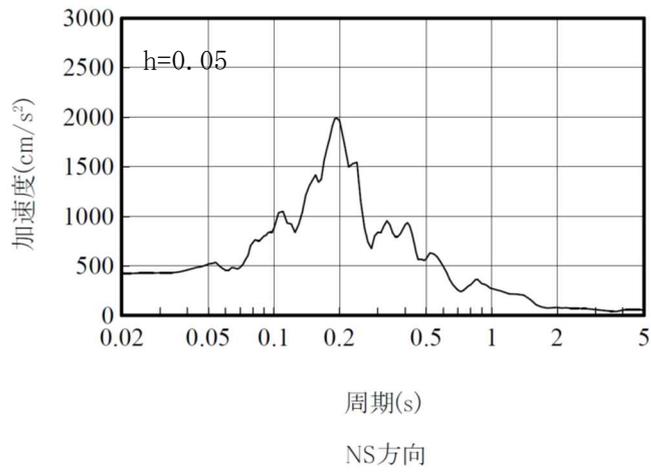


図 3.1-3 弾性設計用地震動 Sd-2 加速度応答スペクトル (解放基盤面)

### 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、今回工認モデルの解析結果は建屋 3 次元 FEM モデルの解析結果と整合的であることを確認した。

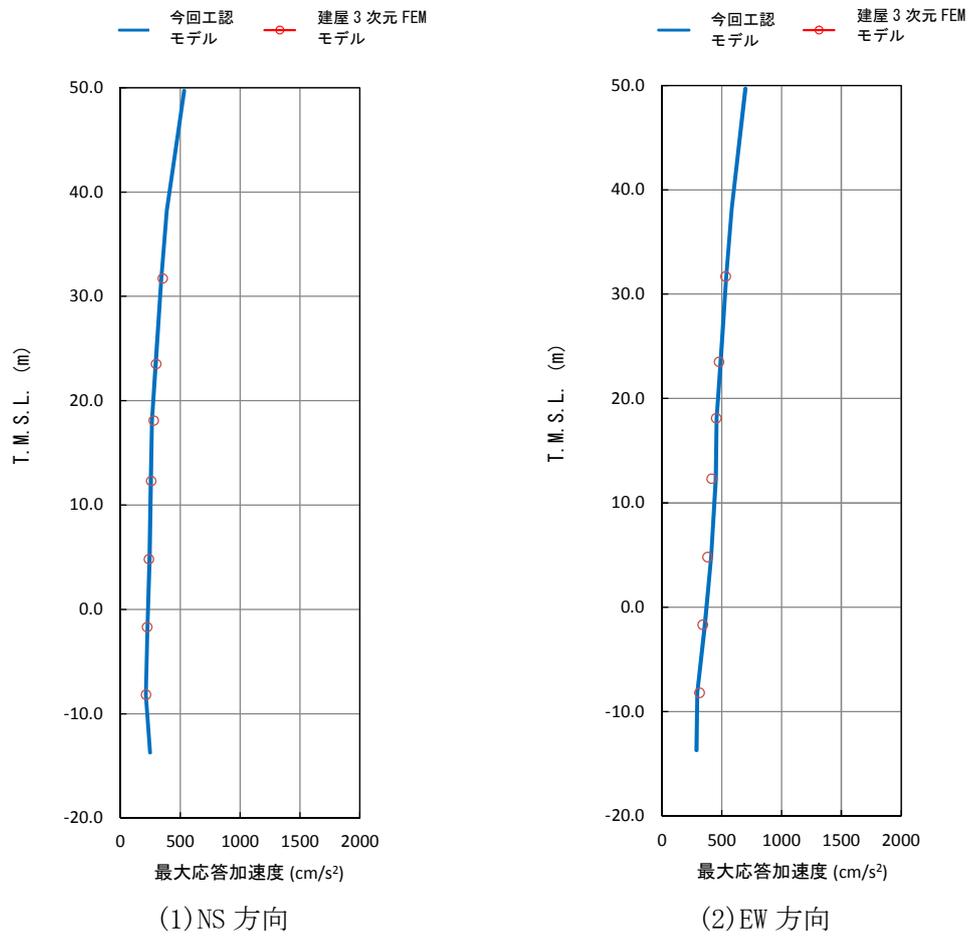


図 3.2-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM における最大応答加速度の比較

表 3.2-1 最大応答加速度一覧

| 部位    | 床レベル<br>(T. M. S. L.) | 最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ) |                      |             |                      |
|-------|-----------------------|------------------------------|----------------------|-------------|----------------------|
|       |                       | NS 方向                        |                      | EW 方向       |                      |
|       |                       | 今回工認<br>モデル                  | 建屋<br>3次元 FEM<br>モデル | 今回工認<br>モデル | 建屋<br>3次元 FEM<br>モデル |
| 原子炉建屋 | 4 階<br>(31.7m)        | 341                          | 355                  | 536         | 533                  |
|       | 3 階<br>(23.5m)        | 295                          | 300                  | 489         | 477                  |
|       | 2 階<br>(18.1m)        | 262                          | 278                  | 455         | 454                  |
|       | 1 階<br>(12.3m)        | 253                          | 257                  | 449         | 416                  |
|       | 地下 1 階<br>(4.8m)      | 245                          | 240                  | 410         | 381                  |
|       | 地下 2 階<br>(-1.7m)     | 225                          | 224                  | 358         | 341                  |
|       | 地下 3 階<br>(-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すると、NS 方向、EW 方向、UD 方向とも、今回工認モデルの解析結果は建屋 3 次元 FEM モデルの解析結果と整合的であることを確認した。

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。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。

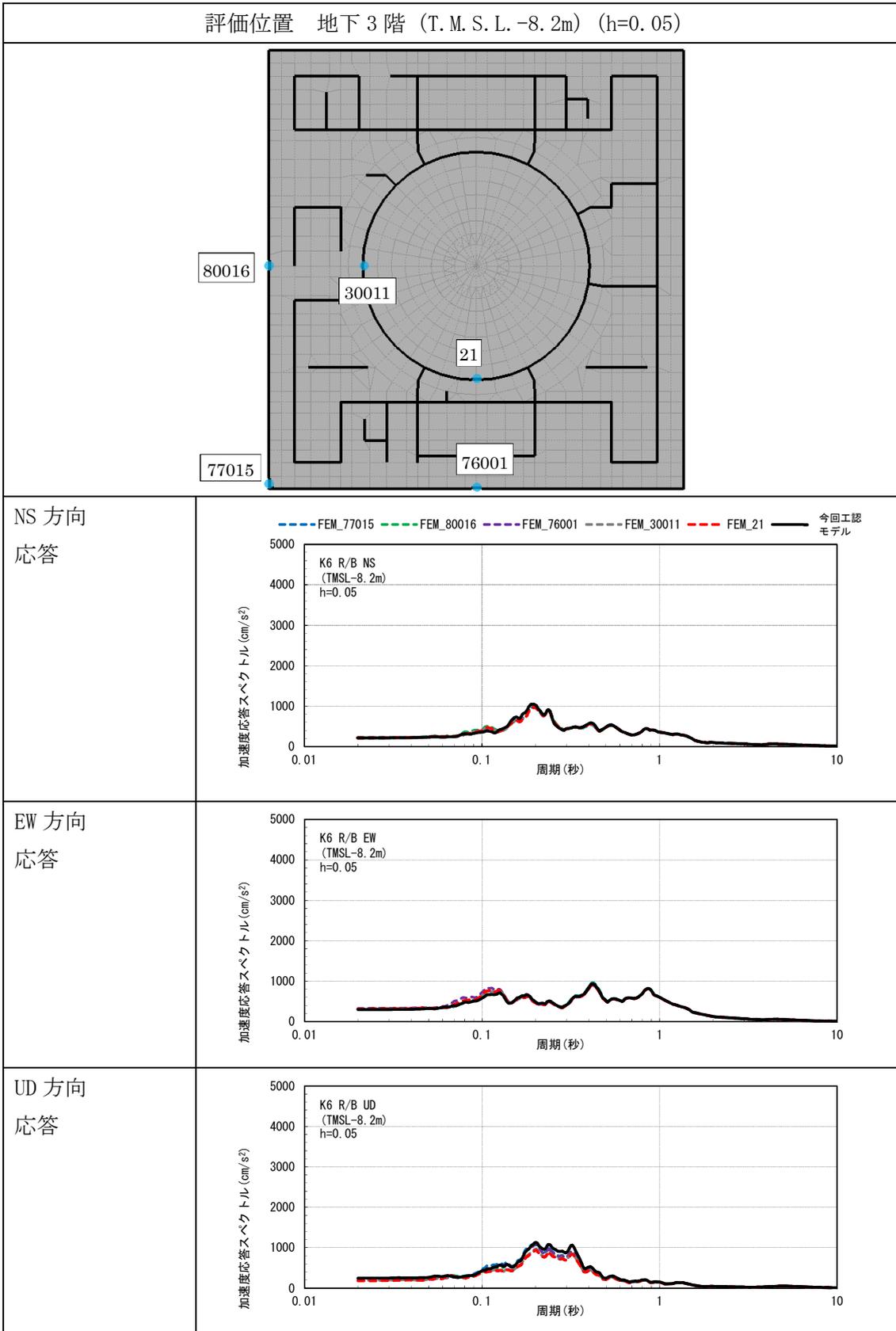


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋3次元FEMモデルの応答スペクトルの比較(1/6)

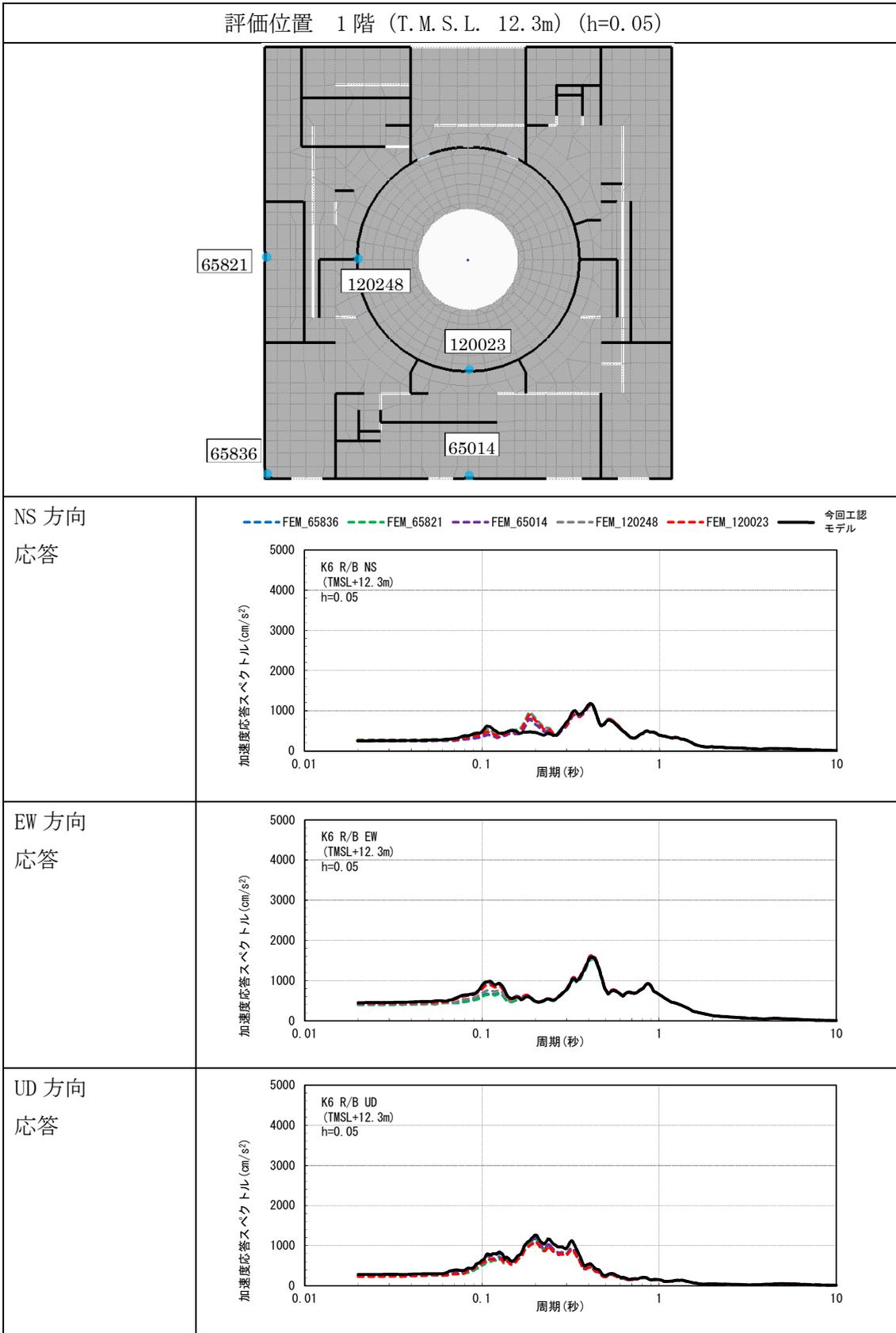
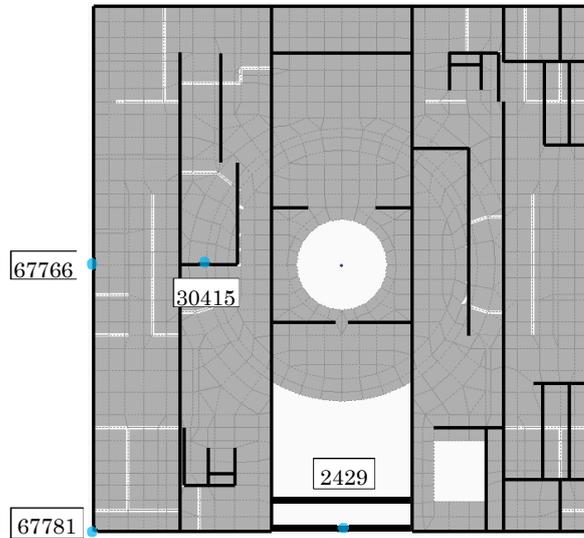
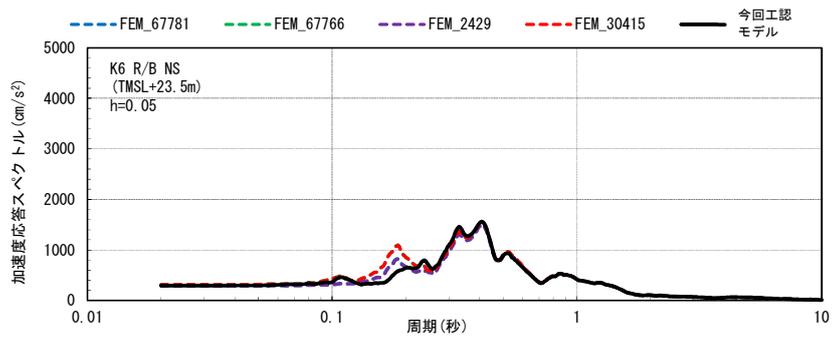


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (2/6)

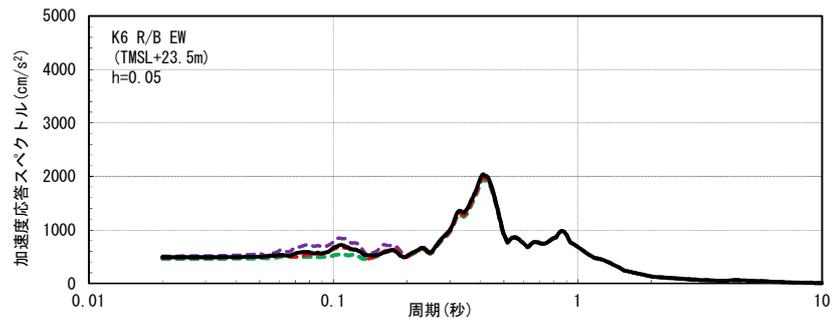
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.05)



NS 方向  
応答



EW 方向  
応答



UD 方向  
応答

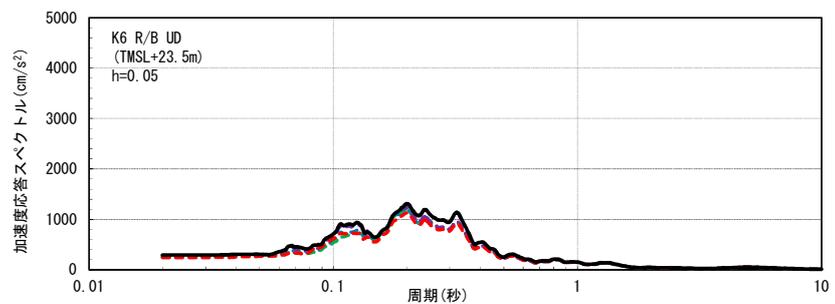


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (3/6)

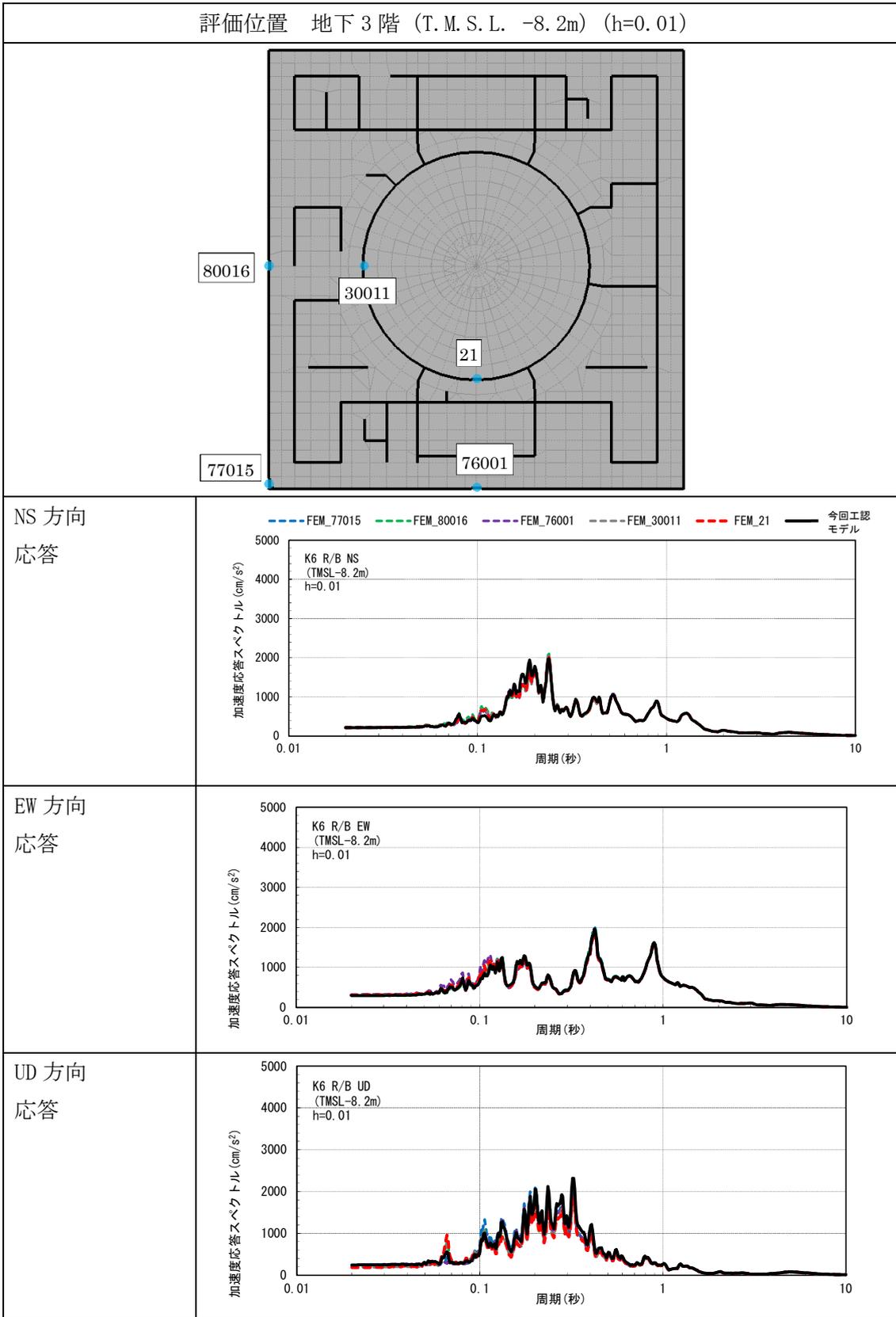


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (4/6)

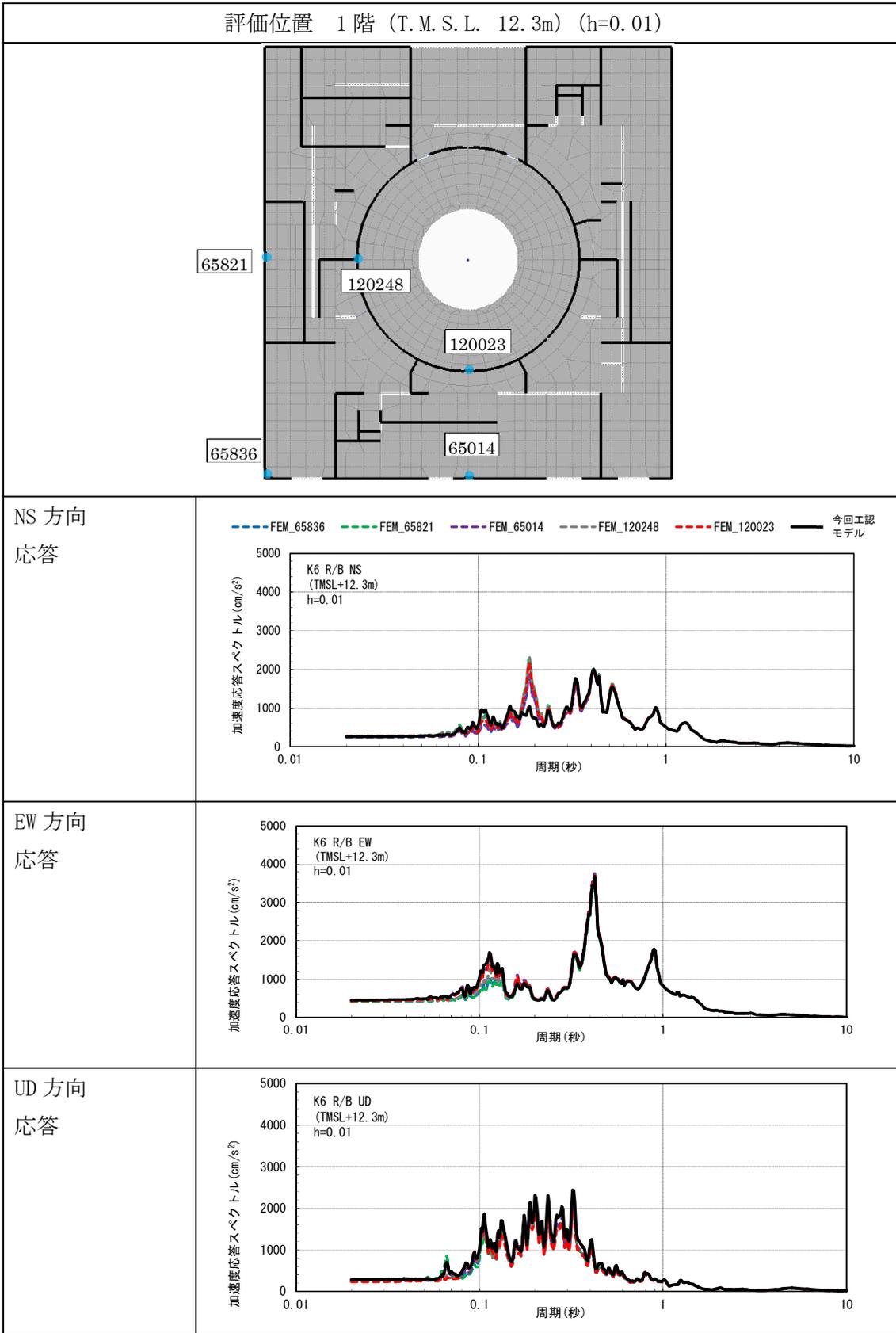
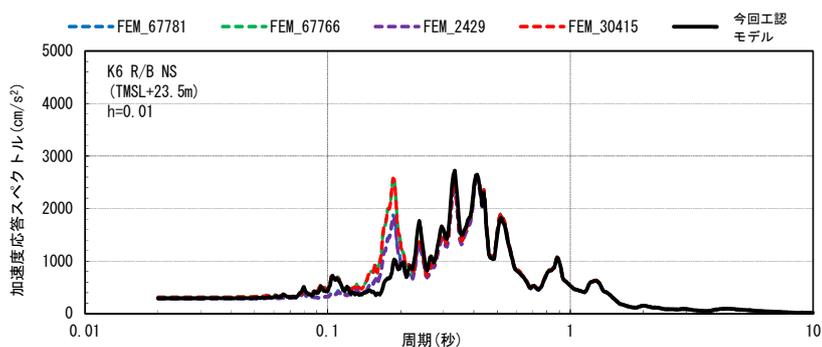


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (5/6)

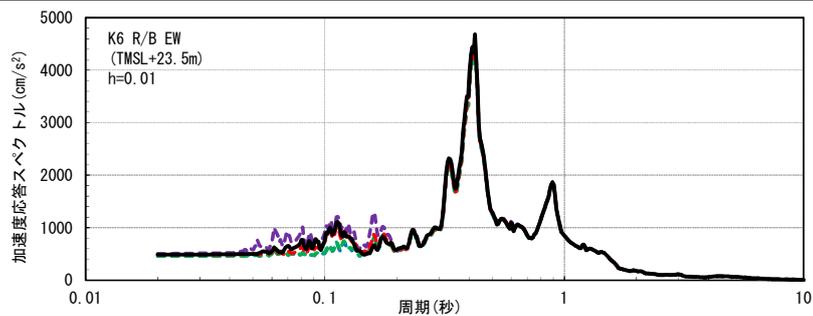
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.01)



NS 方向  
応答



EW 方向  
応答



UD 方向  
応答

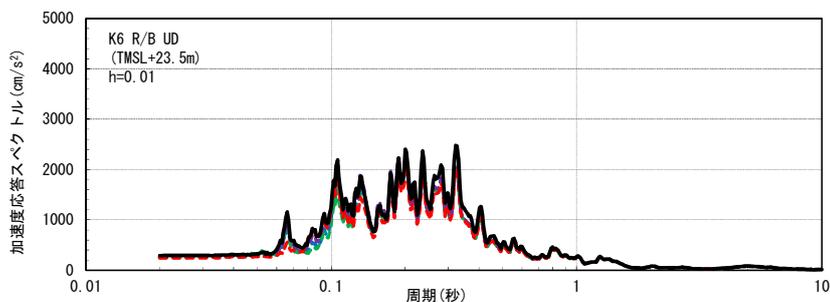
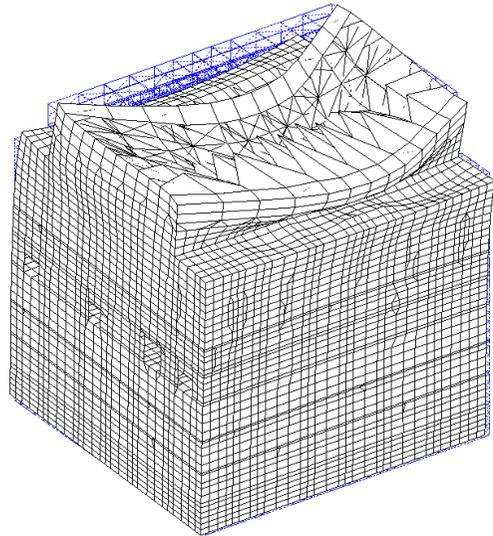


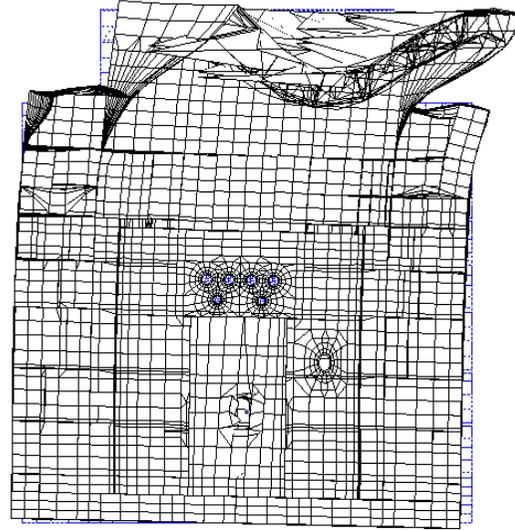
図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (6/6)

表 3.3-1 固有値解析結果

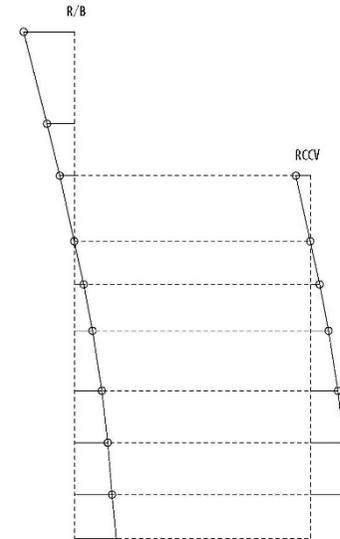
| モード  | 建屋3次元FEMモデル   |               |             |             |             | 今回工認モデル       |               |      |
|------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|------|
|      | 固有振動数<br>(Hz) | 固有周期<br>(sec) | 刺激係数        |             |             | 固有振動数<br>(Hz) | 固有周期<br>(sec) | 刺激係数 |
|      |               |               | EW方向<br>(X) | NS方向<br>(Y) | UD方向<br>(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

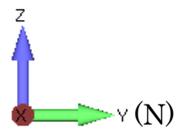
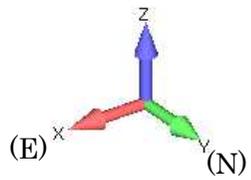


図 3.3-2 固有モード図：NS 方向 2 次

#### 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，両者の解析結果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，両者の解析結果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。

参考資料－1 既工認モデルによる評価

今回工認で既工認モデルを地震応答解析モデルとして採用し耐震評価を実施した場合に、計算値等が規格基準で定められる許容値を満足することが可能かを見極めるため、基準地震動  $S_s$  に対して既工認モデルを用いた地震応答解析をおこない、算出される地震荷重を確認した。確認にあたっては、改造が困難な原子炉本体の設備に着目して、地震応答結果から算出された各設備の地震荷重と、許容値を満足する地震荷重の目安値（規格基準上の各設備の許容値から逆算して算出）との比較をおこなった。

表1 既工認モデルに基づく原子炉本体設備の地震荷重

| 設備名                   | 荷重（単位）          | 地震荷重※1  | 許容値を満足する地震荷重の目安値※1 | 判定             |
|-----------------------|-----------------|---------|--------------------|----------------|
| 原子炉本体の基礎              | モーメント<br>(kN・m) | 2000000 | 1200000            | <u>目安値を超える</u> |
| 原子炉圧力容器<br>(基礎ボルト)    | モーメント<br>(kN・m) | 146000  | 461000             | 目安値以下          |
| 炉心支持構造物<br>(シャフトサポート) | モーメント<br>(kN・m) | 38700   | 171500             | 目安値以下          |
| 気水分離器                 | モーメント<br>(kN・m) | 2660    | 4800               | 目安値以下          |
| 制御棒駆動機構貫通部<br>※2      | モーメント<br>(kN・m) | 5.6     | 9.2                | 目安値以下          |
| 原子炉圧力容器<br>スタビライザ     | 反力<br>(kN)      | 2900    | 12000              | 目安値以下          |
| ダイヤフラムフロア             | 反力<br>(kN)      | 66100   | 53000              | <u>目安値を超える</u> |
| 原子炉冷却材再循環ポンプ<br>付け根部  | モーメント<br>(kN・m) | 1720    | 2310               | 目安値以下          |

※1 7号炉を例とした概算値（地震荷重は  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  包絡値）

※2 1本あたりの地震荷重

## 参考資料ー２ 地震応答解析モデル詳細化の定量的な効果

### 1. はじめに

地震応答解析モデルの詳細化が地震応答へ与える効果を定量的に把握するため、地震応答解析モデルのパラメータスタディを実施した。

検討にあたっては、既工認モデル、既工認モデルに詳細化項目の一部を加えた地震応答解析モデル、既工認モデルに詳細化項目の全てを加えた地震応答解析モデルのそれぞれで地震応答解析をおこない、地震荷重等の比較をおこなった。

なお、柏崎刈羽原子力発電所6号炉と7号炉は、同設計、同構造であり、地震応答性状も概ね同等と考えられることから、本検討は7号炉を代表としておこなった。

### 2. 検討に用いた地震動

本検討は詳細化の定量的な効果の確認を目的として、暫定モデルを用いておこなう試検討であることから、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  $S_s-2$  を用いておこなった。

### 3. 詳細化の効果を測る指標

今回の地震応答解析モデルの詳細化による効果が現れるのは主に水平方向であることから、水平方向の地震荷重等（加速度，せん断力，モーメント等）の変化に着目した。具体的には，地震応答解析モデルでモデル化される部位のうち，主要な部位（図1）における地震荷重等の比較をおこない，詳細化の効果を確認した。

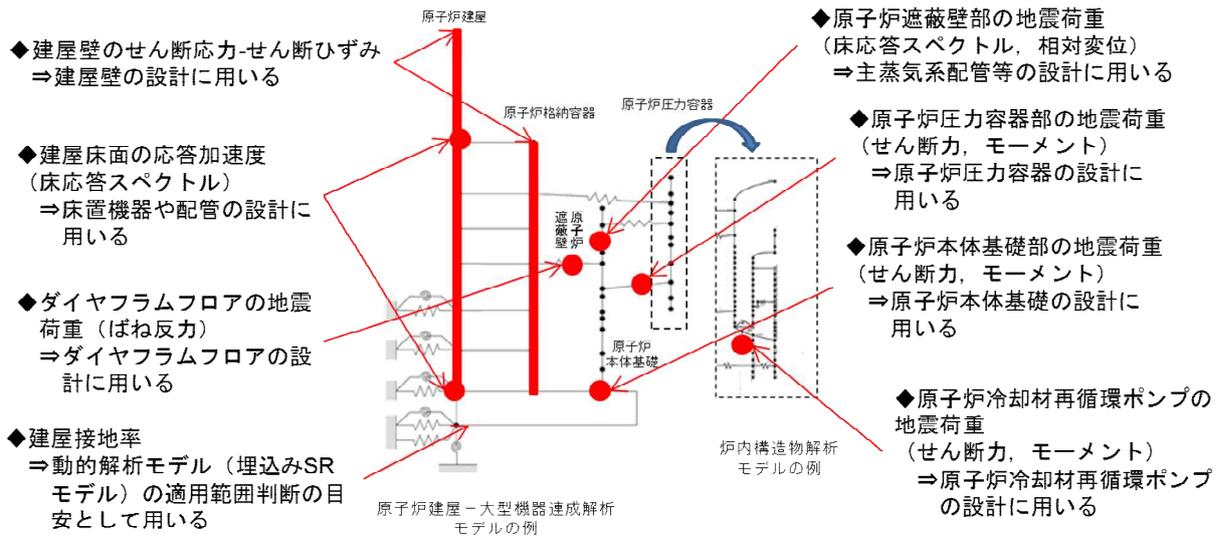


図1 詳細化の効果を測る指標

#### 4. 検討ケース

地震応答解析モデルの個々の詳細化項目が地震応答へ与える効果を定量的に把握するため、「既工認モデル」、「既工認モデルに対して詳細化項目を1項目のみ加えた地震応答解析モデル（表1のケース1～4）」、「詳細化モデル」のそれぞれで地震応答解析を実施し、地震荷重等（加速度、せん断力、モーメント等）の比較をおこなった。なお、比較に際しては、既工認モデルにおける地震荷重等からの増減に着目して整理した。

表1 検討ケース

（網掛けは、既工認モデルからの変更箇所を示す）

| ケース名                | ①コンクリート剛性 | ②補助壁 | ③回転ばね | ④原子炉本体基礎 |
|---------------------|-----------|------|-------|----------|
| 既工認モデル              | 設計基準強度    | 無    | 無     | 線形       |
| ケース1<br>(コンクリート実強度) | 実強度*      | 無    | 無     | 線形       |
| ケース2<br>(補助壁考慮)     | 設計基準強度    | 有    | 無     | 線形       |
| ケース3<br>(回転ばね考慮)    | 設計基準強度    | 無    | 有     | 線形       |
| ケース4<br>(原子炉本体基礎)   | 設計基準強度    | 無    | 無     | 非線形      |
| 詳細化モデル              | 実強度*      | 有    | 有     | 非線形      |

※本検討では暫定的に耐震バックチェック時に採用した値である500kg/cm<sup>2</sup>を用いている（今回工認で採用する地震応答解析モデル（基本ケース）では440kg/cm<sup>2</sup>を用いる）。

## 5. 検討結果

### 5. 1 原子炉建屋

地震応答解析モデルの詳細化が建物の応答等に与える影響を把握するため、建屋壁のせん断ひずみ、せん断力の比較をおこなった。また、建屋の接地率と建屋床面の加速度（床応答スペクトル）の比較をおこなった。

#### (1) せん断ひずみ、せん断力

各ケースにおける建屋のせん断ひずみの比較を図2に、せん断力の比較を図3に示す。せん断ひずみは、各ケースとも耐震壁の評価基準値である  $2.0 \times 10^{-3}$  に対して十分に余裕のある結果となっており、耐震安全性評価への影響が無いことを確認した。せん断力については、各ケースとも大きな変動が無いことを確認した。

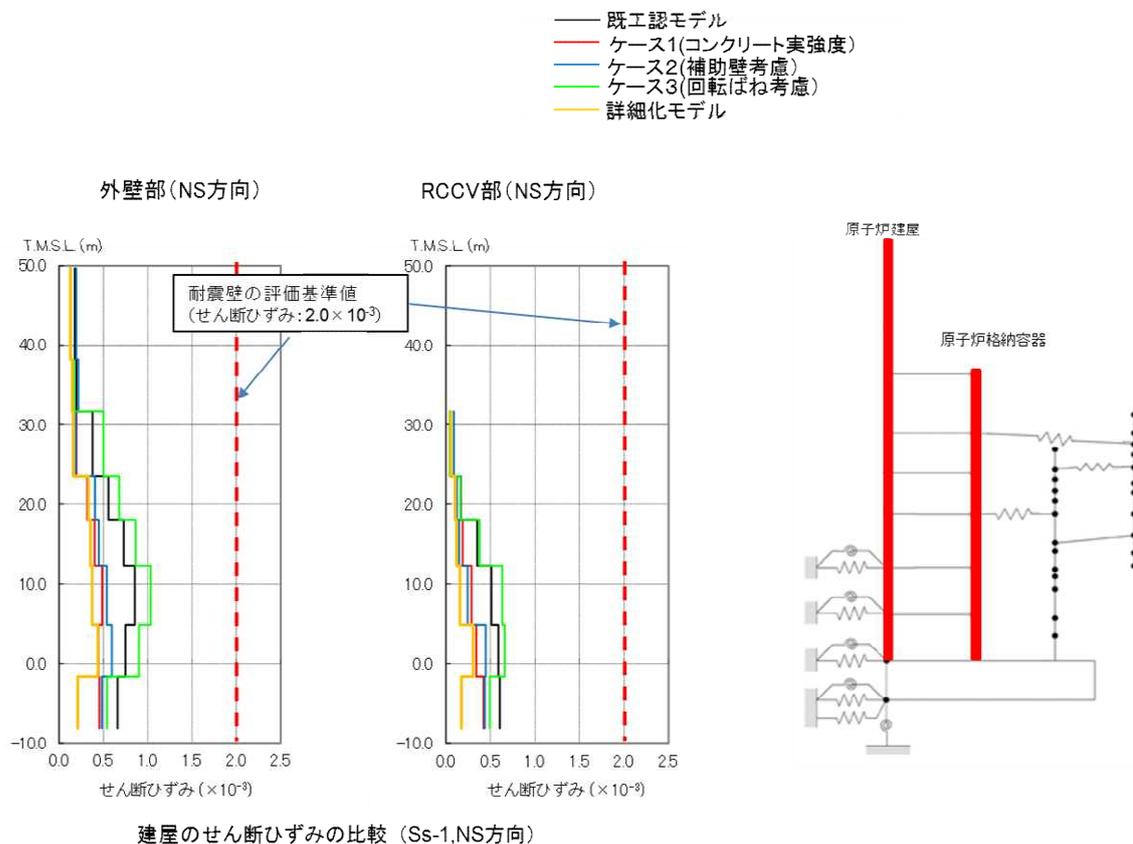
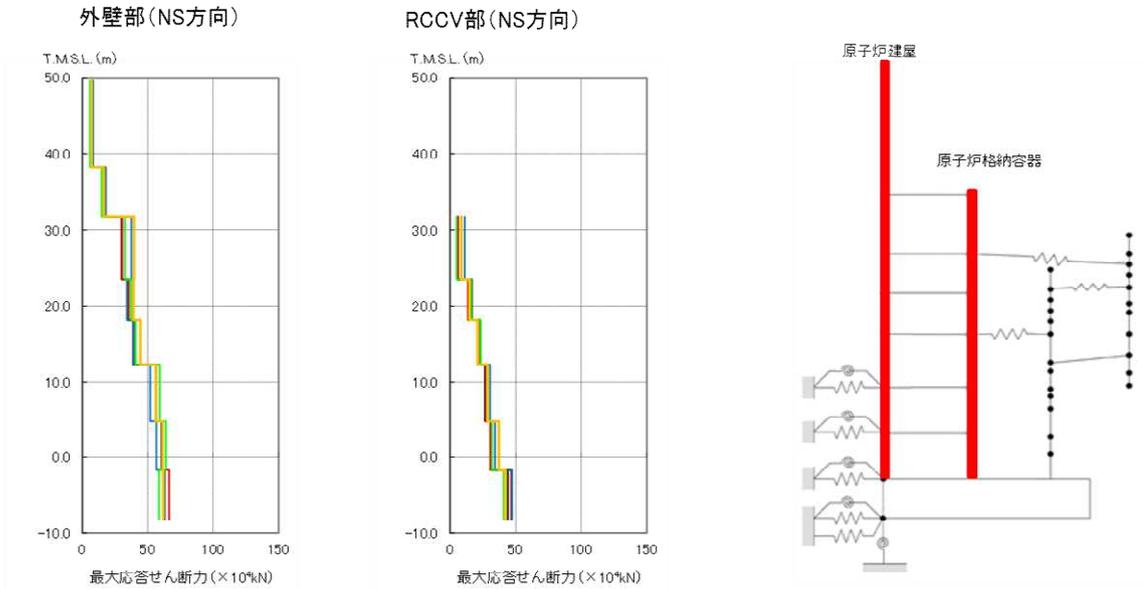


図2 建屋せん断ひずみの比較

- 既工認モデル
- ケース1(コンクリート実強度)
- ケース2(補助壁考慮)
- ケース3(回転ばね考慮)
- 詳細化モデル



建屋のせん断力の比較 (Ss-1,NS方向)

図3 建屋せん断力の比較

## (2) 建屋接地率

各ケースにおける建屋接地率を表 2 に示す。既工認モデルでは SR モデルの適用範囲である接地率 50%を下回るが、既工認モデルに回転ばねを考慮することにより接地率が改善されることを確認した。

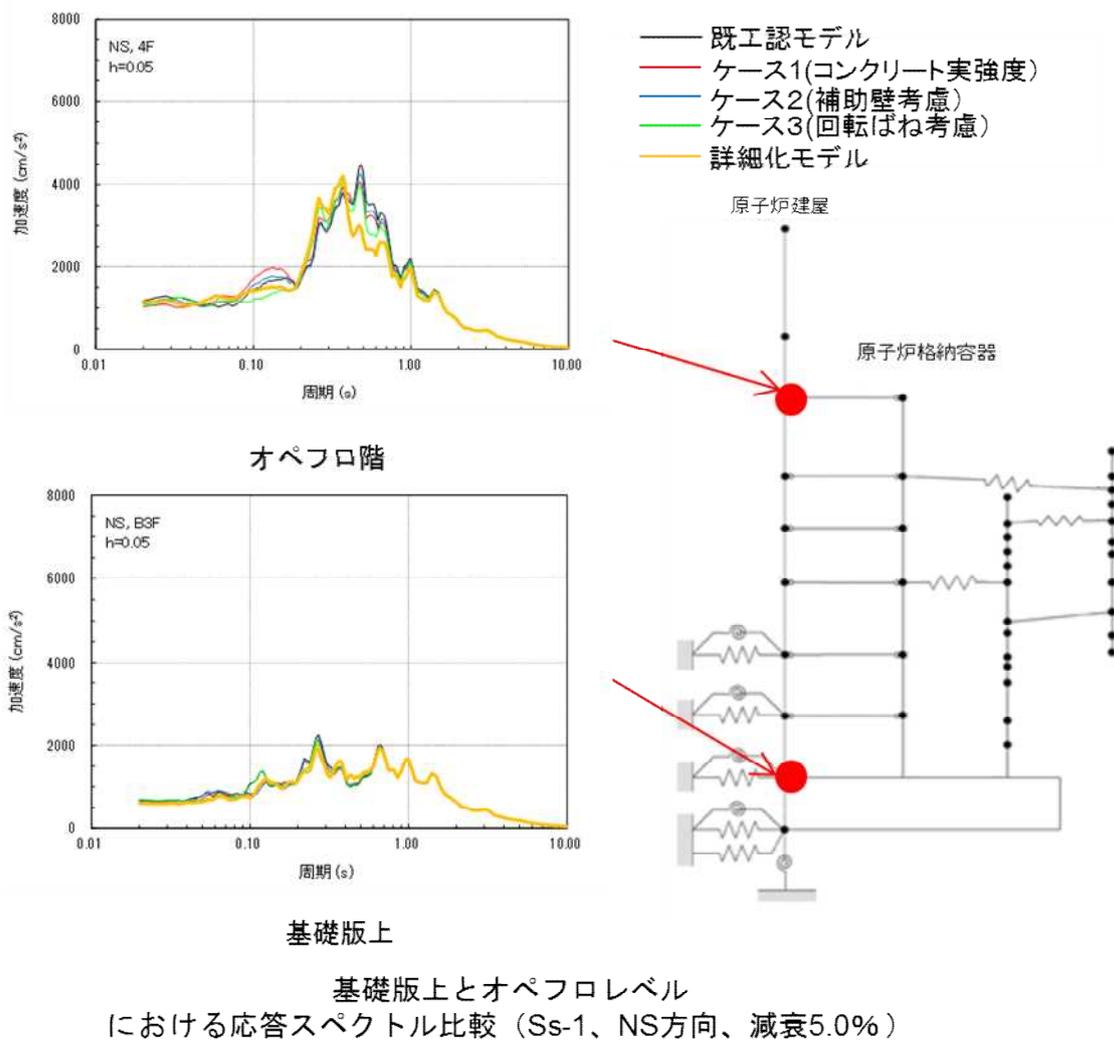
表 2 建屋接地率の比較

| 解析ケース                | 接地率 (%)        |                |
|----------------------|----------------|----------------|
|                      | NS 方向          | EW 方向          |
| 既工認モデル               | 51.5<br>(Ss-1) | 49.9<br>(Ss-2) |
| ケース 1<br>(コンクリート実強度) | 50.3<br>(Ss-1) | 47.3<br>(Ss-2) |
| ケース 2<br>(補助壁考慮)     | 51.0<br>(Ss-1) | 47.4<br>(Ss-2) |
| ケース 3<br>(回転ばね考慮)    | 70.1<br>(Ss-1) | 67.0<br>(Ss-2) |
| 詳細化モデル               | 68.5<br>(Ss-1) | 65.0<br>(Ss-2) |

※接地率の下の括弧内は接地率が最小となる地震動

(3) 床応答スペクトル

図4に床応答スペクトルを示す。各ケースの解析結果は、多少のばらつきは見られるものの、建屋の応答性状を大きく変更させるようなものでないことを確認した。



基礎版上

基礎版上とオペフロレベル  
 における応答スペクトル比較 (Ss-1、NS方向、減衰5.0%)

図4 原子炉建屋の床応答スペクトルの比較

## 5. 2 機器・配管系

地震応答解析モデルの詳細化が機器・配管系に与える影響を把握するため、代表部位の地震荷重（せん断力，モーメント，ばね反力），床応答スペクトルの比較をおこなった。また，配管の評価に用いる構築物間の相対変位の比較をおこなった。

### （1）地震荷重

原子炉圧力容器支持スカート地震荷重の比較を図 5 に示す。原子炉圧力容器支持スカートの地震荷重は，地震応答解析モデルを詳細化することにより，若干の減少傾向が見られた。

原子炉本体基礎基部地震荷重の比較を図 6 に示す。原子炉本体基礎基部地震荷重は，回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが，地震応答解析モデルを詳細化することにより大幅に低減することが確認された。

ダイヤフラムフロアのばね反力の比較を図 7 に示す。ダイヤフラムフロアのばね反力は，回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが，地震応答解析モデルを詳細化することにより大幅に低減することが確認された。

原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部地震荷重の比較を図 8 に示す。原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部地震荷重は，地震応答解析モデルを詳細化することにより若干増加することが確認された。

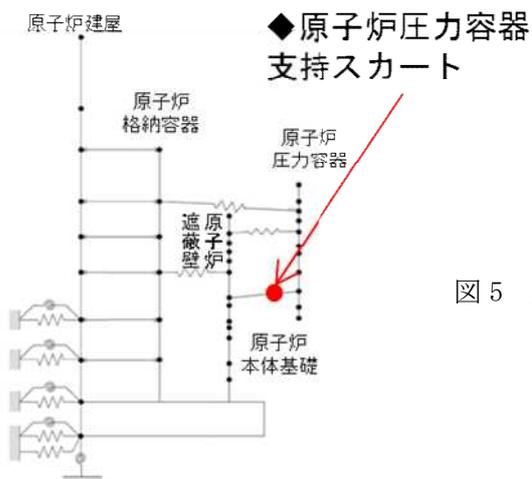
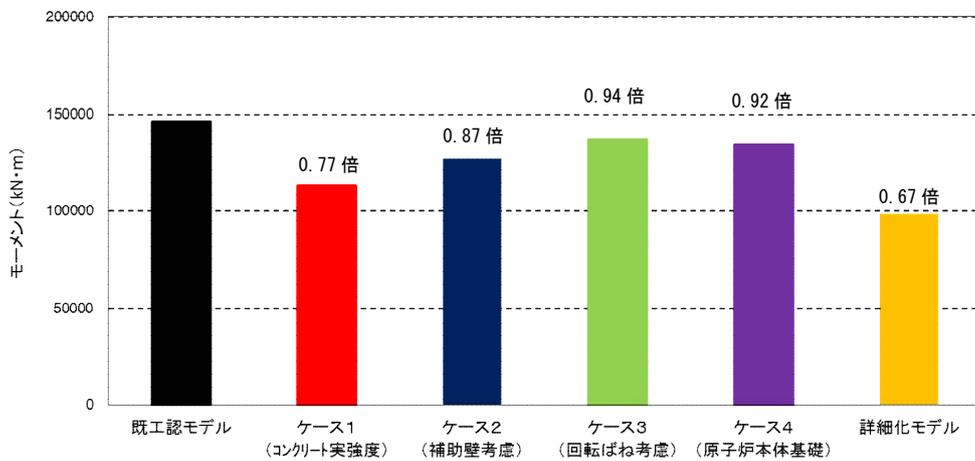
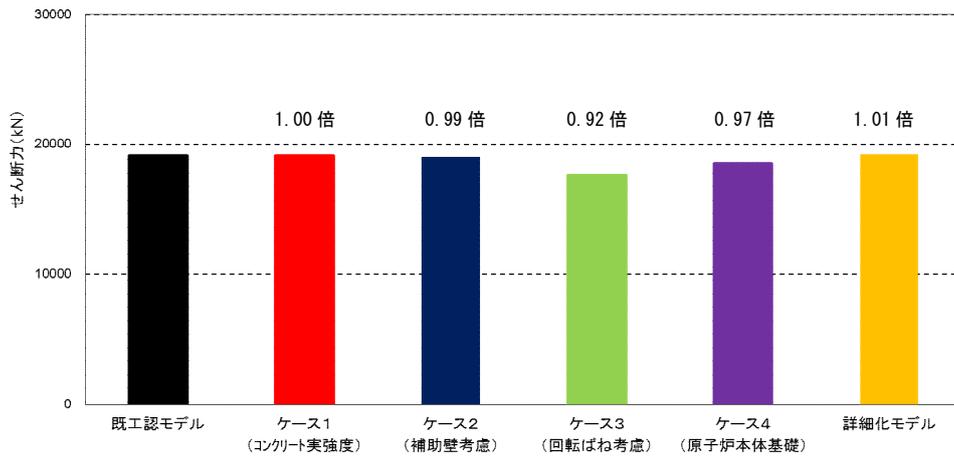


図5 原子炉压力容器スカートにおける地震荷重の比較  
 (上：せん断力，下：モーメント)  
 (Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

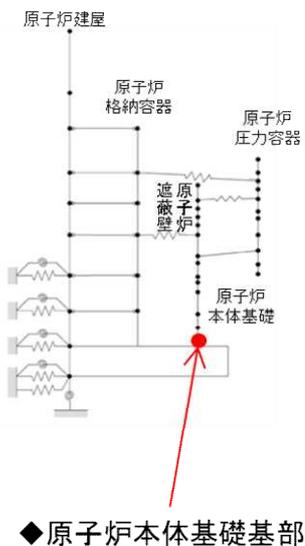
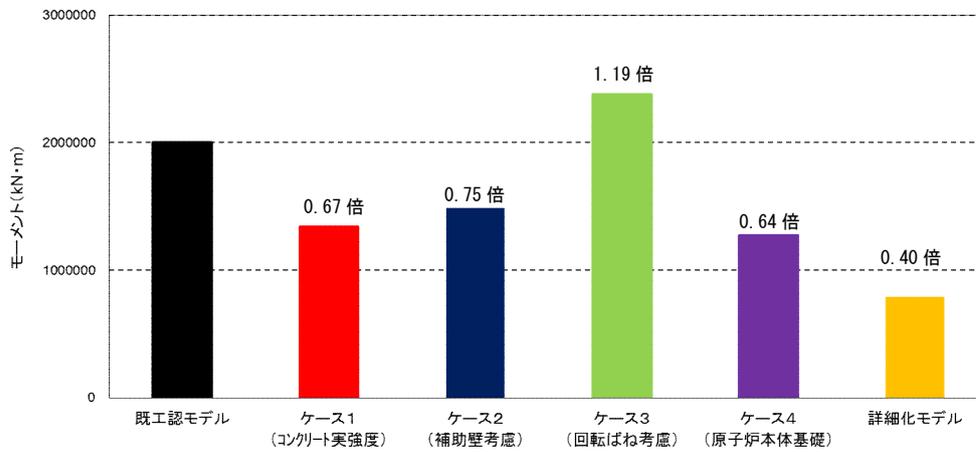
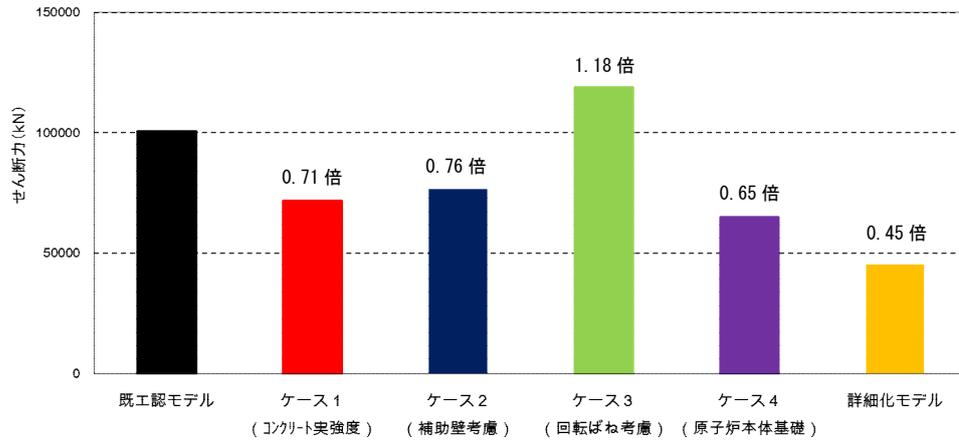


図6 原子炉本体基礎基部における地震荷重の比較  
(上：せん断力，下：モーメント)  
(Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

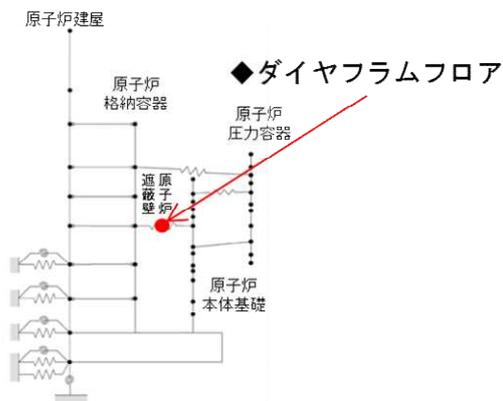
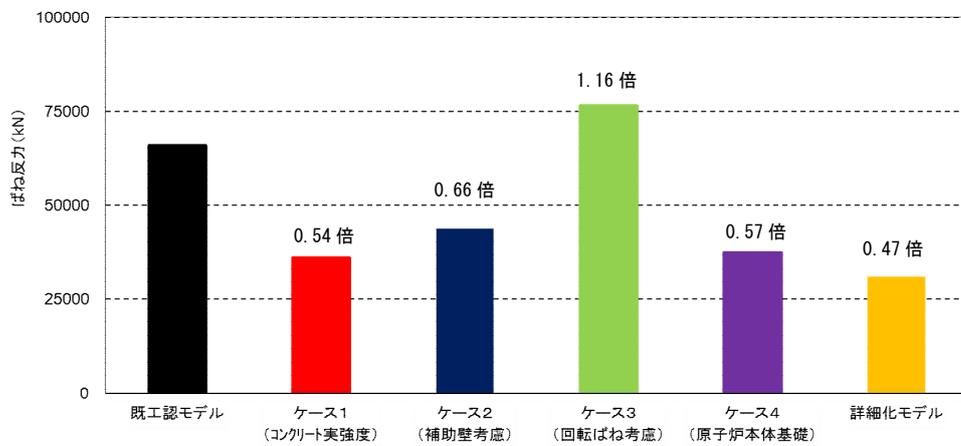


図7 ダイヤフラムフロアにおけるばね反力の比較  
(Ss-1 および Ss-2 包絡値)

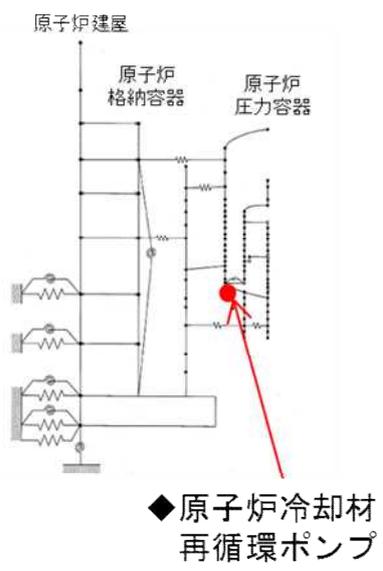
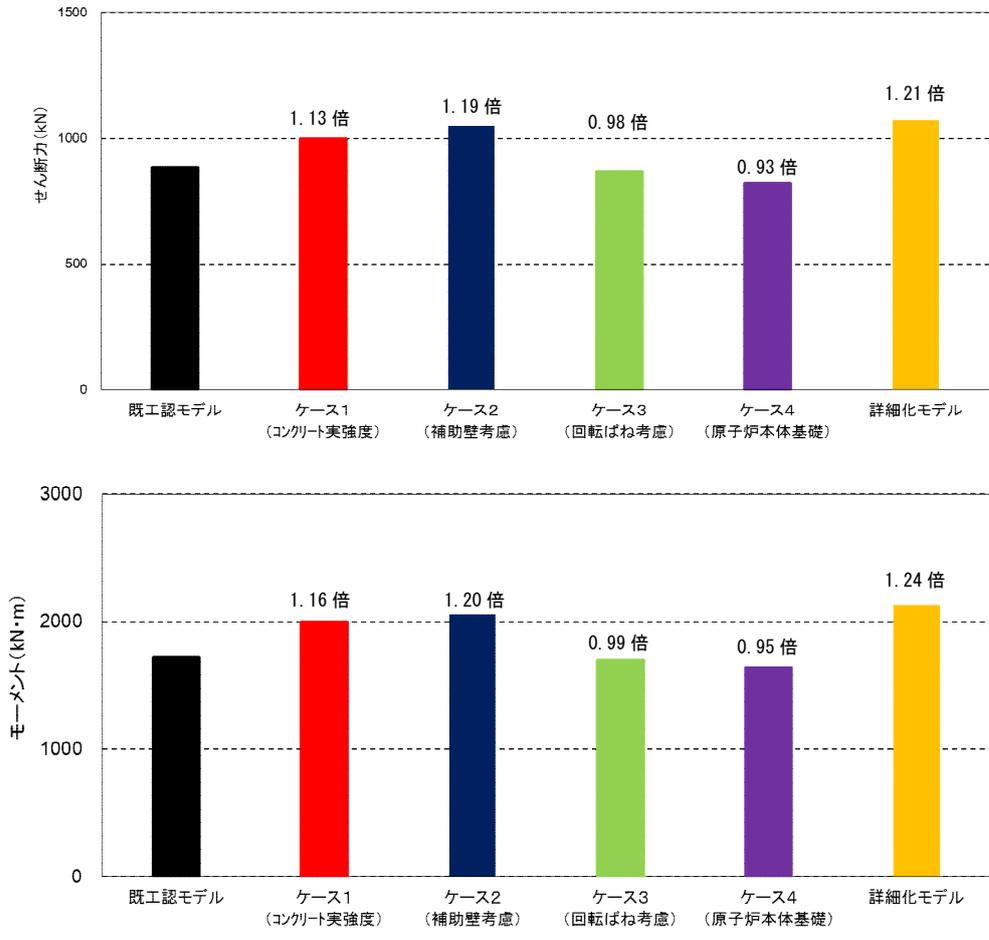


図8 原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部における地震荷重の比較 (上: せん断力, 下: モーメント)  
(Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

(2) 床応答スペクトル

原子炉遮蔽壁における床応答スペクトルの比較を図9に示す。ケース4以外では、固有周期が約0.2秒以下の領域で既工認モデルより震度が若干減少し、固有周期が約0.2秒以上の領域で既工認モデルより震度が若干増加することが確認された。なお、ケース4（原子炉本体基礎）ではほとんど変化が無いことが確認された。

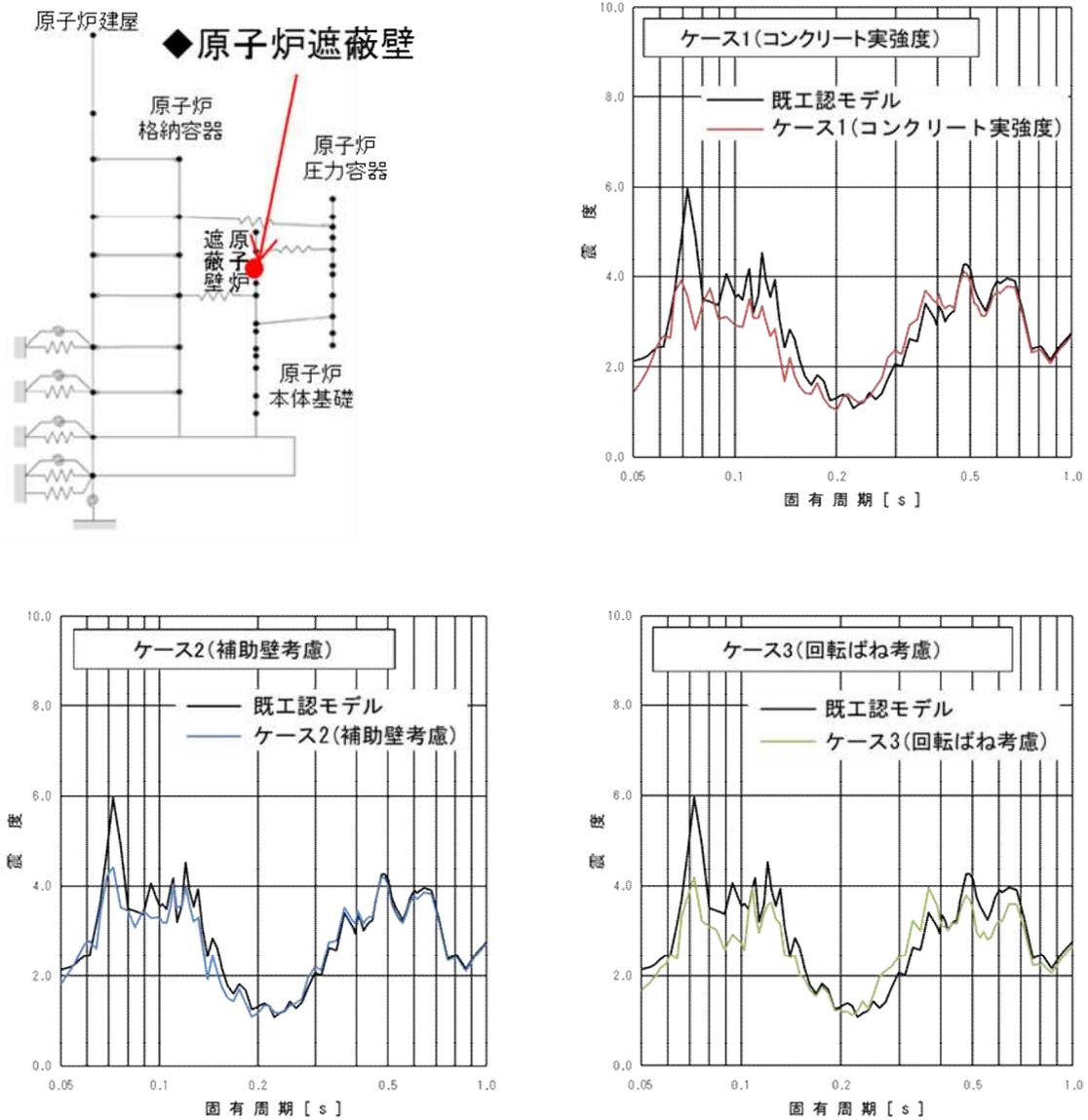


図9 (1/2) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較  
(T. M. S. L. 18. 440m, Ss-1, NS 方向, 減衰 2.0%)

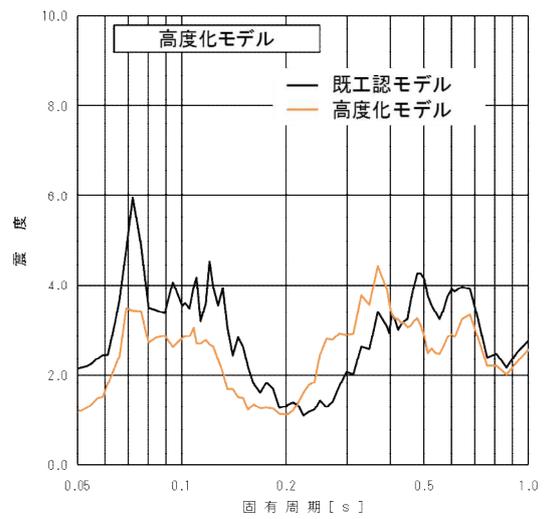
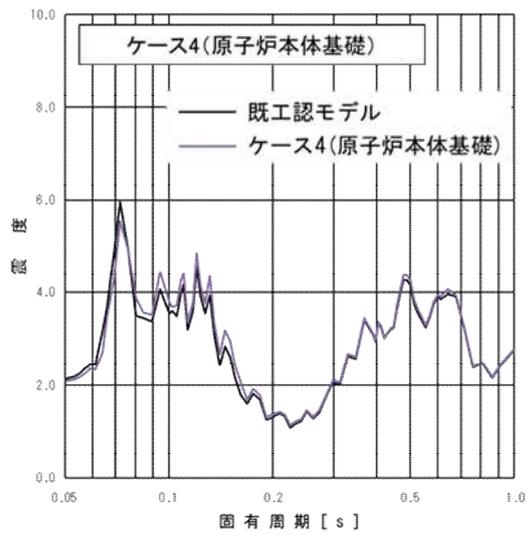


図9 (2/2) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較  
(T. M. S. L. 18.440m, Ss-1, NS方向, 減衰2.0%)

### (3) 相対変位

原子炉格納容器内の主蒸気系配管の評価に用いる構築物間の相対変位の比較を表 3 に示す。回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが、地震応答解析モデルを詳細化することにより低減することが確認された。

表 3 主蒸気系配管評価用構築物間相対変位の比較  
(水平方向, S<sub>s</sub>-1 及び S<sub>s</sub>-2 包絡値)

| 解析ケース                | 相対変位<br>(mm) |
|----------------------|--------------|
| 既工認モデル               | 2.6          |
| ケース 1<br>(コンクリート実強度) | 1.5          |
| ケース 2<br>(補助壁考慮)     | 1.8          |
| ケース 3<br>(回転ばね考慮)    | 2.7          |
| ケース 4<br>(原子炉本体基礎)   | 2.4          |
| 詳細化モデル               | 1.3          |

※原子炉压力容器－原子炉遮蔽壁間及び原子炉遮蔽壁－原子炉格納容器間のうち、最大値を記載

## 6. 詳細化の効果 (まとめ)

本検討より得られた結果を整理したものを表4に示す。

表4 地震応答解析モデル詳細化の効果 (まとめ)

| 変更点                | 応答への効果<br>(建物系)   | 応答への効果<br>(機器系)  |
|--------------------|---|--|
| ①コンクリート剛性に実強度を使用   | 採用により、 $S_s$ による建屋のせん断ひずみを小さくする効果があるが、原子炉建屋は評価基準値に対して十分余裕のある設計となっており、既工認モデルで評価した場合も、評価基準値を満足する。 | <ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系（特に、原子炉本体基礎、ダイヤフラムフロア）の地震荷重を低減する効果がある。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）を低減する効果もある。</li> </ul> |
| ②耐震要素に補助壁をモデル化     |   |  |
| ③側面地盤ばねに回転ばねを追加    | 回転ばねを採用することにより、接地率を大きく改善する効果がある。採用しない場合、接地率が小さくなり、浮き上がりの影響を考慮した検討が必要となる可能性がある。                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系の地震荷重は、概ね既工認モデルと同等か若干増加する傾向。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）を低減する効果もある。</li> </ul>           |
| ④RPVペデスタルに非線形特性を考慮 | —   | <ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系（特に、原子炉本体基礎、ダイヤフラムフロア）の地震荷重を低減する効果がある。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）に与える影響は軽微。</li> </ul>  |

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                                   | 地盤剛性           | RPV ベDESTAL       | 備考   |
|---|--|----------------|-------------------|--|
| ◆ケース1<br>(基本ケース)                            | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース2<br>(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ ) | 実強度+ $\sigma$<br>(470kg/cm <sup>2</sup> )  | 標準地盤+ $\sigma$ | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース3<br>(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ ) | 実強度- $\sigma$<br>(410kg/cm <sup>2</sup> )  | 標準地盤- $\sigma$ | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース4<br>(建屋剛性コア平均)                         | 実強度(コア平均)<br>(568kg/cm <sup>2</sup> )      | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース5<br>(建屋剛性-2 $\sigma$ )                 | 実強度-2 $\sigma$<br>(380kg/cm <sup>2</sup> ) | 標準地盤           | 非線形<br>(折線近似)     |  |
| ◆ケース6<br>(原子炉系コンクリート実強度相当)                  | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形・実強度<br>(折線近似) | 原子炉本体基礎：<br>400kg/cm <sup>2</sup><br>ダイヤフラムフロア：<br>440kg/cm <sup>2</sup> |
| ◆ケース7<br>(原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)              | 実強度<br>(440kg/cm <sup>2</sup> )            | 標準地盤           | 非線形<br>(曲線包絡)     |  |

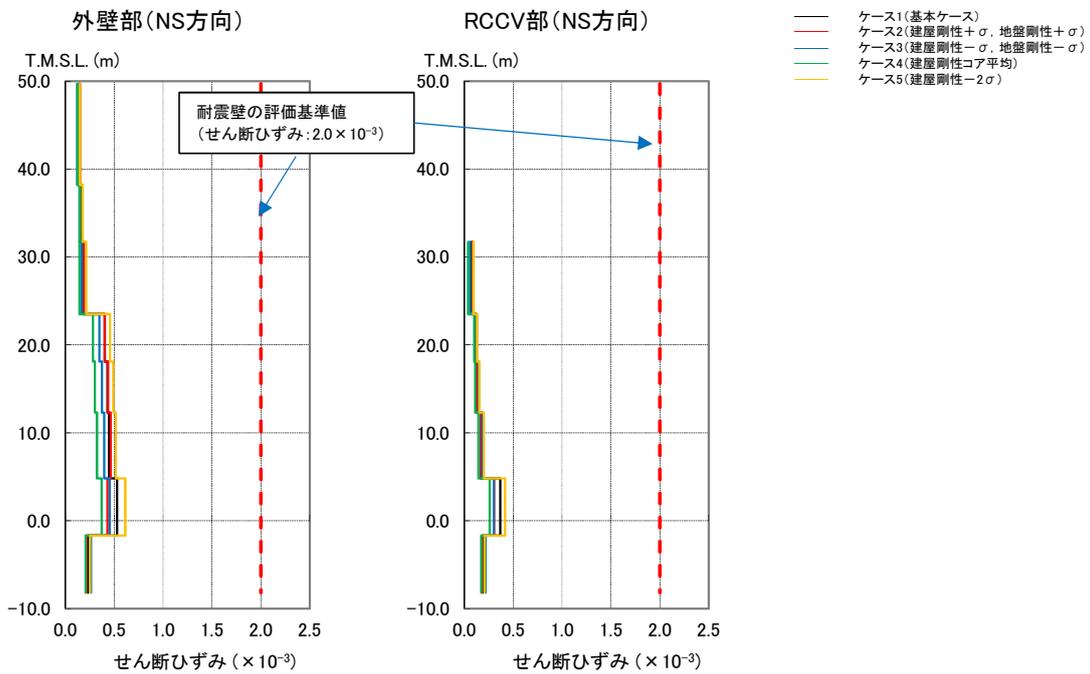
### 3. 検討結果

#### 3. 1 建物・構築物

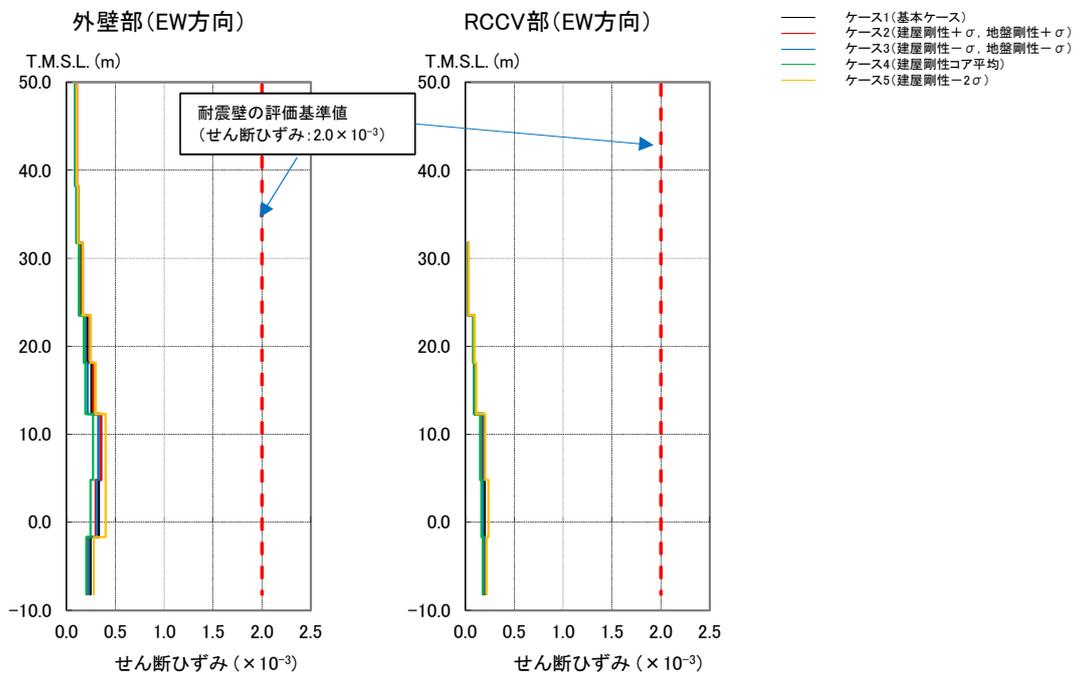
図 1 に最大せん断ひずみを示す。各ケースとも耐震壁の評価基準値 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分な余裕があり、耐震安全性へ与える影響が無いことを確認した。

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。建屋の接地率に有意な変動が無く、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。

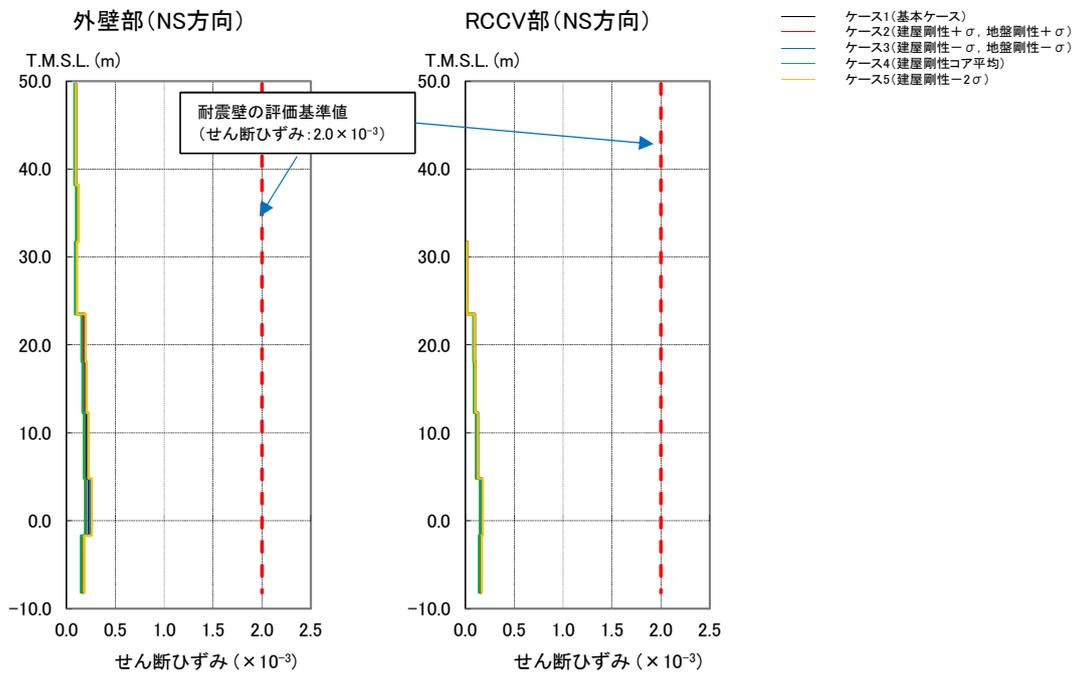


(a) Ss-1、NS 方向

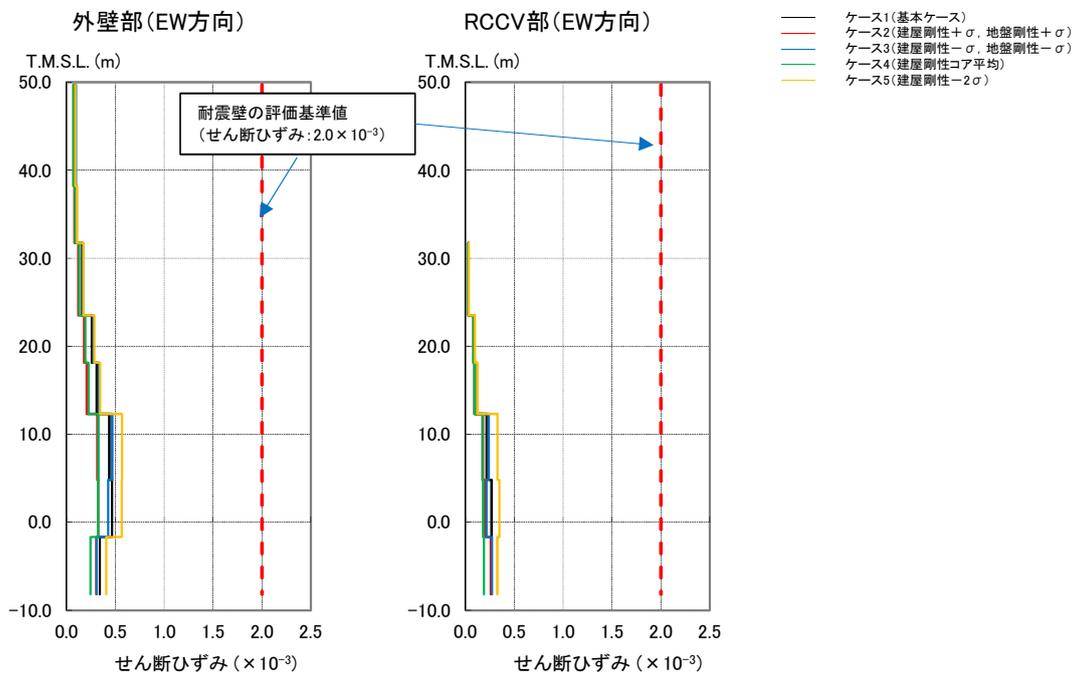


(b) Ss-1、EW 方向

図 1 (1/2) 建屋せん断ひずみの比較

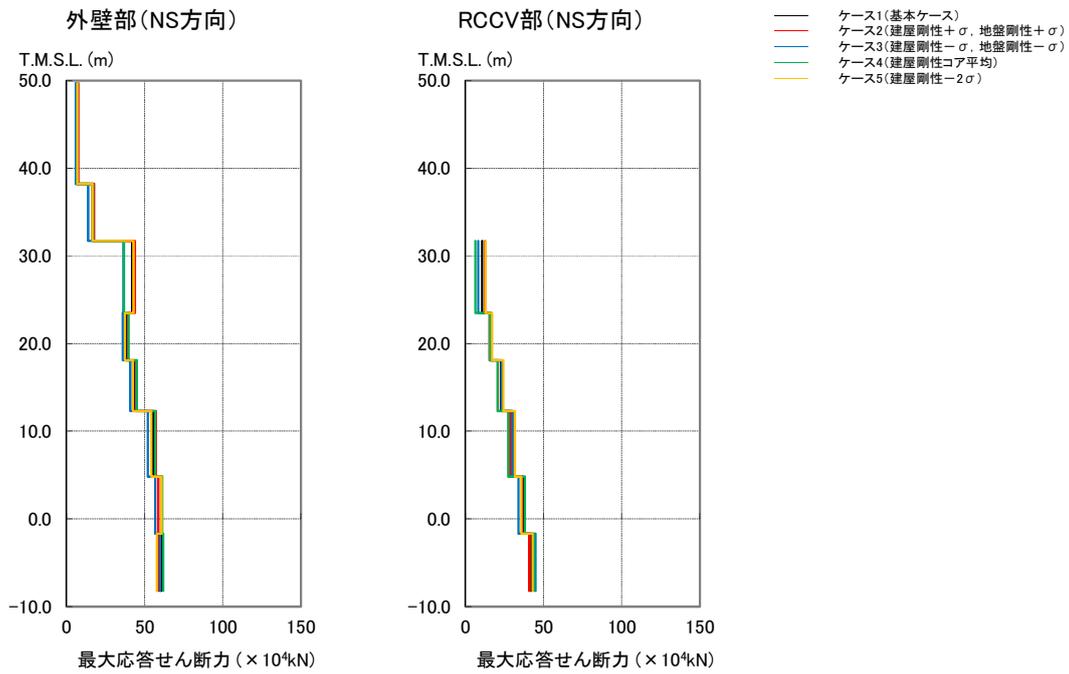


(c) Ss-2、NS 方向

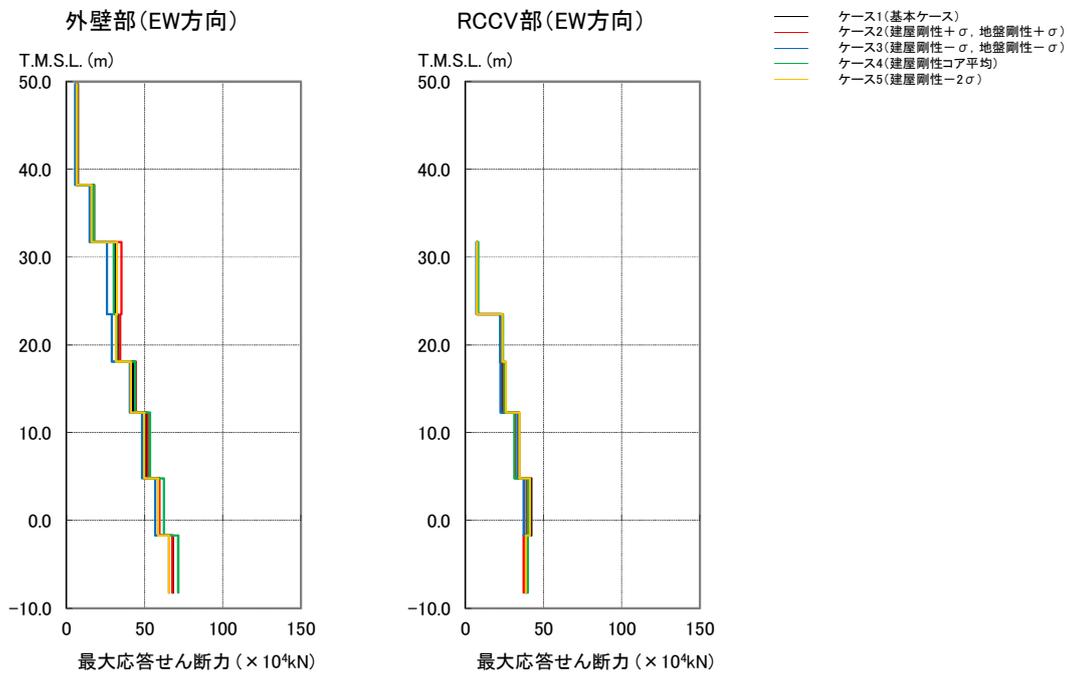


(d) Ss-2、EW 方向

図 1 (2/2) 建屋せん断ひずみの比較

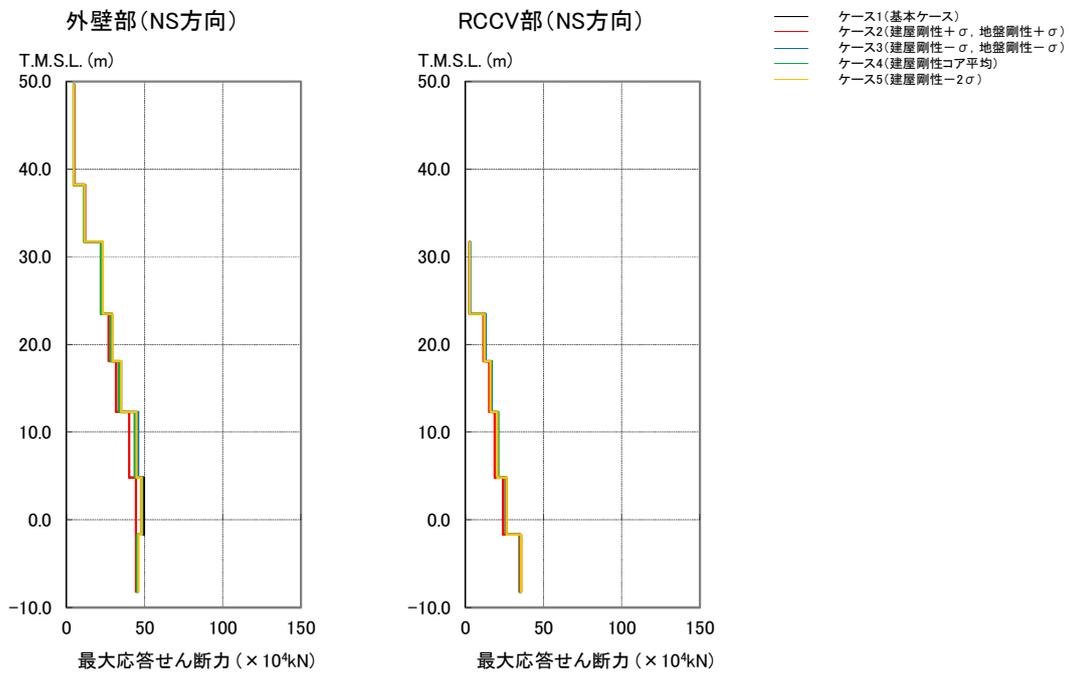


(a) Ss-1、NS 方向

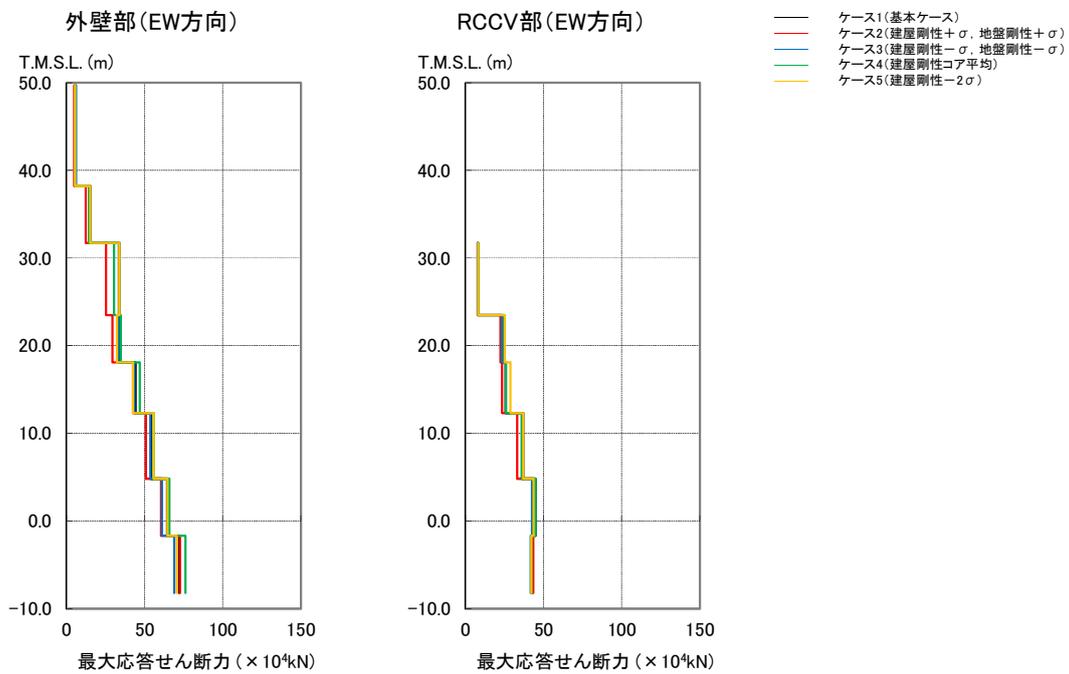


(b) Ss-1、EW 方向

図 2 (1/2) 建屋せん断力の比較



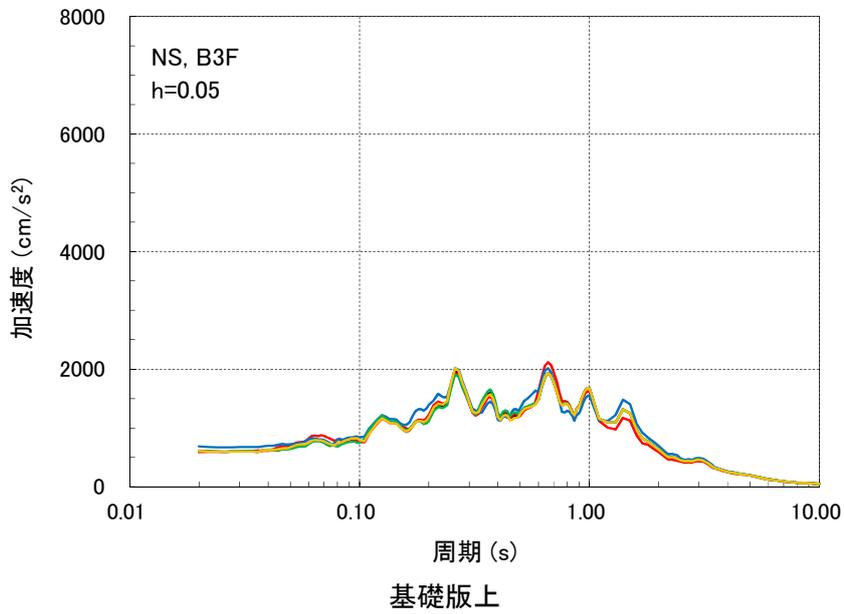
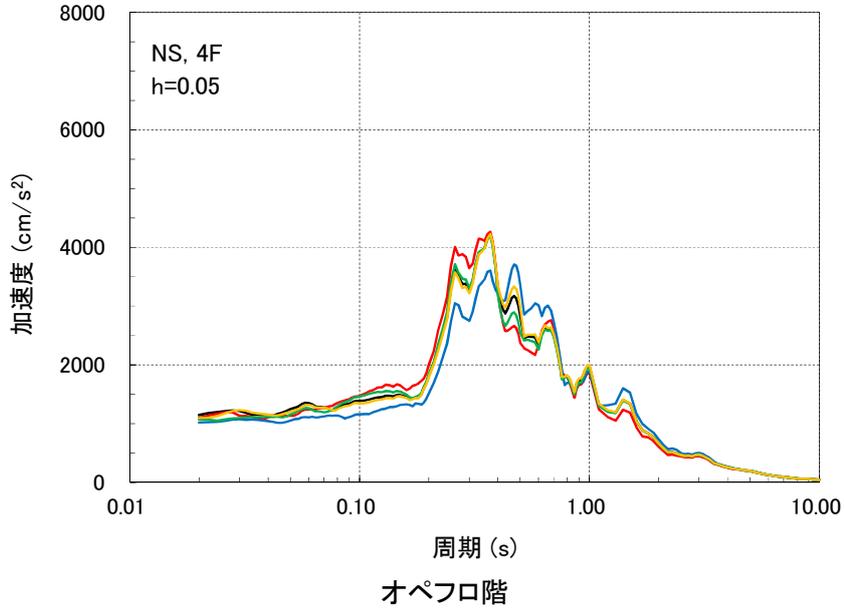
(c) Ss-2、NS 方向



(d) Ss-2、EW 方向

図 2 (2/2) 建屋せん断力の比較

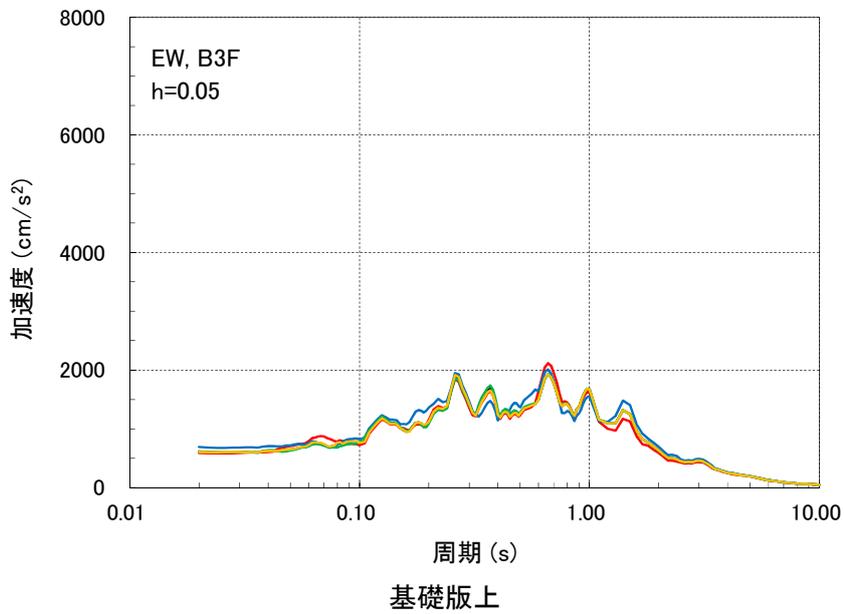
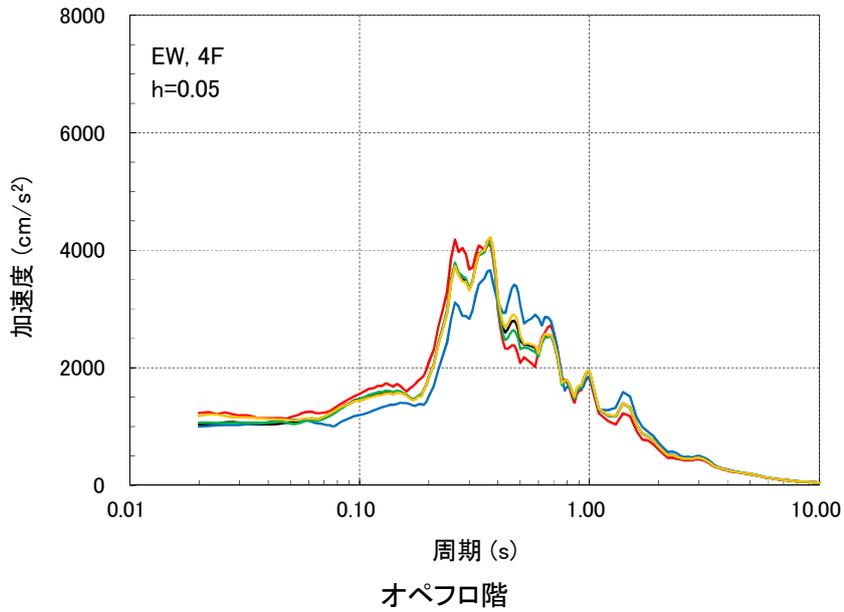
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



(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%)

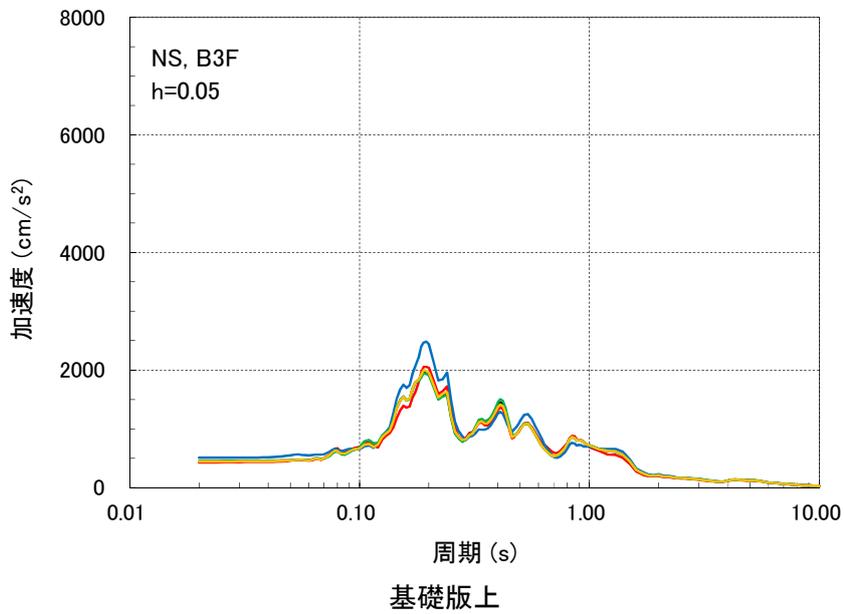
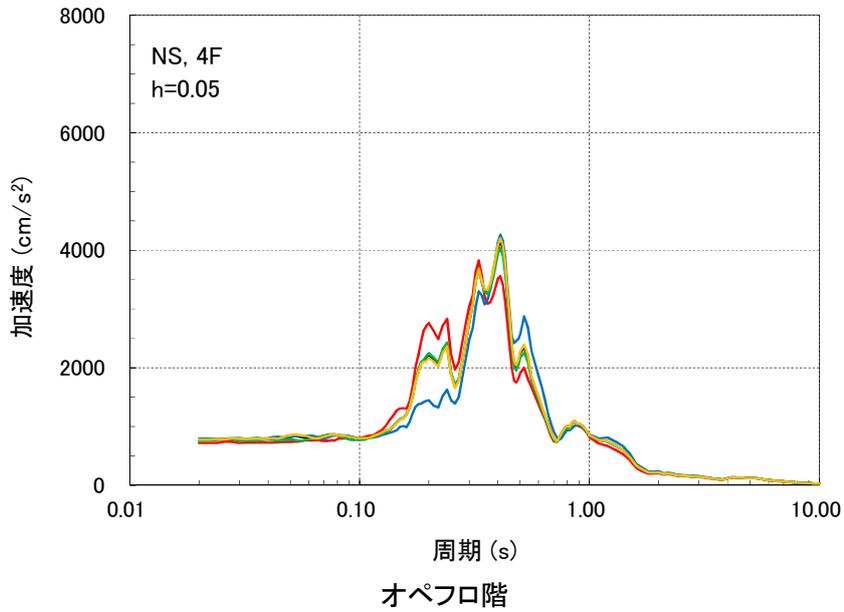
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



(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%)

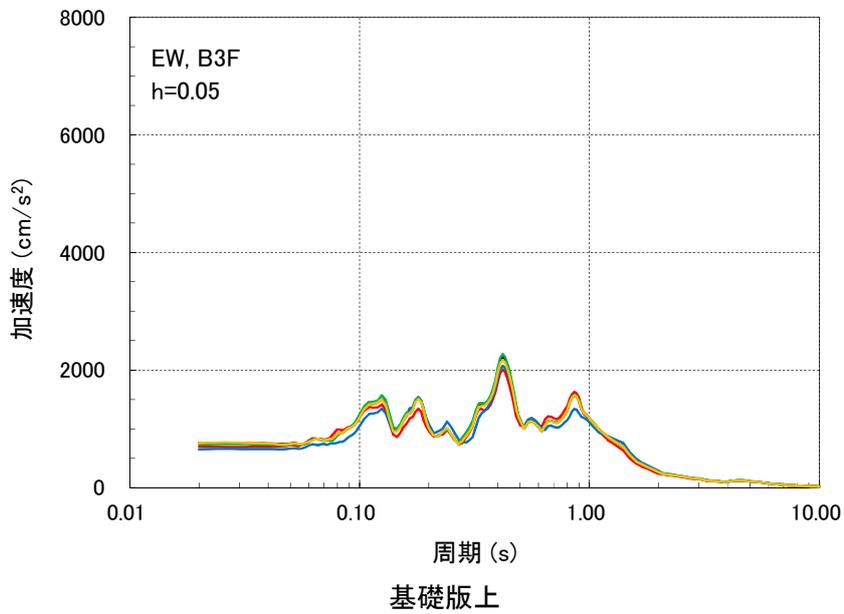
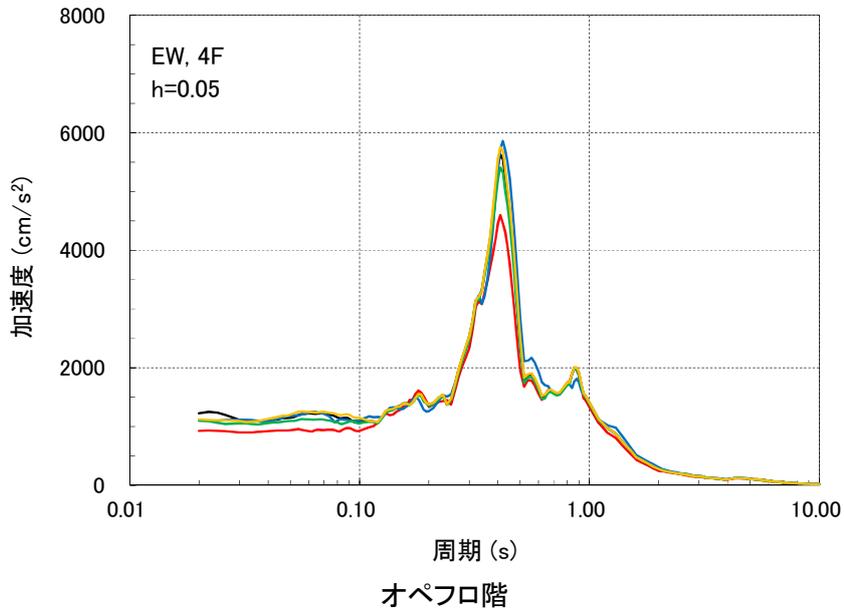
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



(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%)

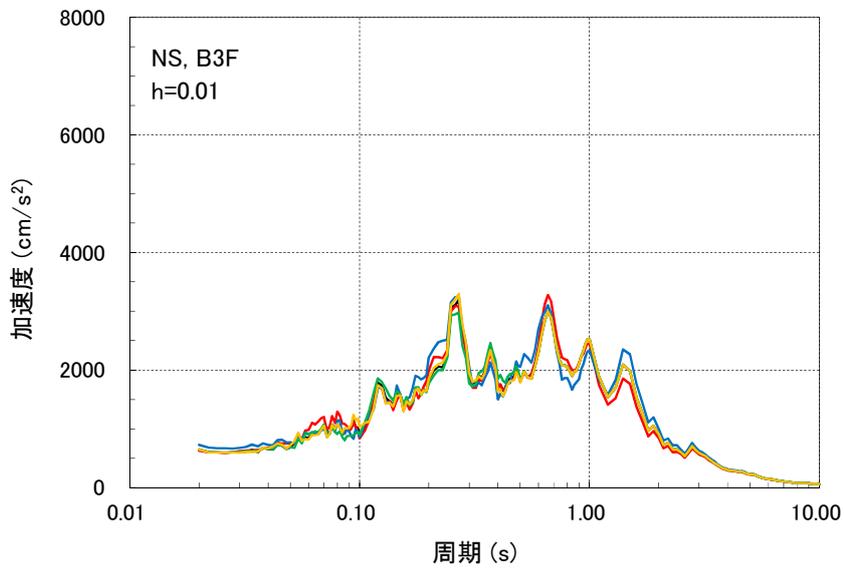
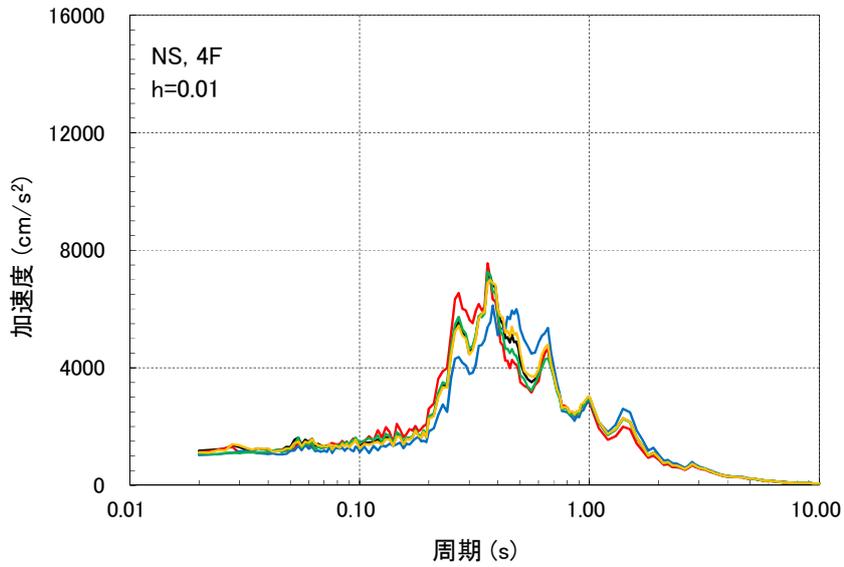
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



(d) Ss-2、EW 方向

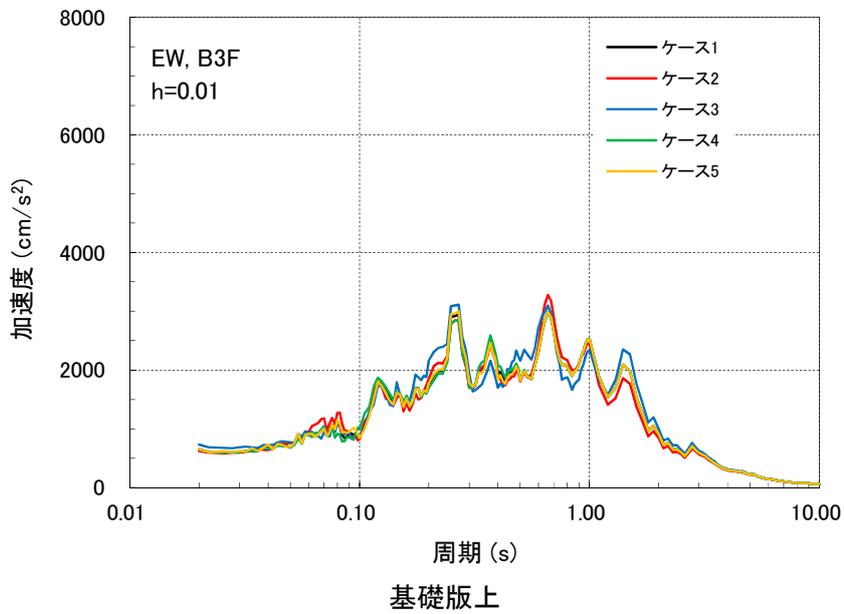
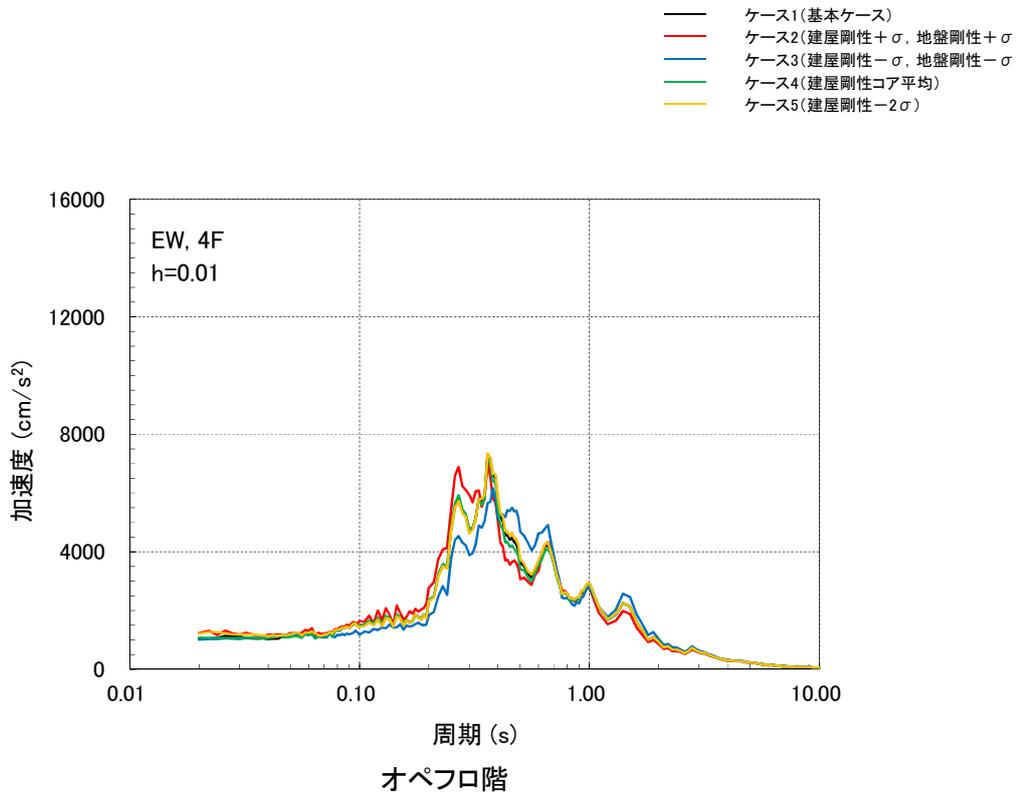
図3 (4/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)

- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



(a) Ss-1、NS 方向

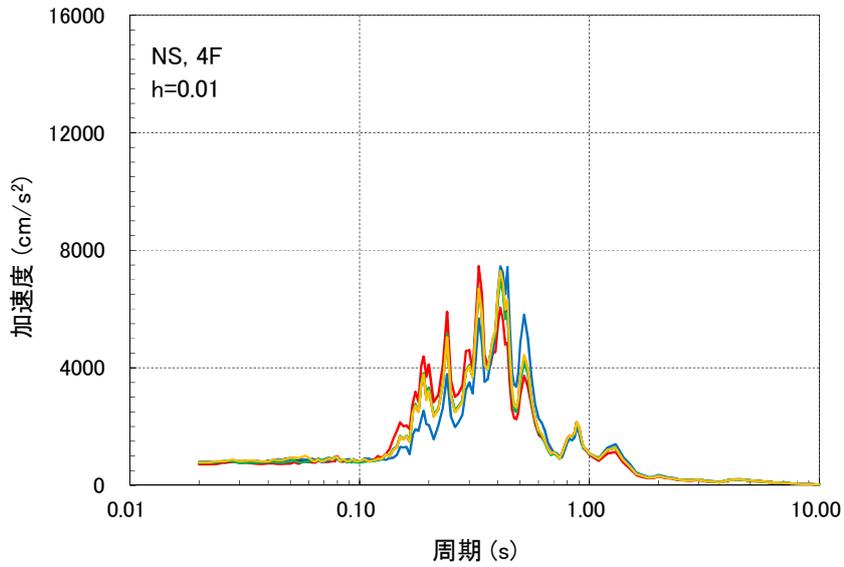
図 4 (1/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)



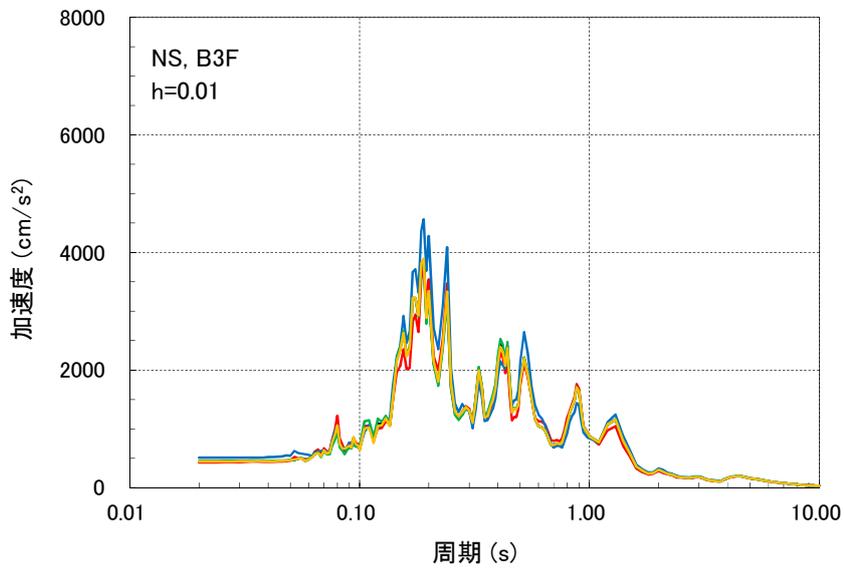
(b) Ss-1、EW 方向

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+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )



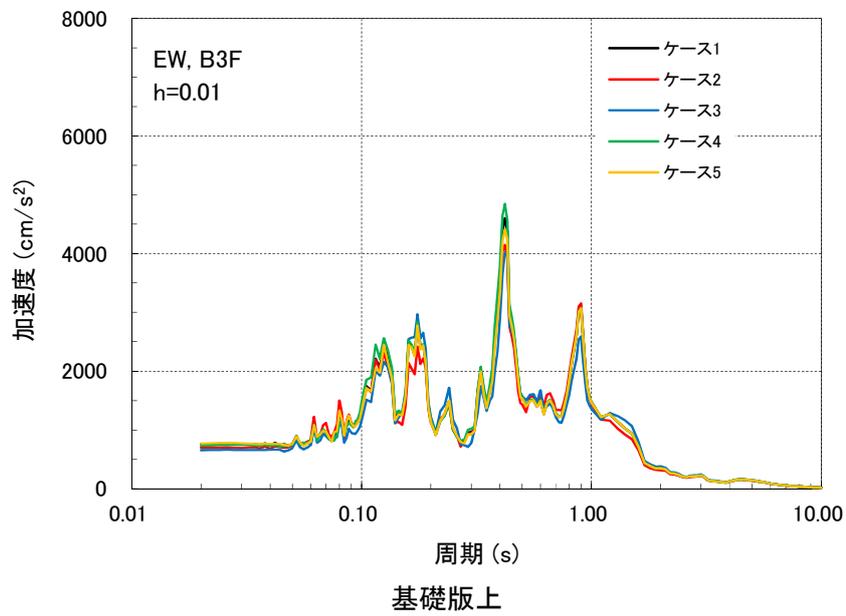
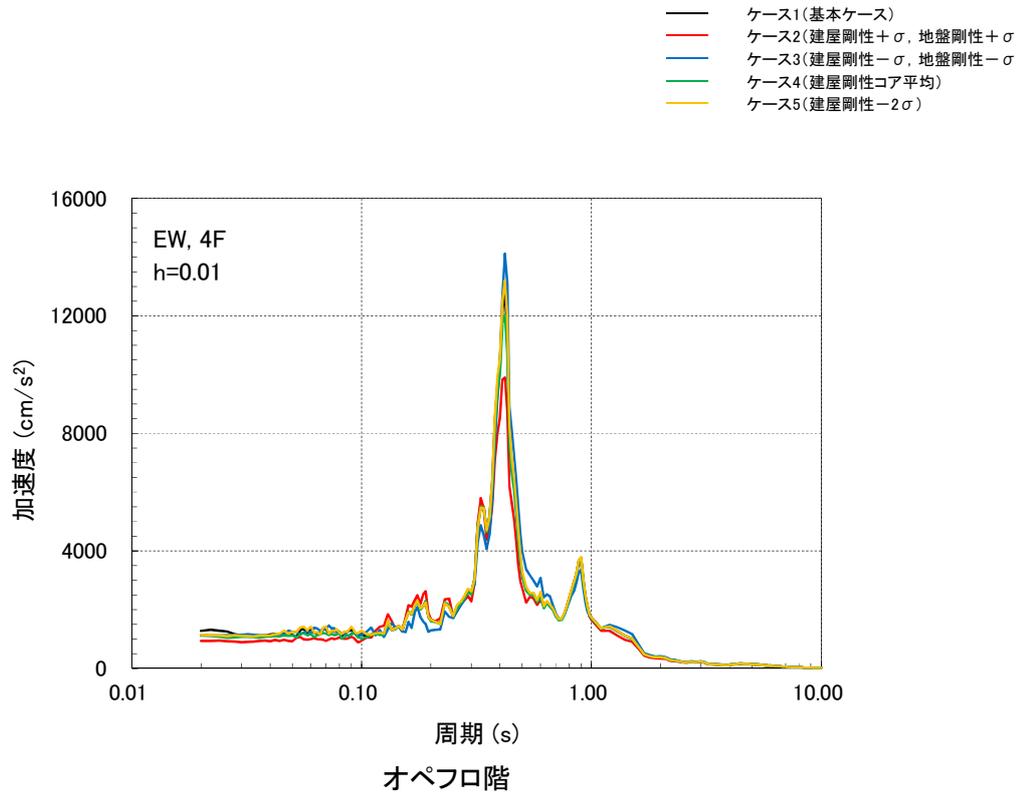
オベフロ階



基礎版上

(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 |

### 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6およびケース7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<br>(kN・m) | モーメント<br>(kN・m) | 反力<br>(kN) | モーメント<br>(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<br>(基本ケース)                            | 843000          | 100000          | 32000      | 2110             |
| ◆ケース2<br>(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ ) | 808000          | 108000          | 35200      | 2160             |
| ◆ケース5<br>(建屋剛性- $2\sigma$ )                 | 937000          | 101000          | 29000      | 2110             |
| ◆ケース6<br>(原子炉系コンクリート実強度相当)                  | 902000          | 99100           | 29600      | 2080             |
| ◆ケース7<br>(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）における設計用スペクトル（基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10%拡幅）と各ケースの床応答スペクトルの比較を図5に示す。

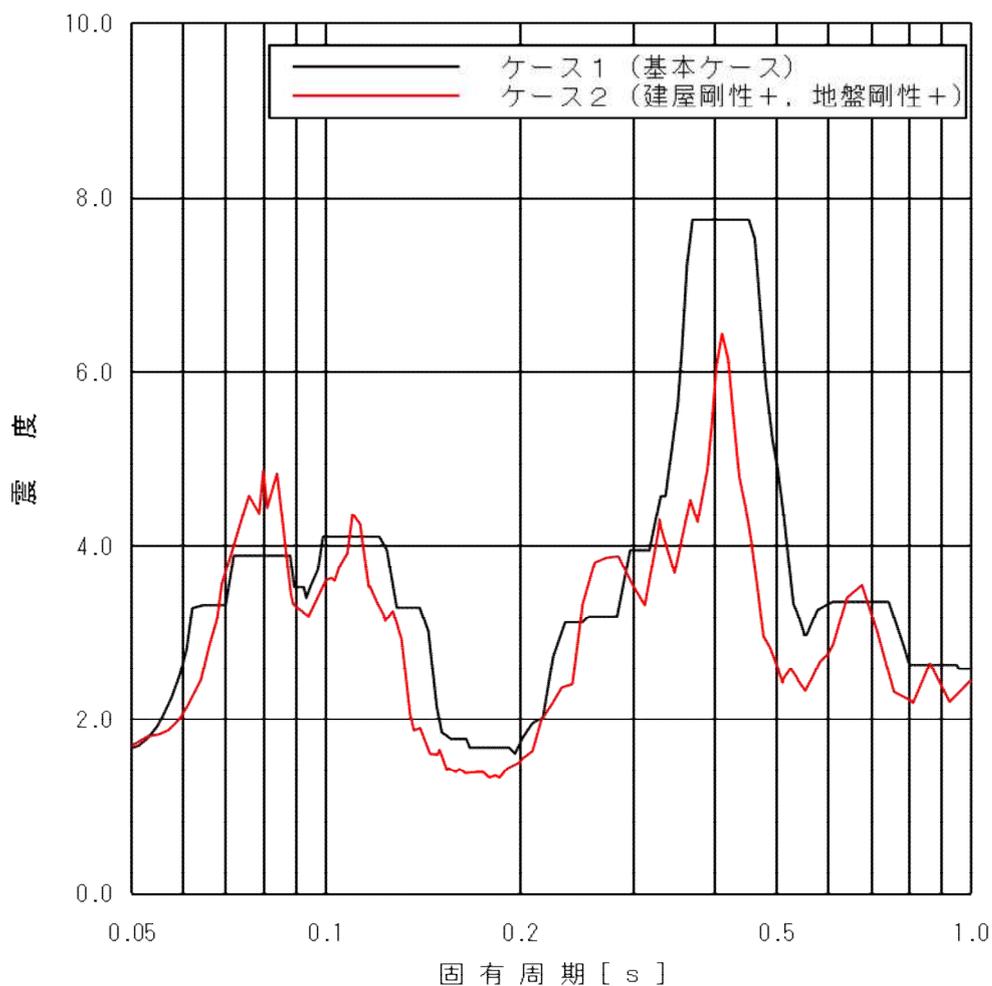


図5 (1/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース2)  
(T.M.S.L. 18.44m, S<sub>s</sub>-1 及び S<sub>s</sub>-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

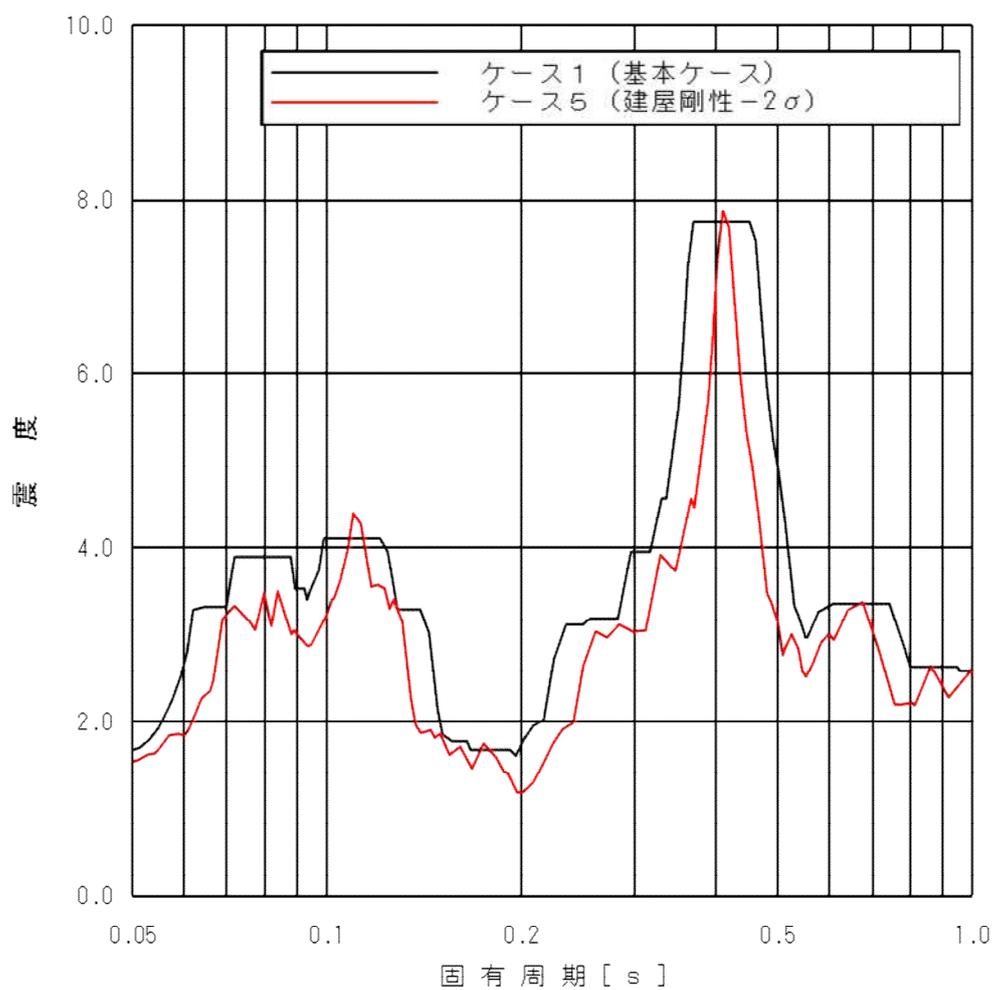


図5 (2/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース5)  
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

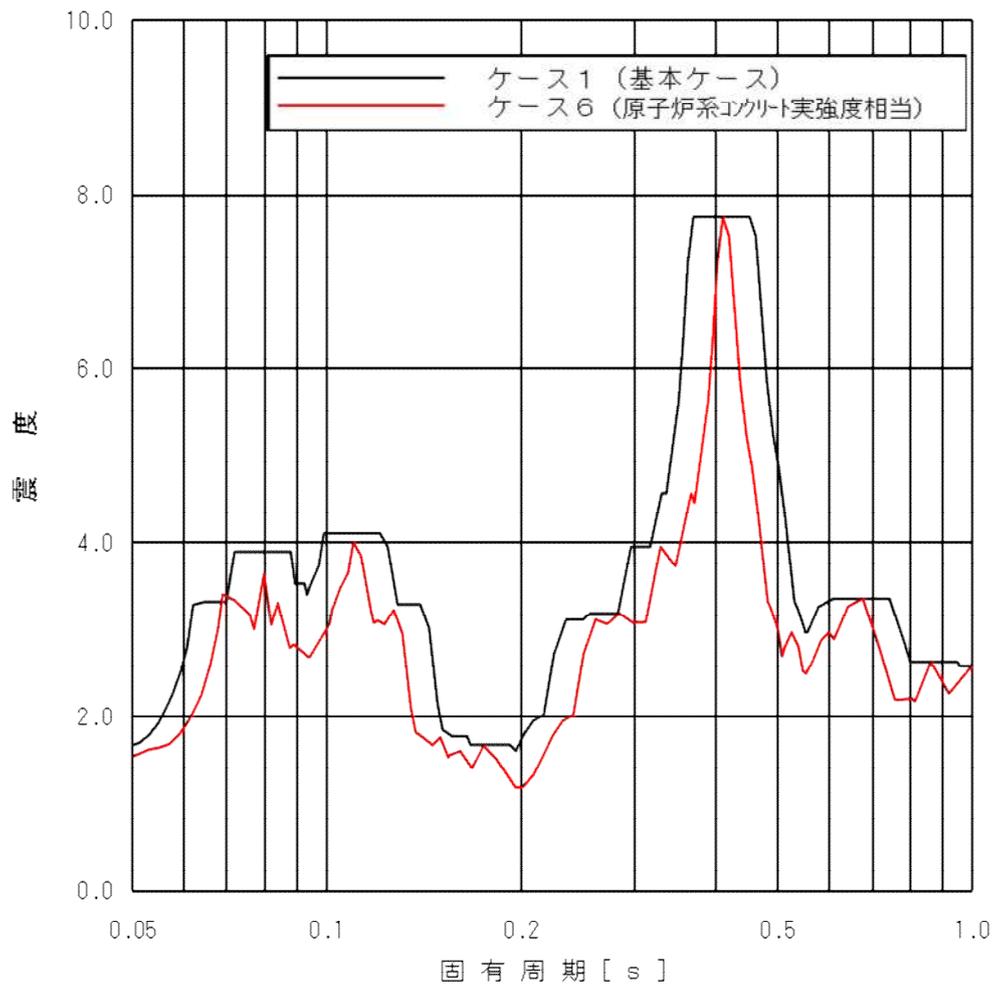


図5 (3/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース6)  
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

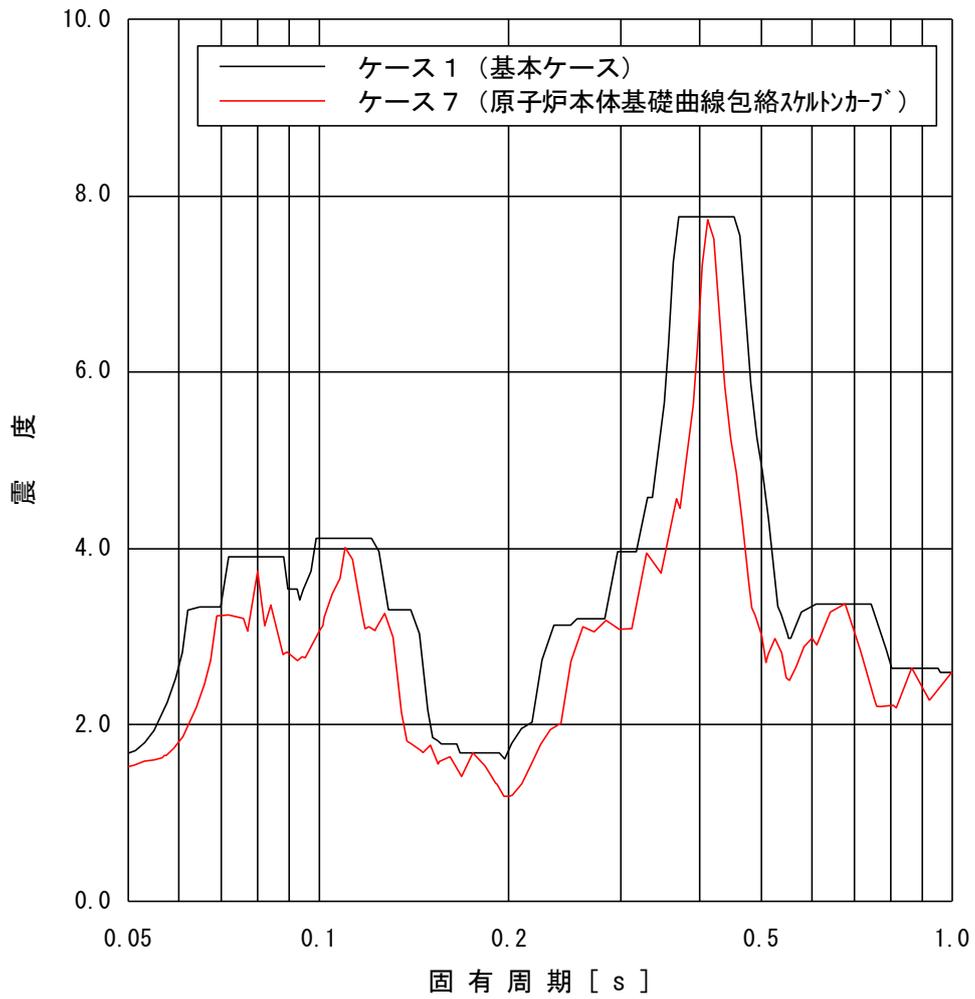


図 5 (4/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース 7)  
 (T.M.S.L. 18.44m, S<sub>S</sub>-1 及び S<sub>S</sub>-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

#### 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。

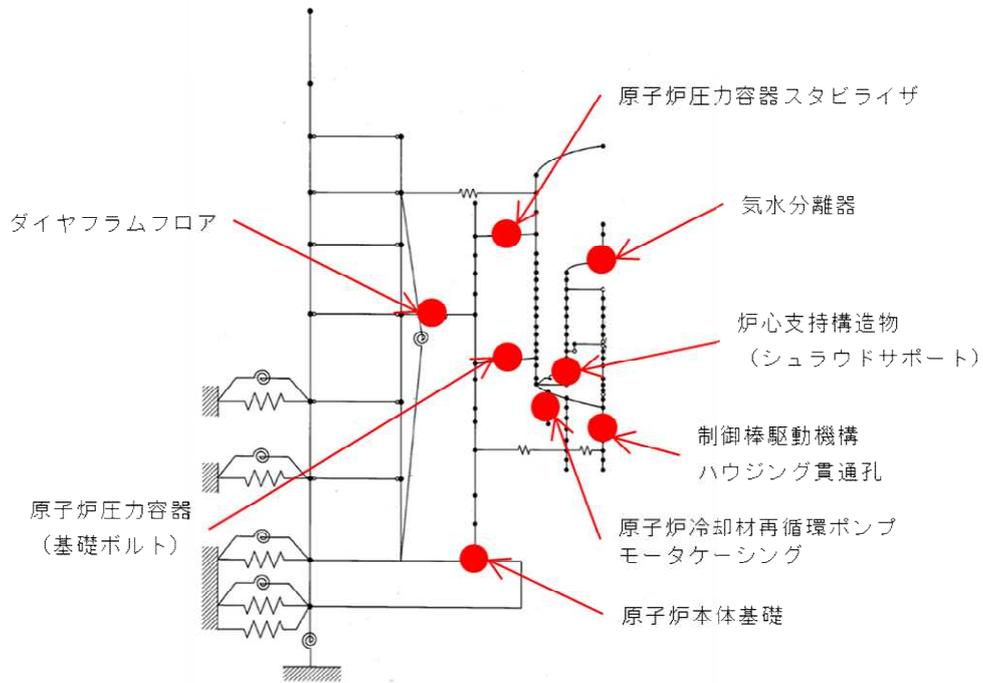


図6 評価対象設備（代表設備）

(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 6 およびケース 7 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<br>(応力分類)                  | 検討ケース | 発生値 <sup>※1</sup> | 許容値 <sup>※2</sup> | 単位      |
|--------------------------------|---------------------------------|-------|-------------------|-------------------|---------|
| 原子炉本体<br>の基礎                   | アンカボルト<br>(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<br>圧力容器                    | 基礎ボルト<br>(引張)                   | ケース 1 | 233               | 499               | MPa     |
|                                |                                 | ケース 2 | 237               |                   |         |
|                                |                                 | ケース 5 | 233               |                   |         |
| 炉心支持<br>構造物<br>(シュラウド<br>サポート) | レグ<br>(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<br>パイプ<br>(一次一般膜<br>+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<br>機構ハウジ<br>ング貫通孔        | スタブ<br>チューブ<br>(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<br>容器スタビ<br>ライザ          | ロッド<br>(引張)                     | ケース 1 | 241               | 513               | MPa     |
|                                |                                 | ケース 2 | 244               |                   |         |
|                                |                                 | ケース 5 | 240               |                   |         |
| ダイヤフラ<br>ムフロア                  | シアプレート<br>(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<br>環ポンプモ<br>ータケーシ<br>ング  | ケーシング<br>(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<sub>A</sub>Sにおける許容値。

## 参考資料ー 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

### 1. はじめに

今回工認で採用を予定している建屋の地震応答解析モデルは、平成 19 年新潟県中越沖地震時の観測記録に基づく建屋シミュレーション解析から得られた知見を踏まえて、より実現象に近い応答を再現するという観点から、既工認で構築していた建屋解析モデルに対して、①コンクリート実剛性、②補助壁の考慮、③側面地盤ばねにおける回転成分の考慮 を反映する予定である。本資料は、シミュレーション解析の結果と観測記録との整合性及び各変更項目がシミュレーション解析結果に与える影響を示すものである。なお、6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋はほぼ同様の構造となっていることから、7号炉原子炉建屋を代表として検討を実施する。

### 2. 新潟県中越沖地震時に取得された観測記録を用いたシミュレーション解析

#### (1) 観測記録を用いた検討の概要

シミュレーション解析に用いる地震の諸元を図-1に、地震計位置を図-2に示す。原子炉建屋基礎版上で得られた観測記録を図-3に示す。

また、本検討におけるシミュレーション解析は、地震時に観測した基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた弾性応答解析による。建屋各部位の応答は、原子炉建屋の基礎版上での観測記録波を解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上からの建屋各部の伝達関数を用いて算定する。シミュレーション解析における地震応答解析のフローを図-4に示す。

|         |                         |
|---------|-------------------------|
| 地震名     | 新潟県中越沖地震                |
| 発生日時    | 2007年7月16日<br>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-1 検討に用いる地震の諸元 (2007年新潟県中越沖地震)

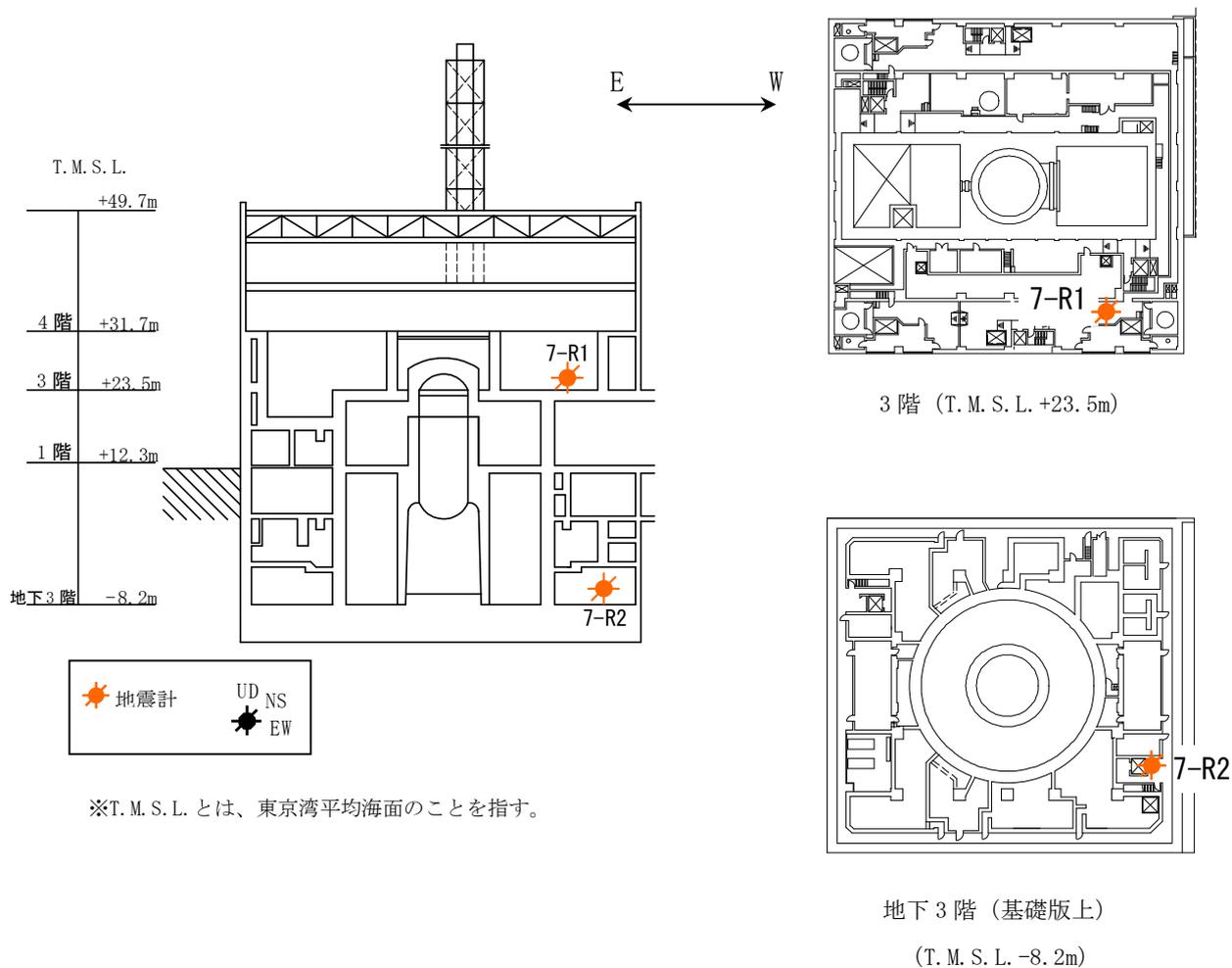


図-2 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置

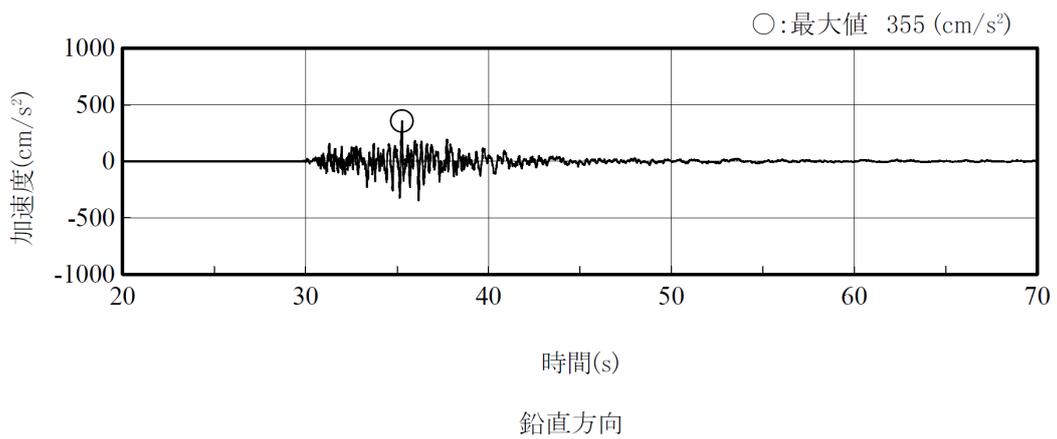
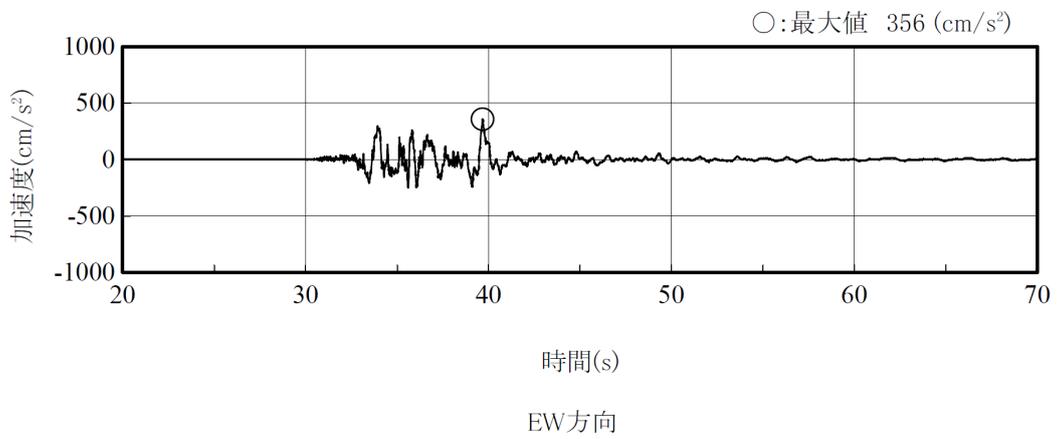
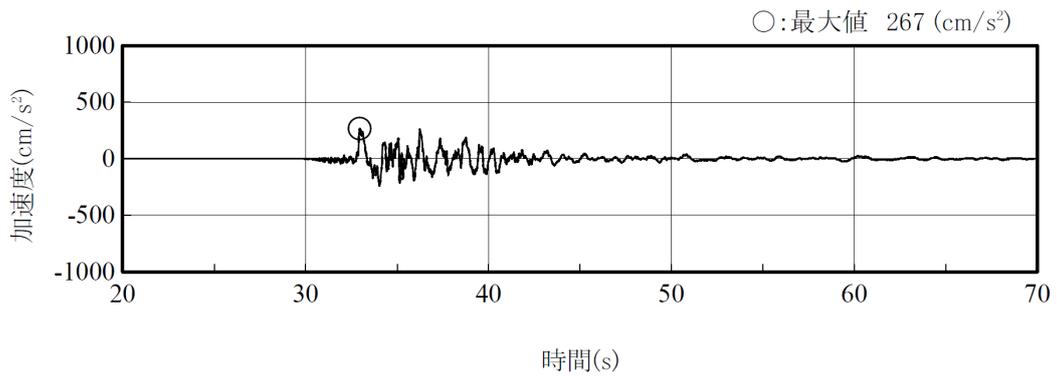


図-3 原子炉建屋基礎版上の地震観測記録 加速度時刻歴波形  
(7-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)

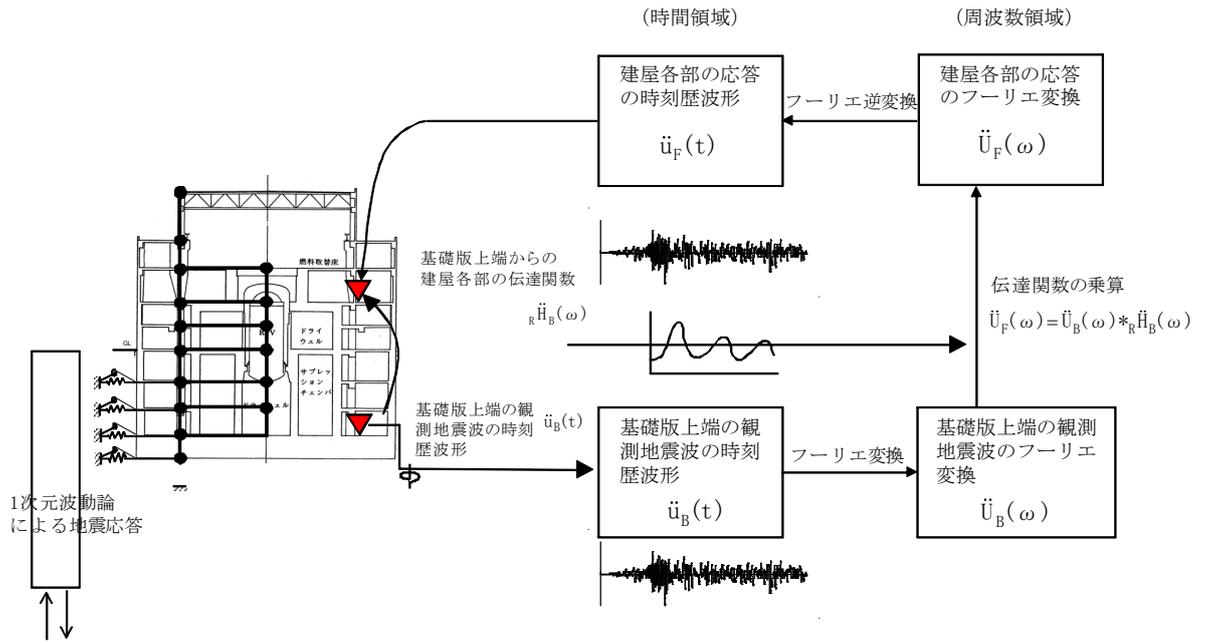


図-4 解析フロー図

(2) 検討ケース

表 2-1 に示す全 5 ケースについて解析を実施した。鉛直方向の解析モデルでは、側面地盤の効果は考慮していないことから、Case1 および Case2 でのみ検討を実施している。

表 2-1 パラメータスタディケース

| ケース名                               | 建屋モデル        |                | 地盤モデル        |
|------------------------------------|--------------|----------------|--------------|
|                                    | コンクリートのヤング係数 | 剛性を考慮する部位      | 側面ばね         |
| 既工認手法に基づく解析モデル                     | 設計基準強度に基づく   | 耐震壁            | 水平           |
| Case1                              | <b>実剛性*</b>  | 耐震壁            | 水平           |
| Case2                              | 設計基準強度に基づく   | <b>耐震壁＋補助壁</b> | 水平           |
| Case3                              | 設計基準強度に基づく   | 耐震壁            | <b>水平・回転</b> |
| シミュレーション解析モデル（今回工認採用予定の項目を反映したモデル） | <b>実剛性*</b>  | <b>耐震壁＋補助壁</b> | <b>水平・回転</b> |

※本シミュレーション解析においては、建設時の取得データを元に文献調査等を踏まえて経年による強度増進効果を加味して設定した推定実強度（ $F_c=500\text{kg}/\text{cm}^2$ 、詳細は別紙-1 参照）に基づく剛性を使用している。なお、工認計算では、別紙-1 で検討した通り、妥当性・信頼性の観点から、建設時の 91 日強度の平均値に相当する値（ $F_c=440\text{kg}/\text{cm}^2$ ）をコンクリート実強度として剛性を算定する予定である。

### 3. シミュレーション解析結果

Case 1～3 の各ケースの地震応答解析結果と既工認手法の地震応答解析結果、観測記録とを比較した結果（床応答スペクトル、最大応答加速度）を図 3-1～6 に示す。また、シミュレーション解析モデル（今回工認で採用予定の項目を反映したモデル）による解析結果を図 3-7,8 に示す。表 3-1 に各解析ケースを考察した結果を示す。

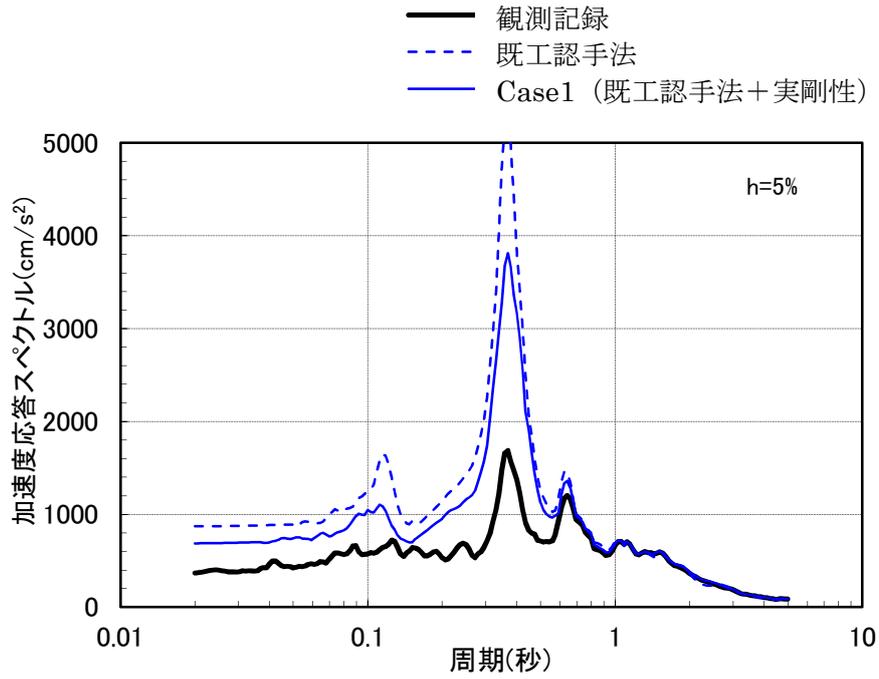
### 4. まとめ

各モデルの変更点が中越沖地震時のシミュレーション解析結果に与える影響を把握するために、パラメータスタディを実施し、各変更点がシミュレーション解析結果に与える影響を確認した。

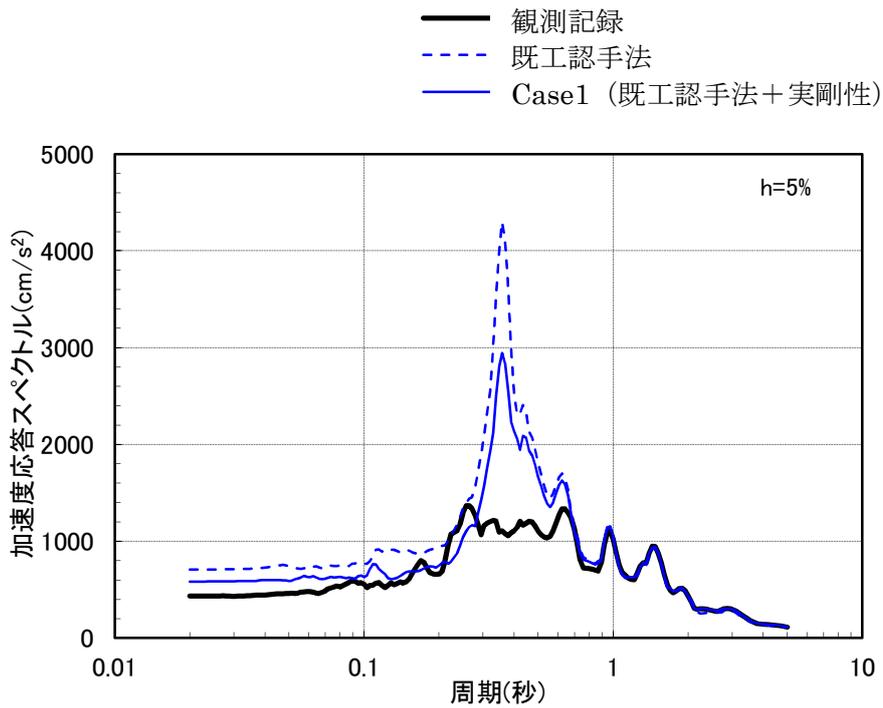
表 3-1 考察結果

| 解析ケース                       |        | 考察   |
|-----------------------------|--------|--|
| Case1<br>(NS/EW/UD)         | 実剛性考慮  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW,鉛直方向共に、既工認手法と比較して、観測記録との整合性が向上している。</li> <li>・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、既工認手法よりも整合性が向上するかほぼ同等の結果となっており、鉛直方向については、記録と整合性が大きく向上している。</li> </ul>                                     |
| Case2<br>(NS/EW/UD)         | 補助壁考慮  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW では既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。鉛直方向については、周期 0.1 秒より長周期側での整合性は向上している。</li> <li>・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、既工認手法よりも整合性が向上している。鉛直方向については、観測記録取得位置では、設計モデルよりも少し応答が大きめとなっている。</li> </ul> |
| Case3<br>(NS/EW)            | 回転バネ考慮 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 共に既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。他のケースと比べても向上度合いは大きい。</li> <li>・最大加速度についても、NS・EW 方向共に既工認手法と比較して整合性が向上している。</li> </ul>  |
| シミュレーション解析モデル<br>(NS/EW/UD) | 全項目反映  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 方向共に Case 1～3 と比較して、観測記録とより整合する結果となっている。鉛直方向についても、建屋モデルを 1 項目のみを変更した Case1,2 と比較して整合性は向上している。</li> <li>・最大加速度についても 1 項目のみを変更した Case1～3 と比較して、整合性は向上する結果となっている。</li> </ul>          |

Case1 (実剛性考慮ケース) の検討結果

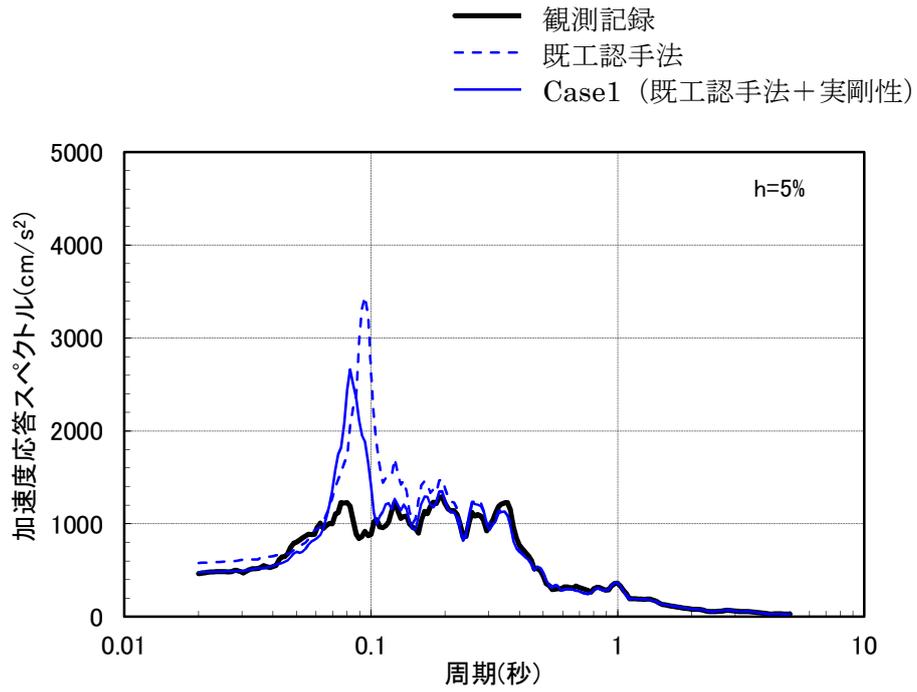


(1) NS 方向



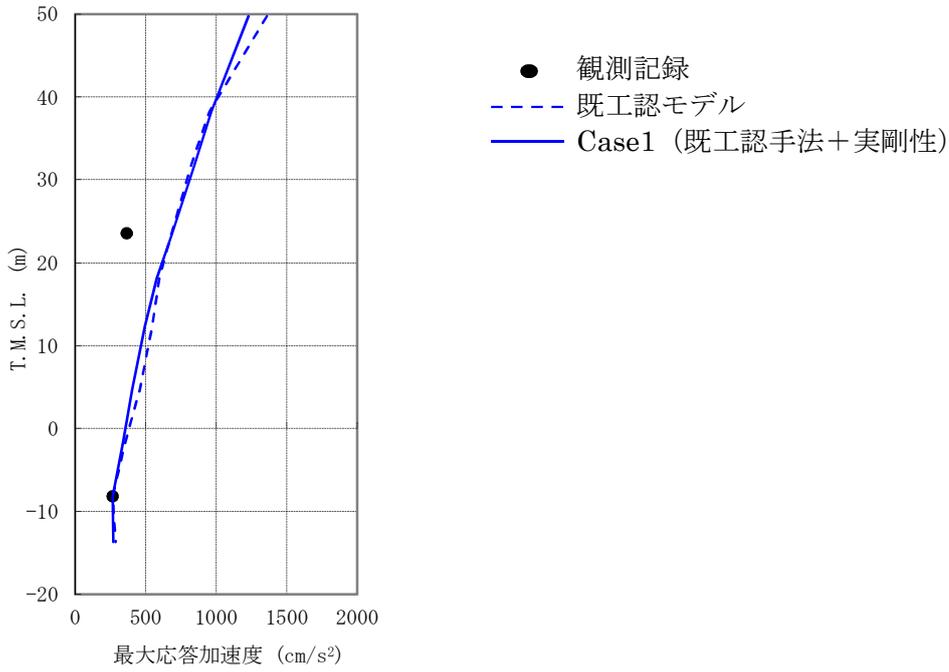
(2) EW 方向

図 3-1(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】

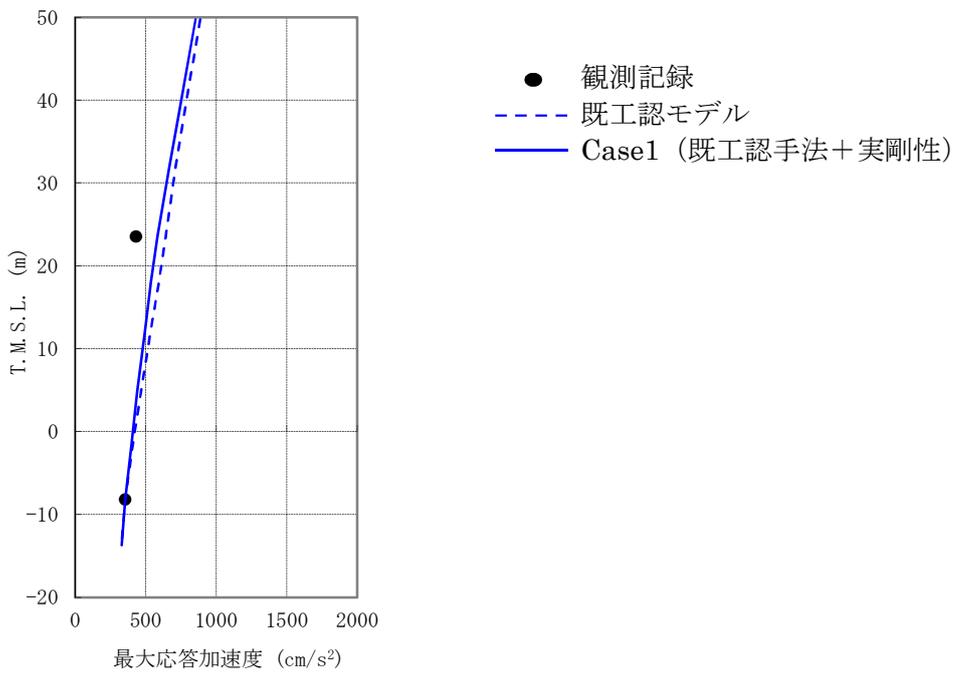


(3) 鉛直方向

図 3-1(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】



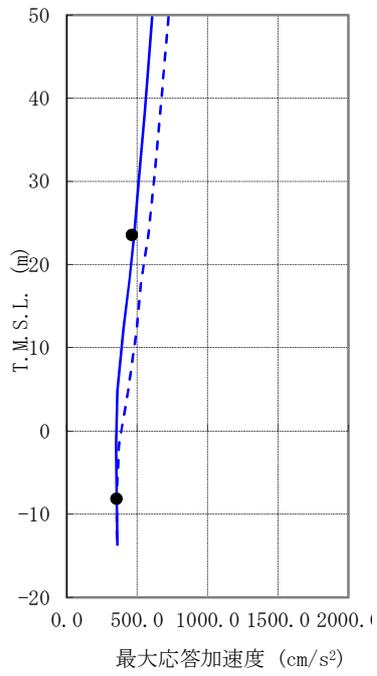
(1) NS 方向



(2) EW 方向

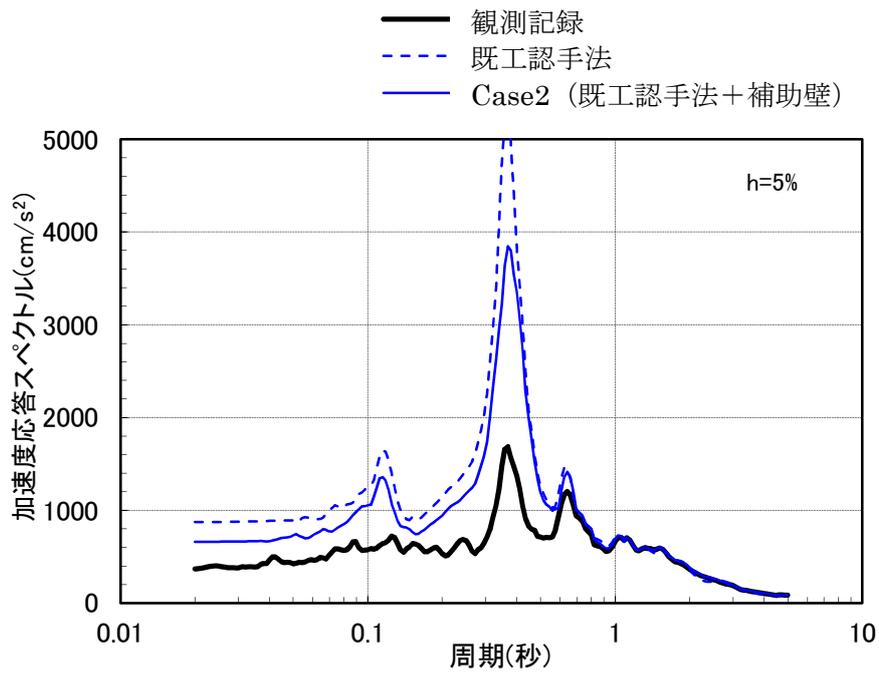
図 3-2(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

- 観測記録
- - - 既工認モデル
- Case1 (既工認手法+実剛性)

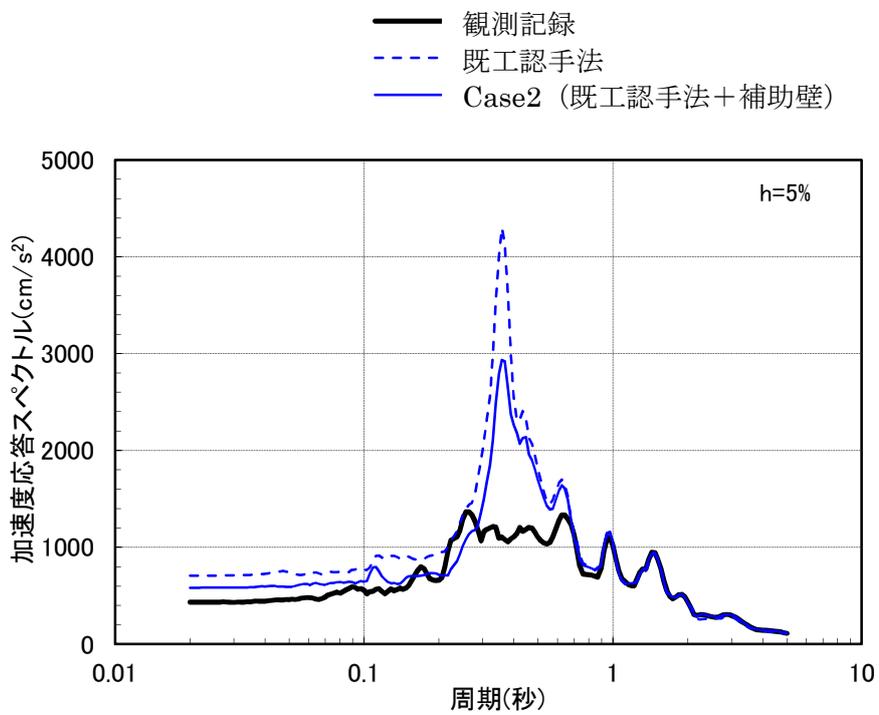


(3) 鉛直方向

図 3-2(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

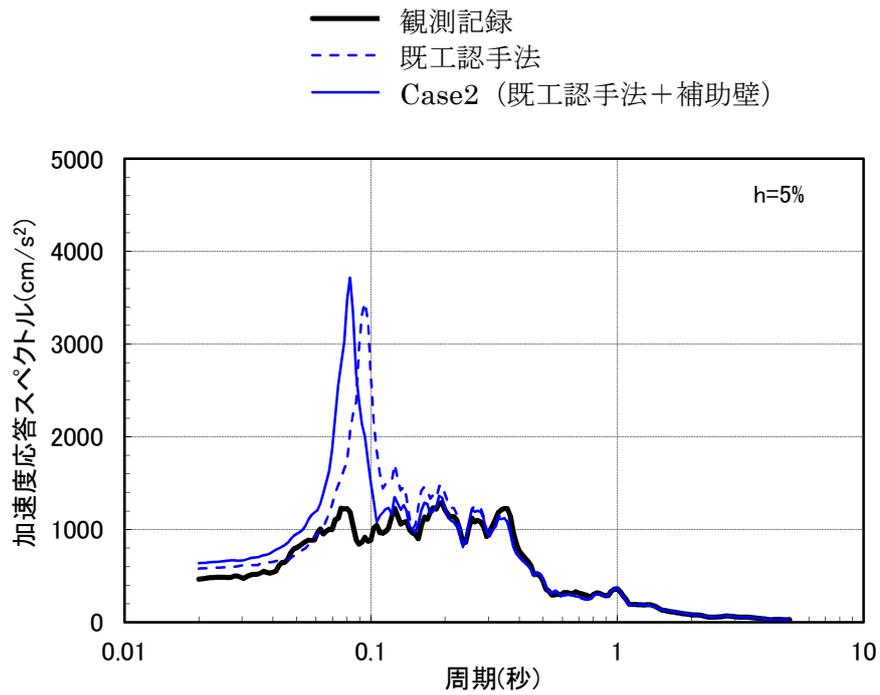


(1) NS 方向



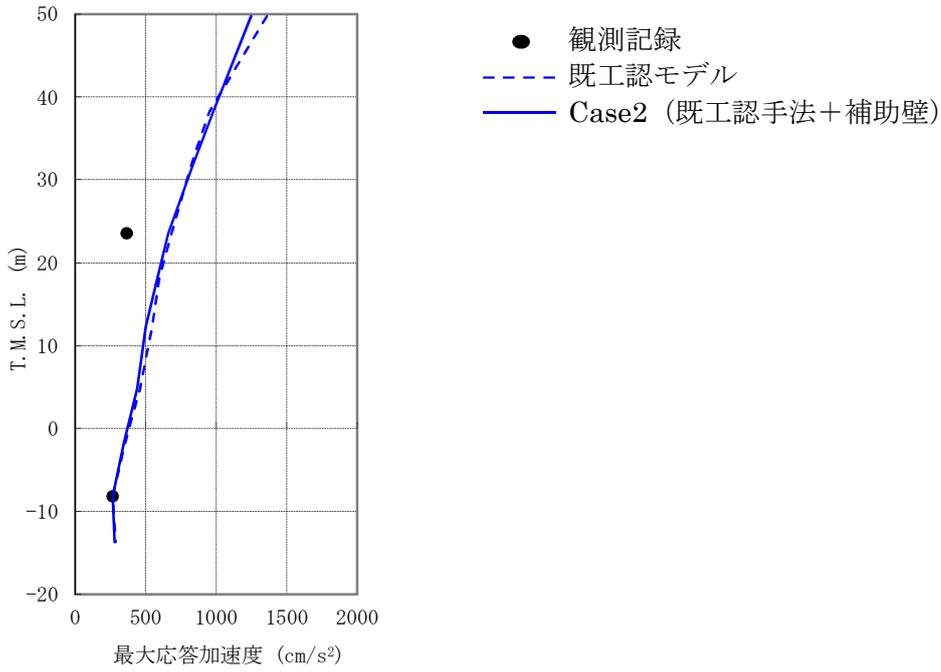
(2) EW 方向

図 3-3(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】

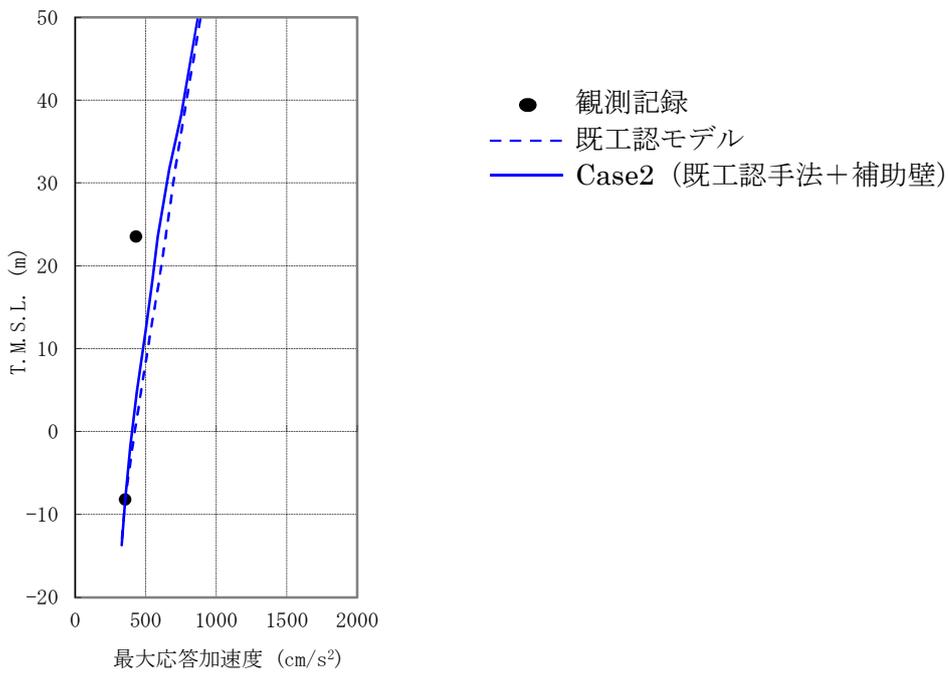


(3) 鉛直方向

図 3-3(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】



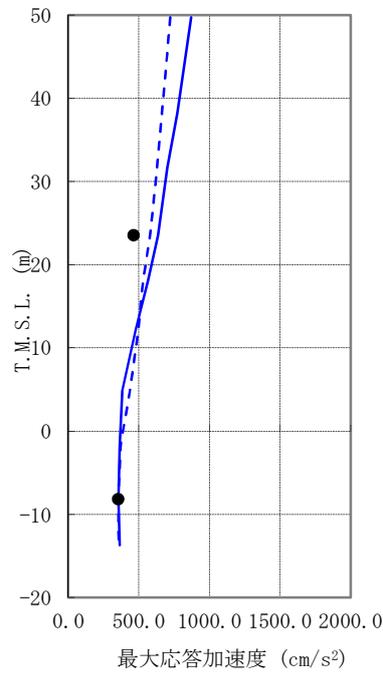
(1) NS 方向



(2) EW 方向

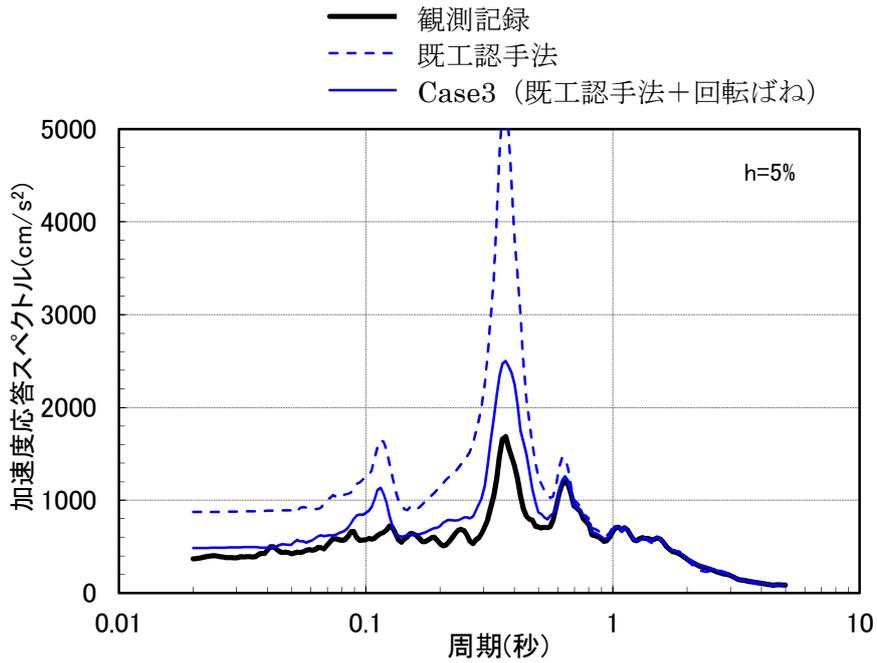
図 3-4(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】

- 観測記録
- - - 既工認モデル
- Case2 (既工認手法+補助壁)

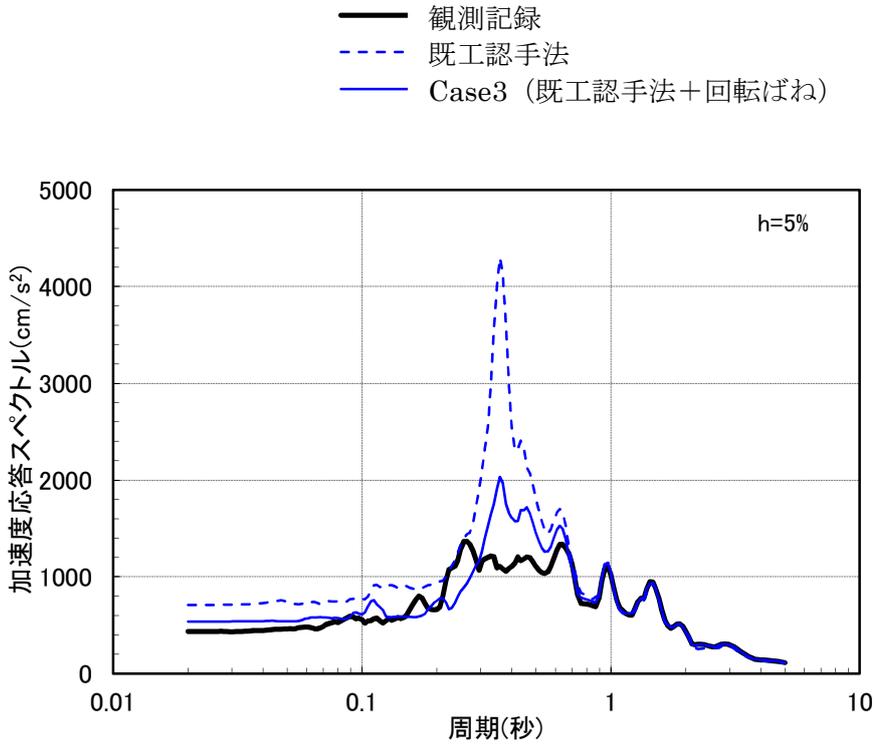


(3) 鉛直方向

図 3-4(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】

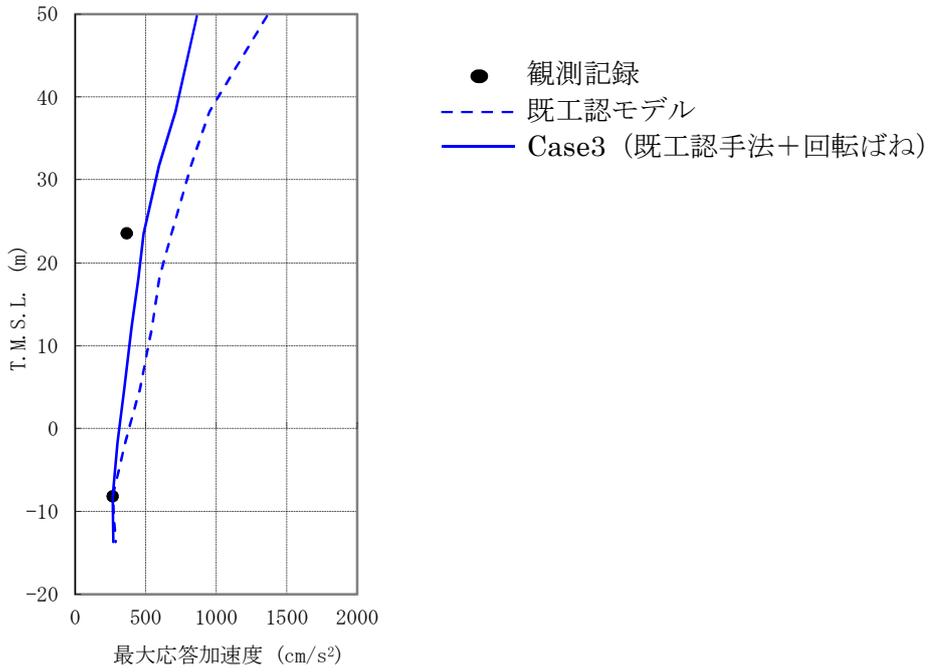


(1) NS 方向

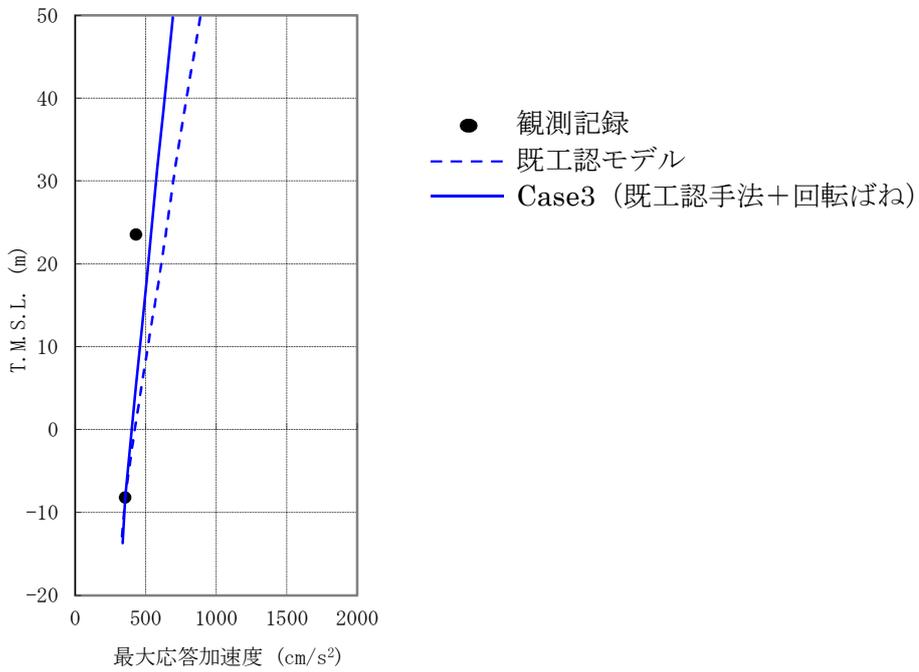


(2) EW 方向

図 3-5 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case3】

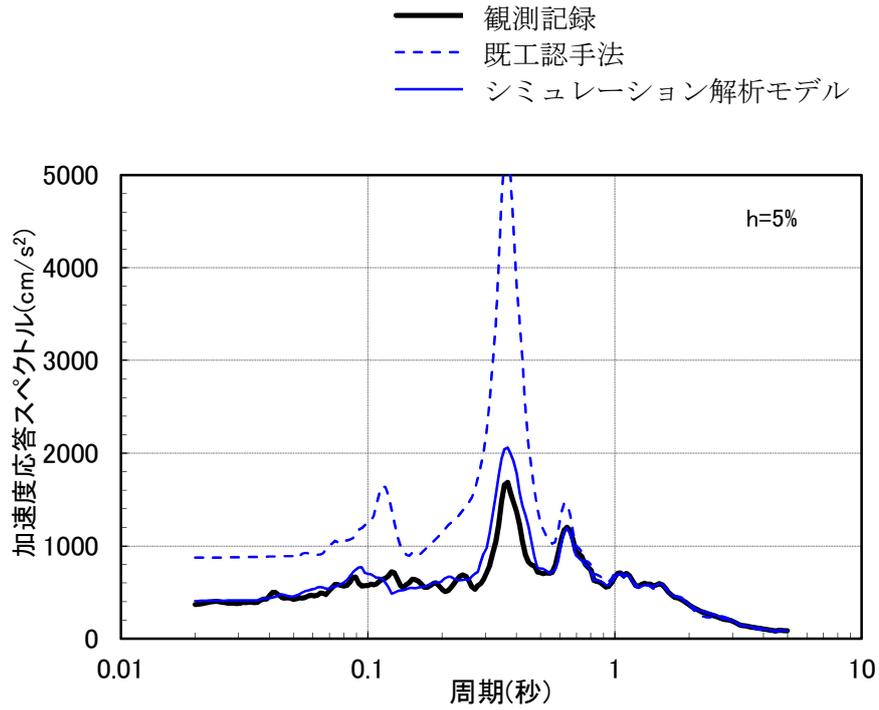


(1) NS 方向

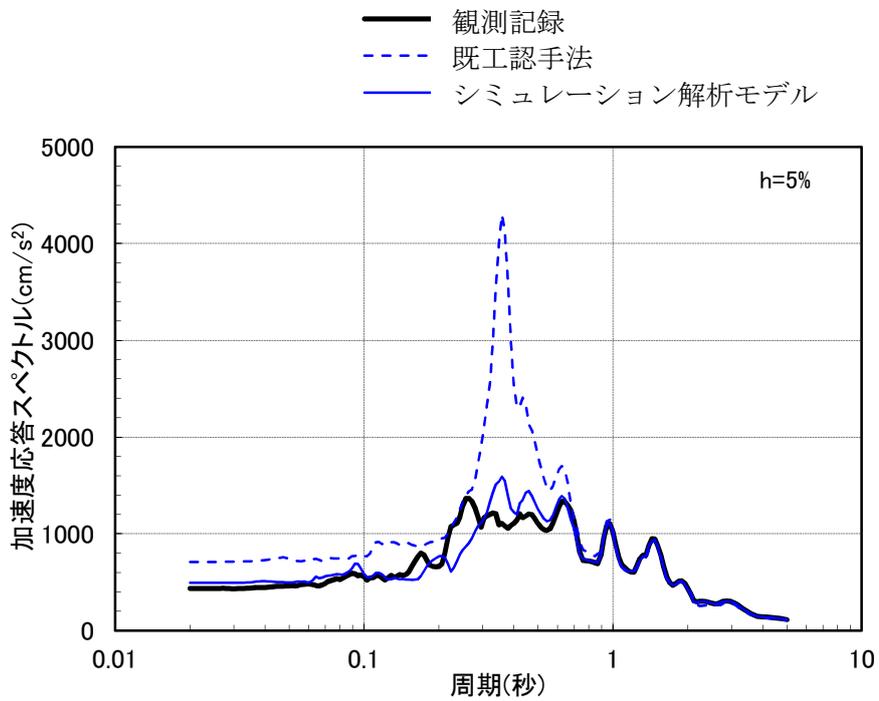


(2) EW 方向

図 3-6 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case3】

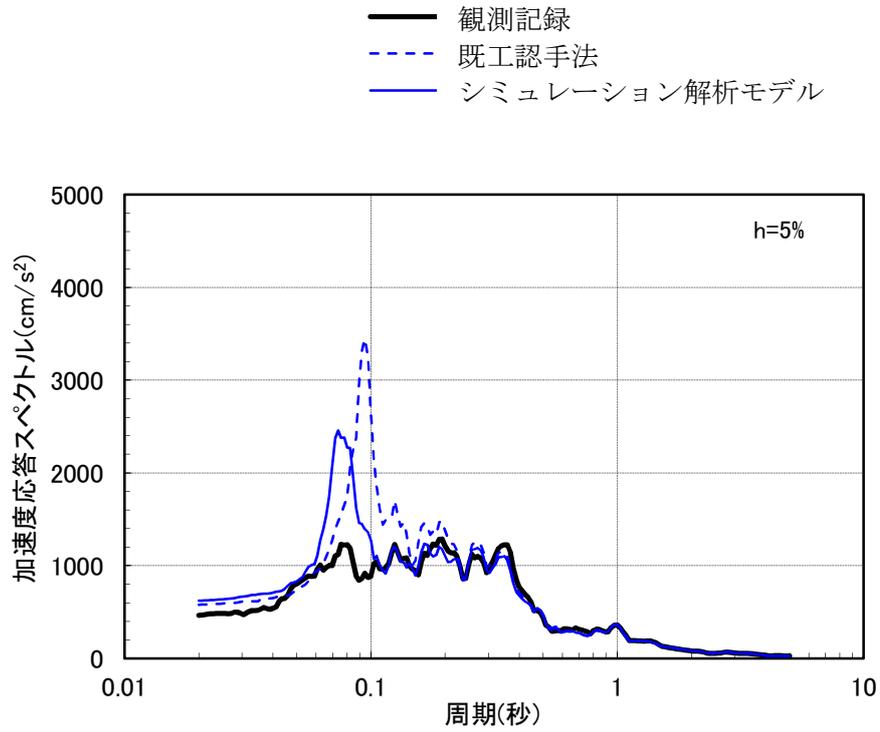


(1) NS 方向



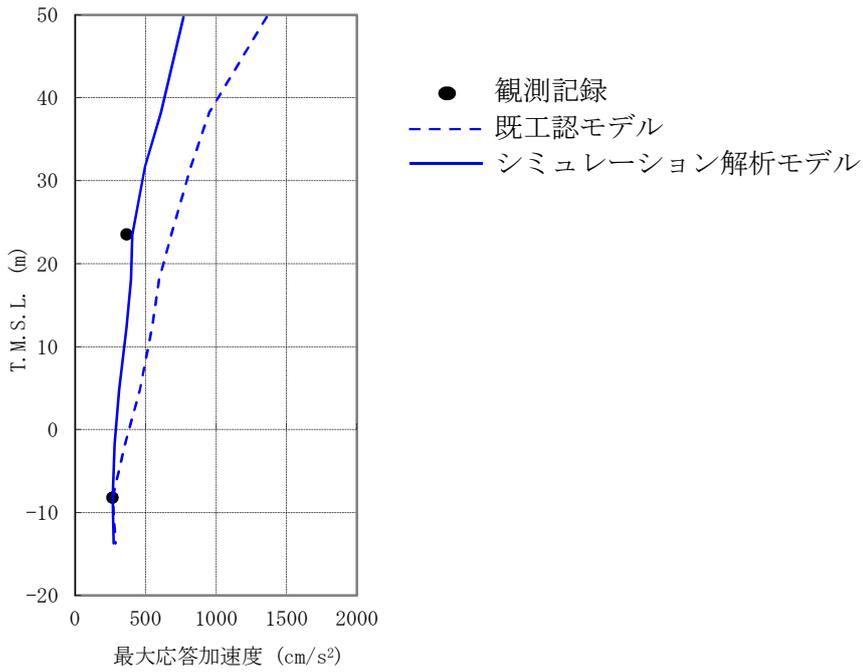
(2) EW 方向

図 3-7(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

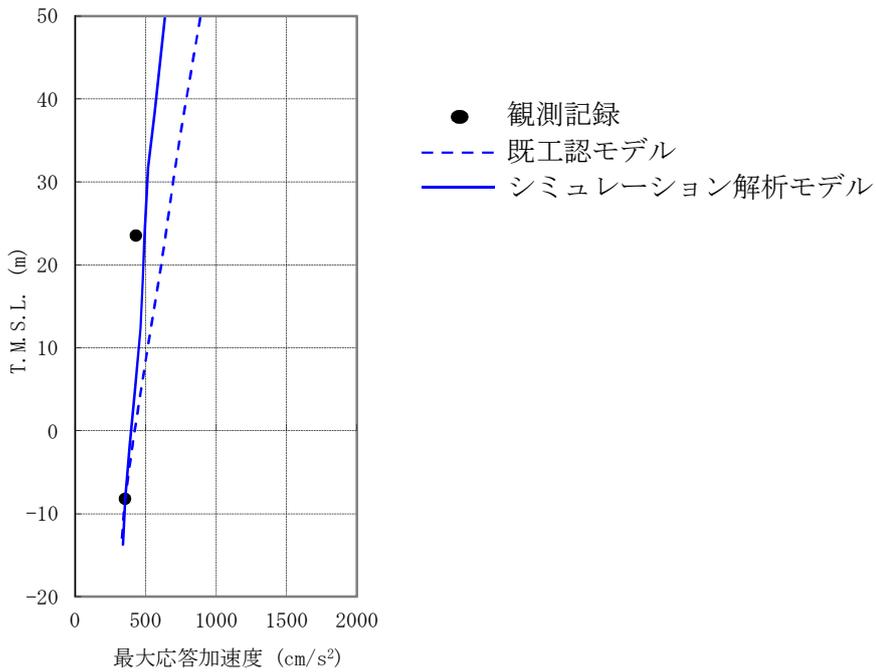


(3) 鉛直方向

図 3-7(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

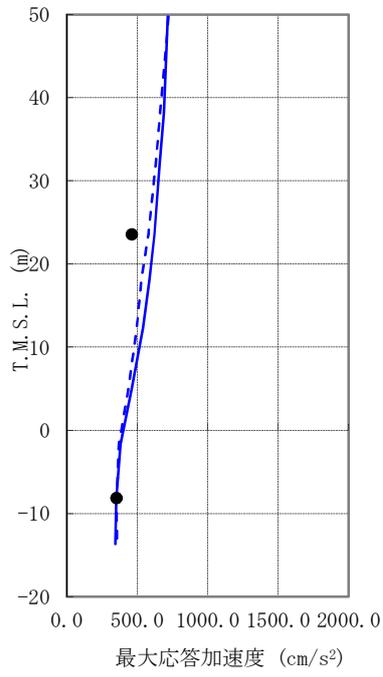


(1) NS 方向



(2) EW 方向

図 3-8(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較



(3) 鉛直 EW 方向

図 3-8(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較

## 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

### 1. はじめに

参考資料-4でも示したとおり、新潟県中越沖地震本震（以下、「本震」という）のシミュレーション解析では、地震応答解析のモデル化を既工認手法に基づく解析モデルから詳細化することにより、解析結果と観測記録との整合性が向上する。ここでは、構築したシミュレーション解析モデルが、本震以外の地震観測記録によるシミュレーション解析でも本震同様に再現性のある結果が得られるかを確認する。なお、検討は、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、7号炉原子炉建屋を代表として実施する。

### 2. 検討に用いる観測記録及び地震応答解析モデル

検討に用いる地震動としては、2007年7月16日15時37分頃に発生した新潟県中越沖地震の最大余震（以下、「最大余震」という）とする。諸元を表-1に示す。地震計の設置位置を図-1に示す。7号炉原子炉建屋基礎版上（7-R2：T.M.S.L.-8.2m）で得られた観測記録を図-2に示す。

最大余震によるシミュレーション解析は基礎版上で取得された観測記録を入力として、動的解析を実施し、地震計が設置された中間階（7R-1：T.M.S.L.23.5m）の応答が再現できるかを確認する。なお、シミュレーション解析手法は参考資料-4と同様の手法とし、解析モデルとしては、表-1に示す通り既工認手法に基づく解析モデルとシミュレーション解析モデル（参考資料-4で示した本震のシミュレーション解析と同一のモデル）を用いるものとする。

表-1 新潟県中越沖地震の最大余震の諸元

|          |                        |
|----------|------------------------|
| 発生日時     | 2007年7月16日<br>午後3時37分頃 |
| マグニチュード  | 5.8                    |
| 震源深さ(km) | 11                     |

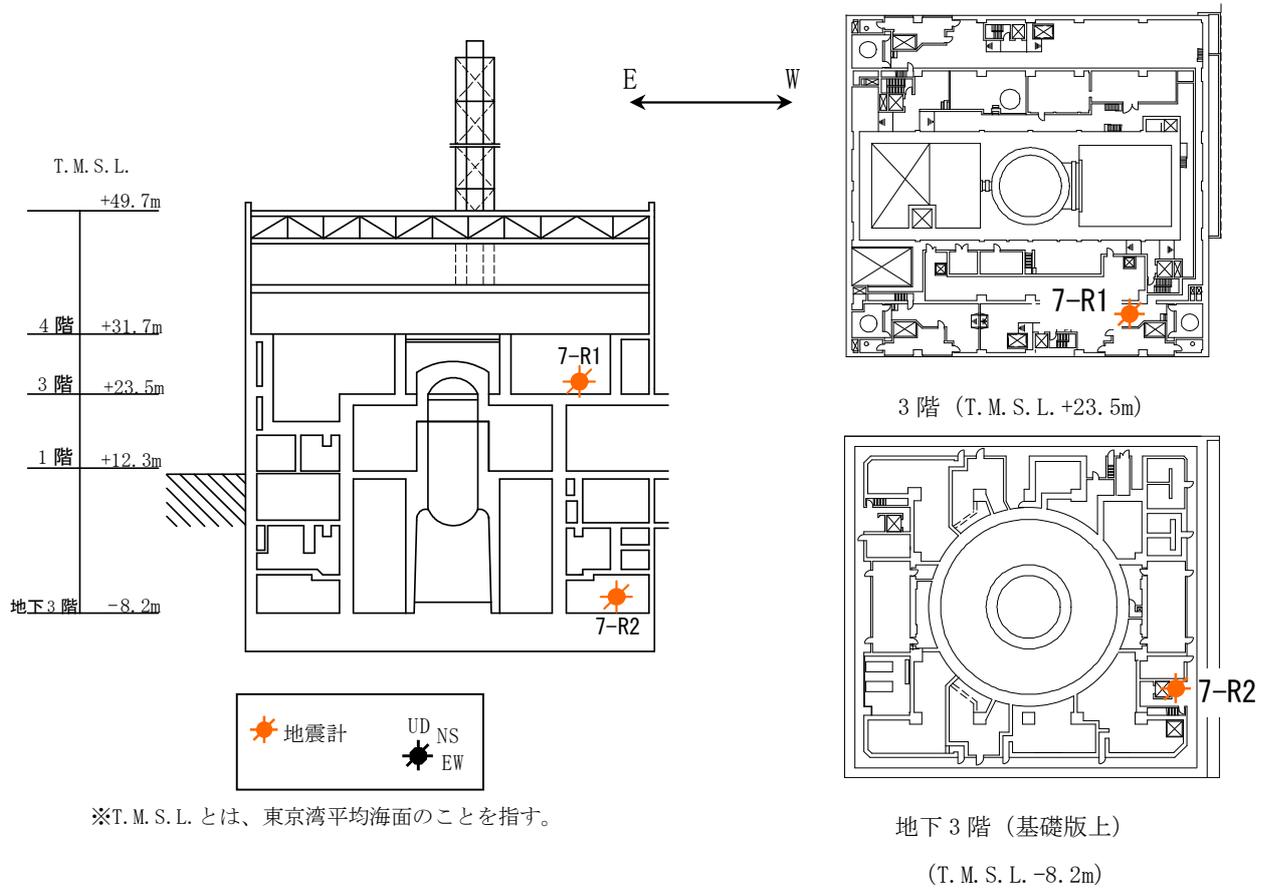
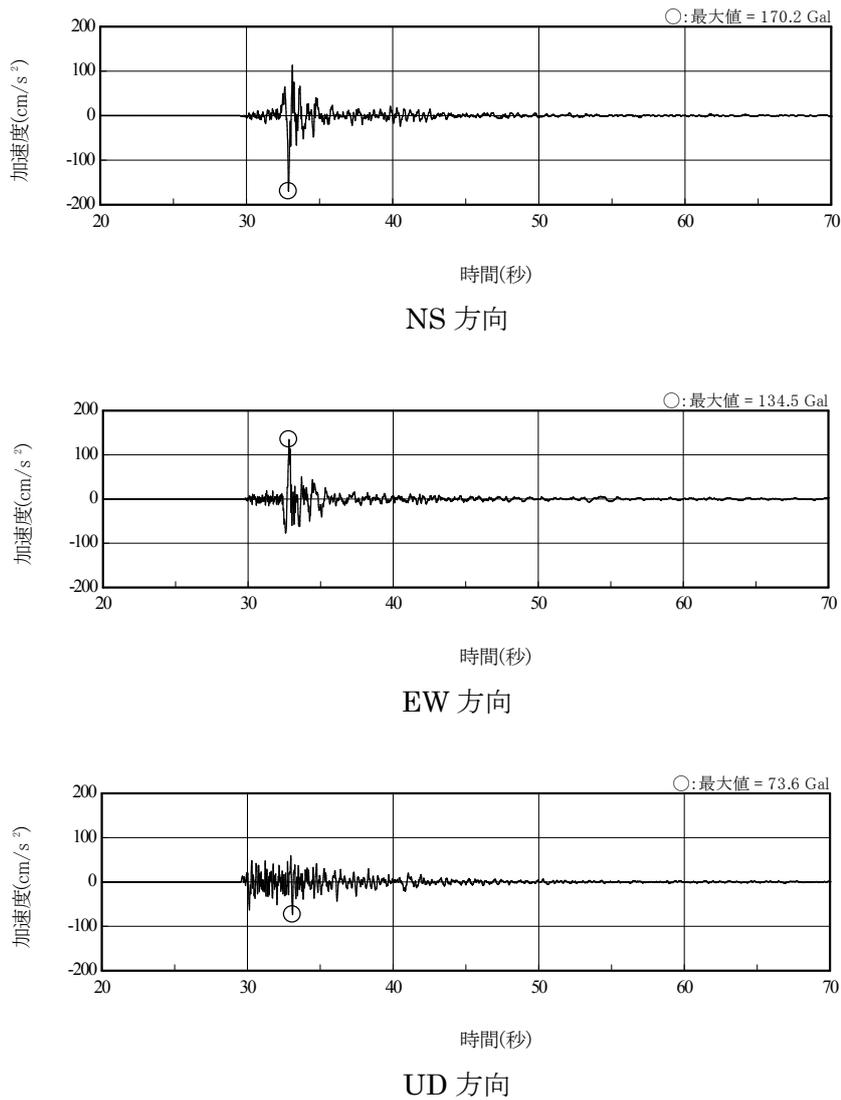


図-1 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置



(主要動を含む 50 秒間を記載)

図-2 地震観測記録 (7R-1)

表-2 パラメータスタディケース

| ケース           | 建屋諸元         |           | 地盤諸元  |
|---------------|--------------|-----------|-------|
|               | コンクリートのヤング係数 | 剛性を考慮する部位 | 側面ばね  |
| 既工認手法         | 設計基準強度に基づく   | 耐震壁       | 水平    |
| シミュレーション解析モデル | 実剛性※         | 耐震壁＋補助壁   | 水平・回転 |

※本シミュレーション解析においては、建設時の取得データを元に文献調査等を踏まえて経年による強度増進効果を加味して設定した推定実強度 ( $F_c=500\text{kg/cm}^2$ 、詳細は別紙-1 参照) に基づく剛性を使用している。なお、工認計算では、別紙-1 で検討した通り、妥当性・信頼性の観点から、建設時の 91 日強度の平均値に相当する値 ( $F_c=440\text{kg/cm}^2$ ) をコンクリート実強度として剛性を算定する予定である。

### 3. 解析結果

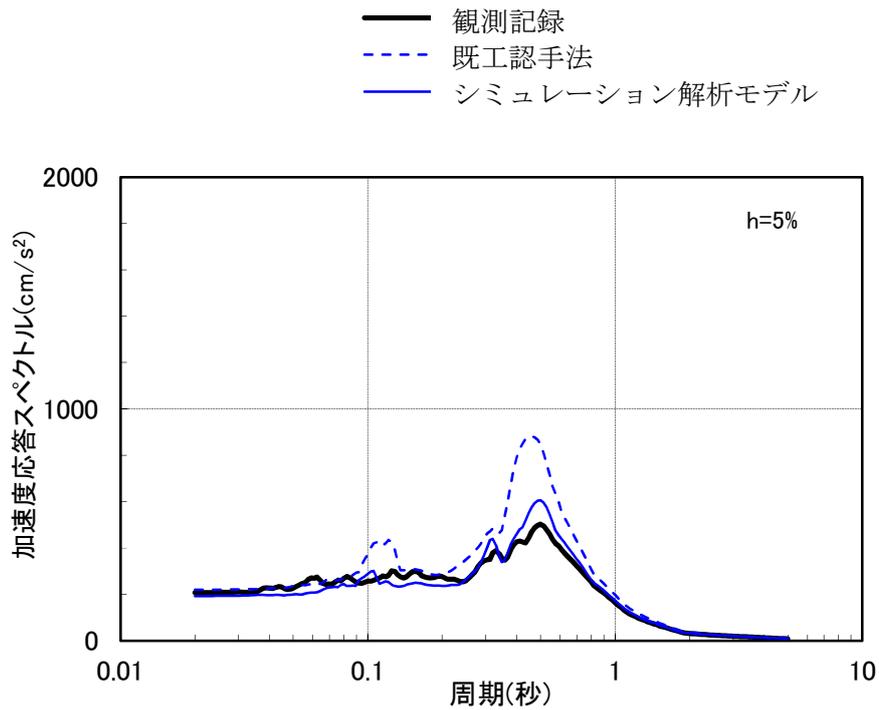
解析結果を図-3, 4に示す。加速度応答スペクトルについては、シミュレーション解析モデルの方が設計時モデルよりも観測記録との整合性が向上していることが確認出来る。また、最大応答加速度分布についても同様にシミュレーション解析モデルの方が既工認手法よりも観測記録との整合性が向上していることが確認出来る。これらは、参考資料-4で示した本震のシミュレーション解析結果でも概ね同様の傾向である。

### 4. まとめ

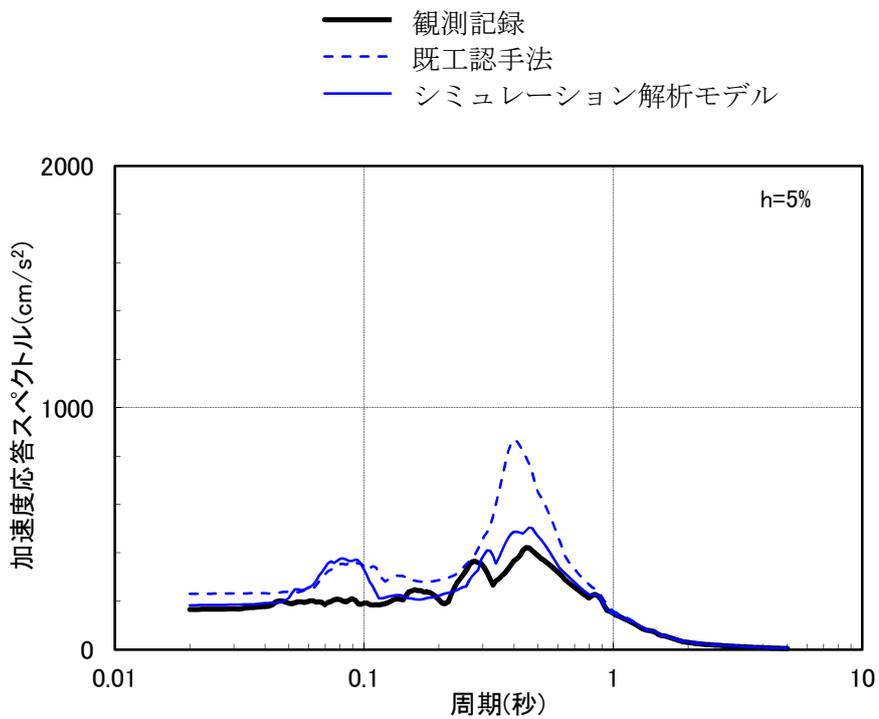
本検討では、既工認手法による解析モデルと本震のシミュレーション解析モデルを用いて、最大余震によるシミュレーション解析を実施した。

その結果、シミュレーション解析モデルの方が既工認手法による解析モデルよりも観測記録との整合度が向上することを確認した。

以上より、本震の観測記録によるシミュレーション解析でチューニングした項目を反映することにより、本震以外の地震でも記録の再現性が向上することが確認でき、実現象に近い応答を再現するための解析モデルとして妥当であると考えられる。

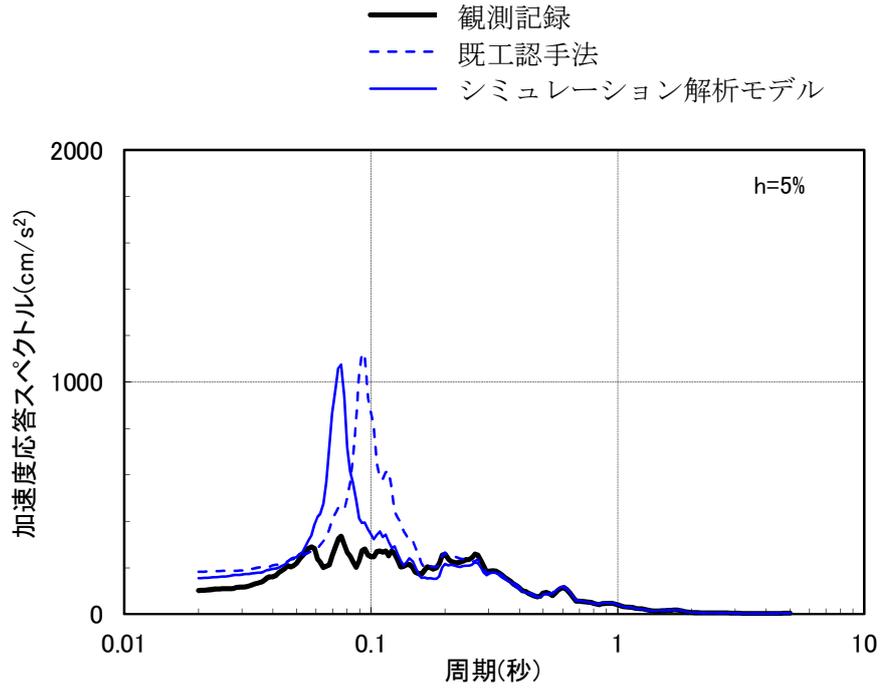


(1) NS 方向



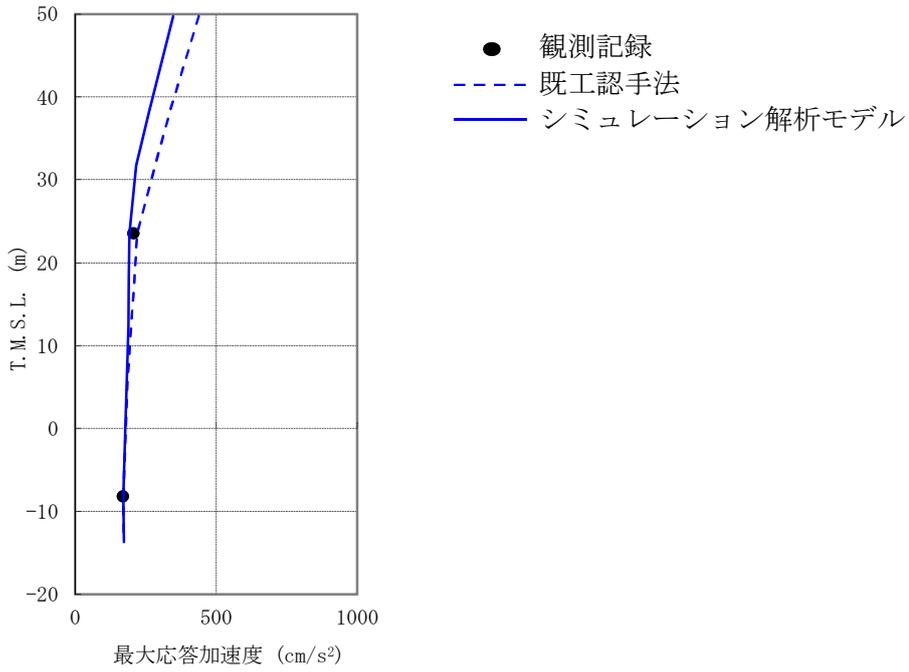
(2) EW 方向

図-3(a) 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

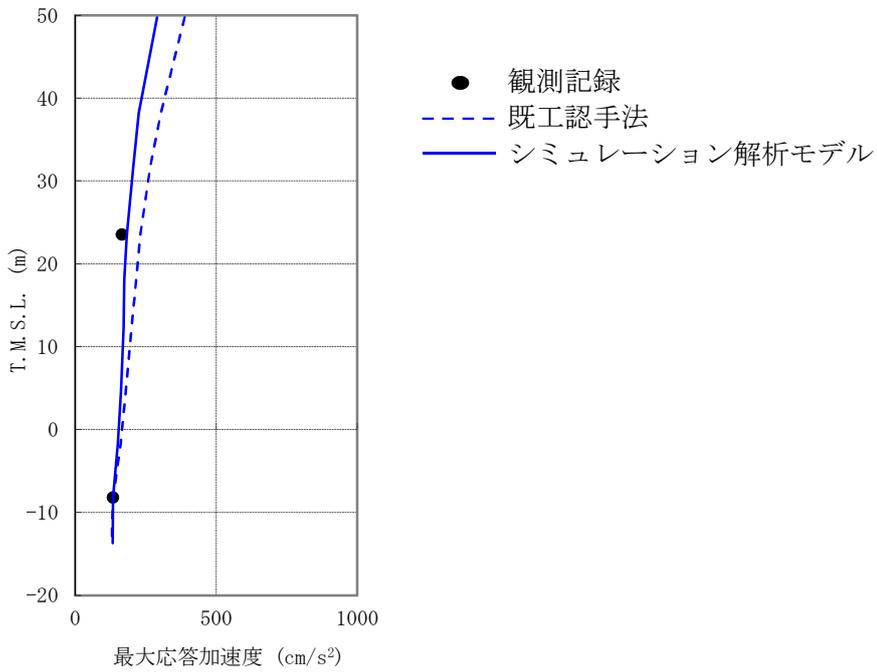


(3) 鉛直方向

図-3(b) 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

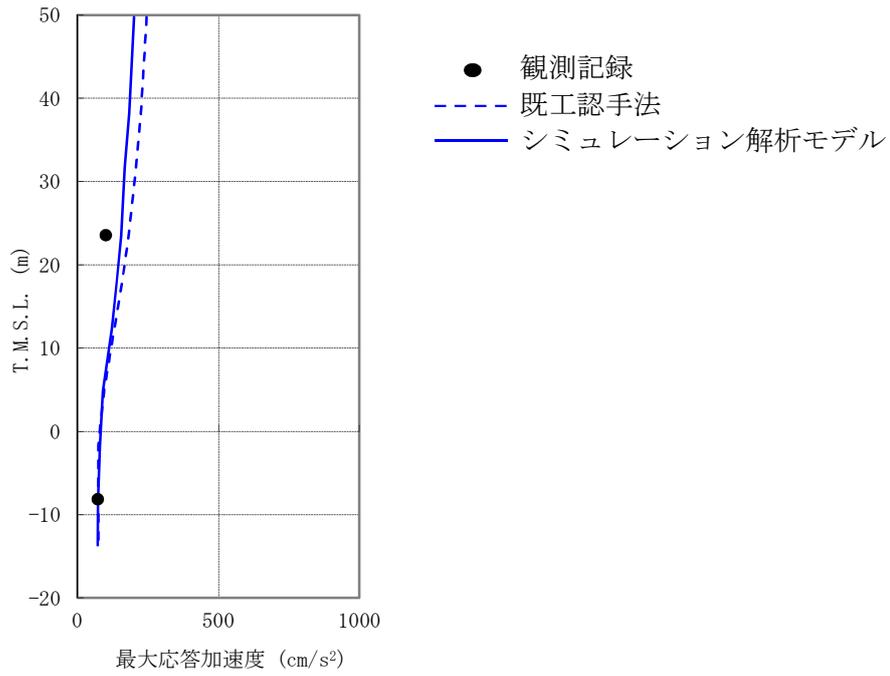


(1) NS 方向



(2) EW 方向

図-4(a) 最大応答加速度の比較



(3) 鉛直方向

図-4(b) 最大応答加速度の比較

## 参考資料-6 表層地盤ばねの取扱いについて

### 1. はじめに

既工認時には地盤表層部（新期砂層）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認で採用予定の解析モデルでは、基準地震動による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では地盤－建屋相互作用が見込めないと判断し、この部分の地盤ばねを考慮しないこととしている。本資料はその妥当性を説明するものである。

### 2. 検討概要

柏崎刈羽原子力発電所 6, 7 号炉では、検討に用いる地震動を用いた次元波動論による等価線形解析によって、地盤内各層の加速度、有効歪みを求めている。

本検討では、6/7 号炉原子炉建屋の地盤モデルを対象として、基準地震動 Ss-1 による等価線形解析を実施し、表層部（新期砂層）の応答（剛性低下率、有効歪み）を確認することにより、この部分の地盤－建屋相互作用が有効かどうかを確認する。

### 3. 地盤の等価線形解析結果

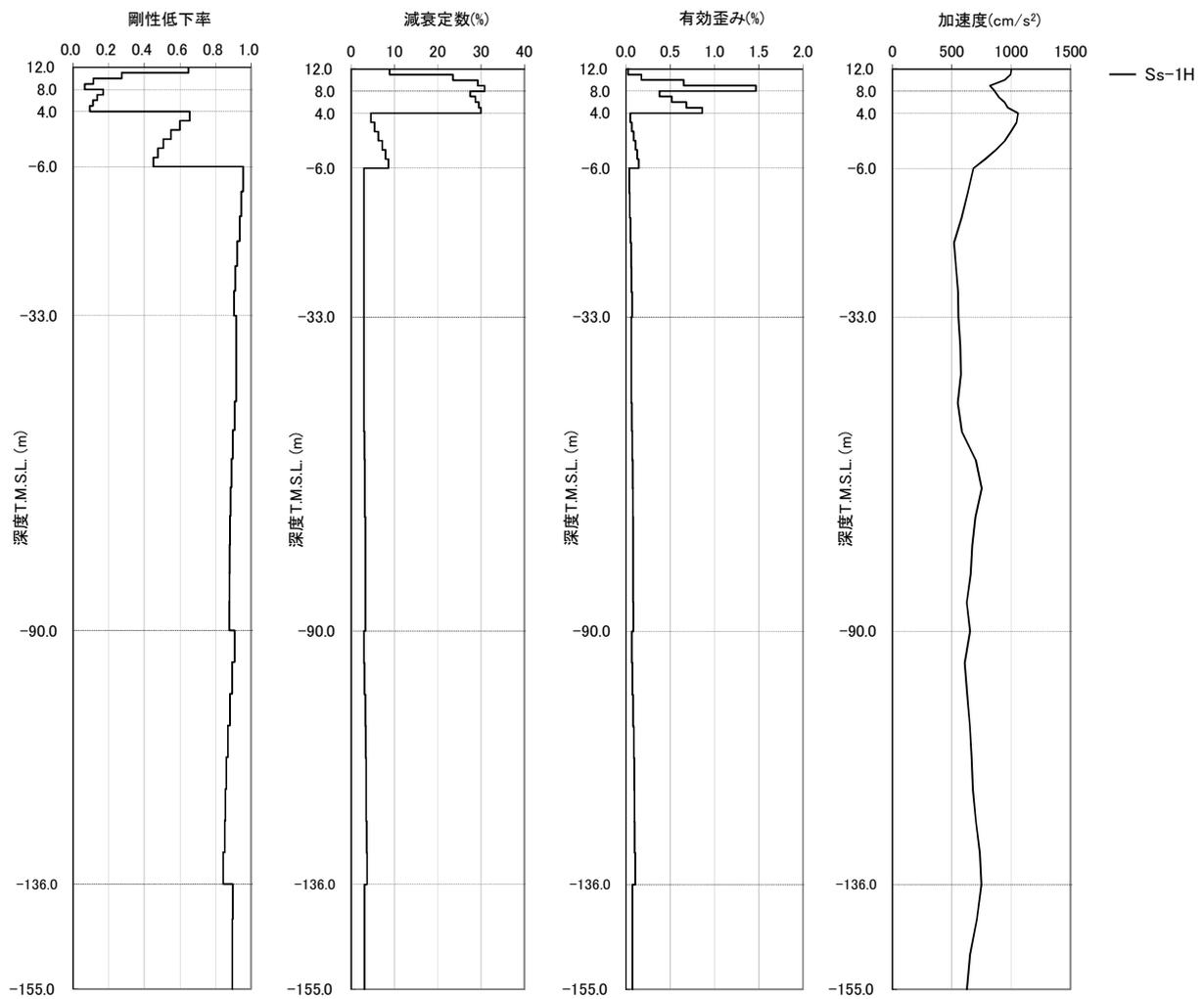
基準地震動 Ss-1 に対する地盤の等価線形解析結果を図 1-1 に示す。

表層部（新期砂層，T.M.S.L.4.0m～12.0m）において、急激に剛性が低下しており、有効歪みについても大きくなっている（剛性低下率（ $G/G_0$ ）は最小で 0.1 程度、有効歪みは最大で 1%程度）。

従って、当該層における建屋－地盤連成効果は見込めず、建屋応答評価上、この部分の地盤ばねは評価しないことが適切であると考えられる。

### 4. まとめ

以上より、原子炉建屋の耐震設計に用いる地震応答解析モデルにおいて、表層部の地盤ばねを無視することは妥当であると考えられる。



※T.M.S.L. 4.0m~12.0m が表層部に該当。

図 1-1 地盤の等価線形解析結果 (Ss-1)

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

## 目 次

|                                      |    |
|--------------------------------------|----|
| 1. 概要                                | 1  |
| 2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて | 1  |
| 3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について        | 2  |
| 3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について     | 2  |
| 3.2 既工認との差異についての考察                   | 3  |
| 4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について        | 3  |
| 5. 実強度の値の妥当性・信頼性について                 | 3  |
| 5.1 実強度の値の設定方針                       | 3  |
| 5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理   | 5  |
| 5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見               | 6  |
| 5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較            | 9  |
| 5.5 実強度の値の設定                         | 14 |
| 6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について               | 14 |
| 7. 実強度のばらつきに関する考え方                   | 15 |
| 8. まとめ                               | 16 |

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の補正工認（以下、今回工認という）における建屋（原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋）の地震応答解析においては、建屋コンクリートの実強度を用いて算定したコンクリート実剛性を採用する予定である。本資料は、原子炉建屋を含む鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析においてコンクリートの実剛性を用いることが、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・信頼性について説明するものである。

本資料では、まず、今回工認での耐震設計におけるコンクリート実強度の取り扱いについて明確にする。その上で、コンクリート実剛性の採用に関して、建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について、既工認と今回工認における差異を考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、コンクリート剛性の評価にコンクリート実強度の値を用いていることが抽出されることを確認する。その後、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。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。

## 2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて

今回工認の耐震設計にあたっては、既工認とは異なり、対象施設が設計前に現に存在していることから、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できる条件を用いて耐震設計を実施する予定である。上記条件の一つとして、原子力施設の主要構造材料であるコンクリートの剛性の評価が挙げられる。ここでは、コンクリートの剛性の評価に用いるコンクリート実強度に関して、今回工認における耐震設計上の取り扱いについて説明する。

今回工認においては評価条件を実応答に近づけるという観点から、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる予定である。ただし、評価対象部位に発生する応力が許容値以内におさまっているか否かの応力評価の検討にあたっては、設計基準強度（ $330\text{kg/cm}^2$ ： $32.3\text{N/mm}^2$ ）を用いて算定される許容値を用いて検討を行う。

### 3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について

#### 3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について

既工認で採用したコンクリートの物性値と今回工認で採用予定のコンクリートの物性値を比較し、論点となりうる項目を整理する。

地震応答解析に用いるコンクリートの物性値について、既工認及び今回工認での設定を表 3-1 に示す。表 3-1 のうち、コンクリートの単位体積重量及びヤング係数の差異については、1992 年の計量法改正において、重力単位系から国際単位系に見直されたことを受け、適用規準である学会刊行物においても単位系を国際単位系へ変更したことによるものである。以上を踏まえると、既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の主要な差異は、コンクリート剛性（ヤング係数  $E_c$ ）の評価に用いる  $F_c$  の値に、コンクリート実強度を用いていることである。

表 3-1 地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値の設定

| 材料物性値                         | 既工認   | 今回工認  |
|-------------------------------|---|---|
| コンクリート強度<br>$F_c$             | 設計基準強度<br>330【kg/cm <sup>2</sup> 】  | 実強度   |
| コンクリートの<br>単位体積重量<br>$\gamma$ | 2.3<br>【t/m <sup>3</sup> 】  | 23.5<br>【kN/m <sup>3</sup> 】  |
| ヤング係数<br>$E_c$                | $2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | $3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$<br>【N/mm <sup>2</sup> 】 |
| せん断弾性係数<br>$G_c$              | $\frac{E_c}{2(1+\nu)}$  | $\frac{E_c}{2(1+\nu)}$  |
| ポアソン比<br>$\nu$                | 0.167   | 0.2   |
| 適用規準                          | 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造<br>計算規準・同解説（1988）   | 日本建築学会：原子力施設鉄筋コンク<br>リート構造計算規準・同解説（2005）  |

### 3.2 既工認との差異についての考察

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し、構造物の耐震安全性についての検討を完了し場合によってはその結果を設計へ反映してから、構造物の構築に着手する。従って、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、建屋挙動を実応答により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している。ただし、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことから、以降でその詳細について検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。

## 4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について

6号炉及び7号炉の原子炉建屋及びタービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の地震応答解析は、多質点系曲げせん断棒モデルを用いて行う。同モデルによる地震応答解析において、解（応答値）の精度は、構造物のせん断ばね特性の精度に大きく依存し、誤差を小さく抑えるためには、せん断ばねの復元力特性（スケルトンカーブ）をできる限り精度よくモデル化する必要がある。

今回工認では、スケルトンカーブの設定にあたり、コンクリートのせん断剛性の評価に用いるコンクリート強度に実強度の値を用いる予定だが、コンクリート実強度の値は、応答値の精度に直接影響を及ぼすことから、その設定の妥当性・信頼性については十分に確認する必要があると判断し、「コンクリート実強度の値」を論点として位置づけ、その妥当性・信頼性を検討することとした。

## 5. 実強度の値の妥当性・信頼性について

### 5.1 実強度の値の設定方針

一般に、コンクリート強度は打ち込みから14日くらいまで大きく強度が増進し、材齢28日から90日くらいでほぼ安定し、材齢1年以上の長期においては緩やかに増進する傾向にあるといわれている。従って、コンクリート実強度を推定するにあたっては、データベースとして豊富なサンプル数があることから、建設時のコンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取したコア供試体の材齢91日における圧縮強度（以下、91日強度という。）をデータベースとして用いることとした。なお、柏崎刈羽原子力発電所6、7号炉の建築工事（鉄筋コンクリート工事）では、日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説（原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事）」（JASS5N）に基づく品質管理が行われており、91日強度についても、JASS5Nで定められた方法<sup>\*</sup>及び頻度により得られた試験

結果がデータベース化されている。

また、実際に実強度の数値を設定するにあたっては、コンクリートの長期的な強度増進効果に関する既往の知見や、実機から採取して得たコア強度との比較を通じて、総合的に判断することとした。

※試験方法について JASS5N では、JIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）、JIS A 1132（コンクリートの強度試験用供試体の作り方）に基づくことが指定されている。

## 5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理

6号炉及び7号炉原子炉建屋の建設時におけるコア供試体の91日強度試験の統計値を表5-1に示す。本統計値は、6号炉及び7号炉原子炉建屋の各階、各部位ごとに打設の際に採取した供試体から得られており、十分な数のデータから算出されているため、建屋コンクリートの平均的な91日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。なお、表5-1(c)より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の打設後91日のコンクリート強度は平均で445kg/cm<sup>2</sup>であり、その標準偏差は30.3kg/cm<sup>2</sup>である。

表 5-1 建設時コンクリートの91日強度データの統計値

(a) 6号炉原子炉建屋

| 打設箇所      | 平均値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 標準偏差<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最大値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最小値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 中央値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | データ数<br>【個】 |
|-----------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------|
| B3F,MB3F  | 437                          | 25.4                          | 510                          | 403                          | 433                          | 41          |
| B2F       | 425                          | 23.8                          | 483                          | 344                          | 426                          | 65          |
| B1F,MB1F  | 431                          | 34.5                          | 518                          | 376                          | 422                          | 69          |
| 1F        | 468                          | 16.8                          | 490                          | 430                          | 473                          | 67          |
| 2F        | 453                          | 25.6                          | 493                          | 366                          | 456                          | 48          |
| 3F        | 439                          | 19.8                          | 471                          | 358                          | 444                          | 74          |
| 4F,M4F,RF | 465                          | 21.4                          | 547                          | 428                          | 465                          | 82          |
| 全体        | 446                          | 29.0                          | 547                          | 344                          | 447                          | 446         |

(b) 7号原子炉建屋

| 打設箇所      | 平均値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 標準偏差<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最大値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最小値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 中央値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | データ数<br>【個】 |
|-----------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------|
| B3F       | 476                          | 14.9                          | 494                          | 423                          | 479                          | 51          |
| B2F       | 460                          | 26.4                          | 496                          | 404                          | 472                          | 55          |
| B1F,MB1F  | 427                          | 16.8                          | 475                          | 400                          | 425                          | 62          |
| 1F        | 460                          | 20.0                          | 493                          | 403                          | 465                          | 59          |
| 2F        | 460                          | 24.9                          | 489                          | 389                          | 466                          | 45          |
| 3F        | 422                          | 20.6                          | 477                          | 372                          | 426                          | 45          |
| 4F,M4F,RF | 418                          | 28.7                          | 473                          | 365                          | 422                          | 97          |
| 全体        | 443                          | 31.7                          | 496                          | 365                          | 442                          | 414         |

(c) 6号炉及び7号炉原子炉建屋全体

| 打設箇所     | 平均値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 標準偏差<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最大値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 最小値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 中央値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | データ数<br>【個】 |
|----------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------|
| B3F,MB3F | 459                          | 28.1                          | 510                          | 403                          | 466                          | 92          |
| B2F      | 441                          | 30.6                          | 496                          | 344                          | 439                          | 120         |
| B1F,MB1F | 429                          | 27.5                          | 518                          | 376                          | 425                          | 131         |
| 1F       | 464                          | 18.7                          | 493                          | 403                          | 470                          | 126         |
| 2F       | 457                          | 25.4                          | 493                          | 366                          | 458                          | 93          |
| 3F       | 432                          | 21.5                          | 477                          | 358                          | 434                          | 119         |

|           |     |      |     |     |     |     |
|-----------|-----|------|-----|-----|-----|-----|
| 4F,M4F,RF | 440 | 34.8 | 547 | 365 | 446 | 179 |
| 全体        | 445 | 30.3 | 547 | 344 | 446 | 860 |

### 5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見

前述の通り、一般的にはコンクリート強度は打ち込み後 90 日程度でほぼ安定し、材齢 1 年以上の長期においては緩やかに増進することが知られている。ここでは、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し、コンクリート強度の経年による影響について検討する。

6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートの調合に用いている材料のうち、普通コンクリートと異なる点は、混和材としてフライアッシュを用いていることである。コンクリートの強度発現はセメントの水和反応に伴う物性変化であるため、水とセメントの割合（水セメント比：W/C）に大きく依存する。さらに、混和材としてフライアッシュを用いた場合、ポゾラン反応によりセメントの水和生成物と類似した化合物を生成し、コンクリートの耐久性や水密性を高めることにつながる。以上を踏まえると、コンクリートの強度発現に影響を及ぼす要因として、水セメント比及び水結合材比（水とセメント及びフライアッシュの割合：W/(C+F)）が挙げられることから、本検討においては、水セメント比及び水結合材比に着目して文献を抽出し整理を行った。コンクリート強度の経年変化に関する文献の一覧を表 5-2 に、文献の抽出フローを図 5-1 に示す。

表 5-2 コンクリート強度の経年変化に関する文献一覧

| No. | 文献名<br>(出典)   | 著者名                   | FA<br>有無 | 水セメ<br>ント比 | 水結合<br>材比     | セメント<br>種類 |
|-----|---|-----------------------|----------|------------|---------------|------------|
| 1   | コンクリートの長期物性モニタリング試験<br>(日本建築学会技術報告集 第 13 号 9-14 2001)                               | 尾崎昌彦 大藤信雄<br>北川高史 小野香 | 有        | 47.9%      | 39.0%         | 中庸熟        |
| 2   | 10 年曝露した FAIII 種コンクリートのコア供試体の強度<br>特性及び中性化性状 (コンクリート工学年次論文集,<br>Vol.31, No.1, 2009) | 岡野智久 山地功二<br>橋本親典 渡辺健 | 有        | 56~<br>66% | 40~<br>62%    | 普通         |
| 3   | 10 年屋外曝露したフライアッシュを使用したコンクリ<br>ートの性状 (コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1,<br>2007)          | 安田正雪 阿部道彦<br>千歩修 小山智幸 | 有        | 27~<br>78% | 27,40,<br>55% | 普通         |
| 4   | 材齢 10 年以上を経過した高強度コンクリートの強度性<br>状に関する研究【基盤】(平成 20 年度に終了した研究開<br>発)                   | 古賀純子                  | 無        | 22,27<br>% | —             | 不明         |
| 5   | 長期材齢における高強度コンクリートの圧縮強度と弾性<br>係数の関係に関する研究 (日本建築学会大会学術講演梗<br>概集, 2000)                | 中村則清 真野孝次<br>池永博威     | 無        | 25~<br>65% | —             | 普通         |
| 6   | 32 年経過した早強ポルトランドセメントコンクリート<br>の強度・中性化 (日本建築学会大会学術講演梗概集, 2003)                       | 依田彰彦 横室隆              | 無        | 57%        | —             | 早強         |
| 7   | 40 年経過した高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート<br>の長期性状 (日本建築学会関東支部研究報告集 I, 2015)                       | 彦根俊海 尾作勇介<br>阿部道彦     | 無        | 72%        | —             | 高炉         |
| 8   | 45 年経過した混合セメントコンクリートの長期強度発<br>現性について (コンクリート工学論文集, 第 23 巻第 2<br>号, 2012)            | 植木康知 大塚勇介<br>平本真也 檀康弘 | 有        | 58~86<br>% | 58~<br>65%    | 高炉         |

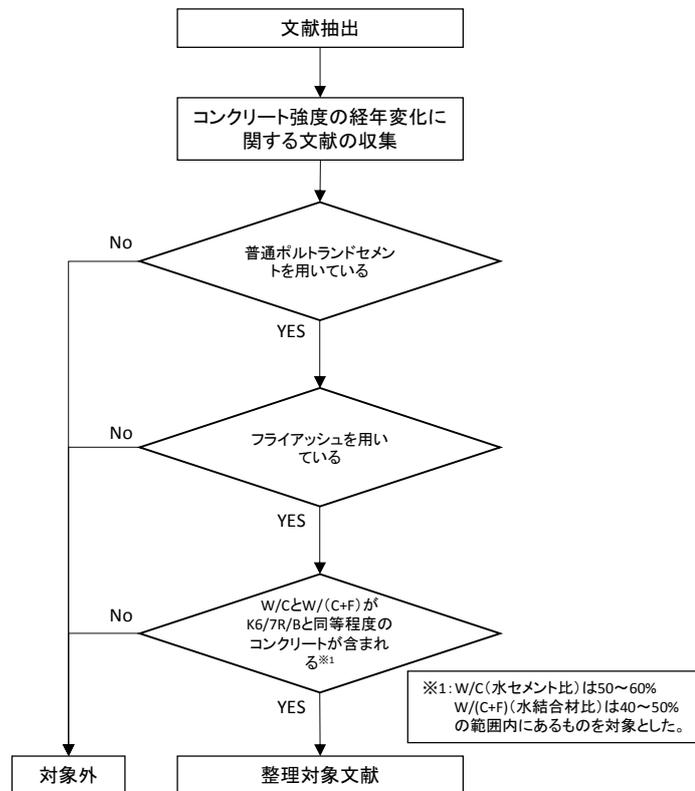


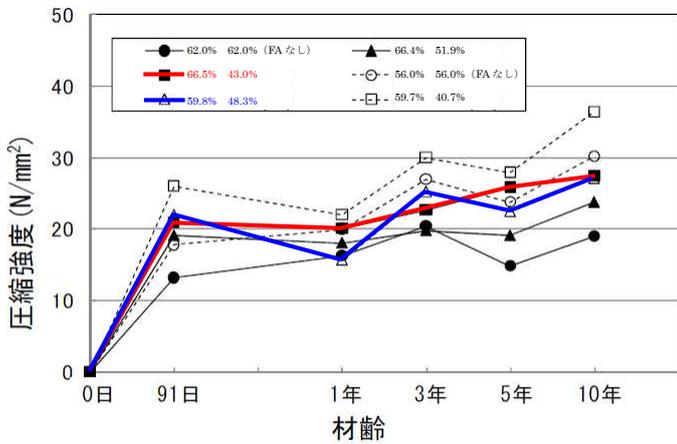
図 5-1 コンクリート強度の経年変化に関する文献の抽出フロー

図 5-1 のフローにより整理対象となる文献は、表 5-1 中の No.2, No.3 の文献である。表 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートと対象文献におけるコンクリートの使用材料及び水結合材比の比較を、図 5-2 に対象文献における水セメント比、水結合材比ごとの圧縮強度の経年変化を示す。図 5-2 (a) ~ (c) より、フライアッシュを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化は、打設時期に関わらず 91 日以降 10 年目まで概ね緩やかに増進しており、その増加率は 91 日強度に対して約 1.2~1.4 倍程度になっていることが伺える。また図 5-2 (d) より、水結合材比の過多に関わらず、程度は異なるものの長期的な強度の増進効果は表れていることが分かる。

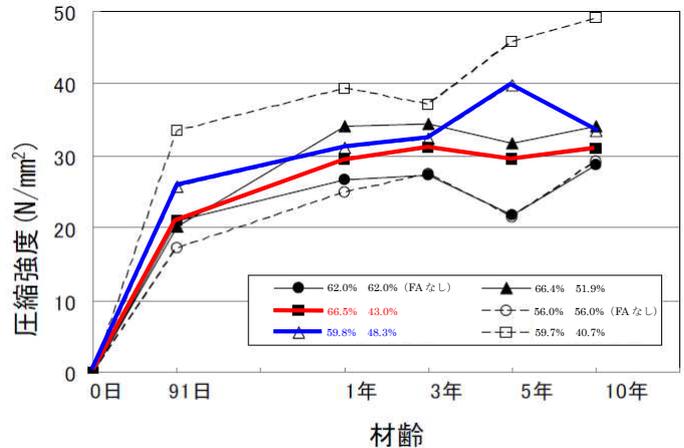
各文献における水セメント比及び水結合材比は、6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため、強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから、当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても、材齢 91 日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると、既往の知見から得られた材齢 91 日から 10 年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）の値は、約 500kg/cm<sup>2</sup> 程度となる。

表 5-3 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

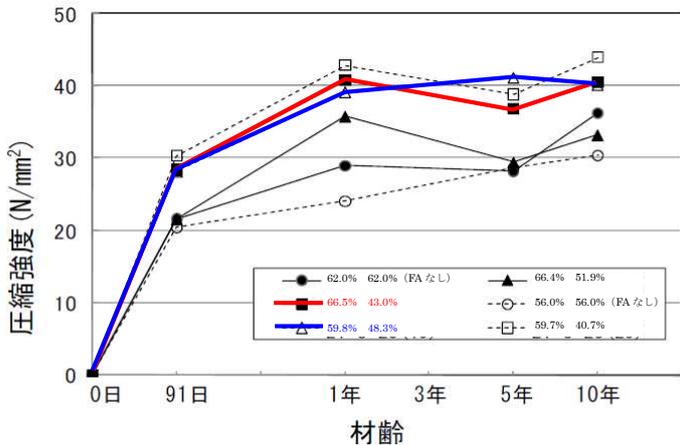
|            | 使用材料         |         | 水セメント比 (%) | 水結合材比 (%)  |
|------------|--------------|---------|------------|------------|
|            | セメント         | 混和材     |            |            |
| 6号炉<br>7号炉 | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 50 ~ 60    | 40 ~ 50    |
| 文献 No.2    | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 56 ~ 66    | 40 ~ 62    |
| 文献 No.3    | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 27 ~ 78    | 27, 40, 55 |



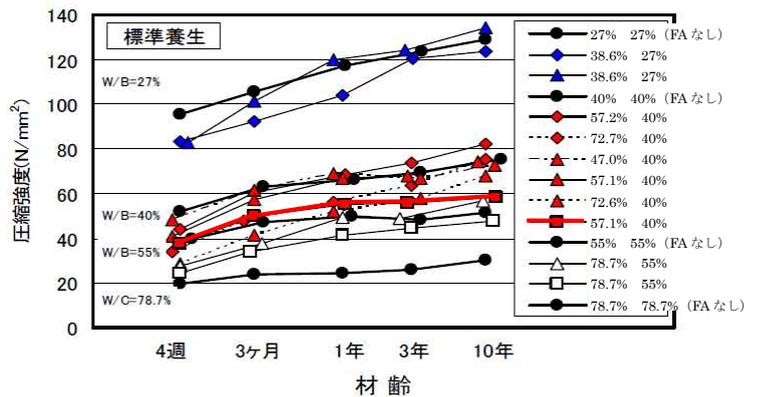
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(b) 打設時期の影響：秋期打設



(c) 打設時期の影響：冬期打設



(d) 水結合材比の影響

図 5-2 コンクリート圧縮強度の経年変化  
(文献 No.2, No.3 より抜粋，一部加筆修正※2,3,4)

※2：凡例は，左：水セメント比，右：水結合材比の順に示す。

※3：上記のうち，論文中に直接記載のない値については，各単位量から算定した値を記載している。

※4：グラフ中の色付きで示す線は、K6/7と同程度の水セメント比、水結合比を有し、かつ、混和材にフライアッシュを使用しているコンクリートを示す。

#### 5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較

長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度  $500\text{kg/cm}^2$  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検討した。図 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の経年後（約 10 年）のコア強度と、強度増進を考慮して得られる推定実強度との比較を示す。また、各建屋におけるコアの採取位置及び試験実施日を表 5-4 に示す。

図 5-3 より、長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度の値は、サンプル数が少ないという問題はあるものの、経年後のコア強度の平均値と概ね同等であることを確認した。

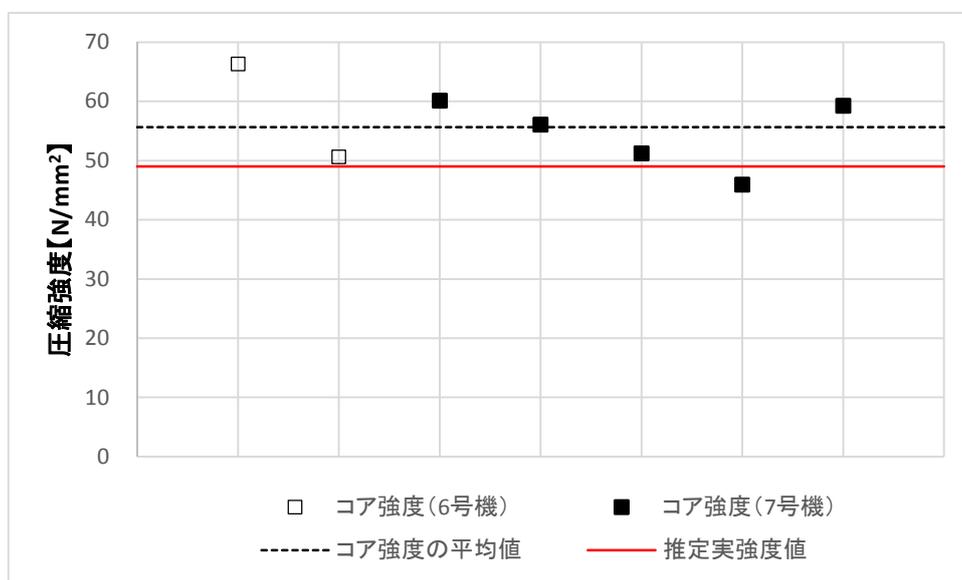
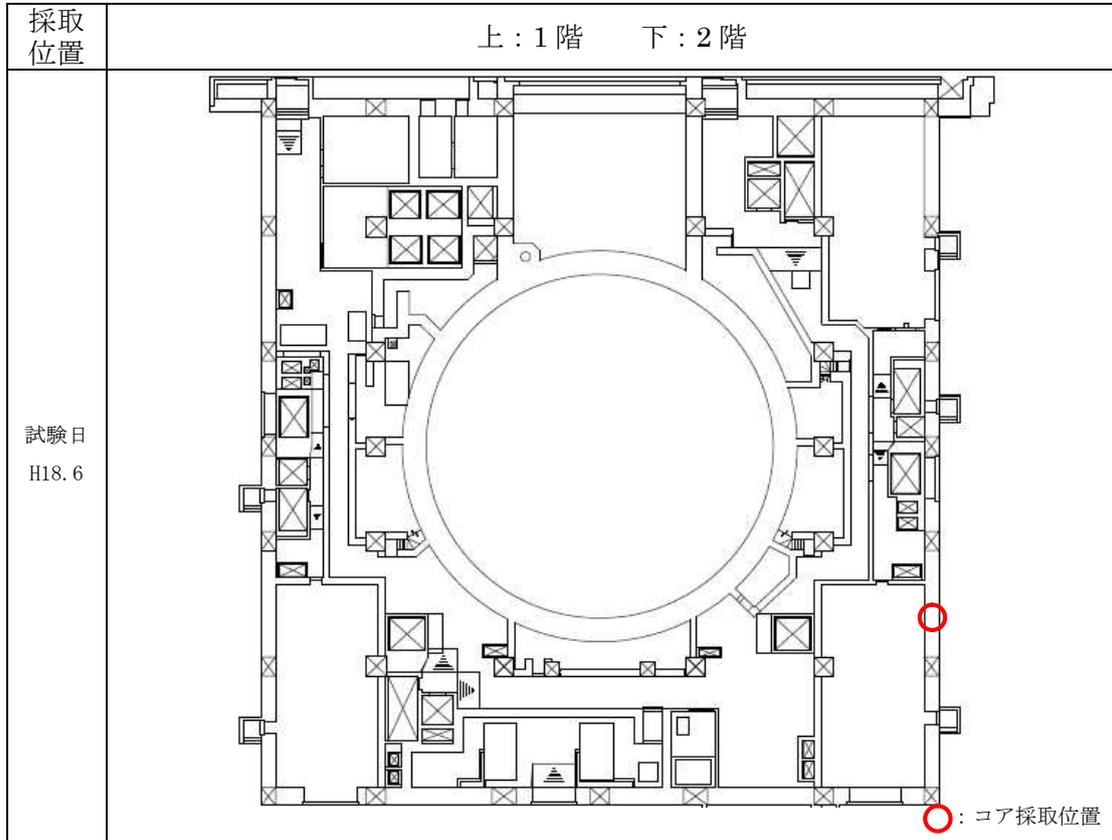
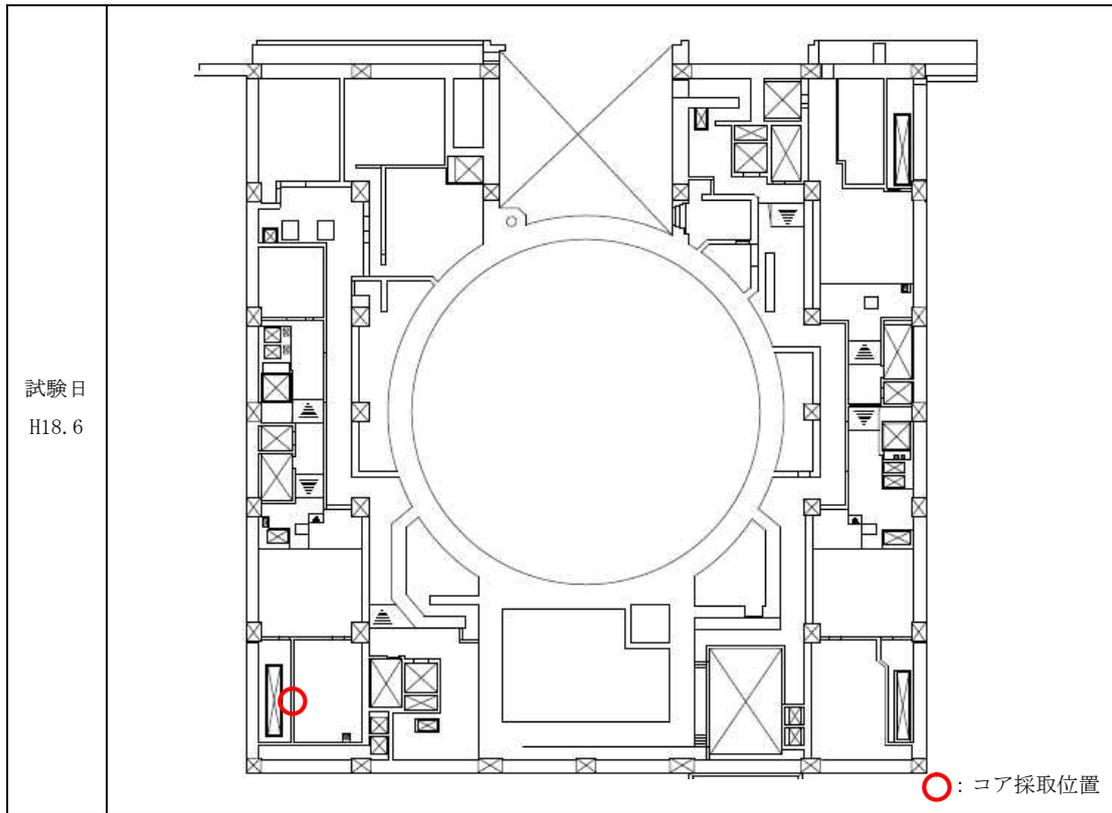


図 5-3 コア強度との比較

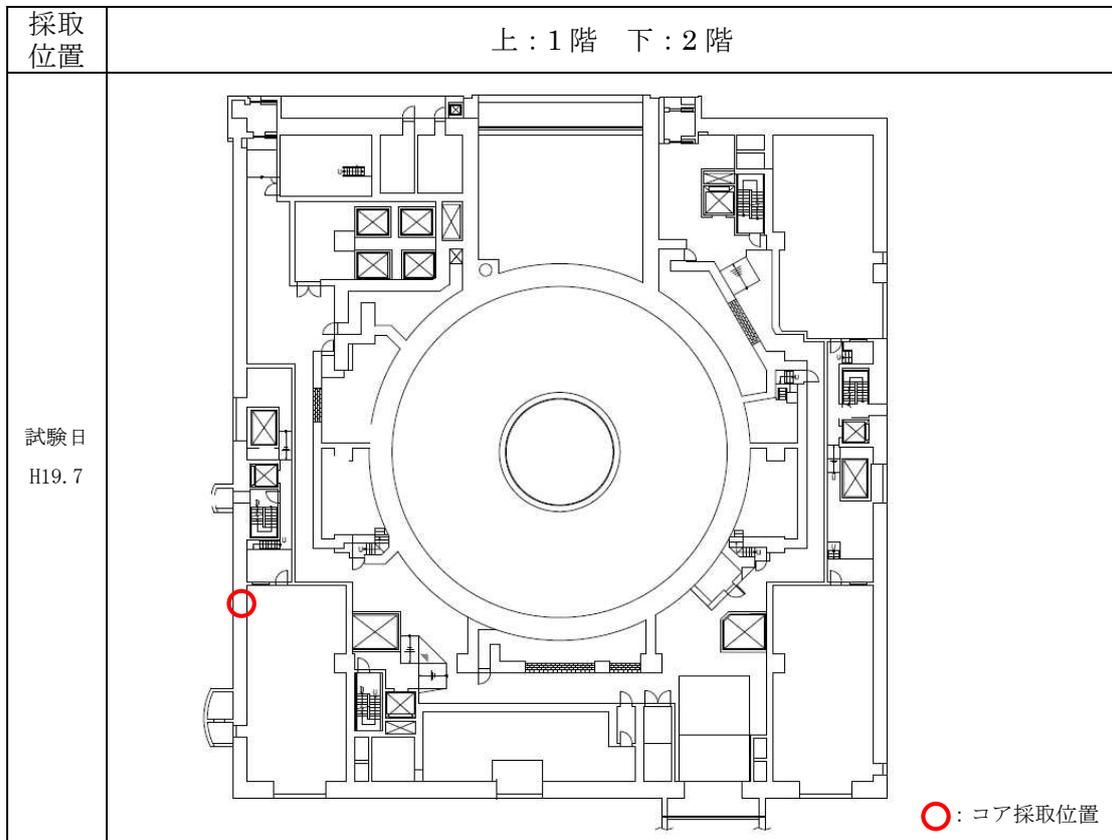
表 5-4 コア採取位置

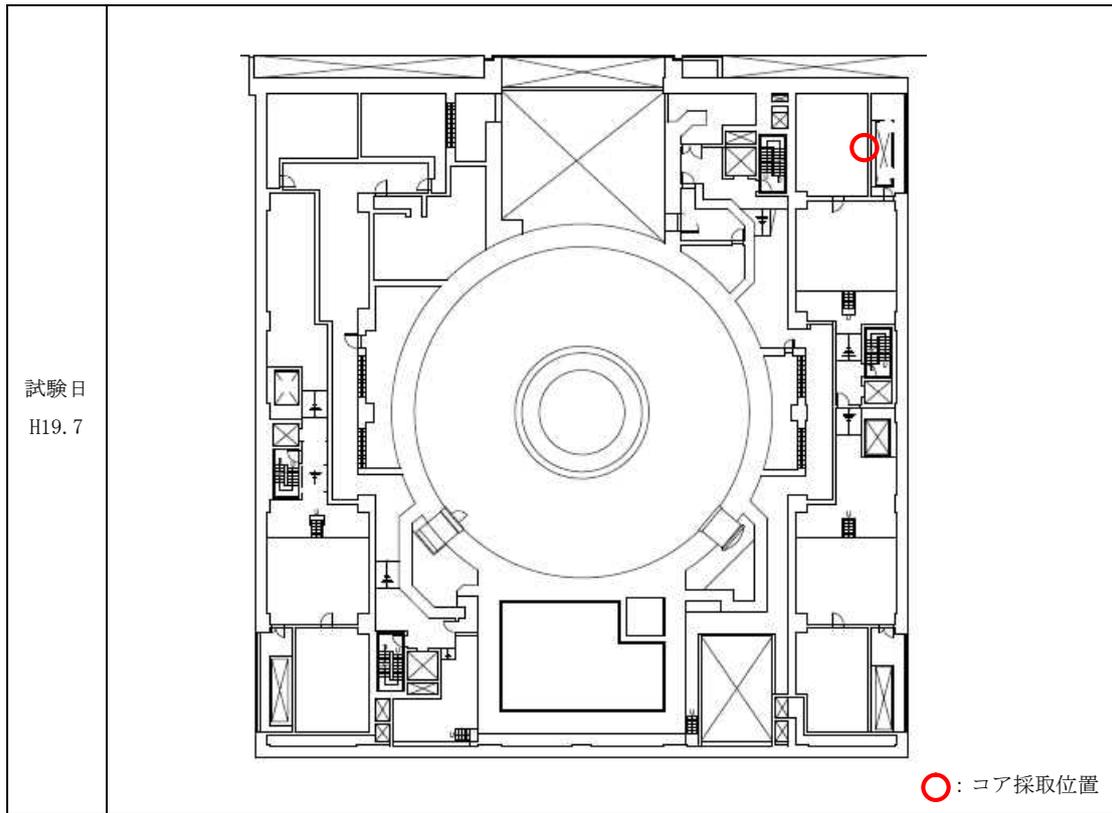
(a) 6号原子炉建屋



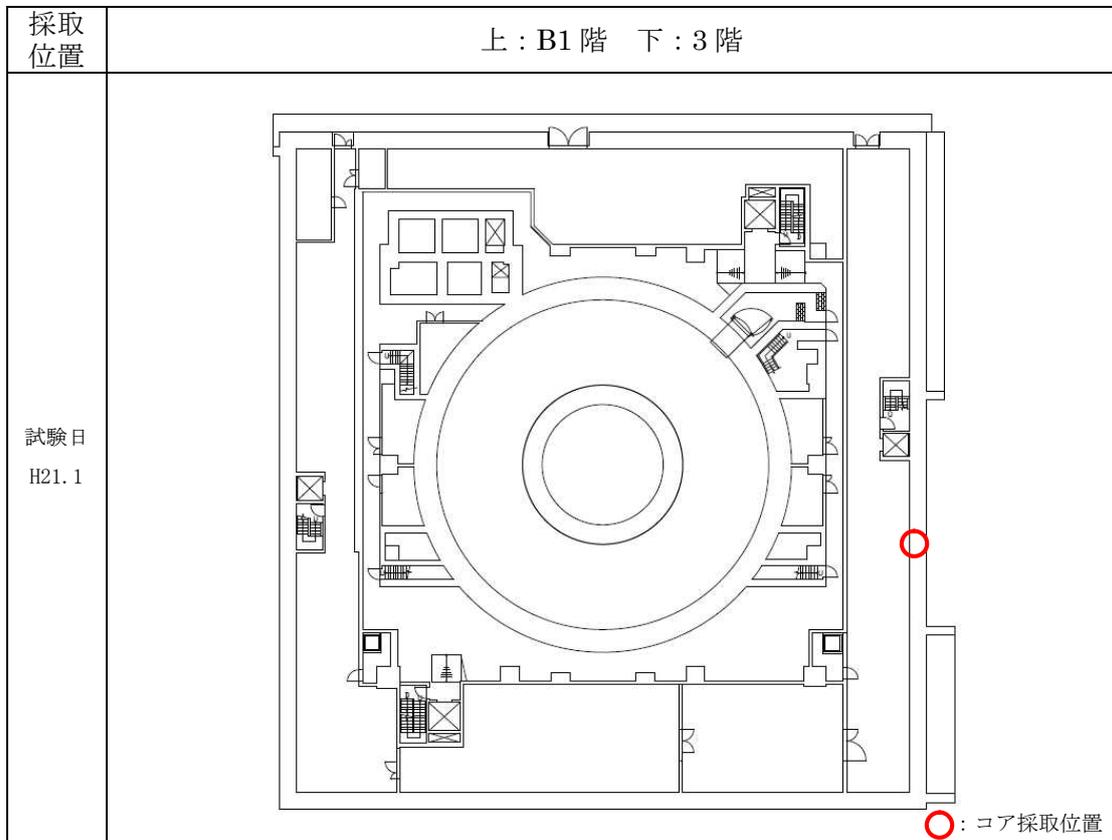


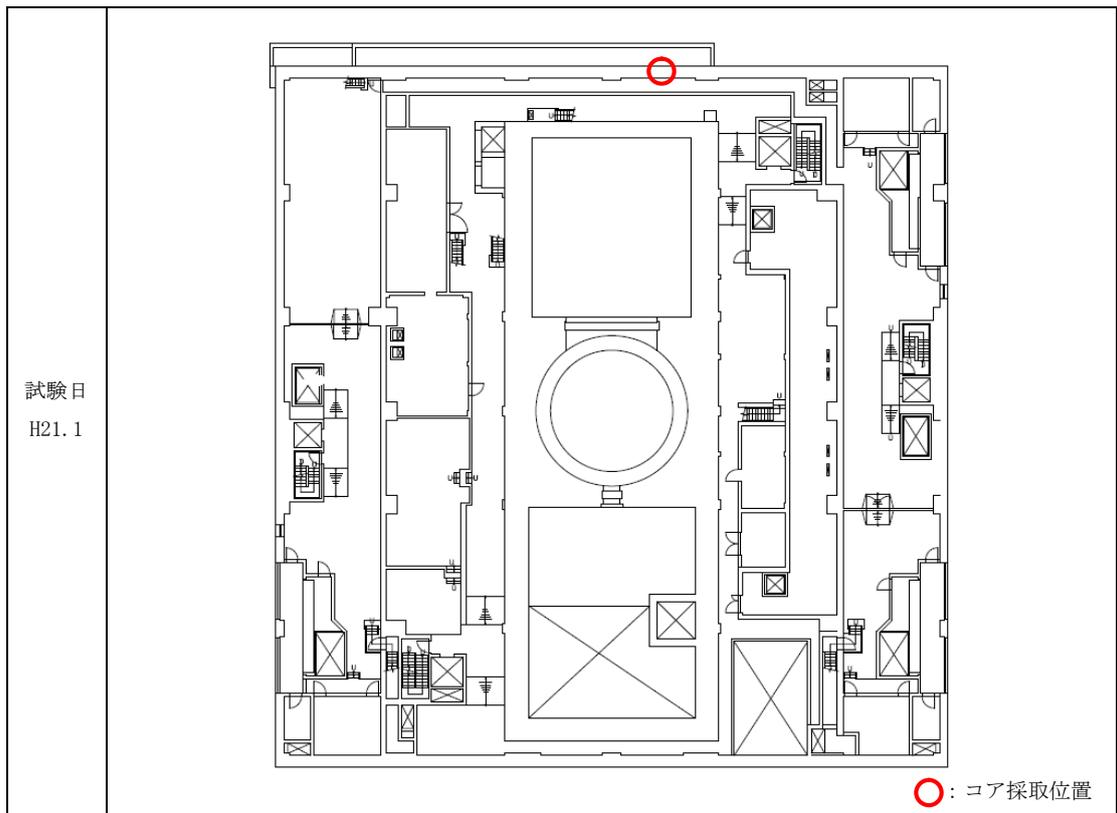
(b) 7号原子炉建屋



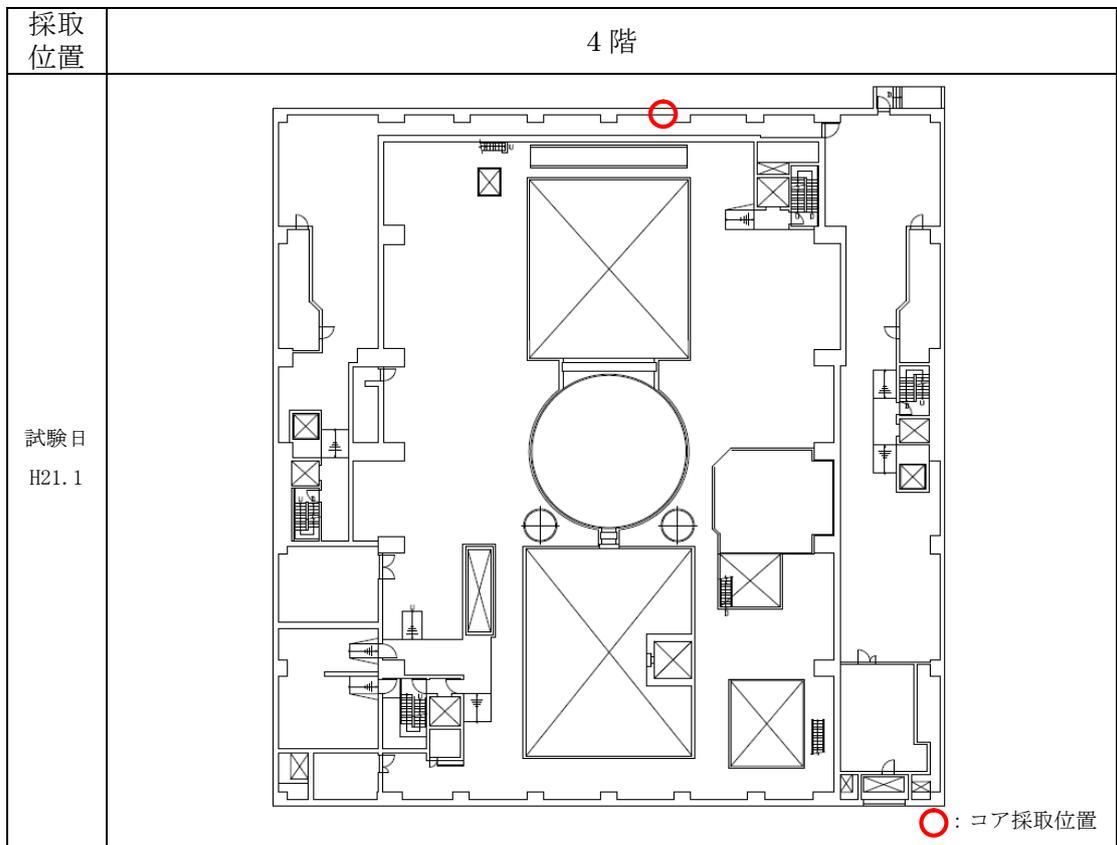


(c) 7号原子炉建屋





(d) 7号原子炉建屋



## 5.5 実強度の値の設定

6号炉及び7号炉原子炉建屋については、建設後約20年経過しており、経年後のコンクリート強度に関する既往の知見や実機から直接採取したコア強度の値を鑑みても、建設時コンクリートの91日強度に対してある程度強度増進していることが推察される。一方で、強度増進効果を考慮する際に必要となる増加率の値に関しては、既往の文献において詳細な考察はなされておらず、コンクリートの養生場所や温度等の環境条件により変動することが考えられる。また、実機から直接採取したコア強度の値については、現状ではサンプル数が少ないため、妥当性・信頼性に欠ける。

以上を踏まえ、今回工認で用いるコンクリート実強度の値については、経年によるコンクリート強度の増進効果を見做ることとし、妥当性・信頼性の観点からサンプルの数と種類が豊富な91日強度を基に設定することとした。

表5-1より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の91日強度の平均値はそれぞれ、446kg/cm<sup>2</sup>、443kg/cm<sup>2</sup>であり、両建屋のデータをまとめて処理した場合の平均値は445kg/cm<sup>2</sup>であることから、今回工認で採用するコンクリート実強度の値としては、保守的に評価して有効数字3桁を切り下げ、440kg/cm<sup>2</sup> (43.1N/mm<sup>2</sup>) という値を用いることとした。また、ばらつきについては、標準偏差の平均値を参考に30kg/cm<sup>2</sup> (2.94N/mm<sup>2</sup>) とした。

## 6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について

今回工認においては、6号炉及び7号炉原子炉建屋に加えて、同タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋についても、地震応答解析においてコンクリート実剛性を採用する予定である。ここでは、原子炉建屋について設定した実強度の値が、原子炉建屋以外の建屋についても適用可能であるかを検討する。

表6-1に、原子炉建屋及び原子炉建屋以外の建屋のコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比を示す。原子炉建屋以外の建屋については、原子炉建屋と同じ設計基準強度でほぼ同時期に同じ発電所構内に建設されており、コンクリートの調合も概ね同等であることや建屋の経年環境もほぼ同等であることを踏まえると、材齢91日からの強度の増進については原子炉建屋と同程度の効果が期待できると考えられる。

各建屋の91日強度データの整理結果を表6-2に示す。表6-2より、どの建屋においても91日強度の平均値は原子炉建屋で設定した実強度の値(440kg/cm<sup>2</sup>)と同程度であり、建設時期や経年環境が同等であることを踏まえると、原子炉建屋で設定した実強度の値を用いることは妥当であると考えられる。なお、標準偏差についても、全ての建屋において原子炉建屋のそれとほぼ同等になっていることが確認できる。

表6-1 各建屋の使用材料、水セメント比及び水結合材比

| 建屋 | 使用材料 |     | 水セメント比<br>【%】 | 水結合材比<br>【%】 |
|----|------|-----|---------------|--------------|
|    | セメント | 混和材 |               |              |
|    |      |     |               |              |

|           |                  |         |       |       |
|-----------|------------------|---------|-------|-------|
| 6号炉原子炉建屋  | 普通ポルトランド<br>セメント | フライアッシュ | 50～60 | 40～50 |
| 7号炉原子炉建屋  |                  |         |       |       |
| 6号炉タービン建屋 |                  |         |       |       |
| 7号炉タービン建屋 |                  |         |       |       |
| コントロール建屋  |                  |         |       |       |
| 廃棄物処理建屋   |                  |         |       |       |

表 6-2 原子炉建屋以外の建屋における 91 日強度データの統計値

| 建屋            | 平均値<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | 標準偏差<br>【kg/cm <sup>2</sup> 】 | データ数<br>【個】 |
|---------------|------------------------------|-------------------------------|-------------|
| 6号炉タービン建屋     | 455                          | 28.6                          | 531         |
| 7号炉タービン建屋     | 449                          | 30.5                          | 453         |
| コントロール建屋      | 442                          | 32.0                          | 123         |
| 廃棄物処理建屋       | 450                          | 31.0                          | 245         |
| (参考) 6号炉原子炉建屋 | 446                          | 29.0                          | 446         |
| (参考) 7号炉原子炉建屋 | 443                          | 31.7                          | 414         |

## 7. 実強度のばらつきに関する考え方

今回工認では、建屋の地震応答解析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る。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、ここでは、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討する。

コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較を表 7-1 に示す。先行電力では、一般的に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ていることから、不確かさとしては実強度を考慮することとしている。一方、今回工認においては、基本ケースとして実強度を用いており、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。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  $\pm 1\sigma^{*5}$  を考慮することとした。さらに保守的な評価として、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  $-2\sigma^{*5}$ )を、プラス側については、実機のコア強度の平均値である  $568\text{kg/cm}^2$  ( $55.7\text{N/mm}^2$ ) を設計上考慮し、地震応答解析における保守性を確保することとした。

※5:  $\sigma = 30\text{kg/cm}^2$  とする。

表 7-1 地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ検討の考え方

| 地震応答解析モデル | 先行電力   | 今回工認 |
|-----------|--------|------|
| 基本ケース     | 設計基準強度 | 実強度  |

|         |     |   |
|---------|-----|---|
|         |     | 440kg/cm <sup>2</sup><br>(43.1N/mm <sup>2</sup> )   |
| 不確かさケース | 実強度 | ・ばらつき：±1σ<br>470kg/cm <sup>2</sup> , 410kg/cm <sup>2</sup><br>(46.1N/mm <sup>2</sup> , 40.2N/mm <sup>2</sup> )<br><br>・保守性<br>プラス側：568kg/cm <sup>2</sup><br>(55.7N/mm <sup>2</sup> )<br>マイナス側：380kg/cm <sup>2</sup><br>(37.3N/mm <sup>2</sup> ) |

## 8. まとめ

今回工認における建屋の地震応答解析に用いるコンクリート物性値について、既工認と今回工認での設定の差異を整理した。その際、地震応答解析の解（応答値）の精度に直接影響を及ぼすコンクリート実強度の値を論点として抽出した。その上で、コンクリート実強度の設定の考え方や用いたデータベースについて整理し、既往の知見やデータと比較した結果、設定した実強度の値が妥当性・信頼性を有していることを確認した。

設定したコンクリートの各物性値を表 8-1 に示す。

表 8-1 設定したコンクリート物性値

|           |   |
|-----------|---|
| コンクリート実強度 | 440kg/cm <sup>2</sup><br>(43.1N/mm <sup>2</sup> ) |
| ヤング係数     | 2.88×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>            |
| せん断弾性係数   | 1.20×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>            |

### <参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2006
- [2] 日本建築学会：構造体コンクリートの品質に関する研究の動向と問題点，2008
- [3] 岡野 他：10年曝露したFAⅢ種コンクリートのコア供試体の強度特性及び中性化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.1,2009

- [4] 安田 他：10年屋外暴露したフライアッシュを使用したコンクリートの性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29,No.1,2007

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

## 目次

|                                 |   |
|---------------------------------|---|
| 1. 概要                           | 1 |
| 2. 補助壁の選定                       | 2 |
| 2.1 補助壁の選定方針                    | 2 |
| 2.2 補助壁の選定結果                    | 4 |
| 3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針 | 6 |
| 3.1 せん断スケルトンカーブ                 | 6 |
| 3.2 曲げスケルトンカーブ                  | 7 |
| 4. 設計手法としての妥当性                  | 8 |
| 5. まとめ                          | 8 |

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

参考資料-1 補助壁の維持管理について

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6/7 号炉の補正工認（以下、「今回工認」という）においては、地震応答解析モデルで考慮する建屋剛性に、設計時には耐震要素として考慮できなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する予定である。

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の既工認（以下、「既工認」という）で考慮した耐震壁と今回工認で新たに考慮する補助壁の扱いの差異及び耐震性評価における考え方について整理し、その上で耐震要素として補助壁を考慮することの設計手法としての妥当性を判断する。

## 2. 補助壁の選定

### 2.1 補助壁の選定方針

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は耐震要素として考慮可能な壁を補助壁として位置づけ、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）を参考にした。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り、「算定外の規定」の記載を踏まえ、表 2-1 に示す選定条件を設定することとした。表 2-1 を踏まえた具体的な選定プロセスを、図 2-1 にフロー図として示す。

表 2-1 補助壁の選定条件

| 項目      | RC-N 規準<br>(算定外の規定)                             | 補助壁の選定条件   | 【参考】耐震壁の選定条件 (既工認)                           |
|---------|---|--|--|
| 壁厚・内法高さ | ・壁の厚さは 200mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上              | ・壁の厚さは <b>300mm</b> 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上          | 同左   |
| せん断補強筋比 | ・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.25%以上           | 同左   | ・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ <b>0.6%</b> 以上 |
| 壁筋      | ・複筋配置<br>・D13 以上の異形鉄筋を用い, 壁の見付面に関する間隔は 300mm 以下 | 同左   | 同左   |
| その他条件   |   | ・下階まで壁が連続している, もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁 | ・基礎スラブから連続して立ち上がっている壁                        |
|         |   | ・フレーム構面外でも上記を満たす壁                                  | ・フレーム構面内 (柱, 梁間) の壁                          |

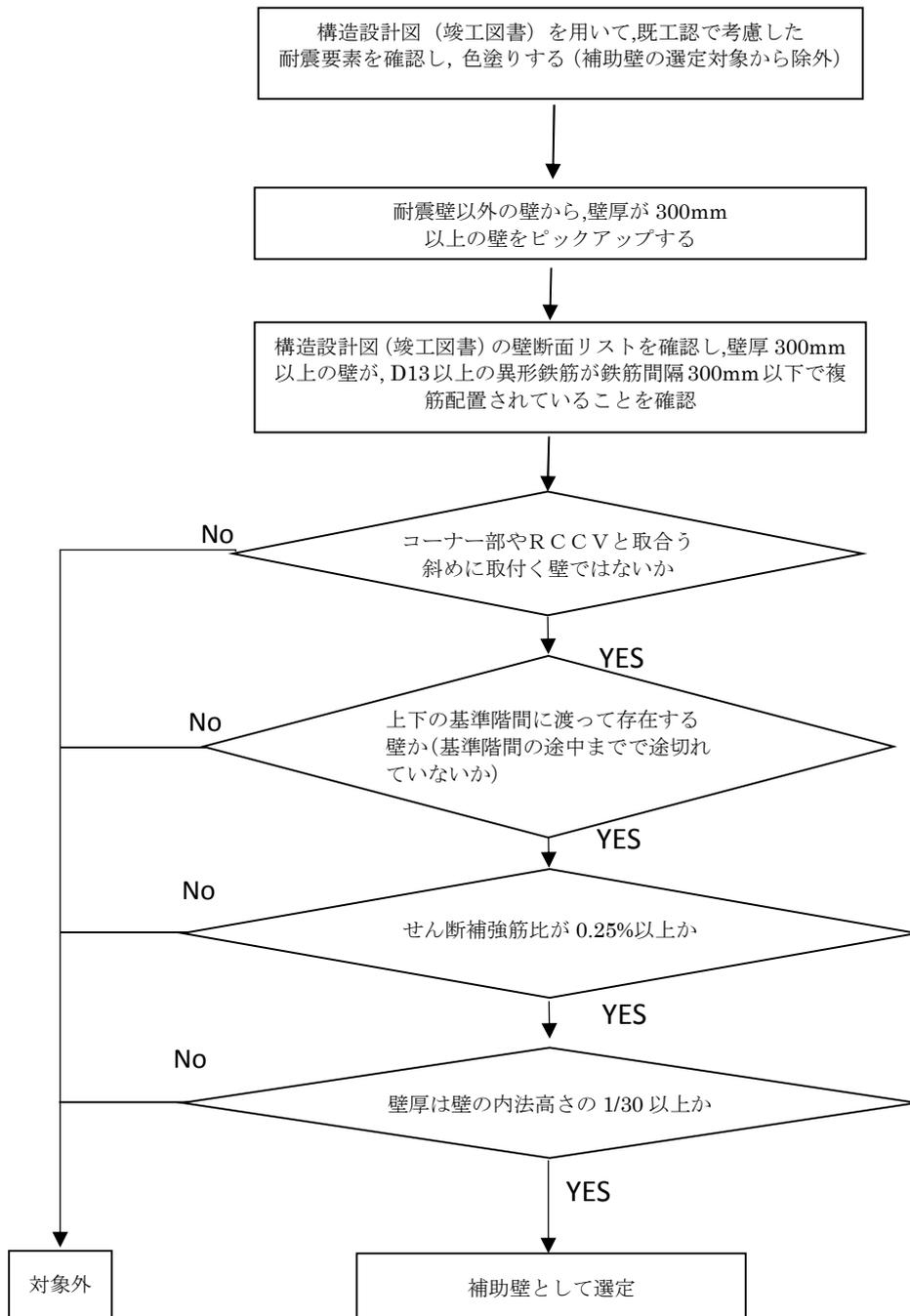


図 2-1 補助壁の選定プロセス

## 2.2 補助壁の選定結果

表 2-1 で示した考え方に基づき、耐震要素として考慮する補助壁の選定を実施した。

新たに補助壁として剛性を考慮した壁の断面積と耐震壁として従来より考慮していた分の断面積について整理した結果を、6号炉原子炉建屋を表 2-2 に、7号炉原子炉建屋を表 2-3 示す。(耐震壁+補助壁)/耐震壁の比率は約 1.1~1.7 程度であり、数字が大きくなっている部分は燃料プールや蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁を補助壁として算定したことに起因している。考慮した補助壁の範囲(概要図)については添付資料-1 及び添付資料-2 に示す。

表 2-2 補助壁の評価結果 (6号炉原子炉建屋) ※1

| T.M.S.L.<br>(m) | 階     | 耐震壁            |                | 補助壁            |                | 耐震壁+補助壁        |                | 比率<br>(今回工認/既工認) |       |
|-----------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|-------|
|                 |       | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向            | EW 方向 |
|                 |       | m <sup>2</sup> |                  |       |
| 49.7            | 屋上階   | 41.0           | 54.7           | 0.0            | 0.0            | 41.0           | 54.7           | 1.00             | 1.00  |
| 38.2            | クレーン階 | 82.4           | 122.6          | 0.0            | 0.0            | 82.4           | 122.6          | 1.00             | 1.00  |
| 31.7            | 4階    | 231.3          | 273.2          | 70.7           | 137.3          | 302.0          | 410.5          | 1.31             | 1.50  |
| 23.5            | 3階    | 213.6          | 209.4          | 22.1           | 146.4          | 235.7          | 355.8          | 1.10             | 1.70  |
| 18.1            | 2階    | 220.3          | 231.7          | 86.2           | 85.0           | 306.5          | 316.7          | 1.39             | 1.37  |
| 12.3            | 1階    | 260.8          | 274.7          | 52.4           | 40.9           | 313.2          | 315.6          | 1.20             | 1.15  |
| 4.8             | 地下1階  | 280.8          | 288.2          | 40.5           | 106.6          | 321.3          | 394.8          | 1.14             | 1.37  |
| -1.7            | 地下2階  | 336.3          | 340.1          | 64.9           | 78.7           | 401.2          | 418.8          | 1.19             | 1.23  |
| -8.2            | 地下3階  |                |                |                |                |                |                |                  |       |

※1: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

表 2-3 補助壁の評価結果（7号炉原子炉建屋）※2

| T.M.S.L.<br>(m) | 階      | 耐震壁            |                | 補助壁            |                | 耐震壁+補助壁        |                | 比率<br>(今回工認/既工認) |       |
|-----------------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|-------|
|                 |        | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向          | EW 方向          | NS 方向            | EW 方向 |
|                 |        | m <sup>2</sup> |                  |       |
| 49.7            | 屋上階    | 41.0           | 54.7           | 0.0            | 0.0            | 41.0           | 54.7           | 1.00             | 1.00  |
| 38.2            | クレーン階  | 83.0           | 122.9          | 0.0            | 0.0            | 83.0           | 122.9          | 1.00             | 1.00  |
| 31.7            | 4 階    | 231.8          | 267.7          | 75.7           | 124.0          | 307.5          | 391.7          | 1.33             | 1.46  |
| 23.5            | 3 階    | 214.5          | 207.3          | 31.0           | 147.3          | 245.5          | 354.6          | 1.14             | 1.71  |
| 18.1            | 2 階    | 215.8          | 228.9          | 71.2           | 145.2          | 287.0          | 374.1          | 1.33             | 1.63  |
| 12.3            | 1 階    | 261.9          | 275.8          | 57.7           | 55.7           | 319.6          | 331.5          | 1.22             | 1.20  |
| 4.8             | 地下 1 階 | 281.9          | 288.2          | 34.1           | 103.3          | 315.7          | 391.5          | 1.12             | 1.36  |
| -1.7            | 地下 2 階 | 337.2          | 343.6          | 72.7           | 80.3           | 409.9          | 423.9          | 1.22             | 1.23  |
| -8.2            | 地下 3 階 |                |                |                |                |                |                |                  |       |

※2: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

### 3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針

地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針を以下で説明する。

#### 3.1 せん断スケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンカーブは、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、JEAG4601-1991 追補版で評価される第1折れ点で降伏する、完全弾塑性型のスケルトンカーブとして評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについては JEAG4601-1991 追補版の記載による値を採用する方針としている。耐震壁及び補助壁のせん断に関するスケルトンカーブの概念図を図 3-1 に示す。

補助壁のせん断スケルトンカーブを完全弾塑性型とした理由は、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- JEAG4601-1991 追補版におけるせん断スケルトンカーブの終局点の評価法は BOX 壁、円筒壁、I型壁の実験結果に基づいており、直交壁が存在しない壁の場合は、直交する壁の効果を見込まないような終局点の評価方法を適用する必要があると考えられるが、補助壁については、直交壁が存在しない場合も多いことから、JEAG4601-1991 追補版の終局点の評価法を採用すると過剰にせん断応力の負担を期待するようなスケルトンカーブとなる場合があること。
- 補助壁の鉄筋比は耐震壁と比べて小さい場合が多く、鉄筋によるせん断力の負担が生じる第一折れ点以降のせん断応力の負担については補助壁分の寄与が小さいと考えられることから、第一折れ点まで補助壁の効果を考慮することにより、補助壁による効果を踏まえた応答性状になると考えられること。

また、実際の地震応答解析は、複数の耐震壁と補助壁のスケルトンカーブを軸毎に集約した合算後のスケルトンカーブを用いて解析を実施している。スケルトンカーブの集約方法の詳細を添付資料-3 に示す

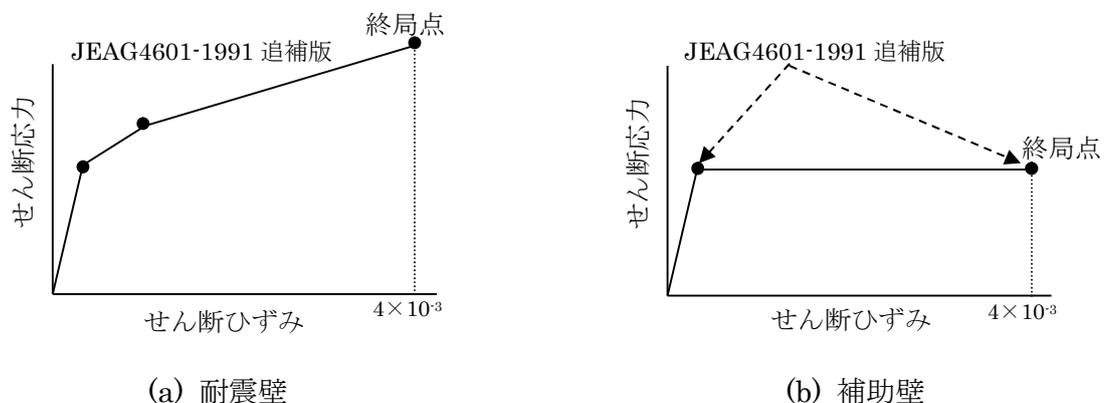


図 3-1 せん断に関するスケルトンカーブの概念図

### 3.2 曲げスケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げスケルトンカーブは、せん断スケルトンカーブと同様に JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、その影響を無視する方針である。

曲げスケルトンカーブの算定時に補助壁の影響を無視することとしたのは、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- ・補助壁として新たに考慮した壁のうち、燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁については、EW 方向の解析モデルの曲げ剛性への影響は大きいと考えられるため、建屋質点系モデルにおける建屋質点間を繋ぐ回転ばねとして既工認時より考慮済みであること(図 3-2 参照)。
- ・その他の補助壁については、既工認で耐震壁として考慮した外壁部やフレーム部を構成するような大スパンの連続的な壁ではなく、短スパンの壁であり、建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから、その影響を無視しても応答性状に与える影響は小さいと考えられること。

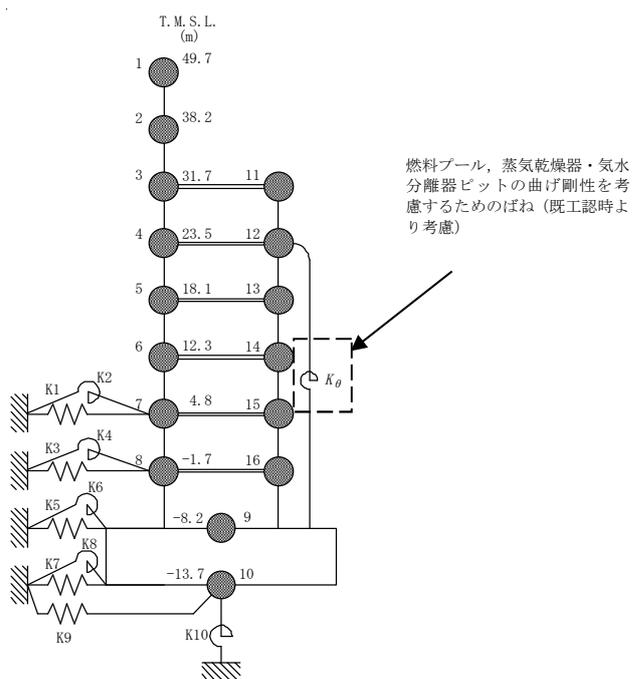


図 3-2 今回工認で採用予定の原子炉建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

#### 4. 設計手法としての妥当性

今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁は、RC-N 規準における耐震壁の規定を踏まえて設定した選定基準に基づき選定されていることから、耐震要素として十分に考慮可能であると考えられる。

また、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ている。

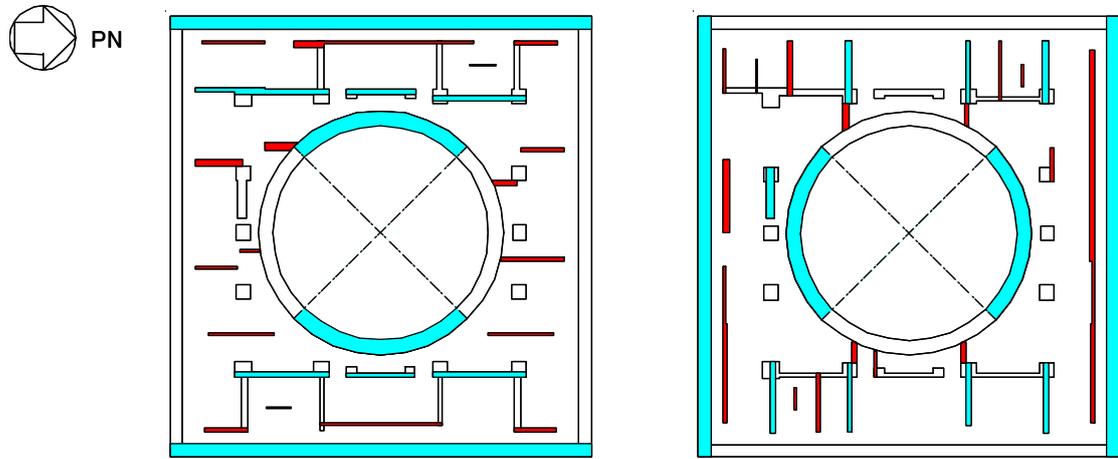
以上のことから、補助壁を耐震要素として新たに考慮することは、設計手法として妥当であると判断した。

#### 5. まとめ

今回工認では、より実現に近い応答を模擬するという観点から新たに耐震要素として取り入れる補助壁について、選定の考え方と選定結果について整理した。また、耐震評価の考え方についても整理した。その上で今回工認において耐震要素として、補助壁を考慮することが設計手法として妥当であると判断した。

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

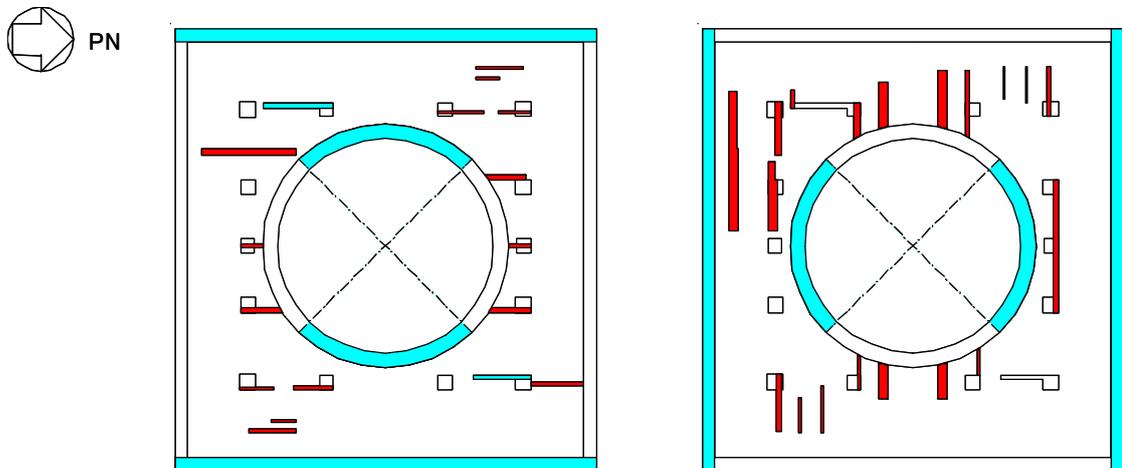
6号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。



NS方向

EW方向

B3F(T.M.S.L.-8.2m~T.M.S.L.-1.7m)



NS方向

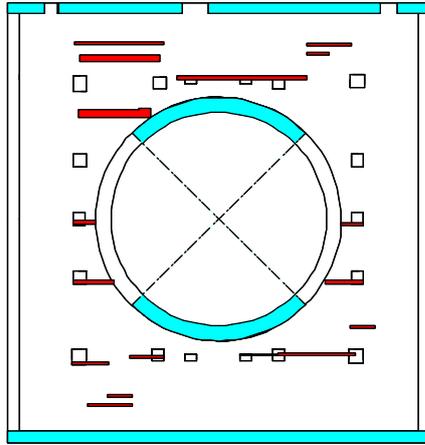
EW方向

B2F(T.M.S.L.-1.7m~T.M.S.L.+4.8m)

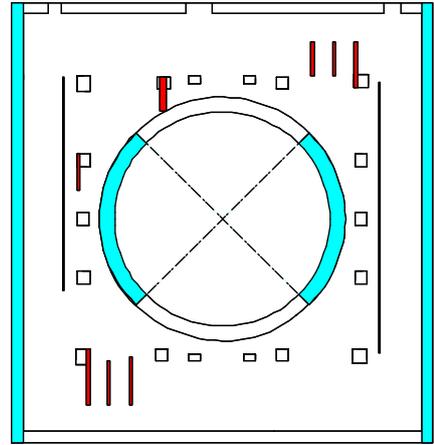
 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

 : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲

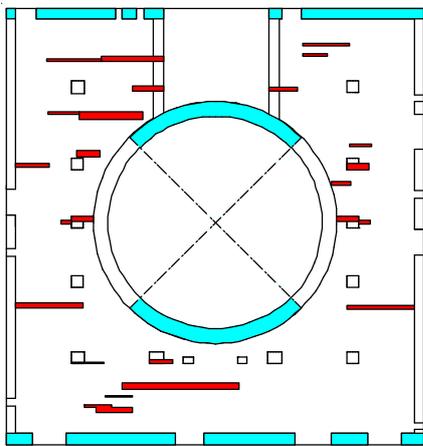


NS方向

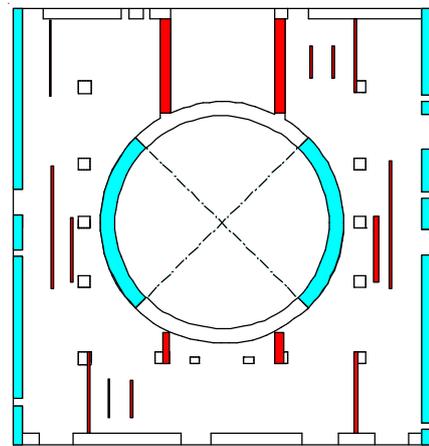


EW方向

B1F(T.M.S.L.+4.8m~T.M.S.L.+12.3m)



NS方向

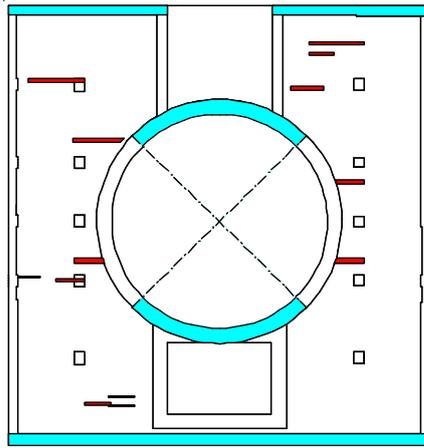


EW方向

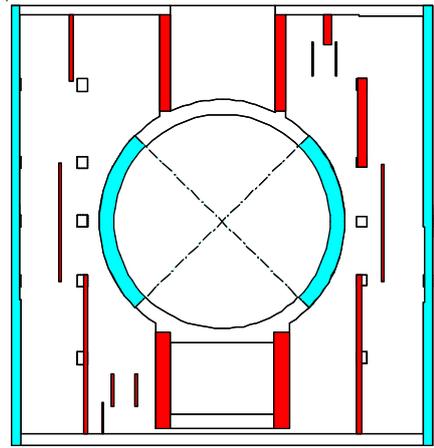
1F(T.M.S.L. +12.3m~T.M.S.L.+ 18.1m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲

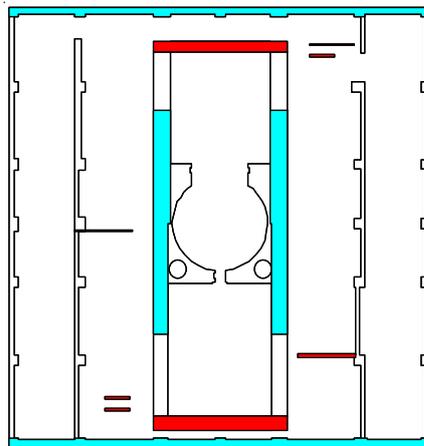


NS方向

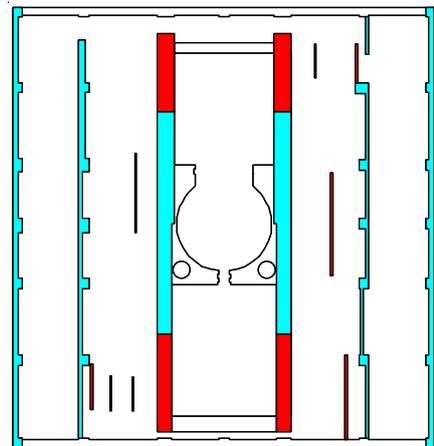


EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



NS方向

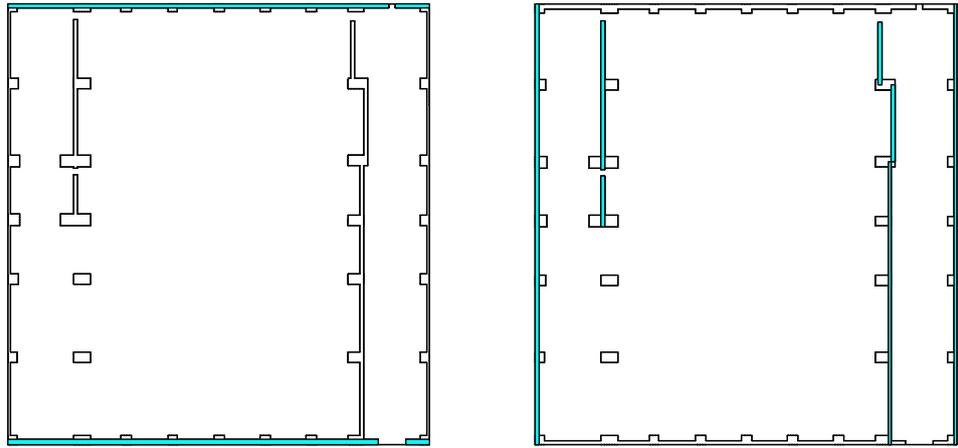


EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

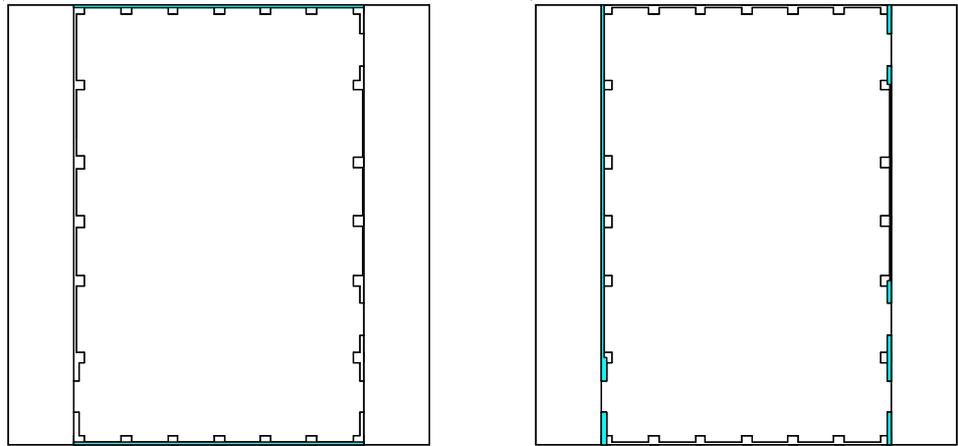


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

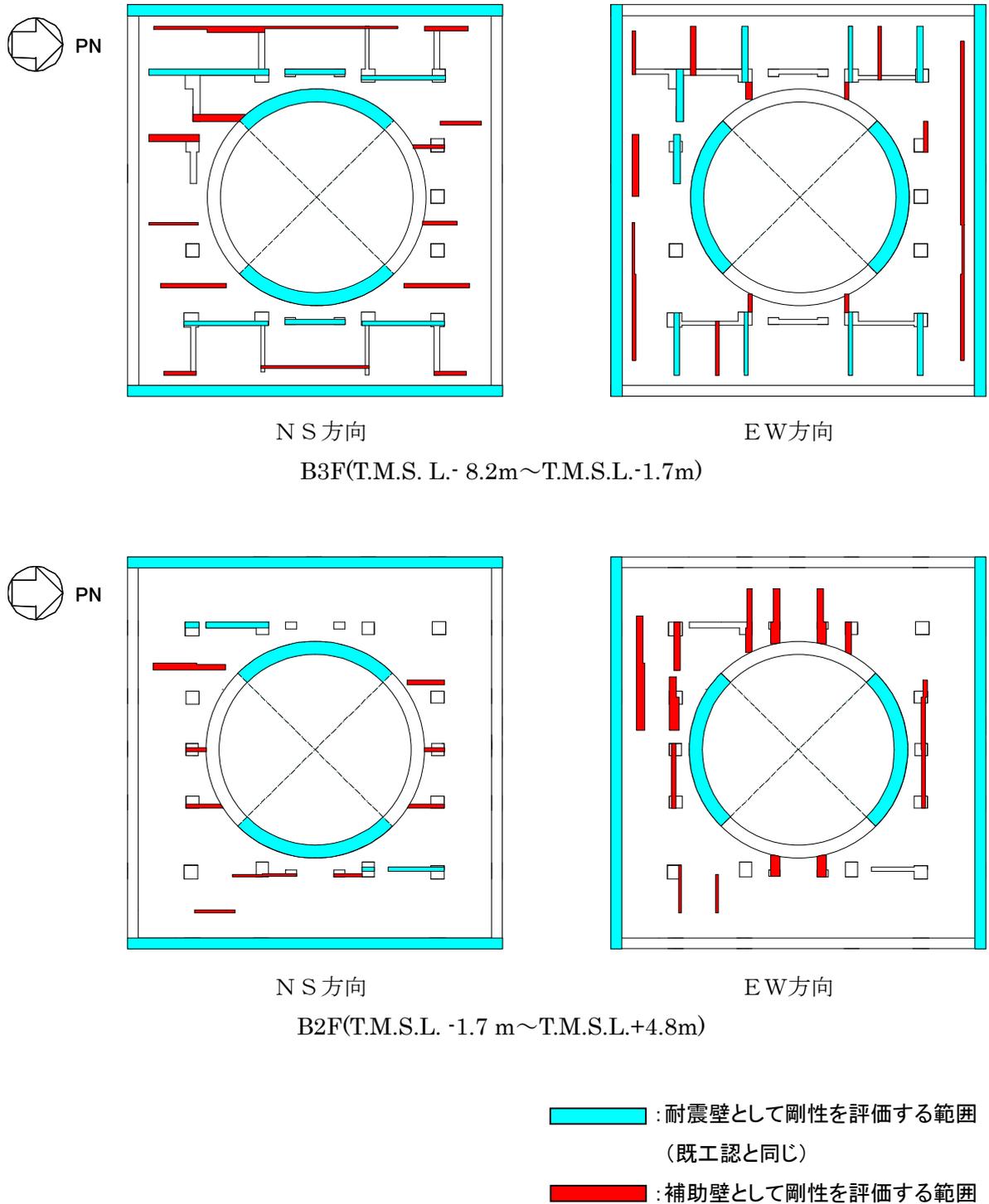
: 耐震壁として剛性を評価する範囲

(既工認と同じ)

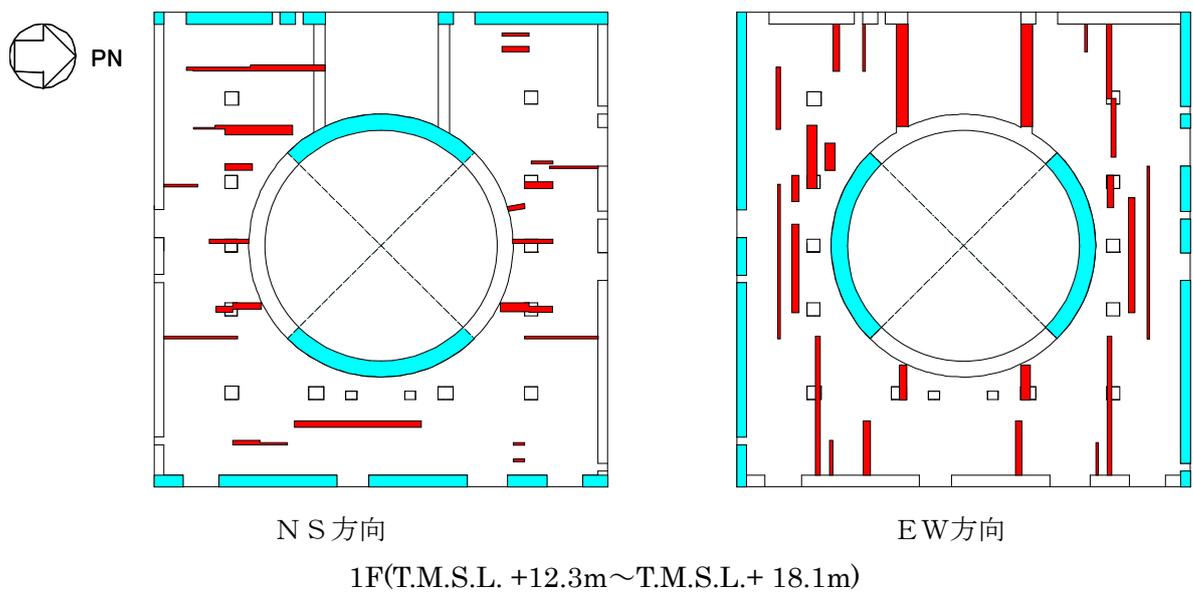
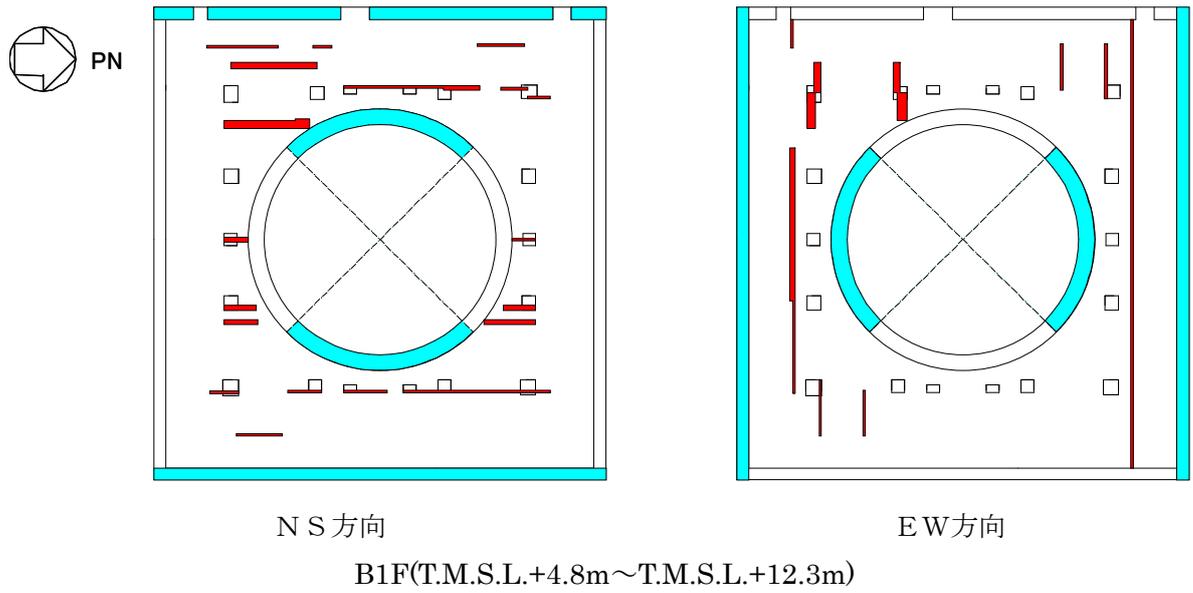
添図 1-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

7号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。

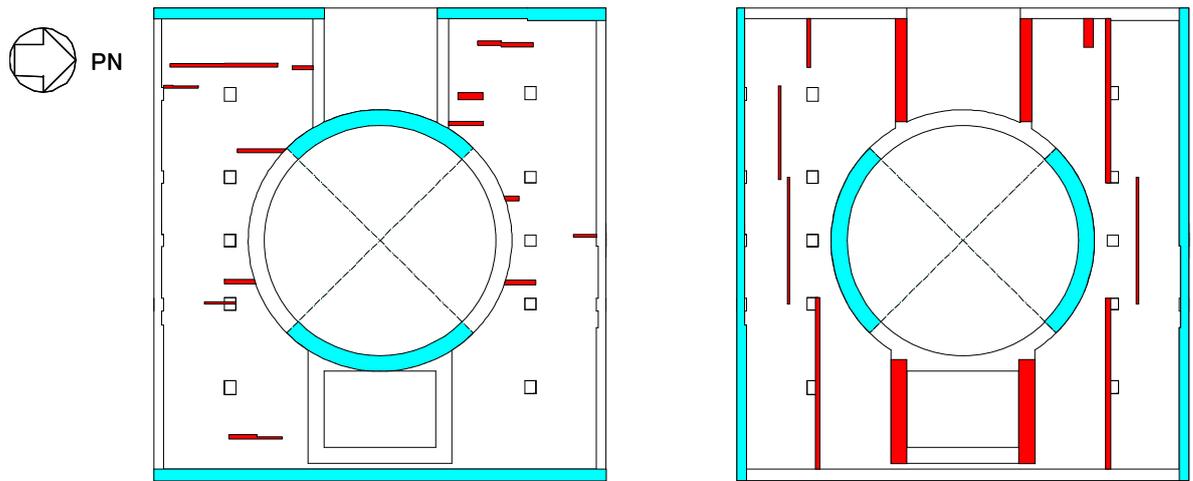


添図 2-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲



- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

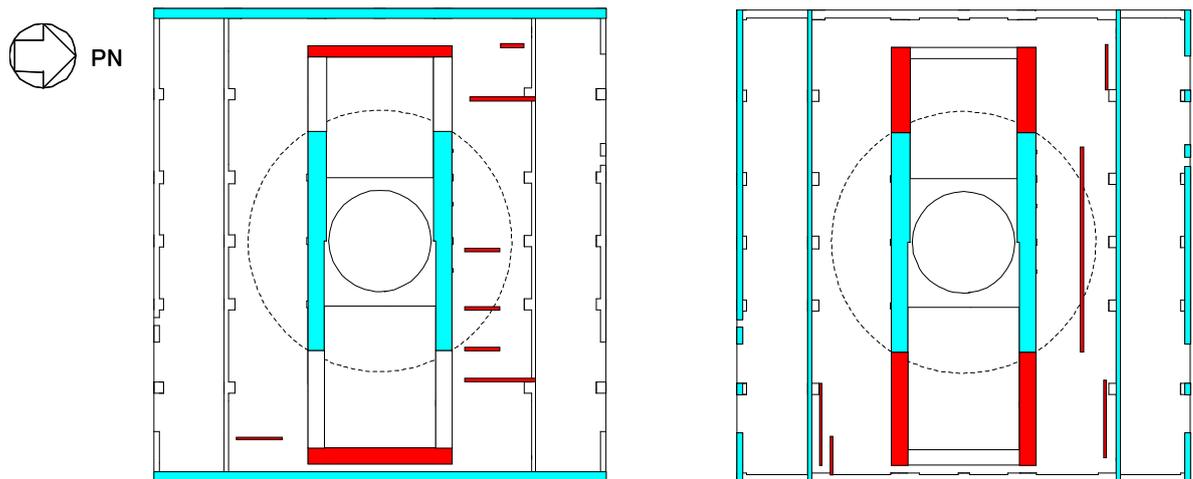
添図 2-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲



NS方向

EW方向

2F(T. M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



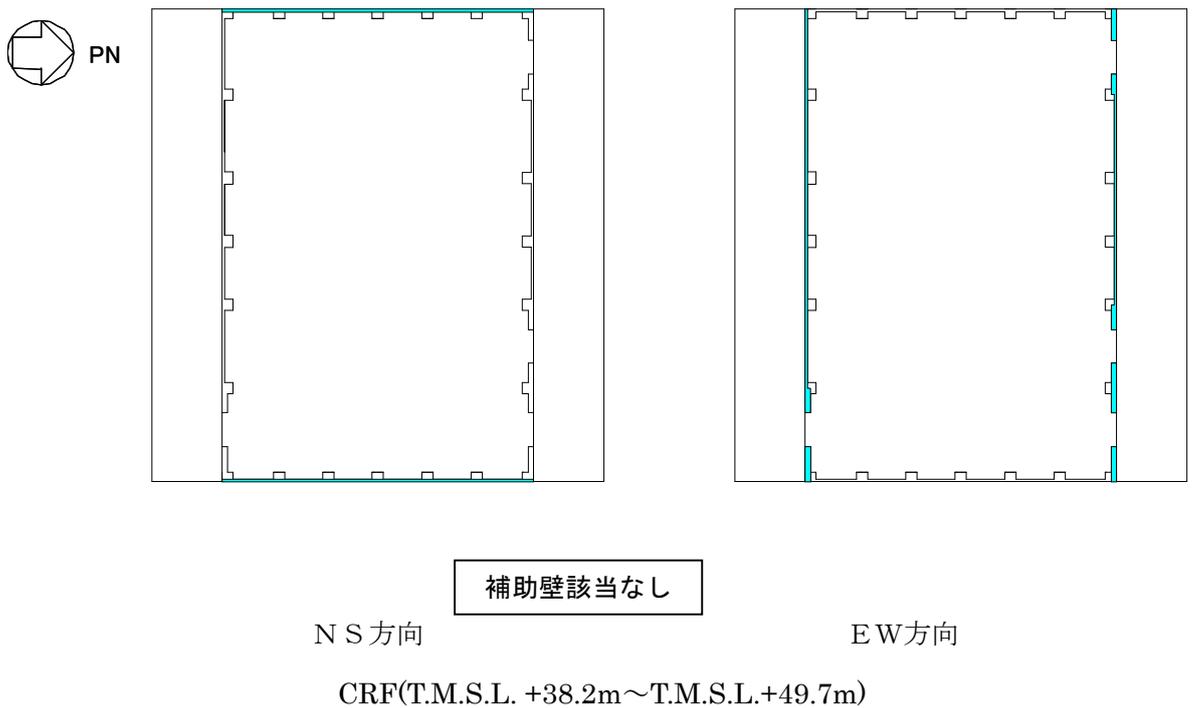
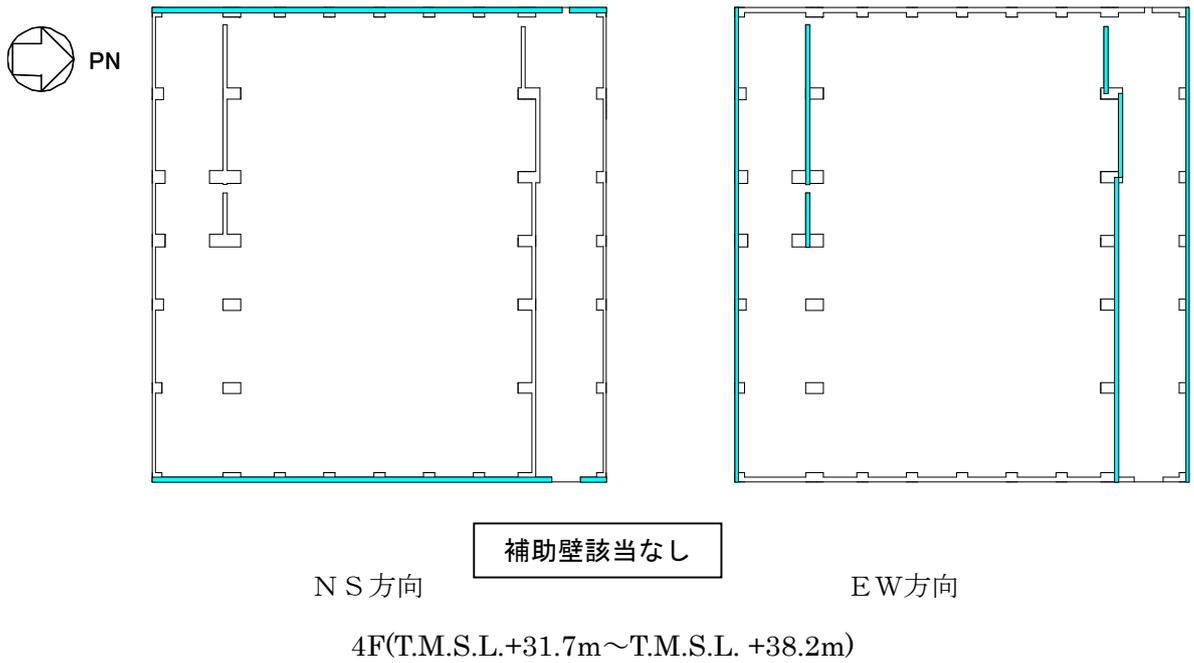
NS方向

EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 2-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲



 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

添図 2-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

### 添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

原子炉建屋の地震応答解析モデルにおけるせん断スケルトンカーブは、耐震壁と補助壁を合算評価して設定している。耐震壁と補助壁を評価する場合のスケルトンカーブの算定フローを添図 3-1 に示す。

算定フローに基づき算定した結果として、7号炉原子炉建屋のNS方向B3F（最下階）の外壁軸における計算例を添表 3-1 に示す。

また、算定フローに基づき設定した地震応答解析モデルに用いるせん断スケルトンカーブについて、7号炉原子炉建屋のNS方向を例として、添図 3-2～9 に示す。

① 耐震壁のスケルトンの算定

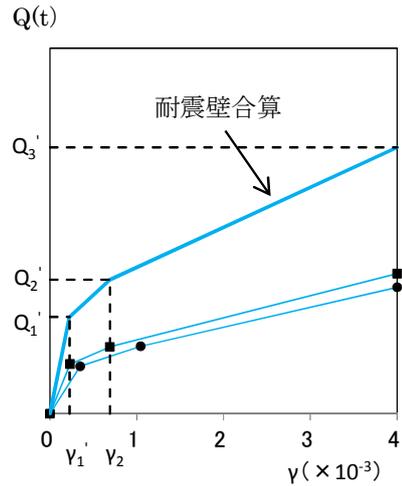
耐震壁については、せん断スケルトンカーブを JEAQ4601-1991 追補版の評価法に従い算定する。

ここで、コンクリート強度は、実強度 (440kg/cm<sup>2</sup>) とする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- $Q_1'$  : 各壁  $q_1'$  の和
- $\gamma_1'$  :  $Q_1' / G \cdot$  (耐震壁  $A_s$  の和)
- $Q_2'$  : 各壁  $q_2'$  の和
- $\gamma_2$  : 各壁  $\gamma_2$  の最小値
- $Q_3'$  : 各壁  $q_3'$  の和
- $\gamma_3$  :  $4.0 \times 10^{-3}$

ここで、 $q_i'$  : 個々の耐震壁のせん断力  
 $G$  : せん断弾性係数

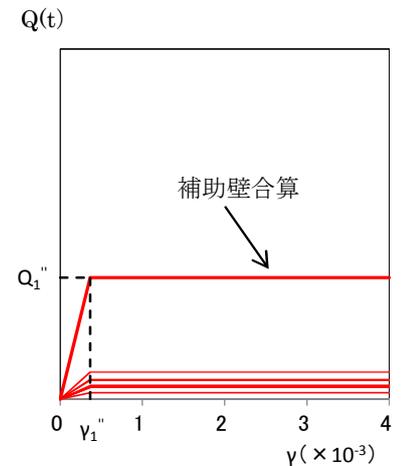


② 補助壁のスケルトンの算定

補助壁については、JEAQ4601-1991 追補版で評価される第1折点まで耐力を有すると仮定して、完全弾塑性型のスケルトンカーブとする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- $Q_1''$  : 各壁  $q_1''$  の和 ( $Q_2'', Q_3''$  も同じ)
  - $\gamma_1''$  :  $Q_1'' / G \cdot$  (補助壁  $A_s$  の和)
- ここで、 $q_i''$  : 個々の補助壁のせん断力

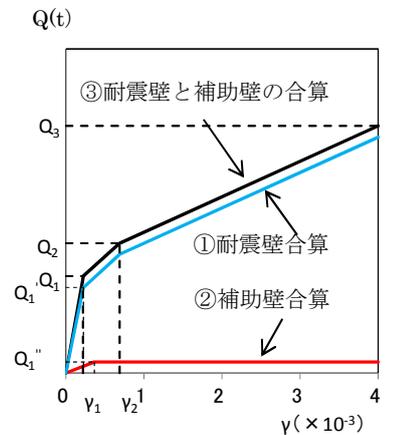


③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (1軸への集約方法)

①耐震壁と②補助壁を合算して、1軸に集約したスケルトンカーブを設定する。

合算方法は以下とする。

- $Q_1$  : 耐震壁  $Q_1'$  と補助壁  $Q_1''$  の和
- $\gamma_1$  :  $Q_1 / G \cdot$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $Q_2$  : 耐震壁  $Q_2'$  と補助壁  $Q_2''$  の和
- $\gamma_2$  : 耐震壁  $\gamma_2$  の最小値
- $Q_3$  : 耐震壁  $Q_3'$  と補助壁  $Q_3''$  の和
- $\gamma_3$  :  $4.0 \times 10^{-3}$

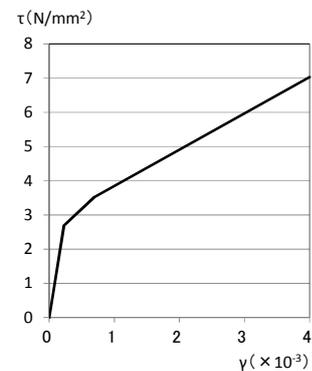


④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (Q-γ 曲線から τ-γ 曲線へ変換、SI 単位系に換算)

③で得られた Q-γ 曲線を τ-γ 曲線に変換する。

変換方法は以下とする。

- $\tau_1$  :  $Q_1 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $\tau_2$  :  $Q_2 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $\tau_3$  :  $Q_3 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)



添図 3-1 スケルトンカーブの算定フロー

添表 3-1 せん断スケルトンカーブ算定例（原子炉建屋 NS方向，地下3階 外壁軸）

① 耐震壁のスケルトンの算定結果

| T. M. S. L.<br>(m) | 通り | 耐震壁As<br>(m <sup>2</sup> ) | JEAG 第1折点                         |                       |                                    | JEAG 第2折点                         |                       |                                    | JEAG 終局点                          |                       |                                    |
|--------------------|----|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|
|                    |    |                            | $\tau_1$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Q <sub>1</sub><br>(t) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | $\tau_2$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Q <sub>2</sub><br>(t) | $\gamma_2$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | $\tau_3$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Q <sub>3</sub><br>(t) | $\gamma_3$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
| -8.2~-1.7          | kA | 96.2                       | 28.09                             | 27023                 | 0.230                              | 37.92                             | 36480                 | 0.691                              | 79.55                             | 76523                 | 4.000                              |
|                    | kG | 96.2                       | 28.34                             | 27262                 | 0.232                              | 38.26                             | 36804                 | 0.697                              | 79.76                             | 76730                 | 4.000                              |

耐震壁の合算

| T. M. S. L.<br>(m) | 部位  | 耐震壁As<br>(m <sup>2</sup> ) | Q <sub>1</sub><br>(t) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | Q <sub>2</sub><br>(t) | $\gamma_2$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | Q <sub>3</sub><br>(t) | $\gamma_3$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
|--------------------|-----|----------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|
| -8.2~-1.7          | 耐震壁 | 192.4                      | 54285                 | 0.231                              | 73284                 | 0.691                              | 153253                | 4.000                              |

注 : G = 1.22 $\times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

② 補助壁のスケルトンの算定結果

| T. M. S. L.<br>(m) | 壁NO | 補助壁As<br>A(m <sup>2</sup> ) | JEAG 第1折点                         |                       |                                    |
|--------------------|-----|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|
|                    |     |                             | $\tau_1$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Q <sub>1</sub><br>(t) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
| -8.2~-1.7          | 1   | 3.50                        | 22.27                             | 779                   | 0.183                              |
|                    | 2   | 6.93                        | 22.27                             | 1543                  | 0.183                              |
|                    | 3   | 4.83                        | 22.27                             | 1076                  | 0.183                              |
|                    | 4   | 1.65                        | 22.27                             | 367                   | 0.183                              |
|                    | 5   | 3.06                        | 22.27                             | 681                   | 0.183                              |
|                    | 6   | 3.06                        | 22.27                             | 681                   | 0.183                              |
|                    | 7   | 5.04                        | 22.27                             | 1122                  | 0.183                              |
|                    | 8   | 3.06                        | 22.27                             | 681                   | 0.183                              |

補助壁の合算

| T. M. S. L.<br>(m) | 部位  | 補助壁As<br>(m <sup>2</sup> ) | Q <sub>1</sub><br>(t) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
|--------------------|-----|----------------------------|-----------------------|------------------------------------|
| -8.2~-1.7          | 補助壁 | 31.13                      | 6933                  | 0.183                              |

注 : G = 1.22 $\times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（1軸への集約）

| T. M. S. L.<br>(m) | 部位  | $\Sigma As$<br>(m <sup>2</sup> ) | 第1折点                                |                                    | 第2折点                                |                                    | 第3折点                                |                                    |
|--------------------|-----|----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
|                    |     |                                  | Q <sub>1</sub> <sup>*1</sup><br>(t) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | Q <sub>2</sub> <sup>*1</sup><br>(t) | $\gamma_2$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | Q <sub>3</sub> <sup>*1</sup><br>(t) | $\gamma_3$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
| -8.2~-1.7          | 外壁軸 | 223.53                           | 61218                               | 0.224                              | 80217                               | 0.691                              | 160186                              | 4.000                              |

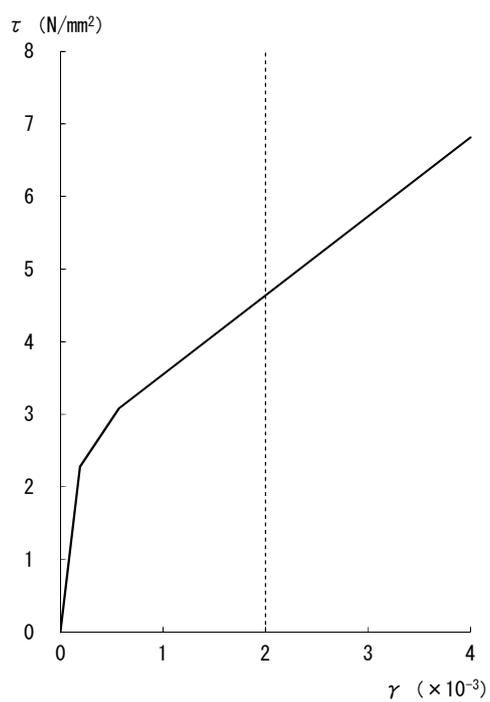
\*1 : ①耐震壁と②補助壁の和

④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（Q- $\gamma$ 曲線から $\tau$ - $\gamma$ 曲線へ変換）

| T. M. S. L.<br>(m) | 部位  | $\Sigma As$<br>(m <sup>2</sup> ) | 第1折点  |                                    | 第2折点  |                                    | 第3折点  |                                    |
|--------------------|-----|----------------------------------|---|------------------------------------|---|------------------------------------|---|------------------------------------|
|                    |     |                                  | $\tau_1$ <sup>*1</sup><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\gamma_1$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | $\tau_2$ <sup>*1</sup><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\gamma_2$<br>( $\times 10^{-3}$ ) | $\tau_3$ <sup>*1</sup><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\gamma_3$<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
| -8.2~-1.7          | 外壁軸 | 223.53                           | 27.39<br>(2.686)                                | 0.224                              | 35.89<br>(3.519)                                | 0.691                              | 71.66<br>(7.028)                                | 4.000                              |

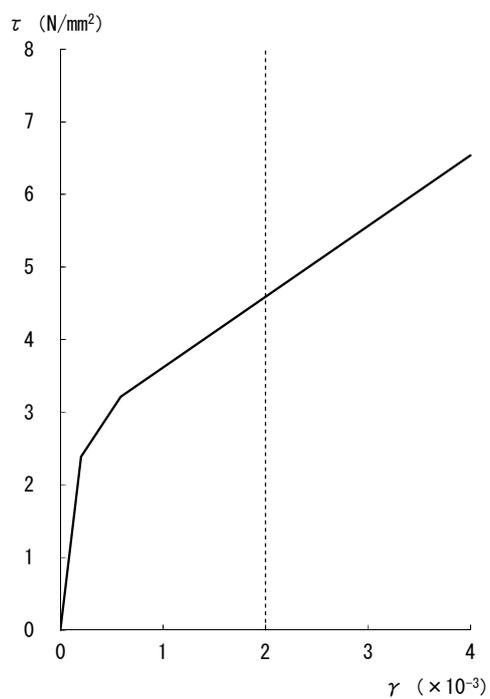
\*1 :  $\tau_i = Q_i / \Sigma As$ 、( )内は、N/mm<sup>2</sup> (SI単位換算値を示す)

(NS 方向)



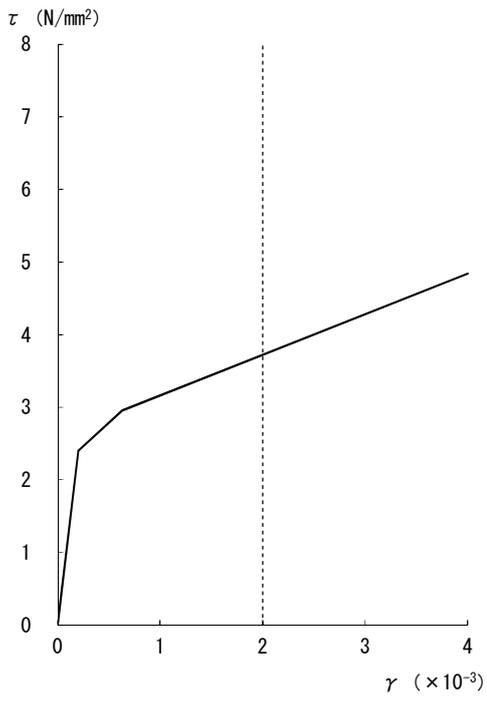
[外壁]

添図 3-2 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, CRF)

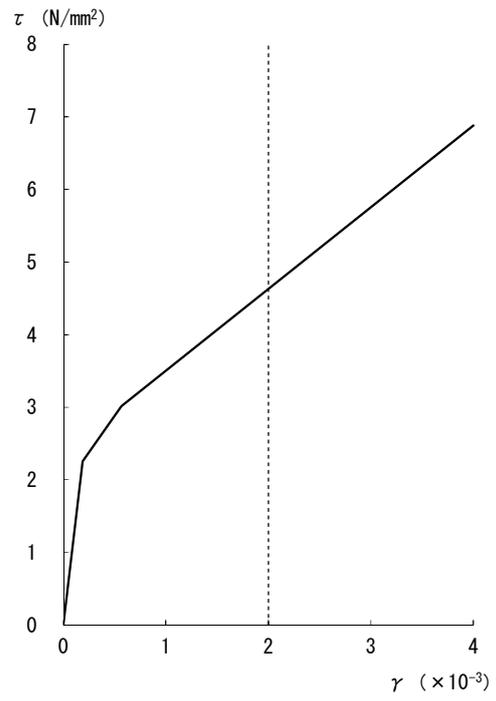


[外壁]

添図 3-3 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 4F)

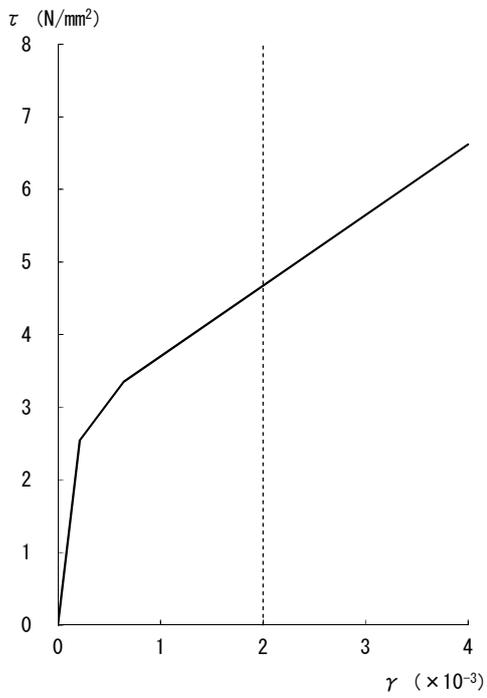


[外壁]

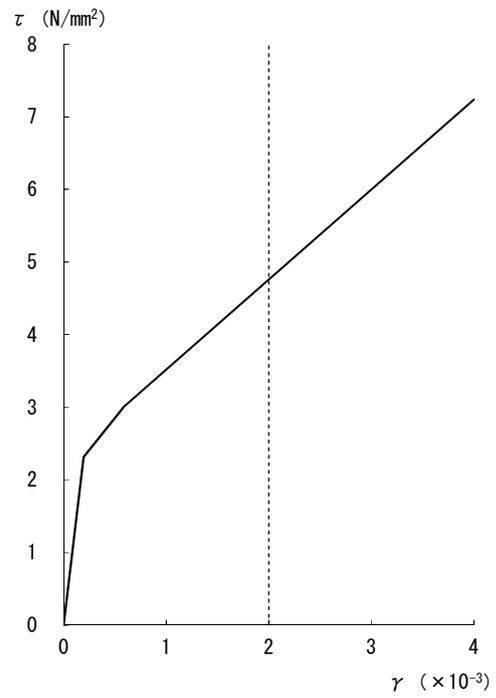


[RCCV]

添図 3-4 セン断スケルトンカーブ (NS 方向, 3F)

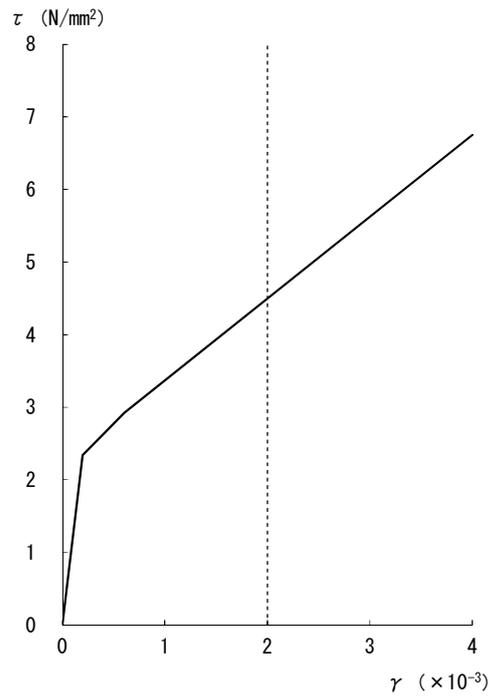
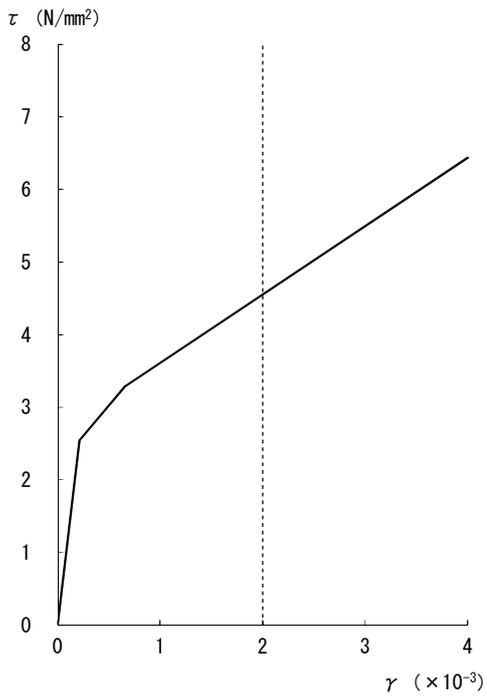


[外壁]



[RCCV]

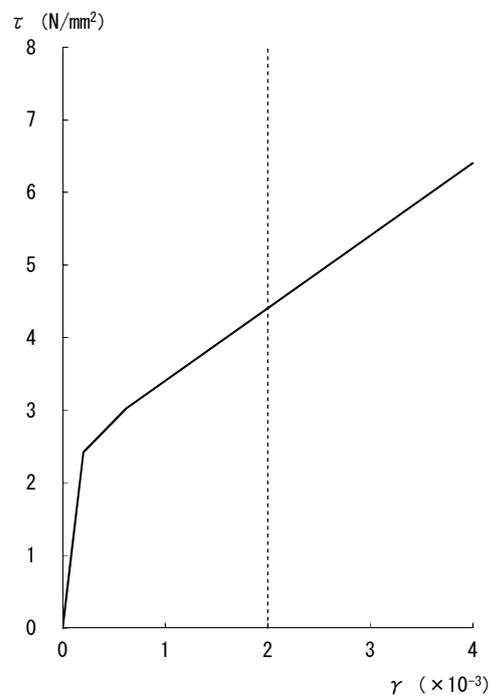
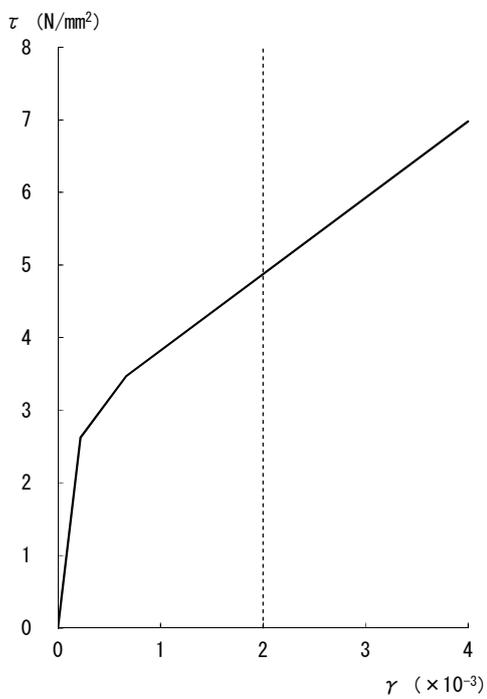
添図 3-5 セン断スケルトンカーブ (NS 方向, 2F)



[外壁]

[RCCV]

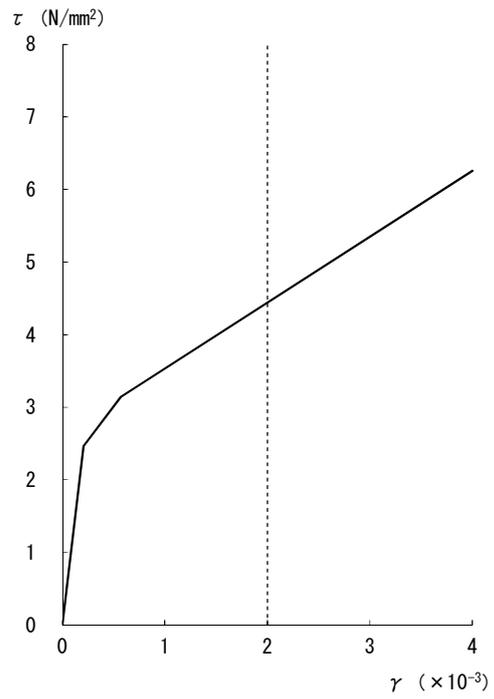
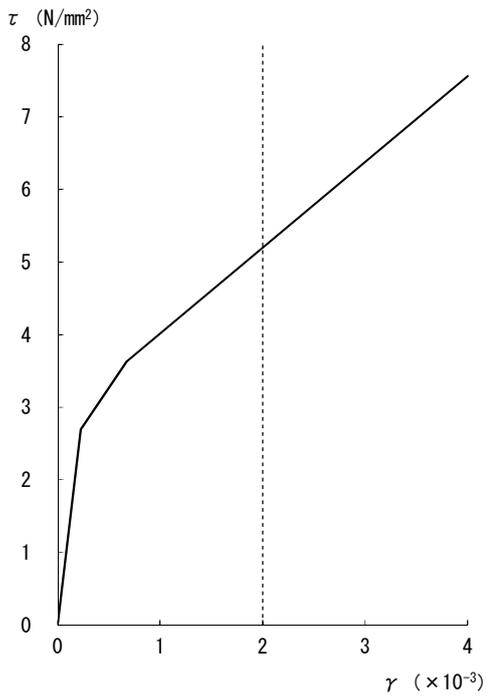
添図 3-6 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 1F)



[外壁]

[RCCV]

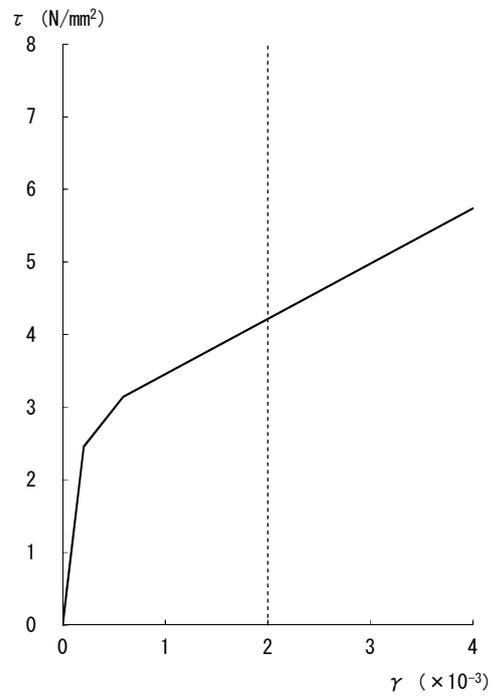
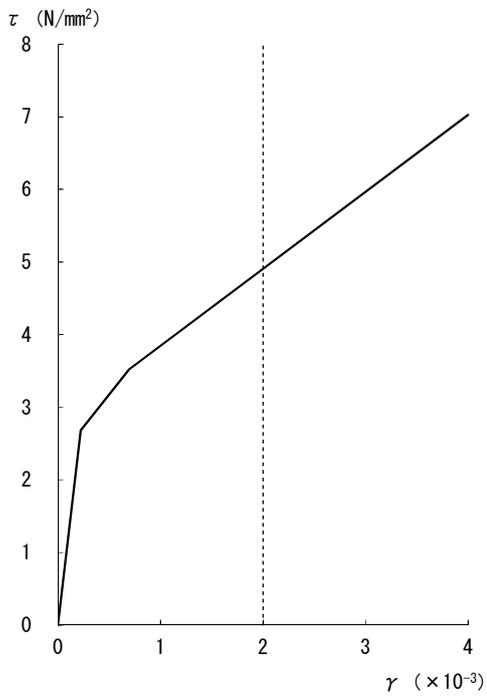
添図 3-7 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B1F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-8 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B2F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-9 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B3F)

## 参考資料-1 補助壁の維持管理について

柏崎刈羽原子力発電所では、原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋等の鉄筋コンクリート造建物の躯体について、躯体の健全性維持の観点から、社内マニュアル※に基づく定期点検を実施している。点検は建屋躯体全てを対象として実施しているため、今回工認より地震応答解析モデルで新たに考慮する予定の補助壁についても、耐震壁を含む他の壁と同様に、以前より全てが点検の対象となっており、耐震壁と同様の維持管理がなされている。点検項目については、ひび割れ、表面劣化等が設定されており、それぞれの項目について点検周期が設定されている。

以上のように全ての補助壁について、鉄筋コンクリート構造としての要求機能が満たせるように適切な維持管理がなされていることから、耐震要素として補助壁を新たに考慮した場合についてもこれまで同様の維持管理を実施することで特段の支障は生じないものと考えられる。

なお、鉄筋コンクリート構造の壁のうち、生体遮へい装置としての機能が要求される部分については、使用前検査の確認対象となっており、建設時に使用前検査を受検しているが、地震応答解析モデルで考慮している耐震壁のうち、生体遮へい装置の対象となっていない壁は、使用前検査の対象とはなっていない。今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁についても、耐震壁と同様に使用前検査の対象となっている壁となっていない壁が混在している。

※NE-55-7「原子力発電所建築設備点検マニュアル」

## 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

## 目 次

1. はじめに
2. 論点の整理と検討方針
  - 2.1 建屋地盤相互作用とモデル化について
  - 2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について
  - 2.3 建屋の設置状況を踏まえた論点の抽出
  - 2.4 妥当性の検討方針
  - 2.5 まとめ
3. 論点①に対する検討  
(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)
  - 3.1 試験の目的
  - 3.2 試験計画
  - 3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験
  - 3.4 スケール影響試験
  - 3.5 考察
4. 論点②に対する検討  
(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)
  - 4.1 検討概要
    - 4.1.1 解析モデル
    - 4.1.2 解析ケース
    - 4.1.3 検討用地震動
  - 4.2 建屋拘束効果の検討
    - 4.2.1 2次元 FEM モデルによる検討
    - 4.2.2 側面地盤反力に関する検討
  - 4.3 建屋応答の比較
    - 4.3.1 2次元 FEM モデルと埋め込み SR モデルの建屋応答の比較
  - 4.4 ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討
  - 4.5 まとめ
5. 論点③に対する検討  
(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)

- 5.1 検討概要
- 5.2 解析ケース
- 5.3 解析モデル
- 5.4 検討用地震動
- 5.5 解析結果
- 5.6 まとめ

6. 全体まとめ

7. 参考文献

添付資料 1 NOVAK ばねの円形仮定の妥当性（辺長比）について

添付資料 2 中越沖地震の観測記録を用いた 2 次元 FEM 解析モデルの信頼性の検証

添付資料 3 2 次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

添付資料 4 建屋周辺のマンメイドロックについて

参考資料 1 回転ばね考慮モデルと既工認モデルとの応答結果比較（Ss-2EW 方向）

## 1. はじめに

本資料は、今回工認における、原子炉建屋の地下部分の埋め込みを考慮した水平方向の地震応答解析モデル（以下、埋め込み **SR** モデルという）に採用する予定の原子炉建屋地下外壁部の側面回転ばねの妥当性に関して検討したものである。

本資料では、はじめに、地中に埋め込まれた建屋と地盤との相互作用の代表的な評価法のひとつである側面回転ばねを付与した埋め込み **SR** モデルや、地盤を離散系モデルで評価した 2 次元 **FEM** モデルに関する既往の知見を整理する。その上で、比較的大きい地震動が作用する場合の、側面回転ばねの妥当性に関する論点を整理する。

次に、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の結果から、大入力時を想定した、建屋-地盤間の摩擦特性を評価する。

また、原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や、摩擦特性を考慮して地盤を 2 次元 **FEM** とし、建屋を質点モデルとした詳細な解析モデルによる地震応答解析を行い、側面地盤による建屋の拘束効果について検討する。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する。

更に、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、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を確認する。

## 2. 論点の整理と検討方針

ここでは、側面回転ばねを考慮することの目的・効果を説明した上で、側面回転ばねを考慮するにあたっての論点を抽出し、各論点に対する検討方針を設定する。

### 2.1 建屋地盤相互作用とモデル化について

#### 2.1.1 埋め込み効果を考慮した地震応答解析モデルについて

比較的大規模で地中に深く埋め込まれている建物の地震時挙動には、地盤と建屋の相互作用（地盤の建屋拘束効果や側方地盤からの入力）が存在し、これを適切に評価する必要がある。

評価方法としては、建屋の各床位置に集中質点を設け、曲げせん断剛性要素でモデル化した質点系モデルに、地盤の剛性や減衰を適切なばね（＝地盤ばね）として付与し、地盤ばねを介して地震動を入力する比較的簡易な方法がある。この場合質点系モデルの各質点には水平及び回転の自由度を有するので、地盤ばねも建屋の水平・回転に対する抵抗、すなわち水平ばね・回転ばねを考慮する（スウェイ・ロッキング＝SRモデル）。

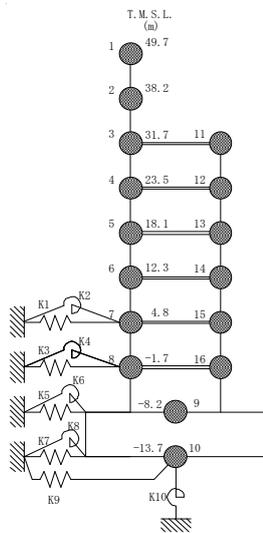
SRモデルを用いる場合、地盤ばねの評価方法がポイントとなるが、地盤ばねとしては弾性波動論に基づいた理論解を簡便化して用いることが多く、基礎底面には振動アドミッタンスによる方法、側面地盤にNOVAKの方法を用いることが一般的である。柏崎刈羽原子力発電所原子炉建屋のように地中に深く埋め込まれている場合に有効な方法である。（埋め込み考慮＝埋め込みSRモデル）この方法は、以下に示すように振動試験や地震観測での妥当性が確認され、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」（以下、「JEAG4601-1991 追補版」）に示されている。なお、「JEAG4601-1991 追補版」ではNOVAKの側面ばねのうち水平ばねのみを付与し回転ばねは考慮しないこととしている。

地盤をばねで評価する方法の他に、地盤を離散系でモデル化する方法として、地盤を質点と質点を連結する軸ばねとせん断ばねで評価する多質点系並列地盤モデル（格子型モデル）と、地盤を有限要素法でモデル化し必要に応じて建屋周辺の埋土や地盤の不整形等を併せて考慮する方法（FEMモデル）がある。この方法も、地盤を格子型モデルや2次元FEMでモデル化した場合について、地震観測での妥当性が確認され、「JEAG4601-1991 追補版」に示されている。

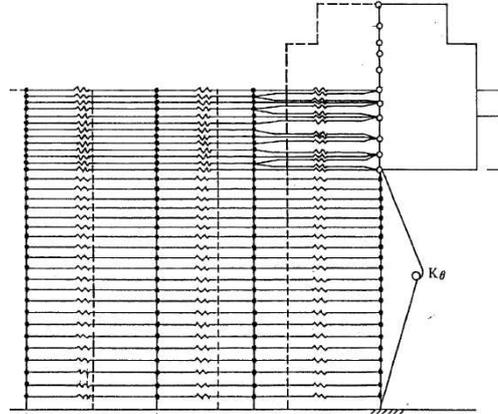
これらのモデルは、目的に応じて使い分けられるが、原子力発電所の設計においては、「建屋の弾塑性や基礎の浮上りを考慮する」、「膨大な荷重条件を想定したパラメータスタディが必要である」、「重要機器を詳細にモデル化して建屋と一体化した精緻な解析を行う必要がある」等の理由から、これまでは埋め込みSRモデルや格子型モデルが用いられている。

一方で、埋め込みSRモデルや格子型モデルの場合に、地盤を平行成層にモデル化することが前提であるのに対し、FEMモデルは、建屋周辺の状況を詳細に表現することができる。このため、周辺地盤の精緻なモデル化や建屋と地盤の間の非線形性等考慮した場合の検証に用いられている。

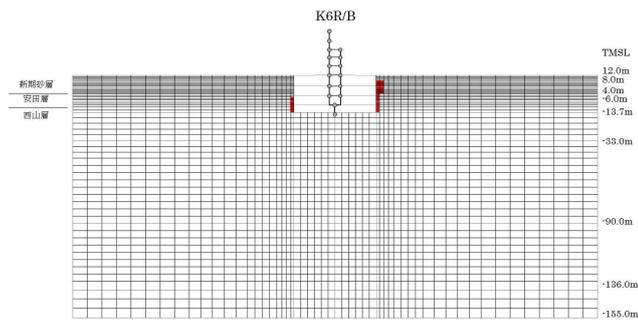
図 2.1.1 に埋め込みを考慮した建屋地盤相互作用を評価するためのモデルを示す。



(埋め込みSRモデル)



(格子型モデル)



(2次元 FEM モデル)

図 2.1.1 埋め込みを考慮した建屋地盤相互作用を評価するモデル

## 2.1.2 埋め込み SR モデルについて

### (1) NOVAK のばねの算定における仮定について

埋め込み SR モデルにおいて、側面ばねとして適用することとした NOVAK のばね（側面水平ばね及び側面回転ばね）は、次の仮定をもうけ弾性波動論に基づいて算定されている。

- ・地盤は単位厚さで平面的にスライスされた当方均質な弾性体とし、地盤の鉛直方向の連成は無視する。
- ・建屋は半径  $r_0$  の円形平面を持ち、振動時に円形平面の形状は変化しない。
- ・地盤の鉛直方向の変位を無視し、建屋と地盤の接触面を水平方向に加振することにより、水平ばねを算定する。
- ・地盤の水平方向の変位を無視し、回転に対して平面保持を考慮した外力を想定し建屋と地盤の接触面を鉛直方向に加振することにより、回転ばねを算定する。

NOVAK の側面ばね算定の概念を図 2.1.2 に示す。

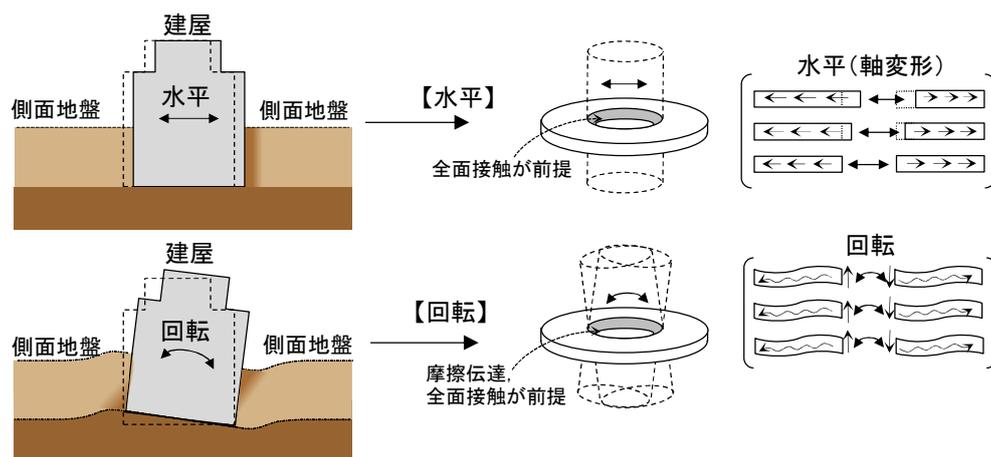


図 2.1.2 NOVAK の側面ばね算定の概念

NOVAK の側面ばね算定における変位の近似化の概念を図 2.1.3 に示す。

この近似の過程では、図 2.1.3 に示すように軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

以上の過程によって求まる、NOVAK の側面ばねの算定式を表 2.1.1 に示す。

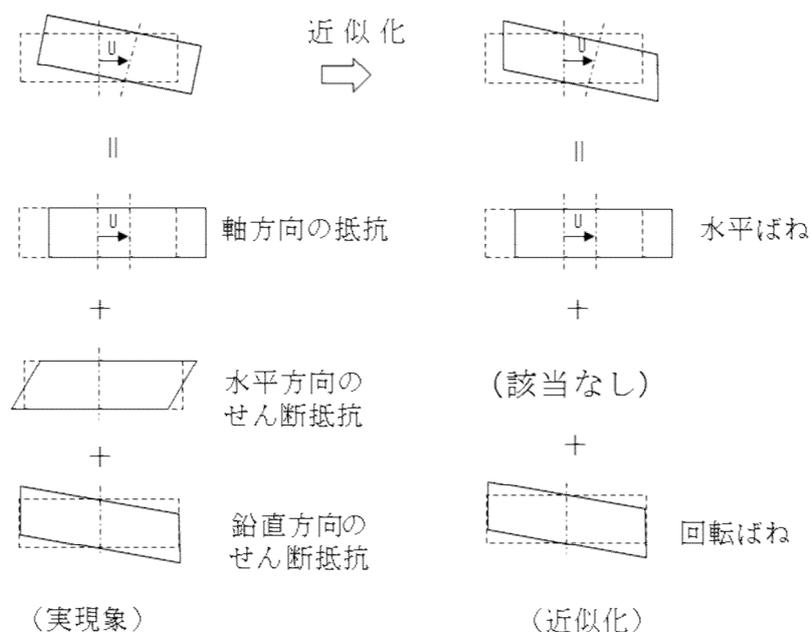


図 2.1.3 NOVAK の側面ばね算定における近似

以上の、NOVAK のばねの算定における仮定をまとめると次のとおりである。

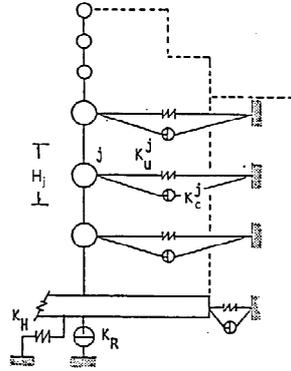
- ・円形の形状を仮定している。
- ・建屋と地盤間は接触していることを仮定しており、特に回転ばねにおいては建屋と地盤間が摩擦力により伝達することを仮定している。
- ・地盤を平面的にスライスすることを仮定しており、軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

対象建屋が矩形形状をしているのに対して、円形を仮定していることについては、添付資料 1 において適用性を示す。

建屋と地盤間の接触を仮定していることに関しては、地震時に建屋と地盤間が引張になる面と圧縮になる面があることを踏まえ、地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果への影響を検討することが必要である。

地盤の水平方向のせん断抵抗は考慮されていないことに関しては、側面ばねのうち水平ばねの建屋拘束効果を小さめに評価しているため、上記地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果と合わせて検討する。

表 2.1.1 NOVAK の側面ばねを用いた埋め込み SR モデルの地盤ばね



埋め込み SR モデル

側面地盤ばねのうち水平ばね ( $K_u^j$ ) および回転ばね ( $K_c^j$ ) は次式により算定する。

$$K_u^j = -\pi H_j G_j a_0^2 \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* a_0^* K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)}$$

$$K_c^j = \pi H_j G_j r_0^2 \left[ 1 + a_0^* \frac{K_0(a_0^*)}{K_1(a_0^*)} \right]$$

ここに,

$\pi$  : 円周率

$H_j$  : 建物質点  $j$  の支配高さ

$G_j$  : 建物質点  $j$  の支配高さにおける地下部外壁に接する地盤のせん断弾性係数

$a_0 = \omega r_0 / V_s$  (等価円置換の無次元振動数)

$r_0 = \sqrt{B_x \cdot B_y / \pi}$  : 等価円半径

$\omega$  : 円振動数

$V_s$  : 地下部外壁に接する地盤の S 波速度

$B_x, B_y$  : 建物の辺長

$K_0(\quad), K_1(\quad)$  : それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数

$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1+i \cdot 2h_j}} \cdot i, \quad b_0^* = a_0^* / \eta_j$$

$$\eta_j = \sqrt{2(1-\nu_j)/(1-2\nu_j)}$$

$h_j$  : 地下部外壁に接する地盤の減衰定数

$\nu_j$  : 地下部外壁に接する地盤のポアソン比

(2) NOVAK の側面ばねに関する既往文献について

a. 実機振動試験との比較について

NOVAK の側面ばねを用いた埋め込み SR モデルについては、原子炉建屋の振動試験や地震観測のシミュレーション解析において、その妥当性が検証されている。これらの結果は、「JEAG4601-1991 追補版」において引用されている原子力発電耐震設計特別調査委員会調査報告書 Vol.12「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」（昭和 62 年 6 月）（以下「標準化報告書」という）にまとめられている。

「標準化報告書」においては、埋め込みを考慮した側面ばねの評価法として次の 4 ケースについて比較検討している。

- ・評価法 A NOVAK の側面ばね（水平ばねおよび回転ばね）
- ・評価法 B 境界要素法（BEM）
- ・評価法 C 薄層要素法
- ・評価法 D 軸対称 FEM

これらのうち、境界要素法、薄層要素法、軸対称 FEM は、ともに地盤を 3 次元連続体として取り扱う方法である。

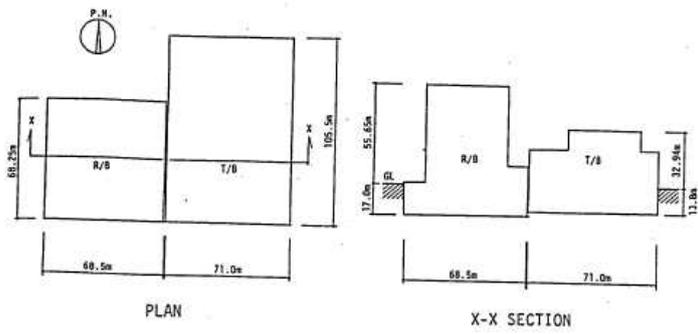
これらの方法を比較検討し、次の 4 点を評価項目として標準化する手法を選定している。

- (1) 波動論との整合があること
- (2) 振動試験結果との整合性があること
- (3) 建屋モデルを質点系としたときに埋め込み効果が簡単にモデルに組み込めること
- (4) 実用性を考慮して地盤ばねの算定ができるだけ簡単であること

その結果、質点系モデルへの適用性や実用性の観点から、評価法 A NOVAK の側面ばねを選定したとしている。

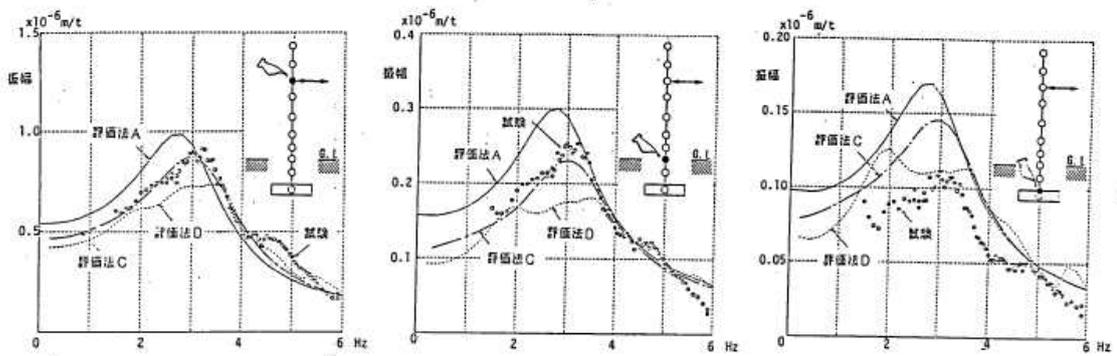
「標準化報告書」での振動試験結果と各種評価法による振動試験の比較例を図 2.1.4 に示す。これらの比較例は、「標準化報告書」のほかに、Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」(9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988), 矢野, 土方他: 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1 ~ その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月, K. Hijikata, Uchiyama, et al. : Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9<sup>th</sup> Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), 1987 においても報告されている。

実機振動試験と、埋め込みを考慮した場合と埋め込みを考慮しない場合のシミュレーション解析結果を比較した事例を図 2.1.5 に示す。

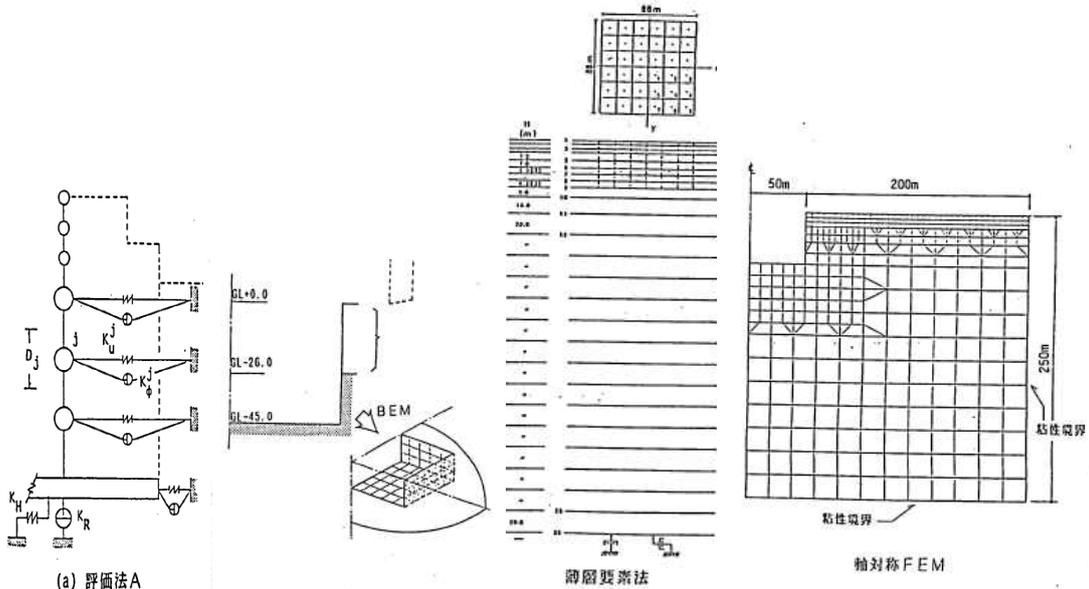


建屋の概要

a. 対象建屋



b. 振動試験結果 (共振曲線)



(a) 評価法 A  
c. 評価法 A  
(NOVAK)

(b) 評価法 B  
d. 評価法 B  
(境界要素法)

(c) 評価法 C  
e. 評価法 C  
(薄層要素法)

(d) 評価法 D  
f. 評価法 D  
(軸対称 FEM)

図 2.1.4 各種評価法による実機振動試験のシミュレーション解析事例  
(「標準化報告書」に図題等を加筆)

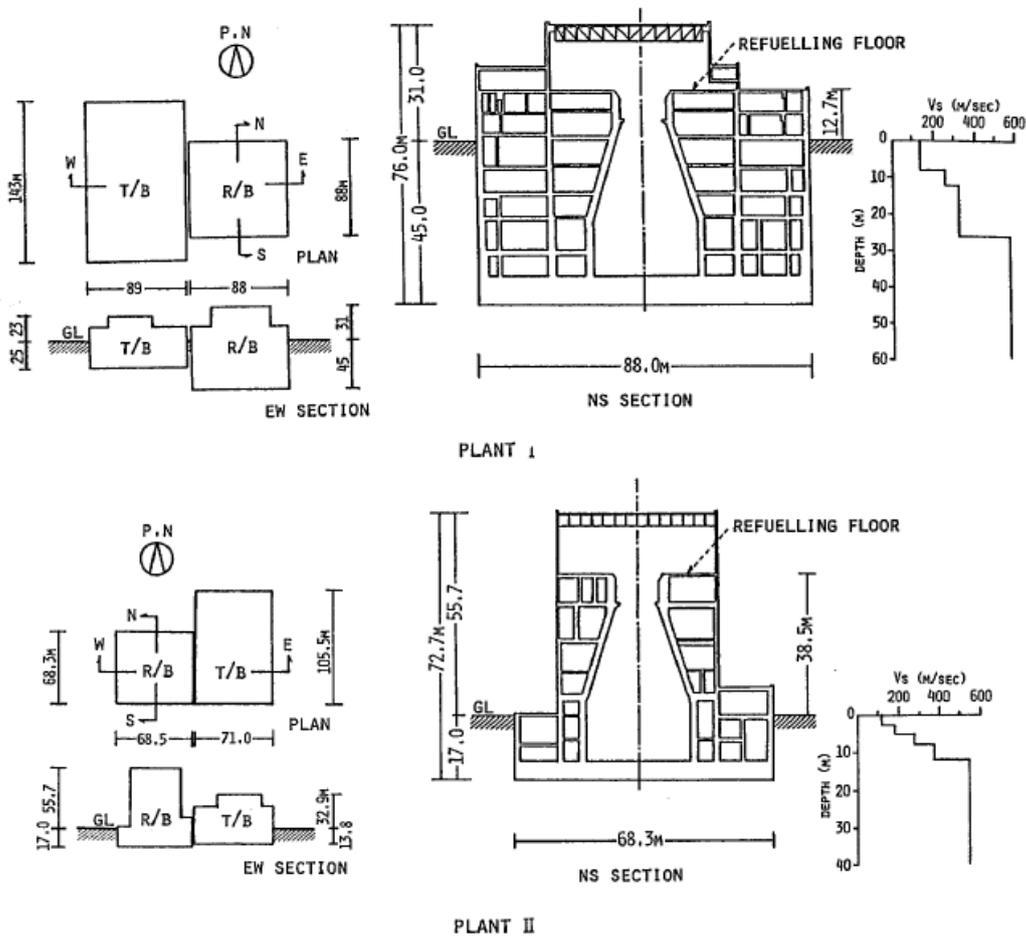
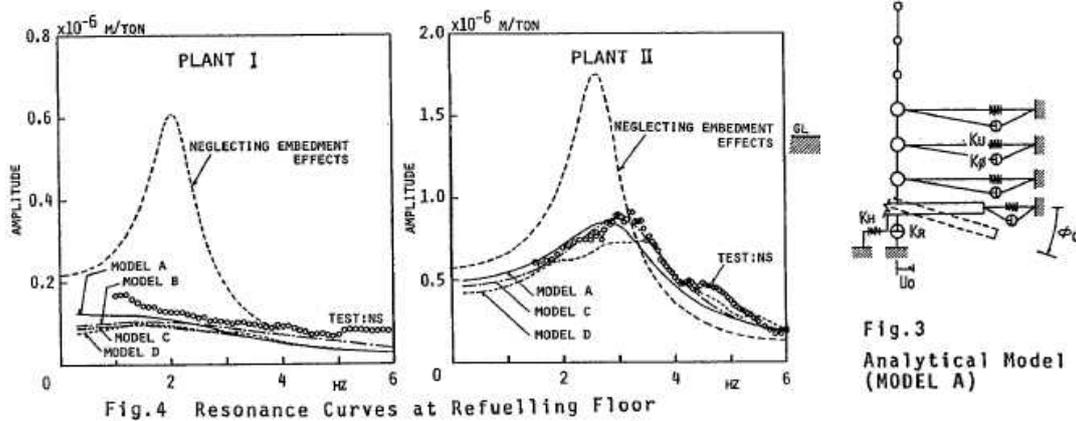


Fig.1 Embedded Structures

a. 対象建屋



b. 振動試験結果と解析結果の比較 (埋め込み SR モデルは MODEL A)

図 2.1.5 埋め込み SR モデルによる実機振動試験のシミュレーション解析事例  
 (Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」 (9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988) に図題を加筆)

b.地震観測との比較について

原子力発電技術機構（NUPEC）の報告書「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書」（平成 7 年 3 月原子力発電技術機構）（以下、「NUPEC 報告書」）では、実機サイトにおいて、軟質地盤（Vs400m/s 程度）と硬質地盤（Vs900m/s 程度）上に試験体を設置した地震観測を実施している。これらの地震観測結果とシミュレーション解析結果を比較することにより、NOVAK の側面ばね（水平ばねおよび回転ばねを考慮）を用いた埋め込み SR モデルが、埋め込みのある試験体の応答特性を評価する場合に有効であるとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果の一例を、図 2.1.6 に示す。

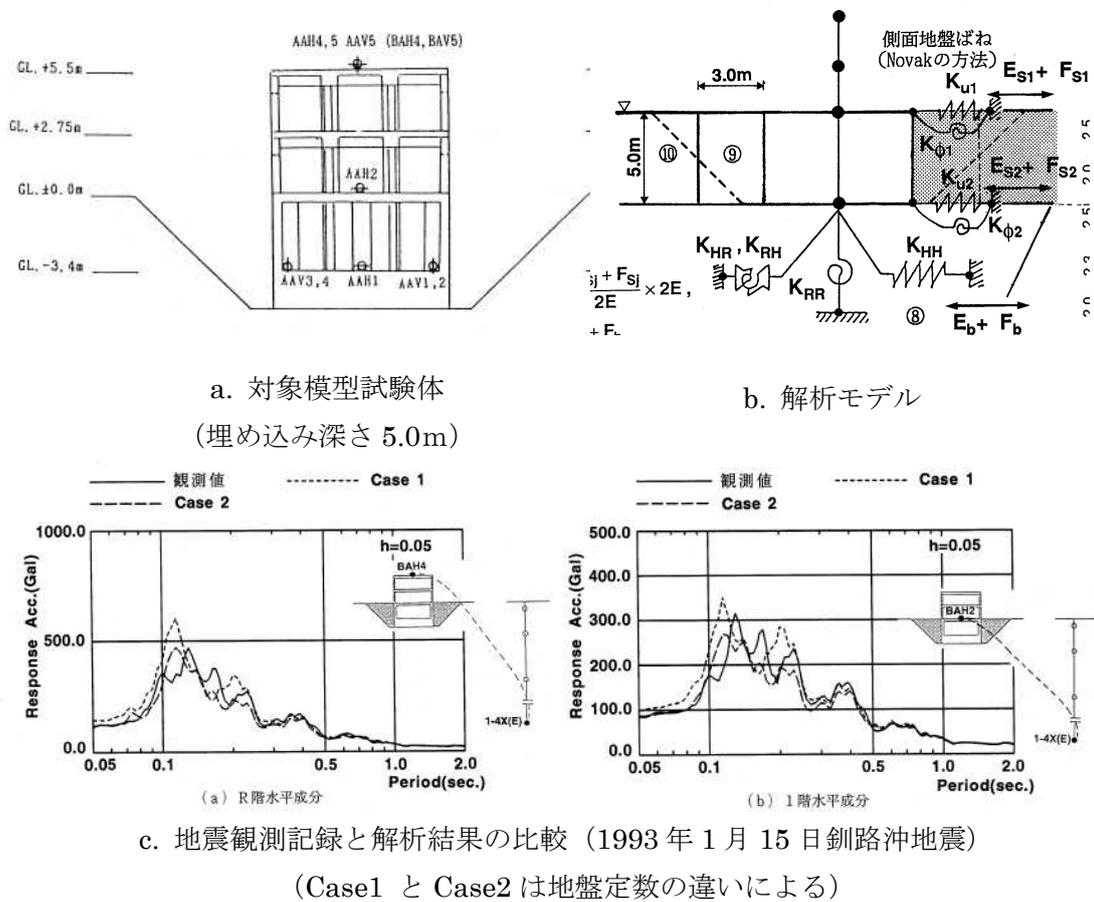


図 2.1.6 埋め込み SR モデルによる模型試験体の地震観測シミュレーション解析事例  
（「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書」（平成 7 年 3 月原子力発電技術機構）に図題を加筆）

### c. NOVAK の側面回転ばねについて

「標準化報告書」においては、実機振動試験との比較結果より NOVAK の側面ばね（水平ばね及び回転ばね）を考慮した評価法が、実用的かつ合理的であるとの評価を行った後に、側面ばねのうち回転ばねの扱いについて検討を行っている。

「標準化報告書」における記載の概要は次のとおりである。

側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合を、実機振動試験結果と比較し次に言及している。比較結果を図 2.1.7 に示す。

- ・NOVAK の側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合で共振振動数の差異はほとんど生じない。

- ・NOVAK の回転ばねを削除することにより、共振振動数における振幅は増大し、建屋—地盤連成系の減衰効果は小さく評価される。

これらより、「標準化報告書」では地震応答解析に用いる地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不明である現状を勘案すれば、建屋—地盤連成系の減衰定数を小さく評価する回転ばねを削除した SR モデルで地震応答解析するのが適切であると判断されたとしている。

以上の検討結果を踏まえると、次のことが結論付けられる。

- ・NOVAK の回転ばねを考慮した方が試験結果との対応が良くなることから、建屋の埋め込み効果をより適切に評価するためには、NOVAK の回転ばねを考慮することが望ましい。
- ・NOVAK の回転ばねを考慮するためには、「標準化報告書」で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。

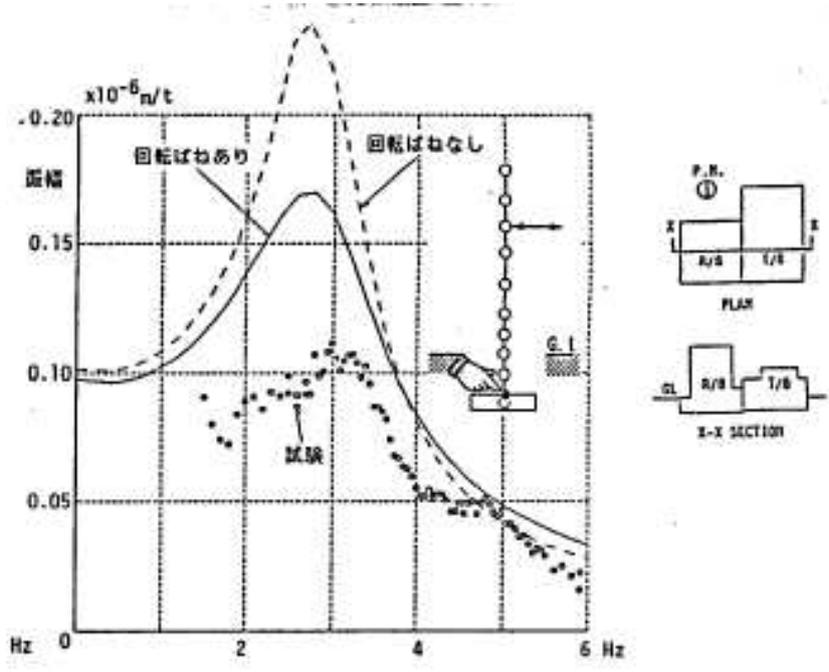
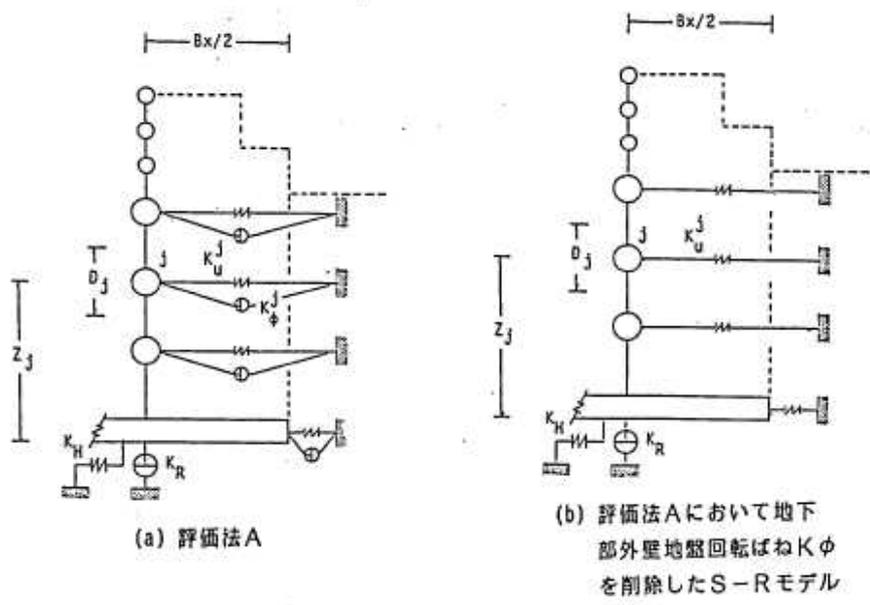


図 2.1.7 実機振動試験結果と側面回転ばねの有無による解析結果の比較事例  
(「標準化報告書」に図題等を加筆)

### 2.1.3 離散系モデルについて

地盤を離散系でモデル化する地震応答解析モデルとしては、格子型モデル及び FEM モデルがある。別紙-3 では、FEM モデルを用いて原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や摩擦を考慮した場合の影響等を実施するので、より精緻なモデル化が可能な FEM モデルについて述べる。

地盤を 2 次元 FEM によりモデル化した地震応答解析については、矢野他「埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法(その 1～その 4)」(日本建築学会学術講演梗概集 1988 年)における、埋め込みのある原子炉建屋の地震観測記録に対するシミュレーション解析により、その妥当性が検証されている。これらの結果は、埋め込み SR モデルと同様に「JEAG4601-1991 追補版」において引用されている「標準化報告書」にまとめられている。

また、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例としては、鈴木康嗣他「埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析」(日本建築学会構造系論文集第 438 号・1992 年 8 月)がある。ここでは、地盤の材料非線形を等価線形で扱い、地盤と構造物の接触部分の滑り剥離の幾何学非線形を考慮した 2 次元 FEM の解析モデルで、加速度応答、共振振動数、動土圧等に対して実験結果と整合する結果が得られたとしている。さらに、これらの結果から、シミュレーションが 2 次元モデルであることや、実験・解析ともに有限領域のものであるという制約はあるものの、ここで示した 2 次元 FEM による解析手法の精度・信頼性が確認されたとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2.1.8 に示す。

一方、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、古山田耕司他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その 4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008 年 9 月)がある。ここでは、2 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みありの場合、接地率 30%程度の実験結果も含めて、実験結果の性状を定量的に良く捉えているとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2.1.9 に示す。なお、井原和弘他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その 5)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008 年 9 月)では 3 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みのない場合のシミュレーション解析を実施し、3 次元 FEM による解析手法の妥当性を確認したとしている。

さらに、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 3 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、今村晃他「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究(その 2)」(日本建築学会大会学術

講演梗概集・2013年8月)がある。ここでは、3次元 FEM による非線形解析により、埋め込みのない場合と埋め込みありの場合のシミュレーション解析を実施し、3次元 FEM の適用範囲として文献等に記載されている接地率 35%以上よりも広い適用範囲があるとしている。3次元 FEM によるシミュレーション解析結果の例を、図 2.1.10 に示す。

埋め込みのない原子炉建屋を対象とした場合ではあるが、3次元 FEM 解析と2次元解析の地震応答解析結果を比較した事例として、内山不二男他「3次元 FEM を用いた建屋-地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究(その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2004年8月)がある。3次元 FEM 解析と2次元解析の地震応答解析結果の比較例を図 2.1.11 に示す。

これらの結果より、3次元 FEM 解析と2次元解析の違いとして次を言及している。

- ・ 3次元 FEM 解析と2次元解析の水平応答は概ね対応した値であり、解析次元が異なる応答結果としてはその差異は小さい。
- ・ 建屋頂部と基礎の上面の応答スペクトルに関しては、水平応答は同等であり、上下応答は2次元 FEM が大きい。
- ・ 基礎に生じる転倒モーメントはほぼ等しいが、接地率は2次元 FEM の方が小さくなっており、2次元 FEM の地反力分布が奥行き方向に一定であるため浮上りが生じやすいことが影響している。

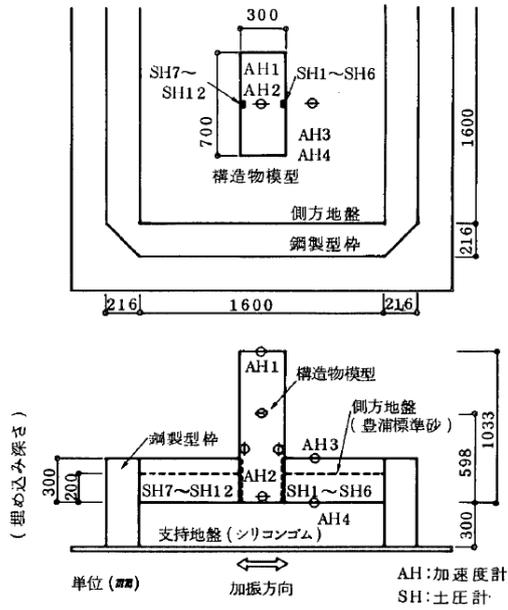


図-1 構造物・地盤模型の概要

a. 構造物・地盤模型の概要

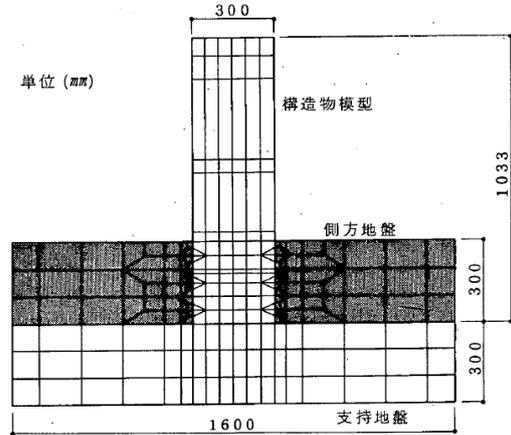


図-8 解析モデル (埋め込み深さ 30 cm)

b. 解析モデルの概要

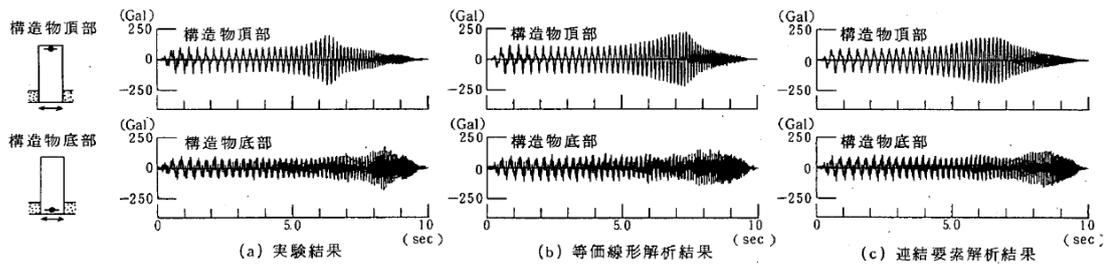


図-13 応答加速度時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

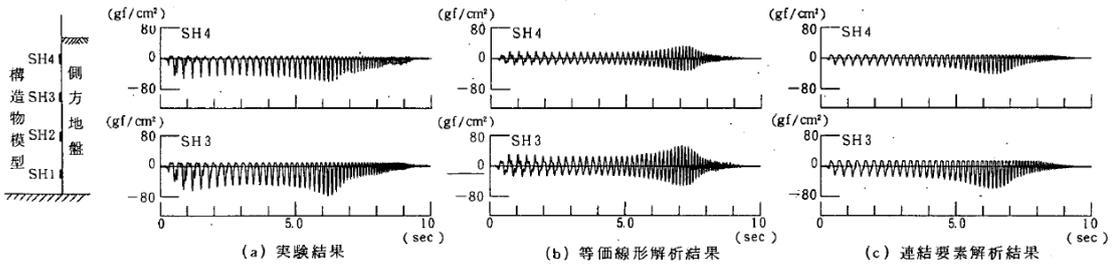


図-14 動土圧時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

c. シミュレーション解析結果と試験結果の比較

図 2.1.8 埋め込みを有する構造物模型の振動台実験の 2 次元 FEM による解析事例  
 (鈴木康嗣他「埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析」  
 (日本建築学会構造系論文集第 438 号・1992 年 8 月) に図題を加筆)

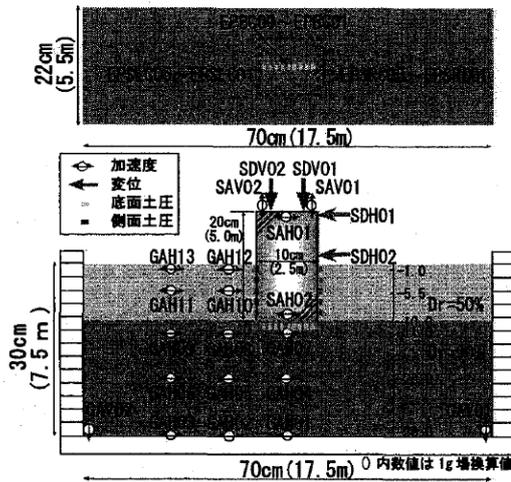


図1 埋込み有り実験モデルと計測点配置

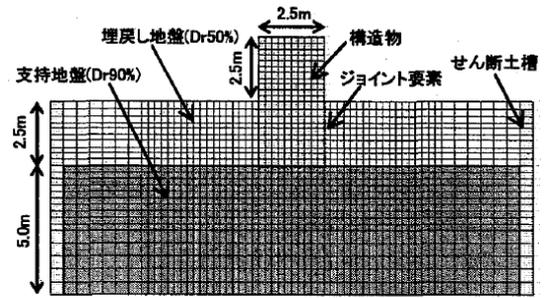
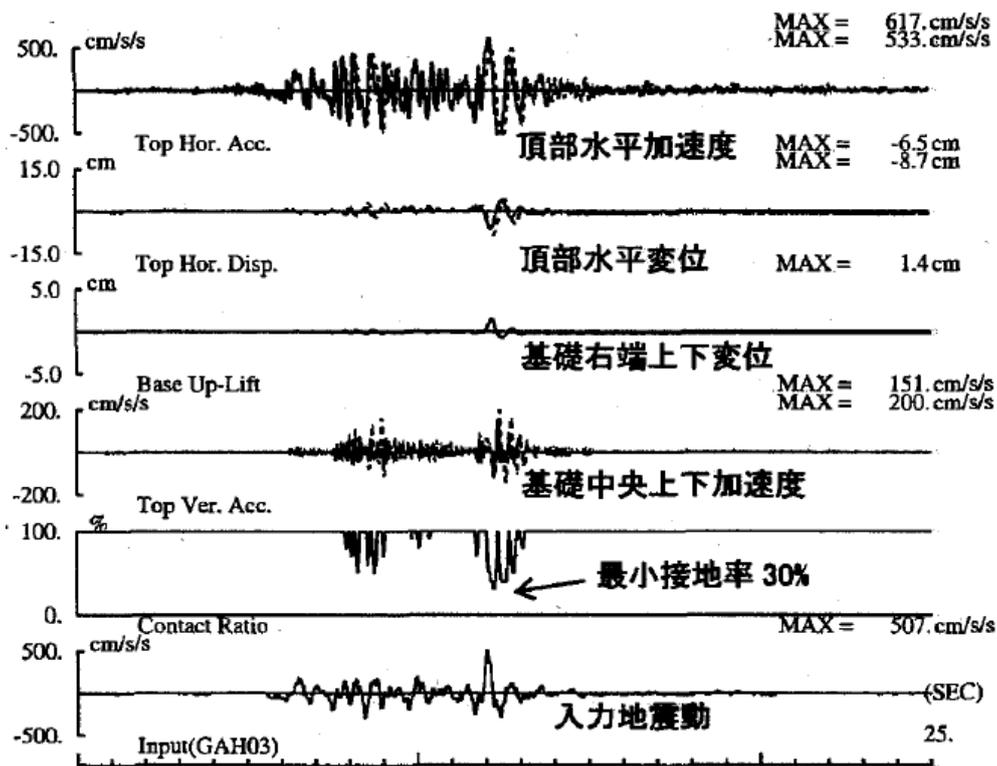


図5 2次元FEM解析モデル (1g場換算表示)

a. 試験体概要

b. 2次元 FEM 解析モデル概要



(b) 埋込み有り

図1 試験体の浮上り応答と接地率の時刻歴波形 (実線:解析、点線:実験、最大値は上段が解析)

c. 試験結果と解析結果の比較

図 2.1.9 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の2次元 FEM による解析事例 (古山田耕司他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008年9月)に図題を加筆)

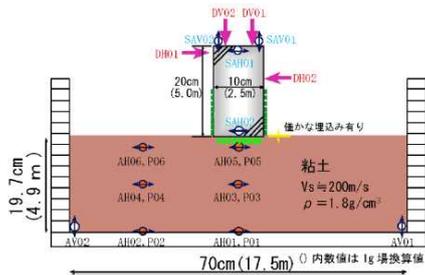


図1 検討対象とした遠心振動台実験

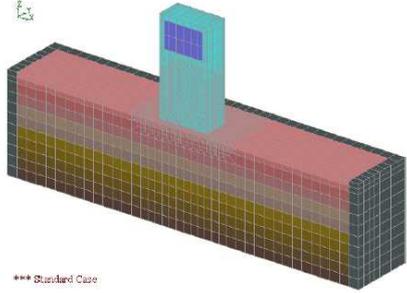


図2 三次元有限要素モデル

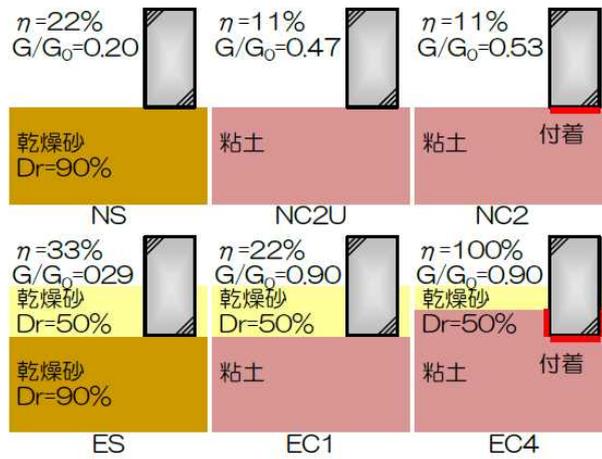


図3 遠心振動台実験のシミュレーション解析ケース

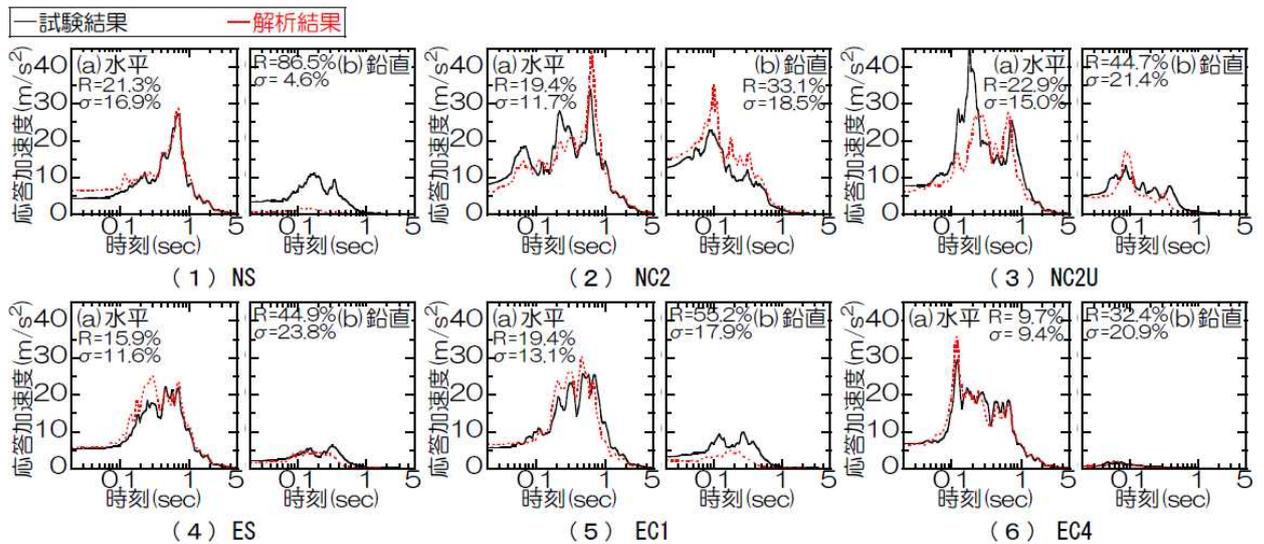


図3 構造物頂部における加速度応答スペクトル（減衰5%）の比較

図 2.1.10 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の3次元 FEM による解析事例  
 (今村晃他「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究 (その2)」  
 (日本建築学会大会学術講演梗概集・2013年8月)に図題を加筆)

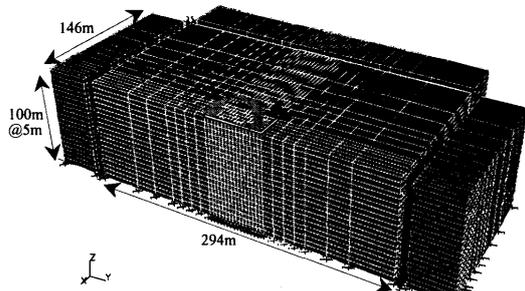


図1 3次元FEMモデル(基礎-地盤系)

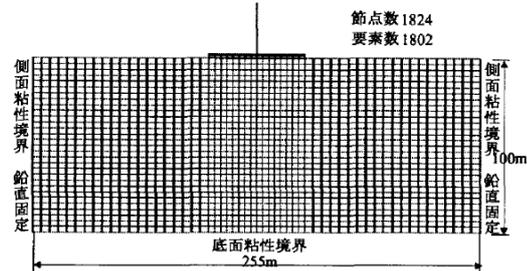


図5 2次元FEM解析モデル( $V_s=1800\text{m/s}$ 地盤)

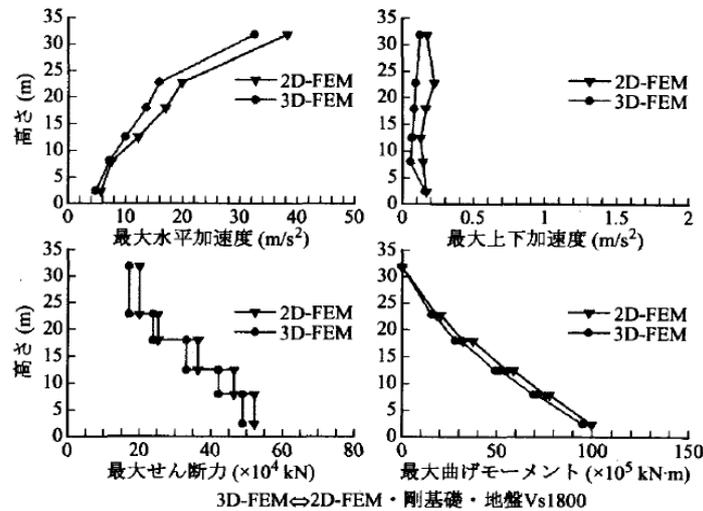


図6 解析次元の違いによる建屋最大応答値の比較

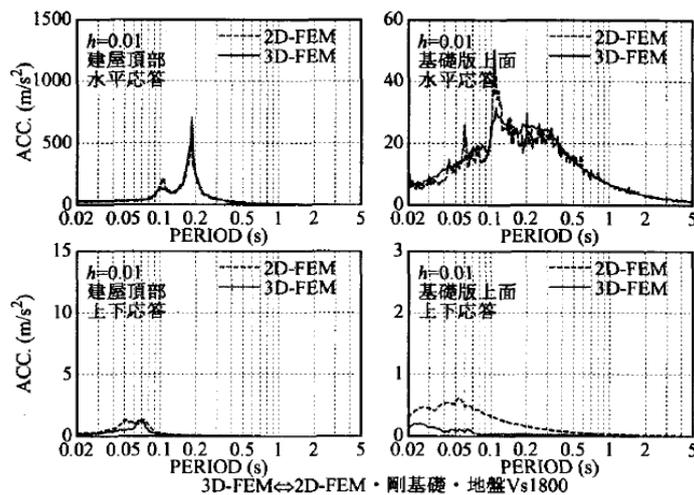


図7 解析次元の違いによる建屋応答スペクトルの比較

図 2.1.11 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の3次元 FEM による解析事例  
 (内山不二男他「3次元 FEM を用いた建屋-地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究 (その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2004年8月)

#### 2.1.4 建屋地盤相互作用とモデル化についてのまとめ

本章では、建屋地盤相互作用とモデル化について概括した。それらの結果次のことが確認された。

- ・埋込まれた原子炉施設の設計における地震応答解析では、埋め込み SR モデルや格子型モデルが多用されている。

- ・今回工認で用いる NOVAK の側面回転ばねを考慮した埋め込み SR モデルは、実機の振動試験や地震観測シミュレーションにより、その妥当性が確認されている。

- ・「標準化報告書」では、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不確かであることから埋め込み SR モデルに NOVAK の側面回転ばねを用いないこととしている。

- ・NOVAK の回転ばねを考慮するためには、「標準化報告書」で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。

- ・NOVAK の側面回転ばねは、建屋側面と地盤が接触しておりかつ摩擦力が伝達されていることを仮定して算定されている。実現象においては摩擦による応力伝達に加え水平方向のせん断抵抗も期待できるので、NOVAK の側面回転ばねの適用にあたっては地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の関係を確認することが望ましい。

- ・2次元 FEM モデルは、振動台実験等により建屋と周辺地盤間の摩擦滑りや剥離等が評価できることが確認されているので、地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の確認においては、2次元 FEM の活用が有効と考えられる。

## 2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について

今回工認の原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデルでは、上述の埋め込み SR モデルを用いるものとする。既工認モデル時より考慮している NOVAK の側面水平ばねに加え、図 2.2.1 に示すように NOVAK の側面回転ばねを採用する予定である。

これは、2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析において、他の項目（コンクリート実剛性等）と併せて、側面回転ばねを採用したモデルによる解析結果が、観測記録を精度良く再現できたことを踏まえ、より実状に近い建屋応答を再現するという観点から、側面回転ばねによる効果を考慮することとしたものである。また、側面回転ばねを考慮することにより、埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の接地率の改善効果も期待できる。

側面回転ばねを考慮することが建屋応答に与える影響を定量的に把握するために、6/7 号炉原子炉建屋のうち 7 号炉を代表として検討を実施した。検討にあたっては、①既工認ベースのモデル（側面回転ばね非考慮）、②既工認ベースのモデルに側面回転ばねを追加したモデルのそれぞれの解析モデルについて、建屋応答の大きくなる基準地震動  $S_s-1$  を代表波として動的解析を実施し、結果を比較することとした。表 2.2.1 に建屋接地率、図 2.2.1 に床応答スペクトル、図 2.2.3 に建屋の最大応答せん断ひずみについての比較結果を示す。

まず、表 2.2.1 から側面回転ばねを考慮することによって接地率が大きく改善することが確認出来る。接地率は前述の通り、埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる指標である。「原子力発電所耐震設計技術規定 JEAC4601-2008」（（社）日本電気協会、2009 年）を参考に、接地率が 50%を下回った場合においては、埋め込み SR モデルの適用範囲外とし、特別な検討が必要になると考えている。

図 2.2.2 の床応答スペクトルについては、側面回転ばねを考慮することにより、短周期側の応答スペクトルを多少低減する効果が認められる。側面回転ばねは、建屋の地下側面と地盤の間の摩擦力による建屋の回転方向の拘束効果をモデル化したものであるため、その効果で短周期側の振動が低減したものと考えられる。

図 2.2.3 の建屋のせん断ひずみは、耐震壁の耐震安全性評価の評価基準値として参照する応答値であるが、既工認モデル及び側面回転ばねを追加で考慮したモデル共に評価基準値に対して十分な余裕がある。側面回転ばねを考慮することにより、最大せん断ひずみは大きくなる傾向が確認出来る。

以上で説明したとおり、側面回転ばねを考慮することの主要な目的としては、「側面の摩擦力による拘束効果をモデルに取り込むことによってより実状に近い応答を模擬すること」にあると考えており、結果として埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の接地率が改善することとなる。

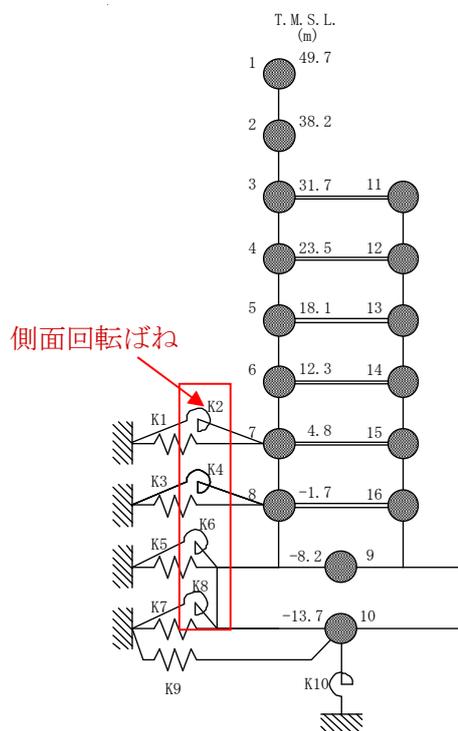
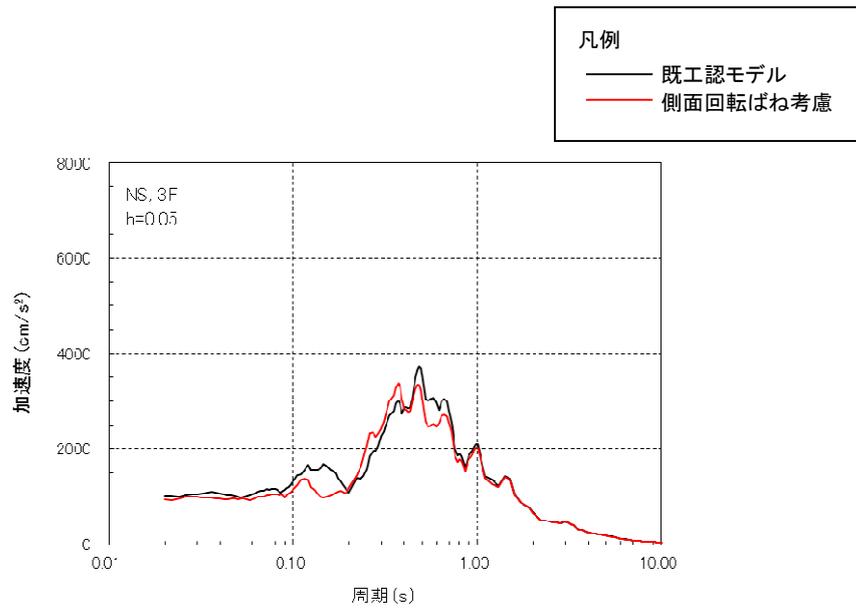


図 2.2.1 K6/7 R/B の地震応答解析モデル\* (NS 方向)

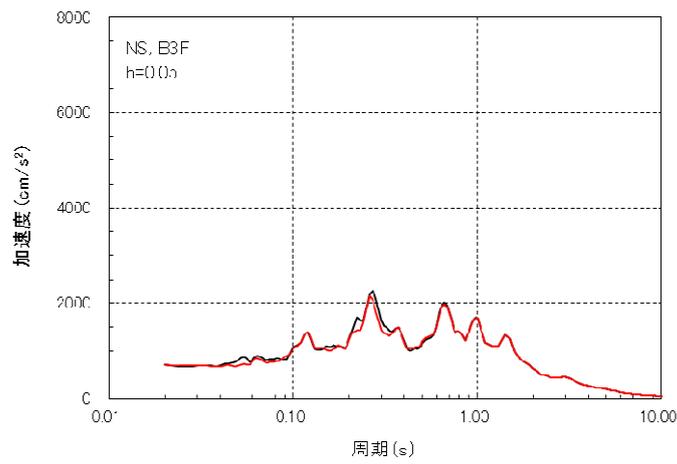
\*原子炉建屋の解析モデル図としては、6、7号炉原子炉建屋で同じ表現となる。

表 2.2.1 側面回転ばねが接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

| 解析ケース    | 接地率         |
|----------|-------------|
|          | NS 方向       |
| 既工認モデル   | 51.5%(Ss-1) |
| 側面回転ばね考慮 | 70.1%(Ss-1) |



(3階, Ss-1, NS方向)



(基礎版上, Ss-1, NS方向)

図 2.2.2 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響  
 (7号炉原子炉建屋での試算例)

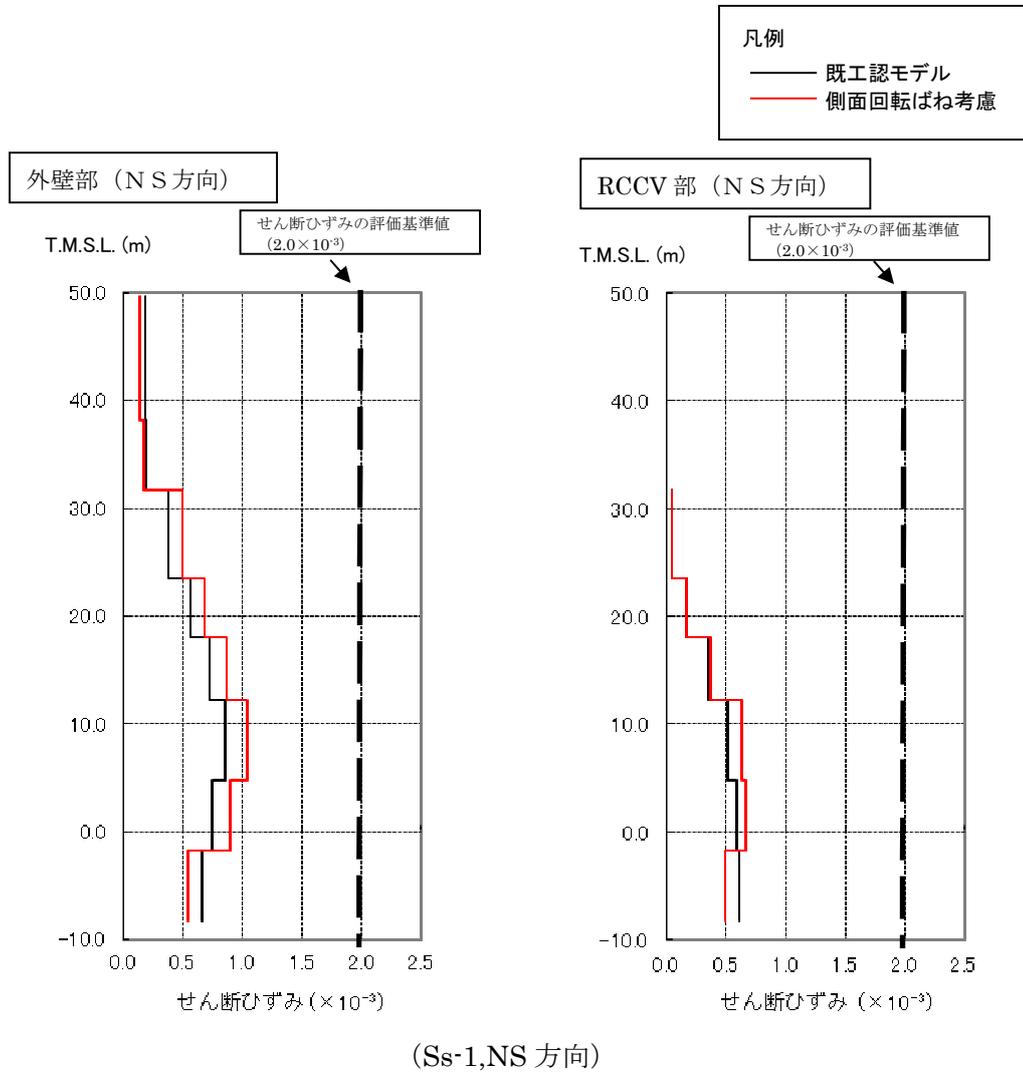


図 2.2.3 側面回転ばねが応答せん断ひずみに与える影響  
(7号炉原子炉建屋での試算例)

## 2.3 建屋の設置状況を踏まえた論点の抽出

NOVAK の側面回転ばねは、図 2.3.1 に示したように、建屋地下外壁部と側面地盤との間に作用するせん断力の埋め込み建屋の回転方向の変形に対する拘束効果を表現したものであり、側面回転ばねを採用することの妥当性・適用性の確認にあたっては、埋め込みの状況や建屋周辺部の状況を適切に考慮した上で、側面回転ばねの反力を負担出来ることを確認する必要があると考えられる。

6号炉原子炉建屋の地盤及び周辺建屋の設置状況の詳細について、図 2.3.2 に平面図、図 2.3.3 に断面図を示す。また、7号炉原子炉建屋についても同様に、図 2.3.4 に平面図、図 2.3.5 に断面図を示す。6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋は、建屋の構造躯体の形状と地盤への埋め込み深さが同じであることから振動性状は類似していると考えられ、また、他の建屋との位置関係についても概ね類似している。建屋地下外壁部には防水層が設けられているが、この仕様も6号炉と7号炉で共通の仕様となっている。したがって、建屋地下外壁と地盤間のせん断力による建屋拘束効果を確認するという観点を踏まえ、6号炉原子炉建屋を代表として検討を進めることとした。なお、検討結果の7号炉への適用性については6号炉原子炉建屋の検討結果を踏まえ、改めて判断することとする。

地下外壁部については図 2.3.6 に詳細を示すとおり、防水層が設けられており、建屋地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にある。

したがって、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間でせん断力が伝達可能かを確認する必要があると考え、これを論点として位置づけることとした。

→【論点① 側面地盤ばねの前提である地盤-建屋間に作用する摩擦力が、建屋側面に防水層が存在する場合でも、伝達可能か】

また、今回工認で採用する地震応答解析モデル（埋め込みSRモデル）への適用性の検討にあたっては、原子炉建屋の検討に用いる基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を想定した場合でも側面回転ばねが機能することを確認することが必要と考えられる。地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、建屋外壁と地盤との間に作用して建屋の動きを抑える力（せん断力や軸圧等）、すなわち、側面地盤による建屋の拘束効果が影響を受けることが想定されることから、それらの影響を考慮した上での適用性を示すことが必要であると考えられる。具体的には、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるか、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

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が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する必要があると考えられる。これらをあわせて2つめの

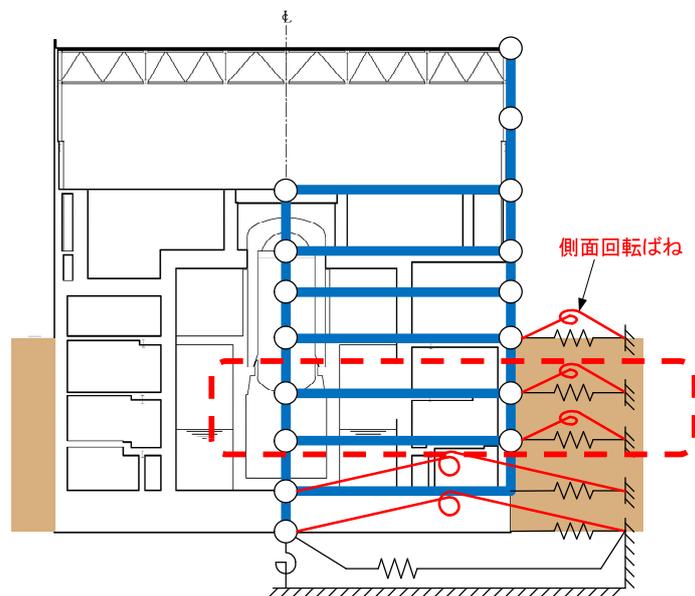
論点として位置づけることとした。

→ **【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】**

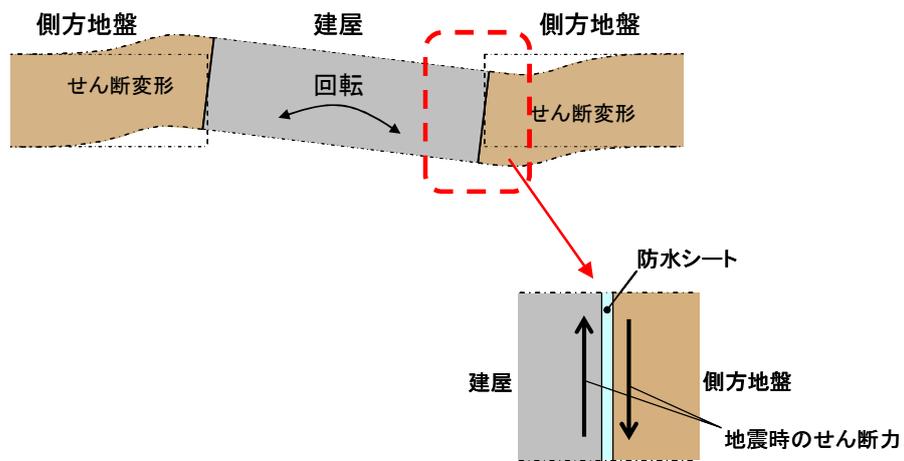
一方、図 2.3.2、図 2.3.3 に示した通り、6号炉原子炉建屋の西側側面には6号炉タービン建屋が接している。更に、建屋周辺においてマンメイドロックが複雑に打設されていることや埋め戻し土が存在することについても確認出来る。以上のような状況を踏まえると、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を踏まえた場合の側面回転ばねの適用性についても確認する必要があると考えられるため、これを3つめの論点として位置づけることとした。

→ **【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】**

以降では、以上の3つの論点を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。



(a) 原子炉建屋の埋め込み状況の概要



(b) NOVAK ばねの効果イメージ

図 2.3.1 側面回転ばねの作用機構概念

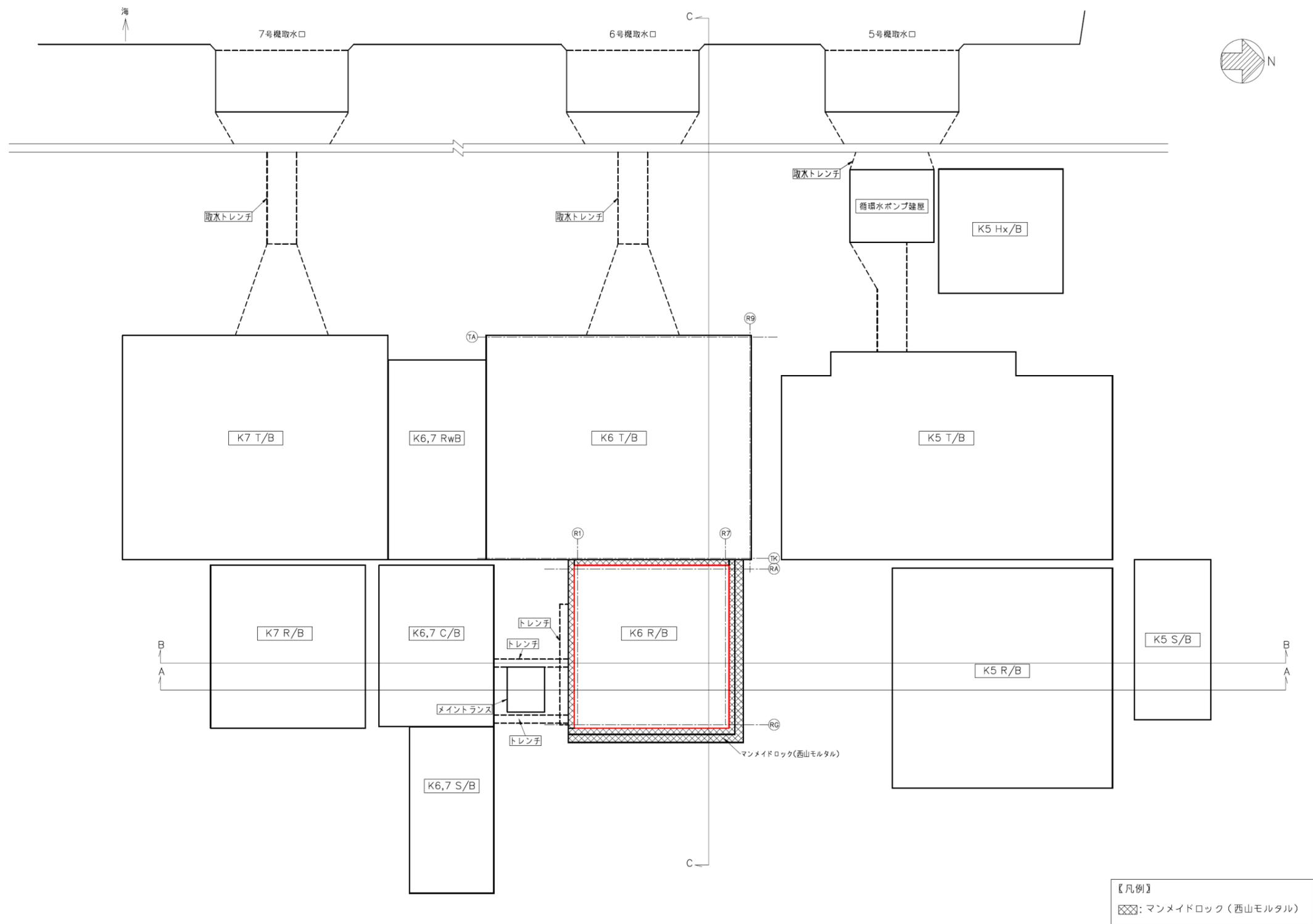
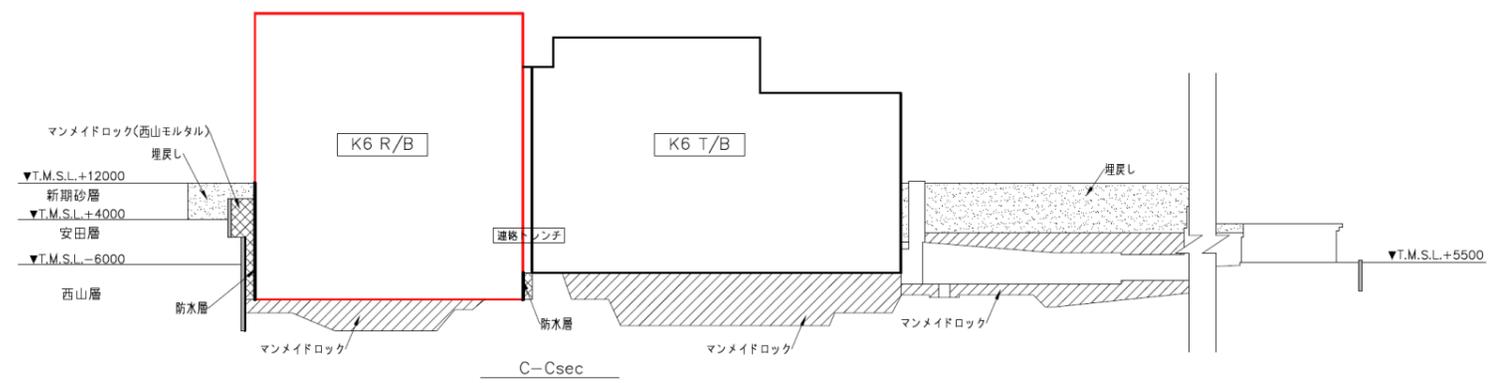
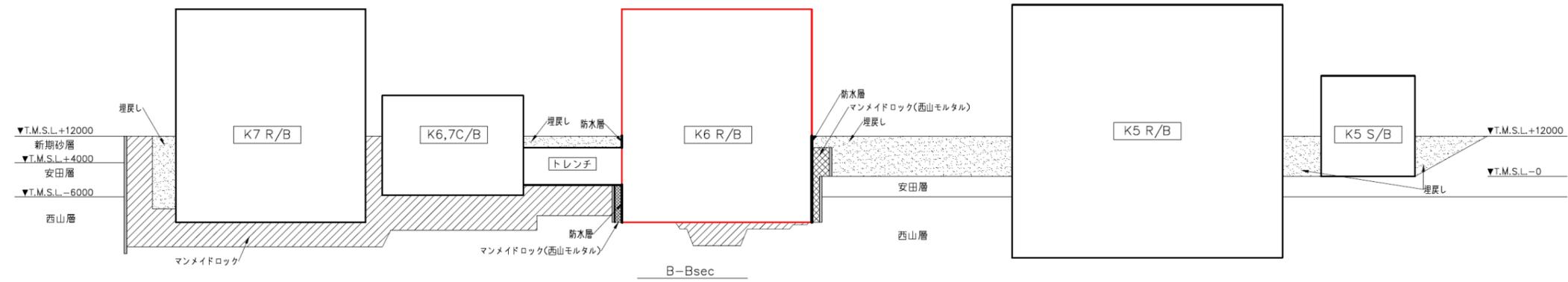
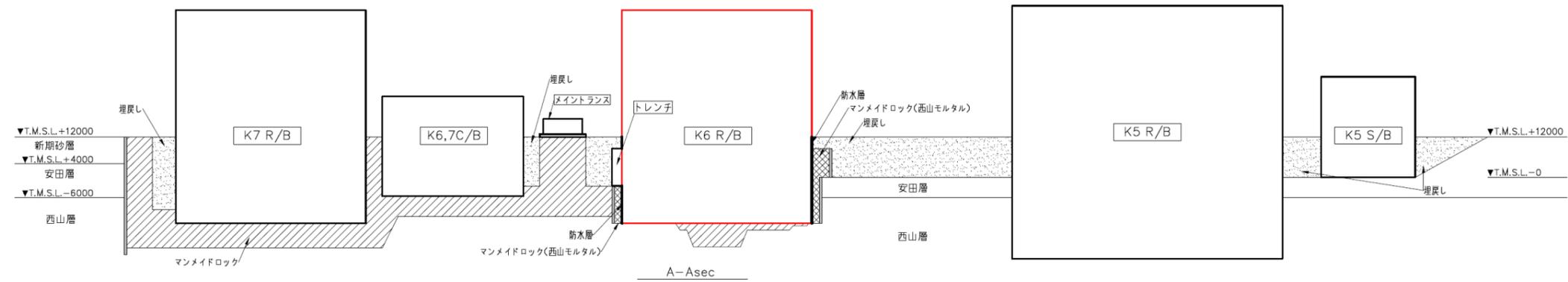


図 2.3.2 6号炉原子炉建屋の設置状況（平面図）



- 【凡例】
- ☒: マンメイドロック (西山モルタル)
  - ▨: マンメイドロック
  - ▨: 埋戻し
  - : 連壁 (t=800mm)

図 2.3.3 6号炉原子炉建屋の設置状況 (断面図)

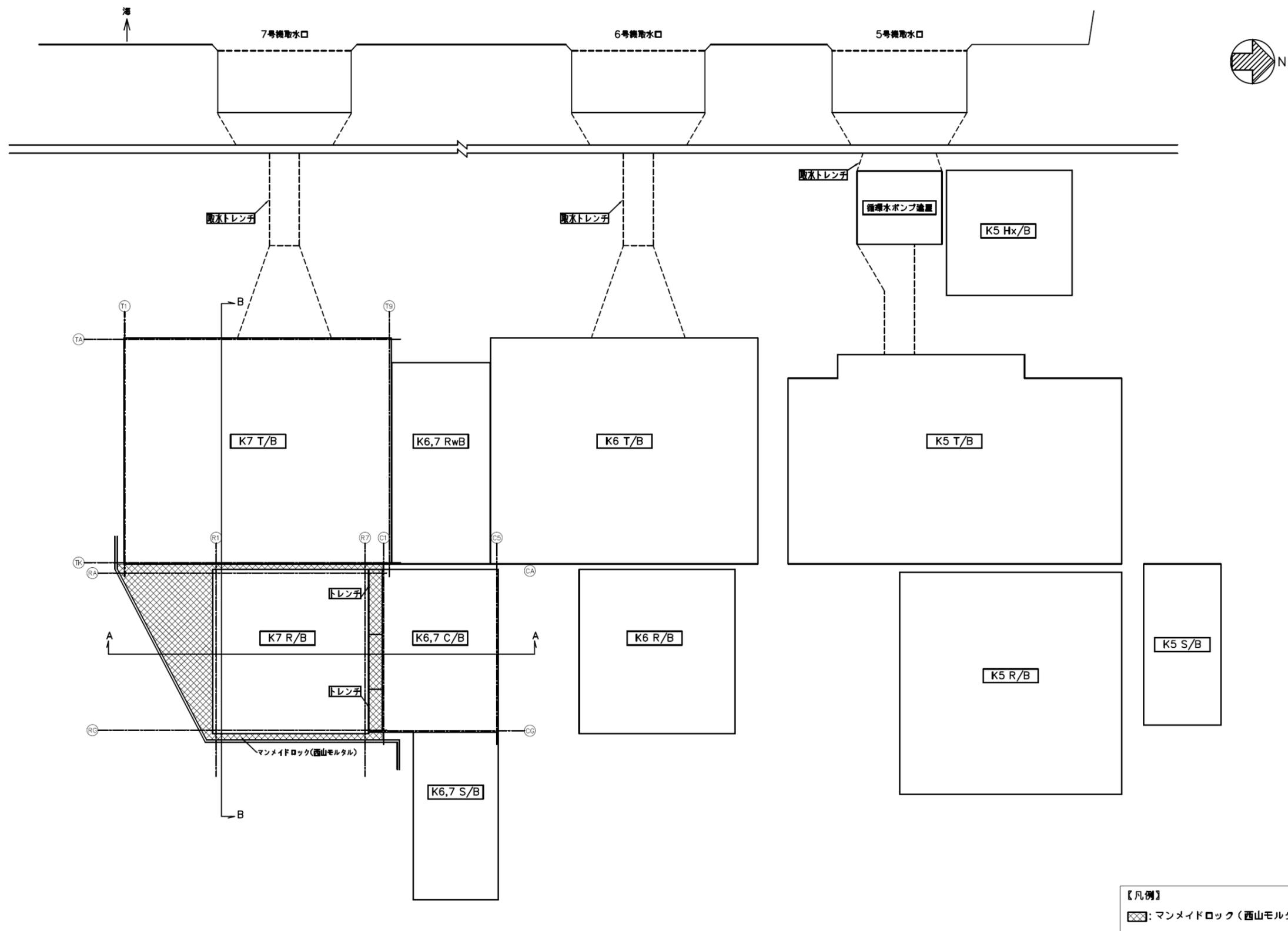
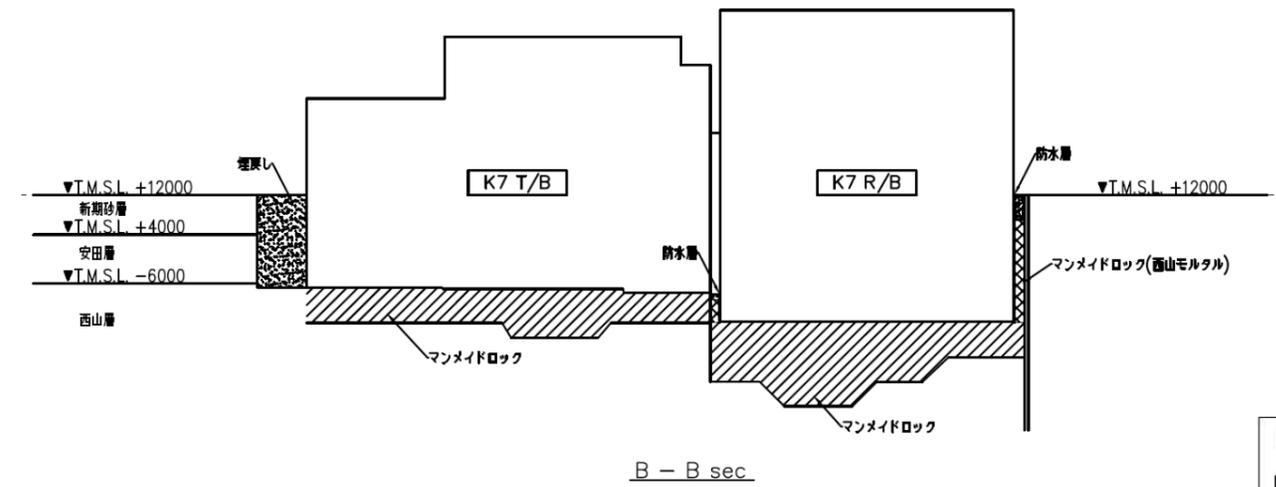
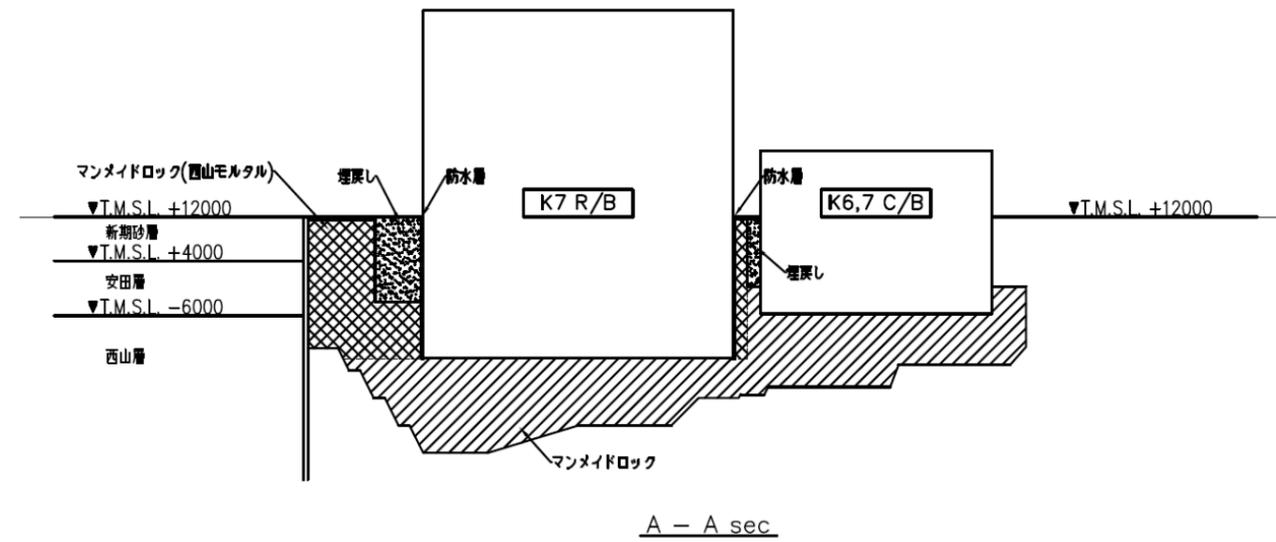


図 2.3.4 7号炉原子炉建屋の設置状況（平面図）



【凡例】

|  |                  |
|--|------------------|
|  | マンメイドロック(西山モルタル) |
|  | マンメイドロック         |
|  | 埋戻し              |
|  | 連壁 (t=800mm)     |

図 2.3.5 7号炉原子炉建屋の設置状況(断面図)

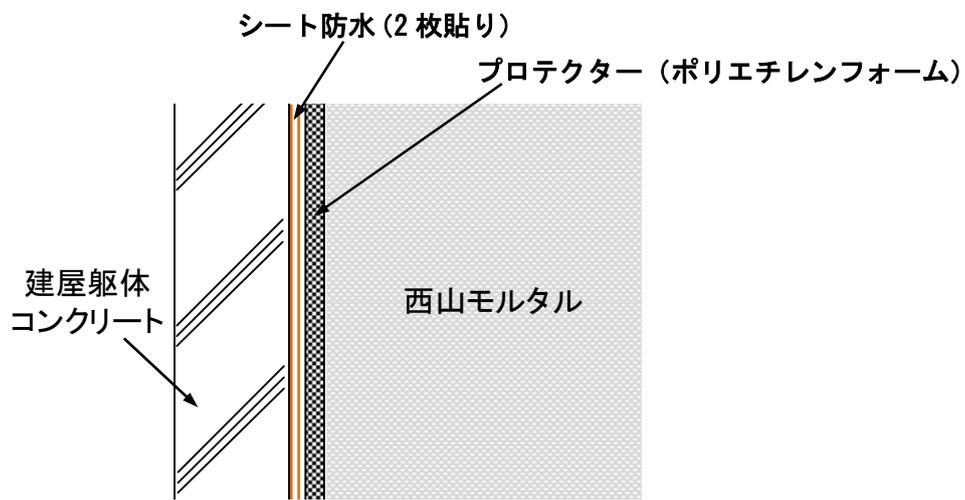


図 2.3.6 地下外壁の防水施工状況

## 2.4 妥当性の検討方針

2.3 で抽出した論点を踏まえて、今後の検討方針を設定することとした。検討の全体フローを図 2.4.1 に示す。

以降では、以上の3つの論点を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。

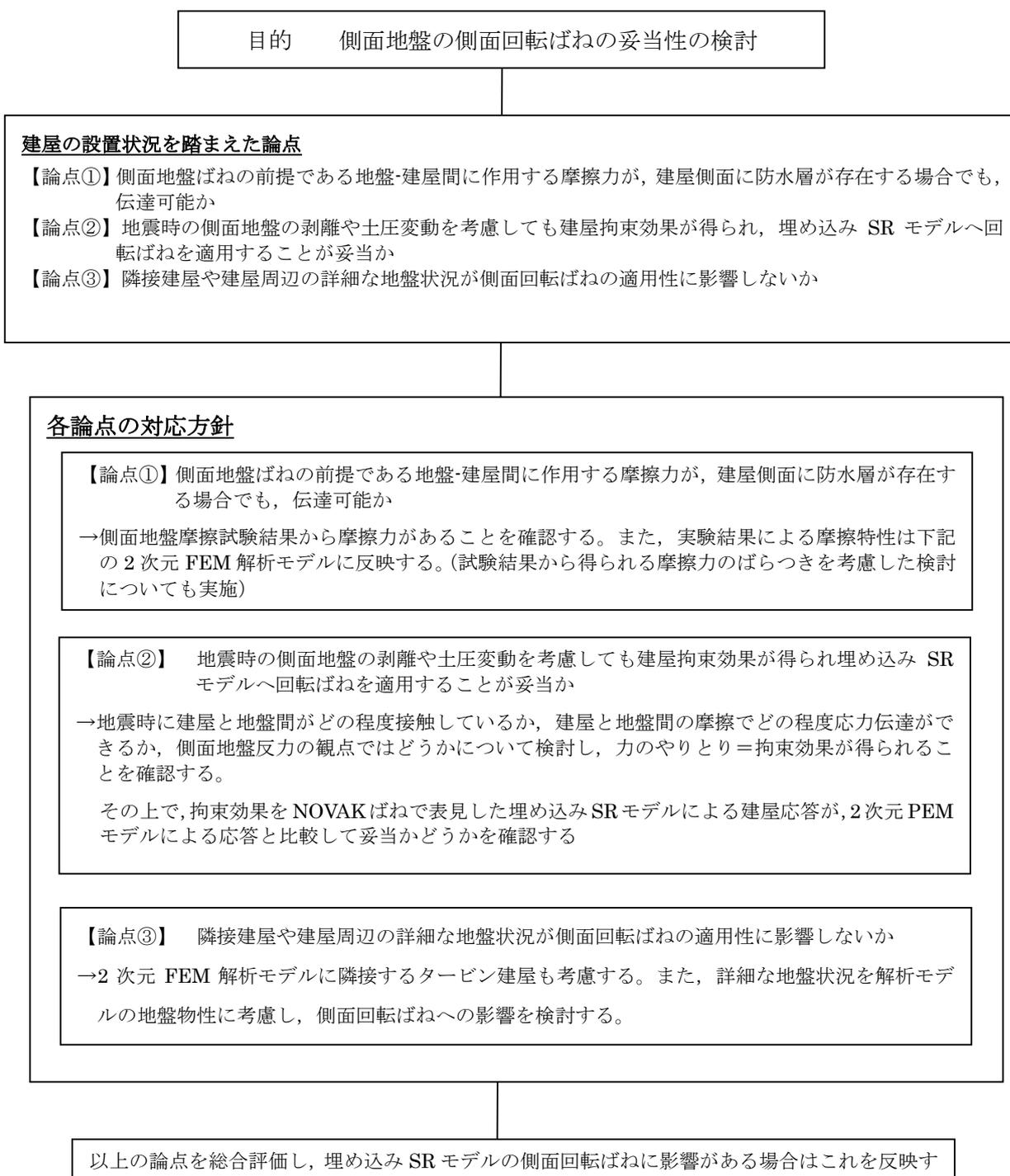


図 2.4.1 側面回転ばねの妥当性に関する全体の検討フロー

#### 2.4.1 【論点①】 についての確認方針

【論点①】 建屋側面には防水層があるが、防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

原子炉建屋の地下外壁には図 2.3.6 に示したとおり、防水層が設置されていることから、側面回転ばねの妥当性検討にあたっては、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、確認を行うことが必要であると考えられる。

防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦耐力については、地盤摩擦試験により確認する方針とした。地盤摩擦試験の実施にあたっては、図 2.4.2 に示すように実機防水仕様の状況や側面に作用する土圧による影響も踏まえたモデル化を行うこととし、試験に用いる材料（保護層、防水層等）については、試験結果の実機への適用性を考慮し、実機と同製品もしくは同等品を使用することとした。試験により得られた摩擦耐力については、側面回転ばねの妥当性確認に用いる 2 次元 FEM モデル（後述）に反映する。

なお、2 次元 FEM モデルの基礎側面と地盤間のジョイント要素の摩擦力（せん断応力-垂直圧関係）は、地盤摩擦試験結果（図 2.4.3）の平均値を採用することを基本とするが、試験結果のばらつきを考慮した場合の影響についても検討を実施する。

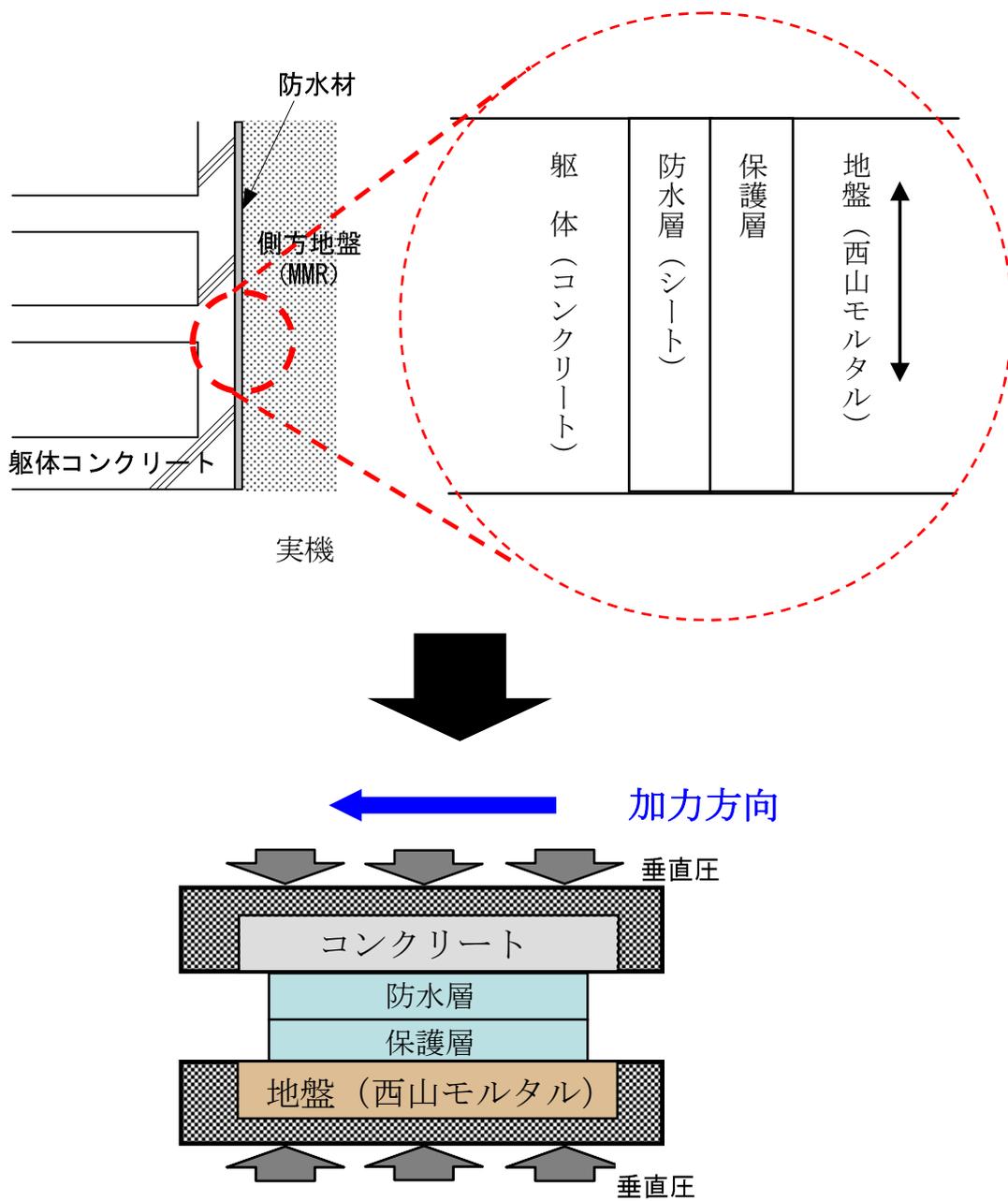
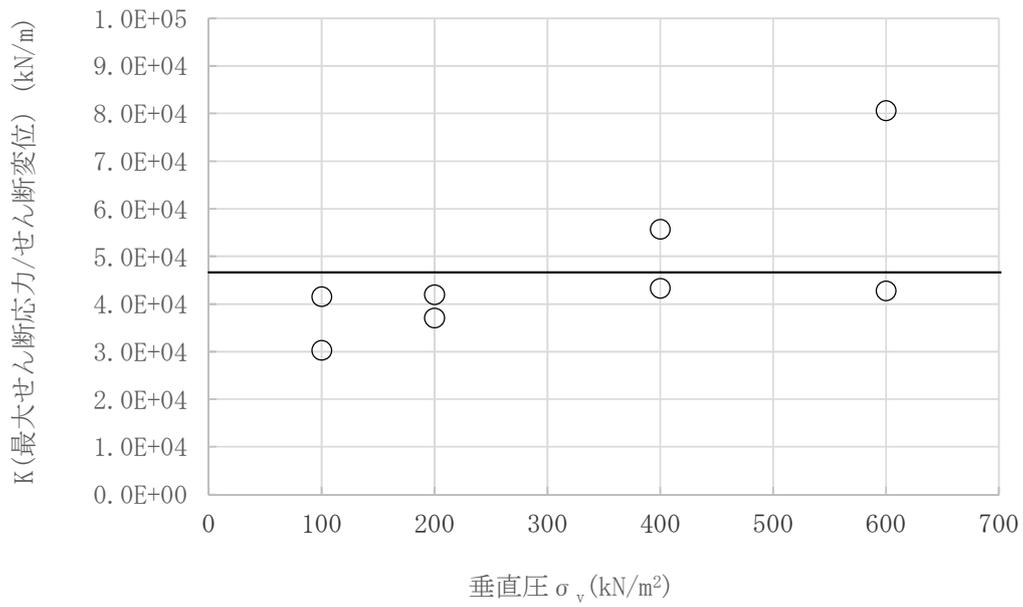
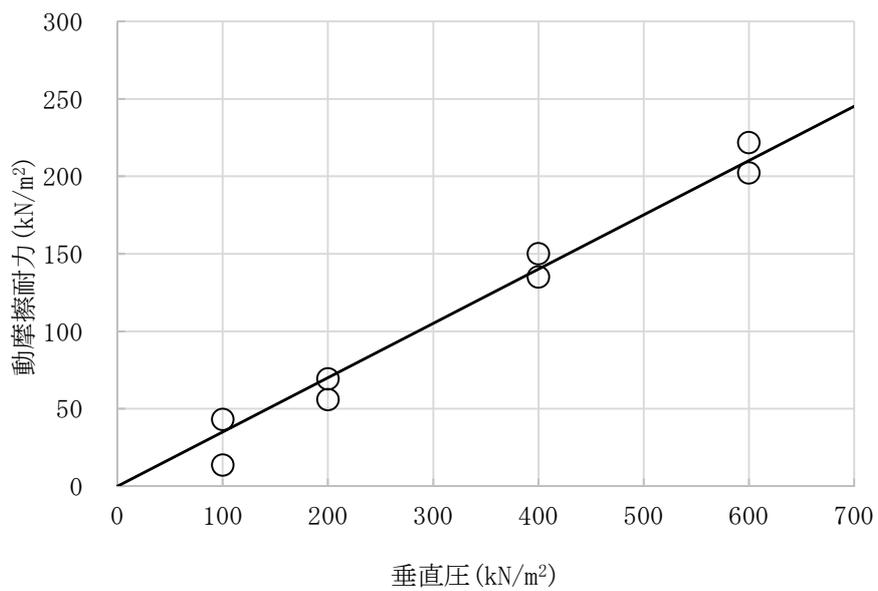


図 2.4.2 地中外壁の摩擦試験のモデル化の考え方



(せん断ばね定数と垂直圧の関係)



(動摩擦耐力-垂直圧関係)

図 2.4.3 地盤摩擦試験結果

#### 2.4.2 【論点②】についての確認方針

【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

地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、外壁側面の摩擦抵抗力が影響を受ける。そこで、FEM モデルを用いた地震応答解析を行い、基準地震動  $S_s$  時における建屋-側面地盤の境界部の接触剥離及び摩擦を検討する。FEM モデルには図 2.4.4 に破線で示す建屋-地盤境界部に接触剥離や摩擦を考慮したジョイント要素（軸ばねとせん断ばね）を設ける。なお、地盤の接触剥離の発生や地盤摩擦試験結果に基づく滑りを伴う動摩擦特性を考慮した解析を行うため、ここでは解析演算上の利便性の良い 2 次元 FEM モデルを用いることとした。

検討に用いるモデルを図 2.4.5 に示す。図 2.3.5 に示す解析モデルは、建屋を質点系モデルとし、地盤を成層地盤としてモデル化するが、建屋周囲に存在するマンメイドロックも考慮する。

上記の 2 次元 FEM モデルによる詳細な地震応答解析を行い、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるか、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

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が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する。

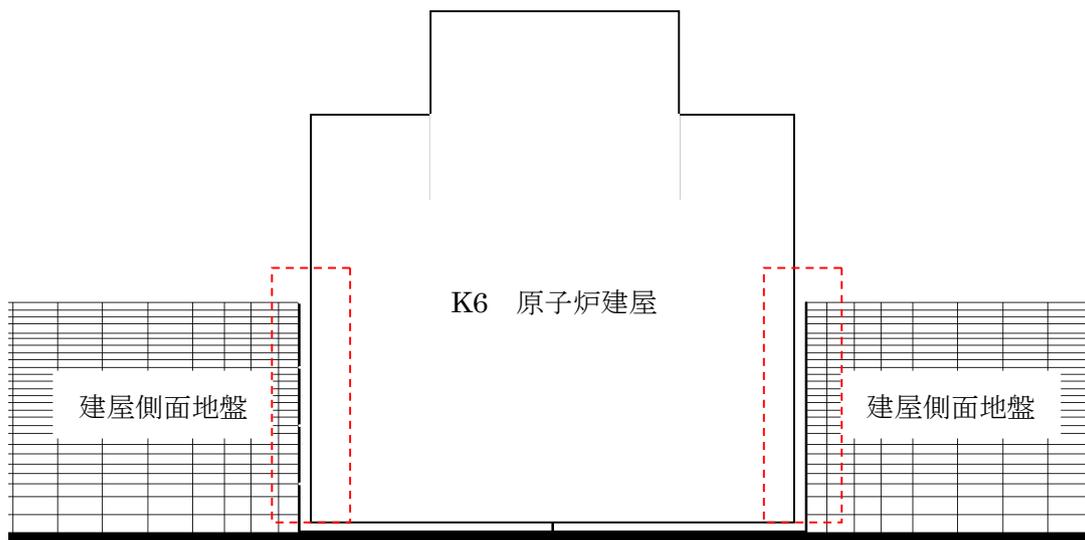
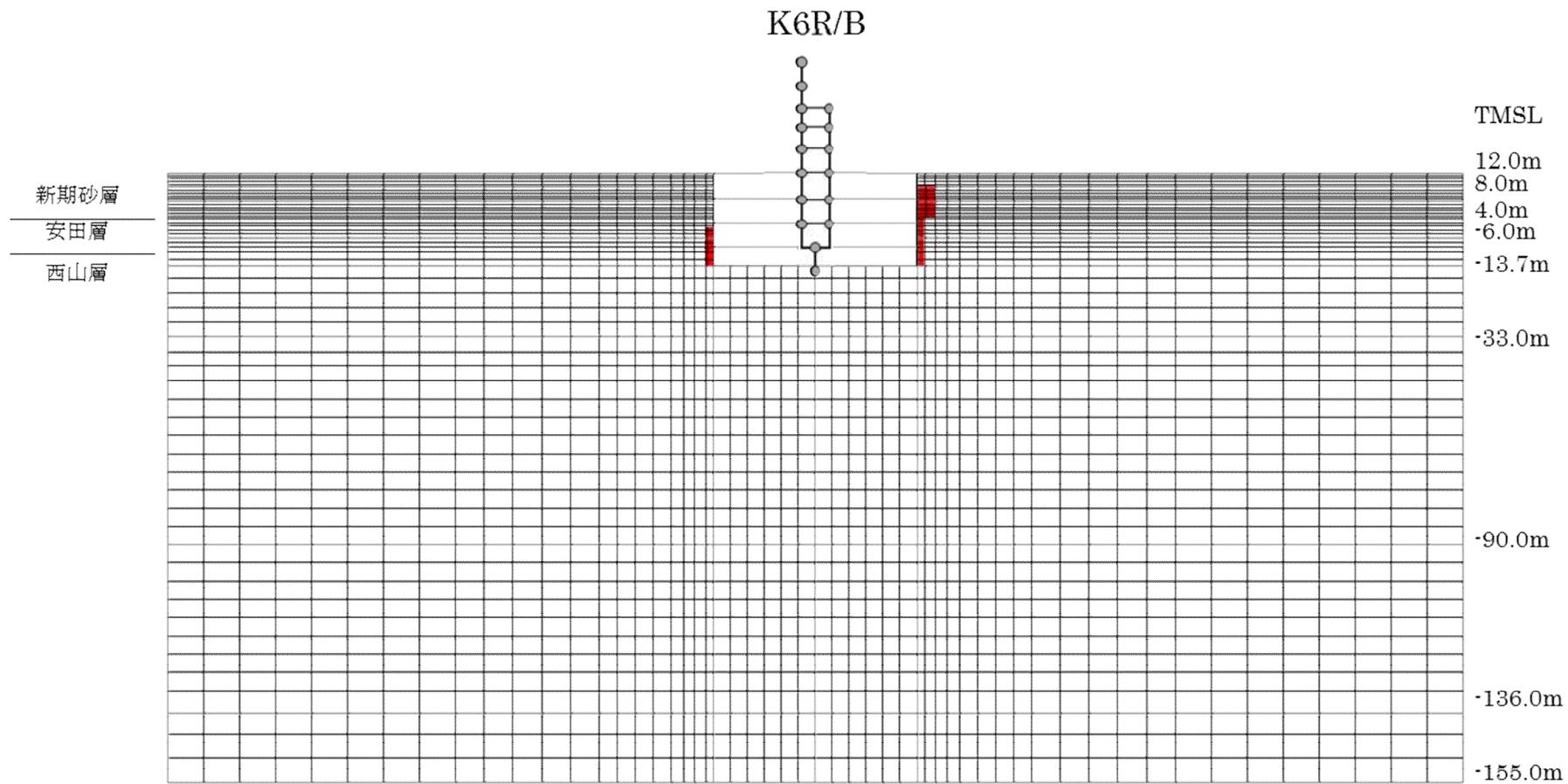


図 2.4.4 建屋と隣接地盤の剥離・接触の検討箇所



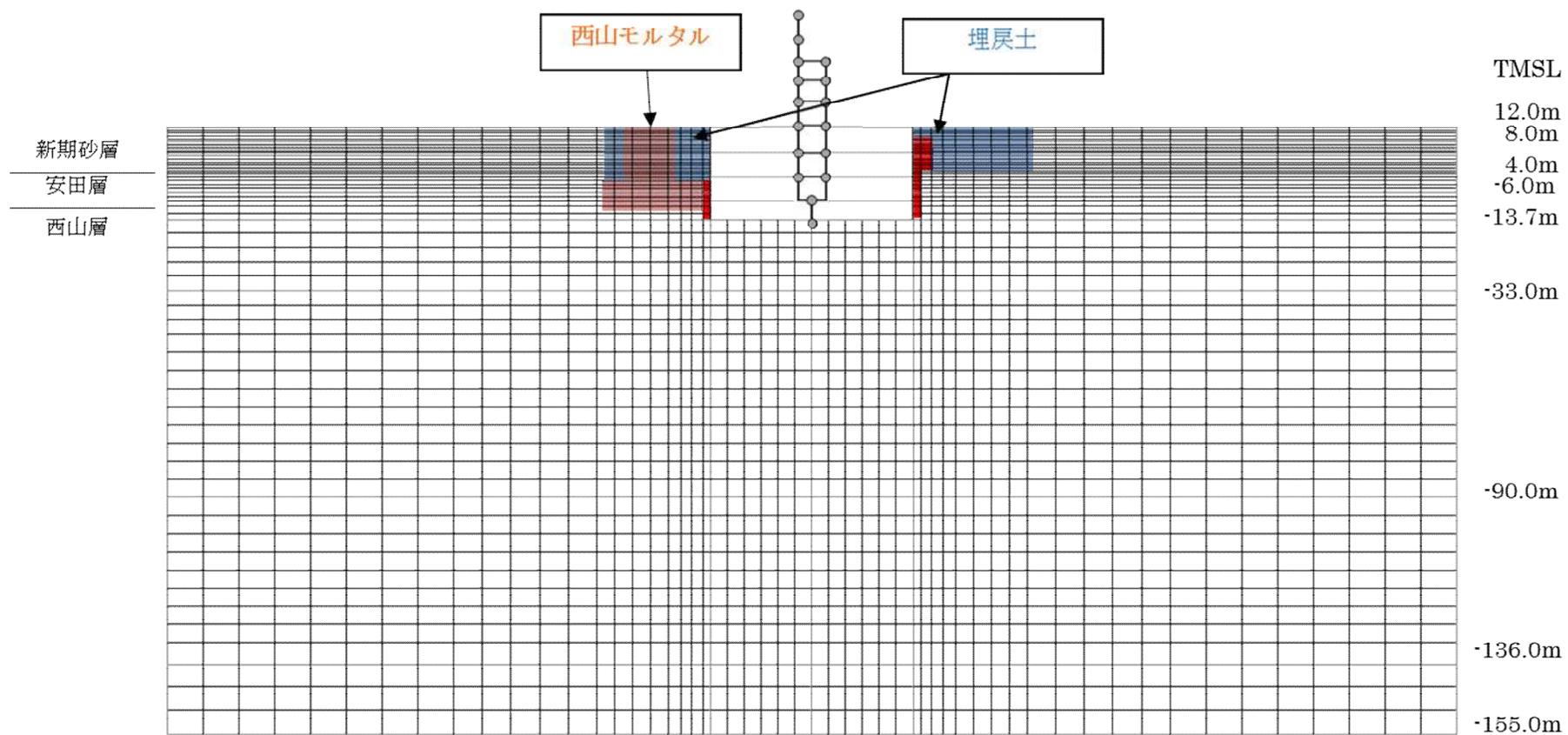
赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.5 K6R/B モデル図 (NS 方向)

### 2.4.3 【論点③】についての確認方針

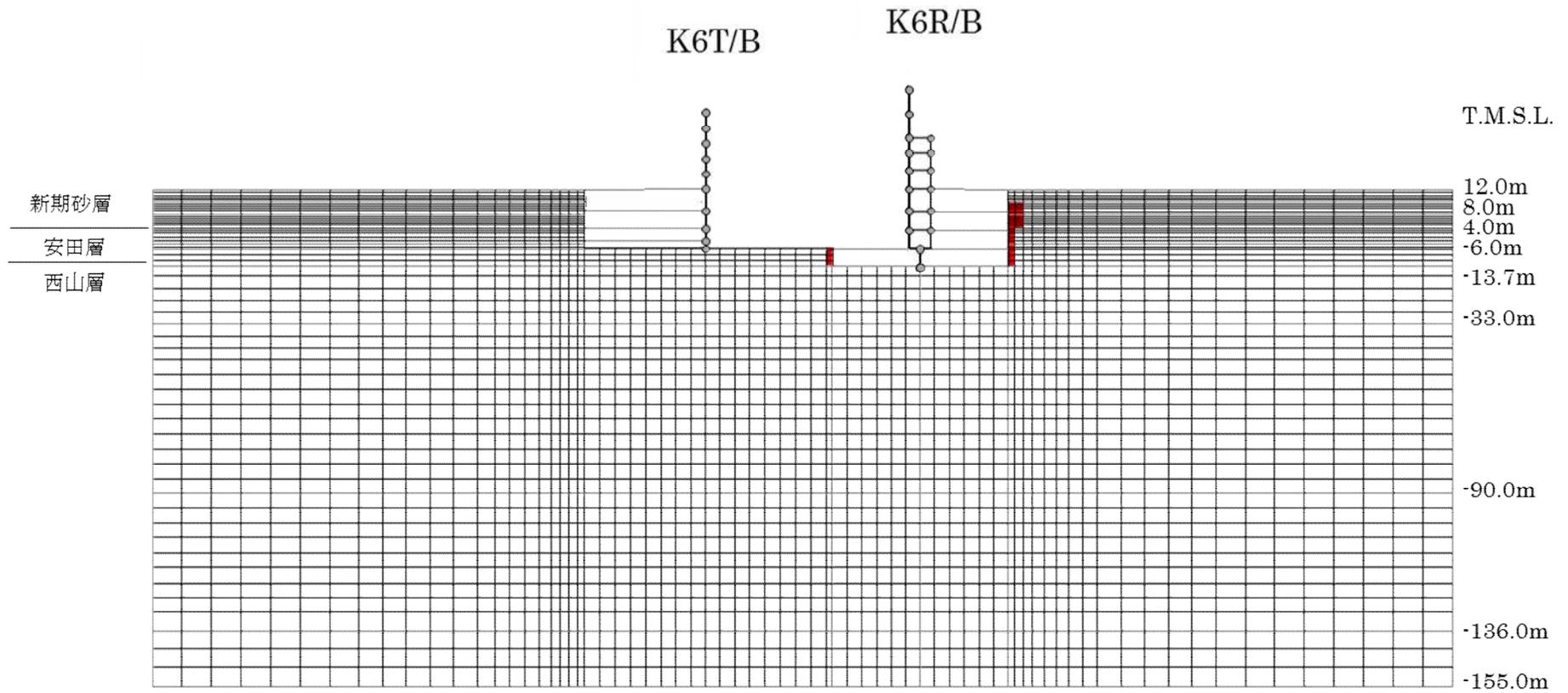
【論点③】隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

2次元 FEM による検討は、【論点②】に対する検討で用いる地盤を成層としたモデルに加えて、隣接建屋（タービン建屋）や建屋周辺の詳細な地盤状況の影響を考慮したモデルによる解析についても実施し、詳細な地盤状況を考慮することの影響を確認する。図 2.3.2 図 2.3.3 で示した周辺地盤状況のうち原子炉建屋近傍の地盤を詳細にモデル化した場合のモデル図を図 2.4.7 及び図 2.4.8 に示す。



赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.7 K6R/B モデル図 (NS 方向)



赤色着色部：マンメイドロック

図 24.8 K6R/B モデル図 (EW 方向)

### 3. 論点①に対する検討

(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)

#### 3.1 試験の目的

論点①は、図 3.1.1 に示すように原子炉建屋の地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にあり、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間で摩擦力が伝達可能かを確認する必要があるとの考えに基づくものである。また、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、論点②、論点③についての検討を進める必要がある。

ここでは、防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦特性について、実機防水仕様と同製品もしくは同等品を用いた地盤摩擦試験（屋内試験）により確認する。また、試験より得られた摩擦特性については、論点②及び論点③として行う側面回転ばねの妥当性確認に用いる FEM モデルに反映する。

実施した地盤摩擦試験は、以下の 3 試験である。

- ① 一方向載荷試験・・・防水層を介した基本的な摩擦特性の確認
- ② 繰返し載荷試験・・・地震時の繰返し条件下での摩擦特性の確認
- ③ スケール影響試験・・・摩擦面積の寸法影響確認

また、上記試験より得られた試験結果に基づき、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦耐力）を設定し、論点②、論点③の検討に用いる FEM モデルの地下外壁と地盤間のジョイント要素として用いる。

図 3.1.2 に試験から評価に至る一連の検討の流れを示す。

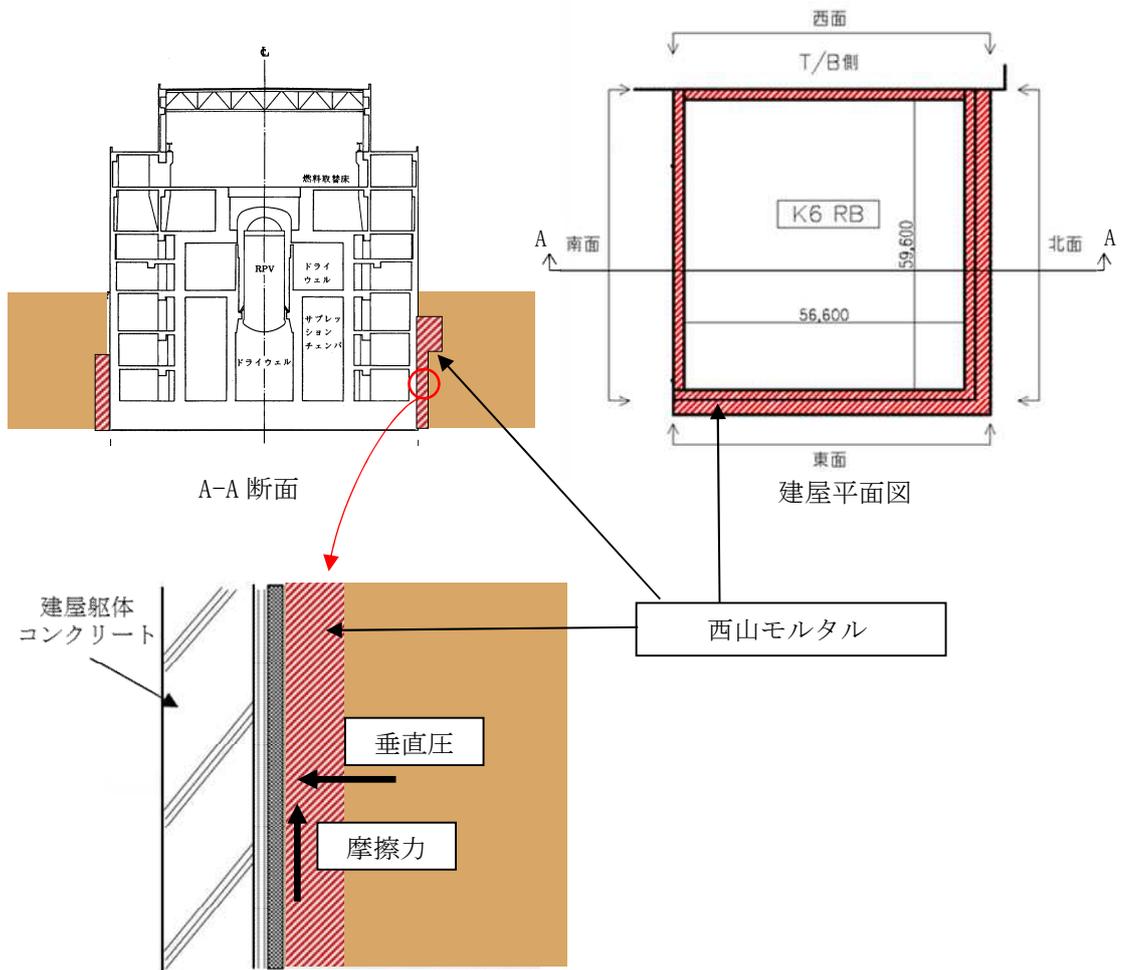


図 3.1.1 建屋外壁部の防水層と西山モルタルの位置関係

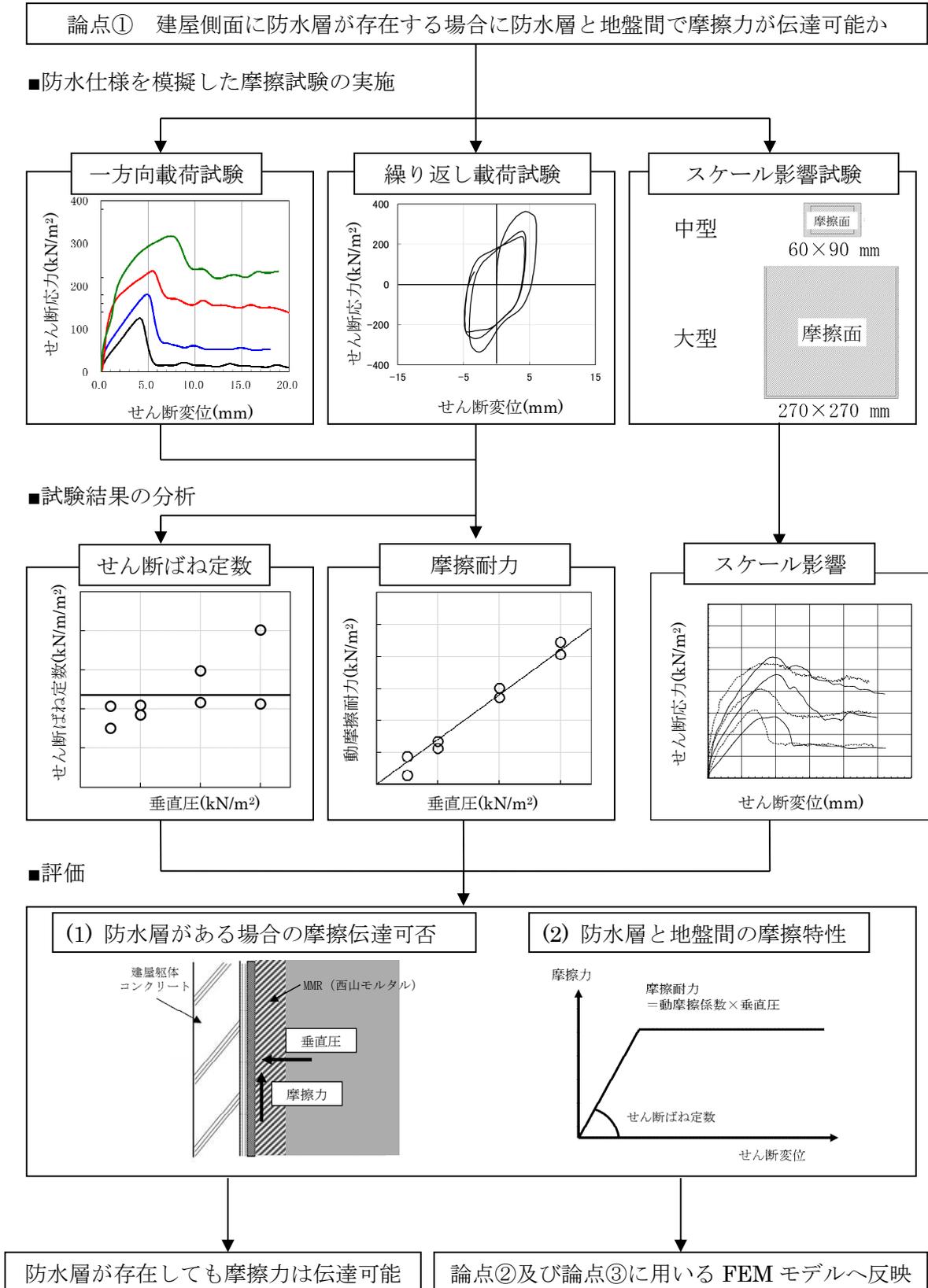


図 3.1.2 論点①に対する検討フロー

## 3.2 試験方法

柏崎刈羽原子力発電所の原子炉建屋等で使用されている防水層及び保護層を考慮し、これらを挟むように地盤と躯体からなる供試体を製作する。この供試体に対して、せん断加力試験を行い、摩擦特性を把握する。

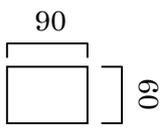
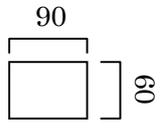
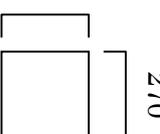
### 3.2.1 試験方法の概要

試験は、以下に示す一方向載荷及び繰返し載荷試験とスケール影響試験を実施する。表 3.2.1 に試験計画の概要を示す。

一方向載荷及び繰返し載荷試験では、一方向載荷や繰返し載荷が可能な試験装置を用いて、せん断加力試験を実施し、摩擦特性データを取得する。

スケール影響試験では、摩擦面積の寸法影響を把握するため、大型供試体及び中型供試体を作成し、せん断加力試験を実施する。なお、一方向載荷及び繰返し載荷試験結果より、防水層の部分では滑らず、保護層と西山モルタルの間で滑ることが確認されたことより、スケール影響試験の供試体は、西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とする。

表 3.2.1 試験計画概要

| 試験        | 目的                   | 概要   | 摩擦面の試験寸法(mm)   | 使用試験装置      |
|-----------|----------------------|--|--|-------------|
| ①一方向載荷試験  | 防水層の基本的な摩擦抵抗特性を把握する。 | 建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、一方向載荷(滑り開始時の載荷速度が概ね下記の繰返し載荷試験と同程度となる 25mm/s で載荷)による一面せん断試験を実施する。 |  <p>90<br/>60</p>     | 一面せん断試験装置   |
| ②繰返し載荷試験  | 防水層への動摩擦特性を把握する。     | 建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、繰返し載荷(建屋-地盤連成系一次周期相当の 2Hz で載荷)による一面せん断試験を実施する。                   |  |             |
| ③スケール影響試験 | 摩擦面積の寸法影響を確認する。      | 西山モルタルと保護層を模擬した中型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。                              |  <p>90<br/>60</p>   | 一面せん断試験装置   |
|           |                      | 西山モルタルと保護層を模擬した大型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。                              |  <p>270<br/>270</p> | 大型一面せん断試験装置 |

### 3.2.2 建屋側面構造の室内試験へのモデル化

実際に施工された建屋側面の構造は、図 3.2.1 に示すとおり、躯体（コンクリート）、防水シート、保護層、地盤（西山モルタル）からなる。

一方向荷重及び繰返し荷重試験では上記の建屋側面の構造を模擬するため、図 3.2.2 に示すような供試体を製作する。なお、供試体の製作も、実際の施工手順に概ね準じることとし、先ず躯体コンクリートを打設、その上に1層目の防水シートを接着する。次に、別途敷設した2層目の防水シートに保護層を接着、その上に西山モルタルを打設する。最後に、1層目と2層目の防水シート間を接着する手順で行う。

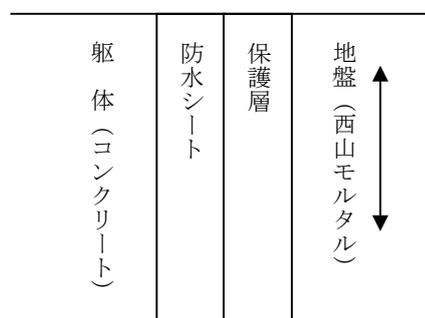


図 3.2.1 躯体～地盤間の構造

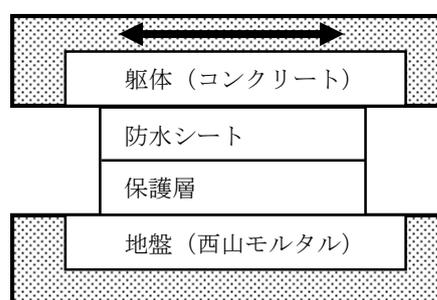


図 3.2.2 供試体（標準）

また、前述のとおりスケール影響試験の供試体は、西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とする。各試験に用いる供試体について、図 3.2.3 に示す。

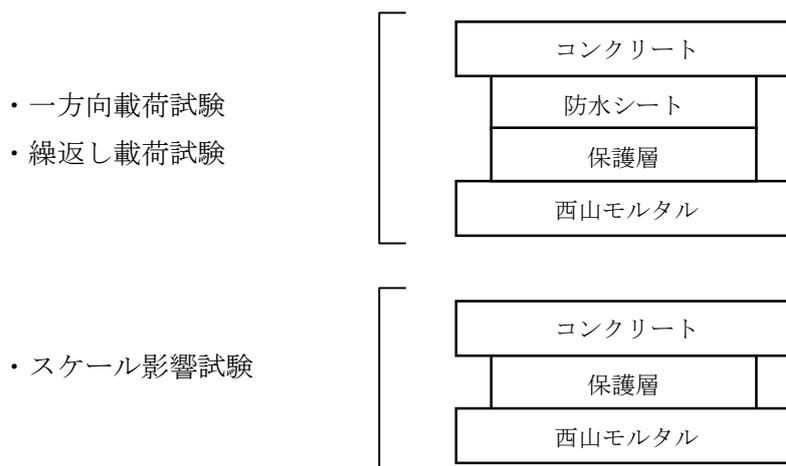


図 3.2.3 各試験に用いる供試体

保護層及び防水シートは基本的には実機で用いられた材料を用いることとし、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉で用いられた材料を調査した。調査した結果、対象となる材料が製造されていない場合は、同等品を用いた。なお、一般的に合成ゴムや合成樹脂材料（接着剤を含む）の経年劣化要因として熱・紫外線・酸素などが挙げられるが、土中環境においては、比較的影響が小さいと考えられる。

実機の調査結果及び試験で用いることとした材料を整理して表 3.2.2 に示す。

表 3.2.2 実機材料の調査結果及び試験に用いる材料

| 使用材料           | 6号炉・7号炉   | 試験に用いる材料  | 備考 |
|----------------|---|---|----|
| 1 プライマー        | サンタックプライマー SR-200<br><早川ゴム(株)>                    | サンタックプライマー SR-200<br><早川ゴム(株)>                    | —  |
| 2 接着剤          | サンタックボンド T<br><早川ゴム(株)>                           | サンタックボンド PB-50<br><早川ゴム(株)>                       | 注1 |
| 3 1層目<br>防水シート | サンタックルーフ R-400<br>t=1.5mm<br><早川ゴム(株)>            | サンタックルーフ TY-400<br>t=2.0mm<br><早川ゴム(株)>           | 注2 |
| 4 接着剤          | サンタックボンド T<br><早川ゴム(株)>                           | サンタックボンド PB-50<br><早川ゴム(株)>                       | 注1 |
| 5 2層目<br>防水シート | サンタックルーフ TY-400<br>t=1.5mm<br><早川ゴム(株)>           | サンタックルーフ TY-400<br>t=1.5mm<br><早川ゴム(株)>           | —  |
| 6 接着剤          | 水性ボンド<br><(株)エイ・アール・センター>                         | 水性ボンド<br><化研マテリアル株>                               | 注3 |
| 7 保護層          | デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ<br>ォーム<br>t=7mm<br><奥山化工業(株)> | デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ<br>ォーム<br>t=6mm<br><奥山化工業(株)> | 注4 |
| 8 西山モル<br>タル   | 西山泥岩を細かく砕いた<br>ものと砂をセメント系固化材<br>と水で固化させたもの        | 同左  | 注5 |

(注1) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同等品を使用

(注2) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同一素材の同等品を使用

(注3) 実機と同製品は製造していないので、防水専門会社（奥山化工業(株)）が指定する他メーカーの同等品を使用

(注4) t=7mm は製造していないので、試験に保護材の厚みによる影響は小さいと考え、同一メーカー・同一素材の t=6mm を使用

(注5) 西山モルタルの基本調合は、下表のとおり

西山モルタルの基本調合

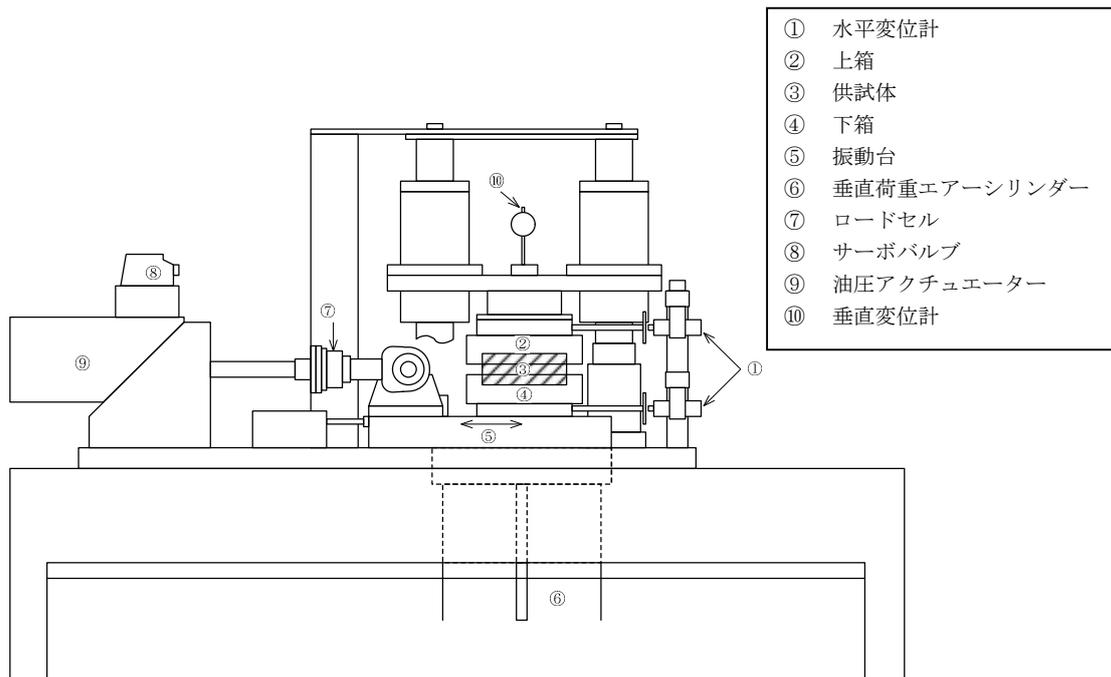
| 単位量(kg/m <sup>3</sup> ) |     |     |     | 単位容積重量(t/m <sup>3</sup> ) |
|-------------------------|-----|-----|-----|---------------------------|
| 西山泥岩                    | 砂   | 固化材 | 水   |                           |
| 230                     | 700 | 180 | 600 | 1.71                      |

### 3.2.3 試験装置

試験装置の仕様を表 3.2.3 に、試験装置を図 3.2.4～図 3.2.7、写真 3.2.1～写真 3.2.2 に示す。

表 3.2.3 試験装置の仕様

| 試験装置名称          | 最大供試体寸法<br>(mm) | 加力方法                | 最大変位<br>(mm) |
|-----------------|-----------------|---------------------|--------------|
| 一面せん断<br>試験装置   | 縦 70×横 120      | 静的加力<br>動的加力（繰返し加力） | 20           |
| 大型一面せん断<br>試験装置 | 縦 300×横 300     | 静的加力                | 50           |



- ① 水平変位計
- ② 上箱
- ③ 供試体
- ④ 下箱
- ⑤ 振動台
- ⑥ 垂直荷重エアシリンダー
- ⑦ ロードセル
- ⑧ サーボバルブ
- ⑨ 油圧アクチュエーター
- ⑩ 垂直変位計

図 3.2.4 一面せん断試験装置

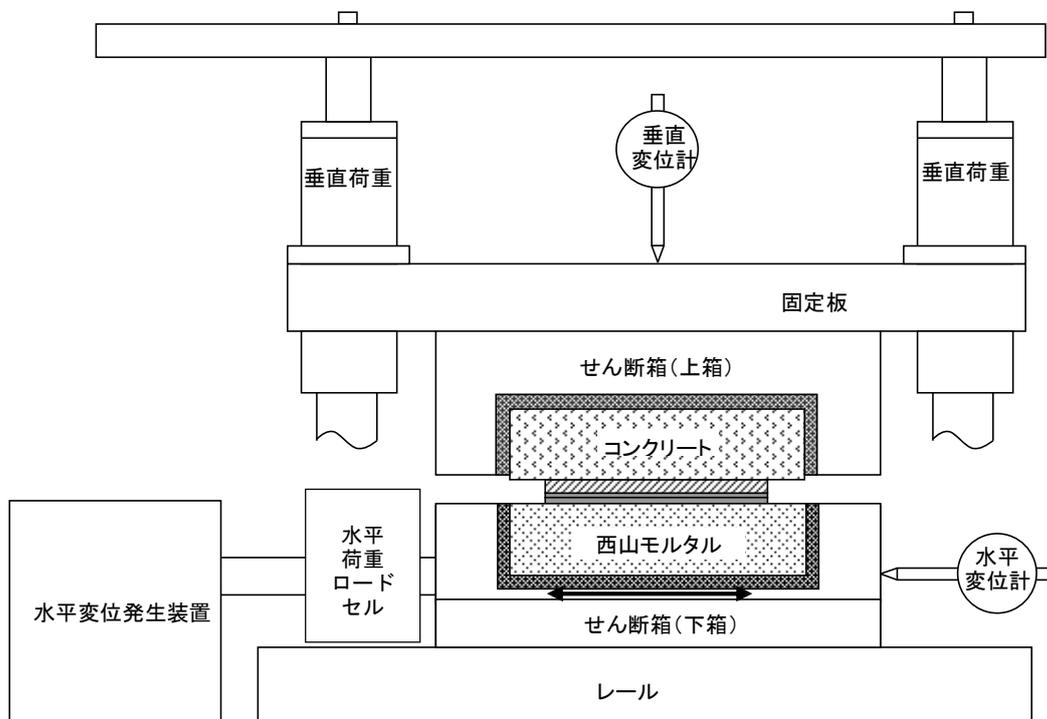


図 3.2.5 一面せん断試験装置 (詳細図)



写真 3.2.1 一面せん断試験装置全景

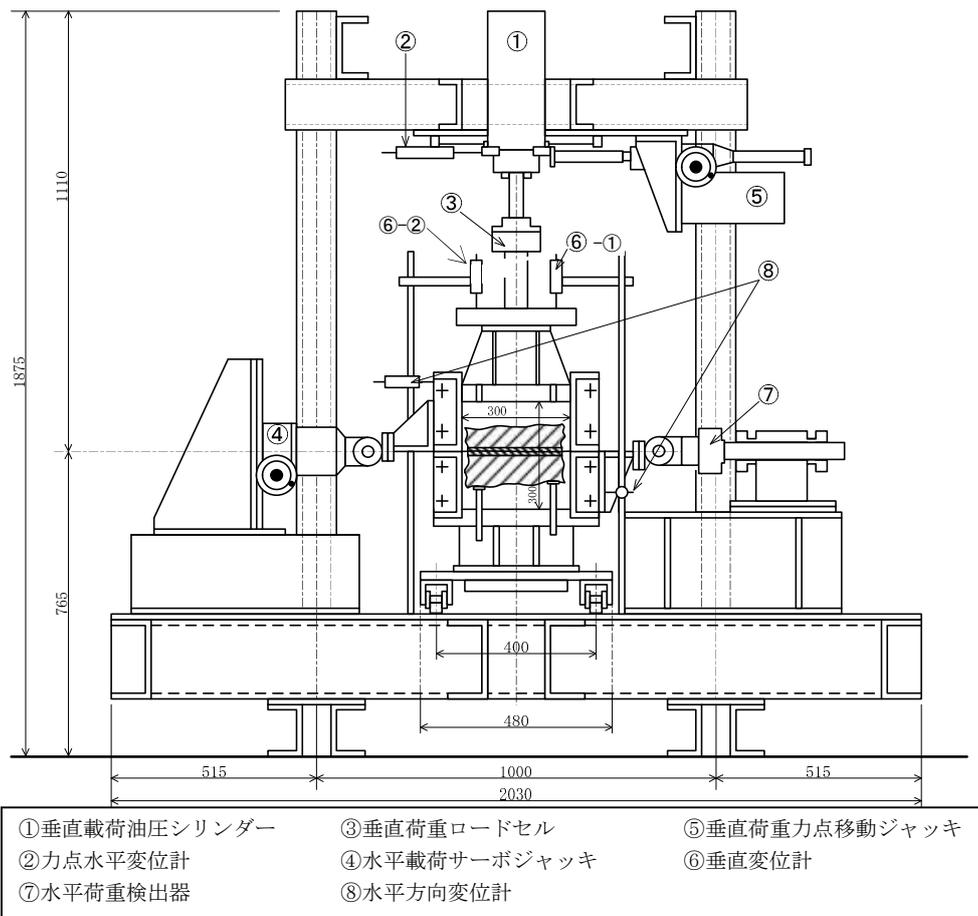


図 3.2.6 大型一面せん断試験装置

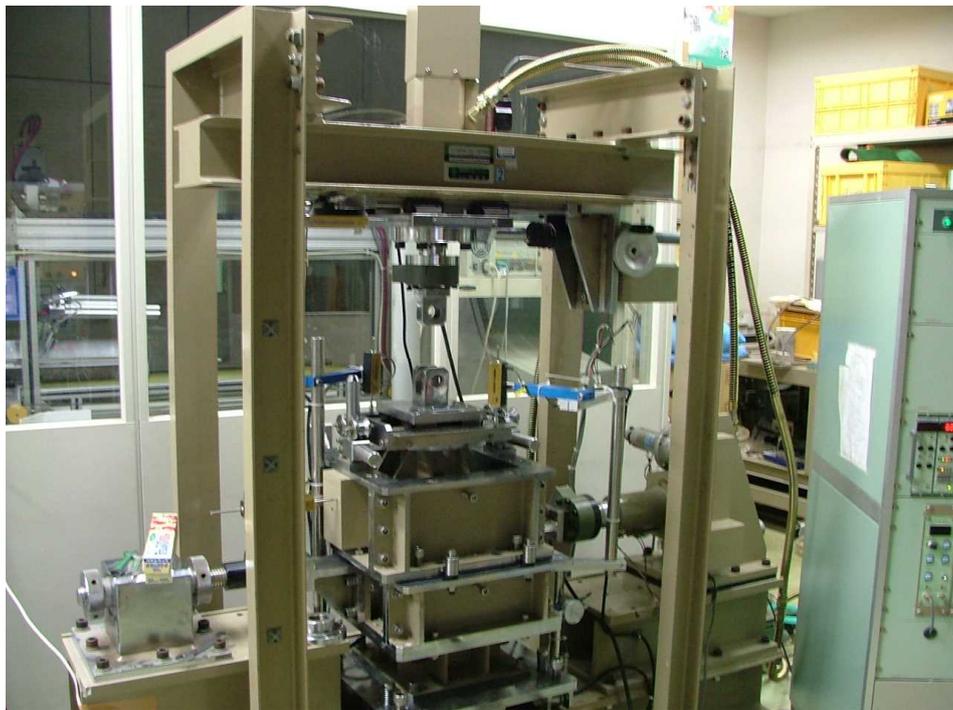


写真 3.2.2 大型一面せん断試験装置全景

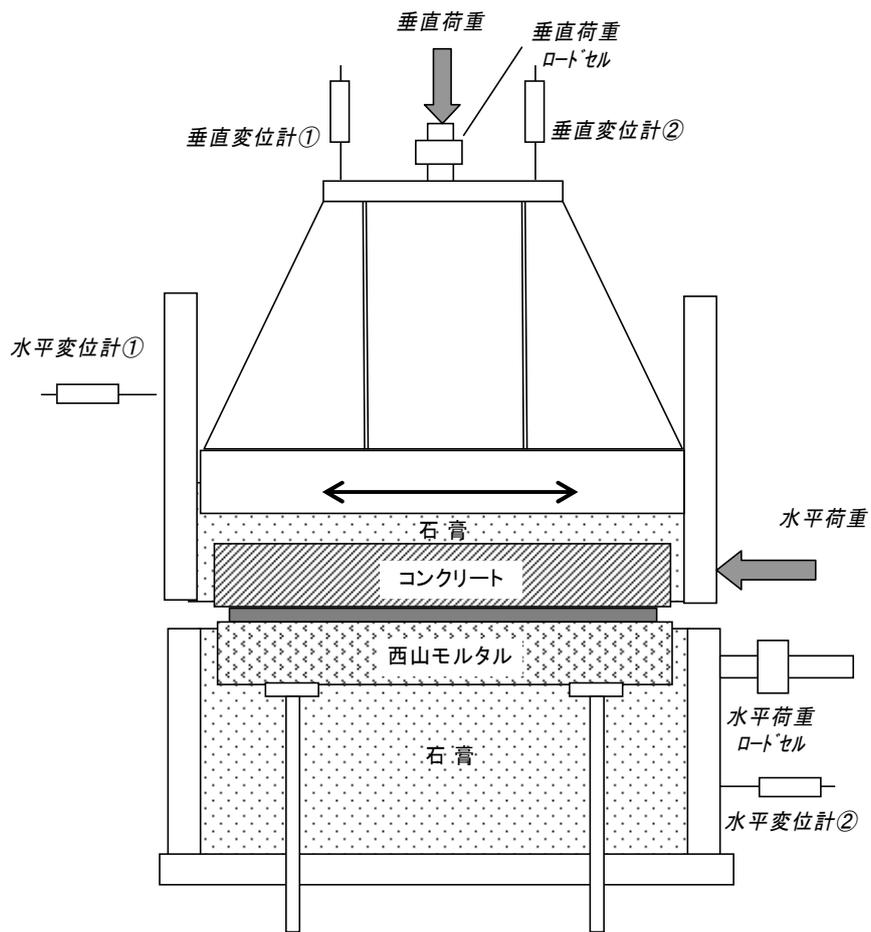


図 3.2.7 大型一面せん断試験装置概念図

### 3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験

#### 3.3.1 目的

一方向載荷及び繰返し載荷試験の 2 種類の動的試験を行うことで、建屋-側面地盤の境界部に防水層が存在する場合の静止摩擦抵抗～動摩擦抵抗状態に至る一連の基本的な摩擦特性及び地震時の繰返し条件を想定した場合の動摩擦特性の確認を目的とする。

#### 3.3.2 試験ケース

一方向載荷及び繰返し載荷試験の試験ケースを表 3.3.1 に示す。

なお、原子炉建屋の埋め込み深さは約 25m であり、常時土圧は～250kN/m<sup>2</sup> 程度である。地震時には、この静土圧に動土圧の変動分が加算される。ここでは、地震時土圧の変動が摩擦特性に及ぼす影響の有無を確認するため試験体に作用させる垂直圧に幅をもたせることとし、垂直圧を 100kN/m<sup>2</sup>～600kN/m<sup>2</sup> と設定した。

表 3.3.1 一方向載荷及び繰返し載荷試験ケース

| ケース | 加力方法  | 供試体サイズ<br>(mm)   | 垂直圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----|-------|------------------|-----------------------------|
| 1-1 | 一方向載荷 | 幅 60×<br>加力方向 90 | 100                         |
| 1-2 |       |                  | 200                         |
| 1-3 |       |                  | 400                         |
| 1-4 |       |                  | 600                         |
| 1-5 | 繰返し載荷 |                  | 100                         |
| 1-6 |       |                  | 200                         |
| 1-7 |       |                  | 400                         |
| 1-8 |       |                  | 600                         |

### 3.3.3 供試体

供試体は、実機の状態を模擬できるように実機の方法仕様あるいは同等品を用い、さらに保護層に西山モルタルを打設して製作する。

供試体を図 3.3.1 に示す。

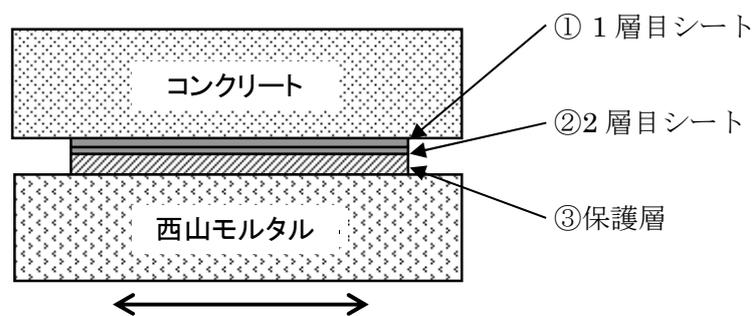


図 3.3.1 一方向荷重及び繰返し荷重試験供試体

### 3.3.4 試験結果（一方向載荷試験）

#### (1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.2 に、せん断応力-せん断変位関係を図 3.3.2（図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

- ① 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は 125~317kN/m<sup>2</sup>で、垂直圧に概ね比例した値を示した。
- ② いずれの試験においても最大せん断応力を過ぎると摩擦すべりが発生し、荷重が低下し、動摩擦抵抗状態に移行した。
- ③ 動摩擦耐力は、変位量約 15mm 以上まで安定的に保持された。

表 3.3.2 一方向載荷試験 試験結果一覧

| 試験 No. | 垂直圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 最大せん断応力<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | せん断変位*1<br>(mm) |
|--------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------|
| 1-1    | 100                         | 125                             | 4.1             |
| 1-2    | 200                         | 181                             | 4.9             |
| 1-3    | 400                         | 236                             | 5.4             |
| 1-4    | 600                         | 317                             | 7.4             |

\*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

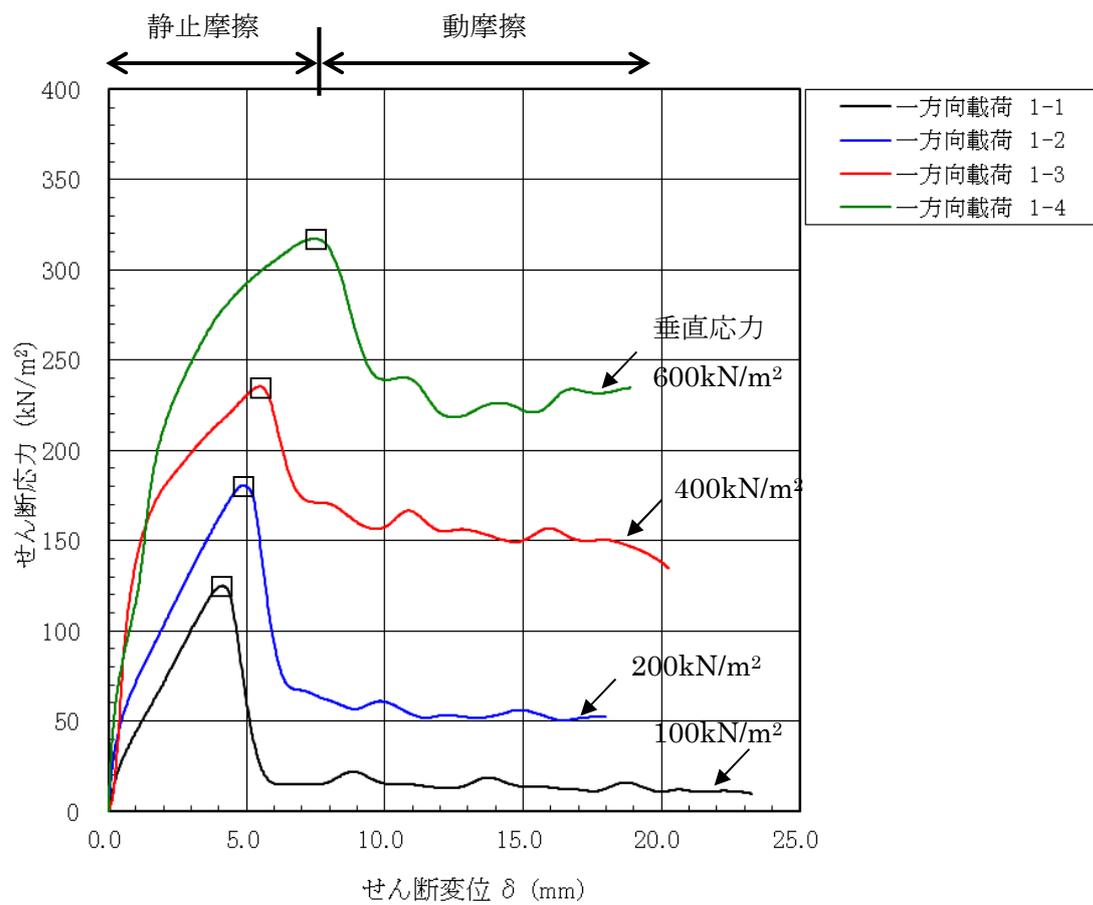


図 3.3.2 一方向載荷試験 せん断応力-せん断変位関係  
(図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.1～写真 3.3.8 に示す。

供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

一部の試験体で、保護層端部に剥がれが見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域への移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。

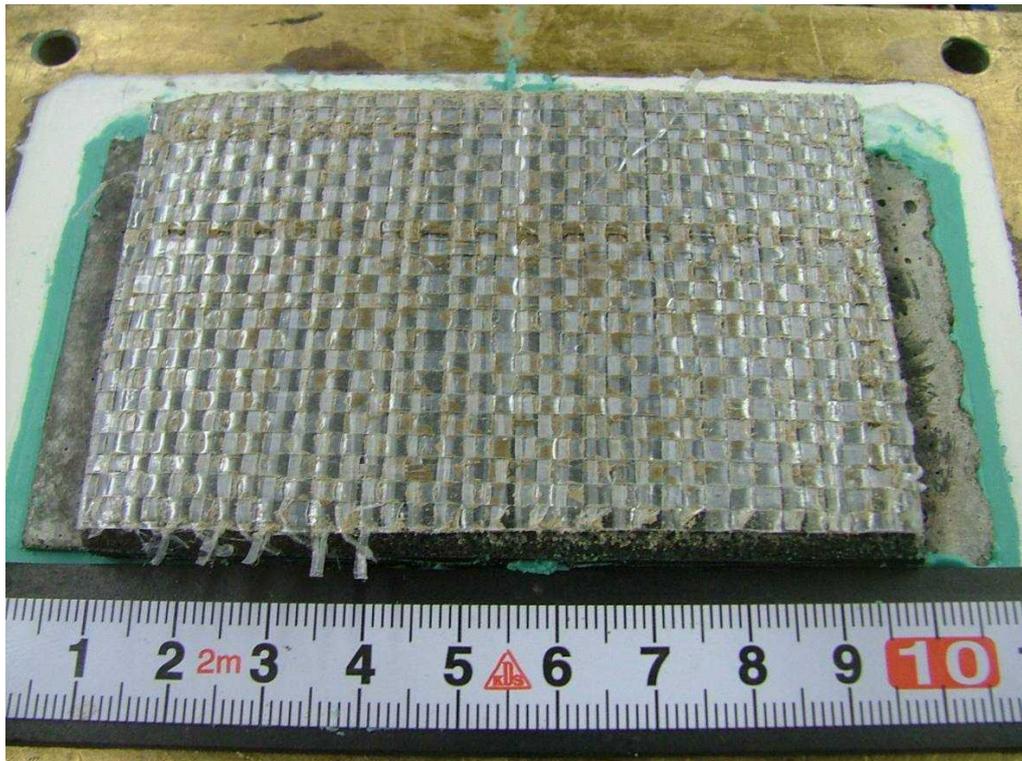


写真 3.3.1 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (保護層表面)

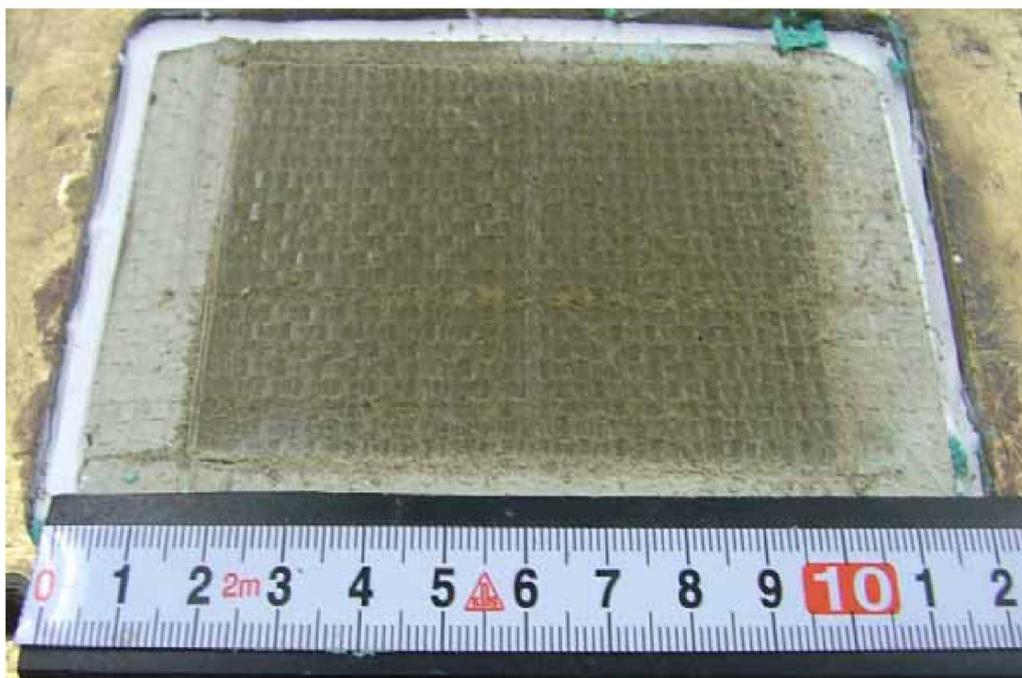


写真 3.3.2 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (西山モルタル表面)

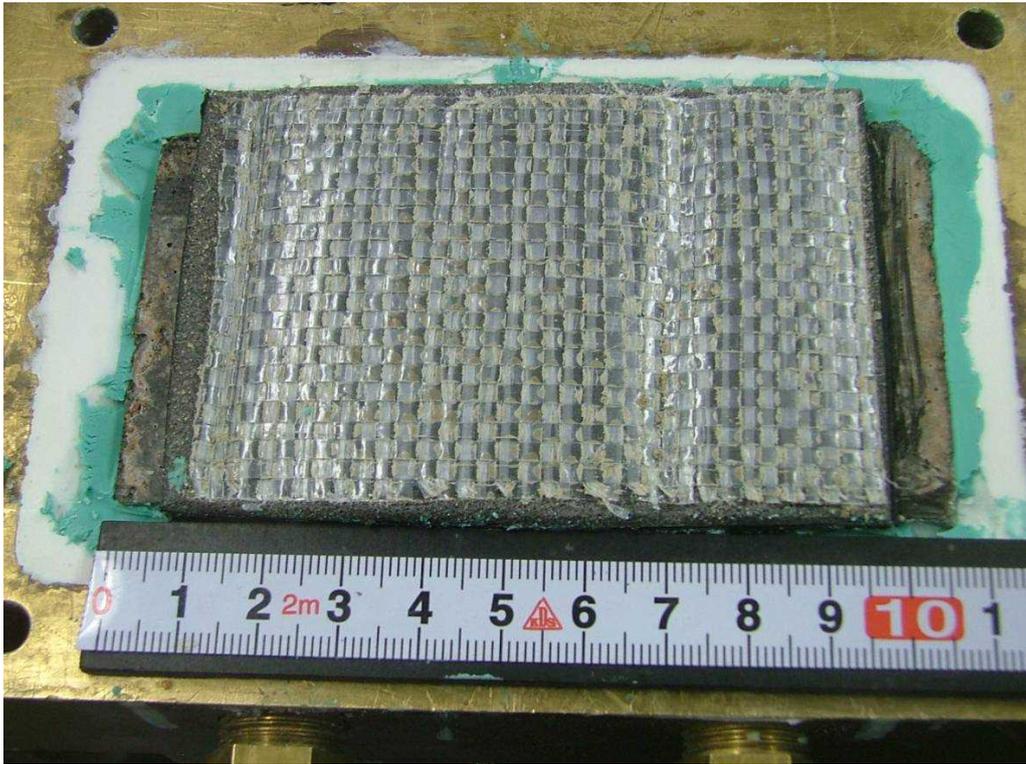


写真 3.3.3 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (保護層表面)



写真 3.3.4 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (西山モルタル表面)

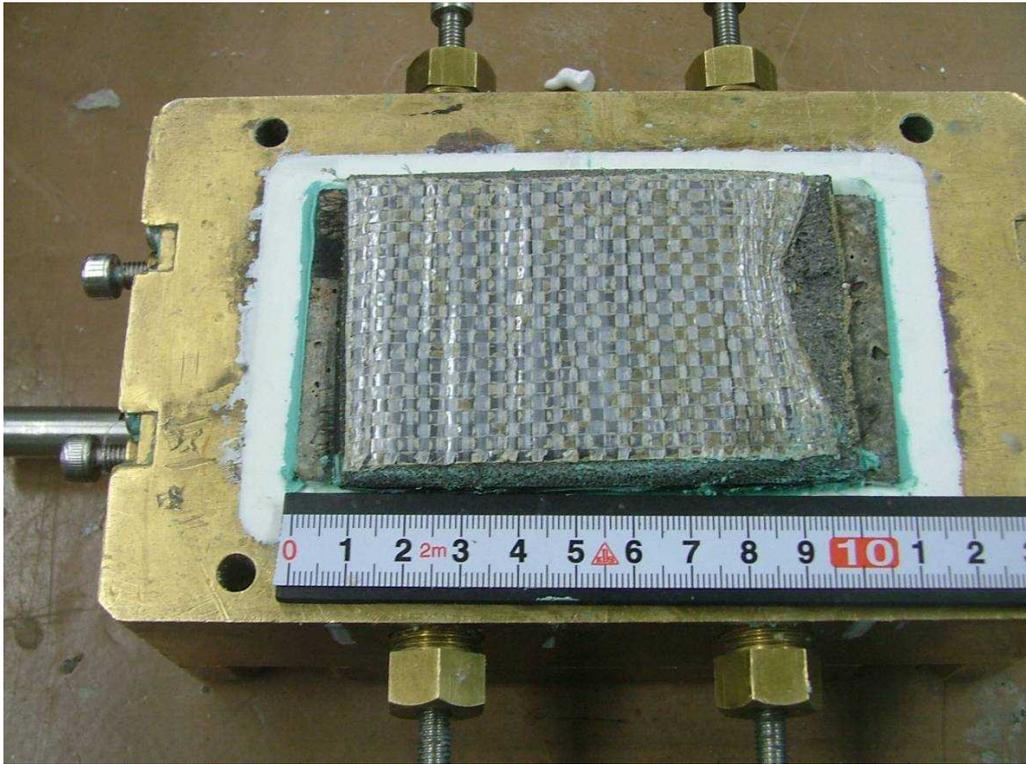


写真 3.3.5 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (保護層表面)

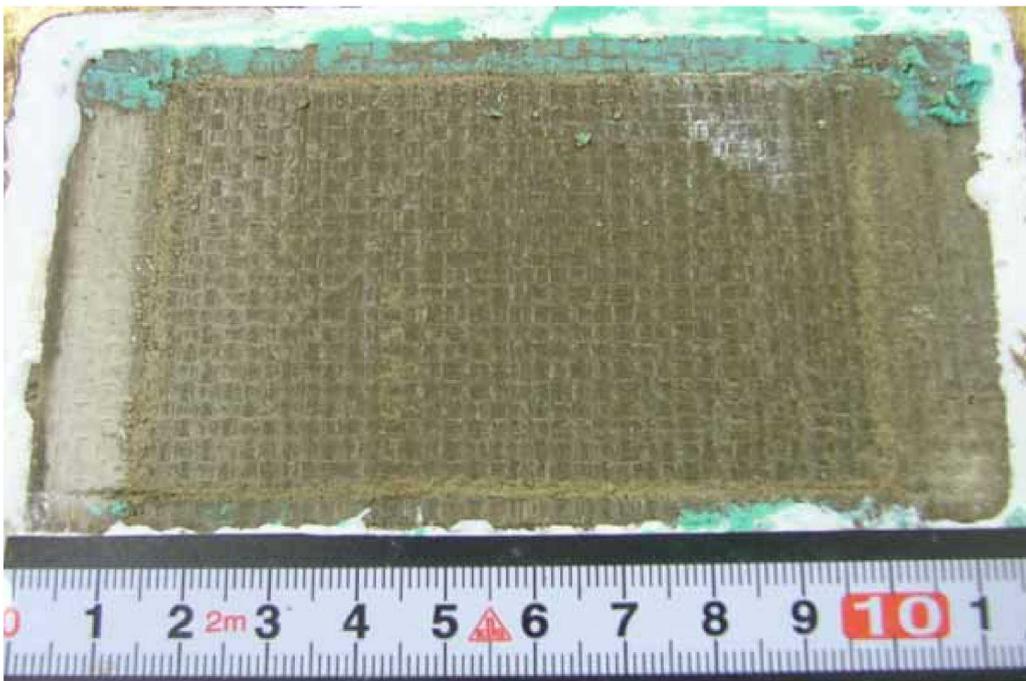


写真 3.3.6 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (西山モルタル表面)

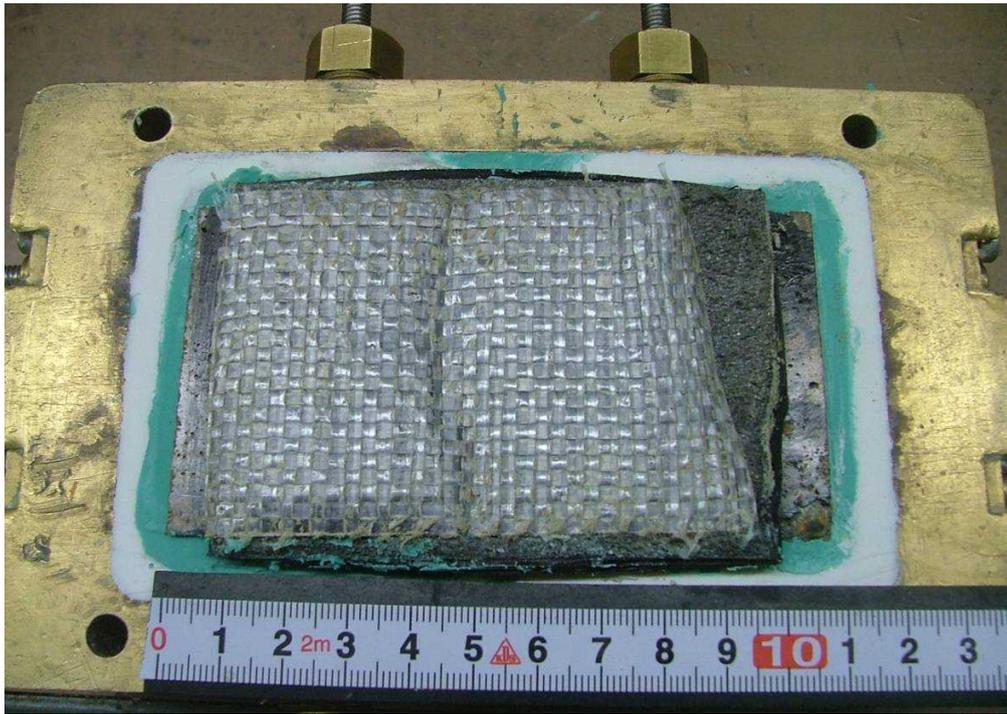


写真 3.3.7 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (保護層表面)

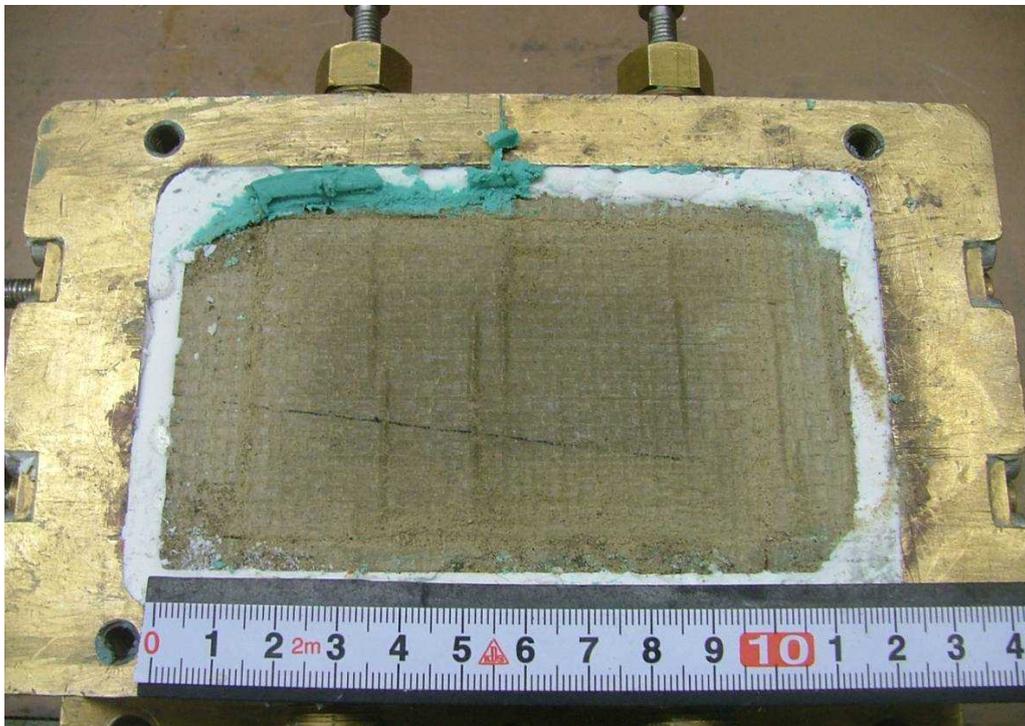


写真 3.3.8 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (西山モルタル表面)

### 3.3.5 試験結果（繰返し载荷試験結果）

#### (1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果から得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.3 に示す。また、図 3.3.3 に示したように、本試験では一定の垂直圧を作用させた上で、徐々に目標変位量を漸増させながら変位制御により繰返し载荷を行うため、目標としたせん断変位量ごとに離散的な試験結果が得られる。全ての繰返し载荷試験のせん断応力-せん断変位関係を図 3.3.4（図中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

なお、繰返し载荷試験におけるせん断応力については、ピーク値を記録する段階までを静止摩擦が働く領域と定義し、ピーク値以降でせん断応力が低下した段階を動摩擦が働く領域と定義した。したがって、最大せん断応力を評価する場合は静止摩擦による値として試験結果を整理し、残留せん断応力を評価する場合は動摩擦による値として試験結果を整理した。

- ① 静止摩擦領域，静止摩擦→動摩擦移行領域，動摩擦領域のいずれの領域においても，安定した荷重変形ループを示した。
- ② 図 3.3.2 に示した一方向载荷試験のせん断応力-せん断変位関係と比較すると，静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力及び動摩擦耐力は若干向上する傾向が見られた。

表 3.3.3 繰返し载荷試験 試験結果一覧

| 試験 No. | 垂直圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 最大せん断応力<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | せん断変位*1<br>(mm) |
|--------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------|
| 1-5    | 100                         | 136                             | 3.3             |
| 1-6    | 200                         | 164                             | 3.9             |
| 1-7    | 400                         | 236                             | 4.2             |
| 1-8    | 600                         | 363                             | 4.5             |

\*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

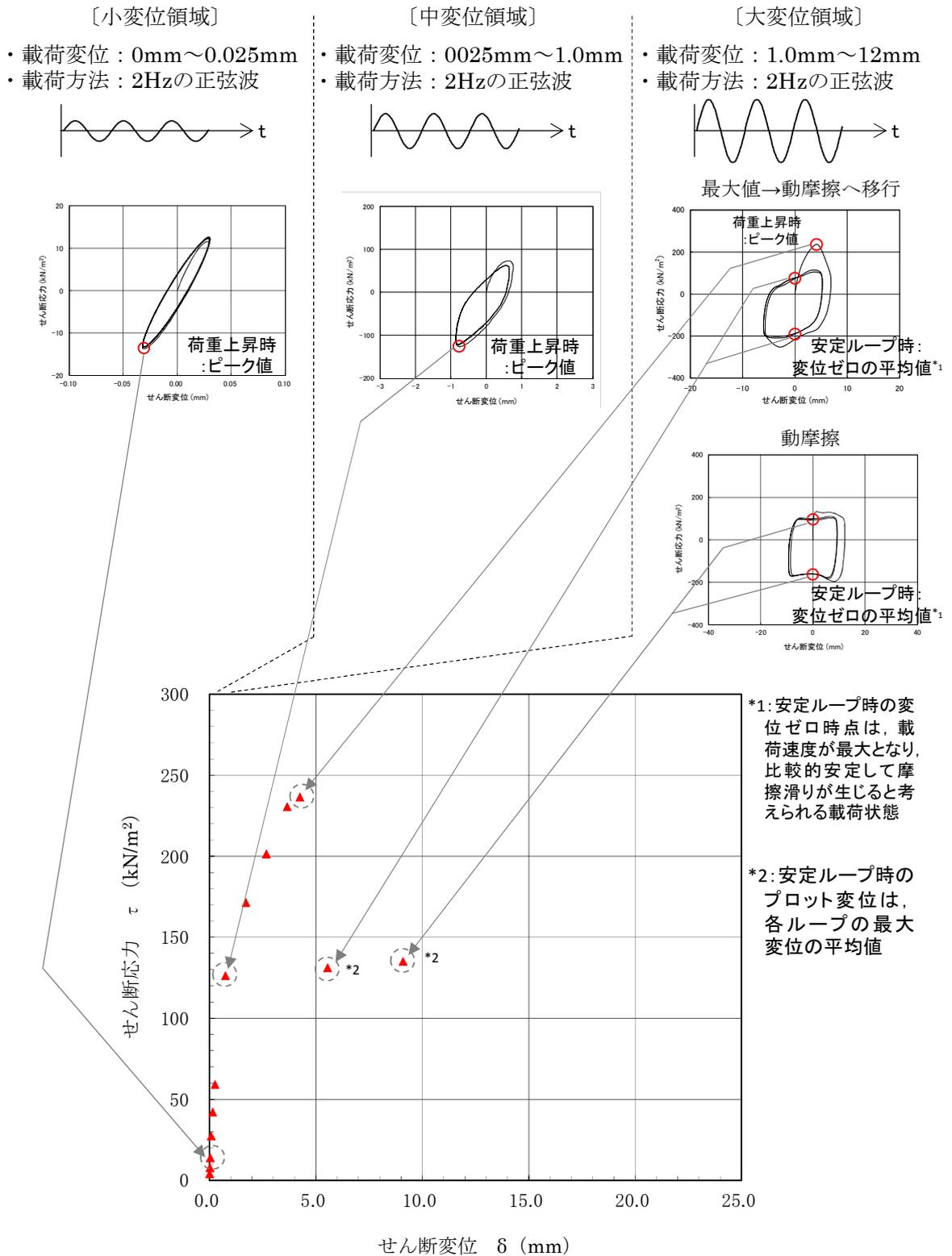


図 3.3.3 繰返し荷重試験の試験結果に基づくせん断応力-せん断変位関係  
(試験ケース 1-7 のデータ整理の例)

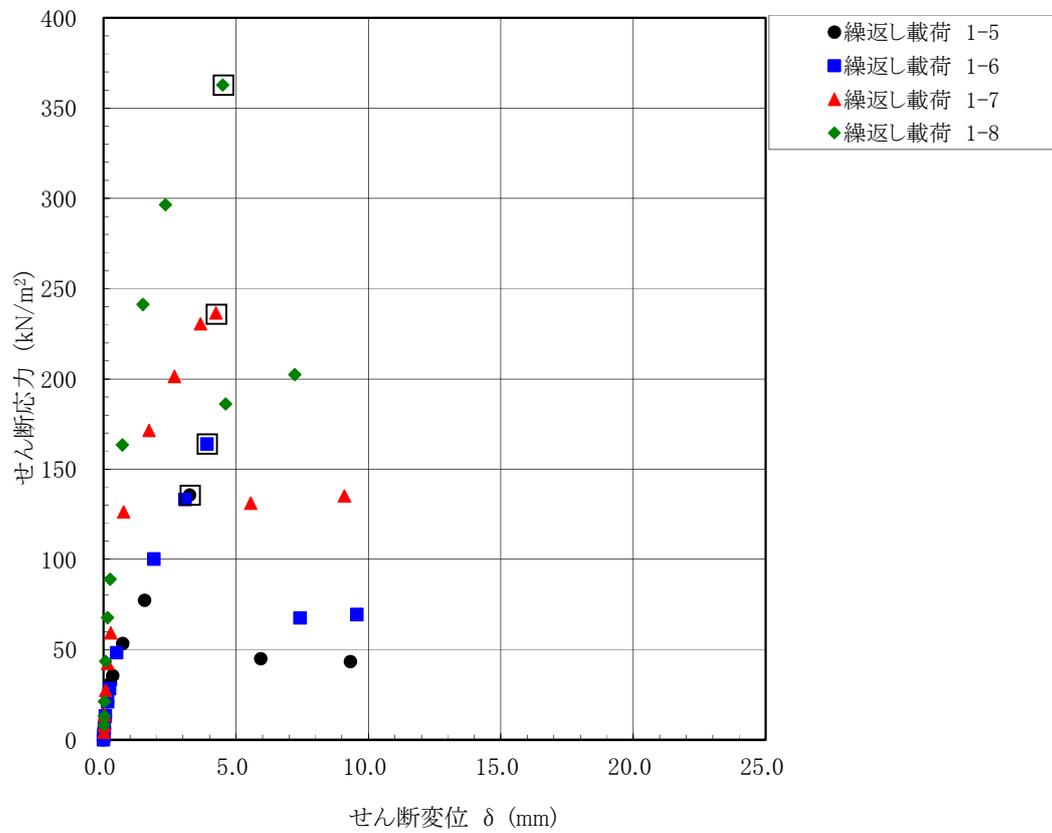


図 3.3.4 繰返し载荷試験 せん断応力-せん断変位関係 (全試験ケース 1-5~1-8)  
(图中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.9～写真 3.3.16 に示す。

一方向載荷試験と同様、供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、一方向載荷試験と同様、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

一部の試験体で、保護層端部に剥がれが見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域に移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。

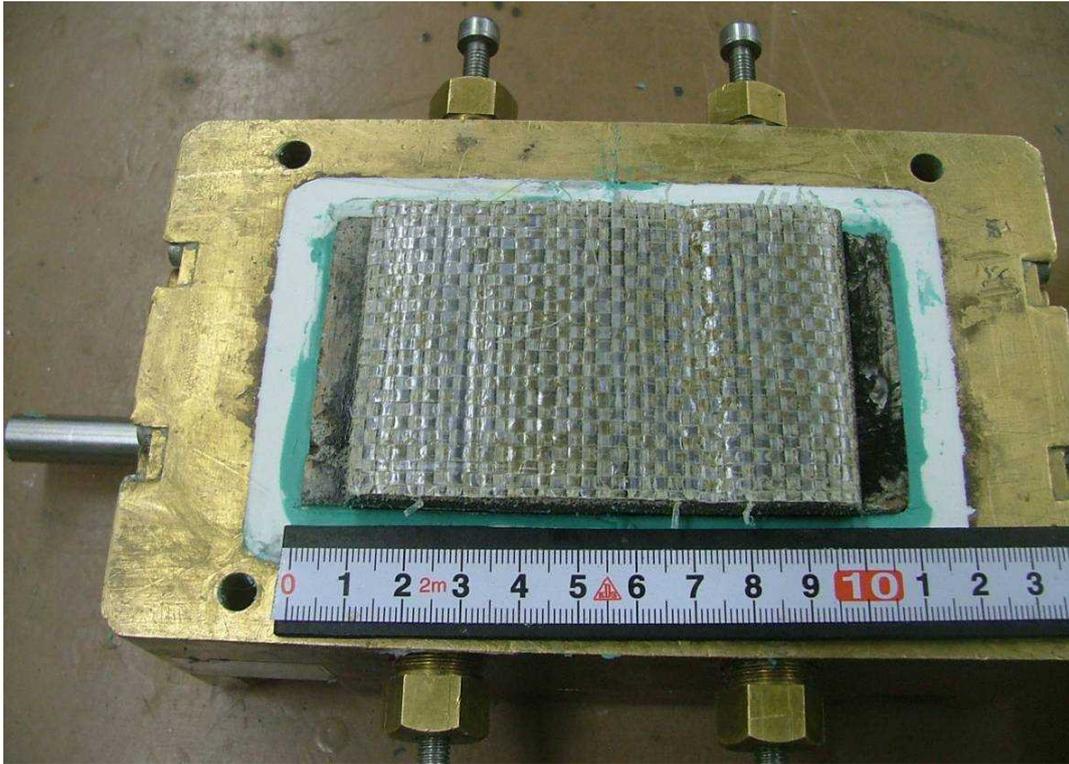


写真 3.3.9 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (保護層表面)

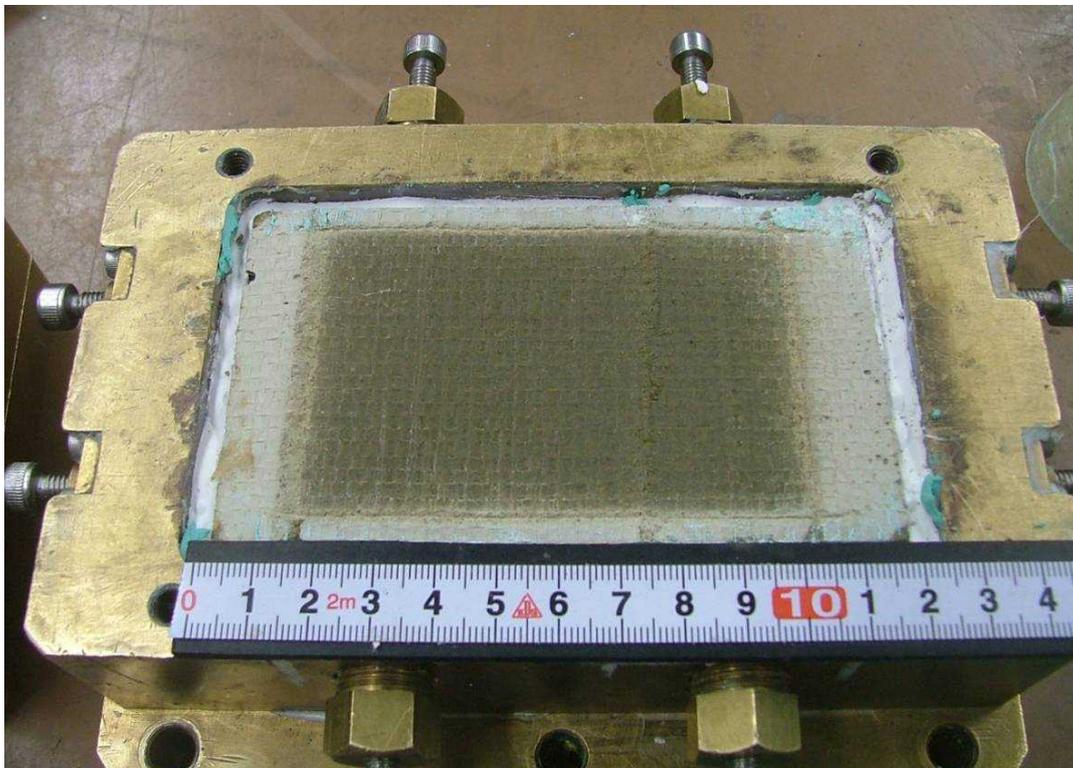


写真 3.3.10 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (西山モルタル表面)

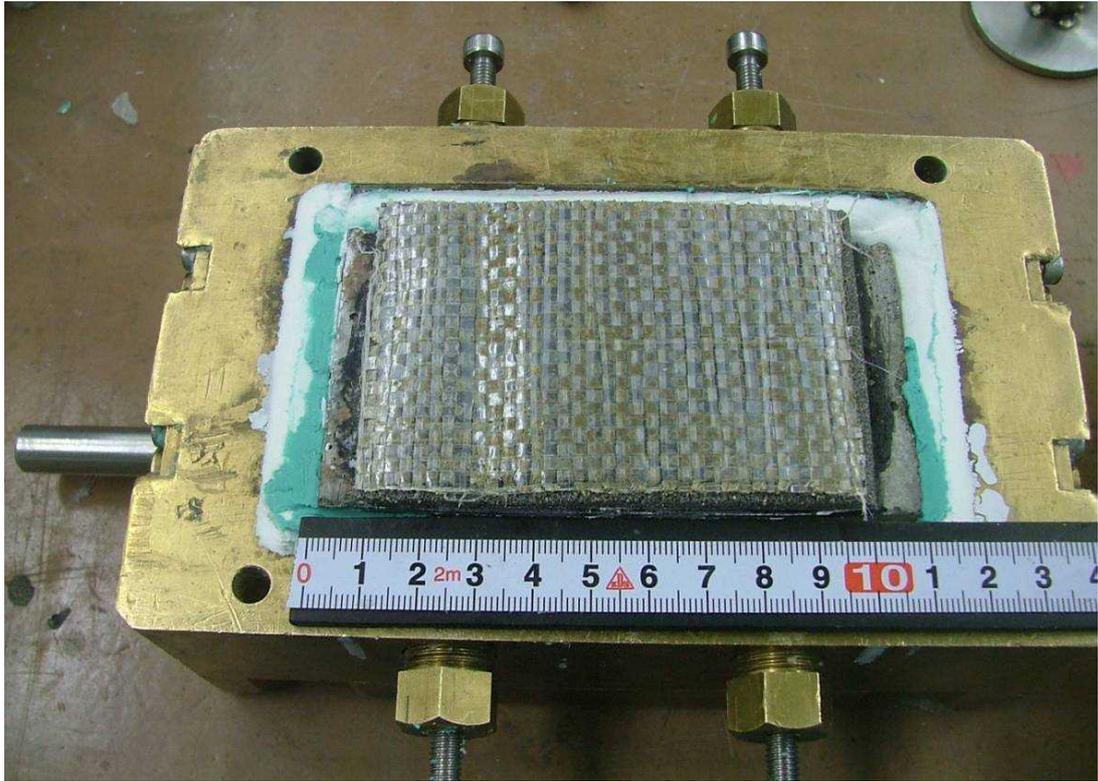


写真 3.3.11 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (保護層表面)

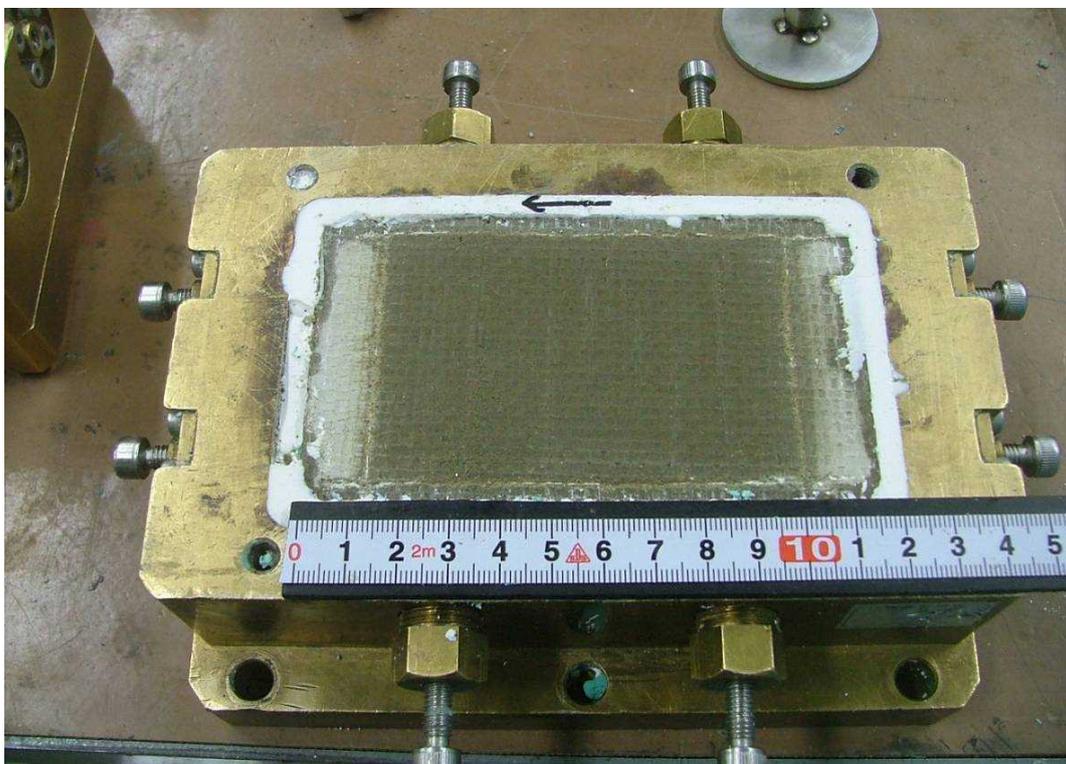


写真 3.3.12 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (西山モルタル表面)



写真 3.3.13 繰返し載荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (保護層表面)

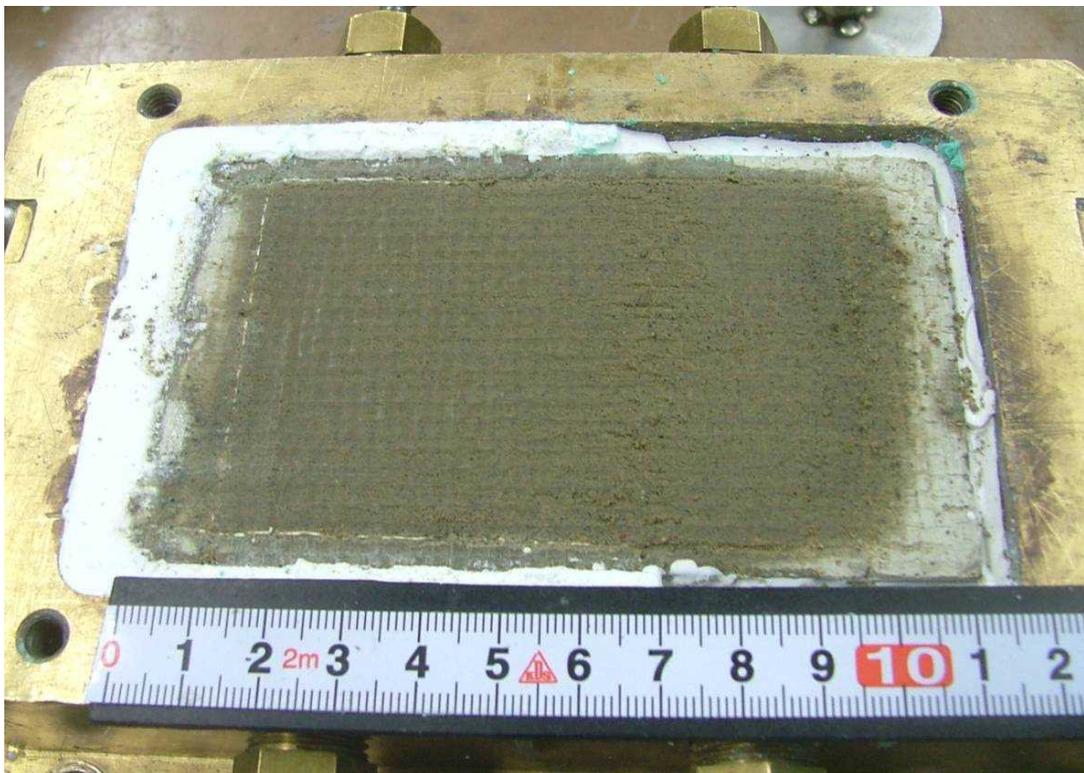


写真 3.3.14 繰返し載荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (西山モルタル表面)



写真 3.3.15 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (保護層表面)

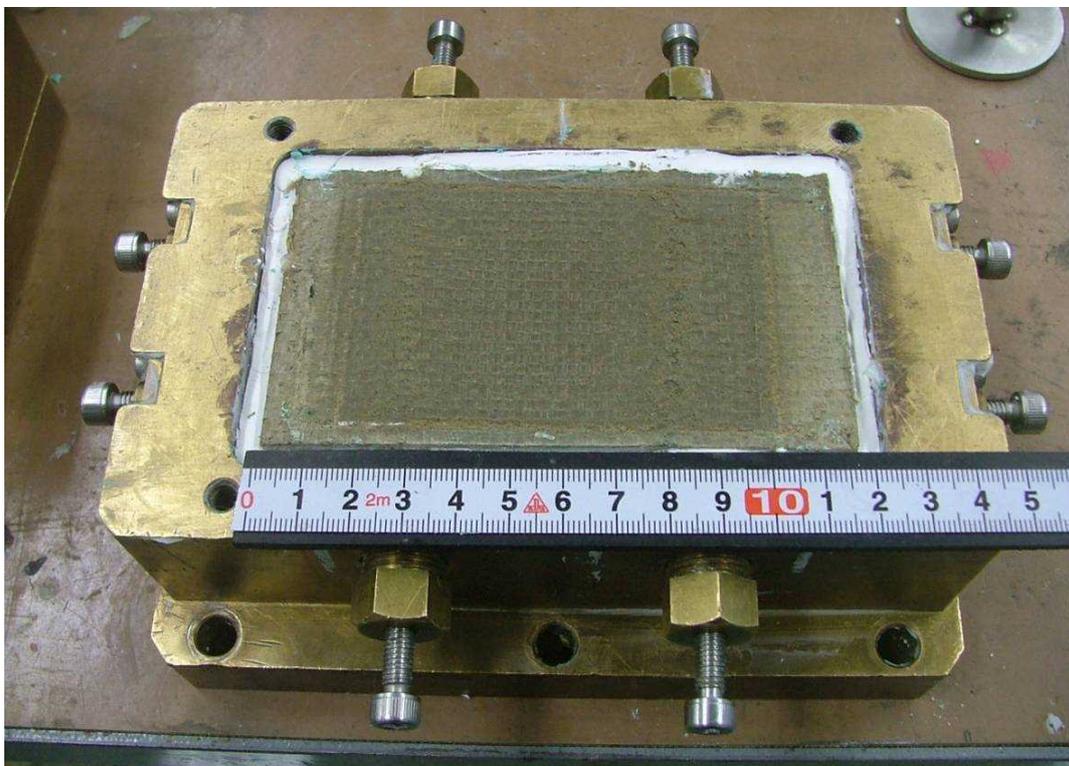


写真 3.3.16 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (西山モルタル表面)

### 3.3.6 試験結果の評価

図 3.3.5 に、一方向載荷試験 4 ケース及び繰返し載荷試験 4 ケースのせん断応力とせん断変位の関係を重ね描いたものを示す。静止摩擦領域及び垂直圧の小さい動摩擦領域において一方向載荷と繰返し載荷試験結果にばらつきが見られる。

なお、載荷方向、載荷速度、供試体スケール等、試験条件の違いが試験結果に与える有意な影響は認められなかった。

平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦係数）を分析するために、下記の評価点を設定し（図 3.3.6 参照）、せん断ばね定数（＝評価点のせん断応力／評価点のせん断変位）及び動摩擦係数（＝評価点のせん断応力／垂直圧）を求めた結果を表 3.3.4 に示す。

- ・せん断ばね定数の評価点

一方向載荷及び繰返し載荷試験結果における最大せん断応力を示す点で評価した。

- ・動摩擦係数の評価点

一方向載荷試験及び繰返し載荷試験結果におけるせん断応力がピーク後に安定化（残留せん断応力）した時点で評価した。ただし、一方向載荷試験においては比較的安定した残留せん断応力を与える変位を 15mm と定義し、繰返し載荷試験においては、安定化したループ上で、変位=0mm における点の平均値で評価した。

せん断ばね定数と垂直圧の相関関係を図 3.3.7 に示す。せん断ばね定数は垂直圧が高いと若干増加する傾向が見られる。せん断ばね定数と垂直圧が線形関係にあると考え、最小二乗法によりせん断ばね定数の近似値を求めると以下となる。

$$(\text{せん断ばね定数}) \quad K_s = 51.9 \times \text{垂直圧 } \sigma_v + 2.98 \quad (\times 10^4 \text{kN/m}^2)$$

しかしながら、論点②③で行う解析において、時間刻みで変化する垂直圧に応じてせん断ばね定数を変化させるのは演算が複雑になり収束しにくくなるため、ここでは全結果の平均値として評価することとし、以下の値を採用する。

$$(\text{解析に用いるせん断ばね定数}) \quad K_s = 4.67 \times 10^4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

なお、垂直圧の変動に対して、せん断ばね定数は最大  $8.06 \times 10^4$  (kN/m<sup>2</sup>)～最小  $3.03 \times 10^4$  (kN/m<sup>2</sup>) とばらついていることから、せん断ばね定数のばらつきの影響について上下限界を用いた解析を実施し確認する。

動摩擦耐力と垂直圧の相関関係を図 3.3.8 に示す。垂直圧が増加すると動摩擦耐力は概ね比例して増加する。動摩擦耐力を垂直圧で除した動摩擦係数は概ね一定値と見なせると考え、最小二乗法により動摩擦係数の近似値を求めると以下となる。データ数は少ないもの

の、拘束圧が小さい部分(100kN/m<sup>2</sup>)を除けば、動摩擦係数には、ほとんどばらつきは見られない。また、動摩擦耐力は垂直圧に応じて変動するため、拘束圧が小さい場合は負担するせん断力も小さく、この領域のばらつきが応答性状に与える影響は小さいと考えられることから、解析においては最小二乗法により近似した動摩擦係数を用いた検討を実施する。

(動摩擦係数)  $\mu_d = 0.35$

(動摩擦耐力)  $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$

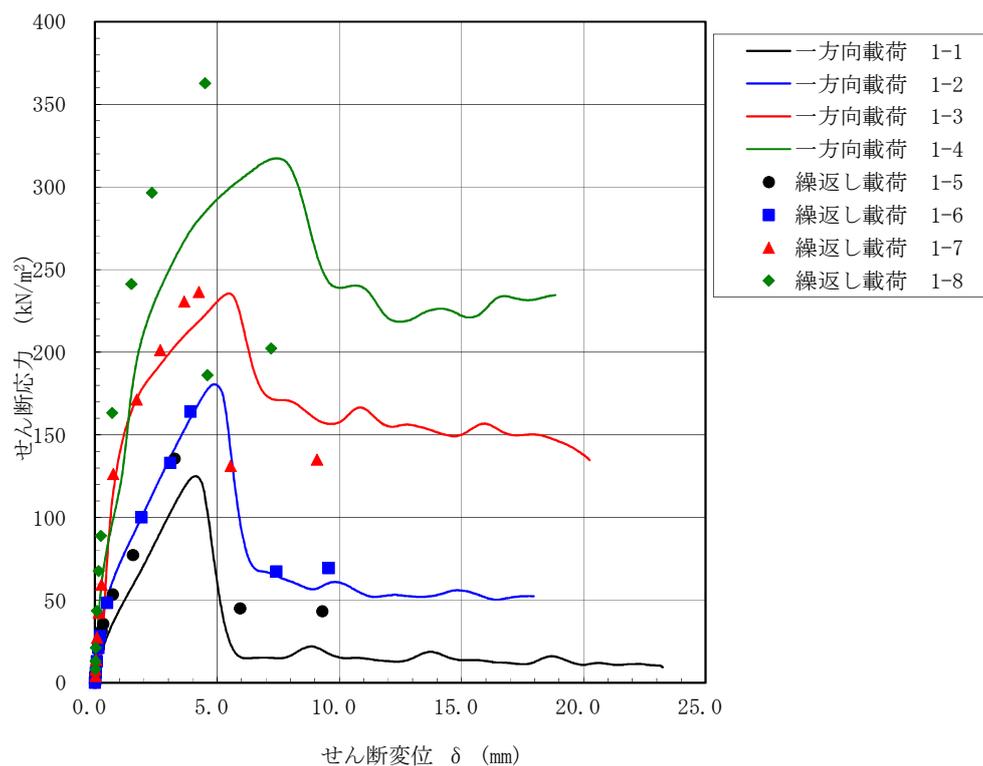


図 3.3.5 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力-せん断変位関係

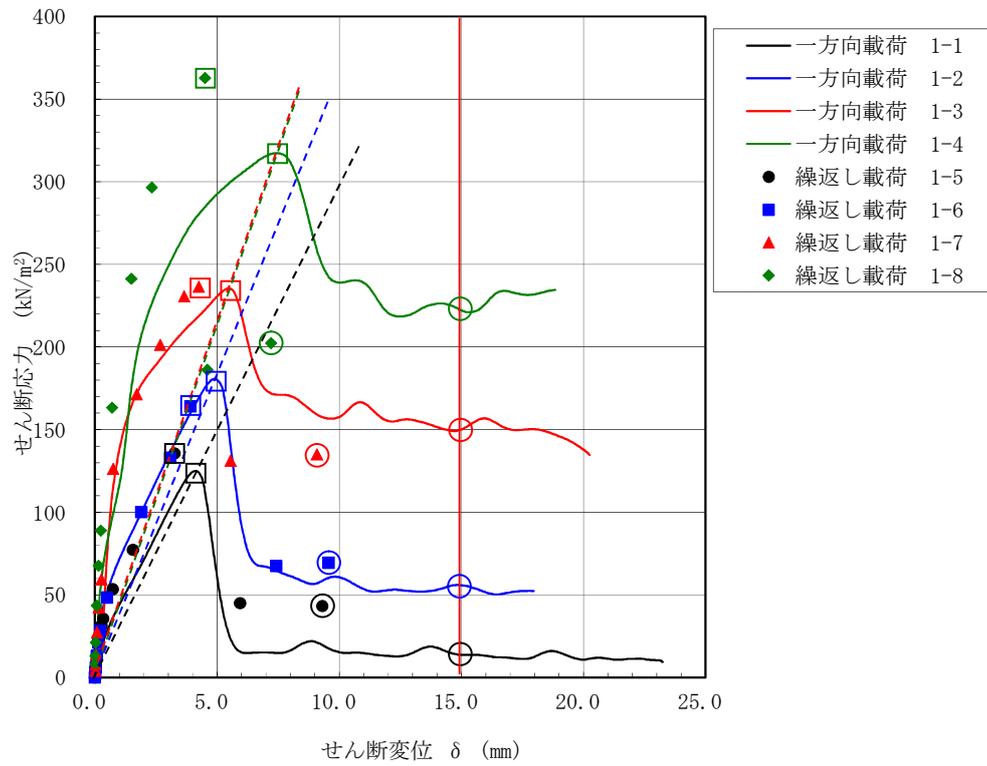


図 3.3.6 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(図中□印：せん断ばね定数の評価点，図中○印：動摩擦係数の評価点)

表 3.3.4 試験結果によるせん断ばね定数と動摩擦係数

| 試験ケース | 垂直圧<br>A          | 最大<br>せん断応力<br>B  | 最大せん断応力時の<br>最大せん断変位<br>C | 摩擦ばね定数<br>B/C       | 残留<br>せん断応力<br>D  | 動摩擦係数<br>B/A |      |
|-------|-------------------|-------------------|---------------------------|---------------------|-------------------|--------------|------|
|       | kN/m <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> | mm                        | kN/m/m <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |              |      |
| 一方向載荷 | 1-1               | 100               | 125                       | 4.1                 | 3.03.E+04         | 14           | 0.14 |
|       | 1-2               | 200               | 181                       | 4.9                 | 3.71.E+04         | 56           | 0.28 |
|       | 1-3               | 400               | 236                       | 5.4                 | 4.33.E+04         | 150          | 0.38 |
|       | 1-4               | 600               | 317                       | 7.4                 | 4.28.E+04         | 222          | 0.37 |
| 繰返し載荷 | 1-5               | 100               | 136                       | 3.3                 | 4.16.E+04         | 43           | 0.43 |
|       | 1-6               | 200               | 164                       | 3.9                 | 4.20.E+04         | 69           | 0.35 |
|       | 1-7               | 400               | 236                       | 4.2                 | 5.57.E+04         | 135          | 0.34 |
|       | 1-8               | 600               | 363                       | 4.5                 | 8.06.E+04         | 202          | 0.34 |

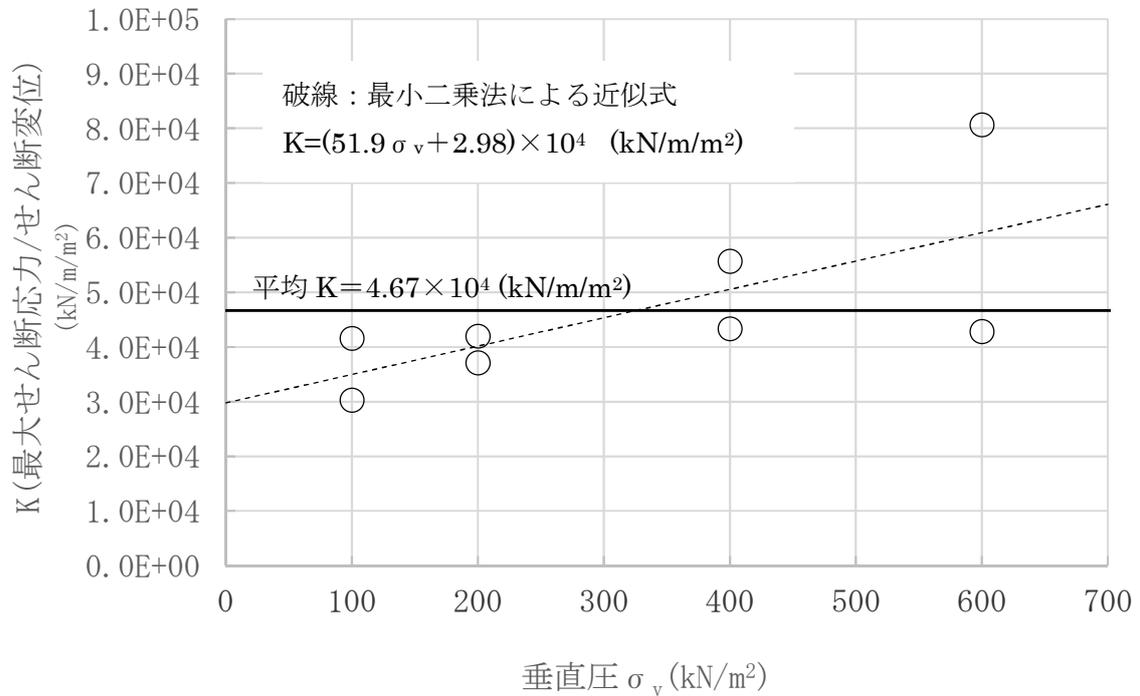


図 3.3.7 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

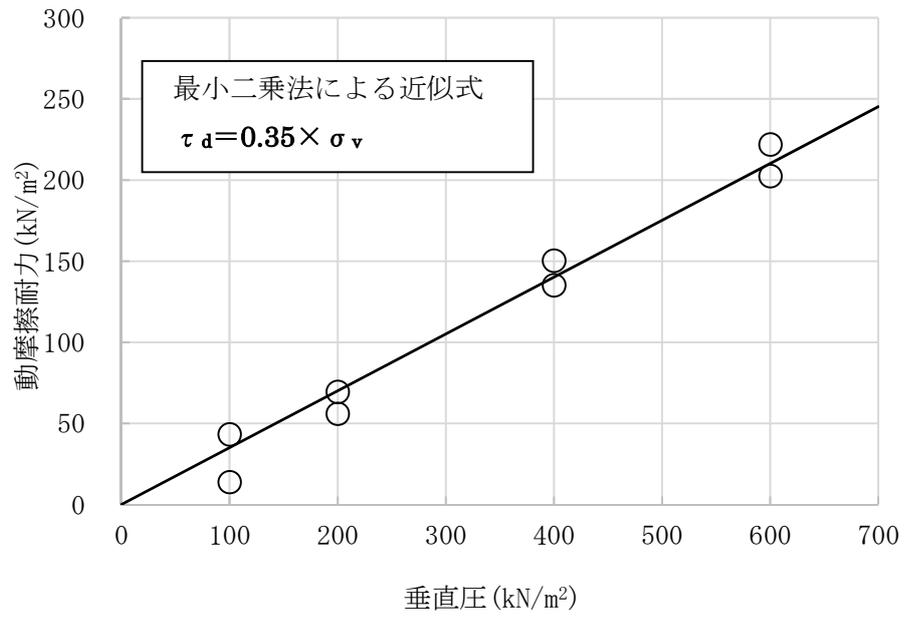


図 3.3.8 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

### 3.4 スケール影響試験

#### 3.4.1 目的

供試体に用いたコンクリート，防水層，保護層及び西山モルタルは全て実機と同製品もしくは同等品を用いており，実大の供試体となっている。また，せん断ばね定数や動摩擦係数は，一般的に摩擦面積に影響を受けないと考えられている。しかし，前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験に用いた供試体の摩擦面は 90 mm×60 mm であり，実機の地下外壁に比べ非常に小さい。そこで，念のため摩擦面積の大きい場合について確認試験を行う。

ここでは，大型一面せん断試験装置の可能な範囲で，摩擦面積が大きい供試体（中型：幅 60mm×加力方向 90mm に対し，大型：幅 270mm×加力方向 270mm）を用いる。なお，試験装置の制約より前述の一方方向荷重試験及び繰返し荷重試験で行った動的荷重が行えないため，ここでは静的な一方方向荷重によりスケール影響を確認した。

#### 3.4.2 試験ケース

スケール影響試験ケースを表 3.4.1 に示す。

表 3.4.1 スケール影響試験ケース

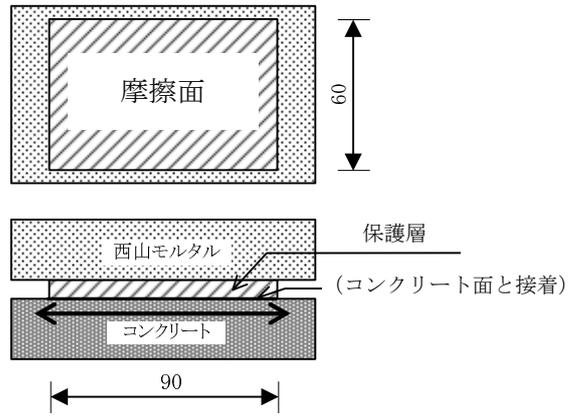
| ケース | 加力         | 供試体サイズ                 | 垂直圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----|------------|------------------------|-----------------------------|
| 2-1 | 一方方向<br>荷重 | 幅 60mm×<br>加力方向 90mm   | 200                         |
| 2-2 |            |                        | 400                         |
| 2-3 |            |                        | 600                         |
| 2-4 |            | 幅 270mm×<br>加力方向 270mm | 200                         |
| 2-5 |            |                        | 400                         |
| 2-6 |            |                        | 600                         |

#### 3.4.3 供試体

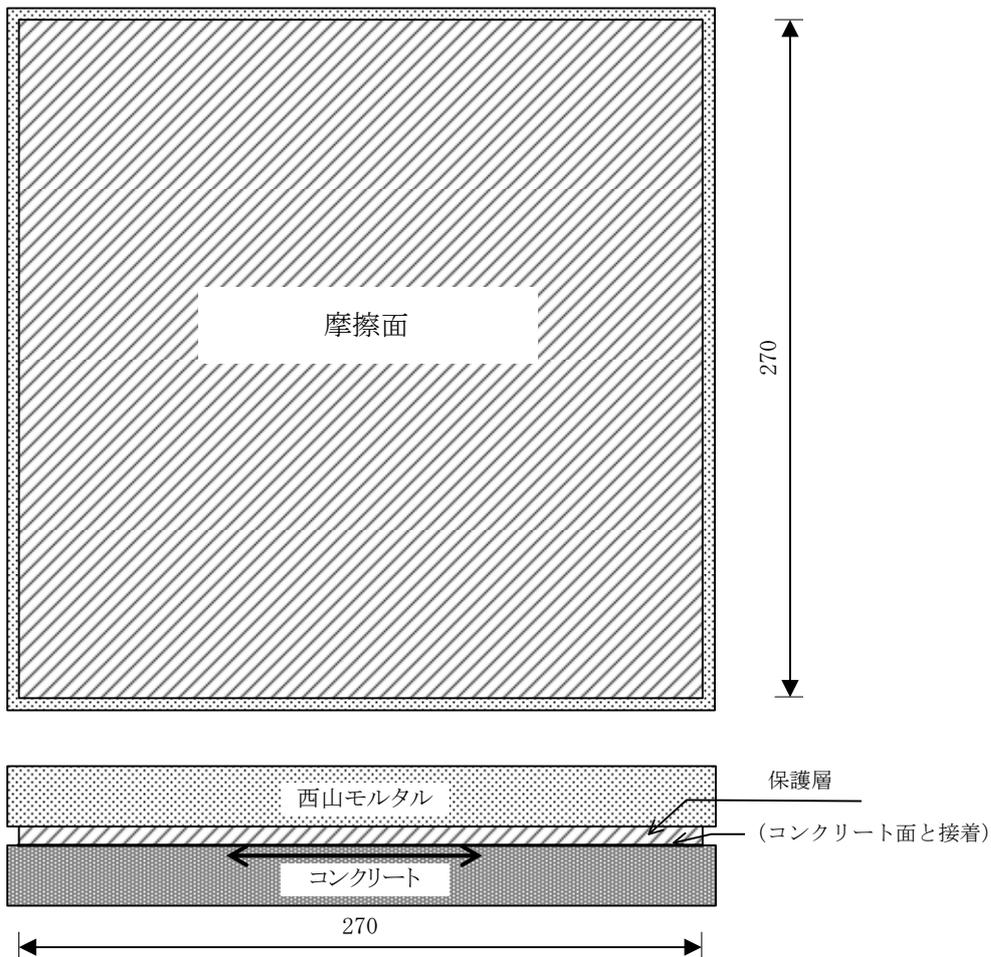
##### (1) 供試体

前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験結果で滑り面が保護層と西山モルタルの間であることが確認されたことより，スケール影響試験の供試体は，西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とした。

供試体を図 3.4.1 に示す。



(中型供試体)



(大型供試体)

図 3.4.1 スケール影響試験供試体

#### 3.4.4 試験結果

せん断応力-せん断変位関係を図 3.4.2 に、試験結果一覧を表 3.4.2 に示す。同じ垂直圧条件での中型供試体と大型供試体の結果を比較すると、動摩擦状態に至るまでのせん断応力-せん断変位関係には多少差異が見られるものの、動摩擦耐力は概ね一致することが確認でき、顕著なスケール影響は認められなかった。

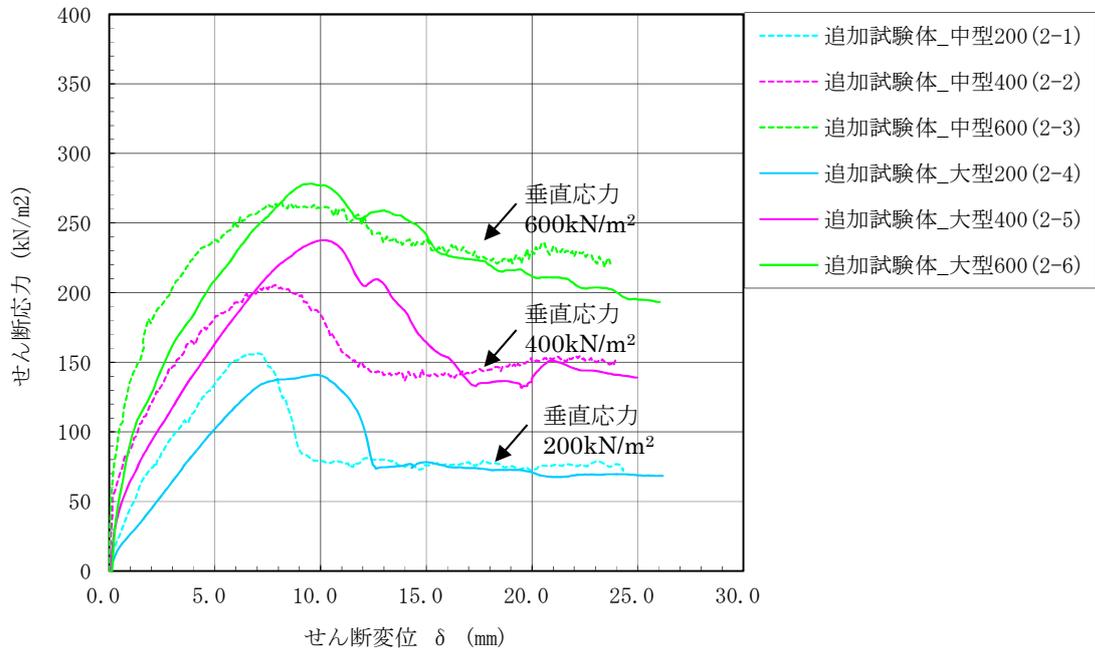


図 3.4.2 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

表 3.4.2 スケール影響試験 試験結果一覧表

| 試験ケース    |     | 垂直圧<br>A<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 最大<br>せん断応力<br>B<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 最大せん断応力<br>時のせん断変位<br>C<br>(mm) |
|----------|-----|----------------------------------|--|---------------------------------|
| 中型<br>試験 | 2-1 | 200                              | 156                                      | 7.0                             |
|          | 2-2 | 400                              | 206                                      | 7.9                             |
|          | 2-3 | 600                              | 265                                      | 8.2                             |
| 大型<br>試験 | 2-4 | 200                              | 141                                      | 9.8                             |
|          | 2-5 | 400                              | 238                                      | 10.1                            |
|          | 2-6 | 600                              | 278                                      | 9.5                             |

### 3.5 考察

実機地下外壁の防水仕様を模擬した各種摩擦試験（一方向載荷試験，繰返し載荷試験，スケール影響試験）を行い，防水層が存在する場合の建屋-側面地盤間の摩擦特性を確認した。その結果，以下の結論を得た。

#### (1) 防水層がある場合の防水層と地盤間の摩擦力伝達の可否

実験結果に基づき得られた以下の検討結果より，防水層が存在する場合の防水層と地盤間は安定した摩擦力伝達が可能と判断する。

- ① 防水層が存在する建屋-側面地盤間の摩擦力とせん断変位の関係（せん断ばねの剛性）は，摩擦すべりが生じるまで安定した特性を有する。
- ② 摩擦すべりが生じると摩擦力は一旦低下するが，動摩擦状態にスムーズに移行し，安定した動摩擦耐力を維持する。
- ③ 地震時の繰返し条件を想定した場合においても安定した動摩擦耐力を保持する。
- ④ 摩擦面積の違いにより顕著な摩擦特性へのスケール影響は認められない。

#### (2) 防水層が存在する場合の防水層と地盤間の摩擦特性

論点②～論点③の検討に用いる FEM モデルにおいて予定する地下外壁と地盤間の摩擦を模擬したジョイント要素の条件として，実験結果より得られた以下の摩擦特性（図 3.5.1 参照）を用いることで，より実情に近い解析結果を得ることが可能と判断する。

- ① せん断ばね定数  $K_s = 4.67 \times 10^4$  (kN/m/m<sup>2</sup>)
- ② 動摩擦係数  $\mu_d = 0.35$
- ③ 動摩擦耐力  $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v$  (kN/m<sup>2</sup>)

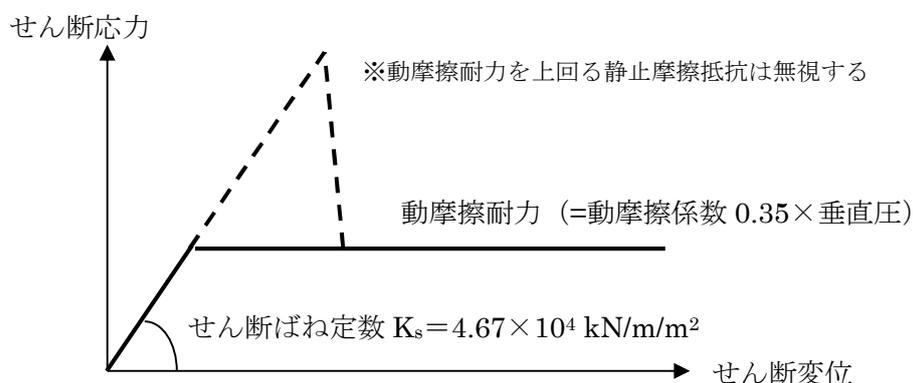


図 3.5.1 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

#### 4. 論点②に対する検討

(論点② 地震時に地盤・建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても側面地盤の拘束効果が得られ NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答は妥当か)

##### 4.1 検討概要

論点②に対して以下の検討を行う。

###### (1) 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮した建屋拘束効果の検討

剥離や土圧変動を考慮した 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析を実施し、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるかを確認する。更に、建屋の回転に対する側面地盤反力の観点より、2 次元 FEM モデルによる反力を算定し、埋め込み SR モデルによる結果と比較検討を行う。これらより、地震時に地盤・建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤の拘束効果が得られることを確認する。

###### (2) 2 次元 FEM モデルと埋め込み SR モデルによる建屋応答比較

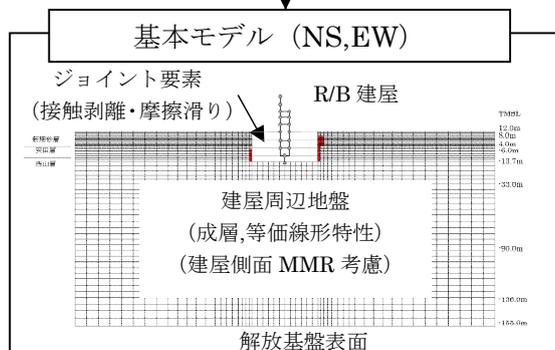
NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる地震応答解析を実施し、2 次元 FEM モデルによる建屋応答の比較検討を行う。これにより、NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答解析の妥当性を確認する。

検討フローを図 4.1.1 及び図 4.1.2 に示す。

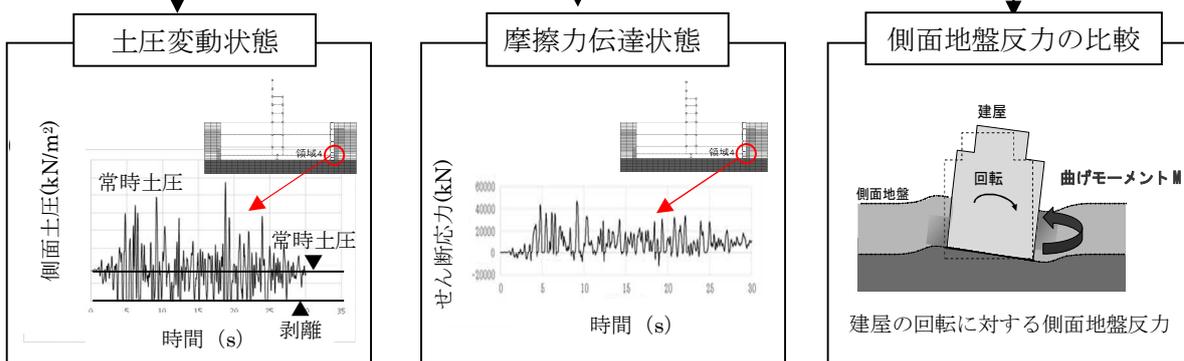
なお、上記検討に加え、論点①に示した摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

(1) 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るか

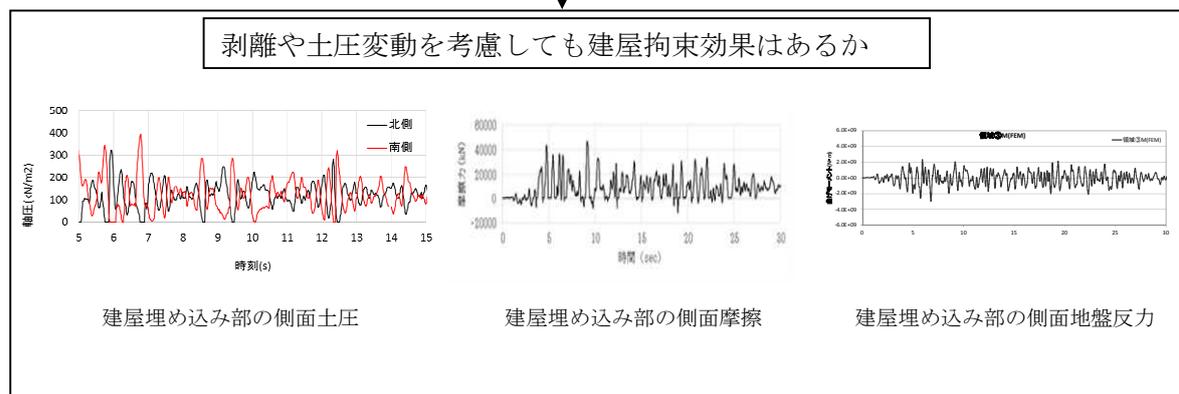
■剥離や土圧変動を考慮した地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

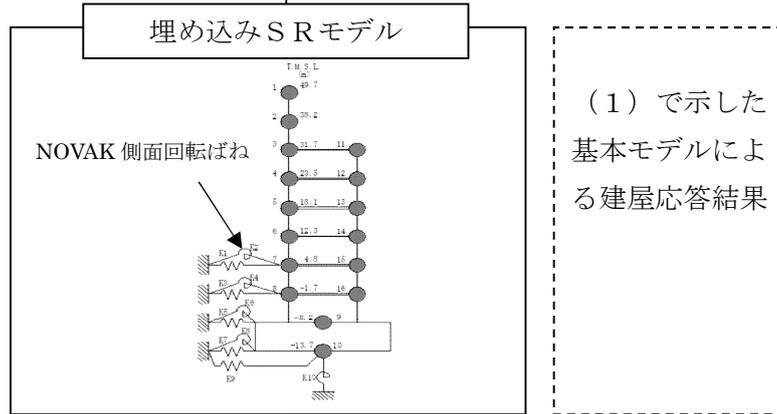


側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果は期待できる

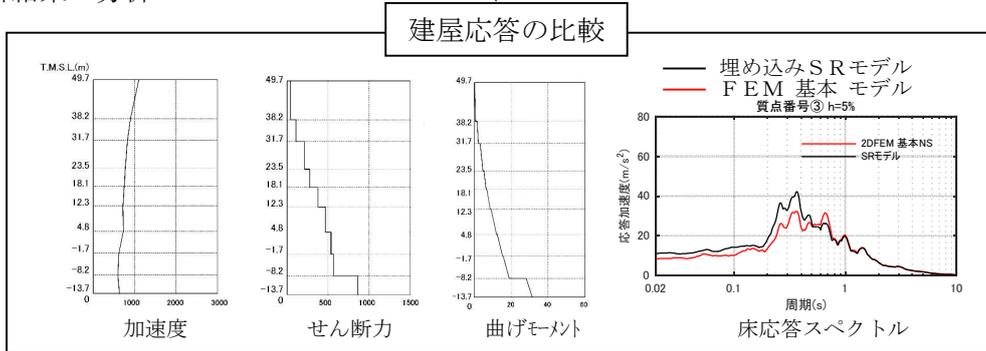
図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その 1)

(2) 2次元 FEM モデルと埋め込みSRモデルによる建屋応答を比較しても NOVAK ばねで表現した埋め込みSRモデルによる建屋応答は妥当か

■側面回転ばね考慮の埋め込みSRモデルによる地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

埋め込みSRモデルへの側面回転ばねのモデル方法の妥当性

埋め込みSRモデルへ側面回転ばねを適用することは妥当である

図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その1)

#### 4.1.1 解析モデル

##### (1) 2次元 FEM モデル

原子炉建屋を質点系モデル，地盤を2次元 FEM モデルとし，原子炉建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり，及び，建屋基礎底面の浮上りを考慮した詳細なモデルを用いて非線形地震応答解析\*を行い，応答性状を把握する。

なお，本検討で用いる2次元 FEM モデルについては，2007年新潟県中越沖地震に対するシミュレーション解析を実施し，モデルの信頼性について別途検証を行っている。(添付資料2参照) また，2次元 FEM モデルを用いた理由は以下のとおりである。

- ・ 2次元 FEM モデルでは外壁周辺の側面地盤の剥離や摩擦力，外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが，地震入力方向に並行となる面(2面)に対しては，剥離や変動土圧に伴う摩擦力は考慮しないことになる。従って，地盤を3次元 FEM とする場合よりも地盤による建屋の拘束効果は小さ目に考慮されると考えられる。
- ・ 2次元 FEM 解析に比べて3次元 FEM 解析は解析時間が多大に要する。このため，解析条件を変えた影響検討を含めた解析を行う場合などでは，2次元 FEM 解析のほうが有用である。

\*使用する解析プログラムは KANDYN\_2N ver.4.06 (鹿島建設株式会社による開発，所有)

##### 1) 地盤のモデル化

成層地盤に加えて建屋地下外壁側面のマンメイドロックを考慮した地盤とする。成層地盤の物性は一次元波動論による等価線形解析結果に基づく等価物性とする。地盤の減衰特性はレーリー減衰とし，各地盤の減衰定数を与える。

地盤の境界条件は，地盤の半無限的な広がりを表現するために，底面を粘性境界，側面を粘性境界かつ周期境界とする。また，境界条件の影響を受けないように，地盤のモデル化範囲を大きく設定し，水平方向は R/B の建屋幅の6倍程度，深さ方向は地表面から解放基盤表面までとした。

表 4.1.1.1 に成層地盤の物性を，表 4.1.1.2 にマンメイドロックの物性を示す。図 4.1.1.1～図 4.1.1.4 に地盤のメッシュを示す。

##### 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

建屋地下外壁と側面地盤の間は，側面地盤の剥離・接触を表す軸ばね(水平方向)及びせん断抵抗を表すせん断ばね(上下方向)で接続する。

軸ばねは、側面地盤が剥離した時には剛性（引張方向）を 0 とし、接触中の剛性（圧縮方向）は剛とした。また、軸ばねには静止土圧による初期応力を考慮する。軸ばねは側面地盤モデルの FEM メッシュの各節点に設置する。

せん断ばねは、軸ばねと連成させて、側面地盤の剥離が生じている間は摩擦を 0 とする。また、せん断ばねの力が動摩擦力に達すると滑りが発生するものとし、軸ばねの圧縮軸力に応じて動摩擦力が変動するようにした（動摩擦力＝動摩擦係数×圧縮軸力）。なお、動摩擦係数及びせん断ばねのせん断剛性は摩擦試験結果から設定した。なお、せん断ばねは摩擦試験により摩擦力の存在が確認できたマンメイドロックと接触している FEM メッシュの節点にのみに設定する。

図 4.1.1.5 に地下外壁と側面地盤要素接合及び建物基礎と底面地盤要素接合の概念図を示す。また、図 4.1.1.6 にせん断ばねの特性を示す。

### 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

建屋基礎底面部分は浮上りを考慮する。基礎底面の地盤の FEM メッシュの各節点には浮上りを表す鉛直方向の軸ばねを設定する。鉛直方向の軸ばねについては、引張側の剛性は 0、圧縮側の剛性は剛とした。初期状態では基礎底面に建屋の自重による長期軸力を考慮する。

### 4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は後述する埋め込み SR モデルと同様とする。

表 4.1.1.1 地盤物性

| 標高<br>T. M. S. L<br>(m) | 地層   | せん断波<br>速度<br>Vs<br>(m/s) | 単位体積<br>重量<br>$\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ポアソン比<br>$\nu$ | せん断<br>弾性係数<br>G<br>( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング<br>係数<br>E<br>( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> ) | 減衰<br>定数<br>h<br>(%) |
|-------------------------|------|---------------------------|--|----------------|---|---|----------------------|
| +12.0                   | 〔砂層〕 | 150                       | 16.1   | 0.347          | 0.10  | 0.27  | 23                   |
| +8.0                    |      | 200                       | 16.1   | 0.308          | 0.08  | 0.21  | 28                   |
| +4.0                    | 安田層  | 330                       | 17.3   | 0.462          | 1.01  | 2.95  | 6                    |
| -6.0                    | 西山層  | 490                       | 17.0   | 0.451          | 3.82  | 11.09   | 3                    |
| -33.0                   |      | 530                       | 16.6   | 0.446          | 4.22  | 12.20   | 3                    |
| -90.0                   |      | 590                       | 17.3   | 0.432          | 5.28  | 15.12   | 3                    |
| -136.0                  |      | 650                       | 19.3   | 0.424          | 7.40  | 21.08   | 3                    |
| -155.0                  |      | 〔解放<br>基盤〕                | 720  | 19.9           | 0.416   | 10.50   | 29.74                |

表 4.1.1.2 マンメイドロックの物性

| 単位体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ポアソン比 | せん断弾性係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 減衰定数<br>(%) |
|--------------------------------|-------|---------------------------------|-------------------------------|-------------|
| 17.2                           | 0.36  | 1910.0                          | 5195.2                        | 2.0         |

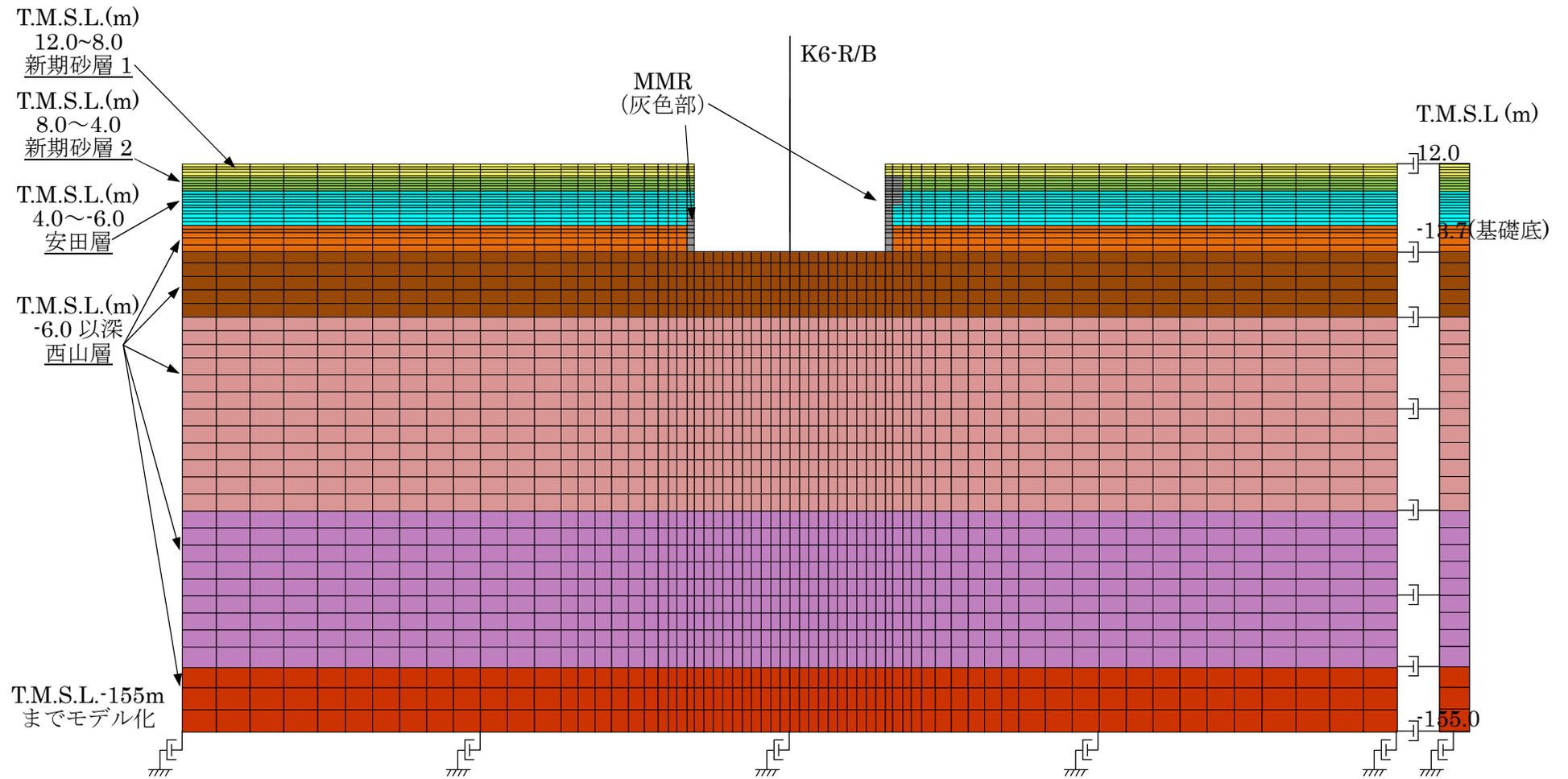


図 4.1.1.1 地盤メッシュ図 (NS 方向)

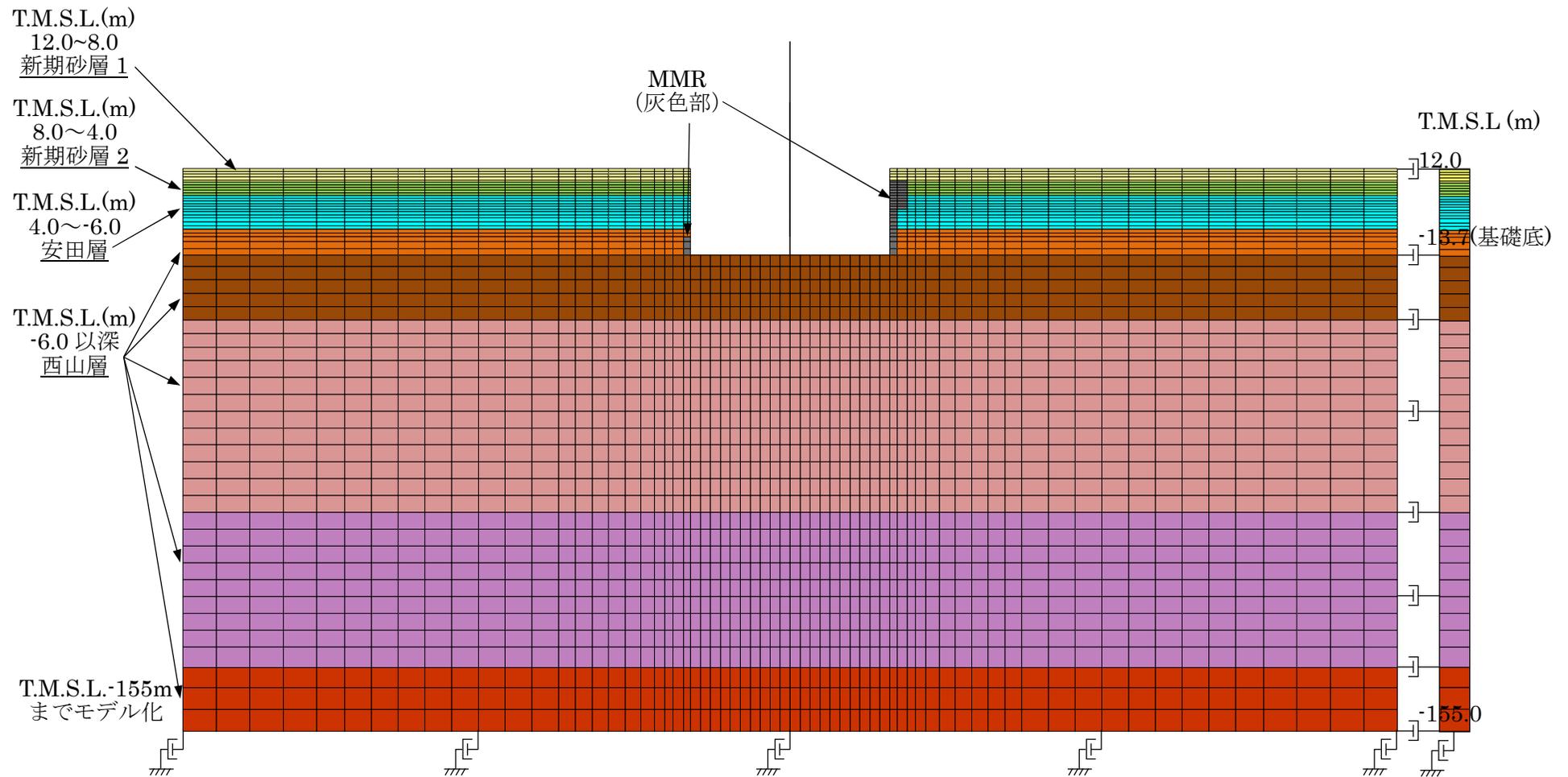


図 4.1.1.2 地盤メッシュ図 (EW 方向)

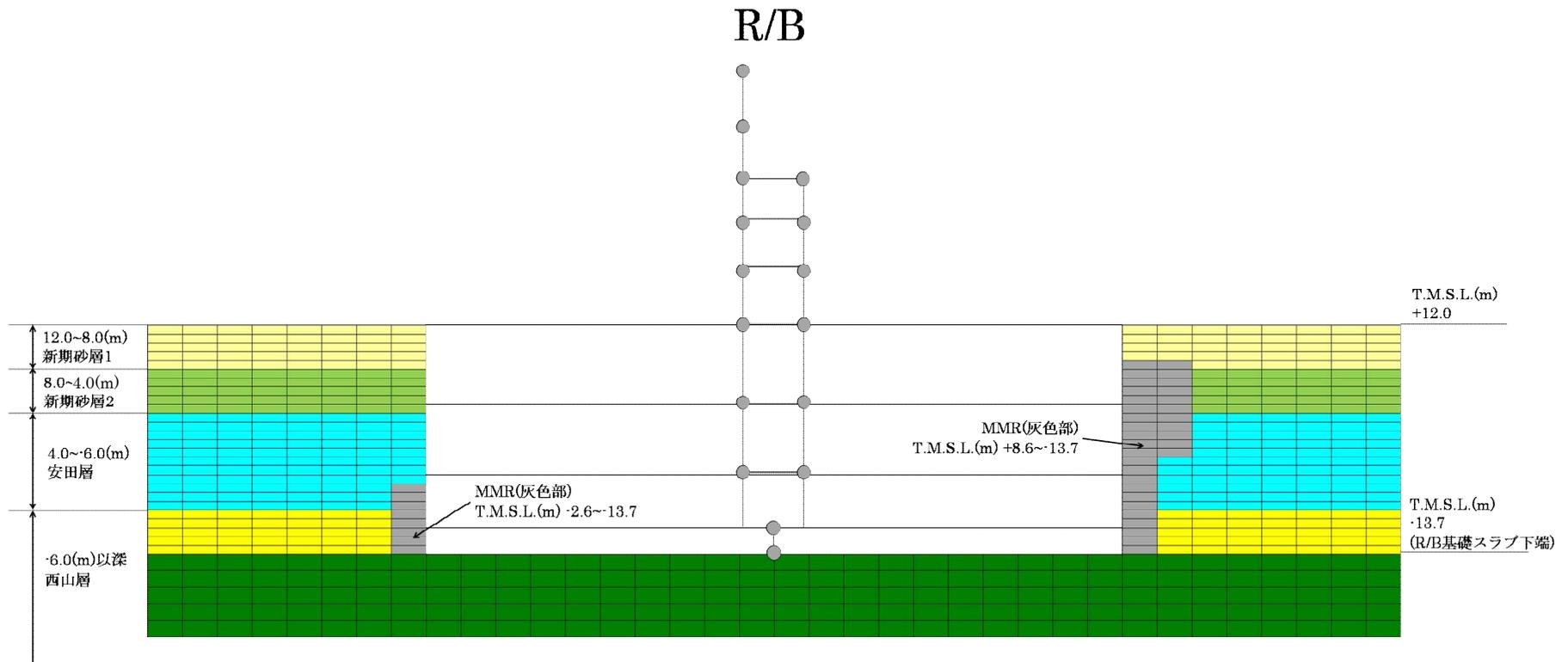


図 4.1.1.3 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

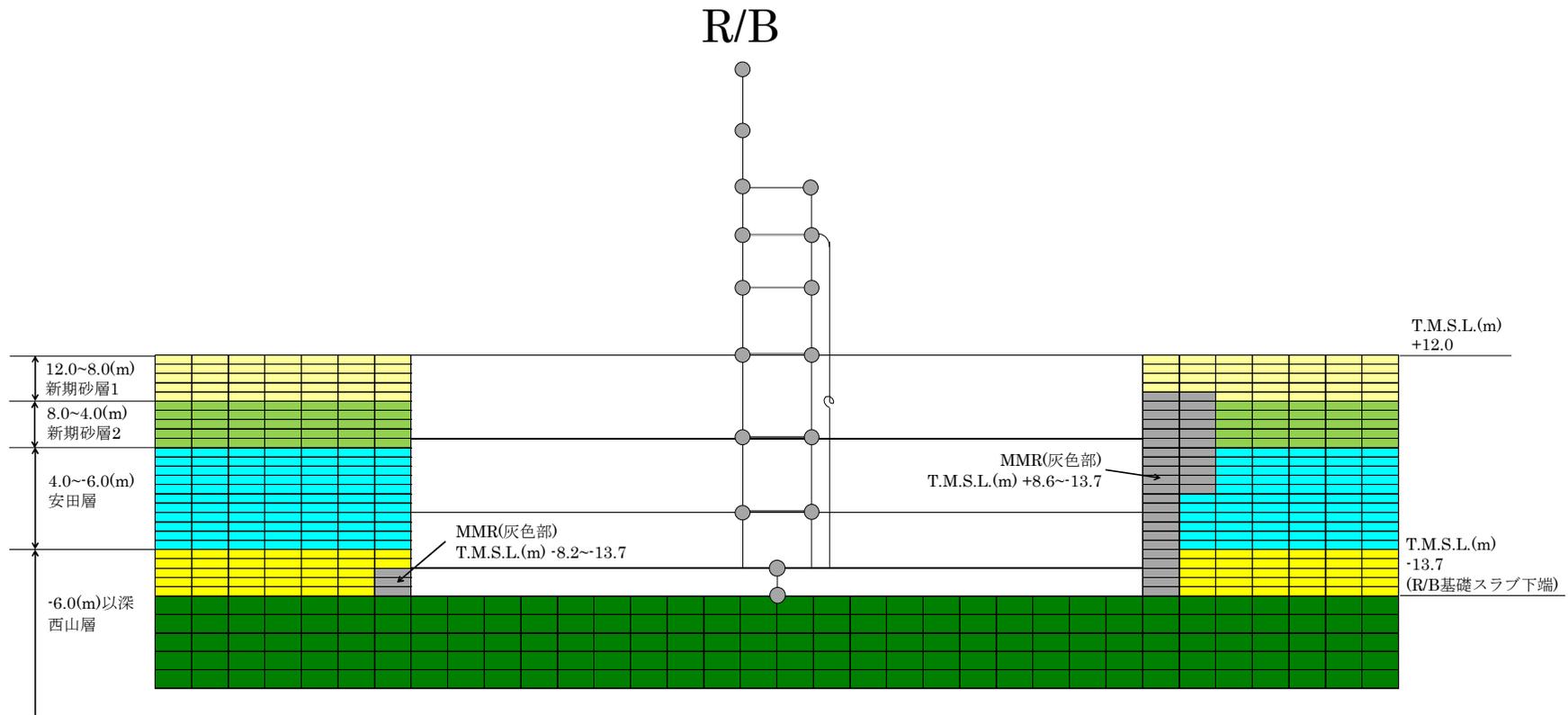


図 4.1.1.4 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)

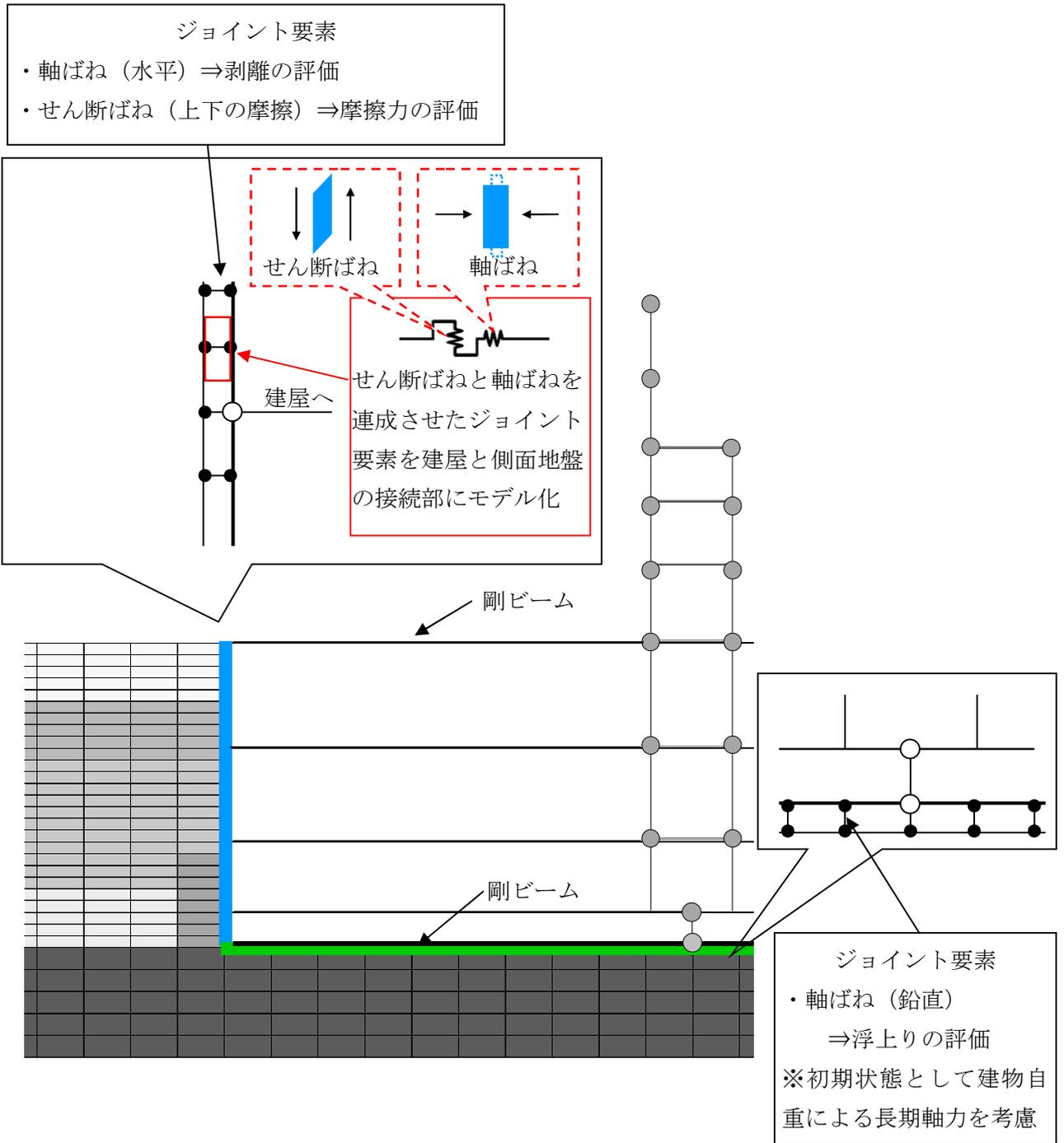
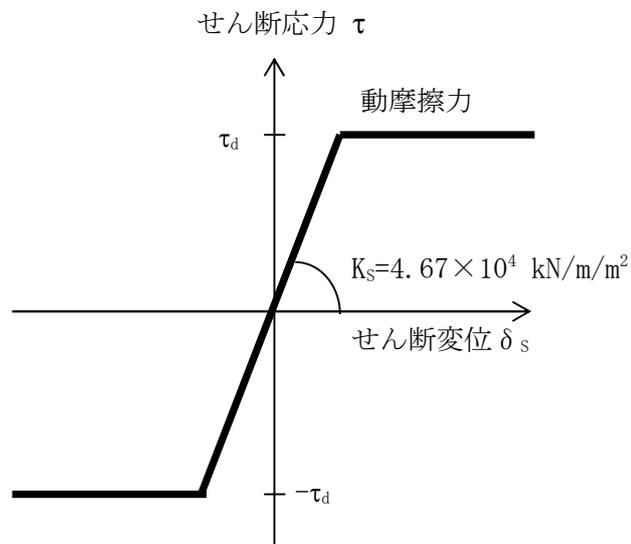


図 4.1.1.5 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と  
底面地盤要素との接合部のモデル化概要



せん断応力（摩擦力）－せん断変位関係

$$\tau_d = \text{動摩擦力} = 0.35 \times \text{垂直圧}$$

$$K_s = 4.67 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 \text{ (単位面積当たり)}$$

\* 動摩擦係数と剛性  $K_s$  は摩擦試験結果をもとに設定

図 4.1.1.6 建屋地下外壁と側面地盤の間のせん断ばねの特性

## (2) 埋め込み SR モデル

今回工認の水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を質点系モデルとした埋め込み SR モデルである。埋め込み効果を考慮するため、原子炉建屋の地下外壁側面部分には側面水平ばねと側面回転ばねを取付けている。側面水平ばねと側面回転ばねはいずれも NOVAK ばねとして算定している。なお、表層地盤については地盤の非線形化が大きいいため埋め込み効果が期待できないものとして側面水平ばねと側面回転ばねを無視する。

原子炉建屋のせん断剛性及び曲げ剛性は非線形とし、今回工認で用いる予定の建屋諸元を有するものとする。また、建屋の減衰は今回工認と同じひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は  $h=5\%$  とする。

図 4.1.1.7 に建屋のモデル図を、表 4.1.1.3～表 4.1.1.4 に諸元を示す。コンクリートの実強度( $43.1\text{N/mm}^2$ )に基づく剛性を反映し、かつ補助壁を考慮した今回工認モデルに対応したモデルとなっている。

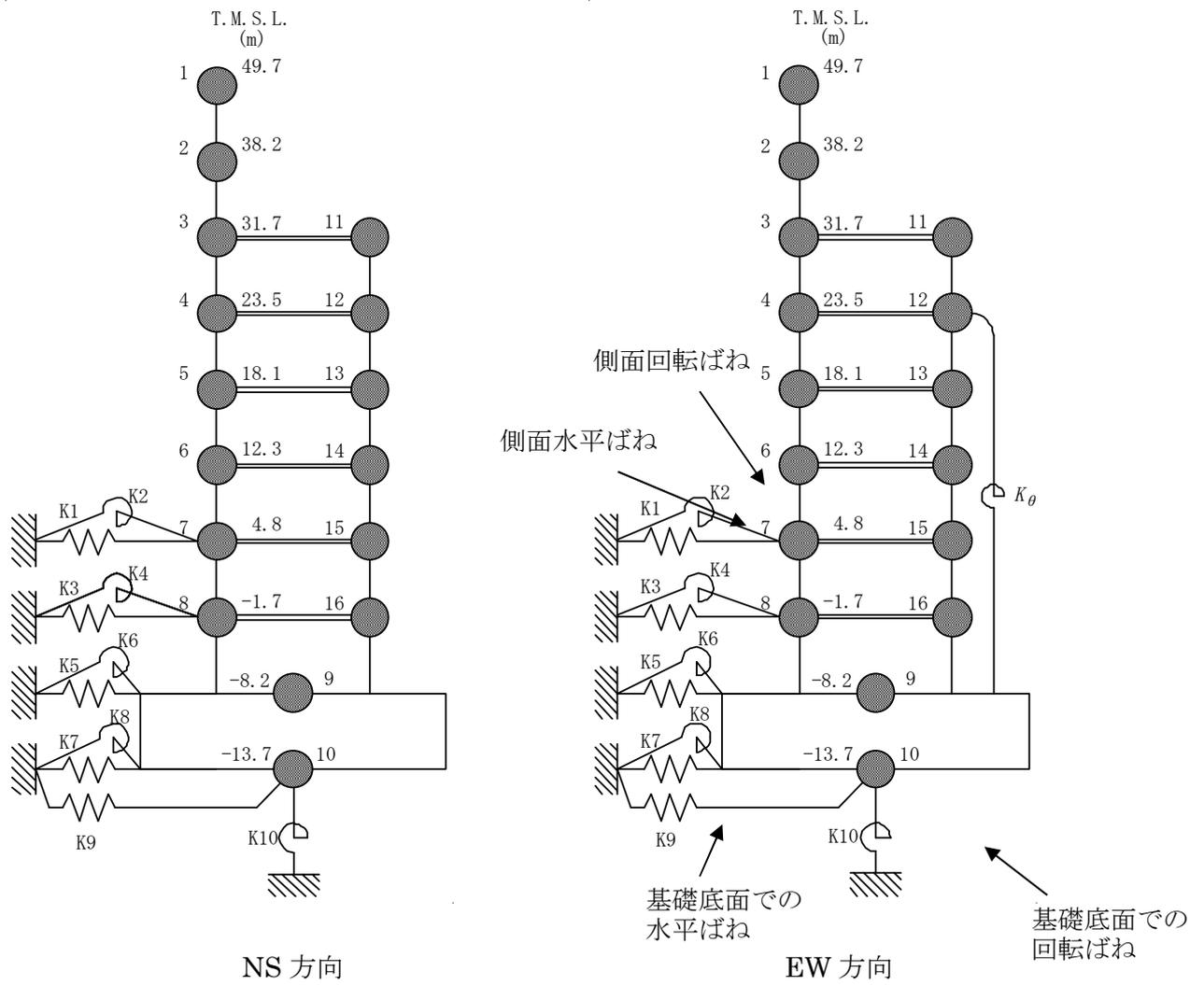


図 4.1.1.7 今回工認で採用予定の埋め込み SR モデル

表 4.1.1.3 埋め込み SR モデルの諸元 (NS 方向)

| 質点<br>番号 | 質点重量<br>W (kN) | 回転慣性重量<br>I <sub>G</sub><br>(×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> ) | せん断<br>断面積<br>A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) |
|----------|----------------|--|--|--|
| 1        | 39,540         | 70.7   |  |  |
| 2        | 79,450         | 403.0  | 41.0   | 13,600                                 |
| 3        | 86,670         | 484.3  | 82.4   | 50,500                                 |
| 4        | 83,020         | 287.2  | 183.8  | 71,400                                 |
| 5        | 55,470         | 199.9  | 126.5  | 70,400                                 |
| 6        | 82,360         | 293.2  | 183.7  | 87,200                                 |
| 7        | 78,650         | 291.3  | 180.2  | 103,000                                |
| 8        | 79,430         | 293.2  | 201.8  | 112,800                                |
| 9        | 339,800        | 936.5  | 271.5  | 119,000                                |
| 10       | 216,920        | 580.6  | 3,373.4  | 900,600                                |
| 合計       | 1,956,740      |  |  |  |

| 質点<br>番号 | 質点重量<br>W (kN) | 回転慣性重量<br>I <sub>G</sub><br>(×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> ) | せん断<br>断面積<br>A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) |
|----------|----------------|--|--|--|
| 11       | 94,140         | 33.3   |  |  |
| 12       | 157,400        | 384.4  | 118.2  | 7,200                                  |
| 13       | 101,890        | 303.0  | 109.2  | 23,300                                 |
| 14       | 199,370        | 400.1  | 122.8  | 23,500                                 |
| 15       | 125,920        | 392.3  | 133.0  | 23,400                                 |
| 16       | 136,710        | 369.7  | 119.5  | 23,600                                 |
|          |                |  | 129.7  | 29,500                                 |

建屋部

|                      |   |
|----------------------|---|
| ヤング係数 E <sub>c</sub> | 2.88×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| せん断弾性係数 G            | 1.20×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| ポアソン比 ν              | 0.20                                      |
| 減衰定数 h               | 5%  |

②基礎スラブ

|                      |   |
|----------------------|---|
| ヤング係数 E <sub>c</sub> | 2.79×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| せん断弾性係数 G            | 1.16×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| ポアソン比 ν              | 0.20                                      |
| 減衰定数 h               | 5%  |

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

表 4.1.1.4 埋め込み SR モデルの諸元 (EW 方向)

| 質点<br>番号 | 質点重量<br>W (kN) | 回転慣性重量<br>I <sub>G</sub><br>(×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> ) | せん断<br>断面積<br>A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) |
|----------|----------------|--|--|--|
| 1        | 39,540         | 147.4  |  |  |
| 2        | 79,450         | 301.3  | 54.7   | 29,900                                 |
| 3        | 91,670         | 303.9  | 122.6  | 61,200                                 |
| 4        | 67,180         | 275.6  | 166.9  | 89,400                                 |
| 5        | 52,160         | 220.6  | 139.1  | 82,600                                 |
| 6        | 81,290         | 330.4  | 153.8  | 96,200                                 |
| 7        | 77,080         | 317.7  | 197.0  | 111,700                                |
| 8        | 77,960         | 320.7  | 215.7  | 124,000                                |
| 9        | 339,800        | 1030.7   | 280.2  | 131,000                                |
| 10       | 216,920        | 647.2  | 3,373.4  | 998,600                                |
| 合計       | 1,956,740      |  |  |  |

| 質点<br>番号 | 質点重量<br>W (kN) | 回転慣性重量<br>I <sub>G</sub><br>(×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> ) | せん断<br>断面積<br>A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) |
|----------|----------------|--|--|--|
| 11       | 89,140         | 275.6  |  |  |
| 12       | 173,240        | 480.4  | 243.6  | 6,700                                  |
| 13       | 105,200        | 332.4  | 216.7  | 23,300                                 |
| 14       | 200,440        | 439.3  | 162.9  | 23,100                                 |
| 15       | 127,490        | 433.5  | 118.6  | 23,400                                 |
| 16       | 138,180        | 408.9  | 179.1  | 21,200                                 |
|          |                |  | 138.6  | 23,800                                 |

①建屋部

ヤング係数 E<sub>c</sub> 2.88×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 1.20×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν 0.20  
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E<sub>c</sub> 2.79×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 1.16×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν 0.20  
 減衰定数 h 5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

回転ばね K<sub>0</sub> 2.13×10<sup>10</sup>(kNm/rad)

表 4.1.1.5 地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向)

| ばね<br>番号 | 質点番号 | 地盤ばね成分 | ばね定数 <sup>(*1)</sup><br>K <sub>c</sub> | 減衰係数 <sup>(*2)</sup><br>C <sub>c</sub> |
|----------|------|--------|--|--|
| K1       | 7    | 側面・並進  | $1.07 \times 10^6$                     | $4.24 \times 10^5$                     |
| K2       | 7    | 側面・回転  | $8.33 \times 10^8$                     | $1.05 \times 10^8$                     |
| K3       | 8    | 側面・並進  | $2.85 \times 10^6$                     | $1.13 \times 10^6$                     |
| K4       | 8    | 側面・回転  | $2.21 \times 10^8$                     | $2.80 \times 10^8$                     |
| K5       | 9    | 側面・並進  | $8.53 \times 10^6$                     | $1.73 \times 10^6$                     |
| K6       | 9    | 側面・回転  | $6.73 \times 10^8$                     | $3.98 \times 10^8$                     |
| K7       | 10   | 側面・並進  | $4.52 \times 10^6$                     | $8.62 \times 10^5$                     |
| K8       | 10   | 側面・回転  | $3.54 \times 10^8$                     | $1.96 \times 10^8$                     |
| K9       | 10   | 底面・並進  | $7.28 \times 10^7$                     | $2.84 \times 10^6$                     |
| K10      | 10   | 底面・回転  | $7.06 \times 10^{10}$                  | $6.09 \times 10^8$                     |

(\*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

(EW 方向)

| ばね<br>番号 | 質点番号 | 地盤ばね成分 | ばね定数 <sup>(*1)</sup><br>K <sub>c</sub> | 減衰係数 <sup>(*2)</sup><br>C <sub>c</sub> |
|----------|------|--------|--|--|
| K1       | 7    | 側面・並進  | $1.07 \times 10^6$                     | $4.26 \times 10^5$                     |
| K2       | 7    | 側面・回転  | $8.33 \times 10^8$                     | $1.06 \times 10^8$                     |
| K3       | 8    | 側面・並進  | $2.85 \times 10^6$                     | $1.13 \times 10^6$                     |
| K4       | 8    | 側面・回転  | $2.21 \times 10^8$                     | $2.80 \times 10^8$                     |
| K5       | 9    | 側面・並進  | $8.53 \times 10^6$                     | $1.73 \times 10^6$                     |
| K6       | 9    | 側面・回転  | $6.73 \times 10^8$                     | $4.00 \times 10^8$                     |
| K7       | 10   | 側面・並進  | $4.52 \times 10^6$                     | $8.61 \times 10^5$                     |
| K8       | 10   | 側面・回転  | $3.54 \times 10^8$                     | $1.97 \times 10^8$                     |
| K9       | 10   | 底面・並進  | $7.25 \times 10^7$                     | $2.82 \times 10^6$                     |
| K10      | 10   | 底面・回転  | $7.60 \times 10^{10}$                  | $7.10 \times 10^8$                     |

(\*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

#### 4.1.2 解析ケース

表 4.1.2.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向と EW 方向の 2 ケースである。なお、2 次元 FEM モデルにおいて、地盤のモデルには、埋め込み SR モデルの地震応答解析と同じ成層地盤に加えて、地下外壁に接しているマンメイドロック (MMR) を考慮する。

表 4.1.2.1 解析ケース

| No | 方向    | 建屋     | 地盤             | 備考             |
|----|-------|--------|----------------|----------------|
| 1  | NS 方向 | R/B 単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | NS 方向<br>基本ケース |
| 2  | EW 方向 | R/B 単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | EW 方向<br>基本ケース |

### 4.1.3 検討用地震動

対象とする地震動は基準地震動 Ss-1 とする。

図 4.1.3.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

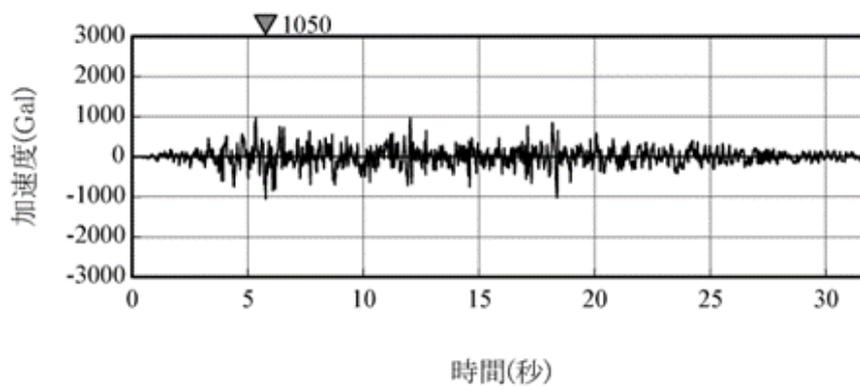


図 4.1.3.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形（解放基盤表面）

## 4.2 建屋拘束効果の検討

### 4.2.1 2次元 FEM モデルによる検討

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るかについて、地震応答解析結果について以下のとおり検討を行った。

#### (1) NS 方向

図 4.2.1.1 及び図 4.2.1.2 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域を設定しその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.3 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を応答の比較的大きい時刻について重ね描きしたものを示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離（軸圧 0）してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大  $700\text{kN/m}^2$  程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

図 4.2.1.4 及び図 4.2.1.5 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力（摩擦力）の時刻歴を、建屋の南側及び北側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.6 及び図 4.2.1.7 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は  $13\text{mm}$  程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は  $6\text{mm}$  程度である。

せん断ばねは、軸圧の変化に応じて保持できる最大せん断力が変化する。ある軸圧下で最大せん断力に達した後は、一定の力を保ちながら滑る設定である。また、軸ばねに剥離が生

じた際にはせん断力は作用しない。

せん断変位は、せん断力作用時においてはせん断力と線形関係にあるが、せん断ばねに滑りが生じた場合や剥離が生じた場合には線形関係にはない。(各ケースに共通)

## (2) EW 方向

図 4.2.1.11 及び図 4.2.1.12 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.13 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を重ね描きして示す。

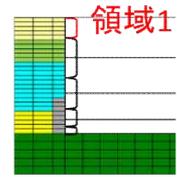
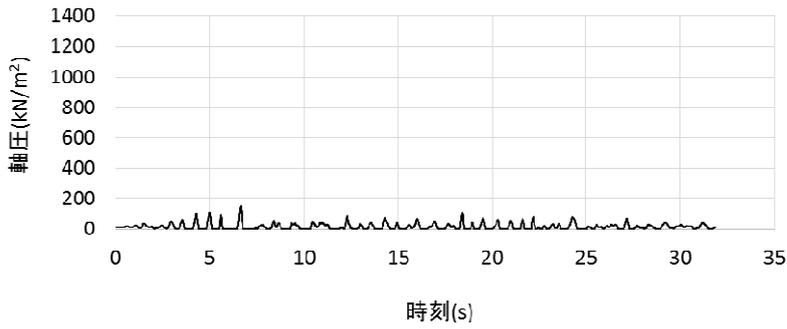
これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離(軸圧 0)してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大 800kN/m<sup>2</sup> 程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

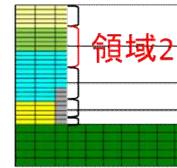
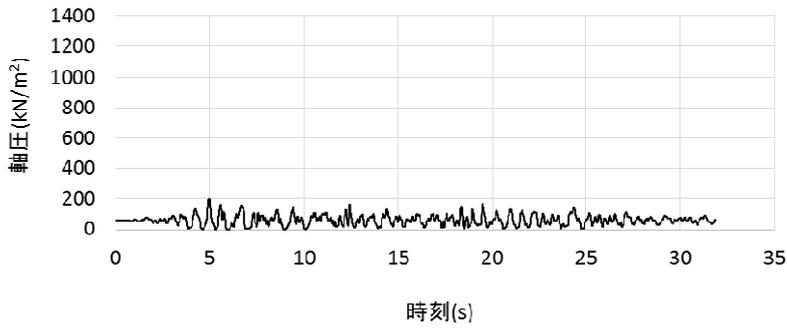
図 4.2.1.14 及び図 4.2.1.15 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力(摩擦力)の時刻歴を、建屋の東側及び参考に西側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.16 及び図 4.1.5.17 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

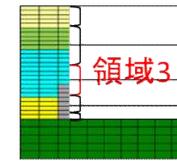
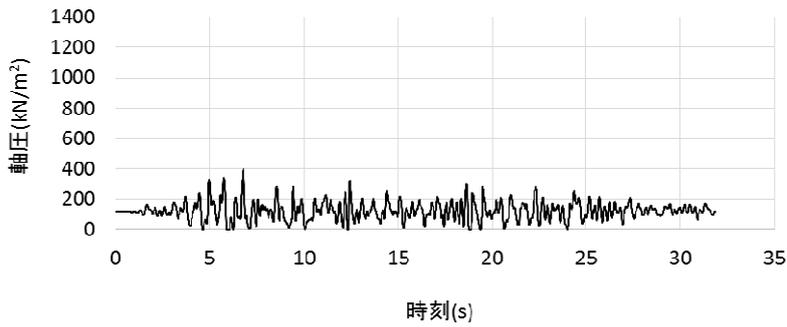
- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は 10mm 程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は 6mm 程度である。



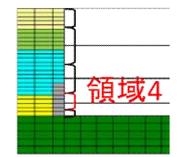
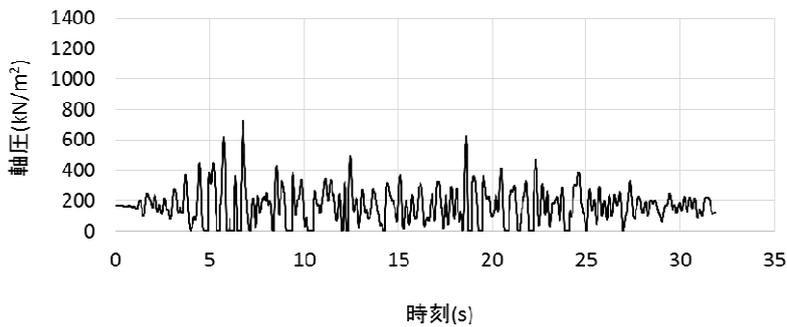
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



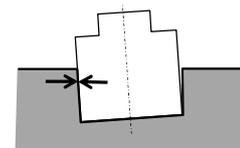
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

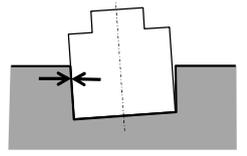
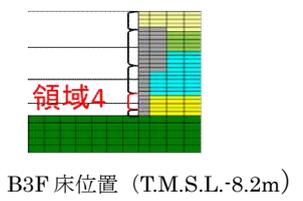
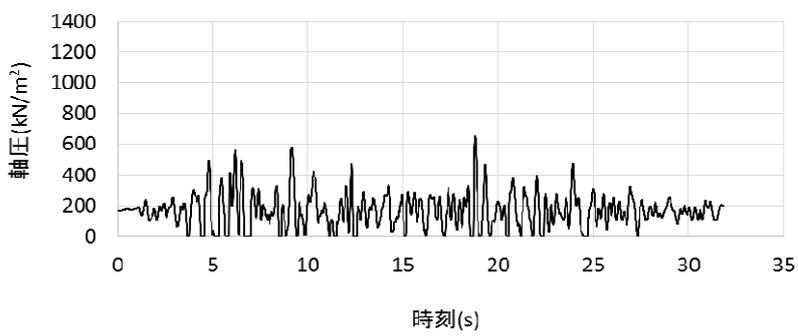
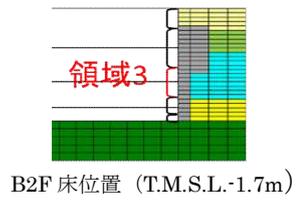
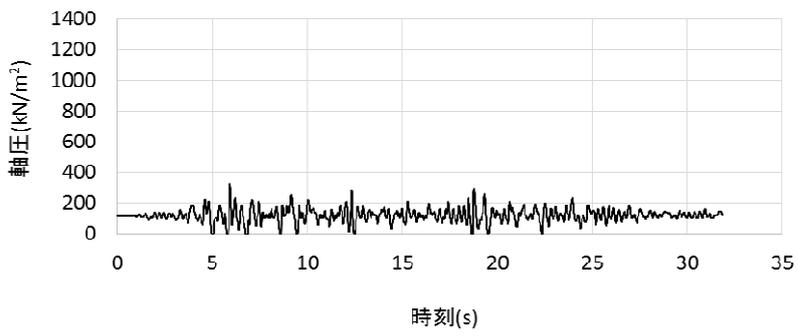
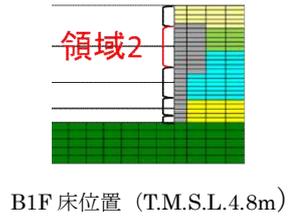
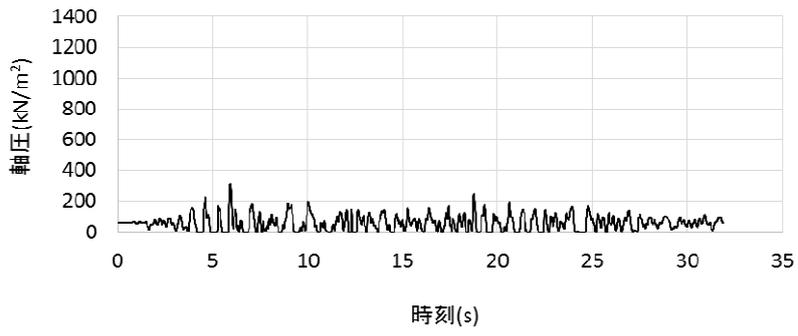
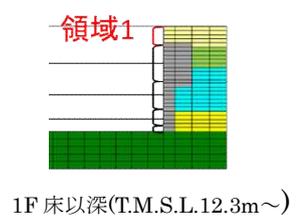
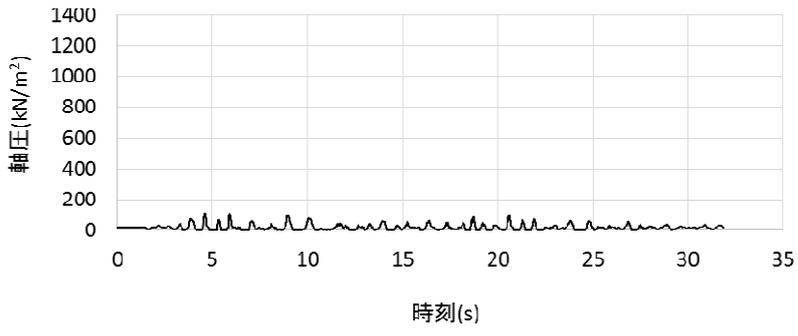


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

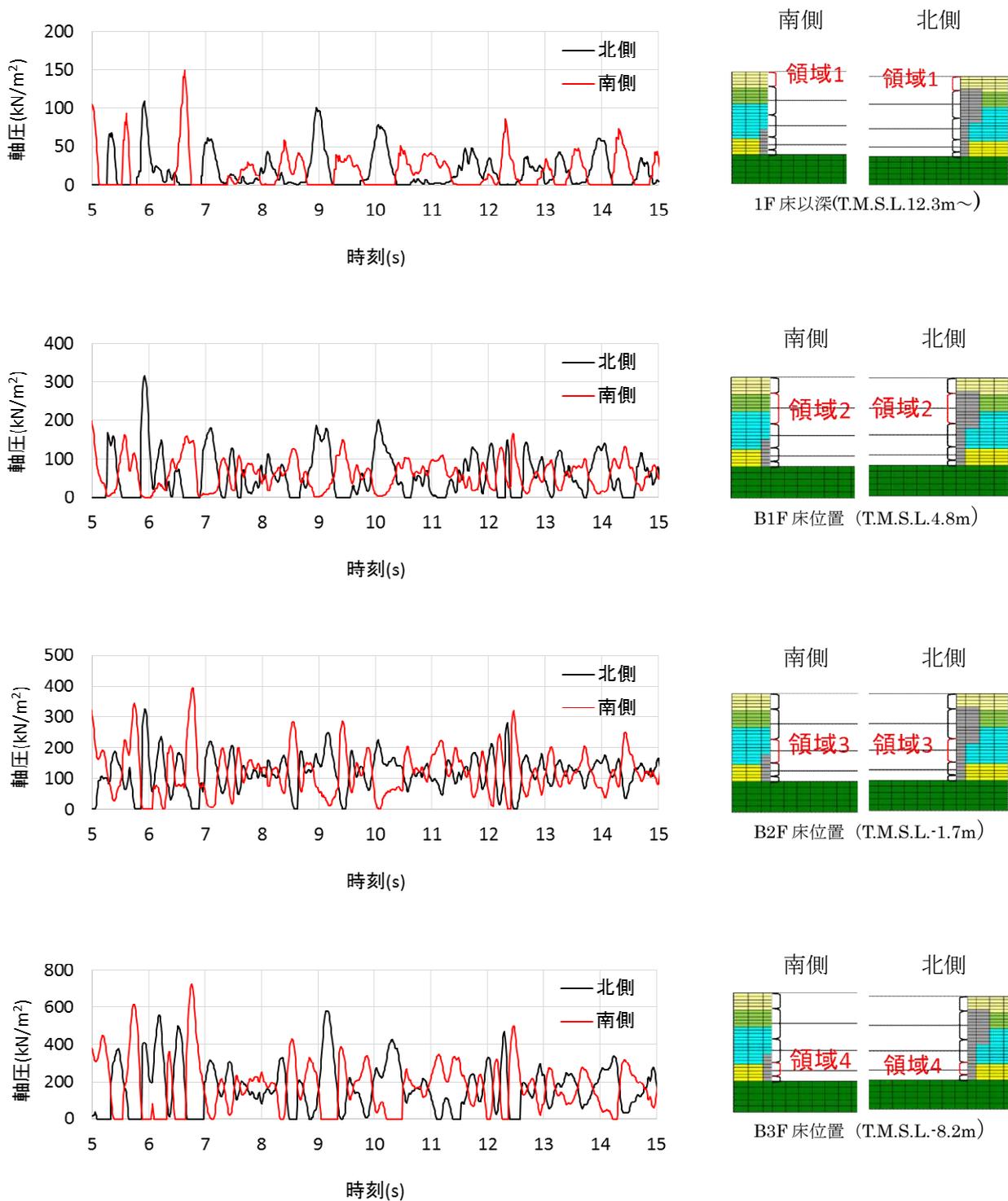
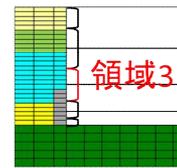
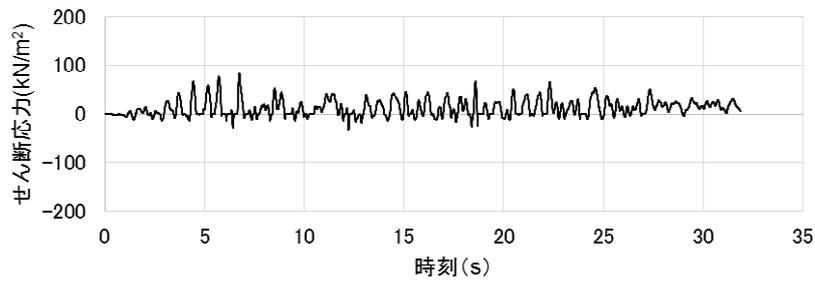
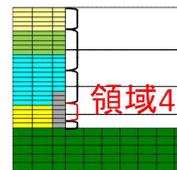
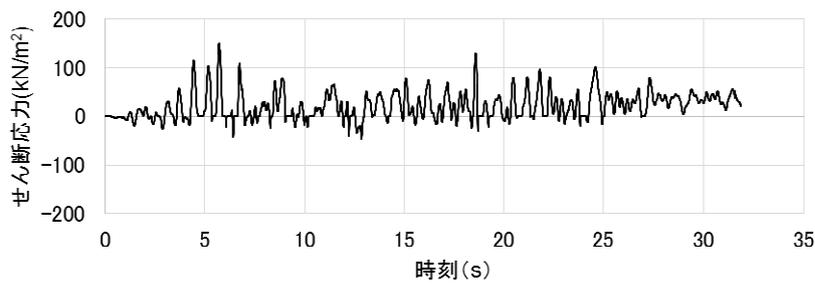


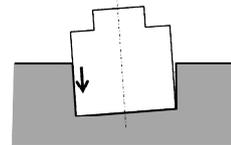
図 4.2.1.3 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.4 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)

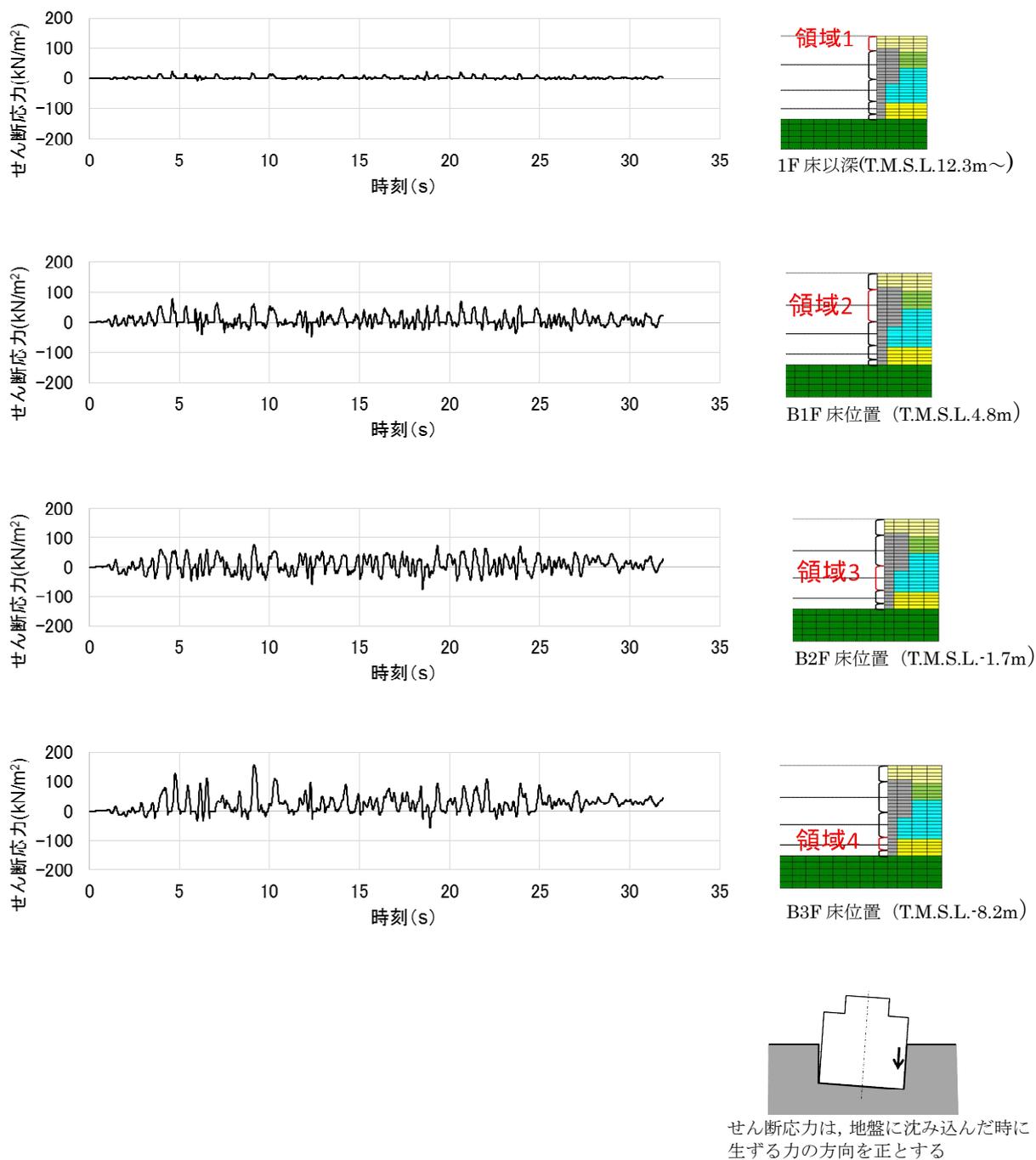
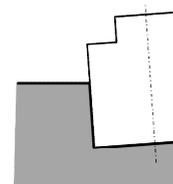
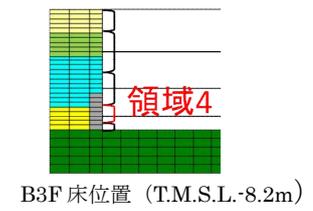
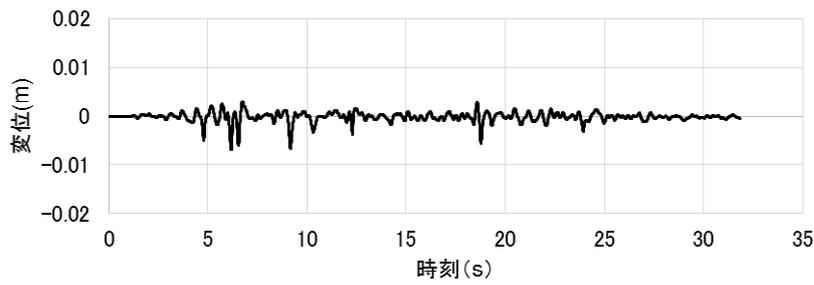
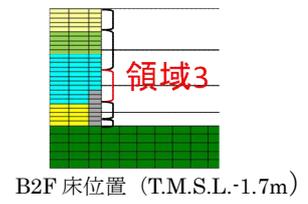
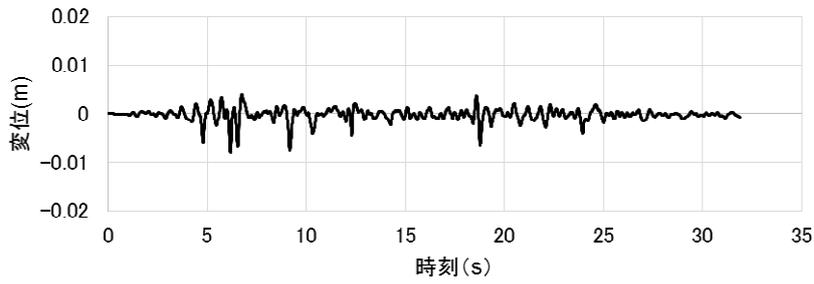


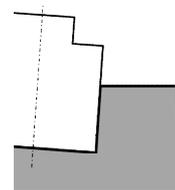
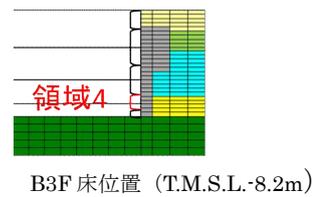
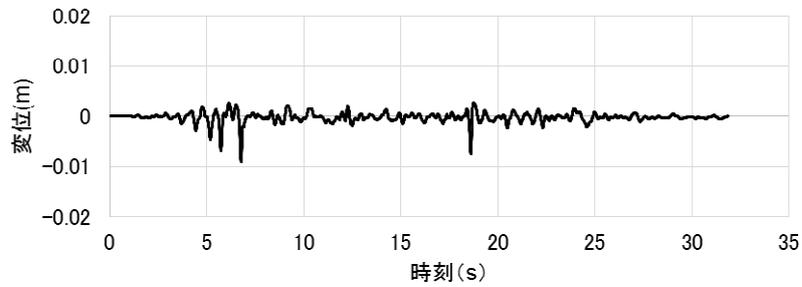
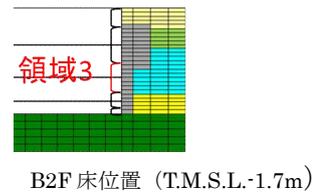
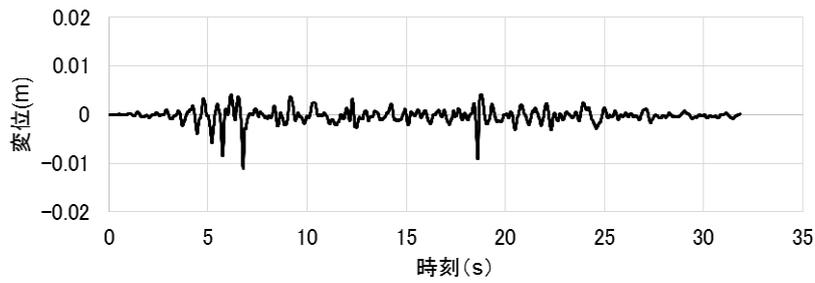
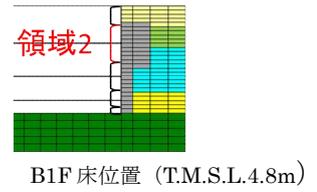
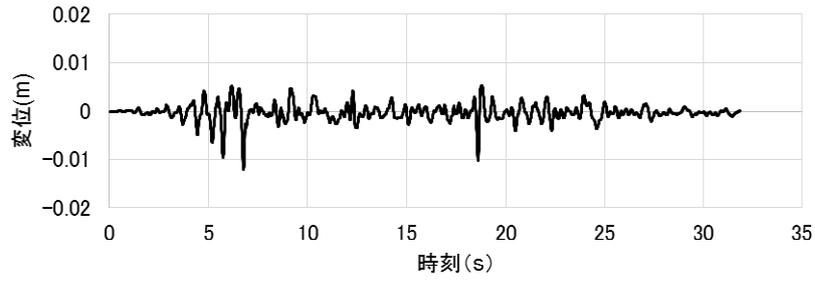
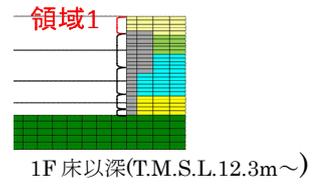
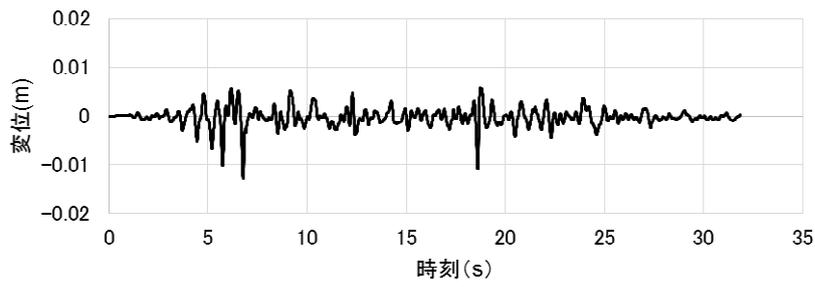
図 4.2.1.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.6 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

図 4.2.1.7 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

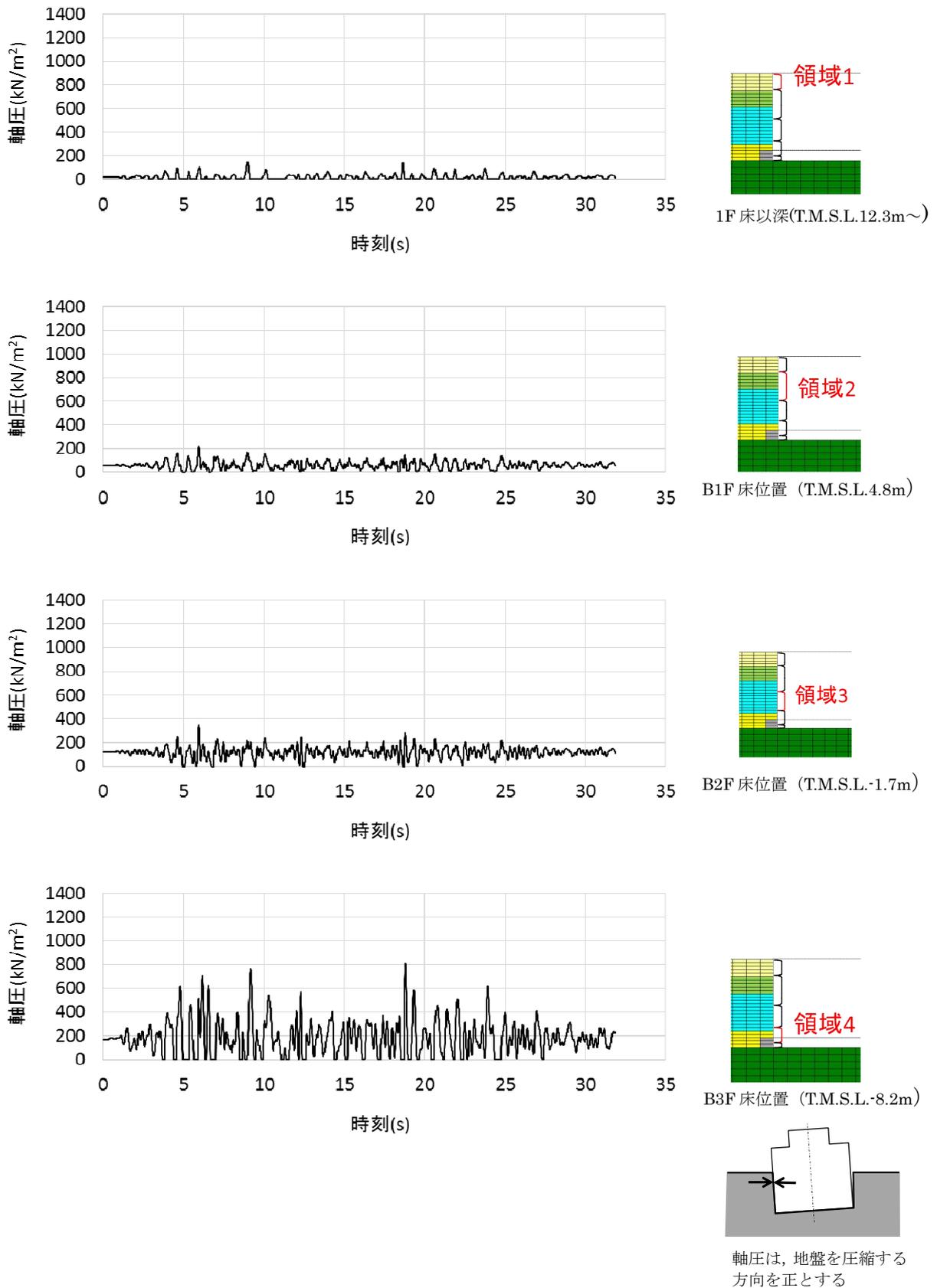


図 4.2.1.11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 西側)

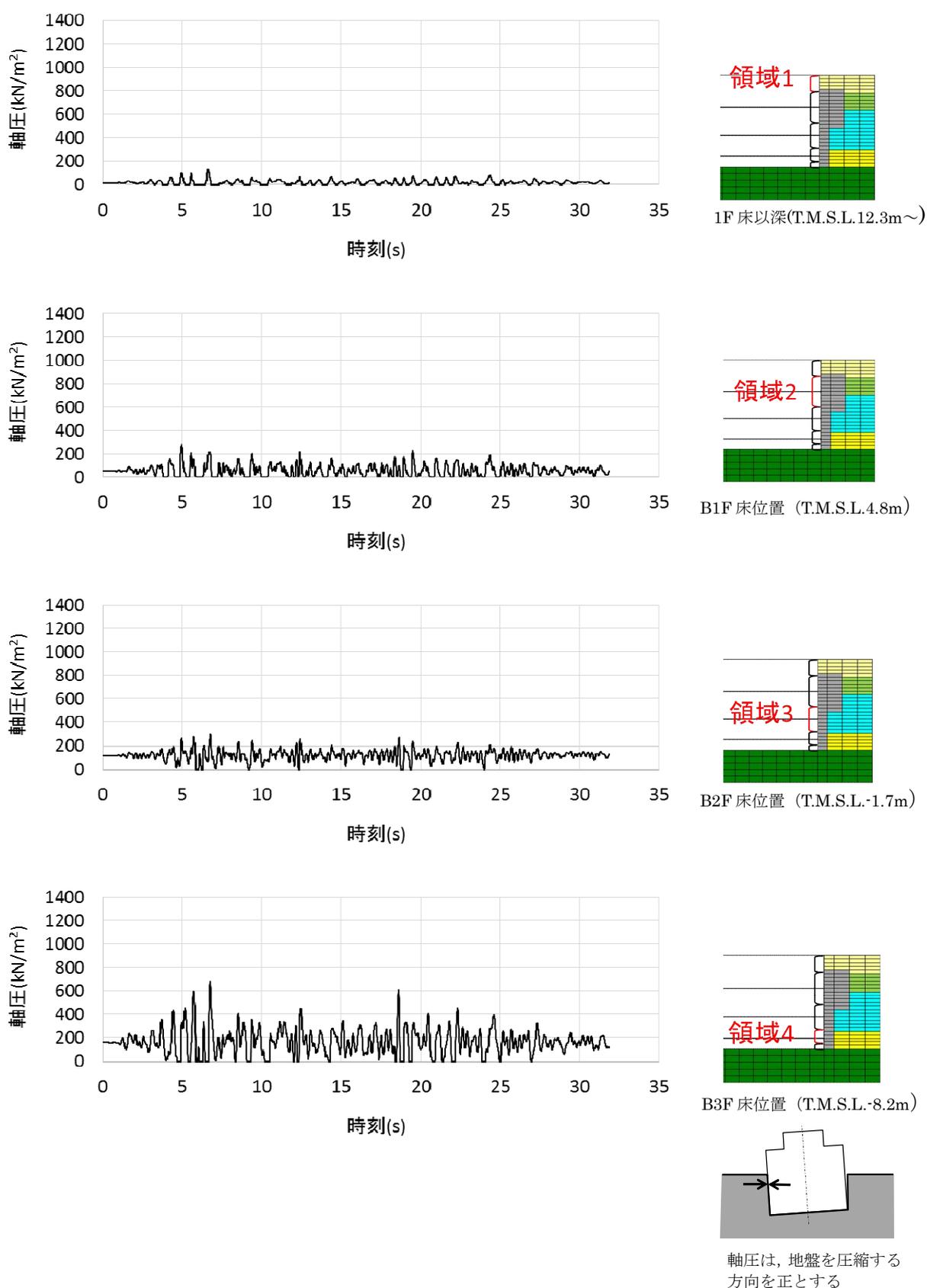


図 4.2.1.12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 東側)

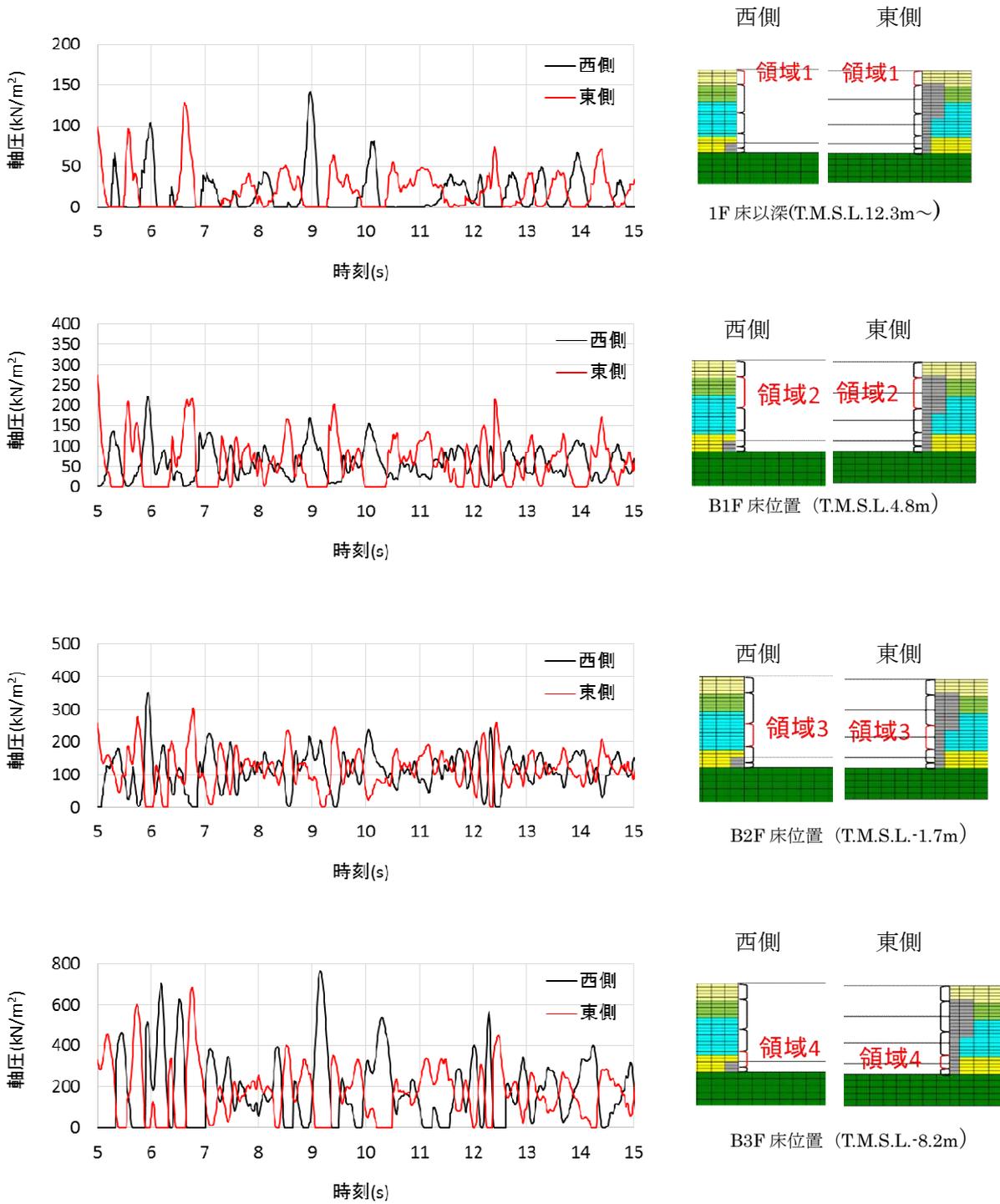
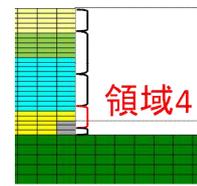
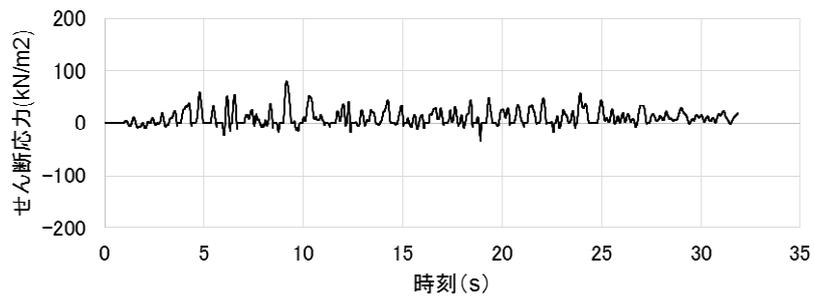
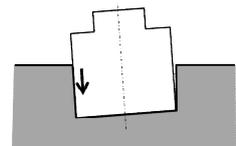


図 4.2.1.13 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW方向基本モデル)



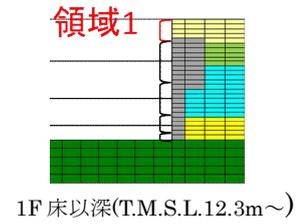
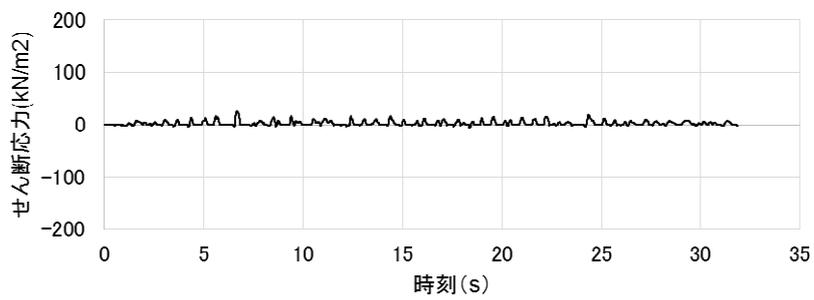
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



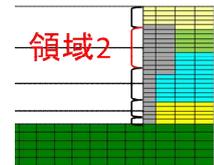
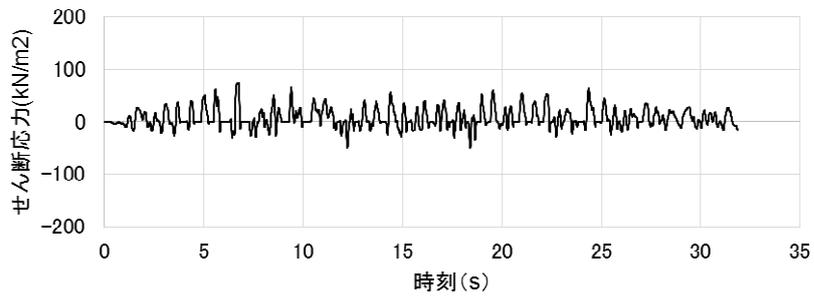
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 4 のみの作図となっている。

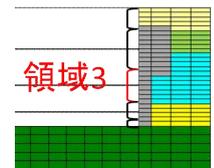
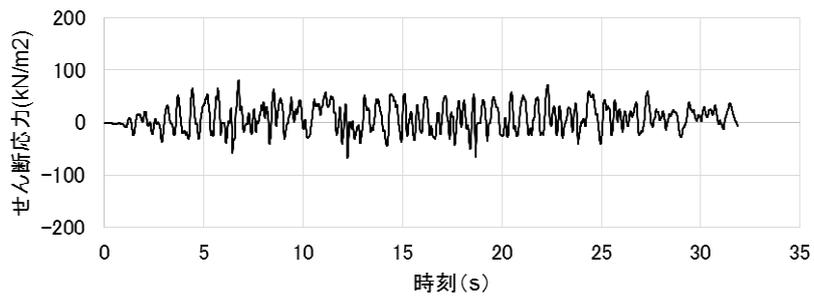
図 4.2.1.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)



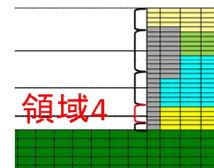
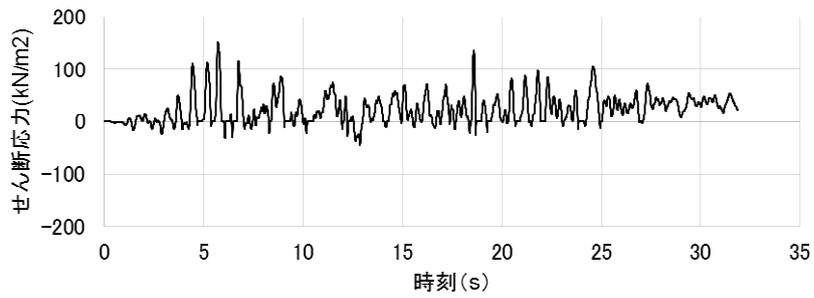
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)



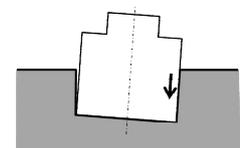
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

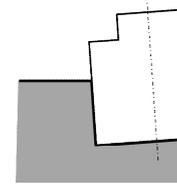
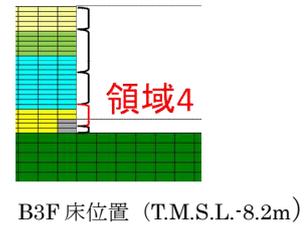
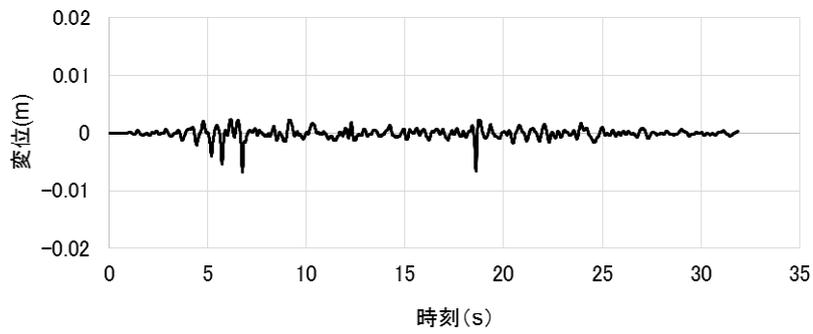


B3F床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 4.2.1.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.16 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)

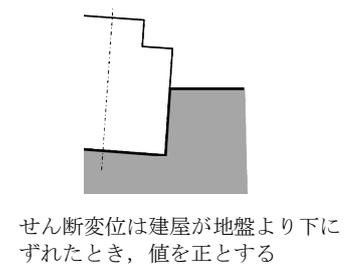
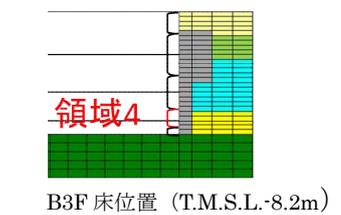
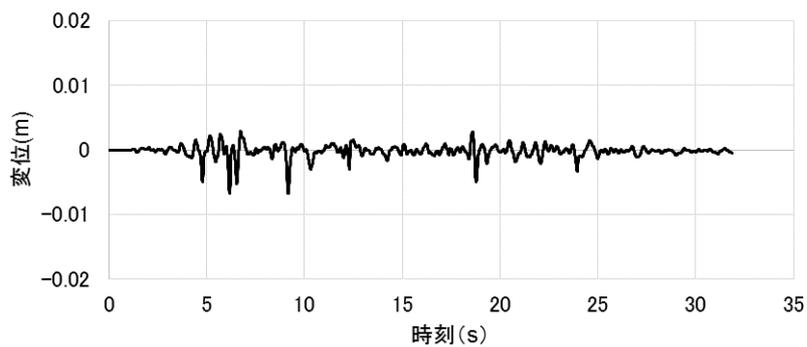
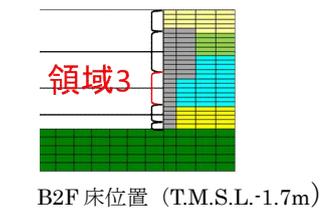
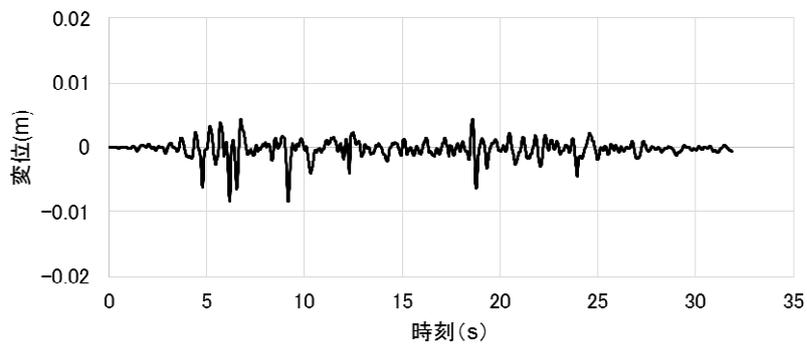
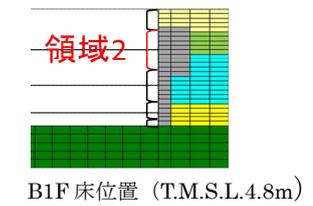
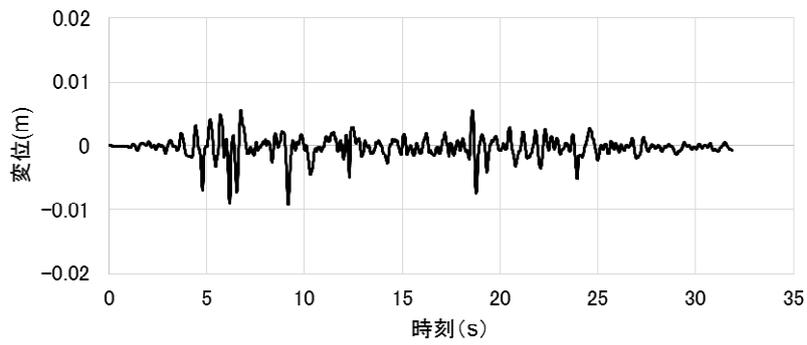
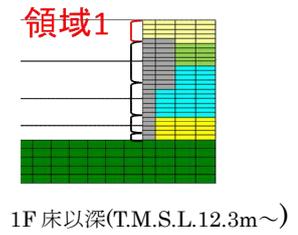
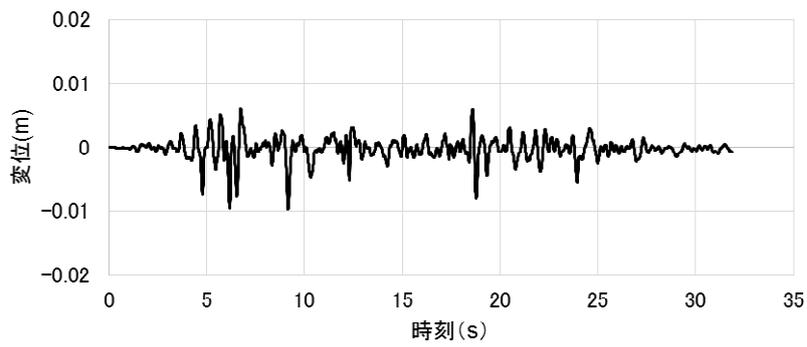


図 4.2.1.17 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)

## 4.2.2 側面地盤反力に関する検討

### (1) 検討概要

ここでは先ず，図 4.2.2.1 に示す建屋の回転に対する側面地盤反力について，埋め込み SR モデルの NOVAK ばね（側面地盤ばね）に生じる地盤反力と 2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力を算定し比較する。2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力については，2 次元 FEM モデルの解析結果を用い，建屋外壁と側面地盤間のジョイント要素に生じる力から側面地盤反力を算定する。その結果を埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに生じる地盤反力と比較する。

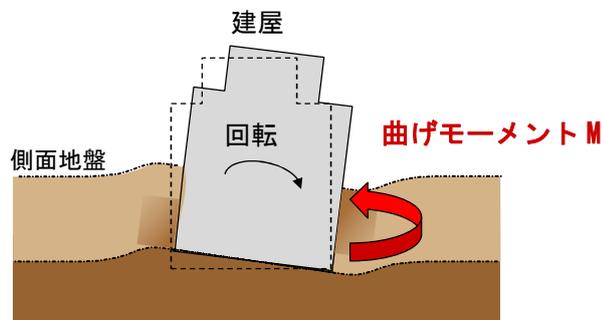


図 4.2.2.1 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

## (2) 検討条件

### 1) 検討ケース

表 4.2.2.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向及び EW 方向の基本ケースについて検討する。

表 4.2.2.1 検討ケース

| ケース | 方向    | 建屋     | 地盤             | 備考             |
|-----|-------|--------|----------------|----------------|
| 1   | NS 方向 | R/B 単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | NS 方向<br>基本ケース |
| 2   | EW 方向 | R/B 単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | EW 方向<br>基本ケース |

### 2) 解析モデル

解析モデルは、4.1 節に示した NS 方向及び EW 方向の 2 次元 FEM 解析モデル及び 4.2 節に示した NS 方向及び EW 方向の埋め込み SR モデルを用いる。

### 3) 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節及び 4.2 節に示した基準地震動 Ss-1 とする。

#### 4) 地盤反力算定方法

図 4.2.2.2 に示すように、埋め込み SR モデルの NOVAK の側面地盤回転ばねに対応する 2 次元 FEM モデルの領域を区切り、表層地盤や建屋底面地盤の影響を受けにくい代表領域について建屋の回転に対する地盤反力（曲げモーメント  $M$ ）を算定する。

表 4.2.2.2 に選定した代表領域を示す。表層の影響を受けにくい地下 2 階（T.M.S.L -1.7m）レベルの地盤ばねに相当する領域③と建屋底面地盤の影響を受けにくい地下 3 階（T.M.S.L -8.2m）レベルの地盤ばねに相当する領域④を選定する。

図 4.2.2.3 に地盤反力算定方法の概要を示す。

埋め込み SR モデルの地盤反力  $M_{SR}$  は、NOVAK の水平ばね反力  $P_H$  に基礎下端からの高さ  $h$  を掛けた曲げモーメント  $M_p (=P_H \cdot h)$  と NOVAK の回転ばね反力  $M$  の和として算定する。

2 次元 FEM モデルの地盤反力  $M_{FEM}$  については、軸ばね反力  $P_H$  に基礎下端からの高さ  $h$  を掛けた曲げモーメントの合計  $M_{ph} (=ΣP_H \cdot h)$  とせん断ばね反力  $P_V$  に基礎中心から基礎端部までの長さ  $L$  を掛けた合計  $M_{pv} (=ΣP_V \cdot L)$  との和として、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねの支配領域毎に算定する。

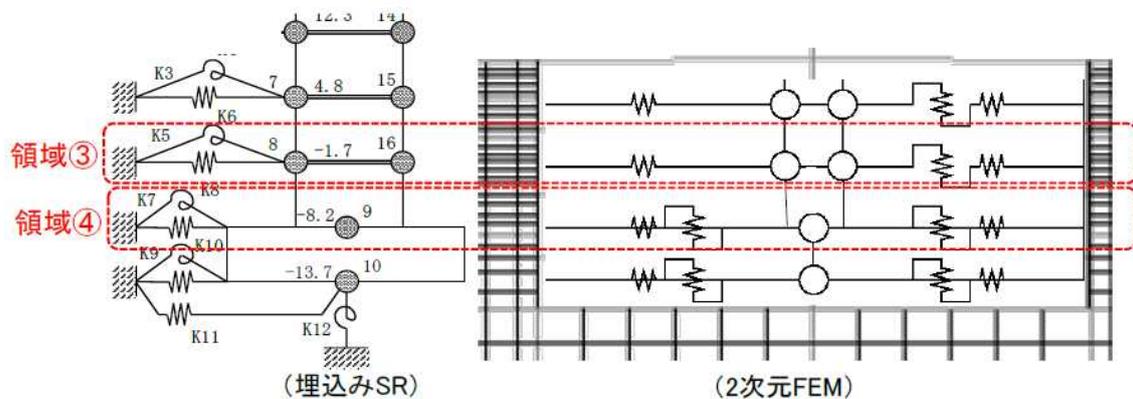
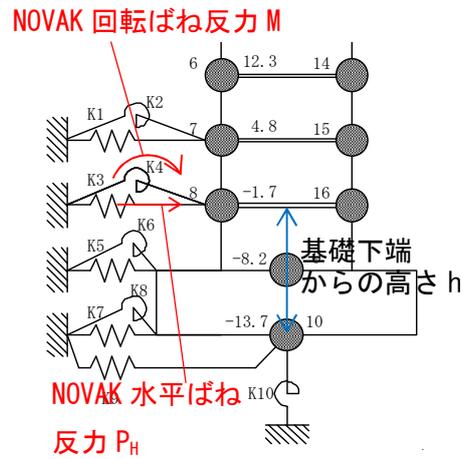


図 5.2.2.2 2次元 FEM モデルの領域区分

表 4.2.2.2 領域区分（対象とする建屋-地盤間モデル化部分）

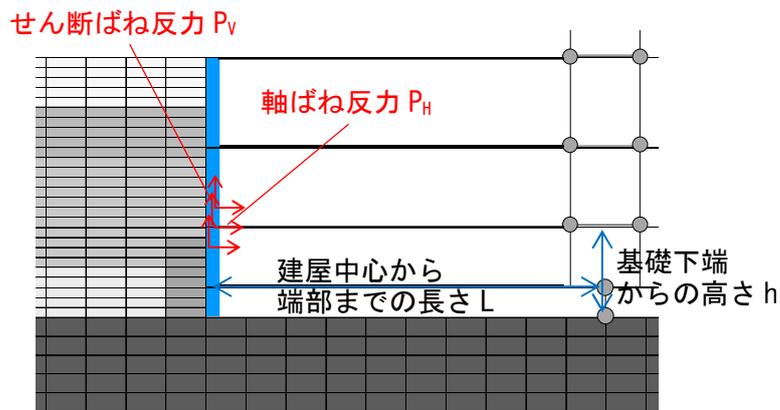
| 領域名 | 埋め込み SR モデル              | 2次元 FEM モデル                        |
|-----|--------------------------|------------------------------------|
| 領域③ | T.M.S.L -1.7m の NOVAK ばね | T.M.S.L -4.95m ~ -1.55m に位置する地盤ばね  |
| 領域④ | T.M.S.L -8.2m の NOVAK ばね | T.M.S.L -10.45m ~ -4.95m に位置する地盤ばね |



SR モデルの地盤反力  $M_{SR}$

$$= \text{NOVAK 水平ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h + \text{NOVAK 回転ばね反力 } M$$

(埋め込み SR モデル)



2次元 FEM の地盤反力  $M_{FEM}$

$$= \sum (\text{せん断ばね反力 } P_v \times \text{基礎下端からの高さ } h) + \sum (\text{軸ばね反力 } P_H \times \text{建屋中心から端部までの長さ } L)$$

(2次元 FEM モデル)

図 4.2.2.3 地盤反力算定方法の概要

### (3) 検討結果

ケース1(NS方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.5及び図4.2.2.6に示す。2次元FEMの地盤反力と埋め込みSRの地盤反力は共に、建屋応答(曲げモーメント)と同等オーダー( $\times 10^9 \text{N}\cdot\text{m}$ )の比較的大きな値を示しており、建屋の拘束効果が認められる。

ケース2(EW方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.7及び図4.2.2.8に示す。ケース1(NS方向)と同様、2次元FEMの地盤反力と埋め込みSRの地盤反力は共に建屋応答と同等オーダーの比較的大きな値を示しており、領域④についても建屋の拘束効果が認められる。

なお、ケース1(NS方向)及びケース2(EW方向)共に、2次元FEMの地盤反力の方が埋め込みSRの地盤反力よりもやや小さい。これは、2次元FEMでは外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが、地震入力方向に並行となる面(2面)からの拘束力は考慮されていないことが一因として考えられる。(図4.2.2.4参照)

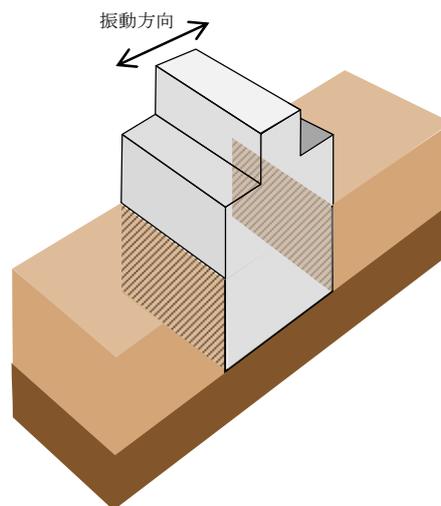


図 4.2.2.4 2次元FEMによる地盤と建屋のモデル化のイメージ

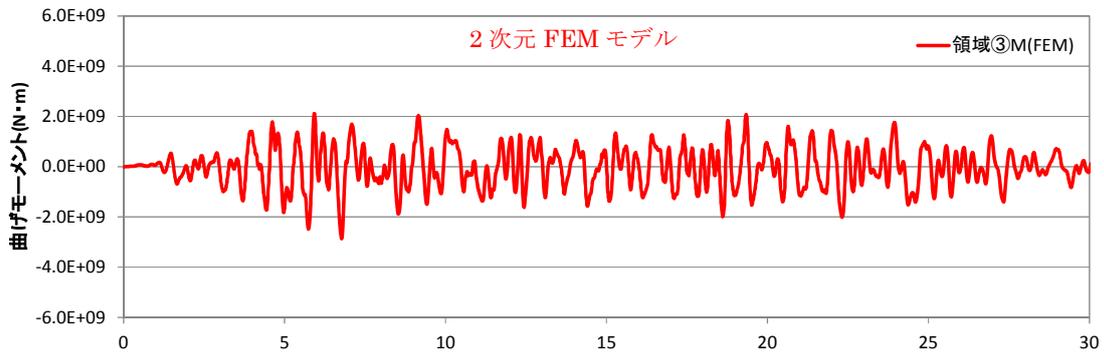


図 4. 2. 2. 5 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域③

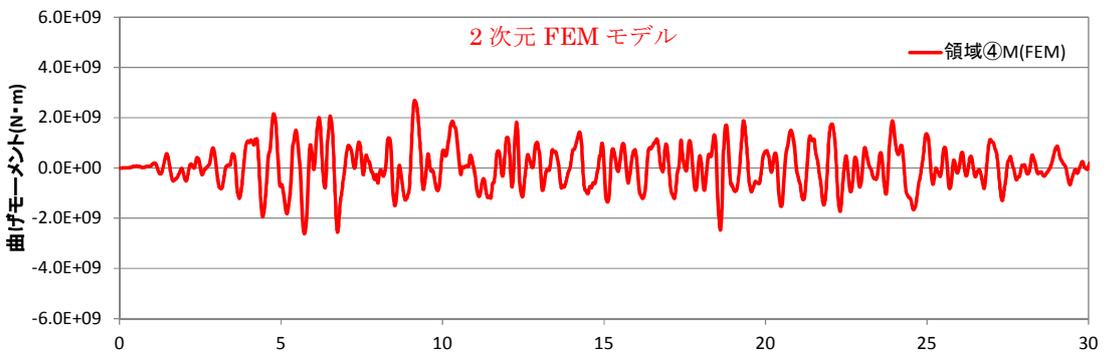


図 4. 2. 2. 6 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域④

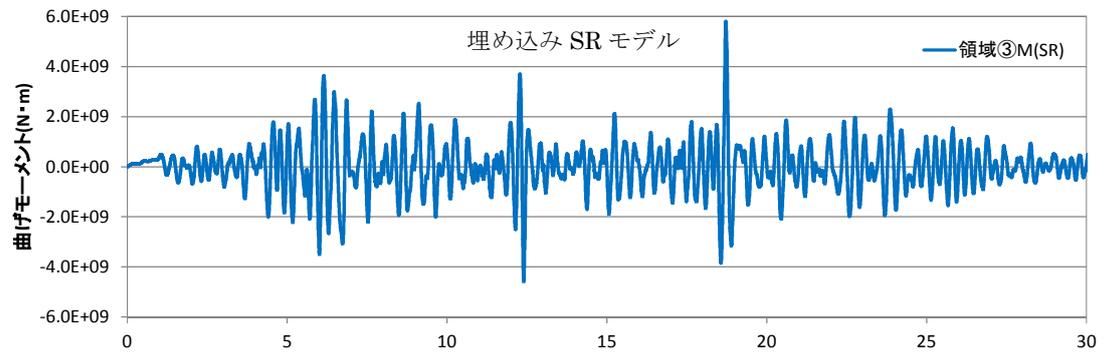
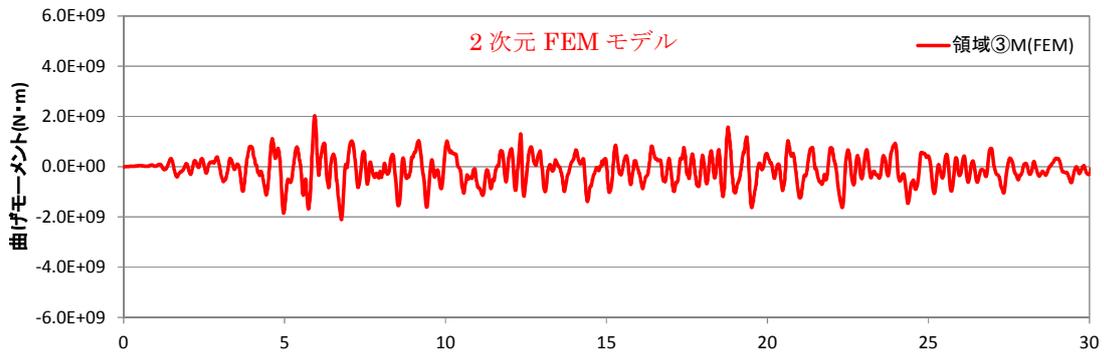


図 4. 2. 2. 7 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
ケース 2 (EW 方向) : 領域③

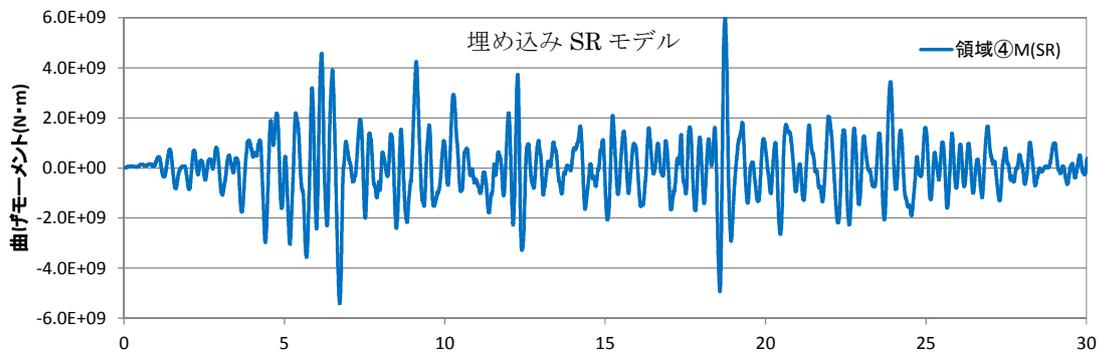
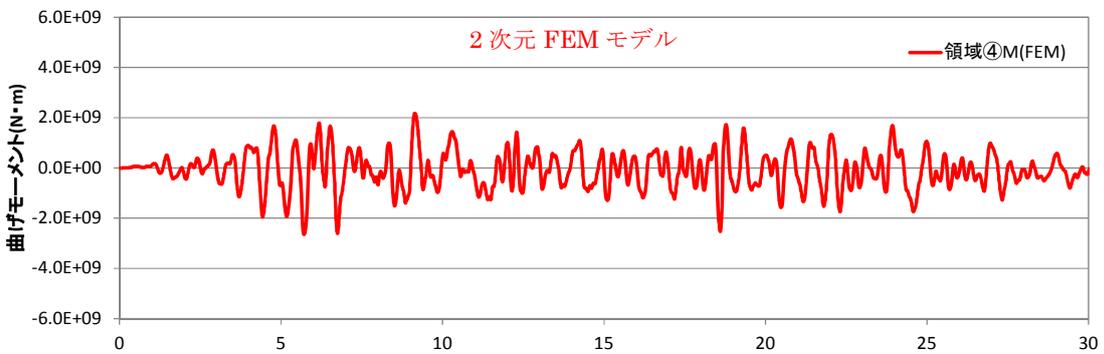


図 4. 2. 2. 8 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
ケース 2 (EW 方向) : 領域④

### 4.3 建屋応答の比較

建屋地下外壁と側面地盤の接触剥離や摩擦すべりなどを考慮した2次元 FEM による建屋応答を、今回工認で用いる埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較することにより、両者のモデルによる結果が同等であれば、埋め込み SR モデルに用いる側面回転ばねは有効であると考ええる。

埋め込み SR モデルと比較する地盤を 2 次元 FEM としたモデルは、原子炉建屋単独の基本モデル (NS, EW) を対象とする。

#### (1) NS 方向

図 4.3.1 に建屋の最大応答分布を比較して示す。全体的には埋め込み SR モデルのほうが若干大きくなっているが、大きな差異は認められない。

図 4.3.2 に床応答スペクトルを比較して示す。建屋の上層部分ではスペクトルのピーク値や高振動数領域において埋め込み SR モデルのほうが大きくなっているが、大きな差異は認められない。

#### (2) EW 方向

図 4.3.3 に建屋の最大応答分布の比較、図 4.3.4 に床応答スペクトルの比較を示す。NS 方向と同様な結果であり、FEM モデルと埋め込み SR モデルの建屋応答の差異はわずかである。

なお、2 次元 FEM 解析の NS 方向及び EW 方向に共通してみられる周期 0.7 秒付近のピークは、基礎版上レベル (質点番号⑨) の応答スペクトルでも生じていることから、地盤深部の影響により、建屋への入力地震動に含まれる成分が励起されたものと推測でき、2 次元 FEM 解析で側面の接触剥離及び摩擦を詳細に考慮したことの影響ではないと考えられる。また、重要な機器の固有周期帯からは外れており、耐震評価上問題となるものではない。

表 4.3.1 に建屋の最小接地率の比較を示す。参考として、同表の 2 次元 FEM モデルにおける最小接地率を生じた時刻の地反力分布を添付資料 3 に示す。

表 4.3.1 最小接地率の一覧

|              | NS 方向 | EW 方向 |
|--------------|-------|-------|
| 埋め込み SR モデル  | 68%   | 68%   |
| 2 次元 FEM モデル | 87%   | 87%   |

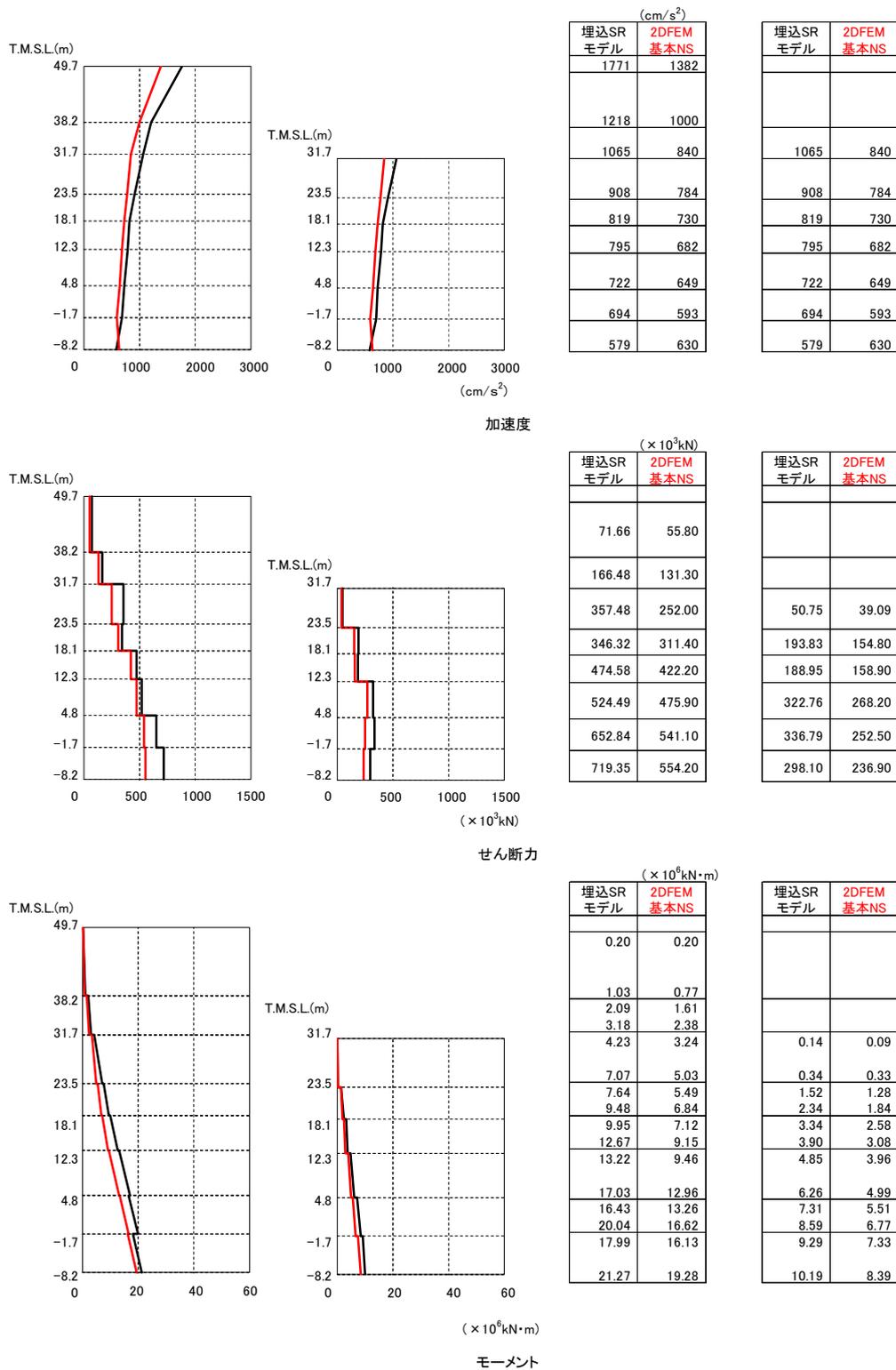


図 4.3.1 の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (NS 方向)

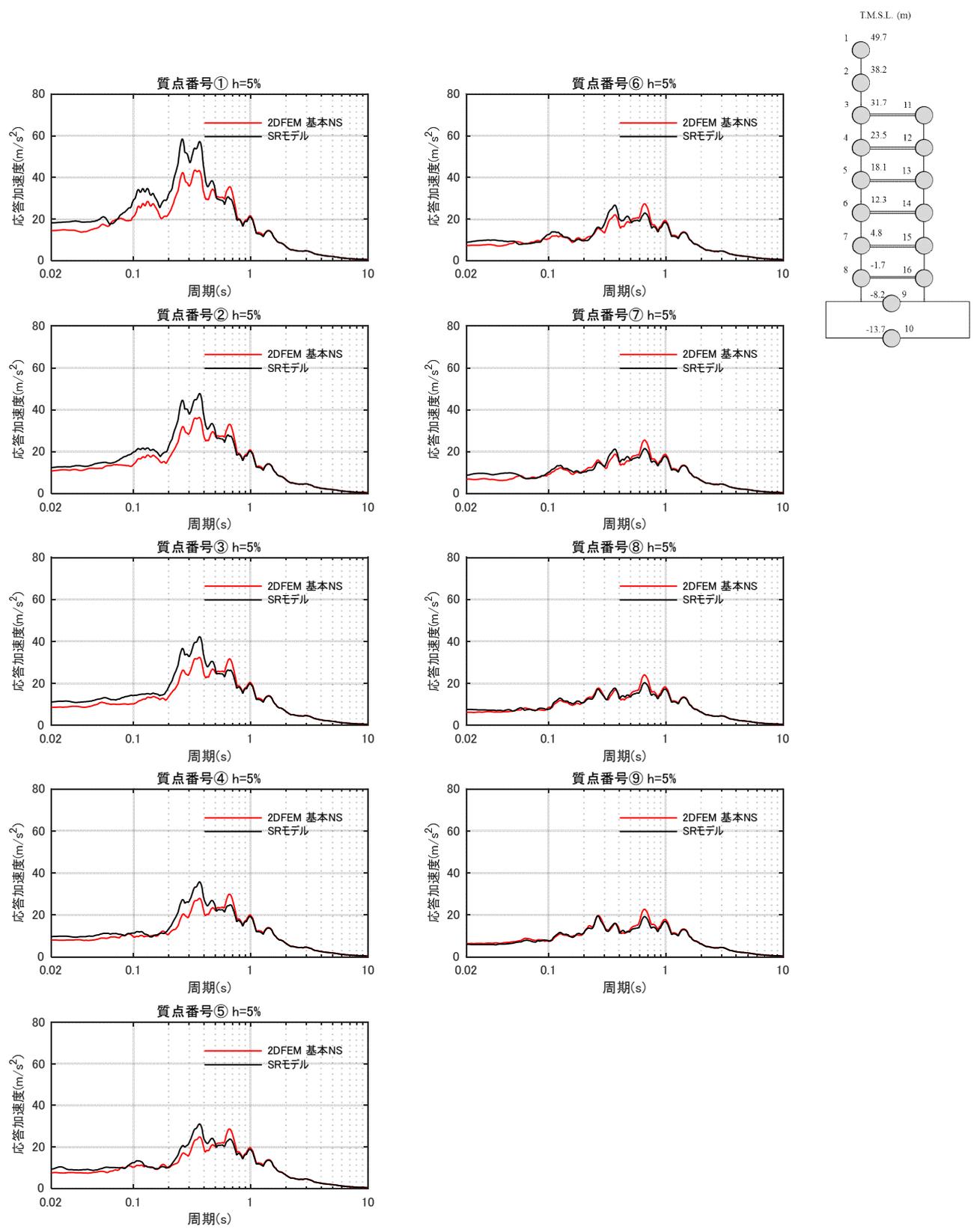


図 4.3.2-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向） $h=5\%$

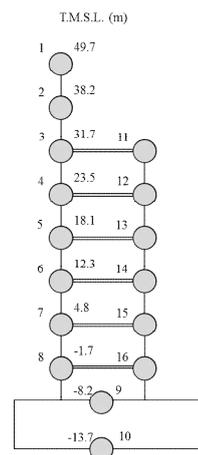
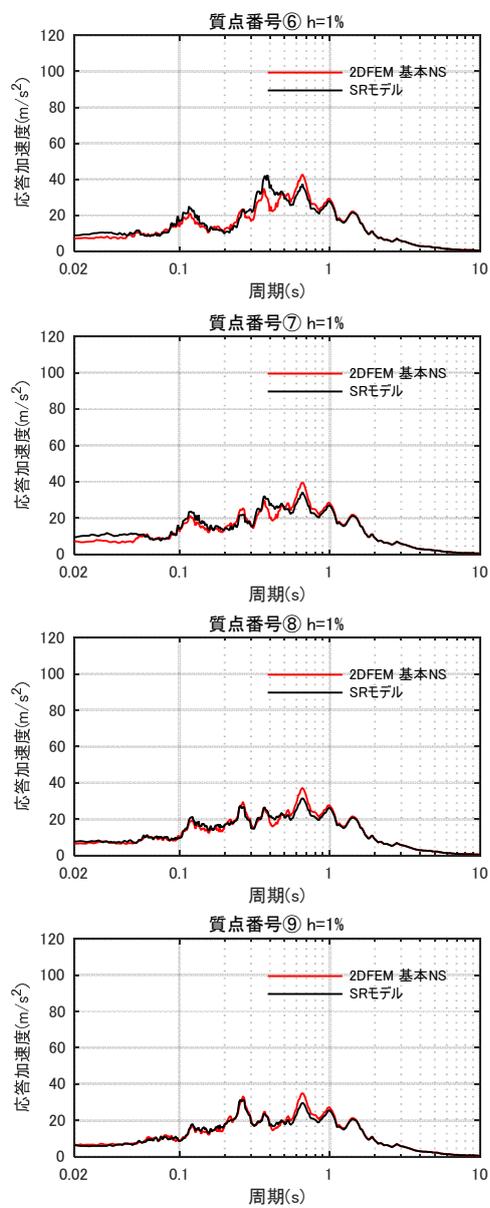
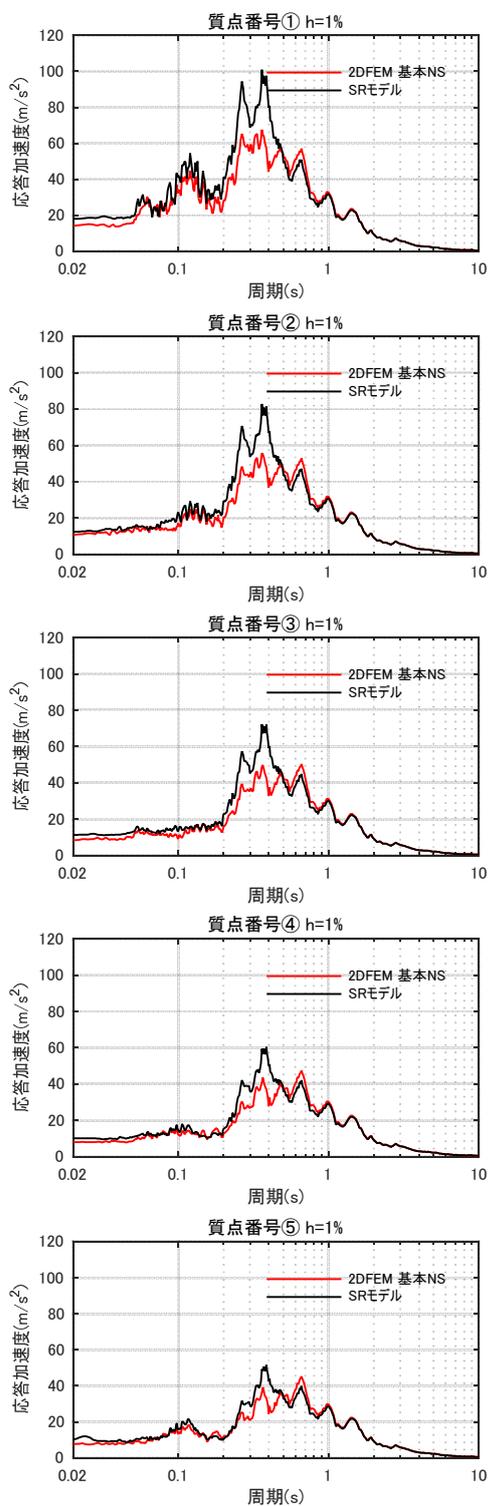


図 4.3.2-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）h=1%

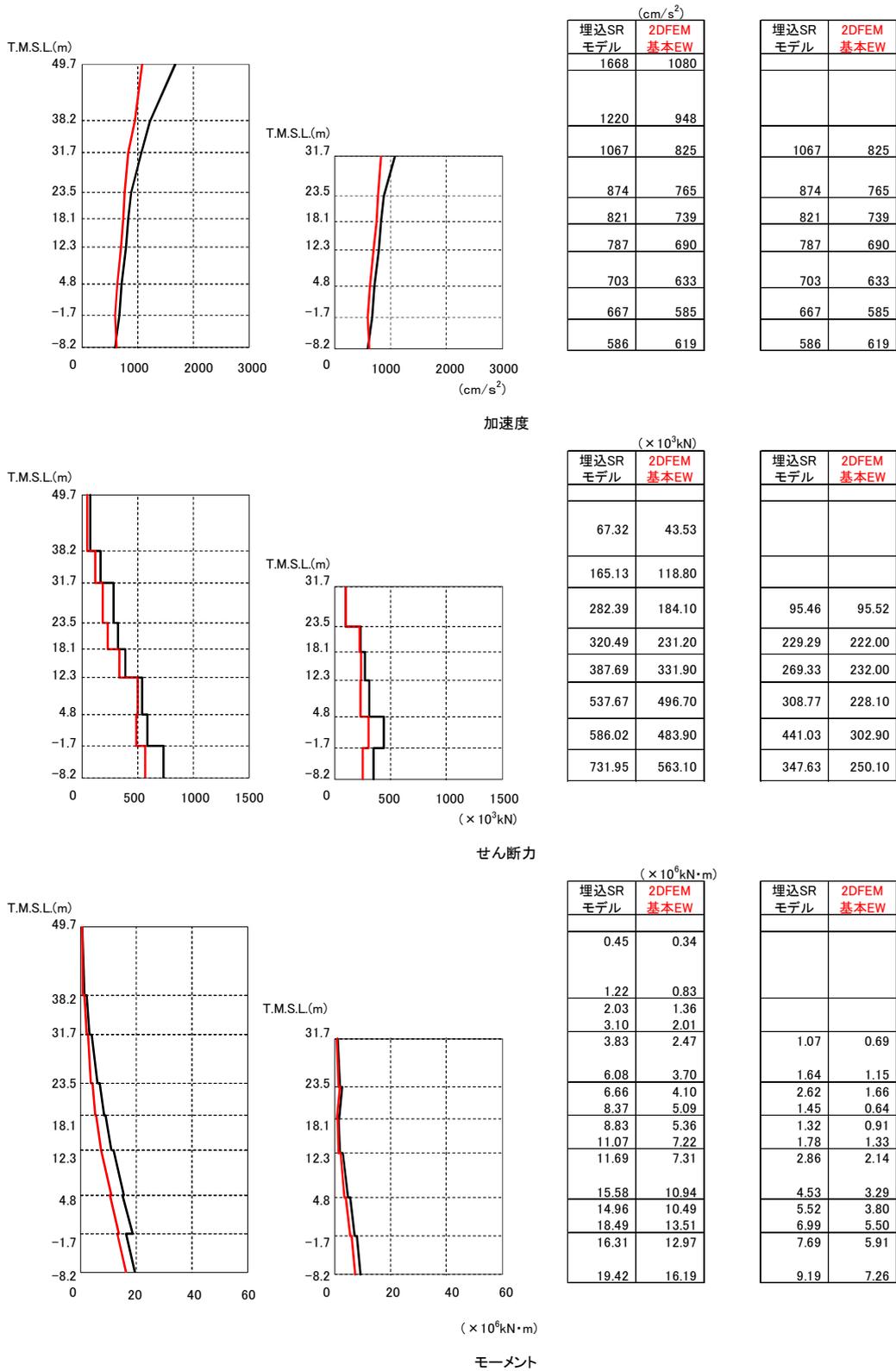


図 4.3.3 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向)

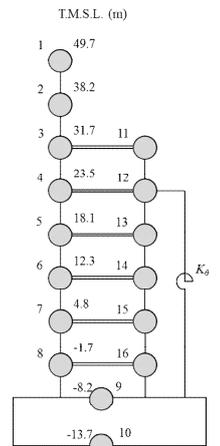
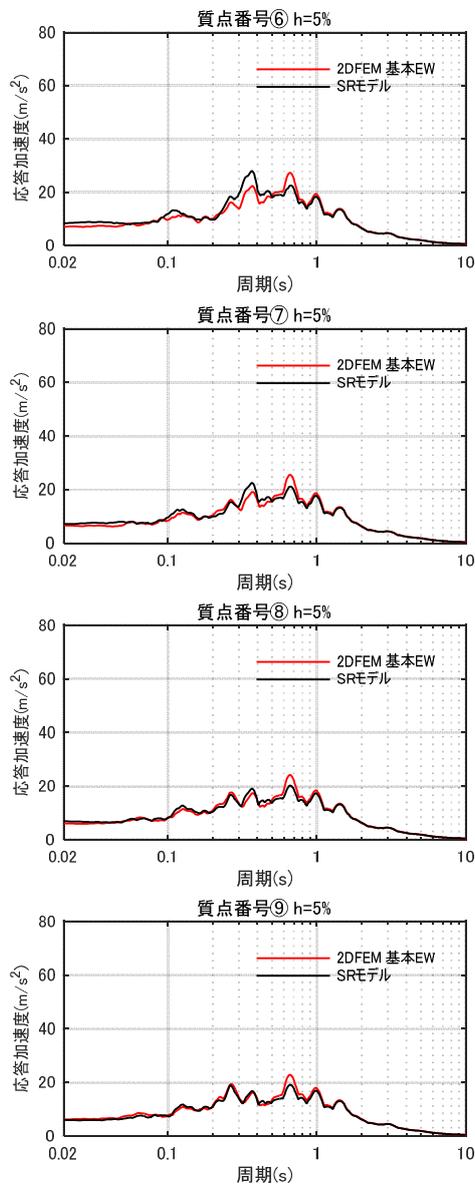
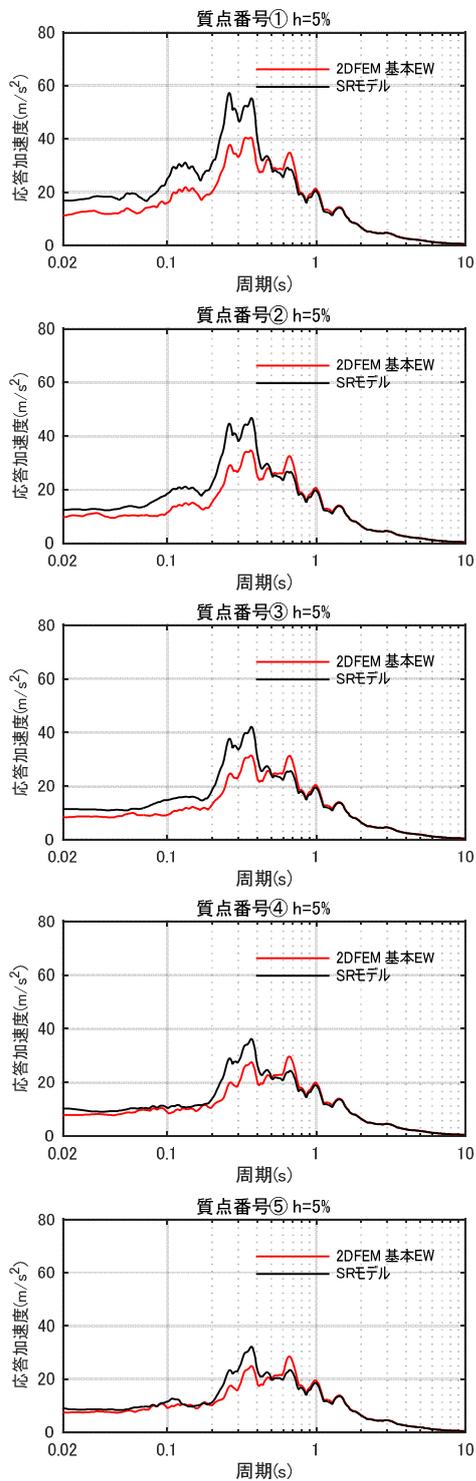


図 4.3.4-a 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向) h=5%

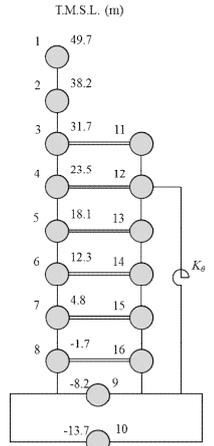
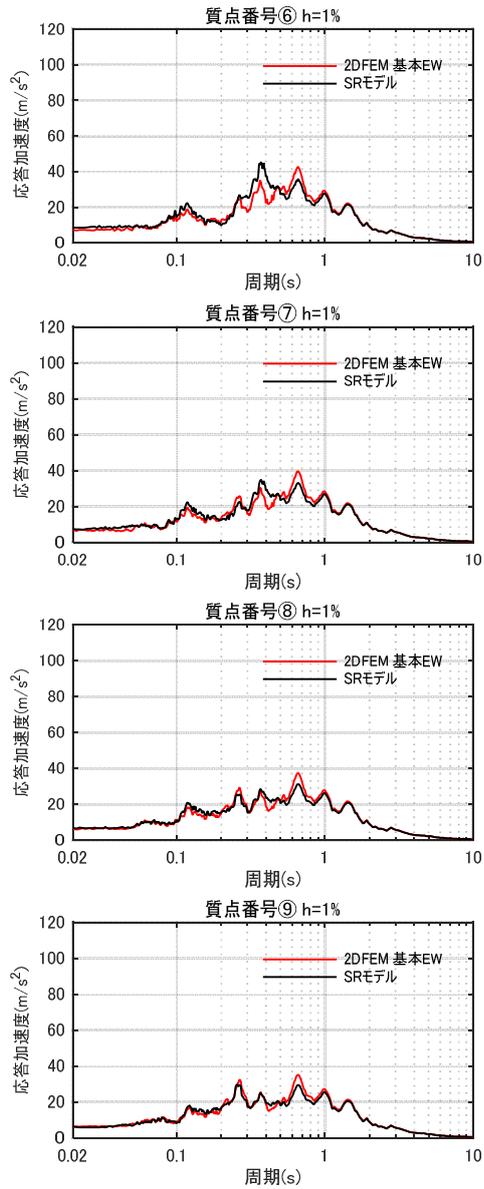
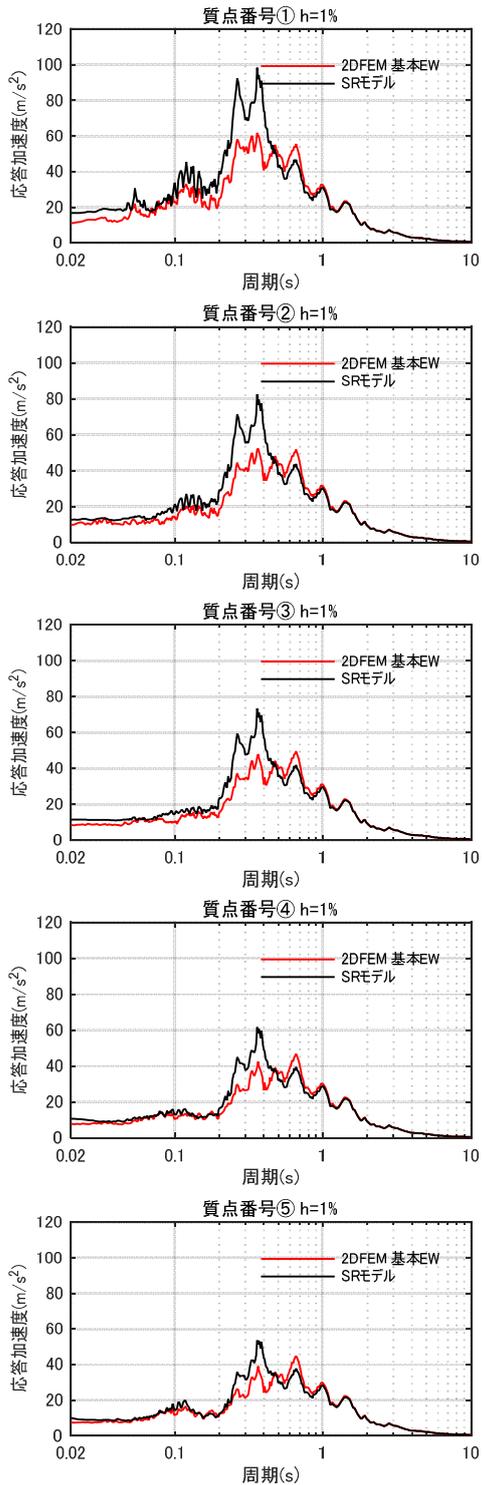


図 4.3.4-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=1%

#### 4.4 ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した，防水層がある建屋外壁と側面地盤の間を模擬した摩擦試験によれば，試験結果から算定したせん断剛性には垂直圧等の影響によるばらつきが見られた。そこで，ここでは 4.1 節で示した NS 方向の基本モデルのジョイント要素であるせん断ばねのせん断剛性を，摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮して，表 4.4.1 に示すように試験結果の最大と最小のせん断剛性を設定して地震応答解析を行い，平均的なせん断剛性を用いた基本モデルによる結果と比較するとにより，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響を検討する。

解析モデルは NS 方向の基本モデルについて，建屋地下壁と側面地盤の間に設置したジョイント要素のせん断ばねのせん断剛性にばらつきを与えたものである。

表 4.4.1 2次元 FEM 解析モデルに用いるせん断ばねのせん断剛性のばらつき

|  | 平均値<br>(基本モデル) | 剛性大  | 剛性小  |
|--|----------------|------|------|
| せん断剛性<br>( $\times 10^4$ kN/m/m <sup>2</sup> ) | 4.67           | 8.06 | 3.03 |

図 4.4.1～図 4.4.2 に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。せん断ばねのせん断剛性のばらつきを考慮しても建屋の応答は平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響は殆どないことが判った。

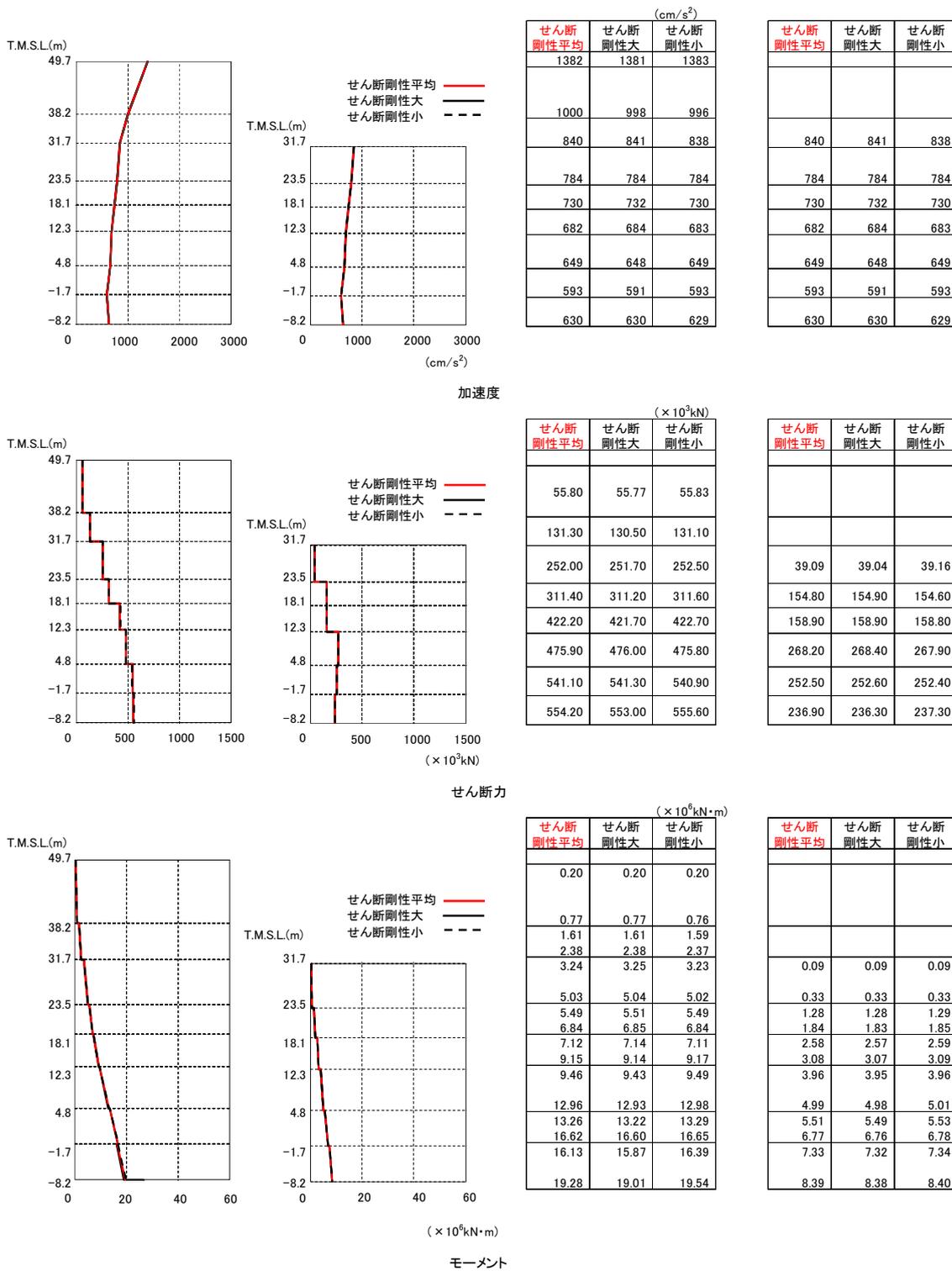


図 4.4.1 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性：平均，大，小)

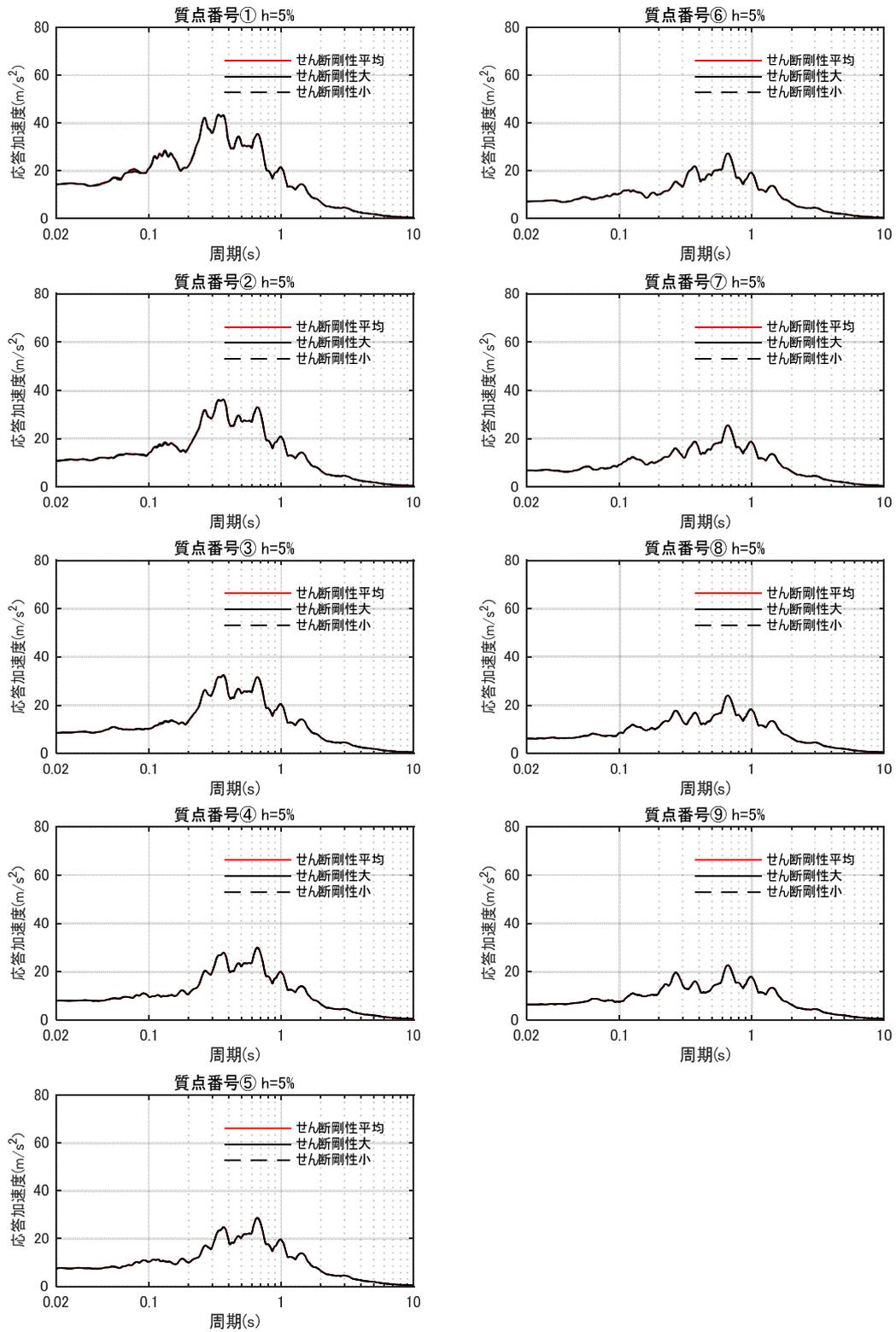


図 4.4.2-a 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)  $h=5\%$

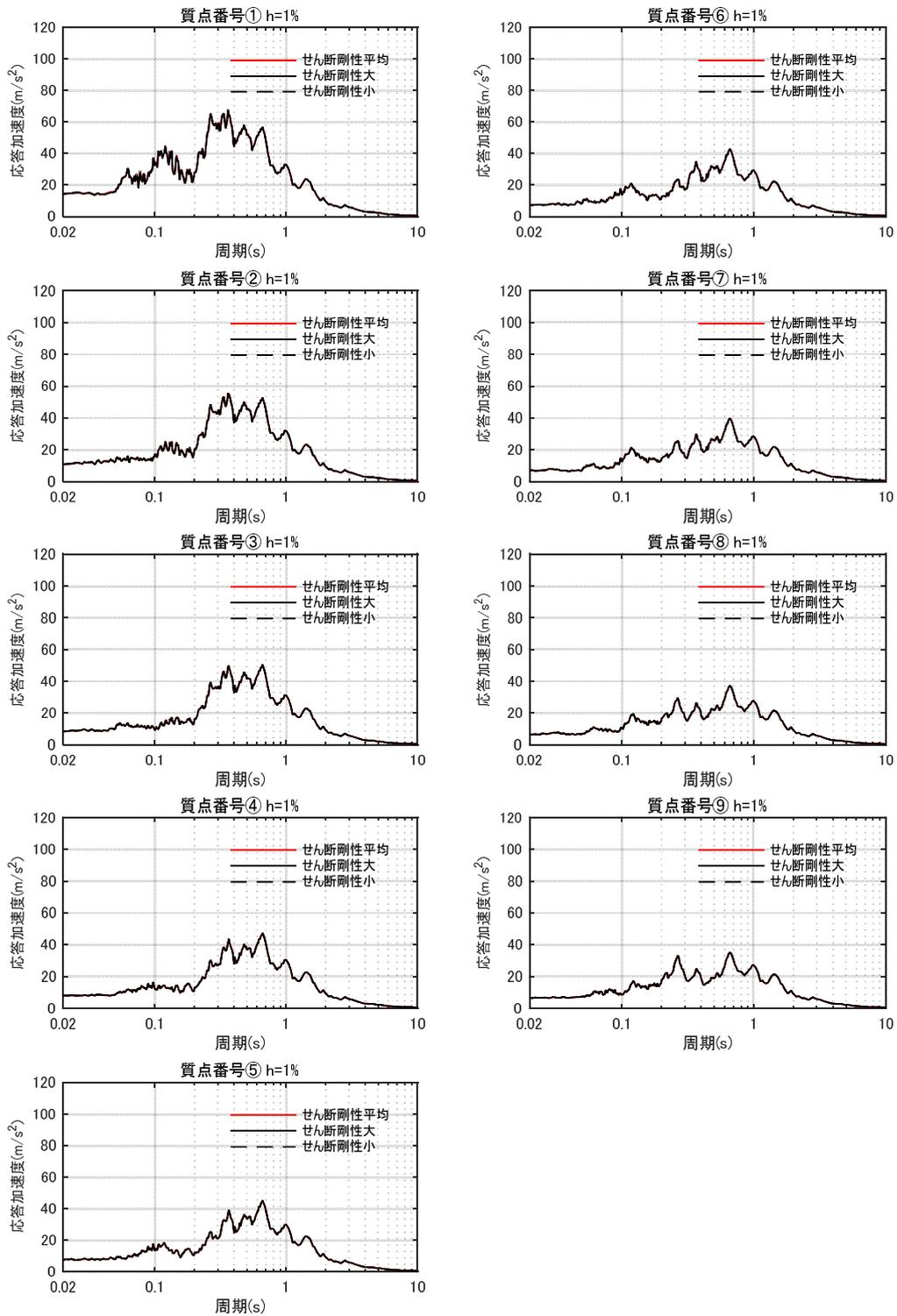


図 4.4.2-b 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性：平均，大，小)  $h=1\%$

## 4.5 まとめ

### (1) 建屋拘束効果の検討

地盤を 2 次元 FEM モデル、建屋を質点系モデルとして、建屋地下外壁と側面地盤の剥離や摩擦を考慮した解析モデルを用いて基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施した。

この結果、側面地盤-建屋間に剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示された。2 次元 FEM では、建屋と地盤間の摩擦を介したせん断力の伝達が比較的小さい場合であっても、NOVAK のばねに考慮されていない水平方向のせん断抵抗による軸方向の力が作用すること等により側面地盤の拘束効果が得られることが分かった。

更に、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに作用する地盤反力を、2 次元 FEM の地盤反力と比較した結果、NOVAK ばねに作用する地盤反力と 2 次元 FEM の地盤反力は共に、建屋応答と同等オーダーの比較的大きな値を示し、建屋を相応に拘束していることが確認された。これらのことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じ、地盤による建屋の拘束効果が期待できることがわかった。

### (2) 建屋応答の比較

2 次元 FEM モデルによる建屋応答と側面回転ばねを有する埋め込み SR モデルの建屋応答を比較した。この結果、NS 方向、EW 方向ともに両者のモデルによる建屋応答や床応答スペクトルの差異はわずかであり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを考慮することは妥当であると考えられる。

### (3) ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した摩擦試験結果のせん断剛性のばらつきの範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施した。その結果、ばらつきを考慮しても建屋の応答は、平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり、ばらつきの影響は殆どないことがわかった。