

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0100 改20
提出年月日	平成28年9月12日

## 柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

地震による損傷の防止について  
(補足説明資料)

平成28年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



## 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）。

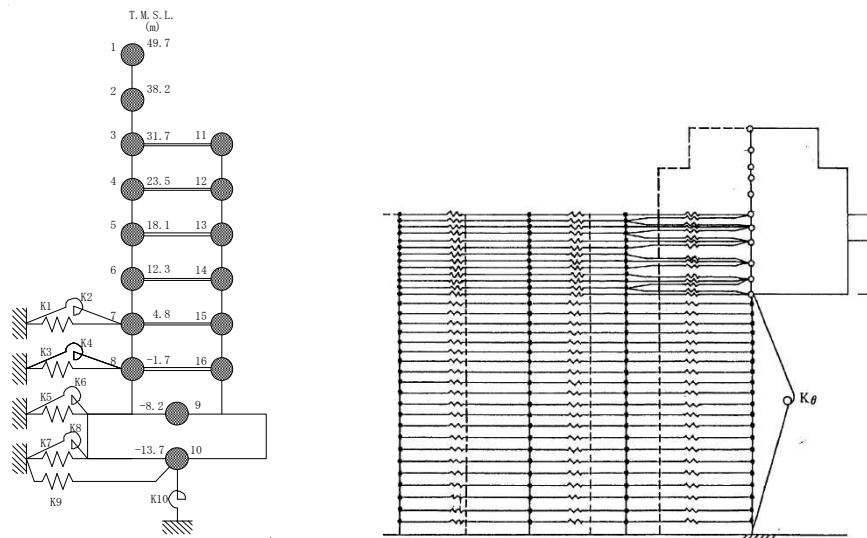
**SR**モデルを用いる場合、地盤ばねの評価方法がポイントとなるが、地盤ばねとしては弾性波動論に基づいた理論解を簡便化して用いることが多く、基礎底面には振動アドミッタンスによる方法、側面地盤に **NOVAK** の方法を用いることが一般的である。柏崎刈羽原子力発電所原子炉建屋のように地中に深く埋め込まれている場合に有効な方法である。（埋め込み考慮＝埋め込み **SR**モデル）この方法は、以下に示すように振動試験や地震観測での妥当性が確認され、「原子力発電所耐震設計技術指針 **JEAG4601-1991** 追補版」（以下、「**JEAG4601-1991** 追補版」）に示されている。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

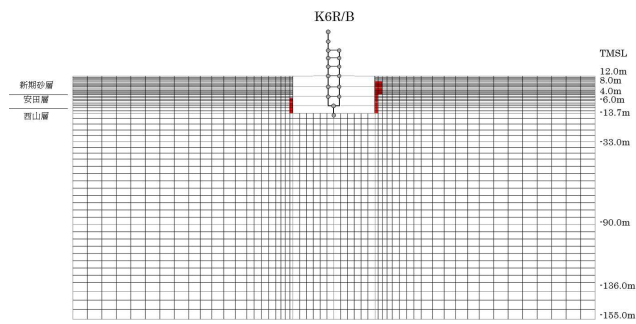
一方で、埋め込み **SR**モデルや格子型モデルの場合に、地盤を平行成層にモデル化することが前提であるのに対し、**FEM**モデルは、建屋周辺の状況を詳細に表現することができる。このため、周辺地盤の精緻なモデル化や建屋と地盤の間の非線形性等考慮した場合の検証に用いられている。

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。

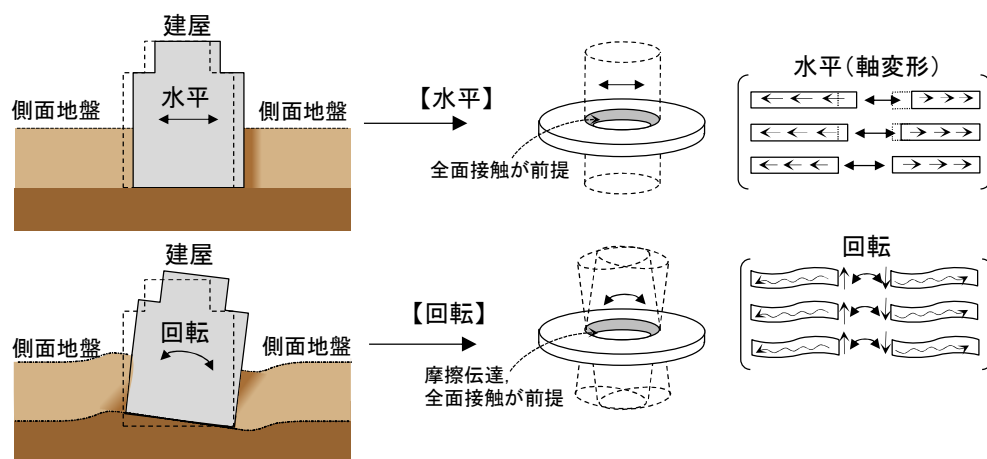


図 2.1.2 NOVAK の側面ばね算定の概念

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。

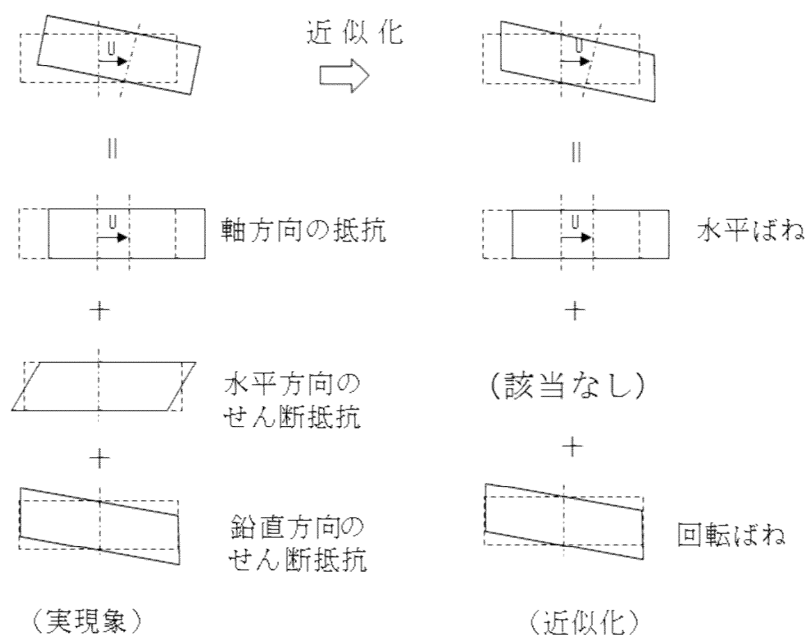


図 2.1.3 NOVAK の側面ばね算定における近似

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。

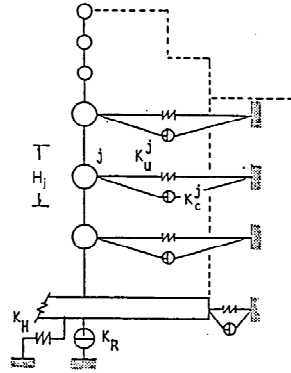
対象建屋が矩形形状をしているのに対して、円形を仮定していることについては、添付資料 1 において適用性を示す。

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。

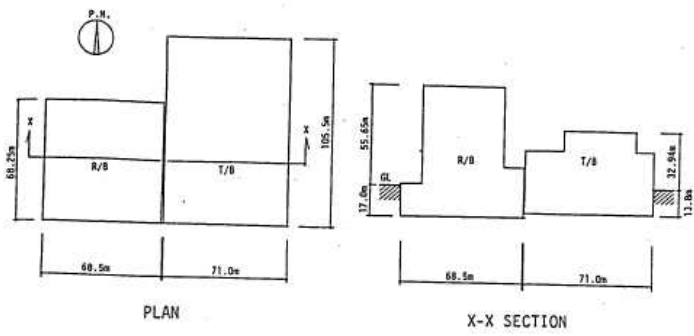
これらの方法を比較検討し、次の 4 点を評価項目として標準化する手法を選定している。

- (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。

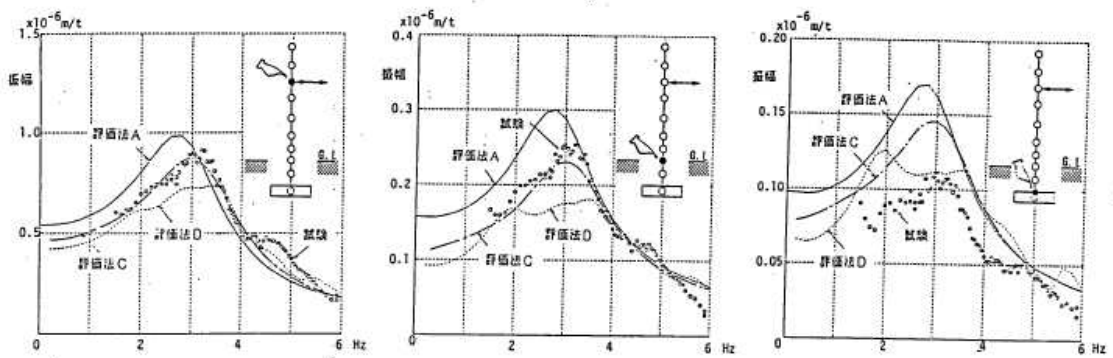
「標準化報告書」での振動試験結果と各種評価法による振動試験の比較例を図 2.1.4 に示す。これらの比較例は、「標準化報告書」のほかに、Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」(9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988), 矢野, 土方他: 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1 ~ その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月, K. Hijikata, Uchiyama, et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

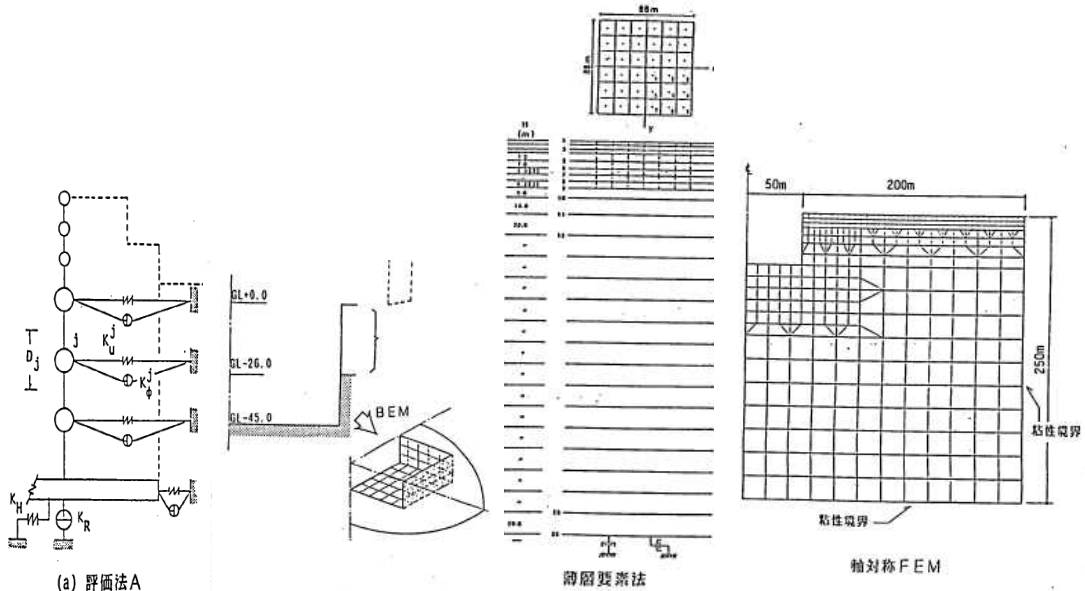


建屋の概要

a. 対象建屋



b. 振動試験結果 (共振曲線)



(a) 評価法 A  
(NOVAK)

(b) 評価法 B  
(境界要素法)

(c) 評価法 C  
(薄層要素法)

(d) 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)

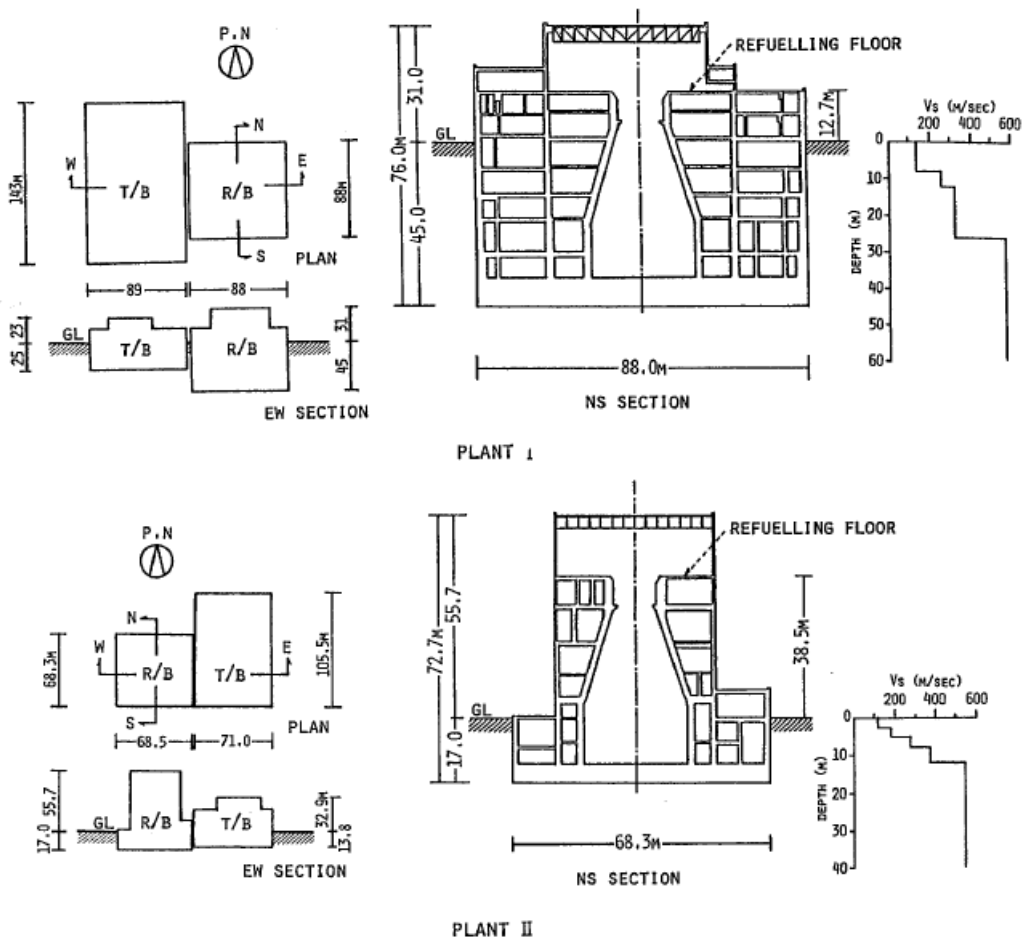
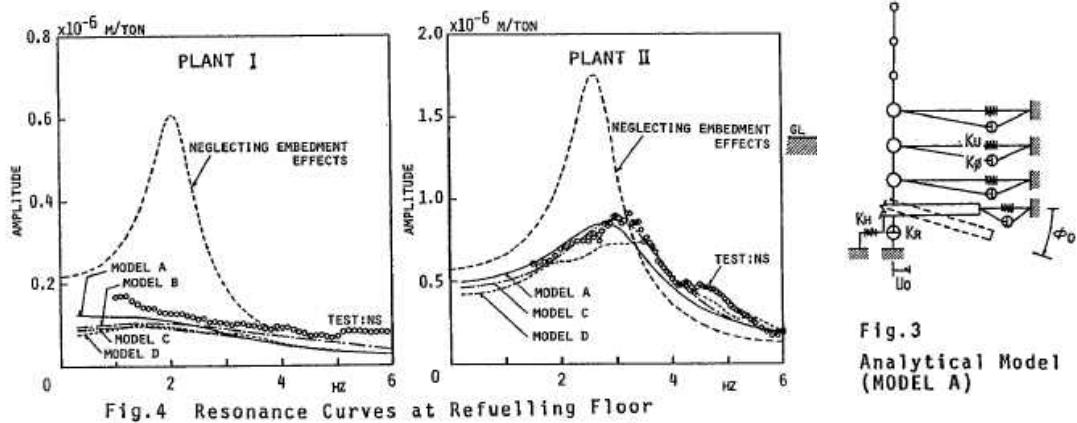


Fig.1 Embedded Structures

a. 対象建屋

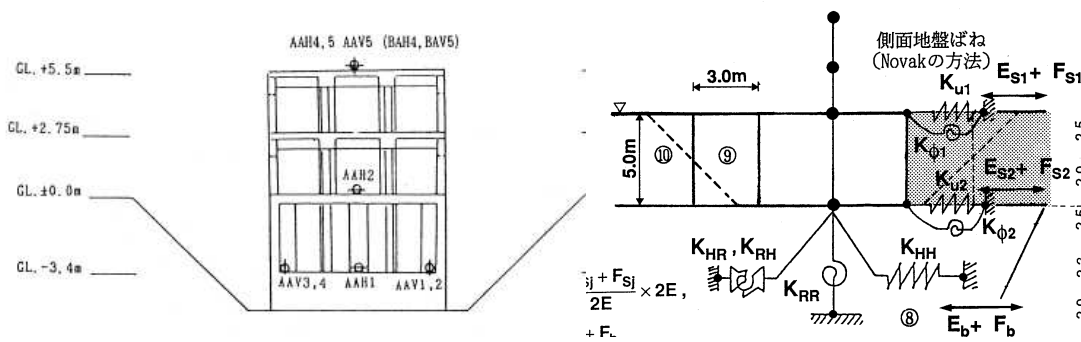


b. 振動試験結果と解析結果の比較 (埋め込み SR モデルは MODEL A)

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)

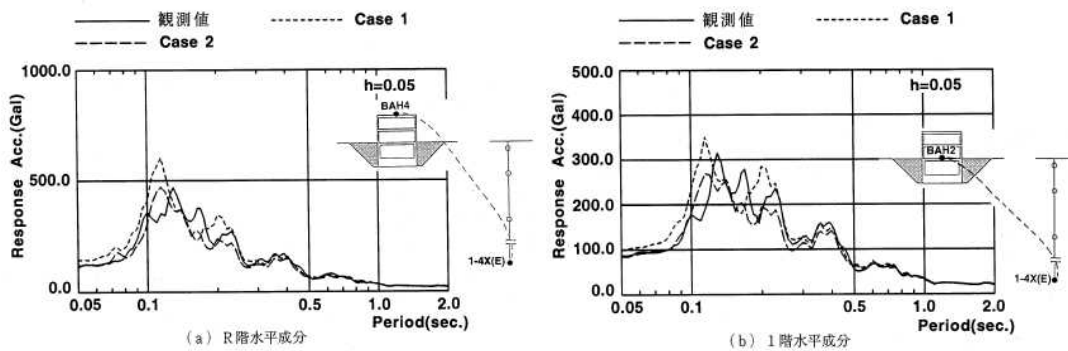
b.地震観測との比較について

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。



a. 対象模型試験体  
(埋め込み深さ 5.0m)

b. 解析モデル



c. 地震観測記録と解析結果の比較（1993 年 1 月 15 日釧路沖地震）  
(Case1 と Case2 は地盤定数の違いによる)

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。



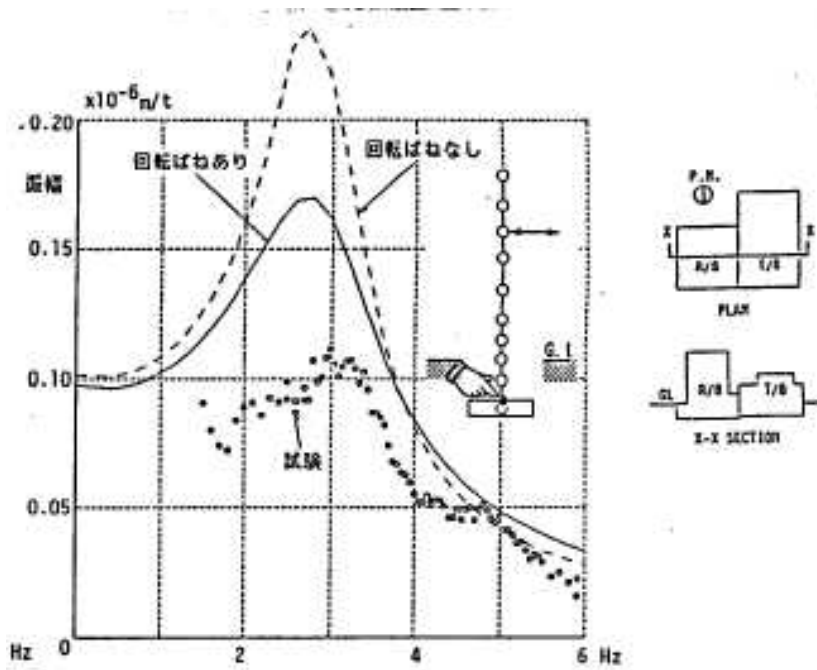
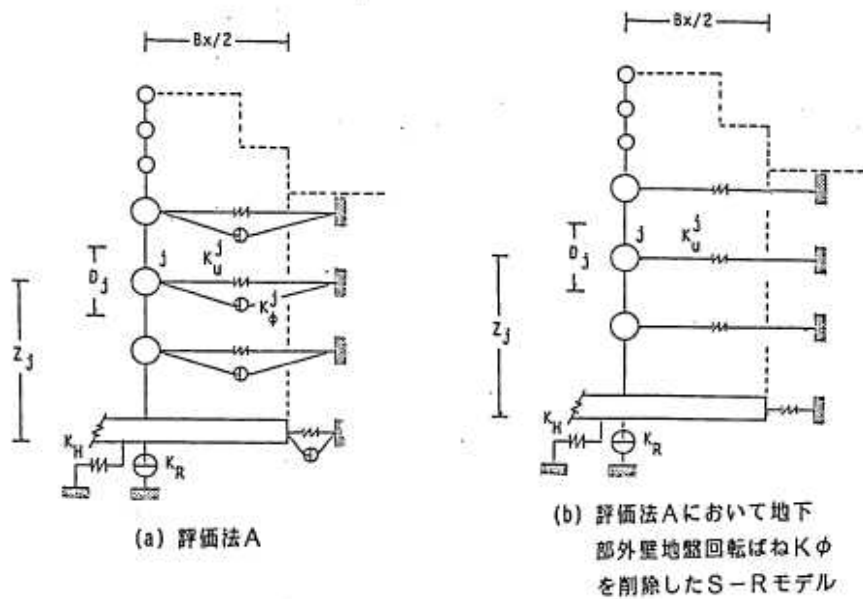


図 2.1.7 実機振動試験結果と側面回転ばねの有無による解析結果の比較事例  
(「標準化報告書」に図題等を加筆)

### 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。

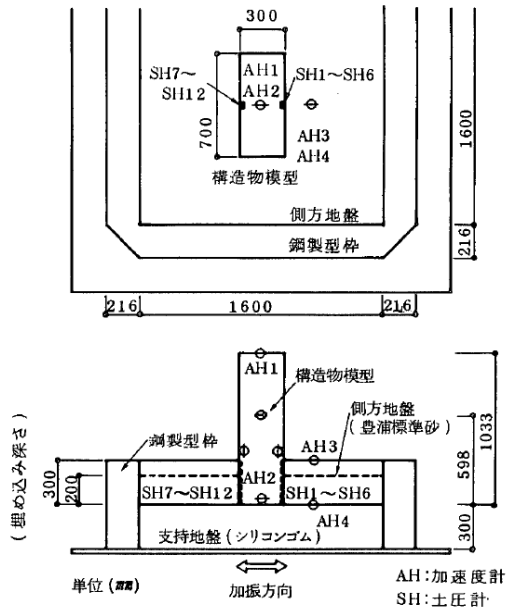


図-1 構造物・地盤模型の概要

a. 構造物・地盤模型の概要

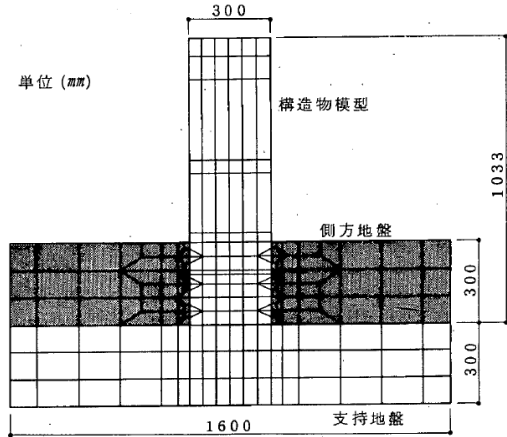


図-8 解析モデル (埋め込み深さ 30 cm)

b. 解析モデルの概要

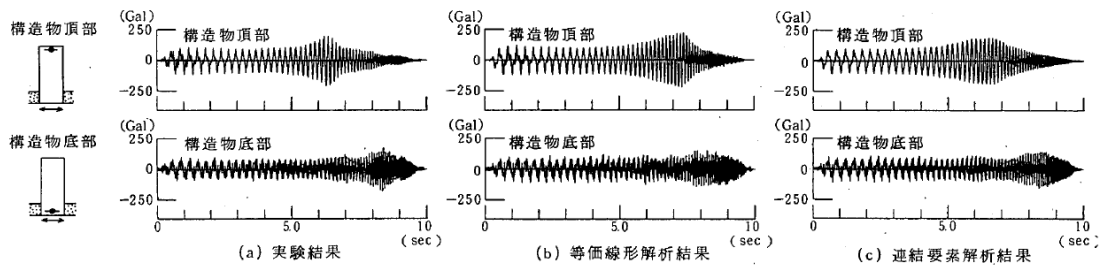


図-13 応答加速度時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

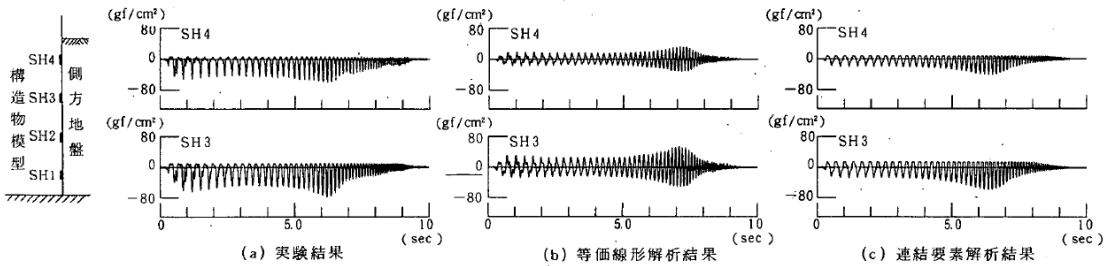


図-14 動土圧時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

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)

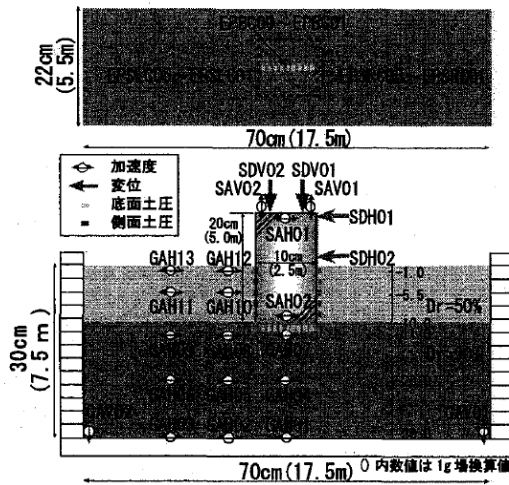


図1 埋込み有り実験モデルと計測点配置

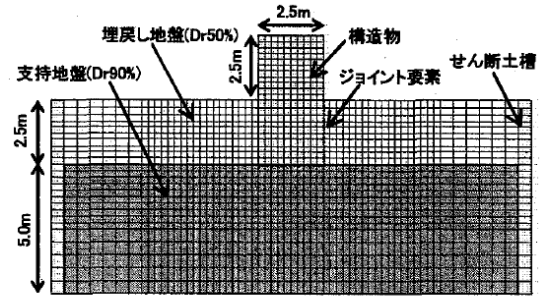
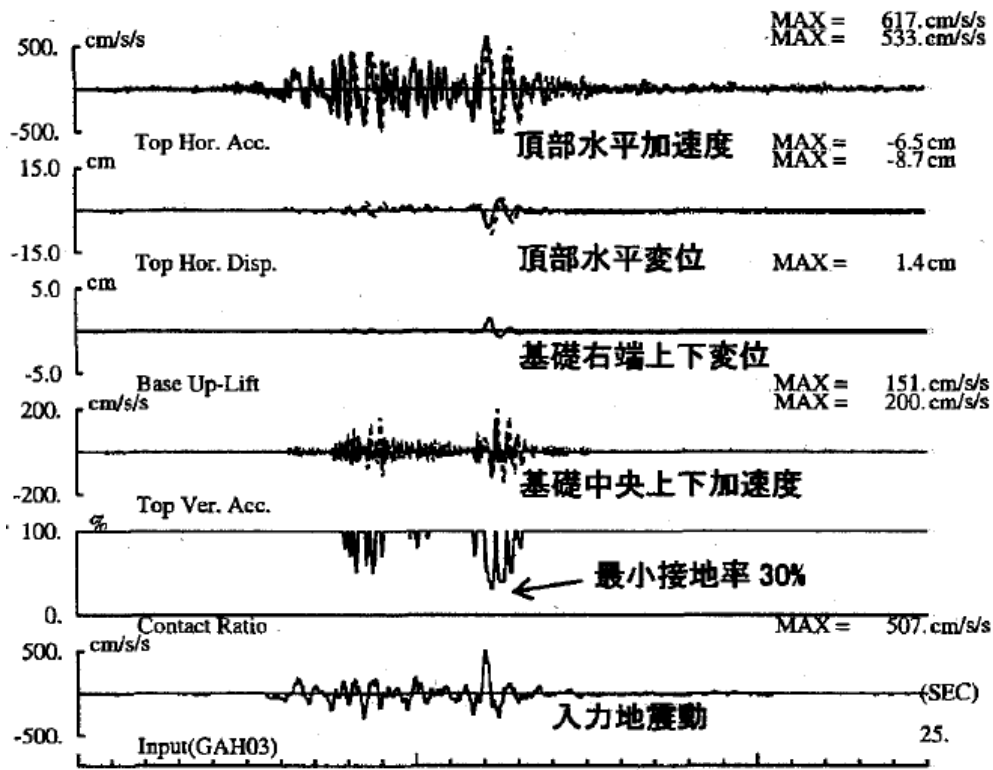


図5 2次元FEM解析モデル (1g場換算表示)

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)

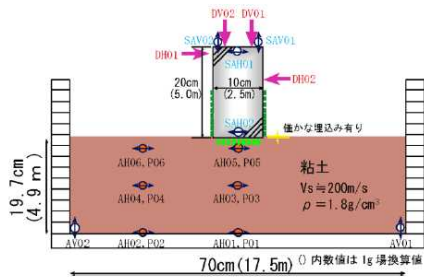


図1 検討対象とした遠心振動台実験

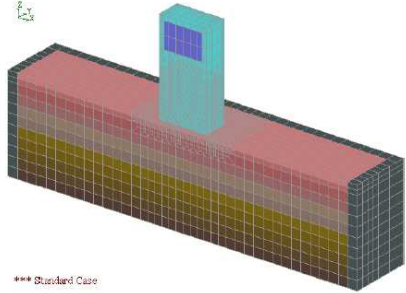


図2 三次元有限要素モデル

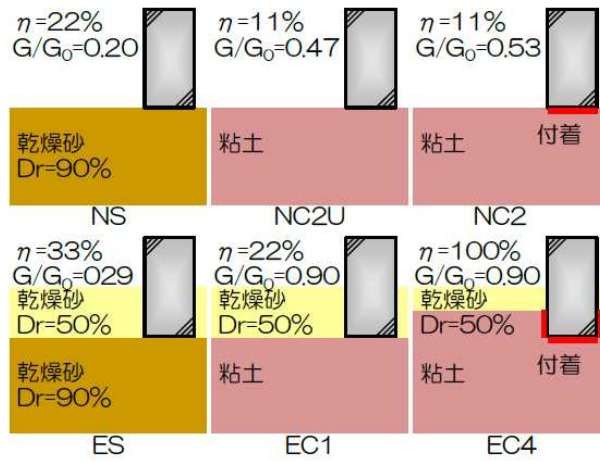


図3 遠心振動台実験のシミュレーション解析ケース

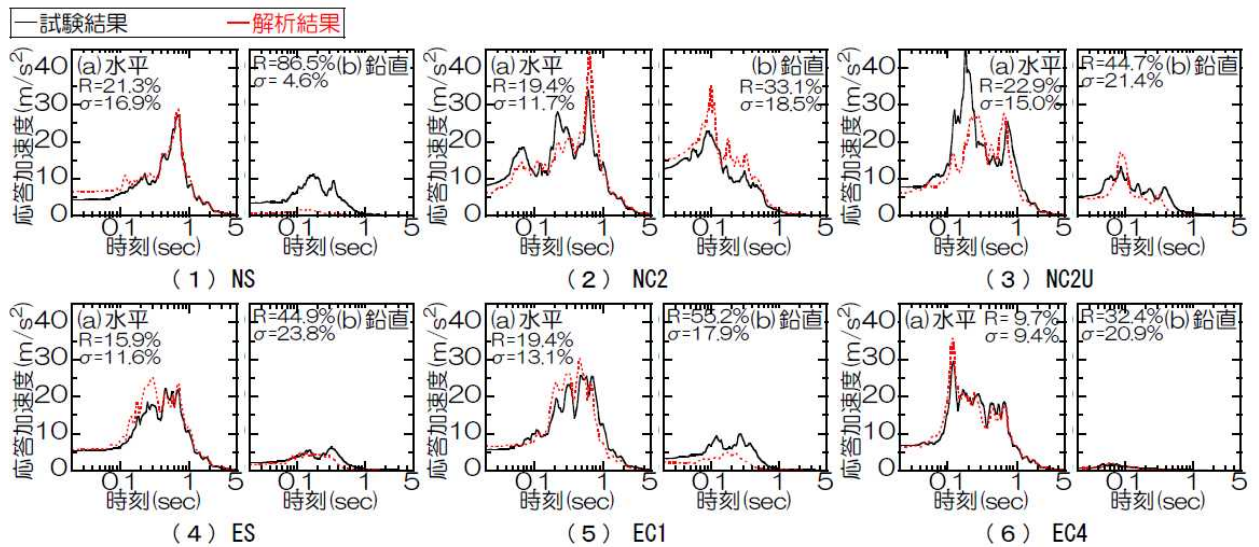


図3 構造物頂部における加速度応答スペクトル（減衰5%）の比較

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)

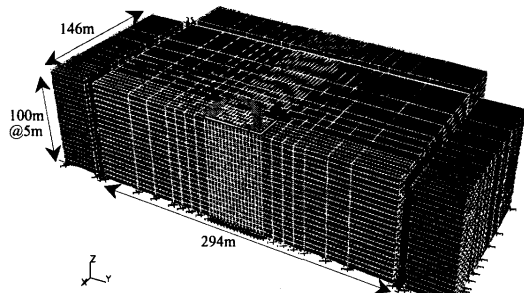


図1 3次元FEMモデル(基礎-地盤系)

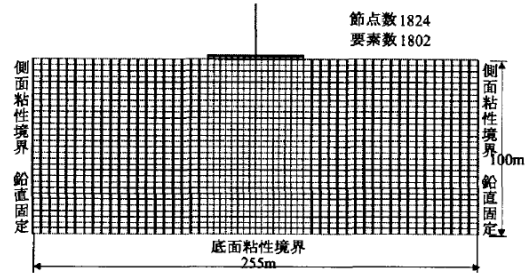


図5 2次元FEM解析モデル( $V_s=1800\text{m/s}$ 地盤)

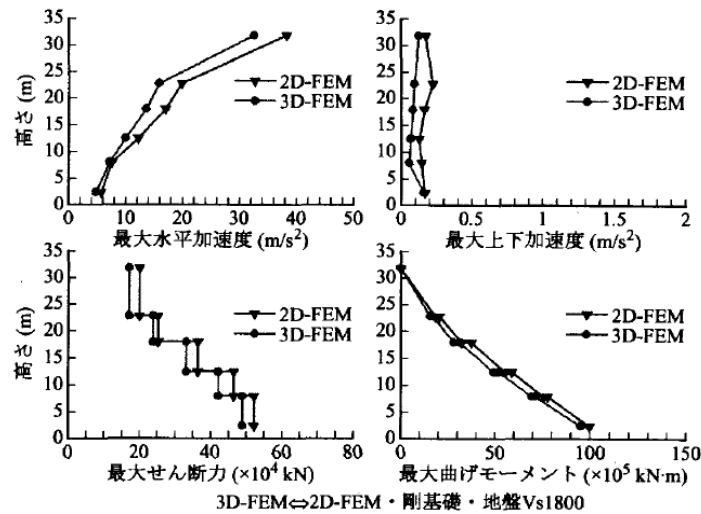


図6 解析次元の違いによる建屋最大応答値の比較

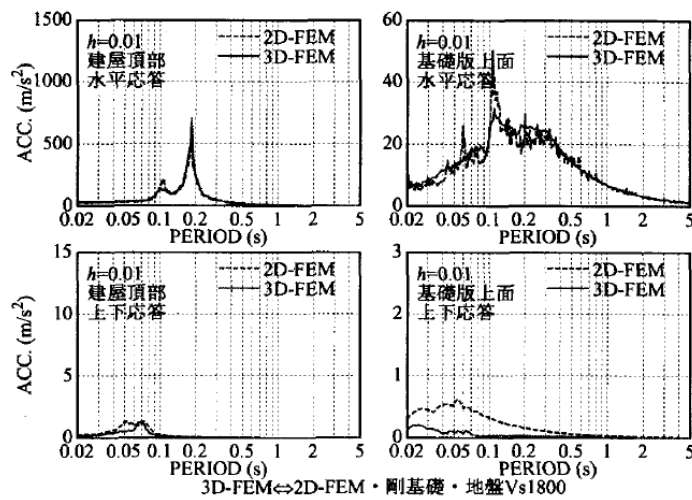


図7 解析次元の違いによる建屋応答スペクトルの比較

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 Ss-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。

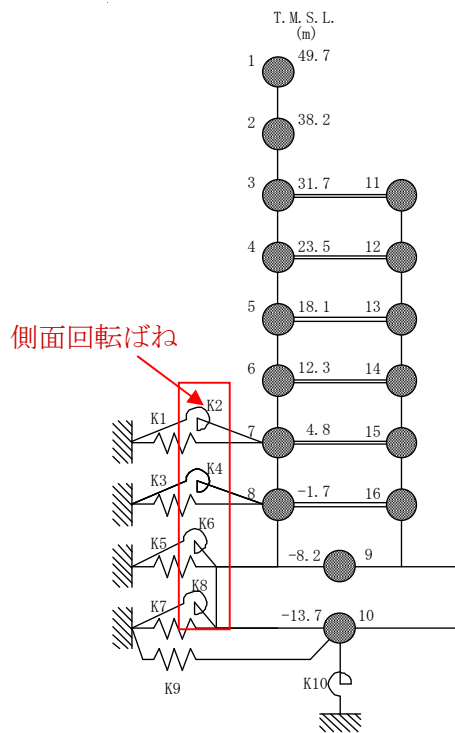


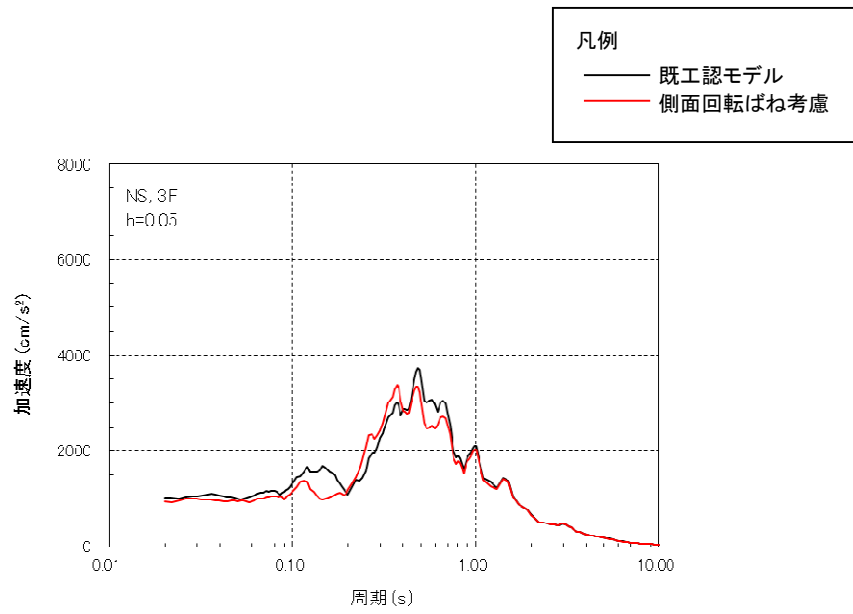
図 2.2.1 K6/7 R/B の地震応答解析モデル\* (NS 方向)

\*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。

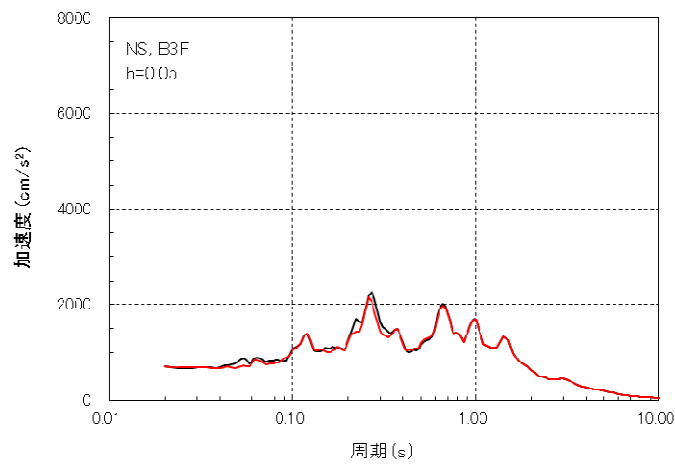
表 2.2.1 側面回転ばねが接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

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)

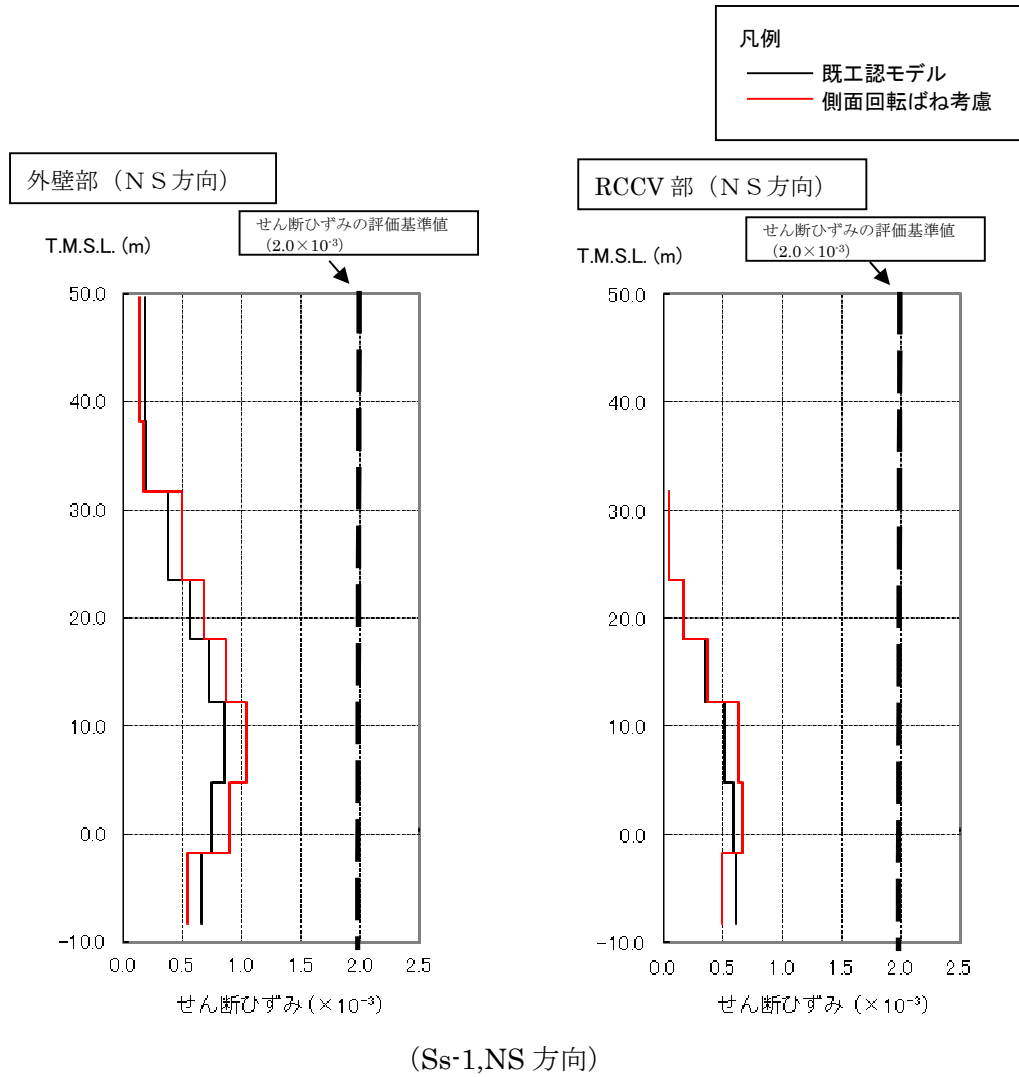


図 2.2.3 側面回転ばねが応答せん断ひずみに与える影響  
(7号炉原子炉建屋での試算例)

## 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

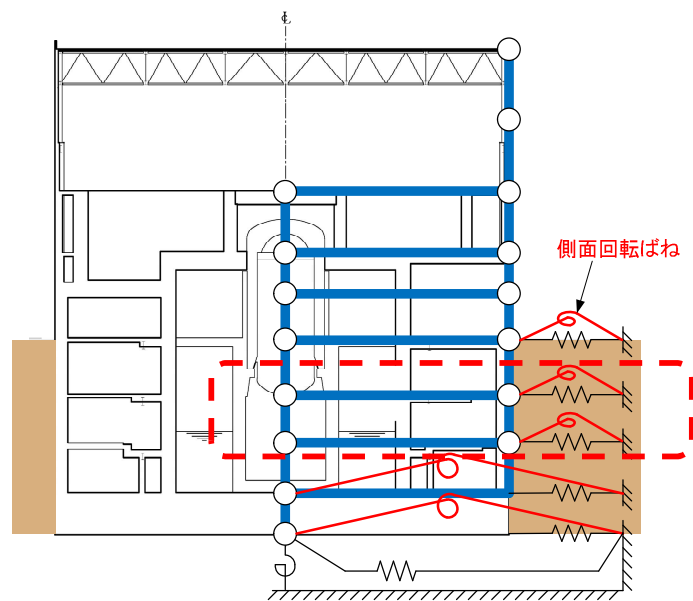
論点として位置づけることとした。

→ **【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】**

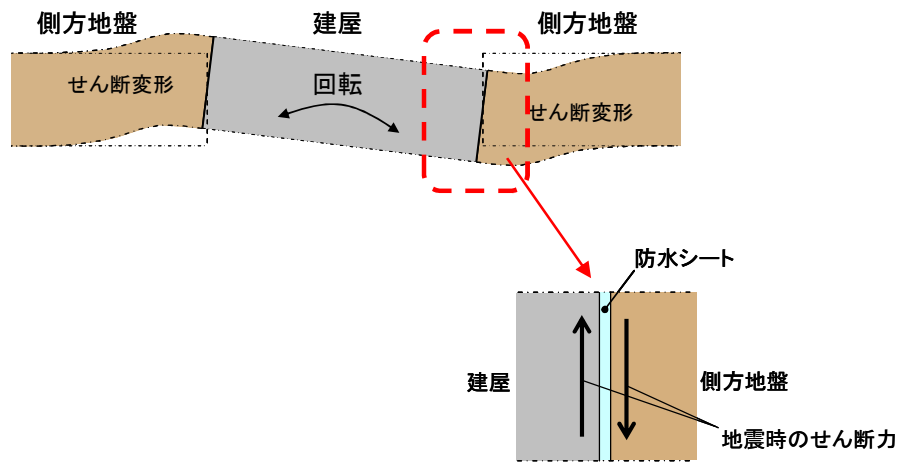
一方、図 2.3.2、図 2.3.3 に示した通り、6号炉原子炉建屋の西側側面には6号炉タービン建屋が接している。更に、建屋周辺においてマンメイドロックが複雑に打設されていることや埋め戻し土が存在することについても確認出来る。以上のような状況を踏まえると、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を踏まえた場合の側面回転ばねの適用性についても確認する必要があると考えられるため、これを3つめの論点として位置づけることとした。

→ **【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

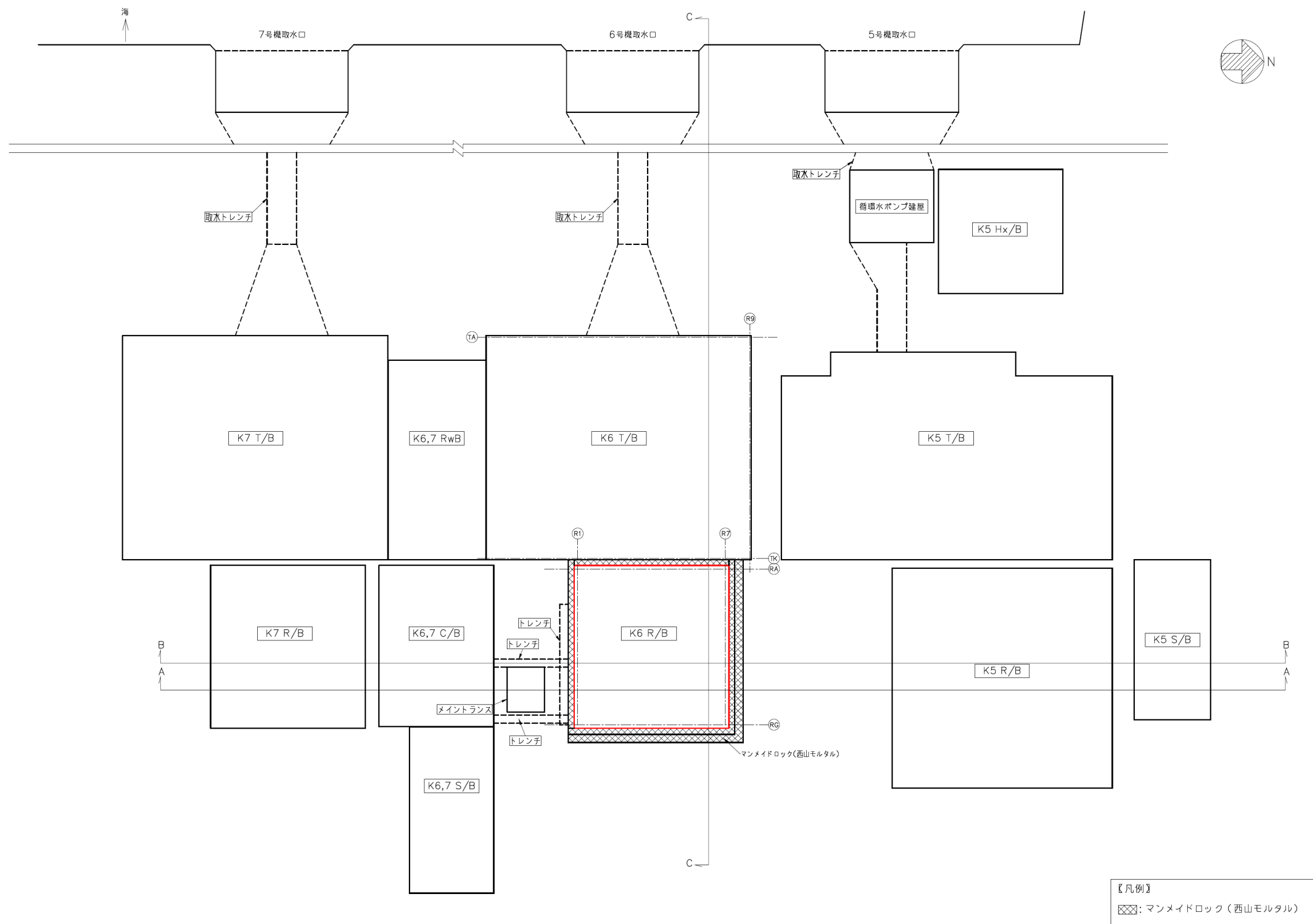
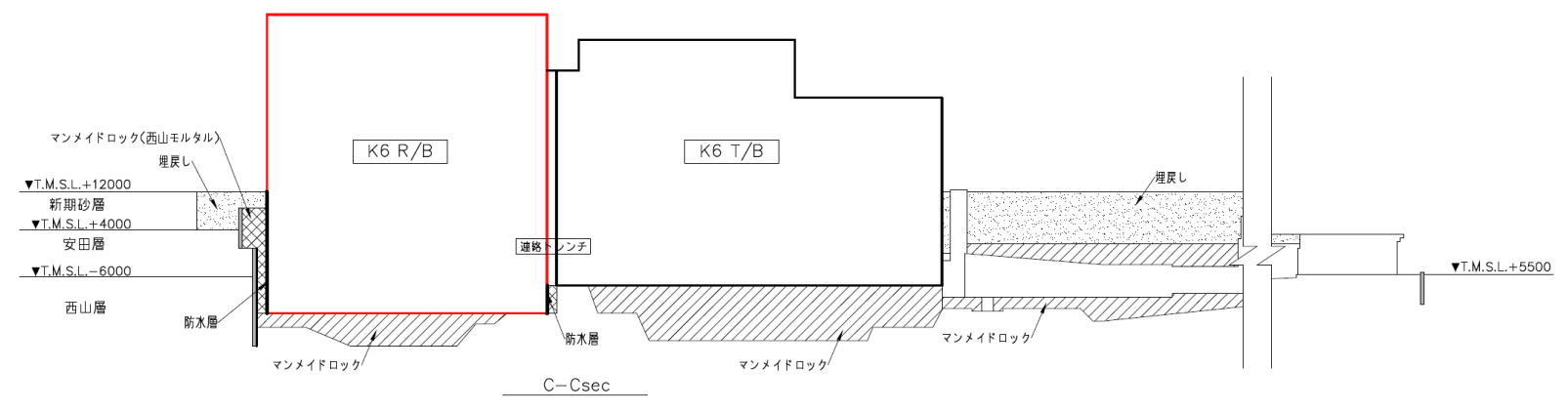
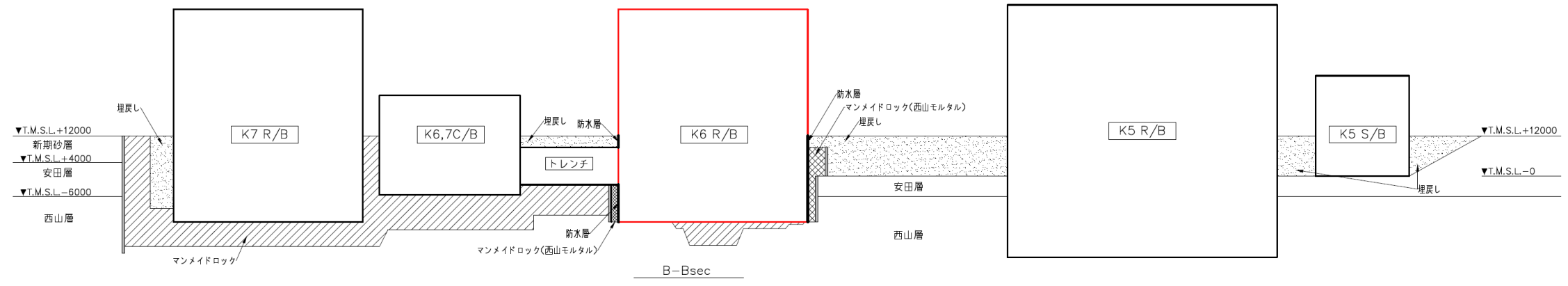
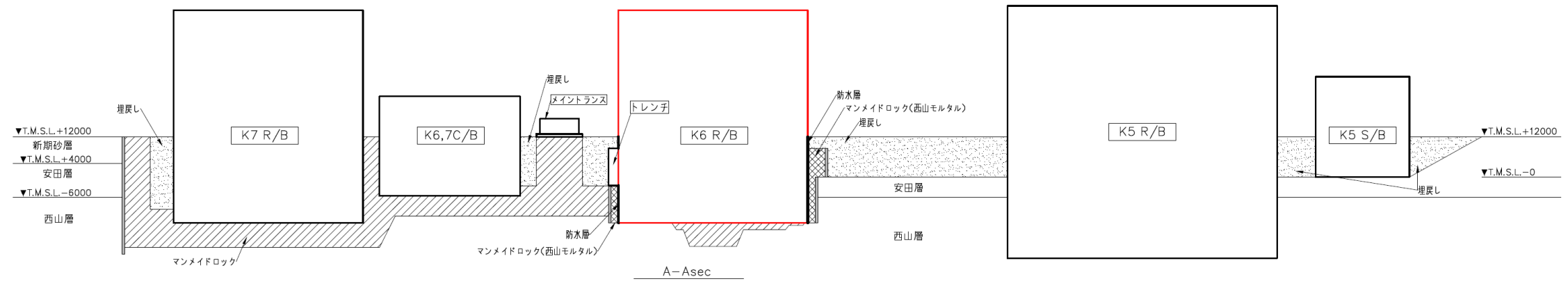


図 2.3.2 6号炉原子炉建屋の設置状況(平面図)



【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)

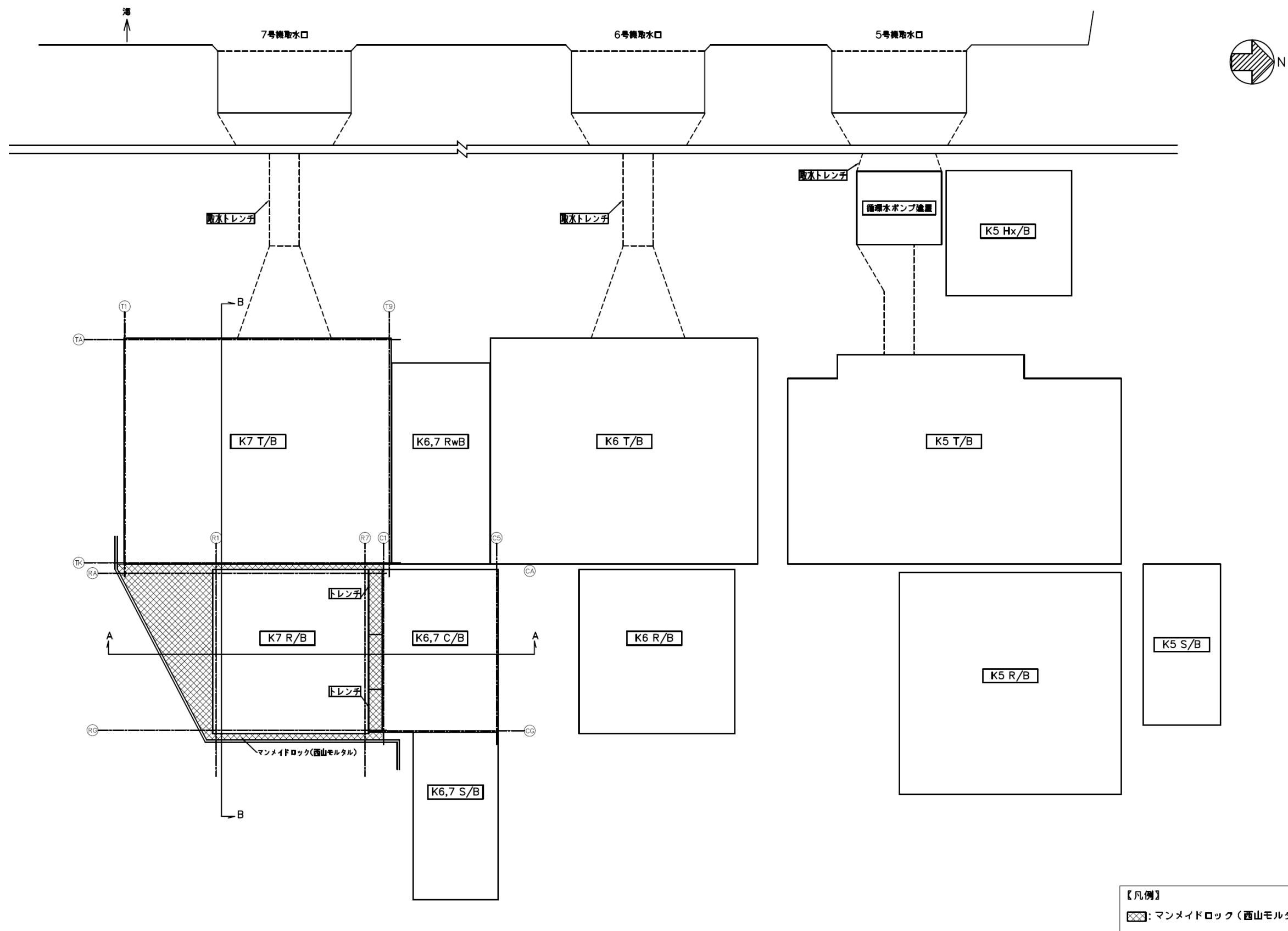
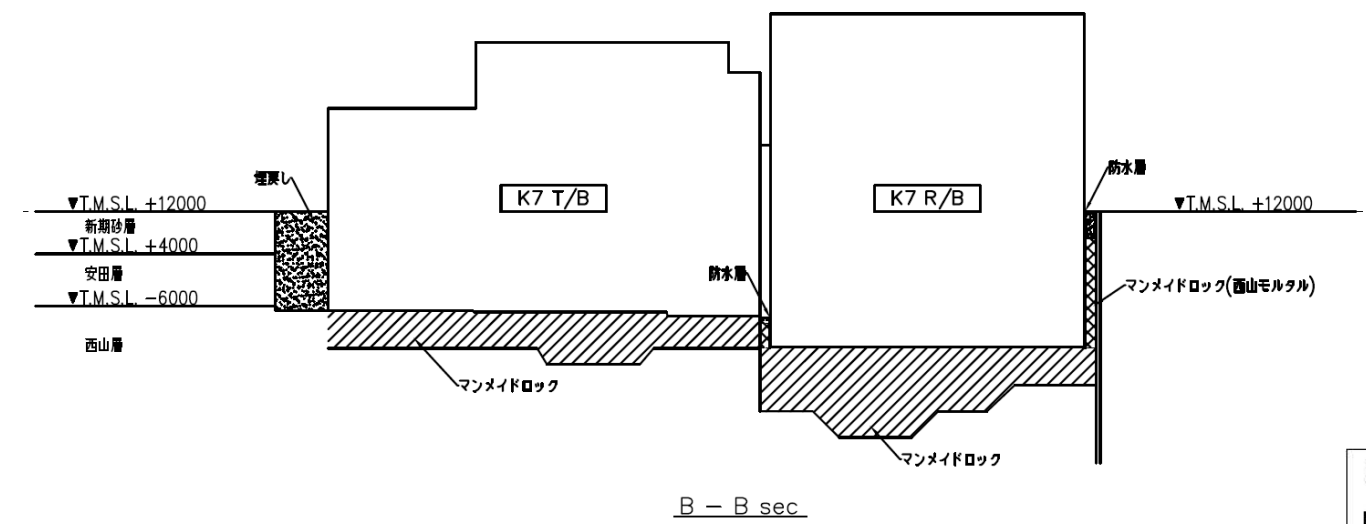
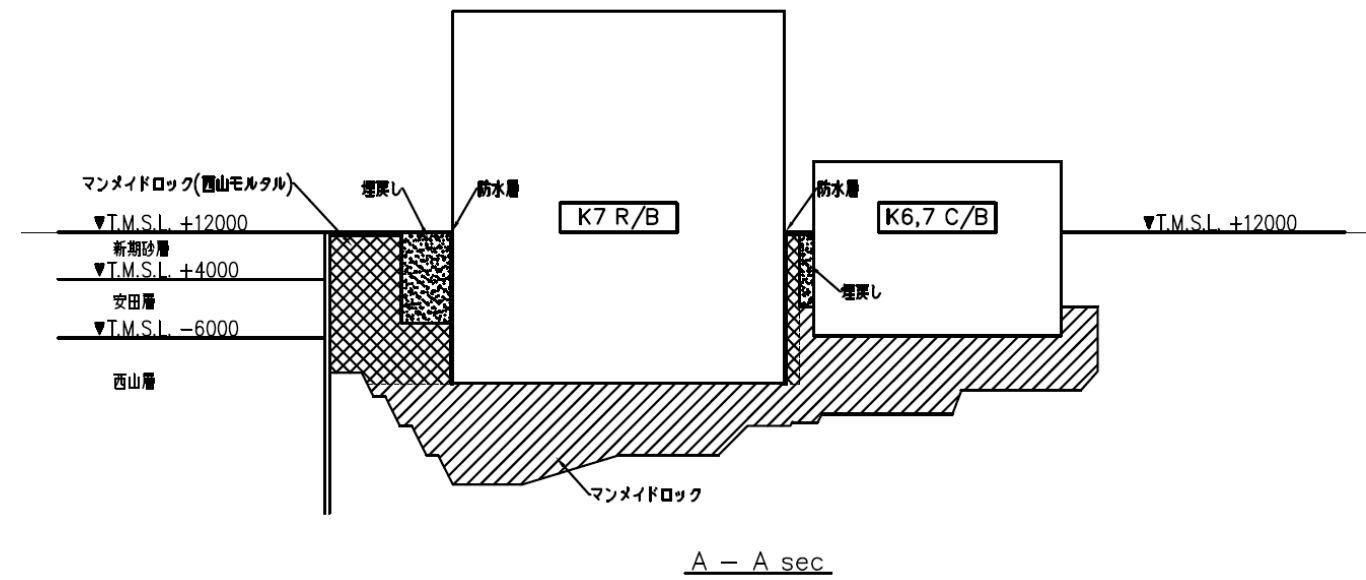


図 2.3.4 7号炉原子炉建屋の設置状況(平面図)





【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)

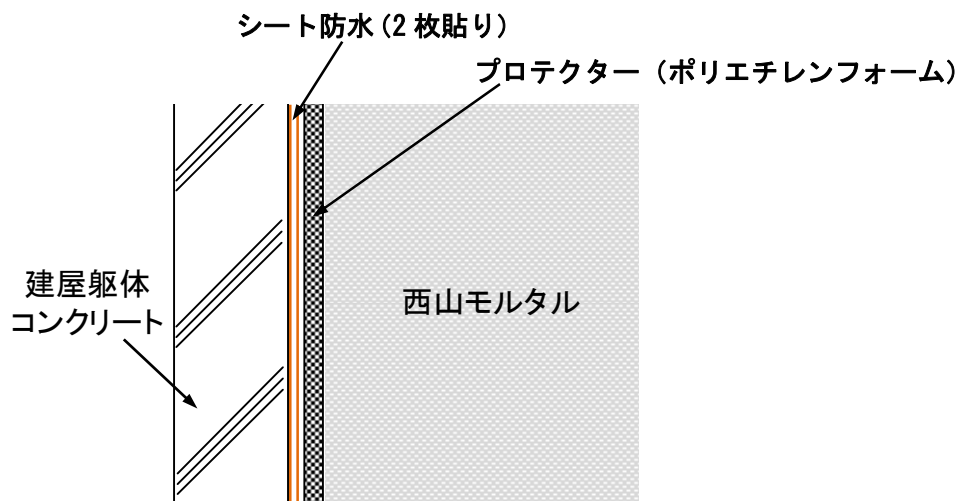


図 2.3.6 地下外壁の防水施工状況

## 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。

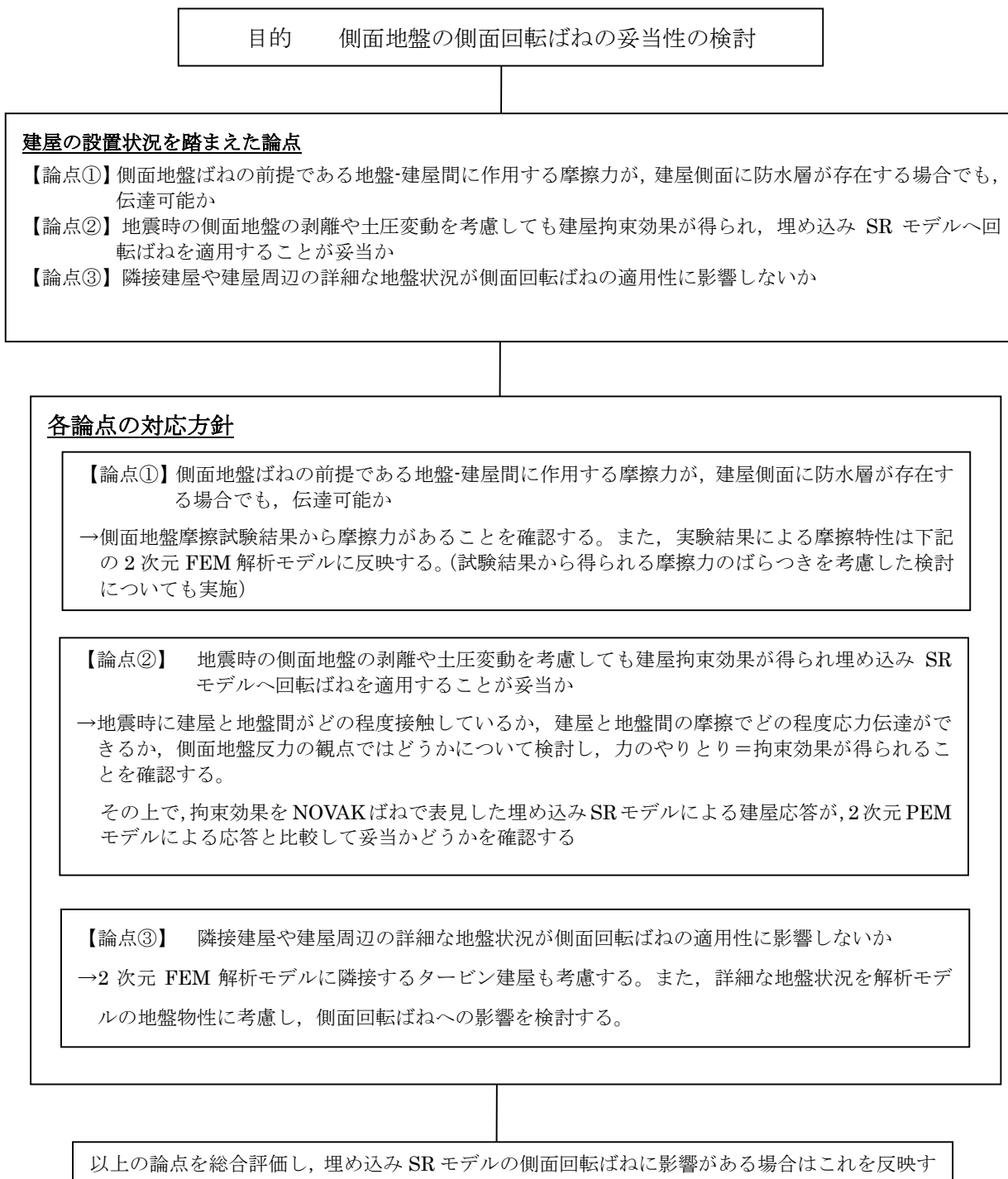


図 2.4.1 側面回転ばねの妥当性に関する全体の検討フロー

#### 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。

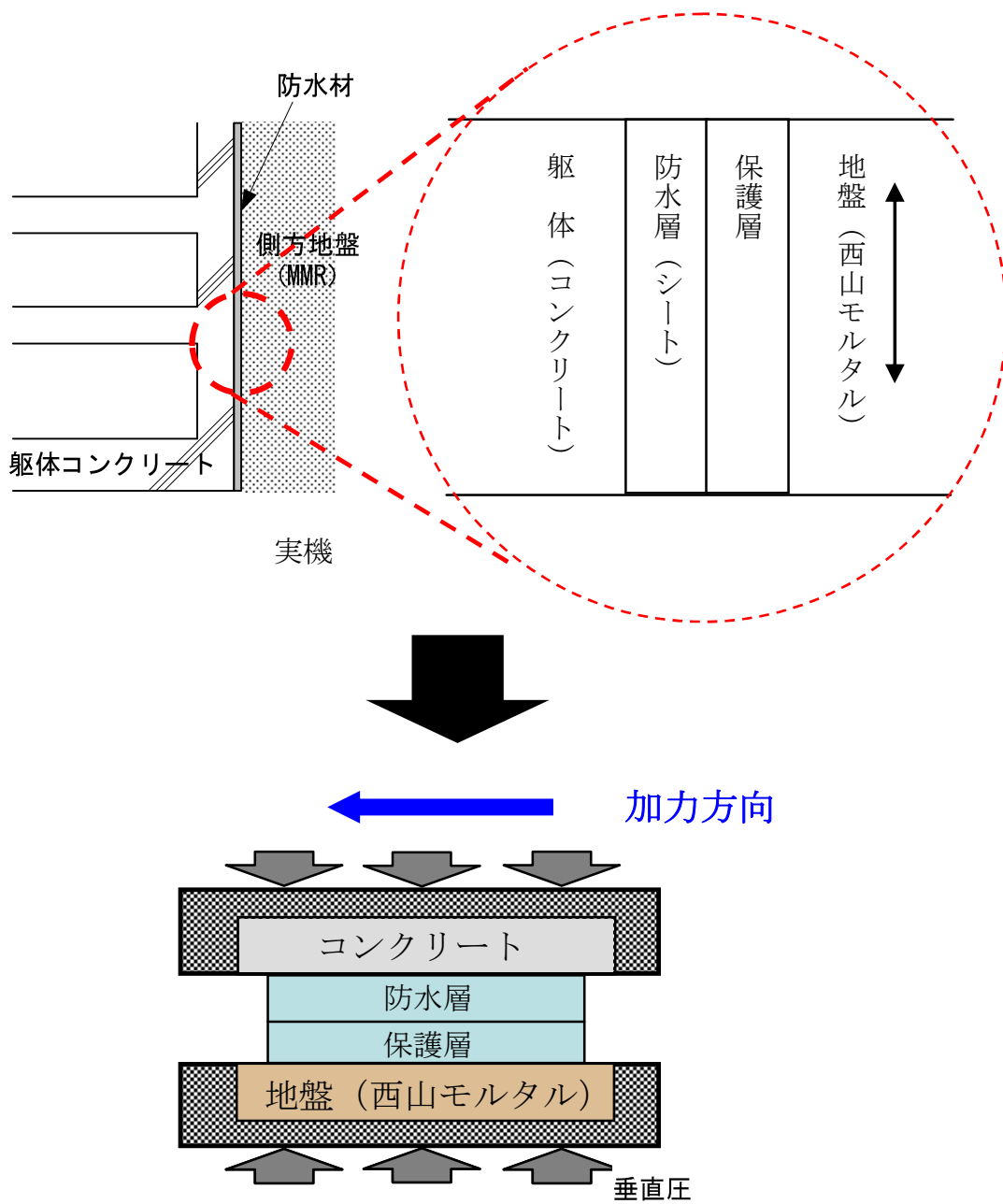
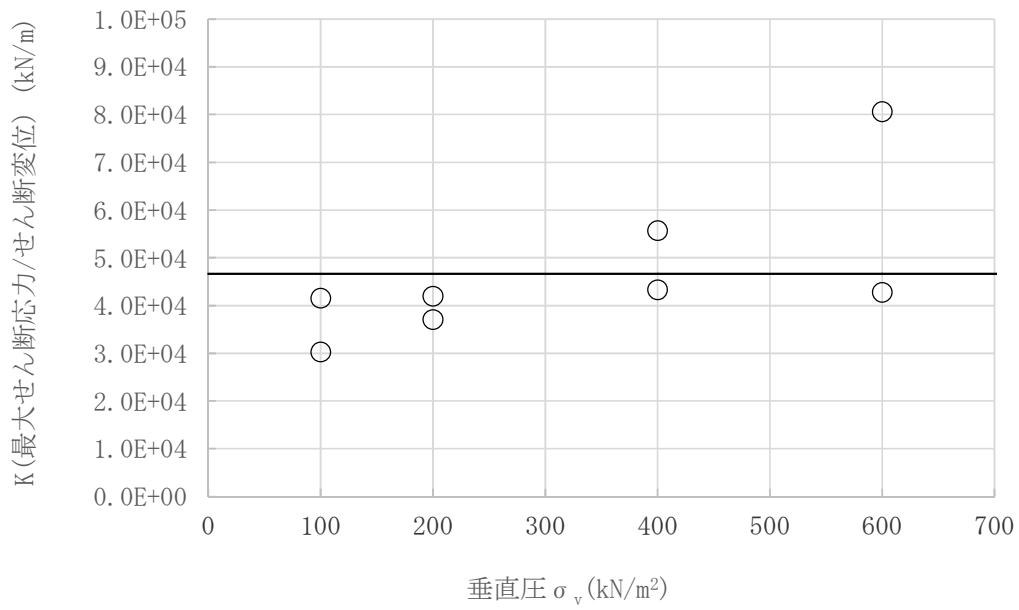
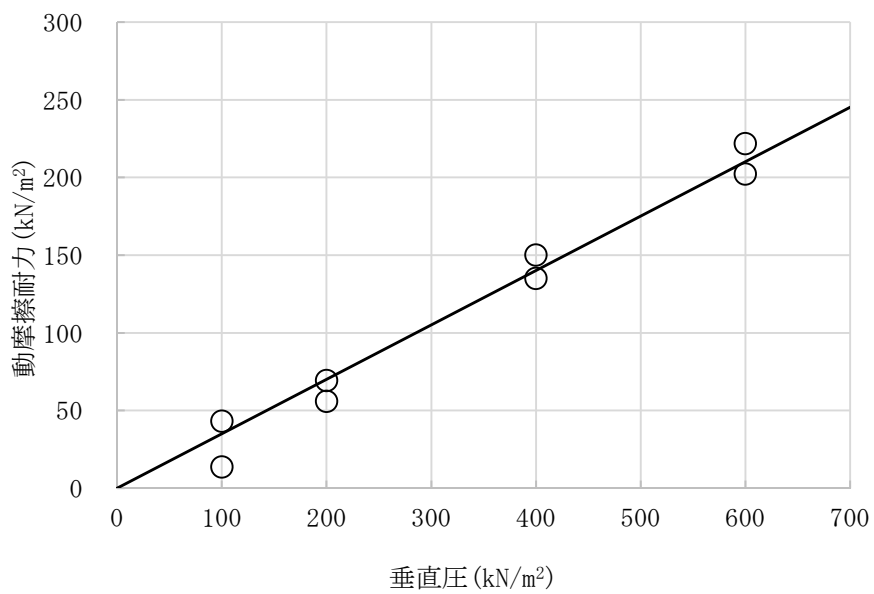


図 2.4.2 地中外壁の摩擦試験のモデル化の考え方



(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。

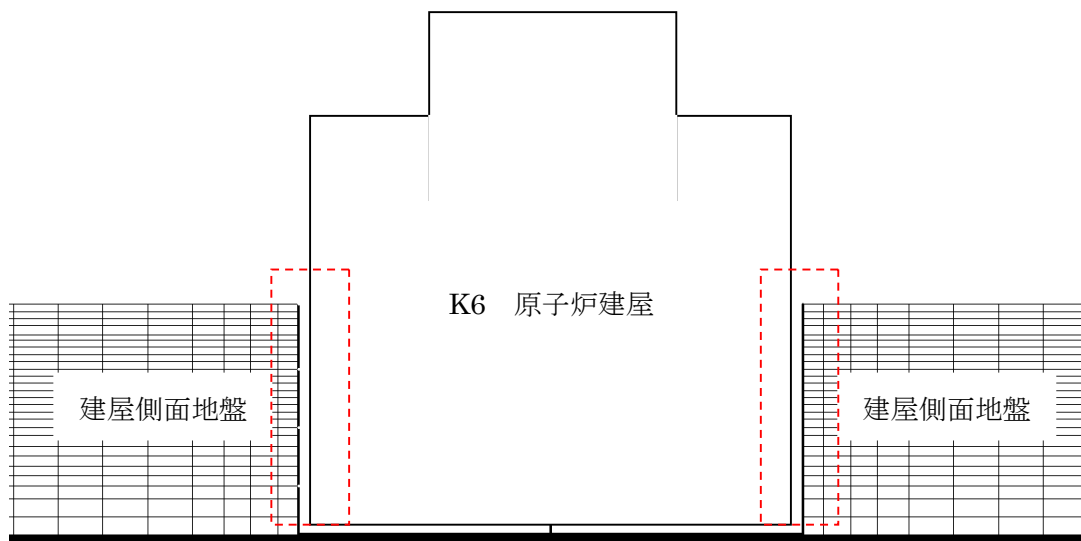
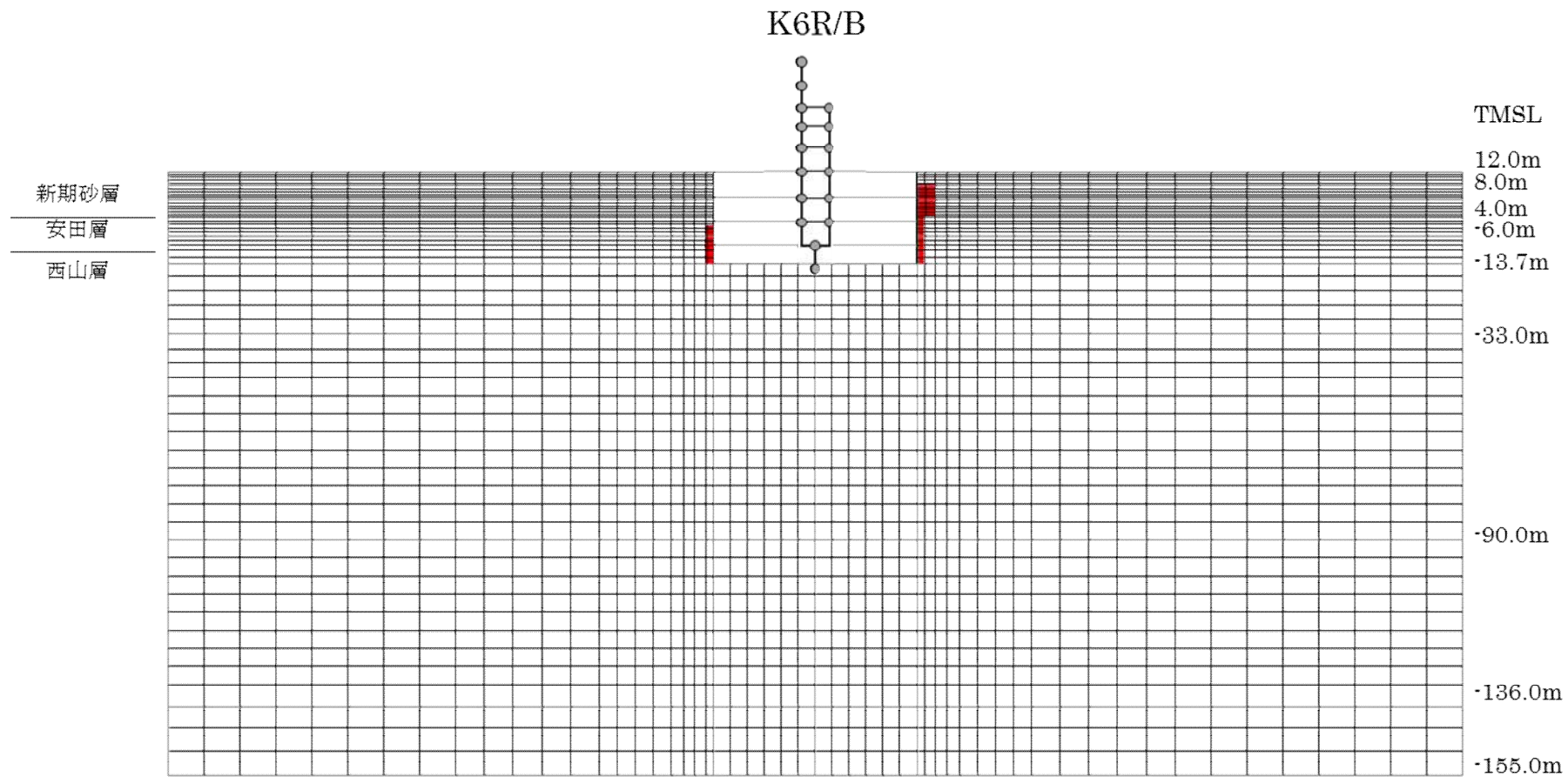


図 2.4.4 建屋と隣接地盤の剥離・接触の検討箇所



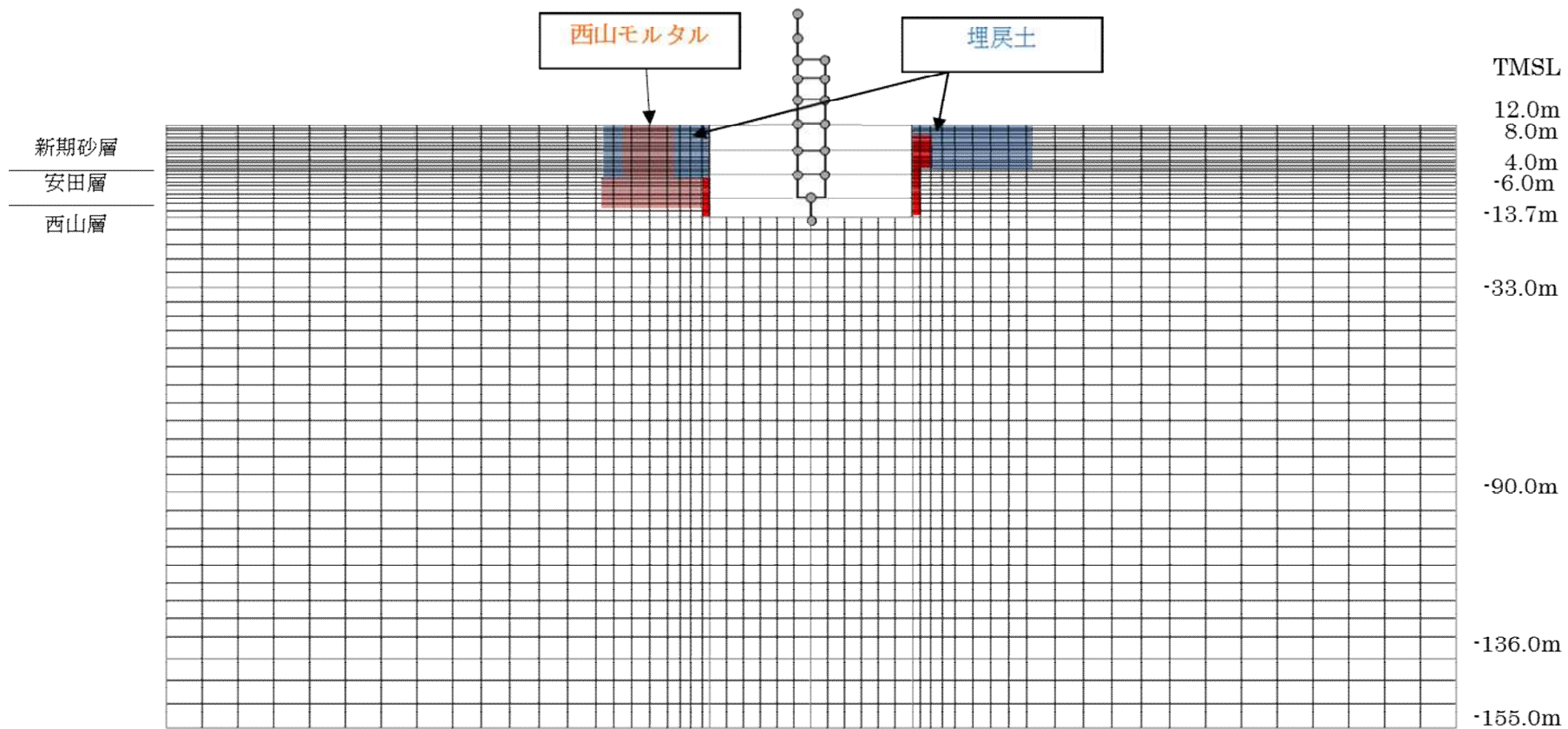
赤色着色部：マンメイドロック

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

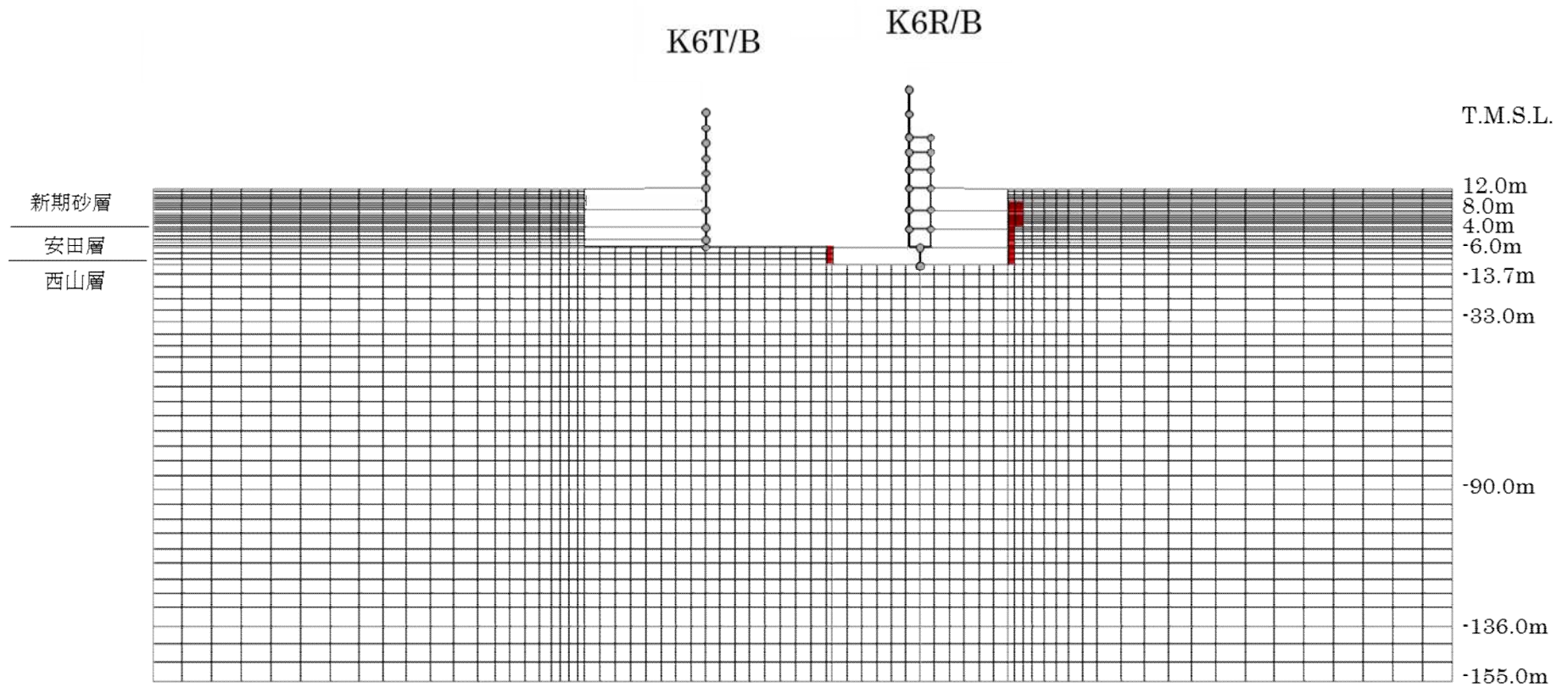
【論点③】隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

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 一方向载荷試験・・・防水層を介した基本的な摩擦特性の確認
- ② 繰返し载荷試験・・・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。

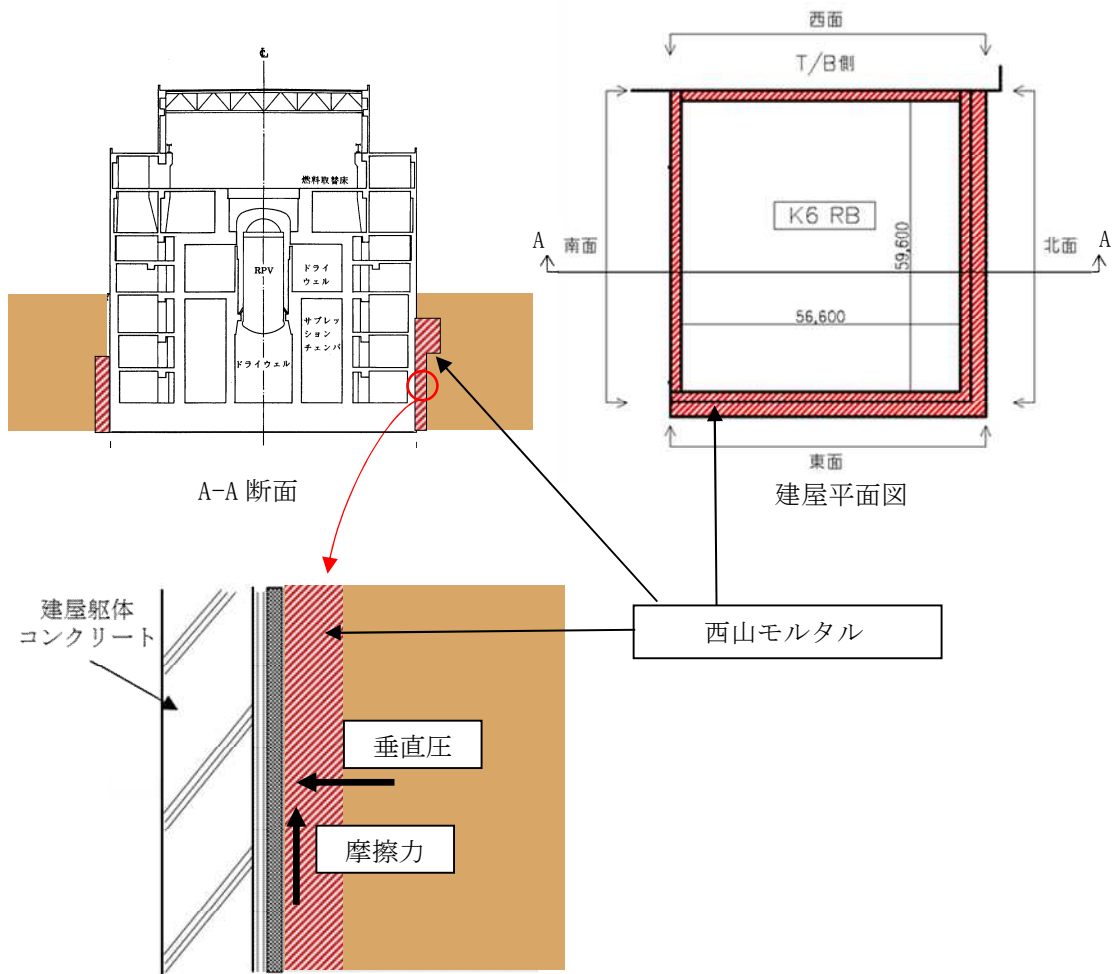


図 3.1.1 建屋外壁部の防水層と西山モルタルの位置関係



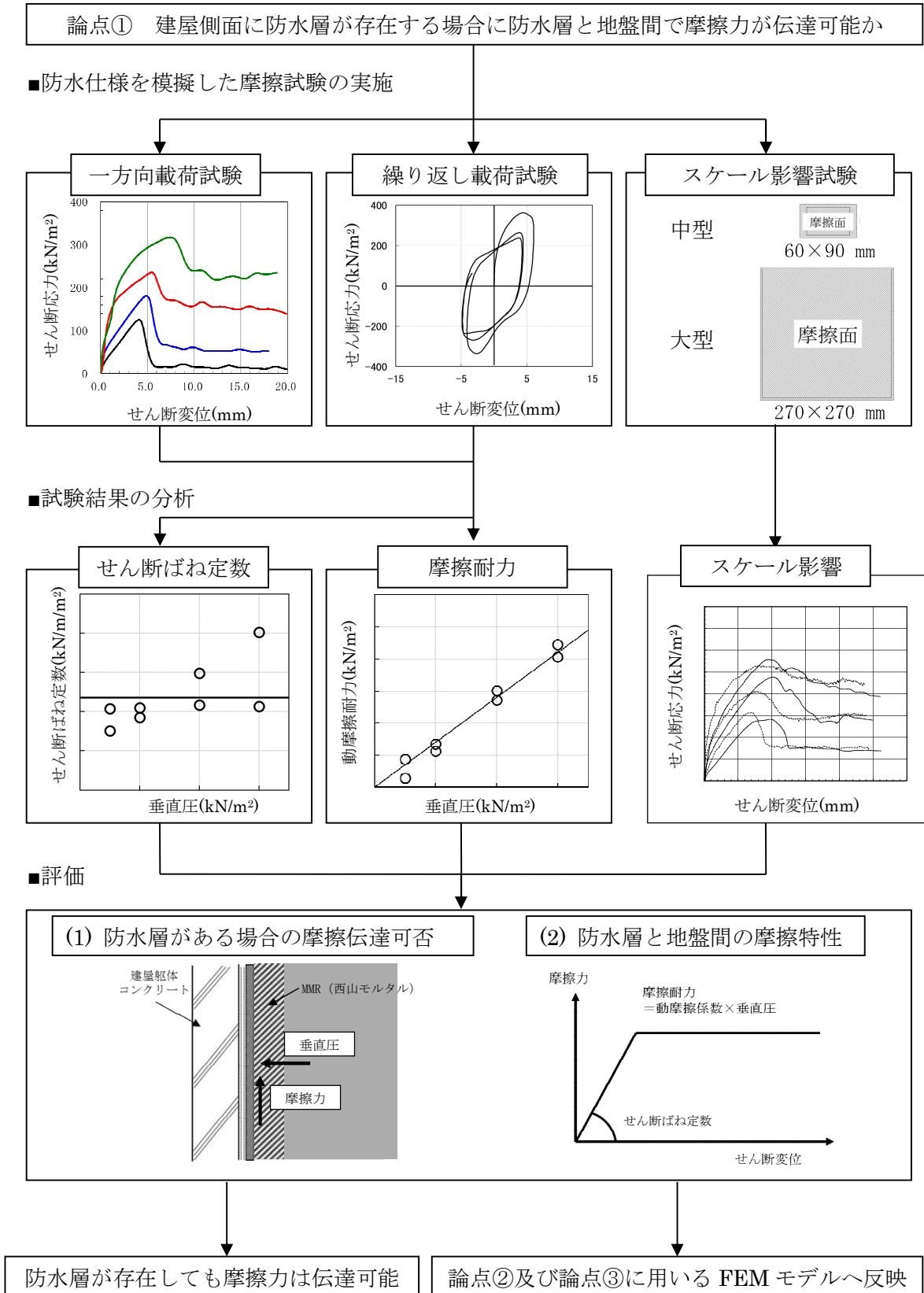


図 3.1.2 論点①に対する検討フロー

## 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。

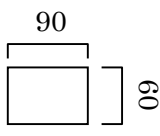
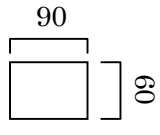
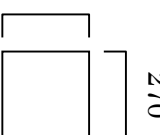
### 3.2.1 試験方法の概要

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 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 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>270 270</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。

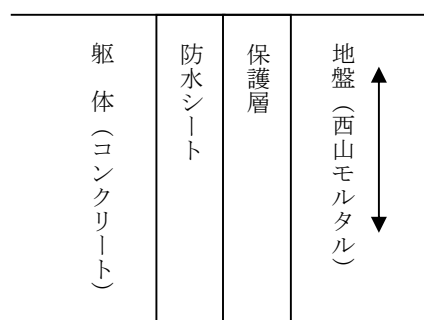


図 3.2.1 躯体～地盤間の構造

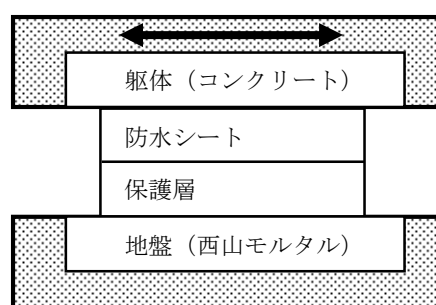


図 3.2.2 供試体（標準）

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。

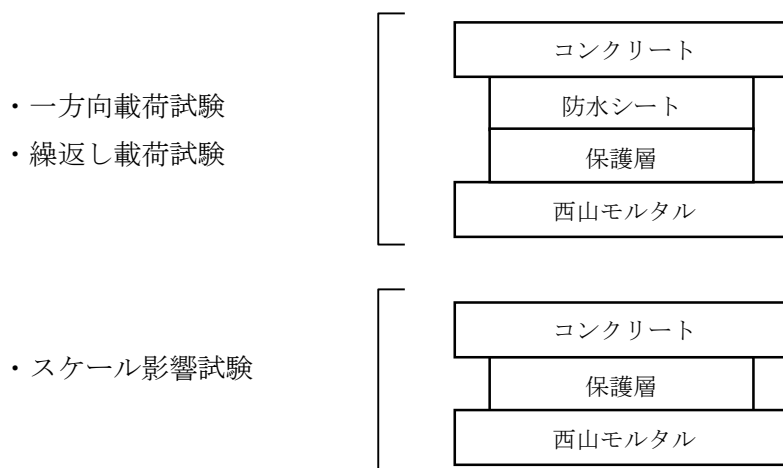


図 3.2.3 各試験に用いる供試体

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 <早川ゴム(株)>	サンタックプライマー SR-200 <早川ゴム(株)>	—
2 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
3 1層目 防水シート	サンタックルーフ R-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=2.0mm <早川ゴム(株)>	注2
4 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
5 2層目 防水シート	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	—
6 接着剤	水性ボンド <(株)エイ・アール・センター>	水性ボンド <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 ォーム t=7mm <奥山化工業(株)>	デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ ォーム t=6mm <奥山化工業(株)>	注4
8 西山モル タル	西山泥岩を細かく砕いた ものと砂をセメント系固化材 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 (mm)	加力方法	最大変位 (mm)
一面せん断 試験装置	縦 70×横 120	静的加力 動的加力（繰返し加力）	20
大型一面せん断 試験装置	縦 300×横 300	静的加力	50

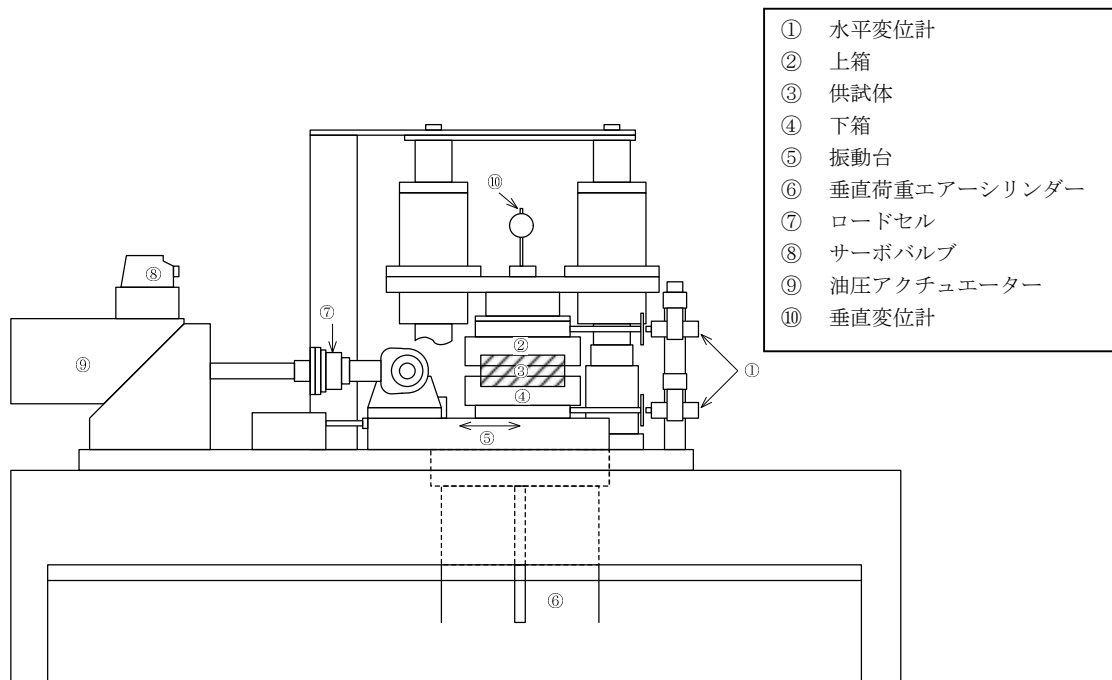


図 3.2.4 一面せん断試験装置

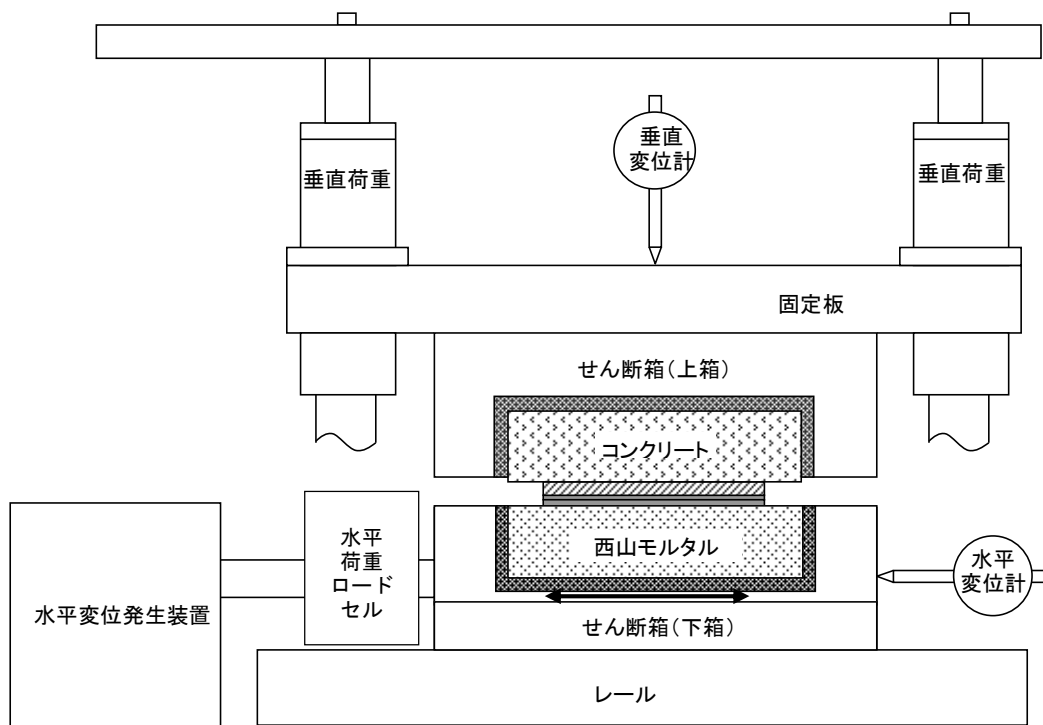


図 3.2.5 一面せん断試験装置 (詳細図)





写真 3.2.1 一面せん断試験装置全景

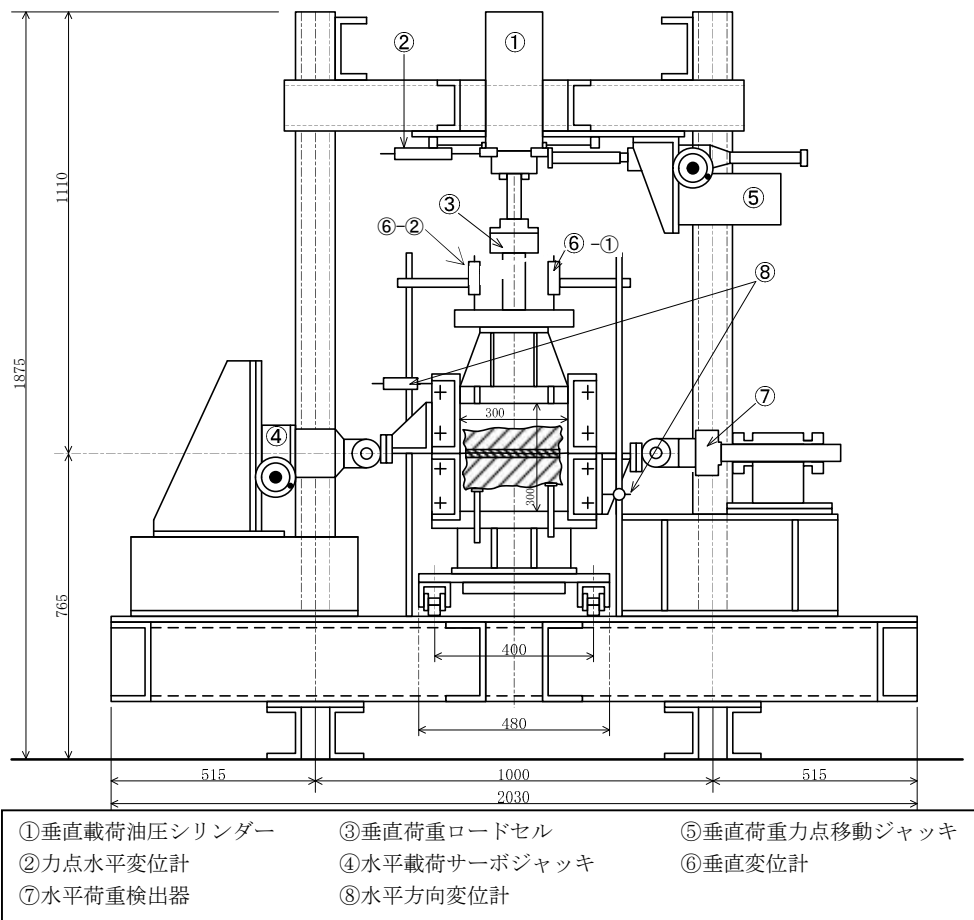


図 3.2.6 大型一面せん断試験装置

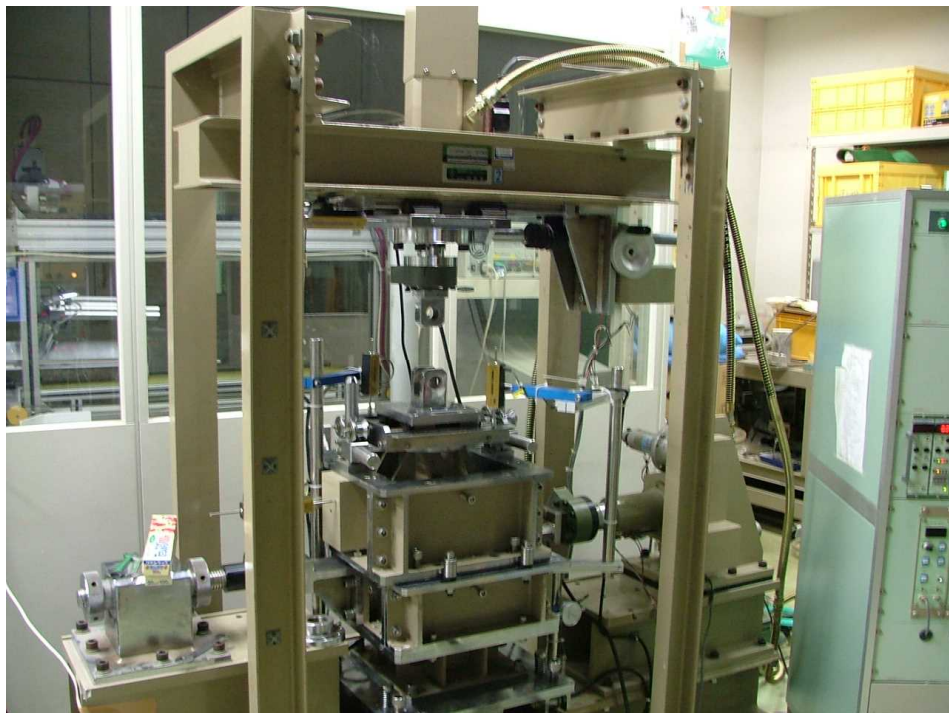


写真 3.2.2 大型一面せん断試験装置全景

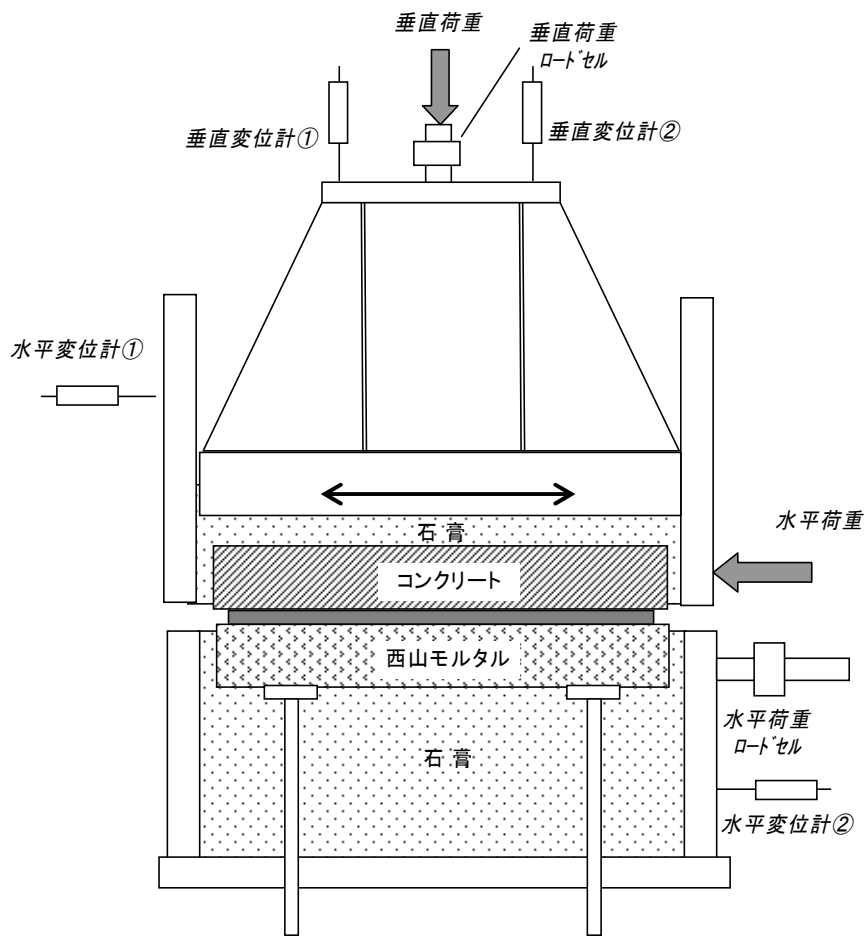


図 3.2.7 大型一面せん断試験装置概念図

### 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 (mm)	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )
1-1	一方向載荷	幅 60× 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。

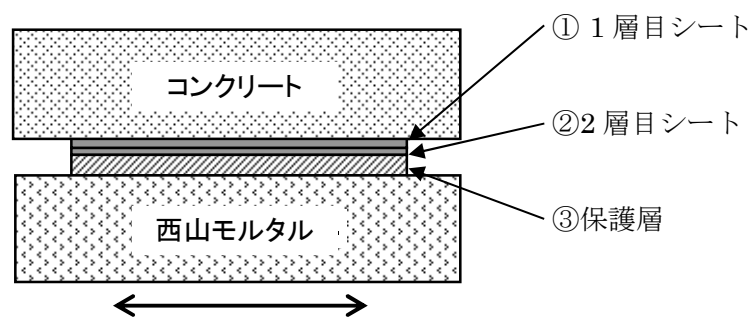


図 3.3.1 一方向荷重及び繰返し荷重試験供試体

### 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 (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断変位*1 (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

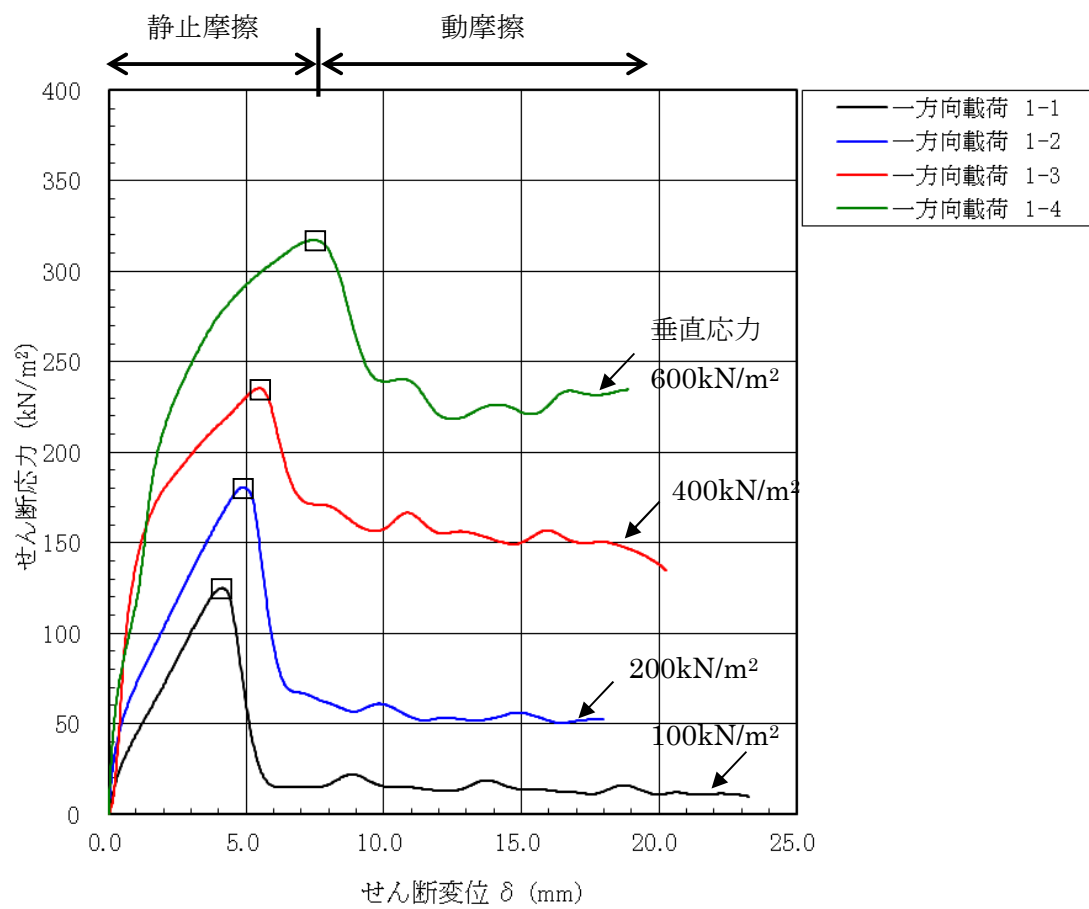


図 3.3.2 一方向載荷試験 せん断応力-せん断変位関係  
(図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力を示した点)

(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。



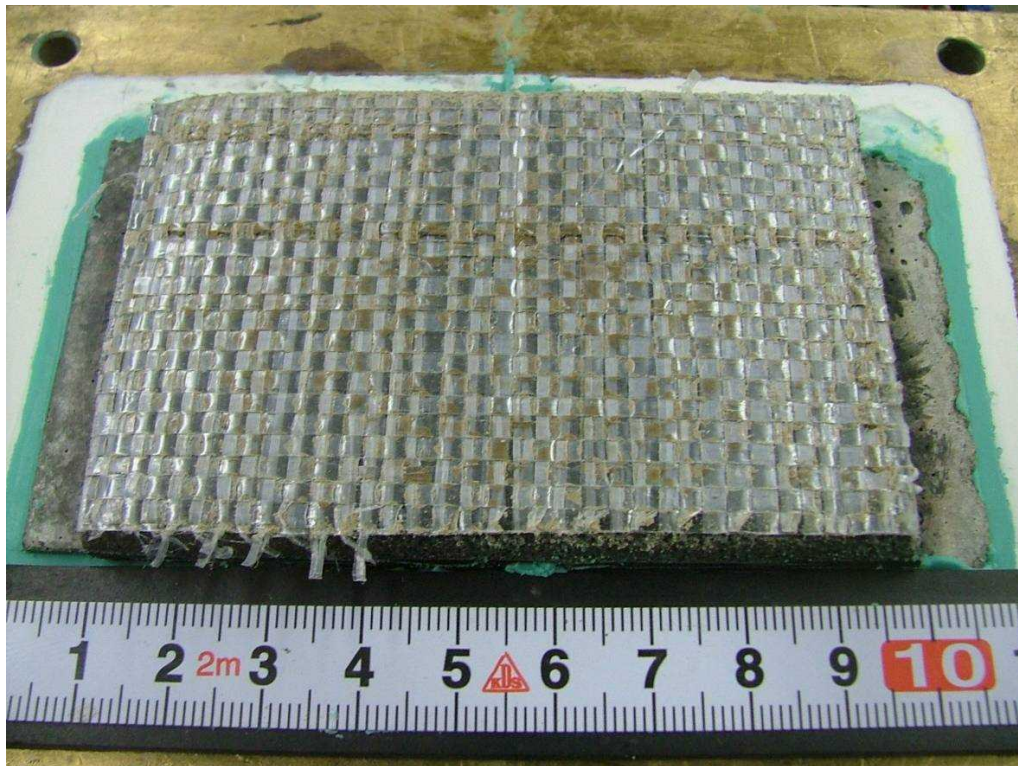


写真 3.3.1 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (保護層表面)

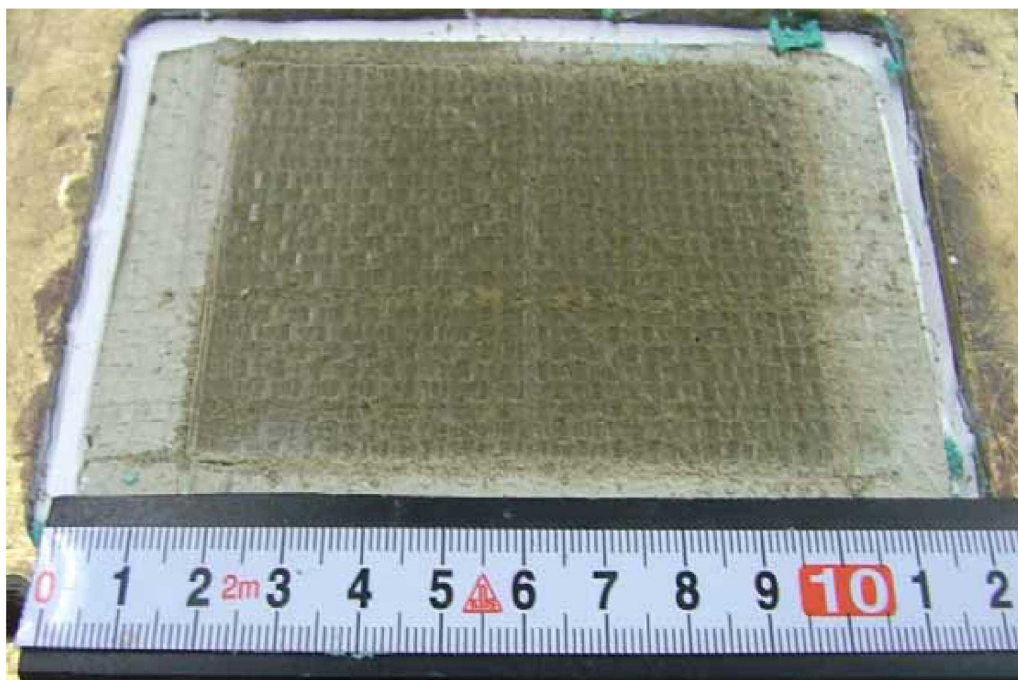


写真 3.3.2 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (西山モルタル表面)



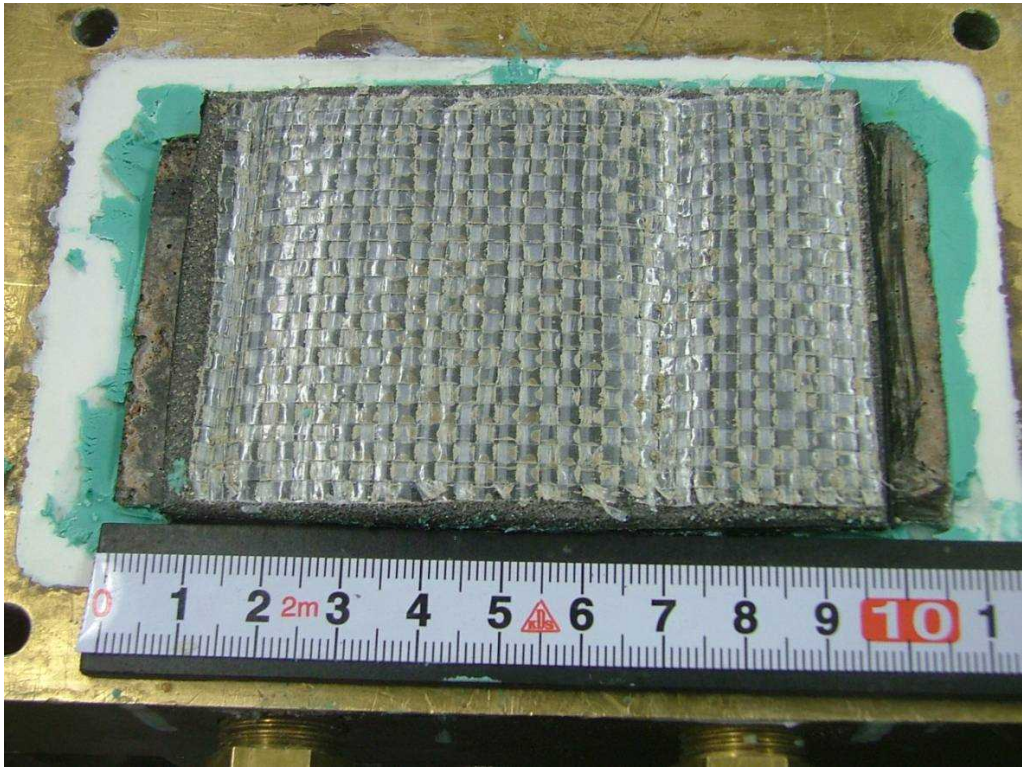


写真 3.3.3 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (保護層表面)

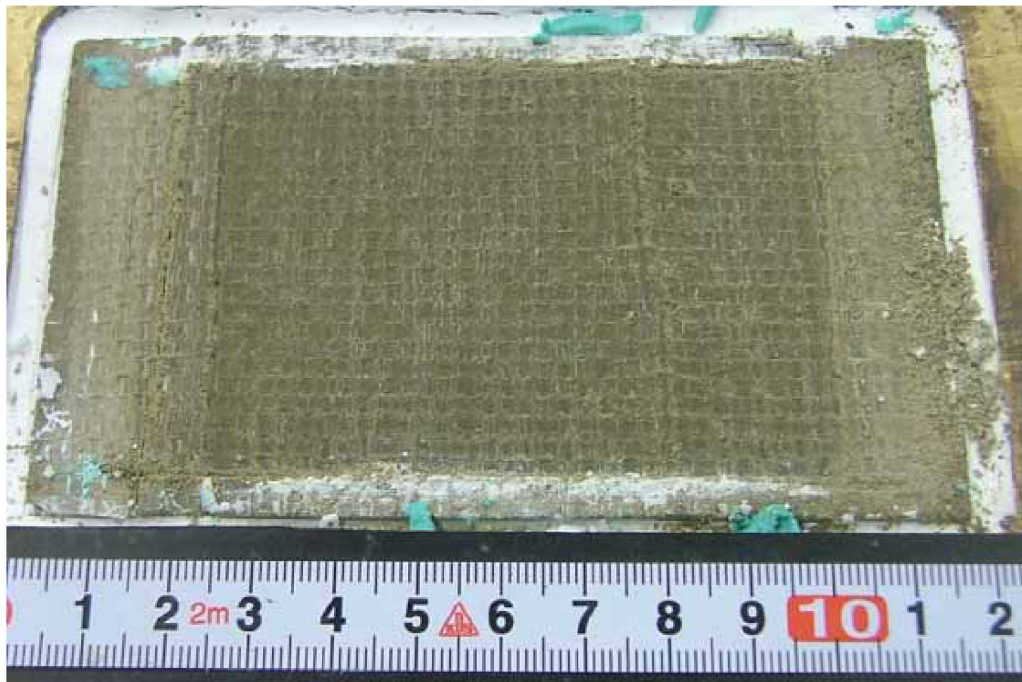


写真 3.3.4 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (西山モルタル表面)



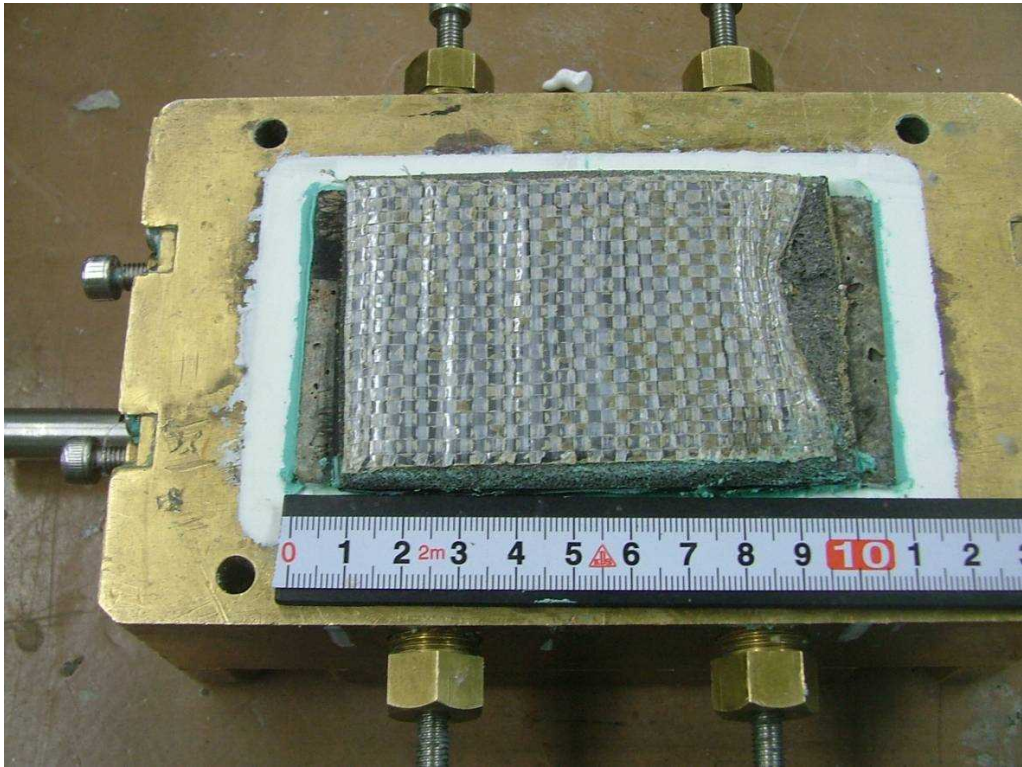


写真 3.3.5 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (保護層表面)

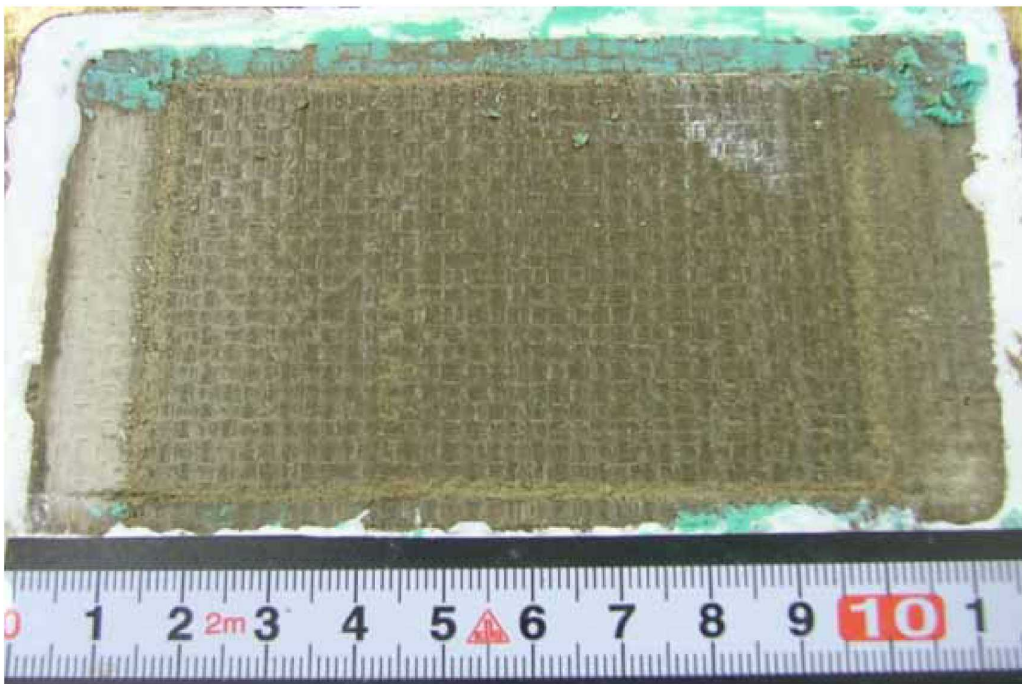


写真 3.3.6 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (西山モルタル表面)



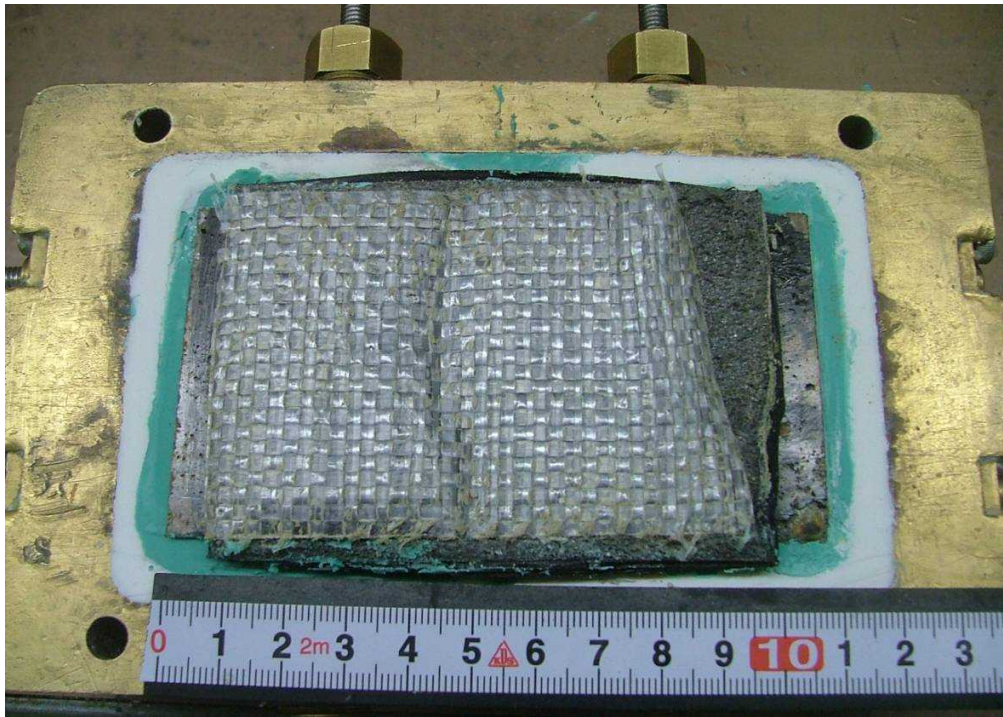


写真 3.3.7 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (保護層表面)

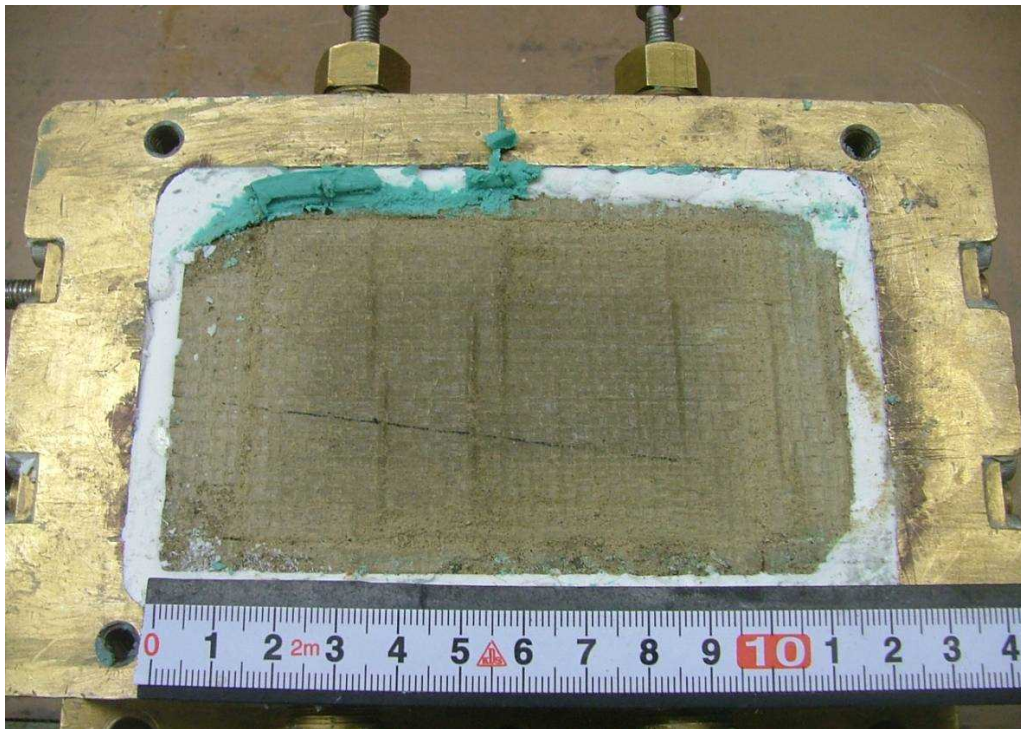


写真 3.3.8 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (西山モルタル表面)

### 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 (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断変位*1 (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

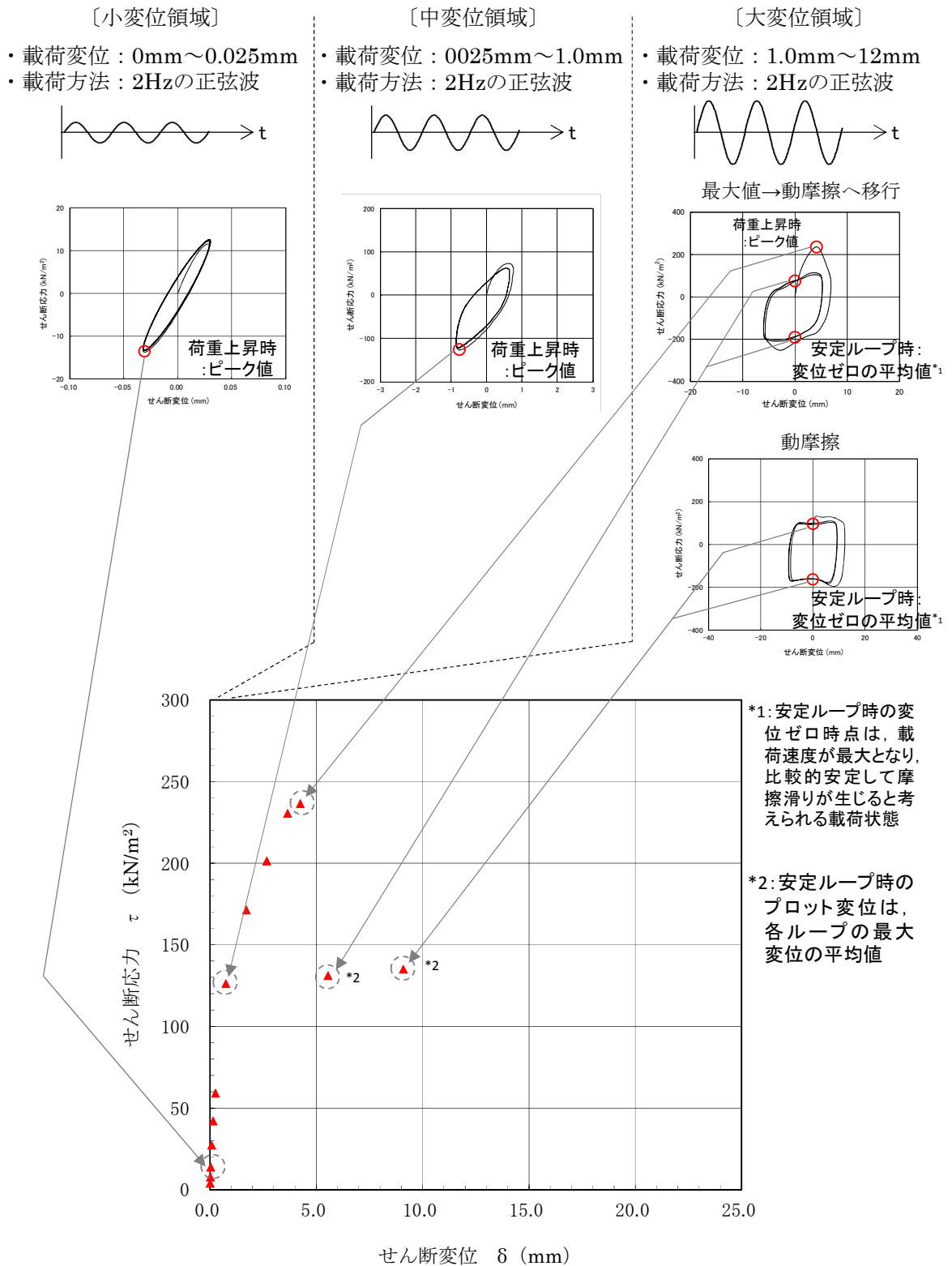


図 3.3.3 繰返し荷重試験の試験結果に基づくせん断応力-せん断変位関係  
(試験ケース 1-7 のデータ整理の例)

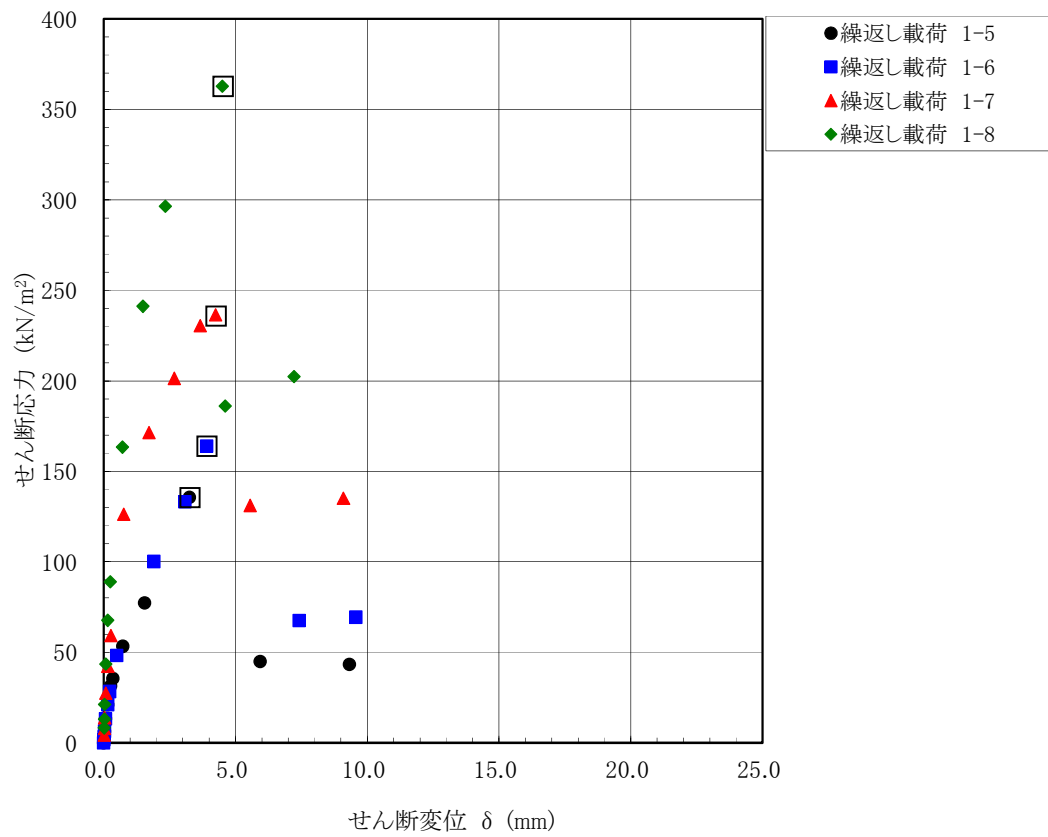


図 3.3.4 繰返し载荷試験 せん断応力-せん断変位関係 (全試験ケース 1-5~1-8)  
 (図中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力を示した点)

(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。



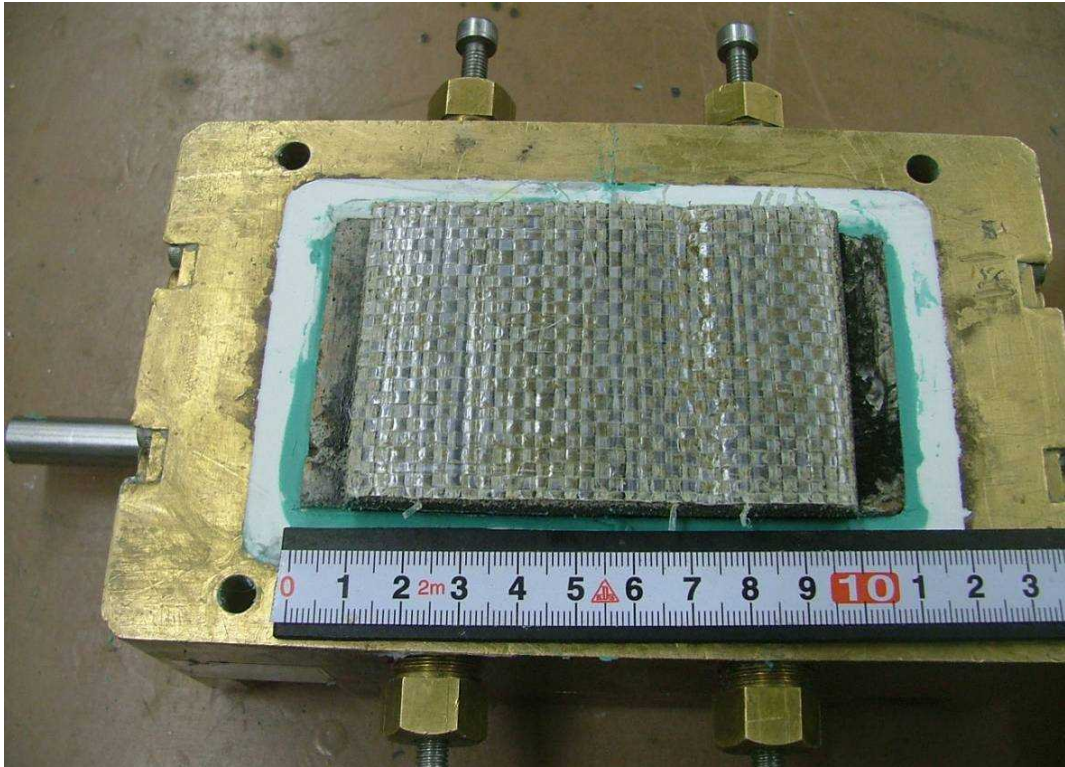


写真 3.3.9 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (保護層表面)

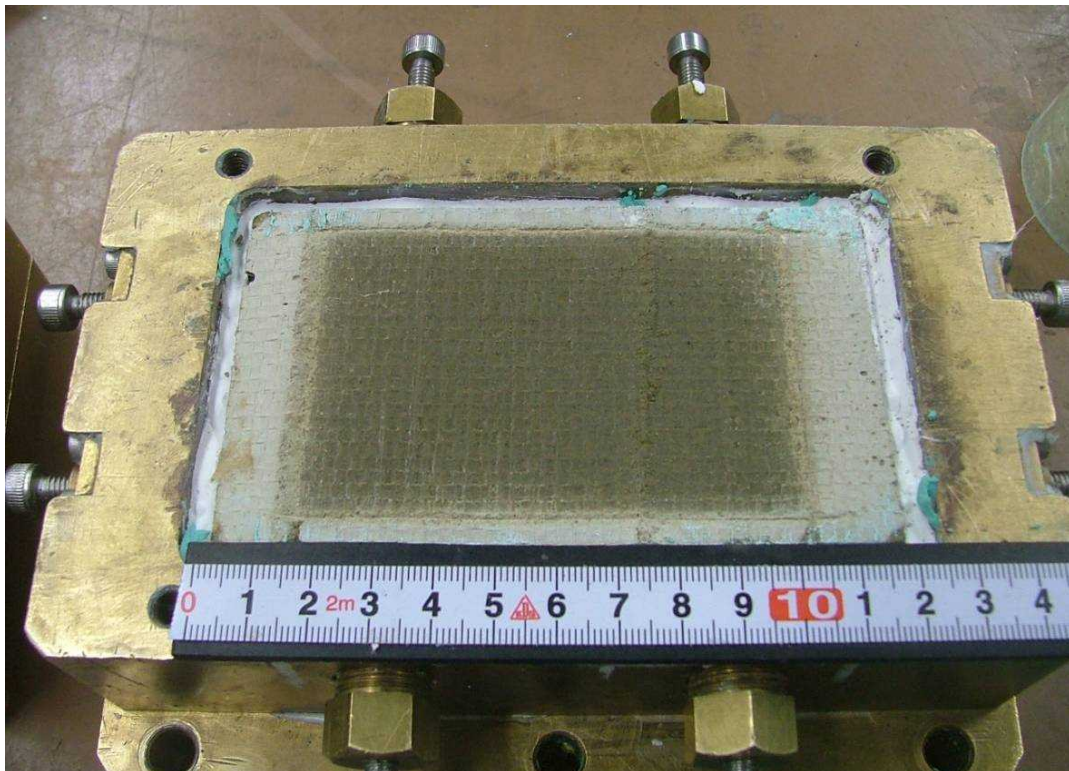


写真 3.3.10 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (西山モルタル表面)



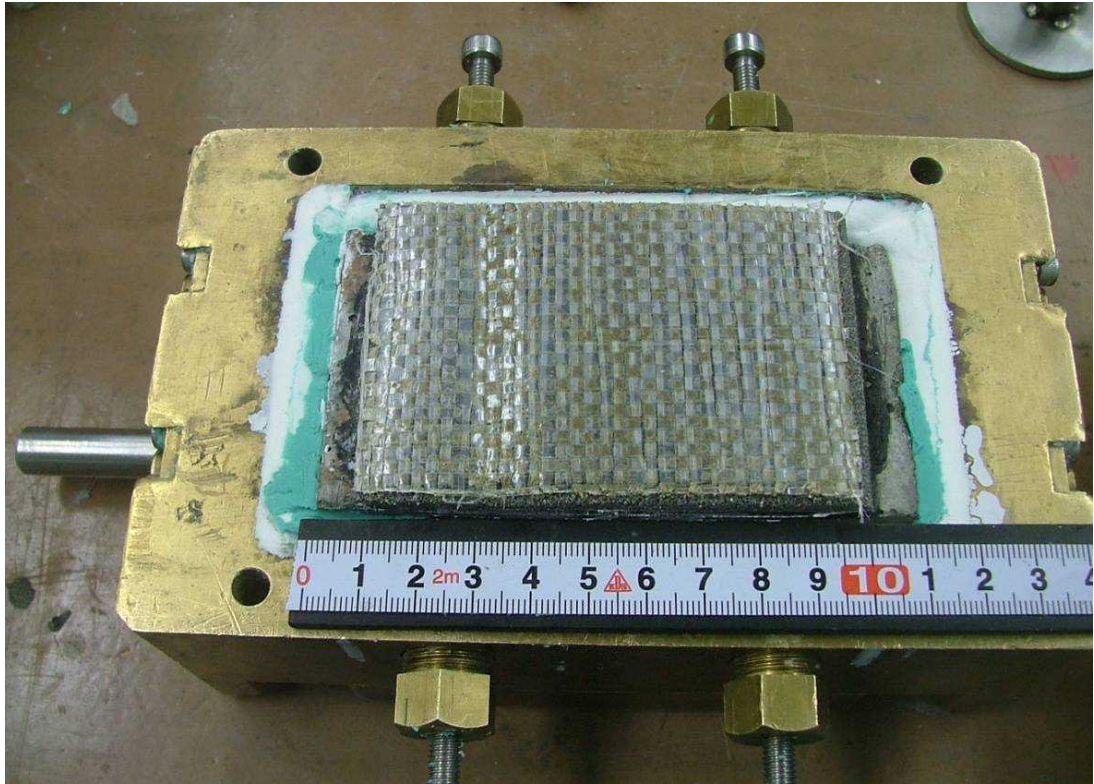


写真 3.3.11 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (保護層表面)

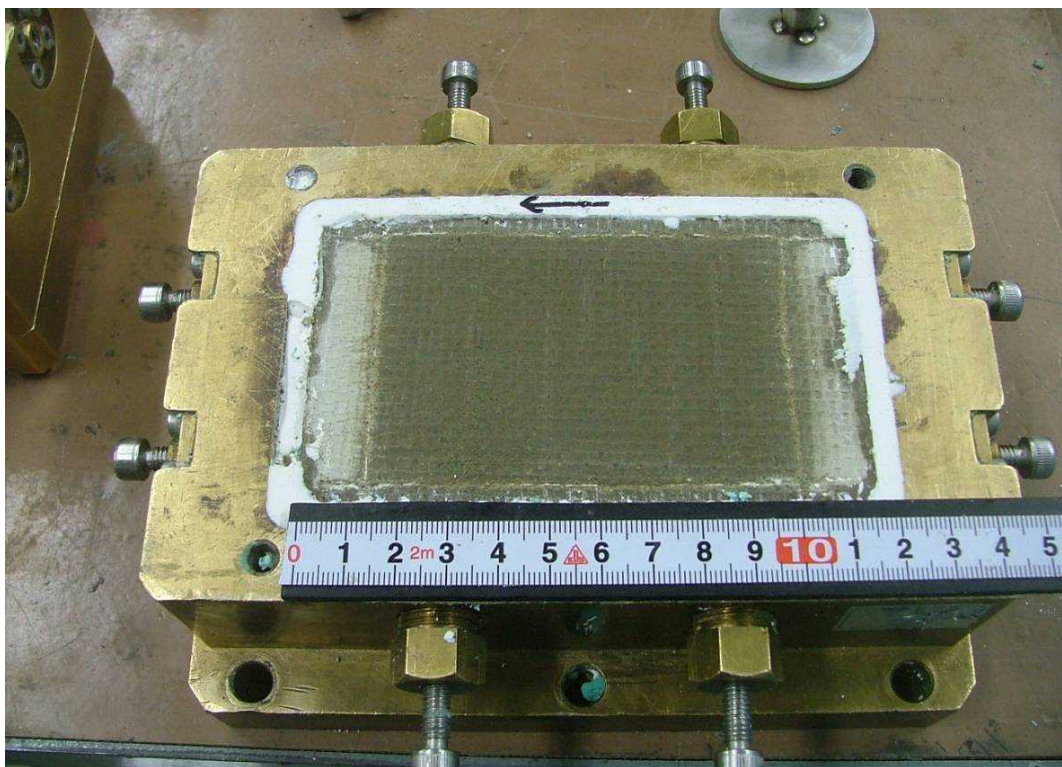


写真 3.3.12 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (西山モルタル表面)





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)

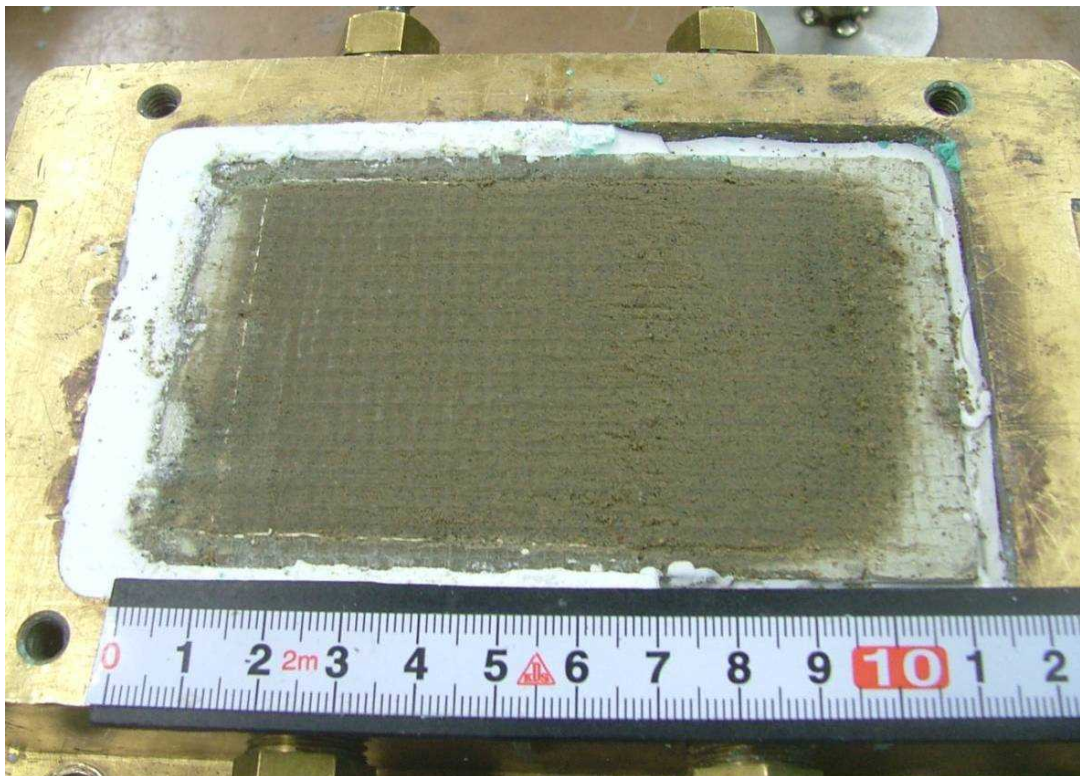


写真 3.3.14 繰返し載荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (西山モルタル表面)





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)

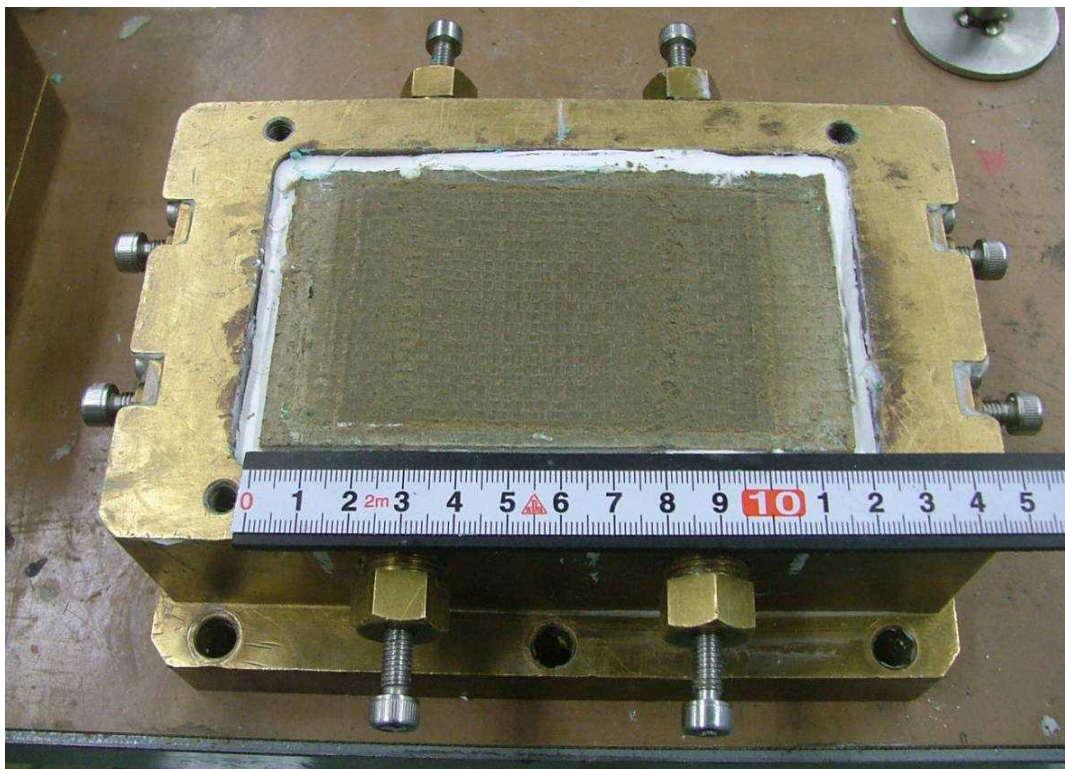


写真 3.3.16 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (西山モルタル表面)

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

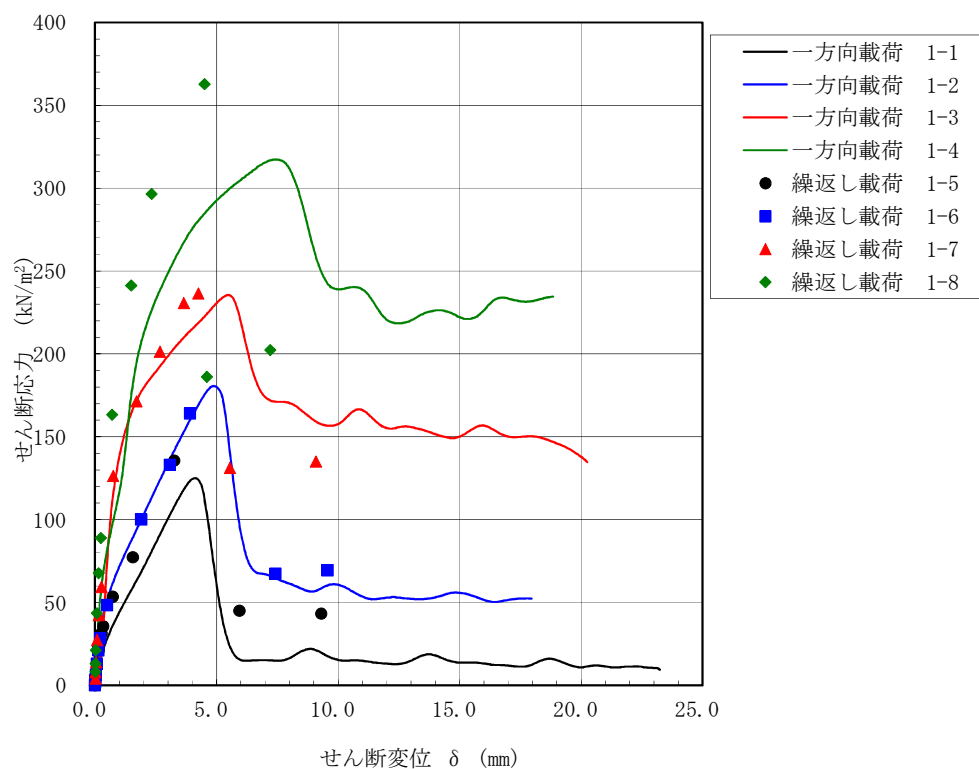


図 3.3.5 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力ーせん断変位関係

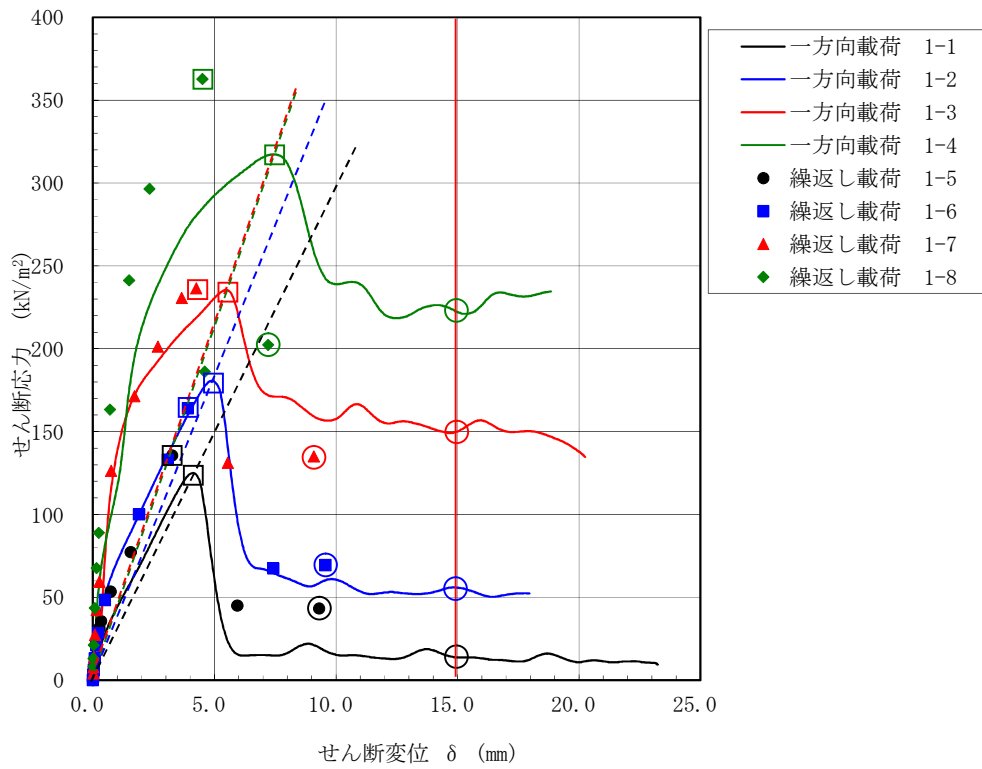


図 3.3.6 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(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 A	最大 せん断応力 B	最大せん断応力時の 最大せん断変位 C	摩擦ばね定数 B/C	残留 せん断応力 D	動摩擦係数 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

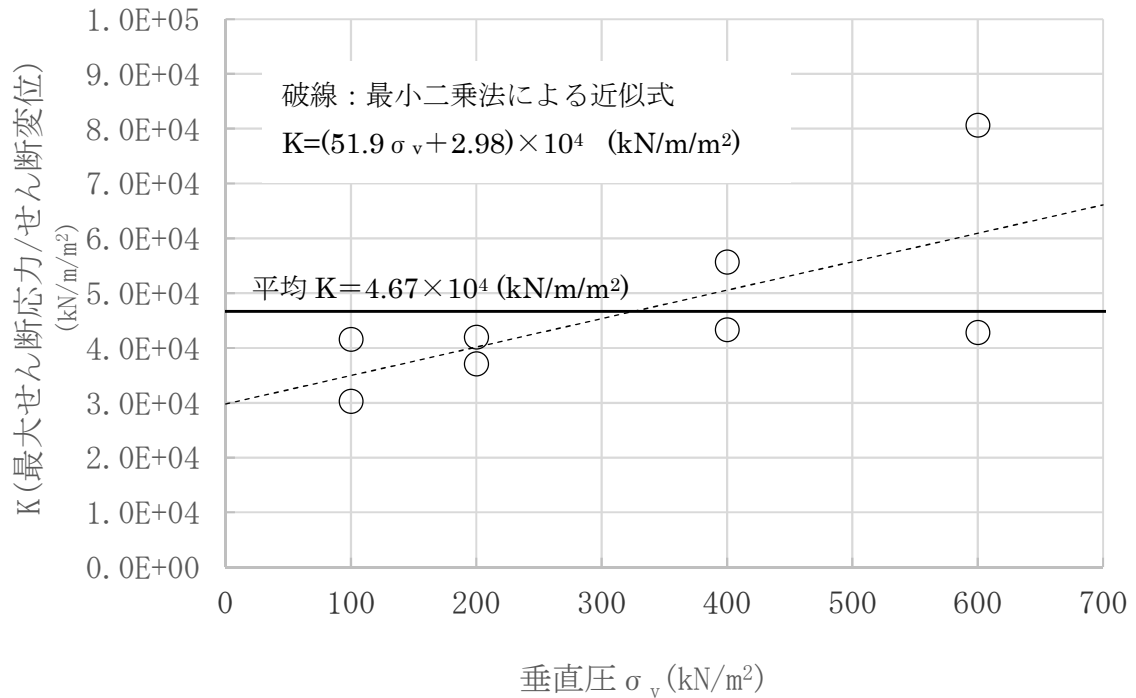


図 3.3.7 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）



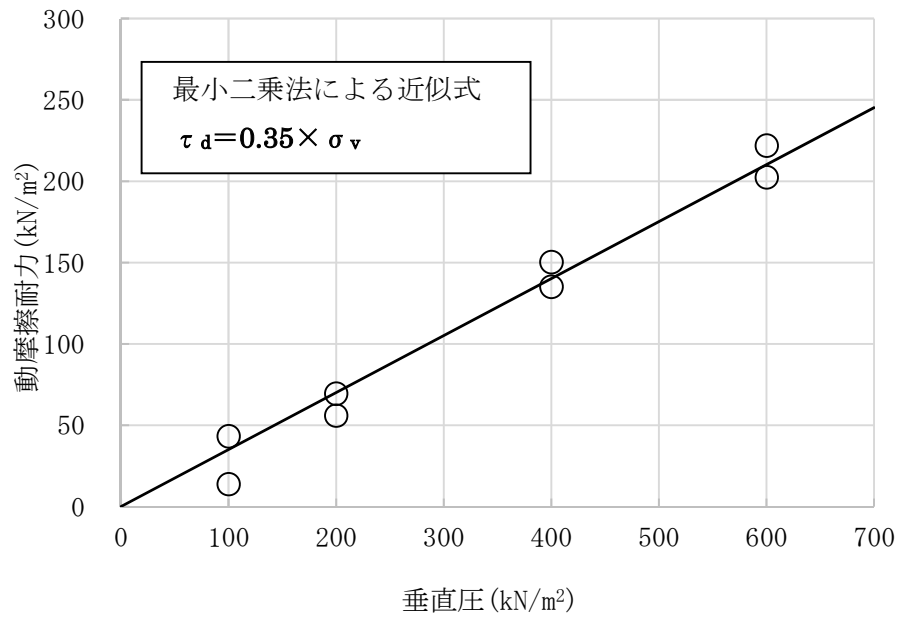


図 3.3.8 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

### 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

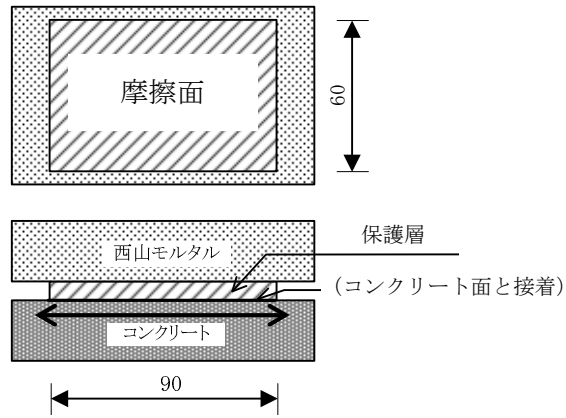
ケース	加力	供試体サイズ	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )
2-1	一方方向 荷重	幅 60mm× 加力方向 90mm	200
2-2			400
2-3			600
2-4		幅 270mm× 加力方向 270mm	200
2-5			400
2-6			600

#### 3.4.3 供試体

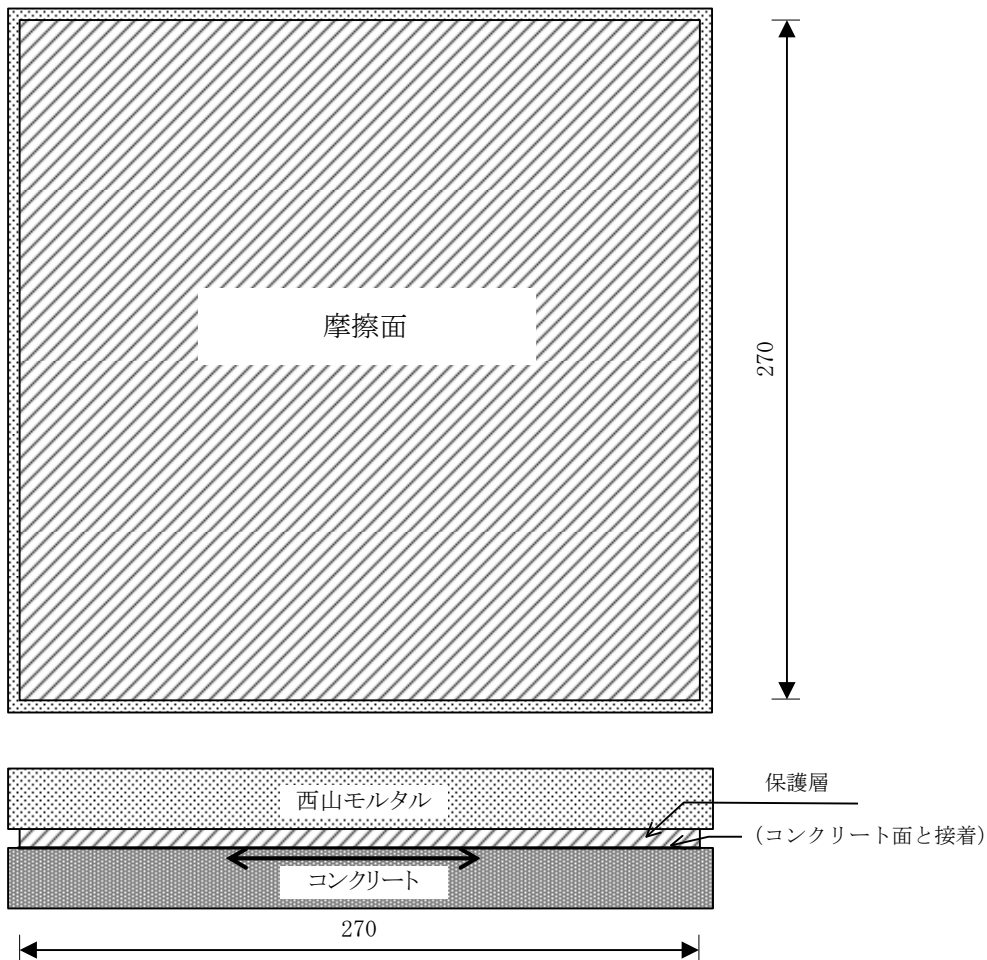
##### (1) 供試体

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。

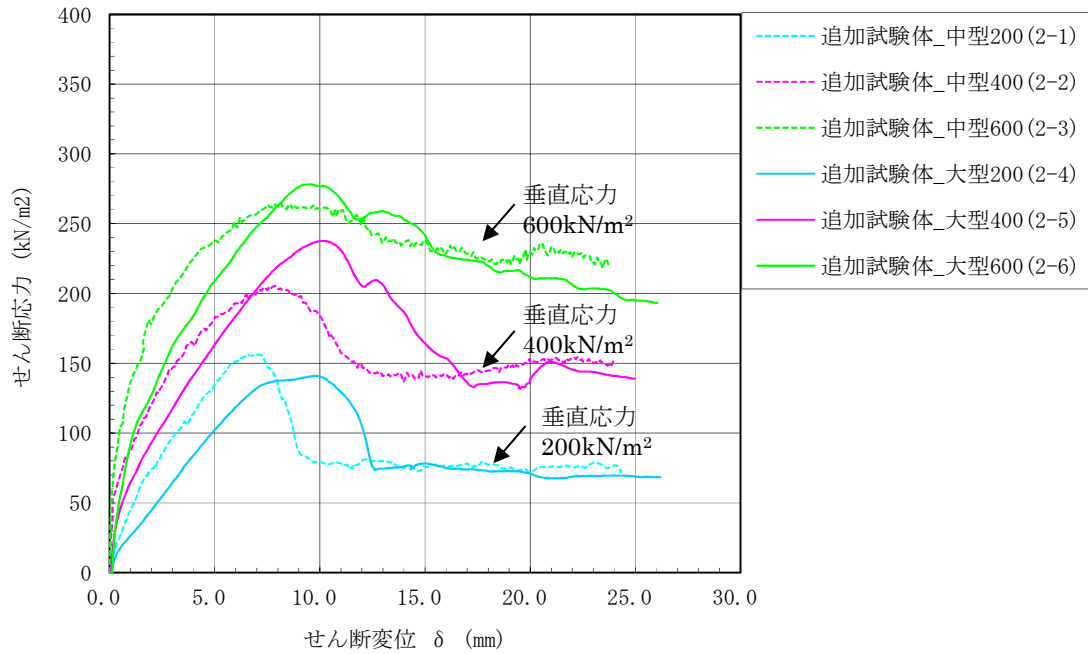


図 3.4.2 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

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 A (kN/m <sup>2</sup> )	最大 せん断応力 B (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 時のせん断変位 C (mm)
中型 試験	2-1	200	156	7.0
	2-2	400	206	7.9
	2-3	600	265	8.2
大型 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>)

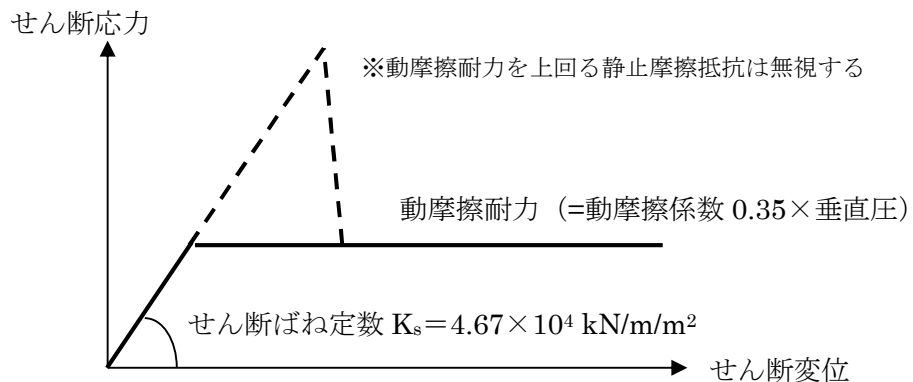


図 3.5.1 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

#### 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

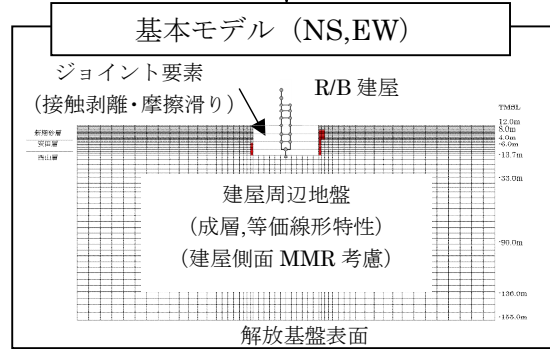
NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる地震応答解析を実施し、2 次元 FEM モデルによる建屋応答の比較検討を行う。これにより、NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答解析の妥当性を確認する。

検討フローを図 4.1.1 及び図 4.1.2 に示す。

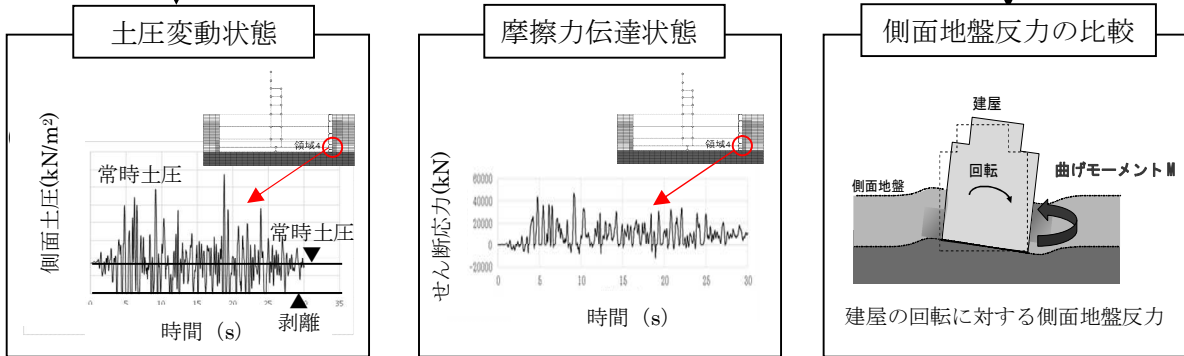
なお、上記検討に加え、論点①に示した摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

(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

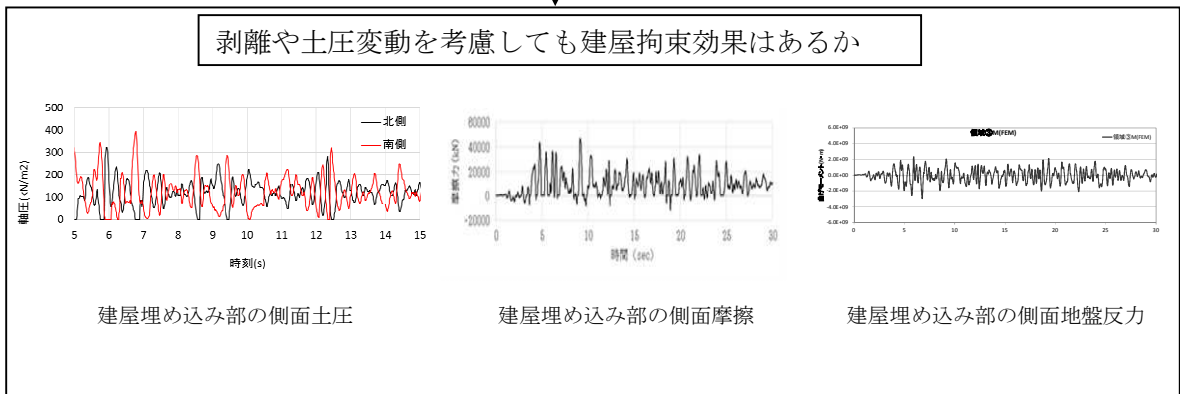
■剥離や土圧変動を考慮した地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価



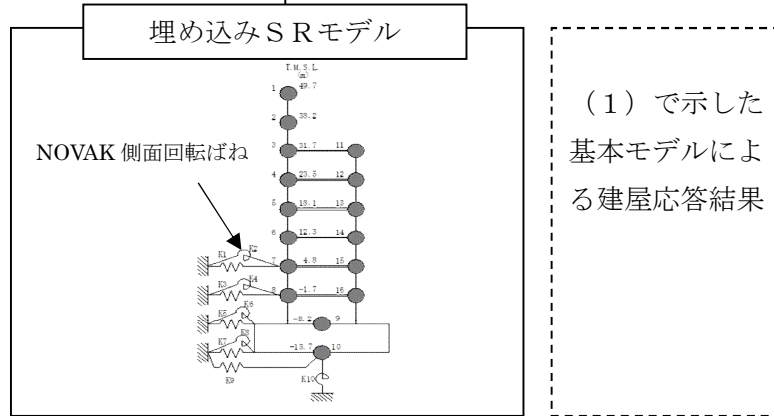
側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果は期待できる

図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その1)

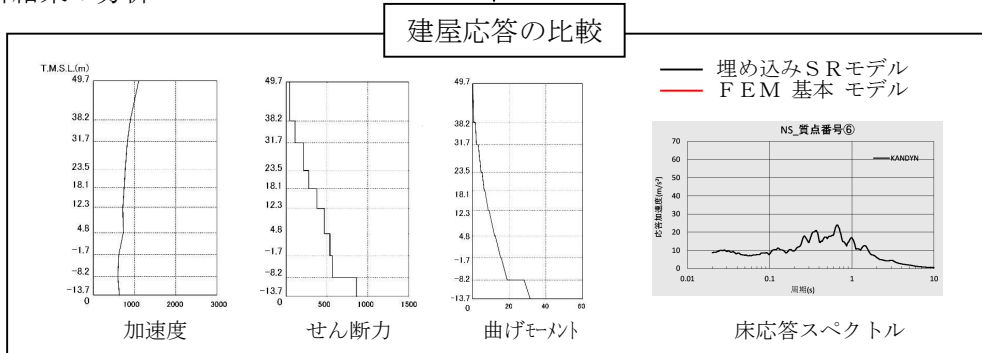


(2) 2次元 FEM モデルと埋め込みSRモデルによる建屋応答を比較しても NOVAK ばねで表現した埋め込みSRモデルによる建屋応答は妥当か

■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 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 E ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
+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 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 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

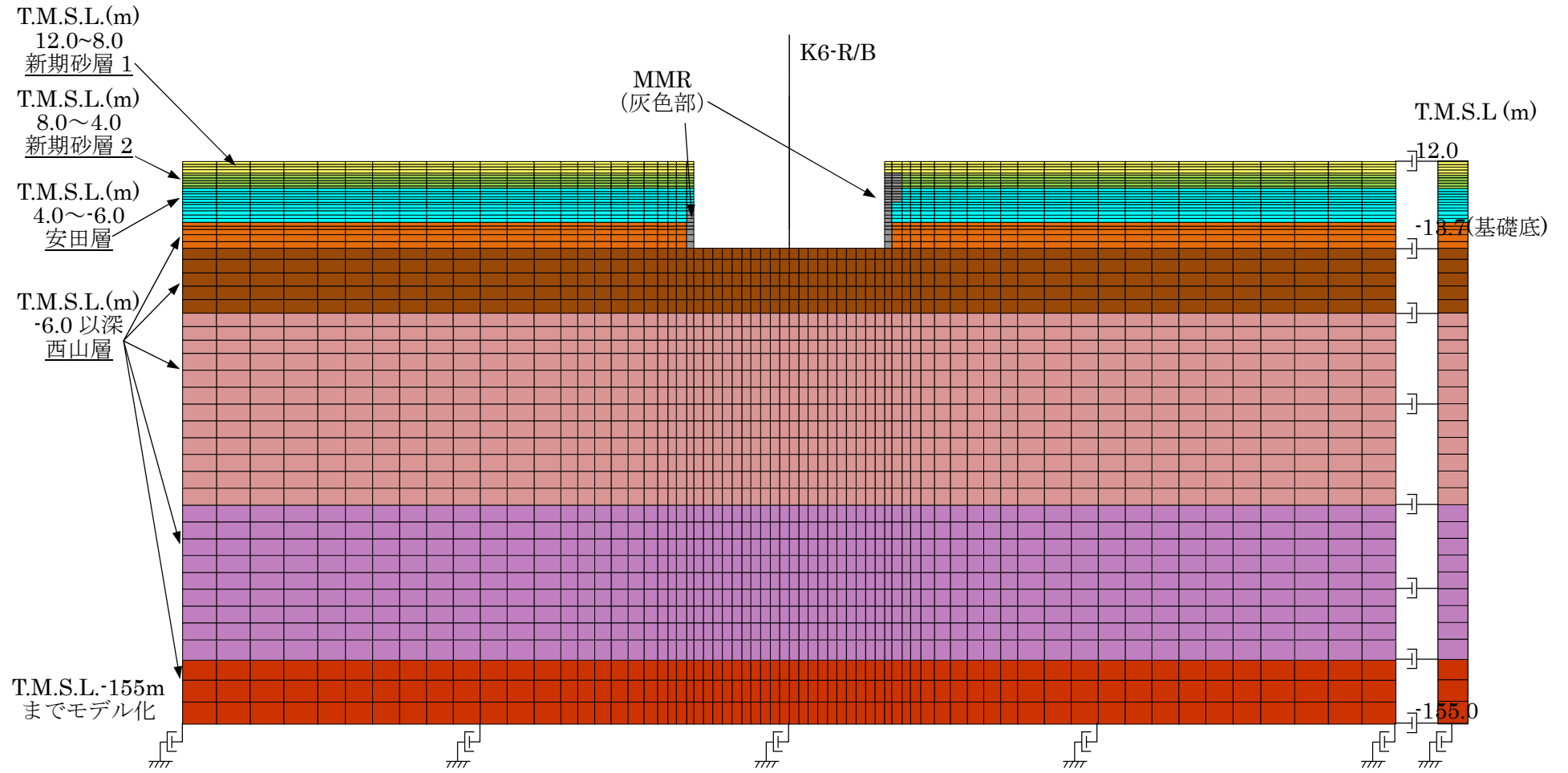


図 4.1.1.1 地盤メッシュ図 (NS 方向)

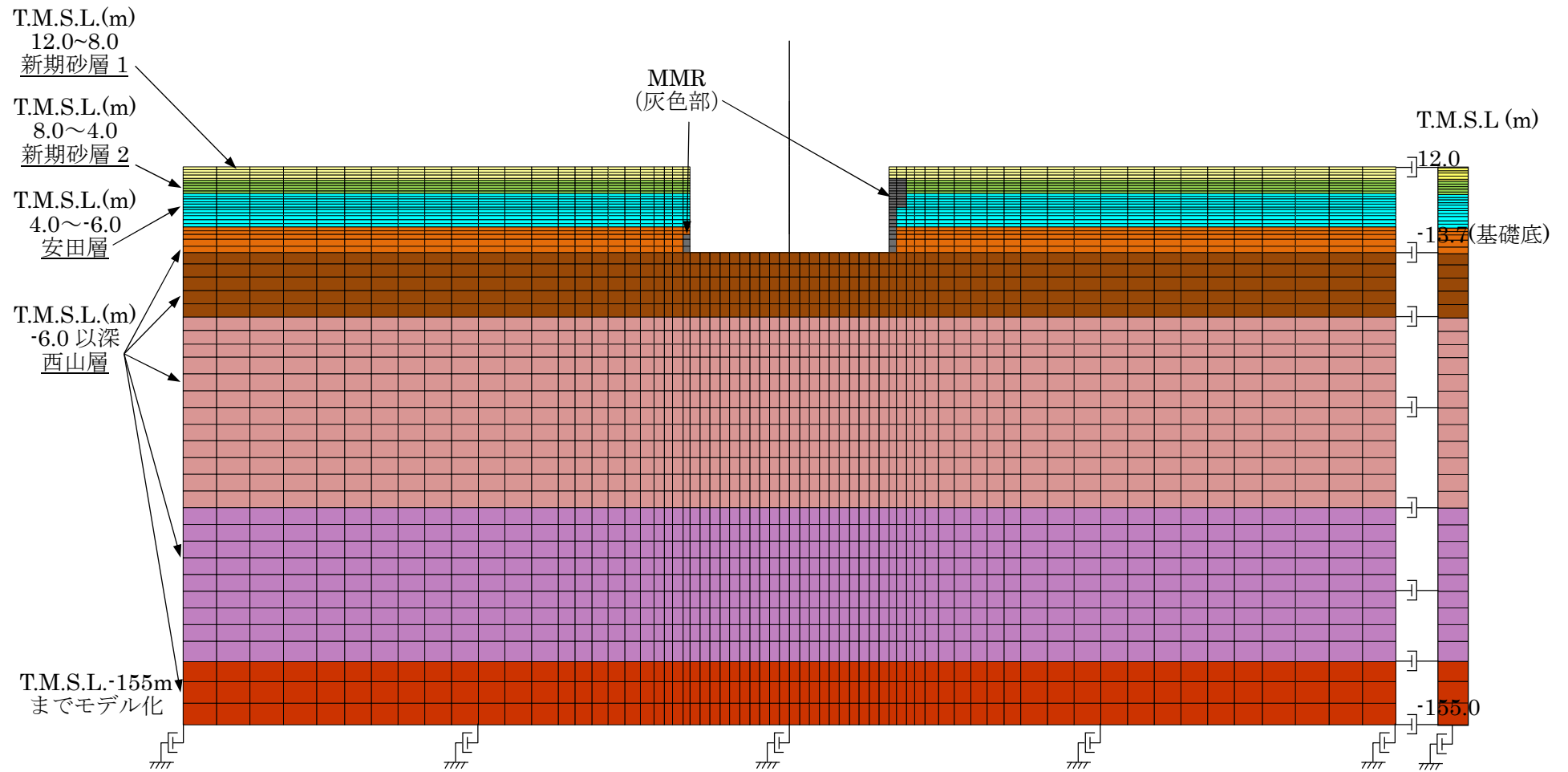


図 4.1.1.2 地盤メッシュ図 (EW 方向)

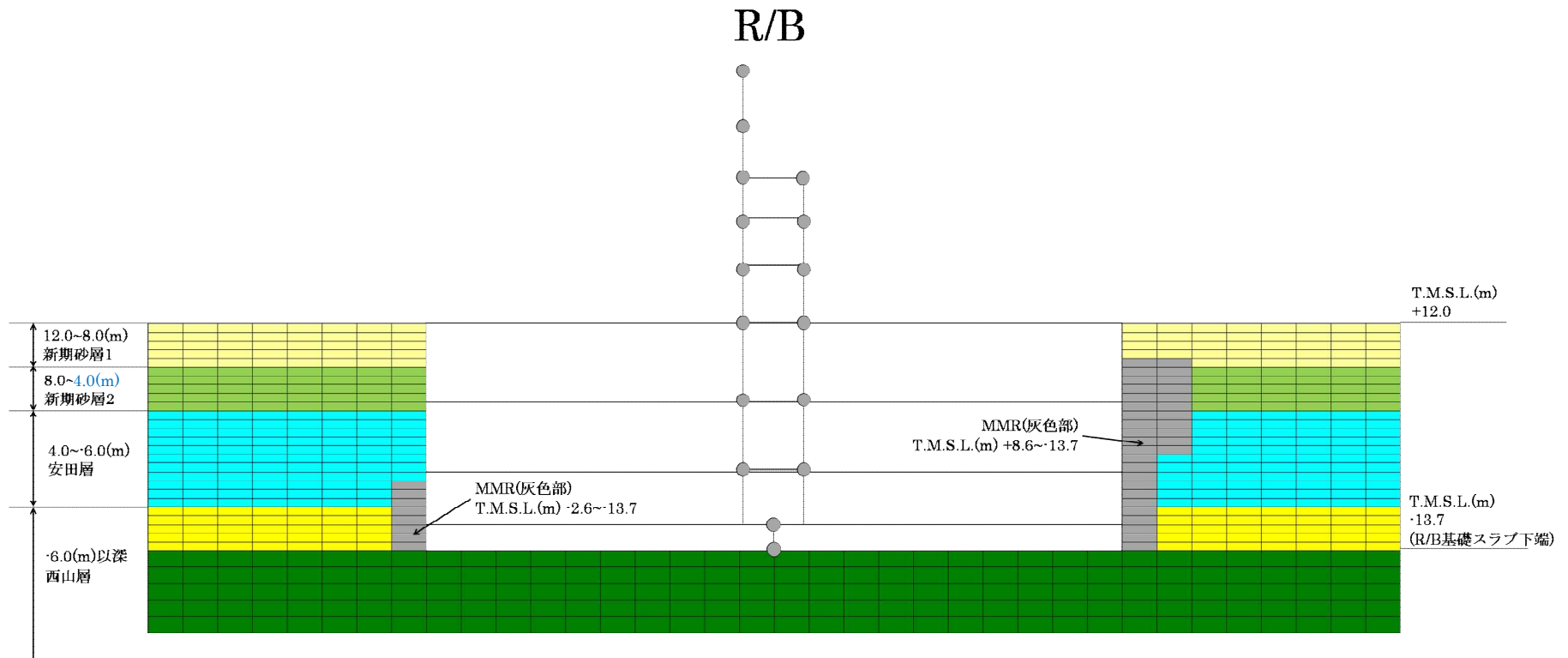


図 4.1.1.3 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

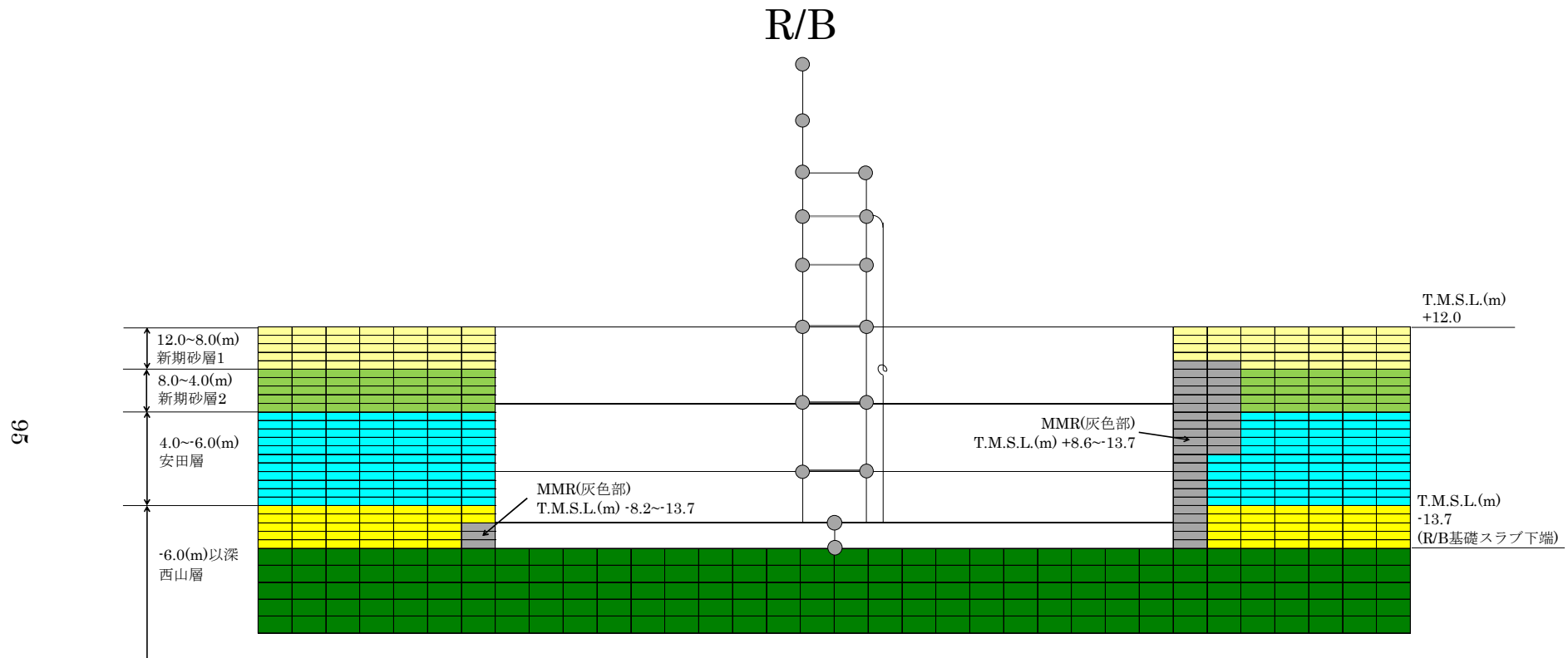


図 4.1.1.4 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)



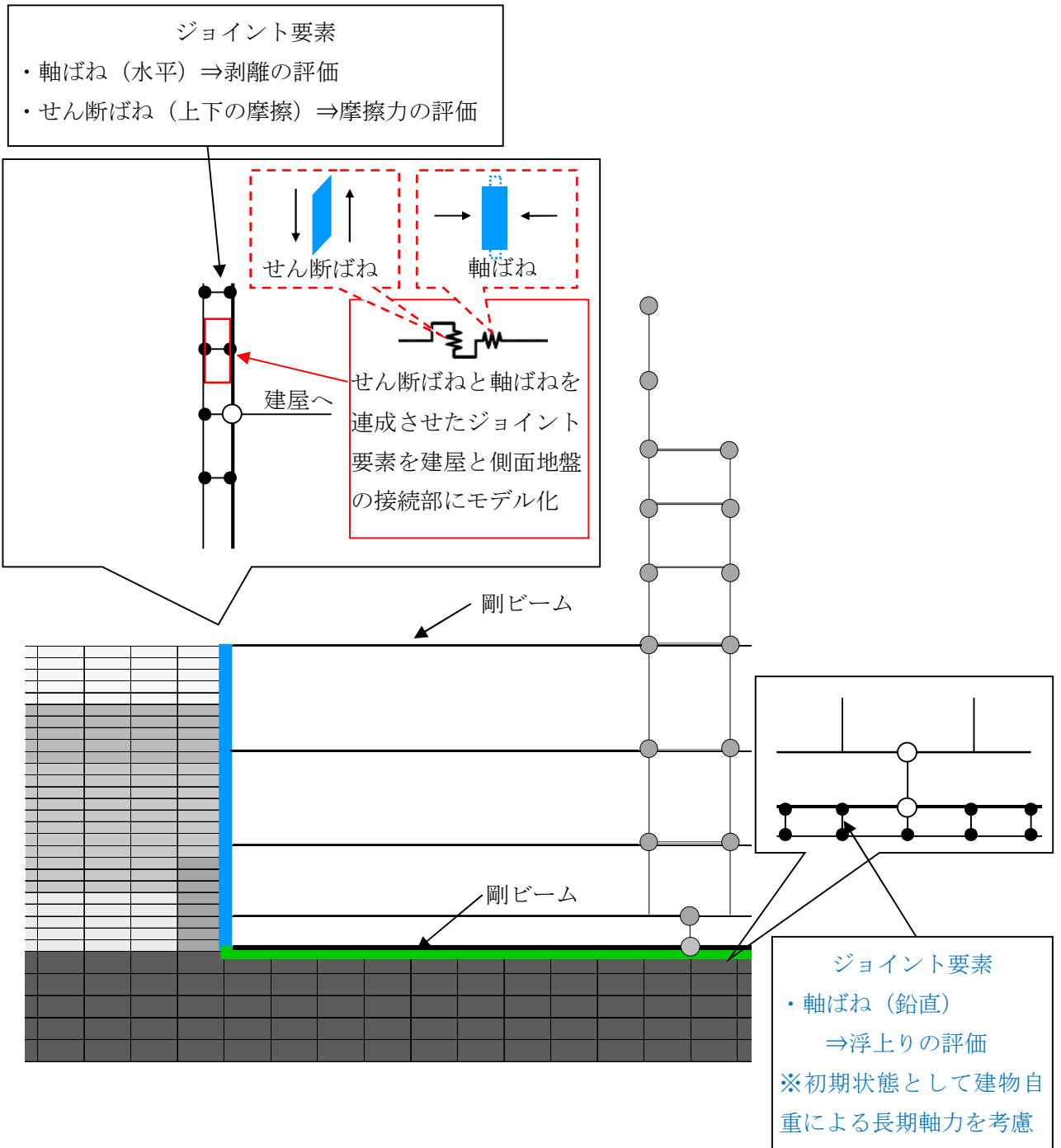
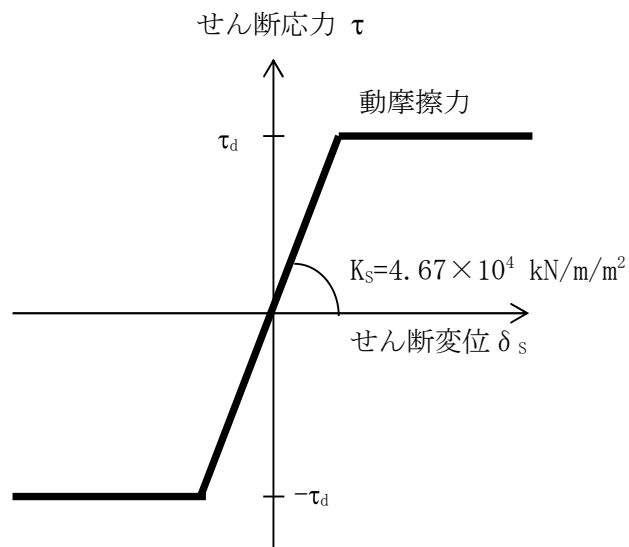


図 4.1.1.5 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と底面地盤要素との接合部のモデル化概要



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。

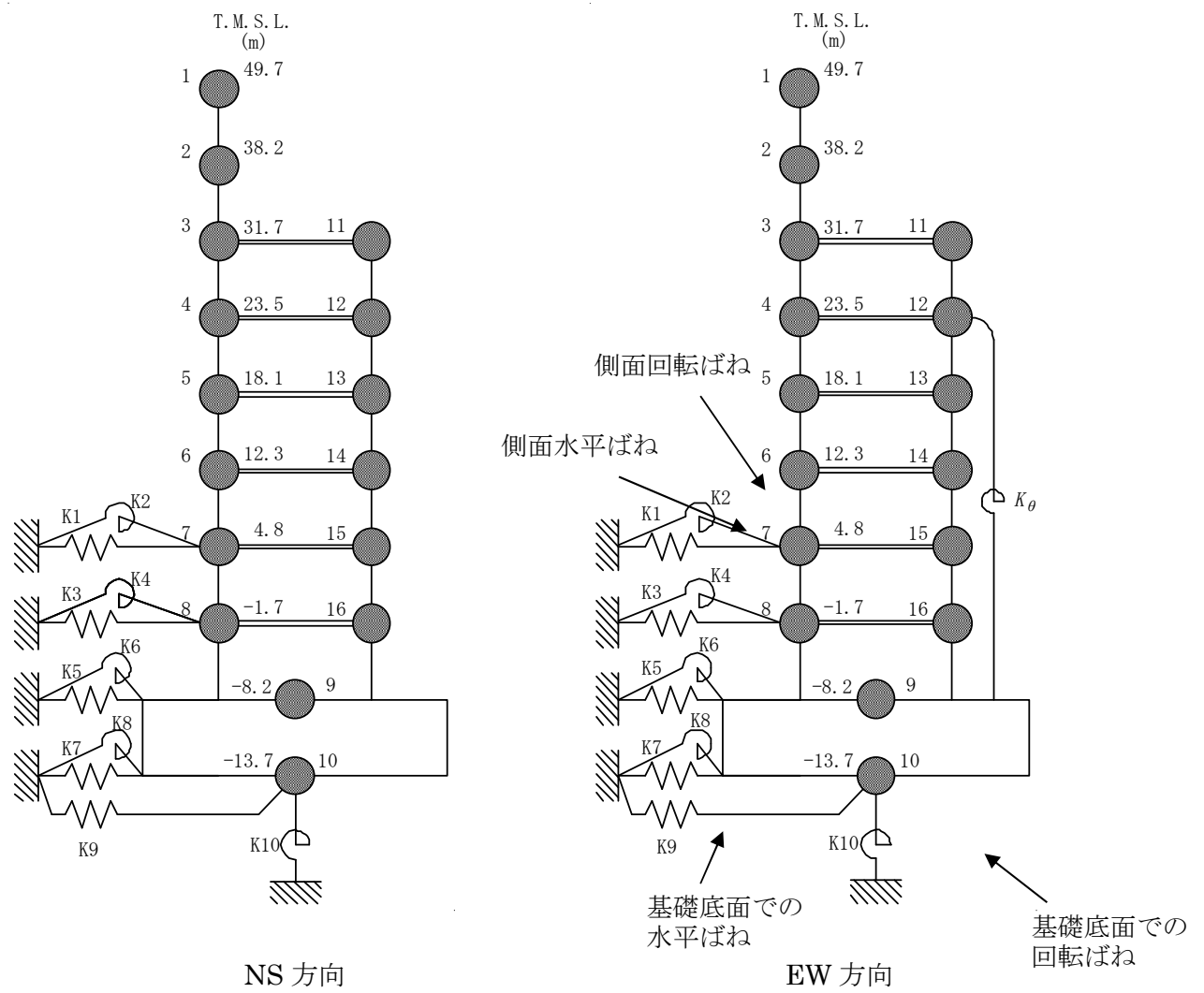


図 4.1.1.7 今回工認で採用予定の埋め込み SR モデル

表 4.1.1.3 埋め込み SR モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント 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 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント 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> )	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	1.20×10 <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		ポアソン比 ν	0.20
	減衰定数 h	5%		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)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント 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			

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント 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 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	減衰係数 <sup>(*2)</sup> 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 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	減衰係数 <sup>(*2)</sup> 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 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 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。

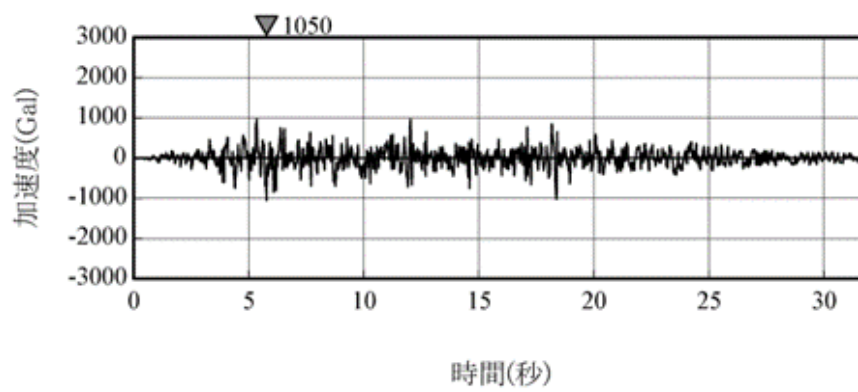


図 4.1.3.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形（解放基盤表面）

## 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。

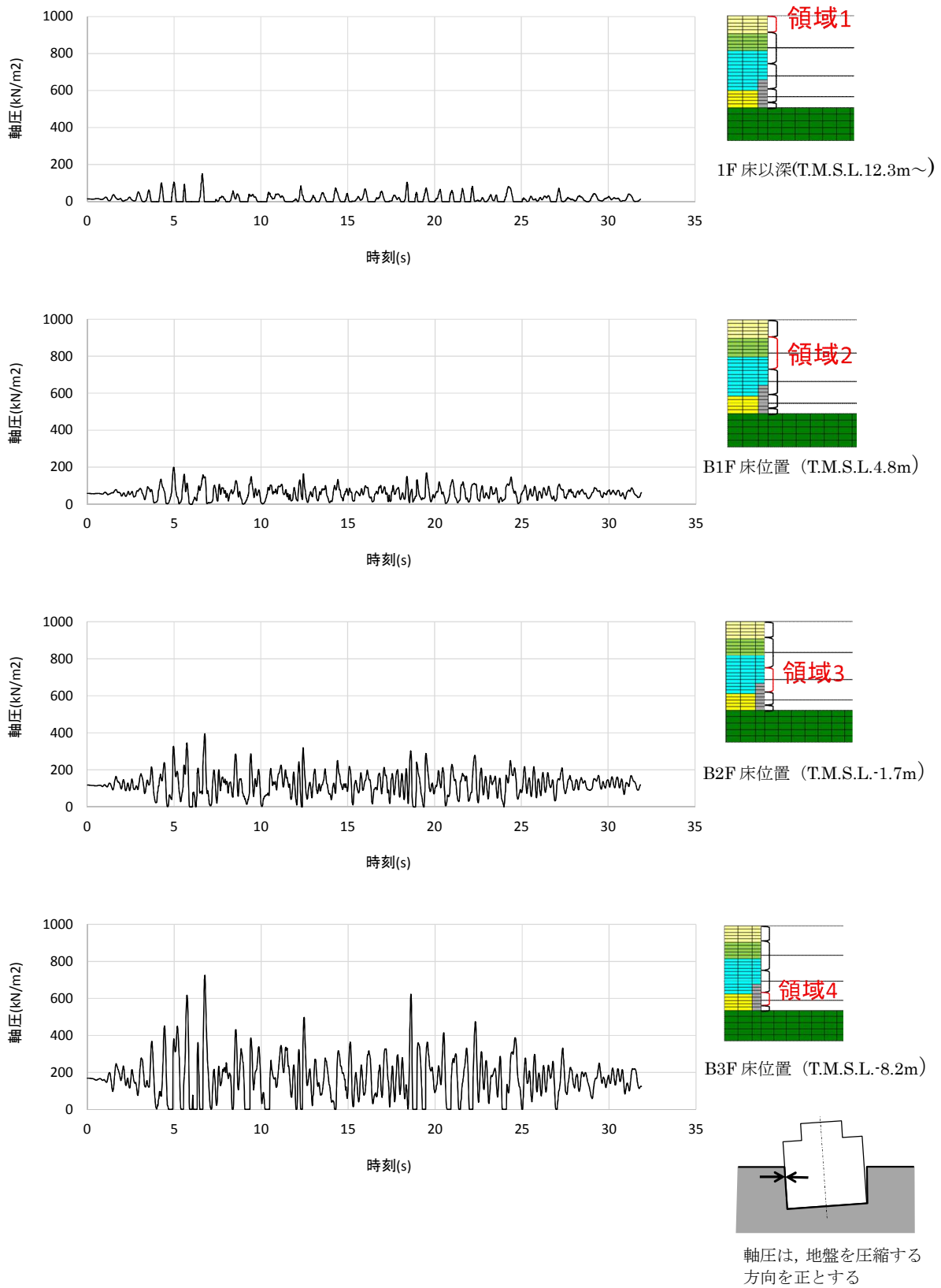
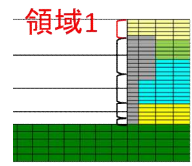
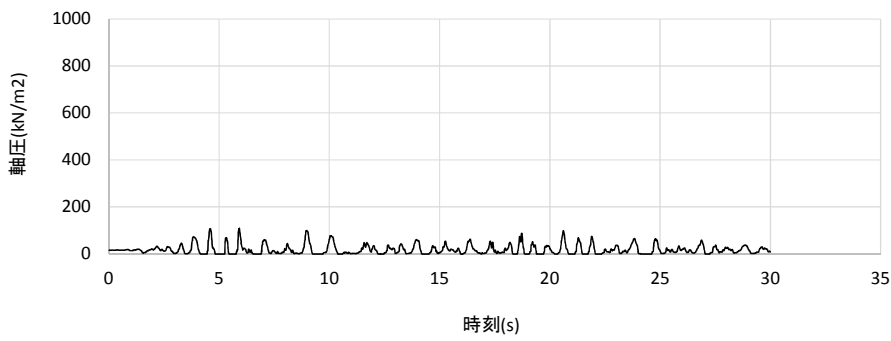
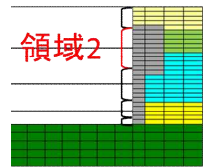
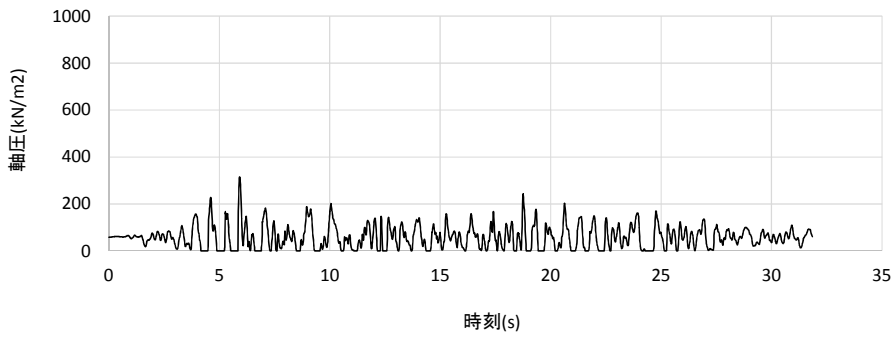


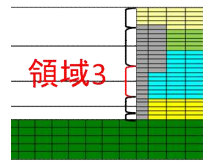
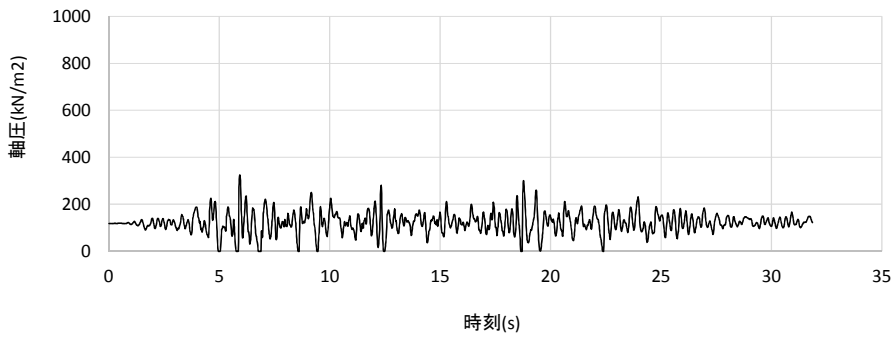
図 4.2.1.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



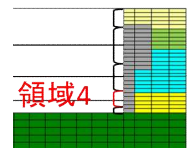
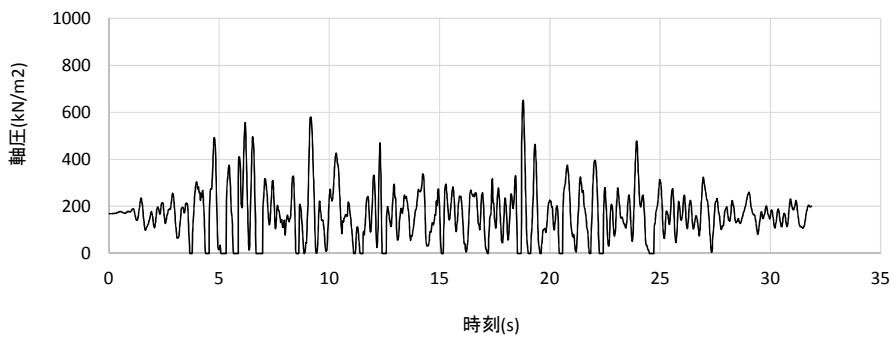
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)



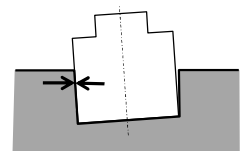
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)



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 4.2.1.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

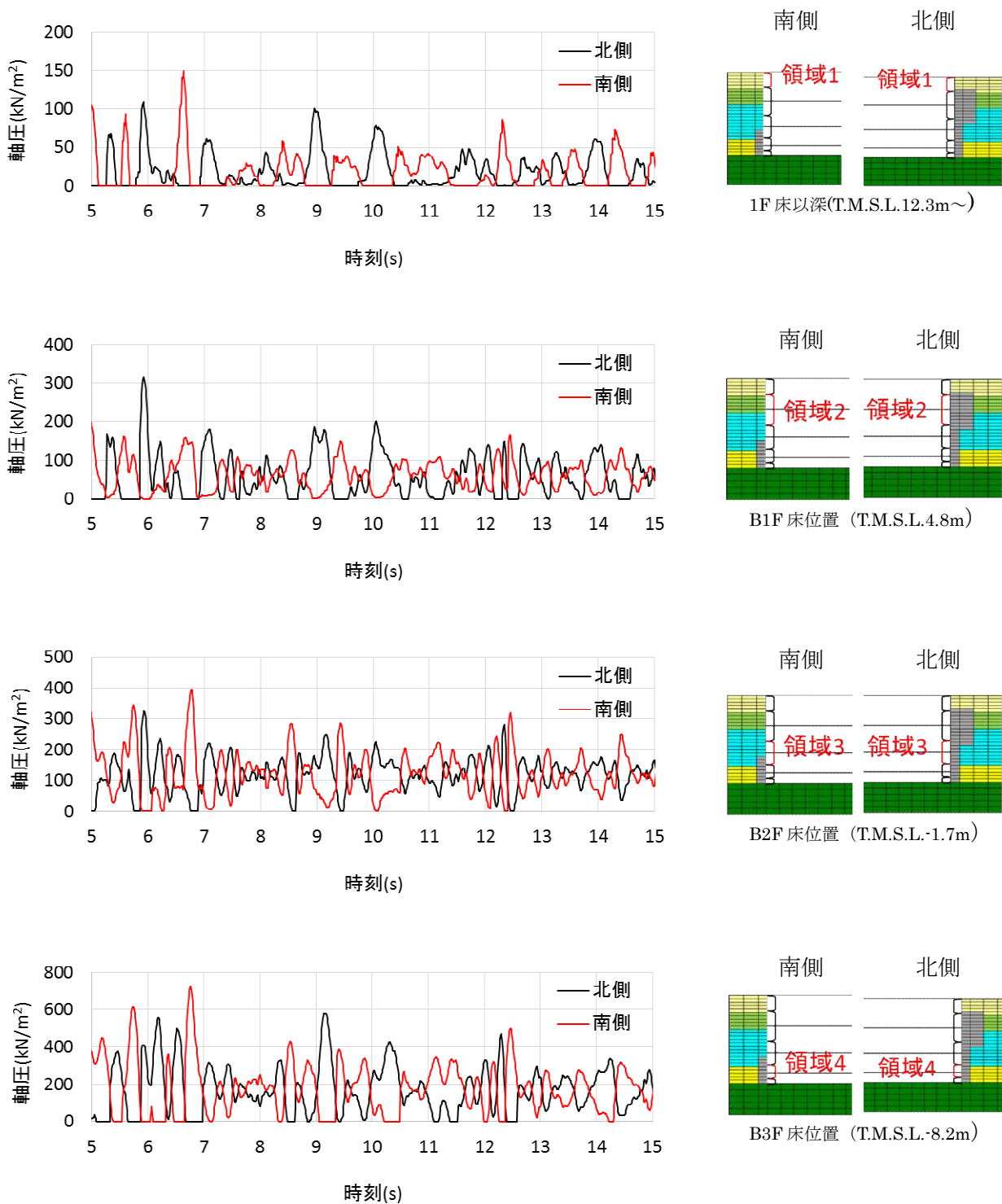
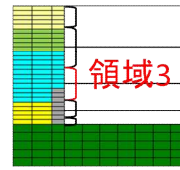
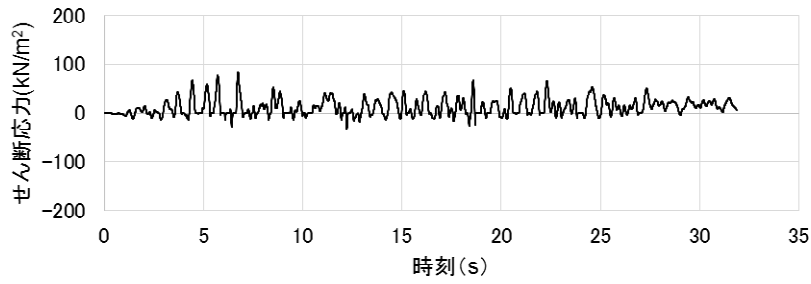
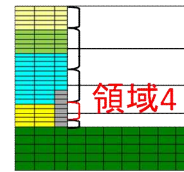
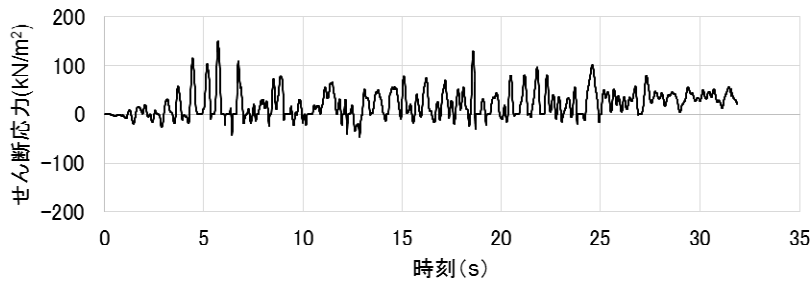


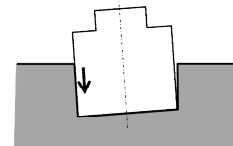
図 4.2.1.3 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



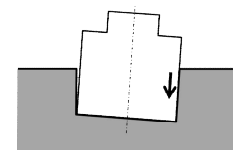
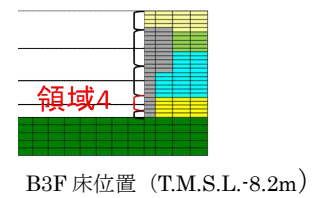
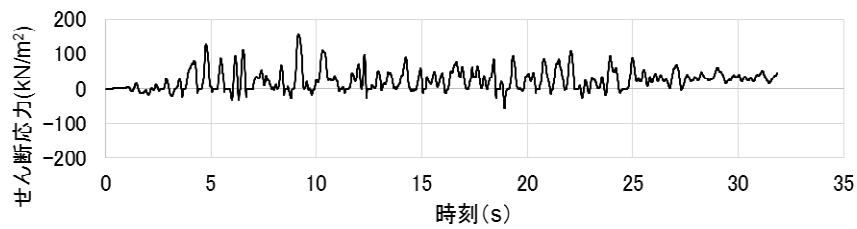
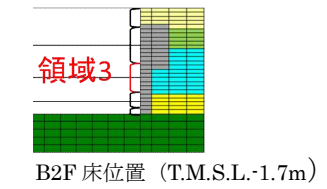
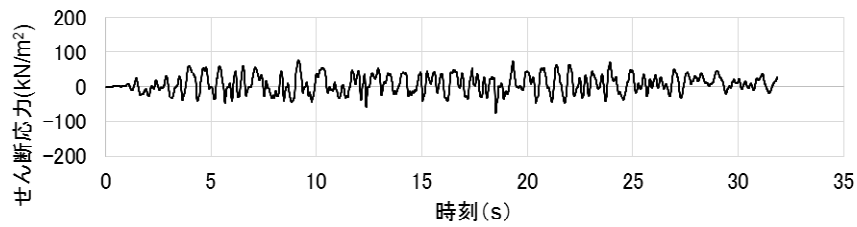
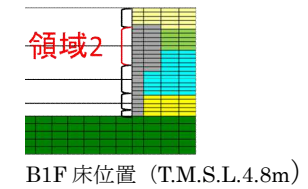
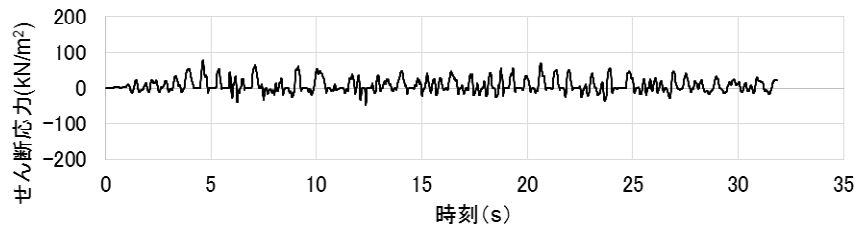
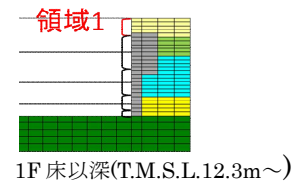
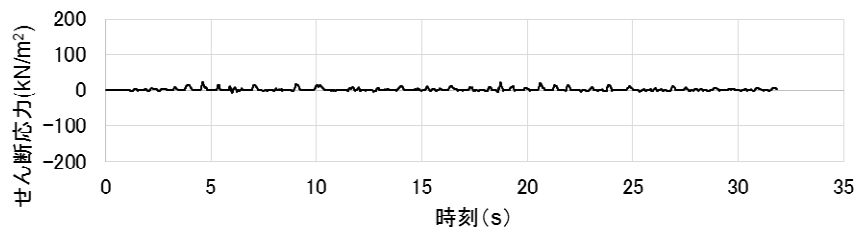
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



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。

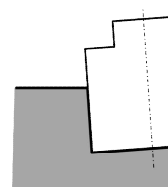
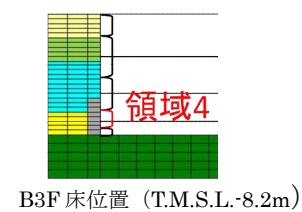
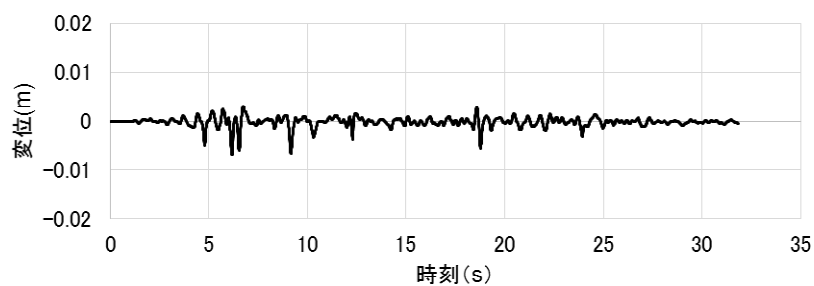
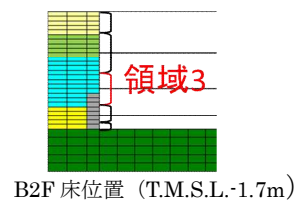
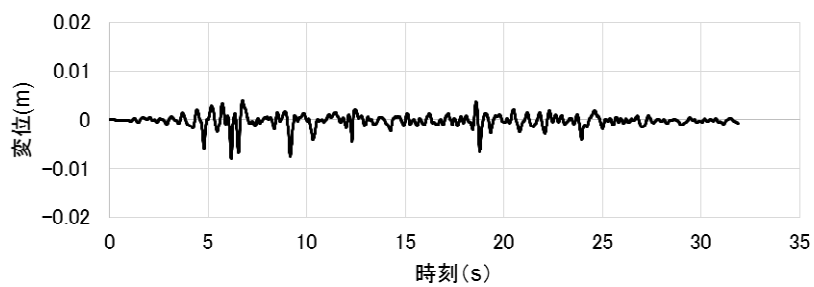
図 4.2.1.4 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



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 4.2.1.5 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)

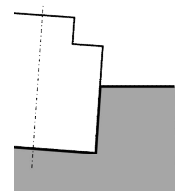
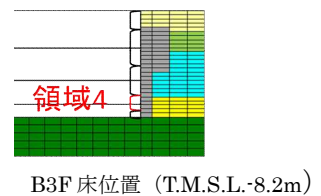
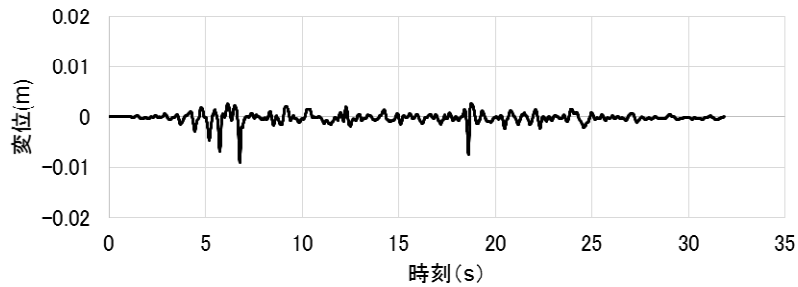
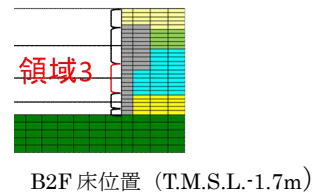
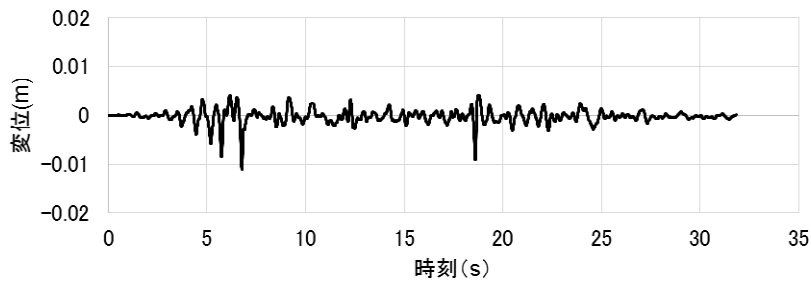
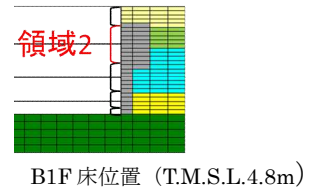
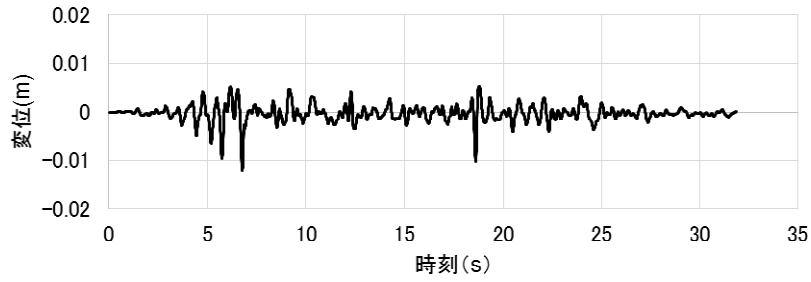
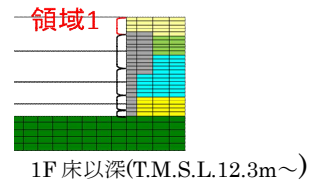
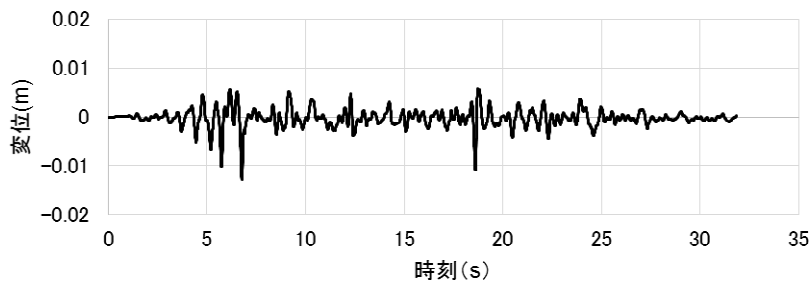




せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※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)

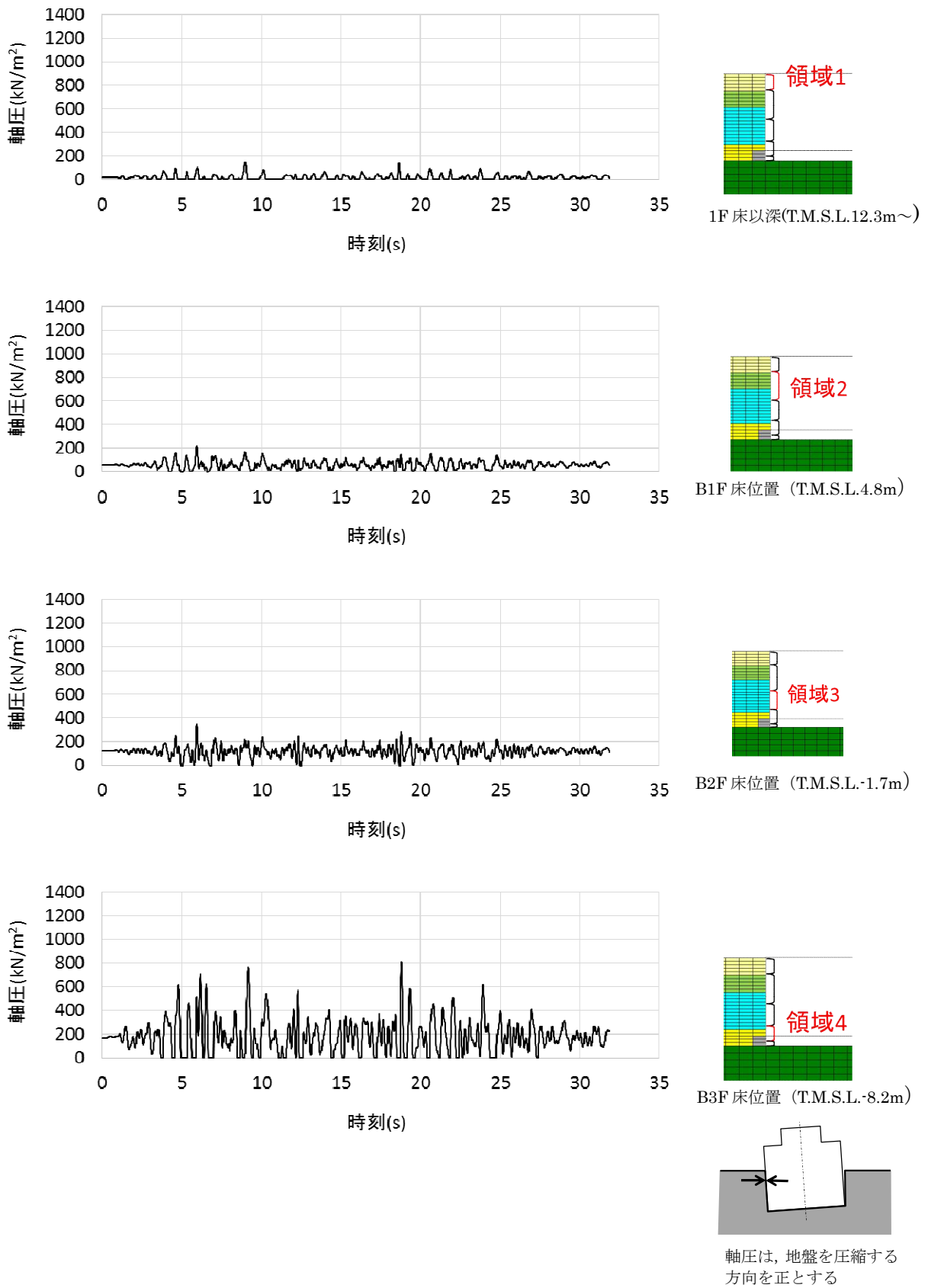


図 4.2.1.11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 西側)

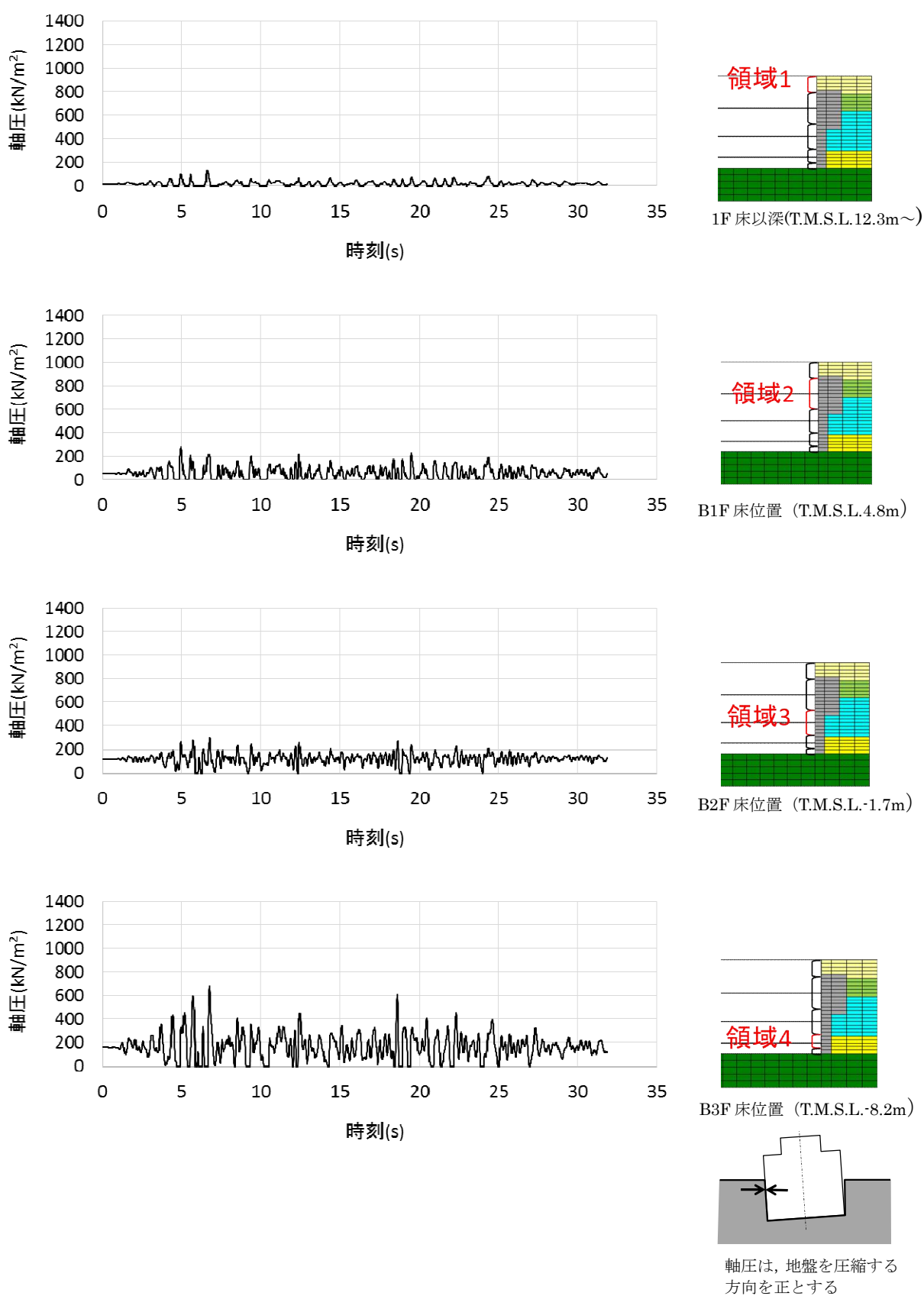


図 4.2.1.12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 東側)

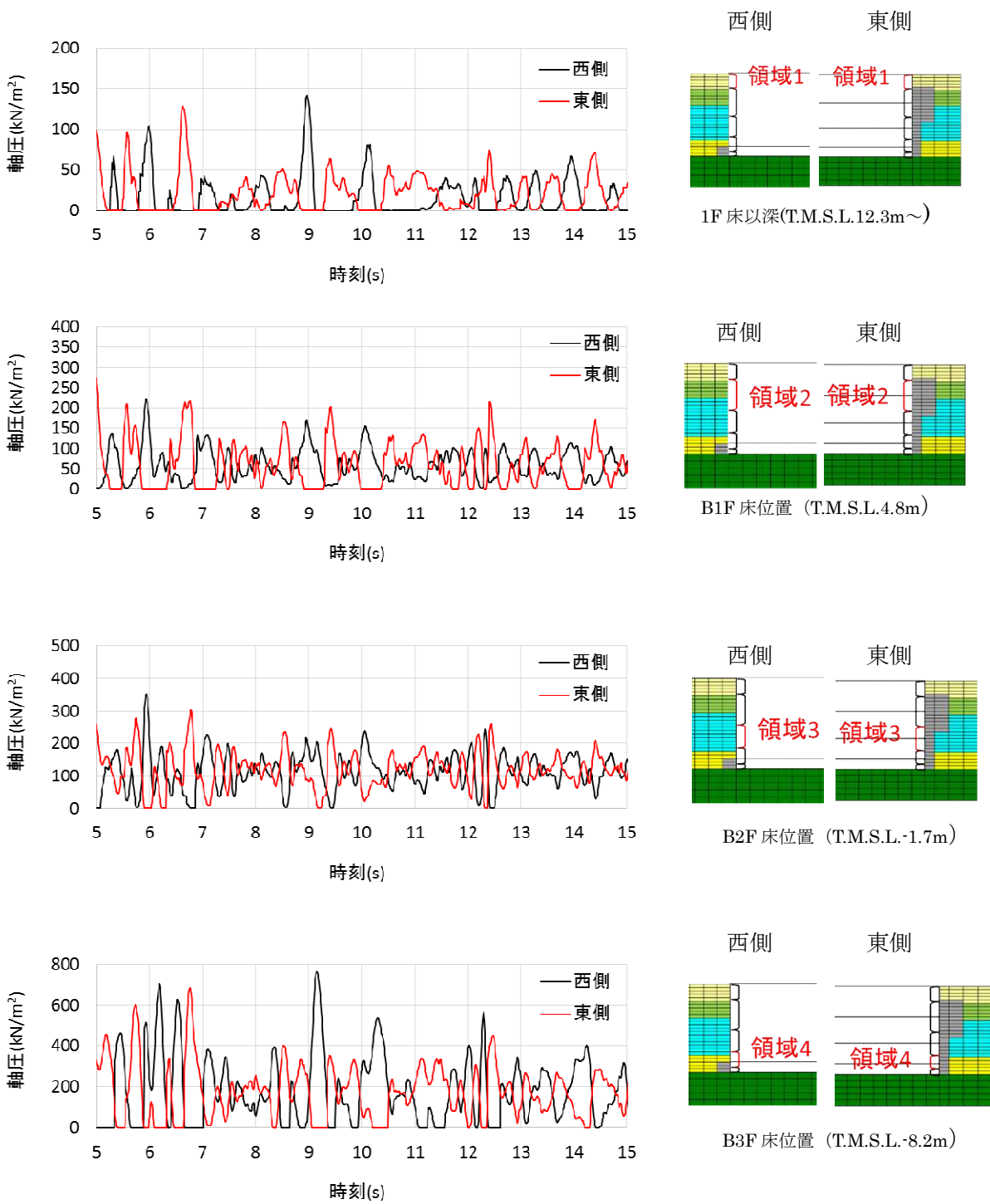
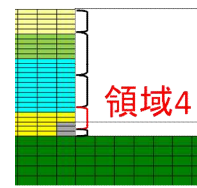
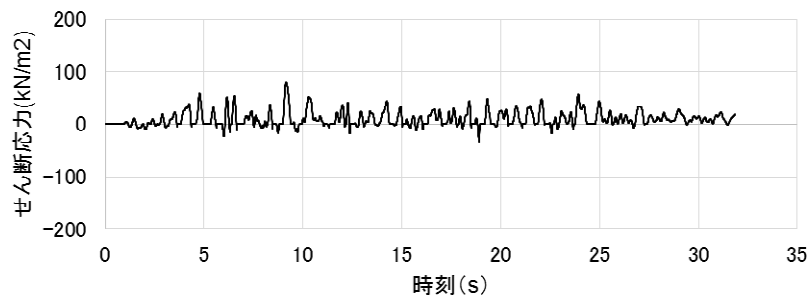
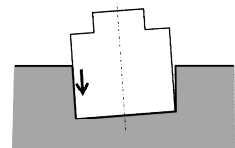


図 4.2.1.13 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW方向基本モデル)



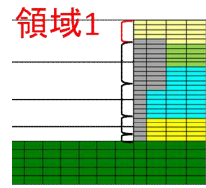
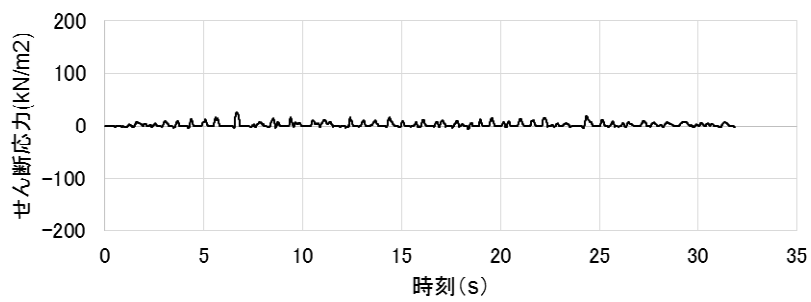
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



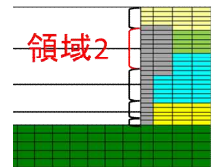
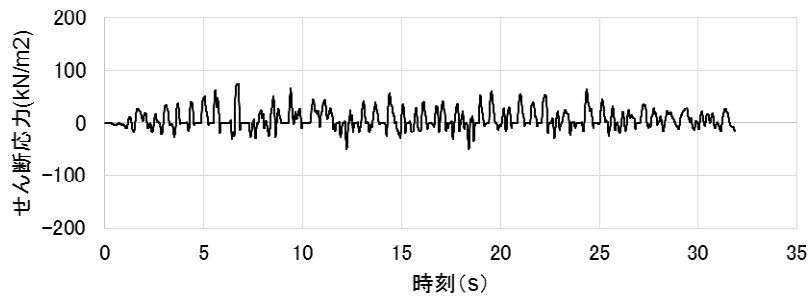
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時を正とする

※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。

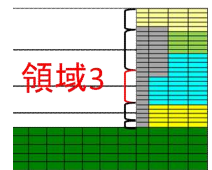
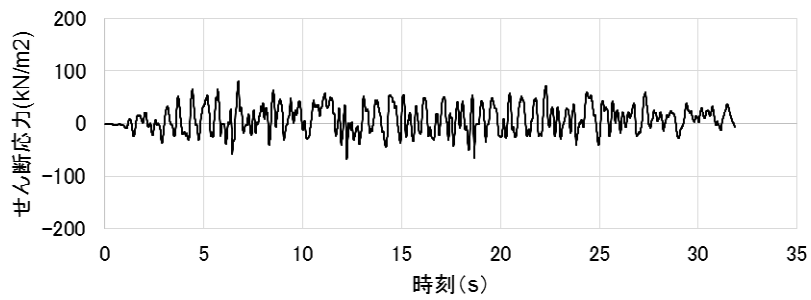
図 4.2.1.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)



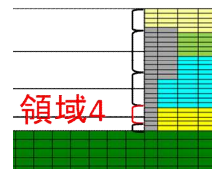
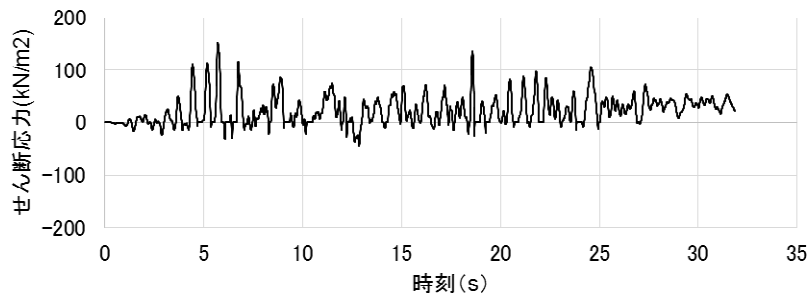
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)



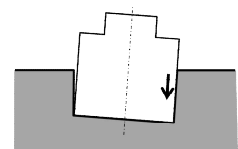
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

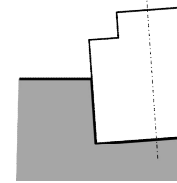
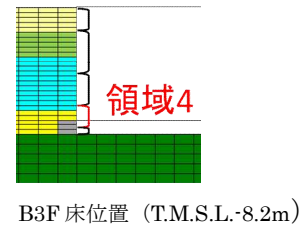
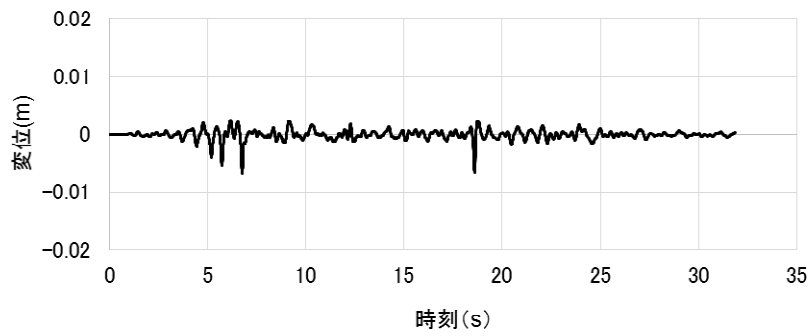


B3F床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



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)

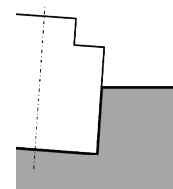
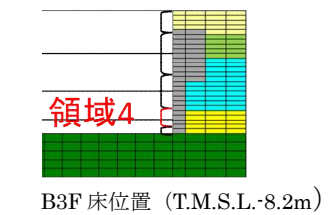
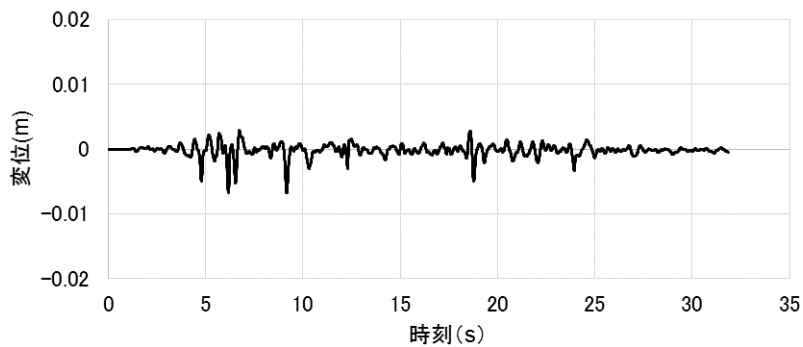
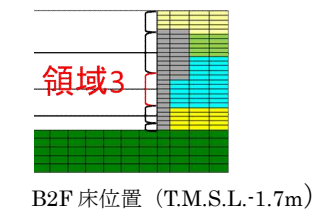
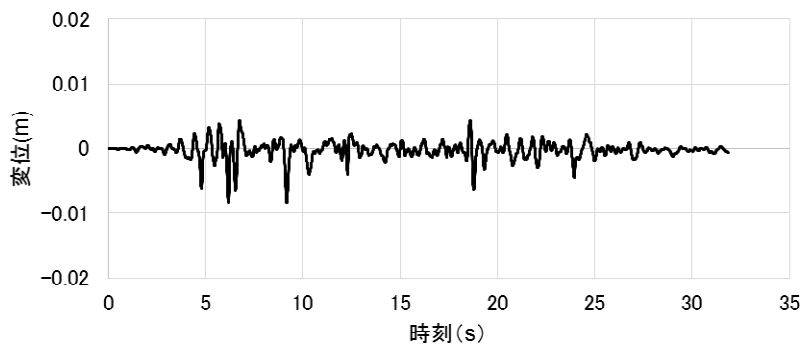
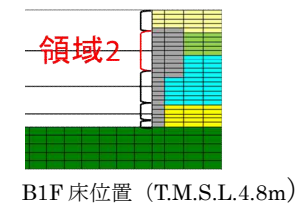
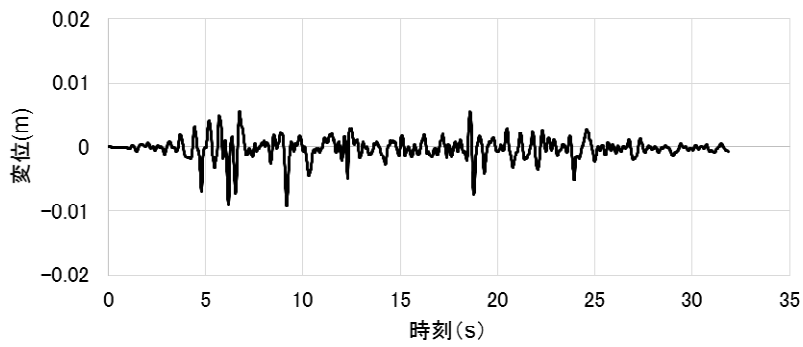
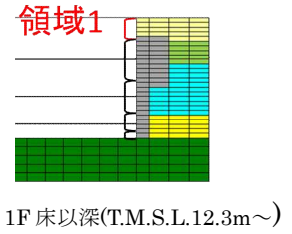
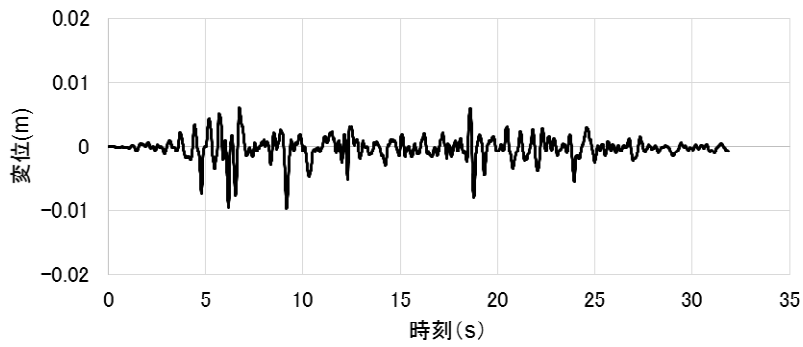


せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※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)





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 4.2.1.17 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。

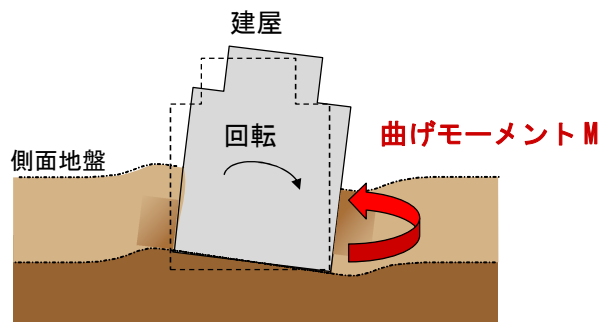


図 4.2.2.1 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

## (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 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 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  $M_{ph} (= \sum P_H \cdot h)$  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  $M_{pv} (= \sum P_V \cdot L)$  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。

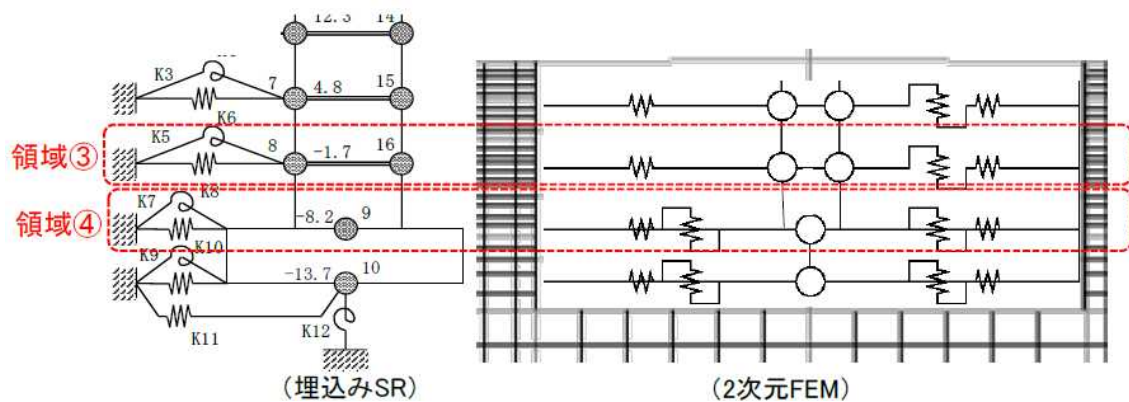
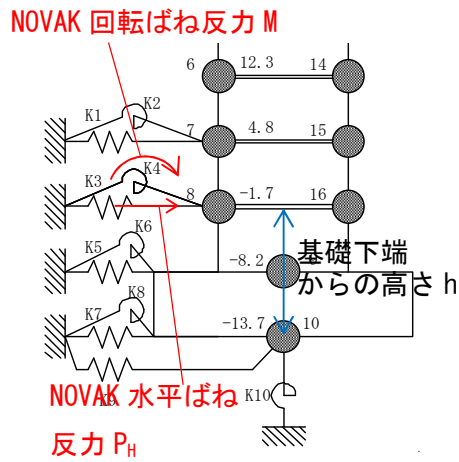


図 5.2.2.2 2次元 FEM モデルの領域区分

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）

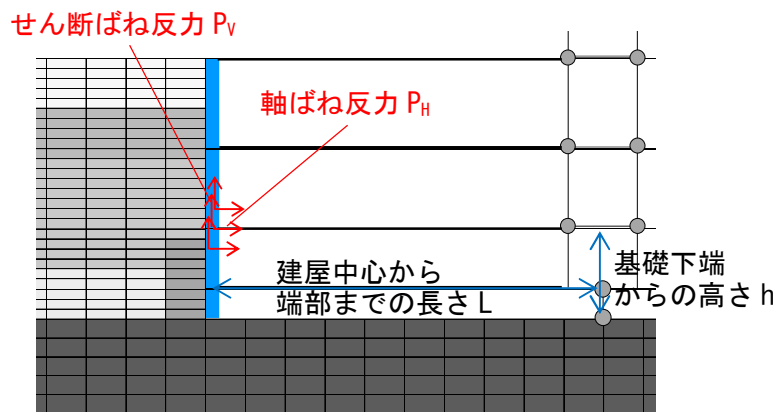
領域名	埋め込み SR モデル	2次元 FEM モデル
領域③	T.M.S.L -1.7m の NOVAK ばね	T.M.S.L -4.95m ~ -1.55m に位置する地盤ばね
領域④	T.M.S.L -8.2m の NOVAK ばね	T.M.S.L -10.45m ~ -4.95m に位置する地盤ばね



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)

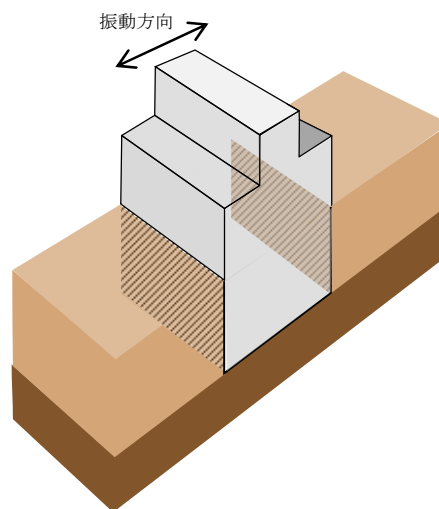


図 4.2.2.4 2次元FEMによる地盤と建屋のモデル化のイメージ

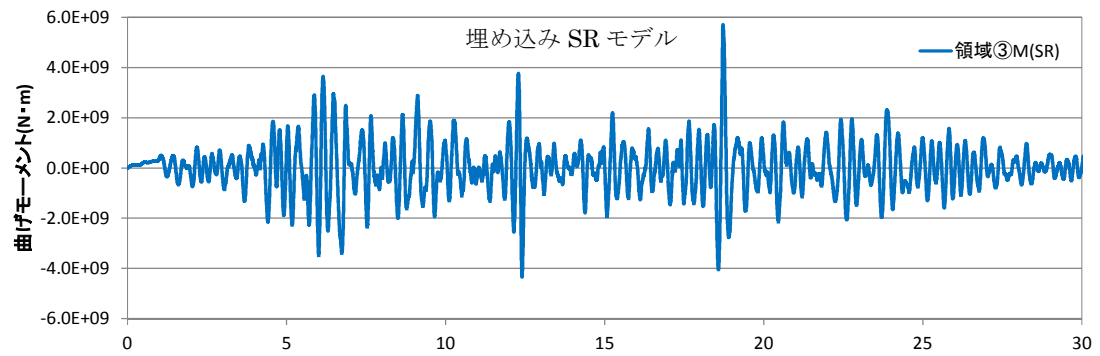
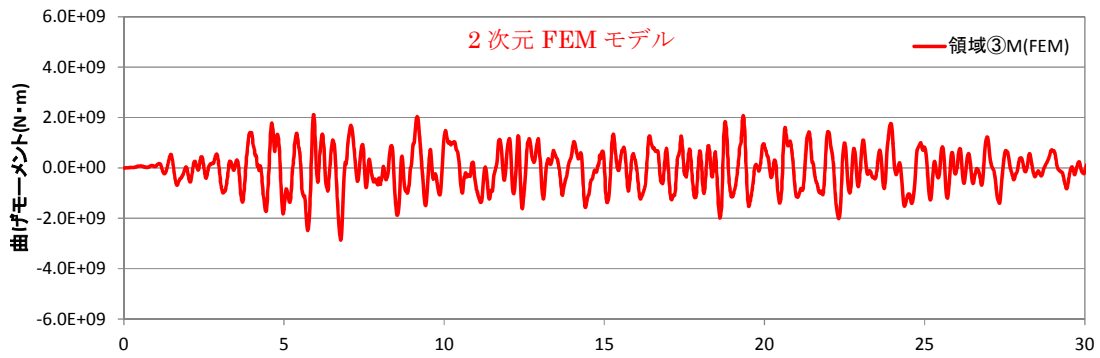


図 4.2.2.5 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域③

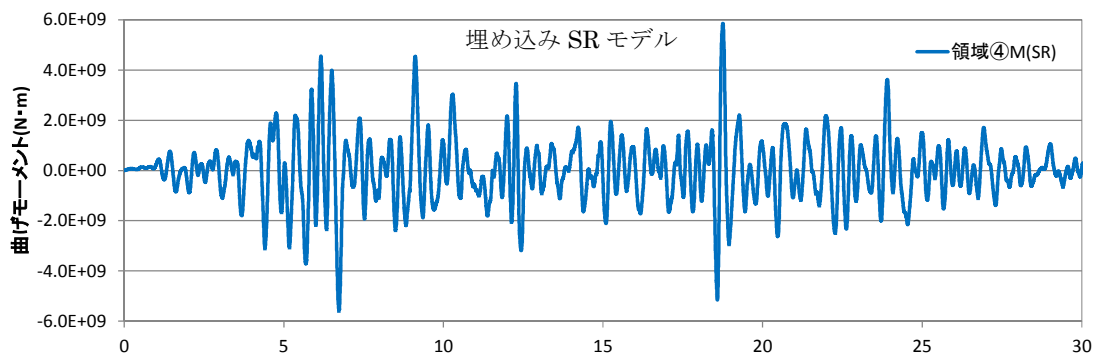
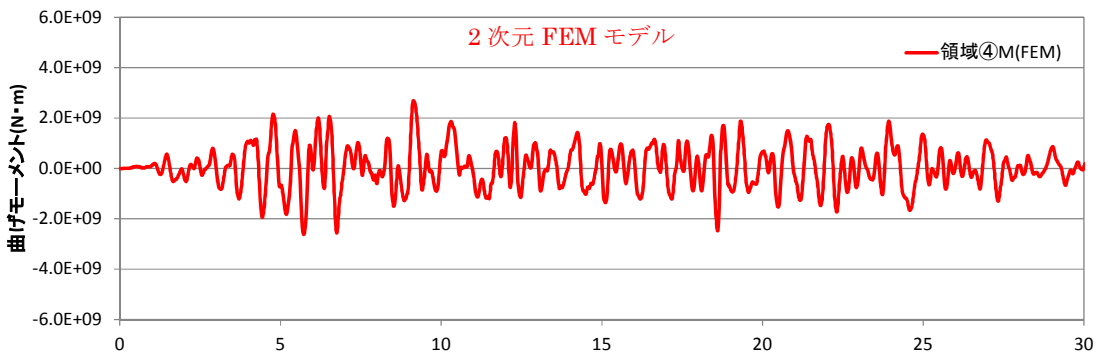


図 4.2.2.6 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域④

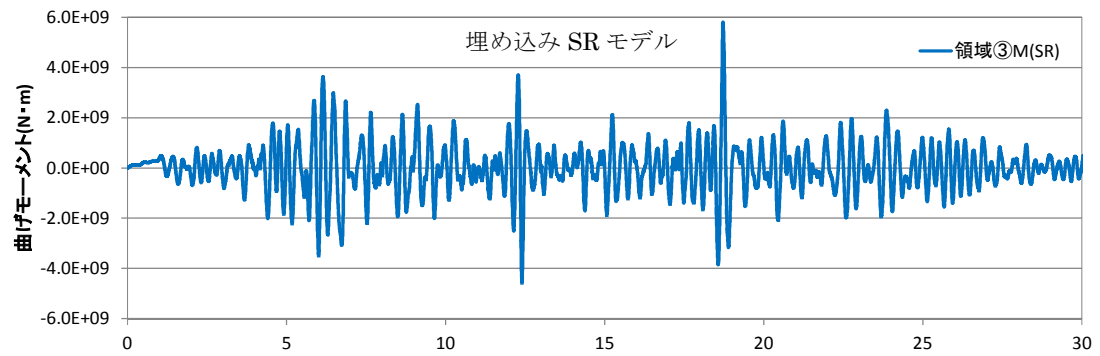
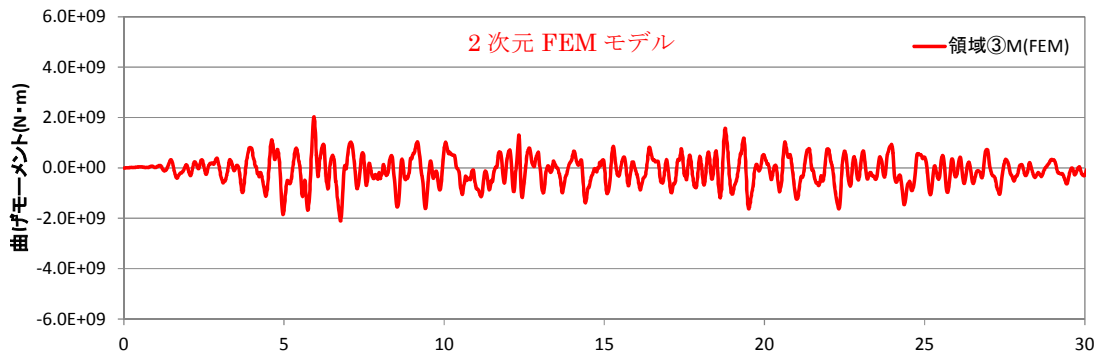


図 4.2.2.7 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
ケース 2 (EW 方向) : 領域③

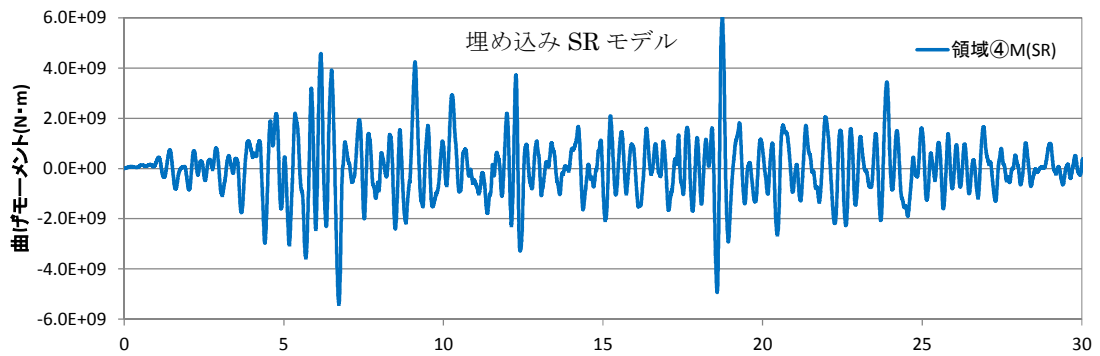
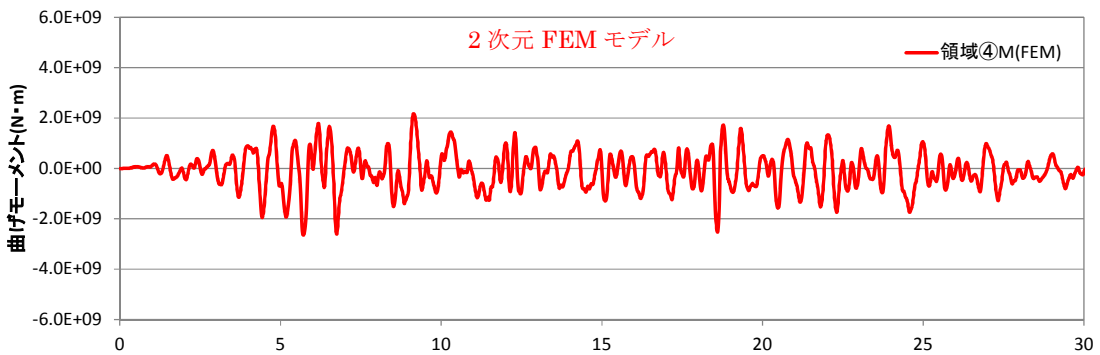


図 4.2.2.8 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
ケース 2 (EW 方向) : 領域④



### 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⑥) 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%

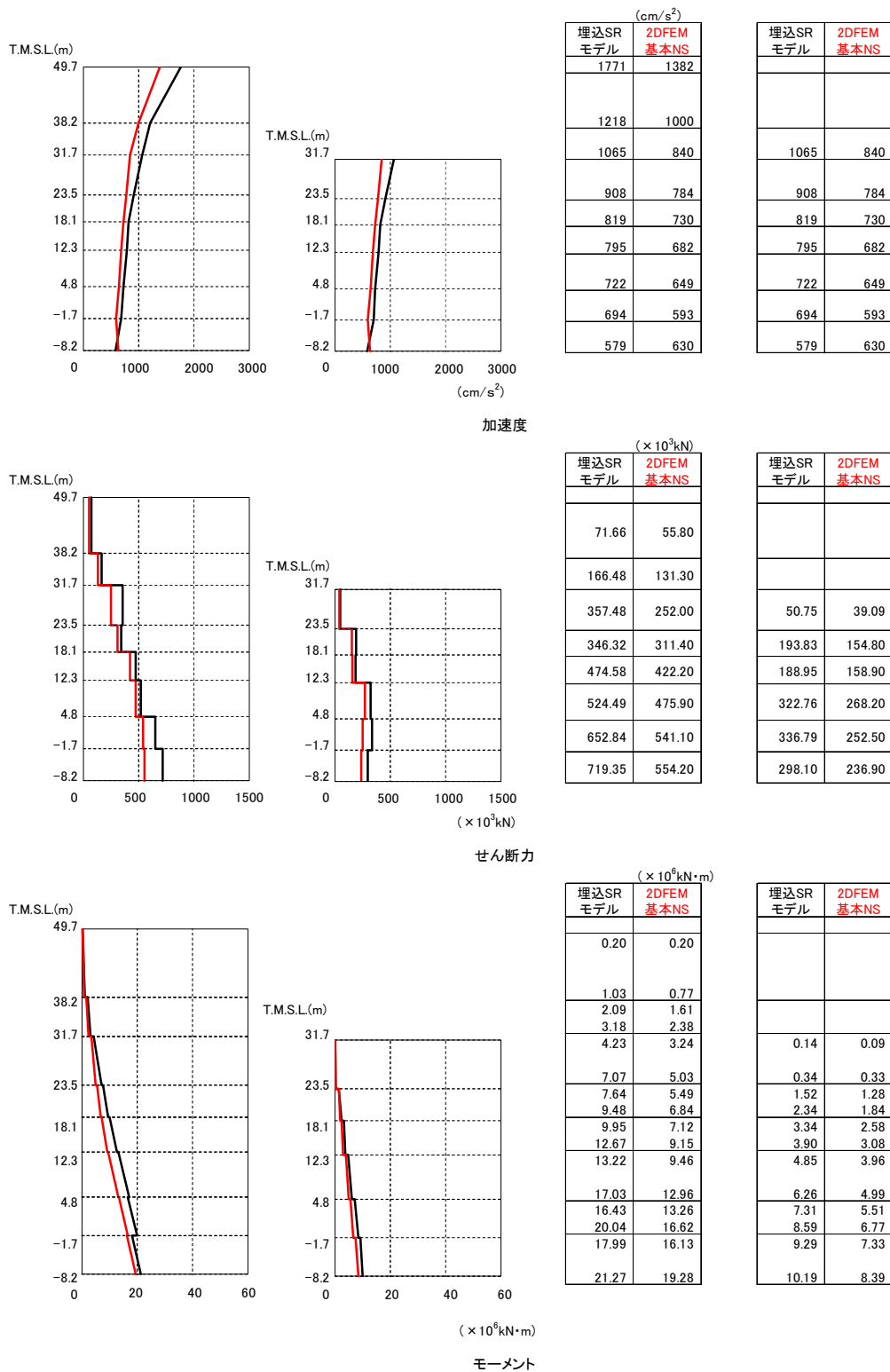


図 4.3.1 の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (NS 方向)

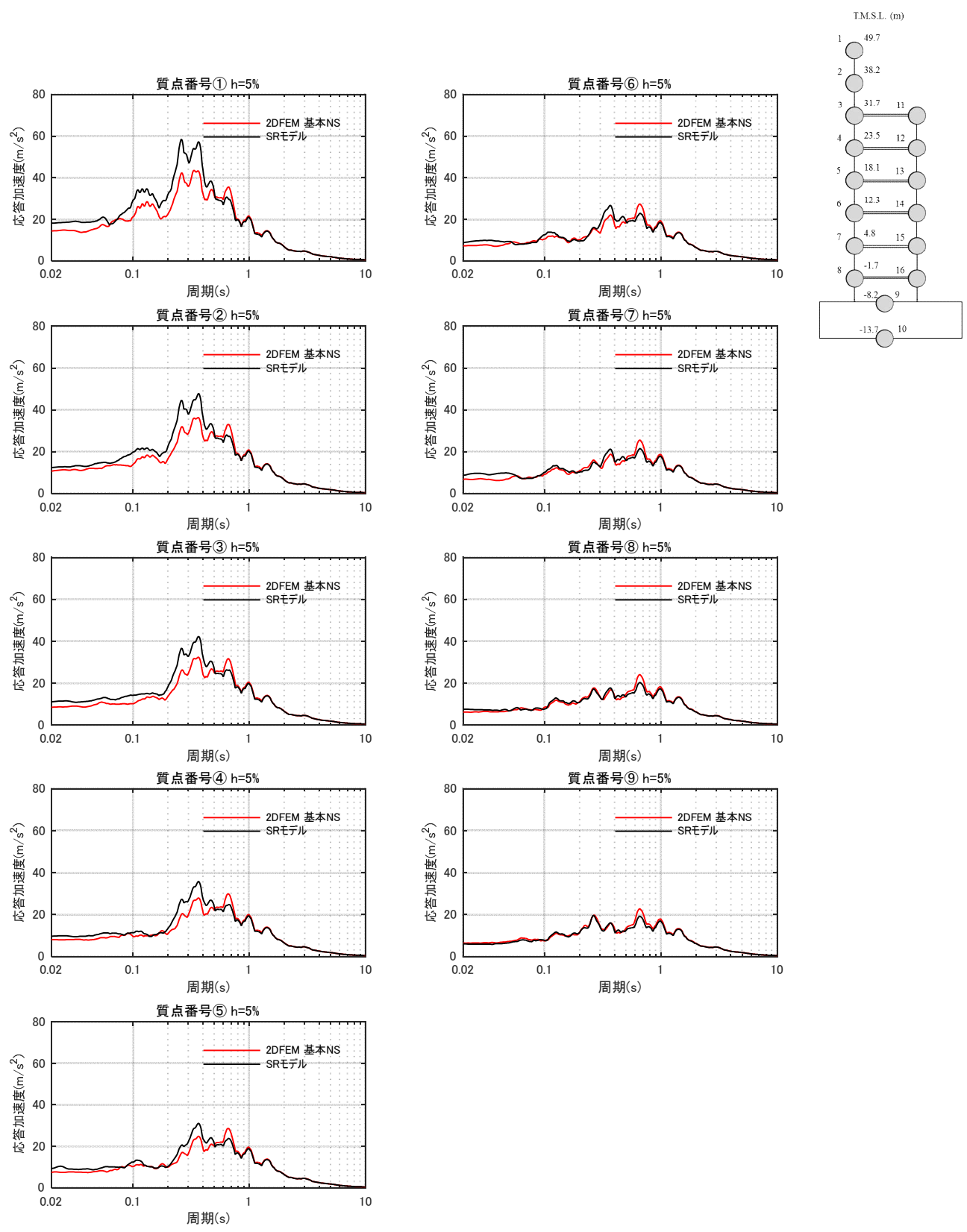


図 4.3.2-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向） $h=5\%$

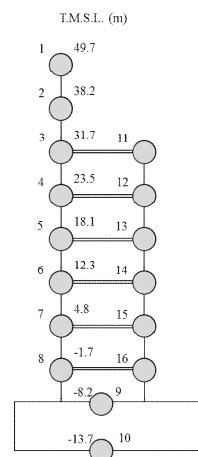
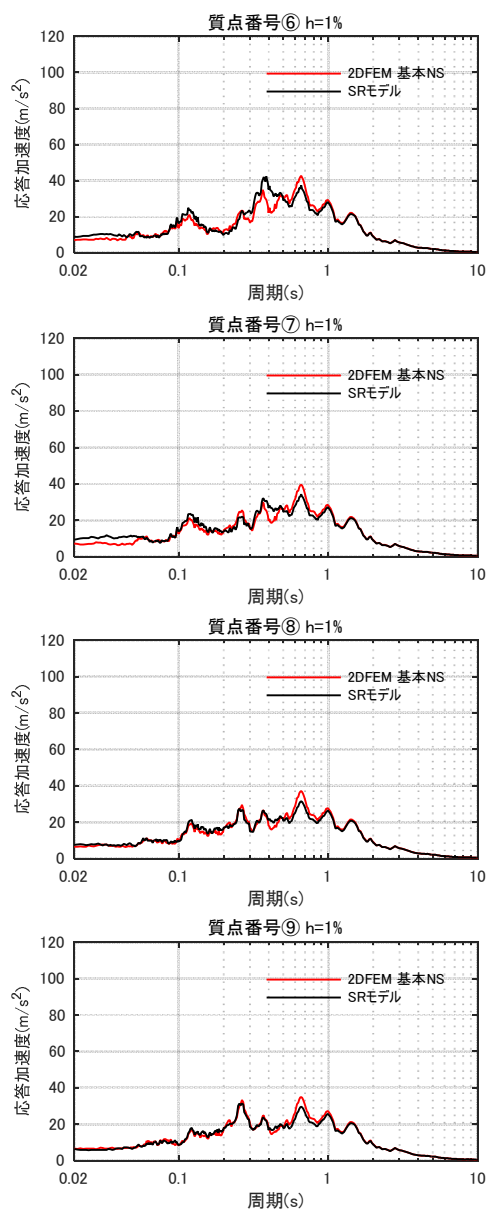
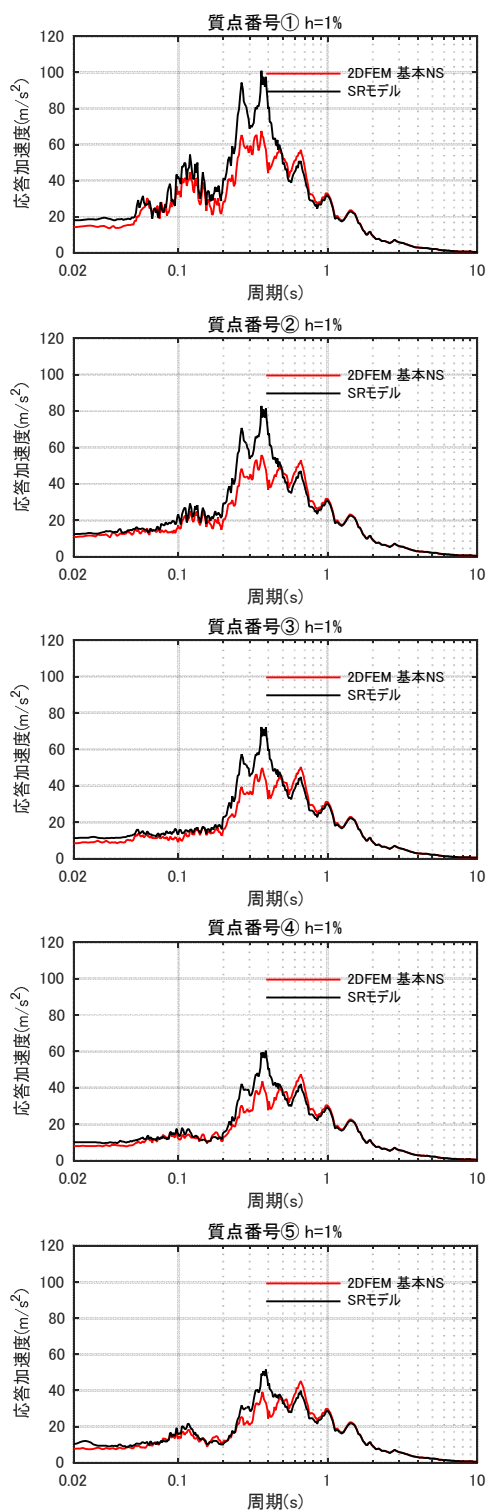


図 4.3.2-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）h=1%

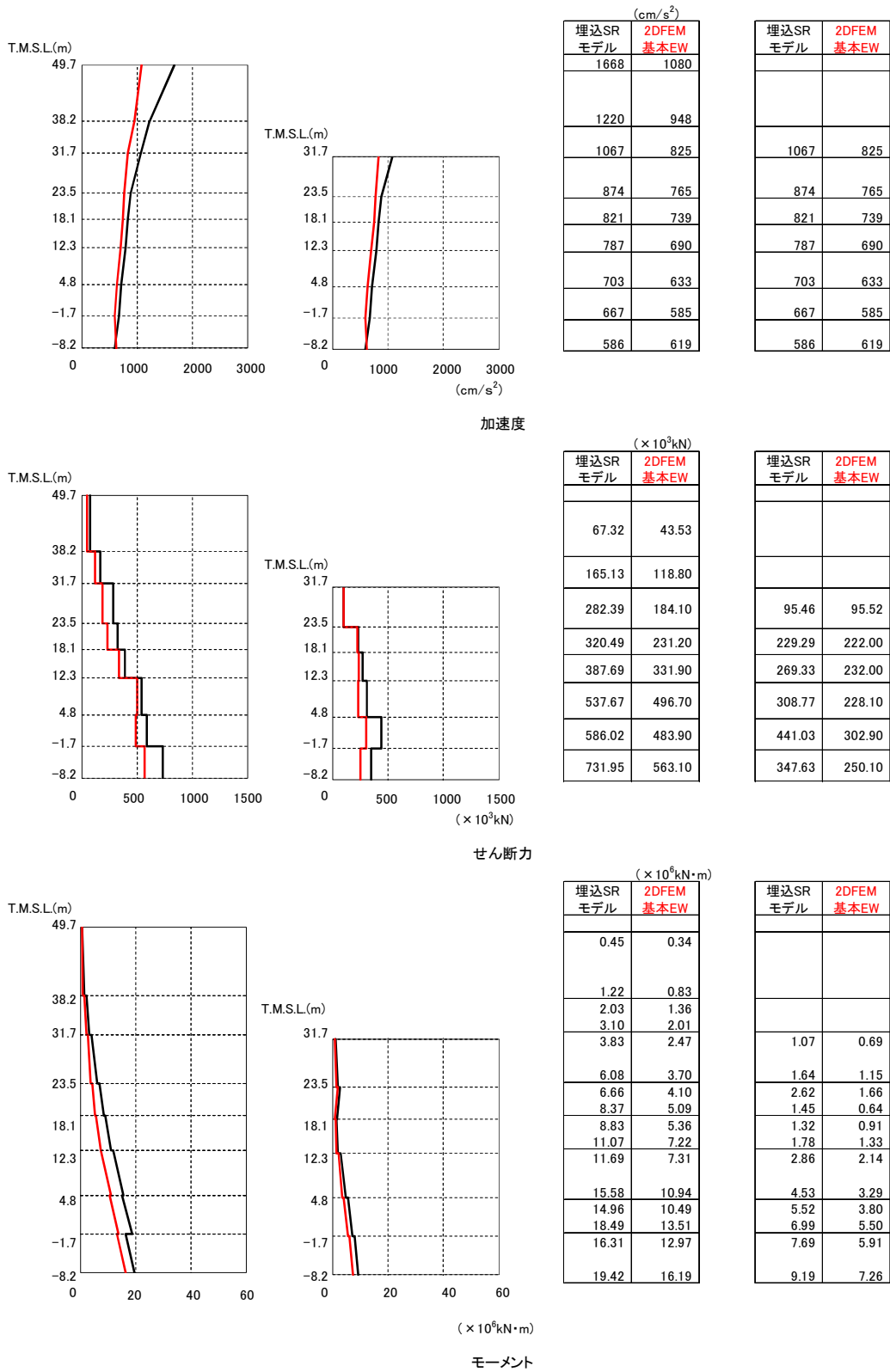


図 4.3.3 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向)

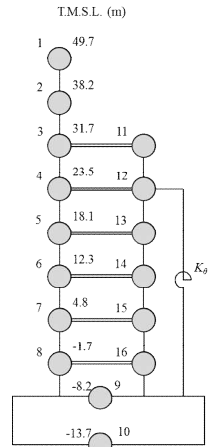
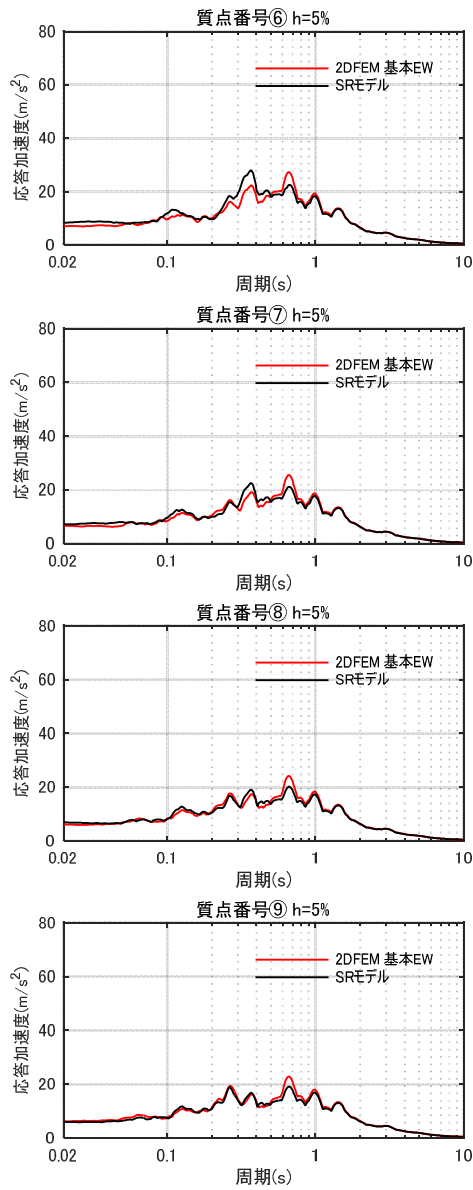
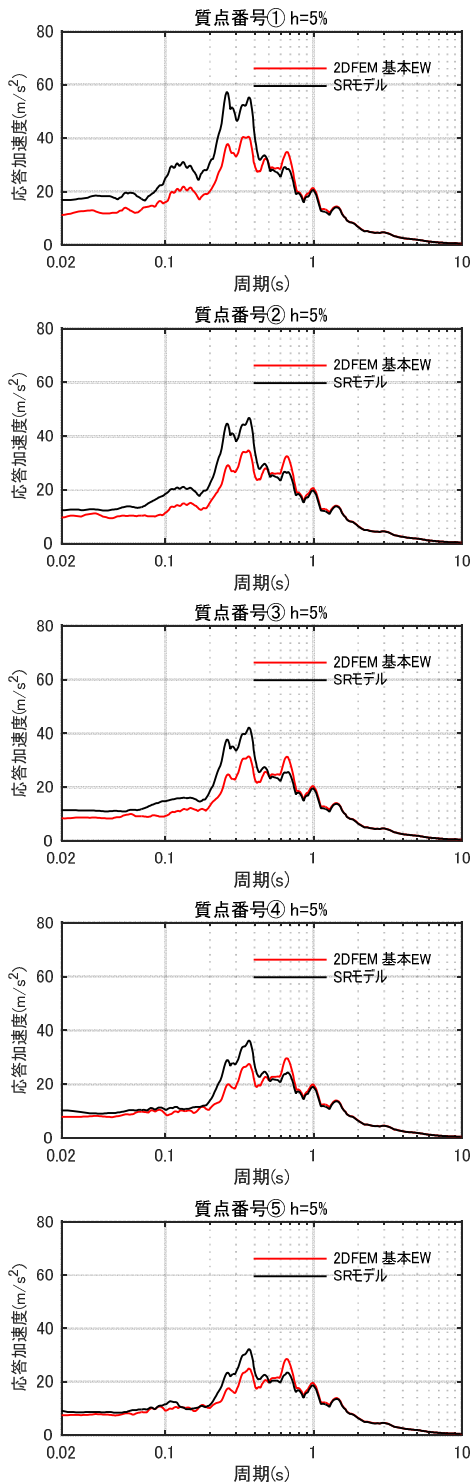


図 4.3.4-a 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向) h=5%

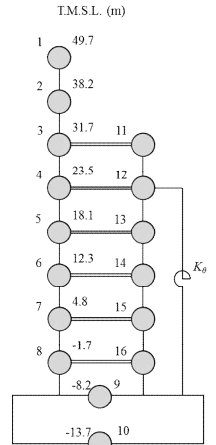
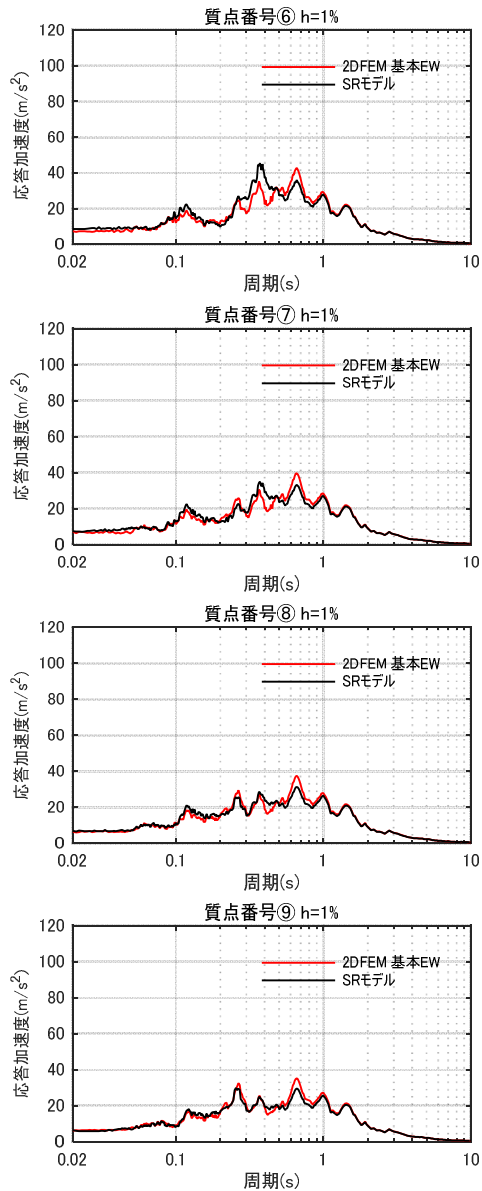
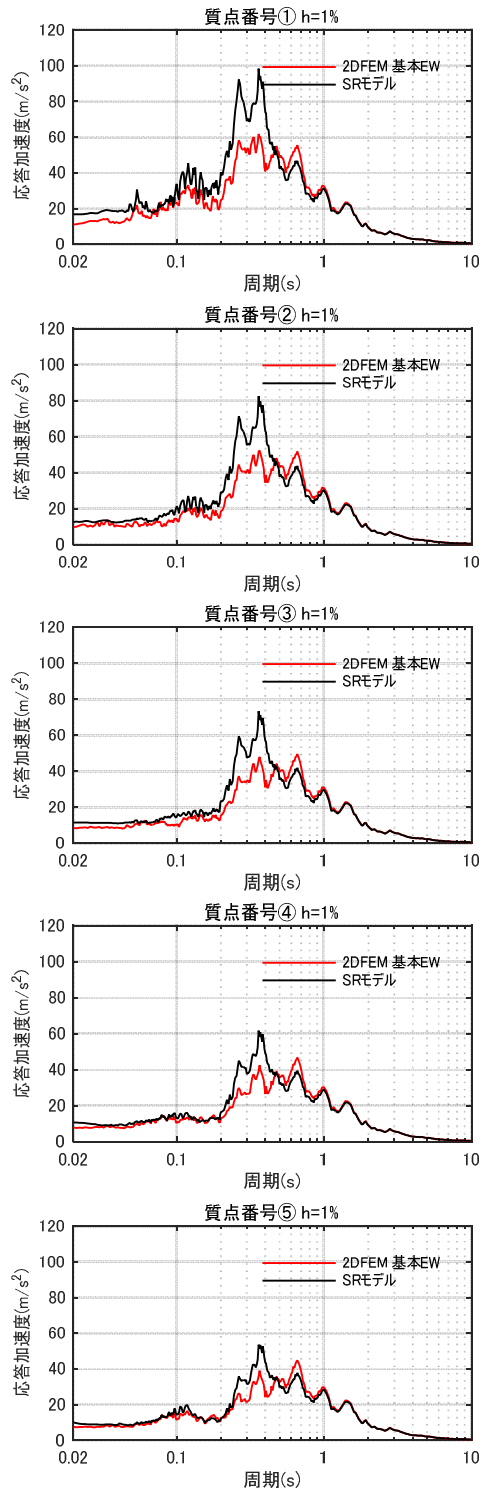


図 4.3.4-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=1%

#### 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 (基本モデル)	剛性大	剛性小
せん断剛性 ( $\times 10^4$ 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。



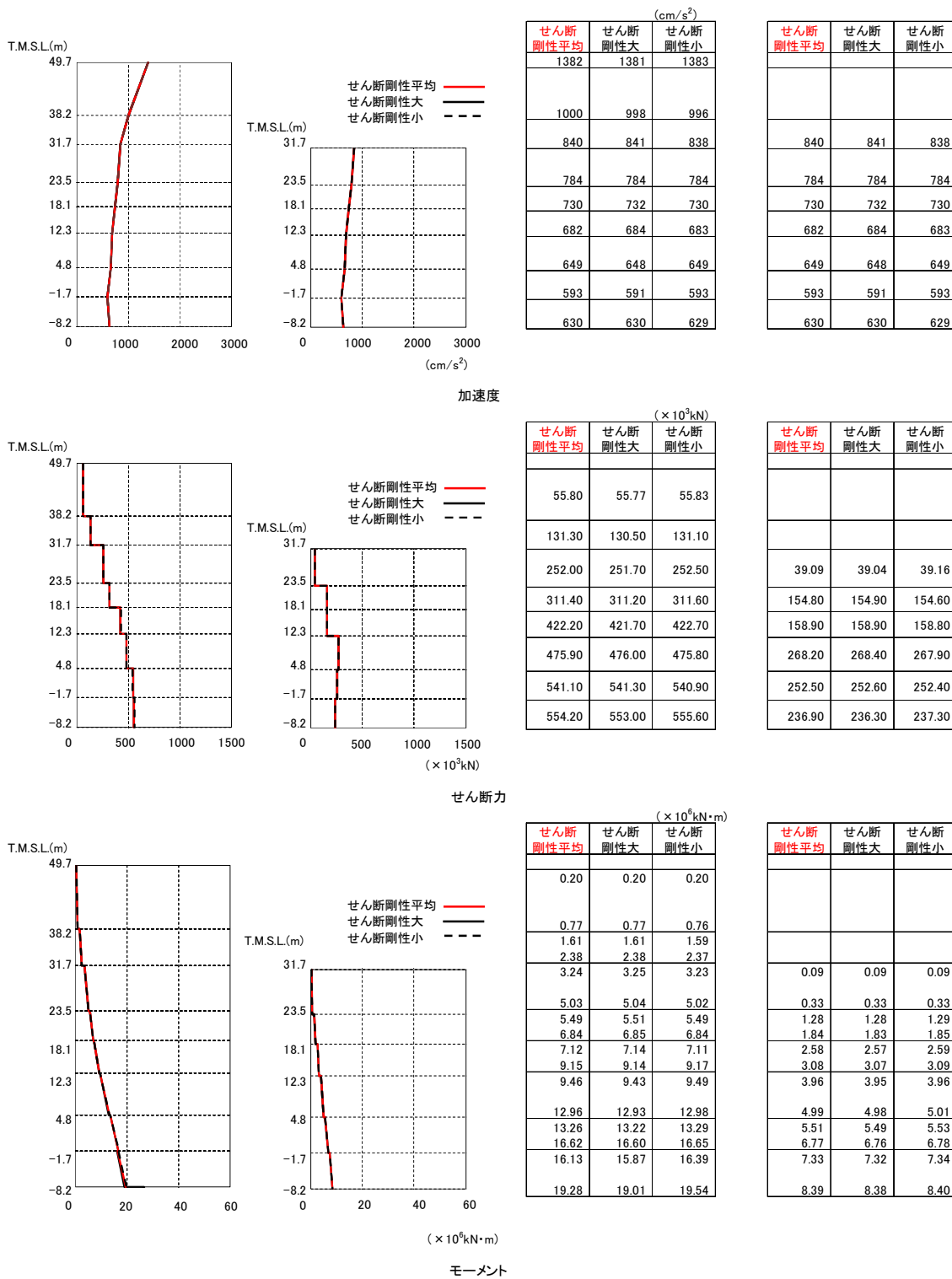


図 4.4.1 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)

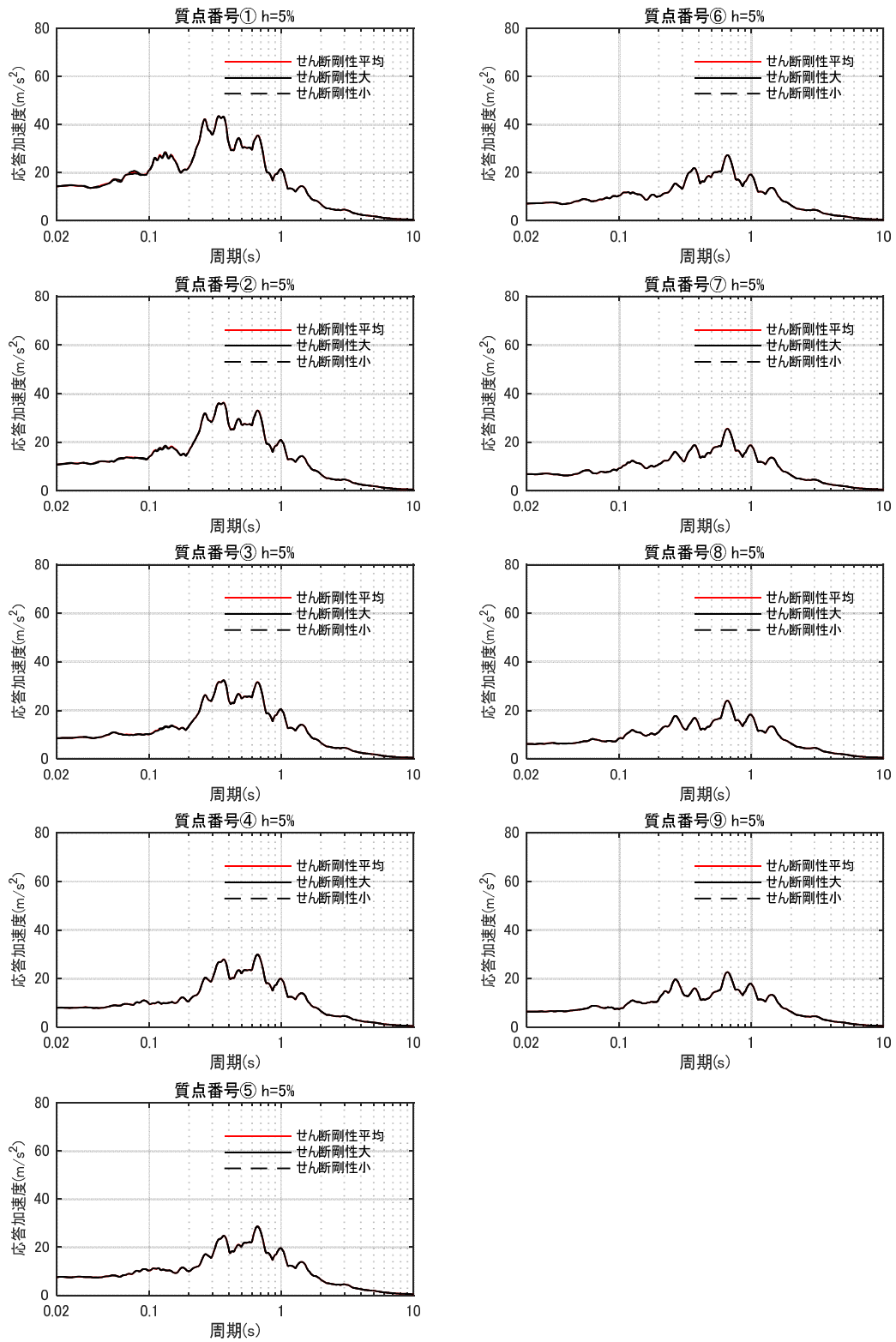


図 4.4.2-a 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)  $h=5\%$

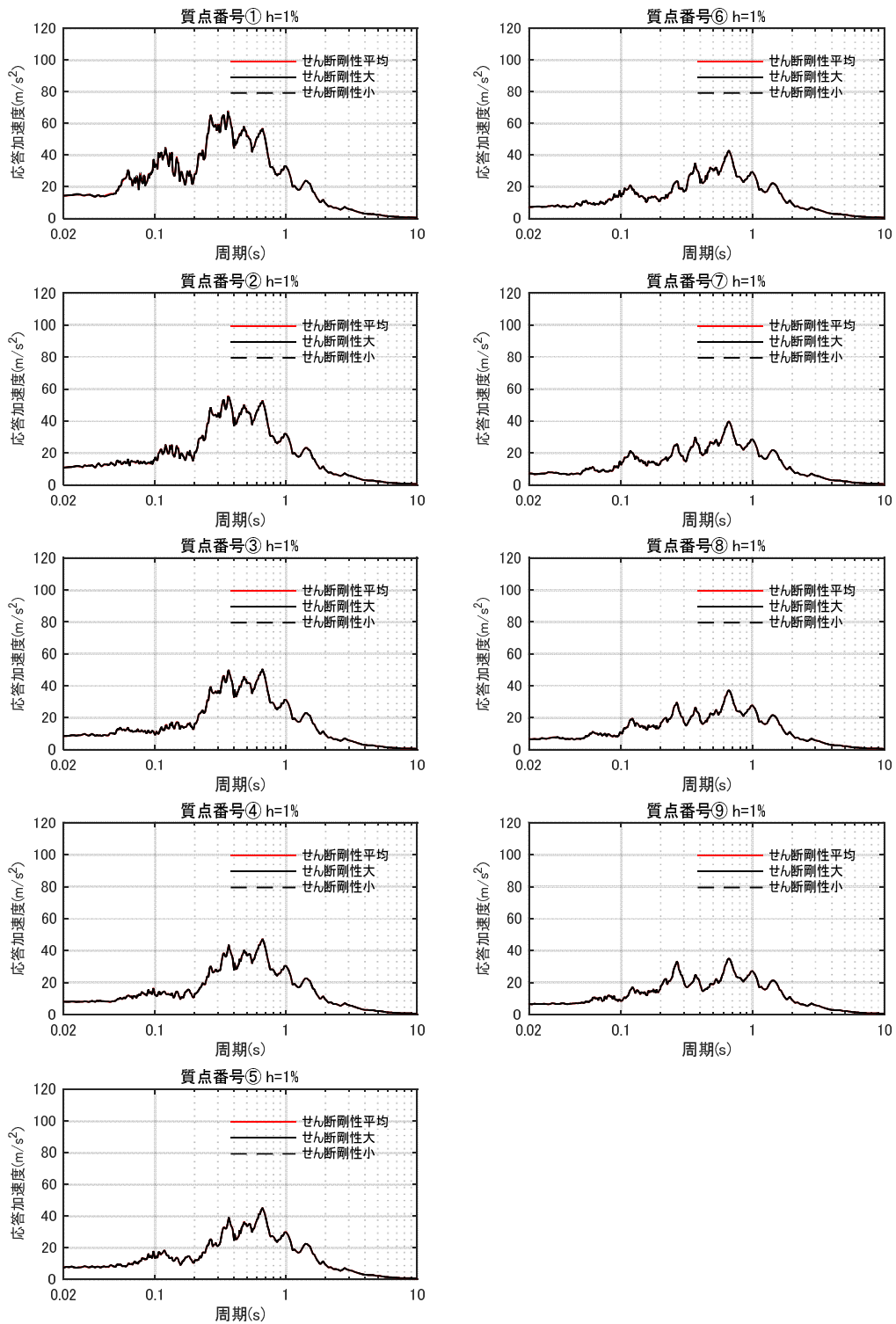


図 4.4.2-b 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性：平均，大，小)  $h=1\%$

## 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。

## 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

原子炉建屋に隣接するタービン建屋の影響及び原子炉建屋周辺にあるマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻しなど詳細な地盤状況の影響について、それらを考慮した2次元FEMモデルを用いて地震応答解析を行い、論点②で検討した基本モデルの結果と比較することにより影響を検討する。

EW方向は基本モデルにタービン建屋を考慮したモデルにより、隣接建屋の影響を検討する。NS方向は基本モデルの地盤の一部をマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻し土に変更して地盤の精緻化による影響を検討する。

図 5.1.1 に論点③の検討フローを示す。

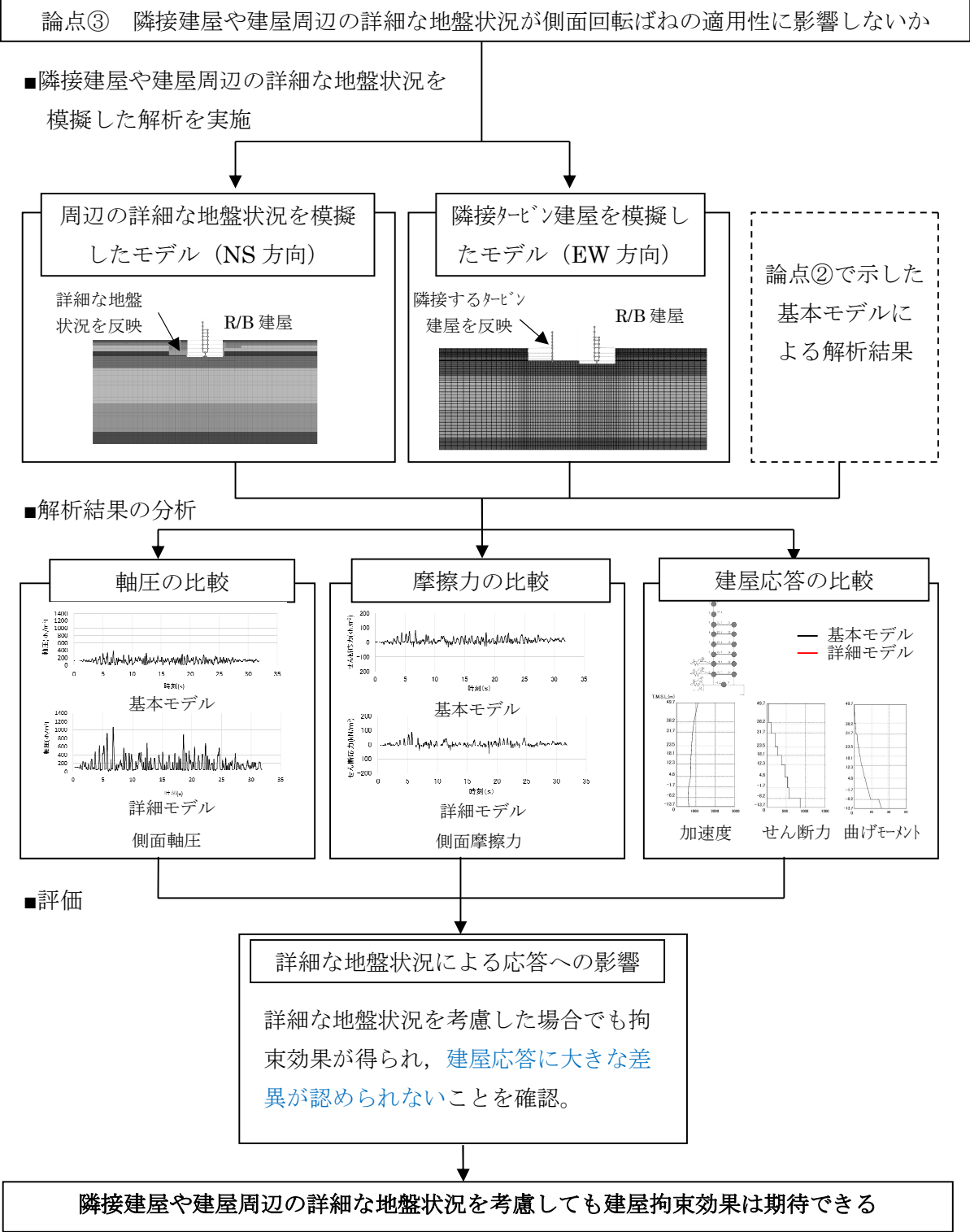


図.5.1.1 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を考慮した側面回転ばねの適用性検討フロー

## 5.2 解析ケース

表 5.2.1 に解析ケースを示す。

表 5.2.1 解析ケース

No	方向	建屋	地盤	備考
3	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR＋(建屋周辺 MMR 及び埋戻し状況の反映)	地盤精緻化 モデル
4	EW 方向	R/B＋T/B 連成	成層地盤＋外壁側面の MMR	タービン建屋 連成モデル

### 5.3 解析モデル

地盤精緻化モデル及びタービン建屋連成モデルは、原子炉建屋単独の基本モデルと同様に、建屋部分を質点系モデル、地盤を2次元FEMモデルとし、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、基礎底面の浮上りを考慮したモデルである。

#### (1) 地盤精緻化モデル

##### 1) 地盤のモデル化

実際の建屋周辺の地盤には、地下壁側面のマンメイドロックの他に、地表から安田層に一部達する深さにメイントランス基礎であるマンメイドロックが打設されている。また、埋戻し工事の関係で安田層上端レベルが建屋近傍で基本モデルに比べ低くなっている。これらの実際の地盤の影響を検討するために、NS方向の基本モデルの地盤の一部を、メイントランス基礎の状況を踏まえてマンメイドロックに変更するとともに、安田層の一部がマンメイドロックに切り込まれている状況を考慮したモデルとする。

表 5.3.1、表 5.3.2 に埋戻し土とメイントランス基礎のマンメイドロックの物性を示す。図 5.3.1 に地盤のメッシュを、図 5.3.2 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

##### 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。地盤（埋戻し土を含む）と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接している部分にせん断ばねを設置する。

##### 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

##### 4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同様である。



## (2) タービン建屋連成モデル

### 1) 地盤のモデル化

地盤は EW 方向の基本モデルと同様であるが，タービン建屋を追加するため地盤全体の水平方向のモデル化範囲をタービン建屋基礎分だけ拡大している。

図 5.3.3 に地盤のメッシュを，図 5.3.4 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

### 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。原子炉建屋及びタービン建屋ともに，建屋が地盤と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し，地下外壁側面がマンメイドロックと接する場所にはせん断ばねを設置する。

### 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

### 4) 原子炉建屋とタービン建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同じである。タービン建屋は質点系の線形モデルとした。

表 5.3.1 埋戻し土の物性

エリア	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
埋戻し土①	18.6	0.333	2.96~23.64	24.0~14.8
埋戻し土②	18.6	0.333	4.14~53.06	11.4~6.3
埋戻し土③	18.6	0.333	3.69~55.37	11.7~6.7

表 5.3.2 マンメイドロックの物性 (メイントランス基礎)

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

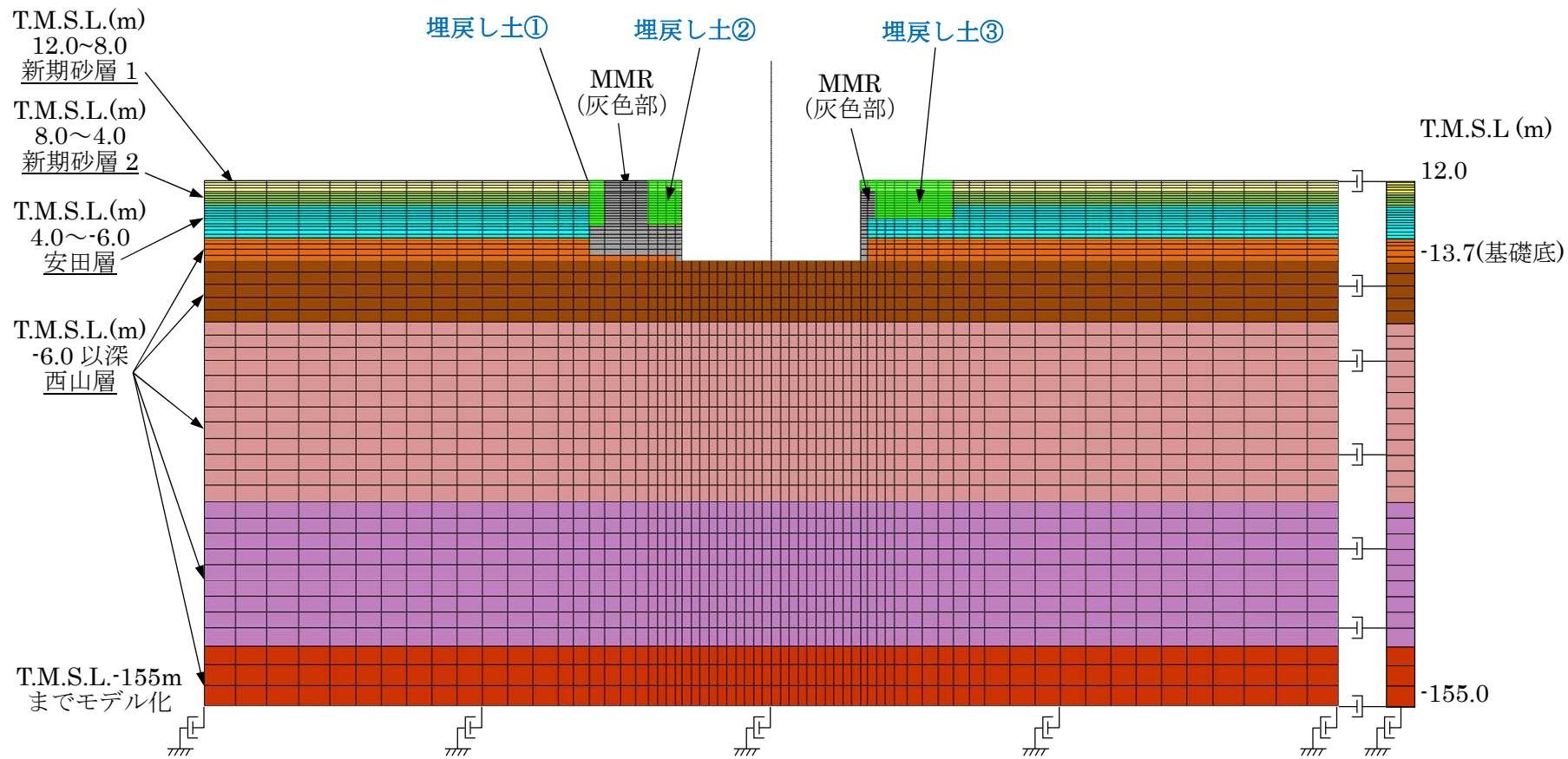


図 5.3.1 地盤精緻化モデルの地盤メッシュ図 (NS 方向) NS 方向)

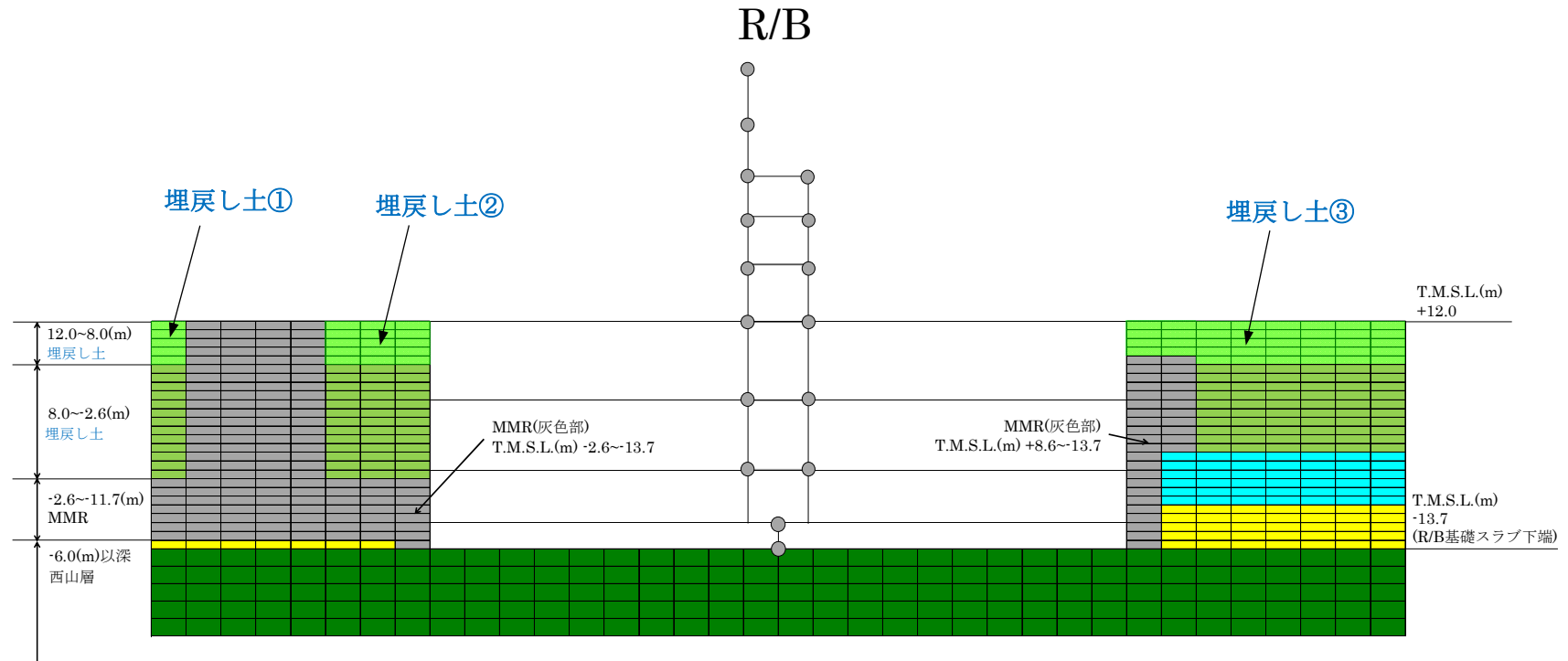


図 5.3.2 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)

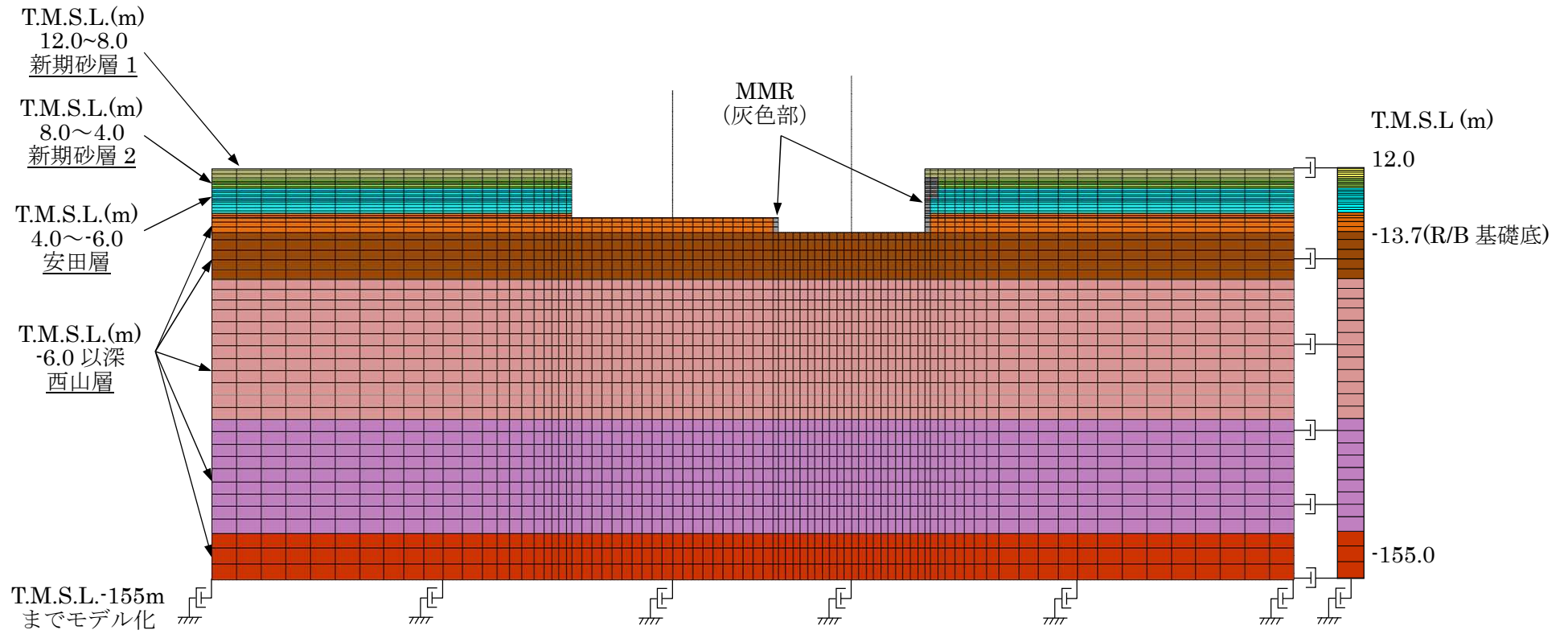


図 5.3.3 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)

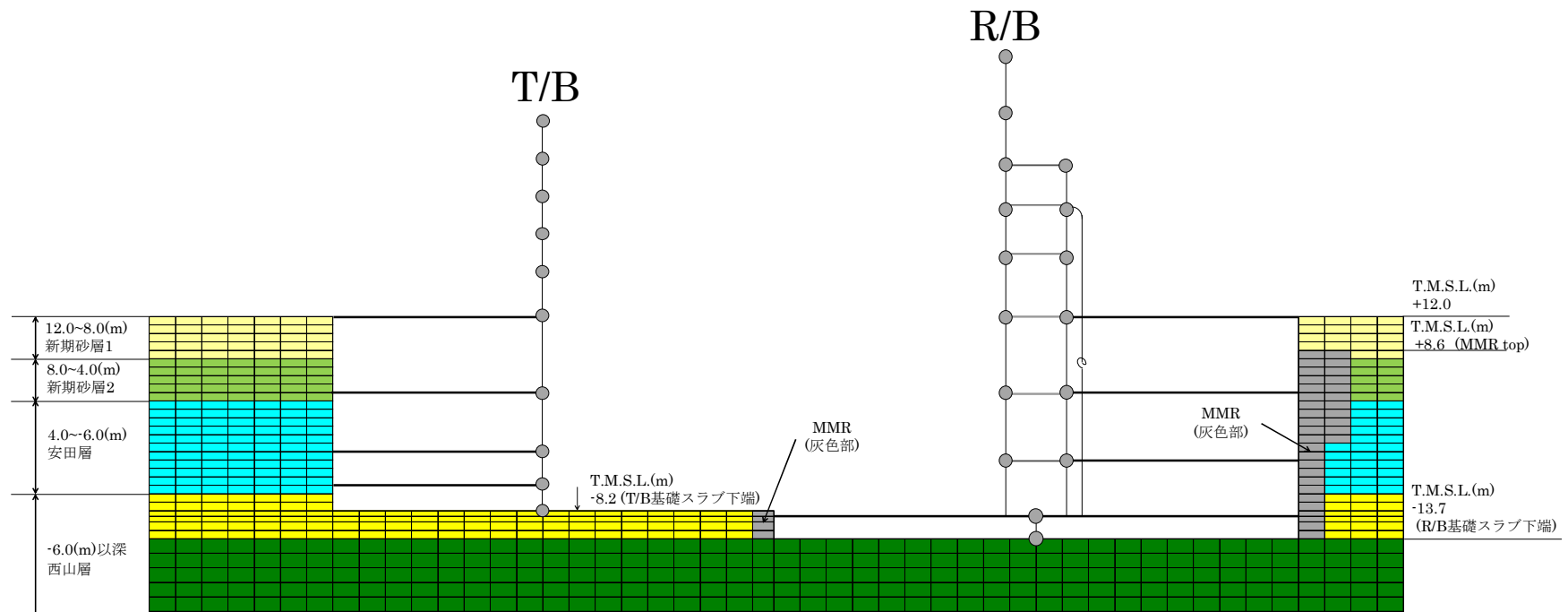


図 5.3.4 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

#### 5.4 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節と同様の基準地震動 Ss-1 とする。

図 5.4.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

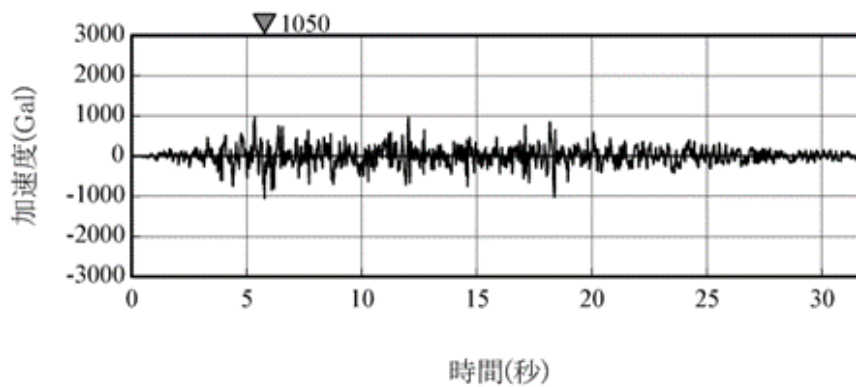


図 5.4.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形 (解放基盤表面)

## 5.5 解析結果

ここでは、4.1 節で用いた 2 次元 FEM モデル（基本モデル）の建屋応答結果と比較することにより、地盤精緻化やタービン建屋連成の影響を把握する。

### （1）地盤精緻化モデルと基本モデルの比較（NS 方向）

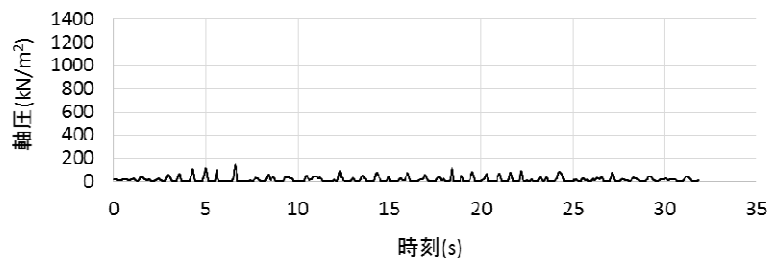
図 5.5.1～図 5.5.7 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の時刻歴について両モデルで比較して示す。図 5.5.8 に建屋の最大応答分布の比較を示す。

また、図 5-5-9～10 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

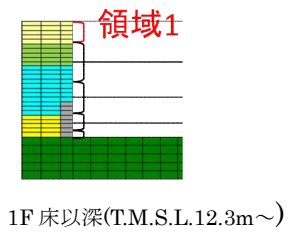
- ・ 地盤精緻化モデルでは南側のメイントランス基礎のマンメイドロックの部分で軸圧が基本モデルより大きい。一方、北面の軸圧は同等である。
- ・ せん断応力は基本モデルと地盤精緻モデルで概ね同等である。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと大きな差異は認められない。
- ・ 床応答スペクトルについても、基本モデルと大きな差異は認められない。

以上より、地盤を精緻化した場合でも、建屋の拘束効果は得られること、建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。

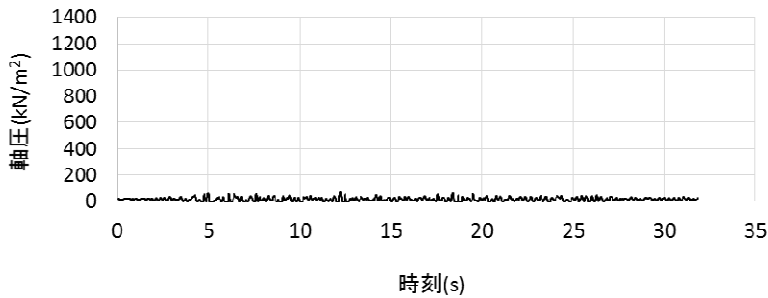




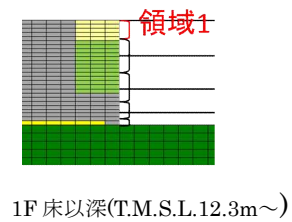
(NS 方向基本モデル)



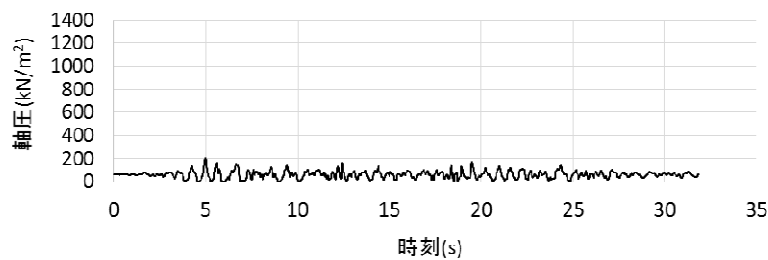
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



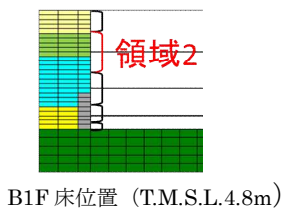
(NS 方向地盤精緻モデル)



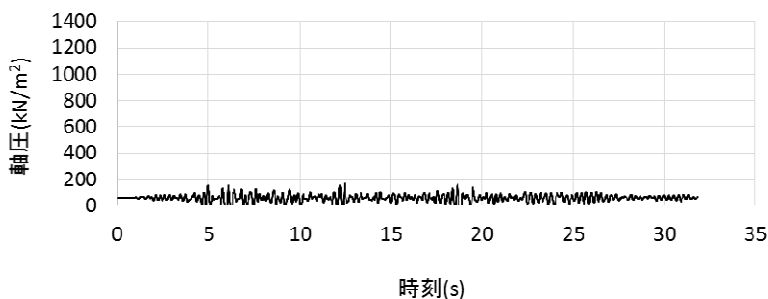
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



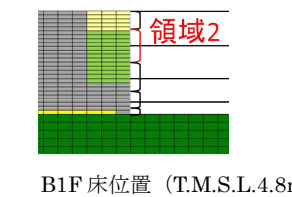
(NS 方向基本モデル)



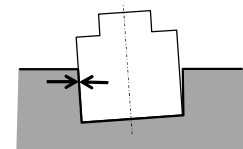
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

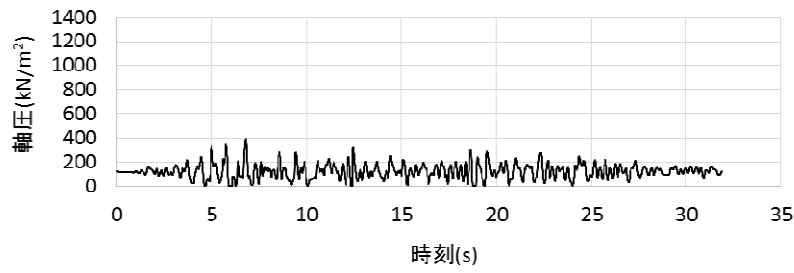


B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)

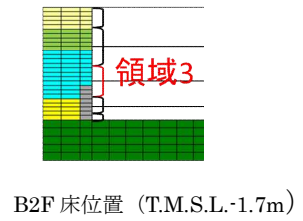


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

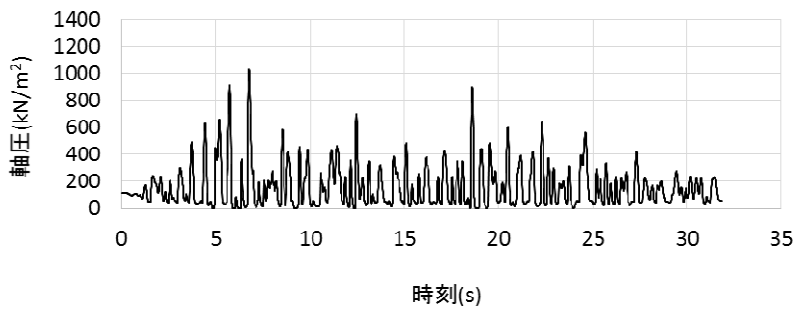
図 5.5.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



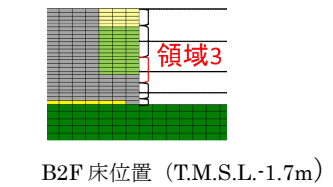
(NS 方向基本モデル)



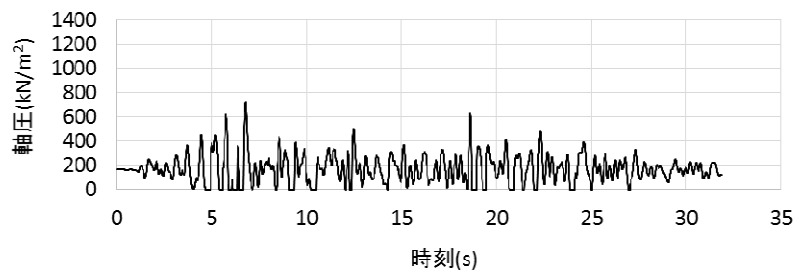
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



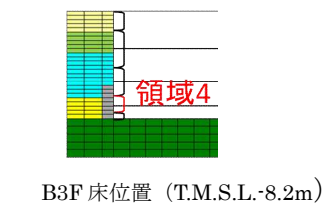
(NS 方向地盤精緻モデル)



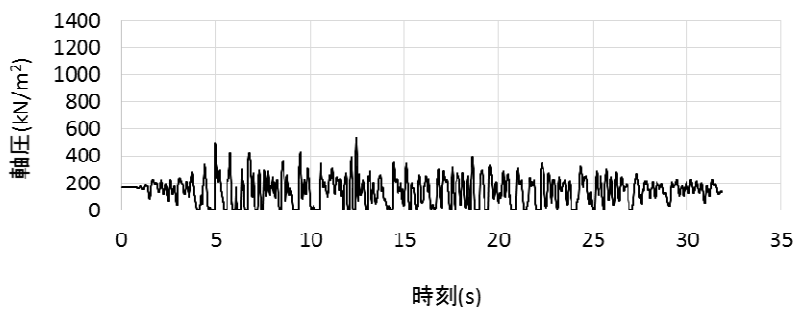
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



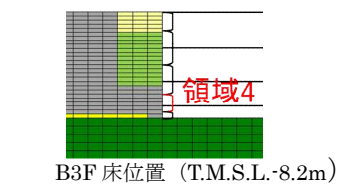
(NS 方向基本モデル)



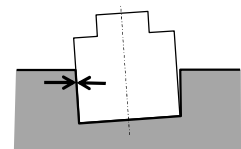
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

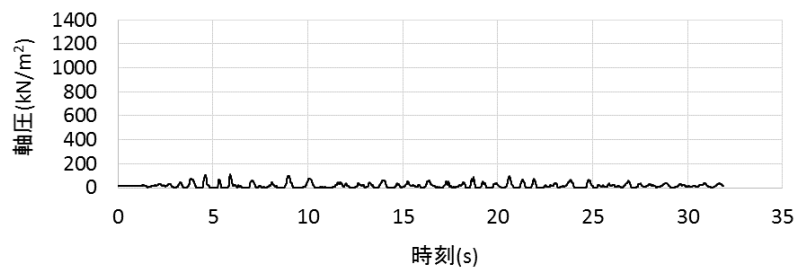


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

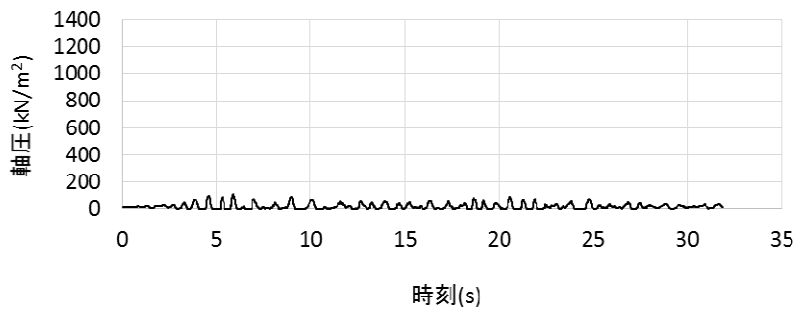
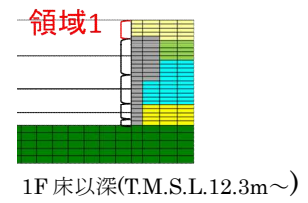


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

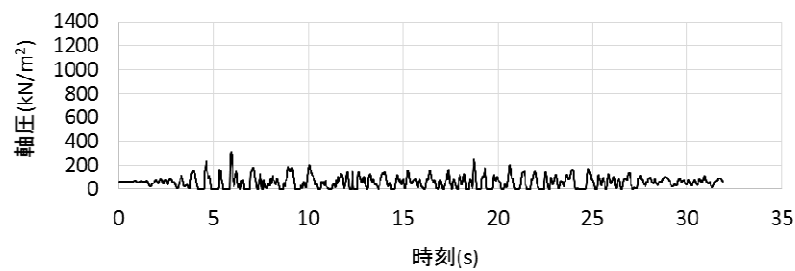
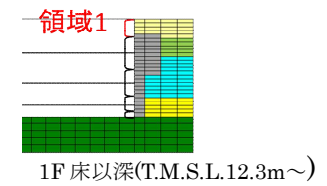
図 5.5.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



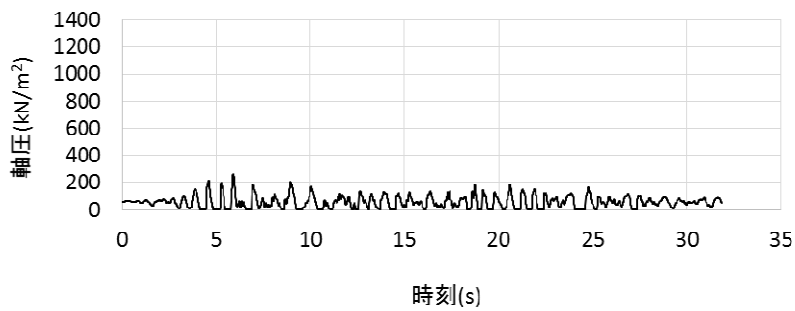
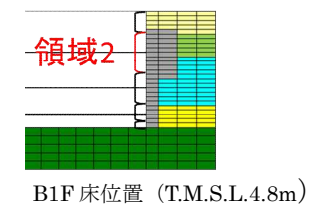
(NS 方向基本モデル)



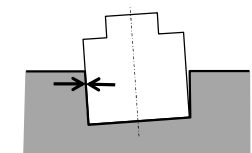
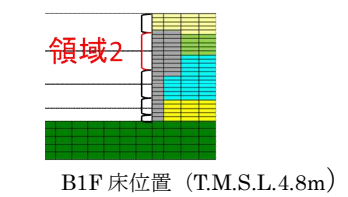
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

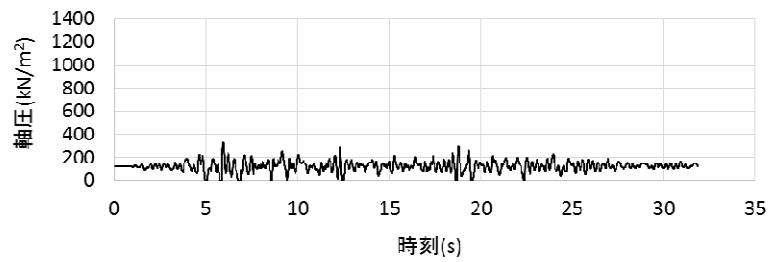


(NS 方向地盤精緻モデル)

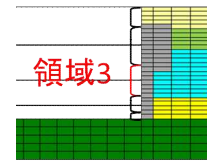


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

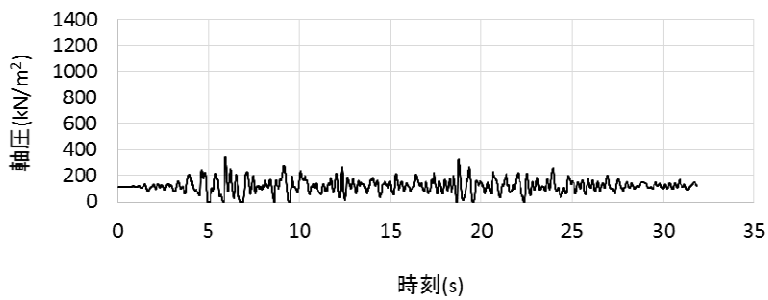
図 5.5.3 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



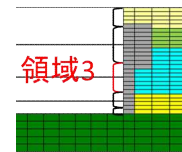
(NS 方向基本モデル)



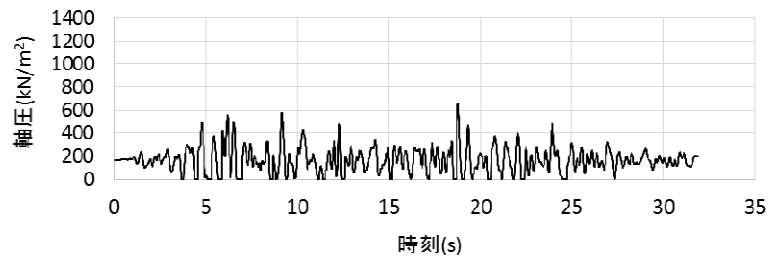
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



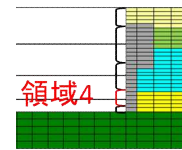
(NS 方向地盤精緻モデル)



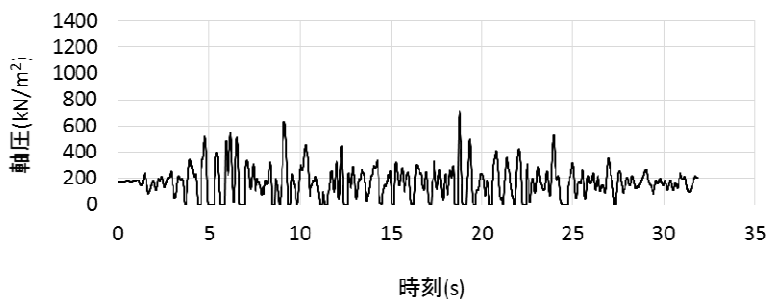
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



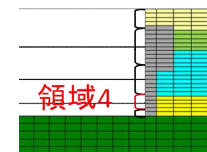
(NS 方向基本モデル)



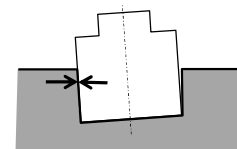
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

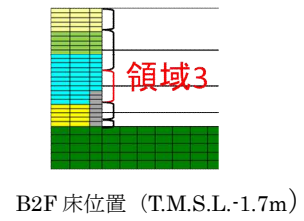
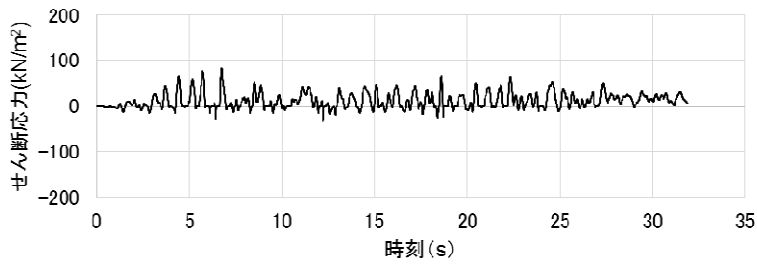


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

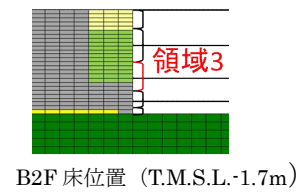
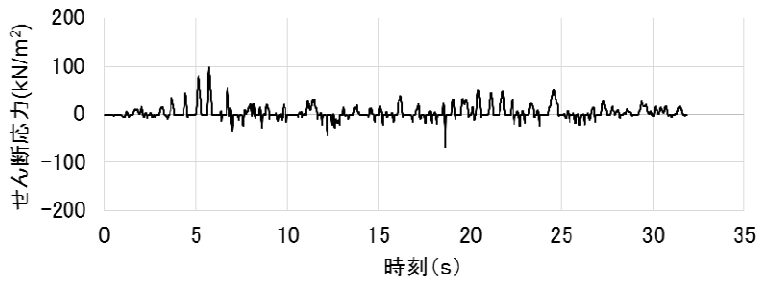


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

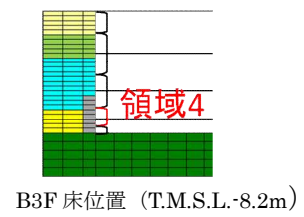
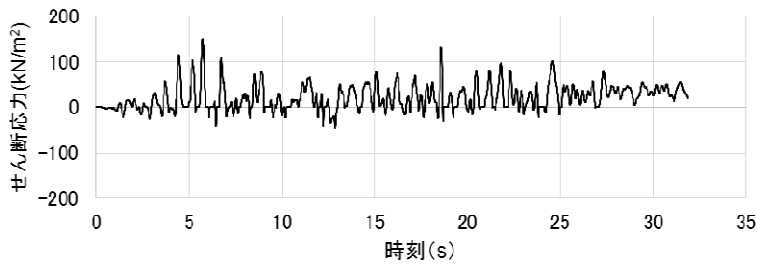
図 5.5.4 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



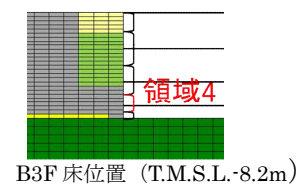
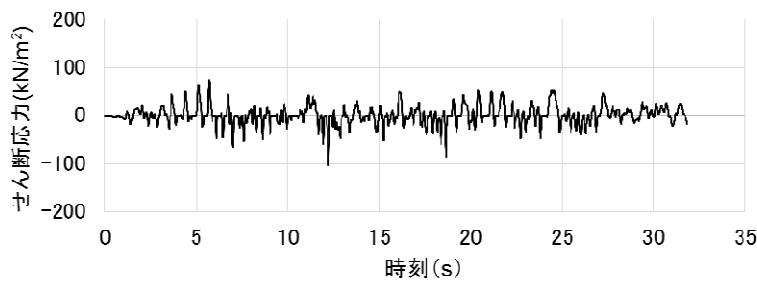
(NS 方向基本モデル)



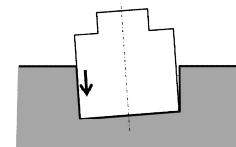
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

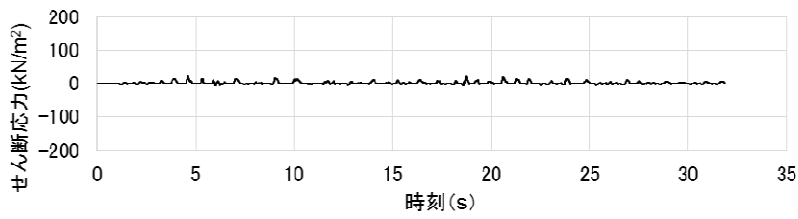


(NS 方向地盤精緻モデル)

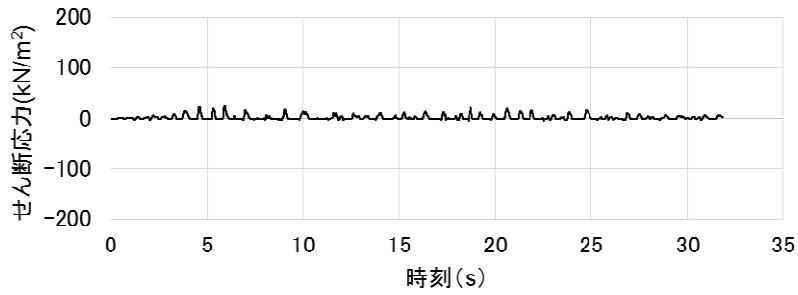
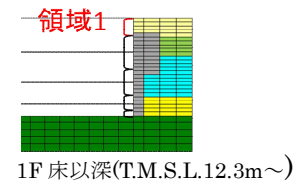


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

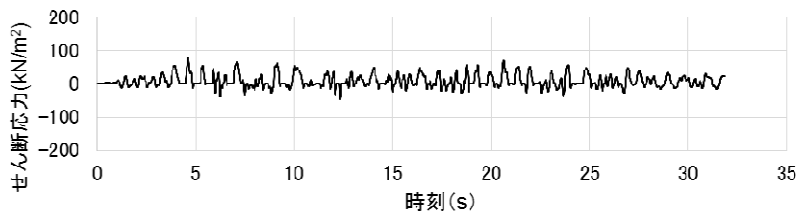
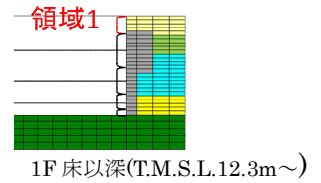
図 5.5.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



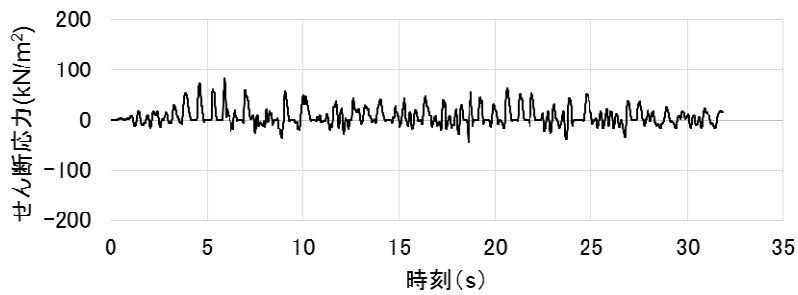
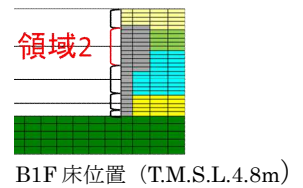
(NS 方向基本モデル)



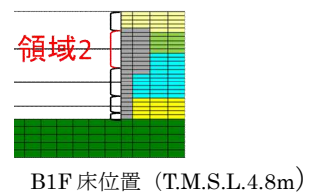
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

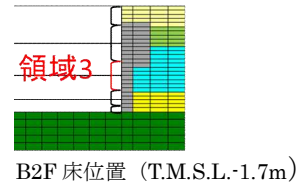
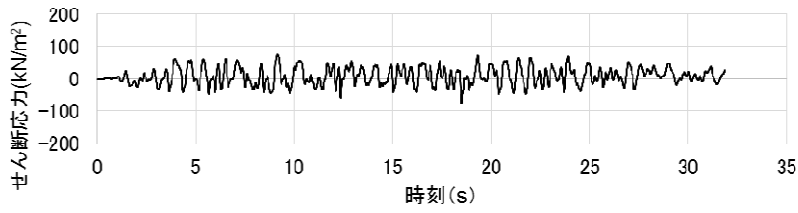


(NS 方向地盤精緻モデル)

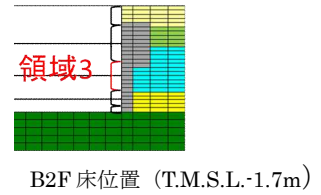
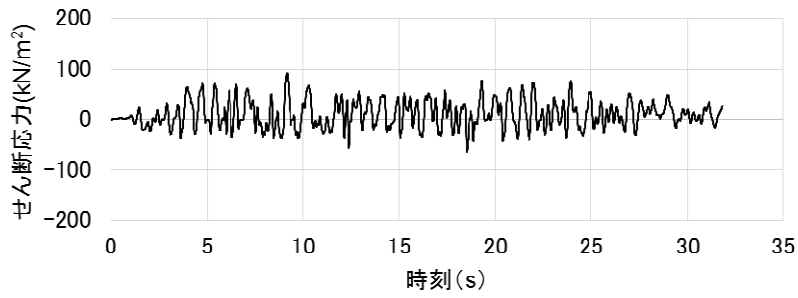


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

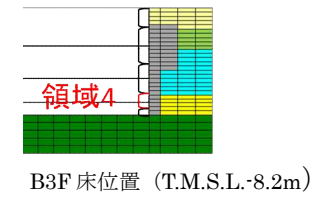
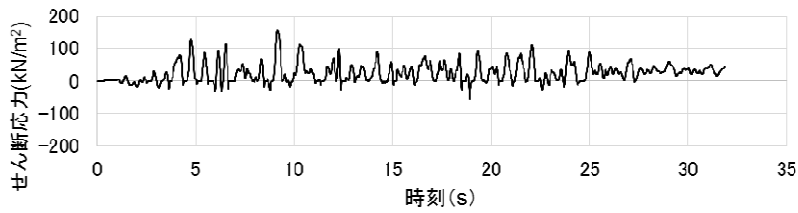
図 5.5.6 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



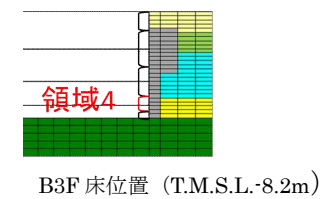
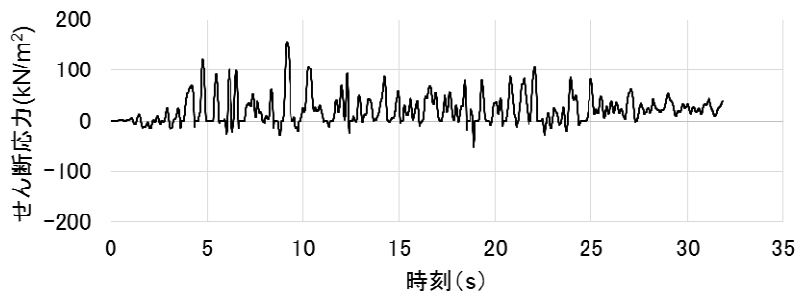
(NS 方向基本モデル)



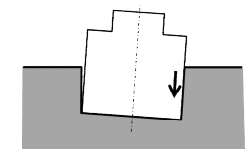
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)



(NS 方向地盤精緻モデル)



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 5.5.7 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)

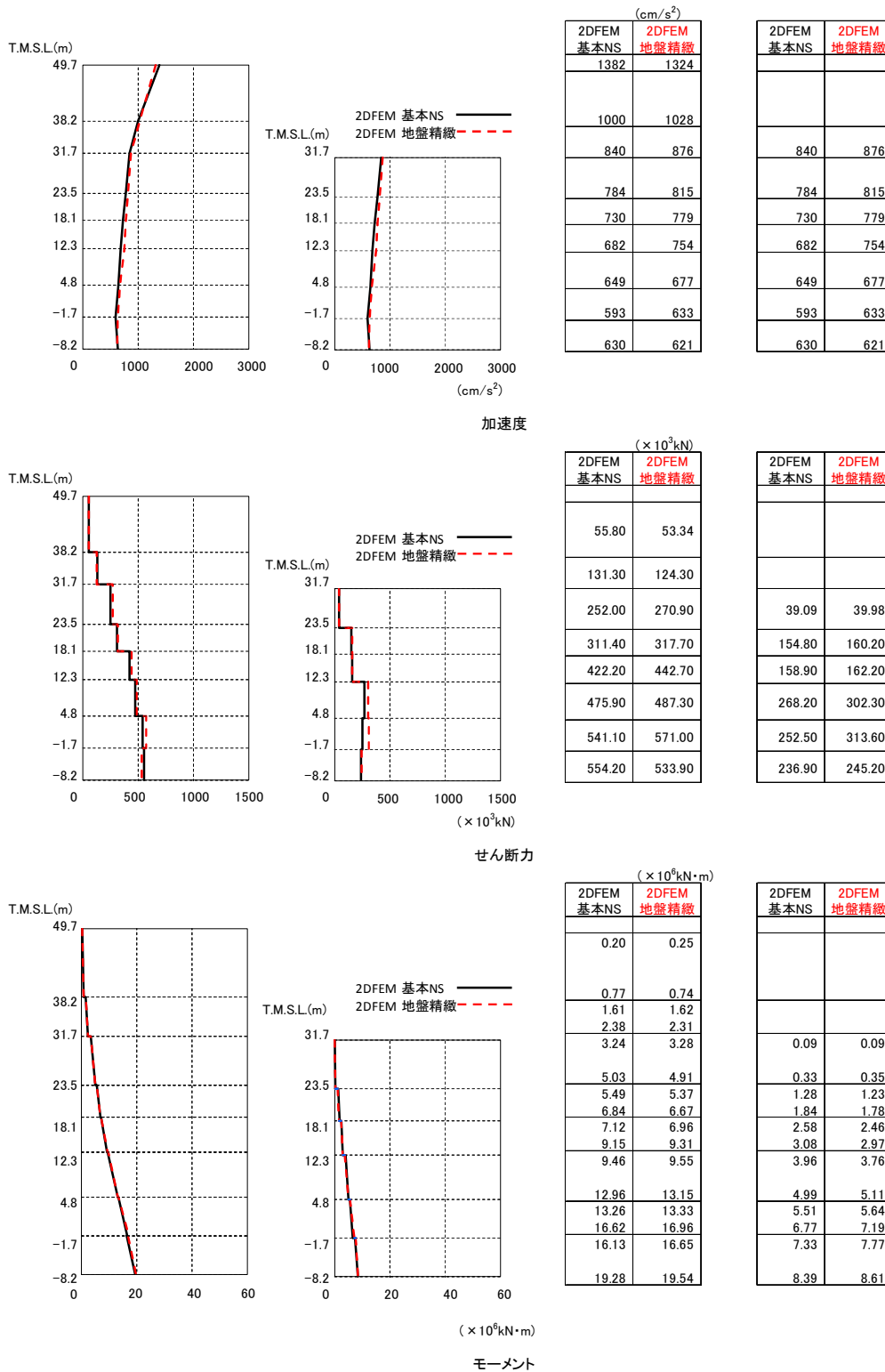


図 5.5.8 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと地盤精緻化モデル,NS 方向)



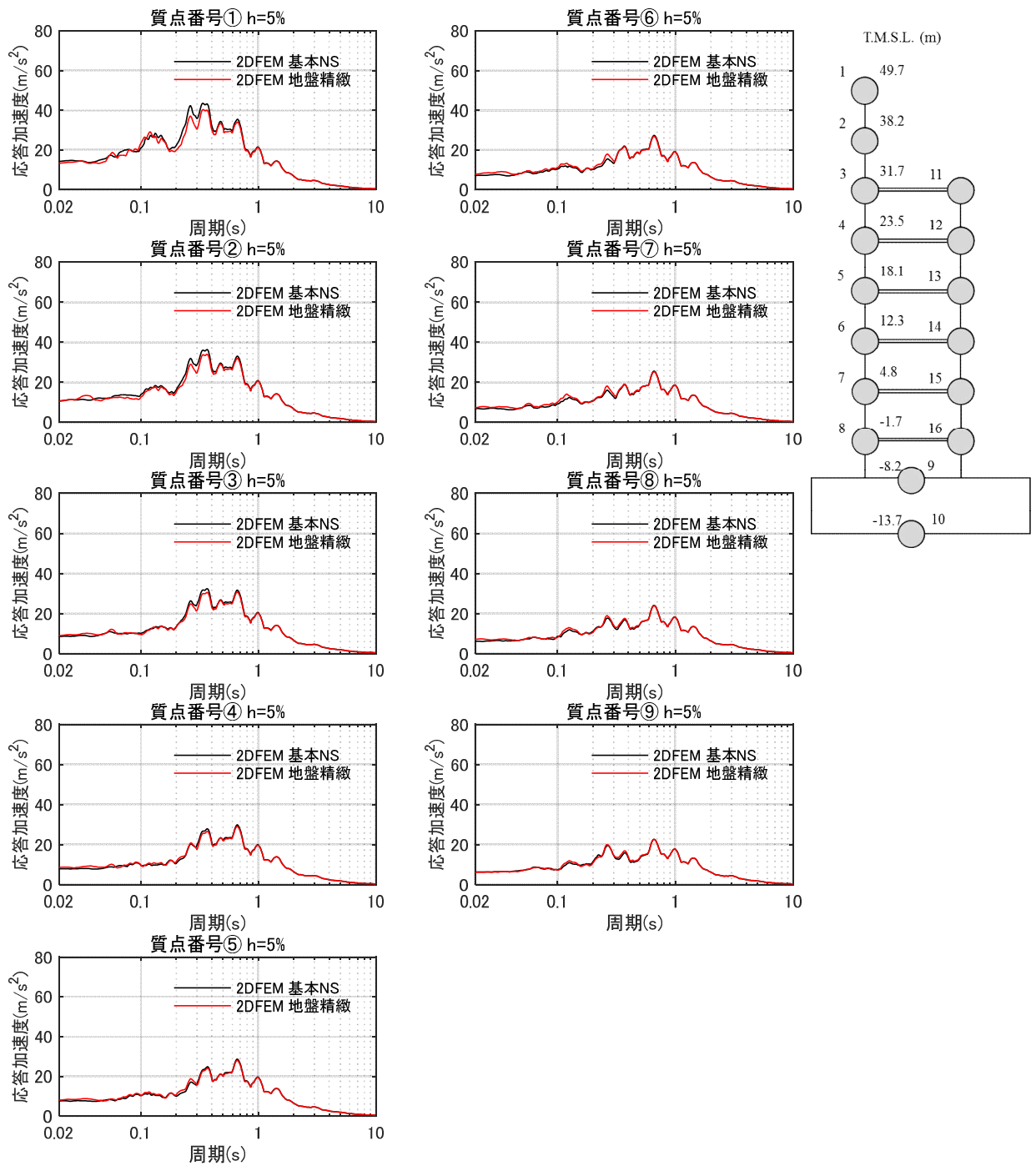


図 5.5.9 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=5\%$

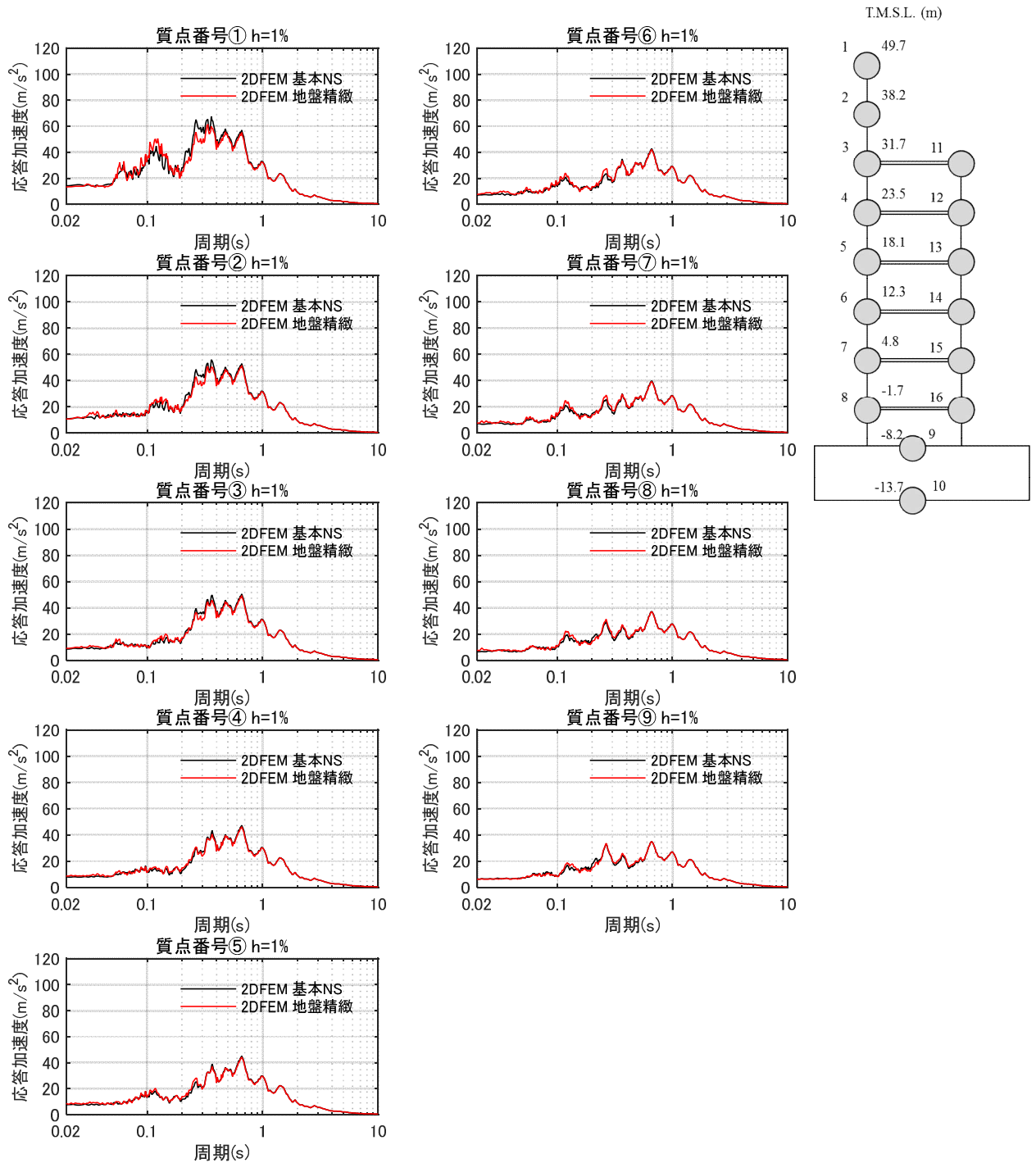


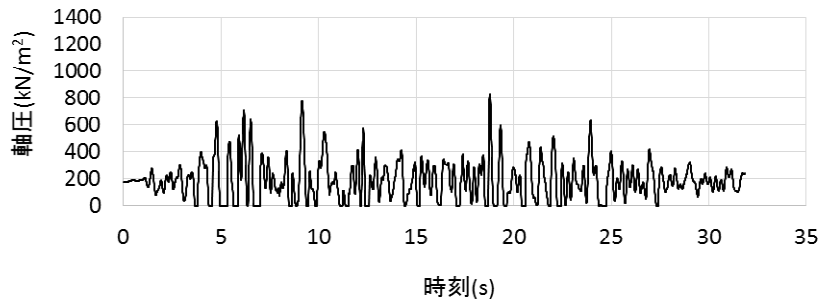
図 5.5.10 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと地盤精緻モデル) (NS 方向)  $h=1\%$

## (2) タービン建屋連成モデルと基本モデルの比較 (EW 方向)

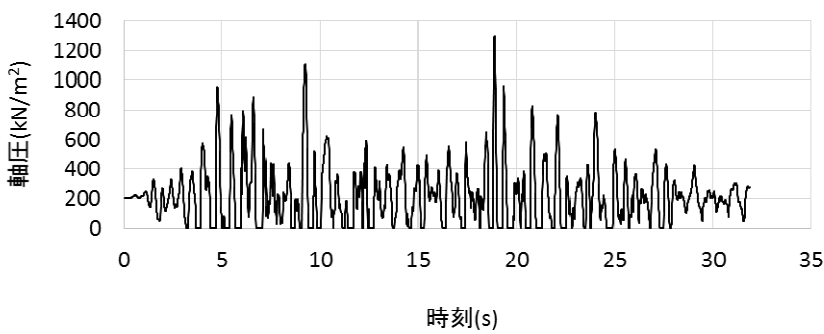
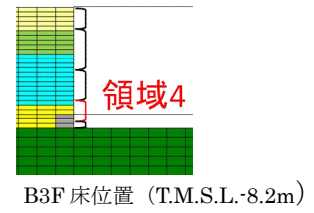
図 5.5.11～図 5.5.16 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の地時刻歴応答について両モデルで比較して示す。図 5.5.17 に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，図 5.5.18～19 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧については，東側は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きくなっている。
- ・ せん断応力についても，軸圧と同様な傾向であり，東面は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きい。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと同等であり，建屋応答に及ぼす隣接建屋の影響は小さい。
- ・ 床応答スペクトルは，基本モデルと大きな差異は認められない。

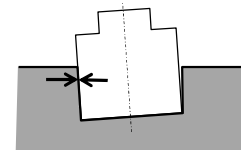
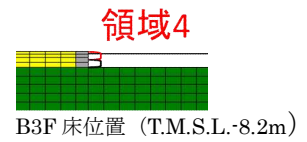
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



(EW 方向基本モデル)



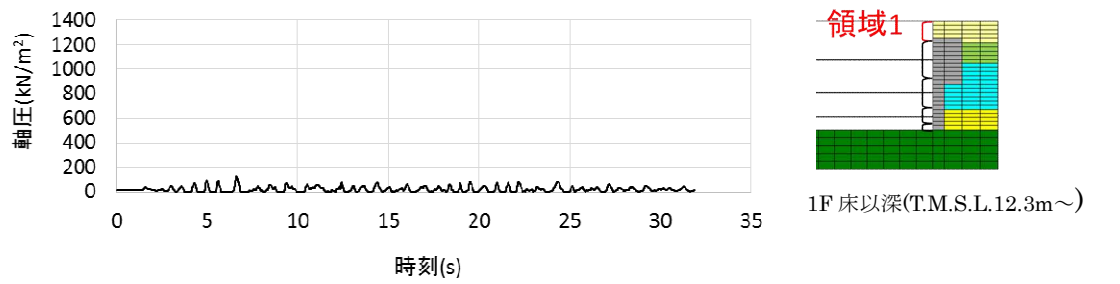
(EW 方向 T/B 連成モデル)



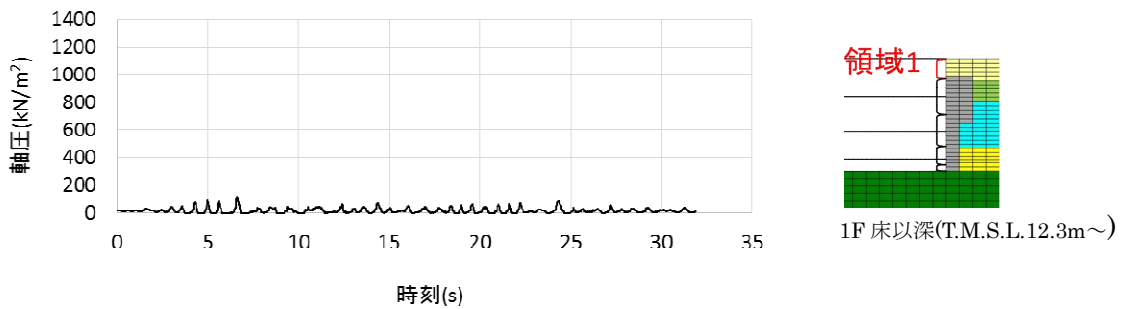
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

※T/B 連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

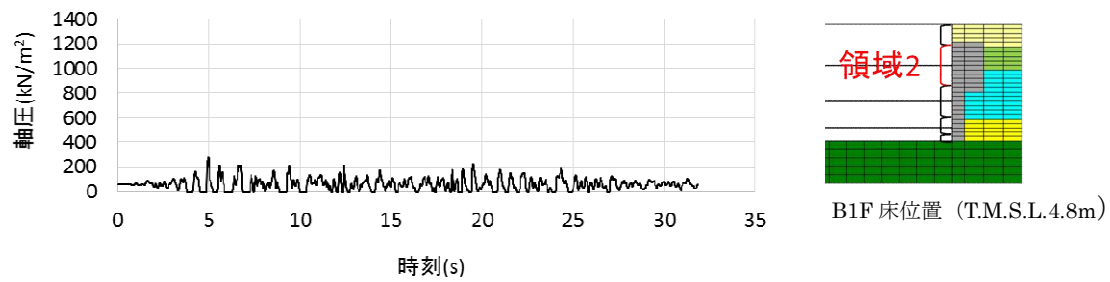
図 5.5.11 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



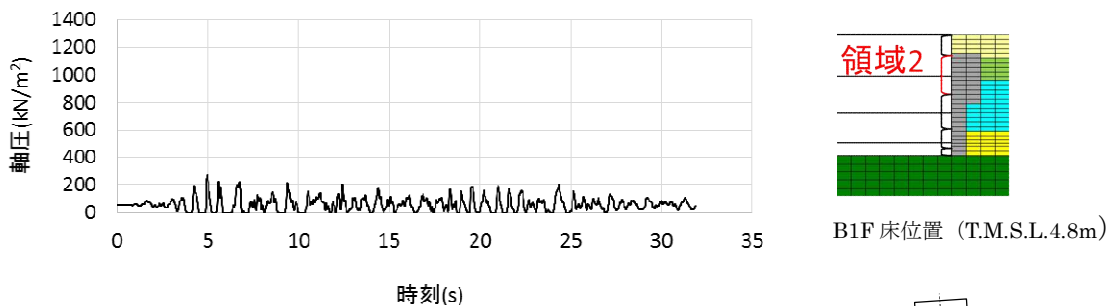
(EW 方向基本モデル)



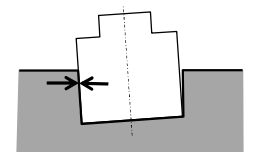
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

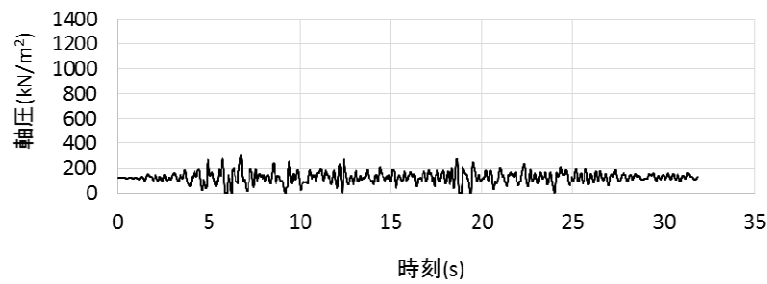


(EW 方向 T/B 連成モデル)

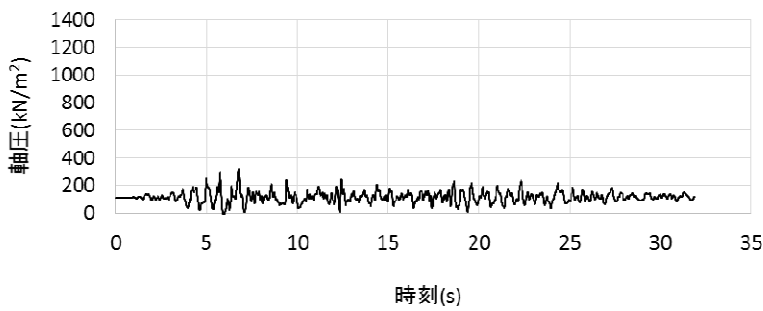
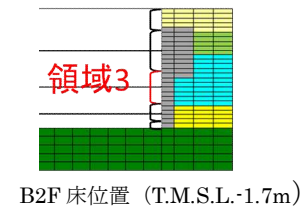


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

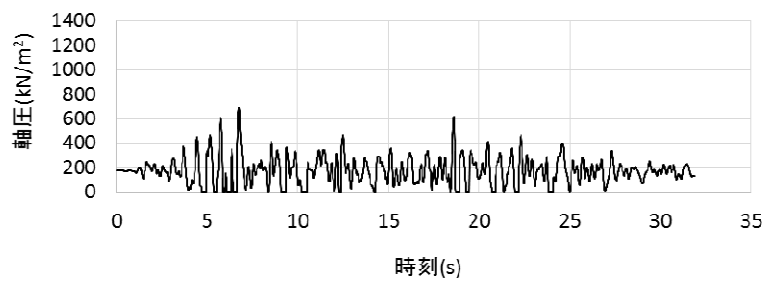
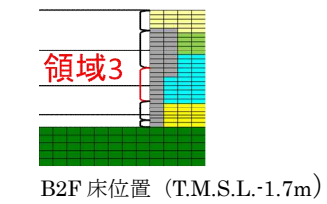
図 5.5.12 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



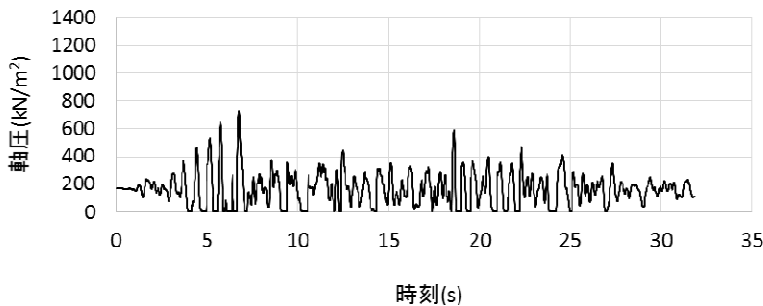
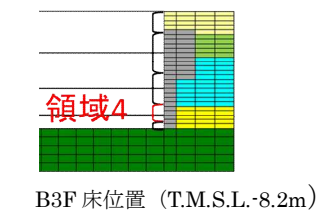
(EW 方向基本モデル)



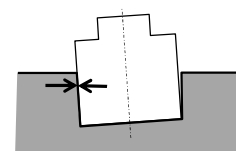
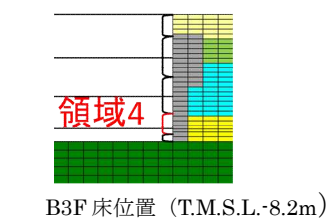
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

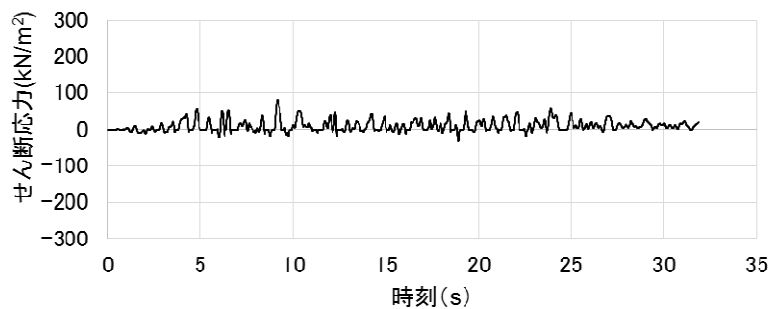


(EW 方向 T/B 連成モデル)

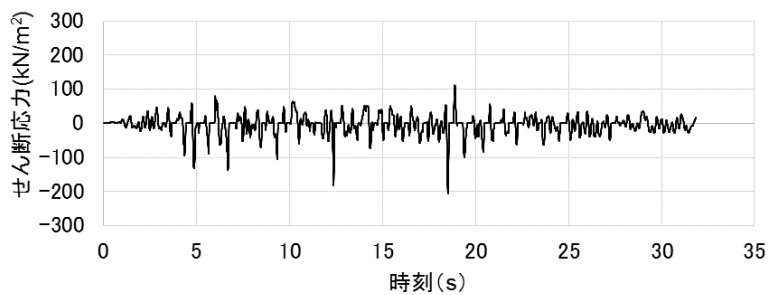
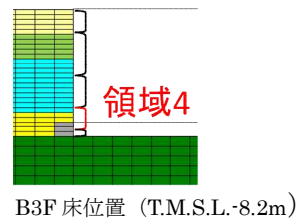


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

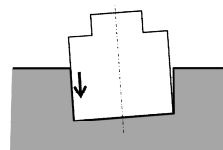
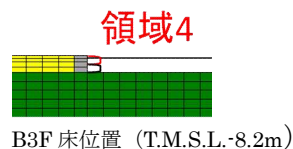
図 5.5.13 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)



(EW 方向基本モデル)



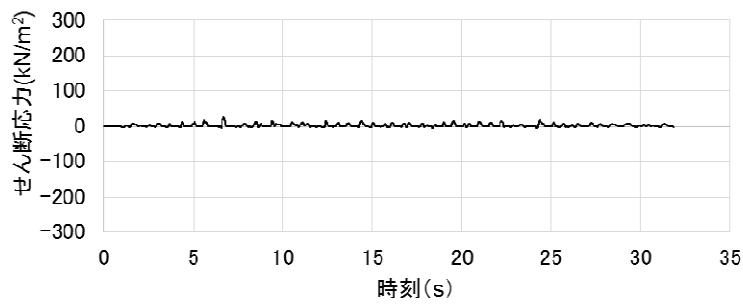
(EW 方向 T/B 連成モデル)



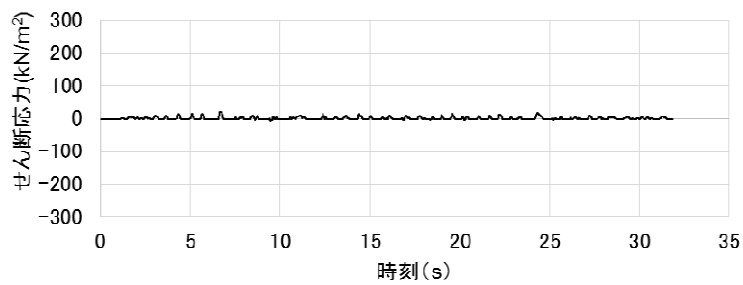
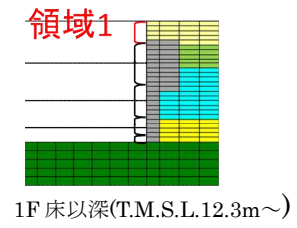
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

※T/B 連成モデルの西側には領域 1~3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

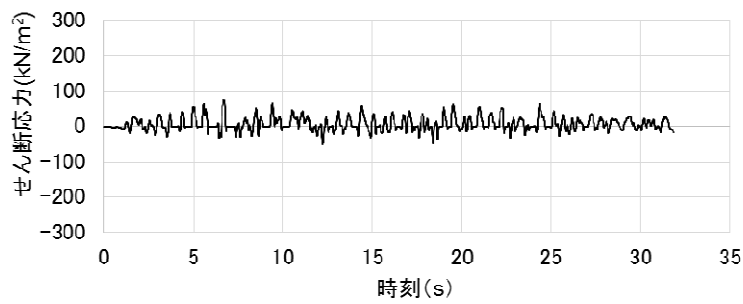
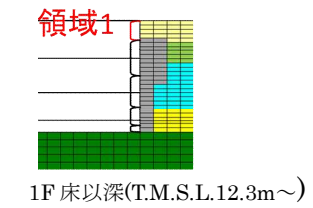
図 5.5.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



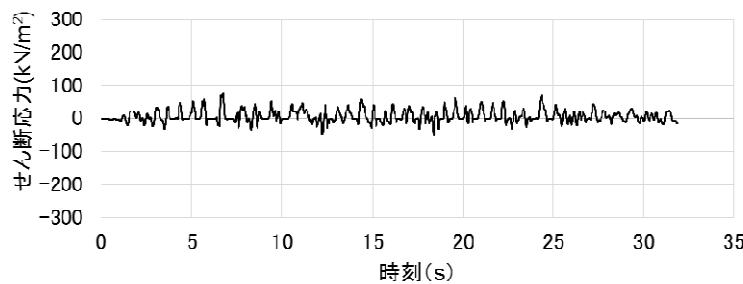
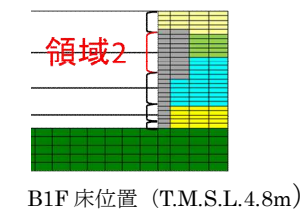
(EW 方向基本モデル)



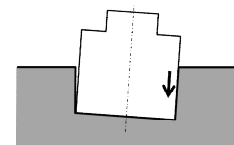
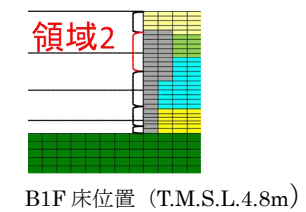
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)



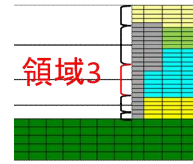
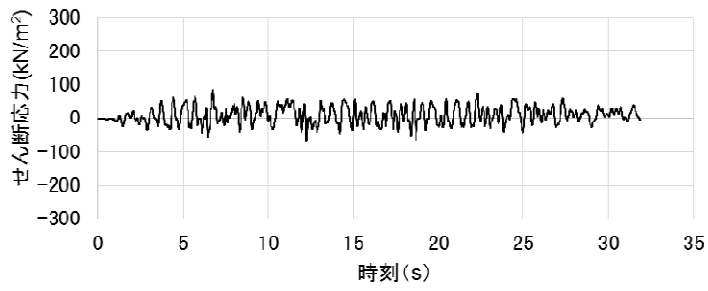
(EW 方向 T/B 連成モデル)



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

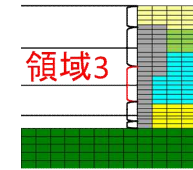
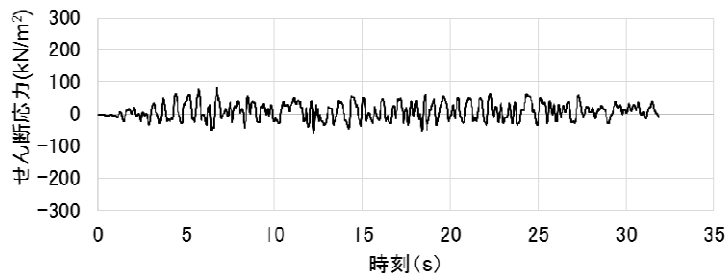
図 5.5.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)





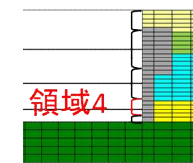
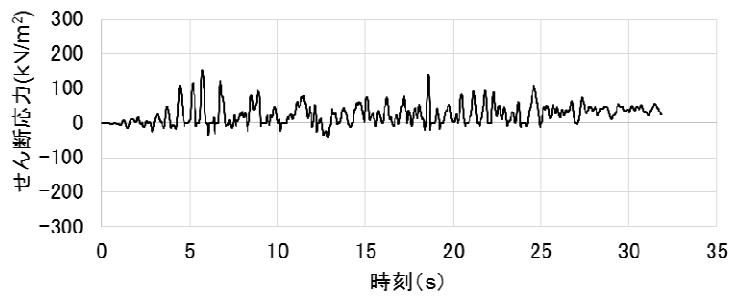
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向基本モデル)



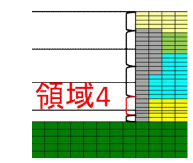
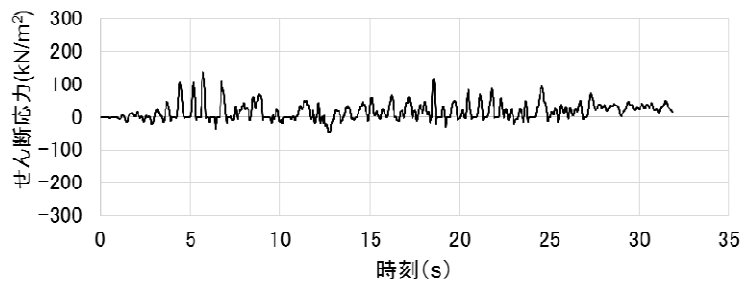
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



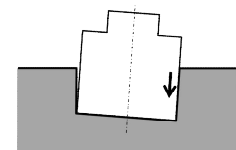
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向基本モデル)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



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 5.5.16 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)

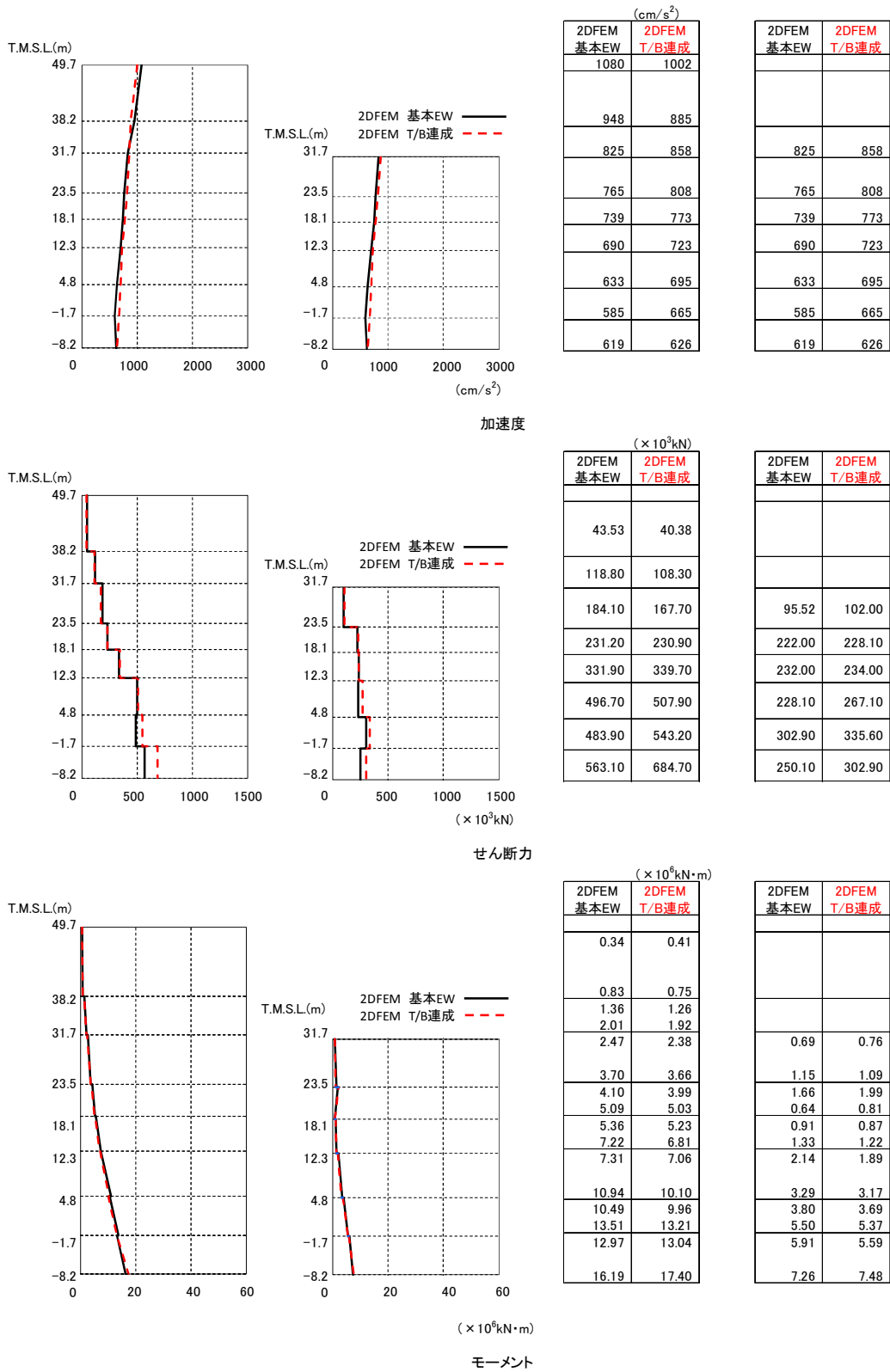


図 5.5.17 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと T/B 連成モデル,EW 方向)

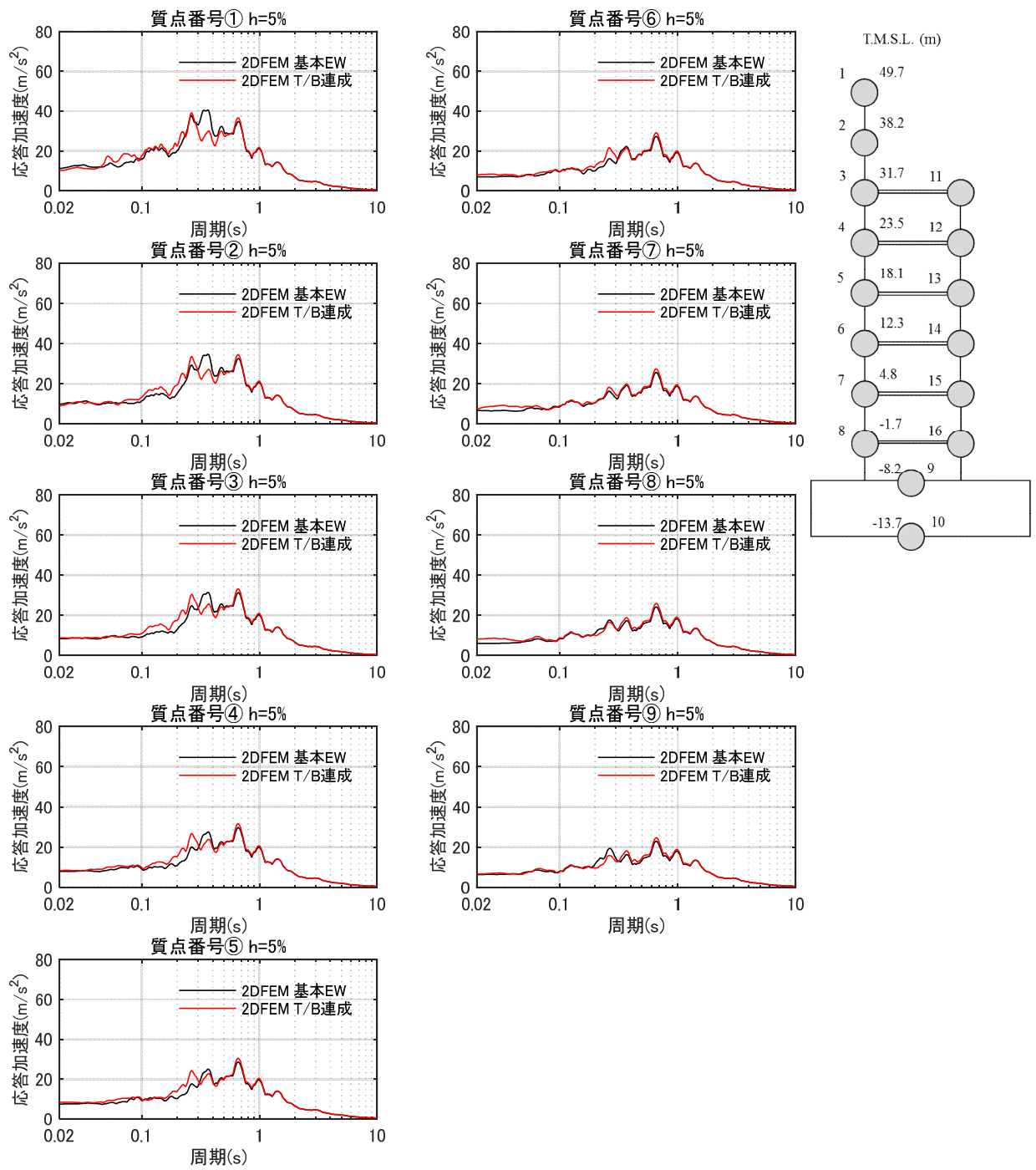


図 5.5.18 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向)  $h=5\%$

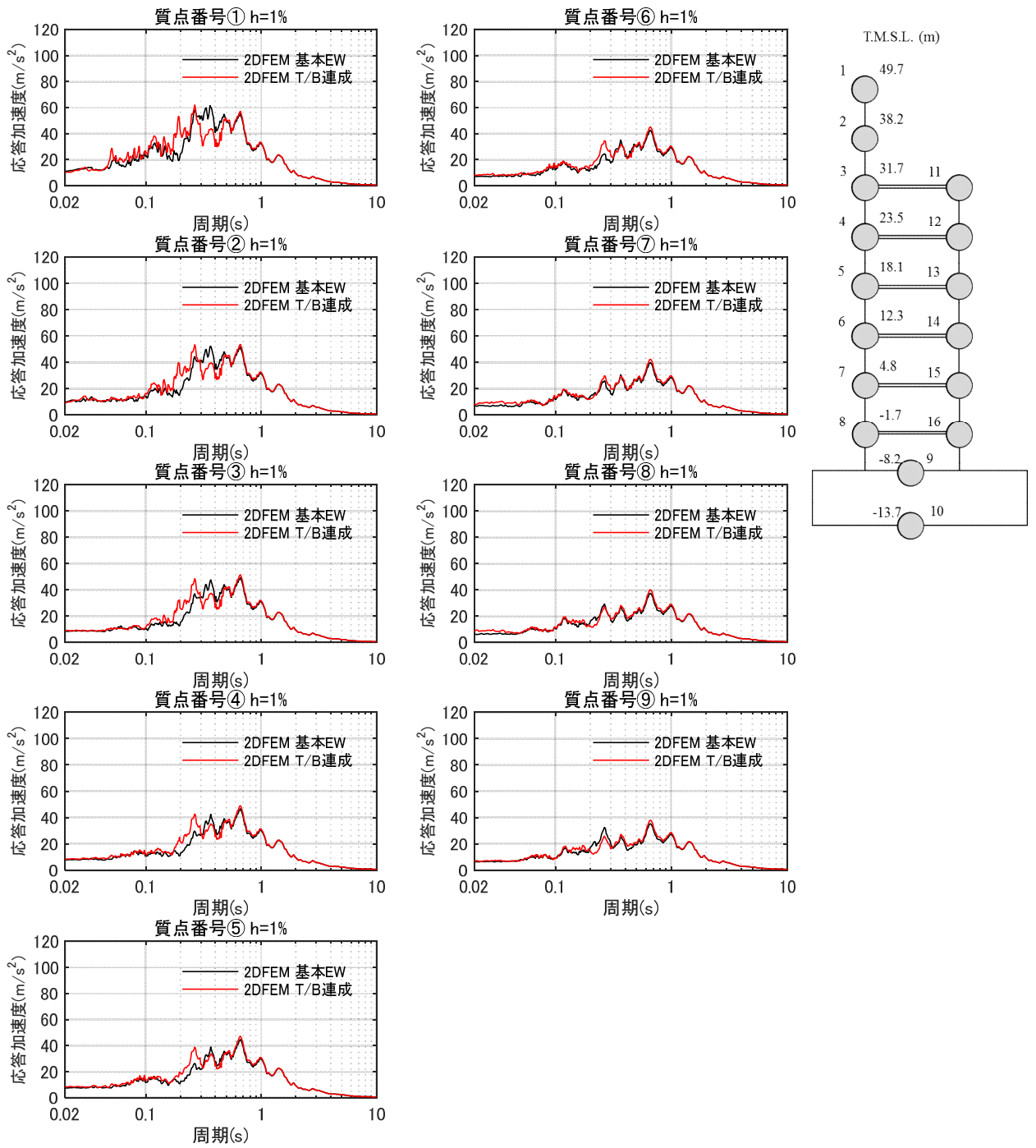


図 5.5.19 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向)  $h=1\%$

## 5.6 まとめ

地盤を精緻化したモデル及び隣接するタービン建屋を考慮したモデルについて検討した結果、基本モデルと同様に側面地盤による建屋の拘束効果がみられ、また、建屋応答は基本モデルの場合と整合的であり、詳細な周辺地盤の影響や隣接建屋の影響は小さいことが確認された。

なお、地盤を精緻化したモデルにおいて埋土と接しているマンメイドロックの健全性を確認するために、添付資料4にマンメイドロックの最大応答値を示す。この結果から、マンメイドロック部で局所的な損傷は生じることはないと判断している。

## 6. 全体まとめ

### 1) 各論点のまとめ

#### 【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

建屋地下外壁（防水層付き）と西山モルタルが接する部分について、実機の材料を模擬した試験体により摩擦試験を実施した。この結果、防水層があっても土圧が圧縮方向に外壁に作用する場合には摩擦力を見込めることが分かった。また、試験結果から摩擦力として静止摩擦と動摩擦が観測され、それらは垂直圧に概ね比例する結果（摩擦係数が一定）が得られた。

試験結果から、論点②、③の検討で用いる解析モデルのうち、せん断ばねの特性（動摩擦力とせん断剛性）を設定した。

#### 【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

建屋地下外壁と側面地盤の間の剥離や摩擦すべりを考慮した 2 次元 FEM モデルを用いて非線形地震応答解析を行った。この結果、側面地盤-建屋間に生じる土圧変動及び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ことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じることがわかった。更に、側面地盤反力の観点より 2 次元 FEM の地盤反力と埋め込み SR モデルによる地盤反力について分析した結果、両者は共に建屋を相応に拘束する結果を与えていることが確認できた。これらのことより、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤による建屋の拘束効果は期待できることがわかった。

また、2 次元 FEM モデルによる地震応答解析結果と埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較すると、両モデルの建屋応答は整合的であり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用することは妥当であると考えられる。

#### 【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②の検討で用いた 2 次元 FEM モデルに、隣接するタービン建屋及び詳細な地盤状況を反映したモデルを作成し非線形地震応答解析を行い、論点②の解析結果と比較した。その結果、詳細な地盤状況を考慮しても建屋の拘束効果が得られること、建屋の応答に大きな差異は認められず、詳細な地盤状況が建屋応答に及ぼす影響は小さいことが分かった。

## 2) 総括

埋め込み SR モデルに使用する側面回転ばねの妥当性について、地下外壁（防水層付き）と側面地盤（マンメイドロック）の間の摩擦試験，及び，詳細な 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析により検討した結果，埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

なお，今回の検討は 6 号炉原子炉建屋を代表とした検討であるが，7 号炉原子炉建屋においても以下の理由により，埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

- ・ EW 方向の断面については，6 号炉と 7 号炉に配置計画上の大きな差異は無いこと。
- ・ 論点②の検討での結果が示すように，埋め込み SR モデルの解析結果は概ね保守的な傾向を示していることから，6 号炉と同様の結果が推定できること。
- ・ NS 方向の断面については，6 号炉と 7 号炉において配置計画上の差異はあるものの，論点③に対する検討において，隣接建屋や詳細な地盤状況を反映したモデルによる解析結果と論点②の解析結果との差異がほとんど見られないこと。

## 7. 参考文献

- ・ 社団法人日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991 追補版), 1991 年
- ・ A. Yano, K.Hijikata, et al. : Seismic Design Model of Embedded Structures, 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988
- ・ 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
- ・ 社団法人日本電気協会：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
- ・ 財団法人原子力発電技術機構：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
- ・ 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
- ・ 矢野, 中沢他：埋め土・浮き上り非線形に着目した地盤建屋模型の振動台実験とその解析 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 59 年 10 月
- ・ 鈴木, 内藤他：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報告集 第 438 号, 1992 年 8 月
- ・ 古山田他：「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 1～その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 井原他：「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)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 今村他：「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)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年 8 月
- ・ 内山他：「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)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2004 年 8 月
- ・ 滝田, 成川他：埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討, 日本建築学会学術講演梗概集, 1995 年 8 月

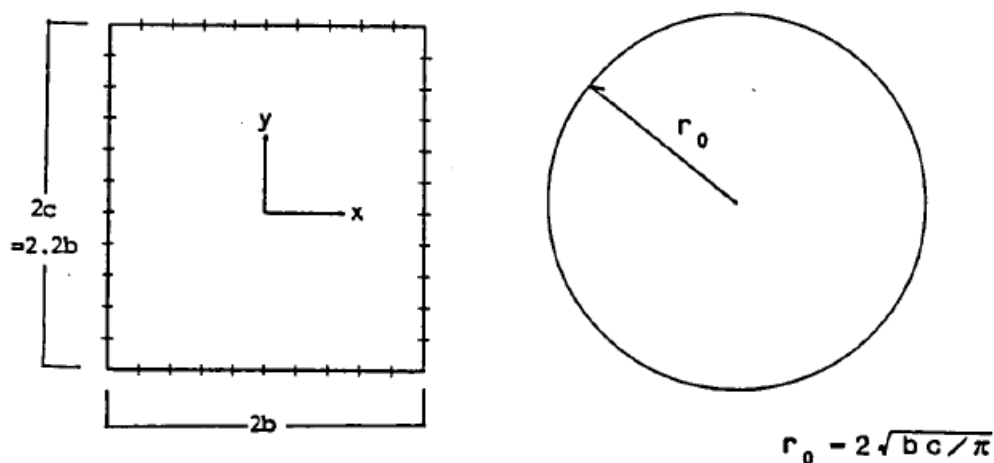


## 添付資料 1. NOVAK ばねの円形仮定の妥当性（辺長比）について

NOVAK のばねは、円形を仮定している。一方、ここでの検討対象の原子炉建屋は矩形の平面形状をしている。ここでは、円形仮定の妥当性について既往の文献を調査する。

### (1) 「標準化報告書」での内容

NOVAK の側面ばねは建屋の平面形が円形として導かれたものであるのに対し、一般に建屋は矩形のものが多いことから、「標準化報告書」では、平面形が矩形の建屋への適用性について検討を実施している。具体的には、矩形平面に関する地盤ばねを二次元境界要素法 (BEM) で計算し、このばねの値と面積が等価な円半径 (等価円半径) を用いた地盤ばねの値とを比較・検討している。



添図 1.1 矩形平面と等価円半径

「標準化報告書」における、正方形平面の場合と等価円の場合を比較して添図 1.2 に示す。この結果より、正方形平面の地盤ばねの虚部が等価円の場合の虚部より若干大きくなる傾向にあるが、正方形平面の地盤ばねを、等価円半径を用いて NOVAK の方法により算定しても実用上問題ないものと考えられるとしている。

「標準化報告書」において、長辺と短辺が異なり正方形でない場合での等価円半径を用いた NOVAK の側面ばねの適用性について検討した結果を添図 1.3 に示す。この結果より長辺と短辺の比 (辺長比) が 1.1 程度の長方形平面であれば、等価円半径を用いて地盤ばねを算定しても実用上ほぼ問題ないものと考えられるとしている。

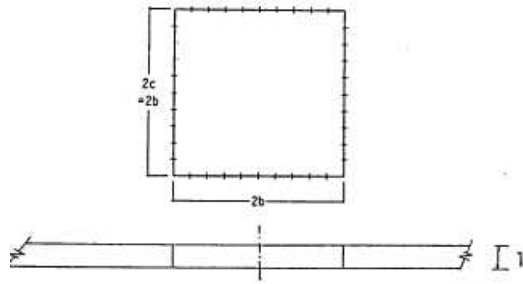


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

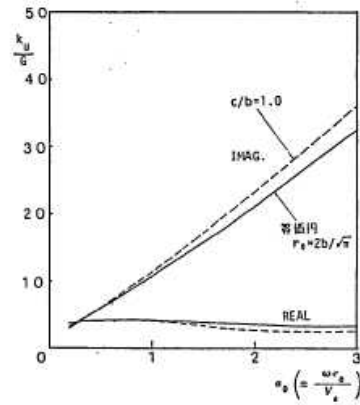


図 7.2 正方形平面と等価円の $K_u$

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

添図 1.2 正方形平面と等価円の比較 (「標準化報告書」に加筆)

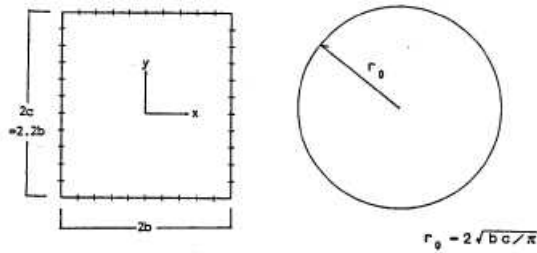


図 7.3  $c/b = 1.1$  の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 $r_0$

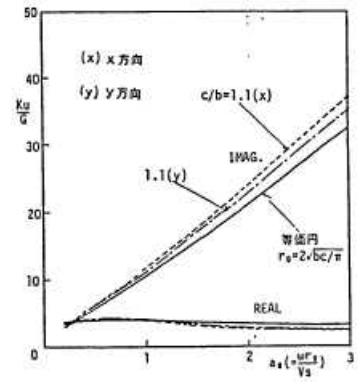


図 7.4  $c/b = 1.1$  と等価円の $K_u$

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

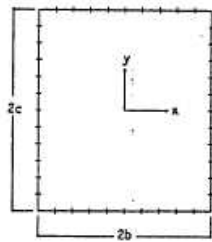


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

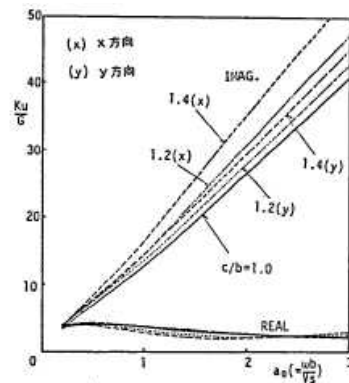


図 7.6 辺長比の違いによる $K_u$ の比較

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

添図 1.3 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (「標準化報告書」に加筆)

(2) 既往文献での内容

滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)では、主要周期帯が5Hz以下の建屋を設計する場合には、辺長比1.7程度まで等価円を用いてNovakの方法を用いてよいとしている。

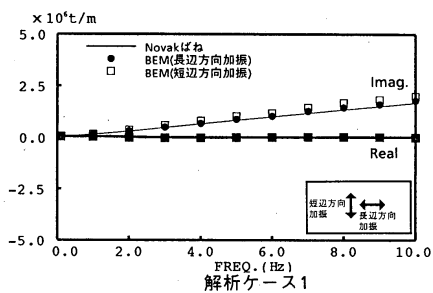


図-3 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.3の場合)

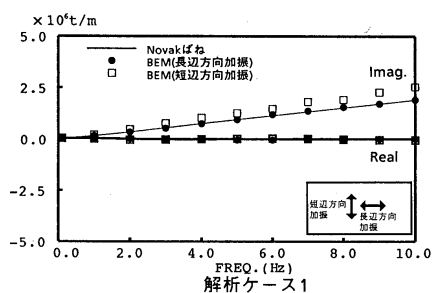
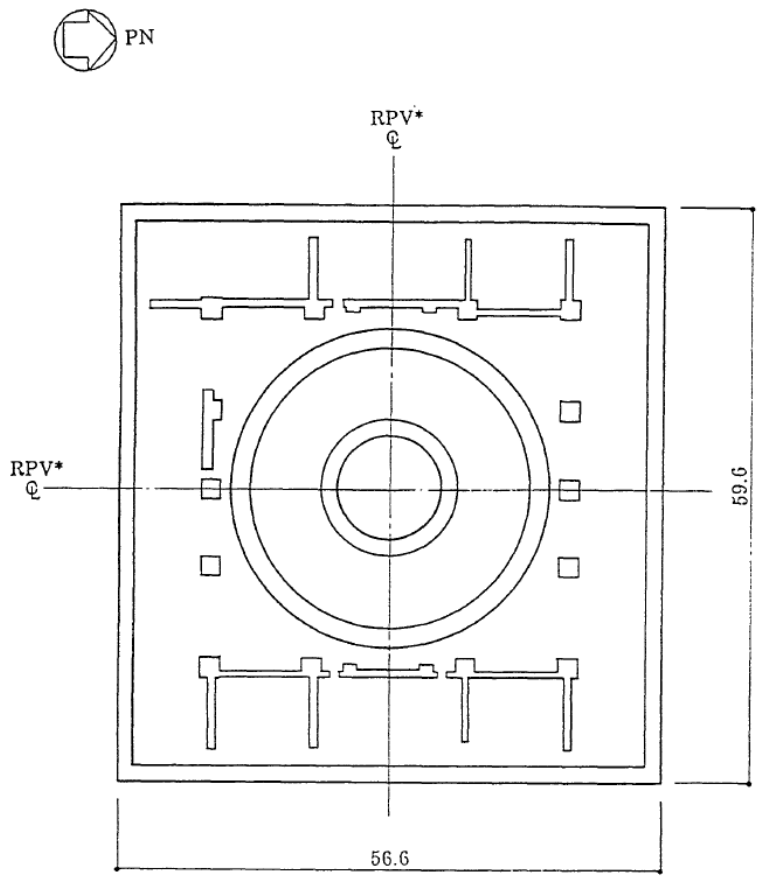


図-4 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.7の場合)

添図 1.4 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)より)

(3) 今回対象の6号炉原子炉建屋について

今回の検討対象である、6号炉原子炉建屋は56.6m(NS)×59.6m(EW)であり、辺長比は1.05となり、いずれの場合においてもNOVAKのばねの適用範囲内となっている。



注記 \*: 原子炉圧力容器 (以下、「RPV」と略す。)

図3-1 原子炉建屋平面図(T.M.S.L.-8.2) (単位 : m)

添図 1.5 原子炉建屋地下部分の平面図 (T.M.S.L.-8.2m の例)

## 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

### (1) 検討の概要

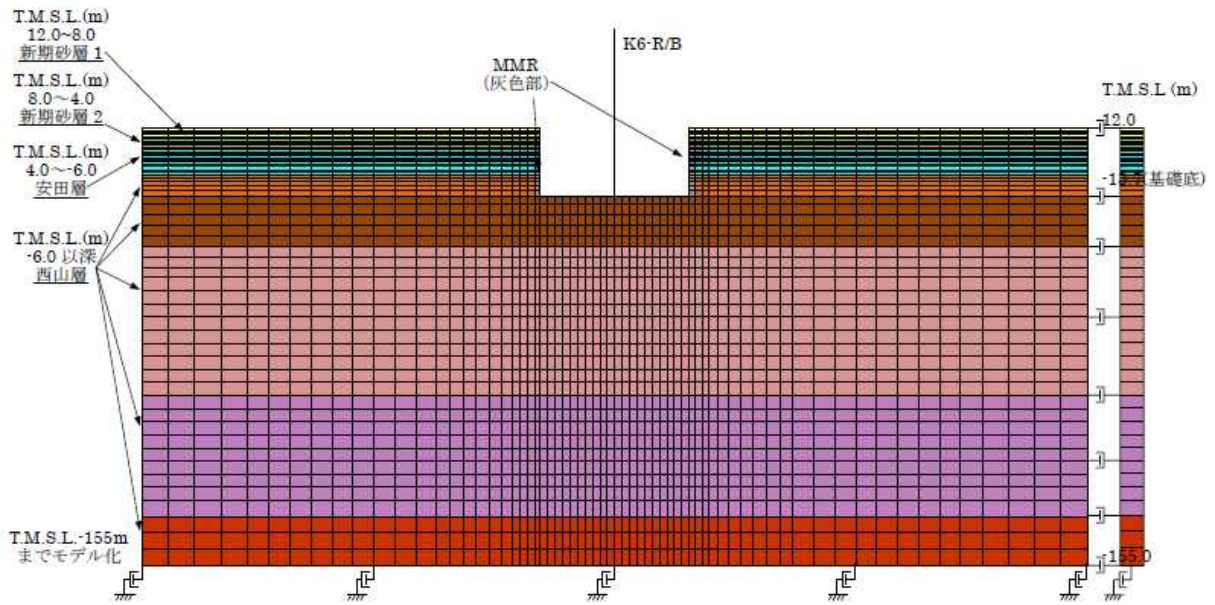
2007 年新潟県中越沖地震に対して、本編 2 章で示した 2 次元 FEM 解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルの信頼性を検証する。

2 次元 FEM 解析モデルを添図 2-1 に示す。なお、2 次元 FEM 解析モデルには、地震観測時点の建屋の質量状態を反映させる。

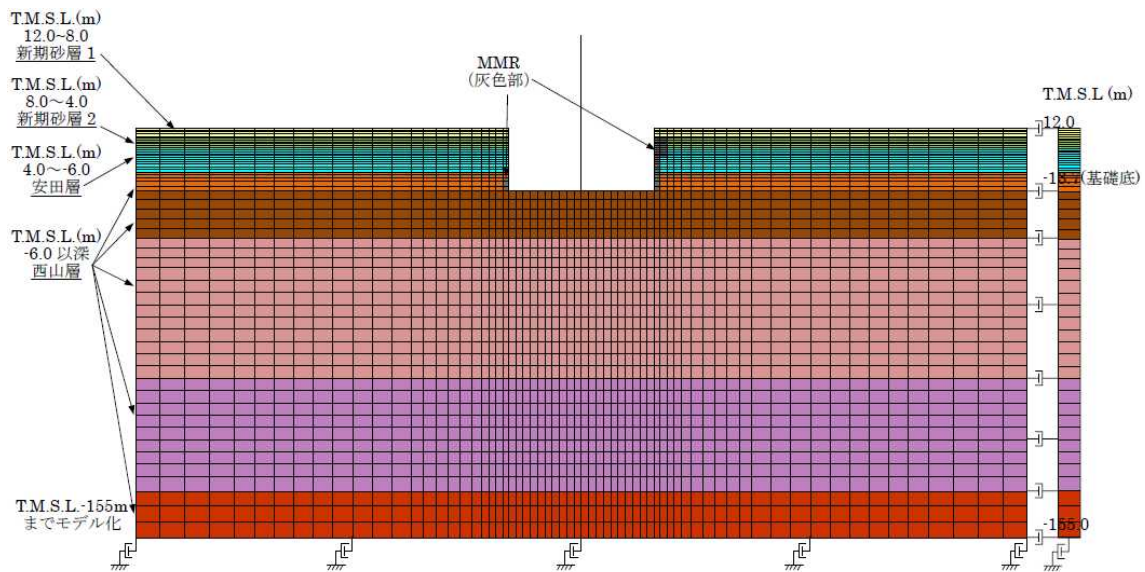
解析に用いる地震の諸元を添図 2-2 に、地震計位置を添図 2-3 に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を添図 2-4 および添図 2-5 に示す。また、解析用地盤物性値を添表 2-1 に示す。

原子炉建屋基礎上 (6-R2 : T.M.S.L.-8.2m) で観測された記録に基づき、基礎上での応答が観測記録と同一となるよう入力地震波を設定し地震応答解析を行う。

地震計を設置している 3 階の位置 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) での解析結果と観測記録とを比較する。



(NS 方向)



(EW 方向)

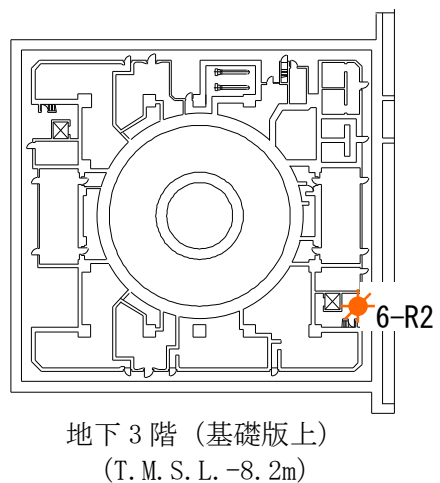
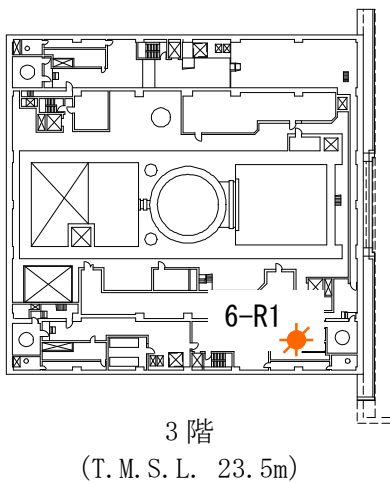
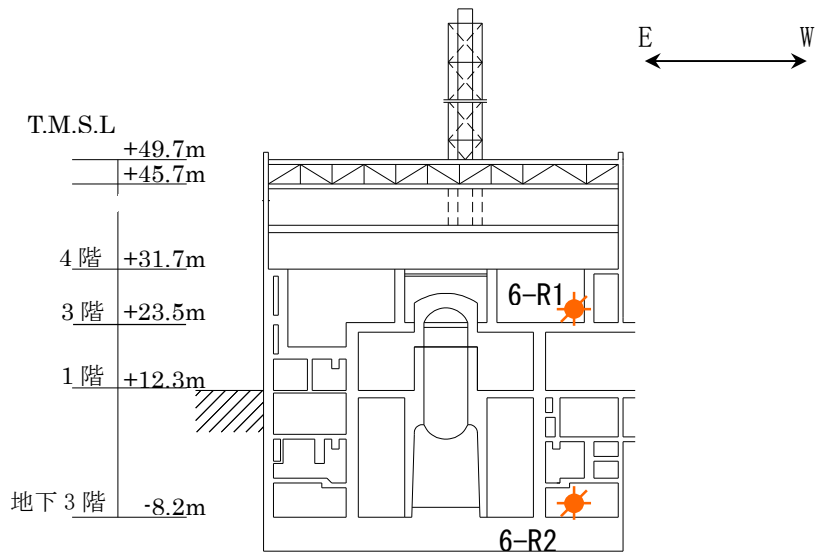
添図 2-1 2次元 FEM 解析モデル

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



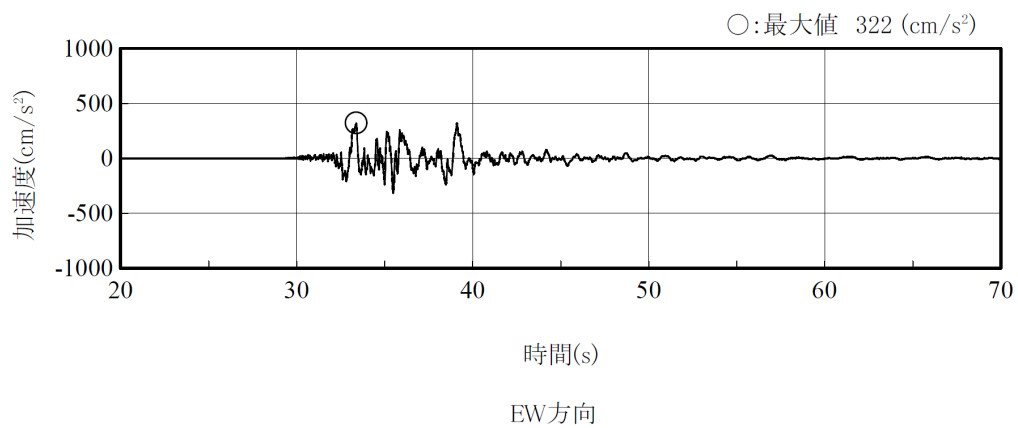
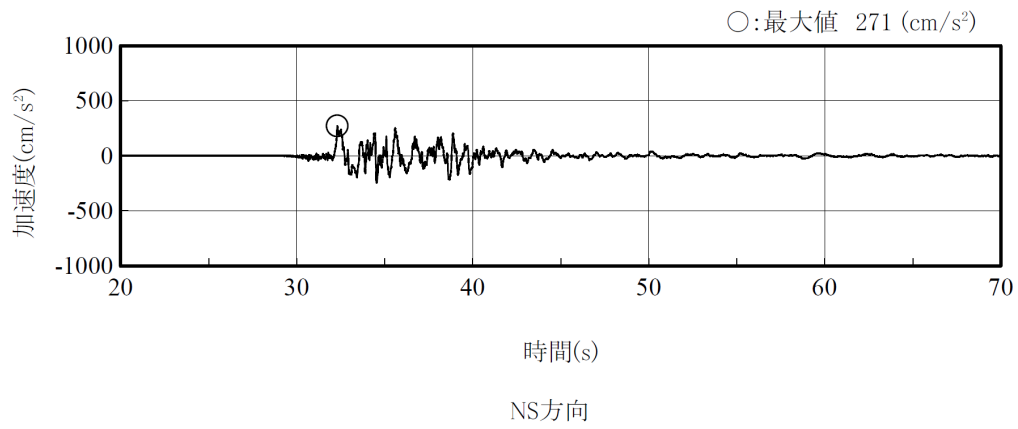
©Google ©ZENRIN

添図 2-2 検討に用いる地震の諸元 (2007年新潟県中越沖地震)



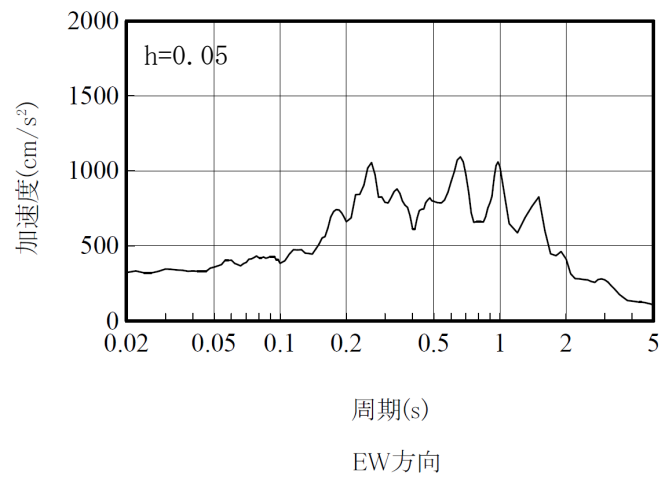
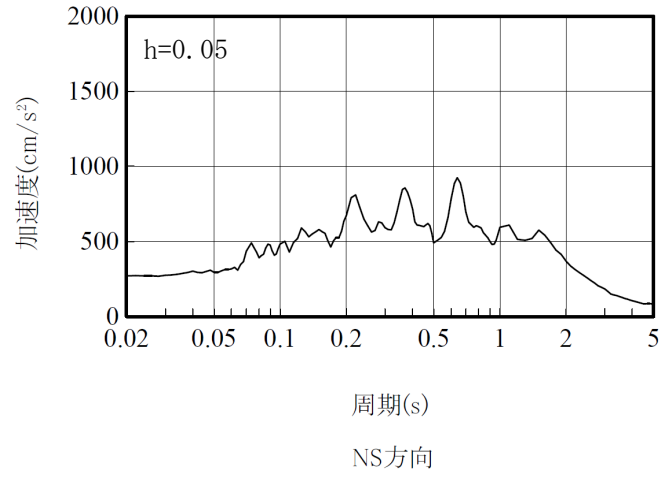
添図 2-3 地震計位置





(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

添図 2-4 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)



添図 2-5 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)

添表 2-1 シミュレーション検討モデルの解析用地盤物性値

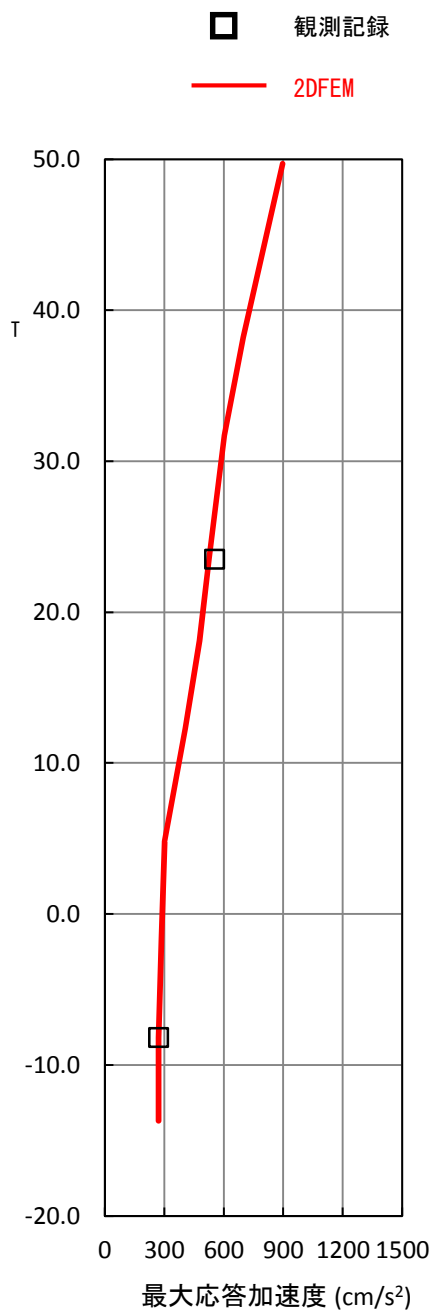
標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 E ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.11	0.29	22
+8.0		200	16.1	0.308	0.19	0.50	22
+4.0	安田層	330	17.3	0.462	1.22	3.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	11.20	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.41	12.75	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	16.35	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.73	22.02	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

## (2) 観測記録による解析結果

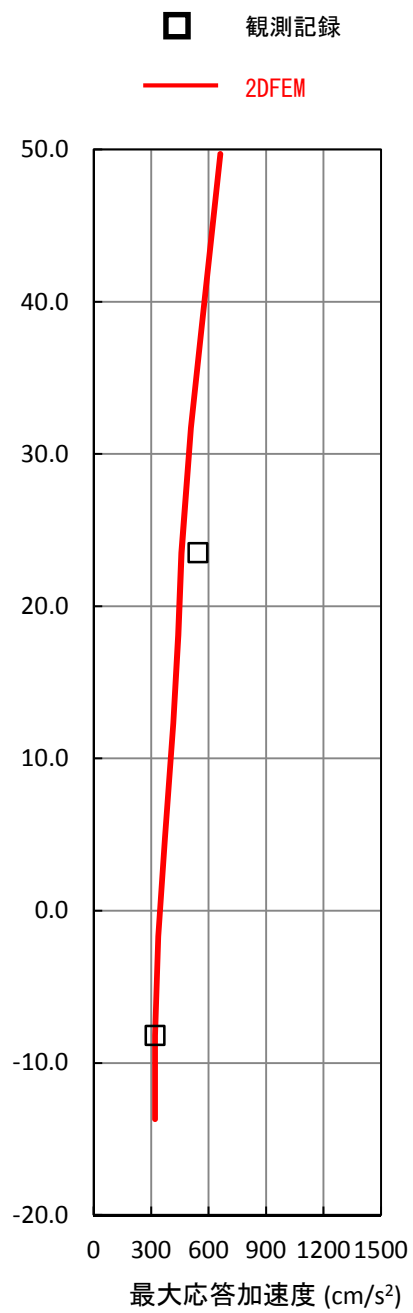
解析結果の建屋の最大応答加速度分布を観測記録と比較し添図 2-6 に示す。また、原子炉建屋 3 階 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) の地震計位置での解析結果と観測記録の加速度波形及び加速度応答スペクトルの比較を添図 2-7 及び添図 2-8 に示す。

## (3) 観測記録と解析結果の比較・考察

添図 2-6～添図 2-8 に示した通り、最大応答加速度、加速度波形及び加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向及び EW 方向の解析結果は、観測記録と概ね対応する結果となった。これにより、本編 2 章で示した 2 次元 FEM 解析モデルによる解析結果は、原子炉建屋の上層階 (3 階) の記録を精度良く評価できることが確認できた。

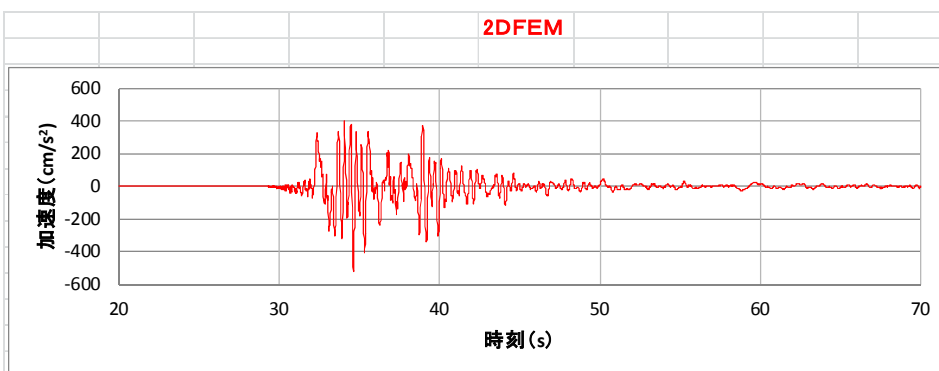
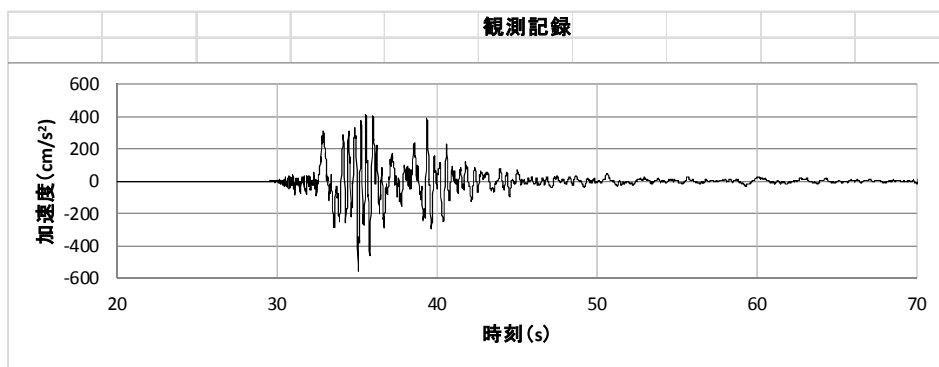


(1)NS 方向

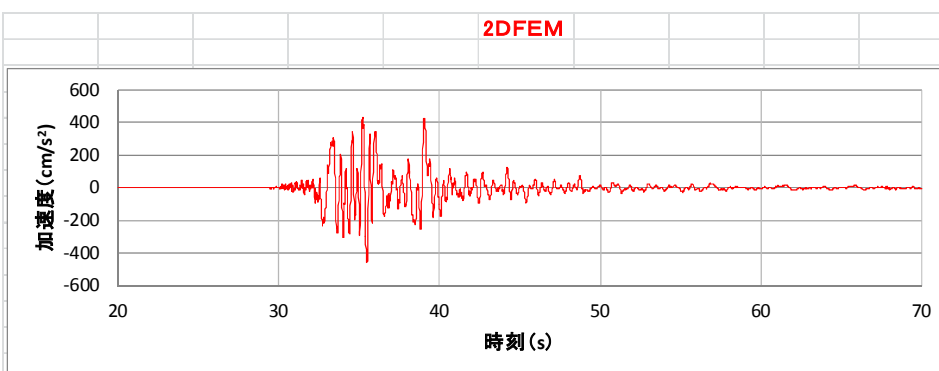
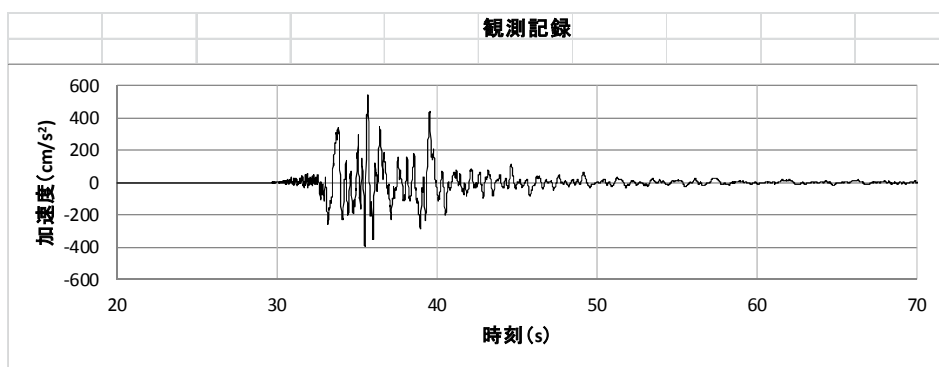


(2)EW 方向

添図 2-6 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較

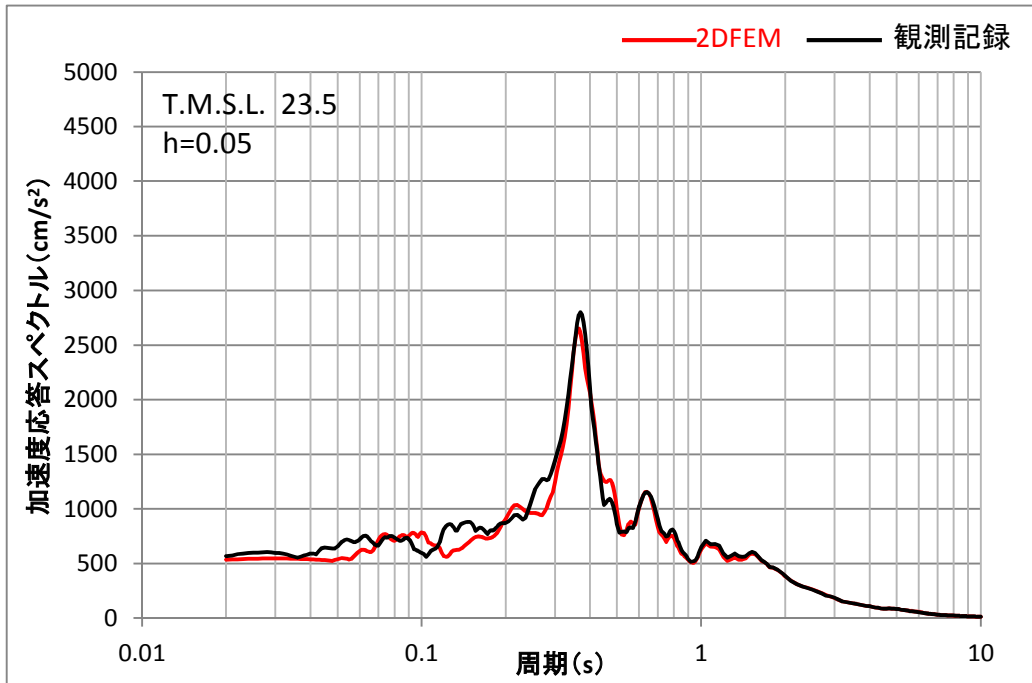


(1) NS 方向

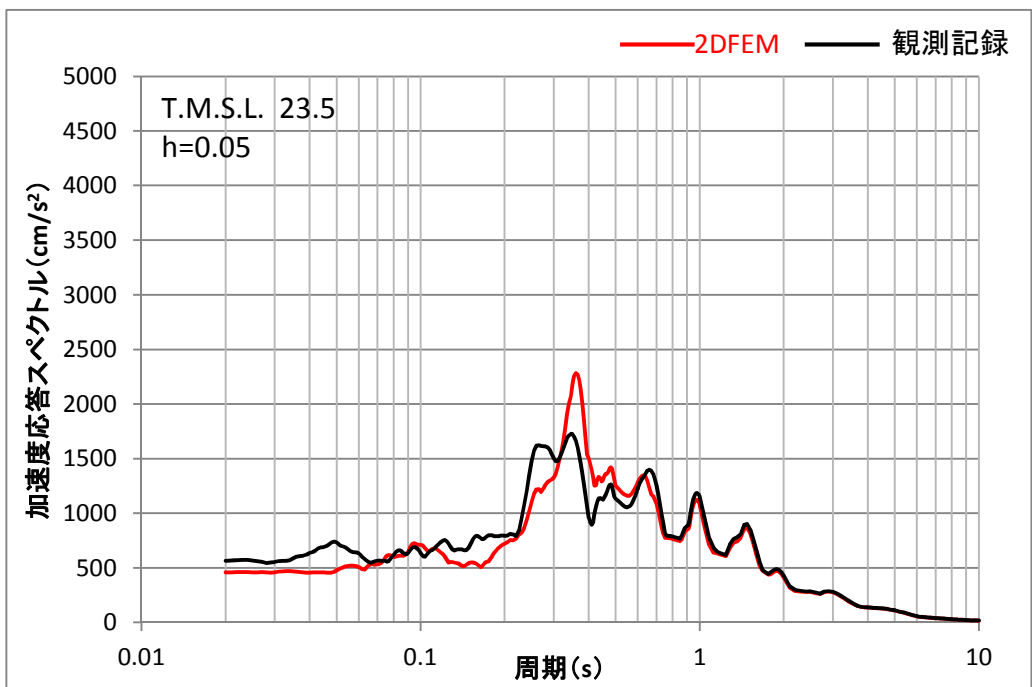


(2)EW 方向

図 2-7 観測記録と解析結果の加速度波形の比較  
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

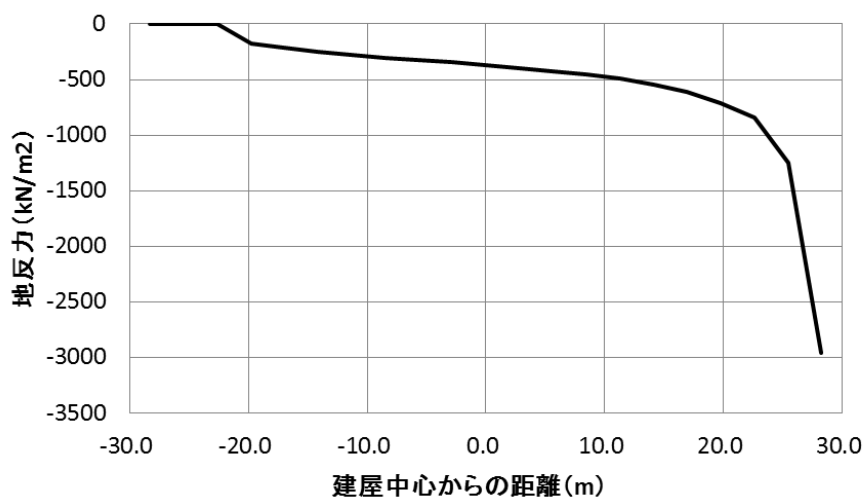
添図 2-8 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較  
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)

### 添付資料 3 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

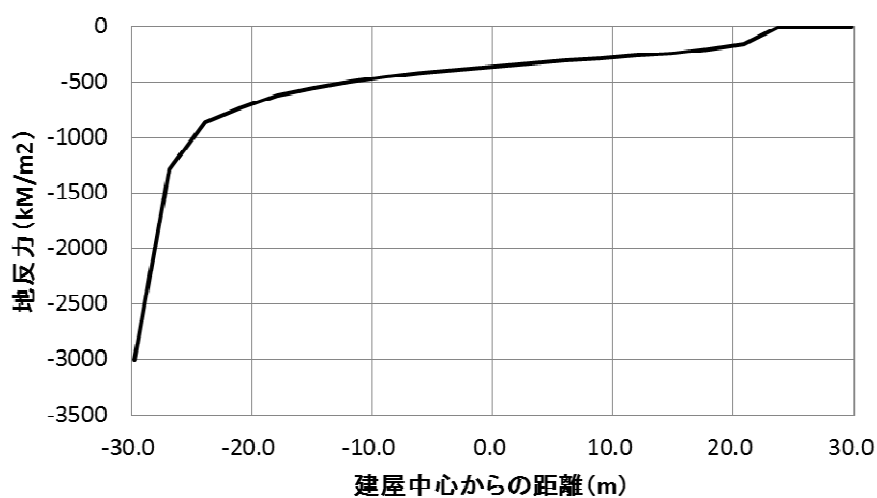
2次元 FEM モデルの地震応答解析結果から建屋基礎下の地反力分布を検討する。対象としたケースは NS 方向基本モデルと EW 方向基本モデルである。

最小接地率が発生した時刻における建屋基礎底面と地盤の間に設置した鉛直方向の各軸ばねの圧縮軸圧から評価した地反力を、NS 方向基本モデルの場合を添図 3.1 に、EW 方向基本モデルの場合を添図 3.2 に示す。

なお、支持地盤の極限支持力度は、 $5982\text{kN/m}^2$  ( $610\text{tf/m}^2$ ) である。



添図 3.1 最小接地率発生時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)



添図 3.2 最小接地率発生時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)



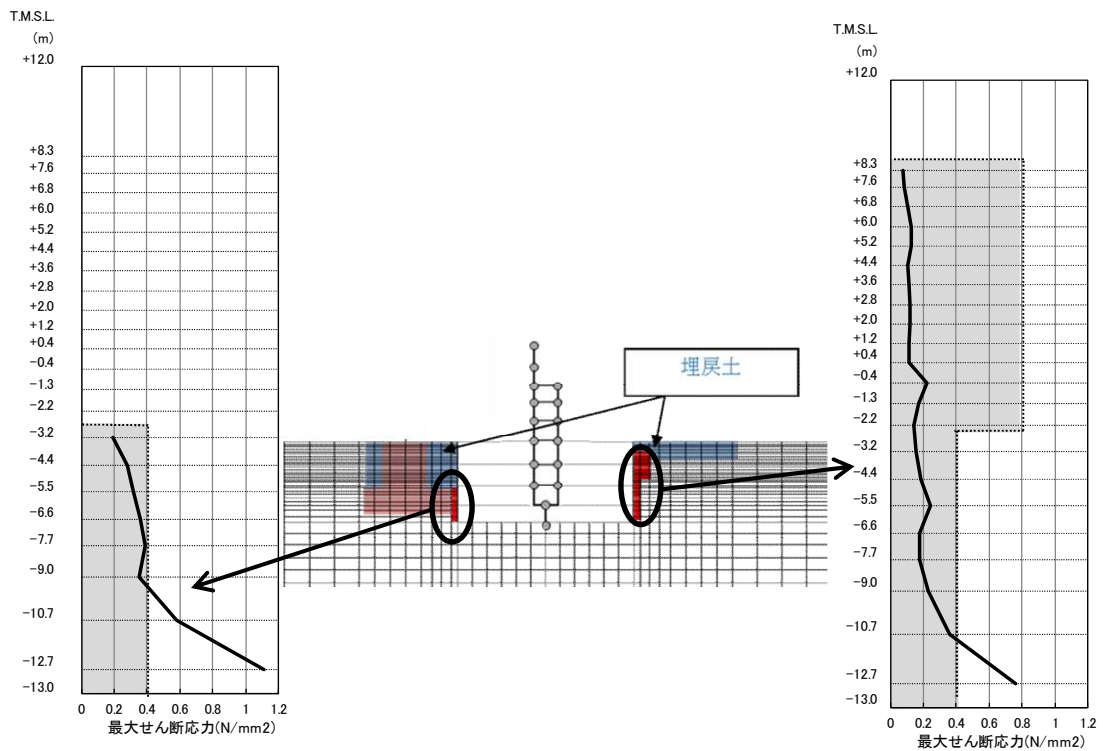
#### 添付資料4 建屋周辺のマンメイドロックについて

建屋外周のマンメイドロックについて、建屋周辺の埋戻し状況を詳細に模擬した解析ケース（論点③に対する検討で実施）を代表として、最大せん断応力を確認した。

建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力分布を添図 4-1 に示す。同図より、建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力は、最大でも  $1.1 \text{ N/mm}^2$ （建屋基礎近傍の最深部）程度となっている。

これはマンメイドロックのせん断強度  $1.84 \text{ N/mm}^2$ \*（保守的に圧密圧力の影響を無視した値）以下であることから、マンメイドロックが局所的に破壊することはないと考えている。

\*出典：柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（6号及び7号原子炉施設の変更）  
（平成25年9月27日）



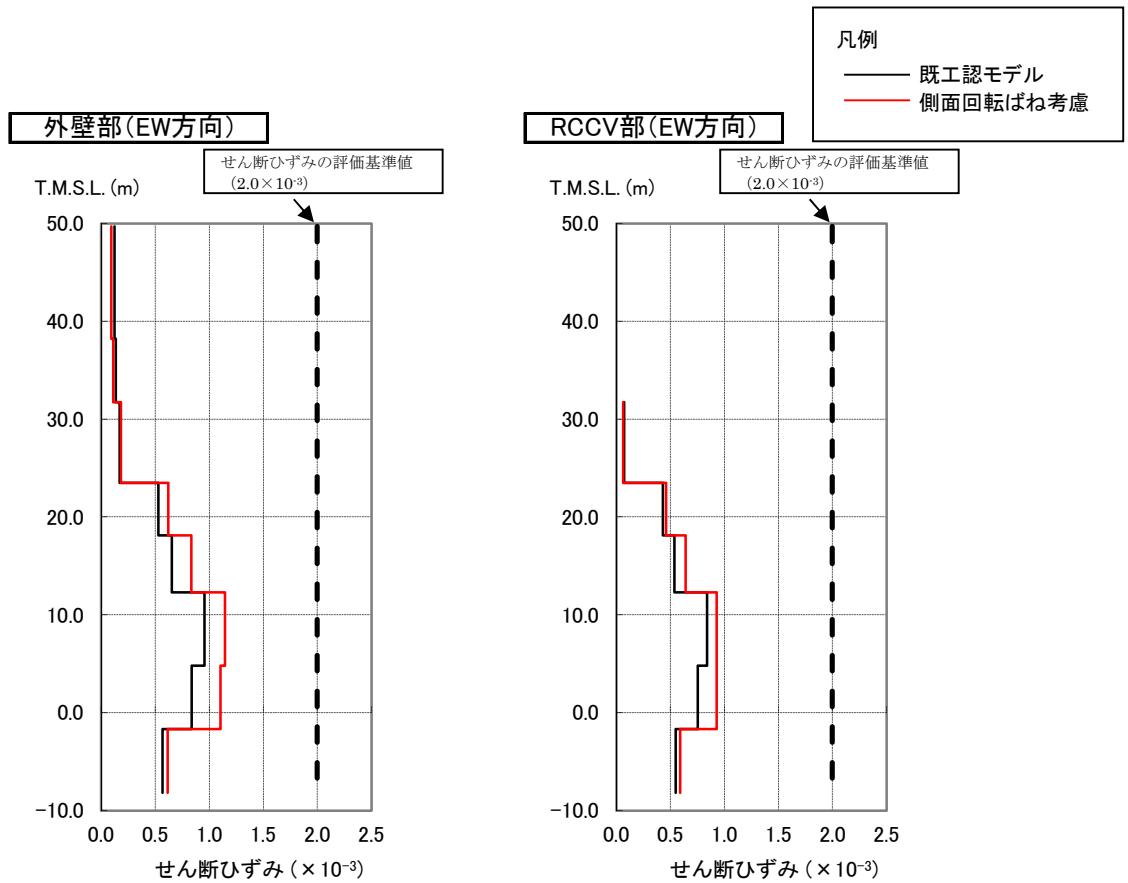
添図 4-1 建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

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)

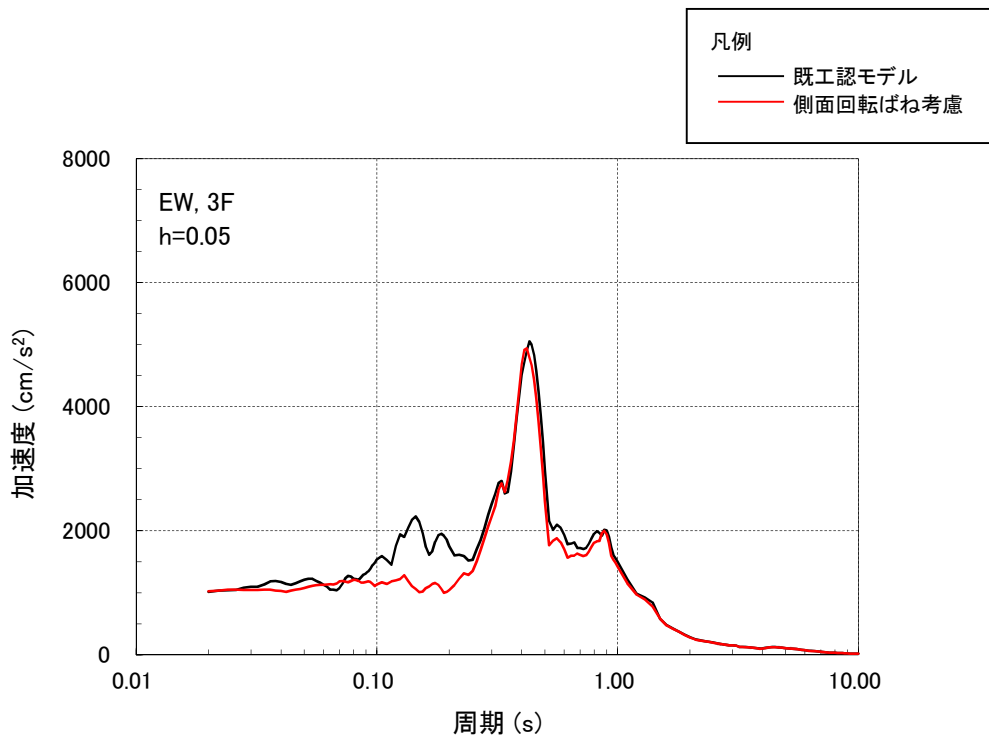
本編では Ss-1NS 方向を代表として回転ばねを考慮することの定量的な効果を示したが、ここでは接地率がわずかに Ss-1NS 方向を下回るケースとして Ss-2EW 方向の結果について参考として示す。接地率を参表-1、せん断ひずみ及び応答スペクトルを参図-1,2 に示す。

参表-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)

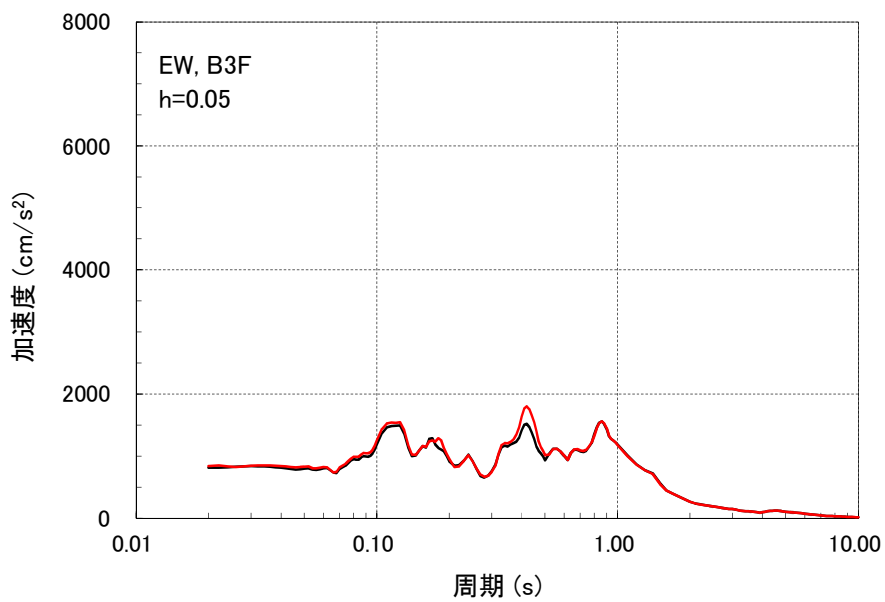
解析ケース	接地率
	EW 方向
既工認モデル	49.9%(Ss-2)
側面回転ばね考慮	67.0%(Ss-2)



参図-1 側面回転ばねを考慮することが応答せん断ひずみに与える影響 (Ss-2, EW 方向) (7号炉原子炉建屋での試算例)



(a) (3階, Ss-2, EW方向)



(b) (基礎版上, Ss-2, EW方向)

参図-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)