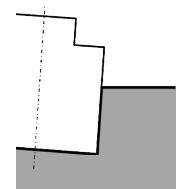
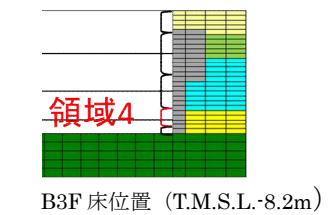
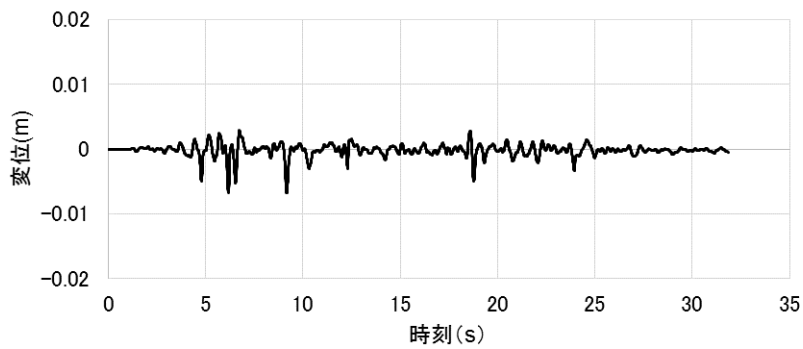
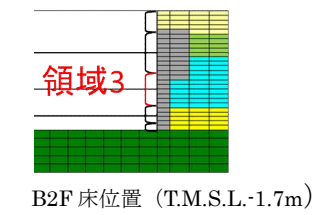
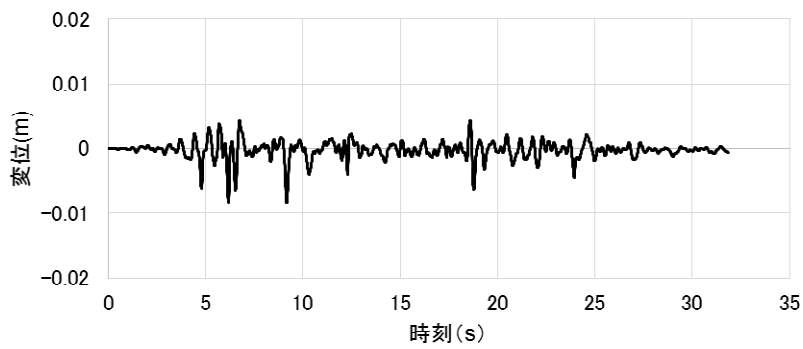
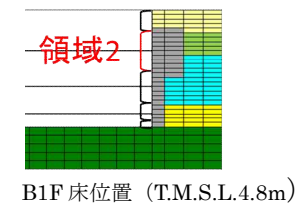
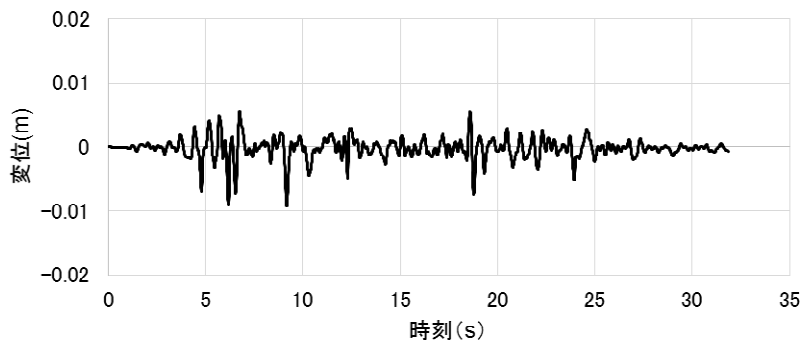
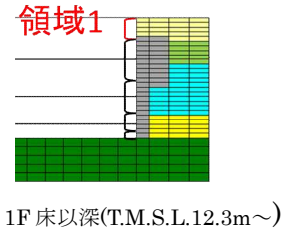
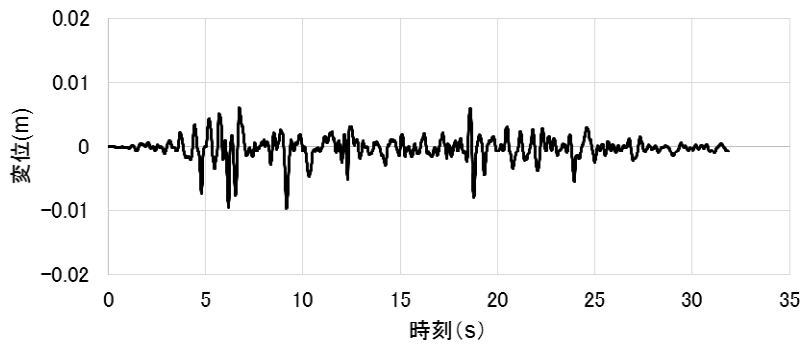


せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※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 (E W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 ばねに生じる側面地盤反力と比較する。

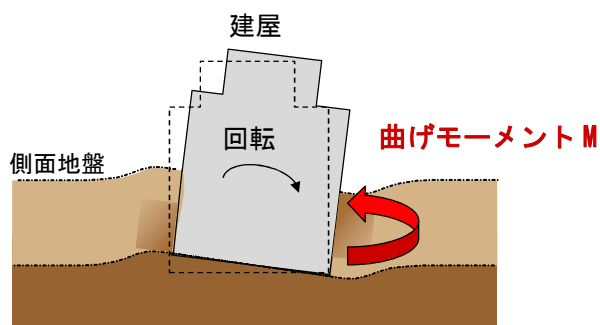


図 4.2.2.1 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

(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、4.1.2 に示した NS 方向と EW 方向の 2 次元 FEM 解析モデル、及び、NS 方向と 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 4.1.1 に示した基準地震動 Ss-1 とする。

4) 側面地盤反力算定方法

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側面地盤反力（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 に側面地盤反力の算定方法の概要を示す。

埋め込み SR モデルの側面地盤反力 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 モデルの側面地盤反力 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。

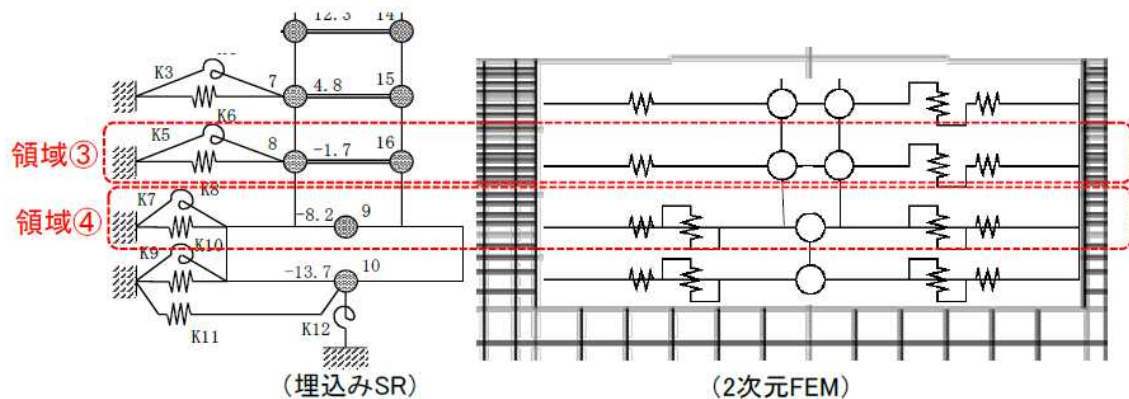
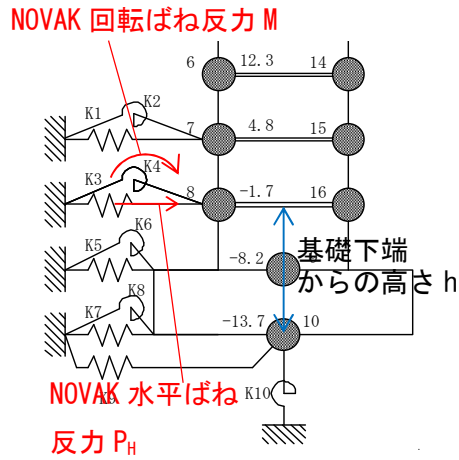


図 5.2.2.2 2次元 FEM モデルの領域区分

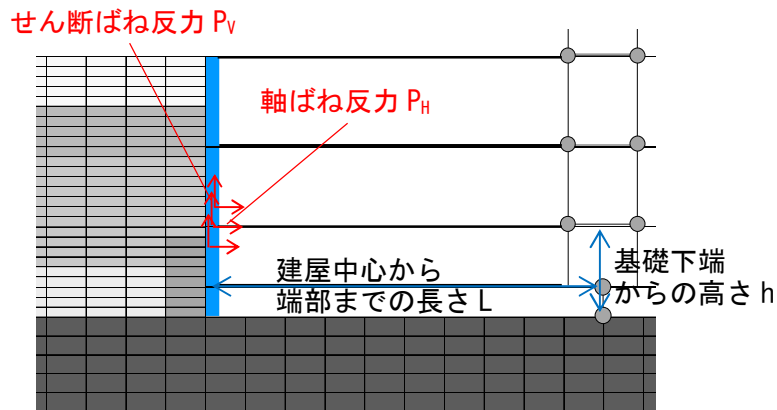
表 4.2.2.2 領域区分（対象とする建屋-地盤間モデル化部分）

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



埋め込み SR モデルの側面地盤反力 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 の側面地盤反力 M_{FEM}
 $= \sum (\text{せん断ばね反力 } P_V \times \text{建屋中心から端部までの長さ } L)$
 $+ \sum (\text{軸ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h)$

(2次元 FEM モデル)

図 4.2.2.3 側面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の側面地盤反力と埋め込みSRの側面地盤反力は共に、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の側面地盤反力と埋め込みSRの側面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、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の側面地盤反力の方が埋め込みSRの側面地盤反力よりも小さい。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等、モデル化の違いが要因のひとつとして考えられる。(図4.2.2.4参照)

以上より、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動が考慮されている2次元FEMの側面地盤反力と埋め込みSRモデルの側面地盤反力を比較した結果、両者は同様に建屋を拘束する効果を与えていることが確認できた。

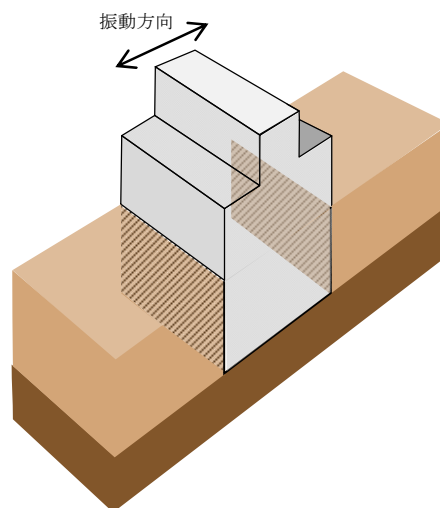


図 4.2.2.4 2次元FEMによる地盤と建屋のモデル化のイメージ

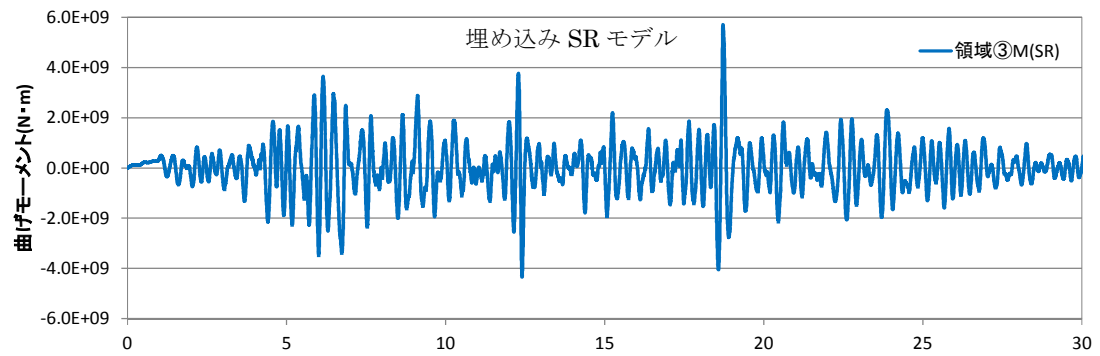
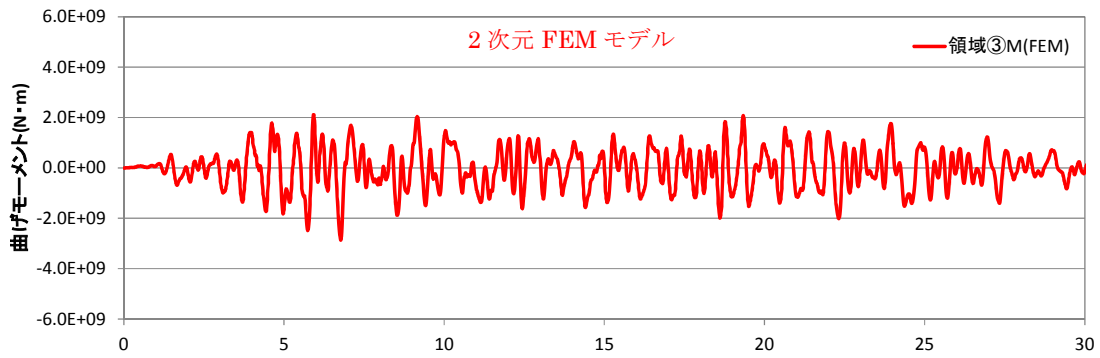


図 4. 2. 2. 5 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
ケース 1 (NS 方向) : 領域③

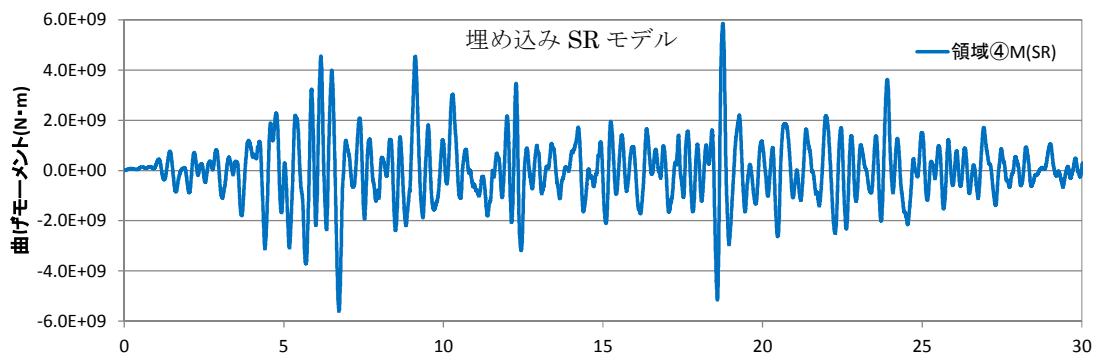
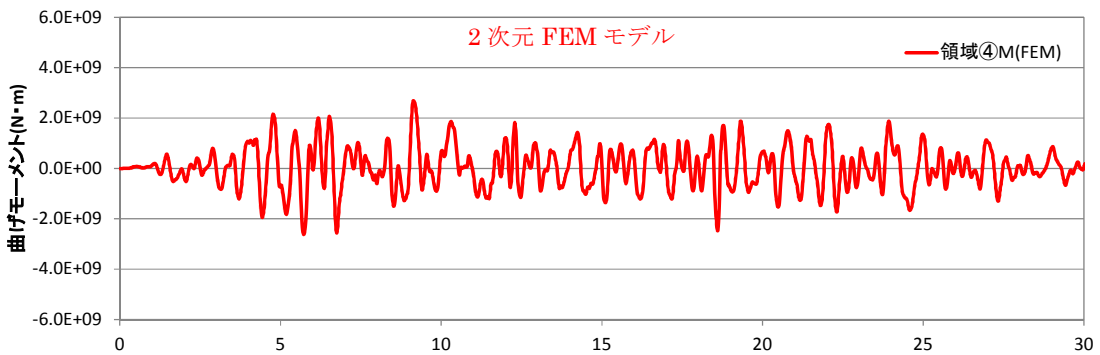


図 4. 2. 2. 6 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
ケース 1 (NS 方向) : 領域④

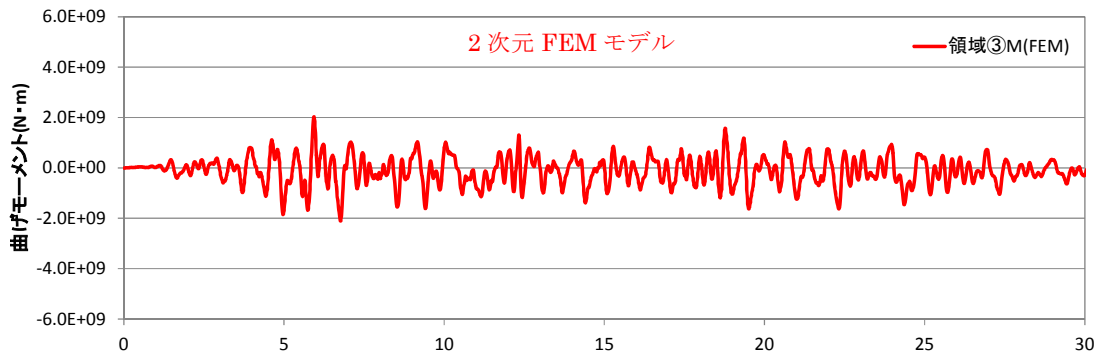


図 4. 2. 2. 7 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 2 (EW 方向) : 領域③

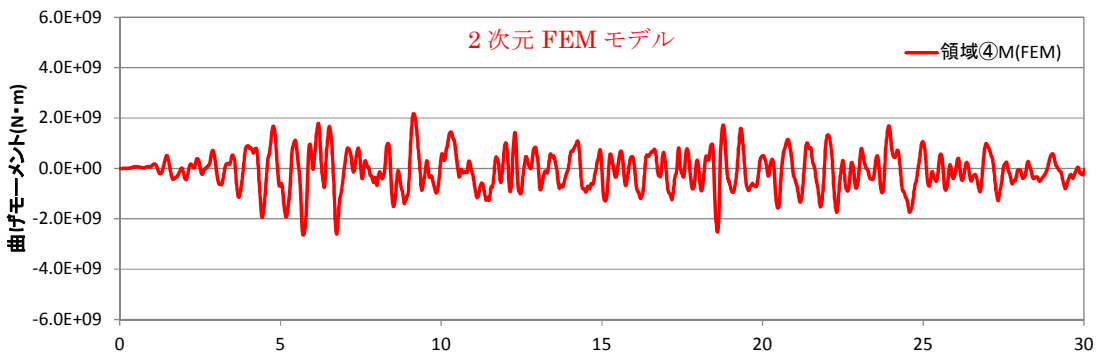


図 4. 2. 2. 8 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 2 (EW 方向) : 領域④

4.3 建屋応答の比較

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

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

(1) NS 方向

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

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

(2) EW 方向

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

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

表 4.3.1 に建屋の底面の接地率の最小値を比較して示す。参考として、同表の 2 次元 FEM モデルにおける底面の接地率が最小となる時刻の地反力分布を添付資料 3 に示す。

表 4.3.1 底面の接地率の最小値一覧

	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%

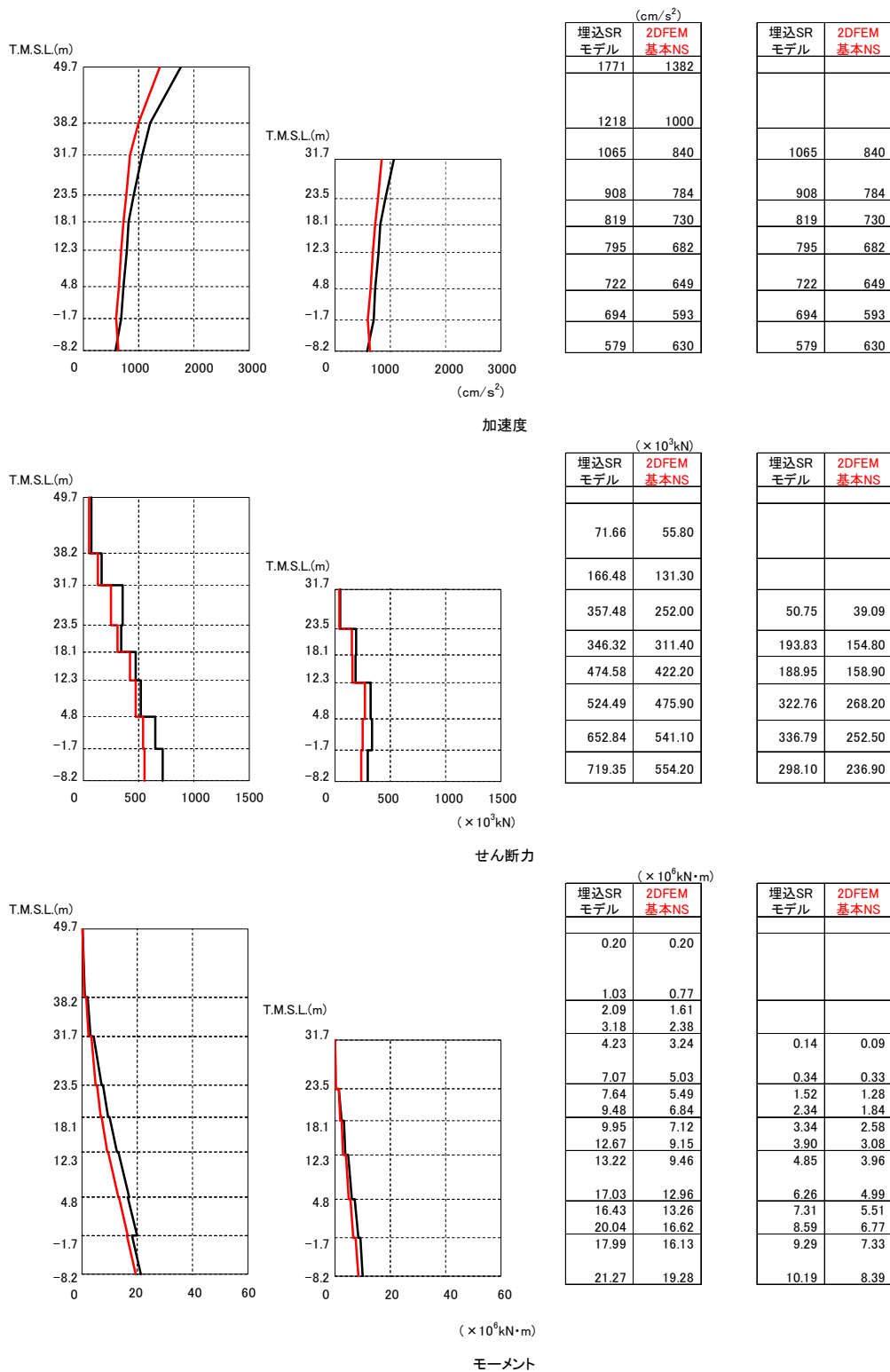


図 4.3.1 の最大応答分布の比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）

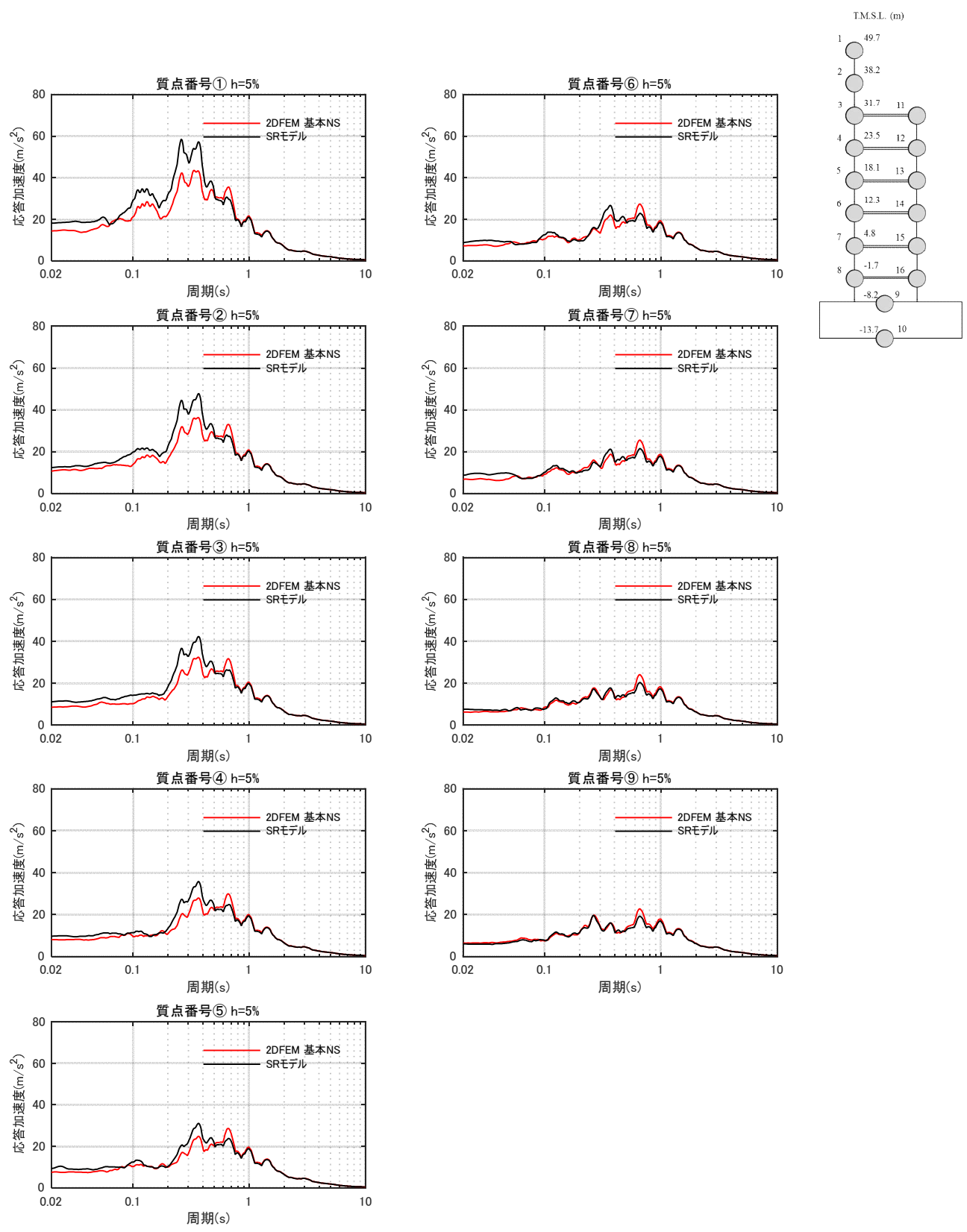


図 4.3.2-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向） $h=5\%$

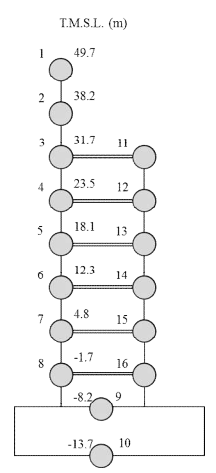
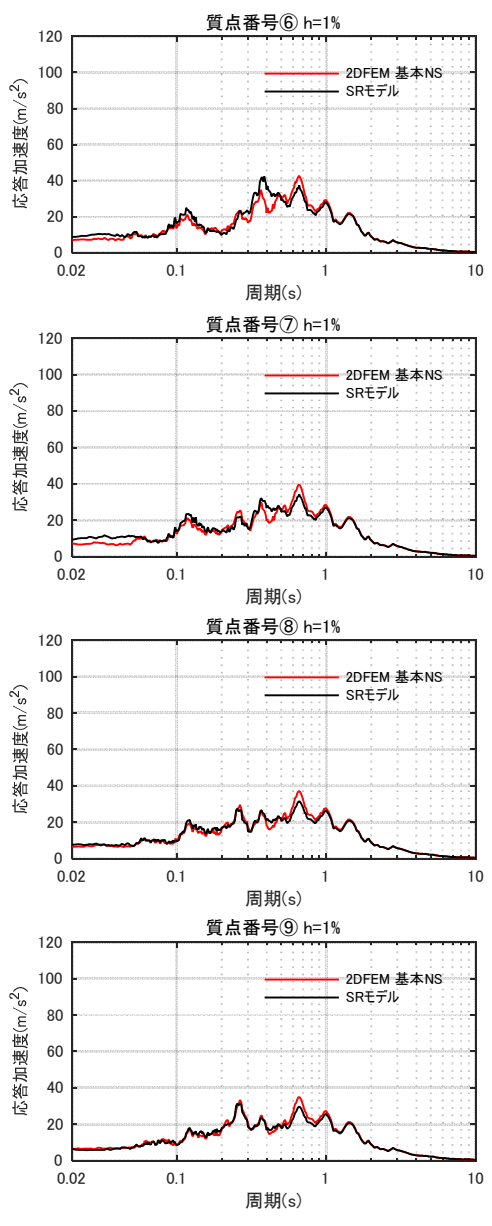
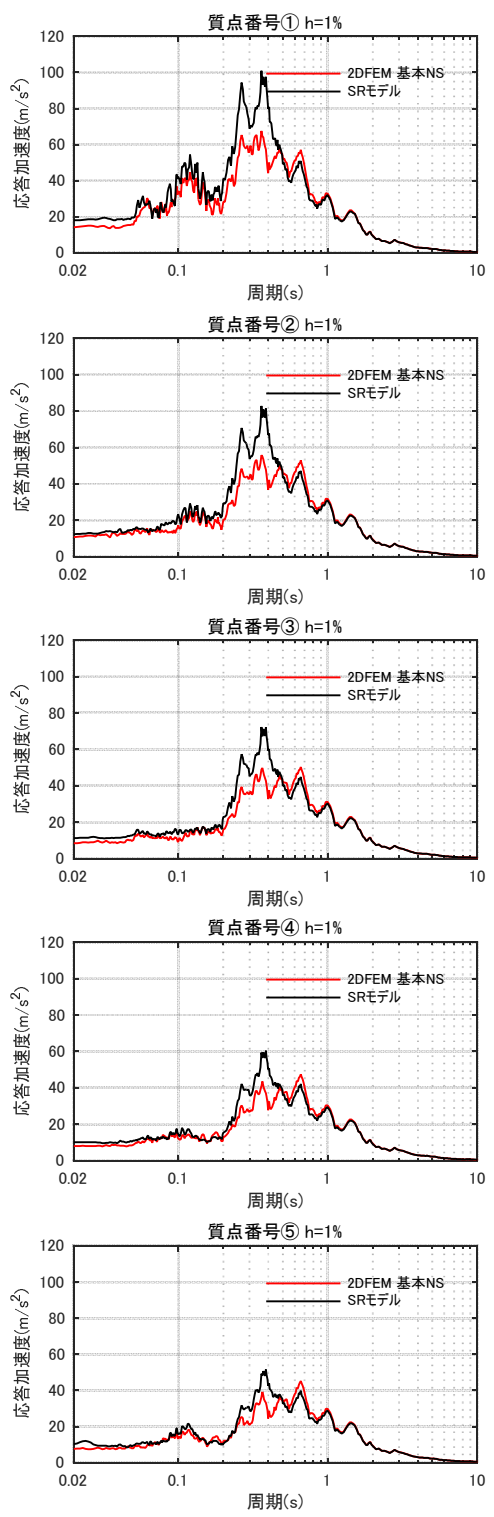


図 4.3.2-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）h=1%

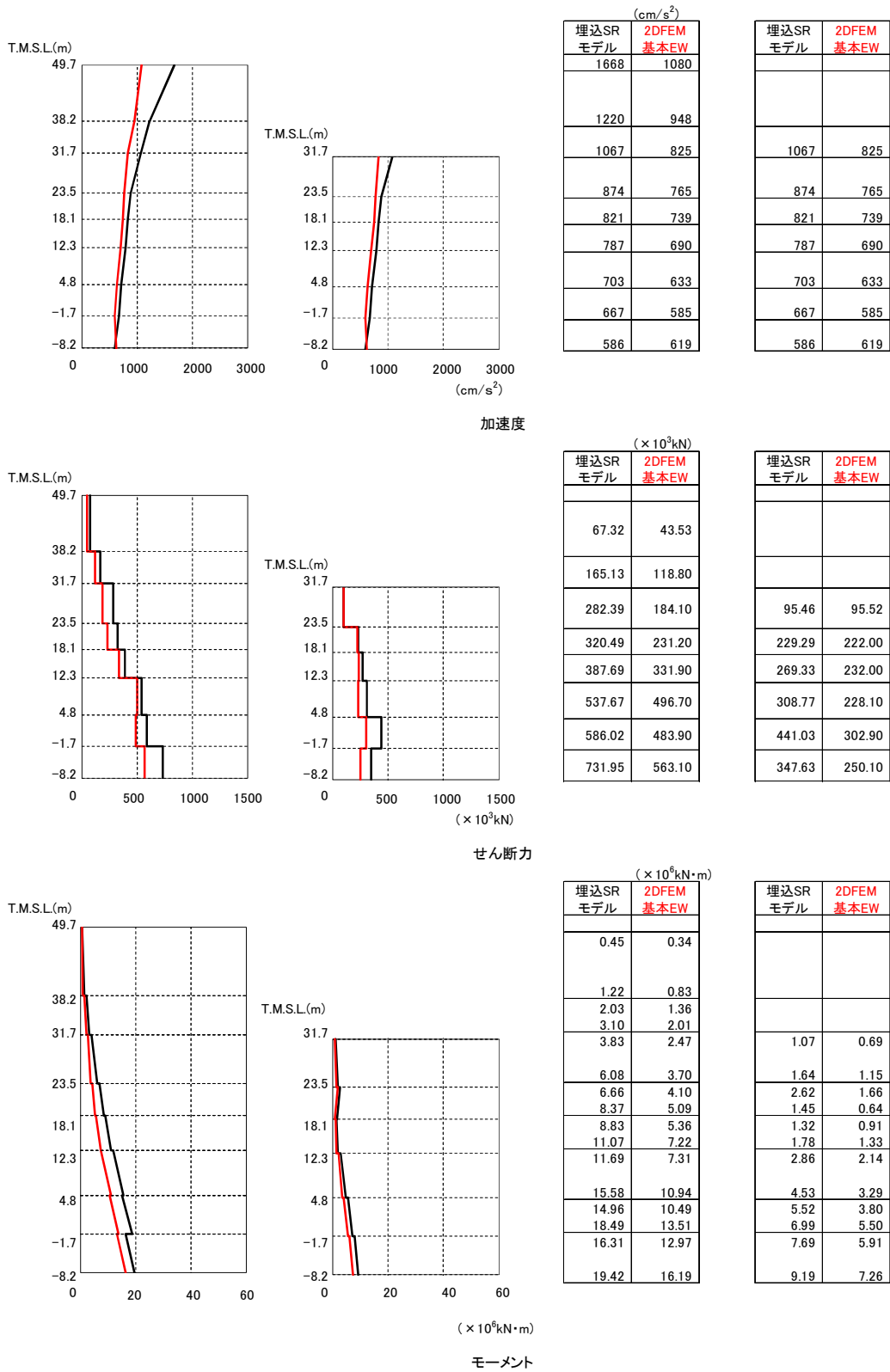


図 4.3.3 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向)

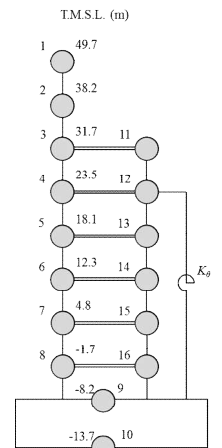
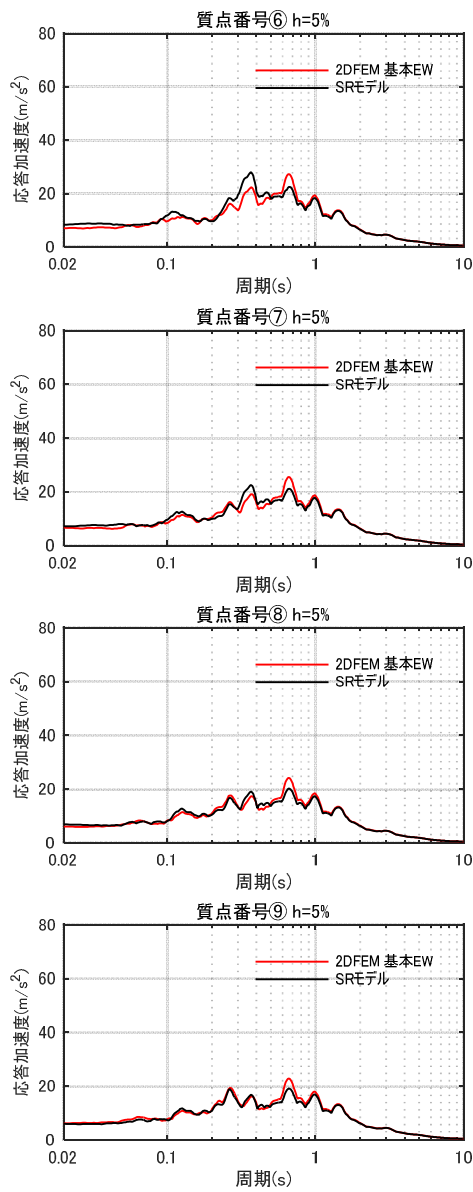
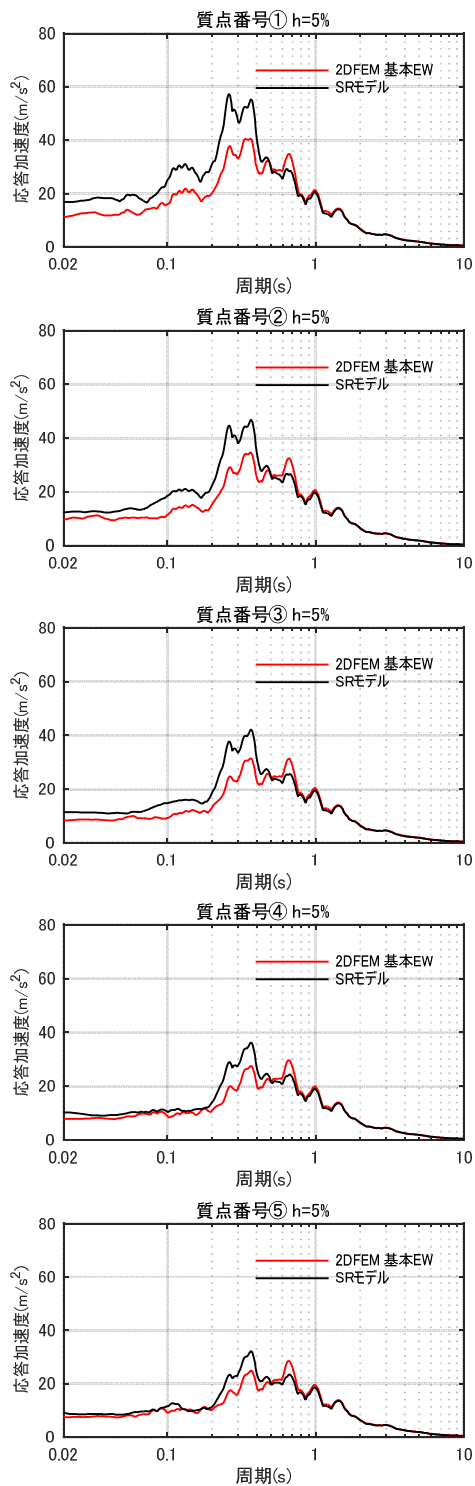


図 4.3.4-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=5%

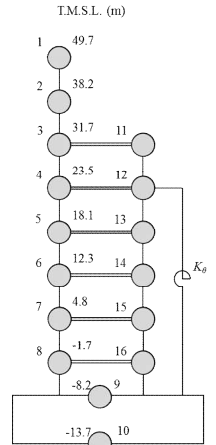
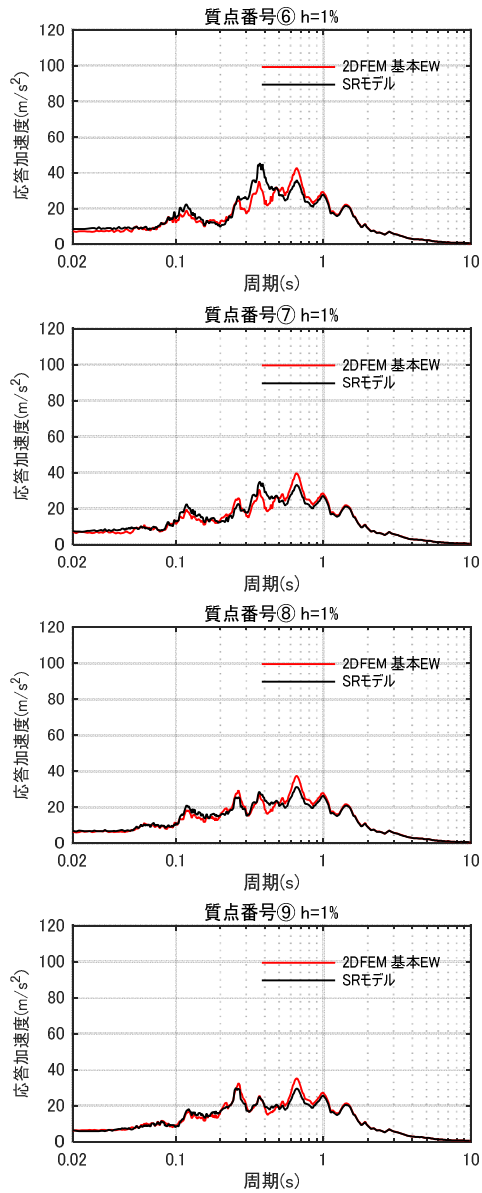
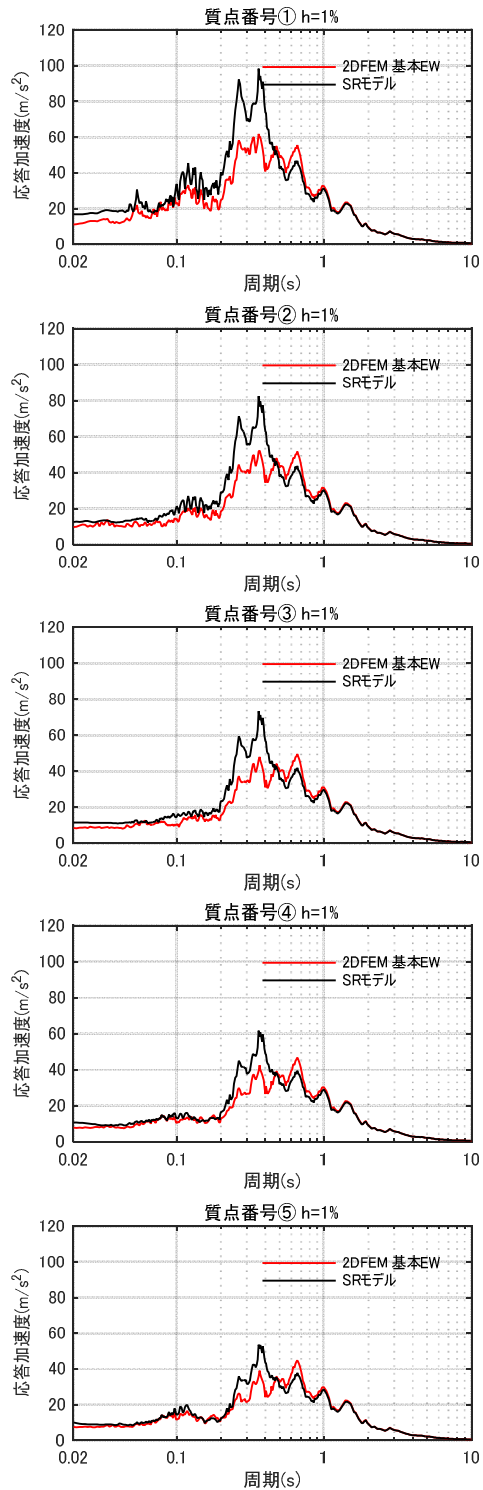


図 4.3.4-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=1%

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 ²)	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。なお，せん断ばねの履歴特性とせん断ばね剛性の建屋応答への影響について検討した結果を添付資料 4 に示す。

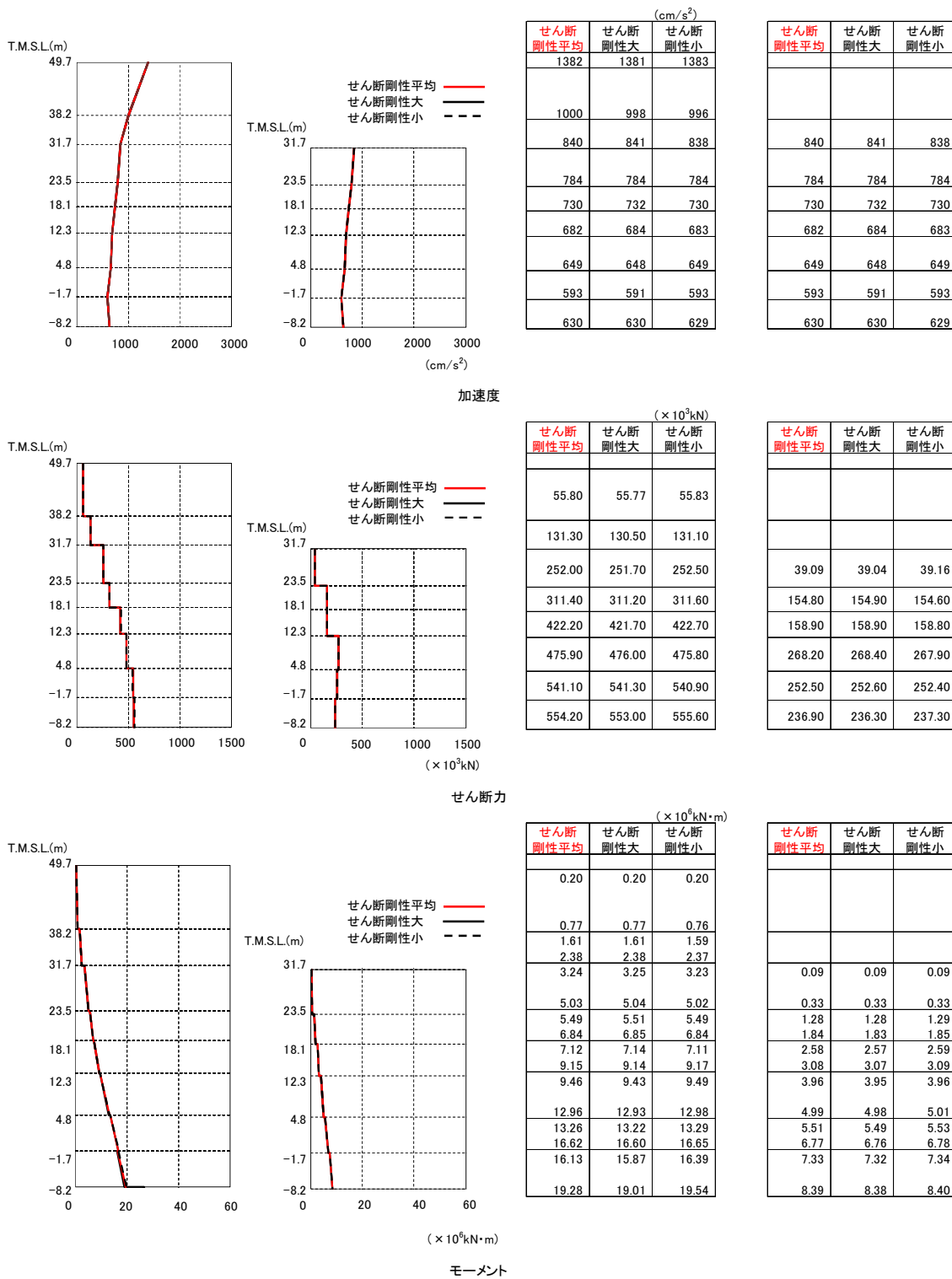


図 4.4.1 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性：平均，大，小)

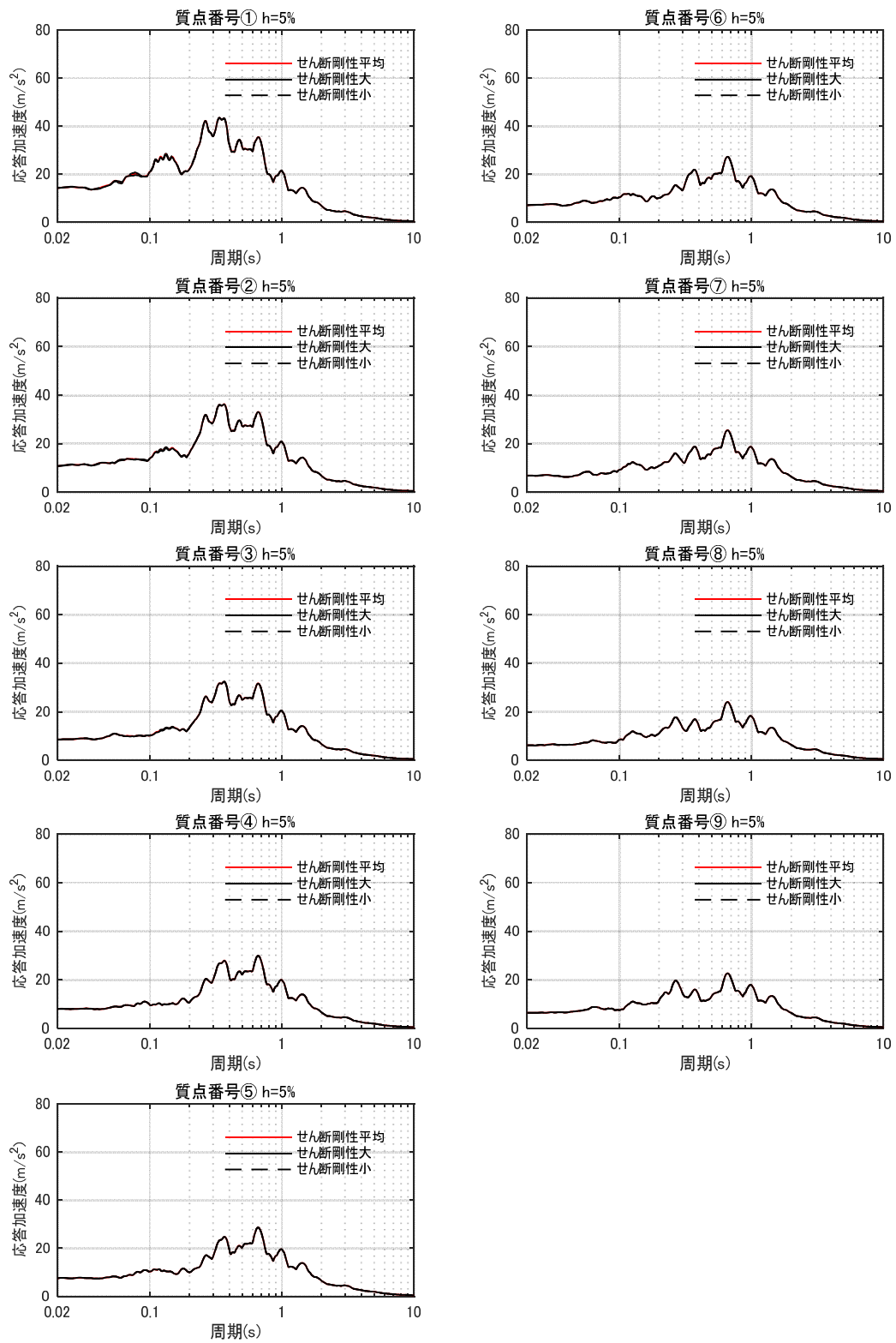


図 4.4.2-a 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小) $h=5\%$

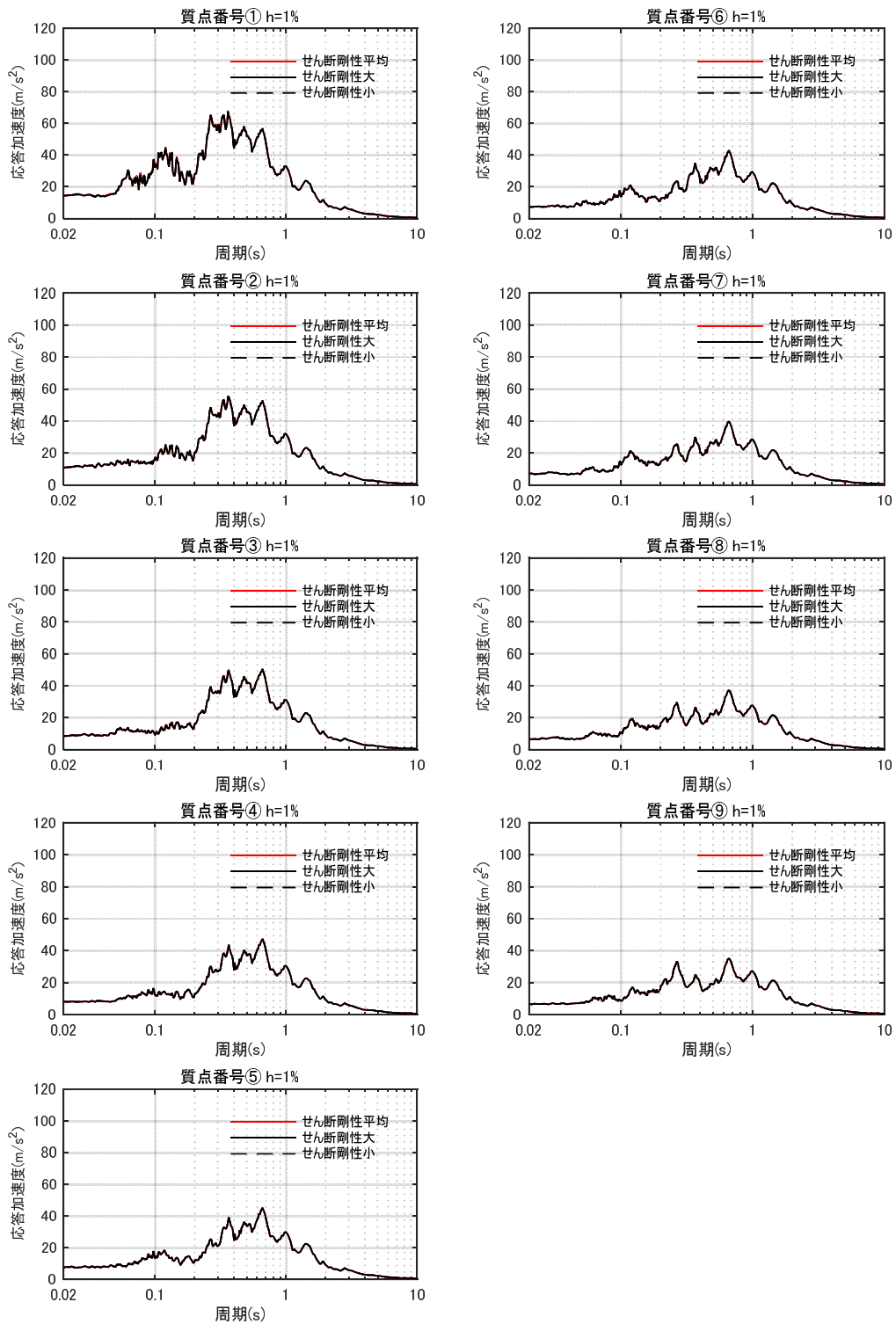


図 4.4.2-b 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性：平均，大，小) h=1%

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（図 2.1.3 参照）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 ばねに作用する側面地盤反力を、2 次元 FEM の側面地盤反力と比較した結果、NOVAK ばねに作用する側面地盤反力と 2 次元 FEM の側面地盤反力は共に、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、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。なお、2 次元 FEM の側面地盤反力は埋め込み SR モデルの側面地盤反力より小さい傾向が見られた。

(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。また、側面回転ばねは先に述べたように底面の接地率の改善に効果があるものの地震応答解析結果の差異は小さい傾向がある。しかしながら、側面地盤反力で見られた傾向を踏まえ、今回工認においては底面の接地率の評価において保守的に、側面回転ばねの値を半減させた場合についても検討することとする。（参考資料-2）

(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。

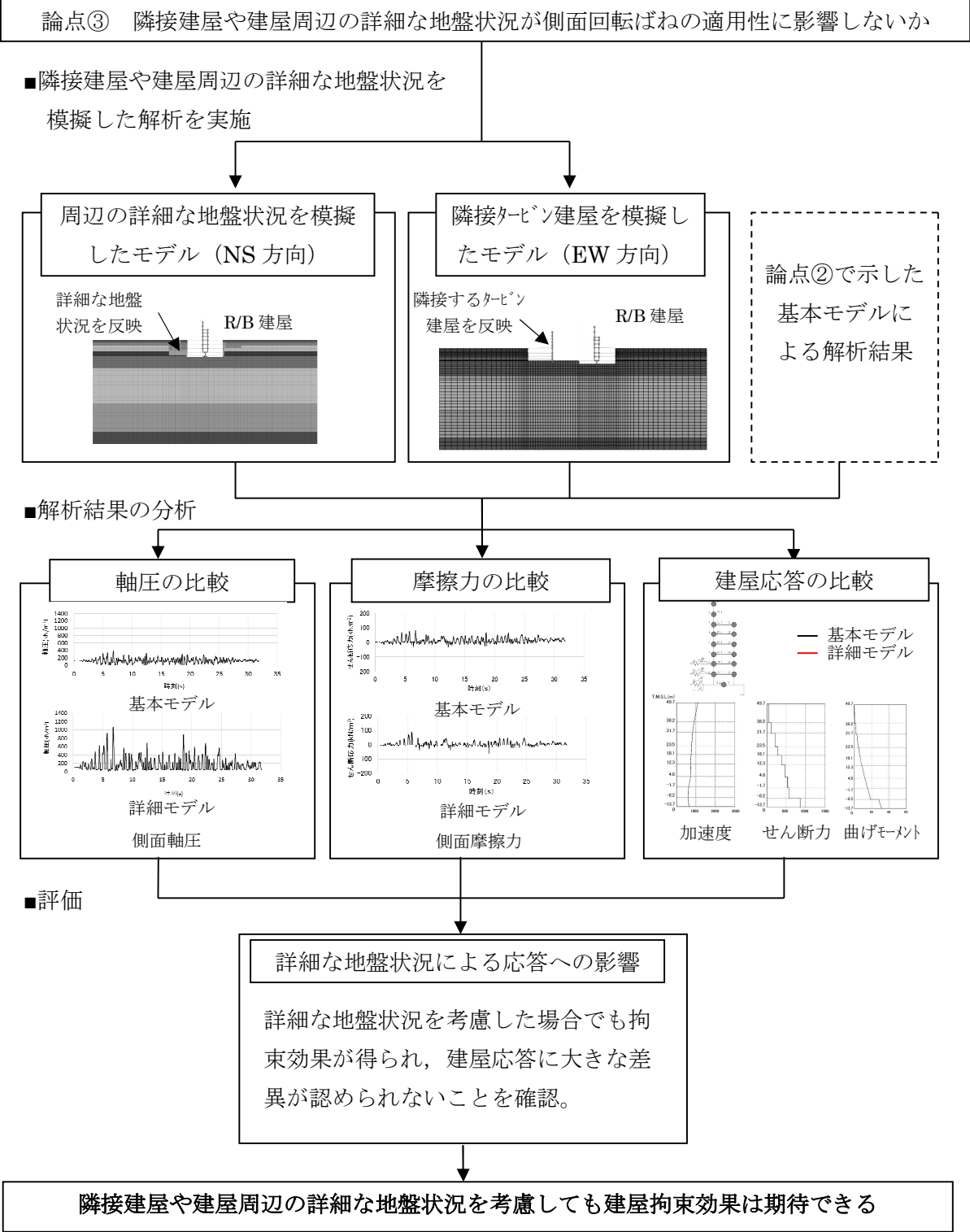


図.5.1.1 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を考慮した側面回転ばねの適用性検討フロー

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、地表から古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古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、古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。また、建屋の設置状況の断面図(図-2.3.2)によれば、原子炉建屋の直下にも一部マンメイドロックが打設されていることが確認できるが、本検討は側方地盤による拘束効果を確認するものであり、この部分のモデル化による影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。なお、原子炉建屋の直下のマンメイドロックの建屋応答への影響について念のため検討した結果を添付資料5に示す。

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。また、建屋の設置状況の断面図（図-2.3.2）によれば、タービン建屋西側に埋戻し土が存在しているが、本検討はタービン建屋が隣接することによる原子炉建屋の応答への影響を検討するものであり、この部分のモデル化が原子炉建屋に及ぼす影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。

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 ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	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	4.15~53.06	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 ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

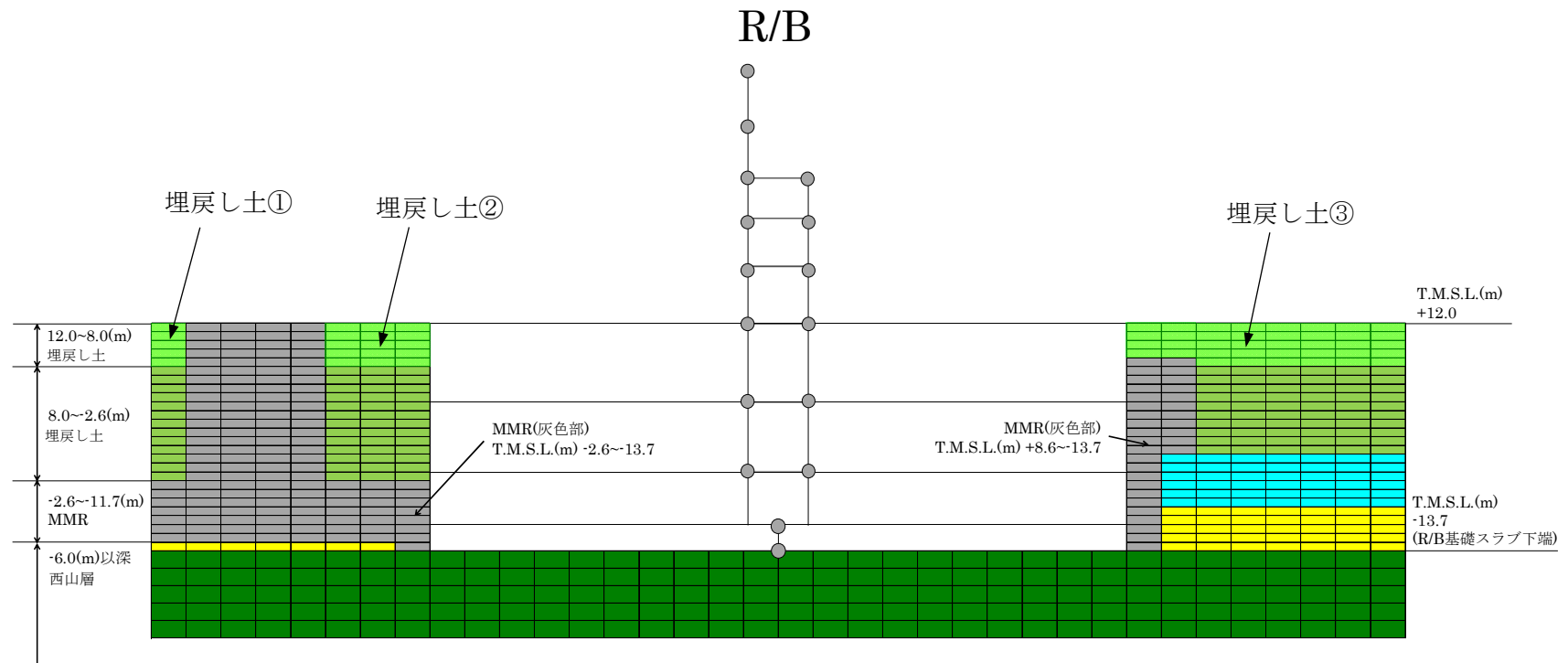


図 5.3.2 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)

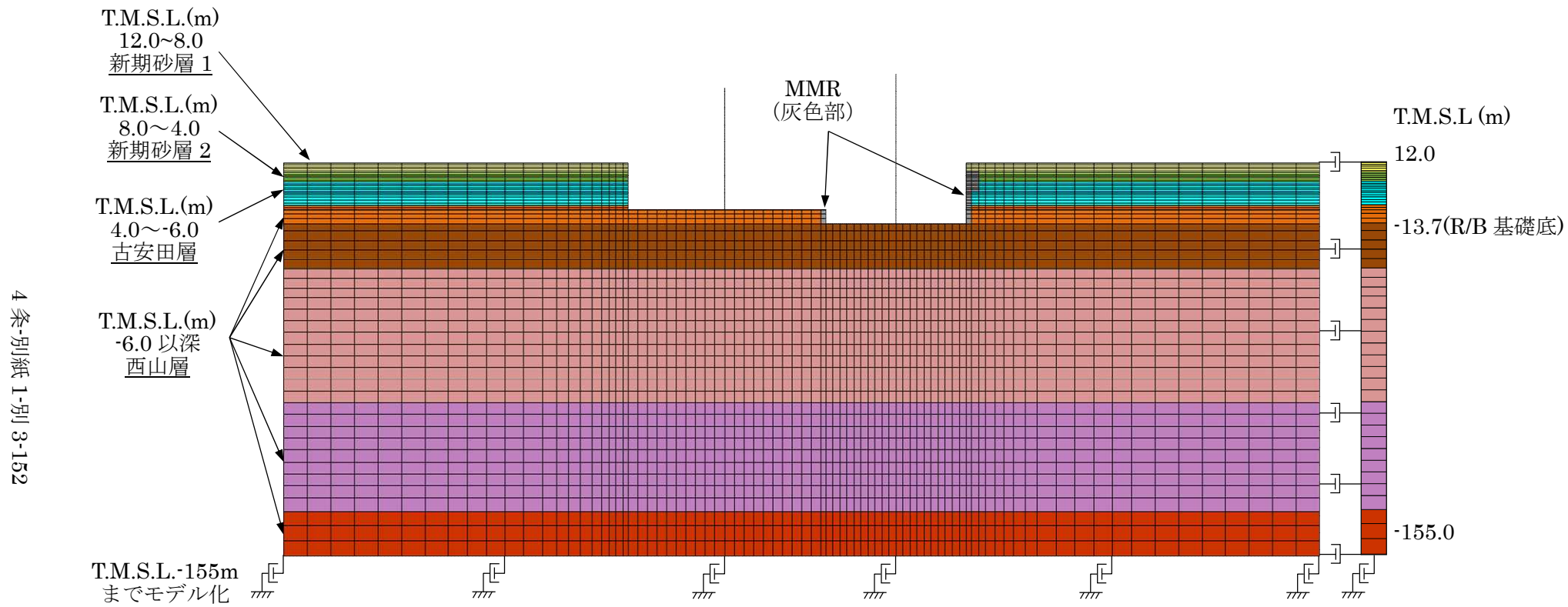


図 5.3.3 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)

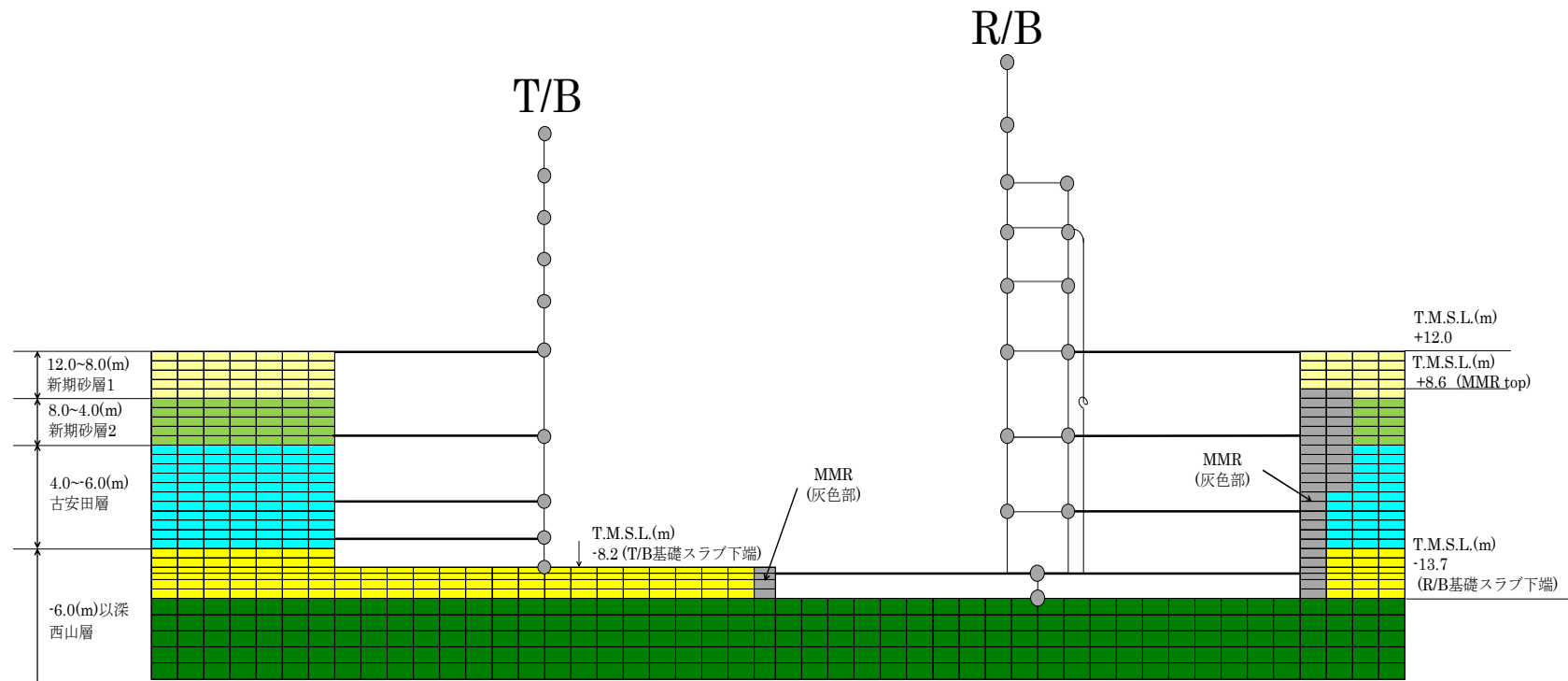


図 5.3.4 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

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。

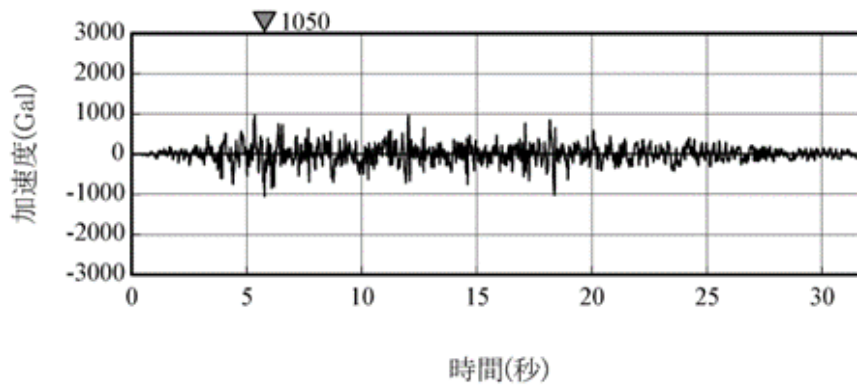


図 5.4.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形 (解放基盤表面)

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。

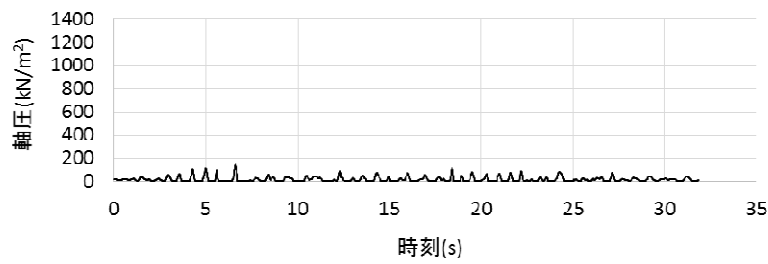
（1）地盤精緻化モデルと基本モデルの比較（NS 方向）

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。

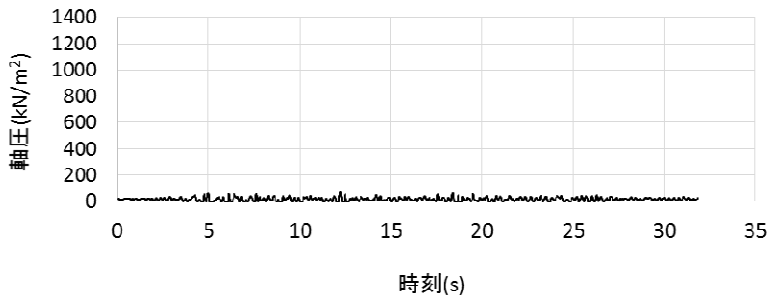
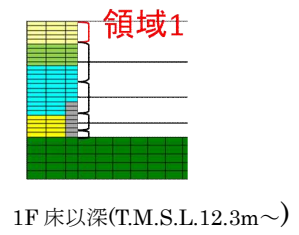
また，図 5-5-9～10 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 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。

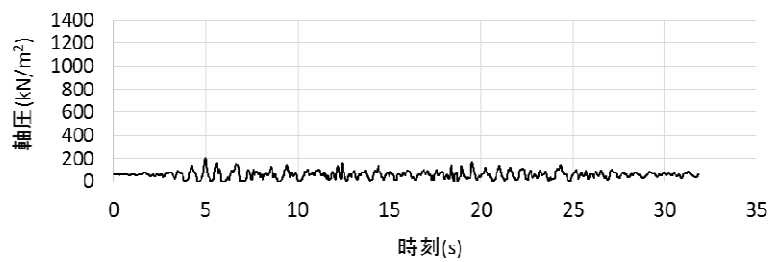
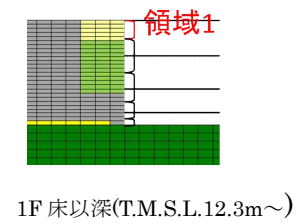
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



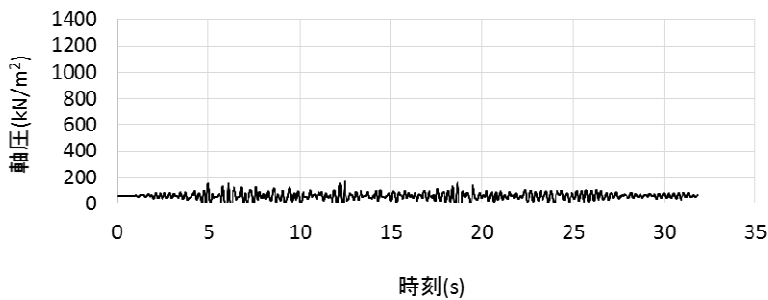
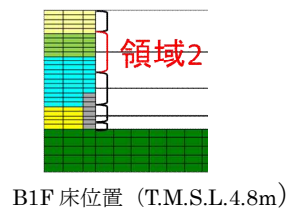
(NS 方向基本モデル)



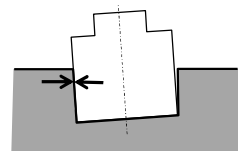
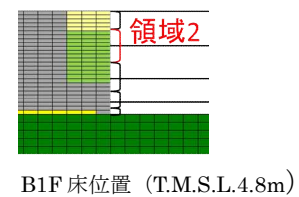
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

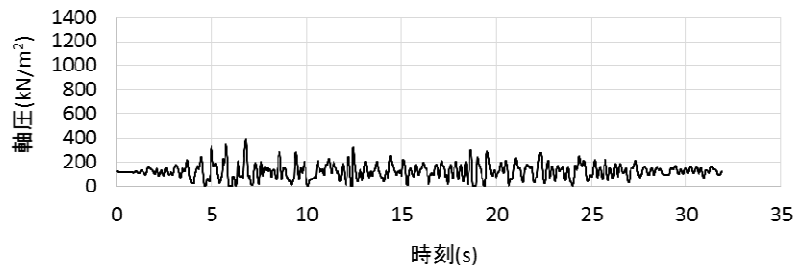


(NS 方向地盤精緻モデル)

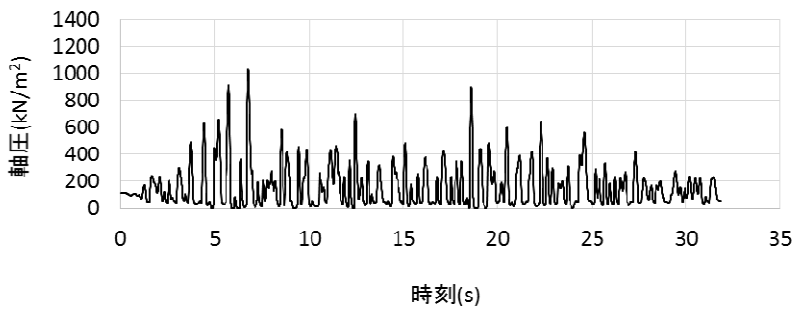
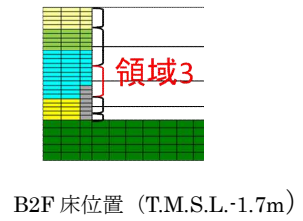


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

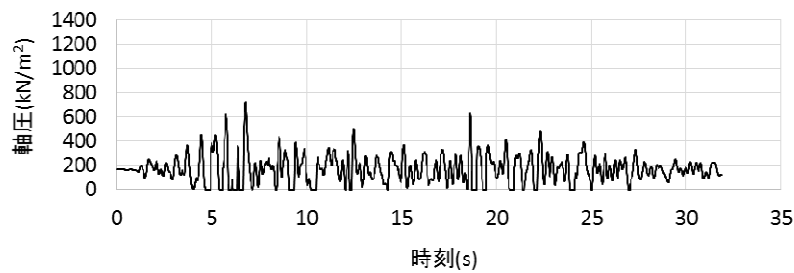
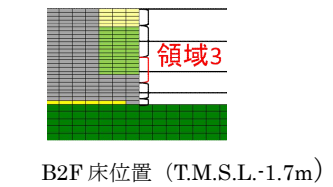
図 5.5.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



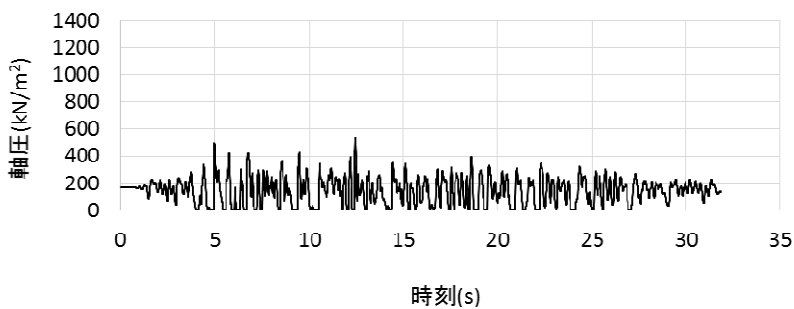
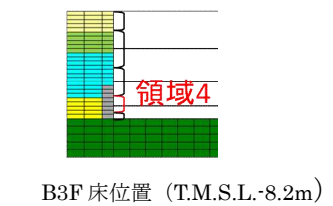
(NS 方向基本モデル)



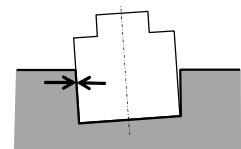
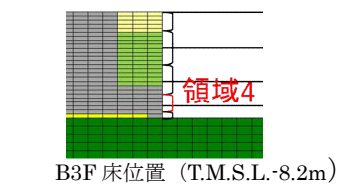
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

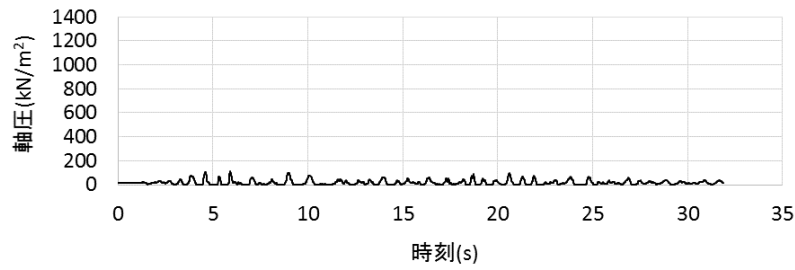


(NS 方向地盤精緻モデル)

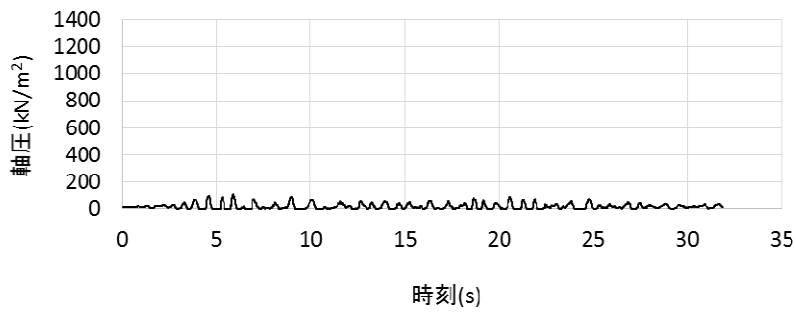
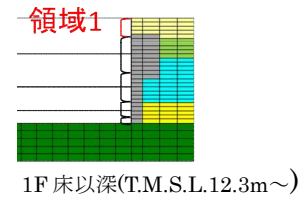


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

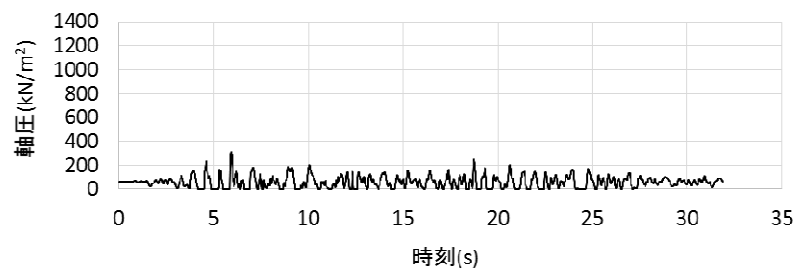
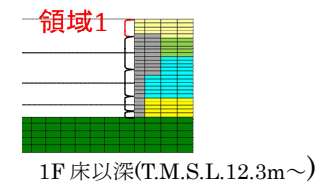
図 5.5.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



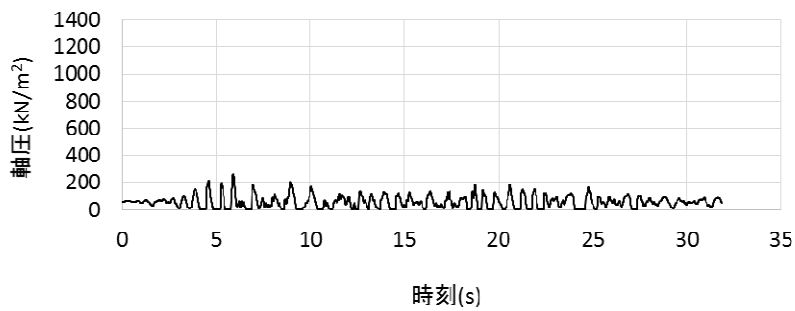
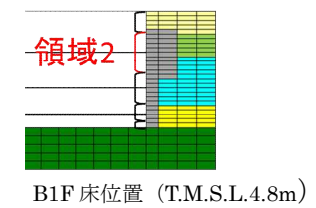
(NS 方向基本モデル)



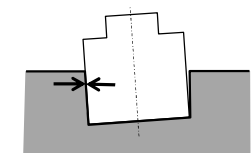
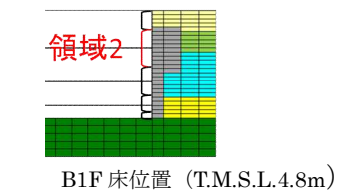
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

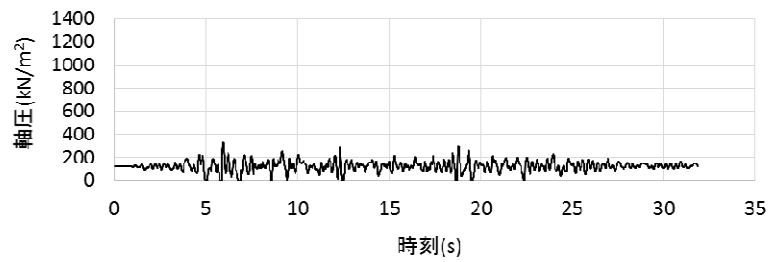


(NS 方向地盤精緻モデル)

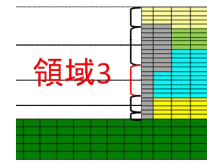


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

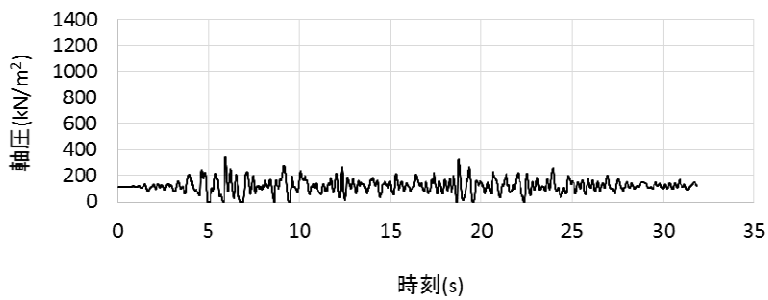
図 5.5.3 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



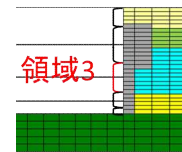
(NS 方向基本モデル)



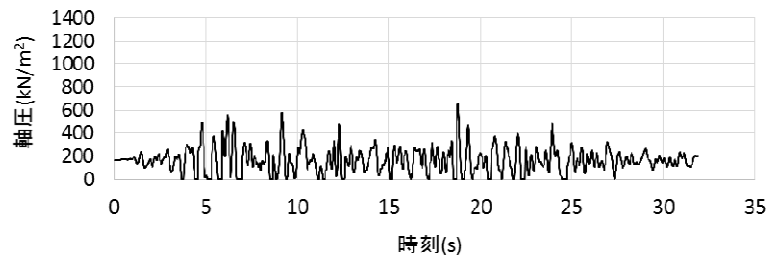
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



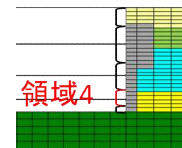
(NS 方向地盤精緻モデル)



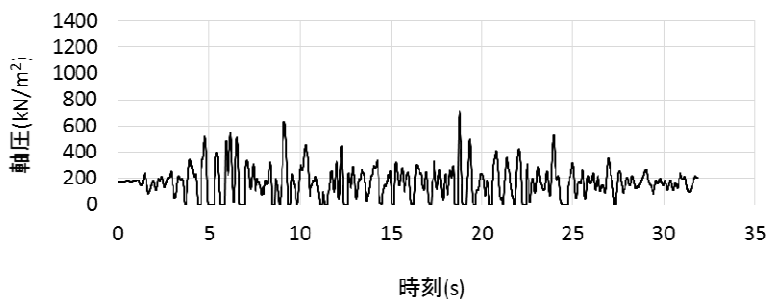
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



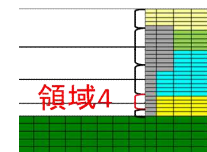
(NS 方向基本モデル)



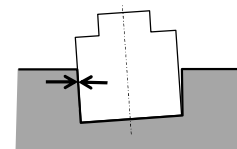
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

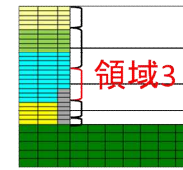
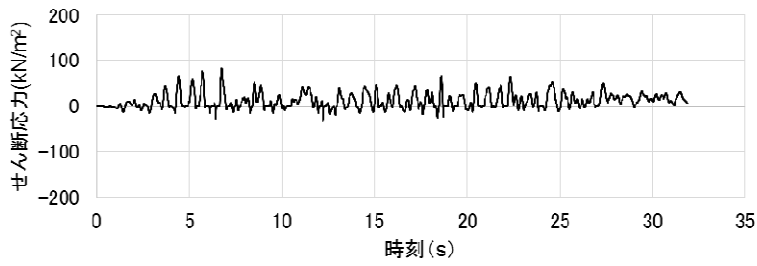


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



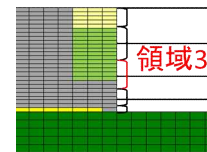
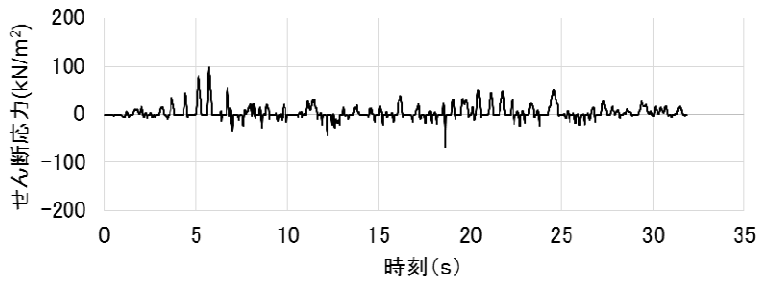
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

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)



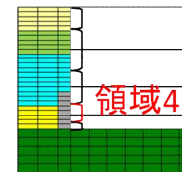
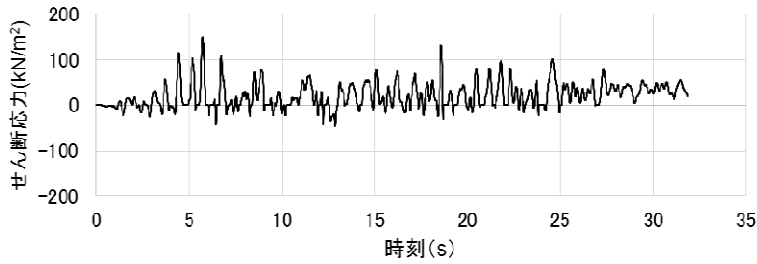
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(NS 方向基本モデル)



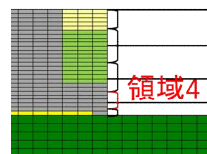
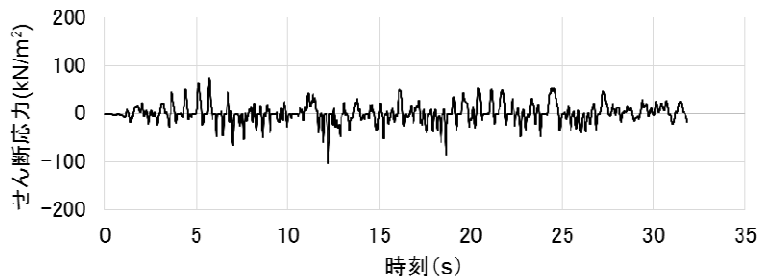
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(NS 方向地盤精緻モデル)



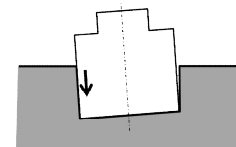
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(NS 方向基本モデル)



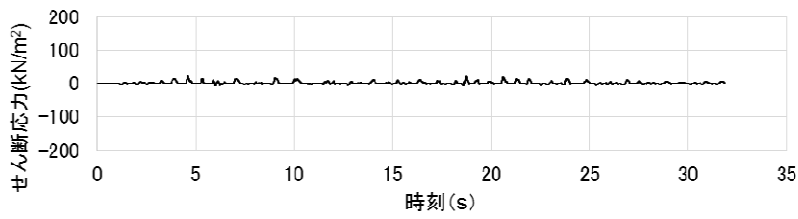
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(NS 方向地盤精緻モデル)

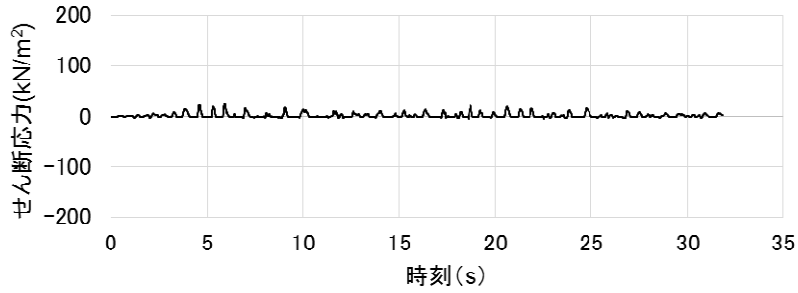
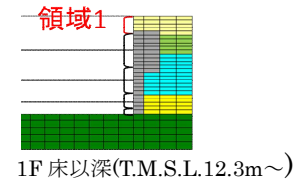


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

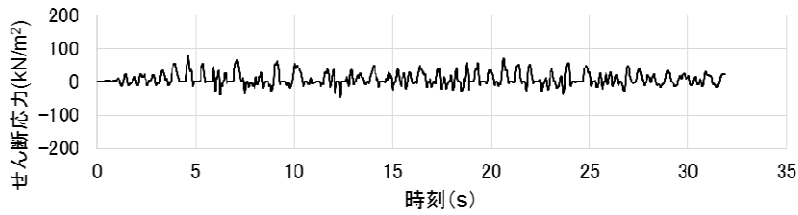
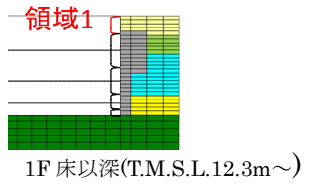
図 5.5.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



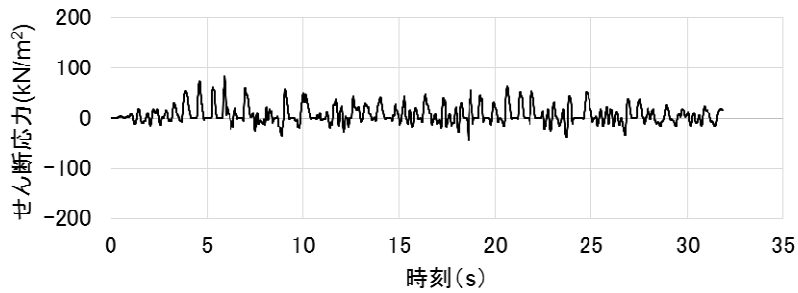
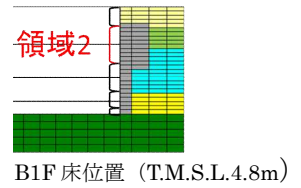
(NS 方向基本モデル)



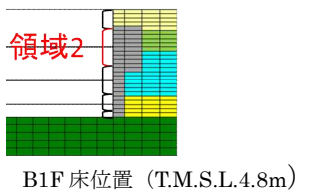
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

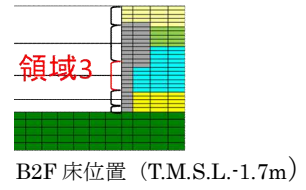
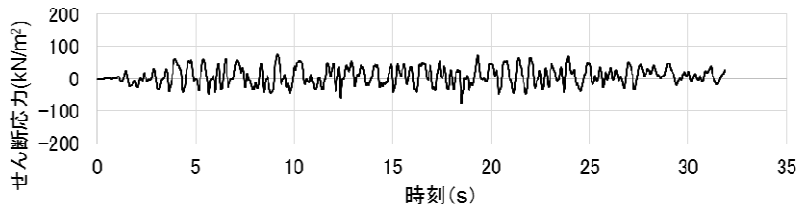


(NS 方向地盤精緻モデル)

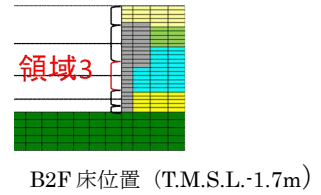
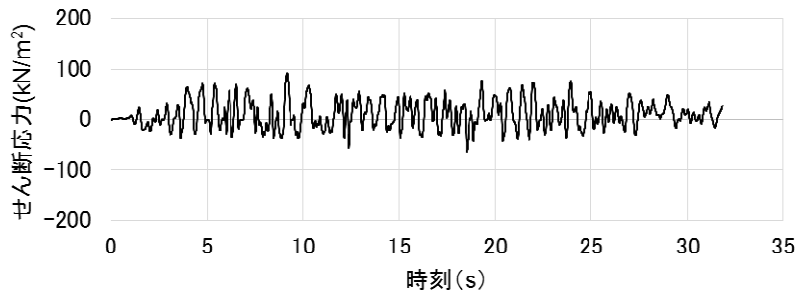


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

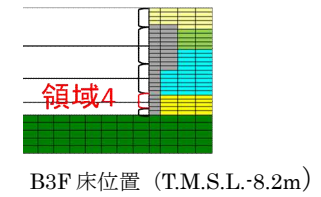
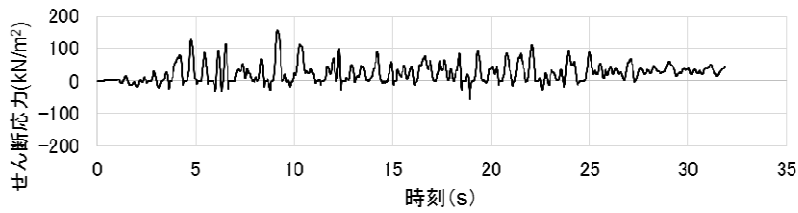
図 5.5.6 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



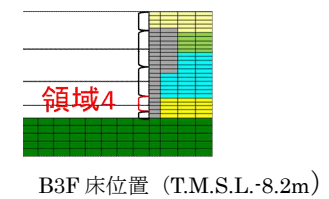
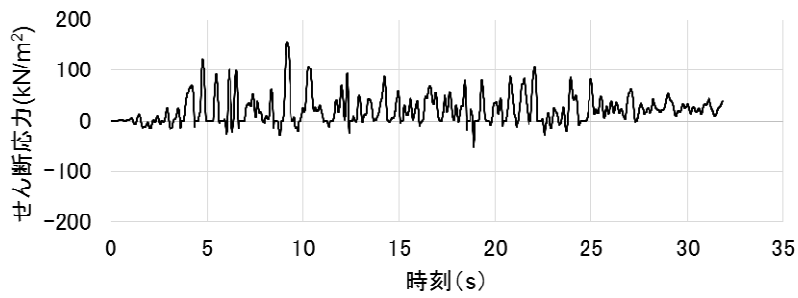
(NS 方向基本モデル)



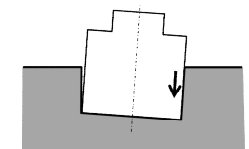
(NS 方向地盤精緻モデル)



(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)

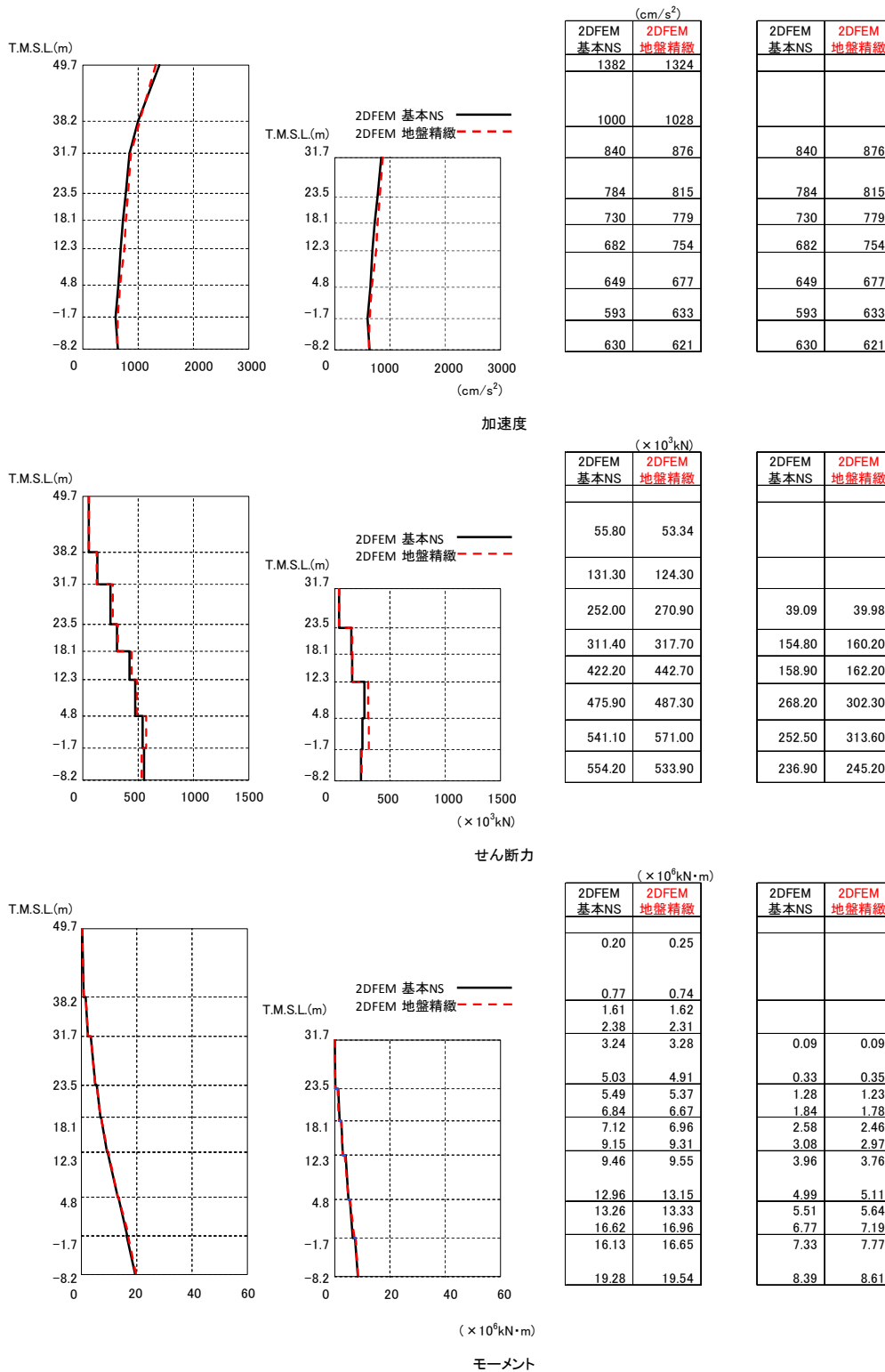


図 5.5.8 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと地盤精緻化モデル,NS 方向)

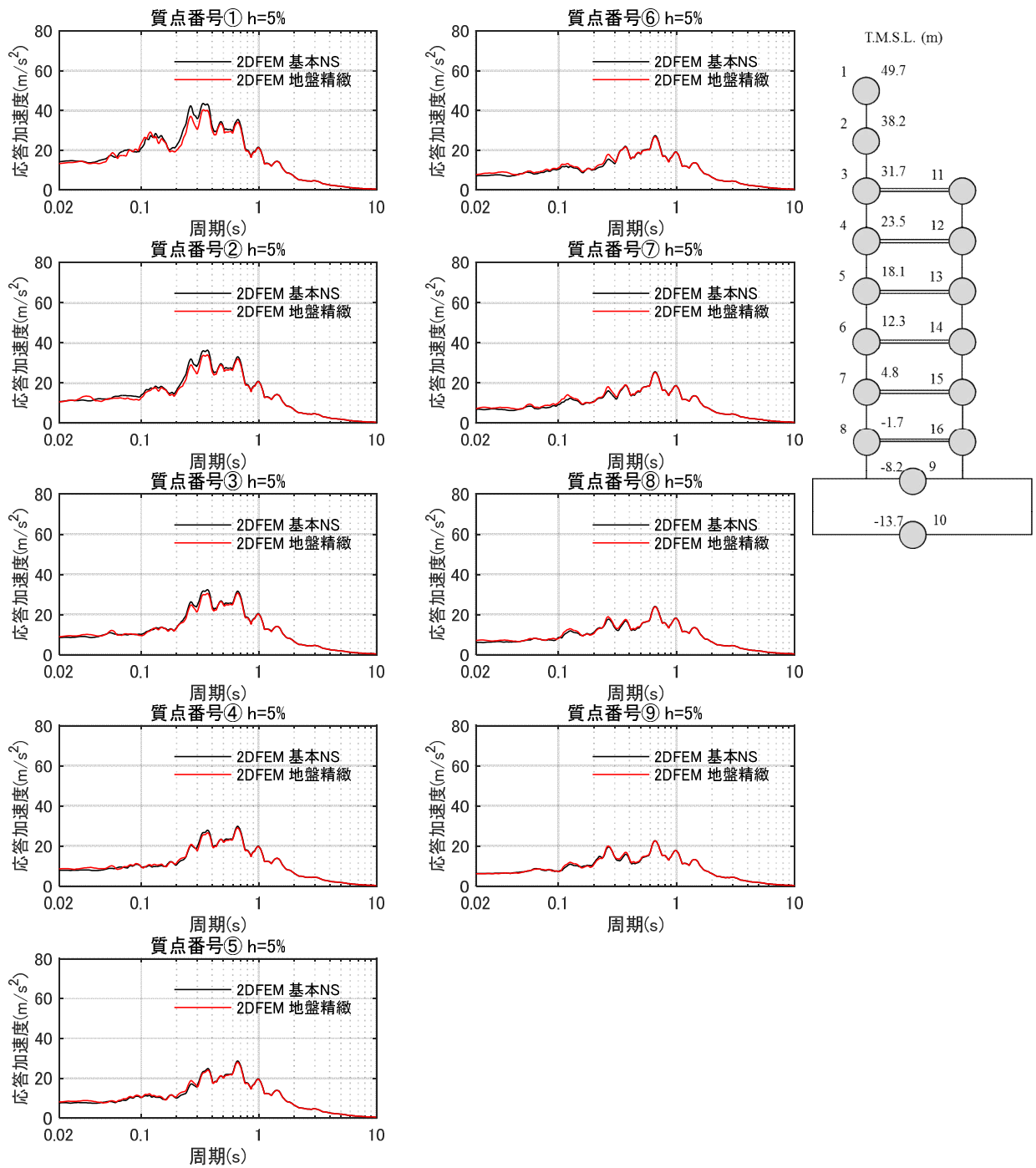


図 5.5.9 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=5\%$

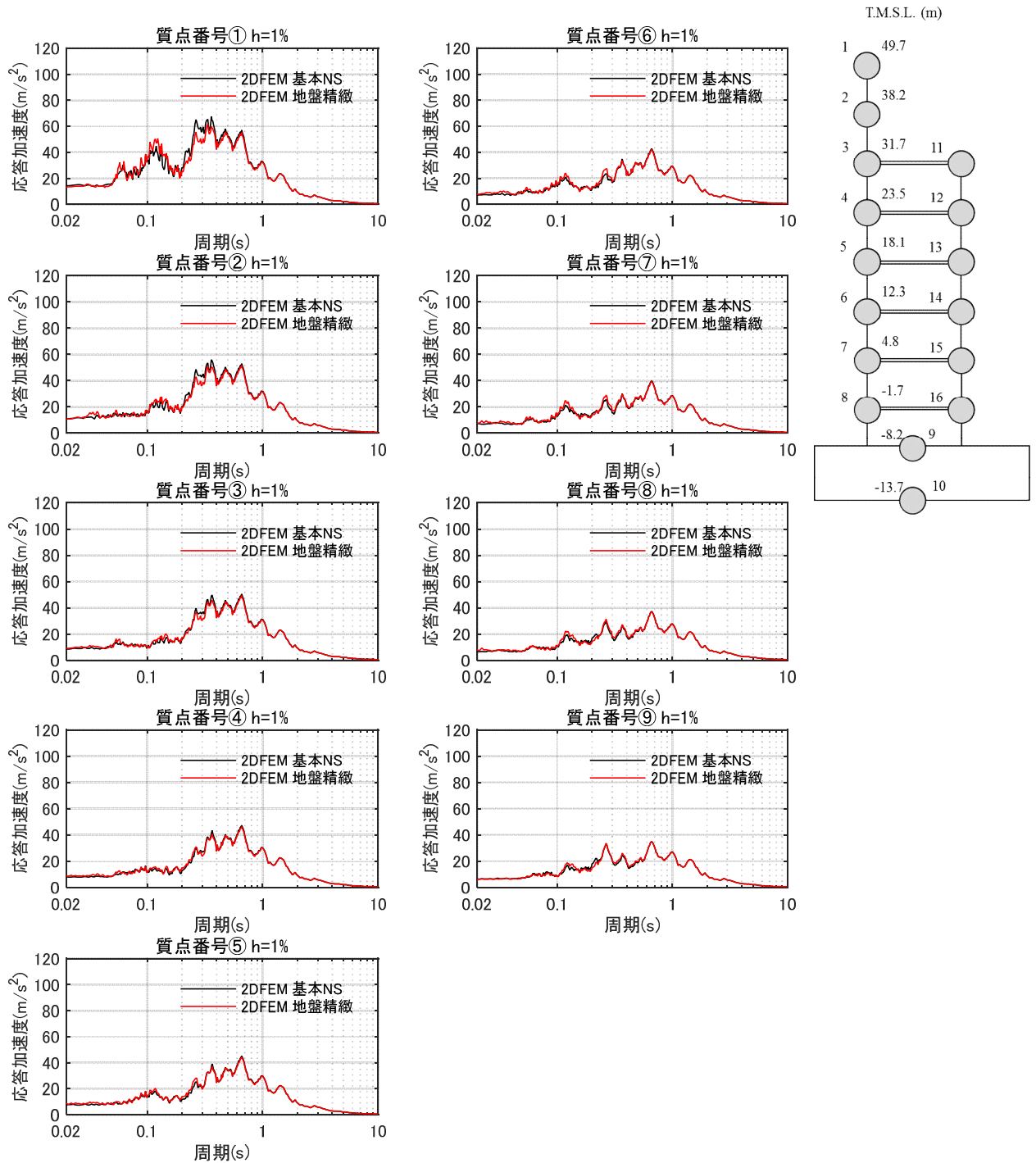


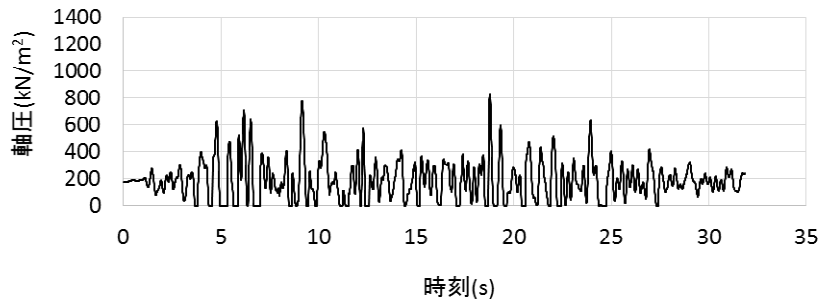
図 5.5.10 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=1\%$

(2) タービン建屋連成モデルと基本モデルの比較 (EW 方向)

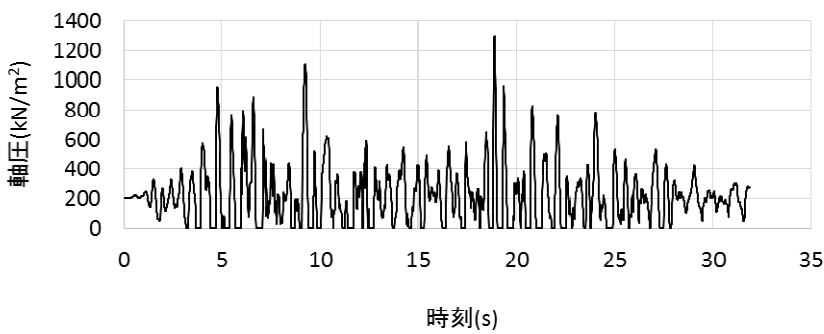
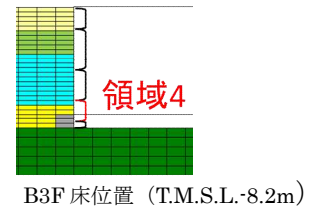
図 5.5.11～図 5.5.16 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の地時刻歴応答について両モデルで比較して示す。図 5.5.17 に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，図 5.5.18～19 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 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。

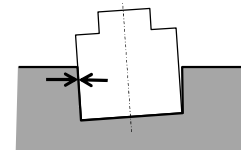
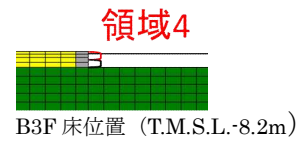
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



(EW 方向基本モデル)



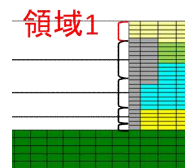
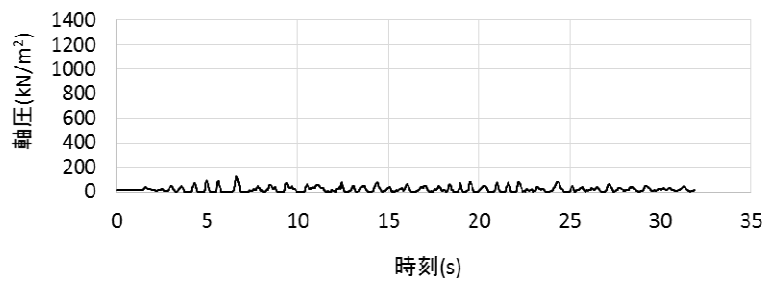
(EW 方向 T/B 連成モデル)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

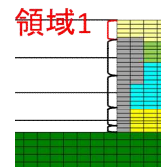
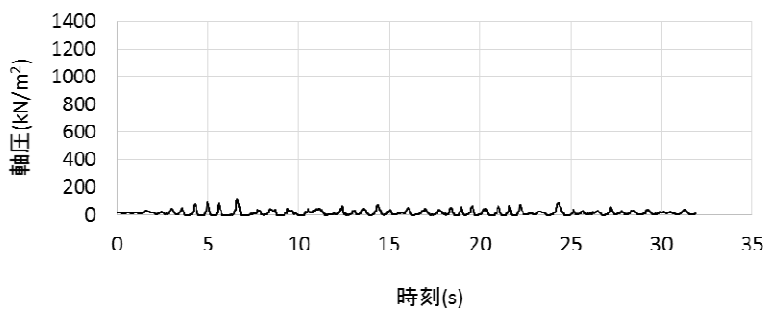
※T/B 連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

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)



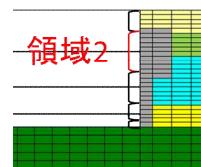
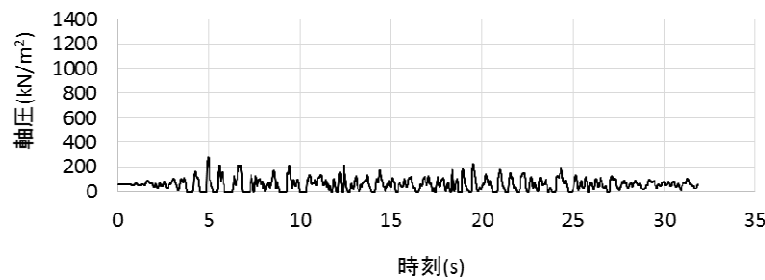
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向基本モデル)



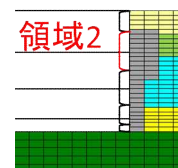
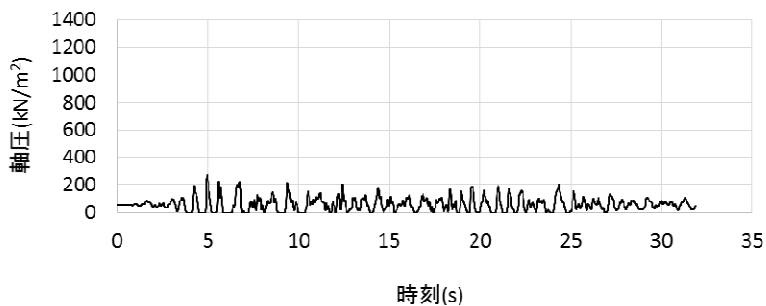
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



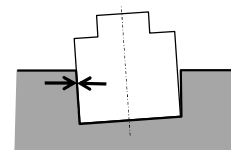
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向基本モデル)



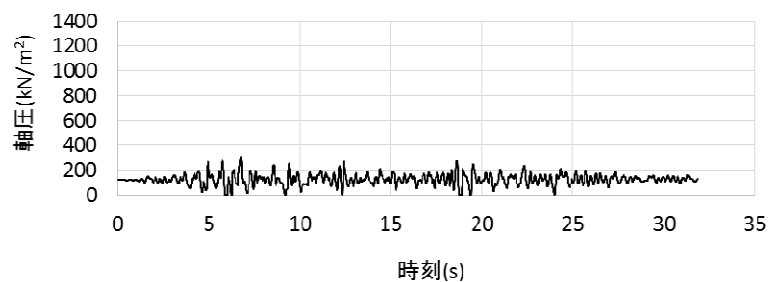
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)

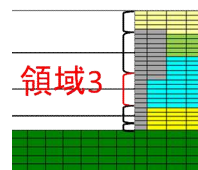


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

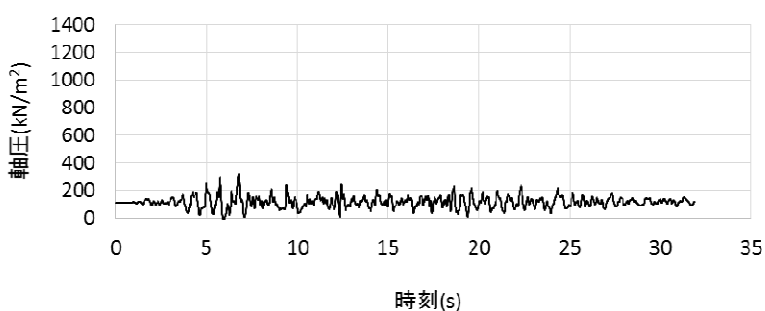
図 5.5.12 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



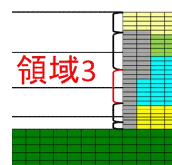
(EW 方向基本モデル)



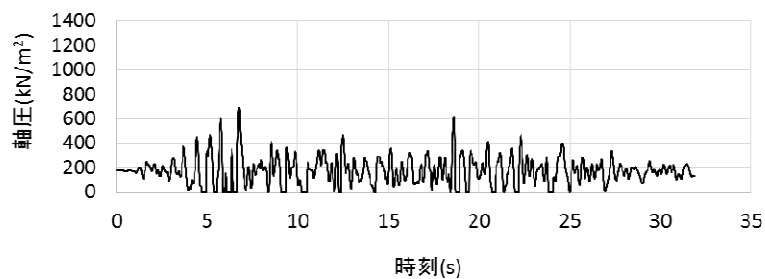
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



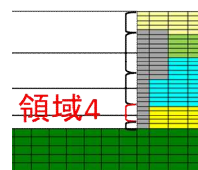
(EW 方向 T/B 連成モデル)



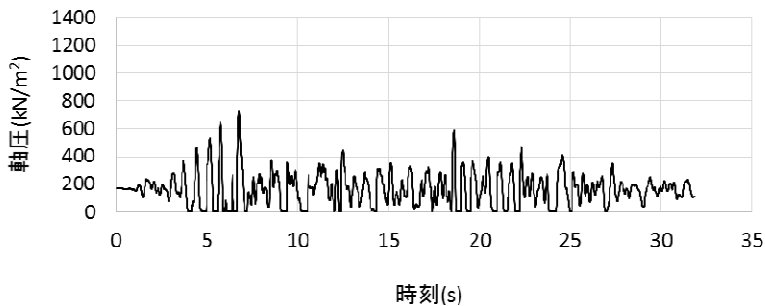
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



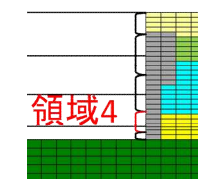
(EW 方向基本モデル)



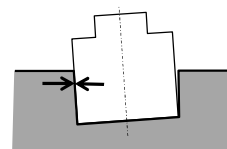
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(EW 方向 T/B 連成モデル)

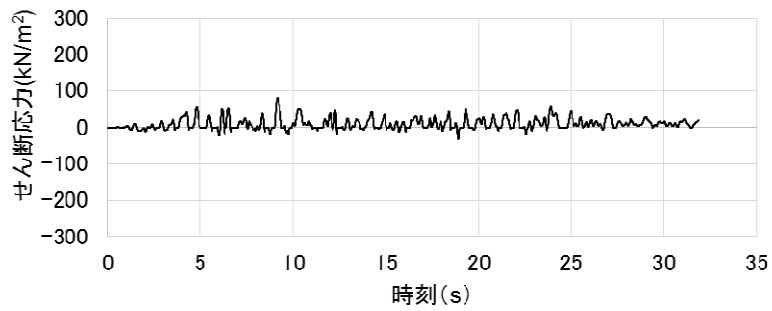


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

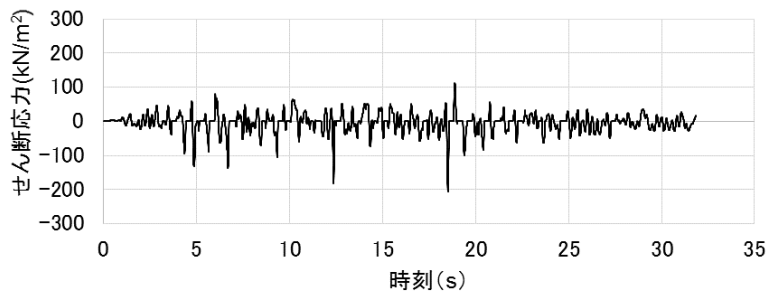
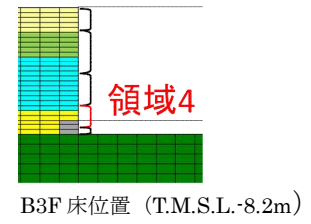


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

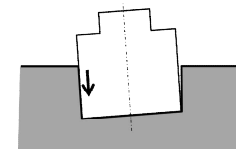
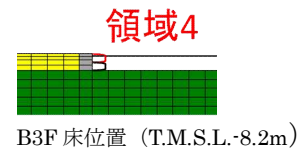
図 5.5.13 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)



(EW 方向基本モデル)



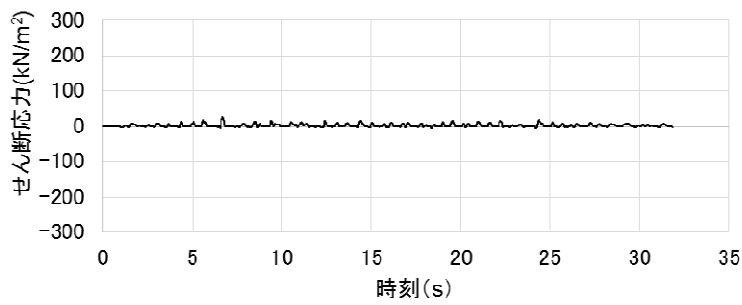
(EW 方向 T/B 連成モデル)



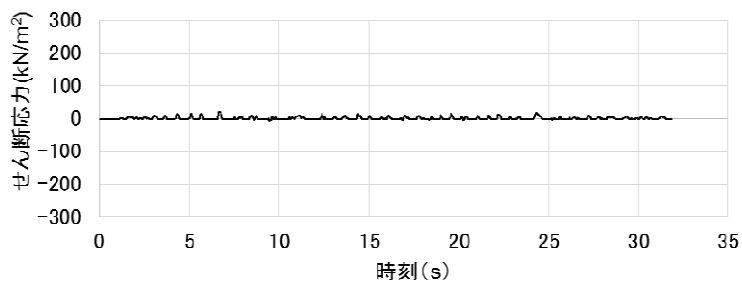
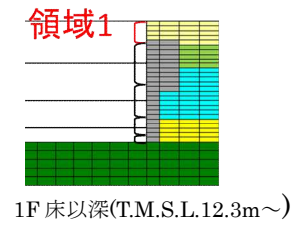
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

※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。

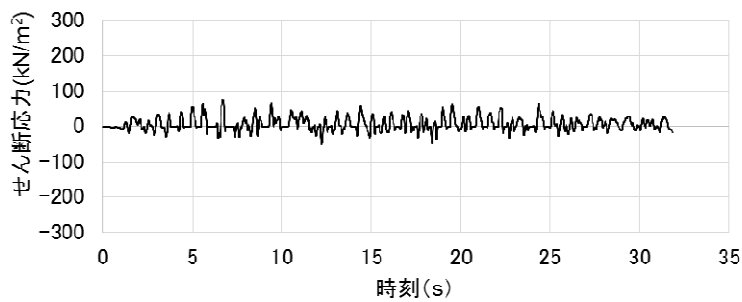
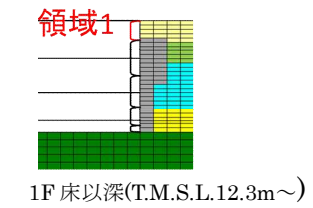
図 5.5.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



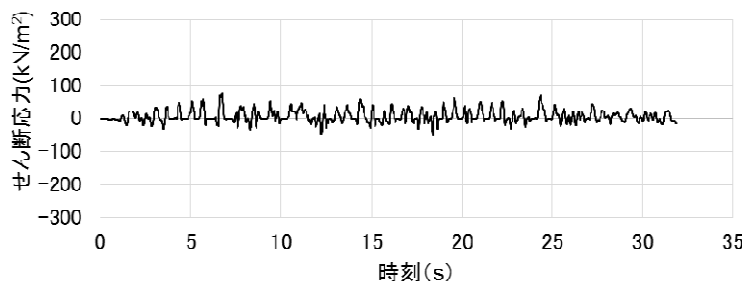
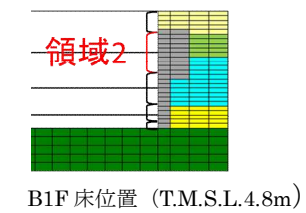
(EW 方向基本モデル)



(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)

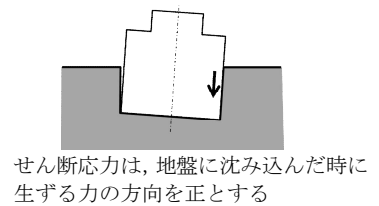
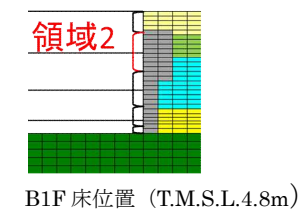
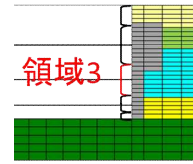
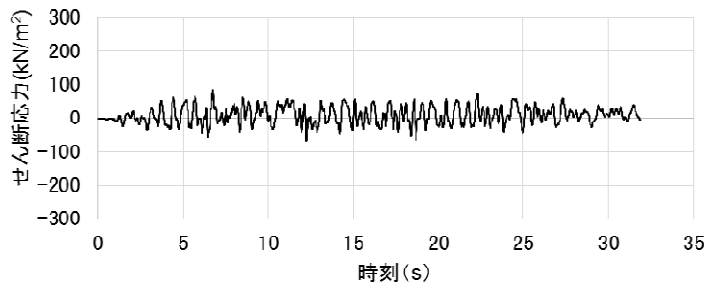
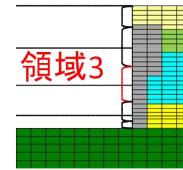
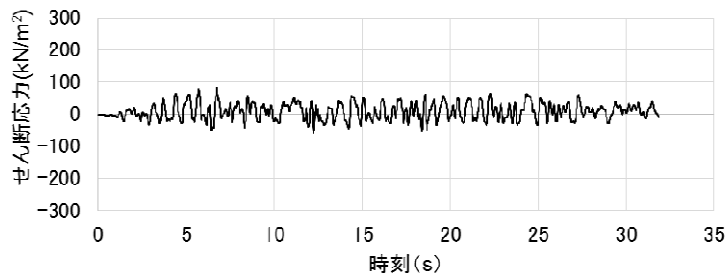


図 5.5.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



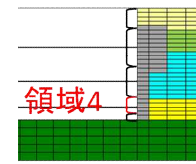
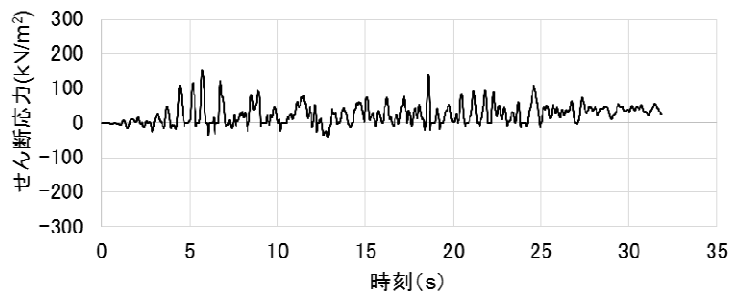
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向基本モデル)



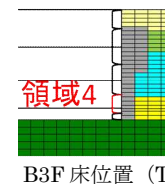
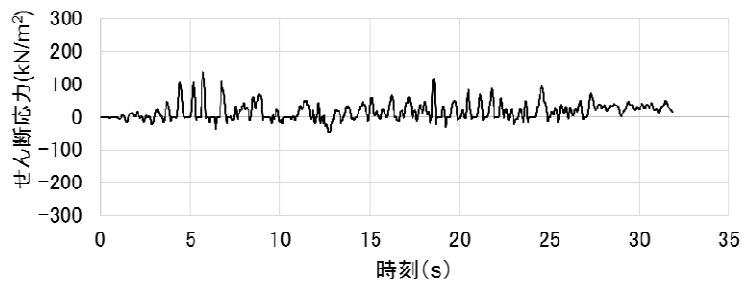
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



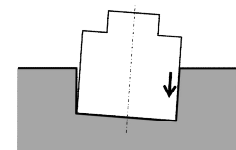
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(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)

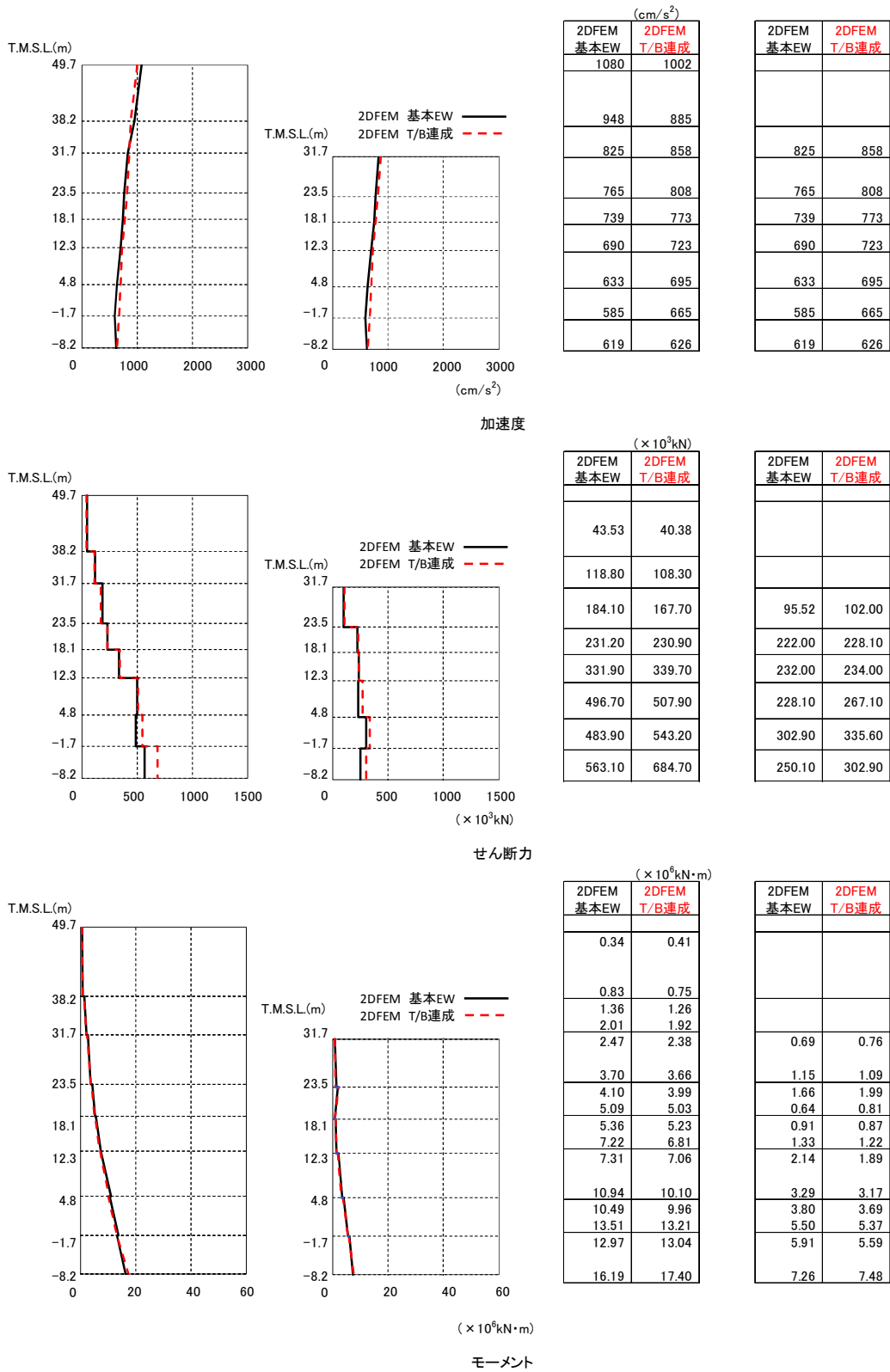


図 5.5.17 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと T/B 連成モデル,EW 方向)

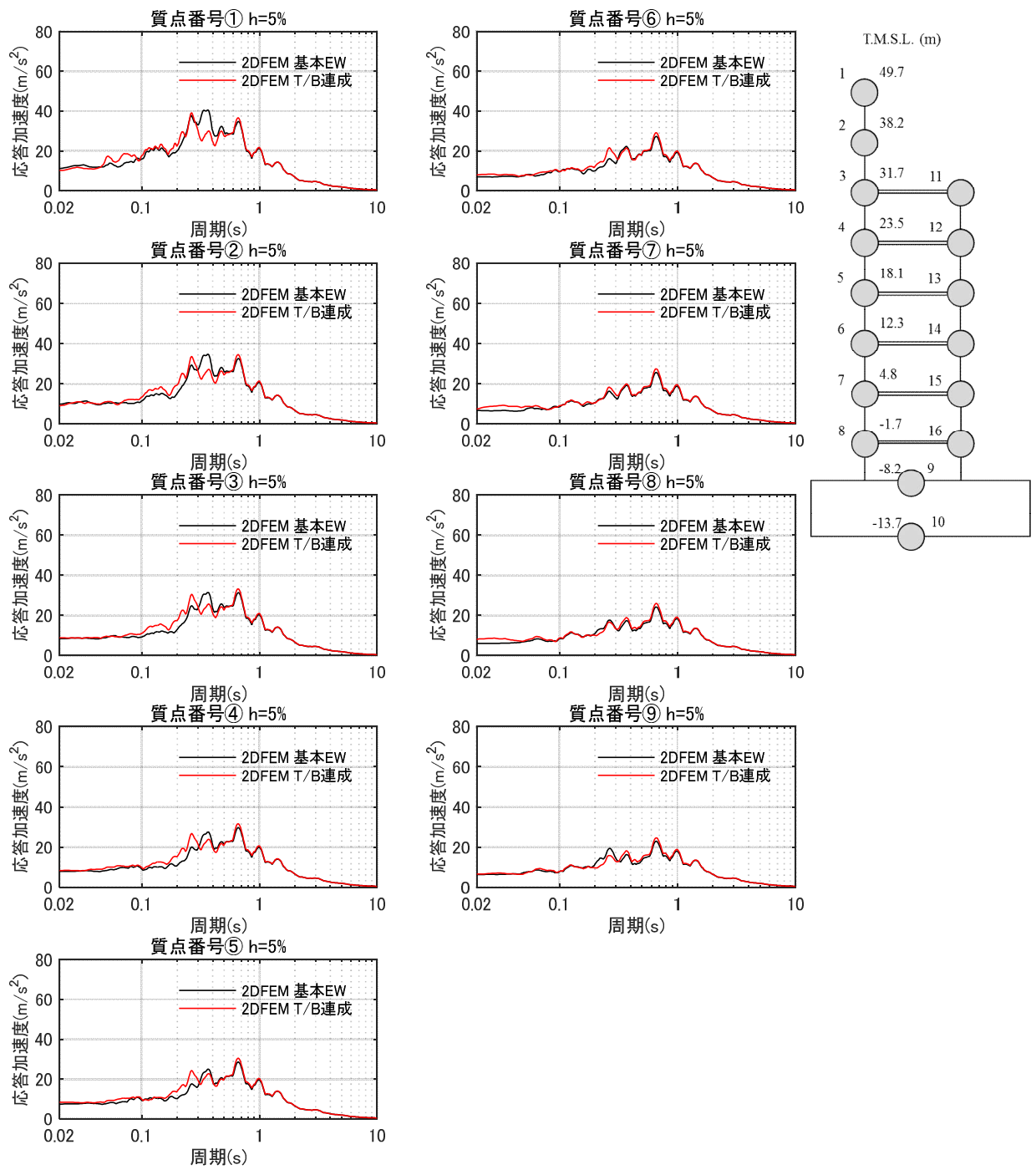


図 5.5.18 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向) $h=5\%$

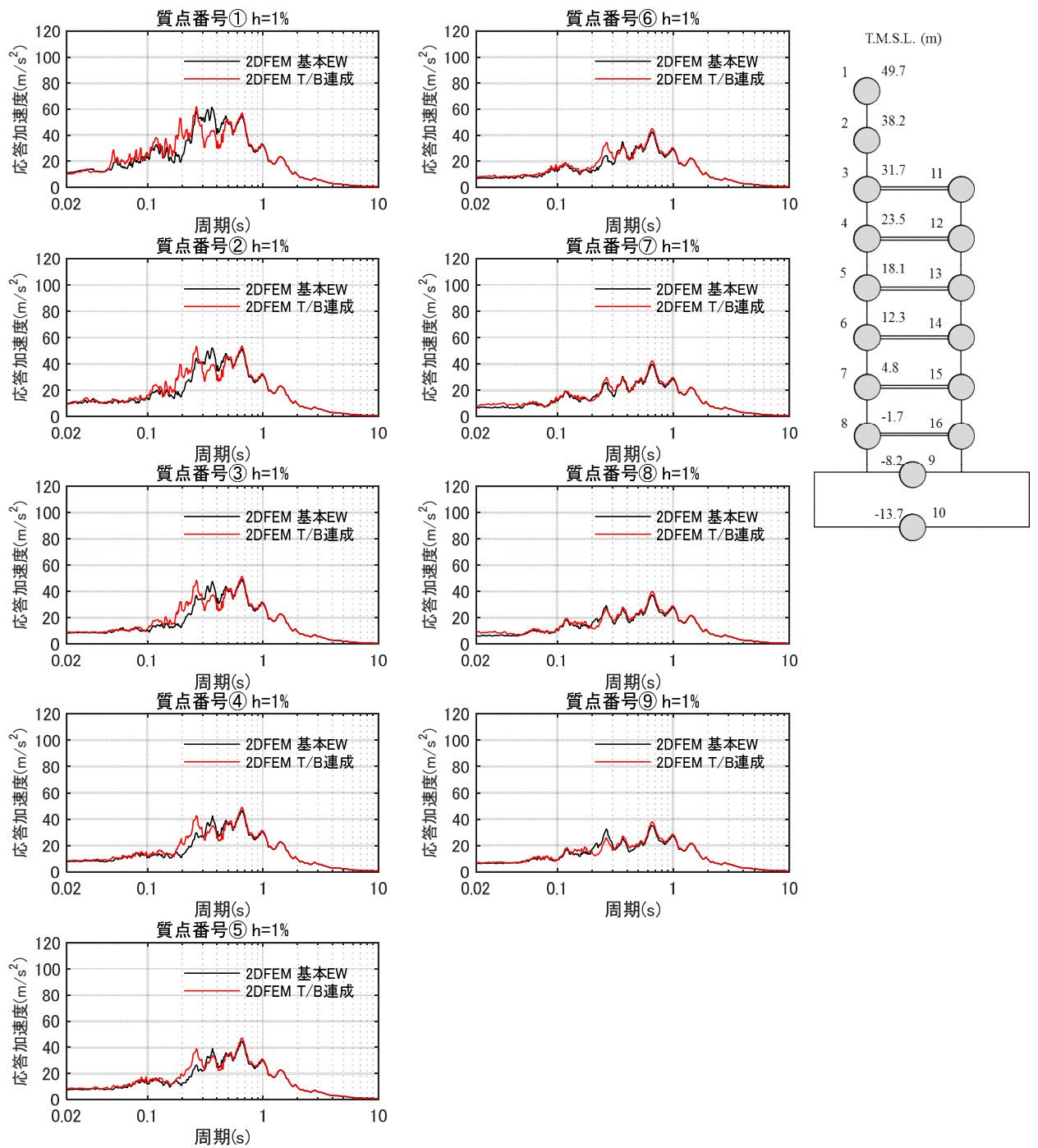


図 5.5.19 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向) $h=1\%$

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 の側面地盤反力と埋め込み SR モデルによる側面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。
- なお、本編 5 章「論点③に関する検討」で述べたように、建屋直下のマンメイドロックによる影響は軽微であることを確認している。

7. 参考文献

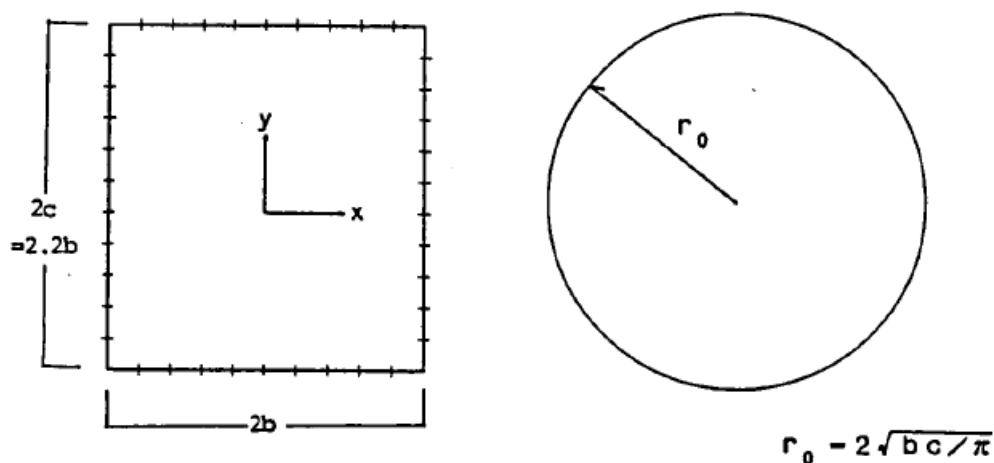
- ・ 社団法人日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991 追補版), 1991 年
- ・ A. Yano, K.Hijikata, et al. : Seismic Design Model of Embedded Structures, 9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988
- ・ K. Hijikata, Uchiyama, et al. : Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9th Conference 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。

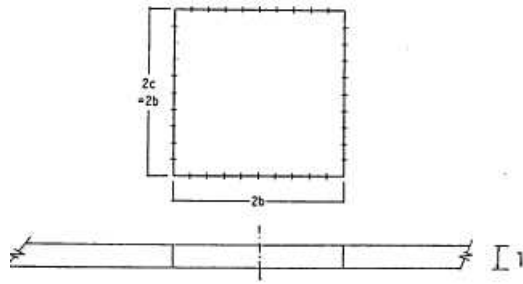


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

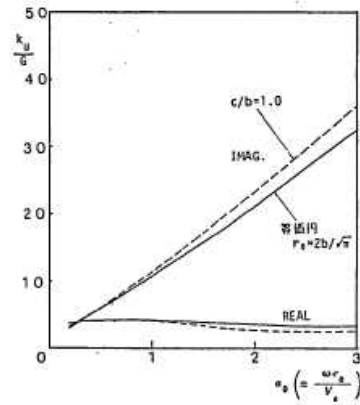


図 7.2 正方形平面と等価円のKu

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)

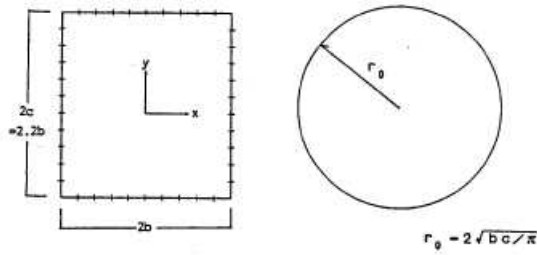


図 7.3 c/b = 1.1 の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 r0

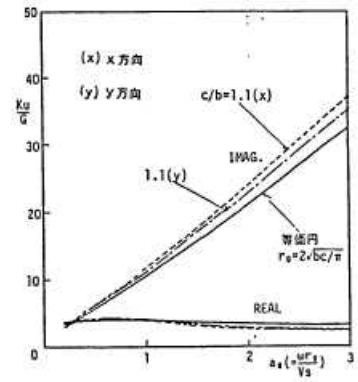


図 7.4 c/b = 1.1 と等価円のKu

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

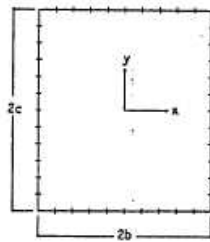


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

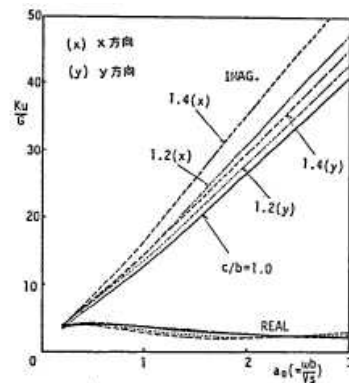


図 7.6 辺長比の違いによるKuの比較

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。

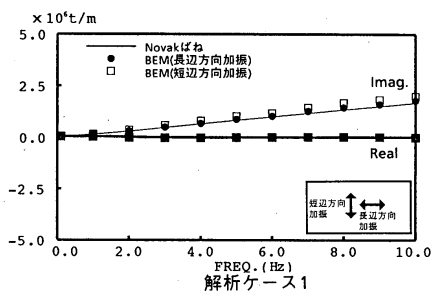


図-3 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.3の場合)

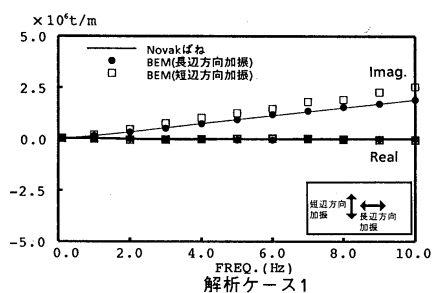
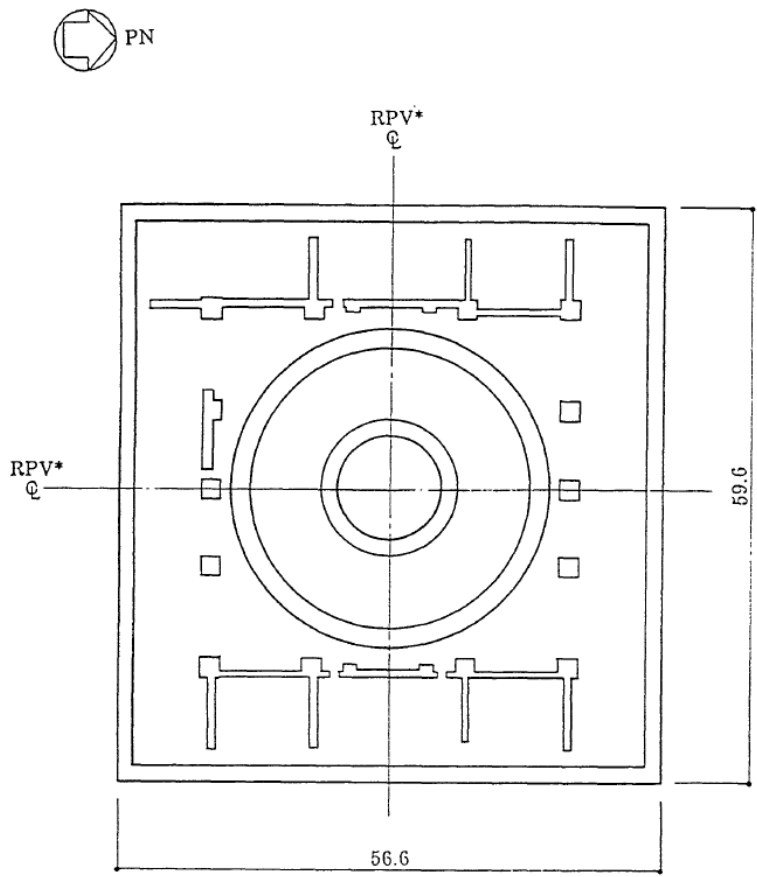


図-4 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.7の場合)

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

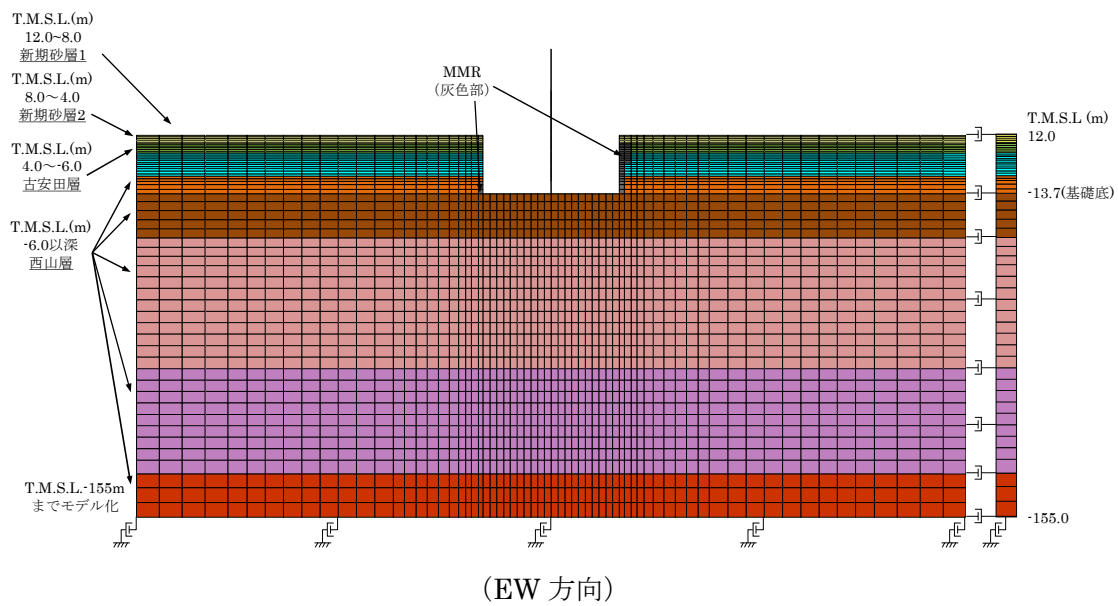
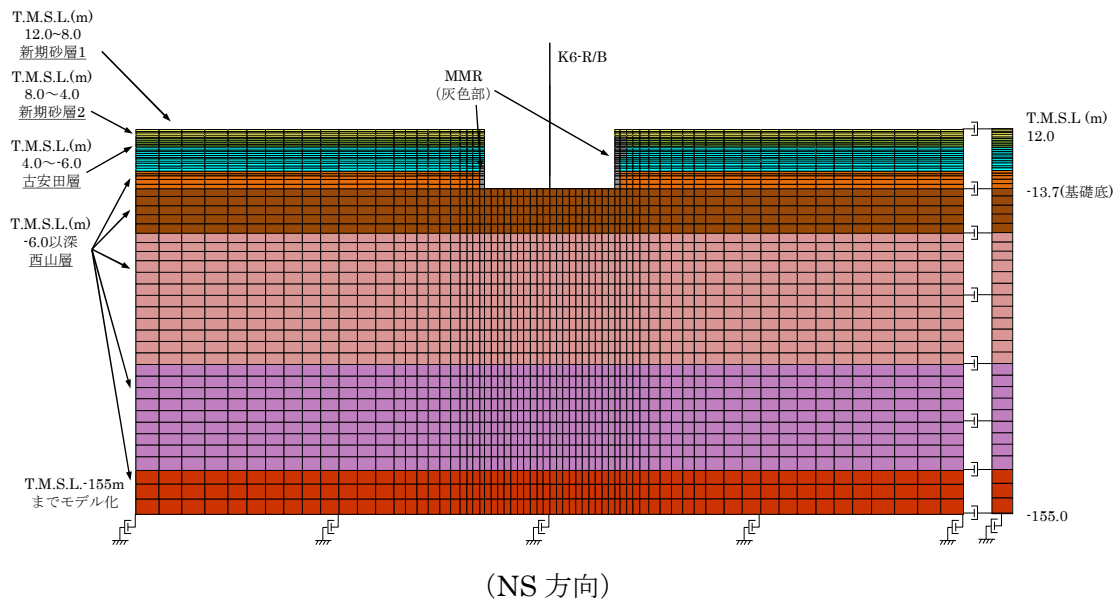
2007 年新潟県中越沖地震に対して、本編 2 章で示した 2 次元 FEM 解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルの信頼性を検証する。

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。



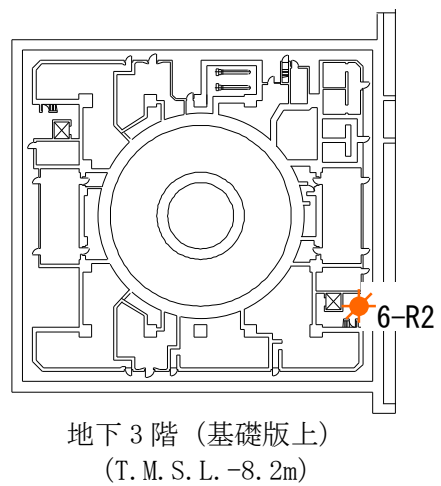
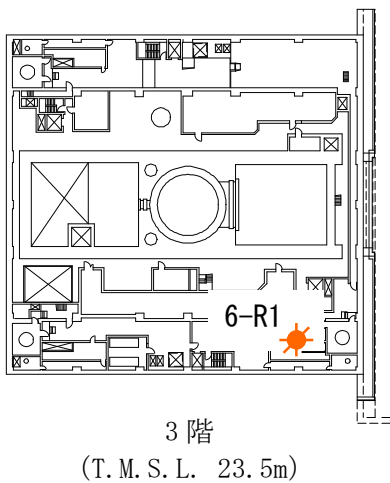
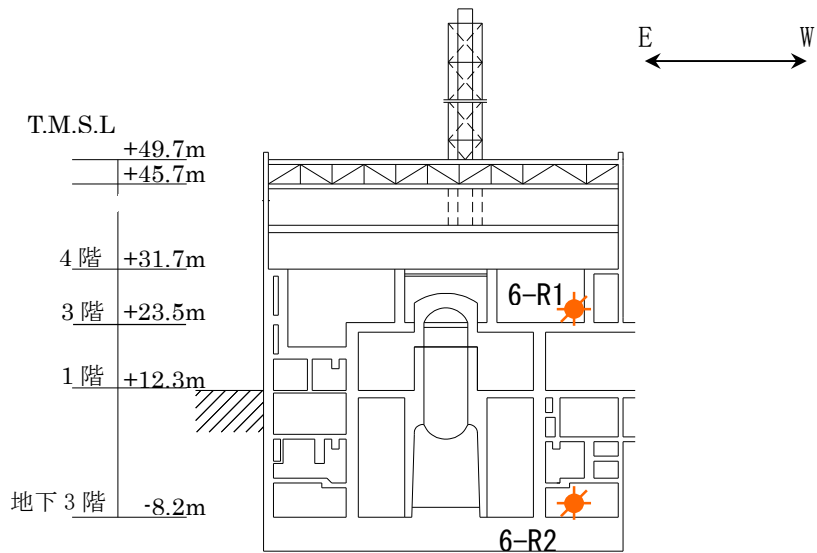
添図 2.1 2次元 FEM 解析モデル

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

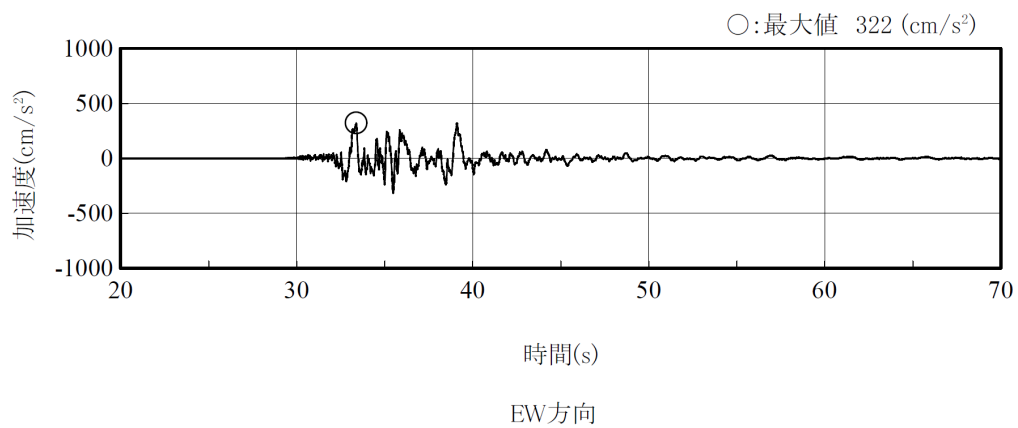
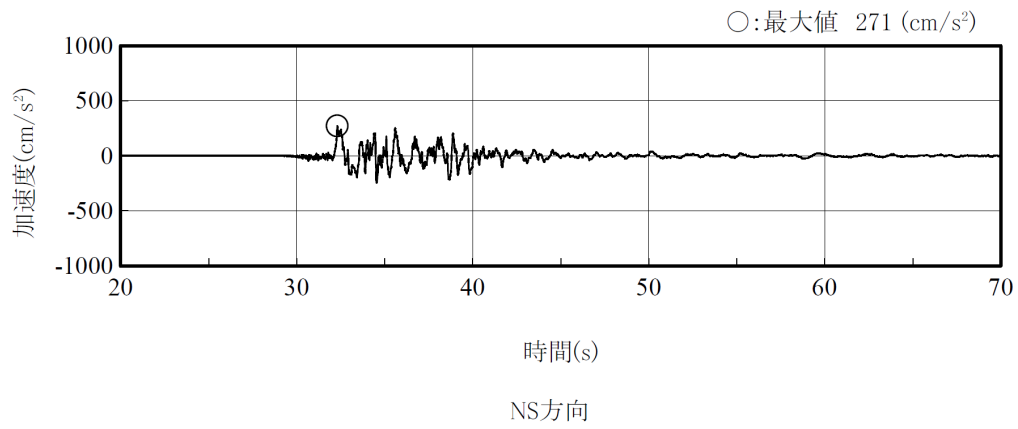


©Google ©ZENRIN

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)

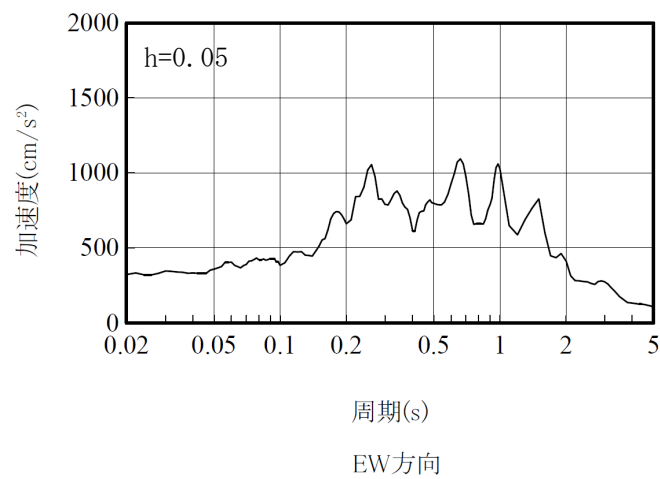
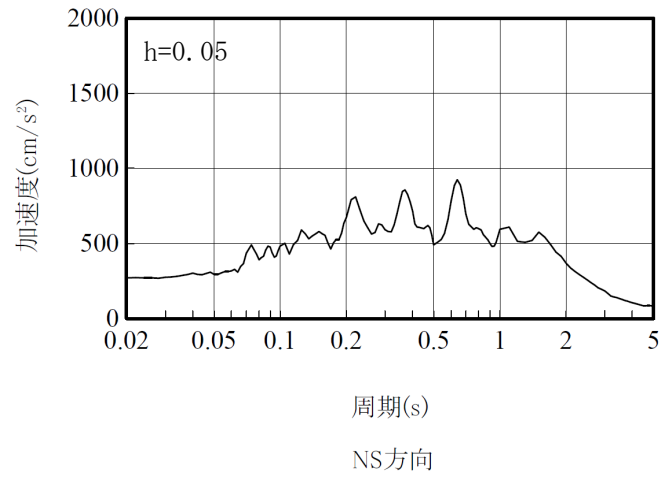


添図 2.3 地震計位置



(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 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^2$ N/mm ²)	ヤング 係数 E ($\times 10^2$ N/mm ²)	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	古安田層	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

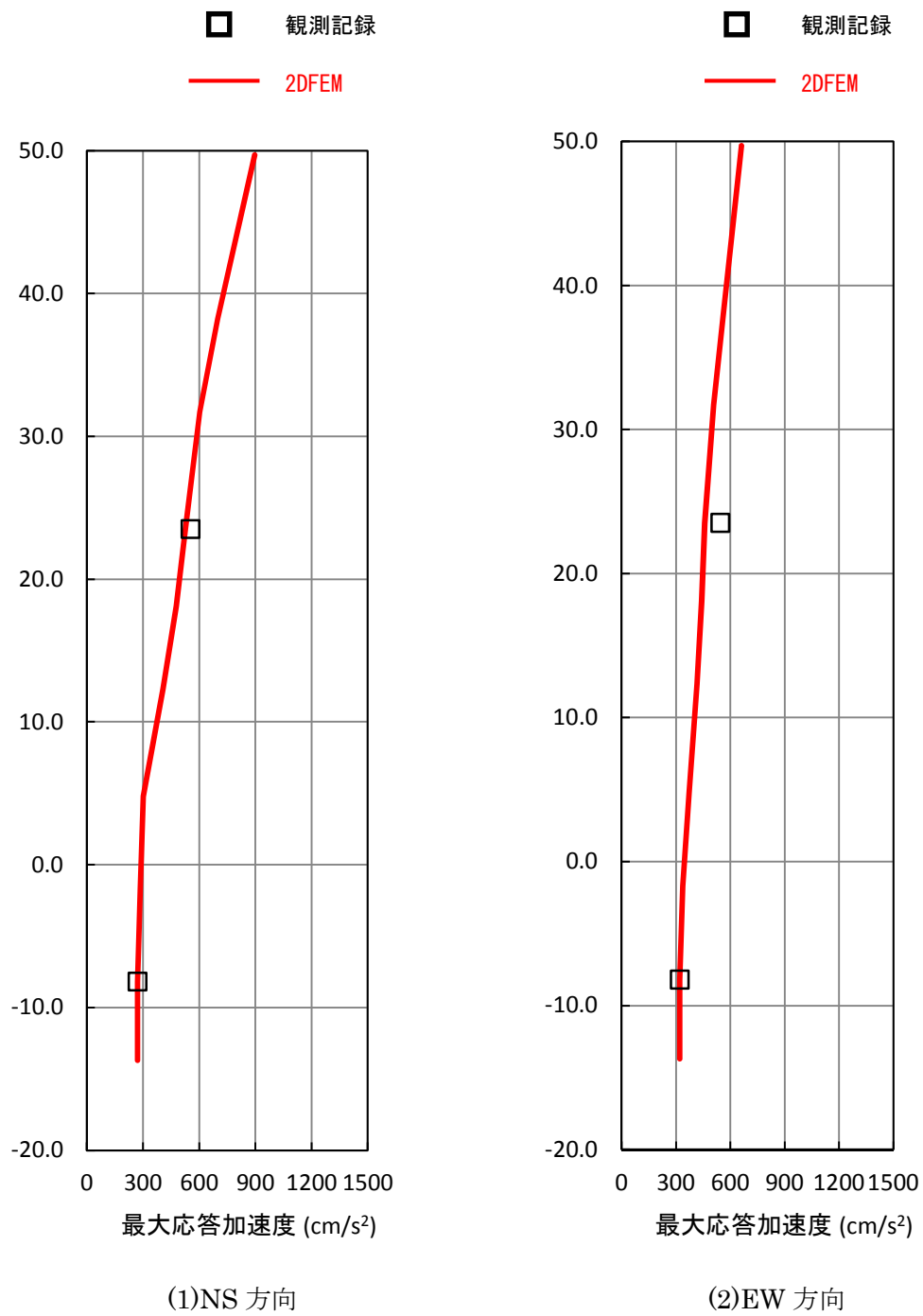
解析結果の建屋の最大応答加速度分布を観測記録と比較し添図 2.6 に示す。また、原子炉建屋 3 階 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) の地震計位置での解析結果と観測記録の加速度波形及び加速度応答スペクトルの比較を添図 2.7 及び添図 2.8 に示す。

(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

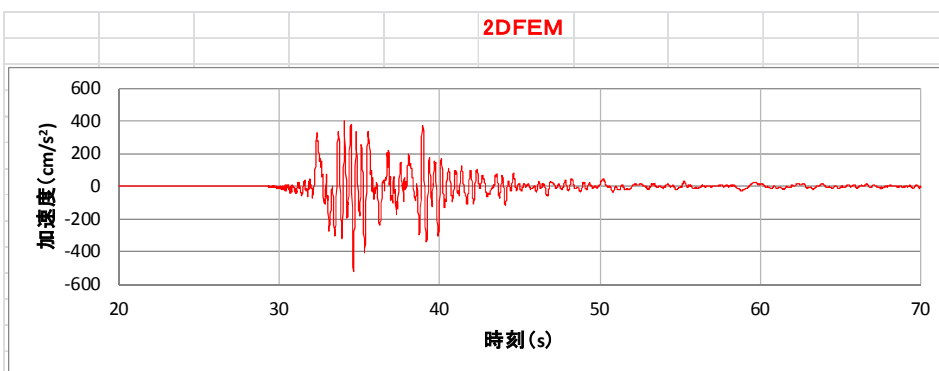
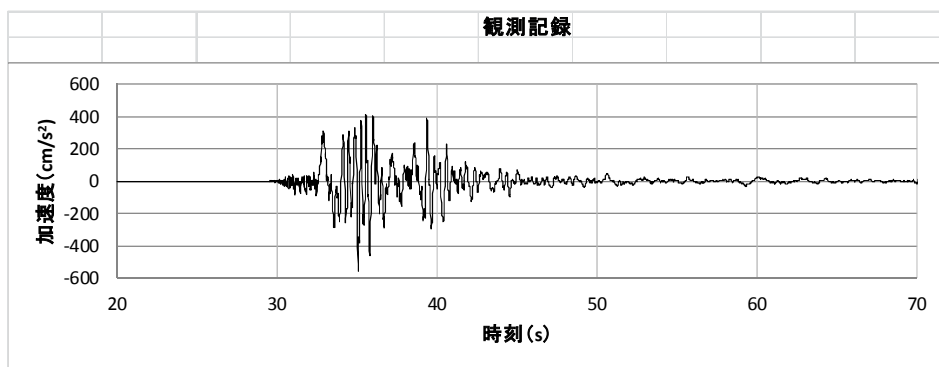
添図 2.6～添図 2.8 に示した通り、最大応答加速度、加速度波形及び加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向及び EW 方向の解析結果は、観測記録と概ね対応する結果となった。

なお、EW 方向の床応答スペクトルの比較において、短周期で一部観測記録を下回る部分がみられるものの、主要な周期帯では観測記録と同等の応答となっている。これらより、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 を適用できるものと考えられる。

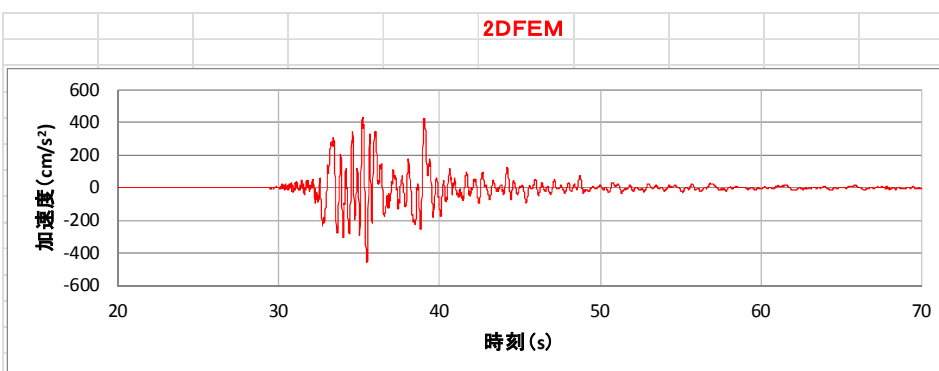
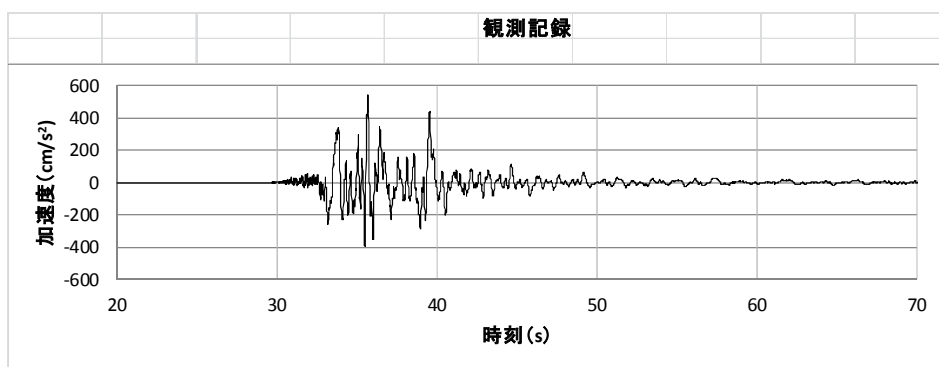
また、今回工認モデルの妥当性については、別途本資料「1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について、添付資料-1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3 次元 FEM モデルによる妥当性の検証」において、建屋 3 次元 FEM による検討を実施することにより確認している。



添図 2.6 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較

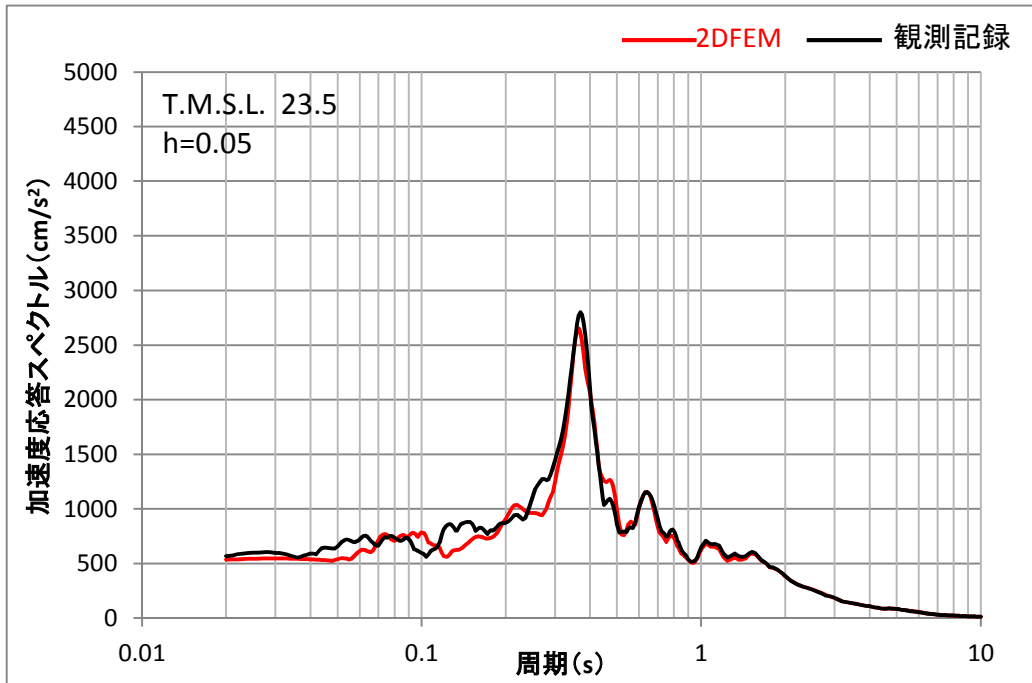


(1) NS 方向

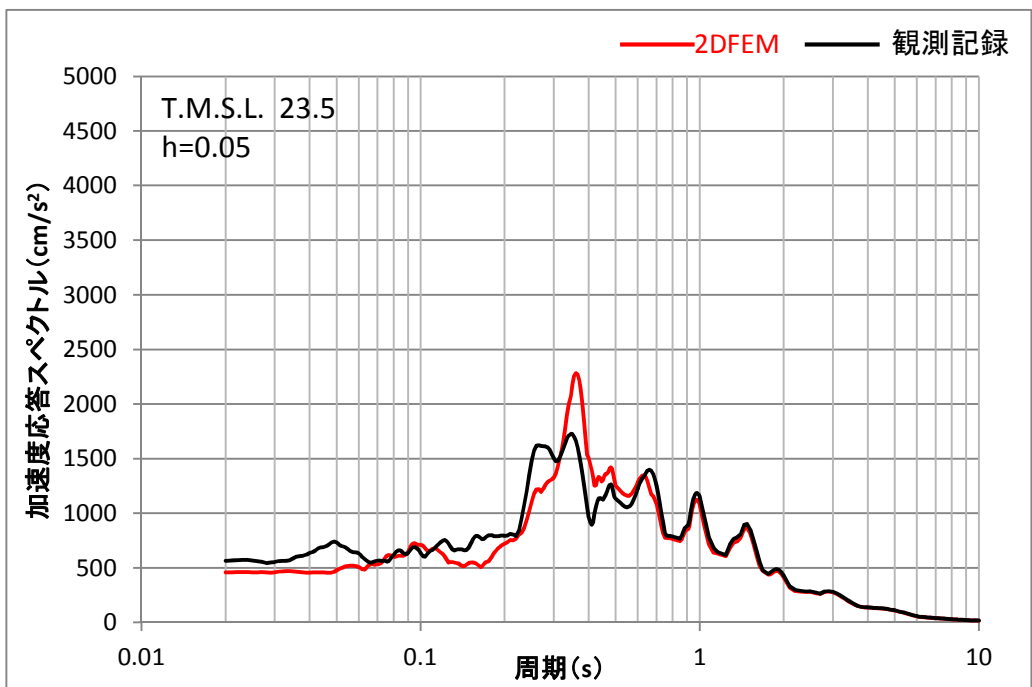


(2)EW 方向

添図 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

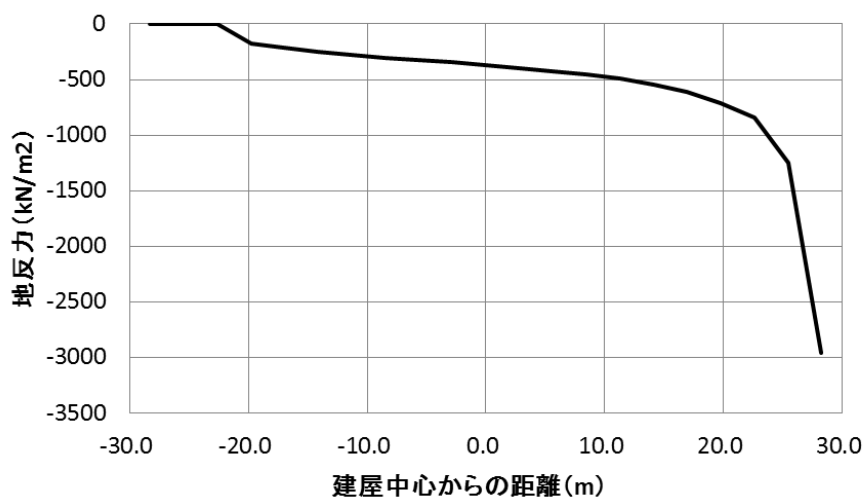
添図 2.8 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)

添付資料 3 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

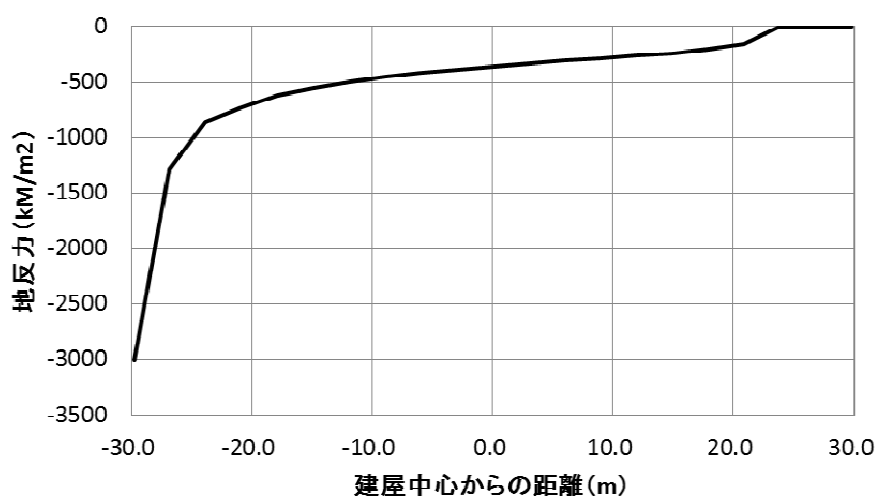
2次元 FEM モデルの地震応答解析結果から建屋基礎下の地反力分布を検討する。対象としたケースは NS 方向基本モデルと EW 方向基本モデルである。

底面の接地率が最小となっ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、 5982kN/m^2 (610tf/m^2) である。



添図 3.1 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)



添図 3.2 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)

添付資料4 セン断ばねの履歴特性と初期剛性の建屋応答への影響について

1. セン断ばねの履歴特性について

地下外壁と側面地盤間のせん断ばねは、側面土圧を表現する軸ばねと連成させたモデルであり、以下の特性を有している。

(基本的な特性)

- ・ 動摩擦力は軸ばねの軸圧に依存する (動摩擦力 = 摩擦係数 μ × 軸圧)
- ・ 側面地盤が剥離中 (軸ばねの軸圧がゼロ) は、せん断ばねにせん断応力は作用しない

(初期～剥離まで)

- ・ せん断応力が動摩擦力に達するまで、せん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。軸圧が一定の場合のスケルトンカーブを添図 4.1 に示す。
- ・ せん断変位の増分が正の場合、動摩擦力は軸圧に依存するので、せん断応力は軸圧に応じて時々刻々変動する。
- ・ せん断変位の増分が負に反転した場合についても、動摩擦力に達するまでせん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。軸圧が 0 となった場合に、剥離と判定される。

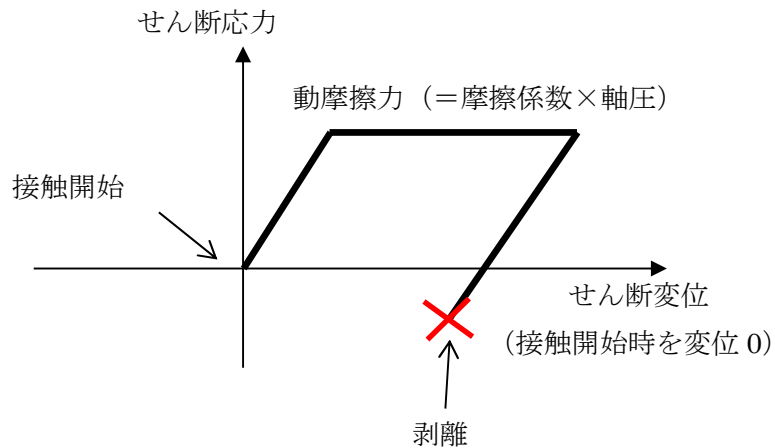
(剥離時)

- ・ 剥離時にはせん断応力は作用しないが、地下外壁と側面地盤間の上下方向の相対変位は時々刻々変動する。

(再接触後)

- ・ 再接触時の変位を 0 として再接触後のせん断変位の変動に対して、せん断応力～せん断変位関係は動摩擦力に達するまで初期剛性上を移動する。
- ・ せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。

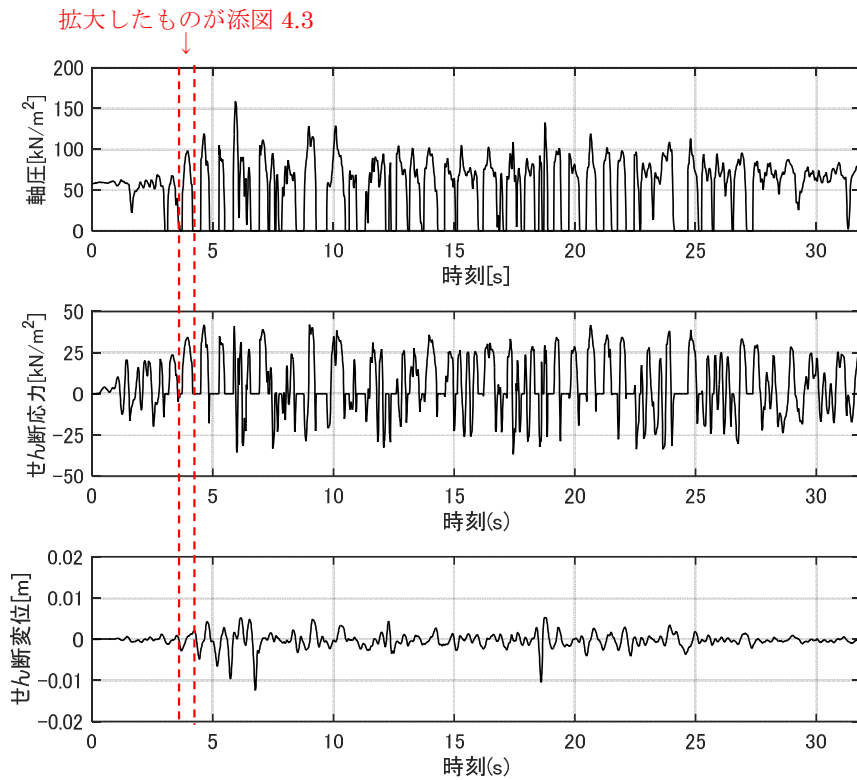
添図 4.1 においては、軸圧が一定の場合を示しているが、動摩擦力は軸圧によって変動するため、軸圧変動が加わると複雑な特性になる。なお、せん断ばねは地下外壁と側面地盤が接触している間のみ摩擦が働くので、建屋～地盤間が接触剥離する場合、せん断応力-せん断変位のループは多くても半ループまでの履歴となる。従って、せん断ばねの履歴によるエネルギー吸収は少ないことがわかる。



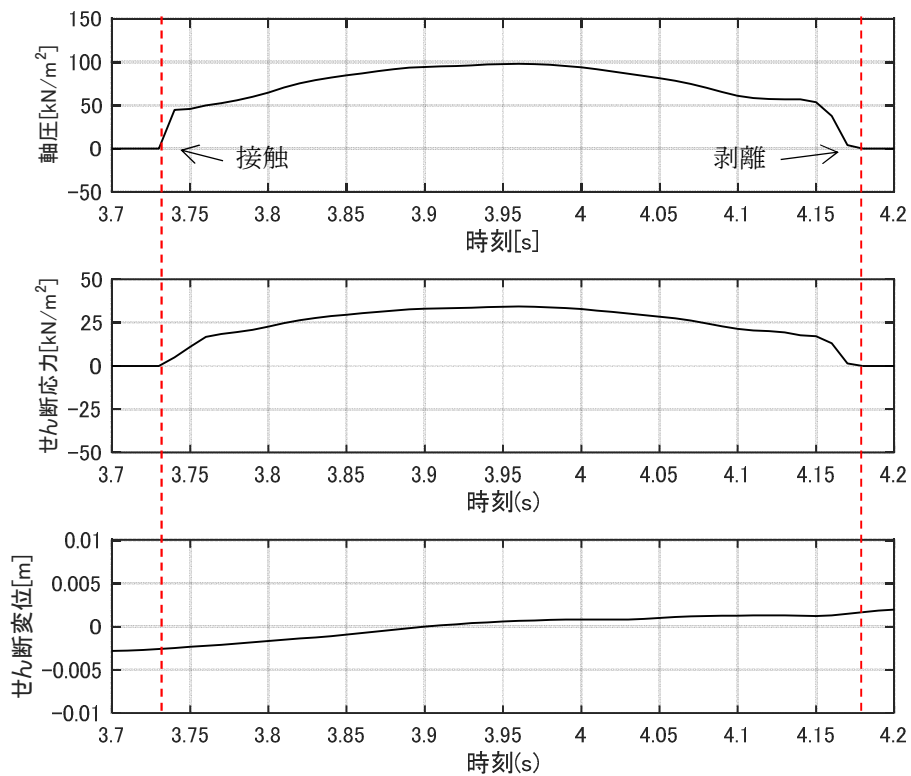
添図 4.1 せん断ばねの特性

参考として、添図 4.2 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点に取り付けた軸ばねの軸圧、せん断ばねのせん断応力およびせん断変位の時刻歴波形を示す。また、添図 4.3 に、軸圧、せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形のうち応答の初期において大きな軸圧およびせん断応力が生じている、3.7 秒から 4.2 秒の時刻歴波形を拡大して示す。

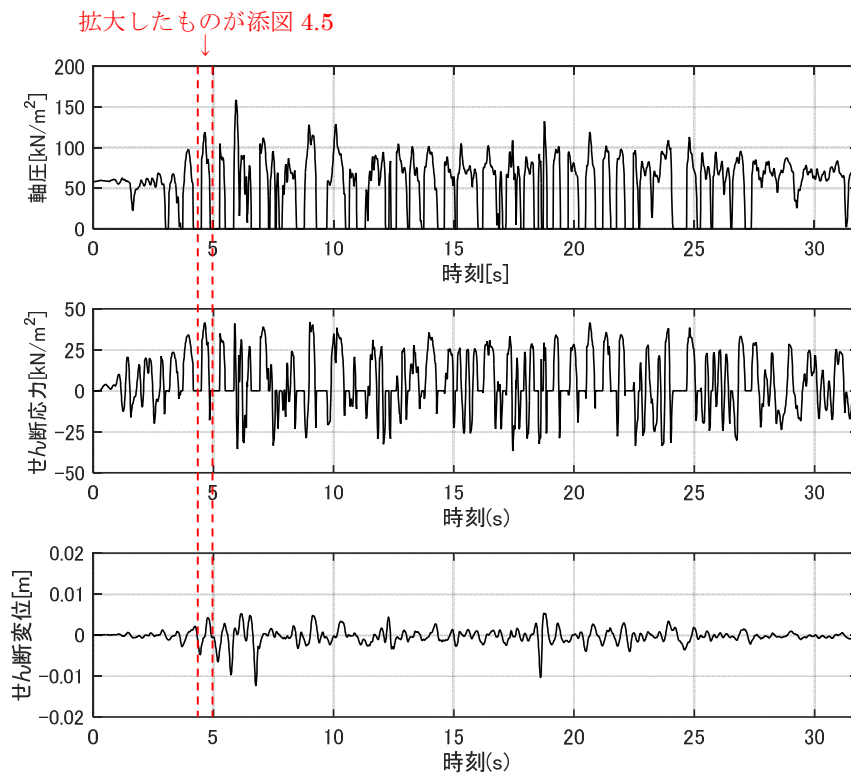
また、上記とは別の時間帯 (4.45～4.90 秒) での時刻歴波形を添図 4.4 (添図 4.2 の再掲)、添図 4.5 に示す。添図 4.5 のせん断応力は 4.83 秒付近から負の値となっている。これは軸圧が存在する状態で 4.76 秒付近からせん断変位の増分が正から負に転じて、せん断ばねの履歴が戻り方向になったためである。これらの図より、動摩擦力に対応したせん断応力が生じていることが分かる。



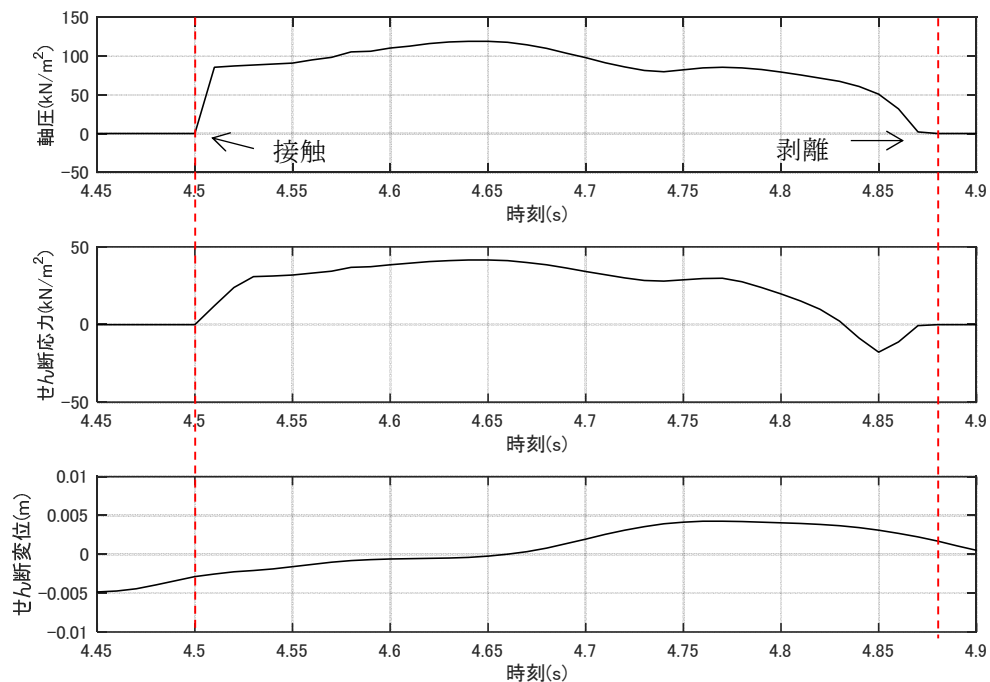
添図 4.2 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



添図 4.3 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（3.7 秒～4.2 秒拡大）



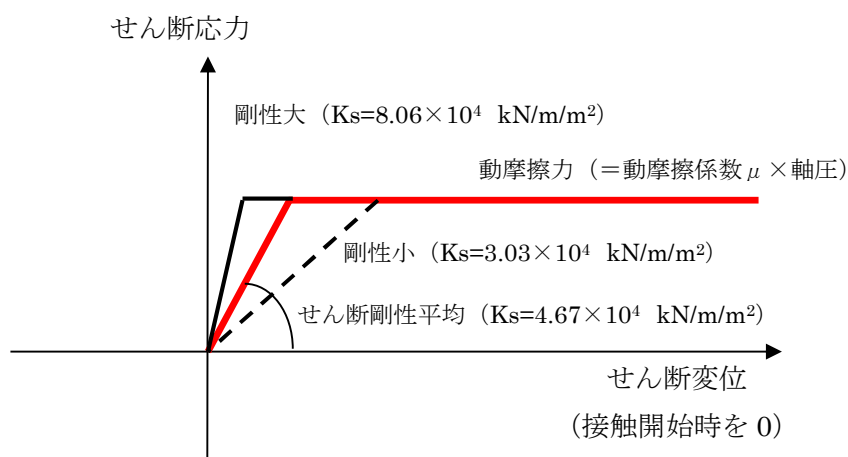
添図 4.4 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



添図 4.5 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（4.45 秒~4.90 秒拡大）

2. せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響について

添図 4.6 に本編 4.4 節「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」に用いたせん断ばねの特性を示す。せん断ばねの剛性が影響するのはせん断応力が動摩擦力に達するまでである。せん断ばねの動摩擦力は軸圧に依存するため、軸圧の変化により早い段階で動摩擦力に達して滑る場合は、せん断ばねの剛性の建屋応答への影響は小さくなると推測される。



添図 4.6 せん断剛性をばらつかせた場合のせん断ばねの特性

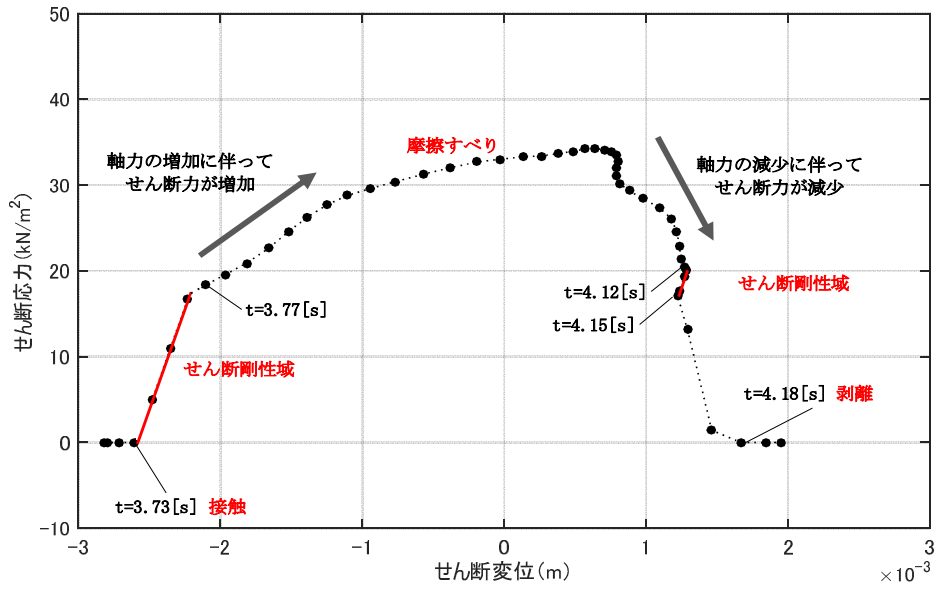
添図 4.7 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点のせん断ばねの 3.7 秒～4.2 秒におけるせん断応力-せん断変位関係を示す。図中の黒点が各時刻における値を示している。図中に赤線で示したせん断応力-せん断変位関係が直線になっている部分がせん断ばねの初期剛性の範囲に該当する。接触から再接触までを 1 ループとした場合に、初期剛性の範囲にある時間の割合は 1 ループ中の 10% 程度であり、多くの時間では初期剛性に依存しない動摩擦力が生じている状態にあることが分かる。

添図 4.8 に、せん断ばねの剛性のばらつきを考慮した各解析ケースのせん断力の時刻歴を示す。せん断剛性の違いが応答に影響するのは、せん断ばねの初期剛性の範囲にある場合のみであるが、各ケースともに初期剛性の部分は極めて短く、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

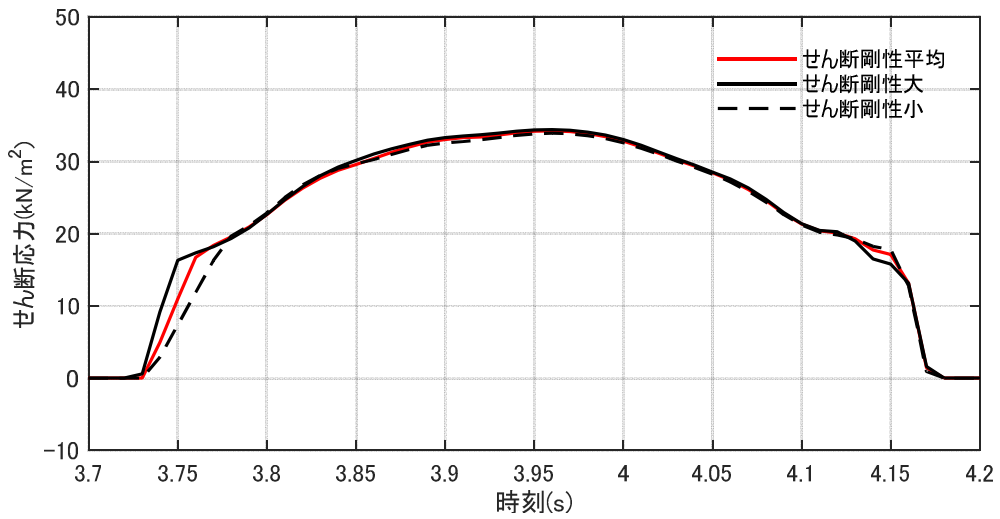
上記の添図 4.7、添図 4.8 とは別の時間帯 (4.45 秒～4.90 秒) におけるせん断ばねのせん断応力-せん断変位関係、および、剛性のばらつきを考慮したせん断応力の時刻歴を添図 4.9、添図 4.10 に示す。この時間帯はせん断変位が反転している特徴があるが、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間帯は 1 ループ中の 16% 程度であり、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

これらより、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間が短いことと、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等であることからことから、せん断

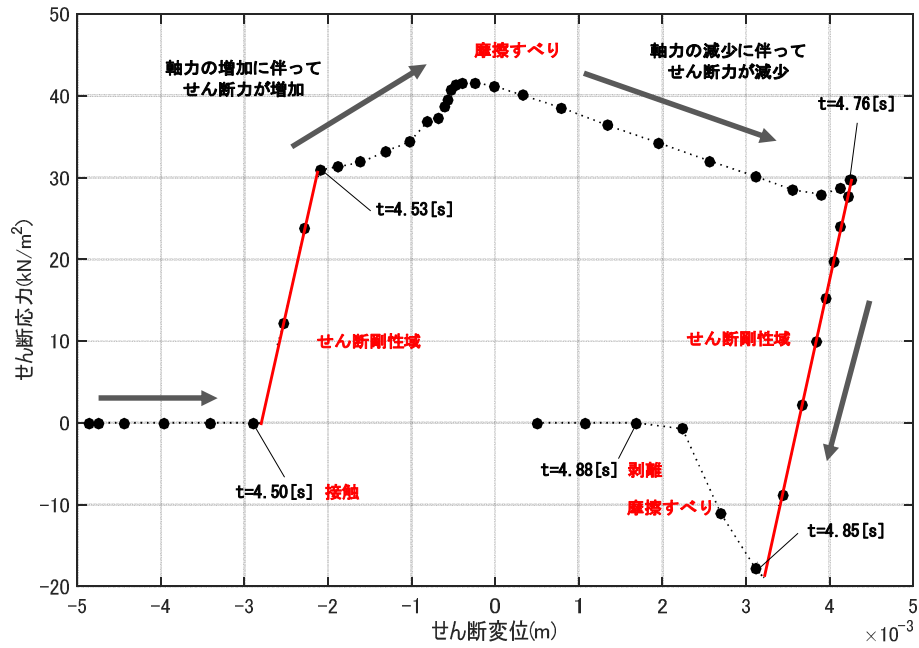
ばねの初期剛性の建屋応答への影響は極めて小さいことが分かる。



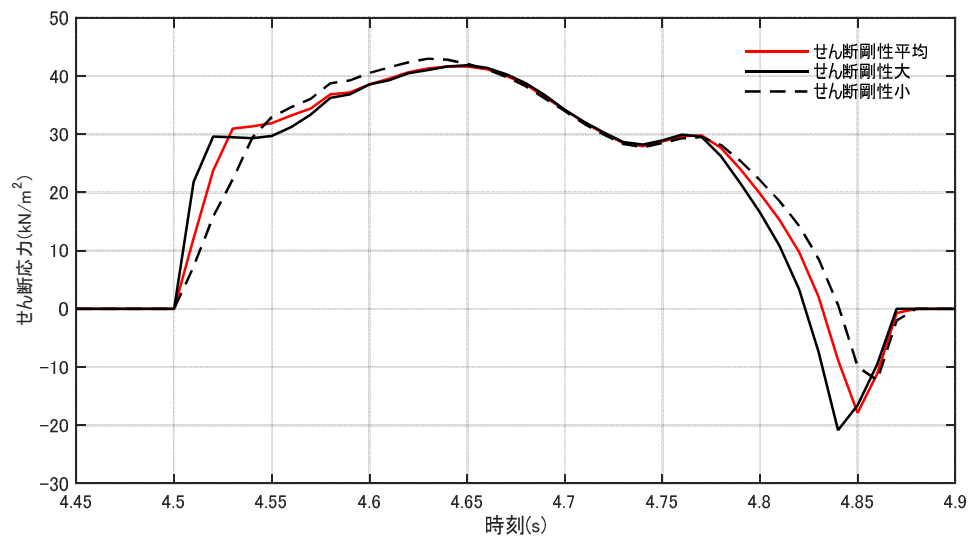
添図 4.7 せん断応力-せん断変位関係 (3.7 秒~4.2 秒)



添図 4.8 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)



添図 4.9 せん断応力-せん断変位関係 (4.45 秒~4.90 秒)



添図 4.10 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

添付資料5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響

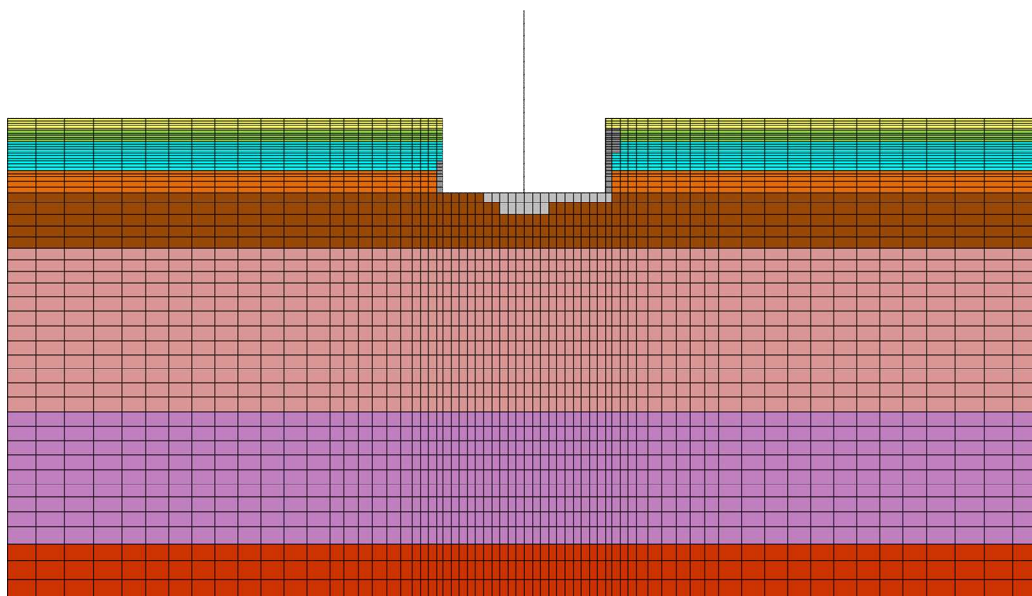
(1) 検討の概要

地盤2次元FEMによる側面地盤の接触剥離を考慮した検討においては、建屋埋め込みによる側面地盤の拘束効果を把握するために側面地盤のマンメイドロックは地盤モデルに考慮したが、建屋基礎下のマンメイドロックは拘束効果に影響が少ないと考えられるため地盤モデルに反映していない。

そこで、建屋基礎下のマンメイドロックの存在が建屋応答に及ぼす影響を検討するため、NS方向の基本モデルの地盤に建屋基礎下のマンメイドロックを考慮した地盤モデルを作成し、NS方向の基本モデルと基礎下マンメイドロックを考慮したモデルによる建屋応答を比較する。

(2) 解析モデル

解析モデルを添図5.1に示す。原子炉建屋単独の基本モデルの建屋基礎下にマンメイドロック（図2.3.3参照）をモデル化したものである。

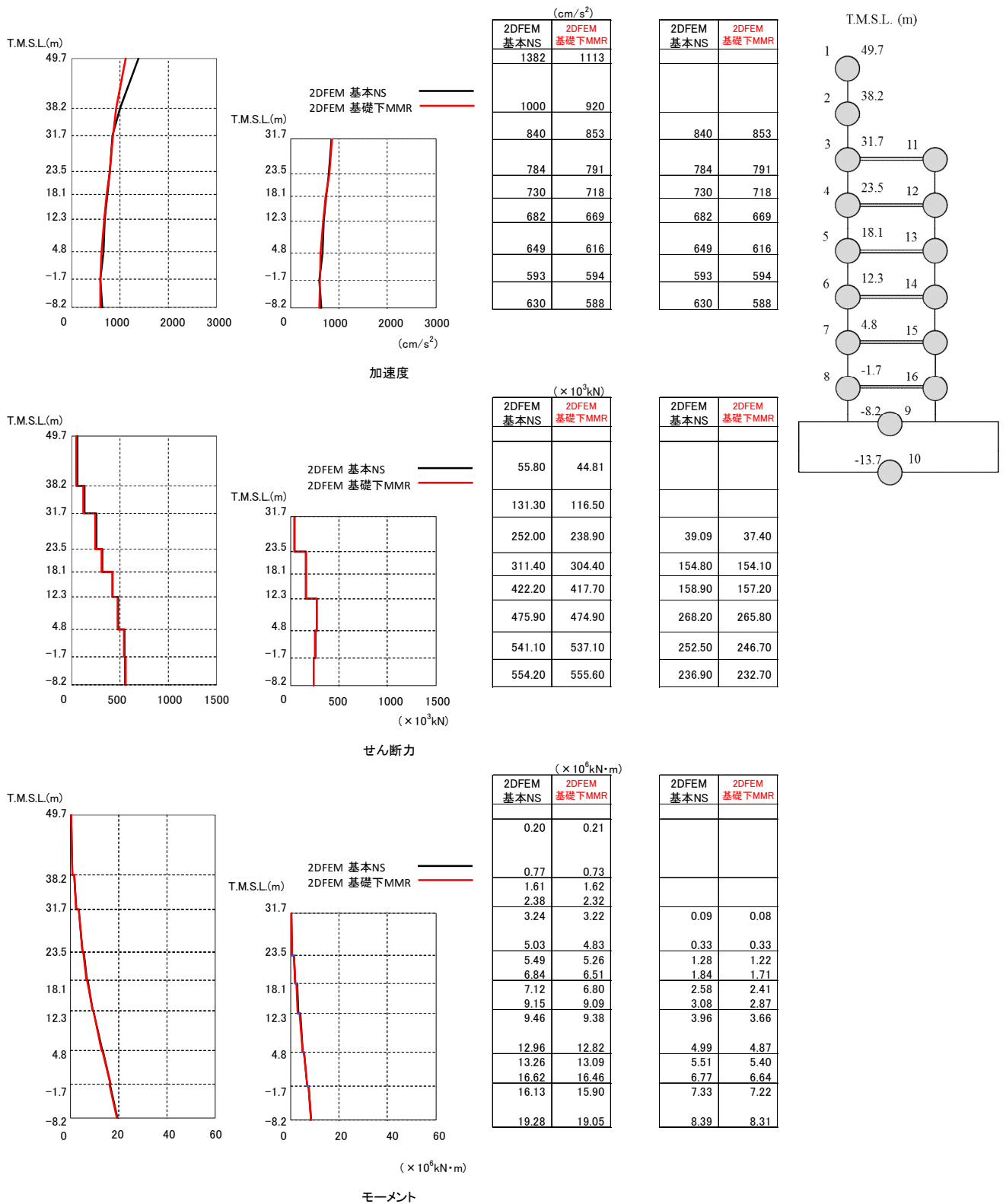


添図5.1 K6基礎下MMRを考慮した2次元FEM解析モデル
の地盤メッシュ (NS方向)

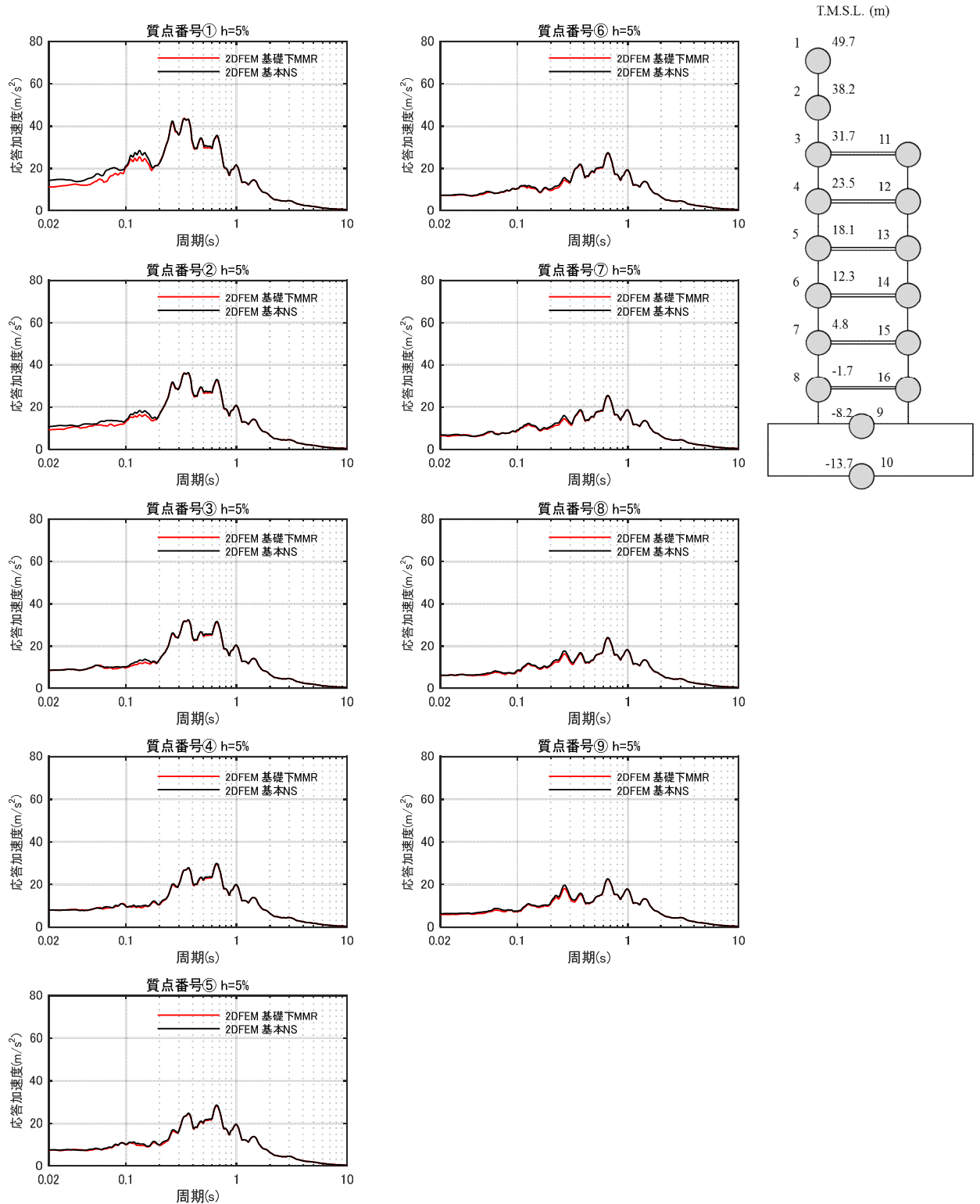
(3) 建屋応答の比較

添図 5.2～添図 5.4 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。

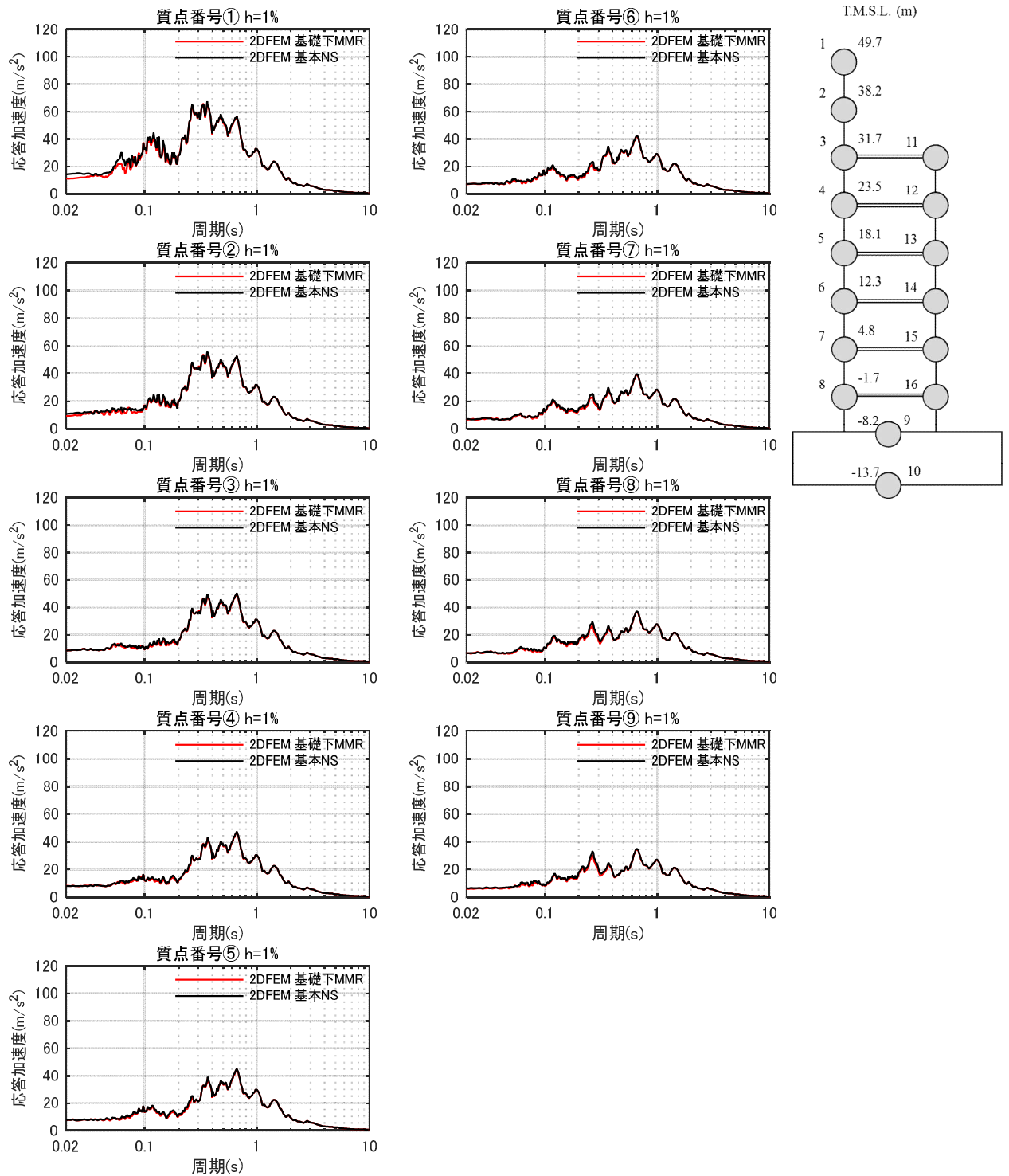
建屋基礎下のマンメイドロックを考慮しても，建屋の応答は顕著な影響を受けないことを確認した。



添図 5.2 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)



添図 5.3 床応答スペクトルの比較(基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)(NS 方向) $h=5\%$



添図 5.4 床応答スペクトルの比較(基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)(NS 方向)h=1%

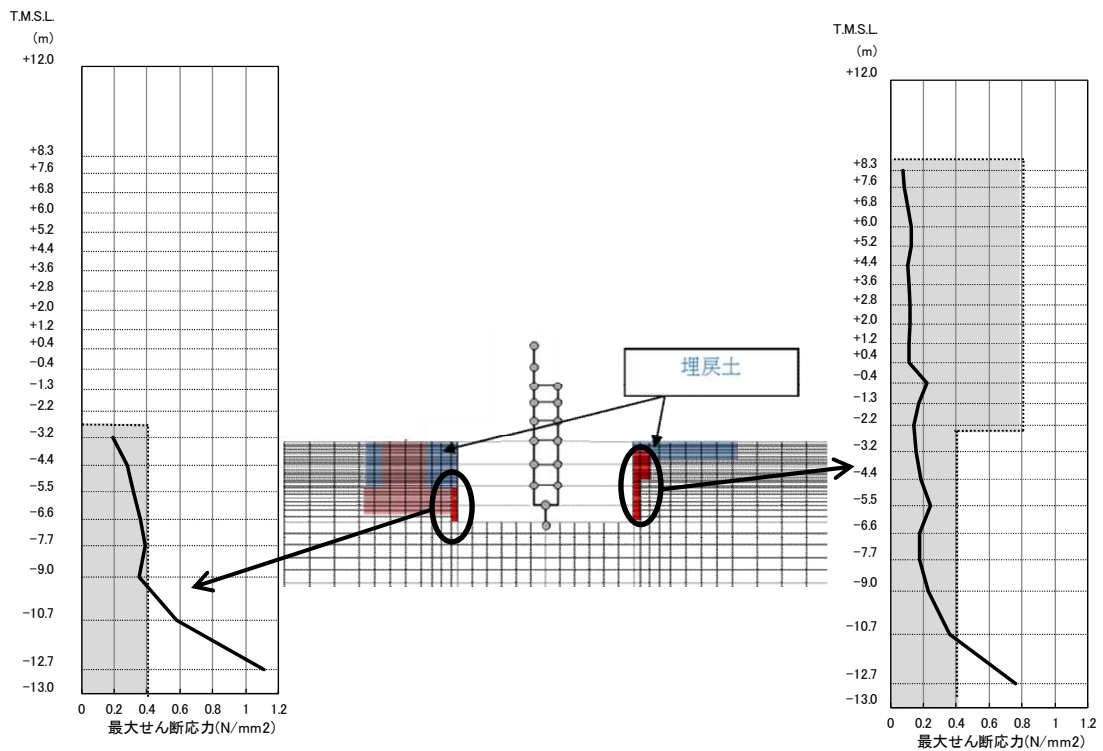
添付資料 6 建屋周辺のマンメイドロックについて

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 6.1 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 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 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）



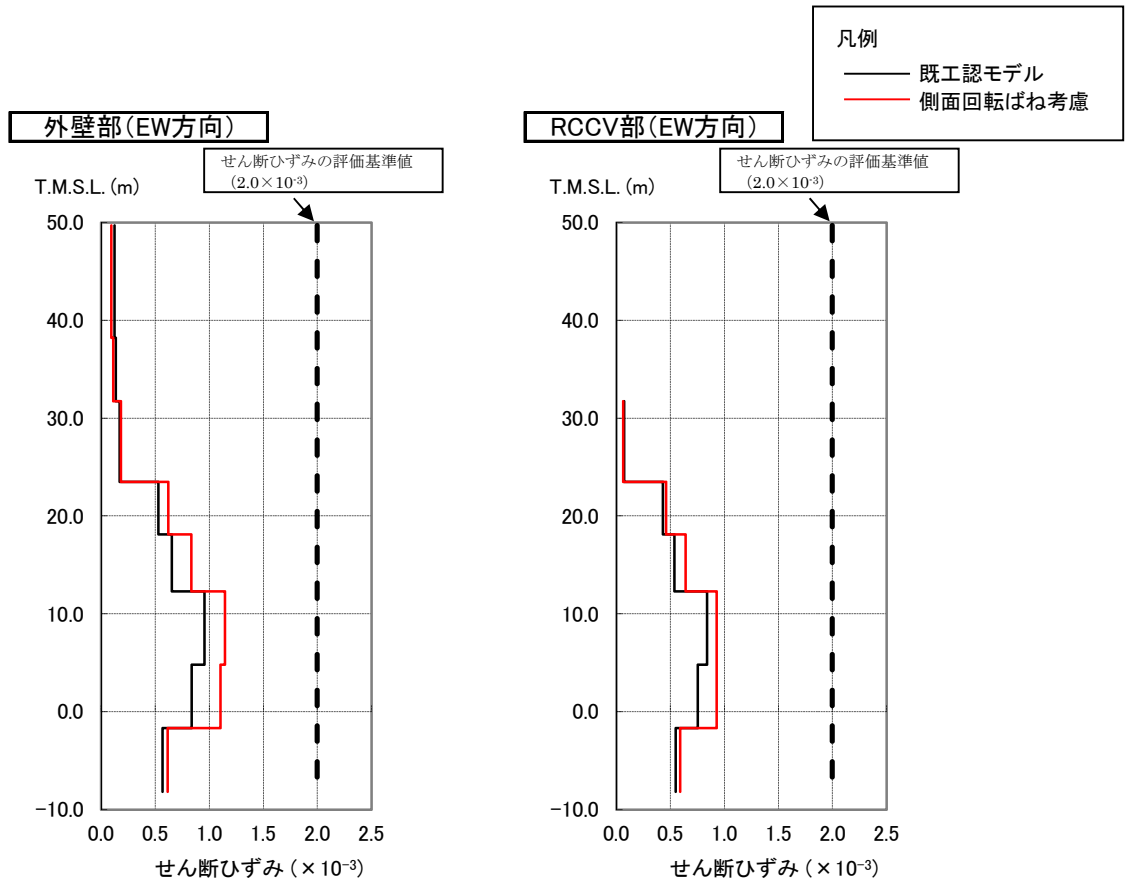
添図 6.1 建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

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)

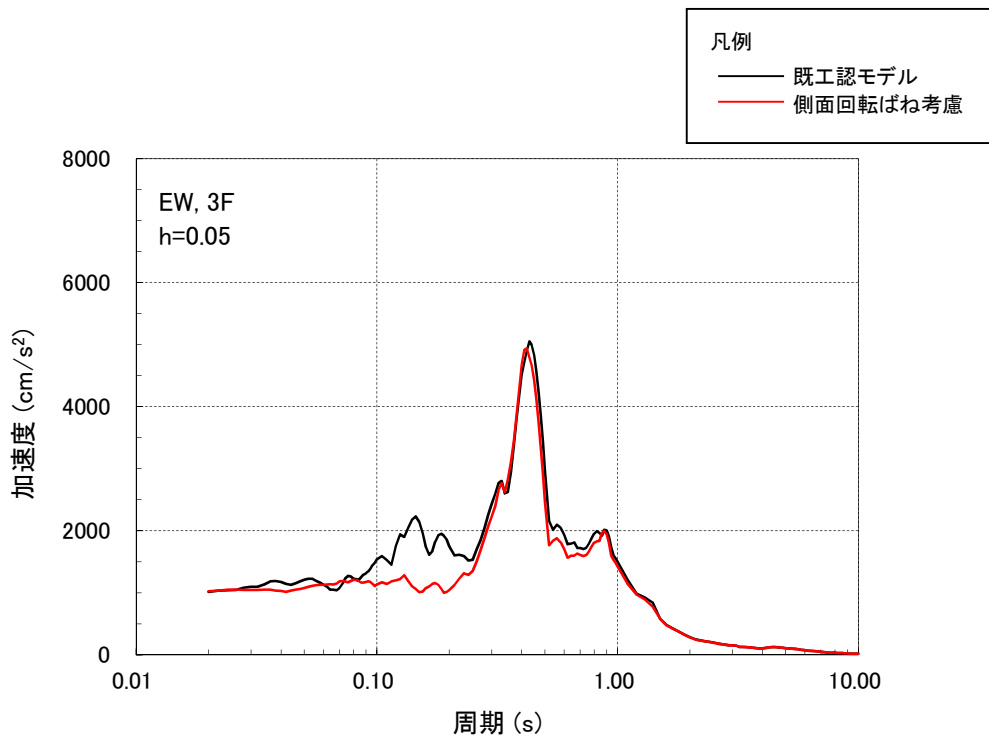
本編では Ss-1NS 方向を代表として側面回転ばねを考慮することの定量的な効果を示したが、ここでは建屋底面の接地率がわずかに Ss-1NS 方向を下回るケースとして Ss-2EW 方向の結果について参考として示す。底面の接地率を参表-1, せん断ひずみ及び応答スペクトルを参図-1,2 に示す。

参表-1 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

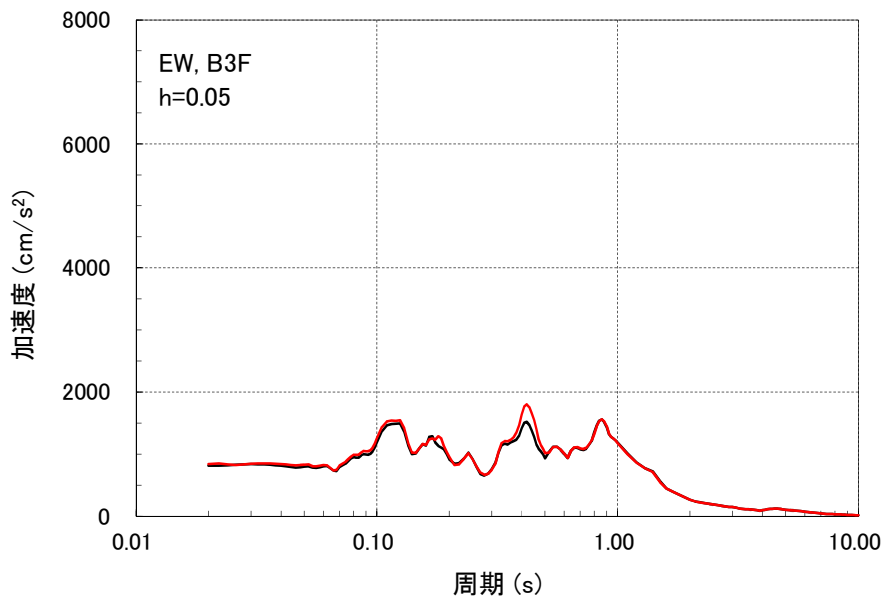
解析ケース	建屋底面の接地率
	EW 方向
既工認モデル	49.9%(Ss-2)
側面回転ばね考慮	67.0%(Ss-2)



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)

参考資料-2 埋め込み SR モデルにおける側面回転ばねの影響検討

1. はじめに

本資料では、埋め込み SR モデルでの側面回転ばねの建屋応答への影響検討について参考として示す。

解析は、側面回転地盤ばねを 100%考慮した場合、50%考慮した場合、無視 (0%) した場合の Ss-1 に対する NS 方向及び EW 方向で実施する。

2. 解析結果

2.1 地震応答解析結果

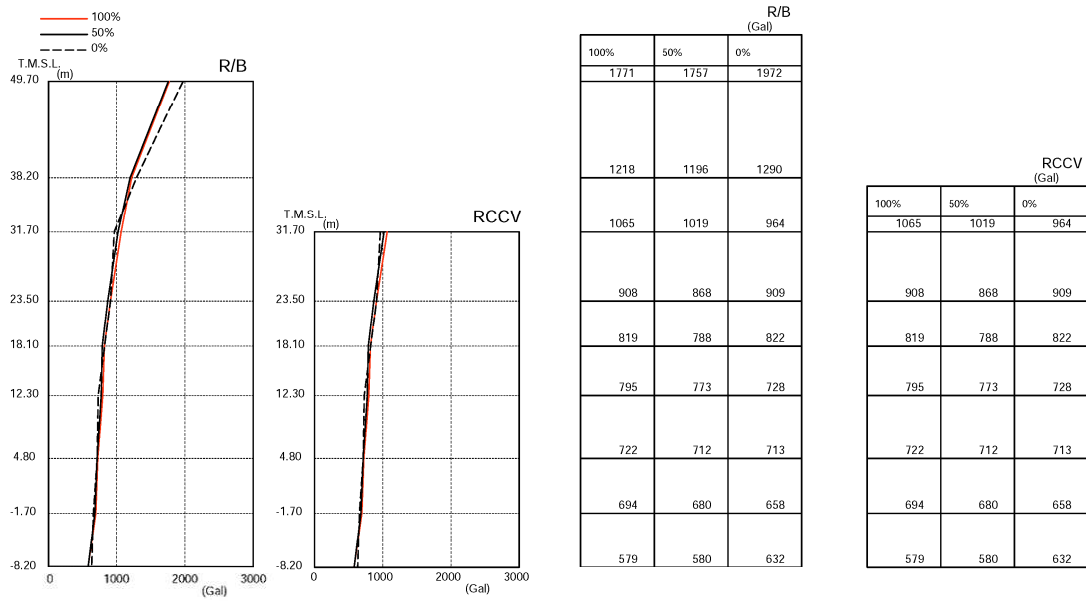
参表-1 に接地率の比較を示す。

参図-1～参図-8 に、最大応答値を比較して示す。

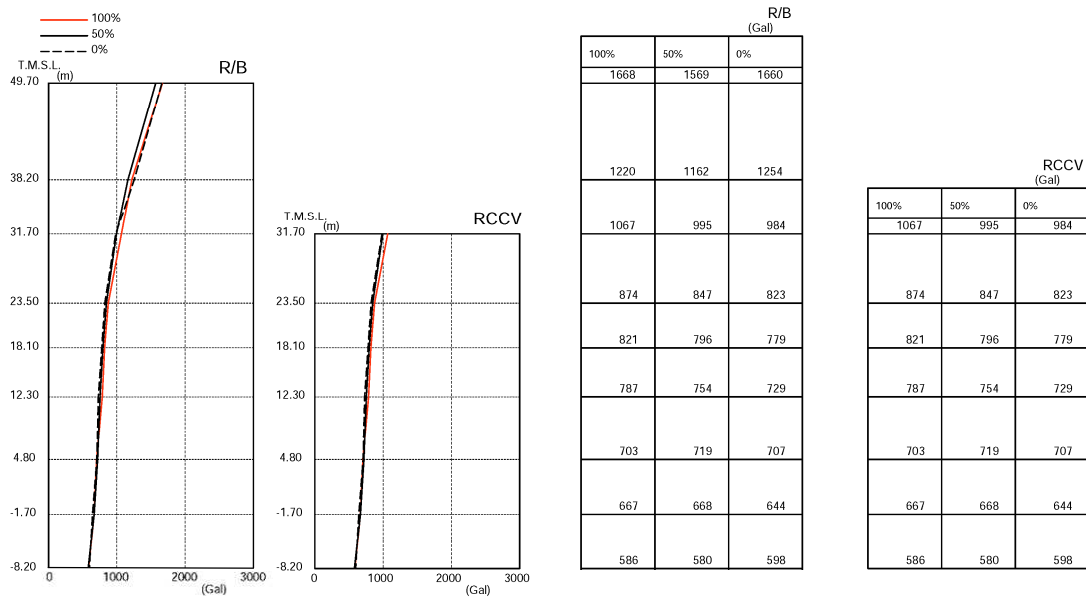
参図-9～参図-10 に、基礎版上、1 階床、3 階床位置の加速度応答スペクトル (h=5%及び h=1%) を比較して示す。

参表-1 接地率の比較

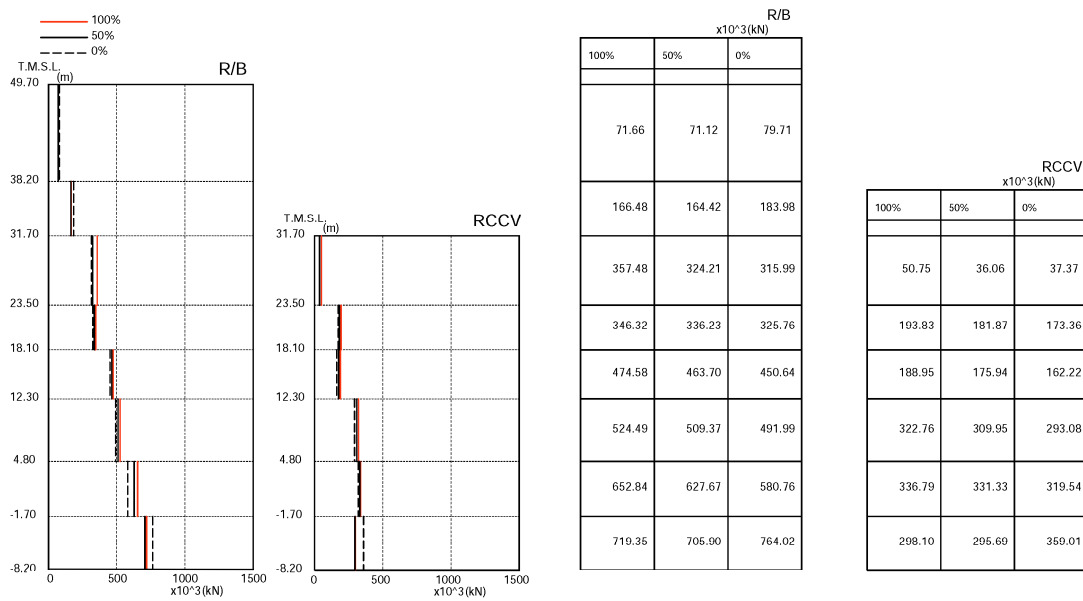
解析ケース	接地率 (%)	
	NS 方向	EW 方向
側面回転ばね 100%	68.2	68.8
側面回転ばね 50%	64.6	65.4
側面回転ばね 0%	50.9	52.0



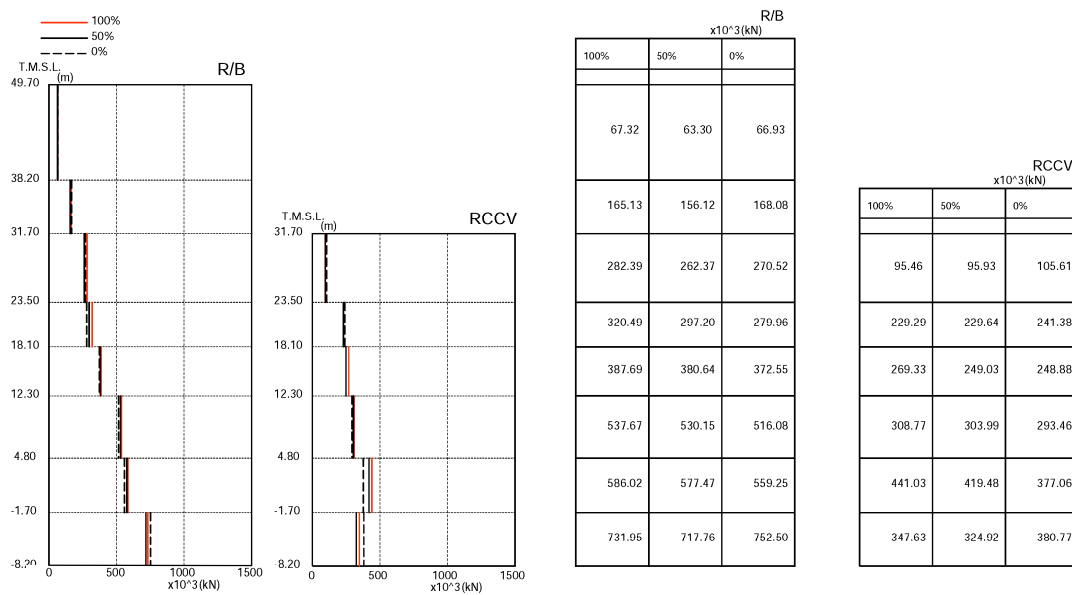
参图-1 最大応答加速度(NS方向、Ss-1)



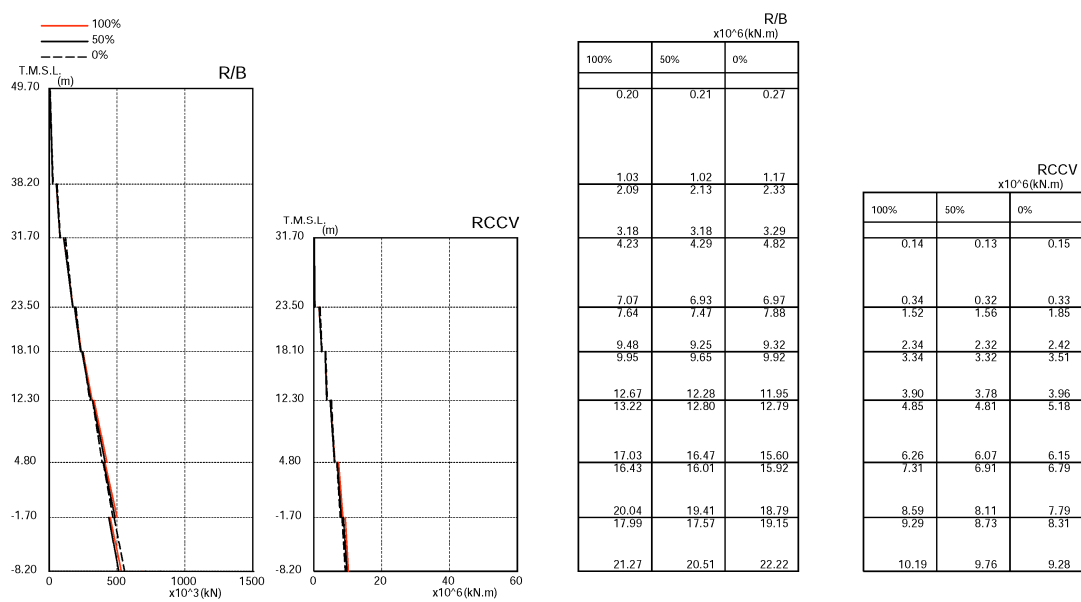
参图-2 最大応答加速度(EW方向、Ss-1)



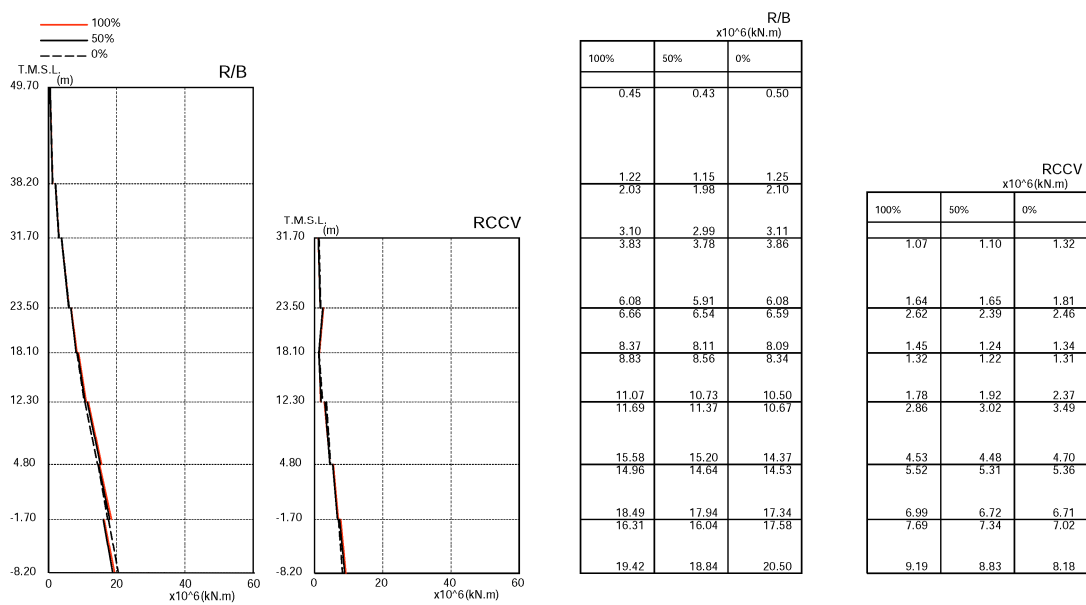
参図-3 最大応答せん断力(NS方向、Ss-1)



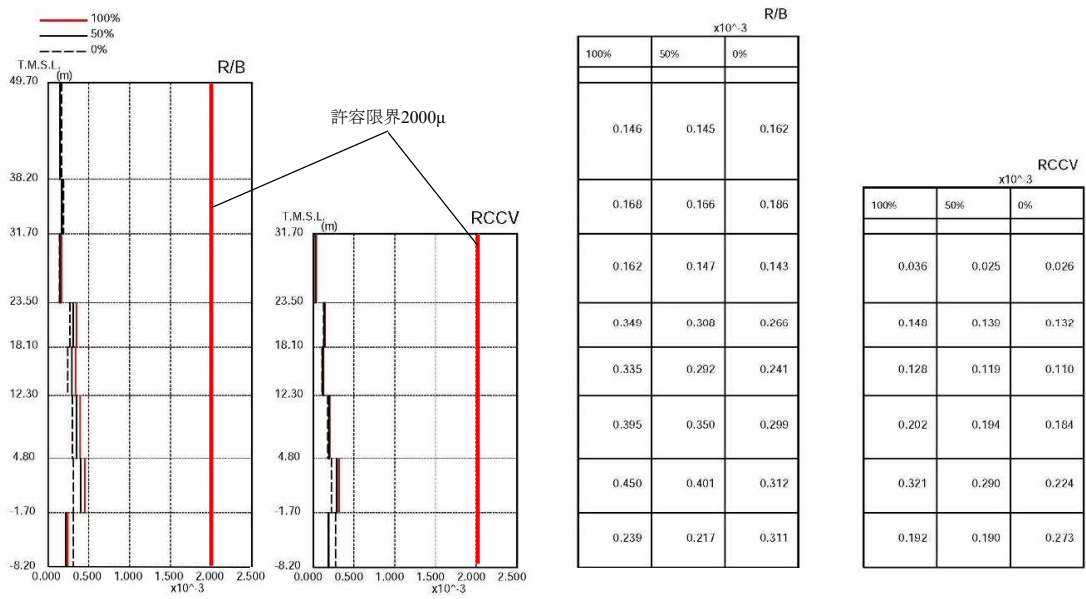
参図-4 最大応答せん断力(EW方向、Ss-1)



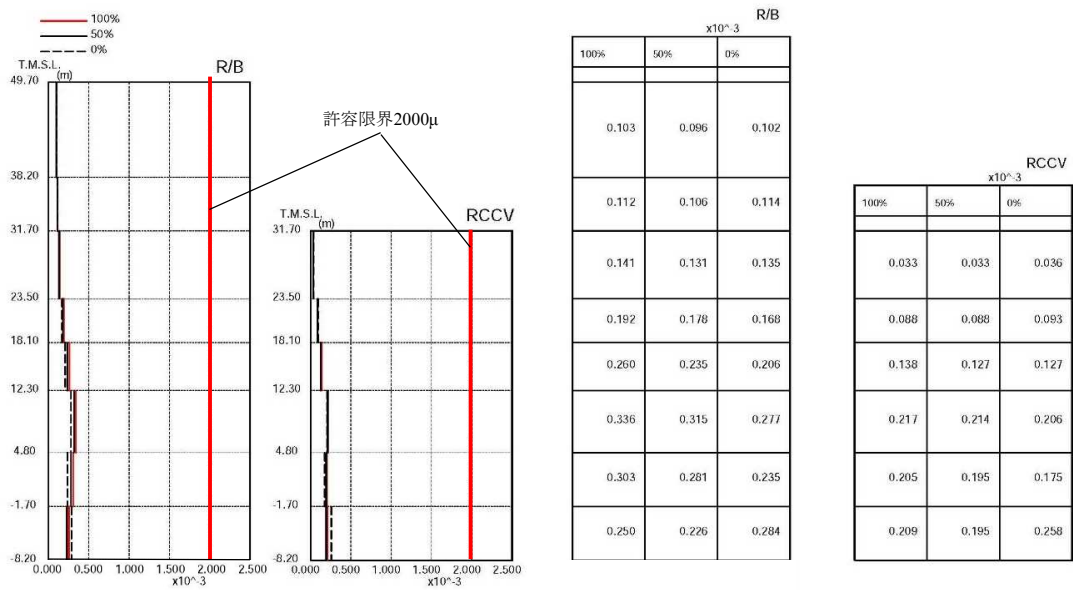
参図-5 最大応答曲げモーメント(NS方向、Ss-1)



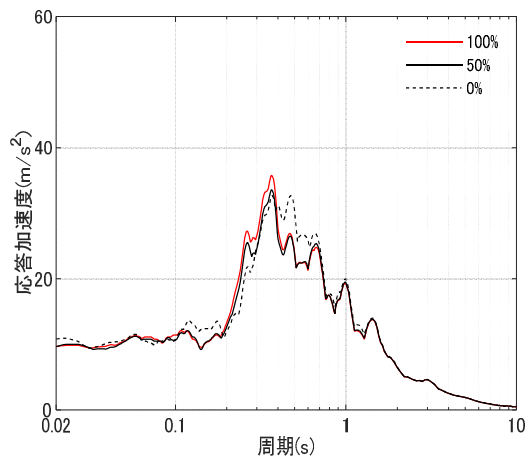
参図-6 最大応答曲げモーメント(EW方向、Ss-1)



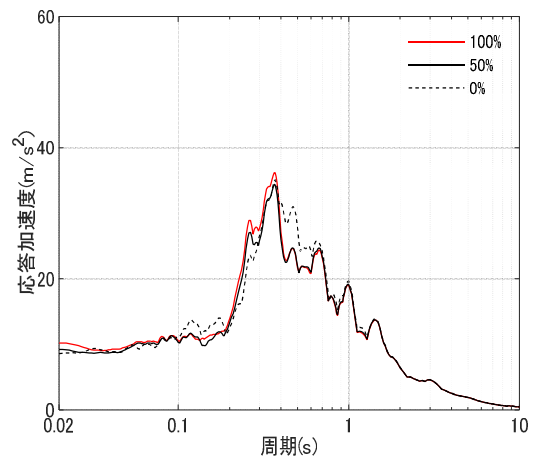
参図-7 最大応答せん断ひずみ(NS方向、Ss-1)



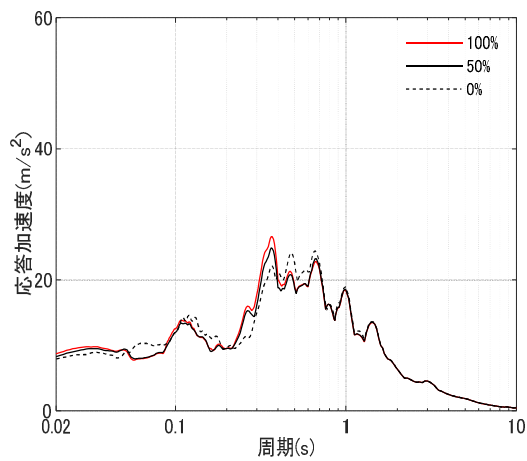
参図-8 最大応答せん断ひずみ(EW方向、Ss-1)



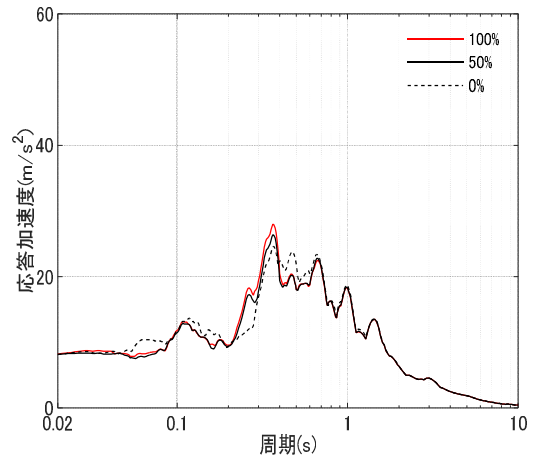
3階 : T. M. S. L. +23.50m



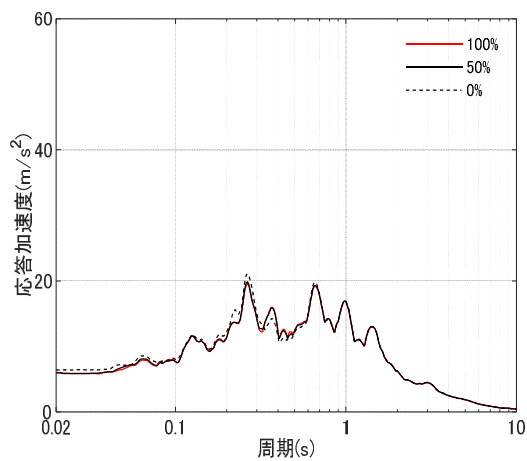
3階 : T. M. S. L. +23.50m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

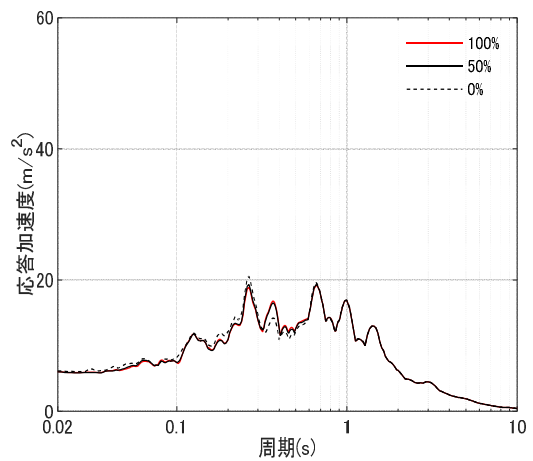


1階 : T. M. S. L. +12.30m



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

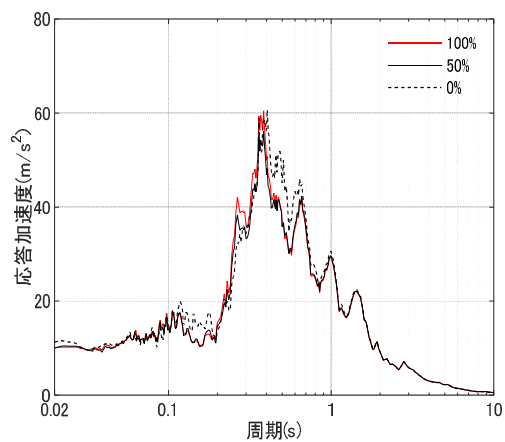
NS 方向



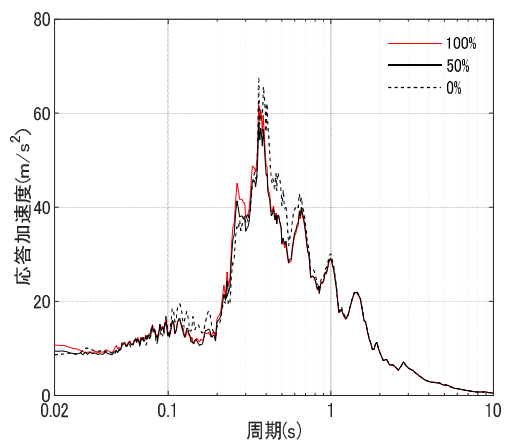
基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

EW 方向

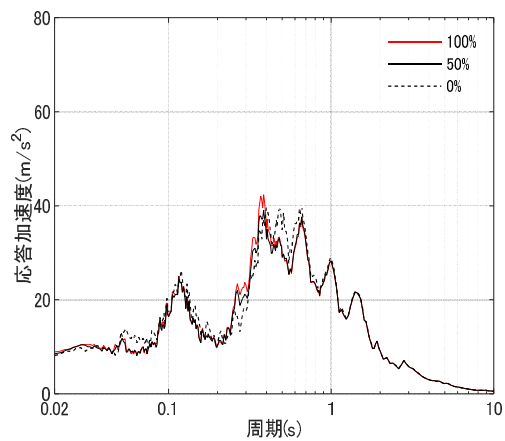
参図-9 加速度応答スペクトル(h=5%)



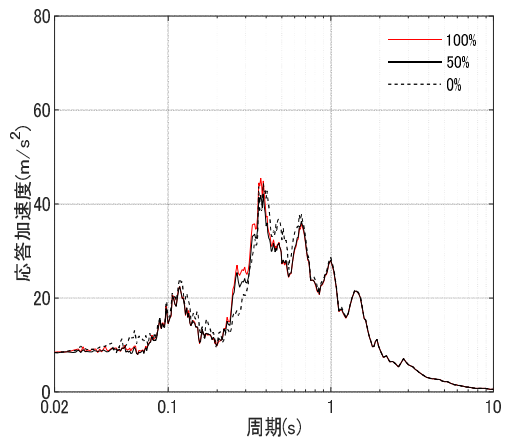
3階 : T. M. S. L. +23.50m



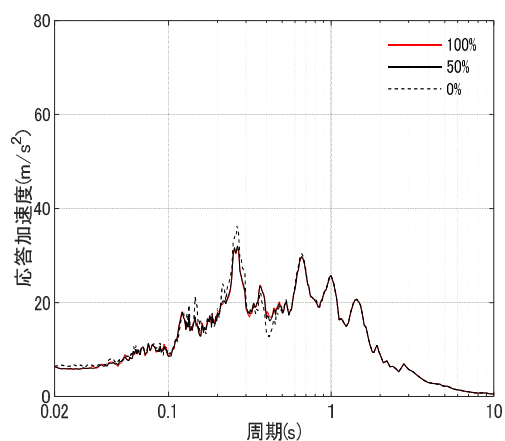
3階 : T. M. S. L. +23.50m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

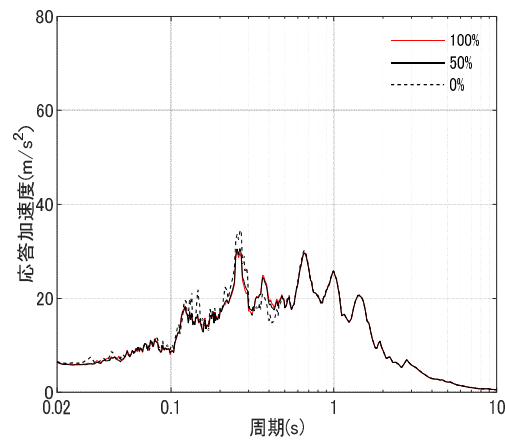


1階 : T. M. S. L. +12.30m



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

NS 方向



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

EW 方向

参図-10 加速度応答スペクトル(h=1%)

原子炉本体基礎の復元力特性について

目次

1	はじめに	1
2	RPV ペデスタルの設計概要	3
	(1) RPV ペデスタルの構造	3
	(2) RPV ペデスタルの設計フロー及び今回工認の変更点	5
	(3) 地震応答解析	6
	(4) RPV ペデスタルの構造強度評価	7
3	詳細化の目的と効果	8
3.1	詳細化の目的	8
3.2	詳細化の効果	10
4	詳細化の検討方針	12
	(1) 概要	12
	(2) 今回工認の検討範囲	13
	(3) スケルトンカーブの評価方針	14
	(4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定	21
	(5) 妥当性の確認方針	21
5	復元力特性の設定方法	22
5.1	SC 規程を参考にした設定方針	22
	(1) SC 規程を参考にした設定方針	22
	(2) SC 規程を参考にした RPV ペデスタルの復元力特性の検討手順	24
5.2	RPV ペデスタルの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項	25
5.3	スケルトンカーブの設定方法	27
	(1) 地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化	27
	(2) 曲げに対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	33
	(3) せん断に対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	44
5.4	構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性	58
	(1) 妥当性の確認対象	58
	(2) 確認方法	59
	(3) 確認結果	61
6	スケルトンカーブの作成	64
7	履歴特性の設定	85
	(1) 検討目的	85
	(2) 検討方法	85
	(3) 検討ケース	85
	(4) 検討結果	88

8	まとめ	90
9	参考文献	90

添付資料-1	RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い
添付資料-2	地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数
添付資料-3	SC 規程を参考にした RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程
添付資料-4	SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の荷重変位特性の作成方法
添付資料-5	既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性
添付資料-6	復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法
添付資料-7	コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能
添付資料-8	RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価
添付資料-9	スケルトンカーブの近似方法
添付資料-10	RPV ペDESTAL復元力特性の折線近似の影響検討
添付資料-11	コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式
参考資料-1	隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較
参考資料-2	圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響