

博士学位論文

免震建物の擁壁衝突を模擬する  
簡易解析モデルの構築に関する研究

犬伏 徹志

2017年9月

神奈川大学大学院工学研究科

建築学専攻

## 論文要旨

本論文では、擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗のモデル化方法として、杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用して簡易に評価する方法を提案する。さらに、提案した簡易評価法を用いた免震建物の擁壁衝突解析モデルを提示し、三次元 FEM 解析との比較によりそれらの妥当性を検証する。次に、既往研究である免震建物模型の擁壁衝突実験について、衝突解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、その有効性を検討する。最後に、衝突解析モデルを用いた免震部材の応答評価例として、擁壁との衝突によって発生する免震部材の引張力を評価し、その低減・制御方法について検討する。

本論文は、以下の 7 章構成となっている。

第 1 章「序論」では、前述したように現在の免震建物を取り巻く環境や技術的な課題など、本研究の社会的背景と目的について述べている。また、既往研究で示されている擁壁部水平抵抗評価法の概要や課題・問題点を整理し、本研究の位置付けを明確にするとともに、本論文の構成を示している。

第 2 章「擁壁部水平抵抗の簡易評価法の提案」では、本研究で提案する擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順について述べている。簡易評価法の概要は、擁壁を多質点系曲げせん断モデルと考え、擁壁背後地盤の抵抗を杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用して、ばねとダッシュポットで表すものである。ばねに与える非線形特性は双曲線モデルとし、最大耐力はランキンの受働土圧から求める。擁壁には地表面位置で擁壁厚さの 3 倍の範囲の擁壁背後地盤質量を付加質量として与え、深さ方向に三次関数分布とする。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた免震建物の擁壁衝突解析モデルも提示している。衝突解析モデルでは免震建物と擁壁部の間に衝突を模擬するばねを配置するが、そのばねには擁壁と衝突する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した剛性を与える点が特徴である。

第 3 章「弾性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性」では、三次元 FEM 解析との比較により第 2 章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の妥当性を検証している。本章では 10 層 RC 造の基礎免震建物、弾性のコンクリート擁壁、背後地盤を砂質土として三次元 FEM による免震建物-地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物が擁壁に衝突した時の建物応答や発生する衝撃力を評価している。次に、得られた衝撃力から検討用加振力を設定し、それをを用いて擁壁部水平抵抗特性を確認している。その結果、履歴ループ形状は紡錘形となり、擁壁厚さによって履歴ループ面積が変化するなど、擁壁背後地盤が擁壁部水平抵抗に与える影響が大きいことを明らかにしている。さらに、簡易評価法を用いて擁壁部水平抵抗特性を評価し、三次元有限要素法による解析結果と比較を行い、両者が良く対応することを示している。最後に、衝突解析モデルによる地震応答解析を行い、三次元 FEM による擁壁衝突解析結果と比較することで、その妥当性を確認している。

第 4 章「弾塑性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性」では、弾塑性擁壁を対象として第 3 章と同様の検証を行っている。三次元 FEM 衝突解析により、擁壁に弾塑性特性を与えることで擁壁弾性時に比べて建物衝突応答や発生する衝撃力は小さくなり、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなることを明らかにしている。ただし、免震層直上では同程度になっている。また、弾塑性特性を与えることにより擁壁の変形は大きくなり、さらに背後地盤がよりエネルギーを吸収するため変形が進展し、付加質量として考慮する背後地盤の範囲が擁壁弾性時よりも広がる。そこで、付加質量を考慮する範囲を弾性時の 2 倍とすることで、擁壁が弾塑性挙動を示す場合についても擁壁部水平抵抗の簡易評価法は適用可能であることを示している。なお、衝突解析モデルについても三次元 FEM 解析結果と良い対応を示している。

第 5 章「免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析」では、本研究で提示する衝突解析モデルを用いて、既往研究である免震建物模型を用いた擁壁衝突実験のシミュレーション解析を行っている。擁壁材料はゴムチップを配合した複合改良地盤であり、本章ではその材料特性をノーマルトリニアでモデル化している。解析の結果、衝突回数をやや多く評価する傾向があるものの、得られた建物加速度応答値は実験結果と良く対応している。また、解析では衝突が発生するたびに最大応答変位が増大しており、材料特性のモデル化に課題があるものの、免震層全体の復元力特性は実験で得られた特性の傾向を概ね捉えている。特に衝突回数の少ないケースでは比較的良く対応しており、衝突解析モデルの有効性を確認している。

第 6 章「擁壁衝突により発生する免震部材引張力の低減に関する検討」では、擁壁との衝突によって発生する免震建物のロッキング挙動による免震部材への引張力について、本研究で提示する衝突解析モデルを用いて解析的に検討している。免震部材に生じる過大な引張力を低減・制御する方法として、免震部材の下フランジに板ばねを設け、それを曲げ降伏させることにより剛性の低減とエネルギー吸収を行う新たな制御機構を提案している。そして、既往の引抜き力低減機構を用いた場合の解析結果と比較することで、その有用性を示している。

第 7 章「結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題を示している。

# 目次

第1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 擁壁部水平抵抗特性評価に関する既往の研究	3
1.3 本論文の位置付けと目的	6
参考文献	8
第2章 擁壁部水平抵抗の簡易評価法の提案	11
2.1 はじめに	11
2.2 擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順	12
2.3 簡易評価法を用いた衝突解析モデル	18
2.4 まとめ	19
参考文献	19
第3章 弾性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性	23
3.1 はじめに	23
3.2 三次元 FEM 衝突解析	23
3.2.1 解析モデル	23
3.2.2 解析条件	26
3.2.3 解析結果	27
3.2.3.1 免震層と擁壁との応答相対変位	27
3.2.3.2 上部構造の応答加速度	27
3.2.3.3 衝撃力	31
3.3 簡易評価法による擁壁部水平抵抗の評価	34
3.3.1 解析条件	34
3.3.2 解析結果	38
3.4 簡易評価法を用いた衝突解析	43
3.4.1 解析条件	43
3.4.2 解析結果	46
3.4.2.1 非衝突時の応答加速度	46
3.4.2.2 応答加速度	49
3.4.2.3 応答層間変位	53
3.4.2.4 免震層全体の復元力特性	58
3.5 まとめ	59

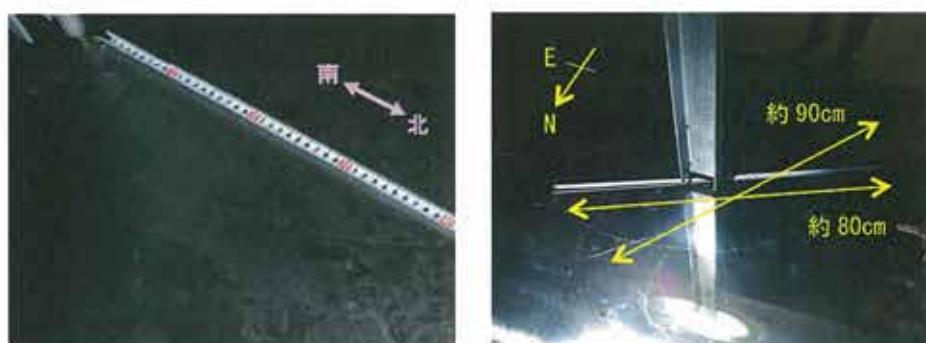
参考文献	60
第4章 弾塑性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性	63
4.1 はじめに	63
4.2 三次元 FEM 衝突解析	63
4.2.1 解析モデル	63
4.2.2 解析条件	65
4.2.3 解析結果	65
4.2.3.1 免震層と擁壁との応答相対変位	65
4.2.3.2 上部構造の応答加速度	66
4.2.3.3 衝撃力	70
4.3 簡易評価法による擁壁部水平抵抗の評価	71
4.3.1 解析条件	71
4.3.2 擁壁耐力の設定	73
4.3.3 解析結果	78
4.4 簡易評価法を用いた衝突解析	111
4.4.1 解析条件	111
4.4.2 解析結果	113
4.4.2.1 応答加速度	113
4.4.2.2 応答層間変位	117
4.4.2.3 免震層全体の復元力特性	122
4.5 まとめ	123
参考文献	124
第5章 免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析	125
5.1 はじめに	125
5.2 免震建物模型の擁壁衝突実験概要	125
5.3 シミュレーション解析	128
5.3.1 解析モデル	128
5.3.2 解析条件	132
5.3.3 解析結果	133
5.4 まとめ	140
付録	141
参考文献	142

第 6 章 擁壁衝突により発生する免震部材引張力の低減に関する検討	143
6.1 はじめに	144
6.2 擁壁衝突解析	144
6.2.1 解析モデル	144
6.2.2 解析条件	151
6.2.3 解析結果	152
6.2.3.1 非衝突時	152
6.2.3.2 擁壁衝突時	159
6.3 既往の引張力低減機構ばねを用いた擁壁衝突解析	166
6.3.1 既往の引張力低減機構と復元力特性	166
6.3.2 引張力の検証ならびに低減効果	168
6.4 新たな引張力低減機構の提案	182
6.4.1 履歴吸収型機構	182
6.4.2 三次元 FEM 解析による性能検証	183
6.4.3 復元力特性	185
6.4.4 引張力の検証ならびに低減効果	186
6.5 まとめ	193
参考文献	194
第 7 章 結論	197
本論文に関連した発表論文	203
謝辞	205

## 第1章 序論

### 1.1 研究背景

免震構造は1995年の兵庫県南部地震を契機に高い耐震性能が評価され、地震時における安心感、地震後の建物機能維持や財産の保全の観点から、集合住宅に適用されてきた。さらに、事業継続性の観点から事務所や生産施設、物流施設にも普及し、現在では主要な病院や官公庁施設など地震災害時に重要な拠点となる建物にも免震構造が多く適用されている。2011年3月の東北地方太平洋沖地震では、免震構造を採用した石巻赤十字病院が、地震直後においても石巻地区で病院機能を維持することができた唯一の施設であったとの報告がなされている<sup>1.1)</sup>。また、2016年4月の熊本地震においても、いずれの免震建築物も継続使用上の大きな支障は見られず、一定の免震効果が発揮されたとの報告がなされている<sup>1.2)</sup>。このように、免震建物への直接的な被害がほとんどなく、免震構造の有用性が実際の大地震において示されたことは非常に意義深い。一方で、東北地方太平洋沖地震では片振幅で約40cm（両振幅で約70cm）<sup>1.3)</sup>、熊本地震では片振幅約45cm（両振幅で約90cm）もの大きな免震層変位が記録されており、後者は設計変位（地震応答変位）を超える数値となっている<sup>1.2)</sup>。



(a) 東北地方太平洋沖地震

(b) 熊本地震

写真 1.1 各地震の罫書き式変位計による記録

また、近い将来、南海トラフの巨大地震動や上町断層帯地震など、現行の設計レベルを超える大振幅地震動の発生が予測されている<sup>1.4), 1.5)</sup>。これらの地震動が免震建物に入力した場合に、免震層の水平変形が設計時の想定以上に増大し、擁壁への衝突発生が危惧されている。そして、衝突の影響によって上部構造の過大応答や免震部材に作用する過大な軸方向力による破断・座屈の発生など、上部構造や免震部材に致命的な損傷を与え、免震建物の極限事象（図 1.1）に至る危険性がある。そのため、大振幅地震動に対してどのようにして免震建物の安全性を担保するかが喫緊の課題であるといえる。

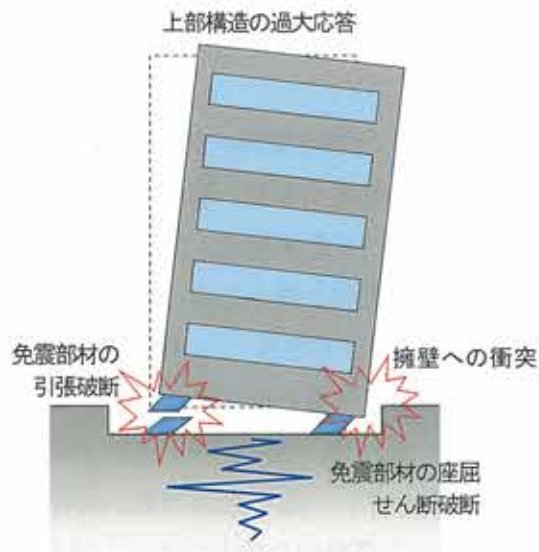


図 1.1 免震建物の極限事象<sup>1.6)</sup>

免震建物と擁壁との衝突を回避する方法としては、まず建物と擁壁の間に十分な水平クリアランスを確保することが挙げられる。しかし、限られた敷地面積の中では建築計画を制限することになる。さらに、免震層水平変形を抑えるとともに、大変形への追従や破断・座屈防止のために過大な径の免震部材を用いると、発生頻度の高い中小地震に対しての免震効果を低下させてしまうという問題が生じるなど、経済的な観点からは非効率と言える。また、免震層に大きな変形を生じさせないよう変位を抑制する各種装置の開発も進んでいるが、全ての地震動に対して効果があるわけではないことが指摘されている<sup>1.7)</sup>。

一方で、大振幅地震動の再現期間が建物の耐用年数に比べて非常に長いことを鑑みて、免震建物と擁壁との衝突を許容することも考えられる。この場合には、擁壁衝突による上部構造および免震部材の応答や損傷を適切に評価し、安全性を見極めることが不可欠となる。過去の国内の地震記録において、実際に免震建物が擁壁に衝突した事例は報告されていないが、三輪田ら<sup>1.8)</sup>や佐藤ら<sup>1.9)</sup>により実大免震建物の擁壁衝突実験が行われており、衝突によって上部構造にパルス的な過大な加速度応答が発生することや免震建物のロッキング振動が励起されることが示されている。また、解析的な検討事例<sup>例えば1.10)～1.12)</sup>により、研究数はまだ少ないものの、擁壁衝突時の建物挙動の傾向は明らかになりつつある。

しかしながら、背後地盤を含めた擁壁（以降、擁壁部と称する）の水平抵抗特性評価については依然不明確である。免震建物模型の振動台実験により、島村ら<sup>1.13)</sup>は擁壁材料にコンクリートではなく複合改良地盤を用いることによって建物衝突応答が低減すること、そして複合改良地盤の特性によって衝突応答も変化することを示している。渡部ら<sup>1.14)</sup>は、擁壁高さによって擁壁部水平抵抗特性が変化し、衝突時の建物加速度応答も異なることを示している。また、奥中ら<sup>1.15)</sup>は、免震建物がねじれを生じて擁壁に対して斜めに衝突する場



合、ねじれを生じない正面衝突時に比べて擁壁変位は大きくなるものの最大抵抗力が小さくなり、建物加速度応答も小さくなることを示している。これらの研究では、三次元 FEM を用いたシミュレーション解析も実施しており、建物模型の加速度応答波形や衝突回数、擁壁部の復元力特性などが概ね再現できることも示されている。

このように、擁壁部水平抵抗特性によって建物の衝突応答も異なるため、解析ではその特性を適切に設定する必要がある。特に、擁壁衝突時の上部構造と免震層の応答にはトレードオフの関係がある。つまり、擁壁部水平抵抗特性を過大に評価すれば、上部構造の応答は大きくなり安全側となるが、免震層変位は小さく抑えられることとなり危険側の評価となる。一方、擁壁部水平抵抗特性を過小評価すれば、免震層変位は大きくなり安全側となるが、上部構造の応答は小さくなり危険側となる。したがって、擁壁部水平抵抗特性の評価は極めて重要であるが、線材要素を用いた既往の解析研究においては、擁壁部水平抵抗特性の設定方法が極めて曖昧なものや、背後地盤の効果を無視して大幅に簡略化したものが少なくない。このような検討では、建物応答を定性的に評価しているに過ぎない。また、実験研究の中には、実験結果に基づいて設定した抵抗特性を用いたシミュレーション解析を実施している事例もあるが、各建物で擁壁形状や地盤条件が異なることを考えると、他の建物に同一の抵抗特性をそのまま適用することはできない。したがって、現状では衝突現象を正確にシミュレーションするためには、高度な三次元 FEM を用いた動的解析に頼らざるを得ず、実務的にも非常に困難であると言える。

また、擁壁との衝突によって免震部材に過大な軸方向力が発生し、座屈や破断など免震部材に深刻な損傷を及ぼす可能性がある。これは、衝突に伴う上部構造の応答増大によって転倒モーメントが増大し、さらに前述したように免震建物のロッキング振動が励起されるためである。実大免震建物の擁壁衝突実験のシミュレーション解析では、質点系モデルではロッキング振動を模擬することができず、杭の鉛直剛性を考慮した立体骨組モデルを用いる必要があることが示されている<sup>1,8)</sup>。しかし、現在の構造設計では質点系モデルが多用されているため、免震部材に作用する軸方向力を適切に評価することができていないと考えられる。

## 1.2 擁壁部水平抵抗特性評価に関する既往の研究

既往の解析研究において、線材要素を用いた擁壁部のモデル化方法や衝突解析モデルがいくつか提案されている。ここでは代表的な 3 つの事例について述べ、それぞれの特徴と問題点を示す。

a) 擁壁部水平抵抗を任意に決定するモデル<sup>例えば 1.16), 1.17)</sup>

擁壁と背後地盤の水平抵抗を1つのばねにまとめてモデル化する方法で、ばねの剛性や耐力を設計者もしくは解析者が任意に定めるものである。このモデル化方法を用いた衝突解析モデルは、図 1.2 に示すように、免震層直上節点に擁壁部水平抵抗を表すばねを接続したモデルとなる。ばねに与える非線形特性は、免震層の応答変位がクリアランスを超えた時にばねに力が生じるスリップ型である（図 1.3）。建物を多質点系とした事例が多いが、平面骨組モデルや立体骨組モデルにおいても考え方は同じである。クリアランス以降のばねの復元力特性としては、弾性やバイリニア、トリリニア等の多直線モデルとするケースが多い。

この方法は非常に簡易であり、擁壁部水平抵抗を任意に設定することができるため、基本検討やパラメトリックスタディには有効な方法と言える。ただし、擁壁部は衝突時にのみ挙動すると仮定していること、擁壁部の挙動ばねを弾性とした場合には擁壁部に残留変形が生じた際のクリアランスの増大が考慮できないこと、そして擁壁部水平抵抗を表すばねの諸元に明確な設定根拠が無い場合が多いことなど、実務設計で用いる際には十分に注意する必要がある。

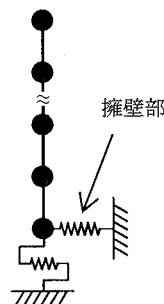


図 1.2 衝突解析モデル

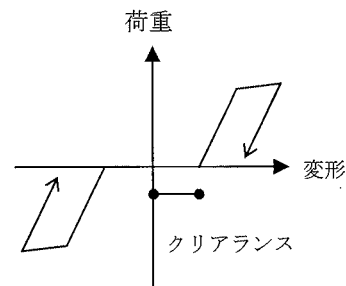


図 1.3 擁壁部ばねの復元力特性

b) 擁壁背後地盤を半無限弾性地盤上の矩形領域と考える方法<sup>1.18)</sup>

擁壁を片持ち梁（多質点の曲げせん断棒）、背後地盤の抵抗をばねでモデル化する（図 1.4）。ばねに与える復元力特性はバイリニアとし、仮定した衝突位置に加力した静的荷重増分解析を行い、得られた荷重－変位関係に基づき、擁壁部水平抵抗を多直線の復元力特性をもつ1本のばねでモデル化する方法である。この方法では擁壁と背後地盤との間の相互作用を考慮しているものの、逸散減衰は無視されている。なお、文献 1.18 では擁壁を4質点でモデル化している。また、背後地盤が粘性土の場合しか示されていないが、Mohr-Coulomb の破壊基準に基づいて地盤ばねの最大耐力を設定していると思われる。弾性範囲のばね定数  $k_w$  は、半無限弾性地盤上の矩形の領域に等分布荷重を作用させた時の中央点の変位と荷重の比として下式により定めている。

$$k_w = \frac{E_0}{2B(1-\nu^2)I_p} \quad (1.1)$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[ l \log \frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \log(l+\sqrt{l^2+1}) \right] \quad (1.2)$$

ここで、 $E_0$ は地盤のヤング係数、 $\nu$ はポアソン比、 $B$ は擁壁の短辺長さ、 $I_p$ は擁壁の長辺と短辺の比による形状係数、 $l$ は擁壁の長辺/短辺である。式(1.1)および式(1.2)を用いて図 1.4 の各地盤ばね定数を算出する。衝突解析モデルは図 1.2 と同様である。

ただし、擁壁部は衝突時にのみ挙動すると仮定しており、衝突位置によって擁壁部水平抵抗特性は変化するため衝突位置の設定には十分に注意する必要がある。また、複数の質点位置で衝突する場合には分布荷重を与えて荷重増分解析を行うことになるが、荷重分布やどの質点の変位を代表変位とするのが難しい。さらに、非線形性の強い地盤をバイリニアでモデル化としていることにも問題がある。

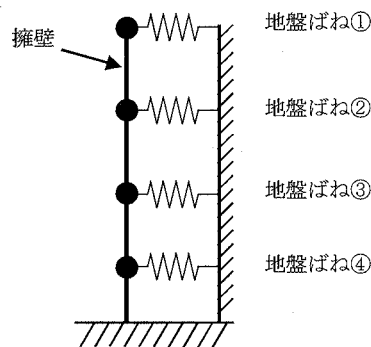


図 1.4 擁壁部のモデル化

c) 擁壁背後地盤を半無限一次元土柱と考える方法<sup>1.19), 1.20)</sup>

擁壁と背後地盤との間の動的相互作用を考慮したモデル化方法である。擁壁は片持ち梁（多質点の曲げせん断棒）とし、背後地盤については土柱を横にしたと考え、波動の三次元的逸散性状を考慮して周囲にダッシュポットを有する半無限一次元土柱の軸方向（ $z$  方向）のインピーダンスより水平地盤ばね剛性  $K_s$  を求める（図 1.5）。水平地盤ばね剛性  $K_s$  は逸散減衰を模擬したダッシュポットによる減衰係数を含む複素剛性であり、式(1.3)および式(1.4)から求まる。

$$K_s = \rho V_s V_l h + i\omega \rho V_l h b \quad (1.3)$$

$$V_p = V_l = 3.4 V_s / \pi(1-\nu) \quad (1.4)$$

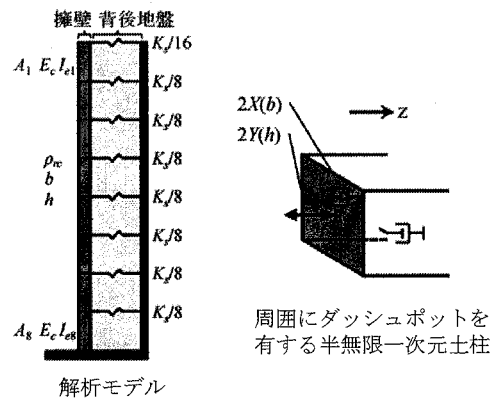


図 1.5 擁壁部のモデル化

ここで、 $\rho$  は密度、 $V_s$  はせん断波速度、 $V_p$  は縦波速度、 $b$  は擁壁幅、 $h$  は擁壁高さ、 $\nu$  はポアソン比である。文献 1.19 では、擁壁質量および地盤ばねの減衰の影響は小さいとして、式(1.3)の右辺第 1 項のみを考慮している。そして、衝突位置を想定して静的荷重増分解析を行い、得られた荷重-変位関係から擁壁部水平抵抗を求めている。

ただし、この方法は周波数領域での考え方であるため、時刻歴応答解析において背後地盤の非線形を考慮する場合には等価線形（等価 S 波速度）でしか考慮することができない。また、方法 b) 同様、擁壁部は衝突時にのみ挙動すると仮定しており、衝突位置の設定には十分に注意する必要がある。

以上より、既往の研究においては擁壁の地震時挙動を無視して衝突時にのみ挙動すると仮定しており、地盤は鋼材やコンクリートに比べてひずみの非常に小さい領域から非線形性挙動をすることが指摘されている<sup>1,21)</sup> が、既往の研究ではそれを的確に考慮することができていない。さらに、方法 b) および方法 c) はいずれも背後地盤の抵抗を表すばね値の算出方法の妥当性検証は十分ではなく、擁壁部の質量や逸散減衰を無視していることにも疑問が残る。

### 1.3 本論文の位置付けと目的

前節より、擁壁部水平抵抗特性評価に関する既往の研究にはさまざまな課題や問題点が見受けられる。さらに、各モデル化方法の妥当性検証も不十分であるため、実務設計において十分に適用可能な状況にあるとは言い難い。さらに、精度の良い擁壁衝突解析を容易に実施できないことから、擁壁衝突に伴って免震部材に作用する軸方向力を適切に評価した事例はほとんどないと考えられる。

そこで本論文では、時刻歴応答解析に対応する擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗のモ

デル化方法として、杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用して線材要素により簡易に評価する方法を提案する。さらに、提案した簡易評価法を用いた免震建物の擁壁衝突解析モデルを提示し、三次元 FEM 解析との比較によりそれらの妥当性を検証する。次に、既往研究である免震建物模型の擁壁衝突実験について、衝突解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、その有効性を検討する。最後に、衝突解析モデルを用いた免震部材の応答評価例として、擁壁との衝突によって発生する免震部材の引張力を評価し、その低減・制御方法について検討する。

#### 1.4 本論文の構成

本論文は、「免震建物の擁壁衝突を模擬する簡易解析モデルの構築に関する研究」と題し、全7章から構成されている。

第1章「序論」では、本研究の背景と目的について述べる。また、本研究に関連する既往研究の課題や問題点を整理し、本研究の位置付けを明確にする。

第2章「擁壁部水平抵抗の簡易評価法の提案」では、本研究で提案する、線材を用いた擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順について述べる。簡易評価法の概要は、擁壁を片持ち梁と考え、擁壁背後地盤の抵抗を杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用してばねとダッシュポットで表すものである。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルを提示する。

第3章「弾性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性」では、弾性擁壁を対象として、第2章で提案した簡易評価法を用いて擁壁部水平抵抗特性を評価し、三次元 FEM 解析結果と比較することで、その妥当性を検証する。この時、三次元 FEM を用いた基礎免震建物の擁壁衝突解析を行い、衝突応答や発生する衝撃力を評価し、得られた衝撃力から設定した検討用加振力を用いて検討を行う。そして、第2章で提示した衝突解析モデルを用いた地震応答解析を行い、三次元 FEM 衝突解析結果と比較することでその妥当性を検証する。

第4章「弾塑性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性」では、弾塑性擁壁を対象として第3章と同様の検証を行い、擁壁が弾塑性挙動を示す場合の擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性を検証する。さらに、3章で得られた知見と比較し、擁壁の塑性化による影響を把握する。

第5章「免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析」では、既往研究として大阪大学で実施された免震建物模型を用いた擁壁衝突実験を、本研究で提示する衝突解析モデルを用いてシミュレーション解析を行う。建物模型は剛体、擁壁はコンクリートではなく複合改良地盤とやや特殊な材料ではあるが、実験結果との比較により、衝突解析モデルの有効性を確認する。

第 6 章「擁壁衝突により発生する免震部材引張力の低減に関する検討」では、本研究で提示する衝突解析モデルを用い、擁壁との衝突によって発生する免震建物のロッキング挙動による免震部材への引張力を解析的に検討する。引張力を低減・制御する新しい機構の提案を行い、既往の引張力低減機構を用いた場合の解析結果と比較することで、その有用性を示す。

第 7 章「結論」では、本研究で得られた成果を総括する。

#### 【第 1 章 参考文献】

- 1.1) 日本免震構造協会「東日本大震災 関連情報」(『石巻赤十字病院』),  
[http://www.jssi.or.jp/menshin/doc/2012\\_IshinomakiSekijyuji.pdf](http://www.jssi.or.jp/menshin/doc/2012_IshinomakiSekijyuji.pdf)
- 1.2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 建築研究所:平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第九次調査報告(速報)(免震建築物に関する調査),  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h28/20160429kumamotokentiku8.pdf>, 2016.6
- 1.3) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 建築研究所:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 国総研資料第 674 号・建築研究資料第 136 号, pp.5.5-1 - 5.5-12,  
[http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/pdf/report/0311report\\_55.pdf](http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/pdf/report/0311report_55.pdf), 2012.3
- 1.4) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会:大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針, 2015.2
- 1.5) 壇 一男, 石井やよい, 宮腰淳一, 高橋 広人, 護 雅史, 福和伸夫:マグニチュード 9 クラスのプレート境界地震による強震動予測のための断層モデルの設定方法—南海トラフ巨大地震への適用と東海地方における強震動の試算例—, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 692 号, pp.1685 - 1694, 2013.10
- 1.6) 濱口弘樹:免震建物の限界状態と過大変形対策, シンポジウム「巨大地震への備えを目指す免震構造の取り組み」, 日本建築学会構造委員会免震構造小委員会, pp.29 - 40, 2017.01.23
- 1.7) 荻野伸行:大振幅地震動に対する応答変位抑制技術と検討事例, シンポジウム「巨大地震への備えを目指す免震構造の取り組み」, 日本建築学会構造委員会免震構造小委員会, pp.53 - 62, 2017.01.23
- 1.8) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林康裕:実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp.899 - 908, 2011.05
- 1.9) 佐藤栄児, 佐々木智大 他:E-ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度

化 その5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.551 - 552, 2014.09

- 1.10) 中安誠明, 中島正愛: 擁壁に衝突する免震建物の応答特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系(42), pp.373 - 376, 2002.5
- 1.11) 高山峯夫, 森田慶子, 姜 坤: 過大地震動下における免震建物の応答特性, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系(46), pp.345 - 348, 2007.3
- 1.12) 安本 宏, 岡沢理映, 多幾山法子, 大西良平, 林 康裕: パルス性地震動に対する免震建物の擁壁衝突時の最大応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 697 号, pp.385 - 392, 2014.3
- 1.13) 島村淳, 松本優資, 奥中良佑, 柏尚稔, 宮本裕司: 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 684 号, pp.309 - 317, 2013.02
- 1.14) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 1.15) 奥中良佑, 宮本裕司, 柏尚稔, 渡部翔太郎: 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1763 - 1771, 2014.12
- 1.16) 中島祐介, 高山峰夫, 森田慶子: 過大な入力地震動に対する免震建物の応答に関する研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 構造系 (48), pp.249 - 252, 2009.3
- 1.17) 中西龍二, 今塚善勝, 瓜生満, 吉田伸一, 山崎敏彦, 遠藤学: 免震建家の地震時損傷確率評価 (その 1) 擁壁との衝突を考慮した地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.941 - 942, 2007.8
- 1.18) 社団法人 日本コンクリート構造協会: コンクリート構造物の応答制御技術研究委員会報告書・論文集, pp.Ⅱ-1 - Ⅱ-172
- 1.19) 小巻潤平, 三輪田吾郎, 多幾山法子, 大西良広, 林康裕: 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 2 評価手法の構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.261 - 262, 2012.09
- 1.20) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 大西良広, 林康裕: 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 3 実験結果との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.263 - 264, 2012.09
- 1.21) 日本建築学会: 入門・建物と地盤の動的相互作用, p.236, 1996





## 第2章 擁壁部水平抵抗の簡易評価法の提案

### 2.1 はじめに

近い将来、南海トラフの巨大地震動や上町断層帯地震など、現行の設計レベルを超える大振幅地震動の発生が予測されている<sup>2.1), 2.2)</sup>。これらの地震動が免震建物に入力した場合に、免震層変位が設計時の想定以上に増大し、擁壁への衝突発生が危惧されている。過去の国内の地震記録において、実際に免震建物が擁壁に衝突した事例は報告されていないが、縮小模型実験<sup>例えば 2.3)</sup>や線材モデルを用いた解析的検討<sup>例えば 2.4~2.6)</sup>によって擁壁衝突時の建物挙動を検討した事例が報告されている。また、実大免震建物の擁壁衝突実験<sup>2.7)~2.9)</sup>も行われており、実験や解析研究の事例はまだ少ないものの、擁壁衝突時の建物挙動の傾向が明らかになりつつある。さらに、島村ら<sup>2.10)</sup>は、縮小模型の振動台実験と三次元 FEM を用いたシミュレーション解析から、擁壁材料に複合改良地盤を用いることによって衝突に伴う建物応答が低減することを示している。

しかしながら、擁壁部（背後地盤を含めた擁壁）の水平抵抗特性評価については依然不明確である。免震建物模型の擁壁衝突実験<sup>2.11)~2.12)</sup>により、擁壁部水平抵抗特性が擁壁衝突時の建物応答に大きな影響を及ぼすことが指摘されているが、線材要素を用いた既往の解析研究においては、擁壁部水平抵抗特性の設定方法が極めて曖昧なものや、背後地盤の効果を無視して大幅に簡略化したものが少なくない。免震クリアランス分のギャップを有する衝突を模擬するばねの非線形特性を、FEM を用いた静的荷重増分解析による骨格曲線と復元力特性で設定する事例<sup>2.3)</sup>もあるが、擁壁と背後地盤との間に生じる動的相互作用効果が適切に考慮されていない。第1章で示した既往の擁壁部水平抵抗特性評価法においても、擁壁の地震時挙動を無視していることや地盤の強い非線形性を的確に考慮できていないこと、そして擁壁部の質量や逸散減衰を無視していることなど、問題点が多い。また、実験結果に基づいて設定した擁壁部水平抵抗特性を用いた検討事例<sup>2.13)</sup>も見られるが、各建物で擁壁形状や地盤条件が異なることを考えると、他の建物に同一の諸元をそのまま適用することはできない。

このように、現状では衝突現象を正確にシミュレーションするためには、高度な三次元 FEM を用いた動的解析に頼らざるを得ず、実務的にも非常に困難であると言える。

そこで本章では、既往の擁壁部水平抵抗特性の評価法における問題点を解決するため、免震建物が捩れを発生せずに擁壁に衝突する場合の擁壁部水平抵抗を線材要素により簡易に評価する方法を新たに提案する。さらに、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデル（以降、衝突解析モデルと称する）も提示する。本章では擁壁部水平抵抗の簡易評価で用いる各諸元の算出手順および衝突解析モデルのみを示し、後章でその妥当性を検証する。

## 2.2 擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順

本論文で提案する擁壁部水平抵抗の簡易評価法の概要は、擁壁を片持ち梁（多質点系曲げせん断モデル）と考え、擁壁背後地盤の抵抗を杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方を準用してばねとダッシュポットで表すものであり、図 2.1 がその解析モデルである。図 2.2 に本評価法のフロー図を示し、以下に各諸元の具体的な算出手順を示す。

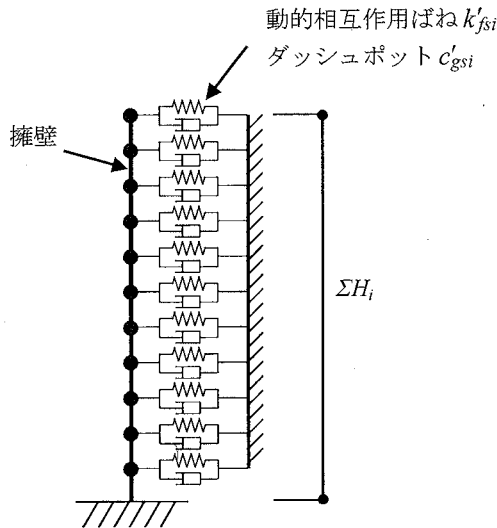


図 2.1 簡易評価法に用いる解析モデル

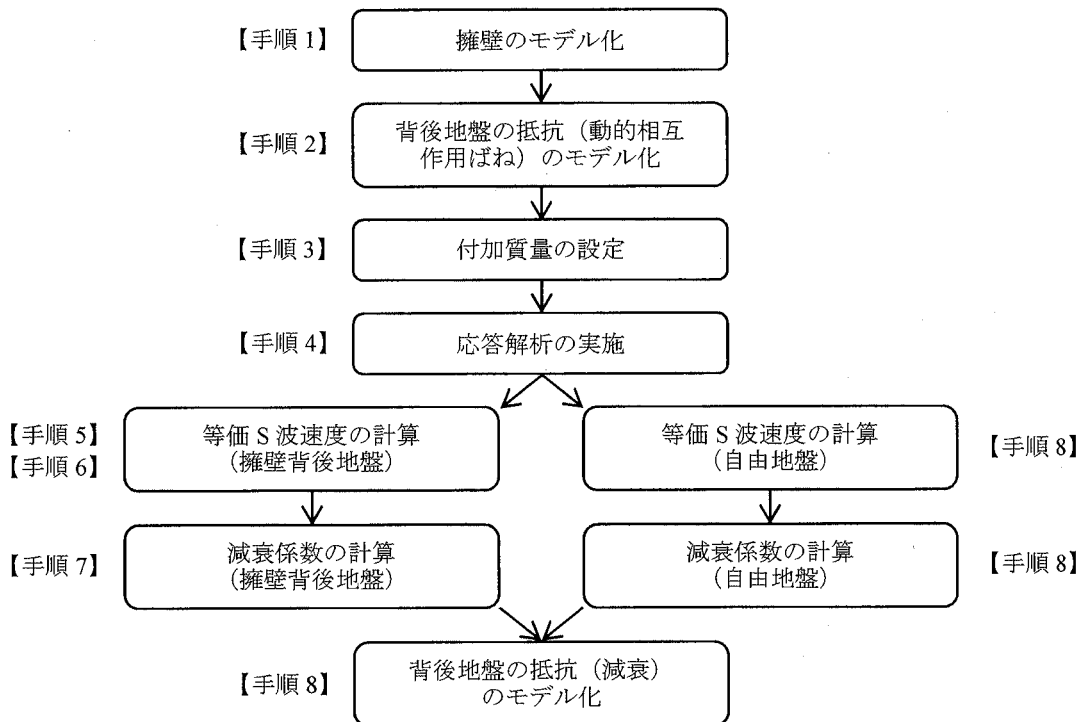


図 2.2 簡易評価法のフロー図

【手順 1】

擁壁を片持ち梁と考え、多質点系曲げせん断モデルとする。

【手順 2】

Vesic は弾性支承梁の理論に基づき、半無限一様地盤上にある無限長の梁の任意点に荷重を作用させた時の荷重－変形関係の式を求めている<sup>2,14)</sup>。本論文ではその式から得られた剛性評価式(式(2.1))を用い、擁壁と擁壁背後地盤との動的相互作用ばね定数を求める。まず、擁壁をその厚さ  $t$  の正方形断面に分割し(図 2.3)、幅  $t$  あたり単位深さあたりの動的相互作用ばね定数を算出する。そして  $L/t$  を乗ずることで、擁壁の任意の高さ位置に衝撃力が線荷重として作用する場合における動的相互作用ばね定数  $k_{fsi}$  を求める。

$$k_{fsi} = 0.65 \frac{E_{si}}{1 - \nu_{si}^2} \left( \frac{E_{si} t^4}{E_c I_c} \right)^{1/2} \times \frac{L}{t} \quad (2.1)$$

【記号】

- $E_{si}$  :  $i$  層地盤のヤング係数
- $\nu_{si}$  :  $i$  層地盤のポアソン比
- $\rho_i$  :  $i$  層地盤の密度
- $E_c$  : 擁壁のコンクリートのヤング係数
- $I_c$  : 擁壁長さ  $t$  あたりの断面二次モーメント
- $L$  : 衝突を考慮する擁壁長さ

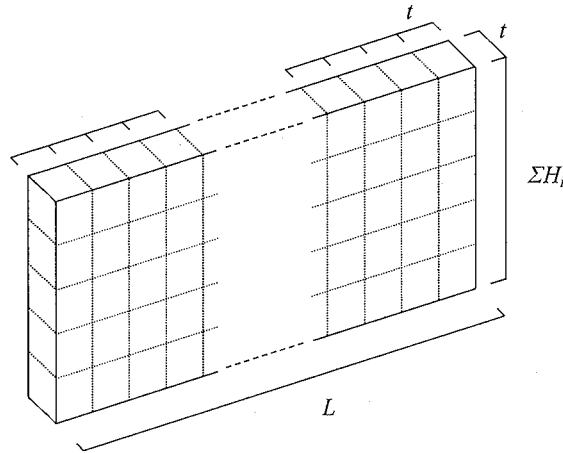


図 2.3 擁壁断面分割の概念図

擁壁各節点に取り付ける動的相互作用ばね定数  $k'_{fsi}$  は、 $i$  層の層厚を  $H_i$  とし、各節点に隣接する 2 層の支配厚を乗じて求める。

$$k'_{fsi} = \frac{1}{2} (k_{fsi-1} H_{i-1} + k_{fsi} H_i) \quad (2.2)$$

動的相互作用ばねに与える非線形特性は、式(2.3)によって表される双曲線モデル (HD モデル) とする。

$$P_i = k'_{fsi} \delta_i / \left( 1 + \frac{k'_{fsi} \delta_i}{P_{imax}} \right) \quad (2.3)$$

【記号】

$\delta_i$  :  $i$  番目の動的相互作用ばねの変位量

$P_{imax}$  :  $i$  番目の動的相互作用ばねの極限地盤反力

双曲線モデルのパラメータとして、動的相互作用ばね定数  $k'_{fsi}$  のほかに、動的相互作用ばねの最大耐力 (極限地盤反力)  $P_{imax}$  を設定する必要がある。杭周地盤ばねでは Broms の式を用いての極限地盤反力が評価されるが、本研究では式(2.4)に示すランキンの受働土圧<sup>2.15)</sup>を用いる。なお、図 2.4 に示すように、地表面付近では Broms の式による  $P_{imax}$  の方が大きく、深度が深くなるほどランキンの受働土圧による  $P_{imax}$  が大きくなっている<sup>2.16)</sup>。

$$P_{imax} = \int_{z_2}^{z_1} (\gamma_{ti} z + w_0) K_{pi} dz \cdot L$$

$$= \left\{ \frac{1}{2} \gamma_{ti} (z_1^2 - z_2^2) + w_0 (z_1 - z_2) \right\} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right) L \quad (2.4)$$

【記号】

$z_1, z_2$  :  $i$  層地盤中間位置および  $i-1$  層地盤中間位置までの深度 (図 2.5 参照)

$\gamma_{ti}$  :  $i$  層地盤の単位体積重量

$w_0$  : 地表面荷重

$K_{pi}$  :  $i$  層地盤のランキンの受働土圧係数

$\phi_i$  :  $i$  層地盤の内部摩擦角

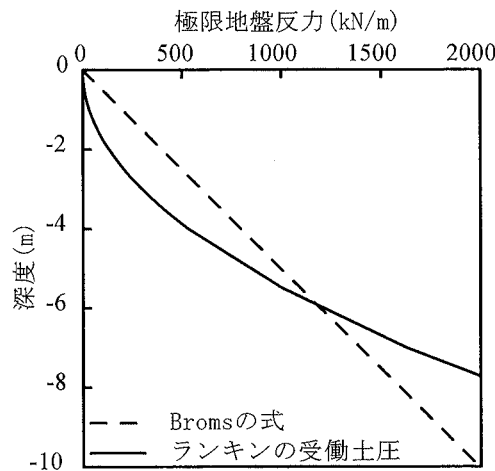


図 2.4 極限地盤反力  $P_{imax}$  の比較 ( $\gamma_{ti} = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 35^\circ$  の場合)

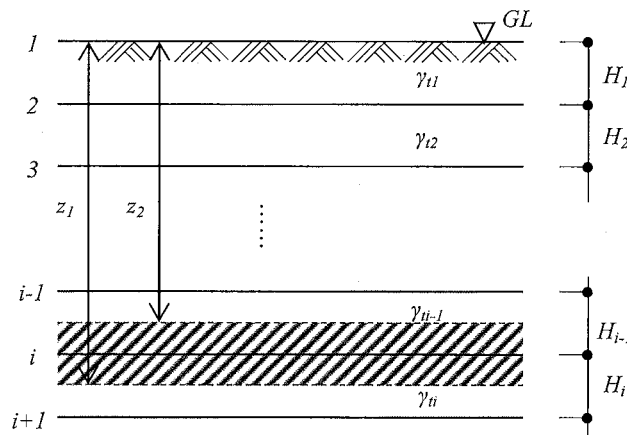


図 2.5  $z_1$  および  $z_2$  の関係

【手順 3】

擁壁には自重に加え、擁壁と動きを共有する擁壁背後地盤のある範囲の質量を付加質量  $add m_i$  として擁壁に与える。付加質量として考慮する擁壁背後地盤の範囲は、地表面位置においては擁壁厚さ  $t$  の 3 倍、擁壁基部においては 0 とし、片持ち梁の曲げ変形を参考に、高さ方向に 3 次関数分布 (図 2.6) とする。なおこの  $3t$  は、次章で行った三次元 FEM 解析で、加力波形の最初のピーク時での擁壁背後地盤の地表面変位分布から定めた。

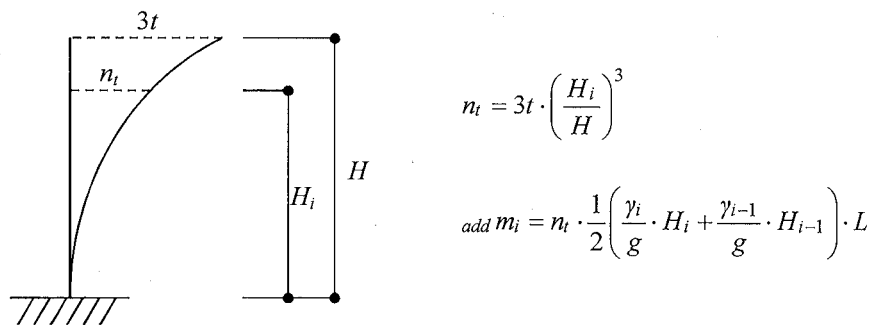


図 2.6 擁壁高さ方向付加質量分布

【手順 4】

【手順 1】～【手順 3】で求めた諸元を用いた図 2.7 に示す解析モデルで一度だけ応答解析を行い、擁壁各節点の時刻歴応答変位波形  $\delta_i(t)$  を求める。

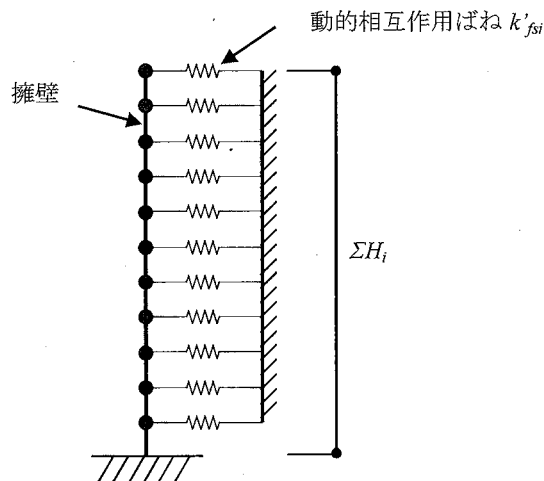


図 2.7 減衰係数算出用解析モデル

【手順 5】

【手順 4】で得られた擁壁各節点の時刻歴応答変位  $\delta_i(t)$  から、各節点間の最大応答相対変位  $\Delta\delta_{imax}$  を求め、各節点間距離  $H_i$  で除して擁壁各要素の最大応答変形角  $\gamma_{imax}$  を求める。なお、擁壁背後地盤の最大せん断ひずみが擁壁の最大応答変形角に等しいと仮定する。

$$\Delta\delta_{imax} = \max\{\delta_i(t) - \delta_{i-1}(t)\} \quad (2.5)$$

$$\gamma_{imax} = \Delta\delta_{imax} / H_i \quad (2.6)$$

【手順 6】

擁壁背後地盤の復元力特性である双曲線モデル<sup>2.17)</sup>の数式に、式(2.6)で求めた  $\gamma_{imax}$  を代入することでせん断応力度  $\tau_{imax}$  を得る。そして、 $\gamma_{imax}$  および  $\tau_{imax}$  から、擁壁背後地盤最大応答時の等価剛性  $G_i'$  を求める。最後に、擁壁背後地盤の密度  $\rho_i$  は弾性時と同一と仮定し、等価剛性  $G_i'$  から等価 S 波速度  $V_{si}'$  を求める。

$$\tau_{imax} = \frac{G_0\gamma_{imax}}{1 + (\gamma_{imax}/\gamma_{0.5})} \quad (2.7)$$

$$G_i' = \frac{\tau_{imax}}{\gamma_{imax}} \quad (2.8)$$

$$V_{si}' = \sqrt{G_i' / \rho_i} \quad (2.9)$$

【手順 7】

等価 S 波速度  $V_{si}'$  から、Gazetas らによる方法<sup>2.18)</sup>を準用して単位深さあたりの減衰係数  $1c_{gsi}$  を求める。ここで、波動伝播の方向は図 2.8 のように地盤側のみと考える。ただし、弾性支承梁モデルでは逸散減衰を過大評価する傾向が有る<sup>2.19)</sup>との報告があり、次章の三次元 FEM 解析結果との対応を鑑み、その低減係数として 1/2 を乗じている。

$$V'_{Lai} = \frac{3.4V'_{si}}{\pi(1-\nu_{si})} \quad (2.10)$$

$${}_1c_{gsi} = \rho_{it} \cdot \frac{1}{2} V'_{Lai} \times \frac{L}{t} \quad (2.11)$$

【記号】

$V'_{Lai}$  :  $i$ 層地盤の Lysmer の波動速度

$V'_{si}$  : 最大せん断ひずみから求まる等価 S 波速度

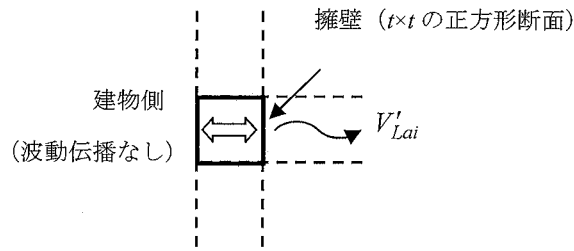


図 2.8 波動伝播の方向

【手順 8】

自由地盤においても【手順 5】～【手順 7】と同様に、式(2.12)により減衰係数 ${}_2c_{gsi}$ を求める。ただし、【手順 5】において、擁壁各節点ではなく自由地盤各節点の時刻歴応答変位から最大せん断ひずみおよび Lysmer の波動速度 $V'_{Lai}$ を求める。そして、ダッシュポットに与える単位深さあたりの減衰係数 $c_{gsi}$ は式(2.13)により求める。

$${}_2c_{gsi} = \rho_{it} \cdot \frac{1}{2} V'_{Lai} \times \frac{L}{t} \quad (2.12)$$

$$c_{gsi} = \alpha \cdot {}_1c_{gsi} + (1-\alpha) {}_2c_{gsi} \quad (2.13)$$

ここで、 $\alpha=4/5$ とする。これは減衰係数の算出において、擁壁背後地盤の影響が 80%、自由地盤の影響が 20%と重み付けをすることを表している。そして、擁壁各節点に取り付けるダッシュポットの減衰係数 $c'_{gsi}$ は、式(2.2)同様、各節点に隣接する 2 層の支配厚を乗じることにより計算する。

$$c'_{gsi} = \frac{1}{2} (c_{gsi-1} \cdot H_{i-1} + c_{gsi} \cdot H_i) \quad (2.14)$$

なお、 $\alpha=1.0$ とすると擁壁背後地盤の等価 S 波速度のみを用いて減衰係数を算出することになる。つまり、擁壁衝突により擁壁が背後地盤を押し込み局所的に塑性化が進展することが考えられるが、 $\alpha=1.0$ とすると半無限遠まで局所的な塑性化が生じた状況が続いていることを表すことになり、明らかに実状にそぐわない。

以上の手順により擁壁部水平抵抗の簡易評価法に用いる解析モデル(図 2.1)が完成する。

### 2.3 簡易評価法を用いた衝突解析モデル

擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた免震建物の擁壁衝突解析モデルを図 2.9 に示す。上部構造はその規模や形状に応じて、多質点系モデルや立体骨組モデルなどで適切にモデル化する。自由地盤は、一次元成層地盤の地震応答解析で用いられるような多質点系せん断ばねでモデル化する。ただし、建物系の応答が自由地盤に影響を与えないよう、自由地盤の質量および剛性は建物系に比べて十分に大きなオーダーとする。擁壁部は前節で述べたように、擁壁は多質点系曲げせん断モデルとし、自由地盤と擁壁とを式(2.2)および式(2.14)で表される動的相互作用ばねおよびダッシュポットで接続する。ダッシュポットの減衰係数は、図 2.9 の衝突解析モデルからダッシュポットを除いた解析モデルで一度衝突解析を行い、そこで得られた擁壁各要素の最大応答変形角を用いて求める。

上部構造直下には免震層直上の大梁せいと同じ高さを有する要素をモデル化する。これは建物と擁壁との衝突位置を考慮するためであり、大梁の水平せん断剛性が十分に大きいと仮定し、剛体としてモデル化する。剛体には擁壁と同じピッチで節点を設け、剛体と擁壁との各節点間には、図 2.10 に示す免震クリアランス分のギャップを有する線形ばね(以下、衝突ばねと称する)を配置する。各衝突ばねの剛性は、衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性の総和(式(2.15))に、大梁せいに対する剛体各節点の支配長さの比を乗じることにより求める(式(2.16))。剛体直下には免震層を配置する。

$$K_i = \sum \frac{E_{cl} A_j}{B_j} \quad (2.15)$$

$$K'_i = \frac{1}{2} \left( K_i \frac{H_{i-1}}{D} + K_i \frac{H_i}{D} \right) \quad (2.16)$$

#### 【記号】

- $E_{cl}$  : 免震層直上大梁のコンクリートのヤング係数
- $A_j, B_j$  : 衝突面に直交する  $j$  番目の免震層直上大梁の軸断面積および大梁長さ
- $D$  : 免震層直上大梁せい



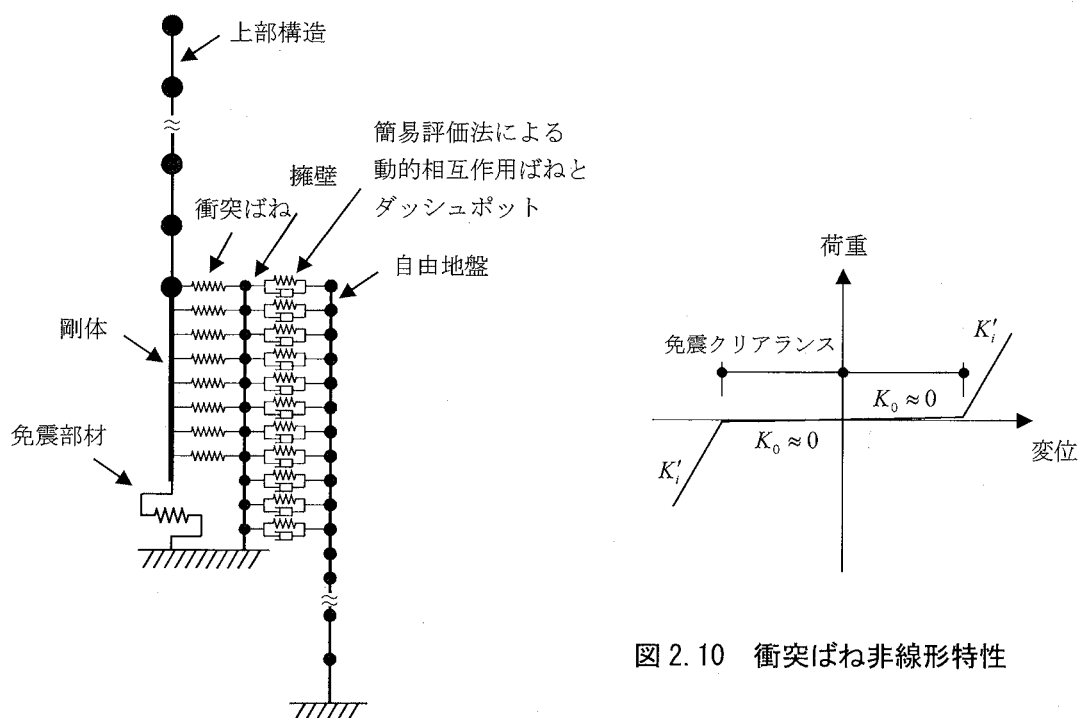


図 2.9 簡易評価法を用いた衝突解析モデル

#### 2.4 まとめ

本章では、擁壁を片持ち梁（多質点系曲げせん断モデル）と考え、擁壁背後地盤の抵抗を Vesic の提案式や Gazetas らによる方法などの杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方を準用して、免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗特性を簡易に評価する方法を提案し、解析モデルの作成手順を示した。また、擁壁部水平抵抗簡易評価法を用い、免震層直上大梁の軸剛性を考慮した衝突解析モデルも提示した。以降の章では、これらの解析モデルを用いて検討を行う。

#### 【第 2 章 参考文献】

- 2.1) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，2015.2
- 2.2) 壇 一男，石井やよい，宮腰淳一，高橋 広人，護 雅史，福和伸夫：マグニチュード9クラスのプレート境界地震による強震動予測のための断層モデルの設定方法—南海トラフ巨大地震への適用と東海地方における強震動の試算例—，日本建築学会構造系論文集，第78巻，第692号，pp.1685 - 1694，2013.10

- 2.3) 柏 尚稔, 中安誠明, 中島正愛: 過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.237-246, 2005.3
- 2.4) 中安誠明, 中島正愛: 擁壁に衝突する免震建物の応答特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系(42), pp.373-376, 2002.5
- 2.5) 高山峯夫, 森田慶子, 姜 坤: 過大地震動下における免震建物の応答特性, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系(46), pp.345-348, 2007.3
- 2.6) 安本 宏, 岡沢理映, 多幾山法子, 大西良平, 林 康裕: パルス性地震動に対する免震建物の擁壁衝突時の最大応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 697 号, pp.385-392, 2014.3
- 2.7) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕: 実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp.899-908, 2011.5
- 2.8) 佐藤英児, 佐々木智大, 福山國夫, 田原健一, 梶原浩一: E-ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度化 その 1 研究プロジェクトの概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.751-752, 2013.8
- 2.9) 佐藤英児, 佐々木智大, 福山國夫, 田原健一, 梶原浩一: E-ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度化 その 4 衝突を伴う応答解析と層せん断力の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.757-758, 2013.8
- 2.10) 島村 淳, 松本優資, 奥中良佑, 柏 尚稔, 宮本裕司: 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 684 号, pp.309-317, 2013.2
- 2.11) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 2.12) 奥中良佑, 宮本裕司, 柏 尚稔, 渡部翔太郎: 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1763 - 1771, 2014.12
- 2.13) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 大西良広, 林 康裕: 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 3 実験結果との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.263 - 264, 2012.9
- 2.14) Vesic, A. B.: Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35 - 53, 1961
- 2.15) 日本建築学会: 建築基礎設構造計指針, pp.26 - 40, 2004
- 2.16) 榎並 昭, 国府田誠, 岡田敬司: 杭の水平極限支持力に関する Broms の解析法の問題点と杭長さの判定法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 59, pp.2425 - 2426, 1984.10
- 2.17) 日本建築学会: 入門・建物と地盤の動的相互作用, pp.249 - 250, 1996

- 2.18) Gazatas, G. and Dobry, R. : Horizontal Response of Piles in Layered Soils, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.110, pp.20 - 40, 1984
- 2.19) 長谷川正幸 : 群杭における水平地盤反力係数  $K_h B$  の実用算定法, 清水建設研究報告, 第 69 号, pp.37 - 46, 1999.4



## 第3章 弾性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性

### 3.1 はじめに

設計レベルを上回る大振幅地震動が免震建物に入力した場合に、擁壁との衝突発生が懸念されている。免震建物模型の擁壁衝突実験<sup>3.1)~3.3)</sup>や線材モデルを用いた解析<sup>例えば3.4)~3.6)</sup>、そして実大免震建物の擁壁衝突実験<sup>3.7),3.8)</sup>により、研究事例はまだ少ないものの、擁壁衝突時の建物挙動の傾向は明らかになりつつある。

一方で、背後地盤を含めた擁壁（擁壁部）の水平抵抗特性評価については依然不明確である。免震建物模型の擁壁衝突実験<sup>3.3),3.9)</sup>により、擁壁部水平抵抗特性が擁壁衝突時の建物応答に大きな影響を及ぼすことが指摘されているが、線材を用いた既往の解析研究においては、擁壁部水平抵抗特性の設定方法が極めて曖昧なものや、背後地盤の効果を無視して大幅に簡略化したものが少なくない。そのため、衝突現象を正確にシミュレーションするためには、高度な三次元 FEM による動的解析に頼らざるを得ない状況にある。

このような背景を受け、第2章では免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗を、杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用して評価する簡易評価法を提案するとともに、それを用いた衝突解析モデルを示した。本章では、まず提案した擁壁部水平抵抗簡易評価法の妥当性を検証するため、擁壁を弾性と仮定し、三次元 FEM 解析の結果との比較を行う。そして、擁壁衝突時の建物応答についても簡易評価法を用いた免震建物の衝突解析モデルと三次元 FEM 解析の結果を比較することで、衝突解析モデルの有効性を確認する。

### 3.2 三次元 FEM 衝突解析

本節では、免震建物の擁壁衝突時における基本的な応答性状を確認する。10層 RC 造の基礎免震建物に対して、コンクリート擁壁の背後地盤を砂質土として三次元 FEM による免震建物-地盤連成系の地震応答解析を行い、擁壁に対して建物が捩れを発生せず一様に衝突する時の建物挙動および発生する衝撃力を評価する。また、擁壁との衝突を考慮しない場合の応答値との比較も行う。

#### 3.2.1 解析モデル

三次元 FEM 解析には、汎用非線形有限要素プログラム「ADINA」を用いる。本章で用いる三次元 FEM 解析モデルを図 3.1 に示す。地盤はソリッド要素でモデル化し、地盤物性は  $V_s=150\text{m/s}$  の一様な砂質土、単位体積重量は  $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比は  $\nu=0.40$ 、内部摩擦角は  $\phi=35^\circ$  とする。また、地表面荷重として  $5.0\text{kN/m}^2$  を考慮する。地盤せん断強度  $\tau_f$  は式(3.1) に示す Mohr-Coulomb の破壊規準から求める。

$$\tau_f = c + \sigma_o \cdot \tan\phi \quad (3.1)$$

ここで  $c$  は粘着力で、本論文では  $c=0$  とする。 $\sigma_o$  は有効上載圧であり、地盤自重と地表面荷重を用いて算出している。解析プログラムの仕様上、地盤の非線形特性は双曲線モデル (HD モデル) をノーマルトリリニアに近似して考慮する。その近似方法を以下に示す。

- ・ 初期剛性は  $\rho \cdot Vs^2$  で計算される初期せん断弾性係数  $G_0$  とする。
- ・ 第 3 剛性は、せん断ひずみ  $\gamma=5\%$  の点での接線剛性とする。
- ・ 基準ひずみ  $\gamma_{0.5}$  は、 $\tau_f/G_0$  から計算される値とする。
- ・ 第 1 折れ点のせん断歪み  $\gamma_1$  は、基準ひずみ  $\gamma_{0.5}$  の 1/2 倍とする。
- ・ 第 2 折れ点は、せん断ひずみ  $\gamma=5\%$  までの  $G-\gamma$  曲線の面積とトリリニアの面積が等しくなるように設定する。

建物は平面形状 30m×30m、各階高さ 3.0m の 10 層 RC 造の基礎免震建物を想定する (建物の詳細は第 6 章を参照)。上部構造は弾性多質点系せん断モデルとし、免震部材の鉛直剛性は鉛直ばね、水平剛性はせん断ばねでモデル化する。上部構造の諸元を表 3.1 に示す。また、免震部材の配置図を図 3.2 に、各免震部材の諸元および建物固有周期を表 3.2、表 3.3 に示す。本解析に用いた免震部材は、鉛直ばねは弾性とし、せん断ばねについては弾性でモデル化される天然ゴム系積層ゴムを除いて、全て変位依存の履歴特性<sup>3,10)</sup> (鉛プラグ挿入型積層ゴムについては、経験せん断歪により剛性や降伏荷重が変化する) を有しているが、地盤同様解析プログラムの仕様上、ノーマルバイリニアの復元力特性を与える。なお、免震層の降伏せん断力係数は 0.03、免震周期 (各免震部材の降伏後剛性を用いて計算した周期) は 5.0 秒である。免震層直上の大梁せいは  $D=1.5\text{m}$ 、スラブ厚さは  $t_s=0.2\text{m}$  とする。免震部材取り付け部高さは  $H_{ISO}=0.5\text{m}$  (擁壁高さは  $D+H_{ISO}=2.0\text{m}$ ) とし、擁壁の高さ方向分割数は 0.2m ピッチで 10 とする (図 3.3)。免震クリアランスは 0.5m、擁壁厚さは  $t=0.3\text{m}$ 、基礎は厚さ 2.0m のスラブとする。基本的な建物応答を評価するため、大梁、スラブ、擁壁、基礎スラブはすべて弾性とし、ソリッド要素でモデル化する。また、使用するコンクリート強度は  $F_c=36\text{N/mm}^2$  とするが、基礎スラブは剛とするため、そのヤング係数を  $10^3$  倍する。

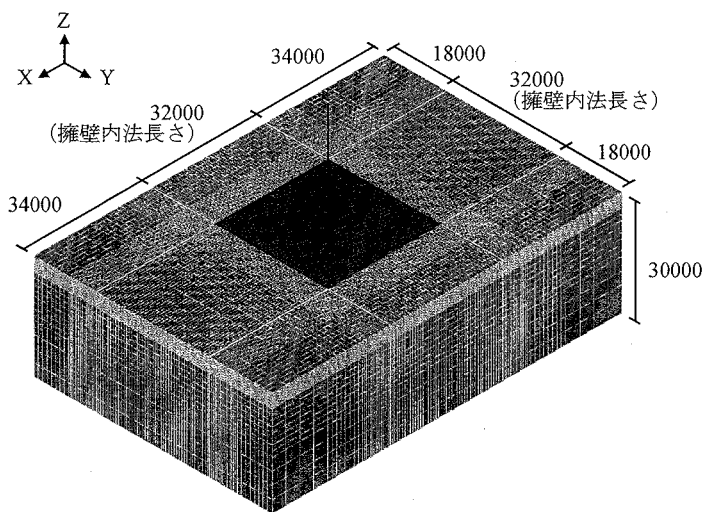
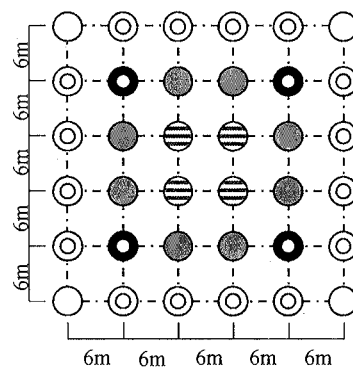


図 3.1 三次元 FEM 解析モデル



- : 天然ゴム系積層ゴム φ800
- ◎ : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ800
- : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ850
- : 弾性すべり支承 φ800
- ⊖ : 弾性すべり支承 φ800

図 3.2 免震部材配置図

表 3.1 上部構造諸元

層	高さ $H_i$ (m)	層重量 $W_i$ (kN)	層せん断剛性 $sK_i$ (kN/m)
10	3.0	$1.361 \times 10^4$	$2.958 \times 10^6$
9	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.366 \times 10^6$
8	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.501 \times 10^6$
7	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.538 \times 10^6$
6	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.688 \times 10^6$
5	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.772 \times 10^6$
4	3.0	$1.297 \times 10^4$	$3.976 \times 10^6$
3	3.0	$1.322 \times 10^4$	$4.331 \times 10^6$
2	3.0	$1.322 \times 10^4$	$4.584 \times 10^6$
1	3.0	$1.322 \times 10^4$	$6.584 \times 10^6$

表 3.2 免震部材諸元

免震部材	径	基数	初期剛性 $K_1$ (kN/m)	降伏後剛性 $K_2$ (kN/m)	降伏荷重 $Q$ (kN)
天然ゴム系積層ゴム	φ800	4	965	—	—
鉛プラグ挿入型積層ゴム	φ800	16	12961	997	203
	φ850	4	14495	1115	141
弾性すべり支承	φ800	8	8436	8.4	66
		4	8436	8.4	58

※鉛プラグ挿入型積層ゴムの降伏後剛性  $K_2$  は初期剛性  $K_1$  の 1/13 とする。

※弾性すべり支承の降伏後剛性  $K_2$  は、初期剛性  $K_1$  の 1/1000 とする。

表 3.3 建物固有周期 (単位 : s)

次数	免震層		
	固定時	微小変形時	500mm変形時
1	0.735	1.433	4.350
2	0.256	0.397	0.428
3	0.158	0.210	0.213

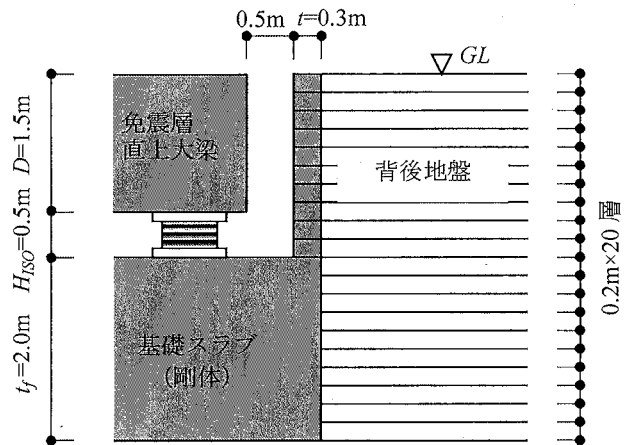


図 3.3 擁壁部および免震層の断面図

### 3.2.2 解析条件

地盤の境界条件は、底面は固定とし、側方は繰り返し境界とする。建物は杭基礎によって支持されていると仮定し、基礎スラブ底面の鉛直変位を拘束する。なお、擁壁および基礎底面と地盤との剥離や滑りは考慮しない。

内部粘性減衰はRayleigh減衰とし、0.1Hzおよび10Hzの振動数に対して建物系には $h=2\%$ 、地盤には $h=1\%$ とする。ただし、免震部材は $h=0\%$ とする。入力地震動の加速度波形を図3.4に示す。入力地震動は、極稀レベルの告示波(八戸位相)の31.45~34.45秒の3秒間とし、擁壁との衝突により大きな衝撃力が発生するよう加速度振幅を1.8倍したものをFEMモデル最下節点のX方向に一様に与える。

解析時間刻みは、衝突前後は1/50,000秒、それ以外は1/2,000~1/5,000秒とする。

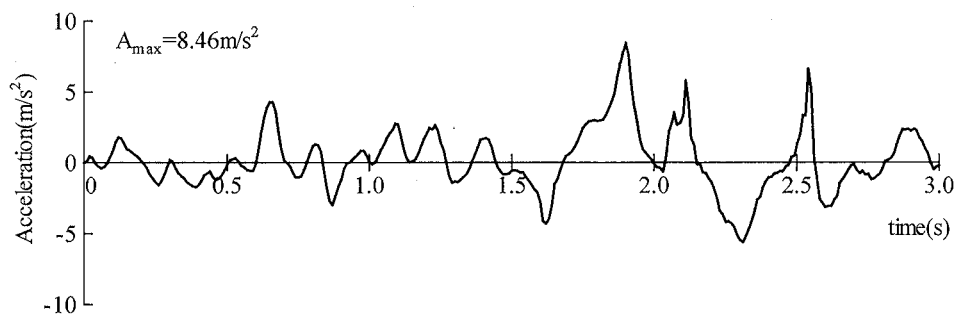


図 3.4 入力地震動



### 3.2.3 解析結果

#### 3.2.3.1 免震層と擁壁との応答相対変位

免震層と擁壁との応答相対変位時刻歴を図 3.5 に示す。比較のために、擁壁との衝突を考慮しないケース（非衝突）の時刻歴応答波形も示している。なお、擁壁の変位は擁壁幅方向中央位置の擁壁頂部での応答結果である。

図より、2.0 秒付近から免震層の応答変位が増大しはじめ、2.55 秒付近で免震建物と擁壁との衝突が発生する。主要な衝突位置は免震層直上の大梁下端位置 (GL-1.5m 位置) であり、衝突後 0.12 秒程度免震建物は擁壁と接触したまま挙動する。

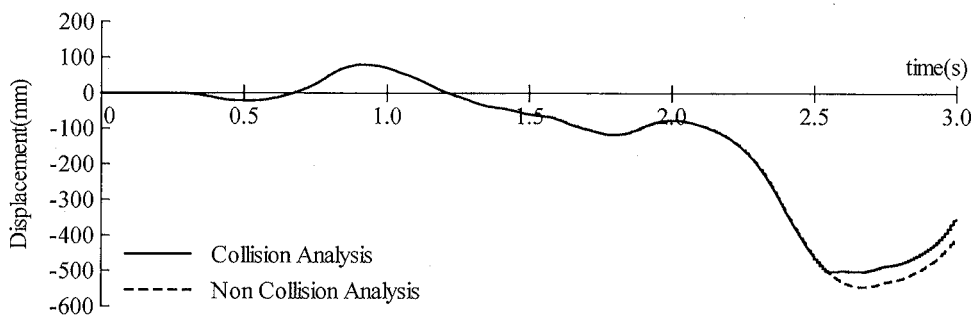


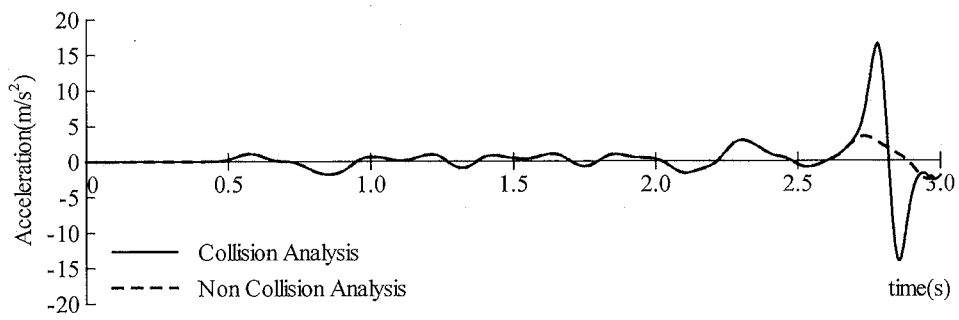
図 3.5 免震層と擁壁との時刻歴相対変位

#### 3.2.3.2 上部構造の応答加速度

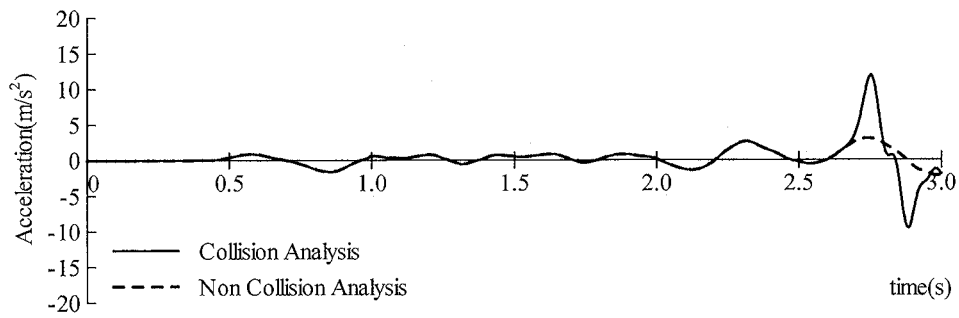
上部構造の応答加速度時刻歴を図 3.6 に示す。比較のために、擁壁との衝突を考慮しないケース（非衝突）の応答時刻歴波形も示している。

いずれの層においても、上部構造の応答加速度は擁壁衝突後に急激に増加している。非衝突時の最大応答加速度は  $1.52 \sim 3.49 \text{ m/s}^2$  であるが、衝突時では  $10.23 \sim 16.46 \text{ m/s}^2$  と  $1\text{G}$  を超える数値となっており、非衝突時に比べて、最上層 (ZR) では 4.72 倍、6 層では 6.76 倍、1 層（免震層直上）では 4.34 倍となっている。建物中層部付近で応答加速度の増大が大きいことから、擁壁衝突に伴い高次モードが励起されたと思われる。これを確認するために、建物最上層と床付け位置（基礎下端位置）の加速度フーリエスペクトル比（加速度伝達関数）を図 3.7 に示す。非衝突時は免震建物の 2 次モードにあたる周期でフーリエスペクトル比が大きくなっているが、衝突時にはその数値が減少する一方、高次モードにあたる短周期領域でフーリエスペクトル比が大きくなっている。

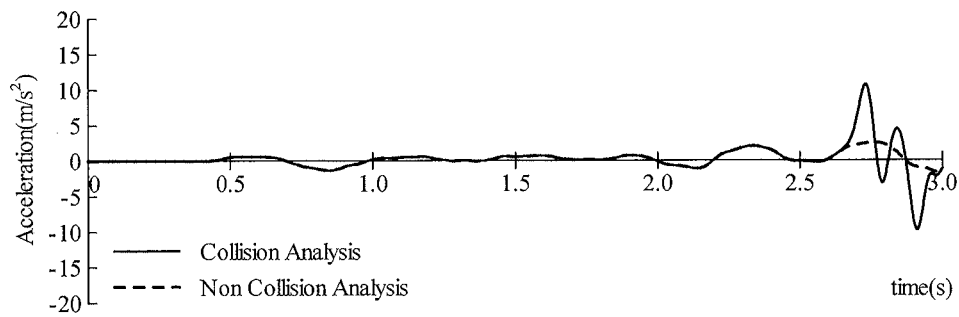
また、衝突後の正方向の応答加速度に加え、逆方向である負方向にも大きな応答加速度が生じており、建物の揺り戻しが生じている。また、最大応答加速度が生じる時刻は最上層と 1 層で約 0.2 秒の差があり、衝撃力が上部構造を伝播していく様子が確認できる。



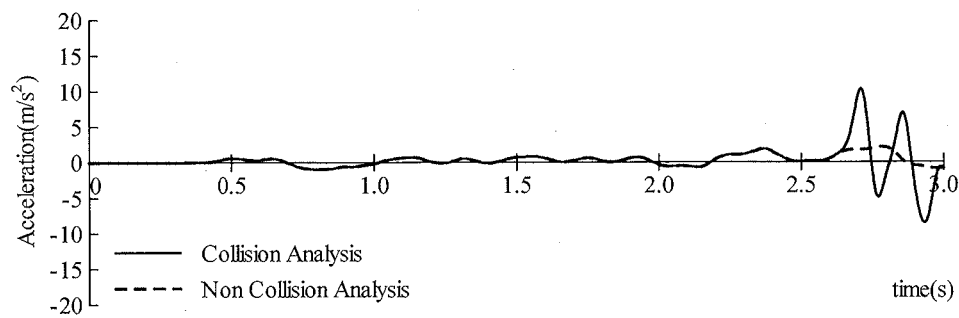
(a) ZR



(b) Z10

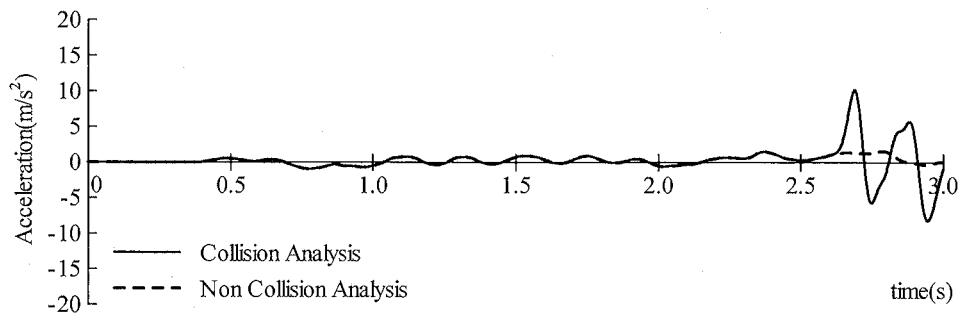


(c) Z9

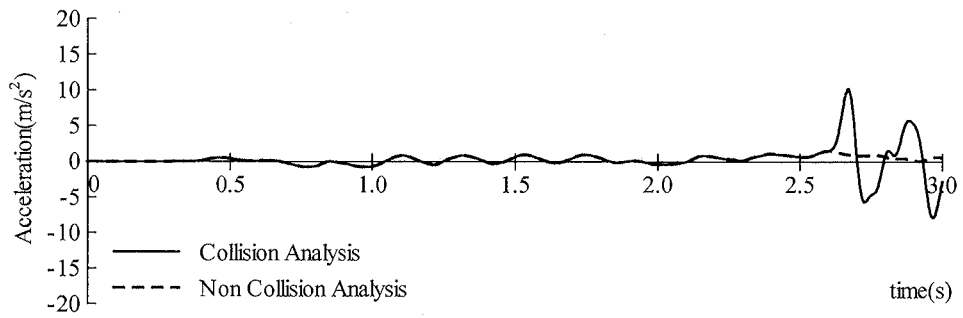


(d) Z8

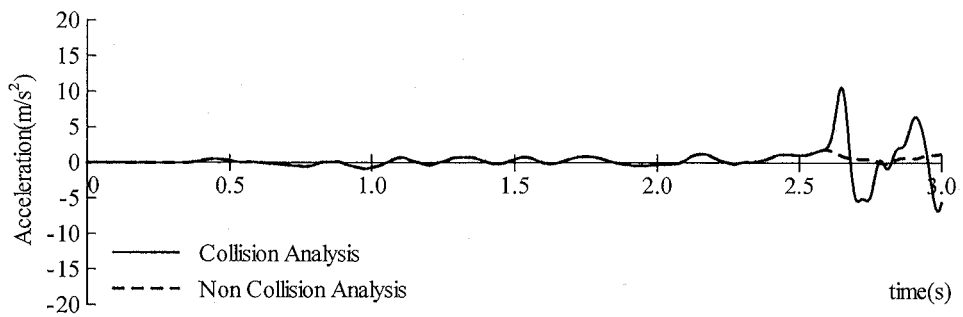
图 3.6-1 建物応答加速度時刻歴



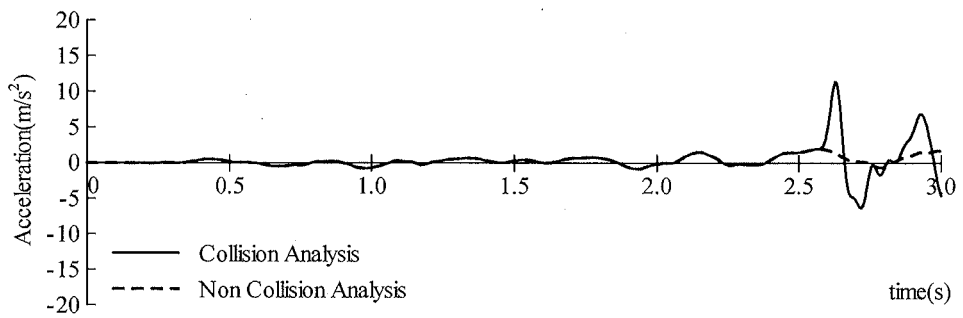
(e) Z7



(f) Z6

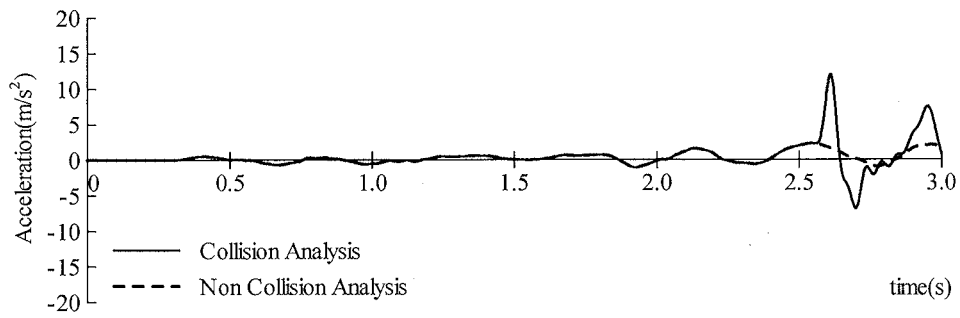


(g) Z5

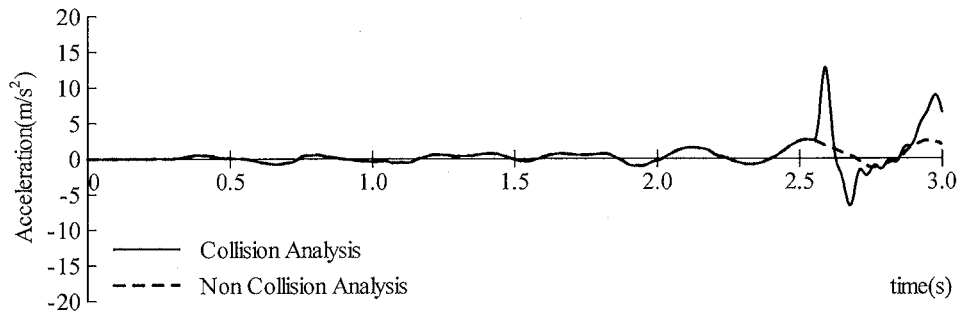


(h) Z4

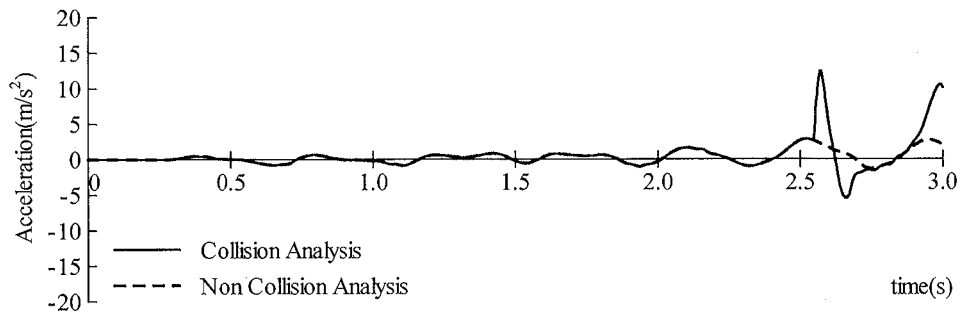
图 3.6-2 建物応答加速度時刻歴



(i) Z3



(j) Z2



(k) Z1

図 3.6-3 建物応答加速度時刻歴

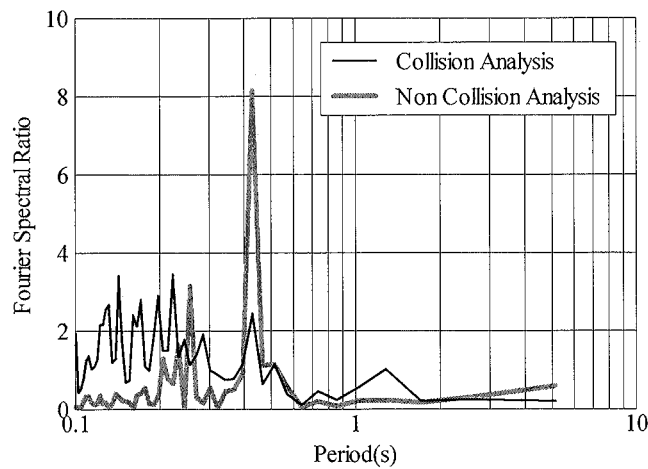


図 3.7 加速度フーリエスペクトル比 (ZR/床付け位置)

### 3.2.3.3 衝撃力

免震建物の擁壁衝突時の衝撃力時刻歴波形を図 3.8 に示す。免震建物が擁壁に接触している間以外は衝撃力が 0 であるため、ここでは衝突が発生した時刻付近のみを示している。

衝撃力は建物（免震層直上大梁）と擁壁との接触による節点反力であり、各高さ位置における節点反力の総和としている。免震層直上大梁と擁壁とは全ての位置で衝突が生じているが、前述の通り、主要な衝突位置は免震層直上大梁下端位置（GL-1.5m 位置）である。ただし、擁壁は高さ方向に 0.2m ピッチでメッシュ分割をしているため、FEM 解析では GL-1.4m 位置で大きな衝撃力が得られており、衝撃力は約 34.5MN となっている。

GL-1.4m 位置節点に着目すると、衝撃力のピークは衝突開始から約 0.04 秒後で、その衝撃力をせん断力係数に換算する（最大衝撃力を建物総重量で除する）と約 0.23 となっている。その後、およそ倍の時間（約 0.08 秒）をかけて免震建物は擁壁から離れていくことがわかる。

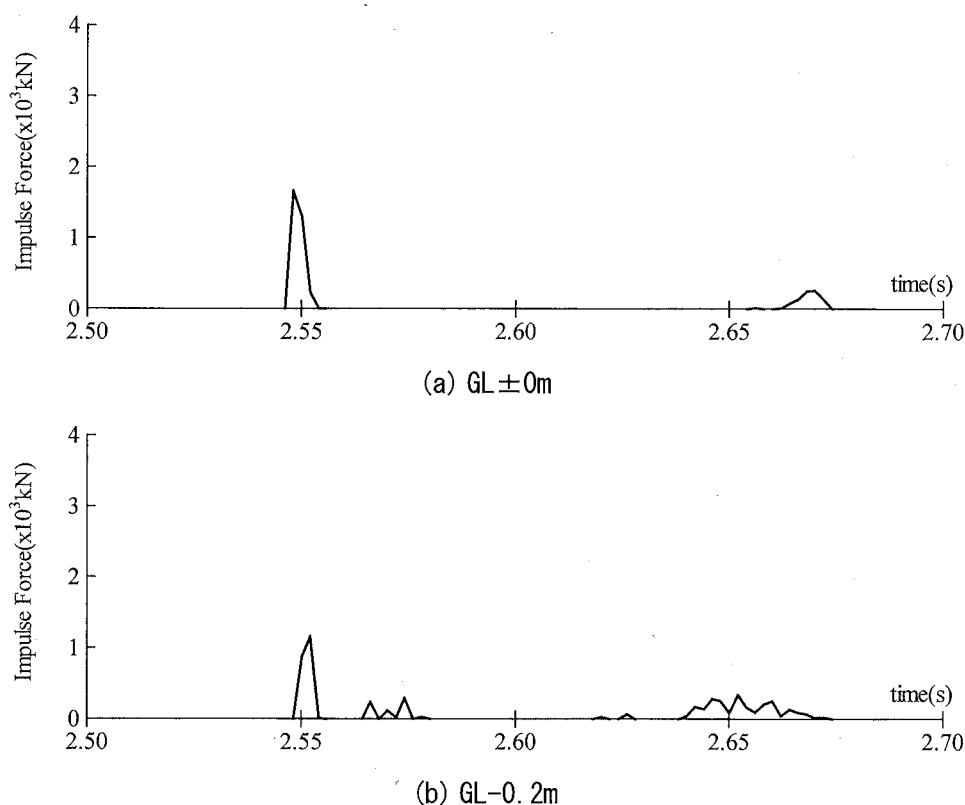
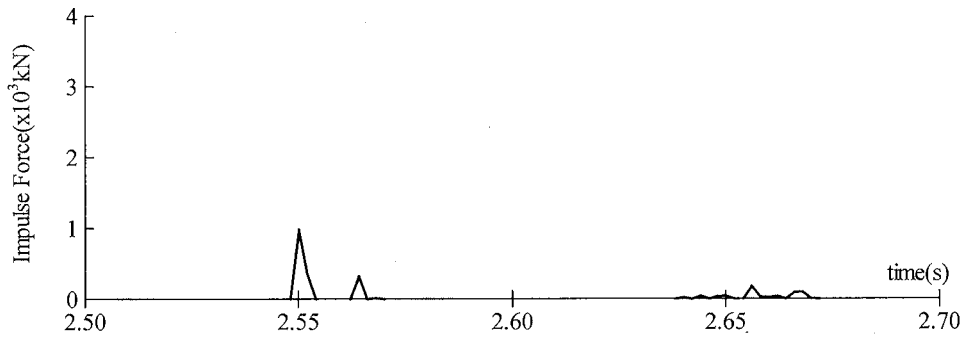
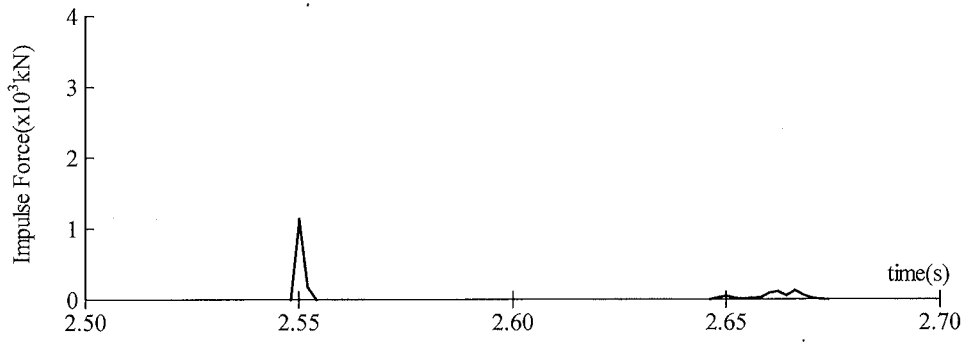


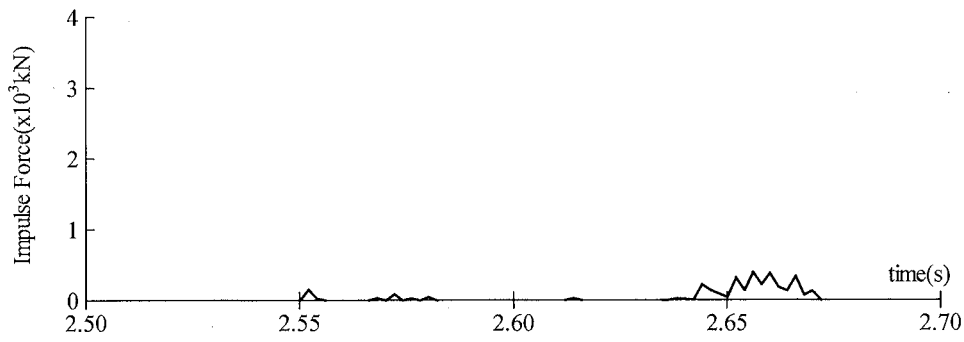
図 3.8-1 衝撃力時刻歴



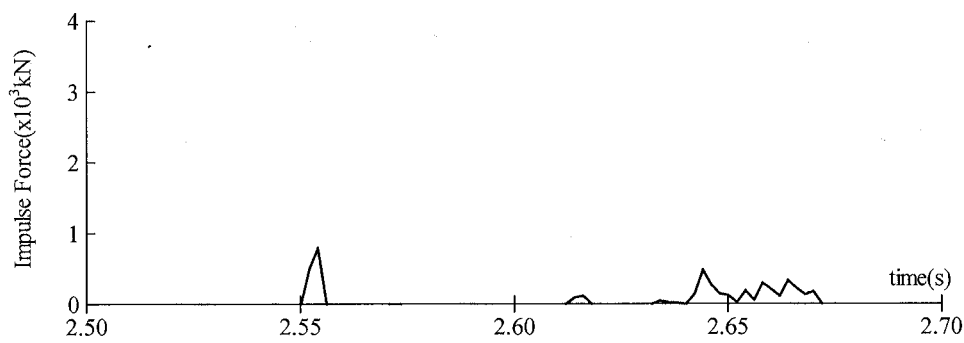
(c) GL-0.4m



(d) GL-0.6m

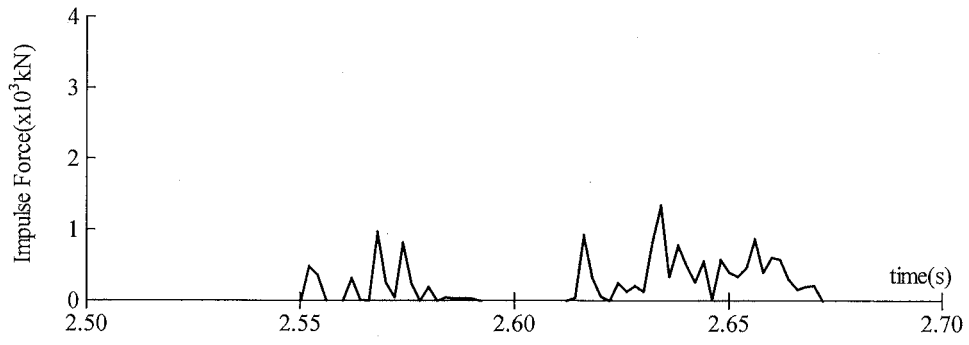


(e) GL-0.8m

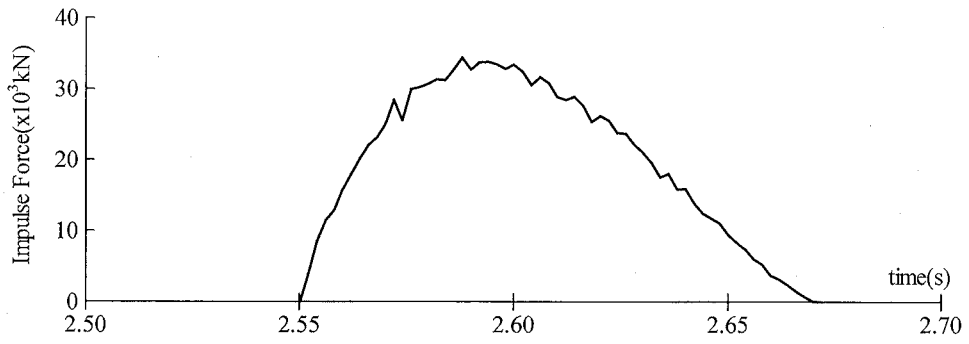


(f) GL-1.0m

圖 3.8-2 衝擊力時刻歷



(g) GL-1.2m



(h) GL-1.4m

图 3.8-3 衝擊力時刻歷

### 3.3 簡易評価法による擁壁部水平抵抗の評価

本節では、まず前節の三次元 FEM 解析で得られた衝撃力から正弦波の加振力を設定する。そして、三次元 FEM 解析により擁壁部水平抵抗特性を確認する。また、第 2 章で提案した簡易評価法による擁壁部水平抵抗特性の評価も行い、三次元 FEM 解析結果と比較することで、その妥当性を検証する。

#### 3.3.1 解析条件

前節で得られた GL-1.4m 位置における衝撃力 (図 3.8(h)) について、免震建物の擁壁衝突開始から衝撃力のピークとなる区間 (約 0.04 秒間) に着目し、これを 1/4 波長とする Sin 波の加振力波形を用いて擁壁部水平抵抗を評価する。ここでは、擁壁のある高さにおいて、建物幅 30m 内に存在する擁壁節点数 (41 点) で衝撃力を除いたものを平均衝撃力と定義し、図 3.1 に示す三次元 FEM 解析モデルから擁壁・基礎以外の建物系を除いた解析モデル (図 3.9) を用いて検討を行う。加力波形を図 3.10 に示す。平均衝撃力の最大値は 840kN 程度であるが、これを 1000kN に基準化する。そして、擁壁部の履歴特性を確認するため、その平均衝撃力の最大値を 1.2 倍までに漸増させた 1 波長 0.167 秒の Sin 波 3 波を、高さ位置ごとに建物幅内に存在する擁壁各節点に与える。

前節の三次元 FEM 衝突解析では擁壁下部に衝突する結果となったが、擁壁形状や免震層の高さ、入力地震動などの条件の違いによっては擁壁上部に衝突する可能性も十分に考えられる。そこで、本節における解析ケースは、擁壁上部に衝突する場合を想定した GL±0m, GL-0.2m, GL-0.4m の 3 ケース、擁壁下部に衝突する場合を想定した GL-1.2m, GL-1.4m, GL-1.6m の 3 ケースの計 6 ケースとする。本検討では擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$  に加えて、 $t=0.2\text{m}$  の場合についても検討する。これは、 $t=0.3\text{m}$  の場合に比べて擁壁背後地盤の影響がより顕著に現れる場合を考えるためであり、大西らによる調査<sup>3.11)</sup>でも平均的に擁壁厚さは擁壁高さの約 1/10 となっている。三次元 FEM 解析における内部粘性減衰は衝突解析と同様に Rayleigh 減衰とし、0.1Hz および 10Hz の振動数に対して基礎および擁壁には  $h=2\%$ 、地盤には  $h=1\%$  とする。解析時間刻みは加力位置により異なるが、1/5,000~1/20,000 秒とする。弾性と仮定した擁壁に衝撃力が線として作用する (免震建物が擁壁に線で衝突する) 場合の擁壁部水平抵抗の簡易評価を行う。簡易評価には、三次元フレーム汎用解析プログラム「RESP-F3T」<sup>3.12)</sup>を用いる。加力波形および加力位置は FEM 解析と同じ 6 ケースとし、擁壁形状も FEM モデルと同じとする (擁壁各節点間距離  $H_i=0.2\text{m}$ 、擁壁高さ  $\Sigma H_i=2.0\text{m}$ )。衝突を考慮する擁壁長さ  $L$  には FEM モデルの擁壁 1 メッシュ幅 ( $=0.75\text{m}$ ) を、 $\gamma_{imax}$  の計算には擁壁幅中央位置の変位量を用いる。簡易評価法により求めた各ケースの擁壁部の解析諸元を表 3.4 および表 3.5 に示す。また、内部粘性減衰は三次元 FEM 解析と同様とし、動的相互作用ばねに与える減衰定数は  $h=0\%$ 、解析時間刻みは 1/20,000 秒とする。



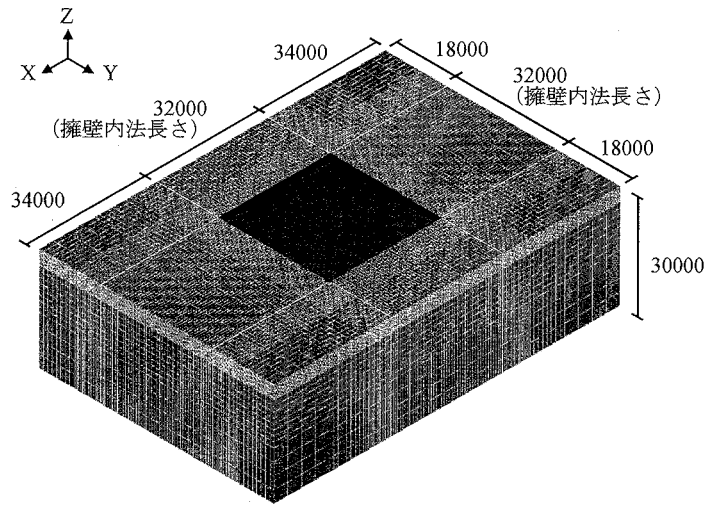


図 3.9 擁壁部水平抵抗検討用三次元 FEM 解析モデル

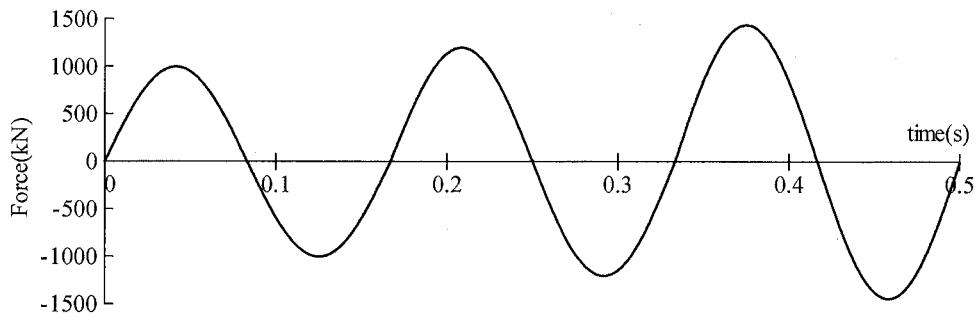


図 3.10 加振力波形

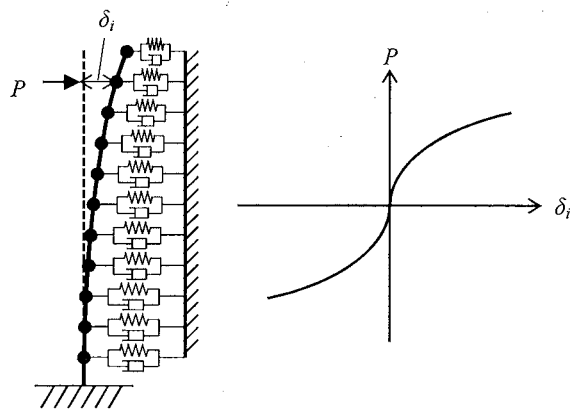


図 3.11 荷重—変形関係の取り方

表 3.4 擁壁部解析諸元 ( $t=0.2m$ )

(a) 動的相互作用ばねおよび付加質量

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (kN)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $addm_i$ (ton)
GL±0m	$2.629 \times 10^4$	1.633	$3.962 \times 10^{-2}$	$8.260 \times 10^{-2}$
GL-0.2m	$5.258 \times 10^4$	4.760	$7.924 \times 10^{-2}$	$1.204 \times 10^{-1}$
GL-0.4m	$5.258 \times 10^4$	6.753	$7.924 \times 10^{-2}$	$8.458 \times 10^{-2}$
GL-0.6m	$5.258 \times 10^4$	8.746	$7.924 \times 10^{-2}$	$5.666 \times 10^{-2}$
GL-0.8m	$5.258 \times 10^4$	10.738	$7.924 \times 10^{-2}$	$3.568 \times 10^{-2}$
GL-1.0m	$5.258 \times 10^4$	12.731	$7.924 \times 10^{-2}$	$2.065 \times 10^{-2}$
GL-1.2m	$5.258 \times 10^4$	14.724	$7.924 \times 10^{-2}$	$1.057 \times 10^{-2}$
GL-1.4m	$5.258 \times 10^4$	16.716	$7.924 \times 10^{-2}$	$4.460 \times 10^{-3}$
GL-1.6m	$5.258 \times 10^4$	18.709	$7.924 \times 10^{-2}$	$1.322 \times 10^{-3}$
GL-1.8m	$5.258 \times 10^4$	20.702	$7.924 \times 10^{-2}$	$1.652 \times 10^{-4}$

(b) ダッシュポット

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.6m 加力時
GL±0m	4.043	4.077	4.120	4.531	4.803	5.428
GL-0.2m	8.164	8.238	8.335	9.252	9.861	11.253
GL-0.4m	8.315	8.397	8.507	9.604	10.330	11.986
GL-0.6m	8.462	8.550	8.665	9.909	10.738	12.621
GL-0.8m	8.617	8.711	8.833	10.186	11.109	13.195
GL-1.0m	8.794	8.896	9.025	10.447	11.458	13.726
GL-1.2m	9.016	9.128	9.267	10.688	11.790	14.215
GL-1.4m	9.325	9.451	9.607	11.035	12.089	14.655
GL-1.6m	9.836	9.988	10.172	11.737	12.688	14.959
GL-1.8m	11.158	11.377	11.639	13.669	14.709	16.600

表 3.5 擁壁部解析諸元 ( $t=0.3m$ )

(a) 動的相互作用ばねおよび付加質量

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (kN)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $addm_i$ (ton)
GL±0m	$1.753 \times 10^4$	1.633	$5.506 \times 10^{-2}$	$1.239 \times 10^{-1}$
GL-0.2m	$3.505 \times 10^4$	4.760	$1.101 \times 10^{-1}$	$1.806 \times 10^{-1}$
GL-0.4m	$3.505 \times 10^4$	6.753	$1.101 \times 10^{-1}$	$1.269 \times 10^{-1}$
GL-0.6m	$3.505 \times 10^4$	8.746	$1.101 \times 10^{-1}$	$8.499 \times 10^{-2}$
GL-0.8m	$3.505 \times 10^4$	10.738	$1.101 \times 10^{-1}$	$5.352 \times 10^{-2}$
GL-1.0m	$3.505 \times 10^4$	12.731	$1.101 \times 10^{-1}$	$3.097 \times 10^{-2}$
GL-1.2m	$3.505 \times 10^4$	14.724	$1.101 \times 10^{-1}$	$1.586 \times 10^{-2}$
GL-1.4m	$3.505 \times 10^4$	16.716	$1.101 \times 10^{-1}$	$6.690 \times 10^{-3}$
GL-1.6m	$3.505 \times 10^4$	18.709	$1.101 \times 10^{-1}$	$1.982 \times 10^{-3}$
GL-1.8m	$3.505 \times 10^4$	20.702	$1.101 \times 10^{-1}$	$2.478 \times 10^{-4}$

(b) ダッシュポット

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.6m 加力時
GL±0m	4.329	4.398	4.482	5.270	5.874	7.384
GL-0.2m	8.808	8.951	9.142	10.901	12.242	15.565
GL-0.4m	9.096	9.251	9.465	11.563	13.145	17.002
GL-0.6m	9.375	9.541	9.758	12.128	13.908	18.184
GL-0.8m	9.669	9.846	10.073	12.631	14.576	19.185
GL-1.0m	10.007	10.195	10.434	13.088	15.170	19.992
GL-1.2m	10.426	10.631	10.885	13.442	15.700	20.587
GL-1.4m	11.005	11.233	11.513	13.964	15.993	20.990
GL-1.6m	11.949	12.217	12.540	15.114	16.732	20.673
GL-1.8m	14.262	14.616	15.033	17.967	19.469	21.860

### 3.3.2 解析結果

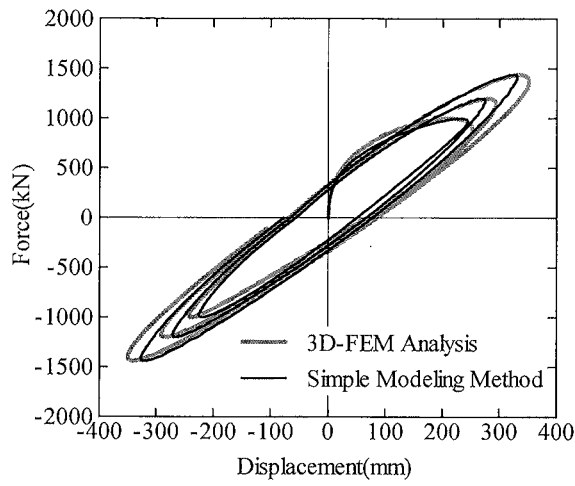
簡易評価法により求めた擁壁部の荷重－変形関係を、三次元 FEM 解析で得られた結果と比較して図 3.12～図 3.15 に示す。図 3.11 に示すように、いずれも各加力位置での荷重－変形関係であり、変形量は擁壁基部（GL-2.0m）との相対変位としている。

まず、擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  の場合の比較結果を図 3.12 に示す。擁壁部の履歴ループは紡錘形状を示し、加力初期では高い剛性を有している。これは、慣性力の影響に加え、擁壁は背後地盤によって支持された弾性支承梁であり、弾性の背後地盤の影響が比較的大きいためと考えられ、擁壁上部に加振したケースで顕著に見られる。そして、擁壁部の水平変形が進むにつれて加力位置を中心とした背後地盤の塑性化の進展に伴い擁壁部剛性が低下し、擁壁のみの剛性に漸近していく。初期剛性は簡易評価法と三次元 FEM 解析とで良い対応を示しているが、最大変形を比較すると簡易評価法は三次元 FEM 解析結果に比べてやや小さい。この原因として、擁壁は弾性でありその剛性は概ね同じであるが、擁壁背後地盤は弾塑性を考慮しており、三次元 FEM 解析では主応力を用いた Mises の降伏条件によって降伏判定を行っているのに対し、簡易評価法ではせん断応力のみを用いているためと考えられる。履歴ループの大きさは、加力位置が擁壁基部に近づくほど簡易評価法と FEM 解析結果の差がやや大きくなっているものの、両者は良い対応を示しており、比較的高い精度で評価できている。

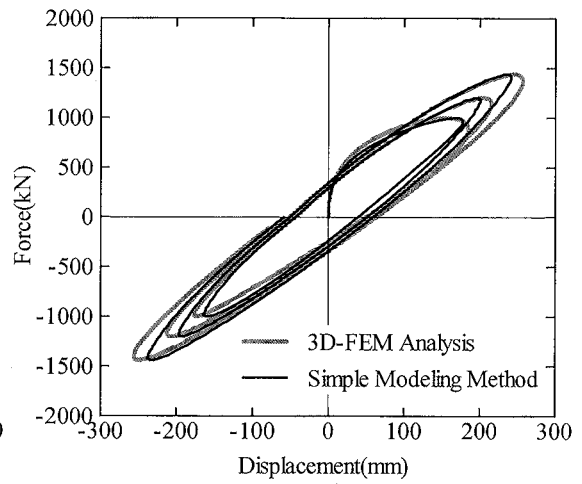
簡易評価法においてダッシュポットを除いて（逸散減衰の影響を無視して）評価した擁壁部の履歴ループを図 3.13 に示す。最大変位は図 3.12 に比べてやや大きくなるものの概ね同じであるが、履歴ループの面積が明らかに小さく、擁壁上部に加力したケースでは安定した紡錘形の履歴を描いていないことがわかる。したがって、擁壁部水平抵抗を評価する際には逸散減衰の影響も無視することはできないと言える。

次に、擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$  の場合の比較結果を図 3.14 に示す。履歴ループ形状は  $t=0.2\text{m}$  の場合と同様であるが、その面積は小さくなっている。これは  $t=0.3\text{m}$  では擁壁剛性が高いことから擁壁の変形が小さく、その結果背後地盤のせん断ひずみが小さく塑性化があまり進行しなかったことと、 $t=0.2\text{m}$  の場合に比べて擁壁の応答速度が小さく逸散減衰の影響が小さかったためと考えられる。つまり、背後地盤が擁壁部抵抗に与える影響が大きいことを表している。また、加力初期の剛性は簡易評価法と三次元 FEM 解析とで非常に良い対応を示しており、最大変形は簡易評価法の方が僅かに三次元 FEM 解析結果よりも大きいものの概ね一致している。これらの要因として、前述のとおり擁壁背後地盤への影響が小さかったためと考えられる。簡易評価法の履歴ループの面積は、FEM 解析結果に比べて除荷時にやや大きくなる傾向が確認できるが、こちらも比較的高い精度で評価できている。

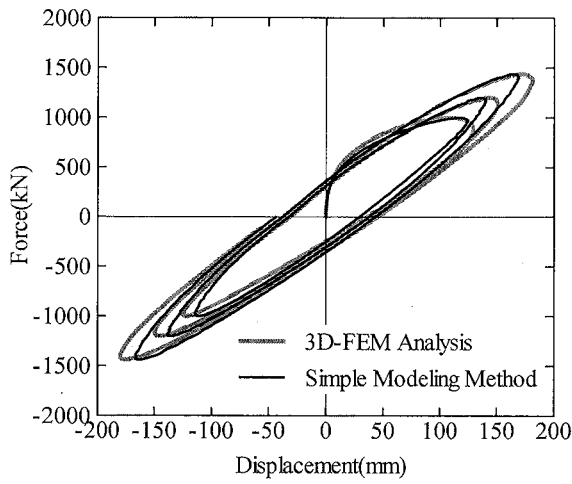
図 3.15 に、簡易評価法においてダッシュポットを除いて評価した擁壁部の履歴ループを示す。 $t=0.2\text{m}$  のような大きな履歴ループ形状の差は見られず、最大応答変位は概ね同じであるが、やはり擁壁上部に加力したケースでは安定した紡錘形の履歴を描いていない。



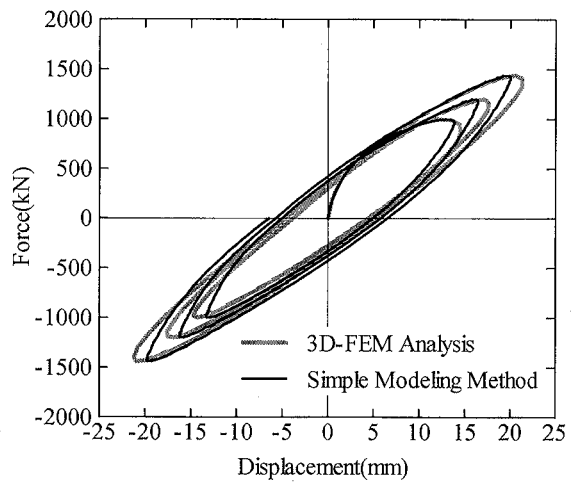
(a) GL±0m 加力時



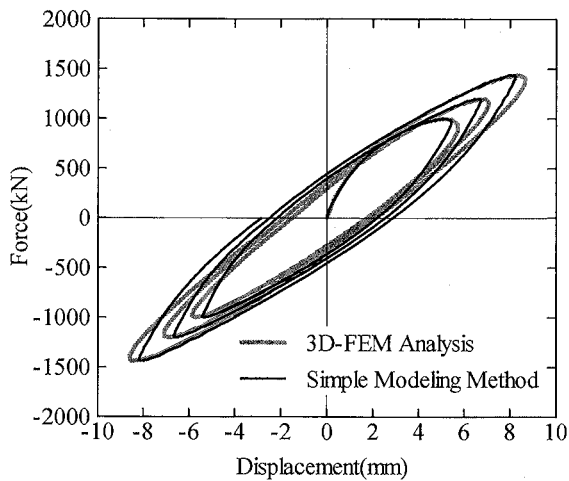
(b) GL-0.2m 加力時



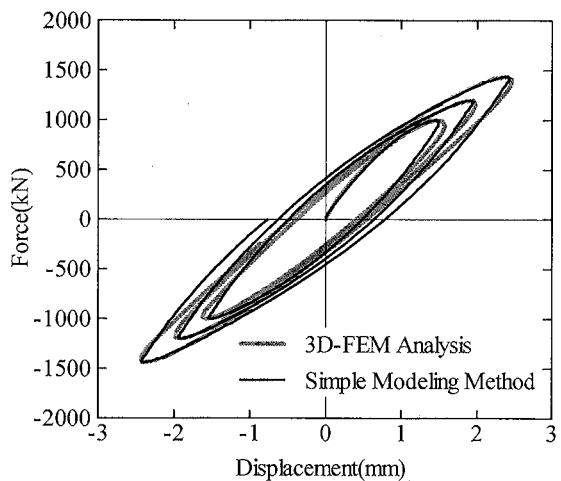
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

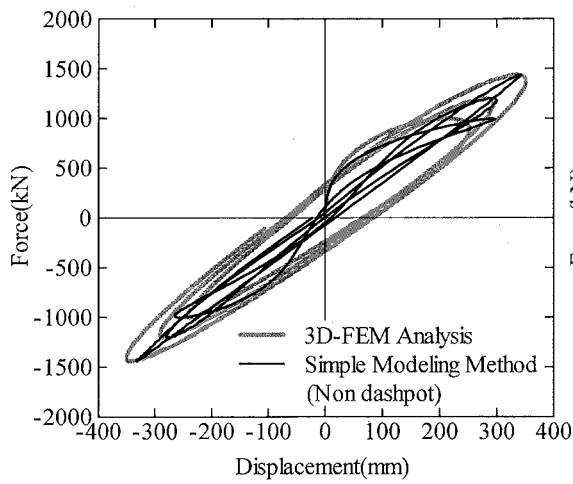


(e) GL-1.4m 加力時

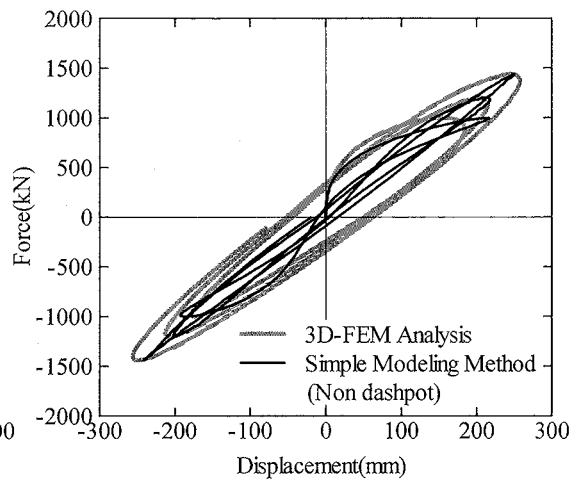


(f) GL-1.6m 加力時

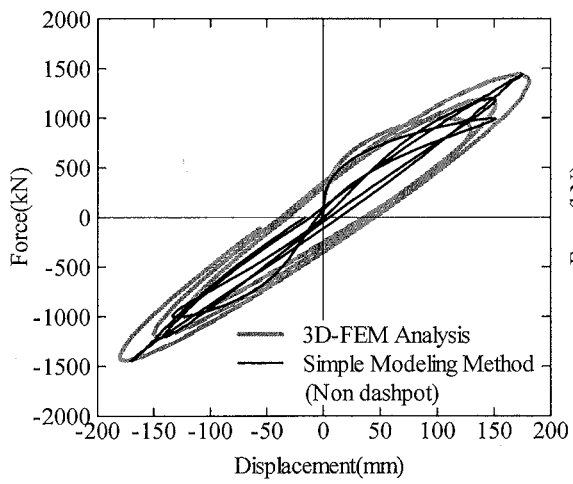
図 3.12 擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$ )



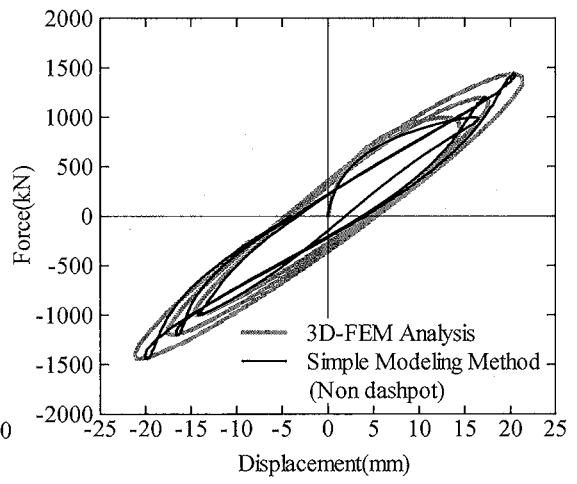
(a) GL±0m 加力時



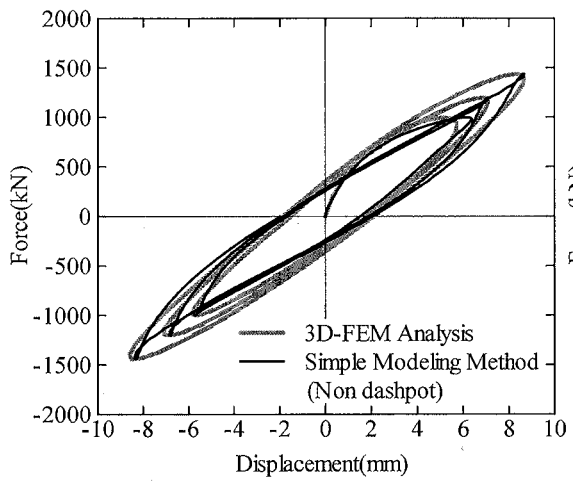
(b) GL-0.2m 加力時



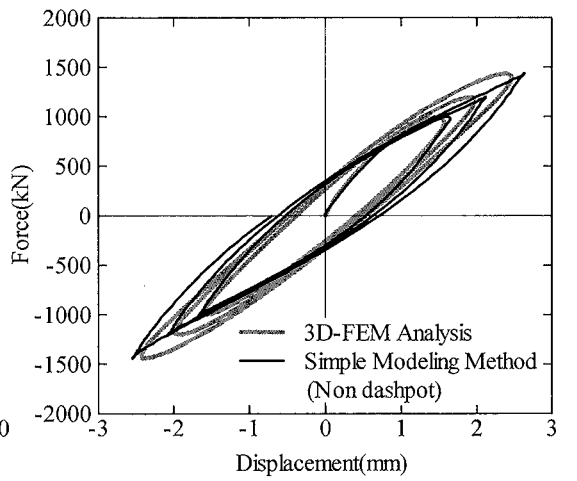
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

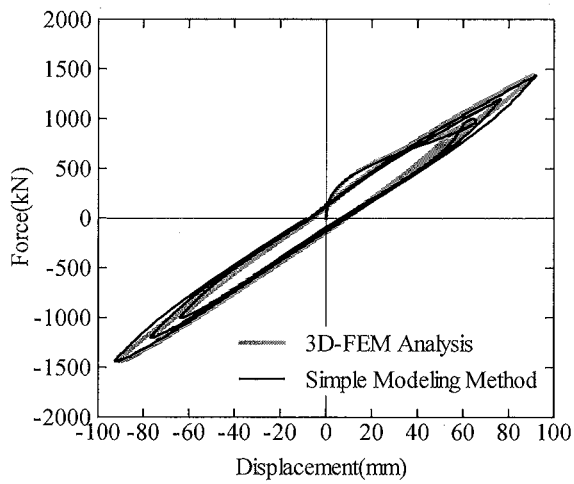


(e) GL-1.4m 加力時

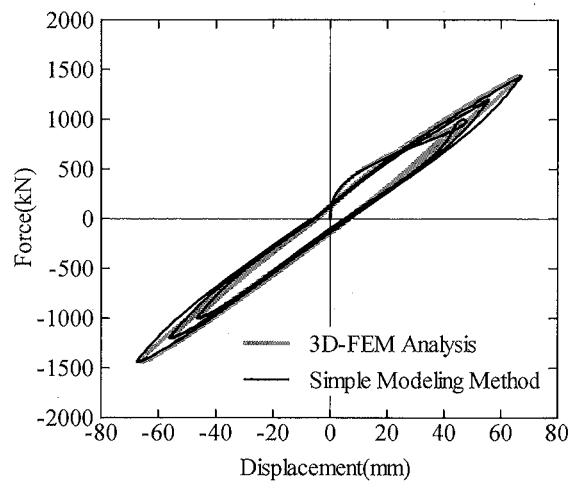


(f) GL-1.6m 加力時

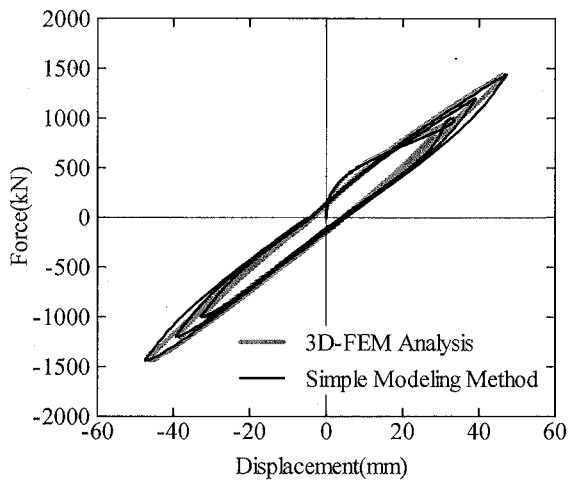
図 3.13 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  ダッシュポット無し)



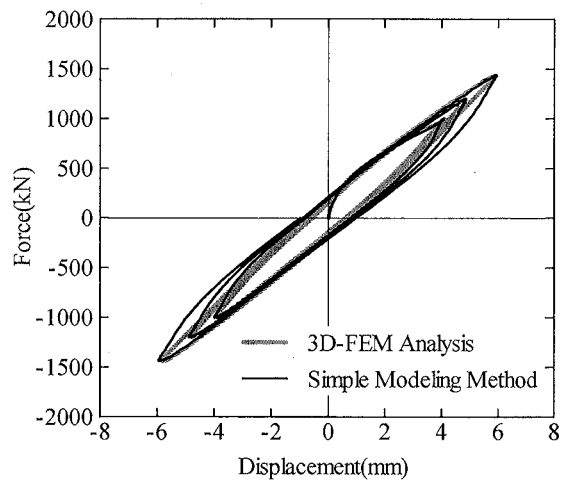
(a) GL±0m 加力時



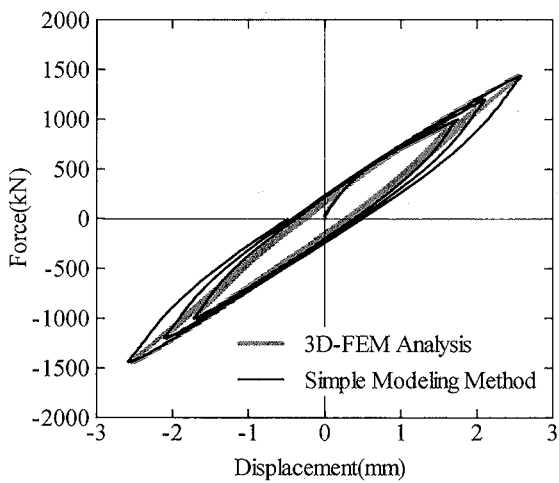
(b) GL-0.2m 加力時



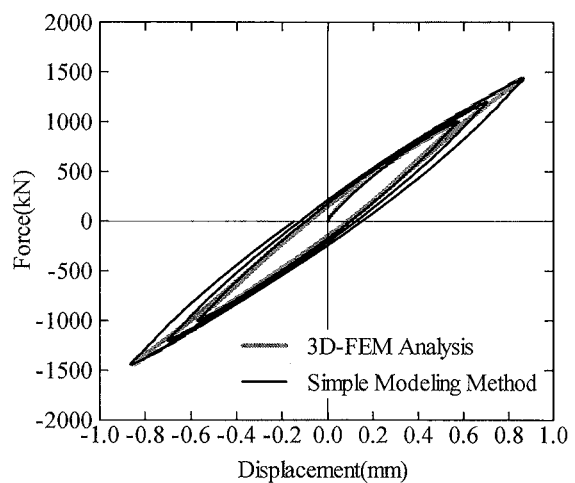
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.6m 加力時

図 3.14 擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$ )

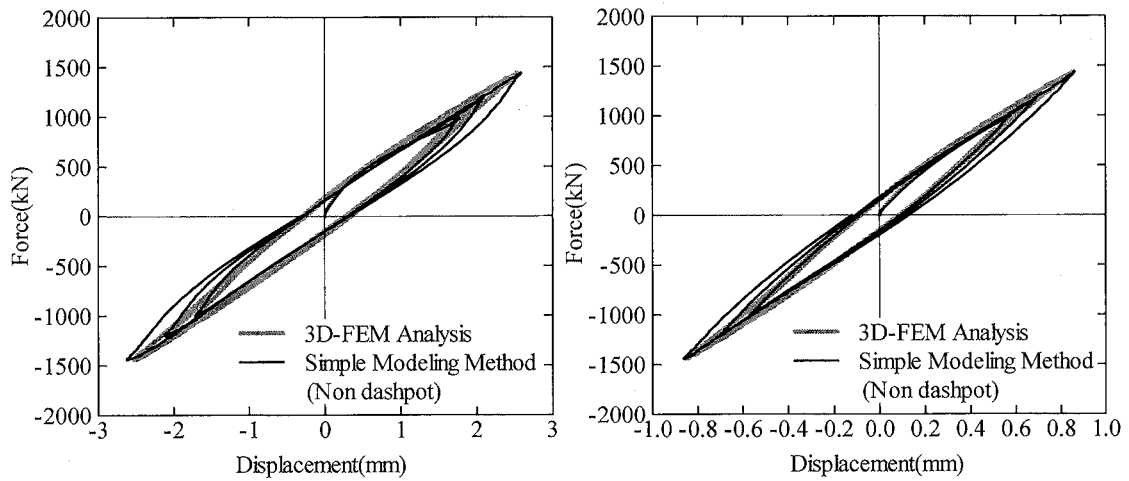
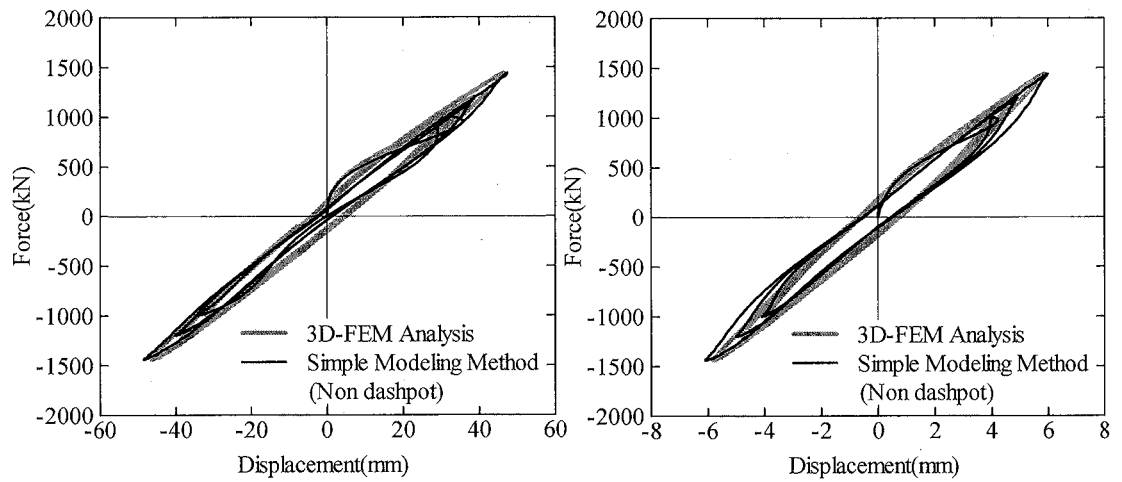
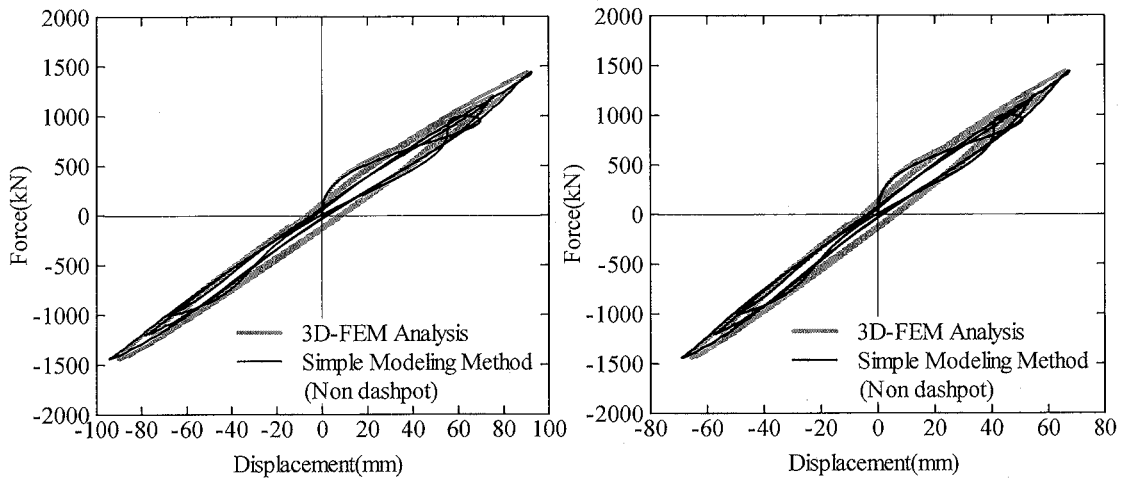


図 3.15 擁壁部の荷重－変形関係（擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$  ダッシュポット無し）



### 3.4 簡易評価法を用いた衝突解析

本節では、2.3 節で示した擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルにより、時刻歴地震応答解析による衝突解析を行う。そして、3.2 節で得られた三次元 FEM 解析による建物応答値との比較を行い、衝突解析モデルの有効性を確認する。

#### 3.4.1 解析条件

本節で用いる解析モデルを図 3.16 に示す。図 3.1 の三次元 FEM 解析モデルを再現するため、自由地盤および上部構造は多質点系せん断ばねでモデル化する。上部構造は弾性、自由地盤には双曲線 (HD) モデルの非線形特性を与える。

本節の検討では厚さ  $t=0.3\text{m}$  のみを対象とし、衝突面における擁壁長さ  $L$  は建物幅  $30\text{m}$  とする。この時の擁壁部解析諸元を表 3.6 に示す。なお、動的相互作用ばね諸元および擁壁部質量は表 3.5 の数値を  $30/0.75=40$  倍したものとなる。衝突ばねの初期剛性には、解析プログラムの仕様上、微小値を与えており、免震クリアランス以降の衝突ばね剛性を表 3.7 に示す。なお、剛体には擁壁と同じく  $0.2\text{m}$  ピッチで節点を設けているが、免震層直上大梁せいは  $D=1.5\text{m}$  であるため、 $GL\pm 0\text{m}\sim -1.4\text{m}$  の範囲に衝突ばねを配置している。免震部材は三次元 FEM 解析同様、天然ゴム系積層ゴムは弾性、それ以外はノーマルバイリニアの復元力特性を有するせん断ばねでモデル化し、それらを並列に配置する。

自由地盤最下節点、免震層直下節点および擁壁基部節点は固定とし、各要素に与える諸元や内部粘性減衰等の条件は三次元 FEM 解析と同じとする。自由地盤最下節点には三次元 FEM 解析同様、図 3.4 に示す加速度波形を入力する。免震層直下節点および擁壁基部節点には、本来は建物との動的相互作用効果を模擬したばねおよびダッシュポットを自由地盤と接続して入力を与えるべきだが、ここでは図 3.17 に示す非衝突の三次元 FEM 解析で得られた基礎底面 ( $GL-4.0\text{m}$ ) 中央位置での応答加速度波形を入力する。

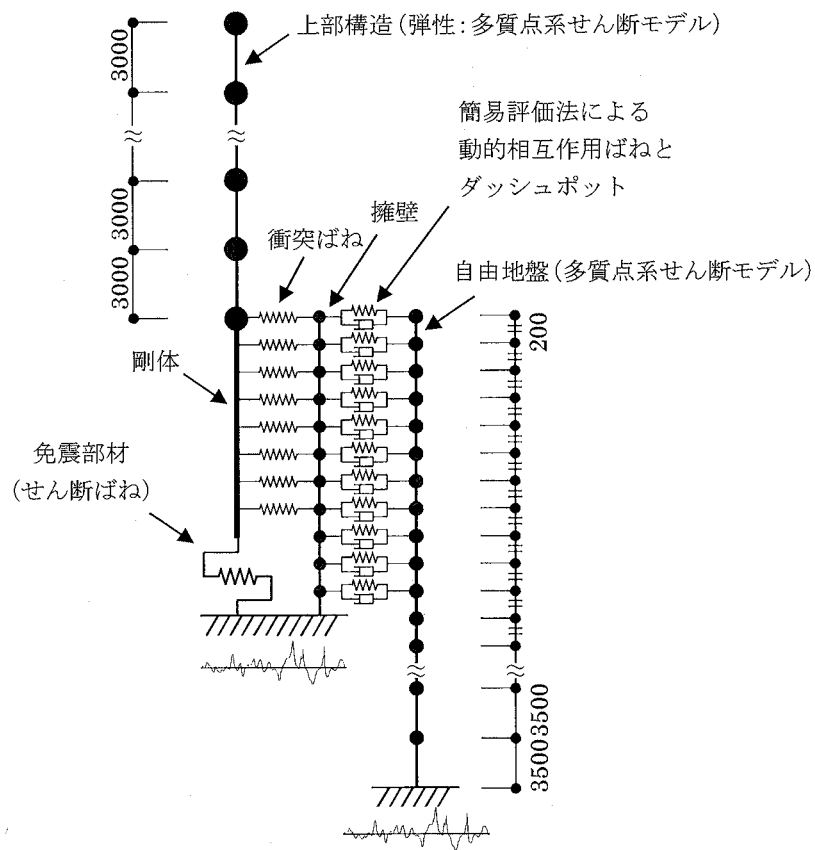


図 3.16 衝突解析モデル

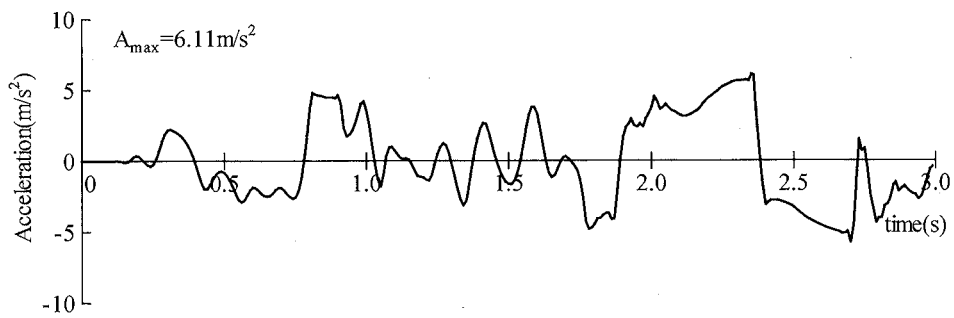


図 3.17 建物系への入力加速度波形

表 3.6 衝突解析における擁壁部解析諸元

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (kN)	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $addm_i$ (ton)
GL±0m	$7.040 \times 10^5$	$6.534 \times 10$	$1.869 \times 10^2$	2.203	4.956
GL-0.2m	$1.402 \times 10^6$	$1.904 \times 10^2$	$3.779 \times 10^2$	4.405	7.226
GL-0.4m	$1.402 \times 10^6$	$2.701 \times 10^2$	$3.606 \times 10^2$	4.405	5.075
GL-0.6m	$1.402 \times 10^6$	$3.498 \times 10^2$	$3.300 \times 10^2$	4.405	3.400
GL-0.8m	$1.402 \times 10^6$	$4.296 \times 10^2$	$3.243 \times 10^2$	4.405	2.141
GL-1.0m	$1.402 \times 10^6$	$5.092 \times 10^2$	$3.349 \times 10^2$	4.405	1.239
GL-1.2m	$1.402 \times 10^6$	$5.890 \times 10^2$	$3.538 \times 10^2$	4.405	$6.343 \times 10^{-1}$
GL-1.4m	$1.402 \times 10^6$	$6.688 \times 10^2$	$4.288 \times 10^2$	4.405	$2.676 \times 10^{-1}$
GL-1.6m	$1.402 \times 10^6$	$7.484 \times 10^2$	$4.412 \times 10^2$	4.405	$7.929 \times 10^{-2}$
GL-1.8m	$1.402 \times 10^6$	$8.280 \times 10^2$	$5.155 \times 10^2$	4.405	$9.912 \times 10^{-3}$

表 3.7 衝突ばね剛性

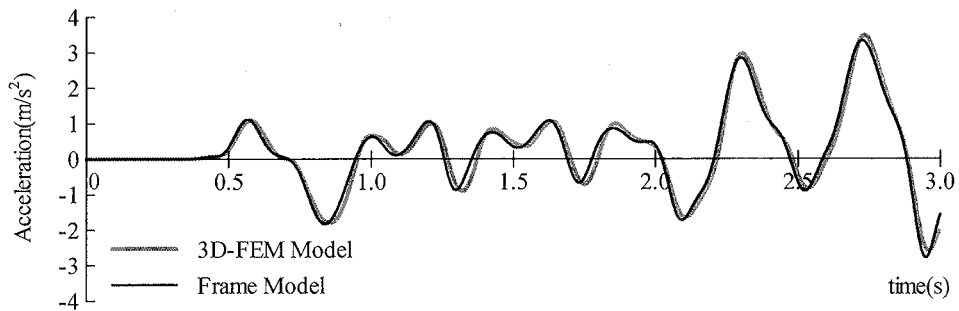
位置	衝突ばね $K'_i$ (kN/m)
GL±0m	$5.190 \times 10^5$
GL-0.2m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.4m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.6m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.8m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.0m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.2m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.4m	$5.190 \times 10^5$

### 3.4.2 解析結果

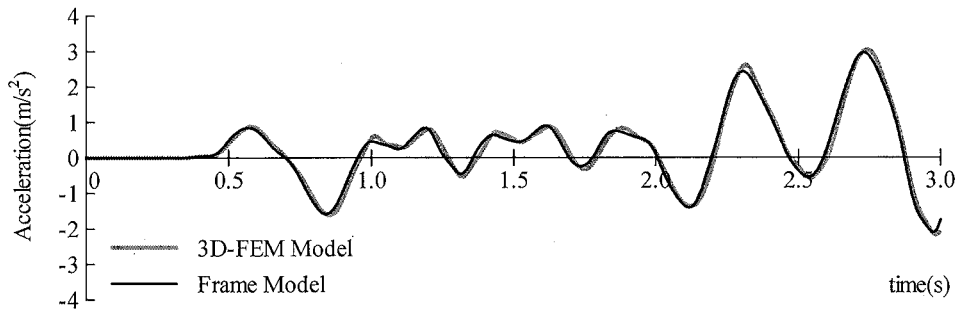
#### 3.4.2.1 非衝突時の応答加速度

衝突解析に先立ち、線材による免震建物のモデル化精度を確認するため、擁壁との衝突を考慮しない非衝突時について三次元 FEM 解析と線材モデルによる解析結果の比較を行う。

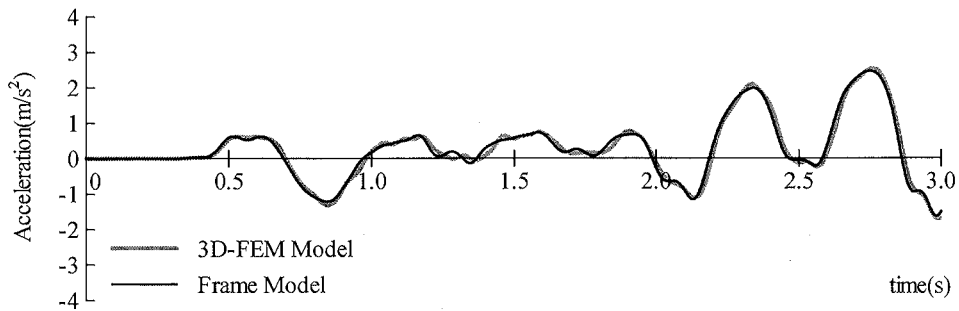
上部構造の応答加速度時刻歴を図 3.18 に示す。いずれの層でも線材モデルによる解析で得られた加速度時刻歴は三次元 FEM 解析結果を良く再現しており、線材モデルにおける免震建物のモデル化精度は十分と言える。



(a) ZR

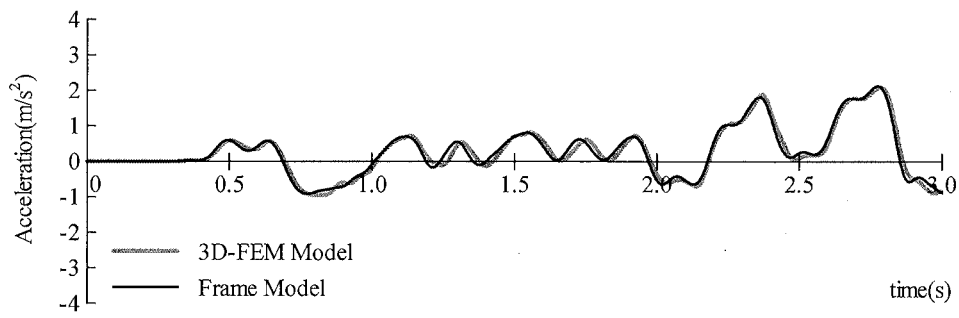


(b) Z10

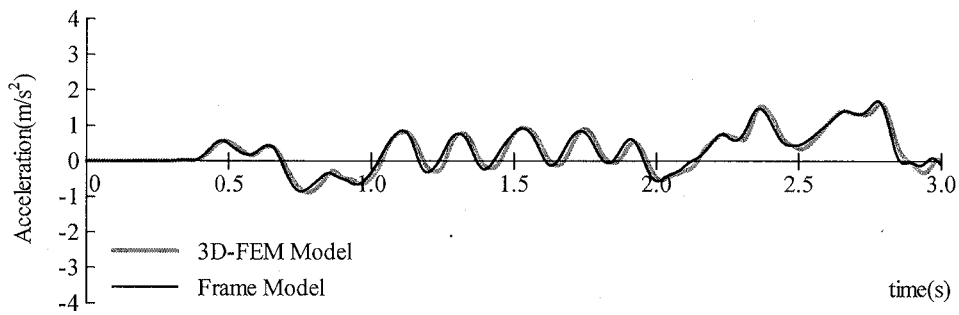


(c) Z9

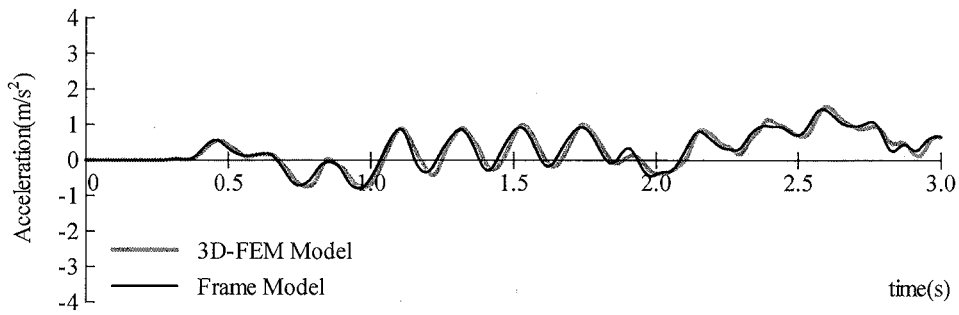
図 3.18-1 上部構造応答加速度時刻歴（非衝突時）



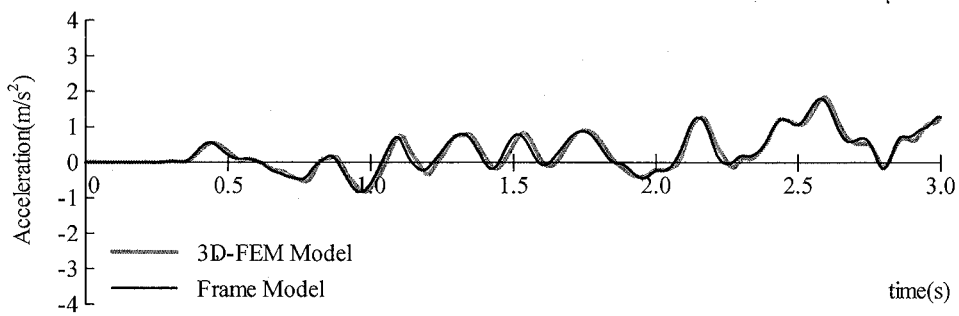
(d) Z8



(e) Z7

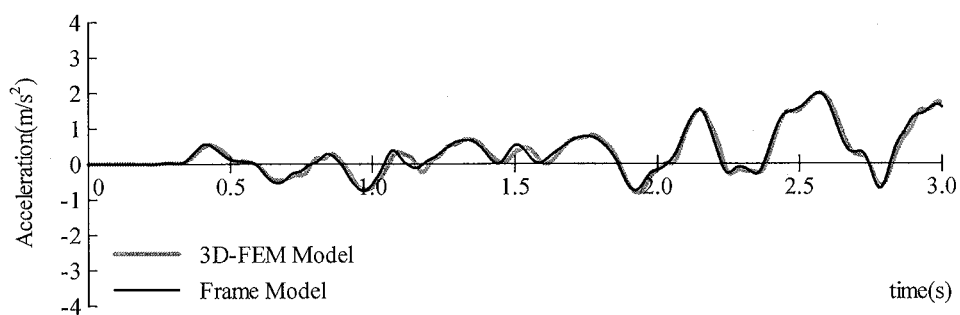


(f) Z6

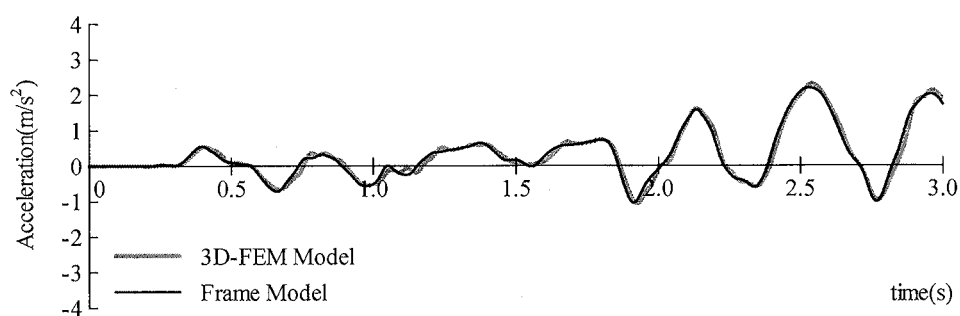


(g) Z5

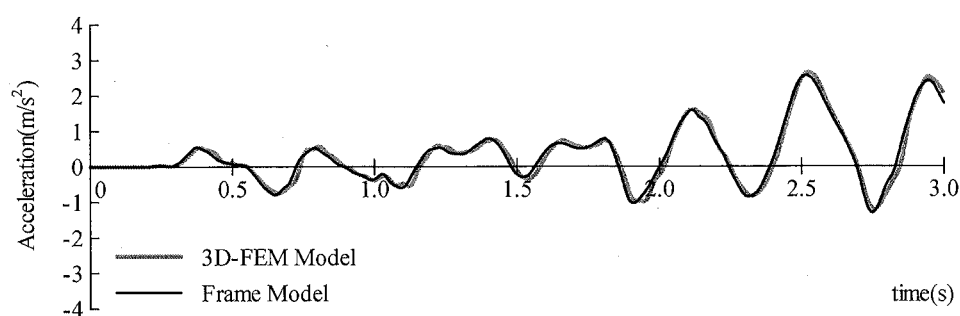
图 3.18-2 上部構造応答加速度時刻歴 (非衝突時)



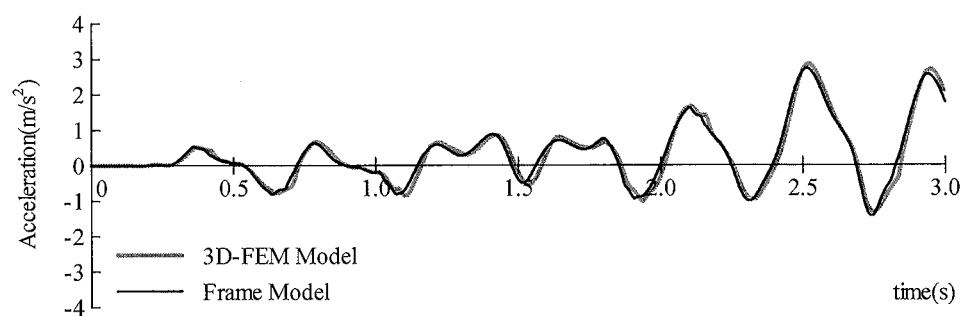
(h) Z4



(i) Z3



(j) Z2



(k) Z1

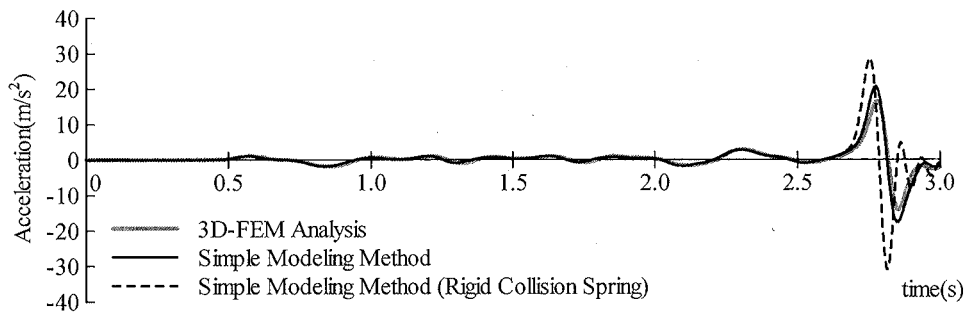
图 3.18-3 上部構造応答加速度時刻歴 (非衝突時)

#### 3.4.2.2 応答加速度

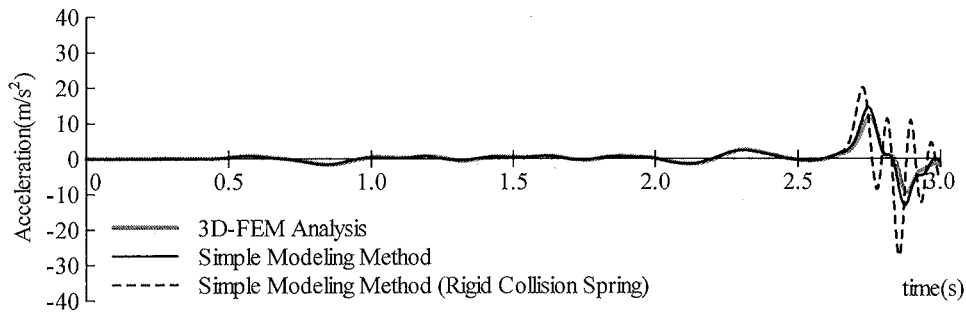
上部構造の応答加速度時刻歴を図 3.19 に示す。ここでは、三次元 FEM 解析に加え、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルにおける衝突ばねの剛性  $K'_i$  を十分に大きく設定した場合、つまり衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性が十分に大きいと仮定した場合（以下、衝突ばね剛の場合と称する）の結果も合わせて示す。

最大応答加速度は、三次元 FEM 解析では  $10.2\sim 16.5\text{m/s}^2$ 、衝突解析モデルでは  $12.9\sim 20.6\text{m/s}^2$  と、衝突解析モデルの方が三次元 FEM 解析に比べて各層で 20～30%程度過大に評価している。また、1 層に比べて最上層ではその差がやや大きくなっているものの、時刻歴波形は三次元 FEM 解析結果と良く対応している。

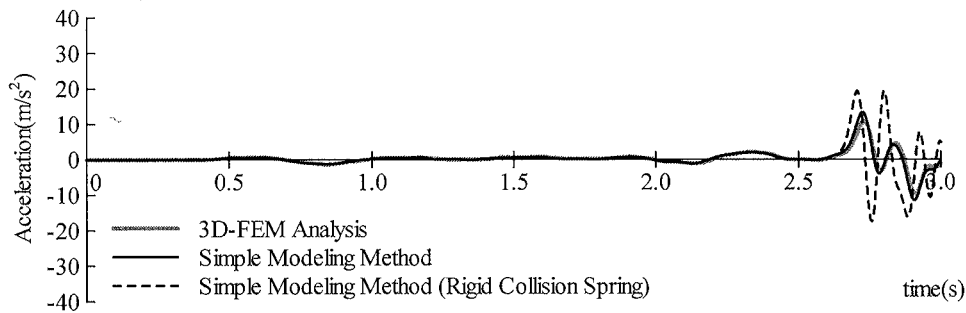
一方、衝突ばね剛の場合は、 $K'_i$  を衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した場合と比べて、応答加速度は最上層で最大約 1.5 倍、1 層で最大約 4.0 倍と大きな差が生じている。さらに、衝突開始から応答加速度のピーク値に達するまでの時間が早く、衝突以降の時刻歴波形も三次元 FEM 解析結果とは異なっている。特に建物下層部では衝突以降に小刻みな加速度振幅が生じており、揺り戻しによる影響が顕著に表れている。最大応答加速度分布を図 3.20 に示すが、時刻歴同様、三次元 FEM 解析と衝突解析モデルの傾向はほぼ同じであるが、衝突ばね剛の場合には著しく異なっている。このように、衝突ばねの剛性評価も重要であることが確認できる。



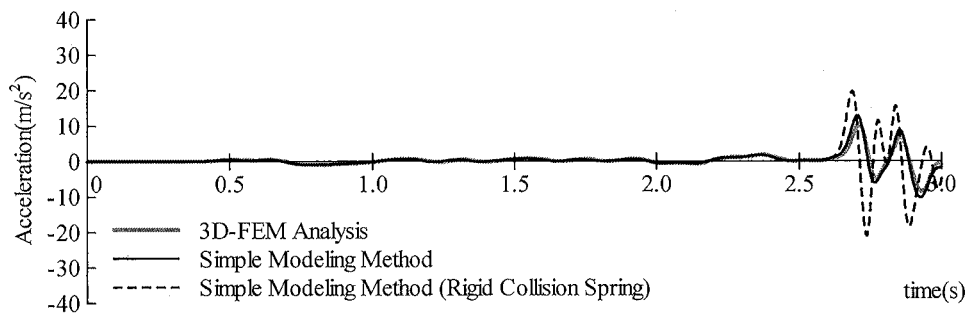
(a) ZR



(b) Z10



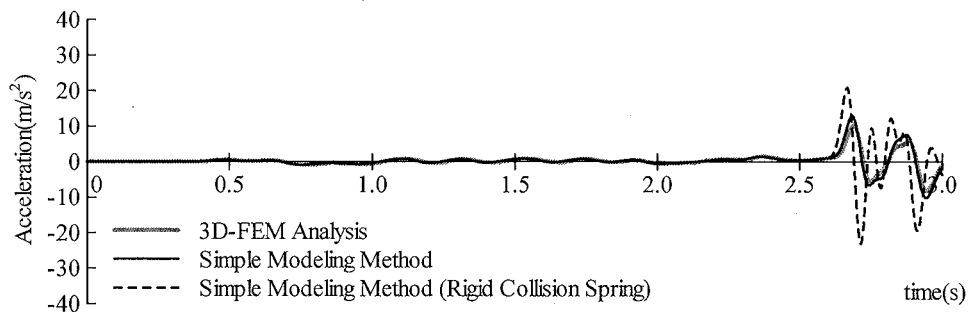
(c) Z9



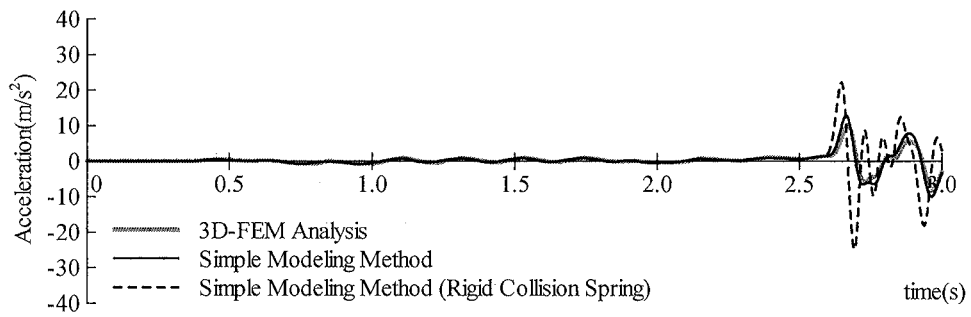
(d) Z8

図 3.19-1 上部構造応答加速度の比較

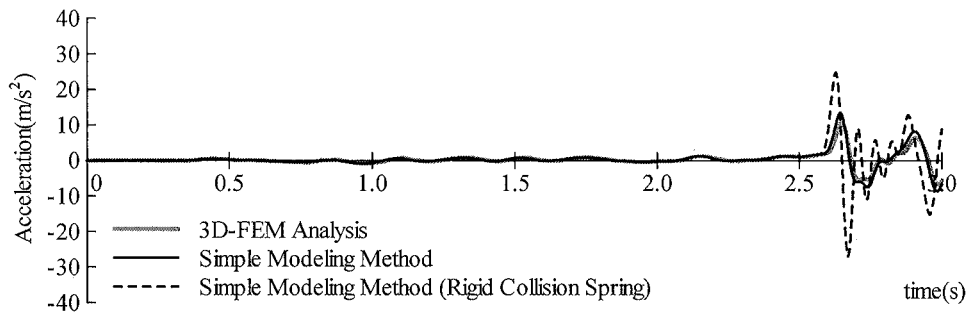




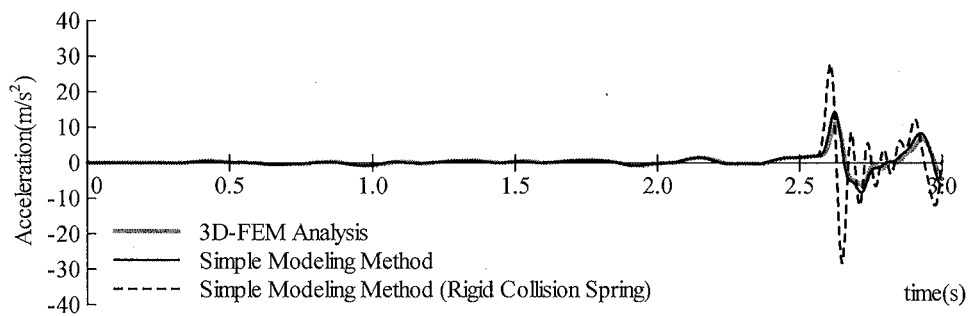
(e) Z7



(f) Z6

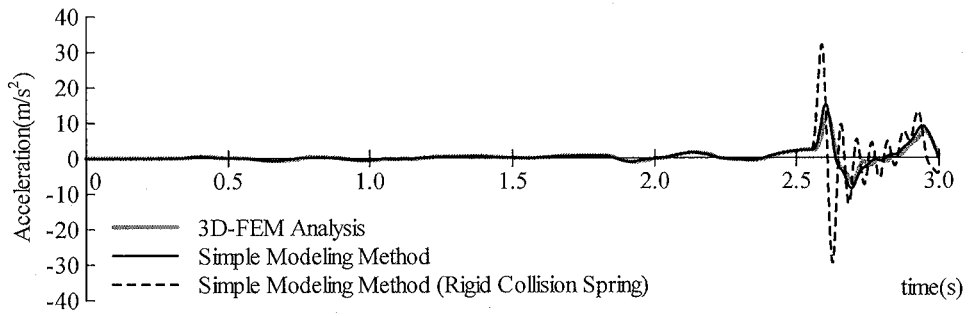


(g) Z5

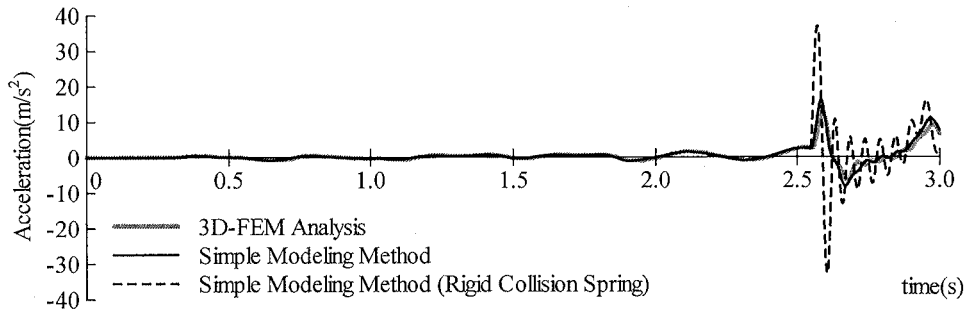


(h) Z4

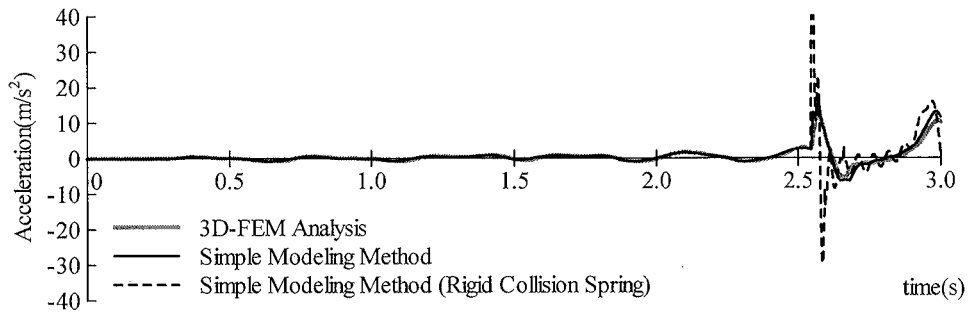
図 3. 19-2 上部構造応答加速度の比較



(i) Z3



(j) Z2



(k) Z1

図 3.19-3 上部構造応答加速度の比較

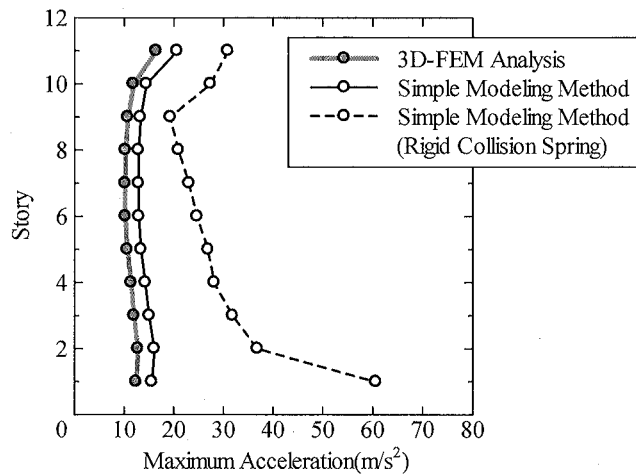


図 3.20 上部構造最大応答加速度分布

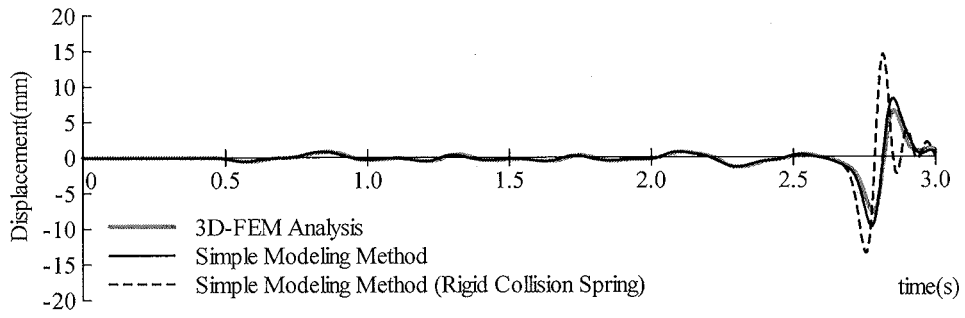
### 3.4.2.3 応答層間変位

上部構造の応答層間変位時刻歴を図 3.21 に示す。ここでも、三次元 FEM 解析に加え、簡易評価法を用いた衝突解析モデルで衝突ばね剛の場合の結果も合わせて示す。

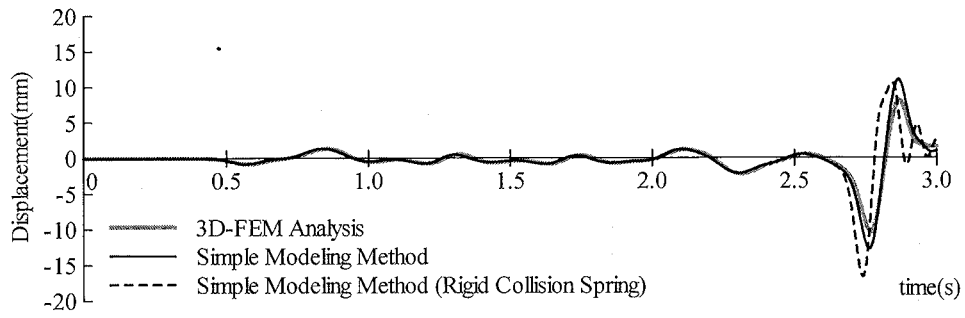
最大応答層間変位は、三次元 FEM 解析では 6.81~12.37mm、衝突解析モデルでは 7.35~14.81mm となっている。応答加速度と同様の傾向が見られ、衝突解析モデルの方が三次元 FEM 解析に比べて各層で 20~30%程度過大に評価しているものの、衝突解析モデルによる解析結果と三次元 FEM 解析結果とは良く対応している。なお、上部構造で最大の応答層間変位が生じているのは 7 層であり、衝突解析モデルでは層間変形角 1/200 程度に相当する。衝突ばね剛の場合は、 $K_i$  を衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した場合と比べて最大応答値を 1.3~1.5 倍程度過大に評価している。また、応答加速度同様、衝突開始から応答加速度のピーク値に達するまでの時間が早い。

最大応答層間変形角分布を図 3.22 に示す。応答加速度とは傾向が異なり、いずれの場合も最大応答値の分布傾向はほぼ同じであり、加速度応答が大きいほど層間変形角も大きくなっている。

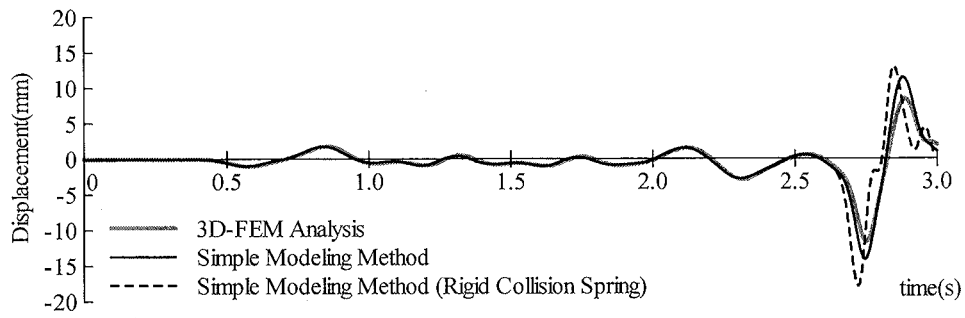
免震層変位時刻歴を図 3.23 に示す。三次元 FEM 解析では、基礎上面中央位置および建物最下節点の応答相対変位を免震層応答変位としている。こちらも衝突解析モデルによる解析結果と三次元 FEM 解析結果とは良く対応している。免震層の最大応答層間変位は約 520mm となり、擁壁衝突後 20mm 程度変形が進行していることがわかる。一方、衝突ばね剛の場合は免震層の最大応答層間変位は約 506mm となっており、衝突ばね剛性の違いによる免震層の挙動に明らかな差が見られる。



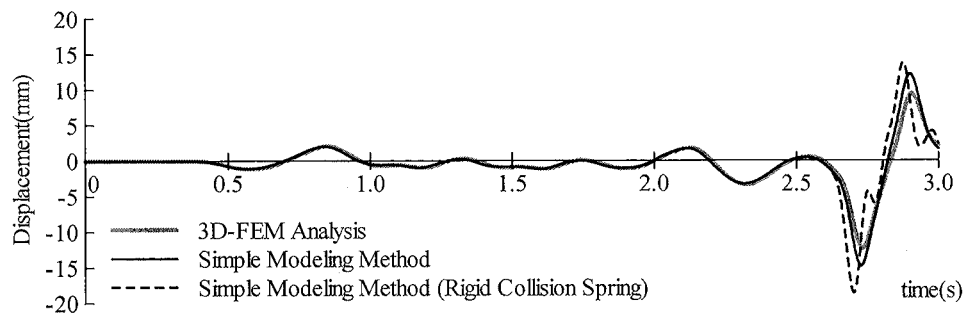
(a) ZS10



(b) ZS9

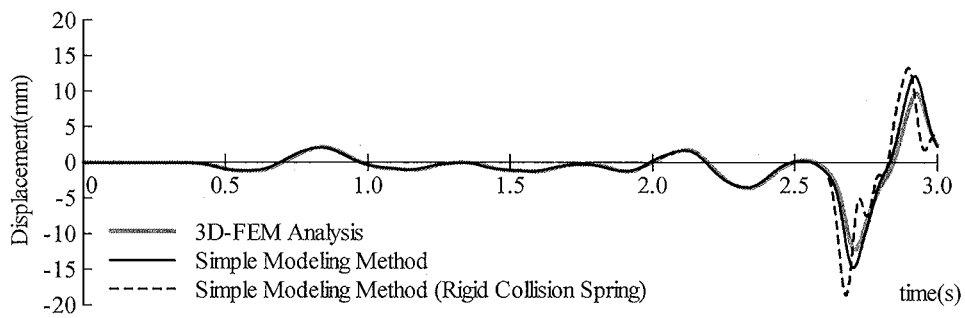


(c) ZS8

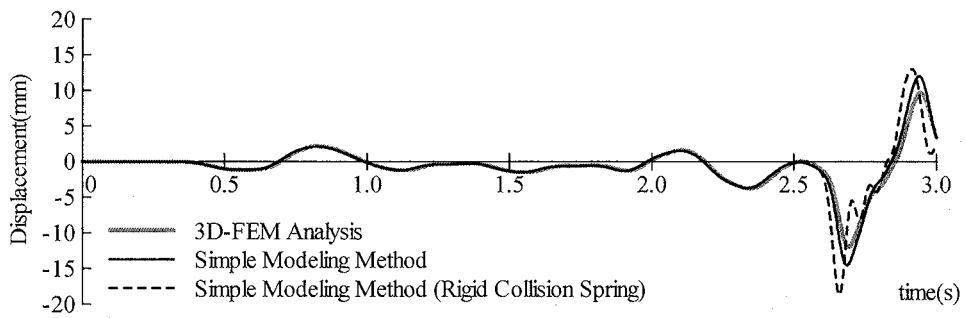


(d) ZS7

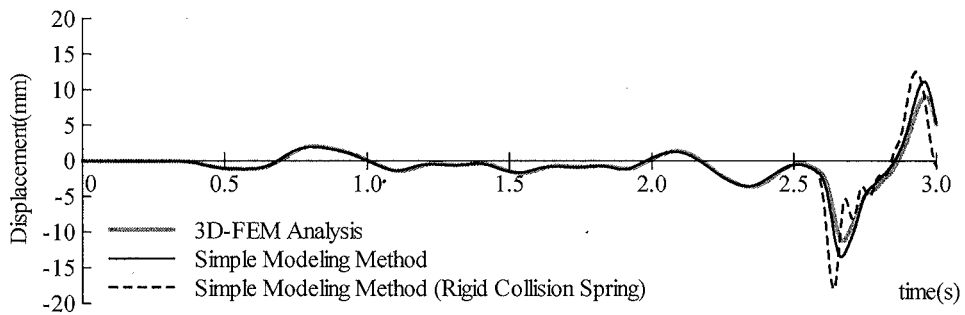
図 3. 21-1 上部構造応答層間変位の比較



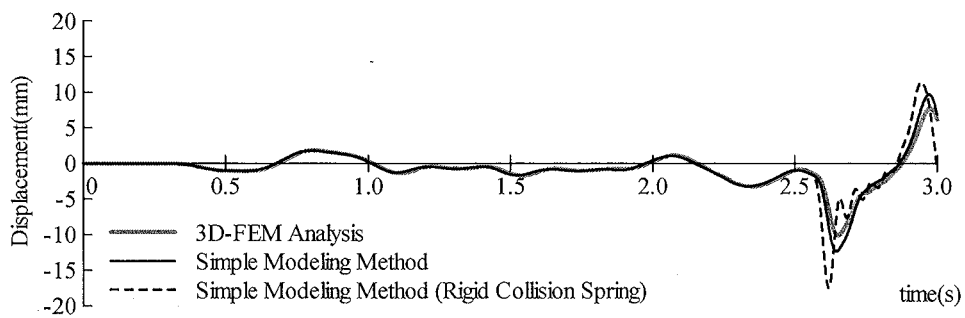
(e) ZS6



(f) ZS5

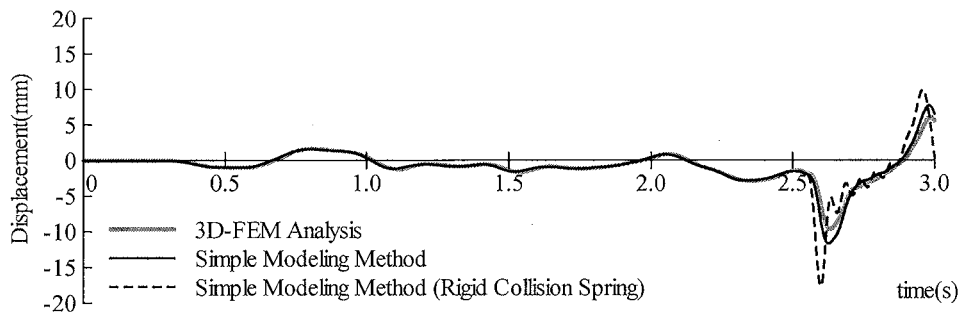


(g) ZS4

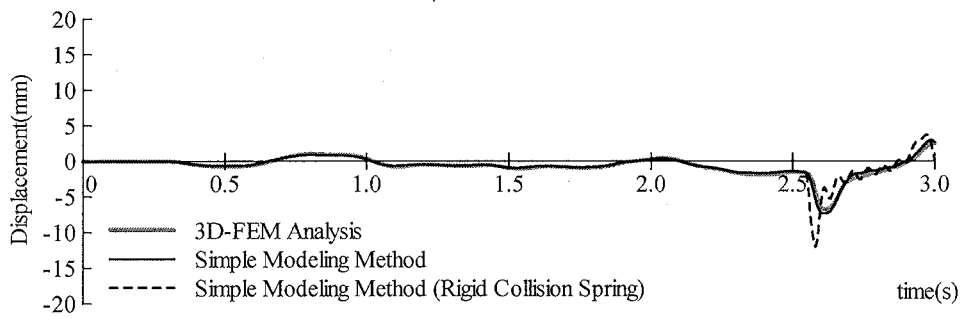


(h) ZS3

図 3. 21-2 上部構造応答層間変位の比較



(i) ZS2



(j) ZS1

図 3.21-3 上部構造応答層間変位の比較

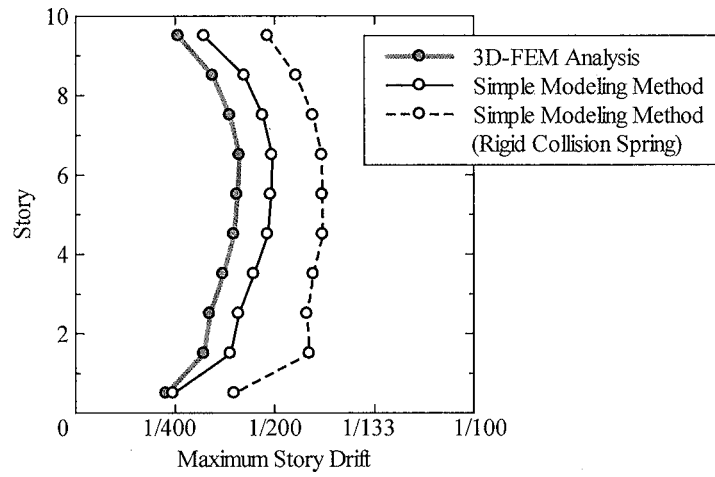
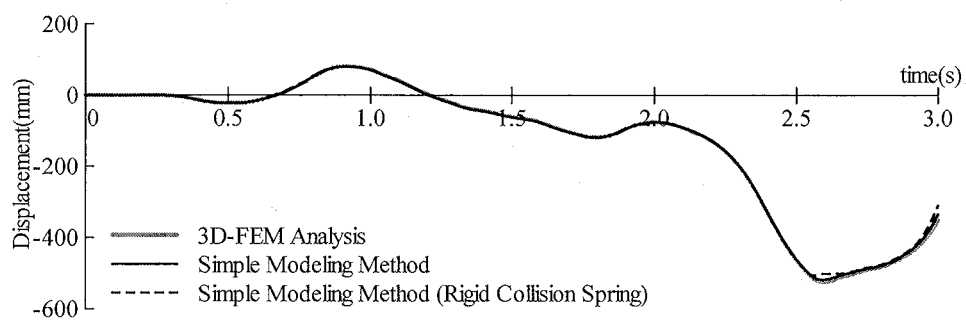
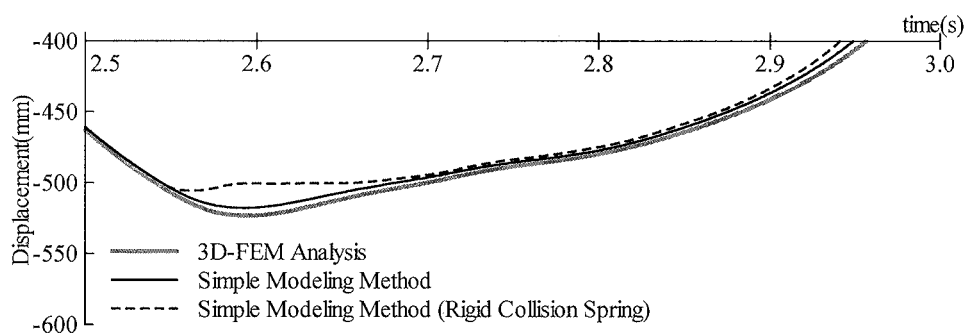


図 3.22 上部構造最大応答層間変形角分布



(a) 全体挙動



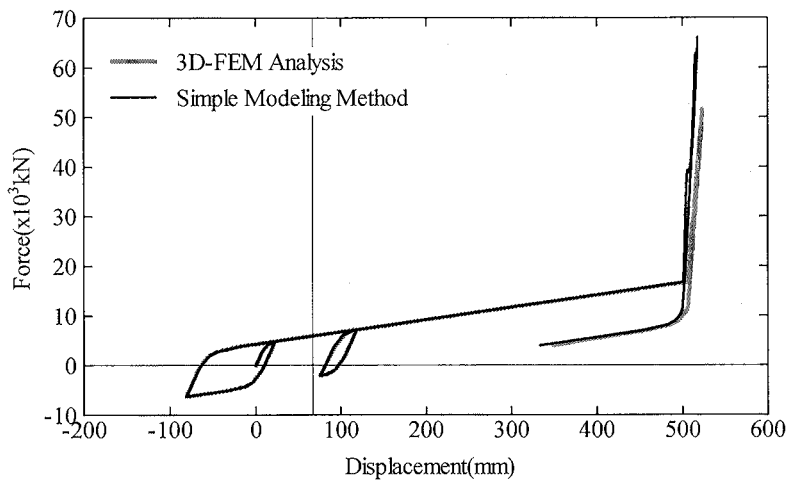
(b) 衝突発生時刻付近

図 3.23 免震層応答変位の比較

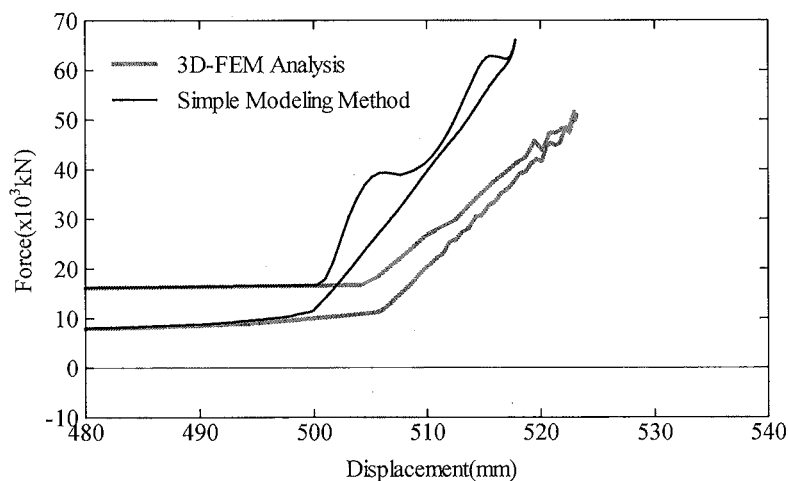
### 3.4.2.4 免震層全体の復元力特性

免震層全体の復元力特性を図 3.24 に示す。図の横軸は免震層応答変位、縦軸は免震層の応答せん断力と衝突ばねに生じた力の和である。

図 3.24(a)より三次元 FEM 解析と衝突解析モデルにより得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、最大応答せん断力で 20%程度、衝突発生時の免震層応答変位で 5mm 程度の差が見られる。また、図 3.24(b)より、衝突解析モデルでは免震建物の擁壁衝突後、階段状に高剛性と低剛性を 2 度繰り返して免震層の最大応答変位に達しており、三次元 FEM 解析においても僅かではあるが、その傾向が見られる。そして最大応答変位以降は、三次元 FEM 解析、簡易評価法ともにほぼ線形の挙動を示している。このように、簡易評価法は三次元 FEM 解析による免震層全体の復元力特性の傾向を概ね捉えている。



(a) 全体挙動



(b) 応答変位 500mm 付近

図 3.24 免震層全体の復元力特性の比較



### 3.5 まとめ

本章では、三次元 FEM による免震建物－地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物の擁壁衝突時の挙動およびその時の衝撃力を評価した。そして、評価した衝撃力を正弦波に模擬した加振力を設定し、第 2 章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の妥当性を、三次元 FEM 解析結果との比較によって検証した。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルによる免震建物の擁壁衝突解析を行い、三次元 FEM 解析結果との比較を行い、その有効性を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 建物の応答加速度は擁壁衝突後に急激に増加し、最大応答加速度は非衝突時に比べて、最上層では 4.72 倍、6 層では 6.76 倍、1 層（免震層直上）では 4.34 倍となった。建物中層部付近で応答加速度の増大が大きいことから、衝突に伴い高次モードが励起されたことが考えられる。また、最大応答加速度が生じる時刻は最上層と 1 層で約 0.2 秒の差があり、衝撃力の伝播が確認できた。
- 2) 擁壁の高さ GL-1.4m 位置で最大衝撃力が得られ、建物総重量で除してせん断力係数に換算した値は約 0.23 となった。また、衝撃力のピークは衝突開始から約 0.04 秒後で、その後、およそ倍の時間（約 0.08 秒）をかけて免震建物は擁壁から離れた。
- 3) 擁壁部水平抵抗の簡易評価法と三次元 FEM 解析による擁壁部の荷重－変形関係を比較した結果、擁壁部の履歴ループは紡錘形状を示し、両者は良く対応した。そして、擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  では、 $t=0.3\text{m}$  の場合に比べて履歴ループの面積が大きく、擁壁背後地盤の影響が擁壁部抵抗特性に与える影響が大きいことを示した。また、簡易評価法においてダッシュポットを除いて（逸散減衰の影響を無視して）擁壁部の履歴ループを評価した結果、ダッシュポットを考慮した場合に比べて最大変位はやや大きくなるものの概ね同じであるが、履歴ループの面積が明らかに小さくなった。特に、擁壁上部に加振したケースでは履歴ループは安定した紡錘形とならなかった。したがって、擁壁部水平抵抗を評価する際には逸散減衰の影響も無視することはできないと言える。
- 4) 衝突解析モデルと三次元 FEM 解析の免震建物の衝突応答を比較した結果、衝突解析モデルの方が各層で応答加速度と応答層間変位ともに 20～30%程度過大に評価したものの、時刻歴波形は三次元 FEM 解析結果と良く対応した。一方で、衝突ばねを剛とした場合、応答加速度は最大 4.0 倍程度、層間変位は最大 1.5 倍程度過大に評価する結果となり擁壁部の評価はもちろん、建物側の剛性（衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性）を考慮した衝突ばねの剛性評価が重要であることを示した。
- 5) 衝突解析モデルと三次元 FEM 解析で得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、最大応答せん断力で 20%程度、衝突発生時の免震層応答変位で 5mm 程度の差が見られたが、衝突解析モデルにより三次元 FEM 解析結果の傾向を概ね捉えることができた。

なお、衝突解析モデルと三次元 FEM 解析の最大応答値に差が生じる主な原因としては、地盤の降伏判定方法の違いや擁壁部の応答値の差、そして建物基礎および擁壁基部位置での応答値の差などが影響していると考えられる。つまり、自由地盤底面に加速度を入力することによって衝突前に地盤が弾塑性挙動を示す場合には擁壁部水平抵抗の簡易評価法および衝突解析モデルと三次元 FEM 解析で挙動にやや差が生じてくること、付加質量は擁壁衝突時の背後地盤の変位分布から定めたため衝突発生までの挙動には差があると考えられ、簡易評価法および衝突解析モデルは三次元 FEM 解析による擁壁部の挙動を完全には再現できていないことが考えられる。

### 【第3章 参考文献】

- 3.1) 島村 淳, 松本優資, 奥中良佑, 柏 尚稔, 宮本裕司: 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 684 号, pp.309 - 317, 2013.02
- 3.2) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 3.3) 奥中良佑, 宮本裕司, 柏 尚稔, 渡部翔太郎: 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1763 - 1771, 2014.12
- 3.4) 中安誠明, 中島正愛: 擁壁に衝突する免震建物の応答特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系(42), pp.373 - 376, 2002.5
- 3.5) 高山峯夫, 森田慶子, 姜 坤: 過大地震動下における免震建物の応答特性, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系(46), pp.345 - 348, 2007.3
- 3.6) 安本 宏, 岡沢理映, 多幾山法子, 大西良平, 林 康裕: パルス性地震動に対する免震建物の擁壁衝突時の最大応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 697 号, pp.385 - 392, 2014.3
- 3.7) 佐藤栄児, 佐々木智大 他: E - ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度化 その 5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.551 - 552, 2014.09
- 3.8) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕: 実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp.899 - 908, 2011.05
- 3.9) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 3.10) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2013
- 3.11) 大西良広, 小巻潤平, 多幾山法子, 林 康裕: 免震建物の擁壁衝突挙動分析のための

設計事例調査, 日本建築学会技術報告集, 第 19 卷, 第 41 号, pp.43-46, 2013.2  
3.12) 株式会社構造計画研究所: RESP-F3T(Version1.4.3)利用者マニュアル, 2014.7



## 第4章 弾塑性擁壁に対する擁壁部水平抵抗簡易評価法の適用性

### 4.1 はじめに

設計レベルを上回る大振幅地震動が免震建物に入力した場合に擁壁との衝突発生が懸念されており、研究事例はまだ少ないものの、実験研究<sup>例えば 4.1)~4.3)</sup>や解析的検討<sup>例えば 4.4), 4.5)</sup>により擁壁衝突時の建物挙動の傾向は明らかになりつつある。一方、擁壁衝突時の建物挙動に大きな影響を及ぼす擁壁部（擁壁+背後地盤）の水平抵抗特性について分析した研究は少なく<sup>例えば 4.6)~4.8)</sup>、線材モデルを用いた検討においては擁壁部水平抵抗特性を適切にモデル化することが困難であった。

そこで第2章では、免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗を、杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方を準用して評価する簡易評価法を提案するとともに、それを用いた衝突解析モデルを提示した。そして第3章では、擁壁を弾性と仮定した場合について、簡易評価法および衝突解析モデルで評価した擁壁部水平抵抗および擁壁衝突時の建物応答を、三次元 FEM 解析結果と比較することでそれらの妥当性を確認した。しかしながら、擁壁を弾性として検証を行っているため、擁壁が弾塑性挙動を示す場合についても検証を行う必要がある。擁壁の塑性化によって建物の衝突応答は小さくなるが、その一方で免震層変位が大きくなるとの報告<sup>4.9)</sup>もあり、擁壁が塑性化する場合の擁壁部水平抵抗特性を明らかにし、それを大振幅地震動に対する設計・解析法へ展開することは極めて重要である。

そこで本章では、擁壁に弾塑性特性を与えた場合について、提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の適用性を検証する。また、擁壁を弾性とした第3章の結果と比較し、擁壁の特性の違いによる建物衝突応答の差異についても検討する。

### 4.2 三次元 FEM 衝突解析

本節では、第3章で用いた10層 RC 造の基礎免震建物に対して、擁壁に弾塑性特性を与えて三次元 FEM 解析を行う。そして、擁壁を弾性とした第3章の結果と比較し、擁壁の非線形特性の違いによる建物衝突応答の差異について検討する。

#### 4.2.1 解析モデル

三次元 FEM 解析には、汎用非線形有限要素プログラム「ADINA」を用いる。本章で用いる三次元 FEM 解析モデルを図 4.1 に示す。上部構造や免震部材、地盤等の基本的な諸元およびモデル化方法は第3章と同じである。ただし、擁壁要素の塑性化を考慮するため、擁壁の高さ方向分割数は  $GL\pm 0m\sim -1.4m$  までは 200mm ピッチとし、主な塑性化領域となる  $GL-1.4\sim -2.0m$  は 50mm ピッチと細かい要素分割とする（図 4.2）。擁壁は厚さ方向に要素を

4分割している。さらに、解析負荷軽減のため、図3.1に比べて加振直交方向（Y方向）の地盤モデル幅をやや縮小している。

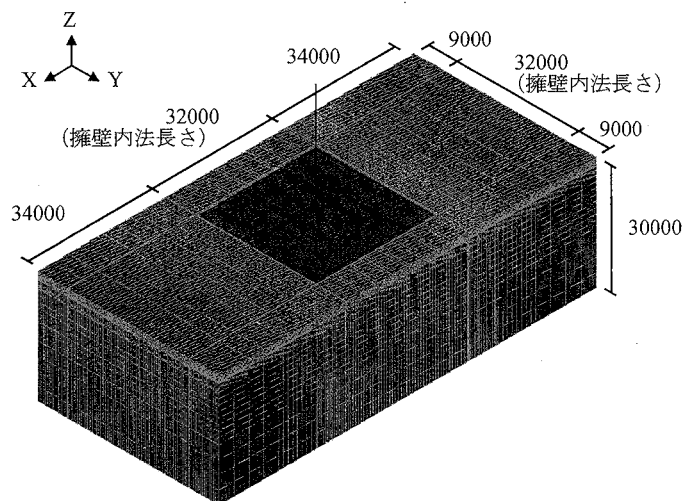


図 4.1 三次元 FEM 解析モデル

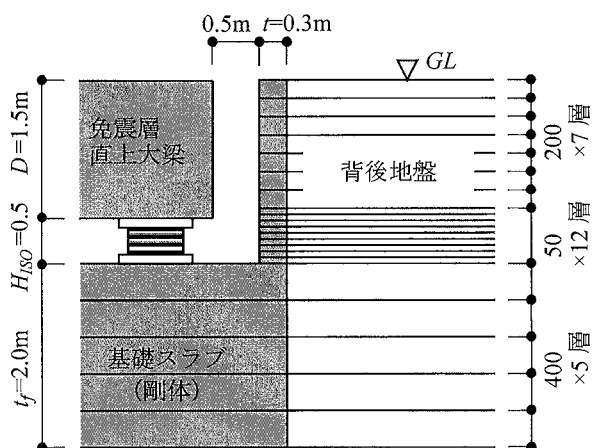


図 4.2 擁壁部および免震層の断面図

FEM 解析では擁壁はコンクリートと鉄筋をそれぞれ別要素でモデル化する<sup>例えば 4.10)</sup>ことが望ましいが、本章の目的は擁壁の弾塑性挙動によりその剛性が変化する場合における擁壁部水平抵抗の簡易評価法の適用性を検証することであるので、擁壁は十分に靱性がありせん断破壊は発生しないものと仮定して、弾塑性体のソリッド要素でモデル化して検討を行う。擁壁の配筋として縦筋、横筋ともに D16@100 および D16@200 の 2 種類を想定し、擁壁耐力  $M_u$  を式(4.1)により算定する<sup>4.11)</sup>。

$$Mu = 0.9a_t\sigma_y d \quad (4.1)$$

【記号】

- $a_t$  : 引張鉄筋断面積  
 $\sigma_y$  : 引張鉄筋の降伏点  
 $d$  : 有効せい

以降、配筋 D16@100 を想定したケースを擁壁耐力 1.0 倍、D16@200 を想定したケースを擁壁耐力 0.5 倍と称する。各ケースの擁壁耐力に合致するよう擁壁の各ソリッド要素に同一の降伏応力度とバイリニアの復元力特性（降伏後剛性は初期剛性の 1/100）を与える。

#### 4.2.2 解析条件

基本的な解析条件は第 3 章と同じとする。地盤の境界条件は、底面は固定とし、側方は繰り返し境界とする。建物は杭基礎によって支持されていると仮定し、基礎スラブ底面の鉛直変位を拘束する。擁壁および基礎底面と地盤との剥離や滑りは考慮しない。

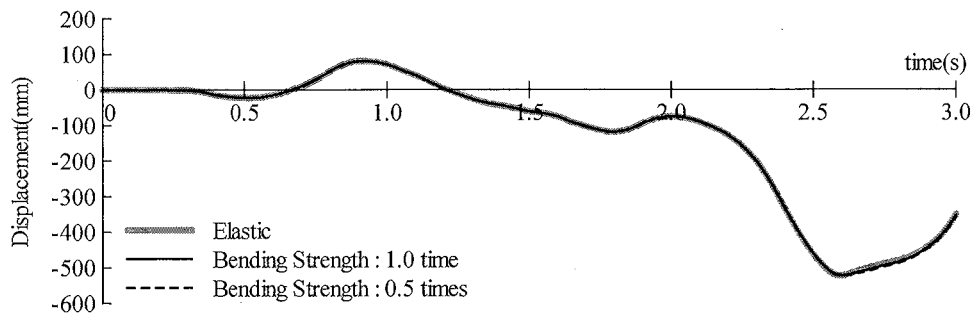
内部粘性減衰は Rayleigh 減衰とし、0.1Hz および 10Hz の振動数に対して建物系には  $h=2\%$ 、地盤には  $h=1\%$  とする。ただし、免震部材は  $h=0\%$  とする。入力地震動の加速度波形は極稀レベルの告示波（八戸位相）の 31.45～34.45 秒の 3 秒間、加速度振幅を 1.8 倍して FEM モデル最下節点の X 方向に一様に与える。

解析時間刻みは、衝突前後は 1/400,000 秒、それ以外は 1/2,000～1/10,000 秒とする。

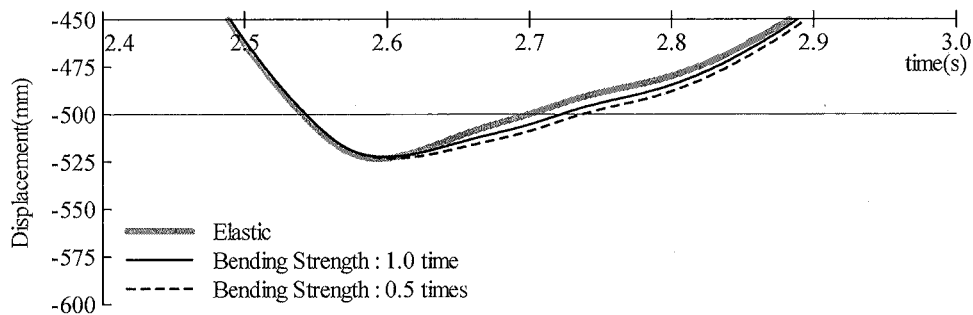
#### 4.2.3 解析結果

##### 4.2.3.1 免震層の応答変位

免震層の時刻歴応答変位を図 4.3 に示す。本節の以降の図には、比較のため擁壁を弾性とした第 3 章の解析結果を併せて示す。図 4.3(a)より、2.0 秒付近から免震層の応答変位が増大し、2.55 秒付近で免震建物と擁壁との衝突が発生する。衝突が発生する時刻付近を拡大したものを図 4.3(b)に示す。免震層の最大応答変位は擁壁耐力にかかわらず約 523mm とほぼ同じとなっている。これは擁壁部に比べて免震建物の重量や免震層水平剛性が非常に大きく、強制変形のように擁壁部を押し込むことにより、擁壁耐力とは無関係に免震層の最大応答変位が決まるためと考えられる。ただし、最大応答変位以降の挙動は異なっており、擁壁耐力が高いケースほど建物が擁壁から早く離れるため、応答変位の減少が早くなっている。



(a) 全時刻



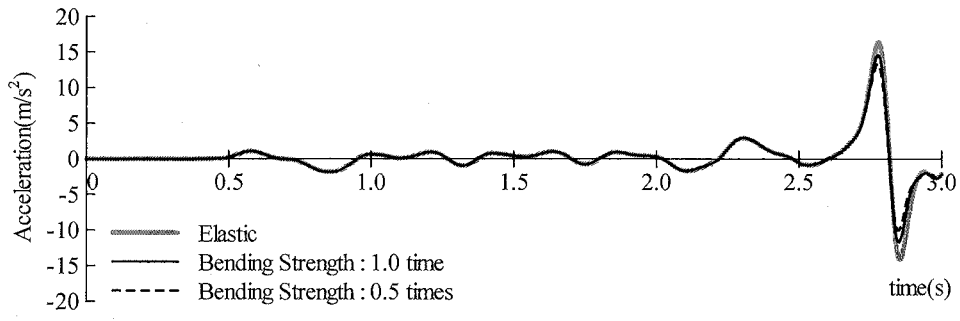
(b) 衝突発生時刻付近

図 4.3 免震層応答変位時刻歴

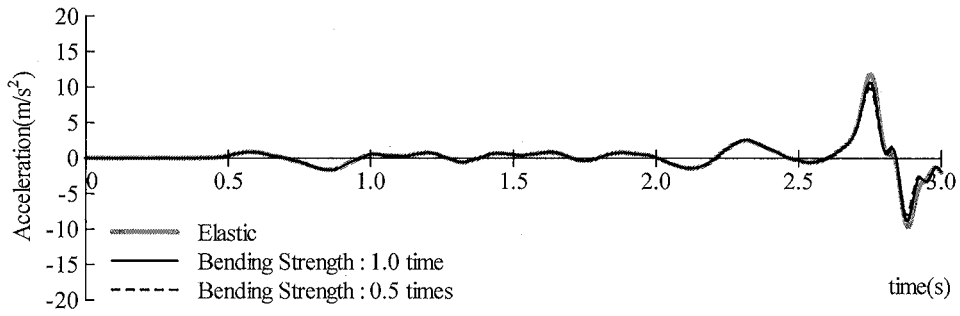
#### 4.2.3.2 上部構造の応答加速度

上部構造の応答加速度時刻歴を図 4.4 に示す。擁壁衝突後の応答加速度波形は、擁壁耐力にかかわらずほぼ同じであるが、最大値に差が見られる。擁壁弾性時では  $10.23 \sim 16.46 \text{ m/s}^2$  に対して、擁壁耐力 1.0 倍時では  $9.24 \sim 14.65 \text{ m/s}^2$  と約 4~12% 低減し、擁壁耐力 0.5 倍時では  $8.42 \sim 13.41 \text{ m/s}^2$  と約 3~23% 低減している。ただし、1F では擁壁弾性時で  $12.42 \text{ m/s}^2$ 、擁壁耐力 1.0 倍で  $11.97 \text{ m/s}^2$ 、擁壁耐力 0.5 倍で  $12.09 \text{ m/s}^2$  と、擁壁耐力 0.5 倍の方が擁壁耐力 1.0 倍時よりもわずかに大きくなっているが、いずれも最大応答加速度は同程度となっており、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなっている。最大応答値の低減は、擁壁の塑性化により衝突エネルギーが吸収されたためと考えられ、擁壁耐力 1.0 倍時に対して擁壁耐力 0.5 倍時では 1F を除いて各層で約 10% 低減している。なお、図 4.4(k) において擁壁を弾塑性とした場合に最大応答値以降の加速度波形がやや乱れているが、これは後述する図 4.5 に見られるように、擁壁の塑性化による局所変形によって、擁壁と免震建物（免震層直上大梁）とが細かい衝突と剥離を繰り返しているためと考えられる。

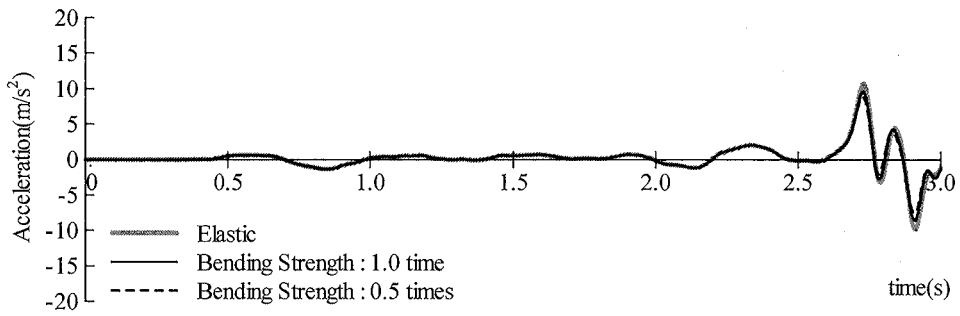




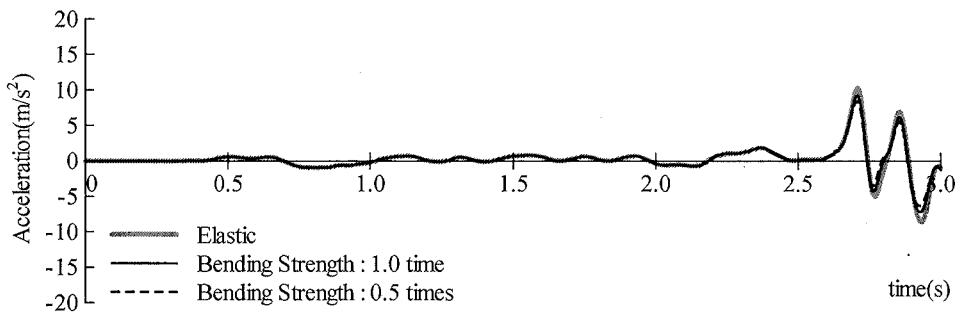
(a) ZR



(b) Z10

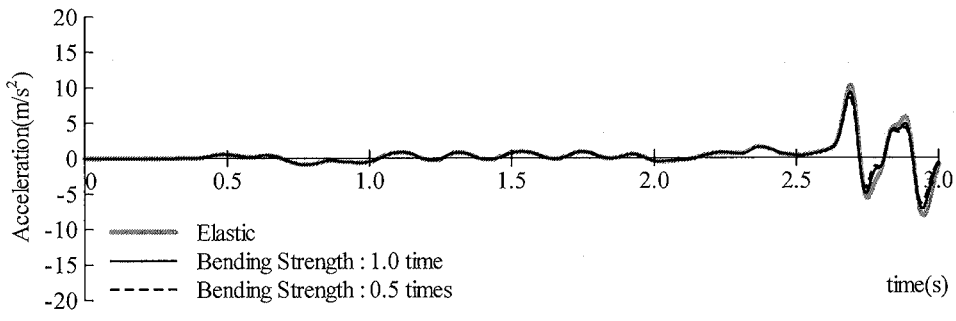


(c) Z9

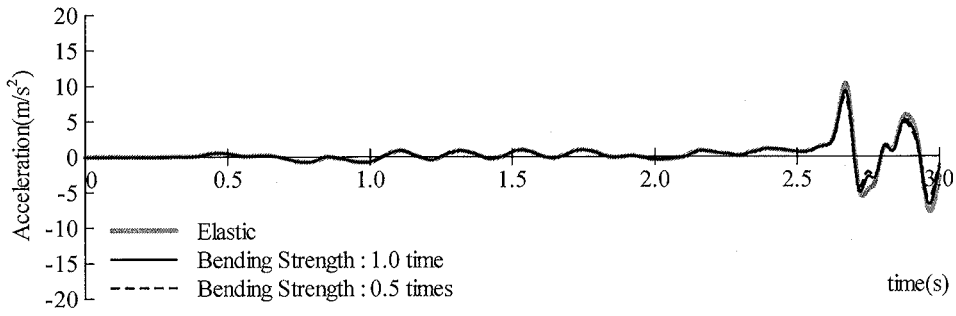


(d) Z8

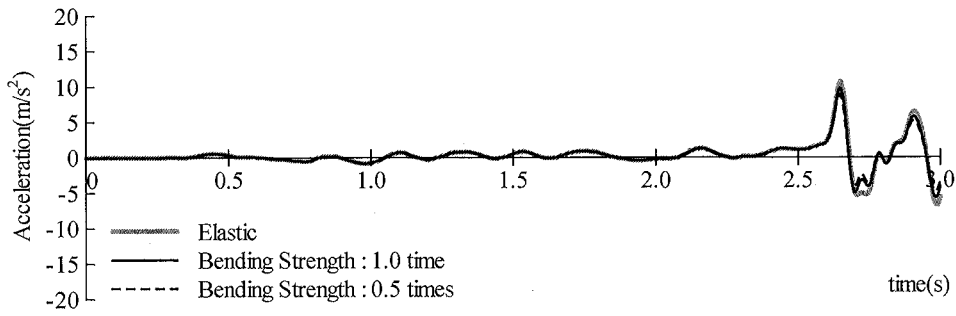
图 4.4-1 建物応答加速度時刻歴



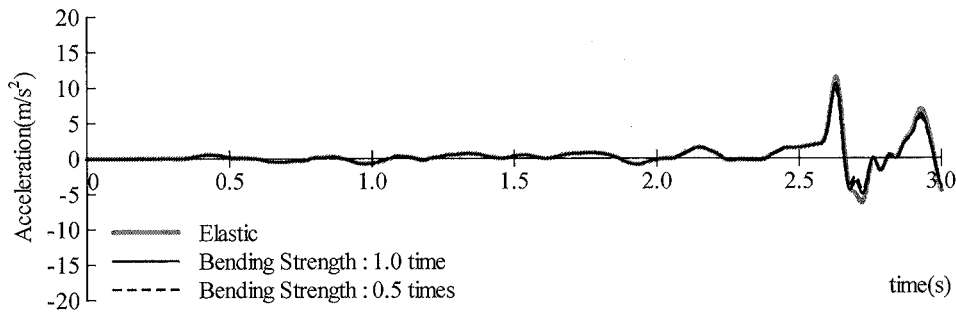
(e) Z7



(f) Z6

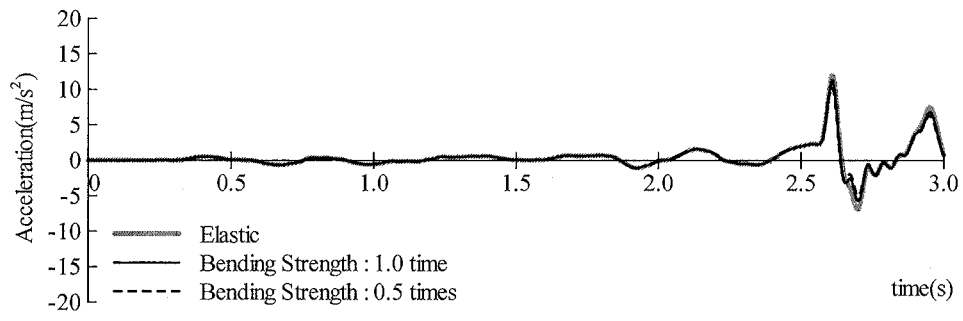


(g) Z5

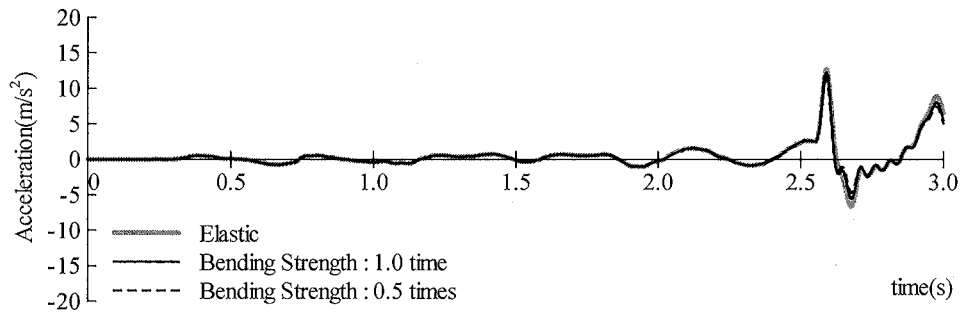


(h) Z4

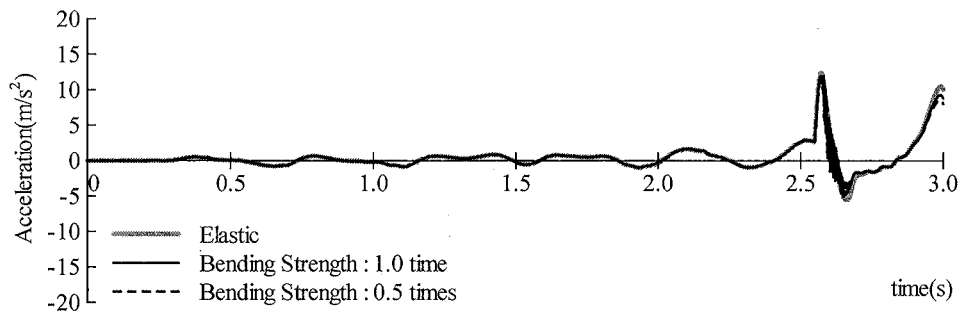
图 4.4-2 建物応答加速度時刻歴



(i) Z3



(j) Z2



(k) Z1

图 4.4-3 建物応答加速度時刻歴

#### 4.2.3.3 衝撃力

免震建物の擁壁衝突時の衝撃力時刻歴波形を図 4.5 に示す。衝撃力は建物と擁壁との接触による節点反力である。図中の縦軸は、最大衝撃力が得られた免震層直上大梁下端位置（GL-1.5m 位置）での衝撃力の総和を示している。なお、免震建物が擁壁に接触している間以外は衝撃力が 0 であるため、衝突が発生した時刻付近のみを示している。また、擁壁弾性時は要素分割の違いにより GL-1.4m 位置で最大となっているため、その位置での衝撃力の総和を示している。擁壁衝突による衝撃力波形は、擁壁弾性時に比べて波形の乱れはやや大きいものの、擁壁を弾塑性とすることで最大衝撃力が 21%程度低減しており、その値は擁壁耐力 1.0 倍時と擁壁耐力 0.5 倍時とはほとんど差がない。図 4.6 に免震層直上大梁下端位置における衝撃力-擁壁部応答変位関係を示す。衝撃力の立ち上がりは擁壁耐力 1.0 倍の方が大きく、最大応答変位は擁壁耐力 0.5 倍の方が 1.5 倍程度大きい。これは、擁壁耐力 0.5 倍の方が擁壁部の塑性化が進展してより大きなエネルギーを吸収していることを表している。また、この応答変位の差により両者の擁壁部の復元力の差は小さくなり（後述する図 4.9～図 4.12 参照）、さらに擁壁耐力 0.5 倍の方が擁壁部の応答速度は大きいことから減衰力も大きくなるため、結果的に最大衝撃力が同程度になったと考えられる。なお、擁壁弾性時に対して衝突が発生する時刻にわずかな差はあるが、衝突開始～最大衝撃力までの時間や衝突終了までの時間は、擁壁耐力に関係無くほぼ同じとなっている。

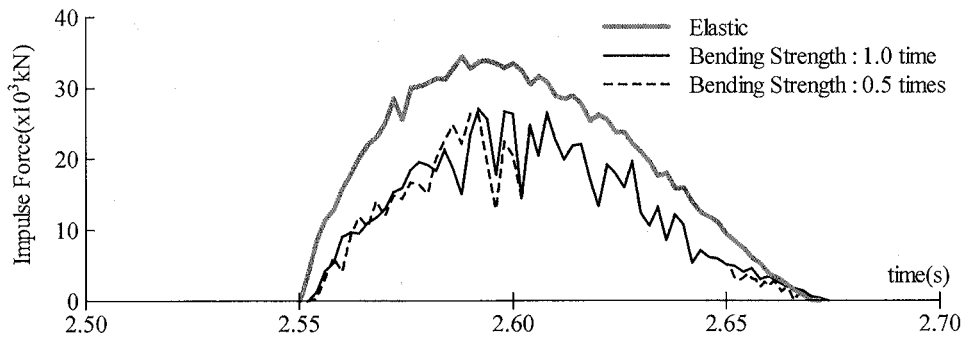


図 4.5 衝撃力時刻歴波形

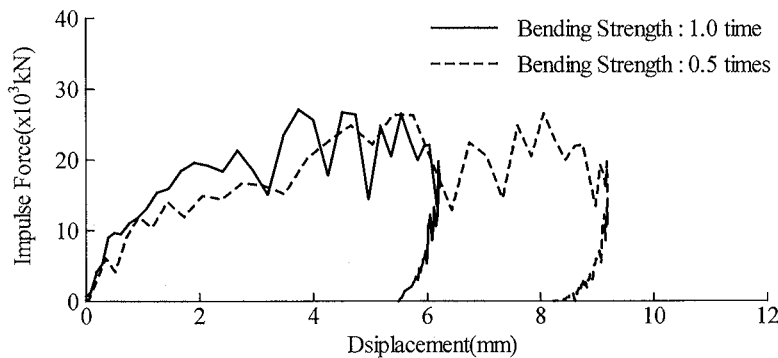


図 4.6 擁壁部の衝撃力-応答変位関係（免震層直上大梁下端位置）

#### 4.3 簡易評価法による擁壁部水平抵抗の評価

本節では、3.3 節同様、まず前節の三次元 FEM 解析で得られた衝撃力から正弦波の加振力を設定し、三次元 FEM 解析により擁壁部水平抵抗特性を確認する。そして、第 2 章で提案した簡易評価法による擁壁部水平抵抗特性の評価を行い、三次元 FEM 解析結果と比較することで、その妥当性を検証する。

##### 4.3.1 解析条件

前節で得られた免震層直上大梁下端 (GL-1.5m) 位置における衝撃力 (図 4.5) について、免震建物の擁壁衝突開始から衝撃力のピークとなる区間 (約 0.04 秒間) に着目し、これを 1/4 波長とする Sin 波の加振力波形を用いて擁壁部水平抵抗を評価する。ここでは、擁壁のある高さにおいて、建物幅 30m 内に存在する擁壁節点数 (61 点) で衝撃力を除いたものを平均衝撃力と定義し、図 4.1 に示す三次元 FEM 解析モデルから擁壁・基礎以外の建物系を除いた解析モデル (図 4.7) を用いて検討を行う。加振力波形を図 4.8 に示す。平均衝撃力の最大値は約 445kN 程度であるため、これを 450kN に基準化する。そして、擁壁部の履歴特性を確認するため、その平均衝撃力の最大値を 1.1 倍ずつ漸増させた 1 波長 0.167 秒の Sin 波 3 波を連続的に与え、3 波目のピーク値が 450kN となるような加力波形としている。そして、高さ位置ごとに建物幅内に存在する擁壁各節点に与える。

本節における解析ケースは、擁壁上部に衝突する場合を想定した GL±0m, GL-0.2m, GL-0.4m の 3 ケース、擁壁下部に衝突する場合を想定した GL-1.2m, GL-1.4m, GL-1.5m の 3 ケースの計 6 ケースとする。なお、擁壁を弾性とした 3.3 節では FEM モデルの要素分割を 0.2m ピッチとしたため GL-1.5m 位置に節点が存在しなかったが、本章の解析モデルではその位置に節点が存在するため、加力する載荷節点位置を GL-1.6m ではなく GL-1.5m としている。本章においても擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$  に加えて、 $t=0.2\text{m}$  の場合についても検討する。ここで、各ケースに検討にあたって、図 4.8 の加振力に対して表 4.1 に示す倍率を乗じる。これは、擁壁部に非現実的な過大な変形が生じてしまうのを避けるためであり、擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  の場合には  $t=0.3\text{m}$  の場合の 0.5 倍とし、擁壁上部節点に加力する場合はさらに 0.5 倍を乗じる。

内部粘性減衰は衝突解析と同様に Rayleigh 減衰とし、0.1Hz および 10Hz の振動数に対して基礎および擁壁には  $h=2\%$ 、地盤には  $h=1\%$  とする。解析時間刻みは加力位置により異なるが、1/5,000~1/20,000 秒とする。

弾性と仮定した擁壁に衝撃力が線として作用する (免震建物が擁壁に線で衝突する) 場合の擁壁部水平抵抗の簡易評価を行う。簡易評価には、三次元フレーム汎用解析プログラム「RESP-F3T」<sup>4,12)</sup>を用いる。加力波形および加力位置は FEM 解析と同じ 6 ケースとし、擁壁形状も FEM モデルと同じとする (擁壁各節点間距離  $H_i=0.2\text{m}$ , 擁壁高さ  $\sum H_i=2.0\text{m}$ )。衝突を考慮する擁壁長さ  $L$  には FEM モデルの擁壁 1 メッシュ幅 ( $=0.50\text{m}$ ) を、 $\gamma_{imax}$  の計

算には擁壁幅中央位置の変位量を用いる。また、動的相互作用ばねに与える内部粘性減衰定数は  $h=0\%$  とし、解析時間刻みは  $1/20,000$  秒とする。

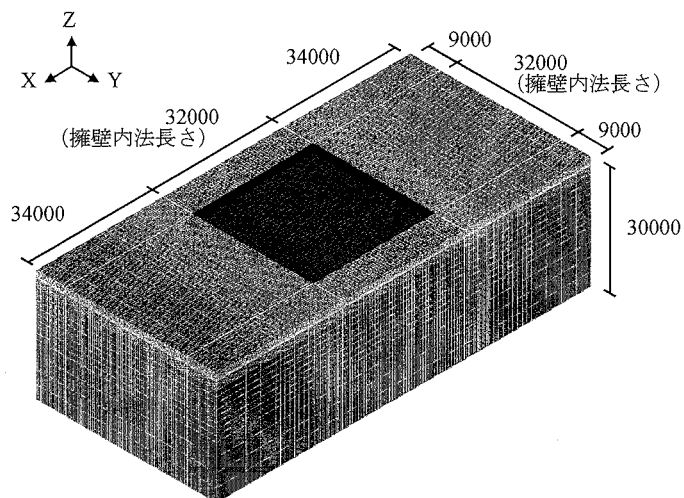


図 4.7 擁壁部水平抵抗検討用三次元 FEM 解析モデル

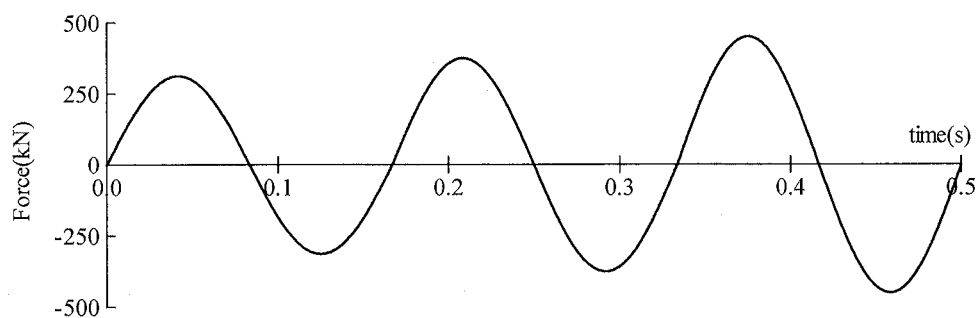


図 4.8 加振力波形

表 4.1 各ケースの荷重倍率

加振位置	擁壁厚さ	
	$t=0.2\text{m}$	$t=0.3\text{m}$
GL±0m	0.25	0.50
GL-0.2m	0.25	0.50
GL-0.4m	0.25	0.50
GL-1.2m	0.50	1.00
GL-1.4m	0.50	1.00
GL-1.5m	0.50	1.00

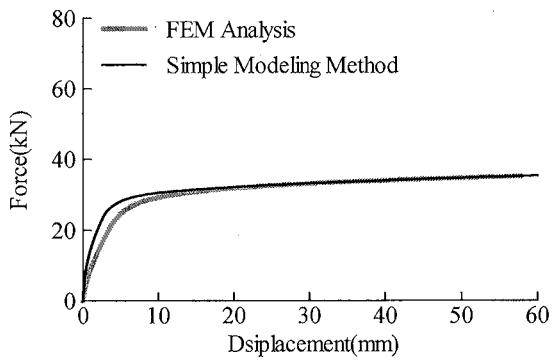
### 4.3.2 擁壁耐力の設定

本章の三次元 FEM 解析では、前述の通り、弾塑性体のソリッド要素を用いて擁壁をモデル化し、曲げ応力とせん断応力を組み合わせた Mises の降伏条件により要素の降伏判定を行っている。一方、擁壁部水平抵抗の簡易評価法では擁壁はファイバーモデルとし、断面を構成する各セグメントの軸方向にのみノーマルバイリニアの復元力特性を与え、その軸方向力のみ（つまり曲げ応力のみ）で要素の降伏判定を行う。したがって、三次元 FEM 解析のソリッド要素と簡易評価法の梁要素に同じ降伏応力度を設定したとしても、擁壁のみであれば曲げ応力が卓越するため、降伏判定方法の差は小さく両者の擁壁耐力は同程度となるが、背後地盤がある場合には擁壁の曲げ変形が拘束され、特に擁壁基部に加力する場合には、せん断応力の割合が無視できないほどに大きくなるためソリッド要素の方が早く降伏することになり、降伏判定方法の差が擁壁耐力に大きな影響を及ぼす。そこで本章においては、簡易評価法における擁壁耐力を FEM 解析と同程度とするため、以下の手順によって簡易評価法の擁壁各要素のセグメントに与える降伏応力度  $\sigma_{yi}$  を設定する。

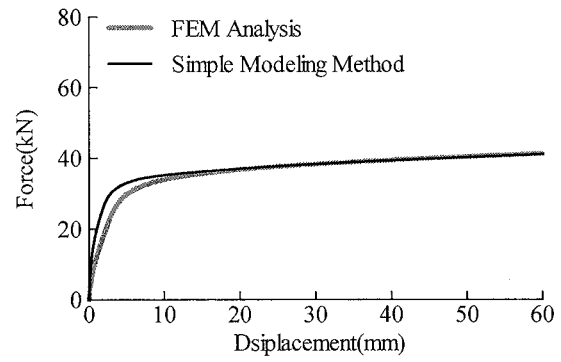
1. FEM で擁壁部の Pushover 解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認する。
2. 簡易評価法のモデルを用いて 1.と同じ条件、同じ  $\sigma_{yi}$  を用いて Pushover 解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認する。
3. 1.と 2.で擁壁各要素の降伏 Step が異なる場合、2.の  $\sigma_{yi}$  を要素毎に変化させて再解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認し、両者の降伏 Step がほぼ同じになるまで繰り返す。

なお、擁壁各要素のセグメントの降伏後剛性は、三次元 FEM による Pushover 解析にて十分に変形が生じた時点での荷重-変形関係にフィッティングするように設定する。

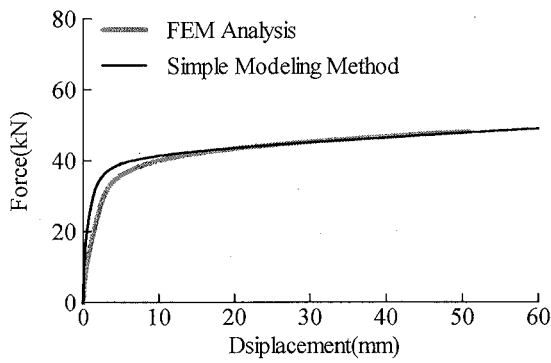
以上の方法により擁壁耐力を調整した簡易評価法と三次元 FEM 解析での擁壁部の Pushover 解析結果を図 4.9～図 4.12 に示す。なお、簡易評価法により求めた各ケースの動的相互作用ばね諸元は、後述する表 4.2 および表 4.3 に示している。 $t=0.2\text{m}$  では、擁壁上部に加力した場合は曲げ変形が卓越するため、降伏点付近で両者にやや差が見られるものの全体的には比較的良い対応を示しているが、擁壁下部に加力した場合は簡易評価法の方が耐力を大きく評価しており、特に擁壁耐力 0.5 倍時でその傾向が顕著に表れている。一方  $t=0.3\text{m}$  では、擁壁耐力 0.5 倍の GL-1.5m 加力時のみ簡易評価法の方が耐力をやや大きく評価しているが、加力位置にかかわらず比較的良い対応を示している。



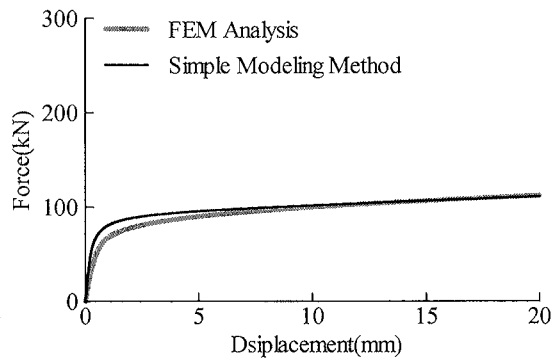
(a) GL±0m 加力時



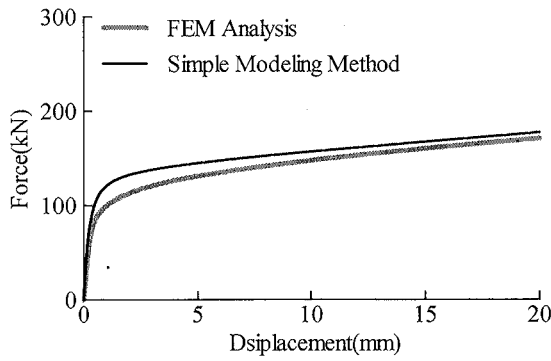
(b) GL-0.2m 加力時



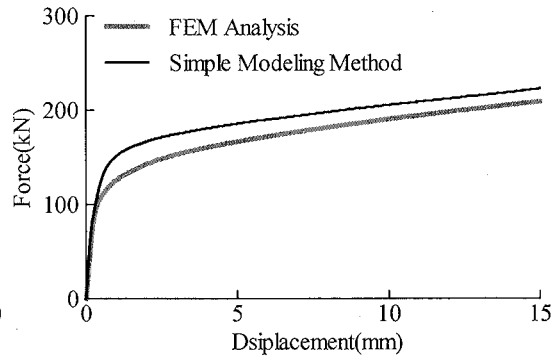
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



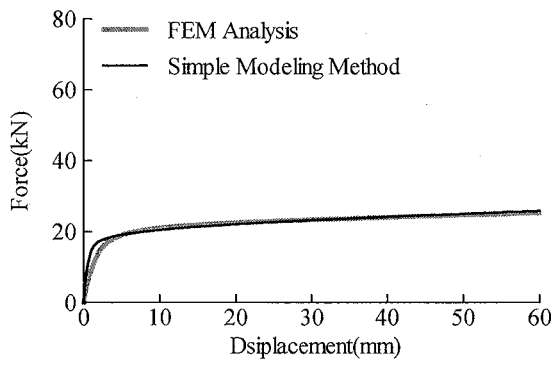
(e) GL-1.4m 加力時



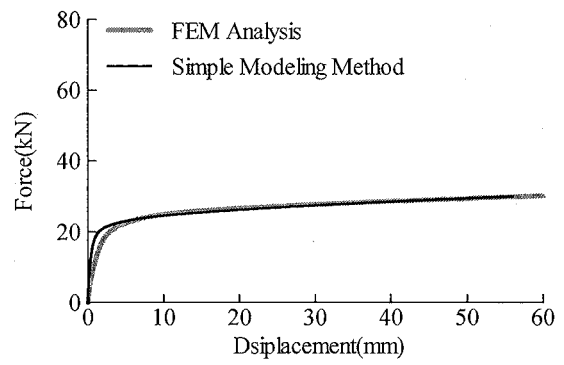
(f) GL-1.5m 加力時

図 4.9 擁壁部のスケルトンカーブ (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$ )

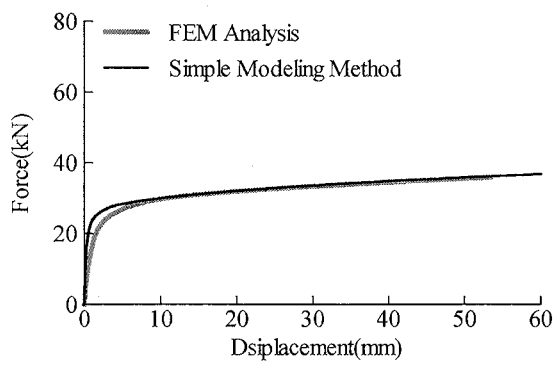




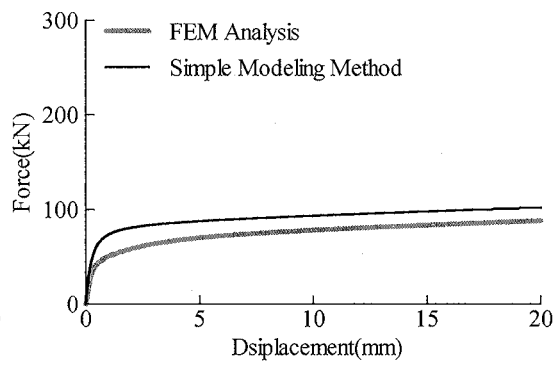
(a) GL±0m 加力時



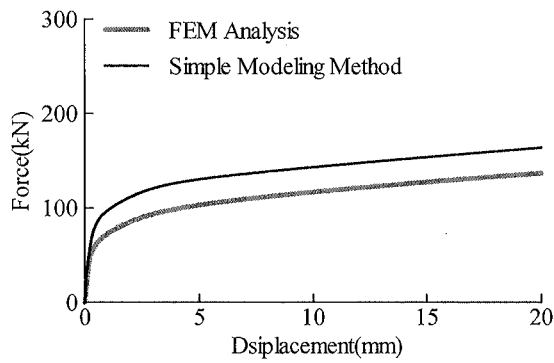
(b) GL-0.2m 加力時



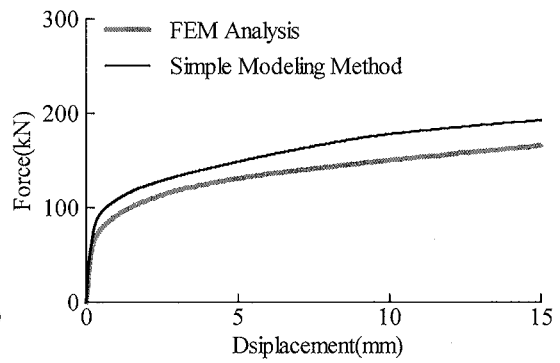
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

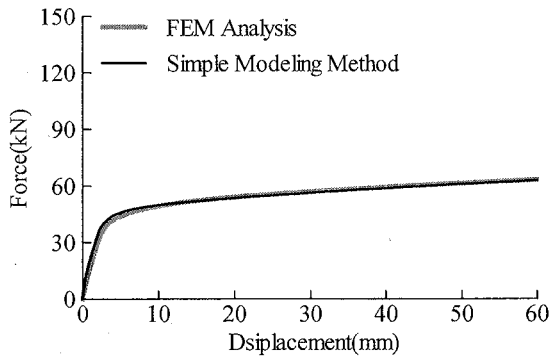


(e) GL-1.4m 加力時

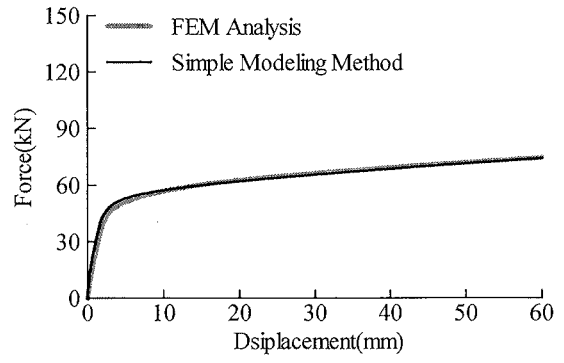


(f) GL-1.5m 加力時

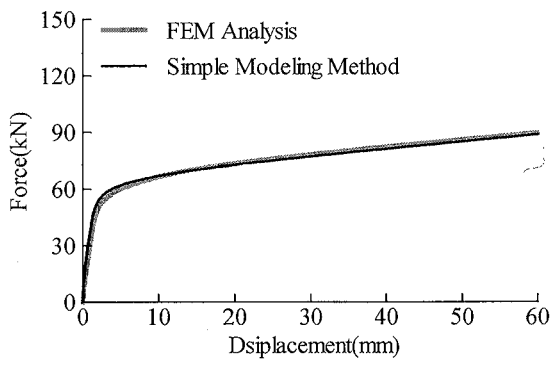
図 4.10 擁壁部のスケルトンカーブ (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2m$ )



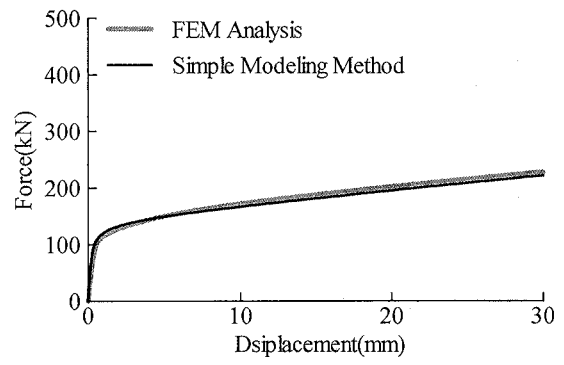
(a) GL±0m 加力時



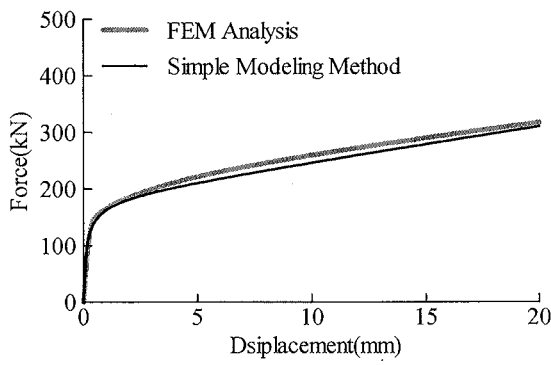
(b) GL-0.2m 加力時



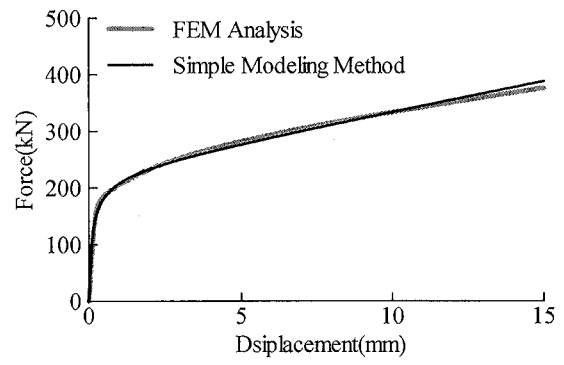
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

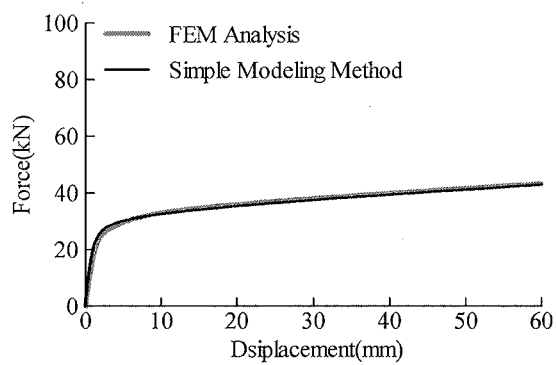


(e) GL-1.4m 加力時

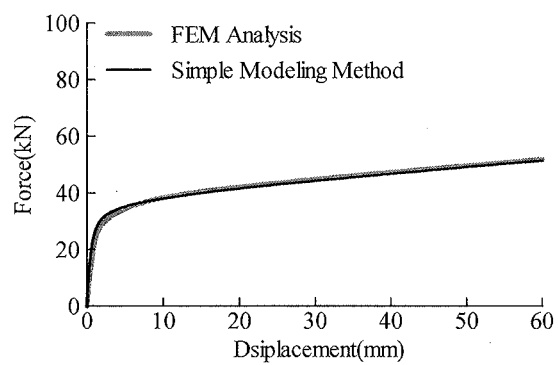


(f) GL-1.5m 加力時

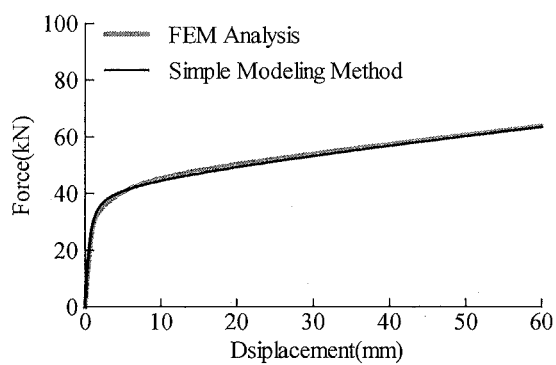
図 4.11 擁壁部のスケルトンカーブ (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$ )



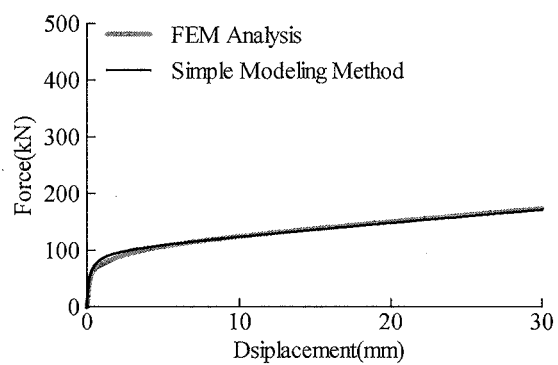
(a) GL±0m 加力時



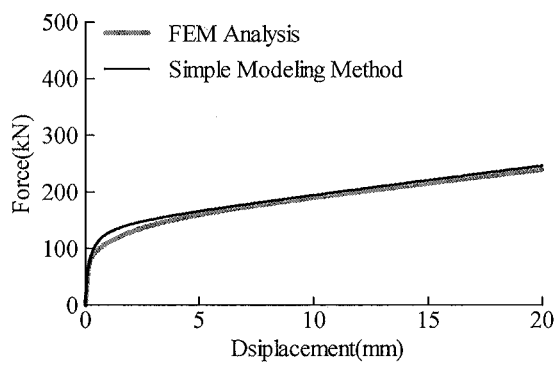
(b) GL-0.2m 加力時



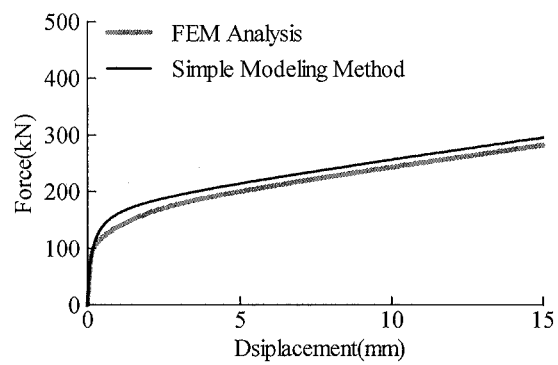
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.5m 加力時

図 4.12 擁壁部のスケルトンカーブ (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$ )

### 4.3.3 解析結果

簡易評価法により求めた各ケースの擁壁部の解析諸元を表 4.2 および表 4.3 に示す。そして、擁壁部の荷重－変形関係を、三次元 FEM 解析で得られた結果と比較して図 4.13～図 4.16 に示す。図 3.11 同様、いずれも各加力位置での荷重－変形関係であり、変形量は擁壁基部 (GL-2.0m) との相対変位としている。

擁壁耐力 1.0 倍時の擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  の比較結果を図 4.13 に示す。擁壁上部に加力したケースでは、加振力の最初のピークあたりまでの加力初期は両者良く対応しているが、それ以降には差が見られる。特に加振力のピークに対応する応答変位に差があり、履歴ループの面積は簡易評価法の方が大きい。この時、三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL±0m 加力時で 1/14, GL-0.2m 加力時で 1/19, GL-0.4m 加力時で 1/25 となっている。また、簡易評価法でダッシュポットの減衰係数の算出において必要な擁壁要素の最大応答変形角  $\gamma_{imax}$  は、それぞれ 18.5%, 16.0%, 13.1%と大きな値となっている。擁壁下部に加振したケースでは、GL-1.2m 位置では比較的良い対応を示しているが、GL-1.4m 位置および GL-1.5m 位置では履歴ループ形状に大きな差が見られ、簡易評価法における履歴ループの面積が三次元 FEM 解析に比べて小さくなっている。これは、この 2 ケースは Pushover 解析において簡易評価法の方が擁壁部耐力を高く評価しているためである (図 4.9)。なお、三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL-1.2m 加力時で 1/39, GL-1.4m 加力時で 1/71, GL-1.5m 加力時で 1/114 となっている。また、簡易評価法において  $\gamma_{imax}$  は、それぞれ 8.6%, 3.5%, 1.4%となっている。

擁壁耐力 0.5 倍時の擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  の比較結果を図 4.14 に示す。擁壁耐力 1.0 倍時と同様の傾向が見られるが、擁壁上部に加力したケースでは両者の差がより顕著に表れている。擁壁下部に加力したケースでは、いずれも簡易評価法の方が擁壁部耐力を高く評価しているため、簡易評価法における履歴ループの面積は三次元 FEM 解析に比べて小さくなっている。なお、三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL±0m 加力時で 1/12, GL-0.2m 加力時で 1/16, GL-0.4m 加力時で 1/22, GL-1.2m 加力時で 1/30, GL-1.4m 加力時で 1/46, GL-1.5m 加力時で 1/61 となっている。また、簡易評価法において  $\gamma_{imax}$  は、それぞれ 24.1%, 19.1%, 20.5%, 8.9%, 3.6%, 2.3%となっている。

次に擁壁厚さ  $t=0.3\text{m}$  の結果を示す。擁壁耐力 1.0 倍時の比較結果を図 4.15 に示す。擁壁上部に加力したケースでは、 $t=0.2\text{m}$  の場合と同様、両者の履歴ループ形状に差が見られる。この時、三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL±0m 加力時で 1/11, GL-0.2m 加力時で 1/14, GL-0.4m 加力時で 1/18 であり、簡易評価法において  $\gamma_{imax}$  は、それぞれ 23.2%, 20.2%, 15.9%となっている。擁壁下部に加力したケースでは、GL-1.2m 位置で両者の差がやや大きくなっているが、比較的良い対応を示している。三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL-1.2m 加力時で 1/29, GL-1.4m 加力時で 1/51, GL-1.5m 加力時で 1/70 であり、簡易評価法において  $\gamma_{imax}$  は、それぞれ 9.4%, 5.2%, 3.1%となってい

る。

擁壁耐力 0.5 倍時の比較結果を図 4.16 に示すが、擁壁耐力 1.0 倍時と同様の傾向が見られる。ただし、GL-1.5m 位置では簡易評価法の方が擁壁部耐力を高く評価しているため、簡易評価法における履歴ループの面積は三次元 FEM 解析に比べて小さくなっている。なお、三次元 FEM 解析による最大応答変位を変形角で表すと、GL±0m 加力時で 1/10, GL-0.2m 加力時で 1/12, GL-0.4m 加力時で 1/16, GL-1.2m 加力時で 1/25, GL-1.4m 加力時で 1/38, GL-1.5m 加力時で 1/47 となっており、簡易評価法において  $\gamma_{max}$  は、それぞれ 34.2%, 28.3%, 19.8%, 10.7%, 6.4%, 4.0%となっている。

表 4.2-1 擁壁部解析諸元 ( $t=0.2m$ )

(a) 動的相互作用ばねおよび擁壁部質量

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (kN)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $adaM_i$ (ton)
GL±0m	$1.753 \times 10^4$	1.089	$2.447 \times 10^{-2}$	$5.506 \times 10^{-2}$
GL-0.2m	$3.505 \times 10^4$	3.174	$4.895 \times 10^{-2}$	$8.028 \times 10^{-2}$
GL-0.4m	$3.505 \times 10^4$	4.502	$4.895 \times 10^{-2}$	$5.639 \times 10^{-2}$
GL-0.6m	$3.505 \times 10^4$	5.830	$4.895 \times 10^{-2}$	$3.777 \times 10^{-2}$
GL-0.8m	$3.505 \times 10^4$	7.159	$4.895 \times 10^{-2}$	$2.379 \times 10^{-2}$
GL-1.0m	$3.505 \times 10^4$	8.487	$4.895 \times 10^{-2}$	$1.377 \times 10^{-2}$
GL-1.2m	$3.505 \times 10^4$	9.816	$4.895 \times 10^{-2}$	$7.048 \times 10^{-3}$
GL-1.4m	$2.191 \times 10^4$	6.810	$3.059 \times 10^{-2}$	$1.858 \times 10^{-3}$
GL-1.45m	$8.763 \times 10^3$	2.869	$1.224 \times 10^{-2}$	$5.726 \times 10^{-4}$
GL-1.5m	$8.763 \times 10^3$	2.952	$1.224 \times 10^{-2}$	$4.302 \times 10^{-4}$
GL-1.55m	$8.763 \times 10^3$	3.035	$1.224 \times 10^{-2}$	$3.136 \times 10^{-4}$
GL-1.6m	$8.763 \times 10^3$	3.118	$1.224 \times 10^{-2}$	$2.203 \times 10^{-4}$
GL-1.65m	$8.763 \times 10^3$	3.201	$1.224 \times 10^{-2}$	$1.476 \times 10^{-4}$
GL-1.7m	$8.763 \times 10^3$	3.284	$1.224 \times 10^{-2}$	$9.292 \times 10^{-5}$
GL-1.75m	$8.763 \times 10^3$	3.367	$1.224 \times 10^{-2}$	$5.377 \times 10^{-5}$
GL-1.8m	$8.763 \times 10^3$	3.450	$1.224 \times 10^{-2}$	$2.753 \times 10^{-5}$
GL-1.85m	$8.763 \times 10^3$	3.533	$1.224 \times 10^{-2}$	$1.162 \times 10^{-5}$
GL-1.9m	$8.763 \times 10^3$	3.616	$1.224 \times 10^{-2}$	$3.442 \times 10^{-6}$
GL-1.95m	$8.763 \times 10^3$	3.699	$1.224 \times 10^{-2}$	$4.302 \times 10^{-7}$

(b) ダッシュポット (擁壁耐力 1.0 倍)

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.732	2.754	2.777	2.847	3.055	3.371
GL-0.2m	5.522	5.566	5.624	5.780	6.245	6.952
GL-0.4m	5.629	5.678	5.753	5.939	6.495	7.339
GL-0.6m	5.721	5.784	5.864	6.078	6.712	7.677
GL-0.8m	5.803	5.878	5.963	6.204	6.910	7.986
GL-1.0m	5.889	5.963	6.055	6.323	7.096	8.277
GL-1.2m	6.009	6.081	6.169	6.438	7.274	8.553
GL-1.4m	3.820	3.866	3.921	4.072	4.621	5.459
GL-1.45m	1.572	1.593	1.619	1.661	1.899	2.259
GL-1.5m	1.603	1.625	1.654	1.687	1.934	2.310
GL-1.55m	1.637	1.661	1.692	1.721	1.970	2.359
GL-1.6m	1.676	1.703	1.736	1.762	2.009	2.399
GL-1.65m	1.721	1.751	1.788	1.811	2.059	2.432
GL-1.7m	1.775	1.808	1.850	1.870	2.122	2.471
GL-1.75m	1.842	1.880	1.928	1.943	2.203	2.533
GL-1.8m	1.931	1.977	2.032	2.040	2.311	2.634
GL-1.85m	2.060	2.115	2.181	2.176	2.460	2.790
GL-1.9m	2.278	2.350	2.434	2.402	2.707	3.041
GL-1.95m	2.821	2.929	3.053	2.965	3.310	3.637

表 4.2-2 擁壁部解析諸元 ( $t=0.2m$ )

(c) ダッシュポット (擁壁耐力 0.5 倍)

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.700	2.727	2.719	2.839	3.132	3.580
GL-0.2m	5.452	5.512	5.496	5.763	6.417	7.416
GL-0.4m	5.549	5.618	5.603	5.919	6.699	7.889
GL-0.6m	5.645	5.711	5.691	6.055	6.942	8.301
GL-0.8m	5.752	5.810	5.773	6.178	7.164	8.684
GL-1.0m	5.882	5.930	5.873	6.295	7.374	9.148
GL-1.2m	6.053	6.087	6.072	6.407	7.554	9.791
GL-1.4m	3.860	3.886	3.915	4.052	4.751	6.194
GL-1.45m	1.586	1.611	1.637	1.652	1.876	2.200
GL-1.5m	1.622	1.649	1.677	1.678	1.894	2.145
GL-1.55m	1.661	1.690	1.721	1.714	1.923	2.118
GL-1.6m	1.705	1.738	1.773	1.759	1.954	2.132
GL-1.65m	1.757	1.793	1.834	1.811	1.989	2.163
GL-1.7m	1.819	1.859	1.905	1.872	2.034	2.197
GL-1.75m	1.896	1.942	1.992	1.946	2.099	2.238
GL-1.8m	1.994	2.052	2.108	2.042	2.190	2.309
GL-1.85m	2.136	2.211	2.272	2.178	2.322	2.432
GL-1.9m	2.371	2.472	2.545	2.405	2.548	2.652
GL-1.95m	2.946	3.096	3.188	2.970	3.120	3.212

表 4.3-1 擁壁部解析諸元 ( $t=0.3m$ )

(a) 動的相互作用ばねおよび擁壁部質量

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (kN)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $addm_i$ (ton)
GL±0m	$1.168 \times 10^4$	1.089	$3.671 \times 10^{-2}$	$8.260 \times 10^{-2}$
GL-0.2m	$2.337 \times 10^4$	3.174	$7.342 \times 10^{-2}$	$1.204 \times 10^{-1}$
GL-0.4m	$2.337 \times 10^4$	4.502	$7.342 \times 10^{-2}$	$8.458 \times 10^{-2}$
GL-0.6m	$2.337 \times 10^4$	5.830	$7.342 \times 10^{-2}$	$5.666 \times 10^{-2}$
GL-0.8m	$2.337 \times 10^4$	7.159	$7.342 \times 10^{-2}$	$3.568 \times 10^{-2}$
GL-1.0m	$2.337 \times 10^4$	8.487	$7.342 \times 10^{-2}$	$2.065 \times 10^{-2}$
GL-1.2m	$2.337 \times 10^4$	9.816	$7.342 \times 10^{-2}$	$1.057 \times 10^{-2}$
GL-1.4m	$1.460 \times 10^4$	6.810	$4.589 \times 10^{-2}$	$2.788 \times 10^{-3}$
GL-1.45m	$5.842 \times 10^3$	2.869	$1.835 \times 10^{-2}$	$8.589 \times 10^{-4}$
GL-1.5m	$5.842 \times 10^3$	2.952	$1.835 \times 10^{-2}$	$6.543 \times 10^{-4}$
GL-1.55m	$5.842 \times 10^3$	3.035	$1.835 \times 10^{-2}$	$4.704 \times 10^{-4}$
GL-1.6m	$5.842 \times 10^3$	3.118	$1.835 \times 10^{-2}$	$3.304 \times 10^{-4}$
GL-1.65m	$5.842 \times 10^3$	3.201	$1.835 \times 10^{-2}$	$2.213 \times 10^{-4}$
GL-1.7m	$5.842 \times 10^3$	3.284	$1.835 \times 10^{-2}$	$1.394 \times 10^{-4}$
GL-1.75m	$5.842 \times 10^3$	3.367	$1.835 \times 10^{-2}$	$8.066 \times 10^{-5}$
GL-1.8m	$5.842 \times 10^3$	3.450	$1.835 \times 10^{-2}$	$4.130 \times 10^{-5}$
GL-1.85m	$5.842 \times 10^3$	3.533	$1.835 \times 10^{-2}$	$1.742 \times 10^{-5}$
GL-1.9m	$5.842 \times 10^3$	3.616	$1.835 \times 10^{-2}$	$5.162 \times 10^{-6}$
GL-1.95m	$5.842 \times 10^3$	3.699	$1.835 \times 10^{-2}$	$6.453 \times 10^{-7}$

(b) ダッシュポット (擁壁耐力 1.0 倍)

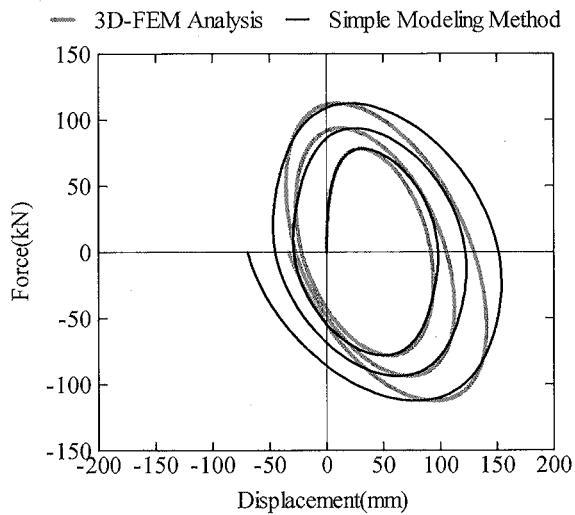
位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.705	2.720	2.750	2.831	2.950	3.091
GL-0.2m	5.462	5.497	5.564	5.744	6.011	6.325
GL-0.4m	5.558	5.600	5.681	5.895	6.214	6.588
GL-0.6m	5.643	5.689	5.781	6.025	6.389	6.815
GL-0.8m	5.727	5.773	5.871	6.143	6.546	7.018
GL-1.0m	5.824	5.862	5.964	6.251	6.692	7.206
GL-1.2m	5.928	5.967	6.073	6.354	6.829	7.383
GL-1.4m	3.752	3.784	3.852	4.016	4.326	4.688
GL-1.45m	1.538	1.556	1.585	1.643	1.770	1.925
GL-1.5m	1.565	1.585	1.615	1.674	1.797	1.961
GL-1.55m	1.595	1.616	1.649	1.707	1.824	1.995
GL-1.6m	1.629	1.652	1.688	1.744	1.855	2.032
GL-1.65m	1.668	1.693	1.732	1.787	1.898	2.076
GL-1.7m	1.715	1.743	1.786	1.839	1.955	2.133
GL-1.75m	1.774	1.805	1.853	1.905	2.027	2.209
GL-1.8m	1.852	1.888	1.942	1.993	2.124	2.313
GL-1.85m	1.965	2.008	2.072	2.120	2.264	2.463
GL-1.9m	2.158	2.214	2.295	2.337	2.497	2.712
GL-1.95m	2.647	2.733	2.850	2.883	3.070	3.314



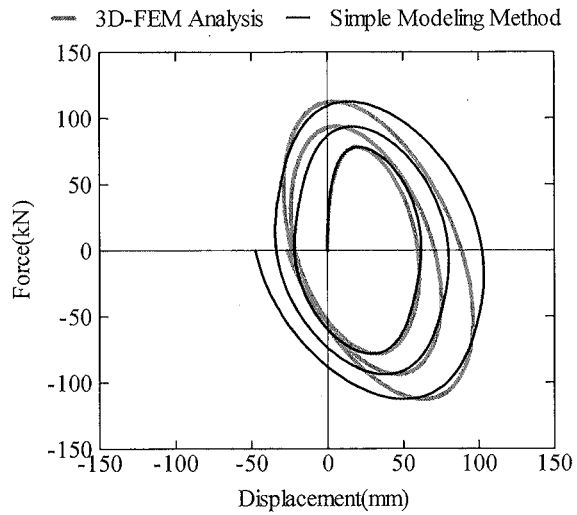
表 4.3-2 擁壁部解析諸元 ( $t=0.3m$ )

(c) ダッシュポット (擁壁耐力 0.5 倍)

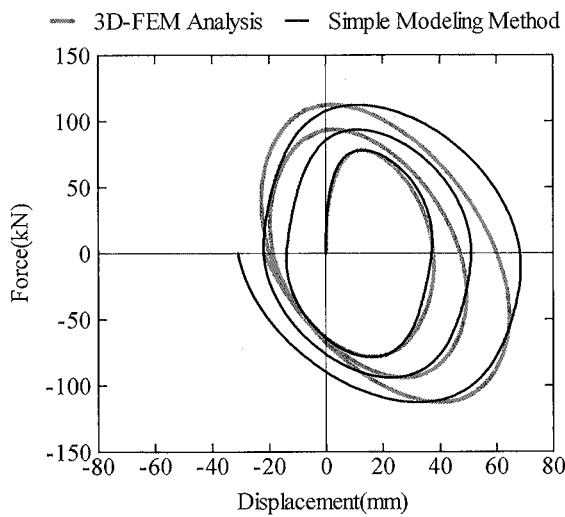
位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.665	2.684	2.723	2.809	2.906	3.017
GL-0.2m	5.374	5.415	5.503	5.696	5.911	6.160
GL-0.4m	5.455	5.502	5.607	5.837	6.095	6.391
GL-0.6m	5.531	5.579	5.698	5.960	6.253	6.591
GL-0.8m	5.625	5.653	5.784	6.069	6.395	6.769
GL-1.0m	5.740	5.765	5.874	6.171	6.526	6.934
GL-1.2m	5.867	5.923	6.006	6.267	6.649	7.089
GL-1.4m	3.727	3.772	3.827	3.959	4.207	4.495
GL-1.45m	1.532	1.552	1.578	1.620	1.718	1.842
GL-1.5m	1.559	1.581	1.609	1.652	1.744	1.874
GL-1.55m	1.589	1.613	1.643	1.687	1.771	1.904
GL-1.6m	1.623	1.649	1.681	1.726	1.808	1.936
GL-1.65m	1.662	1.691	1.726	1.772	1.855	1.974
GL-1.7m	1.709	1.741	1.779	1.826	1.912	2.025
GL-1.75m	1.767	1.803	1.846	1.893	1.982	2.094
GL-1.8m	1.843	1.885	1.934	1.981	2.075	2.188
GL-1.85m	1.954	2.003	2.061	2.108	2.208	2.326
GL-1.9m	2.140	2.202	2.276	2.321	2.431	2.559
GL-1.95m	2.610	2.700	2.811	2.856	2.989	3.138



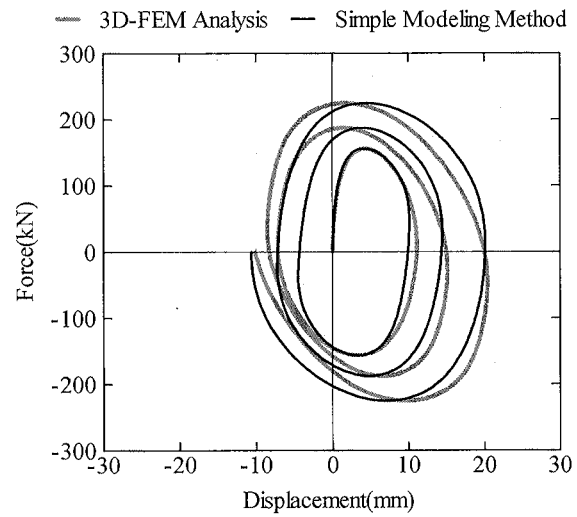
(a) GL ±0m 加力時



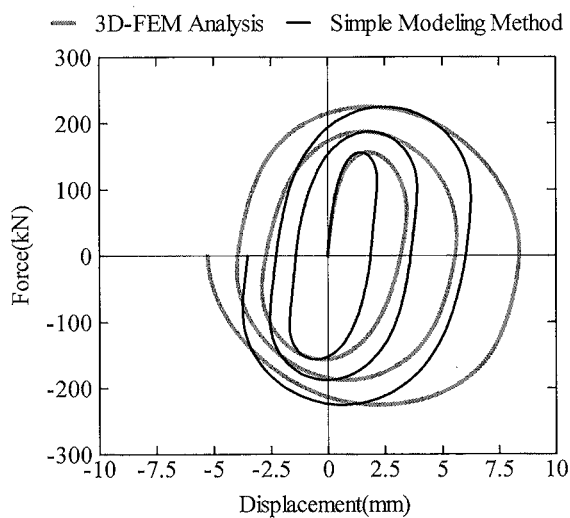
(b) GL -0.2m 加力時



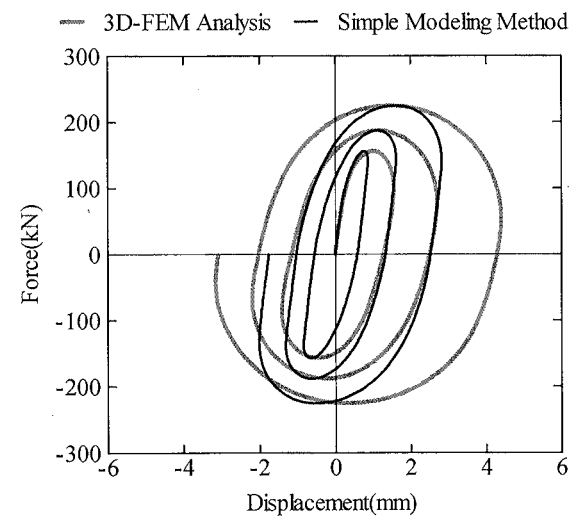
(c) GL -0.4m 加力時



(d) GL -1.2m 加力時

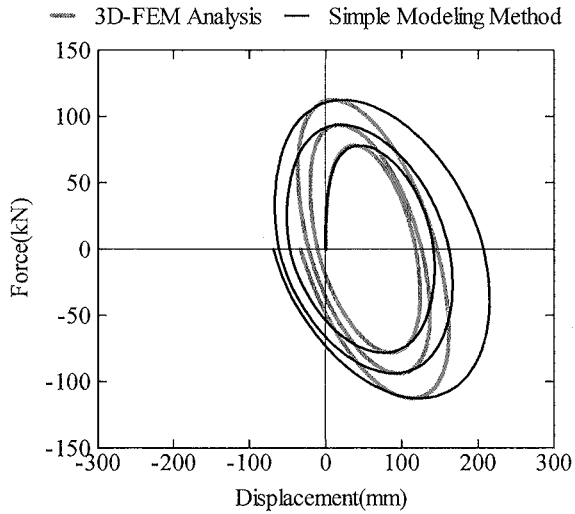


(e) GL -1.4m 加力時

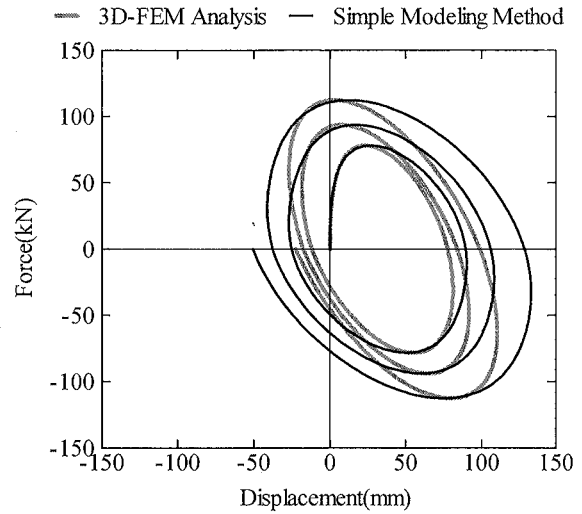


(f) GL -1.5m 加力時

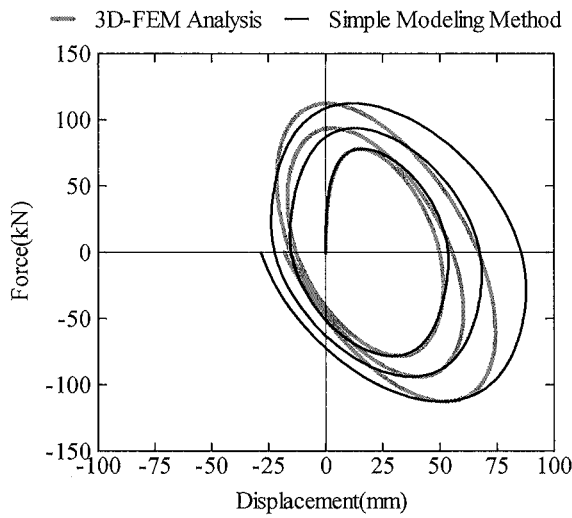
図 4.13 擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$ )



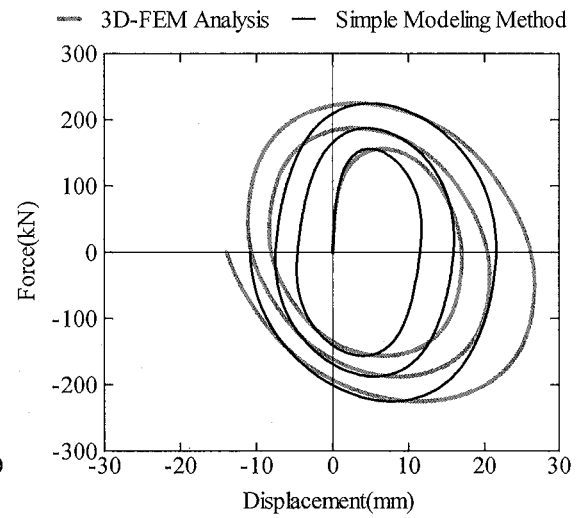
(a) GL±0m 加力時



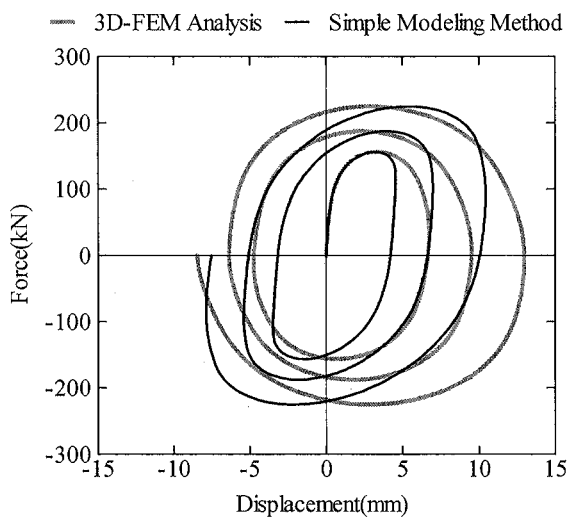
(b) GL-0.2m 加力時



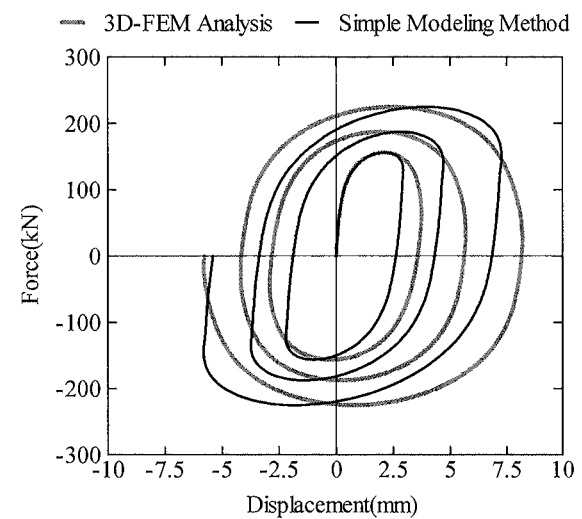
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

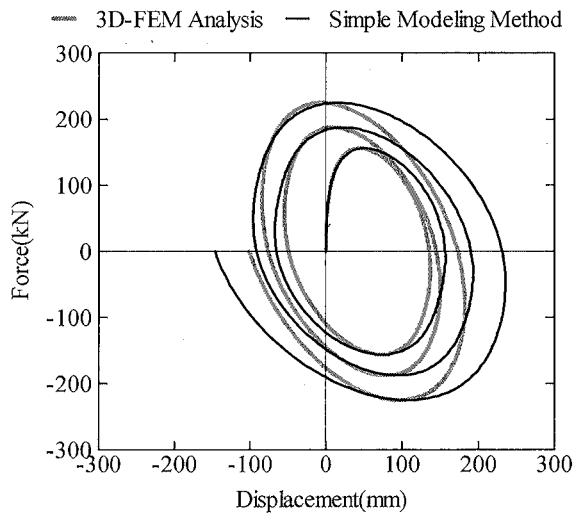


(e) GL-1.4m 加力時

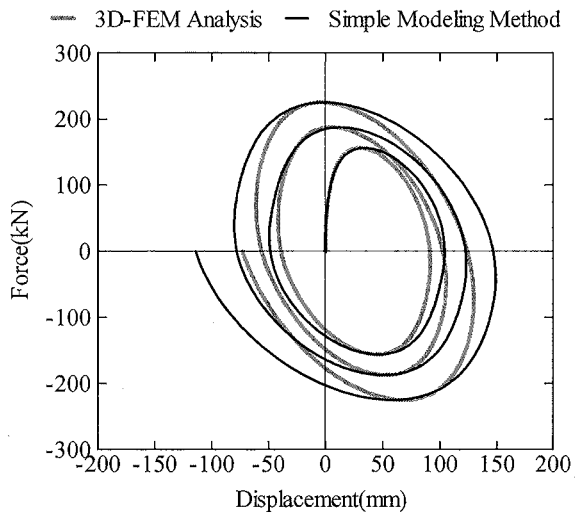


(f) GL-1.5m 加力時

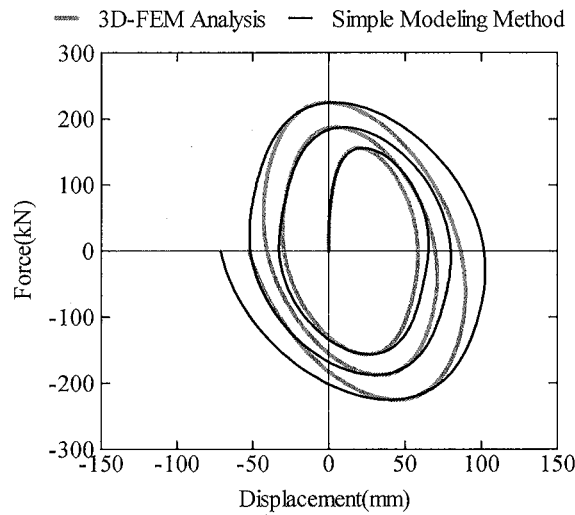
図 4.14 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2$ )



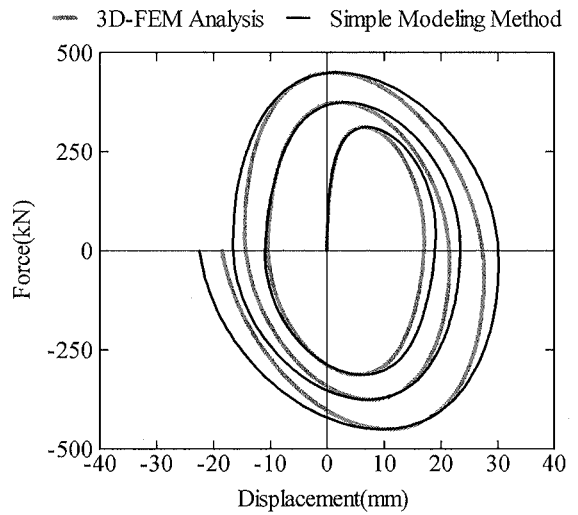
(a) GL ±0m 加力時



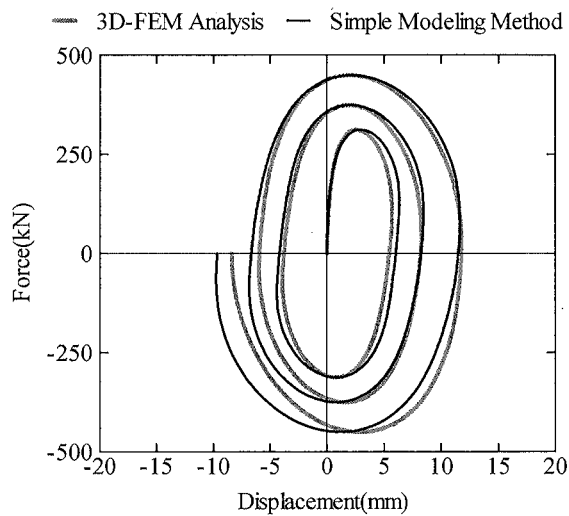
(b) GL -0.2m 加力時



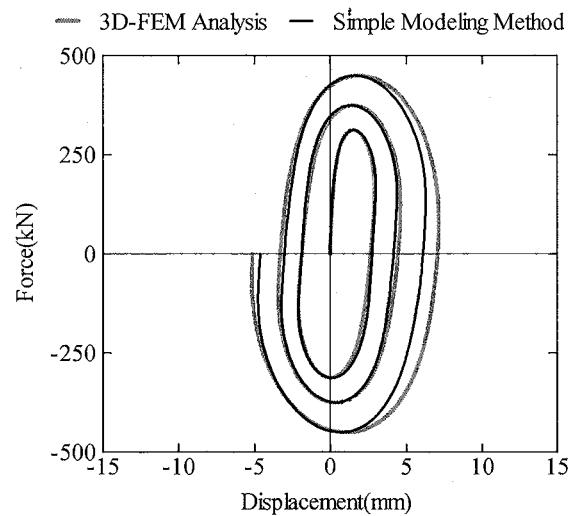
(c) GL -0.4m 加力時



(d) GL -1.2m 加力時

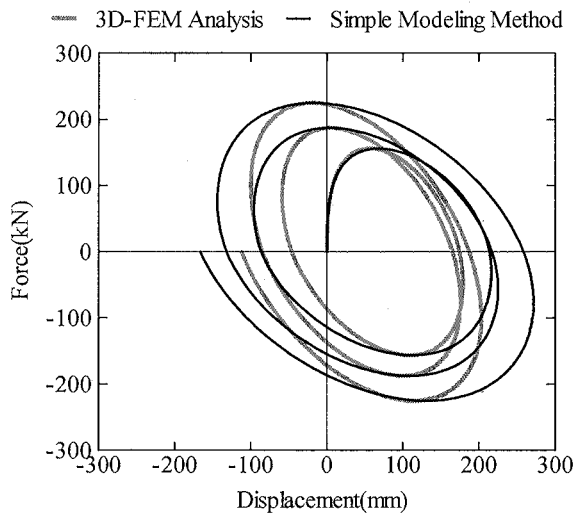


(e) GL -1.4m 加力時

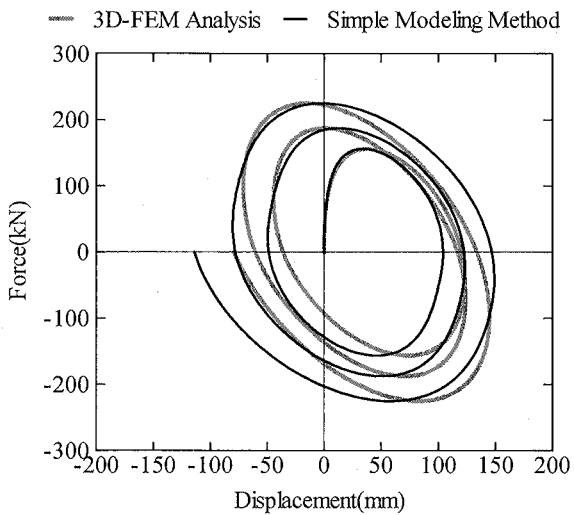


(f) GL -1.5m 加力時

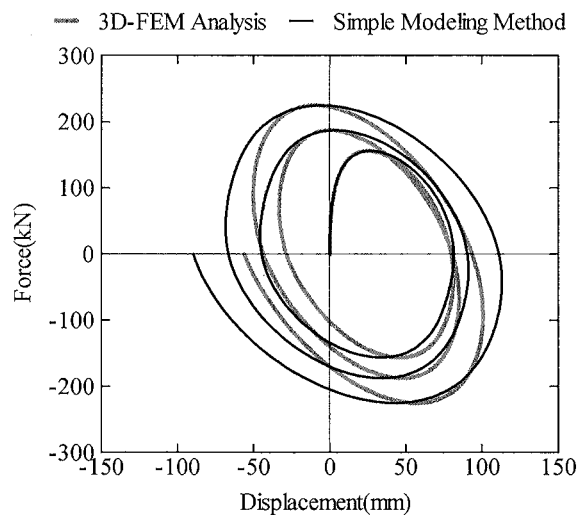
図 4.15 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$ )



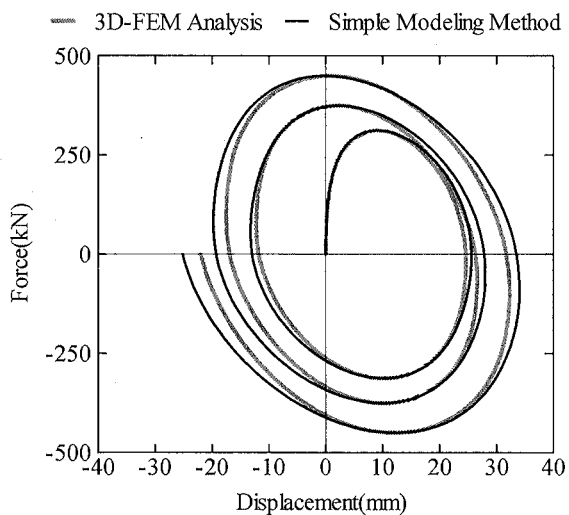
(a) GL±0m 加力時



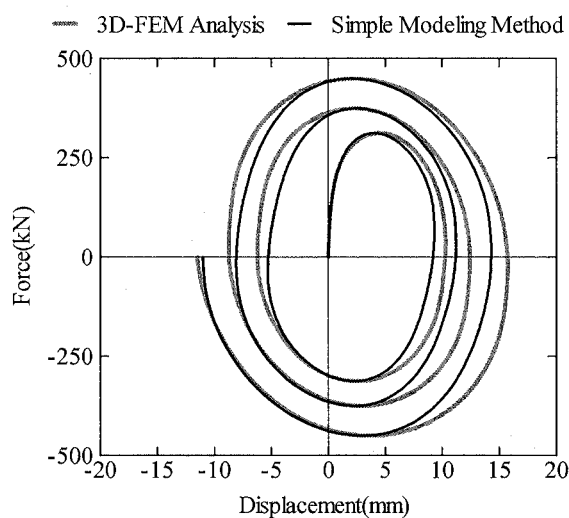
(b) GL-0.2m 加力時



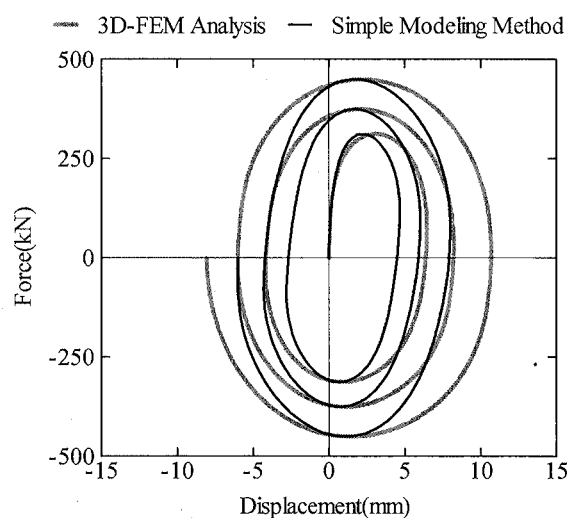
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.5m 加力時

図 4.16 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$ )

以上より、擁壁耐力 1.0 倍時と比べて擁壁耐力 0.5 倍時では最大応答変位は大きくなっているが、加力位置が擁壁上部になるほどその差は小さくなっている。これは、擁壁基部では擁壁の挙動が支配的であるが、擁壁上部になるほど背後地盤の影響が大きくなっていることを意味している。また、Pushover 解析において簡易評価法の擁壁部耐力を高く評価したケースを除いて、 $\gamma_{imax}$  が大きくなる擁壁上部に加力したケースほど三次元 FEM 解析結果と簡易評価法との差が大きくなる傾向が顕著に見られる。この原因として、擁壁を弾性とした第 3 章では GL±0m 加力時の  $\gamma_{imax}$  が擁壁頂部の要素で最大の 7.0%であったが、本章では 1/12～1/3 程度の加振力にもかかわらずそれ以上の数値が生じていることから、付加質量  ${}_{add}m_i$  を考慮する擁壁背後地盤の範囲を擁壁厚さ  $t$  の 3 倍とした条件に適合しないことが考えられる。

図 4.17～図 4.20 に、各ケースの三次元 FEM 解析において擁壁応答変位の最初のピークが生じた時の擁壁背後地盤応答変位分布を示す。応答変位分布の状況はいずれのケースも同様であり、図から明らかなように、擁壁背面の地盤変位が最大で、擁壁から離れるほど変位は小さくなる。擁壁と一体となって挙動する背後地盤の範囲は、擁壁頂部背面節点の X 方向変位を基準変位  $u_1$ 、擁壁背後地盤節点の X 方向変位を  $u_j(x)$  ( $j=1$  は擁壁背面位置) とし、地表面において Mindlin 第 II 解<sup>4.13)</sup>に基づく式(4.2)中の  $(u_j(x)/u_1)^2$  が 0.1 程度になる範囲までと考える。各ケースにおける背後地盤範囲を表 4.4 に示す。

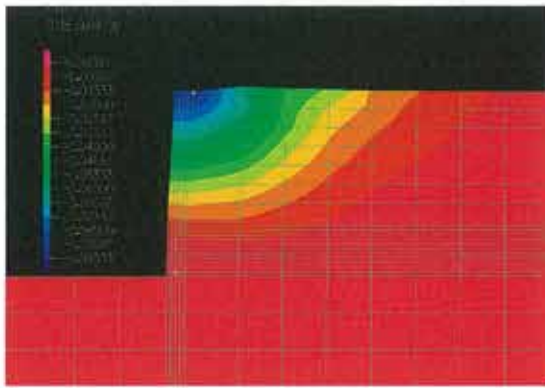
$${}_{add}m_i = \frac{1}{2} \rho_1 H_1 \iint \left\{ \frac{u_j(x)}{u_1} \right\}^2 dx dy \quad (4.2)$$

$t=0.2\text{m}$  のケースでは 1.51～2.13m、 $t=0.3\text{m}$  のケースでは 1.57～1.88m となっており、これは擁壁厚さの約 5～11 倍に相当する。そこで、擁壁部剛性が低く  ${}_{add}m_i$  の影響が大きいと考えられる擁壁部上部に加力したケースの結果に着目し、 ${}_{add}m_i$  を計算する範囲を  $t=0.2\text{m}$  と  $t=0.3\text{m}$  の結果の概ね平均である擁壁厚さ  $t$  の 6 倍として擁壁部水平抵抗の再評価を行う。

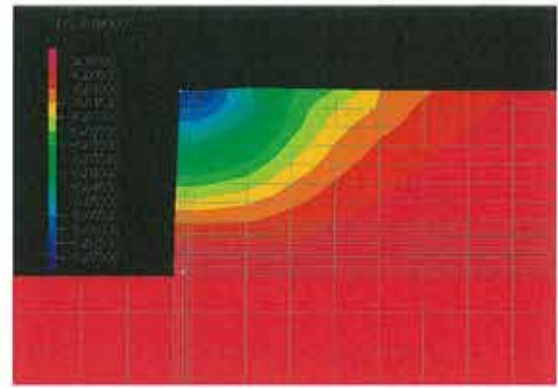
この時のダッシュポットに与える減衰係数の諸元を表 4.5 および表 4.6 に示す。なお、動的相互作用ばね諸元および擁壁質量は表 4.2 および表 4.3 と同じ、付加質量は同表の値の 2 倍となるため省略している。そして、擁壁部水平抵抗の再評価結果を図 4.21～図 4.24 に示す。Pushover 解析において簡易評価法の擁壁部耐力を高く評価したケースを除いて、特に擁壁上部に加力したケースにおいて履歴ループ形状が大きく改善しており、擁壁耐力 0.5 倍時のケースにおいて最大応答変位にやや差はあるものの、三次元 FEM 解析結果と簡易評価法は比較的良く対応している。

なお、履歴ループにおいて負勾配が生じているケースが見られるが、これは擁壁部の塑性化（擁壁の塑性化および動的相互作用ばねの剛性低下）が生じ、それぞれの瞬間剛性を用いて求めた擁壁部の固有円振動数  $\omega_w$  と加力波形の固有円振動数  $\omega$  との比  $\omega/\omega_w$  が 1.0 に対して十分に大きくなり、加力波形と応答変位に  $90^\circ(\pi/2\text{rad})$  以上の位相差  $\theta$  が生じるためである<sup>4.14)</sup>。特に GL±0m 加力時では擁壁部の塑性化の程度が他のケースに比べて最も大きい

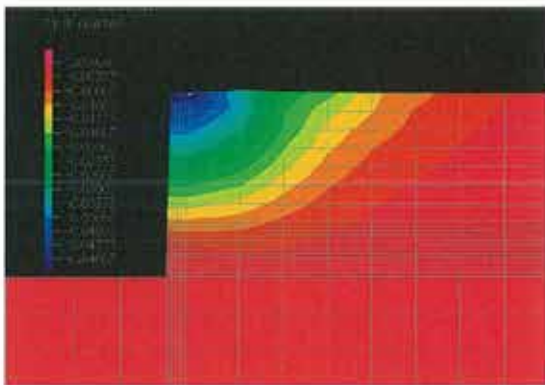
ため、位相差  $\theta$  も最も大きくなっている。擁壁を弾性とした第 3 章では  $\omega/\omega_w$  が 1.0 に対して小さいため加力波形と応答変位はほぼ同位相となっており、擁壁部と外力の固有円振動数比によって擁壁部の履歴ループ形状は変化することを表している。



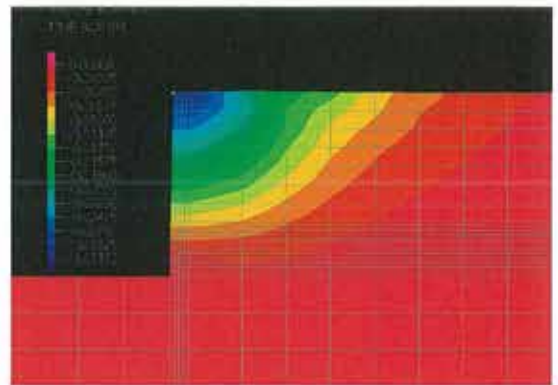
(a) GL±0m 加力時



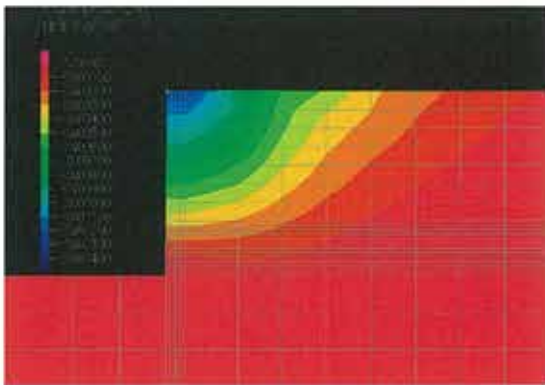
(b) GL-0.2m 加力時



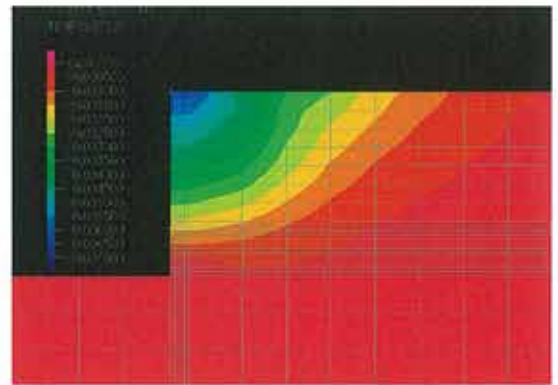
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



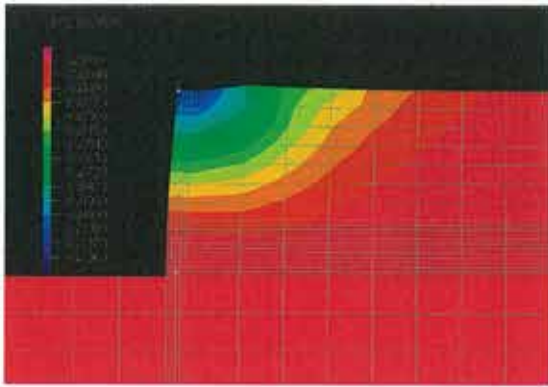
(e) GL-1.4m 加力時



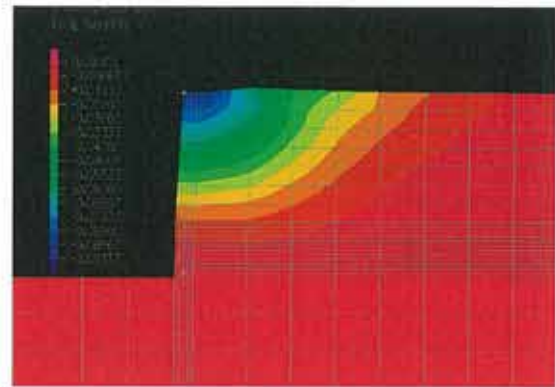
(f) GL-1.5m 加力時

図 4.17 三次元 FEM 解析による擁壁部応答変位分布図 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$ )

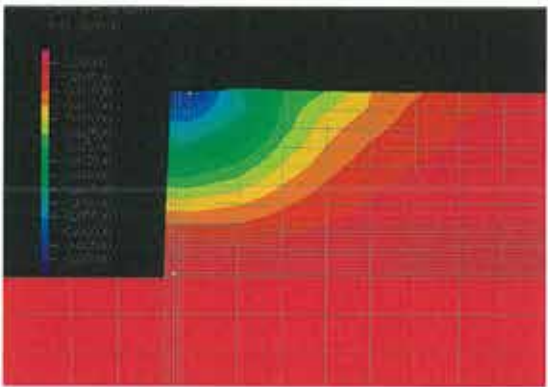




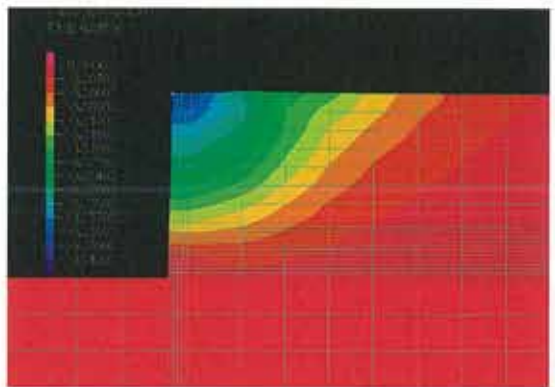
(a) GL±0m 加力時



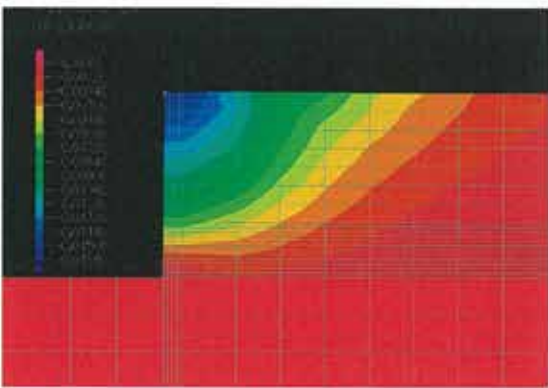
(b) GL-0.2m 加力時



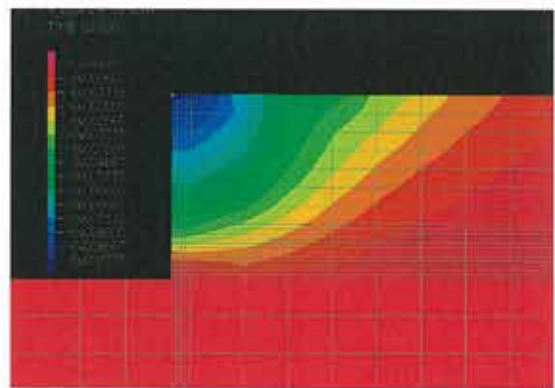
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

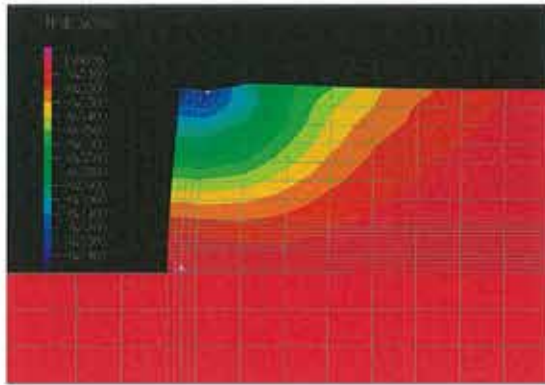


(e) GL-1.4m 加力時

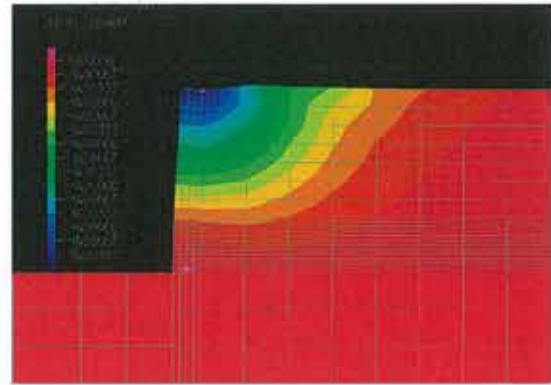


(f) GL-1.5m 加力時

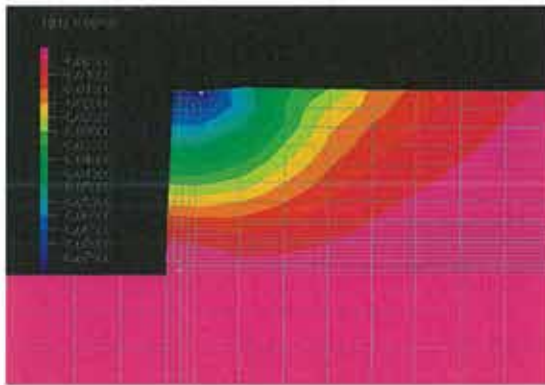
図 4.18 三次元 FEM 解析による擁壁部応答変位分布図 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2m$ )



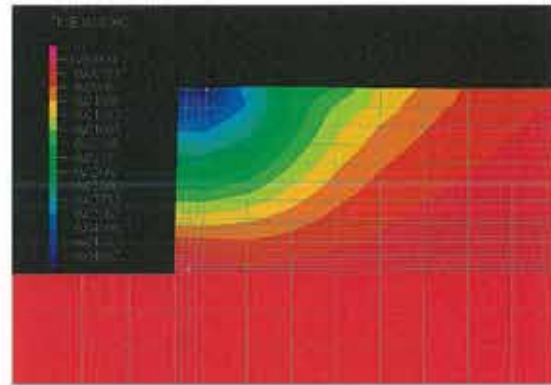
(a) GL±0m 加力時



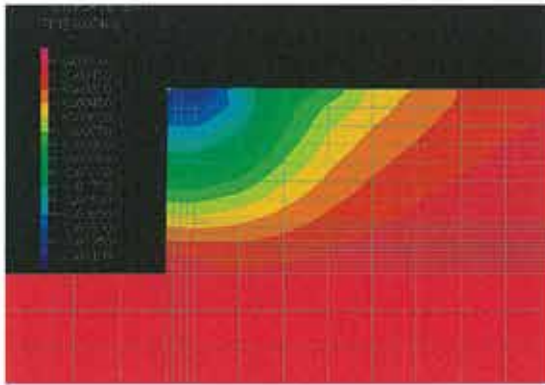
(b) GL-0.2m 加力時



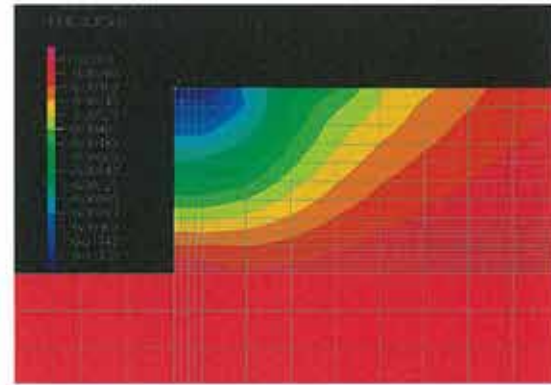
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時

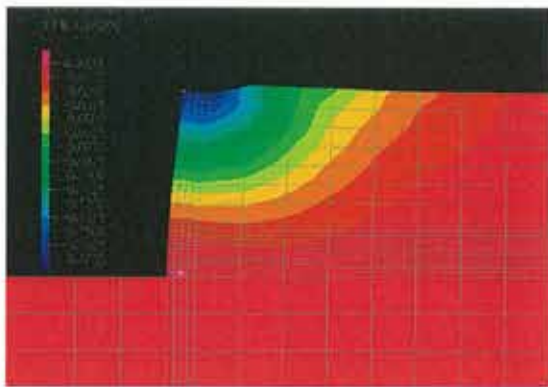


(e) GL-1.4m 加力時

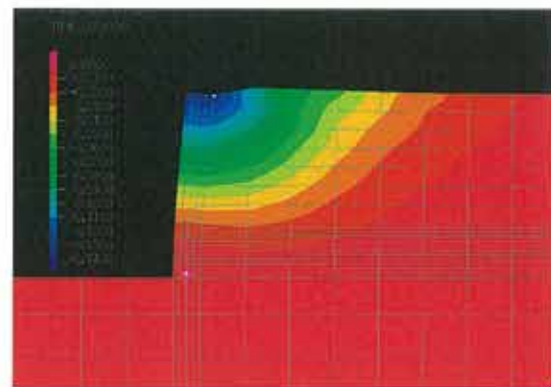


(f) GL-1.5m 加力時

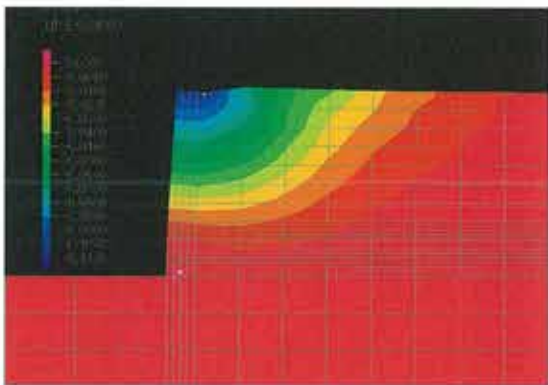
图 4.19 三次元 FEM 解析による擁壁部応答変位分布図 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$ )



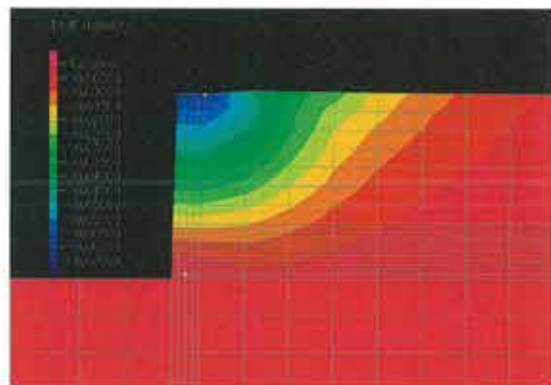
(a) GL±0m 加力時



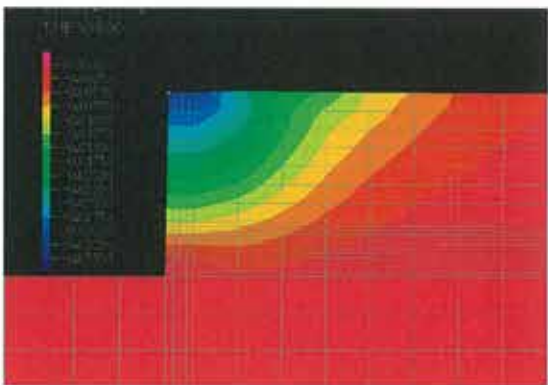
(b) GL-0.2m 加力時



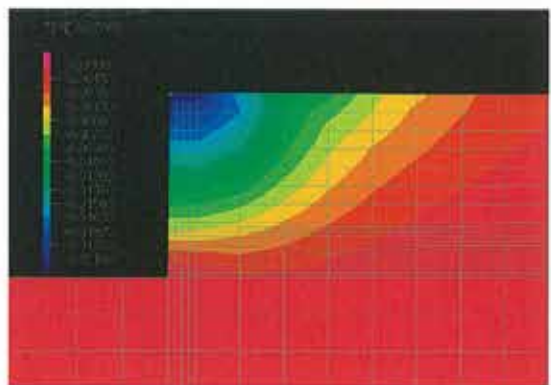
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.5m 加力時

図 4.20 三次元 FEM 解析による擁壁部応答変位分布図 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$ )

表 4.4  $(u_j(x)/u_j)^2=0.1$  となる範囲

(a)  $t=0.2\text{m}$  擁壁耐力 1.0 倍

加力位置	背後地盤範囲(m)		
GL±0m	1.59	⇒	7.95t
GL-0.2m	1.66	⇒	8.30t
GL-0.4m	1.69	⇒	8.45t
GL-1.2m	1.77	⇒	8.85t
GL-1.4m	1.80	⇒	9.00t
GL-1.5m	1.89	⇒	9.45t

(b)  $t=0.2\text{m}$  擁壁耐力 0.5 倍

加力位置	背後地盤範囲(m)		
GL±0m	1.51	⇒	7.55t
GL-0.2m	1.60	⇒	8.00t
GL-0.4m	1.67	⇒	8.35t
GL-1.2m	1.88	⇒	9.40t
GL-1.4m	1.98	⇒	9.90t
GL-1.5m	2.13	⇒	10.65t

(c)  $t=0.3\text{m}$  擁壁耐力 1.0 倍

加力位置	背後地盤範囲(m)		
GL±0m	1.60	⇒	5.33t
GL-0.2m	1.64	⇒	5.47t
GL-0.4m	1.69	⇒	5.63t
GL-1.2m	1.79	⇒	5.97t
GL-1.4m	1.82	⇒	6.07t
GL-1.5m	1.85	⇒	6.17t

(d)  $t=0.3\text{m}$  擁壁耐力 0.5 倍

加力位置	背後地盤範囲(m)		
GL±0m	1.57	⇒	5.23t
GL-0.2m	1.63	⇒	5.43t
GL-0.4m	1.67	⇒	5.57t
GL-1.2m	1.82	⇒	6.07t
GL-1.4m	1.86	⇒	6.20t
GL-1.5m	1.88	⇒	6.27t

表 4.5 ダッシュポットに与える減衰係数 ( $t=0.2m$  付加質量範囲 :  $6t$ )

(a) 擁壁耐力 1.0 倍

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.771	2.797	2.830	2.899	3.104	3.436
GL-0.2m	5.611	5.669	5.743	5.896	6.356	7.096
GL-0.4m	5.735	5.806	5.895	6.078	6.628	7.511
GL-0.6m	5.841	5.921	6.027	6.238	6.866	7.877
GL-0.8m	5.936	6.028	6.146	6.385	7.086	8.214
GL-1.0m	6.033	6.134	6.255	6.525	7.295	8.536
GL-1.2m	6.166	6.266	6.381	6.663	7.499	8.846
GL-1.4m	3.928	3.988	4.057	4.223	4.774	5.658
GL-1.45m	1.624	1.648	1.680	1.727	1.968	2.347
GL-1.5m	1.660	1.685	1.720	1.758	2.007	2.403
GL-1.55m	1.699	1.728	1.766	1.799	2.047	2.457
GL-1.6m	1.744	1.775	1.817	1.848	2.093	2.499
GL-1.65m	1.796	1.828	1.878	1.906	2.148	2.530
GL-1.7m	1.858	1.898	1.951	1.974	2.214	2.572
GL-1.75m	1.936	1.984	2.043	2.059	2.299	2.644
GL-1.8m	2.039	2.095	2.165	2.167	2.409	2.750
GL-1.85m	2.187	2.256	2.341	2.319	2.560	2.901
GL-1.9m	2.437	2.530	2.637	2.568	2.810	3.143
GL-1.95m	3.049	3.183	3.338	3.175	3.422	3.729

(b) 擁壁耐力 0.5 倍

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.728	2.768	2.794	2.894	3.168	3.732
GL-0.2m	5.514	5.603	5.661	5.884	6.497	7.755
GL-0.4m	5.624	5.727	5.797	6.065	6.795	8.291
GL-0.6m	5.733	5.835	5.914	6.222	7.054	8.762
GL-0.8m	5.857	5.951	6.043	6.367	7.292	9.206
GL-1.0m	6.008	6.095	6.195	6.505	7.521	9.796
GL-1.2m	6.209	6.281	6.339	6.642	7.821	10.754
GL-1.4m	3.971	4.020	4.028	4.208	4.971	6.827
GL-1.45m	1.638	1.674	1.672	1.720	1.935	2.270
GL-1.5m	1.679	1.719	1.715	1.752	1.950	2.193
GL-1.55m	1.725	1.770	1.762	1.797	1.979	2.154
GL-1.6m	1.778	1.827	1.814	1.851	2.012	2.164
GL-1.65m	1.839	1.894	1.874	1.913	2.050	2.196
GL-1.7m	1.912	1.975	1.943	1.983	2.096	2.230
GL-1.75m	2.004	2.076	2.025	2.066	2.156	2.270
GL-1.8m	2.124	2.209	2.129	2.173	2.242	2.336
GL-1.85m	2.295	2.398	2.265	2.323	2.376	2.456
GL-1.9m	2.575	2.708	2.467	2.570	2.607	2.674
GL-1.95m	3.227	3.416	3.001	3.176	3.189	3.231

表 4.6 ダッシュポットに与える減衰係数 ( $t=0.3m$  付加質量範囲 :  $6t$ )

(a) 擁壁耐力 1.0 倍

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.717	2.765	2.795	2.860	2.978	3.108
GL-0.2m	5.488	5.597	5.665	5.808	6.073	6.363
GL-0.4m	5.589	5.720	5.801	5.972	6.288	6.634
GL-0.6m	5.677	5.825	5.918	6.114	6.474	6.868
GL-0.8m	5.760	5.922	6.024	6.242	6.642	7.079
GL-1.0m	5.849	6.021	6.128	6.361	6.799	7.276
GL-1.2m	6.002	6.139	6.249	6.475	6.949	7.462
GL-1.4m	3.839	3.898	3.967	4.097	4.406	4.742
GL-1.45m	1.589	1.607	1.636	1.680	1.806	1.950
GL-1.5m	1.620	1.640	1.671	1.715	1.836	1.988
GL-1.55m	1.655	1.677	1.710	1.752	1.865	2.024
GL-1.6m	1.694	1.718	1.754	1.793	1.898	2.064
GL-1.65m	1.740	1.766	1.805	1.840	1.947	2.115
GL-1.7m	1.794	1.824	1.866	1.898	2.012	2.179
GL-1.75m	1.862	1.896	1.944	1.969	2.092	2.261
GL-1.8m	1.953	1.991	2.046	2.065	2.199	2.372
GL-1.85m	2.084	2.131	2.196	2.203	2.351	2.530
GL-1.9m	2.309	2.371	2.452	2.438	2.601	2.789
GL-1.95m	2.865	2.963	3.078	3.021	3.207	3.406

(b) 擁壁耐力 0.5 倍

位置	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)					
	GL±0m 加力時	GL-0.2m 加力時	GL-0.4m 加力時	GL-1.2m 加力時	GL-1.4m 加力時	GL-1.5m 加力時
GL±0m	2.712	2.727	2.776	2.843	2.952	3.052
GL-0.2m	5.477	5.511	5.622	5.770	6.015	6.238
GL-0.4m	5.578	5.617	5.750	5.927	6.219	6.485
GL-0.6m	5.672	5.709	5.862	6.062	6.395	6.698
GL-0.8m	5.771	5.797	5.969	6.184	6.554	6.890
GL-1.0m	5.886	5.928	6.083	6.298	6.701	7.069
GL-1.2m	6.032	6.112	6.214	6.406	6.842	7.238
GL-1.4m	3.843	3.903	3.951	4.052	4.336	4.595
GL-1.45m	1.587	1.613	1.633	1.663	1.775	1.886
GL-1.5m	1.619	1.648	1.669	1.700	1.803	1.921
GL-1.55m	1.656	1.686	1.708	1.740	1.835	1.954
GL-1.6m	1.696	1.729	1.753	1.784	1.879	1.991
GL-1.65m	1.744	1.779	1.805	1.836	1.934	2.035
GL-1.7m	1.800	1.839	1.867	1.896	1.999	2.091
GL-1.75m	1.870	1.913	1.945	1.971	2.079	2.168
GL-1.8m	1.963	2.011	2.048	2.069	2.183	2.271
GL-1.85m	2.096	2.152	2.196	2.209	2.330	2.419
GL-1.9m	2.319	2.386	2.445	2.443	2.575	2.666
GL-1.95m	2.866	2.959	3.050	3.021	3.176	3.270

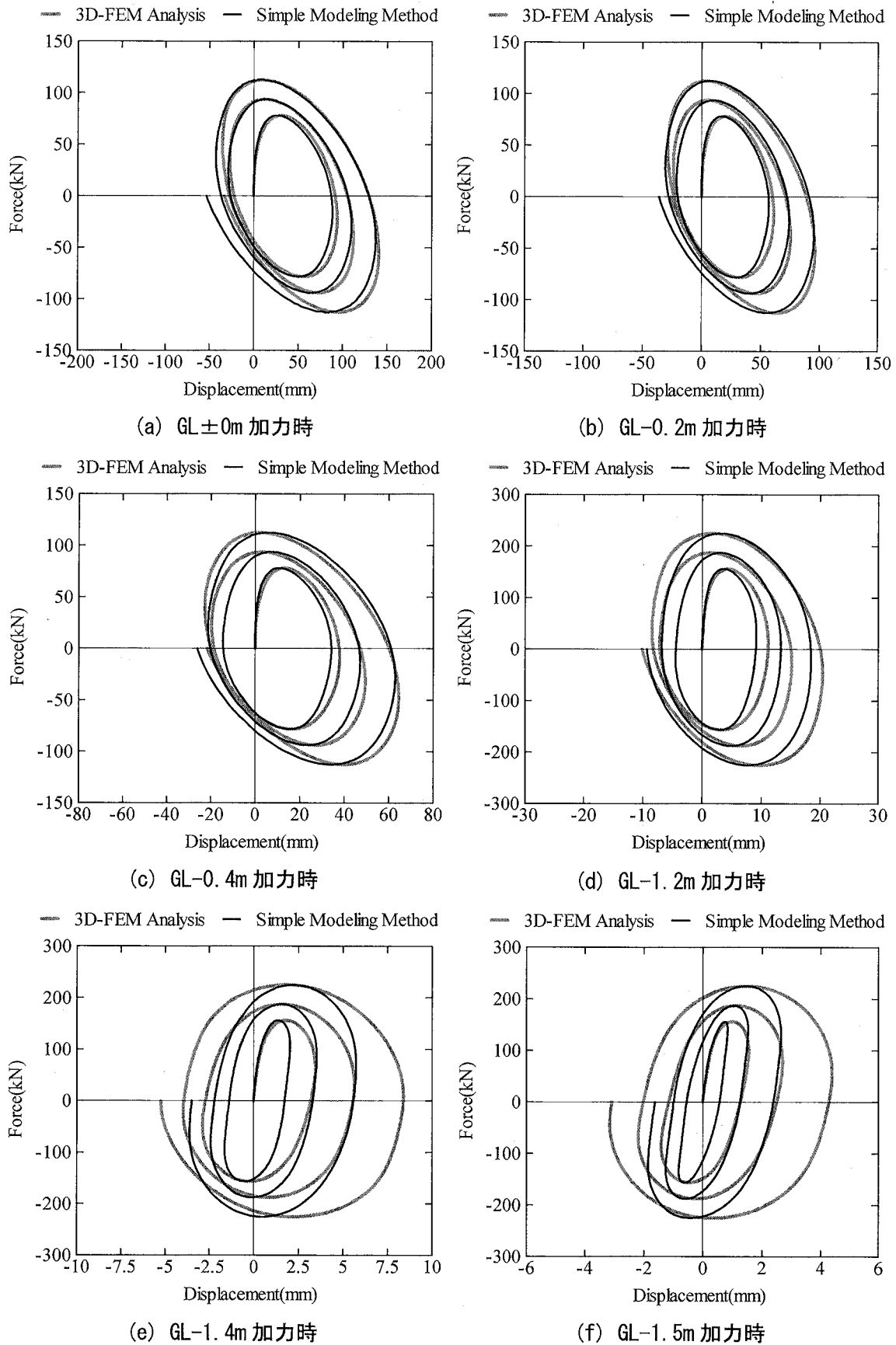
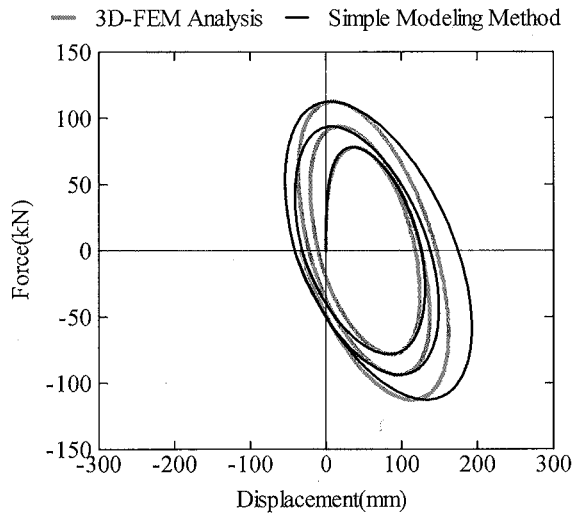
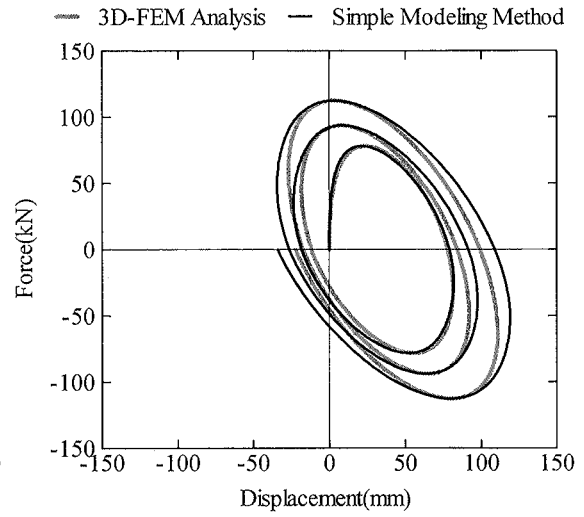


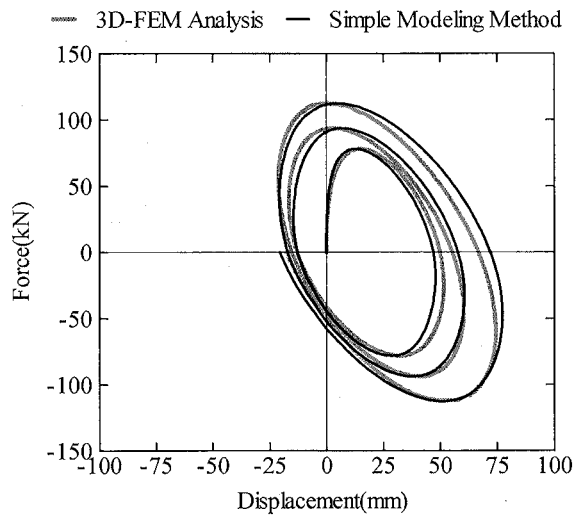
図 4.21 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$  付加質量範囲:  $6t$ )



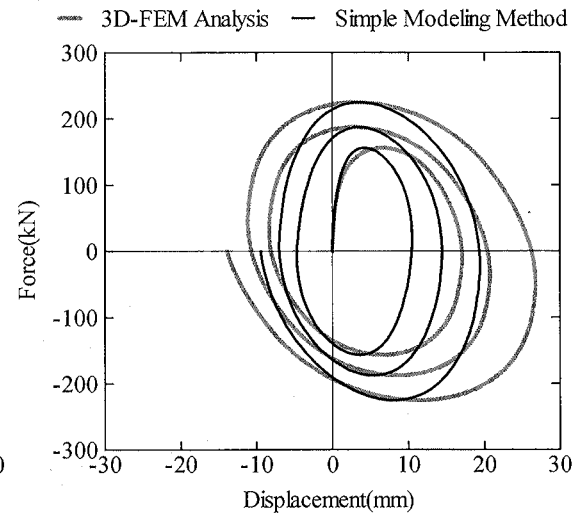
(a) GL ±0m 加力時



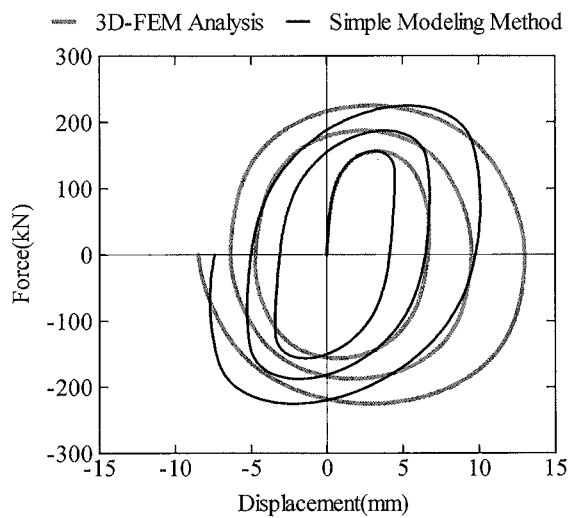
(b) GL -0.2m 加力時



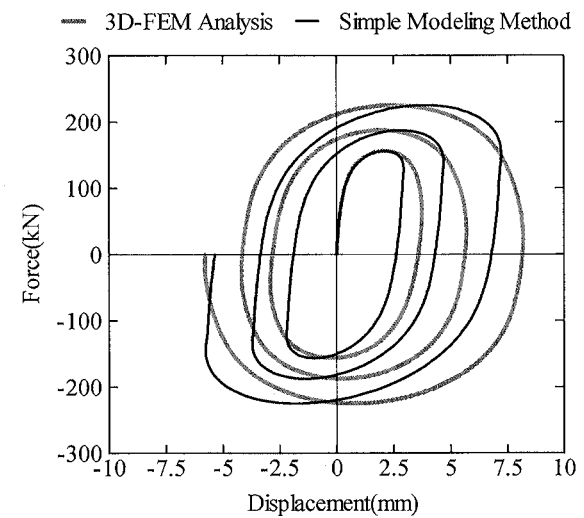
(c) GL -0.4m 加力時



(d) GL -1.2m 加力時



(e) GL -1.4m 加力時



(f) GL -1.5m 加力時

図 4.22 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2m$  付加質量範囲 : 6t)



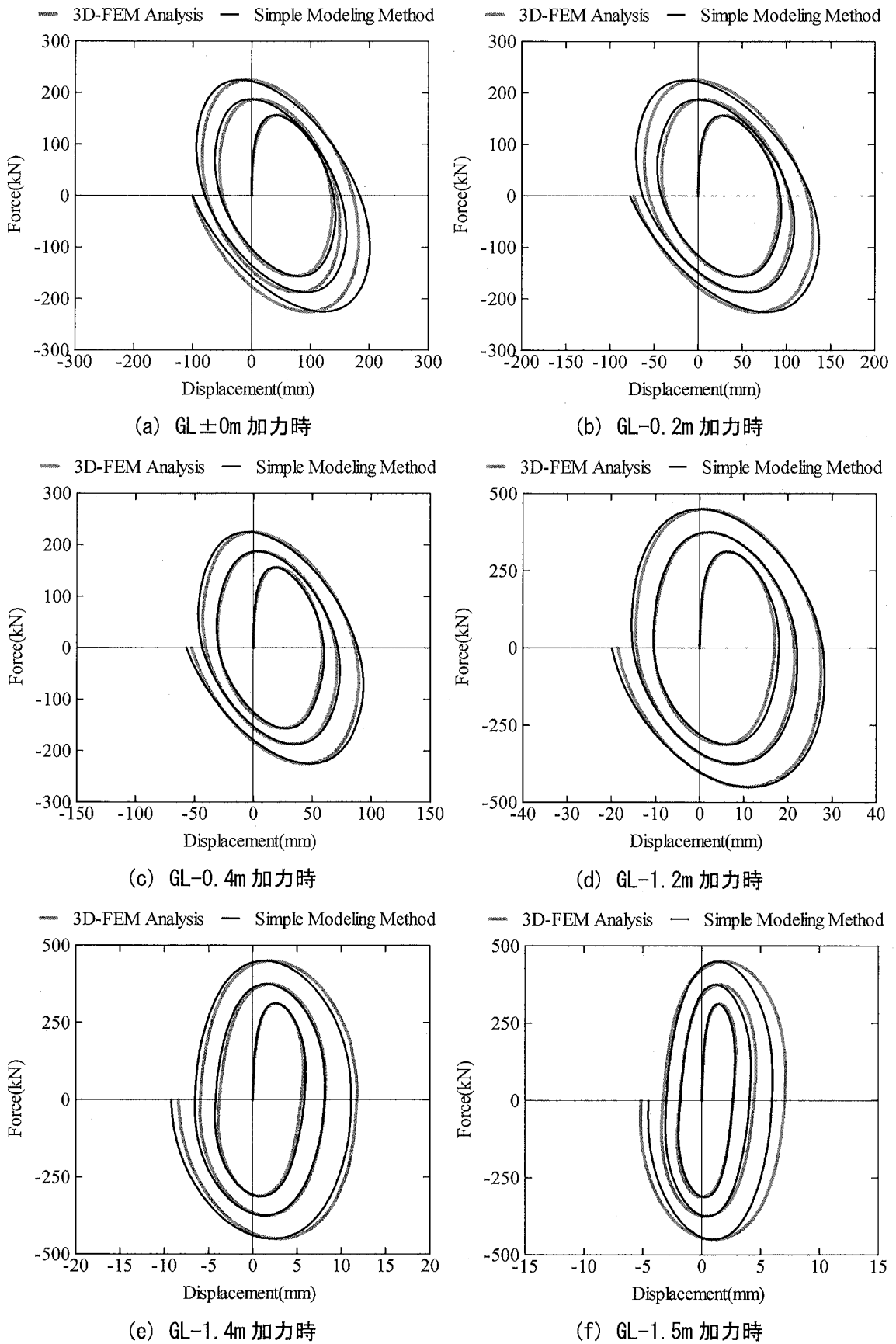


図 4.23 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$  付加質量範囲:  $6t$ )

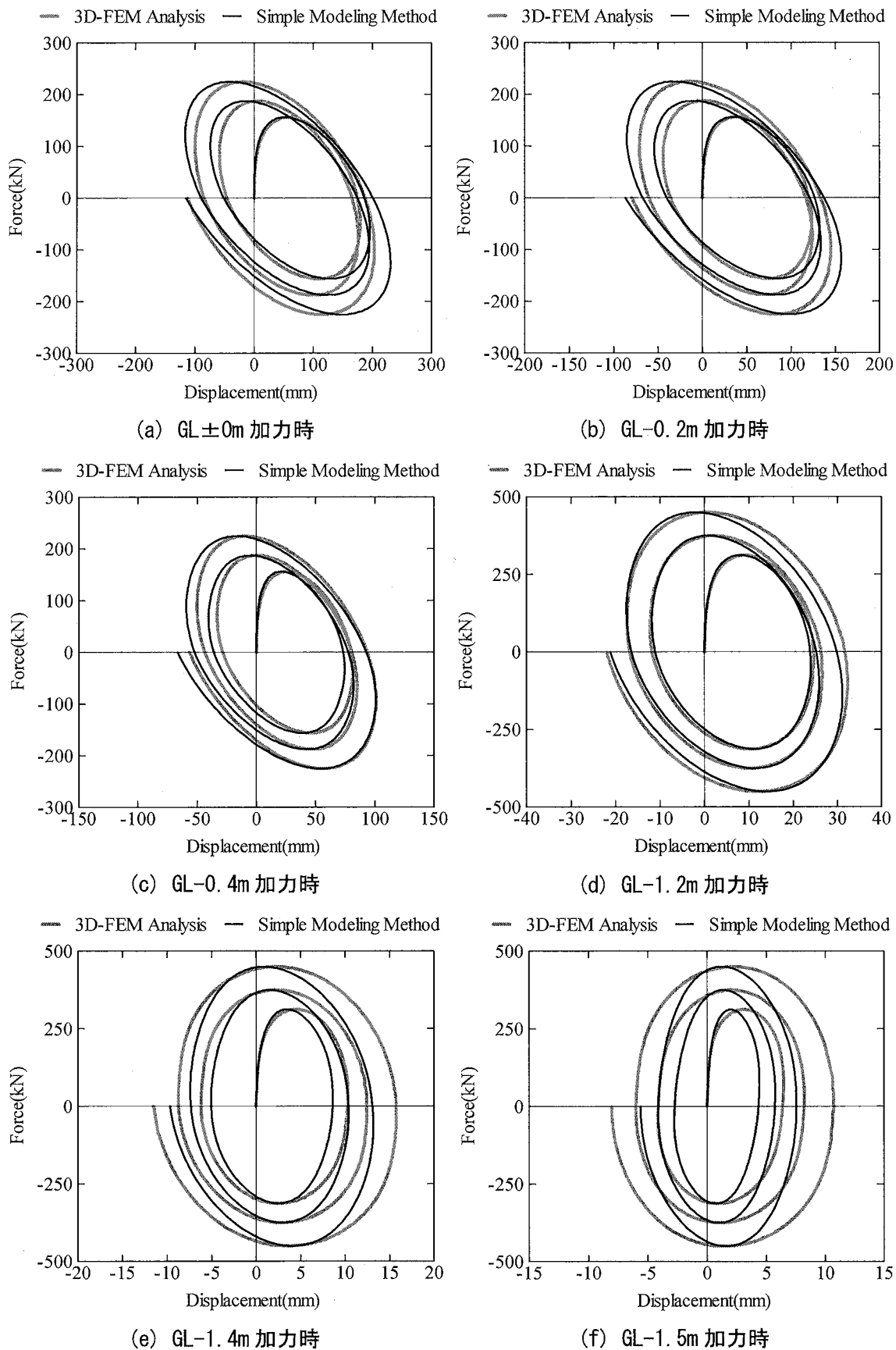


図 4.24 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$  付加質量範囲:  $6t$ )

### (1) 付加質量を変化させた時の擁壁部水平抵抗特性の比較

図 4.25～図 4.28 に、付加質量  $addm_i$  を計算する範囲を、地表面位置で擁壁厚さ  $t$  の 3 倍とした場合と 6 倍とした場合の擁壁部水平抵抗特性の違いを検討する。

$t=0.2m$ ,  $t=0.3m$  のケースともに、付加質量が小さい方が最大応答変位を大きく評価し、それに伴い履歴減衰が増大することにより履歴ループの面積も大きくなっている。また、残留変位も大きく評価しており、これらの傾向は擁壁上部に加力したケースに顕著に見られる。これは、擁壁上部に加力したケースでは擁壁部剛性が低いため、 $addm_i$  による慣性力の影響が大きいためである。一方、擁壁部剛性が高い擁壁下部に加力したケースでは、擁壁上部に加力したケースほど変位量や履歴ループ形状に差は見られない。これは、慣性力の影響が小さいためであり、擁壁下部に加力したケースについては  $addm_i$  の影響はあまり大きくないことがわかる。

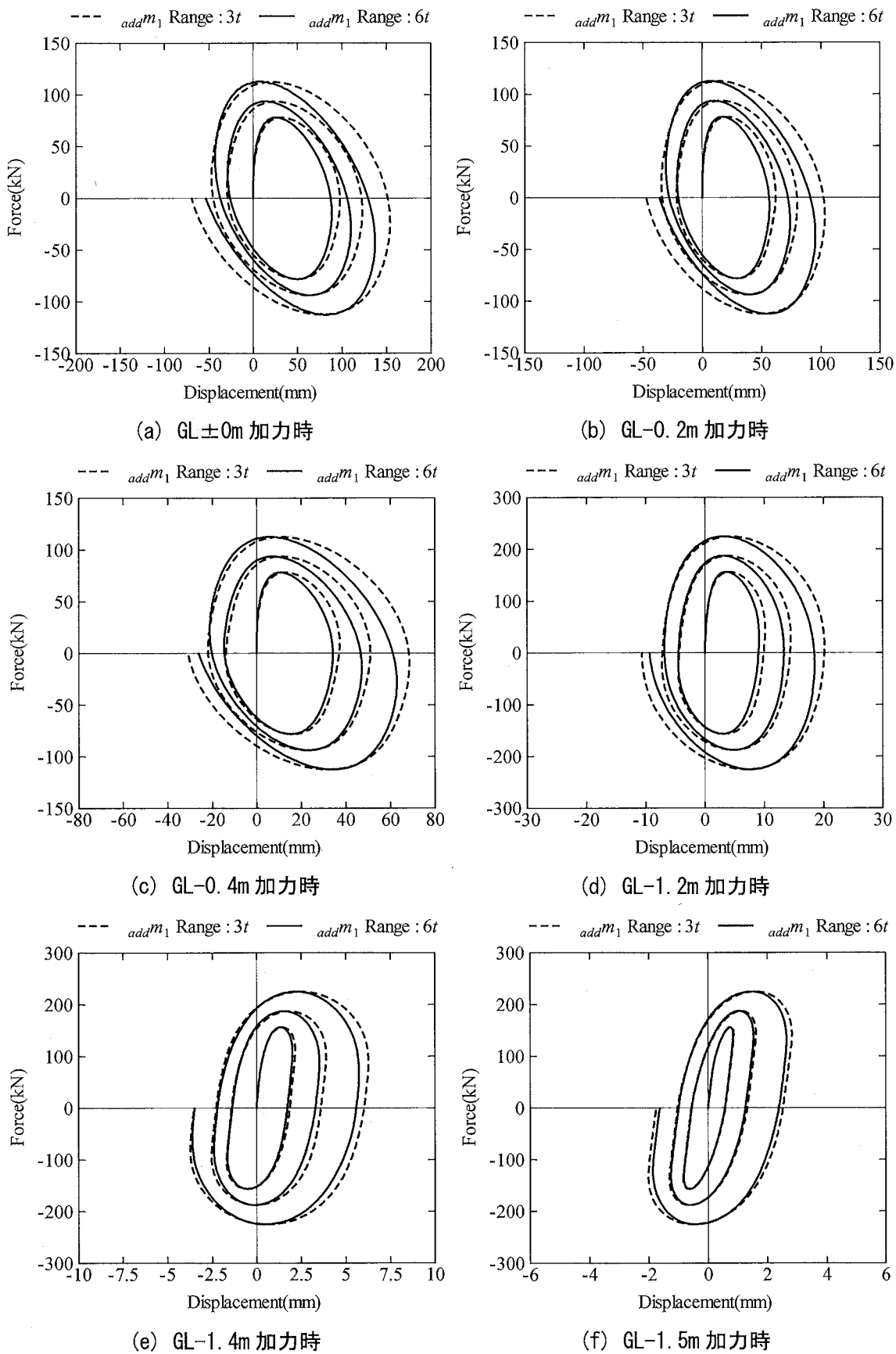
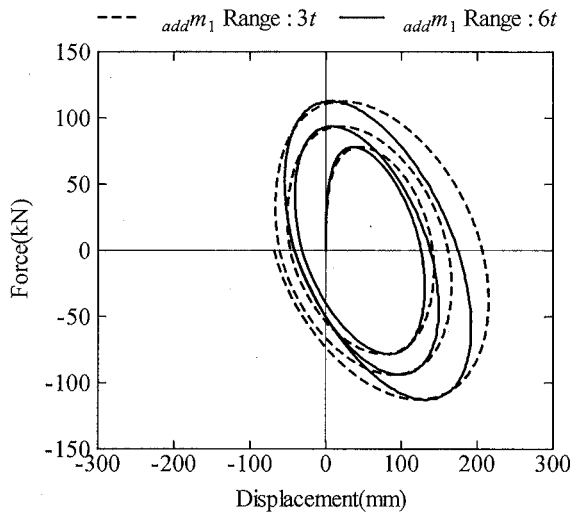
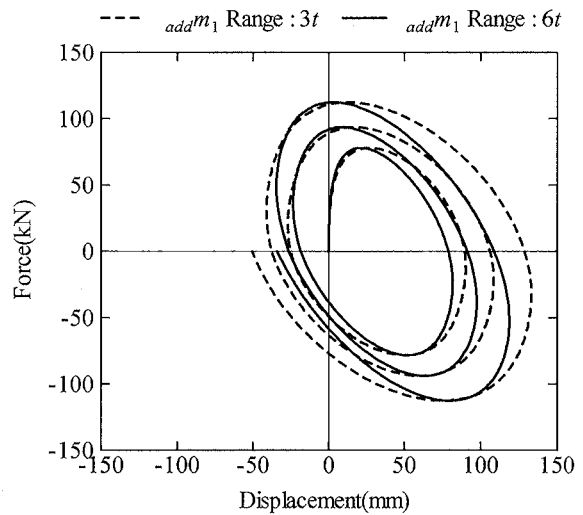


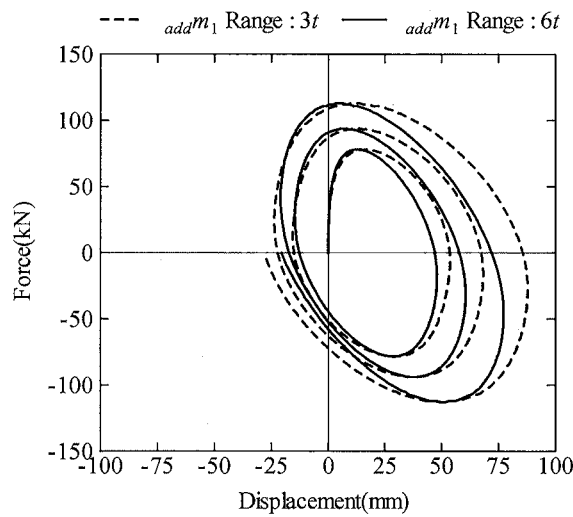
図 4.25 付加質量を変化させた時の擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$ )



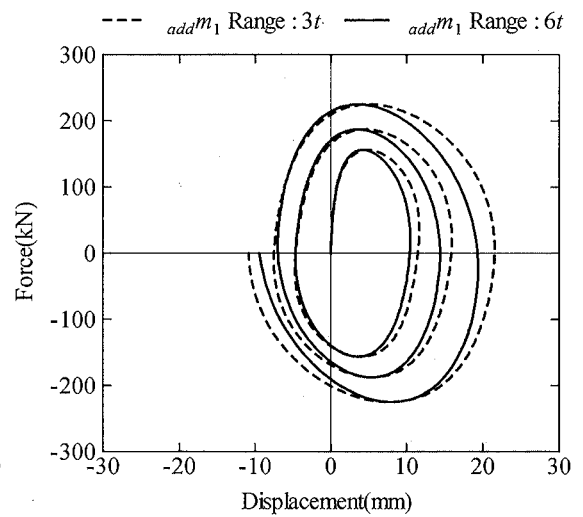
(a) GL±0m 加力時



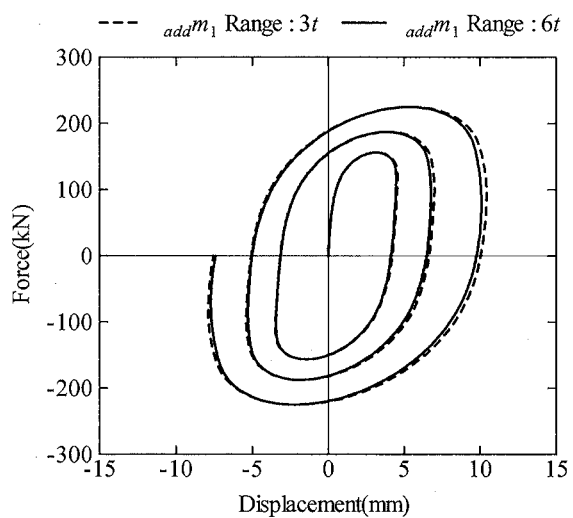
(b) GL-0.2m 加力時



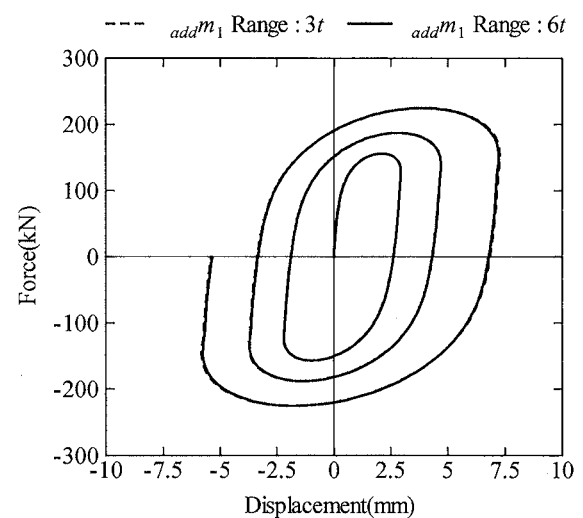
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.5m 加力時

図 4.26 付加質量を変化させた時の擁壁部の荷重—変形関係(擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2m$ )

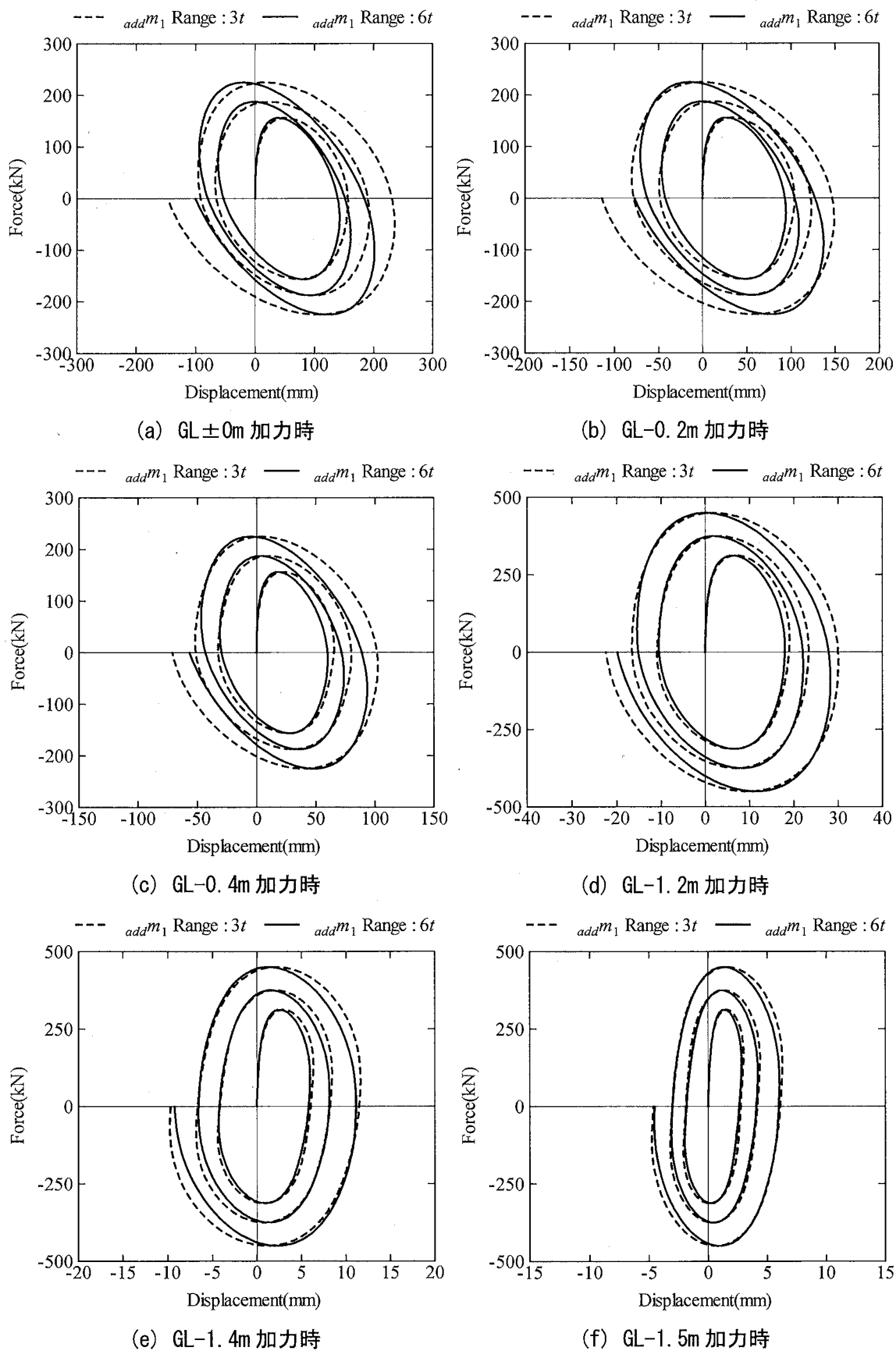
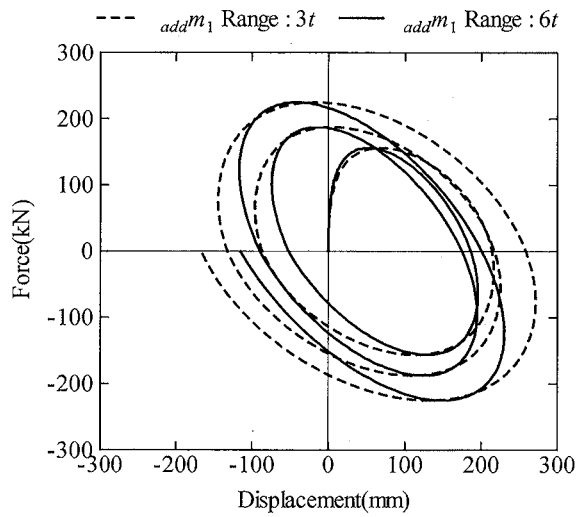
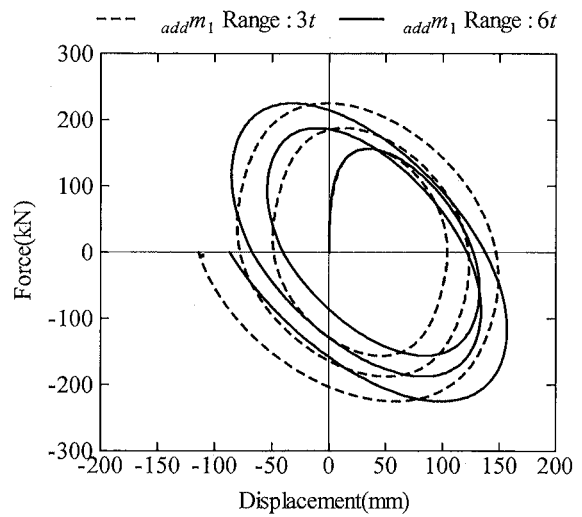


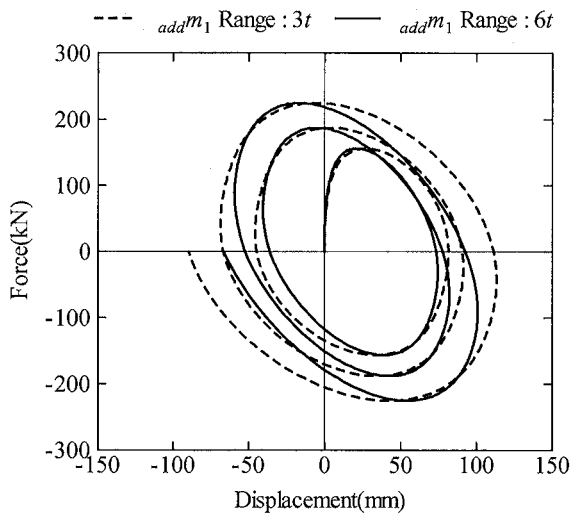
図 4.27 付加質量を変化させた時の擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$ )



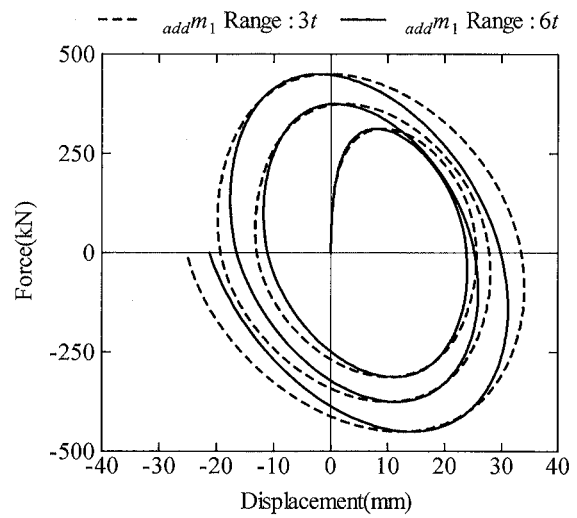
(a) GL±0m 加力時



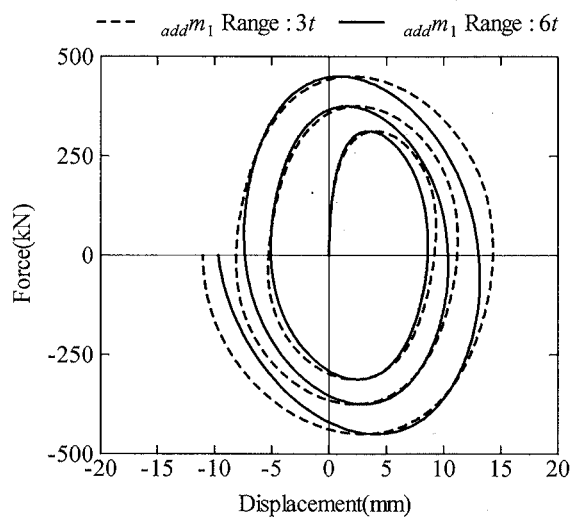
(b) GL-0.2m 加力時



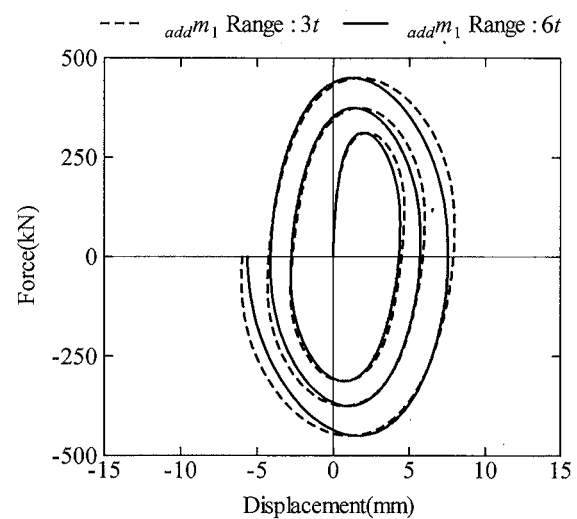
(c) GL-0.4m 加力時



(d) GL-1.2m 加力時



(e) GL-1.4m 加力時



(f) GL-1.5m 加力時

図 4.28 付加質量を変化させた時の擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$ )

## (2) ダッシュポットの有無による擁壁部水平抵抗特性の比較

簡易評価法においてダッシュポットを除いて（逸散減衰の影響を無視して）評価した擁壁部の履歴ループを図 4.29～図 4.32 に示す。ダッシュポットを除いた場合、擁壁の応答変位を過大評価し、擁壁上部に加力したケースではピーク変位での等価剛性を小さく評価するなど、履歴ループ形状も大きく異なっている。また、擁壁を弾性とした場合とは傾向が異なり、擁壁の履歴減衰によりダッシュポットを除いた場合には履歴ループの面積は大きくなっている。このように、擁壁弾塑性時においても、ダッシュポットは擁壁部水平抵抗に無視できないほどの影響を及ぼしていることがわかる。

なお、簡易評価法では、この状態での擁壁各要素の最大応答変形角  $\gamma_{imax}$  が擁壁背後地盤の最大せん断ひずみに等しいと仮定している。ダッシュポットの有無によって  $\gamma_{imax}$  に差は生じるが、ダッシュポットの減衰係数  $c_{gsi}$  は擁壁背後地盤  $1c_{gsi}$  と自由地盤  $2c_{gsi}$  の重み付け平均としており、さらに各減衰係数はせん断ひずみの平方根に比例するため、 $\gamma_{imax}$  の差がダッシュポットの減衰係数に与える影響は比較的小さい。



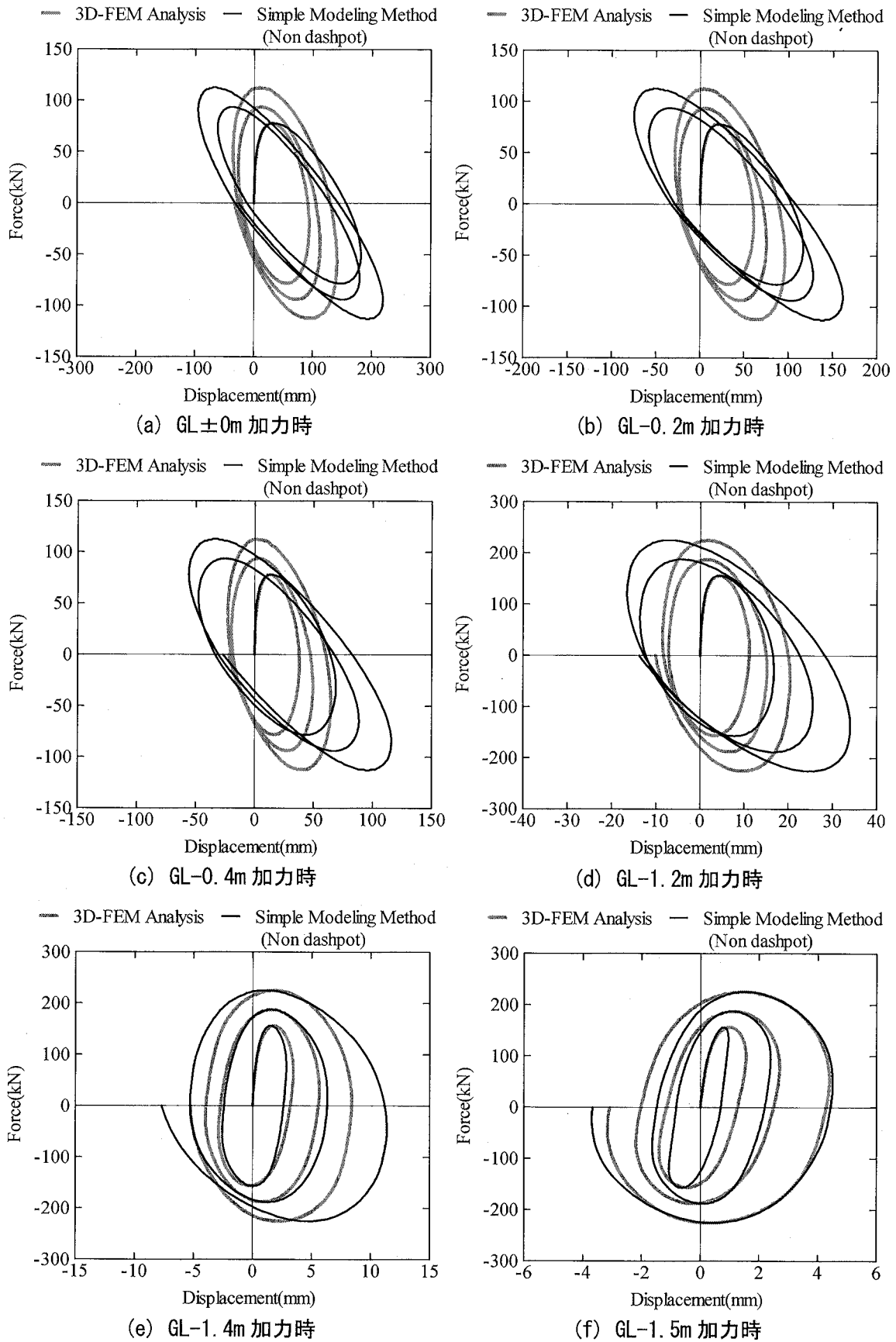


図 4.29 ダッシュポットの有無による擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.2m$ )

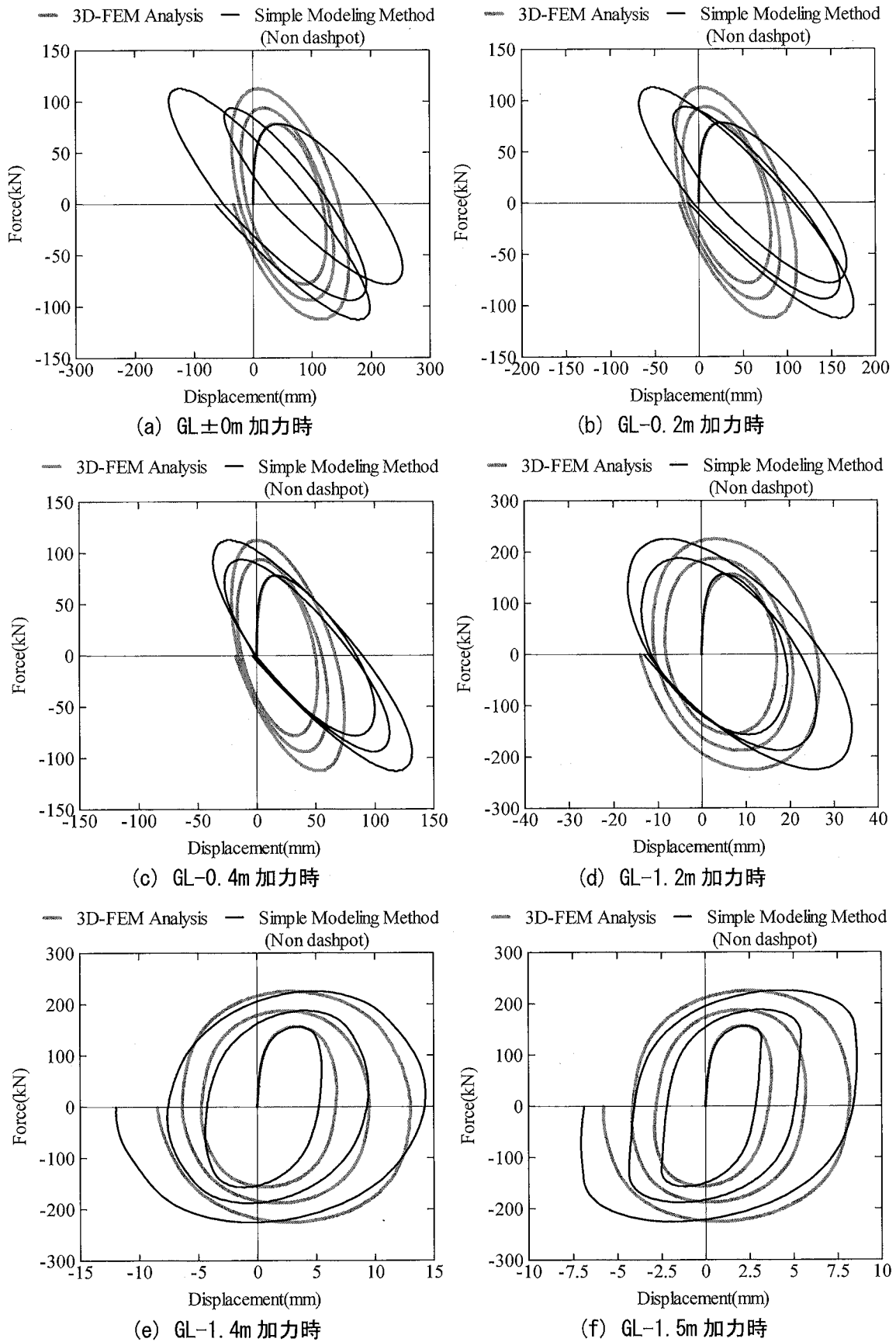


図 4.30 ダッシュポットの有無による擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.2m$ )

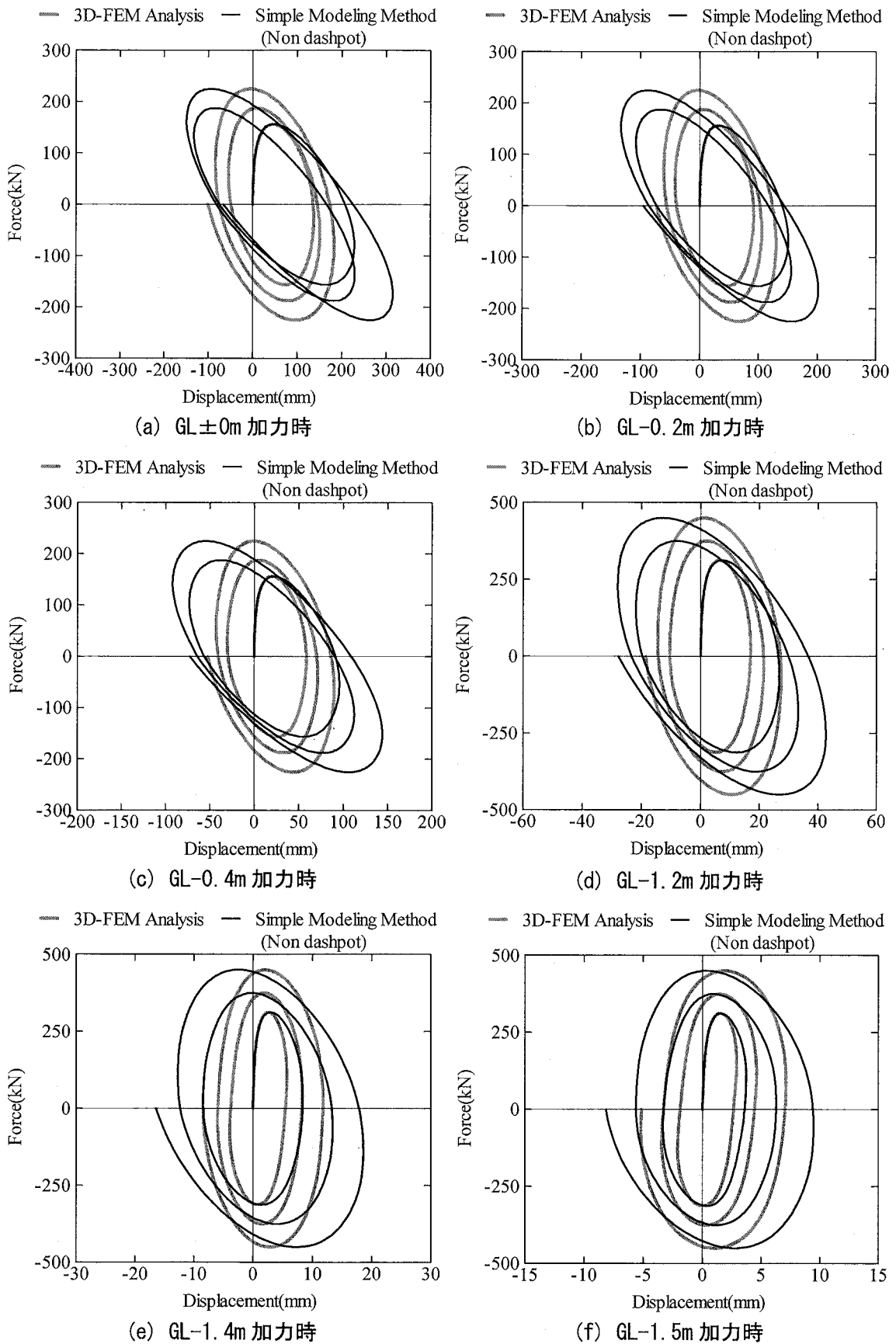


図 4.31 ダッシュポットの有無による擁壁部の荷重—変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍時  $t=0.3m$ )

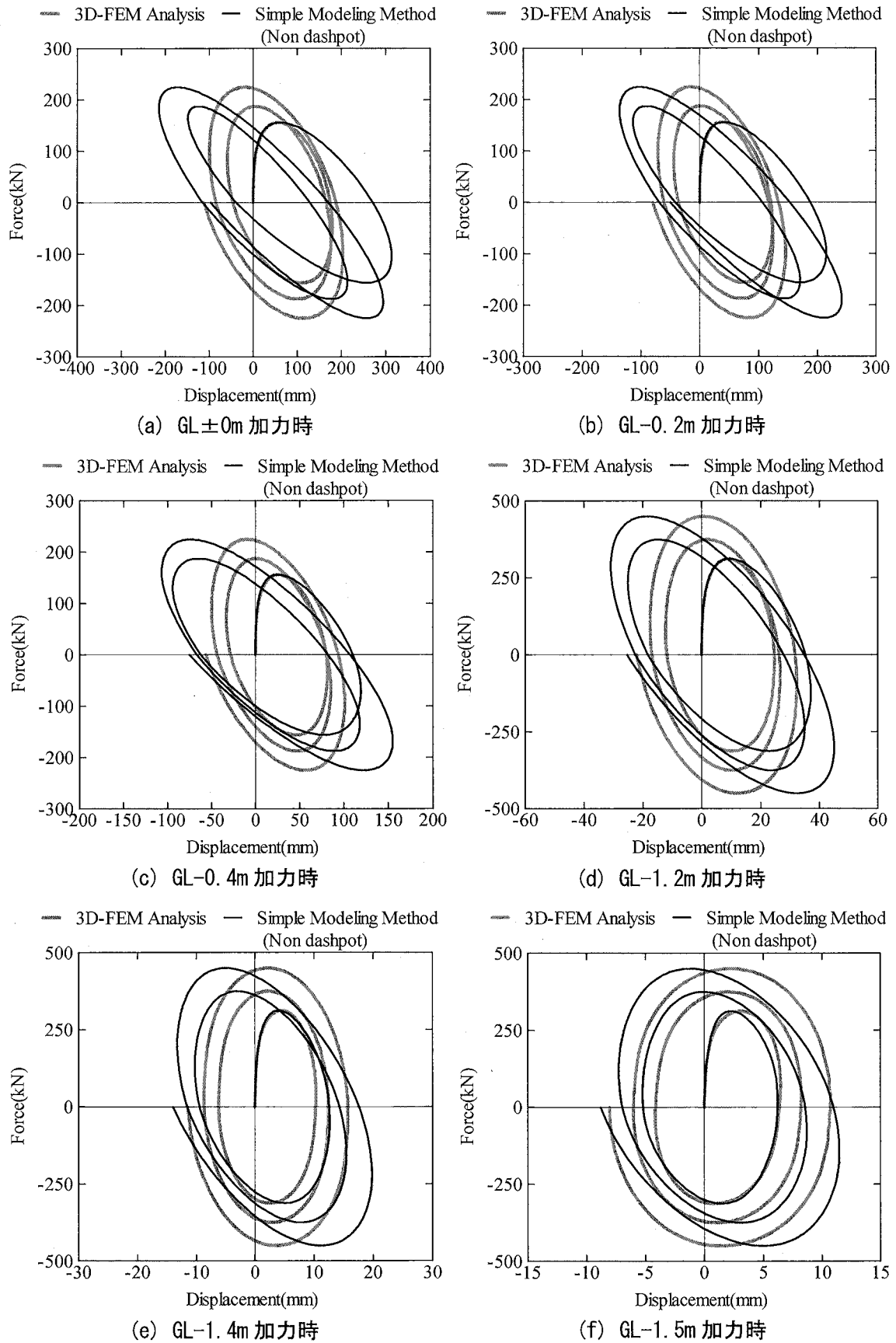


図 4.32 ダッシュポットの有無による擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍時  $t=0.3m$ )

#### 4.4 簡易評価法を用いた衝突解析

本節では、2.3 節で示した擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルにより、時刻歴地震応答解析による衝突解析を行う。そして、4.2 節で得られた三次元 FEM 解析による建物応答値との比較を行い、衝突解析モデルの有効性を確認する。

##### 4.4.1 解析条件

解析モデルや基本的な解析条件は 3.4 節と同様であり、自由地盤および上部構造は多質点系せん断ばねでモデル化する。上部構造は弾性、自由地盤には双曲線 (HD) モデルの非線形特性を与える。衝突ばねの初期剛性には微小値を与え、GL±0m~-1.5m の範囲に衝突ばねを配置する。免震部材は、天然ゴム系積層ゴムは弾性、それ以外はノーマルバイリニアの復元力特性を有するせん断ばねでモデル化し、それらを並列に配置する。擁壁はファイバー断面を用いた梁要素とし、本節の検討では厚さ  $t=0.3\text{m}$  の擁壁耐力 1.0 倍時のみを対象とし、衝突面における擁壁長さ  $L$  は建物幅 30m とする。この時の擁壁部解析諸元を表 4.7 に示す。なお、動的相互作用ばね諸元および擁壁部質量は表 4.3 の数値を  $30/0.5=60$  倍したものととなる。また、免震クリアランス以降の衝突ばね剛性を表 4.8 に示す。

自由地盤最下節点、免震層直下節点および擁壁基部節点は固定とし、各要素に与える諸元や内部粘性減衰等の条件は三次元 FEM 解析と同じとする。自由地盤最下節点には三次元 FEM 解析同様、図 3.4 に示す加速度波形を入力する。免震層直下節点および擁壁基部節点には、図 4.33 に示す非衝突の三次元 FEM 解析で得られた基礎底面 (GL-4.0m) 中央位置での応答加速度波形を入力する。

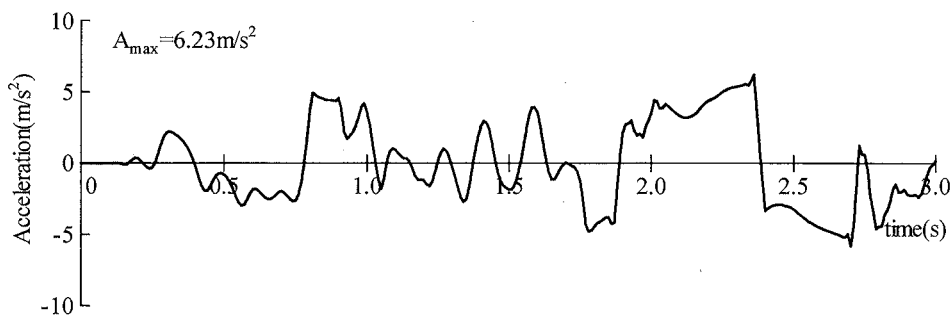


図 4.33 建物系への入力加速度波形

表 4.7 衝突解析における擁壁部解析諸元

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (kN/m)	極限地盤反力 $P_{max}$ (kN)	減衰係数 $c'_{gsi}$ (kN·sec/m)	擁壁質量 (ton)	付加質量 $addm_i$ (ton)
GL±0m	$7.010 \times 10^5$	$6.534 \times 10^1$	$1.097 \times 10^2$	2.203	4.956
GL-0.2m	$1.402 \times 10^6$	$1.904 \times 10^2$	$2.416 \times 10^2$	4.405	7.226
GL-0.4m	$1.402 \times 10^6$	$2.701 \times 10^2$	$2.620 \times 10^2$	4.405	5.075
GL-0.6m	$1.402 \times 10^6$	$3.498 \times 10^2$	$2.741 \times 10^2$	4.405	3.400
GL-0.8m	$1.402 \times 10^6$	$4.295 \times 10^2$	$3.003 \times 10^2$	4.405	2.141
GL-1.0m	$1.402 \times 10^6$	$5.092 \times 10^2$	$3.043 \times 10^2$	4.405	1.239
GL-1.2m	$1.402 \times 10^6$	$5.890 \times 10^2$	$2.998 \times 10^2$	4.405	$6.343 \times 10^{-1}$
GL-1.4m	$8.763 \times 10^5$	$4.086 \times 10^2$	$1.883 \times 10^2$	2.753	$1.673 \times 10^{-1}$
GL-1.45m	$3.505 \times 10^5$	$1.721 \times 10^2$	$7.364 \times 10^1$	1.101	$5.153 \times 10^{-2}$
GL-1.5m	$3.505 \times 10^5$	$1.771 \times 10^2$	$7.482 \times 10^1$	1.101	$3.872 \times 10^{-2}$
GL-1.55m	$3.505 \times 10^5$	$1.821 \times 10^2$	$7.611 \times 10^1$	1.101	$2.822 \times 10^{-2}$
GL-1.6m	$3.505 \times 10^5$	$1.871 \times 10^2$	$7.743 \times 10^1$	1.101	$1.982 \times 10^{-2}$
GL-1.65m	$3.505 \times 10^5$	$1.921 \times 10^2$	$7.876 \times 10^1$	1.101	$1.328 \times 10^{-2}$
GL-1.7m	$3.505 \times 10^5$	$1.970 \times 10^2$	$8.013 \times 10^1$	1.101	$8.363 \times 10^{-3}$
GL-1.75m	$3.505 \times 10^5$	$2.020 \times 10^2$	$8.177 \times 10^1$	1.101	$4.840 \times 10^{-3}$
GL-1.8m	$3.505 \times 10^5$	$2.070 \times 10^2$	$8.439 \times 10^1$	1.101	$2.478 \times 10^{-3}$
GL-1.85m	$3.505 \times 10^5$	$2.120 \times 10^2$	$8.944 \times 10^1$	1.101	$1.045 \times 10^{-3}$
GL-1.9m	$3.505 \times 10^5$	$2.170 \times 10^2$	$1.006 \times 10^2$	1.101	$3.097 \times 10^{-4}$
GL-1.95m	$3.505 \times 10^5$	$2.219 \times 10^2$	$9.941 \times 10^1$	1.101	$3.872 \times 10^{-5}$

表 4.8 衝突ばね剛性

位置	衝突ばね $K'_i$ (kN/m)
GL±0m	$5.190 \times 10^5$
GL-0.2m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.4m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.6m	$1.038 \times 10^6$
GL-0.8m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.0m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.2m	$1.038 \times 10^6$
GL-1.4m	$6.487 \times 10^5$
GL-1.45m	$2.595 \times 10^5$
GL-1.5m	$1.297 \times 10^5$

## 4.4.2 解析結果

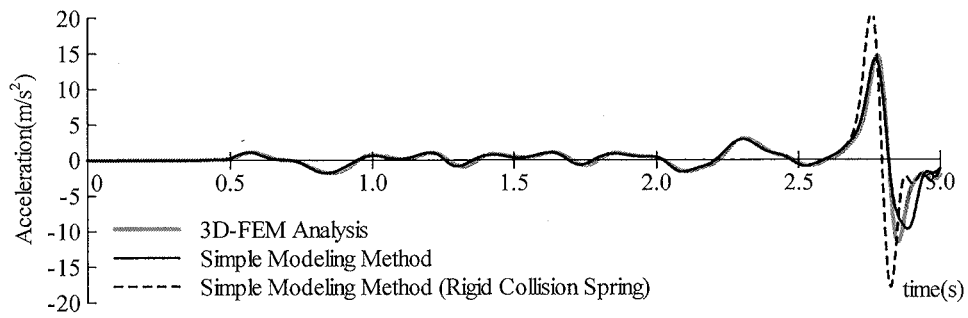
### 4.4.2.1 応答加速度

上部構造の応答加速度時刻歴を図 4.34 に示す。ここでは、三次元 FEM 解析に加え、衝突ばね剛の場合の結果も合わせて示す。

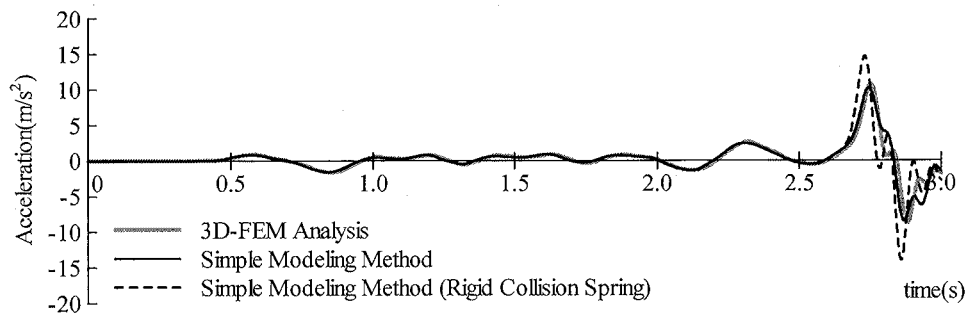
最大応答加速度は、三次元 FEM 解析では  $9.2\sim 14.6\text{m/s}^2$ 、衝突解析モデルでは  $8.5\sim 14.2\text{m/s}^2$  と、衝突解析モデルの方が三次元 FEM 解析に比べて各層で 3～12%程度小さく評価しており、擁壁を弾性とした場合に比べてその差は小さくなっている。また、時刻歴波形で正側の最大値が生じる時刻は FEM 解析結果と良い対応を示しており、負側の最大値が生じる時刻にやや差はあるものの、衝突解析モデルは三次元 FEM による建物衝突挙動を比較的良く再現していると言える。

一方、衝突ばね剛の場合は、 $K_f$  を衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した場合と比べて、正側および負側の最大値が生じる時刻をやや早く評価し、応答加速度は最上層で最大約 1.5 倍、1 層で最大約 4.1 倍と大きな差が生じている。さらに、衝突以降の時刻歴波形も三次元 FEM 解析結果とは異なっている。特に建物下層部では衝突以降に小刻みな加速度振幅が生じており、揺り戻しによる影響が顕著に表れている。擁壁を弾性とした場合においても、免震層直上大梁の軸剛性を適切に評価しなければ衝突応答を過大に評価したが、擁壁弾塑性時でも同様の傾向となっている。

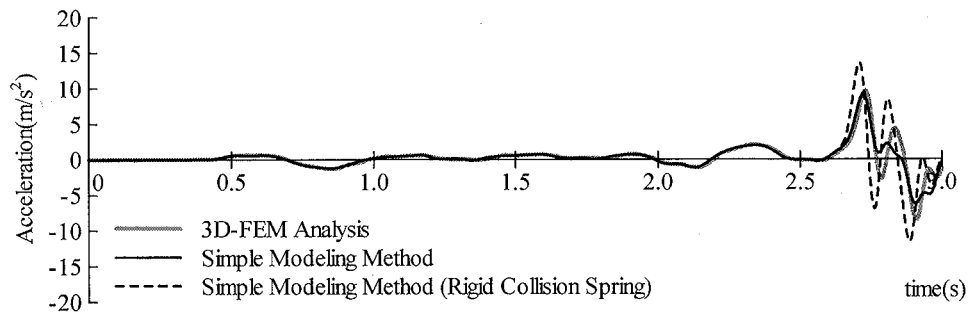
最大応答加速度分布を図 4.35 に示すが、衝突解析モデルによる最大応答加速度は、全層で三次元 FEM 解析に比べてやや小さく評価されており、1 層の差は約 12%あるものの、2F～RF の差は約 3～9.5%と比較的小さく、最大応答加速度分布は三次元 FEM 解析結果と良い対応を示している。なお、衝突ばね剛の場合には、三次元 FEM 解析結果と著しく異なっている。



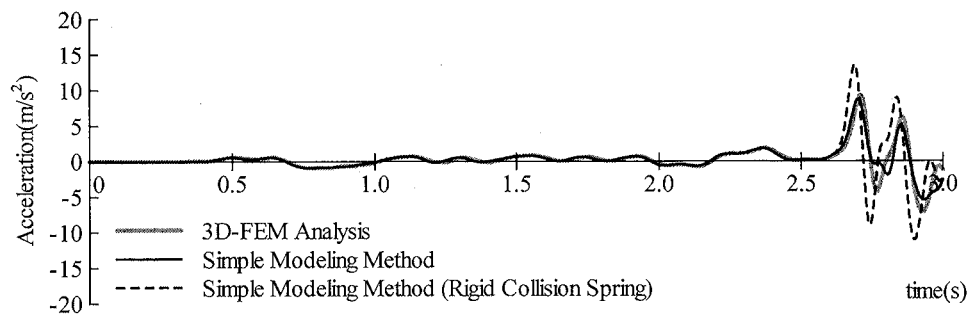
(a) ZR



(b) Z10



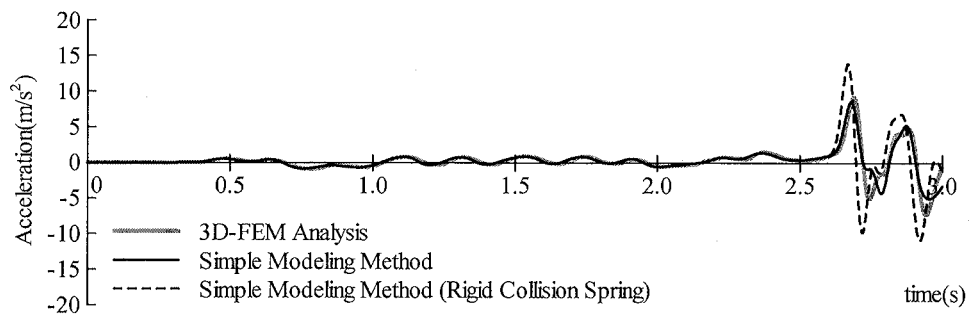
(c) Z9



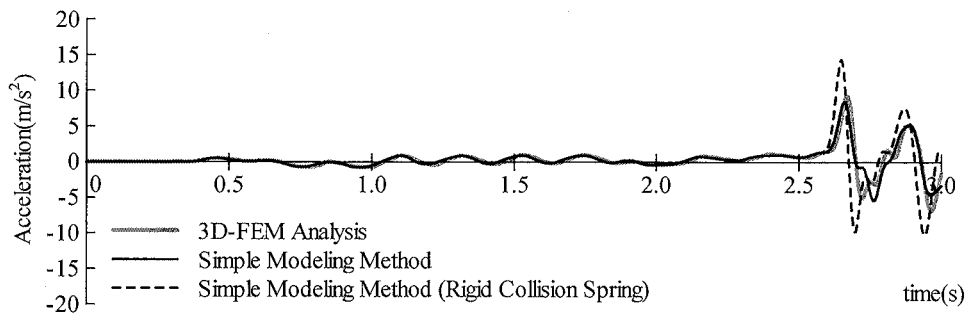
(d) Z8

図 4. 34-1 上部構造応答加速度の比較

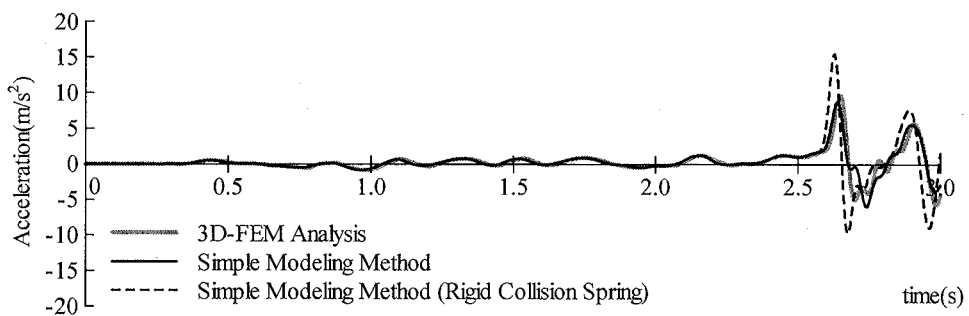




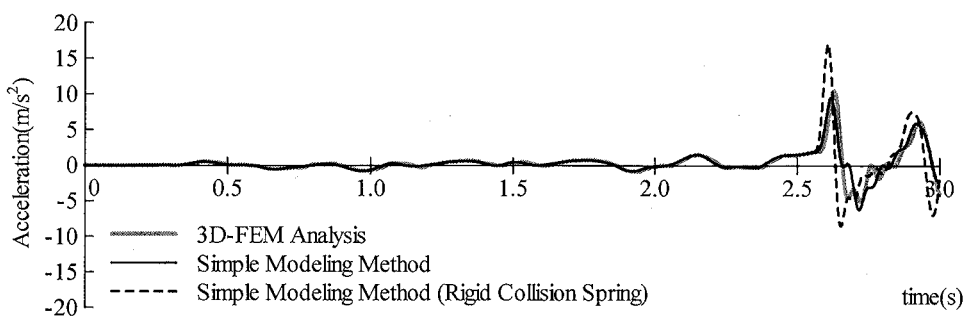
(e) Z7



(f) Z6

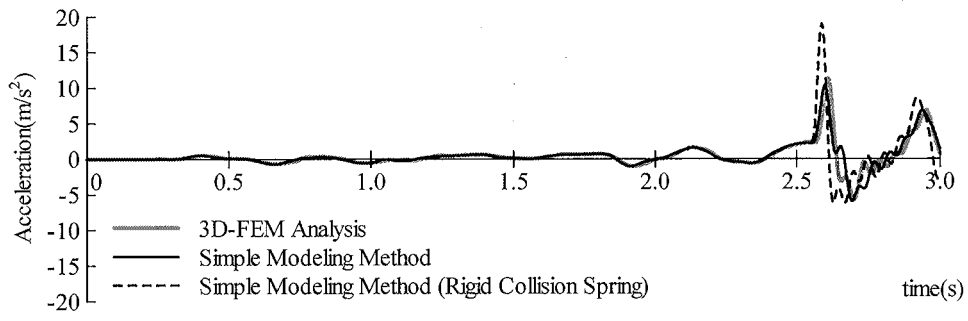


(g) Z5

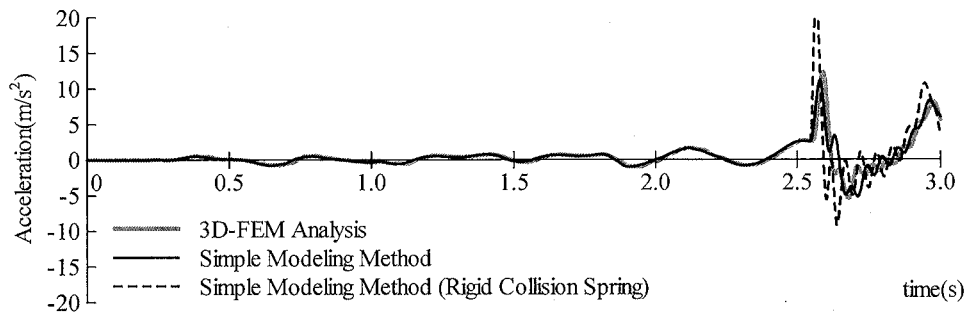


(h) Z4

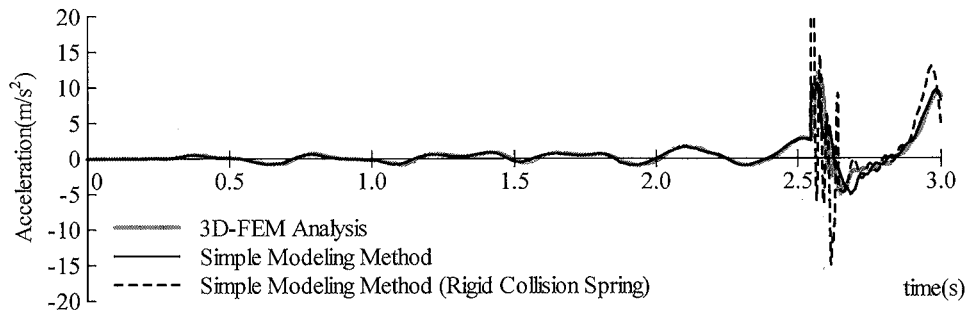
図 4. 34-2 上部構造応答加速度の比較



(i) Z3



(j) Z2



(k) Z1

図 4.34-3 上部構造応答加速度の比較

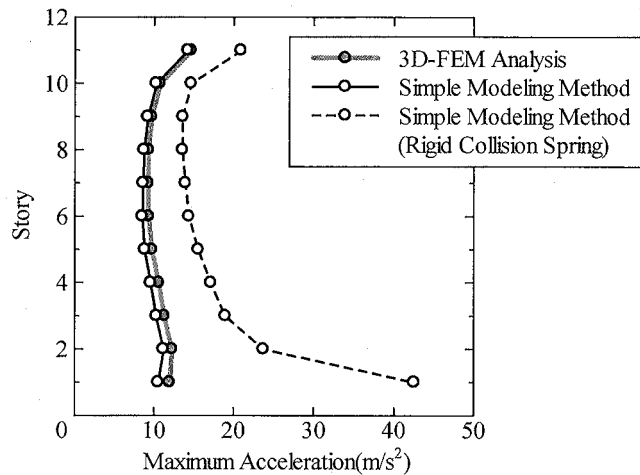


図 4.35 上部構造最大応答加速度分布

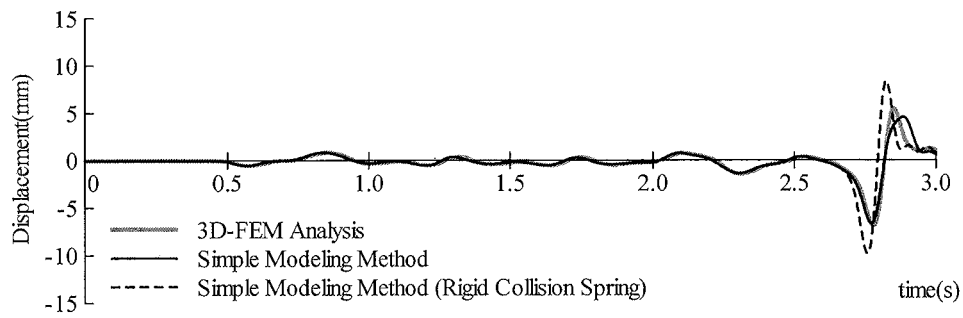
#### 4.4.2.2 応答層間変位

上部構造の応答層間変位時刻歴を図 4.36 に示す。ここでも、三次元 FEM 解析に加え、簡易評価法を用いた衝突解析モデルで衝突ばね剛の場合の結果も合わせて示す。

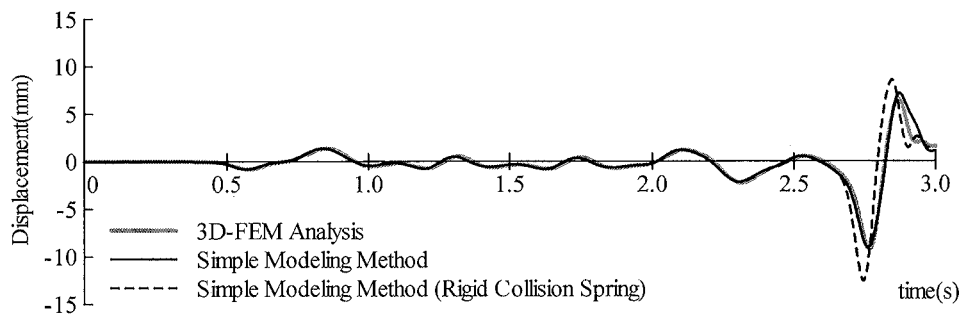
最大応答層間変位は、三次元 FEM 解析では 6.16~11.12mm、衝突解析モデルでは 5.74~10.89mm となっている。応答加速度と同様の傾向が見られ、2, 3 層は衝突解析モデルと三次元 FEM 解析は同程度、それ以外の層では衝突解析モデルの方が 1~7%程度小さく評価しており、衝突解析モデルによる解析結果と三次元 FEM 解析結果とは良く対応している。なお、上部構造で最大の応答層間変位が生じているのは 7 層であり、衝突解析モデルでは層間変形角 1/270 程度に相当する。衝突ばね剛の場合は、 $K'_i$  を衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した場合と比べて最大応答値を 1.2~1.5 倍程度過大に評価している。また、応答加速度同様、衝突開始から応答加速度のピーク値に達するまでの時間が早い。

最大応答層間変形角分布を図 4.37 に示す。応答加速度とは傾向が異なり、いずれの場合も最大応答値の分布傾向はほぼ同じとなっている。

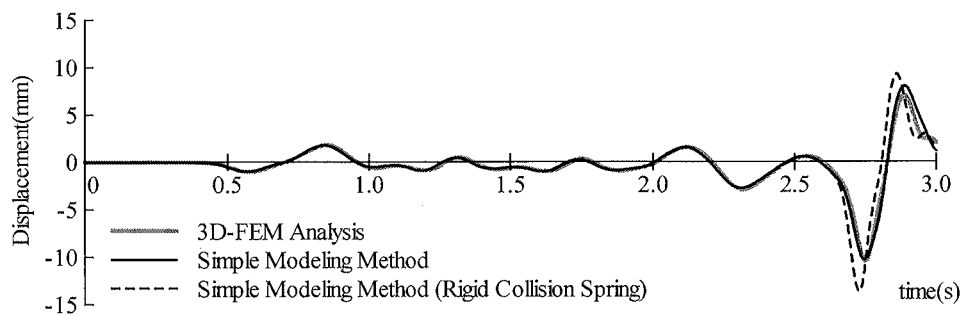
免震層変位時刻歴を図 4.38 に示す。三次元 FEM 解析では、基礎上面中央位置および建物最下節点の応答相対変位を免震層応答変位としている。こちらも衝突解析モデルによる解析結果と三次元 FEM 解析結果とは良く対応している。免震層の最大応答層間変位は擁壁弾性時よりもやや大きい約 522mm となり、擁壁衝突後 22mm 程度変形が進行していることがわかる。一方、衝突ばね剛の場合は免震層の最大応答層間変位は約 510mm となっており、衝突ばね剛性の違いによる免震層の挙動に明らかな差が見られる。



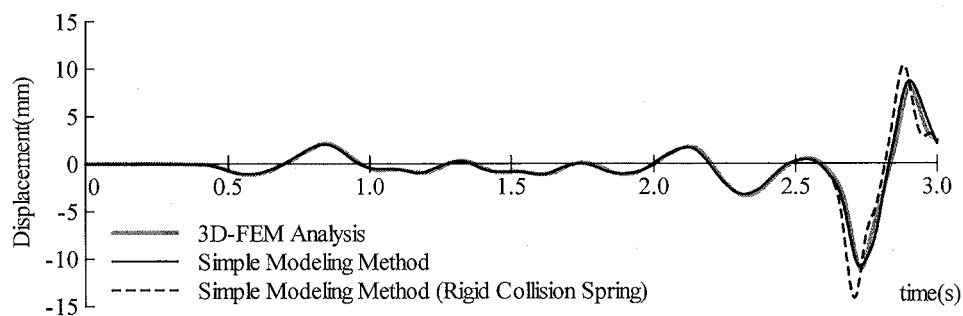
(a) ZS10



(b) ZS9

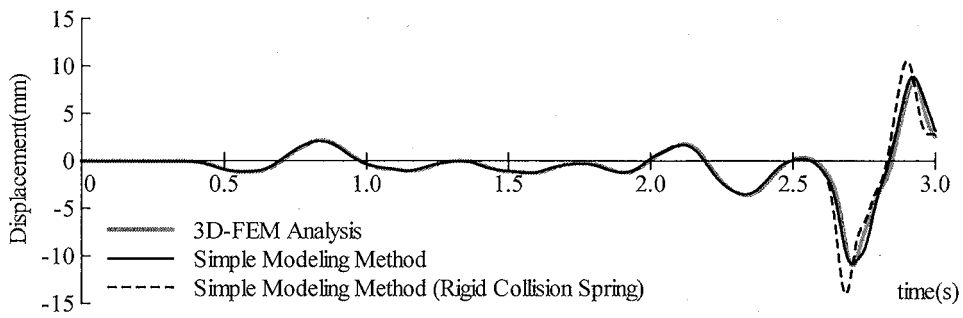


(c) ZS8

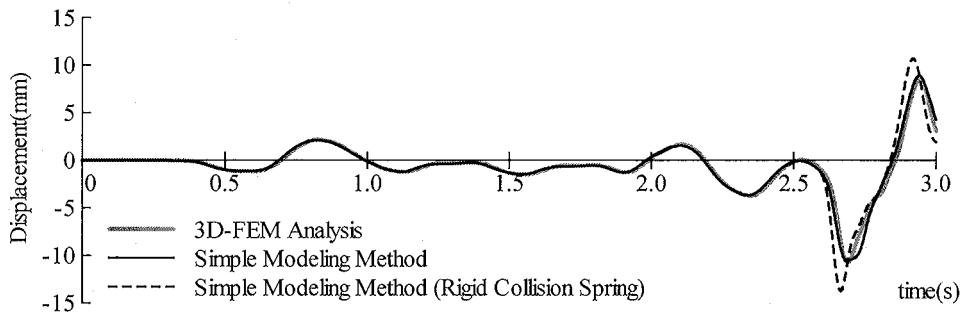


(d) ZS7

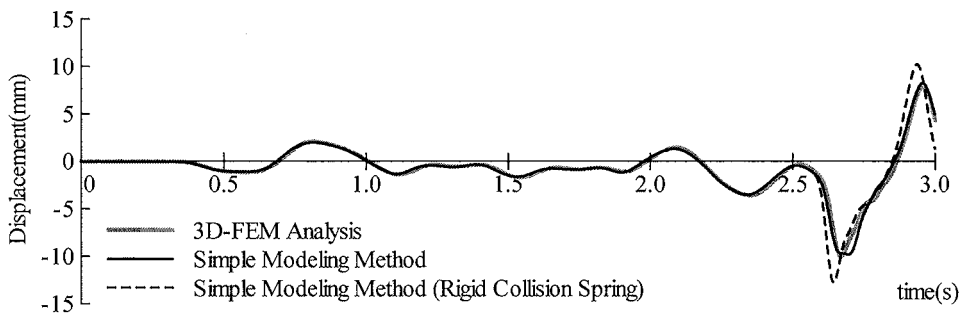
図 4. 36-1 上部構造応答層間変位の比較



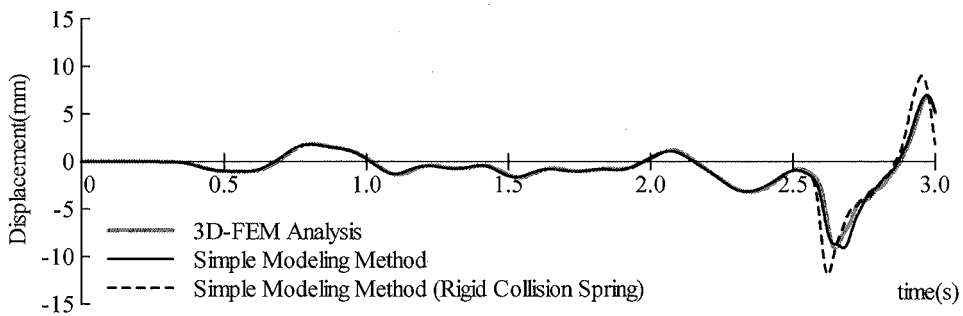
(e) ZS6



(f) ZS5

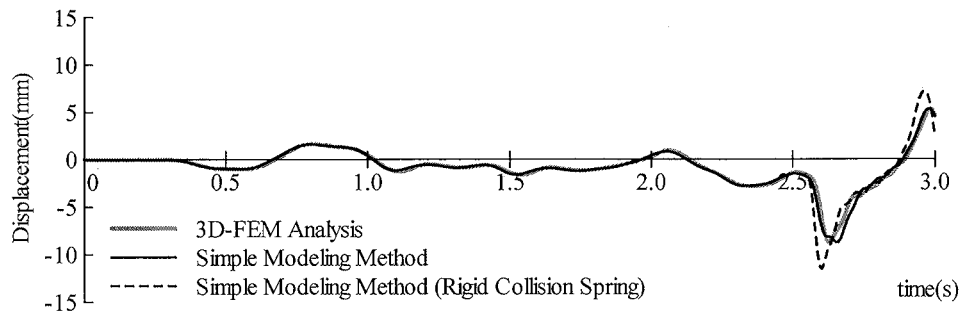


(g) ZS4

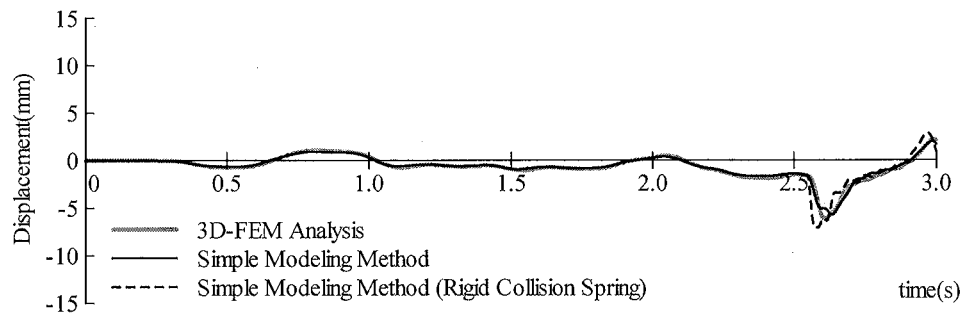


(h) ZS3

図 4.36-2 上部構造応答層間変位の比較



(i) ZS2



(j) ZS1

図 4.36-3 上部構造応答層間変位の比較

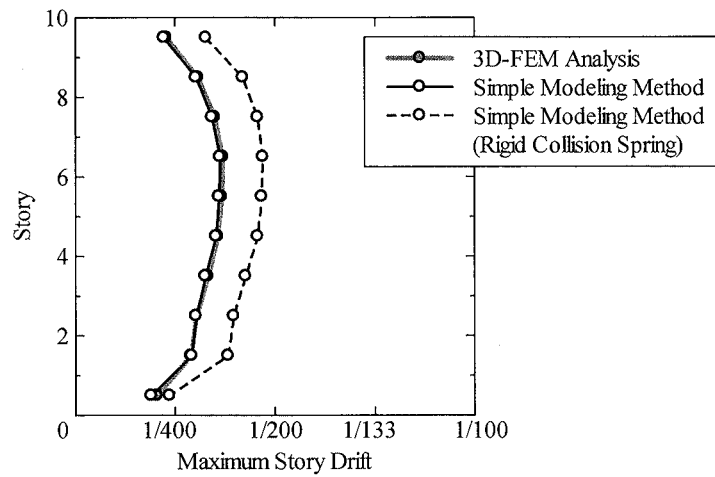
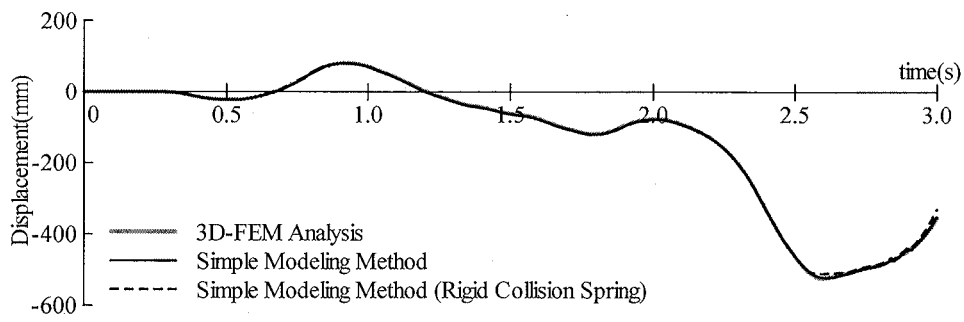
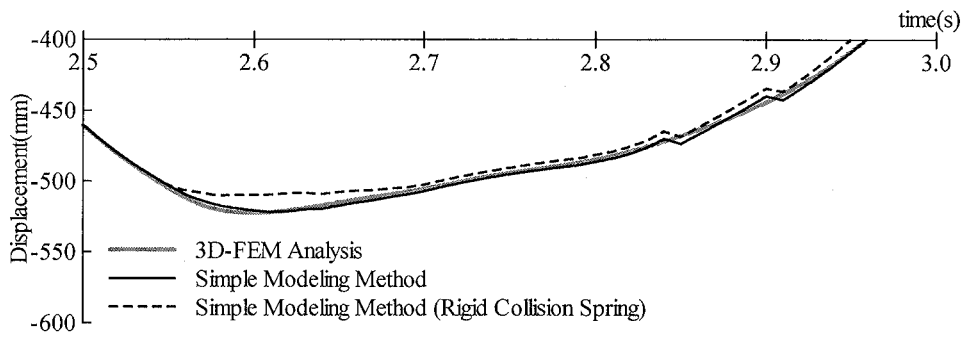


図 4.37 上部構造最大応答層間変形角分布



(a) 全体挙動



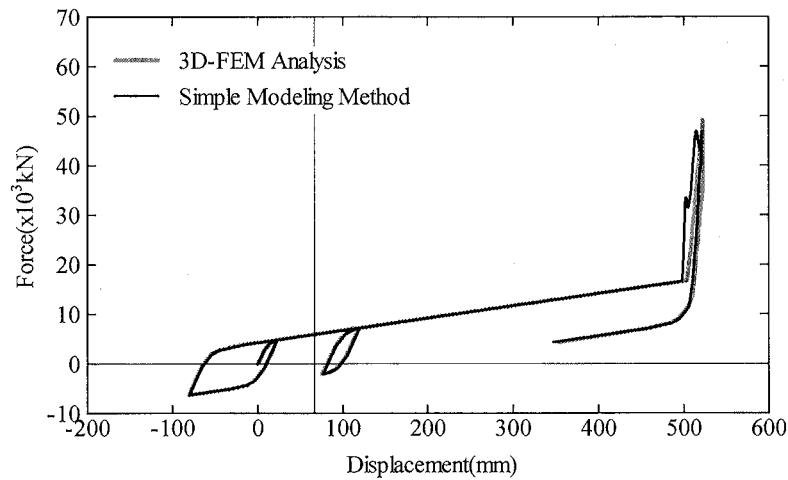
(b) 衝突発生時刻付近

図 4.38 免震層応答変位の比較

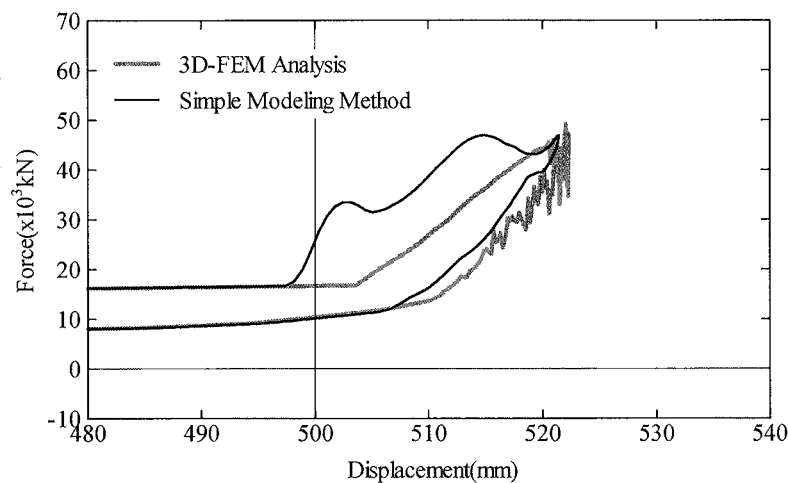
#### 4.4.2.3 免震層全体の復元力特性

免震層全体の復元力特性を図 4.39 に示す。図の横軸は免震層応答変位、縦軸は免震層の応答せん断力と衝突ばねに生じた力の和である。

衝突解析モデルの方が FEM 解析に比べて衝突発生時の免震層変位が 5mm 程度小さく、また衝突発生直後のせん断力の増加割合は大きくなっている。この原因として、地盤の降伏判定の違いや擁壁部の応答値の差が影響していると考えられる。つまり、自由地盤底面に加速度を入力することによって衝突前に地盤が弾塑性挙動を示す場合、衝突解析モデルと三次元 FEM 解析で挙動にやや差が生じてくること、衝突解析モデルは三次元 FEM 解析による擁壁部の挙動を完全には再現できていないため、衝突の状況が異なることが考えられる。また、最大応答層せん断力の差は 5%程度であり、最大応答変位差も 1mm 程度とほぼ同じである。そして、最大応答変位以降の免震層全体の復元力特性は三次元 FEM 解析結果の傾向を概ね捉えている。



(a) 全体挙動



(b) 応答変位 500mm 付近

図 4.39 免震層全体の復元力特性の比較



#### 4.5 まとめ

本章では、三次元 FEM による免震建物—地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物が弾塑性特性を与えた擁壁に衝突した時の挙動および衝撃力を評価するとともに、擁壁を弾性とした第 3 章の結果との比較を行った。そして、評価した衝撃力を正弦波に模擬した加振力を設定し、第 2 章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の妥当性を、三次元 FEM 解析結果との比較によって検証した。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルによる免震建物の擁壁衝突解析を行い、三次元 FEM 解析結果との比較を行い、その有効性を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 三次元 FEM による衝突解析の結果、擁壁衝突時の建物の最大応答加速度は、擁壁を弾性とした場合に比べて、擁壁耐力 1.0 倍時では約 4~12%、擁壁耐力 0.5 倍時では約 3~23%低減した。一方、1F では擁壁耐力に関係無く同程度となり、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなった。
- 2) 簡易評価法を用いて擁壁部水平抵抗を評価した結果、擁壁上部に加力したケースでは三次元 FEM 解析結果との差が大きくなった。これは付加質量  $_{add}m_i$  を計算する範囲を擁壁厚さの 3 倍とした条件に適合しないことが原因と考えられる。そこで、三次元 FEM 解析による擁壁背後地盤応答変位分布から、Mindlin 第 II 解に基づいて  $_{add}m_i$  を計算する範囲を擁壁厚さの 6 倍として再評価した結果、擁壁耐力 0.5 倍時のケースにおいて最大応答変位にやや差はあるものの、履歴ループ形状が大きく改善し、三次元 FEM 解析結果と簡易評価法は比較的良く対応した。なお、擁壁部の塑性化によって擁壁部と外力の固有円振動数比  $\omega/\omega_w$  が 1.0 に対して十分に大きくなり、加力波形と応答変位に位相差が生じたため、擁壁部の履歴ループに負勾配が生じている。
- 3) 衝突解析モデルにより得られた上部構造の最大応答加速度は、三次元 FEM 解析に比べて 3~12%程度小さく評価した。擁壁を弾性とした場合に比べてその差は小さくなり、時刻歴波形は良く対応しているため最大値が生じる時刻も概ね再現できた。一方、衝突ばね剛の場合は擁壁弾性時と同様、応答加速度は最上層で最大約 1.5 倍、1 層で最大約 4.1 倍と大きな差が生じた。
- 4) 衝突解析モデルにより得られた上部構造の最大応答層間変位は、2, 3 層は衝突解析モデルと三次元 FEM 解析は同程度、それ以外の層では衝突解析モデルの方が 1~7%程度小さく評価しており、衝突解析モデルによる解析結果と三次元 FEM 解析結果とは良く対応した。一方、衝突ばね剛の場合は最大応答値を 1.2~1.5 倍程度過大に評価した。
- 5) 衝突解析モデルと三次元 FEM 解析で得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、衝突解析モデルの方が衝突発生時の免震層変位が 5mm 程度小さく、また衝突発生直後のせん断力の増加割合は大きくなった。また、最大応答層せん断力の差は 5%程度、最大応答変位差は 1mm 程度とほぼ同じとなり、衝突解析モデルにより三次元 FEM 解析結果の傾向を概ね捉えることができた。

- 6) 衝突解析モデルでは上部構造の衝突応答値をやや過小評価したため、設計で用いる場合は建物耐力にやや余裕をもたせておくなどの配慮が必要である。

#### 【第4章 参考文献】

- 4.1) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕 : 実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第663号, pp.899 - 908, 2011.05
- 4.2) 渡部翔太郎, 宮本裕司 : 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第727号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 4.3) 佐藤栄児, 佐々木智大 他 : E - ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度化 その5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.551 - 552, 2014.09
- 4.4) 高山峯夫, 森田慶子, 姜 坤 : 過大地震動下における免震建物の応答特性, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系(46), pp.345 - 348, 2007.3
- 4.5) 安本 宏, 岡沢理映, 多幾山法子, 大西良平, 林 康裕 : パルス性地震動に対する免震建物の擁壁衝突時の最大応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第697号, pp.385 - 392, 2014.3
- 4.6) 小巻潤平, 三輪田吾郎, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕 : 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その2 評価手法の構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.261-262, 2012.9
- 4.7) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 大西良広, 林 康裕 : 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その3 実験結果との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.263-264, 2012.9
- 4.8) 島村 淳, 松本優資, 奥中良佑, 柏 尚稔, 宮本裕司 : 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第684号, pp.309-317, 2013.2
- 4.9) 奥中良佑, 宮本裕司, 柏 尚稔, 渡部翔太郎 : 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第706号, pp.1763-1771, 2014.12
- 4.10) 島崎和司 : アンボンド X 型配筋 RC 梁の損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第604号, pp.119-126, 2006.6
- 4.11) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, p.165, 2010
- 4.12) 株式会社構造計画研究所 : RESP-F3T(Version1.4.3)利用者マニュアル, 2014.7
- 4.13) 日本建築学会 : 入門・建物と地盤との動的相互作用, p.199, 1996
- 4.14) 大崎順彦 : 建築振動理論, 彰国社, pp.35-40, 1999

## 第5章 免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析

### 5.1 はじめに

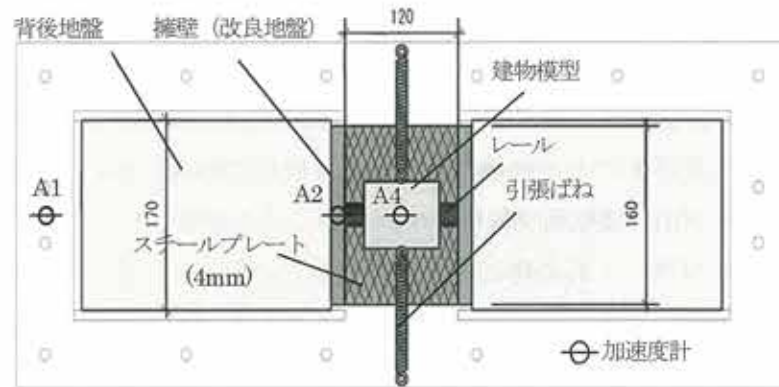
免震建物模型の擁壁衝突実験<sup>5.1)~5.3)</sup>により、擁壁部水平抵抗特性が擁壁衝突時の建物応答に大きな影響を及ぼすことが指摘されている。既往の研究において、線材要素を用いた擁壁部のモデル化方法や擁壁衝突解析モデルがいくつか提案されている<sup>例えば5.4), 5.5)</sup>が、擁壁の地震時挙動を無視して衝突時にのみ挙動するとの仮定や、小ひずみ領域から現れる地盤の非線形性を適切に考慮できていないなど、さまざまな課題や問題点が見受けられ、さらに各モデル化法や衝突解析モデルの妥当性検証も十分になされていない。著者が知る限りでは、小巻らが実大免震建物の擁壁衝突実験に対して、背後地盤を半無限一次元土柱と考察して評価した擁壁部水平抵抗を比較・検証した1例のみ<sup>5.6), 5.7)</sup>であるが、その事例においてもモデル化の精度に課題が残っている。

第3章および第4章では、第2章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法および擁壁衝突解析モデルの妥当性検証を行っているが、いずれも三次元FEM解析結果との比較のみであった。解析では様々な仮定や近似を含む理想化されたモデルを用いるため、精度や有効性を確認するためには実験結果との比較検証は必要不可欠であると言える。

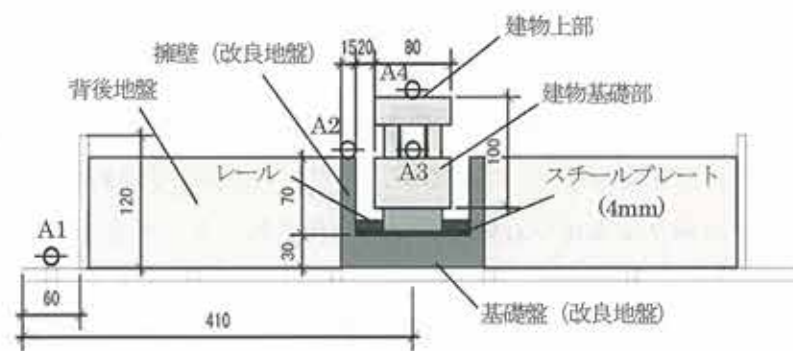
そこで本章では、既往研究である免震建物模型の擁壁衝突実験<sup>5.1)</sup>を擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いてシミュレーション解析し、実験結果との比較を行うことで、その有効性を確認する。

### 5.2 免震建物模型の擁壁衝突実験概要<sup>5.1)</sup>

擁壁衝突実験モデルの平面図と断面図を図5.1に、全体写真を写真5.1に示す。建物模型は真鍮や鉄などで作られた総重量21.5Nの剛体である。免震層は、キャリッジとレールの単純な構造からできたガイドレールと引張バネにより復元力特性を再現している。擁壁高さは70mm、擁壁厚さは15mmで、使用材料はセメント系改良地盤のプレーンのもの（以下、PL）、廃タイヤゴムチップと繊維材（ナイロン系短繊維）を複合したもの（以下、TR）、および高減衰ゴム（ブチル系高減衰ゴム）チップと繊維材（ナイロン系短繊維）を複合したもの（以下、HDR）の3種類である。なお、廃タイヤゴムチップは粒形1~5mm、高減衰ゴムチップは粒形5mm以下に粉碎しており、繊維材は長さ30mm程度である。これら各改良体の一軸圧縮試験結果を図5.2に示す。PLは脆性的な性状を示すが、TRやHDRは十分な靱性を有していることがわかる。背後地盤は豊浦乾燥砂で製作し、地盤の相対密度は $D_r=80\%$ である。振動台による加振は水平一方向加振であり、入力波は図5.3に示す正弦波（振動数1.5Hz）とJMA神戸位相波（時間軸1/5に縮尺）の2種類である。入力波の最大加速度値を表5.1に示す。



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.1 実験モデル<sup>5.1)</sup>



写真 5.1 実験模型<sup>5.1)</sup>

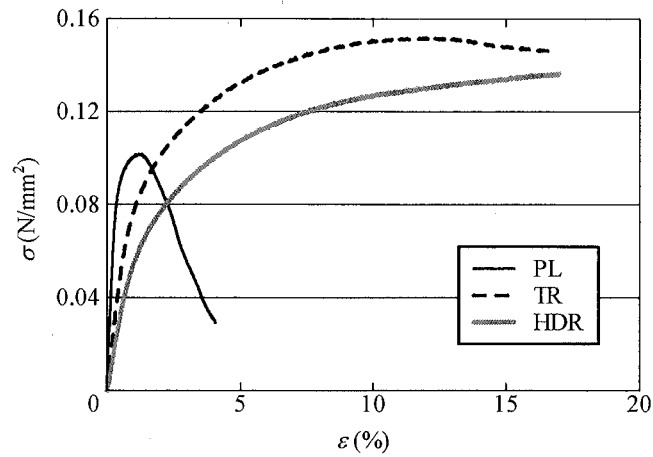
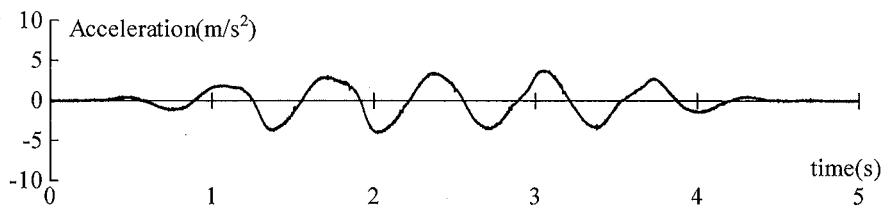
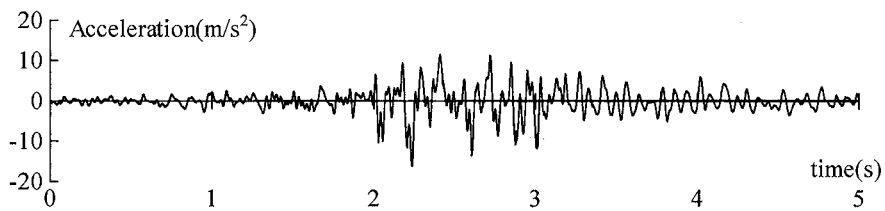


図 5.2 改良地盤の一軸圧縮試験結果<sup>5.1)</sup>



(a) 正弦波



(b) JMA 神戸位相波

図 5.3 入力加速度波形<sup>5.1)</sup>

表 5.1 入力波の最大加速度値<sup>5.1)</sup>

	最大入力加速度(gal)		
	正弦波 (1.5Hz)	150 (Sin150)	300 (Sin300)
JMA 波	1140 (JMA3.0)	1330 (JMA3.5)	1520 (JMA4.0)

### 5.3 シミュレーション解析

本節では各種材料実験や実測値のデータなどを用いた衝突解析モデルにより免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析を行う。そして、建物応答を実験結果と比較することで、衝突解析モデルの有効性を確認する。

#### 5.3.1 解析モデル

本節では靱性のある TR および HDR を使用したケースを対象とし、入力波は Sin400 および JMA4.0 の 2 種類とする。衝突解析モデルを図 5.4 に示す。実験では建物模型が左右の擁壁に衝突するため、解析においても左右に擁壁および自由地盤をモデル化する。背後地盤の諸元は、文献 5.1 に示された三次元 FEM 解析諸元（表 5.2）の数値からせん断波速度  $V_s = 69.0\text{m/s}$ 、ポアソン比  $\nu = 0.4$ 、密度  $\rho = 1.5\text{t/m}^3$  と設定する。地盤のせん断強さは砂自重のみを考慮して Mohr-Coulomb の破壊基準から求め、復元力特性は HD 石原-吉田モデル ( $h_{max} = 0.21$ )<sup>5,8)</sup> とする。擁壁はファイバーモデルとし、各セグメントの軸方向には図 5.2 の応力-ひずみ関係を近似したノーマルトリニアの復元力特性を与える。近似したトリニアの一軸圧縮試験結果へのフィッティング状況を図 5.5 に示し、解析に用いた諸元を表 5.3 に示す。なお、せん断は弾性とする。また、擁壁部の解析諸元を表 5.4 に示す。衝突幅は建物模型幅(60mm)とし、擁壁に与える付加質量  $addm_i$  を考慮する範囲は地表面位置で擁壁厚さの 6 倍とする。

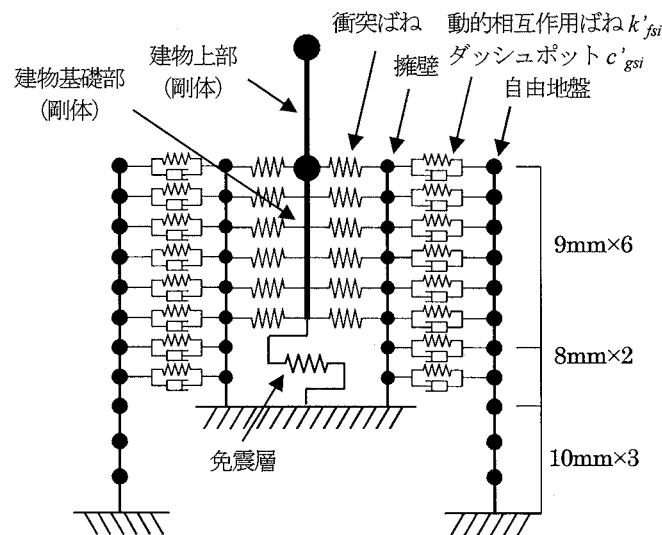


図 5.4 衝突解析モデル

表 5.2 三次元 FEM 解析諸元<sup>5.1)</sup>

モデル	種類	密度 [t/mm <sup>3</sup> ]	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	ポアソン比	材料 モデル
建物	上部	8.40×10 <sup>-9</sup>	—	—	剛体
	柱	7.90×10 <sup>-9</sup>	—	—	剛体
	基礎上部	8.40×10 <sup>-9</sup>	—	—	剛体
	基礎下部	2.80×10 <sup>-9</sup>	—	—	剛体
背面地盤	—	1.50×10 <sup>-9</sup>	20.0	0.40	弾塑性体
改良地盤 擁壁・基礎盤	プレーン	1.52×10 <sup>-9</sup>	24.9	0.45	弾塑性体
	廃タイヤ	1.37×10 <sup>-9</sup>	10.7	0.45	弾塑性体
	高減衰	1.37×10 <sup>-9</sup>	5.82	0.45	弾塑性体

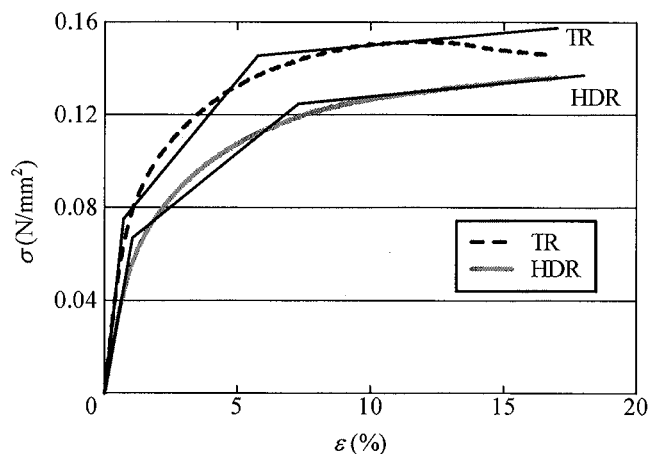


図 5.5 改良地盤材料特性のトリリニア近似

表 5.3 擁壁材料の非線形特性

	TR	HDR
ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.772	6.407
ポアソン比 $\nu$	0.45	0.45
密度 $\rho$ (kg/mm <sup>3</sup> )	1.37×10 <sup>-6</sup>	1.37×10 <sup>-6</sup>
第 1 折れ点 $\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.075	0.067
剛性低下率 $\alpha_1$	0.129	0.145
第 2 折れ点 $\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.146	0.125
剛性低下率 $\alpha_2$	0.010	0.018

表 5.4 擁壁部の解析諸元

(a) TR 擁壁

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (N/mm)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (N)	減衰係数 $c'_{gsi}$ (N·sec/mm)		擁壁部質量 (kg)
			Sin400	JMA4.0	
GL±0mm	$3.608 \times 10^3$	0.033	3.443	0.085	$4.197 \times 10^{-2}$
			3.442	0.130	
GL-9mm	$7.216 \times 10^3$	0.264	6.975	0.371	$5.931 \times 10^{-2}$
			6.968	0.528	
GL-18mm	$7.216 \times 10^3$	0.528	7.041	0.507	$4.096 \times 10^{-2}$
			7.026	0.717	
GL-27mm	$7.216 \times 10^3$	0.791	7.105	0.549	$2.798 \times 10^{-2}$
			7.089	0.814	
GL-36mm	$7.216 \times 10^3$	1.055	7.162	0.604	$1.944 \times 10^{-2}$
			7.133	0.927	
GL-45mm	$7.216 \times 10^3$	1.319	7.216	0.707	$1.442 \times 10^{-2}$
			7.194	1.089	
GL-54mm	$6.815 \times 10^3$	1.488	6.934	0.926	$1.130 \times 10^{-2}$
			6.905	1.286	
GL-62mm	$6.414 \times 10^3$	1.615	6.737	1.262	$9.961 \times 10^{-3}$
			6.739	1.540	

(b) HDR 擁壁

位置	動的相互作用ばね $k'_{fsi}$ (N/mm)	極限地盤反力 $P_{imax}$ (N)	減衰係数 $c'_{gsi}$ (N·sec/mm)		擁壁部質量 (kg)
			Sin400	JMA4.0	
GL±0mm	$3.768 \times 10^3$	0.033	3.510	0.081	$4.197 \times 10^{-2}$
			3.508	0.120	
GL-9mm	$7.535 \times 10^3$	0.264	7.107	0.326	$5.931 \times 10^{-2}$
			7.102	0.461	
GL-18mm	$7.535 \times 10^3$	0.528	7.162	0.433	$4.096 \times 10^{-2}$
			7.176	0.609	
GL-27mm	$7.535 \times 10^3$	0.791	7.225	0.507	$2.798 \times 10^{-2}$
			7.194	0.717	
GL-36mm	$7.535 \times 10^3$	1.055	7.279	0.631	$1.944 \times 10^{-2}$
			7.268	0.864	
GL-45mm	$7.535 \times 10^3$	1.319	7.341	0.775	$1.442 \times 10^{-2}$
			7.337	1.013	
GL-54mm	$7.117 \times 10^3$	1.488	7.025	1.188	$1.130 \times 10^{-2}$
			7.004	1.444	
GL-62mm	$6.698 \times 10^3$	1.615	6.817	1.125	$9.961 \times 10^{-3}$
			6.772	1.487	



免震層の復元力特性を図 5.6 に示す。免震層耐力は、実験で Sin150 入力時（非衝突時）における免震層復元力特性（図 5.7）より設定した。なお、縦軸は建物の加速度応答値に質量を乗じて算定した水平方向の荷重（応答慣性力）である。衝突ばねの復元力特性は免震クリアランス分のギャップを有する線形とする（図 5.8）。各ケースの免震クリアランスは、実験において衝突の発生した Sin400 および JMA4.0 入力時の免震層全体の復元力特性（図 5.9）より、表 5.5 に示す値とした。免震クリアランス以降の剛性は、解の安定性を考慮して動的相互作用ばね初期剛性の 5 倍としたが、後述する衝突解析において剛と見なしても問題ないことを確認している（付録参照）。

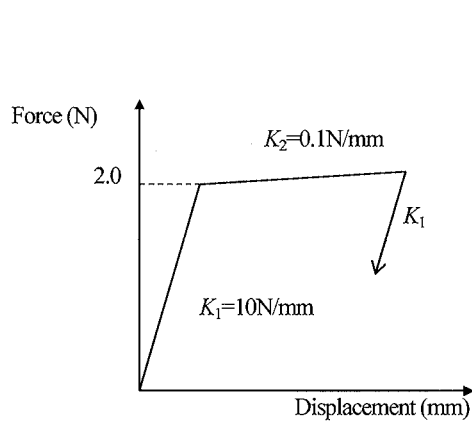


図 5.6 免震層復元力特性

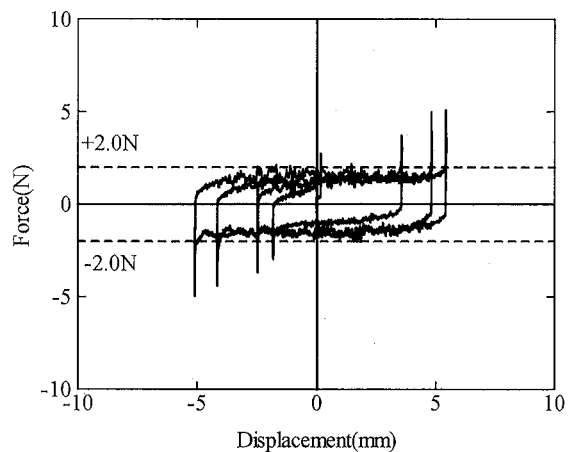


図 5.7 Sin150 入力時の免震層復元力特性

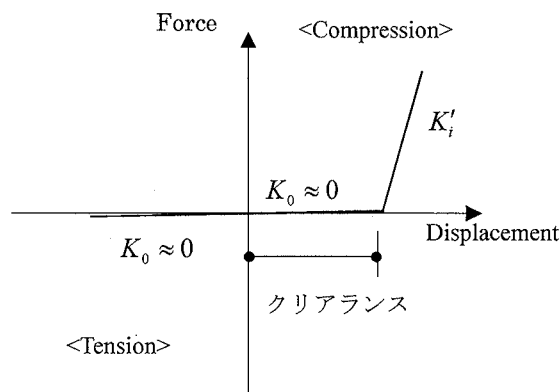


図 5.8 衝突ばね

表 5.5 免震クリアランス

擁壁材料	Sin400	JMA4.0
TR	+16mm	+14mm
	-16mm	-18mm
HDR	+13mm	+13mm
	-17mm	-17mm

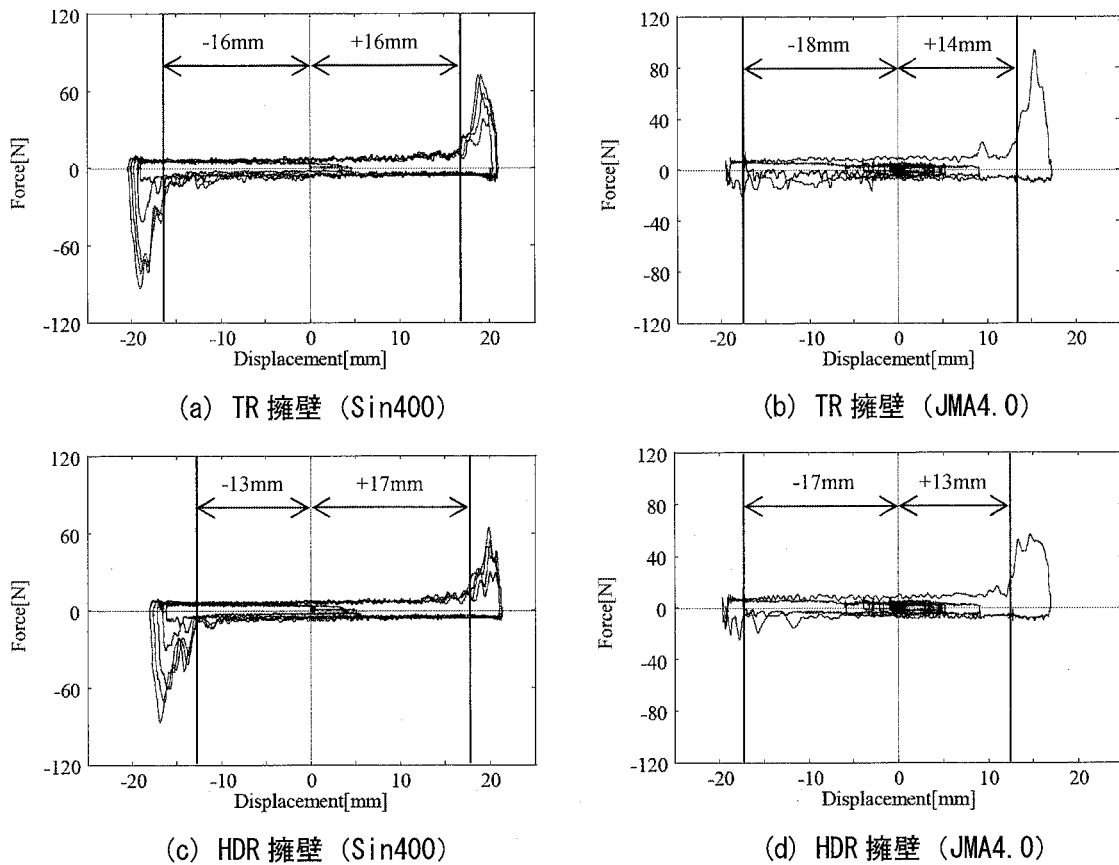


図 5.9 実験による免震層全体の復元力特性

### 5.3.2 解析条件

内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、免震層および自由地盤には  $h=2\%$ 、擁壁には  $h=5\%$  をそれぞれの 1 次モードに対して与える。なお、擁壁に与えた減衰定数は、文献 5.9 に記載の繰返し単純せん断試験結果 (図 5.10) を参考に定めた。そして免震層直下、擁壁基部および自由地盤最下節点に振動台上の加速度計で得られた加速度波形を入力する。実験におけるサンプリング周期が  $1/10^4$  秒であり、剛な建物模型が擁壁に衝突することを考慮して、解析ケースによって異なるが、いずれの解析ケースにおいても解析時間刻みは  $1/10^6$  秒以下と十分に小さな刻みとする。

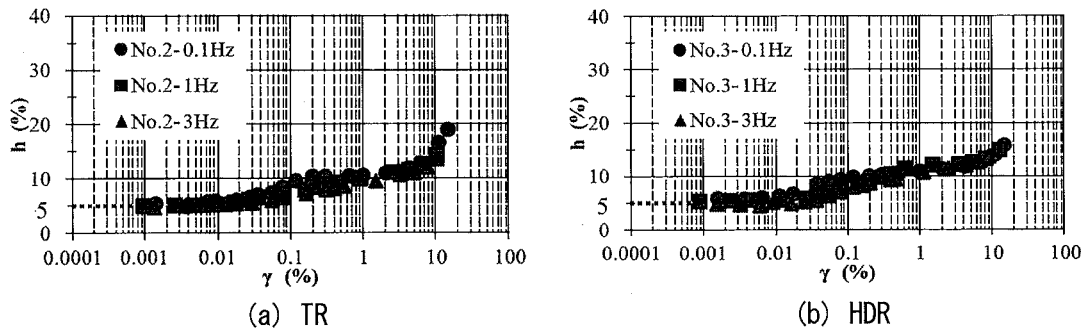


図 5.10 擁壁材料の減衰定数のひずみ依存性<sup>5.9)</sup>

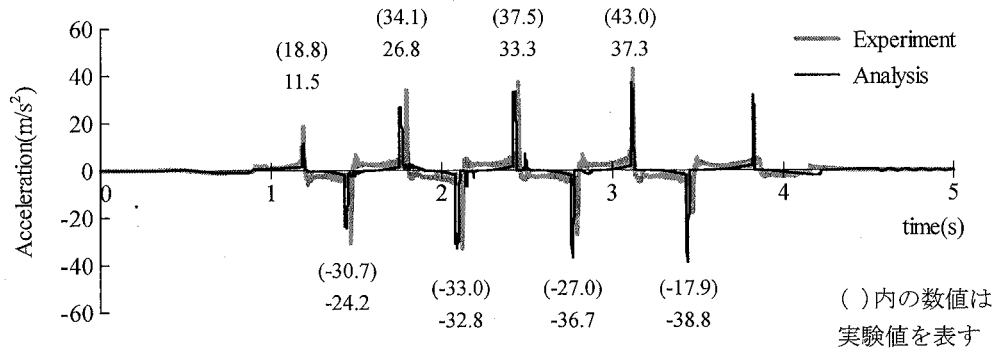
### 5.3.3 解析結果

図 5.4 に示した衝突解析モデルにより求めた免震建物模型の加速度応答および免震層変位を実験結果と比較する。

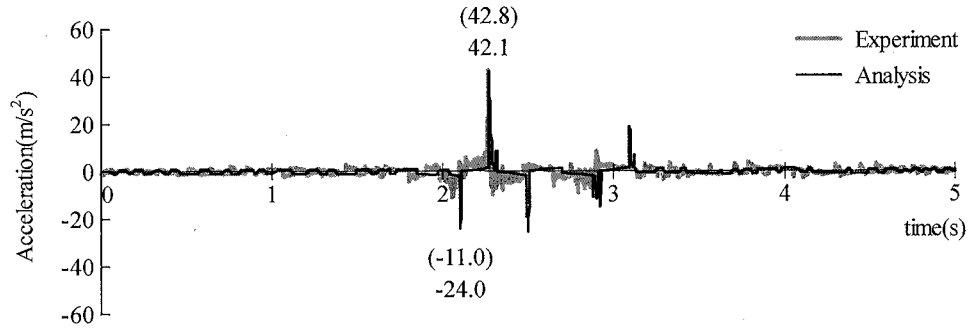
建物基礎部の加速度波形を図 5.11 に示す。図中には実験で衝突が発生した時の加速度応答値と、それに対応する解析値を併記している。また、いずれの図も最初の衝突発生時刻が一致するよう解析の時間をシフトさせている。これは、次の 2 つの要因による影響を補正するためである。1 つ目の要因は、免震クリアランスの数値を実測値ではなく建物の加速度波形から定めたため正確ではないことである。2 つ目の要因は、解析で用いる免震層耐力は動摩擦力から定めているが、実験の加振初期では免震層のガイドレールには静止摩擦力が働き、両者の免震層の滑り出し時刻に明確な差が生じることである。図より、Sin400 入力時では TR 擁壁および HDR 擁壁ともに、加速度の解析値は実験値に比べて正側ではやや小さく評価し、一方負側ではやや大きく評価しているが、解析で得られた衝突回数と加速度応答値は実験結果と比較的よく対応している。4 秒付近では解析のみ衝突が生じているが、これは実験において擁壁が崩壊したためと考えられる<sup>5.9)</sup>。

JMA4.0 入力時でも加速度応答値は実験結果とよく対応しているものの、Sin400 入力時と異なり衝突回数を多く評価している。この原因として、時々刻々と変化する免震層のすべり抵抗を解析でモデル化できていないことや、擁壁部付加質量は擁壁変形量と関係があり非衝突時と衝突時ではその値は変化すると考えられるが、本解析では衝突時の付加質量を一定値として与えているため、衝突が発生していない時刻での擁壁部の挙動を完全に再現できていないこと、などが考えられる。

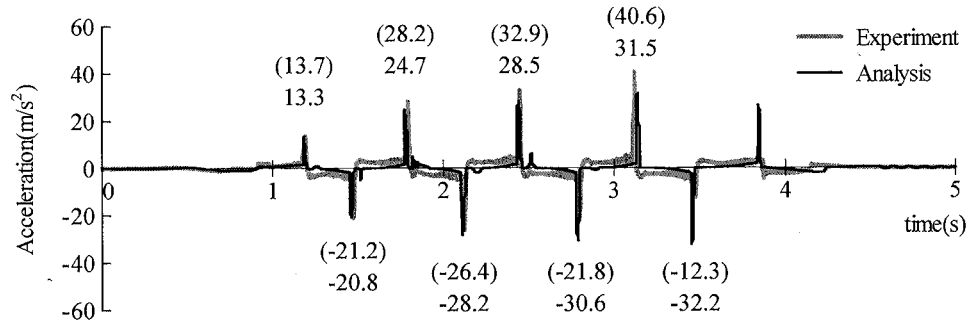
免震層の変位波形を図 5.12 に示す。加速度同様、最初のピーク変位が一致するよう解析の時間をシフトさせている。Sin400 入力時では解析結果と実験結果は良く対応しているが、解析では衝突毎に擁壁の残留変形が大きくなりクリアランスが増大する傾向が顕著に見られるのに対し、実験ではそれが見られない。複数回の衝突による免震層最大変位の増大は、実験では 1~1.5mm 程度に対し、解析では 6.5~7.5mm 程度にもなっている。この原因として、ゴムチップを混合した複合改良地盤である擁壁材料の復元力特性を単純なノーマルトリリニアにモデル化したのが、実際にはゴムチップの影響で除荷時にはノーマルトリリニアに比べてより原点に近い位置に変形が戻るような復元力特性となる可能性があるため、本解析では残留変形を大きく評価してしまったと考えられる。JMA4.0 入力時では、免震層のモデル化精度により衝突が発生しない時刻での対応は良くないが、衝突回数が少ないため衝突時の免震層変位は良い対応を示している。



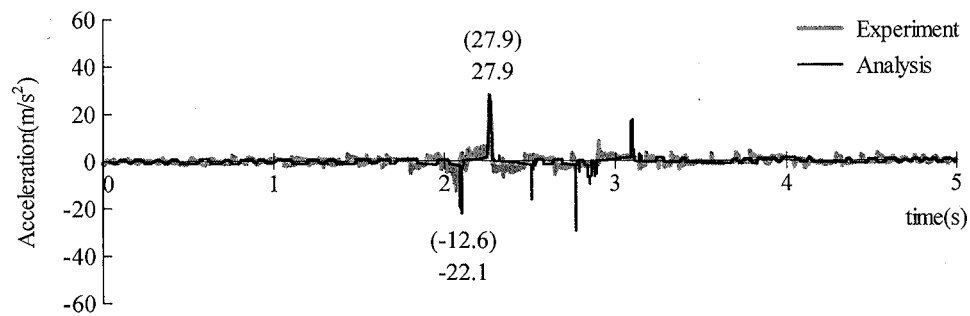
Sin400 入力時 (TR 擁壁)



JMA4.0 入力 (TR 擁壁)

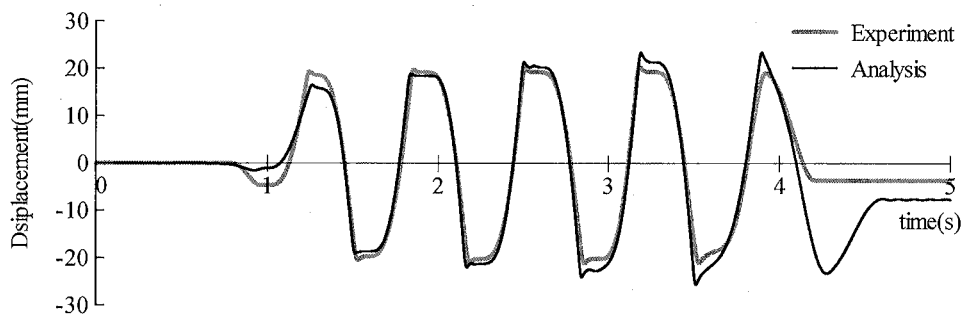


Sin400 入力 (HDR 擁壁)

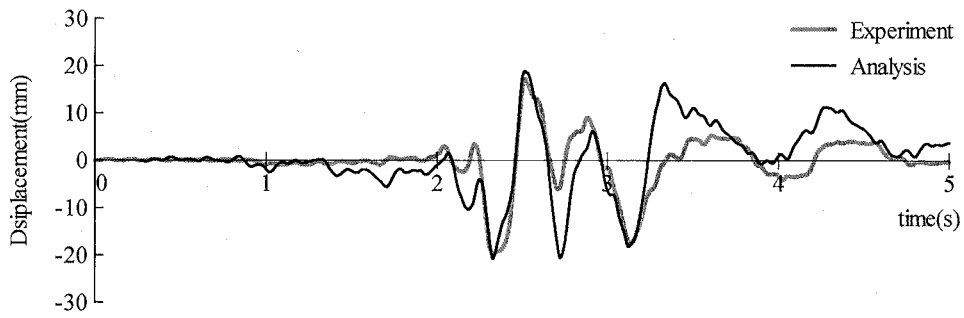


JMA4.0 入力 (HDR 擁壁)

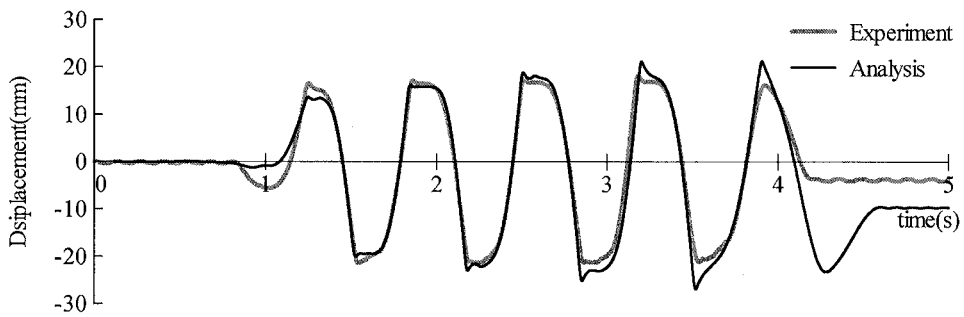
図 5.11 建物基礎部の加速度時刻歴波形



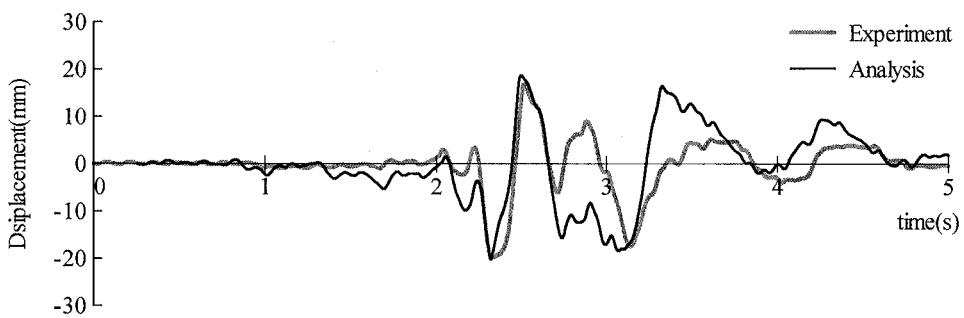
Sin400 入力 (TR 擁壁)



JMA4.0 入力 (TR 擁壁)



Sin400 入力 (HDR 擁壁)

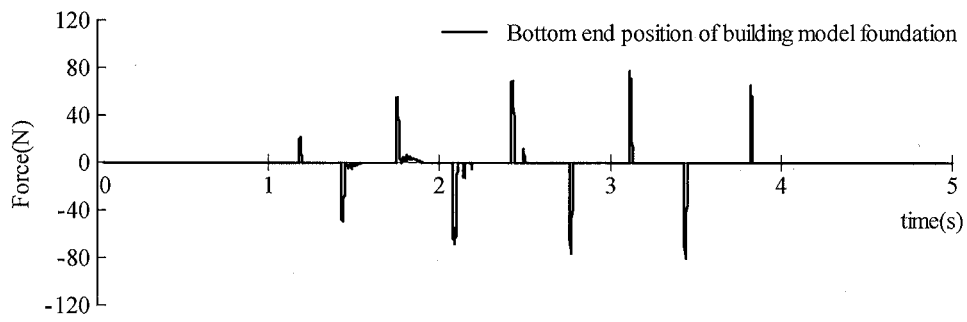


JMA4.0 入力 (HDR 擁壁)

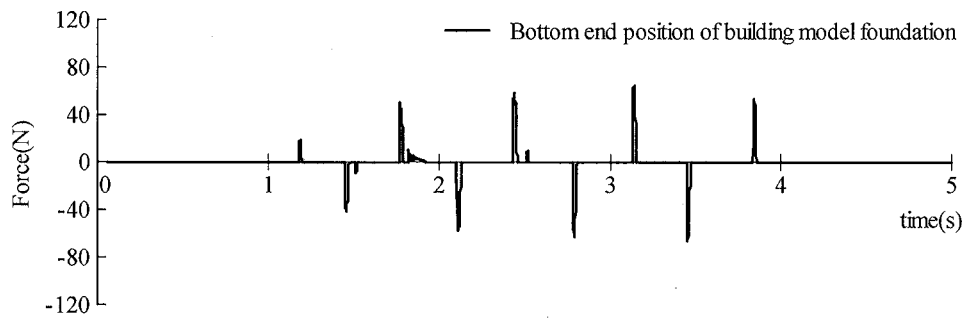
図 5.12 免震層の変位時刻歴波形

解析において主要な位置で得られた衝撃力（衝突ばねに生じた力）の時刻歴を図 5.13 に示す。Sin400 入力時では主要な衝突位置は建物基礎下端位置（GL-45mm）の 1 箇所のみであり、加速度時刻歴と対応している。JMA4.0 入力時では主要な衝突位置は擁壁頂部（GL ±0mm）と建物基礎下端位置の 2 箇所である。擁壁頂部への衝突時刻は TR 擁壁では 2.3 秒および 2.9 秒付近（建物基礎下端位置と同時）、HDR 擁壁では 2.5 秒および 2.8 秒であり、それぞれ比較的大きな衝撃力が発生していることがわかる。

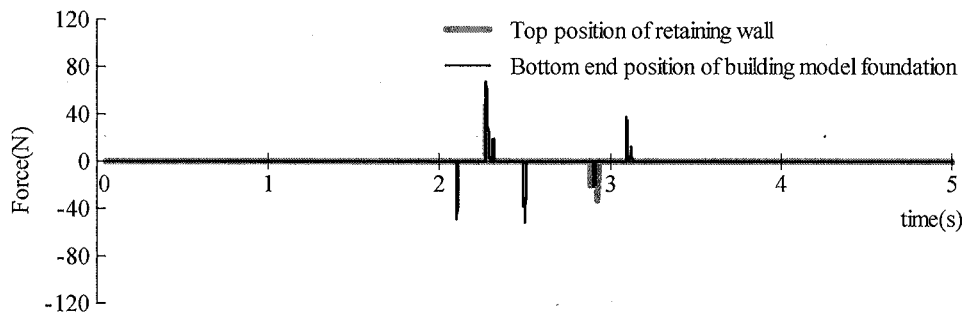
免震層全体の復元力特性を図 5.14 に示す。図の横軸は免震層変位で、縦軸については、建物の加速度に質量を乗じて算定したせん断力（応答慣性力）とする。なお、解析での応答慣性力は免震層の応答せん断力と各衝突ばねに生じた力の和とほぼ同じであることを確認している。前述した通り、実験とは異なり解析では衝突毎にクリアランスが増大するため衝突回数の多い Sin400 入力時では差が見られるが、解析で得られた免震層全体の復元力特性は実験で得られた特性の傾向を概ね捉えている。衝突回数の少ない JMA4.0 入力時は実験結果と比較的良く対応しており、衝突解析モデルの有効性が確認できる。



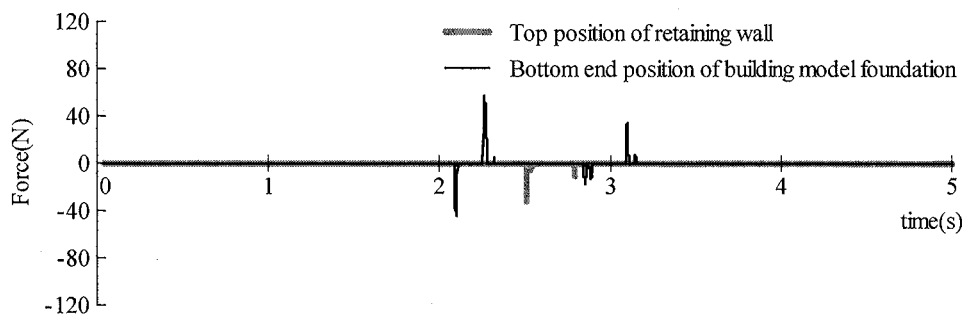
Sin400 入力 (TR 擁壁)



Sin400 入力 (HDR 擁壁)

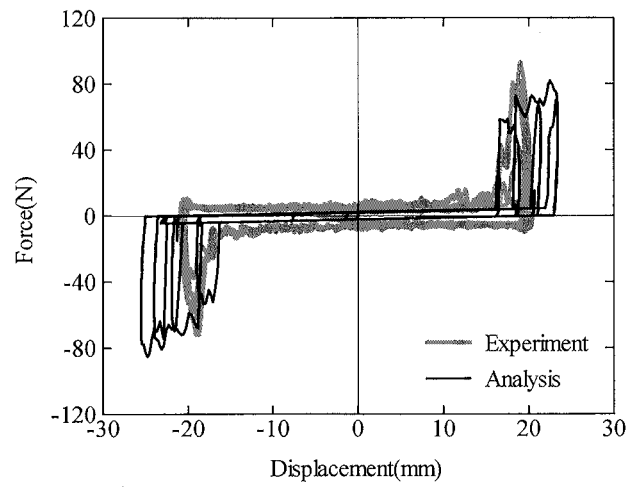


JMA4.0 入力 (TR 擁壁)

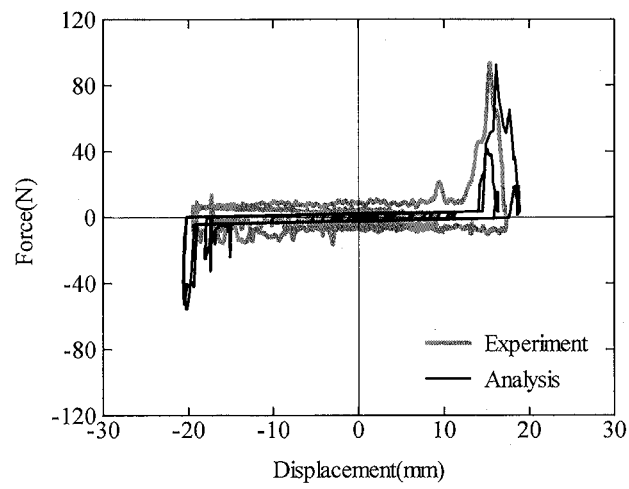


JMA4.0 入力 (HDR 擁壁)

図 5.13 衝撃力の時刻歴



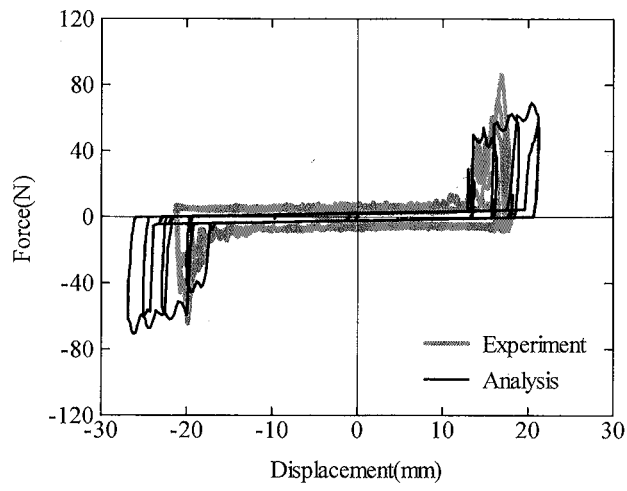
Sin400 入力 (TR 擁壁)



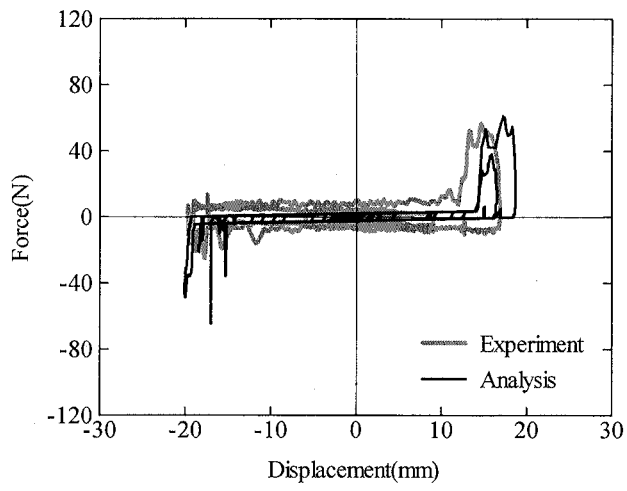
JMA4.0 入力 (TR 擁壁)

図 5.14-1 免震層全体の復元力特性





Sin400 入力 (HDR 擁壁)



JMA4.0 入力 (HDR 擁壁)

図 5.14-2 免震層全体の復元力特性

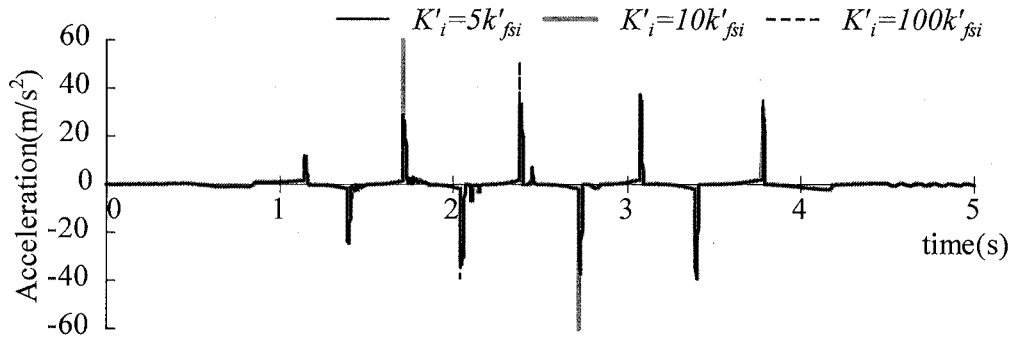
#### 5.4 まとめ

本章では、第2章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルにより既往の免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析を行い、実験で得られた建物応答との比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) Sin400 入力時では TR 擁壁および HDR 擁壁ともに、解析で得られた衝突回数と加速度応答値は実験結果と比較的よく対応した。また、実験では複数回の衝突にもかかわらず免震層の最大応答変位はほぼ変わらないが、解析では衝突が発生するたびに最大応答変位が増大した。この要因として、複合改良地盤である擁壁材料の復元力特性を単純なノーマルトリニアにモデル化したためと考えられる。
- 2) JMA4.0 入力時では加速度および免震層変位は TR 擁壁および HDR 擁壁ともに解析値は実験結果と良く対応した。ただし、実験に比べて解析の方が衝突回数を多く評価した。この要因として、JMA4.0 は大小の加速度振幅が含まれるランダム波形であり、解析では時々刻々と変化する免震層のすべり抵抗を解析でモデル化できていないこと、解析時間中付加質量を一定値としているため衝突が発生していない時刻での擁壁部の挙動を完全に再現できていないこと、などが考えられる。
- 3) 主要な衝突位置は、Sin400 入力時では建物基礎下端位置の 1 箇所のみであったが、JMA4.0 入力時では擁壁頂部 (GL±0mm) と建物基礎下端位置の 2 箇所であり、それぞれで比較的大きな衝撃力が発生していた。
- 4) 免震層全体の復元力特性は、衝突回数の多い Sin400 入力時では衝突毎にクリアランスが増大するため差が見られるが、解析で得られた免震層全体の復元力特性は実験で得られた特性の傾向を概ね捉えていた。衝突回数の少ない JMA4.0 入力時は実験結果と比較的良く対応しており、衝突解析モデルの有効性が確認できた。

付録

本章の検討においては、衝突ばねの免震クリアランス以降の剛性を動的相互作用ばね初期剛性の 5 倍としているが、その剛性を変化させたときの建物基礎部の加速度波形の一例を付図 1 に示す。部分的に過大な加速度応答が生じているものの、それ以外は衝突ばね剛性にかかわらず概ね同じ応答値となっている。



付図 1 衝突ばね剛性を変化させた時の建物基礎部の加速度時刻歴波形  
(Sin400 入力 (TR 擁壁))

## 【第5章 参考文献】

- 5.1) 島村 淳, 松本優資, 奥中良佑, 柏 尚稔, 宮本裕司: 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 684 号, pp.309 - 317, 2013.02
- 5.2) 奥中良佑, 宮本裕司, 柏 尚稔, 渡部翔太郎: 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1763 - 1771, 2014.12
- 5.3) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁 - 背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1413 - 1421, 2016.09
- 5.4) 中島祐介, 高山峰夫, 森田慶子: 過大な入力地震動に対する免震建物の応答に関する研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 構造系 (48), pp.249 - 252, 2009.3
- 5.5) 社団法人 日本コンクリート構造協会: コンクリート構造物の応答制御技術研究委員会報告書・論文集, pp.Ⅱ-1 - Ⅱ-172
- 5.6) 小巻潤平, 三輪田吾郎, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕: 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 2 評価手法の構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.261 - 262, 2012.09
- 5.7) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 大西良広, 林 康裕: 免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 3 実験結果との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.263 - 264, 2012.09
- 5.8) 日本建築学会: 入門・建物と地盤の動的相互作用, p.53, 1996
- 5.9) 島村淳: ゴムチップと繊維材を用いた複合地盤材料による地震応答低減に関する研究, 大阪大学大学院工学研究科博士学位論文, 2012.12.

## 第6章 擁壁衝突により発生する免震部材引張力の低減に関する検討

### 6.1 はじめに

近年、建物のアスペクト比（高さ／短辺）が5.0を超えるような超高層建物の免震化が進んでいる。このような建物の設計では、免震層をより長周期化させて上部構造のせん断力応答を抑えるとともに、免震装置に作用する軸方向力を低減させることが多い。これは、免震層の設計用せん断力が大きい場合には上部構造のせん断力応答に伴う転倒モーメントも大きくなり、さらに上下方向地震動による軸方向力との足し合わせによって、免震部材に大きな軸方向力が発生するためである。しかし、免震層の設計用せん断力が小さい場合には、風外力に対して免震層の変形が大きくなってしまい、居住性の低下を許容せざるを得ない場合が多い。そして、免震層の等価周期が大きくなることで、長周期地震動に対する共振現象も生じ易くなる。

また超高層建物の外周部（図 6.1(a)）だけでなく、低層建物であっても連層耐震壁（またはブレース構面）直下（図 6.1(b)）では免震部材への軸方向力は発生すると考えられる。さらに、近年では大振幅地震動による免震建物の擁壁衝突（図 6.1(c)）も懸念されている。そして擁壁との衝突によって上部構造の応答および転倒モーメントが増大し、さらにロッキング振動が励起されることによって免震部材に非常に大きな軸方向力が生じ、免震部材の座屈や破断など、免震部材に深刻な損傷を及ぼす可能性がある。なお、三輪田ら<sup>6.1)</sup>はシミュレーション解析において、擁壁との衝突によって発生するロッキング振動は質点系モデルでは模擬することができず、杭の鉛直剛性を考慮した立体骨組モデルを用いる必要があることを示している。通常的设计では基礎固定とした質点系モデルが用いられることが多く、免震部材に生じる軸方向力が適切に評価されていないと考えられる。

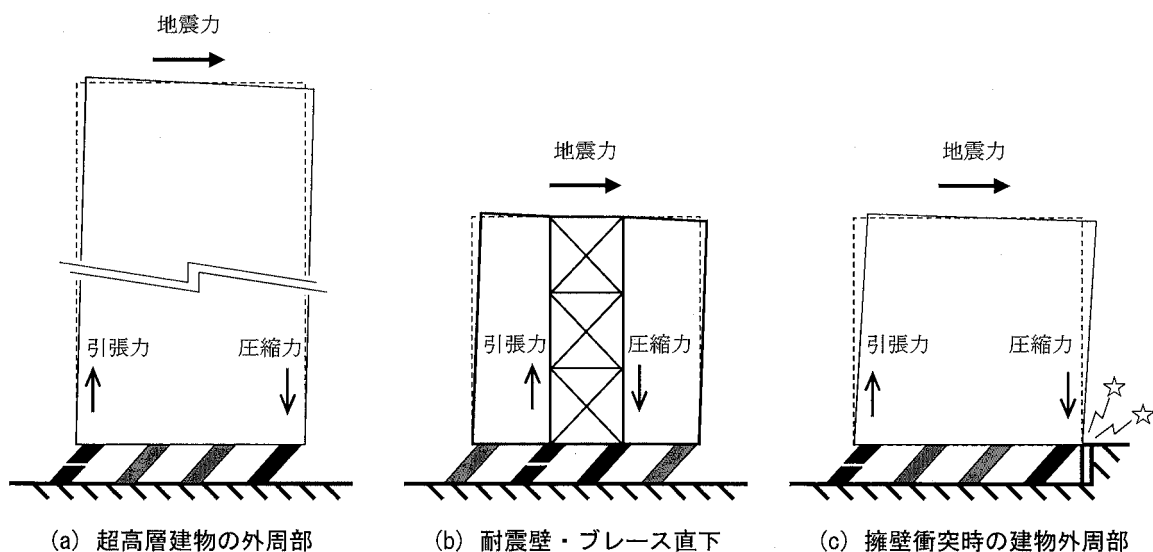


図 6.1 免震部材に発生する主な引張力

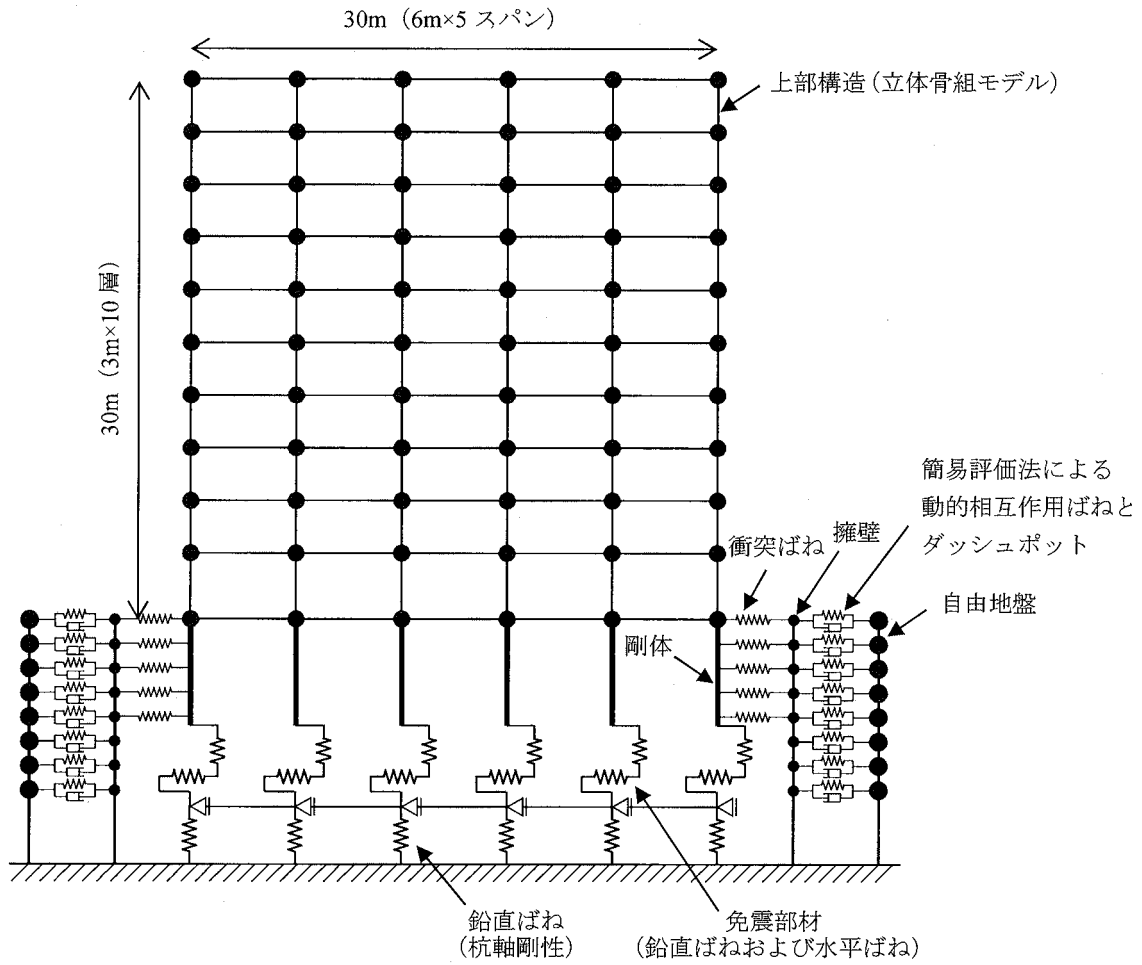
免震部材への圧縮力に対する設計限界値としては座屈応力度が用いられ、水平変形量（せん断ひずみ）に依存するものの、地震時には面圧  $30\text{N/mm}^2$  以上の圧縮力が許容される。一方、引張力に対する設計限界値としては、軸ひずみの大きさを規定する事例<sup>6.2)</sup>もあるが、引張面圧  $1.0\text{N/mm}^2$  が一般的によく使われる。通常、免震部材は長期荷重に対する軸方向力に応じてその径が選定されるため、建物外周部では建物中央部に比べて1~2回り小さい径の免震部材が配置される。したがって、免震部材のゴム断面積も小さくなるため、引張力に対しては不利になる。そのため、免震部材に引張力を低減する機構を付与する、あるいは設計的配慮によりカウンターウェイトを設ける<sup>6.3)</sup>などして、引張力に関する問題を克服している場合も多い。

そこで本章では、第3章および第4章で用いた10層RC造の基礎免震建物の立体骨組モデルに対して擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた擁壁衝突解析を行い、免震部材に発生する引張力を評価する。そして、既往の引張力低減機構を用いた場合の免震部材の引張力および浮き上がり量を評価し、その制御・低減のための問題点を抽出する。最後に、抽出した問題点を解決する新たな引張力の制御・低減機構を提案し、その有用性を示す。

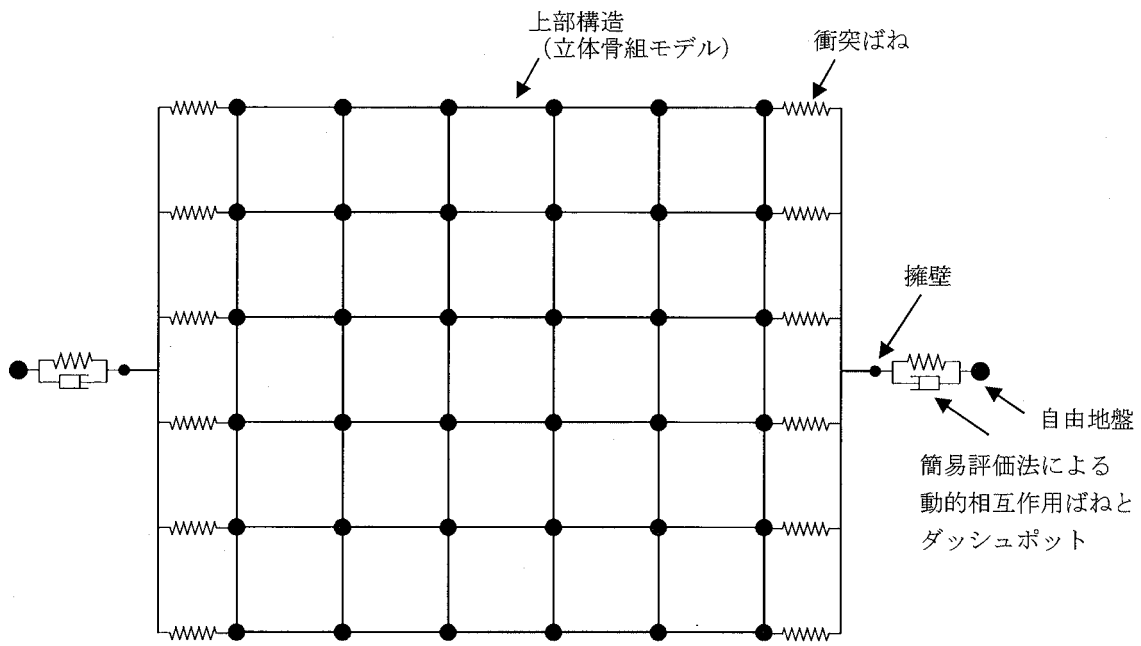
## 6.2 擁壁衝突解析

### 6.2.1 解析モデル

本章で用いる衝突解析モデルを図6.2に示す。解析にはRESP-F3Tを用いる<sup>6.4)</sup>。対象とする建物は、1スパン6mの平面形状30m×30mで、各階高さ3.0mの整形な10層RC造の基礎免震建物とし、立体骨組モデルとする。対象建物の上部構造基準階伏図を図6.3に、軸組図を図6.4に示す。また、各部材断面を表6.1に示す。柱はファイバー要素とし、各セグメントの軸方向に対してコンクリートにはNewRCモデル<sup>6.5)</sup>の非線形特性を与え、原点指向型の復元力特性を与える。また、鉄筋にはノーマルバイリニア（降伏後剛性は初期剛性の1/1000）の復元力特性を与える。ここで、コンクリートの最大圧縮強度は設計基準強度、鉄筋の降伏応力度は基準強度の1.1倍とする。梁はビーム要素とし、剛性逓減型トリリニアの武田モデル（除荷時の剛性低下率 $\gamma=0.4$ ）の復元力特性を与える。なお、柱、梁ともにせん断は弾性とする。



(a) 立面



(b) 平面

図 6.2 解析モデル

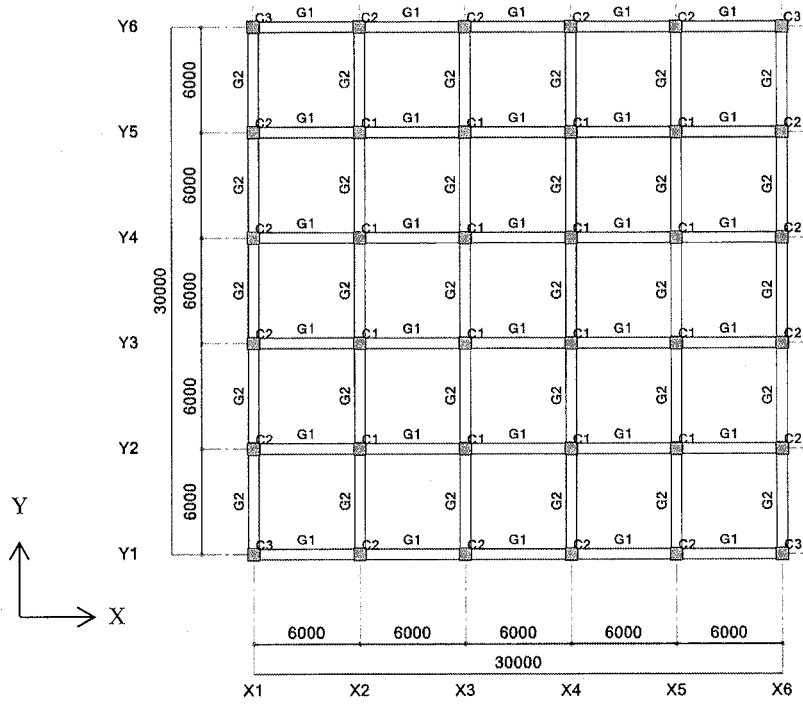


图 6.3 基準階伏图

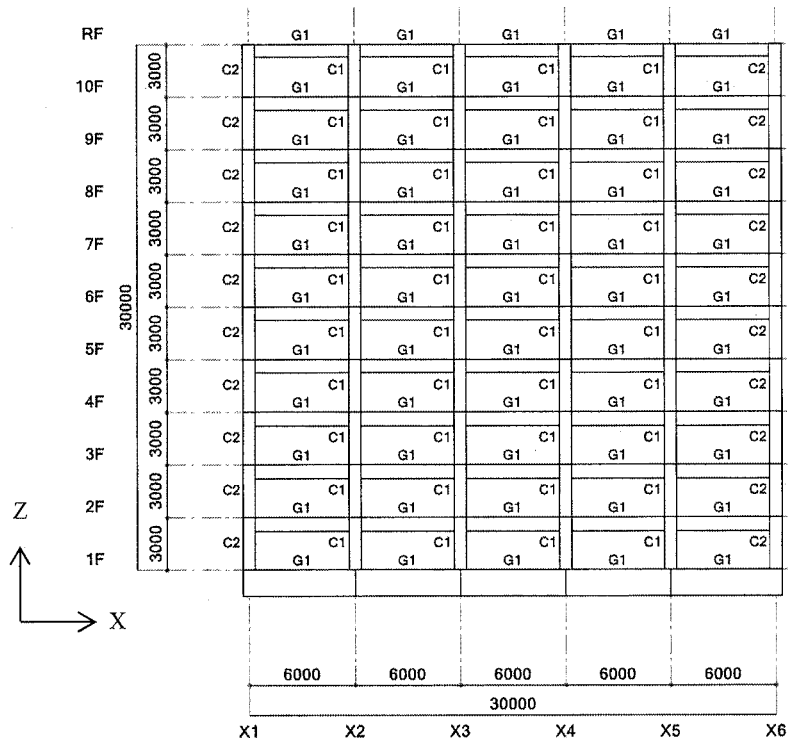


图 6.4 軸組图



表 6.1 部材断面リスト

(a) 大梁

位置	符号	G1, G2
RF	B×D	600×700
	上端筋	4-D25
	下端筋	4-D25
	STP	2-D13@200
8F～ 10F	B×D	600×750
	上端筋	4-D25/3-D25
	下端筋	4-D25/1-D25
	STP	2-D13@200
5F～ 7F	B×D	600×750
	上端筋	4-D29/3-D29
	下端筋	4-D29/1-D29
	STP	4-D13@200
2F～ 4F	B×D	600×800
	上端筋	4-D29/3-D29
	下端筋	4-D29/1-D29
	STP	4-D13@200
1F	B×D	1000×1500
	上端筋	6-D32/6-D32
	下端筋	6-D32/6-D32
	STP	4-D13@150

(b) 柱

位置	符号	C1	C2	C3
8F～ 10F	Dx×Dy	700×700	700×700	700×700
	主筋 X	5-D25	5-D25	5-D25
	主筋 Y	5-D25	5-D25	5-D25
	HOOP	4-D13@100	2-D13@100	2-D13@100
5F～ 7F	Dx×Dy	700×700	700×700	700×700
	主筋 X	5-D29	5-D29	5-D29
	主筋 Y	5-D29	5-D29	5-D29
	HOOP	4-D13@100	4-D13@100	2-D13@100
2F～ 4F	Dx×Dy	700×700	700×700	700×700
	主筋 X	5-D29	5-D29	5-D29
	主筋 Y	5-D29	5-D29	5-D29
	HOOP	4-S13@100	4-S13@100	4-D13@100

コンクリート強度 :  $F_c=36\text{N/mm}^2$

主筋強度 : D25  $\sigma_y=345 \times 1.1=379.5\text{N/mm}^2$

D29, D32  $\sigma_y=390 \times 1.1=429\text{N/mm}^2$

(b) 基礎梁

位置	符号	FG1, FG2
RF	B×D	1000×2000
	上端筋	6-D32/6-D32
	下端筋	6-D32/6-D32
	STP	4-D13@150

免震部材配置を図 6.5 に、各免震部材諸元を表 6.2 に示す。上部構造の 1 層大梁下に高さ 2.0m の免震層を設ける。免震部材の水平方向については MSS (Multiple Shear Spring) <sup>6.6)</sup> でモデル化する (図 6.6)。与える復元力特性として、天然ゴム系積層ゴムは線形、鉛プラグ挿入型積層ゴムは最大ひずみ経験後の除荷時に剛性・降伏荷重を修正する修正バイリニア型 <sup>6.7)</sup> とする。弾性すべり支承は完全弾塑性モデルとし、長期軸方向力に摩擦係数 ( $\mu=0.01$ ) を乗じた数値を降伏荷重とする。ただし、引張力が生じた場合には剛性・降伏荷重ともに 0 とする。いずれの免震部材もハードニングは考慮しない。鉛直方向については、圧縮と引張とで剛性の異なる線形ばねでモデル化する。

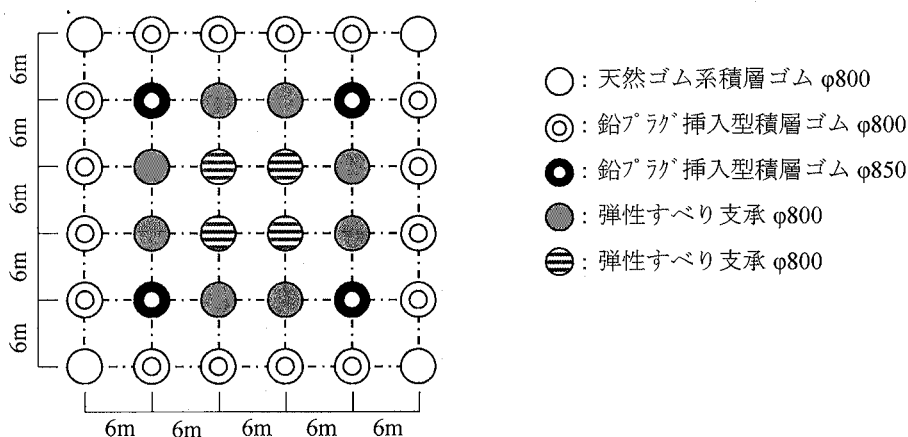


図 6.5 免震部材配置図

表 6.2 免震部材諸元

免震部材	径	水平特性			鉛直特性	
		初期剛性 $K_1$ (kN/m)	降伏後剛性 $K_2$ (kN/m)	降伏荷重 $Q$ (kN)	圧縮剛性 $K_c$ ( $\times 10^3$ kN/m)	引張剛性 $K_T$ ( $\times 10^3$ kN/m)
天然ゴム系積層ゴム (RB)	φ800	965	—	—	2821	282.1
鉛プラグ挿入型積層ゴム (LRB)	φ800	12961	997	203	3284	328.4
	φ850	14495	1115	141	3670	367
弾性すべり支承 (SSR)	φ800	8436	0	$0.01N_L^*$	10615	0

※  $N_L$ : 長期軸方向力

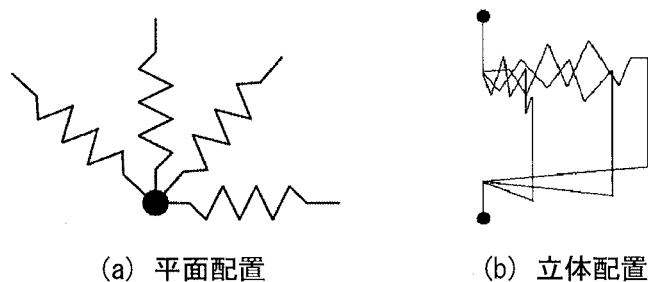


図 6.6 MSS モデル (イメージ図)

本建物の床荷重を表 6.3 に示す。一般的な集合住宅を想定しており，部材の仕上げ荷重として  $500\text{N/m}^2$  を考慮する。

表 6.3 床荷重

(a) 固定荷重

位置	項目	(N/m <sup>2</sup> )	
R 階床	押さえコンクリート(t=100)	2400	
	防水層	200	
	設備機器, 基礎	1800	
	外壁	1000	
	天井	200	
	スラブ(t=200)	4800	D.L. : 10400
基準階床	床仕上げ	1200	
	設備	200	
	内部乾式壁	500	
	外壁	2000	
	天井	200	
	スラブ(t=200)	4800	D.L. : 8900
1 階床	床仕上げ	1400	
	設備	200	
	内部乾式壁	500	
	外壁	1000	
	スラブ(t=200)	4800	D.L. : 7900

(b) 固定荷重+積載荷重

位置		床・小梁用	ラーメン用	地震用
R 階床	D.L.	10400	10400	10400
	L.L.	1800	1300	600
	T.L.	12200	11700	11000
基準階床	D.L.	8900	8900	8900
	L.L.	1800	1300	600
	T.L.	10700	10200	9500
1 階床	D.L.	7900	7900	7900
	L.L.	1800	1300	600
	T.L.	9700	9200	8500

擁壁は第4章と同様、厚さ  $t=0.3\text{m}$ 、高さ  $H=2.0\text{m}$  とし、高さ方向の分割数は  $GL\pm 0\text{m}\sim -1.4\text{m}$  までは  $200\text{mm}$  ピッチ、 $GL-1.4\sim -2.0\text{m}$  は  $50\text{mm}$  ピッチとする。配筋は  $D16@100$ 、擁壁幅は建物幅と同じ  $30\text{m}$  とする。擁壁はファイバー要素とし、コンクリートおよび鉄筋のモデル化は建物と同じとする。なお、衝突を考慮する長さは建物幅と同じとし、擁壁に与える付加質量  $addm_i$  を考慮する範囲は地表面位置で擁壁厚さの6倍とする。

自由地盤は  $V_s=150\text{m/s}$  の一様な砂質土、単位体積重量は  $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比は  $\nu=0.40$ 、内部摩擦角は  $\phi=35^\circ$  とする。また、地表面荷重として  $5.0\text{kN/m}^2$  を考慮する。自由地盤はせん断ばねでモデル化し、その高さおよび分割数は擁壁と同じとする。地盤せん断強度  $\tau_f$  は地盤自重と地表面荷重を用いて Mohr-Coulomb の破壊規準から求め、与える復元力特性は HD 石原-吉田モデル ( $h_{max}=0.21$ )<sup>6,8)</sup> とする。

第5章同様、免震建物の左右に擁壁および自由地盤をモデル化する。免震クリアランスは  $0.5\text{m}$  とし、衝突ばねは図6.7に示すギャップを有する線形ばねとする。衝突ばねは X1 通りおよび X6 通りの Y1~Y6 通りの計 12 箇所配置し、免震クリアランス以降の剛性は Y1~Y6 通りの免震層直上大梁軸剛性とする。

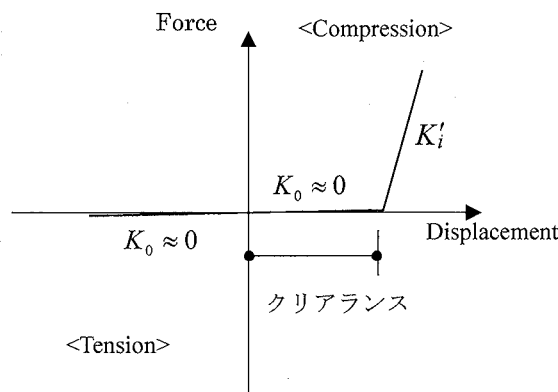


図 6.7 衝突ばね

本建物はすべて直径  $1.6\text{m}$  の場所打ちコンクリート杭で支持されていると仮定し、杭の鉛直剛性を模擬した弾性ばね要素を建物最下節点に取り付ける。ここで、杭の鉛直剛性  $K_p$  は下式により算定する。

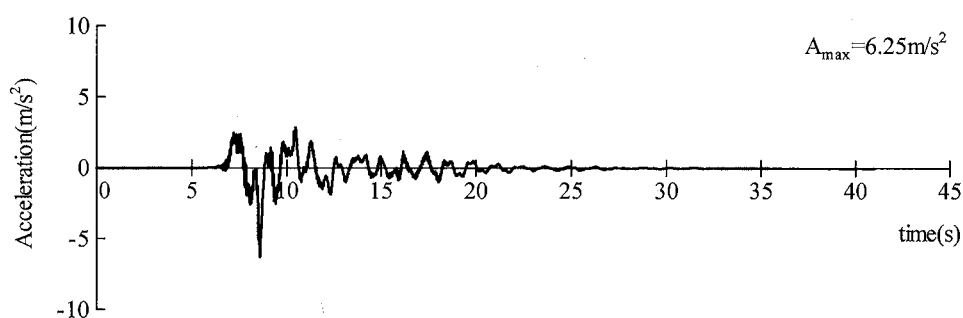
$$K_p = \frac{E_p A_p}{L_p} \quad (6.1)$$

【記号】

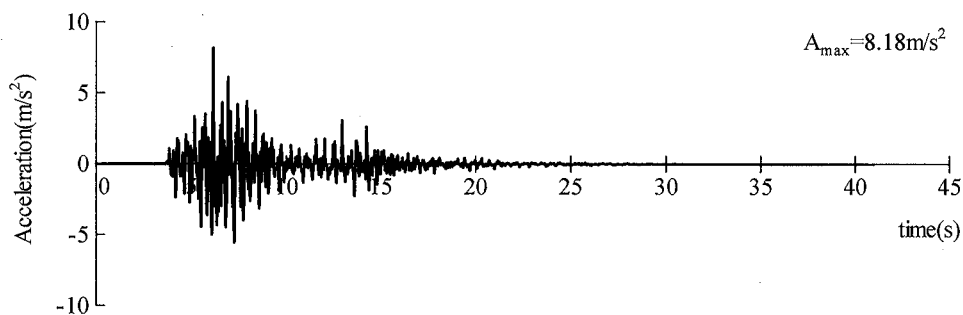
- $E_p$  : 杭に用いるコンクリートのヤング係数
- $A_p$  : 杭断面積
- $L_p$  : 杭長

### 6.2.2 解析条件

免震建物最下節点の境界条件は、鉛直方向は弾性ばね支持、水平方向はピン支持とする。また、擁壁基部および自由地盤最下節点は固定端とする。内部粘性減衰は Rayleigh 減衰とし、0.1Hz および 10Hz の振動数に対して建物系には  $h=2\%$ 、地盤には  $h=1\%$  とする。ただし、免震部材は  $h=0\%$  とする。入力地震動は上町断層帯地震動<sup>6.9)</sup> (ゾーン A4, パルスタイプ, レベル 3C) とし、X 方向および Z 方向の 2 方向同時入力とする。それぞれの入力地震動の加速度波形を図 6.8 に示す。図より 25 秒以降は水平動および上下動の加速度が十分に小さくなるため、本章では 0~25 秒間を入力時間とする。解析時間刻みは、非衝突解析では 1/20,000 秒、衝突解析では 1/200,000 秒とする。



(a) X 方向 (UMTA4\_G2EW1)



(b) Z 方向 (UMTA4\_G2EW1UD)

図 6.8 入力地震動の加速度波形

### 6.2.3 解析結果

#### 6.2.3.1 非衝突時

衝突解析に先立ち、擁壁との衝突を考慮しない非衝突時の解析結果を、基礎固定（免震建物最下節点の鉛直方向を拘束）とした場合の結果とあわせて示す。免震層の水平応答変位時刻歴を図 6.9 に示す。免震部材のハードニングは考慮しておらず、最大応答変位は約 1.3m となっている。杭の鉛直剛性の有無による差はほとんどなく、鉛直剛性を考慮しない場合の最大変位量の方がわずかに大きい程度である。

上部構造の最大応答加速度分布を図 6.10 に示す。全層において杭の鉛直剛性の有無による最大応答値の差が確認できる。建物最上層（ZR）と免震層直上層（Z1）、そして全層で最も大きな応答を示した 8 層の応答加速度時刻歴を図 6.11 に示す。上下方向入力動の主要動である 6～9 秒の区間では杭の鉛直剛性の有無によって X 方向応答加速度に大きな差が生じているが、水平方向入力動の主要動以降は概ね同じ応答となっている。

上部構造の最大応答層間変形角分布を図 6.12 に示す。全層で杭の鉛直剛性の有無による変形角の差は同程度であり、この図からもロッキング振動が励起されたことが確認できる。建物最上層（ZS10）と免震層直上層（ZS1）、そして全層で最も大きな応答を示した 3 層の応答層間変形角時刻歴を図 6.12 に示す。応答加速度同様、全層で杭の鉛直剛性の有無による差が見られ、基礎固定とした場合の方が滑らかな波形となっている。これは水平動と上下動の 2 方向同時入力によって、杭の鉛直剛性を考慮した場合に非衝突時においても短周期のロッキング振動が励起されたためと考えられる。

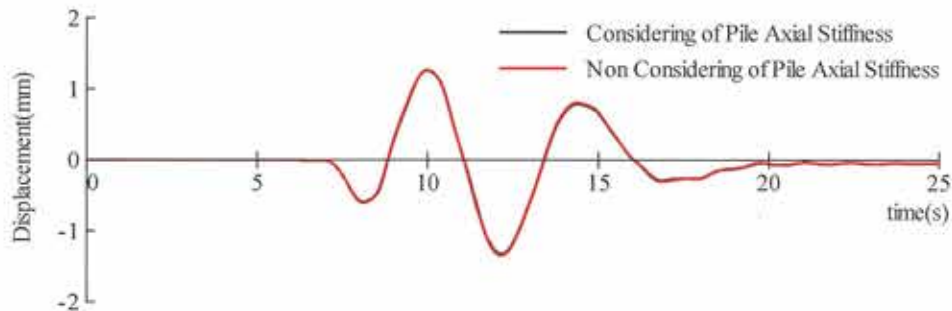


図 6.9 免震層応答変位時刻歴（非衝突時）

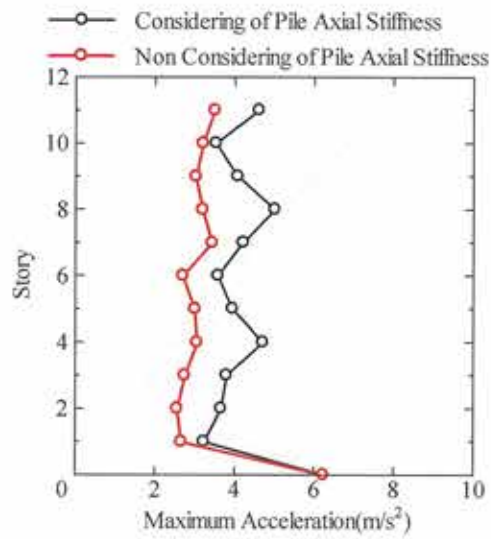


图 6.10 上部構造最大応答加速度分布（非衝突時）

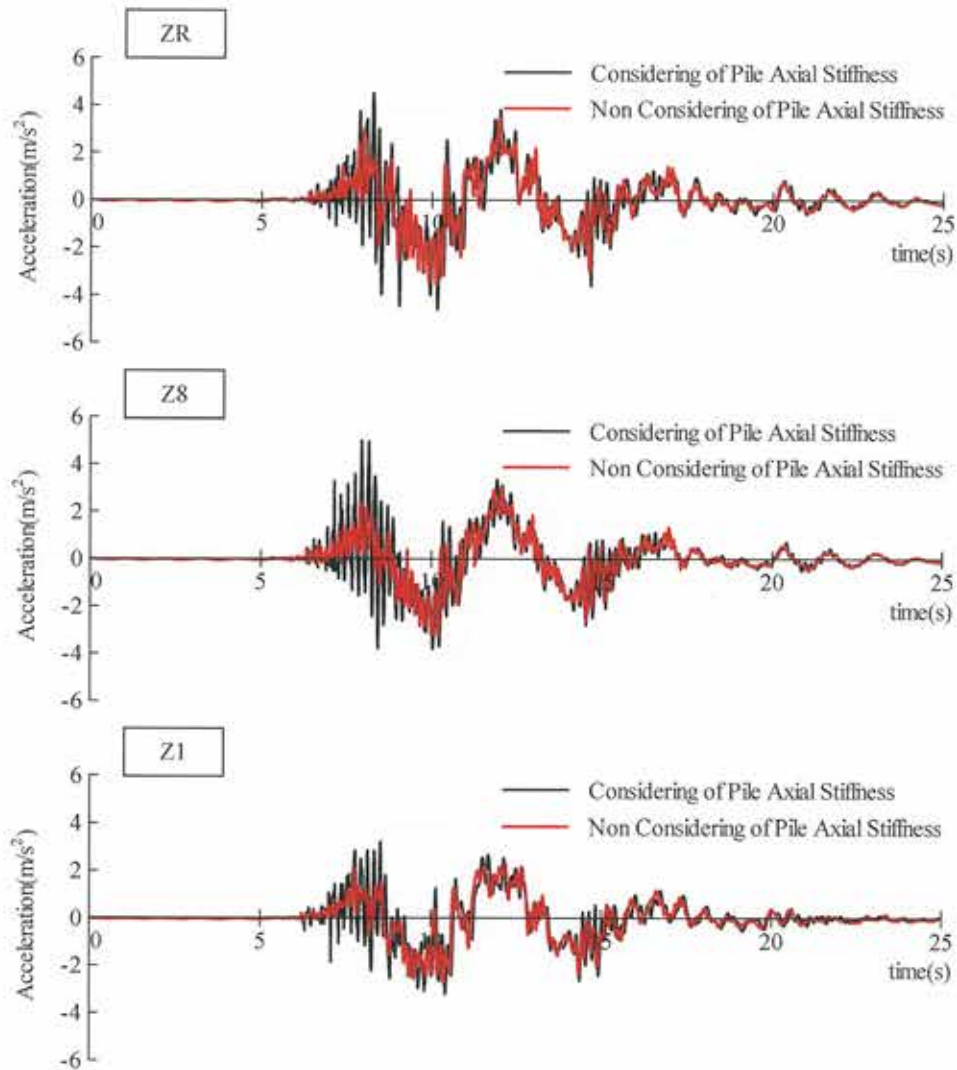


图 6.11 上部構造応答加速度時刻歴（非衝突時）

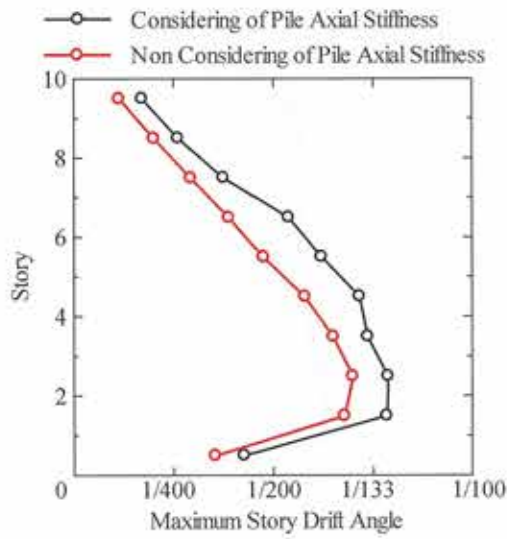


图 6.12 上部構造最大応答層間変形角分布（非衝突時）

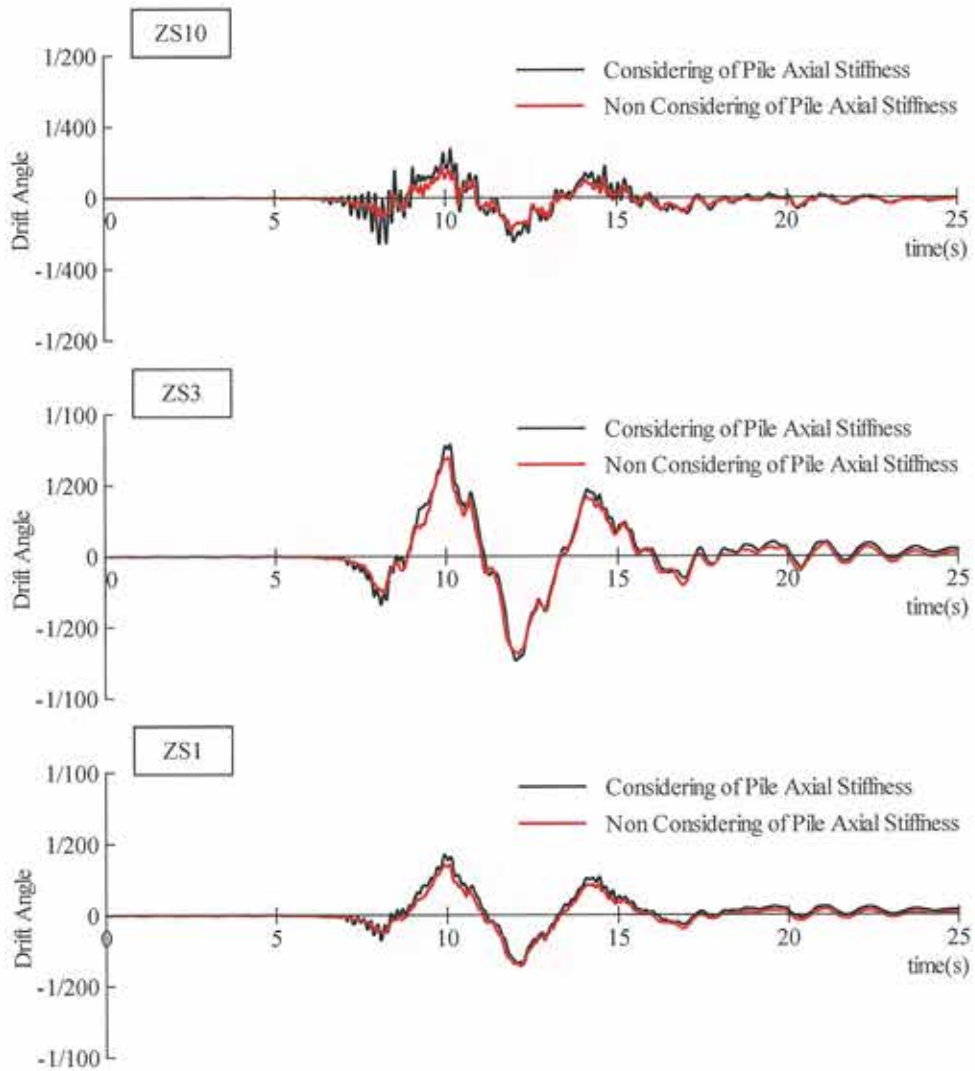


图 6.13 上部構造応答層間変形角時刻歴（非衝突時）



非衝突時における各免震部材の最大面圧を図 6.14 に示す。本解析では建物形状および免震部材配置は対称形であるため、図の下半分には引張面圧を、上半分には圧縮面圧を示している。また、入力開始から 8 秒程度までは上下動の影響が大きく、免震層水平変形が小さいにもかかわらず大きな軸方向力が生じている（後に示す図 6.15 参照）。後述する衝突解析において、擁壁衝突時に発生するロッキング振動による面圧と比較するため、免震層水平変形が大きくなり始める 7.5 秒以降に着目する。

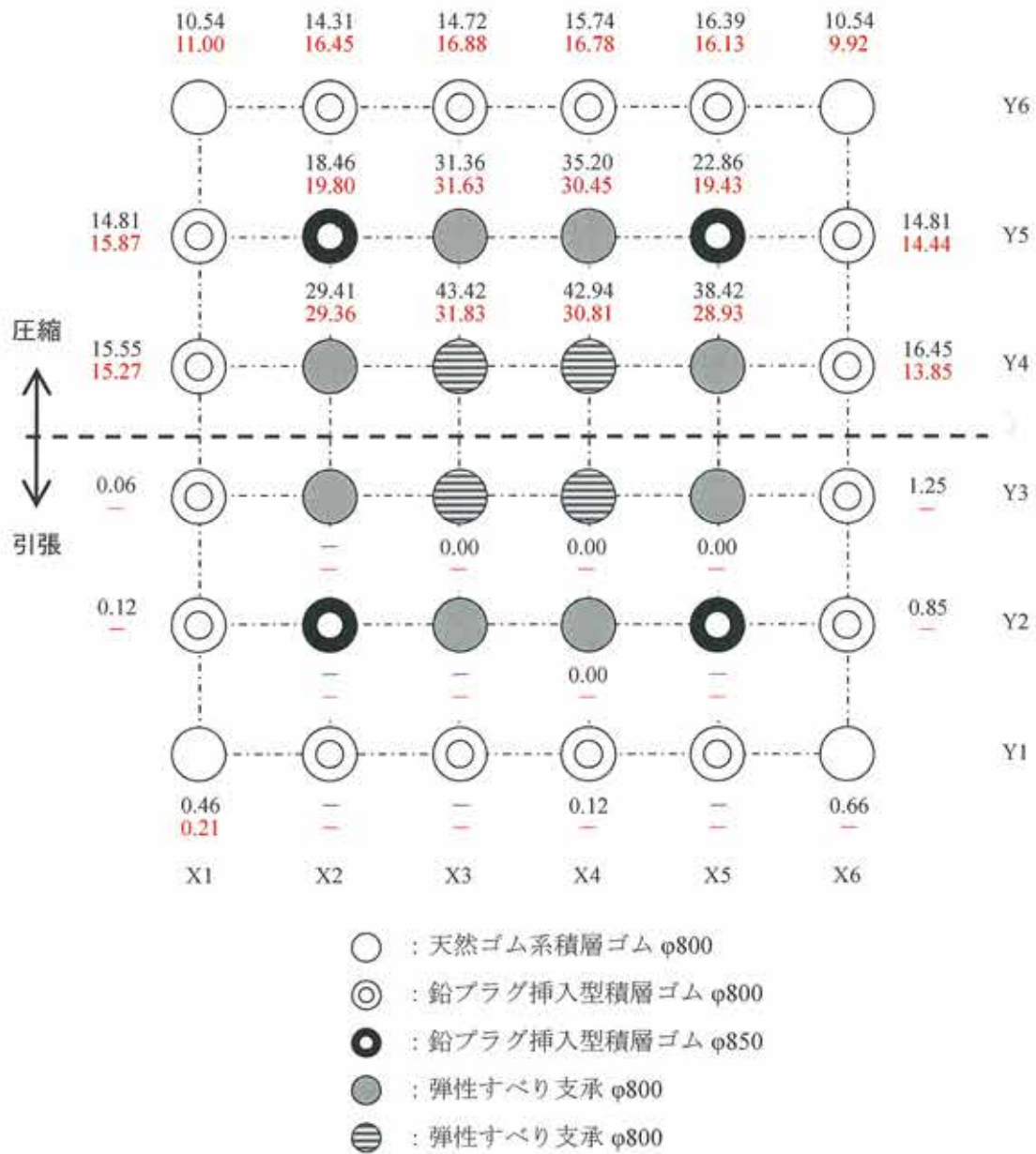
図 6.14 より、杭の鉛直剛性を考慮した場合は、外周部の天然ゴム系積層ゴム支承 (RB800) および鉛プラグ挿入型積層ゴム支承 (LRB800) に引張力が生じており、それぞれの最大引張面圧は  $0.66\text{N/mm}^2$  および  $1.25\text{N/mm}^2$  となっている。内側にある鉛プラグ挿入型積層ゴム支承 (LRB850) には引張力は生じていない。また、一部の弾性滑り支承 (SSR800) には引張力が生じ、浮き上がりが発生している。一方、杭の鉛直剛性を考慮しない場合、杭の鉛直剛性を考慮した場合に比べて引張力が生じる免震部材の数は少ない。X1-Y1 にある RB800 でのみ引張力が発生し、その最大引張面圧は  $0.21\text{N/mm}^2$  とあまり大きくない。

最大圧縮面圧は、引張力が生じていない免震部材については杭の鉛直剛性の有無による差は小さいが、引張力が生じた免震部材についてはその差が大きくなっている。特に SSR800 において、杭の鉛直剛性を考慮した場合には最大圧縮面圧は X3-Y4 の位置で  $43.42\text{N/mm}^2$  であるが、杭の鉛直剛性を考慮しない場合には同位置で  $31.83\text{N/mm}^2$  と約  $10\text{N/mm}^2$  の差が生じている。

非衝突時における代表的な各免震部材の面圧の時刻歴を図 6.15 に示す。各図の上段には 0~25 秒間の結果を示し、下段には 5~15 秒間の 0 軸付近を拡大した結果を示している。前述したように、8 秒程度まではいずれの免震部材にも上下動の影響が顕著に表れている。杭の鉛直剛性を考慮した場合では LRB800 において最大  $3.4\text{N/mm}^2$  もの大きな引張面圧が発生しているが、杭の鉛直剛性を考慮しない場合には引張力はほとんど生じておらず、杭の鉛直剛性を考慮することによって建物の鉛直振動が増幅されたことを表している。8 秒以降は上部構造の転倒モーメントによる影響が顕著に表れており、建物外周部に配置されている RB800 や LRB800 には免震層水平変形と連動するように面圧が変動しているが、内側に配置されている LRB850 や SSR800 にはその傾向が表れていない。さらに、杭の鉛直剛性の考慮の有無にかかわらず引張力は生じていない。

Black : Considering of Pile Axial Stiffness

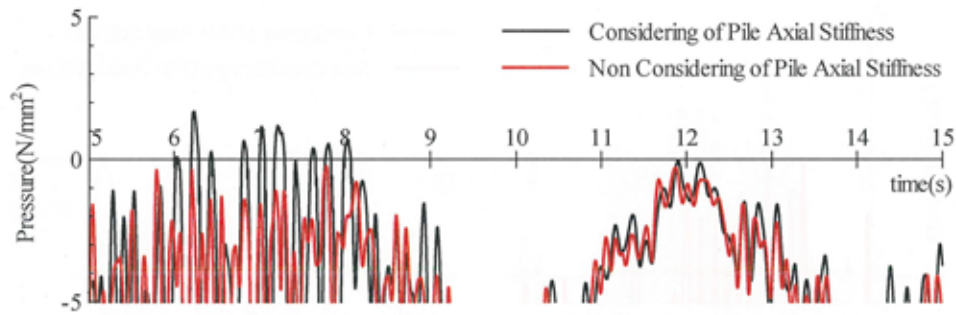
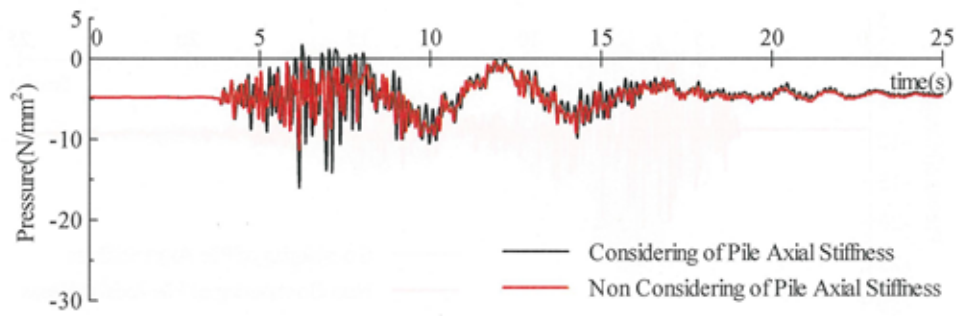
Red : Non Considering of Pile Axial Stiffness



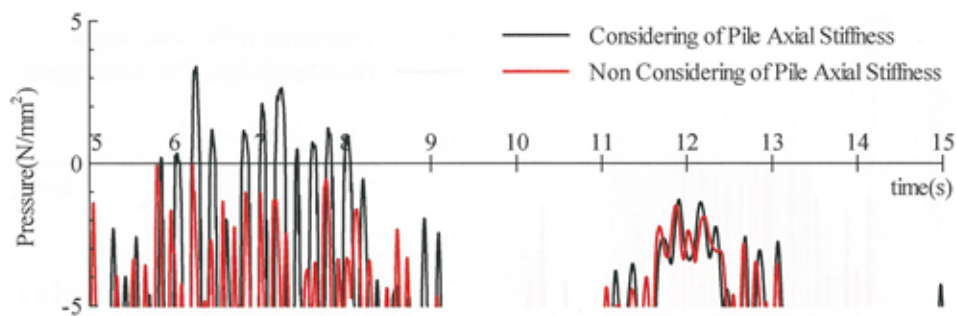
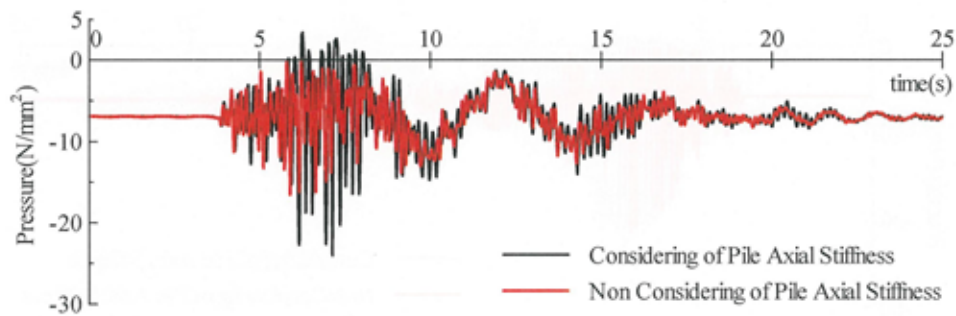
※ 引張面圧で“-”は引張が生じていないことを表す。

※ 引張面圧で“0.00”は浮き上がっていることを表す。

図 6.14 免震部材の最大面圧（非衝突時，7.5 秒以降）

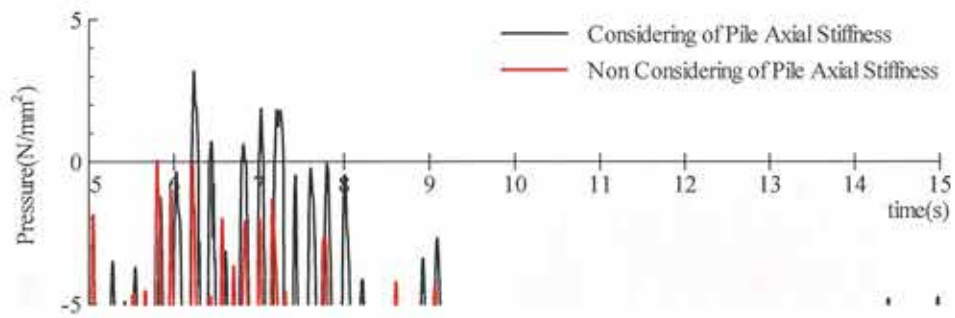
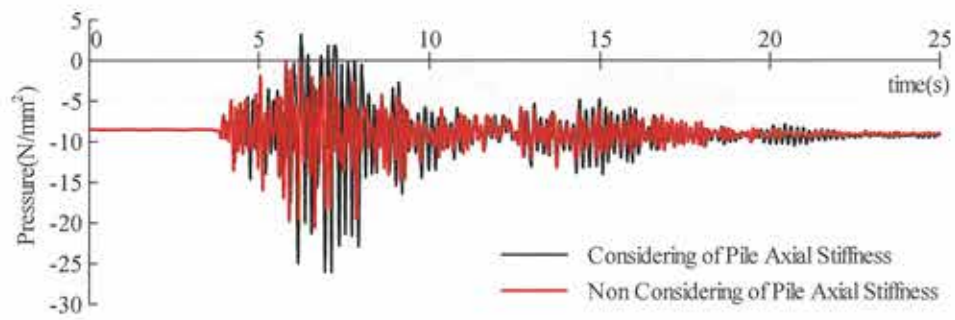


(a) RB800 (X6-Y1) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

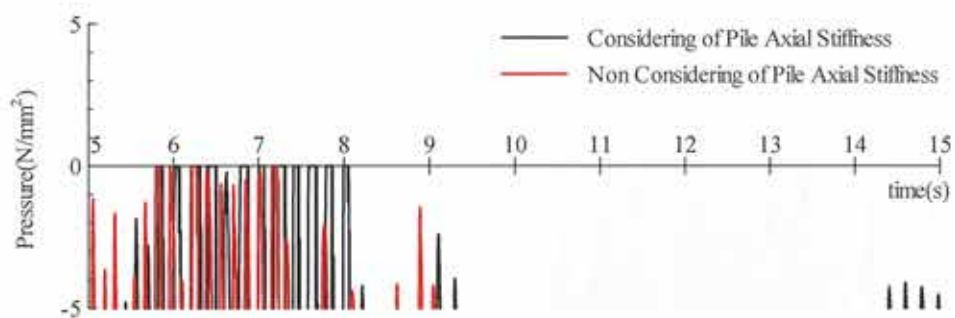
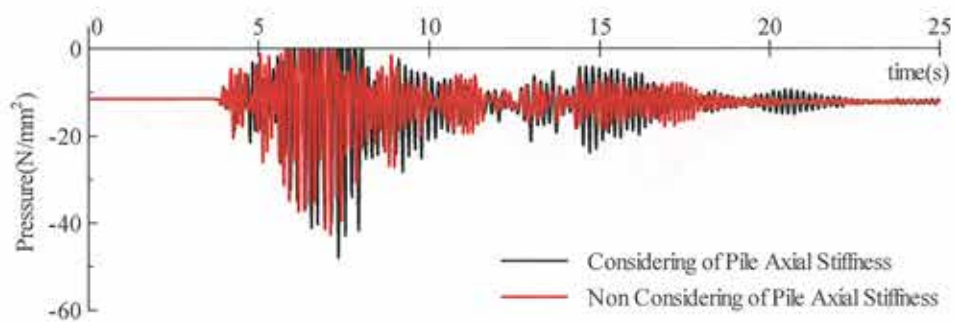


(b) LRB800 (X6-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6. 15-1 免震部材の面圧時刻歴 (非衝突時)



(c) LRB850 (X5-Y2) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)



(d) SSR800 (X4-Y3) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)

図 6.15-2 免震部材に生じる面圧時刻歴 (非衝突時)

### 6.2.3.2 擁壁衝突時

衝突解析を行い、擁壁衝突によって発生する建物応答および免震部材の面圧を評価する。

免震層の応答水平変位時刻歴を図 6.16 に示す。免震クリアランスは 0.5m であり、擁壁への衝突は片側で 2 階ずつ、計 4 回発生している。また、免震層の最大水平変位は、杭の鉛直剛性を考慮した場合は約 0.56m、杭の鉛直剛性を考慮しない場合は 0.54m となっている。

上部構造の最大応答加速度分布を図 6.17 に示す。2～5 層では杭の鉛直剛性の有無による最大応答値の差が比較的大きいが、6 層以上ではその差は小さくなっている。建物最上層 (ZR) と免震層直上層 (Z1) の応答加速度時刻歴を図 6.18 に示す。ZR では、最初の衝突が発生する 7.9 秒付近には上下動の影響もあるため杭の鉛直剛性の有無による応答差が確認できるが、それ以降の衝突では両者の差は小さくなっている。Z1 では、衝突によって大きな応答加速度が発生しており、それが支配的となっている。杭の鉛直剛性の有無による応答差が確認できるが、免震層の応答変位にも差があるため、ロッキング振動の励起に加えて衝突の程度による応答差の両者の影響が混在していると考えられる。

上部構造の最大応答層間変形角分布を図 6.19 に示す。応答加速度と同様の傾向を示しており、1～3 層では杭の鉛直剛性の有無による最大応答値の差が比較的大きいが、4 層以上ではその差は小さくなっている。建物最上層 (ZS10) と免震層直上層 (ZS1) の応答層間変形角時刻歴を図 6.20 に示す。両層ともに杭の鉛直剛性の有無による応答差は見られるものの、応答加速度に比べるとその差は小さい。

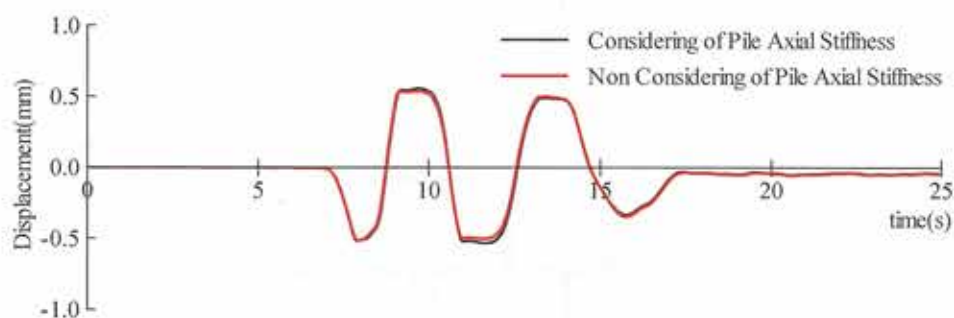


図 6.16 免震層応答変位時刻歴（衝突時：引張力低減機構なし）

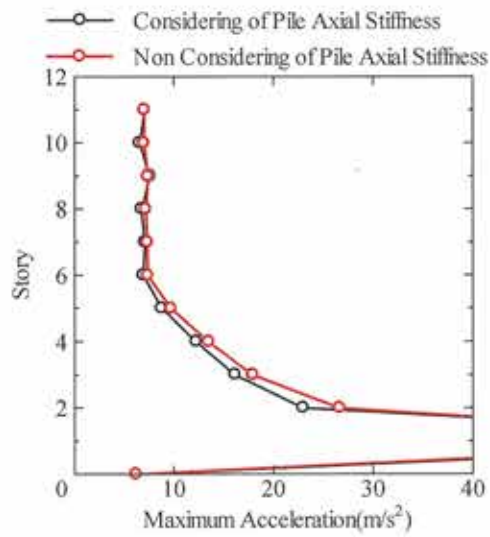


図 6.17 上部構造最大応答加速度分布（衝突時：引張力低減機構なし）

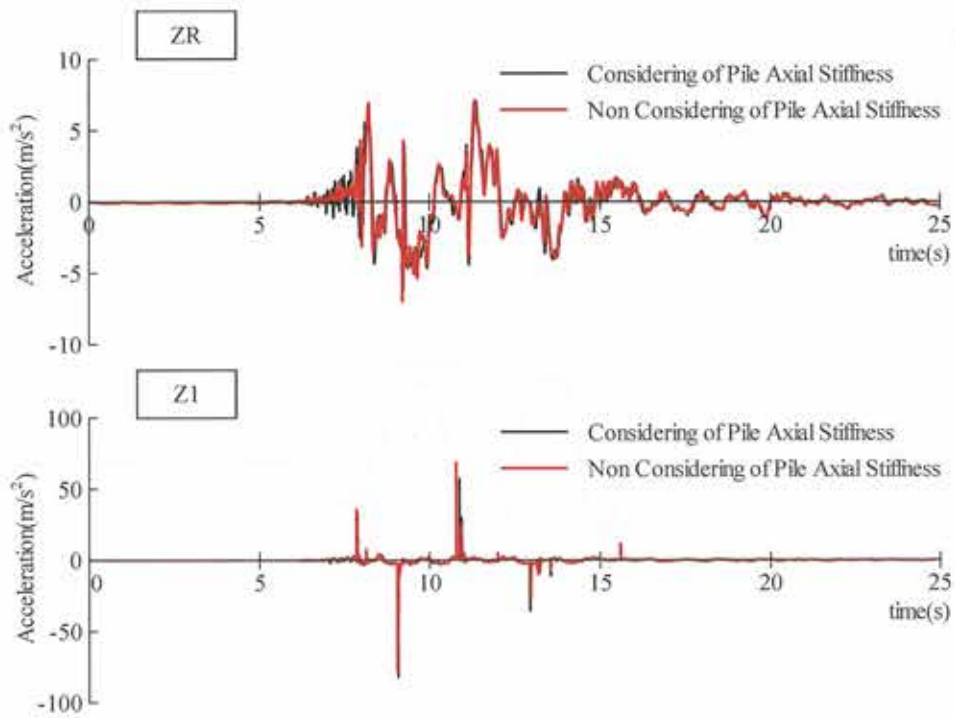


図 6.18 上部構造応答加速度時刻歴（衝突時：引張力低減機構なし）

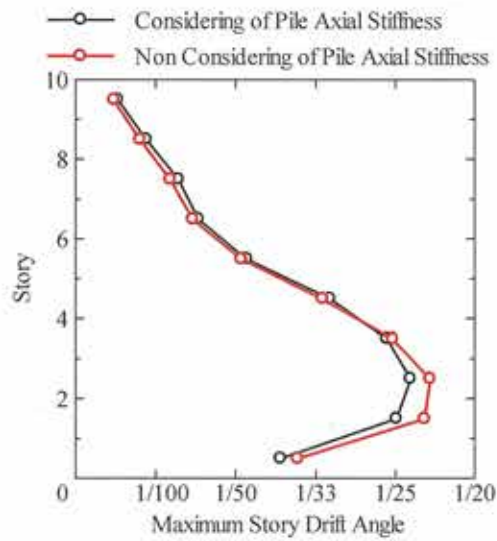


図 6.19 上部構造最大応答層間変形角分布（衝突時：引張力低減機構なし）

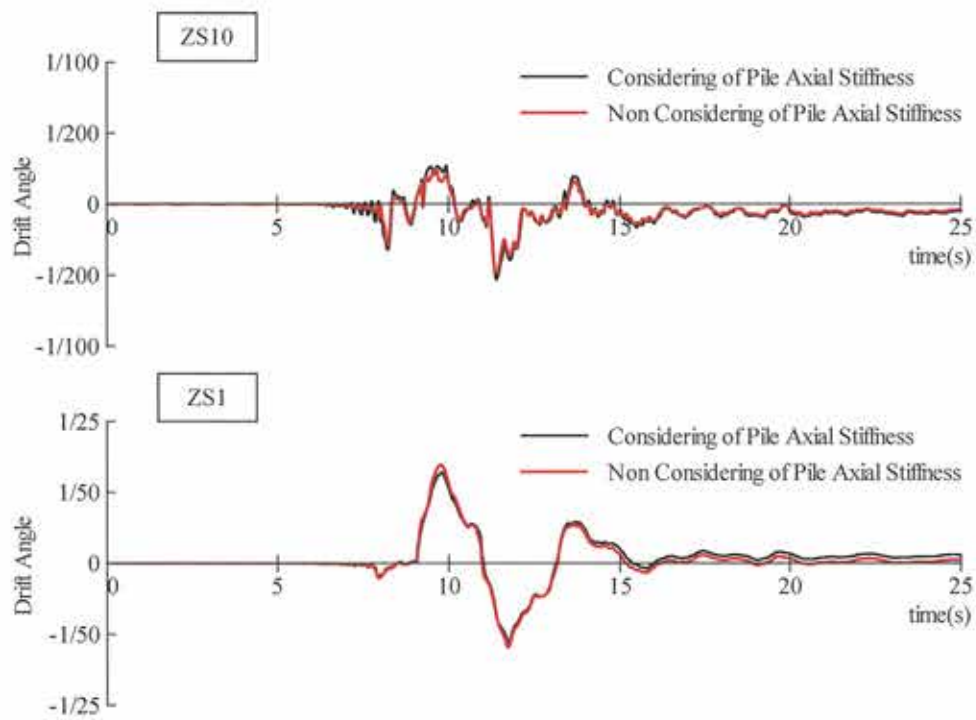


図 6.20 上部構造応答層間変形角時刻歴（衝突時：引張力低減機構なし）

衝突時における7.5秒以降の各免震部材の最大面圧を図6.21に示す。杭の鉛直剛性を考慮した場合は、建物外周部に配置されている天然ゴム系積層ゴム支承(RB800)および鉛プラグ挿入型積層ゴム支承(LRB800)には非衝突時に比べて大きな引張力が生じている。特にX6通りのRB800およびLRB800の最大引張面圧は、それぞれ $1.80\text{N/mm}^2$ 、 $1.88\text{N/mm}^2$ となっている。内側に配置されている鉛プラグ挿入型積層ゴム支承(LRB850)にはわずかに引張力が生じている。また、一部の弾性滑り支承(SSR800)に引張力が生じ、浮き上がりが発生しているが、非衝突時と同一箇所であり、擁壁衝突による影響ではない。一方、杭の鉛直剛性を考慮しない場合、外周部のRB800やLRB800にのみ引張力が生じており、特にX6-Y1のRB800では最大引張面圧 $2.17\text{N/mm}^2$ と、杭の鉛直剛性を考慮した場合よりも大きな引張面圧になっている。

最大圧縮面圧については、建物外周部に配置されているRB800およびLRB800は杭の鉛直剛性の有無による差は小さい。しかし、内側に配置されているLRB850およびSSR800で、引張力が生じた免震部材ではその差が大きくなっている。非衝突時と比較すると、X6通りの免震部材で面圧がやや大きくなっているが、それ以外の免震部材ではほぼ同程度である。

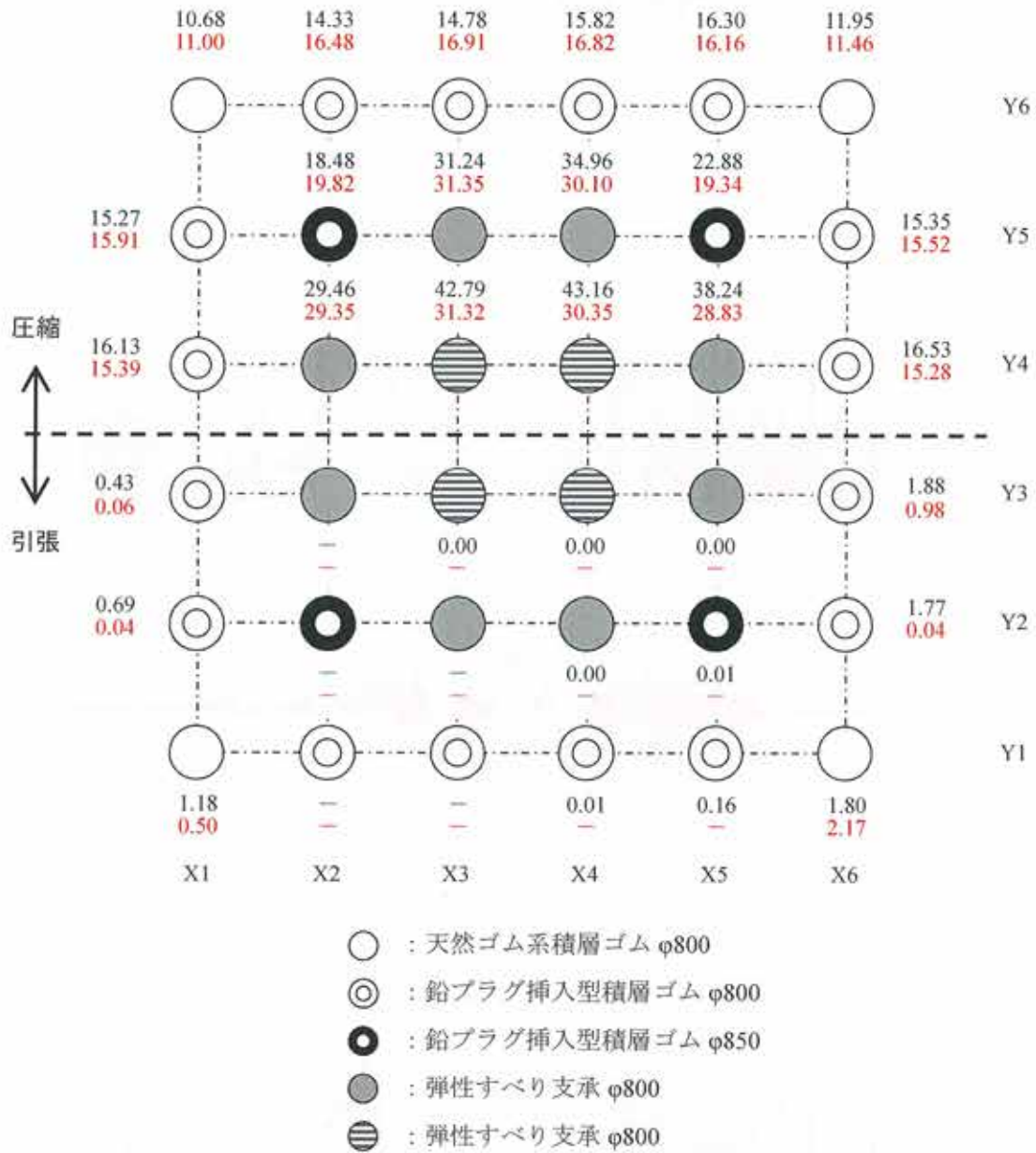
衝突時における代表的な各免震部材の面圧の時刻歴を図6.22に示す。各図の上段には0～25秒間の結果を示し、下段には5～15秒間の0軸付近を拡大した結果を示している。最初の衝突が発生する7.9秒付近以降に着目すると、RB800およびLRB800では杭の鉛直剛性の考慮の有無にかかわらず8秒付近と11.5秒付近に大きな引張面圧が生じている。図6.14に示した非衝突時には発生しておらず、図6.16の免震層応答変位時刻歴との対応から、擁壁衝突に伴い発生した引張力と考えられる。特に11.5秒付近では上下動の影響も少なくなっており、擁壁衝突によって発生するロッキング振動の影響が大きいことがわかる。ただし、内側に配置されているLRB850やSSR800には顕著な面圧の変化があまり見られず、非衝突時と同様の挙動となっている。

したがって、擁壁衝突による免震部材への変動軸力の影響は建物外周部に配置された免震部材のみに発生し、内側に配置された免震部材にはほとんど影響がないと言える。



Black : Considering of Pile Axial Stiffness

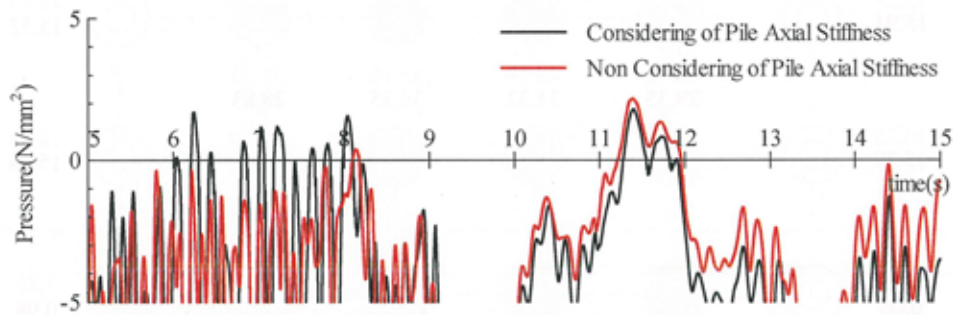
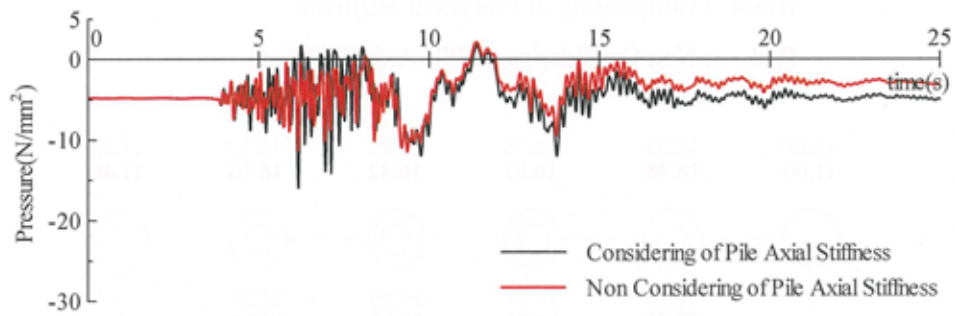
Red : Non Considering of Pile Axial Stiffness



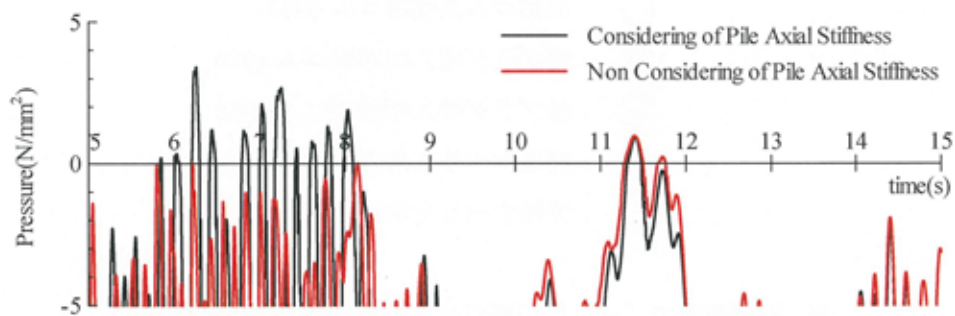
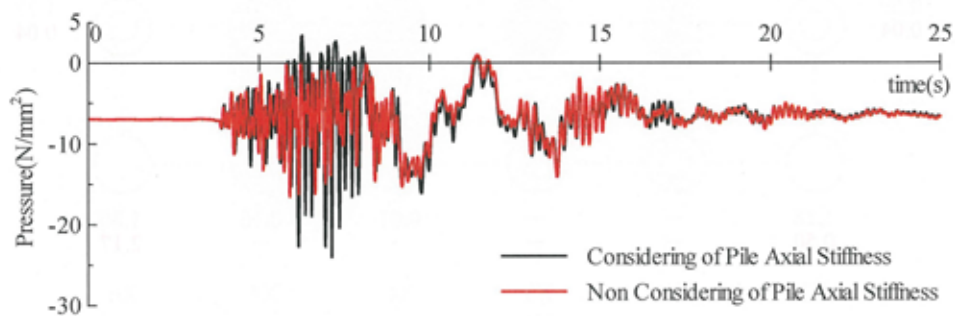
※ 引張面圧で“-”は引張が生じていないことを表す。

※ 引張面圧で“0.00”は浮き上がっていることを表す。

図 6.21 免震部材の最大面圧（衝突時：引張力低減機構なし，7.5秒以降）

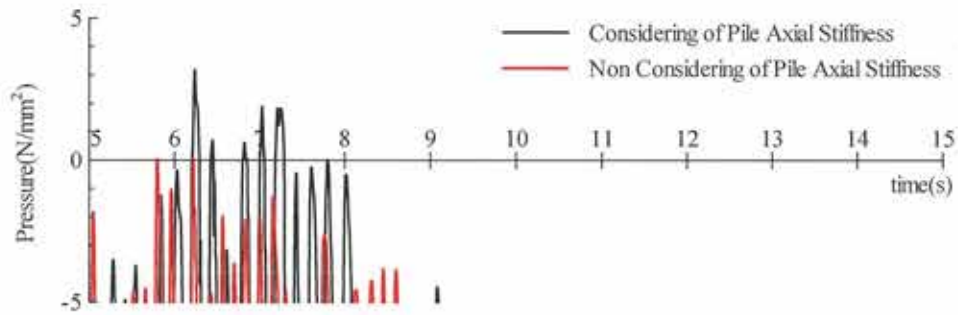
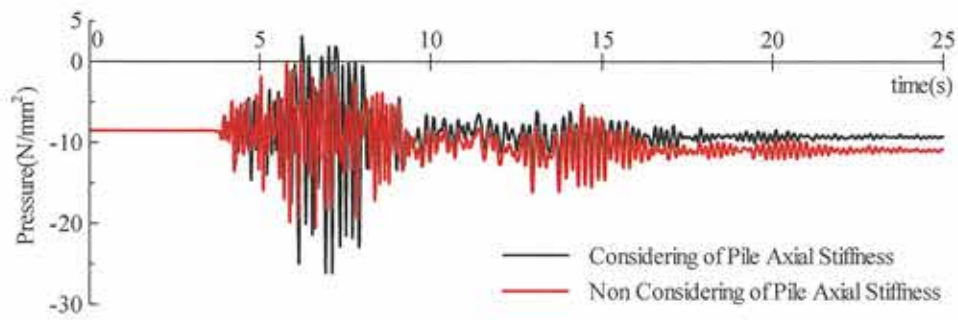


(a) RB800 (X6-Y1) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)

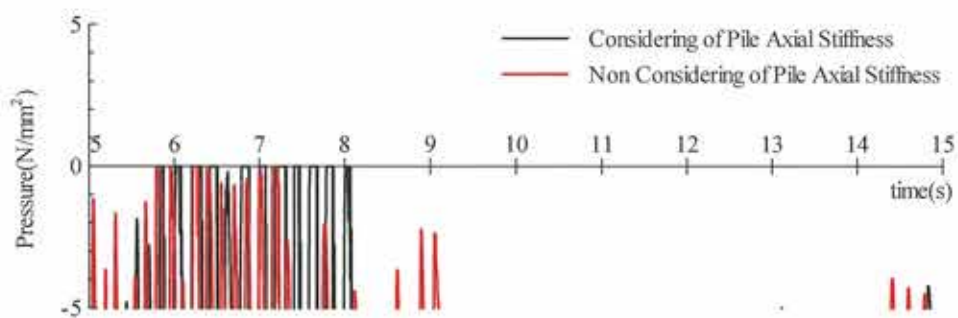
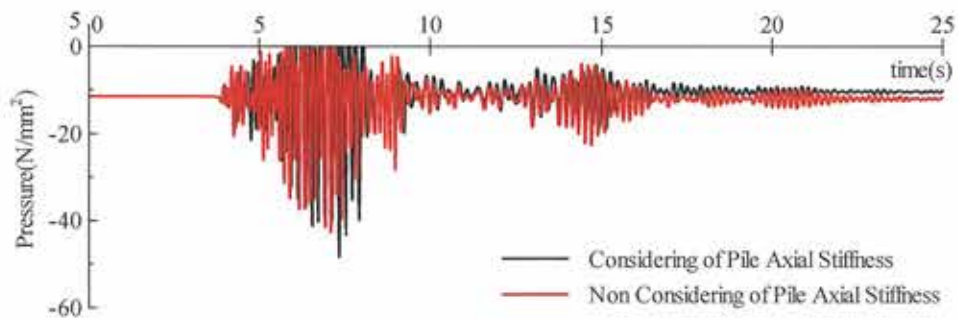


(b) LRB800 (X6-Y3) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)

図 6.22-1 免震部材の面圧時刻歴 (衝突時: 引張力低減機構なし)



(c) LRB850 (X5-Y2) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)



(d) SSR800 (X4-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6.22-2 免震部材に生じる面圧時刻歴 (衝突時 : 引張力低減機構なし)

### 6.3 既往の引張力低減機構ばねを用いた擁壁衝突解析

前節では擁壁衝突によって建物外周部の免震部材に大きな変動軸力が生じることを示した。本節では、免震部材に取り付ける既往の引張力低減機構の概要およびその復元力特性を示す。そして免震部材にそれらの機構を組み込んで衝突解析を行い、既往の引張力低減機構を用いた場合の免震部材に作用する引張力および浮き上がり量を評価するとともに、その制御・低減のための問題点を示す。

#### 6.3.1 既往の引張力低減機構と復元力特性

既往の引張力低減機構としては、免震部材下部フランジプレートとの固定方法をボルトの代わりに、フランジプレートに取り付けた軸受とストッパーピンを嵌め合わせた機構<sup>6.10)</sup>、<sup>6.11)</sup> (図 6.23) や、免震部材下部フランジに取り付けた複数の翼状鋼板の面外曲げ変形を利用した「ウインカー工法」<sup>6.12)</sup>、<sup>6.13)</sup> (図 6.24)、そして IBT ワッシャー<sup>6.14)</sup>~<sup>6.16)</sup> やゴムリング付き<sup>6.17)</sup>~<sup>6.19)</sup> のボルト (図 6.25) により免震部材下部フランジプレートを固定し、引張力に対して抵抗するものなどが挙げられる。いずれの機構も、基本的な考え方は免震部材に引張力が生じた際に免震部材下部フランジプレートを浮き上がらせるとともに、免震部材より低い剛性を有する線形ばねを直列に付加することで引張力の低減を図ることにある。また、免震部材が負担しているせん断力は、免震部材下部フランジプレートに用いられるボルトや鋼板により下部構造に伝達させている。

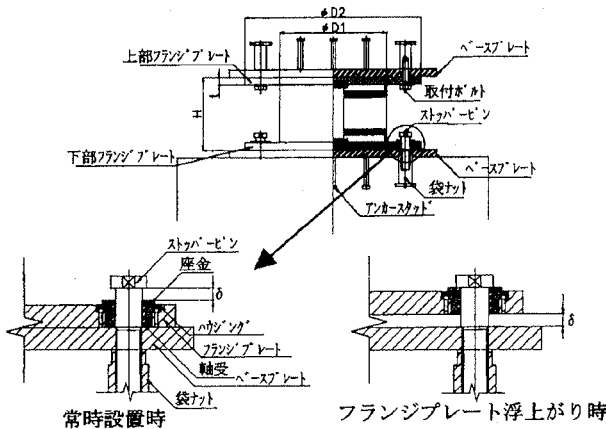


図 6.23 軸受とストッパーピンを嵌め合わせた機構<sup>6.10)</sup>

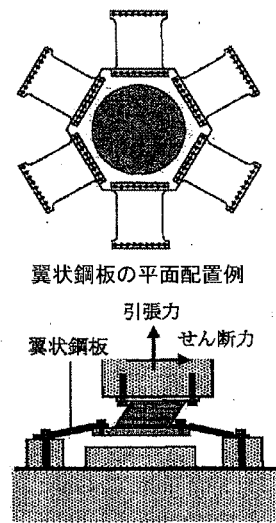


図 6.24 ウインカー工法<sup>6.12)</sup>

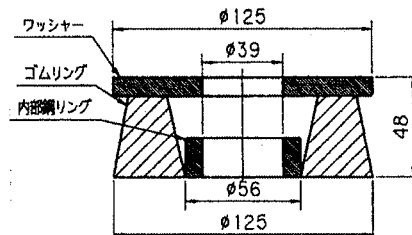
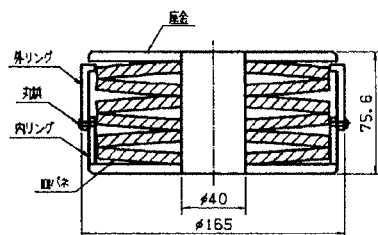


図 6.25 IBT ワッシャー (左図)<sup>6.14)</sup> とゴムリング (右図)<sup>6.17)</sup>

本章の検討では、引張力低減機構ばねと免震部材の鉛直ばねを1つの直列ばねに縮約してモデル化する。各引張力低減機構ばねおよび縮約したばね（以下、直列ばねと称する）の復元力特性を図 6.26 に示す。(a)の「浮き上がり許容型機構」は引張力に対して一切抵抗しないタイプであり、引張側剛性はほぼ0、圧縮側剛性は剛の線形ばねである。この復元力特性は図 6.23 や図 6.24 の機構を模擬している。(b)の「浮き上がり抵抗型」は任意の引張面圧に対して任意の浮き上がり量を設定できるタイプであり、引張側剛性は任意に設定でき、圧縮側剛性は剛の線形ばねである。この復元力特性は図 6.25 の機構を模擬している。なお、浮き上がり抵抗型機構の検討では、引張面圧  $0.8\text{N/mm}^2$  に対して、外周部に配置される積層ゴム支承 (RB800, LRB800) は浮き上がり量を 10mm, それ以外の積層ゴム支承 (LRB850) は浮き上がり量を 5mm とするばね剛性を設定する。解析に用いる各直列ばねの諸元を表 6.4 に示す。

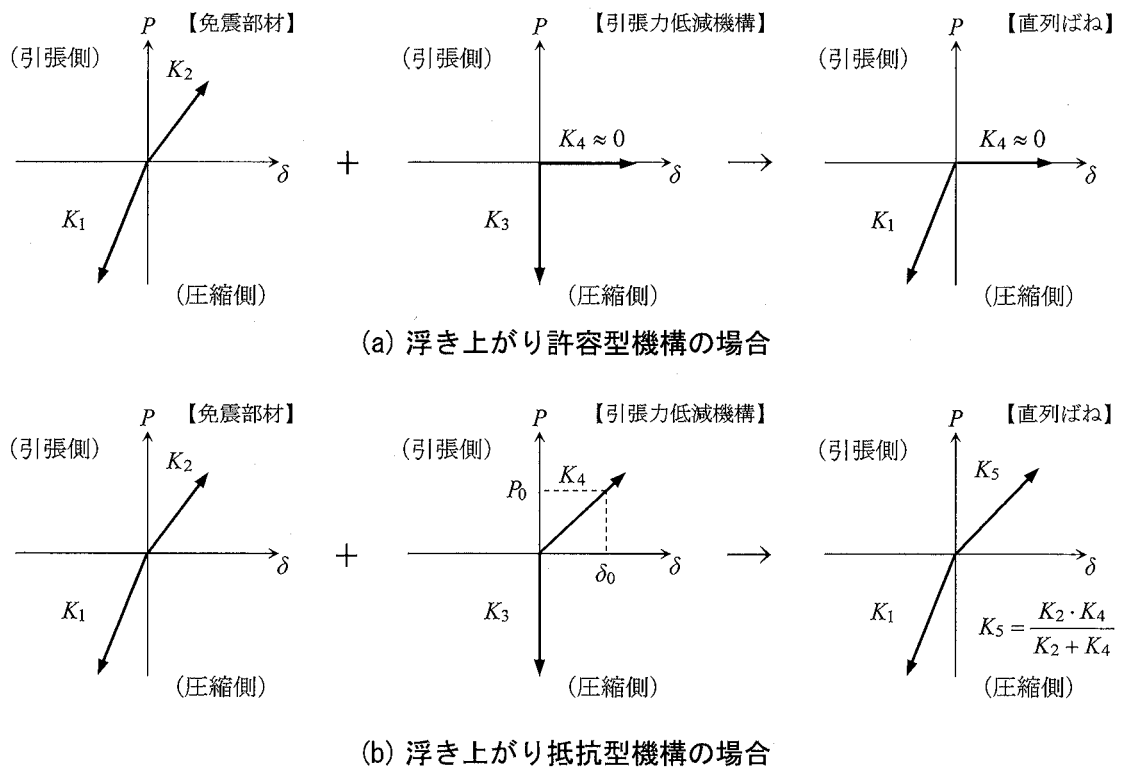


図 6.26 各引張力低減機構ばねおよび各直列ばねの復元力特性

表 6.4 直列ばね諸元

免震部材	径	浮き上がり許容型		浮き上がり抵抗型	
		$K_1 (\times 10^3 \text{kN/m})$	$K_2 (\times 10^3 \text{kN/m})$	$K_1 (\times 10^3 \text{kN/m})$	$K_2 (\times 10^3 \text{kN/m})$
天然ゴム系 積層ゴム (RB)	φ800	2821	0	2821	35
鉛プラグ挿入型 積層ゴム (LRB)	φ800	3284	0	3284	34
	φ850	3670	0	3670	71

### 6.3.2 引張力の検証ならびに低減効果

まず、浮き上がり許容型機構を用いた場合について示す。

免震層の応答変位時刻歴を図 6.27 に示す。免震層の最大水平変位は、杭の鉛直剛性を考慮した場合は約 0.55m，杭の鉛直剛性を考慮しない場合は 0.56m となっている。

上部構造の最大応答加速度分布を図 6.28 に示す。最大応答値は引張力低減機構を用いない場合とあまり変わらないが、2 層において杭の鉛直剛性の有無による差が顕著に表れている。建物最上層 (ZR) と免震層直上層 (Z1) の応答加速度時刻歴を図 6.29 に示す。引張力低減機構を用いない場合と同様の応答となっている。

上部構造の最大応答層間変形角分布を図 6.30 に、建物最上層 (ZS10) と免震層直上層 (ZS1) の応答層間変形角時刻歴を図 6.31 に示す。全体的な傾向は引張力低減機構を用いない場合と同じであるが、7 層以上で杭の鉛直剛性の有無による差が表れている。

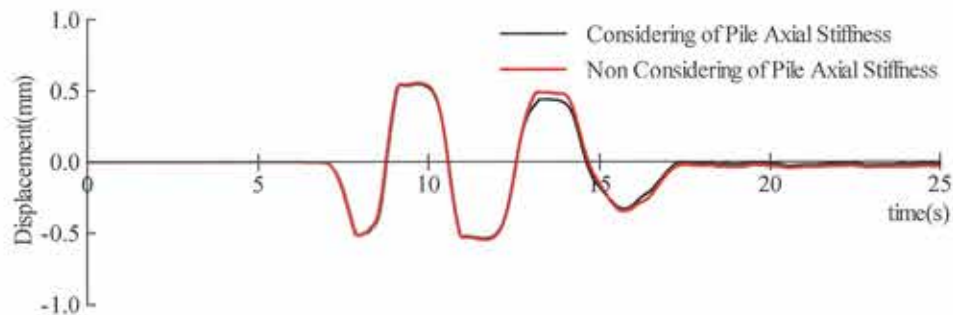


図 6.27 免震層応答変位時刻歴（衝突時：浮き上がり許容型）

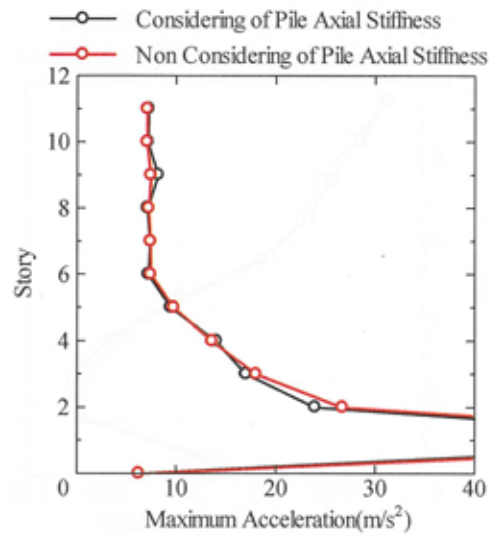


図 6.28 上部構造最大応答加速度分布（衝突時：浮き上がり許容型）

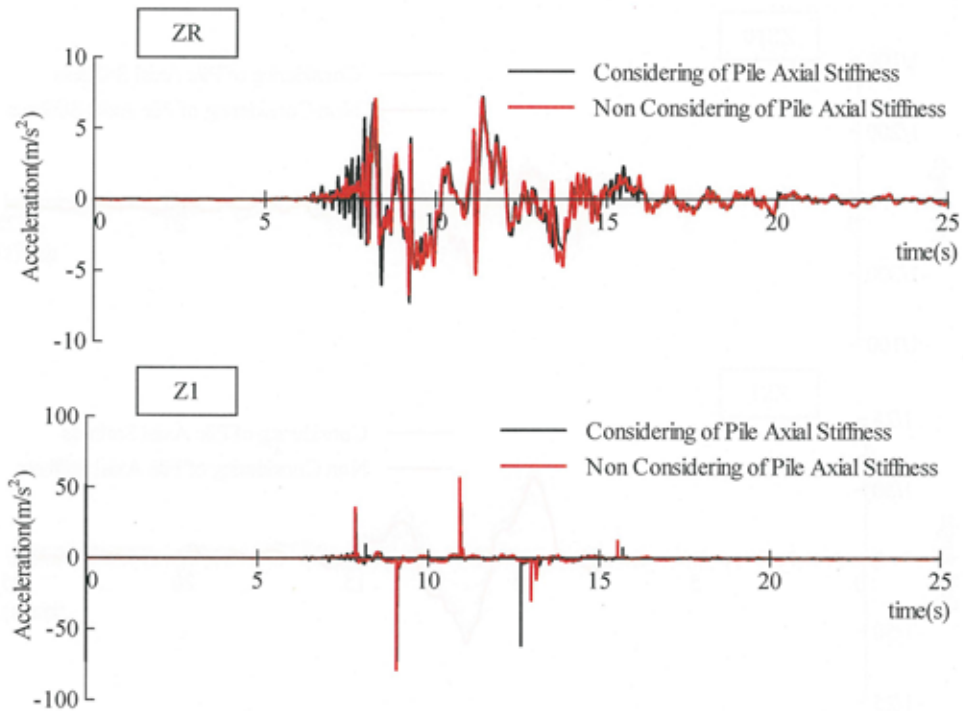


図 6.29 上部構造応答加速度時刻歴（衝突時：浮き上がり許容型）

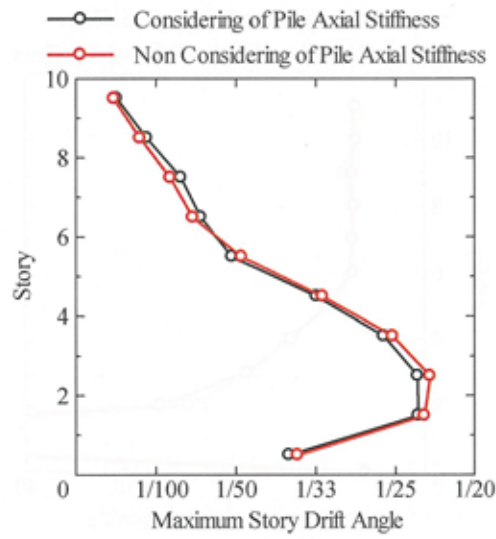


図 6.30 上部構造最大応答層間変形角分布（衝突時：浮き上がり許容型）

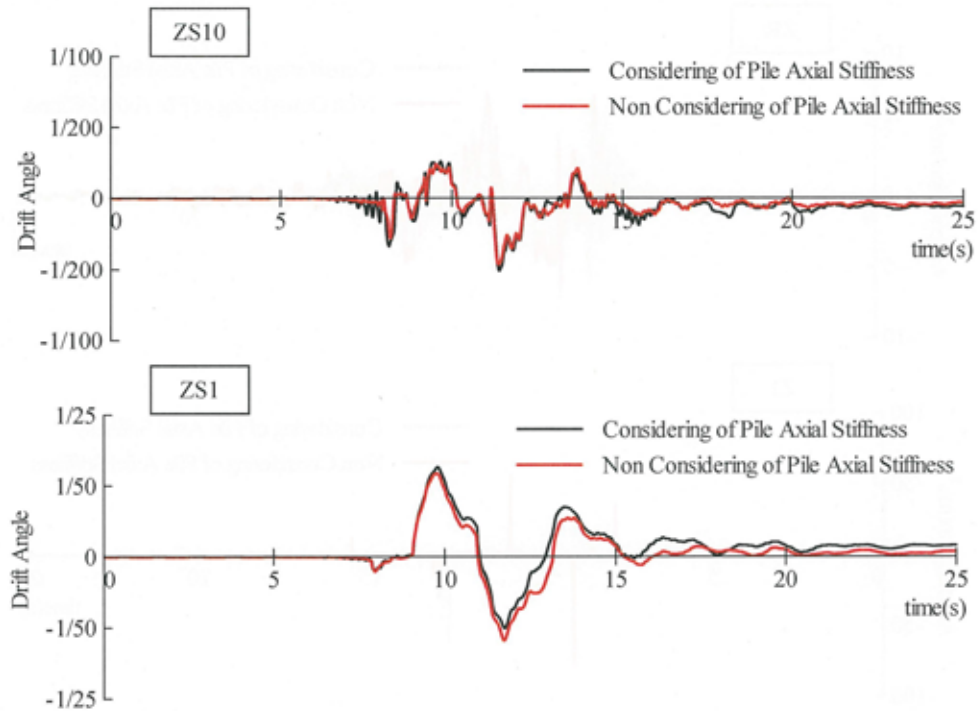


図 6.31 上部構造応答層間変形角時刻歴（衝突時：浮き上がり許容型）

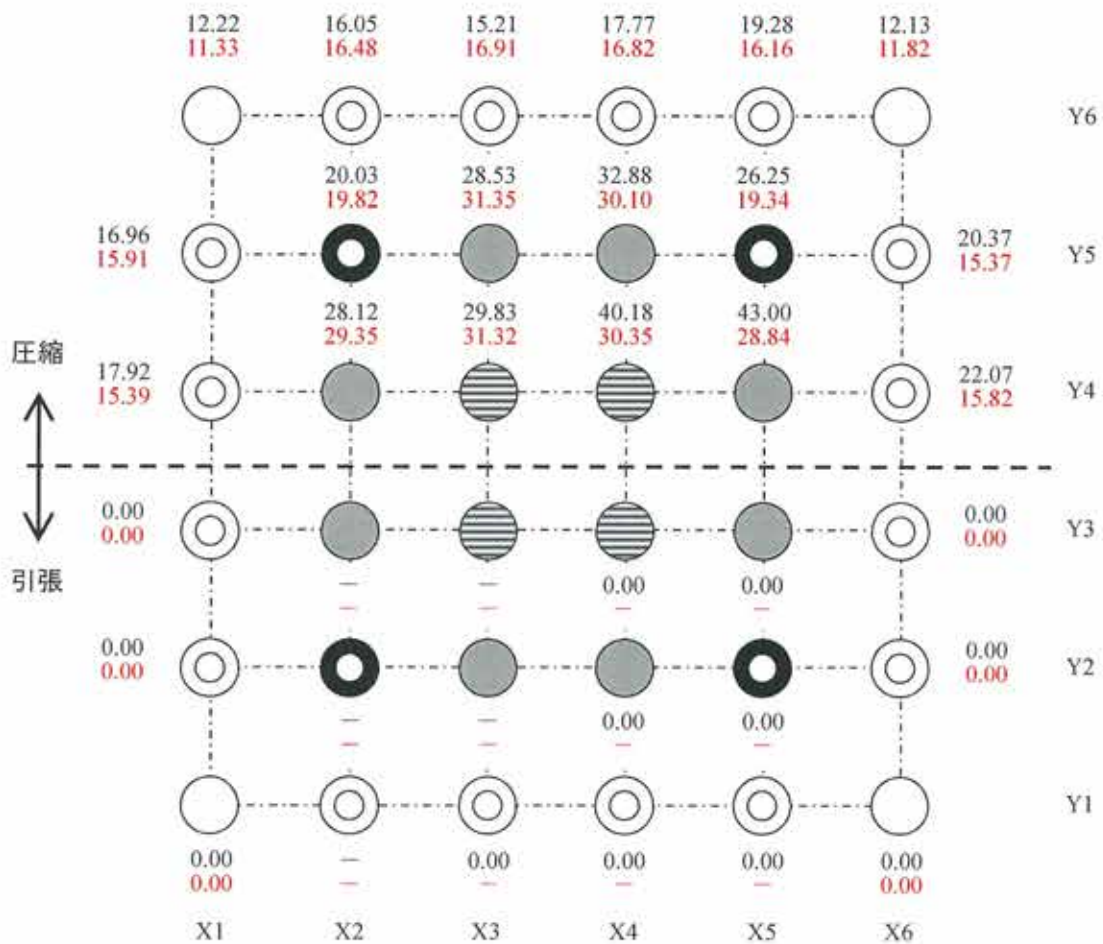


入力後 7.5 秒以降における各免震部材の最大面圧を図 6.32 に示す。浮き上がり許容型機構は引張力に対しては一切抵抗しないため、応力再配分によって浮き上がりが発生した箇所の周囲の免震部材に引張力が作用するが、浮き上がりが発生している箇所は引張力低減機構を用いない場合とほぼ同じである。圧縮面圧については、杭の鉛直剛性を考慮した場合は建物外周部に配置された免震部材の面圧が引張力低減機構を用いない場合に比べてやや大きくなっているものの、杭の鉛直剛性を考慮しない場合は引張力低減機構を用いない場合とほぼ同じとなっている。

代表的な各免震部材の面圧の時刻歴を図 6.33 に示す。各図の上段には 0~25 秒間の結果を示し、下段には 5~15 秒間の 0 軸付近を拡大した結果を示している。引張力低減機構を用いない場合（図 6.21）とほぼ同様の挙動を示しているが、引張力が発生せず、応力再配分の影響によって全ての免震部材において面圧の変動がやや大きくなっていることがわかる。なお、建物外周部にある RB800 および LRB800 の免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、最初の衝突が発生する 7.9 秒付近では上下動の影響も大きく、それぞれ 15.7mm, 14.2mm であり、3 回目の衝突が発生する 11.5 秒付近ではそれぞれ 10.4mm, 7.4mm となっている。3 回目の衝突では建物外周部にある免震部材のみ浮き上がっており、免震層直上大梁の部材角で約  $1/580\text{rad}$  にもなっている。杭の鉛直剛性を考慮しない場合は、3 回目の衝突時に浮き上がり量が最大となり、RB800 および LRB800 でそれぞれ 11.5mm, 4.1mm と、免震層直上大梁の部材角で約  $1/522\text{rad}$  にもなっている。

Black : Considering of Pile Axial Stiffness

Red : Non Considering of Pile Axial Stiffness

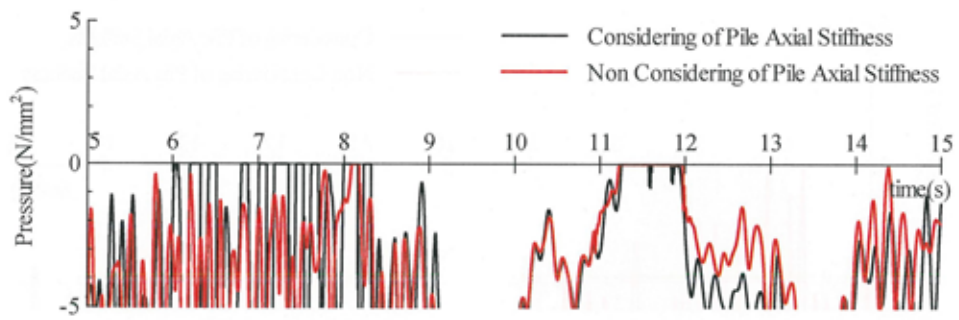
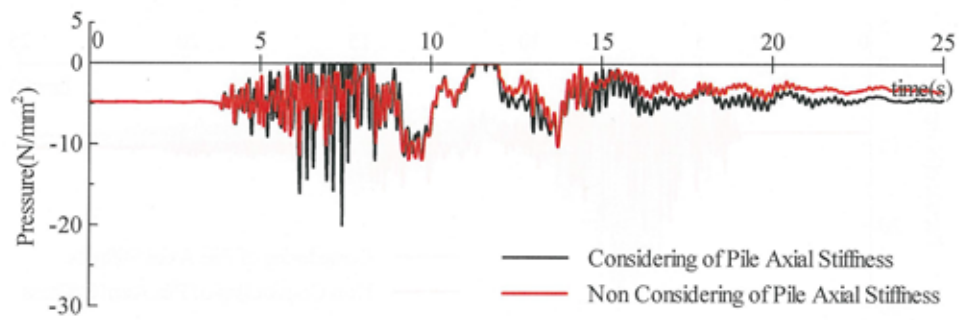


- : 天然ゴム系積層ゴム φ800
- ◎ : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ800
- : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ850
- : 弾性すべり支承 φ800
- ⊖ : 弾性すべり支承 φ800

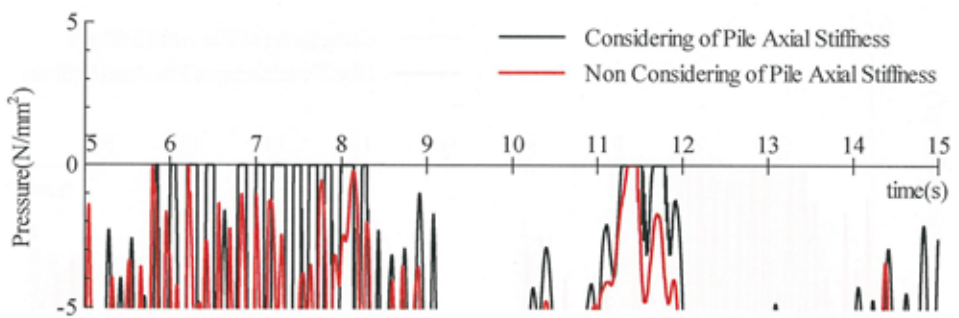
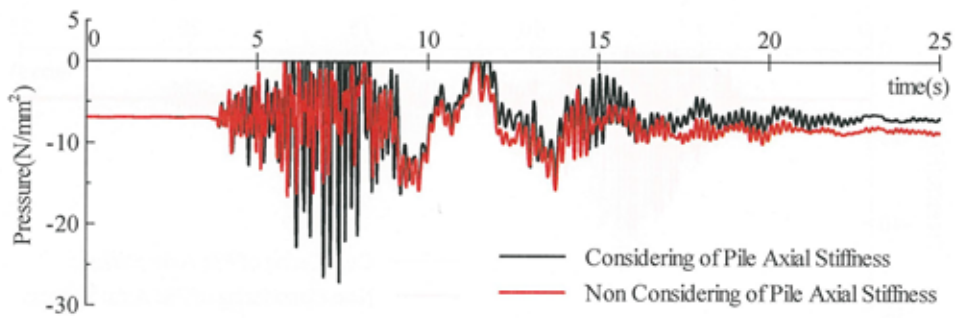
※ 引張面圧で“-”は引張が生じていないことを表す。

※ 引張面圧で“0.00”は浮き上がっていることを表す。

図 6.32 免震部材の最大面圧（衝突時：浮き上がり許容型、7.5秒以降）

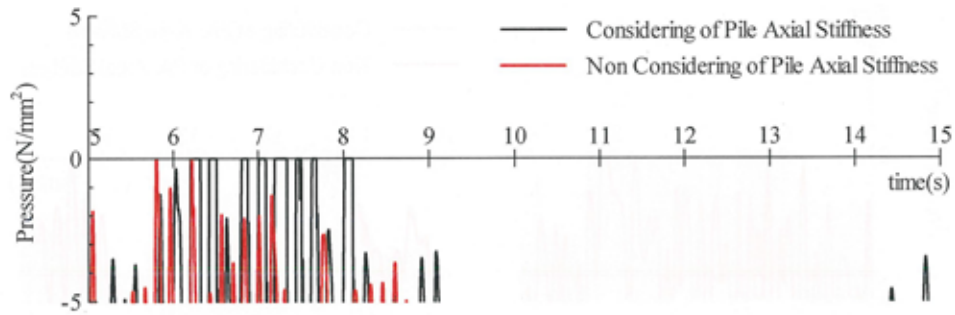
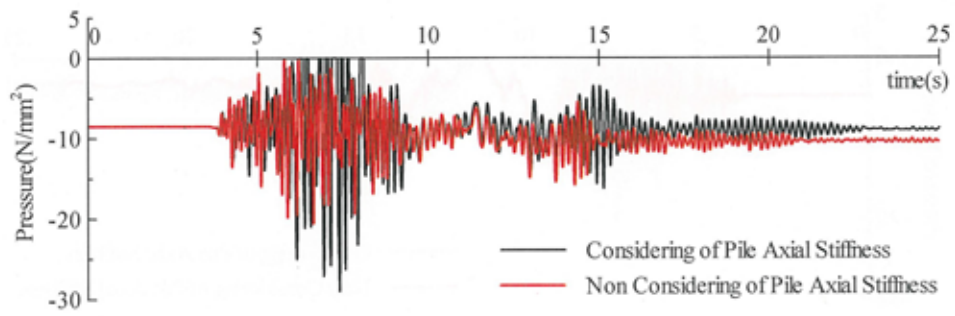


(a) RB800 (X6-Y1) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

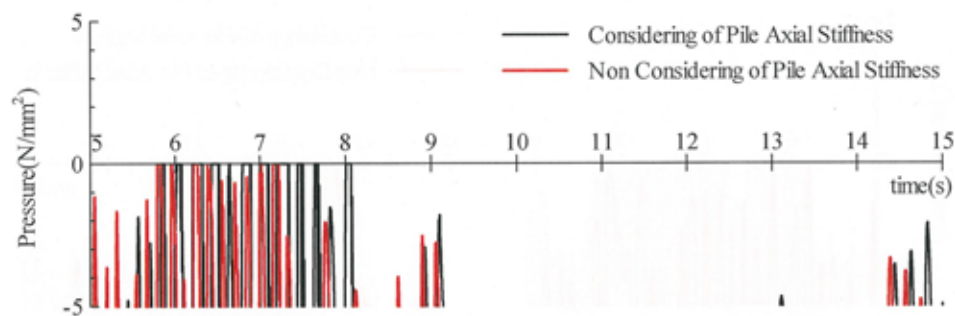
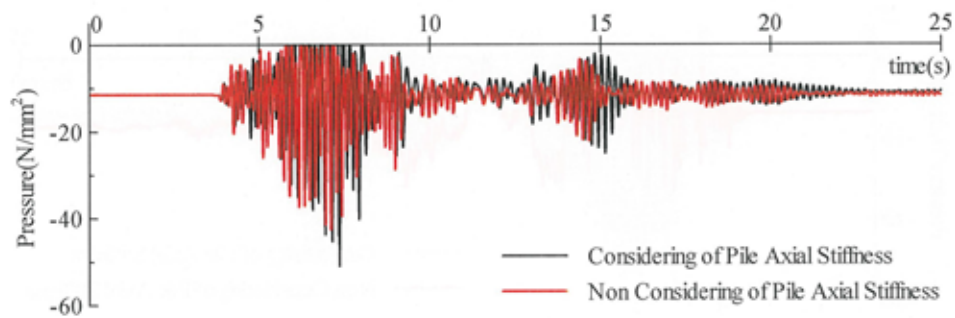


(b) LRB800 (X6-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6. 33-1 免震部材の面圧時刻歴 (衝突時 : 浮き上がり許容型)



(c) LRB850 (X5-Y2) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)



(d) SSR800 (X4-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6. 33-2 免震部材の面圧時刻歴 (衝突時 : 浮き上がり許容型)

次に、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合について示す。

免震層の応答変位時刻歴を図 6.34 に示す。免震層の最大水平変位は、杭の鉛直剛性を考慮した場合としない場合ともに約 0.56m となっている。

上部構造の最大応答加速度分布を図 6.35 に示す。2 層での応答差が減少しているが、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合と同程度の応答値となっている。建物最上層 (ZR) と免震層直上層 (Z1) の応答加速度時刻歴を図 6.36 に示す。これも引張力低減機構を用いない場合と同様の応答となっている。

上部構造の最大応答層間変形角分布を図 6.37 に、建物最上層 (ZS10) と免震層直上層 (ZS1) の応答層間変形角時刻歴を図 6.38 に示す。6 層以下で杭の鉛直剛性の有無による差が表れており、1 層および 2 層では杭の鉛直剛性を考慮した方が大きくなっている。これは浮き上がり許容型を用いた場合とは逆の傾向となっている。

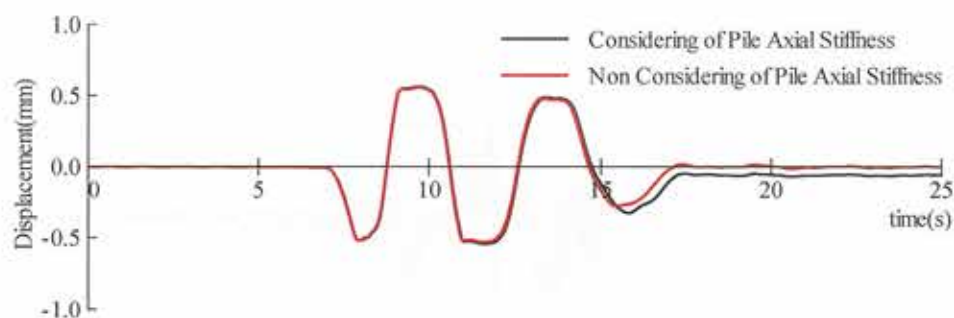


図 6.34 免震層応答変位時刻歴 (衝突時：浮き上がり抵抗型)

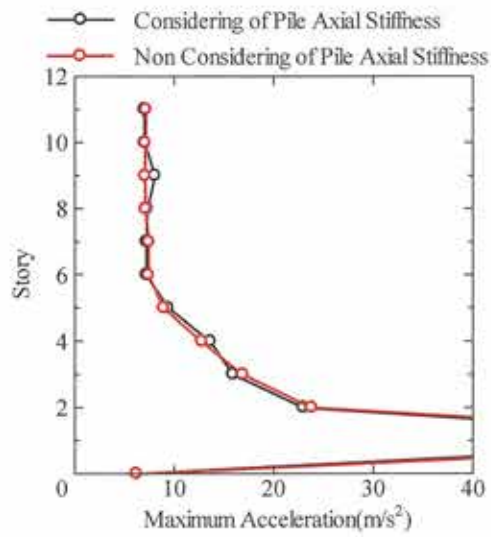


図 6.35 上部構造最大応答加速度分布（衝突時：浮き上がり抵抗型）

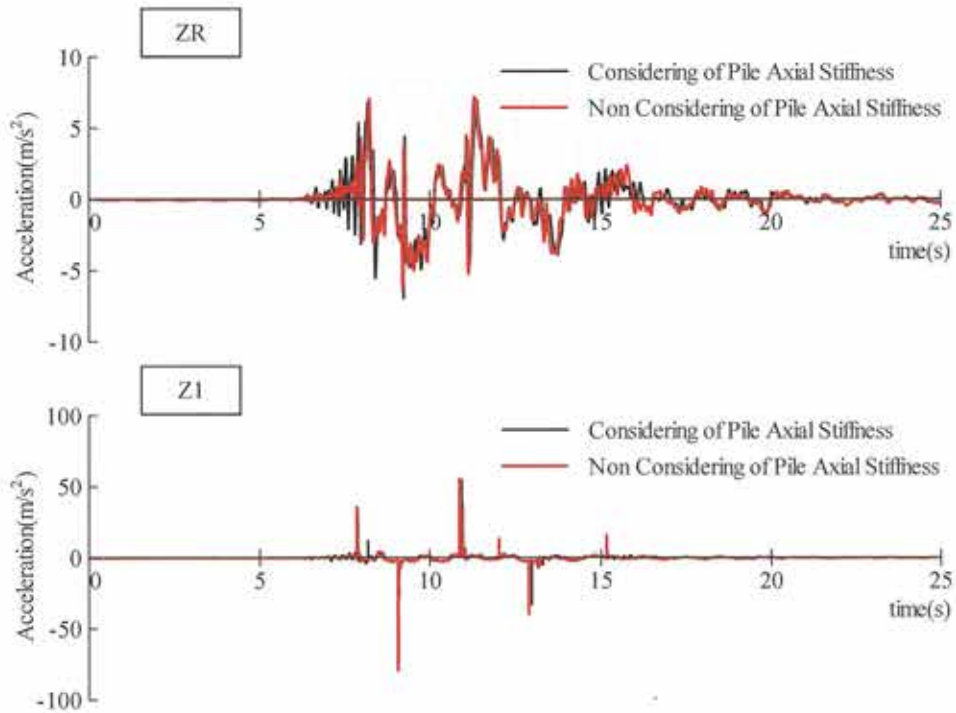


図 6.36 上部構造応答加速度時刻歴（衝突時：浮き上がり抵抗型）

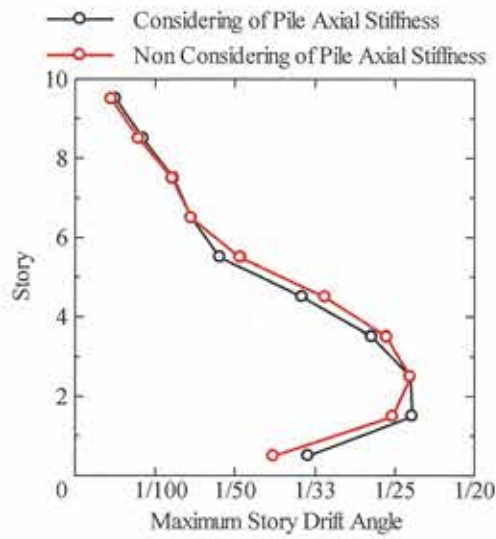


図 6.37 上部構造最大応答層間変形角分布（衝突時：浮き上がり抵抗型）

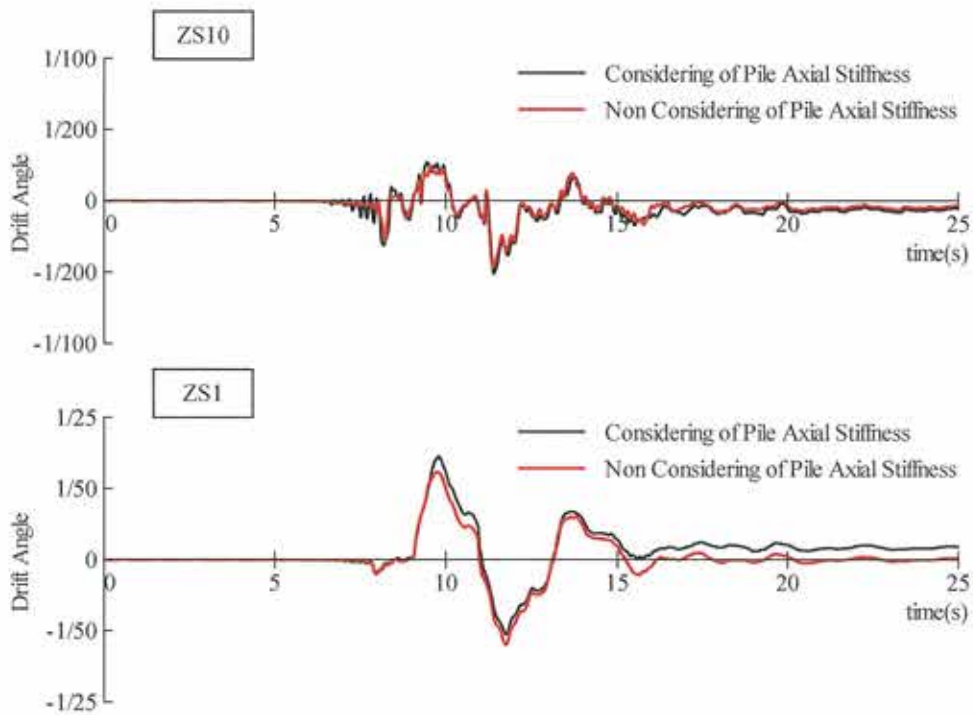


図 6.38 上部構造応答層間変形角時刻歴（衝突時：浮き上がり抵抗型）

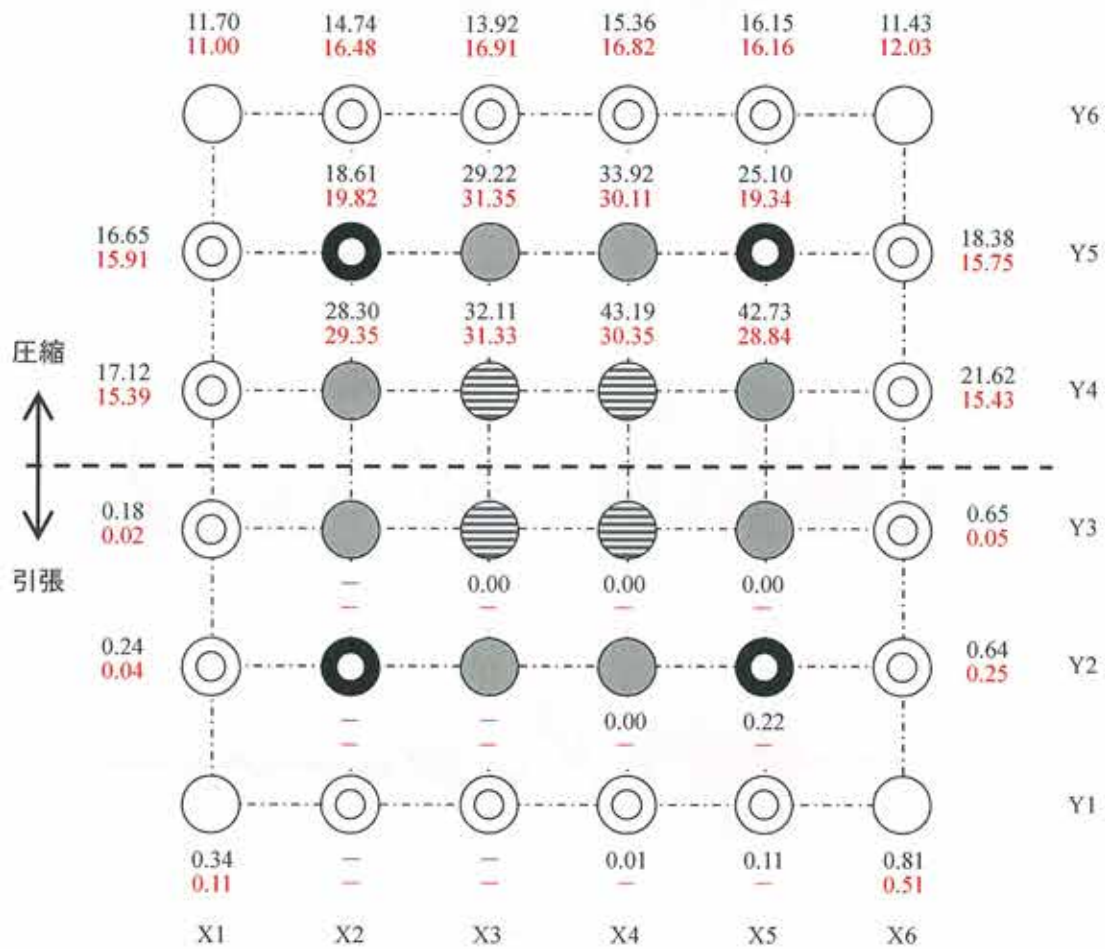
入力後 7.5 秒以降の各免震部材の最大面圧を図 6.39 に示す。引張力低減機構を用いない場合に比べて応力再配分によって建物外周部の免震部材の引張面圧は大きく低減し、杭の鉛直剛性を考慮した場合、最大引張面圧は RB800 で  $0.81\text{N/mm}^2$ 、LRB800 で  $0.65\text{N/mm}^2$  となっている。一方で、内側にある LRB850 では  $0.65\text{N/mm}^2$  と引張力が増大している。杭の鉛直剛性を考慮しない場合ではそれぞれ  $0.51\text{N/mm}^2$ 、 $0.25\text{N/mm}^2$  となっており、内側にある免震部材には引張力は生じていない。圧縮面圧については、杭の鉛直剛性を考慮した場合は建物外周部にある免震部材は引張力低減機構を用いない場合と同程度であり、内側の免震部材は浮き上がり許容型と同程度となっている。杭の鉛直剛性を考慮しない場合は、引張力低減機構を用いない場合とほぼ同じである。

代表的な各免震部材の面圧の時刻歴を図 6.40 に示す。浮き上がり許容型機構を用いた場合と同様の傾向を示しており、応力再配分の影響によって全ての免震部材において面圧の変動がやや大きくなっているものの、擁壁衝突による変動軸力を低減させて引張面圧  $1\text{N/mm}^2$  以内に抑えていることがわかる。なお、建物外周部にある RB800 および LRB800 の免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、最初の衝突が発生する 7.9 秒付近ではそれぞれ 9.6mm、9.0mm であり、3 回目の衝突が発生する 11.5 秒付近ではそれぞれ 11.5mm、3.5mm となっている。3 回目の衝突では建物外周部にある免震部材にのみ引張力が生じており、免震層直上大梁の部材角は最大で約  $1/522\text{rad}$  にもなっている。杭の鉛直剛性を考慮しない場合は、3 回目の衝突時に浮き上がり量が最大となり、RB800 および LRB800 でそれぞれ 7.2mm、3.5mm と、免震層直上大梁の部材角は最大で約  $1/833\text{rad}$  にもなっている。



Black : Considering of Pile Axial Stiffness

Red : Non Considering of Pile Axial Stiffness

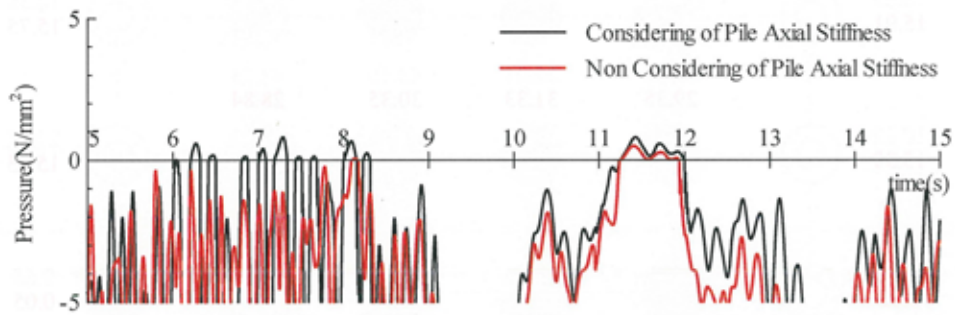
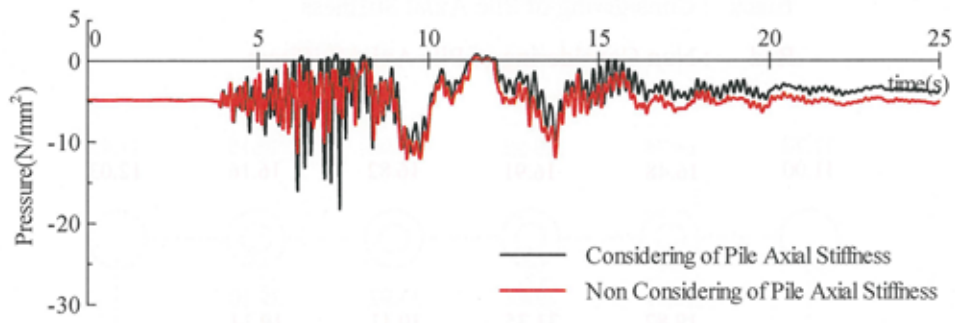


- : 天然ゴム系積層ゴム φ800
- ◎ : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ800
- : 鉛プラグ挿入型積層ゴム φ850
- : 弾性すべり支承 φ800
- ⊖ : 弾性すべり支承 φ800

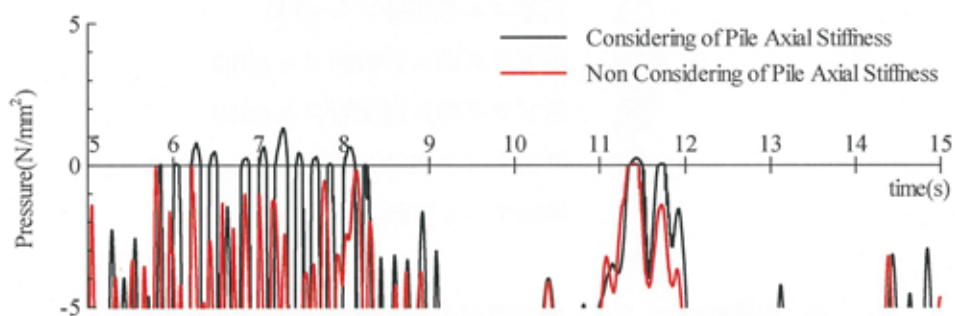
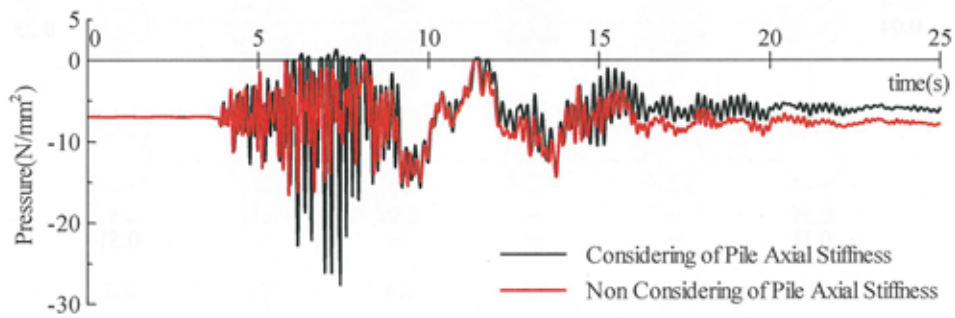
※ 引張面圧で“-”は引張が生じていないことを表す。

※ 引張面圧で“0.00”は浮き上がっていることを表す。

図 6.39 免震部材の最大面圧（衝突時：浮き上がり抵抗型、7.5秒以降）

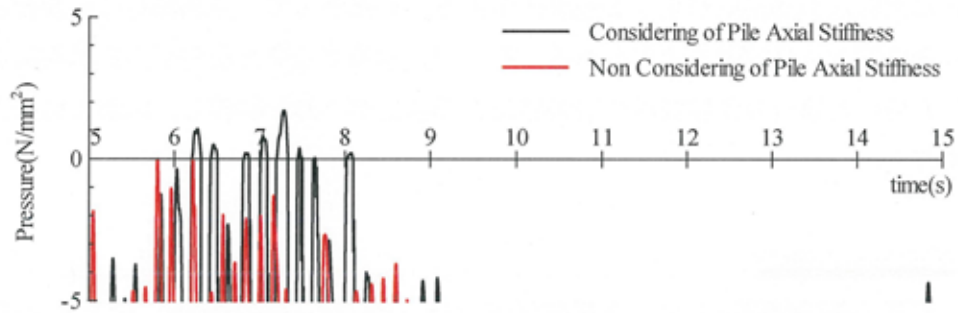
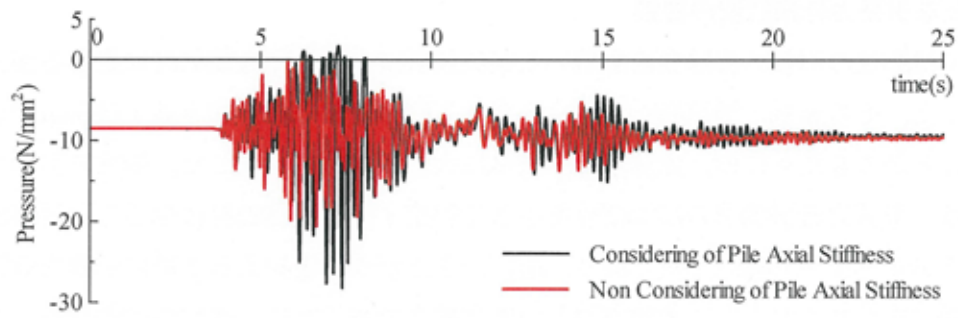


(a) RB800 (X6-Y1) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)

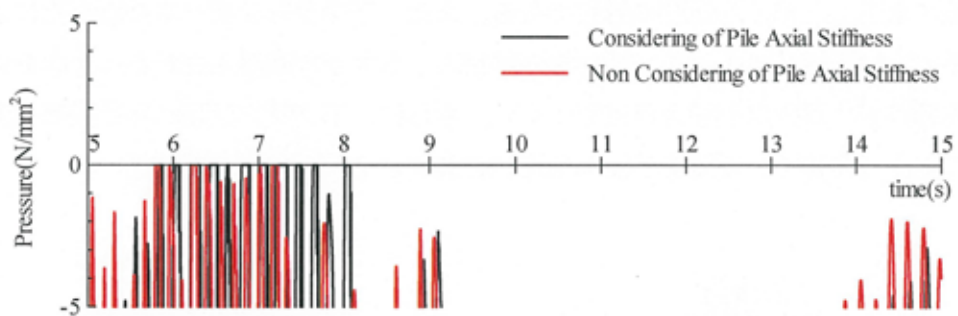
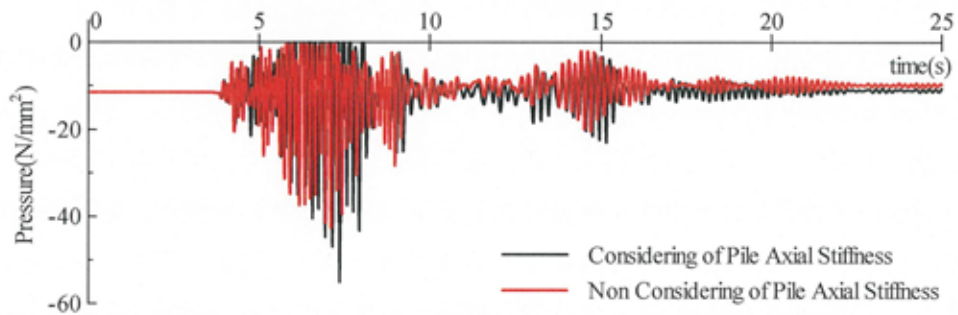


(b) LRB800 (X6-Y3) (上: 0~25 秒間 下: 5~15 秒間の拡大)

図 6. 40-1 免震部材の面圧時刻歴 (衝突時: 浮き上がり抵抗型)



(c) LRB850 (X5-Y2) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)



(d) SSR800 (X4-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6.40-2 免震部材に生じる面圧時刻歴 (衝突時 : 浮き上がり抵抗型)

## 6.4 新たな引張力低減機構の提案

前節では既往の引張力低減機構を用いた衝突解析により、各免震部材に生じる面圧の検討を行った。その結果、擁壁衝突に伴い発生する引張面圧は設計許容値  $1.0\text{N/mm}^2$  以内に抑えることができたものの、免震層直上大梁に大きな部材角が生じた。既往の引張力低減機構では、引張力低減機構のばね剛性を小さく設定すると免震部材に生じる引張面圧は小さくなるが浮き上がり量は大きくなり、逆に浮き上がり量を抑えるために引張力低減機構のばね剛性を大きくすると、免震部材との直列結合であるため、想定外の地震動入力があった場合に大きな引張面圧が生じる危険性がある。したがって、免震部材の引張面圧と浮き上がり量の両方を低減する必要がある。そこで、本節では新たな引張力低減機構を提案し、それを用いた場合の免震部材の引張面圧と浮き上がり量を評価し、前節の結果と比較の比較を行う。

### 6.4.1 履歴吸収型機構

新しい引張力低減機構として、免震部材下フランジに板バネ（以下、下フランジ板バネと称する）を取り付け、それを曲げ降伏させることにより剛性の低減とエネルギー吸収を行い、免震部材に作用する引張力の低減を図る『履歴吸収型機構』を提案する。

図 6.41 に示すように、本機構はせん断力と引張力を負担する部材が明確に分かれている。免震部材に生じるせん断力にはシアキーを介して下部構造へ力を伝達し、引張力には下フランジに板バネを介してアンカーボルトに力を伝達する。ここで、図 6.42 に示すように、下フランジ板バネのアンカーボルト付近にスリット（切り欠き）を設け、免震部材が引抜き力を受けて浮き上がりが生じた場合に生じる曲げモーメントにより下フランジ板バネが塑性化する。この塑性化領域の大きさや数を調整することによって機構の剛性・耐力を自由に調整できることが、本機構の特徴である。また、下フランジ板バネの塑性化により機構の剛性が大きく低下するため、設計時の想定よりも大きな地震入力があった場合においても、免震部材に過大な引張力が生じにくい。さらに、下フランジ板バネは通常の免震部材のものに比べて薄く、地震終了後には建物自重により残留変形は生じない。

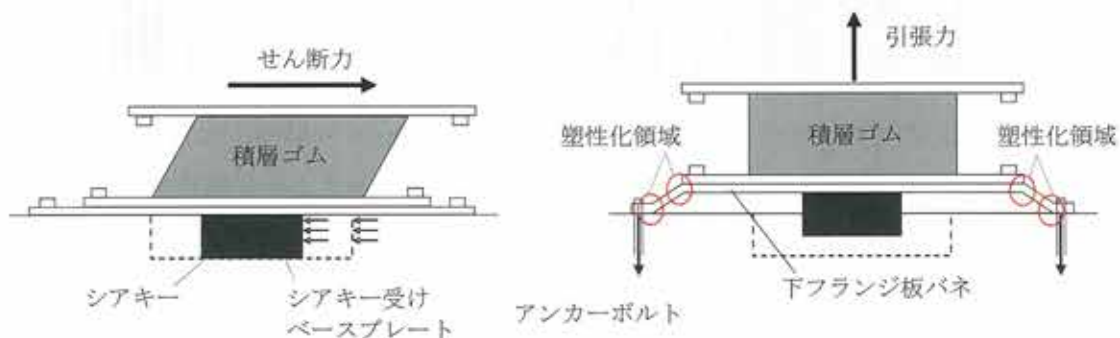


図 6.41 履歴吸収型機構概要図

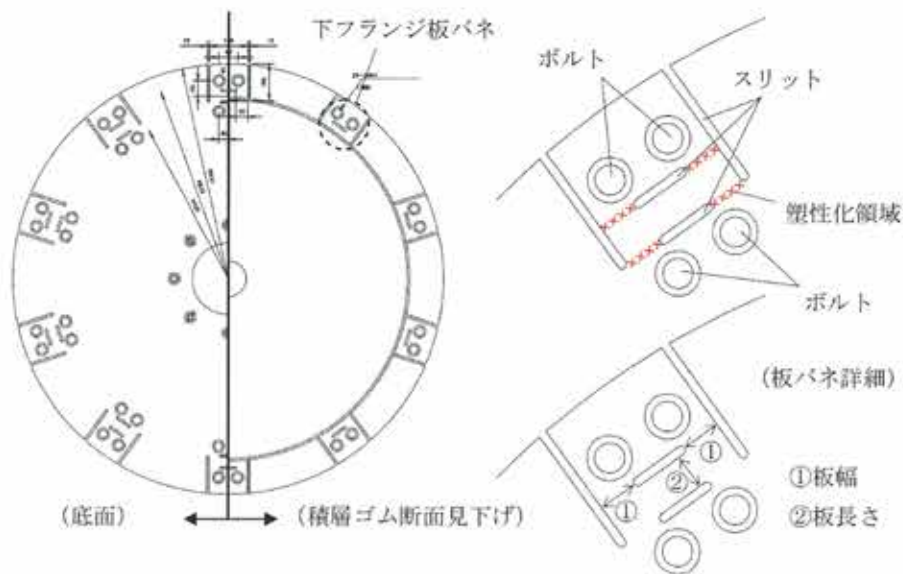


図 6.42 履歴吸収型機構（伏図）

#### 6.4.2 三次元 FEM 解析による性能検証

提案した履歴吸収型機構の性能を三次元 FEM 解析によって検証する。解析モデルを図 6.43 に示す。各要素はソリッド要素でモデル化する。鋼材の非線形特性は Bi-Linear とし、降伏後剛性は初期剛性の 1/1000 とする。免震部材の下フランジと下フランジ板バネとはボルト位置でピン結合とする。下フランジ板バネはコンクリート面を想定した剛床面と接触しており、アンカーボルトの座金位置において鉛直方向変位を拘束する。免震部材が引張力を受けて浮き上がることを想定し、下フランジに鉛直方向の強制変位を与える。なお、対称形であることから本解析では全体の 1/16 モデルとしている。

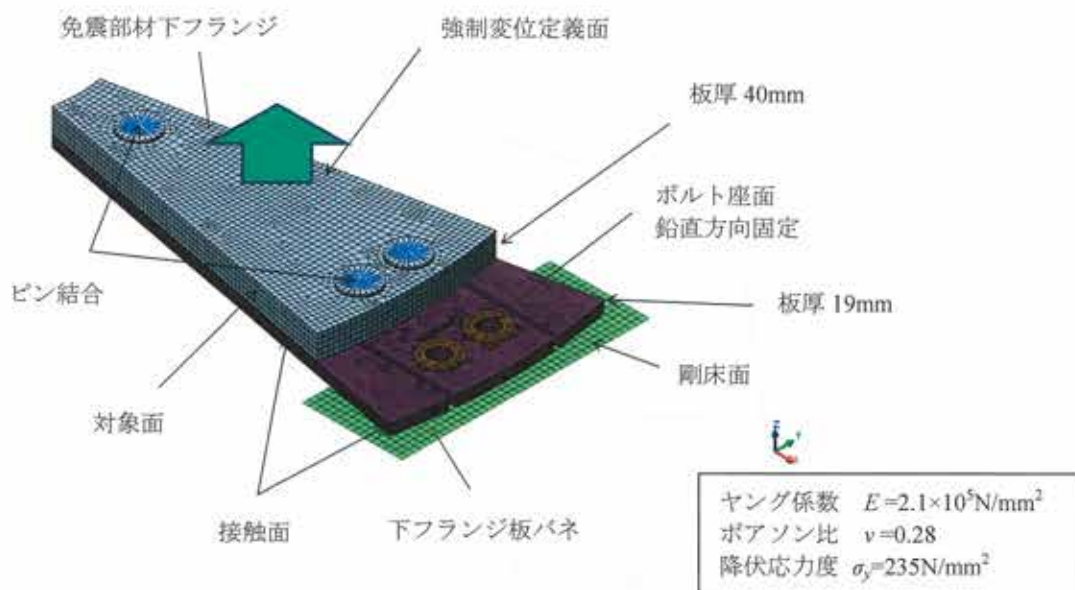


図 6.43 三次元 FEM 解析モデル

解析により得られた下フランジ板バネの塑性化の状態を図 6.44 に示す。スリットで区切られたプレート内で、免震装置と下フランジ板バネとを結合するボルト位置およびアンカーボルト位置を中心に塑性化（赤色の部分）が広がっている。また、鉛直方向の支点反力を積層ゴム断面積で除した引張面圧と浮き上がり量との関係を図 6.45 に示す。図より、塑性化の進行にともない変形は進むものの引張力は板バネの全塑性状態時の値に漸近しており、引張力の頭打ちが確認できる。これは、下フランジ板バネに設けるスリットの数や位置によって剛性および耐力が自由に調整できることを示している。なお、図中の下フランジ板バネの全塑性状態とは、両端に塑性ヒンジが発生した場合のせん断力  $Q_{mu}$  (式(6.2)) に達した状態である。この時の下フランジ板バネ長さ  $L$  は図 6.42 中の②板長さ、板バネ幅  $B$  は①板幅の 2 倍とし、降伏応力度は  $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ 、板厚は  $t=19\text{mm}$  としている。

$$Q_{mu} = \frac{2Mp}{L} = \frac{2(B \cdot t^2/4)\sigma_y}{L} \quad (6.2)$$

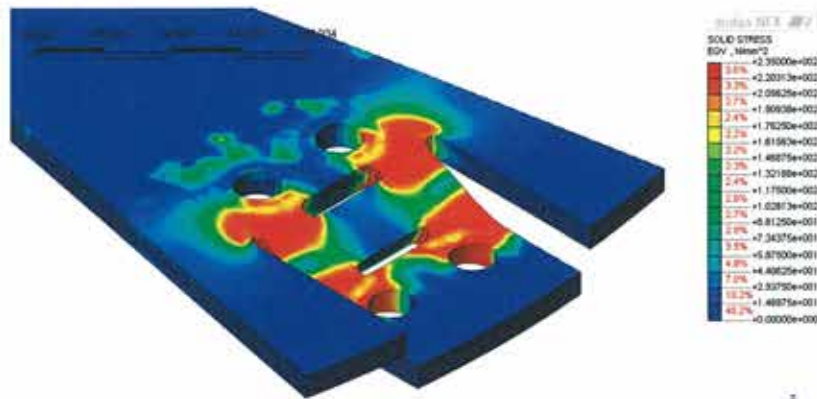


図 6.44 三次元 FEM 解析結果（強制変形 8mm 時の相当応力図）

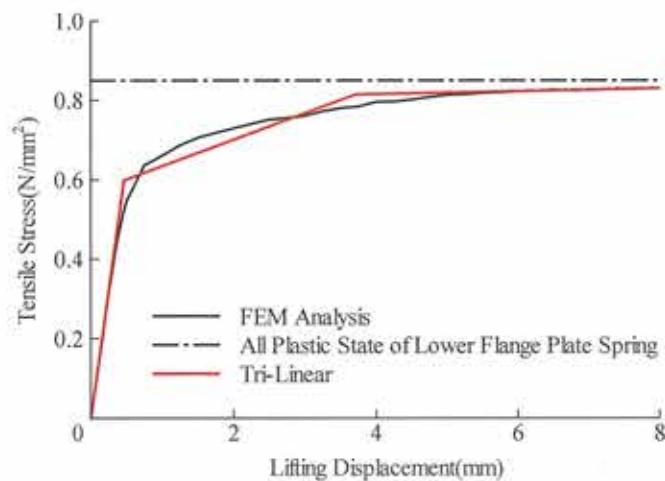


図 6.45 三次元 FEM 解析による面圧—変形曲線

### 6.4.3 復元力特性

履歴吸収型機構ばねおよび直列ばね復元力特性を図 6.46 に示す。履歴吸収型機構ばねは、引張側は図に示すようなトリリニアの骨格曲線を有し、圧縮側剛性は既往の引張力低減機構ばね同様に剛とする非線形ばねとする。なお、履歴吸収型機構ばねのトリリニアの設定においては、FEM 解析結果を参考に、第 2 剛性は初期剛性の 1/20、第 3 剛性は初期剛性の 3/1000 としている。ただし、検討に用いる解析プログラムでは図 6.46 に示した直列ばねの復元力特性を表すことができないため、履歴面積はやや小さく評価されるものの、本節では図 6.47 に示す復元力特性を用いる。解析に用いる直列ばねの諸元を表 6.5 に示す。履歴吸収型機構ばねを用いた直列ばねの初期剛性は、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合に比べて RB800 では約 5.5 倍、LRB800 では約 6.1 倍、LRB850 では約 3.3 倍となっているが、第 2 剛性は RB800 および LRB800 で約 0.77 倍、LRB850 で約 0.43 倍となっている。

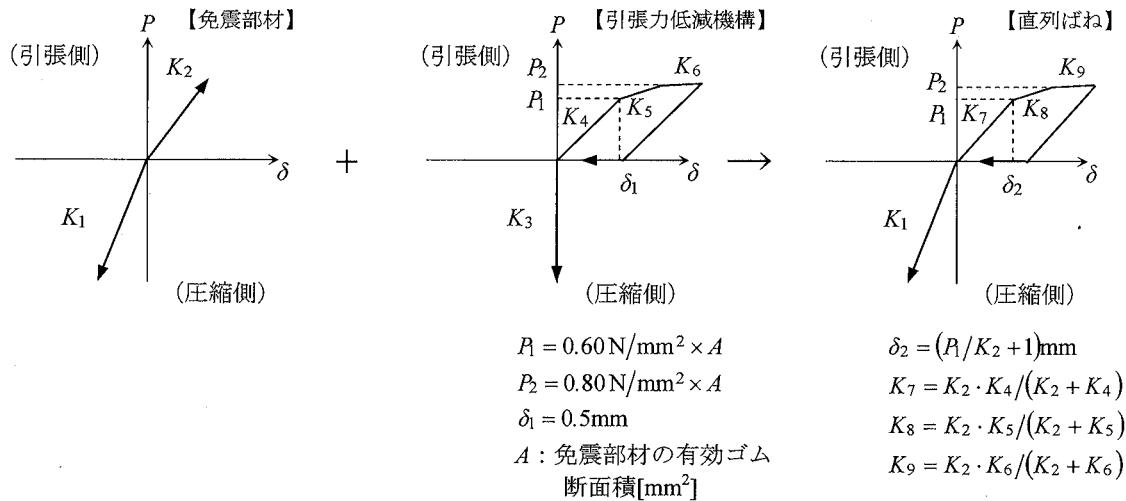


図 6.46 履歴吸収型機構ばねおよび直列ばね復元力特性

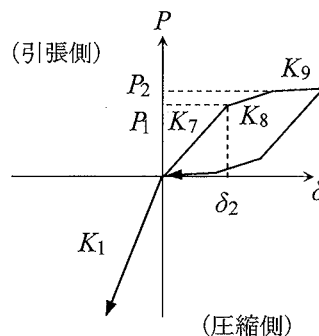


図 6.47 検討に用いる直列ばねの復元力特性

表 6.5 直列ばね諸元

免震部材	径	履歴吸収型					
		$K_1$ ( $\times 10^3$ kN/m)	$K_7$ ( $\times 10^3$ kN/m)	$P_1$ (kN)	$K_8$ ( $\times 10^3$ kN/	$P_2$ (kN)	$K_9$ ( $\times 10^3$ kN/m)
天然ゴム系 積層ゴム (RB)	φ800	2821	192	299	27.1	399	1.78
鉛プラグ挿入型 積層ゴム (LRB)	φ800	3284	209	286	26.3	382	1.71
	φ850	3670	236	330	30.3	440	1.97

#### 6.4.4 引張力の検証ならびに低減効果

免震層の応答変位時刻歴を図 6.48 に示す。免震層の最大水平変位は、杭の鉛直剛性を考慮した場合としない場合ともに約 0.56m となっている。

上部構造の最大応答加速度分布を図 6.49 に、建物最上層 (ZR) と免震層直上層 (Z1) の応答加速度時刻歴を図 6.50 に示す。いずれも浮き上がり抵抗型と同様の応答、傾向を示している。上部構造の最大応答層間変形角分布を図 6.51 に、建物最上層 (ZS10) と免震層直上層 (ZS1) の応答層間変形角時刻歴を図 6.52 に示す。こちらも浮き上がり抵抗型と同様の応答、傾向を示している。

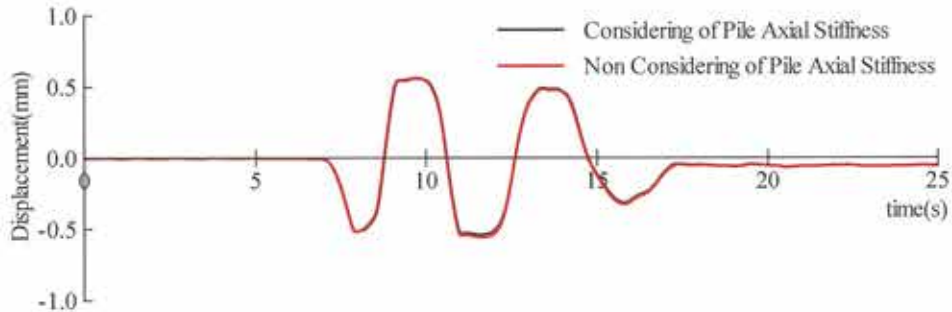


図 6.48 免震層応答変位時刻歴 (衝突時：履歴吸収型)



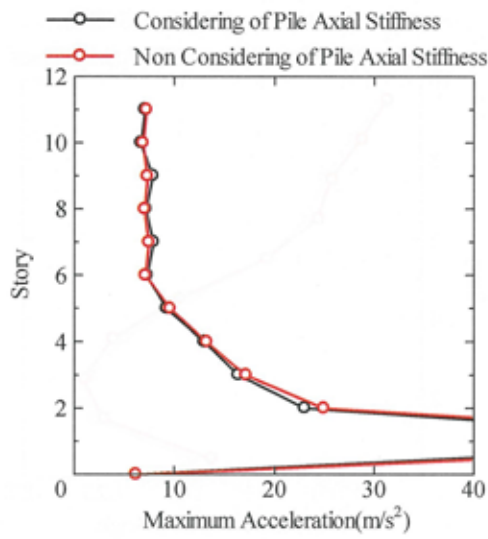


图 6.49 上部構造最大応答加速度分布（衝突時：履歴吸収型）

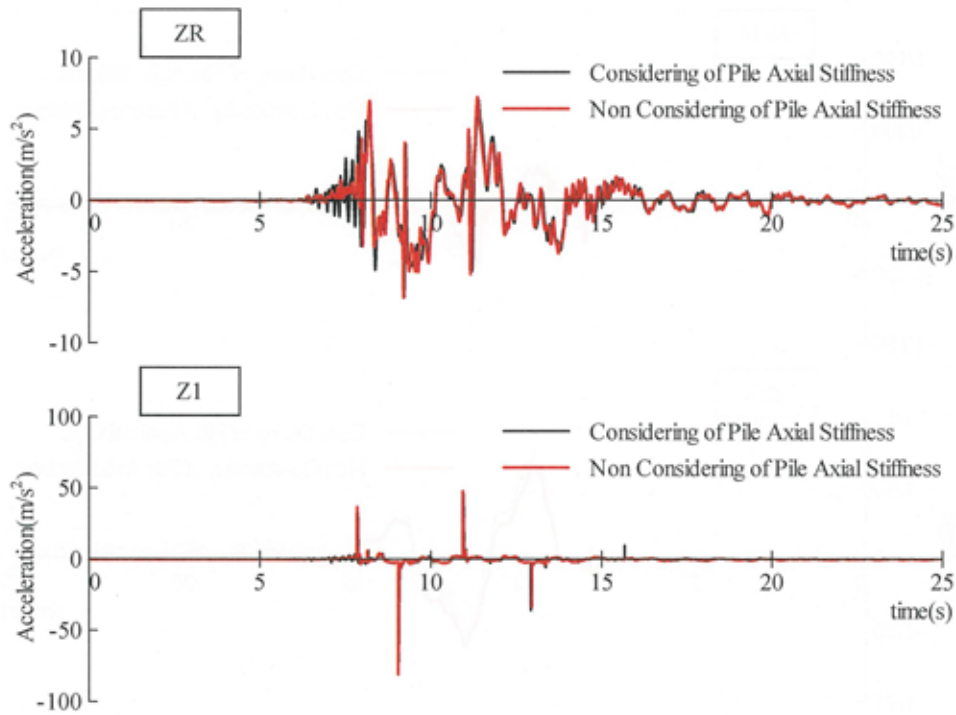


图 6.50 上部構造応答加速度時刻歴（衝突時：履歴吸収型）

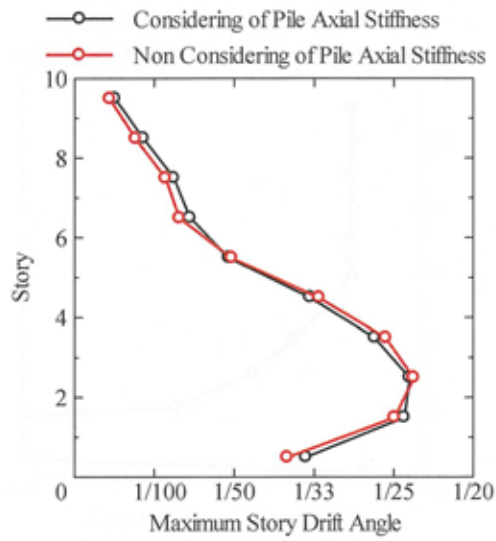


圖 6.51 上部構造最大応答層間変形角分布（衝突時：履歴吸収型）

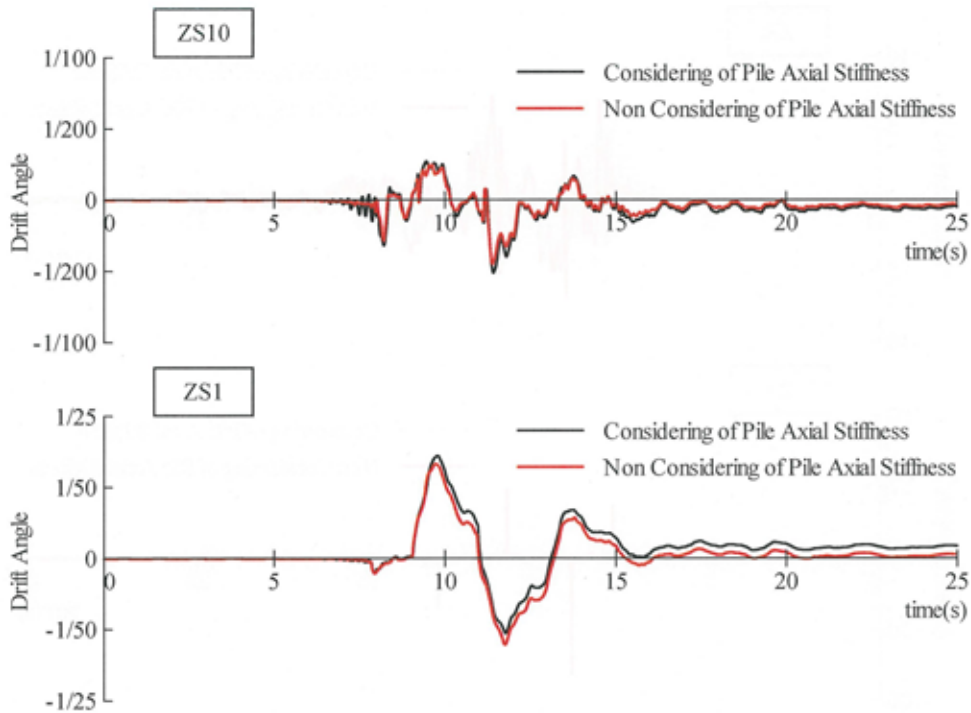


圖 6.52 上部構造応答層間変形角時刻歴（衝突時：履歴吸収型）

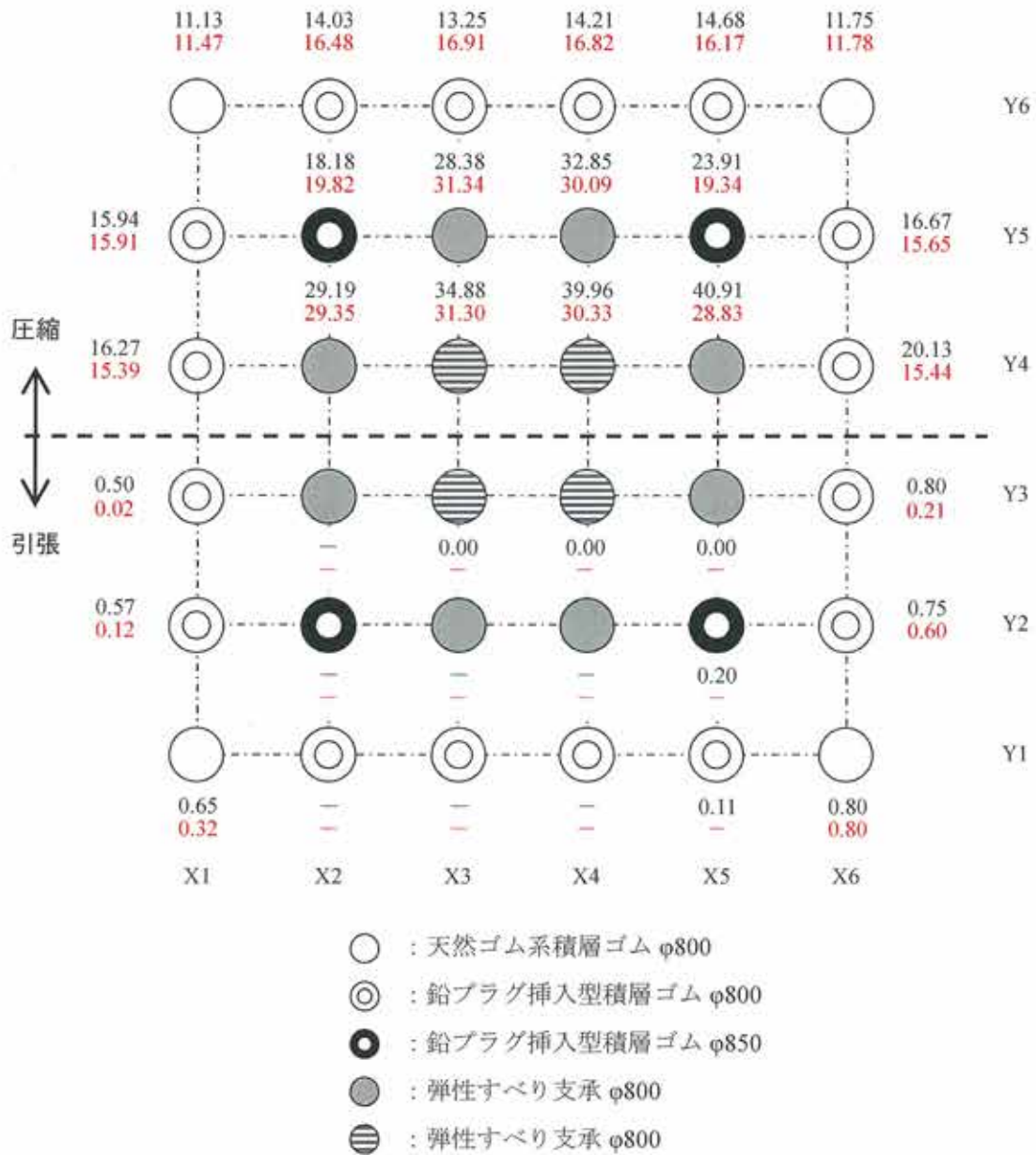
入力後 7.5 秒以降の各免震部材の最大面圧を図 6.53 に示す。浮き上がり抵抗型機構を用いた場合に比べて建物外周部に配置された免震部材の最大引張面圧は大きくなっているものの、引張力が生じている免震部材の数は減少している。さらに、最大引張面圧は直列ばねの剛性が大きく低減する  $0.8\text{N/mm}^2$  で頭打ちになっている。圧縮面圧については、杭の鉛直剛性を考慮した場合は、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合に比べて面圧が増大している免震部材もあるが、全体的には低減することができている。杭の鉛直剛性を考慮しない場合は、引張力低減機構を用いない場合と同程度となっている。

代表的な各免震部材の面圧の時刻歴を図 6.54 に示す。浮き上がり抵抗型機構を用いた場合と同様の応答を示しており、本章では特に触れなかった上下動のみによって引張力が生じる 6~8 秒付近において、RB800 や LRB800 で引張面圧  $0.8\text{N/mm}^2$  でほぼ頭打ちになっている様子が確認できる。

なお、建物外周部にある RB800 および LRB800 の免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、最初の衝突が発生する 7.9 秒付近ではそれぞれ 5.1mm, 5.0mm であり、3 回目の衝突が発生する 11.5 秒付近ではそれぞれ 5.6mm, 2.7mm となっている。3 回目の衝突では建物外周部にある免震部材にのみ引張力が生じており、免震層直上大梁の部材角は最大で約  $1/1070\text{rad}$  と、既往の引張力低減機構を用いた場合に比べて半分ほどに低減している。杭の鉛直剛性を考慮しない場合は、3 回目の衝突時に浮き上がり量が最大となり、RB800 および LRB800 でそれぞれ 6.0mm, 1.4mm と、免震層直上大梁の部材角は最大で約  $1/1000\text{rad}$  と、こちらも低減している。

Black : Considering of Pile Axial Stiffness

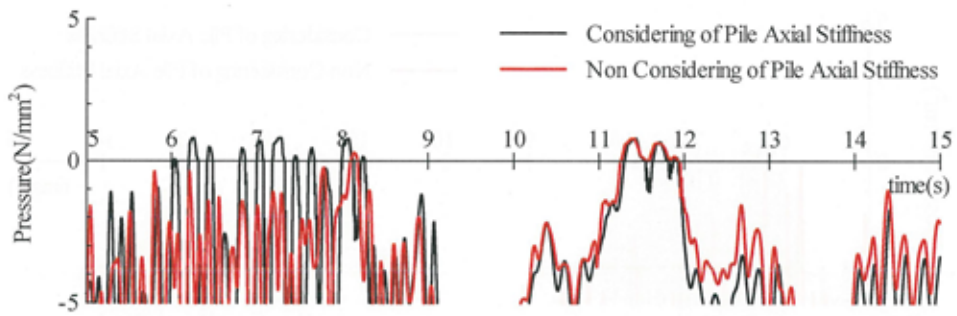
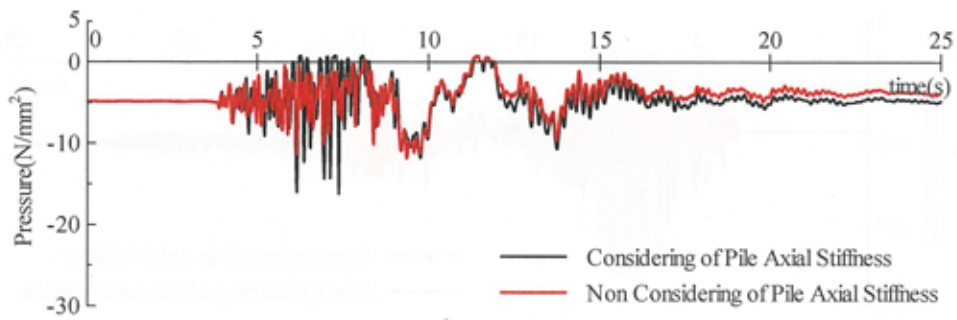
Red : Non Considering of Pile Axial Stiffness



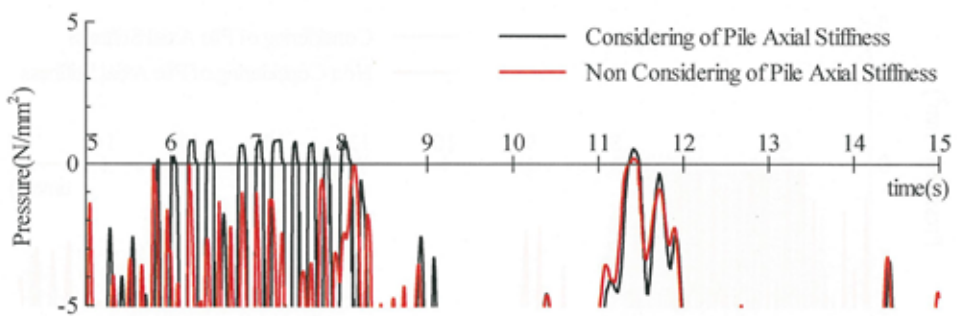
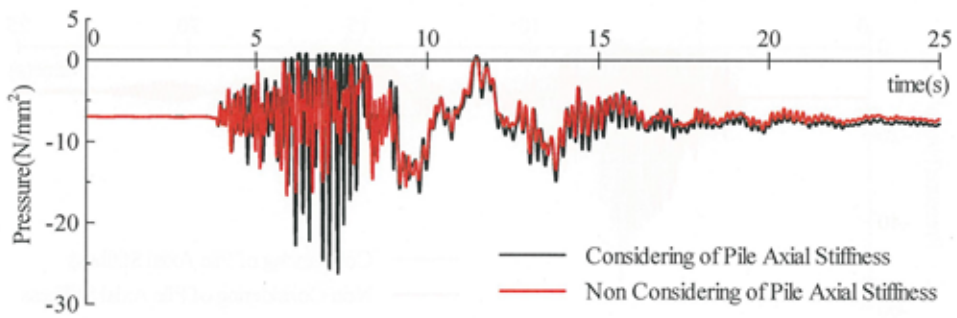
※ 引張面圧で“-”は引張が生じていないことを表す。

※ 引張面圧で“0.00”は浮き上がっていることを表す。

図 6.53 免震部材の最大面圧（衝突時：履歴吸収型，7.5 秒以降）

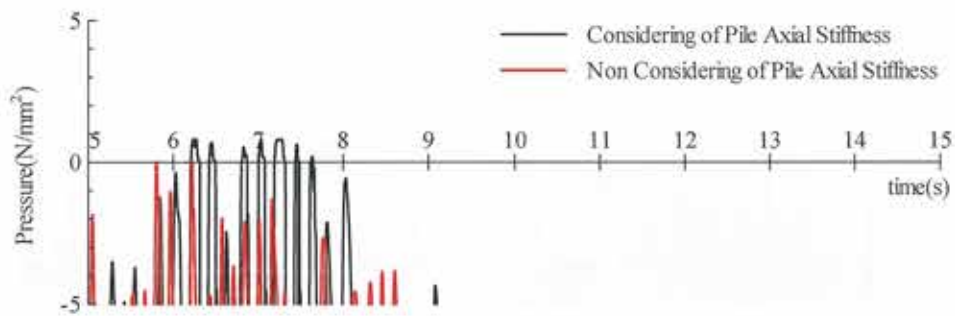
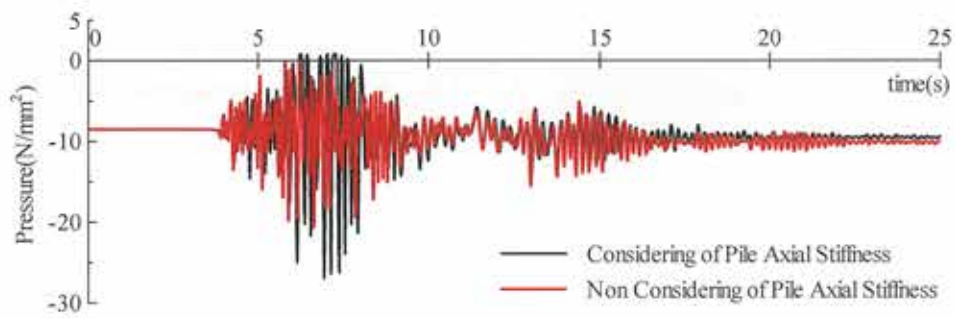


(a) RB800 (X6-Y1) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

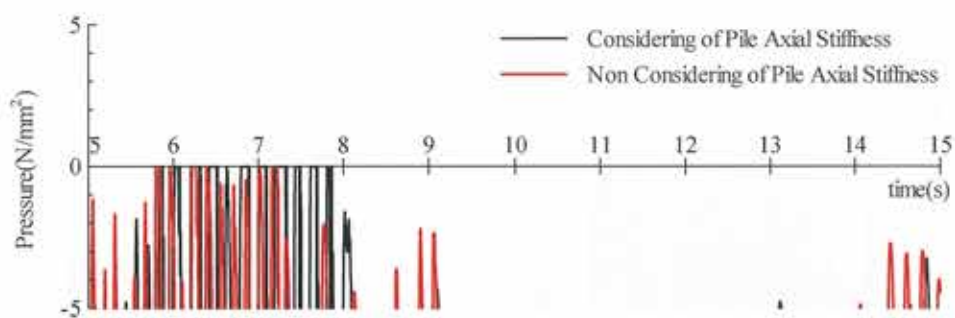
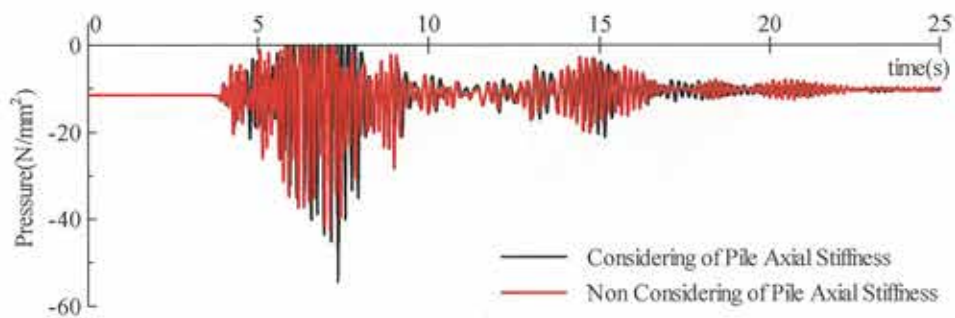


(b) LRB800 (X6-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6. 54-1 免震部材の面圧時刻歴 (衝突時 : 履歴吸収型)



(c) LRB850 (X5-Y2) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)



(d) SSR800 (X4-Y3) (上 : 0~25 秒間 下 : 5~15 秒間の拡大)

図 6.54-2 免震部材に生じる面圧時刻歴 (衝突時 : 履歴吸収型)

## 6.5 まとめ

本章では、10層RC造の基礎免震建物の立体骨組モデルに対して擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた擁壁衝突解析を行い、既往の種引張力低減機構（浮き上がり許容型機構・浮き上がり抵抗型機構）を用いて免震部材に発生する引張力および浮き上がり量を評価した。そして、新たな引張力の制御・低減機構を提案し、その有用性を示した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 免震層の応答水平変位時刻歴は、杭の鉛直剛性の有無、引張力低減機構の有無や種類による差は小さかった。
- 2) 擁壁衝突による建物応答値は、建物下層部では杭の鉛直剛性の有無による差が比較的大きかったが、建物上層部ではその差は小さかった。この傾向は、引張力低減機構の有無や種類にかかわらず同じ傾向であった。
- 3) 引張力低減機構を用いない場合、建物外周部にある各免震部材に非衝突時に比べて大きな引張力が生じ、最大引張面圧は杭の鉛直剛性を考慮した場合で  $1.88\text{N/mm}^2$ 、杭の鉛直剛性を考慮しない場合で  $2.17\text{N/mm}^2$  となった。
- 4) 引張力に対しては一切抵抗しない浮き上がり許容型を用いた場合、建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合には上下動の影響が小さい3回目の衝突時では  $10.4\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/580\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3回目の衝突時が最大で  $11.5\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材角で約  $1/522\text{rad}$  となった。
- 5) 浮き上がり抵抗型を用いた場合、引張力低減機構を用いない場合に比べて建物外周部の免震部材の引張面圧は大きく低減し、杭の鉛直剛性を考慮した場合で最大引張面圧は  $0.81\text{N/mm}^2$ 、杭の鉛直剛性を考慮しない場合で  $0.51\text{N/mm}^2$  となった。建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、上下動の影響が小さい3回目の衝突時では  $11.5\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/522\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3回目の衝突時が最大で  $7.2\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材で約  $1/833\text{rad}$  となった。
- 6) 新たな引張力低減機構として、免震部材下フランジに板バネを取り付け、それを曲げ降伏させることで剛性の低減とエネルギー吸収を行う『履歴吸収型低減機構』を提案した。その機構を用いた場合、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合に比べて建物外周部に配置された免震部材の最大引張面圧は大きくなったものの、引張力が生じている免震部材の数は減少し、最大引張面圧は直列ばねの剛性が大きく低減する  $0.8\text{N/mm}^2$  で頭打ちになった。建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、上下動の影響が小さい3回目の衝突時では  $5.6\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/1070\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3回目の衝突時が最大で  $6.0\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材で約  $1/1000\text{rad}$  となり、既往の引張力低減機

構を用いた場合に比べて半分ほどに低減した。

- 7) 擁壁衝突による免震部材への変動軸力の影響は建物外周部に配置された免震部材のみに発生し、内側に配置された免震部材にはほとんど影響がなかった。

## 【第6章 参考文献】

- 6.1) 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕 : 実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第663号, pp.899 - 908, 2011.05
- 6.2) 森 隆浩, 中村昌弘, 室田伸夫, 北村春幸, 佐藤利昭 : 引張限界ひずみによる免震構造物設計のための積層ゴムの引張特性の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第718号, pp.2021 - 2031, 2015.12
- 6.3) 大井 裕, 谷澤亜希, 木本幸一郎 : アスペクト比の大きい免震構造物の設計 (その1 カウンターウェイトによる引張側付加軸力の低減), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.777 - 778, 1996.9
- 6.4) 株式会社構造計画研究所 : RESP-F3T(Version1.4.3)利用者マニュアル, 2014.7
- 6.5) 崎野健治, 孫 玉平 : コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, 1993.
- 6.6) 和田 章, 広瀬景一 : 2方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第399号, pp.37 - 47, 1989.05
- 6.7) オイレス工業株式会社 : LRB 技術資料, 2004.9
- 6.8) 日本建築学会 : 入門・建物と地盤の動的相互作用, p.53, 1996
- 6.9) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会 : 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針, 2015.2
- 6.10) 山崎慎介, 大石 昌, 中島隆裕, 梅野 岳, 鈴木敬崇, 長田修一 : ストッパーピンと軸受を用いた積層ゴム支承の引張対策機構の開発 (その1) 機構の概要と実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.509 - 510, 2011.08
- 6.11) 鈴木敬崇, 長田修一, 山崎慎介, 大石 昌, 中島隆裕, 梅野 岳 : ストッパーピンと軸受を用いた積層ゴム支承の引張対策機構の開発 (その2) 小型積層ゴムによる性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.511 - 512, 2011.8
- 6.12) 斎藤 一, 竹中康雄, 吉松敏行, 有田友彦, 鈴木重信, 池永雅良 : 翼状鋼板を用いた免震用積層ゴム引張対策据付法の開発 (その1) 据付法の概要と平板タイプ+積層ゴム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.761 - 762, 2005.7
- 6.13) 平田 央, 室田伸夫, 笠原康宏, 竹中康雄, 田上 淳, 仲村崇仁 : 翼状鋼板を用いた免



震用積層ゴム引張対策据付法の開発（その2）連結タイプ+積層ゴム実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.763 - 764，2005.7

- 6.14) 荻野伸行，加藤直樹，柳 勝幸，開發美雪，堀田祐介，和田 章：IBT ワッシャーを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その1）試験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.837 - 838，2009.7
- 6.15) 開發美雪，荻野伸行，加藤直樹，柳 勝幸，堀田祐介，和田 章：IBT ワッシャーを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その2）単純引張試験・オフセット引張試験・引張せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.839 - 840，2009.7
- 6.16) 加藤直樹，荻野伸行，柳 勝幸，開發美雪，堀田祐介，和田 章：IBT ワッシャーを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その3）鉛直荷重変動試験・IBT ワッシャー単体試験・基本性能試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.841 - 842，2009.7
- 6.17) 藤波健剛，龍神弘明，森本敏幸，五十嵐治人，柳 勝幸，開發美雪，前野 慧，和田 章：ゴムリングを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その1）試験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.219 - 220，2010.7
- 6.18) 前野 慧，森本敏幸，五十嵐治人，藤波健剛，龍神弘明，柳 勝幸，開發美雪，和田 章：ゴムリングを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その2）単純引張試験・オフセット引張試験・引張せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.221 - 222，2010.7
- 6.19) 龍神弘明，藤波健剛，森本敏幸，五十嵐治人，柳 勝幸，開發美雪，前野 慧，和田 章：ゴムリングを用いたφ1100 積層ゴムの性能確認試験（その3）引張変位変動試験・ゴムリング単体試験・基本性能試験・IBT ワッシャーとの比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.223 - 224，2010.7



## 第7章 結論

本論文では、時刻歴応答解析に対応する免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗のモデル化方法として、杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用して線材要素により簡易に評価する方法を提案するとともに、それを用いた衝突解析モデルを提示している。そして、擁壁との衝突によって発生する免震部材の引張力の低減・制御方法について検討を行っている。

第1章では、本研究の背景と目的について述べるとともに既往研究の課題や問題点を整理し、本研究の位置付けを明確にした。第2章では、本研究で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順について述べ、それを用いた衝突解析モデルを提示した。第3章では弾性擁壁を対象として、そして第4章では弾塑性擁壁を対象として、擁壁部水平抵抗特性の簡易評価法およびそれを用いた衝突解析モデルについて、三次元FEM解析結果と比較することでそれらの妥当性を検証した。第5章では、既往研究である免震建物模型を用いた擁壁衝突実験を、衝突解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、実験結果との比較によってその有効性を確認した。第6章では、衝突解析モデルを用いて、擁壁との衝突によって発生する免震部材への引張力を解析的に検討するとともに、引張力を低減・制御する新しい機構の提案を行い、その有用性を示した。以下に各章で得られた成果をまとめて示す。

第1章では、本研究の背景と目的について述べるとともに既往研究の課題や問題点を整理し、本研究の位置付けを明確にした。以下、擁壁部水平抵抗特性評価に関する既往の研究と問題点について示す。

- 1) 擁壁部水平抵抗特性によって建物の衝突応答も異なるため、解析ではその特性を適切に設定する必要がある。しかし、既往の解析研究においては、擁壁部水平抵抗特性の設定方法が極めて曖昧なものや、背後地盤の効果を無視して大幅に簡略化したものが多く、建物応答を定性的に評価しているに過ぎない。実験結果に基づいて設定した抵抗特性を設定している事例もあるが、他の建物に同一の抵抗特性をそのまま適用することはできない。
- 2) 擁壁部水平抵抗特性評価に関する既往研究として、擁壁と背後地盤の水平抵抗を1つのばねにまとめてモデル化する方法と、擁壁（多質点系曲げせん断棒）と背後地盤の抵抗（地盤ばね）を別々にモデル化する方法がある。前者はばねの剛性や耐力を設計者もしくは解析者が任意に定めるため、基本検討やパラメトリックスタディには有効な方法と言える。ただし、擁壁部水平抵抗を表すばねの諸元に明確な設定根拠が無い場合が多い。後者には2つあり、1つ目は擁壁背後地盤を半無限弾性地盤上の矩形領域と考える方法、2つ目は半無限一次元土柱と考える方法がある。いずれも仮定した衝突

位置に加力した静的荷重増分解析を行い、得られた荷重－変位関係に基づき、擁壁部水平抵抗を多直線の復元力特性をもつ1本のばねでモデル化する方法である。しかし、複数の質点位置で衝突する場合には荷重分布や代表変位とするのが難しい。また、地盤の非線形挙動を的確に考慮することができていない。さらに、背後地盤の抵抗を表すばね値の算出方法の妥当性検証は十分ではない。

第2章では、本研究で提案した、杭の応答評価に用いられる動的相互作用ばねの考え方を準用する線材を用いた擁壁部水平抵抗の簡易評価法の手順について述べるとともに、それを用いた衝突解析モデルを提示した。以下、その概要を示す。

- 1) 擁壁部水平抵抗特性の簡易評価法は、擁壁を片持ち梁（多質点系曲げせん断モデル）と考え、背後地盤の抵抗を Vesic の提案式や Gazetas らによる方法などの杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方を準用して定めるものである。
- 2) 背後地盤の抵抗を表す動的相互作用ばねには双曲線モデル（HD モデル）の非線形特性を与え、その最大耐力（極限地盤反力）はランキンの受働土圧を用いて定める。
- 3) 擁壁には自重に加え、擁壁背後地盤の質量を付加質量として擁壁に与える。付加質量として考慮する擁壁背後地盤の範囲は、地表面位置においては擁壁厚さ  $t$  の3倍、擁壁基部においては0とし、高さ方向に3次関数分布とする。
- 4) ダッシュポットに与える減衰係数は Gazetas らによる方法を準用して求める。この時、ダッシュポットがないモデルで一度だけ応答解析を行い、擁壁背後地盤と自由地盤それぞれで等価 S 波速度を求め、重み付け平均によって減衰係数を算定する。なお、擁壁背後地盤の最大せん断ひずみが擁壁の最大せん断ひずみに等しいと仮定する。

第3章では、三次元 FEM による免震建物－地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物の擁壁衝突時の挙動およびその時の衝撃力を評価した。そして、評価した衝撃力を正弦波に模擬した加振力を設定し、第2章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の妥当性を、三次元 FEM 解析結果との比較によって検証した。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルによる免震建物の擁壁衝突解析を行い、三次元 FEM 解析結果との比較を行い、その有効性を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 建物の応答加速度は擁壁衝突後に急激に増加し、最大応答加速度は非衝突時に比べて、最上層では 4.72 倍、6 層では 6.76 倍、1 層（免震層直上）では 4.34 倍となった。建物中層部付近で応答加速度の増大が大きいことから、衝突に伴い高次モードが励起されたことが考えられる。また、最大応答加速度が生じる時刻は最上層と1層で約 0.2 秒の差があり、衝撃力の伝播が確認できた。
- 2) 擁壁の高さ GL-1.4m 位置で最大衝撃力が得られ、建物総重量で除してせん断力係数に換算した値は約 0.23 となった。また、衝撃力のピークは衝突開始から約 0.04 秒後で、

その後、およそ倍の時間（約 0.08 秒）をかけて免震建物は擁壁から離れた。

- 3) 擁壁部水平抵抗の簡易評価法と三次元 FEM 解析による擁壁部の荷重－変形関係を比較した結果、擁壁部の履歴ループは紡錘形状を示し、両者は良く対応した。そして、擁壁厚さ  $t=0.2\text{m}$  では、 $t=0.3\text{m}$  の場合に比べて履歴ループの面積が大きく、擁壁背後地盤の影響が擁壁部抵抗特性に与える影響が大きいことを示した。また、簡易評価法においてダッシュポットを除いて（逸散減衰の影響を無視して）擁壁部の履歴ループを評価した結果、ダッシュポットを考慮した場合に比べて最大変位はやや大きくなるものの概ね同じであるが、履歴ループの面積が明らかに小さくなった。特に、擁壁上部に加振したケースでは履歴ループは安定した紡錘形とならなかった。したがって、擁壁部水平抵抗を評価する際には逸散減衰の影響も無視することはできないと言える。
- 4) 衝突解析モデルと三次元 FEM 解析の免震建物の衝突応答を比較した結果、衝突解析モデルの方が各層で応答加速度と応答層間変位ともに 20～30%程度過大に評価したものの、時刻歴波形は三次元 FEM 解析結果と良く対応した。一方で、衝突ばねを剛とした場合、応答加速度は最大 4.0 倍程度、層間変位は最大 1.5 倍程度過大に評価する結果となり擁壁部の評価はもちろん、建物側の剛性（衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性）を考慮した衝突ばねの剛性評価が重要であることを示した。
- 5) 衝突解析モデルと三次元 FEM 解析で得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、最大応答せん断力で 20%程度、衝突発生時の免震層応答変位で 5mm 程度の差が見られたが、衝突解析モデルにより三次元 FEM 解析結果の傾向を概ね捉えることができた。

第 4 章では、三次元 FEM による免震建物－地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物が弾塑性特性を与えた擁壁に衝突した時の挙動および衝撃力を評価するとともに、擁壁を弾性とした第 3 章の結果との比較を行った。そして、評価した衝撃力を正弦波に模擬した加振力を設定し、第 2 章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の妥当性を、三次元 FEM 解析結果との比較によって検証した。また、擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルによる免震建物の擁壁衝突解析を行い、三次元 FEM 解析結果との比較を行い、その有効性を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 三次元 FEM による衝突解析の結果、擁壁衝突時の建物の最大応答加速度は、擁壁を弾性とした場合に比べて、擁壁耐力 1.0 倍時では約 4～12%、擁壁耐力 0.5 倍時では約 3～23%低減した。一方、1F では擁壁耐力に関係無く同程度となり、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなった。
- 2) 簡易評価法を用いて擁壁部水平抵抗を評価した結果、擁壁上部に加力したケースでは三次元 FEM 解析結果との差が大きくなった。これは付加質量  $addm_i$  を計算する範囲を擁壁厚さの 3 倍とした条件に適合しないことが原因と考えられる。そこで、三次元 FEM 解析による擁壁背後地盤応答変位分布から、Mindlin 第 II 解に基づいて  $addm_i$  を計算す

る範囲を擁壁厚さの6倍として再評価した結果、擁壁耐力0.5倍時のケースにおいて最大応答変位にやや差はあるものの、履歴ループ形状が大きく改善し、三次元FEM解析結果と簡易評価法は比較的良く対応した。なお、擁壁部の塑性化によって擁壁部と外力の固有円振動数比 $\omega/\omega_w$ が1.0に対して十分に大きくなり、加力波形と応答変位に位相差が生じたため、擁壁部の履歴ループに負勾配が生じている。

- 3) 衝突解析モデルにより得られた上部構造の最大応答加速度は、三次元FEM解析に比べて3~12%程度小さく評価した。擁壁を弾性とした場合に比べてその差は小さくなり、時刻歴波形は良く対応しているため最大値が生じる時刻も概ね再現できた。一方、衝突ばね剛の場合は擁壁弾性時と同様、応答加速度は最上層で最大約1.5倍、1層で最大約4.1倍と大きな差が生じた。
- 4) 衝突解析モデルにより得られた上部構造の最大応答層間変位は、2,3層は衝突解析モデルと三次元FEM解析は同程度、それ以外の層では衝突解析モデルの方が1~7%程度小さく評価しており、衝突解析モデルによる解析結果と三次元FEM解析結果とは良く対応した。一方、衝突ばね剛の場合は最大応答値を1.2~1.5倍程度過大に評価した。
- 5) 衝突解析モデルと三次元FEM解析で得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、衝突解析モデルの方が衝突発生時の免震層変位が5mm程度小さく、また衝突発生直後のせん断力の増加割合は大きくなった。また、最大応答層せん断力の差は5%程度、最大応答変位差は1mm程度とほぼ同じとなり、衝突解析モデルにより三次元FEM解析結果の傾向を概ね捉えることができた。
- 6) 衝突解析モデルでは上部構造の衝突応答値をやや過小評価したため、設計で用いる場合は建物耐力にやや余裕をもたせておくなどの配慮が必要である。

第5章では、第2章で提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた衝突解析モデルにより既往の免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析を行い、実験で得られた建物応答との比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) Sin400入力時ではTR擁壁およびHDR擁壁ともに、解析で得られた衝突回数と加速度応答値は実験結果と比較的によく対応した。また、実験では複数回の衝突にもかかわらず免震層の最大応答変位はほぼ変わらないが、解析では衝突が発生するたびに最大応答変位が増大した。この要因として、複合改良地盤である擁壁の復元力特性を単純なノーマルトリリニアにモデル化したためと考えられる。
- 2) JMA4.0入力時では加速度および免震層変位はTR擁壁およびHDR擁壁ともに解析値は実験結果と良く対応した。ただし、実験に比べて解析の方が衝突回数を多く評価した。この要因として、JMA4.0は大小の加速度振幅が含まれるランダム波形であり、解析では時々刻々と変化する免震層のすべり抵抗を解析でモデル化できていないこと、解析時間中付加質量を一定値としているため衝突が発生していない時刻での擁壁部の挙動

を完全に再現できていないこと、などが考えられる。

- 3) 主要な衝突位置は、Sin400 入力時では建物基礎下端位置の 1 箇所のみであったが、JMA4.0 入力時では擁壁頂部 (GL±0mm) と建物基礎下端位置の 2 箇所であり、それぞれで比較的大きな衝撃力が発生していた。
- 4) 免震層全体の復元力特性は、衝突回数の多い Sin400 入力時では衝突毎にクリアランスが増大するため差が見られるが、解析で得られた免震層全体の復元力特性は実験で得られた特性の傾向を概ね捉えていた。衝突回数の少ない JMA4.0 入力時は実験結果と比較的良く対応しており、衝突解析モデルの有効性が確認できた。

第 6 章では、10 層 RC 造の基礎免震建物の立体骨組モデルに対して擁壁部水平抵抗の簡易評価法を用いた擁壁衝突解析を行い、既往の引張力低減機構（浮き上がり許容型機構・浮き上がり抵抗型機構）を用いて免震部材に発生する引張力および浮き上がり量を評価した。そして、新たな引張力の制御・低減機構を提案し、その有用性を示した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 免震層の応答水平変位時刻歴は、杭の鉛直剛性の有無、引張力低減機構の有無や種類による差は小さかった。
- 2) 擁壁衝突による建物応答値は、建物下層部では杭の鉛直剛性の有無による差が比較的大きかったが、建物上層部ではその差は小さかった。この傾向は、引張力低減機構の有無や種類にかかわらず同じ傾向であった。
- 3) 引張力低減機構を用いない場合、建物外周部にある各免震部材に非衝突時に比べて大きな引張力が生じ、最大引張面圧は杭の鉛直剛性を考慮した場合で  $1.88\text{N/mm}^2$ 、杭の鉛直剛性を考慮しない場合で  $2.17\text{N/mm}^2$  となった。
- 4) 引張力に対しては一切抵抗しない浮き上がり許容型を用いた場合、建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合には上下動の影響が小さい 3 回目の衝突時では  $10.4\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/580\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3 回目の衝突時が最大で  $11.5\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材で約  $1/522\text{rad}$  となった。
- 5) 浮き上がり許容型を用いた場合、引張力低減機構を用いない場合に比べて建物外周部の免震部材の引張面圧は大きく低減し、杭の鉛直剛性を考慮した場合で最大引張面圧は  $0.81\text{N/mm}^2$ 、杭の鉛直剛性を考慮しない場合で  $0.51\text{N/mm}^2$  となった。一方、杭の鉛直剛性を考慮した場合には内側にある免震部材では引張力が増大し、最大引張面圧は  $0.65\text{N/mm}^2$  となった。建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、上下動の影響が小さい 3 回目の衝突時では  $11.5\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/522\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3 回目の衝突時が最大で  $7.2\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材で約  $1/833\text{rad}$  となった。

- 6) 新たな引張力低減機構として、免震部材下フランジに板バネを取り付け、それを曲げ降伏させることで剛性の低減とエネルギー吸収を行う『履歴吸収型低減機構』を提案した。その機構を用いた場合、浮き上がり抵抗型機構を用いた場合に比べて建物外周部に配置された免震部材の最大引張面圧は大きくなったものの、引張力が生じている免震部材の数は減少し、最大引張面圧は直列ばねの剛性が大きく低減する  $0.8\text{N/mm}^2$  で頭打ちになった。建物外周部にある免震部材の浮き上がり量は、杭の鉛直剛性を考慮した場合、上下動の影響が小さい3回目の衝突時では  $5.6\text{mm}$  となり、免震層直上大梁の部材角で約  $1/1070\text{rad}$  となった。杭の鉛直剛性を考慮しない場合では、3回目の衝突時が最大で  $6.0\text{mm}$ 、免震層直上大梁の部材で約  $1/1000\text{rad}$  となり、既往の引張力低減機構を用いた場合に比べて半分ほどに低減した。
- 7) 擁壁衝突による免震部材への変動軸力の影響は建物外周部に配置された免震部材のみに発生し、内側に配置された免震部材にはほとんど影響がなかった。

以上、本研究では、免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗の新しいモデル化方法（簡易評価法）を提案するとともに、それを用いた衝突解析モデルを提示した。提案した簡易評価法および衝突解析モデルによる応答値は、三次元 FEM 解析や免震建物模型の擁壁衝突実験結果と比較的良く対応しており、設計でも十分に適用可能であることを示した。ただし、衝突応答を過小評価する場合もあり、設計ではやや余裕を見込む等の配慮が必要と言える。擁壁衝突時に発生する免震部材の引張力および浮き上がり量を制御・低減する新たな機構を提案し、簡易評価法を用いた立体骨組モデルによる衝突解析によりその有用性を示した。



## 本論文に関連した発表論文

### 1. 主論文

#### 【第 2, 第 3 章関連】

- 1) 犬伏徹志, 宮本裕司, 山下忠道, 荻本孝久: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗の簡易評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 713 号, pp.1033-1043, 2015.7
- 2) Tetsushi Inubushi, Yuji Miyamoto, Tadamichi Yamashita, Takahisa Enomoto: Analytical Study on Simple Modeling for Lateral Resistance of Retaining Wall in Collision with a Base-isolated Structure, 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago Chile, 9-13 January 2017

#### 【第 4 章関連】

- 3) 犬伏徹志, 宮本裕司, 荻本孝久, 山下忠道: 擁壁が弾塑性特性を有する場合の簡易評価法への適用—免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗の簡易評価に関する研究その 2—, 日本建築学会構造系論文集, 第 730 号, pp.1993-2003, 2016.12

#### 【第 5 章関連】

- 4) 犬伏徹志, 宮本裕司, 荻本孝久: 擁壁部水平抵抗簡易評価法を用いた免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーション解析, 日本建築学会技術報告集, 第 56 号, pp.53-57, 2018.2

#### 【第 6 章関連】

- 5) 犬伏徹志, 山下忠道, 大木洋司, 梁川幸盛, 白山敦子: 超高層免震建物に生じる引抜き力低減に関する研究引抜き力制御機構の提案, 構造工学論文集 Vol.59B, pp.291-298, 2013.3

### 2. シンポジウム

- 1) 犬伏徹志: 免震建物の擁壁衝突問題に関する課題と解析モデルを用いた検討事例, シンポジウム「巨大地震への備えを目指す免震構造の取り組み」, 日本建築学会構造委員会免震構造小委員会, pp.41-52, 2017.01.23

### 3. その他学会発表

- 1) 犬伏徹志, 宮本裕司, 荏本孝久: 免震建物模型の擁壁衝突実験に対するシミュレーション解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.885-886, 2017.8
- 2) 犬伏徹志, 宮本裕司, 荏本孝久, 山下忠道: 免震建物衝突時における擁壁部水平抵抗簡易評価法の弾塑性擁壁への適用性, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.539-540, 2016.8
- 3) 湯浅 暁, 犬伏徹志, 荏本孝久: 背後地盤が粘性土の場合の免震建物擁壁部水平抵抗の簡易評価法に関する解析的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.519-520, 2015.9
- 4) 犬伏徹志, 宮本裕司, 山下忠道, 荏本孝久: 擁壁部抵抗の簡易評価法を用いた免震建物の擁壁衝突解析法, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.521-522, 2015.9
- 5) 犬伏徹志, 宮本裕司, 山下忠道, 荏本孝久: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁部特性に関する解析的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.543-544, 2014.9
- 6) 山下忠道, 大木洋司, 犬伏徹志, 川端 淳, 二宮正行, 齋藤光広: 超高層免震建物に生じる引抜き力の低減に関する研究 その1 解析モデルの概要ならびに引抜き力の検証, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.203-204, 2010.9
- 7) 犬伏徹志, 大木洋司, 山下忠道, 川端 淳, 二宮正行, 齋藤光広: 超高層免震建物に生じる引抜き力の低減に関する研究 その2 免震装置に生じる引張面圧の低減, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.205-206, 2010.9

## 謝辞

本論文の内容は、私が2010年4月から2013年3月までの大阪大学大学院博士後期課程に在籍していた期間、そして2013年4月から2017年9月までの神奈川大学工学部建築学科・助手としての研究成果をとりまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり、神奈川大学工学部建築学科・荏本孝久教授には、研究環境を整えていただくとともに、主査として懇切にご指導やご助言をいただきました。ここに謹んで御礼申し上げます。

本研究を進めるにあたり、大阪大学大学院工学研究科・宮本裕司教授には、大阪大学大学院博士後期課程退学後も終始懇切なるご指導ならびにご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

神奈川大学工学部建築学科・岩田衛教授、島崎和司教授、趙衍剛教授、大熊武司名誉教授には、論文全般にわたり貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

ダイナミックデザインコントロール・山下忠道氏、三菱重工メカトロシステムズ株式会社・大木洋司氏、構造計画研究所・梁川幸盛氏、大阪工業大学建築学科・白山敦子講師には、共同研究者として貴重なご意見やご尽力をいただきました。ここに心から御礼申し上げます。

元神奈川大学大学院生・湯浅暁氏、元神奈川大学工学部生・柴田龍弥氏、内山竜之介氏、高橋凌氏、林優登氏、森意歩氏をはじめとする荏本研究室卒業生、そして在校生の皆様には本研究を進めるにあたり、多大なるご協力を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

このほか、お世話になった全ての方々のお名前をここに挙げることはできませんが、様々なところでご助言やご協力をいただきました。感謝申し上げます。

2017年9月 犬伏 徹志

