

建築構造物の機能性向上に資する  
TMD免震機構と鉄骨有孔梁機構の開発

2016 年

佐分利 和宏



## 目次

### 第1章 序

|                            |   |
|----------------------------|---|
| 1.1 研究の背景 .....            | 1 |
| 1.2 既往の研究・知見と本論の位置付け ..... | 2 |
| 1.3 論文の構成 .....            | 4 |
| 第1章の参考文献 .....             | 5 |
| 発表論文リスト .....              | 7 |

### 第2章 免震建物の振動特性

|                                      |    |
|--------------------------------------|----|
| 2.1 はじめに .....                       | 8  |
| 2.2 実設計例からの振動特性の把握 .....             | 8  |
| 2.3 粘性減衰系ダンパーを有する免震構造の振動特性の確認 .....  | 11 |
| 2.3.1 入力地震動 .....                    | 11 |
| 2.3.2 粘性減衰系免震構造モデル .....             | 13 |
| 2.3.3 (免震層固定時の) 上部構造の地震応答解析結果 .....  | 15 |
| 2.3.4 粘性減衰系免震構造に対するパラメトリックスタディ ..... | 16 |
| 2.3.5 伝達関数(加速度応答倍率)による検証 .....       | 20 |
| 2.3.6 複素固有値解析による検証 .....             | 22 |
| 2.4 履歴減衰系ダンパーを有する免震構造の振動特性の確認 .....  | 28 |
| 2.4.1 入力地震動と履歴減衰系免震構造モデル .....       | 28 |
| 2.4.2 履歴減衰系免震構造に対するパラメトリックスタディ ..... | 30 |
| 2.4.3 伝達関数(加速度応答倍率)による検証 .....       | 34 |
| 2.5 第2章のまとめ .....                    | 36 |
| 第2章の参考文献 .....                       | 37 |

### 第3章 大地震時の中層免震建物における TMD の活用とその効果

|                                           |    |
|-------------------------------------------|----|
| 3.1 はじめに .....                            | 38 |
| 3.2 TMD と免震構造 .....                       | 38 |
| 3.3 粘性減衰系ダンパーを有する免震構造に対する TMD の制振効果 ..... | 39 |
| 3.3.1 入力地震動と解析モデル .....                   | 39 |
| 3.3.2 粘性系免震構造モデルに対する TMD の効果 .....        | 43 |
| (1) TMD 同調周期が及ぼす影響                        |    |
| (2) TMD の減衰条件が及ぼす影響                       |    |
| (3) TMD 質量が及ぼす影響                          |    |

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| (4) TMDによる系のせん断力応答への影響            |    |
| (5) TMD質点の応答性状                    |    |
| 3.4 履歴減衰系ダンパーを有する免震構造へのTMDによる効果   | 50 |
| 3.4.1 入力地震動と解析モデル                 | 50 |
| 3.4.2 履歴減衰系免震構造モデルに対するTMDの効果      | 53 |
| (1) TMD同調周期が及ぼす影響                 |    |
| (2) TMDの減衰条件が及ぼす影響                |    |
| (3) TMD質量が及ぼす影響                   |    |
| (4) TMDによる系のせん断力応答への影響            |    |
| (5) TMD質点の応答性状                    |    |
| 3.5 TMDの最適同調周期・減衰に関する考察           | 69 |
| 3.5.1 ホワイトノイズを入力地震動とした場合のTMDの制振効果 | 69 |
| 3.5.2 TMD設置に伴う系の固有周期の変動           | 71 |
| 3.5.3 TMDの最適同調周期                  | 72 |
| 3.5.4 伝達関数によるTMDの効果               | 74 |
| 3.6 免震構造における最上階のTMD化およびその効果       | 76 |
| 3.6.1 粘性減衰系免震構造 Model BVcへの適用     | 76 |
| 3.6.2 履歴減衰系免震構造 Model BHyへの適用     | 79 |
| 3.7 第3章のまとめ                       | 81 |
| 第3章の参考文献                          | 83 |
| <br>第4章 端部をフラットバー補強された有孔梁の塑性変形性能  |    |
| 4.1 はじめに                          | 84 |
| 4.2 解析的検討                         | 85 |
| 4.2.1 FB補強の概要と目標性能                | 85 |
| 4.2.2 解析概要                        | 85 |
| 4.2.3 解析結果                        | 89 |
| (1) FB補強の効果                       |    |
| (2) 孔位置とFBの余長の関係                  |    |
| (3) FBの幅の影響                       |    |
| (4) FBの厚さの影響                      |    |
| (5) FBの梁せい方向位置の影響                 |    |
| (6) アングル補強の効果                     |    |
| 4.3 実験計画の概要                       | 93 |
| 4.3.1 試験体の設定                      | 93 |
| 4.3.2 加力・計測計画                     | 93 |

|        |                                      |     |
|--------|--------------------------------------|-----|
| 4.4    | 実験結果                                 | 95  |
| 4.4.1  | 荷重-変形関係                              | 95  |
| 4.4.2  | 変形性状                                 | 95  |
| 4.5    | FBに補強された有孔部の耐力式算定                    | 98  |
| 4.5.1  | 有孔部断面の応力状態                           | 98  |
| 4.5.2  | FB補強された有孔梁の耐力式                       | 101 |
|        | (1) $Q=0$ (純曲げ) 時の全塑性モーメント $rM_{ph}$ |     |
|        | (2) 純せん断耐力 $rQ_{ph}$                 |     |
|        | (3) 純せん断耐力時全塑性モーメント $rM_{phf}$       |     |
| 4.5.3  | 耐力式の妥当性の検証                           | 104 |
| 4.6    | 第4章のまとめ                              | 105 |
|        | 第4章の参考文献                             | 105 |
| 第5章 結論 |                                      |     |
| 5.1    | 免震構造の振動特性に関する結論                      | 106 |
| 5.2    | 最上階にTMDを設置した免震構造の振動特性に関する結論          | 107 |
| 5.3    | 端部をフラットバー補強された鉄骨有孔梁の塑性変形性能に関する結論     | 108 |

謝辞



## 第1章 序

### 1.1 研究の背景

1995 年 1 月の兵庫県南部地震<sup>1.1)~1.4)</sup>を契機とし、大地震時における人命の確保のみならず建物、財産の保護や災害後における事業性継続性への要求の高まりを背景に免震構造が多く供用されている<sup>1.5)~1.7)</sup>。その後発生した 2011 年 3 月の東北地方太平洋沖地震<sup>1.8)~1.10)</sup>では、建物の構造被害は概ね軽微であったことが報告されている。一方で、天井の落下を始めとする 2 次部材の損傷、家具・什器の転倒や大移動、高層建物の長時間に亘る揺れ、建物の揺れによって引き起こされた人々の恐怖感・不安感などが大きな問題となった<sup>1.11)~1.13)</sup>。従来の設計思想は、地震に対して部分的な損傷があっても建物全体が倒壊するのを防ぎ、人命を守ることを目的としている。揺れに対する人の心理や BCP (Business Continuity Plan : 事業継続性) などは構造設計の決定には反映されていない現状に対し、建築主や建物使用者の、建物の構造の「安全」だけではなく「安心」を求める意識が強まってきている。本来免震構造は、免震層に配置された免震材料により地盤と構造体が分離されているため、その性能から耐震・制振構造に比べ、加速度応答の大幅な低減が期待される。しかし適用範囲が拡大された昨今の免震構造の中には、建築計画上の様々な制約条件のため十分な免震性能を確保できず、一般階に比べ資産価値の高い建築物最上階の応答加速度が、一般階のそれよりかなり大きくなるケースがあるなど、免震構造を採用するだけでは「安全」かつ「安心」を確保することができないことが明らかとなってきた。新たな技術をもって、既往技術に付加価値を創出する必要が生じている。

また多様化するユーザーニーズへの対応に加え、東北復興需要や 2020 年の東京オリンピック誘致が決定した中、建築における大きな課題は高齢化による人手不足である。作業員の人手不足・高齢化は深刻<sup>1.14)</sup>であり、特に鉄筋コンクリート造における鉄筋工・型枠工の確保は難しく、鉄骨造へのシフトが進んでいる。しかしその鉄骨造においても、部材加工費は年々高騰し、なかには鉄骨製作の受注先確保すら困難な場合さえある。建設業界では、製作におけるロボット化や仕口の標準化など様々な取り組みを通じて省人化や施工技術の平準化を図っているが、解決には至っていない。その中でも建物用途や建物高さなどによらず、あらゆる鉄骨造建物で必要となり、鉄骨費の高騰や技能者不足に照らし合わせて大きな影響を及ぼす分野として鉄骨梁の貫通孔補強もその一つとして挙げられる。鉄骨梁の貫通孔の有無は、天井高さひいては建物高さや外装面積などにも影響を及ぼし、貫通孔補強自体のコスト以上に影響がある。また貫通孔の位置は入居するテナントによって決定されるため、建設工期においても切迫した時期に工事を行う必要があり、手軽な材料や簡易な工法で補強効果を実現したいというニーズは潜在的にある。しかし現在、この分野はほぼ独占的な市場にあり、既製品の改良による更なるコストダウンを期待することは難しい。さらに貫通孔補強における既製品の資材費用の高さに比較して、施工手間による費用の割合も決して小さくないため、両者に効果的な新たな技術開発、付加価値の創出が望

まれている。

上記課題を解決するにあたり、高い品質は当然ながら実効性や汎用性のある技術が耐震工学に強く求められるのは言うまでもない。

まず本研究では、天井などの 2 次部材の損傷、家具・什器の転倒や揺れに対する人の心理などいずれも応答加速度の大小によって影響されること<sup>1.15),1.16)</sup>、応答加速度低減に大きな効果が期待される免震構造においても狭小な敷地など様々な制約条件のもとではその実現が難しいことに着目し、免震構造とマスダンパーの組み合わせによる解決を提案する。

具体的には建物最上階に設置される設備機器、防水層や塔屋などの重量とそれらを支持する最上階の架構剛性を活用した TMD による上層部の応答加速度低減を提案する。

最上階は展望も良く執務空間となることが多く、屋上に設備機器が設置されていることから、天井懷に多くの設備配管が計画され、ヒンジ発生位置となる梁端部でさえも梁貫通を余儀なくされる。そのような背景の中提案阿する TMD システムに、想定以上の地震動が作用した場合、パッシブ型制振装置である TMD の一部をなす架構は大変形を引き起こし、部材の塑性化が進行することが容易に推測される。しかしそのような場合でも、建物倒壊のような大被害が発生しないことは言うまでもなく、事業の継続性を確保するためには、十分な変形性能と耐力を付与することができるなど、より高い耐震性能を実現しつつも、そのための投資が最小限で済む汎用的かつ実践に速やかに受け入れられる補強技術が必要である。

そこで鉄骨 2 次部材系の中でも課題が多い鉄骨梁の貫通孔対策を取り上げる。リング補強等の既往の技術に比べ、補強材に対する簡単な加工製作、平易な技術による施工で、既往と同等の品質を確保でき、コスト削減・工期短縮を実現し、鉄骨スクラップ減少にも繋がる補強方法を提案する。本論では、その効果を解析的検証および準静的載荷実験を通して明らかにし、無開口梁との比較を行った上で、求められる耐力および変形性能を確保するために必要となる諸元を分析し、最後に開口部の耐力評価式を構築する。

本論において提案する工法は、いずれもより高い耐震性能を実現しつつも、そのための投資が最小限で済む汎用的かつ実践に速やかに受け入れられるものであり、「安心設計」や「省人化、省力化によるコストダウン」といった新たな付加価値を創造する技術である。

## 1.2 既往の研究・知見と本論の位置付け

免震構造は、1995 年 1 月の兵庫県南部地震を契機に全国的にその技術の普及が急激に進んでいる。世界的にも免震構造の普及は進んでおり、その一般的な特性や設計法などについて多くの研究がなされている<sup>1.17), 1.18)</sup>。筆者らは、免震構造の免震層に配置された粘性減衰や履歴減衰の減衰量が免震構造の地震応答特性に及ぼす影響を調査し、複素モード解析によって最大値応答の予測が可能であることを示している<sup>1.19),1.20)</sup>。さらに西村ら<sup>1.21)</sup>は免震構造における応答加速度増大の発生条件を調査することを目的に、履歴型・粘性型ダンパーを有する免震構造に対し地震応答解析を行い、免震層と上部構造の剛性比（周

期比)が加速度応答に大きく影響すること、履歴減衰においては特に初期剛性の影響が大きいことを、また猿田ら<sup>1.22)</sup>は、免震構造の高次モードの影響度を地震応答解析結果に対する主成分分析法により検討し、1次や2次の低次モードの寄与率から層せん断力応答に比べ加速度応答の方が2次モードの影響が大きいことを明らかにしている。

本研究では、免震層や上部構造の幅広いパラメータが応答特性へ及ぼす影響を把握する一方で、免震構造技術の普及が進んだ現時点において実在する数多くの免震構造物の耐震性能をつぶさに調査し、免震構造の振動特性との関係性について知見を獲得する。

TMDに関する研究は、すでに幾多の研究者がその成果を発表し、適用事例も豊富である(例えば<sup>1.23)~1.26)</sup>。しかしその多くは、高さ150mを超える超高層建物における、再現期間1年程度の風荷重に対する居住性改善や、中小地震のあと揺れの早期収束のために設置されることが多く、大地震時の応答低減を目的に使用されることは少ない。

近年、大地震時の免震建物に対するTMDによる応答低減を主題とした研究もいくつか見られる。天埜ら<sup>1.27)</sup>は、免震層の非線形な復元力特性が、地震時に免震建物の振動周期を変化させ立地地盤との共振現象を引き起こすことから、免震層の復元力特性を線形にすることを提案するとともに、TMDによる応答低減効果を検証している。西井ら<sup>1.28)</sup>は、TMDの付加質量を地盤等の固定支持面へ慣性質量ダンパーを介して連結した「増幅機構付き同調マスダンパー(ETMD)」を免震層に設置した効果を検証し、ETMDにおいては、免震層に設置される粘性ダンパーにより生じる加速度応答の上昇がないことを示している。橋本ら<sup>1.29)</sup>は、質量比20%程度の大質量比TMDを対象に、頂部へのTMD配置による建物への負荷を軽減するべく、免震建物の最下層である免震層に設置することを提案し、その応答低減効果を検証している。渡辺ら<sup>1.30)</sup>は、免震構造物の最上階に水平および鉛直方向にアクティブTMDを設置し、地震時におけるその効果の有効性を検証している。また地震時の免震建物に対するTMD効果を主題としたいずれの既往の研究は、TMDを免震建物の1次周期に同調させた場合の大地震時での低減効果についてのみ言及している。

本研究では、免震構造物に設置するマスダンパーの同調周期に工夫を加えることでその効果がより発揮され、その組み合わせは両者にとって利点があることを明らかにする。また既往の研究では、質量比5%程度であるためにTMDに1.3m~1.7mを超える変形が発生している場合<sup>1.31)</sup>や現実的なストロークに抑えるために質量比を20%とした場合<sup>1.29)</sup>に比べ、本提案がより実用的であり、汎用性があることを示し、実設計への適用を試みる。

鉄骨梁の貫通孔補強に関しても、複数の既往の研究が挙げられる。鈴木ら<sup>1.31)</sup>は、H形鋼有孔梁の塑性変形性能向上を目的に局部変形拘束鋼板補剛を提案し、解析及び実験により、降伏後挙動を明らかにした。田中ら<sup>1.32)</sup>は、スリーブ管補強された鉄骨有孔梁について、開孔位置に着目した実験から破壊性状、耐力、エネルギー吸収能力を検討しその有効性を示している。天野ら<sup>1.33)</sup>は、梁せいの60%の孔径に対して、切削加工により製作した補強リングを隅肉溶接で取り付けた場合の補強効果を実験的に確認している。またAISCのDesign Guide<sup>1.34)</sup>と同様に、フィーレンディール効果を考慮した耐力評価式を提案し、

その妥当性を示している。また村田ら<sup>1.35)</sup>も、別の鋼製のリングによる補強効果を実験によって検証し、リング断面とウェブ母材耐力の和による評価式を構築している。

いずれの既往研究も既に実施工され、一部は性能評価取得工法として広く普及している現在の既製品の技術的な裏づけとなる研究であるため、本研究では鉄骨梁の貫通孔補強にフラットバーを使用した新しい簡易補強方法を提案し、その効果を解析的検証および準静的載荷実験を通して明らかにする。本提案の簡易補強方法によってコスト削減・工期短縮が実現され、鉄骨スクラップ減少にも繋がる。さらに簡易補強された部位に求められる耐力および変形性能を確保するために必要となる諸元を分析し、最後に開口部の耐力評価式を構築する。

### 1.3 論文の構成

本論全体は5章で構成される。

第1章では序論として研究の背景・目的・全体の構成について述べる。

第2章では、2008～2012年設計の免震建物に関する性能評価シート<sup>例えば 1.36)</sup>等の公表情報から免震構造の特性を概説し、本研究の位置づけを明らかにする。さらに幾つかの免震構造モデルを用いた地震応答解析により、免震構造の振動特性、特に高次モードの励起と建物頂部の加速度応答の関係を明らかにする。

第3章では、諸般の制約から上層部の加速度が大きい免震構造に対して上層階加速度応答の低減を目的に、屋上階の重量を利用したパッシブ型 Tuned Mass Damper (以後 TMD) を利用したシステムを検討し、その効果を考察する。本章では、第2章において示した5, 10, 15 質点系モデルを使い、免震層に粘性減衰系・履歴減衰系を有する免震構造を模擬し、TMD を設置したときの応答性状を、TMD の同調周期、減衰定数等をパラメータとした時刻歴応答解析から明らかにする。さらに屋上階の層重量や、最上階の層剛性を調整することで、TMD として機能する可能性を検討する。

第4章では、補強材としてフラットバー (以後 FB) を貫通孔上下のウェブ面にフランジと平行に取り付けた補強 (以後 FB 補強) を提案する。FB 補強に関する FEM 解析を行い、無開孔梁に相当する変形性能を確保できる FB の寸法 (板厚, 幅, 余長), セン断スパンを検証し、FB の代替品としてアングルを使用した場合の効果を検討する。次に解析結果に基づいて諸元を設定し FB 補強を施した試験体に対し、準静的載荷実験を行い、その耐力および変形性能を検討し、無開孔梁と比較する。最後に開口部の耐力評価式を構築する。

第5章では、各章で得られた知見をまとめる。

## 第1章の参考文献

- 1.1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報，1995.3
- 1.2) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 1.3) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，1995.7
- 1.4) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編，1997.
- 1.5) 田中 佑治ほか：国内免震建物のデータベース構築と現状分析，日本建築学会技術報告集，第17巻第35号，pp.79-84，2011.02
- 1.6) 金子 遥洵ほか：免震技術の普及に関する調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2,構造Ⅱ，pp.415-416，2014.07
- 1.7) 日本建築センター：免震技術の普及と新たな展開，機関紙らびど，pp.04-07，2003年013号
- 1.8) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告，2012.03
- 1.9) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編3 鉄骨造建築物／シェル・空間構造，2014.09
- 1.10) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.07
- 1.11) 久保 智弘ほか：東北地方太平洋沖地震における都心の超高層建築の初動対応と室内被害について，日本建築学会大会梗概集，2011.08
- 1.12) 斉藤 大樹ほか：巨大地震に対する超高層集合住宅の人・生活を守る技術の開発その1 2011年東北地方太平洋沖地震による超高層集合住宅の揺れ，日本建築学会大会梗概集，2011.08
- 1.13) 翠川 三郎ほか：2011年東北地方太平洋沖地震における東京の超高層マンションでの揺れに関するアンケート調査，地域安全学会梗概集，2011.05
- 1.14) 国土交通省：建設労働需給調査結果（平成27年12月調査），2016.01.29
- 1.15) 東野 雅彦ほか：一般の人にも分かりやすい建物の耐震性能評価方法の提案（その1）評価指標の提案，日本建築学会大会梗概集，2012.09
- 1.16) 増田 寛之ほか：一般の人にも分かりやすい建物の耐震性能評価方法の提案（その2）提案指標に基づく免震建物の試設計，日本建築学会大会梗概集，2012.09
- 1.17) R. Ivan Skinner・William H. Robinson・Graeme H. McVerry：免震設計入門，鹿島出版会，1996.11
- 1.18) 日本建築学会：免震構造設計指針 pp.141，2001.12
- 1.19) 佐分利 和宏ほか：粘性減衰が付加された建築構造物の複素モーダル解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系41号，pp.321-324，2001.05
- 1.20) 佐分利 和宏ほか：履歴減衰が付加された建築構造物の複素モーダル解析，日本建築

学会近畿支部研究報告集，構造系 42 号，pp.385-388，2002.05

- 1.21) 西村 幸洋ほか：免震建物の 2 次モード制御方法の研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.621-622，1998.07
- 1.22) 猿田 正明ほか：免震建築物の高次振動モード評価に関する研究（その 1）～（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.921-926，2009.08
- 1.23) 長瀬 正ほか：振り子式 TMD を有する 37 階建事務所ビルの実測記録による台風・地震時挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，B 構造Ⅰ，pp.975-976，1991.08
- 1.24) 安井 健治ほか：転がり振り子式制振装置の制振効果 台風時の観測記録による制振効果の確認，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.665-666，2003.07
- 1.25) 吉江 慶祐ほか：HMD を設置した高層建物の風観測記録に基づく減衰特性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.723-724，2006.07
- 1.26) 若松 和範ほか：TMD を有する超高層免震建物における TMD 同調に伴う振動測定結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.599-600，2007.07
- 1.27) 天埜 貴仁ほか：TMD を用いた免震建物の地震時の応答低減効果に関する研究，日本建築学会東海支部研究報告書，第 51 号，pp.141-144，2013.02
- 1.28) 西井 康真ほか：増幅機構付き同調マスダンパーによる免震構造物の応答評価，日本建築学会構造工学論文集，Vol.59B，pp.329-338，2013.03
- 1.29) 橋本 拓哉ほか：大質量比 TMD を有する免震建物の長周期地震動に対する応答制御効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.703-704，2013.08
- 1.30) 渡辺 亨：2 方向ハイブリッド型動吸振器による免震構造物の上下・水平振動制御，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.849-850，1999.09
- 1.31) 鈴木 敏郎ほか：有孔 H 形鋼梁の変形性状に着目した塑性変形性能改善手法に関する一提案，日本建築学会構造系 No.477，pp.115-122，1995.11
- 1.32) 田中 秋水ほか：スリーブ管補強鉄骨有孔梁の開口位置と破壊性状・変形能力に関する研究，日本建築学会構造系 No.530，pp.147-154，2000.04
- 1.33) 天野 裕史他：リング補強された設備用円形孔を有する梁の弾塑性挙動（その 1）・（その 2），2009 年度大会学術講演梗概集，C-1，pp.643-646，2009.8
- 1.34) AISC : Steel and Composite Beam with Web Openings, AISC Steel Design Guide Series, 1991.9
- 1.35) 村田 学他：鋼製リングにより補強された有孔梁の力学性状に関する研究（その 1）・（その 2），2010 年度大会学術講演梗概集，C-1，pp.897-900，2010.9
- 1.36) （一財）日本建築総合試験所：機関誌 GBRC Vol.32 No.1，pp.60-75，2007.1

## 発表論文リスト

### 査読論文：

1. 佐分利 和宏, 池内 邦江, 牛渡 ふみ, 宇佐美 徹, 平川 恭章, 山崎 賢二, 金子 洋文：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能, JSSC 鋼構造論文集, 第 22 巻 第 88 号, 2015.12
2. 佐分利 和宏, 石 運東, 中島 正愛：中層免震建物の大地震時上層階加速度応答の低減を目的とした TMD の活用とその効果, 日本建築学会構造論文集, 第 81 巻 第 720 号, 2016.02
3. Yundong Shi, K.Saburi, M.Nakashima : "Second-mode tuned mass dampers in base-isolated structures for reduction of floor acceleration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. (投稿中)

### 口頭発表：

1. 佐分利 和宏, 長瀬 正, 瀬川 輝夫：粘性減衰が付加された建築構造物の地震応答特性, 日本建築学会大会（関東）, 2001.09
2. 佐分利 和宏, 長瀬 正, 瀬川 輝夫：履歴減衰が付加された建築構造物の複素モード解析, 日本建築学会大会（北陸）, 2002.08
3. 佐分利 和宏, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 池内 邦江, 山崎 賢二, 牛渡 ふみ：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 1 解析的検討）, 日本建築学会大会（関東）, 2011.08
4. 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 牛渡 ふみ：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 2 実験的検討）, 日本建築学会大会（関東）, 2011.08
5. 牛渡 ふみ, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 池内 邦江：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 3 耐力設計）, 日本建築学会大会（関東）, 2012.09
6. 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 牛渡 ふみ：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 4 隣接貫通孔および片面補強に関する実験的検討）, 日本建築学会大会（東海）, 2012.09
7. 牛渡 ふみ, 金子 洋文, 平川 恭章, 宇佐美 徹, 佐分利 和宏, 山崎 賢二, 池内 邦江：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 5 隣接貫通孔および片面補強に関する解析的検討）, 日本建築学会大会（東海）, 2012.09
8. 池内 邦江, 金子 洋文, 平川 恭章, 山崎 賢二, 佐分利 和宏, 牛渡 ふみ：梁端部にフラットバー補強された大口径貫通孔を有する梁の塑性変形性能（その 6 ウェブ幅厚比の影響）, 日本建築学会大会（北海道）, 2013.08

## 第2章 免震建物の振動特性

### 2.1 はじめに

近年免震構造の採用が増加している<sup>2.1)・2.2)</sup>。免震構造は、耐震・制振構造に比べ、免震層に配置された積層ゴム支承などにより地盤と構造体が分離されるため、大幅な加速度応答の低減が期待され、天井などの2次部材の損傷<sup>2.3)</sup>、室内の家具・什器の転倒<sup>2.4)~2.6)</sup>、揺れに対する人の心理などへの影響を軽減できる。しかし狭隘な敷地条件、台風程度の頻繁に遭遇する風荷重に対する変形の抑制、免震材料特に積層ゴム支承への上下方向地震動入力による影響など、種々な制約条件のなかでは、免震層の最大変形を小さくする必要が生じ、その結果十分な免震性能を確保できず、建物上層階の加速度応答が下層中層階に比べてかなり大きくなることが多い。

本章では、2008~2012年に設計された免震建物に関する性能評価シート<sup>2.7)</sup>などの公表情報から免震構造の特性を概説し、本研究の位置づけを明らかにする。さらに幾つかの免震構造モデルを用いた地震応答解析により、免震構造の振動特性、特に高次モードの励起と建物頂部の加速度応答の関係を明らかにする。

### 2.2 実設計例からの振動特性の把握

免震構造では、地震による振動の早期収束や変形抑止のため免震層にさまざまなダンパーが設置される。加えてレベル1の風荷重に対して、免震層の過大な変形や残留変形も生じないようにとの設計的配慮から弾性領域で履歴ダンパーを使用することが多い。さらに、近年の免震構造の普及に伴い狭小な敷地に免震建物を計画し免震層周辺のクリアランス量の最小化を求められる場合や、免震構造が長周期地震動やパルス性地震動を受けた場合に、免震層擁壁への衝突<sup>2.8)</sup>や免震材料の損傷が危惧されることなどから、ダンパーなどによる変形抑制がより重要な役割を担うことになる。しかし、このような免震層の変形抑制は短周期成分の入力による加速度応答の増大を引き起こし、居住者への不快感・不安感を与える可能性があるため、床加速度応答の検討が必要となる。

図2.1は2008~2012年に日本建築センター、日本建築総合試験所、日本 ERI などへ報告された免震建物の性能評価シート<sup>2.7)</sup>をまとめたものである。同図は、告示の「極稀に生じる地震(以後 レベル2地震)」時の頂部最大加速度応答を縦軸に、横軸に軒高さをとり、標本数184件から構成される。なお本論ではアスペクト比4程度の什器でも転倒を免れる加速度 $3.0\text{m/s}^2$ <sup>2.4)</sup>を閾値に、頂部加速度応答を考察する。

図2.1に示すように、軒高が高い免震建物では頂部の最大加速度応答が $3.0\text{m/s}^2$ 以下になっているが、軒高さが低くなるにつれ、それが実現できない事例が増えている(34件)。とりわけ軒高さが50m以下の免震建物では $5.0\text{m/s}^2$ 程度にまで達している事例もある。

図2.2は、免震建物の微小振幅時の一次周期を、免震層固定時の1次周期で除した値(以後 周期比)を横軸に示したものである。図2.2から、頂部加速度応答が $3.0\text{m/s}^2$ を超える

免震建物は、いずれも周期比が 3.0 以下であることがわかる (33 件)。図 2.2 には、軒の高さ 80m 以上の免震建物を▲マークで示しているが、80m 以上の高層建物は周期比が 3.0 以下でも、1 事例を除き頂部加速度応答が  $3.0\text{m/s}^2$  を越えてはいない。これらから、 $3.0\text{m/s}^2$  を超える頂部加速度応答は、周期比の小さい比較的低層の建物に多く現れることがわかる。

標本数 184 件の構造種別・用途別件数を表 2.1 に示す。構造種別では、鉄骨造 22 件 (11.96%)、鉄筋コンクリート造 158 件 (85.87%)、鉄骨鉄筋コンクリート造 4 件 (2.17%) と鉄筋コンクリート造が圧倒的に多いが、頂部加速度応答が  $3.0\text{m/s}^2$  を超える比率は、鉄筋コンクリート造 21 件/158 件 (13.3%) に対し、鉄骨造 13 件/22 件 (59.1%) と鉄骨造の建物に高い頻度で現れることがわかる。建物用途としては鉄筋コンクリート造では共同住宅が最も多く、鉄骨造では事務所が 22 件中 16 件 (72.7%) と多い。いずれの免震構造においても、履歴系減衰材を使用していることを別途確認している。

表 2.1 構造種別・用途別件数

| 構造種別            | 件数① | 用途別  | 件数② | 頂部加速度応答 $> 3.0\text{m/s}^2$ |     |         |
|-----------------|-----|------|-----|-----------------------------|-----|---------|
|                 |     |      |     | 件数③                         | 小計④ | ④/①     |
| 鉄骨造             | 22  | 事務所  | 16  | 7                           | 13  | 59.1(%) |
|                 |     | 共同住宅 | 2   | 2                           |     |         |
|                 |     | 病院   | 4   | 4                           |     |         |
| 鉄筋<br>コンクリート造   | 158 | 事務所  | 28  | 2                           | 21  | 13.3(%) |
|                 |     | 共同住宅 | 81  | 8                           |     |         |
|                 |     | 病院   | 34  | 9                           |     |         |
|                 |     | その他  | 15  | 2                           |     |         |
| 鉄骨鉄筋<br>コンクリート造 | 4   | 事務所  | 4   | 0                           | 0   | 0.0(%)  |
|                 |     | その他  | 0   | 0                           |     |         |
| 計               | 184 |      |     |                             | 34  |         |

また免震構造設計指針<sup>2.8)</sup>では、免震構造を採用した上部構造の各床レベルの加速度応答の性状について、次のようにまとめている。

- (1) 免震構造の加速度応答は、1 次モードによる加速度応答と 2 次モードによる加速度応答の和でほぼ近似できる。
- (2) 免震層のダンパーが履歴減衰系の場合は、ダンパーの剛性や強度が大きくなるほど 2 次モードの影響が大きくなり、粘性減衰系ダンパーの場合は、減衰定数が大きいかほど 2 次モードの占める割合が増加するが、履歴減衰系ほど影響は大きくない。

さらに西村ら<sup>2.10)</sup>は免震構造における応答加速度増大の発生条件を調査することを目的に、履歴型・粘性型ダンパーを有する免震構造に対し地震応答解析を行い、免震層と上部構造の剛性比 (周期比) が加速度応答に大きく影響すること、履歴減衰においては特に初期剛性の影響が大きいことを、また猿田ら<sup>2.11)</sup>は、免震構造の高次モードの影響度を地震応

答解析結果に対する主成分分析法により検討し、1次や2次の低次モードの寄与率から層せん断力応答に比べ加速度応答の方が2次モードの影響が大きいことを明らかにしている。

次節以降では、上部加速度応答に影響を及ぼす諸元や、2次モードとの関係性などを幅広いパラメーター設定による解析にて明らかにする。またこれらの知見から、理想的な免震構造を実現するためには、免震材料による長周期化を図り加速低減効果を確保しつつ、一方で変位応答の抑制が実現可能なシステムの構築が求められる。

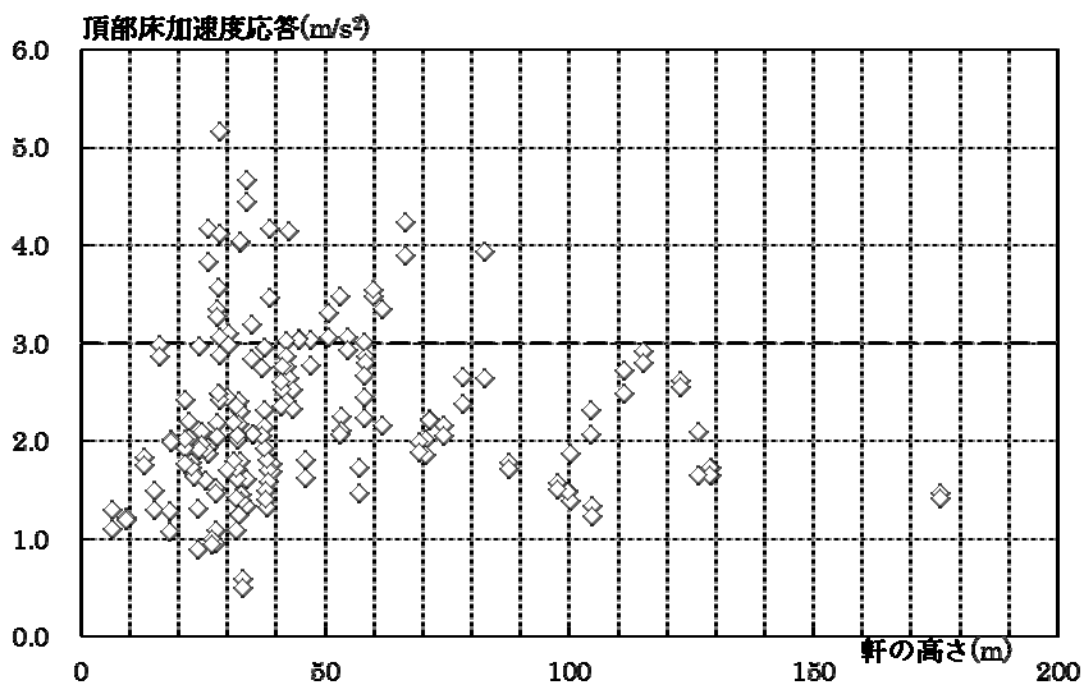


図 2.1 頂部床加速度応答と軒高さ

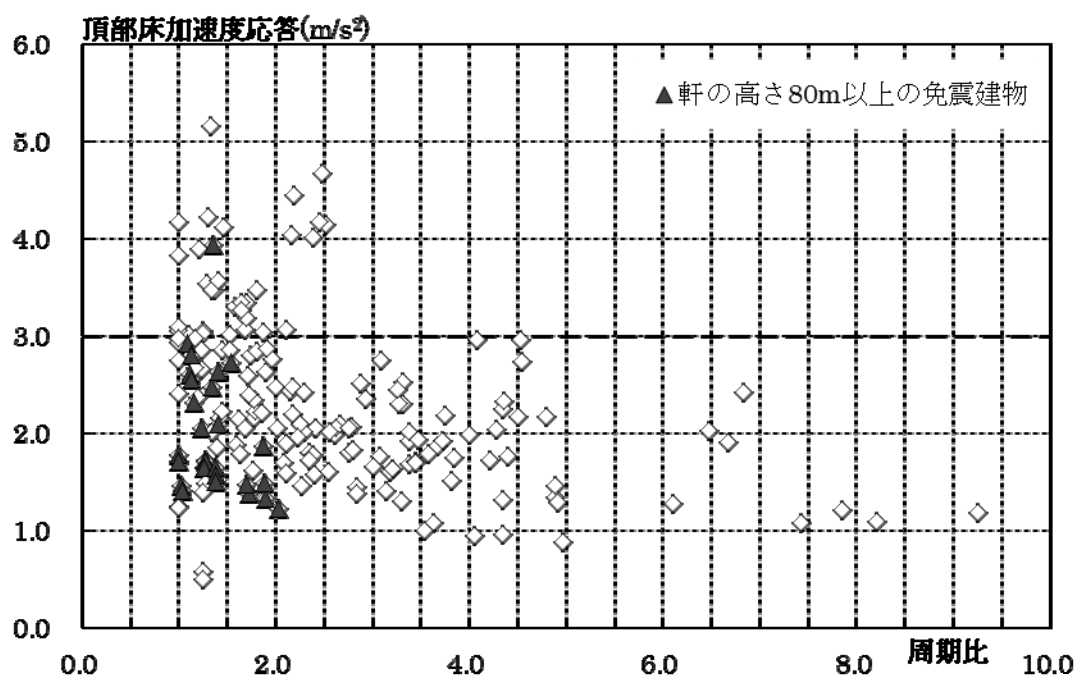


図 2.2 頂部床加速度応答と周期比

## 2.3 粘性減衰系ダンパーを有する免震構造の振動特性の確認

免震層の減衰を粘性減衰系ダンパーとした免震構造(以下 粘性減衰系免震構造)に対し、その免震層の諸元が、建物頂部の応答加速度に与える影響を、地震応答解析により確認した。本解析で用いた入力地震動、及び免震構造モデルを示す。

なお、履歴減衰系を有する免震構造の応答性状は、2.4にて取り扱う。

### 2.3.1 入力地震動

入力地震動は、0.50m/s に最大速度を補正した El Centro (NS 1940), TAFT (EW 1952), Hachinohe (NS 1968) の観測波 3 波と、建築基準法告示に規定される解放工学的基盤における加速度スペクトルを有し、大阪市内のある地点における地盤 PS 検層結果から地盤表層モデルを構築し、重複反射理論に基づく等価線形解析により表層地盤の増幅を考慮した地震動波形 3 波(以下告示波 A, B, C)を用いた。なお告示波 A, B, C は、Hachinohe 波, JMA 神戸波の位相特性および一様乱數位相を用いて作成している。図 2.3 に加速度応答スペクトルを、表 2.2 に入力地震動の最大速度・加速度および継続時間を、図 2.4 に各地震動の加速度波形を示す。

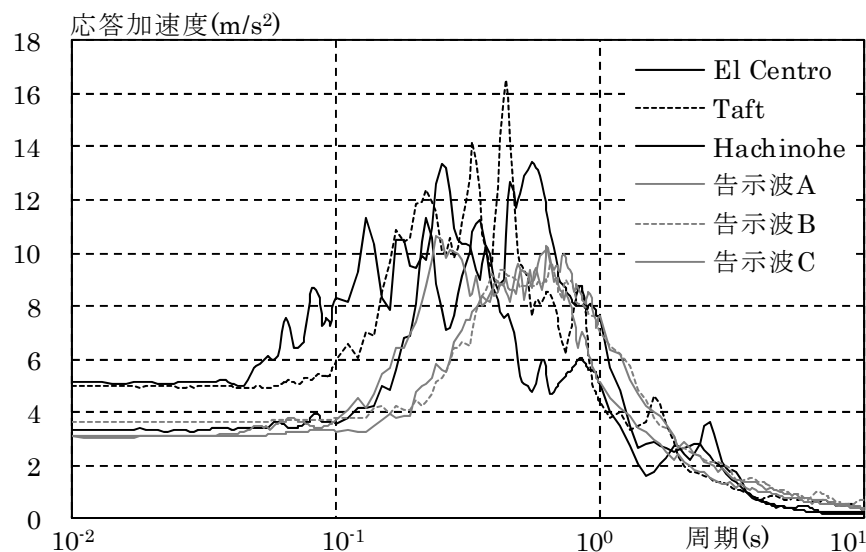
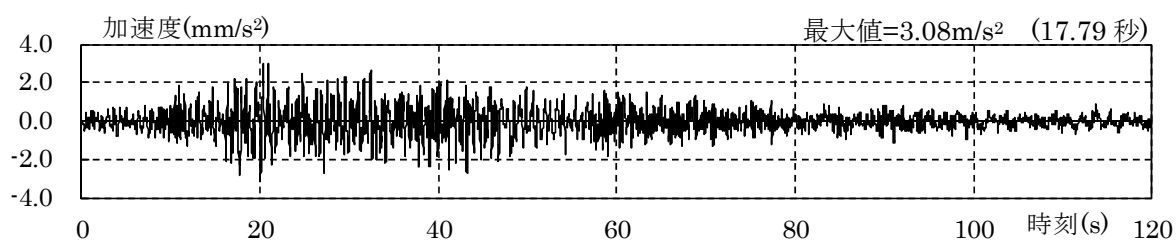


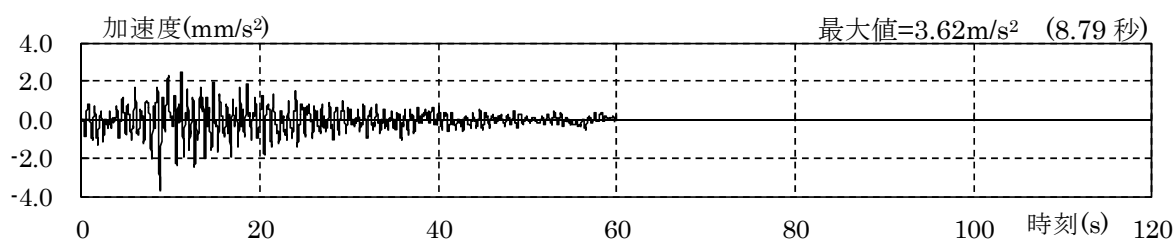
図 2.3 加速度応答スペクトル ( $h=0.05$ )

表 2.2 入力地震動の最大速度・加速度

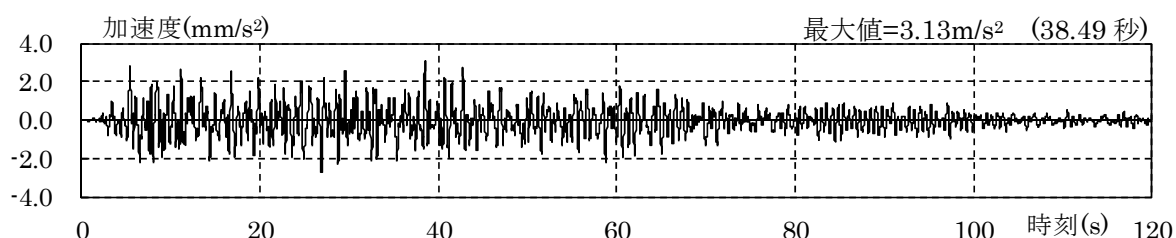
| 種類  | 地震動波形             | 速度(m/s) | 加速度(m/s²) | 継続時間(s) |
|-----|-------------------|---------|-----------|---------|
| 標準波 | El Centro NS 1940 | 0.50    | 5.11      | 53.8    |
|     | Taft EW 1952      | 0.50    | 4.97      | 54.4    |
|     | Hachinohe NS 1968 | 0.50    | 3.34      | 51.0    |
| 告示波 | 告示波 A             | 0.50    | 3.08      | 120.0   |
|     | 告示波 B             | 0.61    | 3.62      | 60.0    |
|     | 告示波 C             | 0.51    | 3.13      | 120.0   |



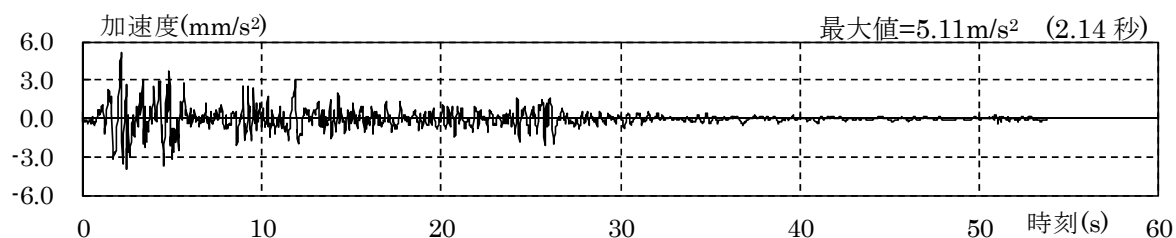
告示波 A



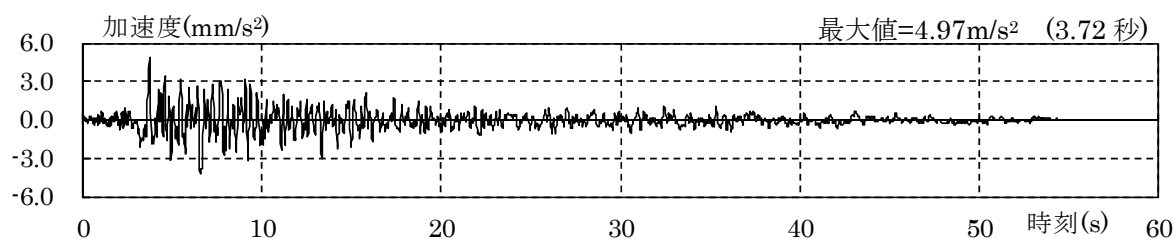
告示波 B



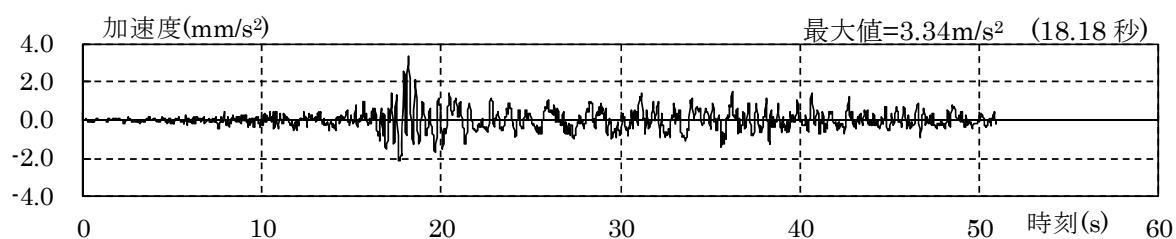
告示波 C



El Centro 1940 NS



Taft 1952 EW



Hachinohe 1968 NS

図 2.4 レベル 2 入力地震動波形

### 2.3.2 粘性減衰系免震構造モデル

本解析に用いる免震構造モデルは、図 2.5 のような各床位置に質量を集中させた 5 質点系 (Model A)・10 質点系 (Model B)・15 質点系 (Model C) の等価せん断型モデル 3 体とした。解析モデルの 1 階と下部固定端の間に免震層剛性および免震層減衰を配置することで、基礎免震構造を模擬することとし、以下の (i)～(vii) の事項を想定して、建物諸元を決定している。具体的な上部構造の諸元は表 2.3 に示す。

- (i) 鉄骨造の基礎免震構造である。
- (ii) 平面・立面形状とも整形で平面形状は  $35\text{m} \times 35\text{m}$  とし各階同一である。事務所ビルを想定し、基準階の地震重量は  $8\text{kN/m}^2$ 、屋上階は  $11.8\text{kN/m}^2$  とした。
- (iii) 階高は、免震層  $3.0\text{m}$ 、基準階  $4.3\text{m}$  とする。その結果、上部構造の建物高さは、Model A: $17.2\text{m}$ 、Model B: $38.7\text{m}$ 、Model C: $60.2\text{m}$  である。
- (iv) レベル 2 地震動に対する免震層固定時の上部構造の最大層間変形角応答は  $1/100\text{rad}$  程度とする。
- (v) 免震層を固定とした場合の上部構造の一次固有周期は、 $0.03H$  ( $H$ : 建物高さ  $\text{m}$ ) から算出される Model A: $0.52\text{s}$ 、Model B: $1.16\text{s}$ 、Model C: $1.81\text{s}$  を目安に、(iv) の条件も含め各層の層剛性を決定する。
- (vi) 上部構造の減衰特性は、免震層固定時の 1 次振動数に対して減衰定数 ( $h$ ) を 2% とした剛性比例型減衰とする。
- (vii) 上部構造、及び免震層の水平方向の復元力特性は弾性とする。

各応答値は運動方程式を Newmark- $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用いた数値積分法により求める。

表 2.4 に Model A, B, C の (免震層固定時の) 上部構造の固有周期、図 2.6 に免震層固定時の刺激関数を示す。刺激関数からも、一般的な低層から中層架構がモデル化されていることがわかる。

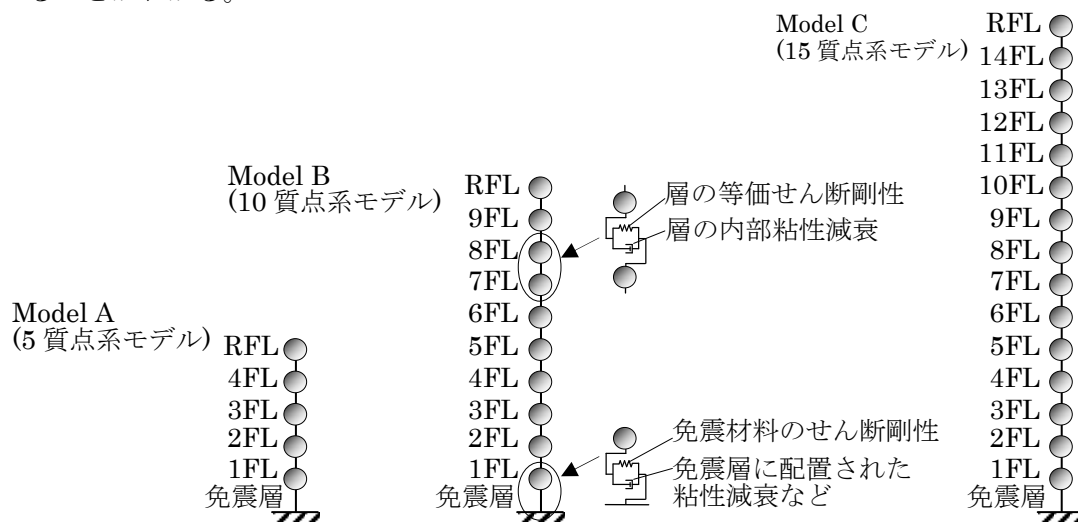


図 2.5 解析モデル

表 2.3 上部構造の諸元

| 階   | 階高<br>(m) | Model A                                       |                                  | Model B                                       |                                  | Model C                                       |                                  |
|-----|-----------|-----------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------|
|     |           | 質量<br>( $\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ) | 層剛性<br>( $\text{kN}/\text{mm}$ ) | 質量<br>( $\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ) | 層剛性<br>( $\text{kN}/\text{mm}$ ) | 質量<br>( $\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ) | 層剛性<br>( $\text{kN}/\text{mm}$ ) |
| 15F | —         | —                                             | —                                | —                                             | —                                | $150.0\times 10^3$                            | —                                |
| 14F | 4.3       | —                                             | —                                | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 490                              |
| 13F | 4.3       | —                                             | —                                | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 686                              |
| 12F | 4.3       | —                                             | —                                | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 883                              |
| 11F | 4.3       | —                                             | —                                | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 1030                             |
| 10F | 4.3       | —                                             | —                                | $150.0\times 10^3$                            | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 1177                             |
| 9F  | 4.3       | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 441                              | $100.0\times 10^3$                            | 1275                             |
| 8F  | 4.3       | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 637                              | $100.0\times 10^3$                            | 1422                             |
| 7F  | 4.3       | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 785                              | $100.0\times 10^3$                            | 1520                             |
| 6F  | 4.3       | —                                             | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 932                              | $100.0\times 10^3$                            | 1569                             |
| 5F  | 4.3       | $150.0\times 10^3$                            | —                                | $100.0\times 10^3$                            | 1030                             | $100.0\times 10^3$                            | 1667                             |
| 4F  | 4.3       | $100.0\times 10^3$                            | 539                              | $100.0\times 10^3$                            | 1128                             | $100.0\times 10^3$                            | 1716                             |
| 3F  | 4.3       | $100.0\times 10^3$                            | 735                              | $100.0\times 10^3$                            | 1226                             | $100.0\times 10^3$                            | 1814                             |
| 2F  | 4.3       | $100.0\times 10^3$                            | 932                              | $100.0\times 10^3$                            | 1275                             | $100.0\times 10^3$                            | 1863                             |
| 1F  | 4.3       | $100.0\times 10^3$                            | 1030                             | $100.0\times 10^3$                            | 1471                             | $100.0\times 10^3$                            | 1912                             |
| 合計  | —         | $550.0\times 10^3$                            | —                                | $1050.0\times 10^3$                           | —                                | $1550.0\times 10^3$                           | —                                |

表 2.4 (免震層固定時の) 上部構造の固有周期(s)

| 次数 | Model A | Model B | Model C |
|----|---------|---------|---------|
| 1  | 0.675   | 1.191   | 1.509   |
| 2  | 0.249   | 0.454   | 0.578   |
| 3  | 0.154   | 0.277   | 0.355   |

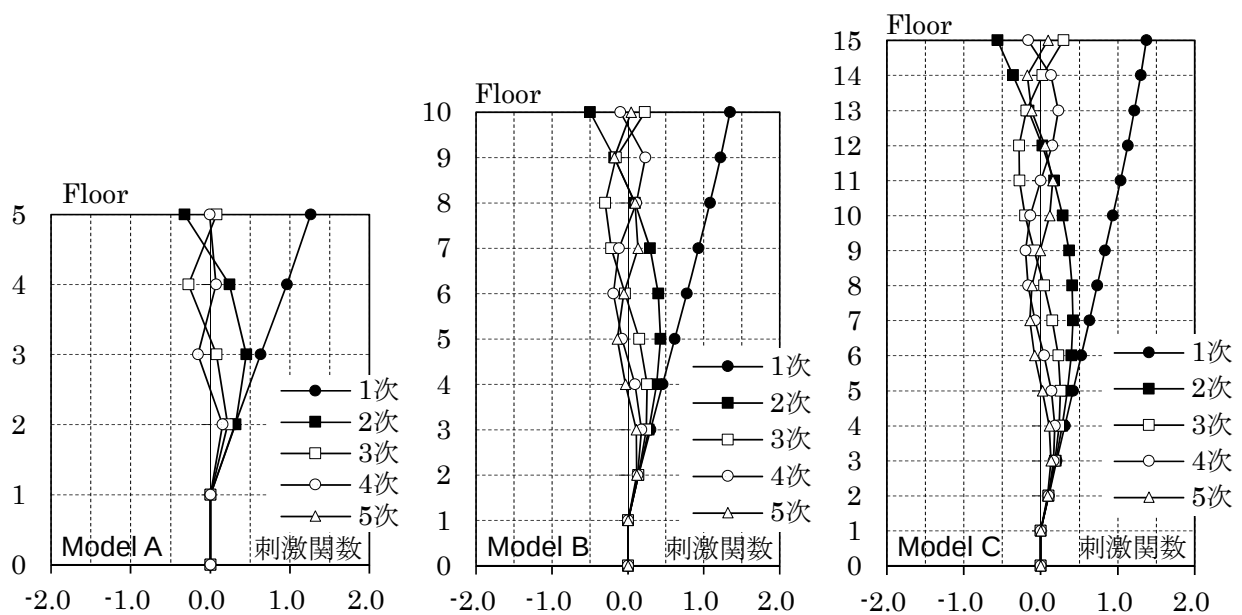


図 2.6 上部構造モデルの刺激関数

### 2.3.3 （免震層固定時の）上部構造の地震応答解析結果

図 2.7 にレベル 2 地震動による（免震層固定時の）上部構造の応答解析結果（最大層間変形角応答，最大加速度応答，最大変形応答）を示す。免震層固定時の最大層間変角応答は  $1/100\text{rad}$  程度であり，実設計された一般的な免震構造と同等な性能を有している。

最大加速度応答は，建物頂部において，Model A:  $15.5\text{m/s}^2$ ，Model B:  $13.4\text{m/s}^2$ ，Model C:  $11.2\text{m/s}^2$  と  $1.0\text{G}$  を超える大きな値となっている。

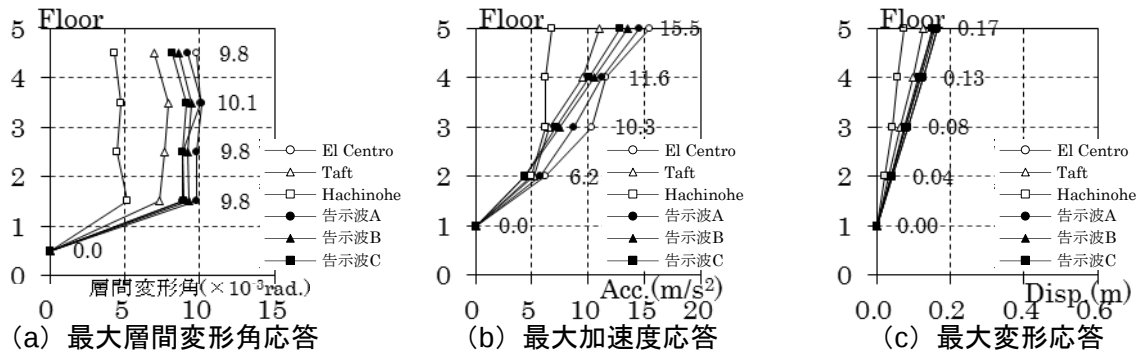


図 2.7 (a) 免震層固定時地震応答結果 (Model A)

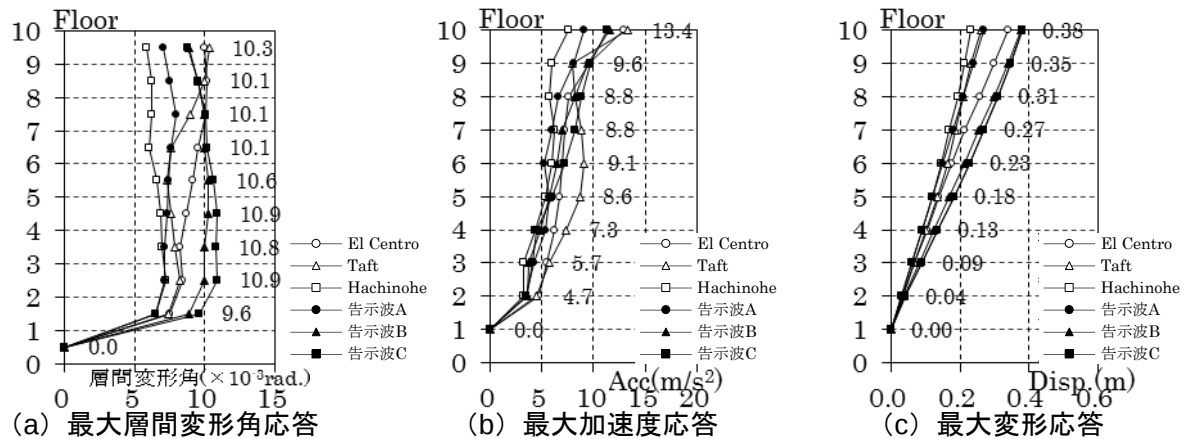


図 2.7 (b) 免震層固定時地震応答結果 (Model B)

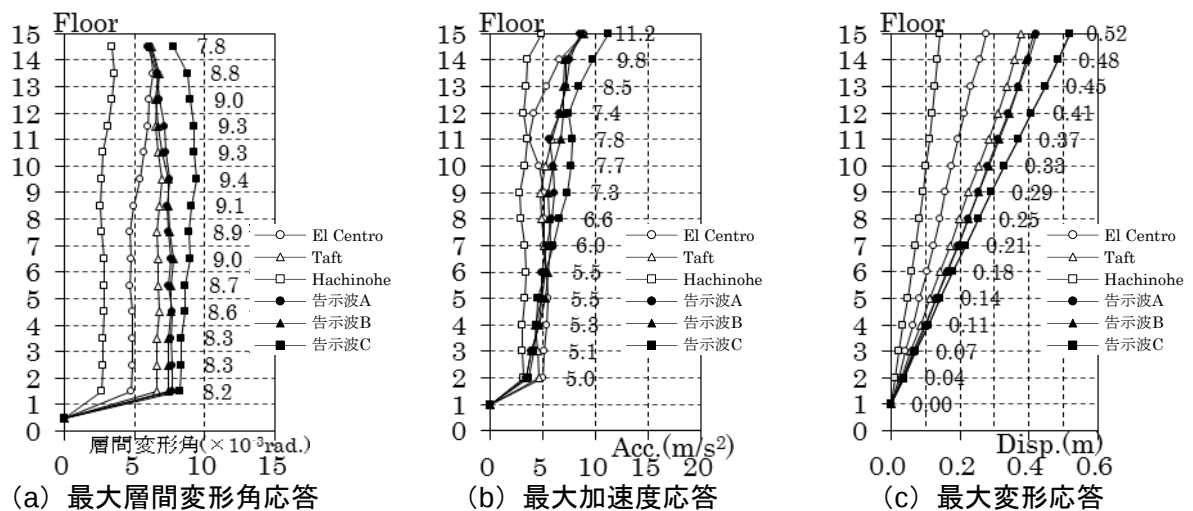


図 2.7 (c) 免震層固定時地震応答結果 (Model C)

#### 2.3.4 粘性減衰系免震構造に対するパラメトリックスタディ

前述の免震構造モデルを用いて、免震層の剛性及び粘性減衰定数をパラメータに、地震時の建物頂部の応答加速度に与える影響を、地震応答解析により確認した。

パラメータとして免震層の剛性 ( $k_I$ ) を 15~300 ( $\times 0.9807\text{kN/mm}$ ) の範囲の 38 ケース、免震層の減衰を粘性減衰定数 ( $h_I$ ) にて定義し 0.01~0.40 の範囲における 0.01 刻み 40 ケースとした。その結果、各モデルの 1 次固有周期は表 2.5 のとおりである。

表 2.5 免震建物としての固有周期 (s)

|                                                | Model A |      | Model B |      | Model C |      |
|------------------------------------------------|---------|------|---------|------|---------|------|
| 免震層剛性 $k_I$<br>( $\times 0.9807\text{kN/mm}$ ) | 15      | 300  | 15      | 300  | 15      | 300  |
| 1 次固有周期 (s)                                    | 3.34    | 1.04 | 5.36    | 1.61 | 5.69    | 2.01 |

解析結果を図 2.8~2.10 に示す。図 2.8~2.10 は X 軸に免震層の粘性減衰定数 ( $h_I$ ) を、Y 軸に免震層剛性 ( $k_I$ ) を、Z 軸に建物頂部の最大加速度応答を示している。各図の (a), (b), (c) はそれぞれ Model A (5 質点系), Model B (10 質点系), Model C (15 質点系) に対する結果を示している。各右図は、X・Y 平面に最大加速度応答をコンター表現し、Y 軸に各免震層剛性に対応した 1 次固有周期を ( ) 内に併せて示している。

図 2.8 は入力地震動を El Centro NS 1940 とした解析結果である。図からわかるように、Model A, Model B, Model C によらず、免震層に与えられた減衰定数が同じ場合、免震層の剛性が高くなるにつれ (一次固有周期が短くなるにつれ) 頂部の応答加速度は増加しており、 $6.0\text{m/s}^2$  を超える頂部の応答加速度となっている場合も確認される。また免震層の減衰定数による影響は、 $h_I=0.00\sim 0.05$  のように小さい場合、頂部の応答加速度は大きく、減衰定数が増加するにつれ頂部の応答加速度は減少していくが、 $h_I=0.1\sim 0.2$  程度より大きくなると逆に頂部の応答加速度が増加していることが確認される。周期を 2.5s 程度とした免震構造の場合、 $h_I=0.15$  程度にすることで頂部の応答加速度の最小化が図られる。この傾向は、15 質点系モデルが最も顕著で、次いで 10 質点、5 質点系モデルの順であったが、すべてのモデルにて確認された。

図 2.9 は、同様に入力地震動を告示波 A としたものである。入力地震動の特性により各図は局部において異なるものの、図 2.8 と同様の傾向を示している。

図 2.10 は、入力地震動 6 波全てによって得られた最大加速度応答を示したものである。図 2.8, 2.9 と同様に免震層の剛性が大きくなるにつれ頂部最大加速度応答は増大し、免震層の減衰は、 $h_I=0.1\sim 0.2$  程度までは減衰定数が増加するにつれ頂部応答加速度は減少していくが、それより大きくなると逆に頂部の応答加速度が増加していることが確認される。

以上の結果から、粘性減衰系免震構造において免震層の剛性及び減衰定数と頂部の応答加速度には入力地震動によらず相関があり、 $k_I$  が大きくなるほど、また  $h_I$  が 0.1~0.2 以上に大きくなるほど、頂部の加速度応答は増加することが確認された。

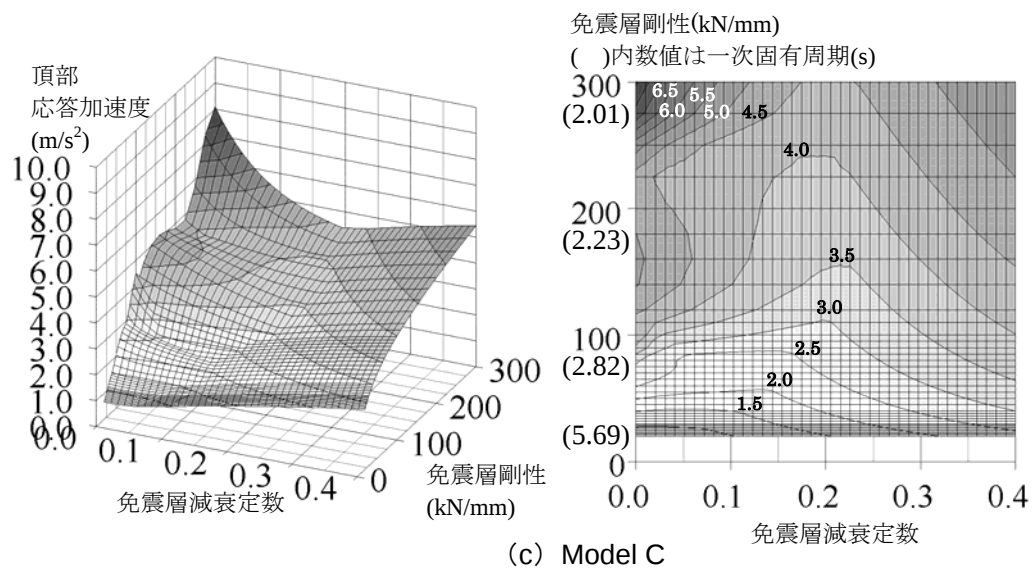
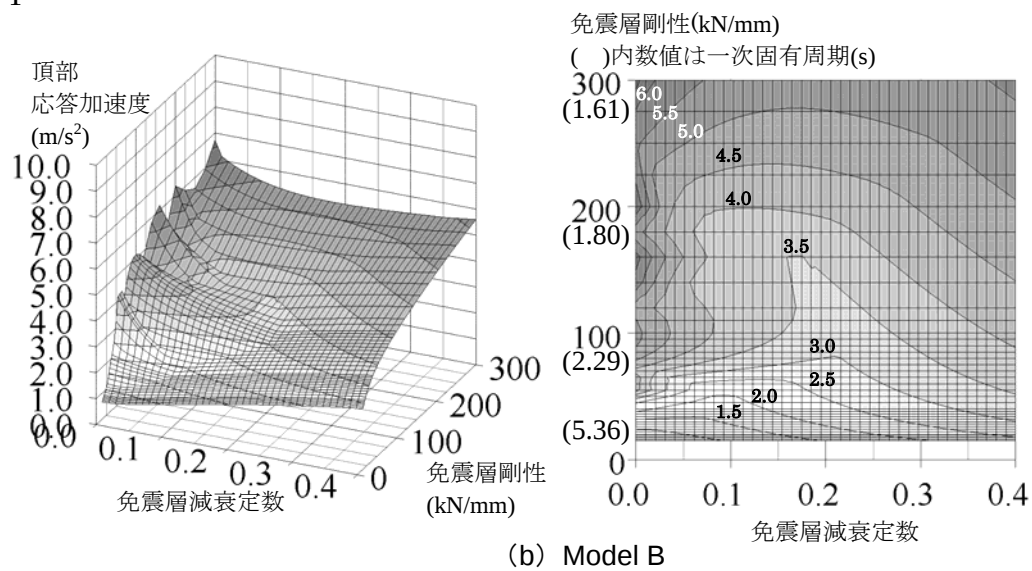
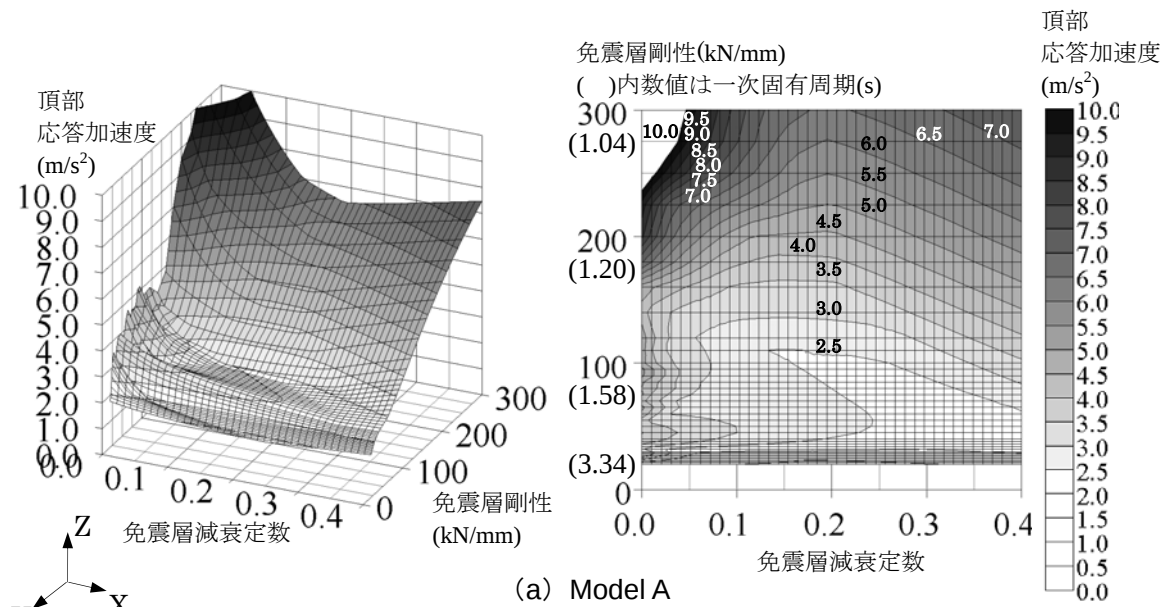


図 2.8 頂部応答加速度分布 (El Centro NS 1940)

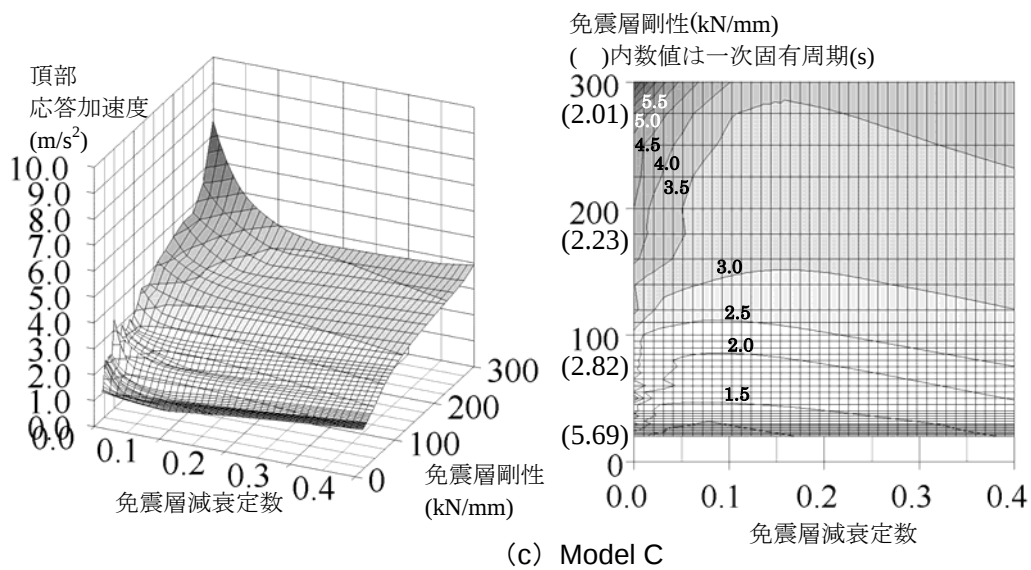
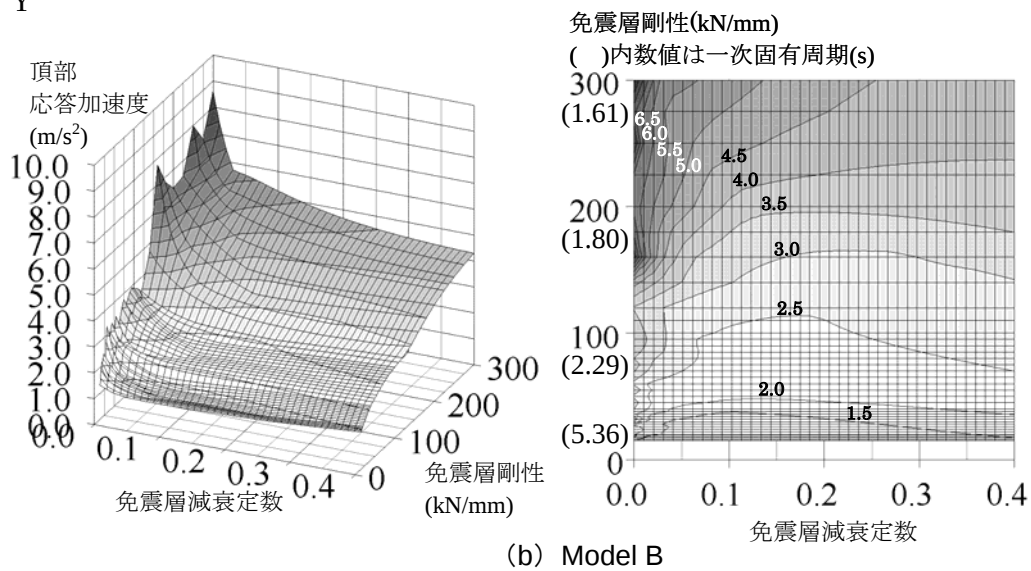
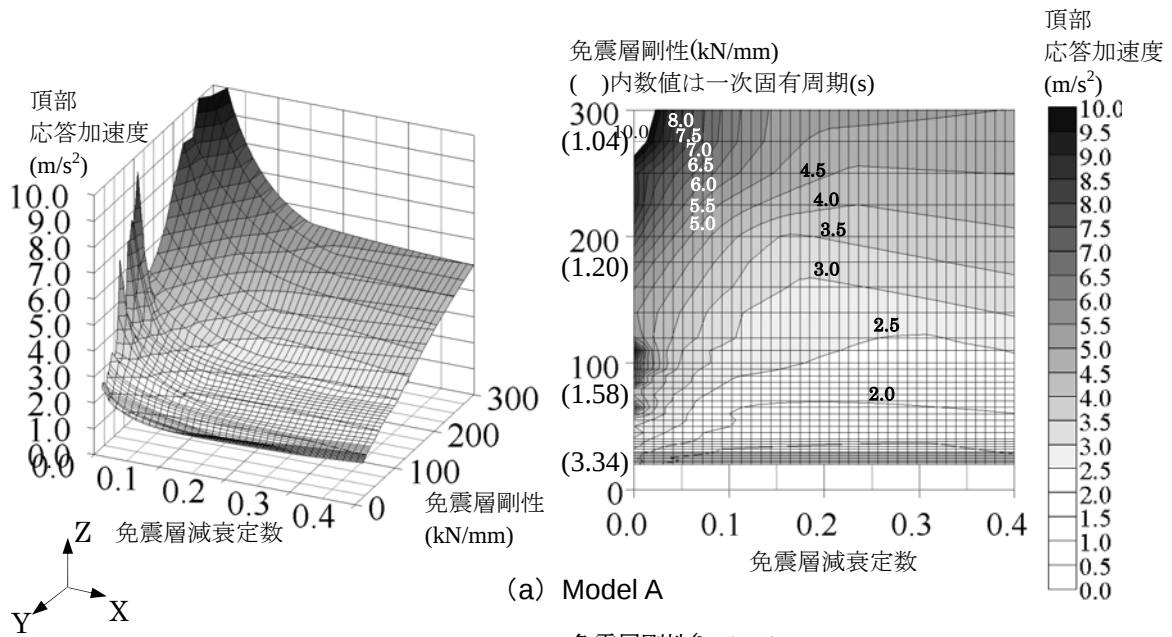


図 2.9 頂部応答加速度分布 (告示波 A)

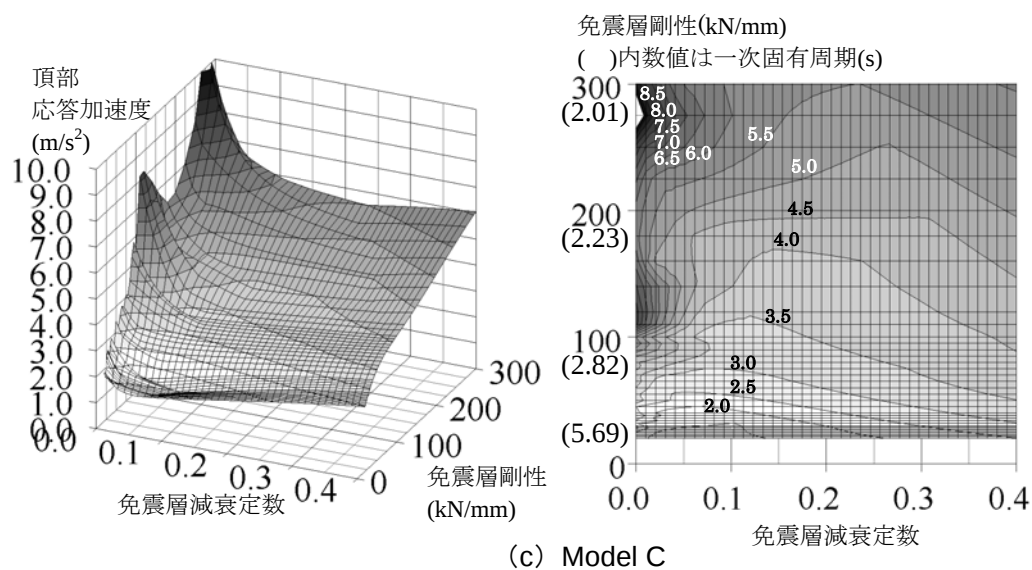
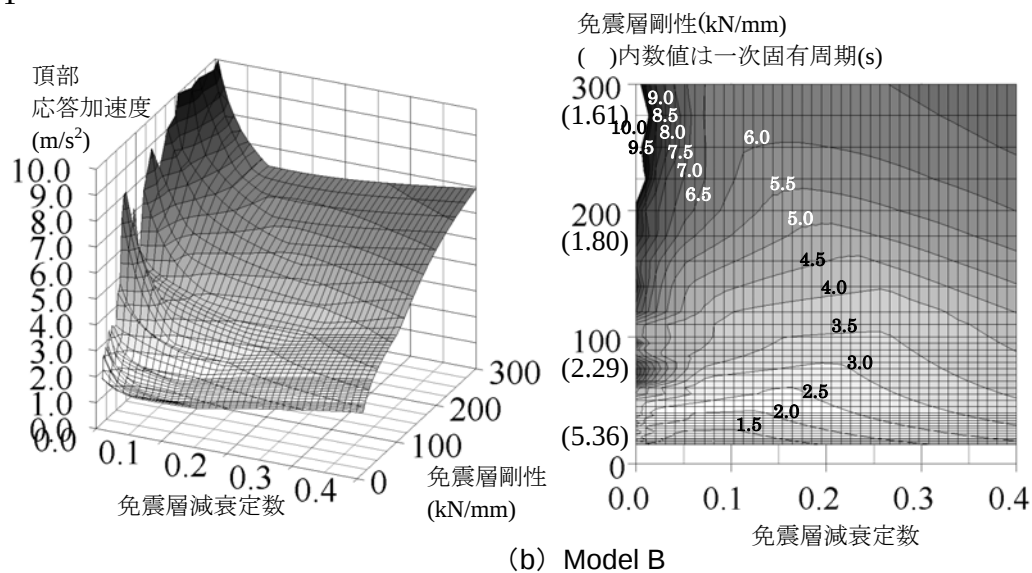
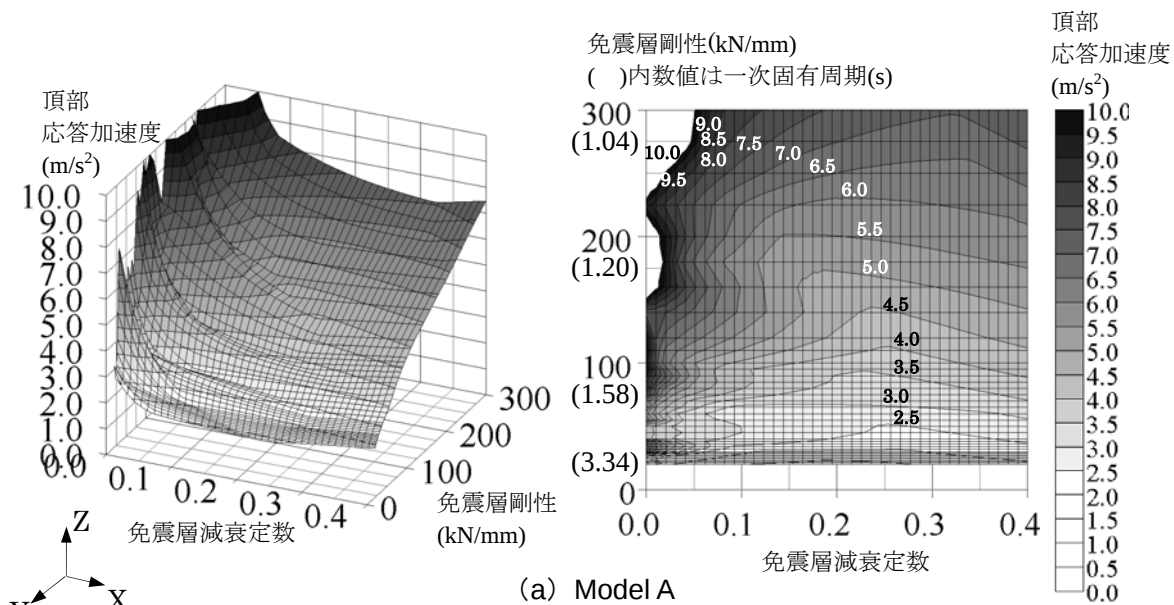


図 2.10 頂部応答加速度分布 (全 6 波における最大値)

### 2.3.5 伝達関数（加速度応答倍率）による検証

前述の地震応答解析の結果から、免震層の剛性  $k_I$  及び減衰定数  $h_I$  は頂部の応答加速度に影響を与えることが確認された。

本項では、頂部質点での伝達関数（加速度応答倍率）を把握することで、免震層の剛性および減衰定数の変化が系の振動特性に与える影響を考察する。

図 2.11 は、Model B（10 質点系）の頂部質点における速度応答倍率を示しており、免震層の層剛性を  $k_I=100\text{kN/mm}$  と一定にし、免震層の減衰定数を  $h_I=0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$  としたものであり、再掲した図 2.8 (b) 中に検討ケースをプロットしている。

結果からわかるように、免震層の剛性を一定とし、免震層の減衰定数を増大させた場合、1 次周期成分の加速度応答倍率ピーク値は著しく減少する。2 次周期成分に関しても加速度応答倍率ピーク値は減少するものの、その量は僅かであり、同時に 2 次周期付近成分の加速度応答倍率が增大している。図 2.13 には入力地震動の加速度応答スペクトルを示しているが、本論で対象としている中低層の免震構造建物の 2 次周期付近の加速度スペクトルは、1 次周期付近のそれよりも遥かに大きく、最大加速度応答が加速度応答スペクトルと応答倍率の積であることを考えると、最大加速度応答における相対的な 2 次モードの発現力は大きくなっていることが確認される。

図 2.12 は同モデルを用いて、免震層の減衰定数を  $h_I=0.15$  と一定にし、免震層の層剛性を  $k_I=50, 100, 200, 250, 300\text{kN/mm}$  としたケースを併せて記したものであり、図 2.11 と同様に、再掲した図 2.8 (b) 中に示したケースをプロットしている。

結果から、免震層の減衰定数を一定とし免震層の剛性を増大させた場合、加速度応答倍率がピーク値となる周期が短周期化していることから図 2.13 に示す加速度応答スペクトルも増大し、免震層の剛性が大きくなるにつれ 1 次・2 次周期に対応する加速度応答倍率のピーク値も増大していることから、頂部加速度応答を相乗的に増加させていると考察される。

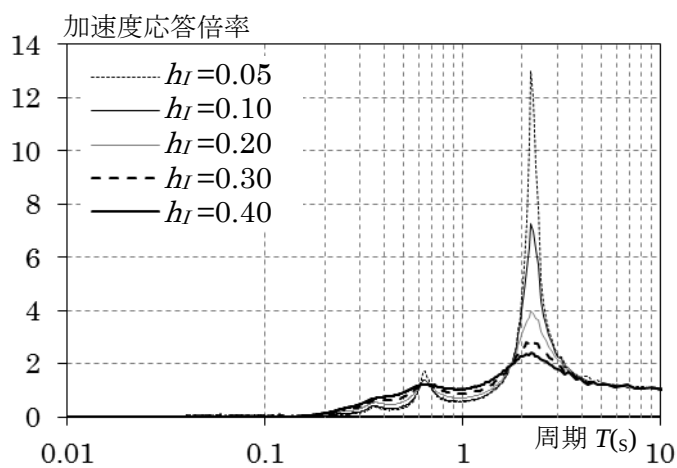


図 2.11 免震層減衰による加速度応答倍率の変化  
( $k_I=100\text{kN/mm}$ )

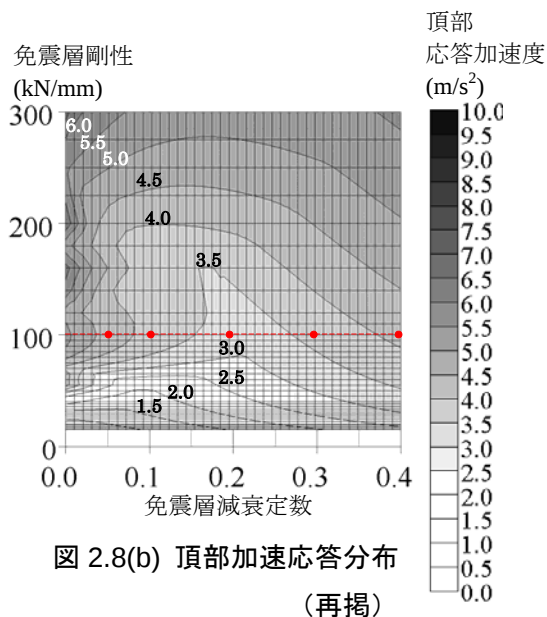


図 2.8(b) 頂部加速応答分布  
(再掲)

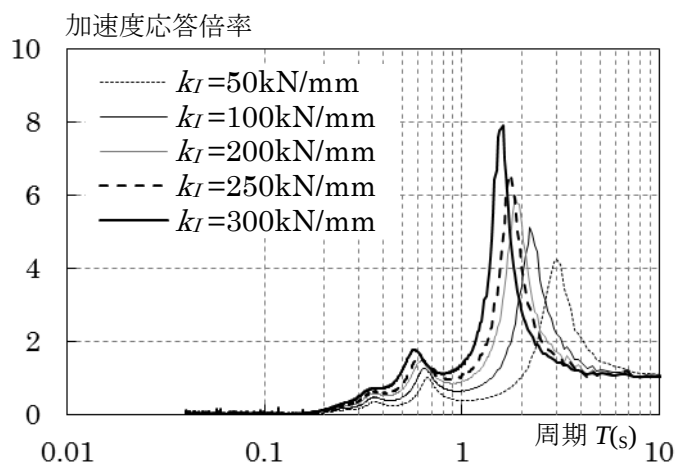


図 2.12 免震層剛性による加速度応答倍率の変化  
( $h_I=0.15$ )

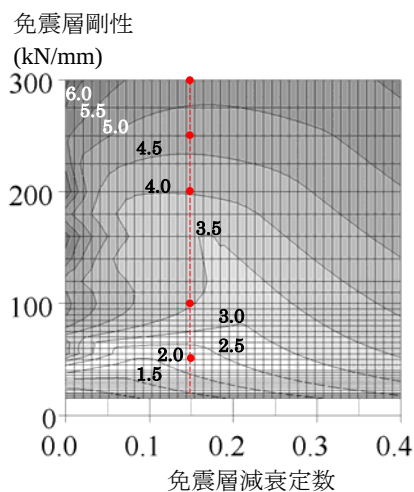


図 2.8(b) 頂部加速応答分布  
(再掲)

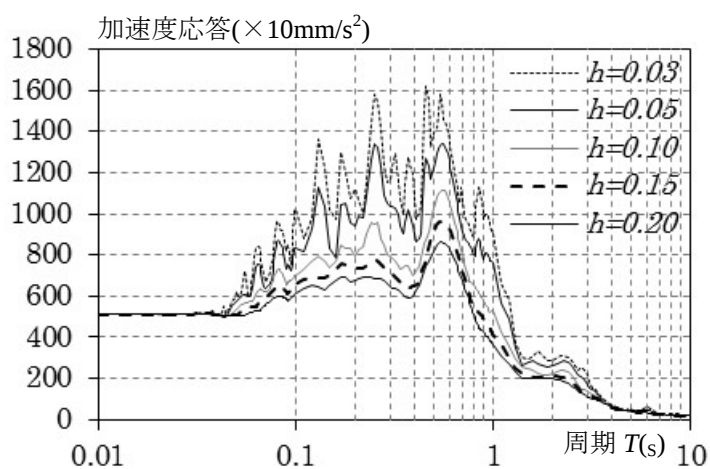


図 2.13 加速度スペクトル (ElcentroNS)

### 2.3.6 複素固有値解析による検証

前述の地震応答解析の結果から、免震層の剛性  $k_I$  及び減衰定数  $h_I$  は頂部の応答加速度に影響を与えることが確認された。また建物頂部における伝達関数（加速度応答倍率）の検討から、免震層の減衰量の増大は 2 次モードの発現力を大きくすること、免震層の初期剛性の増大は振動周期を短周期化しかつ加速度応答倍率を増大していることが確認された。

本項では、免震層の剛性及び減衰定数の変化が及ぼす、建物頂部だけでなく系全体に関わる固有モードなどの振動特性への影響を、考察する。

次項では、ある特定層に大きな粘性減衰が付与されている粘性減衰系免震構造について、その減衰量の影響を考慮するため、複素固有値解析での検証を行う。

#### (a) 複素固有値解析<sup>2.11)</sup>

減衰を有する多質点系の自由振動方程式は、系の自由度を  $n$  とすれば  $n$  元同次連立微分方程式となり、(2.1) 式にて表せる。

$$[M]\{\delta\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = 0 \quad (2.1)$$

$[M]$  は質量マトリクスおよび  $[K]$  は剛性マトリクス、 $[C]$  は減衰マトリクスであり、いずれも対称マトリクスである。

(2.1) 式の解を  $\{\delta\} = \{u\}e^{\lambda t}$  と仮定して、同式に代入すれば

$$([M]\lambda^2 + [C]\lambda + [K])\{u\} = \{0\} \quad (2.2)$$

となり、この式が減衰を考慮した場合の固有値問題方程式である。これに対応する固有方程式、すなわち (2.2) 式が解を有する条件は

$$\det([M]\lambda^2 + [C]\lambda + [K]) = 0 \quad (2.3)$$

となる。(2.3) 式の左辺は、 $\lambda$  の  $2n$  次式であるから、固有値である  $2n$  個の根  $\lambda$  が求まり、これら  $2n$  個の固有値に対応して、 $2n$  個の 1 次独立な  $j$  次固有ベクトル  $\{u\}$  が定まる。

一般に  $\{u\}$  を複素ベクトルと考え、その共役ベクトルを  $\{u^*\}$  と表すこととして、固有方程式 (2.3) 式に  $\{u^*\}^T$  を前から掛けると、 $\lambda$  に関する 2 次方程式 (2.4) 式を得る。

$$M\lambda^2 + C\lambda + K = 0 \quad (2.4)$$

$$M = \{u^*\}^T [M] \{u\}, \quad C = \{u^*\}^T [C] \{u\}, \quad K = \{u^*\}^T [K] \{u\}$$

$$a = \frac{C}{M} = \frac{\{u^*\}^T [C] \{u\}}{\{u^*\}^T [M] \{u\}}, \quad b = \frac{K}{M} = \frac{\{u^*\}^T [K] \{u\}}{\{u^*\}^T [M] \{u\}} \quad \text{とすれば, (2.5) 式と表される。}$$

$$\lambda^2 + a\lambda + b = 0 \quad a > 0, b > 0 \quad (2.5)$$

通常の構造物の場合、減衰力は剛性による復元力に比べてはるかに小さいから  $0 < a \ll b$  と考えてよく、根号内は負となり (2.6) 式は実数部が負の共役複素数を表わし、(2.2) 式の固有値問題方程式は、 $n$  組の共役複素固有値を与える。

$$\lambda = -\frac{a}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{a^2 - 4b} \quad (2.6)$$

$j$  組目の固有値を  ${}_j\lambda = -{}_jc \pm i{}_jd$  とすると、 $j$  次固有円振動数およびモード減衰定数は、それぞれ (2.7) 式となる。

$${}_j\omega = \sqrt{({}_jc)^2 + ({}_jd)^2}, \quad {}_jh = \frac{{}_jc}{({}_jc)^2 + ({}_jd)^2} \quad (2.7)$$

また地動  $\ddot{y}$  を受けた系の運動方程式は、(2.8) 式のように表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{y}[M]\{1\} \quad (2.8)$$

ここで (2.9) 式において、(2.8) 式の減階系を導けば (2.10) 式となる。

$$\begin{bmatrix} [C] & [K] \\ [K] & [0] \end{bmatrix} \equiv [A], \quad \begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & -[K] \end{bmatrix} \equiv [B], \quad \{X\} = \begin{Bmatrix} \{\dot{x}\} \\ \{x\} \end{Bmatrix}, \quad \{E\} = \begin{Bmatrix} \{1\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

$$[B]\{\dot{X}\} + [A]\{X\} = -\ddot{y}[B]\{E\} \quad (2.10)$$

ここで、(2.11) 式による座標変換を行い、(2.10) 式に代入すれば (2.12) 式となる。

$$\{X\} = [V]\{q\} \quad (2.11)$$

$$[B][V]\{\dot{q}\} + [A][V]\{q\} = -\ddot{y}[B]\{E\} \quad (2.12)$$

ここで  $[V]$  は (2.13) 式に表されるように、 $2n$  個の固有ベクトルを、それぞれ列とする  $2n$  次複素正方のモード・マトリクスである。

$$[V] = [\{v_1\}\{v_1^*\}\{v_2\}\{v_2^*\}\cdots\{v_n\}\{v_n^*\}] \quad (2.13)$$

(2.12) 式において  $[V]^T$  を前から掛ければ、(2.14) 式となる。ここで  $[V]^T[B][V]$ 、 $[V]^T[A][V]$

は主対角要素からなる対角マトリクスであり、 $(\mu)^{-1}[V]^T[B]\{E\} = \{\beta\}$  を複素刺激係数と呼ぶ。

$$[V]^T[B][V]\{\dot{q}\} + [V]^T[A][V]\{q\} = -\ddot{y}[V]^T[B]\{E\} \quad (2.14)$$

さらに、モードごとに分解して展開することで (2.11) 式は、(2.15) 式となる。

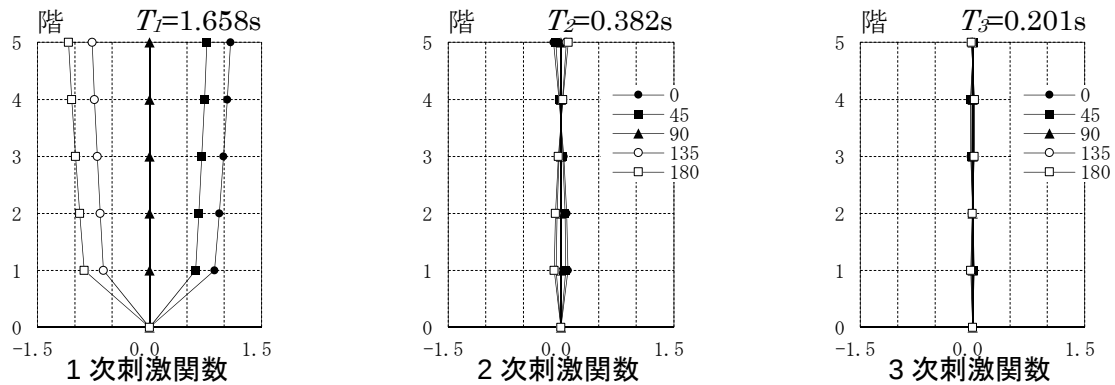
$$X_i = 2 \sum_{j=1}^n R[\beta \cdot {}_j v_i \cdot {}_j q_0] \quad i = 1, 2, \dots, 2n \quad (2.15)$$

複素固有値問題の場合は、上式における  ${}_j\beta \cdot {}_j v_i$  が、各モードの複素刺激関数 (complex participation function) である。

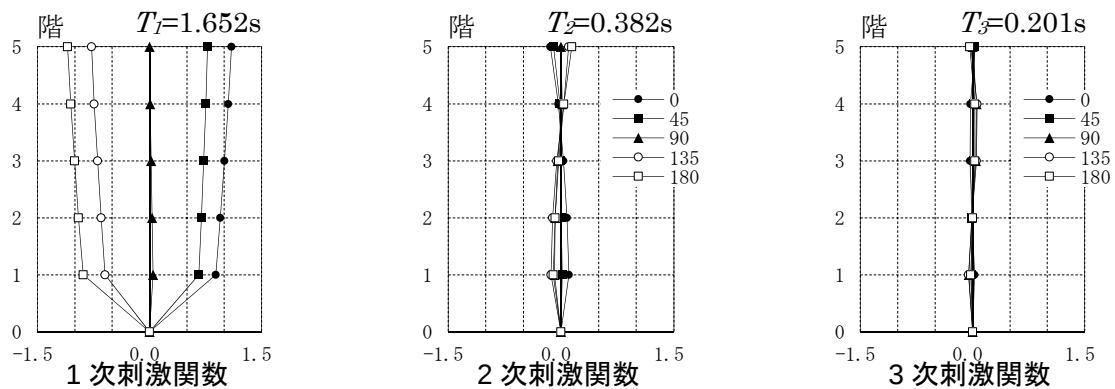
#### (b) 複素固有値解析結果 ～刺激関数～

図 2.14 (1) ～ (3) に各モデルの免震層の粘性減衰係数 ( $C_I$ ) を変化させた 3 ケースの 1 次～3 次の刺激関数を示す。各モデルの免震層の層剛性 ( $k_I$ ) は、3 章 表 3.1 に示す免震層剛性を用いている。いずれのモデルも、免震層の減衰係数が大きくなるにつれ、2 次、3 次モードの刺激関数が増大し、特に 2 次モードの建物頂部と最下部の増大が顕著である。それに比して 1 次モードの刺激関数への影響はほとんどない。またすべてのモデルにおいて、免震層の粘性減衰係数の変化による 1 次～3 次の固有周期への影響は僅かである。

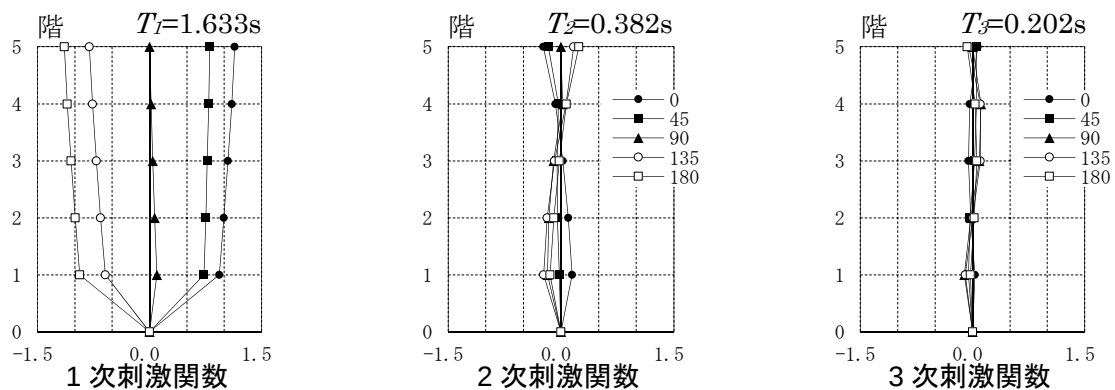
図 2.14 (4) は、Model B (10 質点系) に対して  $C_I=9\text{kN/kine}$  とし、 $k_I$  を変化させた 3 ケースの刺激関数を示している。 $k_I$  が大きくなるにつれ、1~3 次モードの刺激関数が増大し、1 次モードにおいては形状も大きく変化している。また前述の免震層の粘性減衰係数の変化と異なり、免震層の層剛性の変化は 1 次~3 次の固有周期へ影響が大きく、剛性の増大に伴い短周期化が進んでいる。この結果は、前節の伝達関数による考察と一致している。



(a) 免震層粘性減衰  $C_I=0.0\text{kN/kine}$

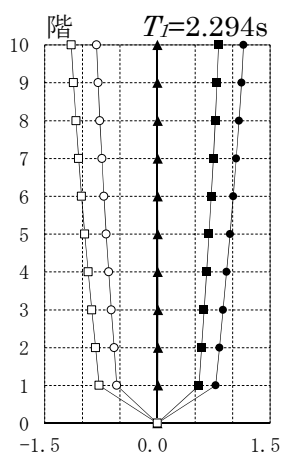


(b) 免震層粘性減衰  $C_I=6.0\text{kN/kine}$

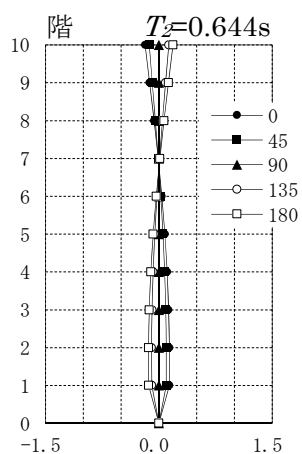


(c) 免震層粘性減衰  $C_I=12.0\text{kN/kine}$

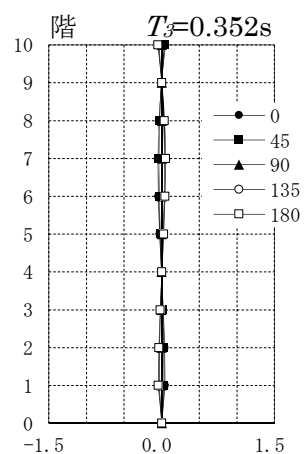
図 2.14 (1) 複素固有値解析結果 (Model A)



1 次刺激関数

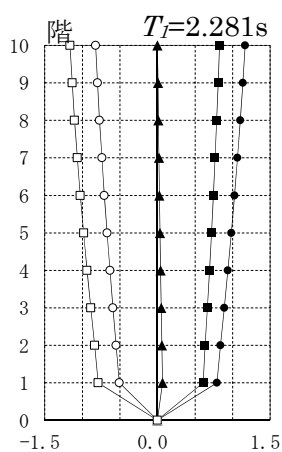


2 次刺激関数

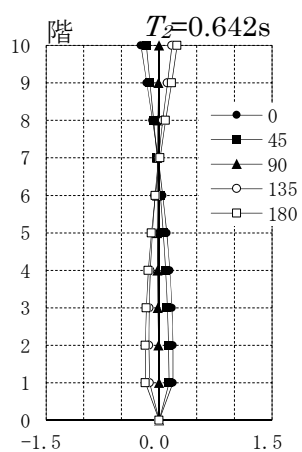


3 次刺激関数

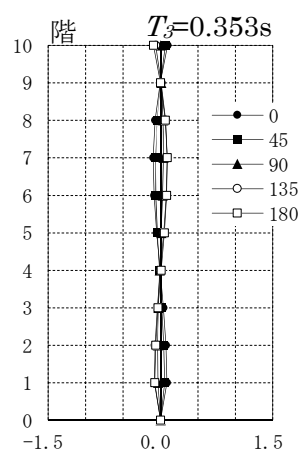
(a) 免震層粘性減衰  $C_I=0.0\text{kN/kine}$



1 次刺激関数

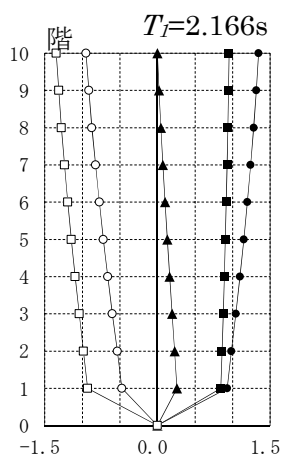


2 次刺激関数

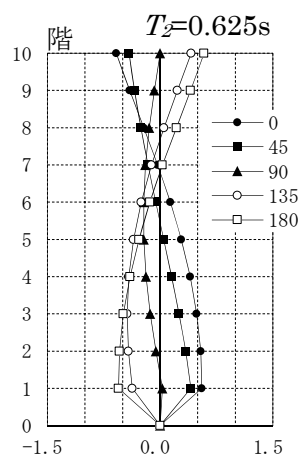


3 次刺激関数

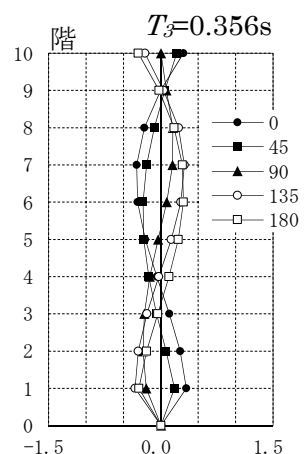
(b) 免震層粘性減衰  $C_I=9.0\text{kN/kine}$



1 次刺激関数



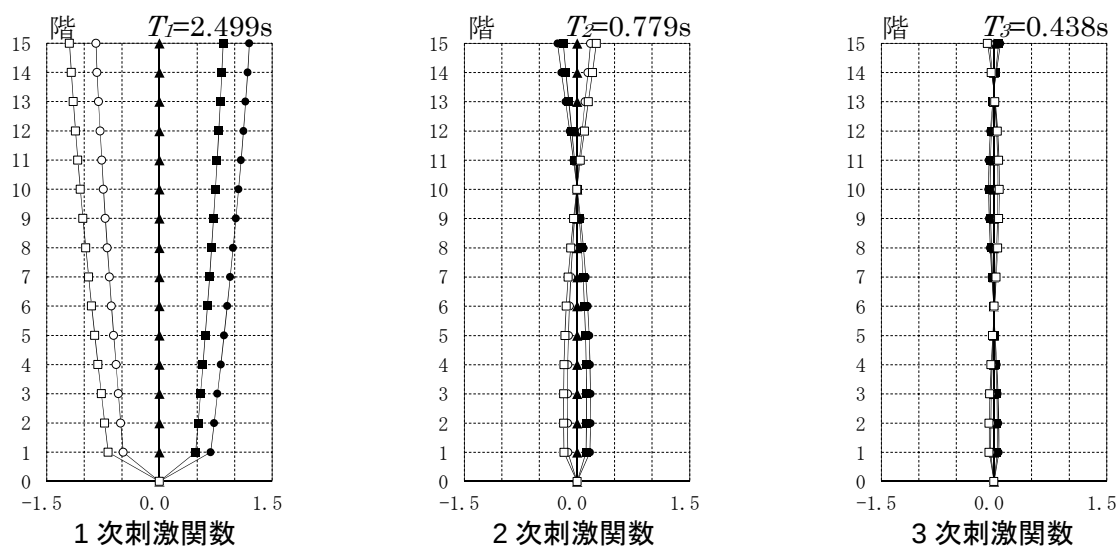
2 次刺激関数



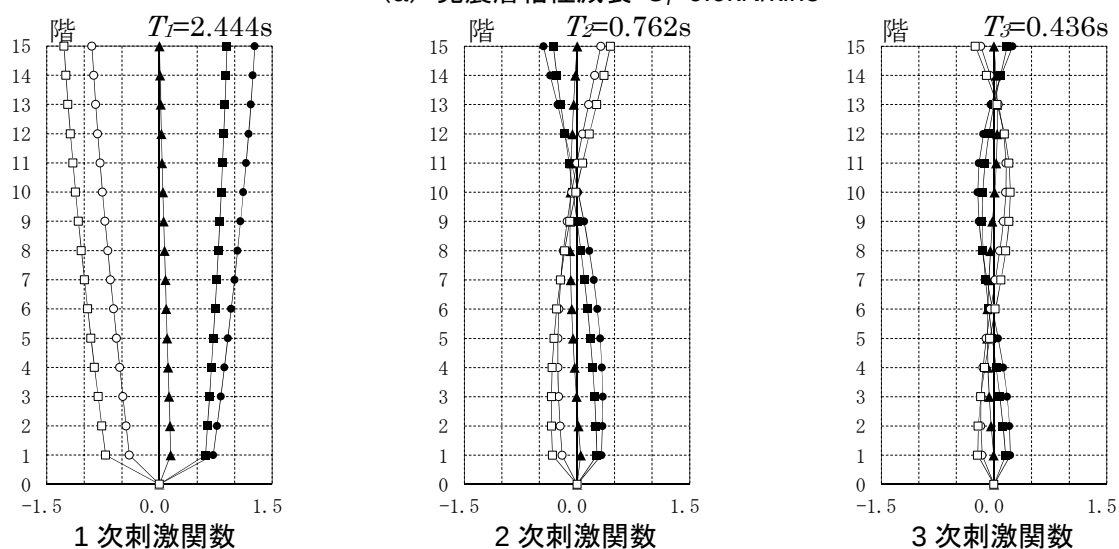
3 次刺激関数

(c) 免震層粘性減衰  $C_I=27.0\text{kN/kine}$

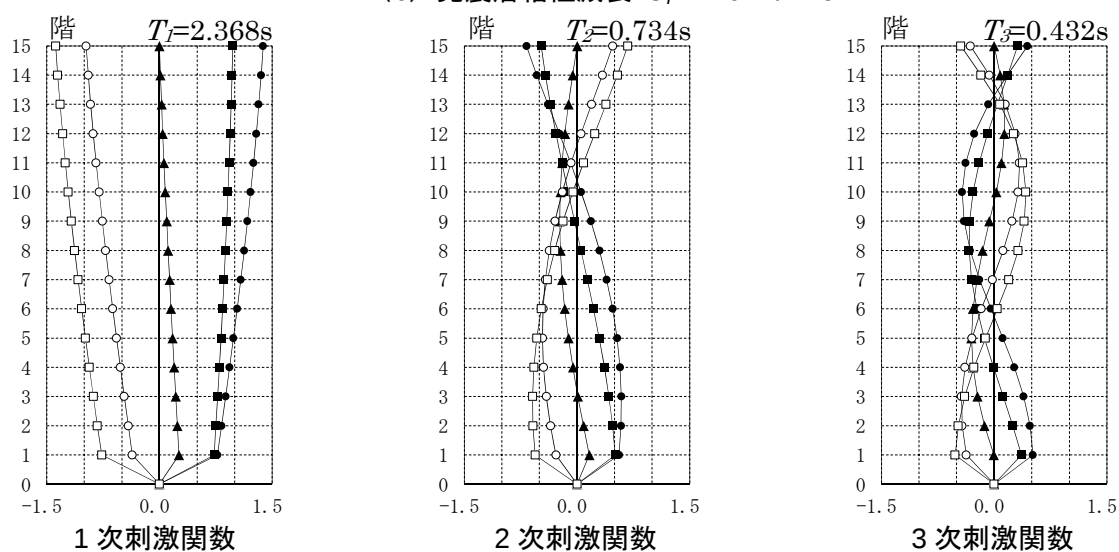
図 2.14 (2) 複素固有値解析結果 (Model B)



(a) 免震層粘性減衰  $C_I=0.0kN/kine$

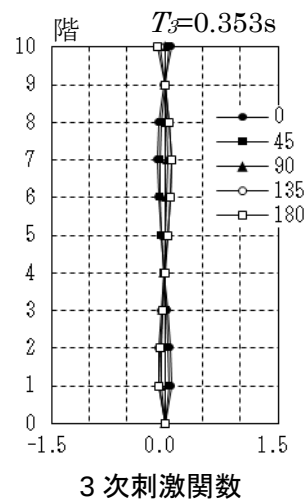
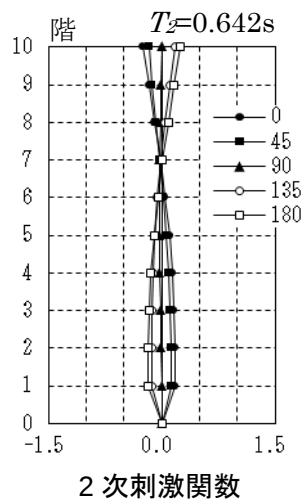
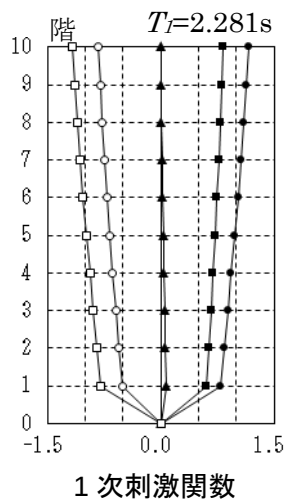


(b) 免震層粘性減衰  $C_I=24.0kN/kine$

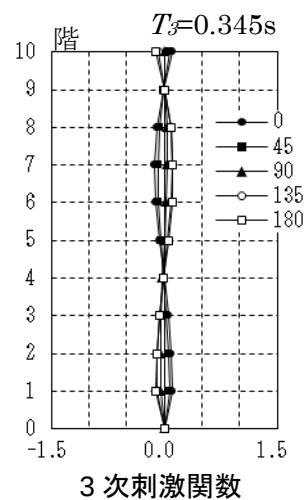
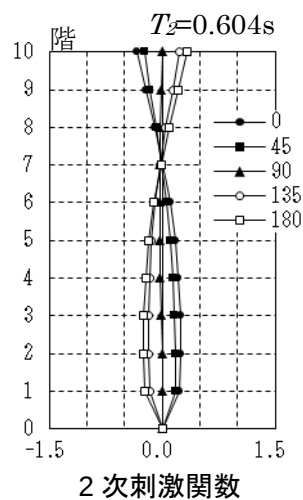
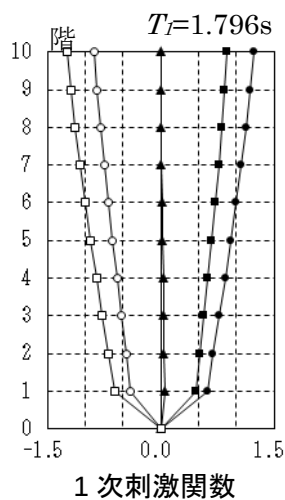


(c) 免震層粘性減衰  $C_I=36.0kN/kine$

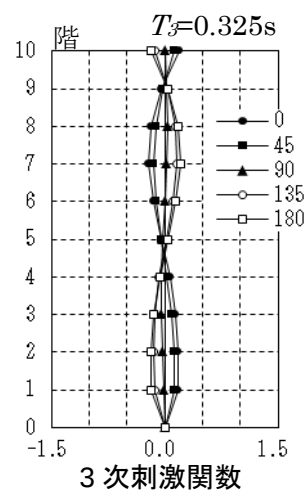
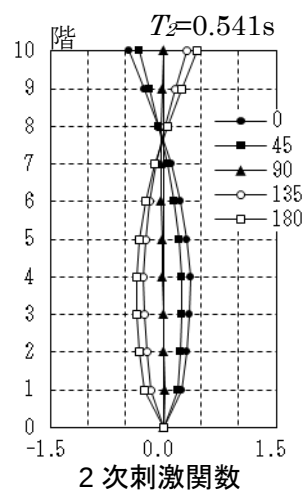
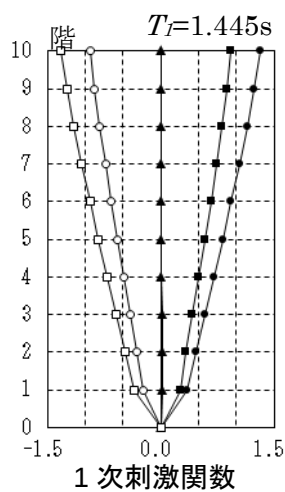
図 2.14 (3) 複素固有値解析結果 (Model C)



(a) 免震層粘性減衰  $k_l=98\text{kN/mm}$



(b) 免震層粘性減衰  $k_l=196\text{kN/mm}$



(c) 免震層粘性減衰  $k_l=490\text{kN/mm}$

図 2.14 (4) 複素固有値解析結果 (Model B)

## 2.4 履歴減衰系ダンパーを有する免震構造の振動特性の確認

次に免震層の減衰を履歴減衰系ダンパーとした免震構造（以下、履歴減衰系免震構造）における各諸元が、建物頂部の応答加速度に与える影響を確認する。

### 2.4.1 入力地震動と履歴減衰系免震構造モデル

解析に使用した入力地震動は「2.3.1 入力地震動」と同様のものである。

履歴減衰系免震構造モデルの上部構造モデルは、「2.3.2 粘性系免震構造モデル」と同様に、各床位置に質量を集中させた 5 質点系 (Model A)・10 質点系 (Model B)・15 質点系 (Model C) の等価せん断型モデル 3 体とし、粘性減衰系免震構造と区別するために、履歴減衰系免震構造の 5, 10, 15 質点系モデルを Model A', Model B', Model C' と称する。

免震層の復元力特性は正規バイリニア型とし、表 2.6 (a) ～ (c) に示す通り、第一折れ点強度  $Q_y$  は、各建物にて生じるレベル 1 の風荷重にて免震層が塑性化しないようレベル 1 の風荷重の総和をわずかに上回る程度とした。レベル 1 風荷重は、地表面粗度区分をⅢ、基準風速  $V_0=34\text{m/s}$ 、見付け（受風）面幅 35m として算定したものである。解析パラメータは、免震層の初期剛性 ( $k_{I1}$ ) と免震層の 2 次剛性 ( $k_{I2}$ ) の  $k_{I1}$  に対する比（二次剛性比： $\alpha=k_{I2}/k_{I1}$ ）とし、 $\alpha=0.1\sim0.7$ 、 $k_{I1}=14.7\text{kN/mm}\sim294.1\text{kN/mm}$  について、各建物頂部の最大加速度を時刻歴応答解析によって算出した。

表 2.6 (a) レベル 1 風荷重の算定 (Model A')

速度圧  $q=1,306\text{ (N/m}^2\text{)}$

| 階 | $k_z$ | $C_{eq1}$ | $C_{eq2}$ | $C_{eq1} \times k_z - C_{eq2}$ | $C_f$ | 幅(m) | 高さ(m) | $Q\text{ (kN)}$ |
|---|-------|-----------|-----------|--------------------------------|-------|------|-------|-----------------|
| R | 1.000 | 0.8       | -0.4      | 1.2000                         | 1.57  | 35   | 2.15  | 154.0           |
| 4 | 0.944 | 0.8       | -0.4      | 1.1553                         | 1.51  | 35   | 4.3   | 296.5           |
| 3 | 0.871 | 0.8       | -0.4      | 1.0964                         | 1.43  | 35   | 4.3   | 281.4           |
| 2 | 0.781 | 0.8       | -0.4      | 1.0249                         | 1.34  | 35   | 4.3   | 263.0           |
| 1 | 0.781 | 0.8       | -0.4      | 1.0249                         | 1.34  | 35   | 2.15  | 131.5           |

合計 1126.3kN

→  $Q_y=1,176.8\text{kN}$

表 2.6 (b) レベル 1 風荷重の算定 (Model B')

速度圧  $q=1,591(\text{N/m}^2)$ 

| 階 | $k_z$ | $C_{eq1}$ | $C_{eq2}$ | $C_{eq1} \times k_z - C_{eq2}$ | $C_f$ | 幅(m) | 高さ(m) | $Q$ (kN) |
|---|-------|-----------|-----------|--------------------------------|-------|------|-------|----------|
| R | 1.000 | 0.8       | -0.4      | 1.2000                         | 1.57  | 35   | 2.15  | 187.6    |
| 9 | 0.977 | 0.8       | -0.4      | 1.1814                         | 1.54  | 35   | 4.3   | 369.3    |
| 8 | 0.951 | 0.8       | -0.4      | 1.1608                         | 1.52  | 35   | 4.3   | 362.9    |
| 7 | 0.922 | 0.8       | -0.4      | 1.1377                         | 1.49  | 35   | 4.3   | 355.6    |
| 6 | 0.889 | 0.8       | -0.4      | 1.1113                         | 1.45  | 35   | 4.3   | 347.4    |
| 5 | 0.850 | 0.8       | -0.4      | 1.0802                         | 1.41  | 35   | 4.3   | 337.7    |
| 4 | 0.803 | 0.8       | -0.4      | 1.0422                         | 1.36  | 35   | 4.3   | 325.8    |
| 3 | 0.740 | 0.8       | -0.4      | 0.9922                         | 1.30  | 35   | 4.3   | 310.2    |
| 2 | 0.664 | 0.8       | -0.4      | 0.9313                         | 1.22  | 35   | 4.3   | 291.1    |
| 1 | 0.664 | 0.8       | -0.4      | 0.9313                         | 1.22  | 35   | 2.15  | 145.6    |

合計 3033.1kN

 $\rightarrow Q_y=3,040.1\text{kN}$ 

表 2.6 (c) レベル 1 風荷重の算定 (Model C')

速度圧  $q=1,883(\text{N/m}^2)$ 

| 階  | $k_z$ | $C_{eq1}$ | $C_{eq2}$ | $C_{eq1} \times k_z - C_{eq2}$ | $C_f$ | 幅(m) | 高さ(m) | $Q$ (kN) |
|----|-------|-----------|-----------|--------------------------------|-------|------|-------|----------|
| R  | 1.000 | 0.8       | -0.4      | 1.2000                         | 1.57  | 35   | 2.15  | 222.0    |
| 14 | 0.985 | 0.8       | -0.4      | 1.1882                         | 1.55  | 35   | 4.3   | 439.6    |
| 13 | 0.970 | 0.8       | -0.4      | 1.1757                         | 1.54  | 35   | 4.3   | 435.0    |
| 12 | 0.953 | 0.8       | -0.4      | 1.1623                         | 1.52  | 35   | 4.3   | 430.0    |
| 11 | 0.935 | 0.8       | -0.4      | 1.1479                         | 1.50  | 35   | 4.3   | 424.7    |
| 10 | 0.915 | 0.8       | -0.4      | 1.1323                         | 1.48  | 35   | 4.3   | 418.9    |
| 9  | 0.894 | 0.8       | -0.4      | 1.1153                         | 1.46  | 35   | 4.3   | 412.6    |
| 8  | 0.871 | 0.8       | -0.4      | 1.0964                         | 1.43  | 35   | 4.3   | 405.7    |
| 7  | 0.844 | 0.8       | -0.4      | 1.0753                         | 1.40  | 35   | 4.3   | 397.8    |
| 6  | 0.814 | 0.8       | -0.4      | 1.0511                         | 1.37  | 35   | 4.3   | 388.9    |
| 5  | 0.778 | 0.8       | -0.4      | 1.0227                         | 1.34  | 35   | 4.3   | 378.4    |
| 4  | 0.735 | 0.8       | -0.4      | 0.9879                         | 1.29  | 35   | 4.3   | 365.5    |
| 3  | 0.678 | 0.8       | -0.4      | 0.9421                         | 1.23  | 35   | 4.3   | 348.6    |
| 2  | 0.608 | 0.8       | -0.4      | 0.8864                         | 1.16  | 35   | 4.3   | 327.9    |
| 1  | 0.608 | 0.8       | -0.4      | 0.8864                         | 1.16  | 35   | 2.15  | 164.0    |

合計 5559.7kN

 $\rightarrow Q_y=5,589.8\text{kN}$

#### 2.4.2 履歴減衰系免震構造に対するパラメトリックスタディ

図 2.15～2.17 は X 軸に 2 次剛性比 ( $\alpha$ ) を, Y 軸に免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) を, Z 軸に建物頂部の最大加速度応答を示している。各図の (a), (b), (c) は Model A' (5 質点系), Model B' (10 質点系), Model C' (15 質点系) に対する結果である。

図 2.15 は入力地震動を El Centro NS 1940 とした解析結果であるが図からわかるように, Model A', Model B', Model C' によらず免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ), 2 次剛性比 ( $\alpha$ ) が増加するにつれ, 頂部最大加速度応答は大きくなっており, 特に免震層初期剛性の増加による影響は顕著であり, 各モデルの振動周期の短周期化が大きく影響していると推測される。2 次剛性比による影響は, 比較的免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が小さい領域では免震層の弾性領域で最大加速度応答が発生しているためか  $\alpha$  の変化に対して鈍感である。免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が大きくなるにつれ最大加速度応答も  $\alpha$  の変化に対して敏感となり, 最大加速度応答が塑性領域で生じていることが推測される。

図 2.16 は, 同様に入力地震動を告示波 A としたものである。入力地震動の特性により各図は局部において異なるものの, 図 2.15 と同様の傾向を示している。

図 2.17 は, 入力地震動 6 波全てによって得られた最大加速度応答を示したものである。図 2.15, 2.16 と同様に各グラフの右上になるにつれ, 頂部最大加速度応答は増大するものの, 免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が小さい領域では,  $\alpha$  の変化に対する頂部加速度応答の変化も緩やかでその応答量も小さい。また免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が大きい領域では,  $\alpha$  の変化に対し頂部最大加速度応答は敏感であり, その応答量も大きい。

これら結果から, 履歴減衰系を有する免震構造は, 入力地震動を問わず, 免震層の初期剛性や 2 次剛性比 ( $\alpha$ ) が増大するにつれ, 建物頂部の頂部最大加速度応答は大きくなる, 特に免震層初期剛性による影響が大きく, Model A' (5 質点系), Model B' (10 質点系), Model C' (15 質点系) の中では Model A' (5 質点系) において変動が大きい。

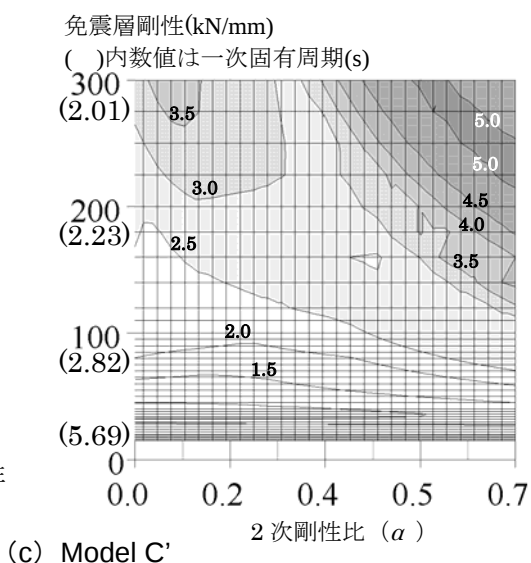
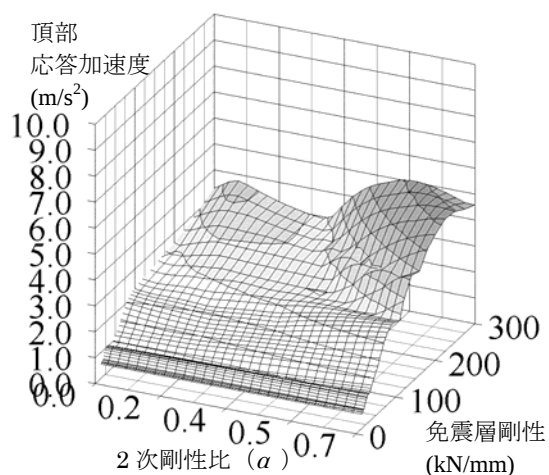
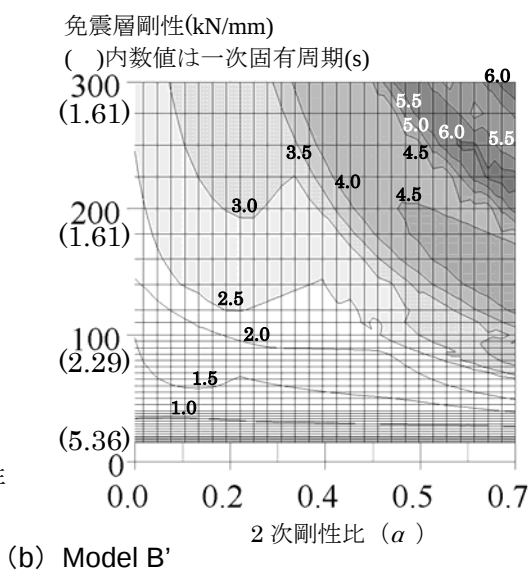
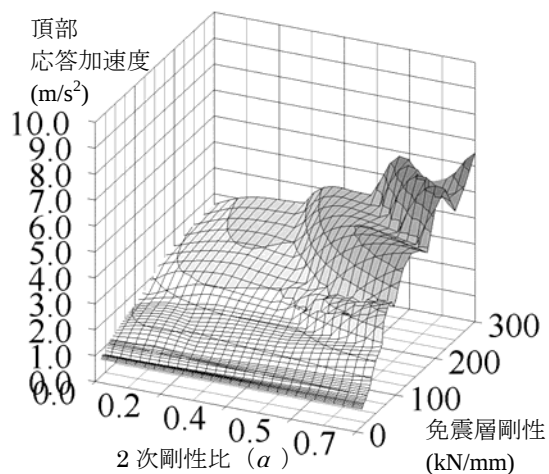
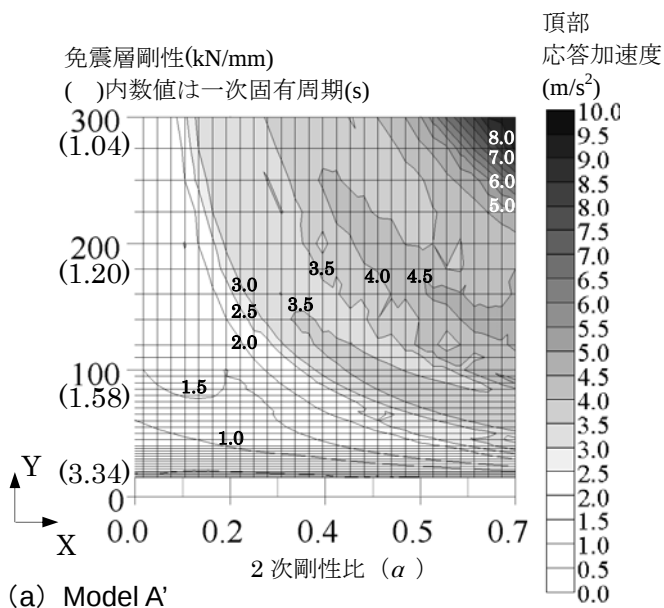
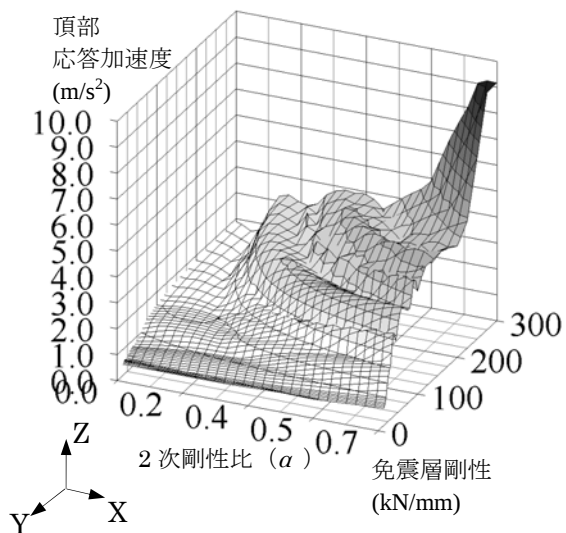


図 2.15 頂部応答加速度分布（履歴減衰系，El Centoro 波）

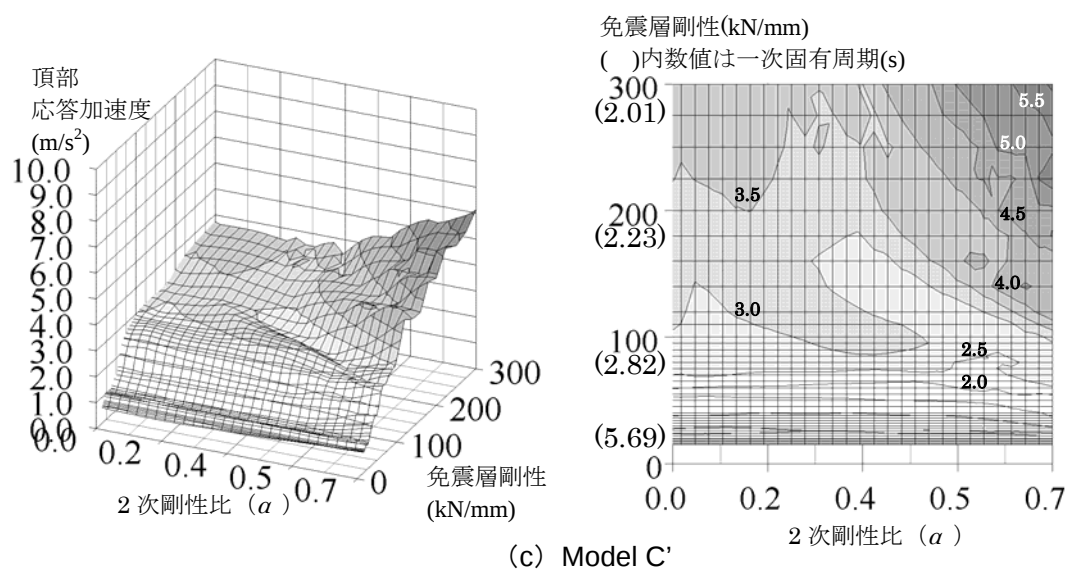
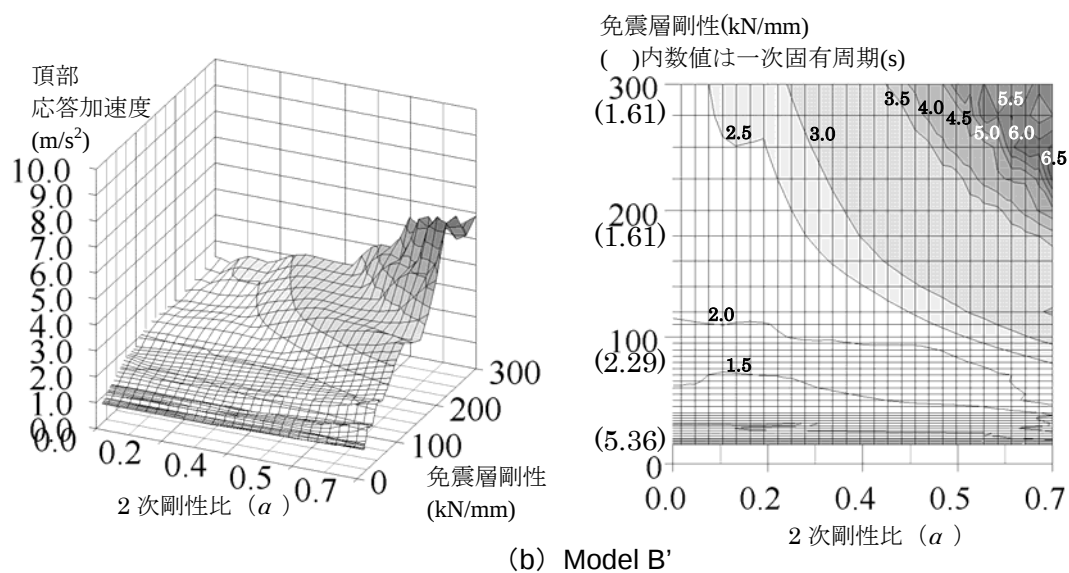
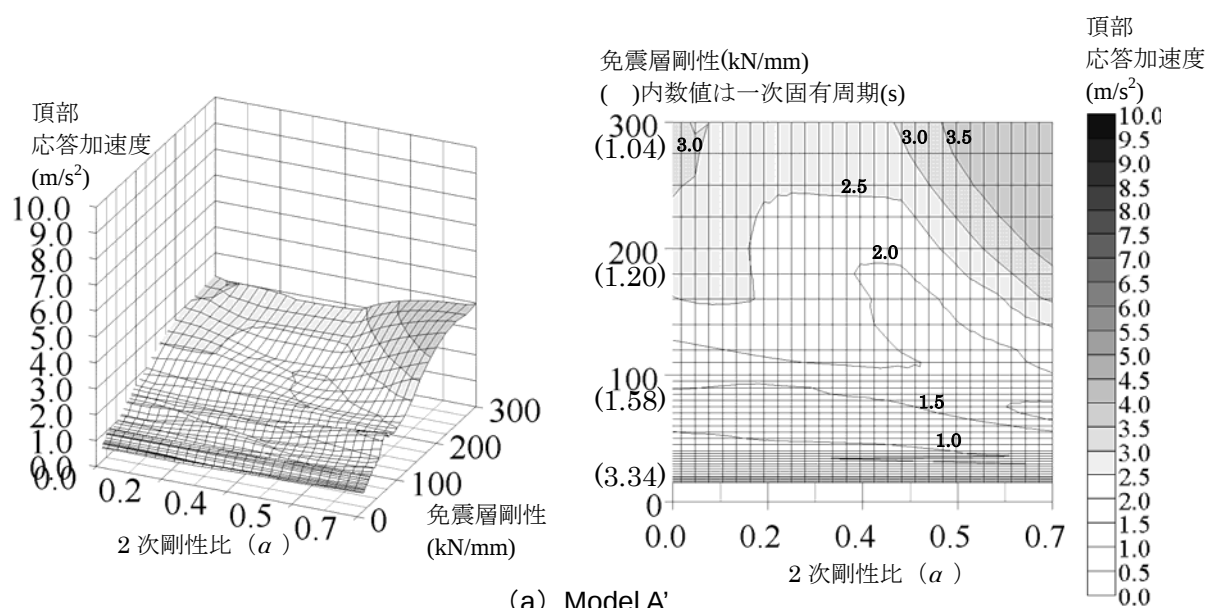


図 2.16 頂部応答加速度分布（履歴減衰系，告示波 A）

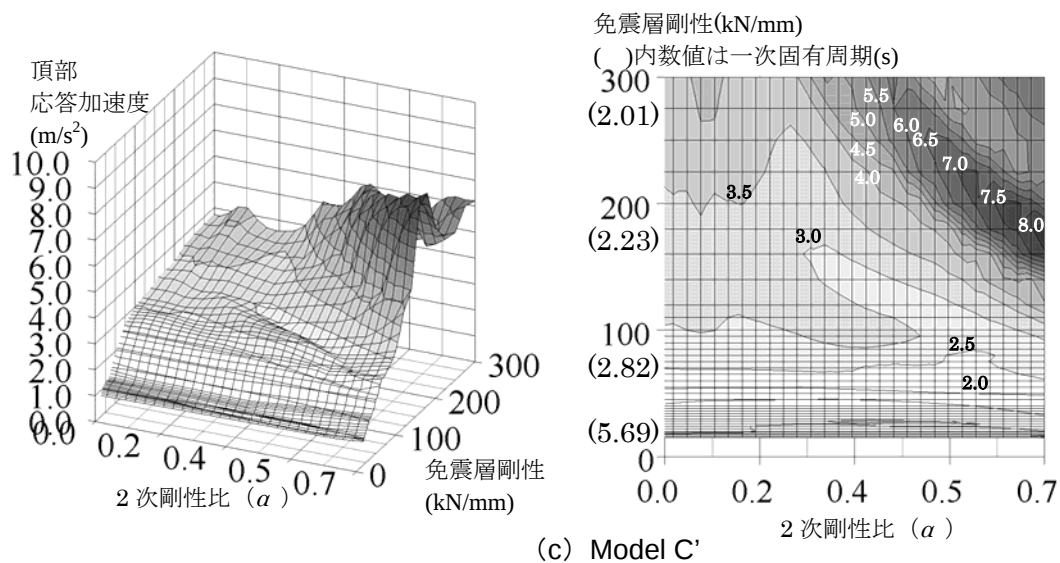
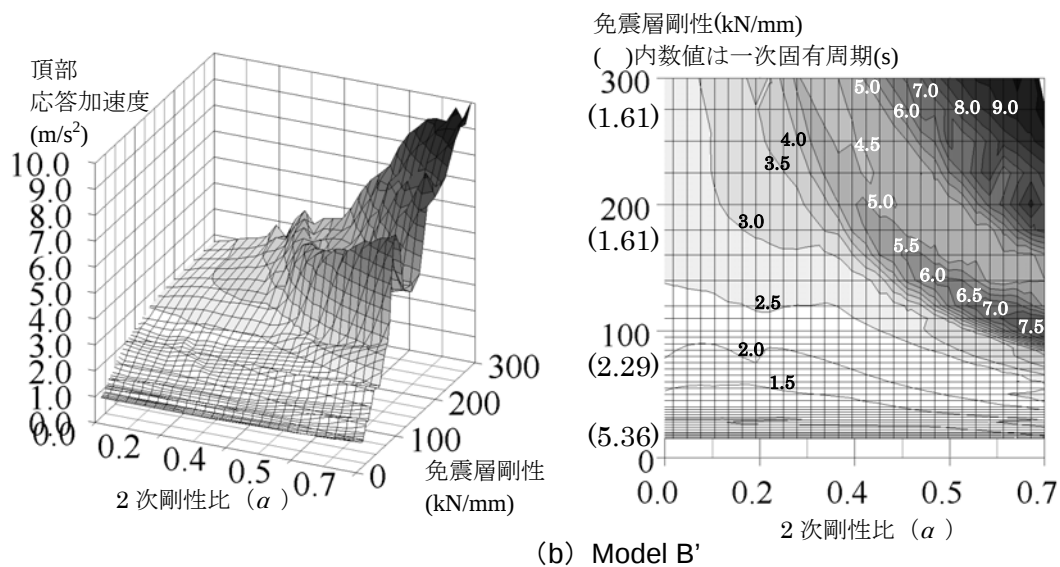
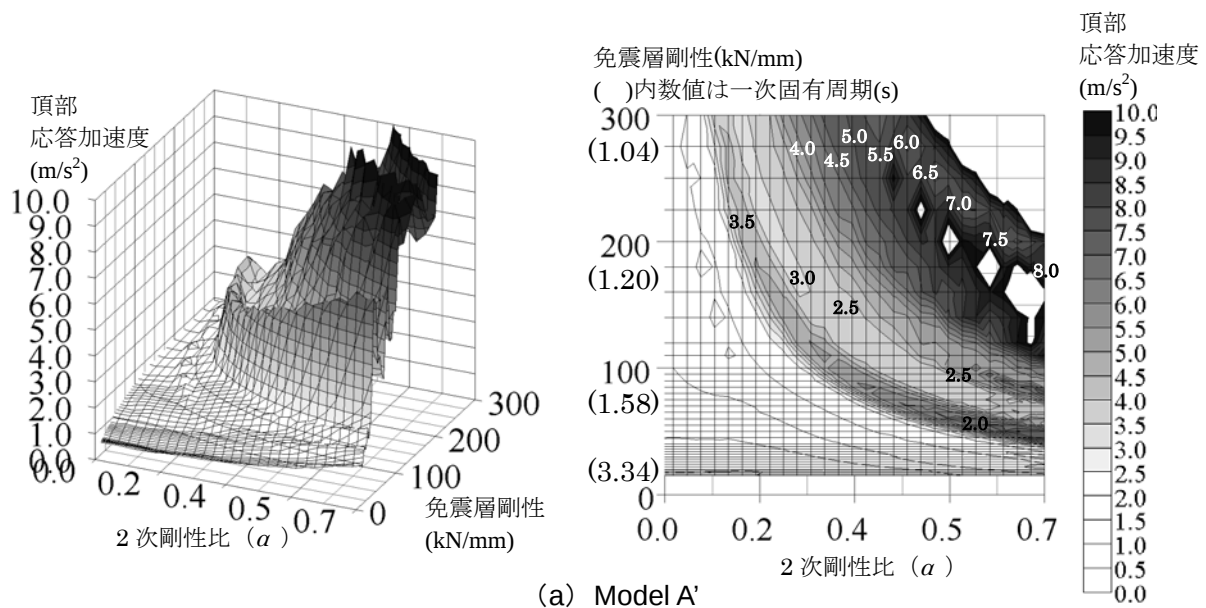


図 2.17 頂部応答加速度分布(履歴減衰系, 全 6 波における最大値)

#### 2.4.3 伝達関数（加速度応答倍率）による検証

前述の地震応答解析の結果から、免震層の初期剛性  $k_H$  及び 2 次剛性比  $\alpha$  の変化は頂部の応答加速度に影響を与えることが確認された。本項では、建物頂部での伝達関数（加速度応答倍率）を把握することで、免震層の初期剛性  $k_H$  および 2 次剛性比  $\alpha$  の変化が頂部加速度応答に与える影響を考察する。

図 2.18 は、入力地震動を TAFT EW とした Model B'（10 質点系）の頂部質点に対する加速度応答倍率を示したものであり、免震層の層剛性を  $k_H=100\text{kN/mm}$  と一定にし、免震層の 2 次剛性比を  $\alpha=0.005, 0.2, 0.4, 0.6, 0.7$  と変化させたものであり、再掲した図 2.15 (b) 中に示したケースをプロットしている。また図 2.18 (b) は 2 次周期付近の状況を拡大したものである。

結果からわかるように、免震層の剛性を一定とし、免震層の 2 次剛性比を増大させた場合、2 次周期成分については大きな変化は見られない。1 次周期成分の加速度応答倍率については、免震層の 2 次剛性比  $\alpha=0.6, 0.7$  により 1 次周期成分の加速度応答倍率が增大しているが、 $\alpha=0.005 \sim 0.4$  の範囲の変化では、大きく変化がないことがわかる。また  $\alpha=0.005 \sim 0.4$  の範囲では、1 次周期成分と 2 次周期成分の加速度応答倍率に、粘性減衰系免震構造の場合のような違いはなく、相対的に 2 次モードの発現力が粘性減衰系免震構造に比べ、履歴減衰系免震構造の場合大きいことが伺える。

図 2.19 は同モデルを用いて、免震層の 2 次剛性比を  $\alpha=0.4$  と一定にし、免震層の初期層剛性を  $k_H=50, 100, 160, 200, 300\text{kN/mm}$  としたケースを併せて示したもので、図 2.18 と同様、再掲した図 2.15 (b) 中にケースを示し、図 2.19 (b) には 2 次周期付近の状況を拡大している。

結果から、免震層の 2 次剛性比を一定とし、免震層の剛性を増大させた場合、1 次・2 次周期が短周期化していること、免震層の剛性が大きくなるにつれ 1 次・2 次周期成分の加速度応答倍率ピーク値は増大していることなど、粘性減衰系免震構造と同様の結果が得られた。

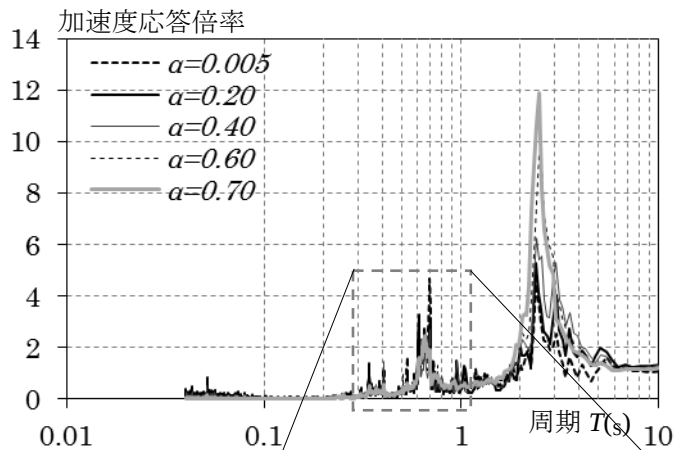


図 2.18 (a) 二次剛性比による加速度応答倍率の変化

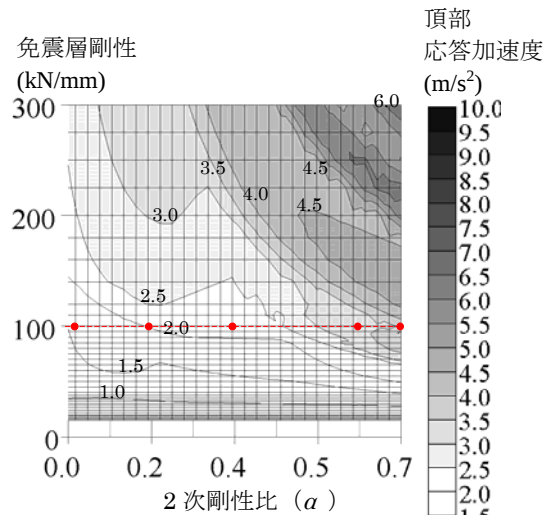


図 2.15 (b) 頂部加速応答分布  
(再掲)

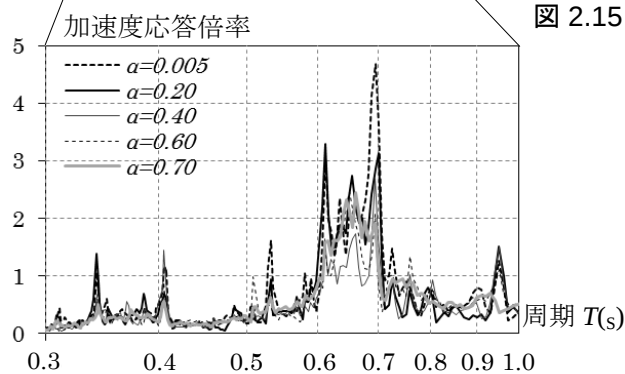


図 2.18 (b) 二次剛性比による加速度応答倍率の変化

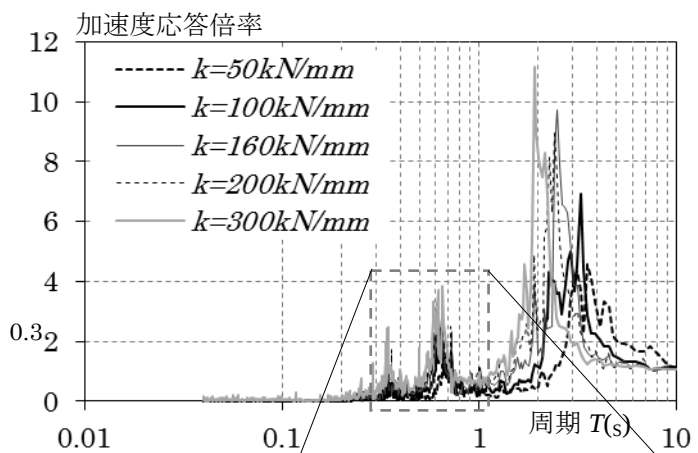


図 2.19 (a) 初期剛性による加速度応答倍率の変化

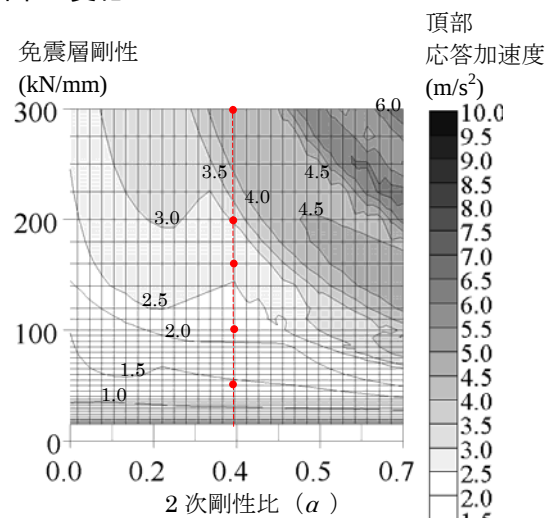


図 2.15 (b) 頂部加速応答分布  
(再掲)

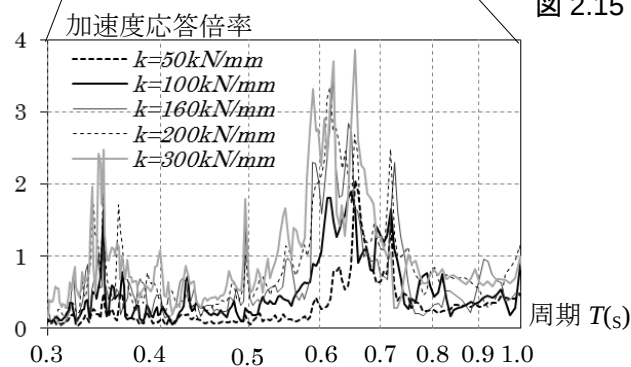


図 2.19 (b) 初期剛性による加速度応答倍率の変化

## 2.5 第2章のまとめ

本章では、2008～2012 年設計の免震建物に関する性能評価シート<sup>2.7)</sup>などの公表情報から免震構造の特性を概説した上で、免震層の減衰を粘性減衰系および履歴減衰系とした2種類の免震構造モデルを用いた地震応答解析などにより、免震構造の振動特性、特に高次モードの励起と建物頂部の加速度応答の関係を明らかにした。本章の得られた知見を以下にまとめる。

- ・大臣認定申請を行った免震建物の性能評価シートから、上層階の床加速度応答が大きくなっているものが散見された。調査全建物 184 件のうち 34 件において、最大床加速度応答が  $3\text{m/s}^2$  を越えている。特に、免震層微小振幅時の 1 次固有周期を免震層固定時の 1 次固有周期で除した値（周期比）が 3.0 以下になっている低中層免震建物で、その傾向が顕著であった（33 件）こと、鉄筋コンクリート造より鉄骨構造での発生頻度が高いことが確認された。
- ・粘性減衰系免震構造において、免震層の剛性及び減衰定数と頂部の応答加速度には入力地震動によらず相関があり、免震層剛性  $k_I$  が大きくなるほど、また免震層の減衰定数  $h_I$  が 0.1～0.2 以上に大きくなるほど、頂部の加速度応答は増加することが確認された。
- ・粘性減衰系免震構造に対して、頂部質点での加速度応答倍率を算定した結果、免震層の減衰定数を増加させることで、1 次周期成分の加速度応答倍率ピーク値は著しく減少する。2 次周期成分に関しても加速度応答倍率ピーク値は減少するものの、その量は僅かであり、同時に 2 次周期付近成分の加速度応答倍率が増大していることを考えると、1 次モードに対する相対的な 2 次モードの発現力は大きくなっている。また免震層の剛性の増加は、固有周期を短周期化し、1 次・2 次周期成分の加速度応答倍率を増大させる。
- ・粘性減衰系免震構造に対して、免震層の減衰を考慮した複素固有値解析を行った結果、免震層の減衰が大きくなるにつれ、2 次・3 次モードの刺激関数は増大する。特に 2 次モードにおける建物頂部と最下部の増大が顕著である。それに比して、免震層の減衰係数の変化に対する 1 次モードの刺激関数への影響は小さい。
- ・履歴減衰系免震構造について、免震層の初期剛性や 2 次剛性比 ( $\alpha$ ) の変化に対する影響を調査した結果、免震層の初期剛性や  $\alpha$  が増大するにつれ、建物頂部の最大加速度応答は大きくなる。免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が小さい領域では、 $\alpha$  の変化に対する頂部加速度応答の変化も緩やかでその応答量も小さい。また免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が大きい領域では、 $\alpha$  の変化に対し頂部最大加速度応答は敏感であり、その応答量も大きい。

- ・履歴減衰系免震構造に対して、頂部質点での加速度応答倍率の変化を調査した結果、2次剛性比  $\alpha$  の増大により、1・2次周期成分共に大きな変化は見られない。また  $\alpha=0.005 \sim 0.4$  程度では、粘性減衰系免震構造に比べ、1次周期成分と2次周期成分の加速度応答倍率に大きな差はないことから、相対的な2次モードの発現力が粘性減衰系に比べ履歴減衰系免震構造の方が大きいことが伺える。また免震層剛性の増大は、1次・2次周期を短周期化し加速度応答倍率を増大させるなど、粘性減衰系と同様の結果が得られた。

## 第2章の参考文献

- 2.1) 田中 佑治ほか：国内免震建物のデータベース構築と現状分析，日本建築学会技術報告集，第17巻第35号，pp.79-84，2011.02
- 2.2) 金子 遥洵ほか：免震技術の普及に関する調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.415-416，2014.07
- 2.3) 小林 俊夫ほか：地震時の室内被害による建物機能損失に関する実験的研究（その3）システム天井，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.1043-1044，2012.09
- 2.4) 島野 幸弘ほか：建物内什器類の地震時損傷レベル評価手法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.97-98，2001.07
- 2.5) 長江 拓也，福山 國夫ほか：高層建物の非構造部材・家具什器に関するE-ディフェンス振動実験（その3）・（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.555-558，2007.08
- 2.6) 伊藤 麻衣，今西 亮ほか：高層建物の非構造部材・家具什器に関するE-ディフェンス振動実験（その10）・（その11），日本建築学会大会学術講演梗概集，F-1，都市計画，pp.555-558，2007.08
- 2.7) （一財）日本建築総合試験所：機関誌 GBRC Vol.32 No.1，pp.60-75，2007.1
- 2.8) 小倉 正恒，貝谷 淳一ほか：上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究（その8）（その9），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.551-554，2011.07
- 2.9) 日本建築学会：免震構造設計指針 pp.141，2001.12
- 2.10) 西村 幸洋ほか：免震建物の2次モード制御方法の研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.621-622，1998.07
- 2.11) 猿田 正明ほか：免震建築物の高次振動モード評価に関する研究（その1）～（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.921-926，2009.08
- 2.12) 大崎 順彦：建築振動理論
- 2.13) 背戸 一登ほか：多自由度系の等価質量同定法，日本機械学会論文集，C編，53巻485号(昭62-1)，pp.52-58，1987.01

### 第3章 大地震時の中層免震建物における TMD の活用とその効果

#### 3.1 はじめに

「2.2 免震構造の振動特性」で前述したように、免震構造を採用した建物においても、狭隘な敷地条件、台風程度の頻繁に遭遇する風荷重に対する変形の抑制、免震材料特に積層ゴム支承への上下方向地震動入力など、種々な制約条件のなかでは、免震層の最大変形を小さくする必要が生じ、その結果十分な免震性能を確保できないケースが少なくない。

また建築物の屋上階には、電気・空調・衛生各種の設備機器が設置されることが多く、それに加え、コンクリートスラブ、防水押さえコンクリート、設備機器用コンクリート基礎などの自重があり、一般階より層重量が大きくなることが一般的である。

そこで、諸般の制約から上層部の加速度が大きくなった免震構造に対して上層階加速度応答の低減を目的に、屋上階の重量を利用したパッシブ型 Tuned Mass Damper（以後 TMD）を利用したシステムを検討し、その効果を考察する。

本章では、第2章において示した 5, 10, 15 質点系モデルを使い、免震層に粘性減衰系・履歴減衰系を有する免震構造を模擬し、TMD を設置したときの応答性状を、TMD の同調周期、減衰定数などをパラメータとした時刻歴応答解析から明らかにする。さらに屋上階の層重量や、最上階の層剛性を調整することで、TMD として機能する可能性を検討する。

その結果、地震時の免震構造の頂部加速度応答に着目し、TMD を 1 次周期ではなく、あえて 2 次周期に同調させることを提案し、その低減効果を明らかにするとともに、そのときの TMD の変位応答が現実的な範囲にとどまることを示す。

#### 3.2 TMD と免震構造

TMD に関する研究成果や適用事例<sup>例えば 3.1)~3.4)</sup>は数多くある一方で、その多くは風荷重に対する居住性改善が主で、大地震時の応答低減を目的に使用されるケースはほとんどない。

それは、①TMD によるレベル 2 地震時の応答低減効果を期待する場合、相応の付加質量が必要となる、もしくは付加質量に非現実的な大変形が発生すること、②TMD は最適設計<sup>3.5)</sup>により優れた性能を発揮するが、広い周波数範囲の波形成分を含む実地震記録波に対し、共振域だけの振動によって主架構の振動を低減しようとする TMD の効果は限る<sup>3.6)</sup>こと、③さらに大地震時には建物の構成部材の塑性化などによりさまざまな周期成分が応答に含まれることとなり制振効果がさら減退すること<sup>3.7)</sup>、などが理由として挙げられる。

それに対し、2 章にて示した特性を持つ免震構造物と TMD を組み合わせることで、1) 大地震時に建物に入力されるエネルギーが免震効果（長周期化）により大幅に減少し、制振効果を発揮するために必要となる付加質量の軽量化や、TMD 質点の変位応答の低減が図られること、2) 免震構造は低次モードが高次モードに比べ大きく卓越し、振動特性は 1 次・2 次モードなどの低次モードに支配されるため、制御対象として考慮すべき振動数領域が絞られること、3) 対象とする建物規模を、高層でなく中低層とすることで、付加質量はさら

に実現性のある大きさになること、4) 通常、免震建物はレベル 2 地震に対して弾性設計されており、地震時に部材の塑性化による建物剛性の変化はなく、TMD の設計条件を大きく乱すことがないなど、TMD の持つ短所を補完できる組合せである可能性が高い。

また近年、大地震時の免震建物に対する TMD による応答低減を主題とした研究もいくつか見られる。天埜ら<sup>3.8)</sup>は、免震層の非線形な復元力特性が、地震時に免震建物の振動周期を変化させ立地地盤との共振現象を引き起こすことから、免震層の復元力特性を線形にすることを提案するとともに、TMD による応答低減効果を検証している。西井ら<sup>3.9)</sup>は、TMD の付加質量を地盤などの固定支持面へ慣性質量ダンパーを介して連結した「増幅機構付き同調マスダンパー (ETMD)」を免震層に設置した効果を検証し、ETMD においては、免震層に設置される粘性ダンパーにより生じる加速度応答の上昇がないことを示している。橋本ら<sup>3.10)</sup>は、質量比 20%程度の大質量比 TMD を対象に、頂部への TMD 配置による建物への負荷を軽減するべく、免震建物の最下層である免震層に設置することを提案し、その応答低減効果を検証している。渡辺ら<sup>3.11)</sup>は、免震構造物の最上階に水平および鉛直方向にアクティブ TMD を設置し、地震時におけるその効果の有効性を検証している。また地震時の免震建物に対する TMD 効果を主題としたいずれの既往の研究は、TMD を免震建物の 1 次周期に同調させた場合の大地震時での低減効果についてのみ言及している。

本研究では、免震構造物に設置するマスダンパーの同調周期に工夫を加えることでその効果がより発揮され、その組み合わせは両者にとって利点があることを明らかにする。また既往の研究では、質量比 5%程度であるために TMD に 1.3m~1.7m を超える変形が発生している場合<sup>3.10)</sup>や現実的なストロークに抑えるために質量比を 20%とした場合<sup>3.8)</sup>に比べ、本提案がより実用的であり、汎用性があることを示し、実設計への適用を試みる。

### 3.3 粘性減衰系ダンパーを有する免震構造に対する TMD の制振効果

免震層に粘性減衰系ダンパーを有する免震構造（以下 粘性減衰系免震構造）に対し、建物頂部への TMD 設置が及ぼす頂部応答加速度への影響を確認するため、応答解析を行う。

#### 3.3.1 入力地震動と解析モデル

本解析で用いた入力地震動は、「2.3.1 入力地震動」にて示したものと同様であり、免震モデルの上部構造は「2.3.2 粘性減衰系免震構造モデル」にて用いたモデル（図 2.5）である。なお免震層の諸元は以下の事項を満足するものとし、モデル名称と併せて表 3.1 に示す。

(i) レベル 2 地震に対する最大層間変形角応答は 1/200rad 程度とする。

(ii) 免震層の剛性による一次固有周期が、2.5 秒程度となるよう免震層剛性を決定する。

また免震層の減衰特性は免震建物の 1 次モードに対して約 15%となるよう粘性減衰を付与し、粘性減衰係数として、Model A<sub>Vc</sub> :  $6.37 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$ , Model B<sub>Vc</sub> :  $8.83 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$ , Model C<sub>Vc</sub> :  $11.77 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$  とする。その場合、上部構造を 1 質点とした場合の各等価減衰定数は、 $A_{\text{heq}}=0.157$ ,  $B_{\text{heq}}=0.156$ ,  $C_{\text{heq}}=0.158$  である。

解析パラメータは、全重量比  $\mu$  (=TMD 質量 ( $m_d$ ) / 系の全質量 : 0.03, 0.05, 0.08, 0.10) を 4 ケース, TMD 減衰定数 ( $h_d=3, 5, 10, 20, 50\%$ ) を 5 ケース与え, TMD 同調周期  $T_d$  が 0.1~10.0 秒となるよう, TMD 剛性 ( $k_d$ ) を変化させ, 最上階質点の加速度応答を調査した。上記のパラメータは, 適用事例から現実的な値が  $\mu=0.05$ ,  $h_d=5\sim10\%$  程度であることから設定し,  $h_d$  は市販オイルダンパーで実現できることを確認している。

表 3.2 に Model A<sub>Vc</sub>, B<sub>Vc</sub>, C<sub>Vc</sub> の免震層固定時及び免震層剛性考慮時の固有周期を, 図 3.1 に免震層剛性考慮時の刺激関数を示す。刺激関数は, 免震構造特有の 1 次の刺激モードが全層にわたって卓越し, 2 次の刺激モードが建物頂部において若干励起されている。

図 3.2 には Model A<sub>Vc</sub>, B<sub>Vc</sub>, C<sub>Vc</sub> のレベル 2 地震動に対する応答解析結果を示す。応答解析結果はそれぞれ最大層間変形角応答, 最大変位応答, 最大加速度応答である。

最大加速度応答の各図から, 中層までの最大加速度応答の大きさはほぼ同じで  $2\sim3\text{m/s}^2$  程度であり, 建物頂部では  $3.9\text{m/s}^2$  (Model A<sub>Vc</sub>),  $3.7\text{ m/s}^2$  (Model B<sub>Vc</sub>),  $4.0\text{ m/s}^2$  (Model C<sub>Vc</sub>) と, 各モデルの中層の最大応答加速度に比べ, 1.3~1.7 倍程度であることがわかる。

また応答結果を見てみると, 最大層間変形角応答では, 全層  $1/200\text{rad}$  以下であり, 実設計された一般的な免震構造と同等な性能を有している。

表 3.1 免震層諸元

| モデル名                             | Model A <sub>Vc</sub> | Model B <sub>Vc</sub> | Model C <sub>Vc</sub> |
|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 上部構造モデル                          | Model A               | Model B               | Model C               |
| 免震層 階高 (m)                       | 3.0                   | 3.0                   | 3.0                   |
| 免震層 層剛性 (kN/mm)                  | 88                    | 98                    | 137                   |
| 粘性減衰係数 (×10 <sup>3</sup> kN・s/m) | 6.37                  | 8.83                  | 11.77                 |
| 等価粘性定数                           | 0.157                 | 0.156                 | 0.158                 |

表 3.2 対象建物の固有周期(s)

| 次数 | Model A <sub>Vc</sub> |              | Model B <sub>Vc</sub> |              | Model C <sub>Vc</sub> |              |
|----|-----------------------|--------------|-----------------------|--------------|-----------------------|--------------|
|    | 免震層<br>固定時            | 免震層剛性<br>考慮時 | 免震層<br>固定時            | 免震層剛性<br>考慮時 | 免震層<br>固定時            | 免震層剛性<br>考慮時 |
| 1  | 0.675                 | 1.658        | 1.191                 | 2.294        | 1.509                 | 2.499        |
| 2  | 0.249                 | 0.382        | 0.454                 | 0.644        | 0.578                 | 0.778        |
| 3  | 0.154                 | 0.201        | 0.277                 | 0.352        | 0.355                 | 0.438        |

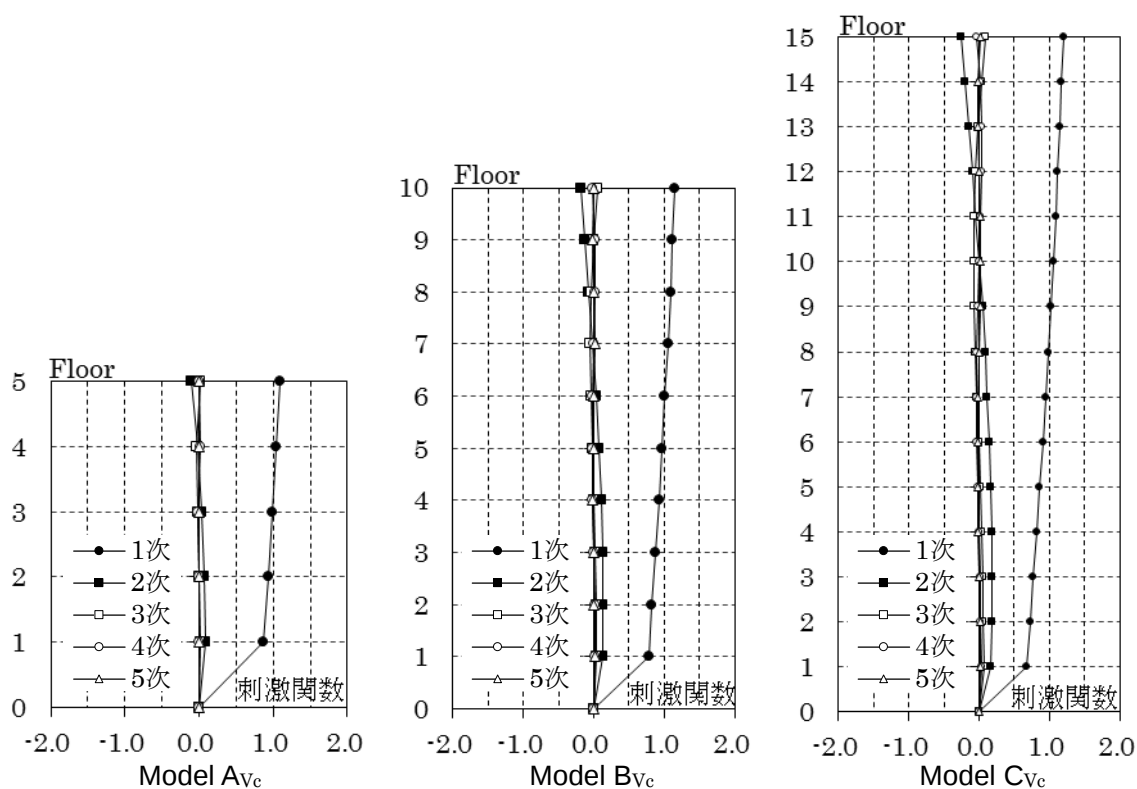


図 3.1 免震構造モデルの刺激関数

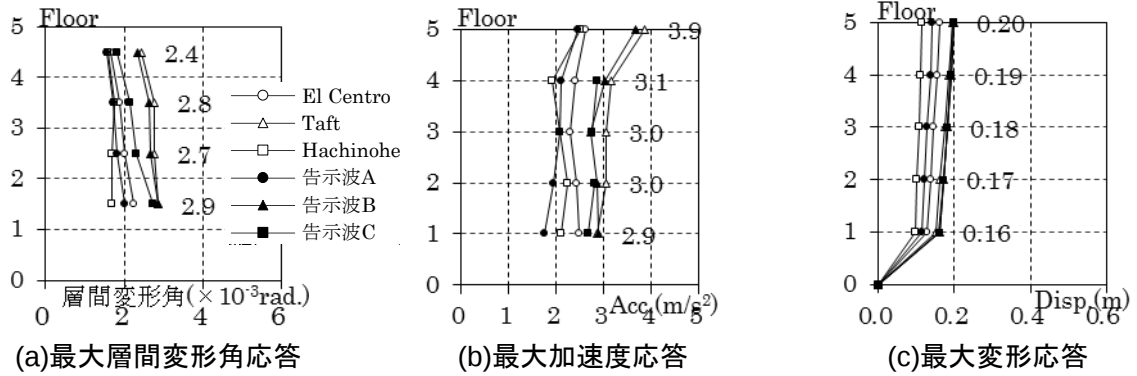


図 3.2(1) 地震応答結果 (Model A<sub>vc</sub>)

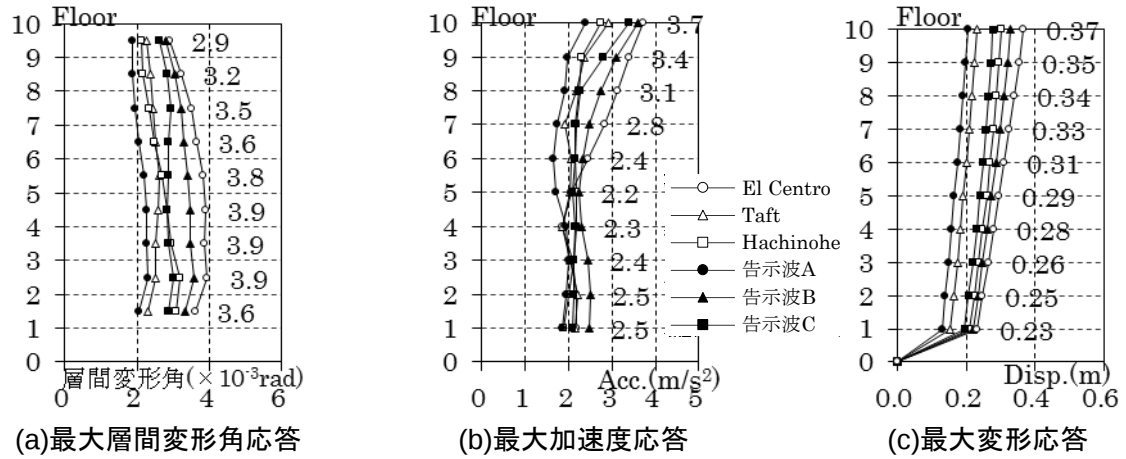


図 3.2(2) 地震応答結果 (Model B<sub>vc</sub>)

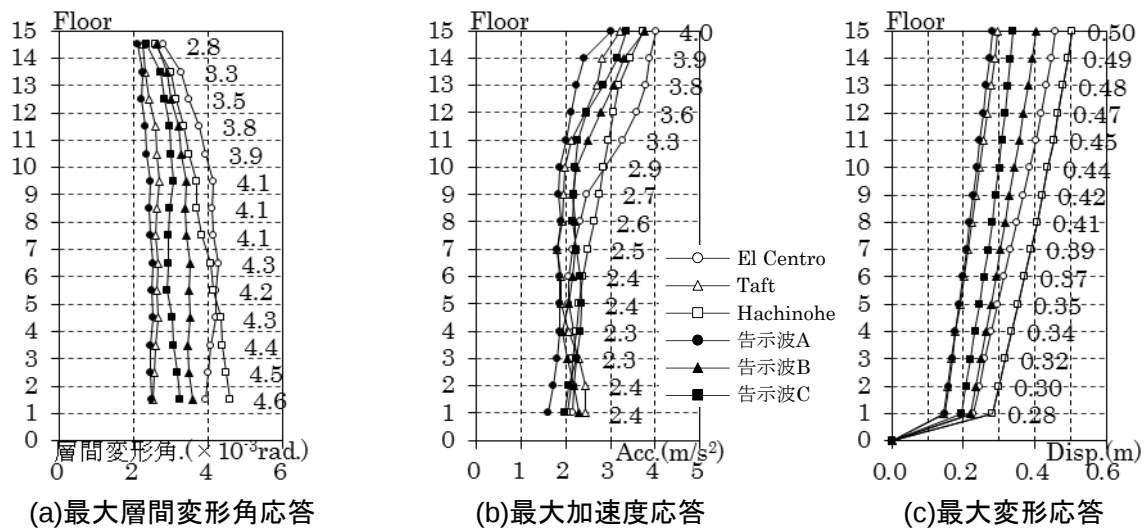


図 3.2(3) 地震応答結果 (Model C<sub>vc</sub>)

### 3.3.2 粘性減衰系免震構造モデルに対するTMDの効果

#### (1) TMD同調周期が及ぼす影響

図 3.3 (a) は、標準的な値として全重量比  $\mu=0.05$ 、TMD の粘性減衰定数  $h_d=0.05$  とした Model A<sub>vc</sub> (5 質点系) の全入力地震動に対する結果である。TMD の固有周期  $T_d$  を横軸に、縦軸には頂部最大加速度応答を TMD ロック時のそれで除した値 (以後 加速度応答低減率) を示す。この指標では、TMD 質量による影響が除かれ、地震動が異なることによる違いも比較できる。各図中の一点鎖線は、主架構の 1~3 次の固有周期を表し、図 3.3 (b), (c) は Model B<sub>vc</sub> (10 質点系)・C<sub>vc</sub> (15 質点系) に対する結果である。

図からもわかるように各モデルによって、顕著さや対応する地震波は異なるものの、幾つかの特徴が確認される。まず TMD の固有周期  $T_d$  に対して頂部最大加速度応答は変化し、主架構の 1 次周期、2 次周期付近に極小値を持つことがわかる。これは、ある周期に同調された TMD には、頂部最大加速動応答を低減する効果があること、及び、頂部最大加速動応答の低減に効果的な同調周期は、主架構の 1 次周期だけではなく 2 次周期付近にも存在することを示している。ただし 3 次周期付近にはその現象は見られない。

また、例えば Model A<sub>vc</sub> では Hachinohe 波、Model B<sub>vc</sub>・C<sub>vc</sub> では TAFT 波のように、主架構の 1 次周期付近において TMD の影響により頂部最大加速度応答が増大している場合や、Model B<sub>vc</sub> の Hachinohe 波のように TMD の固有周期に対して明確な極値は存在せず頂部最大加速度応答が変化しないものも見られる。これらはその地震波に含まれる周波数成分の違いにより、生じていると推測される。しかしそれら場合においても、2 次周期付近では、加速動応答低減率が 1 を大きく上回ることはいずれの Model からも認められず、TMD 設置による頂部最大加速度応答への悪影響は確認されない。加えて、地震波によっては 1 次周期付近に比べ、2 次周期付近のほうが、加速度応答の低減が顕著な場合もある。結果として、2 次周期付近の加速度応答低減率は、約 0.8 (約 20% の低減) となっている。

図 3.4 は、図 3.3 (b) 中の Case① (主架構の 1 次周期付近で極値となる場合)、Case② (主架構の 2 次周期付近で極値となる場合) における複素伝達行列法<sup>3.12)・3.13)</sup>を用いた頂部質点での周波数解析結果である。横軸に振動数、縦軸にコンプライアンスをとり、免震建物に TMD が配置されていない場合の結果も併せて示している

図 3.4 は Case1 では 1 次振動数付近の、Case2 では 2 次振動数付近におけるコンプライアンスのピーク値が減少していることを示している。これは、減少している振動数領域が、1 次・2 次固有振動数を中心とした一部の領域で、他の振動数領域への影響は見られないことから、同調による TMD 制振効果であることがわかる。また Case②の 2 次振動数付近の低減率は、Case①の 1 次振動数付近の低減率に比べ大きい。これは、TMD の付加質量が同じであるのに対し、各モードの等価質量の大きさが影響していると推測される。

以上から、5・10・15 質点系モデルのいずれにおいても地震時の加速度応答低減に対し TMD の有効性が確認できた。また TMD 同調周期を、主架構の 1 次周期でなく 2 次周期と

した場合でも頂部加速度応答の低減効果が見られ、告示波の3波については2次周期に同調させた方が、より大きな低減効果が得られることがわかった。

## (2) TMDの減衰条件が及ぼす影響

図 3.5 は、横軸に  $T_d$  を、縦軸に主架構頂部の最大加速度応答をとり、TMD の減衰条件 (TMD の粘性減衰定数:  $h_d=3, 5, 10, 20, 50\%$ ) の影響について示したものである。図中には主架構の1～3次の固有周期を一点鎖線で示している。図 3.5 (a), (b) は10質点系の Model B<sub>Vc</sub> に対する結果であり、入力地震動は、2次周期に TMD を同調させた方が効果の高い告示波 A (図 3.5 (a)) と、1次周期の方が効果の高い El Centro NS 波 (図 3.5 (b)) について示す。図 3.5 (c) は5質点系の Model A<sub>Vc</sub> に対する結果であり、1次周期に TMD を同調させた方が効果の高い告示波 B について、図 3.5 (d) は15質点系の Model C<sub>Vc</sub> に対する結果であり、1次周期に TMD を同調させた場合、頂部最大加速度応答が増大する傾向にある TAFT EW 波について、示したものである。

いずれの結果からも  $h_d$  が大きくなるにつれ、 $T_d$  に対する変化を平滑化していること、1次または2次周期に TMD を同調させた場合、加速度応答は  $h_d=3\% \sim 5\%$  で最小となることが確認される。ただし図 3.5 (d) の同調周期が1次周期付近にあって頂部最大加速度応答が増大している場合、減衰定数が小さいほど、その傾向は顕著となっている。

図 3.6 (a) は、図 3.5 (b) で示した条件下での TMD 質点の加速度応答を示したものである。また図 3.6 (b) は図 3.5 (c) に、図 3.6 (c) は図 3.5 (d) に対応した TMD 質点の加速度応答を示したものである。それら図 3.6 と図 3.5 の比較からもわかるように、頂部加速度応答が最小となる  $T_d$  において、TMD 質点の加速度応答が最大になり、頂部加速度応答が最小となる  $h_d$  において TMD 質点の加速度応答が最大になるなど、両者には高い相関がある。また1次周期に同調した場合に比べ、2次周期に同調した方が、TMD 質点の加速度応答は小さくなっている。なおこの現象は、Model、入力地震波によらず確認された。

## (3) TMD質量が及ぼす影響

図 3.7 (a), (b) は、 $h_d=0.05$  とした Model B<sub>Vc</sub>・C<sub>Vc</sub> に対して、全重量比  $\mu$  を 0.03～0.10 の範囲で変動させ、縦軸に頂部加速度応答をとったものである。入力地震動はそれぞれ El Centoro NS・告示波 A である。

図に示されているように、 $\mu$  が大きくなるに従い、TMD 効果は増大し頂部加速度応答は減少している。これは TMD の基本的な特性<sup>3.14)</sup>と一致している。また、 $h_d$  を変動させた場合と同様に、主架構の1次周期付近及び2次周期付近に頂部加速度に対する極値があることがわかる。

図 3.8 は図 3.7 (b) と同条件下での TMD 質点の加速度応答を示したものである。両図の比較からもわかるように、 $\mu$  が大きくなるにつれ、頂部加速度応答をより減少させつつ、TMD 質点の加速度応答も減少している。

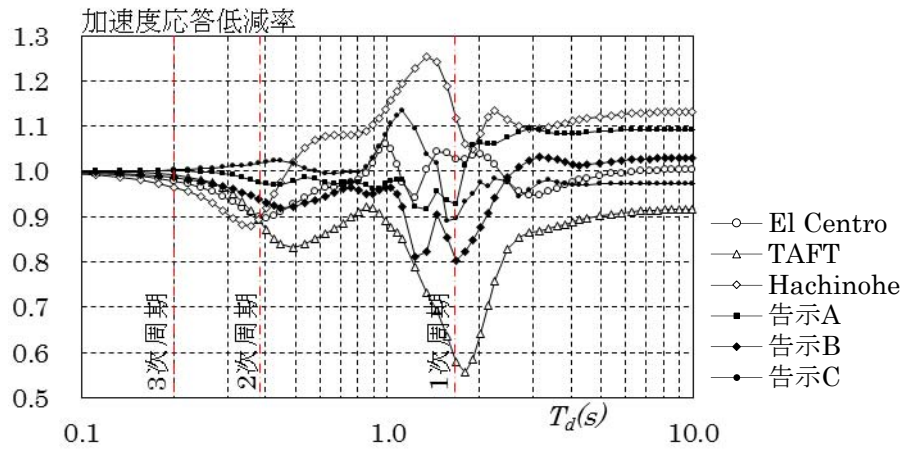


図 3.3 (a) TMD による頂部加速度応答の低減効果  
(Model A<sub>vc</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

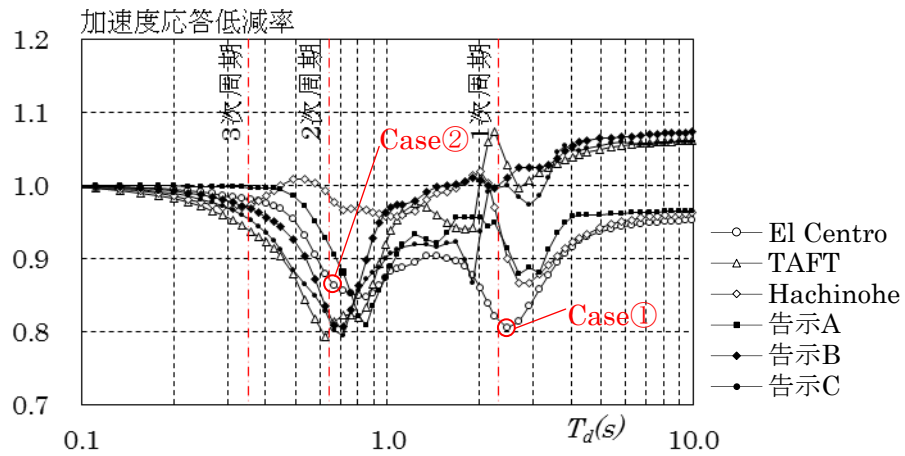


図 3.3 (b) TMD による頂部加速度応答の低減効果  
(Model B<sub>vc</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

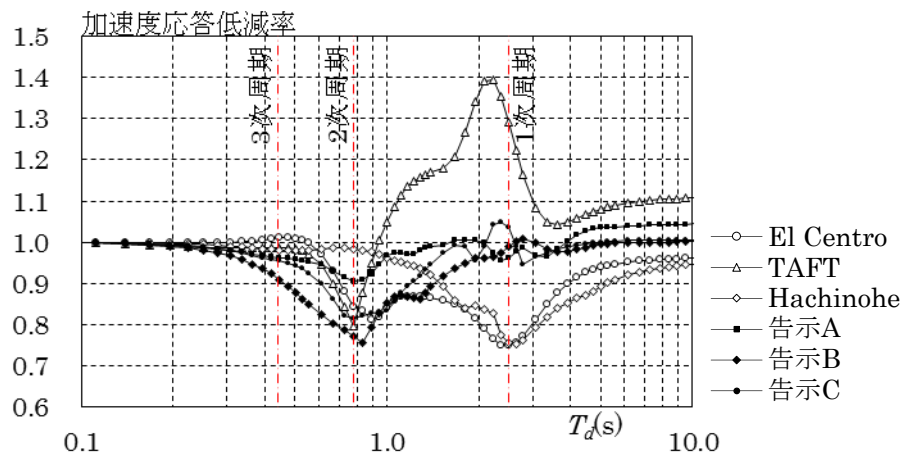


図 3.3 (c) TMD による頂部加速度応答の低減効果  
(Model C<sub>vc</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

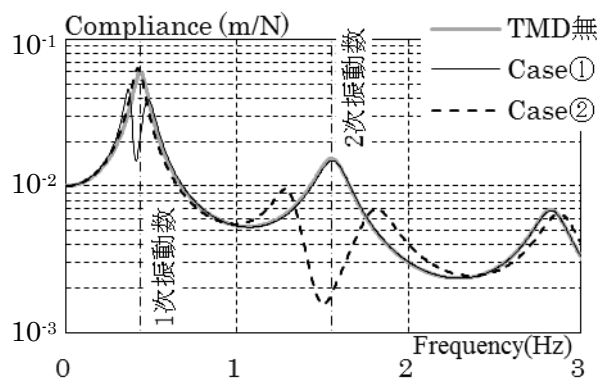


図 3.4 周波数解析結果

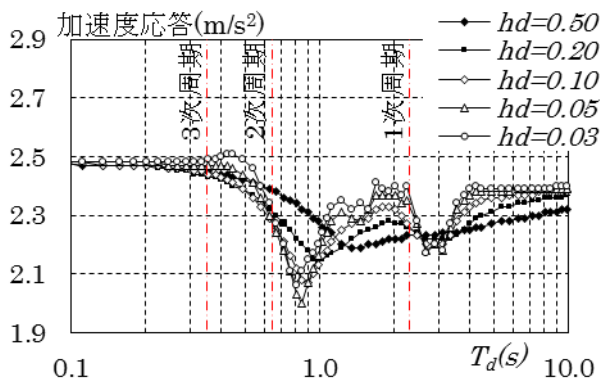


図 3.5 (a)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>VC</sub>, 告示波 A,  $\mu=0.05$ )

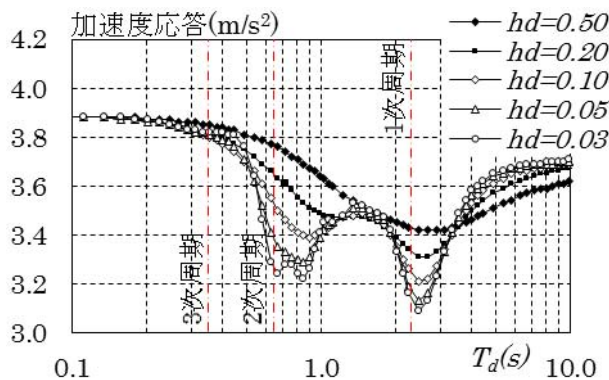


図 3.5 (b)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>VC</sub>, El Centro NS,  $\mu=0.05$ )

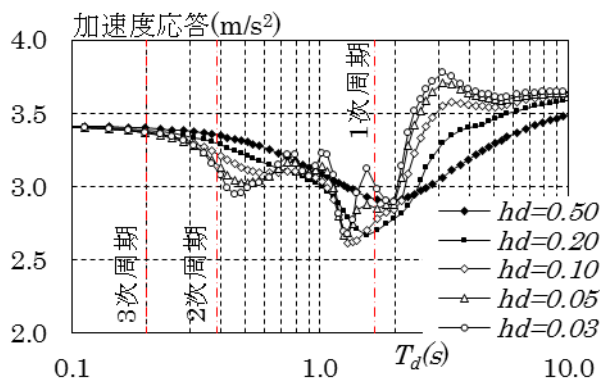


図 3.5 (c)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model A<sub>VC</sub>, 告示波 B,  $\mu=0.08$ )

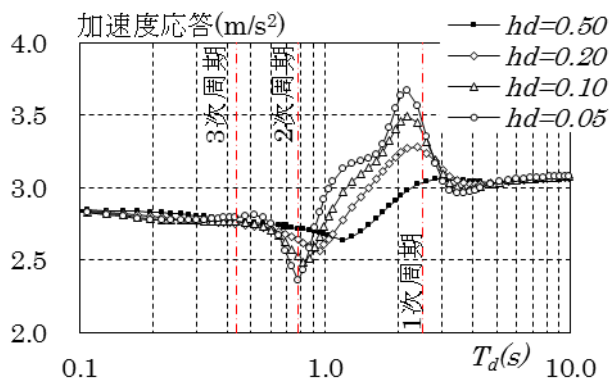


図 3.5 (d)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>VC</sub>, TAFT EW,  $\mu=0.03$ )

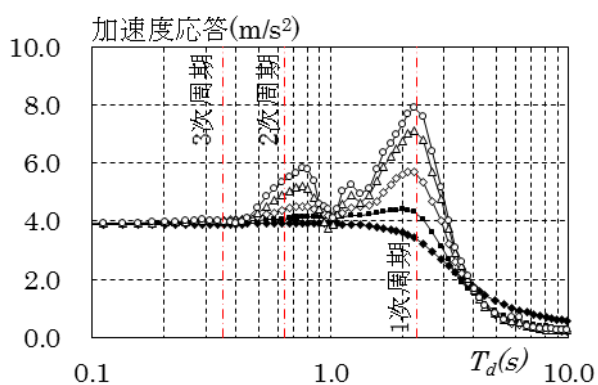


図 3.6 (a)  $h_d$  による TMD 質点加速度の変化  
(Model B<sub>Vc</sub>, El Centro NS,  $\mu=0.05$ )

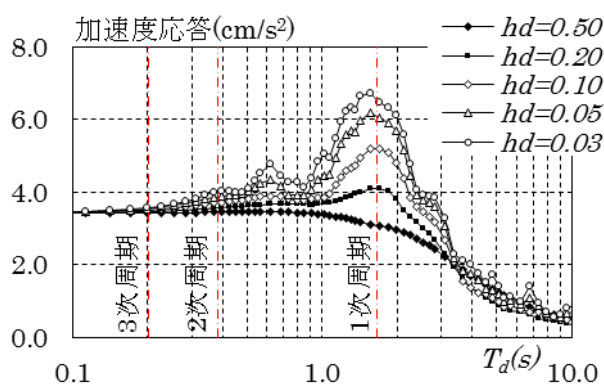


図 3.6 (b)  $h_d$  による TMD 質点加速度の変化  
(Model A<sub>Vc</sub>, 告示波 B,  $\mu=0.08$ )

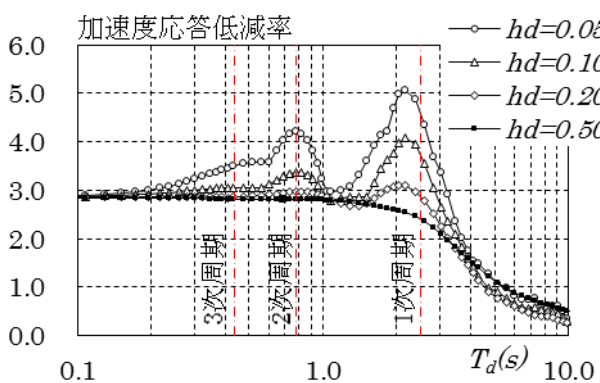


図 3.6 (c)  $h_d$  による TMD 質点加速度の変化  
(Model C<sub>Vc</sub>, TAFT EW,  $\mu=0.03$ )

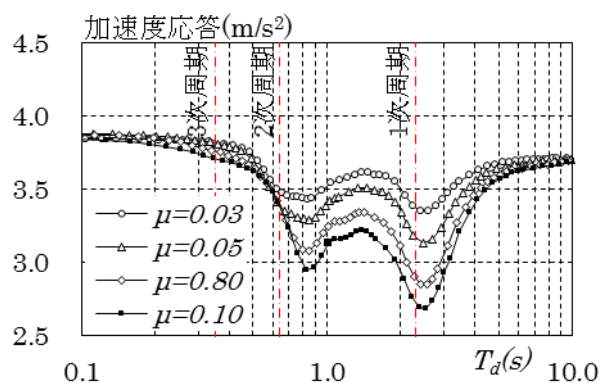


図 3.7 (a)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>Vc</sub>, El Centro NS,  $h_d=0.05$ )

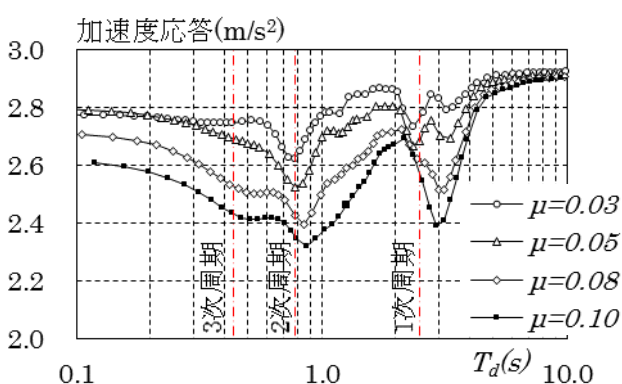


図 3.7 (b)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>Vc</sub>, 告示波 A,  $h_d=0.05$ )

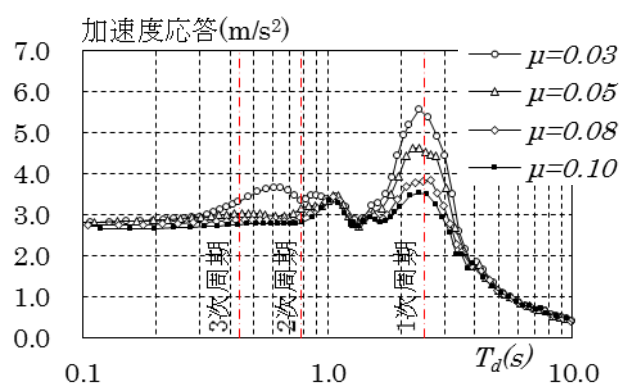


図 3.8  $\mu$  による TMD 質点加速度の変化  
(Model C<sub>Vc</sub>, 告示波 A,  $h_d=0.05$ )

#### (4) TMDによる系のせん断力応答への影響

図 3.9 は、Model B<sub>Vc</sub> の免震層せん断力応答を縦軸に示したもので、入力地震動は El Centro NS 波である。この図から、 $T_d$ の変動に対して、 $\mu=0.05$  の場合、免震層のせん断力応答は 1 次周期付近で 20%程度減少しているが、2 次周期付近では大きな変動はないことがわかる。図中 ( $\mu=0.05$  の場合) の Case ア、イ、ウの各層の層せん断力分布と Case アに対する比率を併せて表 3.3 に示す。Case ウのように系の 1 次周期に同調させた場合は、全層にわたってせん断力の低減が見られるが、2 次周期に同調させた低減効果は、局所的であることを示している。

#### (5) TMD 質点の応答性状

図 3.10 は図 3.3 (b) 中の Case①における TMD 質点の絶対加速度応答、TMD 質点と設置階との層間速度応答、層間変位応答を、図 3.11 は図 3.3 (b) 中の Case②における同応答を示す。解析モデルは Model B<sub>Vc</sub> を用い、TMD の諸元は  $\mu=0.05$ 、 $h_d=0.05$ 、入力地震動は El Centro NS 波である。

1 次周期に同調させた Case①の場合 (図 3.10)、TMD 質点の各応答は、最大加速度応答  $6.78\text{m/s}^2$ 、最大層間速度応答  $2.74\text{m/s}$ 、最大層間変位応答  $1.03\text{m}$  となっている。この結果は、TMD に配置する減衰機構をオイルダンパーとした場合、一般的なストロークや限界速度をはるかに超える応答となっており、TMD として用いることは現実的ではない。それに対し、TMD を 2 次周期に同調した Case②の場合 (図 3.11)、TMD 質点の各応答は最大加速度応答  $4.84\text{m/s}^2$ 、最大層間速度応答  $0.45\text{m/s}$ 、最大層間変位応答は  $0.09\text{m}$  と、いずれの応答も 1 次周期に同調させた場合よりも遥かに小さく、作動許容範囲にあることがわかる。

図 3.3 (b) に示すように Case①及び②の上層階の加速度応答低減効果がほぼ同様であることを考えると、上記の結果は実用化への可能性を示唆するものである。TMD を系の 2 次固有周期に同調させる利点を表し、大地震時における上層階の加速度応答低減を目的とした TMD の有効活用の可能性を導くものである。

表 3.3 層せん断力応答分布

| 階   | 層せん断力 (kN) |         |         | イ/ア   | ウ/ア   |
|-----|------------|---------|---------|-------|-------|
|     | Case ア     | Case イ  | Case ウ  |       |       |
| 9F  | 7, 621     | 6, 182  | 4, 427  | 0.811 | 0.581 |
| 8F  | 10, 980    | 9, 216  | 6, 938  | 0.839 | 0.632 |
| 7F  | 13, 903    | 12, 081 | 9, 471  | 0.869 | 0.681 |
| 6F  | 16, 411    | 14, 744 | 11, 726 | 0.898 | 0.715 |
| 5F  | 18, 503    | 17, 120 | 13, 631 | 0.925 | 0.737 |
| 4F  | 20, 187    | 19, 140 | 15, 135 | 0.948 | 0.750 |
| 3F  | 21, 587    | 20, 858 | 16, 284 | 0.966 | 0.754 |
| 2F  | 22, 803    | 22, 497 | 17, 317 | 0.987 | 0.759 |
| 1F  | 23, 733    | 23, 945 | 18, 206 | 1.009 | 0.767 |
| 免震層 | 24, 405    | 25, 133 | 18, 862 | 1.030 | 0.773 |

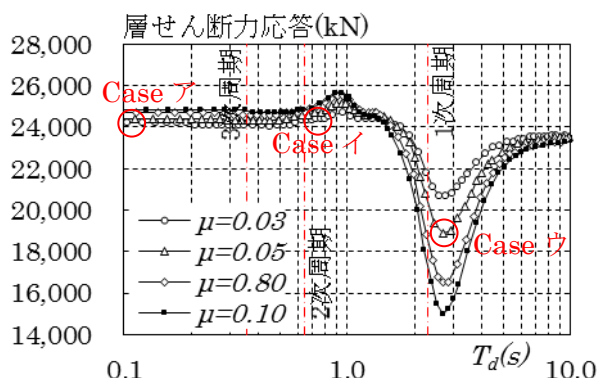


図 3.9  $\mu$ による免震層層せん断力の変化  
(Model B<sub>Vc</sub>, El Centoro NS,  $h_d=0.05$ )

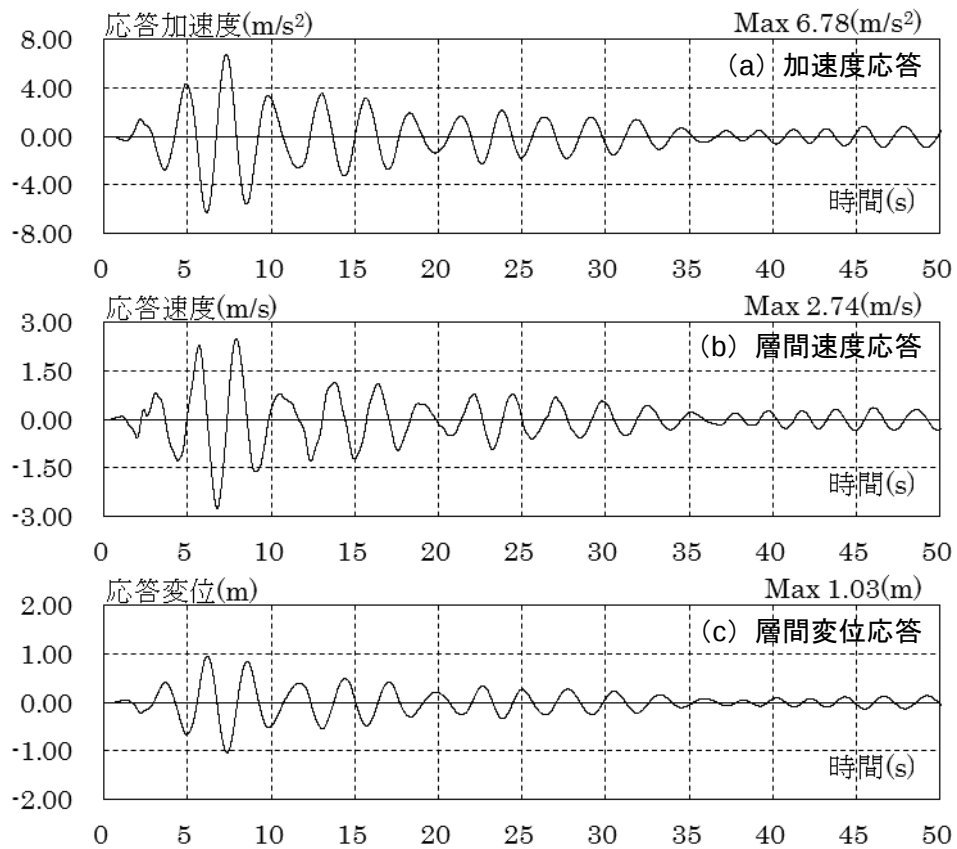


図 3.10 Case①の TMD 質点の応答 (El Centro,  $h_d=0.05$ ,  $\mu=0.05$ )

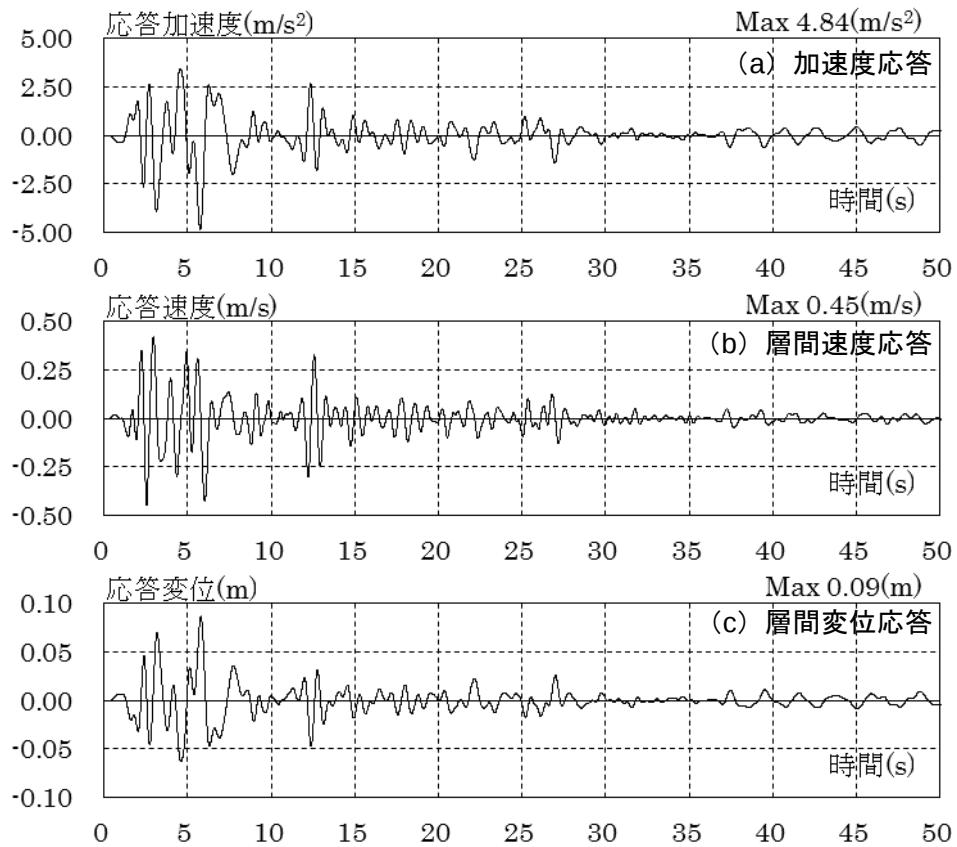


図 3.11 Case②の TMD 質点の応答 (El Centro,  $h_d=0.05$ ,  $\mu=0.05$ )

### 3.4 履歴減衰系ダンパーを有する免震構造へのTMDによる効果

免震層に履歴減衰系ダンパーを有する免震構造（以下 履歴減衰系免震構造）に対し，建物頂部に TMD を設置することによる建物頂部の応答加速度への影響を確認するため，地震応答解析を実行する。

#### 3.4.1 入力地震動と解析モデル

本解析で用いた入力地震動は，「2.3.1 入力地震動」にて示したものと同様であり，解析モデルは「2.3.2 粘性減衰系免震構造モデル」にて示した図 2.4 の構造モデル Model A，B，C を上部モデルとし，免震層の諸元は以下の事項を満足する Model A<sub>Hy</sub>，B<sub>Hy</sub>，C<sub>Hy</sub> とする。各モデルの諸元を表 3.4 に示す。

免震層の復元力特性は正規バイリニア型とし，第一折れ点強度  $Q_y$  は，各建物にて生じるレベル 1 の風荷重の総和をわずかに上回る程度とした。表 2.4 (a) ～ (c) に示すレベル 1 風荷重は，地表面粗度区分をⅢ，基準風速  $V_0=34\text{m/s}$ ，見付け（受風）面幅 35m として算定したものである。また免震層の 2 次剛性 ( $k_2$ ) の 1 次剛性 ( $k_1$ ) に対する比（二次剛性比： $\alpha=k_2/k_1$ ）は，実建物でよく使用される高減衰ゴム支承が  $\alpha=1/10$ ，鉛プラグ入り積層ゴムが  $\alpha=1/13$ ，免震 U 型ダンパー（鋼製ダンパー）が  $\alpha=1/60$  であり，これに天然ゴム系積層ゴムなどが組み合わされることを考え， $\alpha=1/8$  を採用した。これら  $Q_y$ ， $\alpha$  のもとで，最大変形時の等価粘性定数  $h_{eq}$  が 10～15% となるよう，1 次剛性  $k_1$ ，2 次剛性  $k_2$  を決定している。表 3.4 には，それら免震層諸元に加え，レベル 2 地震時の免震層最大変形，免震層最大変形時の割線剛性を合せて示している。

また表 3.5 に Model A<sub>Hy</sub>，B<sub>Hy</sub>，C<sub>Hy</sub> の免震層固定時及び免震層初期剛性時固有周期を，図 3.12 に免震層初期剛性時の刺激関数を示す。表 3.5 には，最大変形時の割線剛性を考慮した固有周期も併せて示している。いずれの Model の最大変形時の割線剛性考慮の一次固有周期は，3.0s 以上となっている。

各刺激関数は，粘性減衰系免震構造と同様に免震構造特有の 1 次の刺激モードが全層にわたって卓越している一方で，2 次の刺激モードが建物頂部および低層部において励起されて，建物高さが高いものほど建物頂部における 2 次刺激関数が大きくなっている。これは，免震層の履歴減衰特性における初期剛性の大きさが大きく影響していると推察される。

図 3.13 に Model A<sub>Hy</sub>，B<sub>Hy</sub>，C<sub>Hy</sub> のレベル 2 地震動に対する弾塑性応答解析結果を示す。示した応答解析結果は最大層間変形角応答，最大変位応答，最大加速度応答である。

最大加速度応答の各図から，各層の最大加速度応答値は中間層付近で最小値となり建物頂部において最大値となっている。建物頂部では  $2.1\text{m/s}^2$  (Model A<sub>Hy</sub>)， $3.1\text{ m/s}^2$  (Model B<sub>Hy</sub>)， $4.1\text{ m/s}^2$  (Model C<sub>Hy</sub>) と，各モデルの中層の最小応答加速度に比べ，1.2～2.3 倍程度になっていることがわかる。また最大層間変形角応答では，モデル設定の目標としていた  $1/200\text{rad}$  に比べ，最大でも  $1/345\text{rad}$  であり，一般的な履歴減衰系免震構造以上の性能を有していることがわかる。

表 3.4 免震層諸元並びに上部モデル

|             |                       | Model A <sub>Hy</sub> | Model B <sub>Hy</sub> | Model C <sub>Hy</sub> |
|-------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 構 上<br>造 部  | 質点数                   | 5                     | 10                    | 15                    |
|             | モデル名                  | Model A               | Model B               | Model C               |
| 免<br>震<br>層 | 免震層 階高 (m)            | 3.0                   | 3.0                   | 3.0                   |
|             | 免震層 初期剛性 (kN/mm)      | 184.7                 | 216.0                 | 476.6                 |
|             | 免震層 二次剛性 (kN/mm)      | 18.5                  | 27.0                  | 59.6                  |
|             | 第一折れ点強度 (kN)          | 1,176.8               | 3,040.1               | 5,589.8               |
|             | 二次剛性比                 | 0.100                 | 0.125                 | 0.125                 |
| 特<br>性      | 等価粘性定数                | 0.100                 | 0.15                  | 0.15                  |
|             | レベル 2 地震時の免震層最大変形 (m) | 0.36                  | 0.29                  | 0.26                  |
|             | 免震層最大変形時の割線剛性 (kN/mm) | 21.4                  | 36.1                  | 78.4                  |

表 3.5 対象建物の固有周期(s)

| 次数 | Model A <sub>Hy</sub> |                  |                     | Model B <sub>Hy</sub> |                  |                     | Model C <sub>Hy</sub> |                  |                     |
|----|-----------------------|------------------|---------------------|-----------------------|------------------|---------------------|-----------------------|------------------|---------------------|
|    | 免震層<br>固定時            | 免震層<br>初期<br>剛性時 | 最大変形時<br>割線剛性<br>考慮 | 免震層<br>固定時            | 免震層<br>初期<br>剛性時 | 最大変形時<br>割線剛性<br>考慮 | 免震層<br>固定時            | 免震層<br>初期<br>剛性時 | 最大変形時<br>割線剛性<br>考慮 |
| 1  | 0.675                 | 1.226            | 3.205               | 1.191                 | 1.750            | 3.509               | 1.509                 | 1.820            | 3.102               |
| 2  | 0.249                 | 0.365            | 0.396               | 0.454                 | 0.600            | 0.674               | 0.578                 | 0.680            | 0.811               |
| 3  | 0.154                 | 0.198            | 0.202               | 0.277                 | 0.343            | 0.357               | 0.355                 | 0.410            | 0.445               |

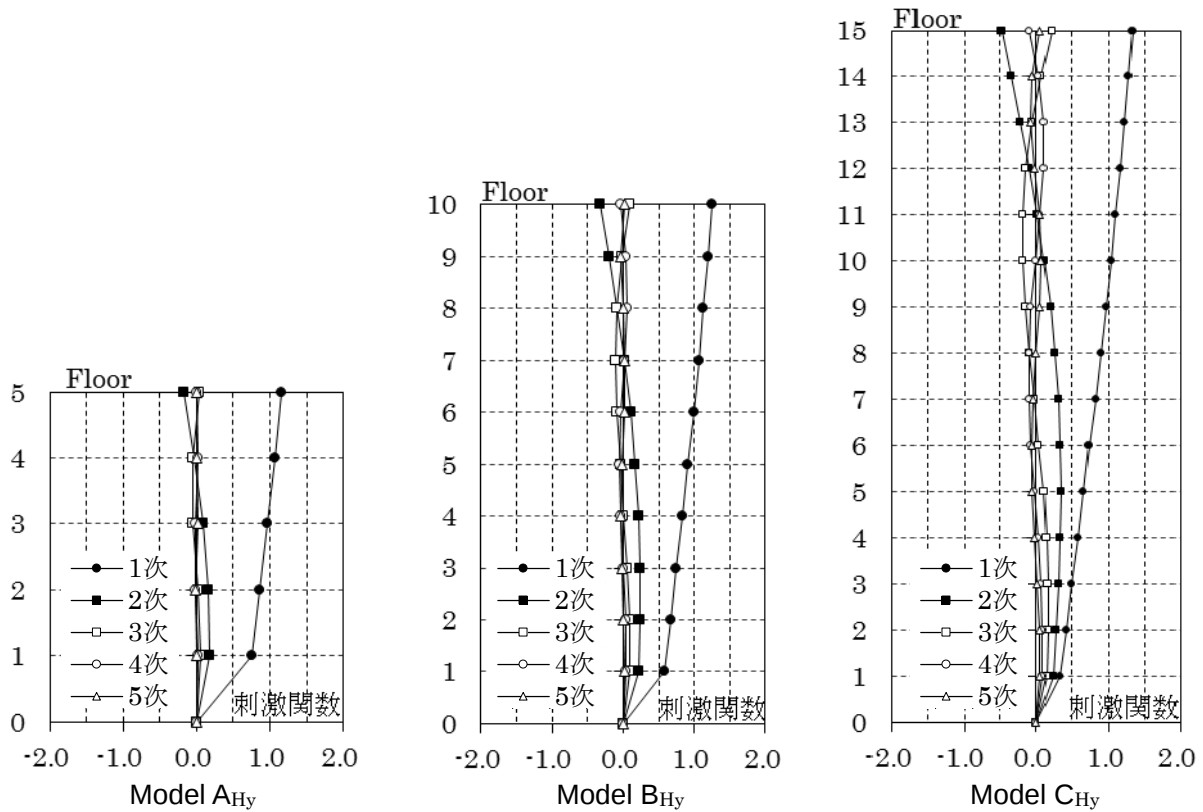


図 3.12 履歴減衰系免震構造モデルの刺激関数（免震層初期剛性考慮時）

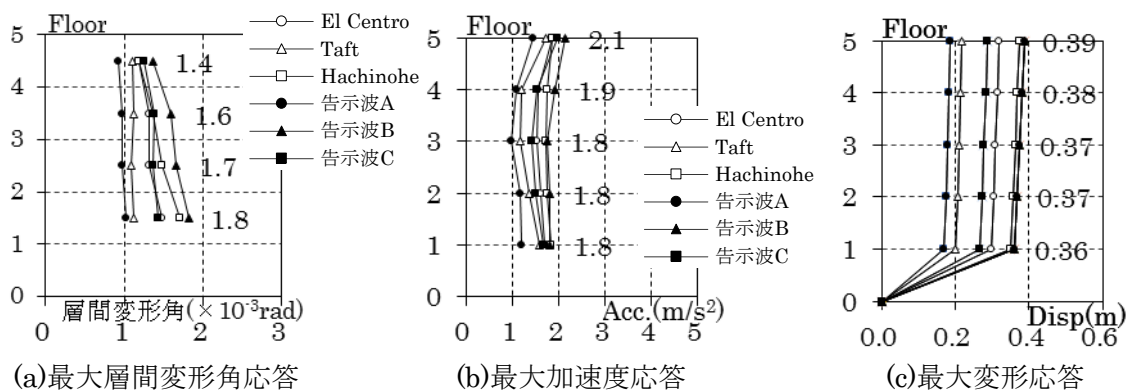


図 3.13 (1) 地震応答結果 (Model A<sub>Hy</sub>)

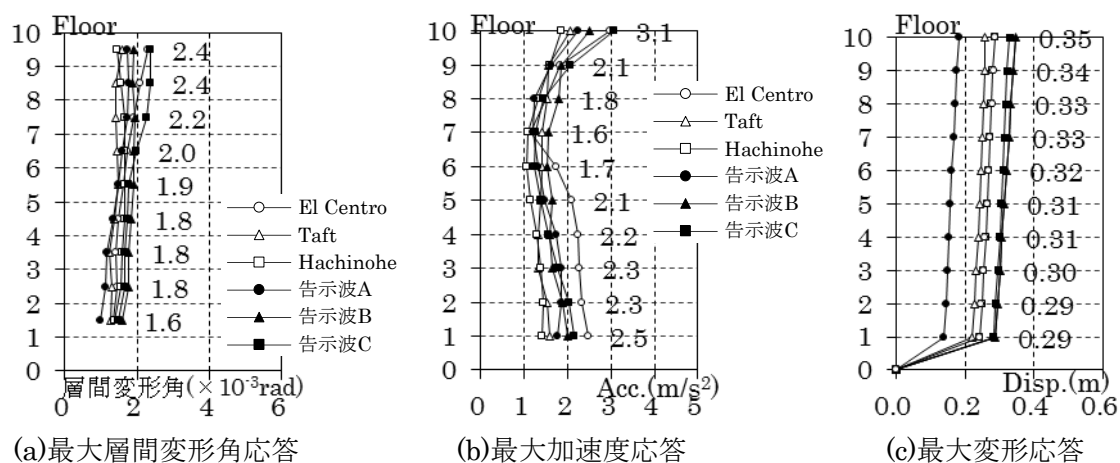


図 3.13 (2) 地震応答結果 (Model B<sub>Hy</sub>)

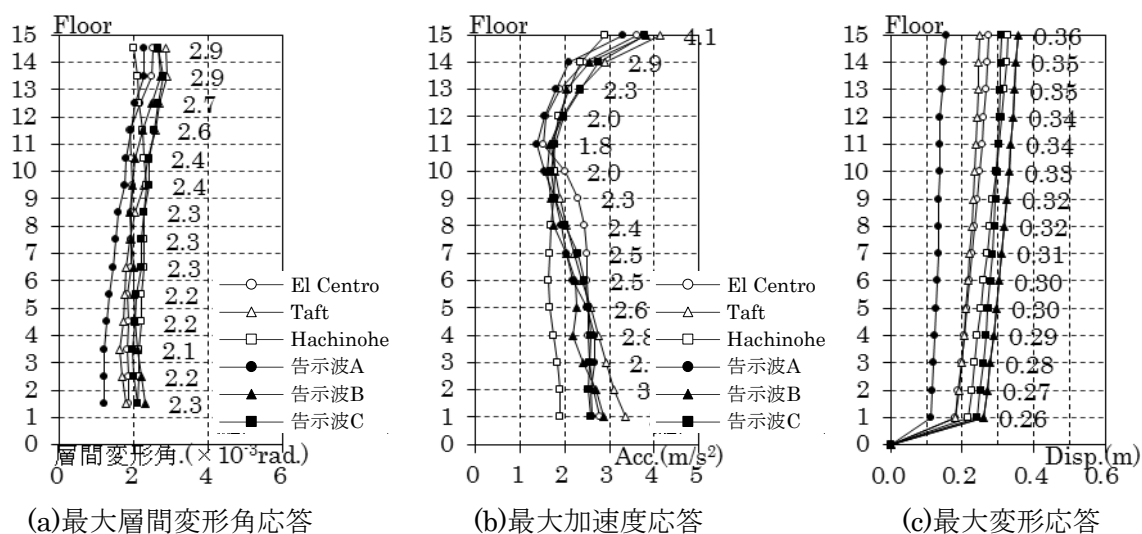


図 3.13 (3) 地震応答結果 (Model C<sub>Hy</sub>)

### 3.4.2 履歴減衰系免震構造モデルに対するTMDの効果

#### (1) TMD同調周期が及ぼす影響

図 3.14 (a) は、標準的な値として全重量比  $\mu=0.05$ 、TMD の粘性減衰定数  $h_d=0.05$  とした Model A<sub>Hy</sub> (5 質点系) の全入力地震動に対する弾塑性地震応答解析結果である。TMD の固有周期  $T_d$  を横軸に、縦軸には頂部最大加速度応答を TMD ロック時のそれで除した値 (=加速度応答低減率) を示す。各図中の一点鎖線は、主架構の 1~3 次の固有周期を表し、図 3.14 (b), (c) は Model B<sub>Hy</sub> (10 質点系)・C<sub>Hy</sub> (15 質点系) に対する結果である。

図からもわかるように各モデルによって、顕著さや対応する地震波は異なるものの、幾つかの特徴が確認される。まず履歴減衰系免震構造も粘性減衰系免震構造と同様に TMD の固有周期  $T_d$  に対して頂部最大加速度応答は変化し、主架構の固有周期付近に極値を持つことがわかるが、その現象は 2 次周期付近のみにて確認される。Model・地震波によらず、1 次周期付近に TMD を同調させることにより頂部最大加速度応答が減少する現象は見られない。むしろ 1 次周期付近に TMD を同調させた場合、頂部加速度応答値は増大している。Model B<sub>Hy</sub> や Model C<sub>Hy</sub> では、1 次周期付近に TMD を同調させた場合、TMD ロック時の頂部最大加速度応答の 1.4 倍程度に増大しているものもある。これは免震構造に TMD を組合せた場合の、履歴減衰系免震構造との粘性減衰系免震構造との大きな違いである。

2 次周期付近に同調させた場合においては、頂部最大加速度応答の低減率は、0.6~0.7 になっているものも見られるなど、粘性減衰系免震構造における結果に比べ、加速度応答の低減効果は大きくなっている。

これら現象の大きな要因は、履歴減衰による免震層の初期剛性の高剛性化、免震層復元力特性の非線形化によるものと推測される。2 章でも述べたように、免震層の高剛性化は、系の 2~3 次モードを励起させ、上層部の加速度応答を増大させる。また免震層復元力の非線形化は、主架構の固有周期や固有モードといった振動特性を変化させる。特に 2 次固有周期や 2 次固有モードに比べて 1 次固有周期及び 1 次固有モードへの、影響は大きい。表 3.5 に示すように、例えば Model B<sub>Hy</sub> では、2 次固有周期が免震層初期剛性時 0.60s から、最大変形時割線剛性時 0.67s と変動しているのに対して、1 次固有周期の変化は 1.75s から 3.51s と、2 次固有周期に比べはるかに大きい。このことは TMD の制振効果を無力化するばかりでなく、付加質量増加による応答増大を引き起こしているものと推測される。

図 3.15~3.17 は、Model A<sub>Hy</sub>、Model B<sub>Hy</sub>、Model C<sub>Hy</sub> の頂部質点における加速度応答倍率を縦軸に、成分周期を横軸にとり、各モデルの 1 次~3 次固有周期を併せて示している。また図 3.15 (a) ~3.17 (a) は頂部の TMD を主架構の 2 次固有周期に同調させた場合、図 3.15 (b) ~3.17 (b) は主架構の 1 次固有周期に同調させた場合、図 3.15 (c) ~3.17 (c) は各地震波による最大変形時の割線剛性を用いた固有周期に同調させたものである。

各図には、比較のため TMD が剛部材によって建物頂部に緊結されている場合 (TMD がロックされている場合) の加速度応答倍率を併記しているが、免震層の非線形化が主要因となり、TMD ロック時の加速度応答倍率が 2 次周期付近では 1 次周期付近を上回るほど大

きな値となっていること、1次周期よりも長周期領域において大きな加速度応答倍率が確認されること、3次以上の高次モード領域においては、特別に卓越した周期成分は見られないことなどがわかる。

それに加え、架構に TMD を設置することで、その同調周期付近の加速度応答倍率は減少しており、TMD による制振効果が確認できる。同調周期を 1 次周期とした場合でも加速度応答倍率は同様に減少しているが、TMD による頂部加速度応答の低減効果は、時刻歴解析結果からは確認できなかった。これは免震層の非線形化により、振動に含まれる 1 次モード成分は小さくなり、それよりも長周期であるモード成分が系の振動を支配しているためであると思われる。

以上から、次のような知見が得られた。

- ・履歴減衰系免震構造も粘性減衰系免震構造と同様に TMD の固有周期  $T_d$  に対して頂部最大加速度応答は変化し、主架構の固有周期付近に極値を持つ。しかしその現象は 2 次周期付近のみで確認される。
- ・建物モデル、地震波によらず、TMD を 1 次周期付近に同調させることにより頂部最大加速度応答が減少する現象は見られない。むしろ 1 次周期付近に TMD を同調させた場合、頂部加速度応答値は増大している。
- ・これは免震層の非線形化が、振動に含まれる 1 次モード成分を小さくする一方で長周期成分を励起するためである。免震層復元力の非線形化が、主架構の 1 次固有周期や 1 次固有モードを大きく長周期化させ、TMD の制振効果を減ずるばかりでなく、付加質量増加による応答増大を引き起こしている。この現象は、各モデルの加速度応答倍率においても裏付けされる。
- ・TMD を 2 次周期付近に同調させた場合、頂部最大加速度応答の低減率が 0.6～0.7 になるなど、粘性減衰系免震構造における結果に比べ、その低減効果は大きくなっている。これは免震層の高剛性化が、系の 2～3 次モードを励起させていることが背景にあり、より TMD の制振効果を際立させている。さらに免震層の非線形化による影響が、1 次周期に比べ、2 次周期は遥かに小さく、TMD の制振効果が発揮できている。なおこれらの現象は、各モデルの加速度応答倍率においても裏付けられる。

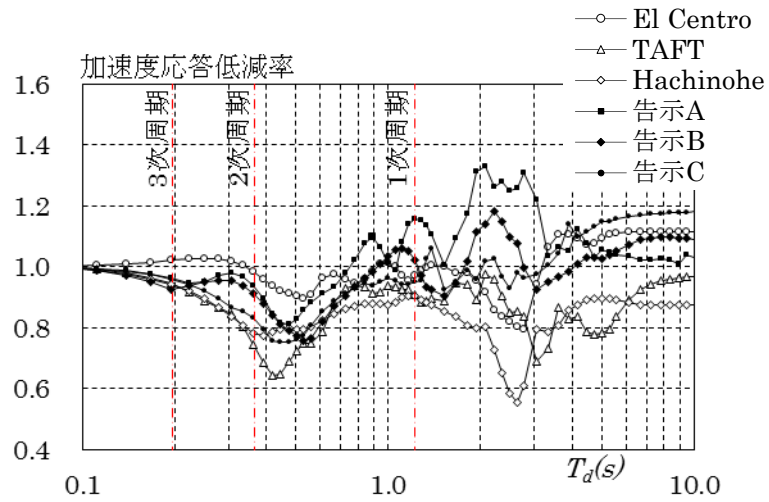


図 3.14 (a) TMD による加速度応答低減率の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

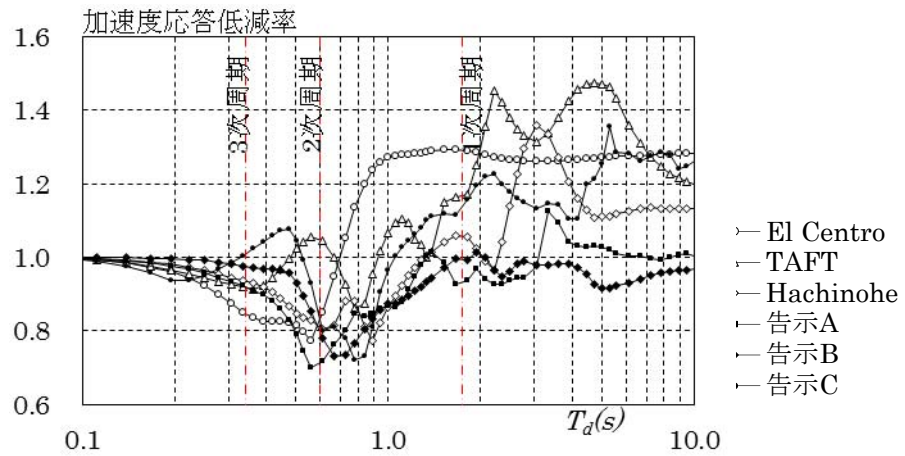


図 3.14 (b) TMD による加速度応答低減率の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

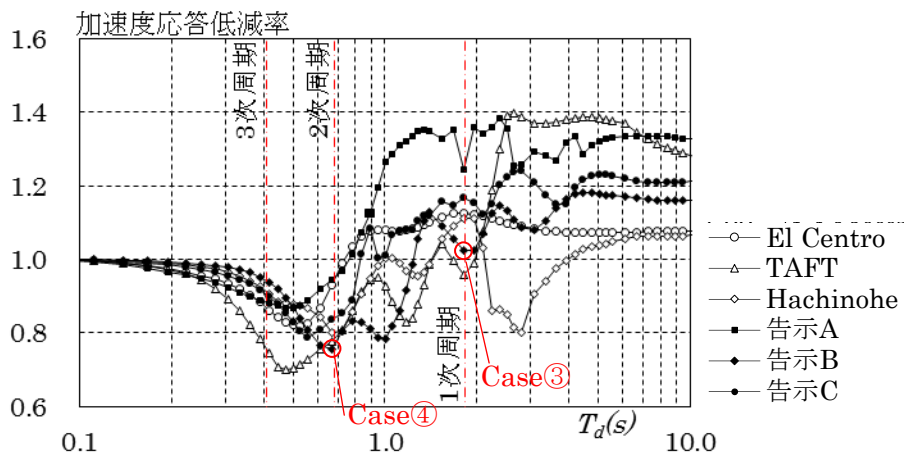


図 3.14 (c) TMD による加速度応答低減率の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

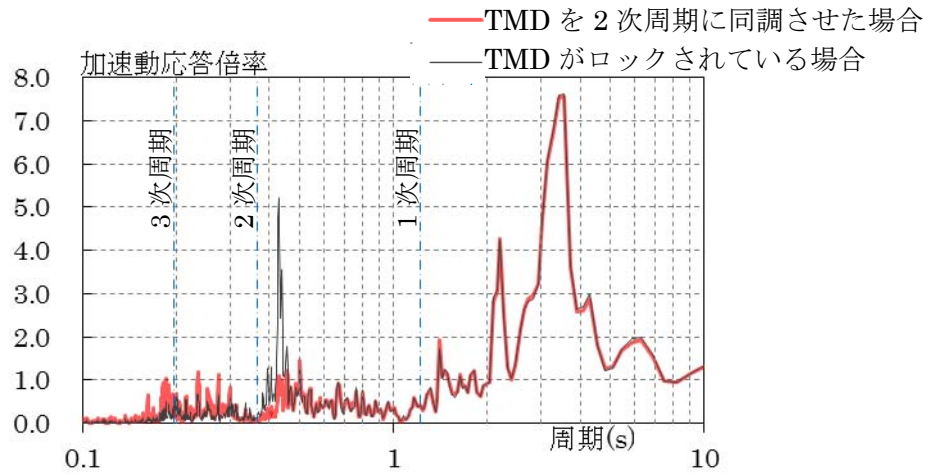


図 3.15 (a) 2 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

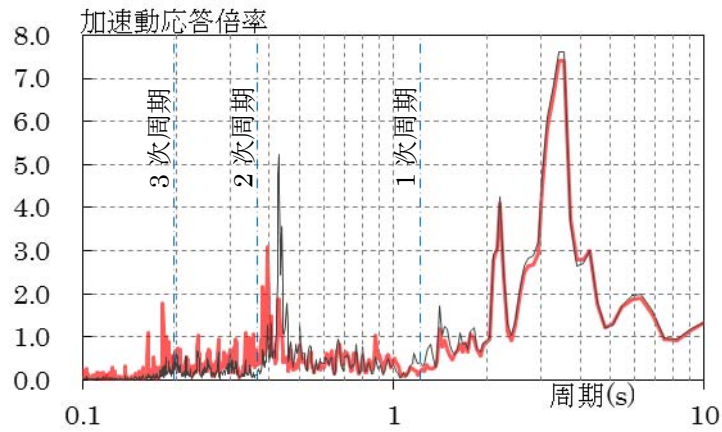


図 3.15 (b) 1 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

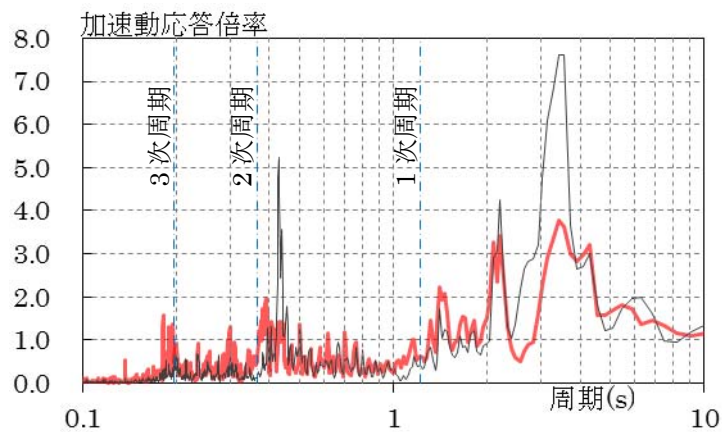


図 3.15 (c) 最大変形時割線剛性による周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

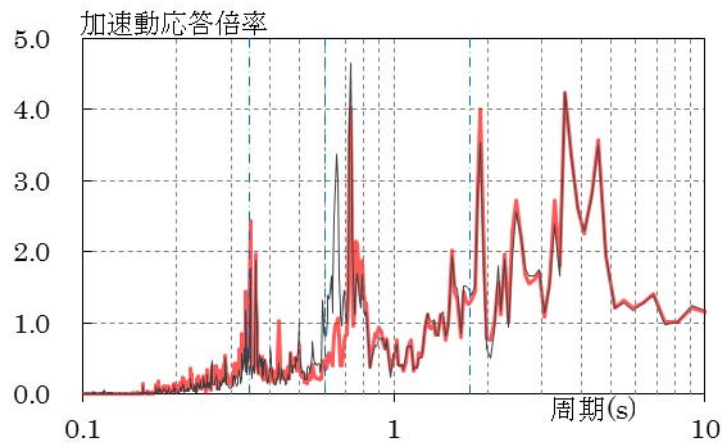


図 3.16 (a) 2 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model B<sub>Hy</sub>, ElCentro NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

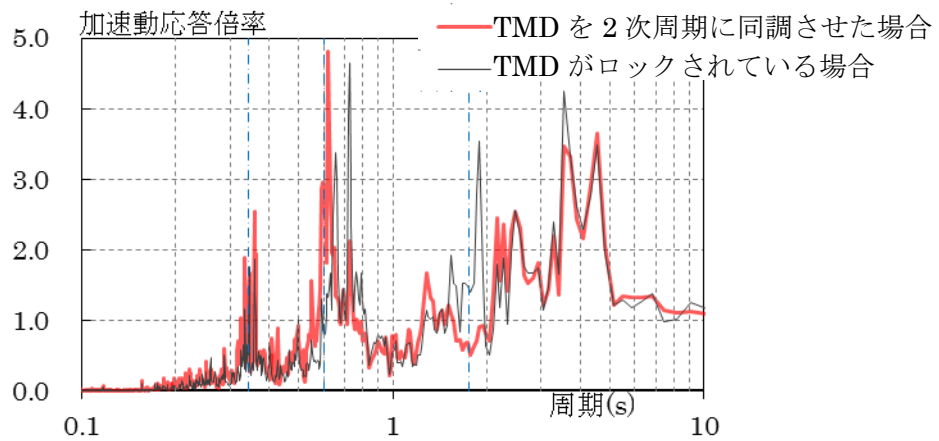


図 3.16 (b) 1 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model B<sub>Hy</sub>, ElCentro NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

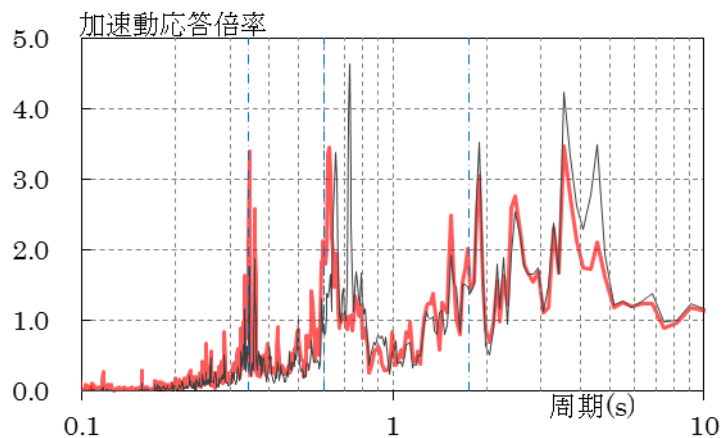


図 3.16 (c) 最大変形時割線剛性による周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model B<sub>Hy</sub>, ElCentro NS 波,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

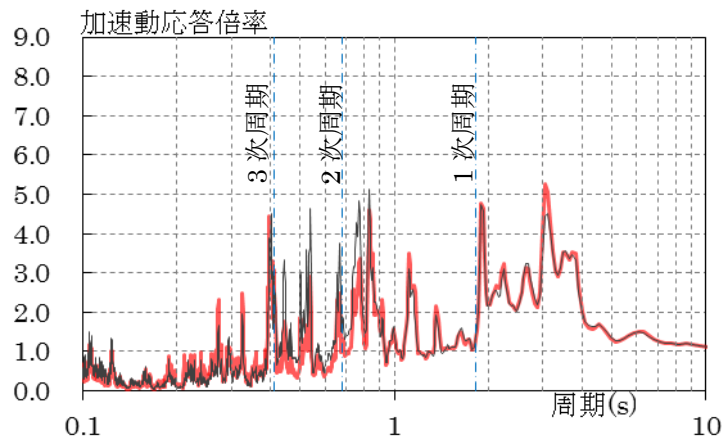


図 3.17 (a) 2 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

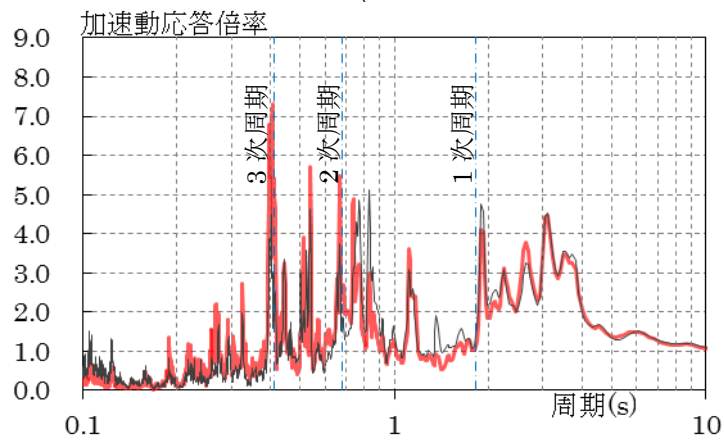


図 3.17 (b) 1 次周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

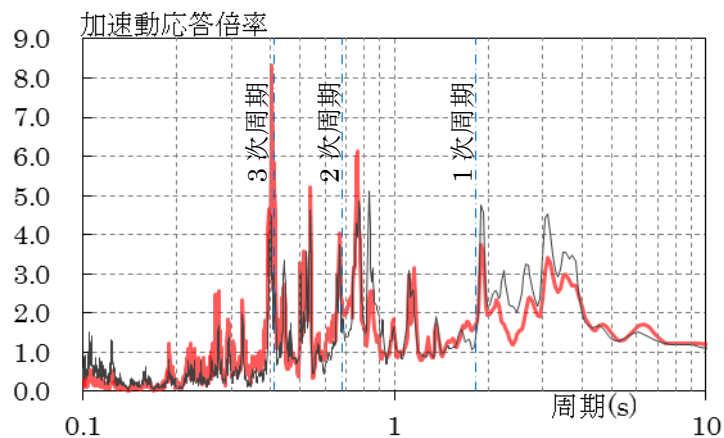


図 3.17 (c) 最大変形時割線剛性による周期に同調した場合の加速度応答倍率  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $\mu=0.05$ ,  $h_d=0.05$ )

## (2) TMDの減衰条件が及ぼす影響

図 3.18 は、横軸に  $T_d$  を、縦軸に主架構頂部の最大加速度応答をとり、TMD の減衰条件 (TMD の粘性減衰定数:  $h_d=3, 5, 10, 20, 50\%$ ) の影響について示したものである。図中には主架構の 1~3 次の固有周期を一点鎖線で示している。図 3.18 (a), (b) は 5 質点系の Model A<sub>Hy</sub> に対する結果であり、入力地震動は 1 次周期に TMD を同調させた方が効果の高い Hachinohe NS 波 (図 3.18 (a)) と、2 次周期の方が効果の高い告示波 A (図 3.18 (b)) について示す。同様に図 3.18 (c), (d) は 10 質点系の Model B<sub>Hy</sub> に対する結果であり、1 次周期に TMD を同調させたとしても、頂部の最大加速度応答の低減効果が殆ど確認できない ElCentroNS 波 (図 3.18 (c)), 告示波 B (図 3.18 (d)) について、図 3.18 (e), (f) は 15 質点系の Model C<sub>Hy</sub> に対する結果であり、1 次周期に TMD を同調させた場合、頂部最大加速度応答が増大する傾向にある TAFT EW 波 (図 3.18 (e)), 告示波 C (図 3.18 (f)) について、示したものである。

いずれの結果からも  $h_d$  が大きくなるにつれ、 $T_d$  に対する変化を平滑化していること、1 次または 2 次周期に TMD を同調させた場合、加速度応答は  $h_d=3\% \sim 5\%$  で最小となることが確認される。

図 3.19 は、図 3.18 と同条件下での TMD 質点の加速度応答を示したものである。それら図 3.19 と図 3.18 の比較からもわかるように、頂部加速度応答が最小となる  $T_d$  において TMD 質点の加速度応答が最大になり、同時に頂部加速度応答が最小となる  $h_d$  において TMD 質点の加速度応答が最大になるなど、両者には高い相関がある。また 1 次周期に同調した場合に比べ、2 次周期に同調した方が、TMD 質点の加速度応答は小さくなっている。なおこれら現象は、モデルや入力地震波によらず確認された。

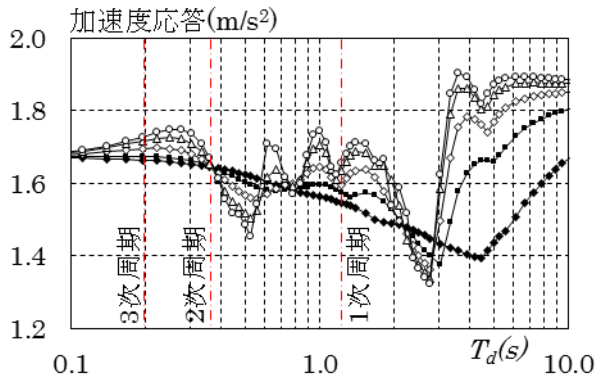


図 3.18 (a)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $\mu=0.05$ )

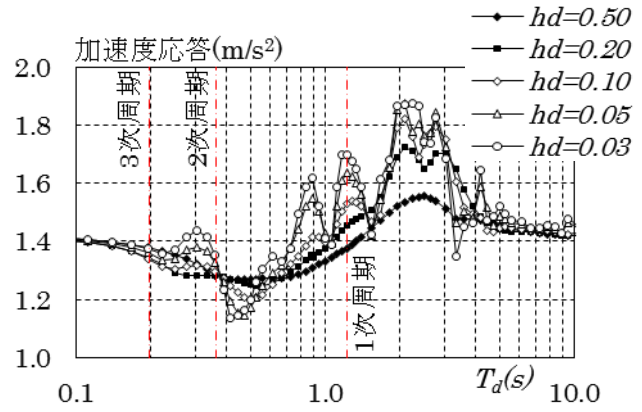


図 3.18 (b)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $\mu=0.05$ )

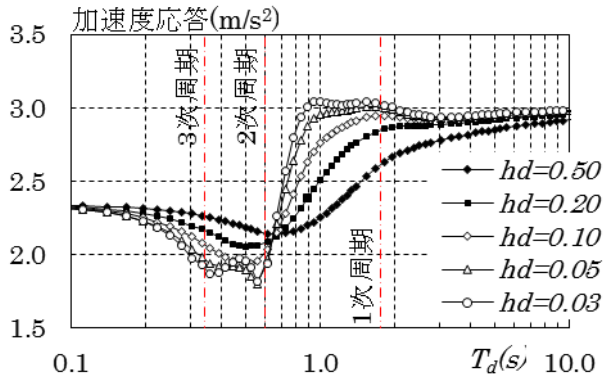


図 3.18 (c)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $\mu=0.05$ )

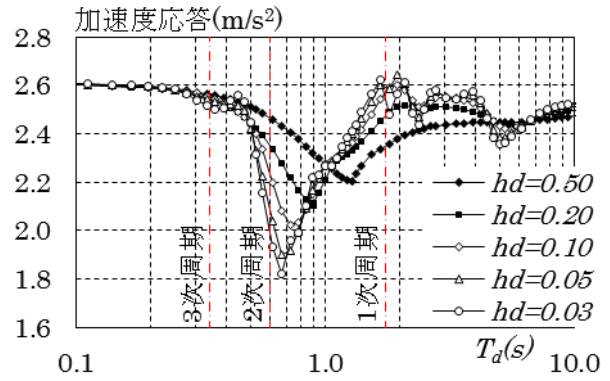


図 3.18 (d)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $\mu=0.05$ )

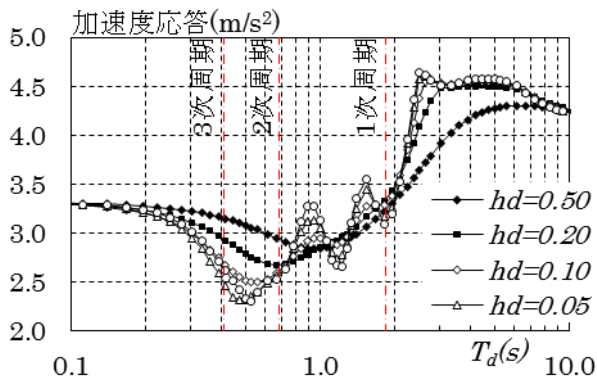


図 3.18 (e)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $\mu=0.05$ )

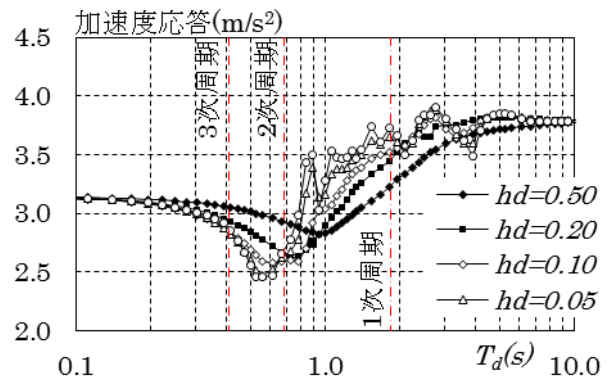


図 3.18 (f)  $h_d$ による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $\mu=0.05$ )

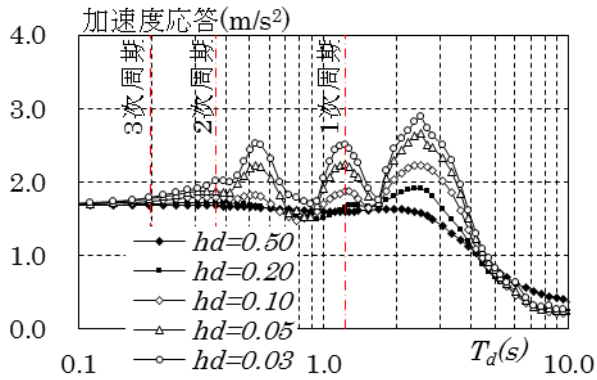


図 3.19 (a) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $\mu=0.05$ )

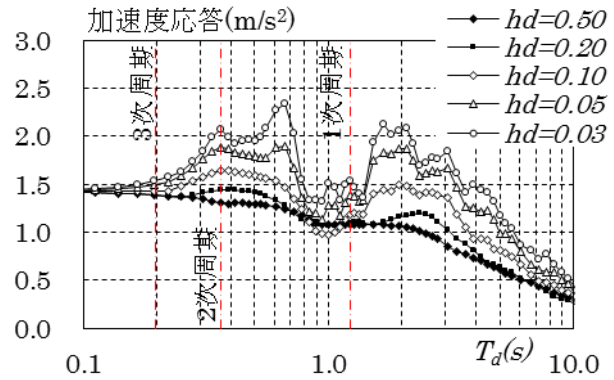


図 3.19 (b) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $\mu=0.05$ )

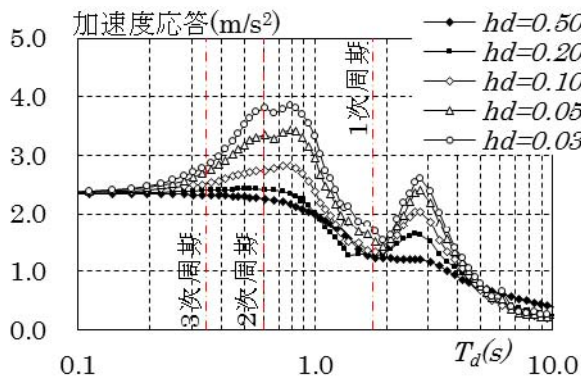


図 3.19 (c) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $\mu=0.05$ )

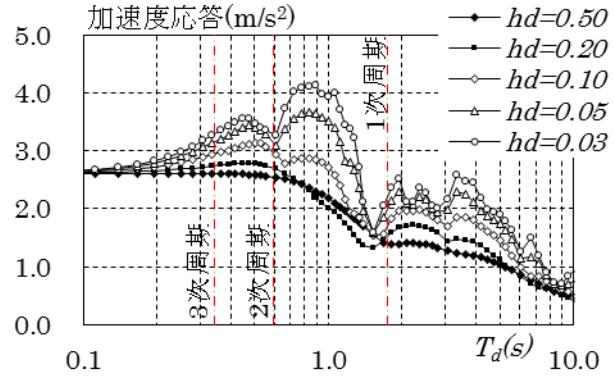


図 3.19 (d) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $\mu=0.05$ )

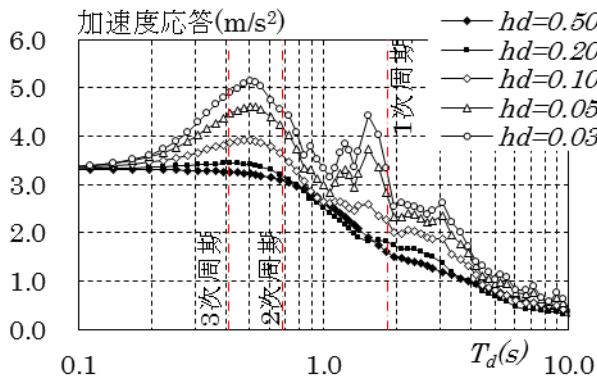


図 3.19 (e) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $\mu=0.05$ )

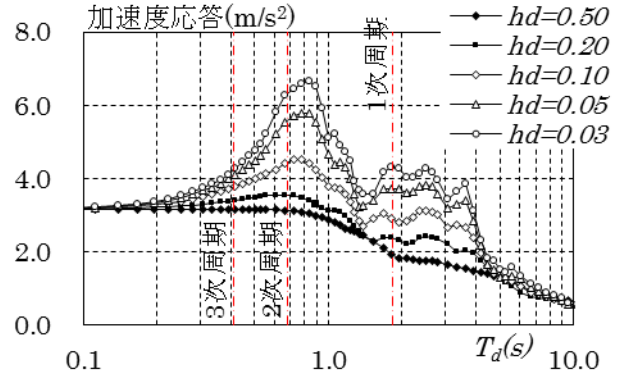


図 3.19 (f) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $\mu=0.05$ )

### (3) TMD質量が及ぼす影響

図 3.20 は、TMD 質量が加速度応答に及ぼす影響を把握することを目的に、 $h_d=0.05$  とし、全重量比  $\mu$  を 0.03~0.10 の範囲で変動させ、縦軸に頂部最大加速度応答を、TMD の固有周期  $T_d$  を横軸にとったものである。図 3.20 (a), (b) は Model A<sub>Hy</sub>, 図 3.20 (c), (d) は Model B<sub>Hy</sub>, 図 3.20 (e), (f) は Model C<sub>Hy</sub> に対するものであり、対応する入力地震動は図 3.18 と同様である。図に示されているように、 $\mu$  が大きくなるに従い、TMD による制振効果は増大し、頂部最大加速度応答は減少している。これは、粘性減衰系免震構造でも見られた特徴であり、TMD の基本的な特性<sup>3.14)</sup>と一致している。

また、TMD 周期  $T_d$  が主架構の 1 次周期より長周期である領域においては、TMD の質量が変化しても主架構の頂部最大加速度応答に大きな差が見られないこと、特に Model B<sub>Hy</sub>, Model C<sub>Hy</sub> において顕著であることが確認される。

図 3.20 と同じ条件にて、縦軸に加速度応答低減率を示したものが、図 3.21 である。図からわかるように、TMD 周期  $T_d$  が主架構の 1 次周期より短周期である領域では全重量比による加速度応答低減率に大きな差は見られないが、1 次周期より長周期である領域においては、いずれも 1.0 を上回りつつ、全重量比  $\mu$  が大きくなるに従い加速度応答低減率が増加しており、TMD 質量の増加が頂部加速度応答に悪影響を及ぼしていることがわかる。

図 3.22 は図 3.20, 3.21 と同条件下での TMD 質点の加速度応答を示したものである。両図の比較からもわかるように、 $\mu$  が大きくなるにつれ、頂部加速度応答をより減少させつつ、TMD 質点の加速度応答も減少している。

なおこれら現象は、モデルや入力地震波によらず確認された。

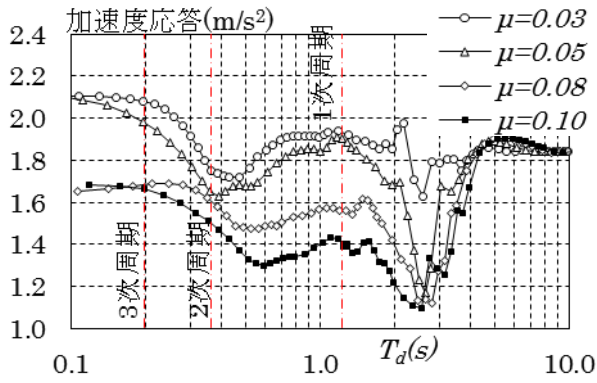


図 3.20 (a)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $h=0.05$ )

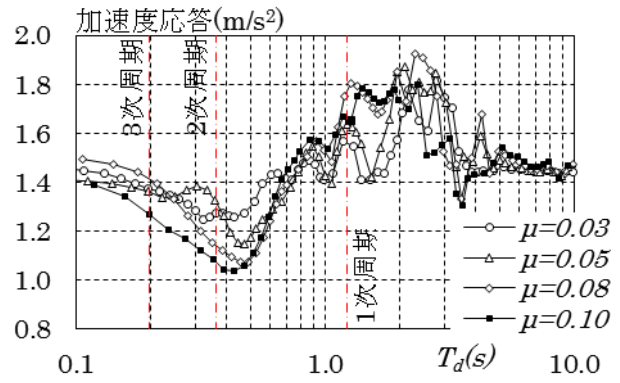


図 3.20 (b)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $h=0.05$ )

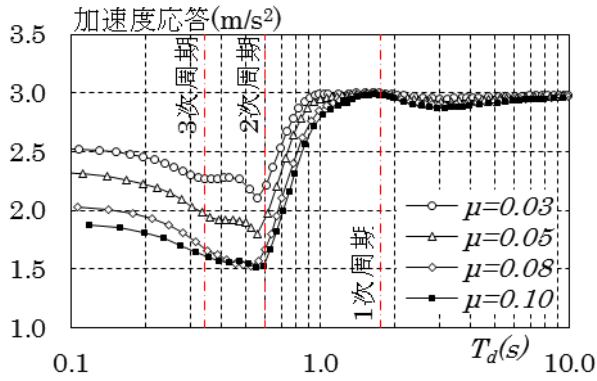


図 3.20 (c)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $h=0.05$ )

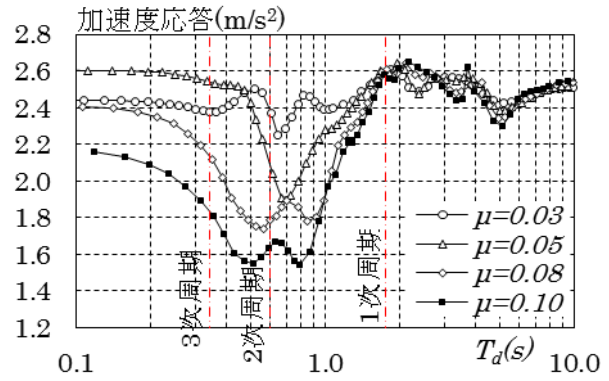


図 3.20 (d)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $h=0.05$ )

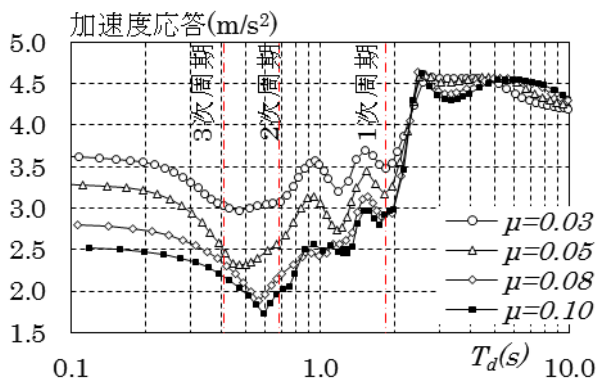


図 3.20 (e)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $h=0.05$ )

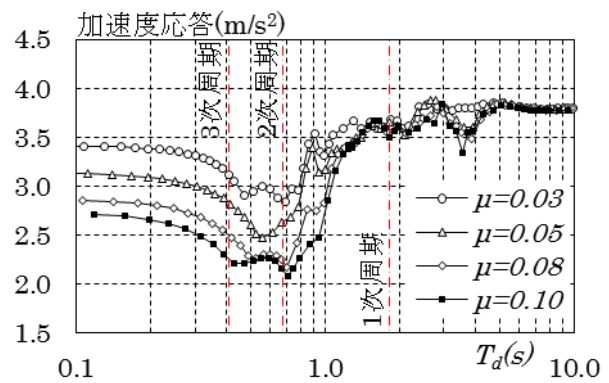


図 3.20 (f)  $\mu$  による頂部加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $h=0.05$ )

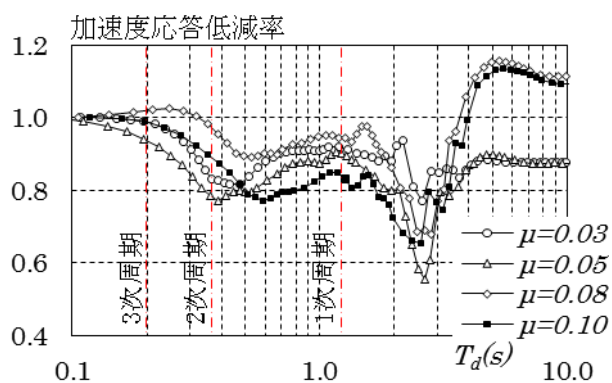


図 3.21 (a)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $h=0.05$ )

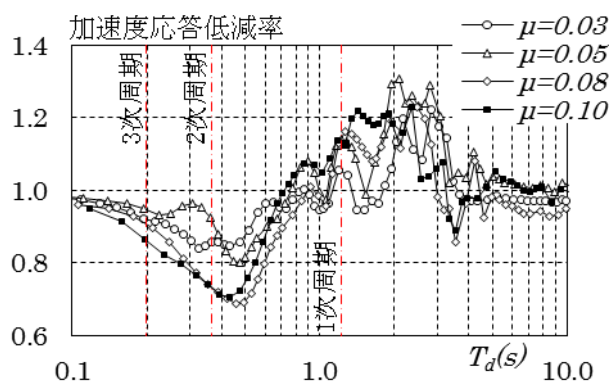


図 3.21 (b)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $h=0.05$ )

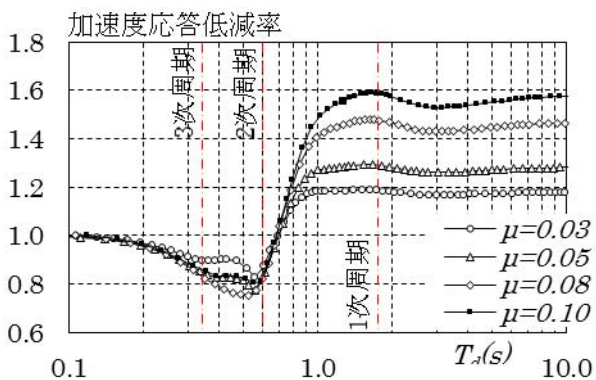


図 3.21 (c)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $h=0.05$ )

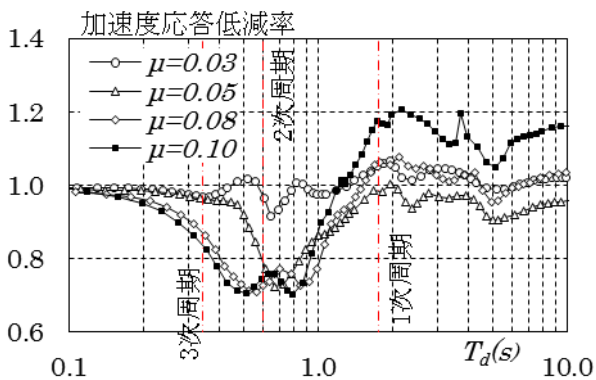


図 3.21 (d)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $h=0.05$ )

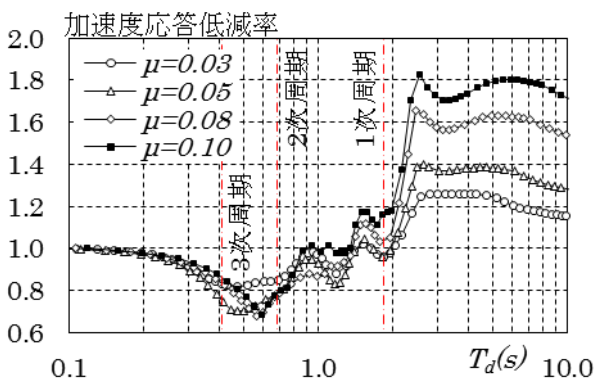


図 3.21 (e)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $h=0.05$ )

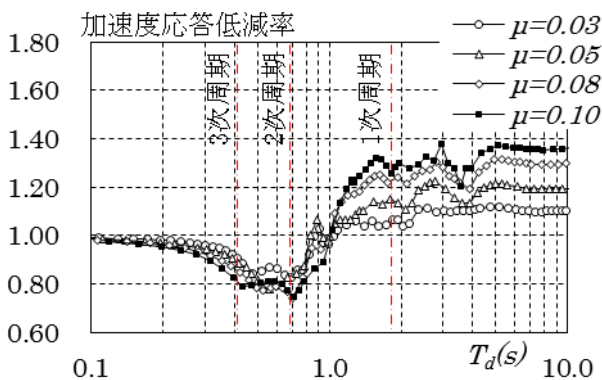


図 3.21 (f)  $\mu$  による加速度応答低減率の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $h=0.05$ )

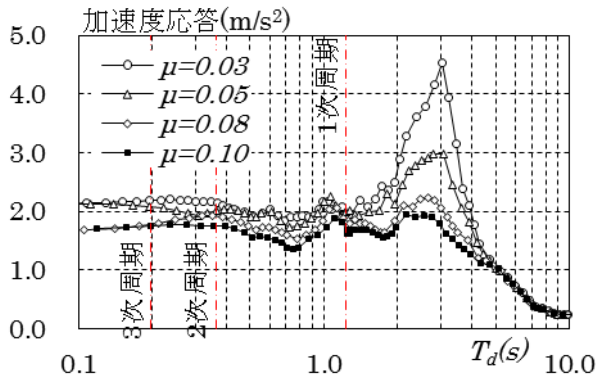


図 3.22 (a) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $h_d=0.05$ )

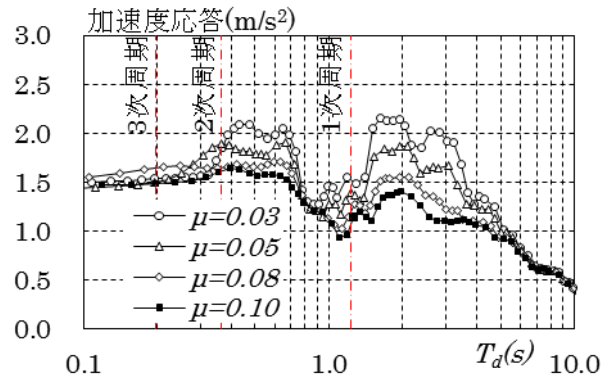


図 3.22 (b) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $h_d=0.05$ )

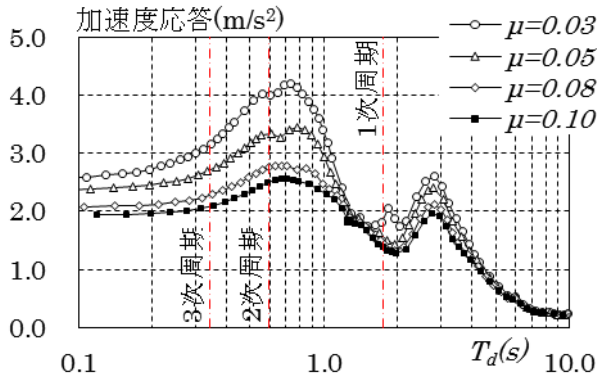


図 3.22 (c) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $h_d=0.05$ )

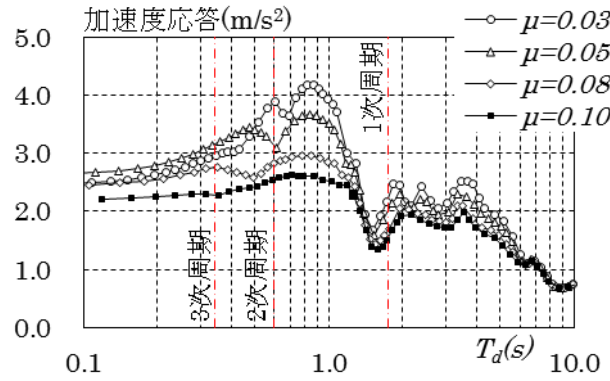


図 3.22 (d) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $h_d=0.05$ )

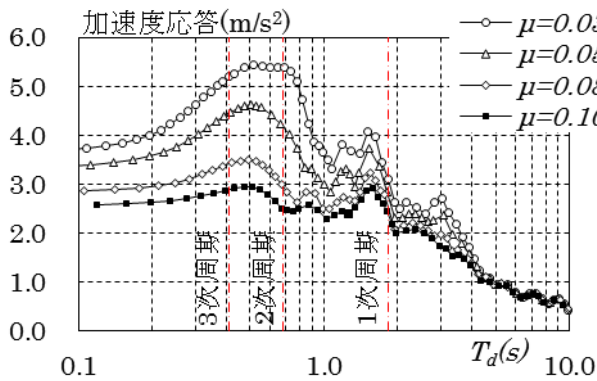


図 3.22 (e) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $h_d=0.05$ )

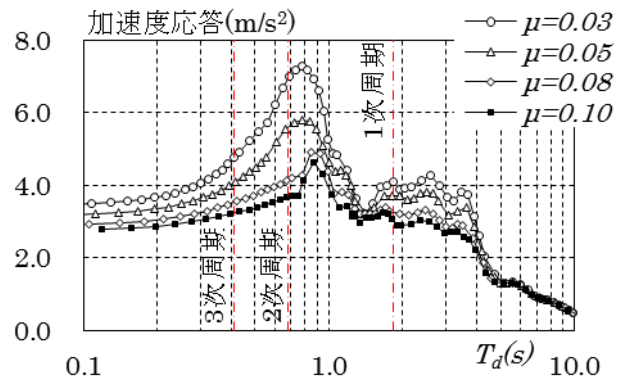


図 3.22 (f) TMD 質点加速度応答の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $h_d=0.05$ )

#### (4) TMDによる系のせん断力応答への影響

図 3.23 は、各モデルの免震層せん断力応答を縦軸にとり、全重量比  $\mu$  による変化を示したものである。この図から、横軸の  $T_d$  の変動に対して、免震層のせん断力応答は 1 次周期付近やそれ以上の長周期領域で 20% 程度の減少が見られる場合もあるが、2 次周期付近では大きな変動はないことがわかる。粘性減衰系免震構造の場合と同様で、2 次周期に同調させた TMD の制振効果は、2 次モードが励起することで応答増加が推測される建物頂部と脚部の局所的な階に限定されるため、最下層である免震層の層せん断力応答を減少させるには至らない。

#### (5) TMD 質点の応答性状

図 3.24 は図 3.14 (c) 中の Case③における TMD 質点の絶対加速度応答、TMD 質点と設置階との層間速度応答、層間変位応答を、図 3.25 は図 3.14 (c) 中の Case④における同応答を示す。TMD の諸元は  $\mu=0.05$ 、 $h_d=0.05$ 、入力地震動は告示波 B である。

主架構の 1 次周期に TMD を同調させた Case③の場合 (図 3.24)、TMD 質点の各応答は最大加速度応答  $3.08\text{m/s}^2$ 、最大層間速度応答  $0.96\text{m/s}$ 、最大層間変位応答  $0.25\text{m}$  となっている。この結果は、TMD に配置する減衰機構をオイルダンパーとした場合、一般的なストロークや限界速度を超える応答となっており、TMD として用いることは現実的ではない。それに対し、TMD を主架構の 2 次周期に同調させた Case④の場合 (図 3.25)、TMD 質点の各応答は最大加速度応答  $5.07\text{m/s}^2$ 、最大層間速度応答  $0.38\text{m/s}$ 、最大層間変位応答は  $0.06\text{m}$  と、加速度応答を除き 1 次周期に同調させた場合よりも小さく、作動許容範囲にあることがわかる。

図 3.14 (c) に示すように Case③に比べ④の上層階の加速度応答低減効果が大きいことを考えると、粘性減衰系免震構造と同様に履歴減衰系免震構造においても、TMD を主架構の 2 次固有周期に同調させる利点を表し、大地震時における上層階の加速度応答低減を目的とした TMD の有効活用の可能性を導くものである。

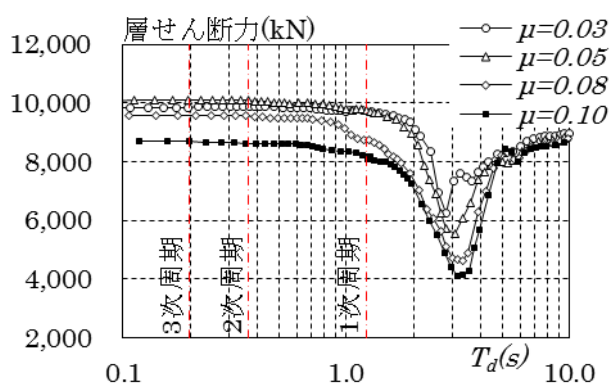


図 3.23 (a)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, Hachinohe NS 波,  $h_d=0.05$ )

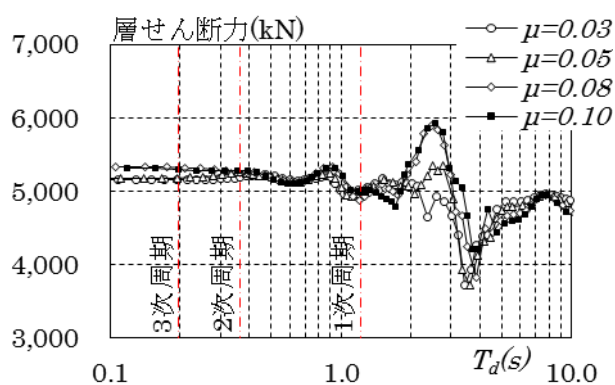


図 3.23 (b)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model A<sub>Hy</sub>, 告示波 A,  $h_d=0.05$ )

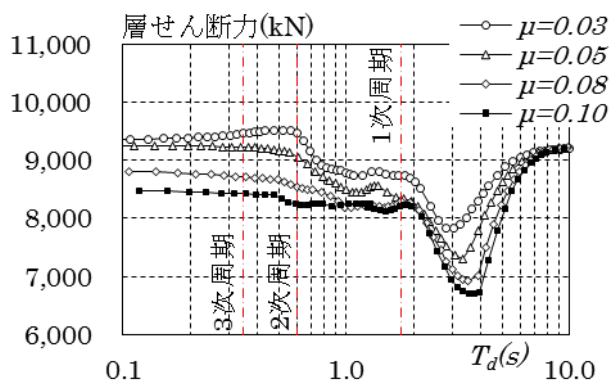


図 3.23 (c)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, El Centro NS 波,  $h_d=0.05$ )

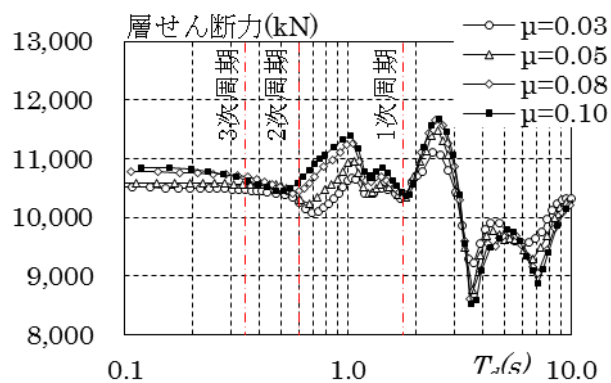


図 3.23 (d)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model B<sub>Hy</sub>, 告示波 B,  $h_d=0.05$ )

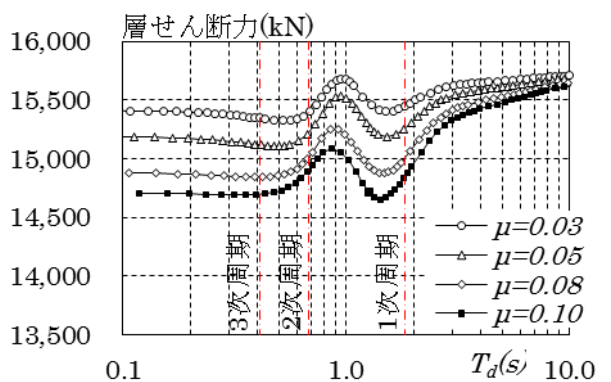


図 3.23 (e)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, TAFT EW 波,  $h_d=0.05$ )

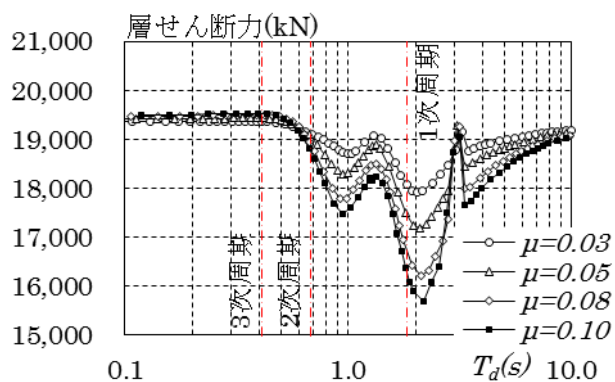


図 3.23 (f)  $\mu$  による免震層層せん断力の変化  
(Model C<sub>Hy</sub>, 告示波 C,  $h_d=0.05$ )

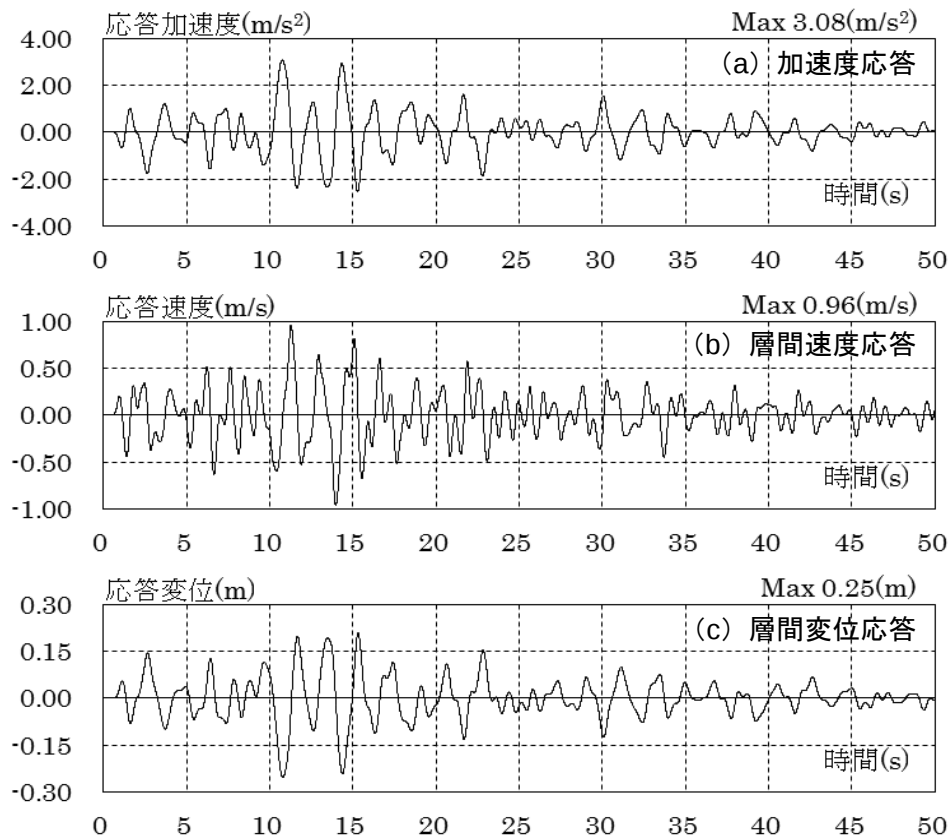


図 3.24 Case③の TMD 質点の応答 (告示波 B,  $h_d=0.05$ ,  $\mu=0.05$ )

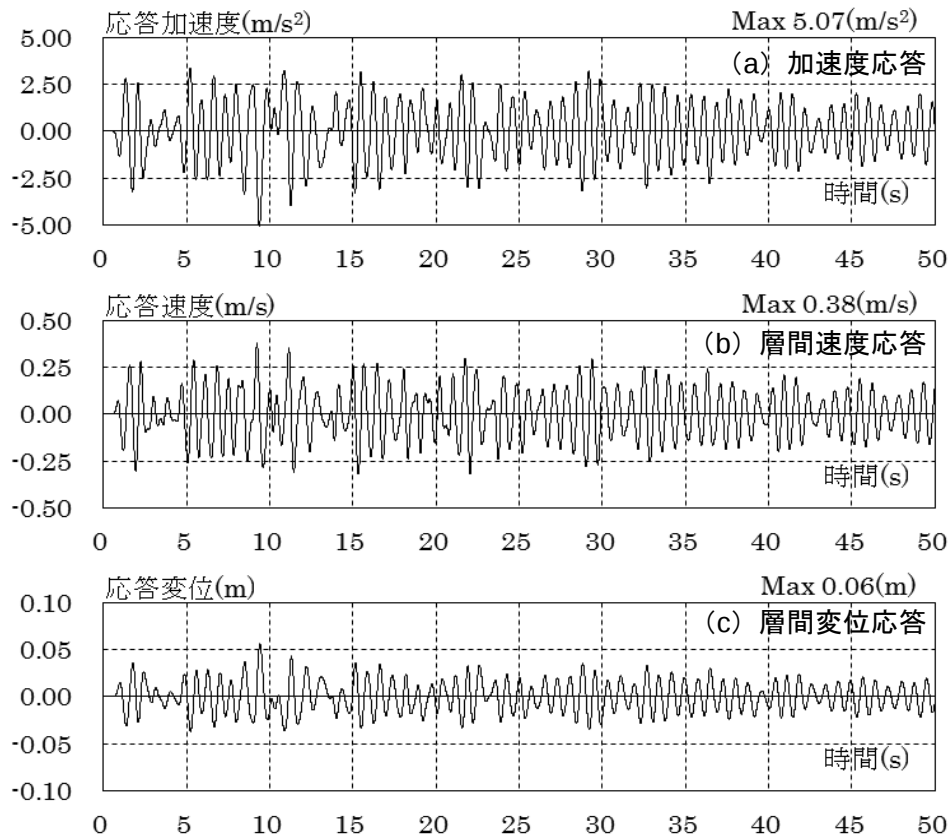


図 3.25 Case④の TMD 質点の応答 (告示波 B,  $h_d=0.05$ ,  $\mu=0.05$ )

### 3.5 TMDの最適同調周期・減衰に関する考察

本研究では、系の2次周期にTMDを同調させることにより、建物頂部の地震時の加速度応答を減少させる効果があり、かつその時のTMDの応答が、1次周期に同調させた場合に比べ遥かに現実的な範囲の挙動であることなどから、本手法を提案している。

本手法を適用するためには、TMDの同調周期の設定が重要であるため、TMDの同調周期に焦点をあて、幾つかの考察を試みる。

#### 3.5.1 ホワイトノイズを入力地震動とした場合のTMDの制振効果

本提案は、入力地震動が持つ周期特性と免震構造の振動特性の組み合わせを利用したものである。それを裏付けるため、ホワイトノイズ（以降WN）を入力地震動とした場合のTMDの応答低減効果を検討した。

図3.26 (a)～(c)は頂部にTMDが配置された粘性減衰系免震構造5質点系、10質点系と15質点系 (Model A<sub>Vc</sub>, Model B<sub>Vc</sub>, Model C<sub>Vc</sub>) に対してWNを入力地震動として地震応答解析を実施したもので、横軸にTMDの固有周期、縦軸に頂部加速度の応答低減率を示したものである。図からもわかるように1次周期付近に同調されたTMDの効果で大きく加速度応答が低減している一方で、2次周期付近ではその効果がわずかにしか見られない。

免震構造の特徴の一つとして、1次モードが卓越し、2次モードおよびそれ以上の高次モードの発現が抑制される。WNは全周波数（周期）領域で同じ強度を有しているため、1次モードが卓越する免震構造にWNが入力された場合、その応答加速度波は、免震構造の各振動モードの発現力に比例したものとなり、圧倒的な1次モード卓越の成分構成となる。そのため、1次周期同調TMDの加速度応答低減効果は一層強く認められ、2次周期同調TMDの低減効果がわずかにしか認められない。

それに対し、一般の地震入力の場合、対象としている系の2次周期付近で入力地震動の成分強度が最も大きく、1次周期付近である長周期領域では入力地震動の成分強度は小さくなる（1/5～1/20）のが一般的である。その結果その応答加速度波は、1次モード成分だけでなく、2次モード成分が相当量含まれることとなる。その応答加速度波に含まれる2次モード成分の割合は、最大で1次モードと同程度であることを別途確認している。そのため、本研究で示すような2次周期に同調したTMDに加速度低減効果が確認されるのである。

同様に図3.27 (a)～(c)は履歴減衰系免震構造5質点系、10質点系と15質点系 (Model A<sub>Hy</sub>, Model B<sub>Hy</sub>, Model C<sub>Hy</sub>) に対してWNを入力地震動とした地震応答解析結果である。粘性減衰系免震構造の場合と異なり、1次周期付近で加速度応答が増大する場合や、1次周期を超えた周期と2次周期付近でTMDの加速度低減効果が確認される。このことから、免震層に配置された履歴減衰が非線形化することで、実際の振動周期が1次周期以上に長周期化されていることや、系の2次モードが励起されていることが挙げられる。このことから、2次周期に同調したTMDを履歴減衰系免震構造へ適用することの、優位性が確認される。

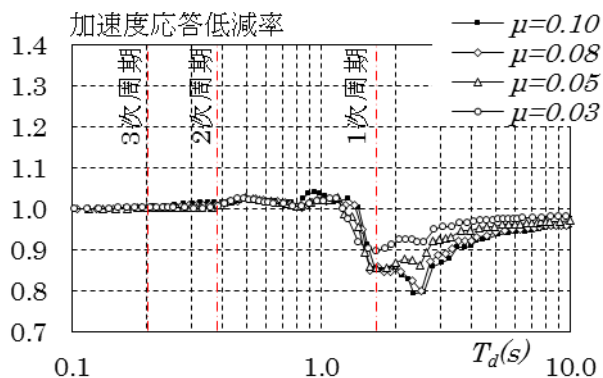


図 3.26(a) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(粘性減衰系免震構造, 5 質点系,  $h_d=0.05$ )

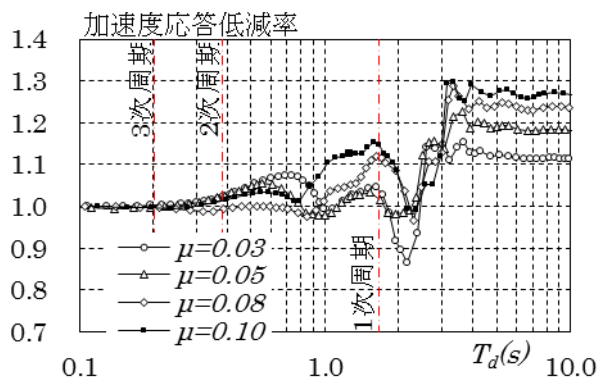


図 3.27(a) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(履歴減衰系免震構造, 5 質点系,  $h_d=0.05$ )

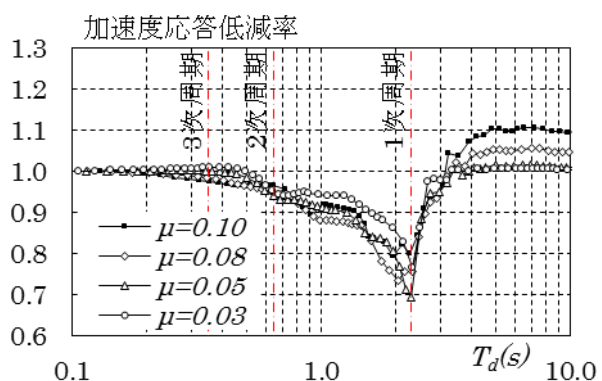


図 3.26(b) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(粘性減衰系免震構造, 10 質点系,  $h_d=0.05$ )

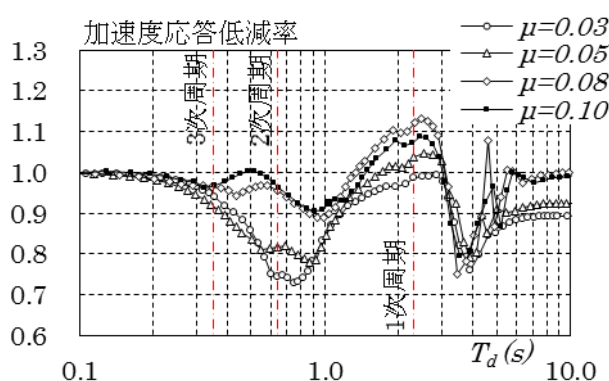


図 3.27(b) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(履歴減衰系免震構造, 10 質点系,  $h_d=0.05$ )

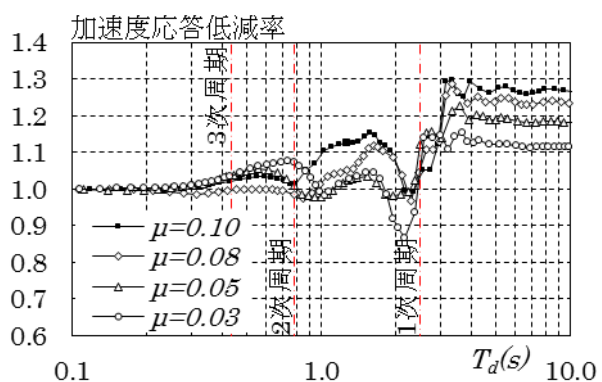


図 3.26(c) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(粘性減衰系免震構造, 15 質点系,  $h_d=0.05$ )

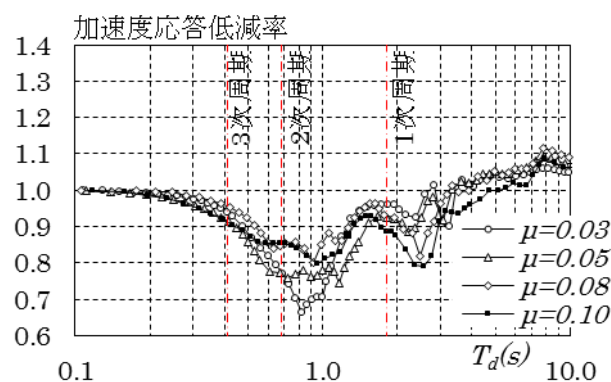


図 3.27(c) WN に対する TMD の加速度低減効果  
(履歴減衰系免震構造, 15 質点系,  $h_d=0.05$ )

### 3.5.2 TMD設置に伴う系の固有周期の変動

次に TMD 設置に伴う系の振動周期の変動について考察する。図 3.28 は粘性減衰系免震構造 10 質点系モデルに対する系の 1 次～3 次の固有周期を縦軸にとり，横軸の TMD 同調周期  $T_d$  を示したものである。 $T_d=0.1\text{s}$  時の系の固有周期を  $T_{o1} \cdot T_{o2} \cdot T_{o3}$ ，系の固有周期を  $T_1 \cdot T_2 \cdot T_3$  と称する。

図からもわかるように系の固有周期が  $T_{o(n)} < T_d < T_{o(n-1)}$  となる領域では，系は TMD の振る舞いが顕著となるため  $T_{o(n)}=T_d$  となり，最終的な  $T_{o1} < T_d$  となる領域では  $T_1 = T_d$  となり， $T_{o1} \div T_2$ ， $T_{o2} \div T_3$  というように，次数を 1 つ上げることになる。

次に図 3.28 中の  $T_d=0.2, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5\text{s}$  時の刺激関数を図 3.29 に示す。 $T_d=0.2\text{s}$  時では， $T_d \neq T_{o2}$  であるため TMD による制振効果は見込めない非共振状態にある。 $T_d=0.5\text{s}$ ， $0.7\text{s}$  と移行するにつれ 2 次モードの TMD 部分の刺激関数値は大きくなり，徐々に系の 2 次モードと TMD が共振状態に変化している。さらに  $T_d=1.0\text{s}$ ， $1.5\text{s}$  に移行すると，2 次モードの TMD 部分だけでなく，1 次モードの TMD 部分の刺激関数値も大きくなっており，系の 1 次モード，2 次モードと TMD の共振状態に変化していることを示している。

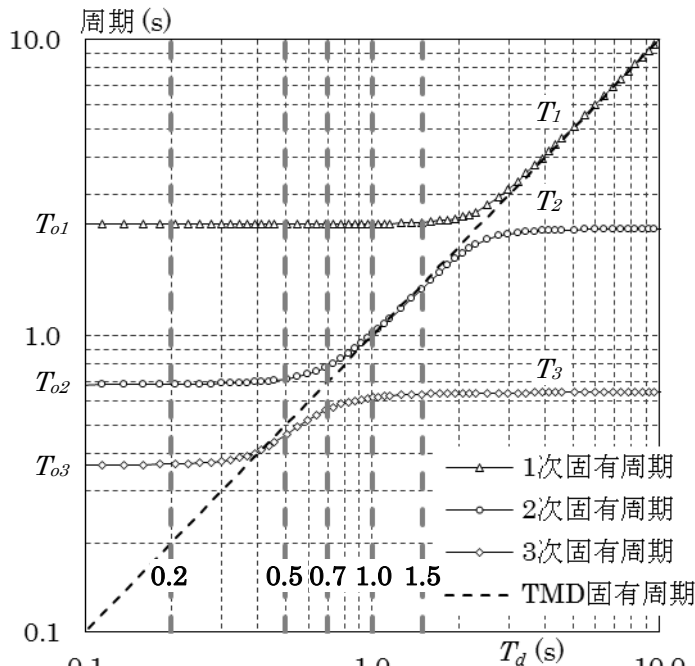


図 3.28 系の振動周期の変動  
(粘性減衰系免震構造，10 質点系)

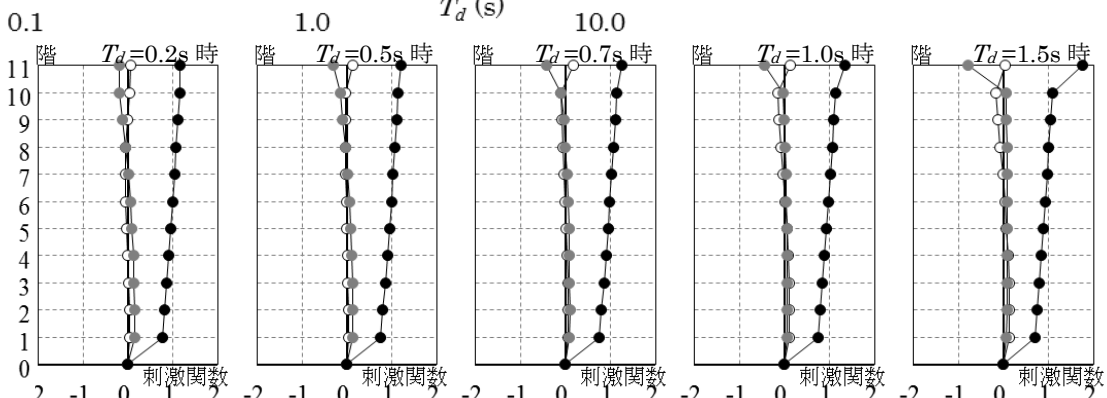


図 3.29 系の刺激関数の変化

### 3.5.3 TMDの最適同調周期

図 3.30 (a), (b) は、粘性減衰系免震構造 10 質点系において、建物頂部に配置した TMD の制振効果により、系の 1 次周期および 2 次周期付近で TMD 質点の加速度応答が極大値となった時の TMD 周期（以降  $optT_n$   $n$ : 次数（1 or 2））を抽出したものである。抽出したケースの TMD 諸元は、全重量比  $\mu$  (=TMD 質量 ( $m_d$ ) / 系の全質量: 0.03, 0.05, 0.08, 0.10) の 4 種、TMD 減衰定数 ( $h_d$ : 3, 5, 10%) の 3 種とし、対象地震波は前述の標準波 3 波と告示波 3 波とした。図は横軸に  $optT_n$  を、縦軸に TMD も含めた系全体の固有周期（以降  $EigT_n$   $n$ : 次数（1 or 2））を示している。また各図には、既往の TMD 最適理論により計算される最適同調周期を点線で、前述の図 3.28 についても重ねて示している

いずれの点も、TMD の制振効果が発揮されているケースであるため、系の固有周期  $optT_1$ ,  $EigT_2$  と相関がみられ、特に  $optT_2$  と  $EigT_2$  には強い相関がみられる。また系の 1 次周期付近の  $optT_1$  については、地震波によって値が異なりそのばらつきも大きく 1.6~3.2s の範囲に点在しているのに対して、2 次周期付近の  $optT_2$  は、0.8~1.05s の範囲に比較的集中した分布であることがわかる。TMD 最適理論にて算出された最適同調周期との関係は、 $optT_1$  にとってほぼ中央値となっており、 $optT_2$  においては最も密集して分布している部分と一致しており、強い相関あることがわかる。

図 3.31 は同様に、履歴減衰系免震構造 10 質点系に対する結果を示す。系の 1 次周期付近の  $optT_1$  については、そのばらつきが一層大きくなり 1.4~4.0s の範囲に点在している。これは免震層の非線形化による振動中の実効周期の長周期化および地震動に含まれる周波数成分の強弱が影響していると思われる。2 次周期付近の  $optT_2$  は、0.5~0.95s の範囲に比較的集中した分布であることがわかる。図 3.32 は横軸に免震層層の剛性増大率を、縦軸に固有周期をとり、免震層の剛性の影響による固有周期の変化を示したものである。図からわかるように免震層の層剛性が変化した場合、それに伴い系の 1 次固有周期は大きく変化するが、2 次や 3 次固有周期はほぼ同じである。これは免震構造の 2 次、3 次モードは上部構造の振動特性に支配されていることを示すと同時に、 $optT_2$  のばらつきが小さい理由を説明するものであり、免震構造の 2 次周期を TMD の同調周期とする利点の一つである。また TMD 最適理論にて算出された最適同調周期との関係は、 $optT_1$ ,  $optT_2$  にとってほぼ中央値となっており、特に  $optT_2$  と強い相関あることがわかる。

以上から、免震構造において、免震層の非線形化にほとんど影響されない 2 次周期に同調させることは、一次周期に同調させることに比べ有用であり、履歴減衰が多用されている実建物への適用を考えた場合、遥かに合理的である。また TMD の最適同調周期は、地震動の振動特性によるところが大きく、風荷重に対する TMD のそれと比べ大きなばらつきを有するところではあるが、既往の TMD 最適理論にて算出された最適同調周期と解析結果による最適同調周期の相関が強いことから、既往の TMD 最適理論の適用は妥当である。

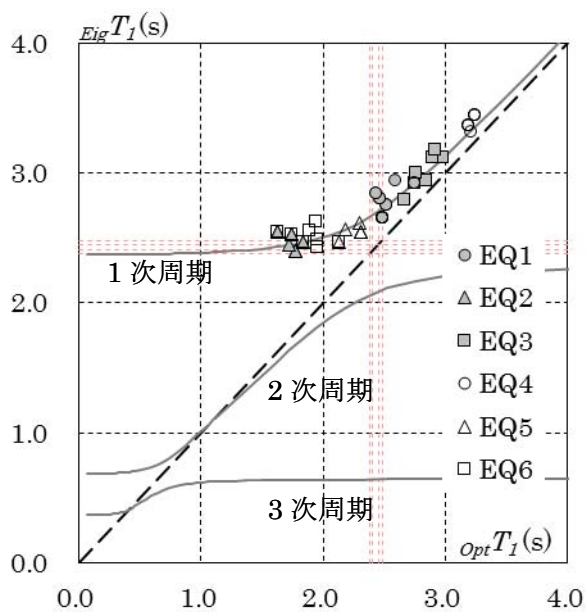


図 3.30 (a) TMD の最適同調周期 (1 次)  
(粘性減衰系免震構造, 10 質点系)

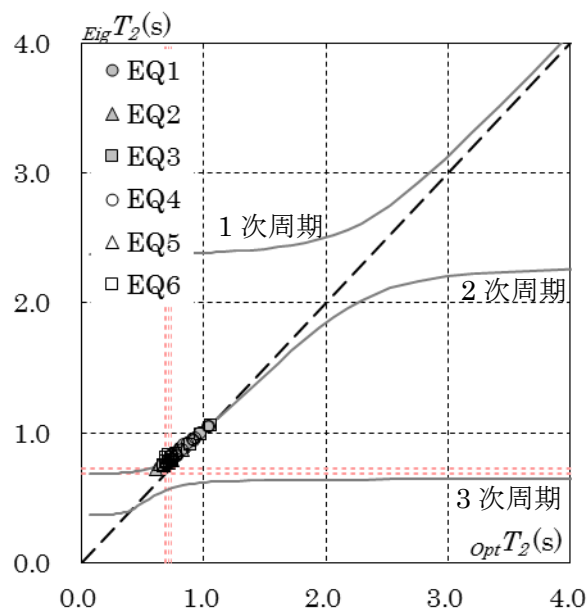


図 3.30 (b) TMD の最適同調周期 (2 次)  
(粘性減衰系免震構造, 10 質点系)

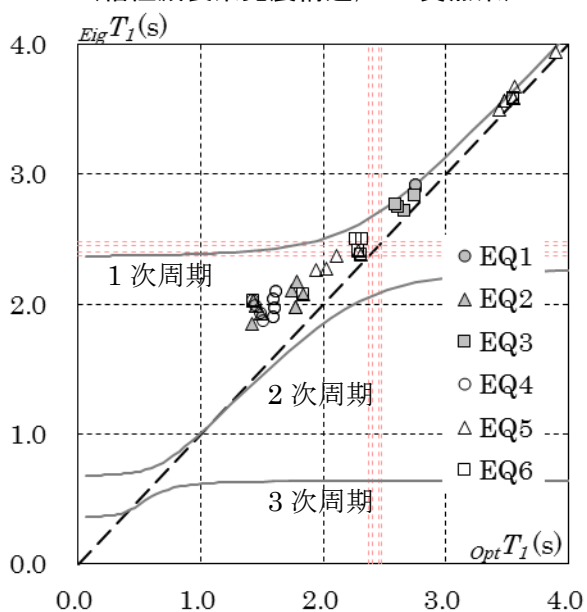


図 3.31 (a) TMD の最適同調周期 (1 次)  
(履歴減衰系免震構造, 10 質点系)

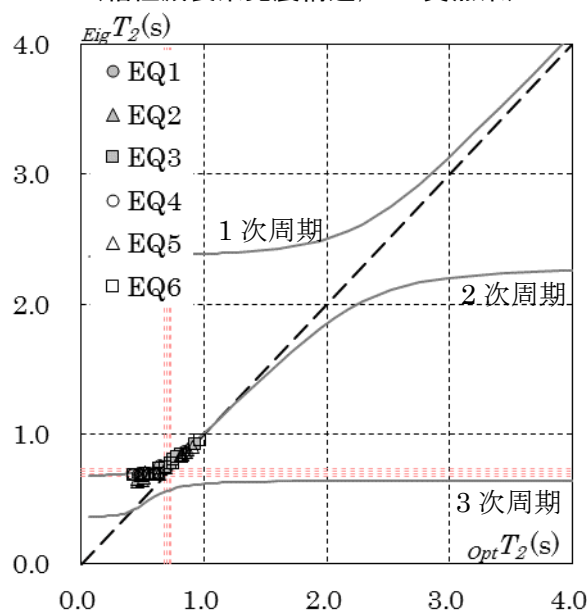


図 3.31 (b) TMD の最適同調周期 (2 次)  
(履歴減衰系免震構造, 10 質点系)

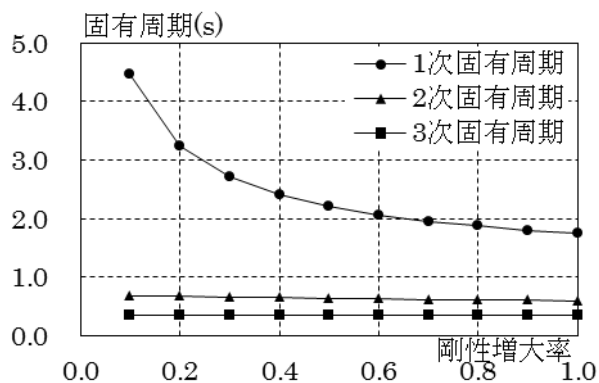


図 3.32 免震層層剛性による固有周期の変化

### 3.5.4 伝達関数によるTMDの効果

ここでは、TMDを有する2質点系の伝達関数  $H_{xyTMD}$  を誘導し<sup>3.15)</sup>、TMDの効果を考察する。

TMDを有する2質点系の運動方程式は、式(3.1)で表される。

$$\begin{aligned} M_s \ddot{x}_s + (C_s + C_d) \dot{x}_s + (K_s + k_d) x_s - C_d \dot{x}_d - k_d x_d &= -M_s a_g \\ m_d \ddot{x}_d + C_d \dot{x}_d + k_d x_d - C_d \dot{x}_s - k_d x_s &= -m_d a_g \end{aligned} \quad (3.1)$$

ここで

|                  |                  |                 |
|------------------|------------------|-----------------|
| $M_s$ : 系の質量     | $C_s$ : 系の減衰係数   | $K_s$ : 系の層剛性   |
| $m_d$ : TMDの質量   | $C_d$ : TMDの減衰係数 | $k_d$ : TMDの層剛性 |
| $x_d$ : TMDの相対変位 | $x_s$ : 系の相対変位   | $a_g$ : 入力加速度   |

調和外力  $a_g = A_g e^{j\omega t}$  に対する定常状態の解を式(3.2)とし、式(3.1)に代入することで式(3.3)が得られる。

$$\begin{aligned} x_s &= X_s e^{j\omega t}, \quad \dot{x}_s = j\omega X_s e^{j\omega t}, \quad \ddot{x}_s = -\omega^2 X_s e^{j\omega t} \\ x_d &= X_d e^{j\omega t}, \quad \dot{x}_d = j\omega X_d e^{j\omega t}, \quad \ddot{x}_d = -\omega^2 X_d e^{j\omega t} \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \{ -M_s \omega^2 + j\omega(C_s + C_d) + (K_s + k_d) \} X_s - j\omega C_d X_d - k_d X_d &= -M_s A_g \\ \{ -m_d \omega^2 + j\omega C_d + k_d \} X_d - \{ j\omega C_d + k_d \} X_s &= -m_d A_g \end{aligned} \quad (3.3)$$

$K_s = M_s \omega_s^2, k_d = m_d \omega_d^2, C_s = 2h_s \omega_s M_s, C_d = 2h_d \omega_d m_d$  とすると、式(3.4)のように整理される。式(3.4)はTMDを有する2質点系の伝達関数であり、 $v_i \rightarrow \infty$  と  $\xi_i = 0$  を式(3.4)へ代入することでTMDが設置されていない場合の伝達関数  $H_{xy}$  が得られ、 $H_{xyTMD}/H_{xy}$  は式(3.5)となる。

$$H_{xyTMD} = \sqrt{\frac{\left[ 1 - (4h_i \cdot h_d \cdot v_i + 1) \frac{r_i^2}{v_i^2} \right]^2 + 4r_i^2 \left( \frac{h_i r_i^2}{v_i^2} - h_i - \frac{h_d}{v_i^2} \right)^2}{\left[ \frac{r_i^4}{v_i^2} - \left( 1 + \xi_i + 4 \frac{h_i \cdot h_d}{v_i} + \frac{1}{v_i^2} \right) r_i^2 + 1 \right]^2 + 4r_i^2 \left[ \left( \frac{(1 + \xi_i) h_d}{v_i} + \frac{h_i}{v_i^2} \right) r_i^2 - h_i - \frac{h_d}{v_i^2} \right]^2}} \quad (3.4)$$

$$v_i = \omega_d / \omega_i \quad r_i = \omega / \omega_i \quad i : \text{モード次数}$$

$\omega_d$  : TMDの円振動数

$\omega_i$  : 多質点系を1質点系に置換した場合の等価円振動数

$$\xi_i = m_d / iM$$

$iM_j$  : j質点におけるi次モード質量 (等価質量)  $m_d$  : TMDの質量

$h_i$  : 多質点系を1質点系に置換した場合のモード減衰定数 ( $= C_i / 2m_i \cdot \omega_i$ )

$h_d$  : TMDの減衰定数 ( $= C_d / 2m_i \cdot \omega_d$ )

$$\frac{H_{xyTMD}}{H_{xy}} = \sqrt{\frac{16h_d^2}{(\xi_i/h_i + 4h_d)^2 + 4\xi_i^2 \cdot h_d^2/h_i^2}} = \sqrt{\frac{16/\xi_i^2}{\left(\frac{1}{h_i \cdot h_d} + 4\right)^2 + 4/h_i^2}} \quad (3.5)$$

式 (3.5) は TMD の効果を表しているが、質量比  $\xi_i$  と TMD 減衰定数  $h_d$ 、系のモーダル減衰  $h_i$  によって支配されていることを示している。

これらを免震構造における 2 次周期に同調した TMD に当てはめてみる。

免震構造では免震層の変形抑制を目的に大きな減衰を免震層に配置するため、2 次のモーダル減衰は一般的に 1 次のモーダル減衰に比べ小さく、式 (3.5) において 1 次周期よりも 2 次周期に同調したほうが、TMD の制振効果が高いことを示している。さらに、2 次のモーダル質量は、1 次のモーダル質量より小さくなるため、質量比において  $\xi_2 > \xi_1$  であることから 1 次周期よりも 2 次周期に同調したほうが、TMD の制振効果が高いこととなる。

それに加え、TMD 減衰定数  $h_d$  を小さい値に設定することで  $H_{xyTMD}/H_{xy}$  はより小さくなり、TMD の制振効果を高めることとなる。

これら現象は、地震応答解析による結果とも符合している。しかし TMD 減衰定数  $h_d$  については、地震動の振動成分によるばらつきも大きいため、TMD の制振効果を犠牲にすることにはなるが、安定制御のためにも  $h_d=10\sim20\%$  程度の減衰定数を付与することが適切である。

### 3.6 免震構造における最上階の TMD 化およびその効果

本項では、TMD の具体的な粘性減衰系免震構造への実現性および効果について検討する。TMD を系の 2 次周期に同調させることで、大地震時の上層加速度応答の低減に対して、TMD 機能を有効に活用できることは前述の通りである。そこで、2 次周期程度の比較的短周期に同調すれば良いという点を最大限に生かしつつ、新たに質量や支承を追加するのではなく、建物の一部を利用した適用を考える。具体的には、最上階の屋根重量を TMD 質量、層剛性を TMD 剛性として調整することで、系の 2 次周期への同調を実現し、上層階加速度応答の低減を図ろうとするものである。これによって、より高い耐震性能を実現しつつも、最小限の投資と汎用性の確保が可能となる。特に屋上階については、防水層や設備機器などの重量が他階に比べ大きいという建物の一般的な特性も、効率的に活用できる。また、TMD 質量の一部となる屋上設置の設備機器やその基礎は通常  $10\sim 15\text{m/s}^2$  程度の加速度応答を想定して設計されており、前述の図 3.11 程度の加速度が発生しても機器の耐震性、機能維持について問題ない。

最上階の 1 層分を TMD として適用する場合、最上階の層剛性および屋根重量をもって、系の 2 次周期に同調させる必要がある。前段で Model B<sub>Vc</sub> について、後段で Model B<sub>Hy</sub> について以下に試設計を行った。

#### 3.6.1 粘性減衰系免震構造 Model B<sub>Vc</sub> への適用

Model B<sub>Vc</sub> の最上階を TMD として扱い、既往の TMD 最適理論を適用する場合、主架構は TMD となる最上階を除いた 9 質点系となり、その主架構の 2 次周期は  $T_2 = 0.524\text{s}$  である。TMD 最適理論を適用するに当たり、質量比  $\xi$  を算出する必要があるが、多質点系であるため等価質量同定法<sup>3.14)</sup>により、最上質点に TMD を設置する場合の 2 次モードに対する等価質量を式 (3.6) により求める。

$${}_iM_j = m_1 \cdot \left( \frac{{}_iX_1}{{}_iX_j} \right)^2 + m_2 \cdot \left( \frac{{}_iX_2}{{}_iX_j} \right)^2 + \cdots + m_j + \cdots + m_N \cdot \left( \frac{{}_iX_N}{{}_iX_j} \right)^2 \quad (3.6)$$

ここで、 ${}_iM_j$ :  $j$  質点における  $i$  次モード質量 (等価質量)

$N$ : 質点数       $m_j$ :  $j$  質点目の質量       ${}_iX_j$ :  $j$  質点目の  $i$  次固有モード

その結果は  ${}_2M_9 = 378.5 \times 10^3 \text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$  となり、最上階 (TMD) 質量  $150.0 \times 10^3 \text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$  から、質量比  $\xi = (150.0 \times 10^3) / (378.5 \times 10^3) = 0.396$  となる。最適同調周期  $T_{TMD}$  は、加速度応答に対する最適同調理論<sup>3.14)</sup>より式 (3.7) により算出される。

$$T_{TMD} = \sqrt{(1 + \xi)} \cdot T_2 = \sqrt{(1 + 0.396)} \times 0.524 = 0.619\text{s} \quad (3.7)$$

最適同調周期 0.619s を満たす剛性  ${}_{req}k_d$  は式 (3.8) となる。

$${}_{req}k_d = \frac{4\pi^2 \cdot m_d}{T_d^2} = \frac{4\pi^2 \times 150}{0.619^2} \times 9.8 = 1.51 \times 10^5 \text{ kN/m} \quad (3.8)$$

層面積 1,225m<sup>2</sup> に柱配置を 9m スパンと考えた場合、最上階には 16 本柱が存在することから、柱一本当たりの剛性は 9,438kN/m となる。さらに柱剛性と断面 2 次モーメント・階高の関係を用いて、柱梁の剛比が最大、最小の場合に対応する柱の断面 2 次モーメントの最大値と最小値を式 (3.9)、式 (3.10) で算出し、該当する鉄骨部材を抽出した。実際の解は  $I_1$ 、 $I_2$  の間にあるため、2 次モード抑制を目的とした最適同調周期に同調させることは、現実的に問題ない。

$${}_{req}I_1 = \frac{k_d \cdot \ell^3}{3E} = \frac{9438 \times 4300^3}{3 \times 205000} = 1.22 \times 10^9 \text{ mm}^4 \quad (3.9)$$

$$\square \cdot 450 \times 450 \times 28 \quad (I=1.24 \times 10^9 \text{ mm}^4, A=43,900 \text{ mm}^2)$$

$${}_{req}I_2 = \frac{k_d \cdot \ell^3}{12E} = \frac{9438 \times 4300^3}{12 \times 205000} = 3.05 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (3.10)$$

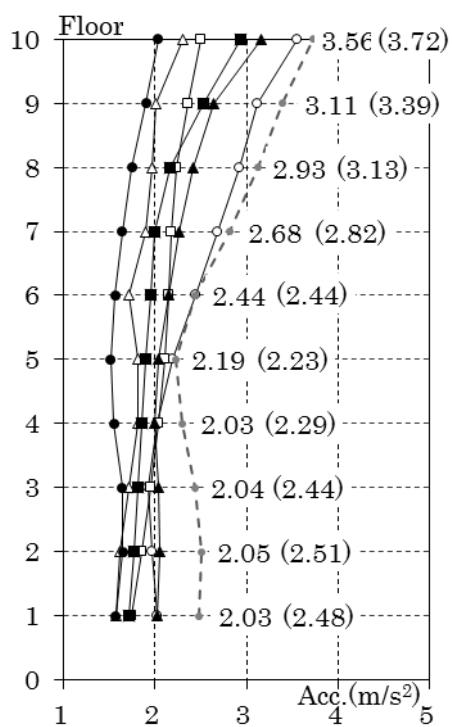
$$\square \cdot 350 \times 350 \times 12 \quad (I=2.98 \times 10^8 \text{ mm}^4, A=15,850 \text{ mm}^2)$$

次に最上階 1 層分を最適同調周期に合致させた TMD として地震応答解析を行った結果を示す。粘性減衰係数は  $C_d=1.05 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$  とした。これは市販されているオイルダンパーで十分に実現可能である。

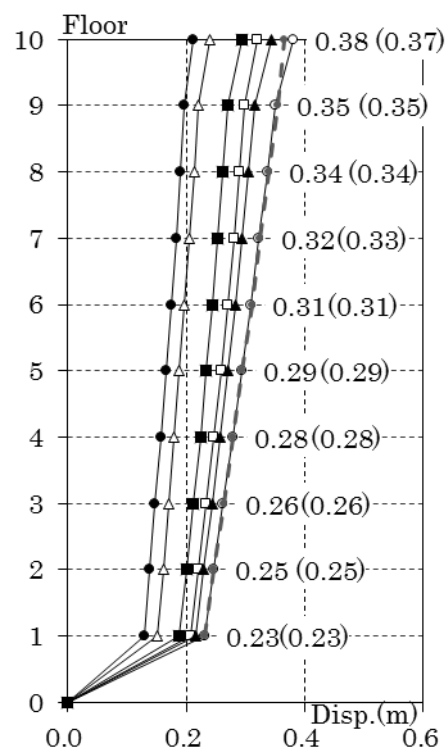
図 3.33 に解析結果を示す。図 3.33 (a) は TMD を組み込んだ系の入力地震動 6 波に対する加速度応答を示したものである。図中には、最上階を TMD としてではなく、通常的设计を行った場合の加速度応答結果を括弧内数値と合わせて示している。図から居住階最上階となる 9 階の加速度応答は 3.39m/s<sup>2</sup> から 3.11m/s<sup>2</sup> と約 10%減少している。またそれに加えて、1～4, 7, 8 階の加速度応答も減少しており、2 次モードの励起を TMD 効果により抑制できている。

図 3.33 (b) は変位応答を示したものである。変位応答は、TMD による影響は見られない、一方で 9 階の層間変形角応答は  $7.34 \times 10^{-3} \text{ rad}$  程度と増加していることを別途確認している。しかしこの値は、通常の耐震構造が層間変形角を  $(10.0 \sim 15.0) \times 10^{-3} \text{ rad}$  程度で設計されていることを考えれば、内装材や外装材変形追従性についても支障はなく、構造安全上問題ないと判断できる。

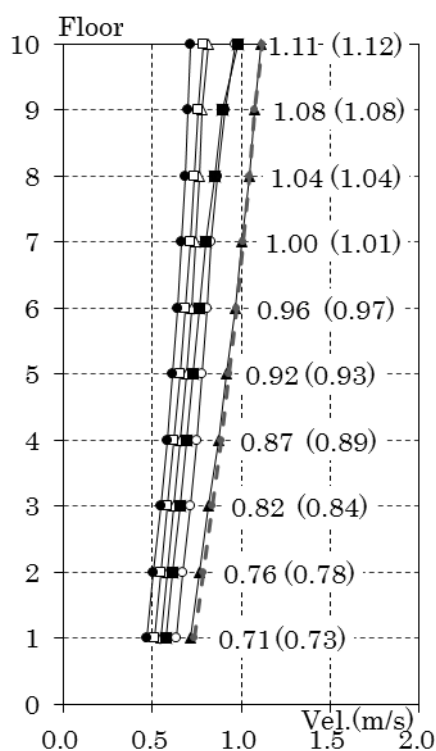
図 3.33 (c), (d) は各層の最大速度応答、最大層せん断力応答を示している。本論で提案する系の 2 次周期に同調した TMD は、速度応答や層せん断力応答にはほぼ影響しないことがわかる。以上から、最上階を TMD とすることで、目的とする加速度応答の低減 (10%) が図られる一方、他の応答には影響が少ないことが確認された。



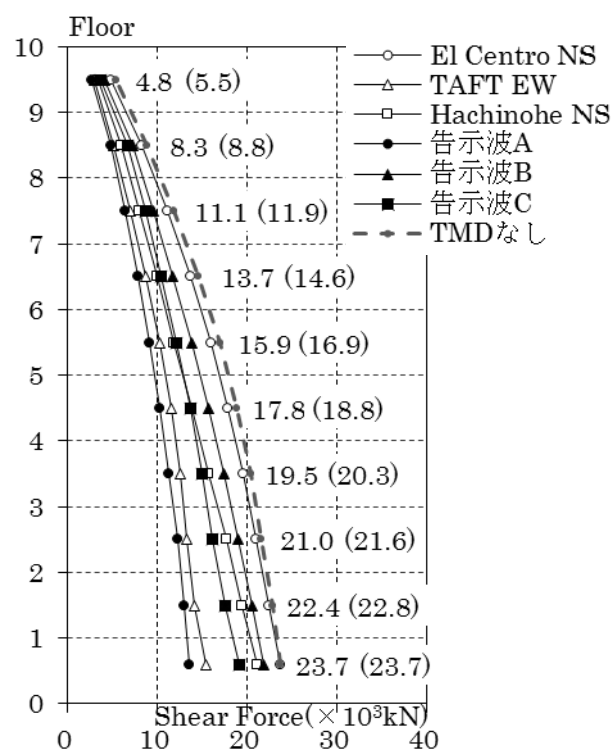
(a)最大加速度応答



(b)最大変位応答



(c)最大速度応答



(d)最大層せん断力応答

図 3.33 TMD 効果を考慮した地震応答解析結果

### 3.6.2 履歴減衰系免震構造 Model B<sub>Hy</sub> への適用

次いで、履歴系免震構造 10 質点系 (Model B<sub>Hy</sub>) への適用について検討する。

Model B<sub>Hy</sub> の最上階を TMD として扱った場合、主架構の 2 次周期は  $T_2 = 0.492\text{s}$  である。等価質量同定法<sup>3.23)</sup>により、最上質点に TMD の 2 次モードに対する等価質量を式 (3.6) により求めると  $m_{14} = 395.7 \times 10^3 \text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$  となる。以下に質量比  $\xi$ 、最適同調周期  $T_{TMD}$ 、最適同調周期  $0.578\text{s}$  を満たす剛性  $_{req}k_d$  を以下のように算出する

$$\text{質量比} \quad \xi = (150.0 \times 10^3) / (395.7 \times 10^3) = 0.379$$

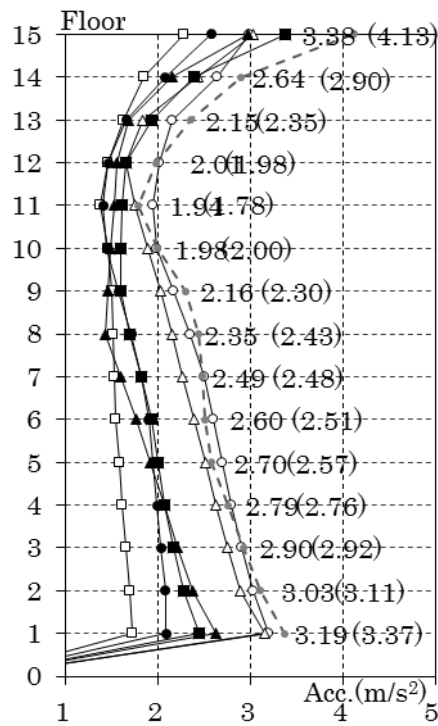
$$\text{最適同調周期} \quad T_{TMD} = \sqrt{(1 + 0.379)} \times 0.492 = 0.578\text{s}$$

$$\text{最適剛性} \quad _{req}k_d = \frac{4\pi^2 \cdot m_d}{T_d^2} = \frac{4\pi^2 \times 150}{0.578^2} \times 9.8 = 1.74 \times 10^5 \text{kN/m}$$

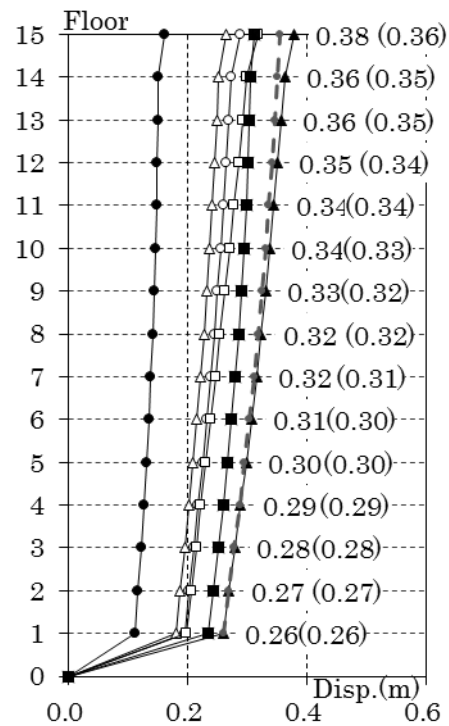
最上階 1 層分を最適同調周期に合致させた TMD として地震応答解析を行った結果を示す。TMD に与えた粘性減衰係数は  $C_d = 3.20 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{s/m}$  ( $h_{eq} = 0.10$ ) とした。これは市販されているオイルダンパーで十分に実現可能である。

図 3.34 に解析結果を示す。図 3.34 (a) は TMD を組み込んだ系の入力地震動 6 波に対する加速度応答を示した。図から居住階最上階となる 9 階の加速度応答は  $2.06\text{m/s}^2$  から  $1.82\text{m/s}^2$  と約 12% 減少している。またそれに加えて、1~3, 13 階の加速度応答も減少しており、2 次モードの励起を TMD 効果により抑制できている。

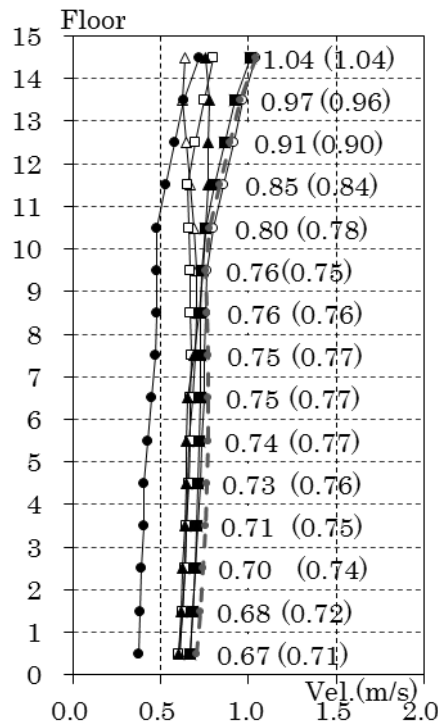
図 3.34 (b) は変位応答を示したものである。変位応答は、TMD による影響は見られない。一方で 9 階の層間変形角応答は  $4.10 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度と増加していることを別途確認しているが、構造安全上問題となるものでない。また図 3.34 (c), (d) は各層の最大速度応答、最大層せん断力応答を示しているが、粘性減衰系免震構造の場合と同様に大きな変化は見られない。以上から、最上階を TMD とすることで、目的とする加速度応答の低減 (12%) が図られる一方、他の応答には影響が少ないことが確認された。



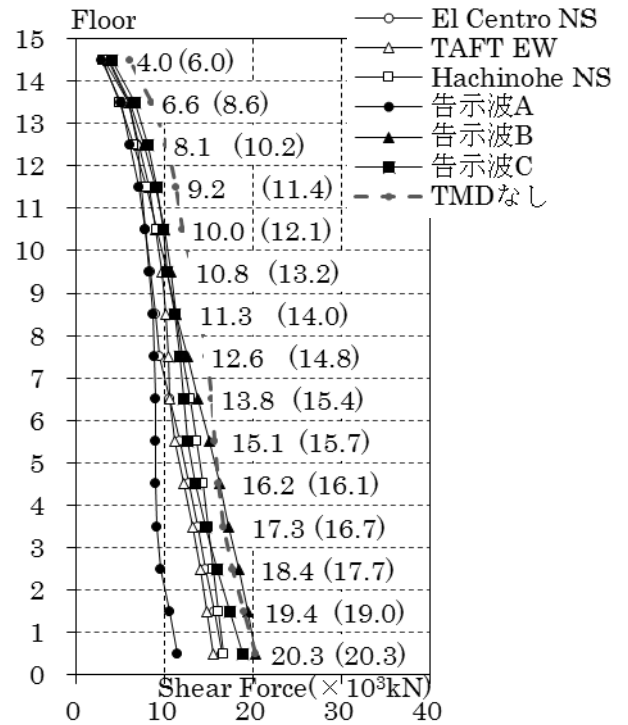
(a)最大加速度応答



(b)最大変位応答



(c)最大速度応答



(d)最大層せん断力応答

図 3.34 TMD 効果を考慮した地震応答解析結果

### 3.7 第3章のまとめ

免震層に粘性減衰・履歴減衰を有した免震構造モデルの建物頂部に TMD を設置した応答性状を、TMD の同調周期、減衰定数などをパラメータとした時刻歴応答解析から明らかにした。さらに屋上階の層重量や、最上階の層剛性を調整することで、TMD として機能する可能性について試設計を行った。その結果以下の知見を得た。

- ・粘性減衰系を有する免震構造について検討を行い、TMD には頂部最大加速動応答を低減する効果があり、頂部最大加速動応答の低減に効果的な同調周期は、主架構の 1 次周期だけではなく 2 次周期付近にも存在し、2 次周期付近の加速度応答低減率は約 0.8 であることを確認した。また複素伝達行列法<sup>3.12)</sup>、<sup>3.13)</sup>を用いて、頂部に TMD を配置した同モデルに対して周波数解析を行い、同様な現象が発生し、同調による TMD 効果であることを確認した。この現象は、5・10・15 質点系モデルのいずれにおいても確認できた。
- ・履歴減衰系免震構造も粘性減衰系と同様に TMD の固有周期  $T_d$  に対して頂部最大加速度応答は変化し、主架構の固有周期付近に極値を持つ。しかしその現象は 2 次周期のみにて確認された。履歴減衰系免震構造において TMD 同調周期を 1 次周期とした場合、頂部最大加速度応答の減少は見られず、むしろ頂部加速度応答値は増大している。これは免震層の非線形化により長周期成分が励起され、振動に含まれる 1 次モード成分が減退したためであり、TMD 効果を無力化するばかりでなく、付加質量増加による応答増大を引き起こしている。この現象は伝達関数（加速度応答倍率）においても裏付けされる。
- ・履歴減衰系免震構造において TMD を 2 次周期付近に同調させた場合、加速度応答低減率が 0.6～0.7 になるなど、粘性減衰系免震構造に比べ、その低減効果は大きくなっている。これは履歴減衰による免震層の高剛性化が、系の 2～3 次モードを励起させていることが背景にあり、より TMD の制振効果を際立させている。さらに免震層の非線形化による影響が、1 次周期に比べ、2 次周期は遥かに小さく、TMD の制振効果が発揮できている。なおこれらの現象は、各モデルの加速度応答倍率においても裏付けされる。
- ・粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造双方で確認された結果として、TMD の減衰定数  $h_d$  が大きくなるにつれ、 $T_d$  に対する変化を平滑化していること、加速度応答は  $h_d=3\%\sim 5\%$  で最小となること、全重量比  $\mu$  が大きくなるに従い、頂部加速度応答は減少していることが挙げられる。これらは、TMD の基本的な特性<sup>3.14)</sup>と一致している。
- ・TMD によるせん断力応答への影響を検討した結果、TMD を 1 次周期に同調させた場合は、全層にわたってせん断力の低減が見られるが、2 次周期に同調させた場合、大きな低減効果はないことが、粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造の双方で確認された。

- ・1次，2次周期に同調した場合のTMD質点の応答を比較した。1次周期に同調したTMDの応答は，TMDの減衰機構をオイルダンパーとした場合，一般的なストローク（150mm程度）や限界速度（0.5m/s程度）をはるかに超える応答となりTMDとして機能させることが難しい。一方，2次周期に同調した場合，TMD質点の速度・変位応答は大きく減少しており（レベル2地震に対して90mm，0.45m/s程度），TMDとして十分機能できることを，粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造の両者において確認した。
- ・ホワイトノイズ（WN）を入力地震動とした解析の結果，粘性減衰系免震構造の1次周期に同調したTMDの効果で加速度応答が低減する一方で，2次周期に同調した場合ではその効果がわずかであった。これは免震構造にWNが入力された場合，一般的な地震波とは異なり，その応答加速度は圧倒的な1次モード卓越の成分構成となるためである。
- ・履歴減衰系免震構造にWNを入力した場合，1次周期付近で加速度応答が増大する場合や，1次周期を超えた周期と2次周期付近でTMDの加速度低減効果が確認される。このことから，免震層に配置された履歴減衰が非線形化することで，実際の振動周期が1次周期以上に長周期化されていることや，粘性減衰系免震構造のそれ以上に2次モードが励起されていることが挙げられる。このことから，2次周期に同調したTMDを履歴減衰系免震構造へ適用することの優位性が明らかになった。
- ・TMDの最適同調周期を考えた場合，履歴減衰系免震構造のように免震層が非線形挙動を呈する場合，1次固有周期は大きく変動する。それに反して，2次固有周期は上部構造の振動特性に支配されるため安定しており，同調対象として安定している。また結果から既往のTMD最適理論で算出された最適同調周期との相関も強いことを確認した。
- ・伝達関数によるTMD効果に関する考察を行った結果，TMDの制振効果は質量比 $\xi_i$ とTMD減衰定数 $h_d$ ，系のモーダル減衰 $h_i$ によって支配されていることがわかり，1次周期よりも2次周期に同調したほうがTMDの制振効果が高いこと，TMD減衰定数 $h_d$ を小さい値に設定することはTMDの制振効果を高めることを示した。
- ・最上階の層剛性を意図的に調整し，屋根荷重と最上層をTMDとみなし，それを系の2次周期と同調させることを考え，具体的な概略設計を行い，その実現可能性を粘性減衰系・履歴減衰系免震構造の両者において示した。例題モデルに対する地震応答解析では，居住階最上階の床加速度応答が3.39m/s<sup>2</sup>（通常免震の場合）から3.11m/s<sup>2</sup>（最上層剛性の調整によるTMD効果を付与した場合）に低減した。

### 第3章の参考文献

- 3.1) 長瀬 正ほか：振り子式 TMD を有する 37 階建事務所ビルの実測記録による台風・地震時挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，B 構造 I，pp.975-976，1991.08
- 3.2) 安井 健治ほか：転がり振り子式制振装置の制振効果 台風時の観測記録による制振効果の確認，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.665-666，2003.07
- 3.3) 吉江 慶祐ほか：HMD を設置した高層建物の風観測記録に基づく減衰特性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.723-724，2006.07
- 3.4) 若松 和範ほか：TMD を有する超高層免震建物における TMD 同調に伴う振動測定結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.599-600，2007.07
- 3.5) 背戸 一登：産業制御シリーズ 構造物の振動制御，コロナ社，2006
- 3.6) 久保 哲夫ほか：TMD を用いた制震（振）構造に関する基礎的研究，日本建築学会東海支部研究報告書，第 31 号，pp.145-148，1993.02
- 3.7) 久保 哲夫ほか：動吸振器による制振（震）効果についての基礎的研究，日本建築学会東海支部研究報告，30 号，pp.121-124，1992.02
- 3.8) 天埜 貴仁ほか：TMD を用いた免震建物の地震時の応答低減効果に関する研究，日本建築学会東海支部研究報告書，第 51 号，pp.141-144，2013.02
- 3.9) 西井 康真ほか：増幅機構付き同調マスダンパーによる免震構造物の応答評価，日本建築学会構造工学論文集，Vol.59B，pp.329-338，2013.03
- 3.10) 橋本 拓哉ほか：大質量比 TMD を有する免震建物の長周期地震動に対する応答制御効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.703-704，2013.08  
T.Hashimoto, K.Fujita, M.Tsuji and I.Takewaki, Innovative base-isolated building with large mass-ratio TMD at basement, International Journal of Future Cities and Environment (IJFCE), 1: 9, 2015.
- 3.11) 渡辺 亨：2 方向ハイブリッド型動吸振器による免震構造物の上下・水平振動制御，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.849-850，1999.09
- 3.12) 野谷 隆ほか：動吸振器群を用いた建築構造物応答の抑制効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.673-674，1993.07
- 3.13) 背戸 一登，丸山晃市：振動工学—解析から設計まで，森北出版株式会社，pp.248-272，2002.05
- 3.14) 背戸 一登：動吸振器とその応用，コロナ社，pp.45-48，2010 年
- 3.15) P.Xiang, A.Nishitani：Optimum design for more effectiveness tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings, Structural Control and Health Monitoring, Volume21・Issue1.pp.98-114，2014.01

## 第4章 端部をフラットバー補強された有孔梁の塑性変形性能

### 4.1 はじめに

鉄骨造建物の H 形鋼大梁ウェブには設備配管用の貫通孔が設けられることが多く、時にはその孔は地震時に塑性化する恐れのある梁端部に配置され、梁せいの 0.5 倍を超える孔径となる場合もある。このような鉄骨梁端部貫通孔に対しては、様々な補強方法が研究され実施工されている。開孔部周囲全周を覆うリングプレート補強あるいは孔周辺を鋼板で補強する角形プレート補強、トラス形状にプレートを配置したスティフナー補強が一般的である（図 4.1 参照）。

鈴木ら<sup>4.1)</sup>は、H 形鋼有孔梁の塑性変形性能向上を目的に局部変形拘束鋼板補剛を提案し、解析及び実験により、その有効性および降伏後挙動を明らかにした。田中ら<sup>4.2)</sup>は、スリーブ管補強された鉄骨有孔梁について、開孔位置に着目した実験から破壊性状、耐力、エネルギー吸収能力を検討し、その有効性を示している。天野ら<sup>4.3)</sup>は、梁せいの 60%の孔径に対して、切削加工により製作した補強リングを隅肉溶接で取り付けた場合の補強効果を実験的に確認している。また AISC の Design Guide<sup>4.4)</sup>と同様に、フィーレンディール効果を考慮した耐力評価式を提案し、その妥当性を示している。また村田ら<sup>4.5)</sup>も、別の鋼製のリングによる補強効果を実験によって検証し、リング断面とウェブ母材耐力の和による評価式を構築している。いずれも既に実施工され、一部は性能評価取得工法として広く普及しているが、材料の調達・加工に費用・期間が必要であり、経済性・施工性を一層追求した補強方法が望まれている。

このような状況を踏まえ、本研究は補強材としてフラットバー（以後 FB）を貫通孔上下のウェブ面にフランジと平行に取り付けた補強（以後 FB 補強）を提案する。FB 補強は、リング補強などの既往の技術に比べ、鋼板の切断のみといった簡単な加工で製作でき、コスト削減・工期短縮を実現できる。また貫通孔上下のウェブ面に FB を全周隅肉溶接する工

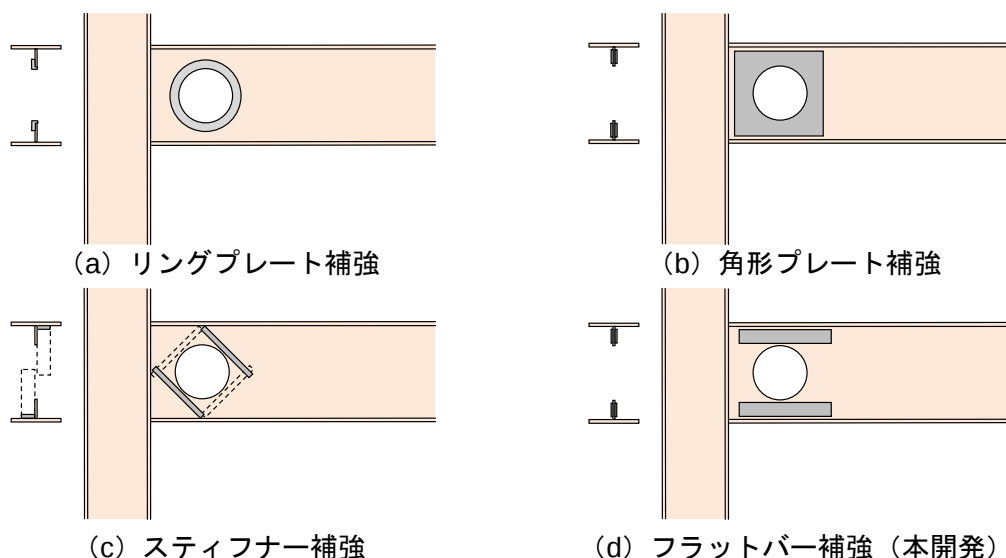


図 4.1 従来技術および本開発の概略図

法であり技術者の技量によらず均一な品質を確保でき、大きな熱量も発生せず、スクラップ減少にも繋がることから環境に良いことが長所として挙げられる。

本稿では、FB 補強について、FEM 解析を通して、無開孔梁に相当する変形性能を確保できる FB の寸法（板厚，幅，余長），せん断スパンを検証し，FB の代替品としてアングルを使用した場合の効果を検討する。次に解析結果に基づいて諸元を設定し FB 補強を施した試験体に対し，準静的載荷実験を行い，その耐力および変形性能を検討し，無開孔梁と比較する。最後に開孔部の耐力評価式を構築する。

## 4.2 解析的検討

### 4.2.1 FB 補強の概要と目標性能

提案する FB 補強は，鉄骨梁の貫通孔によって生じた断面欠損や局部座屈の早期発現による梁耐力の低下に対して，FB やアングルを用いることで無開孔梁と同程度の塑性耐力（以後  $Q_y$ ）を維持しつつ，補強後変形性能として 4 以上の塑性変形倍率（以後  $\mu$ ）を確保することができる補強工法である。なお  $Q_y$  は，図 4.2 に示すように，最大耐力（ $Q_{max}$ ）時変形（ $\delta_{max}$ ）の 1/2 範囲を biliner に近似したときの折れ点位置を耐力とする general yield 法にて算定した。ただし，せん断降伏が先行する場合は，初期剛性の 2/3 の割線剛性で原点から引いた直線と荷重変形関係曲線が交わる点の耐力を  $Q_y$  とした<sup>4.6)</sup>。 $\mu$  は， $\delta_{max}$  の無開孔梁の全塑性耐力時変位（ $\delta_y$ ）に対する比から 1 を差引いた値とする。

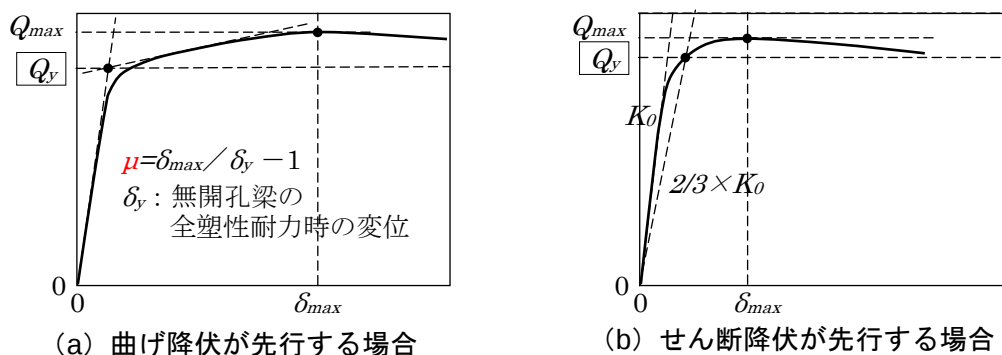


図 4.2 general yield 法

### 4.2.2 解析概要

検討モデルは，フランジ・ウェブの幅厚比が  $6.25 \cdot 46$  である H-300×150×6×12（図 4.3）とし，材料非線形性を考慮し，構成している薄板はシェル要素によりモデル化する。ウェブと FB の取り合いは，実際の位置関係を模擬できるように接点間距離を各材の芯々の距離とし，FB 周囲を剛体要素にて接合する。拘束条件は端部の仕口部節点を完全固定，梁材軸方向中心断面の面外方向（Y 方向）並進拘束とする。自由端側の梁端中央を鉛直荷重の作用点としている。また，初期不整としてモデルに初期たわみを与え，幾何非線形性を考慮した。初期たわみは線形座屈解析による 1 次モードを最大 H/500 で入力した。

解析に使用した鋼材の材料特性として，降伏強度  $\sigma_y$ ，引張強度  $\sigma_u$ ，ヤング係数  $E$  を図

4.4 中の値とし、二次勾配  $E_I$  は  $E/100$ 、かつ三次勾配線は 2 次勾配線上の  $\sigma = (\sigma_y + \sigma_u) / 2$  となる点から  $\varepsilon = 18\%$  時の最大耐力  $\sigma_u$  までの直線としたトリリニア型モデルとした<sup>4.7)</sup>。

FEM 解析には汎用ソフト NX NASTRAN5 を用い、各パラメータが耐力や変形性能に与える影響を検討する。図 4.5 中のパラメータについて言及すると、FB 長さは孔径より長い分を余長 ( $l_e$ ,  $l_c$ ) として、孔位置に応じた必要余長を検討する。余長は FB への応力伝達機構上、補強効果を左右する重要なパラメータである。また FB の板厚・幅 ( $t_s \cdot B_s$ ) については、貫通孔による欠損断面積との関係を検討する。次いで崩壊メカニズムに大きな影響を及ぼす梁のせん断スパンについても検討し、さらに FB の位置、FB をアングルで代用した場合の影響についても検討する。表 4.1 に解析ケース及び設定したパラメータを示す。

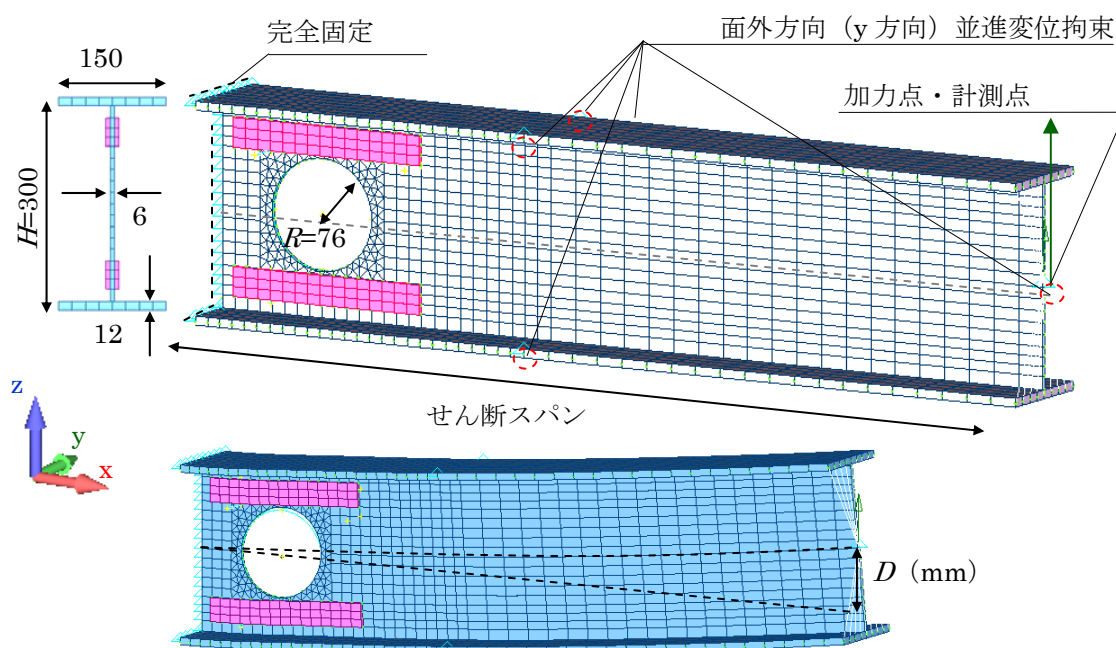


図 4.3 解析モデルの一例

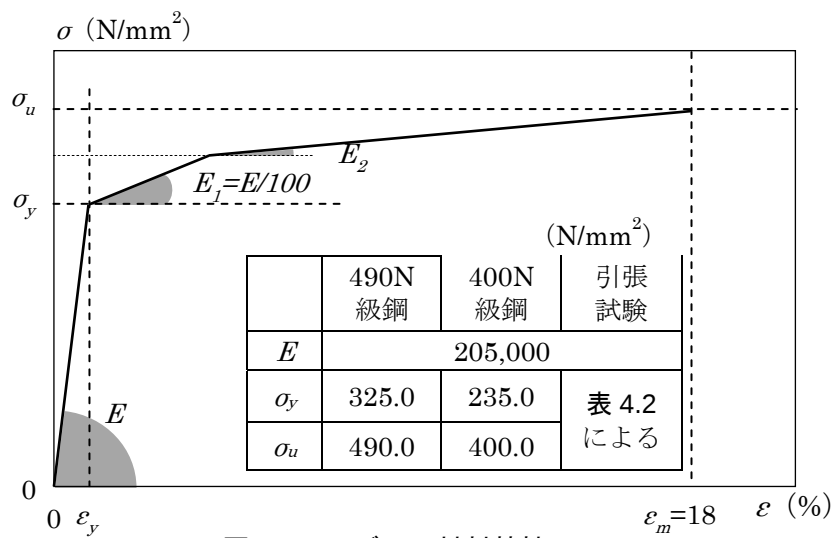


図 4.4 モデルの材料特性

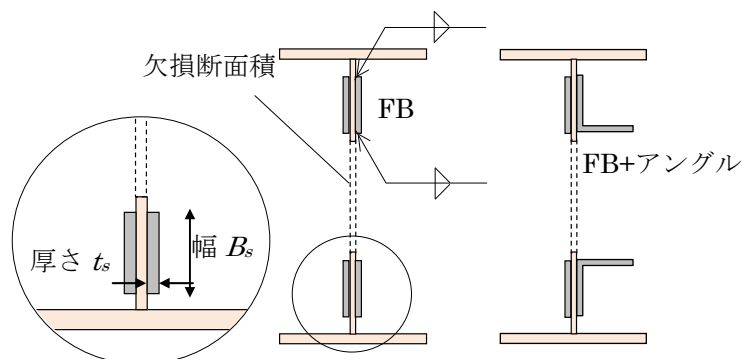
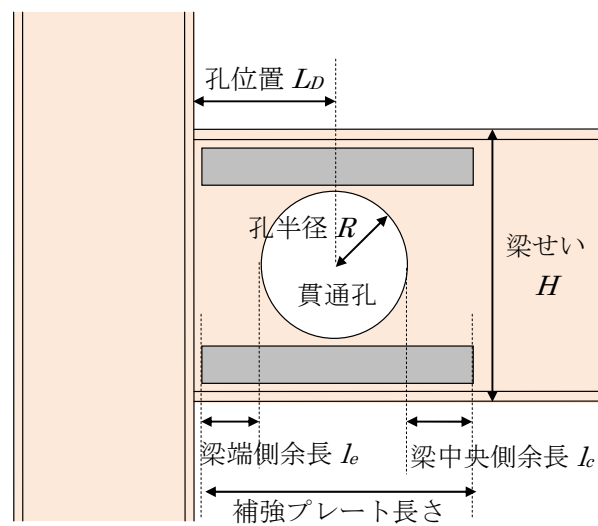


図 4.5 各パラメータ

表 4.1 解析パラメータ

| 図<br>番         | No. | 凡例名                    | 孔 (mm)    |             | 形状* | 厚さ<br>$t_s$ | 補強材 (mm) |                   |            |             | せん断<br>スパン<br>$L$ (mm) | 鋼種                 |       | $Q_v$<br>(kN) | $\mu$<br>( ) 内は<br>$\delta_v$ (mm) |
|----------------|-----|------------------------|-----------|-------------|-----|-------------|----------|-------------------|------------|-------------|------------------------|--------------------|-------|---------------|------------------------------------|
|                |     |                        | 半径<br>$R$ | 位置<br>$L_D$ |     |             | 位置       | 余長 ( $\times R$ ) | 幅<br>$B_s$ | $l_e$       |                        | $l_c$              | 母材    |               |                                    |
| 図 4.6 (a)<br>他 | 0-1 | 無開孔梁, $L=1250$         |           |             |     |             |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (b)      | 0-2 | 無開孔梁, $L=750$          |           |             |     |             |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (c)      | 0-3 | 無開孔梁, $L=3000$         |           |             |     |             |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (a)      | 1   | $l_e=l_c=0.75R, t_s=3$ | 76        | 151         | FF  | 3.0         | 45       | 0.75              | 0.75       | 孔際          | 1,250                  | SN490              | SN490 | 187.0         | 9.15                               |
|                | 2   | $l_e=l_c=0.00R, t_s=6$ |           |             |     | 0.00        |          | 0.00              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
|                | 3   | $l_e=l_c=0.75R, t_s=6$ |           |             |     | 0.75        |          | 0.75              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
|                | 4   | $l_e=l_c=1.00R, t_s=6$ |           |             |     | 1.00        |          | 1.00              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (b)      | 5   | FB 補強                  | 76        | 151         | FF  | 6.0         | 40       | 0.75              | 1.00       | 孔際          | 750                    | SN490              | SS400 | 259.0         | 12 $\leq$                          |
| 図 4.6 (c)      | 6   | 梁端から $2.00R$           | 76        | 152         | FF  | 6.0         | 40       | 0.75              | 1.00       | 孔際          | 3,000                  | 引張試験<br>(表 4.2 参照) | 84.8  | 4.03          |                                    |
|                | 7   | 梁端から $2.00R+H/2$       |           | 302         |     |             |          | 1.00              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (d)      | 8   | 梁端から $2.00R$           | 76        | 151         | FF  | 6.0         | 38       | 0.75              | 1.00       | 孔際          | 1,250                  | SN490              | SN490 | 194.2         | 6.72                               |
|                | 9   | 梁端から $1.75R$           |           | 133         |     |             |          | 0.50              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
|                | 10  | 梁端から $1.50R$           |           | 114         |     |             |          | 0.25              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
|                | 11  | 梁端から $1.25R$           |           | 95          |     |             |          | 0.00              |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (e)      | 12  | $B_s=35\text{mm}$      | 76        | 151         | FF  | 6.0         | 35       | 1.00              | 孔際         | 1,250       | SN490                  | SN490              | 192.3 | 7.62          |                                    |
|                | 8   | $B_s=38\text{mm}$      |           |             |     |             | 38       |                   |            |             |                        |                    |       |               | 0.75                               |
|                | 13  | $B_s=40\text{mm}$      |           |             |     |             | 40       |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (f)      | 14  | $t_s=5.5\text{mm}$     | 76        | 151         | FF  | 5.5         | 38       | 1.00              | 孔際         | 1,250       | SN490                  | SN490              | 192.7 | 7.11          |                                    |
|                | 8   | $t_s=6.0\text{mm}$     |           |             |     | 6.0         |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
|                | 15  | $t_s=6.5\text{mm}$     |           |             |     | 6.5         |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (g)      | 16  | 孔際                     | 38        | 76          | FF  | 6.0         | 19       | 0.75              | 1.00       | 孔際<br>フランジ際 | 1,250                  | SN490              | SN490 | 194.3         | 6.71                               |
|                | 17  | フランジ際                  |           |             |     |             |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |
| 図 4.6 (h)      | 18  | 両面 FB                  | 76        | 151         | FF  | 6.0         | 40       | 0.75              | 1.00       | 孔際          | 1,250                  | SN490              | SS400 | 194.2         | 7.41                               |
|                | 19  | FB+アングル                |           |             | LF  |             |          |                   |            |             |                        |                    |       |               |                                    |

\*形状は次の通りである。 FF : 両面 FB, LF : 片面アングル+片面 FB

### 4.2.3 解析結果

図 4.6 に各ケースの解析結果を、表 4.1 最右列に解析結果から算出した  $Q_v$  ,  $\mu$  を示す。

#### (1) FB 補強の効果

まず FB 補強による効果を把握するため、FB の厚さ・長さを変化させた結果と無開孔梁の結果を併せて図 4.6 (a) に示す。FB の幅  $B_s$  は 45mm, FB の厚さ  $t_s$  は 3mm と 6mm の 2 ケースとし、余長を  $0R$ ,  $0.75R$ ,  $1.0R$  ( $R$ : 貫通孔半径) と変化させた結果である。貫通孔による欠損断面積を補完できる 6mm 厚で、余長を梁端側  $l_e$ ・梁中央側  $l_c$  に各  $1R$  ずつ設けることでのみ、無開孔梁を上回る  $Q_v$  が得られている。

また図 4.6 (b) にせん断スパンが 750mm (せん断スパン比 2.5) の結果を示す。せん断降伏が先行するようなせん断スパンが小さい梁の場合、欠損断面積を補完できる FB で補強しても、無開孔梁と同程度の耐力には達しないことを示している。これは、上下 FB 間のウェブのせん断ひずみが、FB 部に比べ大きくなり、その早期降伏が原因であると考えられる。

#### (2) 孔位置と FB の余長の関係

孔が梁中央側に移動し、距離 ( $L_D$ ) が大きくなる場合、孔位置でのモーメントが小さくなる一方で、柱から離れ、柱の開孔部局部座屈に対する拘束効果が小さくなり、大きい余長が必要になる可能性もある。図 4.6 (c) の結果をみると、 $2R < L_D = 2R + H/2$  でも余長は梁端側、梁中央側に各  $1R$  で、無開孔梁と同等の耐力及び変形性能を確保していることがわかる。

また  $2R > L_D$  の場合、梁端側で余長  $1R$  を確保できないが、図 4.6 (d) の結果では、梁端側余長が小さくなくても  $Q_v$  は大きな変化がなく、いずれも  $\mu > 4$  となっている。これは余長が短くなるものの、柱に接近することで、柱の開孔部局部座屈に対する拘束効果が現れたものと推測される。

#### (3) FB の幅の影響

図 4.6 (e) は、梁端側・梁中央側余長を  $l_e=0.75R$ ,  $l_c=1R$ , 厚さを  $t_s=6\text{mm}$  とし、幅  $B_s$  を変化させ解析を行った。 $B_s$  が大きくなるにつれ、 $Q_v$  は向上する傾向にあり、無開孔梁と同等の耐力を得るには  $0.5R$  ( $B_s=38\text{mm}$ ) 程度の幅が必要である。これは欠損断面積を FB の断面積で補える幅を示している。

#### (4) FB の厚さの影響

図 4.6 (f) は、梁端側・梁中央側余長を  $l_e=0.75R$ ,  $l_c=1R$ , 幅を  $B_s=38\text{mm}$  とし、厚さ  $t_s$  を変化させ解析を行った。 $t_s$  が大きくなるにつれ  $Q_v$  は向上する傾向があり、無開孔梁と同等の耐力を得るには、貫通孔による欠損断面積と FB 断面積が等しくなる、厚さ  $t_s=6\text{mm}$  以上が必要である。

#### (5) FB の梁せい方向位置の影響

孔径が小さく、孔上下にスペースが生じた場合を想定し、梁せい方向の FB 設置位置の影響を考察する。図 4.6 (g) では、FB をフランジ際に寄せた場合でも、無開孔梁を上回る  $Q_v$  を発現するものの、孔際に設置したもの 비해、変形に伴う耐力低下が見られ、変形能力が劣ることを示している。

#### (6) アングル補強の効果

図 4.6 (h) は、両面 FB と、片面は FB で片面は同寸法の幅・厚さのアンクルで補強した結果である。アンクルは FB と同様に、材料調達しやすいため検討を行った。その結果同等の補強量であれば、アンクルでも無開孔梁と同等以上の耐力を発現し、その  $Q_v$  は FB+アンクルのほうが両面 FB に比べやや大きくなった。変形能力も無開孔梁と同程度の変形性能が確保できている。

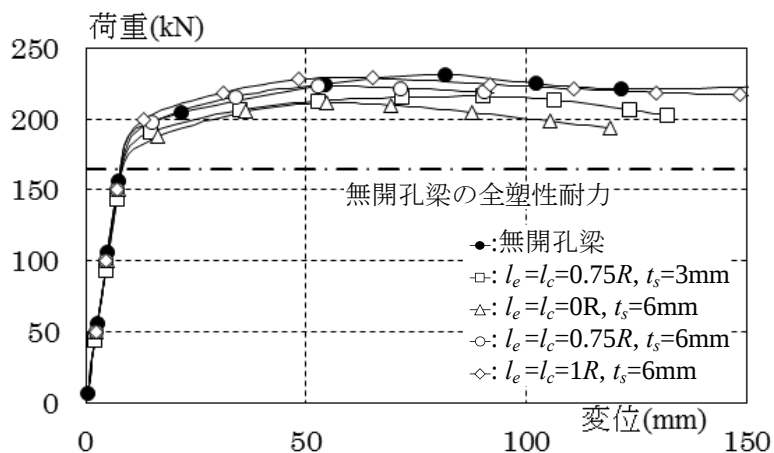


図 4.6 (a) 厚さと余長の影響

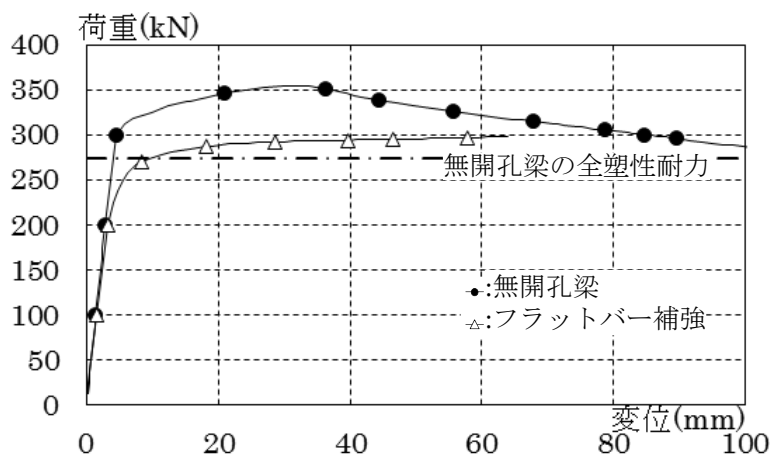


図 4.6 (b) せん断スパンの影響

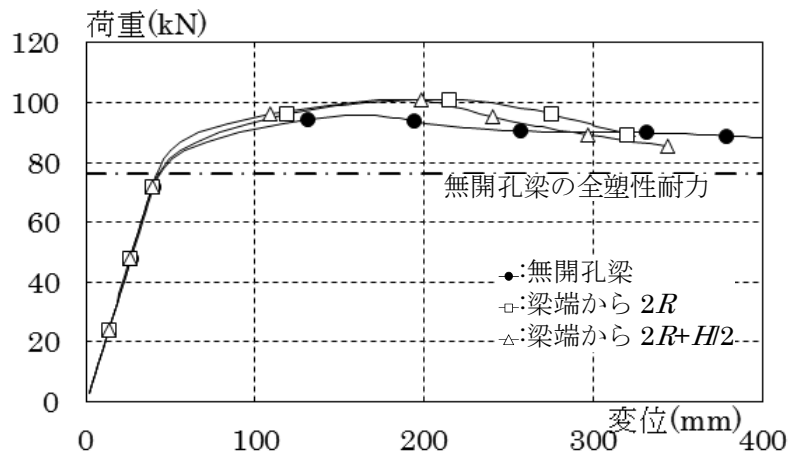


図 4.6 (c) 孔位置（梁中央側）と余長

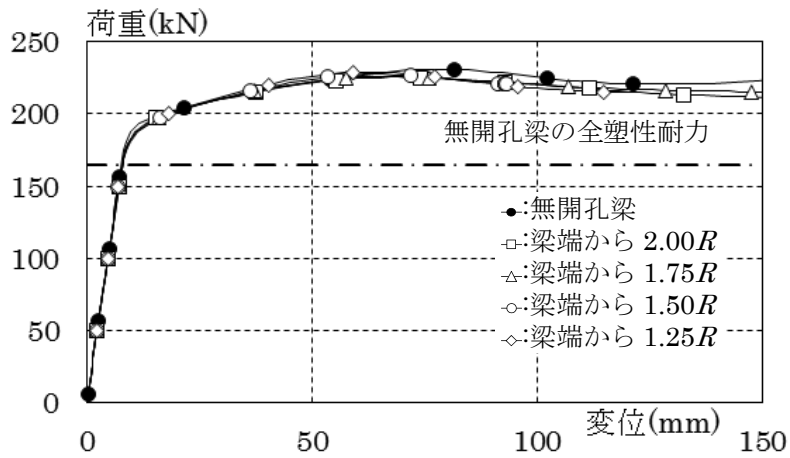


図 4.6 (d) 孔位置（梁端側）と余長

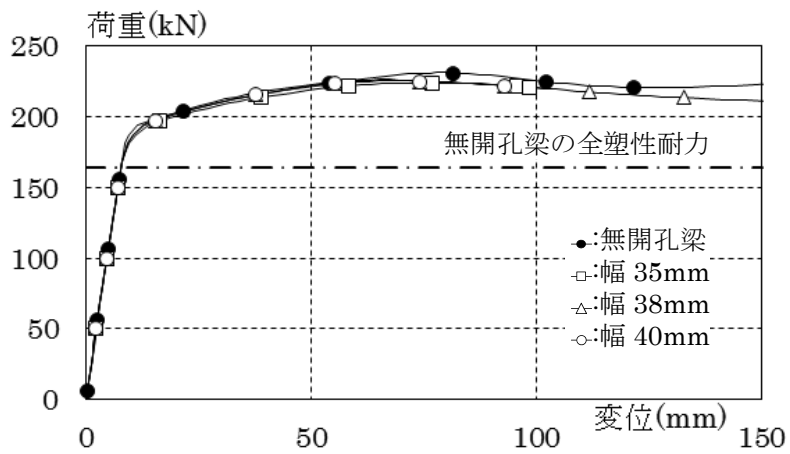


図 4.6 (e) 幅の影響

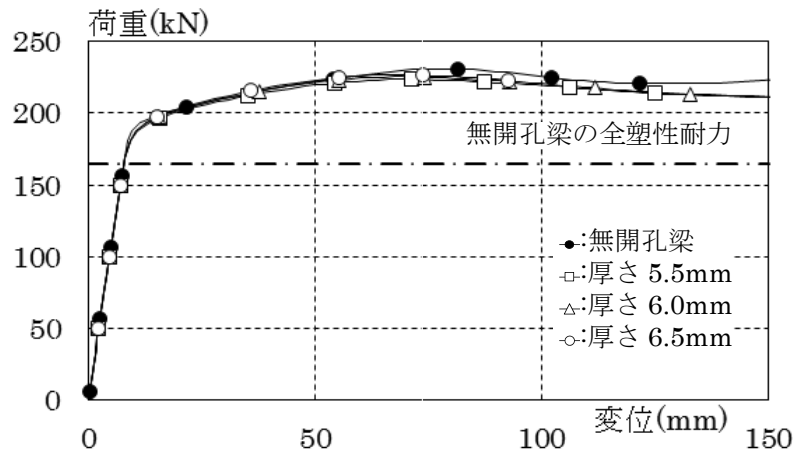


図 4.6 (f) 厚さの影響

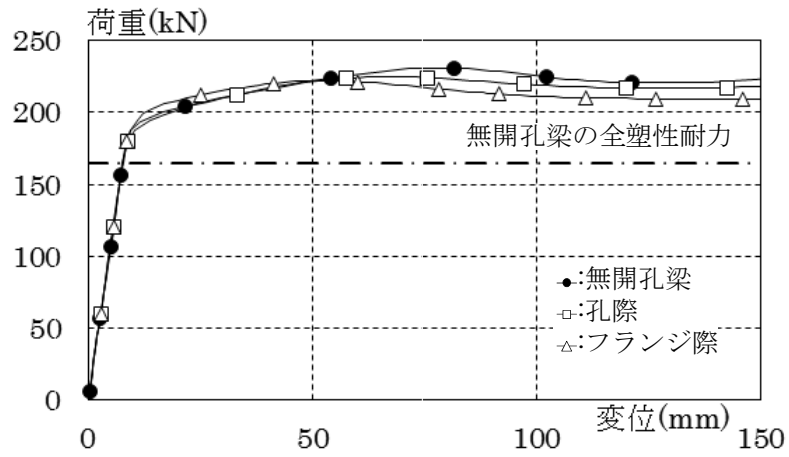


図 4.6 (g) 梁せい方向の位置

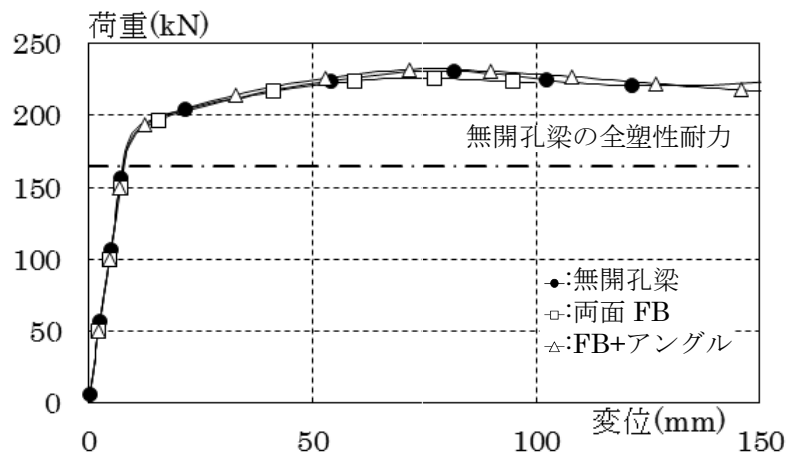


図 4.6 (h) アングル補強の場合

### 4.3 実験計画の概要

#### 4.3.1 試験体の設定

表 4.2 に鋼材の機械的性質を示す。

表 4.3 に試験体諸元を示す。試験体 No.1z は曲げ降伏先行の無開孔梁であり，No.2z は No.1z と同じ寸法の梁で孔位置を限界距離より梁端側とした無補強有孔梁である。ここで限界距離とは，梁の両端が全塑性状態時における孔位置の存在応力と，開孔部を考慮した梁耐力が同等となる梁端から孔位置までの最短距離を示す<sup>4.5)</sup>。いずれも FB 補強の効果を検討する基本試験体である。No.3z は，解析結果をもとに無開孔梁相当の性能を得るために FB 補強を施した試験体で No.2z と比較して補強効果を検討するものである。No.4z は，補強断面積を No.3z の 1/4 として，開孔部で梁耐力が決定する試験体である。No.5z は No.3z と同等の補強量で，片面の FB をアングルに代用したものである。No.6z は，無開孔梁では曲げ降伏が先行し，無補強有孔梁ではせん断降伏が先行するせん断スパンの小さい有孔梁であり，No.3z と同じ FB 補強を施しているものの，開孔部でせん断降伏が先行すると予測される試験体である。なお No.3z～6z の試験体は，柱側余長を  $0.75R$ ，中央側余長を  $1.00R$  とした。

#### 4.3.2 加力・計測計画

図 4.7 に実験装置図を，図 4.8 に試験体の一例として試験体 No.3z を，図 4.9 に载荷プログラムを示す。試験体は梁材を鉛直に，柱材を水平に設置し，図 4.7 中に示す通りの右方向を正载荷とした正負交番の繰返し漸増载荷とした。繰返し漸増载荷は変形角 7, 10, 15, 20, 25 ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ ) を各 2 サイクルずつ行う。

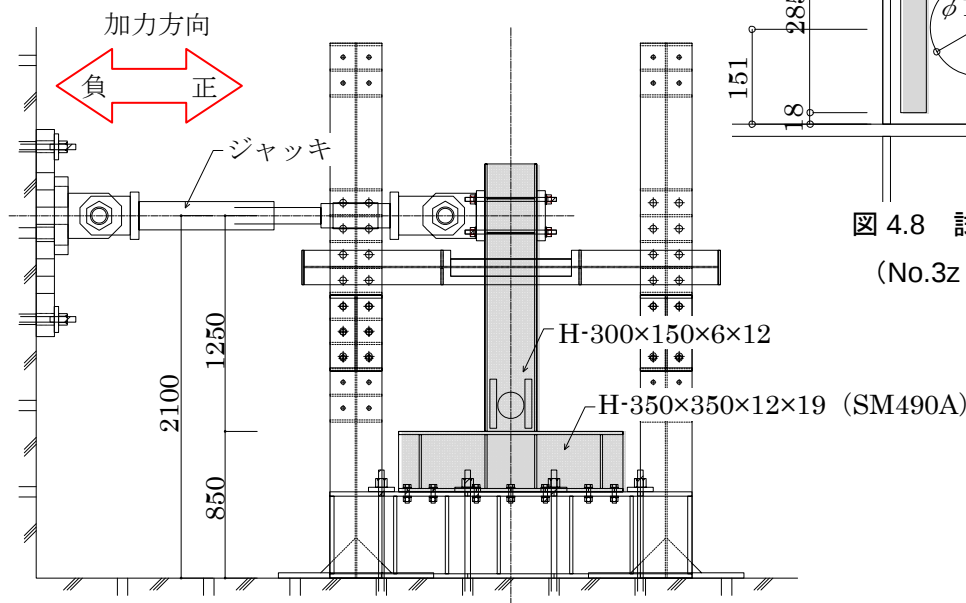


図 4.7 実験装置図 (立面図 単位:mm)

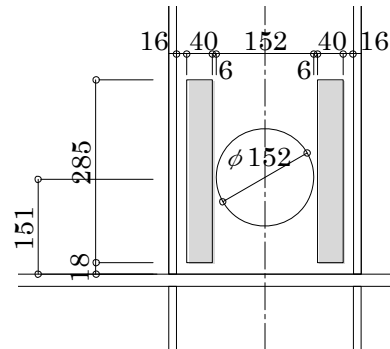


図 4.8 試験体の一例  
(No.3z 単位:mm)

表 4.2 鋼材の機械的性質

| 部位  |          | 引張試験結果 (N/mm <sup>2</sup> ) |            |      | 鋼種     |
|-----|----------|-----------------------------|------------|------|--------|
|     |          | $\sigma_y$                  | $\sigma_u$ | El.  |        |
| 母材  | フランジ     | 360                         | 540        | 26.5 | SN490B |
|     | ウェブ      | 486                         | 577        | 21.2 | SM490A |
| 補強材 | FB (厚 6) | 326                         | 465        | 30.0 | SS400  |
|     | FB (厚 3) | 355                         | 469        | 26.6 | SS400  |
|     | アングル     | 321                         | 445        | 29.0 | SS400  |

表 4.3 試験体パラメータと解析結果

| 試験体名<br>No. | 補強材 (mm)                          |             |       | 貫通孔<br>(mm)   |             | 試験体<br>スパン<br>$L$ (mm) | 備考   |        |
|-------------|-----------------------------------|-------------|-------|---------------|-------------|------------------------|------|--------|
|             | 使用部材<br>枚数 $\cdot B_s \times t_s$ | 余長 (× $R$ ) |       | 半径<br>$R$     | 位置<br>$L_D$ |                        |      |        |
|             |                                   | $l_e$       | $l_c$ |               |             |                        |      |        |
| 1z          | 無開孔                               |             |       |               |             | 1,250                  | 無開孔梁 |        |
| 2z          | 無補強有孔梁                            |             |       |               | 76          |                        | 151  | 無補強有孔梁 |
| 3z          | 2FB-40×6                          | 0.75        | 1.00  | 基本モデル         |             |                        |      |        |
| 4z          | FB-40×3                           |             |       | 補強量不足         |             |                        |      |        |
| 5z          | FB-40×6<br>L-40×40×6              |             |       | アングル<br>代用モデル |             |                        |      |        |
| 6z          | 2FB-40×6                          |             |       | 750           | 短スパン        |                        |      |        |

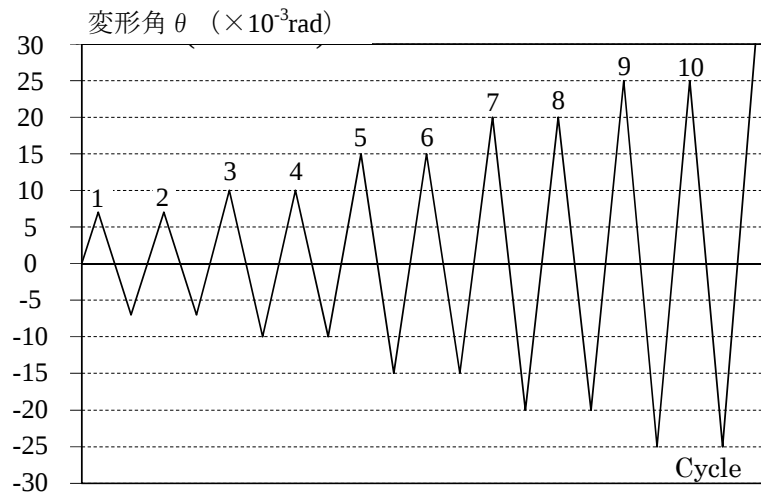


図 4.9 载荷プログラム

## 4.4 実験結果

### 4.4.1 荷重-変形関係

表 4.4 に各試験体の  $Q_y$ ,  $Q_{max}$ ,  $\delta_y$ ,  $\mu$  を, 図 4.10 に No.1z, 3z の履歴曲線を示す。いずれも  $\pm 25 \times 10^{-3}$  rad まで安定したループを描き,  $Q_y$  は No.1z : 212.1kN, No.3z : 221.2kN と No.3z の方が 4%程度大きい。

図 4.11 は, 履歴曲線の弾性限度強度以降の非弾性部分を繋ぎ合わせ単調載荷の荷重-変形関係に置き換えたものであり, 無開孔梁の全塑性耐力も併せて示す。

図 4.11 (a) は FB 補強の効果を確認するために, 試験体 No.1z~4z を比較した図である。No.3z は無補強有孔梁 (No.2z) に比べて  $Q_y$  は増大し, 4 以上の  $\mu$  も確認でき, 無開孔梁 (No.1z) と同等の性能が得られた。一方で, 補強量が十分でない No.4z は, 無開孔梁と無補強有孔梁の中間程度の性能を示している。

図 4.11 (b) は補強材形状の影響を確認したものである。片面アングルとしたことでねじれ変形が生じたため, 変形性能の向上が見られないが, 片面の補強材をアングルで代用した No.5z は No.3z とほぼ同等の結果であり, アングルによる補強も有効であることを示している。

図 4.11 (c) は, せん断スパン比が小さい有孔梁に FB 補強を施した結果である。No.6z と同じせん断スパンの無開孔梁に関する実験結果がないため, ここでは解析値と比較した結果であるが, 無開孔梁の耐力には達していない。開孔部でせん断降伏が先行するほどせん断スパンが小さい場合, FB 補強では無開孔梁同等の性能に達しないことが確認された。

### 4.4.2 変形状

写真 4.1 に加力後の No.3z 試験体写真を示す。開孔部周辺のウェブ面の斜め 45 度付近が大きく変形し, その周辺のフランジ面も局部座屈している。また FB よりもスパン中央側ウェブにフランジ局部座屈との連成と考えられる局部座屈変形が見られる。

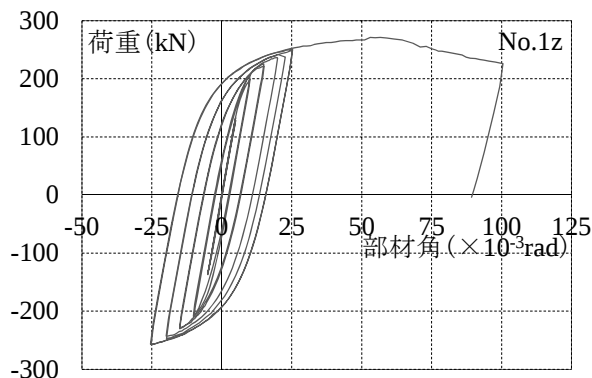


図 4.10 (a) 履歴曲線 (No.1z)

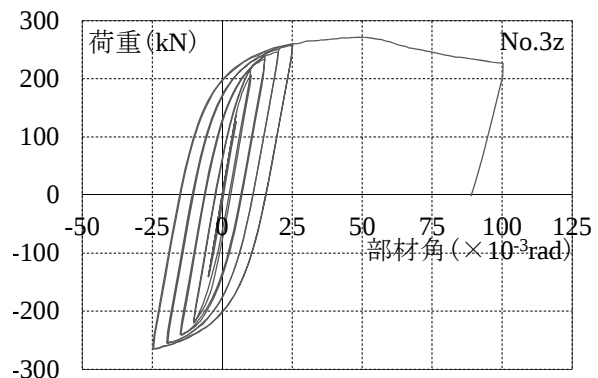
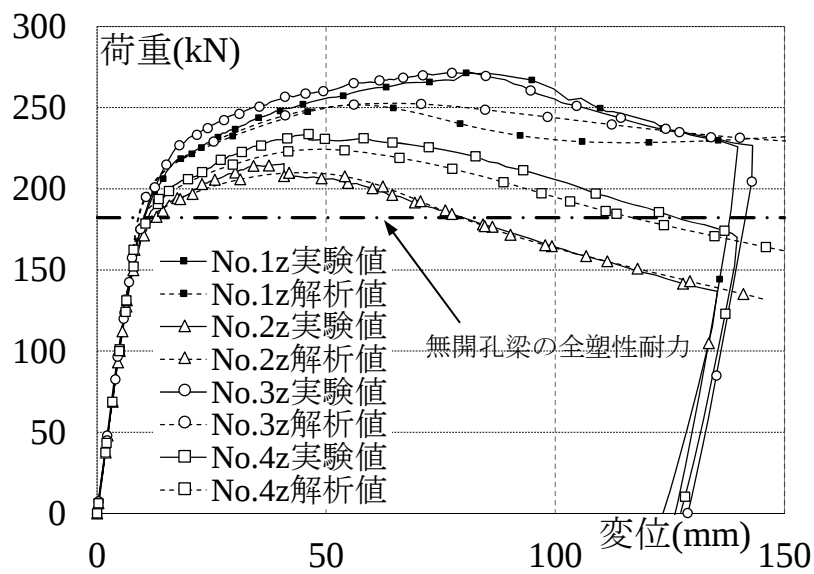


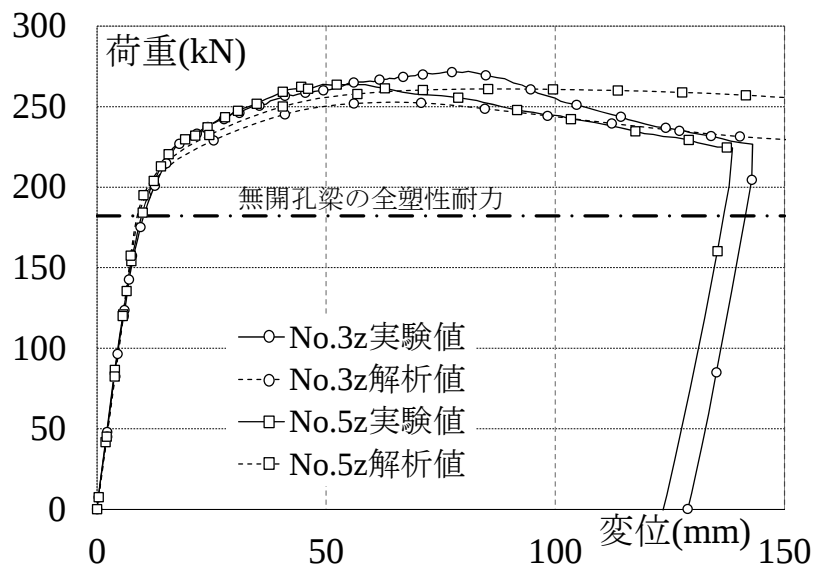
図 4.10 (b) 履歴曲線 (No.3z)

表 4.4 試験体パラメータと解析結果

| 試験体<br>No. | 試験体概要     | $Q_y$<br>(kN) | $Q_{max}$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $\mu$ |
|------------|-----------|---------------|-------------------|--------------------|-------|
| 1z         | 無開孔梁      | 212.1         | 271.5             | 9.93               | 7.11  |
| 2z         | 無補強有孔梁    | 186.9         | 215.6             | —                  | 3.11  |
| 3z         | 基本モデル     | 221.2         | 272.0             | —                  | 7.16  |
| 4z         | 補強量不足     | 194.8         | 233.7             | —                  | 3.65  |
| 5z         | アングル代用モデル | 221.5         | 263.6             | —                  | 5.89  |
| 6z         | 短スパン      | 314.6         | 382.4             | 5.82               | 3.04  |

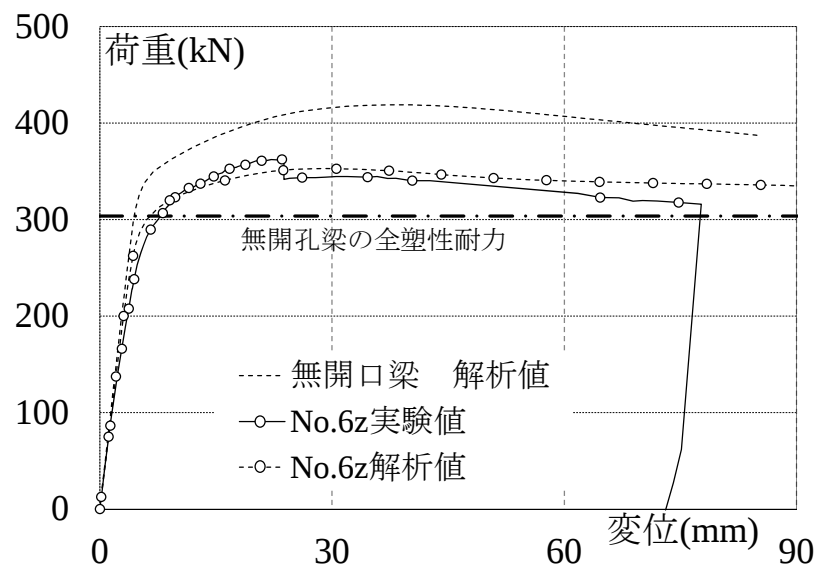


(a) FB 補強の効果



(b) アングル補強の場合

図 4.11 単調載荷に置き換えた荷重-変形関係



(c) せん断スパン比が小さいの場合

図 4.11 単調載荷に置き換えた荷重-変形関係



写真 4.1 変形状況 (No.3z 試験体)

## 4.5 FBに補強された有孔部の耐力式算定

FBに生じる応力状態を把握することにより、FBと鉄骨梁ウェブの耐力分担を設定して、フィーレンディール作用を考慮した有孔部耐力の予測式を誘導する。誘導した予測式の妥当性を実験およびFEM解析結果から検証する。

### 4.5.1 有孔部断面の応力状態

有孔部断面におけるフランジ、ウェブ、FBの応力度を解析的に求める。図4.12に解析モデルを示す。解析は4.2.2にて示した条件と同様である。

表4.5に解析パラメータの一覧を示す。

図4.13に荷重変形関係を示す。グラフの縦軸は梁のせん断力 $Q$ を、横軸は梁の部材角 $\theta=\delta/L_s$ を示している。 $L_s$ はせん断スパンである。実線は補強ありのモデル(b-1, s-1)を示し、破線は無補強のモデル(b-0, s-0)を示す。b-1・b-0は $L_s=2,500\text{mm}$ 、s-1・s-0は $L_s=1,000\text{mm}$ のモデルである。 $L_s$ が等しいモデルを比較すると、いずれも補強ありのほうが無補強の場合よりも、耐力が上昇しており、補強効果が確認できる。

図4.14に有孔部断面の全塑性耐力時(図4.13, a～d点)におけるA-A'断面の応力状態を示す。A-A'断面は開孔上部の梁断面であり、梁せい方向全幅にわたってMises応力度 $\sigma_M$ が降伏レベルに達している材軸方向位置とし、(a)～(d)は図4.13中のa～d点に対応している。

各図より $\sigma_M/\sigma_y$ が1.0であることより、有孔部断面が全塑性状態であると確認できる。梁せい方向に等しい位置でのFBの応力度とウェブの応力度を比較すると、 $\sigma/\sigma_y$ と $\tau/\tau_y$ のいずれも、概ね同じ値を示している。よってFBはウェブと同等の応力伝達機能があることを確認できる。

また、直応力度はフランジ側が圧縮、貫通孔側が引張となっている。これはフィーレンディール作用により局所的な曲げ応力が生じていることを示している。さらに補強ありの場合には、無補強に比べて、フラットバー上端部の直応力度が増大している。このことから、FBによる補強特性は、フィーレンディール作用による補強効果であることがわかる。

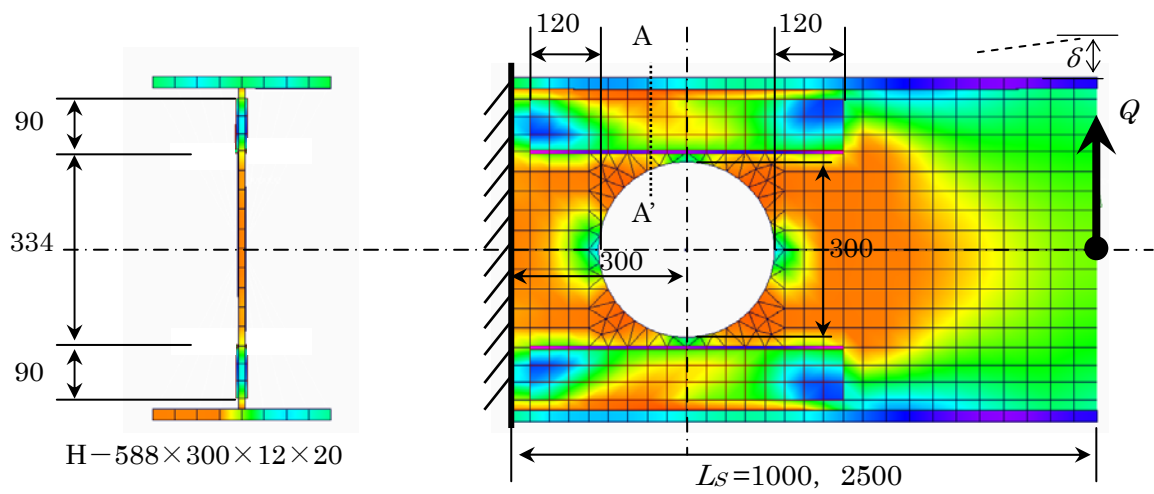


図 4.12 解析モデル

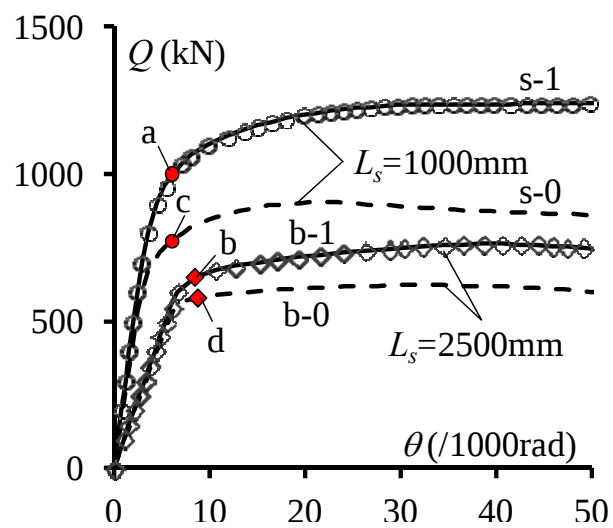


図 4.13 荷重変形関係

表 4.5 解析パラメータ

| モデル名 | 梁断面             | 孔径  | $L_s$<br>(mm) | 補強     | FB   | 余長<br>$R$ : 孔半径  |
|------|-----------------|-----|---------------|--------|------|------------------|
| b-1  | H-588×300×12×20 | 300 | 2500          | 有 (両面) | 90×6 | 0.8 $R$ ,0.8 $R$ |
| b-0  |                 |     |               | 無      | —    | —                |
| s-1  |                 |     | 1000          | 有 (両面) | 90×6 | 0.8 $R$ ,0.8 $R$ |
| s-0  |                 |     |               | 無      | —    | —                |

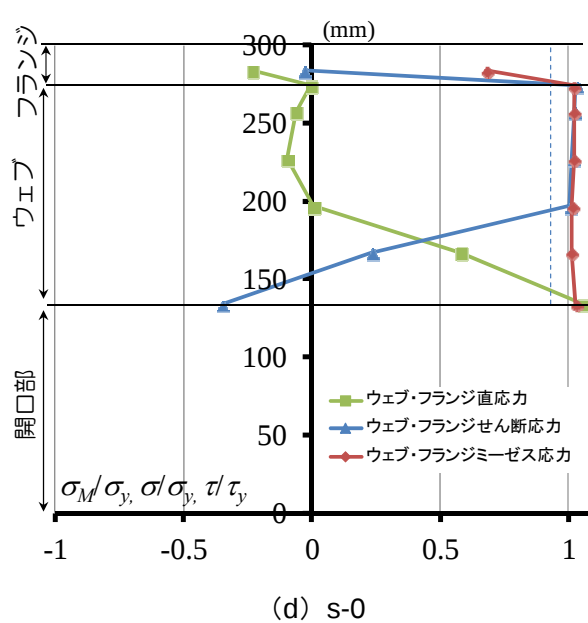
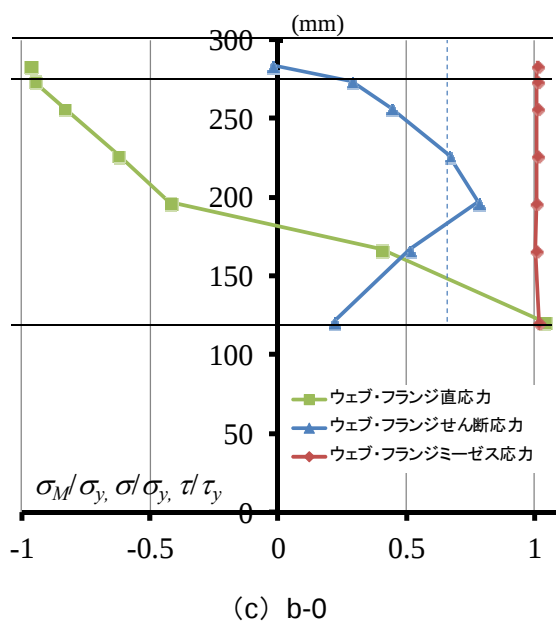
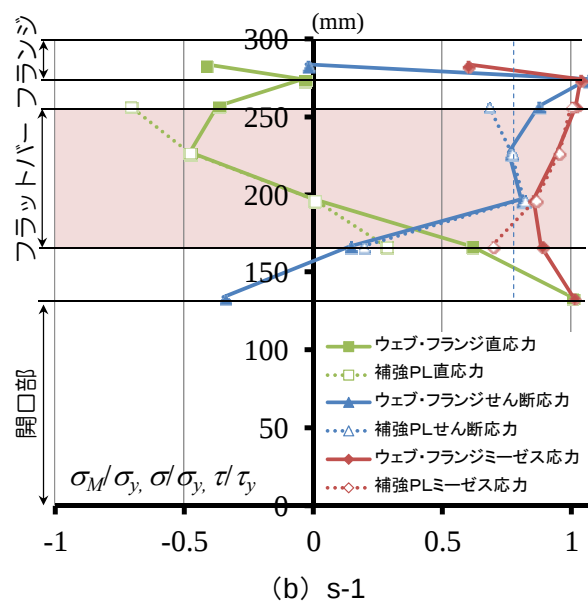
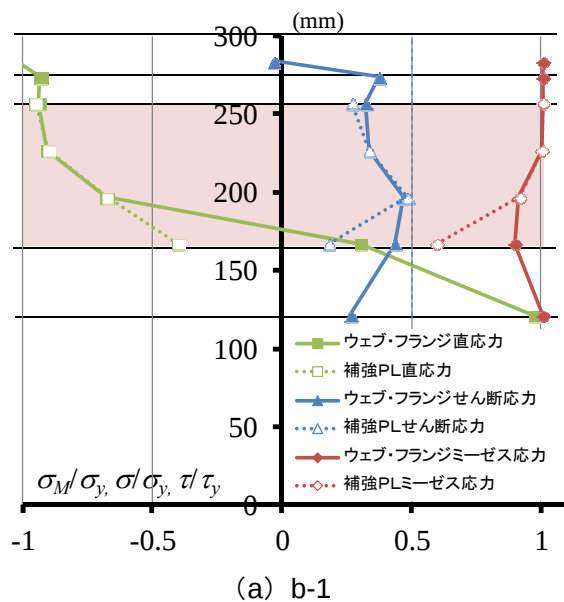


図 4.14 有孔部断面（A-A'断面）の応力状態

#### 4.5.2 FB 補強された有孔梁の耐力式

FB 補強された有孔梁の M-Q 相関関係は、既往文献<sup>4.6)</sup>と同様に、図 4.15 に示す台形状タイプとし、原点を除く台形の頂点を以下のように導くことで、耐力値予測を行う。

ここで、各記号は以下の通りである。

${}_rQ_h$  : FB 補強された有孔梁のせん断耐力

${}_rM_h$  : FB 補強された有孔梁の曲げ耐力

${}_rQ_{ph}$  : FB 補強された有孔梁の純せん断耐力

${}_rM_{ph}$  : FB 補強された有孔梁の（純曲げ）時の全塑性モーメント

${}_rM_{phf}$  : FB 補強された有孔梁の純せん断耐力時の全塑性モーメント

図 4.15 から、せん断スパン  $L_s$  の FB 補強された有孔梁のせん断耐力  ${}_rQ_h$  は（1）式で表せる。

$${}_rQ_h = \frac{{}_rM_{ph}}{L_s} \left( 1 + \frac{{}_rM_{ph} - {}_rM_{phf}}{L_s \cdot {}_rQ_{ph}} \right)^{-1} \quad (1)$$

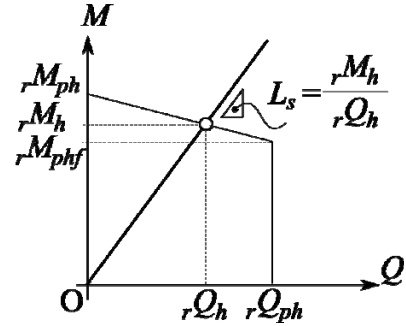


図 4.15 M-Q 相関関係

(1)  $Q=0$ （純曲げ）時の全塑性モーメント  ${}_rM_{ph}$

${}_rM_{ph}$  の評価式は、図 4.16 に示す応力状態となっていることから（2）式となる。

$${}_rM_{ph} = M_{pf} + M_{phw} + M_{pr} \quad (2)$$

$M_{pf} = \sigma_{yf} \cdot t_f \cdot B \cdot (h + t_f)$  : フランジ全塑性モーメント

$M_{phw} = \frac{1}{4} \cdot \sigma_{yw} \cdot t_w \cdot (h^2 - 4R^2)$  : ウェブ全塑性モーメント

$M_{pr} = \sigma_{yr} \cdot t_r \cdot b_r \cdot (d_r + b_r)$  : 補強材全塑性モーメント

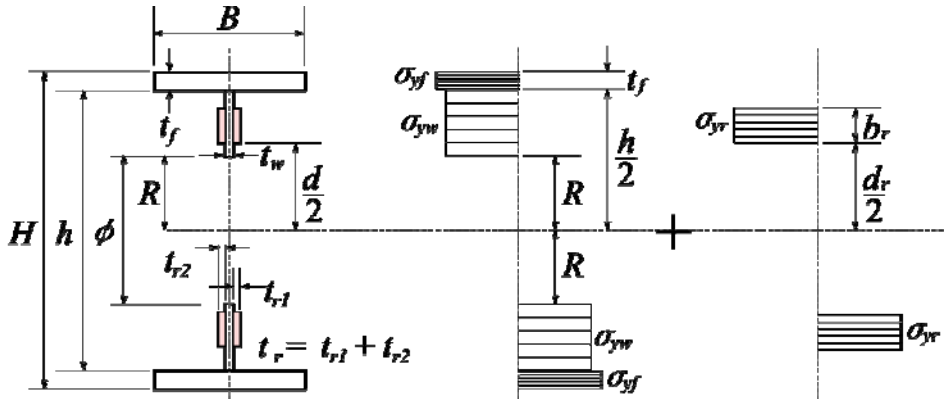


図 4.16 純曲げ時の応力モデル

(2) 純せん断耐力  $rQ_{ph}$

次にフィーレンディール作用および下の a) ~ c) の条件を考慮した図 4.16 の応力モデルを用い、 $rQ_{ph}$  の耐力式を構築する。フィーレンディール作用は開孔部上下の各断面に生じる付加曲げであり、下記条件は付加曲げに抵抗する応力モデルを考慮している。

- a) フラットバーの上部には直応力  $\sigma_r$  が作用し、同位置のウェブにも直応力  $\sigma_w$  が作用する。
- b) フランジの直応力  $\sigma_r$  と  $\sigma_w$ 、 $\sigma_r$  は等しい。
- c)  $\sigma_w$ 、 $\sigma_r$  の大きさは無関係にウェブと FB にせん断力が作用する。

$rQ_{ph}$  は材軸方向力・せん断力・モーメントの釣合い式から  $V_{ph}(\theta)$  を導き、(3) 式を満足する  $V_{ph}$  とする。

$$rQ_{ph} = \min \left( V_{ph}(\theta) \right)_{\theta=0 \sim \frac{\pi}{2}} \quad (3)$$

またウェブせん断応力領域 ( $h_s$ ) とウェブ直応力領域 ( $h_v$ ) の境界 s-s' が FB の外側にある場合 (図 4.17 (1)), 内側にある場合 (図 4.17 (2)) で  $V_{ph}$  の評価式は異なり、それぞれ (4) 式, (5) 式となる。

式中  $\alpha$  は、補強材幅  $b_r$  に対する直応力  $\sigma_r$  および  $\sigma_w$  が作用する幅の比である。つまり  $\sigma_r$  および  $\sigma_w$  が作用する幅は、 $\alpha \cdot b_r$  と表わせ、4.5.1 にて示した解析結果から  $\alpha = 0.5$  程度であることがわかる。

【1】 s-s' がフラットバーの外側に位置する場合

$$V_{ph}(\theta) = \frac{-T_1 \pm \sqrt{T_1^2 - S_1 \cdot U_1}}{S_1} \quad (\text{ただし } V_{ph} > 0) \quad (4)$$

ここで

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{3}{\sigma_{yw} t_w} \\ T_1 &= -\frac{\sqrt{3} N_0}{\sigma_{yw} t_w} + \sqrt{3} \frac{Z_0}{A_0} + 2R \sin \theta \\ U_1 &= \frac{N_0^2}{\sigma_{yw} t_w} - \frac{2N_0 \cdot Z_0}{A_0} \\ &\quad - \frac{4N_0}{\sqrt{3}} R \sin \theta + \sigma_{yw} t_w \left( \frac{h}{\sqrt{3}} 4R \sin \theta + \frac{2Z_0}{A_0} 2R \cos \theta - 4R^2 \cos^2 \theta \right) \\ &\quad + \sigma_{yr} t_r \left( \frac{8}{\sqrt{3}} b_r \cdot R \sin \theta \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_0 &= h \cdot \sigma_{yw} t_w + 2b_r \cdot \sigma_{yr} t_r \\
A_0 &= t_f B + \alpha \cdot b_r (t_w + t_r) \\
Z_0 &= t_f B (H - t_f) + \alpha \cdot b_r \{d_r + (2 - \alpha)b_r\} (t_w + t_r)
\end{aligned}$$

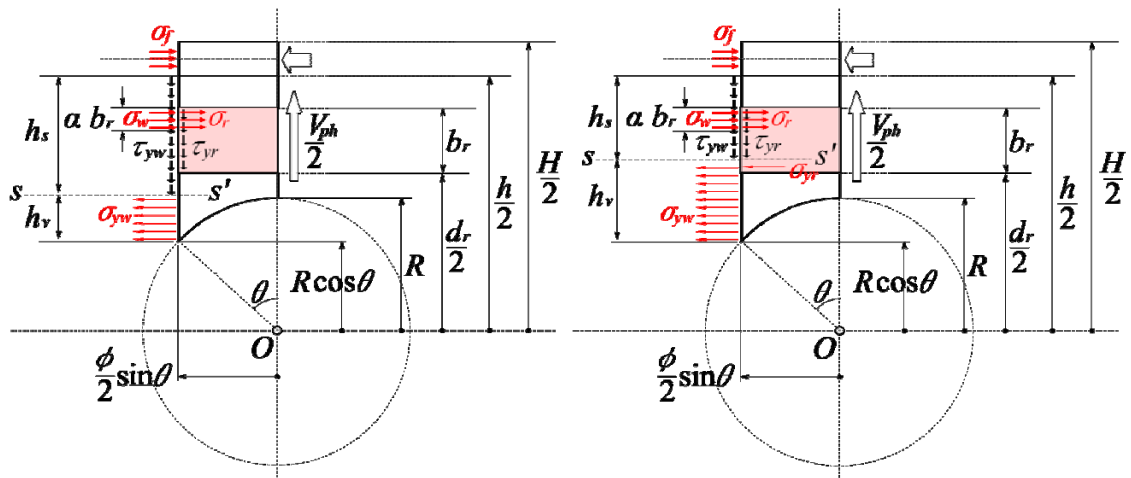
【2】 s-s'がフラットバーの内側に位置する場合

$$V_{ph}(\theta) = \frac{-T_2 \pm \sqrt{T_2^2 - S_2 \cdot U_2}}{S_2} \quad (\text{ただし } V_{ph} > 0) \quad (5)$$

ここで

$$\begin{aligned}
S_2 &= \frac{3}{\sigma_{yw} t_w + \sigma_{yr} t_r} \\
T_2 &= -\frac{\sqrt{3} N'_0}{\sigma_{yw} t_w + \sigma_{yr} t_r} + \sqrt{3} \frac{Z_0}{A_0} + 2R \sin \theta \\
U_2 &= \frac{N_0'^2}{\sigma_{yw} t_w + \sigma_{yr} t_r} - \frac{2N'_0 \cdot Z_0}{A_0} \\
&\quad + \sigma_{yw} t_w \cdot \left( \frac{2Z_0}{A_0} \cdot 2R \cos \theta - 4R^2 \cos^2 \theta \right) \\
&\quad + \sigma_{yr} t_r \cdot \left( \frac{2Z_0}{A_0} d_r - d_r^2 \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N'_0 &= h \cdot \sigma_{yw} t_w + (d_r + 2b_r) \sigma_{yr} t_r \\
A_0 &= t_f B + \alpha \cdot b_r (t_w + t_r) \\
Z_0 &= t_f B (H - t_f) + \alpha \cdot b_r \{d_r + (2 - \alpha)b_r\} (t_w + t_r)
\end{aligned}$$



(1) s-s'がFBの外側

(2) s-s'がFBの内側

図 4.17 純せん断時の応力モデル

### (3) 純せん断耐力時全塑性モーメント ${}_rM_{phf}$

${}_rM_{phf}$ は、曲げ抵抗に寄与するフランジ、ウェブ、FB の降伏応力度  $\sigma_{yf}$ ,  $\sigma_{yw}$ ,  $\sigma_{yr}$  から純せん断時に断面に生じるそれぞれの直応力  $\sigma_f$ ,  $\sigma_w$ ,  $\sigma_r$  (ただし  $\sigma_f = \sigma_w = \sigma_r$  とする) を差し引くことで、(6) 式のように表す。

$$\begin{aligned} {}_rM_{phf} = & (\sigma_{yf} - \sigma_f) \cdot t_f \cdot B \cdot (H - t_f) \\ & + (\sigma_{yw} - \sigma_f) \cdot \alpha \cdot t_w \cdot b_r \cdot \{d_r + (2 - \alpha)b_r\} \\ & + (\sigma_{yr} - \sigma_f) \cdot \alpha \cdot t_r \cdot b_r \cdot \{d_r + (2 - \alpha)b_r\} \end{aligned} \quad (6)$$

ここで、 $\sigma_f$  は s-s' が FB の外側に位置する場合の直応力  $\sigma_1$  と、内側に位置する場合の直応力  $\sigma_2$  を表している。また  $\sigma_1$  と  $\sigma_2$  は (7) 式、(8) 式による。

【1】 s-s' がフラットバーの外側に位置する場合

$$\sigma_1 = \frac{N_0 - \sqrt{3} \cdot {}_rQ_{ph} - \sigma_{yw} t_w \cdot 2R \cos \theta}{2A_0} \quad (7)$$

【2】 s-s' がフラットバーの内側に位置する場合

$$\sigma_2 = \frac{N'_0 - \sqrt{3} \cdot {}_rQ_{ph} - \sigma_{yw} t_w \cdot 2R \cos \theta - \sigma_{yr} t_r \cdot d_r}{2A_0} \quad (8)$$

### 4.5.3 耐力式の妥当性の検証

図 4.18 は、前述の解析モデル No.4, 5, 6, 8, 13 及び試験体 No.3z, 4z, 6z について耐力式による予測値 ( ${}_rQ_h$ ) と実験値・解析値 ( $Q_y$ ) を比較したものである。図 4.18 に示す通り、予測式による耐力値は、解析値や実験値と良い対応 (誤差にして 0.12~0.25) を示し、かつ安全側に評価(実験値/予測値=1.13~1.33)されていることが確認された。

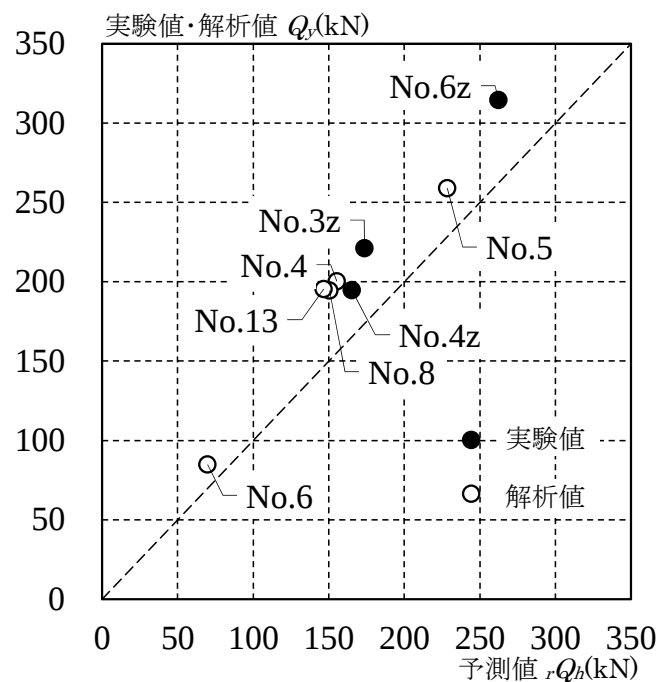


図 4.18 耐力比較

#### 4.6 第4章のまとめ

FB 補強について、解析・実験による検討、耐力予測式の構築を通して、以下の知見を得た。

- ・FB 補強は、断面・余長・配置などの条件を満足すれば、梁端貫通孔補強に有効であることを示した。
- ・無開孔梁相当の耐力  $Q_v$  および変形能力もしくは  $\mu > 4$  ( $\mu$ : 塑性変形倍率) を得るための補強量を確認した。必要補強量として、FB の余長を  $l_e = 1.0R$  ( $R$ : 孔半径),  $l_e = 0.75R$  以上、幅を  $R/2$  以上かつ孔による欠損断面積を上回るような厚さを確保すればよい。また FB は、同寸法の幅・厚さを有するアングルで代用できる。
- ・開孔部でせん断降伏が先行する梁は、FB 補強では、無開孔梁と同等の性能に達しない。
- ・FB 補強された開孔部の応力状態を想定し、耐力式を構築した。実験値と予測値は良い対応 (誤差にして 0.12~0.25) を示し、若干安全側に予測することが確認された。

#### 第4章の参考文献

- 4.1) 鈴木 敏郎ほか：有孔 H 形鋼梁の変形性状に着目した塑性変形性能改善手法に関する一提案，日本建築学会構造系 No.477，pp.115-122，1995.11
- 4.2) 田中 秋水ほか：スリーブ管補強鉄骨有孔梁の開孔位置と破壊性状・変形能力に関する研究，日本建築学会構造系 No.530，pp.147-154，2000.04
- 4.3) 天野 裕史ほか：リング補強された設備用円形孔を有する梁の弾塑性挙動，(その 1)・(その 2)，2009 年度大会学術講演梗概集，C-1，pp.643-646，2009.8
- 4.4) AISC : Steel and Composite Beam with Web Openings, AISC Steel Design Guide Series, 1991.9
- 4.5) 村田 学ほか：鋼製リングにより補強された有孔梁の力学性状に関する研究，(その 1)・(その 2)，2010 年度大会学術講演梗概集，C-1，pp.897-900，2010.9
- 4.6) 加藤 勉ほか：鉄骨梁貫通孔の梁端からの限界距離について，日本建築学会構造系論文集，No.496，pp.105-112，1997.6
- 4.7) 青木 博文ほか：素材引張試験結果による構造用鋼材の力学的性質に関する統計的調査，日本建築学会構造系論文報告集 No.358，pp.94-105，1985.12

## 第5章 結論

本研究において、まず性能評価シートなどの公表情報から免震構造の特性を概説した上で、免震層の減衰を粘性減衰または履歴減衰とした免震構造に関する地震応答解析などにより、その振動特性、特に高次モードの励起と建物頂部の加速度応答の関係を明らかにした。

次に免震層に粘性減衰・履歴減衰を有した免震構造モデルの建物頂部に TMD を設置した応答性状を、TMD の同調周期、減衰定数などをパラメータとした時刻歴応答解析から明らかにした。さらに屋上階の層重量や、最上階の層剛性を調整することで、TMD として機能する可能性について検討を行った。

最後に鉄骨梁の貫通孔に対する補強材としてフラットバー (FB) を貫通孔上下のウェブ面にフランジと平行に取り付けた補強 (FB 補強) を提案し、FEM 解析を通して、無開孔梁に相当する変形性能を確保できる FB の寸法 (板厚, 幅, 余長), セン断スパンを検証した。さらに準静的載荷実験を行い、その耐力および変形性能を検討し、開孔部の耐力評価式を構築した。

以上の検討から、以下の結論を得た。

### 5.1 免震構造の振動特性に関する結論

大臣認定申請を行った免震建物の性能評価シートから、上層階の床加速度応答が大きくなっているものが散見された。調査全建物 184 件のうち 34 件において、最大床加速度応答が  $3\text{m/s}^2$  を越えている。特に、低中層免震建物でその傾向が顕著であった (33 件) こと、鉄筋コンクリート構造より鉄骨構造での発生頻度が高いことが確認された。

粘性減衰系免震構造に関する地震応答解析を通じて、免震層の剛性及び減衰定数と頂部の応答加速度には入力地震動によらず相関があり、免震層剛性  $k_I$  が大きくなるほど、また免震層の減衰定数  $h_I$  が  $0.1\sim 0.2$  以上に大きくなるほど、頂部の加速度応答は増加することが確認された。また同モデルに対して、頂部質点での加速度応答倍率を検証した結果、免震層の減衰定数を増加させることで、1 次周期成分の加速度応答倍率ピーク値は著しく減少し、2 次周期成分の加速度応答倍率ピーク値は僅かに減少するものの、同時に 2 次周期付近成分の加速度応答倍率が増大する。複素固有値解析による結果においても、免震層の減衰の増加に伴い、2 次・3 次モードの刺激関数は増大する一方で、1 次モードの刺激関数への影響は小さく、いずれの結果からも免震層の減衰量の増大は、加速度応答における 2 次モードの相対的な発現力を大きくしていることが確認された。また免震層の剛性の増加は、固有周期を短周期化し、かつ 1 次・2 次周期成分の加速度応答倍率を増大させる。

履歴減衰系免震構造について、免震層の初期剛性や 2 次剛性比 ( $\alpha$ ) の変化に対する影響を調査した結果、免震層の初期剛性や  $\alpha$  が増大するにつれ、建物頂部の最大加速度応答は大きくなる。免震層初期剛性 ( $k_{I1}$ ) が小さい領域では、 $\alpha$  の変化に対する頂部加速度応

答の変化も緩やかでその応答量も小さい。また免震層初期剛性 ( $k_{T1}$ ) が大きい領域では、 $\alpha$  の変化に対し頂部最大加速度応答は敏感であり、その応答量も大きい。履歴減衰系免震構造に対して、頂部質点での加速度応答倍率の変化を調査した結果、2 次剛性比  $\alpha$  の増大により、1・2 次周期成分共に大きな変化は見られない。また  $\alpha=0.005\sim0.4$  程度では、粘性減衰系免震構造に比べ、1 次周期成分と 2 次周期成分の加速度応答倍率に大きな差はないことから、相対的な 2 次モードの発現力が粘性減衰系に比べ履歴減衰系免震構造の方が大きいことが伺える。また免震層剛性の増大は、1 次・2 次周期を短周期化し加速度応答倍率を増大させるなど、粘性減衰系と同様の結果が得られた。

以上から、免震構造の上層部の加速度応答には、免震層の減衰や免震層の初期剛性が大きく影響しており、2 次モード成分の増加が直接的な原因であることを確認した。

## 5.2 最上階に TMD を設置した免震構造の振動特性に関する結論

頂部に TMD を配置した粘性減衰系免震構造について検討を行い、TMD には頂部最大加速動応答を低減する効果があり、頂部最大加速動応答の低減に効果的な同調周期は、主架構の 1 次周期だけではなく 2 次周期付近にも存在し、2 次周期付近の加速度応答低減率は約 0.8 であることを確認した。また複素伝達行列法を用いて、頂部に TMD を配置した同モデルに対して周波数解析を行い、同調による TMD 効果であることを確認した。この現象は、5・10・15 質点系モデルのいずれにおいても確認できた。

履歴減衰系免震構造も同様に TMD の固有周期  $T_d$  に対して頂部最大加速度応答は変化し、主架構の固有周期付近に極値を持つ。しかしその現象は粘性減衰系免震構造と異なり、2 次周期のみにて確認された。履歴減衰系免震構造では 1 次周期に同調した TMD による頂部最大加速度応答の減少は見られず、むしろ頂部加速度応答値は増大する。これは免震層の非線形化により長周期成分が励起され、振動に含まれる 1 次モード成分が減退したためであり、TMD 効果を無力化するばかりでなく、付加質量増加による応答増大を引き起こしている。この現象は伝達関数（加速度応答倍率）においても裏付けされる。

履歴減衰系免震構造において TMD を 2 次周期付近に同調させた場合、加速度応答低減率が 0.6~0.7 になるなど、粘性減衰系免震構造に比べ、その低減効果は大きくなっている。これは履歴減衰による免震層の高剛性化が、系の 2~3 次モードを励起させていることが背景にあり、免震構造の振動特性による結果と符合する。さらに免震層の非線形化による影響が、1 次周期に比べ、2 次周期は遥かに小さく、TMD の制振効果が発揮できている。なおこれらの現象は、各モデルの加速度応答倍率においても裏付けされる。

粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造双方で確認された結果として、TMD の減衰定数  $h_d$  が大きくなるにつれ、 $T_d$  に対する変化を平滑化していること、加速度応答は  $h_d=3\%\sim5\%$  で最小となること、全重量比  $\mu$  が大きくなるに従い、頂部加速度応答は減少していることが挙げられる。これらは、TMD の基本的な特性と一致している。また TMD によるせん断力応答への影響を検討した結果、TMD を 1 次周期に同調させた場合は、全層にわた

ってせん断力の低減が見られるが、2 次周期に同調させた場合、大きな低減効果はないことが、粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造の双方で確認された。

1 次、2 次周期に同調した場合の TMD 質点の応答を比較した。1 次周期に同調した TMD の応答は、TMD の減衰機構をオイルダンパーとした場合、一般的なストローク（150mm 程度）や限界速度（0.5m/s 程度）をはるかに超える応答となり TMD として機能させることが難しい。一方、2 次周期に同調した場合、TMD 質点の速度・変位応答は大きく減少しており（レベル 2 地震に対して 90mm, 0.45m/s 程度）、TMD として十分機能できることを、粘性減衰系並びに履歴減衰系免震構造の両者において確認した。

ホワイトノイズ（WN）を入力地震動とした解析の結果、粘性減衰系免震構造の 1 次周期に同調した TMD の効果で加速度応答が低減する一方で、2 次周期に同調した場合ではその効果がわずかであった。これは免震構造に WN が入力された場合、一般的な地震波とは異なり、その応答加速度は圧倒的な 1 次モード卓越の成分構成となるためである。履歴減衰系免震構造に WN を入力した場合、1 次周期付近で加速度応答が増大する場合や、1 次周期を超えた周期と 2 次周期付近で TMD の加速度低減効果が確認される。このことから、免震層に配置された履歴減衰が非線形化することで、実際の振動周期が 1 次周期以上に長周期化されていることや、粘性減衰系免震構造のそれ以上に 2 次モードが励起されていることが挙げられる。このことから、2 次周期に同調した TMD を履歴減衰系免震構造へ適用することの優位性が明らかになった。

TMD の最適同調周期を考えた場合、履歴減衰系免震構造のように免震層が非線形挙動を呈する場合、1 次固有周期は大きく変動する。それに反して、2 次固有周期は上部構造の振動特性に支配されるため安定しており、同調対象として安定している。また既往の TMD 最適理論で算出された最適同調周期との相関も強いことを確認した。

TMD が設置された 2 質点系の伝達関数の定式化により考察を行った結果、TMD の制振効果は質量比  $\xi$  と TMD 減衰定数  $h_d$ 、系のモーダル減衰  $h_i$  によって支配されていることがわかり、1 次周期よりも 2 次周期に同調したほうが TMD の制振効果が高いこと、TMD 減衰定数  $h_d$  を小さい値に設定することは TMD の制振効果を高めることを示した。

最後に最上階の層剛性、層重量を意図的に調整し、最上層を系の 2 次周期と同調させた TMD とみなし、具体的な概略設計を通じて実現できることを、粘性減衰系・履歴減衰系免震構造の両者において示した。例題モデルに対する地震応答解析では、居住階最上階の床加速度応答が 3.39m/s<sup>2</sup>（通常免震の場合）から 3.11m/s<sup>2</sup>（最上層剛性の調整による TMD 効果を付与した場合）に低減した。

### 5.3 端部をフラットバー補強された鉄骨有孔梁の塑性変形性能に関する結論

FB 補強は梁端貫通孔補強に有効であり、無開孔梁相当の耐力  $Q_y$  および変形能力もしくは  $\mu > 4$ （ $\mu$ ：塑性変形倍率）を得るために必要となる補強量を確認した。必要補強量として、FB の梁中央側余長  $l_e$  を  $1.0R$  以上（ $R$ ：孔半径）、梁端側余長  $l_e$  を  $0.75R$  以上、幅

を  $R/2$  以上かつ孔による欠損断面積を上回るような厚さを確保すればよく、また FB は同寸法の幅・厚さを有するアングルでも代用できることを示した。

開孔部でせん断降伏が先行する梁は、FB 補強では無開孔梁と同等の性能に達することができない。せん断スパン比が小さい梁への適用は見合わせるべきである。

さらに FB 補強された開孔部の応力状態を想定し、耐力式を構築した。耐力式によって得られた予測値と実験値は良い対応（誤差にして 0.12～0.25）を示し、若干安全側に予測することが確認された。

## 謝辞

本論文は、著者が（株）竹中工務店において取り組んできた技術開発の成果，ならびに，京都大学大学院工学研究科博士後期課程の学生として，免震構造，鉄骨構造の耐震性能向上を目的に取り組んだ研究成果をまとめたものです。

恩師であります京都大学防災研究所教授の中島正愛先生には，神戸大学工学部環境計画学科および同大学大学院工学研究科修士課程に引き続き懇切丁寧なご指導を賜りました。設計技術者である筆者が本論文をまとめることができましたのも，先生のご指導ご鞭撻の賜物であり，心より厚く御礼申し上げます。

川瀬博先生（京都大学大学院教授）ならびに竹脇出先生（京都大学大学院教授）には，本論文の審査にあたり，貴重なご意見とご助言をいただきました。ここに，深く感謝の意を表します。

TMD の活用に関し多くの議論と示唆をいただいた Becker Tracy 准教授，石 運東准教授の両氏にも深く感謝します。特に石 運東准教授には，解析の妥当性ならびに本研究に絡む海外の動向などをご教示頂きました。改めて深く感謝いたします。

本論文の一部である，鉄骨梁貫通補強は（株）竹中工務店 池内 邦江氏，宇佐美 徹氏，山崎 賢二氏，牛渡 ふみ氏らとともに取り組んだものです。本論文をまとめるにあたり，多くのご意見，ご助言を頂きました。深く感謝いたします。

また，本論文は通常業務を続けながら作成いたしました。株式会社竹中工務店大阪本店設計部構造グループの皆様にはさまざまな便宜を図っていただきました。謹んでお礼申し上げます。

中島研究室の方々には，私を快く受け入れて頂き，大変お世話になりました。

最後に，家族の理解があって本論文は作成できました。心より深く感謝します。

佐分利 和宏