芝 浦 工 業 大 学

博 士 学 位 論 文

制振装置を適用した立体自動倉庫ラックの地震時挙動に関する研究

平成 30 年 9 月

舟木 秀尊

制振装置を適用した立体自動倉庫ラックの地震時挙動に関する研究

芝浦工業大学大学院

理工学研究科

地域環境システム専攻

舟木 秀尊

A STUDY ON ANTISEISMIC TECHNOLOGY FOR THE RACK OF AN AUTOMATED STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM

Regional Environment Systems
Graduate School of Engineering and Science
Shibaura Institute of Technology

Hidetaka　Funaki

目　次

第１章　序論

1.1　研究の背景 …… 1
1.2　本研究に関連した既往の研究 …… 3
　1.2.1　建屋あるいはラックを基礎免震とする方法 …… 3
　1.2.2　ＴＭＤを用いた制振構造 …… 5
　1.2.3　建屋とラックを連結した制振構造 …… 7
　1.2.4　ラック架構にダンパーを付加する制振構造 …… 8
1.3　研究の目的と方針 …… 9
　1.3.1　研究の目的 …… 9
　1.3.2　研究の方針 …… 9
　1.3.3　設計クライテリア …… 10
1.4　論文の構成と概要 …… 11

第２章　立体自動倉庫ラックを対象とした地震対策に関する解析的検討

2.1　まえがき …… 17
2.2　ラック全体を対象とした制振ラック …… 18
　2.2.1　制振ラックの概要 …… 18
　2.2.2　制振効果の検討 …… 20
　2.2.3　最適な付加減衰量についての検討 …… 22
　2.2.4　TMD との制振効果の比較 …… 31
　2.2.5　パレットの滑動を考慮した地震応答解析 …… 35
2.3　個々の積荷を対象としたパレット免震装置 …… 40
　2.3.1　免震装置の機構 …… 40
　2.3.2　免震装置の復元力特性 …… 41
　2.3.3　傾斜角と摩擦係数の検討 …… 43
　2.3.4　免震装置を設置したラックの地震応答解析 …… 45
2.4　まとめ …… 47

第３章　制振ラックの振動台実験とシミュレーション解析

3.1　まえがき …… 49
3.2　小型ラックの振動台実験（フェーズⅠ） …… 49
3.2.1　実験の概要 …… 49
3.2.2　加振ケース …… 56
3.2.3　振動特性 …… 60
3.2.4　制振ラックと非制振ラックの応答比較 …… 62
3.2.5　２方向、および３方向加振の影響 …… 65
3.2.6　積載物の配置パターンによる影響 …… 66
3.2.7　振動台実験のシミュレーション …… 68
3.3　実大ラックの振動台実験（フェーズⅡ） …… 75
3.3.1　実験の概要 …… 75
3.3.2　制振装置の概要 …… 78
3.3.3　加振ケース …… 81
3.3.4　振動特性 …… 85
3.3.5　制振ラックと非制振ラックの応答比較 …… 86
3.3.6　２方向、および３方向加振の影響 …… 87
3.3.7　制振装置の支承材の違いによる影響 …… 88
3.3.8　振動台実験のシミュレーション …… 89
3.4　まとめ …… 101

第４章　パレット免震装置の振動台実験とシミュレーション解析

4.1　まえがき …… 103
4.2　傾斜すべり機構を用いたパレット免震装置 …… 103
4.3　プロトタイプの性能確認 …… 104
4.3.1　試験体の概要 …… 104
4.3.2　静的加力実験による基本特性の把握 …… 108
4.3.3　プロトタイプの振動台実験 …… 111
4.4　パレット免震装置の性能確認 …… 125
4.4.1　実験概要 …… 125
4.4.2　振動台実験結果 …… 133
4.4.3　実験と地震応答解析の比較 …… 138
4.4.4　加振の繰り返しによる影響 …… 140

4.5　ラックに設置された免震装置の性能確認 …… 146
4.5.1　実験概要 …… 146
4.5.2　加振ケース …… 147
4.5.3　免震装置とフレームの応答 …… 148
4.6　まとめ …… 150

第５章　立体自動倉庫ラックへの適用と地震応答観測

5.1　まえがき …… 152
5.2　制振ラックの施工手順 …… 160
5.3　地震応答観測による適用効果の検討 …… 164
5.3.1　観測の概要 …… 164
5.3.2　開発技術の適用箇所と観測点 …… 166
5.3.3　地震観測記録の概要 …… 168
5.3.4　制振ラックの応答評価 …… 169
5.3.5　パレット免震装置の応答評価 …… 173
5.4　コスト試算 …… 175
5.5　まとめ …… 178

第６章　結論

6.1　本論文の総括 …… 180
6.2　今度の課題と展望 …… 181

発表論文等 …… 182

謝辞 …… 186

第１章

序論

第１章　序論

1.1　研究の背景

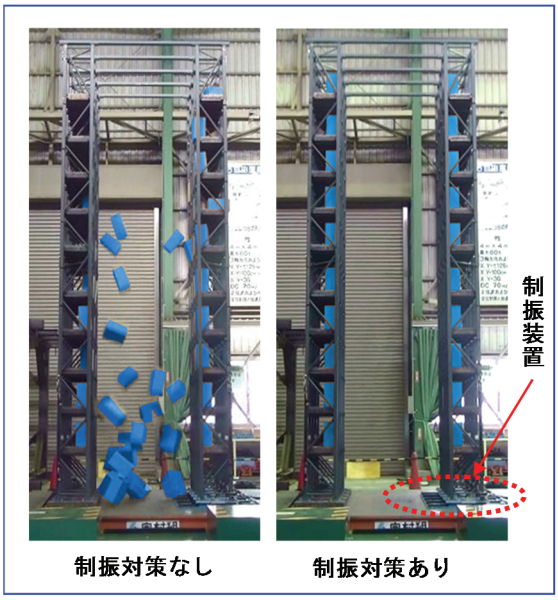
物流施設や工場などに導入される立体自動倉庫ラックは、コンピュータで制御されたスタッカークレーンが高層のラック棚から自動的に積荷を搬入・搬出できる設備を有し、商品の保管機能と流通機能を兼ね備えた物流システムである。商品の保管や搬出を自動的に行うことで物流の効率化・合理化を実現する立体自動倉庫ラックは、その形態によりビル式ラック（ラックと建屋が一体のもの）とユニット式ラック（ラックと建屋が分離したもの）に分類される[1.1]。一般的なユニット式の立体自動倉庫ラックを**写真 1.1** に示す。立体自動倉庫ラックの耐震性については、昭和 56 年に建築基準法施行令が改正されるのに先立ち、社団法人日本産業機械工業会において振動実験が行われ、その成果が調査研究報告書[1.2]にまとめられている。立体自動倉庫ラックの設計基準は、建屋と一体となるビル式ラックがその形態から建築基準法の適用を受ける一方、建築基準法の適用を受けないユニット式ラックについては社団法人日本産業機械工業会が規定した基準[1.3]により運用されている。

日本における自動倉庫システムの導入は 1965 年頃に始まったとされる[1.3]が、狭い国土における土地の有効活用、人手不足、物流量の増大といった社会的背景もあって、その設置件数は年々増大している。近年は、インターネット通販市場の拡大などによる小口・多頻度の輸送ニーズの高まりから、大量の配送物を処理するための大型物流施設が増加している。そして 2011 年の東北地方太平洋沖地震や 2016 年の熊本地震の際にラック積荷が落下し、多量の荷物が破損したほか、その荷物が自動搬送機の走路を塞いだことで搬送機能が損なわれるなど、その復旧に多大な時間と労力を要する事例[1.4][1.5]が多発した。さらに、南海トラフ地震などの発生が懸念されるなか、積荷の落下防止対策は、積荷の保全はもとより、倉庫機能の維持にも寄与することから事業継続の観点より重要度が高まっており、倉庫事業主の多様なニーズに対応できる幅広い対策技術が求められている。

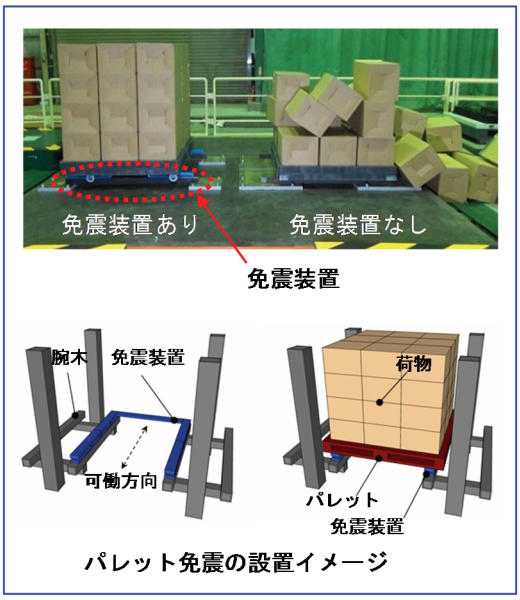
写真 1.1　ユニット式の立体自動倉庫ラック

立体自動倉庫ラックの荷崩れ対策としては、ラック全体をチューンド・マス・ダンパー（以下、TMD と称する）によって制振構造にする方法[例えば〔1.7〕～〔1.8〕]やラック全体を免震構造にする方法[例えば〔1.9〕～〔1.12〕]等が提案されている。しかし、ラックの最上段に TMD を設置する方法は、荷棚に装置を設置する〔1.7〕ことでラックの収容力を損なう場合がある。また、積荷の収容量に対する現実的なダンパー量では地震動レベルが大きくなると制振効果が不足する可能性が指摘されている〔1.8〕。ラック全体を免震構造とする方法は、既存ラックに適用する際、免震装置を設置するためにラックの柱脚を切断する工事が必要となり、導入が困難な場合がある。立体自動倉庫ラックを有する建物全体を免震構造とする方法は、ラックだけでなく建屋の地震対策も期待できるが、免震装置の増大や建屋の免震層構築に伴うコストが発生する。

以上のような背景から、本研究では、積荷の重さや配置が変動する立体自動倉庫ラックに対し、ラックの積載状況による応答低減効果への影響を受けにくい立体自動倉庫ラックの地震対策として、ラック全体を対象とする制振ラックと個々の積載物を対象とするパレット免震装置を提案する。本研究が対象とする制振ラックとパレット免震装置を**図 1.1** に示す。制振ラックは、自動搬送機の走路を挟んで向かい合う一対のラックの片方の柱脚に制振装置を取り付けることで地震時のラックの加速度応答を低減する技術である。パレット免震装置は、ラック棚に格納される個々のパレットと腕木（ラックフレーム）の間に本装置を設置することで地震時の積荷の落下を低減する技術である。これらは、新設および既設の立体自動倉庫ラックに適用することが可能であり、荷物の保全や倉庫機能の維持など、物流施設の事業継続に対するニーズに応えるソリューション技術として期待できる。



a）制振ラック



b）パレット免震装置

図 1.1　本研究で対象とする制振ラックとパレット免震装置

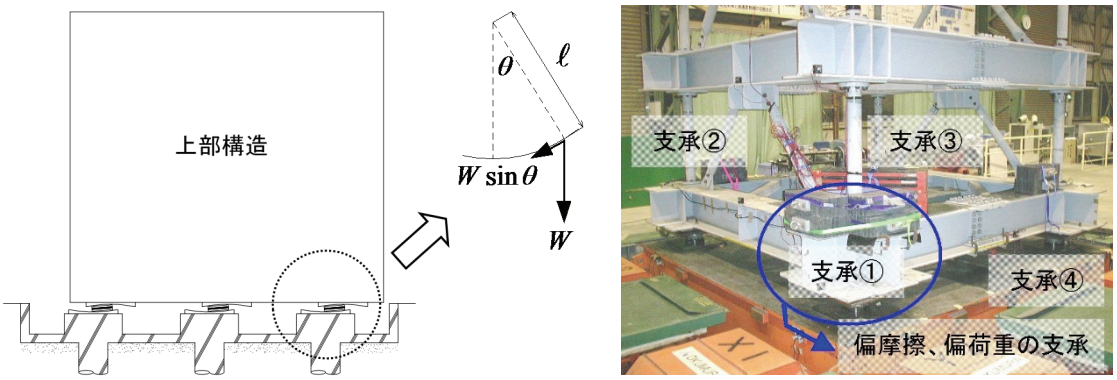
1.2　本研究に関連した既往の研究

本節では、本研究に関連した既往の研究を概観し、次章以降の解析および実験に向けて主要な成果を整理する。また、立体自動倉庫ラックの地震対策に関する技術を分類して、それらの内容を示し、本研究との違いを明らかにする。

1.2.1　建屋あるいはラックを基礎免震とする方法

ラックを有する倉庫や物流施設の地震対策として、ラック全体あるいは建屋を免震構造とする方法がある。建物を対象とした免震構造は、我が国において 30 年以上の歴史 [1.13] と 4,000 棟を超える実績があることから技術の信頼性が高く、物流施設における事業継続性の観点から有効な地震対策のひとつである。

立体自動倉庫ラックへの免震支承の導入に関しては、青野らの研究 [1.9] [1.10] がある。ただし、積層ゴム支承と減衰装置を組み合わせた基礎免震は、積載物の重量や配置の変動によるラック構造の固有周期の変化や偏心が大きくなると、応答低減効果の減少や捩れ振動の発生が懸念される。これに対し、竹内らは、固有周期が建物重量の変化に依存しない球面すべり支承に関する研究 [1.11] を行っており、振動台実験に基づいて数値解析モデルを構築し、アスペクト比 1.3 程度の立体自動倉庫ラックを基礎免震化することによる応答低減効果と積載物の落下防止効果を検証している。一方、筆者らの研究 [1.14] では、球面すべり支承の摩擦係数や偏荷重を因子とした振動実験において、支承のコーティングや面圧依存性による摩擦係数の大きな変動によって、上部構造に捩れ応答が発生することを確認している。球面すべり支承を適用した基礎免震に関する研究事例を**図 1.2** に示す。立体自動倉庫ラックの基礎免震では、重量の変動によって復元力特性や摩擦係数等の基本特性が大きく変化する支承を用いる場合、ラック応答への影響を考慮する必要がある。



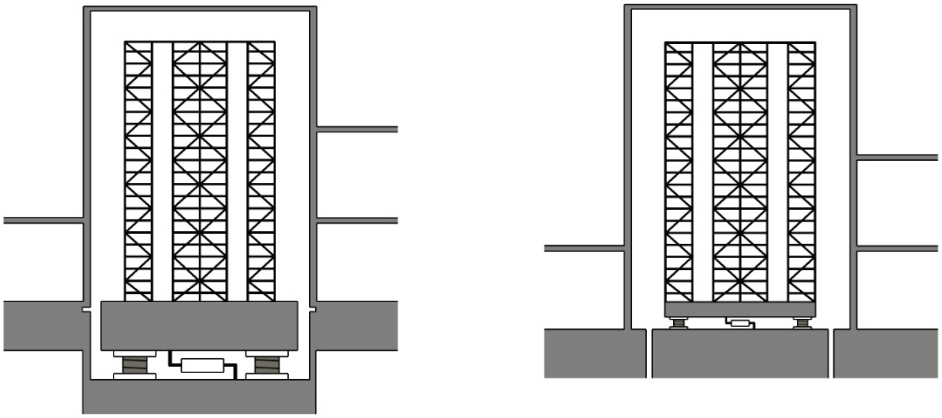
a）球面すべり支承の作動原理　　b）偏摩擦・偏荷重の振動実験

図 1.2　球面すべり支承を適用した基礎免震に関する研究事例 [1.14]

立体自動倉庫ラックを基礎免震とする方法の模式図を**図 1.3** に示す。基礎免震とする場合、地震時の免震支承の変形に追従するため、エキスパンション・ジョイントや外周部のクリアランスを設けるため、荷物の搬出入など物流倉庫の機能性を損なわない計画が必要である。ラックと作業床のレベルを揃える場合には、地下ピットを設けるため免震層の躯体が必要となる。一方、ラックと作業床に段差がある計画では地下ピットは不要であるが、コンベアラインの構造が複雑になる。また、免震支承とラックとの間に架台が必要となる。これより、建屋あるいはラック全体を基礎免震とする場合には、コストと機能性、地震時の安全性を総合的に検討する必要がある。

ラックを基礎免震とする際、機器・床を対象とした免震システムを採用することも可能である。著者らの研究〔1.15〕〔1.16〕における、美術品を対象とした展示ケース免震やサーバー機器を対象とした床免震が事例として挙げられる。機器・床免震システムの事例を**図 1.4** に示す。これらは、金属製転がり支承を採用することにより高性能な免震システムを実現しているが、特殊な曲線レールを削り出す金属加工を要することから低コスト化が課題である。

なお、既設の立体自動倉庫ラックを免震化（免震レトロフィット）する場合は、新設ラックに比べて、免震装置の後付け工事の規模が大きくなることが課題である。



(a) 床レベルを揃える場合　　(b) ラックと作業床に段差がある場合

図 1.3　ラック全体を基礎免震とする方法の模式図

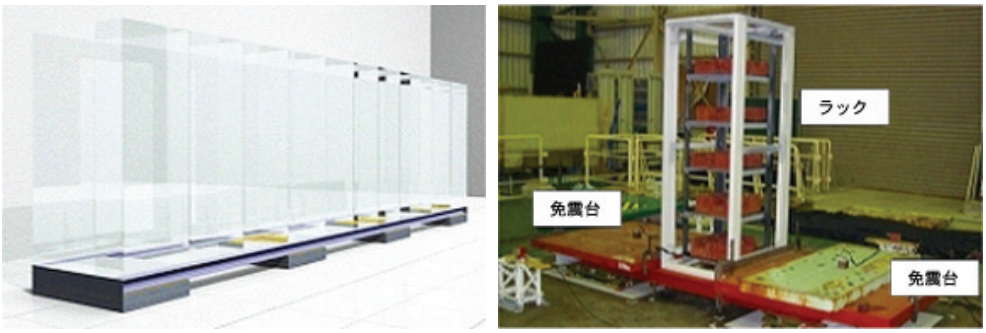


図 1.4　機器・床免震システムの事例〔1.15〕〔1.16〕

1.2.2　ＴＭＤを用いた制振構造

高層建物の屋上に設置される TMD は、1990 年頃の研究において、風揺れ対策の技術としての報告[例えば〔1.17〕]がある。例えば、**図 1.5** のような転がり振り子を用いた制振装置が提案され、この TMD は**図 1.6** に示す鉄骨造の事務所ビルへの適用事例がある。近年では、超高層建物の長周期地震動への対策としての TMD に関する研究[例えば〔1.18〕]が報告されている。TMD は、質量とばね、ダンパーの要素で構成され、制振対象の振動を TMD の質量とばねによって増幅させた上で、増幅した振動をダンパーの減衰効果によって低減する制振装置である。2011 年の東北地方太平洋沖地震の後、立体自動倉庫ラックの荷崩れ防止策のひとつとして注目されている〔1.19〕。

立体自動倉庫ラックを対象とした TMD に関する研究として、松野ら〔1.20〕は積載物の滑動を考慮した TMD および粘弾性ダンパーの応答低減効果と積載物の落下防止に対する低減効果について解析的な検討を行い、TMD の応答低減効果にばらつきが大きいことを示している。また、木原ら〔1.21〕は既存の立体自動倉庫を対象とした TMD による制振改修構法を提案している。高木ら〔1.22〕は振動数の調整が可能なコイルばねとダンパーで構成されるマスダンパーについて振動台実験およびシミュレーション解析により応答加速度の低減効果と荷すべりの抑制効果を確認している。吉田ら〔1.23〕はリニアガイドに粘弾性体を用いた TMD の振動台実験を行い、非制振で 1%未満であったラックの減衰が 3.4%に上昇し、地震入力に対する最大応答加速度は最大で 1/2 に低減されることを確認している。しかし、ラックの積荷（重錘）はボルトで固定した状態の実験であり、積荷の滑動は考慮していない。

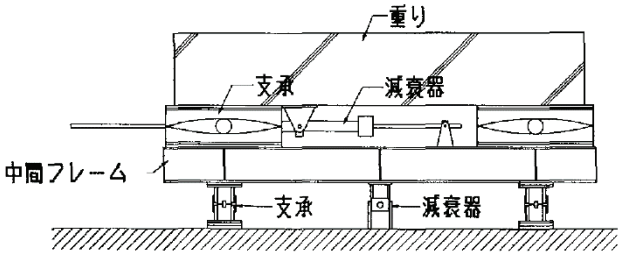


図 1.5　制振装置の提案〔1.17〕

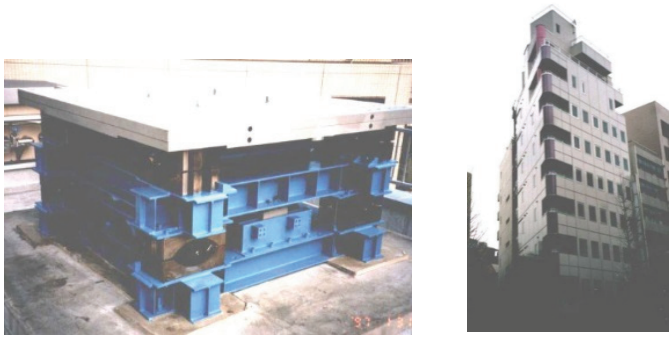
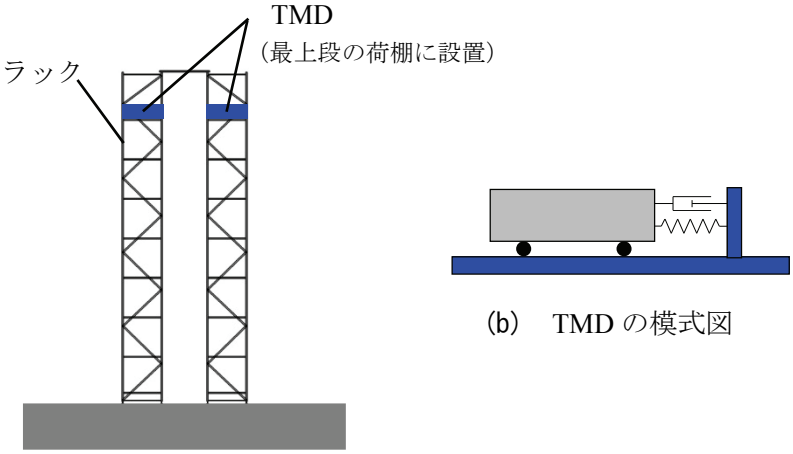


図 1.6　風揺れ対策として TMD が適用された事例

TMD に代表される動吸振器は、最適同調や最適減衰の最適値が崩れると制振性能が減退することが指摘されている[1.23]。立体自動倉庫ラックに TMD を適用するにあたっては、収納される積載物の質量やその配置、あるいは積載物の滑動によってラックの固有周期が変動することから、TMD の制振効果が鈍化する可能性がある。したがって、TMD を用いた制振構造は、ラックの地震対策として有効な方法のひとつであるが、その効果については十分な検討が必要である。

TMD を用いた制振構造の模式図を**図 1.7** に示す。立体自動倉庫ラックへの TMD の設置方法として、木原[1.6]らはスタッカークレーンによりラック最上段の荷棚まで制振装置を揚重した後、作業員の手作業によってラック腕木に装置を固定する乾式の方法を提案している。そのため、TMD の平面寸法は 1100×1100mm、高さは 750mm 以下、TMD の 1 台あたりの質量は立体自動倉庫ラックの 1 ラックあたりの荷物の上限と同一としている。この方法は、制振装置の後付け作業が容易であり、既存の立体自動倉庫ラックに TMD を導入する際に有効である。しかし、ラック最上段の荷棚に TMD を設置する方法は、収納スペースとなる荷棚を制振装置が占有することで収納量が減少することが課題である。



(a)　TMD を設置したラック

(b)　TMD の模式図

図 1.7　TMD を用いた制振構造の模式図

1.2.3　建屋とラックを連結した制振構造

制振構造において大きな制振効果を付与する方法は、制振装置の減衰力あるいは変形を大きくすることである。西村ら[1.24][1.25]は超高層鉄筋コンクリート建物に連結制振構造を適用し、一つの建物の中に固有周期差の大きい二つのストラクチャーを構成し、両者間の相対変形により制振装置に大きな変形を与えて、高い制振効果を発揮する制振構造システムを提案している。後閑ら[1.26]は立体自動倉庫ラックに適用する連結制振構造として、質量が小さくて剛性が高い構造体と質量が大きく剛性の低い構造体をダンパーで連結すると大きな制振効果（減衰）が得られることに着目し、ラックと建屋をダンパーで連結する制振システムを提案している。また、非制振ラックにおいて1%未満であった減衰定数が、連結制振ラックとすることで 20%程度まで上昇させられることを実験により確認している。その際、ラックの積荷（重錘）はボルトで固定した状態で実験を行っており、積荷の滑動は考慮していない。**図 1.8** に、建屋と立体自動倉庫ラックを連結した制振構造の模式図を示す。

一方、斉藤ら[1.27]は制振装置による応答低減効果を高める工夫として、滑車とワイヤ、ダンパーを用いた制振構造を提案している。そして、動滑車の原理を用いてダンパーの移動量を増大させ、小さな減衰力のダンパーでも移動量を増やすことによりエネルギー吸収量を増大できることを実験的に確認している。

既往の研究から、建屋とラックを連結する制振構造とすることで、ダンパーの減衰力を高める効果が期待できることがわかった。一方、既存ラックを対象とする場合には、ラック頂部と外周建屋との間にダンパーの設置スペースが確保できない場合があることも指摘されており[1.23]、ラックおよび建屋の状況に合わせた地震対策を検討する必要がある。

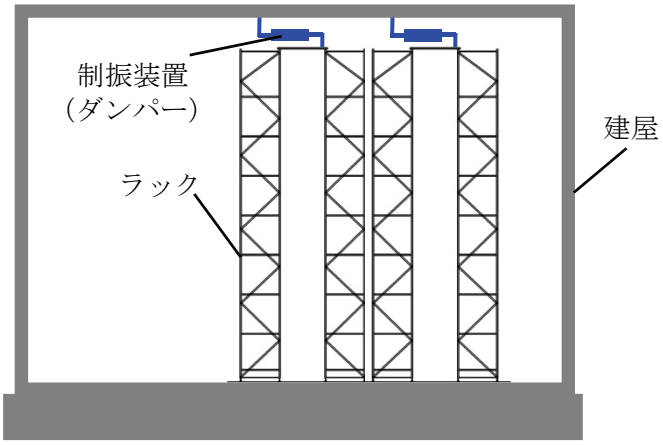


図 1.8　建屋と立体自動倉庫ラックを連結した制振構造の模式図

1.2.4　ラック架構にダンパーを付加する制振構造

ラック架構に制振ダンパーを組み込むことにより、地震時のラック積載物の落下を抑制する方法が提案されている。ラック架構にダンパーを付加する制振構造の模式図を**図 1.9** に示す。難波ら[1.28]はラック柱の最下層部に履歴型ダンパーを配置した制振構造について、ダンパーの動的載荷試験と地震応答解析を行い、50kine レベルの地震波に対して加速度応答が 20%以上低減することを確認している。福島ら[1.29]はラックの屋根裏（天井裏）のデッドスペースを活用した地震対策方法を提案し、ラックの頂部に曲げ変形を制御する取付けフレームとオイルダンパーからなる制振架構を設けることで、応答低減が図れることを解析的に確認している。井上[1.19]はラックの構造特性を考慮し、最上部のポストと梁との間に制振ダンパーを設置することで、ラックが振動するとダンパーが引張と圧縮を繰り返して減衰効果を発揮する制振構造を提案している。また、天井付近に高剛性の梁を 1 本施工できるスペースがあれば、既存のラックにも適用できることを実験により確認している。

既往の研究成果より、ラック架構にダンパーを付加する制振構造は、ラックの構造特性を生かした制振ダンパーの設置方法を採用することにより、応答低減効果を発揮することを確認した。しかし、ラック架構にダンパーを取り付けるスペースが必要なことや、地震後に履歴型ダンパーを交換しなければならない可能性があることが課題である。

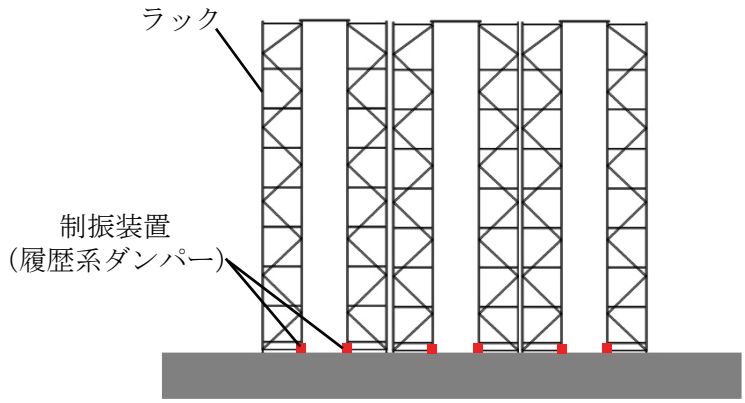


図 1.9　ラック柱脚に履歴系ダンパーを付加する制振構造の模式図

1.3　研究の目的と方針

1.3.1　研究の目的

本研究では、立体自動倉庫ラックの地震対策として、一対のラックにおいて脚もとに減衰装置を付加した可動ラックと固定ラックを頂部で連結する制振ラックならびに、個々の積荷を対象としてラックの腕木に設置する傾斜すべり支承を用いたパレット免震装置の開発を目的とする。

これらの地震対策技術について、解析と実験により有効性を把握すると共に、実際の立体自動倉庫ラックへの適用により実現性を確認する。

1.3.2　研究の方針

地震によるラック積荷の落下を防止するためには、ラックやパレットの応答加速度を低減することが重要である。まずは、本提案を具体化する装置の仕様を決定するために、予備解析による検討を行った。その知見をもとに、制振ラックに適用する装置（制振ユニット）ならびにパレット免震装置の実機を設計・製作して、振動台実験による性能確認を行った。振動台実験では、対策なしのラックやパレットの応答加速度と比較することにより、その適用効果について評価した。また、新築の立体自動倉庫ラックに対して開発技術を適用することにより、当該工事において制振ラックとパレット免震装置の施工手順を確認した。そして、立体自動倉庫ラックの竣工に合わせて、制振ラック、パレット免震装置、対策をしていないラックの 3 つを対象とした地震観測システムを導入し、観測データに基づく適用効果の実証を目指した。

1.3.3　設計クライテリア

ユニット式ラック構造設計基準[1.3]では、目標耐震性能を建物の耐用年数に 2～3 回発生する地震（中地震動）に対して構造部材が損傷しないこと（許容応力度状態）としている。中地震動の程度として気象庁震度階の震度 5 弱を想定しており、この水平力を生じさせる地震動の強さは、地動の最大加速度にして 80～100gal 程度を目安としている。ユニット式ラックの強度計算に用いる積載荷重は、積載物の平均荷重とし、地震時の計算において積載物の充実率（運用時に保管されている荷の質量を保管可能な荷の質量で除した比率）を 80%にできる[1.30]としている。充実率を算定する格納状態の例を**図 1.10** に示す。また、積載荷重に有効質量係数を乗じたものを地震力算定用の積載荷重とし、有効質量係数は 0.6 以上にできるとしている。ただし、ズレ防止のガイドや位置決めの受け材があって積荷の滑動等が考慮できない状態では、有効質量係数の低減を行わずに実状に合わせた判断をするものとしている。

積載物の荷すべりや落下に関する研究としては、松野[1.20]、竹内ら[1.11]がラックの荷棚から積載物の落下するメカニズムを分析し、積載物の滑動を考慮した解析モデルと落下条件を提案しており、実験との対応を確認している。また、安川ら[1.31]は摩擦係数の動的なばらつきを考慮するために有効静摩擦係数および平均有効動摩擦係数を定義し、有効静摩擦係数は概ね 0.4～0.6 程度のばらつきの範囲内であり、平均有効動摩擦係数は 4 段積みの場合に 0.2～0.4 であることを実験により確認している。吉田[1.23]らは、立体自動倉庫を対象とした TMD 制振の開発において、震度 5 強以下の比較的発生確率の高い地震に対して積荷の落下を防ぐことを設計目標としている。

本研究における設計クライテリアは、ユニット式ラック構造設計基準が目標耐震性能とする最大加速度が 80～100gal 程度の地動に対して荷棚に収納されるパレットが滑動しないこと、震度 5 強程度の地震に対して積荷の落下を防ぐことを目標とする。さらに、震度 5 強を超える巨大地震に対しても、ラックの耐震性能が確保される範囲において、積荷の落下を防ぐことを目指す。

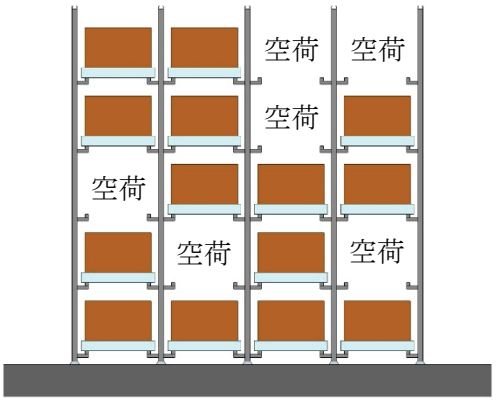


図 1.10　充実率を算定する格納状態の例

1.4　論文の構成と概要

本論文は、全 6 章で構成されており、各章の概要は以下に示すとおりである。

第 1 章「序論」では、本研究の背景、既往の研究、研究の目的と方針について述べる。既往の研究では、ラック全体あるいは建屋を免震化する方法、TMD を設置した制振ラック、建屋とラックを連結する方法、既存ラックへの制振ダンパーによる補強、といった既存技術の研究成果を整理し、本研究との違いを明らかにする。そして、本研究の目的と方針について述べる。

第 2 章「立体自動倉庫ラックを対象とした地震対策に関する解析的検討」では、ラックの荷物の状態が変化しても応答低減効果への影響を少なくする地震対策を目指して、ラック全体を制振制御する方法（制振ラック）と個々の積荷を対象とした方法（パレット免震装置）を提案し、それらの地震対策としての有効性を解析的に検討した。この検討から、制振ラックが応答低減効果を得るために有効であることを確認した。また、パレット免震装置に求められる材料特性（摩擦係数等）やすべり材の機構について把握した。

第 3 章「制振ラックの振動台実験とシミュレーション解析」では、制振ラックの有効性を確認するために実施した振動台実験と、それらの実験を対象とした地震応答解析について述べる。小型ラックの振動台実験（フェーズⅠ）では、制振ラックが想定通りに長周期化され、効率的な減衰の付加が実現されることを確認した。また、ラックに収納される積載物の配置をパラメータとした実験により、荷物の配置によらず制振効果を発揮することを確認した。実大ラックの振動台実験（フェーズⅡ）では、制振ラックに適用する装置の多様化を目指し、制振装置の構成として転がり支承・すべり支承・粘性ダンパー・オイルダンパーを組み合わせた実験を行った。また、これらの振動台実験を対象とした地震応答解析により、制振ラックの地震時挙動を評価する解析モデルの妥当性を確認した。

第 4 章「パレット免震装置の振動台実験とシミュレーション解析」では、パレット免震装置の有効性を確認するために実施した振動台実験と、それらを対象とした地震応答解析について述べる。最初に、パレット免震装置のプロトタイプを製作し、静的加力実験による基本特性の把握と振動台実験による作動性の確認を行った。この実験では、免震装置の傾斜レールに使用するすべり材を主なパラメータとし、実機のパレット免震装置に採用する仕様を決定した。プロトタイプでの知見を踏まえて、実大ラックのパレット免震装置を製作し、振動台実験により応答低減効果を確認した。また、これらの実験を対象とした地震応答解析により、パレット免震装置の地震時挙動を評価する解析モデルの妥当性を確認した。

第 5 章「立体自動倉庫ラックへの適用と地震応答観測」では、制振ラックとパレット免震を実際の立体自動倉庫ラックに適用した事例について述べる。また、竣工後に開始した地震応答観測により得られた幾つかの観測データをもとに、適用効果についての分析を行った。

第 6 章「結論」では、研究全体を総括する。また、今後の課題と展望について述べる。

本論文の構成を、**図** 1. 11 に示す。

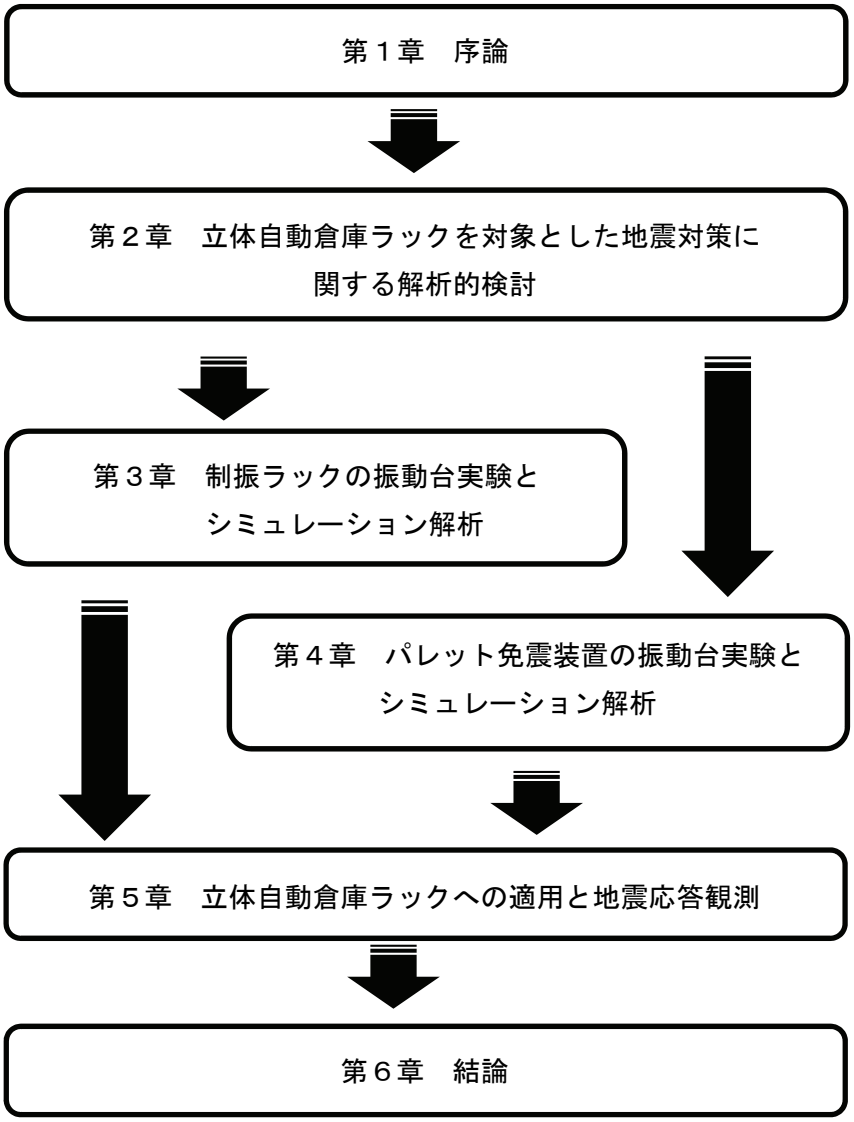


図 1. 11　論文構成

第１章の参考文献

〔1.1〕日本産業機械工業会：物流システム機器ハンドブックー物流システム機器・施設の分類・用語・能力計算式と安全基準、1993.10

〔1.2〕日本産業機械工業会：地震時立体自動倉庫の安全化に関する調査研究報告書、1981.6

〔1.3〕日本産業機械工業会：ユニット式ラック構造設計基準、p.13、2012.2

〔1.4〕経済産業省：東日本大震災後の産業実態緊急調査、2011.4

〔1.5〕日本倉庫協会：平成 28 年熊本地震　被害状況、2016.4

〔1.6〕木原幸紀、劉銘崇、寺田岳彦、猿田正明、金子美香：既存の立体自動倉庫を対象とした TMD を用いた制振改修構法(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.943-944、2012.9

〔1.7〕塚田乙、長島一郎、高木政美、日比野浩、青野翔、出雲洋治：自動倉庫ラック制震装置の開発（その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.1019-1020、2013.8

〔1.8〕福島出、矢口友貴、栗野治彦：立体自動倉庫に対する制震構法（その２：制震構法の検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.833-834、2013.8

〔1.9〕青野翔、高木政美、出雲洋治、長島一郎、日比野浩、藤井裕之：免震自動倉庫ラックに関する解析的検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.581-582、2014.9

〔1.10〕安川真知子、高木政美、日比野浩、藤井裕之、出雲洋治：自動ラック倉庫の免震化技術に関する実験的研究（その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.607-608、2016.8

〔1.11〕竹内徹、吉田道保、内田正颯、西雄士、松井良太：積載物の落下防止を目的とした立体倉庫への免震支承の適用、日本建築学会構造系論文集、第 721 号、pp.629-637、2016.3

〔1.12〕内本英雄、劉銘崇、磯田和彦、木原幸紀、北村佳久、福喜多輝：傾斜すべり支承を利用した免震構法の開発 その 5. 立体自動ラック倉庫に適用した免震効果の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.479-480、2014.9

〔1.13〕舟木秀尊、小山慶樹、山上聡：１９８６年に竣工した実免震建物における免震装置の水平剛性の評価、日本建築学会技術報告集、第 24 巻　第 58 号、pp.979-984、2018 年 10 月（掲載決定）

〔1.14〕Shigeki OKAMURA、Satoshi FUJITA、Kunio HAYAKAWA、Hidetaka FUNAKI、Masayoshi IKENAGA、Teruo ARAMIZU：Study on Motion Analysis of Friction Pendulum Isolation Systems During Earthquakes (Dynamic Test on a 3-storey Steel Frame Model Supported by 4 Friction Pendulum Bearings)、2001 ASME Pressure Vessels and Piping Conference、pp.71-77、2001.7

〔1.15〕舟木秀尊、大塚 将、早川邦夫、山田高之：曲線レールシステムを用いた免震装置の開発 （その 1） 免震展示ケース、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.681-682、1998.9

〔1.16〕山田高之、大塚 将、早川邦夫、舟木秀尊：曲線レールシステムを用いた免震装置の開発 （その 2） 床免震システム、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.683-684、1998.9

〔1.17〕大塚 将、岡　靖弘、早川邦夫、安井健治、舟山勇司：転がり振り子による超高層建物の制振、奥村組技術研究年報、No.16、pp.103-108、1990 年

〔1.18〕矢口 友貴、栗野治彦：動吸振器効果を狙った大重量副振動系を有する制震架構におけるストローク制御法に関する研究、日本建築学会構造系論文集、Vol.82、pp.1201-1211、2017 年 8 月

〔1.19〕井上秀：物流のカギ握る拠点施設の荷崩れ防止策、道路、pp.65-68、2014.4

〔1.20〕松野勇輝、竹内 徹、松井良太、西 雄士：積載物の滑動および落下を考慮した立体倉庫の地震応答制御、日本建築学会構造工学論文集、Vol.60B、pp.317-326、2014 年 3 月

〔1.21〕木原幸紀、劉銘崇、寺田岳彦、猿田正明、金子美香：既存の立体自動倉庫を対象とした TMD を用いた制振改修構法(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.943-944、2012.9

〔1.22〕高木政美、長嶋一郎、日比野浩、青野翔、出雲洋治：自動倉庫ラック制振に関する検討(その 1)マスダンパー、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.873-874、2012.9

〔1.23〕吉田 治、佐野剛志、松本研一、後閑章吉：立体自動倉庫のＴＭＤ制振、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 755-756、2014.9

〔1.24〕西村勝尚、福本義之、和田裕介：連結制振構造を適用した超高層 RC 造建物の制振効果、日本建築学会技術報告集、第 28 巻、pp. 417-422、2008.10

〔1.25〕日本免震構造協会：パッシブ制振構造 設計・施工マニュアル第３版、pp.288-297、1993.10

〔1.26〕後閑章吉、佐藤幸伸、松本研一、佐野剛志、富橋直哉、鈴木基倫、吉田治：立体自動倉庫の連結制振(その 1)概要及びケーススタディ、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.827-828、2013.8

〔1.27〕斉藤大樹、森田高市、濱田真、前川利雄、菊田繁美、傳野悟史、出水俊彦、金川基 、牧田敏郎、佐々木仁、龍神弘明：動滑車を用いた制振構造の提案と基本性状に関する研究、日本建築学会構造工学論文集、Vol.59B、pp.349-355、2013 年 3 月

〔1.28〕難波隆行、加村久哉、飯田泰彦、瀬尾一陽：柱最下層部に履歴型ダンパーを配置した立体自動倉庫構造に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.791-792、2003.7

〔1.29〕福島 出、矢口友貴、栗野治彦：立体自動倉庫に対する制震構法 その２ 制震構法の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.833-834、2013.8

〔1.30〕日本産業機械工業会：ユニット式ラック構造設計基準　解説書、2015.6

〔1.31〕安川真知子，高木政美，北村春幸，佐藤大樹，佐藤利昭：自動ラック倉庫における多段積荷のすべり落下挙動に関する一考察、日本建築学会構造系論文集 第 82 巻第 732 号、pp.183-192、2017.2

第２章

立体自動倉庫ラックを対象とした
地震対策に関する解析的検討

第２章　立体自動倉庫ラックを対象とした地震対策に関する解析的検討

2.1　まえがき

既往研究の調査により、立体自動倉庫ラックの地震対策には、TMD を用いた制振構造や建屋とラックを連結した制振構造等の方法があり、それらの研究における実験や地震応答解析による知見から、ラックの地震対策として提案されている従来技術の応答低減効果や課題を把握した。ラックに収納される積載物の落下防止を目的とした従来技術の課題としては、TMD を用いた制振構造ではラックの固有周期が積荷の重さや配置等によって変動するために周期が特定できないこと（制振装置の効きが鈍る）、建屋とラックを連結する制振構造では減衰装置を設置するスペースが確保しにくいことが主として挙げられる。

本研究では、これらの課題を克服し、立体自動倉庫ラックを対象とした新しい地震対策の方法として「ラック全体を対象とした制振ラック」と「個々の積荷を対象としたパレット免震装置」を提案する。ラック全体を対象とする制振ラックは、頂部で一体化した一対のラックの片方の柱脚に転がり支承（すべり支承）とダンパーが取り付けられている。ラックの間口方向は、片方の柱脚をローラー支持にすると固有周期が長くなる。あわせて、最大変位が生じる部分にダンパーを配置することで、高効率な減衰効果を発揮する。パレット免震装置は、個々の収納棚を対象とした荷崩れ対策であり、ラックの柱に設けられた腕木に容易に取り付けられる。免震装置はＶ字に傾斜したすべり材と支持材で構成され、積荷を出し入れする方向にスライドする。地震が発生すると、すべり材が傾斜に沿って滑らかに水平移動し、その動きで生じる摩擦抵抗が減衰を発揮する。これにより、パレットの応答加速度を低減し、積荷の荷崩れ・落下を防止する。

本章では、本研究において提案する制振ラックとパレット免震装置の実現に向けて、その応答性状や基本特性を解析的に検討する。

2.2　ラック全体を対象とした制振ラック

2.2.1　制振ラックの概要

本項では、積荷の落下リスクを低減する目的とした制振ラックの概要を述べる。制振ラックは、立体自動倉庫ラックが自動搬送機の走路を挟んで向かい合う 2 列 1 組で構成されていることに着目し、その 1 対のラックが横断方向のつなぎ梁により頂部で連結されていることを利用した技術である。1 対のラックの片側柱脚に制振ユニット（転がり支承、すべり支承、減衰装置）を取り付けることで、地震時のラックの揺れを低減するものである。

立体自動倉庫ラックを**写真 2.1** に、本研究において提案する制振ラックの構造モデルと制振装置を**図 2.1** に示す。従来技術である TMD を用いた制振ラックに対し、ラック積荷の質量や配置、収納棚の充実率によらず、制振効果が得られることを確認する。本構造は、ラックの長周期化と減衰の付加を同時に実現することを特徴とする制振構造である。本項では、制振ラックと非制振ラックの地震応答解析により、地震時の応答低減効果を把握する。

写真 2.1　立体自動倉庫ラック

(a) 構造モデル　　(b) 制振装置

図 2.1　制振ラックの構造モデルと制振装置

一般的なラックの構造を**図 2.2** に示す。一対のラックは、自動搬送機の通路を挟んで、積荷の出し入れを行う方向に向かい合っている。積荷を置いたパレットは、ラックの柱に設けられた腕木に載せられており、地震によりラックが揺れると滑動して落下することがある。積荷は間口方向に落下しやすく、積荷を出し入れする方向以外にはラックの柱やラチスがあるため、これらが積荷の落下を防止する。制振ラックの構造モデルを**図 2.3** に示す。一般的なラックは耐震構造になっており、床に固定されている。それに対し、制振ラックには、頂部で一体化した一対のラックの片方の柱脚に転がり支承とダンパーが取り付けられている。ラックの間口方向は、片方の柱脚をローラー支持にすると固有周期が長くなる。あわせて、最大変位が生じる部分にダンパーを配置することで、高効率な減衰効果を発揮する。地震が発生すると、転がり支承が取り付けられた柱脚が滑らかに水平移動し、その動きに応じてダンパーに減衰力が生じる仕組みである。地震の終了後、可動側ラックの柱脚は、ラック自身の復元力を利用して元の位置に戻る機構である。

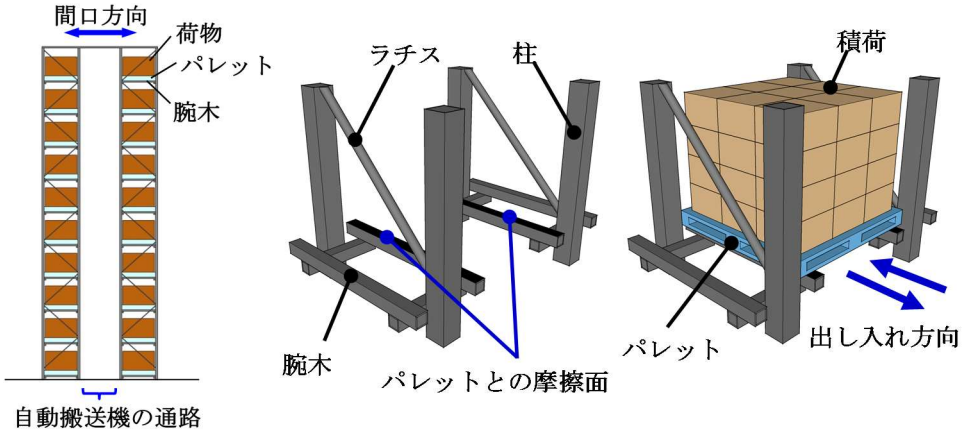
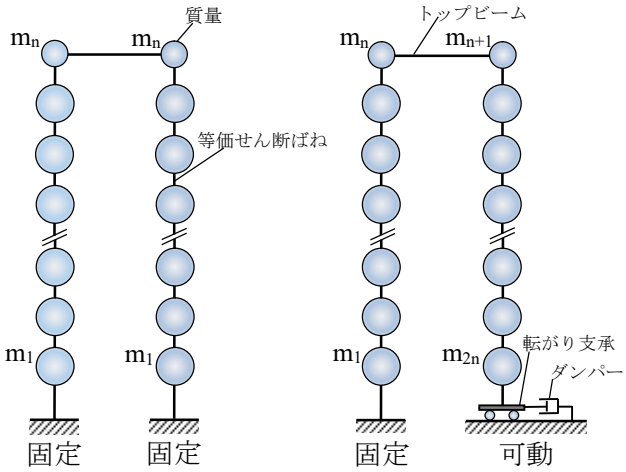


図 2.2　一般的なラックの構造

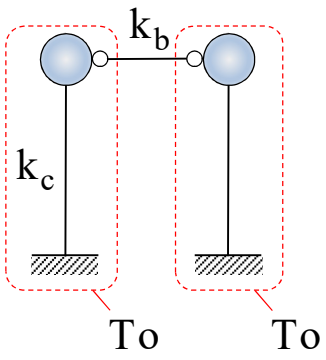


(a) 耐震ラック（非制振）　　(b) 制振ラック

図 2.3　耐震ラックと制振ラックの構造モデル

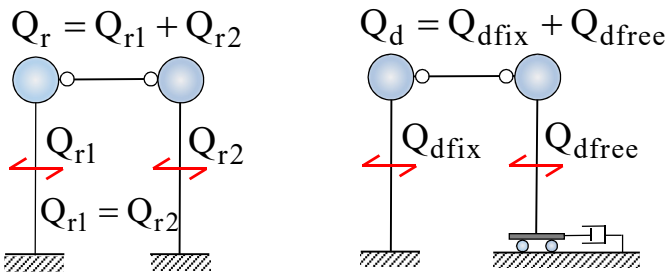
2.2.2　制振効果の検討

一対のラックを利用した制振構造の効果を確認するため、制振構造と耐震構造（非制振）を対象とした質点系モデルの応答解析を行った。応答解析に用いた質点系モデルを**図 2.4** に、制振と非制震の解析モデルを**図 2.5** に示す。解析は、柱脚が固定された片側 1 質点の固有周期を T_0 と定義し、非制震および制振とも質量が同じ 1 質点モデルをトップビーム（軸ばね）で連結するモデルとした。制振モデルの可動側の柱脚に転がり支承とダンパーを設置し、装置の質量と摩擦は無いものと仮定した。解析パラメータは、片側 1 質点モデルの固有周期（T_0）、柱の等価せん断ばねとトップビームの軸ばねの剛性比（α_k）、付加ダンパー量（h）とした。付加ダンパー量は、ラック架構（弾性モデル）の構造減衰を初期剛性比例型とし、一次固有円振動数に対する等価減衰定数を h_1=0.015 と仮定した上で、これに足し合わせる減衰量とした。入力波は、基本特性を把握するためランダム波（周期帯 0.02 秒～5.00 秒、最大加速度 500cm/s^2）とした。



α_k ：柱とトップビームの剛性比（k_b / k_c）
To ：片側の 1 質点モデルの固有周期

図 2.4　質点系モデル



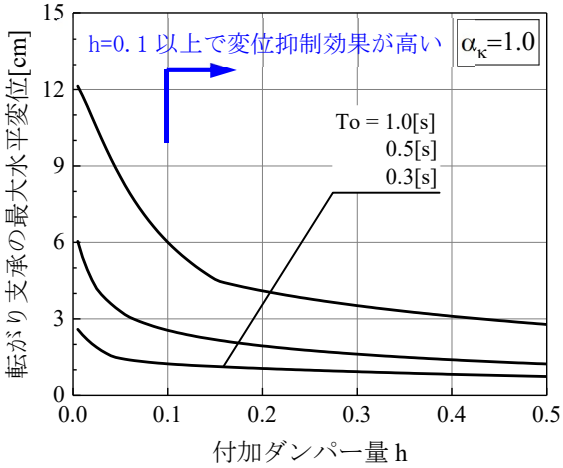
$$\frac{Q_{dfix}}{Q_r/2} = \frac{Q_{dfix}}{Q_{r1}}$$

$$\frac{Q_d}{Q_r} = \frac{Q_{dfix} + Q_{dfree}}{Q_{r1} + Q_{r2}}$$

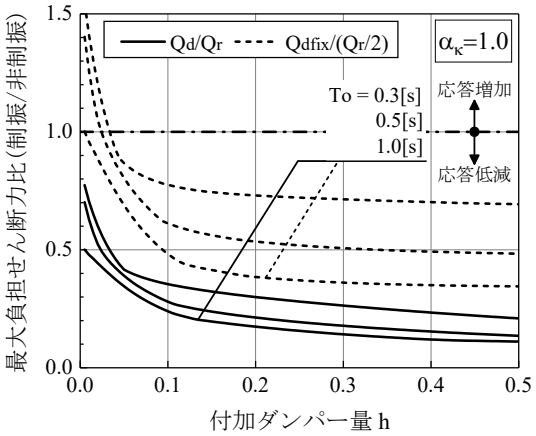
Q_r ：非制振モデル全体の最大負担せん断力
Q_d ：制振モデル全体の最大負担せん断力
Q_{dfix} ：制振モデル固定側の最大負担せん断力
Q_{dfree}：制振モデル可動側の最大負担せん断力

図 2.5　制振と非制振の解析モデル

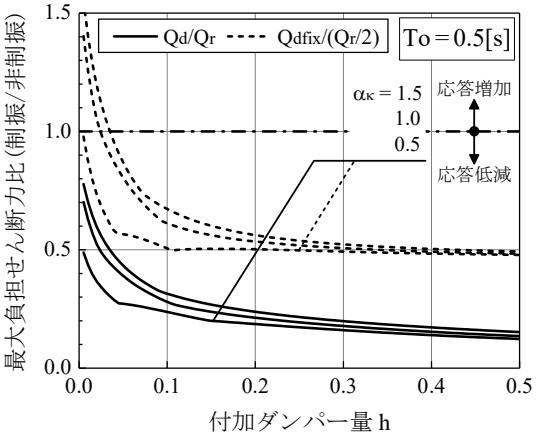
片側の柱脚が滑動する制振構造の応答特性を**図 2.6** に示す。制振ユニットの最大水平変位は、トップビームで連結する 1 質点モデルの固有周期（T_0）が長いほど大きくなり、付加ダンパー量を h=0.1 程度とすることで変位抑制の効果が高くなった。また、1 質点モデルの固有周期が長いほど、そして柱とトップビームの剛性比が小さいほど、最大負担せん断力比（制振／非制振）は小さくなった。一方、制振モデルの固定側の柱に着目すると、付加ダンパー量が h=0.03 よりも小さい場合には、耐震モデルの片側の柱と比べて最大負担せん断力が大きくなった。以上により、制振構造は、片側の柱脚を可動させることに加えて、その位置に適切なダンパー量を付加することで、より高い制振効果が得られることを確認した。



(a) T_0 と制振ユニットの最大水平変位



(b) T_0 と最大負担せん断力比



(c) αk と最大負担せん断力比

図 2.6　片側の柱脚が滑動する制振構造の応答特性
～　ランダム波、500cm/s² 入力　～

2.2.3　最適な付加減衰量についての検討

本項では、本研究において提案する制振ラック（以下、制振モデル）の最適な付加減衰について検討し、同じく最適な TMD を用いた制振構造（以下、TMD モデル）との比較を試みる。本検討では、多段のラックを上下端の質量（m）とせん断ばね（K_1）に集約した解析モデルを作成した。検討する構造モデルの概要を**図 2.7** に示す。一対の質量とばねの組み合わせは、下部の質量の一方は固定とし、他方はローラー支持とした。水平方向は、ローラー支持の質量にダンパーを接続して固定とした。せん断ばね（AB または CD）と質量（m）との関係は、下部の質量を固定した場合に固有周期が T = 1.0s となるように調整した。

TMD モデルは、主系（m_1、k_{T1}）に適切な質量と剛性および減衰を有する従系（m_2、k_{T2}、c_{T2}）を直列に取り付けて、振動時の主系と従系が逆方向に作動することにより、主系の振動を抑制する方法である。制振モデルでは、質量 D および CD 間の剛性は既定であり、調整可能な部分は減衰力である。TMD モデルでは、従系に取り付ける減衰力は主系の質量と繋いでいるが、制振モデルでは質量 D と固定点を繋いでいる点が大きな違いである。

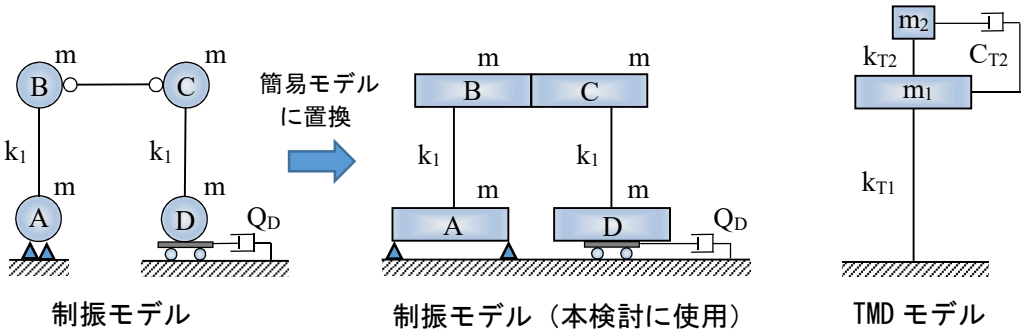


図 2.7　検討する構造モデルの概要

制振モデル（本検討に使用）の諸元

各質点の質量	m = 1000 kg
AB 間、CD 間のばね定数	K_1 = 394.786 N/cm
AB または CD の固有周期	T_1 = 1.0s
A－BC－D 構造の減衰定数	h_1= 0.01

TMD モデルの作成にあたっては、主系が支持する総質量を制振モデルに合わせ、総質量の 10%が TMD として働くこととした。TMD モデルでは、主系の基礎部がホワイトノイズランダム振動を行う場合に相当するため、最小分散規範による最適化を適用する。最小分散規範は、伝達される振動エネルギーが最小となる設計式 [2.1] である。

TMD モデルの諸元

各質点の質量	m_1 = 900 kg 、m_2 = 100 kg
主系と従系の質量比	$\mu = m_2 / m_1 = 0.111$
主系の固有周期	T_1 = 1.0s 、$\omega_1 = 2\pi$ 、K_{T1} = 355.304 N/cm
主系の減衰係数	h = 0.01

TMD モデルの最適な主系と従系の角振動数比（α）、最適な従系の減衰比（ς_a）を用いて K_{T2} および C_{T2} を定める。

$$\alpha = \frac{\omega_2}{\omega_1} \qquad \alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu}\sqrt{\frac{2+\mu}{2}}$$

$$\varsigma_{a\,opt} = \sqrt{\frac{\mu(4+3\mu)}{8(1+\mu)(2+\mu)}} \qquad \varsigma = \frac{C}{2\sqrt{mk/g}}$$

α_{opt} = 0.925 、$\omega_2 = 1.85\pi$ 、T_2 = 1.081s 、K_{T2} = 33.784 N/cm

$\varsigma_{a\,opt}$ = 0.160 、C_{T2} = 1.863 N/cm/s

TMD モデルについて、従系が振動特性を調整する効果を確認するため、応答解析を実施した。従系の減衰定数を最適値の 2.0 倍および 0.5 倍とした場合について、主系の応答加速度と入力加速度とのフーリエ振幅比を比較する。解析結果（TMD モデル）を図 2.8 に示す。最適値を採用した TMD モデルのフーリエ振幅比は、主系の固有周期で谷をつくる二山の形状を成しつつ、最適値の 0.5 倍とした場合よりも制振効果が確認された。

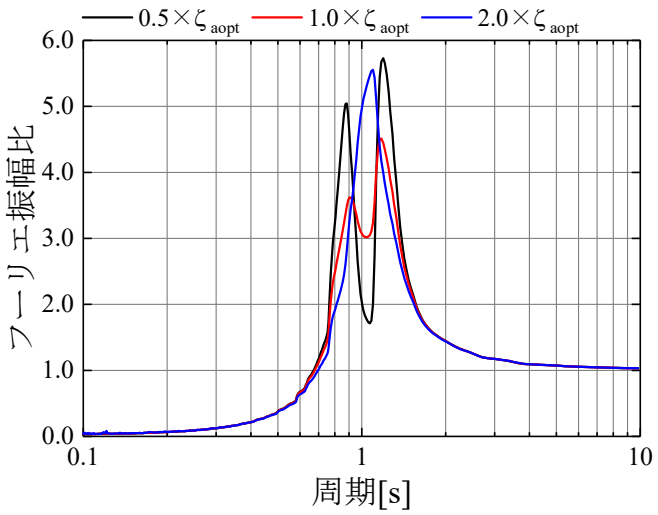
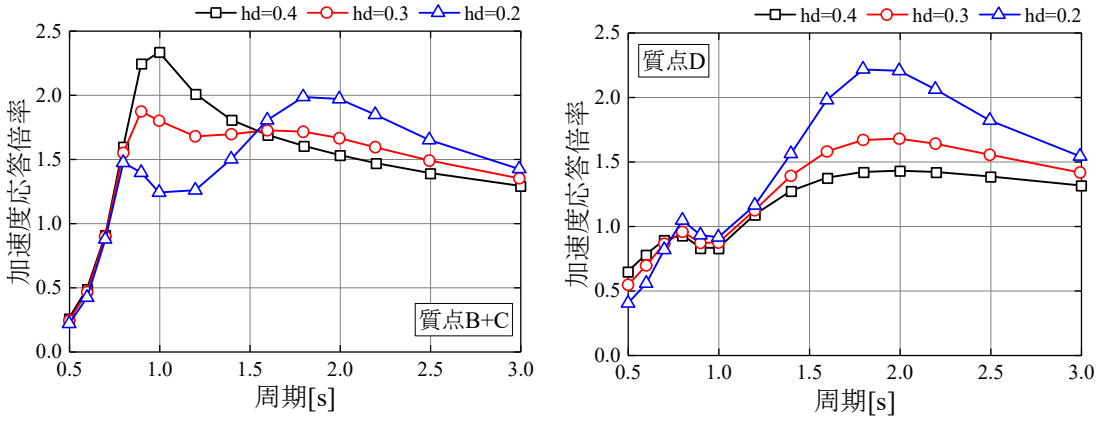


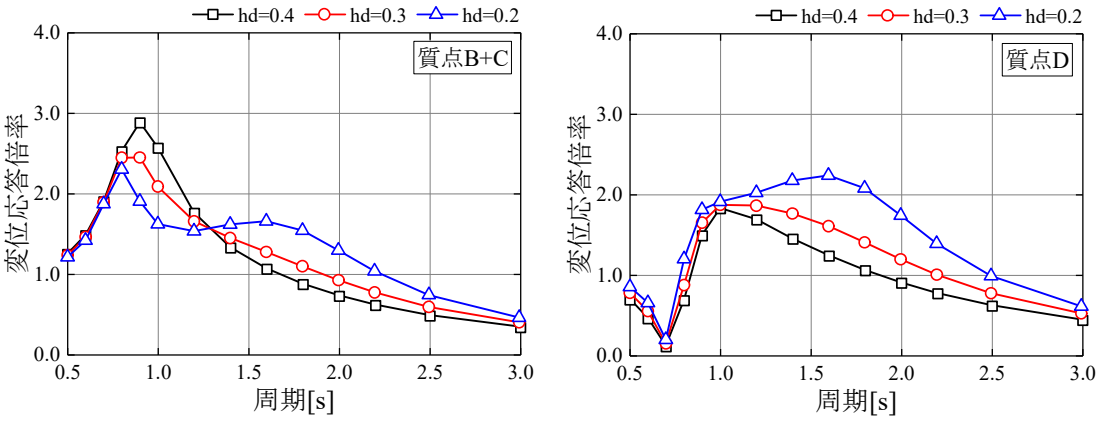
図 2.8　解析結果（TMD モデル）

TMD については機械工学の分野を中心に種々の最適解の提案[例えば〔2.1〕〔2.2〕]がある。ここでは、本研究において提案する制振モデルについて、最適な減衰力の求め方を検討する。制振モデルに付加するダンパーの減衰係数を $h_d = 0.2$、$h_d = 0.3$、$h_d = 0.4$ と変化させ、正弦波を入力することで制振モデルの応答特性について検討した。入力した正弦波の最大加速度は 100cm/s^2 とし、T = 0.5s から T = 3.0s までの解析を行った。加速度応答倍率、変位応答倍率、ばねのせん断力およびダンパーの減衰力に関する解析結果を**図 2.9～図 2.12** に示す。加速度応答倍率に着目すると、付加減衰が h_d = 0.2 の場合は質点 B+C、質点 D ともに固有周期である T_2 = 0.765s、T_1 = 1.848s 付近の 2 ヶ所において大きな応答を示した。質点 D については、付加減衰量を増加させると応答が低下する。質点 B+C については付加減衰量を増加することにより T_1 = 1.848s 付近の応答は低下し、T = 1.0s 付近の応答は大きくなる。変位応答倍率に着目すると、質点 B+C では付加減衰量の増加により応答のピークが T = 0.8s 付近から T = 1.0s 付近に移動し高くなる。質点 D では付加減衰量の増加により応答のピークが T = 1.6s 付近から T = 1.0s 付近に移動し低くなる。



(a) 質点 B+C の加速度応答倍率　　(b) 質点 D の加速度応答倍率

図 2.9　正弦波の周期と加速度応答倍率との関係

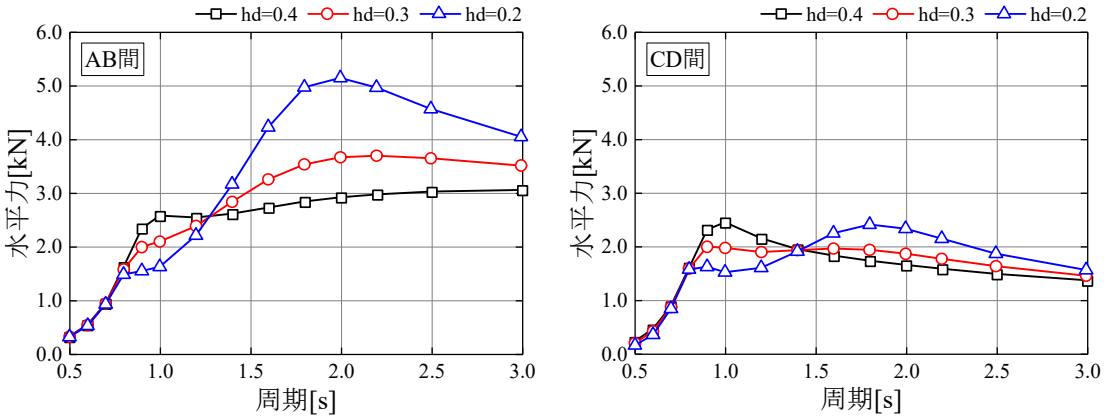


(a) 質点 B+C の変位応答倍率　　(b) 質点 D の変位応答倍率

図 2.10　正弦波の周期と変位応答倍率との関係

せん断力に着目すると、AB 間および CD 間のせん断力はそれぞれ質点 D および質点 B+C の加速度応答倍率に類似している。

ダンパーの減衰力に着目すると、付加減衰量の増大により可動側ローラーの動きが鈍くなり、減衰力のピークが T＝1.8s 付近から T＝1.2s 付近に移動して主系の固有周期に近づくことでダンパーの効果が高くなった。



(a) AB 間のばねに作用する水平力　　(b) CD 間のばねに作用する水平力

図 2.11　正弦波の周期とばねに作用するせん断力との関係

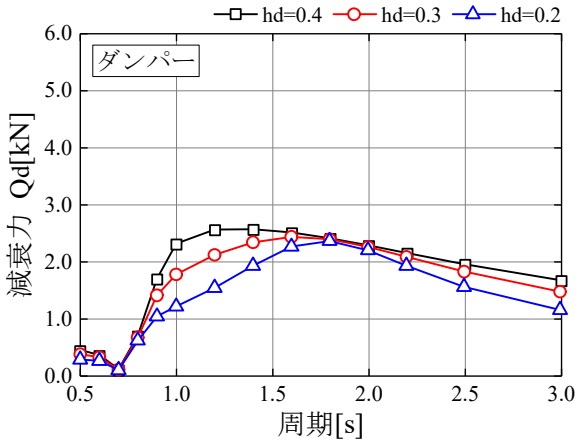


図 2.12　正弦波の周期とダンパーに発生する減衰力との関係

制振モデルにおいて加速度応答の卓越する周期は、付加減衰量によって変化することを把握した。この制振モデルは、ラックの地震時応答を低減することを目的とするため、特定の周期によって加速度応答が大きくならないようにする必要がある。そこで、付加減衰量を調整して、1 次固有周期と 2 次固有周期付近の応答加速度を同程度とすることにより、様々な周期に対して有効な制振ラックとすることを検討する。

簡略モデルの運動方程式は下記の通りとなる。

$$m_1(\ddot{y}_1+\ddot{y}_0)+c_1\cdot\dot{y}_1+k_1\cdot y_1-\{c_2(\dot{y}_2-\dot{y}_1)+k_2(y_2-y_1)\}=0$$
$$m_2(\ddot{y}_2+\ddot{y}_0)+c_2(\dot{y}_2-\dot{y}_1)+k_2(y_2-y_1)+c_d\cdot\dot{y}_2=0$$

整理すると

$$m_1\cdot\ddot{y}_1-c_2\cdot\dot{y}_2+(c_1+c_2)\cdot\dot{y}_1-k_2\cdot y_2+(k_1+k_2)\cdot y_1=-m_1\cdot\ddot{y}_0$$
$$m_2\cdot\ddot{y}_2+(c_2+c_d)\cdot\dot{y}_2-c_2\cdot\dot{y}_1+k_2\cdot y_2-k_2\cdot y_1=-m_2\cdot\ddot{y}_0$$

マトリックスの形で表すと

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}\ddot{y}_1\\ \ddot{y}_2\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2+c_d \end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}\dot{y}_1\\ \dot{y}_2\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}y_1\\ y_2\end{Bmatrix}$$
$$=-\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}1\\ 1\end{Bmatrix}\cdot\ddot{y}_0$$

ここで、解をモードの集合とすると

$$\{y\}=\sum_{s=1}^{N}\{\,{}_s u\}\cdot\ {}_s q(t)=[U]\cdot\{q\}$$

代入すると

$$[M]\cdot[U]\cdot\{\ddot{q}\}+[C]\cdot[U]\cdot\{\dot{q}\}+[K]\cdot[U]\cdot\{q\}=-[M]\cdot\{1\}\cdot\ddot{y}_0$$
$$[U]^T\cdot[M]\cdot[U]\cdot\{\ddot{q}\}+[U]^T\cdot[C]\cdot[U]\cdot\{\dot{q}\}+[U]^T\cdot[K]\cdot[U]\cdot\{q\}=-[U]^T\cdot[M]\cdot\{1\}\cdot\ddot{y}_0$$
$$\{\ddot{q}\}+\frac{[U]^T\cdot[C]\cdot[U]}{[U]^T\cdot[M]\cdot[U]}\cdot\{\dot{q}\}+\frac{[U]^T\cdot[K]\cdot[U]}{[U]^T\cdot[M]\cdot[U]}\cdot\{q\}=-\frac{[U]^T\cdot[M]\cdot\{1\}}{[U]^T\cdot[M]\cdot[U]}\cdot\ddot{y}_0$$

ここで、内部粘性減衰は 1 次モードの減衰定数を h_1= 0.01 とし、2 次モードの減衰定数は振動数に比例すると仮定して、上記の式に制振モデルの値を代入する。

m_1 = 2000 kg 、m_2 = 1000 kg 、　k_1 = k_2 = 394.786 N/cm

$$\mathrm{c}=\frac{2\cdot h1}{\omega 1}\mathrm{k}$$

2.2　ラック全体を対象とした制振ラック

固有値解析の結果、

$\omega_1 = 3.400$ 、$\omega_2 = 8.209$ 、 $c_1 = c_2 = 2.324$ N/cm/s

減衰係数、ばね定数に重力加速度を乗じて代入すると以下のマトリックスとなる。

$$[U]^T \cdot [M] \cdot [U] = \begin{bmatrix} 4000 & 0 \\ 0 & 4000 \end{bmatrix}$$

$$[U]^T \cdot [C] \cdot [U] = \begin{bmatrix} 272.0 & 0 \\ 0 & 1585.5 \end{bmatrix}$$

$$[U]^T \cdot [K] \cdot [U] = \begin{bmatrix} 46251.6 & 1.5 \\ 1.5 & 269574.4 \end{bmatrix}$$

ここで、s 次モードの減衰定数 h_s を以下の式で定義すると、マトリックス$[U]^T[M][U]$における 2 次モードの減衰定数は、$h_2 = 0.024$ に相当する。

$$\mathrm{cs} = 2 \cdot hs \cdot \omega s \cdot Ms$$

刺激係数は下式により求まる。

$$_s\beta = \frac{\{\,_s u\}^T [M]\{1\}}{\{\,_s u\}^T [M]\{\,_s u\}}$$

$\beta_1 = 0.854$ 、$\beta_2 = 0.146$

地震動に対するベースシアー応答に関して等価質量を以下の式から求める。

$$_s\bar{M} = \,_s\beta \cdot \{\,_s u\}^T \cdot [M] \cdot \,_s\beta \cdot \{\,_s u\}$$

$_1\bar{M} = 2914.218$ kg 、 $_2\bar{M} = 85.791$ kg

1 次モードに対する等価な質量に対して $h_d = 0.10$ の付加減衰を考えると、広義の減衰係数は以下の値となる。

$$k \cdot g/_m = \omega^2$$
$$c \cdot g/_m = 2 \cdot \mathrm{h} \cdot \omega$$

よって、

$k = 336.878$ N/cm 、 $C_d = 19.819$ N/cm/s

$$[U]^T \cdot [C] \cdot [U] = \begin{bmatrix} 4235.8 & -3963.7 \\ -3963.7 & 5549.2 \end{bmatrix}$$

h_d = 0.10 の付加減衰を与えることにより 1 次モードに対しては h_1 = 0.156、2 次モードに対しては h_2 = 0.084 の減衰定数となっている。ただし、対角項以外にも数値が入り、1 次モード、2 次モードの応答は相互に作用することとなる。

付加減衰量の増加により 1 次の固有周期付近の応答は小さくなるが、2 次の固有周期付近の応答値は大きくなっていた。この状況を調べるため付加減衰量を h_d = 0.20、h_d = 0.25、h_d = 0.30、h_d = 0.35、h_d = 0.40 と変化させて再度正弦波を入力して検討を行った。

周期と加速度応答倍率との関係を**図 2.13** に示す。付加減衰量の増加につれて加速度応答倍率は大きくなり、最大値となるピークの周期は長くなっている。付加減衰量の増加は質点 D の運動を阻害するため、質点 A および質点 D を固定とする構造に近づいているものと推察される。ピークの点について付加減衰と加速度応答倍率との関係を**図 2.14** に示す。加速度応答倍率は、付加減衰量を h_d = 0.20～0.4 に増加させた検討において、下式のように上昇する傾向を示した。

$$\left|\frac{\ddot{y}+\ddot{y}_0}{\ddot{y}_0}\right| = 0.947e^{2.2776\cdot h_d}$$

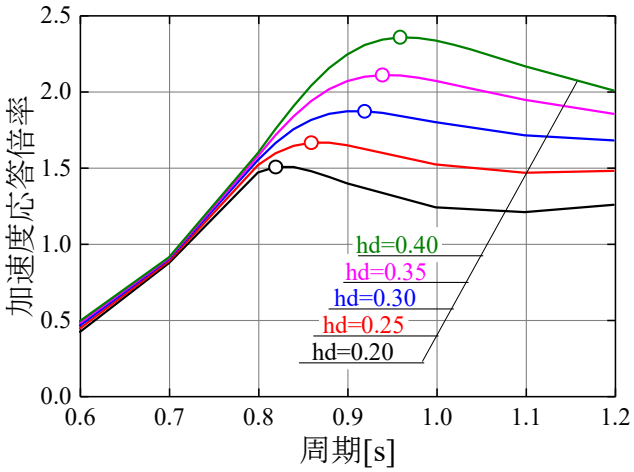


図 2.13　周期と加速度応答倍率との関係

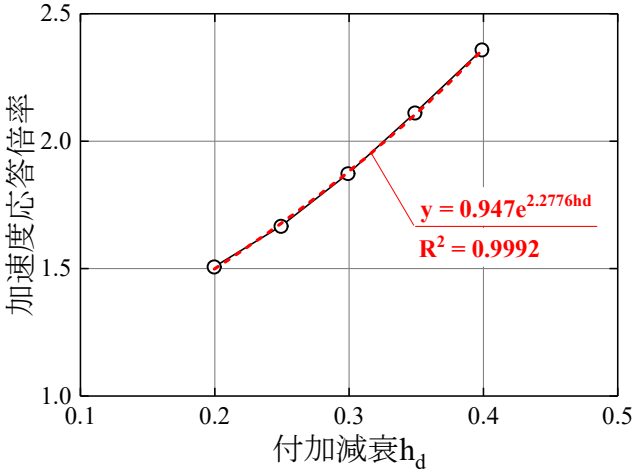


図 2.14　付加減衰と加速度応答倍率との関係

1 次固有周期の応答と付加減衰量との関係は、調和地動に対する定常応答により推定することができる。調和地動に対する定常応答での加速度応答倍率は以下の式で表され、構造物の固有円振動数（ω）と減衰定数（h）により定まる。

$$\left|\frac{\ddot{y}+\ddot{y}_0}{\ddot{y}_0}\right| = \sqrt{\frac{1+4h^2\left(\frac{p}{\omega}\right)^2}{\left\{1-\left(\frac{p}{\omega}\right)^2\right\}^2+\left\{2h\left(\frac{p}{\omega}\right)^2\right\}^2}}$$

振動数比が p/ω= 1 の場合には、加速度応答倍率は以下の式のとおり減衰定数のみにより定まる。

$$\left|\frac{\ddot{y}+\ddot{y}_0}{\ddot{y}_0}\right| = \sqrt{\frac{1+4h^2}{4h^2}}$$

振動数比（p / ω）と加速度応答倍率との関係を**図 2.15** に、付加減衰と加速度応答倍率との関係を**図 2.16** に示す。内部粘性減衰は付加減衰に比べて小さいため無視すると、1 次固有周期での加速度応答倍率と 2 次固有周期付近での加速度応答倍率を等しくする付加減衰量が求める最適な付加減衰量となる。今回のケースでは、付加減衰量が h_d = 0.275 にて 1 次固有周期での加速度応答倍率と 2 次固有周期付近での加速度応答倍率が概ね一致した。

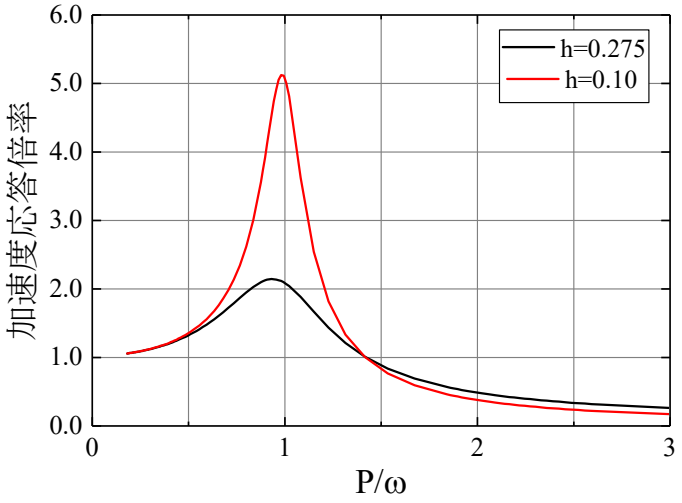


図 2.15　振動数比（p / ω）と加速度応答倍率との関係

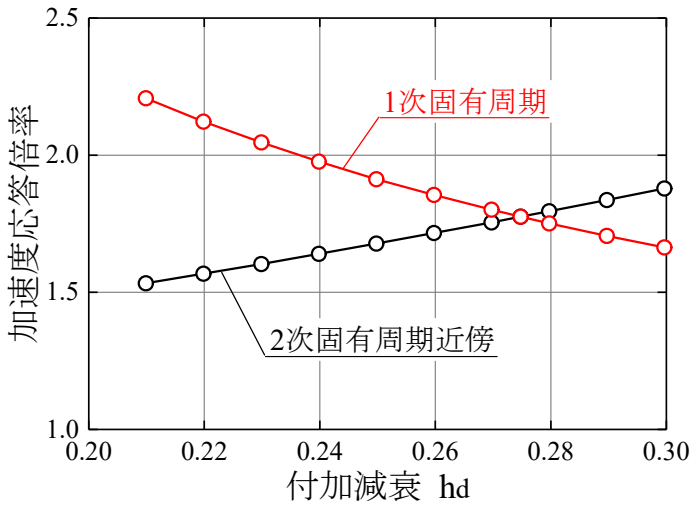
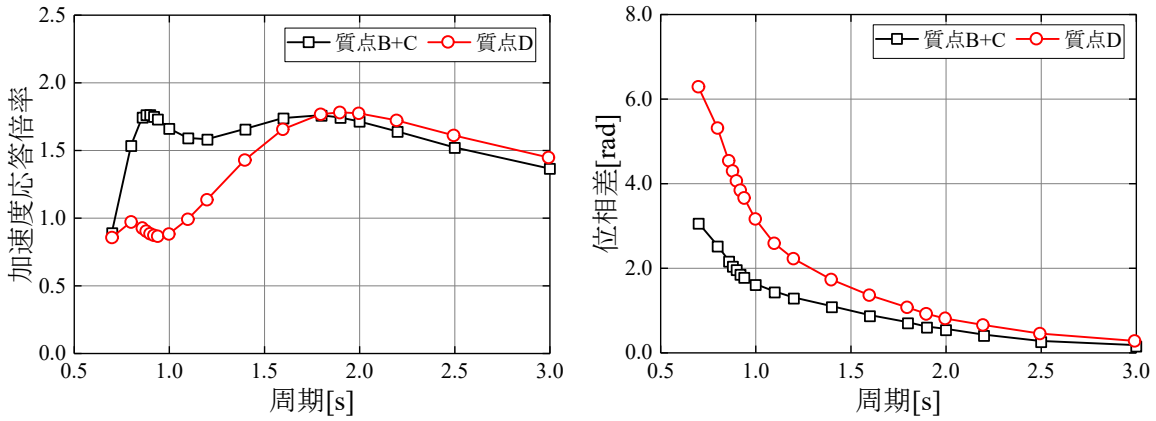


図 2.16　付加減衰と加速度応答倍率との関係

求めた付加減衰量 h_d = 0.275 より付加減衰係数 C_d = 54.496 N/cm/s を定め、改めて正弦波入力による制振モデルの応答特性を検討した。正弦波入力による定常応答を**図 2.17** に示す。

質点 B+C において 1 次および 2 次固有周期付近での加速度応答倍率は、概ね同じ値を取り、更に質点 D の加速度応答倍率も同等の値とすることができた。



(a) 加速度応答倍率　　**(b) 位相差**

図 2.17　正弦波入力による定常応答

2.2.4　TMD との制振効果の比較

本研究において提案する制振モデルの応答低減効果を確認するため、片持ち柱の頂部に質点 B を設けた非制震モデル、従系の質量を総質量の 10%とした TMD モデル、制振モデル（本研究において提案）を対象とした地震応答解析を行った。解析モデルの内部粘性減衰は、$h_1 = 0.01$ として 1 次の固有円振動数に比例すると仮定した。

入力地震動は、気象庁、および防災科学技術研究所の強震観測（K-NET）により得られた**表 2.1** に示す 3 波とした。解析に用いる入力波は、それぞれの地震で得られた水平方向の最大加速度が大きい方向の成分とした。入力加速度レベルは、原波の 1/5 とした。減衰定数が h = 0.01 での入力地震波の速度応答スペクトルを**図 2.18** に示す。

表 2.1　入力地震動の概要

地震名	観測点	計測震度（震度）	最大加速度（方向）
1995年1月17日 兵庫県南部地震 (M_j7.3)	神戸海洋気象台 （気象庁）	6.4 （6強）	818cm/s^2 (NS)
2004年10月23日 新潟県中越地震 (M_j6.8)	新潟県小千谷市 城内(K-NET)	6.3 （6強）	898cm/s^2 (EW)
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震(M_w9.0)	福島県白河市 （K-NET）	6.1 （6強）	1295cm/s^2 (NS)

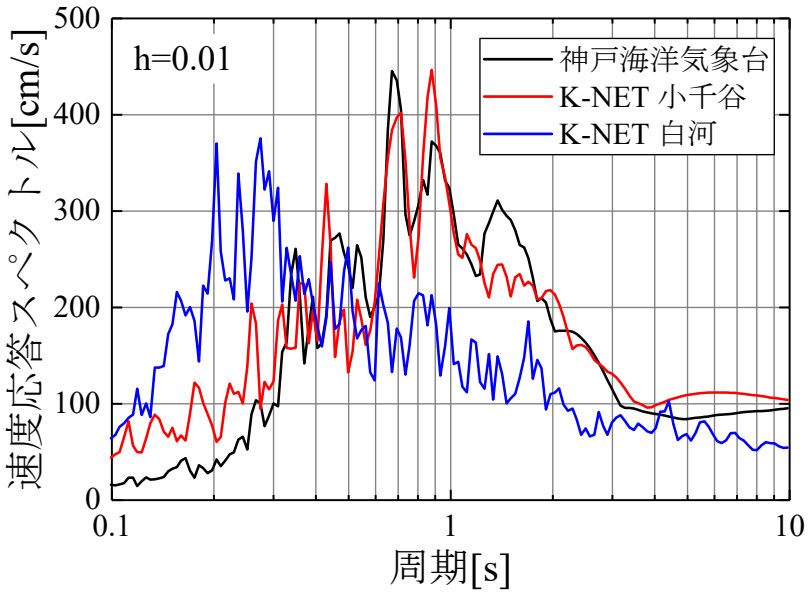


図 2.18　入力地震動の速度応答スペクトル

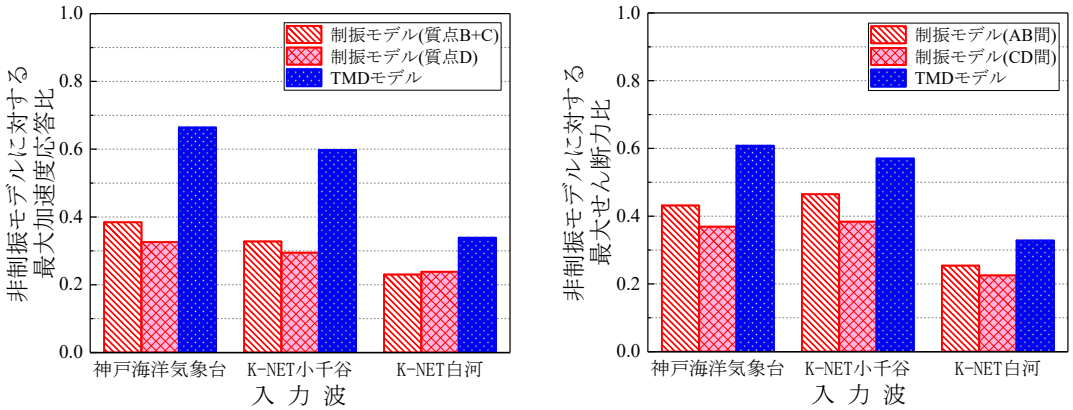
最大加速度および解析モデルのばねに発生した最大せん断力について解析結果の一覧を**表 2.2** と**図 2.19** に示す。最大応答加速度については、制振モデルにおける質点 B+C および質点 D は、非制振モデルに比べて 24%～38%に低減できた。また、TMD モデルにおける主系では 34%～66%程度であった。最大せん断力については、制振モデルにおける AB 間および CB 間は非制震に比べて 25%～47%に抑えられた。TMD モデルにおける主系では 33%～61%であった。制振モデルおよび TMD モデルともに、入力波の特性により制振効果に違いが見られる。K-NET 白河は短周期成分を多く含むため、減衰を付加するだけの TMD モデルにおいても応答が大幅に低下している。神戸海洋気象台および K-NET 小千谷では TMD モデルの最大加速度並びに最大せん断力ともに非制振モデルの 60%程度の値となっている。

制振モデルでは、減衰の調整により共振点が見られなくなり、最大加速度は非制振モデルの 40%程度、最大せん断力は非制振モデルの 45%程度となっている。

表 2.2　解析結果の一覧

項目	入力波	制振モデル	TMD モデル	非制振モデル
最大加速度 (cm/s^2)	神戸海洋気象台	151 / 128 (38.4%)	261 (66.4%)	393
	K-NET 小千谷	119 / 107 (32.8%)	217 (59.8%)	363
	K-NET 白河	55 / 57 (23.8%)	81 (33.9%)	239
最大せん断力 (N)	神戸海洋気象台	1697 / 1451 (43.1%)	2391 (60.8%)	3932
	K-NET 小千谷	1686 / 1392 (46.5%)	2068 (57.0%)	3628
	K-NET 白河	608 / 539 (25.4%)	785 (32.8%)	2393

注）上段／下段：質点 B+C／質点 D または AB 間／CD 間



(a) 最大加速度応答の比率　　(b) 最大せん断力の比率

図 2.19　非制振モデルに対する制振モデルと TMD モデルの最大応答値の比率

制振モデルについて応答加速度とせん断力の時刻歴波形を**図 2.20** に示す。また、質点 B および質点 D における加速度についてフーリエスペクトル並びに入力加速度に対するフーリエスペクトル比を**図 2.21** 並びに**図 2.22** に示す。加速度波形では質点 B+C と質点 D との間に、ばねに生じるせん断力の波形では AB 間と CD 間にそれぞれ位相差が生じており、応答を打ち消しあっていることが分かる。質点 B＋C でのフーリエスペクトルは T＝0.8～0.9s 付近で大きな振幅が見られるが、フーリエ振幅比を見ると 2 次固有周期付近のピークと 1 次固有周期のピークの値は概ね等しく、意図したように二山を形成している。また、質点 D での 1 次固有周期のピークの値もほぼ等しくなることがわかった。

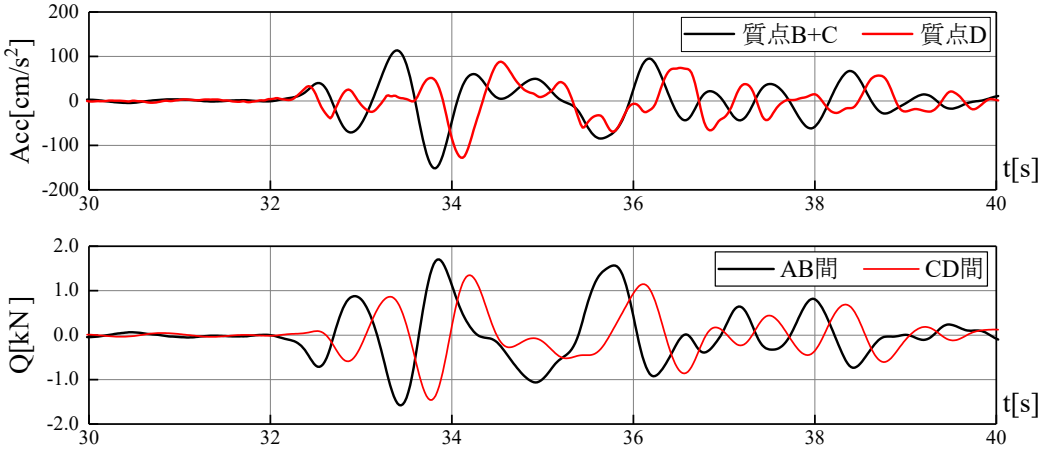
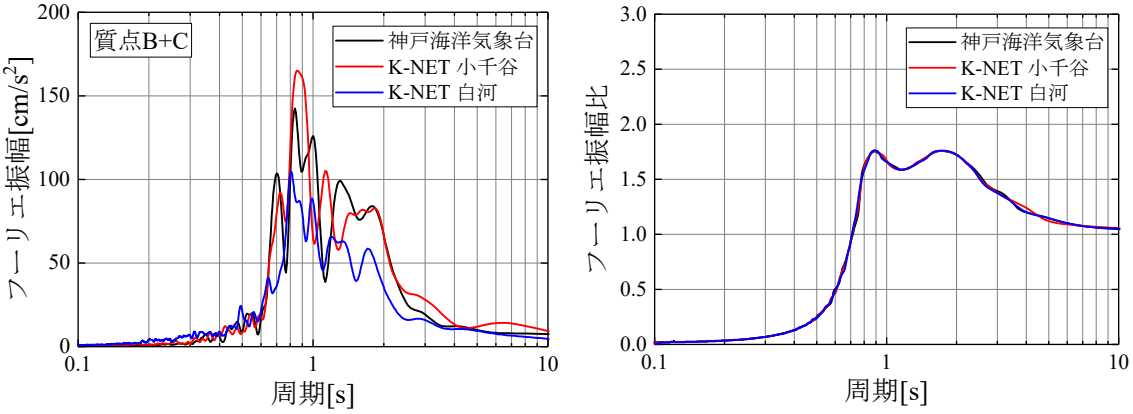
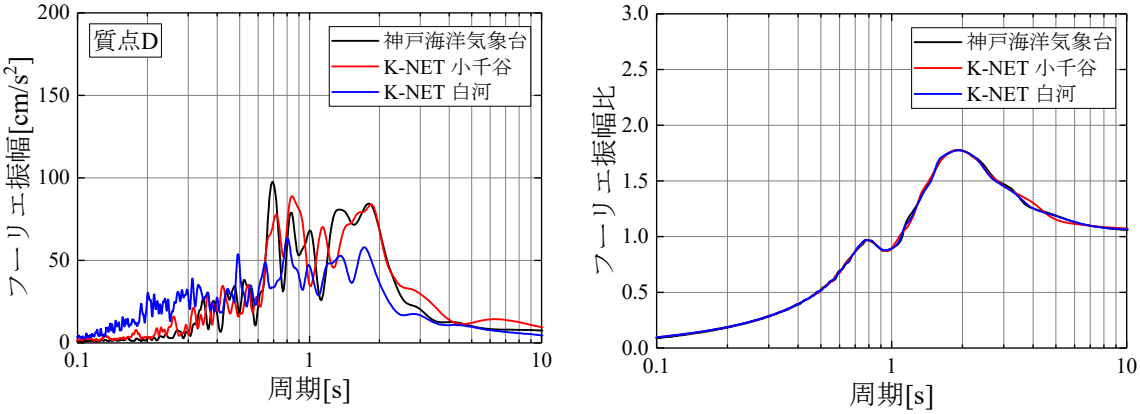


図 2.20　応答加速度及びせん断力の時刻歴波形
～　制振モデル、神戸海洋気象台、NS 成分　～



(a) フーリエ振幅　　(b) フーリエ振幅比

図 2.21　フーリエ振幅およびフーリエ振幅比（質点 B+C）

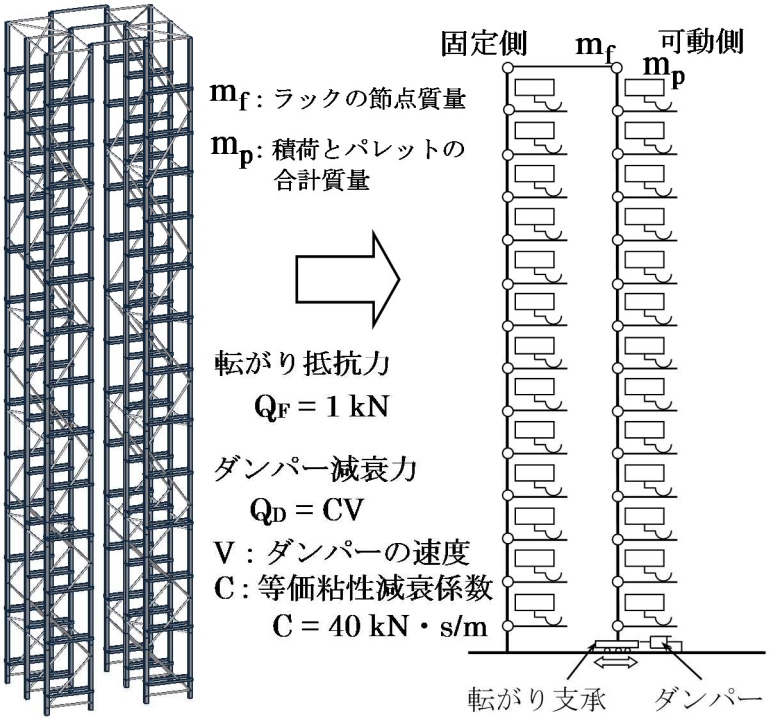


(a) フーリエ振幅　　(b) フーリエ振幅比

図 2.22　フーリエ振幅およびフーリエ振幅比（質点 D）

2.2.5　パレットの滑動を考慮した地震応答解析

積荷の落下を表現するため、積荷が載ったパレットと腕木の間に摩擦力が作用するモデルで地震応答解析を行った。はじめに、制振ラックの主なターゲットとする高さ 20m 程度の実在する耐震ラックを対象として代表的な 3 構面を取り出し、立体モデルを作成した。次に、柱脚を固定したラックの頂部に強制変形を与えて水平剛性を求めた後、解析で適用されている等価せん断ばねモデルを作成した。解析モデルの概要を**図 2.23** に、解析モデルの諸元を**表 2.3** に示す。パレットは腕木に載せられており、接触面でのすべりを考慮する必要がある。積荷の荷崩れや荷すべりに関しては、その発生メカニズムやラック全体の応答に与える影響について各種の報告がある[2.3]～[2.7]。本検討では、パレットと腕木の接触面でのすべりを考慮するにあたって、静摩擦係数を 0.3、動摩擦係数を 0.2 とした[2.5]。また、パレットと腕木との相対変位がパレットサイズの 50％（50 cm）に達した場合、背面ブレースとの接触は考慮せず、パレットは落下して解析モデル上の積荷とパレットの質量がなくなるものとした。さらに、トップビームには、部材の軸剛性のみを表すばねを設定した。解析モデルで想定した制振装置を**写真 2.2** に示す。



立体モデル　　等価せん断ばねモデル（制振ラック）

図 2.23　解析モデルの概要

表 2.3　解析モデルの諸元（片側ラックあたり）

質点	高さ H (m)	質量 m_f(kg)	等価剛性 K_f(kN/cm)	ﾊﾟﾚｯﾄと積荷の質量 m_p (kg)
14	19.01	87.6	20.8	0.0
13	17.59	211.2	24.6	1050.0
12	16.32	120.9	27.8	1050.0
11	15.20	146.5	24.8	1050.0
10	13.91	133.8	25.0	1050.0
9	12.46	219.1	23.8	1050.0
8	11.01	246.7	18.3	1050.0
7	9.49	221.8	24.9	1050.0
6	8.04	248.8	35.8	1050.0
5	6.52	221.8	41.0	1050.0
4	5.07	248.8	49.8	1050.0
3	3.55	203.5	73.3	1050.0
2	2.10	235.6	126.9	1050.0
1	0.58	104.7	239.3	1050.0

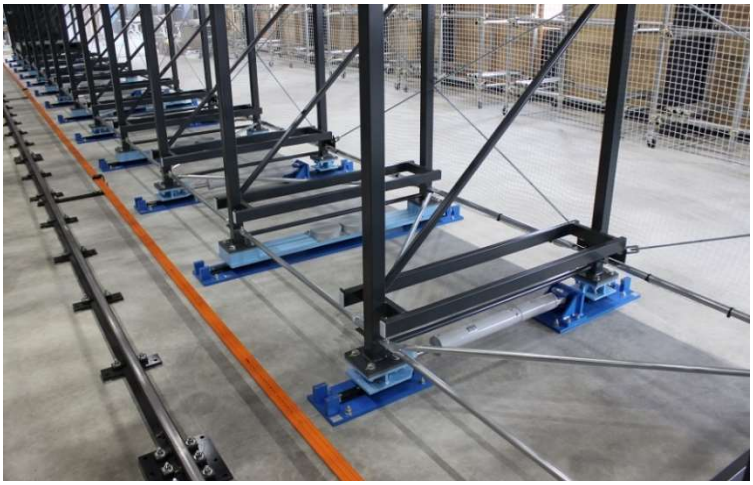


写真 2.2　解析モデルで想定した制振装置

入力地震動は、気象庁、および防災科学技術研究所の強震観測（K-NET）により得られた前述の**表 2.1** に示す 3 波とした。解析に用いる入力波は、それぞれの地震で得られた水平方向の最大加速度が大きい方向の成分とした。入力加速度レベルは 2 段階とし、原波とその 1/5 とした。

地震応答解析から得られた最大応答値の一覧を**表 2.4** に示す。制振ラックでは、原波の加速度を 1/5 にした入力波においてパレットと腕木のずれは概ね発生しておらず、フレームのせん断力および変位とも非制振ラックに比べて小さい。また、原波を入力した場合でもパレットが落下することはなかった。原波レベルを入力した場合のパレットと腕木のずれ量は、可動側の下層部で大きくなる傾向を示し、最大値は 40cm 程度であった。一方、非制振ラックでは、原波の加速度を 1/5 にした入力波においてパレットと腕木のずれは最大で 8.9 cm 発生し、原波を入力した場合には 50 cm に達して落下するものがあった。原波レベルを入力した場合、すべての解析ケースにおいてパレットと腕木の間に断続的なすべりが生じた。その結果、パレットのすべりと共にエネルギー消費が発生するため、制振ラックに対する応答加速度の増幅は、原波の 1/5 レベルを入力した場合よりも小さくなったと推察される。

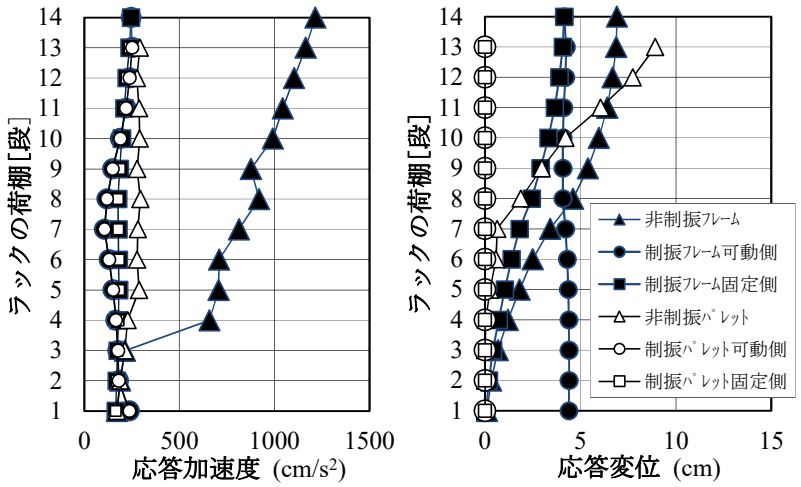
ラックの応答分布として、原波の 1/5 レベルの解析結果を**図 2.24** に、原波レベルを入力波とした解析結果を**図 2.25** に示す。パレットの滑動量に着目すると、制振の最大応答変位は非制振に対して低減されており、ラック上段の荷棚においてその効果は顕著である。

以上により、本解析条件において、パレットの滑動を考慮した制振ラックは、積荷の落下を防止できることを確認した。

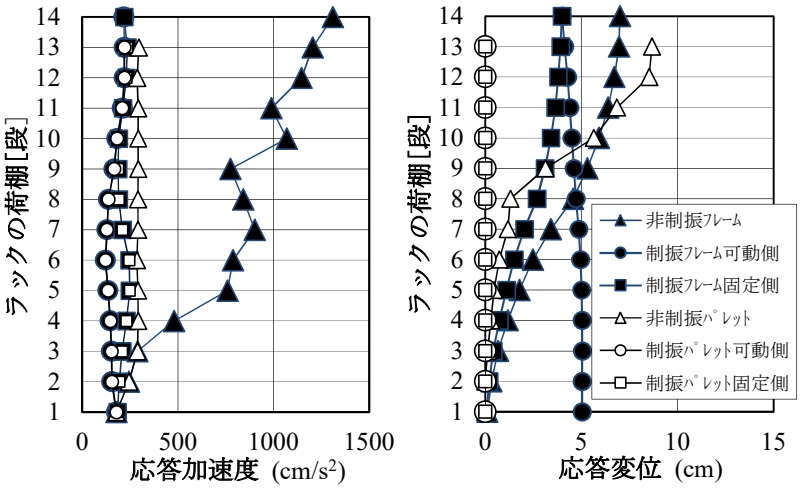
表 2.4　最大応答値

	原波の 1/5		原波	
	制振	非制振	制振	非制振
パレットずれ量	0.3 cm (白河)	8.9 cm (神戸)	44.4 cm (神戸)	落下 (神戸)
柱の最大せん断力	17.8 kN (神戸)	26.9 kN (神戸)	47.2 kN (神戸)	51.6 kN (神戸)
制振ユニット変位	5.0 cm (小千谷)	―	16.3 cm (神戸)	―
制振ユニット速度	25.8 cm/s (神戸)	―	77.7 cm/s (神戸)	―
制振ユニット抵抗力	10.3 kN (神戸)	―	31.1 kN (神戸)	―

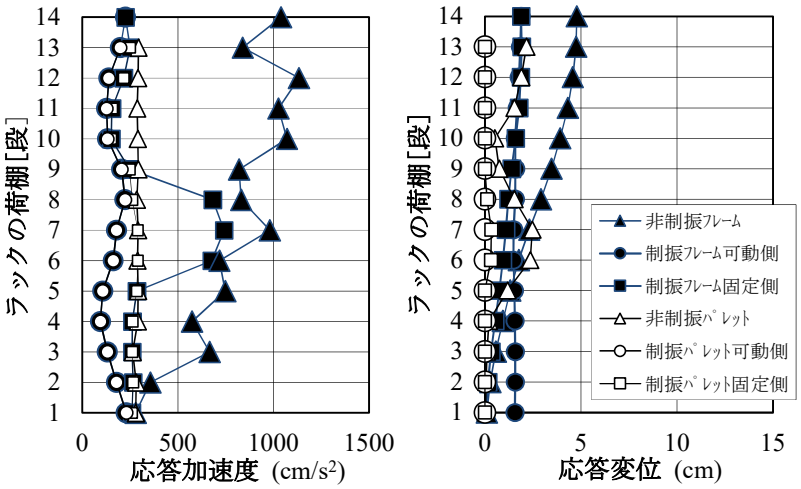
※（ ）内は発生した地震波を示す



(a) 神戸海洋気象台〔NS 成分〕



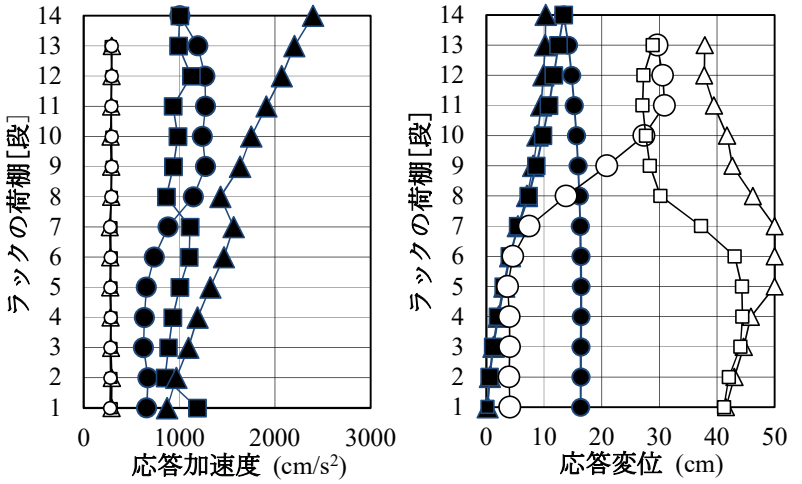
(b) K-NET 小千谷〔EW 成分〕



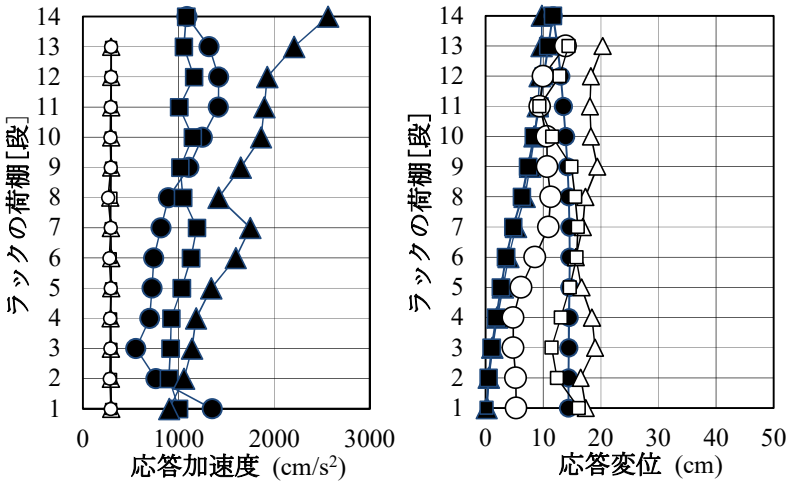
(c) K-NET 白河〔 NS 成分〕

図 2.24　制振・非制振フレームの応答分布

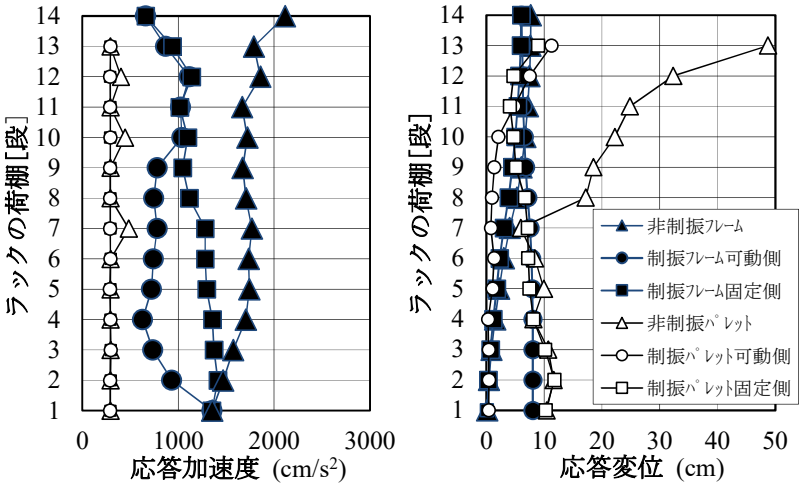
（原波の 1/5 レベルを入力波とした解析）



(a) 神戸海洋気象台〔NS 成分〕



(b) K-NET 小千谷〔EW 成分〕



(c) K-NET 白河〔 NS 成分〕

図 2.25　制振・非制振フレームの応答分布

（原波レベルを入力波とした解析）

2.3　個々の積荷を対象としたパレット免震装置

2.3.1　免震装置の機構

免震装置は、個々のパレットを対象とした荷崩れ対策であり、ラックの柱に設けられた腕木に容易に取り付けられるものとする。新設・既設ラックのいずれにも適用でき、パレットで積荷を収納するラックを対象としている。パレット免震装置の機構を**図 2.26** に、可動イメージを**図 2.27** に示す。免震装置はV字に傾斜したすべり材と支持材で構成され、積荷を出し入れする方向に可動する。可動方向以外については、ラックの柱やラチスが存在しており、これらが積荷の落下を防止する。地震が発生すると、すべり材が傾斜に沿って滑らかに水平移動し、その動きで生じる摩擦抵抗が減衰を発揮する。これにより、パレットの応答加速度を低減し、積荷の荷崩れ・落下を防止する。地震後、パレットを載せた免震装置は、すべり材の傾斜による復元力によって、元の位置に復帰する。

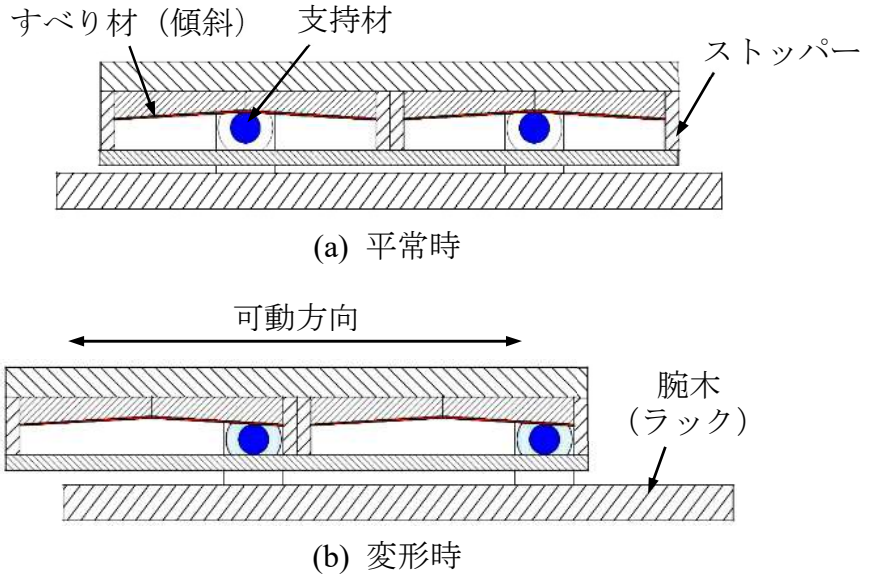


図 2.26　パレット免震装置の機構

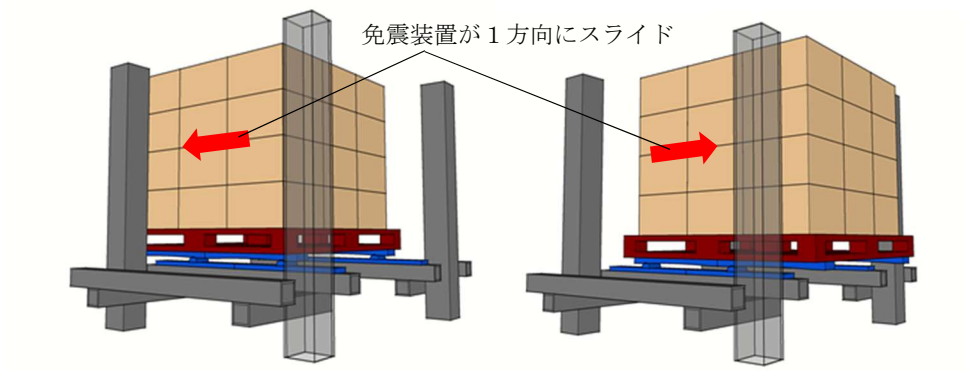


図 2.27　パレット免震装置の可動イメージ

2.3.2　免震装置の復元力特性

免震装置の復元力特性を**図 2.28** に示す。また、1 質点系モデルの概念を**図 2.29** に示す。免震装置が滑動している場合の傾斜軸に沿った運動方程式は次式で表される。

$$m(\ddot{x}+\ddot{x}_o)\cos\theta+Q_k+Q_f=0 \qquad (1)$$

ここで, m:すべり材に作用する質量(積荷、パレット、免震装置の可動部)

Q_k:復元力($=\dfrac{|x|}{x}\,m(\ddot{z}+\ddot{z}_o+g)\sin\theta$)

Q_f:摩擦力($=\dfrac{|\dot{x}|}{\dot{x}}\,\mu m\left\{(\ddot{z}+\ddot{z}_o+g)\cos\theta+\dfrac{|x|}{x}\,(\ddot{x}+\ddot{x}_o)\sin\theta\right\}$)

$\ddot{x}_o$:腕木の絶対加速度 (水平方向)

$\ddot{z}_o$:腕木の絶対加速度(鉛直方向)

x :免震装置の相対変位(水平方向)

$\ddot{x}$:免震装置の相対加速度(水平方向)

$\ddot{z}$:免震装置の相対加速度(鉛直方向)

$(\ddot{z}=\ddot{x}\tan\theta)$

g:重力加速度

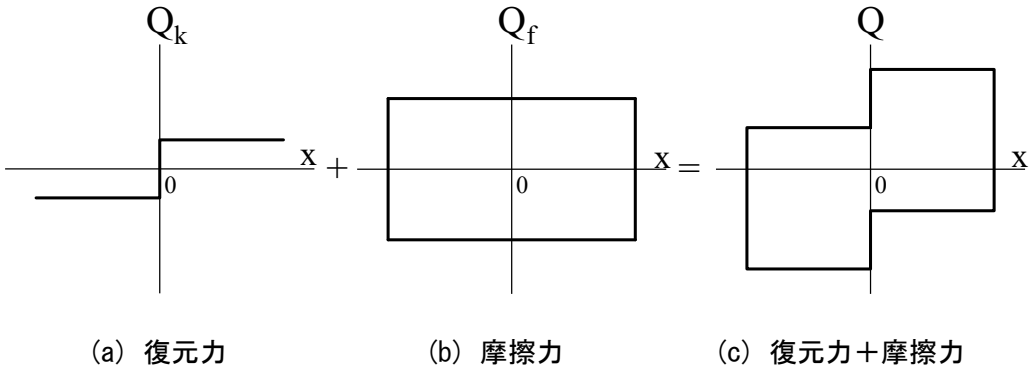
μ:すべり材の摩擦係数

θ:すべり材の傾斜角

免震装置が静止している判定は(2)式より行い、静止している場合は(3)式となる。

$$\left|m\ddot{x}_o\cos\theta+Q_k\right|<\left|Q_f\right| \qquad (2)$$

$$\ddot{x}=0,\ \dot{x}=0,\ x=\mathrm{const} \qquad (3)$$



(a) 復元力　　(b) 摩擦力　　(c) 復元力＋摩擦力

図 2.28　傾斜軸に沿った免震装置の復元力特性

図 2.28(a) より、傾斜による復元力は、免震装置の水平変位の符号が切替わるところで不連続となる。そのため、地震応答解析では、便宜的に免震装置の水平変位が $|r\sin\theta|$ (ここで、r：支持材の半径)以下の微小変位区間において、半径 r の円弧上を動くものと仮定した。また、すべり材の傾斜による復元力から割線剛性を求めて評価した等価周期 T_e は、次式により表せる。

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{x}{g\ \sin\theta}} \qquad (4)$$

(4)式より、免震装置の等価周期は、質量によらず免震装置の相対変位とすべり材の傾斜角に依存し、一定の周期を持たない。**図 2.30** に免震装置の周期特性を示す。

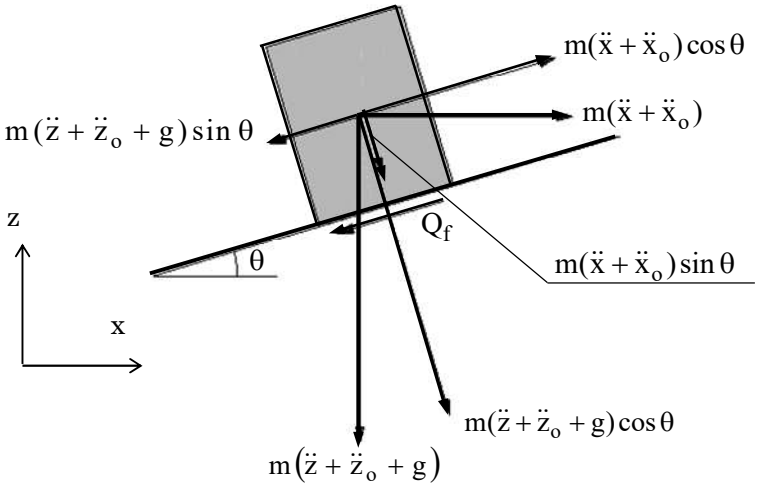


図 2.29　1 質点系モデル

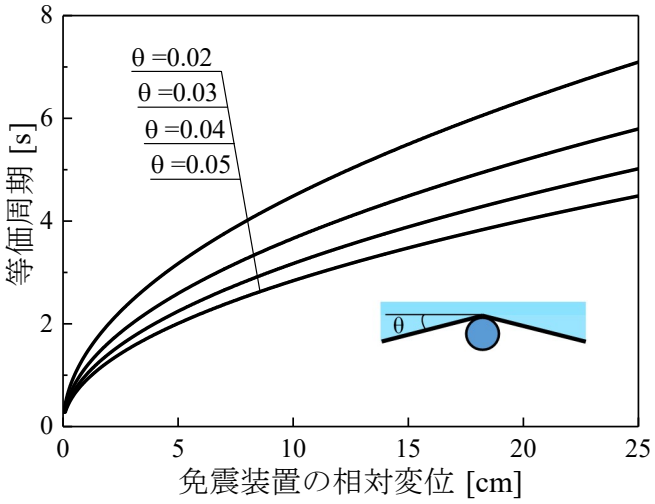


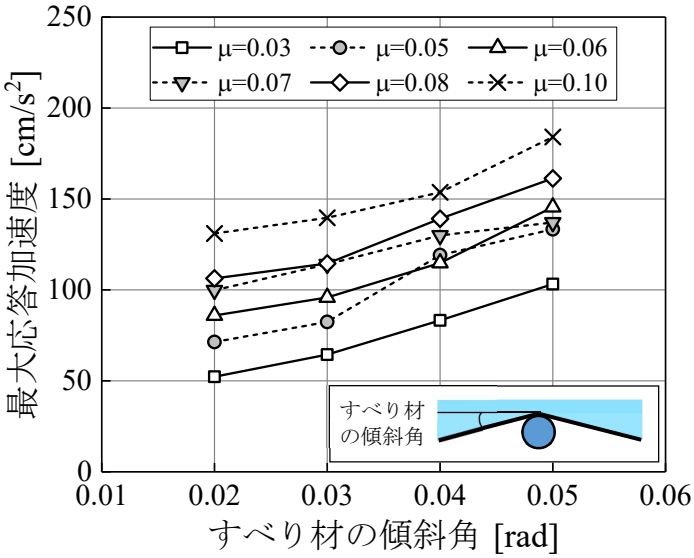
図 2.30　免震装置の周期特性

2.3.3　傾斜角と摩擦係数の検討

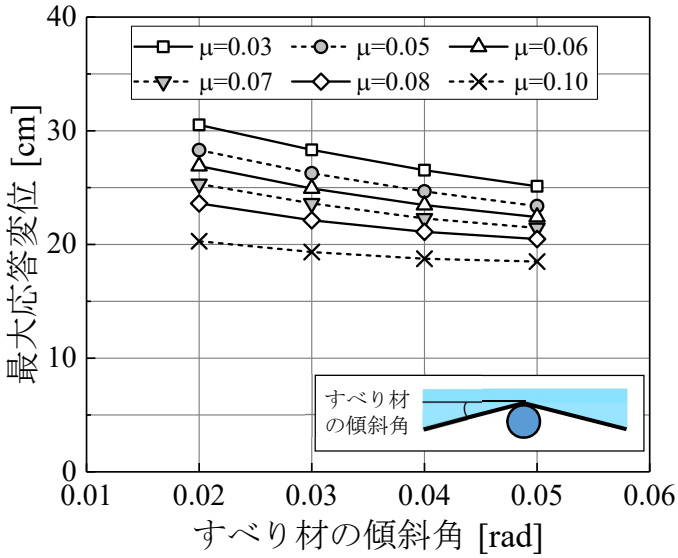
積荷の荷崩れや荷すべりは、最大応答加速度が 200cm/s^2 程度で生じることが報告されている〔2.3〕～〔2.7〕。そこで、荷崩れや荷すべりを起こさせないために、免震装置の最大応答加速度は 200cm/s^2 以下、かつ汎用的なパレットサイズである平面 100cm×100cm に免震装置を納めることを想定し、最大応答変位は 25cm 以下とすることを目標性能とした。

実機の免震装置に採用するすべり材の傾斜角と摩擦係数を把握するために、地震応答解析による検討を行った。解析モデルは、積荷とパレット間、パレットと免震装置間ではすべりが生じない 1 質点系モデルとし、質点の質量を 700kg とした。解析パラメータは、免震装置の高さを抑制しながら目標性能を満足するために、すべり材の傾斜角を 2/100～5/100 とし、すべり材の摩擦係数を 0.03～0.10 とした。入力地震動は、気象庁および防災科学技術研究所の強震観測により得られた前述の**表 2.1** に示す 3 波とした。解析モデルに入力した観測波は、それぞれの地震で得られた水平方向の成分のうち、最大加速度が大きい方向の成分とした。

すべり材の傾斜角と摩擦係数をパラメータとした地震応答解析の結果を**図 2.31** に示す。パレット免震装置の最大応答値に着目すると、免震装置の非線形特性により比例的な増減ではないが、すべり材の傾斜角と摩擦係数が小さいほど応答加速度は減少し、すべり材の傾斜角と摩擦係数が大きいほど応答変位は減少する傾向が見られた。本解析条件において、免震装置のすべり材の傾斜角を 5/100 以下、摩擦係数を 0.07 以上とすることで、想定する目標性能（免震装置の最大応答加速度を 200cm/s^2 以下、かつ最大応答変位を 25cm 以下）を得ることができた。なお、パレット免震装置の設計にあたっては、ラックの形状寸法に加えて、積荷の条件等を考慮する必要がある。



(a)　最大応答加速度(白河波)



(b)　最大応答変位(小千谷波)

図 2.31　パレット免震装置の最大応答値

2.3.4　免震装置を設置したラックの地震応答解析

後述の 4.4 で使用した振動台実験のラックを対象として、パレット免震装置の配置が応答に与える影響を把握するための地震応答解析を行った。解析モデルを**図 2.32** に、諸元を**表 2.5** に示す。すべての収納棚に、40cm 四方のパレットの積載物（100 kg）がある状態を対象とした。柱脚を固定したラックの立体モデルの頂部に強制変位を与えて水平剛性を求めた後、ラック自身と積載物の質量を足し合わせて腕木の位置に集中させた等価せん断ばねモデルを作成した。ラック（弾性モデル）の構造減衰は、瞬間剛性比例型とし、等価減衰定数を h_{eq}=0.015 とした。パレット免震装置のある棚は、免震装置の上にパレットを載せた状態を仮定した。免震装置のすべり材の傾斜角は 3/100、摩擦係数は 0.074 とした。免震装置のない棚は、パレットと腕木の接触面での摩擦係数を 0.4 とし、パレットと腕木の相対変位がパレットサイズの 50%(20cm)に達した時点でパレットは落下 [2.7]、[2.8] して解析モデル上の質量がなくなるものとした。入力地震動は、4.4 の実験に用いた観測波（一軸）とした。

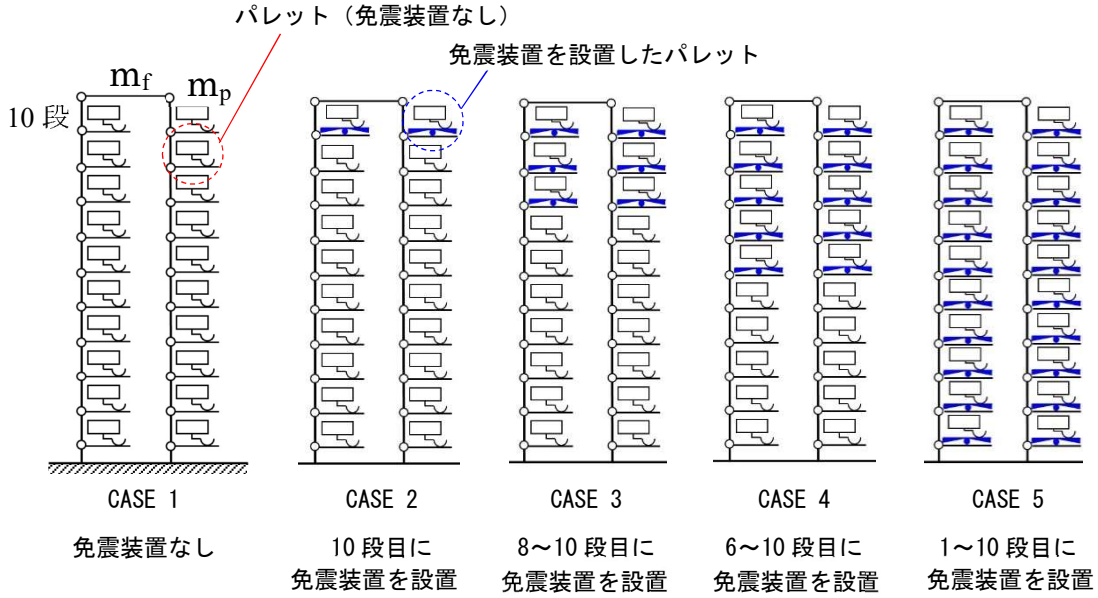
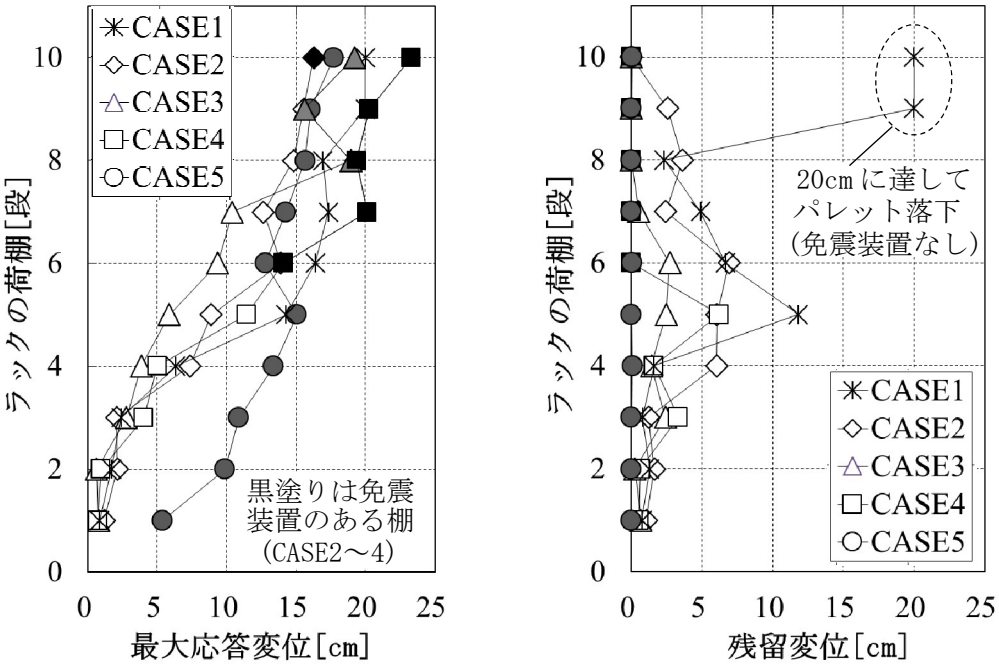


図 2.32　パレット免震装置の配置をパラメータとした解析モデル

表 2.5　解析モデルの諸元（ラック片側あたり）

質点	高さ [cm]	質量 [kg]	等価剛性 [kN/cm]
11	624.0	47.0	23.8
10	544.0	435.1	31.8
9	482.5	430.3	39.5
8	431.0	428.3	41.6
7	379.5	428.3	44.5
6	328.0	443.2	40.8
5	266.0	428.2	57.0
4	214.5	428.3	68.2
3	163.0	428.3	87.3
2	111.5	428.3	127.6
1	60.0	447.0	247.7

パレットの応答が最大となる神戸波（NS、700cm/s^2）を入力した解析について、最大応答変位と残留変位の分布を**図 2.33** に示す。免震装置のない棚は、CASE1 において 9～10 段目のパレットが落下した。免震装置のある棚は、CASE4 において最大応答変位が 20cm を超える場合があった。また、免震装置のある棚のパレットの残留変位は概ねゼロとなった。免震装置の適用にあたっては、最大応答変位に対応する免震装置のストロークが必要となる。



(a)　最大応答変位の分布　　(b)　残留変位の分布

図 2.33　免震装置の配置とパレット応答変位の関係
（神戸海洋気象台、NS 成分、700cm/s^2）

2.4　まとめ

本研究において提案する「一対のラックにおいて片側の柱脚が滑動し、その位置に減衰装置を付加した制振ラック」と「ラック荷棚に設置する傾斜すべり型のパレット免震装置」について地震応答解析を行い、応答低減効果を把握した。制振ラックの地震応答解析からは、通常の耐震ラックや既存技術である TMD を用いた制振構造と比較することで、本研究で提案する制振ラックの優位性を示した。また、パレット免震装置に求められる材料特性（摩擦係数等）やすべり材の機構について把握した。

本検討の範囲において、パレットと腕木の間のすべりや落下を表現した地震応答解析により、制振ラックとパレット免震装置は地震によるパレットの落下を抑制する効果が期待できる。

謝辞

本章の地震応答解析において、防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ、および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

第２章の参考文献

〔2.1〕浅見敏彦、桃瀬一成、細川[ヨシ]延：主系の減衰を考慮した動吸振器の設計式について（最小分散規範に基づく設計法)、日本機械学会論文集 C 編 59 巻 566 号、1993.10

〔2.2〕浅見敏彦、細川[ヨシ]延：主系の減衰を考慮した動吸振器の設計式について（第 2 報、定点理論に基づく設計法)、日本機械学会論文集 C 編 61 巻 583 号、1995.3

〔2.3〕小川信行：可動載荷質量を有する骨組の地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 370 号、pp.28-39、1986.12

〔2.4〕斎藤勝彦、久保雅義：パレタイズ貨物の荷崩れ防止対策に関する基礎的研究、日本航海学会論文集、第 96 号、pp.275-282、1997.3

〔2.5〕安川真知子、高木政美、北村春幸、佐藤大樹、佐藤利昭：自動ラック倉庫における多段積荷のすべり落下挙動に関する一考察、日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 732 号、pp.183-192、2017.2

〔2.6〕佐々木亮、山岸邦彰：積載物の滑動を利用した構造物の地震応答低減効果に関する基礎実験、構造工学論文集、Vol.63B、pp.303-316、2017.3

〔2.7〕松野勇輝、竹内 徹、松井良太、西 雄士：積載物の滑動および落下を考慮した立体倉庫の地震応答制御、日本建築学会構造工学論文集、Vol.60B、pp.317-326、2014 年 3 月

〔2.8〕安川真知子、高木政美、北村春幸、佐藤大樹、松田頼征：自動ラック倉庫の荷すべり解析モデルと落下判定法の提案、日本建築学会構造工学論文集、Vol.64B、pp.187-197、2018 年 3 月

第３章

制振ラックの振動台実験とシミュレーション解析

第３章　制振ラックの振動台実験とシミュレーション解析

3.1　まえがき

本研究において提案する「一対のラックにおいて片側の柱脚が滑動し、その位置に減衰装置を付加した制振ラック」について、**第 2 章**の地震応答解析から、通常の耐震ラックや既存技術である TMD を用いた制振構造と比較して、本研究で提案する制振ラックの優位性を示した。本章では、地震応答解析による検討から得られた制振ラックの効果を、振動台実験によって確認する。

3.2　小型ラックの振動台実験（フェーズⅠ）

3.2.1　実験の概要

制振ラックの応答低減効果を確認するため、小型ラックの試験体を対象とした振動台実験を行った。振動台実験の状況を**写真 3.1** に示す。また、ラックの形状と計測点を**図 3.1** に、ラックの部材リストを**表 3.1** に示す。実験に用いたラックは、高さ 10 段、奥行き方向 4 連のラックが積荷の搬入スペースを挟んで一対の構造となっており、一般的なラックに使用されている部材を用いている。ラックは、計 80 個の積荷を収納できる腕木を有しており、積載物として 100 kg/個の鋼板をボルトで腕木に固定した。

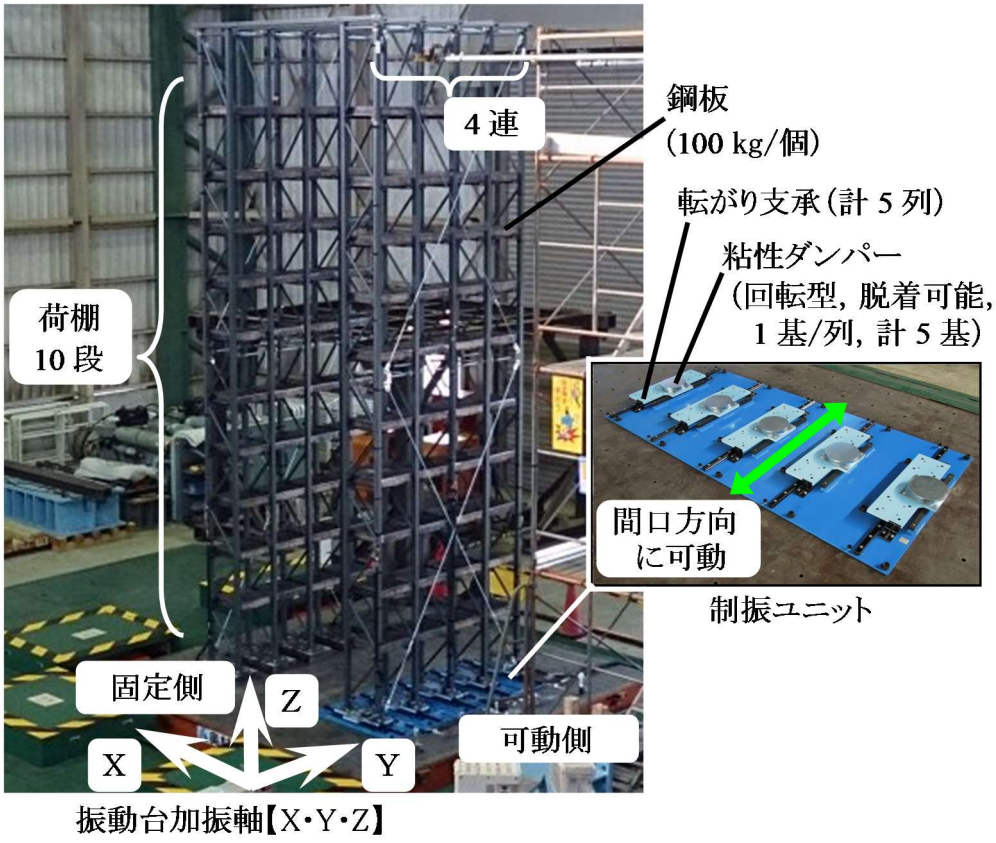


写真 3.1　振動台実験の状況

計測項目は、振動台と一対のラック（1、6、10 段目）の応答加速度、および制振ユニットの応答変位とした。計測器について、変位計の設置状況を**写真 3.2** に、加速度計の設置状況を**写真 3.3** に示す。可動側ラックの応答変位（制振装置の応答変位）は転がり支承の可動方向に対して計測し、ラックの応答加速度は腕木に固定された錘上に加速度計を設置して計測した。振動台の入力加速度は、振動台上に加速度計を設置して計測した

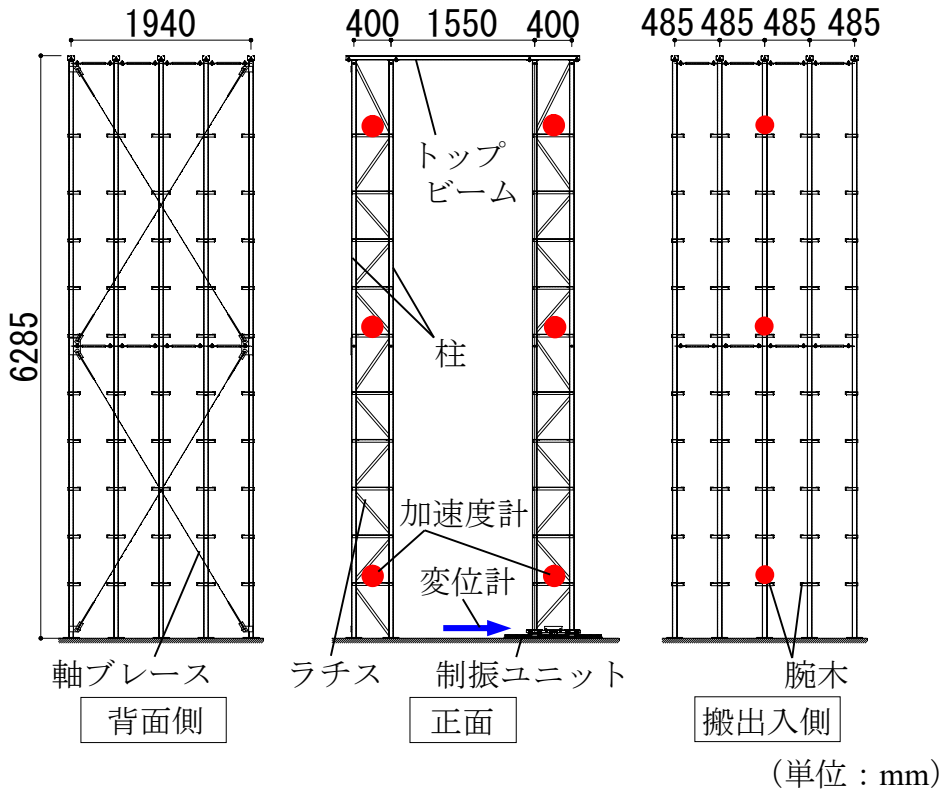


図 3.1　ラックの形状と計測点

表 3.1　ラックの部材リスト

部材	サイズ（mm）	材質
柱	□ - 50×50×2.3	STKR400
腕木	L - 30×30×3	SS400
トップビーム	C - 75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	27.2 φ×2.3	STK400
軸ブレース	M10	SS400

写真 3.2　変位計の設置状況（可動側ラック柱脚の応答変位）

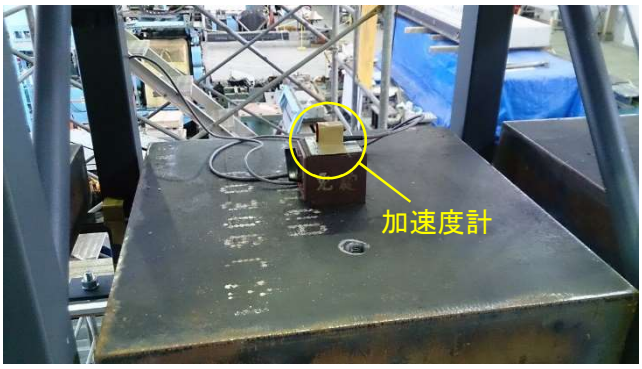


写真 3.3　加速度計の設置状況（積載物の応答加速度）

振動台実験において、制振ユニットを組み込んだ制振ラックと、転がり支承を治具で固定した非制振ラックの 2 種類の実験が行えるラックを製作した。制振ユニットには、5 基の転がり支承と粘性ダンパーが取り付けられている。転がり支承の摩擦係数は、製品（リニアガイド HSR-30A）の仕様から 0.006 である。粘性ダンパーは、転がり支承の直線的な動きを回転運動に変換し、減衰力を発揮する。制振ユニットを**図 3.2** に、1 基あたりの粘性ダンパーの減衰特性を**図 3.3** に示す。また、制振ユニットに用いた転がり支承の型式を**図 3.4** に示す。ダンパーなしの制振ラックの実験も行うため、個々の粘性ダンパーは脱着式とした。

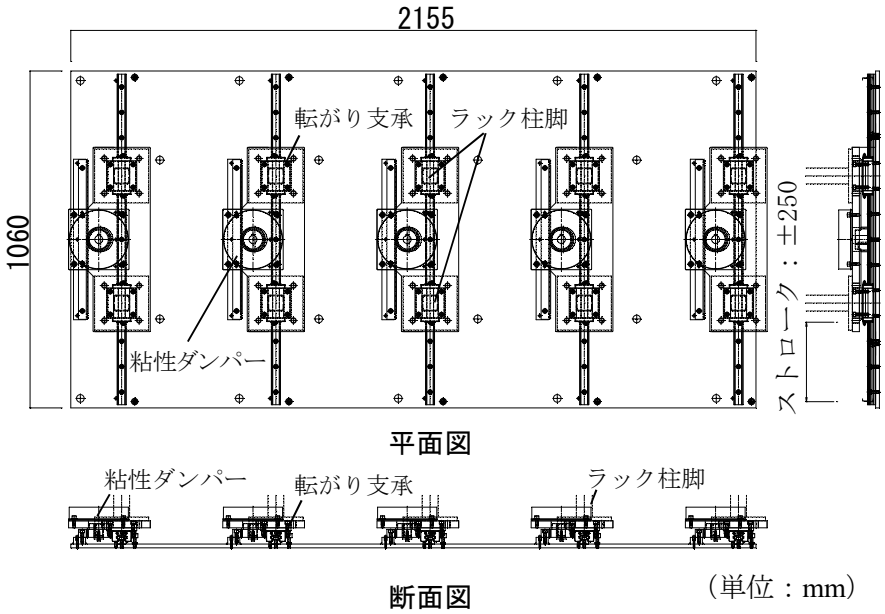


図 3.2　制振ユニット

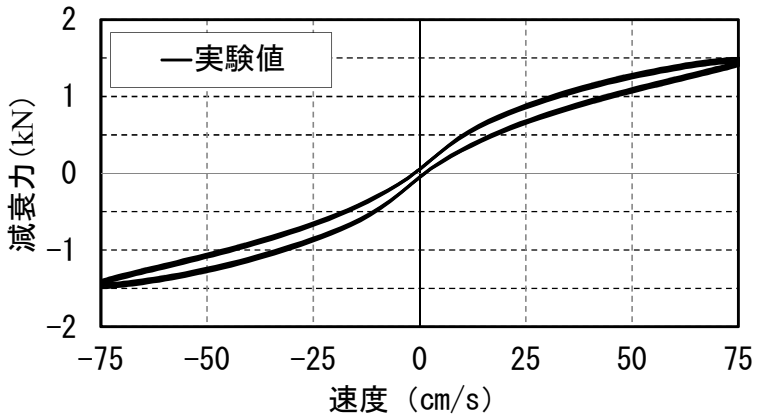
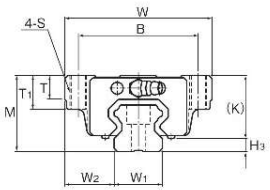
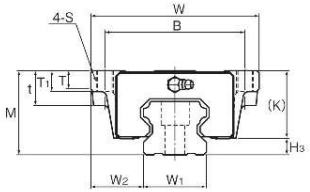


図 3.3　粘性ダンパーの減衰特性（1 基あたり）

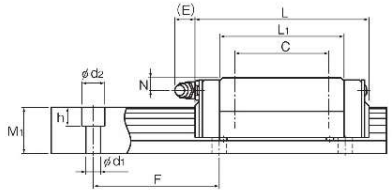
HSR-A形、HSR-AM形、HSR-LA形、HSR-LAM形



HSR15～35A/LA/AM/LAM形



HSR45～85A/LA形



単位:mm

呼び形番	外形寸法 高さ M	幅 W	長さ L	LMブロック寸法 B	C	S	L1	t	T	T1	K	N	E	グリースニップル	H3
HSR 15A HSR 15AM	24	47	56.6	38	30	M5	38.8	—	7	11	19.3	4.3	5.5	PB1021B	4.7
HSR 20A HSR 20AM	30	63	74	53	40	M6	50.8	—	9.5	10	26	5	12	B-M6F	4
HSR 20LA HSR 20LAM	30	63	90	53	40	M6	66.8	—	9.5	10	26	5	12	B-M6F	4
HSR 25A HSR 25AM	36	70	83.1	57	45	M8	59.5	—	11	16	30.5	6	12	B-M6F	5.5
HSR 25LA HSR 25LAM	36	70	102.2	57	45	M8	78.6	—	11	16	30.5	6	12	B-M6F	5.5
HSR 30A HSR 30AM	42	90	98	72	52	M10	70.4	—	9	18	35	7	12	B-M6F	7
HSR 30LA HSR 30LAM	42	90	120.6	72	52	M10	93	—	9	18	35	7	12	B-M6F	7
HSR 35A HSR 35AM	48	100	109.4	82	62	M10	80.4	—	12	21	40.5	8	12	B-M6F	7.5
HSR 35LA HSR 35LAM	48	100	134.8	82	62	M10	105.8	—	12	21	40.5	8	12	B-M6F	7.5
HSR 45A HSR 45LA	60	120	139 170.8	100	80	M12	98 129.8	25	13	15	50	10	16	B-PT1/8	10
HSR 55A HSR 55LA	70	140	163 201.1	116	95	M14	118 156.1	29	13.5	17	57	11	16	B-PT1/8	13
HSR 65A HSR 65LA	90	170	186 245.5	142	110	M16	147 206.5	37	21.5	23	76	19	16	B-PT1/8	14
HSR 85A HSR 85LA	110	215	245.6 303	185	140	M20	178.6 236	55	28	30	94	23	16	B-PT1/8	16

	LMレール寸法 幅 W1 ±0.05	W2	高さ M1	ピッチ F	d1×d2×h	長さ* Max	基本定格荷重 C kN	C0 kN	静的許容モーメント kN·m* MA 1個	MA 2個密着	MB 1個	MB 2個密着	MC 1個	質量 LMブロック kg	LMレール kg/m
HSR 15A HSR 15AM	15	16	15	60	4.5×7.5×5.3	3000 (1240)	10.9	15.7	0.0945	0.527	0.0945	0.527	0.0998	0.2	1.5
HSR 20A HSR 20AM	20	21.5	18	60	6×9.5×8.5	3000 (1480)	19.8	27.4	0.218	1.2	0.218	1.2	0.235	0.35	2.3
HSR 20LA HSR 20LAM	20	21.5	18	60	6×9.5×8.5	3000 (1480)	23.9	35.8	0.363	1.87	0.363	1.87	0.307	0.47	2.3
HSR 25A HSR 25AM	23	23.5	22	60	7×11×9	3000 (2020)	27.6	36.4	0.324	1.8	0.324	1.8	0.366	0.59	3.3
HSR 25LA HSR 25LAM	23	23.5	22	60	7×11×9	3000 (2020)	35.2	51.6	0.627	3.04	0.627	3.04	0.518	0.75	3.3
HSR 30A HSR 30AM	28	31	26	80	9×14×12	3000 (2520)	40.5	53.7	0.599	3.1	0.599	3.1	0.652	1.1	4.8
HSR 30LA HSR 30LAM	28	31	26	80	9×14×12	3000 (2520)	48.9	70.2	0.995	4.89	0.995	4.89	0.852	1.3	4.8
HSR 35A HSR 35AM	34	33	29	80	9×14×12	3000 (2520)	53.9	70.2	0.895	4.51	0.895	4.51	1.05	1.6	6.6
HSR 35LA HSR 35LAM	34	33	29	80	9×14×12	3000 (2520)	65	91.7	1.49	7.13	1.49	7.13	1.37	2	6.6
HSR 45A HSR 45LA	45	37.5	38	105	14×20×17	3090	82.2 100	101 135	1.5 2.59	8.37 13.4	1.5 2.59	8.37 13.4	1.94 2.6	2.8 3.3	11
HSR 55A HSR 55LA	53	43.5	44	120	16×23×20	3060	121 148	146 194	2.6 4.46	14.1 22.7	2.6 4.46	14.1 22.7	3.43 4.56	4.5 5.7	15.1
HSR 65A HSR 65LA	63	53.5	53	150	18×26×22	3000	195 249	228 323	5.08 9.81	25 45.6	5.08 9.81	25 45.6	6.2 8.79	8.5 10.7	22.5
HSR 85A HSR 85LA	85	65	65	180	24×35×28	3000	304 367	355 464	10.2 16.9	51.2 81	10.2 16.9	51.2 81	12.8 16.7	17 23	35.2

注）長さ* 長さMaxは、LMレールの標準最大長さを示します。（A1-200 参照）
静的許容モーメント* 1個：LMブロック1個における静的許容モーメント
2個密着：LMブロックを2個密着した状態での静的許容モーメント
ブロック全長寸法L 寸法表に記載されているブロック全長Lは防塵用記号がUUまたはSSの場合の寸法です。
他の防塵用部品や潤滑装置を装着される場合はブロック全長Lが増加します。
（A1-470またはA1-490 参照）
呼び形番内の記号Mは、LMブロック、LMレール、ボールの材質がステンレス鋼であることを示しています。
ステンレス鋼品は、耐食性や耐環境性に優れた効果があります。

呼び形番の構成例

HSR25 A 2 QZ UU C0 M +1200L P T M -Ⅱ

- HSR25：呼び形番
- A：LMブロックの種類
- 2：1軸に組合わせるLMブロックの個数
- QZ：潤滑装置QZ付き
- UU：防塵用記号（※1）
- C0：ラジアルすきま記号（※2）普通（無記号）/軽予圧（C1）/中予圧（C0）
- M：LMブロックがステンレス鋼
- +1200L：LMレール長さ（mm表示）
- P：精度記号（※3）並級（無記号）/上級（H）/精密級（P）/超精密級（SP）/超超精密級（UP）
- T：LMレール継ぎ記号
- M：LMレールがステンレス鋼
- -Ⅱ：同一平面に使用される軸数記号（※4）

（※1）A1-494（防塵用部品）参照 （※2）A1-71参照 （※3）A1-76参照 （※4）A1-13参照

注）この呼び形番は1軸ユニットで1setとします。（2軸平行使用の場合の必要数は、最低2setとなります。）
潤滑装置QZ付きの場合、グリースニップルは付きません。QZ付き仕様でグリースニップル付きを希望される場合は、THKにお問い合わせください。

各種ダウンロードはテクニカルサイトで呼び形番を検索してください https://tech.thk.com

各種オプション⇒A1-457

図 3.4 制振ユニットに用いた転がり支承の型式 [3.1]（赤枠のリニアガイド HSR30A を使用）

実験は、4〔m〕×4〔m〕の最大積載量 60〔ton〕、水平方向の最大振幅±125〔mm〕、鉛直方向の最大振幅±75〔mm〕、最大加速度 3G の 3 次元振動台（株式会社奥村組技術研究所）を使用した。振動台の透視パースを**図 3.5** に、振動台の外観を**写真 3.4** に示す。また、振動台の性能を**表 3.2** に、振動台の加振限界線図を**図 3.6** に示す。

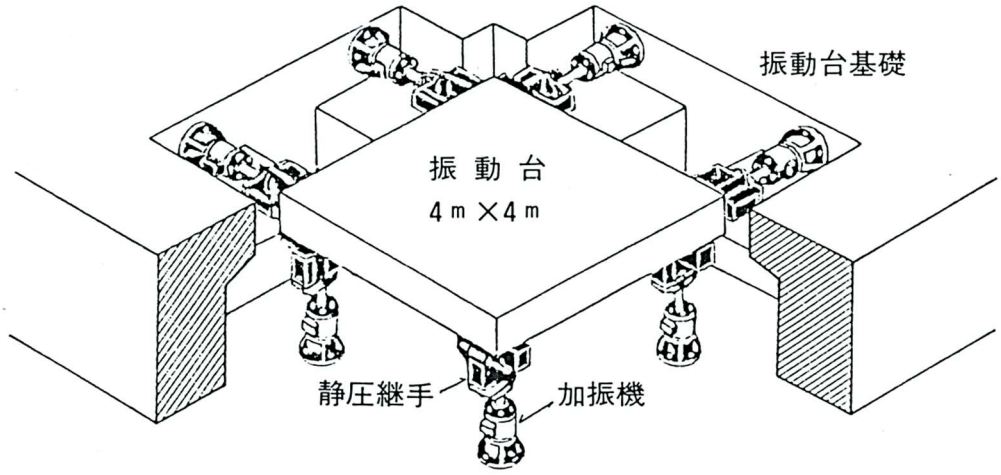
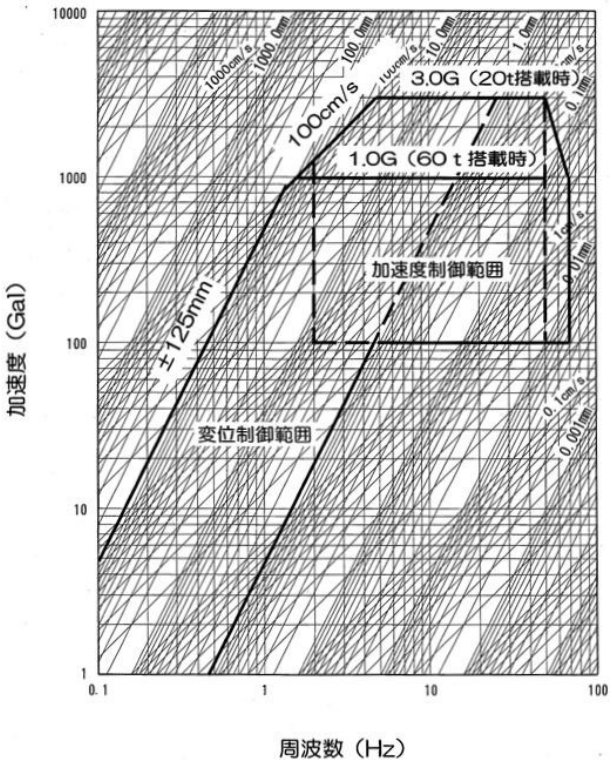


図 3.5　振動台の透視パース

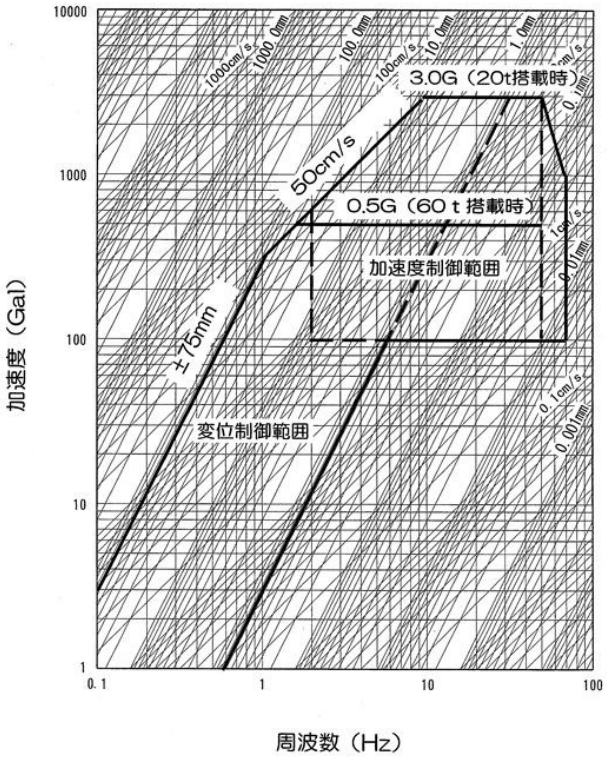
写真 3.4　振動台の外観

表 3.2　振動台の性能

振動台寸法	4〔m〕×4〔m〕	最大速度	X,Y＝±100〔cm/s〕, Z＝±50〔cm/s〕
積載重量	最大 60〔ton〕, 定格〔20ton〕	最大加速度	X,Y＝±3G, Z＝±3G
加振方向	3軸方向および 3軸回り回転	加振振動数範囲	DC～70〔Hz〕
最大振幅	X,Y＝±125〔mm〕, Z＝±75〔mm〕		



(a)　水平 X、Y 軸加振限界線図



(b)　垂直 Z 軸加振限界線図

図 3.6　振動台の加振限界線図（正弦波、単軸加振時）

3.2.2　加振ケース

入力地震動は、防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ、および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを採用した。加振ケースを**表 3.3** に示す。本研究において地震対策の対象とする間口方向（X 軸、前述の**写真 3.1** 参照）の加振を基本とし、直交方向（Y 軸）や鉛直方向（Z 軸）の加振を加えた実験も行った。地震波の入力レベルは、加速度を 100cm/s^2 から段階的に大きくし、非制振ラックではラックが弾性範囲に収まる範囲で加振した。ラックを弾性範囲に留めた理由は、積載物の配置などをパラメータとした複数の実験を行うにあたり、ラックを損傷させないためである。また、制振ラックでは原波（K-NET 白河における観測データの NS 成分 1295cm/s^2）、もしくは原波を再現できない地震波に対しては振動台で加振できる最大レベル（神戸海洋気象台における観測波データの NS 成分 500cm/s^2、エルセントロにおける観測データの NS 成分 550cm/s^2）を上限とした。また、ラックの振動特性を確認するためにランダム波（周期帯 0.02 秒～5.00 秒、最大加速度 200cm/s^2）による加振を行った。

表 3.3　加振ケース

入力地震波 （観測地）	加振方向 【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】 （ cm/s^2 ）
ランダム波 0.2 Hz～50 Hz	【X】,【Y】,【Z】	200【X】,【Y】,【Z】
1995年1月17日 兵庫県南部地震 （神戸海洋気象台）	NS【X】	100,200,<u>300,400,500</u>【X】
	NS・EW【XY】	<u>200【X】・151【Y】</u>
	NS・UD【XZ】	<u>200【X】・81【Z】</u>
	NS・EW・UD【XYZ】	<u>200【X】・151【Y】・81【Z】</u>
1940年5月18日 インペリアルバレー地震 （エルセントロ）	NS【X】	100,200,342,<u>550</u>【X】
	NS・UD【XZ】	<u>550【X】・331【Z】</u>
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 （K-NET　白河）	NS【X】	200,400,<u>800,1295</u>【X】
	NS・EW【XY】	<u>400【X】・293【Y】</u>
	NS・UD【XZ】	<u>400【X】・136【Z】</u>
	NS・EW・UD【XYZ】	<u>400【X】・293【Y】・136【Z】</u>

※　下線部は制振ラックのみ実施した加振ケース

振動台実験に使用した 3 つの観測波とランダム波について、X 方向（NS 成分）の入力加速度が最大となる加振ケース時の等価減衰 5%時の加速度応答スペクトルを**図 3.7** に示す。また、ランダム波と代表的な各加振波の時刻歴波形を**図 3.8～図 3.11** に示す。それぞれの入力目標値は、ランダム波については 200cm/s^2、神戸海洋気象台については NS 成分 500cm/s^2、EW 成分 375cm/s^2、UD 成分 200cm/s^2、エルセントロについては NS 成分 550cm/s^2、UD 成分 330cm/s^2、K-NET 白河については NS 成分 1296cm/s^2、EW 成分 949m/s^2、UD 成分 441cm/s^2 を示している。

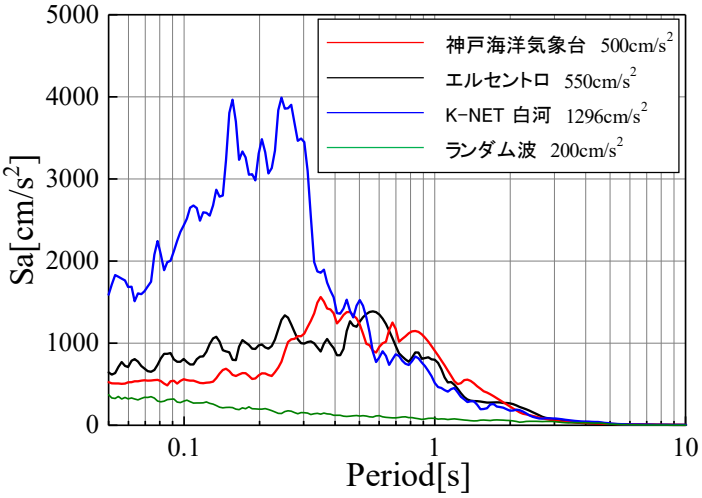


図 3.7　加振波の加速度応答スペクトル（等価減衰 5%）

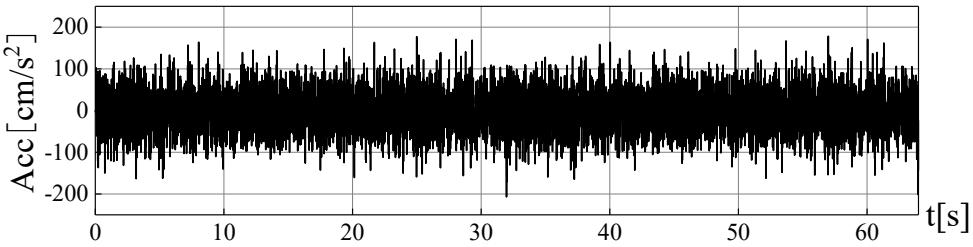
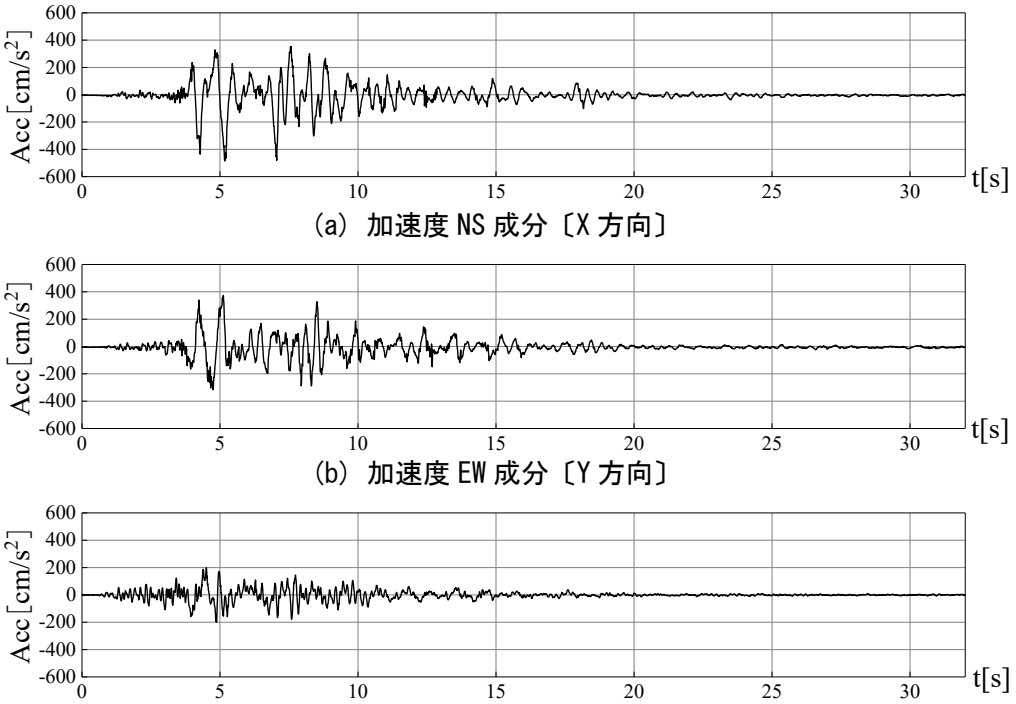


図 3.8　ランダム波（X 方向、入力目標値：200cm/s^2）



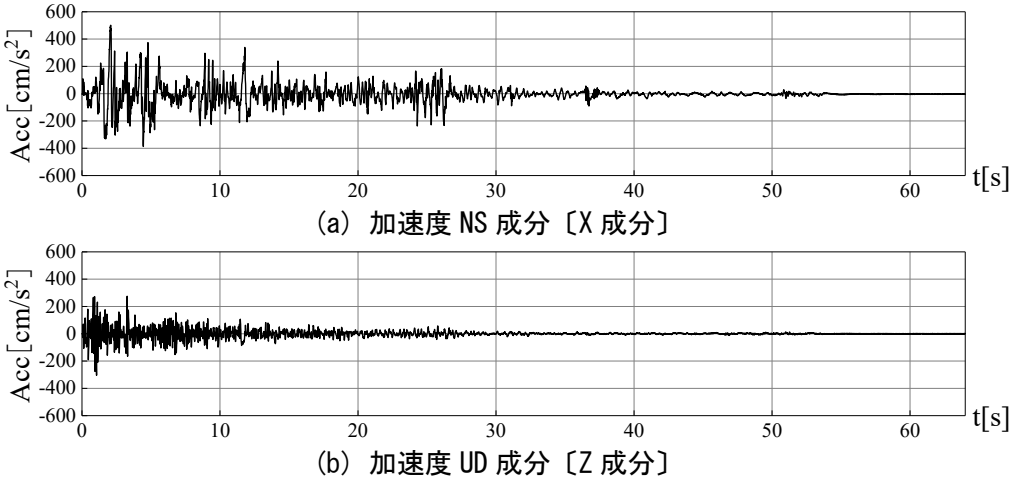
(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕

(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕

(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 3.9　入力地震動に使用した神戸海洋気象台の加振波

（入力目標値：NS 成分 500cm/s^2、EW 成分 375cm/s^2、UD 成分 200cm/s^2）

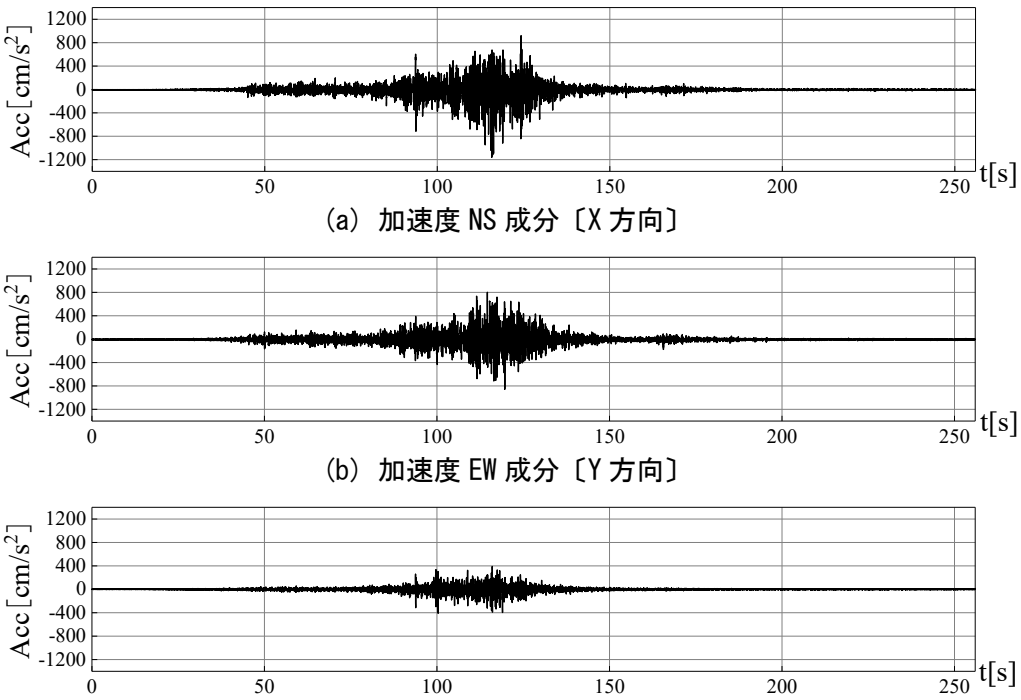


(a) 加速度 NS 成分〔X 成分〕

(b) 加速度 UD 成分〔Z 成分〕

図 3.10　入力地震動に使用したエルセントロの加振波

（入力目標値：NS 成分 550cm/s^2、UD 成分 330cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕

(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕

(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 3.11　入力地震動に使用した K-NET 白河の加振波

（入力目標値：NS 成分 1296cm/s^2、EW 成分 949cm/s^2、UD 成分 441cm/s^2）

3.2.3　振動特性

ラックの振動特性について、ランダム波 200cm/s^2 加振時の振動台入力に対するラック固定側の最上段（10 段目）応答加速度の非制振ラックとダンパー基数の異なる制振ラックのフーリエスペクトル比を**図 3.12** に示す。一対のラックの 1 次固有周期は、柱脚が固定された非制振ラックでは 0.39 秒であるのに対して、片方の柱脚が水平移動する制振ラック（ダンパーなし）では 0.94 秒となった。制振ユニットに粘性ダンパーを取り付け、予備実験として粘性ダンパーを 1、3、5 基と変化させると、減衰量に応じて加速度応答が低減された。制振ラックの 1 次固有周期は、ダンパー数が 5 基の場合に非制振ラックと、ダンパー数が 1、3 基の場合は制振ラック（ダンパーなし）と概ね一致し、ラック最上段の応答加速度はダンパーの減衰効果により低減された。

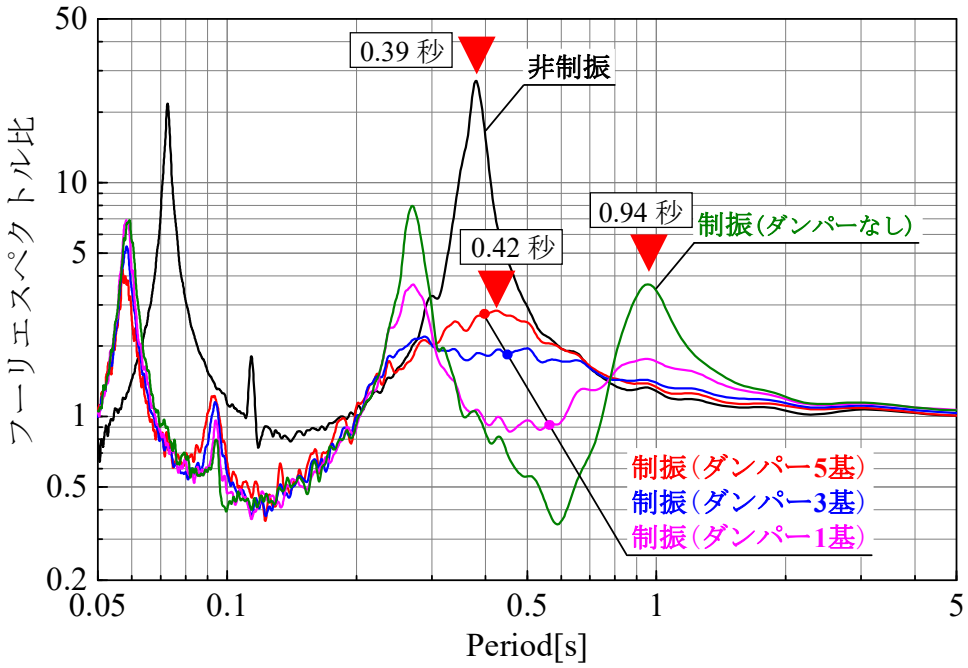


図 3.12　非制振ラックとダンパー基数の異なる制振ラックのフーリエスペクトル比
（ランダム波、X 方向、200cm/s^2 加振）

ランダム波 200cm/s^2 加振時の振動台入力に対するラック固定側の最上段（10 段目）応答加速度について、非制振ラックとダンパー基数の異なる制振ラックのフーリエスペクトル比を**図 3.13** に示す。制振ラック（ダンパーあり）の実験は、転がり支承（計 5 列）に対して 1 列に 1 基の粘性ダンパー（計 5 基）を取り付けた状態を標準として実施した（前述の**写真 3.1** 参照）。実験では、積載物の配置を①全ての棚に積載、②片側（制振ラックの柱脚固定側）の棚に積載、③上半分の棚に積載、④積載なしとした。非制振ラックの 1 次固有周期は 0.13 秒（積載なし）～0.39 秒（全ての棚に積載）の範囲で変動した。

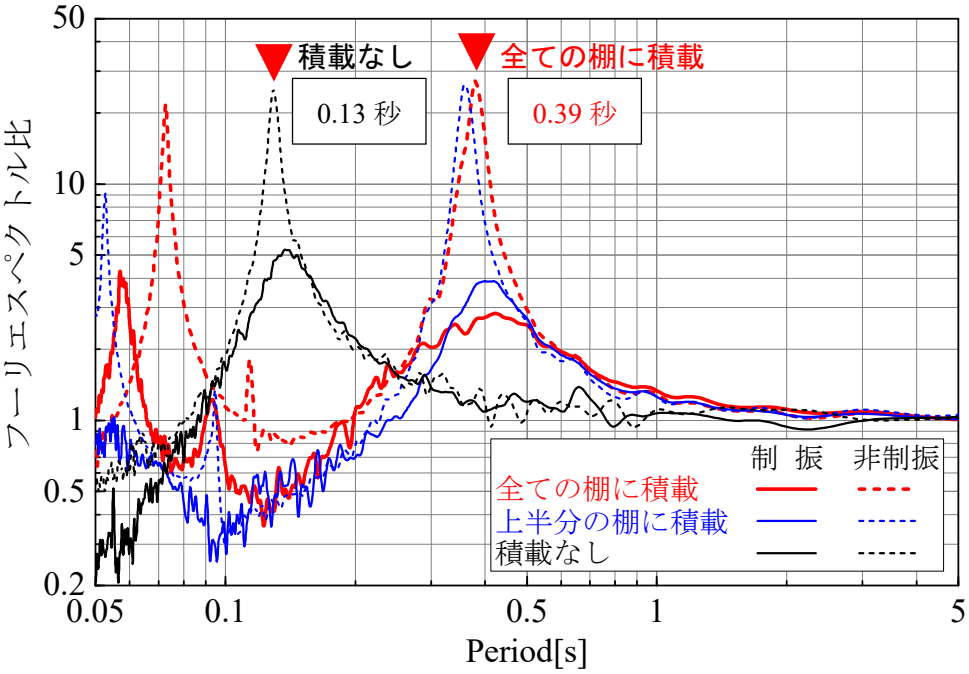


図 3.13　積載条件の異なる非制振ラックと制振ラックのフーリエスペクトル比
（制振ラック：ダンパー5 基、ランダム波、X 方向、200cm/s^2 加振）

3.2.4　制振ラックと非制振ラックの応答比較

入力加速度を段階的に大きくした実験において、全ての棚に積載したラック最上段における最大応答加速度を**図 3.14** に示す。非制振ラックの入力加速度は、ラックが塑性域に達しないように目標入力値 400 cm/s^2 を上限とした。実験値を比較すると、制振ラックの応答加速度は、地震波や加振レベルによらず、非制振ラックと比べて 50%程度に低減されている。また、非制振ラックの応答加速度は、制振ラックに比べてばらつく傾向があった。これは、非制振ラックの減衰が小さく、地震波の特性が応答に表れやすいためである。一方、制振ラックは地震波の特性によらず、制振効果が安定している。

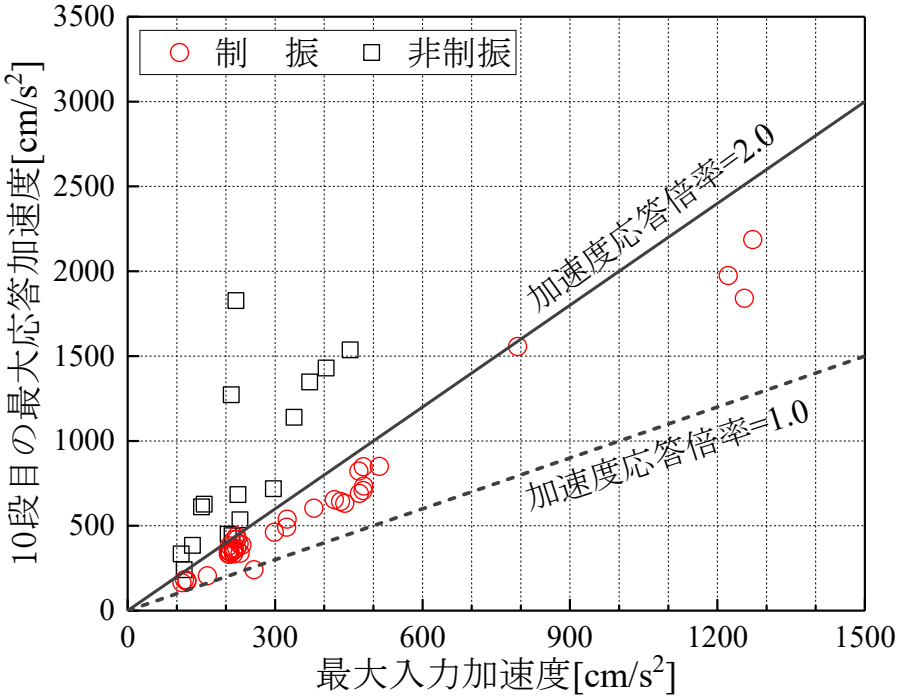


図 3.14　制振ラックと非制振ラックの最大応答加速度

次に、神戸海洋気象台の観測波（NS 成分、200cm/s²）を入力した場合について、制振ラックと非制振ラックの時刻歴応答波形を**図 3.15** に示す。制振ラック固定側の 6 段目、10 段目の応答加速度は、非制振ラックに比べて最大で 25%程度まで低減されている。また、制振ユニットの応答変位に着目すると、ラックが振動しても、加振後は元の位置に戻っている。

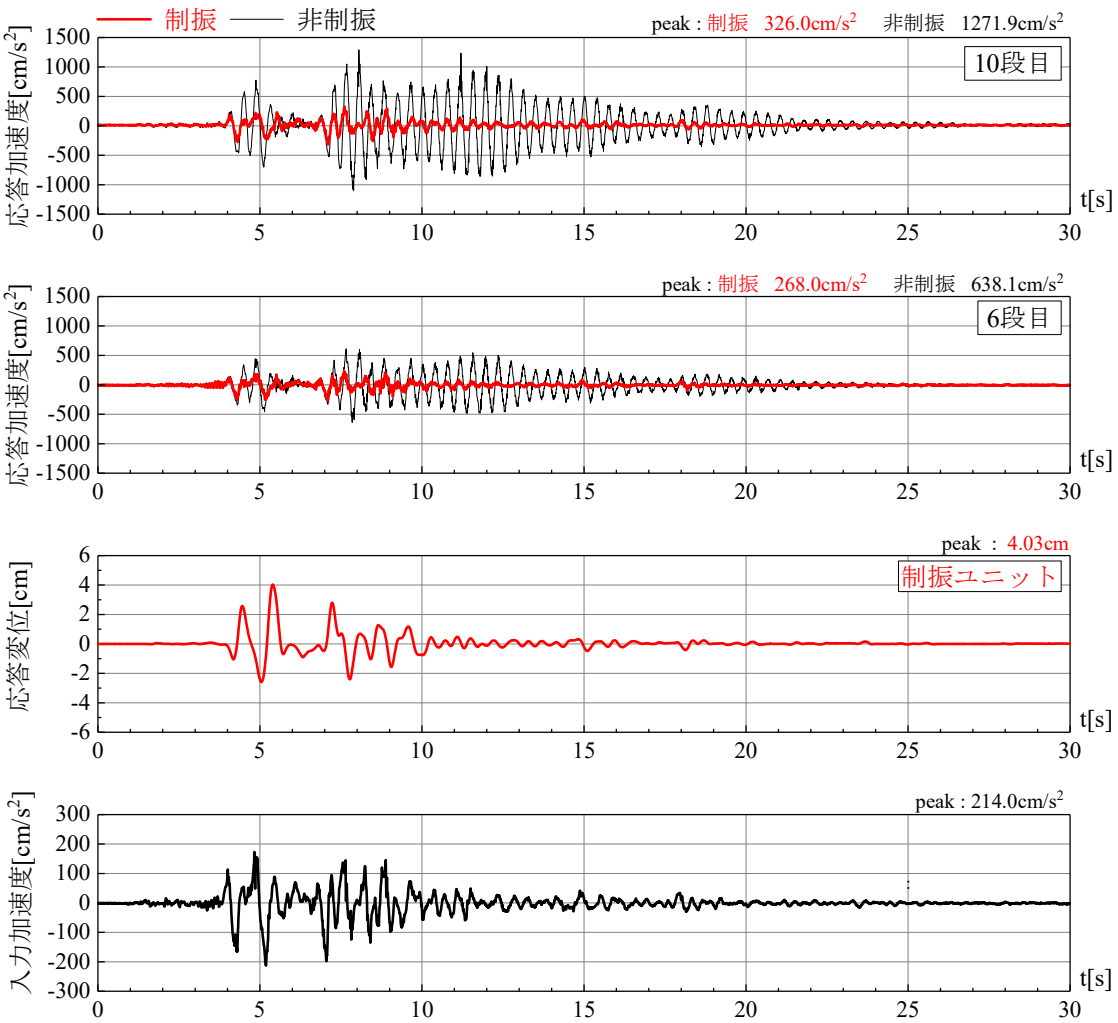
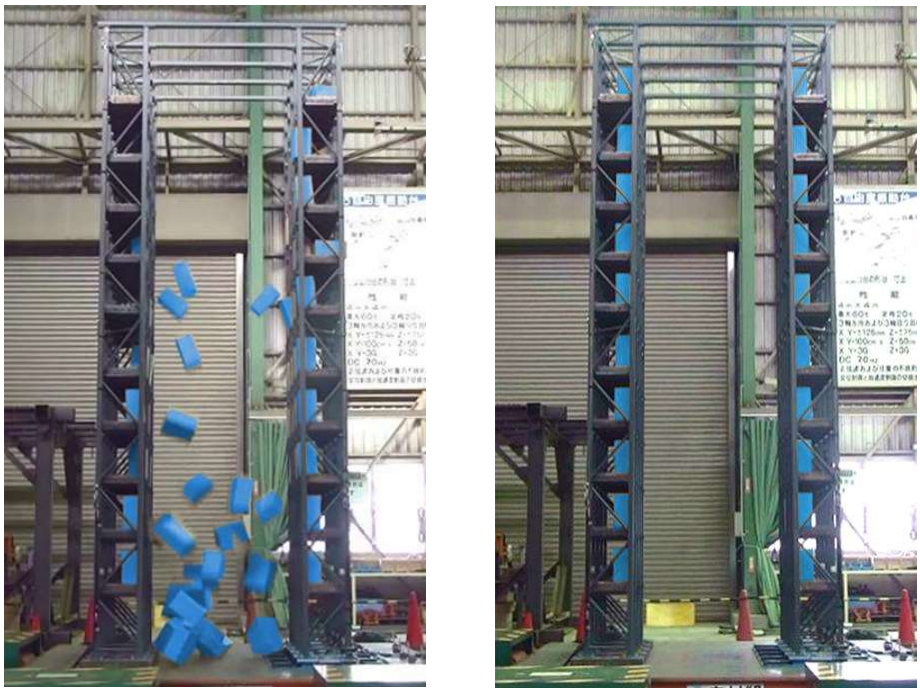


図 3.15　制振ラック・非制振ラックの時刻歴応答波
（神戸海洋気象台、NS 成分、200cm/s² 加振、全ての棚に積載）

制振効果を視覚的に捉えるため、腕木に固定された鋼板の上に段ボール箱を置いて加振した状況を**写真 3.5** に示す。制振ラックが積荷の落下抑制に有効であることを確認した。



(a) 非制振ラック　　(b) 制振ラック

写真 3.5　腕木に固定された鋼板の上に段ボール箱を置いた実験
（神戸海洋気象台、NS 成分、200cm/s^2 加振）

3.2.5　２方向、および３方向加振の影響

制振されている方向（X 軸）の 1 方向加振に対して、直交方向や鉛直方向を同時に入力する 2 方向加振（XY 軸）、および 3 方向加振（XYZ 軸）が、間口方向の応答に与える影響を把握するための実験を行った。制振ラックについて、加振方向の違いによる間口方向の応答を比較したものを**図 3.16** に示す。非制振ラックにおいて入力加速度レベルが最も大きい東北地方太平洋沖地震の白河波を、NS 成分の最大加速度 400cm/s^2 で基準化した入力波（EW 成分 293cm/s^2、UD 成分 136cm/s^2）である。加振方向の違いによる間口方向の制振効果への影響はほとんど見られず、いずれも非制振ラックに比べて加速度応答が低減している。また、他の地震波においても同様の結果であった。これは、転がり支承として採用したリニアガイド[3.1]が、直交方向や上下方向からの負荷荷重を受けた場合でも可動方向に対する摩擦抵抗が極めて小さい直動システムであるため、2 方向や 3 方向にラックが加振されても、1 方向加振の時と同様の制振効果が発揮されたと考えられる。

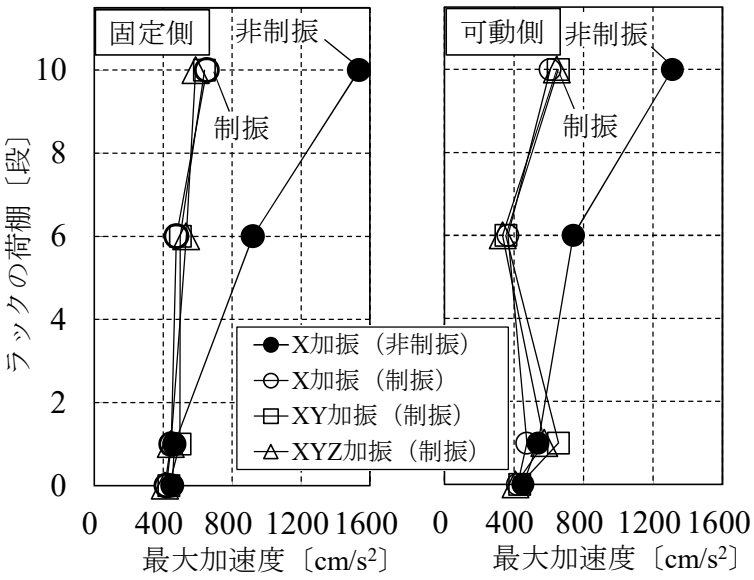


図 3.16　加振方向の違いによる間口方向の応答比較
(K-NET 白河、NS 400cm/s^2、EW 293cm/s^2、UD 136cm/s^2)

3.2.6　積載物の配置パターンによる影響

ラックの振動特性は、積載物の収容状態によって質量が変化することが予想される。そこで、積載物の配置が制振効果に及ぼす影響を実験により確認した。実験に用いた一対のラックに対する積載物の配置パターンを**図 3.17** に示す。CASE1 は全ての荷棚に積載されたモデルであり、CASE2 は一対のラックの片側（制振ラックにおける固定側のラック）に積載されたモデルである。CASE3 は荷棚の上半分に積載物があり、制振ラックとしての 1 次固有周期が CASE1 と CASE2 の間にある配置パターンである。

制振ラックに粘性ダンパーを取り付けて、積載物の配置が制振効果に及ぼす影響を確認する実験を行った。入力波は、各観測波（神戸海洋気象台、エルセントロ、K-NET 白河）の 1 方向加振とし、加速度は非制振ラックの実験で最大加速度が最も大きくなる入力加速度レベルとした。積載物の配置パターンと応答加速度低減率を**図 3.18** に示す。制振ラック最上段の応答加速度は、積載物の配置によってラックの振動特性が変化しても、入力波によらず 65%以下に低減された。CASE2 と CASE3 に着目すると、積荷の配置が CASE1 に比べてアンバランスであることから、固定側と可動側で応答加速度の低減効果に差が生じている。また、可動側に積荷のない CASE2 では、CASE1 や CASE3 に比べて応答加速度の低減効果が低下している。これらの結果から、制振ラックは可動側の脚部に積荷があることでダンパーがより機能するようになり、応答低減効果が高まるものと推察される。

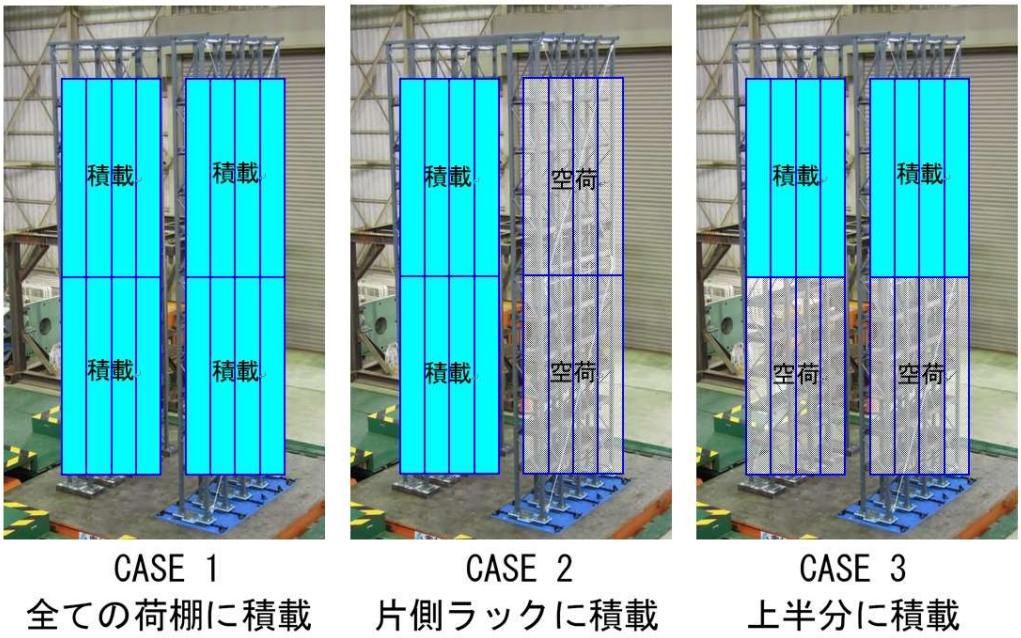
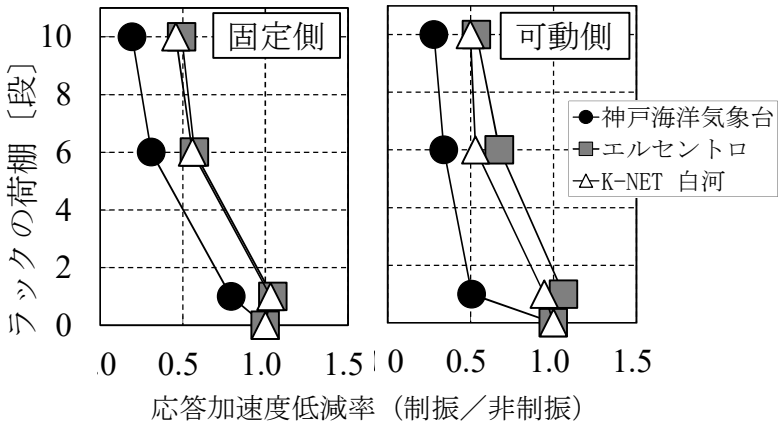
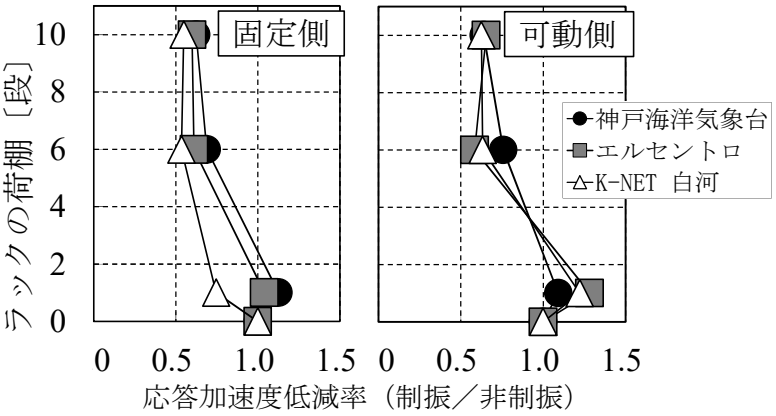


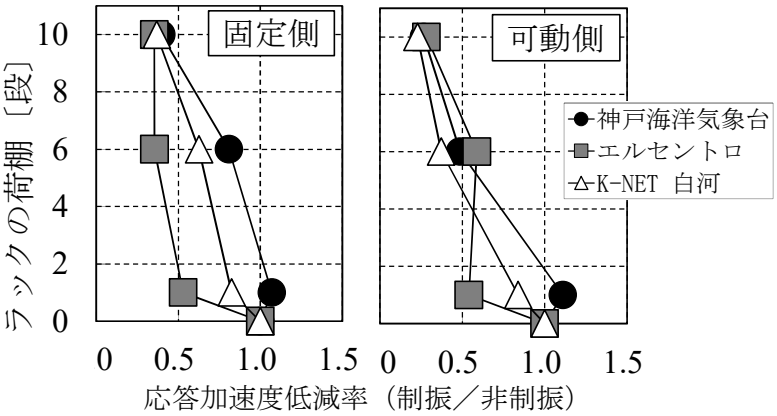
図 3.17　積載物の配置パターン



（a）積載物を全てに設置 -CASE1-



（b）積載物を固定側に設置 -CASE2-

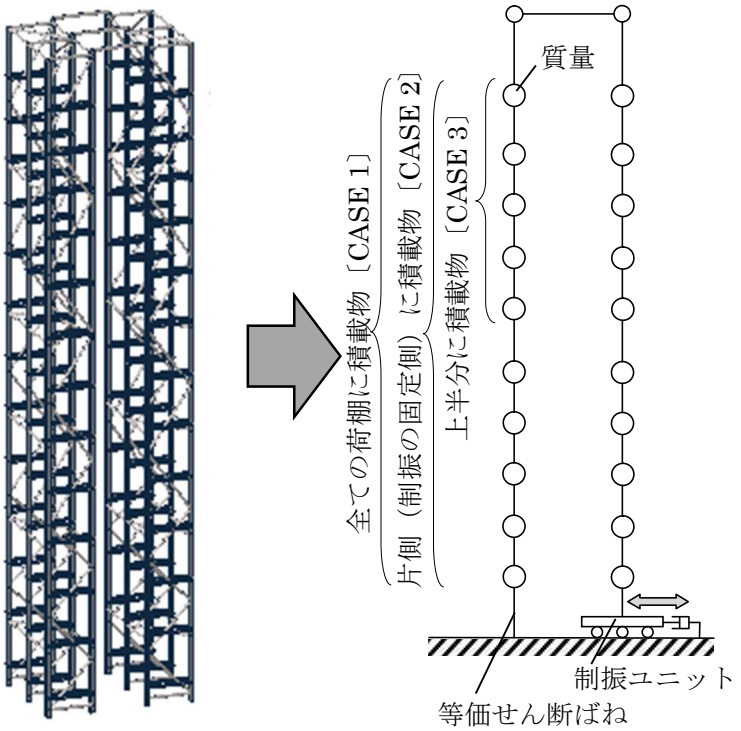


（c）積載物を上半分に設置 -CASE3-

図 3.18　積載物の配置パターンと応答加速度低減率

3.2.7　振動台実験のシミュレーション

地震応答解析による応答評価の妥当性を確認するために、振動台実験のシミュレーションを行った。解析モデルを**図 3.19** に、解析モデルの諸元を**表 3.4** に示す。これは、3.1.6 で述べた積載物の配置パターンであり、すべての収納棚に積載物を設置している実験ケース（CASE1）と収納棚の上半分に積載物を設置している実験ケース（CASE3）を示している。解析モデルの作成では、はじめに試験体ラックを対象とした立体モデルを作成し、次に柱脚を固定したラックの頂部に強制変位を与えて水平剛性を求めた後、ラック自身と積載物の質量を足し合わせて腕木の位置に集中させた 22 質点の等価せん断ばねモデルを作成した。その際、1 次固有周期を実験と合わせるため、等価剛性を一律に初期剛性の 0.74 倍とし、ラック架構は弾性とした。初期剛性の調整が必要となった理由として、固定側ラックの柱脚は柱が溶接されたベースプレートを振動台にボルト接合しており、柱脚を完全固定とするモデルよりも固定度が低かったと考えられる。ラック架構の減衰は初期剛性比例型とし、一次固有円振動数に対する等価減衰定数は、既往研究[例えば〔3.2〕～〔3.4〕]において解析値と実測値が概ね対応している 1.5%とした。トップビームには、部材の軸剛性を表わすばねを設定した。積載物は、実験条件と同様にラックに固定されているものとした。



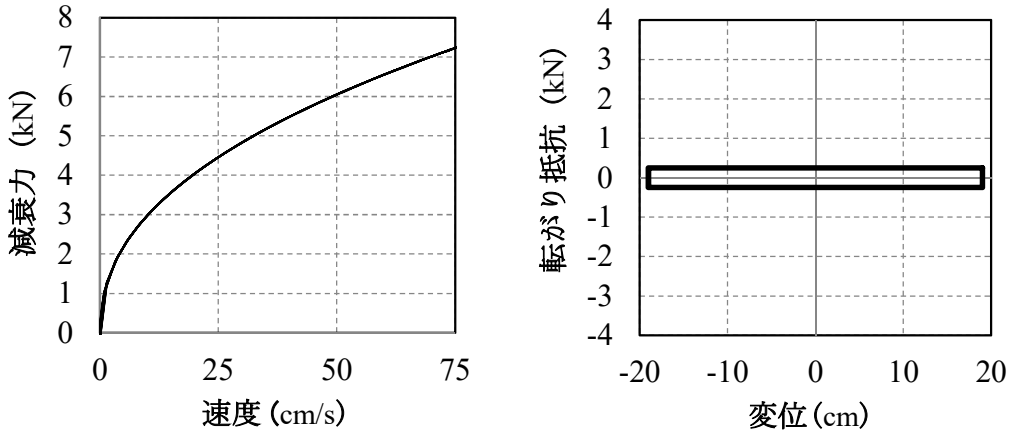
(a) 立体モデル　　(b) 等価せん断ばねモデル（制振ラック）

図 3.19　解析モデルの概要

一対のラックの片側柱脚に配置する粘性ダンパーの減衰力は、単体試験を踏まえて**図 3.20** に示すように速度依存型モデルとした。また、転がり支承の摩擦係数は、直交方向加力や面圧依存性による影響は考慮せずに一律 0.006 とした。解析に用いた数値積分法は、線形加速度法とした。

表 3.4　解析モデルの諸元

質点	高さ [cm]	質量[kg]						等価剛性 [kN/cm]
		CASE 1		CASE 2		CASE 3		
		固定側	可動側	固定側	可動側	固定側	可動側	
11	624.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	17.7
10	544.0	435.1	435.1	435.1	35.1	435.1	435.1	23.6
9	482.5	430.3	430.3	430.3	30.3	430.3	430.3	29.4
8	431.0	428.3	428.3	428.3	28.3	428.3	428.3	31.0
7	379.5	428.3	428.3	428.3	28.3	428.3	428.3	33.1
6	328.0	443.2	443.2	443.2	43.2	443.2	443.2	30.3
5	266.0	428.2	428.2	428.2	28.2	28.2	28.2	42.4
4	214.5	428.3	428.3	428.3	28.3	28.3	28.3	50.8
3	163.0	428.3	428.3	428.3	28.3	28.3	28.3	65.0
2	111.5	428.3	428.3	428.3	28.3	28.3	28.3	94.9
1	60.0	447.0	447.0	447.0	47.0	47.0	47.0	184.2



（a）　粘性ダンパー　　（b）転がり支承

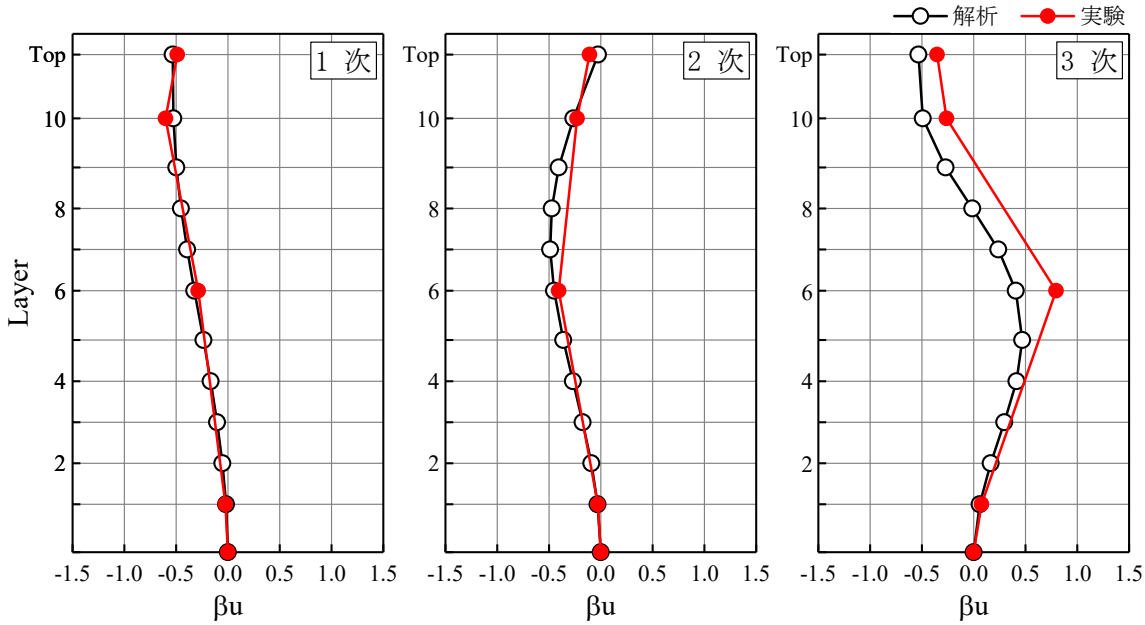
図 3.20　制振ユニットのモデル化

非制震モデルと制振モデルについて、解析モデルと実験の固有周期を比較して**表 3.5** に示す。比較の対象としたケースは、前述の**図 3.17** に示した積載物の配置パターン（CASE1：全ての荷棚に積載、CASE2：片側ラックに積載、CASE3：上半分に積載）である。非制振モデルでは、解析モデルと実験値の 1 次固有周期は概ね等しく、2 次と 3 次の固有周期は解析モデルと実験値に差異が見られた。また、制振モデル（ダンパーなし）については、1 次、2 次固有周期とも解析値と実験値は概ね一致する結果となった。解析モデルと実験値の固有モードの比較について、CASE1（全ての荷棚に積載）を**図 3.21** に、CASE2（片側ラックに積載）を**図 3.22** に、CASE3（上半分に積載）を**図 3.23** に示す。実験値は応答加速度を計測しているラックの 1 段目、6 段目、10 段目、頂部を対象とし、解析値はラックの 1 段目から頂部の全段を対象とした。また、制振モデルは一対のラックの固定側と可動側を対象とし、非制振モデルは固定側のみを対象とした。制振モデルと非制振モデルの固有モードについて解析値と実験値を比較した結果、1 次、2 次モードまでは概ね良好な対応を示しており、解析モデルは実験と良く対応していることを確認した。

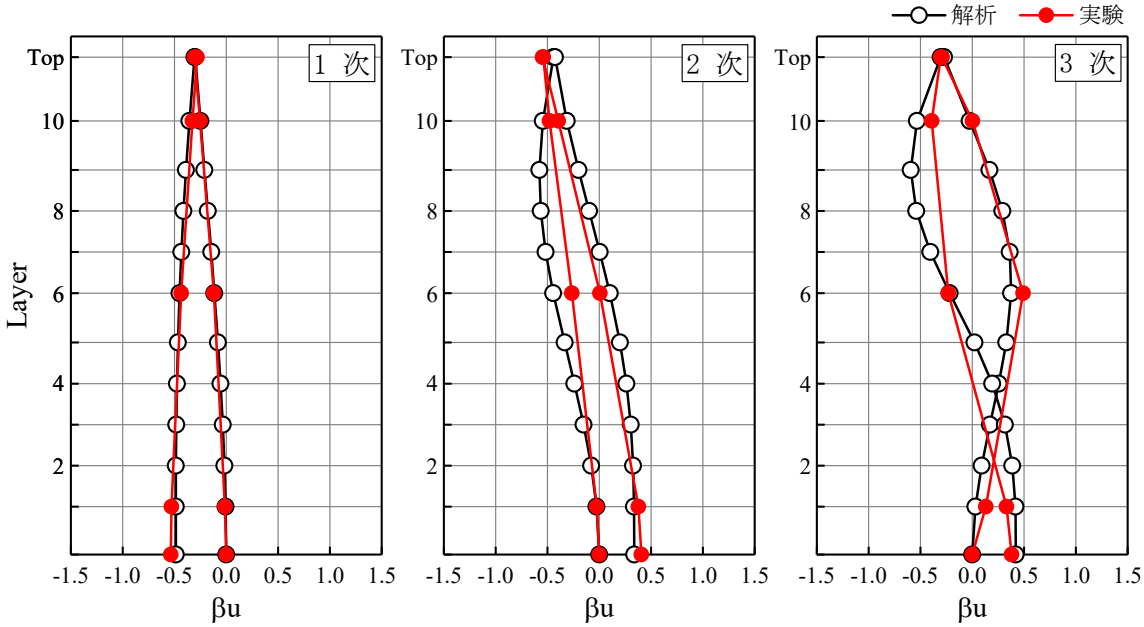
表 3.5　固有周期の比較

			T_1[s]	T_2[s]	T_3[s]
非制振モデル	CASE1※1	解析	0.38	0.23	0.14
		実験	0.39	0.12	0.08
	CASE2※2	解析	0.32	0.14	0.09
		実験	0.29	0.07	0.04
	CASE3※3	解析	0.37	0.21	0.11
		実験	0.36	0.09	0.05
制振モデル	CASE1※1	解析	0.96	0.30	0.19
		実験	0.94	0.27	0.09
	CASE2※2	解析	0.45	0.21	0.13
		実験	0.43	0.21	0.07
	CASE3※3	解析	0.71	0.25	0.13
		実験	0.67	0.21	0.07

※ 1) フル積載
※ 2) 固定側フル積載、可動側錘なし
※ 3) 5段～10段 錘積載

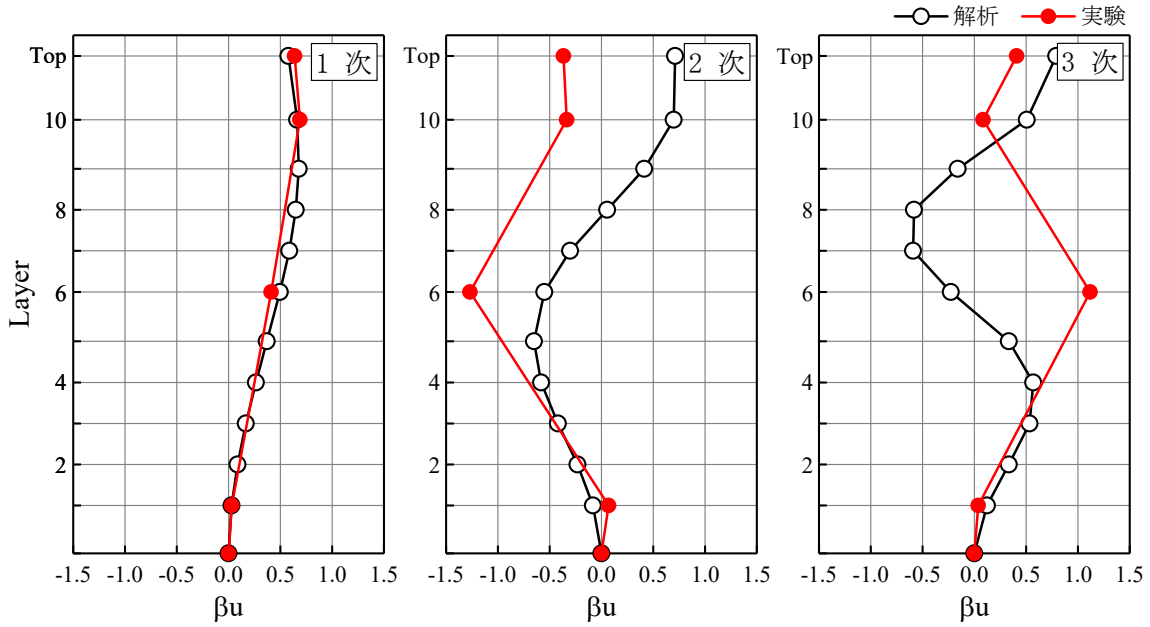


(a)　非制振モデルの固有モード

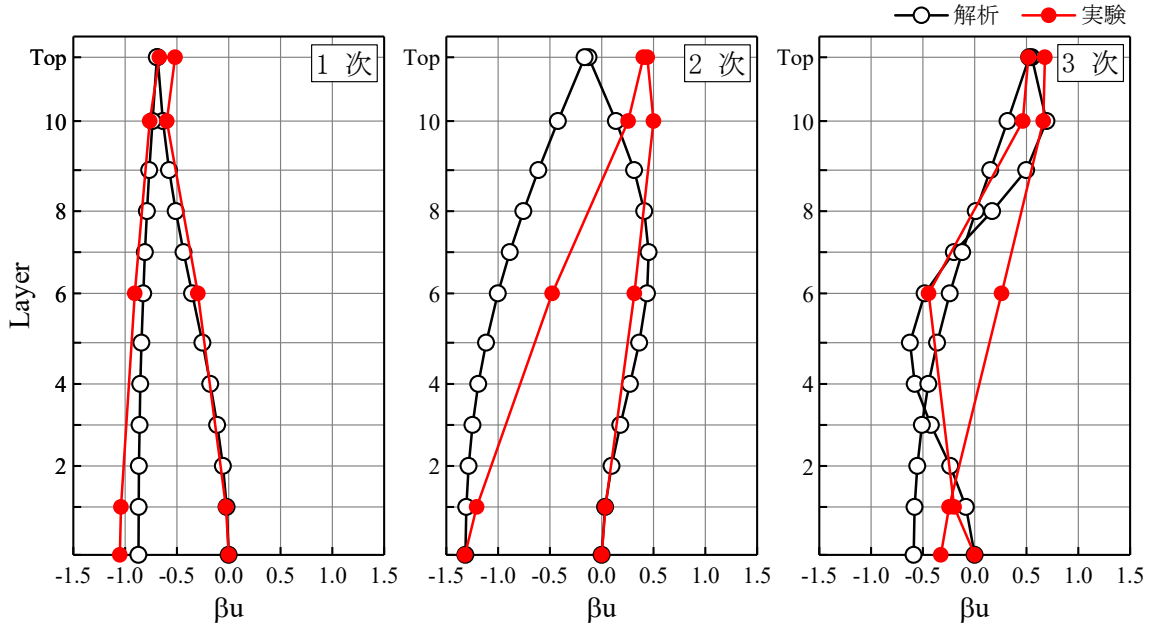


(b)　制振モデルの固有モード

図 3.21　解析モデルと実験値の固有モードの比較（CASE1：全ての荷棚に積載）

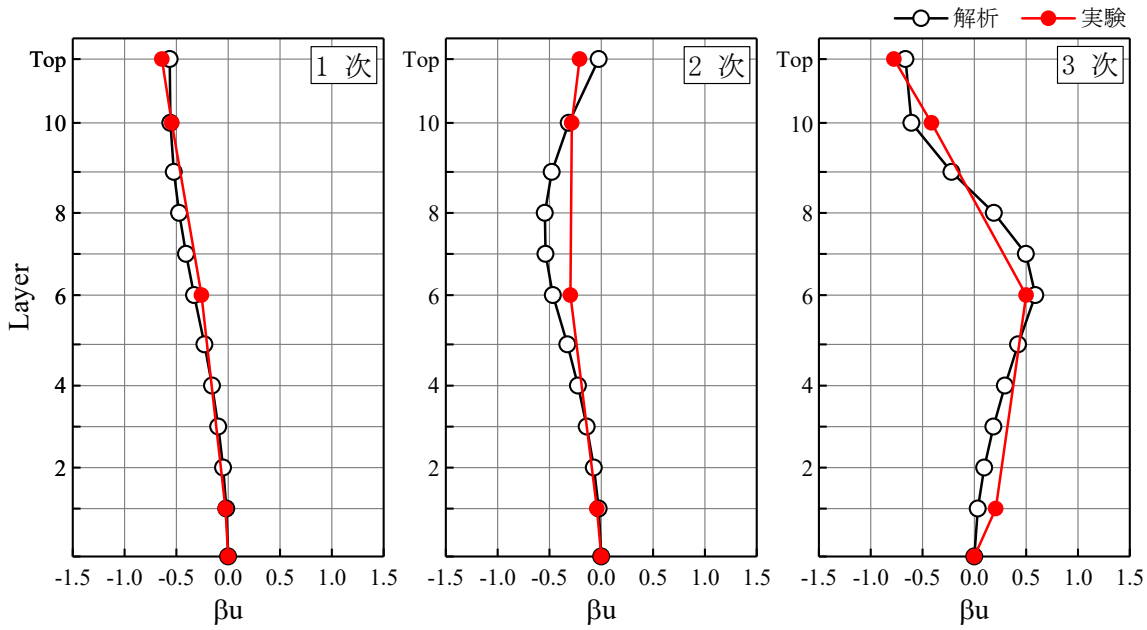


(a)　非制振モデルの固有モード

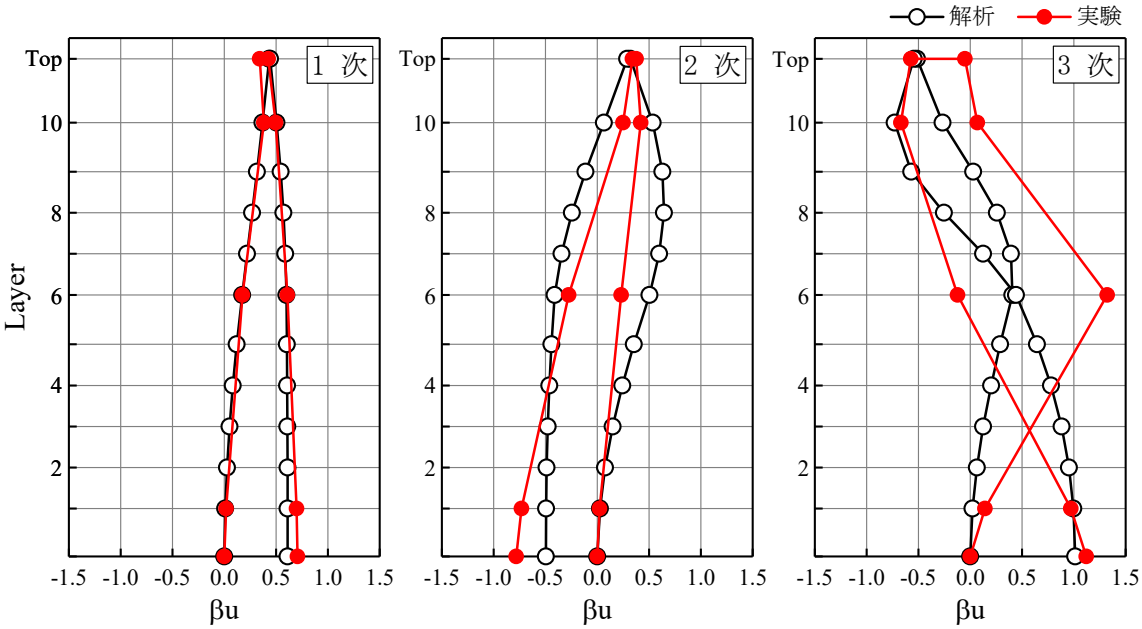


(b)　制振モデルの固有モード

図 3.22　解析モデルと実験値の固有モードの比較（CASE2：片側ラックに積載）



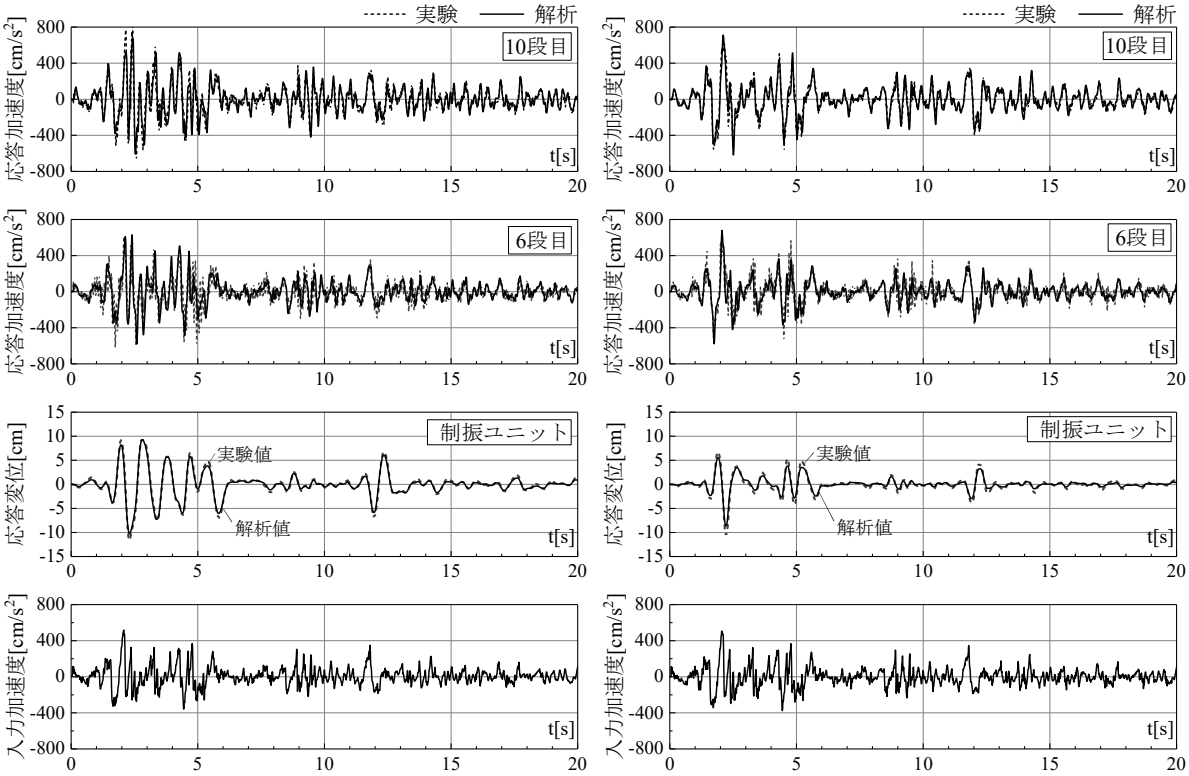
(a)　非制振モデルの固有モード



(b)　制振モデルの固有モード

図 3.23　解析モデルと実験値の固有モードの比較（CASE3：上半分に積載）

積載物の配置パターンが異なるケース（CASE1、CASE3）について、シミュレーションと実験結果を可動側ラックで比較したものを**図 3.24** に示す。エルセントロ波（NS 成分、550cm/s^2）を入力波とするシミュレーションの結果は、実験結果のラック 6 段目と 10 段目の応答加速度および制振ユニットの応答変位を概ね再現している。なお、入力波の異なる実験や積載物の配置パターンを CASE2 とした実験のシミュレーションについても、概ね実験結果を再現することを確認している。今回の解析手法が、制振ラックの応答を評価する手法として妥当であることを確認した。



(a) 全ての荷棚に積載物がある場合
— 積載物の配置 CASE1 —

(b) 荷棚の上半分に積載物がある場合
— 積載物の配置 CASE3 —

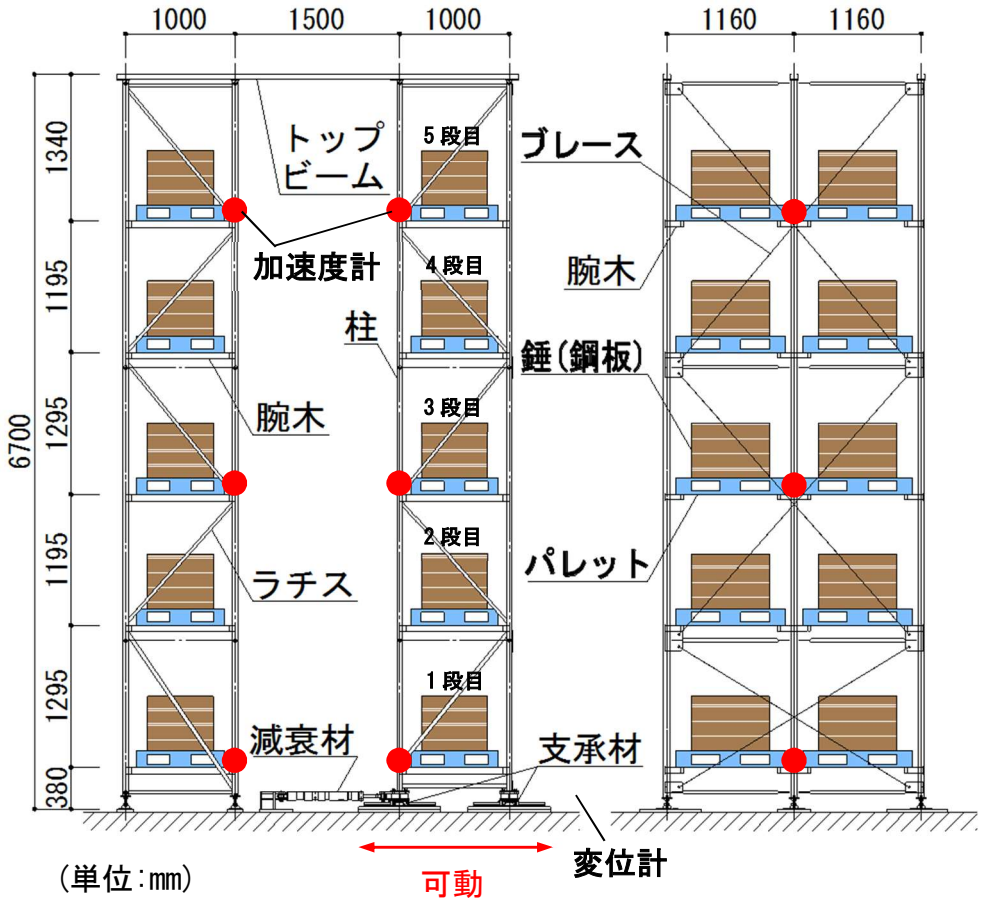
図 3.24　振動台実験とシミュレーションの比較
（エルセントロ、NS 成分、X 方向、550cm/s^2 加振）

3.3　実大ラックの振動台実験（フェーズⅡ）

3.3.1　実験の概要

小型ラックの試験体を用いたフェーズⅠの振動台実験では、本研究において提案する制振ラックが、積載物の配置によってラックの振動特性が変化しても応答低減効果を発揮することを確認した。そこで、実用化に向けてフェーズⅡの振動台実験では、実大ラックのラックを試験体とし、制振装置の組み合わせをパラメータとした実験を行った。制振ラックの振動台実験の状況を**写真 3.6** に示す。また、制振ラックの形状と計測点を**図 3.25** に、部材リストを**表 3.6** に示す。実験に用いたラックは、高さ 5 段、奥行き方向 2 連のラックが積荷の搬入スペースを挟んで一対の構造となっている。ラックは計 20 個の積荷を収納できる腕木を有しており、錘を載せたパレット（735～760kg /パレット）を積載物として全ての収納棚に載せている。なお、この試験体は、制振ラックの実験だけでなく、可動側ラックの柱脚の装置を治具で固定することにより非制振ラック（耐震ラック）の実験が可能である。

写真 3.6　制振ラックの振動台実験
（リニアガイド＋オイルダンパーの場合）



(a) 間口方向立面図　　(b) 間口直交方向立面図

図 3.25 制振ラックの形状と計測点

表 3.6　部材リスト

部材	サイズ（mm）	材質
柱	□ - 50×50×2.3	STKR400
腕木	□ - 50×30×2.3	STKR400
トップビーム	C - 75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	27.2 φ×2.3、34.0 φ×2.3	STK400
軸ブレース	M16	SS400

計測項目は、振動台と一対のラック（1、3、5 段目）の応答加速度および制振装置の応答変位とした。計測器について、変位計の設置状況を**写真 3.7** に、加速度計の設置状況を**写真 3.8** に、ロードセルの設置状況を**写真 3.9** に示す。可動側ラックの応答変位（制振装置の応答変位）は、転がり支承およびすべり支承の可動方向を計測し、加速度計によりラックの応答加速度と振動台の入力加速度を計測した。また、ダンパー抵抗力をロードセルにより計測した。

写真 3.7 変位計の状況（可動側ラック柱脚）

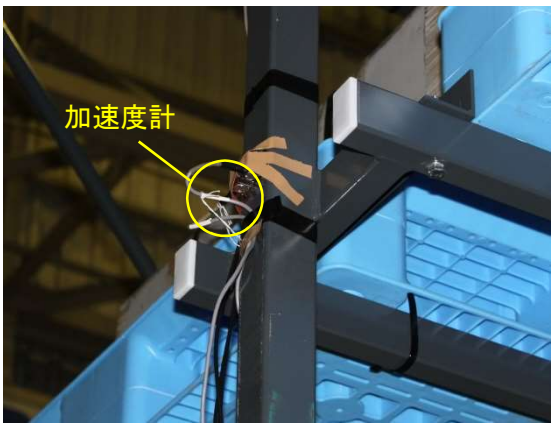


写真 3.8 加速度計の状況（ラック）

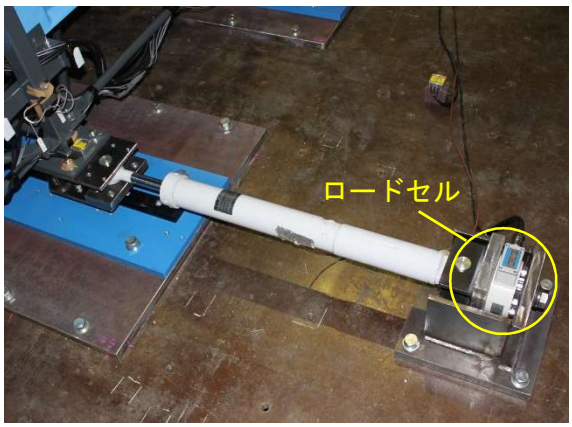
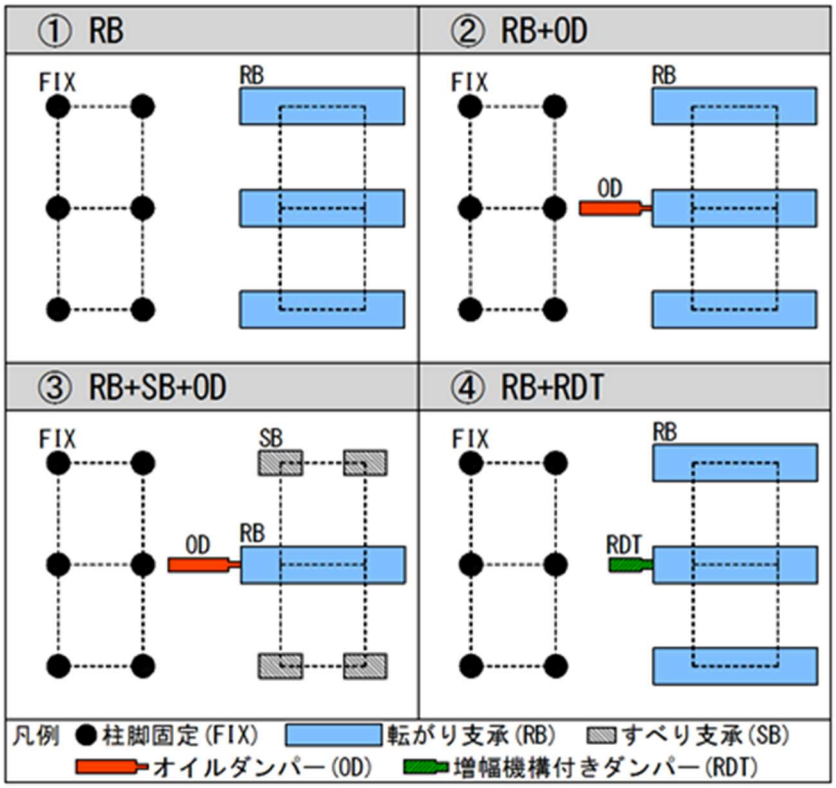


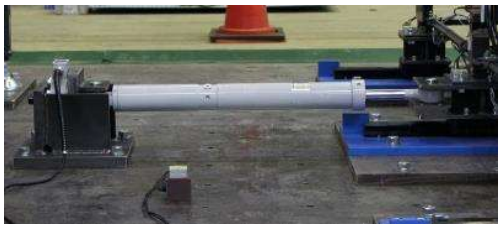
写真 3.9　ロードセルの状況（ダンパー）

3.3.2　制振装置の概要

制振装置のパラメータを**表 3.7** に示す。支承には、転がり支承（以下、RB）とすべり支承（以下、SB）、減衰材にはオイルダンパー(以下、OD)と増幅機構付きダンパー(以下、RDT)を用い、RB、RB+OD、RB+SB+OD、RB+RDT の 4 ケースに加え、非制振ラックとして、支承材を治具で固定した計 5 ケースとした。制振ラックに使用した制振装置を**写真 3.10** に示す。ここで、RB は一方向のみに可動するリニアガイドで、摩擦係数は製品（リニアガイド HSR45A）の仕様により 0.0065 である。また、SB はラックの柱脚に設けるレベル調整材の下に、すべり材、すべり板を設けた簡易な構造であり、摩擦係数は材料試験から概ね 0.05 である。既存のラック柱脚に容易に設けることが可能であるが、間口方向に加え、間口直交方向にも可動するため、間口方向のみに可動する RB と併用した。実験で用いた OD、RDT の基本特性を**図 3.26** に示す。

表 3.7　制振装置のパラメータ





オイルダンパー、転がり支承

増幅機構付きダンパー

すべり支承

写真 3.10　制振ラックに使用した制振装置（全景写真：RB+SB+OD の実験）

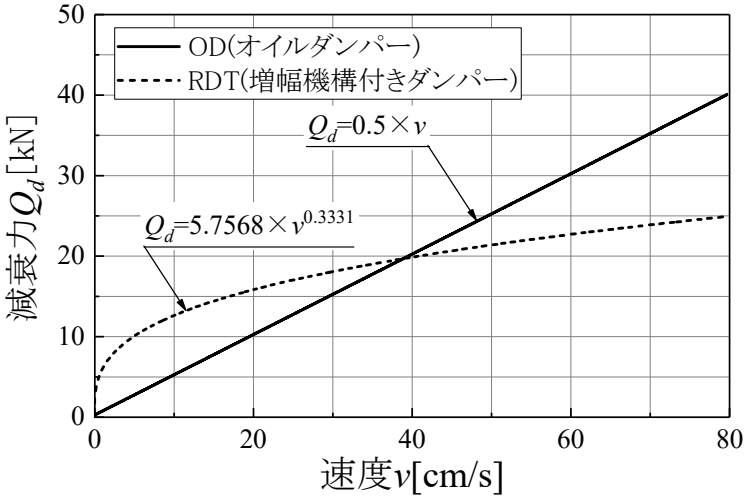


図 3.26　オイルダンパーと増幅機構付きダンパーの減衰特性

通常のラック柱脚とすべり支承の詳細を**図 3.27** に示す。すべり支承は、制振ラックが対象としている間口方向（可動方向）だけでなく、その直交方向に地震力が作用すると間口方向と直交する方向にも滑動してしまう。それを防止するため、制振ラックに使用する際には、転がり支承とすべり支承を併用することで、転がり支承が間口方向と直交する方向へのすべり支承の滑動を防ぎ、1 方向の水平移動のみを可能とする。そのため、すべり支承に生ずる摩擦性状は、直交する方向の入力によって殆ど変動しないと考えられる。

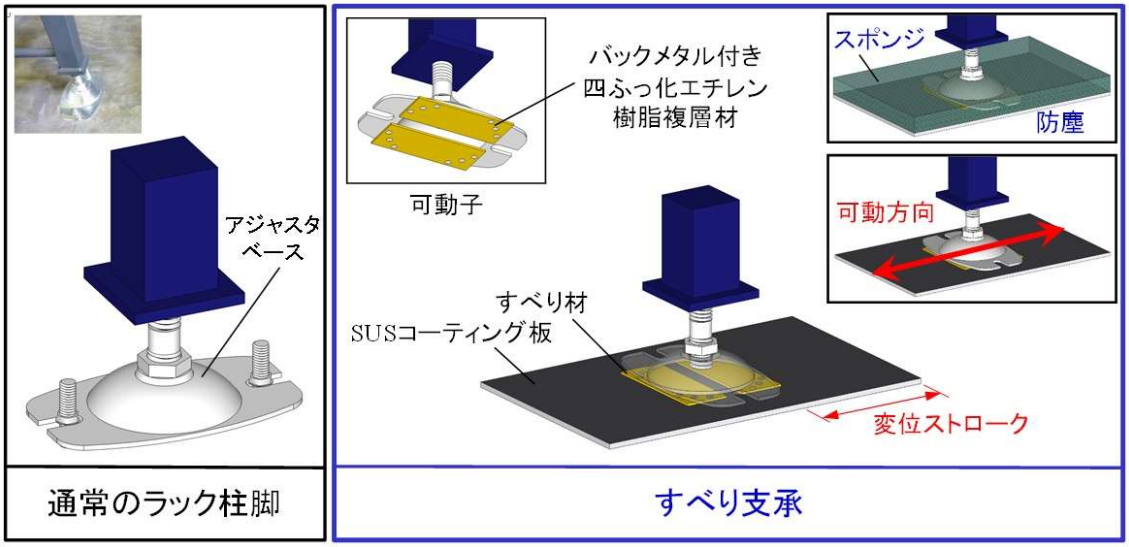


図 3.27　通常のラック柱脚とすべり支承の詳細

3.3.3　加振ケース

入力地震動は、防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ、および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを採用した。加振ケースを**表 3.8** に示す。地震対策の対象とする間口方向（X 軸）の加振を基本とし、地震波の入力レベルは加速度を 100cm/s^2 から段階的に大きくした。制振ラックでは、間口方向（X 軸）の加振に直交方向（Y 軸）や鉛直方向（Z 軸）の加振を加えた際の制振効果に与える影響を確認するための実験も行った。また、ラックの振動特性を確認するためにランダム波（周期帯 0.02 秒～5.00 秒、最大加速度 100cm/s^2）による加振を行った。

表 3.8　加振ケース

入力波 （観測地）	加振方向 【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】 （ cm/s^2 ）
ランダム波 0.2 Hz～50 Hz	【X】,【Y】,【Z】	100【X】,【Y】,【Z】
1995年1月17日 兵庫県南部地震 （神戸海洋気象台）	NS【X】	50, 100, 150, 250, 300【X】
	NS・UD【XZ】	50【X】・20【Z】, 100【X】・40【Z】, 150【X】・60【Z】
	NS・EW【XY】	50【X】・38【Y】, 100【X】・75【Y】, 150【X】・113【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	50【X】・38【Y】・20【Z】, 100【X】・75【Y】・40【Z】, 150【X】・113【Y】・60【Z】
2016年4月14日 熊本地震〔前震〕 （益城町）	NS【X】	50, 100, 200【X】
	NS・UD【XZ】	50【X】・23【Z】, 100【X】・46【Z】, 200【X】・92【Z】
	NS・EW【XY】	50【X】・43【Y】, 100【X】・86【Y】, 200【X】・172【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	50【X】・43【Y】・23【Z】, 100【X】・80【Y】・46【Z】, 200【X】・172【Y】・92【Z】
1940年5月18日 インペリアルバレー地震 （エルセントロ）	NS【X】	50, 100, 500, 250, 340【X】
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 （K-NET　白河）	NS【X】	50, 100, 200, 400, 500, 650【X】

※　下線部は制振ラックのみ実施した加振ケース

振動台実験に使用した 4 つの観測波とランダム波について、X 方向（NS 成分）の入力加速度が最大となる加振ケース時の等価減衰 5%時の加速度応答スペクトルを**図 3.28** に示す。また、代表的な各加振波の時刻歴波形を**図 3.29**～**図 3.33** に示す。それぞれの入力目標値は、ランダム波については 100cm/s^2、神戸海洋気象台については NS 成分 150cm/s^2、EW 成分 113cm/s^2、UD 成分 60cm/s^2、益城町については EW 成分 200cm/s^2、NS 成分 172cm/s^2、UD 成分 92cm/s^2、エルセントロについては NS 成分 340cm/s^2、K-NET 白河については NS 成分 650cm/s^2、ランダム波については 100cm/s^2 を示している。

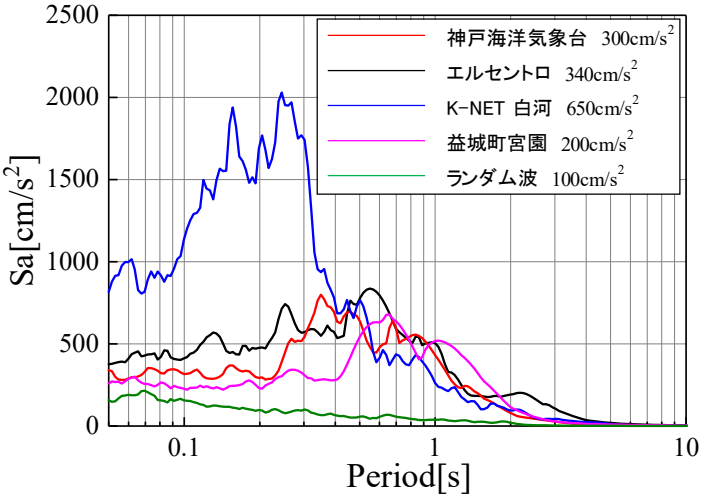


図 3.28　加振波の加速度応答スペクトル（等価減衰 5%）

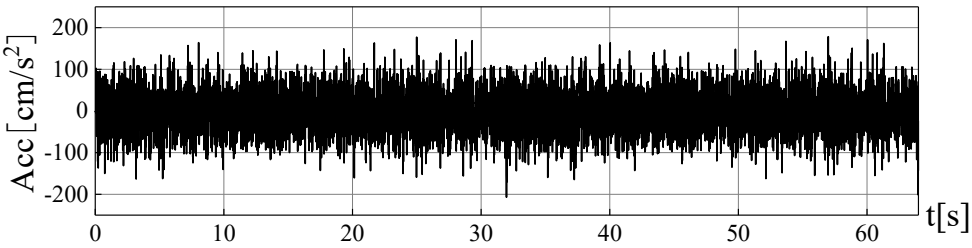


図 3.29　ランダム波（X 方向、入力目標値：100cm/s^2）

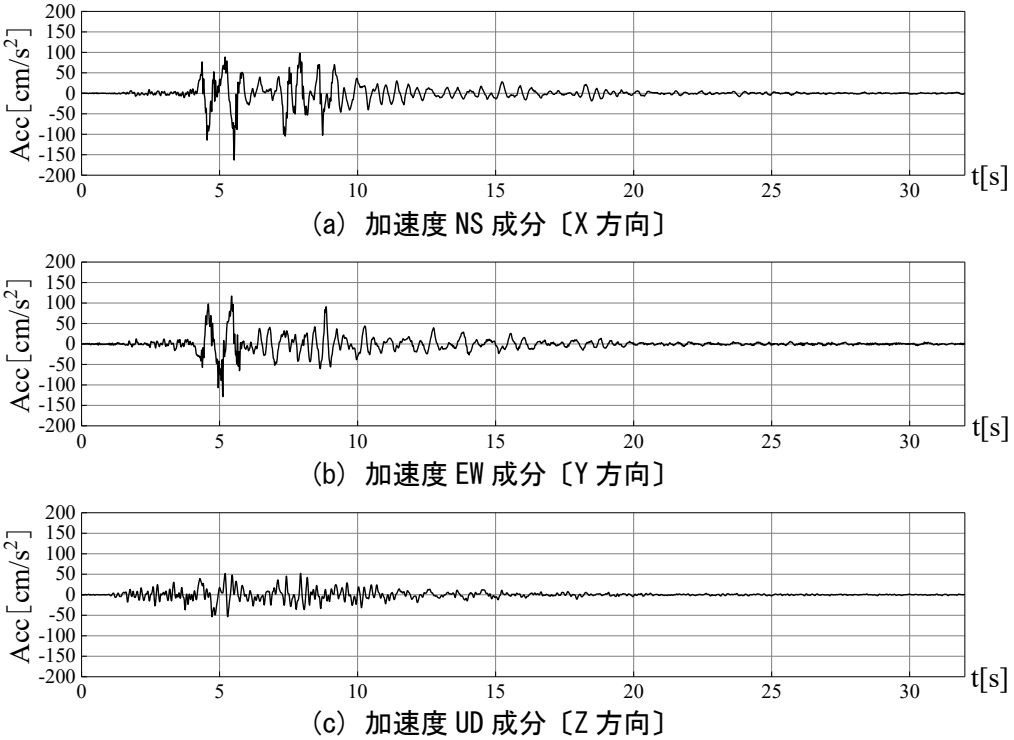


図 3.30　入力地震動に使用した神戸海洋気象台の加振波
（入力目標値：NS 成分 150cm/s^2、EW 成分 113cm/s^2、UD 成分 60cm/s^2）

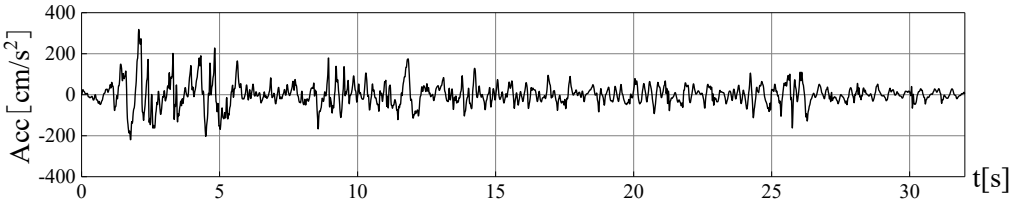


図 3.31　入力地震動に使用したエルセントロの加振波
（入力目標値：X 方向、加速度 NS 成分 340cm/s^2）

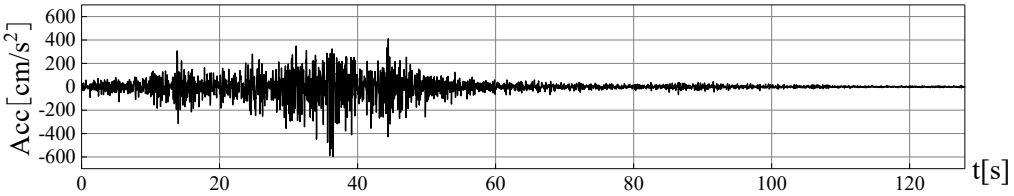
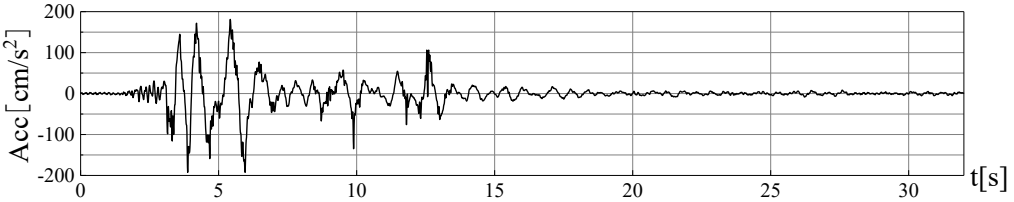
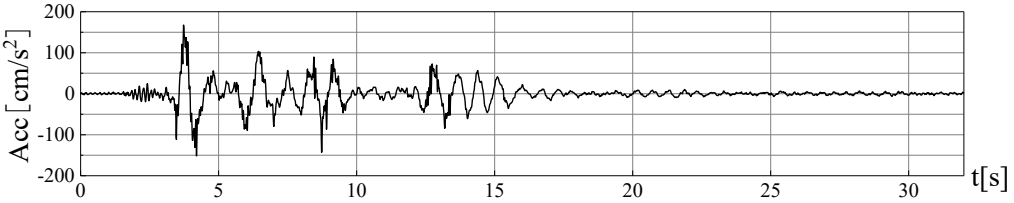


図 3.32　入力地震動に使用した K-NET 白河の加振波

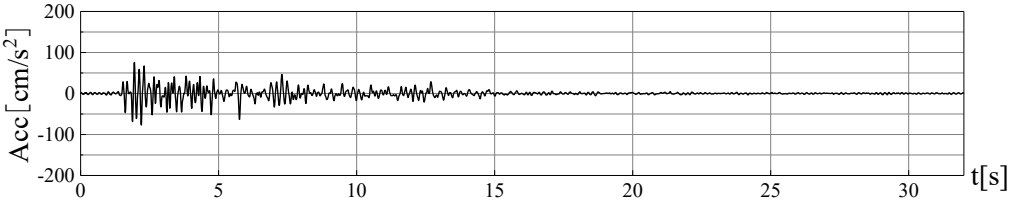
（入力目標値：X 方向、NS 成分 650cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



(c)加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 3.33　入力地震動に使用した益城町宮園の加振波

（入力目標値：EW 成分 200cm/s^2、NS 成分 172cm/s^2、UD 成分 92cm/s^2）

3.3.4　振動特性

制振ラックと非制振ラックの振動特性を確認するために、ランダム波（周期帯 0.02 秒～5.00 秒、最大加速度 100cm/s²）による加振を行った。加振波に対するラック可動側の最上段（5 段目）応答加速度のフーリエスペクトル比を**図 3.34** に示す。1 次固有周期は、柱脚が固定された非制振ラックでは 0.40 秒であるのに対し、片方の柱脚が水平移動する制振ラック（RB、ダンパーなし）では 0.87 秒となった。可動側の柱脚に設けた RB が滑らかに水平移動することで、ラック全体の 1 次固有周期は概ね 2.2 倍長くなった。また、減衰材を付加した制振ラック（RB+OD、RB+SB+OD）のフーリエスペクトルを見ると、非制振ラックおよび、RB のみの 1 次固有周期近傍の振幅を低減している。なお、制振ラック（RB+RDT）は、RDT の摺動抵抗が高く、ランダム波の加振において可動側の柱脚に設けた RB が作動しなかったことから非制振ラックの場合と同等であった。

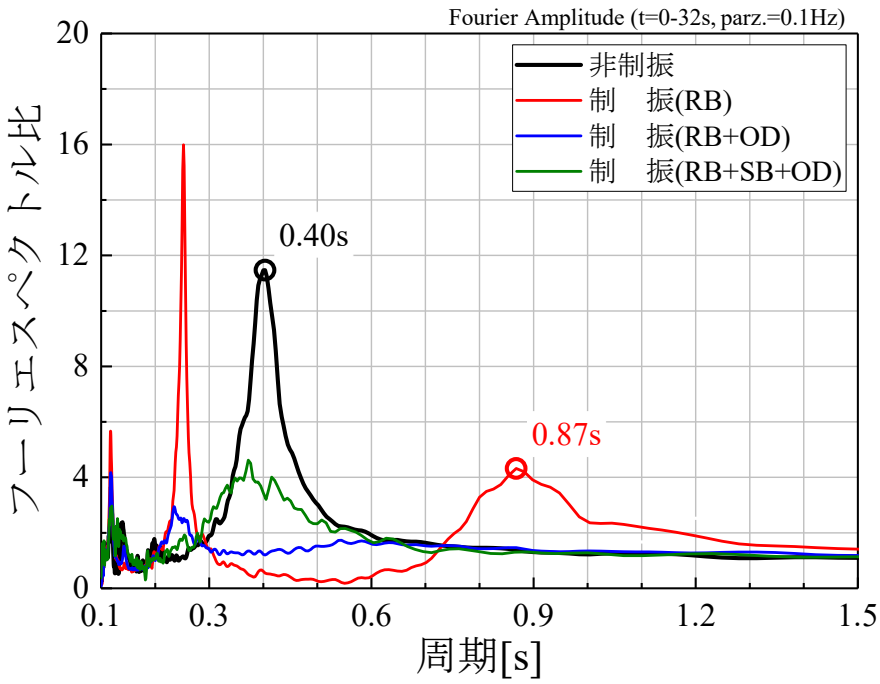


図 3.34　フーリエスペクトル比（ランダム波、X 方向、200cm/s² 加振）

3.3.5　制振ラックと非制振ラックの応答比較

制振ラックと非制振ラックを比較して、加振波の最大入力加速度とラックの可動側 5 段目フレームの最大応答加速度の関係を**図 3.35** に示す。RDT を用いた場合を除き、制振ラックは非制振ラックに比べ、最大応答加速度を概ね 50%に低減し、積荷の荷崩れや落下の防止策として有効であることが確認できた。RDT を用いた場合は、RDT の摺動摩擦力を超える加振ケースが少ないことが影響し、非制振モデルに比べて最大入力加速度が 100cm/s^2 以上の場合で 20%程度の低減に留まった。

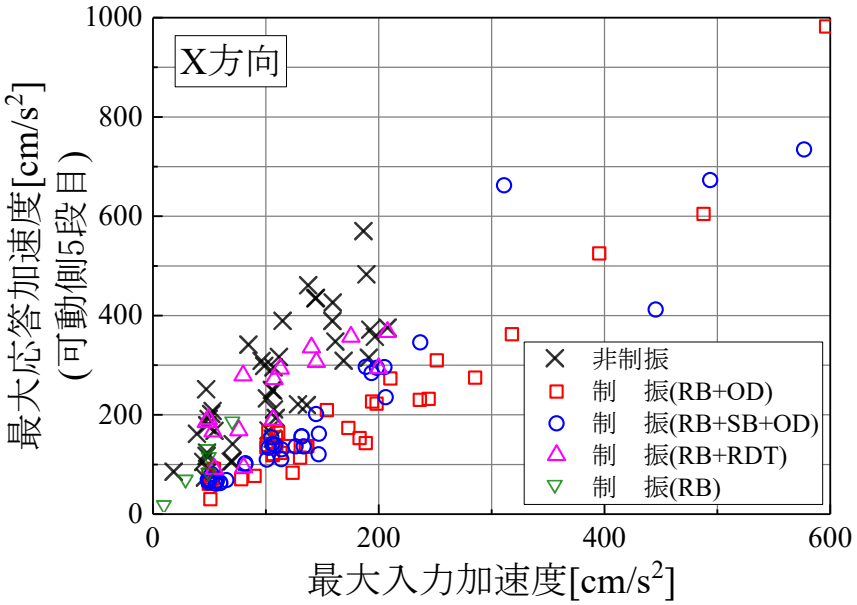


図 3.35　制振ラックと非制振ラックの比較(一軸加振)

3.3.6　２方向、および３方向加振の影響

制振されている方向（X 軸）の 1 方向加振に対して、直交方向や鉛直方向を同時に入力する 2 方向加振（XY 軸）、および 3 方向加振（XYZ 軸）が、間口方向（X 軸方向）の応答に与える影響を把握するための実験を行った。制振ラックについて、加振波の最大入力加速度とラックの可動側 5 段目フレームの最大応答加速度の関係を**図 3.36** に示す。加振方向の違いによる間口方向の制振効果への影響は殆ど見られなかった。

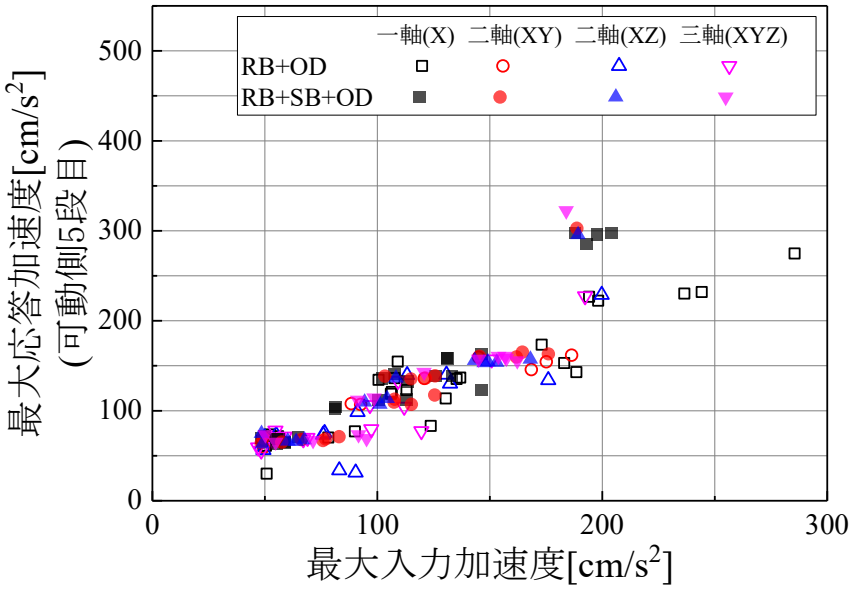


図 3.36　一軸、二軸、三軸加振の比較

3.3.7　制振装置の支承材の違いによる影響

制振装置の支承材の違いによる影響を比較するため、RB+OD と RB+SB+OD のケースの時刻歴波形を**図 3.37** に示す。いずれのモデルも、制振装置の水平変位は地震終了後、原点に復帰していることが確認できる。また、RB と SB を併用した場合は、RB 単独の場合より摩擦係数が大きくなるため、水平変位は僅かに小さくなった。また、可動側 5 段目の最大応答加速度が大きくなっているが、非制振ラックの場合と比べ RB+OD の場合と同程度に最大応答加速度を低減し、積荷の落下防止に有効であることを確認した。

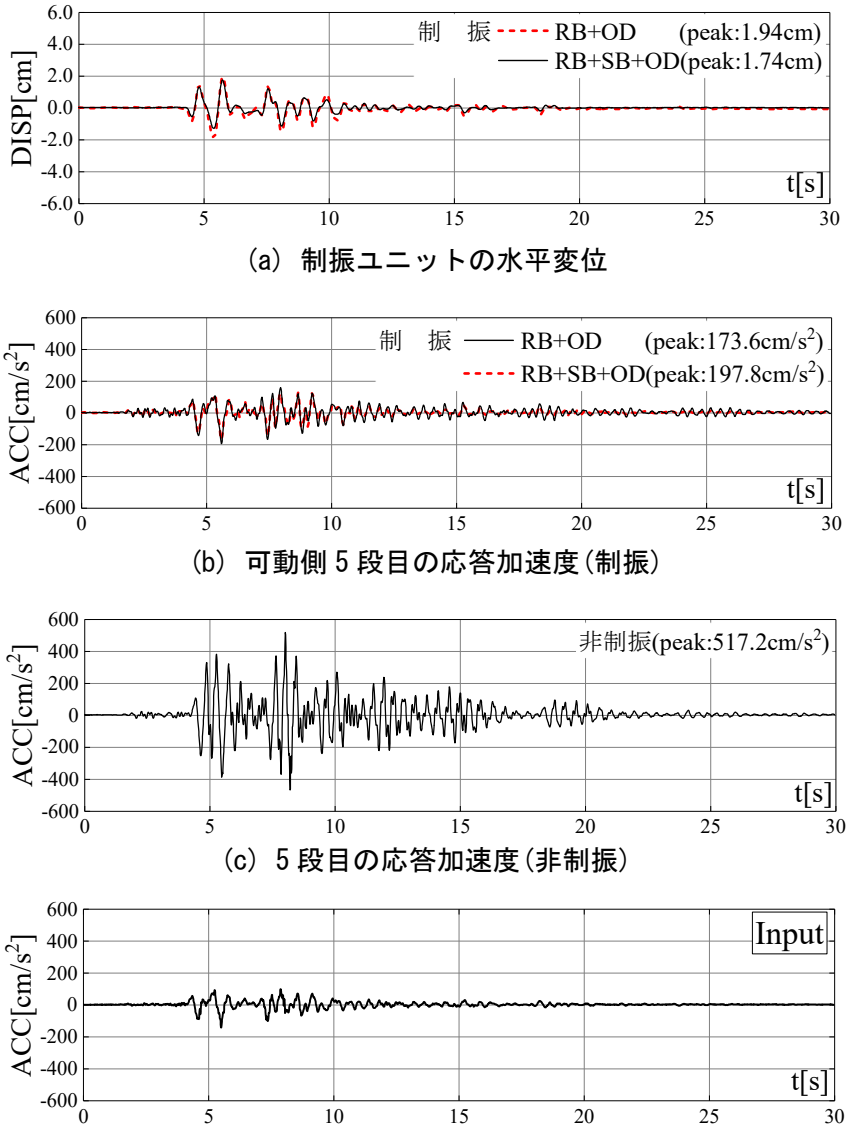
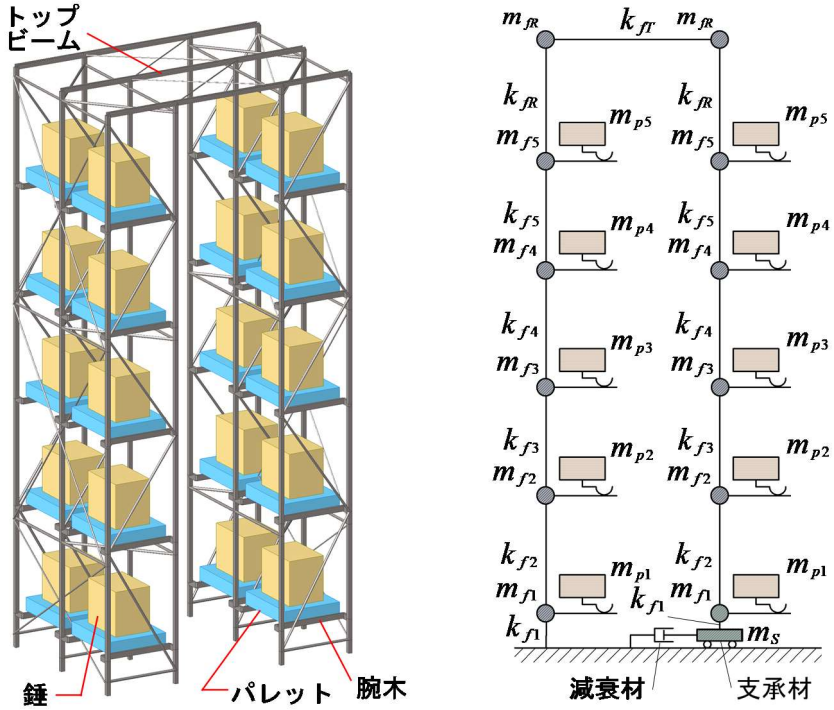


図 3.37　制振装置が異なるケースの応答比較

～　神戸海洋気象台、NS 成分、150cm/s² 加振　～

3.3.8　振動台実験のシミュレーション

実大の制振ラックの振動台実験を対象として、ラックや制振ユニットの仕様に応じた設計を行うことを目的に、地震応答解析方法の妥当性を確認する。地震応答解析に用いた解析モデルを**図 3.38** に示す。解析モデルの作成は、**第 2 章**で述べた方法で行った。**図 3.38(a)** に示す柱脚をピン支持とした 3 次元立体モデルを作成し、頂部へ強制外力を与え、腕木レベル間の層間水平変位を求め、負担せん断力を層間水平変位で除すことで水平剛性を算定した。**図 3.38(b)** に質点系モデルを、**表 3.9** に質点系モデルの諸元を示す。なお、頂部に考慮した水平剛性はトップビームの軸剛性とした。ラック架構の減衰は初期剛性比例型とし、一次固有円振動数に対する等価減衰定数を 1.5%とした。また、腕木とパレットの摩擦係数 は 0.35 とした。制振ユニット部の内部粘性減衰はないものとし、支承材の摩擦減衰、および減衰材の粘性減衰のみを考慮した。ここで、RB（リニアガイド HSR45A）の摩擦係数は、製品仕様に基づき 0.0065 とし、SB の摩擦係数は、材料試験に基づき 0.05 とした。



(a) 3 次元立体モデル　　(b) 質点系モデル

図 3.38　解析モデル

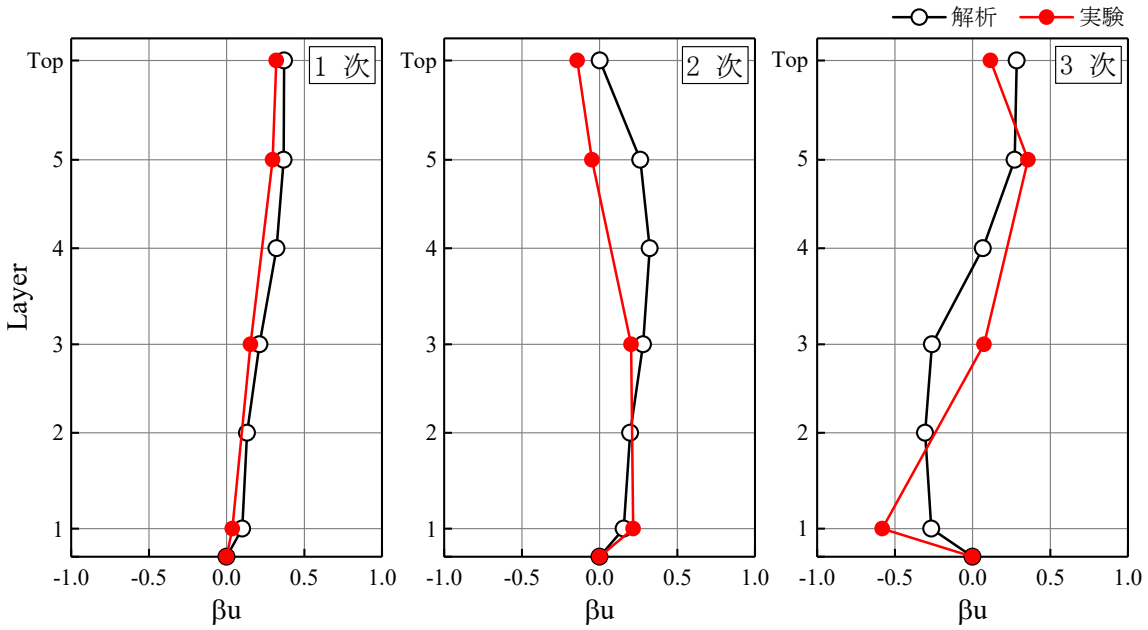
表 3.9　質点系モデルの諸元

Layer	高さ *hi* [cm]	質量		水平剛性 *kf* [kN/cm]
		ﾗｯｸﾌﾚｰﾑ *mf* [kg]	積荷+ﾊﾟﾚｯﾄ *mp* [kg]	
T	—	—	—	1696.2
R	670.0	51.0	—	14.6
5	536.0	44.2	1496.4	28.4
4	416.5	61.9	1496.4	21.9
3	287.0	44.0	1506.4	39.2
2	167.5	64.6	1526.4	116.7
1	38.0	59.5	1546.4	39.7
S	0.0	69.0	—	—

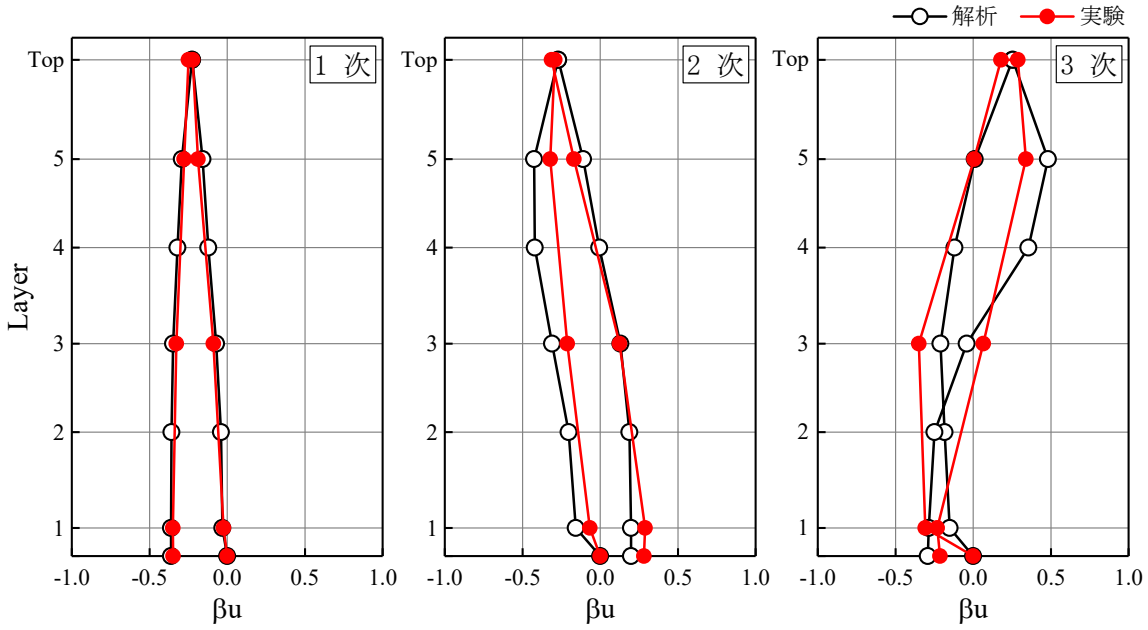
非制震モデルと制振モデルについて、解析モデルと実験の固有周期を比較して**表 3.10** に示す。非制振モデルは、解析モデルと実験値の 1 次固有周期は概ね等しく、2 次の固有周期では差異が見られた。また、制振モデル（ダンパーなし）では、1 次、2 次固有周期とも解析値と実験値は概ね一致する結果となった。解析モデルと実験値の固有モードを比較して**図 3.39** に示す。実験値はラックの応答加速度を計測した 1 段目、3 段目、5 段目、頂部を対象とし、解析値はラックの 1 段目から頂部の全段を対象とした。また、制振モデルは一対のラックの固定側と可動側を対象とし、非制振モデルは固定側のみを対象とした。制振モデルと非制振モデルの固有モードについて、解析値と実験値を比較した結果、解析モデルは実験結果と良く対応していることを確認した。

表 3.10　固有周期の比較

		T_1[s]	T_2[s]	T_3[s]
非制振モデル	解析	0.42	0.27	0.17
	実験	0.40	0.14	0.12
制振モデル	解析	1.05	0.33	0.21
	実験	0.93	0.25	0.14



(a)　非制振モデルの固有モード



(b)　制振モデルの固有モード

図 3.39　解析モデルと実験値の固有モードの比較

振動台実験のシミュレーションにおいて、一対のラックの片側柱脚に配置するオイルダンパーの減衰力は、前述の**図 3.26** に示した速度依存型モデルとした。また、転がり支承の摩擦係数は、直交方向加力や面圧依存性による影響を無視して一律 0.0065 とし、すべり支承の摩擦係数は 0.05 とした。解析に用いた数値積分法は、線形加速度法とした。シミュレーション解析の対象は、①転がり支承とオイルダンパーを組み合わせて使用した制振ラック、②転がり支承とすべり支承にオイルダンパーを組み合わせて使用した制振ラックの 2 ケースとした。

実験結果と解析結果を比較して、転がり支承とオイルダンパーを組み合わせたケースを**図 3.40** に、転がり支承・すべり支承とオイルダンパーを組み合わせたケースを**図 3.41** に示す。シミュレーションの結果は、実験結果のラック頂部、5 段目、3 段目、1 段目の応答加速度および制振ユニットの応答変位を概ね再現している。今回の解析手法が、制振装置の違いによらず、制振ラックの加速度応答や変位応答を評価できることを確認した。

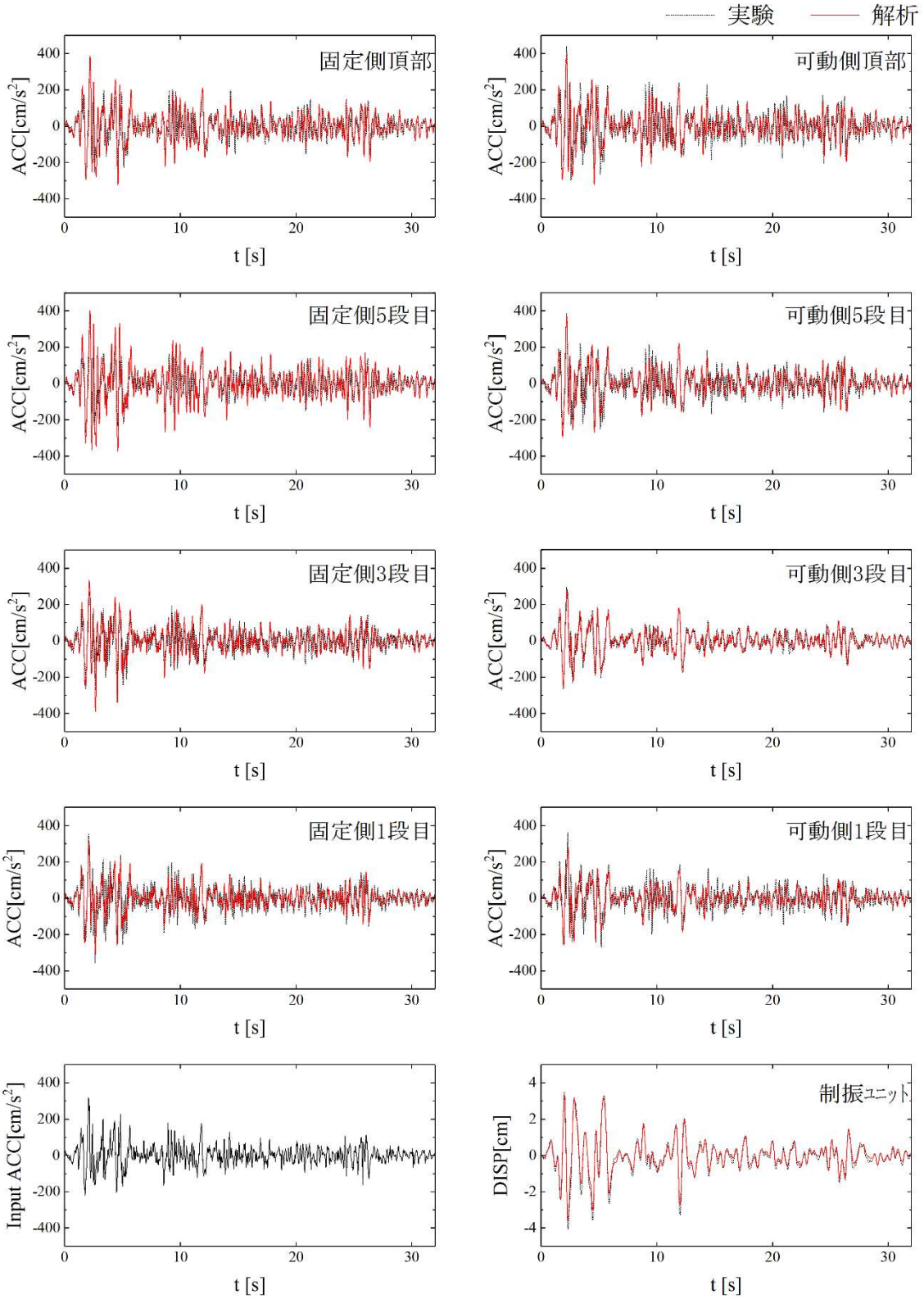


図 3.40（a）　実験結果と解析結果の比較（転がり支承＋オイルダンパー）

―　エルセントロ NS 成分、X 方向、340cm/s^2 加振―

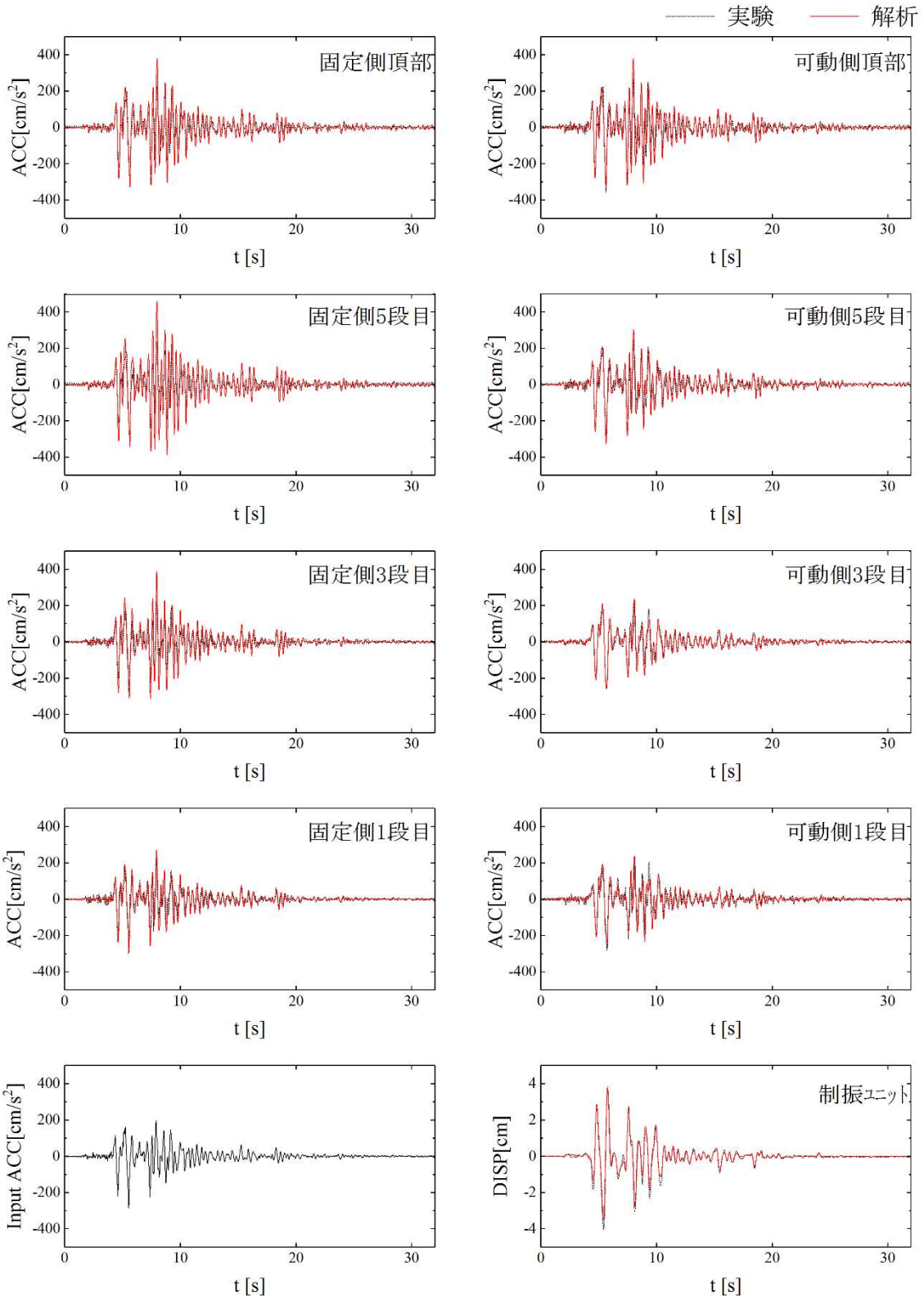


図 3.40（b）　実験結果と解析結果の比較（転がり支承＋オイルダンパー）

―　神戸海洋気象台、NS 成分、X 方向、300cm/s^2 加振　―

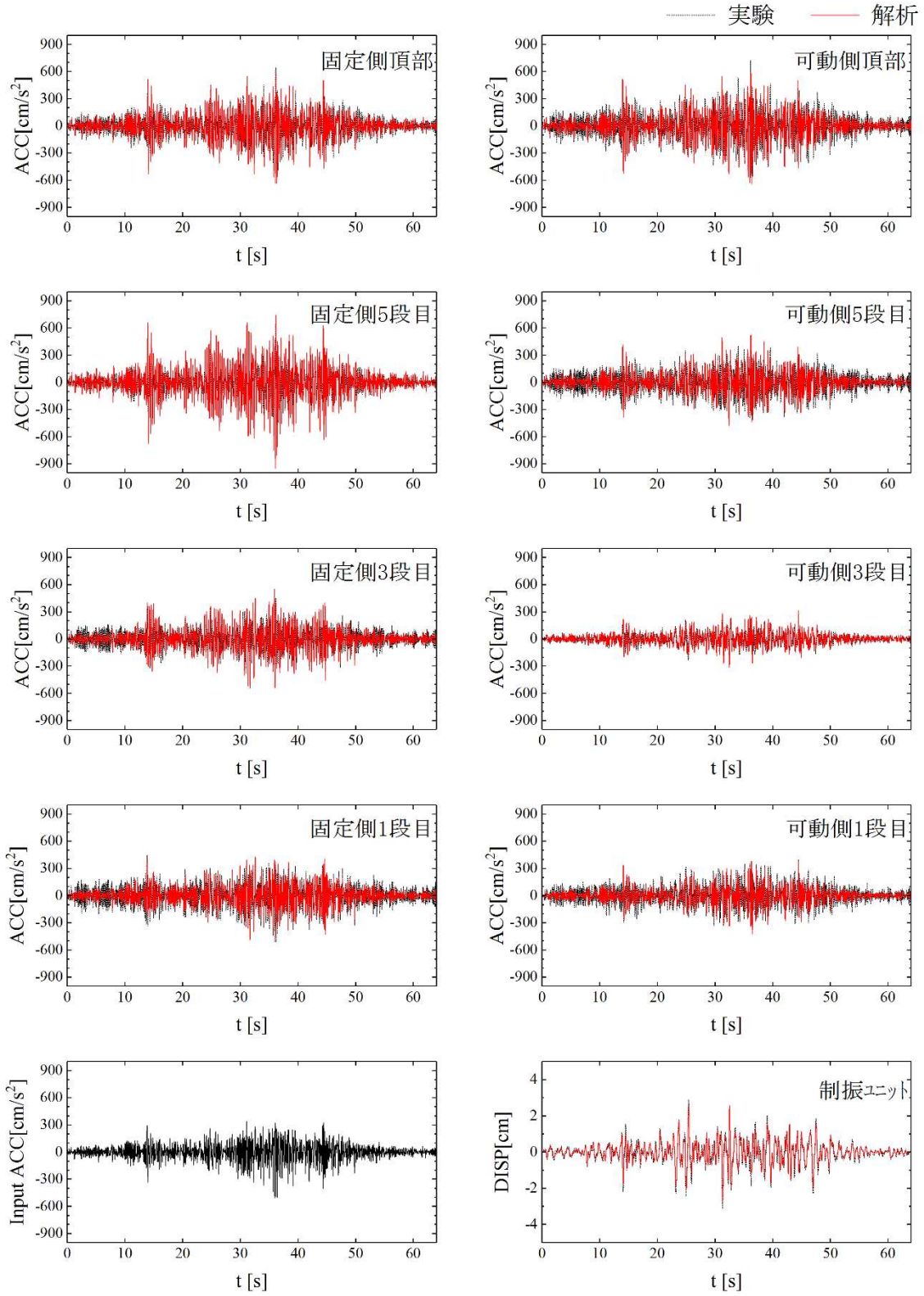


図 3.40（c）　実験結果と解析結果の比較（転がり支承＋オイルダンパー）

―　K-NET 白河、NS 成分、X 方向、650cm/s^2 加振　―

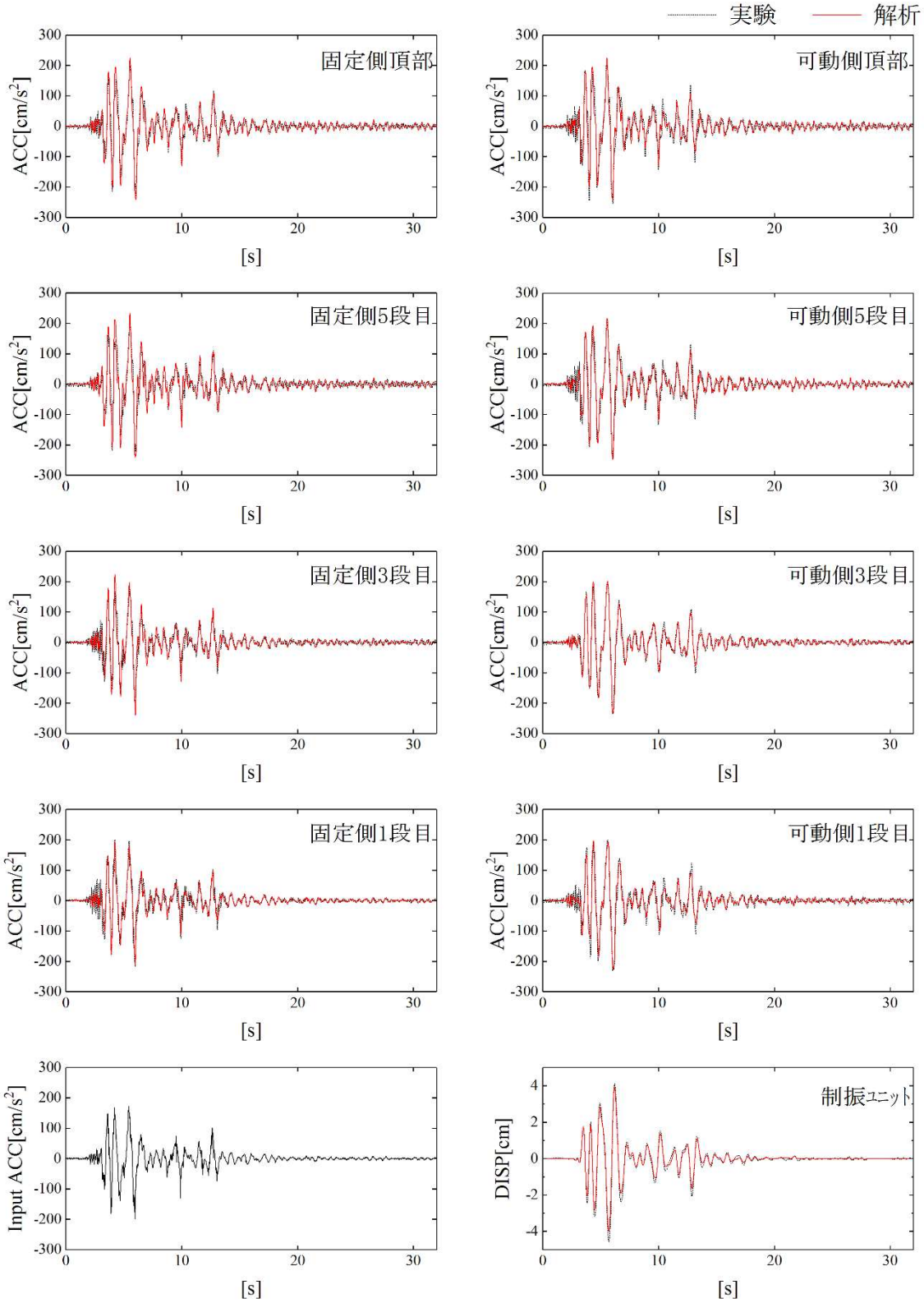


図 3.40（d）　実験結果と解析結果の比較（転がり支承＋オイルダンパー）

―　益城町、NS 成分、X 方向、200cm/s^2 加振　―

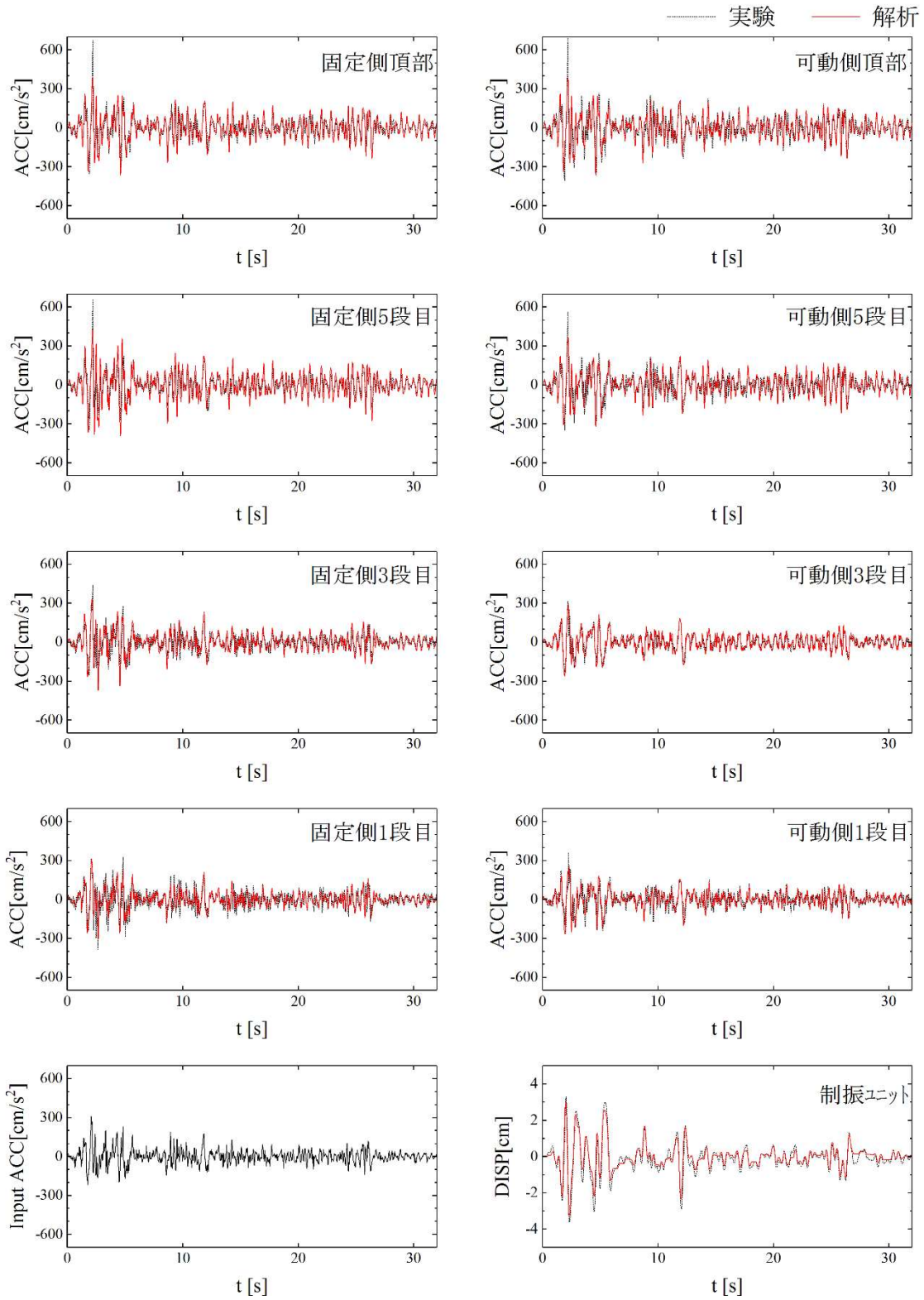


図 3.41（a）実験結果と解析結果の比較（転がり＋すべり支承＋オイルダンパー）

―　エルセントロ、NS 成分、X 方向、340cm/s^2 加振 ―

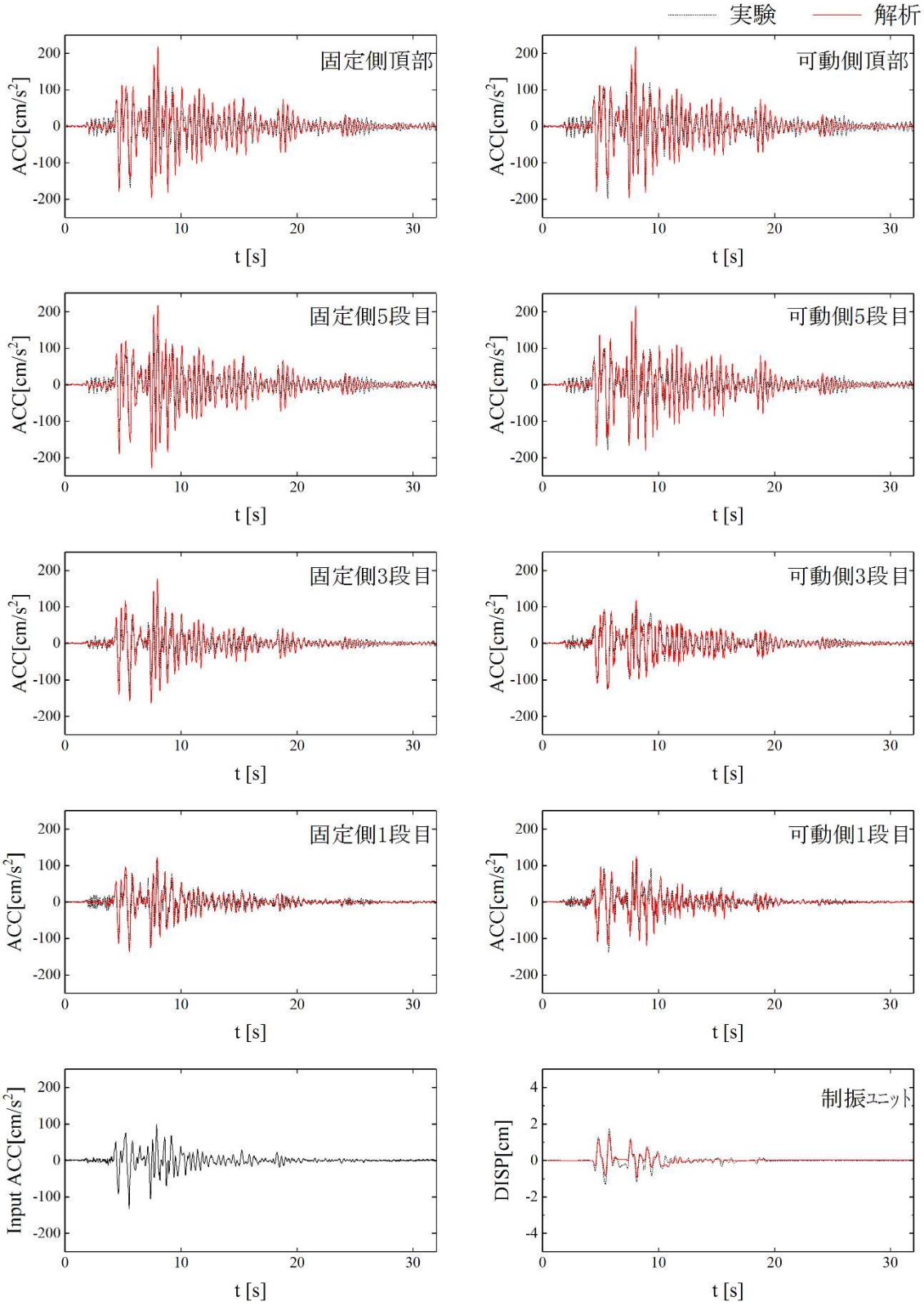


図 3.41（b）実験結果と解析結果の比較（転がり＋すべり支承＋オイルダンパー）

―　神戸海洋気象台、NS 成分、X 方向、150cm/s^2 加振 ―

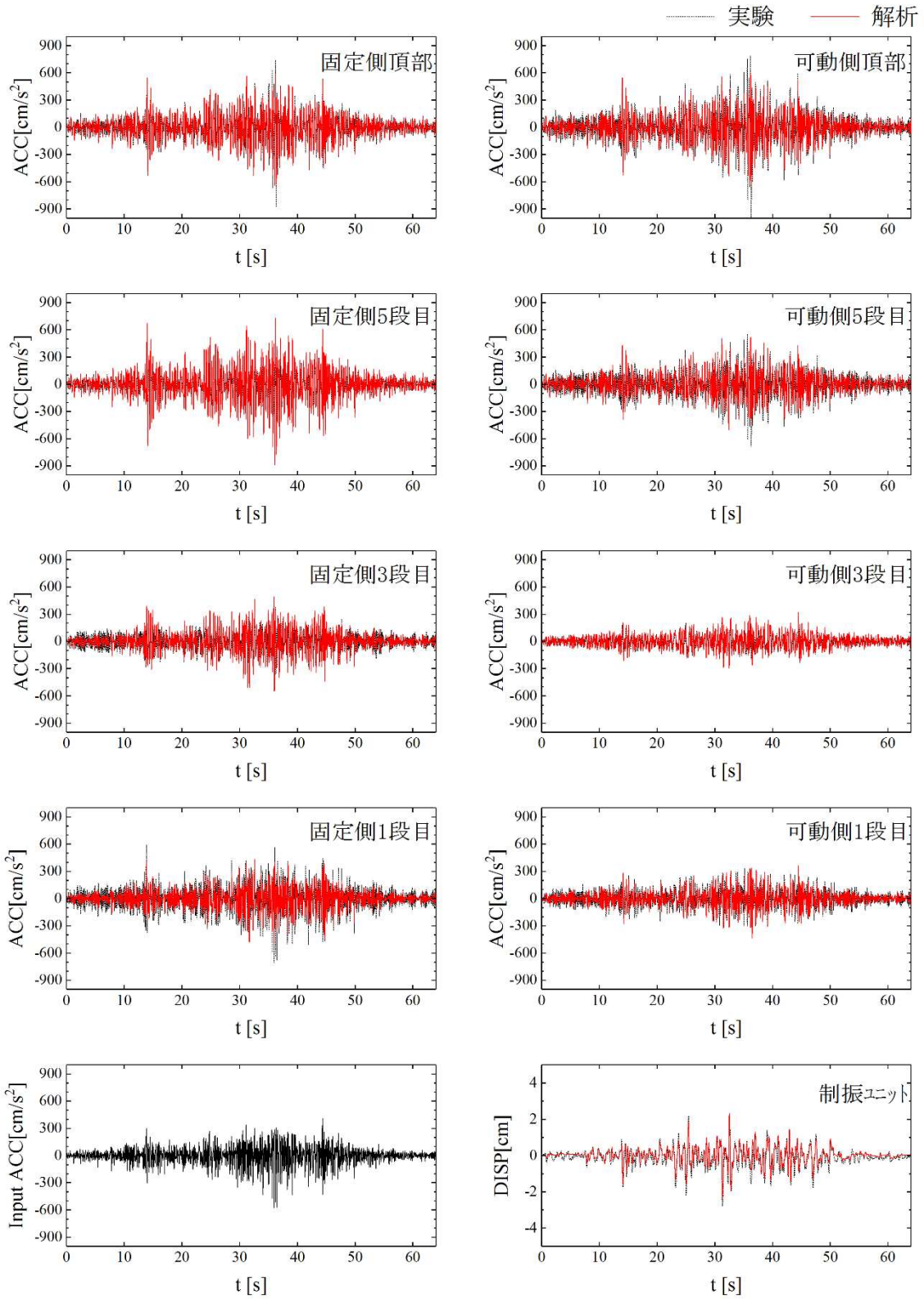


図 3.41（c）実験結果と解析結果の比較（転がり＋すべり支承＋オイルダンパー）

―　K-NET 白河、NS 成分、X 方向、650cm/s^2 加振　―

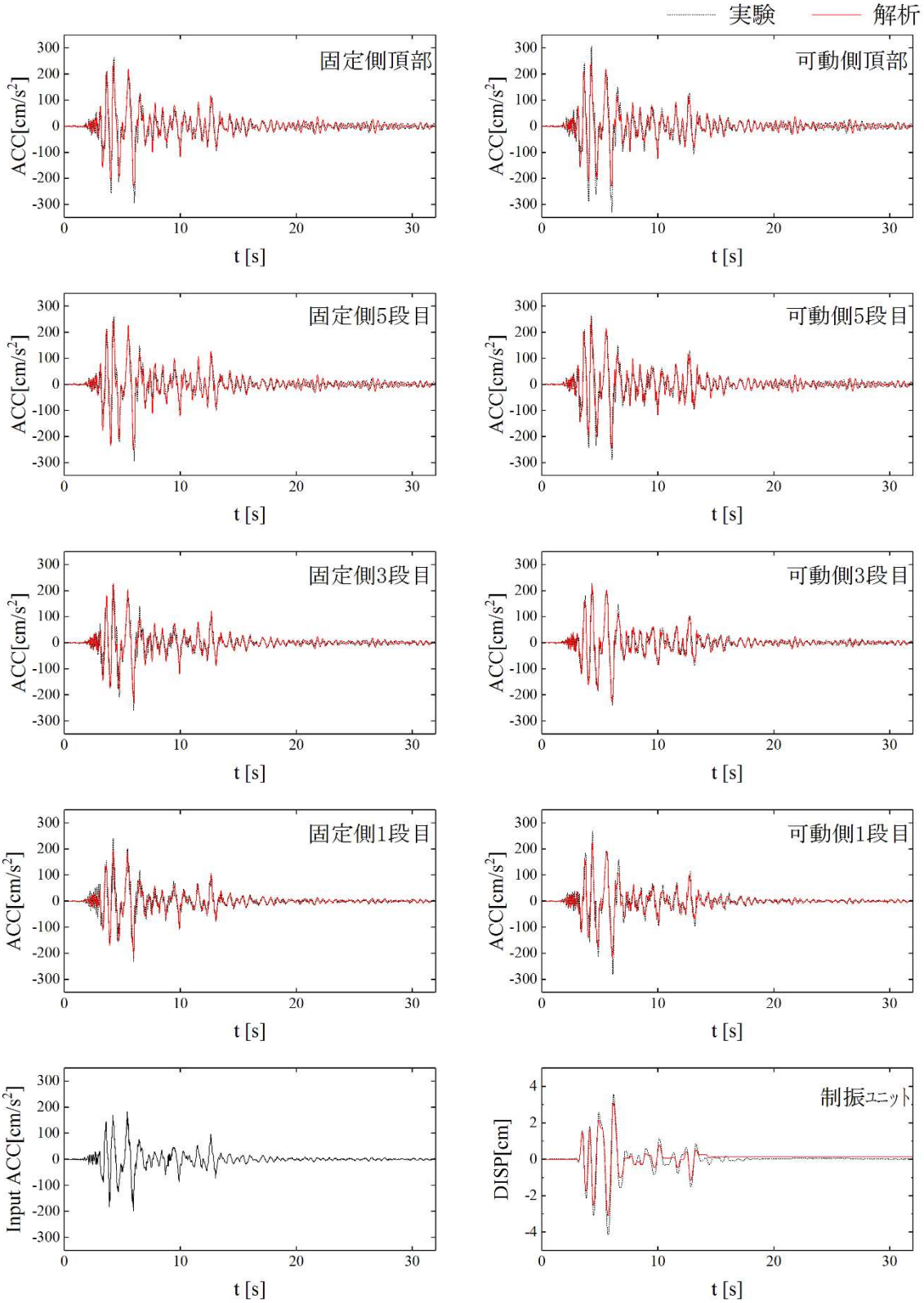


図 3.41（d）実験結果と解析結果の比較（転がり＋すべり支承＋オイルダンパー）

―　益城町、NS 成分、X 方向、200cm/s^2 加振　―

3.4　まとめ

立体自動倉庫ラックの間口方向を対象とした制振ラックについて、振動台実験と地震応答解析を行い、以下の知見を得た。

(1) 一対のラックの片側柱脚に転がり支承とダンパーを取付けた制振ラックは、一般的な耐震構造のラックと比較して大きな減衰効果を発揮し、加速度応答とフレームが負担するせん断力を低減できる

(2) 収容棚の積載物の配置を 3 段階に変化させた実験から、制振ラックは振動特性の変化によらず、ラック最上段の応答加速度を 50%程度に低減できる

(3) 制振ラックの可動側の柱脚は、ラック自身の復元力を利用して元の位置に復帰し、地震終了後の残留変位は殆ど発生しない

(4) 制振ラックの可動側下層部の応答加速度は、可動側ラックに積載物を載せていないケースにおいて、非制振ラックよりも最大応答値が大きくなる場合がある

(5) シミュレーションは、入力地震動の違いや入力レベル、積載物の配置状況によらず、振動台実験の結果と概ね対応しており、解析により制振ラックの加速度応答や変位応答を評価できる

謝辞

本章の振動台実験において、防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ、および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

第３章の参考文献

〔3.1〕ＴＨＫ株式会社：直動システム総合カタログＢサポートブック、2017

〔3.2〕木原幸紀、劉銘崇、寺田岳彦、猿田正明、金子美香：既存の立体自動倉庫を対象とした TMD を用いた制振改修構法(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 943-944、2012. 9

〔3.3〕花房広哉、矢口友貴、栗野治彦：立体自動倉庫に対する制震構法 その１ モデル化と振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 831-832、2013. 8

〔3.4〕吉田 治、佐野剛志、松本研一、後閑章吉：立体自動倉庫のＴＭＤ制振、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 755-756、2014. 9

第４章

パレット免震装置の振動台実験とシミュレーション解析

第４章　パレット免震装置の振動台実験とシミュレーション解析

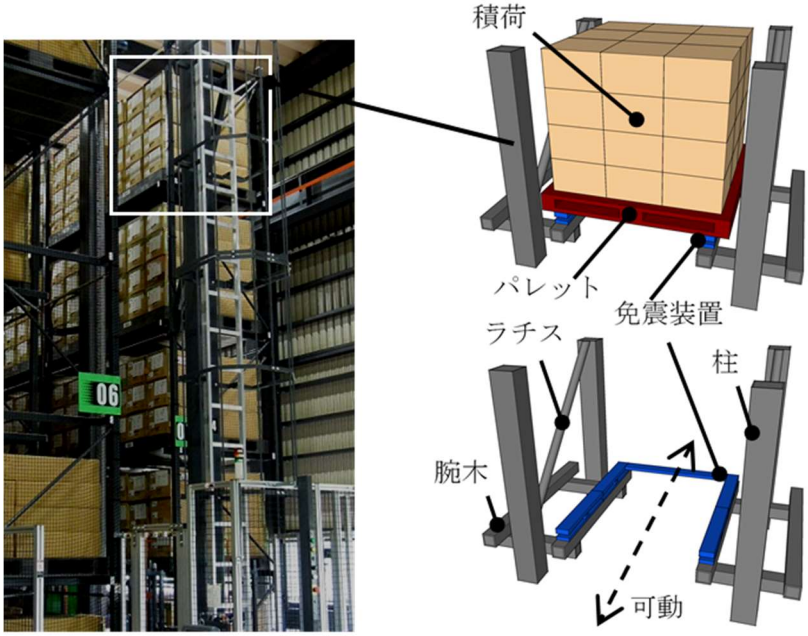
4.1　まえがき

本研究において提案する「ラック荷棚に設置する傾斜すべり型のパレット免震装置」について、**第 2 章**の地震応答解析から、パレット免震装置に求められる材料特性（摩擦係数等）やすべり材の特性について把握した。本章では、地震応答解析による検討から得られたパレット免震装置の効果を、振動台実験によって確認する。

4.2　傾斜すべり機構を用いたパレット免震装置

本章では、物流施設などの地震時における荷物の保全を目的とした、パレット上の積荷の落下リスクを低減する技術について記述する。本技術は、物流施設等のラック倉庫に格納される個々のパレットと腕木(ラックフレーム)の間に免震装置を設置することで、パレット上の積荷の落下リスクを低減するものである。この装置は、新設・既設ラックのどちらにも適用可能で、かつラックの収容力を損なわないように配慮した薄型の免震装置である。

パレット免震装置の概要を**図 4.1** に示す。近年の巨大地震において、立体自動倉庫ラックの積荷が落下して破損する事例が生じた。そして、落下した積荷が自動搬送機の走路を妨げて搬送機能が損なわれるなど、復旧に多大な時間と労力を要した。これらの被害は、積荷を出し入れする方向に発生し、それ以外の方向に対してはラックの柱やラチスが存在しており、これらが積荷の落下を防止する。したがって、パレット免震装置は、積荷を出し入れする１方向を対象として検討する。



(a) 自動倉庫ラック　　(b) 免震装置の設置

図 4.1　免震装置の設置イメージ

4.3　プロトタイプの性能確認

4.3.1　試験体の概要

パレットと腕木の間に設置されるパレット免震装置は、傾斜を有するすべり支承の接触面に働く垂直な力（重量）を利用し、積載物に応じて減衰力の得られる免震装置である。立体自動倉庫ラックの自動搬送機が走行する通路側への積荷の落下を防止するため、免震装置は荷物を出し入れする間口方向を対象とする。実用化に向けては、免震装置を構成するすべり材や部品の形状および加工方法を確認しておく必要がある。そこで実機モデルを製作する前段階として、パレット免震装置を具体化したプロトタイプの試験体を製作し、すべり材等をパラメータとした基本性能の確認を行った。

パレット免震装置のプロトタイプを**写真 4.1** に示す。また、免震装置の仕様を**表 4.1** に、免震装置の形状を**図 4.2** に示す。水平ストロークを±10cm とした平面 40cm×40cm サイズの小型の免震装置を作成した。免震装置の材質を**表 4.2** に示す。免震装置の支持材にはステンレス材を用い、すべり材には高荷重条件下において耐摩耗性に優れたバックメタル付き四ふっ化エチレン樹脂複層軸受材[4.1]を採用した。また、すべり材の傾斜角は、摩擦係数をパラメータとした予備解析の結果（**第 2 章**）より、すべり材の摩擦係数が 0.07 程度の場合に免震装置の応答変位が 25cm 以下となる 3/100 とした。

写真 4.1　パレット免震装置のプロトタイプ

表 4.1　免震装置の仕様

装置サイズ	350 × 430 × 42 (W × D × H) mm
変位ストローク	± 100 mm
積載荷重	1 kN
摩擦係数(設計目標値)	0.06～0.08

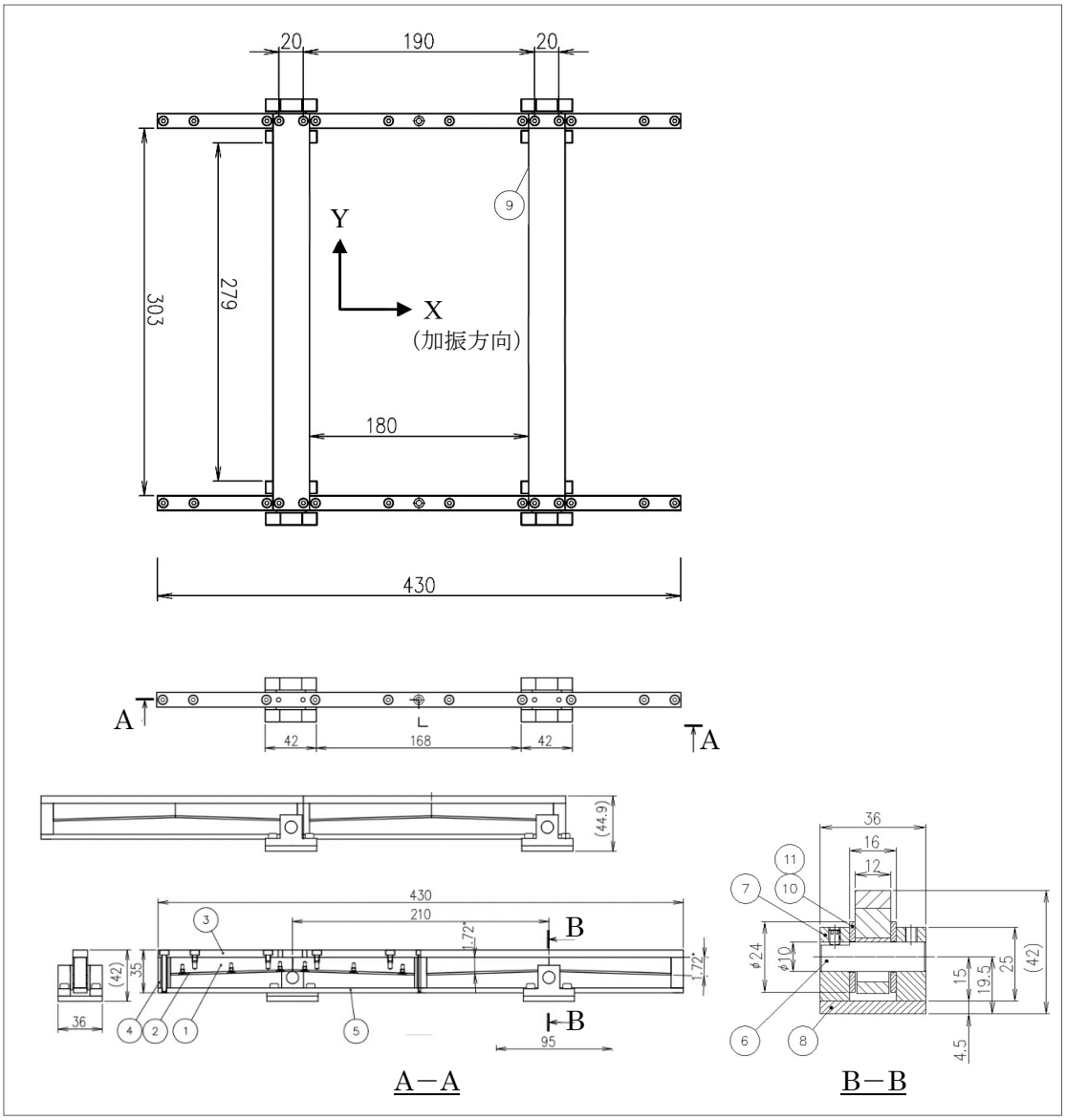


図 4.2　免震装置の形状

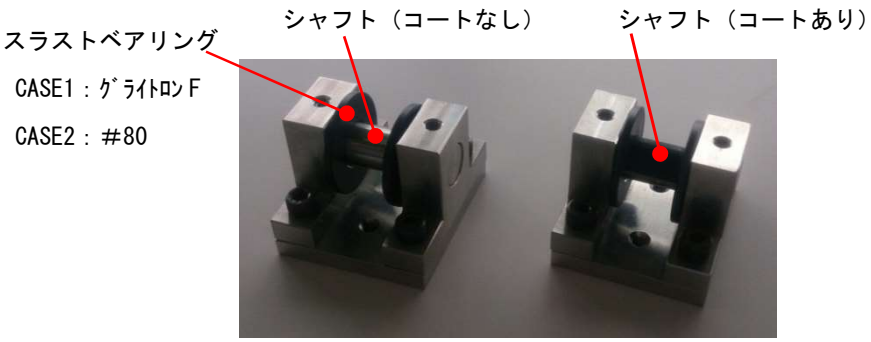
表 4.2　免震装置の材質

部品名称	材質	図面位置
レール	SUS304	①
レールすべり材	バックメタル付き四ふっ化エチレン樹脂複層軸受材	②
レール連結プレート	SUS304	③
スペーサー	SUS304	④
落下防止プレート	SUS304	⑤
シャフト	SUS304	⑥
シャフトホルダ	SUS304	⑦
ベース	SUS304	⑧
つなぎプレート	SUS304	⑨
スラストベアリング	＃80	⑩
	グライトロンF	⑪

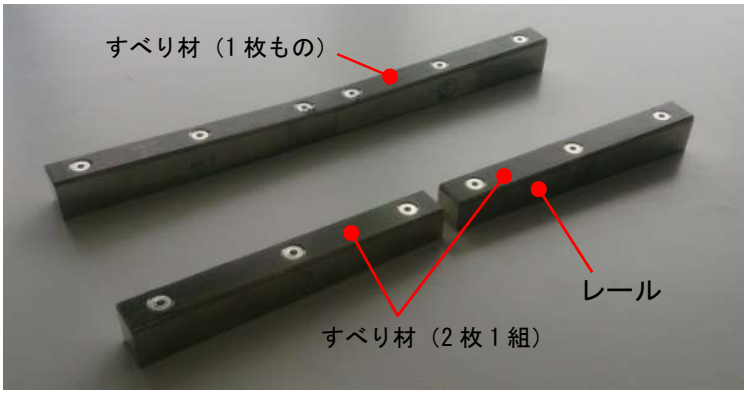
プロトタイプの製作においては、実機モデルの製作を想定し、傾斜を有する支持材（ステンレス）の表面にすべり材をボルトで固定する方法を採用した。試験体パラメータを**表 4.3** に、各パラメータで採用した試験体の状況を**写真 4.2** に示す。実機のパレット免震装置に採用する予定の基準ケースは、CASE2 である。試験体パラメータは、CASE1（シャフトコート材なし、スラストベアリング・グライトロンＦ [4.1]）、CASE2（シャフトコート材なし、スラストベアリング＃80 [4.1]）、CASE3（シャフトコート材なし、1 枚のすべり材をＶ形状に配置、スラストベアリング＃80）、CASE4（シャフトコート材あり、スラストベアリング＃80）、CASE5（シャフトコート材なし、傾斜 1/100、スラストベアリング＃80）である。これらの試験体パラメータを設定した目的は、シャフト表面のコート処理については、支持材にコート処理を施すことで低摩擦化が図れるが製作コストが増加するため、コート処理なしでも性能を発揮することを確認するためである。スラストベアリングは、作動方向と直交する方向への地震力が作用した場合にも免震装置がスムーズに動くように設置する部品であるが、摩擦係数が 0.2 程度の＃80 と、摩擦係数が 0.15 程度のグライトロンＦを比較して、低コストの材質である＃80 によって性能が得られることを確認する。すべり材の構成については、実機では 2 枚 1 組とする支持材を想定しているが、すべり材を 1 枚ものとした場合の性能を確認することが目的である。傾斜を因子とした試験体は、傾斜 1/100 を与えた条件においても免震装置が作動することを確認する。

表 4.3　試験体パラメータ

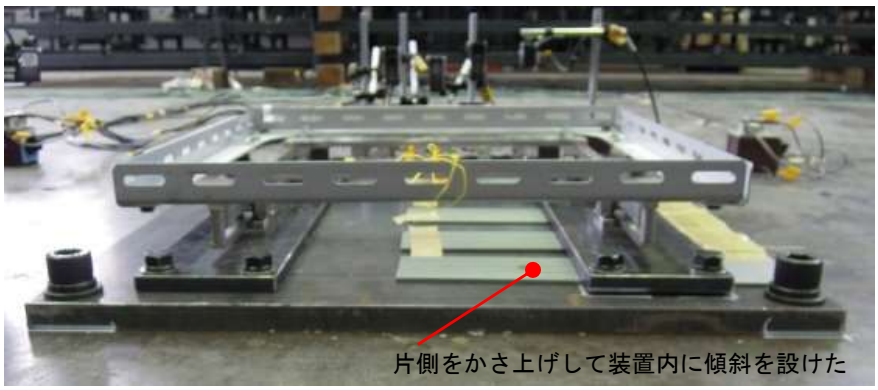
<table>
<tr><th></th><th>スラストベアリング</th><th>レール材</th><th>シャフトのコート処理</th><th>傾斜</th></tr>
<tr><td>CASE 1</td><td>グライトロンＦ</td><td rowspan="2">2枚1組</td><td rowspan="3">なし</td><td rowspan="4">なし</td></tr>
<tr><td>CASE 2</td><td rowspan="4">＃80</td></tr>
<tr><td>CASE 3</td><td>1枚もの</td></tr>
<tr><td>CASE 4</td><td rowspan="2">2枚1組</td><td>あり</td></tr>
<tr><td>CASE 5</td><td>なし</td><td>1/100</td></tr>
</table>



a）シャフト表面の状況（CASE4：シャフト表面にコート処理）



b）レールに敷設したすべり材（CASE3 のみ 1 枚もの）



c）傾斜を設けた実験の状況（CASE5：傾斜 1/100）

写真 4.2　試験体の状況

4.3.2　静的加力実験による基本特性の把握

パレット免震装置が滑動する際のすべり材と支持材間の摩擦係数を確認するため、パレットを模擬した穴付きの板材上部に 10kg、20kg、30kg、40kg、50kg の錘を載せて、積載物をパラメータとした静的加力実験を行った。その際、**写真 4.2** に示すように、すべり材や傾斜の有無についてもパラメータとした。静的加力実験の状況を**写真 4.3** に示す。静的加力実験では、加力装置を用いて免震装置を±9.5cm の範囲で水平方向に押し引きし、変位計により免震装置の水平変位を、加力装置に設けたロードセルにより水平荷重を計測した。

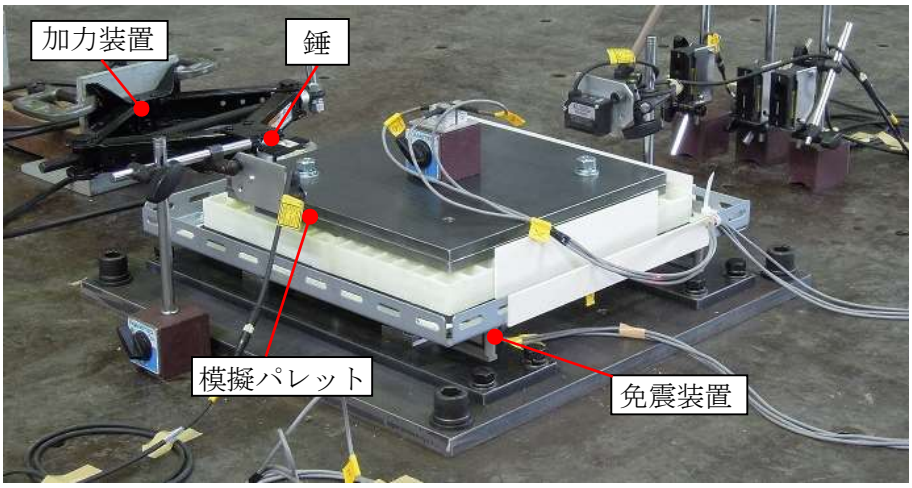


写真 4.3　静的加力実験の状況

実機のパレット免震装置に採用する予定の基準ケースである CASE2 について、静的加力実験より得られたパレット免震装置の荷重－変位関係を**図 4.3** に示す。また、CASE2 のすべり材の面圧と摩擦係数の関係を**図 4.4** に示す。すべり材の摩擦係数は、静的加力実験により得られた水平荷重からすべり材の傾斜による復元力を差し引いた摩擦力より求め、面圧はヘルツの弾性接触理論[4.2]に基づき算定した。実験の結果、すべり材の面圧が大きくなるほど摩擦係数が小さくなる傾向を示しているが、摩擦係数は目標としていた 0.06～0.07 程度であることを確認した。各ケース（CASE1～CASE5）の荷重－変位関係を**図 4.5** に示す。実験結果より、スラストベアリングの材質の違い（CASE1、CASE2）、すべり支承を V 形状に 1 枚とした場合（CASE3）、シャフトにコート処理した場合（CASE4）、免震装置に傾斜 1/100 を設けた場合（CASE5）について免震装置の作動性を確認した。

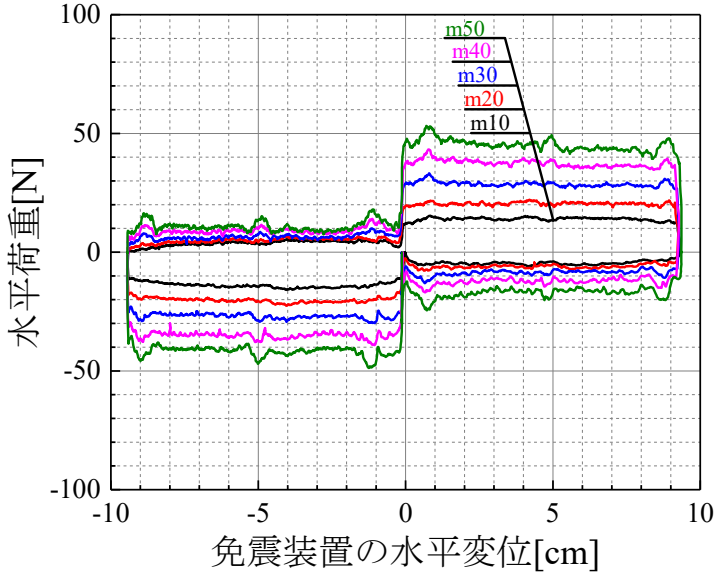


図 4.3　荷重－変位関係（CASE2：基準ケース）

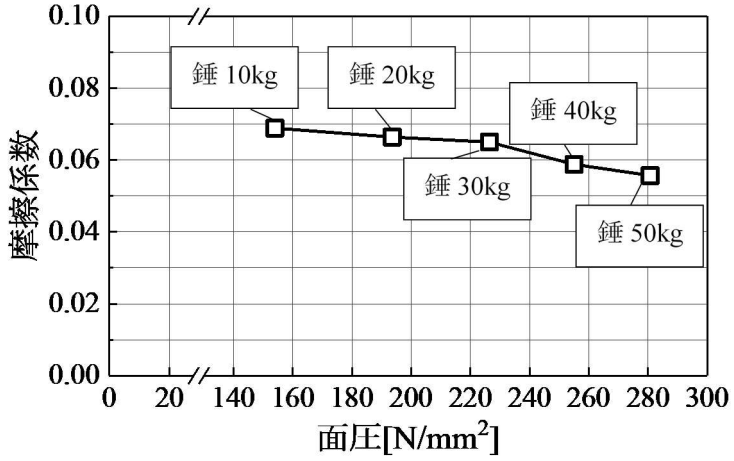
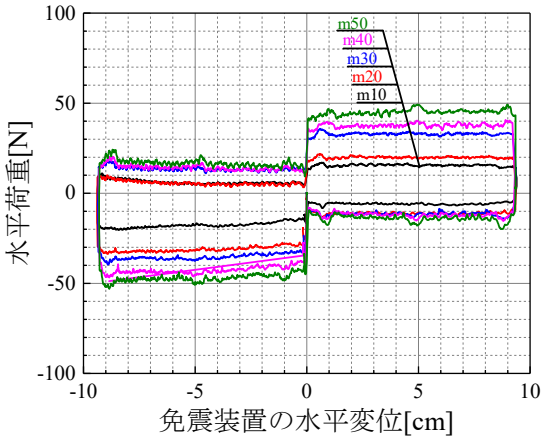
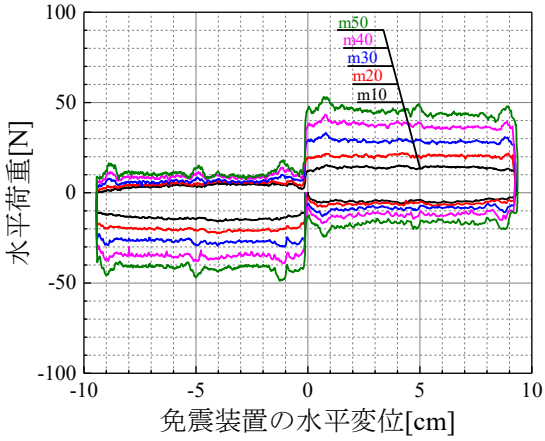


図 4.4　すべり材の面圧と摩擦係数の関係（CASE2：基準ケース）



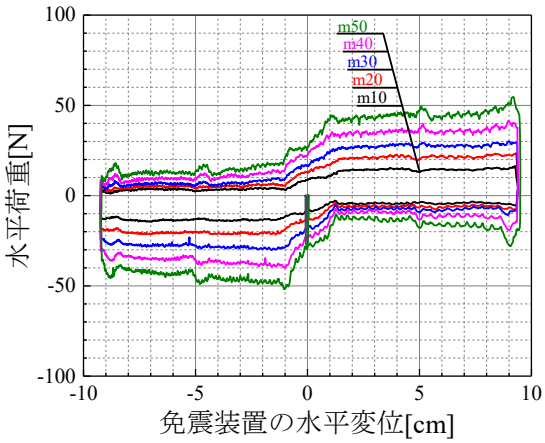
(a)　CASE1（シャフトコート材なし）

スラストベアリング：グライトロンF



(b)　CASE2（シャフトコート材なし）

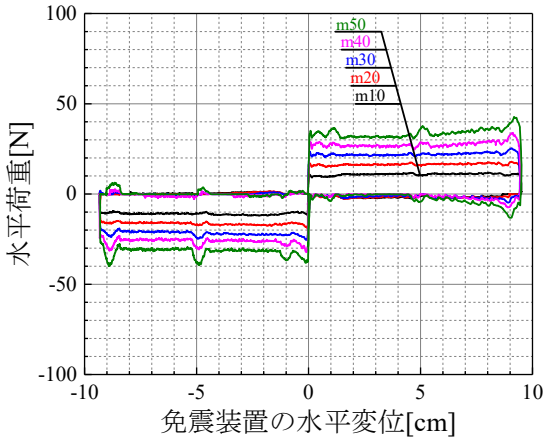
スラストベアリング：＃80



(c)　CASE3（シャフトコート材なし）

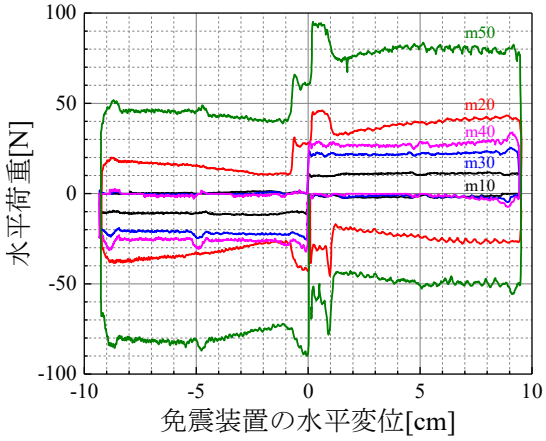
1 枚のすべり材をV形状に配置、

スラストベアリング：＃80



(d)　CASE4（シャフトコート材あり）

スラストベアリング：＃80



(e)　CASE5（シャフトコート材なし）

傾斜 1/100 あり、スラストベアリング：＃80

図 4.5　荷重－変位関係（CASE1、CASE2、CASE3、CASE4、CASE5）

4.3.3　プロトタイプの振動台実験

パレット免震装置のプロトタイプを対象として振動台実験を行った。実験では、パレットを模擬した穴付きの板材上部に 10kg、20kg、30kg、40kg、50kg の錘を載せて加振を行った。その際、前述の**写真 4.2** に示したように、すべり材や傾斜の有無についてもパラメータとした。実験では、変位計により免震装置の水平変位を、加速度計により振動台の入力加速度と免震装置（パレット上）の応答加速度を計測した。振動台実験における入力地震動の一覧を**表 4.4** に示す。

表 4.4　入力地震動の一覧

入力波 （観測地）	加振方向 【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】 （ cm/s^2 ）
1995年1月17日 兵庫県南部地震 （神戸海洋気象台）	NS【X】	100, 300, 450【X】
	NS・UD【XZ】	450【X】・180【Z】
	NS・EW【XY】	450【X】・340【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	500【X】・378【Y】・200【Z】
1940年5月18日 インペリアルバレー地震 （エルセントロ）	NS【X】	100, 342, 550【X】
	NS・UD【XZ】	550【X】・332【Z】
	NS・EW【XY】	550【X】・338【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	550【X】・338【Y】・332【Z】
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 （K-NET　白河）	NS【X】	400, 650, 1000, 1295【X】
	NS・UD【XZ】	1295【X】・441【Z】
	NS・EW【XY】	1295【X】・949【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	1295【X】・949【Y】・441【Z】
1968年5月16日 十勝沖地震 （八戸）	NS【X】	100, 230, 330【X】
	NS・UD【XZ】	330【X】・165【Z】
	NS・EW【XY】	330【X】・260【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	330【X】・260【Y】・165【Z】

※ 下線部（2軸、3軸加振）は積載する錘が50kgの場合のみ実施した加振ケース

振動台実験に使用した 4 つの観測波について、X 方向（NS 成分）の入力加速度が最大となる加振ケース時の等価減衰 5%時の加速度応答スペクトルを**図 4.6** に示す。また、代表的な各観測波の時刻歴波形を**図 4.7～図 4.10** に示す。それぞれの入力目標値は、神戸海洋気象台の観測波については NS 成分 500cm/s^2、EW 成分 378cm/s^2、UD 成分 200cm/s^2、エルセントロについては NS 成分 550cm/s^2、EW 成分 338cm/s^2、UD 成分 332cm/s^2、K-NET 白河については NS 成分 1295cm/s^2、EW 成分 949m/s^2、UD 成分 441cm/s^2、八戸については NS 成分 330cm/s^2、EW 成分 260cm/s^2、UD 成分 165cm/s^2 を示している。

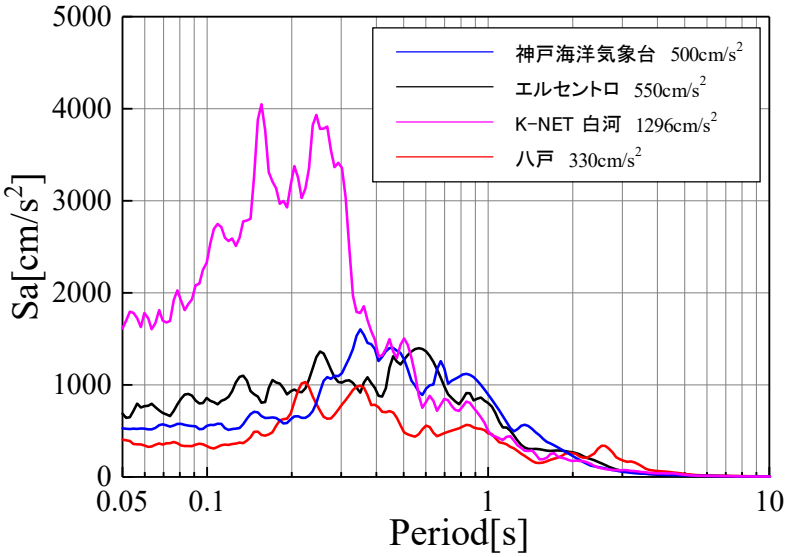


図 4.6　入力地震動の加速度応答スペクトル（等価減衰 5%）

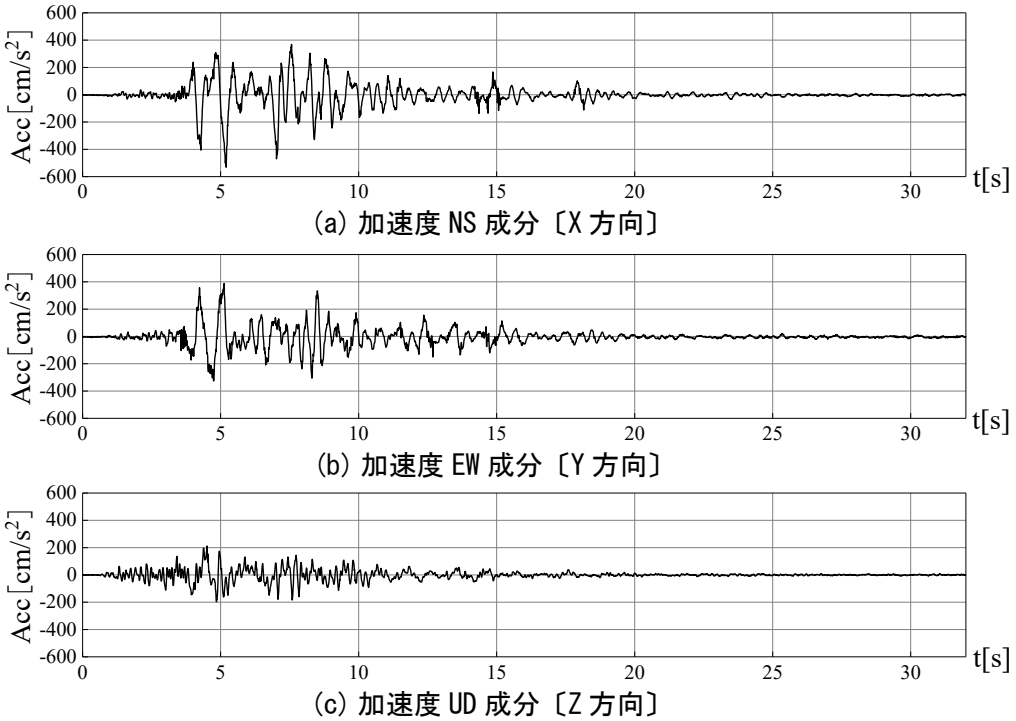


図 4.7　入力地震動に使用した神戸海洋気象台の加振波

（入力目標値：NS 成分 500cm/s^2、EW 成分 378cm/s^2、UD 成分 200cm/s^2）

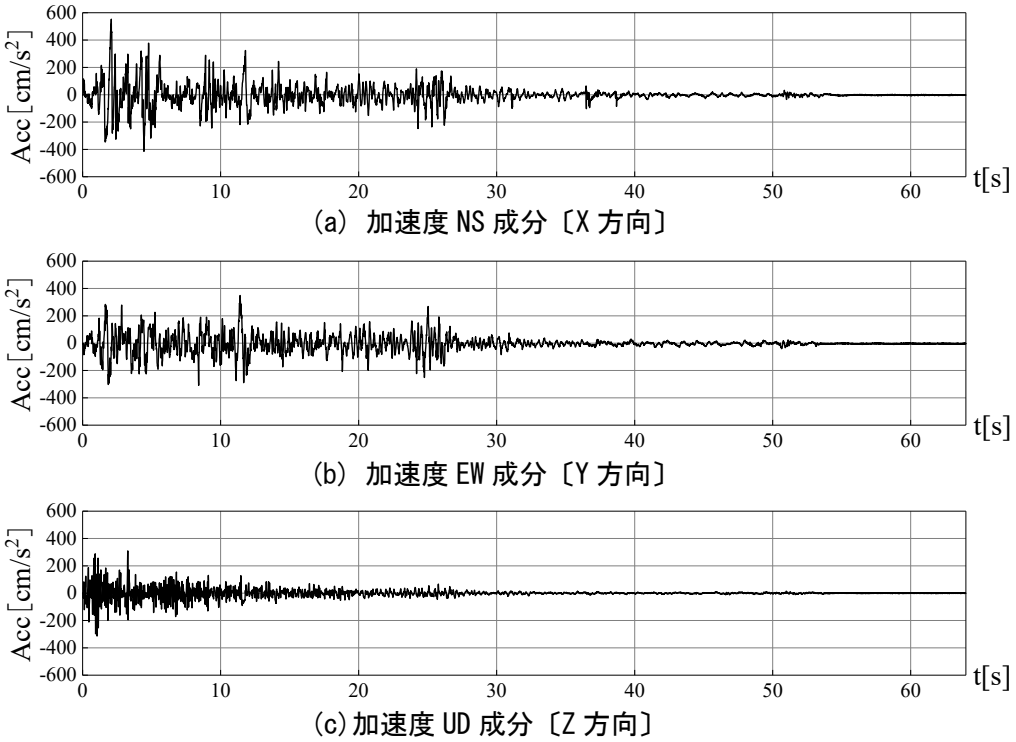
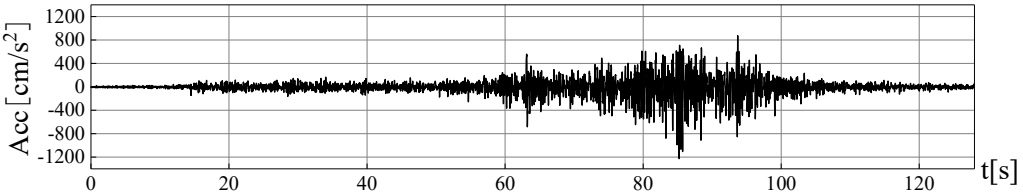
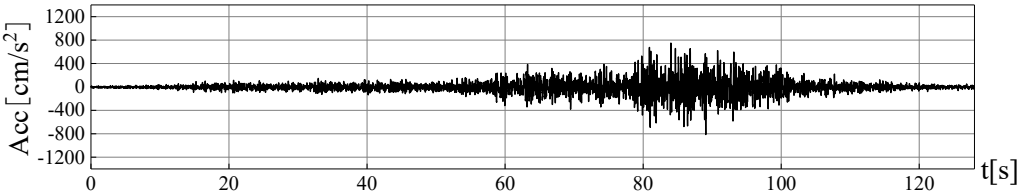


図 4.8　入力地震動に使用したエルセントロの加振波

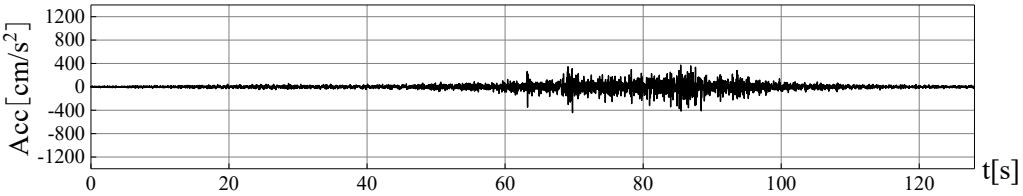
（入力目標値：NS 成分 550cm/s^2、EW 成分 340cm/s^2、UD 成分 332cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



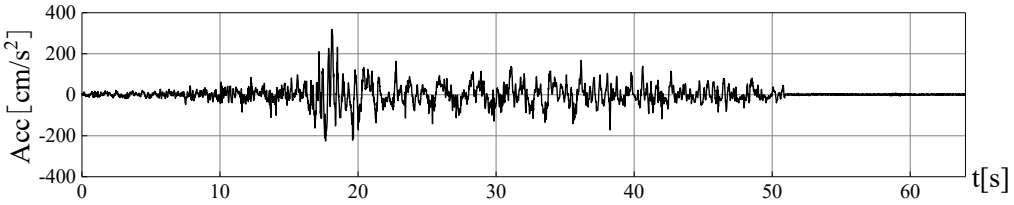
(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



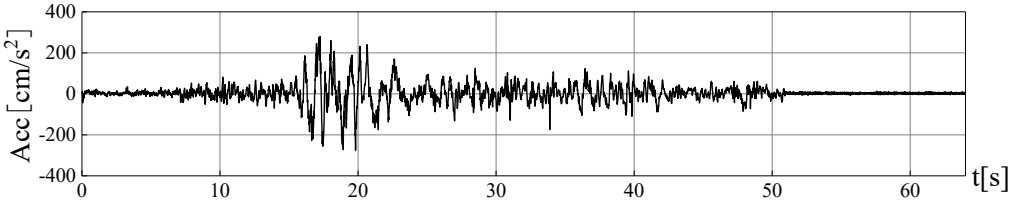
(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.9　入力地震動に使用した K-NET 白河の加振波

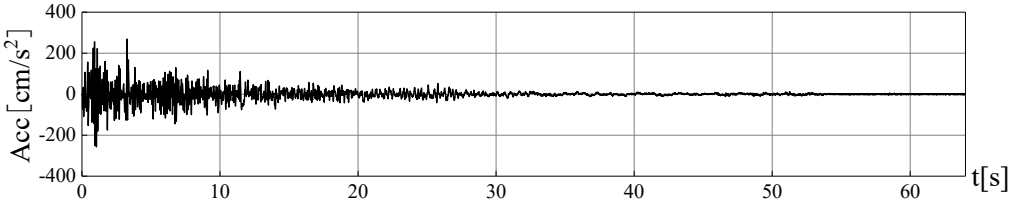
（入力目標値：NS 成分 1295cm/s^2、EW 成分 949cm/s^2、UD 成分 441cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.10　入力地震動に使用した八戸の加振波

（入力目標値：NS 成分 330cm/s^2、EW 成分 260cm/s^2、UD 成分 165cm/s^2）

最大入力加速度と免震装置の最大応答加速度の関係を、錘の質量をパラメータとして**図 4.11** に、加振軸をパラメータとして**図 4.12** に示す。また、スラストベアリングの種類を変えた CASE1 と CASE2 を比較して**図 4.13** に、すべり材を 1 枚ものとした CASE3 と標準の 2 枚ものとした CASE2 を比較して**図 4.14** に示す。さらに、シャフト表面にコート処理を施した CASE4 と標準のコート処理なしの CASE2 を比較して**図 4.15** に、免震装置の設置において傾斜を設けた CASE5 と標準の CASE2 を比較して**図 4.16** に示す。各パラメータが可動方向の応答加速度に与える影響を把握すると共に、可動方向と直交する方向の入力がある場合に応答低減効果が低下することがわかった。実機の製作では、可動方向と直交する方向の入力に対する免震装置の動きを滑らかにするために、スラストベアリングの形状を改良（後述、**写真 4.3(a)** を参照）し、支持材との衝突緩和を図る。

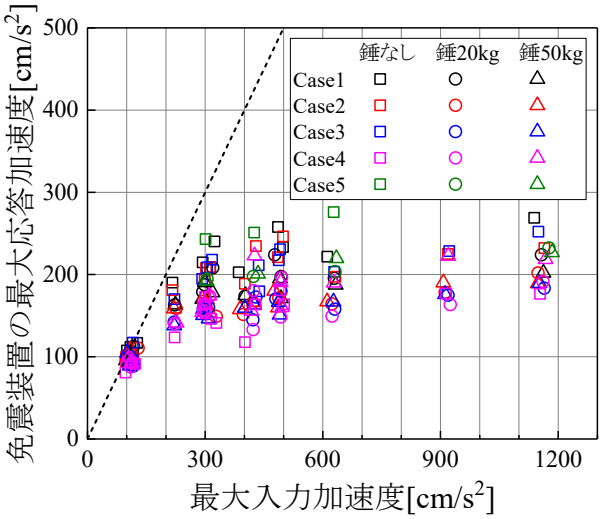


図 4.11　錘をパラメータとした最大応答加速度の比較（全ケース）

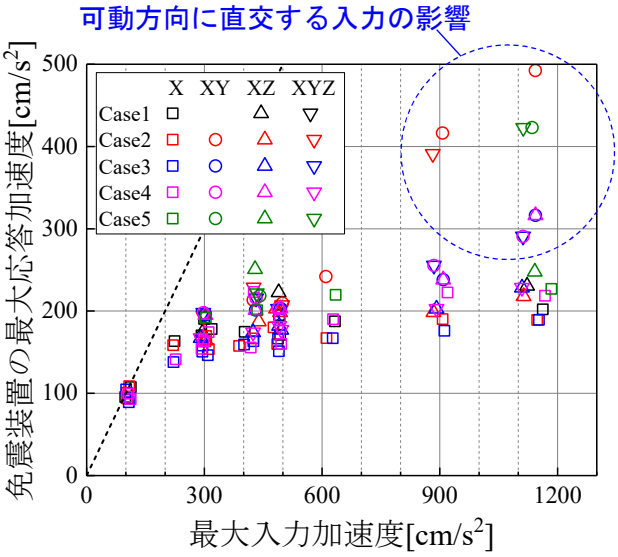
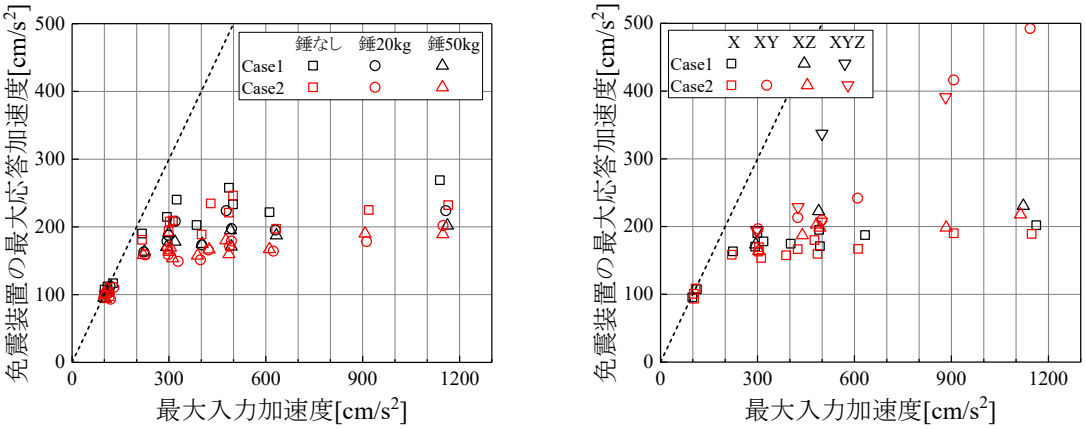
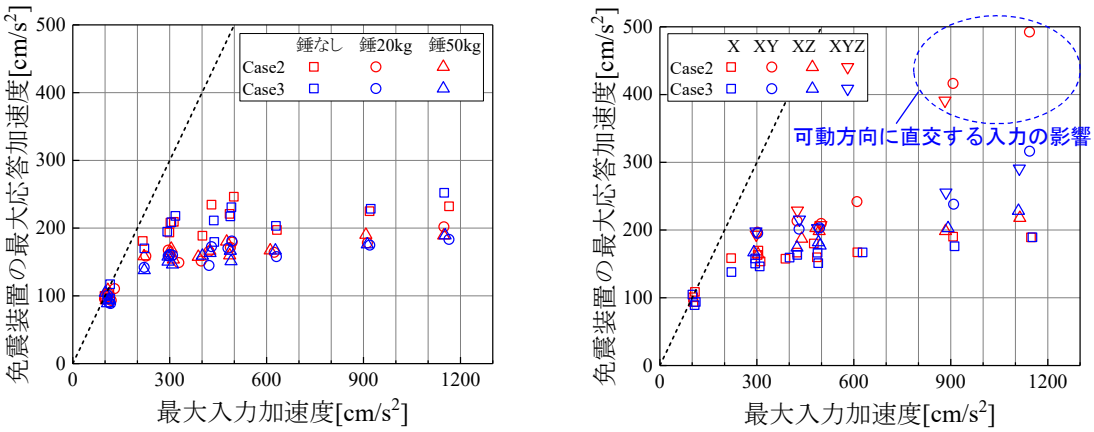


図 4.12　加振軸をパラメータとした最大応答加速度の比較（全ケース）



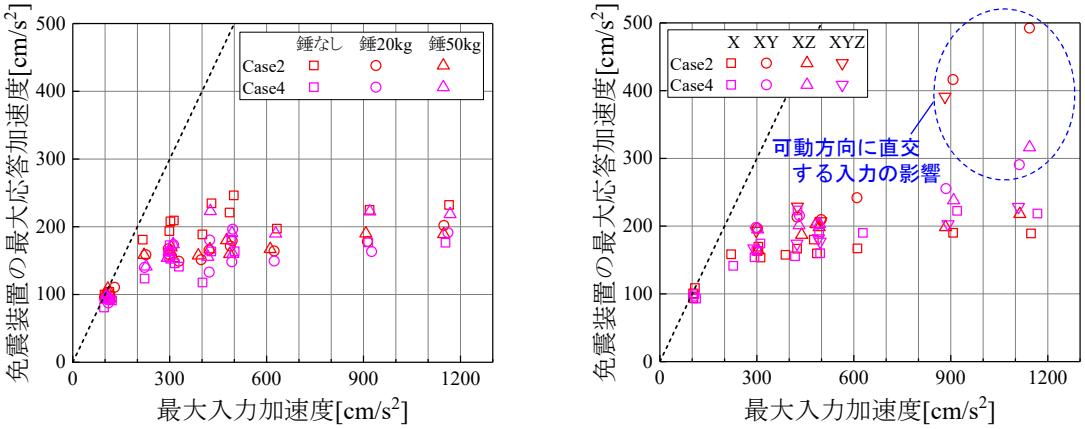
(a) 錘をパラメータ　　(b) 加振軸をパラメータ

図 4.13　スラストベアリングの材質の違いによる影響（CASE1 と CASE2 の比較）



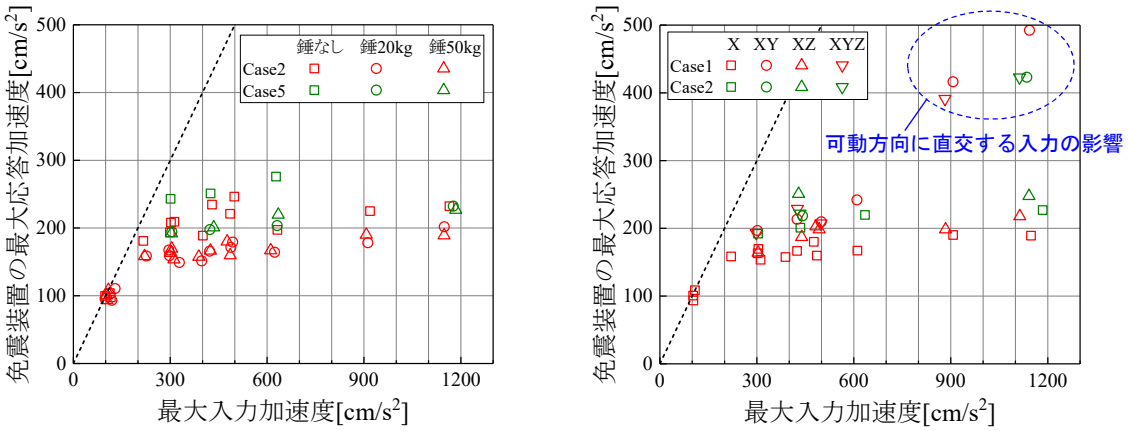
(a) 錘をパラメータ　　(b) 加振軸をパラメータ

図 4.14　すべり材をＶ型レールに一枚構成とする影響（CASE2 と CASE3 の比較）



(a) 錘をパラメータ　　(b) 加振軸をパラメータ

図 4.15　シャフトのコート処理の有無による影響（CASE2 と CASE4 の比較）



(a) 錘をパラメータ　　(b) 加振軸をパラメータ

図 4.16　免震装置を設置する際に傾斜を設けた影響（CASE2 と CASE5 の比較）

CASE1 から CASE5 をパラメータとした実験について、時刻歴波形を図 4.17～図 4.26 に示す。可動方向の入力レベルが大きい K-NET 白河を加振波とした実験ケースを示しているが、パレット免震装置の応答加速度は、概ね 250 cm/s^2 以下に低減できた。また、エルセントロを加振波とした上下動および直交方向にも入力した実験について時刻歴波形を図 4.27～図 4.29 に示す。図 4.29 から 3 軸加振の影響により、応答加速度のピークが大きくなる瞬間があることがわかった。これに対して、3 軸加振においても 1 軸加振と同様の低減効果が得られるように、スラストベアリングの形状を変更することで実機での改善を図る。

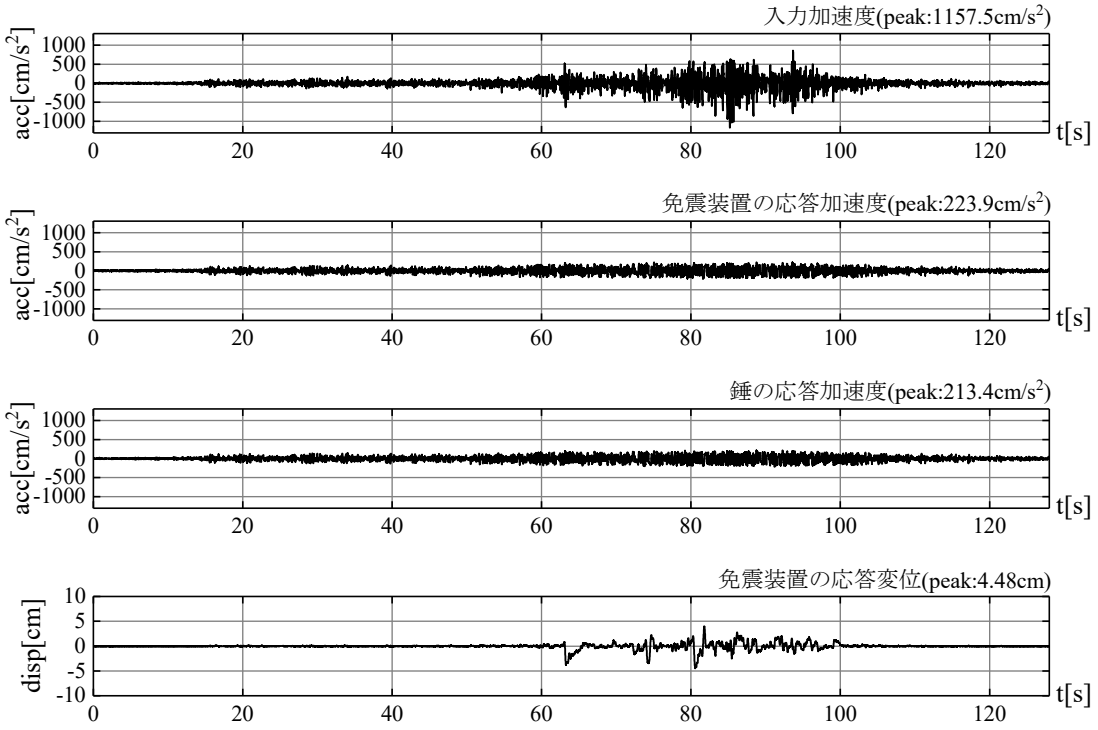


図 4.17　CASE1 の時刻歴波形(パレットの錘 20kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

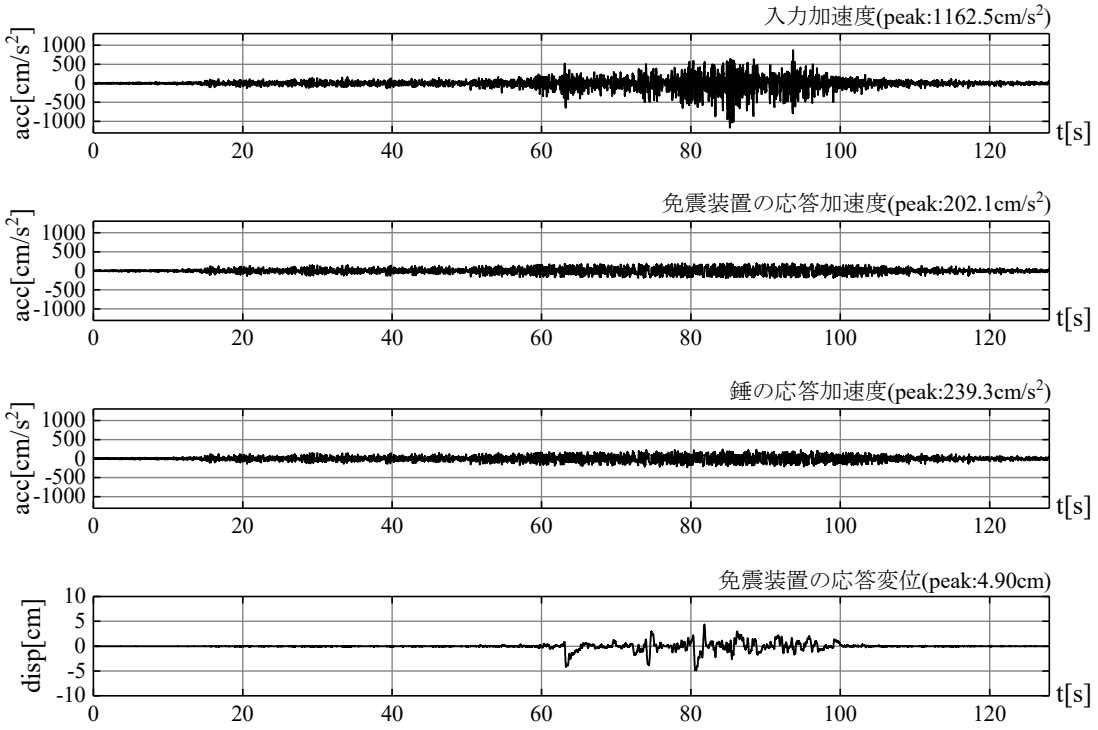


図 4.18　CASE1 の時刻歴波形(パレットの錘 50kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

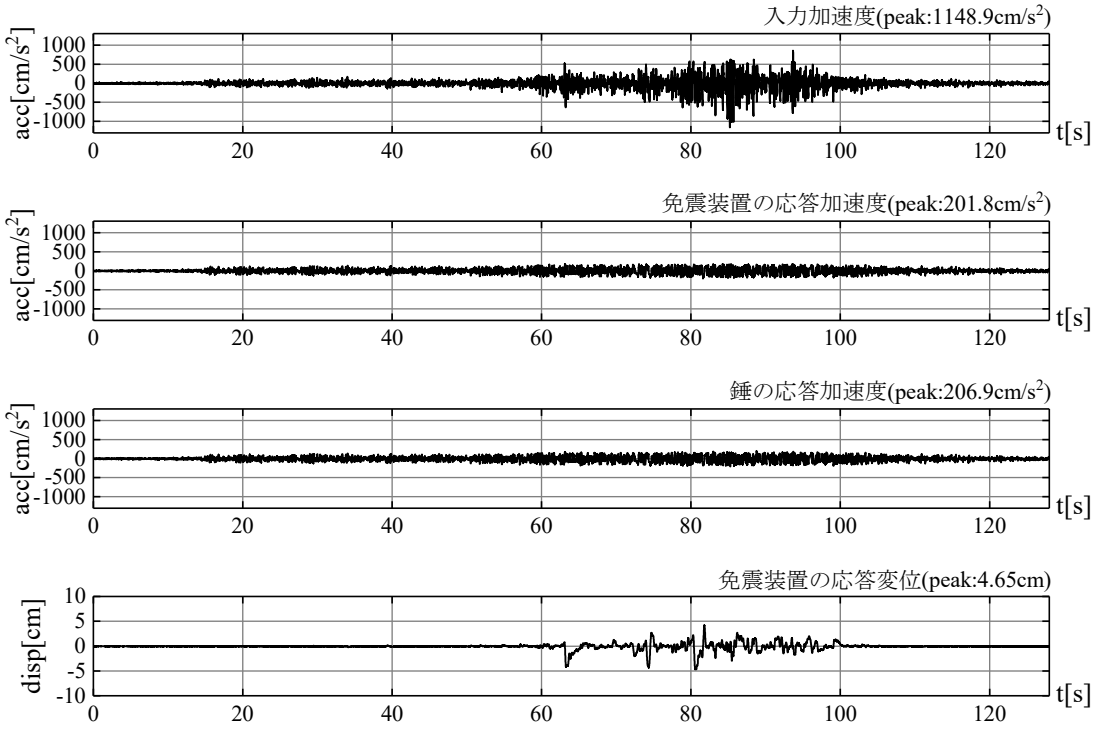


図 4.19　CASE2 の時刻歴波形(パレットの錘 20kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

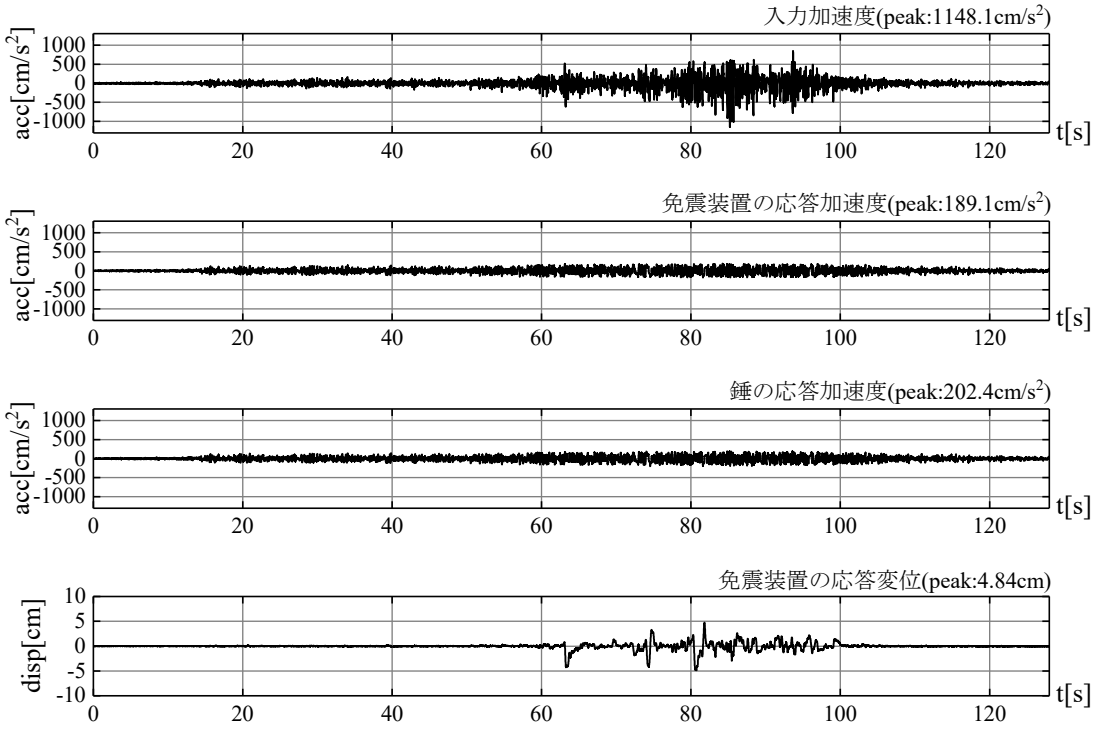


図 4.20　CASE2 の時刻歴波形(パレットの錘 50kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

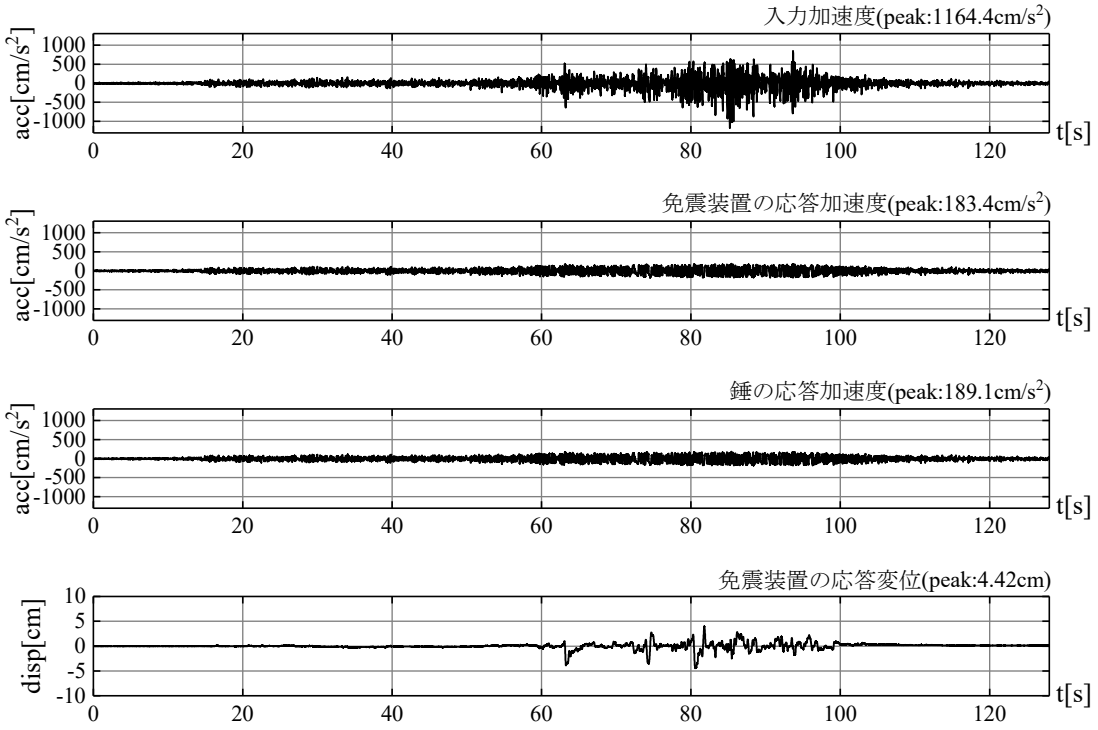


図 4.21　CASE3 の時刻歴波形（パレットの錘 20kg）

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

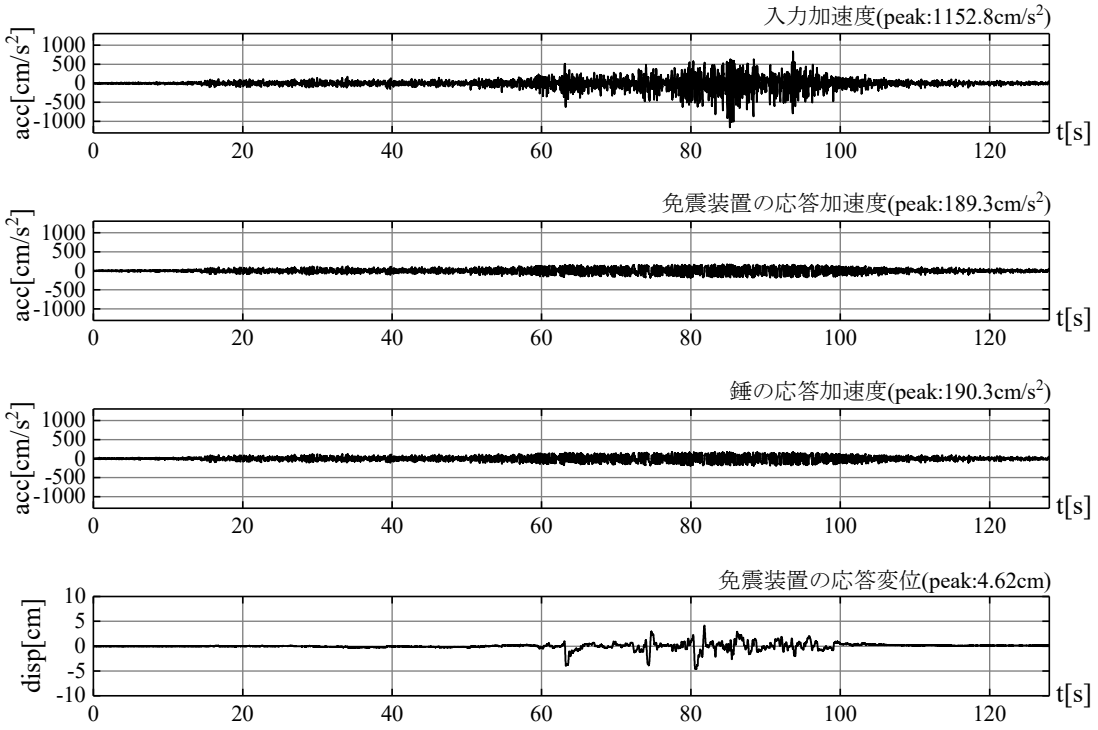


図 4.22　CASE3 の時刻歴波形（パレットの錘 50kg）

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

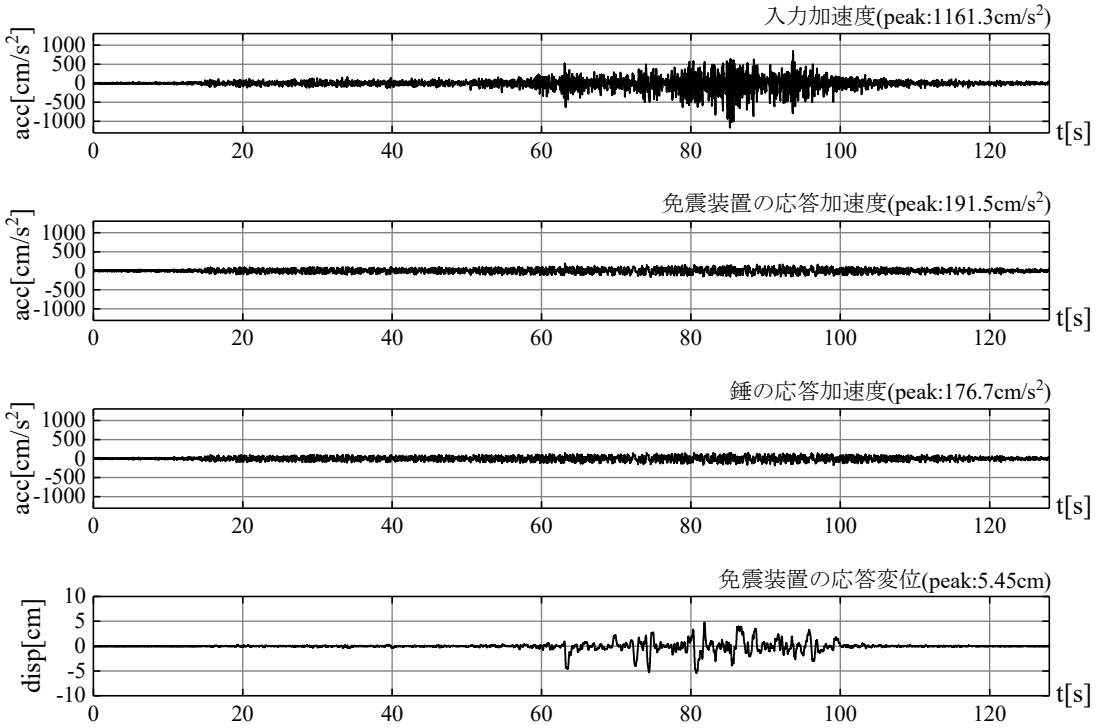


図 4.23　CASE4 の時刻歴波形(パレットの錘：20kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

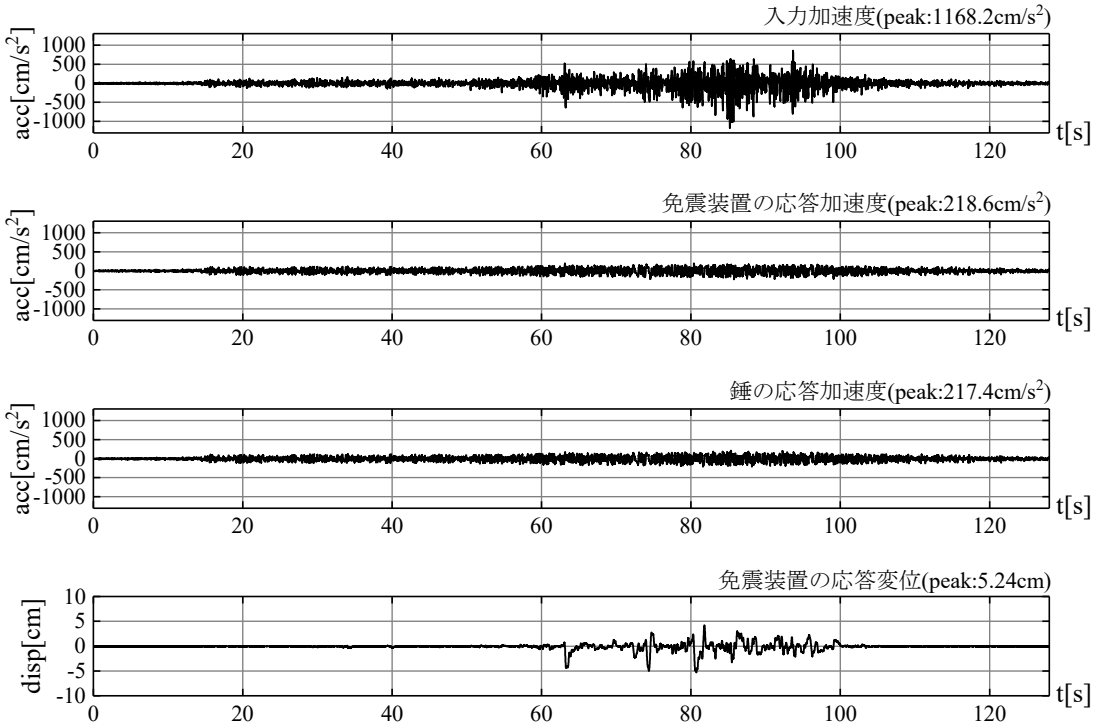


図 4.24　CASE4 の時刻歴波形(パレットの錘：50kg)

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

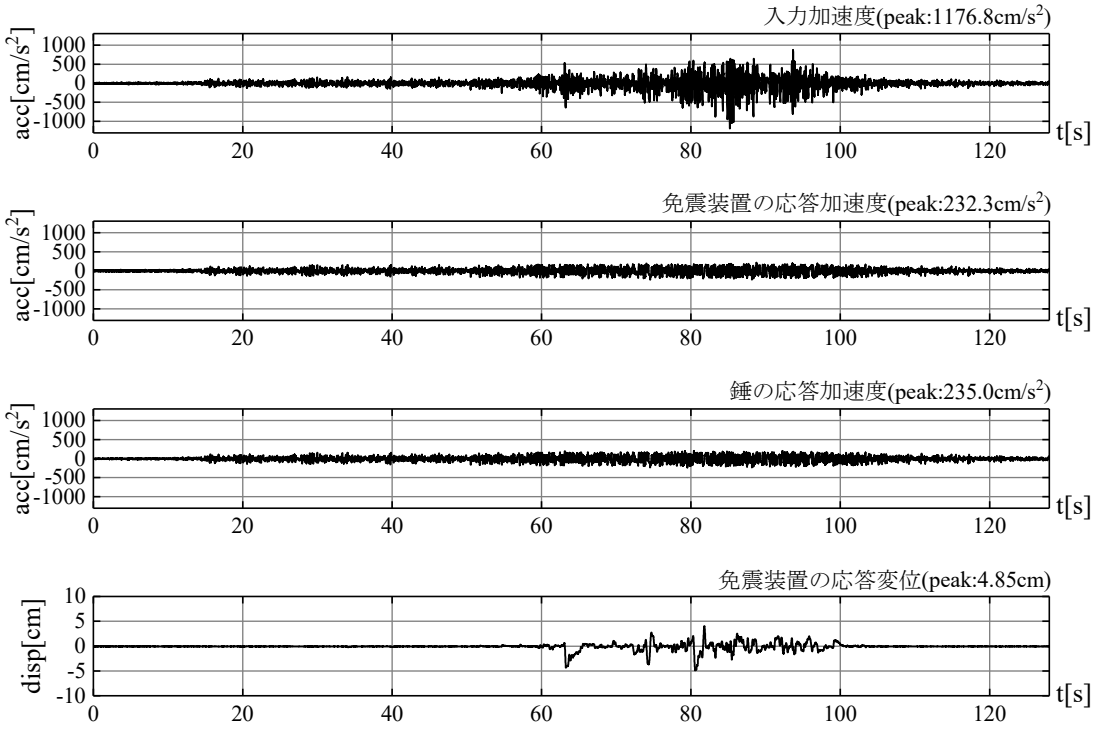


図 4.25　CASE5 の時刻歴波形（パレットの錘：20kg）

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

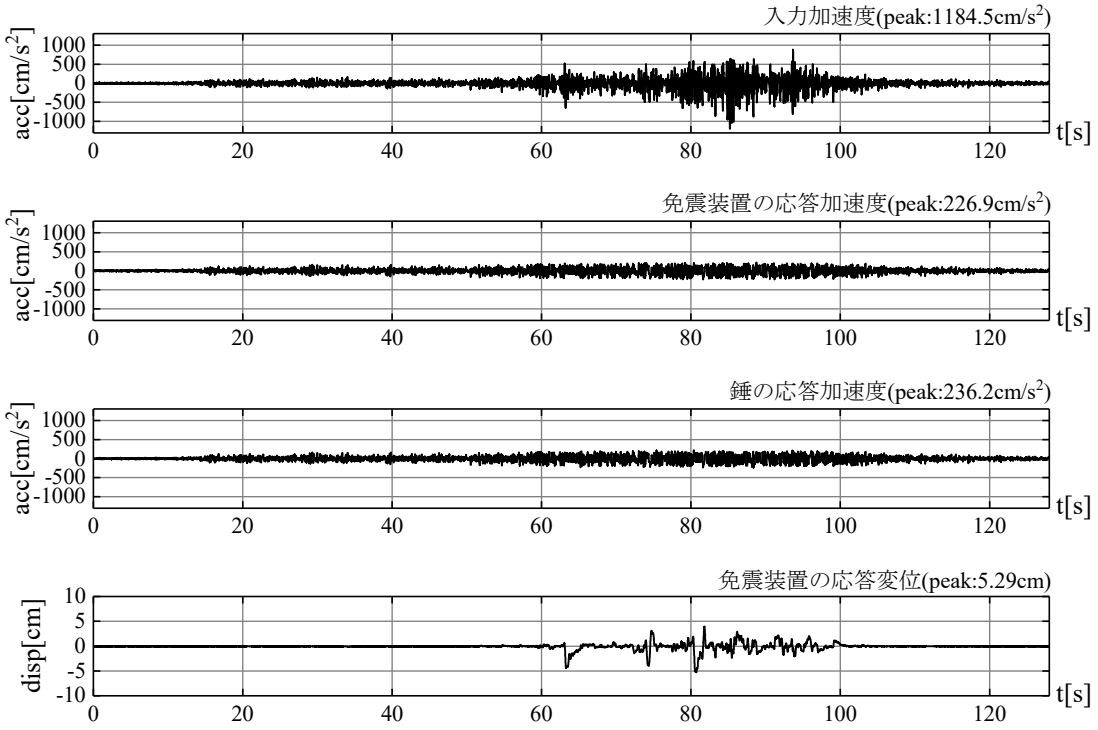


図 4.26　CASE5 の時刻歴波形（パレットの錘：50kg）

～　K-NET 白河、X 方向加振、入力目標値 1296cm/s^2　～

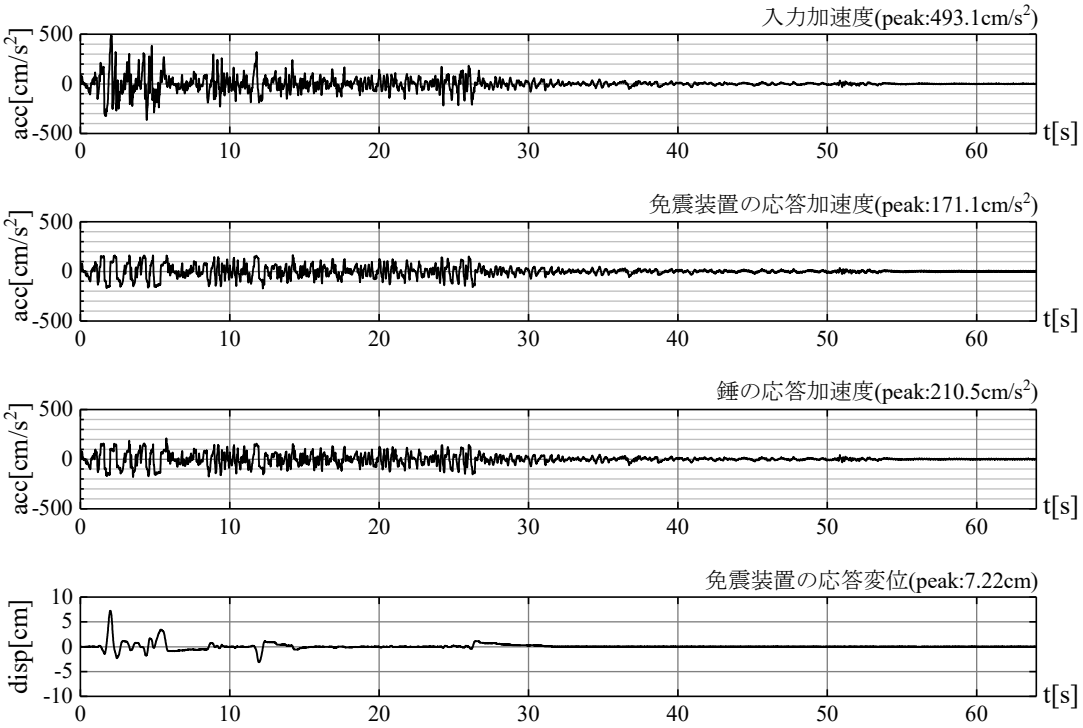


図 4.27　CASE1 の時刻歴波形(上下動なし、パレットの錘：50kg)

～　エルセントロ、X 方向加振、入力目標値 550cm/s^2　～

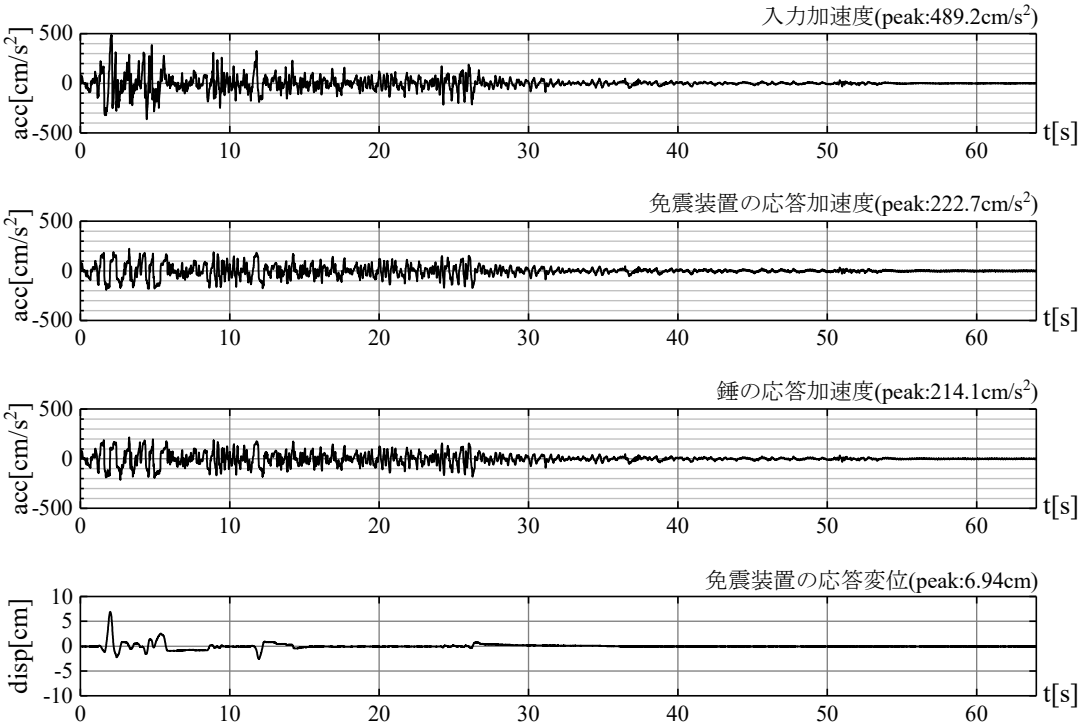


図 4.28　CASE1 の時刻歴波形(上下動あり、パレットの錘：50kg)

～　エルセントロ、ＸＺ方向加振、入力目標値 550cm/s^2、332cm/s^2　～

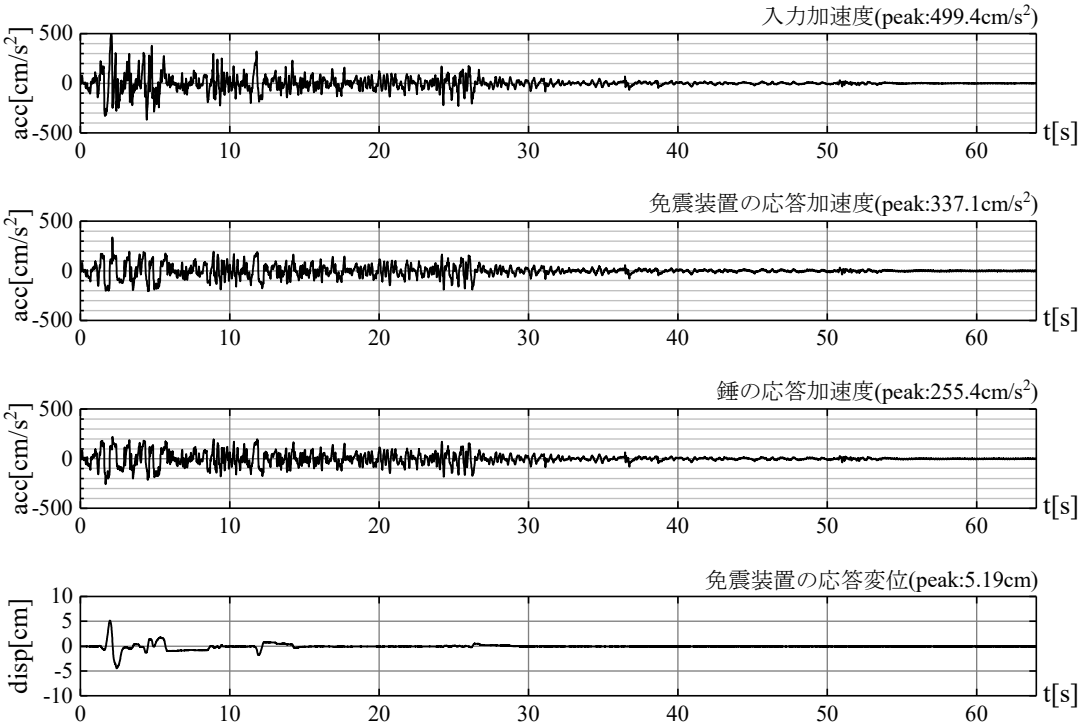


図 4.29　CASE1 の時刻歴波形（直交・上下動あり、パレットの錘：50kg）

～　エルセントロ、ＸＹＺ方向加振、入力目標値 550cm/s^2、338cm/s^2、332cm/s^2　～

4.4　パレット免震装置の性能確認

4.4.1　実験概要

実大モデルのパレット免震装置の単体性能と地震応答解析の妥当性を確認するために振動台実験を行った。実験に用いた免震装置を**図 4.30** に、仕様を**表 4.5** に示す。免震装置のすべり材の傾斜角は 3/100、水平ストロークは±20cm である。汎用的なパレットを対象とした免震装置の高さは約 5.3cm となり、薄型の免震装置を製作できた。実験では、ラックの腕木を模した鋼製の治具を振動台に固定し、その上に免震装置のあり・なし(以下、非免震)のパレット（平面 130cm×120cm サイズ）を並べて設置した。振動台実験における試験体の設置状況を**写真 4.3**、**写真 4.4**、**図 4.31**、**写真 4.5** に示す。パレットの積荷は、220kg、660kg、1100kg の錘（この際のすべり材の面圧は 185N/mm^2、306N/mm^2、391N/mm^2）を載せた場合と、書籍を入れた多段キャビネットを載せた場合（計 550kg 程度）の 4 ケースとした。パレットの積載条件を**表 4.6** に、書籍を入れたキャビネット（20kg/箱）を**写真 4.6** に示す。

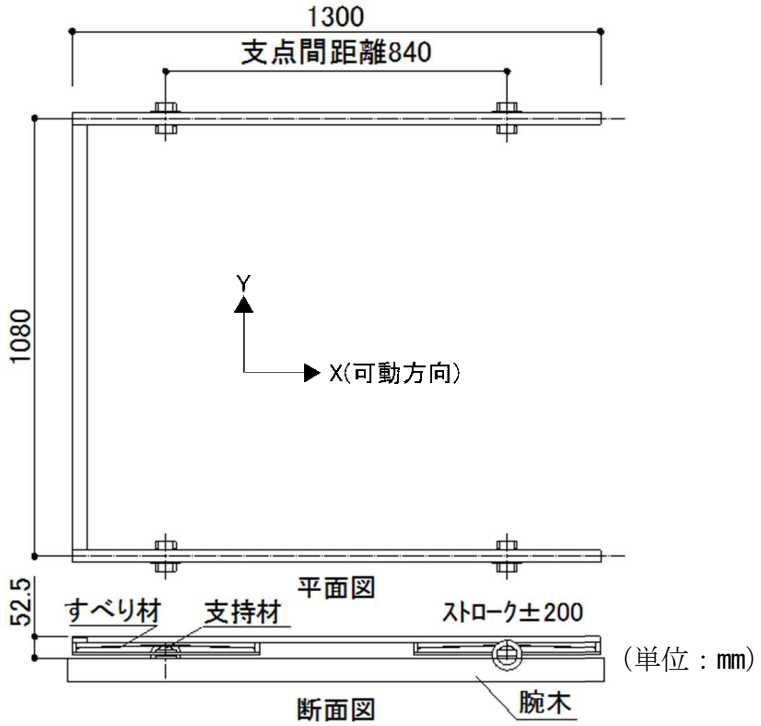
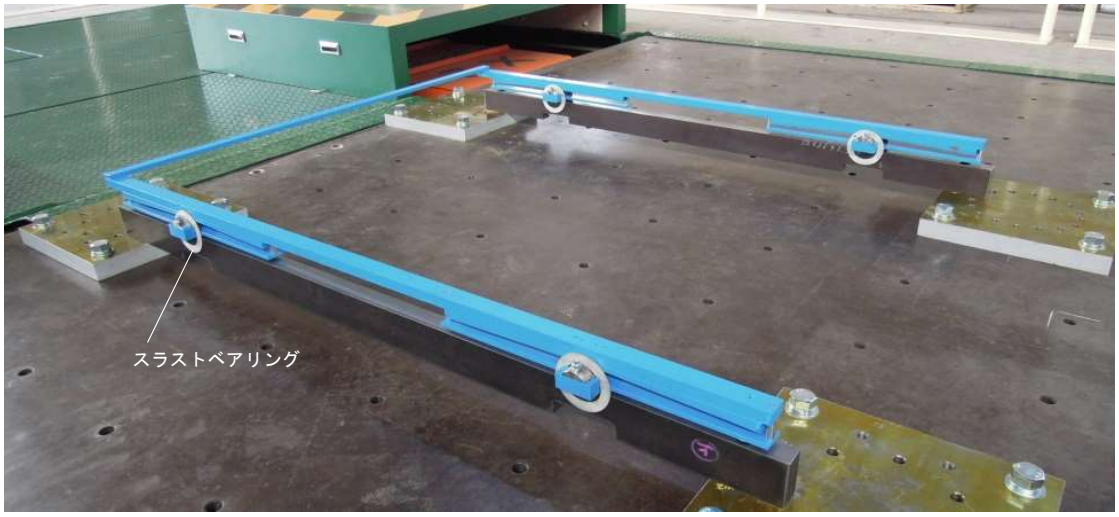


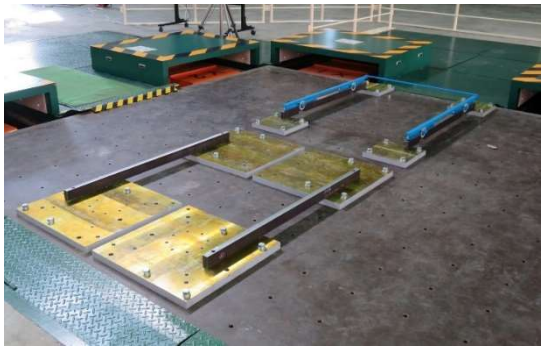
図 4.30　パレット免震装置

表 4.5　免震装置の仕様

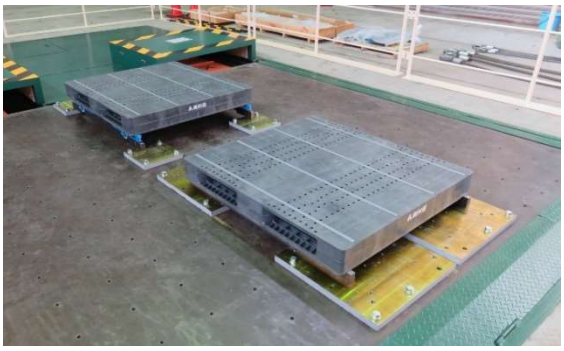
装置サイズ	1080 × 1300 × 52.5 (W × D × H) mm
変位ストローク	±200 mm
積載荷重	11 kN
摩擦係数(設計目標値)	0.06～0.08



(a)　パレット免震装置（パレット平面 130cm×120cm サイズ用）

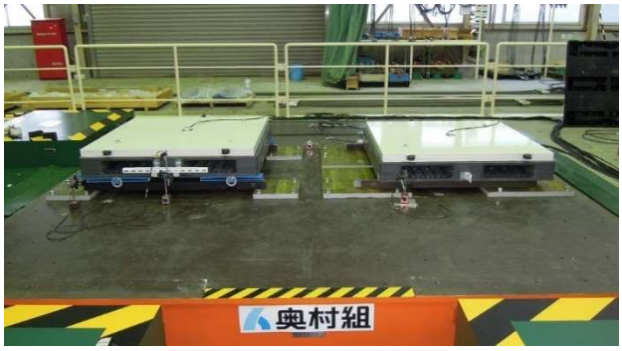


(b)　腕木と免震装置の設置状況



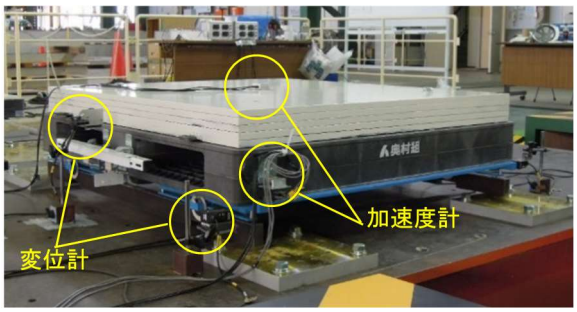
(c)　パレットの設置状況

(d)　キャビネットの設置状況



(e)　錘の設置状況

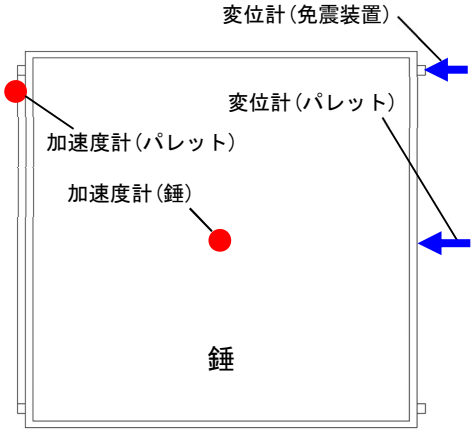
写真 4.3　パレット免震装置の振動台実験



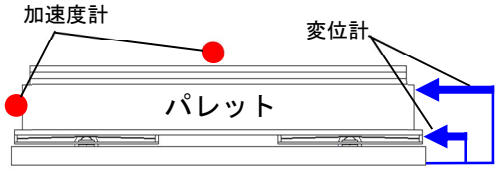
(a)　加速度計と変位計の配置

(b)　錘を載せた免震装置（作動する方向）

写真 4.4　計測器の設置状況

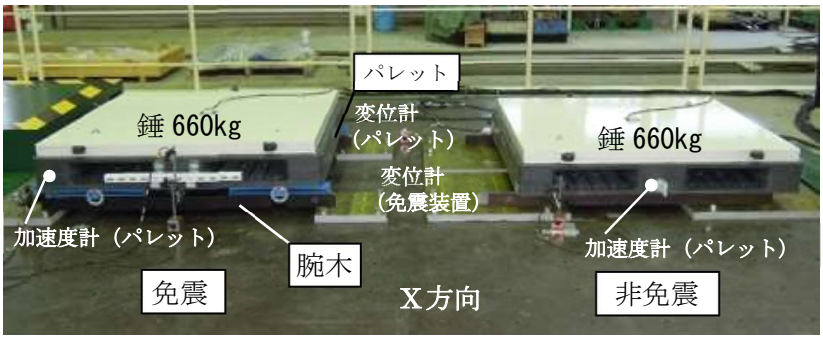


(a)　見下げ図



(b)　側面図

図 4.31　免震装置の計測点



(a) パレットに錘を載せた実験

(b)　パレットにキャビネットを載せた実験

写真 4.5　振動台実験状況（加振終了時）

表 4.6　パレットの積載条件

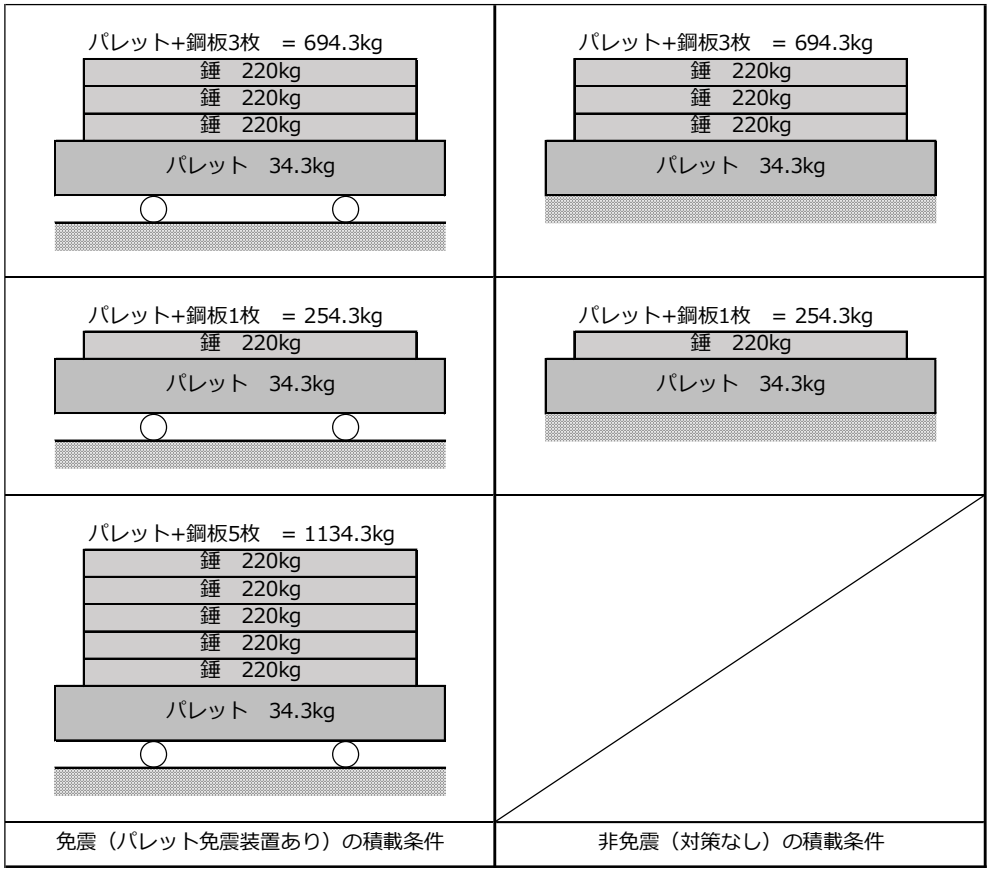


写真 4.6　書籍を入れたキャビネット（20kg/箱）

入力地震動の一覧を**表 4.7** に示す。ランダム波（0.2～50Hz）および正弦波（1.0Hz）の加振に加えて、気象庁、および防災科学技術研究所の強震観測により得られた観測波（2011 年東北地方太平洋沖地震における K-NET 白河の観測波、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測波）と 1940 年インペリアルバレー地震におけるエルセントロの観測波、1968 年十勝沖地震における八戸の観測波を用いた。免震装置の可動する間口方向（X 軸）の 1 方向を基本とし、直交方向（Y 軸）や鉛直方向（Z 軸）を加えた実験も行った。加振レベルは、最大加速度を 100cm/s^2 から段階的に大きくし、原波（白河波 1295cm/s^2）、もしくは原波を再現できない地震波は振動台で加振できる最大レベル（神戸波 600cm/s^2、エルセントロ波 550cm/s^2、八戸波 330cm/s^2）を上限とした。

表 4.7　入力地震動の一覧

入力波 （観測地）	加振方向 【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】 （ cm/s^2 ）
正弦波 1.0 Hz	【X】	400【X】
1995年1月17日 兵庫県南部地震 （神戸海洋気象台）	NS【X】	100, 200, 300, 400, 500, 600【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した6水準 （最大：600【X】・240【Z】）
	NS・EW【XY】	300【X】・225【Y】, 600【X】・450【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	300【X】・225【Y】・120【Z】, 600【X】・450【Y】・240【Z】
1940年5月18日 インペリアルバレー地震 （エルセントロ）	NS【X】	100, 342, 550【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した3水準 （最大：550【X】・330【Z】）
	NS・EW【XY】	342【X】・210【Y】, 550【X】・340【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	342【X】・210【Y】・206【Z】, 550【X】・340【Y】・330【Z】
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 （K-NET 白河）	NS【X】	100, 400, 650, 1295【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した4水準 （最大：1295【X】・440【Z】）
	NS・EW【XY】	400【X】・295【Y】, 650【X】・475【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	400【X】・295【Y】・135【Z】, 650【X】・475【Y】・220【Z】
1968年5月16日 十勝沖地震 （八戸）	NS【X】	100, 230, 330【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した3水準 （最大：330【X】・165【Z】）
	NS・EW【XY】	230【X】・180【Y】, 330【X】・260【Y】
	NS・EW・UD【XYZ】	230【X】・180【Y】・115【Z】, 330【X】・260【Y】・165【Z】

振動台実験に使用した 4 つの観測波について、X 方向（NS 成分）の入力加速度が最大となる加振ケース時の等価減衰 5%時の加速度応答スペクトルを**図 4.32** に示す。また、代表的な各観測波の時刻歴波形を**図 4.33**～**図 4.36** に示す。それぞれの入力目標値は、神戸海洋気象台の観測波については NS 成分 600cm/s^2、EW 成分 450cm/s^2、UD 成分 240cm/s^2、エルセントロについては NS 成分 550cm/s^2、EW 成分 340cm/s^2、UD 成分 330cm/s^2、K-NET 白河については NS 成分 650cm/s^2、EW 成分 475m/s^2、UD 成分 220cm/s^2、八戸については NS 成分 330cm/s^2、EW 成分 260cm/s^2、UD 成分 165cm/s^2 を示している。

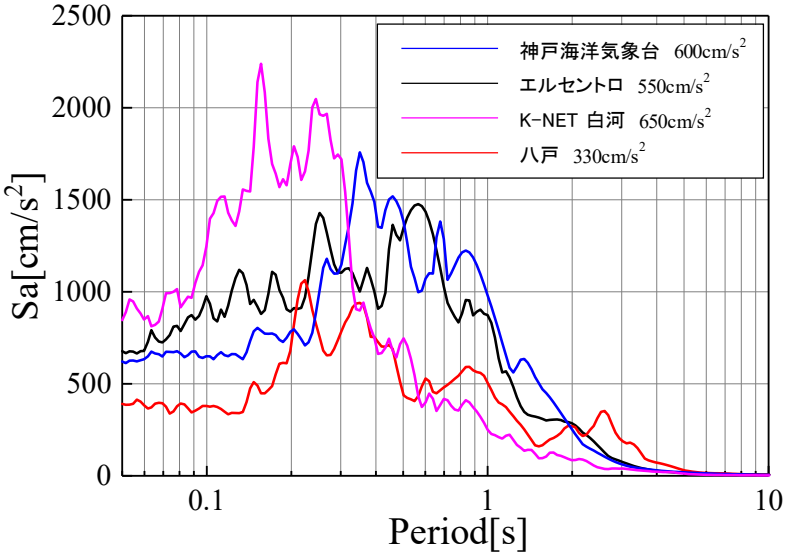
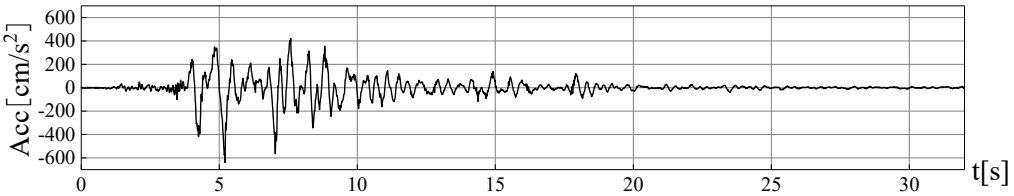
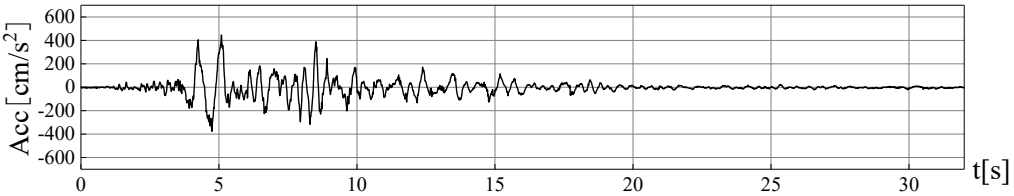


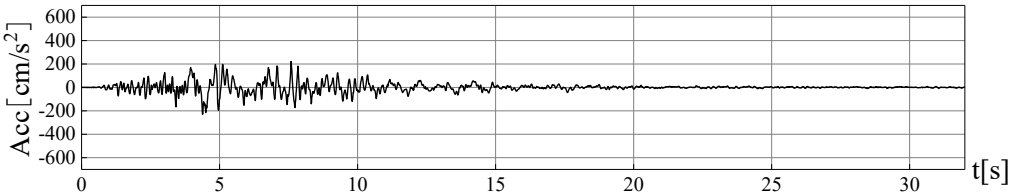
図 4.32　入力地震動の加速度応答スペクトル（等価減衰 5%）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



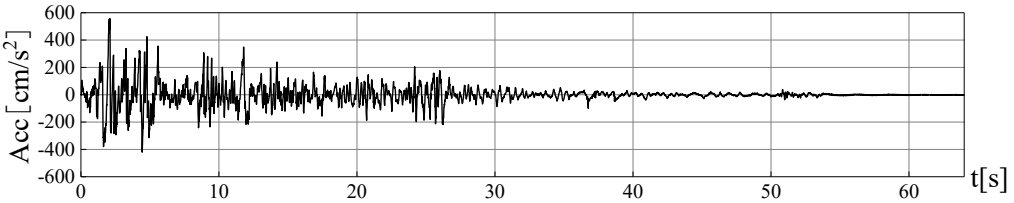
(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



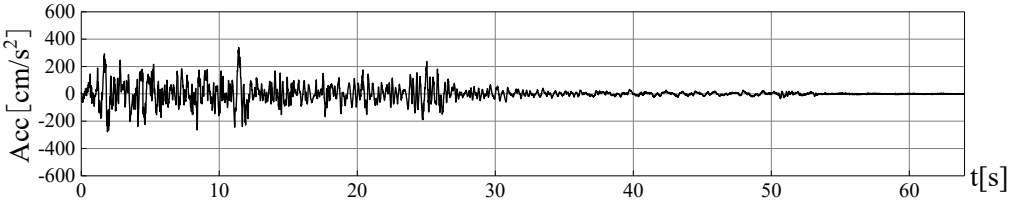
(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.33　入力地震動に使用した神戸海洋気象台の加振波

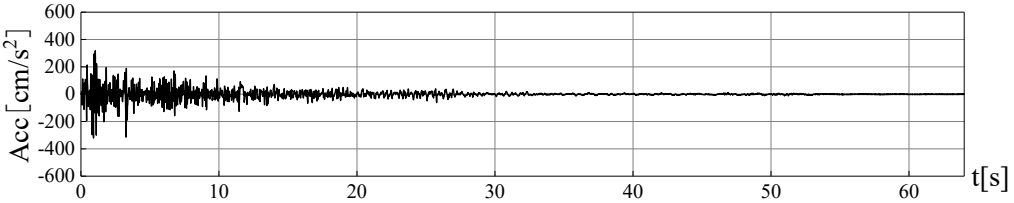
（入力目標値：NS 成分 600cm/s^2、EW 成分 450cm/s^2、UD 成分 240cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



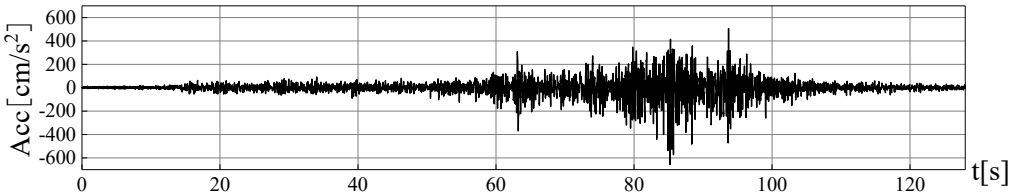
(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



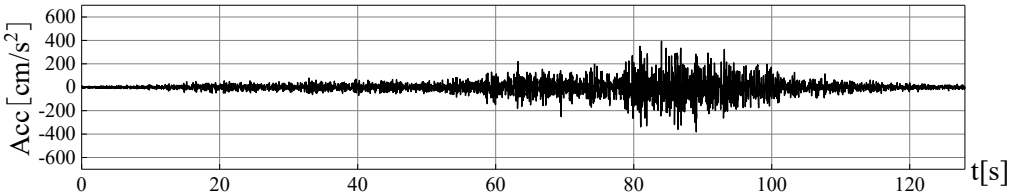
(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.34　入力地震動に使用したエルセントロの加振波

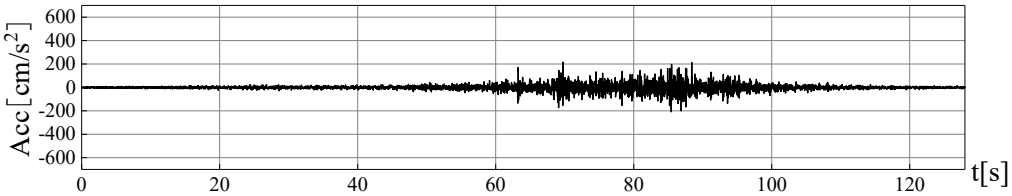
（入力目標値：NS 成分 550cm/s^2、EW 成分 340cm/s^2、UD 成分 330cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



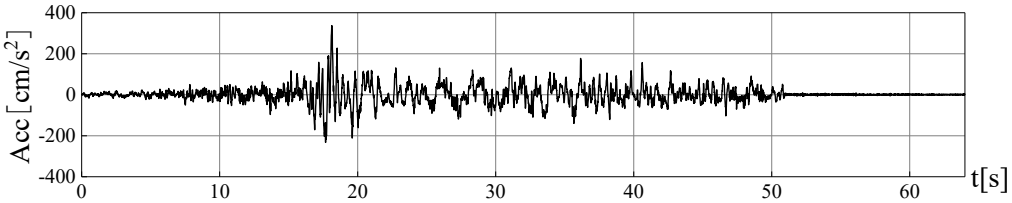
(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



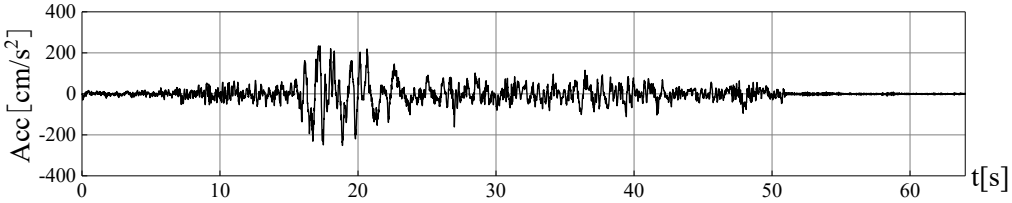
(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.35　入力地震動に使用した K-NET 白河の加振波

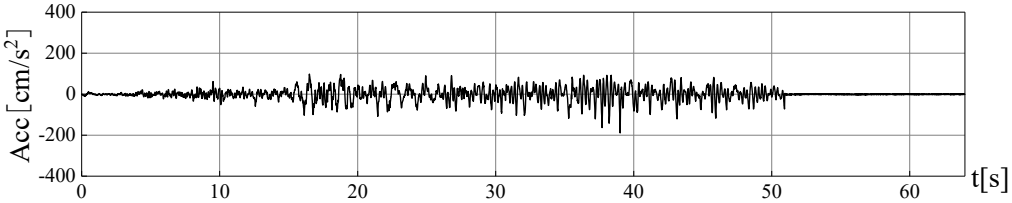
（入力目標値：NS 成分 650cm/s^2、EW 成分 475cm/s^2、UD 成分 220cm/s^2）



(a) 加速度 NS 成分〔X 方向〕



(b) 加速度 EW 成分〔Y 方向〕



(c) 加速度 UD 成分〔Z 方向〕

図 4.36　入力地震動に使用した八戸の加振波

（入力目標値：NS 成分 330cm/s^2、EW 成分 260cm/s^2、UD 成分 165cm/s^2）

4.4.2　振動台実験結果

X 方向の一軸加振における積荷の質量を 220kg、660kg、1100kg とした場合について、パレット免震装置の可動方向（X 方向）に着目した最大入力加速度とパレットの最大応答加速度の関係を**図 4.37** に示す。非免震パレットは、応答加速度が 300 cm/s^2 程度になるとパレットと腕木間で滑動が生じ、応答加速度は 400cm/s^2 程度で頭打ちとなる。これより、パレットと腕木間の摩擦係数は 0.3～0.4 と推察される。一方、免震装置上のパレットの応答加速度は 200～230cm/s^2 程度で頭打ちとなり、非免震と比べて約 50%に低減されている。質量の変化が応答加速度に及ぼす影響に着目すると、錘を 220kg とした実験と錘を 1100kg とした実験の最大応答加速度の値を比較すると 20%程度の差が見られた。これは、前述の**図 4.4** の例で示したように、パレットの積載量が小さくなることですべり材の摩擦係数が大きくなり、応答加速度が僅かに大きくなったものと推察される。

免震と非免震のパレットの時刻歴応答を比較して**図 4.38～図 4.41** に示す。免震の応答は免震装置の上に載っているパレットの応答加速度と応答変位である。免震のパレットは地震が終了すると元の位置に戻り、残留変位は発生していない。一方、非免震では、パレットの応答加速度が 300 cm/s^2 程度に達すると、パレットの滑動が始まり、残留変位が生じている。

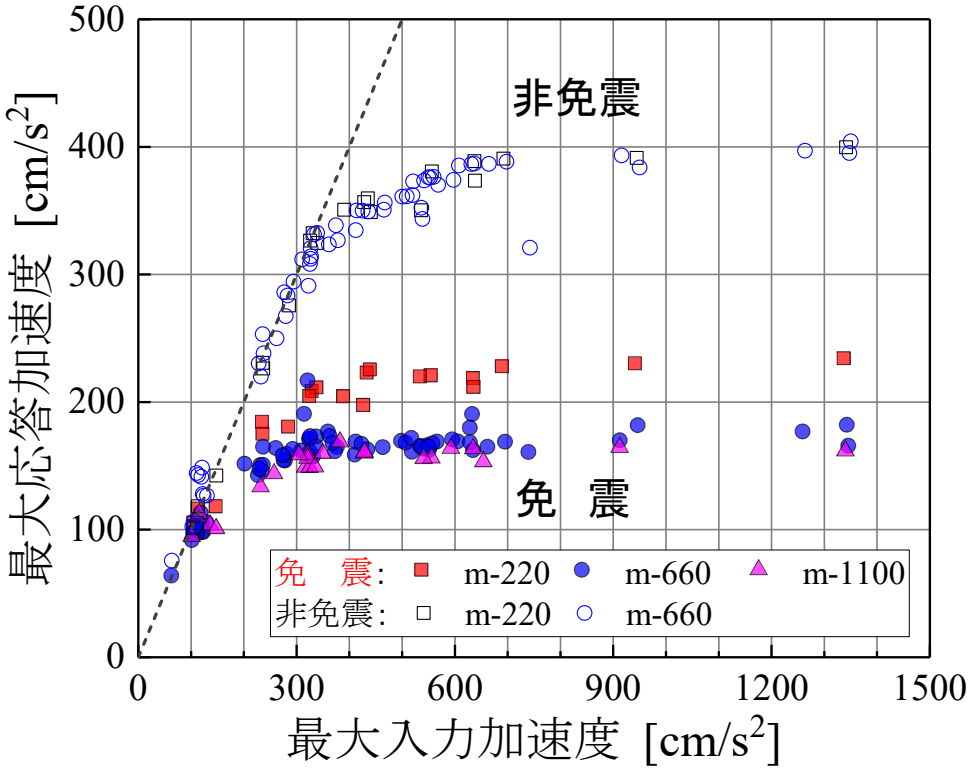


図 4.37　最大入力加速度と最大応答加速度の関係
～　質量の影響（X 方向加振）　～

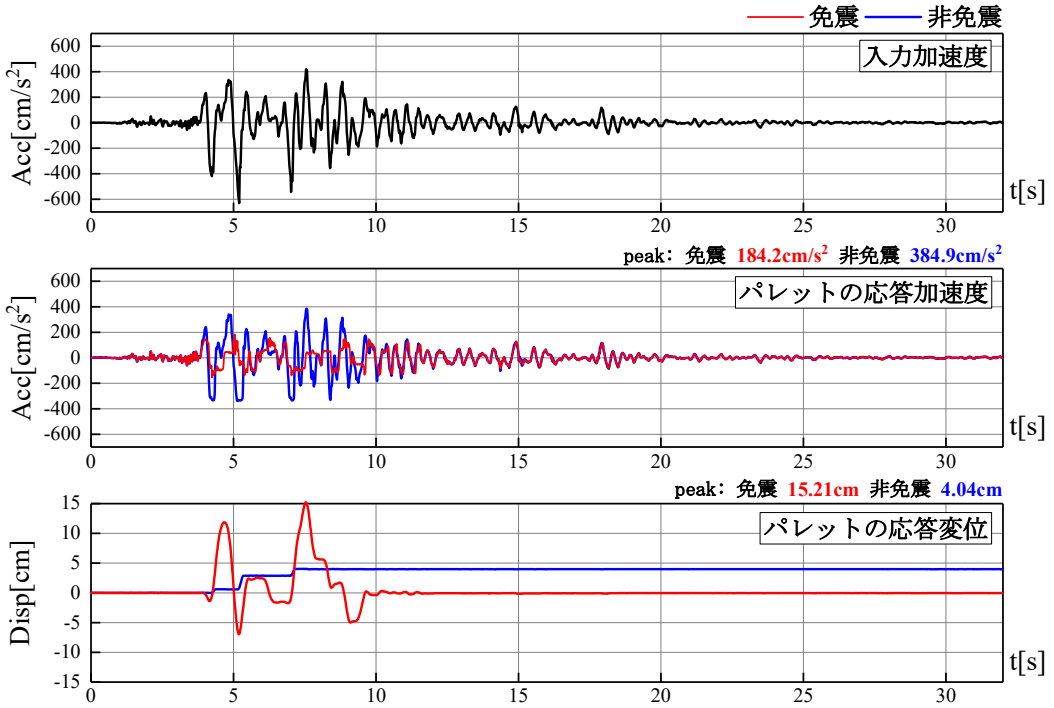


図 4.38　免震と非免震の応答比較（パレットの錘：660kg）

～　神戸海洋気象台、X 方向加振、600cm/s^2　～

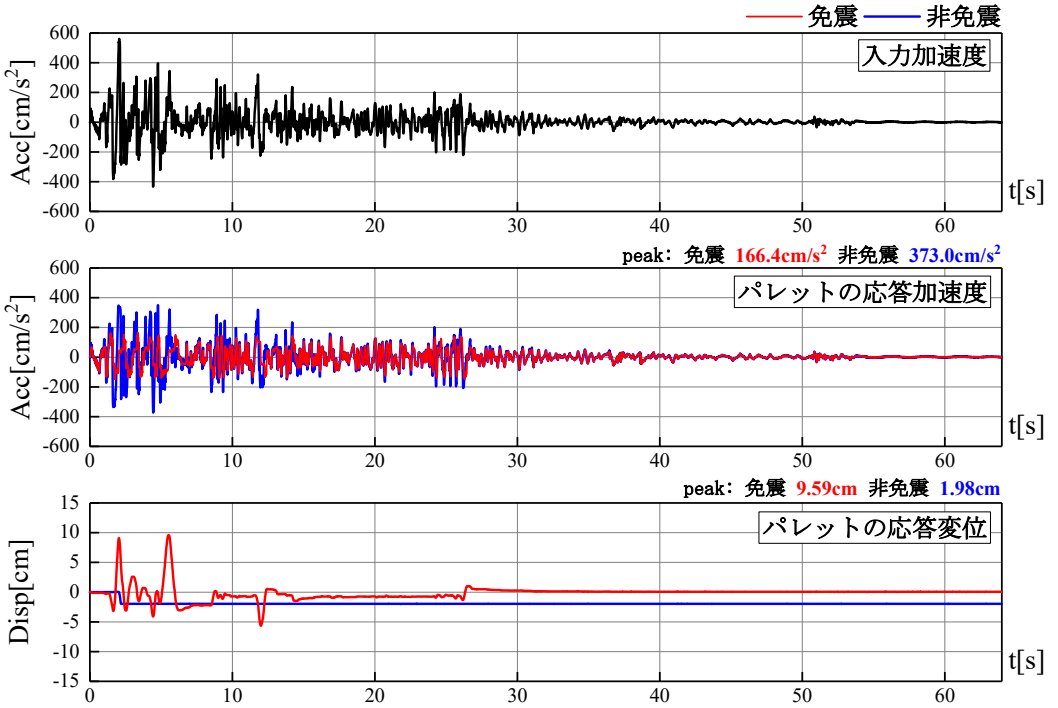


図 4.39　免震と非免震の応答比較（パレットの錘：660kg）

～　エルセントロ、X 方向加振、550cm/s^2　～

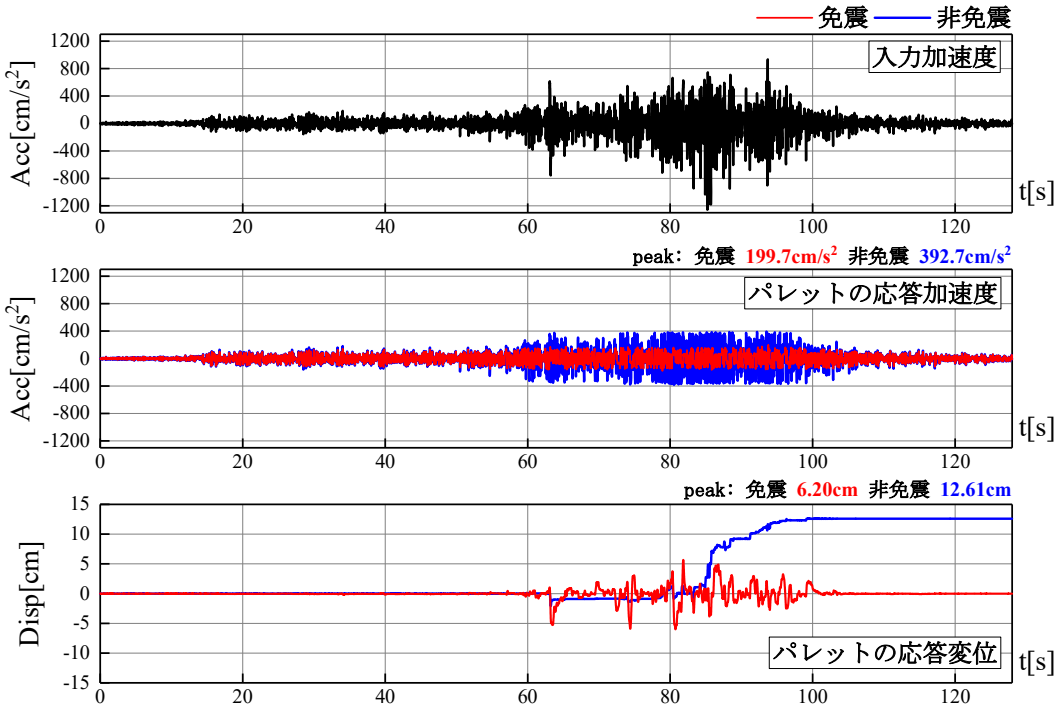


図 4.40　免震と非免震の応答比較（パレットの錘：660kg）

～　K-NET 白河、X方向加振、1296cm/s^2　～

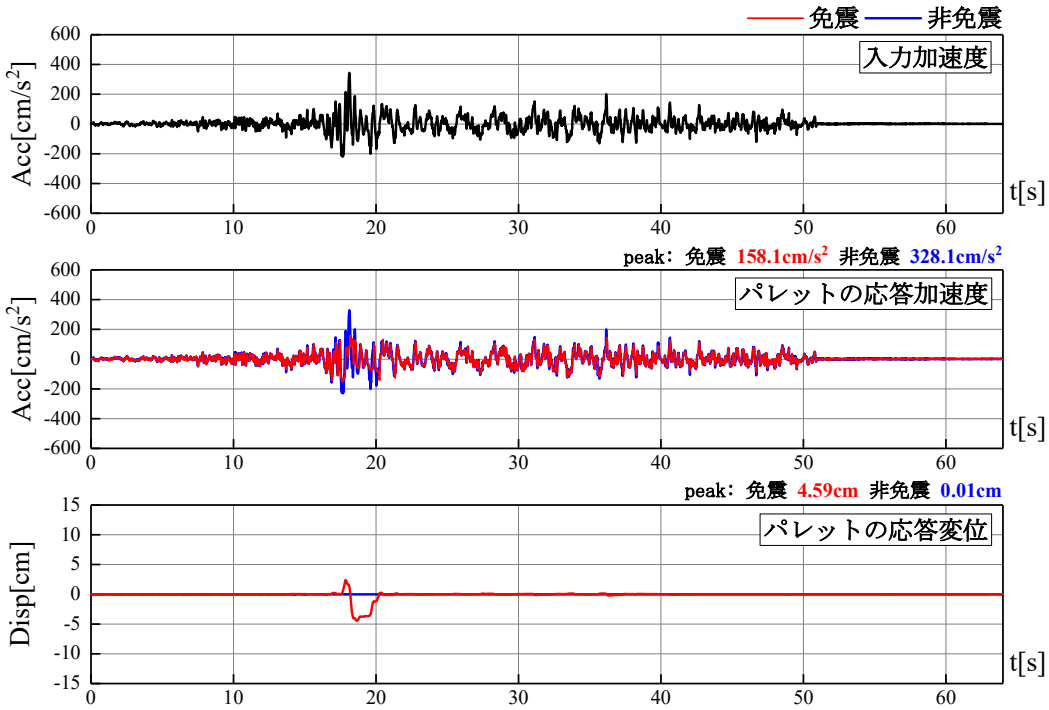


図 4.41　免震と非免震の応答比較（パレットの錘：660kg）

～　八戸、X方向加振、330cm/s^2　～

積荷の錘を 660kg として一軸（X）・二軸（XZ、XY）・三軸（XYZ）に加振した場合について、パレット免震装置の可動方向（X 方向）に着目した最大入力加速度とパレットの最大応答加速度の関係を**図 4.42** に示す。振動台実験において二軸（XZ、XY）や三軸（XYZ）の加振を行う目的は、パレット免震装置の可動方向に対して直交方向や鉛直方向の地震力が作用した場合でも、可動方向の応答低減効果が損なわれないことを確認するためである。

非免震パレットは、応答加速度が 300 cm/s^2 程度になるとパレットと腕木間で滑動が生じ、一軸（X）加振の応答加速度は 400cm/s^2 程度で頭打ちとなる一方で、二軸（XZ）加振においては 500cm/s^2 程度で頭打ちとなった。免震装置上のパレットの応答加速度は 200cm/s^2 程度で頭打ちとなり、非免震と比べて 50%以下に低減されている。これより、パレット免震装置は、二軸・三軸に加振した場合でも可動方向の応答低減効果は安定しており、可動方向に対して直交方向や鉛直方向の地震力が作用した場合でも、地震対策の対象である可動方向の応答低減効果が損なわれないことを確認した。

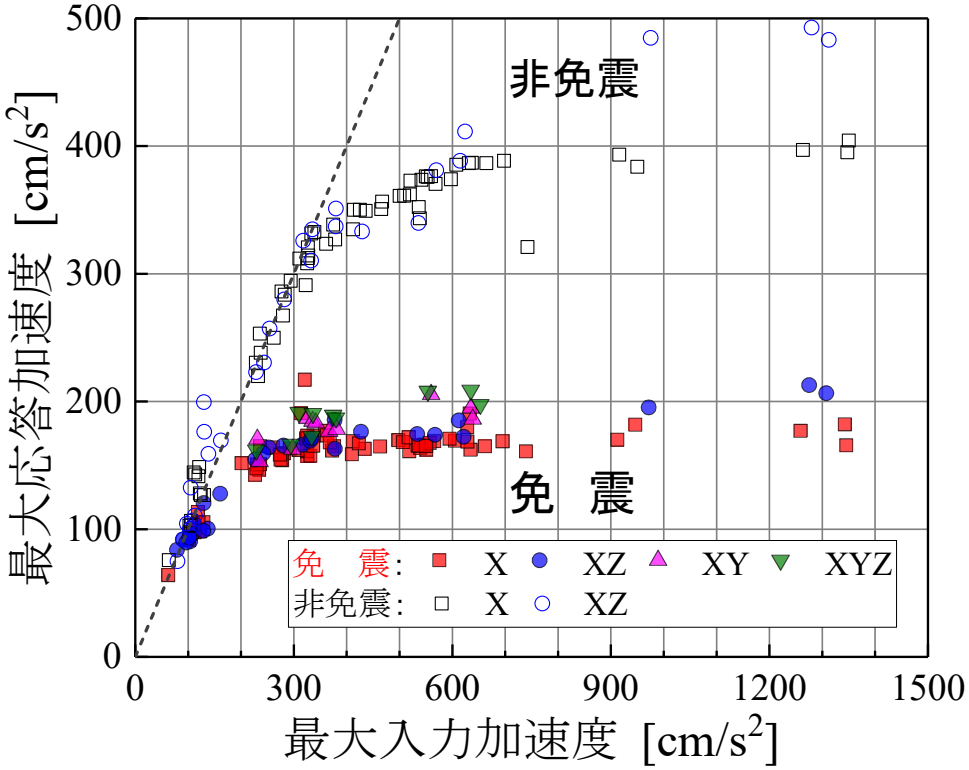


図 4.42　最大入力加速度と最大応答加速度の関係
～　加振方向の影響（パレットの錘：660kg）　～

一軸（X）・二軸（XZ、XY）・三軸（XYZ）に加振した場合について、最大入力加速度とパレット残留変位の関係を**図 4.43** に示す。また、最も大きい残留変位が生じた実験ケースについて、免震パレットと非免震パレットの応答変位の比較を**図 4.44** に示す。非免震パレットの残留変位は、入力加速度が 500cm/s^2 以上になると徐々に大きくなる。一方、免震装置上のパレットは、免震装置と一体で滑動し、加振後には元の位置に戻り、残留変位は概ねゼロとなった。これより、パレットを載せた免震装置は、地震が終了すると、すべり材の傾斜による復元力によって元の位置に復帰することを確認した。今回の実験範囲において、パレット免震装置は間口方向における滑動や残留変位を抑制できたことから、荷崩れ・落下防止の効果が期待できる。

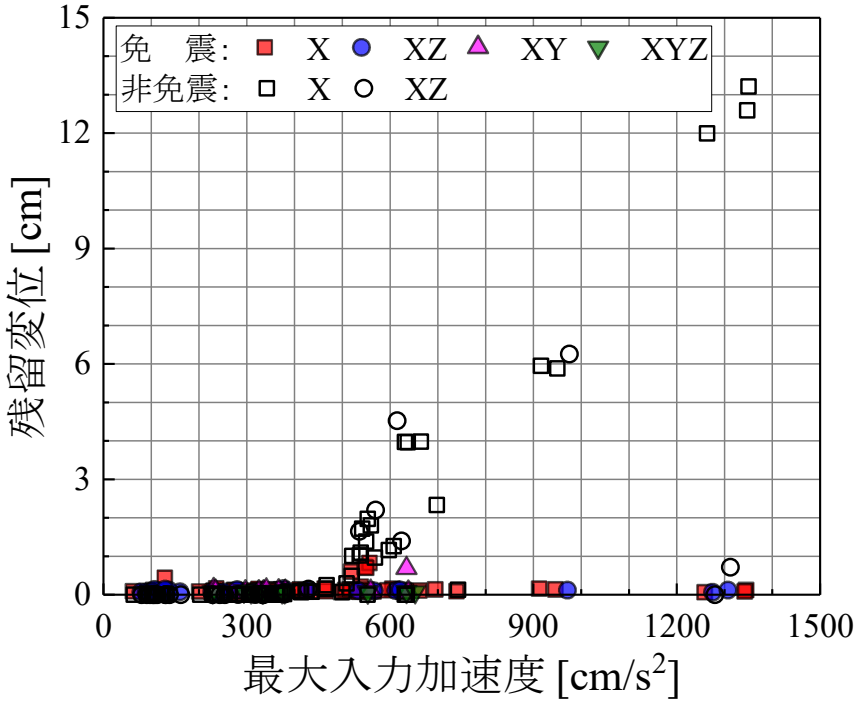


図 4.43　最大入力加速度とパレット残留変位の関係

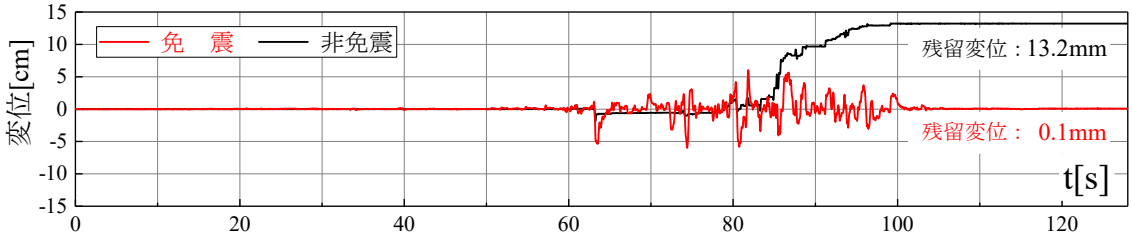
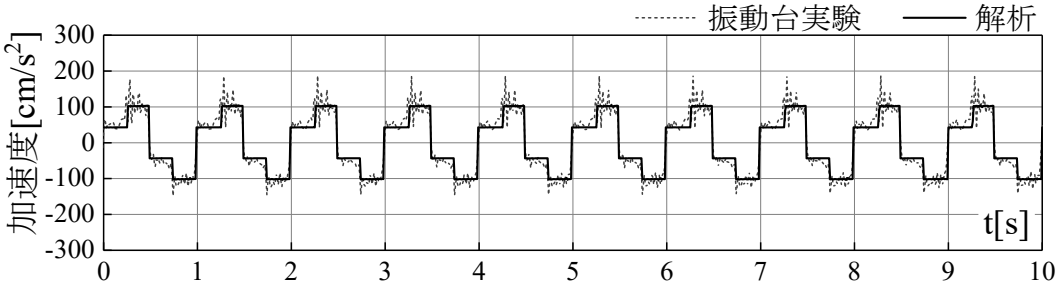


図 4.44　免震と非免震のパレット応答変位

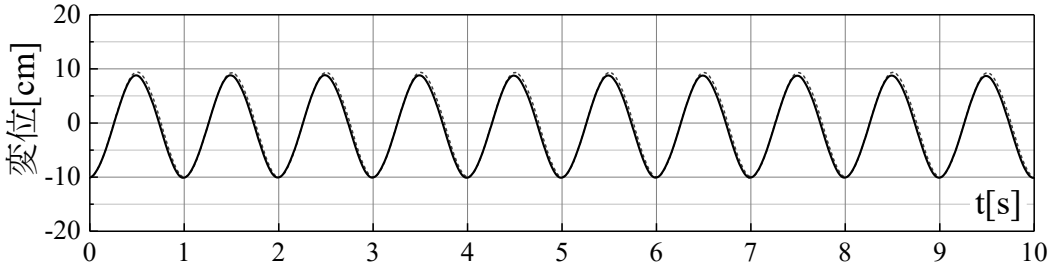
(K-NET 白河、X 方向加振、1295cm/s^2、パレットの錘 660kg)

4.4.3　実験と地震応答解析の比較

パレット免震装置の振動台実験を対象として、ラックやパレットの仕様に応じた設計を行うことを目的に、地震応答解析の妥当性を確認する。**第 2 章**で述べたように簡易な摩擦系剛体モデルの解析手法により、パレット免震装置の実験（m=660kg）と地震応答解析の比較を行う。解析に用いた数値積分法は、線形加速度法とした。解析では、免震装置のすべり材の傾斜角を 3/100 とし、摩擦係数は免震装置の可動方向と直交方向の振動等による摩擦の影響を考慮し、材料試験で得られた数値よりも僅かに大きく 0.074 とした。実験と地震応答解析を比較して、正弦波（1.0Hz、 X 方向、最大入力加速度 400cm/s^2）の結果を**図 4.45** に、白河波（X 方向、XYZ 方向、X 方向の最大入力加速度 650cm/s^2）の結果を**図 4.46** に示す。地震応答解析は、実験に見られる免震装置の部分振動等による高次振動やすべり材の微細な不陸による影響までは評価できないが、入力地震動によらず一軸加振や三軸加振において振動台実験の加速度の主応答や変位応答を概ね再現しており、免震装置の評価手法として妥当であることを確認した。

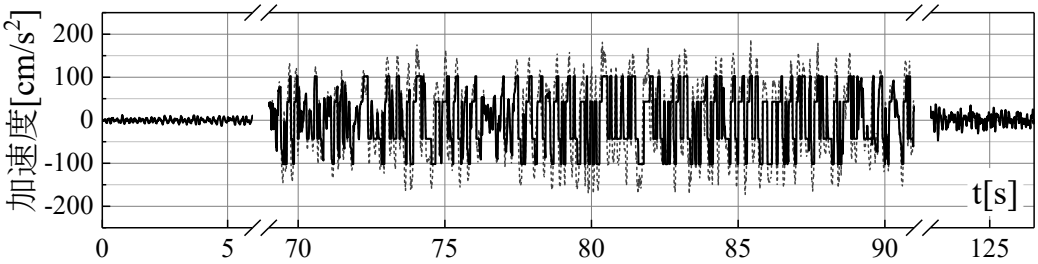


(a) 免震パレットの応答加速度(正弦波 1Hz、X 方向加振、400cm/s^2)

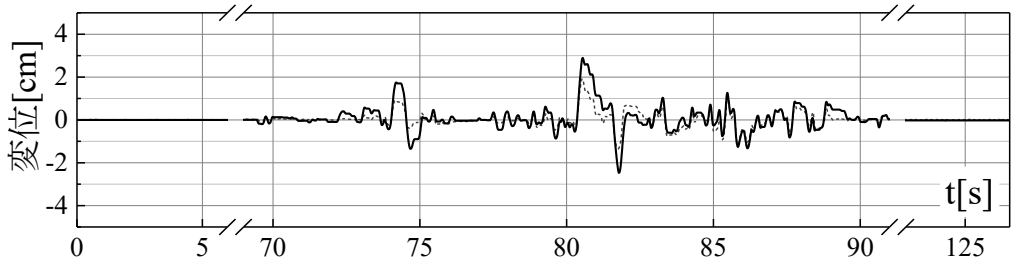


(b) 免震パレットの応答変位(正弦波 1Hz、X 方向加振、400cm/s^2)

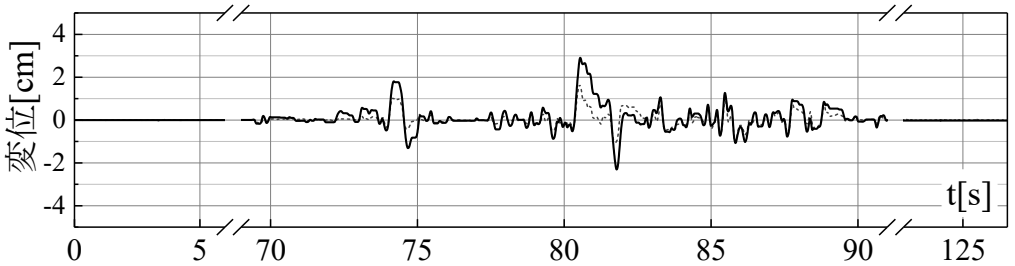
図 4.45　振動台実験とシミュレーションの比較(m=660kg)
～　正弦波 1Hz、X 方向加振、400cm/s^2　～



(a) 免震パレットの応答加速度(K-NET 白河、Ｘ方向加振、650cm/s^2)



(b) 免震パレットの応答変位(K-NET 白河、Ｘ方向加振、650cm/s^2)



(c) 免震パレットの応答変位(K-NET 白河、XYZ 方向加振、650cm/s^2)

図 4.46　振動台実験とシミュレーションの比較(パレットの錘：660kg)
～　K-NET 白河、Ｘ加振・ＸＹＺ加振、650cm/s^2　～

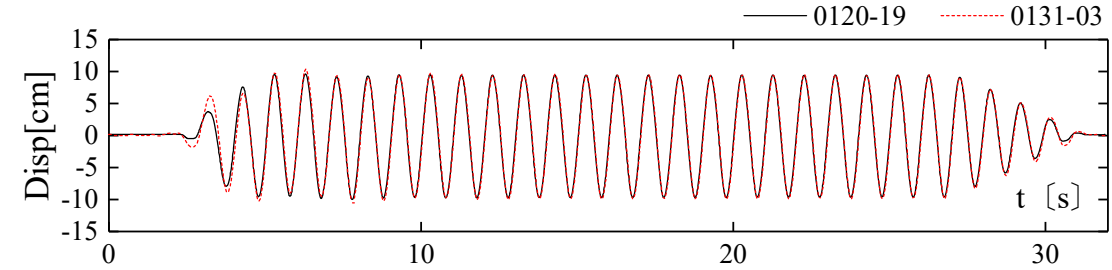
4.4.4　加振の繰り返しによる影響

パレット免震装置（平面サイズ 130cm×120cm パレット用）の振動台実験において、加振の繰り返しが応答に与える影響について検討する。同一の入力地震動を用いた実験ケースを対象に、初期と複数回加振後の結果を比較することで、繰り返しによる応答の変化を確認する。対象とした実験ケースと最大応答値の一覧を**表 4.8** に示す。いずれもパレット免震装置の上にパレットと錘（660kg）を積載した一軸加振（X 軸）の実験ケースである。初期と複数回加振後の実験結果を比較した時刻歴波形を**図 4.47～図 4.51** に示す。なお、実験結果には、0.1Hz から 20Hz のバンドパスフィルター処理を施している。地震波加振におけるパレットの最大応答加速度は、パレット免震装置の累積水平変位量が増加するのに伴い、3～15%程度の増加が見られた。

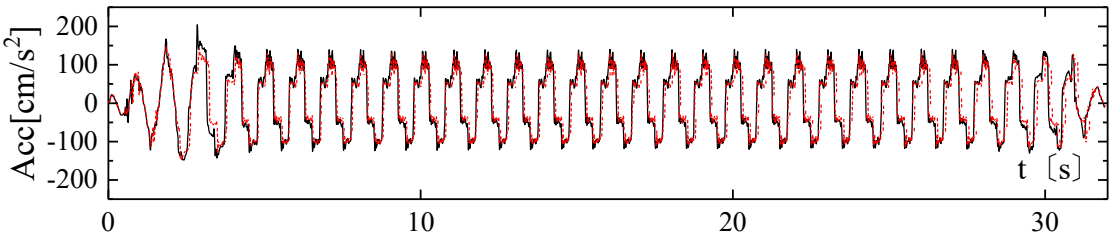
表 4.8　初期と複数回後の最大応答値の比較

比較ケース	Wave No	$\Sigma\delta_h$ ※1 [m]	Peak				
			Inp-Acc ※2 [cm/s^2]	Acc ※3 [cm/s^2]	Acc/Inp-Acc	複数回加振後の比	δ_h ※4 [cm]
エルセントロ (X軸:550gal)	2017/01/16-05	25.0	555.5	142.3	0.26	1.12	9.59
	2017/01/20-05	173.8	563.8	161.1	0.29		10.65
神戸海洋気象台 (X軸:600gal)	2017/01/16-11	27.9	622.7	142.5	0.23	1.15	15.60
	2017/01/20-11	177.1	617.2	162.9	0.26		10.79
八戸 (X軸:330gal)	2017/01/16-16	29.7	325.9	143.1	0.44	1.03	5.23
	2017/01/20-27	314.2	329.4	149.2	0.45		3.58
K-NET 白河 (X軸:650gal)	2017/01/16-19	30.7	589.7	152.0	0.26	1.11	2.34
	2017/01/20-39	320.4	585.6	168.1	0.29		1.93

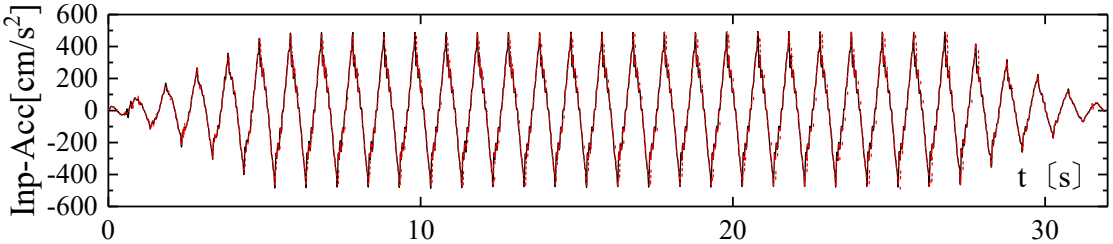
※1) 加振前の累積水平変位量
※2) 最大入力加速度
※3) パレットの最大応答加速度
※4) 免震装置の最大水平変位



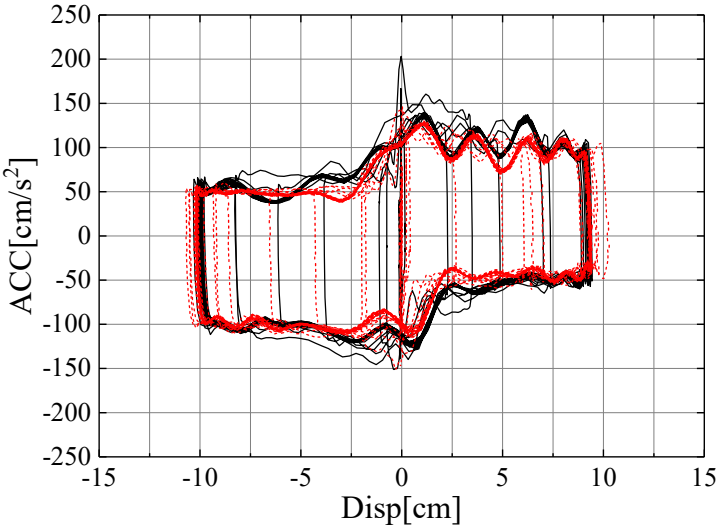
(a) パレット免震装置の応答変位



(b) パレット免震装置の応答加速度



(c) 振動台の入力加速度



(d) 応答加速度と応答変位の関係

図 4.47　初期と複数回加振後の応答比較（正弦波 1.0Hz、X 方向、400 cm/s^2 加振）

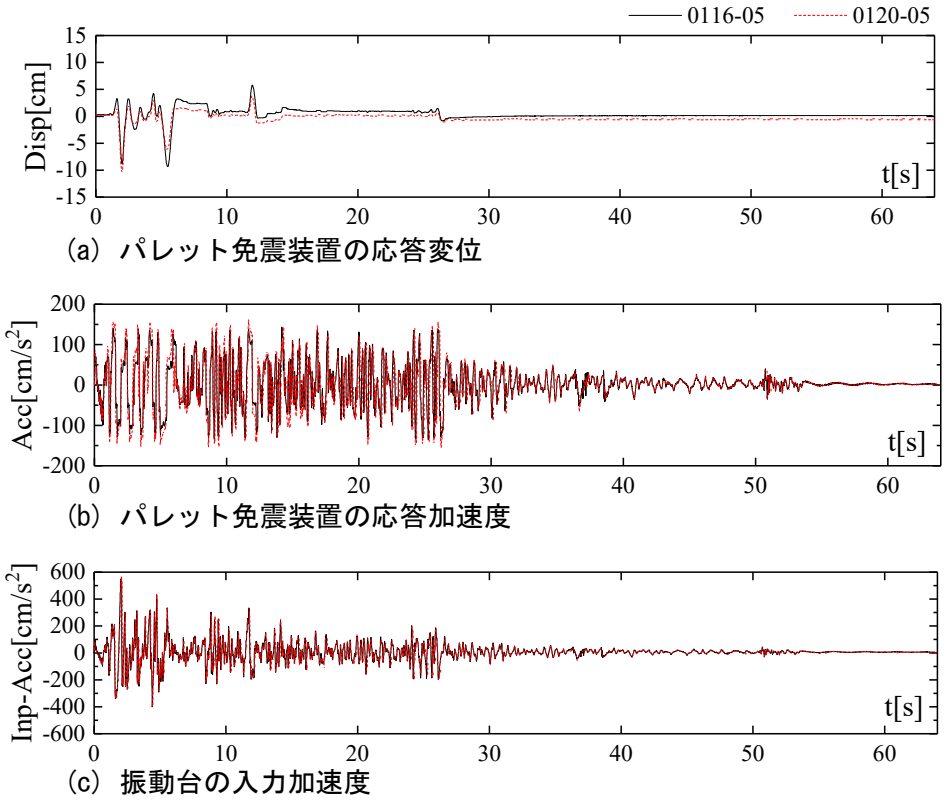


図 4.48　初期と複数回加振後の応答比較（エルセントロ、X 方向、550 cm/s^2）

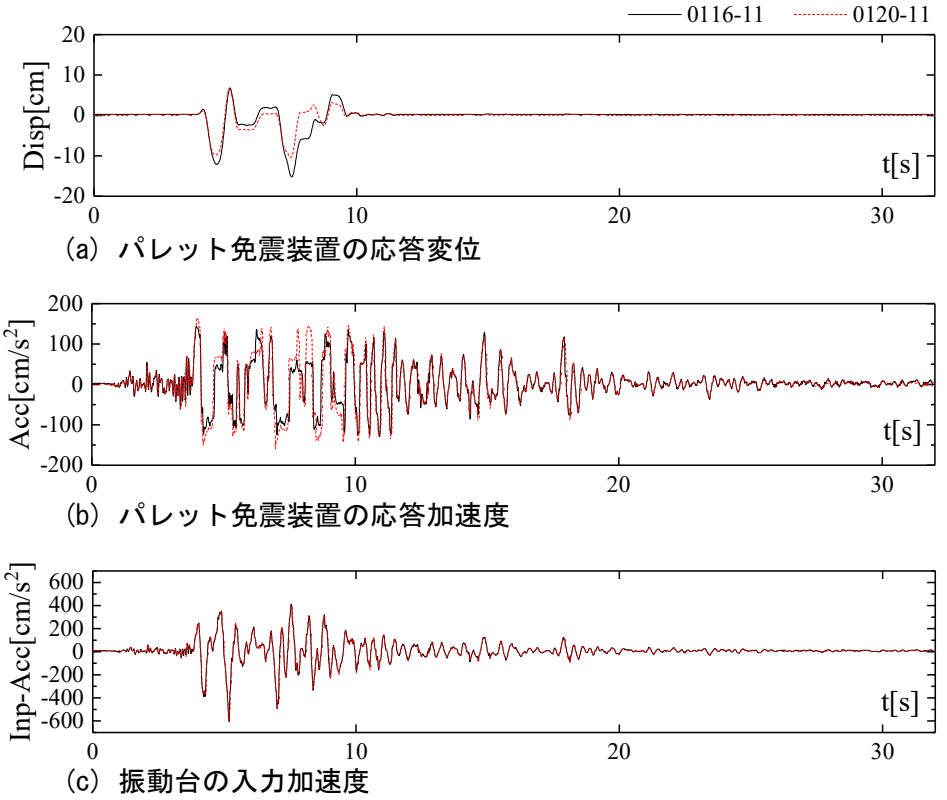


図 4.49　初期と複数回加振後の応答比較（神戸海洋気象台、X 方向、600 cm/s^2）

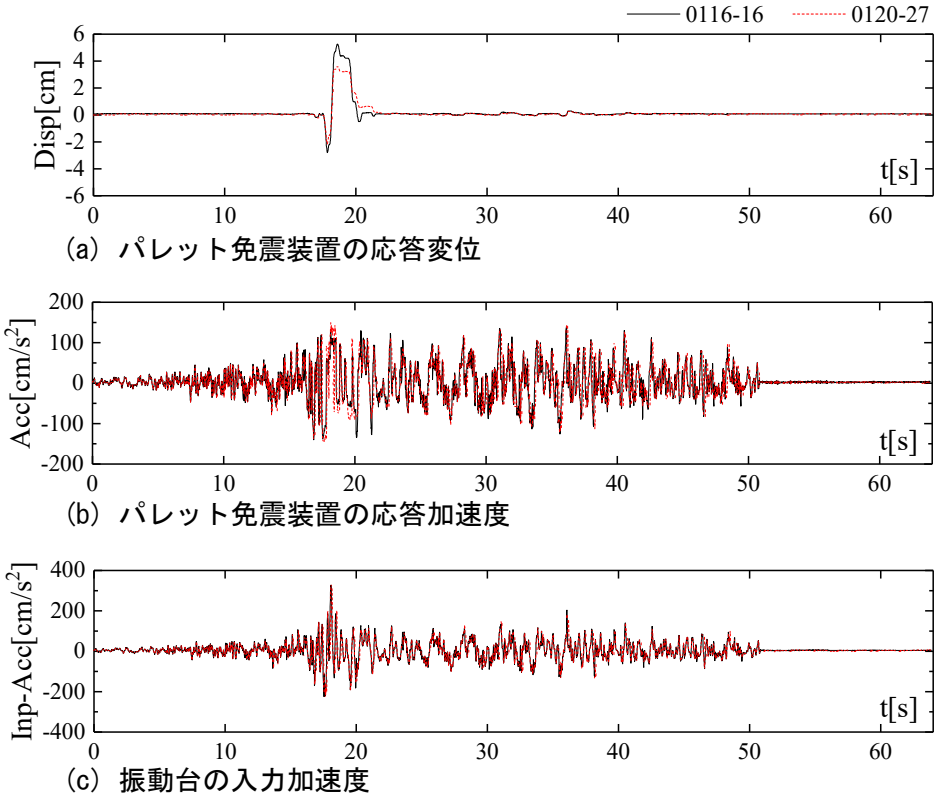


図 4.50　初期と複数回加振後の応答比較（八戸、X 方向、330 cm/s^2）

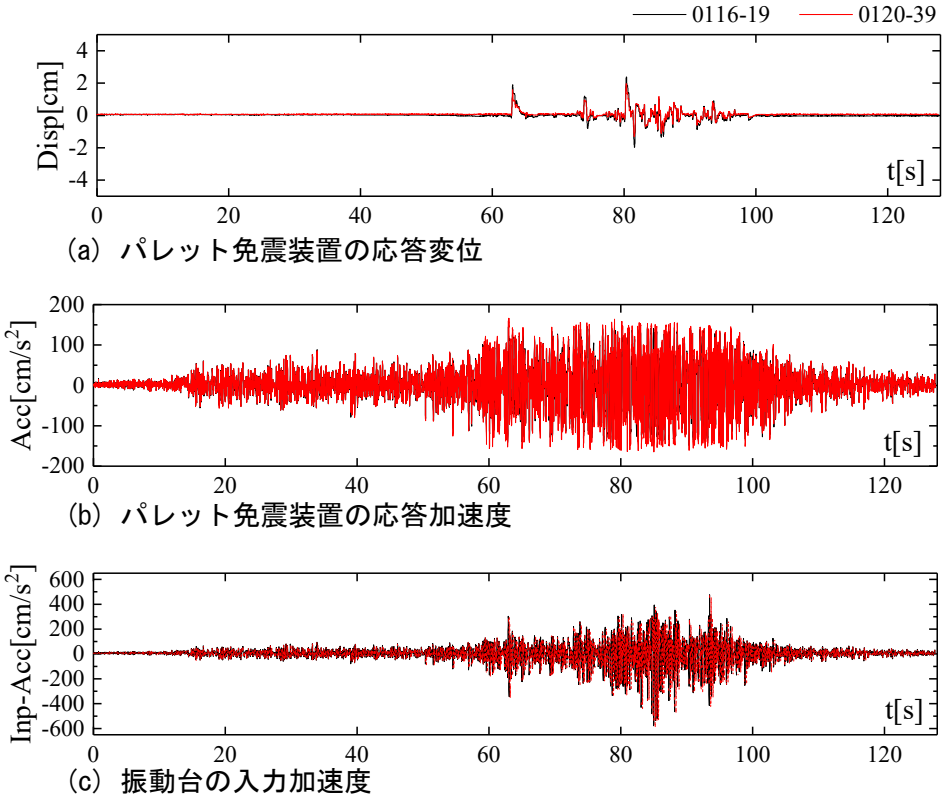


図 4.51　初期と複数回加振後の応答比較（K-NET 白河、X 方向、650 cm/s^2）

パレット免震装置の支持材にはステンレス材を用い、すべり材には高荷重条件下において耐摩耗性に優れたバックメタル付き四ふっ化エチレン樹脂複層軸受材を使用している。そこで、振動台実験の結果から免震装置の累積水平移動量を算定し、すべり材の耐久性について検討した。本装置を用いた全ての加振ケースから算定した結果、累積水平移動量は約 460m となり、K-NET 白河で観測された地震に換算すると約 130 回程度を経験したことになる。振動台実験全ケースを対象に、5mm 間隔毎の累積水平移動量の分布を**図 4.52** に示す。5mm 間隔毎の累積値は、分割した区間において実際に滑動した水平移動量を累積している。この結果より、パレット免震装置の原点付近において、移動量が大きいことを確認した。

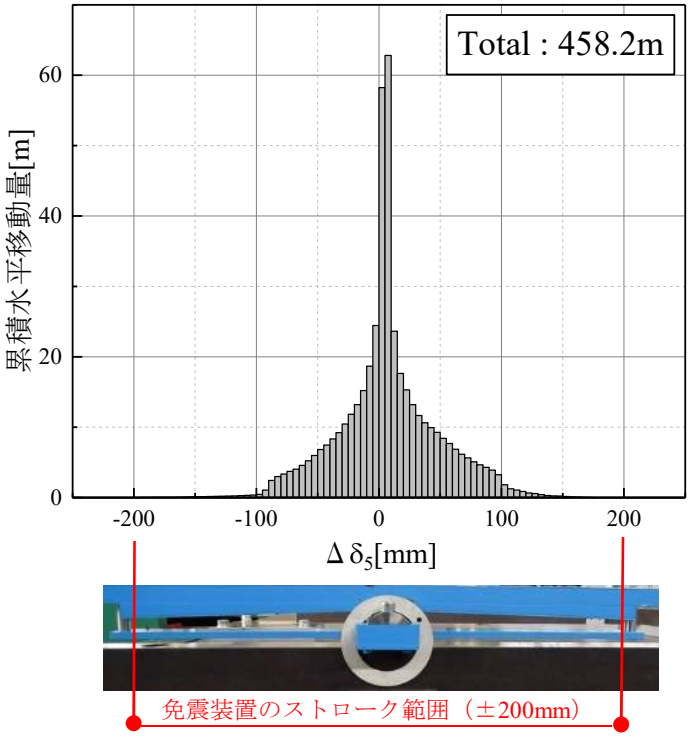


図 4.52　累積水平移動量の分布（5.0mm 間隔毎）

振動台実験が終了した後、パレット免震装置からすべり材を取り外し、マイクロスコープにより観察した摩擦面の状態を**図 4.53** に、すべり材の摩耗深さを**図 4.54** に示す。摩耗深さは、レール幅に沿って 3 点を測定した値の平均値である。すべり材は、免震装置の原点付近において局所的な摩耗が見られるが、摩耗深さは 14〔μm〕程度であり、微小であることを確認した。

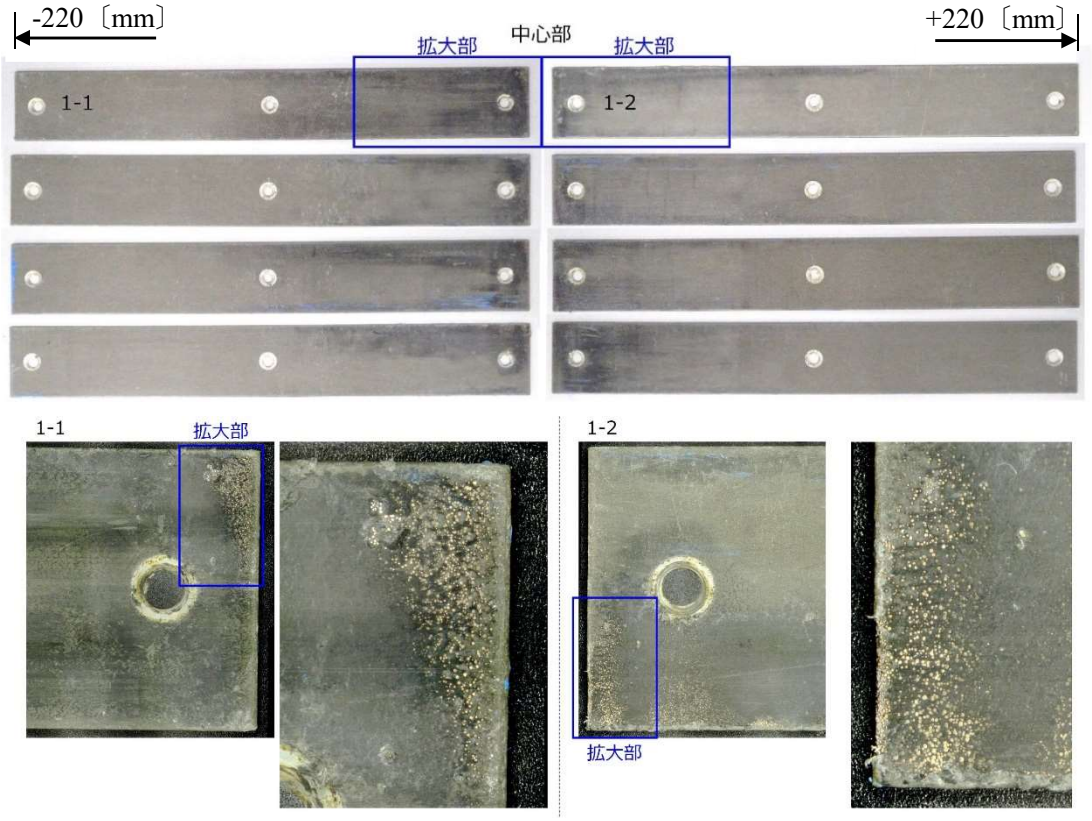


図 4.53　すべり材の摩擦面の状態（実験終了後）

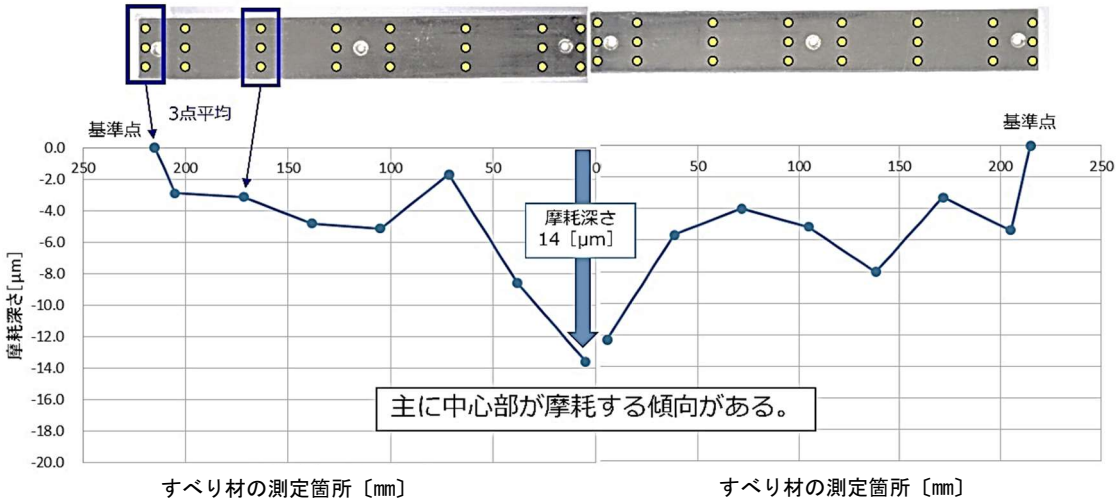


図 4.54　すべり材の摩耗深さ（実験終了後）

4.5　ラックに設置されたパレット免震装置の性能確認

4.5.1　実験概要

ラックに設置されたパレット免震装置の作動性と応答低減効果を確認するために実験を行った。パレット免震装置をラックに設置した振動台実験の状況を**写真 4.7** に示す。実験では、**4.2** で述べたプロトタイプの免震装置を用いた。実験に用いたラックの部材リストを**表 4.9** に示す。ラックは、高さ 10 段、奥行方向 4 連のラックが荷物の搬入スペースを挟んで一対の構造となっている。パレット免震装置はラック 10 段目の 1 箇所に設置し、積荷として 100 kg の錘を載せた。また、免震装置を設置していない他の収納棚は空荷とした。

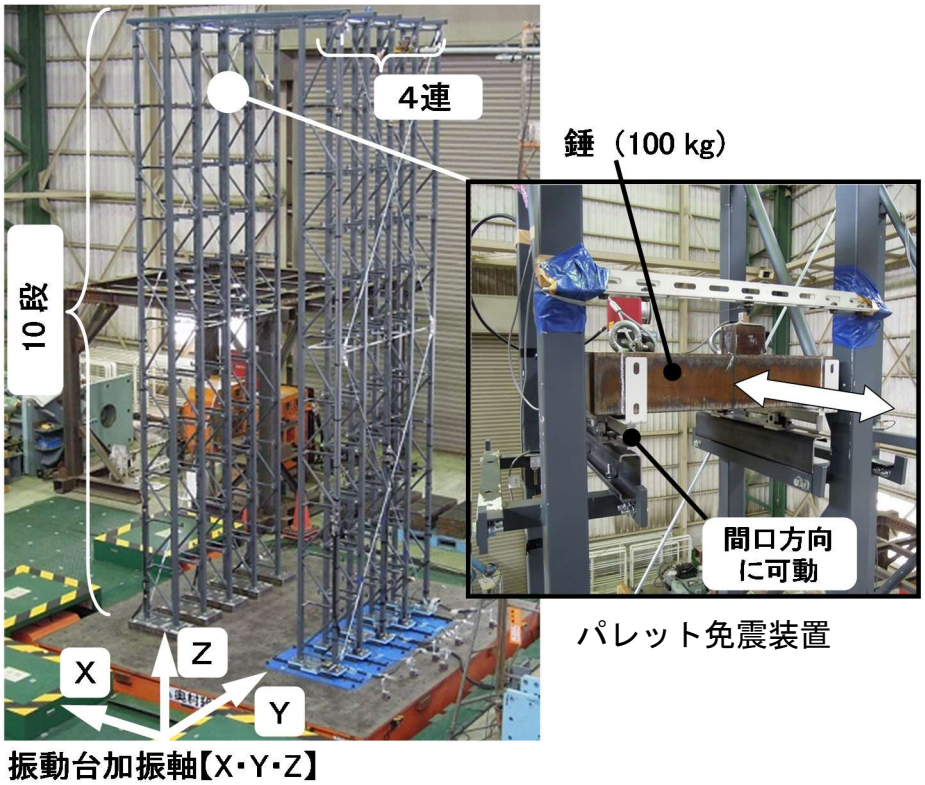


写真 4.7　パレット免震装置をラックに設置した振動台実験

表 4.9　ラックの部材リスト

部材	サイズ（mm）	材質
柱	□-50×50×2.3	STKR400
腕木	L-30×30×3	SS400
トップビーム	C-75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	φ-27.2×2.3	STKR400
軸ブレース	M10	SS400

また、ラックに設置した免震装置の位置と計測点を**図 4.55** に計測項目は、振動台とパレット免震装置に載せた錘ならびにラック 10 段目のフレーム(ラックの腕木)の応答加速度、および免震装置の応答変位とした。

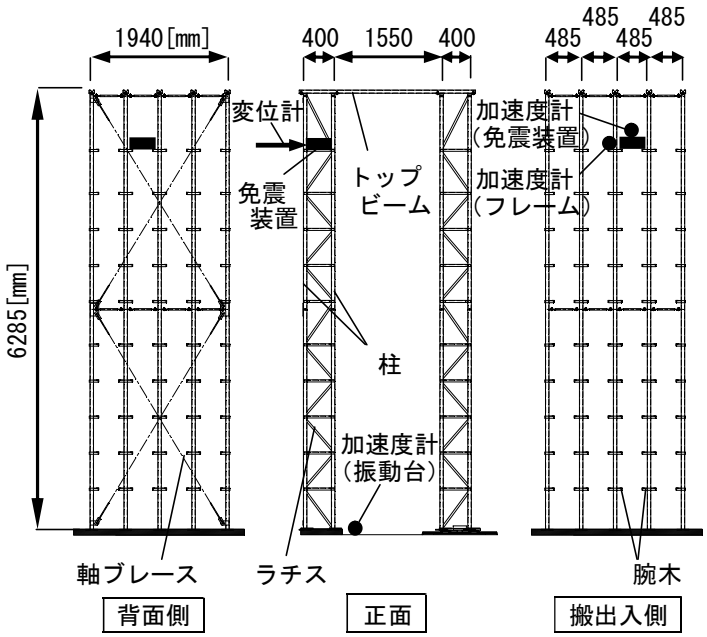


図 4.55　パレット免震装置の位置と計測点

4.5.2　加振ケース

入力地震動は、**4.2**、**4.3** で述べた観測波から 3 波（2011 年東北地方太平洋沖地震における K-NET 白河の観測波、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測波、1940 年インペリアルバレー地震におけるエルセントロの観測波を用いた。入力地震動の一覧を**表 4.8** に示す。加振方向は、免震装置の可動方向を基本とし、一軸加振（X）および二軸加振（XZ）とした。

表 4.8　入力地震動の一覧

入力波 （観測地）	加振方向 【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】 （ cm/s^2 ）
1995年1月17日 兵庫県南部地震 （神戸海洋気象台）	NS【X】	200, 300, 350【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した3水準 （ 最大 ： 350【X】・131【Z】）
1940年5月18日 インペリアルバレー地震 （エルセントロ）	NS【X】	100, 342, 450【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した3水準 （ 最大 ： 450【X】・241【Z】）
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 （K-NET 白河）	NS【X】	200, 400, 650, 800【X】
	NS・UD【XZ】	X軸の最大値でZ軸を基準化した3水準 （ 最大 ： 650【X】・220【Z】）

4.5.3　免震装置とフレームの応答

ラック 10 段目のフレームと免震装置に載せた錘の最大応答加速度の比較を**図 4.56** に示す。また、免震装置とフレームの時刻歴応答波形を**図 4.57** に示す。フレームの応答加速度は、振動台の入力加速度に対して 2 倍程度に増幅している。それに対し、免震装置に載せた錘の最大応答加速度は、**4.2** で述べた単体性能と比べると、免震装置を設置するフレームの応答等の影響により増加しているが、最大入力加速度が 800cm/s^2 の場合にラック 10 段目のフレームの最大応答加速度を 1/5 程度に低減している。また、加振終了後に、免震装置は元の位置に復帰している。以上により、ラックに設置された免震装置は、残留変位もなくスムーズに滑動し、積荷の応答加速度を低減できることを確認した。

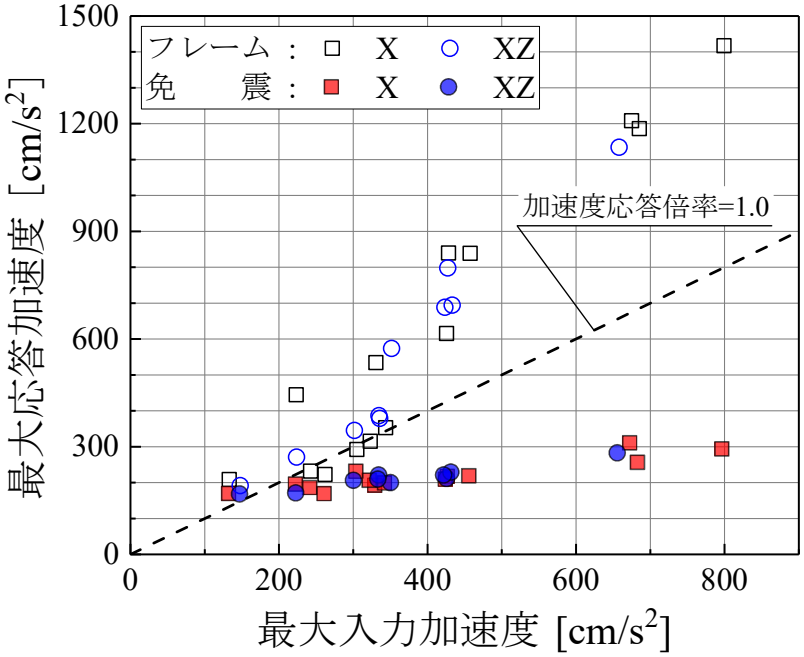
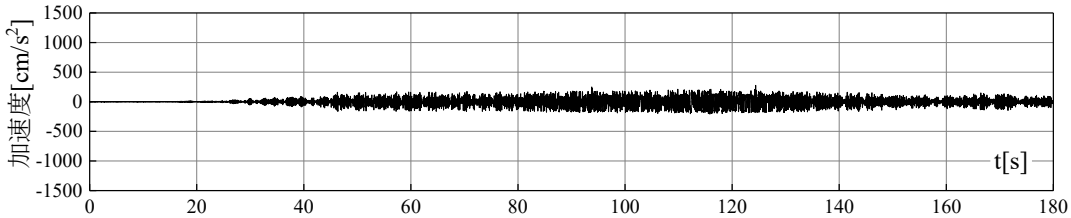
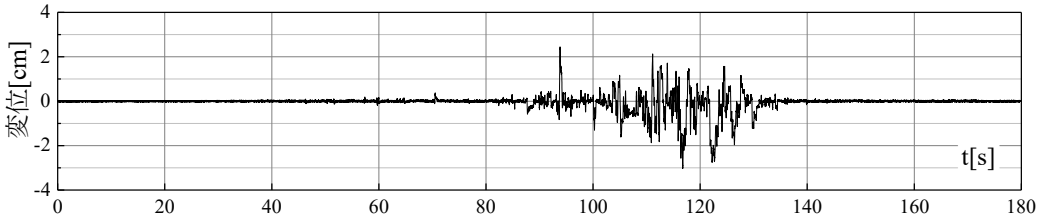


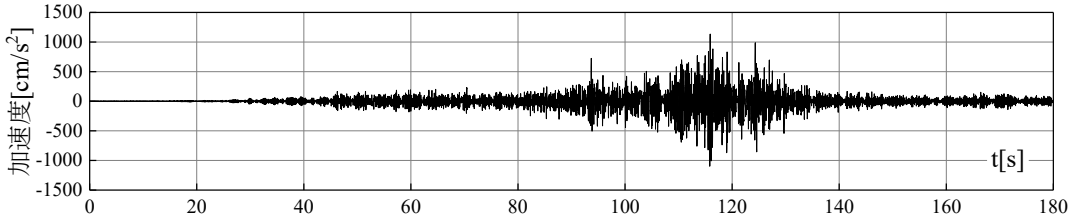
図 4.56　免震装置とフレームの最大応答加速度



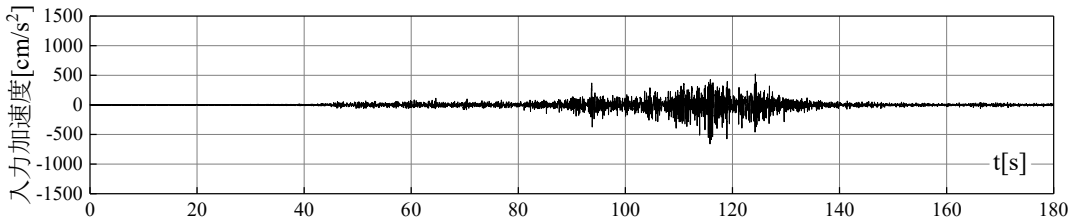
(a) ラック 10 段目に設置した免震装置の応答加速度



(b) ラック 10 段目に設置した免震装置の応答変位



(c) ラック 10 段目のフレームの応答加速度



(d) 振動台入力加速度

図 4.57　免震装置に載せた錘とフレームの時刻歴応答波形
(K-NET 白河、X 方向、NS 成分、650cm/s^2 加振)

4.6　まとめ

立体自動倉庫ラックの個々のパレットを対象とした免震装置を考案し、静的加力実験と振動台実験を行い、以下の知見を得た。

(1) 免震装置の上に設置したパレットは、荷物の質量が小さいとすべり材の面圧依存性の影響を受けて、最大応答加速度が若干大きくなるが概ね 200 cm/s^2 程度であり、地震対策をしていないパレットの最大応答加速度に比べて約 1/2 に低減することで、ラックの間口方向に対する荷崩れ・落下を防止した。

(2) すべり材の傾斜角を 3/100 とした場合、傾斜による復元力によって、加振終了後に生じる免震装置の残留変位は概ねゼロとなり、元の位置に復帰する。

(3) 汎用的なパレットを対象として、水平ストロークを±20cm、すべり材の傾斜角を 3/100 とした場合、免震装置の高さは約 5.3cm となり、薄型の免震装置が開発できた。

(4) 地震応答解析の結果は、入力地震動の違いや入力レベル、一軸加振や三軸加振によらず、振動台実験の結果と概ね対応しており、解析により免震装置の加速度応答や変位応答を評価できる。

(5) 免震装置の適用にあたっては、多様となる積荷の条件に加えて、ラックに設置した状態での応答を考慮する必要がある。

謝辞

本章の振動台実験において、防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ、および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

第４章の参考文献

〔4. 1〕オイレス工業株式会社：「オイレスベアリング 2017～2018」、2017.6

〔4. 2〕日本道路協会、「道路橋支承便覧」、丸善、p.44、1973

第５章

立体自動倉庫ラックへの適用と地震応答観測

第５章　立体自動倉庫ラックへの適用と地震応答観測

5.1　まえがき

本章では、本研究において対象とした地震対策技術である制振ラックおよびパレット免震装置を、新設の立体自動倉庫ラックへ適用した事例について述べる。対象建物は、(株)奥村組技術研究所（茨城県つくば市）の敷地内に建設された新倉庫棟（2017 年 3 月竣工）である。対象建物の外観および内観を**写真 5.1** に示す。この立体自動倉庫ラックは、建設会社として保管する設計図書などの書類を収納する目的で建設された。

立体自動倉庫ラックのレイアウトを**図 5.1** に示す。このレイアウトにおいて最も北側に位置する一対のラックに対して制振ラックを適用した。また、パレット免震装置は、制振ラックと隣り合う耐震ラックの 5 段目荷棚に 1 基適用した。今回、立体自動倉庫ラックの一部に限定して制振ラックとパレット免震装置を適用するため、一般的な耐震ラックと応答制御されたラックが同一の建物の中に存在する。したがって、竣工後に地震観測システムを導入することで、制振ラックとパレット免震装置の応答低減効果を、耐震ラックとの比較により確認することができる。

今回の適用は、実際の立体自動倉庫ラックに開発技術を導入する最初の事例となることから、事前に検討した装置の取り付け方法に関して、工事手順が妥当であることを確認するための施工試験の位置づけも担っている。

a)　建物外観

b)　建物内観

写真 5.1　地震対策を適用した立体自動倉庫ラック

立体自動倉庫ラックは、スタッカークレーン 4 基を備え、491 間口の収納棚を有する。ラックは、高さ方向に 5 段、長手方向に 14 連の荷棚を有する。制振ラックでは、一対のラックの片側柱脚に制振ユニットを導入した。制振ユニットは、転がり支承にリニアガイドを採用すると共に、減衰装置にはオイルダンパーと粘性ダンパーの 2 種類を設置した。制振ユニットで用いたダンパー1 基あたりの減衰性能（理論値）を**図 5.2** に示す。なお、オイルダンパーと粘性ダンパーは着脱が可能であり、減衰装置の有無や組み合わせをパラメータとした地震観測データの収録を意図している。パレット免震装置は、耐震ラック 5 段目の 1 棚に設置した。

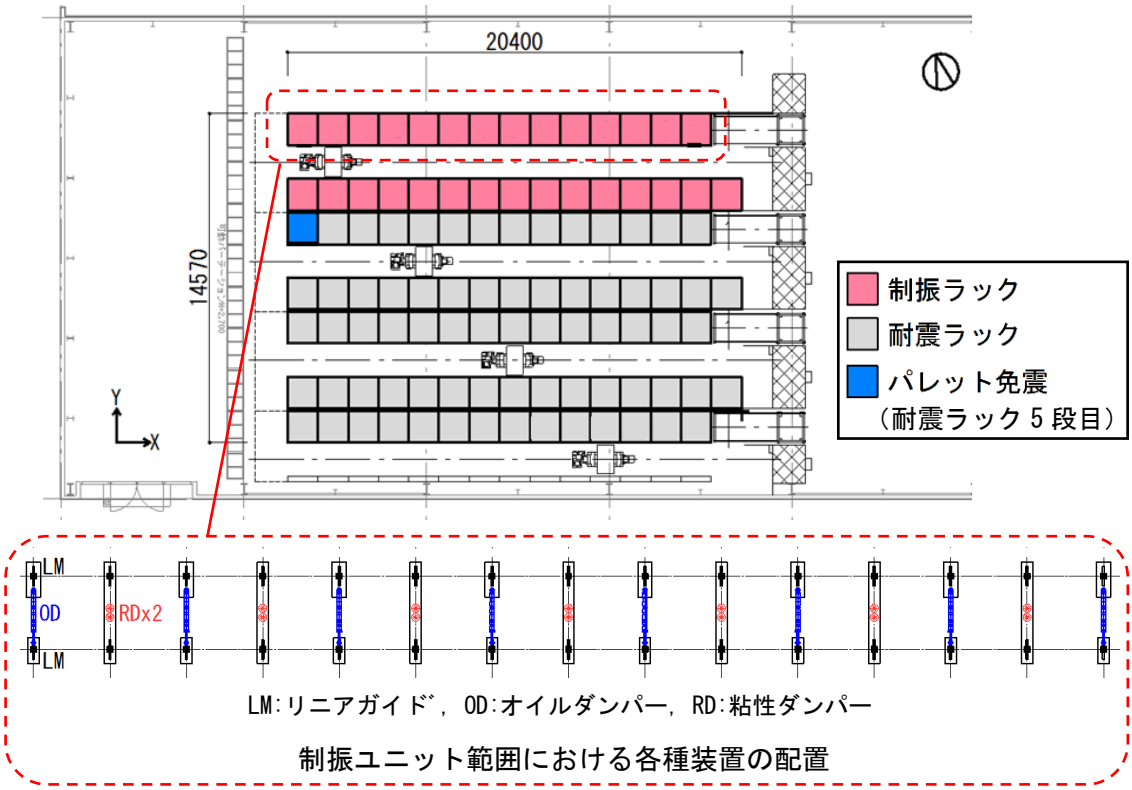


図 5.1　立体自動倉庫ラックのレイアウト

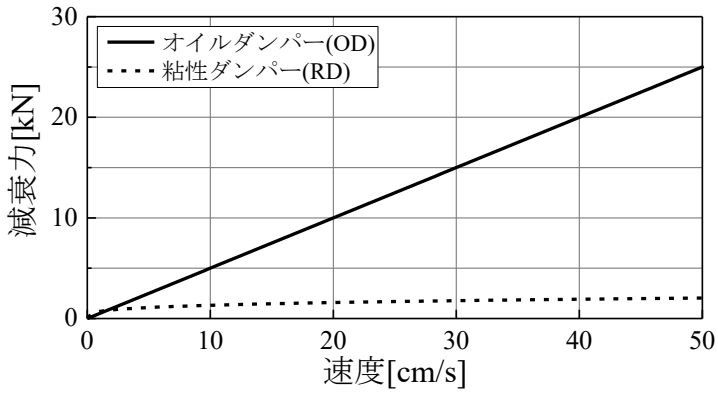


図 5.2　減衰性能

制振ラックとパレット免震装置の適用状況を**写真 5.2** に示す。制振装置は、**図 5.3～図 5.6** に示す形状であり、粘性ダンパー付きのリニアガイド（制振ユニットA）、オイルダンパーが取り付くリニアガイド（制振ユニットB、C）、オイルダンパーで構成される。制振装置は、**図 5.1** に示したレイアウトに従って、リニアガイド×30 基、オイルダンパー×8 基に加え、回転式粘性ダンパー×14 基を設けている。

パレット免震装置を**図 5.7** に示す。本装置は、ラック荷棚の腕木にボルトで固定される。

a)　ラックに設置された制振装置

b)　パレット免震装置

写真 5.2　制振ラックとパレット免震装置の適用状況

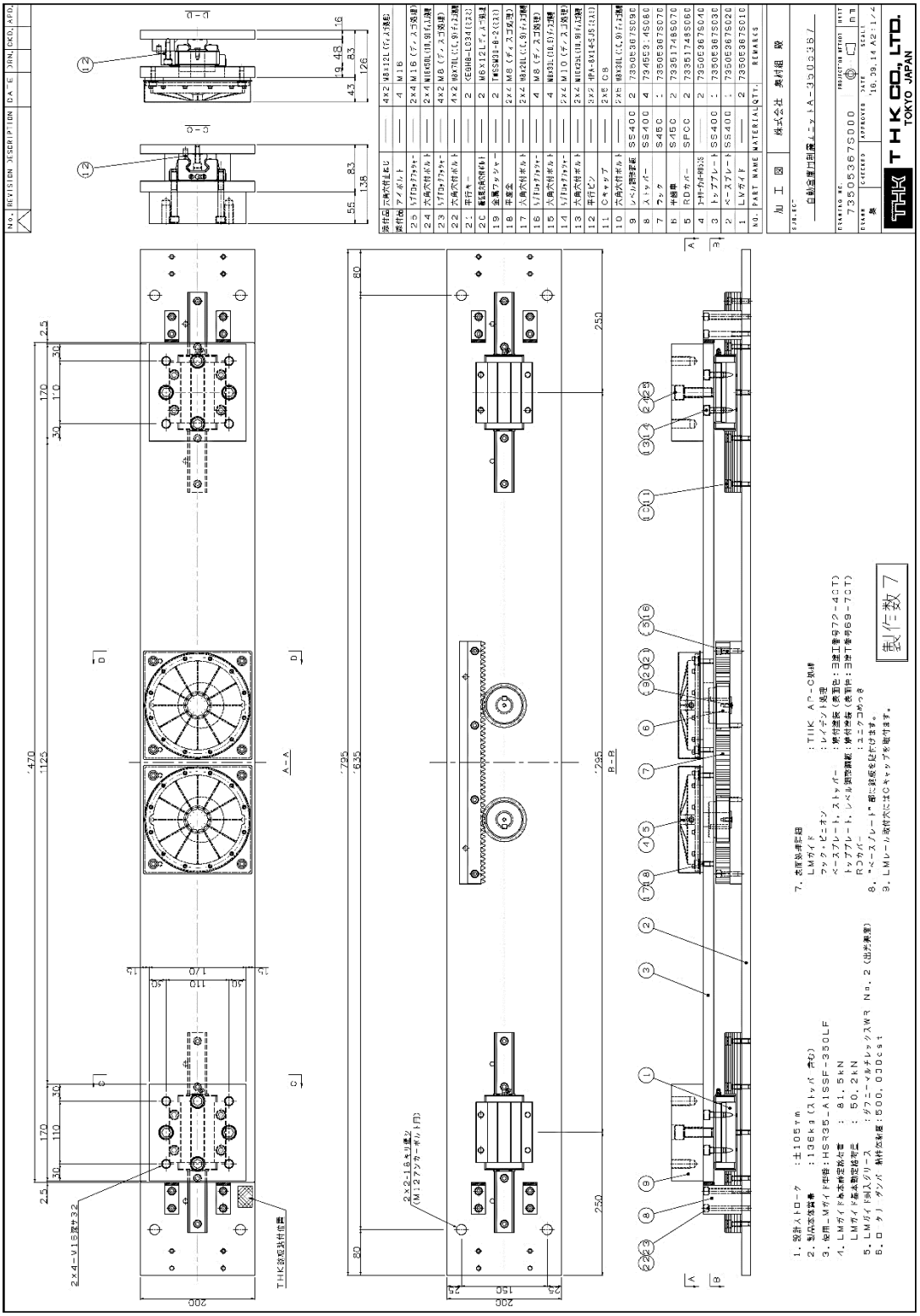


図 5.3　制振ユニットA（粘性ダンパー付きリニアガイド）

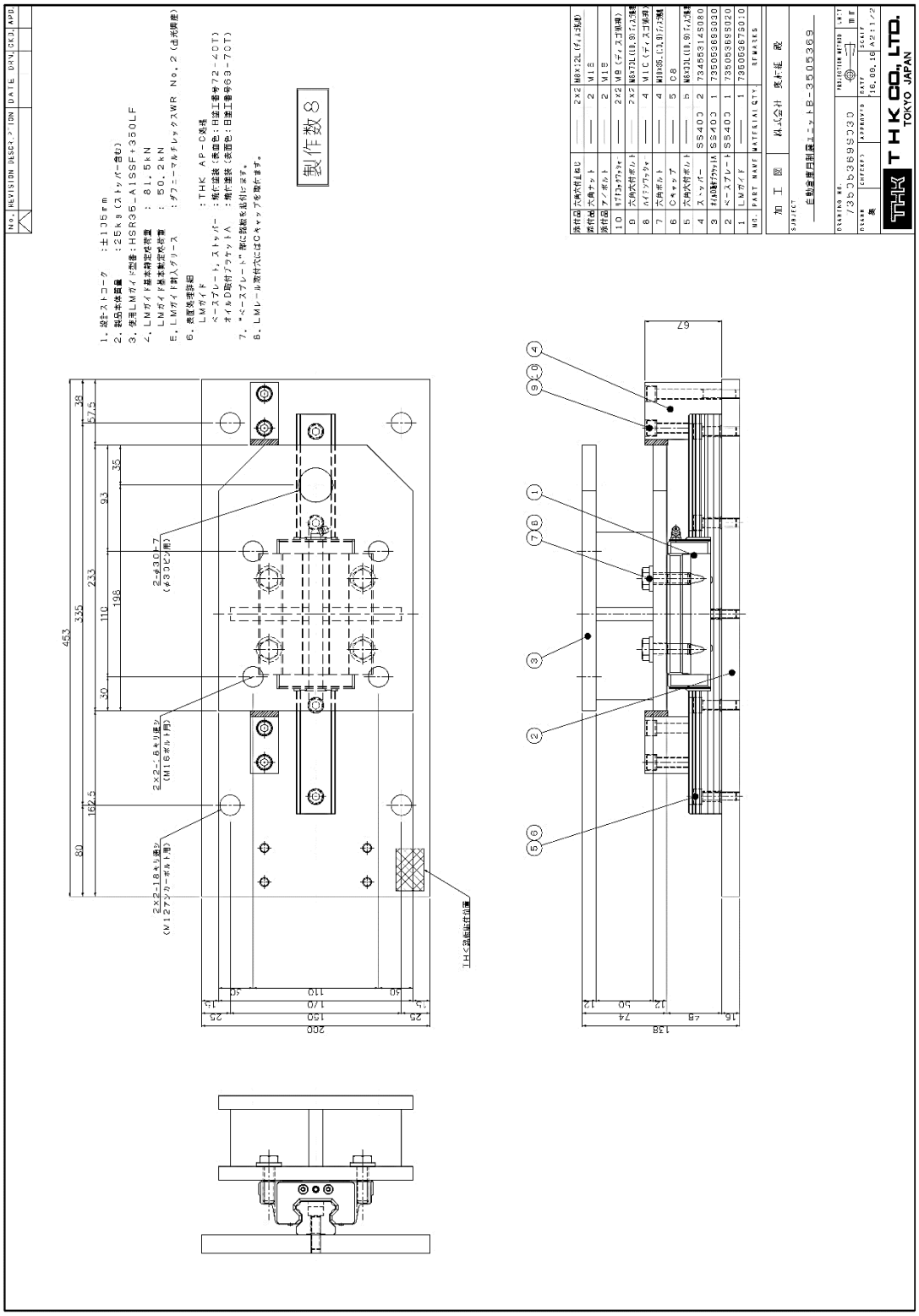


図 5.4　制振ユニットＢ（オイルダンパー取り付け治具付きリニアガイド）

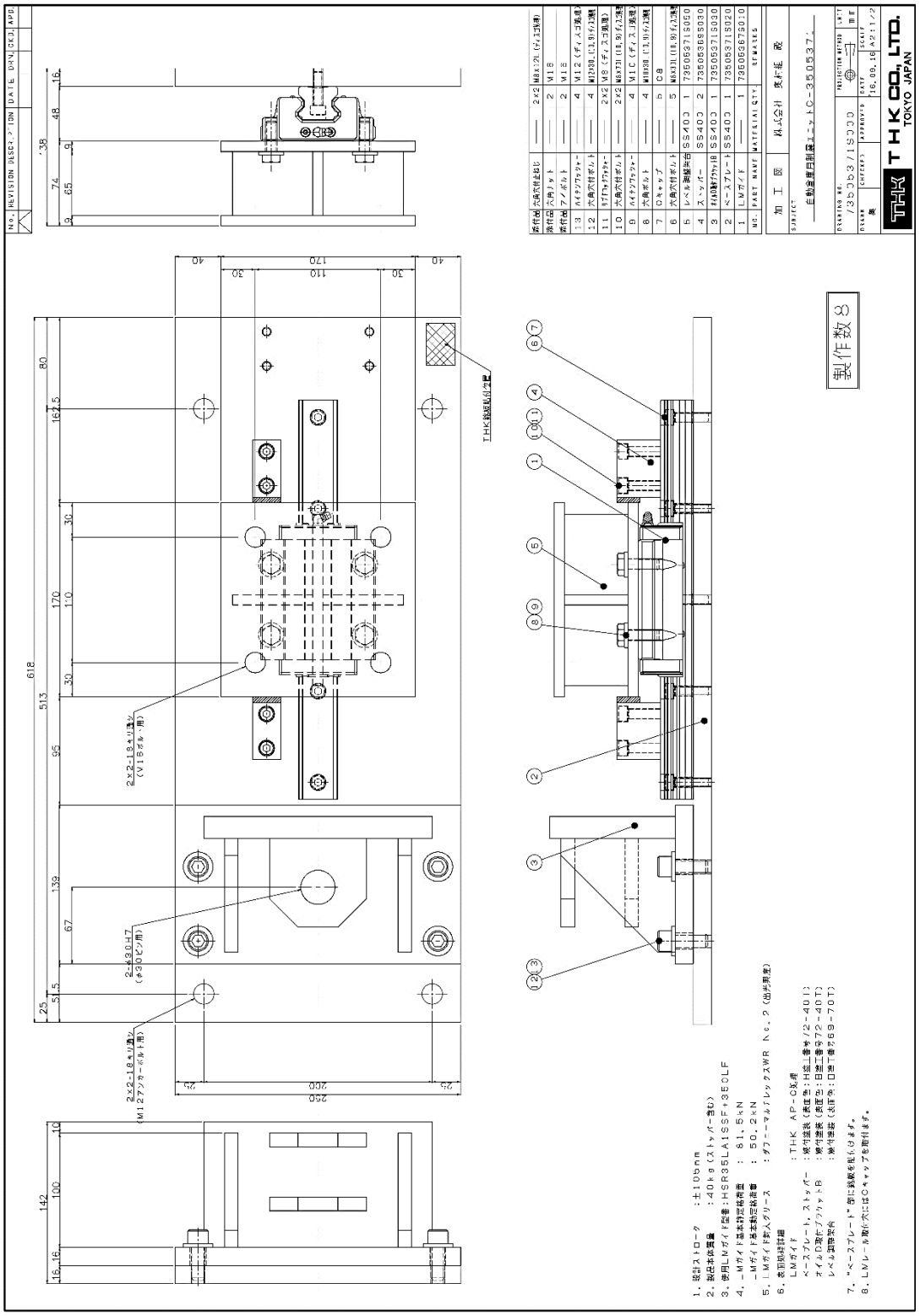


図 5.5　制振ユニットＣ（オイルダンパー取り付け治具付きリニアガイド）

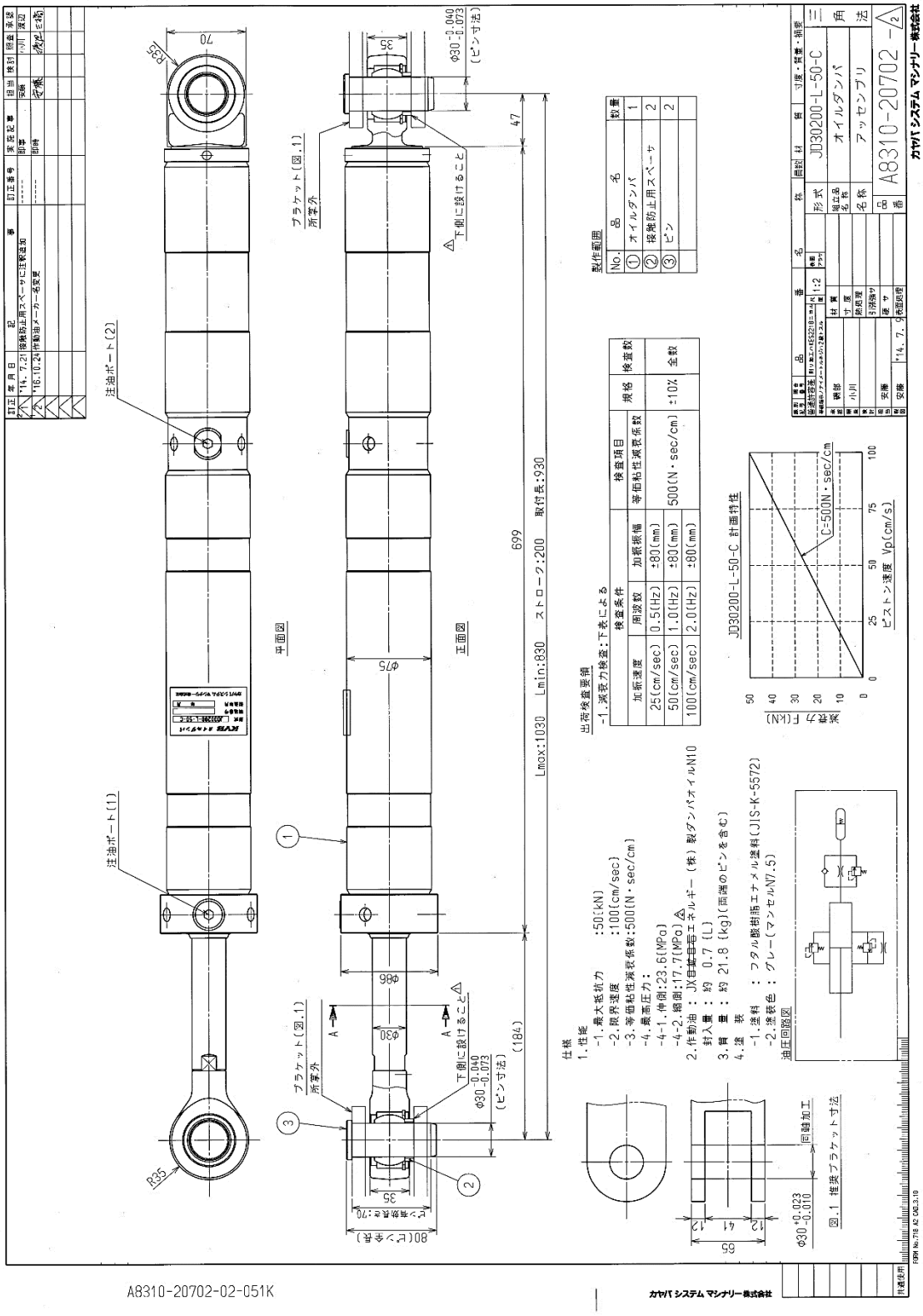

注油ポート(1)
注油ポート(2)
平面図
正面図
プラケット(図.1)
所掌外
下側に設けること
Lmax:1030　Lmin:830　ストローク:200　取付長:930
699
47
35
70
R35
φ75
φ86
φ30
(184)
80(ピン全長)
ピン有効長さ:70
出荷検査要領
-1.減衰力検査:下表による
検査条件
検査項目
規格
検査数
加振速度
周波数
加振振幅
等価粘性減衰係数
25(cm/sec)
0.5(Hz)
±80(mm)
50(cm/sec)
1.0(Hz)
±80(mm)
500(N・sec/cm)
±10%
全数
100(cm/sec)
2.0(Hz)
±80(mm)
製作範囲
No.
品名
数量
① オイルダンパ
1
② 接触防止用スペーサ
2
③ ピン
2
仕様
1.性能
-1.最大抵抗力　:50(kN)
-2.限界速度　:100(cm/sec)
-3.等価粘性減衰係数:500(N・sec/cm)
-4.最高圧力:
-4-1.伸側:23.6(MPa)
-4-2.縮側:17.7(MPa)
2.作動油 : JX日鉱日石エネルギー(株)製ダンパオイルN10
封入量 : 約 0.7 (L)
3.質量 : 約 21.8 (kg)(両端のピンを含む)
4.塗装
-1.塗料 : フタル酸樹脂エナメル塗料(JIS-K-5572)
-2.塗装色 : グレー(マンセルN7.5)
油圧回路図
JD30200-L-50-C 計画特性
減衰力 F(kN)
ピストン速度 Vp(cm/s)
C=500N・sec/cm
図.1 推奨プラケット寸法
同軸加工
形式
JD30200-L-50-C
オイルダンパ
アッセンブリ
A8310-20702
カヤバ システム マシナリー株式会社
A8310-20702-02-051K
カヤバ システム マシナリー株式会社

図 5.6　オイルダンパー

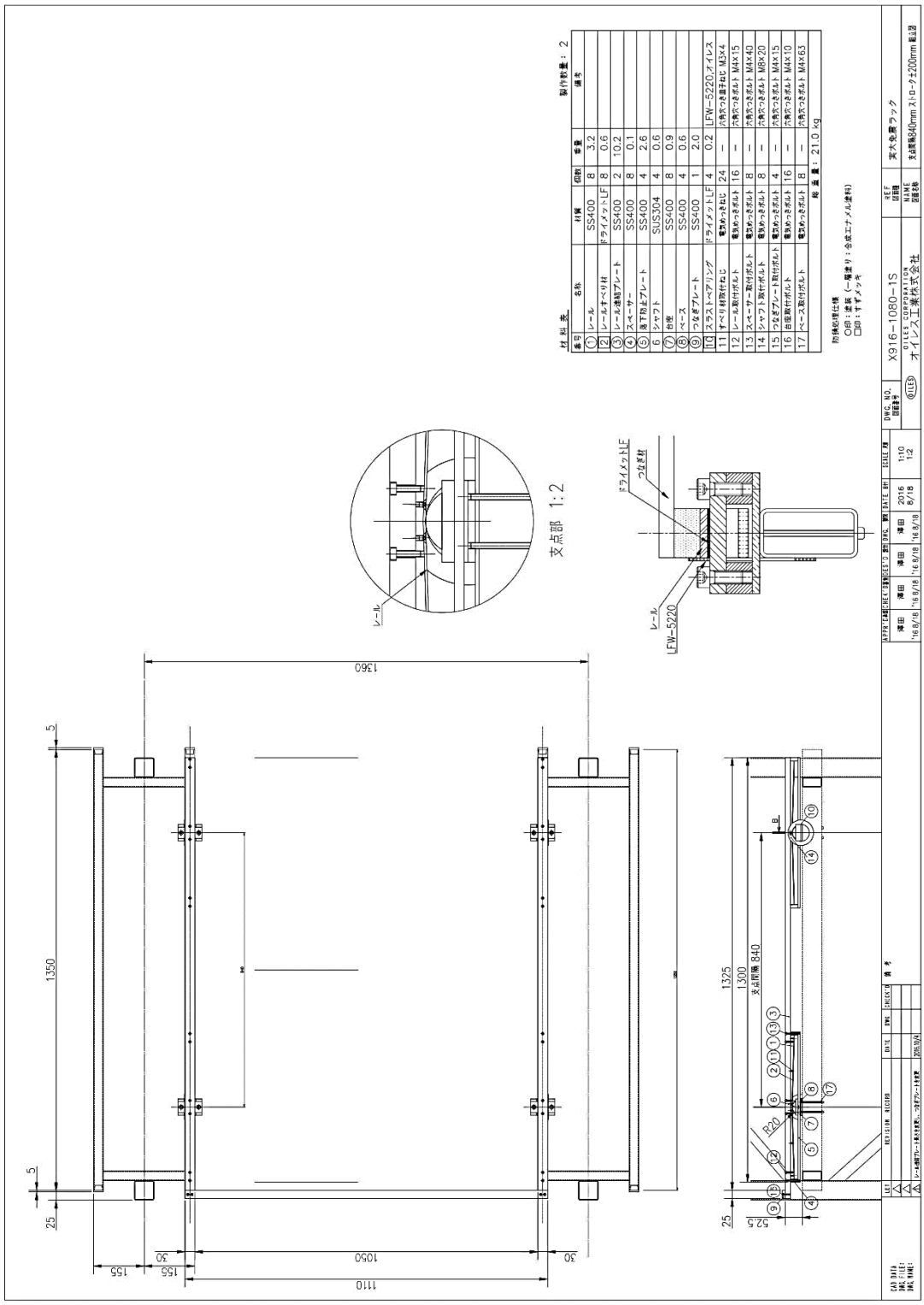
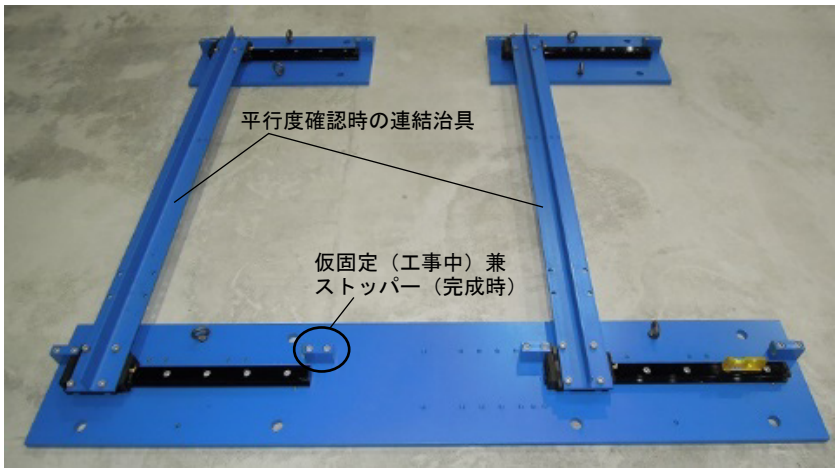


図 5.7　パレット免震装置

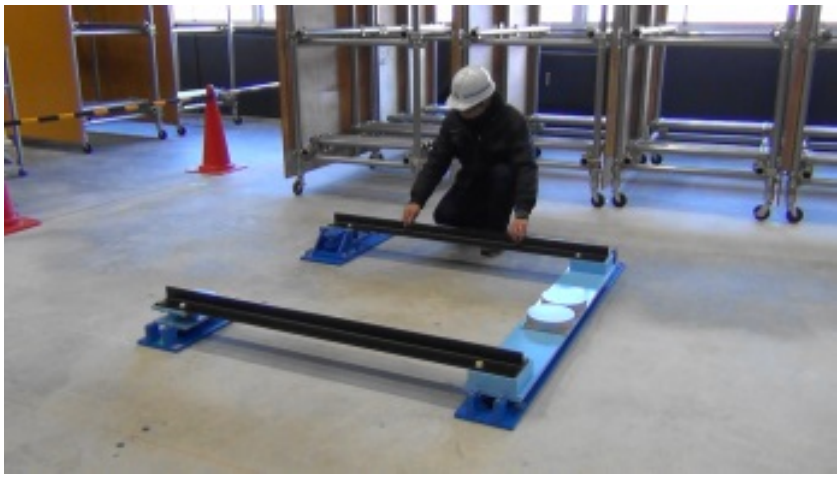
5.2　制振ラックの施工手順

制振ラックの工事においてリニアガイドの設置はラックの建て方に先行して行われる。ラックが構築された後、制振装置が滑らかに作動するためには、長手方向に配置される複数のリニアガイドを平行に設置することが重要である。

実際の工事において、隣り合うリニアガイドの平行度を確認している様子を**写真 5.3** に示す。この管理方法では、治具で連結された基準側と従動側のリニアガイドが一体となって滑らかに転がることにより、両者の平行度を確認する。つまり、隣り合うリニアガイドを寸法通りに正確に配置することよりも、滑らかな動きをする位置に据えることに主眼をおいた管理方法 [5.1] である。なお、リニアガイドは、若干の取付け面の狂いや誤差があっても、リニアガイドの自動調整能力により軽快な直線運動が得られる。本工事では、これを繰り返すことで 15 列に並ぶリニアガイドの平行を確保した。その後、あと施工アンカーにより、リニアガイドを床スラブに固定した。



a）隣り合うリニアガイドを治具で接続した状況



b）リニアガイドの平行度を確認する作業

写真 5.3　リニアガイドの施工

制振ラックの工事手順を**図 5.8** に示す。ラック工事の準備作業として、最初に①床スラブへの墨出しを行う。制振装置を設置する位置の墨出しは、通常のラック工事の墨出しと合わせて行われる。今回の工事では、床スラブにアンカー位置を効率的に墨出しするため、専用のテンプレートを製作して省力化を図った。墨出しが完了した後、②制振装置を所定の位置に仮置きする。そして、③寸法測定による装置位置の確認を行った上で、④治具で連結した隣り合うリニアガイドが滑らかに作動することにより平行度の確認を行う。この作業を全装置について繰り返し行った後、⑤あと施工アンカーにより制振装置を床スラブに固定する。その後は一般のラック工事と同様の手順となり、⑥ラックの建て方を開始する。なお、制振ラックが完成するまでの間、作業中に転がり支承が動かないよう治具で仮固定する。

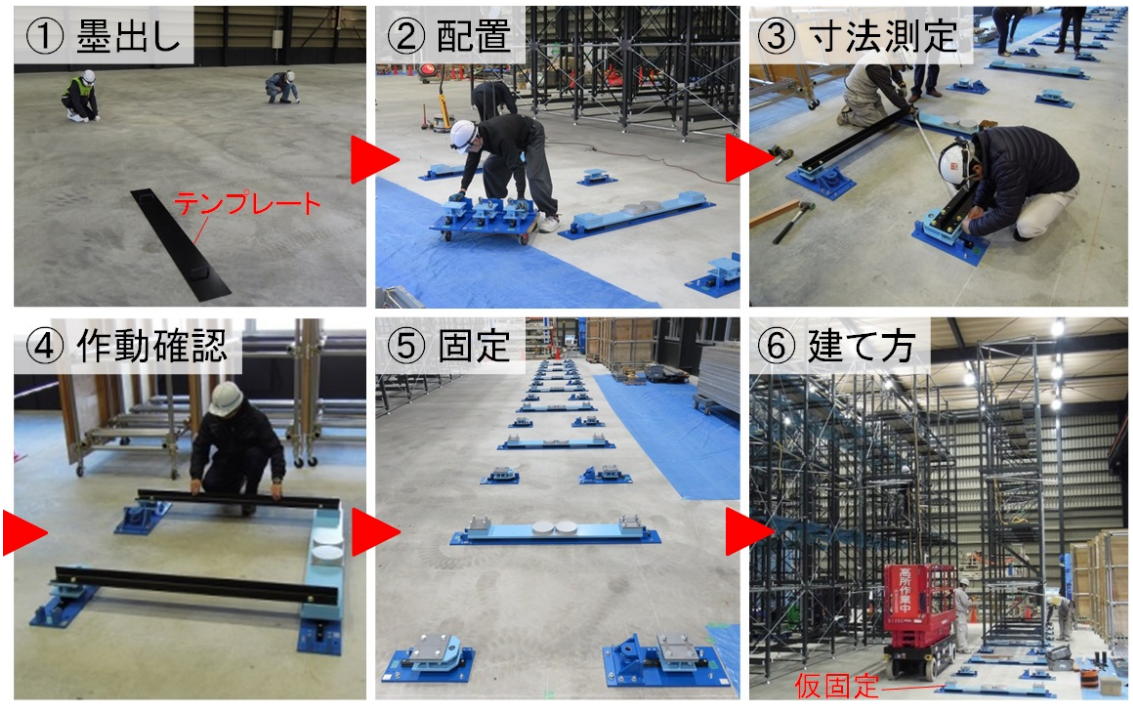


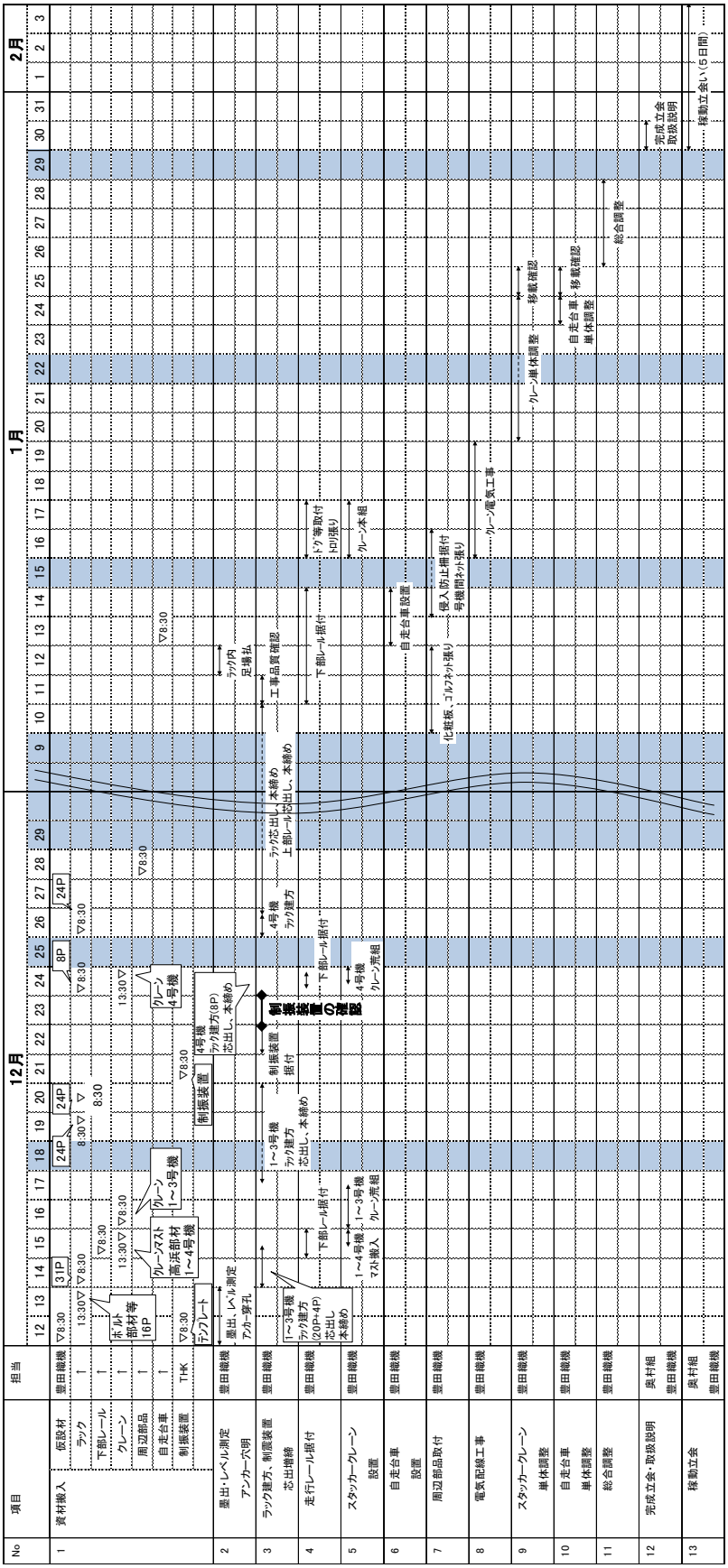
図 5.8　制振ラックの工事手順

ラック工事の状況を**写真 5.4** に、立体自動倉庫ラックの完成状況を**写真 5.5** に示す。本工事におけるラック架構の建て方は、制振ラックと耐震ラックを合わせて概ね 10 日間の工程であり、そのうち制振装置の取付け作業は 4 名の作業員により半日で完了した。スタッカークレーン等の設備機器などを含めた全体工程を**表 5.1** に示す。制振ラックとすることにより、制振装置の設置工事と作動性の確認に要する工程（約 2 日間）が増えたが、立体自動倉庫ラック新設工事の全体工程（2016 年 12 月 12 日～2017 年 2 月 3 日）に与える影響は殆どなかった。また、実際の工事を通じて、施工手順の妥当性を確認することができた。今後の課題として、大規模なラックにおける全体工程への影響の把握や、既存ラックに適用する際の制振装置の取付け手順の確認などが挙げられる。

写真 5.4　ラック工事の状況

写真 5.5　自動倉庫ラックの完成状況

表 5.1　新倉庫棟ラック工事の工程



5.3　地震応答観測による適用効果の検討

5.3.1　観測の概要

本項では、実適用した制振ラックとパレット免震装置を対象とした地震応答観測の概要について述べる。地震応答観測の状況を**図 5.9** に示す。地震応答観測は、5.2 で述べた立体自動倉庫ラックを対象に実施した。ラックの軸組図と形状を**図 5.10** に、部材リストを**表 5.2** に示す。本ラックは、高さが約 7.3m であり、自動搬送機 1 基あたり 2×14～15 列×5 段の荷棚にパレットを収容することができる。なお、立体自動倉庫ラックの収納物である図書は、保管期限が過ぎると破棄するために搬出される一方、新たに保管する図書が到着すると新たに収納されることから、日常において重量の増減が生じている。地震応答観測の項目は、倉庫床の加速度に加えて、制振ラックと耐震ラックおよびパレット免震装置の加速度とした。

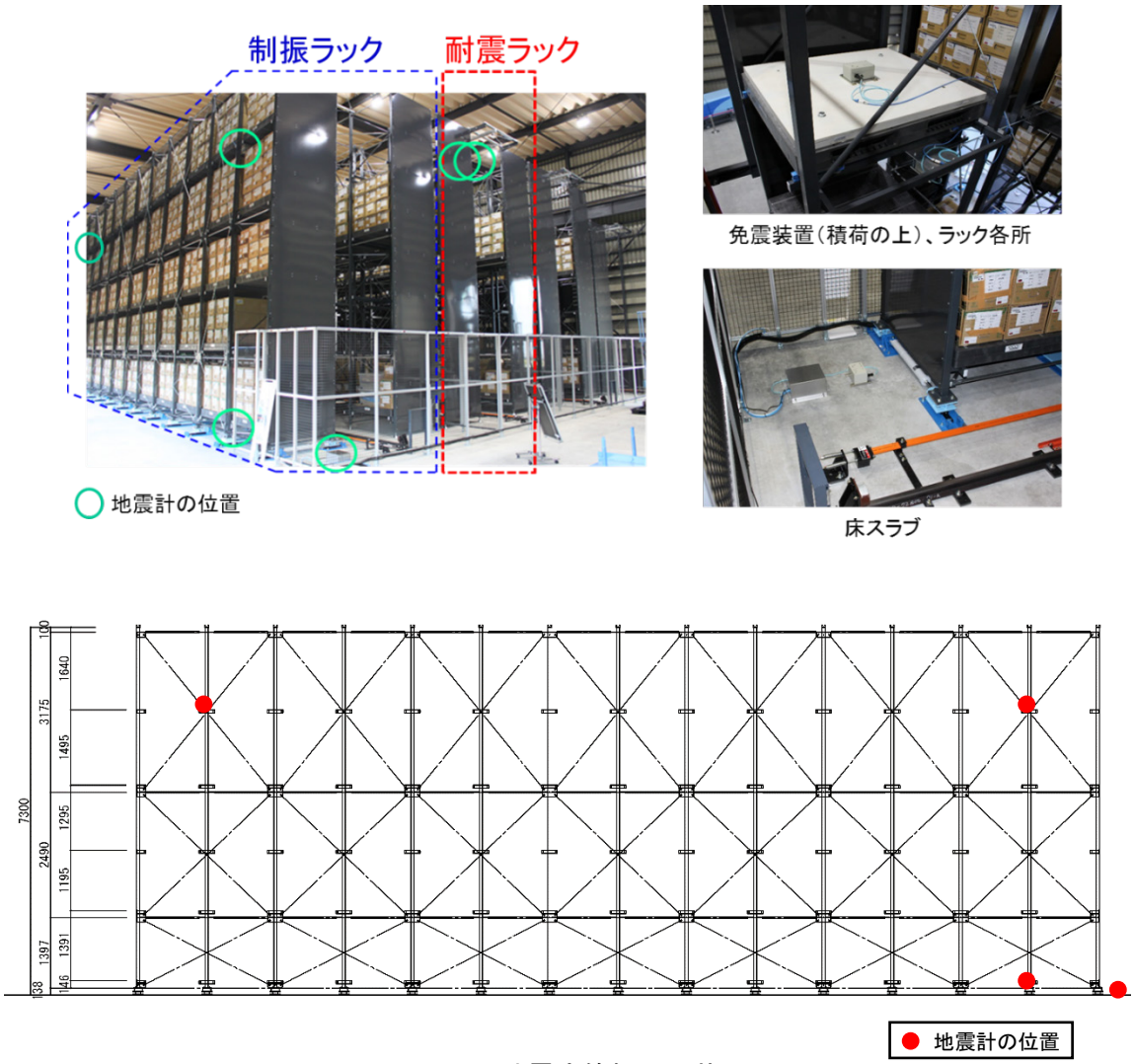
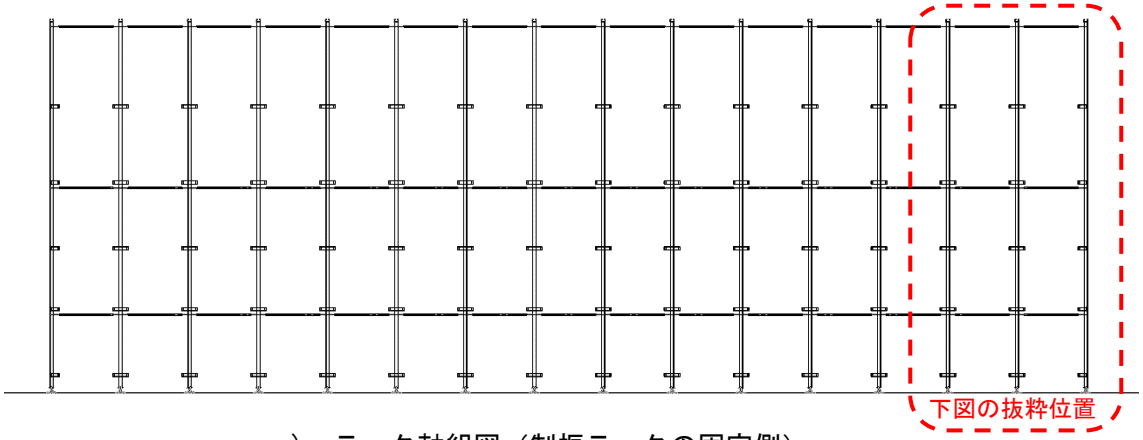
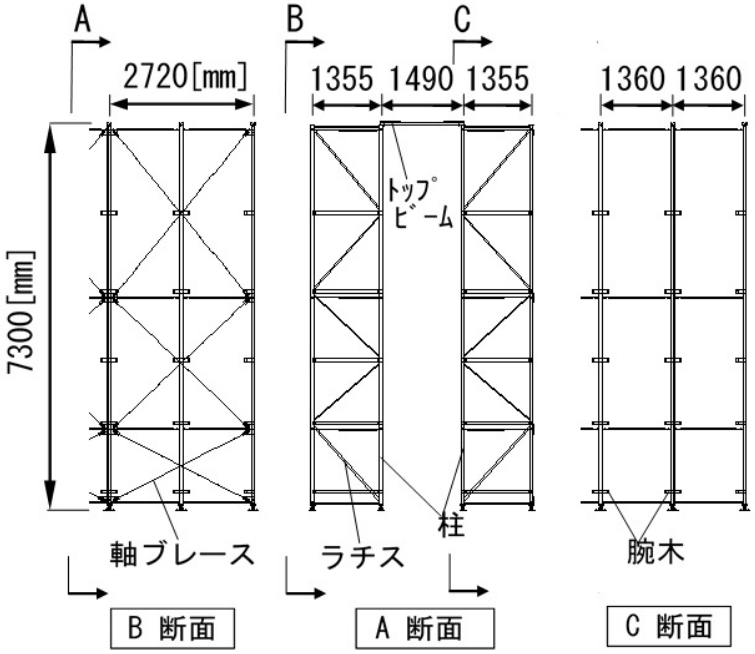


図 5.9　地震応答観測の状況



a)　ラック軸組図（制振ラックの固定側）



b)　ラックの形状（抜粋）

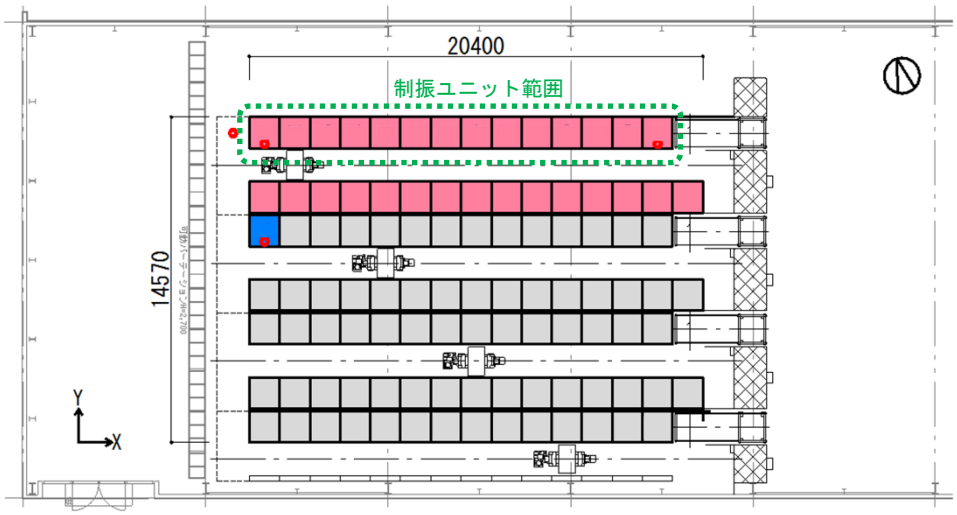
図 5.10　ラックの軸組図と形状

表 5.2　部材リスト

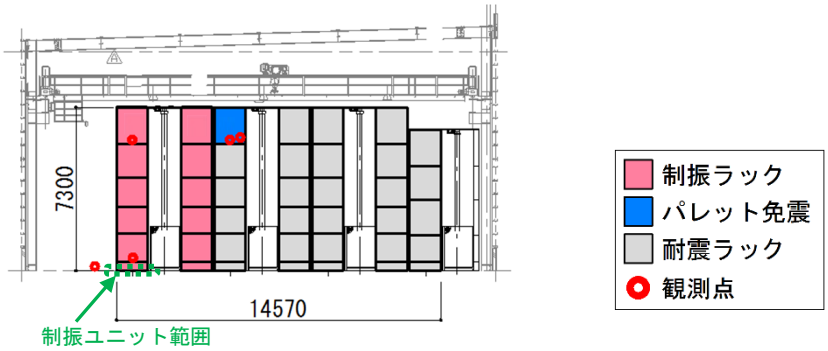
部材	サイズ	材質
柱	□-60×60×2.3	STK400
腕木	□-60×30×2.3	SS400
トップビーム	C-75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	φ-27.2×2.3	STKR400
軸ブレース	M12	SS400

5.3.2　開発技術の適用箇所と観測点

立体自動倉庫ラックにおける開発技術を適用した箇所と観測点の位置を**図 5.11** に示す。観測点は、制振ラックおよびパレット免震装置の応答低減効果や積荷の配置状況の違いによる捩れ振動の影響を確認するため、①倉庫床、②制振ラックの 1 段目の荷棚（ラック西端）、③5 段目の荷棚（ラック西端）、④5 段目の荷棚（ラック東端）、⑤耐震ラック 5 段目の荷棚（ラック西端）、⑥耐震ラック 5 段目の荷棚に設けたパレット免震装置の荷棚（ラック西端）の計 6 ヵ所とした。本観測に採用した加速度計内蔵ネットワークセンサの仕様[5.3]を**図 5.12** に示す。制振ラックとパレット免震装置が対象とするラックの間口方向を Y 方向に設定し、水平 2 方向（X、Y）と鉛直 1 方向（Z）の加速度応答を観測した。なお、倉庫床における震度 1 以上（計測震度 0.5 以上）[5.4] の地震を収録（プレトリガー時間 20 秒）するものとし、サンプリング間隔を 0.01 秒とした。

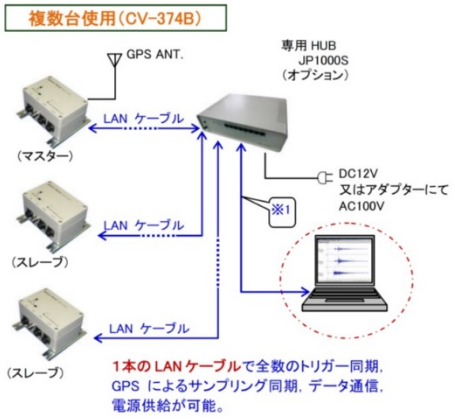


a)　平面レイアウト



b)　立面レイアウト

図 5.11　開発技術の適用箇所と観測点の位置



アナログ，AD 変換部		クロック部	
入力最大電圧	±4.0V，±10.0V（オプション）	水晶温度特性	±2.5ppm 以内，−30℃～+75℃
サンプリング周波数	100，200Hz	時刻修正	GPS 及び NTP スレーブ装置は伝送タイムコードで修正
AD 分解能	24bit	時刻同期	±0.62ppm 以内（GPS に対して）
分解能	10mGalp-p 以下 （サンプリング周波数 100Hz， 2000Gal フルスケール時）	時計機能	年～秒（万年時計） 日差 0.1 秒（GPS，NTP 無しの場合）
センサ（オプションにて外付センサにも対応可能）		マスタ・スレーブ動作	
内蔵加速度計	小型サーボ型加速度計	伝送タイムコード	時・分・秒マーク
成分数	3 軸（3 成分）	伝送ポート	RS-485，最大延長 1km
測定範囲	±2000Gal	記録連動機能	トリガー記録の開始，終了
周波数特性	DC～100Hz	同期精度	1m 秒以内で同期（専用 HUB 使用時）
校正機能		通信部	
発振周波数	1Hz	イーサネット	10base-T 及び 100base-TX，自動切換
校正波形	正弦波（100Gal 相当）	ポート数	1 ポート
		対応プロトコル	telnet，ftp，TCP/IP ソケット
記録部		電源部	
トリガーレベル	0.5～100Gal（0.1Gal ステップ）	入力電圧	AC100V（85V～264V）/ CV-374A 専用 HUB より供給/ CV-374B
トリガー論理式	or，and，2and	消費電力	最大 3.6VA（GPS 動作）
プリトリガー時間	1～300 秒	内蔵バッテリ	リチウム電池 6.8V，0.9A
ポストトリガー時間	10～300 秒	停電補償時間	約 90 分
記録時間（トリガー記録）	約 160 時間（1 分～10 分/File）	環境	
連続記録	約 30 日（10 分/File） （CF メモリ 2GB 使用時）	使用温度範囲	0℃～+50℃
		保護等級	IP65
記録上書き方式	時系列方式（古い記録順に消去）	寸法，質量，その他	
記録媒体	CF カード，最大 2GB FAT32 フォーマット	ケース	アルミダイキャスト
		寸法	180mm（W）×120mm（D）×100mm（H） 突起物を除く
波形フォーマット	WIN32 準拠	質量	約 1.5kg
		コネクタ	防水コネクタ

図 5.12　加速度計内蔵ネットワークセンサの仕様 [5.3]

5.3.3　地震観測記録の概要

本項では、地震観測記録の概要について述べる。5.2 で述べたように、制振ラックの片側柱脚には、リニアガイド 30 基とオイルダンパー8 基、粘性ダンパー14 基を設けている。

地震応答観測において、2018 年 1 月までの 10 ヶ月間で記録した観測回数は計 52 回となり、計測震度 4 の地震を 2 回観測することができた。観測回数と震度階級の関係を**図 5.13** に示す。なお、ダンパー種別による減衰効果の違いを確認するため、オイルダンパーと粘性ダンパーの両ダンパーを取付けた場合（RB+OD+RD）を約 4 ヶ月間、オイルダンパーのみを取付けた場合（RB+OD）を約 1 ヶ月間、両ダンパーを取り外した場合 RB）を約 5 ヶ月間観測した。

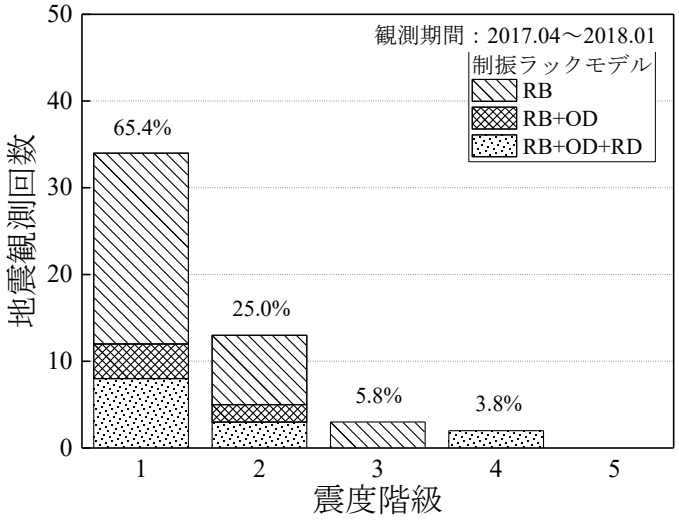


図 5.13　観測回数と震度階級の関係

5.3.4　制振ラックの応答評価

制振ラックの全観測記録を対象とし、床面の最大加速度に対する 5 段目の最大応答加速度倍率(Y 方向)を**図 5.14** に示す。非制振ラック（耐震ラック）の 5 段目最大応答加速度は、全観測記録を概観すると、観測波によりばらつきがあり約 1.4～6.3 倍に増幅していた。これに対し、制振ラックは約 0.8～4.6 倍となり、最大応答加速度を非制振ラックに比べて低減している。制振ラックの最大加速度応答倍率は、リニアガイドのみの場合（RB）で約 0.8～4.0 倍、リニアガイドとオイルダンパーの場合（RB+OD）で約 2.2～4.6 倍、リニアガイドとオイルダンパーと粘性ダンパーの場合（RB+OD+RD）で約 1.0～4.2 倍となり、リニアガイドのみの場合が最も小さい結果となった。この理由として、制振ラックが極めて稀に生じる地震動に対して、自動搬送機との水平クリアランスを確保するために、制振ユニットの最大水平変位が±10cm 以下となるようなダンパー量を設けており、入力レベルに対してダンパーの減衰力が過度に働いたことなどが考えられる。

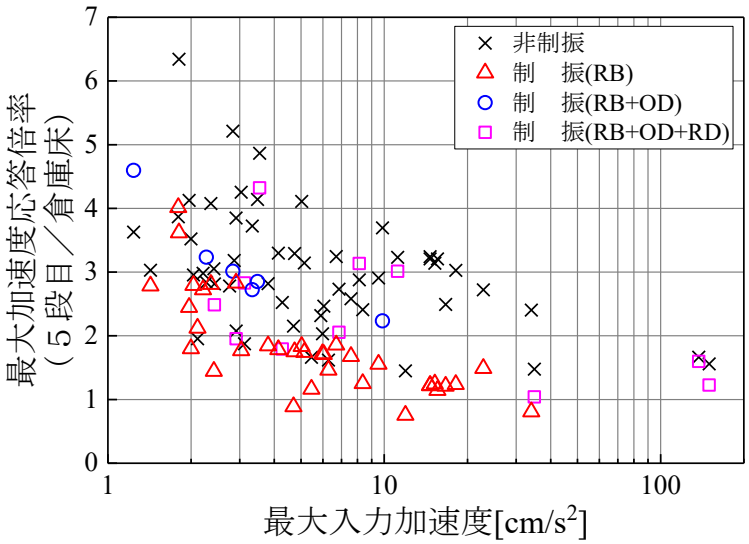
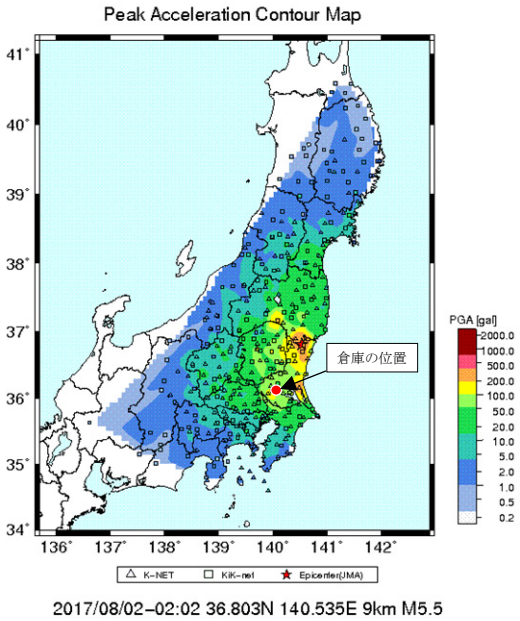


図 5.14　最大応答加速度倍率(Y 方向)

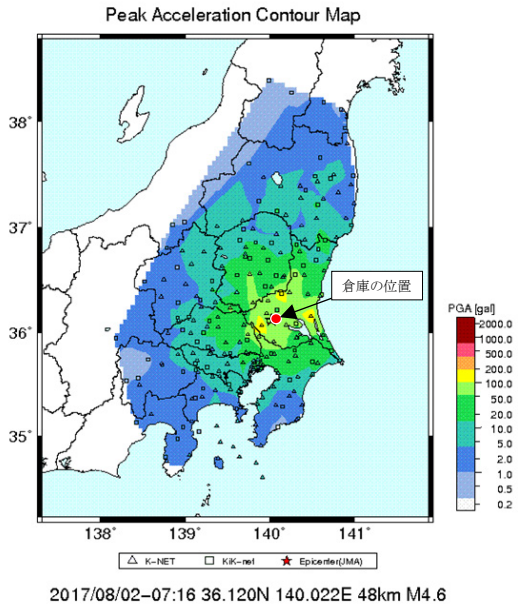
計測震度 4 を観測した 2 例の地震[5.5]について、①2017 年 8 月 2 日 2 時 2 分に発生した茨城県北部地震の概要を**図 5.15** に、②2017 年 8 月 2 日 7 時 16 分に発生した茨城県南部地震の概要を、**図 5.16** に示す。



地震の発生日時	2017/8/2 2:02
震央地名	茨城県北部
緯度	北緯 36.8度
経度	東経　140.6度
深さ	9 km
マグニチュード	M 5.5

図 5.15　震度 4 を観測した茨城県北部地震の概要[5.5]

～　2017 年 8 月 2 日　2 時 2 分 発生　～



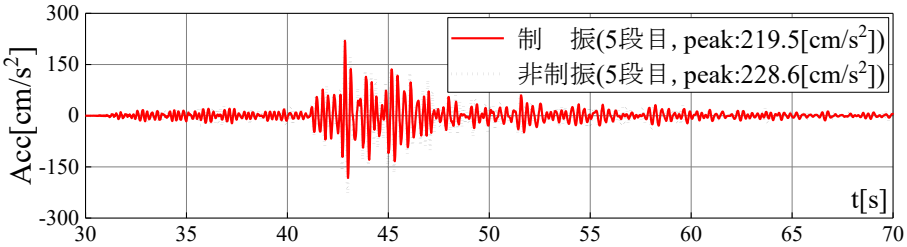
地震の発生日時	2017/8/2 7:16
震央地名	茨城県南部
緯度	北緯 36.1度
経度	東経　140.0度
深さ	46 km
マグニチュード	M 4.6

図 5.16　震度 4 を観測した茨城県南部地震の概要[5.5]

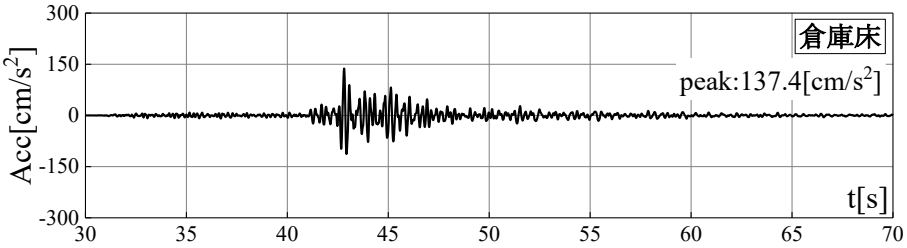
～　2017 年 8 月 2 日　7 時 16 分 発生 ～

制振ラック(RB+OD+RD)と非制振ラックの間口方向(Y 方向)応答の比較を**図 5.17**（茨城県北部地震）および**図 5.18**（茨城県南部地震）に示す。なお、ラック振動系の主要動の範囲である 0.1Hz から 20Hz に着目するためにバンドパスフィルター処理を施している。

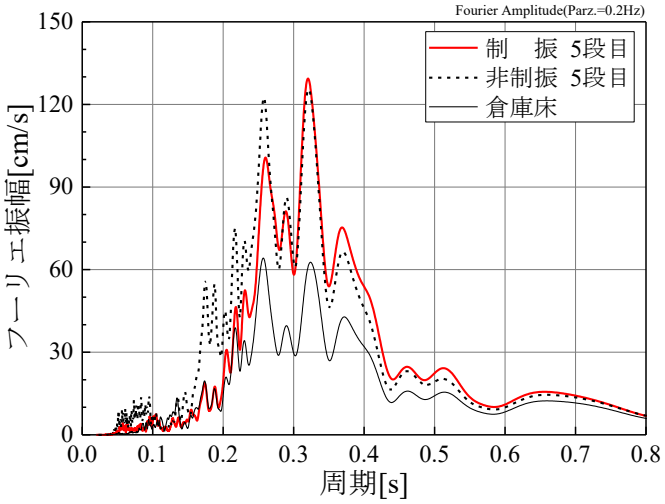
図 5.17(a)、(b)より床面で記録した最大加速度 137.4cm/s^2 に対して、非制振ラック 5 段目の最大応答加速度は 228.6cm/s^2、制振ラック 5 段目では 219.5cm/s^2 となった。非制振ラックと制振ラックでは、積荷が全く同じではないことから直接的には比較できないが、5 段目の最大応答加速度に大きな差は見られない。



(a) 制振・非制振 5 段目の加速度時刻歴波形



(b) 倉庫床の加速度時刻歴波形

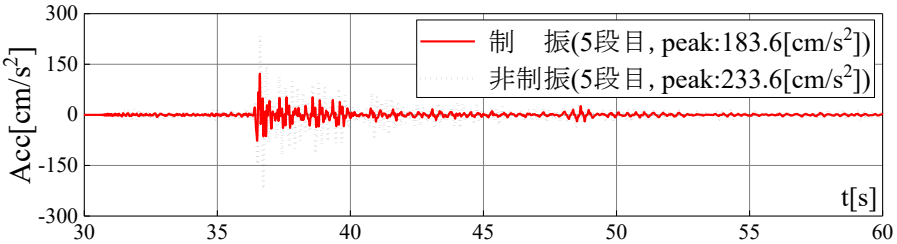


(c) フーリエスペクトル

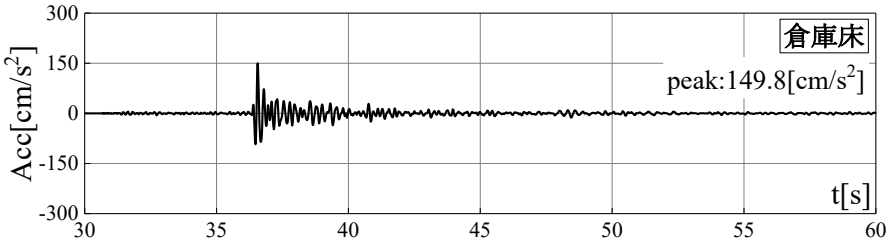
図 5.17　①茨城県北部地震の観測結果(Y 方向、計測震度 4)

～ 2017 年 8 月 2 日 2 時 2 分 発生 ～

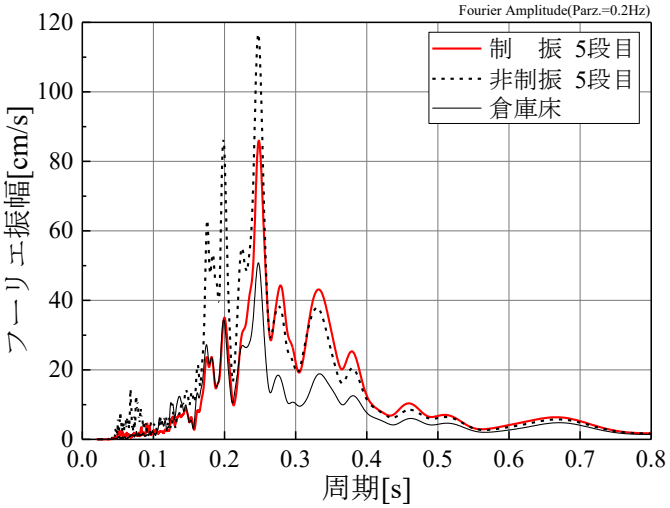
図 5.18(a)、(b)より床面で記録した最大加速度 149.8cm/s^2 に対して、非制振ラック 5 段目の最大応答加速度は 233.6cm/s^2、制振ラック 5 段目では 183.6cm/s^2 となった。非制振ラックと制振ラックでは、積荷の重量や配置条件が異なるが、5 段目の最大応答加速度を比較すると、制振ラックを導入することで、最大応答加速度は概ね 80%に低減していることがわかる。なお、この時のラックの一次固有周期は、倉庫床に対する 5 段目の応答加速度のフーリエスペクトル比を求めて評価したところ、非制振ラックで 0.16 秒程度、制振ラックで 0.29 秒程度であった。**図 5.18**(c)より、制振ラック 5 段目のフーリエ振幅は、制振ラックの一次固有周期より短周期領域において非制振ラックよりも小さくなり、短周期側の加速度応答に対して加速度応答の低減効果があることが確認できた。



(a) 制振・非制振 5 段目の加速度時刻歴波形



(b) 倉庫床の加速度時刻歴波形



(c) フーリエスペクトル

図 5.18　②茨城県南部地震の観測結果(Y 方向、計測震度 4)

～ 2017 年 8 月 2 日 7 時 16 分 発生 ～

5.3.5　パレット免震装置の応答評価

耐震ラックの荷棚5段目における全観測記録を対象に、対策のない荷棚(5段目フレーム)に対するパレット免震装置の最大応答加速度倍率(Y 方向)を**図 5.19** に示す。パレット免震装置の最大応答加速度に着目すると、倉庫床の入力加速度が 50cm/s^2 未満の小さい地震において免震装置は滑動せず、低減効果が見られない。

5.3.4 に示した計測震度 4 の地震における応答加速度の時刻歴波形を、**図 5.20**（茨城県北部地震）および**図 5.21**（茨城県南部地震）に示す。茨城県北部地震では、床面で記録した最大加速度 137.4cm/s^2 に対し、対策のない荷棚（5 段目フレーム）の最大応答加速度は 228.6cm/s^2、パレット免震装置に載置された積載プレート上では 127.2cm/s^2 となった。

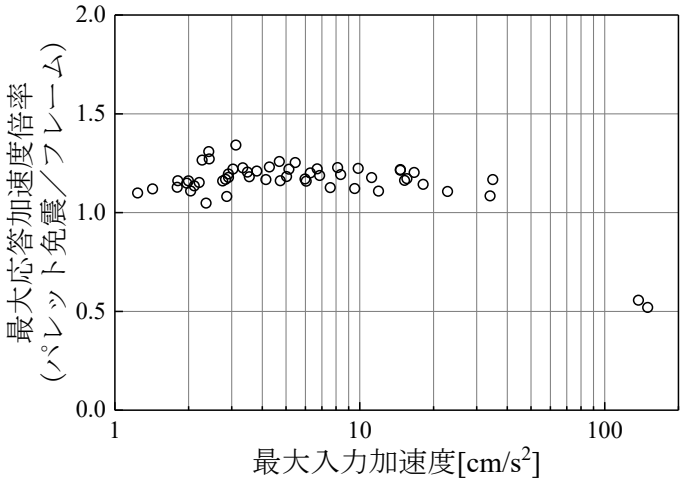


図 5.19　最大応答加速度倍率(Y 方向)

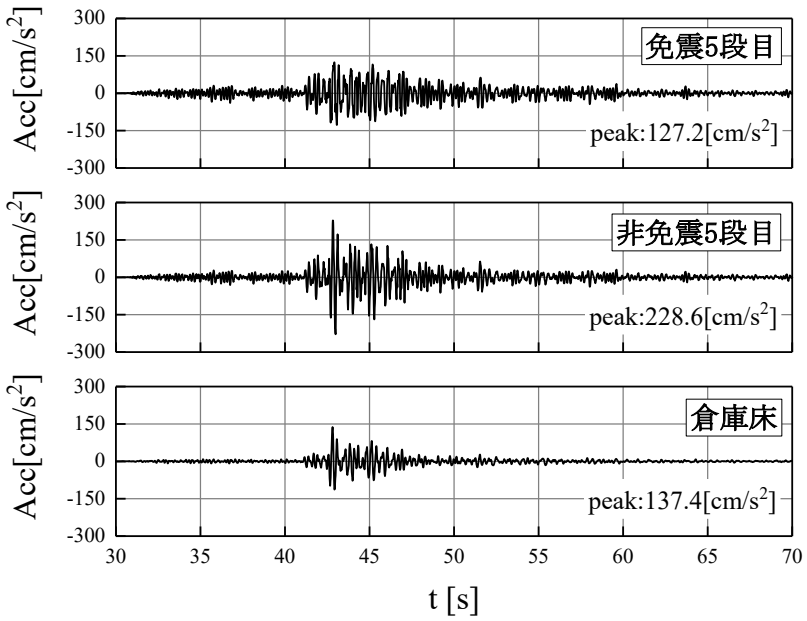


図 5.20　茨城県北部地震の観測結果(Y 方向、計測震度 4)

茨城県南部地震では、床面で記録した最大加速度 149.8cm/s^2 に対して、非免震 5 段目の最大応答加速度は 233.6cm/s^2、パレット免震装置に収納された積載物では 121.4cm/s^2 となった。パレット免震装置は、対策のない荷棚に比べて、最大応答加速度を概ね 50%に低減した。

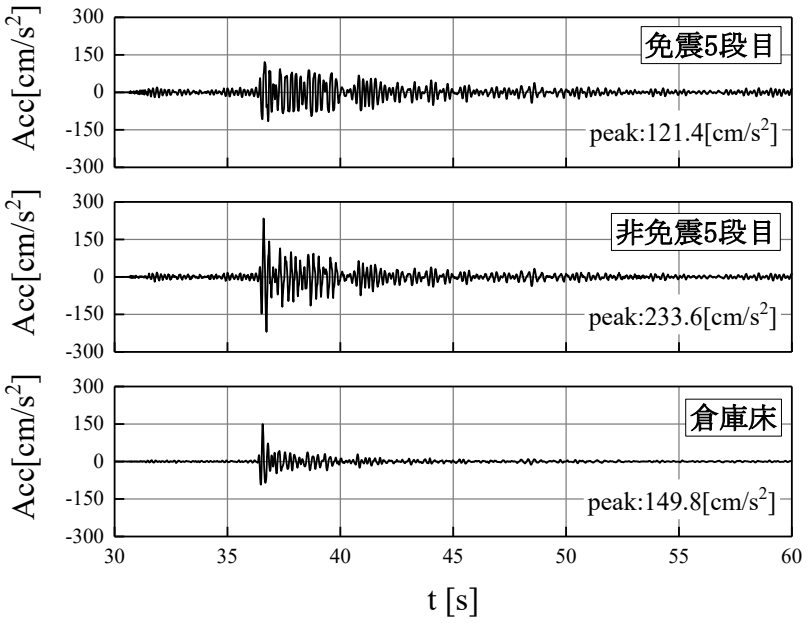


図 5.21　茨城県南部地震の観測結果(Y 方向、計測震度 4)

5.4　コスト試算

立体自動倉庫ラックの一部に本研究の成果である制振ラックを適用した。本項では、5.1、5.2 で述べた事例における制振装置のコストを示すと共に、さらに大規模な立体自動倉庫ラックへ制振ラックを適用した場合のコスト計算を行った。

本適用における立体自動倉庫ラックと制振装置の実績を**表 5.3** に示す。立体自動倉庫ラック（1～4 号機）の価格は 8,340 万円であり、収納棚の総数が 491 パレットであることから、1 パレットあたりの立体自動倉庫ラックのコストは約 17 万円である。また、制振ラックとした 4 号機（2 列 5 段、145 パレット収納棚を有するラック）に使用した制振装置（リニアガイド、粘性ダンパー、オイルダンパー）の価格は 800 万円であり、制振ラックの 1 パレットあたりの制振装置のコストは約 5.5 万円であった。

表 5.3　立体自動倉庫ラックと制振装置の実績

①立体自動倉庫ラック（豊田自動織機）　　価格 8,340 万円

1 号機：1 列 5 段　　56 パレット

2 号機：2 列 5 段　　145 パレット

3 号機：2 列 5 段　　145 パレット

4 号機：2 列 5 段　　145 パレット　　← 4 号機に制振ラックを採用

合計　491 パレット

1 パレットあたりの立体自動倉庫ラックのコスト　：　約 17 万円

（8340 万円／491 パレット）

②制振装置（リニアガイド、粘性ダンパー、オイルダンパー）　価格 800 万円

リニアガイド＋ダンパーで構成される制振ユニット：15 基

支承 1 基あたり：　約 53 万円

1 収納棚あたり：　約 5.5 万円（800 万円／4 号機の収納棚 145 パレット）

適用事例のコスト実績に対して、さらに大規模な立体自動倉庫ラックを対象とした制振ラックのコスト計算を行う。コスト計算の対象は、**図 5.22** に示す物流倉庫とする。なお、この物流倉庫は実在する施設であるが、実際には制振ラックは適用されていない。この倉庫内には 100m×40m のエリアに 8 段×68 連×20 列の立体自動倉庫ラックが設けられているが、すべてを制振ラックとする場合の制振装置のコストを試算する。

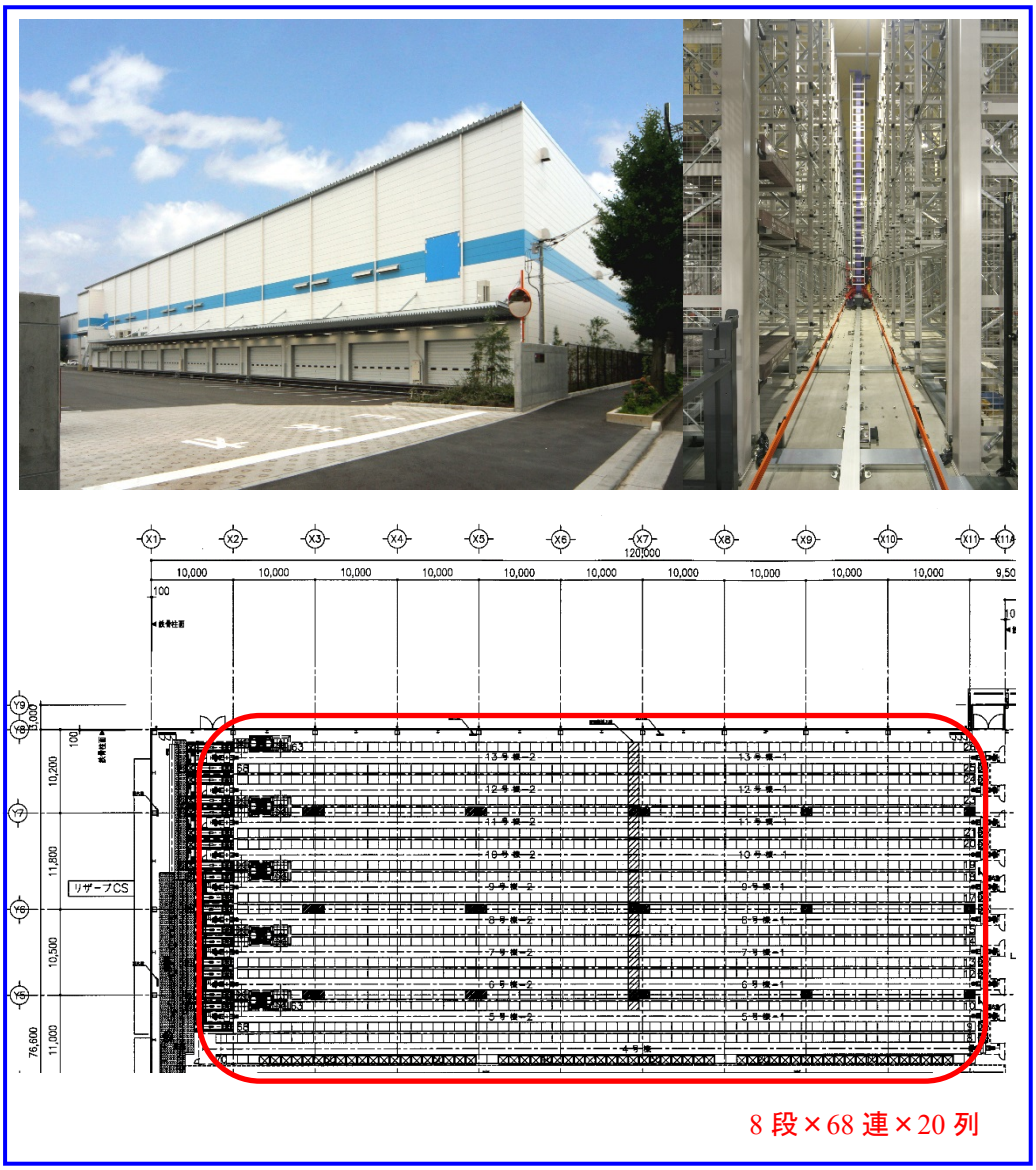
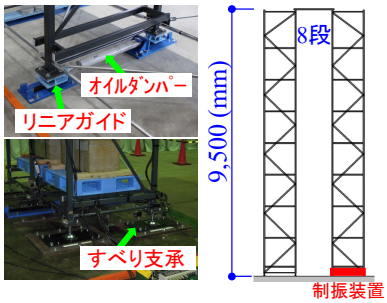
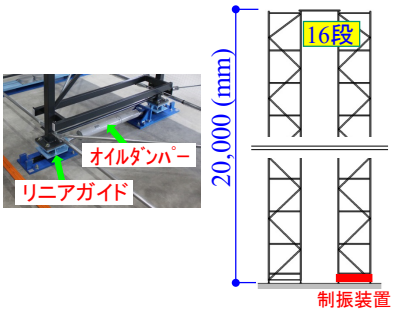


図 5.22　コスト試算の対象とした立体自動倉庫ラック

図 5.22 に示した 8 段×68 連×20 列の立体自動倉庫ラックにおいて、ラックの収納棚が 8 段の場合（ケース 1：ラック高さ 9,500mm、収納棚の合計 10,880 間口）とラックの収納棚が 16 段の場合（ケース 2：ラック高さ 20,000mm、収納棚の合計 21,760 間口）の 2 ケースについてコスト計算を行った。制振ラックのコスト試算を**表 5.4** に示す。ケース 1 の制振装置は、片側のラックの柱脚にリニアガイドとすべり支承を柱通りで交互に配置し、リニアガイドを設置する柱脚に対してのみオイルダンパーを設置する条件とした。ケース 2 の制振装置は、片側のラックの柱脚においてリニアガイドを配置（すべり支承なし）し、その全てにオイルダンパー（ケース 1 の 2 倍の基数）を設置する条件とした。制振装置の合計コストは、ケース 1 が約 2.0 億円、ケース 2 が約 2.8 億円となった。また、制振装置の合計コストをラックの間口数で除した 1 パレットあたりの制振装置のコストは、ケース 1 が 1.82 万円、ケース 2 が 1.28 万円となった。

表 5.4　制振ラックのコスト試算

	ケース1	ケース2
ラック形状		
リニアガイド	350セット	690セット
すべり支承	340セット	―
オイルダンパー	350基	690基
制振装置の合計コスト	198,500,000円（約2.0億円）	279,500,000円（約2.8億円）
1パレットあたりのコスト（全装置コスト／総間口数）	1.82万円／間口（パレット）	1.28万円／間口（パレット）

5.5　まとめ

立体自動倉庫ラックを備えた倉庫が建設され、そのラックの一部に本研究の成果である制振ラックとパレット免震装置を導入した。今回の適用は、立体自動倉庫ラックに開発技術を導入する最初の事例であったが、一般的なラック工事の工程に沿って施工は無事に完了した。また、竣工後には、地震観測記録に基づき地震対策の効果を評価した。限られた観測記録における評価であるが、開発技術の応答低減効果を確認することができた。以下に本章の結論を示す。

1) 立体自動倉庫ラックに制振ラックとパレット免震装置を適用し、今回の施工条件において、施工手順の妥当性を確認した。また、制振装置の設置による全体工程への影響は殆どなかった。
2) 地震観測記録から、震度 4 の地震において、制振ラックは非制振ラックに比べて、制振ラックの一次固有周期以下の短周期領域で応答加速度を低減した。
3) 震度 4 以下の地震に対して、制振ラックはラック最上段の荷棚の最大応答加速度を、非制振ラックに比べて概ね 65%に低減した。
4) パレット免震装置の上に収納された積載物の応答は、震度 4 の地震において、ラック最上段の最大応答加速度を、対策のない荷棚に比べて概ね 50%に低減した。
5) 本研究の期間において、震度 5 以上の地震は観測されなかった。今後も地震応答観測を継続し、地震対策効果を確認する。

第５章の参考文献

〔5.1〕ＴＨＫ株式会社：直動システム総合カタログ B サポートブック、p.94、2017
〔5.2〕ＴＨＫ株式会社：直動システム総合カタログ A 製品解説、p.452、2017
〔5.3〕株式会社 東京測振：ネットワークセンサ CV-374　取扱い説明書
〔5.4〕気象庁 計測震度の算出方法：
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/shindo/kaisetsu.html
〔5.5〕防災科学技術研究所 強震観測網：
http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/

第６章

結論

第６章　結論

6.1　本論文の総括

立体自動倉庫ラックの地震時における積載物の落下防止を目的とした、ラック全体を対象とする制振構造と、個々の積荷を対象とするパレット免震装置に関する一連の研究の概要を以下に記述する。

第 1 章「序論」では、研究の背景と目的を記述した。立体自動倉庫ラックは、積荷の質量や配置、ラックの充実率によって構造特性が変化することから、これに対応した地震対策が必要である。このため、本研究では立体自動倉庫ラックの地震時挙動を把握し、既設のラックと新設のラックのいずれにも適用可能な地震対策について、その実用化と地震応答解析による本技術の応答低減効果の評価を可能にすることを目的とした。

立体自動倉庫ラックの地震対策に関する既往の技術を調査し、それらを実現するために行われた検証実験や解析的検討の内容を把握した。これらは、建屋あるいはラックを基礎免震とする方法、TMD を用いた制振構造、建屋とラックを連結した制震構造、ラック架構にダンパーを付加する制振構造に大きく分類され、それぞれの研究で得られている知見から、それらの対策効果と課題を把握した。

第 2 章「立体自動倉庫ラックを対象とした地震対策に関する解析的検討」では、本研究において提案する「一対のラックにおいて片側の柱脚が滑動し、その位置に減衰装置を付加した制振ラック」と「ラック荷棚に設置する傾斜すべり型のパレット免震装置」について地震応答解析を行い、制振装置に求められる基本特性と本技術を適用した場合の対策効果を把握した。制振ラックの地震応答解析からは、通常の耐震ラックや既存技術である TMD を用いた制振構造と比較することで、本研究で提案する制振ラックの優位性を示した。

第 3 章「制振ラックの振動台実験とシミュレーション解析」では、制振ラックの振動台実験により、積荷の質量や配置、ラックの充実率によらず応答低減効果を発揮することを確認した。また、制振ラックに適用する装置として、転がり支承やすべり支承、粘性ダンパーやオイルダンパーといった複数の装置を組み合わせた振動台実験を行い、これらが全て制振ラックに適用できることを実証した。さらに、ラックと積荷を質点モデルに置換した解析モデルによる地震応答解析において、実験値と解析値は良い対応を示したことから、本研究で提案する解析モデルによって制振ラックの応答加速度と制振装置の応答変位が評価できることを確認した。

第 4 章「パレット免震装置の振動台実験とシミュレーション解析」では、立体自動倉庫ラックの腕木に取り付けるパレット免震装置を製作し、静的加力実験により基本特性を確

認した。また、振動台実験からはパレット免震装置を設置することによる応答加速度の低減効果を確認し、対策なしとの比較から本装置が積載物の落下防止に有効であることを実証した。また、地震応答解析による実験のシミュレーションは、地震波の位相特性によらず、良い対応を示したことから、本研究で提案する解析方法によりパレット免震装置の応答加速度と応答変位が評価できることを確認した。

第 5 章「立体自動倉庫ラックへの適用と地震応答観測」では、新たに建設する立体自動倉庫ラックに、本研究の成果である制振ラックとパレット免震装置を適用する機会を得たことから、その工事において施工方法を確認すると共に、竣工後には地震観測システムを導入して対策効果を確認するためのデータ収録を開始した。約 1 年間の観測において震度 4 の地震を 2 回観測し、制振ラックとパレット免震装置の適用効果を実証した。

以上に述べた制振ラックとパレット免震装置の一連の研究により、制振装置を適用した立体自動倉庫ラックの地震時挙動の一端を明らかにすることができた。また、地震による積載物の落下防止を目的として、本研究における成果を新設の立体自動倉庫ラックに適用することができた。これまで、積荷の質量や配置、ラックの充実率の変化といったラック特有の条件により、TMD に代表される既存の技術では十分な対策効果を得ることが難しかった立体自動倉庫ラックにおいて、新築や既設を問わず積載物の落下防止対策が可能になると共に、導入にあたってのラックの応答と対策効果の評価が可能になった。

6.2　今後の課題と展望

ラック制振およびパレット免震装置の応答を評価するにあたっては、実際のラック仕様や収納される荷物の諸条件を考慮して、合理的で効果的なデバイスを選定することになる。現状では、個々の案件に対して解析モデルを作成し、建設地におけるサイト波を用いた地震応答解析を行うことになり、検討には一定の時間を要する。実務者が、これらの詳細な解析を行わずとも、ラックの規模や積荷の重量などの情報からデバイスをカタログから選べるような環境を目指していきたいと考える。

本研究は、立体自動倉庫ラックを対象としたものであるが、提案する制振システムは、センターコア形式の超高層建物や狭小敷地のスモールビルディングへの応用も期待できることから、技術を発展させるために今後も研究を重ねたい。

本研究に関連する発表論文

学・協会誌論文（査読付き論文）

1） 舟木秀尊、小山慶樹、舟山勇司、澤田毅、隈澤文俊：
立体自動倉庫ラックに適用する積載物の落下防止を目的とした免震装置の開発、
日本建築学会技術報告集、第 24 巻　第 56 号、pp. 47-52、2018 年 2 月

2） 舟木秀尊、小山慶樹、舟山勇司、隈澤文俊：
片側の柱脚が滑動する立体自動倉庫ラックの制振効果に関する研究、
日本建築学会構造工学論文集、Vol. 64B、pp. 287-294、2018 年 3 月

3） Hidetaka Funaki、 Fumitoshi Kumazawa、 Kenji Kabayama：
DEVELOPMENT OF SEISMIC RESPONSE CONTROL RACK FOR AUTOMATIC WAREHOUSE、
THE 10th SEATUC Symposium、2016.2、Tokyo、Japan

4） Hidetaka Funaki、 Fumitoshi Kumazawa、 Kenji Kabayama：
DEVELOPMENT AND APPLICATION OF ANTISEISMIC TECHNOLOGY FOR THE RACK OF AUTOMATED STRAGE AND RETRIEVAL SYSTEM、
THE 12nd SEATUC Symposium、2018.3、Yogyakarta、Indonesia

5） 舟木秀尊、小山慶樹、山上聡：
１９８６年に竣工した実免震建物における免震装置の水平剛性の評価、
日本建築学会技術報告集、第 24 巻 第 58 号、pp. 979-984、2018 年 10 月
（掲載決定）

口頭発表論文

1） 舟木秀尊、小山慶樹、山際 創：自動倉庫ラックに適用する制振構造の開発 （その１）概要と振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 421-422、2018. 9

2） 小山慶樹、舟木秀尊、山際 創：自動倉庫ラックに適用する制振構造の開発 （その２）振動台実験結果とシミュレーションの妥当性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 423-424、2018. 9

3) 山際 創、舟木秀尊、小山慶樹：自動倉庫ラックに適用する制振構造の開発 （その３）地震観測、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.425-426、2018.9

4) 山上 聡、上 寛樹、舟木秀尊、小山慶樹、三須基規、高山峯夫：竣工後 30 年経過した免震建物から抜き取った天然ゴム系積層ゴムの性能検証（その１）建物の静的加力実験との比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.997-998、2018.9

5) 三須基規、山上 聡、上 寛樹、舟木秀尊、小山慶樹、高山峯夫：竣工後 30 年経過した免震建物から抜き取った天然ゴム系積層ゴムの性能検証（その２）限界変形試験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.999-1000、2018.9

6) 舟木秀尊、小山慶樹、舟山勇司、澤田毅：自動倉庫ラックのパレット免震装置に関する研究（その１）概要と基本特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.841-842、2017.8

7) 小山慶樹、舟木秀尊、舟山勇司、澤田毅：自動倉庫ラックのパレット免震装置に関する研究（その２）振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.843-844、2017.8

8) 望月洋祐、舟木秀尊、隈澤文俊：制震制御された自動倉庫ラックの地震応答特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.747-748、2017.9

9) 山上聡、舟木秀尊、安井健治、小山慶樹、三須基規、高山峯夫：竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴムの経年変化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.937-938、2017.9

10) 小山慶樹、舟木秀尊、舟山勇司：自動倉庫ラックの制振構造に関する研究（その１）概要と地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.275-276、2016.8

11) 舟木秀尊、小山慶樹、舟山勇司：自動倉庫ラックの制振構造に関する研究（その２）振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.277-278、2016.8

12) 舟木秀尊、岸本 剛、平野 晋：免震レトロフィットの仮受け工法に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅳ、pp.415-416、2013.9

13) 山上 聡、舟木秀尊、安井健治、川井伸泰：セミアクティブ免震システムに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.347-348、2010.9

14) 舟木秀尊、山上 聡、安井健治、川井伸泰：セミアクティブ免震システムに関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.873-874、2009.8

15) 舟木秀尊、山上 聡、川井伸泰：コンクリートの軸ひずみ計測に基づく免震部材の軸力推定:その 1 実建物における軸ひずみ計測、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.389-390、2004.8

16) 山上 聡、舟木秀尊、川井伸泰：コンクリートの軸ひずみ計測に基づく免震部材の軸力推定:その 2 FEM 解析と推定軸力の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.391-392、2004.8

17) 荒水照夫、池永雅良、舟木秀尊、早川邦夫：初期剛性を有する球面滑り支承 ：その 1 単体性能試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.553-554、2003.9

18) 舟木秀尊、早川邦夫、荒水照夫、池永雅良：初期剛性を有する球面滑り支承 ：その 2 振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.555-556、2003.9

19) 舟木秀尊、舟山勇司：金属製転がり支承を受ける RC 躯体部の構造性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.547-548、2002.8

20) 舟木秀尊、大塚 将、早川邦夫、山田高之：曲線レールシステムを用いた免震装置の開発（その 1）免震展示ケース、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.681-682、1998.9

21) 山田高之、大塚 将、早川邦夫、舟木秀尊：曲線レールシステムを用いた免震装置の開発（その 2）床免震システム、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.683-684、1998.9

22) 舟木秀尊、早川邦夫、中江晃彦、野口 聡：偏心ローラーを用いた免震装置の開発 ：（その 4）壁付き免震展示ケース、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.589-590、1997.9

23) 山田高之、大塚 将、早川邦夫、舟木秀尊：偏心ローラーを用いた免震装置の開発 ：（その 5）床免震装置、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.591-592、1997.9

その他

1） 舟木秀尊、上寛樹、山上聡、福田滋夫、三須基規：
竣工後 30 年を経過した免震建物に設置された積層ゴムの経年変化、
第 18 回日本免震構造協会賞 普及賞、2017.6

謝辞

本論文は、著者が株式会社奥村組において 2015 年から今日に至るまで担当した自動ラック倉庫に適用する地震対策技術に関する一連の研究成果をとりまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり、指導教官として終始温情を持ってご指導、ご教示をいただきました芝浦工業大学教授 隈澤文俊先生に深く感謝の意を表します。本論文をまとめるにあたりましては、芝浦工業大学大学院理工学研究科に在籍しました。研究室において、種々のご指導、ご教示をいただきました同大学教授 椛山健二先生に深く感謝の意を表します。本論文の審査にあたりましては、芝浦工業大学教授 土方勝一郎先生、同大学教授 岸田慎司先生、東京大学地震研究所教授 楠浩一先生に貴重なお時間を割いていただき、ご指導を賜りました。先生方に深く感謝の意を表します。

研究の遂行にあたり、パレット免震装置の設計・製作に関してノウハウを提供していただいたオイレス工業株式会社 免制震事業部 建築設計課長 澤田 毅氏、新市場推進室長 志村雅生氏、免制震事業部 開発部 金子史幸氏に深く感謝の意を表します。

制振ユニットの設計・製作に関して協力していただいたＴＨＫ株式会社日立支店長 弘中浩美氏、同支店 細川 誠氏、ＡＣＥ事業部長 赤羽佳仁氏（所属は当時）、同事業部 奥 友和氏に深く感謝の意を表します。

立体自動倉庫ラックの試験体製作ならびに実機への適用に際して、貴重なご助言と多大なるご協力を賜りました株式会社豊田自動織機 浅野正裕氏に深く感謝の意を表します。

博士号の取得に際してご支援をいただきました、株式会社奥村組 奥村太加典 社長、田中　敦史 管理本部長、藤岡誠一 建築本部長、國行 薫 土木本部副本部長、谷口裕英 人事総務部長に厚く御礼申し上げます。

株式会社奥村組技術研究所 川井伸泰 所長、白石浩司 副所長、上 寛樹 建築研究グループ長、河野政典 企画管理グループ長には、研究の推進にあたってご配慮とご指導をいただきました。西日本支社建築設計部 舟山勇司 課長、建築研究グループ 山上 聡 主任研究員、小山慶樹 主任研究員には、免震・制振分野の研究メンバーとして、最後まで快くご協力を頂きました。皆様に深く感謝の意を表します。

本論文において、研究成果を引用させていただいた文献著者の方々、日本建築学会への論文投稿の際に貴重なご意見をいただいた査読者の方々に深く感謝の意を表します。

最後に、いつも近くで応援してくれた家族、桂子、美桜、悠人に心より感謝します。

2018 年 9 月　舟木秀尊

発表論文等

日本建築学会技術報告集　第24巻　第56号，47-52，2018年2月
AIJ J. Technol. Des. Vol. 24, No.56, 47-52, Feb., 2018
DOI http://doi.org/10.3130/aijt.24.47

立体自動倉庫ラックに適用する積載物の落下防止を目的とした免震装置の開発

DEVELOPMENT OF SEISMIC ISOLATION SYSTEM FOR AUTOMATIC WAREHOUSE TO PREVENT GOODS FALLING

舟木秀尊 ――― ＊1　小山慶樹 ――― ＊1
舟山勇司 ――― ＊1　澤田　毅 ――― ＊2
隈澤文俊 ――― ＊3

Hidetaka FUNAKI ――― ＊1　**Yoshiki KOYAMA** ――― ＊1
Yuji FUNAYAMA ――― ＊1　**Takeshi SAWADA** ――― ＊2
Fumitoshi KUMAZAWA ― ＊3

キーワード：
立体自動倉庫ラック，免震装置，傾斜すべり支承，地震応答解析，振動台実験

Keywords:
Automatic warehouse, Seismic isolation system, Inclined rail bearing, Seismic response analysis, Shaking table test

The 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake and the 2016 Kumamoto earthquake shook many automated storage and retrieval systems and caused palletized goods to fall down from the storage racks. The authors have developed a seismic isolation system in the direction of rack opening for automatic warehouse to prevent goods falling. In this study, shaking table tests were conducted to evaluate a seismic isolation system using inclined rail bearings. As a result, it has been demonstrated that the newly developed seismic isolation system is effective in preventing stored goods from falling down from rack shelves.

１．はじめに

東北地方太平洋沖地震や熊本地震などの巨大地震により，立体自動倉庫ラック（以下，ラック）の積荷が落下して破損する事例が生じた。更に，落下した積荷が自動搬送機の走路を妨げて搬送機能が損なわれるなど，復旧に多大な時間と労力を要した。そのため，積荷の破損防止や事業継続の観点からラック内の積荷に対して荷崩れ対策を講じる必要性が高まっている。荷崩れ対策としては，ラック全体をTMD（チューンド・マス・ダンパー）によって制振構造にする方法[例えば 1)]やラック全体を免震構造にする方法[例えば 2)]等の対策がある。しかし，ラックの最上段に TMD を設置する方法はラックの収容力を損なう可能性があり，ラック全体を免震構造とする方法では既存のラックに適用する際に免震装置の後付けが困難な場合がある。

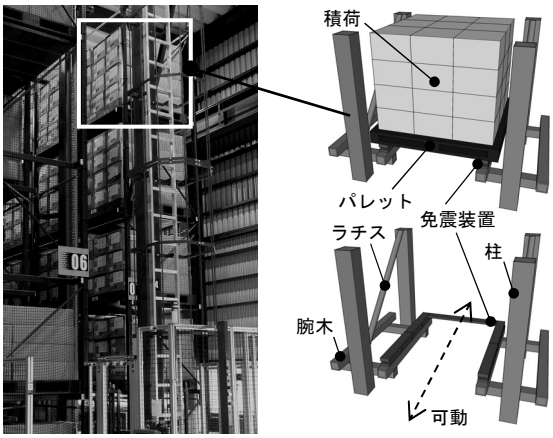
そこで，著者ら[*1]はラック全体を対象とした制振システム[3)]を既に開発しているが，個々のパレットを対象とした免震装置を新たに開発した。この免震装置は，新設・既設ラックのどちらにも適用可能で，かつラックの収容力を損なわないように配慮した薄型の免震装置である。本報告では，免震装置の基本特性や積荷の荷崩れ・落下防止の効果を振動台実験や地震応答解析により確認した。

２．免震装置の概要

2.1 免震装置の機構

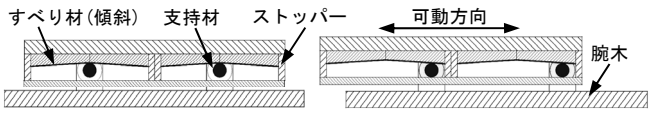
免震装置の設置イメージを図１に示す。免震装置は，個々のパレットを対象とした荷崩れ対策であり，ラックの柱に設けられた腕木に容易に取り付けられる。新設・既設ラックのいずれにも適用でき，パレットで積荷を収納するラックを対象としている。

免震装置の機構を図２に示す。免震装置はＶ字に傾斜したすべり材と支持材で構成され，積荷を出し入れする方向に可動する。可動方向以外については，ラックの柱やラチスが存在しており，これらが積荷の落下を防止する。地震が発生すると，すべり材が傾斜に沿って滑らかに水平移動し，その動きで生じる摩擦抵抗が減衰を発揮する。これにより，パレットの応答加速度を低減し，積荷の荷崩れ・



（a）自動倉庫ラック　（b）免震装置の設置状況

図１　免震装置の設置イメージ



（a）常時　（b）変形時

図２　免震装置の機構

本稿は日本建築学会大会学術講演会[6)]において発表した内容を加筆・修正したものである。

*1　㈱奥村組
（〒300-2612　茨城県つくば市大砂387）
*2　オイレス工業㈱
*3　芝浦工業大学　教授・博士（工学）

*1　Okumura Corporation
*2　Oiles Corporation
*3　Prof., Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.

落下を防止する。地震後，パレットを載せた免震装置は，すべり材の傾斜による復元力によって，元の位置に復帰する。

免震装置の復元力特性を図 3 に示す。また，1 質点系モデルの概念を図 4 に示す。免震装置が滑動している場合の傾斜軸に沿った運動方程式は次式で表される。

$$m(\ddot{x}+\ddot{x}_o)\cos\theta+Q_k+Q_f=0 \qquad (1)$$

ここで, m:質量

Q_k:復元力（$=\frac{|x|}{x}m(\ddot{z}+\ddot{z}_o+g)\sin\theta$）

Q_f:摩擦力（$=\frac{|\dot{x}|}{\dot{x}}\mu m\left\{(\ddot{z}+\ddot{z}_o+g)\cos\theta+\frac{|x|}{x}(\ddot{x}+\ddot{x}_o)\sin\theta\right\}$）

$\ddot{x}_o$:腕木の絶対加速度（水平方向）

$\ddot{z}_o$:腕木の絶対加速度（鉛直方向）

x :免震装置の相対変位（水平方向）

$\ddot{x}$:免震装置の相対加速度（水平方向）

$\ddot{z}$:免震装置の相対加速度（鉛直方向）

（$\ddot{z}=\ddot{x}\tan\theta$）

g:重力加速度

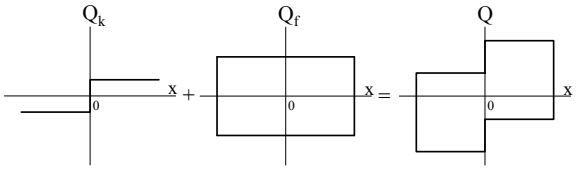
μ:すべり材の摩擦係数

θ:すべり材の傾斜角

免震装置が静止している判定は(2)式より行い，静止している場合は(3)式となる。

$$|m\ddot{x}_o\cos\theta+Q_k|<|Q_f| \qquad (2)$$

$$\ddot{x}=0,\ \dot{x}=0,\ x=\text{const} \qquad (3)$$



(a) 復元力　(b) 摩擦力　(c) 復元力+摩擦力

図 3　傾斜軸に沿った免震装置の復元力特性

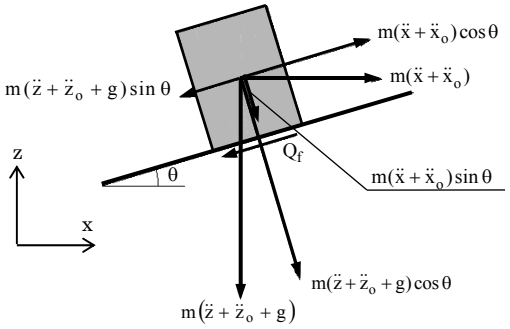


図 4　1 質点系モデル

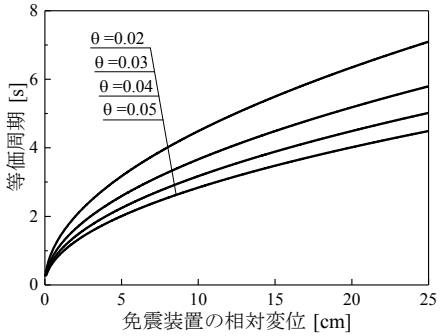


図 5　免震装置の周期特性

図 3(a)より，傾斜による復元力は，免震装置の水平変位の符号が切替わるところで不連続となる。そのため，地震応答解析では，便宜的に免震装置の水平変位が $|r\sin\theta|$ (ここで， r : 支持材の半径) 以下の微小変位区間において，半径 r の円弧上を動くものと仮定した。また，すべり材の傾斜による復元力から割線剛性を求めて評価した等価周期 T_e は，次式により表せる。

$$T_e=2\pi\sqrt{\frac{x}{g\ \sin\theta}} \qquad (4)$$

(4)式より，免震装置の等価周期は，質量によらず免震装置の相対変位とすべり材の傾斜角に依存し，一定の周期を持たない。図 5 に免震装置の周期特性を示す。

2.2 傾斜角と摩擦係数の検討

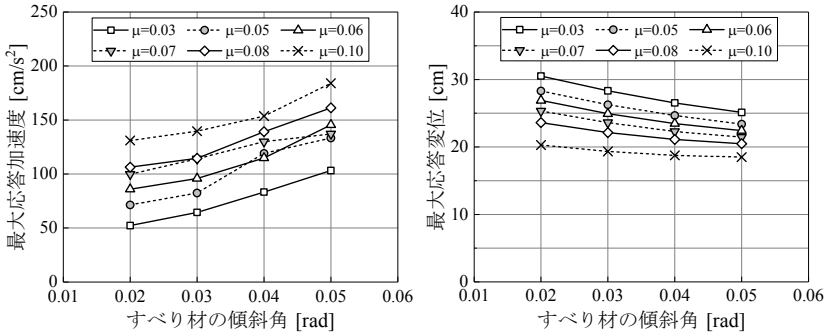
積荷の荷崩れや荷すべりは，最大応答加速度が 200cm/s^2 程度で生じることが報告されている [4)]。そこで，荷崩れや荷すべりを起こさせないために，免震装置の最大応答加速度は 200cm/s^2 以下，かつ汎用的なパレットサイズである平面 100cm×100cm に免震装置を納めるため，最大応答変位は 25cm 以下とすることを目標性能とした。

実機の免震装置に採用するすべり材の傾斜角と摩擦係数を把握するために，地震応答解析による検討を行った。解析モデルは，積荷とパレット間，パレットと免震装置間ではすべりが生じないものとした 1 質点系モデルとし，質点の質量を 700kg とした。解析パラメータは, 免震装置の高さを抑制しながら目標性能を満足するために，すべり材の傾斜角を 2/100～5/100 とし，すべり材の摩擦係数を 0.03～0.10 とした。入力地震動は，気象庁および防災科学技術研究所の強震観測により得られた表 1 に示す 3 波とした。

すべり材の傾斜角と摩擦係数をパラメータとした地震応答解析の結果を図 6 に示す。免震装置の最大応答値に着目すると，すべり材の傾斜角と摩擦係数が小さいほど応答加速度は減少し，すべり材の傾斜角と摩擦係数が大きいほど応答変位は減少する。解析の結果，免震装置のすべり材の傾斜角を 5/100 以下，摩擦係数を 0.07 以上とすることで，目標とする性能が得られることを確認した。

表 1　入力地震動一覧

地震名	発生日	観測点	最大加速度（方向）
兵庫県南部地震 (M_j7.3)	1995/01/17	神戸海洋気象台 (気象庁)	818cm/s^2 (NS)
新潟県中越地震 (M_j6.8)	2004/10/23	新潟県小千谷市 城内(K-NET)	898cm/s^2 (EW)
東北地方太平洋沖地震 (M_w9.0)	2011/03/11	福島県白河市 (K-NET)	1295cm/s^2 (NS)



(a) 最大応答加速度（白河波）　(b) 最大応答変位（小千谷波）

図 6　免震装置の最大応答値

３．静的加力実験による基本特性の把握

免震装置が滑動する際のすべり材と支持材間の摩擦係数を確認するため，水平ストロークを±10cm とした平面 40cm×40cm サイズの小型の免震装置を作成し，パレットを模擬した穴付きの板材上部に 10kg，20kg，30kg，40kg，50kg の錘を載せて，積載物をパラメータとした静的加力実験を行った。

ここで，免震装置の支持材には SUS 材を用い，すべり材には高荷重条件下において耐摩耗性に優れたバックメタル付き四ふっ化エチレン樹脂複層軸受材を採用した。また，すべり材の傾斜角は 3/100 とした。静的加力実験の状況を写真 1 に示す。実験では，加力装置を用いて免震装置を±9.5cm の範囲で水平方向に押し引きし，加力装置のロードセルにより水平荷重を計測した。

静的加力実験より得られた免震装置の荷重－変位関係を図 7 に示す。また，すべり材の面圧と摩擦係数の関係を図 8 に示す。すべり材の摩擦係数は，静的加力実験により得られた水平荷重からすべり材の傾斜による復元力を差し引いた摩擦力より求め，面圧はヘルツの弾性接触理論 [5]に基づき算定した。実験の結果，すべり材の面圧が大きくなるほど摩擦係数が小さくなる傾向を示しているが，摩擦係数は概ね目標としていた 0.07 程度であることを確認した。

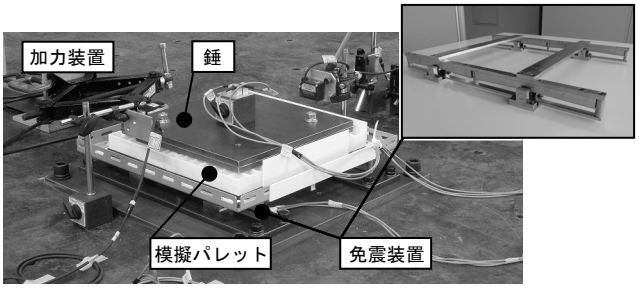


写真 1　静的加力実験の状況

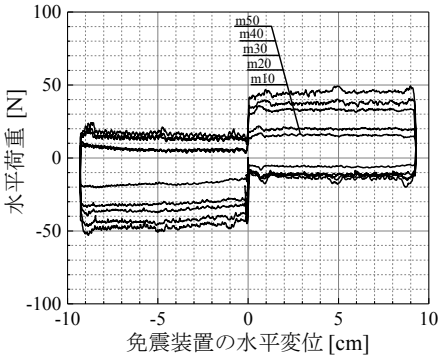


図 7　荷重－変位関係

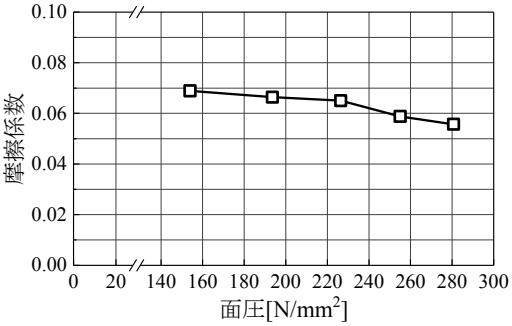


図 8　すべり材の面圧と摩擦係数の関係

４．免震装置の性能確認

4.1　実験概要

免震装置の単体性能と地震応答解析の妥当性を確認するために振動台実験を行った。実験に用いた免震装置を図 9 に示す。免震装置のすべり材の傾斜角は 3/100，支持材の半径は 2cm，水平ストロークは±20cm である。実験では，ラックの腕木を模した鋼製の治具を振動台に固定し，その上に免震装置のあり・なし(以下，非免震)のパレット（平面 130cm×120cm サイズ）を並べて設置した。パレットの積荷は，220kg，660kg，1100kg の錘を載せた場合と，書籍を入れたキャビネットを多段に載せた場合（計 550kg 程度）の計 4 ケースとした。振動台実験の状況を写真 2 に示す。入力地震動は，ランダム波（0.2～50Hz）および正弦波（1.0Hz）の加振に加えて，気象庁，および防災科学技術研究所の強震観測により得られた観測波（2011 年東北地方太平洋沖地震の白河市，1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台）と 1940 年インペリアルバレー地震，1968 年十勝沖地震の観測波を用いた。免震装置の可動する間口方向（X 軸）の 1 方向を基本とし，直交方向（Y 軸）や鉛直方向（Z 軸）を加えた実験も行った。加振レベルは，最大加速度を 100cm/s² から段階的に大きくし，原波（白河波 1295cm/s²），もしくは原波を再現できない地震波は振動台で加振できる最大レベル（神戸波 500cm/s²，エルセントロ波 550cm/s²，八戸波 330cm/s²）を上限とした。

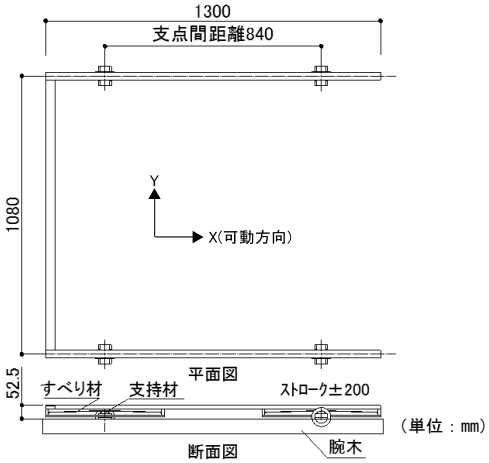
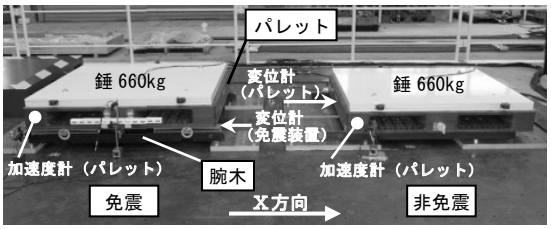
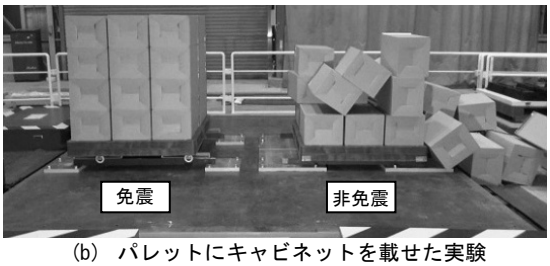


図 9　免震装置



(a)　パレットに錘を載せた実験

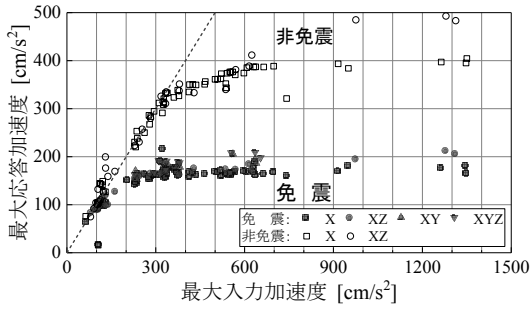


(b)　パレットにキャビネットを載せた実験

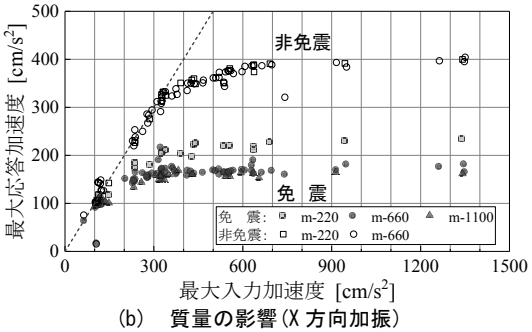
写真 2　振動台実験状況（加振終了時）

4.2　振動台実験結果

免震装置の可動方向（X 方向）に着目した最大入力加速度とパレットの最大応答加速度の関係を図 10 に示す。積荷の質量を 660kg として一軸（X）・二軸（XZ，XY）・三軸（XYZ）に加振した場合を図 10(a)に，X 方向の一軸加振において積荷の質量を 220kg，660kg，1100kg とした場合を図 10(b)に示す。非免震パレットは，応答加速度が 300 cm/s^2 程度になるとパレットと腕木間で滑動が生じ，応答加速度は 400cm/s^2 程度で頭打ちとなる。これより，パレットと腕木間の摩擦係数は 0.3～0.4 と推察される。一方，免震装置上のパレットの応答加速度は 200cm/s^2 程度で頭打ちとなり，非免震と比べて約 1/2 に低減されている。また，二軸・三軸に加振した場合も可動方向の応答低減効果は安定している。その際，可動方向以外の応答加速度は入力加速度に対して僅かに大きくなった。図 10(b)より，錘の質量が 220kg の応答加速度は，他の質量に比べて僅かに大きい。これは，すべり材の面圧依存性に起因する摩擦係数の増加が影響している。



(a)　加振方向の影響(m=660kg)



(b)　質量の影響(X 方向加振)

図 10　最大入力加速度と最大応答加速度の関係

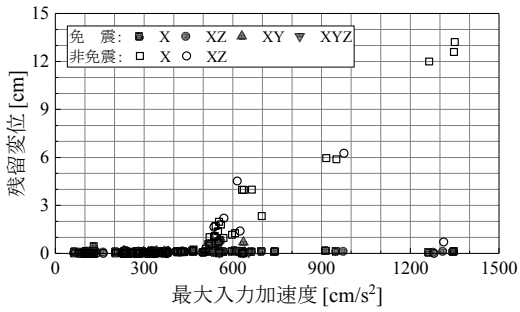


図 11　最大入力加速度とパレット残留変位の関係

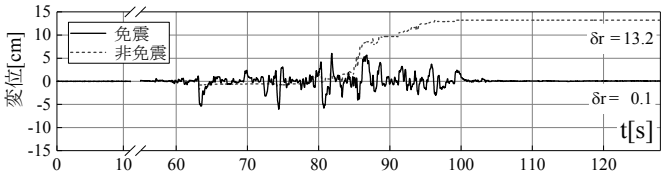
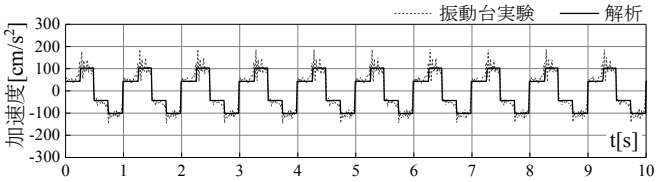


図 12　免震と非免震のパレット応答変位
（白河波，X 方向加振，1295cm/s^2，m=660kg）

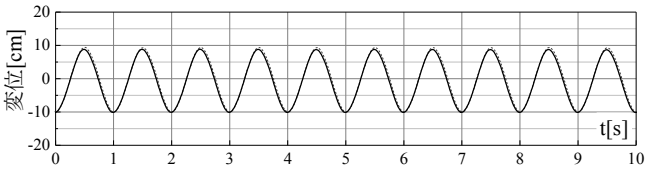
しかし，質量の変化が応答加速度に及ぼす影響は小さく，免震装置がラックの間口方向の荷崩れ・落下防止に有効であることを確認した。最大入力加速度とパレット残留変位の関係を図 11 に，免震パレットと非免震パレットの応答変位の比較を図 12 に示す。非免震パレットの残留変位（δ_r）は，入力加速度が 400cm/s^2 以上になると徐々に大きくなる。一方，免震装置上のパレットは，免震装置と一体で滑動し，加振後には元の位置に戻り，残留変位は概ねゼロとなった。

4.3　実験と地震応答解析の比較

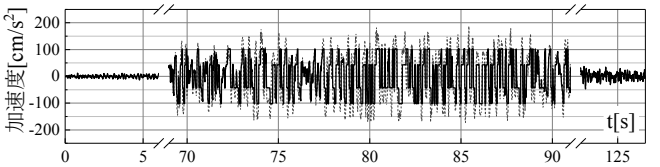
免震パレットの実験（m=660kg）と地震応答解析の比較を図 13 に示す。解析に用いた数値積分法は，線形加速度法とした。解析では，免震装置のすべり材の傾斜角を 3/100 とし，摩擦係数は免震装置の可動方向と直交方向の振動等による摩擦の影響を考慮して 0.074 とした。実験と地震応答解析を比較して，正弦波（1.0Hz，X 方向，最大入力加速度 400cm/s^2）の結果を図 12（a)～(b)に，白河波（X 方向，XYZ 方向，X 方向の最大入力加速度 650cm/s^2）の結果を図 12(c)～(e)に示す。地震応答解析は，入力地震動によらず一軸加振や三軸加振において振動台実験の結果を良く再現している。今回の解析手法は，簡易な摩擦系剛体モデルであるため，実験に見られる免震装置の部分振動等による高次振動やすべり材の微細な不陸による影響までは評価できないが，加速度の主応答や変位応答を概ね再現しており，免震装置の評価手法として妥当であることを確認した。



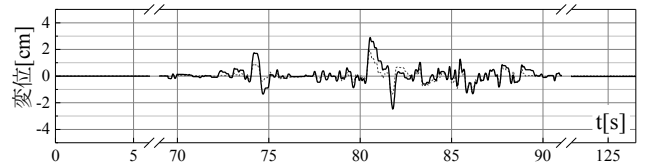
(a) 免震パレットの応答加速度(正弦波 1Hz，X 方向加振，400cm/s^2)



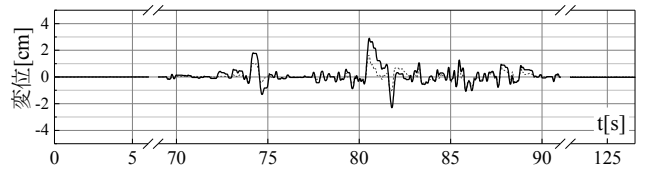
(b) 免震パレットの応答変位(正弦波 1Hz，X 方向加振，400cm/s^2)



(c) 免震パレットの応答加速度(白河波，X 方向加振，650cm/s^2)



(d) 免震パレットの応答変位(白河波，X 方向加振，650cm/s^2)



(e) 免震パレットの応答変位(白河波，XYZ 方向加振，650cm/s^2)

図 13　振動台実験とシミュレーションの比較(m=660kg)

５．ラックに設置された免震装置の性能確認

5.1　実験概要

ラックに設置された免震装置の作動性と応答低減効果を確認するために振動台実験を行った。実験状況を写真 3 に示す。実験では，３.で述べた免震装置を用いた。また，ラックに設置した免震装置の位置と計測点を図 14 に，部材リストを表 2 に示す。実験に用いたラックは，一般的なラックに使用されている材料を用いて製作されており，高さ 10 段，奥行き方向 4 連のラックが荷物の搬入スペースを挟んで一対の構造となっている。免震装置はラック 10 段目の 1 箇所に設置し，積荷として 100 kg の錘を載せた。また，免震装置を設置していない他の収納棚は空荷とした。計測項目は，振動台と免震装置に載せた錘ならびにラック 10 段目のフレーム（ラックの腕木）の応答加速度，および免震装置の応答変位とした。

5.2　加振ケース

入力地震動は，４.で述べた観測波から 3 波（2011 年東北地方太平洋沖地震の白河市，1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台，1940 年インペリアルバレー地震）を採用した。加振方向は，免震装置の可動方向を基本とし，一軸加振（X）および二軸加振（XZ）とした。地震波の入力レベルは，加速度を 100cm/s^2 から段階的に大きくし，ラックのフレームが弾性範囲に収まるレベルを上限とした。

5.3　免震装置とフレームの応答

ラック 10 段目のフレームと免震装置に載せた錘の最大応答加速度の比較を図 15 に示す。また，免震装置とフレームの時刻歴応答波形を図 16 に示す。フレームの応答加速度は，振動台の入力加速度に対して 2 倍程度に増幅している。それに対し，免震装置に載せた錘の最大応答加速度は，4.2 で述べた単体性能と比べると，免震装置を設置するフレームの応答等の影響により増加しているが，ラック 10 段目のフレームの最大応答加速度に対して最大で 1/5 程度に低減している。また，加振終了後に，免震装置は元の位置に復帰している。以上により，ラックに設置された免震装置は，残留変位もなくスムーズに滑動し，積荷の応答加速度を低減できることを確認した。

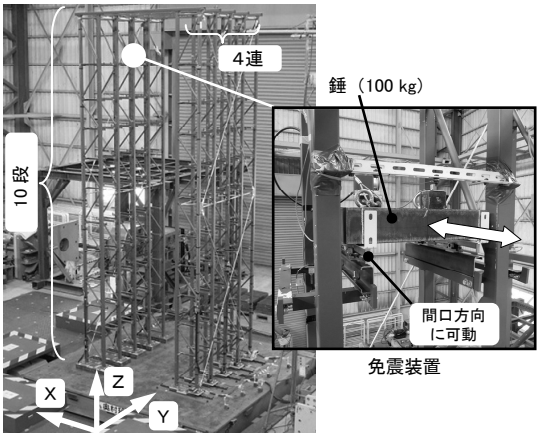


写真 3　実験状況

表 2　部材リスト

部材	サイズ（mm）	材質
柱	□-50×50×2.3	STKR400
腕木	L-30×30×3	SS400
トップビーム	C-75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	φ-27.2×2.3	STKR400
軸ブレース	M10	SS400

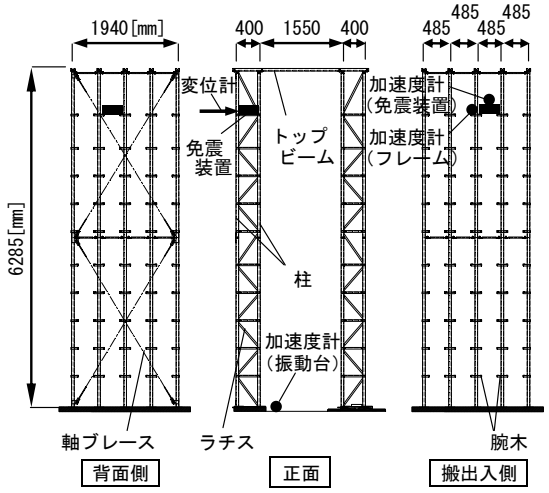


図 14　免震装置の位置と計測点

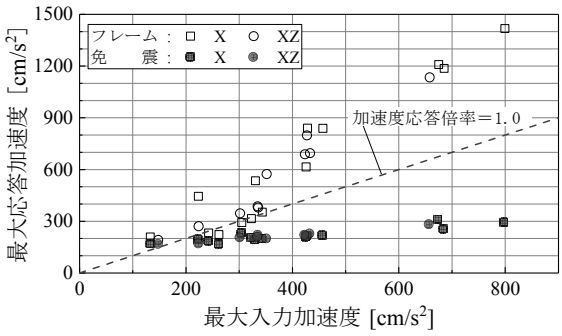
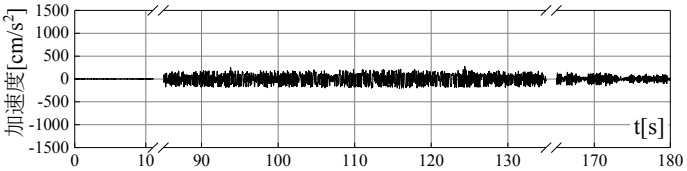
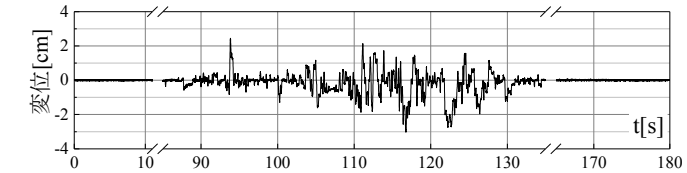


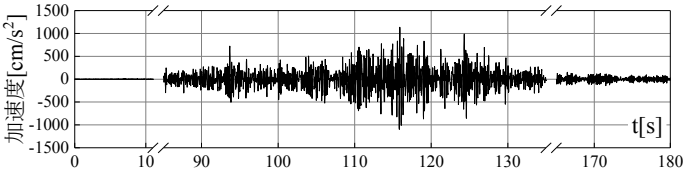
図 15　免震装置とフレームの最大応答加速度



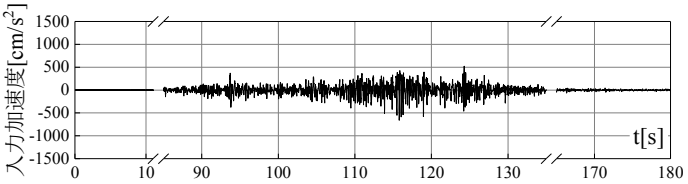
(a) ラック 10 段目に設置した免震装置の応答加速度



(b) ラック 10 段目に設置した免震装置の応答変位



(c) ラック 10 段目のフレームの応答加速度



(d) 振動台入力加速度

図 16　免震装置に載せた錘とフレームの時刻歴応答波形
（白河波，X 方向，NS 成分，650cm/s^2 加振）

5.4　免震装置を設置したラックの地震応答解析

実験のラックを対象として，免震装置の配置をパラメータとした地震応答解析を行った。解析モデルを図 17 に，諸元を表 3 に示す。すべての収納棚に，40cm 四方のパレットの積載物（100 kg）がある状態を対象とした。柱脚を固定したラックの立体モデルの頂部に強制変位を与えて水平剛性を求めた後，ラック自身と積載物の質量を足し合わせて腕木の位置に集中させた等価せん断ばねモデルを作成した。免震装置のある棚は，免震装置の上にパレットを載せた状態とし，すべり材の傾斜角を 3/100，摩擦係数を 0.074 とした。免震装置のない棚は，パレットと腕木の接触面での摩擦係数を 0.4 とし，パレットと腕木の相対変位がパレットサイズの 50%(20cm)に達した時点で，パレットは落下して解析モデル上の質量がなくなるものとした。入力地震動は，実験に用いた観測波（一軸）とした。

一例として，パレットの応答が最大となる神戸波（NS, 700cm/s^2）を入力した解析結果について，最大応答変位と残留変位の分布を図 18 に示す。免震装置のない棚は，CASE1 において 9～10 段目のパレットが落下した。免震装置のある棚は，CASE4 において最大応答変位が 20cm を超える場合があった。また，免震装置のある棚のパレットの残留変位は概ねゼロとなった。免震装置の適用にあたっては，最大応答変位に対応する免震装置のストロークが必要となる。

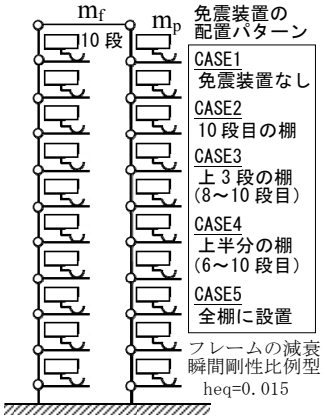
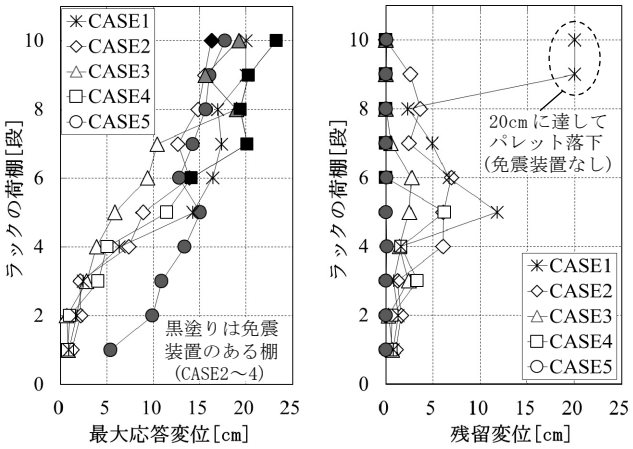


図 17　解析モデル

表 3　解析モデルの諸元
（ラック片側あたり）

質点	高さ [cm]	質量 [kg]	等価剛性 [kN/cm]
11	624.0	47.0	23.8
10	544.0	435.1	31.8
9	482.5	430.3	39.5
8	431.0	428.3	41.6
7	379.5	428.3	44.5
6	328.0	443.2	40.8
5	266.0	428.2	57.0
4	214.5	428.3	68.2
3	163.0	428.3	87.3
2	111.5	428.3	127.6
1	60.0	447.0	247.7



(a)　最大応答変位の分布　　(b)　残留変位の分布

図 18　免震装置の配置とパレット応答変位の関係
（神戸波，NS 成分，700cm/s^2）

6．まとめ

立体自動倉庫ラックの個々のパレットを対象とした免震装置を考案し，静的加力実験と振動台実験を行い，以下の知見を得た。

(1) 免震装置の上に設置したパレットは，荷物の質量が小さいとすべり材の面圧依存性の影響を受けて，最大応答加速度が若干大きくなるが概ね 200 cm/s^2 程度であり，地震対策をしていないパレットの最大応答加速度に比べて約 1/2 に低減することで，ラックの間口方向に対する荷崩れ・落下を防止した。

(2) すべり材の傾斜角を 3/100 とした場合，傾斜による復元力によって，加振終了後に生じる免震装置の残留変位は概ねゼロとなり，元の位置に復帰する。

(3) 汎用的なパレットを対象として，水平ストロークを±20cm，すべり材の傾斜角を 3/100 とした場合，免震装置の高さは約 5.3cm となり，薄型の免震装置が開発できた。

(4) 地震応答解析の結果は，入力地震動の違いや入力レベル，一軸加振や三軸加振によらず，振動台実験の結果と概ね対応しており，解析により免震装置の加速度応答や変位応答を評価できる。

(5) 免震装置の適用にあたっては，多様となる積荷の条件に加えて，ラックに設置した状態での応答を考慮する必要がある。

7．あとがき

2017 年 3 月に，茨城県つくば市に建設された立体自動倉庫において，パレット用の免震装置を初めて適用した。自動倉庫ラック全景と免震装置の設置状況を写真 4 に示す。今後，地震応答観測データを収集し，免震装置の適用効果を検証する。

(a) 自動倉庫ラック全景　　(b) ラックに設置した免震装置

写真 4　立体自動倉庫への適用事例

謝辞

防災科学技術研究所 K-NET，および気象庁の強震記録を使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 木原幸紀，劉銘崇，寺田岳彦，猿田正明，金子美香：「既存の立体自動倉庫を対象とした TMD を用いた制振改修構法(その 1，その 2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 873-876，2012. 9

2) 竹内徹，吉田道保，内田正颯，西雄士，松井良太：「積載物の落下防止を目的とした立体倉庫への免震支承の適用」，日本建築学会構造系論文集，第 721 号，pp. 629-637，2016. 3

3) 舟木秀尊，小山慶樹，舟山勇司：「自動倉庫ラックの制振構造に関する研究（その 1，2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 275-278，2016. 8

4) 安川真知子，高木政美，北村春幸，佐藤大樹，佐藤利昭：「自動ラック倉庫における多段積荷のすべり落下挙動に関する一考察」，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 732 号，pp. 183-192，2017. 2

5) 日本道路協会，「道路橋支承便覧」，丸善，p. 44，1973

6) 舟木秀尊，小山慶樹，舟山勇司，澤田毅：「自動倉庫ラックのパレット免震装置に関する研究(その 1，2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 841-844，2017. 8

［2017 年 6 月 6 日原稿受理　2017 年 7 月 18 日採用決定］

Journal of Structural Engineering, Vol. 64B, March 2018
構造工学論文集 Vol. 64B (2018年3月)

Architectural Institute of Japan
日本建築学会

片側の柱脚が滑動する立体自動倉庫ラックの制振効果に関する研究

A STUDY ON SEISMIC RESPONSE CONTROL EFFECT OF AUTOMATIC WAREHOUSE USING ROLLER BEARINGS AT THE BASE OF ONE OF THE TWO RACK UNITS

舟木 秀尊 *, 小山 慶樹 **, 舟山 勇司 ***, 隈澤 文俊 ****
Hidetaka FUNAKI, Yoshiki KOYAMA, Yuji FUNAYAMA and Fumitoshi KUMAZAWA

The 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake and the 2016 Kumamoto earthquake shook many automated storage and retrieval systems and caused palletized goods to fall down from the storage racks. Measures taken to protect storage racks from earthquakes include the method of strengthening storage racks by installing braces or other reinforcements and the method of installing tuned mass dampers at the top of the storage rack system. These antiseismic techniques, however, may not be as effective as expected if the natural period of vibration of the rack system fluctuates under the influence of such factors as the quantity and distribution of goods in storage. As a seismic response control method whose effectiveness is less affected by the condition of goods stored in racks, therefore, the authors have developed an antiseismic technology of passive response control racks in the direction of rack opening.

Keywords : *Automatic warehouse, Response control effect, Roller bearing, Viscus damper, Shaking table test*
立体自動倉庫ラック，制振効果，転がり支承，粘性ダンパー，振動台実験

1. はじめに

近年，ネット通販市場の拡大などによる小口・多頻度の輸送ニーズの高まりから，大量の配送物を処理するための大型物流施設が増加している。南海トラフ地震などの発生が懸念されるなか，積荷の落下防止対策は，積荷の保全はもとより，倉庫機能の維持にも寄与することから事業継続の観点より重要度が高まっており，倉庫事業主の多様なニーズに対応できる幅広い対策技術が求められている。

東北地方太平洋沖地震や熊本地震などの巨大地震では，写真1に示すような立体自動倉庫ラック(以下，ラック)の積荷が落下して破損する事例が生じた。更に，落下した積荷が自動搬送機の走路を妨げて搬送機能が損なわれるなど，復旧に多大な時間と労力を要した。荷崩れ対策としては，ラック全体をTMD(チューンド・マス・ダンパー)によって制振構造にする方法[例えば1),2)]やラック全体を免震構造にする方法[例えば3),4)]等がある。しかし，ラックの最上段にTMDを設置する方法はラックの収容力を損なう場合があり，積荷の重さや配置によってラックの振動特性が変動すると地震応答を十分に低減できない可能性がある。また，ラック全体を免震構造とする方法では，既存ラックに適用する際には免震装置の設置が困難な場合がある。このような課題に対し，著者らは個々のパレットを対象とした免震装置を提案し，荷崩れ・落下防止の効果を振動台実験や地震応答解析により確認している[5)]。この免震装置は，新設・既設ラックのいずれにも適用できる薄型であり，ラックの収容力を損なわないように配慮しているが，対策をする全ての棚に設置する必要がある。

ここでは，ラック全体に対して，積荷の状態によらず制振効果が得られ，ラックの長周期化と減衰の付加を同時に実現する制振技術について，その基本特性や地震時の応答低減効果を報告する。

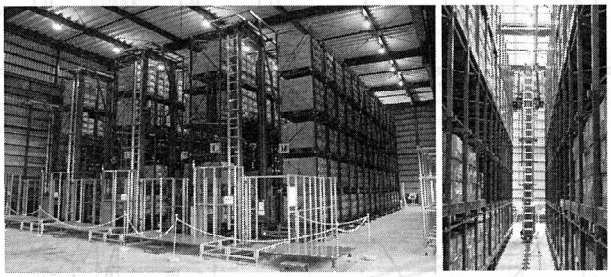


写真1　立体自動倉庫ラック

本論文は，日本建築学会大会学術講演会[11)]において発表した内容を加筆・修正したものである。

* (株)奥村組技術研究所建築研究グループ
(芝浦工業大学　大学院生)
Technical Research Institute, Okumura Corporation
(Graduate Student, Shibaura Institute of Technology)

** (株)奥村組技術研究所建築研究グループ　修士（工学）
Technical Research Institute, Okumura Corporation, M. Eng.

*** (株)奥村組西日本支社建築設計部　修士（工学）
Building Design & Planning Department, West Japan Branch, Okumura Corporation, M. Eng.

**** 芝浦工業大学建築学部　教授・博士（工学）
Prof., School of Architecture, Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.

2．制振ラックの概要

2.1　一対のラックを利用した制振構造

一般的なラックの構造を図1に示す。一対のラックは，自動搬送機の通路を挟んで，積荷の出し入れを行う方向に向かい合っている。積荷を置いたパレットは，ラックの柱に設けられた腕木に載せられており，地震によりラックが揺れると滑動して落下することがある。積荷は間口方向に落下しやすく，積荷を出し入れする方向以外にはラックの柱やラチスがあるため，これらが積荷の落下を防止する。制振ラックの構造モデルを図2に示す。一般的なラックは耐震構造になっており，床に固定されている。それに対し，制振ラックには，頂部で一体化した一対のラックの片方の柱脚に転がり支承とダンパーが取り付けられている。ラックの間口方向は，片方の柱脚をローラー支持にすると固有周期が長くなる。あわせて，最大変位が生じる部分にダンパーを配置することで，高効率な減衰効果を発揮する。地震が発生すると，転がり支承が取り付けられた柱脚が滑らかに水平移動し，その動きに応じてダンパーに減衰力が生じる仕組みである。地震の終了後，可動側ラックの柱脚は，ラック自身の復元力を利用して元の位置に戻る機構である。

2.2　制振効果の検討

一対のラックを利用した制振構造の効果を確認するため，制振構造と耐震構造（非制振）を対象とした質点系モデルの応答解析を行った。解析は，柱脚が固定された片側1質点の固有周期を T_0 と定義し，非制震および制振とも質量が同じ1質点モデルをトップビーム（軸ばね）で連結するモデルとした。制振モデルの可動側の柱脚に転がり支承とダンパーを設置し，装置の質量と摩擦は無いものと仮定した。解析パラメータは，片側1質点モデルの固有周期（T_0），柱の等価せん断ばねとトップビームの軸ばねの剛性比（α_k），付加ダンパー量（h）とした。付加ダンパー量は，ラック架構（弾性モデル）の構造減衰を初期剛性比例型の h_1=0.015 と仮定した上で，これに足し合わせる減衰量とした。入力波は，ランダム波（周期帯 0.02 秒～5.00 秒，最大加速度 500cm/s²）とした。片側の柱脚が滑動する制振構造の応答特性を図3に示す。制振ユニットの最大水平変位は，トップビームで連結する1質点モデルの固有周期（T_0）が長いほど大きくなり，付加ダンパー量を h=0.1 程度とすることで変位抑制の効果が高くなった。また，1 質点モデルの固有周期が長いほど，そして柱とトップビームの剛性比が小さいほど，制振モデルの最大負担せん断力は，耐震モデルよりも小さくなった。一方，制振モデルの固定側の柱に着目すると，付加ダンパー量が h=0.03 よりも小さい場合には，耐震モデルの片側の柱と比べて最大負担せん断力が大きくなった。以上により，制振構造は，片側の柱脚を可動させることに加えて，その位置に適切なダンパー量を付加することで，より高い制振効果が得られることを確認した。

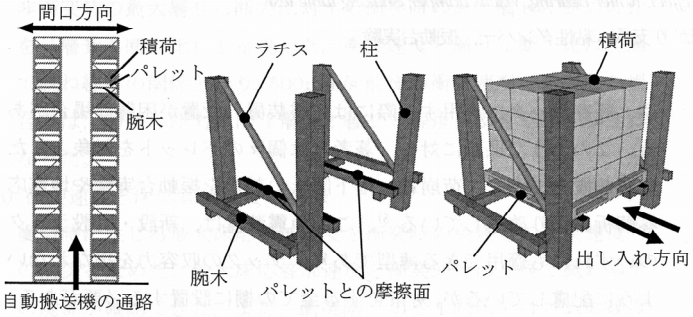


図1　一般的なラックの構造

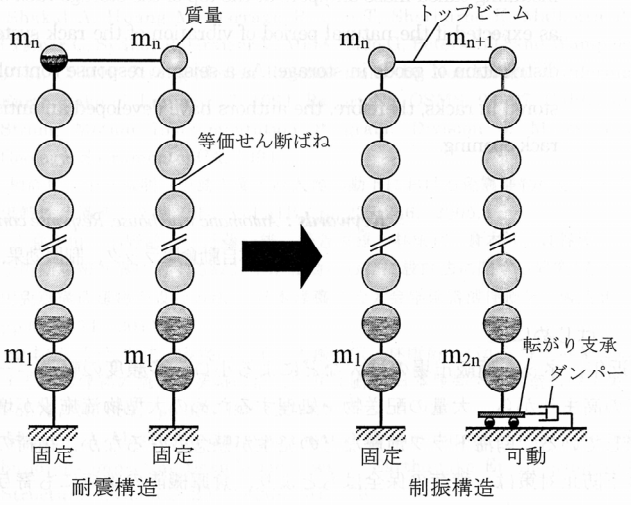
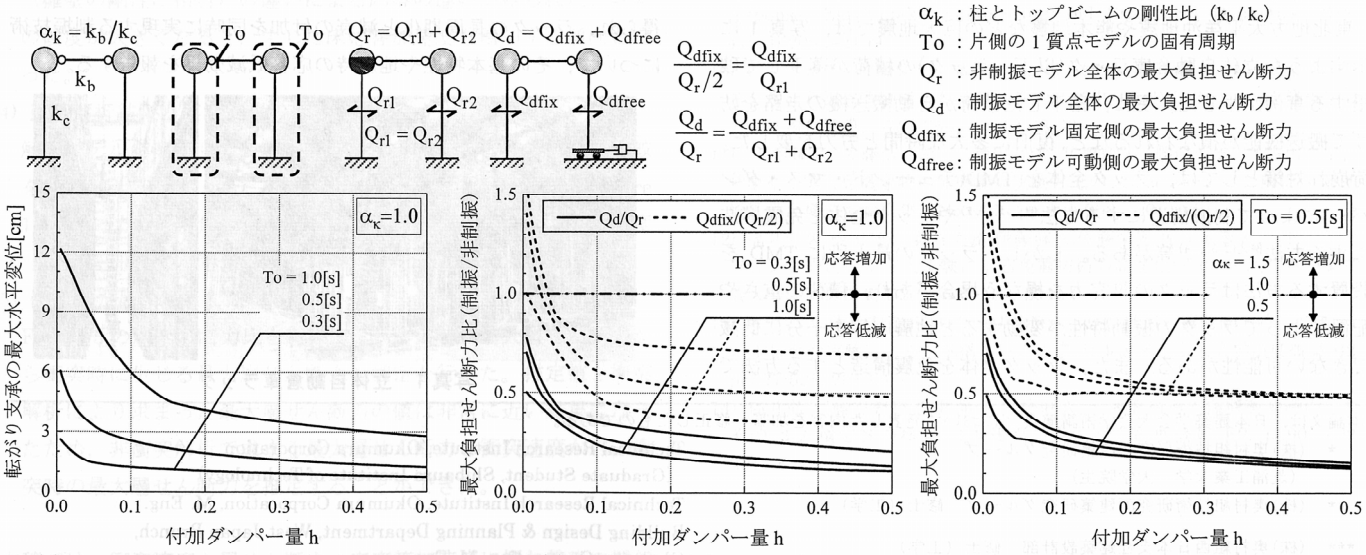


図2　制振ラックの構造モデル



(a)　T_0 と制振ユニットの最大水平変位　　(b)　T_0 と最大負担せん断力比　　(c)　αk と最大負担せん断力比

図3　片側の柱脚が滑動する制振構造の応答特性（ランダム波，500cm/s² 入力）

3. 振動台実験

3.1 制振ラックモデル

制振ラックの応答低減効果を確認するため，振動台実験を行った。振動台実験の状況を写真2に示す。また，ラックの形状と計測点を図4に，部材リストを表1に示す。実験に用いたラックは，高さ10段，奥行き方向4連のラックが積荷の搬入スペースを挟んで一対の構造となっており，一般的な材料を用いている。ラックは，計80個の積荷を収納できる腕木を有しており，積載物として100 kg/個の鋼板をボルトで腕木に固定した。

実験では，制振ユニットを組み込んだ制振ラックと，転がり支承を治具で固定した非制振ラックの2種類の実験が行えるラックを製作した。制振ユニットには，5基の転がり支承と粘性ダンパーが取り付けられている。転がり支承の摩擦係数は，概ね0.006である。粘性ダンパーは，転がり支承の直線的な動きを回転運動に変換し，減衰力を発揮する。制振ユニットを図5に，1基あたりの粘性ダンパーの減衰特性を図6に示す。なお，ダンパーなしの制振ラックの実験も行うため，個々の粘性ダンパーは脱着式とした。計測項目は，振動台と一対のラック（1，6，10段目）の応答加速度，および制振ユニットの応答変位とした。

3.2 加振ケース

入力地震動は，気象庁，および防災科学技術研究所の強震観測により得られた観測波を採用した。加振ケースを表2に示す。写真2の間口方向（X軸）の加振を基本とし，直交方向（Y軸）や鉛直方向（Z軸）の加振を加えた実験も行った。地震波の入力レベルは，加速度を100cm/s^{2}から段階的に大きくし，非制振ラックではラックが弾性範囲に収まる範囲で加振した。また，制振ラックでは原波（白河波1295cm/s^2），もしくは原波を再現できない地震波に対しては振動台で加振できる最大レベル（神戸波500cm/s^2，エルセントロ波550cm/s^2）を上限とした。また，ラックの振動特性を確認するためにランダム波（周期帯0.02秒～5.00秒，最大加速度200cm/s^2）による加振を行った。

表1 部材リスト

部材	サイズ（mm）	材質
柱	□-50×50×2.3	STKR400
腕木	L-30×30×3	SS400
トップビーム	C-75×45×15×2.3	SSC400
ラチス	φ-27.2×2.3	STKR400
軸ブレース	M10	SS400

表2 加振ケース

入力波	加振方向【振動台軸】	最大加速度【振動台軸】（cm/s^2）
ランダム波（0.2 Hz～50 Hz）	【X】,【Y】,【Z】	200【X】,【Y】,【Z】
1995年1月17日 兵庫県南部地震（神戸海洋気象台）	NS【X】	100,200,300,400,500【X】
	NS・EW【XY】	200【X】・151【Y】
	NS・UD【XZ】	200【X】・81【Z】
	NS・EW・UD【XYZ】	200【X】・151【Y】・81【Z】
1940年5月18日 インペリアルバレー地震（エルセントロ）	NS【X】	100,200,342,550【X】
	NS・UD【XZ】	550【X】・331【Z】
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震（K-NET 白河）	NS【X】	200,400,800,1295【X】
	NS・EW【XY】	400【X】・293【Y】
	NS・UD【XZ】	400【X】・136【Z】
	NS・EW・UD【XYZ】	400【X】・293【Y】・136【Z】

※ 下線部は制振ラックのみ実施した加振ケース

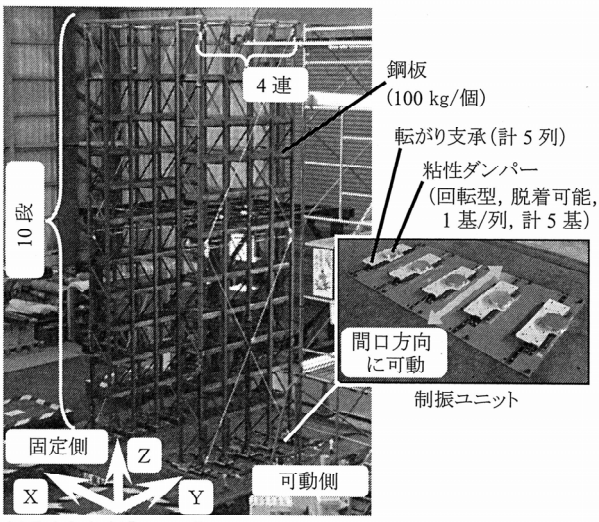


写真2 振動台実験の状況

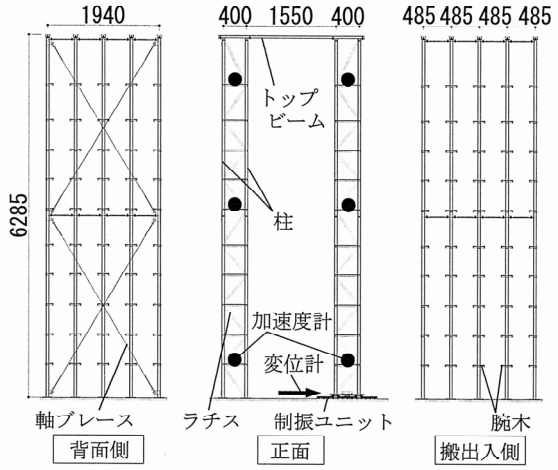


図4 ラックの形状と計測点

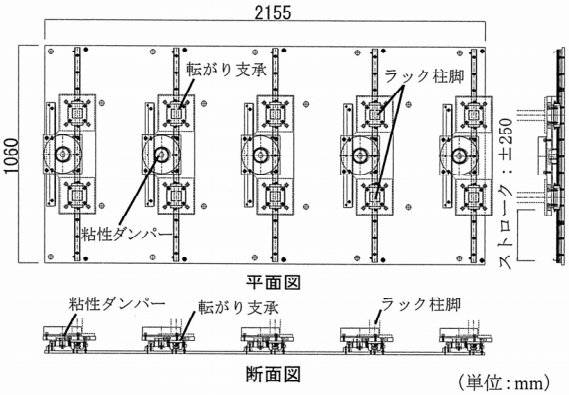


図5 制振ユニット

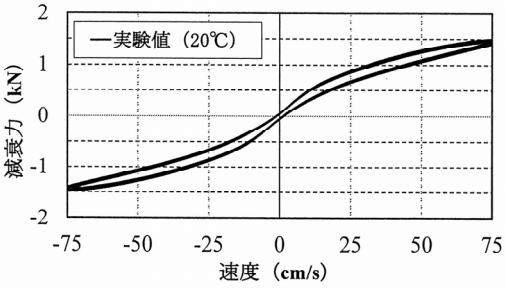
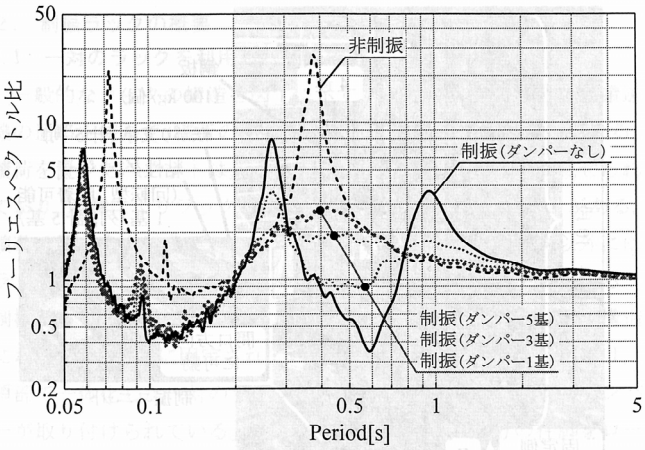
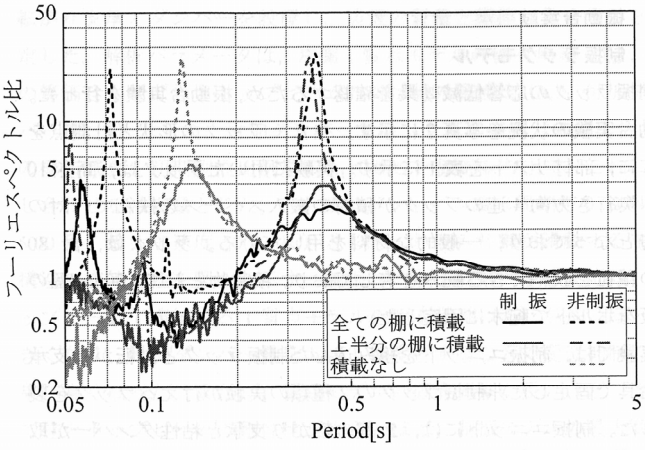


図6 粘性ダンパーの減衰特性（1基あたり）



(a) 非制振ラックとダンパー基数の異なる制振ラックの振動特性



(b) 積載条件の異なるラックの振動特性（制振：ダンパー5基）

図7 フーリエスペクトル比（ランダム波，X方向，200cm/s² 加振）

3.3 振動特性

制振ラックと非制振ラックの振動特性について，ランダム波200cm/s²加振時の振動台入力に対するラック固定側の最上段（10段目）応答加速度のフーリエスペクトル比を図7に示す。一対のラックの1次固有周期は，柱脚が固定された非制振ラックでは0.39秒であるのに対して，片方の柱脚が水平移動する制振ラック（ダンパーなし）では0.94秒となった。制振ユニットに粘性ダンパーを取り付け，予備実験として粘性ダンパーを1，3，5基と変化させると，減衰量に応じて加速度応答が低減された。制振ラックの1次固有周期は，ダンパー数が3，5基の場合に非制振ラックと，ダンパー数が1基の場合は制振ラック（ダンパーなし）と概ね一致し，ラック最上段の応答加速度は積載条件によらず減衰効果により低減された。なお，制振ラック（ダンパーあり）の実験は，転がり支承（計5列）に対して1列に1基の粘性ダンパー（計5基）を取り付けた状態を標準として実施した（写真2）。実験では，積載物の配置を①全ての棚に積載，②片側（制振ラックの柱脚固定側）の棚に積載，③上半分の棚に積載，④積載なしとした。非制振ラックの1次固有周期は0.13秒（積載なし）～0.39秒（全ての棚に積載）の範囲で変動した。

3.4 制振ラックと非制振ラックの応答比較

入力加速度を段階的に大きくした実験において，全ての棚に積載したラック最上段における最大応答加速度を図8に示す。非制振ラックの入力加速度は，ラックが塑性域に達しないように400 cm/s²を上限とした。実験値を比較すると，制振ラックの応答加速度は，地震波や加振レベルによらず，非制振ラックと比べて約1/2程度に低減されている。また，非制振ラックの応答加速度は，制振ラックに比べてばらつく傾向があった。これは，非制振ラックの減衰が小さく，地震波の特性が応答に表れやすいためである。一方，制振ラックは地震波の特性によらず，制振効果が安定している。次に，神戸海洋気象台の観測波（NS成分，200cm/s²）を入力した場合について，制振ラックと非制振ラックの時刻歴応答波形を図9に示す。制振ラック固定側の6段目，10段目の応答加速度には，非制振ラックに比べて最大で約1/4程度まで低減されている。また，制振ユニットの応答変位に着目すると，ラックが振動しても，加振後は元の位置に戻っている。制振効果を視覚的に捉えるため，腕木に固定された鋼板の上に段ボール箱を置いて加振した状況を写真3に示す。制振ラックが積荷の落下抑制に有効であることを確認した。

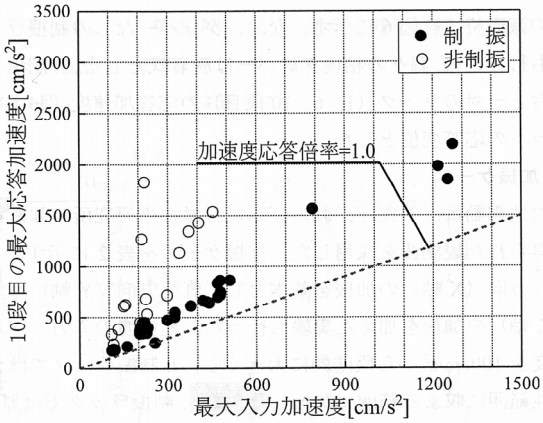


図8 制振ラックと非制振ラックの最大応答加速度

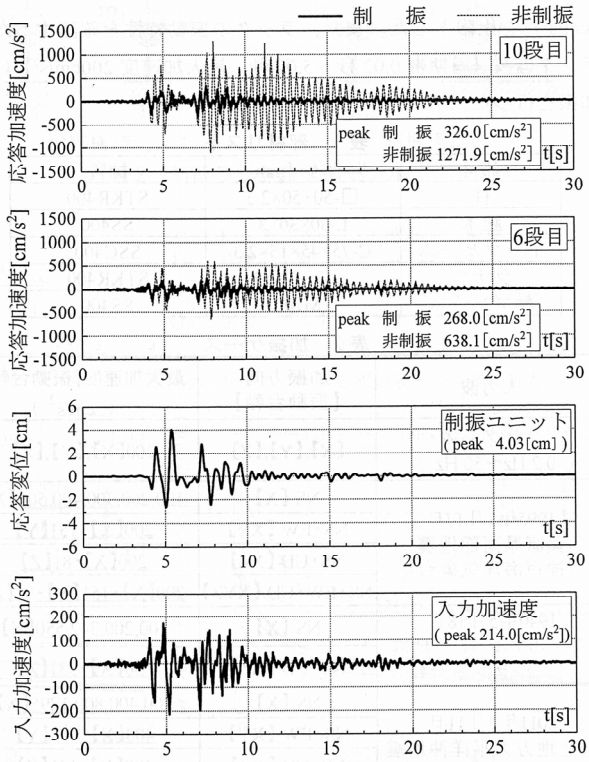


図9 制振ラック・非制振ラックの時刻歴応答波形
（神戸海洋気象台，NS成分，200cm/s²加振，全ての棚に積載）

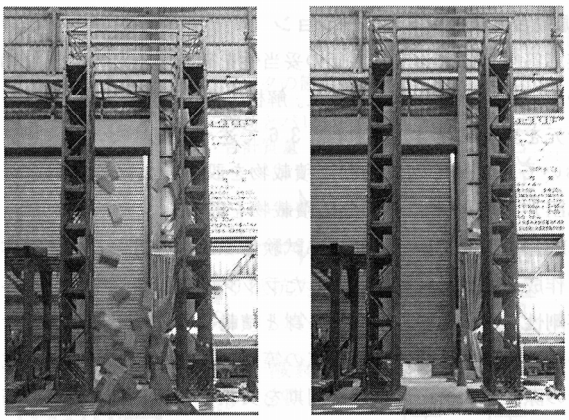
3.5　2方向，および3方向加振の影響

制振されている方向（X軸）の1方向加振に対して，直交方向や鉛直方向を同時に入力する2方向加振（XY軸），および3方向加振（XYZ軸）が，間口方向の応答に与える影響を把握するための実験を行った。制振ラックについて，加振方向の違いによる間口方向の応答を比較したものを図10に示す。非制振ラックにおいて入力加速度レベルが最も大きい東北地方太平洋沖地震の白河波をNS成分400cm/s^{2}の最大加速度に合わせて基準化した入力波（EW成分293cm/s^2，UD成分136cm/s^2）である。加振方向の違いによる間口方向の制振効果への影響はほとんど見られず，いずれも非制振ラックに比べて加速度応答を低減している。また，他の地震波においても同様の結果であった。これは，転がり支承には直交や上下からの負荷を受けても摩擦抵抗が極めて小さい直動システムが採用されているため，2方向や3方向にラックが加振されても，1方向加振の時と同様に制振効果が発揮されたと考えられる。

3.6　積載物の配置パターンによる影響

ラックの振動特性は，積載物の収容状態によって質量が変化することが予想される。そこで，積載物の配置が制振効果に及ぼす影響を実験により確認した。実験に用いた一対のラックに対する積載物の配置パターンと固有周期の関係を表3に示す。ここで，固有周期（T1，T2，T3）は，3.7において述べる等価せん断ばねモデルの固有値解析により求めた値である。片側ローラー支持はダンパーなしの制振ラックであり，柱脚固定は非制振ラックをモデル化したものである。各モデルの1次から3次までの固有周期は，柱脚固定よりも片側ローラー支持が長くなるが，その変化は一定でない。CASE2の配置は，可動側の積載量に着目したモデルである。可動側に積載物のないCASE2の1次固有周期は，柱脚固定の0.31秒に対して片側ローラー支持が0.45秒であり，積載物がすべてに配置されたCASE1に比べて固有周期の変化は小さい。固有周期をより長くして地震動との共振を免れるためには，CASE2は不利なケースである。CASE3は荷棚の上半分に積載物があり，制振ラックとしての1次固有周期がCASE1とCASE2の間にある配置パターンである。

制振ラックに粘性ダンパーを取り付けて，積載物の配置が制振効果に及ぼす影響を確認する実験を行った。積載物の配置は表3に示す3段階とした。入力波は，各観測波（神戸海洋気象台，エルセントロ，白河）の1方向加振とし，加速度は非制振ラックの実験で最大加速度が最も大きくなる入力加速度レベルとした。積載物の配置パターンと応答低減率を図11に示す。制振ラック最上段の応答加速度は，積載物の配置によってラックの振動特性が変化しても，入力波によらず1/2程度に低減された。



(a) 非制振　　(b) 制振

写真3　腕木に固定された鋼板の上に段ボール箱を置いた実験
（神戸海洋気象台，NS成分，200cm/s^{2}加振）

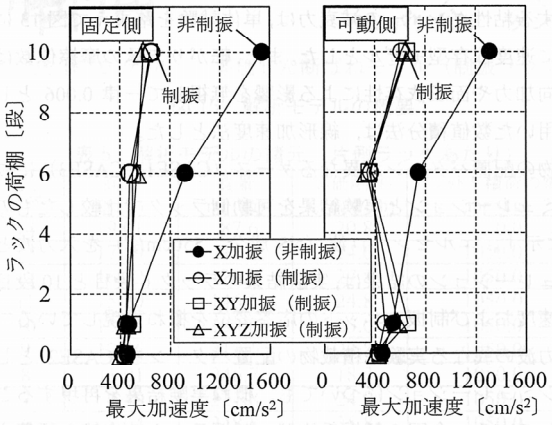
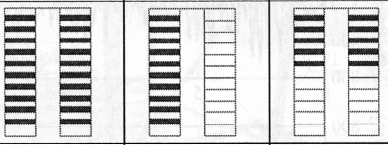
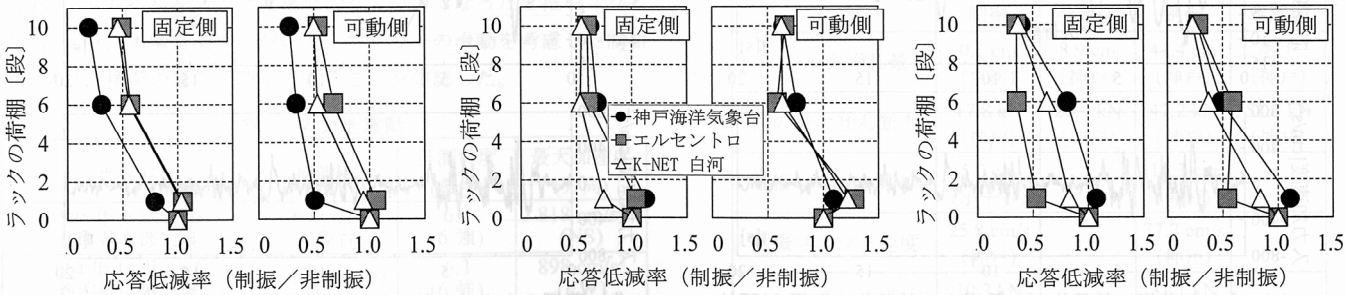


図10　加振方向の違いによる間口方向の応答比較
（K-NET 白河，NS 400cm/s^2，EW 293cm/s^2，UD 136cm/s^2）

表3　積載物の配置パターンと固有周期

		固有周期(秒)		
		CASE1	CASE2	CASE3
Mas Model				
		固定 ローラー 固定 固定	固定 ローラー 固定 固定	固定 ローラー 固定 固定
片側ローラー支持	T1	0.95	0.45	0.70
	T2	0.30	0.21	0.24
	T3	0.19	0.13	0.13
柱脚固定	T1	0.38	0.31	0.36
	T2	0.23	0.14	0.21
	T3	0.14	0.09	0.11

※ ▬▬ は、収納棚に積載していることを示す



(a) 積載物を全てに設置 -CASE1-　(b) 積載物を固定側に設置 -CASE2-　(c) 積載物を上半分に設置 -CASE3-

図11　積載物の配置パターンと応答低減率

3.7 振動台実験のシミュレーション

地震応答解析による応答評価の妥当性を確認するために，振動台実験のシミュレーションを行った。解析モデルを図 12 に，解析モデルの諸元を表 4 に示す。これは，3.6 で述べた積載物の配置パターンにおいて，すべての収納棚に積載物を設置している実験ケース（CASE1）と収納棚の上半分に積載物を設置している実験ケース（CASE3）を示している。初めに試験体ラックを対象とした立体モデルを作成し，次に柱脚を固定したラックの頂部に強制変位を与えて水平剛性を求めた後，ラック自身と積載物の質量を足し合わせて腕木の位置に集中させた 22 質点の等価せん断ばねモデルを作成した。その際，1 次モードの固有周期を実験と合わせるため，等価剛性を一律に初期剛性の 0.74 倍とした。ラック架構は弾性とし，構造減衰は h_1=0.015 の初期剛性比例型とした。積載物は，実験条件と同様にラックに固定されているものとした。一対のラックの片側柱脚に配置する粘性ダンパーの減衰力は，単体試験を踏まえて図 13 に示すように速度依存型モデルとした。また，転がり支承の摩擦係数は，直交方向加力や面圧依存性による影響を無視して一律 0.006 とした。解析に用いた数値積分法は，線形加速度法とした。

積載物の配置パターンが異なるケース（CASE1，CASE3）について，シミュレーションと実験結果を可動側ラックで比較したものを図 14 に示す。エルセントロ波（NS 成分，550cm/s^2）を入力波とするシミュレーションの結果は，実験結果のラック 6 段目と 10 段目の応答加速度および制振ユニットの応答変位を概ね再現している。なお，入力波の異なる実験や積載物の配置パターンを CASE2 とした実験のシミュレーションについても，概ね実験結果を再現することを確認している。今回の解析手法が，制振ラックの応答を評価する手法として妥当であることを確認した。

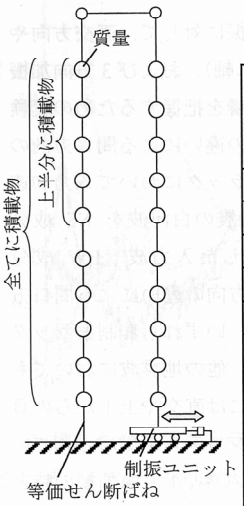
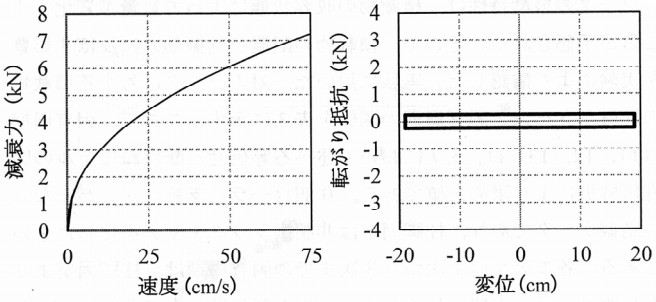


図 12 解析モデル

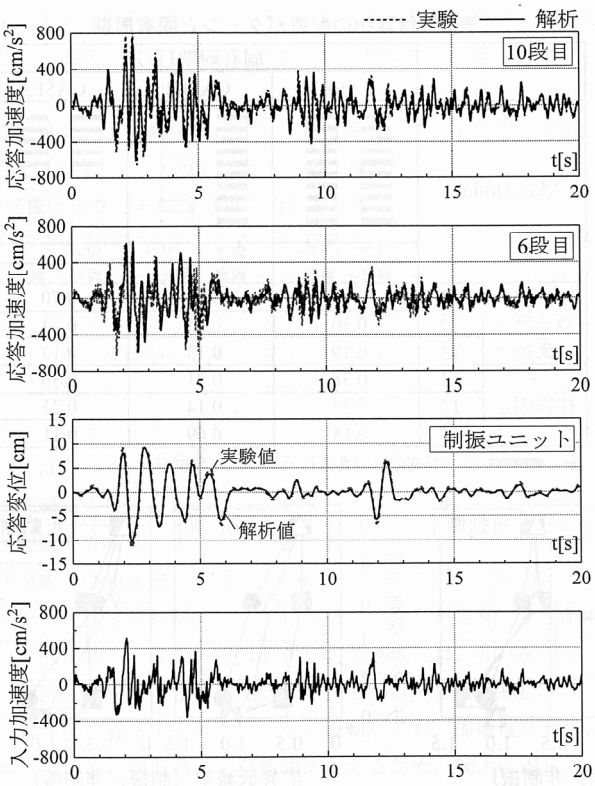
表 4 解析モデルの諸元
（ラック片側あたり）

質点	高さ [cm]	質量[kg] 全積載 CASE1	質量[kg] 上半分 CASE3	等価剛性 [kN/cm]
11	624.0	47.0	47.0	17.7
10	544.0	435.1	435.1	23.6
9	482.5	430.3	430.3	29.4
8	431.0	428.3	428.3	31.0
7	379.5	428.3	428.3	33.1
6	328.0	443.2	443.2	30.3
5	266.0	428.2	28.2	42.4
4	214.5	428.3	28.3	50.8
3	163.0	428.3	28.3	65.0
2	111.5	428.3	28.3	94.9
1	60.0	447.0	47.0	184.2

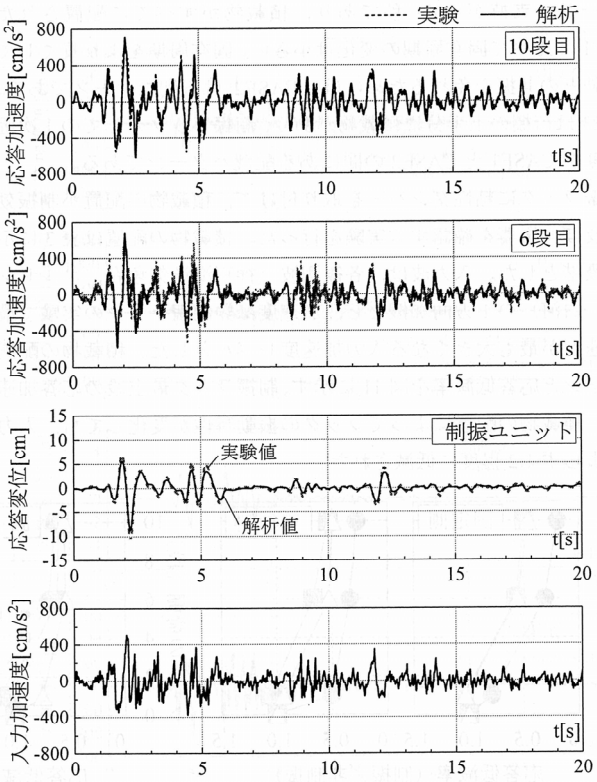


(a) 粘性ダンパー　(b) 転がり支承

図 13 制振ユニットのモデル化



(a) 全ての荷棚に積載物がある場合（積載物の配置 CASE1）



(b) 荷棚の上半分に積載物がある場合（積載物の配置 CASE3）

図 14 振動台実験とシミュレーションの比較（エルセントロ波，NS 成分，X 方向，550cm/s^2 加振）

4. パレットの滑動を考慮した地震応答解析

4.1 解析モデル

積荷の落下を表現するため，積荷が載ったパレットと腕木の間に摩擦力が作用するモデルで地震応答解析を行った。初めに，実在するラックを対象として代表的な3構面を取り出し，立体モデルを作成した。次に，柱脚を固定したラックの頂部に強制変形を与えて水平剛性を求めた後，解析で適用されている等価せん断ばねモデルを作成した。解析モデルの概要を図 15 に，解析モデルの諸元を表 5 に示す。パレットは腕木に載せられており，接触面でのすべりを考慮する必要がある。積荷の荷崩れや荷すべりに関しては，その発生メカニズムやラック全体の応答に与える影響について各種の報告がある[6~10]。本検討では，パレットと腕木の接触面でのすべりを考慮するにあたって，静摩擦係数を 0.3，動摩擦係数を 0.2 とした[8]。また，パレットと腕木との相対変位がパレットサイズの 50 %（50 cm）に達した場合，背面ブレースとの接触は考慮せず，パレットは落下して解析モデル上の積荷とパレットの質量がなくなるものとした。さらに，トップビームには，部材の軸剛性を表すばねを設定した。ラックに適用した実機の制振装置の外観を写真 4 に示す。

4.2 入力地震動

入力地震動は，気象庁，および防災科学技術研究所の強震観測（K-NET）により得られた表 6 に示す 3 波とした。解析に用いる入力波は，それぞれの地震で得られた水平方向の最大加速度が大きい方向の成分とした。入力加速度レベルは 2 段階とし，原波とその 1/5 とした。

4.3 解析結果

地震応答解析から得られた最大応答値の一覧を表 7 に示す。また，ラックの応答分布の一例として，神戸海洋気象台の原波の 1/5 レベルおよび K-NET 白河の原波レベルを入力波とした解析結果を図 16，図 17 に示す。制振ラックでは，原波の加速度を 1/5 にした入力波においてパレットと腕木のずれは概ね発生しておらず，フレームのせん断力および変位とも非制振ラックに比べて小さい。また，原波を入力した場合でもパレットが落下することはなかった。原波レベルを入力した場合のパレットと腕木のずれ量は，可動側の下層部で大きくなる傾向を示し，最大値は 40cm 程度であった。

一方，非制振ラックでは，原波の加速度を 1/5 にした入力波においてパレットと腕木のずれは最大で 8.9 cm 発生し，原波を入力した場合には 50 cm に達して落下するものがあった。原波レベルを入力した場合，すべての解析ケースにおいてパレットと腕木の間に断続的なすべりが生じた。その結果，パレットのすべりと共にエネルギー消費が発生するため，制振ラックに対する応答加速度の増幅は，原波の 1/5 レベルを入力した場合よりも小さくなったと推察される。以上により，本解析条件において，パレットの滑動を考慮した制振ラックは，積荷の落下を防止できることを確認した。

表 6 入力地震動

地震波	観測点	計測震度（震度）	最大加速度（方向）
1995 年 1 月 17 日 兵庫県南部地震	神戸海洋気象台	6.4（6 強）	818 cm/s^2（NS）
2004 年 10 月 23 日 新潟県中越地震	小千谷市城内	6.3（6 強）	898 cm/s^2（EW）
2011 年 3 月 11 日 東北地方太平洋沖地震	K-NET 白河	6.1（6 強）	1295 cm/s^2（NS）

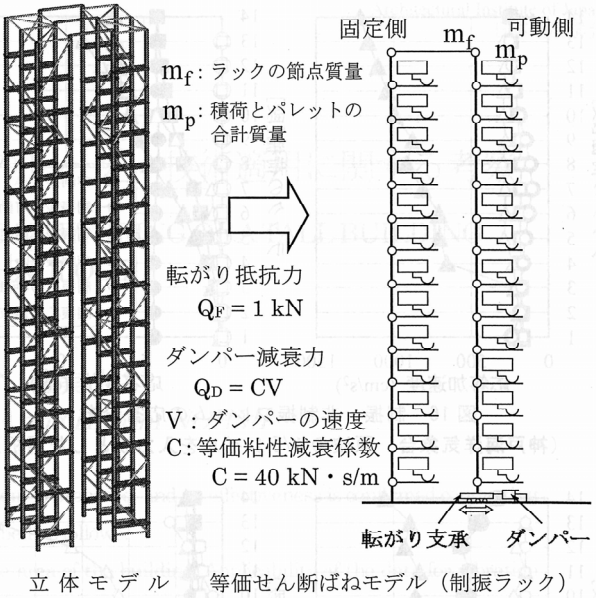


図 15 解析モデルの概要

表 5 解析モデルの諸元（片側ラックあたり）

質点	高さ H (m)	質量 mf (kg)	等価剛性 Kf (kN/cm)	パレットと積荷の質量 mp (kg)
14	19.01	87.6	20.8	0.0
13	17.59	211.2	24.6	1050.0
12	16.32	120.9	27.8	1050.0
11	15.20	146.5	24.8	1050.0
10	13.91	133.8	25.0	1050.0
9	12.46	219.1	23.8	1050.0
8	11.01	246.7	18.3	1050.0
7	9.49	221.8	24.9	1050.0
6	8.04	248.8	35.8	1050.0
5	6.52	221.8	41.0	1050.0
4	5.07	248.8	49.8	1050.0
3	3.55	203.5	73.3	1050.0
2	2.10	235.6	126.9	1050.0
1	0.58	104.7	239.3	1050.0

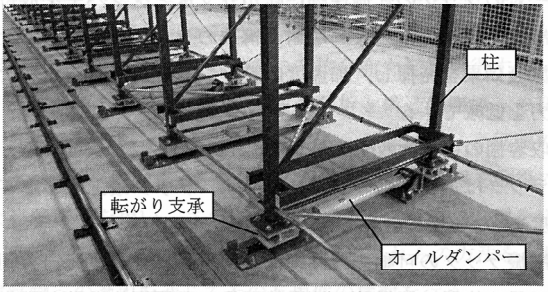


写真 4 実機の制振装置

表 7 最大応答値

	原波の 1/5		原波	
	制振	非制振	制振	非制振
パレットずれ量	0.3 cm（白河）	8.9 cm（神戸）	44.4 cm（神戸）	落下（神戸）
柱の最大せん断力	17.8 kN（神戸）	26.9 kN（神戸）	47.2 kN（神戸）	51.6 kN（神戸）
制振ユニット変位	5.0 cm（小千谷）	—	16.3 cm（神戸）	—
制振ユニット速度	25.8 cm/s（神戸）	—	77.7 cm/s（神戸）	—
制振ユニット抵抗力	10.3 kN（神戸）	—	31.1 kN（神戸）	—

※（ ）内は発生した地震波を示す

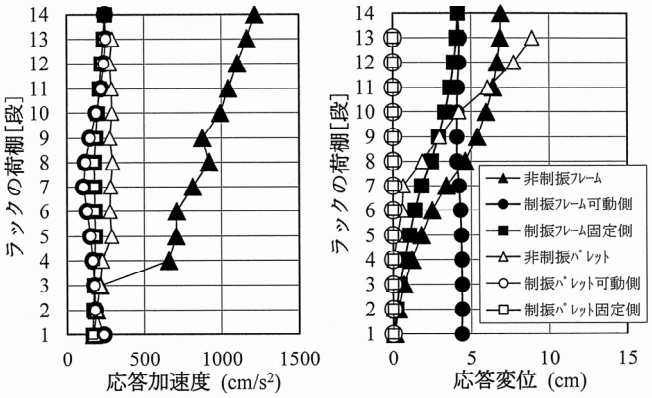


図 16　制振・非制振フレームの応答分布
（神戸海洋気象台，原波の 1/5 レベルを入力波とした解析）

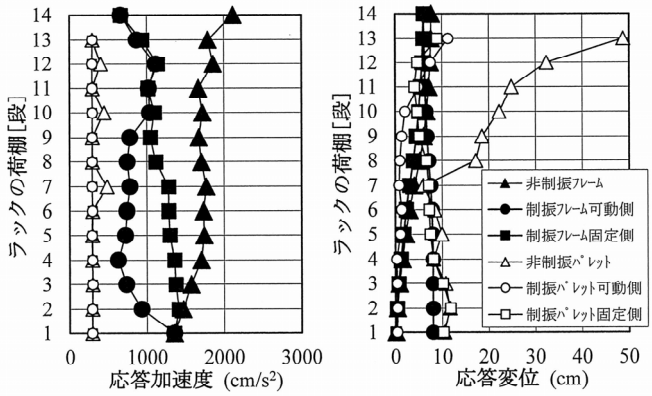


図 17　制振・非制振フレームの応答分布
（K-NET 白河，原波レベルを入力波とした解析）

5．まとめ

立体自動倉庫ラックの間口方向を対象とした制振ラックについて，振動台実験と地震応答解析を行い，以下の知見を得た。

(1) 一対のラックの片側柱脚に転がり支承とダンパーを取付けた制振ラックは，一般的な耐震構造のラックと比較して大きな減衰効果を発揮し，加速度応答とフレームが負担するせん断力を低減できる

(2) 収容棚の積載物の配置を 3 段階に変化させた実験から，制振ラックは振動特性の変化によらず，ラック最上段の応答加速度を 1/2 程度に低減できる

(3) 制振ラックの可動側の柱脚は，ラック自身の復元力を利用して元の位置に復帰し，地震終了後の残留変位は殆ど発生しない

(4) 制振ラックの可動側下層部の応答加速度は，可動側ラックに積載物を載せていないケースにおいて，非制振ラックよりも最大応答値が大きくなる場合がある

(5) シミュレーションは，入力地震動の違いや入力レベル，積載物の配置状況によらず，振動台実験の結果と概ね対応しており，解析により制振ラックの加速度応答や変位応答を評価できる

(6) パレットと腕木の間のすべりや落下を表現した地震応答解析から，制振ラックは地震によるパレットの落下を抑制する効果が期待できる

謝辞

本研究では，防災科学技術研究所が提供する強震観測網 K-NET の地震動データ，および国土交通省（気象庁）が提供する強震観測データを使用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 木原幸紀，劉銘崇，寺田岳彦，猿田正明，金子美香：既存の立体自動倉庫を対象とした TMD を用いた制振改修構法(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 943-944，2012. 9

2) 塚田乙，長島一郎，高木政美，日比野浩，青野翔，出雲洋治：自動倉庫ラック制震装置の開発（その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 1019-1020，2013. 8

3) 安川真知子，高木政美，日比野浩，藤井裕之，出雲洋治：自動ラック倉庫の免震化技術に関する実験的研究（その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 607-608，2016. 8

4) 竹内徹，吉田道保，内田正颯，西雄士，松井良太：積載物の落下防止を目的とした立体倉庫への免震支承の適用，日本建築学会構造系論文集，第 721 号，pp. 629-637，2016. 3

5) 舟木秀尊，小山慶樹，舟山勇司，澤田毅：「自動倉庫ラックのパレット免震装置に関する研究(その 1, 2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 841-844，2017. 8

6) 小川信行：可動載荷質量を有する骨組の地震応答，日本建築学会構造系論文集，第 370 号，pp. 28-39，1986. 12

7) 斎藤勝彦，久保雅義：パレタイズ貨物の荷崩れ防止対策に関する基礎的研究，日本航海学会論文集，第 96 号，pp. 275-282，1997. 3

8) 安川真知子，高木政美，北村春幸，佐藤大樹，佐藤利昭：自動ラック倉庫における多段積荷のすべり落下挙動に関する一考察，日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 732 号，pp. 183-192，2017. 2

9) 佐々木亮，山岸邦彰：積載物の滑動を利用した構造物の地震応答低減効果に関する基礎実験，構造工学論文集，Vol. 63B，pp. 303-316，2017. 3

10) 日本産業機械工業会：ユニット式ラック構造設計基準，p. 13，2012. 2

11) 舟木秀尊，小山慶樹，舟山勇司：自動倉庫ラックの制振構造に関する研究（その 1, 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 275-278，2016. 8

DEVELOPMENT OF SEISMIC RESPONSE CONTROL RACK FOR AUTOMATIC WAREHOUSE

Hidetaka Funaki, Fumitoshi Kumazawa, Kenji Kabayama

Graduate School of Engineering and Science, Shibaura Institute of Technology

na15502@shibaura-it.ac.jp

ABSTRACT

The earthquake that struck near the Pacific coast of the Tohoku region on March 11, 2011, inflicted tremendous damage to logistics systems. Automated storage and retrieval systems are logistic facilities capable of both storing and managing merchandise. The racks of automated storage and retrieval systems may be as tall as 30 m. Earthquakes, therefore, can cause stored products or goods to fall down from the racks so that the fallen items suffer damage, obstruct crane movement and impair logistic services.

The authors have developed a system for controlling the seismic response of storage racks by using roller bearings and viscous dampers. The newly developed seismic response control rack system consists of a pair of rack units, a movable rack equipped with base dampers and a fixed rack, and the two racks are connected together at their tops.

1. INTRODUCTION

Figure 1 shows a typical rack system. As shown, a pair of rack units are placed face-to-face on both sides of the space in which an automatic stacker crane moves around. Pallets are placed on the support beams connected to the rack columns. If, therefore, the racks are shaken in the event of an earthquake, pallets may slide back and forth and fall down. In the 2011 earthquake, many storage racks were shaken in the rack opening direction, and palletized goods fell down into the stacker crane zones. The authors, therefore, have developed a seismic response control technology for storage racks in order to control the seismic response of automated storage and retrieval racks in the direction of rack openings through which palletized items are deposited and retrieved.

Figure 2 compares structural models of a typical conventional storage rack system[1] and the seismic response control rack system. The conventional rack system is an earthquake-resistant structure, and the bottoms of its columns are fixed to the floor. The newly developed seismic response control rack system consists of a pair of rack units whose tops are connected together and seismic response control devices provided at the base of one of the two rack units. The seismic response control system uses roller bearings that allow smooth sliding only in one direction in conjunction with viscous dampers.

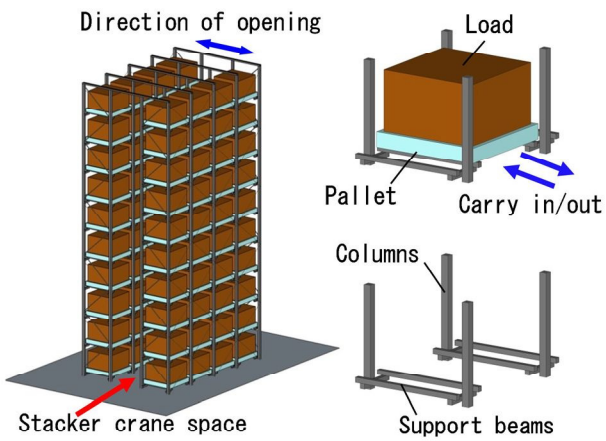


Fig.1 Typical rack structure

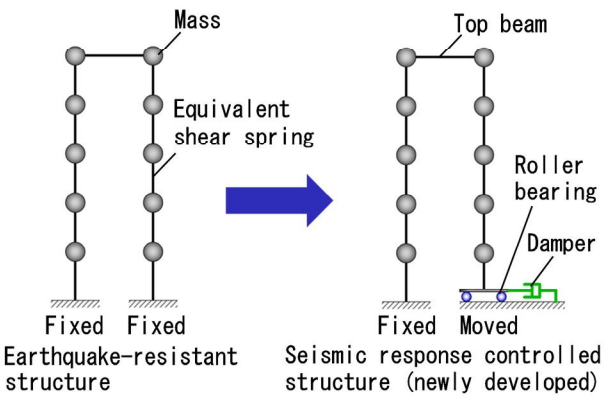


Fig.2 Concept of seismic response control rack

2. EXPERIMENT

The seismic response control devices used in the shaking table experiments are shown in Photo 1. When an earthquake occurs, the lower end of each of the columns of the movable rack provided with the roller bearings slides horizontally, and the viscous dampers reduce horizontal oscillation. The horizontal stiffness of the rack system makes the restoring force to bring the bottoms of the columns of the movable rack back to their original positions after the earthquake. By installing these seismic response control devices, the predominant period of vibration of the pair of racks can be made longer. The addition of efficient damping capability reduces the earthquake-induced oscillation of the structural frame.

To verify the effectiveness of the seismic response control devices used as part of the rack structure, a series of shaking-table experiments was conducted by using a test rack structure. Figure 3 shows the test rack structure used, and Table 1 lists its structural members. The test rack structure, built with materials similar to ones used in conventional racks, consists of a pair of 10-level-high, 4-space-wide rack units located on both sides of a load handling space. The test rack structure can be used for seismic response control testing because one of the pair of racks is provided with seismic response control devices under the columns. The test rack structure can be used for earthquake resistance testing, too, because the roller bearings can be made immovable to prevent sliding. Testing under the roller-bearing-only condition is also possible because the viscous dampers built into the seismic response control devices can be removed. In the shaking-table experiments, a 100-kilogram steel plate was placed in each of the 80 storage spaces (shelves) of the test rack structure.

Figure 4 shows the response spectra of the shaking table input motions. A total of three earthquake motions were used as inputs: two earthquake motions obtained through strong earthquake observation run by the Japan Meteorological Agency (JMA) and the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (earthquake motion observed in Shirakawa City, Fukushima Prefecture, during the 2011 earthquake off the Pacific coast of the Tohoku region and the earthquake motion observed in Kobe City during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake) and the 1940 El Centro earthquake motion, which is a widely used earthquake motion record. To check the vibration characteristics of the test rack structure, random motion excitation (0.2 Hz to 50 Hz) was also carried out. The direction of shaking table excitation was only one, the direction of rack opening, because that is the direction of concern in connection with the seismic safety measures under consideration in this study. Figure 5 shows the transfer function for the shaking table input (random motion, 200 cm/s^2) with respect to the acceleration response at the 10th level of the rack structure. These results show that the predominant period of the motion of the earthquake-resistant rack structure whose columns

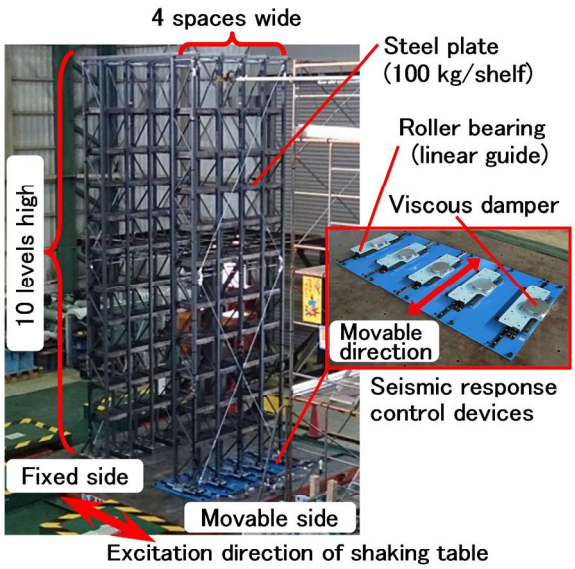


Photo 1 Shaking table experiment

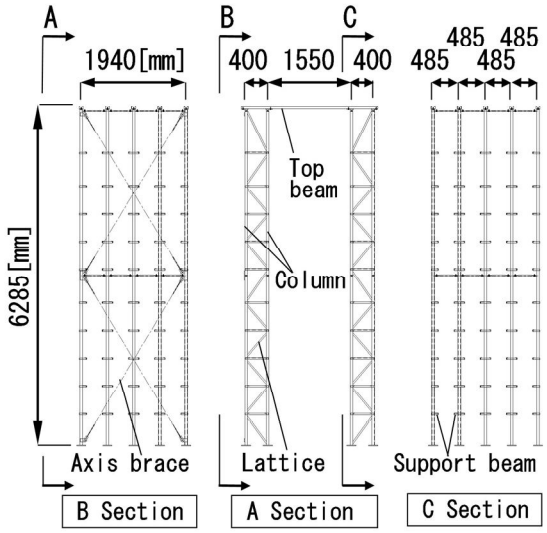


Fig.3 Test structure (rack)

Table 1 Structural member list

Member	Size	Material
Column	□−50 × 50 × 2.3	STKR400
Support beam	L−30 × 30 × 3	SS400
Top beam	C−75 × 45 × 15 × 2.3	SSC400
Lattice	ϕ−27.2 × 2.3	STKR400
Axis brace	M10	SS400

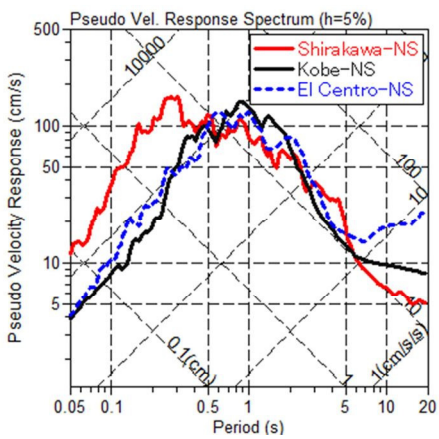


Fig.4 Response spectrum of table input motion

are fixed to the floor is 0.39 s, while that of the motion of the seismic response control rack structure that includes one rack unit with sliding columns is 0.94 s. These results show that by allowing the columns of the movable rack unit to smoothly slide horizontally, the first-mode natural period of a two-unit rack structure can be made longer by a factor of 2 or more. Those results also show that the viscous dampers are effective in reducing the acceleration response at the predominant period.

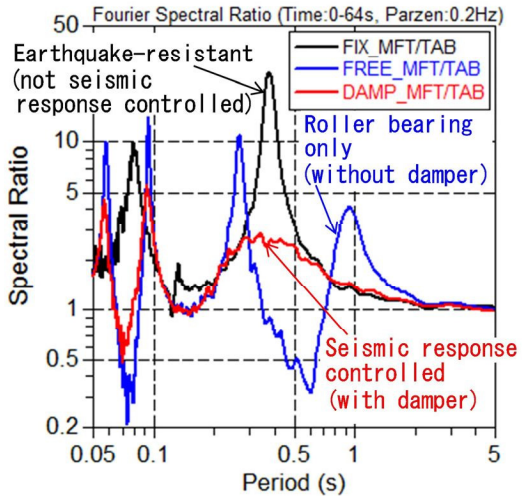


Fig.5 Transfer function for random motion

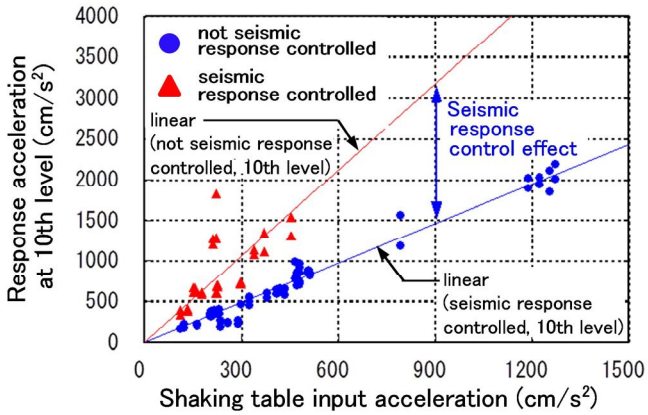


Fig.6 Comparison of maximum response acceleration

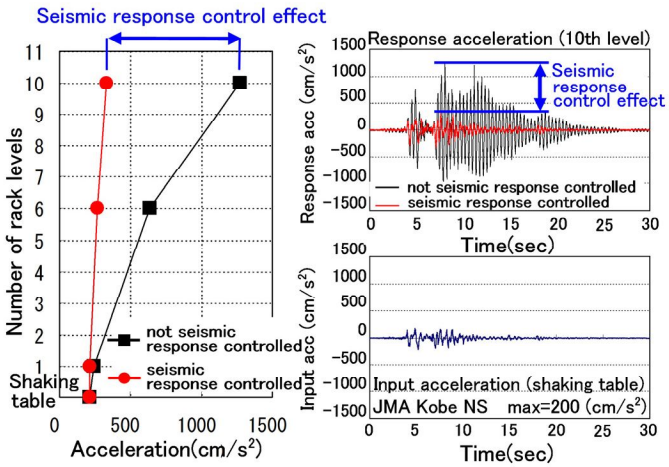


Fig.7 Examples of experiment results (JMA Kobe NS motion, 200 cm/s^2)

Figure 6 shows the maximum response acceleration distributions obtained from excitation experiments conducted by varying the shaking table input level of the three representative observed earthquake motions in steps. Examination of the maximum response acceleration at the 10th level of the seismic response control rack structure reveals that the rack structure reduces oscillation approximately by half, compared with the earthquake-resistant rack structure, regardless of the type and input level of earthquake motion. As an example of a comparison of measured seismic response control effects, Figure 7 shows the time history waveforms in the case where the earthquake motion observed in Kobe City during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake was normalized to a maximum acceleration of 200 cm/s^2 is input. Comparison of the response accelerations at the 1st, 6th and 10th levels of the rack structure reveals that the response acceleration of the rack structure has been reduced to up to about a quarter of the original response acceleration. Thus, it has been demonstrated that the newly developed seismic response control technology is effective in preventing stored items from falling down from rack shelves.

3. ANALYSIS

The accuracy of the seismic response control rack experiments was evaluated through simulation analysis. Figure 8 illustrates the analysis models used, and Table 2 shows rack frame details. As the first step, a 3D frame model was constructed, and the horizontal characteristics of the frame were identified by giving forced displacement to the top of the frame. As the next step, it was assumed that an steel plate having a mass of 100 kg is placed on each rack shelf, and the frame with those masses plus the mass of the frame itself was modeled as an equivalent shear spring with 11 lumped masses located at the pallet locations. It is generally known that since, in most cases, pallets are simply put on the frame members, the displacement of pallets and palletized items helps reduce earthquake-induced loads[2]. Since the purpose of the analysis was a simulation analysis of the seismic response control effect, it was assumed that, as in the shaking table experiments, the steel plates are

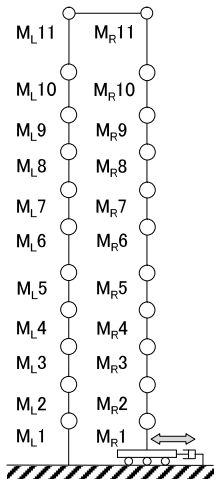


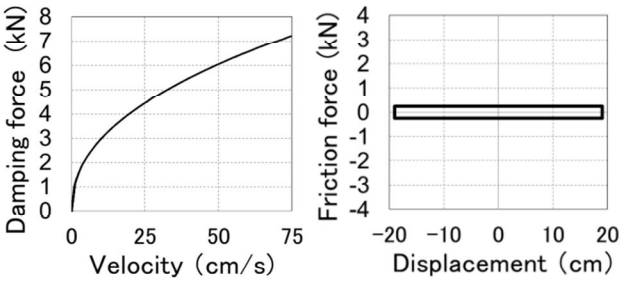
Fig.8 Analysis model

Table 2 Analysis model details (per rack unit)

Mass point	Height [cm]	Mass [kg]	Equivalent stiffness [kgf/cm]
11	624.0	47.0	2428.5
10	544.0	435.1	3237.9
9	482.5	430.3	4032.9
8	431.0	428.3	4245.7
7	379.5	428.3	4538.4
6	328.0	443.2	4158.6
5	266.0	428.2	5810.2
4	214.5	428.3	6958.3
3	163.0	428.3	8905.4
2	111.5	428.3	13016.6
1	60.0	447.0	25253.8

fixed to the frame. The frame with the built-in seismic response control devices has roller mechanisms and dampers under the columns of only one side of the two-unit rack structure. The characteristics of the roller bearings and dampers were modeled as shown in Figure 9. It was assumed that a friction force of 0.25 kN occurs when the roller bearings slide and that the damping force of the viscous dampers is dependent on velocity. Characteristics of the seismic response control devices identified through component testing were reflected in modeling.

As an example, Figure 10 compares the results obtained from time history response analysis with measured values. In the case shown in Figure 10, the earthquake motion observed in Kobe City during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake was normalized to a maximum acceleration of 500 cm/s^2 for use as an input motion. As shown, the measured values of frame response acceleration and the response displacement of the seismic response control devices show close agreement with the simulation analysis results.



Characteristics of damper Characteristics of roller bearing

Fig.9 Modeling of seismic response control devices

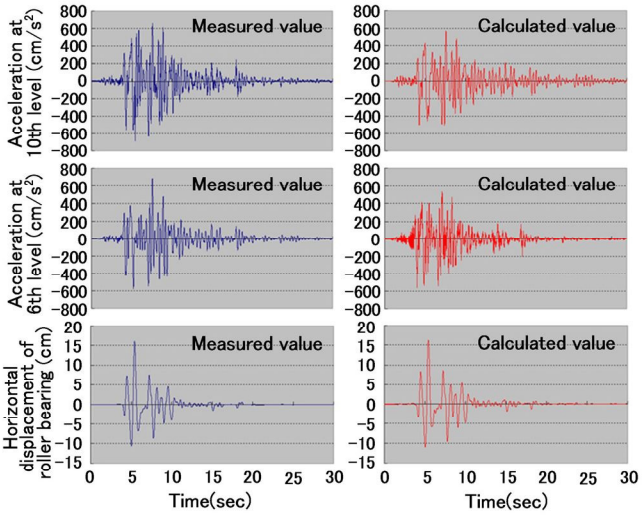


Fig. 10 Comparison of measured values and calculated values (JMA Kobe NS motion, 500 cm/s^2)

4. CONCLUSION

In this study, shaking table experiments and earthquake response analyses to simulate their results were conducted concerning a newly developed seismic response control technology applicable to storage racks used as part of automated storage and retrieval systems, and comparisons were made of response-reducing effects under different conditions. As a result, the study has shown that racks equipped with the newly developed seismic response control devices are significantly more effective than typical conventional earthquake-resistant racks in reducing earthquake-induced oscillation. Simulation analyses were also conducted by using a model that allows for the dynamic friction force of roller bearings and the damping force of viscous dampers. The results of earthquake response analyses performed by using an equivalent shear spring model having lumped masses at pallet locations agreed well with the shaking table experiment results, confirming the validity of the analysis model. Thus, it has become possible to analytically evaluate the effectiveness of the newly developed seismic response control system applied to various newly built or existing racks in controlling their seismic response.

REFERENCES

[1] The Japan Society of Industrial Machinery Manufacturers: Research Report on Ways to Ensure Seismic Safety of Automated Storage and Retrieval Systems (in Japanese), June 1981.

[2] Ogawa, N.: "Seismic response of frame structures with movable loads" (in Japanese), AIJ Journal of Structural and Construction Engineering, No. 370, pp. 28–39, December 1986.

Hidetaka Funaki received the B.E. (1993) degree in architecture from Shibaura Institute of Technology. He is currently a doctor course student at Graduate School of Engineering and Science, Shibaura Institute of Technology. His current interest is passively-controlled buildings.

Fumitoshi Kumazawa received the D.E. (1996) degree in structural engineering from the University of Tokyo. He is a professor, Department of Architecture and Building Engineering, Shibaura Institute of Technology, Japan. His current interest is earthquake response characteristics of building structures especially with irregularity.

Kenji Kabayama received the D.E. (1996) degree in structural engineering from Tokyo University. He is a Professor, Department of Architecture and Building Engineering, Shibaura Institute of Technology. His current interesting fields are upgrade of seismic safety evaluation, damping property of building structure, seismic performance of aging deteriorated building.

DEVELOPMENT AND APPLICATION OF ANTISEISMIC TECHNOLOGY FOR THE RACK OF AN AUTOMATED STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM

***Hidetaka Funaki, Fumitoshi Kumazawa, Kenji Kabayama**
Graduate School of Engineering and Science, Shibaura Institute of Technology, Japan
***Corresponding author: na15502@shibaura-it.ac.jp**

ABSTRACT

The 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku and the 2016 Kumamoto earthquake shook many automated storage and retrieval systems and caused palletized goods to fall from storage racks that were as tall as 30 m. When palletized goods fall, they may not only be damaged but also may obstruct the path of automatic carriers, thus hampering the distribution of goods.

The authors have developed a system for controlling the seismic responses of storage pallets using inclined slide and support bearings. The newly developed pallet seismic isolation system can be applied to both new construction and existing storage racks and can be used to seismically isolate individual loads.

Keywords: *automated storage and retrieval system, rack, pallet seismic isolation system, inclined slide bearing, shaking table experiment, response observation*

1. INTRODUCTION

Methods used to protect storage racks from earthquakes include strengthening the racks by installing reinforcements and installing tuned mass dampers at the top of the storage rack system. However, the racks installing tuned mass dampers may not be as effective as expected if the natural period of vibration of the rack system fluctuates under the influence of such factors as the quantity and distribution of goods in storage. Therefore, to reduce the influence of the condition of goods stored in racks, the authors have developed a pallet seismic isolation system in the direction of the rack opening.

Photo 1 shows a typical automatic warehouse[1]. Figure 1 shows the newly developed pallet seismic isolation system. As shown in the figure, a pair of rack units are placed facing each other on both sides of the space in which an automatic stacker crane moves around. Pallets are placed on the support beams of the racks. Therefore, if the racks shake during an earthquake, pallets may slide back and forth and fall down[2]. During the earthquake, many storage racks were shaken in the rack-opening direction, and palletized goods fell down into the

Photo 1 Automatic warehouse
(Automated storage and retrieval system)

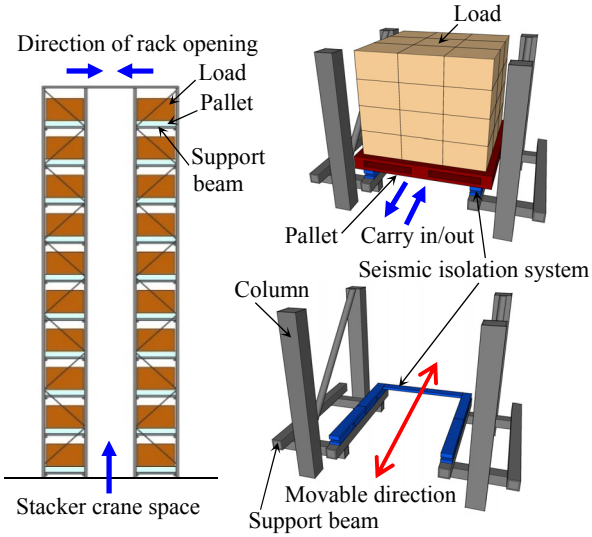


Fig. 1 Pallet seismic isolation system

stacker crane zones. Therefore, the authors, have developed antiseismic technologies[3] [4] for automated storage racks to control their seismic response in the direction of the openings through which palletized items are deposited and retrieved.

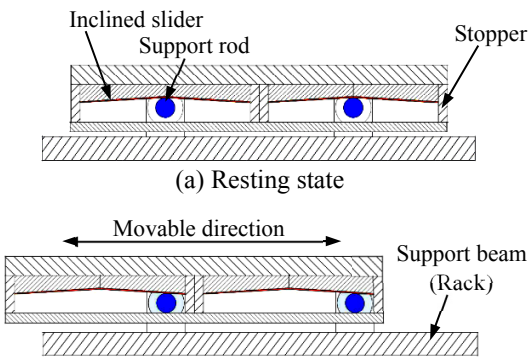
2. EXPERIMENT

2.1 Outline of the seismic isolation system

The pallet seismic isolation system proposed in this study is applied the principles of gravitation and friction force. Figure 2 shows the basic mechanism of the inclined slide bearing. It is composed of a slider body comprising inclined slide and support rods. When an earthquake occurs and the system starts to slide, a pallet supported by this system will simultaneously move widely aside and slightly upward like a swing. Therefore, it is possible for the slider body to remain in contact with the inclined slide bearing, and stabilized friction damping force is supplied.

2.2 Shaking table experiment results

To verify the effectiveness of the pallet seismic isolation system installed in the rack structure, a series of shaking table experiments was conducted using a test structure with a pallet on its support beams. Table 1 lists its specification and characteristics. This is a standard pallet size for an automated storage and retrieval system. The maximum horizontal displacement is designed as the length of the slide bearings. Figure 3 shows characteristics of inclined slide bearing. The natural period increases with an increase in the horizontal displacement. Figure 4 shows the test structure of a pallet seismic isolation system. Photo 2 shows experiments using steel-plate loads and experiments using multistage-cabinet loads. In the shaking table experiments using steel plates, 660-kg loads were placed on each pallet.



(a) Resting state

(b) Moving state at max. disp.

Fig. 2 Mechanism of the inclined slide bearing

Table 1 Specifications of the seismic isolation system

Item	Value
Dimensions	1080 × 1300 × 52.5 (W × D × H) mm
Full length of bearings	200 mm
Rated load	11,000 N
Coefficient of friction	0.06－0.08

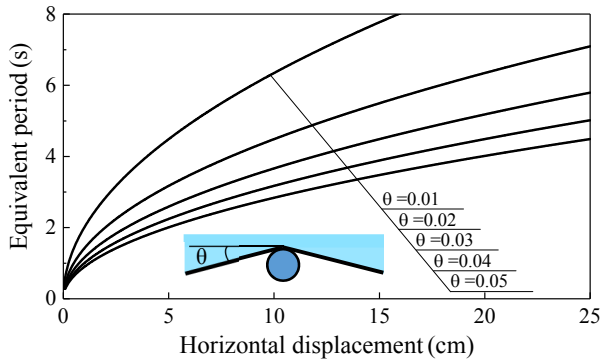


Fig. 3 Characteristics of inclined slide bearing

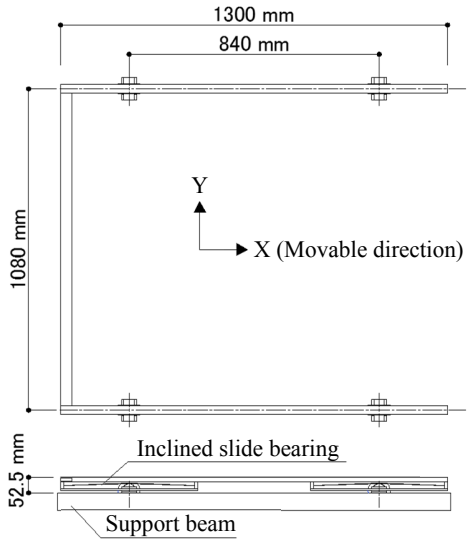
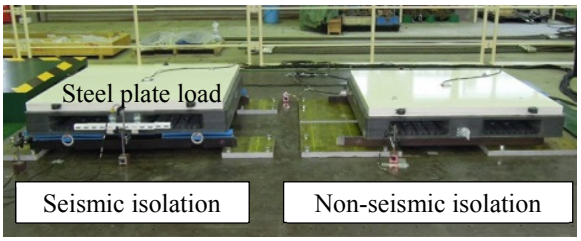
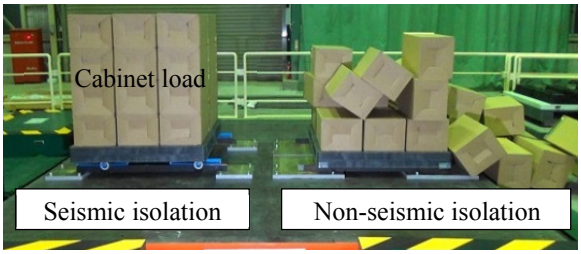


Fig. 4 Test structure (seismic isolation system)



(a) Experiment using steel plate load

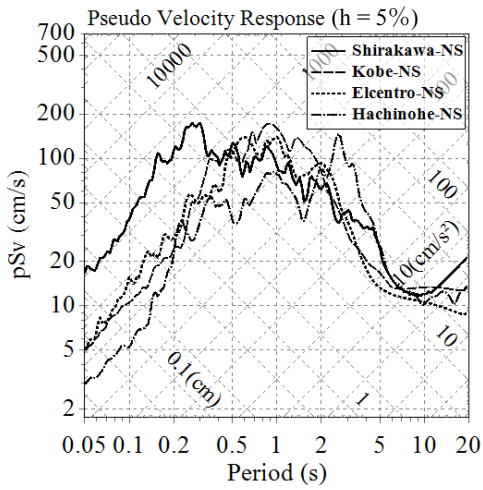


(b) Experiment using a multistage cabinet load

Photo 2 Shaking-table experiment

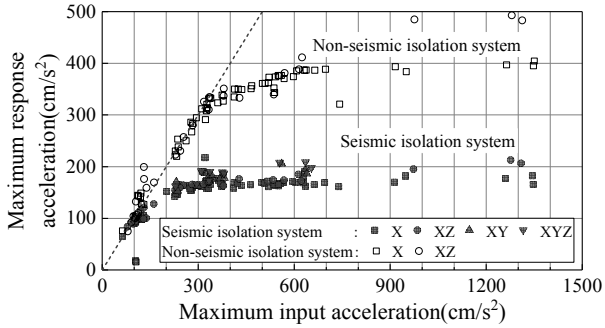
Figure 5 shows the response spectra of the shaking table input motions. Shaking table experiments were performed by simulating seismic motion observed in Shirakawa City during the 2011 earthquake off the Pacific coast of the Tohoku region, in Kobe City during the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake, in Hachinohe Harbor during the 1968 Tokachi-oki earthquake, in the 1940 El Centro earthquake; which is a widely used earthquake motion record. The NS wave was inputted in the x direction (the direction of the rack opening), the EW wave was inputted in the y direction, and the UD wave was inputted in the z direction.

Figure 6 shows the maximum response acceleration distributions obtained from excitation experiments conducted by varying the shaking table input levels of the three representative observed earthquake motions in steps. Examination of the maximum response acceleration at the pallet level of the seismic isolation system reveals that the rack structure reduces oscillation approximately by half as compared with the non-seismically isolated pallet regardless of the type and input level of earthquake motion. As an example of a comparison of measured seismic response control effects, Figure 7 shows the time history waveforms in the case where the earthquake motion observed in Shirakawa City during the 2011 earthquake off the Pacific coast of the Tohoku region was normalized to a maximum acceleration of 650 cm/s^2. Comparison of the response accelerations at the pallet of the test structure reveals that this acceleration has been reduced by up to about half of the original response acceleration. Thus, the newly developed seismic isolation system has been demonstrated to be effective in preventing stored items from falling from rack shelves.

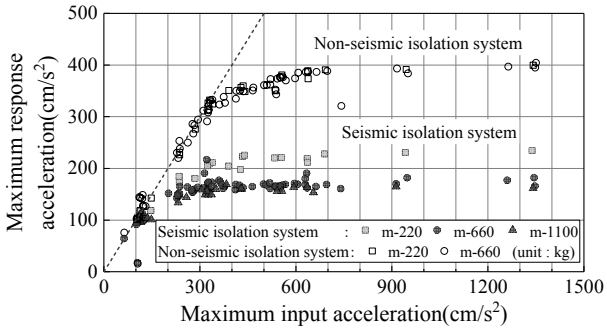


Shirakawa NS 1296 cm/s^2 El Centro NS 550 cm/s^2
Kobe NS 600 cm/s^2 Hachinohe NS 330 cm/s^2

Fig. 5 Response spectrum of table input motion (The direction of rack opening)

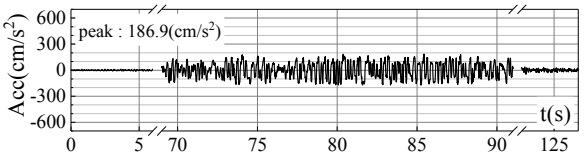


(a) Effect of acceleration in the excitation direction

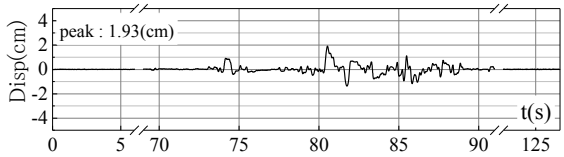


(b) Effect of mass on the pallet

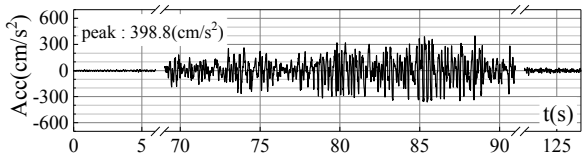
Fig. 6 Comparison of maximum response accelerations at the pallet



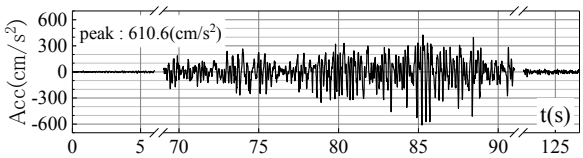
(a) Response acceleration (Seismic isolation)



(b) Response displacement (Seismic isolation)



(c) Response acceleration (Non-seismic isolation)

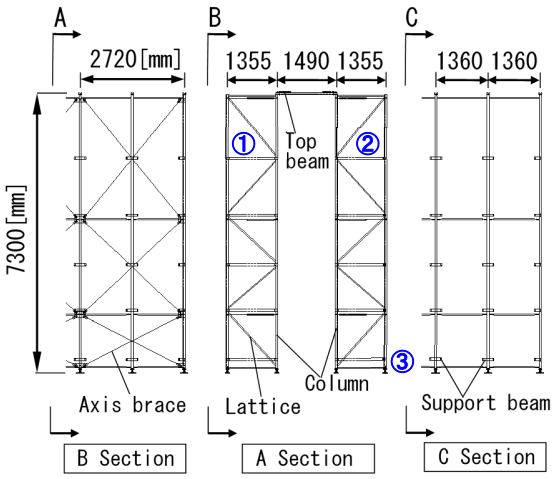


(d) Input acceleration (Shaking table)

Fig. 7 Examples of experimental results (Shirakawa NS motion, 650 cm/s^2)

3. OBSERVATION

The pallet seismic isolation system was installed in the warehouse building at the Technical Research Institute of Okumura Corporation to verify its response reduction effect and to measure its ability to prevent palletized loads from falling. Figure 8 and Photo 3 show the verification rack structure that was used, and Table 2 lists its structural members. Photo 4 shows a view of an installed system (fifth level). On the rack, the responses of the fifth level pallet weights and the ground motions were recorded simultaneously. In the observation, 660-kg steel plates were placed in storage spaces (shelves) of the rack structure. Response observation was conducted and several earthquake responses were recorded. Among these, the North Ibaraki Earthquake (August 2, 2017 (Mj = 5.5)) was the largest and had a maximum ground acceleration of ~137 cm/s^2 in the NS-direction. As an example of a comparison of measured seismic response control effects, Figure 9 shows the time histories of the response acceleration at the fifth level pallet and ground motion. From this earthquake record, it can be observed that a pallet equipped with the newly developed seismic response isolation device is significantly more effective than a non-isolation pallet in reducing earthquake-induced oscillation.



Accelerometer ① : Seismic isolation pallet
② : Non-seismic isolation pallet
③ : Ground motion

Fig. 8 Elevation of rack structure

Table 2 Structural member list (unit: mm)

Member	Size	Material
Column	□-60×60×2.3	STKR400
Support beam	□-60×30×2.3	SS400
Top beam	C-75×45×15×2.3	SSC400
Lattice	ϕ-27.2×2.3	STKR400
Axis brace	M12	SS400

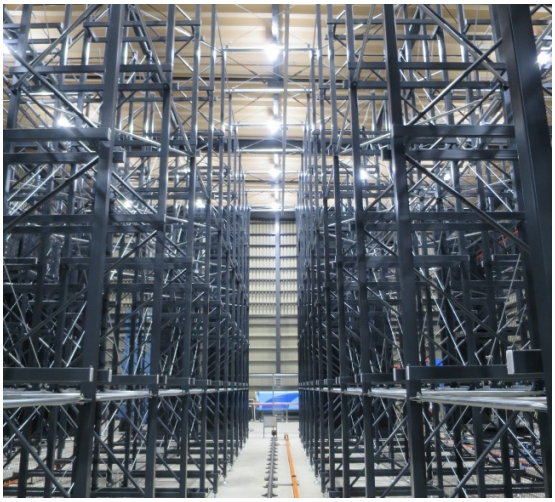


Photo 3 Verification rack structure before storing (5 levels high, 14 spaces wide)

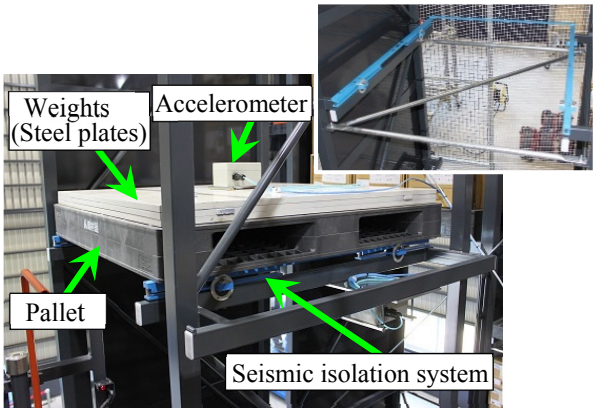


Photo 4 Image of an installed system (fifth level)

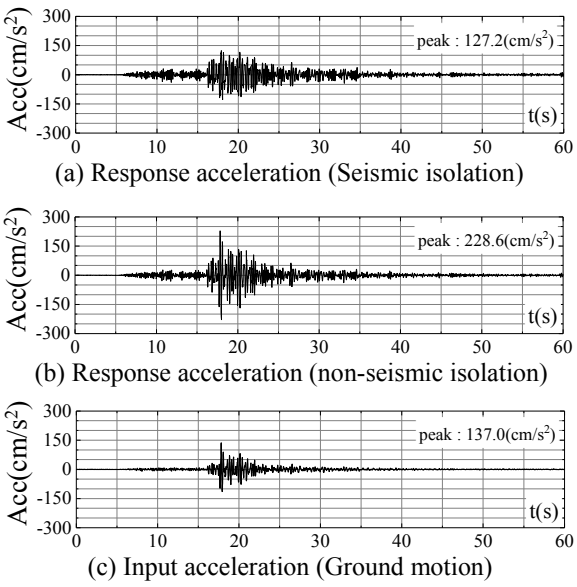


Fig. 9 Examples of observation result

4. CONCLUSIONS

In this study, we developed a pallet seismic isolation system that can be applied to both planned and existing storage racks and can be installed to seismically isolate individual loads. The study showed that this system reduces the maximum response acceleration of loaded pallets by 50% and that the pallet returns to its original position after earthquake shaking ends. A storage rack system was installed in the warehouse building at the Technical Research Institute of Okumura Corporation, and measures to prevent palletized loads from falling, including the newly developed seismic isolation system, were implemented.

ACKNOWLEDGMENT

This study carried out by first author under Okumura Corporation. The authors would like to gratefully acknowledge the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention and the Japan Meteorological Agency that provided the K-NET from which some of the strong motion records were used for the purposes of this study.

REFERENCES

[1] The Japan Society of Industrial Machinery Manufacturers: Research Report on Ways to Ensure Seismic Safety of Automated Storage and Retrieval Systems (in Japanese), June 1981.

[2] N. Ogawa: "Seismic response of frame structures with movable loads" (in Japanese), AIJ Journal of Structural and Construction Engineering, No. 370, pp. 28–39, December 1986.

[3] H. Funaki, F. Kumazawa, K. Kabayama: "Development of Seismic Response Control Rack for Automatic Warehouse," 10th SEATUC Symposium, February 2016.

[4] H. Funaki, Y. Koyama, Y. Funayama, T. Sawada, F. Kumazawa: "Development of Seismic Isolation System for Automatic Warehouse to Prevent Goods Falling" (in Japanese), AIJ Journal of Technology and Design, Vol.24, No. 56, pp. 47–52, February 2018.

PHOTOS AND INFORMATION

Hidetaka Funaki received a B.E. in architecture from Shibaura Institute of Technology (1993). He is a research engineer of Okumura Corporation, and currently a doctor course student at the Graduate School of Engineering and Science, Shibaura Institute of Technology, Japan. His current interest is passively controlled buildings.

Fumitoshi Kumazawa received a D.E. in structural engineering from the University of Tokyo (1996). He is a professor in the School of Architecture, Shibaura Institute of Technology, Japan. His current interest is the earthquake response characteristics of building structures, particularly those with irregularity.

Kenji Kabayama received a D.E. in structural engineering from the University of Tokyo (1996). He is a professor in the School of Architecture, Shibaura Institute of Technology, Japan. His current fields of interest are the upgrade of seismic safety evaluation, the damping properties of building structures, and the seismic performance of aging deteriorated buildings.

日本建築学会技術報告集　第 24 巻　第 58 号，979-984，2018 年 10 月
AIJ J. Technol. Des. Vol. 24, No.58, 979-984, Oct., 2018
DOI http://doi.org/10.3130/aijt.24.979

1986 年に竣工した実免震建物における免震装置の水平剛性の評価

EVALUATION OF THE DYNAMIC CHARACTERISTICS OF THE BASE-ISOLATION SYSTEM ON THE ACTUAL BUILDING

舟木秀尊 ――― ＊1　　小山慶樹 ――― ＊1
山上　聡 ――― ＊1

Hidetaka FUNAKI ――― ＊1　　Yoshiki KOYAMA ――― ＊1
Satoshi YAMAGAMI ――― ＊1

キーワード：
免震建物，積層ゴム，鋼棒製ダンパー，静的加力実験，
自由振動実験

Keywords:
Base-isolated building, Natural rubber bearing, Steel bar damper, Static loading test, Free vibration test

Free-vibration experiments and static loading experiments were conducted on a 30-year-old base-isolated building in order to evaluate and compare the measured horizontal stiffness of the base-isolation systems obtained from the two experiments. As a result, the horizontal stiffness results obtained from the free vibration experiment showed good agreement with the secant stiffness results obtained from the static loading experiment. This confirms the validity of evaluating the dynamic response of a building seismically isolated by means of natural rubber bearings and steel bar dampers in terms of mechanical properties observed in a static loading test.

1．はじめに

近年発生した巨大地震において，免震構造の優れた安全性が証明され，その普及に大きな期待が掛けられている。しかし，我が国において免震構造が実用化されてから 30 年程度の歴史であり，免震建物を供用する数十年という長期間にわたる構造性能の評価と耐久性に関しては，まだ十分に実証されていない。その中で，黎明期の実用免震ビルである写真 1 の建物は，竣工後 30 年が経過した。免震構造のさらなる普及には，免震構造の性能と長期にわたる信頼性に関するデータの蓄積が重要であるとの認識に立ち，著者らは，この建物に設置された免震装置に関する様々な実験や計測を，竣工以来，継続して行っている [1〜3]。

免震建物の地震時の動的挙動を予測するためには，免震装置の力学特性を適切にモデル化することが重要である。設計では通常，免震装置単体での静的加力実験により得られた力学特性を用いて免震層全体をモデル化する。さらに，免震装置の特性が個々の製造ばらつきや経年変化等により影響 [4] を受けることを考慮して設計する。経年変化については，実建物から免震装置を取り出して単体を調査した事例がある [5〜7]。これに対し，実建物を用いて免震層全体の動的特性と静的特性を実測した例は少ない。本報では，実建物を用いて静的加力実験と自由振動実験を行い，免震層の変位と荷重および周期の関係から水平剛性を評価した。あわせて，積層ゴムと鋼棒製ダンパーを取り出し，免震装置単体の経年変化を調査した。

2．対象建物および免震装置

対象とした免震建物は，茨城県つくば市内に建設され 1986 年 9 月に竣工した事務所ビル（奥村組技術研究所管理棟，評定番号 BCJ-免 2，1985 年 11 月 14 日評定取得）である [8]。建物概要と免震装置を表 1 に示す。免震装置には，天然ゴム系積層ゴム 25 基と，鋼棒製ダンパー12 基を使用している。積層ゴムのゴム径は 500mm，ゴム層は 7mm×14 層であり，ゴム総厚は 98mm である。また，1 次形状係数は 17.1，2 次形状係数は 5.1 であり，ゴム材料のせん断弾性率は 0.43N/mm^2 である。鋼棒製ダンパーは，4 巻のループ状の鋼棒よりなる鋼製弾塑性ダンパーである。鋼棒の直径は 50mm，ループの直径は 550mm であり，材質は S20C である。

写真 1　竣工後 30 年が経過した免震建物

表 1　建物概要と免震装置

項　目		諸　元
構　造		鉄筋コンクリート造 4 階 基礎免震
高　さ		15.5m
建築面積		348.18m^2
延べ床面積		1,330.1m^2
軒　高		13.75m
免震装置	積層ゴム	天然ゴム系積層ゴム φ500×25 基
	ダンパー	鋼棒製ダンパー　φ50×12 基

本稿は日本建築学会大会学術講演会 [11] において発表した内容を加筆・修正したものである。

*1　㈱奥村組
（〒 300-2612　茨城県つくば市大砂 387）
*1　Okumura Corporation

３．免震建物を対象とした実験

3.1　実験の概要

建物の外部に構築した反力体に，2 台の油圧ジャッキを取り付けた載荷装置を設置し，静的加力実験と自由振動実験を行った。免震装置の配置と加力位置を図 1 に示す。実験パラメータは，鋼棒製ダンパーの有無による 2 ケースである。実験では，耐圧盤と上部構造の相対変位および静的加力実験における油圧ジャッキの荷重を計測した。載荷装置を図 2 に，載荷状況を写真 2 に示す。竣工時（1986 年），2 年目（1988 年），19 年目（2005 年），30 年目（2016 年）とも，同じ載荷装置を用いて実験を実施している。

水平剛性に影響を及ぼす経年変化以外の要因として，建物重量の変化と温度条件の違いが挙げられる。建物重量の変化は，これまで大規模な改修を行っていないことから軽微と考えた。温度条件の違いは，影響を極力取り除くために過去の実験と実施時期を合わせた。

3.2　静的加力実験

静的加力実験は，油圧ジャッキを用いて建物を片押しで加力し，所定の荷重に達したところで徐々に除荷する方法とした。その際，免震装置の変形量は 100mm（積層ゴムせん断変形率 $\gamma \fallingdotseq 100\%$）を超えないものとした。加力において，最大荷重の目標値を 3000kN（ダンパーあり）および 2500kN （ダンパーなし）とした。

3.3　自由振動実験

自由振動実験は，油圧ジャッキにより免震層の相対変位が 100mm となるように強制変形させ，図 2 に示す載荷装置の解放ジャッキにより瞬時に開放し，上部構造を自由振動させた。

3.4　免震層の水平剛性（積層ゴム＋鋼棒製ダンパー）

ａ．静的加力実験

鋼棒製ダンパーが有る状態での静的加力実験から得られた荷重と変位の関係を図 3 に示す。ここでは竣工から 2 年後の 1988 年の実験データを初期とした。実験値と併せて設計値を示しており，初期剛性は K_1＝4459kN/mm，2 次剛性は K_2＝2107kN/mm，降伏荷重は σ_y＝1308kN である。静的加力実験から評価した水平剛性は，設計値と概ね一致することを確認した。鋼棒製ダンパーが降伏する 30mm 以降の 2 次剛性については，竣工後ほとんど変化が見られない。水平剛性を詳細に調べるため，荷重と変形の関係の包絡線から求めた各変位における割線剛性を図 4 に示す。19 年目，30 年目において，積層ゴムと鋼棒製ダンパーで構成される免震層全体の割線剛性は，変位が 40mm 以下と小さい場合には僅かに大きくなるものの，それ以降の変形では概ね同じとなった。

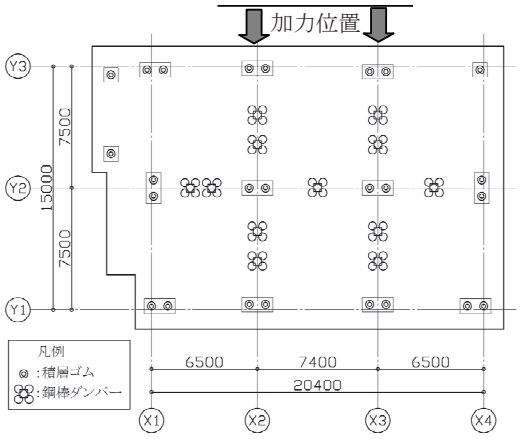


図 1　免震装置の配置と加力位置

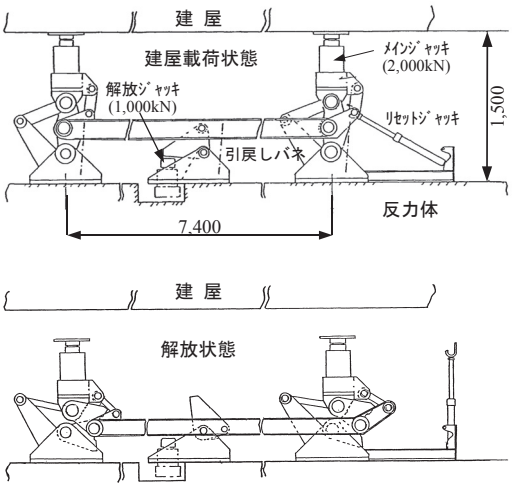


図 2　載荷装置

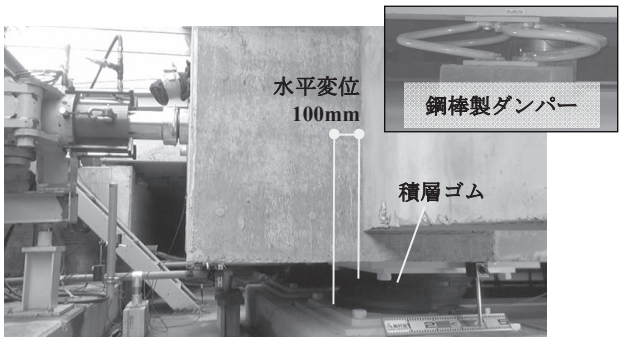


写真 2　載荷状況

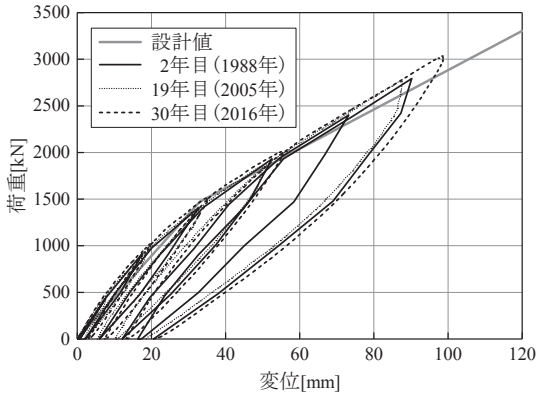


図 3　荷重と変位の関係（ダンパーあり）

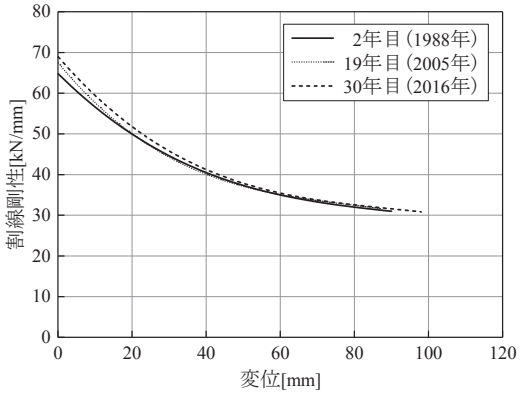


図 4　各変位における割線剛性（ダンパーあり）

b．自由振動実験

自由振動実験より得られた変位の時刻歴波形を図 5 に示す。初期サイクルを除く自由振動 10 回の繰り返しに要した時間は，2 年目の 12.06 秒に対し，19 年目は 12.15 秒と長くなり，30 年目は 11.66 秒と 3.4%短くなった。19 年目が長くなった要因として，鋼棒製ダンパーの取付けボルトの固定度が低かったこと等が考えられるが，免震層全体として周期特性に大きな変化は見られない。各変位レベルにおける免震装置の水平剛性を評価するために，図 6 のように 1/2 サイクルごとにおける周期と振幅を求め，各振幅（変位）における周期をプロットしたものを図 7 に示す。この方法で求めた周期は，微小振幅の範囲にばらつきが見られるものの，2 年目に対して 19 年目と 30 年目の経年による変化は殆ど見られない。

c．静的加力実験と自由振動実験による剛性の比較

図 7 に示した周期に対して，上部構造の質量を 2150t と仮定して剛性に換算したものを，静的加力実験結果（図 4）と合わせて図 8 に示す。自由振動実験と静的加力実験から求めた剛性は，各変位で良い対応を示している。免震建物の変位と周期の関係は，静的加力実験から得られる免震装置の剛性により評価できることを確認した。

3.5　積層ゴムの水平剛性（鋼棒製ダンパーなし）

a．静的加力実験

積層ゴムのみの静的加力実験における荷重と変位の関係を図 9 に示す。竣工時に比べて 19 年目と 30 年目の積層ゴムの剛性は高くなっている。竣工時から 19 年目にかけての剛性の変化に対して，19 年目から 30 年目の変化が小さいことから，経年変化が鈍化していると考えられる。図 9 の包絡線から求めた各変位における積層ゴムの割線剛性を図 10 に示す。変位 60㎜ までは剛性が小さくなり，60㎜ 以降は高くなっている。竣工時と 19 年目，および竣工時と 30 年目の割線剛性の比を求めて，変位 0～100mm 間で平均すると，19 年目の剛性は竣工時から 8.7%高くなったのに対し，30 年目では竣工時から 9.7%高くなった。

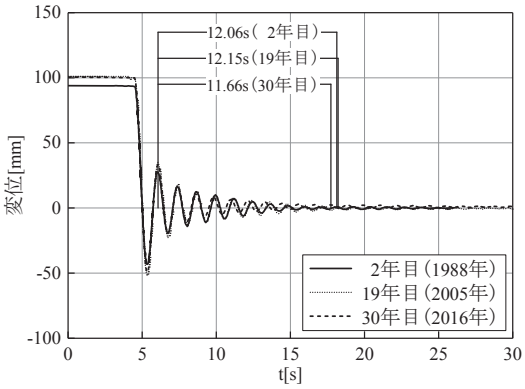


図 5　変位の時刻歴波形（ダンパーあり）

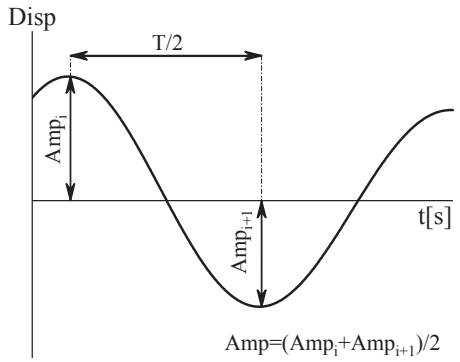


図 6　周期と振幅の評価

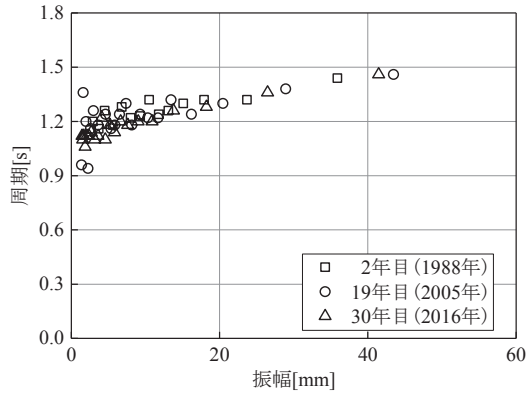


図 7　周期の変化（ダンパーあり）

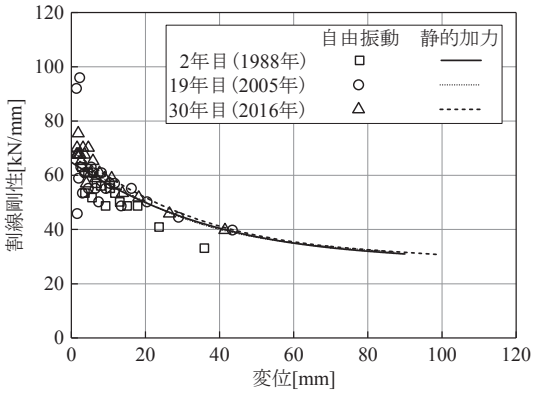


図 8　割線剛性の比較（ダンパーあり）

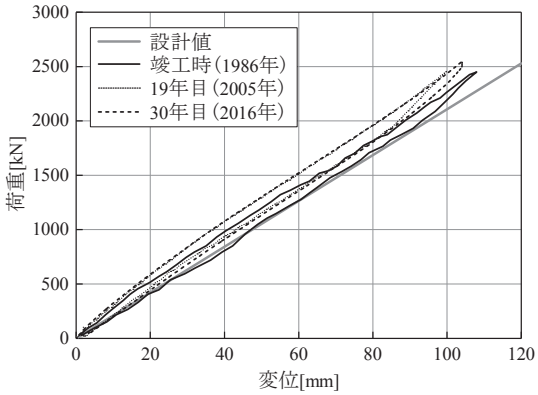


図 9　荷重と変位の関係（ダンパーなし）

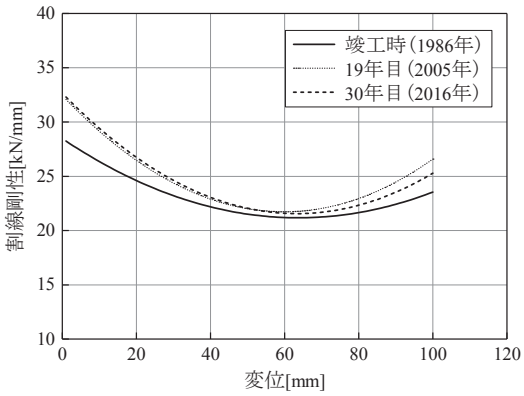


図 10　各変位における積層ゴムの割線剛性（ダンパーなし）

b．自由振動実験

自由振動実験における変位の時刻歴波形を図 11 に示す。ダンパーありと同様に自由振動 10 回繰り返しに要した時間は，竣工時の 18.48 秒に対して 19 年目では 17.83 秒となり，3.5%短くなった。そして今回 30 年目では 17.67 秒となり，竣工時から 4.4%短くなった。建物質量は変わらないと仮定して積層ゴムの水平剛性の変化率を求めると，19 年目では 7.4%高く，30 年目では 9.4%高くなっており，これは静的加力実験の結果と概ね一致している。積層ゴムの水平剛性の変化を評価するため，変位の時刻歴波形から図 6 の方法で求めた各振幅の周期を図 12 に示す。変位に依存して周期が変わる傾向があり，19 年目と 30 年目の各振幅における周期は，竣工時から概ね 4%程度短くなっている。

2016 年 11 月に積層ゴムのみの状態で初期変位を 10cm 与えた自由振動実験を繰り返し行った。8 日間で 1 日に 2～5 回，合計 29 回の実験を行った。途中，静的加力実験を 7 回行っている。1 回の自由振動実験による累積変形は約 1.9m であり，29 回の合計で約 55m となる。自由振動実験における 1 回目と 29 回目の時刻歴変位波形を重ねて図 13 に示す。今回，実験を行ったせん断変形率 100%の範囲において，天然ゴム系積層ゴムの繰り返し変形による水平剛性の変化は殆ど見られなかった。

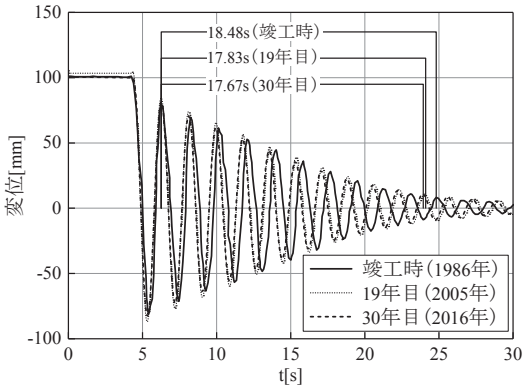


図 11　変位の時刻歴波形（自由振動実験）

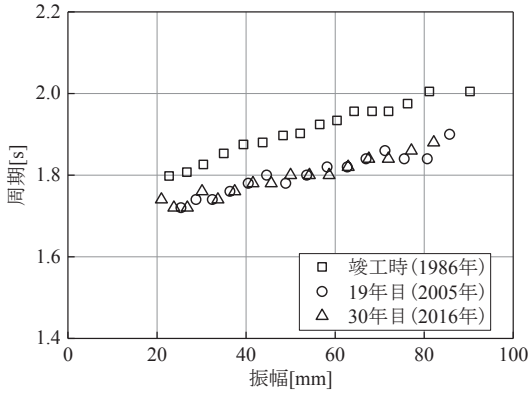


図 12　各振幅における周期の変化

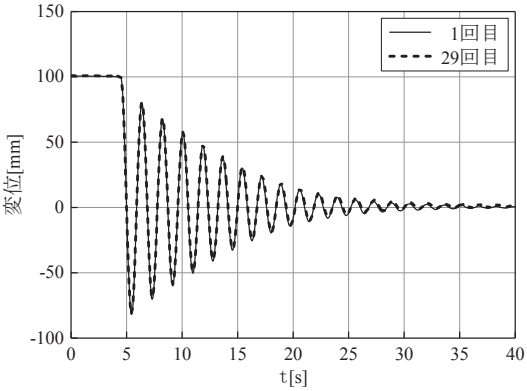


図 13　繰り返し前後での変位波形の比較

4．免震装置単体を対象とした実験

4.1　実験概要

単体の免震装置を対象として経年変化を調査するため，対象建物から免震装置を取り外し（写真 3），加力実験を行った。単体実験の対象は，積層ゴム 2 基と鋼棒製ダンパー12 基（全数）とした。

4.2　積層ゴムの圧縮せん断実験

積層ゴムの圧縮せん断実験は，鉛直荷重 1200kN を与えた状態で最大振幅±200mm の水平加力を 3 サイクル繰り返した。建設当時に実施された圧縮せん断実験と比較するため，同じ試験機を使用して実験条件を合わせた。実験は，当時と同様に，積層ゴム 2 基を加振ベッドの上下に取り付けて加力する方法とした。その際，積層ゴムは，当時の実験と同じ組み合わせとなる 2 基を用いた。

免震建物の実験が 25 基の積層ゴムを対象としているのに対し，単体実験は抜き取った 2 基による評価となる。また，積層ゴム出荷時の製品検査における積層ゴム 2 基毎の水平剛性は，別置き試験体を含む 29 基の水平剛性の平均値に対し，最大値が＋4.0%，最小値が－4.4%である。今回の単体実験における 2 基の積層ゴムは，水平剛性が製品検査における 29 基の平均値に近いものを使用した。

圧縮せん断実験の状況を写真 4 に示す。また，竣工時（1986 年）と

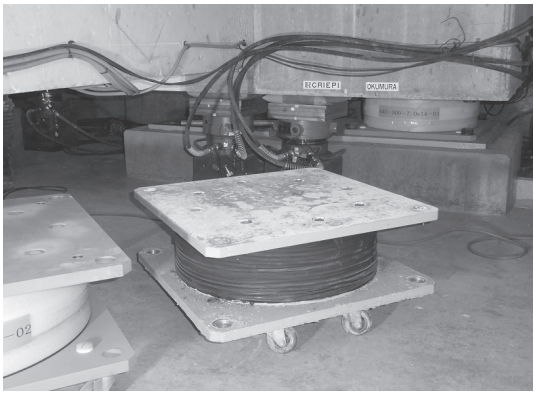


写真 3　積層ゴムの入れ替え工事の状況

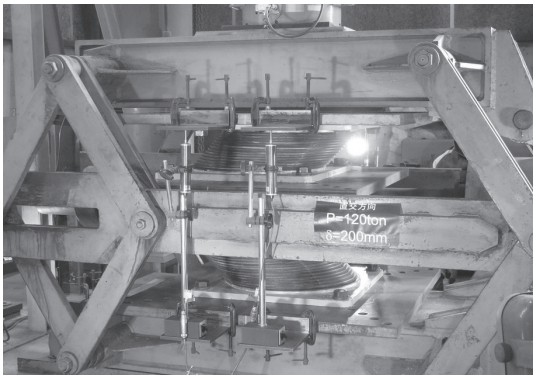


写真 4　圧縮せん断実験の状況

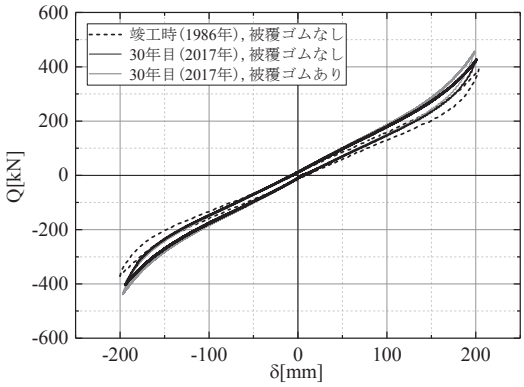


図 14　積層ゴムの水平荷重と変形（竣工時と 30 年目）

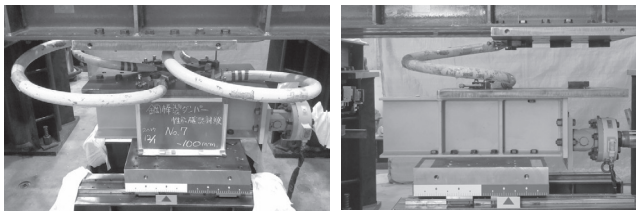
30 年目(2017 年)の実験を比較して積層ゴムの水平荷重と変形の関係を図 14 に示す。ここでは，3 サイクル目の結果を示している。30 年目の積層ゴムの剛性比は，せん断変形率 100%の割線剛性により評価すると竣工時から 12.2%高くなっている。一方，免震建物を対象とした実験と同様に，割線剛性の比を求めて変位 0～100mm 間で平均すると剛性比は竣工時から 9.2%高い結果となり，建物全体での評価とほぼ一致した。積層ゴムの外周表面には，外部劣化因子[9]からゴム材を保護するために被覆ゴムが巻かれている。今回 30 年目の調査では，被覆ゴムの有無をパラメータとして実験を行った。被覆ゴムの有無に着目すると，変形が 150mm よりも小さい範囲では水平剛性への影響は殆ど見られず，それを超えると水平剛性は僅かに高くなった。なお，３. の免震建物を対象とした実験は，積層ゴムの被覆ゴムを巻いた状態で実施しているが，せん断変形率 100%の範囲であり，被覆ゴムの水平剛性への影響は小さかったと考えられる。

4.3　鋼棒製ダンパーの単体実験

実建物で 30 年間使われた鋼棒製ダンパーの基本特性や残存性能を確認するために，静的加力と動的繰り返し加力の実験（写真 5）を行った。試験体は，建設当時から展示品として保存されていた鋼棒製ダンパー1 基（No.0：劣化なし）と対象建物の免震層から抜き取った 12 基（No.1～No.12：劣化あり）である。

静的加力実験は，No.0～No.12 の全数（4 巻ループの試験体）を対象とし，振幅±10,20,50,100,150mm を各 1 回の漸増加力により実施した。実験結果の一例として，展示品（No.0）と抜き取り品（No.1～12）の履歴特性を重ね合わせて図 15 に示す。展示品と比較して，実際の免震建物に使用されている鋼棒製ダンパーの履歴特性に，経年による剛性低下は見られなかった。

動的繰り返し加力は，静的加力実験で使用した 4 巻ループの試験体（No.0, No.7）から 1 巻ループを各 2 個ずつ取り出して実施した。振幅を±5cm（加力周波数 0.05Hz）と±20cm（加力周波数 0.01Hz）に固定し，鋼棒製ダンパーが破断するまで加力を繰り返して回数を



a）静的漸増加力　　b）動的繰り返し加力

写真 5　加力実験の状況

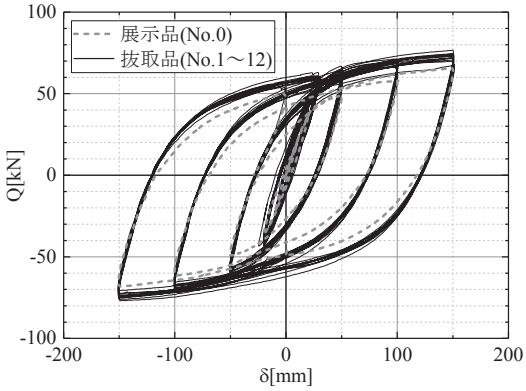
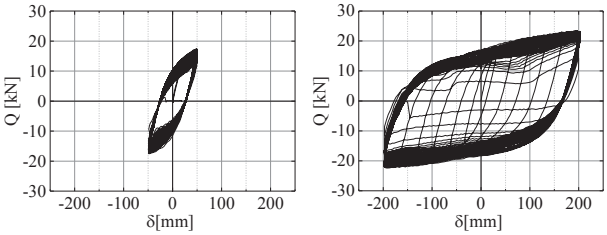


図 15　静的加力（4 巻ループ試験体）の履歴特性



a）抜取品±50㎜ 加力時　　b）抜取品±200㎜ 加力時

図 16　動的繰り返し加力（1 巻ループ試験体）の履歴特性

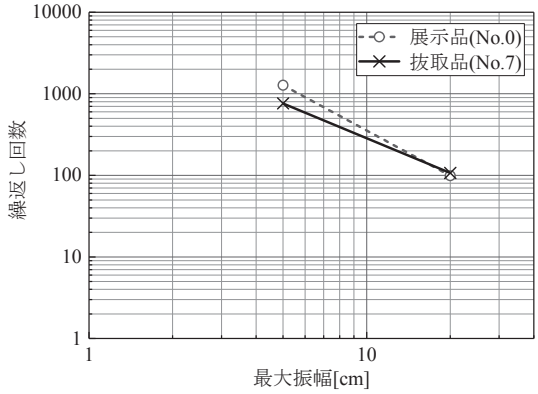


図 17　振幅と破断までの繰り返し回数

求めた。動的繰り返し加力の履歴特性を図 16 に，振幅と破断までの繰り返し回数を図 17 に示す。振幅±5cm における破断までの繰り返し回数は，展示品の 1273 回に対し，抜取品が 761 回であった。抜取品の鋼棒製ダンパーは，小振幅の領域において多くの地震や加力実験を経験しており，展示品よりも早く疲労破断したと考えられる。

５. 経年変化の予測値との比較

本免震建物を設計する際，積層ゴムの水平剛性等の経年変化について，ゴムの化学反応速度理論に基づく熱老化促進試験[10]により，その性状を推定している。この試験は，積層ゴムを促進温度 80～100℃程度で一定期間加熱し，加熱後の特性を経年後の特性とみなす方法である。その際の経年時間は，アレニウスの理論に基づき，加熱条件を環境温度での経過時間に換算して評価される。積層ゴムは，ゴムと鋼板が積層された構造であることから，酸素によるゴムの劣化は積層ゴム表面で発生し，内部まで進行しないと考えられる。そのため，本免震建物の設計時には，空気中における積層ゴム（φ400）と，酸素に触れない積層ゴム内部のゴム層を想定した窒素中におけるゴム材料の熱老化促進試験を実施している。

竣工時，19 年目，30 年目における静的加力実験と自由振動実験から得られた積層ゴムの剛性変化率と，設計時の熱老化促進試験より得られた環境温度 20℃における経年変化の予測値を図 18 に示す。免震建物の静的加力実験と自由振動実験から評価した積層ゴムの水平剛性の変化率は，設計当時の熱老化促進試験により予測した範囲内で推移していることがわかる。設計時に想定した積層ゴムの耐久目標は 30 年であり，供用中の交換も考えている。積層ゴムの耐用年数は，水平剛性（設計値±30%），鉛直剛性（設計値±30%），変形能力（25cm 以上），鉛直変位量（15mm 以下）のいずれか 1 つが設計許容値を超えた時と定義されている。今回の追跡調査から，約 30 年間使用した積層ゴムの諸特性は，設計許容値の範囲内であった。

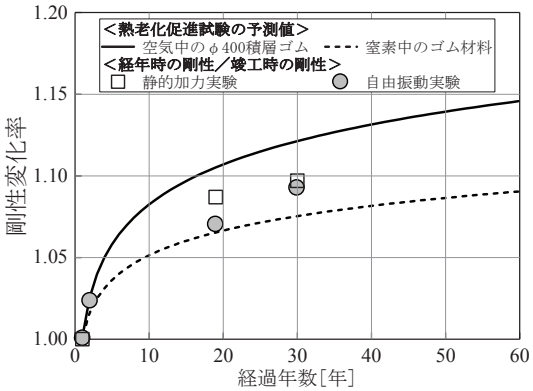


図 18　竣工時に対する経年時の剛性変化率

６．まとめ

竣工後 30 年が経過した免震建物を用いて，静的加力実験と自由振動実験を実施した。併せて，建物から取り出した積層ゴムと鋼棒製ダンパーの単体実験を行い，以下の知見を得た。

(1) 免震建物を加力した実験の範囲において，積層ゴムと鋼棒製ダンパーで構成される免震層全体の水平剛性に，大きな変化は見られなかった。

(2) 積層ゴムのみが設置された免震建物の実験によれば，積層ゴムの水平剛性は，変位 0～100mm 間で平均すると，竣工時から 9.4～9.7%程度硬くなっている。

(3) 天然ゴム系積層ゴムは，せん断変形率 100%の範囲において，繰り返し変形（29 回の自由振動実験と途中 7 回の静的加力実験）による剛性の変化は殆ど見られなかった。

(4) 免震建物の変位と周期の関係は，免震装置の静的加力実験から得られる割線剛性により評価できる。

(5) 1986 年に竣工した実免震建物において，積層ゴムの水平剛性は熱老化促進試験により予測した範囲内で推移しており，積層ゴムと鋼棒製ダンパーを合わせた免震層全体の水平剛性は経年による変化が殆ど見られなかった。

７．あとがき

本報告は，実建物に設置され，30 年が経過した免震装置の経年変化に関する追跡調査の一環である。積層ゴム（2 基/1 架台）を取り出した箇所には，当時の製品を復元した積層ゴムを新たに設置した。その直後に，静的加力実験と自由振動実験を実施しており，このデータを踏まえて，今後も追跡調査を継続していく。

謝辞

本研究の遂行にあたり，共同研究者である福岡大学の高山峯夫教授と昭和電線ケーブルシステム社のご助力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 青柳 栄，松田泰治，塩尻弘雄，大塚 将，安倍 勇，原田 治：「免震構造物の地震時挙動に関する研究(その 1，2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp. 755-758，1987. 10

2) 早川邦夫，安井健治，野口 聡：「積層ゴムの経年変化」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 569-570，1997. 9

3) 安井健治，早川邦夫，山上 聡：「免震建物に設置された積層ゴムの経年変化」，日本建築学会技術報告集，第 24 号，pp. 167-170，2006. 12

4) 日本建築学会，「免震構造設計指針」，丸善，p. 75，2013

5) 浜口弘樹，相沢 覚，鮫島祐介，菊地隆志，鈴木重信，芳沢利和：「約 20 年間使用した積層ゴムの経年変化調査」，日本建築学会技術報告集，第 30 号，pp. 393-398，2009. 6

6) 森 清隆，境 茂樹，樋口匡輝，加藤貴司：「２５年間使用した鉛プラグ入り積層ゴムの各種依存性確認試験(その 1，2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 933-936，2017. 8

7) 谷 佑馬，鈴木重信，鴨下直登，濱口弘樹：「約 30 年間使用した積層ゴムの経年変化(その 1，2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 943-946，2017. 8

8) 日本建築センター：「ビルディングレター 日本建築センター性能評価シート」，pp. 155-156，1987. 3

9) 濱口弘樹，長谷川完，大武義人：「積層ゴム支承被覆ゴムの長期劣化による化学特性変化」，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 725 号，pp. 1081-1089，2016. 7

10) 日本ゴム協会及び日本免震構造協会，「改訂版 設計者のための建築免震用積層ゴム支承ハンドブック」，p. 189，2017

11) 山上 聡，舟木秀尊，安井健治，小山慶樹，三須基規，高山峯夫：「竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴムの経年変化」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 937-938，2017. 8

［2018 年 2 月 7 日原稿受理　2018 年 4 月 2 日採用決定］