

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	粘性ダンパーと履歴ダンパーを併用配置した超高層鋼構造建物の制振性能評価に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	添田幸平
Author(English)	Kohei Soeta
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第12918号, 授与年月日:2024年9月20日, 学位の種別:課程博士, 審査員:佐藤 大樹,松岡 昌志,石原 直,吉敷 祥一,西村 康志郎
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第12918号, Conferred date:2024/9/20, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

粘性ダンパーと履歴ダンパーを併用配置した  
超高層鋼構造建物の制振性能評価に関する研究

添田 幸平

# 目次

## 第1章 序論

1

- 1.1 本研究の背景
    - 1.1.1 超高層制振建物の時代背景
    - 1.1.2 ダンパー効率とエネルギー吸収層
    - 1.1.3 大地震に対する性能設計
    - 1.1.4 性能評価について
  - 1.2 本研究の目的
  - 1.3 既往研究
    - 1.3.1 履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した建物の応答性状
    - 1.3.2 簡易モデルの作成手法
    - 1.3.3 制振構造における応答予測法
    - 1.3.4 居住性評価
  - 1.4 制振構造の特徴と分類
    - 1.4.1 エネルギー吸収機構の特徴と分類
    - 1.4.2 併用配置を採用した事例
    - 1.4.3 ダンパー配置によりダンパー効率を高めた事例
  - 1.5 本論文の構成
- 第1章の参考文献

## 第2章 詳細モデルによる応答特性の分析

29

- 2.1 はじめに
  - 2.2 解析概要およびダンパーの性能設計
    - 2.2.1 建物概要および入力地震動
    - 2.2.2 ダンパーの概要
    - 2.2.3 固有値
  - 2.3 併用モデルの応答特性
    - 2.3.1 高さ方向分布
    - 2.3.2 境界層と応答の関係
  - 2.4 ダンパー量と制振効果の関係
    - 2.4.1 履歴ダンパー量と応答の関係
    - 2.4.2 粘性ダンパー量と応答の関係
  - 2.5 まとめ
- 付録2A ダンパーの内部剛性について
- 付録2B 履歴ダンパー量と応答の関係（高さ方向分布）
- 付録2C 粘性ダンパー量と応答の関係（高さ方向分布）
- 第2章の参考文献

### 第3章 静的解析に基づく簡易モデル作成手法

53

- 3.1 はじめに
- 3.2 既往手法の問題点の抽出
  - 3.2.1 既往手法の概要
  - 3.2.2 検討用建物の概要, 入力地震動の概要および応答解析結果
  - 3.2.3 問題点の原因分析
- 3.3 問題点に対する改良方法の提案
- 3.4 提案手法の適用と精度検証
  - 3.4.1  $i\alpha_{pN}$ および $iK_{bs}$ の性状
  - 3.4.2 時刻歴解析による精度検証
- 3.5 まとめ
- 付録3A  $\alpha_{pN}$ とダンパー量の関係
- 付録3B 実効変形比の下限値の算出と精度検証
- 付録3C 履歴ダンパーのダンパー量を変えた場合の精度検証結果
- 付録3D 地上8階の中低層鋼構造建物での精度検証結果
- 第3章の参考文献

### 第4章 等価線形化法に基づく最大応答予測法

79

- 4.1 はじめに
- 4.2 等価線形化法による応答予測法の手順
- 4.3 応答予測法の精度検証
- 4.4 履歴ダンパーのダンパー量を変えた場合の精度検証
- 4.5 まとめ
- 付録4A 複数の建物を用いた応答予測法の精度検証
- 第4章の参考文献

### 第5章 等価線形化法に基づく知覚時間予測法

96

- 5.1 はじめに
- 5.2 知覚時間の設定
- 5.3 時刻歴応答解析による知覚時間の分析
  - 5.3.1 検討用建物の概要および入力地震動の概要
  - 5.3.2 ダンパー配置が速度応答に与える影響
  - 5.3.3 ダンパー配置が知覚時間 $t_p$ に与える影響
  - 5.3.4 1次モードが知覚時間に与える影響
  - 5.3.5 知覚時間の終了時間 $t_{Pend}$ の分析
- 5.4 弾性1質点系を用いた知覚時間の予測手法
  - 5.4.1 予測手法の概要
  - 5.4.2 弾性1質点系による知覚時間
  - 5.4.3 知覚時間補正係数 $C_h$ の提案
- 5.5 時刻歴応答解析による精度検証
- 5.6 まとめ
- 付録5A 絶対速度による知覚時間と相対速度による知覚時間
- 付録5B 各ケースの $t_p$ ,  $t_{start}$ および $t_{Pend}$

- 付録 5C 自由振動区間に着目した評価
- 付録 5D 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録
- 付録 5E 弾性 1 質点系による弾塑性 1 質点系の知覚時間の評価
- 付録 5F 様々な建物を用いた精度検証
- 付録 5G 知覚時間スペクトルが周期に対して一定であることについて
- 付録 5H 継続時間と知覚時間補正係数  $C_h$  の関係
- 第 5 章の参考文献

## 第 6 章 ダンパーを併用配置した制振建物の制振性能評価 124

- 6.1 はじめに
- 6.2 指標を用いた性能評価
  - 6.2.1 異なるダンパー配置同士の比較
  - 6.2.2 家具の転倒可能性の評価
- 6.3 性能曲線を用いた性能評価
- 6.4 等価 2 質点系による動的特性の評価
  - 6.4.1 評価の概要と等価 2 質点系に縮約の概要
  - 6.4.2 動的特性の導出
- 6.5 変形レベルに対する性能評価
- 6.6 まとめ
- 付録 6A 下層に VD・上層の HD のケースを含めた性能評価
- 付録 6B 等価 2 質点系から求めた等価周期と等価減衰の確認
- 第 6 章の参考文献

## 第 7 章 結論 137

- 7.1 まとめ
- 7.2 今後の課題と展望

本論文の中で未発表等となる付録の部分は、断りの無い限り、非表示とする

# 第1章

## 序論

### 1.1 本研究の背景

#### 1.1.1 超高層制振建物の時代背景

昭和43年に、最初の超高層建築として地上36階の霞ヶ関ビルが完成し、続いて地上26階の神戸商工貿易センタービル、地上40階の世界貿易センタービル、地上47階の京王プラザホテル、地上30階のホテルパシフィックが完成し、その後数多くの超高層建物が建設されてきた。過酷な地震力と風力に対して超高層建物を実現させたのは、技術の飛躍的発展によることはいまでもなく、多方面にわたる研究者および技術者の研究開発・創意工夫によるものである<sup>1)</sup>。

制振構造は、制振ダンパーの粘性減衰エネルギーあるいは塑性履歴エネルギーの消散により、建物の振動エネルギーを低減して建物の振動および主架構の損傷を低減するものである<sup>2,3,4)</sup>。もともと動的設計が義務づけられている高層建物を中心に一部の開発者により適用される程度であったが、阪神大震災以降、官公庁・民間の建築主の対地震安全性に対する意識の変化により制振構造の件数が増え、官公庁では高層ビルに、民間では中低層ビルに、既存RC建物の耐震改修に適用が進んだ。その後、2011年3月11日に発生したマグニチュード9.0の「東北地方太平洋沖地震」と同等もしくはそれ以上の地震に対する備えとして、大地震や想定を超える地震に対しても建物の変形・損傷を低減することを目的に、超高層建築物はパッシブ制振構造を用いることが一般的となっている。

装置に着目すると、エネルギー吸収能力当たりのコストが安価である履歴ダンパー（鋼材ダンパー）が数多く適用されてきた<sup>2)</sup>。設計事務所が粘性系ダンパーで設計したものを、ゼネコンのコスト削減案により履歴系ダンパーに変更されるケースがみられたが、最近では、ゼネコンの設計施工でも積極的に粘性系ダンパーを採用するケースが増えている<sup>5)</sup>。履歴ダンパーを単独で用いる建物は、粘性ダンパーを単独で用いる建物に比べて変形制御能力が高いという特徴がある一方で、剛性増大により応答加速度の増大を招いてしまう。また、ある入力レベルに対して最適なダンパー量が存在し、それ以上の制振効果が得られない。粘性ダンパーを単独で用いる建物はエネルギー吸収効率が高く、減衰効果による応答加速度の低下が見込める。2000年以降は、強風時や中小地震時には主に粘性ダンパーで抵抗し、大地震時には粘性ダンパーと鋼材ダンパーで抵抗するというねらいもあり、履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用する建物が増加してきた<sup>6)</sup> (1.4.2節)。

#### 1.1.2 ダンパー効率とエネルギー吸収層

制振ダンパーは特殊な設置形式のダンパーを除けば、ダンパーは架構のせん断変形（以後、実効変形と称す）に対して有効に稼働する。曲げ変形が卓越する超高層建物では、中層から上層に

かけて実効変形が小さくダンパー効率が悪い。中層以上のダンパー効率を改善するために下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを併用する制振構造（以後、併用制振建物）が提案された<sup>7)</sup>。また、ダンパー効率の悪い上層には期待せず下層～中層に集中的にダンパーを配置するケースや、ダンパー1台当たりのエネルギー吸収量を高める（ダンパー変形を大きく確保する）ために多層に跨いでダンパーを取付けるケースのようにダンパーの配置位置や取付け方を工夫した制振構造も提案されている。（1.4.3 節）。

ダンパーによるエネルギー吸収層に着目すると、大地震時に生じる損傷が各層均等に配分されるような建物は各部の損傷が小さくて済むが、実際には損傷分布を正確に予測し制御することは容易ではない。構造物の損傷を特定の層や部材に集中させる「エネルギー集中型構造」は、他の部分はエネルギー吸収能力を確保するための束縛から解放され、設計の自由度が増す<sup>8)11)</sup>。集中層が下層・中層・上層のどこかによってメリット・デメリットは異なり、上層に損傷集中層を設ける場合は次の欠点を伴う<sup>10)</sup>。

- 1) 最上層は地震時のせん断力が最小となる部分であり、建物のエネルギー吸収能力は潜在的に小さく、他の層に損傷を集中させる場合に比べて、一定のエネルギー吸収に要する累積塑性変形倍率は大きくなる。
- 2) 最上層にエネルギーが到達するためには他の層をエネルギーが通過せざるを得ない。したがって全エネルギーを最上層で吸収させることができず、下層部分の加速度応答を極端に小さくすることができない。

設計時には、使用する制振部材の特性と向き合い、エネルギーをどの層に分配するかは設計者が適切に評価することになる。特定の層や部材に損傷を集中するシステムを制振建物で採用する場合、大変形時に主架構が弾性状態に保つことができるかが問題となる。最近では、高強度鋼を使用するなどにより対策はとられているが、大地震を超える巨大地震が発生した際には損傷集中層へ想定外の大変形が生じることが考えられ、安全率の設定に念入な検討が必要となる。

併用制振建物（下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを併用する制振構造）のようにエネルギー吸収を全層に分散したシステムを採用し、各部の損傷を小さくすることが望ましいが、損傷分布を正確に予測し制御することは容易ではなく、簡易的な評価法を用いた設計法に関する情報の充実が望まれる。

### 1.1.3 大地震に対する性能設計

近年、南海地震や東南海地震などのM8～9クラスの海溝型巨大地震の発生が確実視されている。長周期地震動は、超高層建物の設計で標準的に用いられていた地震動に比べ数倍もの入力エネルギーを有する可能性があり、固有周期が長い超高層建物の被害発生が懸念されている。2011年3月11日に発生した「東北地方太平洋沖地震」では、首都圏の超高層建物が10分間以上も大きく揺れ続け、建物に滞在する者（以後、居住者）は物につかまらなければいけない状況であり、上層階では天井や照明器具の落下や間仕切り壁などに亀裂が入るなどの被害が発生し、固定していない家具や書架などが移動や転倒した。また、建物の長周期・長時間の揺れが居住者に大きな恐怖を与えた。大地震を想定して設計されたパッシブ制振構造を用いた超高層鋼構造建物の構造安全性は、建物に生じる最大変形・最大応力を用いて評価されているが、居住者に大きな恐怖を与えないとは言い切れない。今後想定される長周期地震動による建物の応答中に居住者が不安や不快

を感じ続けた時間（以後、知覚時間）を事前に把握することも重要となる。

大地震後に防災拠点として機能することが期待されている建築物や社会全体への影響が大きい機能を有する建築物は、大地震後早急に機能継続を図る必要がある、構造体・非構造部材・建築設備の耐震性能の向上だけでなくライフライン維持計画も求められる<sup>12)</sup>。具体的には、構造体については免震構造・制振構造の採用や耐力の割増し・変形制限、非構造部材については耐震天井・無天井化や家具の固定、建築設備においては大地震を考慮した固定、ライフラインにおいては多重化・備蓄などの対応を行っている。

超高層建物に着目すると、極めて稀に発生する地震動（震度 6 強程度）に対して最大層間変形角が 1/100 以下を満足する設計がなされてきたが、最大層間変形角を 1/150 以下とし建物の耐震性能グレードを 1 ランク上げる設計もみられる<sup>13)</sup>。最大層間変形角の低減は、構造体を概ね弾性範囲にとどめ長周期地震動に対する梁端の累積損傷倍率の低減など損傷防止につながる。

上記は一例にすぎず、実建物設計においては、建物ごとに設定される様々な条件・要求性能に対して、外力と判定値を設定し最大値と累積値（知覚時間のような継続時間を含む）に着目した多面的な評価が求められる。

#### 1.1.4 性能評価について

実務設計において、制振構造の応答低減効果および応答特性を把握し、最適なダンパーの配置と量を設定するために、多くの時刻歴応答解析を行う必要がある。このような方法では計算手間がかかるだけでなく、最初の見込みを間違えると、いつまで計算しても収斂できない状況に陥ることがある。時に現実とかけ離れて過度の低減効果を期待しすぎて、設計の目標である安全性・居住性の向上まで見失ってしまう恐れがある<sup>14)</sup>。

近年、最適化・AI 技術の発達により、構造設計においても最適化を取り入れる状況が活発化している。制振構造に関しては、例えば文献 15)~19)が挙げられる。設計の質を保ちながら労働時間の短縮・業務の効率化が求められ、さらに設計期間が短縮される近年の状況において、これらの技術は必要不可欠であることは知られている。それに伴い、建物形状の複雑化・高層化により膨大なデータを扱う建物において、出力された結果を見て構造的観点からだけでなく建築・設備・製作など多面的な観点においても適正かどうかを設計者が判断・評価する必要が生じる。

これまで、構造設計者は試行錯誤しながら特殊解を導くとともに、諸先輩から教わった指標を用いて解析の妥当性を確認し、経験とともに設計技術を身に付けてきた部分が多い。膨大なデータを扱う建物においても、構造特性および振動特性を捉えることができる指標が存在し、指標を用いた評価が重要となる。

## 1.2 本研究の目的

本研究の目的は、履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用配置した超高層鋼構造物を対象として、制振構造を設計する時に有用性が高く・簡易的な制振性能評価を提案することである。多面的な性能設計をするために、従来の構造安全性の評価に用いられる層せん断力および変位の性能曲線に加え、居住性評価の評価に重要な指標である加速度と知覚時間の性能曲線を展開することを目的とする。さらに、制振性能評価を展開する上で必要となる簡易モデル作成手法および応答予測法も併せて提案する。

本論文において、柱・梁・ダンパーなどの膨大な部材からなる骨組モデルを用いた性能評価ではなく、簡易モデルおよび応答予測に基づく性能評価に重要性を置く理由は、膨大な部材からなる制振構造の応答が簡易な表計算により算出され、設計初期段階のダンパー計画時に有用性が高いだけでなく、簡易モデルや応答予測の過程で得られる骨組特性値・評価指標が制振性能を可視化し、ダンパー種および配置の異なる建物同士を同一尺度で定量的に評価できるからである。

## 1.3 既往研究

### 1.3.1 履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した建物の応答性状

変位依存型ダンパーや速度依存型ダンパーを配置した制振建物に着目すると、ダンパー配置方法に関する研究<sup>(例えば 20)~22)</sup>、高さ方向の降伏耐力分布<sup>9)</sup>・減衰力分布<sup>9),23)~25)</sup>や平面・高さ方向の配置形式<sup>26)~41)</sup>が制振性能に与える影響について研究されているが、変位依存型ダンパーや速度依存型ダンパーを併用配置に関する研究は少なく<sup>(例えば 7),34)~41)</sup>、特に高さ方向に履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した研究は僅かである<sup>7),35)~37),39)~41)</sup>。

履歴ダンパーと粘性ダンパーを同一平面内に併用した建物（同層併用）に関する既往研究を以下に示す。

小野ら<sup>34)</sup>は、履歴ダンパーと粘性ダンパーを同一平面内に併用した建物に対して、履歴ダンパーと粘性ダンパーの投入量比を変化させた検討を行い、エネルギー吸収率が最大となる履歴ダンパー量が存在し、粘性ダンパー量が多いほど履歴ダンパー量に対する応答の変化が鈍くなる事を確認している。また、中小地震から大地震までの広い範囲に対して有効であることを示している。谷ら<sup>35)</sup>も同様の結果を得ている。

小幡ら<sup>35)</sup>は、防災拠点として機能維持を図るために同一平面内の各所に履歴系と粘性系ダンパーを適切に併用配置した建物について示している。互いの不確定要素を補い主架構の負担・損傷を小さくすることを狙っている。両者の投入量の割合を変化させたときの性状も示し、せん断力、層間変形および応答加速度をバランス良く同時に低減できる結果を得ている。また、併用配置は制振ダンパーの性能変動に対する応答幅を小さくすることを可能にしている。履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置したケースについても検討しているが、上下方向に不連続とならないようにするために、高さ方向に併用配置したケースは採用していない。

履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置した建物（高さ方向に併用）に関する既往研究を以下に示す。

杉山ら<sup>36)</sup>は、地震に対する安全性および強風に対する居住性の双方を経済的に満足させるため

に、履歴ダンパーと粘弾性ダンパーを建物の高層階と低層階で使い分けた設計を行っている。低層階に配置した履歴ダンパーが高層階への応答低減に有効であること、高層階に配置した粘弾性ダンパーが居住性だけでなく、耐震構造要素としても有効である結果を得ている。

渥美ら<sup>73)</sup>は、地上40階の超高層鋼構造建物を対象として、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを併用する制振構造を提案し、時刻歴応答解析から、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ単独で用いた場合に比べ上層のダンパー効率が改善され、制振効果が向上することを確認している。短周期が卓越する地震動および長周期が卓越する地震動の両者に対して検討し同様の結果を得ている。また、下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを併用する場合についても検討しているがダンパー効率の改善、制振効果の向上が得られていない。履歴ダンパーと粘性ダンパーの配置が切替わる層や履歴ダンパーの量と粘性ダンパーの量が制振効果に与える影響については明確にされていない。

石田ら<sup>39)</sup>は、上層部に粘性ダンパー・下層階に履歴ダンパーを併用配置した制振構造の制振効果の向上を振動台実験により実証し、同時に、その配置パターンの違いによる応答特性を把握している。また、併用メカニズム解明のための解析モデルを作成し、その精度を検証するとともに、実験では精度の不十分だった計測項目における併用効果の検討をシミュレーション解析により行っている。併用効果をもたらす要因は理論的に未解明である。Feng<sup>40)</sup>らも石田らと同様、上層部に粘性ダンパー・下層階に履歴ダンパーを併用配置した制振構造を対象に、振動台実験および数値解析を行い併用配置のエネルギー吸収効率が高いことを示している。

添田ら<sup>41)</sup>は、粘性ダンパー配置モデル、履歴ダンパー配置モデル、および履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用配置したモデルを対象として、1台の起振機を用いて、多層制振構造物の振動台加振時応答を再現することを試みている。最大層間変位応答を等しくすることに主眼を置き、振動台加振時の応答波形から加振力を作成する方法を提案している。また、起振機加振実験結果と振動台加振実験結果の比較を行うことで、実験手法の有効性を示している。しかし、粘性ダンパー配置モデル、履歴ダンパー配置モデル、および履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用配置したモデルの制振性能に対する評価は行っていない。

### 1.3.2 簡易モデルの作成手法

これまでは振動解析を行う際、荷重増分法による静的弾塑性解析より等価な復元力を求めて作成する等価せん断モデル<sup>14)</sup>、架構を曲げ剛性とせん断剛性をもつバネに置換して作成する曲げせん断棒モデル<sup>42)</sup>などが多く用いられ、制振構造は制振ダンパーを静的解析や部材実験から得られるダンパー要素を上述した簡易モデルに並列結合したモデルが用いられてきた。せん断変形にのみ稼働する制振ダンパーを配置した制振構造には、せん断変形成分と曲げ変形成分を分離できる修正曲げせん断モデル<sup>43)-45)</sup>が用いられてきた。その後、位相差の影響により静的解析では評価できない速度依存型ダンパーに対して有用な簡易モデルとして、実効変形比を用いて粘性係数とバネ定数を修正した実効バネモデル<sup>46)</sup>が提案された。最近では、建物の超高層化(400m級)に向けた簡易モデルが提案されている<sup>47),48)</sup>。

近年の制振構造の設計に用いられている振動解析モデルは、文献49)によると簡易モデル(等価せん断棒、等価曲げせん断棒など)が52%、部材レベルの骨組モデルが48%であり、文献50)によると簡易モデルが約75%、骨組モデルが15%である。骨組モデルは部材の塑性率を直接確認でき、

全体曲げ変形やダンパー周辺部材の影響など曖昧な設定を詳細なモデル化でカバーできることや、PCの計算演算処理能力の向上により、骨組モデルの採用率は増加しているが、簡易モデルの使用頻度はいまだに高い。設計初期の予備検討に時間を要すること、高層化・複雑化するほど部材数が増え設定が煩雑であること、モデルの妥当性確認および応答結果の評価に経験値を要することなどが原因の一つと考えられる。

上記の簡易モデルはダンパー種や設置形式が限定されたものである。ダンパー種や設置形式によらない汎用的なせん断モデルの作成手法として、1層の制振建物を対象に笠井・城台<sup>51)</sup>、笠井・岩崎<sup>52)</sup>により提案された。さらに、多層制振構造に発展したものを石井・笠井<sup>53)</sup>により提案された。これらのせん断モデルは、「擬似ブレース」とダンパー要素を直列結合により構成されるのが大きな特徴である。また、せん断モデルを設定する際に必要である「骨組特性値」および「擬似ブレース剛性」は、主架構のみの弾性部材モデル（状態 N）および主架構の制振部材設置位置に剛性が極端に大きい弾性バネを挿入した（状態 R）2 ケースの静的解析結果から得られるため、主架構とダンパーの設置位置が決まれば容易に算出できダンパー種・量に依存しない。簡易モデルであるが故に、ダンパーサイズが極端に大きいときや特定層に集中的に配置する場合は適用範囲となる。また、履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置した制振建物についても適用範囲外となりそれぞれのダンパー効率を評価しきれない（詳細は3章で示す）。

### 1.3.3 制振構造における応答予測法

最大応答を予測する方法は多くの研究者により提案され、非線形特性を等価剛性および等価減衰をもつ線形系に置換する方法（等価線形化法）は様々である<sup>（例えば54)-57)</sup>。笠井らは、様々なダンパー種に対して等価な線形系への置換を行い、制振建物に関する応答予測および性能評価を精力的に行っている<sup>（例えば58)-64)</sup>。笠井らの応答予測法は、式(1.1)に示すとおり完全弾性である主架構の1質点系のスペクトルより求めた応答を、①ダンパー付加による固有周期の変化による補正、②減衰を付加することによる応答低減による補正、③入力地震動の速度スペクトル分布の変化による補正する方法である。なお、応答低減係数は多くの時刻歴解析結果に基づくものである<sup>58)</sup>。

$$S_d(T_{eq}, h_{eq}) = \left( \frac{T_{eq}}{T_f} \right) \cdot D_h \cdot \left( \frac{S_v(T_{eq}, h_f)}{S_v(T_f, h_f)} \right) \cdot S_d(T_f, h_f) \quad (1-1)$$

ここで、 $S_d(T_{eq}, h_{eq})$ ：制振構造の最大変形、 $T_{eq}$ ：制振構造の等価周期、 $T_f$ ：主架構の等価周期、 $D_h$ ：付加減衰による応答低減係数、 $S_v(T_{eq}, h_0)$ ：制振構造の速度スペクトル、 $S_v(T_f, h_0)$ ：主架構の速度スペクトル、 $S_d(T_f, h_0)$ ：主架構の最大変形である。

また、竹内ら<sup>65)</sup>により、ダンパーが不均等配置された多層骨組に対して簡易に応答予測を行う実務的な方法も提案され、樹下ら<sup>66)</sup>により、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーを同層設置したケースに適用範囲が拡大されている。

倉本ら<sup>67),68)</sup>により、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーを単独設置した鉄筋コンクリート構造物を対象として限界耐力計算法における耐震性能評価法の改善を目的とした研究が行われている。

石井ら<sup>69)-71)</sup>により、静的荷重増分解析を用いた等価線形化法による制振構造の応答予測および評価法が提案されている。

秋山によりエネルギーの収支に基づいた応答予測法が提唱されている。1つの地震により建物に投入されるエネルギーの総量は構造物の1次固有周期および総質量に依存し、質量分布、強度

分布およびバネ定数分布に殆ど依存しない量である。総エネルギーが建物のどこに分布されるかは強度分布、バネ定数分布に依存することを見いだしている。この考えに基づき、多層骨組のエネルギー配分について、各層の応答累積塑性変形倍率が等しくなるような降伏層せん断力係数分布を求め、この最適降伏層せん断力係数分布からの差異により応答予測式を展開している<sup>72),73)</sup>。佐藤ら<sup>74)</sup>により、同層併用したケースに適用範囲が拡大されている。

いずれも単独配置または同層併用に関する研究であり、高さ方向に併用配置した制振構造の応答予測に関しては、筆者らの研究を含め僅かである<sup>75)</sup>。文献<sup>75)</sup>は目標応答を満たすダンパー量設定法について示しているが、中低層建物のみを対象とし、超高層建物については言及されていない。

### 1.3.4 居住性評価

1.1.4 節で示したように、今後想定される長周期地震動による建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続けた時間を事前に把握することが重要となる。また、揺れの継続時間が事前に把握できると心理・生理的影響が軽減され安心につながることを示唆されている<sup>76)</sup>。しかし、居住者の振動感覚は応答の最大値で評価され<sup>77)</sup>、建物の揺れの長さに着目した評価までには至っていない。2011年東北地方太平洋沖地震以降、地震動の継続時間の評価に関する研究<sup>例えは 78),79)</sup>や建物の揺れ長さに関する研究<sup>例えは 80),81)</sup>がされているが、1質点系の弾性応答や非制振建物を想定したものに限られ、制振構造の評価までには至っていない。

継続時間の定義は、地震動の継続時間を参考にすると様々な研究がなされており<sup>例えは 82)-85)</sup>、以下の(1)～(4)が挙げられる。(1)波形の自乗累積値を波形の全累積値で基準化された無次元化時刻歴のある区間<sup>86),87)</sup> (2)閾値(判定値)を超過した正味の時間<sup>88)</sup> (3)振幅レベルを設定し振幅レベルを最初に超過してから最後に下回るまでの時間や振幅レベルを超過した正味の時間<sup>88),89)</sup> (4)地震動の位相差分より得られる群遅れ時間の標準偏差を用いた継続時間<sup>90)</sup>

振動に対する不安、不快、知覚などの心理的な感覚に着目した判定値に関して、多くの研究がなされている。振動実験によるアンケート方式の分析や生理反応計測結果の分析が主である。詳細については付録5Hによることとする。

## 1.4 制振構造の特徴と分類

現在の制振構造は、大きく分けて、パッシブ制振構造、アクティブ制振構造、セミアクティブ（ハイブリッド）制振構造の3つに分類される。本論文では、パッシブ制振構造を対象とし各種制振構造の特性を整理する。

### 1.4.1 エネルギー吸収機構の特徴と分類

エネルギー吸収機構は、建物系の振動減衰性を高めるもので、一般には建物各層の層間変形に対応して振動エネルギーの吸収を図る層間ダンパーが設置される。ダンパーは、鋼材・鉛・摩擦材などの材料が力を受けて変形するときに描く履歴曲線を振動の吸収エネルギーとして利用する変位依存型と、建物の減衰係数を大きくして地震入力エネルギーを粘性減衰エネルギーとして吸収する速度依存型の2つに大別される<sup>91)</sup>。

#### ■変位依存型

##### ・鋼材ダンパー

鋼材ダンパーにはブレースのように軸方向降伏する軸降伏型と、パネルが面内せん断変形により降伏するせん断降伏型などがある。いずれも鋼材の降伏、すなわち塑性変形により振動エネルギーを吸収する。塑性変形は粒子のすべりによって生じるため主に熱エネルギーとして吸収され、大気へ消散されるといわれている<sup>92)</sup>。鋼材ダンパーの利点は、製造が容易で、安価に大容量のダンパーが得られることと、形状がコンパクトで大きなスペースが不要なことと、履歴特性が安定しており、実験データに基づくモデル化が容易であることなどがある。

##### ・摩擦ダンパー

摩擦ダンパーには、摩擦材に面圧を作用させる仕組みとして、ボルトを締め付けたときの軸力が圧縮力として摩擦面に作用するボルト機構、およびリングと芯棒の間に一定の締め付け力が発生するリング機構のものなどがある。接触する二つの物質に相対変位が生じ、接触部がすべることによって摩擦力が発生する。その際、振動エネルギーは摩擦面の摺動により熱エネルギーとして吸収され、大気へ消散される。実験結果から、熱エネルギーによりダンパー温度が上昇していることが確認されている。

#### ■速度依存型

##### ・オイルダンパー

オイルダンパーはシリンダー、ピストン、ロッドから構成され、シリンダー内部には比較的粘度の低い作動油を充填している。ピストンの運動により、作動油が圧力室間の調圧弁を流れる。そのときの抵抗によって、減衰力が発生する。減衰力により発生したエネルギーは作動油の分子間の摩擦、接触壁との摩擦抵抗などにより熱エネルギーとして吸収され、大気へ消散される。実験結果から、熱エネルギーによりダンパー温度が上昇していることが確認されている。

##### ・粘性ダンパー

粘性ダンパーには、オイルダンパー同様シリンダー内に粘性体を充填した流動抵抗式と、容器内に粘性体を充填し内部鋼板を挿入したせん断抵抗型がある。前者はオイルダンパー同様のメカニズムで抵抗力が発生し、後者は鋼板の水平移動によって粘性体にせん断変形が生じて、抵抗力

が発生する。その際、粘性体を構成する分子間で摩擦が生じ、振動エネルギーは主に摩擦熱として吸収され、大気へ消散される。実験結果から、熱エネルギーによりダンパー温度が上昇していることが確認されている。

・粘弾性ダンパー

粘弾性ダンパーは、高分子系の粘弾性体を複数枚の鋼板間に接着され構成されている。鋼板の水平移動により粘弾性体にせん断変形が生じ、抵抗力が発生する。その際、粘弾性体を構成する分子間で摩擦が生じ、主に摩擦熱としてエネルギーを吸収する。粘弾性体から鋼板への熱伝導、粘弾性体および鋼板から大気への熱伝達によりエネルギーが消散される。実験結果から、熱エネルギーによりダンパー温度が上昇していることが確認されている。

■変位依存型と速度依存型を組み合わせたダンパー

速度依存型ダンパーは小振幅域からエネルギー吸収し減衰性能を有するが、大振幅域ではダンパー荷重が過大になり、もしくは使用限界速度を超える恐れがあり、取付部材および接合部が負担する荷重を制限することが難しい。

変位依存型ダンパーは大振幅域では鋼材の降伏または接触部のすべりによりダンパー荷重が頭打ちとなり、取付部材および接合部が負担する荷重を制限できるが、小振幅域では弾性挙動を示すため減衰性能を持たない。

これらの点を改善するために、変位依存型と速度依存型を直列に結合したダンパーが開発されている<sup>93)~98)</sup>。変位依存型には摩擦ダンパーを用い、速度依存型には粘弾性ダンパーを用いるケースが多い。直列に結合されたダンパーは、小振幅時（強風や中小地震）では速度依存型ダンパーがエネルギーを吸収し（履歴曲線は楕円形）、大振幅（大地震）時で変位依存型と速度依存型ダンパー両方がエネルギー吸収し（履歴曲線は楕円上部が切除された形を示し、振幅が大きくなると平行四辺形に近づく）、居住性能と耐震性能をひとつのダンパーで改善することが可能となる（図1.4.1）。また、大振幅時には変位依存型ダンパーの荷重が頭打ちとなり、速度依存型ダンパーおよび取付部材および接合部が負担する荷重を制限できる。

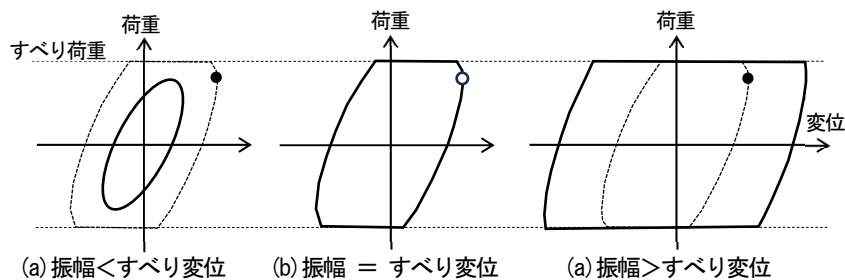


図 1.4.1 振幅の変化による履歴曲線概念  
(文献 63 を基に作成)

## 1.4.2 併用配置を採用した事例

変位依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを同層または高さ方向に併用配置した制振建物の事例を示し、併用配置の特徴を整理する。比較項目は ①所在地、②用途、③階数、④構造種別、⑤ダンパーの種類、⑥制振構造の特徴 とする。

### (1) 郡山ビッグアイ（高さ方向に併用）

- ①所在地：福島県
- ②用途：店舗，事務所，学校等
- ③階数：地上24階，地下1階
- ④構造種別：S+SRC造
- ⑤ダンパーの種類：鋼材（筋交型），粘弾性（筋交型）
- ⑥特徴：履歴ダンパーと粘弾性ダンパーを直列連層配置とし，大地震時には下層部の履歴ダンパーで集中的にエネルギーを吸収し，小振幅から付加減衰効果を期待できる高層部の粘弾性ダンパーには強風に対する居住性の確保と地震時に付加減衰を期待する<sup>36)</sup>。

### (2) 新中央合同庁舎第2号館（同層併用）

- ①所在地：東京都
- ②用途：庁舎
- ③階数：地上21階，塔屋1階，地下4階
- ④構造種別：S+SRC造
- ⑤ダンパーの種類：鋼材（壁型），粘性（壁型）
- ⑥特徴：同一平面内の各所に鋼材と粘性ダンパーを適切に併用配置し，互いの不確定要素を補い，耐震性能とコストを満足する設計である。また，層間せん断変形成分を出来るだけ多く確保できるように千鳥配置としている<sup>35)</sup>。

### (3) 赤坂Bizタワー（同層併用）

- ①所在地：東京都
- ②用途：集合住宅
- ③階数：地上39階，地下3階
- ④構造種別：S（CFT柱）+RC+SRC造
- ⑤ダンパーの種類：粘性（筋交型），鋼材（筋交型）
- ⑥特徴：平面的バランスと高さ方向の連続性に配慮して同一平面内の各所に鋼材と粘性ダンパーを適切に併用配置している。暴風時や中小地震時には主に粘性ダンパーで抵抗し，大地震時には粘性ダンパーと鋼材ダンパーで抵抗する<sup>99)</sup>。

### (4) 大成札幌ビル（高さ方向に併用）

- ①所在地：北海道
- ②用途：事務所
- ③階数：地上8階，地下1階
- ④構造種別：S+RC造
- ⑤ダンパーの種類：鋼材（境界梁），オイル（壁柱脚部）
- ⑥特徴：制振装置は，剛性の高い壁柱と，これをつなぐ境界梁および壁柱脚部のオイルダンパーより構成される。脚部をピンとした壁柱は，地震時の各層の変形を一樣にする心棒の効果と，境界梁の鋼材ダンパーに変形を集約させる効果を期待している<sup>100)</sup>。

### (5) 新丸ビル（同層併用）

- ①所在地：東京都
- ②用途：事務所，商業施設
- ③階数：地上38階，地下4階
- ④構造種別：S（CFT柱）+SRC造
- ⑤ダンパーの種類：鋼材（筋交型），粘性（壁型）
- ⑥特徴：外周フレームは最大地震時でも弾性とし，コアフレームは水平剛性および耐力を確保するため，同一平面内の各所に鋼材と粘性を併用は位置している<sup>101)</sup>。

(6) 日建設計東京ビル (同層併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所 ③階数：地上14階，地下1階
- ④構造種別：S造 (CFT柱) +RC+SRC造 ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，粘性 (壁型)
- ⑥特徴：座屈拘束ブレースに加え，粘性制振壁を連層配置 (一部の通りに千鳥配置) とし，付加減衰と耐力確保の両者を満たすものとなっている<sup>102)</sup>。

(7) 東京スクエアガーデン (高さ方向に併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗 ③階数：地上24階，地下4階，塔屋2階
- ④構造種別：S造 (CFT柱) ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，オイル (シアリンク型)
- ⑥特徴：1～19階に座屈拘束ブレース (LY225) を設置し，1～4階の低層部にオイルダンパーを集中的に配置している<sup>103)</sup>。

(8) 赤坂インターシティ (同層併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・共同住宅 ③階数：地上29階，地下3階，塔屋1階
- ④構造種別：S造 (CFT柱)
- ⑤ダンパーの種類：せん断パネル (LY225)，減衰こま (シアリンク型)，HMD (屋上)
- ⑥特徴：1～14階のオフィス階にせん断パネル (LY225) と減衰こまを同層に併用配置し，16回以上の住宅階に減衰こまを設置している。住宅階の風に対する居住性能確保のために屋上にHMDを設置している<sup>104)</sup>。

(9) 浜離宮インターシティ (高さ方向に併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・共同住宅 ③階数：地上25階，地下2階
- ④構造種別：3階以上がS造 (CFT柱)，1～2階がSRC造
- ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース (LY225)，減衰こま (シアリンク型)，HMD (屋上)
- ⑥特徴：3～11階のオフィス階に座屈拘束ブレース (LY225) を設置し，13～24階の住宅階に減衰こまを設置している。1～4階の低層部にオイルダンパーを集中的に配置している。ダンパー配置のケーススタディによりコストパフォーマンスおよび耐震性能のバランスより上記の通り併用配置を採用している。片コアであるオフィス階において，座屈拘束ブレースにより偏心を抑制している。さらに，上階の住宅の風に対する居住性能確保・地震後の後揺れの早期収束のために屋上にHMDを設置している<sup>105)</sup>。

(10) JPタワー名古屋 (同層併用・高さ方向に併用)

- ①所在地：愛知県 ②用途：事務所・店舗 ③階数：地上40階，地下3階，塔屋1階
- ④構造種別：S造 (CFT柱) ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース・せん断パネル，粘性 (壁型)，FMS合金ダンパー，AMD (屋上)
- ⑥特徴：塔状比5超えの短辺方向は剛性確保の座屈拘束ブレースとエネルギー吸収のための粘性壁を同層に併用している。長辺方向は1～4階の低層部に疲労耐久性に優れたFMS合金ダンパーを配置し，5階以上は座屈拘束ブレースまたはせん断パネルと粘性壁を同層に併用している。地震後の後揺れの早期収束のために屋上にAMDを設置している<sup>106)</sup>。

(11) 虎ノ門・麻布台プロジェクトA街区（同層併用）

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・共同受託・店舗等
- ③階数：地上64階，地下5階，塔屋2階
- ④構造種別：S造（CFT柱），SRC，RC ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，粘性（壁型），オイル（2層跨ぎ，シアリンク型），AMD（屋上）
- ⑥特徴：粘性系ダンパーを主体とし，地震時の層間変形が大きい5～34階に集中配置している。  
強風時の居住性向上のために屋上にAMDを設置し，再現期間1年の風に対してH-30以下，5年再現期間の風に対してH-50以下を目標としている<sup>107)</sup>。

(12) なんばスカイオ（高さ方向併用）

- ①所在地：大阪府 ②用途：事務所・店舗など ③階数：地上31階，地下2階，塔屋1階
- ④構造種別：S造（CFT柱） ⑤ダンパーの種類：オイル（シアリンク），座屈拘束ブレース，TMD（屋上，大質量）
- ⑥特徴：下階～中間階にオイルダンパー，上階に座屈拘束ブレースを設置している。長周期地震動対策として屋上に大質量TMDを設置し最大層間変形角を約25%低減している。最上階（31階）および中間階（11階および12階）の機械室階にそれぞれハットトラスとベルトトラスを設け曲げ変形を抑制している<sup>108)</sup>。

(13) サンシャインシティ オフィス棟（制振改修）（同層併用）

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗 ③階数：地上60階，地下3階
- ④構造種別：S造（一部SRC，RC）
- ⑤ダンパーの種類：オイル（ブレース型），鋼板（ハニカム，梁中央），TMD（屋上，大質量）
- ⑥特徴：短辺方向は，バルコニー外壁側のスペースを利用し6～38階の中央部にオイルダンパーを設置し，その両サイドの4～60階に鋼板ダンパーを梁中央に設置している。長辺方向は，既存のスリット壁（縦スリットを入りプレキャストRC壁に）間の境界梁に変形制御ダンパーを設けエネルギーを吸収する計画としている。制振改修はダンパー等の設置制限が新築より厳しいが，既存の梁にダンパーを設置しテナントへの影響を最小限にしている<sup>109)</sup>。

(14) 新橋一丁目ビル（同層併用）

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・ホテル ③階数：地上27階，地下2階
- ④構造種別：S造（CFT） ⑤ダンパーの種類：オイル（ブレース型・間柱型），ブレーキ（ブレース型・間柱型）
- ⑥特徴：アスペクト比が約6.8となる短辺方向は，オフィス階（2～16階）には微小振幅から大地震まで減衰性能を発揮するオイルダンパーと剛性を確保するブレーキダンパーを併用配置している。ホテル階（18～27階）には地震時の損傷抑制に加えて強風時の居住性向上を目的としてオイルダンパーを設置している<sup>110)</sup>。

(15) 芝浦工業大学本部棟 (同層併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：大学 ③階数：地上14階，地下1階  
④構造種別：S造 (一部SRC) ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，オイル (M形のシアリンク)，粘弾性  
⑥特徴：座屈拘束ブレース，オイルダンパーおよび粘弾性ダンパーをそれぞれの役割に応じて同層に併用配置している。座屈拘束ブレースは重量偏心による振れの抑制・耐力の向上・極稀地震時のエネルギー吸収に寄与し，オイルダンパーは吹抜けを有し剛性が小さい低層階に2層跨ぎのV形シアリンク型で集中配置し効率的にエネルギーを吸収させ，さらに中間階には梁の曲げ変形を利用しダンパー変形を大きくするM形のシアリンク型を設置し応答低減を図っている。粘弾性ダンパーは研究室階のロングスパン梁 (支持スパン約22~26) の中央部に上下階を繋ぐように設置し歩行振動抑制と地震時のエネルギー吸収に寄与している<sup>11)</sup>。

(16) JR目黒MARCビル (高さ方向併用)

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗 ③階数：地上13階，地下1階，塔屋2階  
④構造種別：S造 (一部SRC・RC) ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，粘性 (同調粘性)，  
⑥特徴：下層階にiRDTを設置し，上階に座屈拘束ブレースを設置し剛性を高めて下階に変形を集中させた集中制振である。建物との共振によりダンパーの実効変形を増幅させるiRDTの支持架構は，ピン接合を利用し幾何学的な変位増幅機構とし，ダンパー変形をより増幅させダンパー効率を高めている<sup>12)</sup>。

(17) 大阪梅田ツインタワーズ・サウス (同層併用)

- ①所在地：大阪府 ②用途：店舗・事務所 ③階数：地上38階，地下3階，塔屋2階  
④構造種別：S造 (一部CFT柱) ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース (LY225)，オイル (同調粘性)，粘性壁  
⑥特徴：L形平面の基壇部と高さ189mの高層オフィスを積層した計画である。コア部に座屈拘束ブレースと粘性系ダンパーを同層に併用配置している。セットバックする高層部は高次モードの変形抑制として大容量オイルダンパー (6000kN/基) を設置している。L形平面の基壇部は，高層棟がのる部分には座屈拘束ブレースを集中的に配置し，高層棟がのらない部分は剛性を小さくし高層棟部に位置する重心位置と剛心を近づけ偏心を抑制している。また，高層棟がのらない部分にはねじれ変形を抑制するために粘性系ダンパーを集中配置している (ダンピングテイルシステム)<sup>13)</sup>。

### 1.4.3 ダンパー配置によりダンパー効率を高めた事例

建物は、敷地特有の条件、用途特有の条件、関係者からの要望などさまざまな条件・制約の中で計画される。それらの制約を利用した構造計画や構造計画を工夫し制約を解消するケースもみられる。本節ではダンパー配置の工夫によりダンパー効率を高めた事例を整理する（一部、研究事例を含む）。比較項目は ①所在地、②用途、③階数、④構造種別、⑤ダンパーの種類、⑥制振構造の特徴 とする。図 1.4.2 および図 1.4.3 に事例(1)～(16)の概要をまとめて示す。

#### (1) 寿一会ビル

- ①所在地：東京都
- ②用途：医療福祉
- ③階数：地上 10 階,地下 1 階
- ④構造種別：S 造
- ⑤ダンパーの種類：オイル（1 階のみ、筋交型）
- ⑥特徴：ペンシルビルである建物の 1 階の軸剛性を高め、曲げ剛性を小さくすることで、変形を 1 階に集中させ効率よくダンパーがエネルギーを吸収させる。上層の変形および加速度を制御している<sup>114),115)</sup>。

#### (2) シティタワー大阪天満

- ①所在地：大阪府
- ②用途：集合住宅
- ③階数：地上 45 階,地下 1 階
- ④構造種別：RC 造
- ⑤ダンパーの種類：オイル（棟間連結）
- ⑥特徴：中央部に吹き抜けを有する主体架構と剛性の高い連層耐震壁架構をオイルダンパーで連結している。2 つの架構の変形モードの違いによる変形差を利用し制振ダンパーがエネルギーを吸収する<sup>116),117)</sup>。

#### (3) 変形増幅機構を有する制振システム

特徴：ダンパー設置梁の左右 2 か所にピン接合を設け、従来システムのダンパー効率（実効変形比）を 2 倍以上に高めている<sup>118)</sup>。変形増幅機構を設けたスパンの両側に連層の耐震ブレース架構を設け、よりダンパー効率を高めた事例もある<sup>119)</sup>。

#### (4) 大宮 JP ビルディング

- ①所在地：埼玉県
- ②用途：事務所・店舗・駐車場
- ③階数：地上 20 階,塔屋 1 階
- ④構造種別：S 造（柱 CFT）, RC 造
- ⑤ダンパーの種類：粘性系（減衰こま、オイル）鋼材（1 階のみ、筋交型）
- ⑥特徴：制振部材を外端部に設置しているため柱の軸伸縮を抑制するためにダンパー設置梁にピン接合（NAP715 を用いた鋳造ピン）を設けている<sup>120)</sup>。

#### (5) 新日鉄住金尼崎研究開発センター

- ①所在地：兵庫県
- ②用途：研究所
- ③ —
- ④構造種別：S 造
- ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース鋼材（1 階のみ）
- ⑥特徴：1 階柱に 1000kN/mm<sup>2</sup> 級鋼材を使用し、弾性限変位を大きくした 1 階に配置した座屈拘束ブレースにより集中的にエネルギー吸収する。1 階柱脚に降伏ヒンジができないようトリガー機構と回転支承を使用している。レベル 2 の 2 倍に対しても 1 階柱が降伏しない高い耐震性を確保している<sup>121)</sup>。

#### (6) 虎ノ門・麻布台プロジェクト東棟 B2 街区

- ①所在地：東京都 ②用途：共同住宅・ホテル・店舗など
- ③階数：地上 54 階，地下 5 階，塔屋 2 階 ④構造種別：RC 造（一部 S，SRC）
- ⑤ダンパーの種類：粘性（壁型），オイル（筋交型），AMD（最上階）
- ⑥特徴：コアに地震時の過大な変形を抑制するために L 形の壁（スプリットウォール）が配置され，スプリットウォール間を筋交型のオイルダンパーで各階つないでいる。スプリットウォール間には動きを拘束する梁は設けない計画としている<sup>122)</sup>。

**補足** 毎田ら<sup>123)</sup>は，RC 架構の梁は設けない吹抜け部に筋交型の座屈拘束ブレースを 2 層跨ぎでつなぎシステムについて地震応答解析により検討している。各階に連層で座屈拘束ブレースを配置したケースと比べて，ブレース本数を減らし・つなぎ梁を省略しながら同等の耐震性能を有していることを確認している。

#### (7) 三井住友銀行本店ビルディング

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗 ③階数：地上 23 階，地下 4 階，塔屋 2 階
- ④構造種別：S 造（CFT 柱） ⑤ダンパーの種類：鋼板壁（SN490B），座屈拘束ブレース（LY225），制振梁（フランジは SN490B，ウェブは SN400B）
- ⑥特徴：コアに心棒（損傷を各階に分散し変形を均質化）となる連層鋼板壁（極稀地震時に概ね弾性）を配置している。東西方向は連層鋼板壁の境界梁を制振梁として稀地震時から先行降伏させエネルギー吸収を行う。南北方向は連層鋼板壁の隣のスパンに連層で座屈拘束ブレースを配置し稀地震時から先行降伏させエネルギー吸収を行う。居室内に柱形を出さないよう外周柱からずらした位置で梁を接合する非交差型柱梁接合としている<sup>124)</sup>。

#### (8) 読売テレビ新社屋

- ①所在地：大阪府 ②用途：テレビスタジオ・事務所
- ③階数：地上 17 階，地下 1 階，塔屋 1 階
- ④構造種別：S 造（CFT 柱），RC 造（一部 SRC） ⑤ダンパーの種類：オイル（シアリンク）
- ⑥特徴：基礎免震と基壇形状のセットバックする 9 階に免震層を設けたダブル免震と同等の性能を確保するために，9 階の梁をピン接合とし，8,9 階に 2 層跨ぎのオイルダンパーを設置する集中制振である。中間免震対応の特殊 EV および基壇部の免震層を削減した<sup>125)</sup>。

#### (9) 中之島フェスティバルタワー・ウエスト

- ①所在地：大阪府 ②用途：事務所・ホテル・店舗など
- ③階数：地上 41 階，地下 4 階，塔屋 2 階
- ④構造種別：S 造（CFT 柱），RC，SRC ⑤ダンパーの種類：オイル（シアリンク 2000kN,6000kN）
- ⑥特徴：低層部の外壁面に集中的にオイルダンパーを設置した構造で，免震構造と同等の耐震性を確保している。3 層分の SRC 自立壁の頂部に 6000kN の最大減衰力を持つオイルダンパー設置し，3 層分の変形を利用した高効率の制振架構である<sup>126)</sup>。

#### (10) CHANEL GINZA NAMIKI

- ①所在地：東京都 ②用途：店舗・事務所など ③階数：地上10階，地下1階
- ④構造種別：S造
- ⑤ダンパーの種類：粘弾性と摩擦を直列結合したハイブリッド（梁端部），座屈拘束ブレース
- ⑥特徴：下階に座屈拘束ブレース，上階にハイブリッドダンパーを設置している。避難経路確保と曲げ変形に効かせるために，ドア開口を設け開口上部のまぐさ部分にハイブリッドダンパーを設置した「制振コアフレーム」を採用<sup>127)</sup>。

#### (11) 新宿住友ビルの制振改修

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗など ③階数：地上54階，地下4階
- ④構造種別：S造，一部RC・SRC ⑤ダンパーの種類：iRDT
- ⑥特徴：三角形の平面形状を持つ既存建物は，塔状比4であり外周チューブ構造のため全体曲げ変形が卓越する。三角形コーナーの設備メンテナンス空間にチューンドロッドと回転慣性質量付きダンパーを組み合わせたチューンドマスダンピングロッドを設置し，曲げ変形時の軸方向変形に作用された制振システムである<sup>128)</sup>。

#### (12) 田町タワー

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・店舗など ③階数：地上29階，地下2階
- ④構造種別：S造（CFT柱・低層コアウォールSRC）
- ⑤ダンパーの種類：座屈拘束ブレース，粘性
- ⑥特徴：支点到低摩擦弾性すべり支承を設けたSRC造コアウォール（芯棒）を低層部に配置し，その周りを囲む鉄骨ラーメンフレームと粘性ダンパーでつないだ芯棒制振構造を採用している。<sup>129)</sup>

#### (13) センタラグランドホテル大阪

- ①所在地：大阪府 ②用途：ホテル・店舗など ③階数：地上34階
- ④構造種別：S造（CFT柱） ⑤ダンパーの種類：オイル（鉛直型・シアリンク），AMD（屋上）
- ⑥特徴：オイルダンパーはコア中央の柱から持ち出した片持ち梁先端と隣の柱と鉛直方向につきダンパー効率を高めている。強風時の居住性向上を目的に配置したAMDは1年再現期間の風荷重に対してH-30～50に抑える計画である<sup>130)</sup>。

#### (14) 日本テレビ番町スタジオ

- ①所在地：東京都 ②用途：テレビスタジオ ③階数：地上11階，地下5階，塔屋1階
- ④構造種別：S造（CFT柱） ⑤ダンパーの種類：オイル（3層跨ぎ・シアリンク），
- ⑥特徴：最下部の3層分のスタジオ吹抜け空間の柔軟性を活かしたソフトファーストストーリー集中制振構造を採用している。高層部（4～11階）にブレースを設けて水平剛性を高め，低層部（1～3階）にオイルダンパーを集中配置している<sup>131)</sup>。

(15) The Okura Tokyo

- ①所在地：東京都 ②用途：ホテル・事務所など
- ③階数：地上41階，地下1階，塔屋2階 ④構造種別：S造（CFT柱）
- ⑤ダンパーの種類：オイル（3層跨ぎ・シアリンク），粘弾性摩擦（中層棟のみ），ATMD
- ⑥特徴：上階部（ホテル客室）をブレースチューブ架構により水平剛性を高め，中低層部（オフィス）のオイルダンパーに集中設置した集中制振構造を採用している。風揺れ（H-30）と地震時の後揺れ対策としてATMD（高層棟は25ton，振幅100cm）を設置している<sup>132</sup>。

(16) 読売新聞東京本社ビル

- ①所在地：東京都 ②用途：事務所・ホールなど ③階数：地上33階，地下2階
- ④構造種別：S造（CFT柱），SRC（一部RC） ⑤ダンパーの種類：粘性壁，AMD
- ⑥特徴：鋼板耐震壁と耐震ブレースにより低層部の水平剛性を高め，中間部に粘性壁を集中設置した集中制振構造を採用している。高層部は耐震ブレースによる弾性心棒により変形を均等に分散している。中間部の粘性壁は片持ち梁の先端のフレーム上に取付け，ダンパー変形を確保し，架構抵抗剛性が小さいためダンパー効率が下がらないようサイズの小さいダンパーを分散配置している<sup>133,134</sup>。

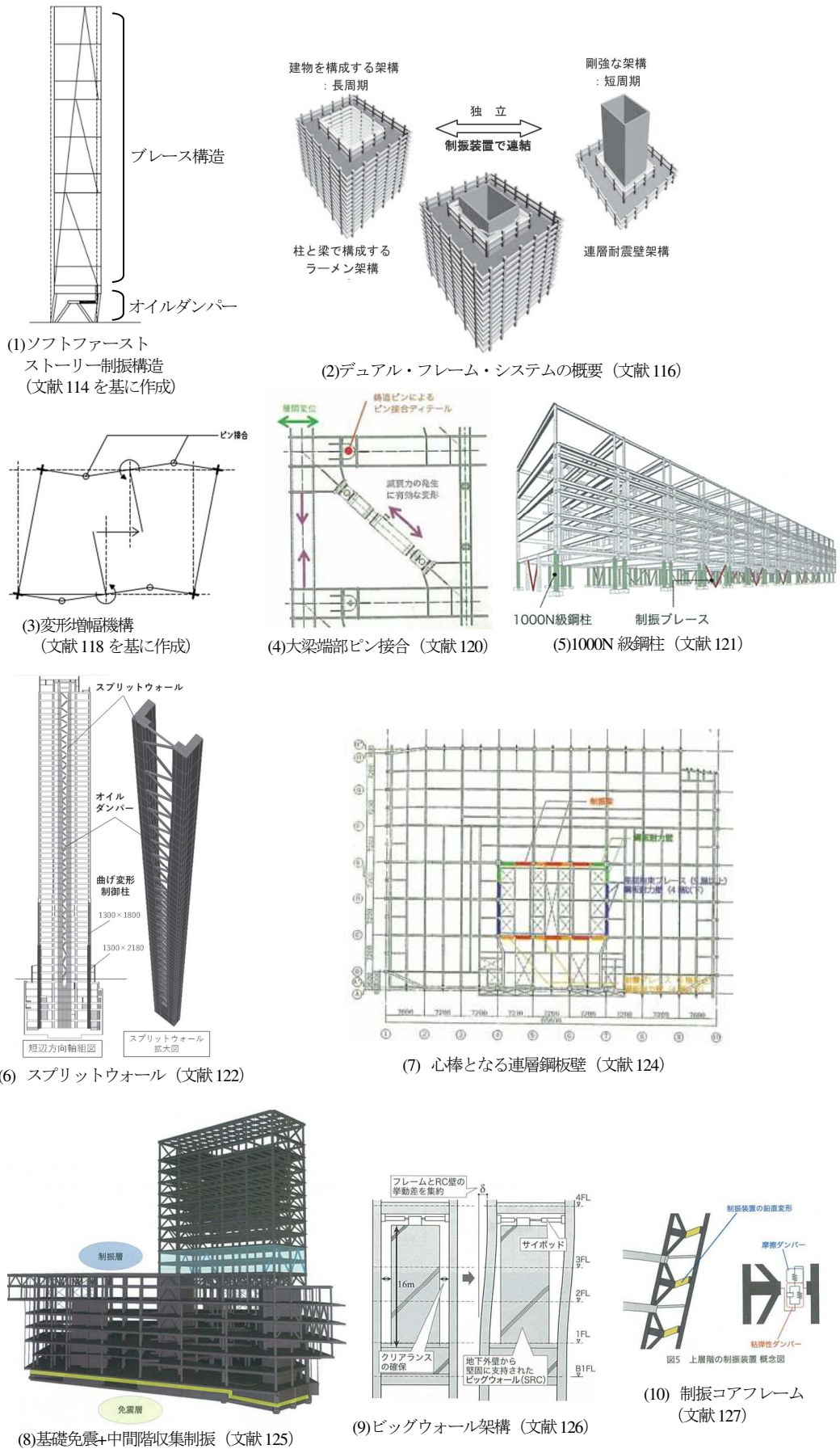
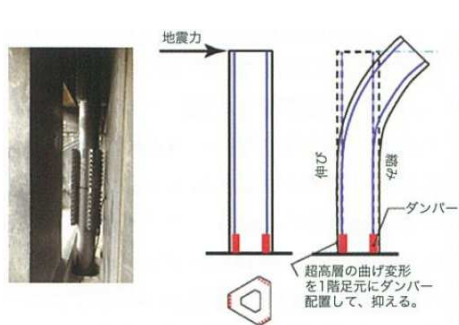
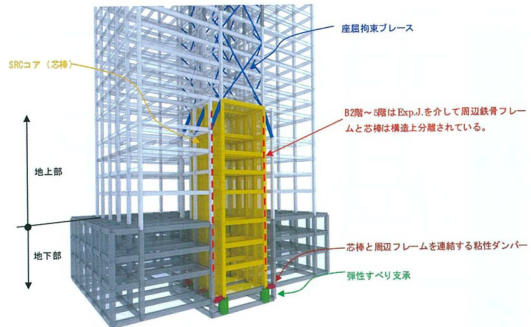


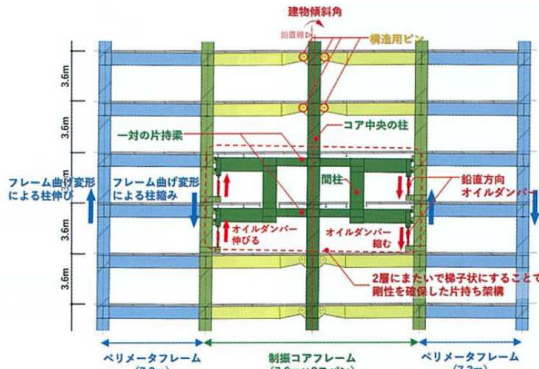
図 1.4.2 ダンパー効率を高めた事例(1)



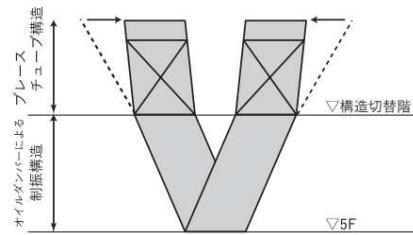
(11) チューンドマスダンピングロッド (文献 128)



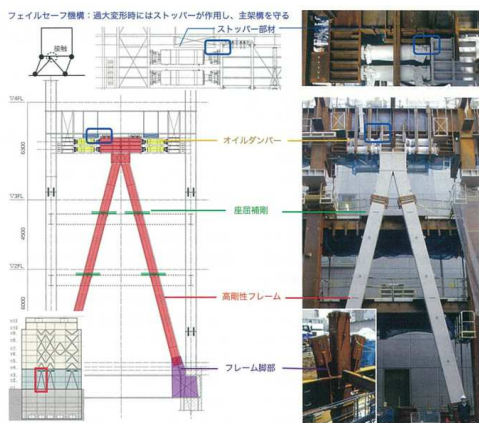
(12) 芯棒制振構造 (文献 129)



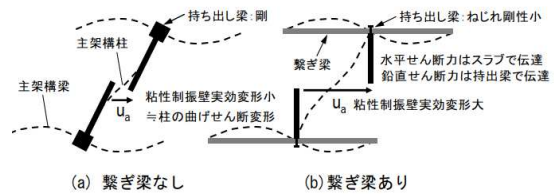
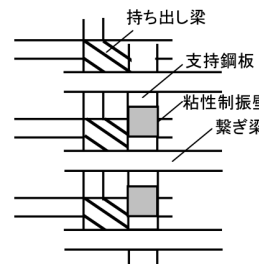
(13) 制振コアフレーム (文献 130)



(15) ブレースチューブ構造 (文献 132)



(14) ダンパー取付フレーム (文献 131)



(16) 持ち出し梁先端に設置する粘性体制振壁 (文献 134)

図 1.4.3 ダンパー効率を高めた事例(2)

## 1.5 本論文の構成

本論文は、併用制振建物の性能評価法の提案に加え、それに必要な応答特性の分析、簡易モデル作成法、応答予測法について一連の研究をまとめる。各章の構成は下記の通りである。位置づけを図 1.5.1 に示す。

第 1 章では本研究の背景、目的および既往研究について述べる。また、制振構造の分類および履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した建物を中心に制振構造の実建物例を示す。既往研究として、まず併用制振建物を中心に制振構造の特徴、簡易モデルの作成法、応答予測法を整理する。

第 2 章では、地上 30 階の超高層鋼構造建物を対象として、部材モデルを用いた固有値解析および時刻歴応答解析により併用配置の応答特性を分析する。時刻歴応答解析により、全体曲げ変形による中層から上層に見られる制振性能の低下が改善され、併用配置のエネルギー吸収効率が履歴ダンパーを単独で用いたときよりも高くなることを示す。また、境界層、履歴ダンパーの量および粘性ダンパーの量が制振効果に与える影響を示す。

第 3 章では、「骨組特性値」を用いた簡易モデルの作成手法を拡張し、併用制振建物に対して有用な簡易モデルの作成手法を示した。既往手法では考慮できない、問題点①：粘性ダンパー設置層の実効変形比の上限値が減少する。問題点②：履歴ダンパーの負担せん断力と粘性ダンパーの負担せん断力との間の位相差により全体曲げ変形が緩和される。の 2 点を改善するために、既往手法（状態  $N \cdot R$  解析）に、状態  $pN$  解析および状態  $pR$  解析を加えた手法を提案した。また、4 ケースから算出される「骨組特性値」は併用制振建物の特徴を把握できる重要な指標となることを示した。限定された例題建物による検証であるが、様々なダンパー配置、ダンパー量および地震波に対して、精度検証を示した。

第 4 章では、等価線形化法に基づく最大応答予測法を示す。既往の方法を適用するものであるが、併用制振建物に対して適用できる応答予測に関する研究は無く、適用範囲の拡大につながる重要な研究成果である。地震層せん断力係数分布（ $A_i$  分布）を利用して、1 質点系で展開した応答評価法を拡張し多質点系における応答を直接評価する実務向けの簡易手法であり、設計初期段階のダンパー計画時に十分有効な精度であることを示す。

第 5 章では、等価線形化法に基づく知覚時間（地震動による建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続ける時間）の予測法を示す。2011 年東北地方太平洋沖地震において、長周期・長時間の揺れが居住者に大きな恐怖を与え、居住者の振動感覚を最大応答で評価する従来の評価に加え、揺れの長さに着目した評価の重要性が顕在化した。本論文では、今後想定される地震動による知覚時間を事前に把握するために、時刻歴応答解析結果から得た分析結果を基に、超高層鋼構造制振建物の知覚時間を弾性 1 質点系による知覚時間と固有周期の関係を表した知覚時間スペクトルを用いて周期変動を評価し、知覚時間補正係数を導入し減衰変動を評価する手法を提案する。

第 6 章では、ダンパーを併用配置した制振建物の制振性能評価について示す。第 4.5 章に示した最大応答および知覚時間の予測法の過程で求まる性能曲線について示した。構造安全性の評価において重要な指標である層せん断力および変位に着目した従来の性能曲線に加え、居住性評価において重要な指標となる加速度と知覚時間を評価軸とした性能曲線を新たに提案した。応答予測の過程で得られる評価指標（等価減衰および等価剛性）と応答の関係から制振性能が可視化され、ダンパー種および配置の異なる建物同士を同一尺度で定量的に評価できることを示す。

第7章では、各章で得られた知見を総括し、本論文の結論と今後の課題について示す。

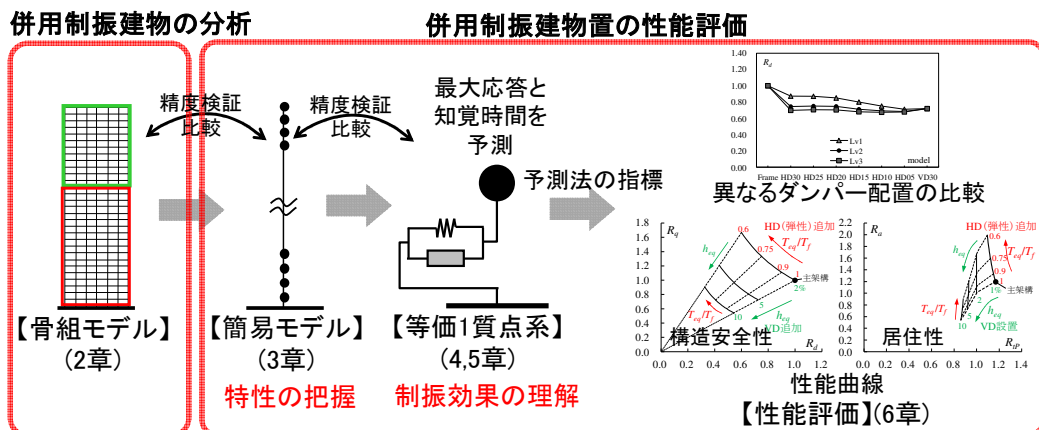
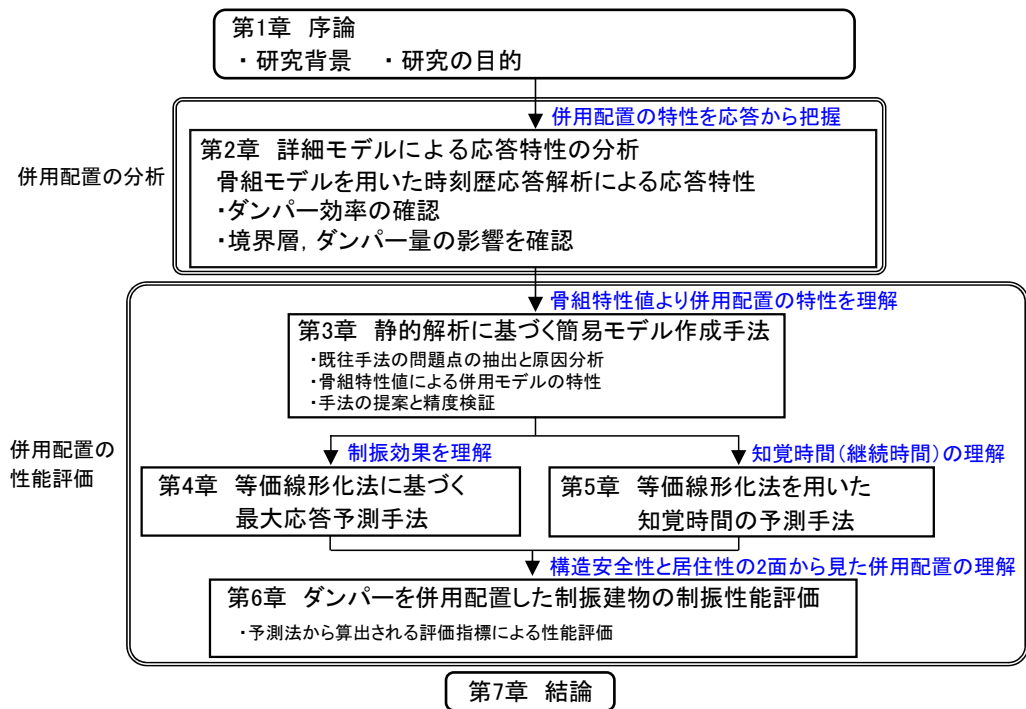


図 1.5.1 本研究の構成と位置づけ

## 第1章の参考文献

- 1) 武藤清 監修, 久田俊彦 編: 超高層建築2 構造編, 鹿島出版社, 1971.11
- 2) 坂本光男: 制震構造の設計 制震計画, 建築技術, No.559, pp.112-113, 1996.10
- 3) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版, (社) 日本免震構造会 (JSSI), 2013.11
- 4) 日本建築技術者協会: 応答制御構造設計法, 彰国社, 2000
- 5) 打越瑞昌: 制振の基本 制振部材の適切な選定方法, 建築技術, No. 796, pp.86-87, 2016.5
- 6) 北村春幸, 北村佳久, 伊藤優, 坂本光男: 適用建物調査に基づく日本の応答制御構造の分析・評価, 日本建築学会技術報告集, No.18, pp.55-60, 2003.12
- 7) 渥美孝紘, 北村春幸, 石井正人, 浦本弥樹: 鋼構造超高層建物における履歴減衰型・粘性減衰型制振部材の高さ方向併用配置の提案(その1-2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.763-766, 2006.9
- 8) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計 第2版, 東京大学出版会, 1987
- 9) 原田幸博, 秋山宏: エネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, No.472, pp.57-66, 1995.6
- 10) 秋山宏: 最上層損傷集中型多層骨組の  $D_s$  値, 日本建築学会構造系論文集, No.362, pp.37-44, 1986.4 最上層損傷集中型多層骨組
- 11) 矢部喜堂, 宇野寿郎, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 兼光知己, 加藤征宏, 大竹章夫: 特定層エネルギー集中型柔剛混合構造に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1099-1100, 1989.10
- 12) 国土交通省住宅局: 防災拠点等となる建築物に係る機能継続ガイドライン, 2018.5
- 13) JSCA: JSCA 性能設計説明書 2017年版【耐震性能編】, 2018.3
- 14) 北村春幸: 性能設計のための建築振動解析入門(第2版), 彰国社, 2009.4
- 15) 寺澤友貴, 竹内徹: 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, 日本建築学会構造系論文集, 第753号, pp.1689-1699, 2018.11
- 16) 辻聖晃, 中村恒善: Maxwell型の粘性ダンパーを有するせん断型構造物の地震時指定層間変位に対する剛性設計解列, 日本建築学会構造系論文集, 第491号, pp.55-64, 1997.1
- 17) 前田達彦, 倭昂司, 江原勇介, 浅原信吾, 鈴木琢也: 逆解析手法モーダル反復誤差修正法による超高層建築物の構造最適 その1 質点系モデルにおける不連続な設計変数を探索する最適化問題への適用と有効性検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.337-338, 2023.9
- 18) 武居秀樹, 杉浦良和, 池田隼人, 佐藤慶太, 山下淳一, 田畑健: 最適化手法を用いたダンパー配置検討法の提案 その1・2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.205-208, 2019.9
- 19) 藤井英二, 飯野夏輝: 逐次近似多目的最適化を用いた弾塑性多層構造物の履歴・粘性ダンパー配置, 日本建築学会構造系論文集, 第810号, pp.1284-1293, 2023.8
- 20) K. Uetani, M. Tsuji, I. Takewaki: Application of an optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers, Engineering Structures, Vol.25, No.5, pp.579-592, 2003
- 21) J. K. Whittle, M. S. Williams, T.L. Karavasilis and A. Blakeborough: A comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design, Journal of Earthquake Engineering, Vol.16, No.4, pp.540-560, 2012
- 22) D. D. Domenico, G. Ricciardi, I. Takewaki: Design strategies of viscous dampers for seismic protection

- of building structures: A review, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.118, pp.144~165, 2019
- 23) 米華さとみ, 笠井和彦: 減衰を有する 2 層純せん断モデルの複素数を用いた振動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.303-304, 2001.9
  - 24) 風間宏樹, 三田彰: 複素モード特性に着目した特定層への速度依存型制振装置の効率的配置に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 599 号, pp.23-28, 2006.1
  - 25) 小林正人, 佐藤永, 堀江裕一郎, 洪忠憲: 線形 Maxwell 型ダンパーの非比例配置による高層制振建物の地震時層間変位制御に関する研究 - 複素剛性を用いた周波数応答関数による地震応答構造の分析 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.57-64, 2007.9
  - 26) 喜連川昭夫, 永井潔, 伊藤 嘉朗: 粘弾性体を利用した制振構法に関する研究 その 3・4, 日本建築学会学術講演梗概集, 1991.8
  - 27) 相沢覚, 小林喜久二, 石黒三男: 超々高層建物における制振ダンパーの最適配置, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.783-784, 1995.8
  - 28) 田坂雅則, 石井正人, 北村春幸, 小堀徹, 和田章, 笠井和彦: 粘弾性型制振部材を適用した構造骨組の地震応答評価に関する研究 (その 3: 制振部材の平面的分散配置の影響), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1015-1016, 1999.7
  - 29) 山崎昭司, 大宮幸, 村岡康祐, 寺本隆幸: 低降伏点鋼制振部材を用いた超高層建築の応答性状に関する研究 (その 1: 高さ方向配置による影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp.723-724, 2003.9
  - 30) 竹中裕美, 大宮幸, 寺本隆幸: 低降伏点鋼ダンパーを用いた超高層建築の応答性状に関する研究 - ダンパーの平面配置及び高さ方向分布の影響 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.175-176, 2004.8
  - 31) 伊藤寛和, 三浦靖史, 大宮幸, 石井正人, 寺本隆幸: 粘性壁ダンパーの制振効果に関する研究 (その 3: 高さ方向配置の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.945-946, 2005.9
  - 32) 平田淳二, 寺本隆幸: 各種ダンパーを用いた鋼構造建物の応答性状に関する研究 (ダンパー配置による影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.569-570, 2008.9
  - 33) 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斎藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の下層階に部分配置する履歴ダンパーの効果と影響に関する検討 - 長周期地震動を想定した耐震改修 -, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.549-557, 2010.3
  - 34) 小野喜信, 黄一華, 和田章: 履歴ダンパーと粘性ダンパーを組込んだ高層建物の動的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.629-630, 1996.9
  - 35) 小幡学, 打越瑞昌, 内田富久: 混合制振構造の実施例, パッシブ制振構造シンポジウム, pp.159-166, 2000
  - 36) 杉山満, 森本修司, 小泉学, 河合広樹, 竹内徹, 市川康: 履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した建物の設計, パッシブ制振構造シンポジウム, pp.151-158, 2000
  - 37) 渥美孝紘, 北村春幸: 鋼構造超高層建物を対象とした履歴減衰型・粘性減衰型制振部材を併用する制振構造の応答低減効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.543-544, 2008.7
  - 38) 谷翼, 田部井直哉, 小室努: 高層建物における履歴系・粘性系ダンパーの最適組合せに関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.573-574, 2010.9

- 39) 石田琢志, 佐藤大樹, 北村春幸, 佐々木和彦, 宮崎充, 吉江慶祐, 石井正人, 藤田隆史: 履歴型・粘性型ダンパーをハイブリットに配置した10層フレームの振動台実験, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.507-515, 2009.3
- 40) R. Feng, W. Xu, S. Wang, D. Du, L. Xie, Q. Miao: Seismic response of two-storey steel frame equipped with metallic yielding and viscous dampers under far- and near-field earthquakes: Shaking table tests and numerical investigations, Structures. 2023, Vol.58, p.105538.
- 41) 添田幸平, 石田琢志, 佐藤大樹, 北村春幸, 佐々木和彦, 宮崎充, 岩崎雄一, 吉江慶祐, 石井正人: 多層制振構造の振動台実験を再現する起振機を用いた実験手法, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.301-310, 2011.3
- 42) 武藤清: 耐震設計シリーズ/応用編 構造物の動的設計, 丸善, 1977.1
- 43) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998
- 44) Huang, Y.H., Wada., "A Method of Preliminary Seismic Design for Tall Building", Report of The Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, Number 21, 1996
- 45) 勘坂幸弘, 佐野剛志: 曲げせん断直列分離型等価振動モデルの提案 曲げとせん断変形を分離抽出可能な振動解析モデルの構築法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.467-468, 1999.7
- 46) 石井正人, 北村春幸, 和田章, 笠井和彦: 粘弾性型制振部材付き架構のモデル化に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp.55-62, 2000.5
- 47) 笠井和彦, 渡井一樹, 前田周作, 佐藤大樹, 鈴木庸介: 建築物のさらなる超高層化に向けた等価質点モデル化手法 (その 1): 曲げせん断モデル作成に関する既往手法の考察と新たな手法の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.772, pp.791-801, 2020.6
- 48) 渡井一樹, 前田周作, 笠井和彦, 佐藤大樹, 鈴木庸介: 建築物のさらなる超高層化に向けた等価質点モデル化手法 (その 2): 新たな曲げせん断モデルを用いた建物応答の曲げ・せん断分離手法, 日本建築学会構造系論文集, No.779, pp.21-31, 2021.1
- 49) 木林長仁, 大宮幸, 高師利明: , 日本建築センター機関紙「ビルディングレター」, 2014.12
- 50) 日本 ERI 高層評定委員会: 性能評価を踏まえた免震・制震構造の設計, 技報堂出版, 2014.5
- 51) 笠井和彦, 城台頭: 間柱型粘弾性ダンパーをもつ制振構造の動的特性と挙動およびそれらの簡易評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.558, pp.125-132, 2002.8
- 52) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, No.605, pp.37-46, 2006.7
- 53) 石井正人, 笠井和彦: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 647 号, pp.103-112, 2010.11
- 54) N. M. Newmark and E. Rosenblueth: Fundamentals of Earthquake Engineering., Prentice-Hall Inc., 1971
- 55) W.D. Iwan and N.C. Gates: Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures, Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, pp.391- 405, 1979
- 56) A. Shibata and M. A. Sozen: Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, 1976
- 57) T. K. Caughey: Equivalent Linearization Techniques, Journal of the Acoustical Society of America, Vol.35, No.11, pp.1707-1711, 1963

- 58) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9
- 59) 笠井和彦, 川鍋佳史: 粘性減衰・履歴減衰を併用する構造における動的特性と地震最大応答の等価線形予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 591 号, pp.43-51, 2005.5
- 60) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.595, pp.45-55, 2005.9
- 61) 笠井和彦, 小椋崇之, 鈴木陽: 非線形粘性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.23-31, 2007.8
- 62) 笠井和彦, 伊藤浩資, 小椋崇之: オイルダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.23-31, 2007.8
- 63) 笠井和彦, 湊直生, 櫻井馨: 粘弾塑性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.23-31, 2007.8
- 64) 前田周作, 渡井一樹, 笠井和彦, 佐藤大樹, 鈴木庸介, 飯野夏輝: 鋼材・粘性ダンパー混在型のパッシブ制振設計法 その 1・2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.875-878, 2020.9
- 65) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦: ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.115-122, 2004.9
- 66) 樹下亮佑, 佐藤大樹, 戸張涼太, 安永隼平, 植木卓也, 金城陽介: 振幅依存性を有する間柱型粘弾性ダンパーの等価線形化に基づく地震応答予測手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 803 号, pp.47-58, 2023.1
- 67) 倉本洋, 中坂亮, 松本和行: 限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.593, pp.51-58, 2005.7
- 68) 岡田茂樹, 倉本洋: 粘性ダンパー付鉄骨制震建築物の等価 1 自由度系応答評価, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.731-732, 2009.8
- 69) 石井正人, 和田章: 履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.632, pp.1735-1743, 2008.10
- 70) 石井正人, 和田章: 速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.635, pp.65-73, 2009.1
- 71) 石井正人, 和田章: 速度依存型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.639, pp.803-812, 2009.5
- 72) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1997
- 73) 加藤勉, 秋山宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会構造系論文集, No.235, pp.9-18, 1975.9
- 74) 佐藤大輔, 北村春幸, 佐藤大樹, 佐藤利昭, 山口路夫, 脇田直弥, 綿貫雄太: 履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した制振構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 699 号, pp.631-640, 2014.5
- 75) Wuchuan Pu, Chengle He: Seismic design framework for steel structures with hysteretic and viscous dampers, Journal of Constructional Steel Research. 2022.7, Vol.194
- 76) 劉家琛, 永岑光惠, 小阪宏之, 伊山潤, 福島佳浩, 吉敷 祥一: 地震の揺れと継続時間予測

- 報が心理生理的反応に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.517-518, 2020.9
- 77) 日本建築学会: 建築物の振動に関する居住性能評価規準・同解説, 第3版, 2018
- 78) 石井透: 地震動の応答継続時間スペクトル 評価手法の提案と2011年東北地方太平洋沖地震およびその前震・余震・誘発地震による東京の地震動への適用例, 日本建築学会構造系論文集, No.676, pp.843-850, 2012.6
- 79) 能島暢呂: 強震動が人間行動および心理面に与える影響の継続時間の評価, 東濃地震科学研究所報告, No.37, pp.73-89, 2016.3
- 80) 小江優斗, 永野正行: 建物応答から見た地震動の継続時間スペクトルに関する基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.249-250, 2017.7
- 81) 池田雄一: 東北地方太平洋沖地震の強震記録に対する超高層建物の揺れの時間長さと地震時居住性に関する研究 -居住者が揺れによる恐怖・不安を感じる時間に関する考察-, 日本建築学会四国支部研究報告集, pp.5-6, 2016.5
- 82) 能島暢呂: 速度応答包絡線を用いた閾値超過継続時間のスペクトル表現とその応用, 日本地震工学会論文集, 第15巻, 第1号, pp.1-17, 2015
- 83) Bommer, J. J., Stafford, P. J. and Alarcón, J. E.: Empirical Equations for the Prediction of the Significant, Bracketed, and Uniform Duration of Earthquake Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.99, No.6, 2009, pp.3217-3233.
- 84) Bommer, J. J. and Martinez-Pereira, A.: Strong-motion Parameters: Definition, Usefulness and Predictability, Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000
- 85) 高田毅士, 大淵正博: 地震動強さと継続時間の同時確率密度関数を用いた地震動の表現とその応用, 日本建築学会構造系論文集, No.589, pp.73-80, 2005.3
- 86) M.D.Trifunac and A.G.Brady: A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.65, No.3, pp.581-626. 1975
- 87) Dobry, R., Idriss, I. M. and Ng, E.: Duration Characteristics of Horizontal Components of Strong-Motion Earthquake Records, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.68, No.5, 1978, pp.1487-1520
- 88) B.A.Bolt: Duration of Strong Ground Motion, 5WCEE, 1973
- 89) N.N.Ambraseys, S.K.Sarma: The Response of Earth Dam to Strong Earthquake, Géotechnique 17, 1967, pp.181-213
- 90) 沢田勉, 永江正広, 平尾潔: 位相差分による地震動継続時間の定義とその統計解析, 土木学会論文集, pp.373-382, 1986.4
- 91) 中島隆裕, 添田幸平: 制振ダンパーのエネルギー吸収メカニズムの比較, 建築技術, pp.130-133, 2016.5
- 92) 益田森治, 室田忠雄: 改訂工業塑性学, 養賢堂出版, 1980.4
- 93) 佐野剛志: Maxwell型ハイブリッド粘弾塑性ダンパーによる制震効果に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.831-832, 1996
- 94) 片岡弘行, 榎原健一, 黒木安男, 森裕重: 粘弾性ダンパーを用いたCFT造超高層住宅(その5, 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1107-1110, 1999.9
- 95) 笠井和彦, 寺本道彦, 渡邊祐一: 粘弾性体と弾塑性体の直列結合からなるパッシブ制振装置

- の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.556, pp.51-58, 2002.6
- 96) 笠井和彦, 渡邊祐一, 湊直生: 粘弾塑性ダンパーをもつ制振構造の動的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.87-94, 2005.2
- 97) 石川理都子, 佐野剛志, 後閑章吉, 遠藤文明: ハイブリッドブレーキダンパー, 大林組技術研究所報, No.70, 2006
- 98) R. Maseki, H. Narihara and Y. Kimura: Dynamic Loading Test of Hybrid Energy Dissipation System Combining a Hysteretic Damper and a Thin-Layered VE Damper with a Load-Reducing System, 9th CCEE, pp.1458-1467, 2007.6
- 99) 奥野親正, 嵐山正樹: 制震建築紹介 (仮称) 赤坂 Biz タワー, MENSHPIN, No.56, 2007.5
- 100) 篠崎洋三, 小室努, 藤野宏道, 河本慎一郎, 細澤治: エネルギー吸收集約型制振システムの開発と建築物への適用, 日本建築学会技術報告集, 第 28 号, pp.453-458, 2008.10
- 101) 小川一郎: 新丸ビル, 鉄鋼技術, 2007.5
- 102) 石井正人, 寺本隆幸, 長田亜弥, 浅野美次, 篠原達巳: 微振動及び地震観測記録に基づく 14 階建て鋼構造建物の振動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第 26 号, pp.435-440, 2007.12
- 103) 酒井恒幸, 久保山寛之: 東京スクエアガーデン, 鉄鋼技術, 2014.1
- 104) 荻野雅士, 石塚秀教, 伊藤優: 赤坂インターシティ計画, 鉄鋼技術, 2004.7
- 105) 荻野雅士, 杉浦良和, 増田真吾, 竹原直規: 浜離宮インターシティ, 鉄鋼技術, 2012.1
- 106) 小林秀雄, 大沢和雅, 増田真吾, 山田基裕, 梅村建次, 池田崇: JP タワー名古屋, MENSHPIN, No.87, 2015.2
- 107) 岡部和正, 遠山解, 古田卓也, 山下淳一, 向井裕貴, 後閑孝啓, 増田真吾, 島崎大, 宮城佑輔, 小澤祐周: 虎ノ門・麻布台プロジェクト A 街区, 鉄鋼技術, 2021.11
- 108) 北山宏貴, 藁科誠: なんばスカイオの構造設計, 鉄鋼技術, 2018.4
- 109) 岡西努, 黒川泰嗣, 瀧正哉: 超高層ビルを長周期地震動から守る-サンシャインシティ オフィス棟 制振改修, 鉄鋼技術, 2018.4
- 110) 中塚光一, 渡辺哲巳: アスペクト比の大きい超高層建物の制震構造, 鉄鋼技術, 2018.4
- 111) 小野潤一郎, 樫本信隆, 大塩彬史, 高田好秀: 芝浦工業大学本部棟, 鉄鋼技術, 2024.4
- 112) 長瀬悟, 宇田川貴章, 重松瑞樹, 高田好秀: 高効率集中制振による使いやすいオフィス空間- JR 目黒 MARC ビル, 鉄鋼技術, 2024.4
- 113) 山下靖彦, 九嶋壮一郎, 奥野雄一郎, 森下泰成: L 形立面・L 形平面形状を有する超高層制振建物の構造設計 (大阪梅田ツインタワーズ・サウス), 鉄鋼技術, 2021.4
- 114) 早部安弘, 渡邊祐一: ソフトファーストストーリー制振構造による応答制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1027-1028, 2005.9
- 115) 大成建設: ソフトファーストストーリー制振構造, 入手先 (参照 2024.6.11) <https://www.taisei.co.jp/MungoBlobs/131/16/K00F59.pdf>
- 116) 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 造集合住宅, MENSHPIN, No.61, 2008.8
- 117) 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 号, pp.417-422, 2008.10
- 118) 戸張涼太, 石井正人, 佐藤利昭, 北村春幸, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 変形増

- 幅機構を有する粘性制振壁を設置した制振システムの提案, 日本建築学会構造系論文集, No.706, pp.1741-1750, 2014.12
- 119) 細谷佳雅, 佐藤大樹, 石井正人, 北村春幸, 佐々木和彦, 岩崎雄一, 佐藤利昭, 松田頼征, 吉江慶祐: 変形増幅機構に耐震ブレースを併用した制振構造の性能評価, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.265-273, 2017.3
- 120) 城戸隆宏, 川上徹二, 鈴木光雄, 中原理揮, 谷地敏和夫, 三好雅人, 岩田年晴, 我妻暁仁: 大宮 JP ビルディング, 鉄鋼技術, 2014.4
- 121) 白沢吉衛: 超高強度鋼材を用いた建物の設計と施工及び今後の展望について, 鉄鋼技術, 2017.11
- 122) 岡部和正, 古田卓也, 中尾彰宏, 唐崎英典, 渡邊公美, 小早川拓, 上原大輔, 齋藤祐哉: 虎ノ門・麻布台プロジェクト東棟 B2 街区, MENSIN, No.112, 2021.4
- 123) 毎田悠承, 前川利雄, 出水俊彦, 濱田真, 曲哲, 吉敷祥一, 坂田弘安, 和田章: RC 建築物における座屈拘束筋違の制振効果および接合部設計法, 日本建築学会構造系論文集, No.710, pp.647-657, 2015.4
- 124) 向野聡彦, 吉江慶祐, 久次米薫, 松島潤, 磯部和明, 佐伯聡: 三井住友銀行本店ビルディング, 鉄鋼技術, 2010.8
- 125) 佐分利和宏, 前川元伸, 熊野豪人, 川上沢馬, 内山元希: 読売テレビ新社屋, 鉄鋼技術, 2018.4
- 126) 吉田聡, 佐分利和宏: 中之島フェスティバルタワー・ウエストの構造設計, GBRC 機関誌, 2016.7
- 127) 一色裕二: 高い構造安全性と居住性改善を実現する「制振コアフレーム」を持つ高塔状比建築—CHANEL GINZA NAMIKI—, 鉄鋼技術, 2018.4
- 128) 吉江慶祐, 宇田川貴章, ジロン・ニコラ: 新宿住友ビルの制振改修—全体曲げ変形を制御する新たな制振構造—, 鉄鋼技術, 2021.4
- 129) 堀田祐介, 谷口洵, 吉原正, 佐藤起司, 西尾淳: 田町タワー, 鉄鋼技術, 2024.4
- 130) 一色裕二, 青野英志, 橋本直樹: 超高層ホテルの制振架構計画 (セントラグランドホテル大阪), 鉄鋼技術, 2024.4
- 131) 早部安弘, 岡山真之介: 放送継続性を高めた制振 TV スタジオ—ソフトウェア—, 鉄鋼技術, 2021.4
- 132) 早部安弘, 中島崇裕, 安藤広隆, 豊島裕樹: The Okura Tokyo, MENSIN, No.107, 2020.1
- 133) 小坂橋裕一, 木村征也: 特定層に制振部材を集中的に配置した超高層建築物 (読売新聞東京本社ビル), 建築技術, No.796, pp.150-152, 2016.5
- 134) 小坂橋裕一, 木村征也, 石井正人, 安藤顕祐: 特定層集中型制振構造を用いた超高層建築物の構造設計事例 その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.935-942, 2012.9

## 第2章

### 詳細モデルによる応答特性の分析

#### 2.1 はじめに

1995年の阪神大震災以降、建築主の対地震安全性に対する意識の高揚により建物に制振ダンパーを組み込む件数が増加してきた<sup>1)</sup>。制振ダンパーは主架構のせん断変形（以後、実効変形 $\delta_d$ と称す）に対して有効に稼働するが、曲げ変形が卓越する超高層建物では、中層から上層にかけて実効変形を多く確保することができないため、ダンパーが有効に稼働しないことが知られている。

制振ダンパーは変位依存型の履歴ダンパーと速度依存型の粘性ダンパーの2つに大きく分類される。履歴ダンパーを単独で用いる建物は、粘性ダンパーを単独で用いる建物に比べて変形制御能力が高いという特徴がある一方で、剛性増大により応答加速度の増大を招いてしまう。また、ある入力レベルに対して最適なダンパー量が存在し、それ以上の制振効果が得られない。粘性ダンパーを単独で用いる建物はエネルギー吸収効率がが高く、減衰効果による応答加速度の低下が見込める。しかし、履歴ダンパーを単独で用いる建物に比べて変形制御能力が低く、コストが高いという特徴がある。

2000年以降、履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用する建物が増加してきたが<sup>2)</sup>、併用する場合の研究は少なく<sup>例えば3)6)</sup>、特に高さ方向に履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した研究は僅かである<sup>5)6)</sup>。文献6)では、40階鋼構造建物を対象として、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを併用する制振構造を提案し、時刻歴応答解析から、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ単独で用いた場合に比べ上層のダンパー効率が改善され、制振効果が向上することを確認している。しかし、履歴ダンパーと粘性ダンパーの配置が切替わる層（以後、境界層と称す）や履歴ダンパーの量と粘性ダンパーの量が制振効果に与える影響について明確にされていない。

本章では、下層に履歴ダンパーを設置し、上層に粘性ダンパーを配置した建物（以後、併用制振建物と称す）の応答特性、ならびに履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ単独に用いた場合に比べダンパーのエネルギー吸収効率が高くなることを部材モデルにおける時刻歴応答解析結果から示す。また、境界層、履歴ダンパーの量および粘性ダンパーの量が制振効果に与える影響を示す。

## 2.2 解析概要およびダンパーの性能設計

### 2.2.1 建物概要および入力地震動

検討対象建物を設定するにあたり、まず、既存超高層建物に関する既往研究<sup>2),7)~11)</sup>を調査する。既往研究から得た知見は下記である。なお、文献 2)は JSCA 会員から回答を基に作成したデータベース、文献 7)~10)は日本建築センター発行の性能評定シートに基づくデータベースを用いている。文献 11)は日本建築センターおよび日本建築総合試験所発行の性能評定シートに基づくデータベースを用いて、大阪市域に立地する建物に限定している。

- ・ 超高層建物が多く、制振構造が多く適用された用途は事務所と共同住宅であり<sup>2)11)</sup>、建設地は関東地区が大半を占め、次いで中部と近畿が多い<sup>11)</sup>。
- ・ 事務所のコアタイプに着目すると (図 2.2.1)、センターコア形式が最も多く、次いで片コアが多く採用されている<sup>7)</sup>。

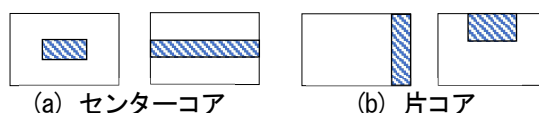


図 2.2.1 コアタイプ

- ・ 建物棟数が多い 1 次固有周期は 4.0 以上 5.0 未満である。文献 11)のように 2011~2013 年に着目すると 1.5~2.5s が最も多い。
- ・ 鉄骨系の建物において、建物高さ  $H$  (m) と建物の 1 次固有周期  $T$  (s) の関係は  $T=0.025H\sim 0.03H$  を示す<sup>2),8)~10)</sup>。
- ・ 建物周期と 1 次設計用ベースシア係数の関係は、ダンパーの種類にかかわらず新耐震設計法のベースシア係数  $0.192/T$  を上回り<sup>2)</sup>、 $0.3/T$  に多く分布している<sup>8),9)</sup>。
- ・ 2011 年東日本大震災以降では、殆どが地震時の応答制御を意図して制振構造または免震構造を採用している<sup>11)</sup>。
- ・ 制振ダンパーの種類別は、2011 年東日本大震災以前には鋼材系の比率が高かったが、2011 年東日本大震災以降には粘性系の比率が増えている。都心部の超高層建築で長い継続時間の揺れを経験したことが要因と考えられている<sup>11)</sup>。

以上を踏まえ、検討対象建物は、センターコア形式の事務所とし、規模は地上 30 階、高さ 121.5 m の超高層鋼構造建物とする。図 2.2.1 に示すように階高は 1 階のみが 5.5 m、他の階は 4 m である。平面形状は基本スパンが長辺方向 (X 方向) では 6.4 m、短辺方向 (Y 方向) では中央部で 6 m、その他で 12.8 m から構成された 32 m×38.4 m の矩形であり、各階同一とする。部材断面は標準せん断力係数  $C_0=0.2$  の設計用地震力に対して許容応力度設計を行い決定した。1 階の設計用層せん断力係数  $C_1$  は、建物 1 次固有周期  $T$  は  $0.03H$  ( $=0.03\times 121.5=3.645$ s) とすると、 $C_1=Z\cdot R_f\cdot A_f\cdot C_0=1.0\times(1.6\times 0.6/T)\times 1.0\times 0.2=0.192/T=0.0527\geq 0.05$  である。検討対象建物の柱および梁の部材断面を表 2.2.1 に示す。

主架構の弾性 1 次固有周期  $T_{f1}$  は 4.46 sec ( $\approx 0.037H$ ) である。履歴ダンパーを全層に設置することを想定した主架構であること、変形を大きくし制振効果の向上を図るために、 $T_{f1}$  は比較的長めに設定している。なお、後述するが、履歴ダンパーを全層に設置した場合の弾性周期で  $0.03H$

である。

解析モデルは、静的解析および動的解析ともに、各節点に並進 3 自由度・回転 3 自由度をもつ立体部材モデル（骨組モデル）とする。解析条件は、①柱および梁は線材置換とする、②主架構の部材は弾性とする、③床はその面内でX,Y, $\theta$ の3自由度を持つ剛床とする、④梁の曲げ剛性には床スラブによる剛性増大を考慮する、④柱梁が交わる接合部パネルは剛域として表現する（詳細は付録2F）、⑤最下階となる1階に支点を設け、支点の拘束条件は、水平（X・Y方向）が固定、鉛直方向（Z方向）には杭を想定した鉛直ばねを設ける。振動解析における構造減衰は主架構の $T_1$ に対して2%となる剛性比例型とする。解析方向はX方向のみを対象とする。

超高層建物の安全性を評価するための入力地震動として、告示波が用いられている。本章では、建物周期のばらつきに対する影響の少ない解放工学的基盤における告示波を用いることにし、その位相特性として、設計で用いられていることが多いHACHINOHE 1968 EWを採用する（以後、ART-HACHI）。図2.2.3に入力地震動の加速度時刻歴波形、速度応答スペクトル $S_V$  ( $h=5\%$ ) およびエネルギースペクトル $V_E$  ( $h=10\%$ )を示す。

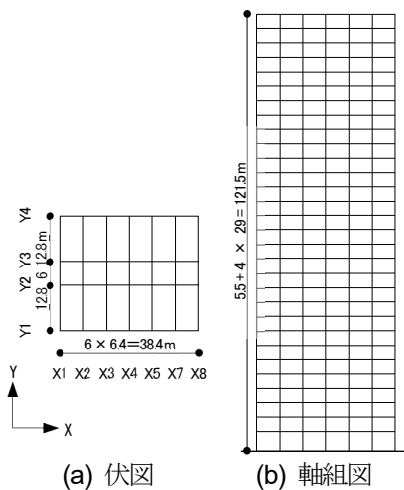


図 2.2.2 検討対象建物の伏図，軸組図

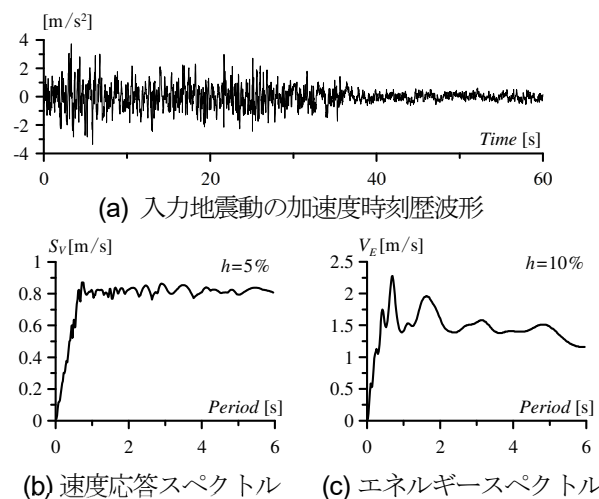


図 2.2.3 入力地震動のスペクトル

表 2.2.1 部材断面一覧

内柱	□ 600 × 600 × 22	～	□ 600 × 600 × 50
外柱	□ 550 × 550 × 22	～	□ 550 × 550 × 50
大梁	H 600 × 200 × 12 × 19	～	H 600 × 250 × 12 × 25

## 2.2.2 ダンパーの概要

図 2.2.4 のようにダンパーの配置は Y2 および Y3 通りに連層配置とし、履歴ダンパーを全層に配置したモデル HD30、粘性ダンパーを全層に配置したモデル VD30、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを配置し境界層を 25 層、20 層、15 層、10 層および 5 層とした併用制振建物 5 種（それぞれ HD25, HD20, HD15, HD10, HD05 と表記する）の計 7 種の配置を用いる（図 2.2.4 (c)）。併用制振建物は HD30 と VD30 の各ダンパーを組み合わせる。なお、ダンパーを配置した各モデルの柱および梁の部材断面は主架構と同じとする（以降も同様）。

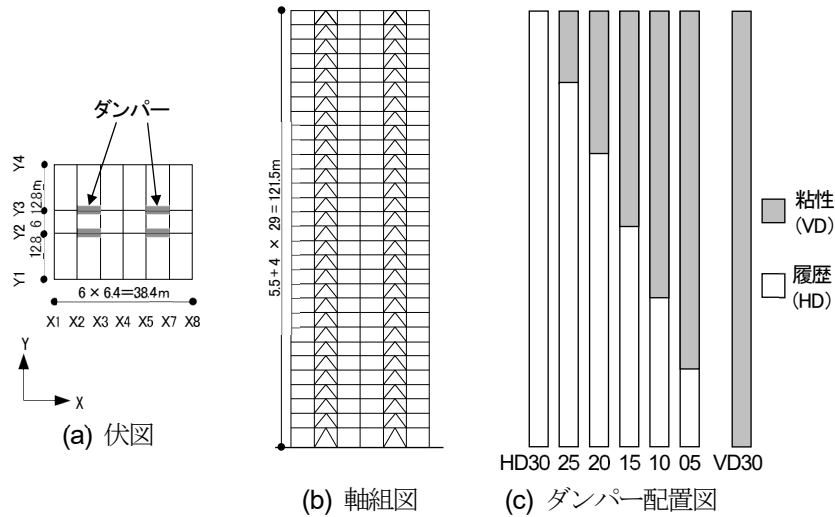


図 2.2.4 対象制振建物の伏図，軸組図，ダンパー配置図

本論文で使用する座屈拘束ブレース（以後、履歴ダンパーと称す）は、図 2.2.5 で示すように塑性化部と弾性部で構成される。塑性化部には LY225 材（ $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ ）としてその長さは節点間距離（材長） $L$  の  $1/3$  とし、履歴性状は完全弾塑性型を用いて表現する。ここで、「 $\wedge$ 」は軸方向を示す。

解析上では、付加系を等価なヤング係数  $E_{eq}$  を用いて 1 要素（一様断面）でモデル化した。 $E_{eq}$  は後述の方法で示す。付加系の軸方向の等価剛性  $\hat{R}_a$  は、次式で算出される。

$$\frac{1}{\hat{R}_a} = \frac{1}{\hat{R}_d} + \frac{1}{\hat{R}_c} + \frac{1}{\hat{R}_\infty} \quad (2-1)$$

$$\hat{R}_a = \frac{\hat{R}_d \cdot \hat{R}_c \cdot \hat{R}_\infty}{\hat{R}_d \hat{R}_c + \hat{R}_c \hat{R}_\infty + \hat{R}_d \hat{R}_\infty} = \frac{\hat{R}_d \cdot \hat{R}_c}{\left(\frac{\hat{R}_d \hat{R}_c}{\hat{R}_\infty}\right) + \hat{R}_c + \hat{R}_d} \xrightarrow{\hat{R}_\infty = \infty} \frac{\hat{R}_d \cdot \hat{R}_c}{\hat{R}_c + \hat{R}_d} \quad (2-2)$$

さらに、 $\hat{R}_d = \frac{E \cdot \hat{A}_d}{\alpha L}$  および  $\hat{R}_c = \frac{E \cdot \beta \hat{A}_d}{L_c} = \frac{\beta}{(1-\alpha-\gamma)} \frac{E \cdot \hat{A}_d}{L}$  を式 (2-2) に代入すると、

$$\hat{R}_a = \frac{\beta}{1+\alpha(\beta-1)-\gamma} \cdot \frac{E \cdot \hat{A}_d}{L} = \frac{E_{eq} \cdot \hat{A}_d}{L} \quad (2-3)$$

となる。

ここで、 $\alpha$ : 部材長さに対する塑性化部長さの比、 $\beta$ : 塑性化部断面積に対する弾性部断面積の比、

$\gamma$ : 部材長さに対する両端剛域長さの比

よって、等価なヤング係数  $E_{eq}$  は次式で表せる。

$$E_{eq} = \frac{\beta}{1+\alpha(\beta-1)-\gamma} \cdot E \quad (2-4)$$

本解析では、 $\alpha=1/3$ ,  $\beta=2.0$ ,  $\gamma=0$  の条件のもと  $E_{eq}=1.5E$  とする。

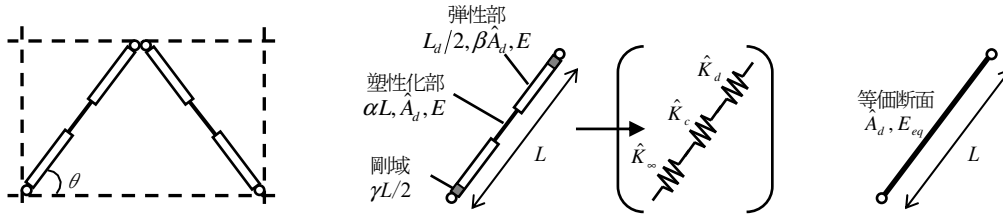


図 2.2.5 履歴ダンパーのモデル化

各層のダンパーの降伏せん断力  $Q_{dyi}$  は、図 2.2.6 に示すように第 1 層のダンパー降伏せん断力  $Q_{d1}$  を基準とし、地震層せん断力係数の高さ方向分布 (Ai 分布) に基づく設計用層せん断力分布をもとに 5 層毎の 6 段階とした。  $Q_{dyi}$  と第 1 層のダンパーの降伏せん断力係数  $\alpha_{d1}$  の関係は次式で表される。

$$Q_{dy1} = \alpha_{dy1} \sum_{i=1}^{30} m_i g \quad (2-5)$$

ここで、 $m_i$  :  $i$  層の質量、 $g$  : 重力加速度である。  $\alpha_{d1}$  は HD30 に ARTHACHI を入力した時の最大層間変形角が極小となる  $\alpha_{d1}=0.025$  を採用する (図 2.2.7)。

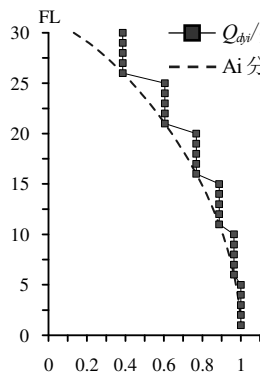


図 2.2.6 ダンパーの耐力比と粘性係数比分布

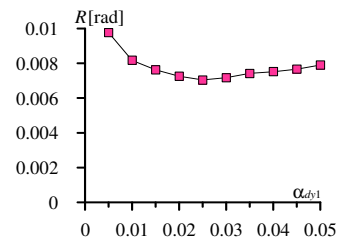


図 2.2.7  $\alpha_{d1}$  と最大層間変形角の関係

本論文で使用する粘性ダンパーは、図 2.2.8 で示すように線形粘性ダッシュポットと弾性バネを直列結合した Maxwell モデルで構成する。各層の粘性係数  $C_d$  (水平方向) は Ai 分布に基づき 5 層毎の分布とし、各層の直列結合するバネ剛性  $\hat{K}_d$  は、長周期建物用ダンパーとして  $\hat{K}_d = 4.5 \cdot \hat{C}_d$  を採用する<sup>12)</sup>。なお、実際に用いられている製品のダンパーの内部剛性については付録 2A に整理して示す。

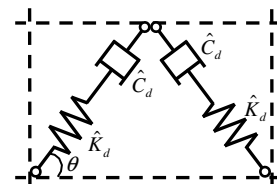


図 2.2.8 粘性ダンパーのモデル化

各層の粘性係数  $C_{di}$  は Ai 分布に基づき 5 層毎の 6 段階とし (図 2.2.6), 第 1 層の粘性係数  $C_{d1}$

は、ダンパーによるエネルギー吸収効率に着目し HD30 と VD30 の入力エネルギーに対する各層のダンパーによるエネルギー吸収量の総和  $W_d/E$  が等しくなるように設計する。

今回、HD30 と VD30 両者の入力エネルギー  $E$  が等しいという仮定のもと、ダンパーによるエネルギー吸収量  $W_d$  が等しくなるような  $C_{d1}$  をエネルギーの釣合に基づいて設計する。設計手順を以下に示す。

- 1) VD30 の粘性ダンパーが吸収すべきエネルギー吸収量  ${}_{VD30}W_d$ 、許容最大層間変形角  $R_i$  とダンパーの最大せん断力係数分布を設定する。今回、設計方針に基づき  ${}_{VD30}W_d$  は、 $\alpha_{d1}=0.025$  の履歴ダンパーを設置した HD30 モデルにおけるダンパーによるエネルギー吸収量  ${}_{HD30}W_d$  とする。各層の許容最大層間変形角は  $1/120$ 、ダンパーの最大せん断力係数分布  ${}_{v}\alpha_{di}$  は  $A_i$  分布とする。
- 2) ダンパーの実効変形の最大値  $\delta_i$  は、全体曲げ変形の影響を考慮するために、実効変形比  $\alpha_e$  と最大層間変形  $\delta$  を掛け合わせることで算出する。付録 3B に示すように、粘性ダンパー設置時の実効変形比は  $C_d$  に依存するため、適切な実効変形比を設定できない。そこで、一般に VD30 の実効変形比は HD30 の実効変形比を上回るため、安全側である HD30 の応答値を用いる。
- 3) 1 サイクルで吸収できるエネルギー量  $e_{di}$  を次式から算出する。今回、 $\omega_1$  は主架構の弾性 1 次円振動数を用いる。

$$e_{di} = \pi \cdot \bar{v}\alpha_{di} \cdot C_{d1} \cdot \omega_1 \cdot \delta_{di}^2 \quad (2-6)$$

- 4)  $e_{di}$  を等価繰返し数<sup>13)</sup>  $n_{eqi}$  回の総和で  ${}_{VD30}W_d$  を吸収するとし、 $C_{d1}$  は次式から求める。 $n_{eqi}$  は検討対象建物に対して ART HACHI 入力時に平均値となる  $n_{eqi}=4.0$  を用いる。

$$C_{d1} = \frac{{}_{VD30}W_d}{\sum_{i=1}^{30} n_{eqi} \cdot e_{di}} \quad (2-7)$$

1)~4)で得られた  $C_{d1}$  は  $56015 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$  であった。応答解析を行い  ${}_{VD30}W_d/{}_{VD30}E$  が  ${}_{HD30}W_d/{}_{HD30}E$  となるように調整を行った結果、 $C_{d1}$  は  $57876 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$  となった。以後、修正値  $C_{d1}=57876 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$  を用いる。

### 2.2.3 固有値

主架構の  $s$  次の弾性固有周期  $T_s$  および刺激関数  $\beta_s \cdot u_s$  ( $\beta_s$ :  $s$  次の刺激係数,  $u_s$ :  $s$  次の弾性固有モード), 各制振構造の粘性ダンパーを設置しない部分配置モデルにおける弾性時の固有周期  $T_s$  および刺激関数  $\beta_s \cdot u_s$  を表 2.2.2 および図 2.2.9 に示す。表 2.2.2 には、 $\alpha_{d1}=0.005, 0.015, 0.025, 0.035$  に相当する履歴ダンパーを設置した全モデルの固有周期を示す。下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを配置し境界層を 25 層, 20 層, 15 層, 10 層, 5 層とした併用制振建物 5 種 (それぞれ VD25, VD20, VD15, VD10, VD05) (詳細は 3.3 節参照), 履歴ダンパーと粘性ダンパーを 3 層毎に交互に配置したモデル AD (詳細は 3.3 節参照) についても検討する。図 2.2.9 には、主架構, HD30, HD20, HD10, VD20, VD10 および AD を示す (履歴ダンパーのダンパー量は  $\alpha_{d1}=0.025$  とする)。HD05~HD30 の弾性固有 1 次周期は、主架構の弾性固有 1 次周期に対して 6~17% 小さく、VD05~VD25 の弾性固有 1 次周期は、主架構の弾性固有 1 次周期に対して 1~11% 小

く、AD の弾性固有 1 次周期は、主架構の弾性固有 1 次周期に対して 12% 小さい。刺激関数ベクトルの分布において、

- 1) 1 次：下層から上層に着目すると、全層に履歴ダンパーを設置した HD30 と比べて、下層に履歴ダンパーを設置した HD20 および HD10 の方が小さく、上層に履歴ダンパーを設置した VD20 および VD10 の方が大きい。AD は HD30 と差は見られない。
- 2) 2 次～ 5 次：全層に履歴ダンパーを設置した HD30 と比べて、下層に履歴ダンパーを設置した HD20 および HD10 の方が大きく、上層に履歴ダンパーを設置した VD20 および VD10 の方が小さい傾向が確認できる。AD は HD30 と差は見られない。

次に、弾性時における各モデルの刺激係数を図 2.2.10 に示す。横軸にモデル、縦軸に刺激係数を表す。全てのモデルで 3 次までで 90% を占める。図より、下層に履歴ダンパーを設置したモデルにおいて、境界層が下層であるほど  $\beta_1$  が小さくなるのではなく、HD10 で極小値を示す。また、 $\beta_2$  は HD15 および HD10 で極大値を示す。3～5 次は変動が小さい。上層に履歴ダンパーを設置したモデルにおいて、境界層が下層であるほど  $\beta_1$  が大きくなるのではなく、VD10 で極大値を示す。また、 $\beta_2$  は VD15 および VD10 で極小値を示す。3～5 次は変動が小さい。以上より、弾性時では下層に履歴ダンパーを設置したモデルは 2 次の影響が増大し、上層に履歴ダンパーを設置したモデルは 2 次の影響が減少することを確認した。また今回対象とする制振構造での  $\beta_2$  の増大（高次の影響）は中間層免震に比べると小さい<sup>14)</sup>。

表 2.2.2 弾性固有周期

(a) 主架構

	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
frame	4.46	1.63	0.99	0.71	0.56

(b)  $\alpha_{dy1}=0.005$

$\alpha_{dy1}=0.005$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
HD30	4.12	1.52	0.93	0.67	0.52
HD25	4.12	1.53	0.94	0.67	0.53
HD20	4.13	1.56	0.94	0.68	0.53
HD15	4.18	1.57	0.95	0.69	0.54
HD10	4.25	1.58	0.97	0.70	0.54
HD05	4.35	1.59	0.97	0.70	0.55
VD25	4.46	1.62	0.98	0.71	0.55
VD20	4.43	1.59	0.97	0.70	0.55
VD15	4.38	1.57	0.96	0.69	0.54
VD10	4.31	1.57	0.95	0.68	0.54
VD05	4.21	1.56	0.94	0.68	0.53
AD	4.25	1.56	0.95	0.68	0.54

(c)  $\alpha_{dy1}=0.015$

$\alpha_{dy1}=0.015$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
HD30	3.84	1.44	0.88	0.64	0.50
HD25	3.84	1.44	0.89	0.64	0.50
HD20	3.86	1.49	0.90	0.65	0.51
HD15	3.93	1.51	0.92	0.66	0.52
HD10	4.06	1.51	0.94	0.68	0.53
HD05	4.24	1.55	0.95	0.69	0.54
VD25	4.45	1.61	0.97	0.70	0.55
VD20	4.41	1.55	0.95	0.69	0.54
VD15	4.32	1.52	0.95	0.67	0.53
VD10	4.20	1.52	0.91	0.67	0.52
VD05	4.03	1.51	0.91	0.65	0.51
AD	4.04	1.50	0.91	0.66	0.52

(d)  $\alpha_{dy1}=0.025$

$\alpha_{dy1}=0.025$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
HD30	3.71	1.40	0.86	0.62	0.49
HD25	3.72	1.40	0.87	0.63	0.49
HD20	3.74	1.45	0.88	0.64	0.50
HD15	3.82	1.48	0.90	0.65	0.51
HD10	3.96	1.48	0.93	0.67	0.52
HD05	4.17	1.52	0.93	0.68	0.54
VD25	4.45	1.61	0.97	0.69	0.55
VD20	4.40	1.53	0.95	0.69	0.53
VD15	4.30	1.50	0.94	0.67	0.53
VD10	4.15	1.51	0.90	0.66	0.52
VD05	3.96	1.49	0.90	0.64	0.50
AD	3.93	1.46	0.89	0.64	0.51

(e)  $\alpha_{dy1}=0.035$

$\alpha_{dy1}=0.035$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
HD30	3.64	1.37	0.85	0.62	0.48
HD25	3.64	1.38	0.86	0.62	0.48
HD20	3.67	1.43	0.86	0.63	0.49
HD15	3.75	1.46	0.89	0.64	0.51
HD10	3.91	1.46	0.92	0.66	0.51
HD05	4.13	1.51	0.92	0.67	0.53
VD25	4.45	1.60	0.96	0.69	0.54
VD20	4.39	1.52	0.94	0.69	0.53
VD15	4.28	1.49	0.93	0.66	0.53
VD10	4.12	1.50	0.90	0.66	0.52
VD05	3.92	1.48	0.90	0.64	0.50
AD	3.87	1.44	0.88	0.63	0.51

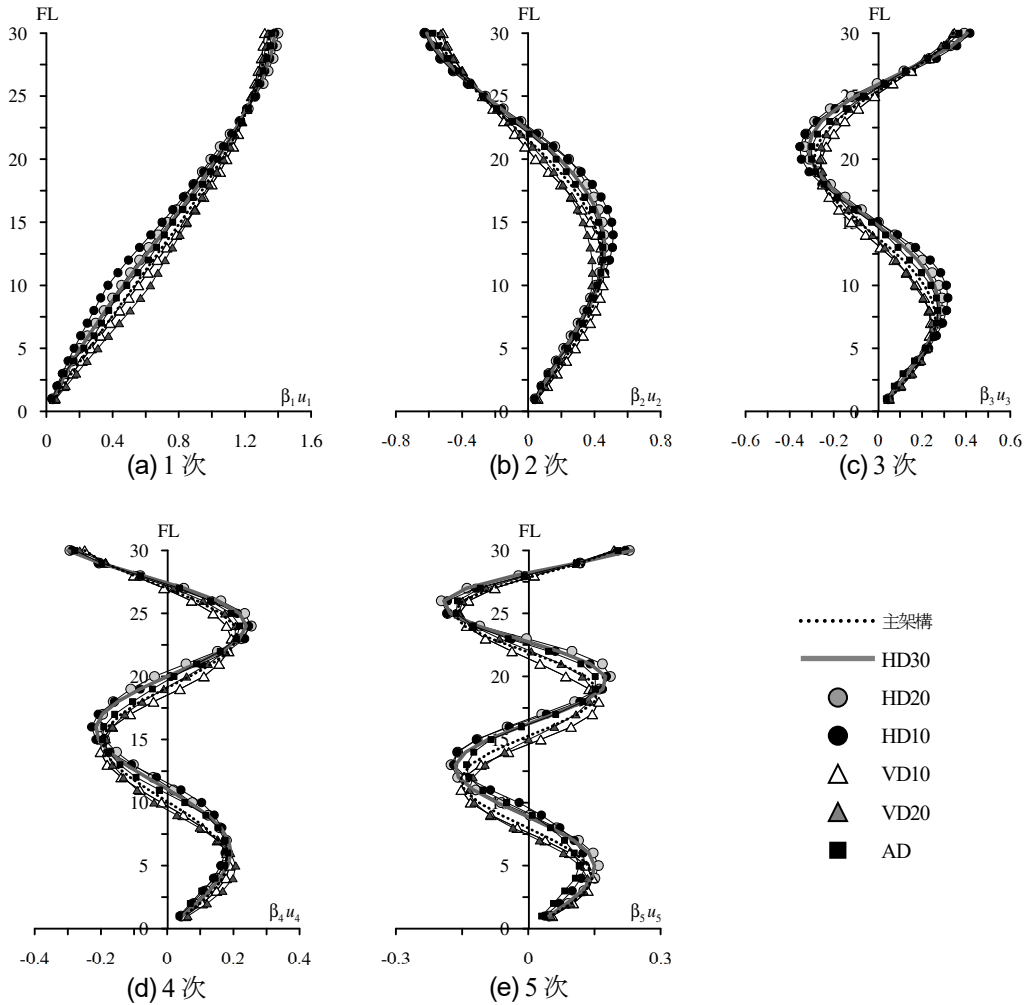


図 2.2.9 刺激関数

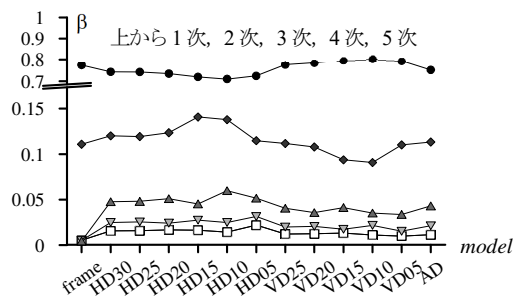


図 2.2.10 刺激係数 ( $\alpha_{\phi 1}=0.025$ )

同様に、主架構および各制振構造の粘性ダンパーを設置しない部分配置モデルにおける弾性時の固有周期および層間刺激関数 $\beta_s \cdot \Delta u_s$  ( $\Delta u_s$ :  $s$  次の層間モード) を図 2.2.11 に示す。

層間刺激関数の分布において、

- 1) 1次: HD30 と比べてダンパー非設置層の $\beta_1 \cdot \Delta u_1$ が大きく、弾性ブレース設置層で小さい傾向が確認できる。また、その傾向は、HD10 と比べて HD20 の方が大きく、VD10 と比べて VD20 の方が大きい。
- 2) 2次~5次: 1 から 5 層に着目すると、HD30 と比べて下層に履歴ダンパーを設置した HD20

およびHD10の方が小さく、上層に履歴ダンパーを設置したVD20およびVD10の方が大きい。上層に着目すると、HD30と比べてHD20およびHD10の方が大きく、VD20およびVD10の方が大きい。層間モードの節は、下層に弾性ブレースを設置することで上層に移り、上層に弾性ブレースを設置することで下層に移ることが確認できる。

以上より、下層に弾性ブレースを設置することで、全層に弾性ブレースを設置したときに比べ、下層の層間刺激関数は減少し、上層の層間刺激関数は増加することが確認できた。上層に弾性ブレースを設置することで、全層に弾性ブレースを設置したときに比べ、下層の層間刺激関数は増加し、上層の層間刺激関数は減少することが確認できた。

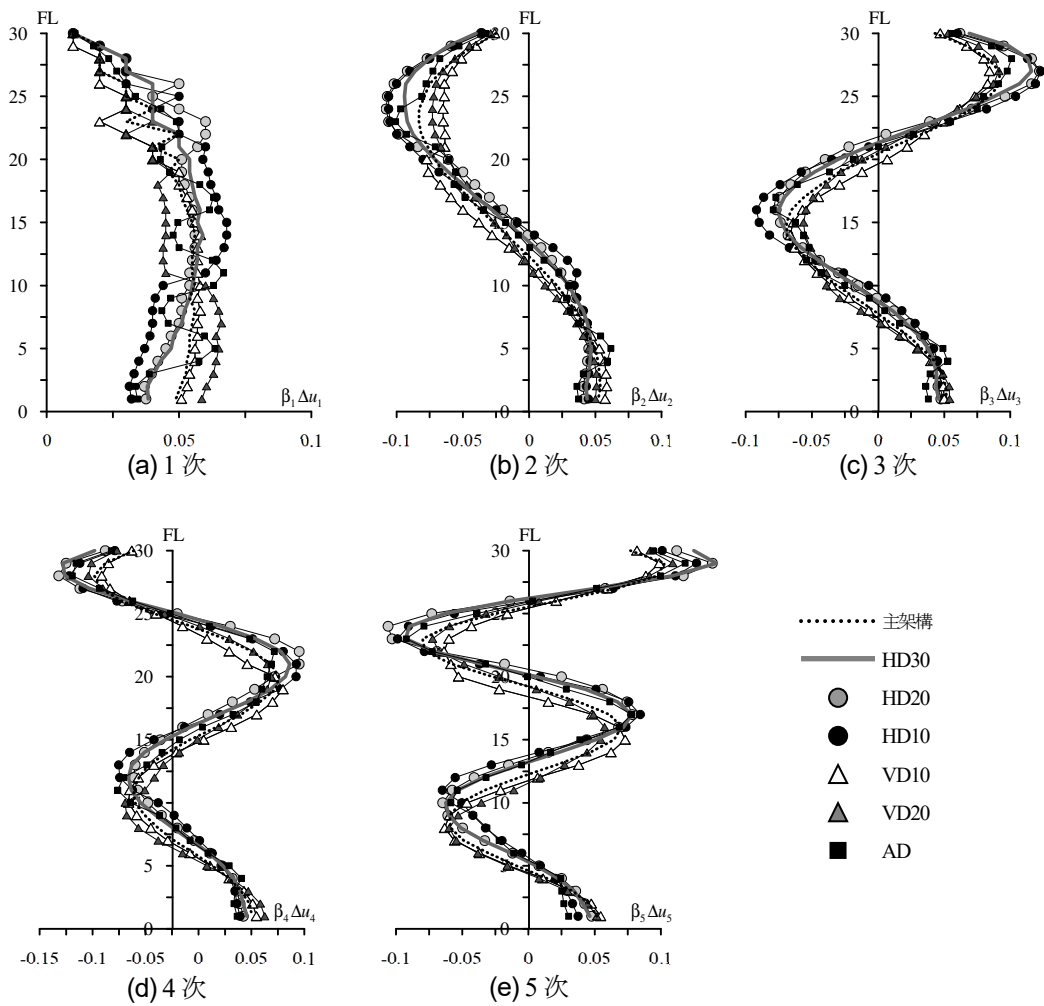


図 2.2.11 層間刺激関数

## 2.3 併用制振建物の応答特性

### 2.3.1 高さ方向分布

図 2.3.1 に履歴ダンパーおよび粘性ダンパーを単独配置したモデルと併用制振建物における各層の最大層間変形角  $R$ 、最大応答加速度  $A$ 、層せん断力  $Q$ 、ダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$ 、実効変形比  $\alpha_e$  および等価繰返し数  $n_{eq}$  を示す。図には主架構のみ（ダンパー非設置）の応答も併記している。ダンパー非設置時の  $\alpha_e$  は節点変位から算出した。  $i$  層の履歴ダンパーの等価繰返し数  $n_{eqi}$  と粘性ダンパーの等価繰返し数  $v n_{eqi}$  は次式で表される。

$$\bar{n}_{eqi} = \frac{Hw_{di}}{4HQ_{di}(\bar{H}\delta_{di} - \bar{H}\delta_{dyi})}, \quad v\bar{n}_{eqi} = \frac{Vw_{di}}{\pi \cdot vQ_{di} \cdot v\delta_{di}} \quad (2-8a, b)$$

ここで、 $Q_{di}$  : ダンパーの最大負担せん断力、 $\delta_{dyi}$  : ダンパーの降伏変形である。添え字  $H$  は履歴ダンパーを、 $V$  は粘性ダンパーを表す。

図 2.3.1(a) より、層間変形角に着目すると、VD30 に比べて HD30 の層間変形角が小さいことが確認できる。ダンパー非設置時では最大で 1/80、HD30 では 1/140 以内に収まっている。VD30 ではダンパーの設計通り概ね 1/120 程度となっている。併用制振建物における境界層付近および粘性ダンパー設置層では HD30 の応答を上回るが、履歴ダンパー設置層では HD30 の応答を下回る。

図 2.3.1(b) の応答加速度に着目すると、ダンパー非設置時に比べ VD30 は頂部で 30 % 低減している。一方、HD30 は 20 層以下で応答加速度が大きく増大している。併用制振建物では 20 層以下において、HD30 ほど応答加速度は増大せず、21 層以上ではダンパー非設置時と比べても応答が低減している。また、境界層が下層のモデルほど上層の応答加速度が小さいことが確認できる。

図 2.3.1(c) より、併用制振建物にすることで、HD30 および VD30 よりも層せん断力が小さくなる事が分かる。

図 2.3.1(d) のダンパーによるエネルギー吸収量に着目すると、HD30 では下層のダンパーが集中的に吸収し上層ではダンパーがエネルギーを吸収していないことが分かる。VD30 では下層から上層へ比例的にダンパーによるエネルギー吸収量が減少し、全層で大きな偏りのない吸収をしていることが確認できる。併用制振建物では、HD30 で見られたような上層のダンパーがエネルギーを吸収しない傾向が改善され、中層から上層で粘性ダンパーがエネルギーを吸収し、下層の負担を減少させている。境界層が下層に移るほど全層で均一にエネルギーを吸収する傾向を示す。

図 2.3.1(e) の実効変形比は、ダンパーによるエネルギー吸収量の分布（図 2.3.1(d)）と同様の傾向を示している。HD30 は VD30 を下回り、特に上層で差が大きく、HD30 においては 0.5 以下を示している。併用配置にすることで、粘性ダンパー設置層である中・上層において実効変形比は改善されている。特に HD15、HD10 および HD05 においては VD30 を上回る。これは併用配置の大きな特徴と言える。

図 2.3.1(f) の等価繰返し数に着目すると、HD30 は下層で平均 2.0、中層で 0.8、上層で 0.1 と上層ほど小さい。一方、VD30 は各層でほぼ 4.0 を示している。併用制振建物における  $v n_{eqi}$  は VD30 よりも増加していることが確認できる。これは、併用制振建物の粘性ダンパーによるエネルギー吸収量  $w_{di}$  が VD30 に比べて大きくなり（図 2.3.1(d)）、さらに併用制振建物における最大変形が小さな値となった（図 2.3.1(a)）ためである。

HD25 およびHD20 のように、中・上層の $\alpha_e$ および $n_{eq}$ がHD30 に比べ上昇しているにもかかわらず応答低減が小さい要因として、上層は地震時のダンパーの負担せん断力が下層に比べて小さく、ダンパーによるエネルギー吸収能力は潜在的に小さいことが考えられる。

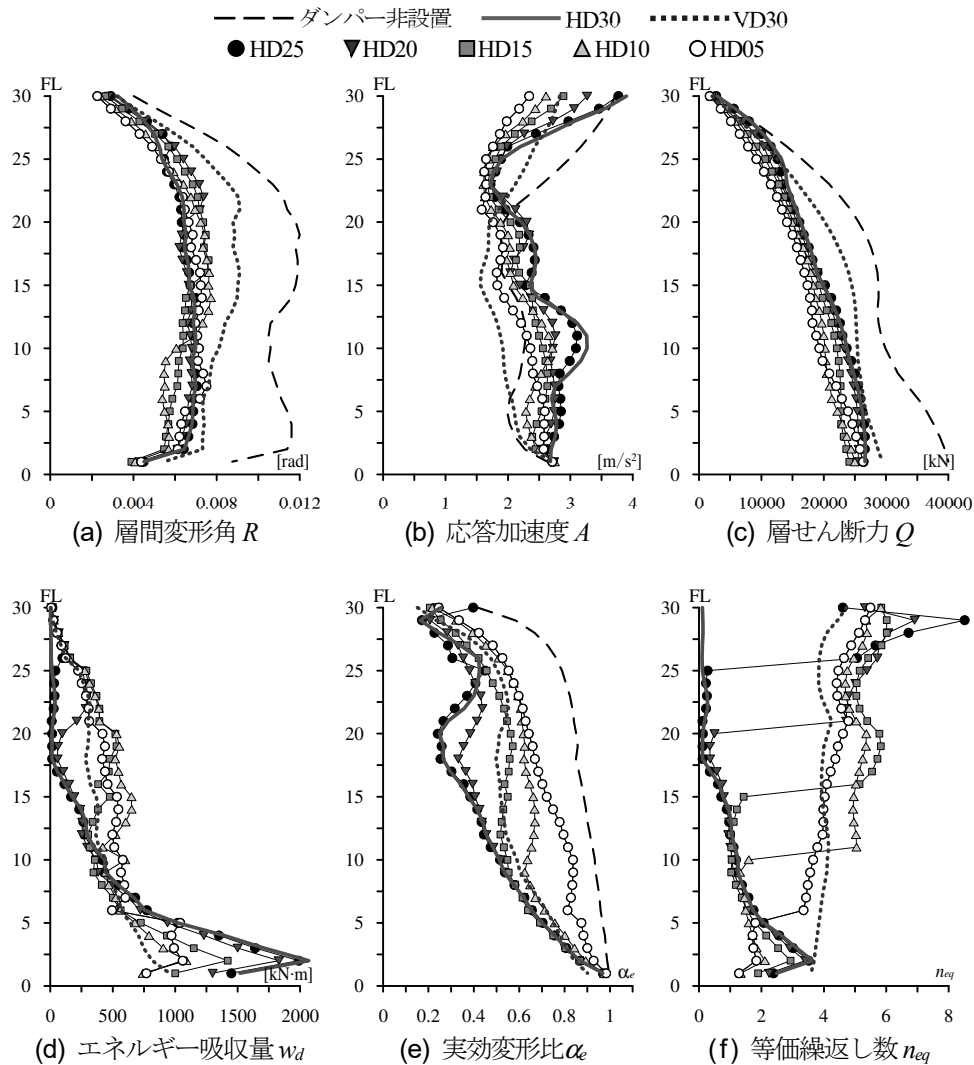


図 2.3.1 高さ方向分布 ( $\alpha_{d1}=0.025$ )

### 2.3.2 境界層と応答の関係

併用制振建物における履歴ダンパーと粘性ダンパーの境界層が応答に与える影響を示す。図 2.3.2 に各モデルと応答の関係を示す。図 2.3.2(a)には、入力エネルギーに対する各層のダンパーによるエネルギー吸収量の総和の比  $W_d/E$ 、各層のダンパーによるエネルギー吸収量の総和に対する履歴ダンパーによるエネルギー吸収量の総和の比  ${}_H W_d/W_d$ 、各層のダンパーによるエネルギー吸収量の総和に対する粘性ダンパーによるエネルギー吸収量の総和の比  ${}_V W_d/W_d$ 、図 2.3.2(b)~(e)には、実効変形比 $\alpha_e$ 、応答加速度  $A$ 、層せん断力係数  $C$ 、層間変形角  $R$  を示す。また、図 2.3.2(f)には、HD30 におけるダンパーコストの総和に対する各モデルのダンパーコストの総和の比  $X/{}_{HD30}X$  (コスト比) について示す。 $\alpha_e$ 、 $A$ 、 $C$  および  $R$  においては上・中・下層に対して評価を行う。また、ダンパーのコストは各ダンパーの最大減衰力に対して履歴ダンパーの単価を減衰力

あたり  $p$  円/kN, 粘性ダンパーの単価を減衰力あたり  $\beta \cdot p$  円/kN として算出した。

図 2.3.2(a)より,  $W_d/E$  は 2.1 節で述べた設定通り HD30 と VD30 の  $W_d/E$  が等しいことが確認できる。併用制振建物にすることで HD30 および VD30 に比べて  $W_d/E$  が増加し, 制振効果が向上することが確認できる。その傾向は, 境界層が下層であるほど  $W_d/E$  が大きい。 ${}_H W_d/W_d$ ,  ${}_V W_d/W_d$  に着目すると, 境界層が下層に移るほど単調に増減し, HD10 で  ${}_H W_d/W_d$  と  ${}_V W_d/W_d$  が等しくなるのが確認できる。上層の粘性ダンパーが多くエネルギーを吸収するためには境界層の位置が重要となると考えられる。

図 2.3.2(b)より, HD25 の 28FL で HD30 に比べ  $\alpha_c$  が低下しているが, その他は HD30 に比べ  $\alpha_c$  が増加し, ダンパー効率が改善されることが確認できる。特に中層 (17FL) における増加傾向は顕著である。併用制振建物による制振効果の向上は実効変形比からも確認できる。

図 2.3.2(c)の A に着目すると, 併用配置にすることで HD30 の A に比べて小さく, 境界層が下層に移るほど単調減少しているのが確認できる。図 2.3.2(d)の C も同様で, 併用配置にすることで HD30 に比べて応答は小さく, 1FL の C では HD15 で極小値を示すことが確認できる。図 2.3.2(e)の R に着目すると, 下層 (5FL) では HD30 よりも併用制振建物の応答は小さいが, 粘性ダンパー設置層である上層 (28FL) および中層 (16FL) では併用制振建物の応答が HD30 に比べ大きくなるので注意が必要である。これは, 履歴ダンパー設置層に比べ粘性ダンパー設置層の層剛性が小さいためだと考えられる。

図 2.3.2(f)の  $X/_{HD30}X$  については, 一般的に履歴ダンパーの単価に比べ粘性ダンパーの単価が高いことから,  $\beta=2, 3, 4$  の 3 つについて検討する。 $\beta=3$  において,  $X/_{HD30}X$  は各モデルの間に大きな差は生じない。 $\beta=2$  および 4 において, 併用制振建物の  $X/_{HD30}X$  は HD30 および VD30 の間に収まり,  $\beta=2$  では粘性ダンパー設置層が多いほどコストは安く,  $\beta=4$  では粘性ダンパー設置層が多いほどコストは高くなる。設計時には, クライテリアとコストによる制約を伴うが, 併用制振建物はクライテリアおよびコストの両者を調整しやすくなると考える。

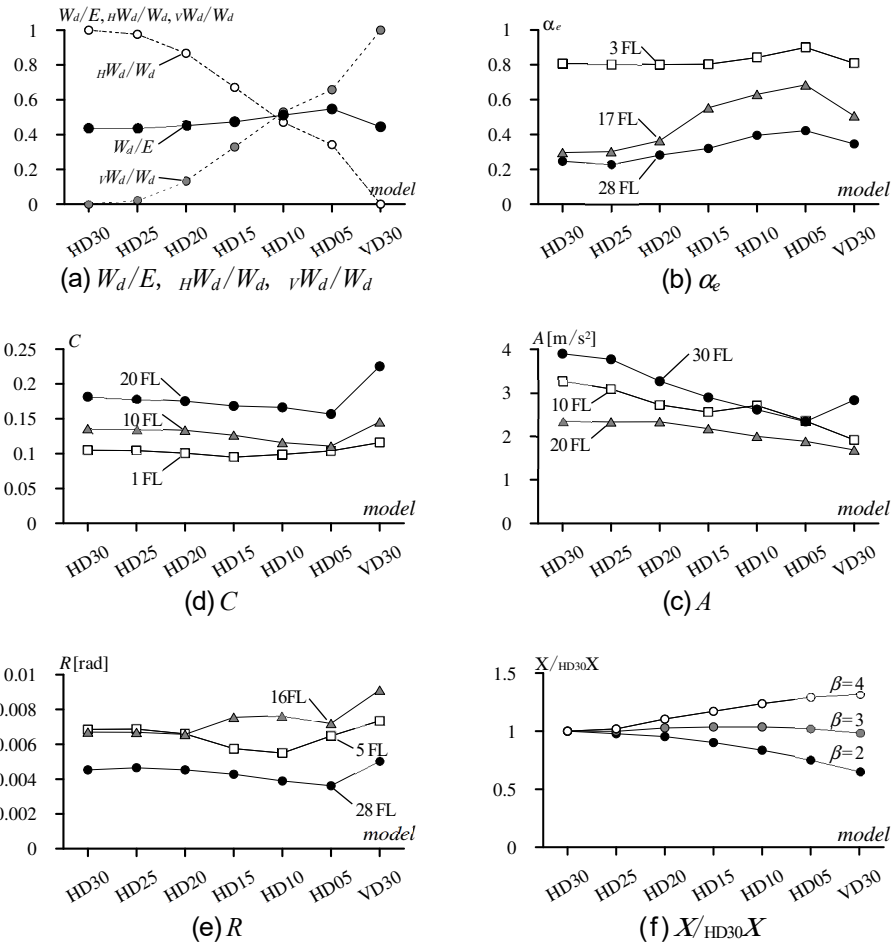


図 2.3.2 境界層と応答の関係

(a) ダンパーによるエネルギー吸収率, (b) 実効変形比, (c) 応答加速度,  
(d) 層せん断力係数, (e) 層間変形角, (f) コスト比)

## 2.4 ダンパー量と制振効果の関係

### 2.4.1 履歴ダンパー量と応答の関係

履歴ダンパー量を変化させたとき、前節同様、併用による制振効果の向上を示すかを確認する。履歴ダンパー量は $\alpha_{\phi 1}=0.005\sim 0.035$ とし、VD30の粘性ダンパー量は各 $\alpha_{\phi 1}$ に対してHD30とVD30両者の $W_d/E$ が等しくなるように設定した。なお、各ダンパー量における、高さ方向分布の比較は付録2Bに示す。

図2.4.1に $\alpha_{\phi 1}$ と応答の関係を示す。図2.4.1(a)より、入力エネルギーに対する各層のダンパーによるエネルギー吸収量の総和の比 $W_d/E$ は、設定(2.1節)通りHD30とVD30の $W_d/E$ が等しいことが確認できる。併用制振建物の $W_d/E$ は、いずれの $\alpha_{\phi 1}$ に対してもHD30およびVD30の $W_d/E$ 以上となり、併用配置によりダンパーのエネルギー吸収効率が向上することが確認できる。

図2.4.1(b)の17層の実効変形比 $\alpha_{e17}$ に着目すると、 $\alpha_{\phi 1}=0.005$ では併用制振建物とHD30との差は小さいが、 $\alpha_{\phi 1}$ が0.015以上で併用制振建物の $\alpha_{e17}$ はHD30の $\alpha_{e17}$ を上回り、併用配置によってダンパー効率が改善されることが確認できる。 $\alpha_e$ は履歴ダンパーの量が多いほど低下するが、塑

性化の程度が大きいほど上昇する。ダンパー量が少ない $\alpha_{dy1}=0.005$ では、塑性化の程度が大きいためVD30の $\alpha_e$ と比べてHD30の $\alpha_e$ が上回り、併用配置にしてもダンパー効率は改善しなかったのだと思われる。

図2.4.1(c), (d)の16層および5層の層間変形角 $R_{16}$ ,  $R_5$ に着目すると、 $\alpha_{dy1}=0.015$ までは $R_{16}$ および $R_5$ の両者で併用制振建物とHD30との差は小さく、 $\alpha_{dy1}$ が0.015以上では併用制振建物はHD30に比べ $R_{16}$ が増大し、 $R_5$ は減少する。VD30とHD30の $W_d/E$ が等しいとき、VD30は併用制振建物とHD30に比べて変形制御能力が劣ることが図2.4.1からわかる。図2.4.1(e)の頂部の応答加速度 $A_{30}$ に着目すると、併用制振建物の $A_{30}$ は、いずれの $\alpha_{dy1}$ に対してもHD30の $A_{30}$ を下回ることが確認できる。また境界層が下層であるほど $\alpha_{dy1}$ の増加に伴う $A_{30}$ の増加は緩やかである。図2.4.1(f)の10層の応答加速度 $A_{10}$ に着目すると、併用制振建物の $A_{10}$ は、いずれの $\alpha_{dy1}$ に対してもHD30の $A_{10}$ を下回るが、境界層が下層であるほど $A_{10}$ が小さくなるとは限らない。また、VD30モデルはHD30および併用制振建物よりも応答が小さい。図2.4.1(g)の最下層の層せん断力係数 $C_1$ に着目すると、併用制振建物の $C_1$ は、いずれの $\alpha_{dy1}$ に対してもHD30の $C_1$ と同等もしくは下回ることが確認できる。また、 $\alpha_{dy1}$ が大きいほど併用制振建物とHD30の差は大きい。

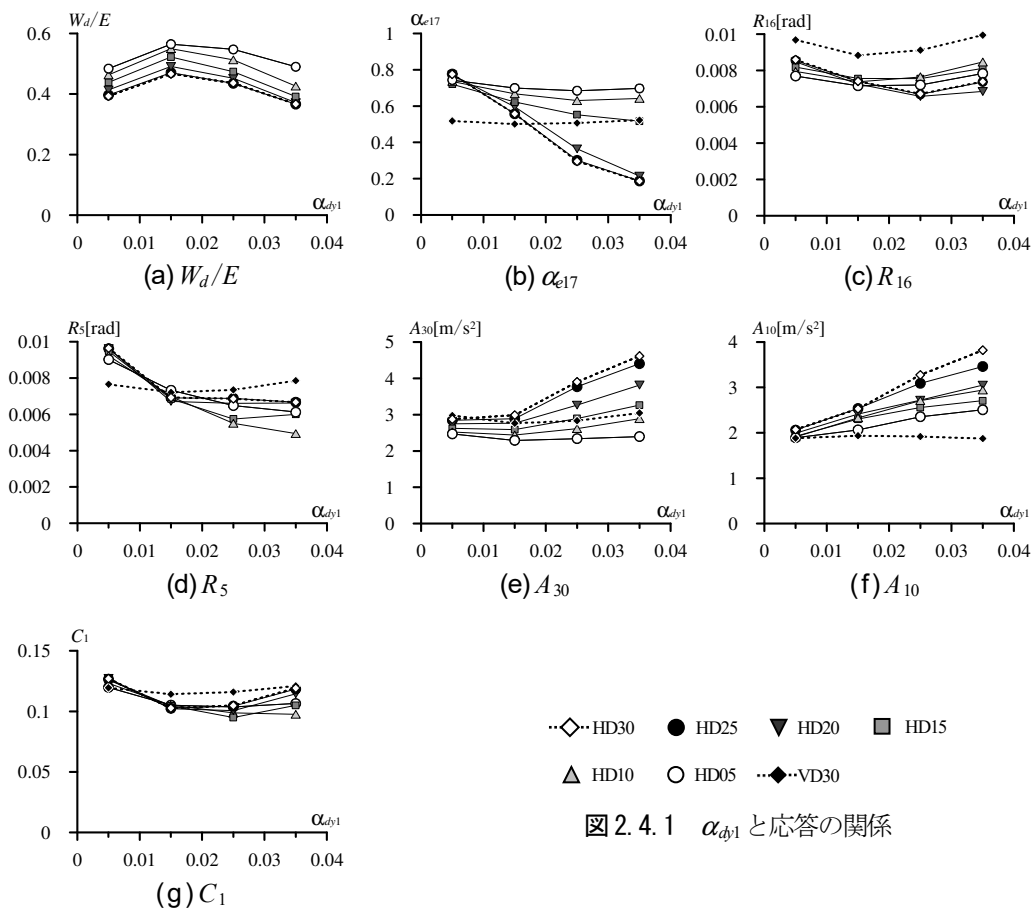


図 2.4.1  $\alpha_{dy1}$  と応答の関係

## 2.4.2 粘性ダンパー量と応答の関係

本節ではHD30とVD30両者の $W_d/E$ が等しい条件を考慮せず、粘性ダンパー量を変化させたときに応答特性にどのような影響を与えるかを示す。履歴ダンパーの量は設定値( $\alpha_{d1}=0.025$ )とし、粘性ダンパーの量は設定値の粘性係数 $C_{di}$ および直列結合するバネ剛性 $K_{di}$ を各層一律に0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0倍する。図2.4.2に粘性ダンパーの量を設定値に対して0.5~3.0倍に変化させたときの応答結果を示す。また、横軸に倍率 $\gamma$ 、縦軸に応答を示す。なお、各ダンパー量における、高さ方向分布の比較は付録2Cに示す。

図2.4.2(a)より、併用制振建物およびVD30の $W_d/E$ はダンパー量が増加するほど単調に増加し、2.0倍以上で収束傾向を示す。収束する値は境界層が下層であるほど大きい。

図2.4.2(b), (c)の頂部の応答加速度 $A_{30}$ および10層の応答加速度 $A_{10}$ に着目すると、併用制振建物はいずれのダンパー量においてもHD30を下回り、ダンパー量が増加してもほとんど変化は見られない。VD30の $A_{30}$ はダンパー量が増加するほど単調に減少し、2.0倍以上で収束傾向を示すが、 $A_{10}$ はダンパー量が増加してもほとんど変化は見られない。また、VD30の $A_{10}$ は併用制振建物よりも応答が小さくなる。図2.4.2(d)の16層の層間変形角 $R_{16}$ に着目すると、ダンパー量が増加するほど単調に減少し、粘性ダンパーを設置した層の層間変形角の増大を防ぐことができる。粘性ダンパー量を3.0倍に増加させても層間変形角はHD30の場合と同程度である。粘性ダンパー量の増加に対する層間変形角の低減には極値を示す傾向が見られるため、層間変形角をHD30よりも抑えることは困難であると思われる。

図2.4.2(e)のHD30のダンパーのコスト比 $X/_{HD30}X$  ( $\beta=2$ )において、全てのモデルで粘性ダンパー量が増えるほど $X/_{HD30}X$ は高くなり、設定値に対して約2.0倍でHD30と等しくなる。粘性ダンパーの量を増やすことで、粘性ダンパー設置層の層間変形角の増大を防ぐことはできるが、コストが高くなることを伴ってしまう。

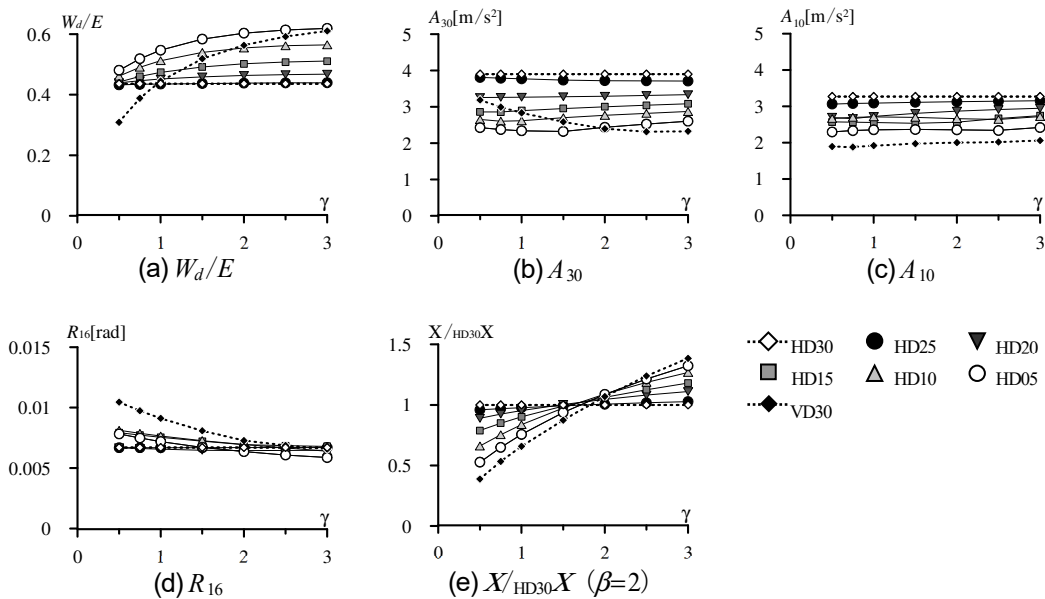


図2.4.2 粘性ダンパー量と応答の関係 ( $\alpha_{d1}=0.025$ )

## 2.5 まとめ

地上 30 階の超高層鋼構造建物を対象に、下層に履歴ダンパーを設置し、上層に粘性ダンパーを配置した建物（併用制振建物）の応答特性を時刻歴応答解析より示した。また、履歴ダンパーと粘性ダンパーの配置が切替わる層（境界層）、履歴ダンパーと粘性ダンパーの量が、制振効果に与える影響について示した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 超高層制振建物は一般に中層から上層にかけてダンパーが有効に稼働しないが、併用制振建物は粘性ダンパー設置層でダンパー効率が改善されるため、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ単独に用いたときよりもエネルギー吸収効率が高くなる。また、その傾向は境界層が下層であるほど大きい。
- (2) 併用制振建物は頂部の応答加速度、層せん断力および下層の層間変形角に対して応答低減が大きく、履歴ダンパーの量が増加しても、履歴ダンパー単独に用いたときに比べ応答加速度の増大およびダンパー効率の減少が小さく、履歴ダンパー単独使用時の欠点が改善される。
- (3) 併用制振建物に対して粘性ダンパーの量を増加すると、ダンパーによるエネルギー吸収量は増加し、粘性ダンパー設置層の最大層間変形角は減少するため、境界層付近における変形増大を抑制することが可能である。しかし、一定量以上で収束傾向を示し、それ以上の制振効果は得られない。

## 付録 2A ダンパーの内部剛性について

実際の製品のダンパーの内部剛性について確認する。各諸元は複数社のカタログ値を用いた。調査対象は実設計で採用の多い最大減衰力 1000kN および 1500kN とする。片方向のストロークは 60～120mm を対象とする。

- ・ブレース剛性を考慮しない場合： $K_d / C_d = 4.1 \sim 56$  [4.1～22.5]
- ・ブレース剛性を考慮した場合（取付け長さが 5m の時）： $K_b^* / C_d = 3.6 \sim 35.3$  [4.1～12.5]

※ [ ] 内は  $C_d \geq 200$  [kN・s/cm] の製品の数値を示す。

## 付録 2B 履歴ダンパー量と応答の関係（高さ方向分布）

2.3.1 節では、履歴ダンパー量を  $\alpha_{dy1} = 0.005 \sim 0.035$  と変化させ、VD30 の粘性ダンパー量は各  $\alpha_{dy1}$  に対して HD30 と VD30 両者の  $W_d / E$  が等しくなるように設定したときの応答特性を示した。本節では、各ダンパー量における高さ方向分布の比較を示す。高さ方向分布を図 2B.1～2B.3 に示す。

$\alpha_{dy1} = 0.005$  において、層間変形角、応答加速度、層せん断力に着目すると、併用制振建物と HD30 との差は小さく、併用配置による制振効果の向上は小さいことがわかる。ダンパーによるエネルギー吸収量に着目すると、併用制振建物は、エネルギー吸収量の小さい上層で粘性ダンパーがエネルギーを吸収していることが確認できる。実効変形比に着目すると、HD30 と比べて併用制振建物の方が小さな値を示している。これは粘性ダンパー設置層の等価剛性が HD30 の等価剛性よりも大きいためだと考えられる。等価繰返し数に着目すると、HD30 は下・中層で平均 3.0、上層で 1.0 と上層ほど小さい。一方、VD30 は各層でほぼ 4.0 を示している。 $\alpha_{dy1} = 0.025$  と同様、併用制振建物における  $v_{eqi}$  は VD30 よりも増加していることが確認できる。併用制振建物の粘性ダンパーによるエネルギー吸収量  $v_{eqi} W_d$  が VD30 に比べて大きくなり ((d))、さらに併用制振建物における最大変形が小さな値となった ((a)) ためである。

$\alpha_{dy1} = 0.015$  において、 $\alpha_{dy1} = 0.005$  と同様、層間変形角、応答加速度、層せん断力に着目すると、併用制振建物と HD30 との差は小さく、併用配置による制振効果の向上は小さい。

$\alpha_{dy1} = 0.035$  において、層間変形角に着目すると、併用制振建物における、境界層付近および粘性ダンパー設置層では HD30 の応答を上回り、履歴ダンパー設置層では HD30 の応答を下回る傾向は、 $\alpha_{dy1} = 0.025$  とよりも顕著である。粘性ダンパー設置層と履歴ダンパー設置層との等価剛性の偏りが大きいほど、粘性ダンパーを設置した層の層間変形角の増大が顕著になるため、境界層付近の主架構の塑性化に対して十分な注意が必要である。粘性ダンパーの量を多くすることで、コストはかかってしまうが、履歴ダンパーを設置する場合と比べてエネルギー吸収効率を低下させることなく、応答の偏りを防止することができることを 2.3.2 節で確認している。応答加速度に着目すると、併用制振建物では HD30 ほど応答加速度は増大せず、境界層が下層のモデルほど上層の応答加速度が小さいことが確認できる。層せん断力に着目すると、併用制振建物は HD30 および VD30 よりも層せん断力が小さい。ダンパーによるエネルギー吸収量に着目すると、HD30 では下層のダンパーが集中的に吸収し上層ではダンパーがエネルギーを吸収していないことが分かる。併用制振建物では、HD30 で見られたような上層のダンパーがエネルギーを吸収しない傾向が改

善され、中層から上層で粘性ダンパーがエネルギーを吸収し、下層の負担を減少させている。実効変形比に着目すると、HD30の上層で極端に小さくダンパー効率が悪いことが確認できる。併用配置にすることで、粘性ダンパー設置層である中・上層において実効変形比は改善されている。等価繰返し数に着目すると、HD30は中・上層ではほぼ0であるが、併用制振建物の粘性ダンパー設置層では、概ね4.0を超えている

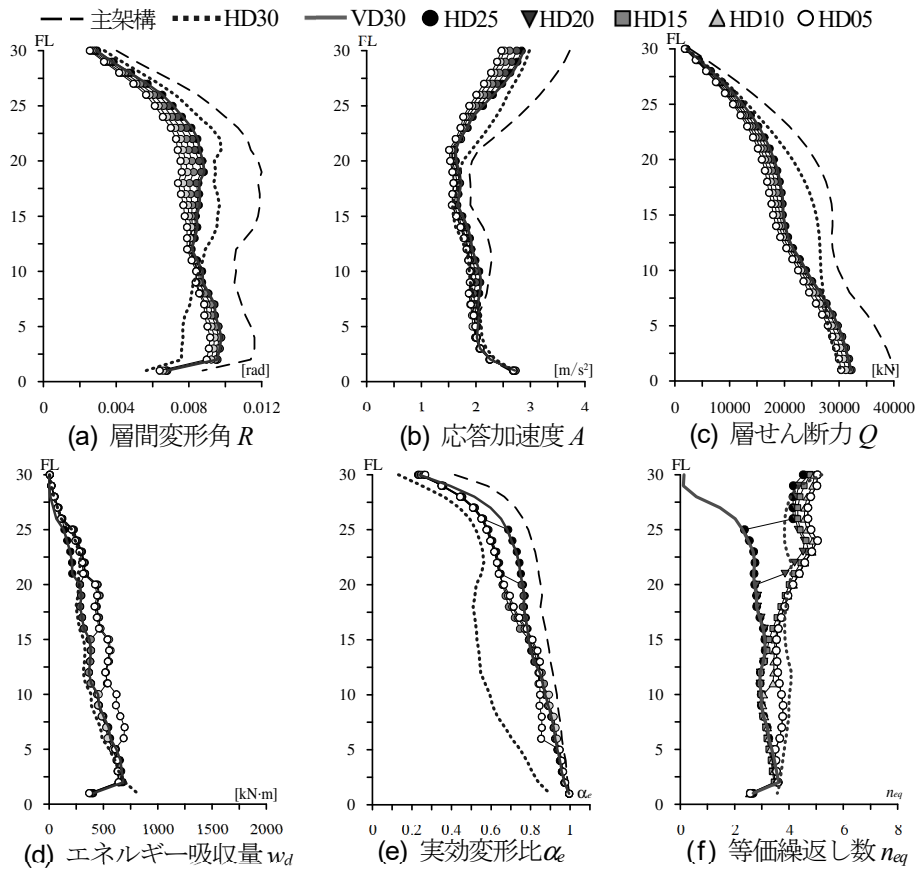


図 2B.1 高さ方向分布 ( $\alpha_{th1}=0.005$ , HD30 と VD30 両者の  $w_d/E$  が等しい)

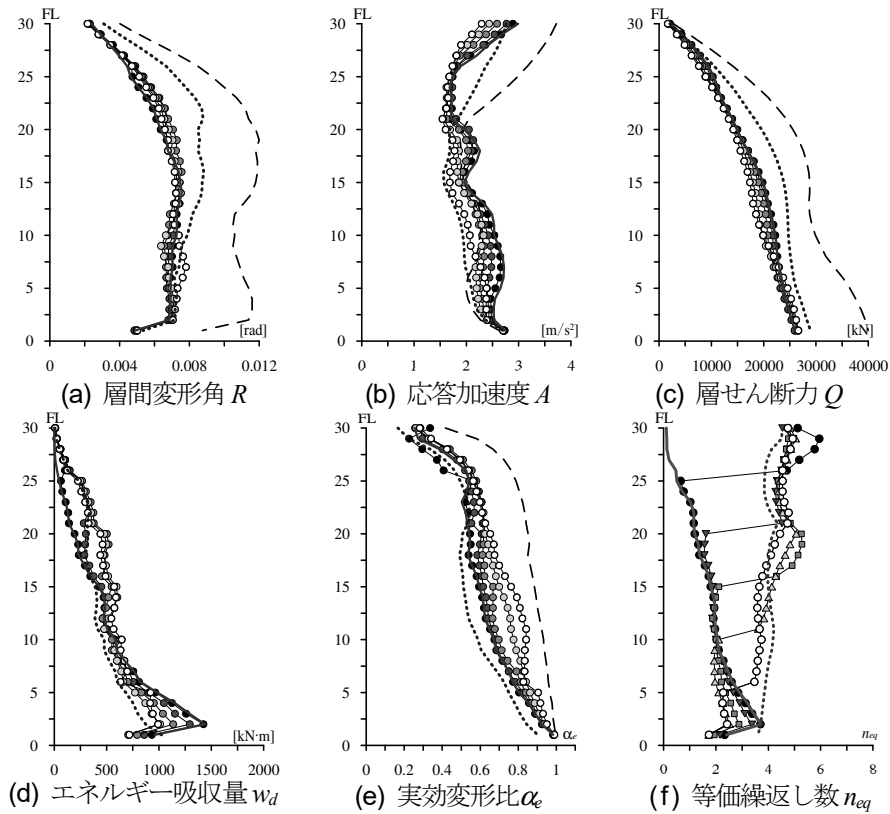


図 2B.2 高さ方向分布 ( $\alpha_{dy1}=0.015$ , HD30 と VD30 両者の  $W_d/E$  が等しい)

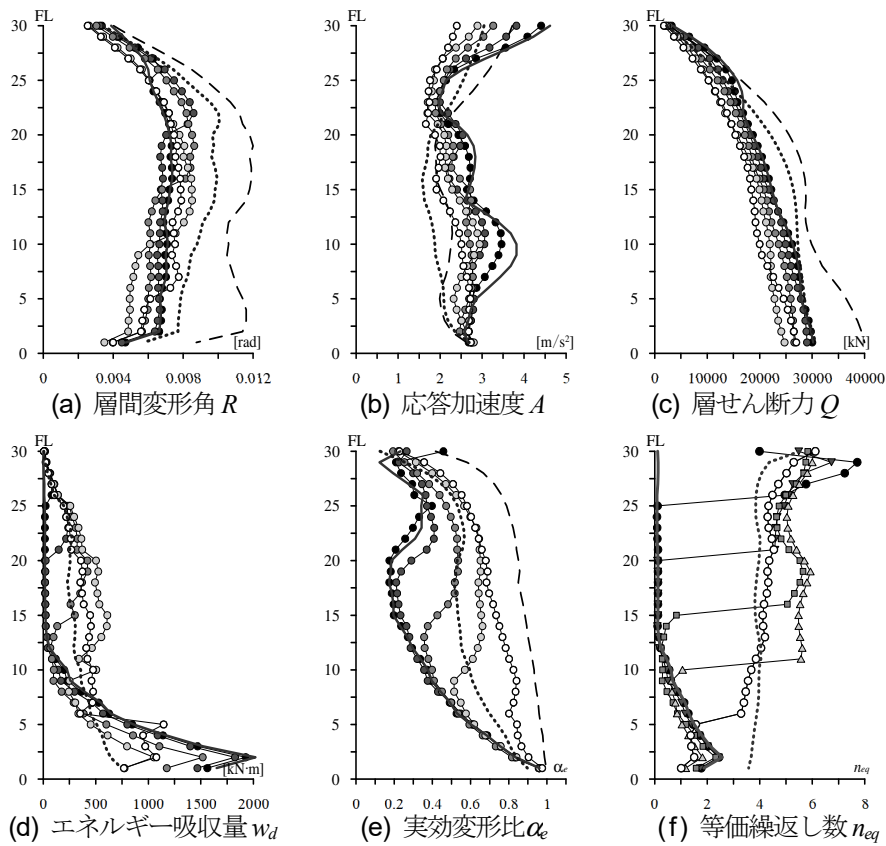


図 2B.3 高さ方向分布 ( $\alpha_{dy1}=0.035$ , HD30 と VD30 両者の  $W_d/E$  が等しい)

## 付録 2C 粘性ダンパー量と応答の関係（高さ方向分布）

2.3.2 節では、HD30 と VD30 両者の  $W_d/E$  が等しいという条件を考慮せず、履歴ダンパーの量は設定値 ( $\alpha_{dpl}=0.025$ ) とし、粘性ダンパーの量は設定値の粘性係数  $C_d$  および直列結合するバネ剛性  $K_d$  を各層一律に 0.5 ～ 3.0 倍に変化させたときの応答結果を示した。本節では、各ダンパー量における高さ方向分布の比較を示す。高さ方向分布を図 2C.1～2C.4 に示す。

VD30 において、粘性ダンパー量の増加に伴い層間変形角、応答加速度、層せん断力が低下していることが確認できる。また、粘性ダンパー量の増加に伴い実効変形比は低下するが、ダンパーによるエネルギー吸収量は全層で増加している。HD25, HD20 および HD15 において、粘性ダンパー量が増加しても層間変形角、応答加速度、層せん断力の低下は小さい。HD10 および HD05 において、粘性ダンパー量の増加に伴い層間変形角、層せん断力の低下が確認できる。特に HD05 では、全層で層間変形角、層せん断力が低下している。粘性ダンパー量の増加に伴い実効変形比は低下するが、ダンパーによるエネルギー吸収量は増加している。さらに、中・上層の粘性ダンパーによるエネルギー吸収量が履歴ダンパーによるエネルギー吸収量を上回ることが確認できる。

粘性ダンパーによる最大値応答の低下および上層の粘性ダンパーが多くエネルギーを吸収するためには、境界層の位置が重要であると考えられる。

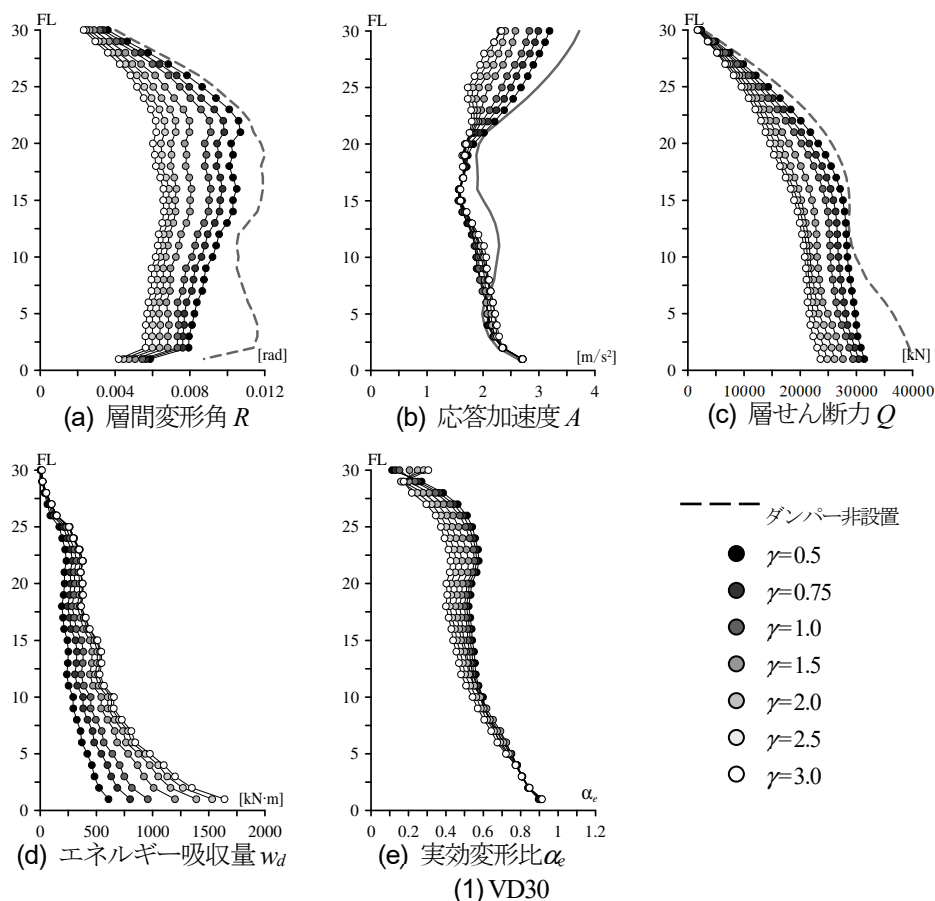


図 2C.1 高さ方向分布 ( $\gamma=0.5 \sim 3.0$ )

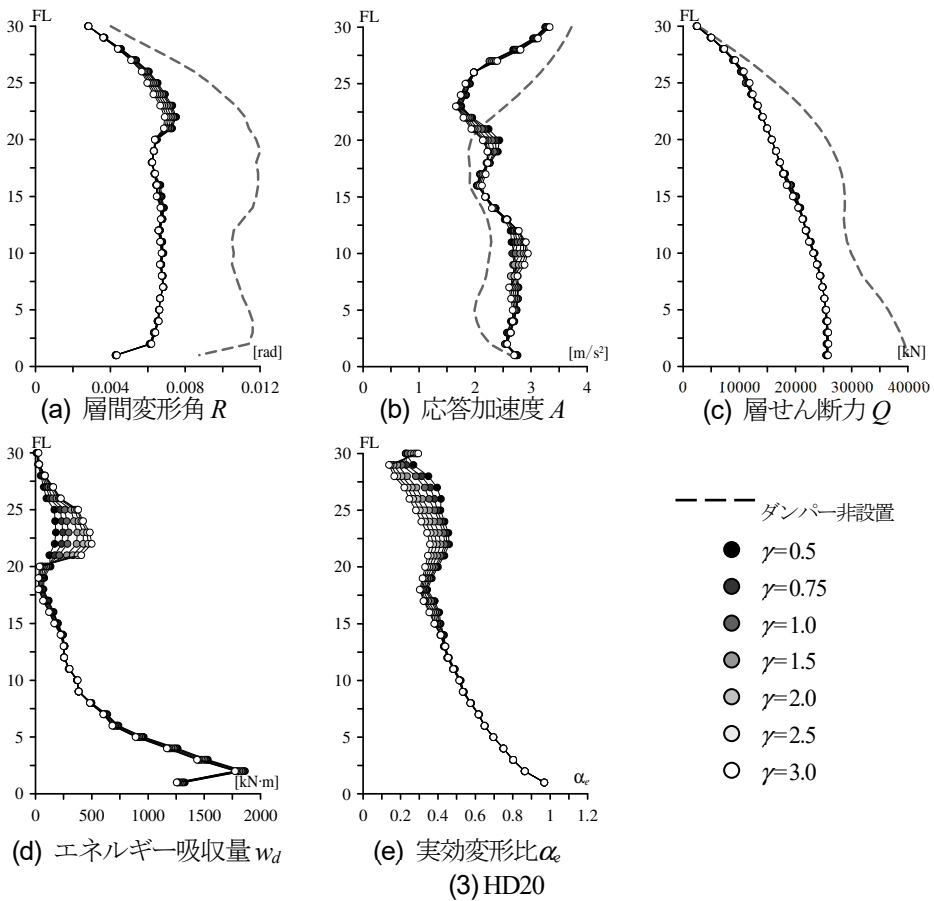
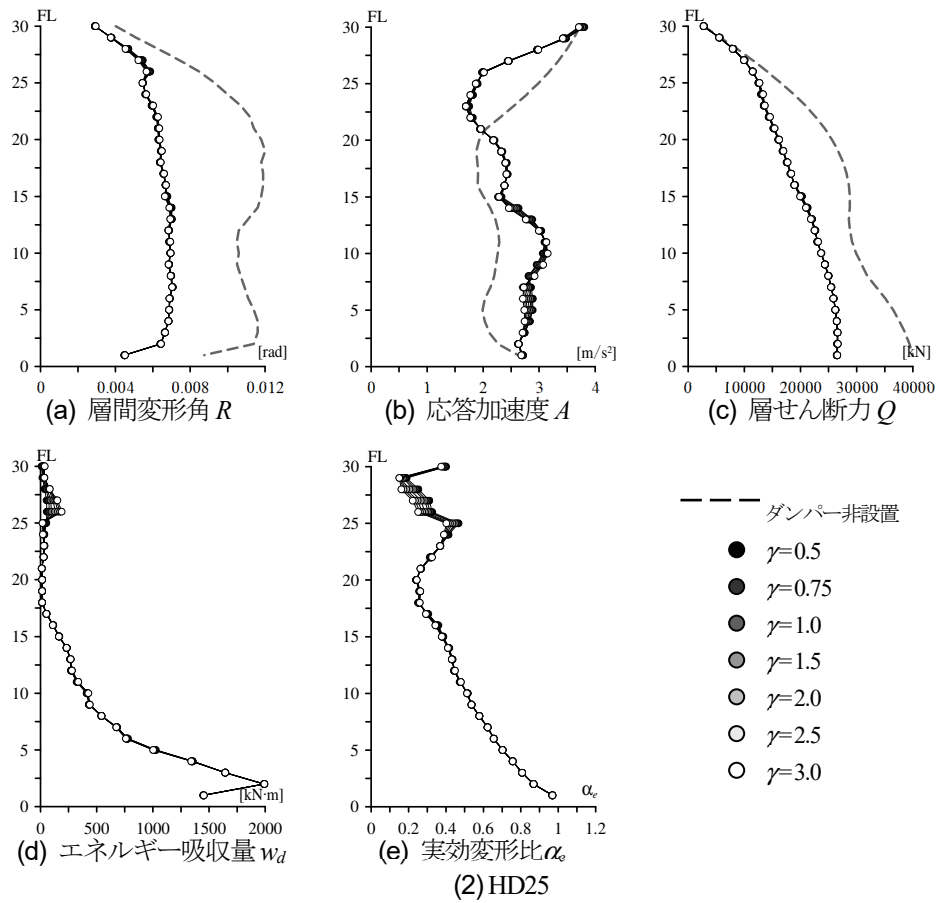


図 2C.2 高さ方向分布 ( $\gamma=0.5 \sim 3.0$ )

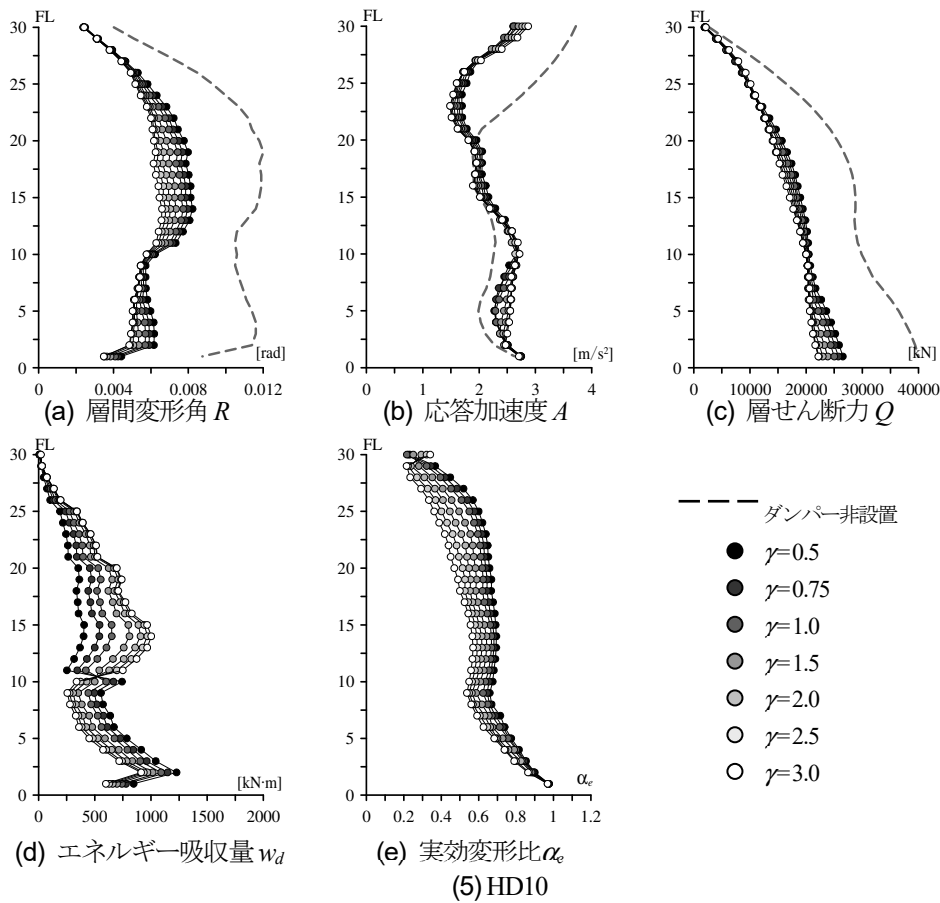
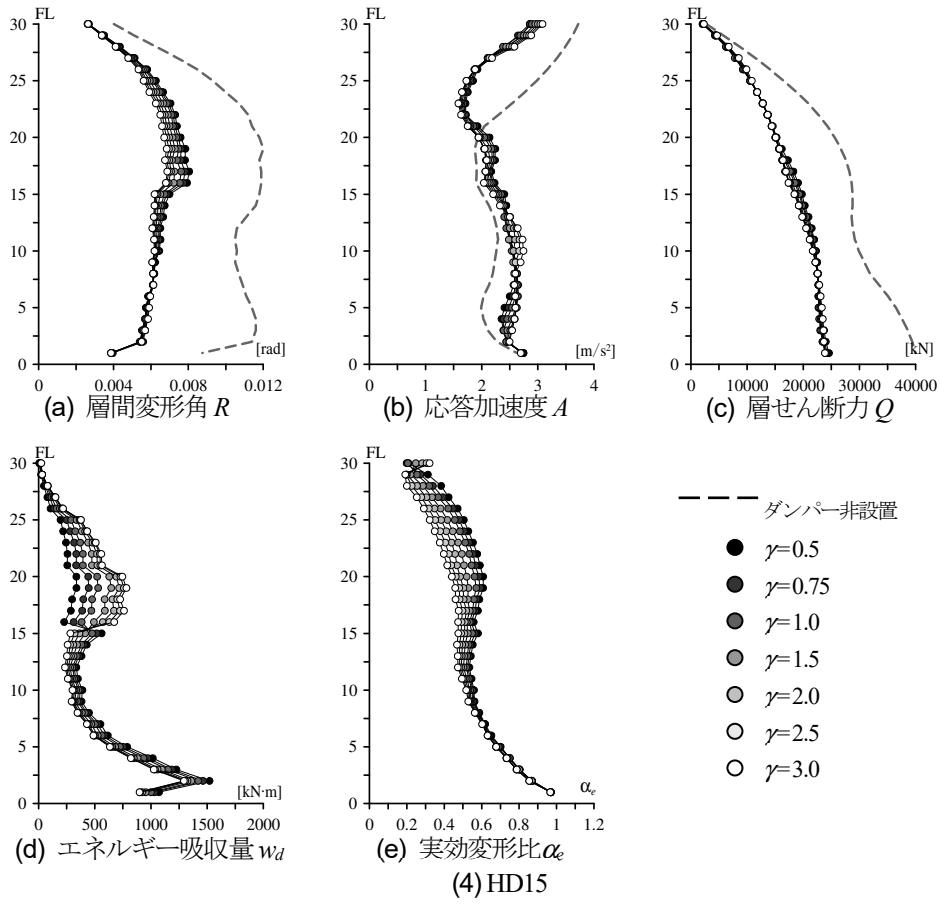


図 2C.3 高さ方向分布 ( $\gamma=0.5 \sim 3.0$ )

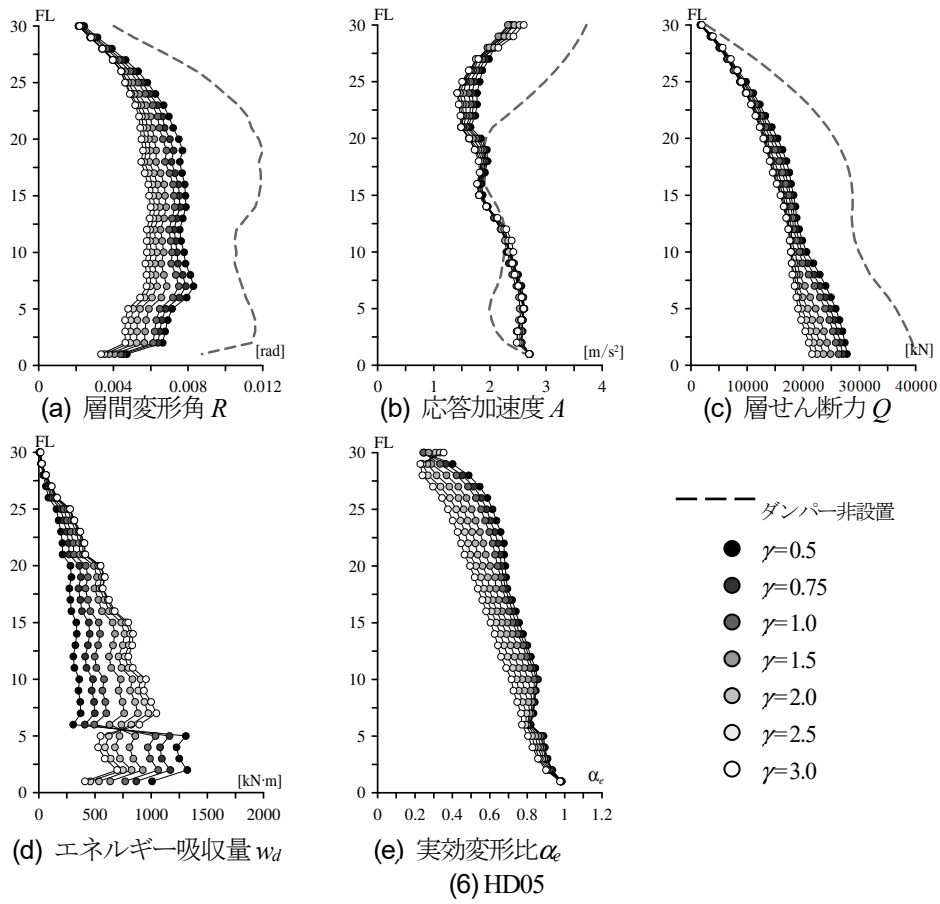


図 2C.4 高さ方向分布 ( $\gamma=0.5 \sim 3.0$ )

## 第2章の参考文献

- 1) 坂本光男：制震構造の設計 制震計画，建築技術，No.559，pp.112-113，1996.10
- 2) 北村春幸，北村佳久，伊藤優，坂本光男：適用建物調査に基づく日本の応答制御構造の分析・評価，日本建築学会技術報告集，No.18，pp.55-60，2003.12
- 3) 小野喜信，黄一華，和田章：履歴ダンパーと粘性ダンパーを組込んだ高層建物の動的性質，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.629-630，1996.9
- 4) 小幡学，打越瑞昌，内田富久：混合制振構造の実施例，パッシブ制振構造シンポジウム，pp.159-166，2000
- 5) 杉山満，森本修司，小泉学，河合広樹，竹内徹，市川康：履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した建物の設計，パッシブ制振構造シンポジウム，pp.151-158，2000
- 6) 渥美孝紘，北村春幸，石井正人，浦本弥樹：鋼構造超高層建物における履歴減衰型・粘性減衰型制振部材の高さ方向併用配置の提案（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.763-766，2006.9
- 7) 中川満里奈，佐藤大樹，大下優作，北村春幸，長江拓也，佐野剛志：データベースによる既存高層鋼構造建物の耐震性能評価（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.19-22，2011.8
- 8) 加藤翼，佐藤利昭，佐藤大樹，北村春幸，長江拓也，石井正人，吉江慶祐：文献調査に基づく既存超高層建物の現状把握と地震応答解析モデルの構築，日本建築学会技術報告集，No.45，pp.575-580，2014.6
- 9) 岡沢 理映，杉野 未奈，林 康裕：超高層非免震建物群のモデル化およびRicker waveletに対する基本応答特性 パルス性地震動に対する大阪市域の超高層建物群の被害予測 その1，日本建築学会構造系論文集，No.745，pp.421-430，2018.3
- 10) 中川 晴日，平野 愛子，内藤 隼人，石川 裕次：日本における超高層 CFT 造建物のデータ分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.1359-1360，2019.9
- 11) 木林長仁，大宮幸，高師利明：超高層・免震建築物等の構造特性の動向，日本建築センター機関紙「ビルディングレター」，2014.12
- 12) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版，（社）日本免震構造会（JSSI），2013.11
- 13) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1997
- 14) 山下忠道，向井洋一，井上豊：中間階に免震装置を設置した建物における免震層の上部一下部構造の応答の連成と制御に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第591号，pp.35-42，2005.5

## 第3章

# 静的解析に基づく簡易モデル作成手法

### 3.1 はじめに

応答予測手法や応答予測手法の過程で得られる指標に基づく制振性能評価法を展開する上で簡易モデルを必要とするが、併用制振建物に対する簡易モデルの作成手法に関する研究は無く、特にエネルギーなどの累積値を評価した研究は無い。併用制振建物に対しても既往の簡易モデルをそのまま用いる場合や、精度は高いが計算負荷も高い骨組モデルを用いているのが現状である。しかし、併用制振建物に対して既往の簡易モデルを適用した場合、骨組モデルによる時刻歴応答解析結果（ダンパーによるエネルギー吸収量）を再現できないことが指摘されている<sup>1)</sup>。

これらの問題点を踏まえ、本論文は併用制振建物に対して有用な簡易モデル（以後、本モデルと称す。）の作成手法を示す。本論文で提案する簡易モデルの作成手法は、笠井・岩崎<sup>2)</sup>により1層構造について提案され、石井・笠井<sup>3)</sup>により多層構造について提案された「骨組特性値」を用いた手法（以後、既往手法と称す。既往手法を用いて作成したモデルを既往モデルと称す。）を、併用制振建物に適用できるよう改良するものである。なお、筆者らが簡易モデルに重要性を置く理由は、柱・梁・制振ダンパーなどの膨大な部材からなる骨組モデルが質点系のように少数な特性値に縮約されるだけでなく、得られた特性値が制振性能を可視化し、同一尺度で定量的に評価できるからである。

本論文での用語の定義・表現を以下に列記する。

- ・  $i$ 層の諸元には、左添え字  $i$  を付ける。
- ・ 簡易モデル（バネ系）の諸元には、右添え字  $s$  を付ける。
- ・ ダンパー部の諸元には、右添え字  $d$  を付ける。また、斜め軸方向に配置するブレースタイプの諸元は、水平方向の換算値として示す。

### 3.2 既往手法の問題点の抽出

本節では、地上30層の超高層鋼構造建物を用い、応答結果から既往モデルの問題点を確認し、原因がどこにあるか応答結果を用いて分析する。

#### 3.2.1 既往手法の概要<sup>2),3)</sup>

図3.2.1に示すように、既往モデル（図3.2.1(b)）は、擬似フレーム（Pseudo-frame）、擬似ブレース（Pseudo-brace）および擬似ダンパー（Pseudo-damper）から構成される。擬似ブレースと擬似ダンパーは直列結合される。各諸元の設定手順について、図3.2.2を用いて詳しく述べる。図3.2.2(a)に併用制振建物のモデル図を示し、図3.2.2(b)および図3.2.2(c)に既往手法である状態N解析および

びR解析の概念図を示し、図3.2.2(d)および図3.2.2(e)に本手法である状態pN解析およびpR解析の概念図(3.4節、後述)を示す。

擬似フレーム剛性 $iK_f$ および骨組特性値 $i\alpha_N$ は、主架構のみの弾性骨組モデル(図3.2.2(b):状態N(No-damper))を用い、擬似ブレース剛性 $iK_{bs}$ は主架構の制振ダンパー設置位置に剛性が極端に高い(ダンパー部分の変形が限りなく0)弾性バネを挿入したモデル(図3.2.2(c):状態R(Rigid-damper))を用い、2ケースの静的弾性解析結果から得られ、式(3-1)によって算出される。なお、本論文では文献11)に倣い、静的解析時の荷重はAi分布に基づくものとする。

$$i\alpha_N = i\delta_{dN}/i\delta_N, iK_{bs} = i\alpha_N \cdot iK_{dR}, iK_{dR} = iF_{dR}/i\delta_R \quad (3-1a,b,c)$$

ここで、 $iK_{dR}$ :ダンパー設置箇所の架構剛性、 $i\delta_i$ :ダンパー設置箇所の相対変形の水平成分、 $i\delta$ :架構の層間変形、 $iF_d$ :ダンパー設置箇所の弾性バネが負担する軸力の水平成分、右下の添え字NおよびRは状態Nおよび状態Rの計算値であることを示す。

これらの特性値を用いて擬似フレーム、擬似ブレース、擬似付加系の諸元を設定する。各層のダンパーの骨組特性値、擬似ブレース剛性および擬似ダンパー部の諸元の設定を以下に示す。また、簡易モデルと骨組モデルの対応関係についても以下に示す。

◆主架構:

・擬似フレーム剛性  $iK_f = K_N$  (3-2)

・対応関係  $iF_s = F, i\delta_s = \delta$  (3-3a,b)

◆履歴ダンパー設置層:

・骨組特性値  $i\alpha_N$ , 擬似ブレース剛性  $iK_{bs} = i\alpha_N iK_{dR}$  (3-4)

・諸元  $iK_{d1s} = (i\alpha_N)^2 iK_{d1}, iK_{d2s} = (i\alpha_N)^2 iK_{d2}, iF_{dys} = i\alpha_N iF_{dy}$  (3-5a,b,c)

ここで、 $iF_{dy}$ :履歴ダンパーの降伏せん断力

・対応関係  $iF_{ds} = i\alpha_N iF_d, i\delta_{ds} = i\delta_i / i\alpha_N$  (3-6a,b)

◆粘性ダンパー設置層:

・骨組特性値  $i\alpha_N$ , 擬似ブレース剛性  $iK_{bs} = i\alpha_N iK_{dR}$  (3-7)

・諸元  $iC_{ds} = (i\alpha_N)^2 iC_d, iK_{ds} = (i\alpha_N)^2 iK_d$  (3-8a,b)

・対応関係  $iF_{ds} = i\alpha_N iF_d, i\delta_{ds} = i\delta_i / i\alpha_N$  (3-9a,b)

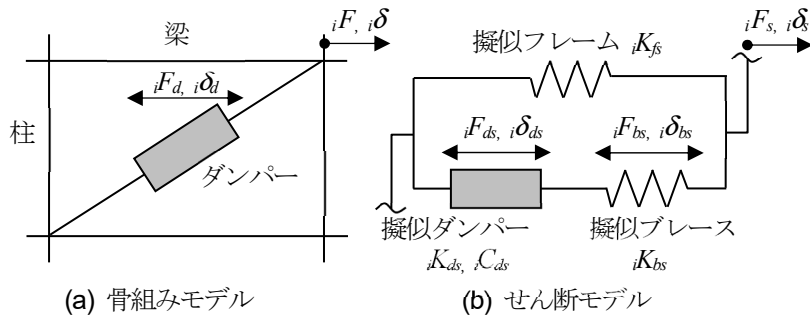


図3.2.1 部材モデルとせん断モデルの対応

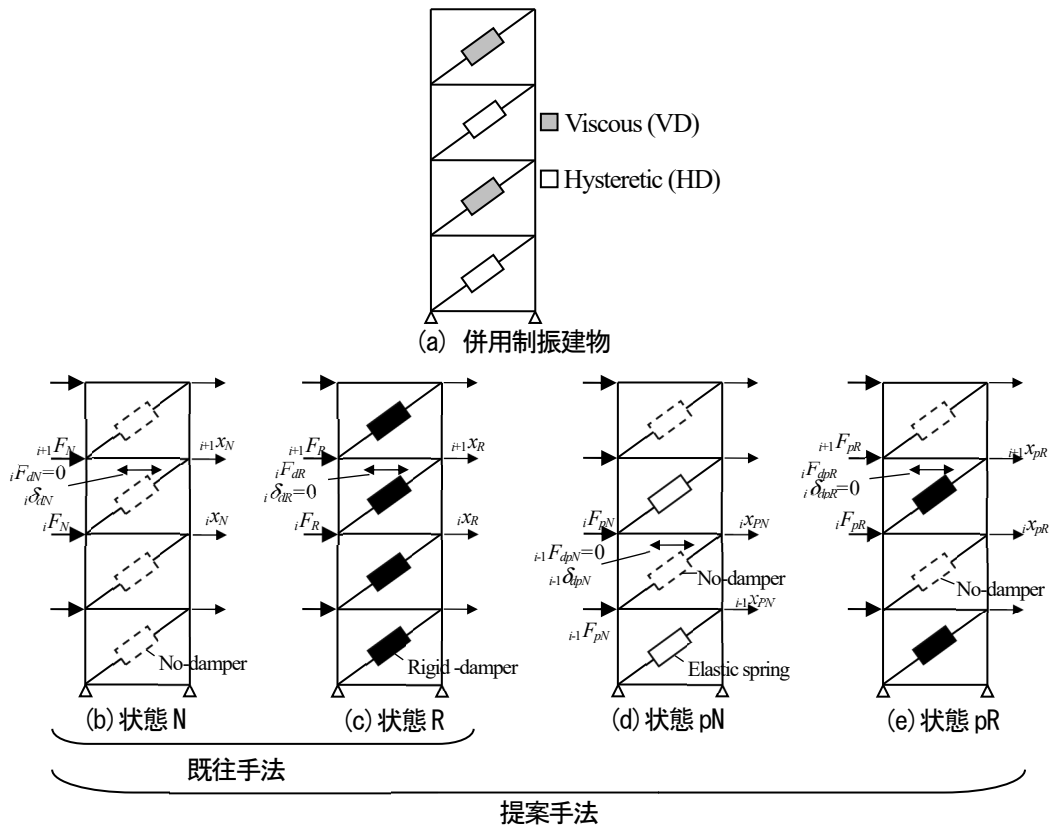


図 3.2.2 (a) 併用制振建物の概要, (b) 状態 N, (c) 状態 R, (d) 状態 pN, (e) 状態 pR

$\alpha_N$ は層間変形に対するダンパー変形の水平成分(以後、実効変形比と称す。)の上限値<sup>2)</sup>を示し、 $K_{bs}$ は簡易モデルにおけるダンパー設置箇所の架構剛性<sup>3)</sup>を示す。擬似ブレースと擬似ダンパーを直列結合した要素に正弦波変形を与えた時の擬似ダンパー部の履歴曲線を図 3.2.3 に示す。図 3.2.3(a)より、粘性ダンパー (VD) は  $\alpha_N$  が小さくなると粘性ダンパーの負担荷重にロスが生じ、履歴曲線の高さが小さくなる。また、擬似ブレース剛性が高くなると粘性ダンパーの変形のロスが小さくなり、履歴曲線の幅は大きくなる。図 3.2.3(b)より、履歴ダンパー (HD) も同様の傾向を示す。骨組特性値  $\alpha_N$  および擬似ブレース剛性  $K_{bs}$  が高いほど履歴曲線を囲む面積は大きくなり、高い制振効果を得られる。

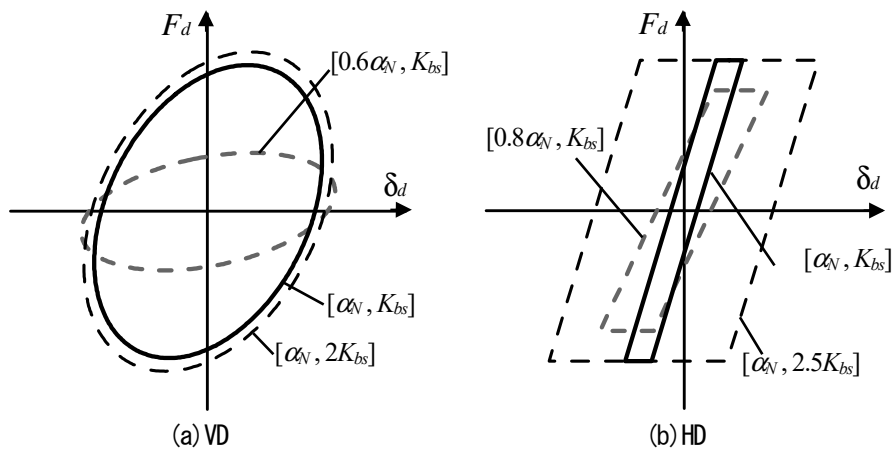


図 3.2.3 ダンパー部の履歴曲線

### 3.2.2 検討用建物の概要, 入力地震動の概要および応答解析結果

検討対象建物は、2章と同様、図3.2.4に示す地上30階の超高層鋼構造建物であり、解析はX方向のみを対象とする。主架構の弾性1次固有周期 $T_{f1}$ は4.46sである。なお、主架構は弾性状態を保つものとし、構造減衰は架構の $T_{f1}$ に対して2%となる剛性比例型とする。

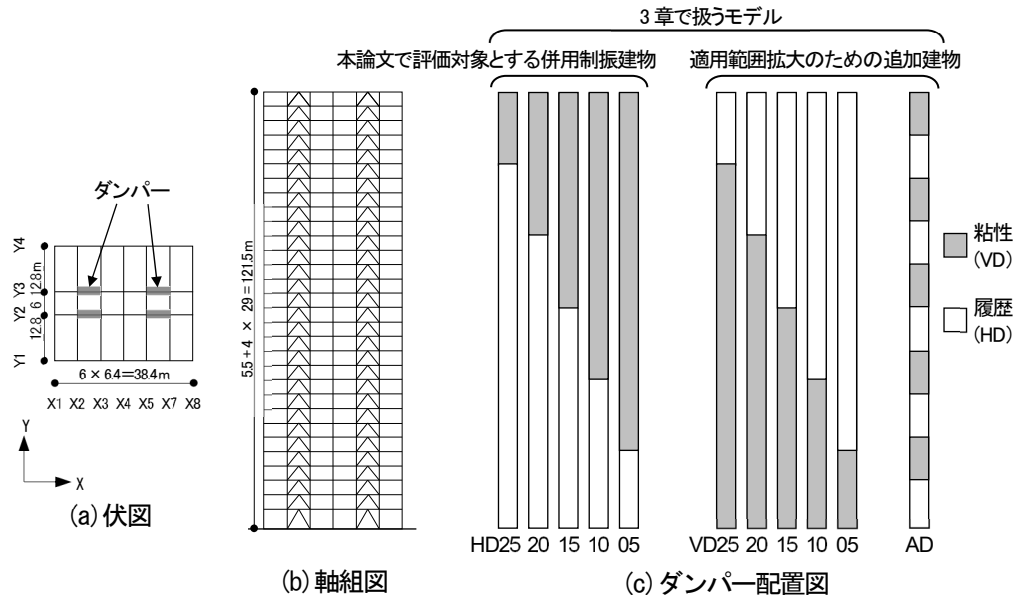


図 3.2.4 対象制振建物の伏図, 軸組図, ダンパー配置図

ダンパーの配置はY2およびY3通りに連層配置とする(図3.2.4(b))。本論文では、上下層間で位相差が極端に大きくなる、ブレース型の履歴ダンパーと粘性ダンパーを連層配置した場合を想定する。近年、ダンパー効率を上げるために様々なダンパー配置計画がなされていることを鑑み、履歴ダンパーを全層に配置したモデルHD30、粘性ダンパーを全層に配置したモデルVD30、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを配置し境界層を25層、20層、15層、10層、5層としたモデル5種(それぞれHD25, HD20, HD15, HD10, HD05)、下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを配置し境界層を25層、20層、15層、10層、5層としたモデル5種(それぞれVD25, VD20, VD15, VD10, VD05)、履歴ダンパーと粘性ダンパーを3層毎に交互に配置したモデルADの計13種の様々なパターンの配置を用いる(図3.2.4(c))。併用制振建物の各層のダンパーは、HD30で決めたダンパーの各階の降伏せん断力とVD30で決めた各階のダンパーの粘性係数をその階の値として、併用制振建物に適用する。履歴ダンパーには、LY225材からなる座屈拘束ブレースを用い、第1層の降伏せん断力係数 $1\alpha_{\phi_y} = 0.025$ を採用する。また、HD30による各層の履歴ダンパーの降伏せん断力 $iF_{\phi_y}$ は、図3.2.4(d)に示すように、第1層のダンパー降伏せん断力 $1F_{\phi_y}$ を基準とし、 $A_i$ 分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに5層ごとの6段階とした。粘性ダンパーは、線形粘性ダッシュポットと弾性バネを直列結合したモデルを用いる。各層の弾性バネ剛性 $iK_d$ と粘性係数 $iC_d$ との関係は長周期建物用ダンパーとして $iK_d = 4.5iC_d$ とする。第1層の線形粘性ダッシュポットの粘性係数 $1C_d$ は、後述するARTHACHI入力時によるHD30およびVD30の入力エネルギー $E$ に対す

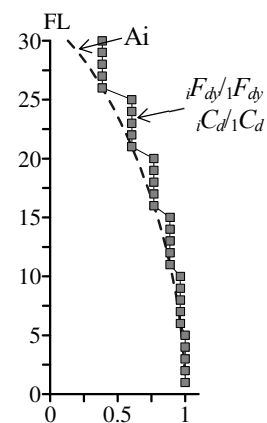


図 3.2.4

(d) ダンパー量の分布

の関係を長周期建物用ダンパーとして $iK_d = 4.5iC_d$ とする。第1層の線形粘性ダッシュポットの粘性係数 $1C_d$ は、後述するARTHACHI入力時によるHD30およびVD30の入力エネルギー $E$ に対す

るダンパーによるエネルギー吸収量  $\rho w_d$  の総和の比  $\Sigma \rho w_d / E$  が等しくなるように設定する。なお、1層の付加粘性減衰定数  $h_d = {}_1C_d \omega_{f1} / (2 {}_1K_f) = 5.0\%$  である。また、VD30による各層の粘性ダンパーの粘性係数  $C_d$  は、図 3.2.4 (d) に示すように、第1層の粘性係数  ${}_1C_d$  を基準とし、 $A_i$  分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに5層ごとの6段階とした。

検討用入力地震動は、速度応答スペクトルを  $S_V = 0.8 \text{ m/s}$  ( $h = 5\%$ ) とした模擬波3波および最大速度を  $0.5 \text{ m/s}$  に基準化した観測波2波の計5波を用いる。模擬波の位相特性は HACHINOHE 1968 EW (以降 ART HACHI), JMA KOBE 1995 NS (以降 ART KOBE), TOMAKOMAI 2003 NS (以降 ART TOMA) を採用する。観測波は、EL CENTRO 1940 NS 波 (以降 EL CENTRO), JMA KOBE 1995 NS 波 (以降 JMA KOBE) を採用する。図 3.2.5 に加速度時刻歴波形、図 3.2.6 に擬似速度応答スペクトル  $pS_V$  ( $h = 5\%$ ) およびエネルギースペクトル  $V_E$  ( $h = 10\%$ ) を示す。

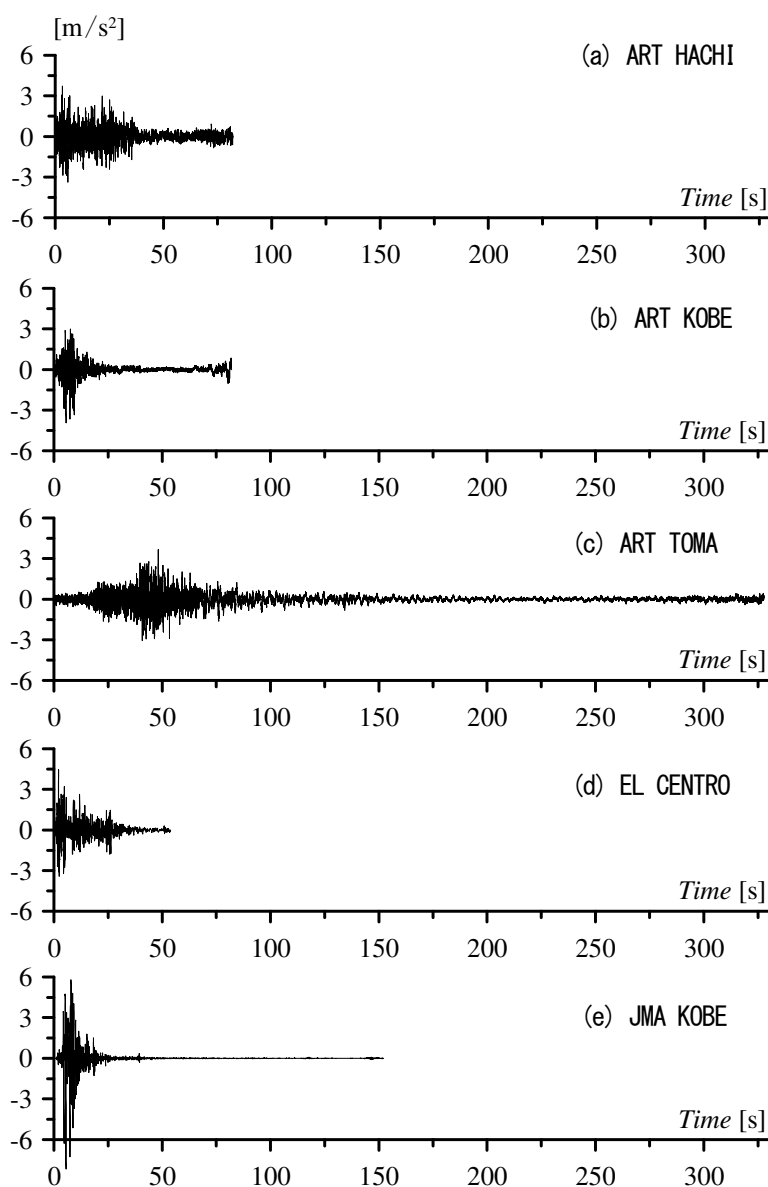


図 3.2.5 入力地震動の加速度時刻歴波形

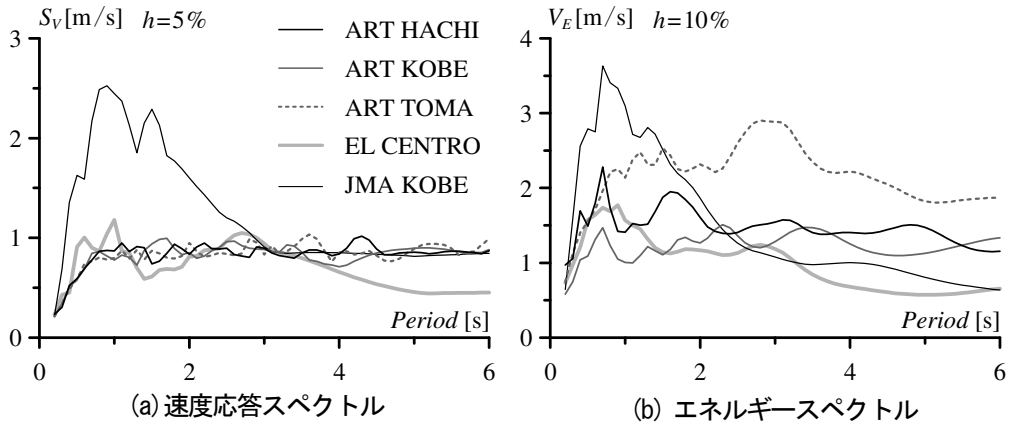


図 3.2.6 入力地震動のスペクトル

図 3.2.7 に HD15 の ART HACHI 波による各階の最大層間変形角  $R$ 、各階の最大層せん断力  $Q$  およびダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  を示す。最大層間変形角 (図 3.2.7(a)) および最大層せん断力 (図 3.2.7(b)) に着目すると、既往モデル (Previous) は骨組モデル (Member) を概ね再現できているが、ダンパーによるエネルギー吸収量 (図 3.2.7(c)) は境界層付近で骨組モデルを再現できていない。粘性ダンパー部分の  $w_d$  は骨組モデルと比べて既往モデルが大きく、履歴ダンパー部分の  $w_d$  は骨組モデルと比べて既往モデルが小さいことが確認できる。以上の傾向は、他のダンパー配置においても同様であった。

以降の分析結果は、紙幅の都合上 HD15 の ART HACHI 波による応答結果のみ示す。

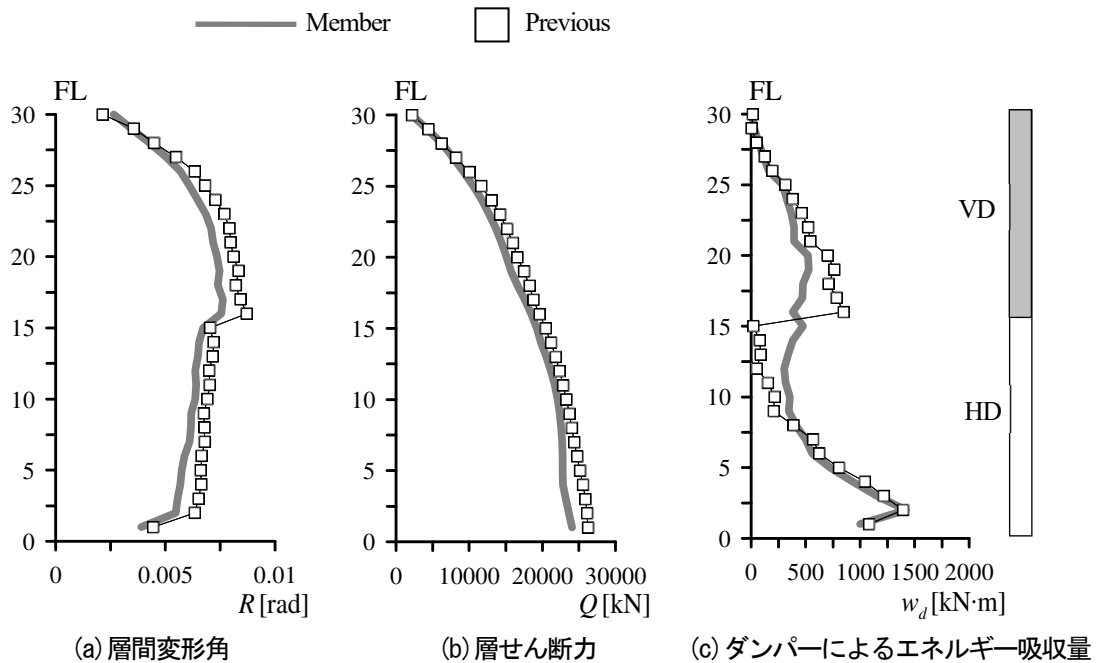


図 3.2.7 高さ方向分布の比較 (HD15, ART HACHI)

### 3.2.3 問題点の原因分析

前節で示した、既往モデルが骨組モデルのダンパーによるエネルギー吸収量を再現できないという問題点を、まずダンパー部の履歴曲線から分析する。既往モデルと骨組モデルにおけるエネルギー吸収量の乖離が大きいHD15の16層および15層（粘性ダンパーと履歴ダンパーとの境界層）に設置したダンパー部の履歴曲線を図3.2.8に示す。なお、時間軸は単位時間あたりのダンパーによるエネルギー吸収量が多い部分を含む19～28sとする。

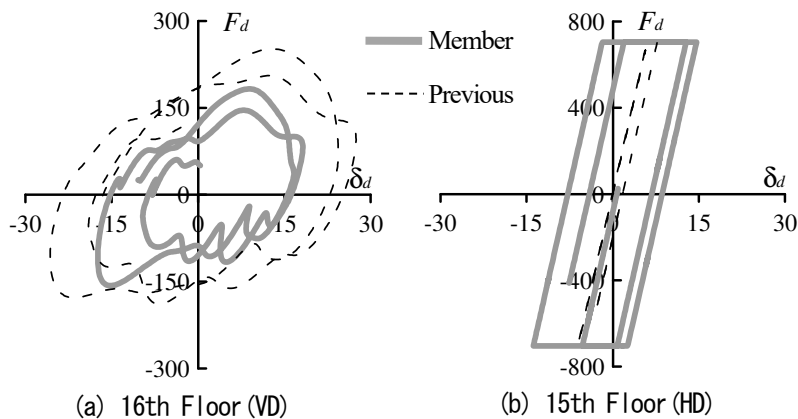


図 3.2.8 ダンパー部の履歴曲線 (HD15, ART HACHI)

まず、粘性ダンパーを設置した16層について示す(図3.2.8(a))。履歴曲線の高さ(最大荷重)に着目すると、既往モデル(Previous)は骨組モデル(Member)を再現できていないことが確認できる。これは2.2節で示したように、 $\alpha_N$ が過大評価されていると考えられる。履歴曲線の幅(最大変位)についても、既往モデルは骨組モデルを再現できていないことが確認でき、 $K_{bs}$ が過小評価されていると考えられる。(3-7)式より、 $\alpha_N$ が小さくなると $K_{bs}(=\alpha_N K_{dR})$ も小さくなるため、総じて $\alpha_N$ が適切に評価されていないと考えられる。

次に、履歴ダンパーを設置した15層について示す(図3.2.8(b))。履歴曲線の高さ(最大荷重)に着目すると、既往モデルは骨組モデルを再現できていることが確認できる。これは $\alpha_N$ が適切に評価できていると考えられる。一方、履歴曲線の幅(最大変位)に着目すると、既往モデルは履歴ダンパーの変形のロスが大きく、骨組モデルを再現できていないことが確認できる。これは2.2節で示したように、 $K_{bs}$ が過小評価されていると考えられる。

適切に評価されていないと考えられる、粘性ダンパー設置層の $\alpha_N$ について示す。先述した通り $\alpha_N$ は実効変形比の上限値であることから、粘性ダンパー設置層の実効変形比の上限値が $\alpha_N$ と一致するか確認する。HD15による粘性ダンパーの量を0とし、履歴ダンパーのみを部分的に配置した状態の実効変形比(Effective deformation ratio)  $\alpha_e$ の高さ方向分布を図3.2.9に示す。全層にダンパーを設置していない主架構モデル(Frame)の見かけの実効変形比(ダンパー非設置層の見かけのダンパー変形の水平成分の最大値/層間変形の最大値)も重ねて示す。なお、HD15および主架構モデルによるダンパー非設置層の見かけのダンパー変形は、ダンパー剛性を限りなく0とした見かけの弾性バネの変形から算出する。図3.2.9から、HD15において粘性ダンパーを設置することを想定している、ダンパー非設置層(16～30層)の実効変形比は、主架構モデルの実効変形比よりも小さくなっている。履歴ダンパー設置層においては、付加剛性に伴い曲げ変形が誘発され実効変形比が減少している。以上のことから、履歴ダンパーを高さ方向に部分的に配置すると、

主架構の実効変形比と比べてダンパー非設置層の実効変形比が減少することがわかる。つまり、併用制振建物による、粘性ダンパー設置層の実効変形比の上限値が減少することとなり、 $\alpha_N$ を改良する必要がある。

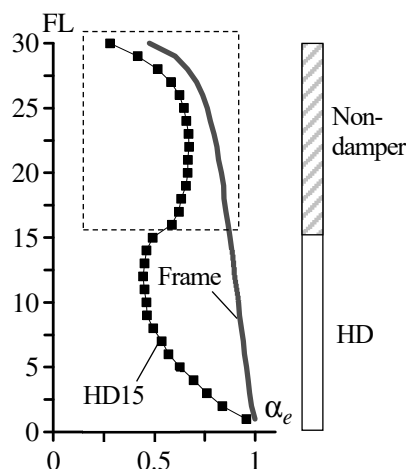


図 3.2.9 実効変形比 (ART HACHI)

次に、履歴ダンパー設置層の  $K_{bs}$  について示す。先述した通り  $K_{bs}$  はダンパー設置箇所の架構剛性であることから、履歴ダンパーおよび粘性ダンパー設置層における曲げ変形の性状を確認する。図 3.2.10 に HD30, HD15 による層間変形  $i\delta_i$ 、ダンパーの水平変形  $i\delta_{di}$ 、曲げ変形  $i\delta_m (=i\delta - i\delta_{di})$ 、ダンパーの負担せん断力  $iF_d$  の時刻歴波形を示す。代表して 15 層 (履歴ダンパー設置層) および 16 層 (粘性ダンパー設置層) を示す。ただし、 $i\delta$ 、 $i\delta_{di}$  および  $i\delta_m$  は各層の層間変形の最大値  $i\delta(\max)$  で基準化し、 $iF_d$  は最大値  $iF_d(\max)$  で基準化したものを示す。

図 3.2.10(a) に示す全層に履歴ダンパーを設置した HD30 において、ダンパー変形が最大時に、15 層および 16 層ともにダンパー荷重が最大を示していることが確認できる。また、曲げ変形はダンパーの負担せん断力と概ね同位相である。架構が変形することでダンパーがせん断力を負担し、その反力により柱の負担軸力 (柱の軸伸縮) が誘発され、層間変形に対する全体曲げ変形の割合が大きくなる<sup>4)</sup>。一方、図 3.2.10(b) に示す HD15 において、ダンパー変形が最大時に、履歴ダンパーが負担するせん断力は最大を示すが、ダンパー荷重が速度に比例する粘性ダンパーでは、ダンパー変形が最大時に負担せん断力はほぼ 0 を示していることが確認できる。また、HD15 における 15 層の曲げ変形は HD30 と概ね同位相であるが、曲げ変形の振幅は HD30 と比べて小さい。図 3.2.11 に示す層間変形の最大値に対する曲げ変形の最大値 (曲げ変形比) の高さ方向分布からも確認できる。履歴ダンパーが負担するせん断力と粘性ダンパーが負担するせん断力との間に位相差が生じ、HD15 による境界層付近 (10~15 層) の曲げ変形比が HD30 と比べて減少し曲げ剛性が高くなっている。つまり、併用制振建物による履歴ダンパー設置箇所の架構剛性  $K_{bs}$  を改良する必要がある。

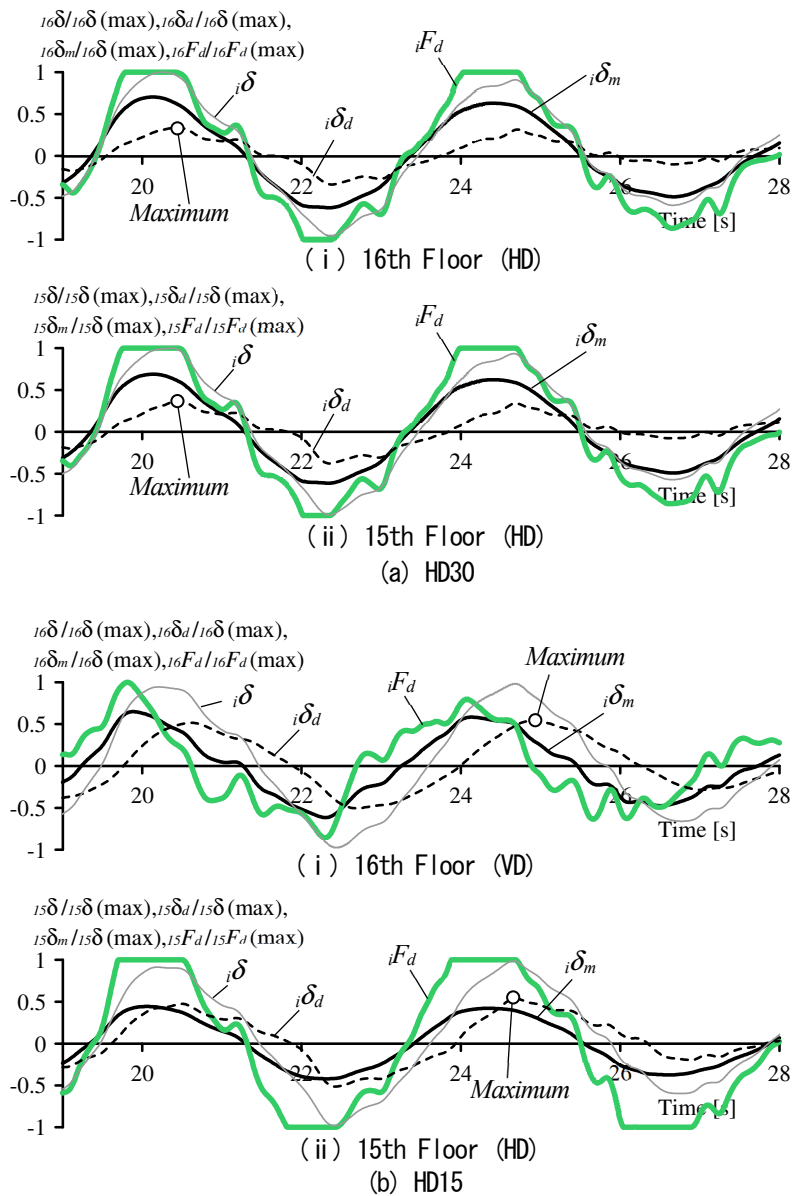


図 3. 2. 10 時刻歴波形 (HD15, ART HACHI)

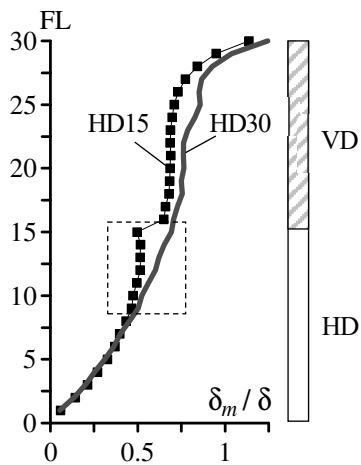


図 3. 2. 11 曲げ変形比 (ART HACHI)

### 3.3 問題点に対する改良方法の提案

既往の手法<sup>2,3)</sup>は、状態  $\mathbf{N} \cdot \mathbf{R}$  を満たす骨組モデルの剛性マトリクスと簡易モデルの剛性マトリクスが対応するよう各諸元 ( $K_f$ ,  $\alpha_N$ ,  $K_{dR}$ ,  $K_{bs}$ ) を導出している。併用制振建物にも対応できる各諸元を数式により厳密に導出することはできないため、本論文は、状態  $\mathbf{N} \cdot \mathbf{R}$  解析から得られる指標を補正する手法を提案する。本手法について、図 3.2.2 を用いて述べる。

既往手法である状態  $\mathbf{N}$  解析 (図 3.2.2(b)) および状態  $\mathbf{R}$  解析 (図 3.2.2(c)) に加え、図 3.2.2(d) および図 3.2.2(e) 示す 2 ケースの静的解析 (状態  $\mathbf{pN} \cdot \mathbf{pR}$  解析) を追加で行い、各種の骨組特性値を計算し、これらの特性値を用いて既往の特性値を補正する。前節で示した問題点 2 つを改良する状態  $\mathbf{pN}$  および状態  $\mathbf{pR}$  の概要について以下に示す。

まず、問題点① (履歴ダンパーを高さ方向に部分的に配置するとダンパー非設置層の実効変形比が減少すること) の影響を考慮する方法については、既往モデルの粘性ダンパー設置層の骨組特性値  $\alpha_N$  を状態  $\mathbf{pN}$  から得られる特性値を用いて補正することで上記の影響を考慮する。状態  $\mathbf{pN}$  (図 3.2.2(d), partial-No-damper) は、履歴ダンパー設置層のみに、弾性バネを挿入したモデルの各層に  $A_i$  分布などの外力を作用させるものであり、 $i$  層の粘性ダンパー設置層による骨組特性値の補正值  ${}_i\alpha_{pN}$  は式(3-10)から求められる。なお、弾性バネの剛性は使用する履歴ダンパーの初期剛性とする。

$${}_i\alpha_{pN}(K_d) = {}_i\delta_{dpN} / {}_i\delta_{pN} \quad (3-10)$$

ここで、右下の添え字  $pN$  は状態  $\mathbf{pN}$  の計算値であることを示し、( $K_d$ ) は履歴ダンパーの初期剛性  $K_d$  によって変化する値であることを意味する (付録 3A)。 ${}_i\alpha_{pN}$  は履歴ダンパーの量および設置層数に依存するものである (4.1 節, 付録 3A に示す)。

次に、問題点② (履歴ダンパーが負担するせん断力と粘性ダンパーが負担するせん断力との間に位相差が生じることから、全層に履歴ダンパーを設置したときに比べて併用制振建物における履歴ダンパー設置箇所の架構剛性が増加すること) の影響を考慮する方法については、既往モデルの履歴ダンパー設置箇所の架構剛性  ${}_iK_{dR}$  を状態  $\mathbf{pR}$  から得られる特性値を用いて補正することで上記の影響を考慮する。状態  $\mathbf{pR}$  (図 3.2.2(e), partial-Rigid-damper) は、粘性ダンパー設置層のダンパーを外し、履歴ダンパー設置層のみに剛性が極端に高い弾性バネを挿入したモデルに、 $A_i$  分布などの外力を作用させるものであり、 $i$  層の履歴ダンパー設置箇所の架構剛性の補正值  ${}_iK_{dpR}$  は式(3-11)から求められる。

$${}_iK_{dpR} = {}_iF_{dpR} / {}_i\delta_{pR} \quad (3-11)$$

ここで、右下の添え字  $pR$  は、状態  $\mathbf{pR}$  の計算値であることを示す。 ${}_iK_{dpR}$  はダンパー量に依存せず、粘性ダンパー設置層数に依存する。

図 3.3.1 に骨組モデルから簡易モデルへの変換手続きを示す。各種 (状態  $\mathbf{N}$ ,  $\mathbf{R}$ ,  $\mathbf{pN}$ ,  $\mathbf{pR}$ ) の静的弾性解析を行うことから特性値を計算し、これらの特性値を用いて擬似フレーム、擬似ブレース、擬似付加系の諸元を設定する。各層のダンパーの骨組特性値、擬似ブレース剛性および擬似ダンパー部の諸元の設定を以下に示す。また、簡易モデルと骨組モデルの対応関係についても以下に示す。

#### ◆主架構：

- ・ 擬似フレーム剛性  ${}_iK_{\beta} = {}_iK_N$  (3-12)

・対応関係  ${}_iF_s = {}_iF, {}_i\delta_s = {}_i\delta$  (3-13a,b)

◆履歴ダンパー設置層：

・骨組特性値  ${}_i\alpha_N$ ， 擬似ブレース剛性  ${}_iK_{bs} = {}_i\alpha_N {}_iK_{dpR}$  (3-14)

・諸元  ${}_iK_{d1s} = ({}_i\alpha_N)^2 {}_iK_{d1}, {}_iK_{d2s} = ({}_i\alpha_N)^2 {}_iK_{d2}, {}_iF_{dys} = {}_i\alpha_N {}_iF_{dy}$  (3-15a,b,c)

・対応関係  ${}_iF_{ds} = {}_i\alpha_N {}_iF_d, {}_i\delta_{ds} = {}_i\delta_d / {}_i\alpha_N$  (3-16a,b)

◆粘性ダンパー設置層：

・骨組特性値  ${}_i\alpha_{pN}$ ， 擬似ブレース剛性  ${}_iK_{bs} = {}_i\alpha_{pN} {}_iK_{dR}$  (3-17)

・諸元  ${}_iC_{ds} = ({}_i\alpha_{pN})^2 {}_iC_d, {}_iK_{ds} = ({}_i\alpha_{pN})^2 {}_iK_d$  (3-18a,b)

・対応関係  ${}_iF_{ds} = {}_i\alpha_{pN} {}_iF_d, {}_i\delta_{ds} = {}_i\delta_d / {}_i\alpha_{pN}$  (3-19a,b)

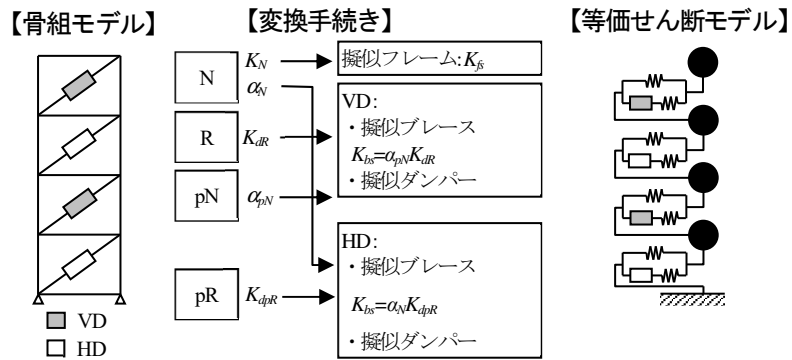


図 3.3.1 骨組モデルから簡易モデルへの変換手続き

### 3.4 提案手法の適用と精度検証

#### 3.4.1 $\alpha_{pN}$ および $K_{bs}$ の性状

ダンパー配置を変えた計 13 種のモデルによる  $\alpha_{pN}$  および  $K_{bs}$  の高さ方向分布を図 3.4.1 に示す。なお、 $K_{bs}$  は  $K_{fs}$  で基準化したものを示す。 $\alpha_{pN}$  の算出には、 $\alpha_{dy}=0.025$  の時の初期剛性に相当する弾性バネを設置する。履歴ダンパー設置層の  $\alpha_{pN}$  は補正を行わないため  $\alpha_N$  を示す。図 3.4.1(a) から、併用制振建物による粘性ダンパー設置層の  $\alpha_{pN}$  は HD30 の  $\alpha_N$  よりも小さな値を示すことが確認できる。つまり、状態 pN は、粘性ダンパー設置層による実効変形比の上限値を減少する（問題点①）効果を持つことが確認できる。また、併用制振建物による粘性ダンパー設置層の  $\alpha_{pN}$  は履歴ダンパー設置層が多いほど低下することが確認できる。これは、2.3 節で示したように、履歴ダンパーがせん断力を負担することで、層間変形に対する全体曲げ変形の割合が大きくなり、履歴ダンパー量が多いほど、また集中的に連層配置した場合に顕著となるためである<sup>4)</sup>。履歴ダンパー量が多いほど、 $\alpha_{pN}$  が減少することについては付録 3A で確認している。

図 3.4.1(b) から、併用制振建物による履歴ダンパー設置層の  $K_{bs}$  は、全層に同一種類のダンパーを配置したときと比べて増加することが確認できる。特に境界層で突出している。状態 pR は履歴ダンパー設置箇所の架構剛性を増加する（問題点②）効果を持つ。

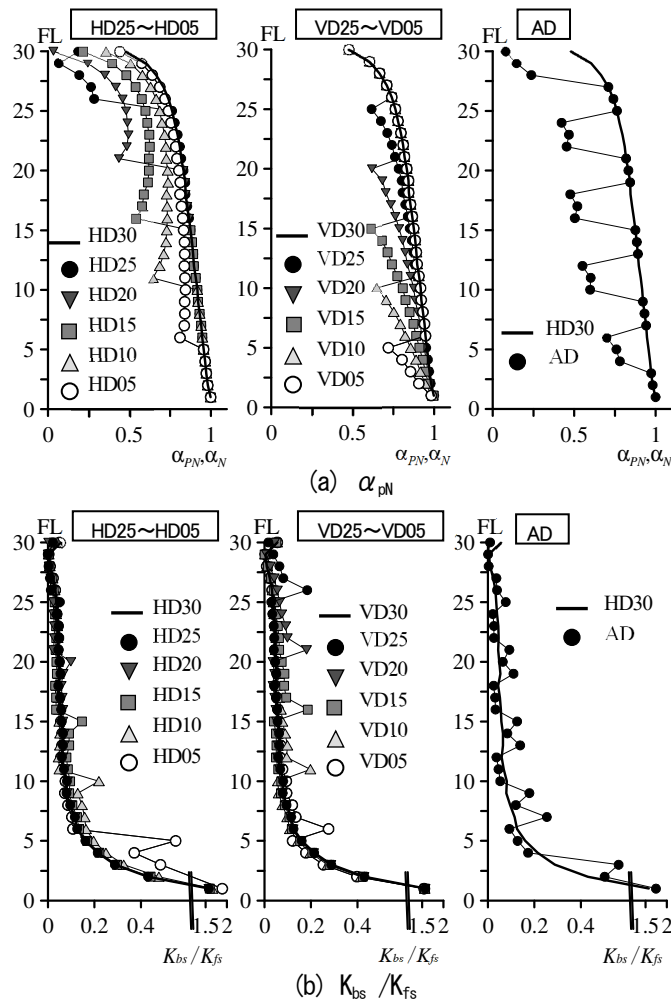


図 3.4.1  $\alpha_{pN}$  と  $K_{bs}$  の比較

### 3.4.2 時刻歴解析による精度検証

骨組モデルの応答 (Member) を精算値として提案手法の精度検証を行う。図 3.4.2, 図 3.4.3 に ART HACHI 波による各階の最大層間変形角  $R$  およびダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  を示す。また, 状態 N および状態 R のみを用いたモデルの応答 (既往モデル: Previous), 状態 pN および状態 pR を用いたモデルの応答 (本モデル: Proposed) を重ねて示す。図 3.4.2 の層間変形角  $R$  に着目すると, ダンパー配置を変えた 13 種いずれにおいても, 本モデルおよび既往モデルとの間に大きな差は見られない。中間層から上層にかけて本モデルは骨組モデルに対して安全側の評価を得ているが, 他の地震波では危険側の評価を得る場合も確認できている。本モデルの応答は骨組モデルの応答と概ね一致していることから, 設計段階のパラメトリックスタディに対して十分有効である。

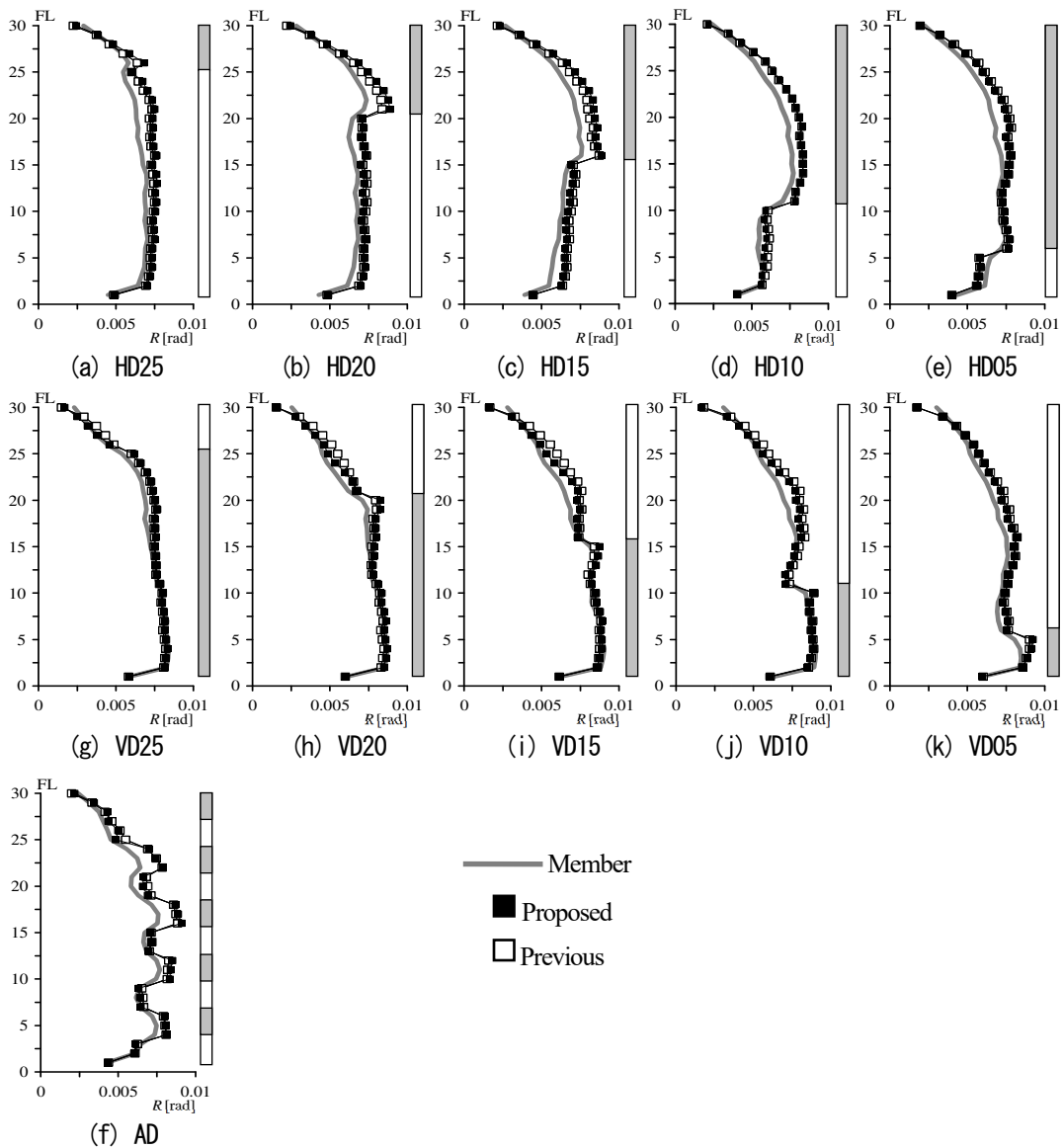


図 3.4.2 最大層間変形角の比較 (ART HACHI)

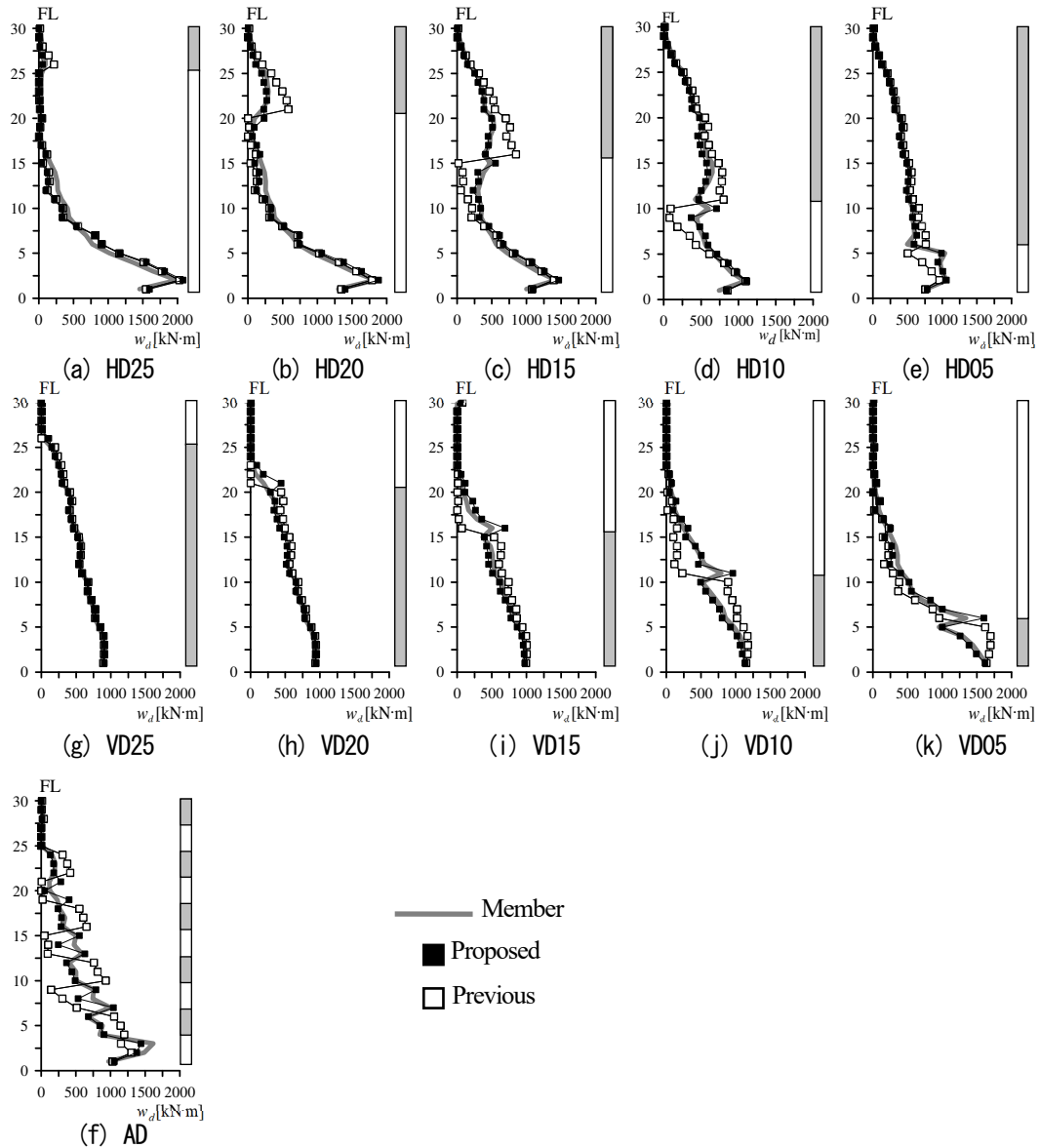


図 3.4.3 ダンパーによるエネルギー吸収量の比較(ART HACHI)

図 3.4.3 のダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  に着目すると、ダンパー配置の異なる 13 種のモデルいずれにおいても、既往モデルは境界層付近で骨組モデルを再現できていない。一方、本モデルは境界層付近の  $w_d$  が改善され、骨組モデルの  $w_d$  を精度良く再現している。この原因を分析するために、図 3.4.4 に HD15 および VD15 による 15 層および 16 層（履歴ダンパーと粘性ダンパーとの境界層）のダンパー荷重および変形の時刻歴波形を示す。入力地震動は ART HACHI である。HD15 および VD15 において、いずれも既往モデルは骨組モデルの最大荷重および位相を再現していないが、本モデルは骨組モデルの振幅および位相を精度良く再現している。ダンパー荷重による最大値の再現性から、 $i\alpha_N$  および  $i\alpha_{pN}$  が適切に評価されているといえる。ダンパー変形による最大値の再現性から、 $iK_{dR}$  および  $iK_{dPR}$  が適切に評価されているといえる。図 3.4.5 に示すダンパーの履歴曲線からも、既往モデルと比べて提案モデルの再現性が高いことが確認できる。

応答加速度および層せん断力においても本モデルの応答は骨組モデルの応答と概ね一致している（図 3.4.6, 図 3.4.7）。

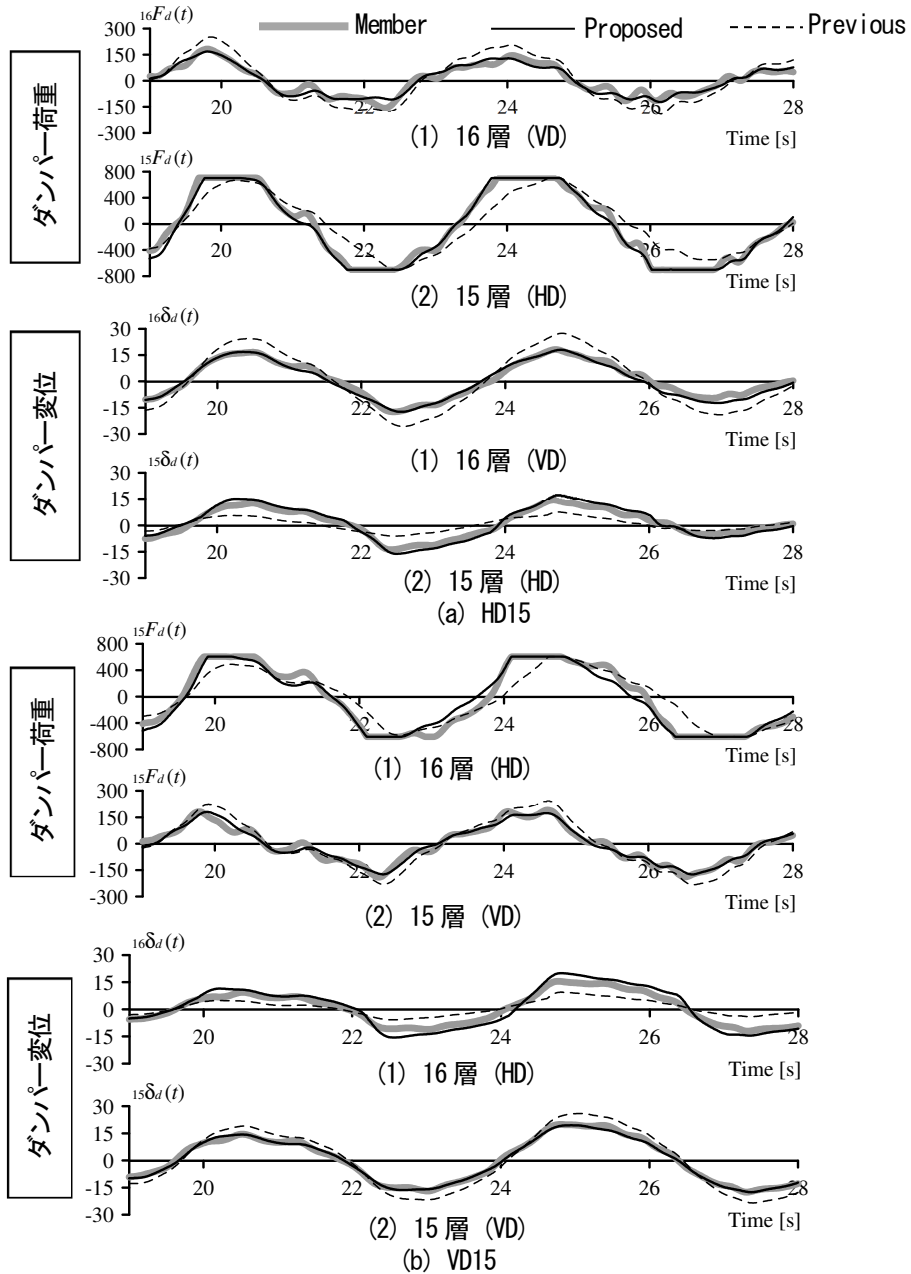


図 3.4.4 ダンパー荷重とダンパー変位の時刻歴波形 (ART HACHI)

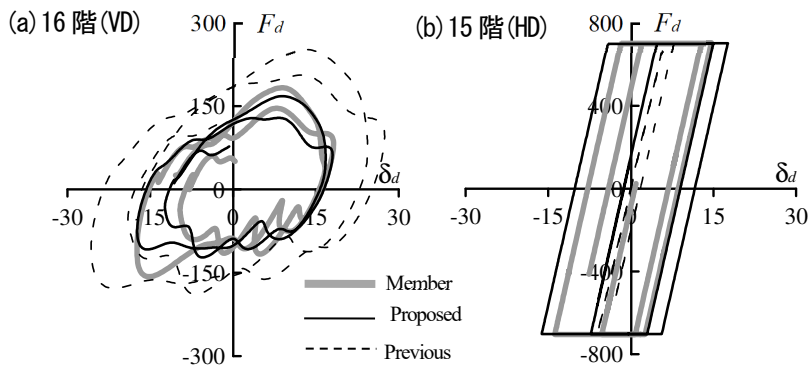


図 3.4.5 ダンパーの履歴曲線 (HD15, ART HACHI)

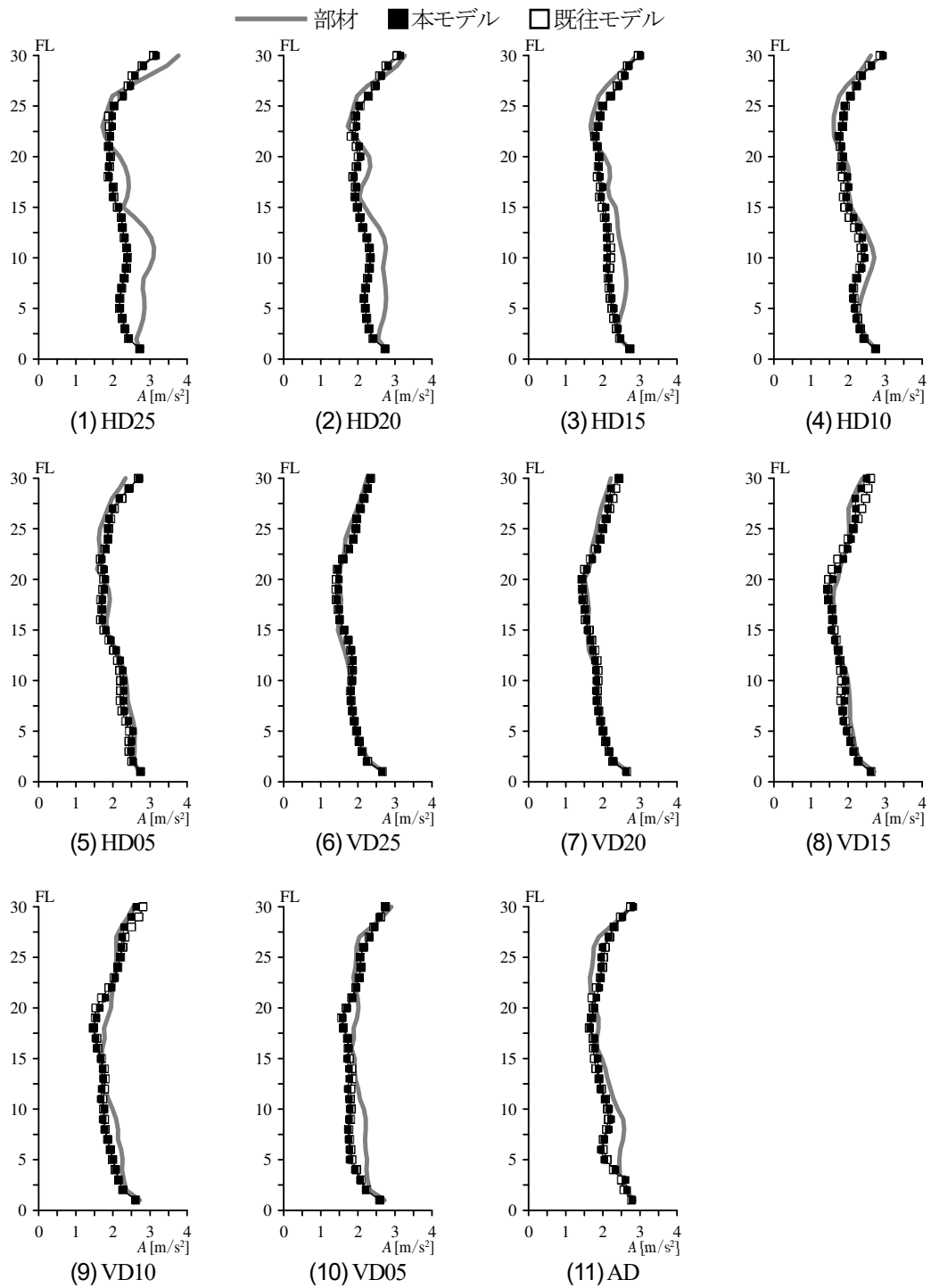


図 3.4.6 応答加速度  $A$  ( $\alpha_{d1}=0.025$ , ART HACHI)

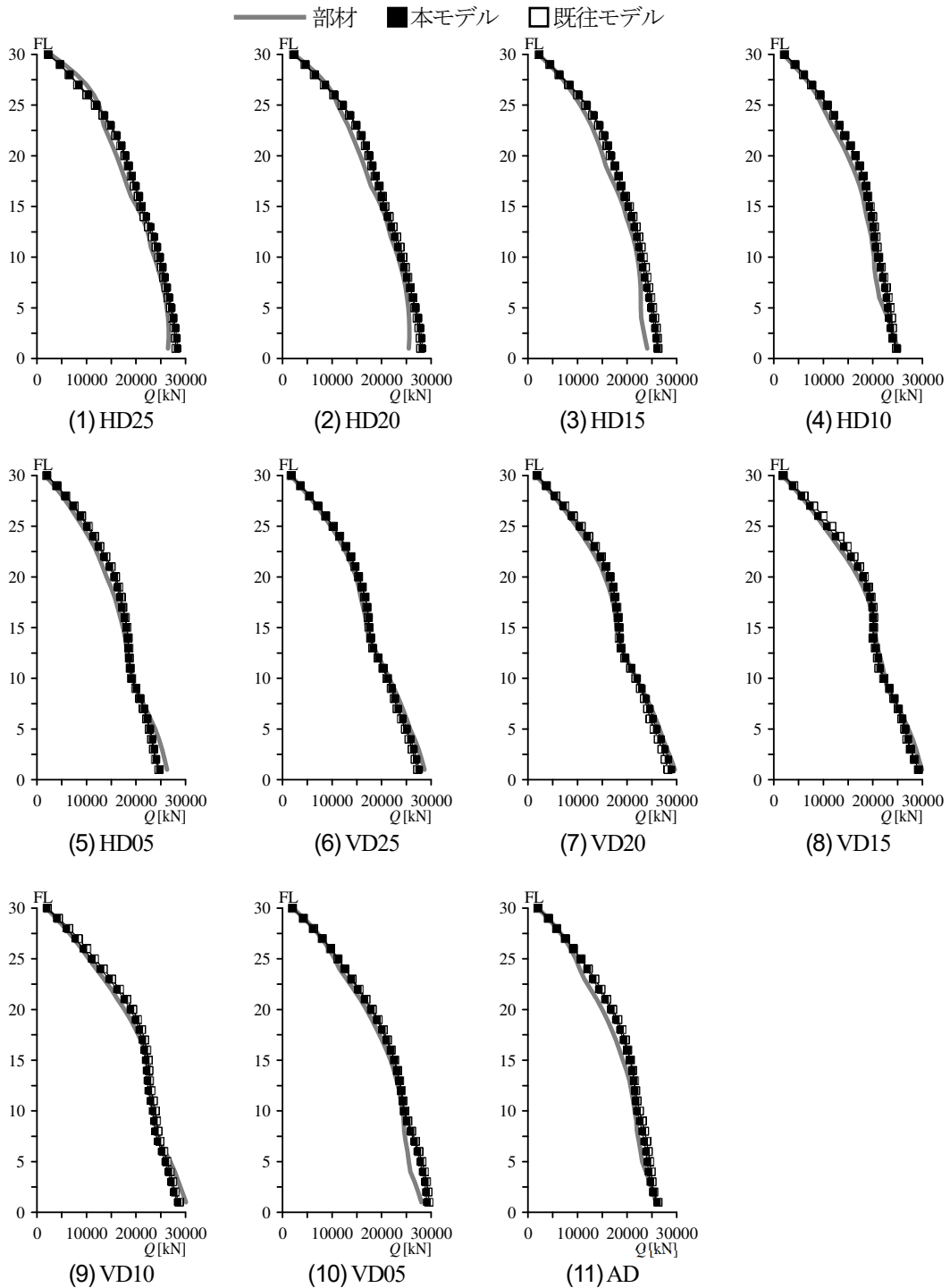


図 3.4.7 層せん断力  $Q$  ( $\alpha_{d1}=0.025$ , ART HACHI)

次に、JMA KOBE 入力時の骨組モデルと簡易モデルの応答の比較を図 3.4.8、図 3.4.9 に示す。代表して HD15、VD15 および AD について示す。層間変形角  $R$  に着目すると、いずれも高次モードの影響を受け、上層で大きな層間変形が生じており、本モデルおよび既往モデルともに精度は確保できていない。ダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  に着目すると、本モデルは骨組モデルの分布形状を概ね再現しているが、ART HACHI 入力時と比べると精度は劣る。

図 3.4.10 にダンパー配置 13 種かつ入力地震動 5 波の全てのケースにおける各層の骨組モデルと本モデルの応答比較を示す。層間変形角  $R$  は、前述したように JMA KOBE でばらつきが大きく、精

度が劣るが、他の位相特性では概ね誤差±15%以内に収まることが確認できる。ダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  は、概ね±15%以内に収まり精度は良好である。履歴ダンパーの降伏せん断力係数  $1\alpha_{dy}=0.005, 0.015, 0.035$  についても同様の結果を得られていることを付録3Cで確認している。また、付録3Dに示すように、地上8階の中低層鋼構造建物に対しても本モデルの有用性を確認している。

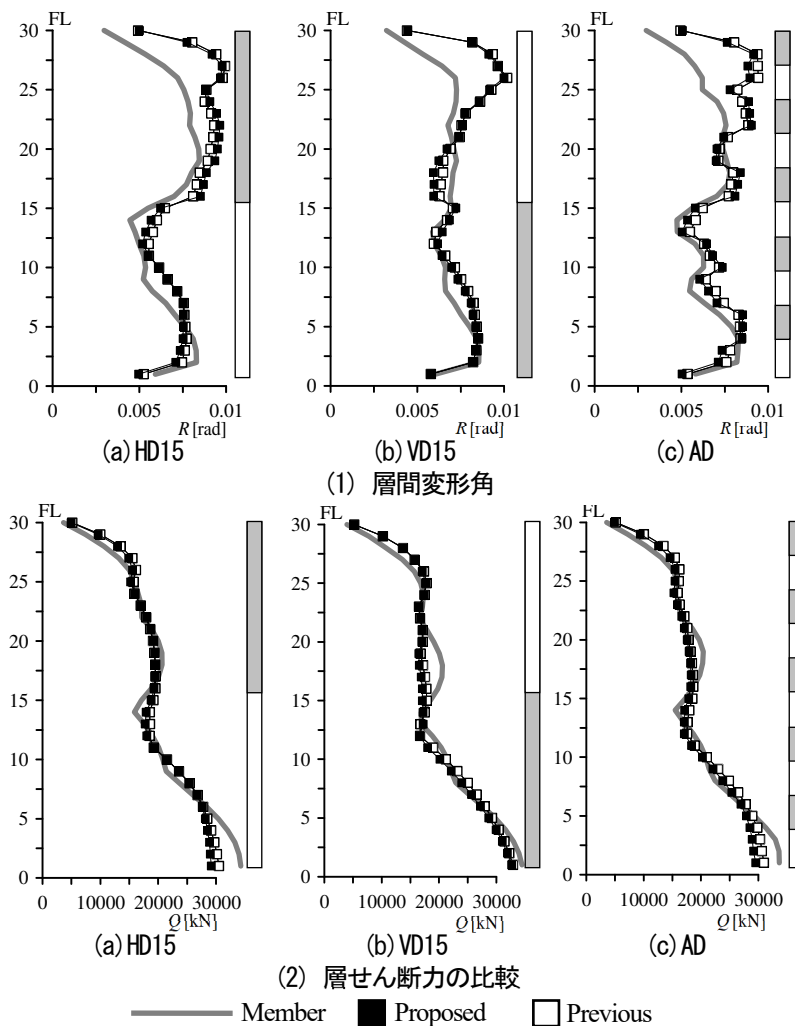


図 3.4.8 最大応答の比較 (JMA KOBE)

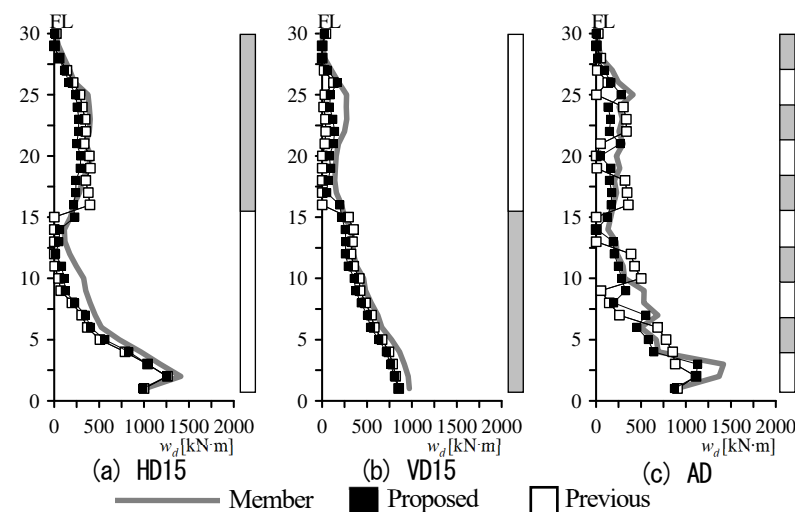


図 3.4.9 ダンパーによるエネルギー吸収量の比較 (JMA KOBE)

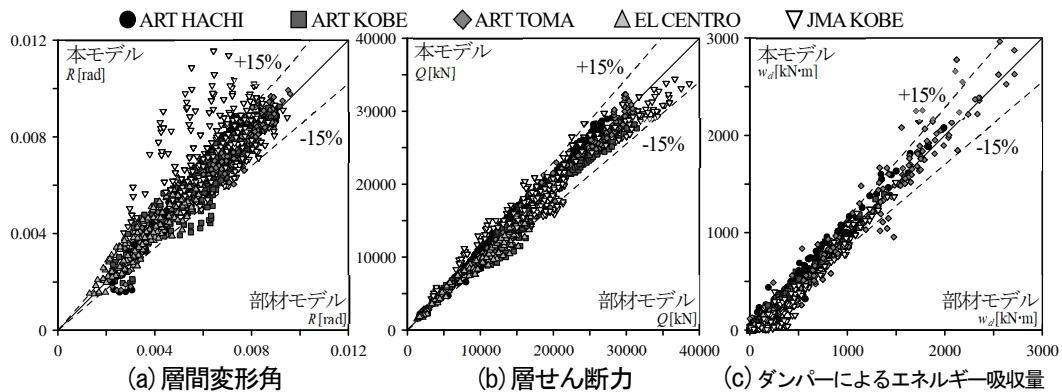


図 3.4.10 部材モデルと本モデルの応答比較

### 3.5 まとめ

骨組特性値を用いた簡易モデルの作成手法を拡張し、履歴ダンパーと粘性ダンパーを直列連層配置した建物（併用制振建物）に対して有用な簡易モデルの作成手法を示した。精度検証には、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをブレース型に設置した地上 30 階の超高層鋼構造建物を用いた。以下に得られた知見を示す。

- 1) 既往手法は、問題点①：粘性ダンパー設置層の実効変形比（ダンパー変形の水平成分の最大値／層間変形の最大値）の上限値が減少する。問題点②：履歴ダンパーの負担せん断力と粘性ダンパーの負担せん断力との間に位相差が生じるため、併用制振建物の全体曲げ変形が緩和される。を考慮できない。
- 2) 1)の問題点を改善するために、既往手法（状態  $N \cdot R$  解析）に、状態  $pN$  解析および状態  $pR$  解析を加える手法を提案した。状態  $pN$  は、粘性ダンパー設置層による実効変形比の上限値を減少する（問題点①）効果があり、状態  $pR$  は履歴ダンパー設置箇所の架構剛性を増加する（問題点②）効果がある。
- 3) 提案する簡易モデルは、限定された例題建物による検証であるが、様々なダンパー配置、ダンパー量および地震波に対して、骨組モデルの応答を精度良く再現できる。

本モデルは、ダンパーの変形が最大時に粘性ダンパーの負担荷重が小さい場合に適用されるものである。したがって、大きく傾いた楕円の履歴曲線を示す粘性系のダンパーに対する適用可能かどうかの検証は今後の課題とする。

### 付録 3A $\alpha_{PN}$ とダンパー剛性の関係

図 3A.1 に、HD15 における弾性バネの剛性を変化させたときの  $i\alpha_{PN}$  を示す。弾性バネは  $i\alpha_{dy} = 0.005, 0.015, 0.025, 0.1, 2.5$  の初期剛性とする。図 3A.1 から、弾性バネの剛性の増加に伴い、各層の  $i\alpha_{PN}$  は減少することが確認できる。また、各層の  $i\alpha_{PN}$  は弾性バネ剛性が一定値を超えると頭打ちを示すことも確認できる。

なお、ダンパー量  $\alpha_{dy1}$  とダンパー軸剛性  $\hat{K}_d$  との関係について示す。 $\hat{K}_d$  は弾性部と塑性化部との等価断面におけるヤング係数  $E_{eq}$  と塑性化部面積  $A_d$  を用いて、次式で算出できる。

$$\hat{K}_d = \frac{E_{eq} \cdot A_d}{L_d} = \frac{E_{eq} \cdot Mg}{L_d \cdot \sigma_{dy} \cos \theta} \alpha_{dy1}, \quad A_d = \frac{\alpha_{dy1} \cdot Mg}{\sigma_{dy} \cos \theta} \quad (3A-1a,b)$$

ここで、 $L_d$  は部材長さ、 $\alpha_{dy}$  : 塑性化部のダンパーの降伏応力度、 $Mg$  : 建物総重量である。式(3A-1) より  $\hat{K}_d$  と  $\alpha_{dy1}$  との間には比例関係がある。この関係を利用して、検証時には、各ケースにおいてブレースの断面を変更するのではなく、静的解析上の「解析条件」でブレースの軸断面積に倍数を掛ける方法を採用した。

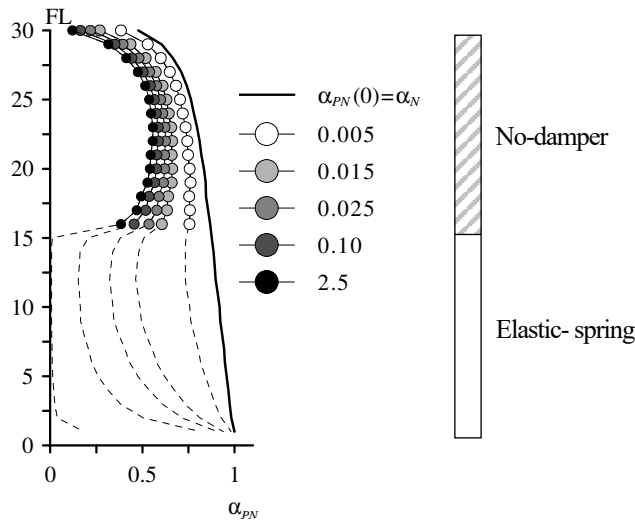


図 3A.1  $\alpha_{PN}$  の高さ方向分布 (HD15)

### 付録 3B 実効変形比の下限値の算出と精度検証

簡易モデルから得られる実効変形比  $i\alpha_{es}$  は、層間変形  $i\delta$  がダンパー変形の水平成分  $i\delta_{ds}$  と擬似ブレース変形の水平成分  $i\delta_{bs}$  との和である関係から、履歴ダンパー設置層では履歴ダンパーが弾性時、粘性ダンパー設置層（線形粘性）では、円振動数  $\omega$  の定常振動時と仮定したとき、次式より算出できる<sup>5)6)</sup>。式(3B-1)および式(3B-2)から算出した  $i\alpha_N$  および  $i\alpha_{PN}$  が実効変形比の上限値を示し、 $iK_{bs}$  が高いほどダンパー量の増加に伴う実効変形比の減少が小さいことがわかる。

・履歴ダンパー設置層（弾性時）：

$$i\alpha_{es} = \frac{i\delta_d}{i\delta} = \frac{i\alpha_N \cdot i\delta_{ds}}{i\delta_{ds} + i\delta_{bs}} = \frac{i\alpha_N}{1 + (iK_{d1s}/iK_{bs,PR})}, \quad iK_{d1s} = i\alpha_N^2 \cdot iK_{d1} \quad (3B-1a,b)$$

・粘性ダンパー設置層（線形粘性時）：

$$i\alpha_{es} = \frac{i\delta_d}{i\delta} = \frac{i\alpha_{PN} \cdot i\delta_{ds}}{i\delta_s} = \frac{i\alpha_{PN}}{\sqrt{1 + (iC_{ds} \cdot \omega / iK_{bs}^*)^2}}$$

$${}_iC_{ds} = {}_i\alpha_{pN}^2 \cdot {}_iC_d, \quad {}_iK_{ds} = {}_i\alpha_{pN}^2 \cdot {}_iK_d, \quad {}_iK_{bs}^* = \frac{{}_iK_{bs,R} \cdot {}_iK_{ds}}{{}_iK_{bs,R} + {}_iK_{ds}} \quad (3B-2a,b,c,d)$$

ここで、 $\omega$ は主架構の1次固有円振動数とする。

図3B.1に式(3B-1)および式(3B-2)から算出した ${}_i\alpha_{es}$ (理論値)と骨組モデルの応答結果 ${}_i\alpha_e$ の高さ方向分布の比較を示す。また、状態Nおよび状態Rのみを用いたモデルの ${}_i\alpha_{es}$ (既往モデル: Previous), 状態pNおよび状態pRを用いたモデルの ${}_i\alpha_{es}$ (本モデル: Proposed)を重ねて示す。検討モデルはHD15とし、履歴ダンパーを弾性とする。検討用入力地震動はART HACHIである。本モデルから得られた ${}_i\alpha_{es}$ (Proposed)は、時刻歴解析結果から得られた ${}_i\alpha_e$ (Response)を精度良く再現していることが確認できる。以上のことから、各種の骨組特性値を適切に評価できていることが確認できる。

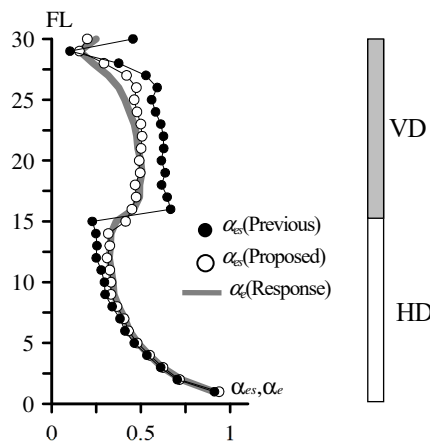


図3B.1  $\alpha_{es}$  と  $\alpha_e$  の比較 (HD15:弾性, ART HACHI)

### 付録3C 履歴ダンパーのダンパー量を変えた場合の精度検証結果

履歴ダンパーのダンパー量のみ ${}_1\alpha_{d0}=0.005, 0.015$ および $0.035$ に変えた場合について、精度検証結果を示す。HD15によるART HACHI入力時の骨組モデルと簡易モデルの応答分布の比較を図3C.1に示す。 ${}_1\alpha_{d0}=0.005$ において、既往モデルと本モデルとの間に大きな差は見られず、簡易モデルは骨組モデルの応答を精度良く再現している。 $0.015$ および $0.035$ において、本モデルは境界層付近の ${}_i m_d$ が改善され、骨組モデルの ${}_i m_d$ を精度良く再現している。ダンパー量が大きいほど既往モデルの再現性は低く、本モデルの有用性は高いと考える。

ダンパー配置3種 (HD15, VD15, AD), ダンパー量4種 ( ${}_1\alpha_{d0}=0.005\sim 0.035$ ), 地震波5波による全てのケースの精度検証結果を図3C.2に示す。層間変形角(図3C.2(a))はJMAKobeで精度誤差が大きいことが確認できるが、他の位相特性では概ね誤差 $\pm 15\%$ 以内に収まる。ダンパーによるエネルギー吸収量(図3C.2(b))は、概ね $\pm 15\%$ 以内に収まることを確認できる。

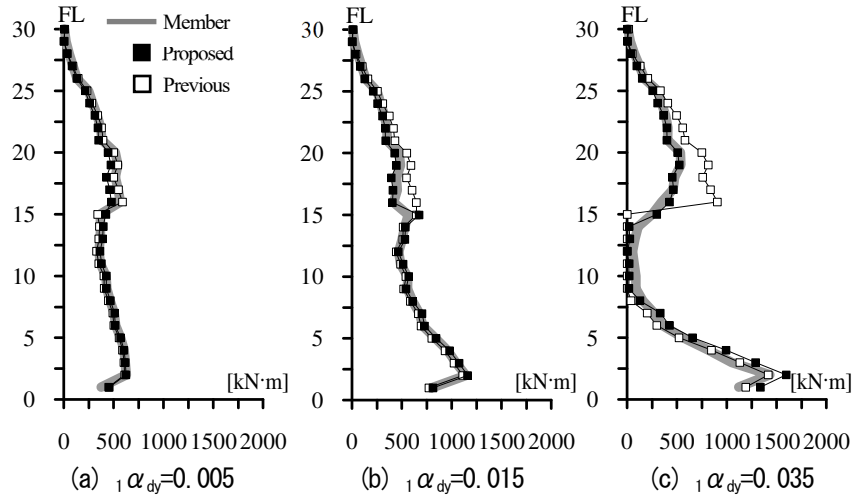


図 3C.1 ダンパーによるエネルギー吸収量の比較 (HD15, ART HACHI)

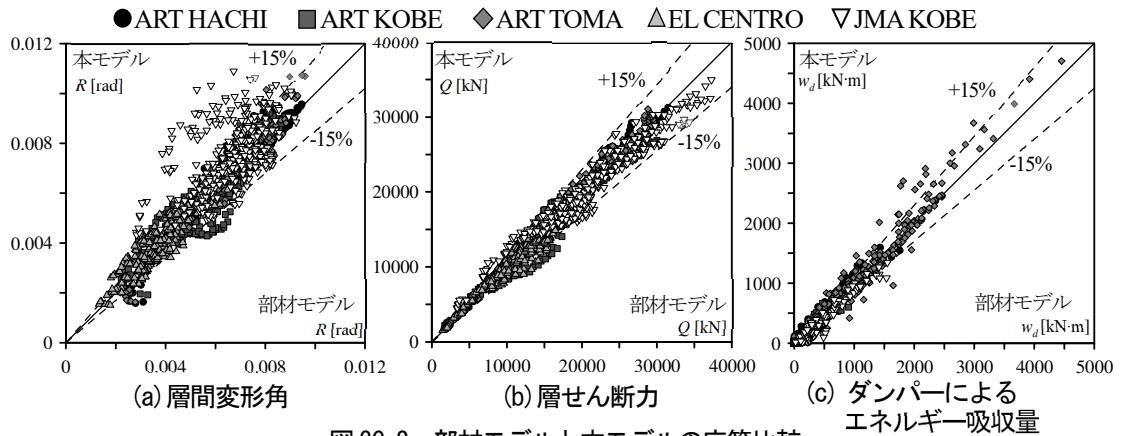


図 3C.2 部材モデルと本モデルの応答比較

### 付録 3D 地上 8 階の中低層鋼構造建物での精度検証結果

図 3D.1 に示す地上 8 階、高さ 33 m の中低層鋼構造建物 7) に対しても簡易モデル作成手法を適用し、精度検証を行う。階高は 1 階のみが 5m、他の階は 4m である。平面形状は基本スパンが長辺方向 (X 方向) では中央部で 6m、その他で 8m、短辺方向 (Y 方向) では 8m から構成された 32m×46m の矩形であり、各階同一とする。部材断面は、建物の 1 次固有周期が  $0.049H$  ( $\approx 1.62$  sec,  $H$ : 建物高さ) となるように決定した。なお、部材断面は標準せん断力係数  $C_0=0.2$  の設計用地震力に対して許容応力度設計 (設計用の建物 1 次固有周期は 1.62sec とした) を満足する。架構の弾性 1 次固有周期  $T_{f1}$  は 1.54sec ( $\approx 0.047H$ ) である。検討対象建物の柱および梁の部材断面を表 3.4.1 に示す。解析は X 方向を対象とし、剛床を仮定した立体部材モデルで行う。なお、主架構は弾性状態を保つものとし、構造減衰は架構の  $T_{f1}$  に対して 2% となる剛性比例型とする。ダンパーの配置は Y1 および Y5 通りに連層配置とする (図 3D.1(b))。併用制振建物は、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを配置し境界層を 4 層とした HD4、下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを配置し境界層を 4 層とした VD4 の 2 種の配置を用いる (図 3D.1(c))。履歴ダンパーには、LY225 材からなる座屈拘束型ブレースを用い、第 1 層のダンパーの降伏せん断力係数  $1\alpha_{dy}=0.025$  を採用する。2~8 層には、第 1 層と等しいダンパーを使用する。粘性ダンパーは、線形粘性ダッシュポットと弾性バネを直列結合したモデルを用いる。第 1 層のダッシュポットの粘性係数

に対する  $i$  層のダッシュポットの粘性係数の比  $\nu\alpha_{di}(=C_{di}/C_{d1})$  は全層一律とした (図 3D.2)。第 1 層の粘性ダンパー (線形) による付加粘性減衰定数は  $h_{d1}=C_{d1}\cdot\omega_{p1}/(2\cdot 1K_f)=5\%$  とする。粘性ダンパーにおける直列結合するバネ剛性  $K_d$  は、短周期建物用ダンパーとして  $1K_d=18C_{d1}$  を採用する<sup>1)</sup>。2~8 層の履歴ダンパーおよび粘性ダンパーは第 1 層と等しいダンパーを使用する。ここに、18 (1/sec) は内部剛性係数である。検討用入力地震動は、3.3 節と同様、模擬波 3 波と観測波 2 波を用いる。

各モデルの  $i\alpha_{pN}$  および  $K_{bs}/K_f$  の高さ方向分布を図 3D.3 に示す。 $i\alpha_{pN}$  の算出には、 $1\alpha_{d1}=0.025$  の時の初期剛性に相当する弾性バネを設置する。図 3D.3 から、地上 30 階の超高層鋼構造建物と同様の傾向を示すことが確認できる。

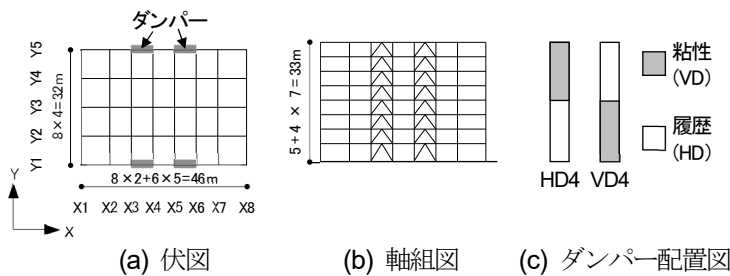


図 3D.1 地上 8 階建物の伏図, 軸組図, ダンパー配置図

表 3D.1 部材断面一覧

柱	□-500×500×19×19 ~ □-550×550×50×50
大梁	WH-500×200×9×12 ~ WH-850×300×16×32

図 3D.2 ダンパーの耐力比分布と粘性係数比分布

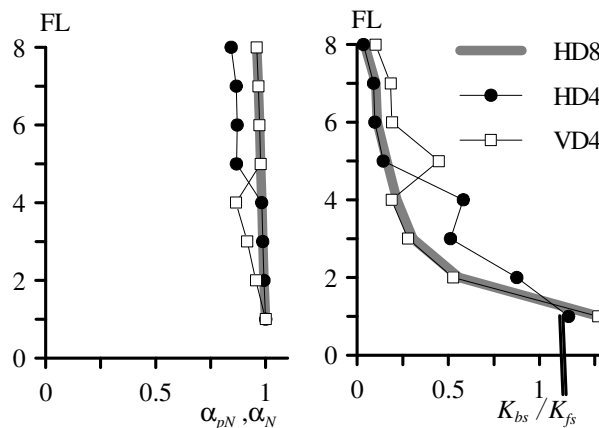
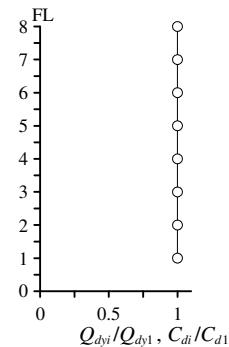
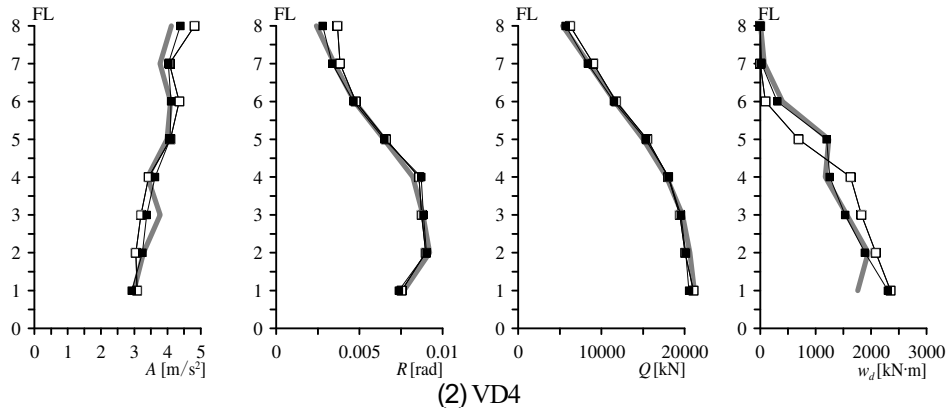
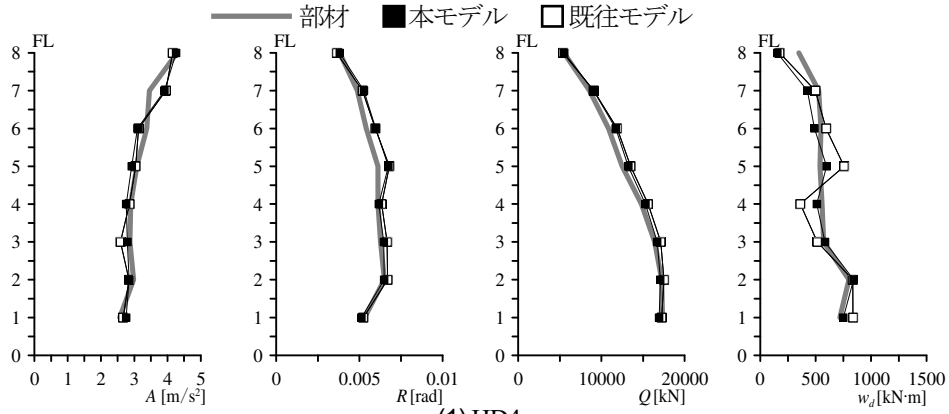
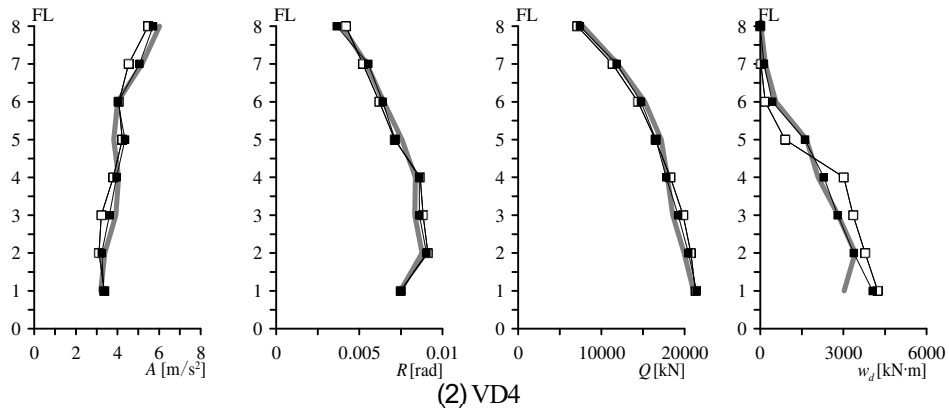
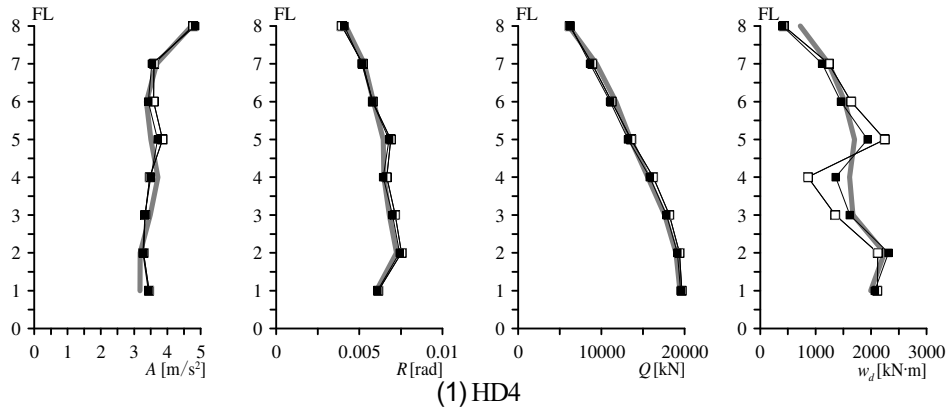


図 3D.3  $\alpha_{pN}$  と  $K_{bs}$  の比較

ART HACHI, ART TOMA, ELCENRTO, JMA KOBE 入力時の HD4 および VD4 における部材モデルとせん断モデルの応答分布の比較を図 3D.4 および図 3D.5 に示す。また、状態  $N$  および状態  $R$  のみを用いたモデルの応答 (既往モデル)、状態  $PN$  および状態  $PR$  を用いたモデルの応答 (本モデル) を重ねて示す。応答加速度、層間変形角および層せん断力の最大値は、HD4 および VD4 両モデルにおいて、いずれの地震波でも既往モデルと本モデルに大きな差は見られず、せん断モデルは部材モデルの応答を精度良く再現していることが確認できる。ダンパーによるエネルギー吸収量  $w_d$  に着目すると、HD4 および VD4 両モデルにおいて、いずれの地震波でも、既往モデルは境界層付近で部材モデルの  $w_d$  を再現できていない。一方、本モデルは境界層付近の  $w_d$  が改善され、部材モデルの  $w_d$  を精度良く再現している。中低層建物に対して本手法の有用性を確認した。

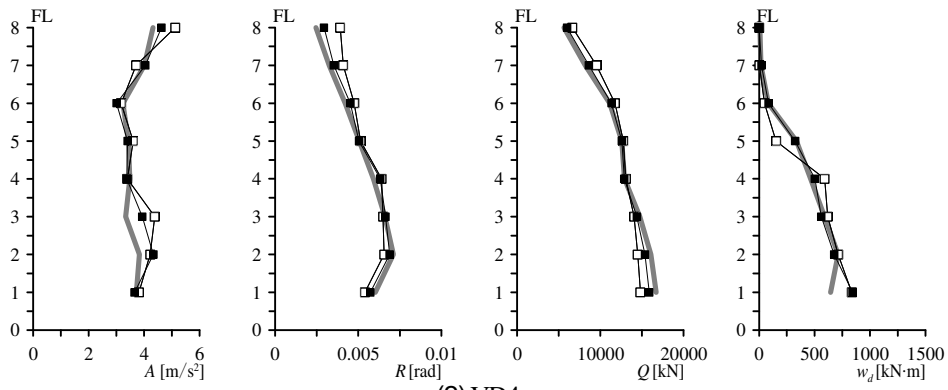
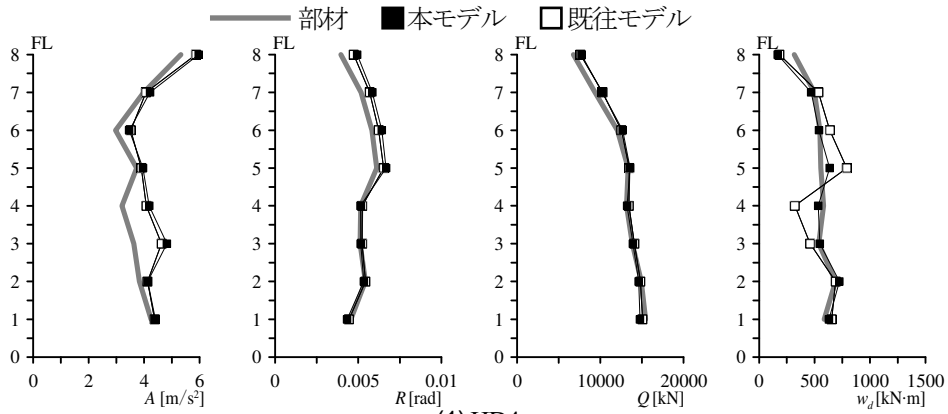


(a) ART HACHI

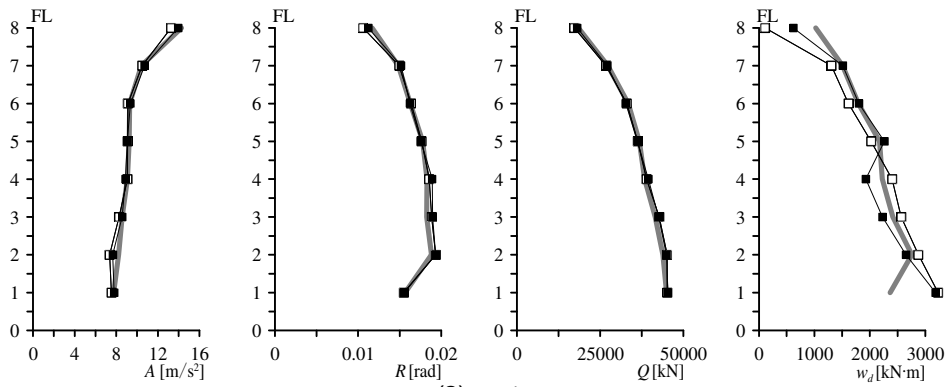
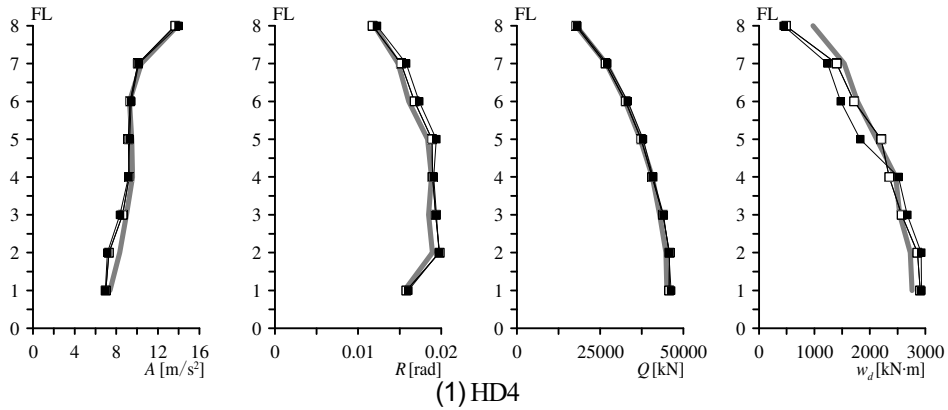


(b) ART TOMA

図 3D.4 高さ方向分布の比較 ( $\alpha_{\phi 1}=0.025$ )



(c) ELCENTRO



(d) JMA KOBE

図 3D.5 高さ方向分布の比較 ( $\alpha_{d1}=0.025$ )

### 第3章の参考文献

- 1) 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 履歴型・粘性型ダンパーを直列連層配置した鋼構造超高層建物の簡易モデル作成手法, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 209-212, 2012. 3
- 2) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, No. 605, pp. 37-46, 2006. 7
- 3) 石井正人, 笠井和彦: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案, 日本建築学会構造系論文集, No. 647, pp. 103-112, 2010. 1
- 4) 石井正人, 北村春幸, 和田章, 笠井和彦: 粘弾性型制振部材付き架構のモデル化に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 531, pp. 55-62, 2000. 5
- 5) 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 古谷慶, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 超高層建物における実効変形比に着目した制振性能評価(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 775-776, 2011. 7
- 6) 笠井和彦, 西村忠宗: 減衰力が速度にバイリニア的に比例するオイルダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, No. 583, pp. 44-54, 2004. 9
- 7) 野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤澤一善, 建築構造用高強度鋼材 H-SA700 と制振部材を組合せた高耐震化中低層鋼構造建物の応答性状, 構造工学論文集, Vol. 58B, pp. 179-187, 2012. 3

## 第4章

# 等価線形化法に基づく最大応答予測法

### 4.1 はじめに

ダンパー配置計画において、主架構の特性に応じてダンパーの種類・量を適切に配置することが重要であり、近年、高い耐震性能の確保、ダンパー効率の向上、コストバランスなどの観点からダンパーを部分的に配置した計画や、履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用配置した計画がみられる<sup>1)</sup>。設計者は、敷地条件・建物条件が異なる個々の建物に応じて試行錯誤的に特解を見つけている。しかし、時刻歴応答解析のみに頼り過ぎると初期設定の見当違いにより発散に陥ることがあり、安全性・居住性の向上まで見失ってしまう恐れがある<sup>2)</sup>。このような状況を避けるために、ダンパーと応答の関係を包括的に把握できる簡易な応答予測法を用いて概略設計を行い、その過程で得られる指標から制振性能を評価することが必要である。

本論文は、竹内ら<sup>3)</sup>の等価線形化法に基づく応答予測法を適用する。竹内ら<sup>3)</sup>は、速度応答スペクトル一定となる地震動を対象とし、地震層せん断力係数分布 ( $A_i$  分布) を利用して、1 質点系で展開した応答評価法を拡張し多質点系における応答を直接評価する実務向けの予測法を提案し、10 層および 15 層建物の全層に弾塑性ダンパーおよび粘弾性ダンパーをそれぞれ配置したモデル、弾塑性ダンパーおよび粘弾性ダンパーを高さ方向に部分配置したモデルに適用している。竹内ら<sup>3)</sup>の応答予測法は、20 層および 50 層建物の全層に間柱型粘弾性ダンパーを配置したモデル<sup>4)</sup>や、弾塑性架構に支持されたラチスドーム<sup>5)</sup>にも適用されている。本論文では、ダンパーを高さ方向に部分配置した建物のダンパー非設置層に異なる種類のダンパーを設置したケースを対象とする点が文献<sup>3)</sup>と異なり (図 4.1.1)、適用範囲の拡大につながる。

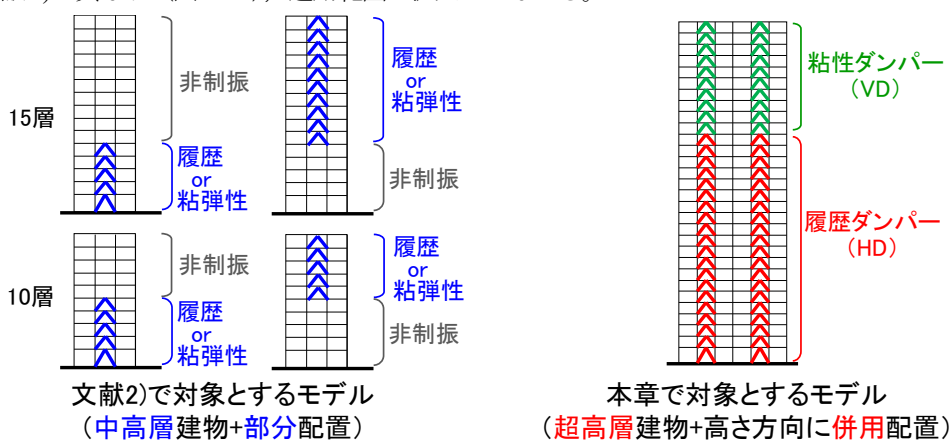
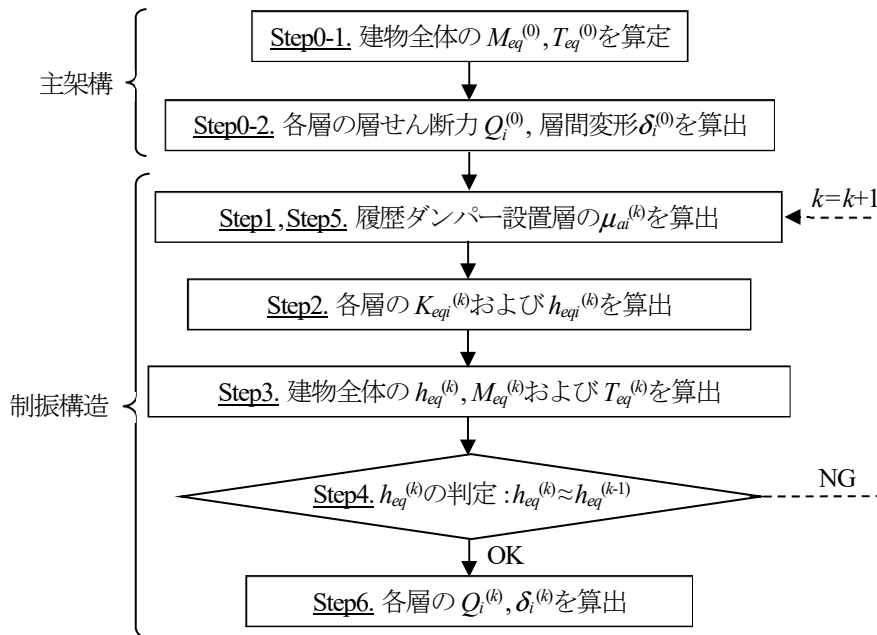


図 4.1.1 本章で対象とするモデル

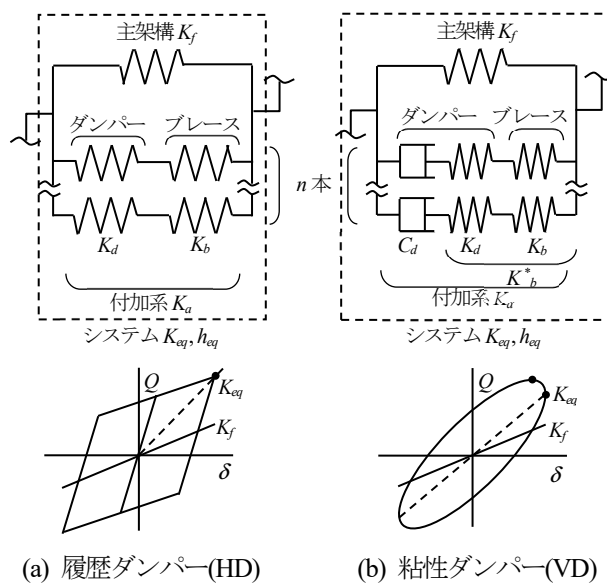
## 4.2 等価線形化法による応答予測法の手順

既往の応答予測法<sup>3)</sup>の概要を以下に示す。なお、本論文では各層にダンパーを  $n$  本設置したシステムに拡張した算出式を示す。応答予測法のフローを図 4.2.1(a)に、システムの構成と履歴モデルを図 4.2.1(b)に示す。本論文で扱うシステムは 3 章で示した等価せん断モデルであり、主架構、ダンパーおよびブレースから構成される。ダンパーとブレースの直列系を合わせて「付加系」、主架構と付加系の並列系を合わせて「システム」と称する。

- ・ダンパー諸元は、骨組特性値を用いてバネ系に変換した諸元を用いる。
- ・収斂計算回数  $k$  の諸元には、右添え字 ( $k$ ) を付ける。



(a) 応答予測法のフロー



(a) 履歴ダンパー(HD)

(b) 粘性ダンパー(VD)

(b) システムの構成と履歴曲線

図 4.2.1 応答予測法の概要

本章で示した予測法を用いるための仮定条件および適用範囲を以下に列挙する。

- ① 主架構は弾性範囲内であること  
(レベル2地震動に対して弾性限以内とする設計が増えているため)
- ② 対象とする地震動は速度応答スペクトル一定領域を持ち、ダンパー設置前後の建物全体の等価周期が速度応答スペクトル一定領域であること  
(設計でほぼ採用される告示波は上記に該当し、超高層建物の等価周期は速度応答スペクトル一定領域に位置する。スペクトル形状が限定される予測法ではあるが、最大応答の特性を把握する点において有効性が高い)
- ③ 地震時の層せん断力分布がAi分布に基づく分布から大きく外れないこと  
(対象とする告示波の最大層せん断力分布は、ダンパーの種類および部分配置に対して比較的鈍感<sup>3),4),6)</sup>であり、Ai分布に基づく分布と対応が良い。文献4)では高次モードを考慮した外力分布を提案しているが、影響のある層が最上部である。最上部は最も応答が大きくなる低層部～中層部と比べてダンパー計画において影響が小さいことから本論文では採用しない。)

#### **Step0-1. 建物全体の $M_{eq}^{(0)}$ , $T_{eq}^{(0)}$ を算定**

地上  $N$  層建物、各階質量  $m_i$ 、層剛性  $K_{fi}$  の主架構における等価1質点系の等価質量  $M_{eq}^{(0)} (=M_f)$  および等価周期  $T_{eq}^{(0)} (=T_f)$  を算定する。

$$M_{eq}^{(0)} (=M_f) = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i u_i^{(0)})^2}{\sum_{i=1}^N m_i u_i^{(0)2}} = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i B_j / K_{fj})^2}{\sum_{i=1}^N m_i (\sum_{j=1}^i B_j / K_{fj})^2} \quad (4-1)$$

$$T_{eq}^{(0)} (=T_f) = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^N \frac{m_i u_i^{(0)}}{Q_B}} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_{fj}} \right)} \quad (4-2)$$

ここで、 $B_i$  は外力分布を Ai 分布としたときの各層のせん断力  $Q_i^{(0)}$  のベースシヤー  $Q_B^{(0)}$  に対する割合 ( $Q_i^{(0)} = B_i Q_B^{(0)}$ )、 $u_i^{(0)}$  は  $i$  層の相対変位 ( $u_i^{(0)} = \sum_{j=1}^i \delta_i^{(0)} = \sum_{j=1}^i B_j / K_{fj}$ ) を表す。

#### **Step0-2. 各層の層せん断力 $Q_i^{(0)}$ 、層間変形 $\delta_i^{(0)}$ を算出**

等価周期  $T_{eq}^{(0)}$  と主架構のみの減衰定数  $h_f (=h_{eq}^{(0)})$  に対応する擬似加速度応答スペクトル  $S_{pa}(T_{eq}^{(0)}, h_f) (=2\pi/T_{eq}^{(0)})^2 \cdot S_d(T_{eq}^{(0)}, h_f)$  を用いて、主架構のみのベースシヤー  $Q_B^{(0)} (=S_{pa}(T_{eq}^{(0)}, h_f) \cdot M_f)$  および各層の層間変形  $\delta_i^{(0)} = B_i Q_B^{(0)} / K_{fi}$  を求める。

#### **Step1. 履歴ダンパー設置層の $\mu_{ai}^{(1)}$ を算出**

主架構にダンパーを付加した制振構造において、付加系の変形  $\delta_{ai}^{(1)}$  を Step0-2. で求めた  $\delta_i^{(0)}$  と仮定すると、履歴ダンパー降伏時の付加系変形  $\delta_{ayi}$  を用いて履歴ダンパー設置層の付加系の塑性率  $\mu_{ai}^{(1)} = \delta_{ai}^{(1)} / \delta_{ayi} = \delta_i^{(0)} / \delta_{ayi}$  が求まる。

#### **Step2. 各層の $K_{eq}^{(k)}$ および $h_{eq}^{(k)}$ を算出**

制振構造のシステムにおいて、各層の等価剛性  $K_{eq}^{(k)}$  および等価減衰定数  $h_{eq}^{(k)}$  を次式より求める。  
ダンパーは各層に  $n$  本設置する。

- ・履歴ダンパー設置層：

$$K_{eqi}^{(k)} = K_{fi} + \frac{n K_{ai}}{\mu_{ai}^{(k)}}, K_{ai} = \frac{1}{1/K_{di}+1/K_{bi}} \quad (4-3a,b)$$

$$h_{eqi}^{(k)} = \frac{T_{eq}^{(k-1)}}{T_f} h_f + \frac{2}{\mu_{ai}^{(k)} \pi p} \ln \frac{1+p(\mu_{ai}^{(k)}-1)}{(\mu_{ai}^{(k)})^p}, p = \frac{1}{1+n K_{ai}/K_{fi}} \quad (4-4a,b)$$

ここで、 $h_{eqi}^{(k)}$ は応答のランダム性を考慮するために、Newmark-Rosenblueth の「平均減衰法」の考え方を適用する<sup>7),8)</sup>。

・粘性ダンパー設置層：

$$K_{eqi}^{(k)} = K_{fi} + n \frac{\lambda_i}{1+\lambda_i^2} C_{di} \omega, \lambda_i = \frac{C_{di} \omega}{K_{bi}^*}, K_{bi}^* = \frac{1}{1/K_{di}+1/K_{bi}} \quad (4-5a,b,c)$$

$$h_{eqi}^{(k)} = \frac{T_{eq}^{(k-1)}}{T_f} h_f + 0.8 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{n \cdot C_{di} \omega / K_{fi}}{1+(1+n \cdot K_{bi}^* / K_{fi}) \lambda_i^2} \quad (4-6)$$

ここで、 $\omega$ は建物全体の固有円振動数を表し、本論文では主架構の弾性1次固有円振動数とする。 $h_{eqi}^{(k)}$ は応答のランダム性を考慮するために係数0.8の低減係数を用いる<sup>9)</sup>。

### Step3. 建物全体の $h_{eq}^{(k)}$ 、 $M_{eq}^{(k)}$ および $T_{eq}^{(k)}$ を算出

建物全体（非比例減衰形）の等価減衰定数 $h_{eq}^{(k)}$ はBiggsの略算<sup>10)</sup>の考え方を適用し、次式の通り、各層の等価減衰定数 $h_{eqi}^{(k)}$ を各層の弾性歪みエネルギー $W_{ei}^{(k)}$ により重み付ける。

$$h_{eq}^{(k)} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{eqi}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)}}{\sum_{i=1}^N W_{ei}^{(k)}}, W_{ei}^{(n)} = \frac{(B_i \cdot Q_B^{(k-1)})^2}{2K_{eqi}^{(k)}} \quad (4-7a,b)$$

また、 $h_{eq}^{(k)}$ は次式の通り履歴ダンパーによる等価減衰 $h_{HD}^{(k)}$ および粘性ダンパーによる減衰 $h_{VD}^{(k)}$ で表現でき、各項の寄与分が把握できる。

$$h_{eq}^{(k)} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{eqi}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)}}{\sum_{i=1}^N W_{ei}^{(k)}} = \frac{T_{eq}^{(k-1)}}{T_f} h_f + \frac{\sum_{i=1}^N h_{HD}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)} + \sum_{i=1}^N h_{VD}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)}}{\sum_{i=1}^N W_{ei}^{(k)}} = \frac{T_{eq}^{(k-1)}}{T_f} h_f + h_{HD}^{(k)} + h_{VD}^{(k)} \quad (4-8)$$

$$h_{HD}^{(k)} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{HD}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)}}{\sum_{i=1}^N W_{ei}^{(k)}}, h_{VD}^{(k)} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{VD}^{(k)} \cdot W_{ei}^{(k)}}{\sum_{i=1}^N W_{ei}^{(k)}} \quad (4-9a,b)$$

ダンパー剛性を考慮した等価1質点系の等価質量 $M_{eq}^{(k)}$ および固有周期 $T_{eq}^{(k)}$ を次式より算出する。

$$M_{eq}^{(k)} = \left( \sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i B_j / K_{eqj}^{(k)} \right)^2 / \sum_{i=1}^N m_i \left( \sum_{j=1}^i B_j / K_{eqj}^{(k)} \right)^2 \quad (4-10)$$

$$T_{eq}^{(k)} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( m_i \sum_{j=1}^i B_j / K_{eqj}^{(k)} \right)} \quad (4-11)$$

### Step4. $h_{eq}^{(k)}$ の判定

収斂を必要とする履歴ダンパーについては、収斂計算 $k$ 回目における建物全体の等価減衰 $h_{eq}^{(k)}$ が $(k-1)$ 回目の等価減衰 $h_{eq}^{(k-1)}$ と概ね一致しているか判定する。概ね一致した場合Step6.より最大応答を算出する。一致しない場合、 $k=k+1$ としStep5.で新たな $\mu_{ai}^{(k+1)}$ を求め、一致するまでStep2~5.を繰り返す。文献3)では収斂計算の判定に各層の $\mu_{ai}^{(k)}$ を用いているが、本論文では判定の簡易性に重点を置き、建物に対して1つ定まる $h_{eq}^{(k)}$ を用いる。

**Step5. 履歴ダンパー設置層の $\mu_{ai}^{(k)}$ を算出**

$h_{eq}^{(k)} \neq h_{eq}^{(k-1)}$ の場合、次式で新たな $\mu_{ai}^{(k)}$ を求める。減衰効果係数 $D_h^{(k)}$ には笠井式<sup>8)</sup>を用い、 $\beta$ は地震波によって定まる係数を表し、基準となる初期減衰は $h_f$ とする。

$$\mu_{ai}^{(k)} = \mu_{ai}^{(0)} \cdot D_h^{(k)} \frac{T_{eq}^{(k)}}{T_f} \quad (4-12)$$

$$D_h^{(k)} = \sqrt{(1 + \beta h_f) / (1 + \beta h_{eq}^{(k)})} \quad (4-13)$$

**Step6. 各層の $Q_i^{(k)}$ 、 $\delta_i^{(k)}$ を算出**

速度応答スペクトル一定領域においてダンパー付加により低減された各層のせん断力 $Q_i^{(k)}$ および層間変形 $\delta_i^{(k)}$ は履歴ダンパー設置層および粘性ダンパー設置層それぞれ次式より算出する。

◆履歴ダンパー設置層：

$$Q_i^{(k)} = B_i Q_B^{(k)} = (B_i Q_B^{(0)}) D_h^{(k)} \frac{T_f}{T_{eq}^{(k)}} \frac{M_{eq}^{(k)}}{M_f} \quad (4-14)$$

$$\delta_i^{(k)} = \begin{cases} \{Q_i^{(k)} - n K_{ai} \delta_{ayi}\} / K_{fi} & (Q_i^{(k)} > Q_{yi}) \\ Q_i^{(k)} / K_{eqi}^{(k)} & (Q_i^{(k)} \leq Q_{yi}) \end{cases} \quad (4-15)$$

◆粘性ダンパー設置層：

最大層せん断力は最大変形との位相差を考慮した次式とする。

$$Q_i^{(k)} = B_i \cdot Q_B^{(k)} = (B_i Q_B^{(0)}) D_h^{(k)} \frac{T_f}{T_{eq}^{(k)}} \frac{M_{eq}^{(k)}}{M_f} \sqrt{1 + \left(\frac{n K_{ai}''}{K_{eqi}^{(k)}}\right)^2} \quad (4-16)$$

$$K_{ai}'' = \frac{1}{1 + \lambda_i^2} C_{ai} \omega \quad (4-17)$$

$$\delta_i^{(k)} = (B_i \cdot Q_B^{(k)}) / K_{eqi}^{(k)} \quad (4-18)$$

### 4.3 応答予測法の精度検証

検討対象建物は、3.3節と同様、地上30階の超高層鋼構造建物である。ダンパー配置についても3.3節と同様、計13種の配置を用いる(図4.3.1)。検討用入力地震動は、速度応答スペクトルを $S_V=0.8\text{m/s}$  ( $h=5\%$ )とした模擬波3波を用いる。模擬波の位相特性はHACHINOHE 1968 EW(以降、告示H)、JMAKOBE 1995 NS(以降、告示K)、TOMAKOMAI 2003 NS(以降、告示T)を採用する。図4.3.2に入力地震動の変位応答スペクトル $S_D$  ( $h=5\%$ )、速度応答スペクトル $S_V$  ( $h=5\%$ )および加速度応答スペクトル $S_A$  ( $h=5\%$ )を示す。高次モードが卓越するようなケースは、3章で示したように本予測法で扱う等価せん断モデルの適用範囲外であるため検討対象外とする。

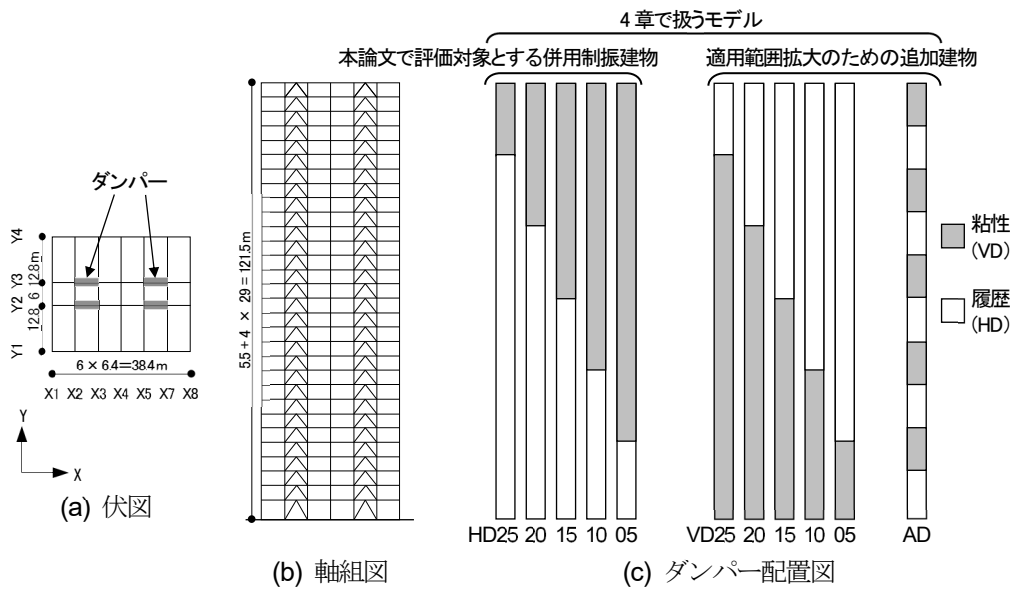


図 4.3.1 対象制振建物の伏図，軸組図，ダンパー配置図

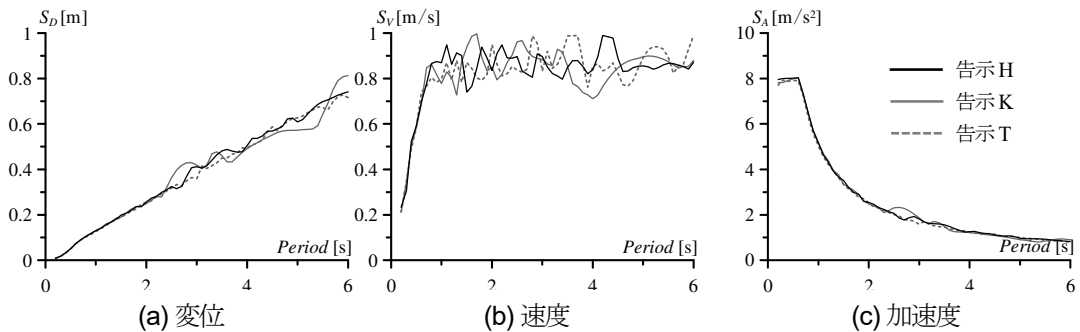


図 4.3.2 入力地震動の応答スペクトル ( $h=5\%$ )

図4.3.3に収斂計算回数 $k$ と等価減衰定数 $h_{eq}$ の関係を示す。HD15, VD15およびADの3ケースを重ねて示す。概ね $k=3$ 以降で一定値を示し、概ね $k=3$ 以降で概ね収束傾向にある。よって、以降は、収斂計算3回目の結果を示す。

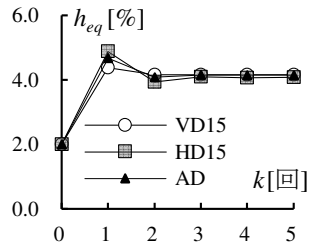


図 4.3.3  $k$  と  $h_{eq}$  の関係

図4.3.4～4.3.6に各地震波における各層の最大層せん断力および最大層間変形角の応答予測結果（予測値）時刻歴解析結果（時刻歴）の比較を示す。予測値算出の際、 $\alpha_N$ および $K_{bs}$ は、計算の簡略化のために各層に設置される $n$ 本の平均値を用いる。また $D_h$ （式(4-13)）における $\beta$ は告示Hおよび告示Tで75、告示Kで25を用いる。層せん断力および層間変形角ともに、予測値が時刻歴解析結果を概ね精度良く再現していることが確認できる。HD25およびHD20の中層部、VD25、VD20およびVD15の下層部のように、Ai分布から外れる部分は予測精度が劣る。Ai分布から外れるケースに対する改善方法については今後の課題とする。

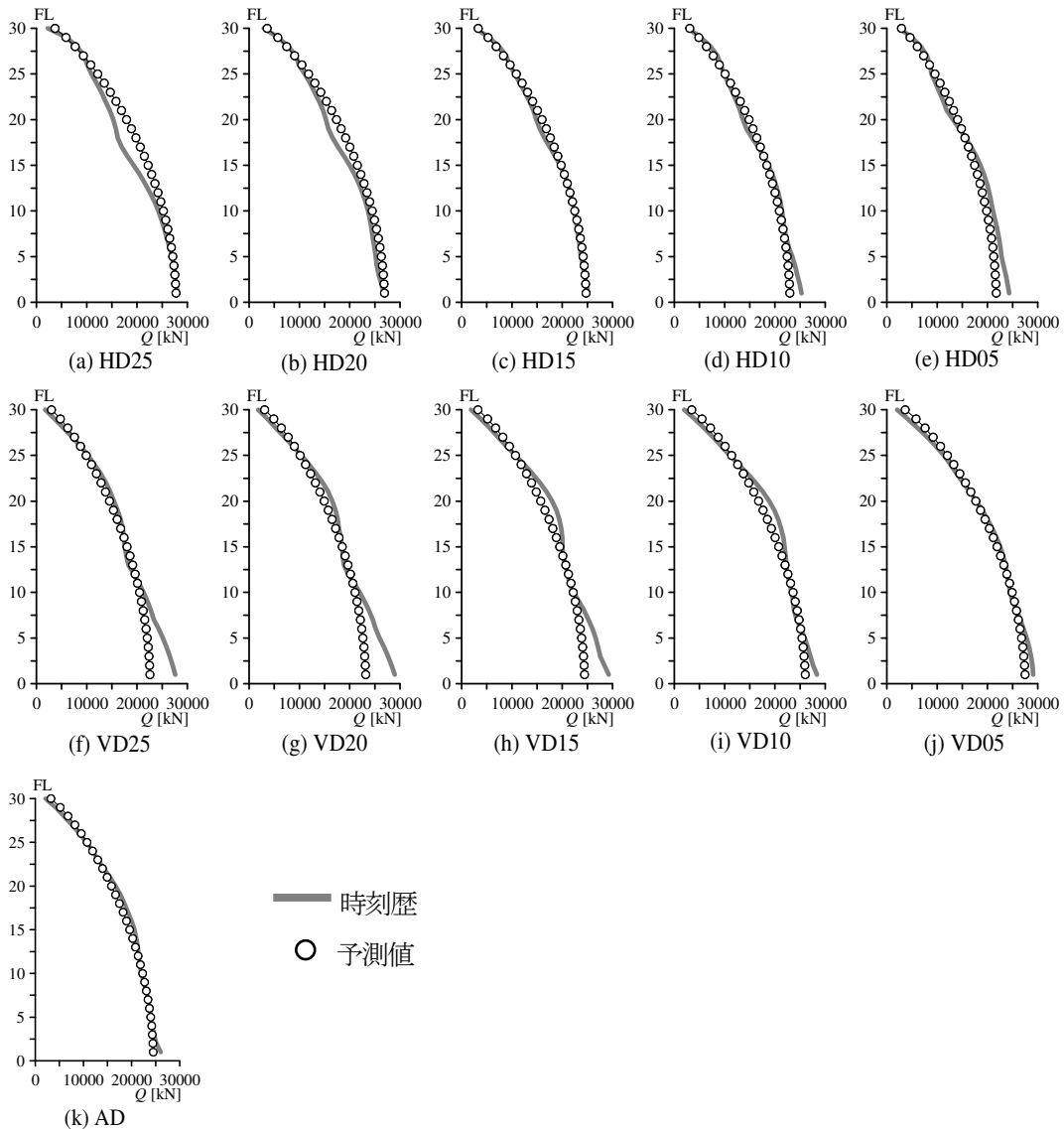


図 4.3.4(i) 最大層せん断力の高さ方向分布（告示H,  $\alpha_{d1}=0.025$ ）

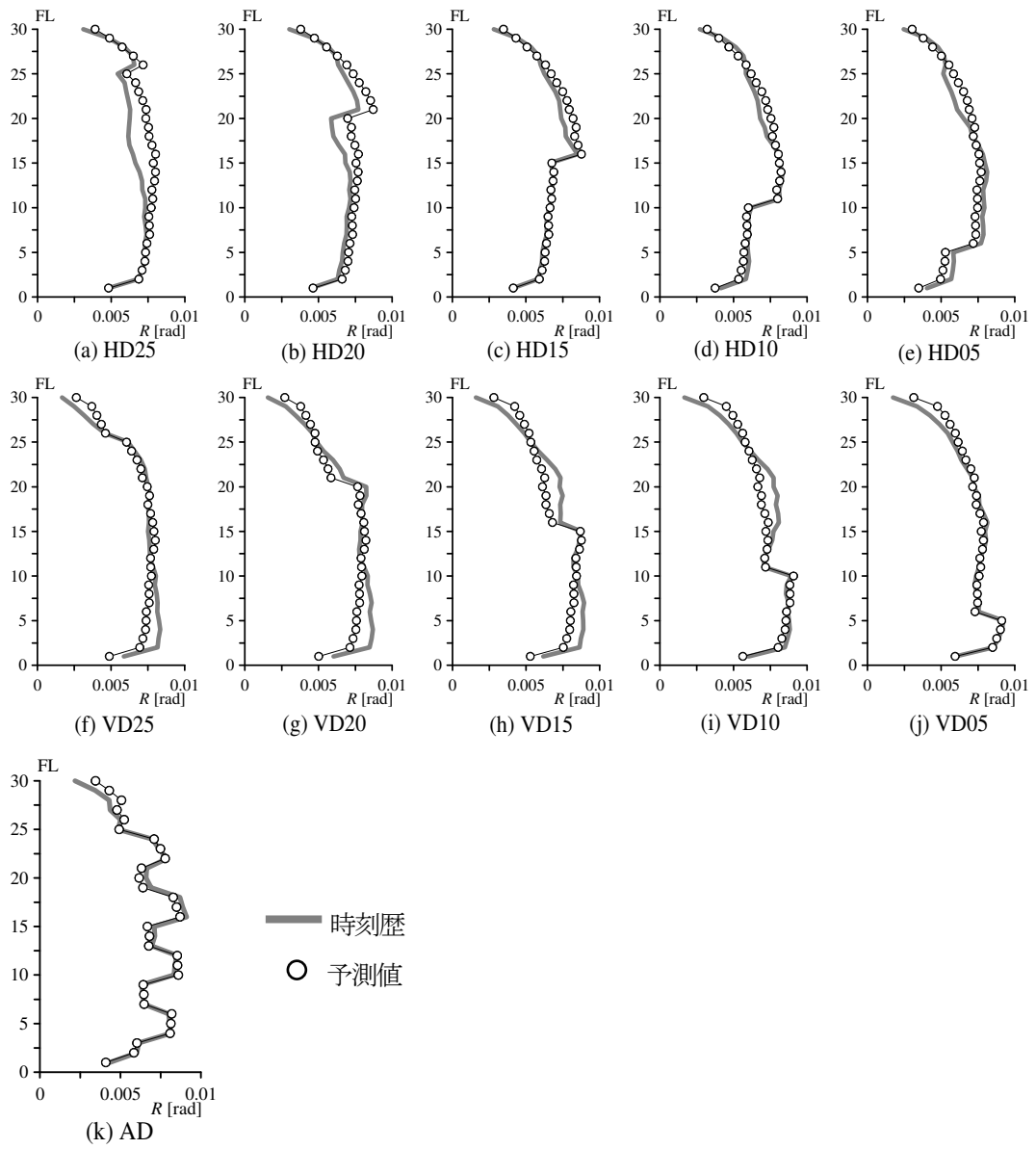


図 4.3.4(ii) 最大層間変形角の高さ方向分布 (告示 H,  $\alpha_{dy1}=0.025$ )

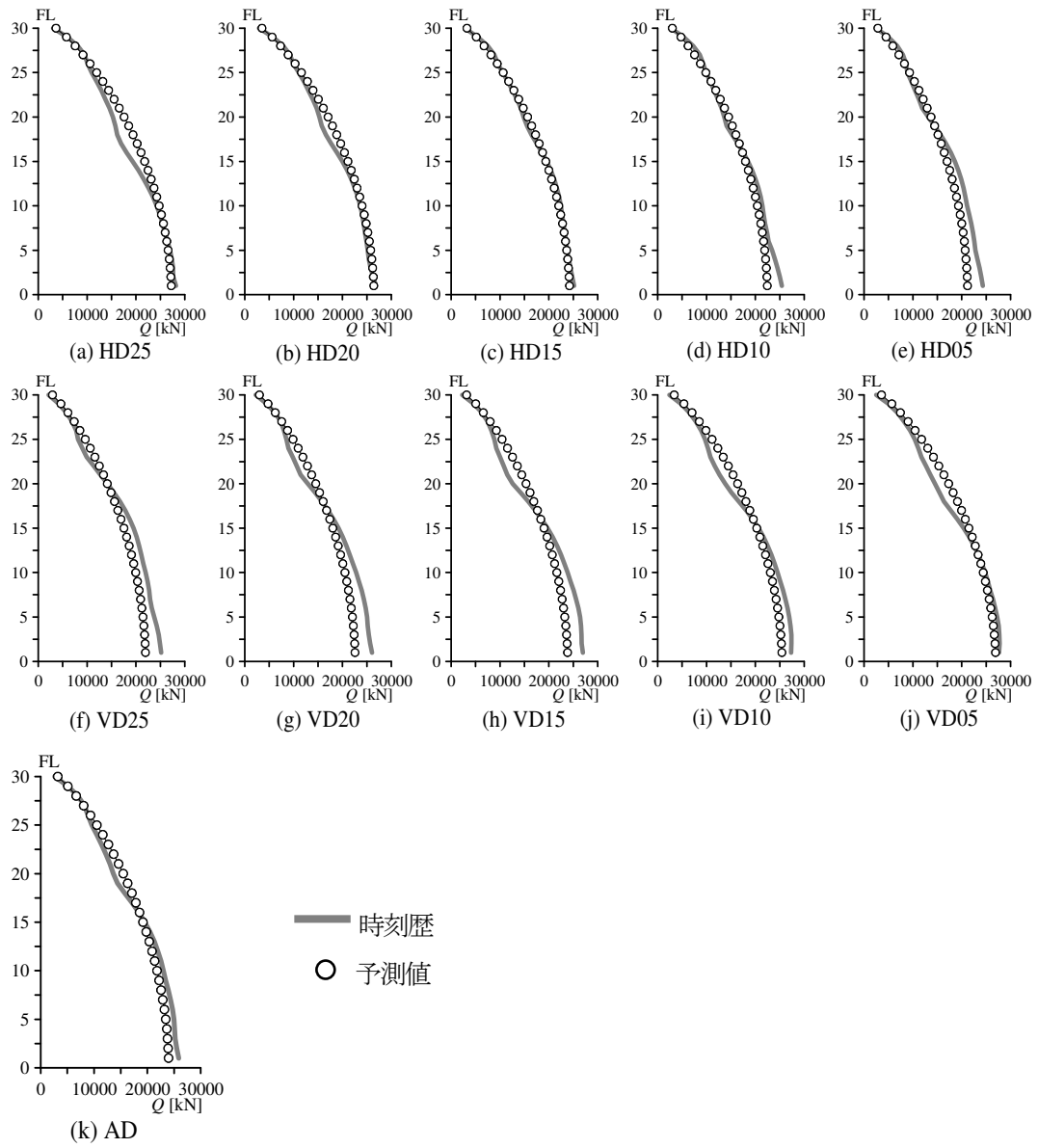


図 4.3.5(i) 最大層せん断力の高さ方向分布 (告示 K,  $\alpha_{\phi 1}=0.025$ )

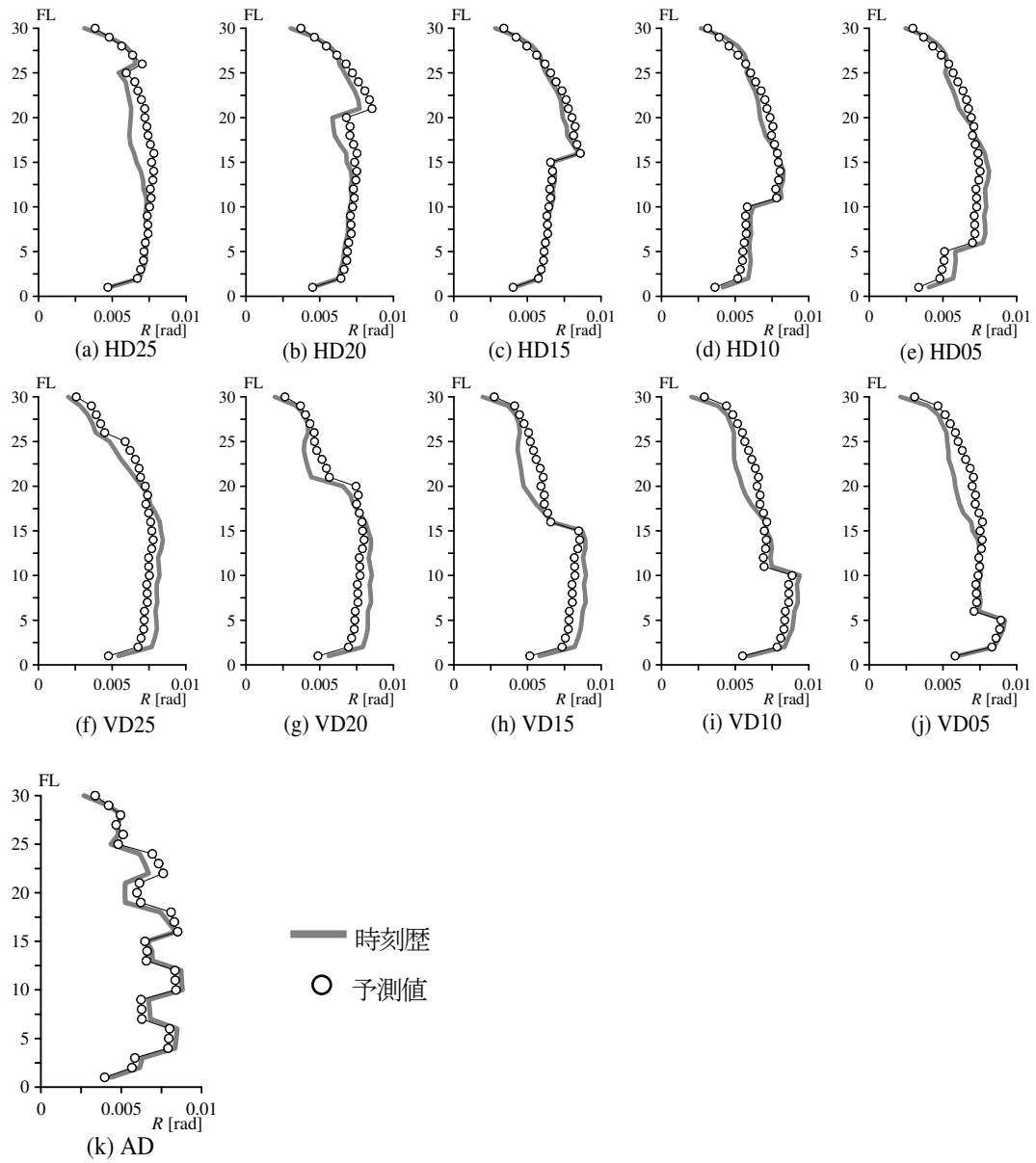


図 4.3.5(ii) 最大層間変形角の高さ方向分布 (告示 K,  $\alpha_{d1}=0.025$ )

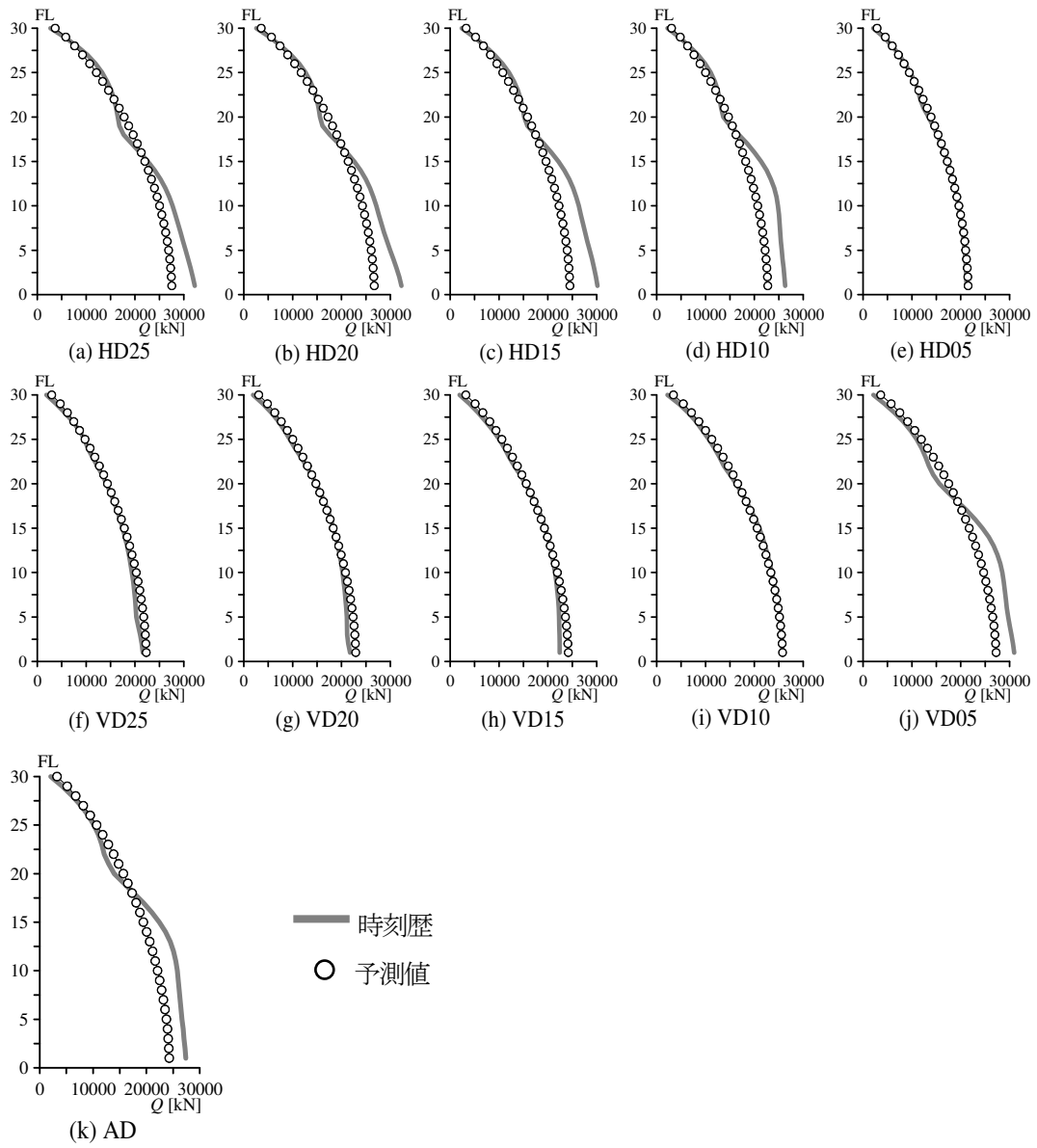


図 4.3.6(i) 最大層せん断力の高さ方向分布 (告示 T,  $\alpha_{\phi 1}=0.025$ )

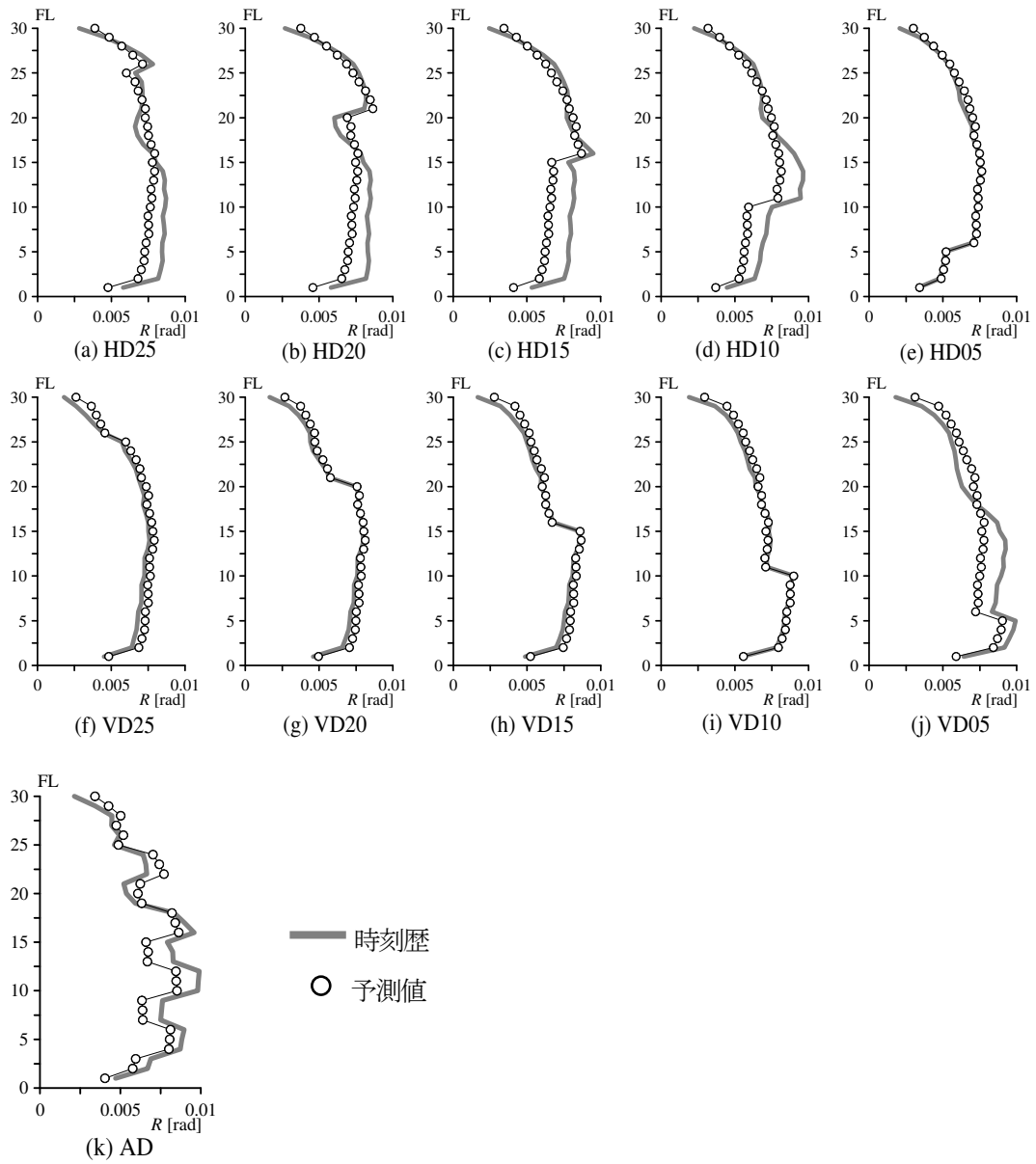
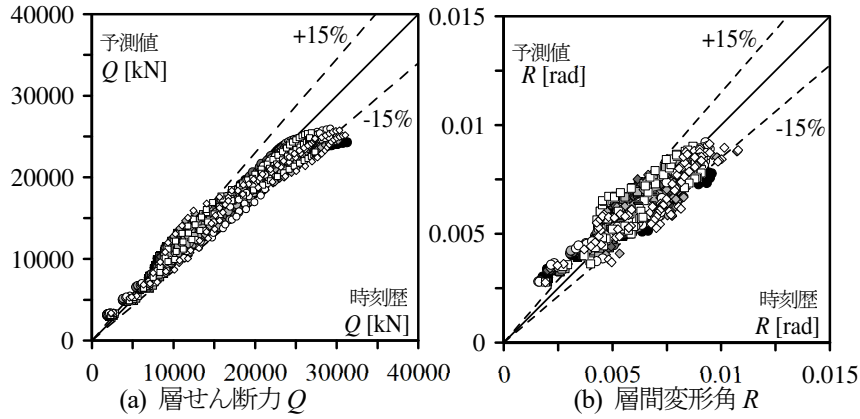


図 4.3.6(ii) 最大層間変形角の高さ方向分布 (告示 T,  $\alpha_{\phi 1}=0.025$ )

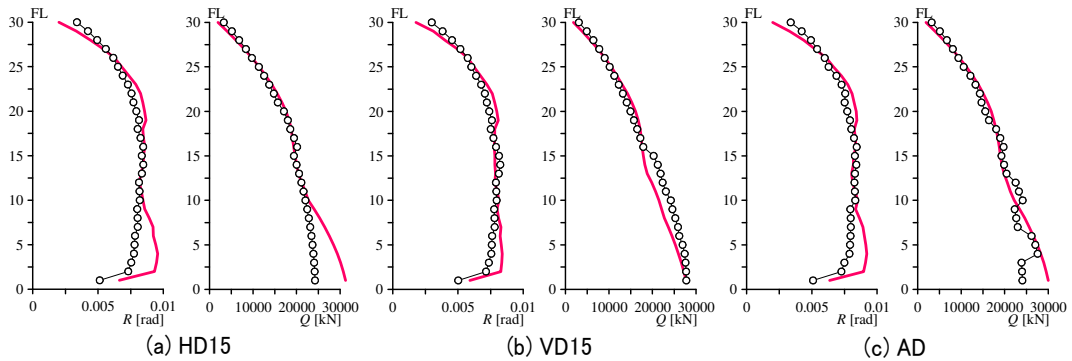
## 4.4 履歴ダンパーのダンパー量を変えた場合の精度検証

履歴ダンパーのダンパー量を $\alpha_{dy1}=0.5\%$ 、 $1.5\%$ および $3.5\%$ に変えた場合について、精度検証結果を示す。図4.4.1にHD15、VD15およびADモデル( $\alpha_{dy1}=0.5\sim 3.5\%$ 、告示3波)における各層の時刻歴解析結果(時刻歴)と予測値の比較を示す。図4.4.1より、層せん断力 $Q$ および層間変形角 $R$ ともに、概ね誤差 $\pm 15\%$ 以内に収まり精度は良好である。図4.4.2に高さ方向分布を示す。ダンパー計画時に制振性能評価をする上で十分有効である。

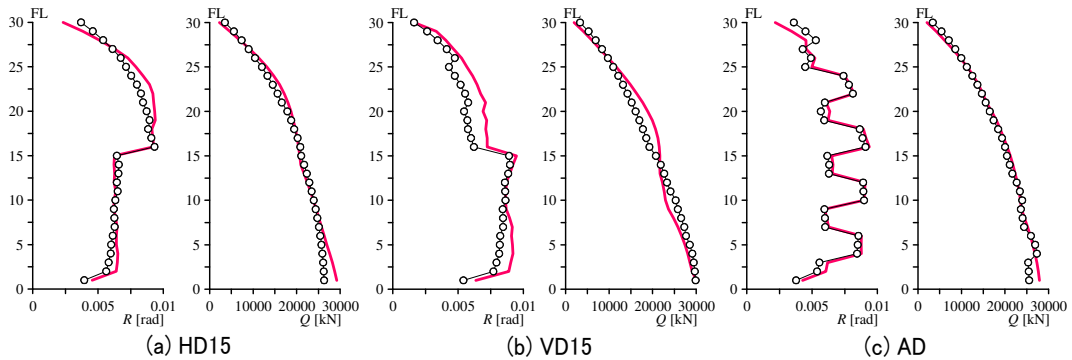


凡例	$\alpha_{dy1}=0.5\%$	1.5%	2.5%	3.5%
告示H	●	●	○	○
告示K	■	■	□	□
告示T	◆	◆	◇	◇

図4.4.1 HD15、VD15、ADにおける時刻歴解析結果と応答予測結果の応答比較



(1)  $\alpha_{dy1} = 0.005$



(2)  $\alpha_{dy1} = 0.035$

図4.4.2 RおよびQの高さ方向分布(告示H)

○予測値    —時刻歴

## 4.5 まとめ

履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置した制振構造（併用制振建物）を対象に、利便性の高い文献 3) の等価線形化法に基づく予測法を適用し、適用範囲拡大を試みた。限定された例題建物による検証ではあるが、様々なダンパー配置、ダンパー量、地震波に対して応答予測法を適用し、時刻歴応答解析結果と比較することで精度検証を行った。層せん断力分布が  $A_i$  分布に基づく分布から外れるケースでは予測精度が劣るが、設計初期段階のダンパー計画時に十分な精度であることを確認した。

なお、適用範囲拡大のために、地上 16 階、23 階および 38 階の 3 つの建物に対して精度検証を行った（付録 4A）。

### 付録 4A 複数の建物を用いた応答予測法の精度検証

検討対象建物は、付録 3D に示した地上 8 階の超高層鋼構造建物 (F8) に加え、16 階 (F16)、23 階 (F23) および 38 階建物 (F38) を用いる。地上 8 階建物については、ダンパー配置についても付録 3D と同様 2 種の配置を用いる（図 4A.1）。16 階、23 階および 38 階建物については下記の条件に基づき設定する（図 4A.2）。なお、主架構の層剛性は下記の条件を用いて付録 4B の方法で設定する。

- ・ 主架構の 1 次固有周期  ${}_1T_f$ : 2.5s (F16), 3.5s (F23), 5.5s (F38)
- ・ 建物高さ  $H$ (m) と  ${}_1T_f$  の関係:  ${}_1T_f \doteq 0.035H$
- ・ 平面形状およびダンパーの配置位置: 地上 30 階に同じ
- ・ 階高: 4.0m (1 階は 5.0m)
- ・ 層剛性: 第 1 層目を 1.0, 最上層を 0.33 とする直線分布
- ・ 各階重量: 基準階 8.0kN/m<sup>2</sup>, 最上階 10kN/m<sup>2</sup>
- ・ ダンパー配置: 階数の半分を境界層として下層に履歴・上層に粘性 (HD8, HD12, HD19), 階数の半分を境界層として下層に粘性・上層に履歴 (VD8, VD12, VD19)
- ・ ダンパー量: 履歴ダンパーは第 1 層の降伏せん断力係数を 3%, 粘性ダンパーは第 1 層の付加粘性減衰定数を 5% とし,  $A_i$  分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに最下層から 5 層ごとに設定する。粘性ダンパーは, 線形粘性ダッシュポットと弾性バネを直列結合したモデルとし, 各層の弾性バネ剛性  $K_d$  と粘性係数  $C_d$  との関係は  $K_d=4.5C_d$  とする。
- ・ 骨組特性値  $\alpha_N$  (図 4A.2(b)): 第 1 層目を 1.0, 最上層を F16 が 0.6, F23 が 0.55, F38 が 0.4 とする直線分布
- ・  $K_b/K_f$  (図 4A.2(b)):  $K_b/K_f$  が第 1 層目を 1.0, 約 0.2H の層を 0.2, 最上層を 0.1 とする直線分布

検討用入力地震動は、4.3 節と同様、模擬波 3 波を用いる。

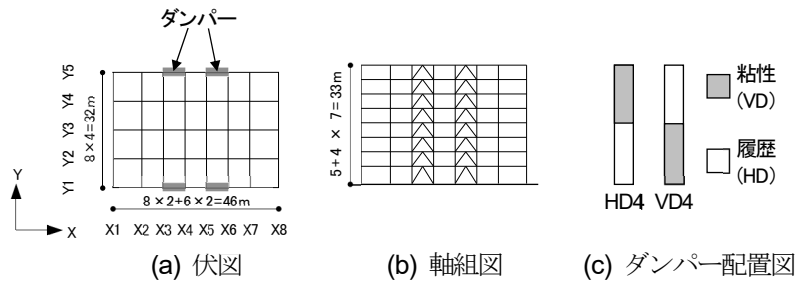


図 4A.1 地上 8 階中低層鋼構造建物の伏図, 軸組図, ダンパー配置図

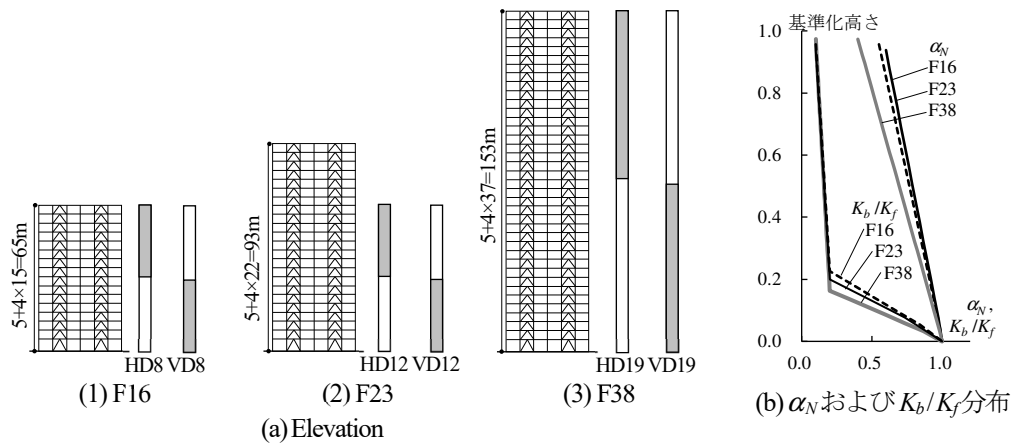
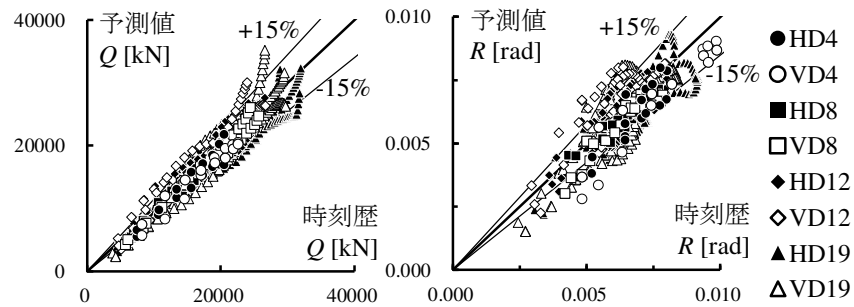


図 4A.2 検討建物の概要

付図 4A.3 にすべてのケースにおける各層の時刻歴解析結果（時刻歴）と予測値の結果を示す。付図 4A.3 より、層せん断力および層間変形角ともに概ね誤差±15%以内に収まる。



付図 4A.3 時刻歴解析結果と予測値の比較

図 4A.4 に高さ方向分布の比較を示す。代表して告示 H の結果を示す。層せん断力および層間変形角ともに、予測値が時刻歴解析結果を概ね精度良く再現していることが確認できる。Ai 分布から外れる部分は予測精度が劣る。

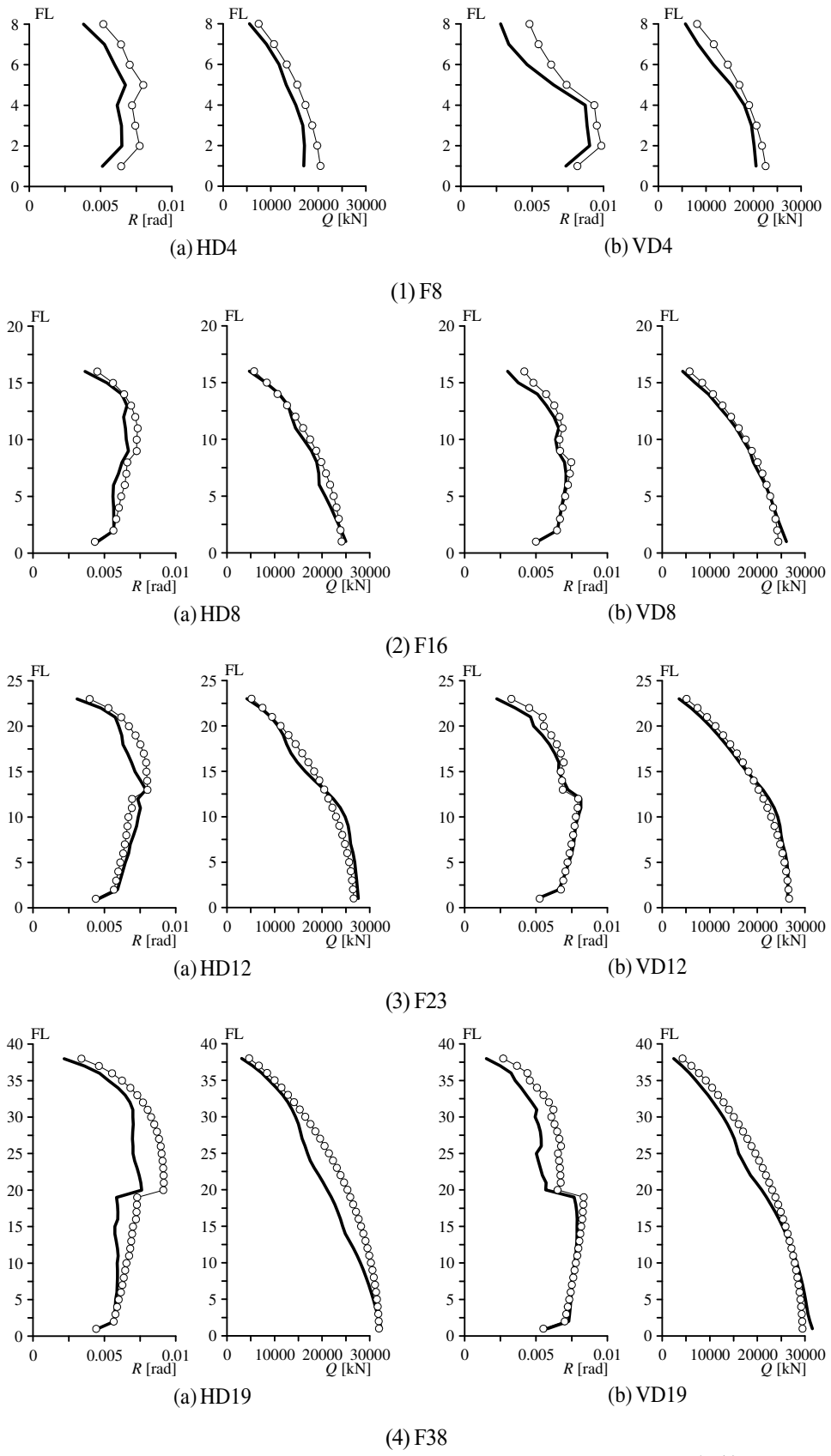


図 4A.4 高さ方向分布の比較 (告示 H)      ..... 時刻歴      ○ 予測値

#### 第4章の参考文献

- 1) 打越瑞昌：制振の基本 制振部材の適切な選定方法，建築技術，No.796，pp.86-87，2016.5
- 2) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門（第2版），彰国社，2009.4
- 3) 竹内徹，市川康，中島秀雄，笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測，日本建築学会構造系論文集，No.583，pp.115-122，2004.9
- 4) 樹下亮佑，佐藤大樹，戸張涼太，安永隼平，植木卓也，金城陽介：振幅依存性を有する間柱型粘弾性ダンパーの等価線形化に基づく地震応答予測手法，日本建築学会構造系論文集，第803号，pp.47-58，2023.1
- 5) 竹内徹，小河利行，中間明子，熊谷知彦：弾塑性架構で支持されたラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第596号，pp.49-56，2005.10
- 6) 加藤翼，佐藤大樹，佐藤利昭，北村春幸，長江拓也，石井正人，吉江慶祐：オイル・鋼製ダンパーを用いた下層部分制振補強の効果と影響に関する検討，日本建築学会技術報告集，2015.6
- 7) Newmark N. M. and Rosenblueth E. : Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall. 1971
- 8) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.53-62，2003.9
- 9) 笠井和彦，大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度（弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法），日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.51-59，2004.6
- 10) 柴田明徳：最新耐震構造解析，第2版，森北出版株式会社，2003

## 第5章

### 等価線形化法に基づく知覚時間予測法

#### 5.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震において、首都圏に建つ超高層鋼構造建物の多くが大きな揺れを経験し、建物の長周期・長時間の揺れが建物に滞在する者（以後、居住者）に大きな恐怖を与えたり<sup>1)</sup>。大地震や想定を超える地震に対しても建物の変形・損傷を低減することを目的としてパッシブ制振構造を用いることが一般的となった超高層鋼構造建物の構造安全性は、建物に生じる最大変形・最大応力を用いて評価されているが、居住者に大きな恐怖を与えないとは言い切れない。また、揺れの継続時間が事前に把握できると心理・生理的影響が軽減され安心につながる事が示唆されており<sup>2)</sup>、建物の揺れの継続時間を用いた建物評価の重要性は増している。

これらを踏まえ、本論文の目的は、今後想定される長周期かつ長時間継続する地震動（以後、長周期地震動）による建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続けた時間（以後、知覚時間 $t_p$ ）を事前に把握することであり、制振構造の新しい制振性能の評価指標の1つとして、制振性能を把握することである。これらを展開する上で、本章では知覚時間を簡易的に予測する手法を提案する。

建物応答を簡易的に予測する手法として応答スペクトルが用いられる。応答スペクトルは、1組の減衰定数と固有周期からなる1質点系で表現した建物に対して、地震波が与える影響を表現し、建物の非減衰周期と応答の関係を示す<sup>3)</sup>。様々なダンパー種・配置により変化する減衰定数 $h$ ・固有周期 $T$ に対して、包括的に制振性能を評価できる応答スペクトルは有用であり、最大応答に着目した研究は多くの研究者らにより行われ、制振構造においては笠井ら<sup>例え(ば)4)</sup>により精力的に行われてきた。しかし、建物応答の継続時間に着目した制振性能評価までには至っていない。

本論文は、文献5)で提案されている閾値超過継続時間スペクトルに倣い、知覚時間の周期特性を把握するために、さまざまな周期をもつ1質点系から求めた知覚時間（以後、知覚時間スペクトル）を用いるが、予測手法を提案する上で課題となるポイントは以下である。

- (1) 知覚時間の定義
- (2) 知覚時間に影響する要因
- (3) 1質点系による応答スペクトルを用いる上で、高次モードが知覚時間に与える影響
- (4) 応答スペクトルを用いる上で、1組の等価減衰・等価周期の設定

これらを整理し、以下の構成で示す。5.2節では、知覚時間について既往研究を参考に設定する。5.3節では、まず、超高層鋼構造制振建物における知覚時間の傾向を時刻歴応答解析結果により分析する。様々なダンパー配置・種類を試みた地上30階建物を用い、減衰の影響について分析する。次に、5.4節の予測手法の提案に先立ち、高次モードや終盤応答が知覚時間に与える影響について

分析する。5.4節において、弾性1質点系を用いた知覚時間の予測手法を提案する。また、地上30階建物に対して提案手法を適用し、時刻歴応答解析結果と比較することで精度検証を行う。なお、適用範囲拡大のために、地上16階、23階および38階の3つの建物に対して精度検証を行い、その結果は付録に示す。

## 5.2 知覚時間の設定

本論文で示す知覚時間を設定するうえで、継続時間および判定値の2点について言及する。

まず、継続時間について示す。地震動の継続時間を参考にすると、3つが考えられる<sup>5)</sup>。

### (1) 波形の自乗累積値を波形の全累積値で基準化された無次元化時刻歴のある区間

これまで継続時間は地震動評価<sup>例えば6)</sup>や建物評価<sup>例えば7)</sup>に用いた研究があるが、全累積値で基準化され、振幅レベルが明示できないため、知覚判定などの評価には適さないことが指摘されている<sup>5)</sup>。また、基準化に用いる全累積値が特定の条件から算出されたものであり、地震動や建物条件が変化したときに同一尺度で比較できない。

### (2) 閾値(判定値)を超過した正味の時間

図5.2-1に示すように地震応答中に閾値を下回る区間が評価されないため、知覚時間が過小評価となる。

### (3) 振幅レベルを設定し振幅レベルを最初に超過してから最後に下回るまでの時間や振幅レベルを超過した正味の時間

図5.2-1に示すように地震応答中に閾値を下回る区間も評価される

能島<sup>5)</sup>は揺れの影響評価を目的とする場合、(2)または(3)を推奨している。本論文で示す知覚時間 $t_p$ は建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続けた時間であるため、図5.2-1に示すように、継続時間は応答値の絶対値が判定値を最初に超えた時 $t_{pstart}$ (開始時間)から最後に下回る時 $t_{pend}$ (終了時間)までの時間(= $t_{pend}-t_{pstart}$ )と定義する。なお、地震応答の途中で判定値を下回る時間が長くなる場合についても、本論文ではその時間は知覚時間に含むものとする。

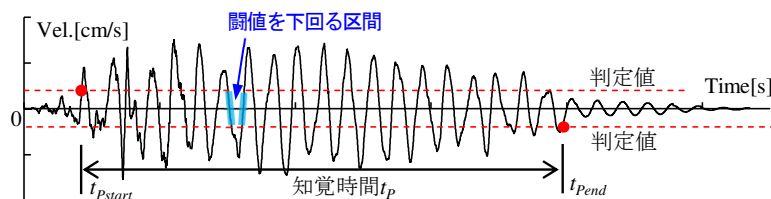


図 5.2-1 知覚時間の定義

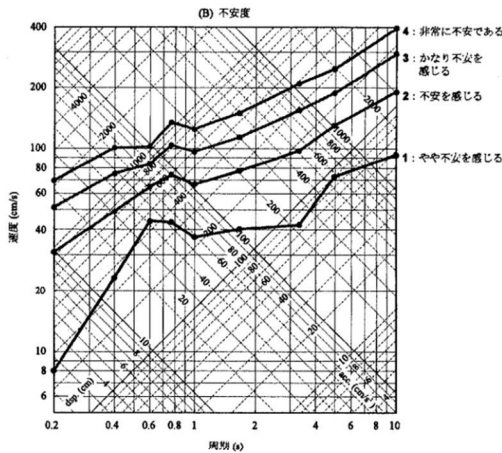
次に、判定値について示す。判定値はこれまでに多くの研究が行われている。本研究で比較した代表する4つの性能評価基準を表5.2-1および図5.2.2に示す。比較項目は、評価基準の対象、設定方法、評価値、対象周期、代表判定値とする。代表判定値は、採用する判定値と同等のレベルを推定し、後述する地上30階建物の弾性1次固有周期における判定値を示す。4つの性能評価基準以外に調査した既往文献については付録5Hに示す。

- (1) 高橋ら<sup>8)</sup>の評価基準は、強震時の避難行動限界の評価を対象とし、長周期地震動までを対象とした振動台実験（様々な振動数・振幅の正弦波で水平1方向に加振）によるアンケート結果に基づき設定されている。代表判定値は他の3つと比べて大きな数値を示す。
- (2) 肥田・永野<sup>9)</sup>の評価基準は、2011年東北地方太平洋沖地震において関東・関西地域の超高層集合住宅14棟の居住者を対象としたアンケート結果に基づき設定された不安度評価曲線である。RC造の応答が主である。また、他の評価基準と異なり、判定値は周期に対して右肩下がり傾向を示す。高橋ら<sup>8)</sup>の不安度の評価曲線についての分析も行っている。
- (3) 長周期地震動階級<sup>10)</sup>は、(2)肥田・永野の知見を含む実地震および加振実験結果に基づき設定され、固有周期1.6~7.8sの高層ビルの揺れの大きさの指標として用いられている。他の評価基準と異なり、判定値は周期に対して一定である。
- (4) 居住指針<sup>11)</sup>の評価基準は、風など様々な振動源による水平振動を評価する場合に用いられ、長周期地震動による建物の揺れも対象とされている。居住指針では1.5Hz~10Hz以外の範囲の振動は非定常的な振動でも定常的な振動とみなされるため、本論文でも定常的な振動に関する性能評価図を対象とする。多くの既往研究のレビューに加え、文献11)で引用される多くの加振実験によるアンケート結果に基づき設定され、実務設計では風揺れの居住性評価に多く用いられている。判定値は周期1.3s以上に対して右肩上がりの傾向を示す。

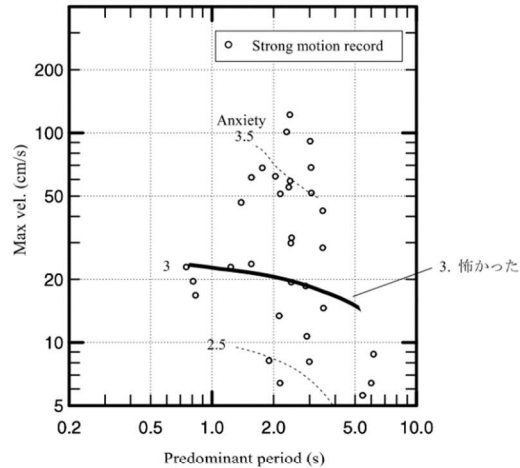
表 5.2-1 性能評価基準の比較

種類	(1) 高橋ら	(2) 肥田・永野
対象	強震時の避難行動限界の評価	2011年東北地方太平洋沖地震における居住者の不安度と建物の揺れの関係
設定方法	長周期地震動を想定した1軸正弦波加振実験によるアンケート結果に基づき設定	2011年東北地方太平洋沖地震によるアンケート結果に基づき設定
評価値	速度	速度
対象周期	0.2~10s	約0.8~5.0s
代表判定値 (T=4.46)	約65cm/s (1:やや不安を感じる)	約5cm/s (不安度2.5) 少し怖かったと怖かったの中間レベル
特徴	・ 振動台実験結果のみの判定値 ・ 周期に対して概ね右肩上がり	・ 1つの地震波およびRC造の応答が主 ・ 周期に対して概ね右肩下がり

種類	(3) 長周期地震動階級	(4) 居住指針
対象	固有周期1.6~7.8s程度の高層ビルの揺れの大きさの指標	定常的な水平振動（戸建住宅~超高層建物、風・長周期地震動・交通振動などによる振動）を対象とした居住性評価に適用
設定方法	2011年東北地方太平洋沖地震、兵庫県南部地震、加振実験に基づき設定	多くの加振実験によるアンケート結果に基づき設定
評価値	速度	加速度
対象周期	1.6~7.8s	0.03~10s
代表判定値 (T=4.46)	5cm/s(長周期地震動階級1の下限值) ほとんどの人が揺れを感じる。 驚く人もいる。	6.9gal (擬似速度換算すると4.9cm/s) IV-V : ほとんどの人が知覚しだすランク
特徴	・ RC造の応答が主 ・ 周期に対して一定	・ 主に振動台実験による結果が用いられている ・ 周期1.3s以降において周期に対して右肩上がり



(1) 単調加振に対する不安度の評価曲線（平均値）<sup>8)</sup>



(2) アンケート調査と強震記録に基づく不安度評価曲線<sup>9)</sup>

表1 長周期地震動階級を与える絶対速度応答スペクトル Sva (減衰定数 5%) の範囲

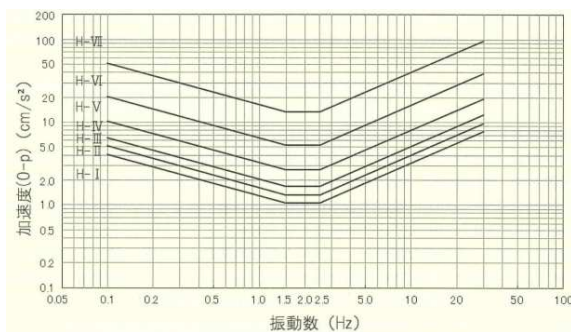
長周期地震動階級	絶対速度応答スペクトル Sva (減衰定数 5%) の値 (対象周期 T 1.5 秒 < T < 8.0 秒※)
長周期地震動階級 1	5 cm/s ≤ Sva < 15 cm/s
長周期地震動階級 2	15 cm/s ≤ Sva < 50 cm/s
長周期地震動階級 3	50 cm/s ≤ Sva < 100 cm/s
長周期地震動階級 4	100 cm/s ≤ Sva

※周期 1.6 秒から 7.8 秒において、0.2 秒刻みで計算する

表2 長周期地震動階級関連解説表 (高層ビルにおける人の体感・行動、室内の状況等との関連)

長周期地震動階級	人の体感・行動	室内の状況	備考
長周期地震動階級 1 (やや大きな揺れ)	室内にいたほとんどの人が揺れを感じる。驚く人もいる。	ブラインドなど吊り下げものが大きく揺れる。	-
長周期地震動階級 2 (大きな揺れ)	室内で大きな揺れを感じ、物につかまりたいと感じる。物につかまらなると歩くことが難しいなど、行動に支障を感じる。	キャスター付き什器がわずかに動く。棚にある食器類、書類の本が落ちることがある。	-
長周期地震動階級 3 (非常に大きな揺れ)	立っていることが困難になる。	キャスター付き什器が大きく動く。固定していない家具が移動することがあり、不安定なものは倒れることがある。	間仕切壁などにひび割れ・亀裂が入ることがある。
長周期地震動階級 4 (極めて大きな揺れ)	立っていることができず、はわないと動くことができない。揺れにほんろつされる。	キャスター付き什器が大きく動き、転倒するものがある。固定していない家具の大半が移動し、倒れるものもある。	間仕切壁などにひび割れ・亀裂が多くなる。

(3) 長周期地震動階級<sup>10)</sup>



(4) 定常的な水平振動に関する性能評価図<sup>11)</sup>

表2 定常的な水平振動の評価レベルの説明

評価の観点	不安感	不快	知覚
H-VII	かなり不安を感じる	かなり不快である	ほとんどの人が知覚する
H-VI	わりと不安を感じる	わりと不快である	
H-V	あまり不安を感じない	あまり不快でない	大半の人が知覚する
H-IV	まったく不安を感じない	まったく不快でない	
H-III			大半の人が知覚しない
H-II			わずかな人しか知覚しない
H-I			ほとんどの人が知覚しない

図 5.2.2 本研究で比較した 4 つの性能評価基準

付録 5H の既往研究も含めると、評価には変位・速度・加速度が用いられている。最近の長周期地震動に関する研究では、振動感覚と相関性のある速度が用いられている<sup>8)9)10)</sup>。

本論文では、既往研究を幅広く網羅し・実務設計や竣工建物を用いた加振実験による居住性評価に多く用いられている居住指針の評価基準を判定値とする。また、定常的な振動とみなすこと、他の評価基準と比較できるように、建物の弾性固有周期における加速度値から算出した擬似速度を判定値として用いる (図 5.2.3)。判定値は、定常的な水平振動の評価レベルのうち、知覚確率 79% (大半の人が知覚し、あまり不快でない・あまり不安を感じないレベル) を示す H-IV と H-V の境界とする。後述する地上 30 階建物の 1 次固有周期  $T_f = 4.46s$  における擬似速度に着目すると居住指針の擬似速度は 4.9cm/s であり、(3) 長周期地震動階級 1 と同程度の判定値を示す。また、本

論文は応答評価の容易さを重視し、相対速度を用いて評価する。なお、知覚時間に着目した絶対速度および相対速度については付録 5A に示す。

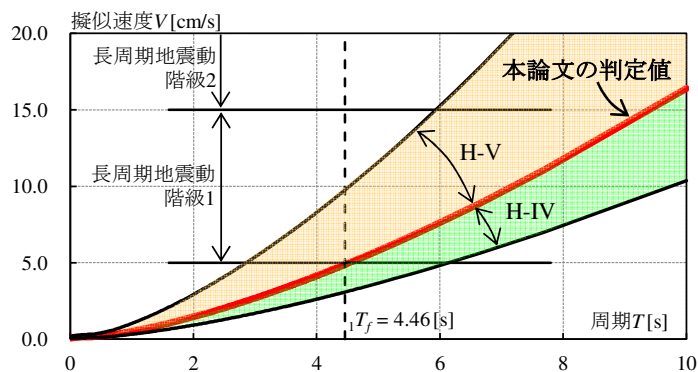


図 5.2.3 性能評価曲線

### 5.3 時刻歴応答解析による知覚時間の分析

5.4 節に示す知覚時間の予測手法の提案に先立ち、本章では超高層建物における知覚時間の傾向を時刻歴応答解析結果より概観する。検討は、高次モードの影響も考慮するために 1 質点系に限定せず多層建物を想定し、建物の周期・減衰の影響を把握するために様々なダンパー配置を想定する。検討対象階は、居住者が存在する階のうち速度応答の大きい最上階とする。以降の分析結果も最上階について示す。

#### 5.3.1 検討用建物の概要および入力地震動の概要

本章で対象とする建物は、3.3 節と同様、図 5.3.1 に示す地上 30 階、高さ 121.5 m の超高層鋼構造建物である。ダンパー配置は、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ全層に配置した HD30 および VD30 に加え、近年ダンパー効率を上げるために様々なダンパー配置計画がなされていることを鑑み、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを配置し境界層を 25 層、20 層、15 層、10 層、5 層としたモデル 5 種（それぞれ HD25, HD20, HD15, HD10, HD05）、下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを配置し境界層を 25 層、20 層、15 層、10 層、5 層としたモデル 5 種（それぞれ VD25, VD20, VD15, VD10, VD05）、各層に履歴ダンパーおよび粘性ダンパーをそれぞれ 4 台ずつ配置した HV30 の計 13 ケースとする。履歴ダンパーは LY225 材からなる座屈拘束ブレースを用い、HD30 における履歴ダンパーの第 1 層の降伏せん断力係数は 2.5% である。粘性ダンパーは、線形粘性ダッシュポットと弾性バネを直列結合したモデルを用い、VD30 における粘性ダンパーの第 1 層の付加粘性減衰定数は 3.3% である。

解析モデルは 3 章で示した等価せん断モデルとする。本解析モデルは、擬似フレーム、擬似ブレースおよび擬似ダンパーから構成され、ダンパー配置の違いによるダンパーの実効変形への影響を表現できる（図 5.3.2）。擬似ブレースと擬似ダンパーの直列系を合わせて付加系、擬似フレームと付加系の並列系を合わせてシステムと称する。ダンパー設置箇所の架構剛性を示す擬似ブレース  $K_b$ 、骨組特性値  $\alpha_N$  を用いて変換された擬似ダンパーおよび各諸元についても 3 章のモデルと同じとする。解析は X 方向のみを対象とし、主架構は弾性状態を保つものとする。居住性評価を対象としているため、構造減衰は主架構のみの 1 次固有周期  $T_f (=4.46\text{s})$  に対して  $h_f=1\%$ <sup>12)</sup> とな

る剛性比例型とする。履歴ダンパーのみの弾性剛性を考慮したシステムの1次固有周期 $eT$ （以後、弾性周期）および等価減衰 $eh$ を図5.3.3および図5.3.4に示す。各ダンパー配置における弾性周期に対応する判定値（5.2節）も併せて示す。なお、等価減衰は、4.2節に示すように、各層の等価減衰を弾性歪エネルギーで重み平均することにより算出する。履歴ダンパー設置層が多いほど弾性周期は短く、履歴ダンパーを上層に設置したケースと比べて下層に設置した方が弾性周期は短い。粘性ダンパー設置層が多いほど等価減衰は大きく、粘性ダンパーを上層に設置したケースと比べて下層に設置した方が等価減衰は大きい。

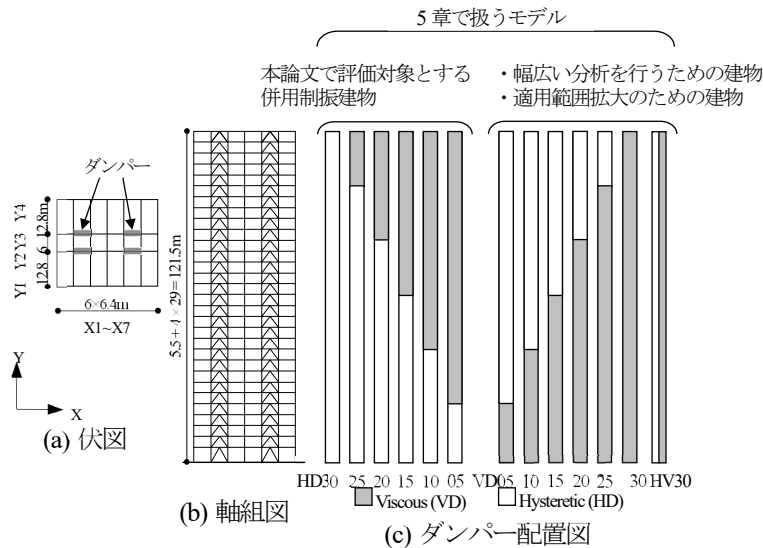


図 5.3.1 検討建物の概要

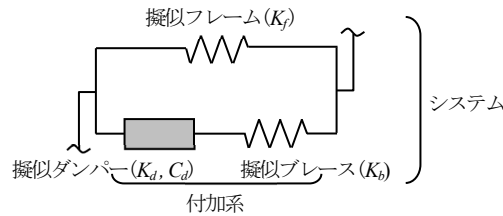


図 5.3.2 解析モデル

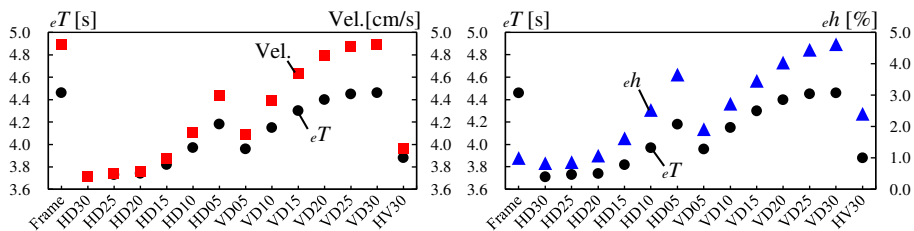


図 5.3.3 弾性周期  $eT$  と等価減衰  $eh$

図 5.3.4 弾性周期  $eT$  と判定値

表 5.3.1 に入力地震動の諸元を示す。実効継続時間は加速度の自乗累積値を全累積値で基準化した無次元化時刻歴の 5% から 95% までの時間<sup>13)</sup>である。検討用地震動は、国内の被害地震および設計で用いられる長周期地震動の中から選択した観測波 2 波、模擬波 3 波の計 5 波とする。観測波は、Hachinohe 1968 NS 波<sup>14)</sup>（以後、HACHI）および 2011 年東北地方太平洋沖地震の新宿 TKY007<sup>15)</sup>（以後、TOHOKU）を用いる。TOHOKU については、入力時間 600s の波形についても検討している（付録 5D）。なお、観測波の最大速度は基準化せずに使用する。模擬波は、南海トラフ地震

の関東圏<sup>16)</sup> (以後, KA1), 大正関東地震の東京都庁<sup>17)</sup> (以後, TA), 位相特性が HACHINOHE 1968 NS の告示波 (以後, 告示 H) を採用する。図 5.3.5 に加速度波形, 擬似速度応答スペクトル  $pSv$  ( $h=5\%$ ) およびエネルギースペクトル<sup>18)</sup>  $V_E$  ( $h=10\%$ ) を示す。なお, 入力時間  $t_0$  後の自由振動区間として各地震動の後ろに約 150 秒間の  $0\text{cm/s}^2$  のデータを追加する。

表 5.3.1 入力地震動の諸元

地震波		最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	最大速度 ( $\text{cm/s}$ )	入力時間 (s)	実効継続時間 (s)
観測波	Hachinohe 1968 NS波	231	33	234	66
	2011年東北太平洋沖NS	192	17	300	81
模擬波	南海トラフ	46	22	655	241
	大正関東NS	72	34	400	134
	告示波 Hachinohe 1968 NS位相	385	56	234	96

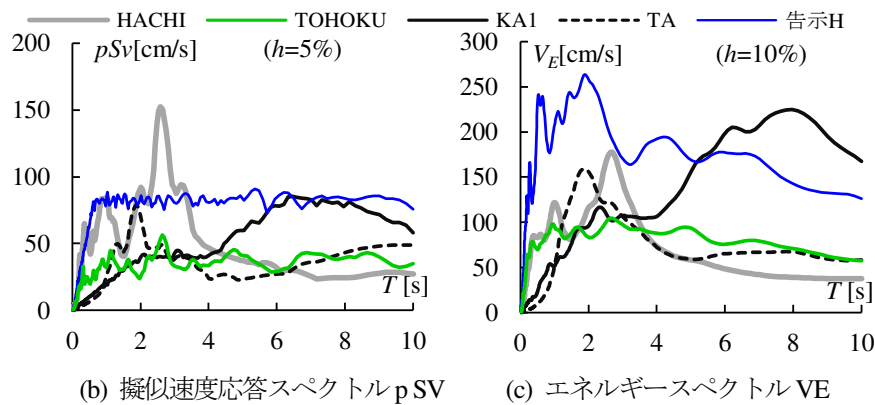
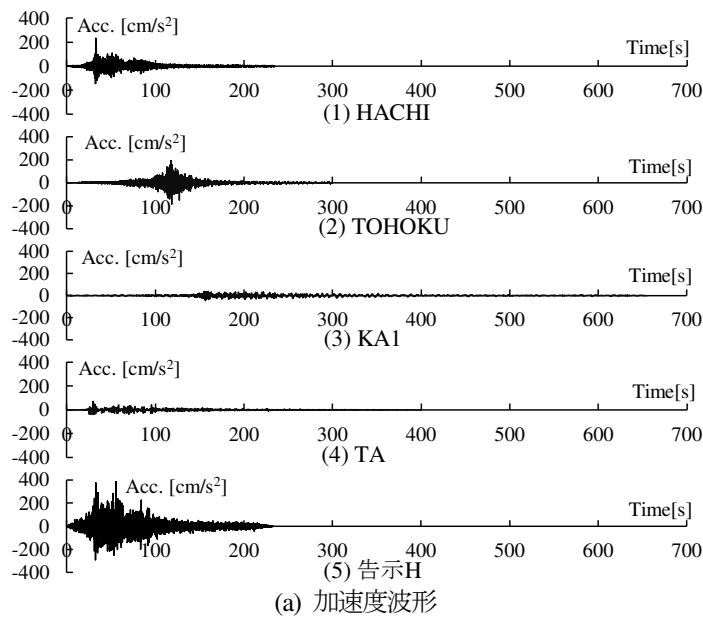


図 5.3.5 検討用地震動の概要

### 5.3.2 ダンパー配置が速度応答に与える影響

ダンパー配置が速度応答に与える影響をダンパーによるエネルギー吸収と合わせて確認する。図 8 に TOHOKU および KA1 における 30 階床の相対速度とエネルギーの時刻歴波形を示す。下層に履歴ダンパーを配置したケースは代表して HD30 および HD15, 下層に粘性ダンパーを配置したケースは代表して VD30 および VD15 の時刻歴波形を示す。全層にダンパーを設置していな

い主架構モデル (Frame) の判定値 ( $\pm 4.9\text{cm/s}$ ) および知覚時間  $t_{pf}$  を図中に重ねて示す。

図 5.3.6(i) の TOHOKU に着目すると、下層に履歴ダンパーを配置した HD30 および HD15 において (図 5.3.6(i)(1))、履歴ダンパーによりエネルギー吸収される時間帯は速度応答が大きい 150s 付近および 250s 付近であり、その他の序盤および終盤以降の時間帯は履歴ダンパーによりエネルギー吸収されず弾性応答を示す。一方、HD15 の粘性ダンパーは全時間でエネルギーを吸収する。弾性応答を示す終盤以降において HD15 における速度応答の収束は Frame および HD30 と比べて早い。下層に粘性ダンパーを配置した VD30 および VD15 において (図 5.3.6(i)(2))、履歴ダンパーはエネルギーを吸収せず弾性応答を示しているが、粘性ダンパーは全時間に渡ってエネルギーを吸収し速度応答の低減に寄与している。特に、終盤の応答低減および自由振動区間の速度応答の早期収束に大きく寄与している。

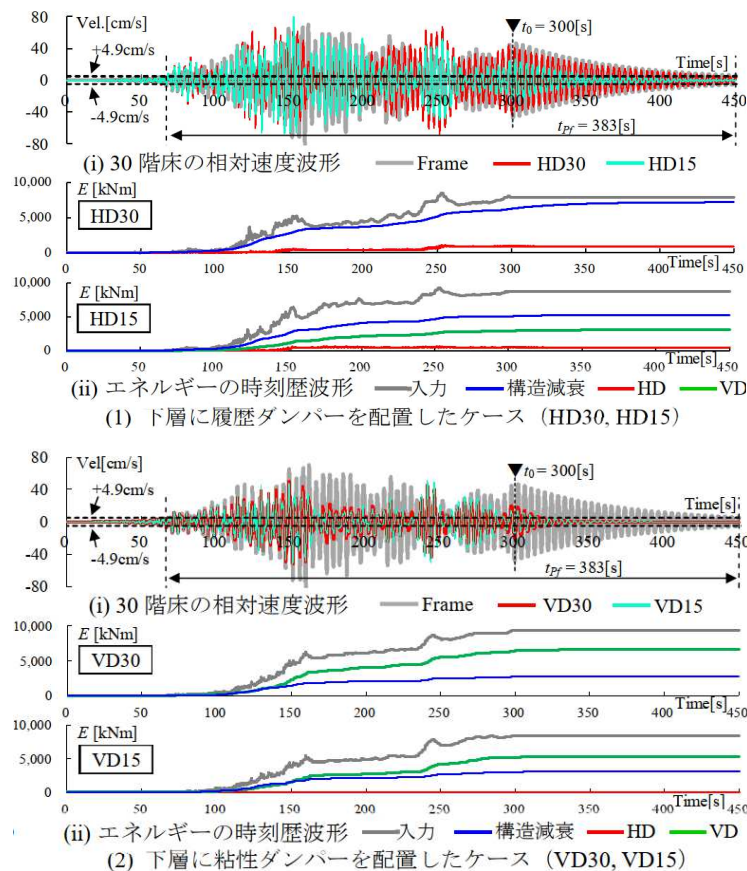


図 5.3.6(i) TOHOKU における相対速度 (30 階床) およびエネルギーの時刻歴波形

図 5.3.6(ii) の KA1 に着目すると、いずれのダンパー配置も Frame と比べて、300s 付近を除き序盤から長時間に渡って速度応答が小さい。HD30 において TOHOKU と比べて応答低減が大きいのは、ダンパーによるエネルギー吸収率が高いためと考えられる。ただし、HD30 において終盤以降の速度応答は小さいが、履歴ダンパーによるエネルギー吸収が期待できず、他のダンパー配置と比べて等価減衰が小さいため、速度応答の収束に時間を要している。一方、粘性ダンパーを配置した HD15、VD30 および VD15 において、粘性ダンパーは全時間に渡ってエネルギーを吸収し、終盤の応答低減および自由振動区間の速度応答の早期収束に大きく寄与している。

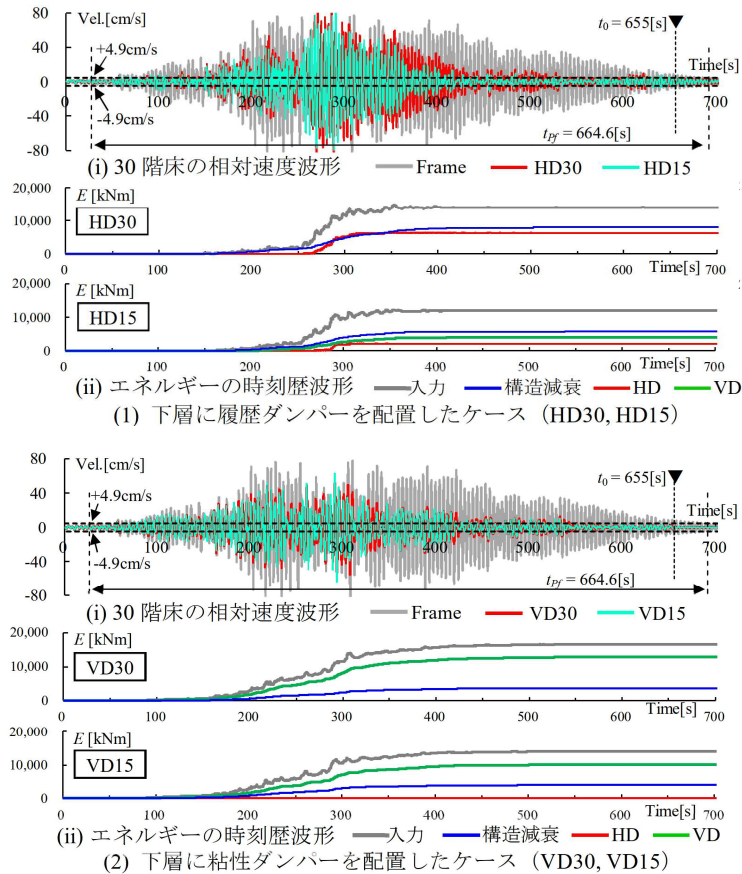


図 5.3.6 (ii) KA1 における相対速度 (30 階床) およびエネルギーの時刻歴波形

### 5.3.3 ダンパー配置が知覚時間 $t_p$ に与える影響

各ダンパー配置における知覚時間  $t_p$  の分析に先立ち、各ケースの知覚時間  $t_p$ 、知覚時間の開始時間  $t_{pstart}$  および知覚時間の終了時間  $t_{pend}$  を付録 5B に示す。

まず、各ダンパー配置における知覚時間  $t_p$  について分析する。Frame の知覚時間  $t_{pf}$  に対する各ダンパー配置における知覚時間  $t_p$  の比率  $t_p/t_{pf}$  を図 5.3.7 に示す。上層に粘性ダンパーを配置した HD05~HD25 および下層に粘性ダンパーを配置した VD05~VD30 に着目すると、粘性ダンパー設置層が多いほど等価減衰が大きく (図 5.3.7)、知覚時間が短い。HD30 および HD25 に着目すると、知覚時間の短縮効果は他のダンパー配置と比べて小さい。図 5.3.6 から確認できるように、終盤以降の履歴ダンパーの変形は弾性域であり弾性時の等価減衰が他のダンパー配置と比べて小さいため、終盤で収束しきれないことが要因である。知覚時間をより短くするためには、終盤時の等価減衰をどれだけ大きくできるかが重要となる。

TA に着目すると、各ダンパー配置における  $t_p/t_{pf}$  の傾向が他の地震波と異なり、Frame と比べて知覚時間が長いケースもみられる。これについて分析するために、図 5.3.8 に、応答値を用いて式 (5-1) より算出した入力エネルギーの速度換算値  $V_E$  をエネルギースペクトル上にプロットした結果を示す。

$$V_E = \sqrt{2E/M} \quad (5-1)$$

ここで、 $E$  は入力エネルギー、 $M$  は建物の総質量である。

TAにおけるダンパーを配置したモデル(VD10およびVD15を除く)の入力エネルギーがFrameと比べて3~22%大きいため,Frameと比べて速度応答が大きくなったと考えられる。それがFrameと比べて知覚時間が長いことの原因である。

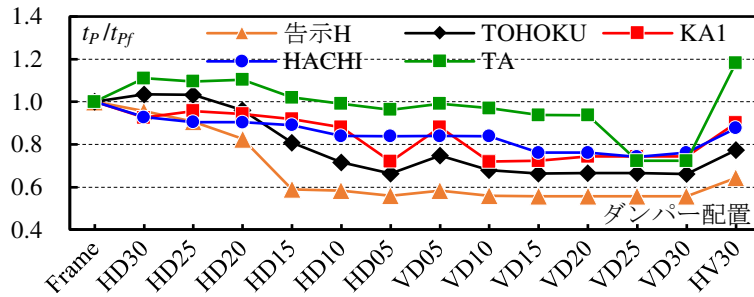


図 5.3.7 各ダンパー配置における  $t_P / t_{Pf}$

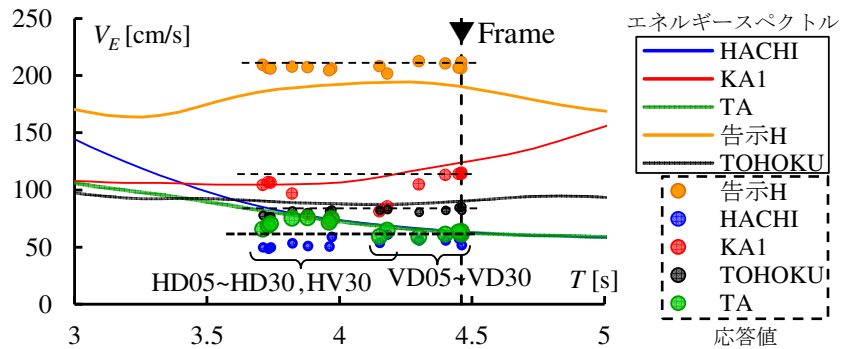


図 5.3.8 エネルギースペクトル ( $h=10\%$ ) と応答値の比較

図 5.3.9 に等価減衰  $h$  と  $t_P/t_{Pf}$  の関係を示す。図 5.3.9 より、地震波の違いによりばらつきはあるものの、総じて等価減衰に対して  $t_P/t_{Pf}$  は減少傾向を示し、等価減衰が 3% を超えると  $t_P/t_{Pf}$  の減少傾向は鈍いことが確認できる。

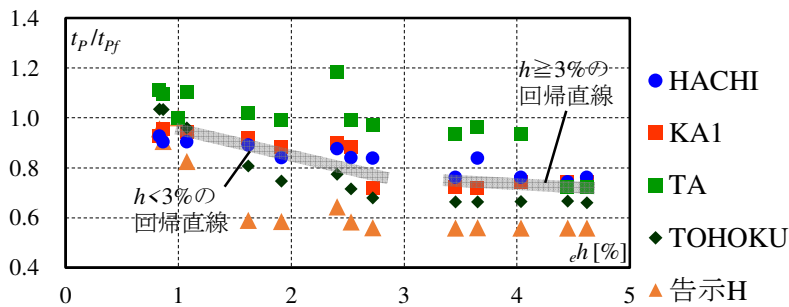


図 5.3.9 等価減衰  $eh$  と  $t_P/t_{Pf}$  の関係

次に、知覚時間算出時の開始時間および終了時間が知覚時間に与える影響を分析する。各ダンパー配置における知覚時間の開始時間  $t_{Pstart}$  と Frame における開始時間  $t_{Pfstart}$  との差分  $\Delta t_{Pstart}$  ( $=t_{Pstart} - t_{Pfstart}$ ), 各ダンパー配置における知覚時間の終了時間  $t_{Pend}$  と Frame における終了時間  $t_{Pfend}$  との差分  $\Delta t_{Pend}$  ( $=t_{Pend} - t_{Pfend}$ ) を図 5.3.10 に示す。図 5.3.10 (a) より、等価減衰  $h$  に対して  $\Delta t_{Pstart}$  の変化は小さく、ダンパー配置による  $\Delta t_{Pstart}$  の差は小さい。図 5.3.10 (b) より、地震波の違いによりばらつきはあるものの、総じて等価減衰の増加に伴い  $\Delta t_{Pend}$  は減少傾向を示す。特に、告示 H および TOHOKU において、等価減衰が 1~3% の範囲では  $\Delta t_{Pend}$  の変化が大きく、 $h$  が 3% 以上の範囲では  $\Delta t_{Pend}$  の減少傾向は鈍い。

知覚時間の終了時間について、さらに、地震終了時から判定値を下回るまでの時間  $t_{Free}$  (以後、後揺れ時間) に着目し分析を加える。図 5.3.11 に弾性周期に対する等価減衰  $e_h/e_T$  と主架構の知覚時間に対する後揺れ時間  $t_{Free}/t_{pf}$  の関係を示す。地震波の違いにより地震終了時の速度応答 (自由振動開始時の初期速度) の大きさが異なるものの、総じて  $e_h/e_T$  の増加に伴い  $t_{Free}$  は減少傾向を示す。付録 5C に示すように  $t_{Free}$  が固有周期に比例し、減衰定数に反比例の関係にあることが確認できる。等価減衰の増加に伴い  $\Delta t_{Pend}$  が大きく減少した告示 H, KA1 および TOHOKU に着目すると、 $e_h/e_T$  の増加に伴い  $t_{Free}$  も大きく減少している。等価減衰に対して  $\Delta t_{Pend}$  の減少が緩やかであった HACHI および TA に着目すると、 $t_{Free}$  は概ね 0s であり、地震終了前の継続時間中に速度応答が判定値以下に収束している。

以上より、知覚時間は終了時間に大きく影響を受け、知覚時間  $t_p$  を短くするためには知覚時間の終了時間を早めること、特に後揺れ時間を短縮することが重要である。

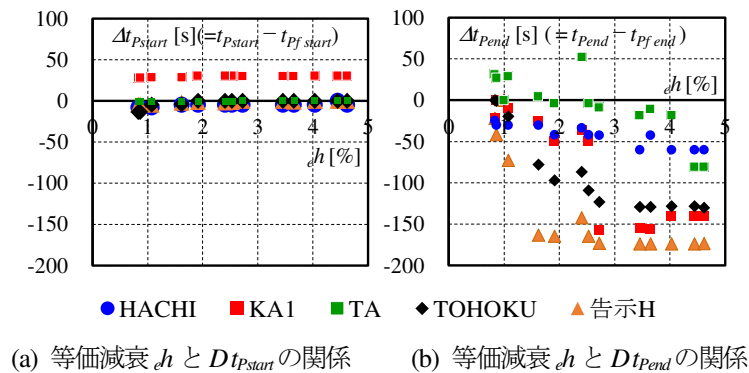


図 5.3.10 知覚時間算出時の開始時間および終了時間

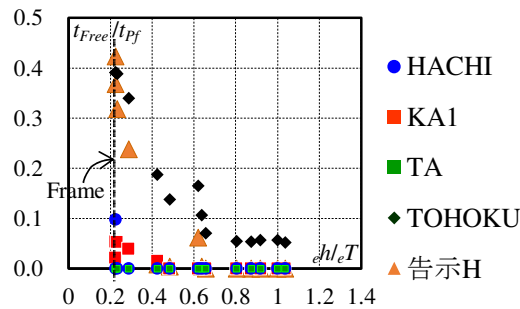


図 5.3.11  $e_h/e_T$  と後揺れ時間  $t_{Free}/t_{pf}$  の関係

### 5.3.4 1次モードが知覚時間に与える影響

30 階床の応答波形をモード分解し、1 次モードが知覚時間に与える影響を確認する。履歴ダンパーが塑性化しているケースもあるため、バンドパスフィルターを用いて 1 次, 2 次, 3 次モードおよびそれ以外に分解する<sup>19)</sup> (付録 5G)。カットオフ周波数は各次の弾性固有振動数の中間値とする。代表して、TOHOKU の HD15 および VD15, KA1 の HD15 および VD15 におけるモード分解された相対速度波形を図 5.3.12 に示す。いずれも、序盤および中盤では 2 次および 3 次モードの寄与率が高い部分が見られるが、知覚時間に影響のある終盤および自由振動区間では 1 次モードの寄与率が非常に高い。

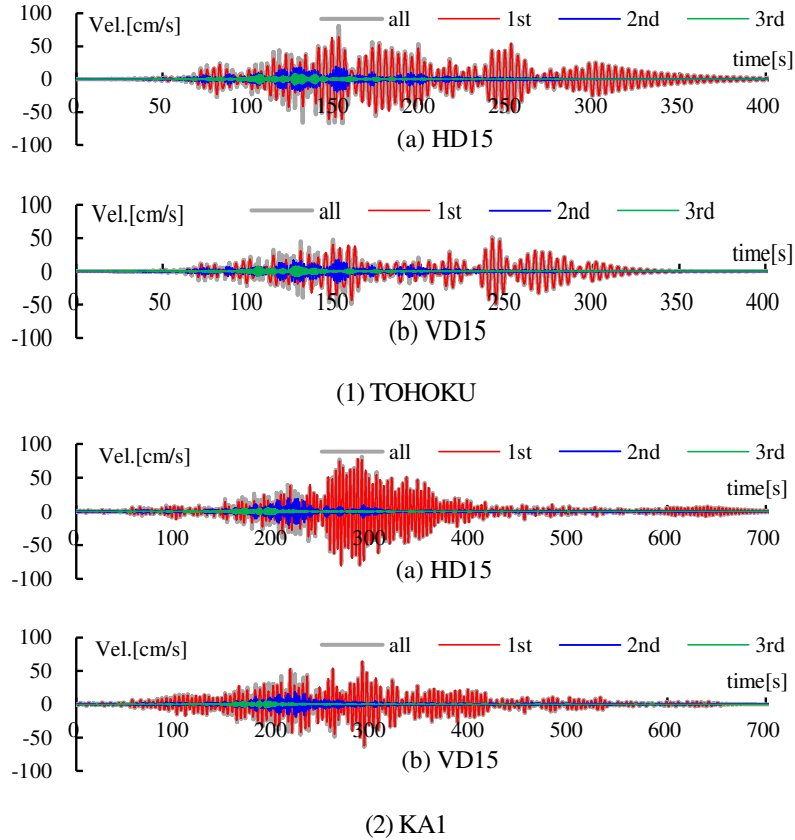


図 5.3.12 モード分解された相対速度波形 (30 階床)

図 5.3.13 に全モードを考慮した波形から求めた知覚時間  $t_p$  と 1 次モード波形から求めた知覚時間  ${}_1t_p$  の関係を示す。知覚時間に影響のある終盤および自由振動区間において 1 次モードの寄与率が高いため、1 次モードのみで評価した知覚時間は、全モードを考慮した時の知覚時間に対して概ね  $\pm 10\%$  以内である。よって、知覚時間は、1 次モードのみで評価できると考える。

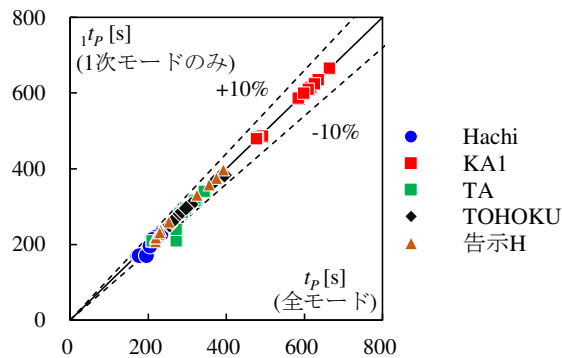


図 5.3.13 全モードを考慮した波形から求めた知覚時間と 1 次モード波形から求めた知覚時間の比較

### 5.3.5 知覚時間の終了時間 $t_{Pend}$ の分析

5.3.2 節および 5.3.3 節において、知覚時間を評価する際、知覚時間の終了時間  $t_{Pend}$  の評価が重要であること、 $t_{Pend}$  は弾性応答を示す地震動の終盤または自由振動区間に位置することを確認した。本節では、 $t_{Pend}$  時の応答速度について分析する。5.3.4 節で示したように知覚時間は 1 次モードの

みで評価できると考えられるため、1 質点系について言及する。本節では、弾性 1 質点系に関する記号に左添え字  $e$  を付け、弾塑性 1 質点系に関する記号に左添え字  $p$  を付ける。

図 5.3.14 に入力時間  $t_0$  の地震動に対する応答波形（全時間入力）、地震動を前半と後半に分割し前半部分の地震動に対する応答波形（前半入力）および前半部分の地震動に対する応答波形（後半入力）の概略図を示す。説明の都合上、波形は絶対値の包絡線を示す。まず、弾性 1 質点系の応答について示す（図 5.3.14(a)）。地震動をインパルス外力の連続と捉え、時刻  $e t_{Pend}$  における応答速度  $\dot{x}_e(e t_{Pend})$  は、力積  $f(\tau)d\tau$  のインパルスによって生じる自由振動の重ね合わせで表現できる<sup>3),20)</sup>。

$$\dot{x}_e(e t_{Pend}) = \int_0^{e t_{Pend}} g(e t_{Pend} - \tau) f(\tau) d\tau \quad (5-2)$$

ここで、 $\tau$  は力積を加えた時刻、 $g(t - \tau)$  は力積を加えてから  $(t - \tau)$  だけ経過したときのインパルス応答、 $f(\tau)$  は  $t = \tau$  時の外力を示す。

外力  $f(t)$  を  $f_1(t)|_{0 \leq t < t_1} + f_2(t)|_{t \geq t_1}$  のように  $t = t_1$  で分割し、前半の  $f_1(t)$  および後半の  $f_2(t)$  により生じる応答速度をそれぞれ  $\dot{x}_e(t)$  および  $\dot{x}_2(t)$  とすると、時刻  $e t_{Pend}$  における応答速度は線形性より次式となる。

$$\dot{x}_e(e t_{Pend}) = \dot{x}_e(e t_{Pend}) + \dot{x}_2(e t_{Pend}) \quad (5-3)$$

同様に、弾塑性 1 質点系において、 $t_1$  以降 ( $t \geq t_1$ ) では弾性応答を示す場合、時刻  $p t_{Pend}$  における応答速度は弾塑性応答  $\dot{x}_p(p t_{Pend})$  と弾性応答  $\dot{x}_2(p t_{Pend})$  ( $= \dot{x}_2(e t_{Pend})$ ) の和で表現できる（図 5.3.14 (b)）。

$$\dot{x}_p(p t_{Pend}) = \dot{x}_p(p t_{Pend}) + \dot{x}_2(p t_{Pend}) \quad (5-4)$$

時刻  $e t_{Pend}$  および  $p t_{Pend}$  が  $t_1$  以降であり、 $t_1$  から地震終了時  $t_0$  までの時間  $(t_0 - t_1)$ （以後、弾性応答区間と称す。）が十分に長く、 $t \geq t_1$  範囲で自由振動を示す  $\dot{x}_e(e t_{Pend})$  および  $\dot{x}_p(p t_{Pend})$  が  $\dot{x}_2(p t_{Pend})$  と比べて十分に収束する場合、

$$\dot{x}_p(p t_{Pend}) \approx \dot{x}_e(e t_{Pend}) \ll \dot{x}_2(p t_{Pend}) \quad (5-5)$$

となり、 $t = p t_{Pend}$  における応答速度  $\dot{x}_p(p t_{Pend})$  は次式となる。

$$\begin{aligned} \dot{x}_p(p t_{Pend}) &= \underbrace{\dot{x}_p(p t_{Pend})}_{\text{十分に収束}} + \underbrace{\dot{x}_2(p t_{Pend})}_{\text{弾性応答のため等しい}} \\ &\approx \underbrace{\dot{x}_e(e t_{Pend})}_{\text{十分に収束}} + \underbrace{\dot{x}_2(e t_{Pend})}_{\text{弾性応答のため等しい}} = \dot{x}_e(e t_{Pend}) \end{aligned} \quad (5-6)$$

上記の関係より、弾塑性 1 質点系における  $t = p t_{Pend}$  時の応答速度は弾性 1 質点系で模擬できると考えられる。

以上の内容を地上 30 階建物における 30 階床の応答速度を用いて確認する。図 5.3.15 に塑性化の程度が大きかった告示 H の HD10 における弾塑性系と弾性系の相対速度波形を重ねて示す。なお、弾性系は、履歴ダンパーを初期剛性の弾性バネに置き換えたモデルとする。図 5.3.15(a) に各層の等価剛性  $K_{eq}(t)$  を用いて算出した等価周期  $T_{eq}(t)$  (4.2 節の式 (4-2)) の時刻歴波形、図 5.3.15(b) および図 5.3.15(c) に分割入力による応答波形を示す。なお、時々刻々の等価周期  $T_{eq}(t)$  を算出する際、傾向を簡易的に把握することに主眼を置き、 $B_i$  分布は  $A_i$  分布に基づく設計用層せん断力分布に固定した。

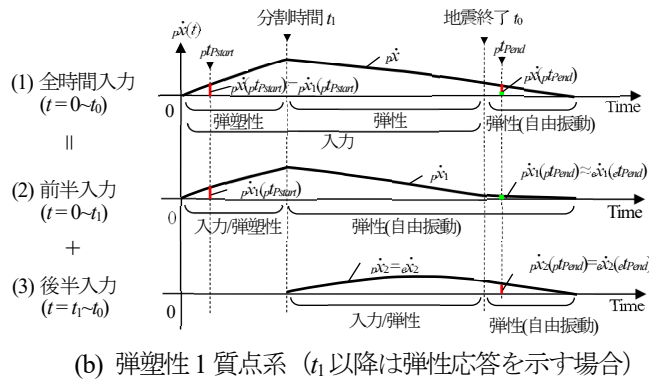
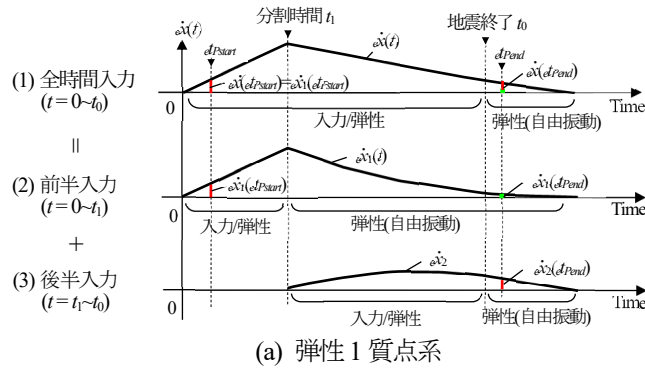


図 5.3.14 分割入力の概要

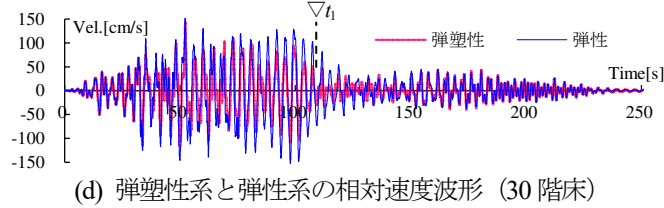
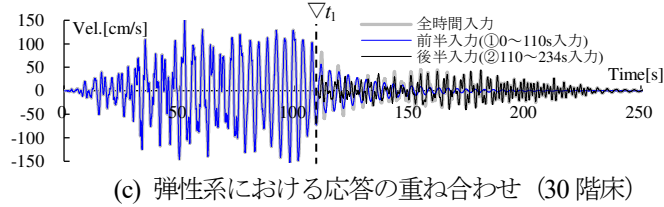
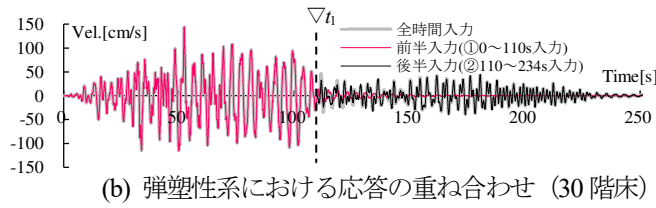
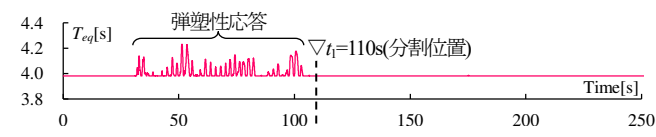


図 5.3.15 応答の重ね合わせ (HD10, 告示 H)

全てのケースにおける弾塑性系の知覚時間 ${}_p t_P$ と弾性系の知覚時間 ${}_e t_P$ の比較を図5.3.16に示す。弾性系の知覚時間は、弾塑性系の知覚時間に対して概ね±10%以内である。よって、弾性応答区間(=  $t_0 - t_1$ )が十分に長い場合、弾塑性系の知覚時間は弾性系を用いて評価できる。なお、本検討における弾性応答区間は、 $(t_0 - t_1)/{}_e T > 20$ であった。後述する地上16階、23階、38階においても同様の結果であることを確認している。また、付録5Eでは様々なケースの弾塑性1質点系について確認している。

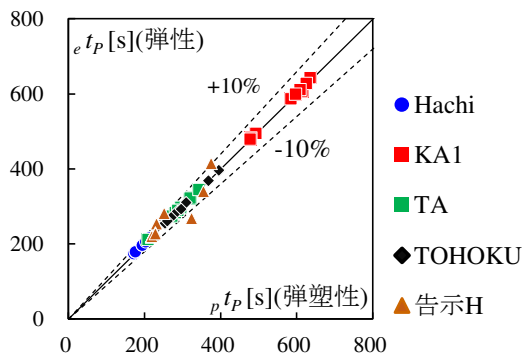


図 5.3.16 30階床における弾塑性系と弾性系の知覚時間の比較

## 5.4 弾性1質点系を用いた知覚時間の予測手法

本章では、超高層制振建物の知覚時間に関する制振性能を簡易かつ包括的に評価するために、5.3節で示した分析結果をもとに、知覚時間を予測する手法を提案する。また、主架構の1次固有周期が異なる4つの建物に対して提案手法を適用し、時刻歴応答解析結果と比較することで本手法の妥当性を確認する。

### 5.4.1 予測手法の概要

図5.4.1に本手法の概要を示す。本手法は弾塑性多質点系の最上階床における知覚時間を、弾性1質点系(詳細は5.4.2節)を用いて予測する(図5.4.1(a))。なお、弾性周期 ${}_e T$ および等価減衰 ${}_e h$ の弾性1質点系における最上階( $n-1$ 階)の知覚時間 ${}_e t_P$ は、最上階における1次の刺激関数 ${}_1 \beta_1 \phi_{n-1}$ と応答 ${}_1 \dot{q}(t)$ の積から求まる最上階床の速度応答より算出する(図5.4.1(a))。

本論文で提案する予測手法は応答スペクトル法と同様の手順であり、以下に示す(図5.4.1(b))。本手法は、応答スペクトルに知覚時間スペクトルを用い、減衰補正式に知覚時間補正係数 $C_h(h, T)$ (詳細は5.4.3節に示す)を導入する。

**Step1:** 弾性1質点系の知覚時間と弾性周期の関係を表した知覚時間スペクトル $S_{t_P}(h_0, T)$ を用いて、主架構の1次固有周期 ${}_1 T_1$ における知覚時間を求める。ここで、 $h_0$ は基準となる減衰定数を示す。

**Step2:** 知覚時間スペクトル $S_{t_P}(h_0, T)$ を用いて、想定するダンパー配置の弾性周期 ${}_e T$ における知覚時間 $S_{t_P}(h_0, {}_e T)$ を求め、ダンパー付加による周期変動を評価する。

**Step3:** 知覚時間補正係数 $C_h(h, T)$ を用いて、想定するダンパー配置の等価減衰 ${}_e h$ における知覚時間 $S_{t_P}({}_e h, {}_e T)$ を求め、ダンパー付加による減衰変動を評価する。

以上より、弾塑性多質点系の最上階床における知覚時間 ${}_p t_P$ は、弾性1質点系の知覚時間 $S_{t_P}({}_e h, {}_e T)$

に近似され、知覚時間短縮係数  $C_h(h, T)$  を用いて次式で表現できる。

$$t_p \approx St_p(\epsilon h, \epsilon T) \approx C_h(\epsilon h, \epsilon T) \cdot St_p(h_0, \epsilon T) \quad (5-7)$$

知覚時間スペクトルは能島の閾値超過継続時間スペクトル<sup>5),21)</sup>と類似するが下記の特徴を持つ。

- (1) 評価の目的：閾値超過継続時間スペクトルは、主に地震動の評価に用いられるのに対して、知覚時間スペクトルは制振構造の制振性能評価に用いる。
- (2) 判定値：閾値超過継続時間スペクトルは高橋ら<sup>8)</sup>の評価基準や長周期地震動階級<sup>10)</sup>を用いているのに対して、知覚時間スペクトルは居住指針<sup>11)</sup>の評価基準を用いる。
- (3) 減衰定数：閾値超過継続時間スペクトルは慣習的に使用されている減衰 5% に限定されるのに対して、基準となる減衰定数  $h_0$  を用いて設定した知覚時間スペクトル  $St_p(h_0, T)$  は、知覚時間補正係数  $C_h(h, T)$  (後述) を用いて減衰定数の影響を簡易的に考慮できる。

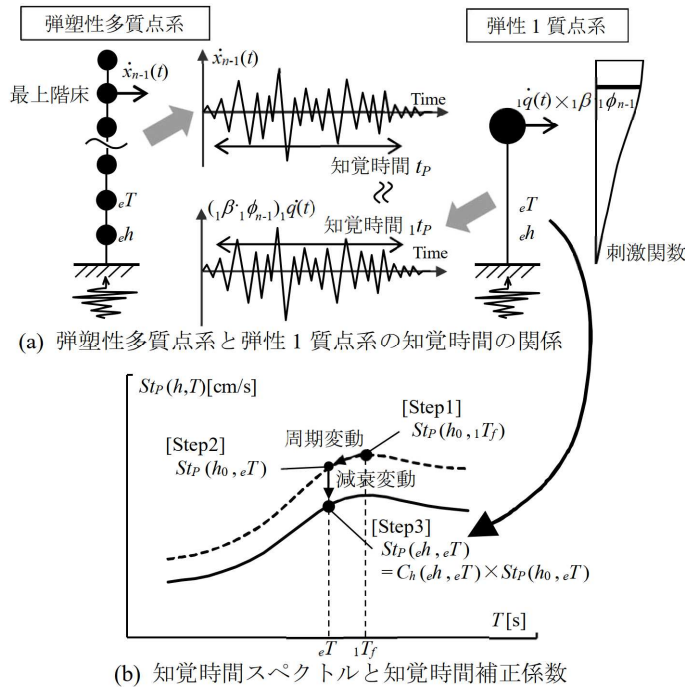


図 5.4.1 本手法の概要

### 5.4.2 弾性1質点系による知覚時間

弾塑性多質点系の地震による知覚時間を模擬する等価1質点系について示す。地震における等価1質点系に関して、エネルギーに着目した秋山の研究<sup>22)</sup>や最大応答に着目した笠井らの研究<sup>4)</sup>がある。簡易的に応答を評価するために、1組の等価減衰・等価周期を持つ等価1質点系が用いられるが、弾塑性多質点系の応答波形を時々刻々再現することは不可能である<sup>4)</sup>。

知覚時間に着目すると、下記①～③の特徴を持つことを確認した。

- ① 知覚時間は1次モードのみで評価可能である (5.3.4 節)。
- ② 知覚時間の終点時間が弾性応答を示す終盤区間または自由振動区間内である (5.3.3 節)。
- ③ 終盤における地震終了までの弾性応答区間が十分に長い場合、弾性多質点系が弾塑性多質点系の知覚時間を模擬できる (5.3.5 節)。

以上より、本論文では、弾性時の等価減衰  $h$ ・弾性周期  $T$  を持つ弾性1質点系を用いて弾塑性多質点系の知覚時間を予測する。弾性1質点系は、4章に示す等価線形化法に基づき作成する。

図 5.4.2 に弾塑性 30 質点系および弾性 1 質点系の速度波形を示す。代表して、履歴ダンパーの塑性化の程度が最も大きい告示 H の結果を示す。最大応答（最大層せん断力，最大層間変形および最大相対変位）を用いて等価線形化法に基づき作成した等価 1 質点系の応答結果も重ねて示す。最大応答を示す 100s 付近に着目すると，HD15 および VD15 とともに，最大応答を用いて作成した等価 1 質点系の応答結果は，弾塑性 30 質点系の最大速度応答を概ね捉えているが，知覚時間に大きく影響を与える終盤に着目すると，最大応答を用いて作成した等価 1 質点系の応答結果は，弾塑性 30 質点系の速度応答を捉えていない。これは，ダンパー変形が降伏変形以下となる終盤以降の時間帯において，最大応答を用いて作成した等価 1 質点系では等価減衰および等価周期を大きく見込みすぎているためと考えられる。一方，弾性 1 質点系は，ダンパー変形が降伏する中盤では弾塑性 30 質点系の応答を上回っているが，終盤に着目すると位相・振幅ともに弾塑性 30 質点系の応答を概ね模擬できている。

図 5.4.3 に 30 質点系の知覚時間と等価 1 質点系の知覚時間の比較を示す。図 5.4.3(a)に示すように，最大応答を用いて作成した等価 1 質点系の知覚時間は，30 質点系の知覚時間を大きく外れるケースがあるが，図 5.4.3(b)に示すように，弾性 1 質点系の知覚時間は概ね±10%以内であり，知覚時間を用いた制振性能評価をする上で十分有効である。

### 5.4.3 知覚時間補正係数 $C_h$ の提案

次に，減衰定数  $h$  が知覚時間に与える影響について示す。3 章で示した制振構造における弾性時の等価減衰  $h$  は約 1.0~4.6%程度である。弾性時に 5%を超えるのは制振効率の高い架構に粘性系ダンパーを主に配置したケースに限られ，一律 5%のスペクトルを用いて知覚時間を評価することは危険側の評価となり得る。そこで，減衰定数  $h$  が知覚時間に与える影響を簡易的に評価できるよう，本手法は知覚時間補正係数  $C_h(h, T)$  を導入する。また， $C_h(h, T)$  は様々なケースの 1 質点系の応答結果に適合する式を提案する。

知覚時間補正係数  $C_h(h, T)$  は，次式の通り，基準となる減衰定数  $h_0$ （本論文では  $h_0=2\%$  とする）における知覚時間スペクトル  $St_p(h_0, T)$  に対する減衰定数  $h$  における知覚時間  $St_p(h, T)$  と定義する。

$$C_h(h, T) = St_p(h, T) / St_p(h_0, T) \quad (5-8)$$

適合式を設定するために用いる 1 質点系は，様々なダンパー配置を想定した超高層建物を対象とし，周期  $T$  は 1.6~6.0 秒（0.2 秒刻み），減衰定数  $h$  は 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5, 2.75, 3.0, 4.0, 5.0 および 10% とする。検討用入力地震動は，5.3 節に示す 5 波とする。

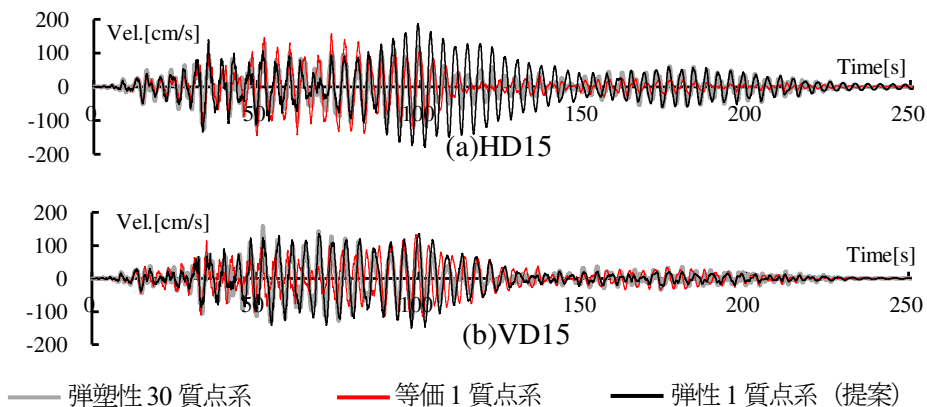


図 5.4.2 30 質点系と 1 質点系の相対速度波形 (30 階床，告示 H)

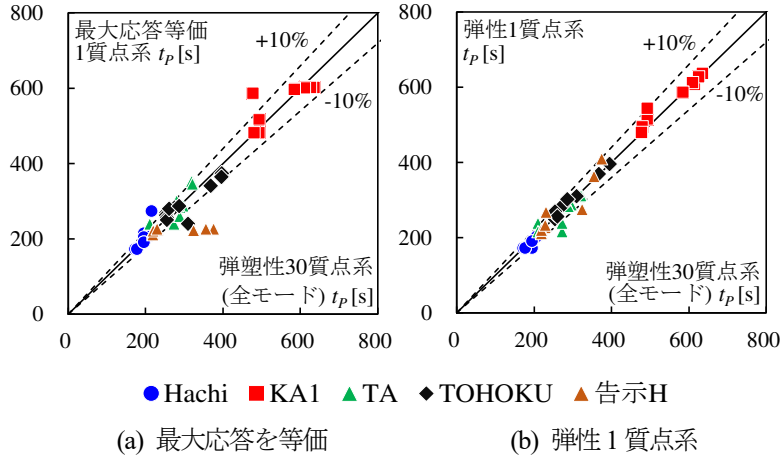


図 5. 4. 3 30 質点系の知覚時間と等価 1 質点系の知覚時間の比較

上記の条件における応答解析結果から求めた  $C_h(h, T)$  の 5 波平均と周期  $T$  および減衰定数  $h$  の関係を図 5.4.4 に示す。代表して、 $h$  は 1.0, 1.5, 2.0, 5.0 および 10%,  $T$  は 2.0, 4.0 および 5.0 秒を示し、提案式（後述）も重ねて示す。図 5.4.4(a) より、ばらつきはあるものの  $C_h(h, T)$  は  $T$  に対して概ね比例関係となり、 $h < 2\%$  の場合に右肩上がり、 $h > 2\%$  の場合に右肩下がり傾向を示す。図 5.4.4(b) より、 $C_h(h, T)$  は  $h$  に対して減少傾向を示し、 $h \geq 2\%$  では傾きが小さくなる。また、 $T$  が短いほど  $h$  に対する  $C_h(h, T)$  の変化は鈍い傾向を示す。

以上の傾向を踏まえ、各周期において 5 波平均の  $C_h(h, T)$  に可能な限り適合するように設定した提案式は下式で表現する。

$$C_h(h, T) = \begin{cases} 0.761h^{-0.07} - \{0.258 + 0.065 \ln(h)\}(T - 1.6) & (h < 0.02) \\ 1 & (h = 0.02) \\ 0.761h^{-0.07} - \{0.0291 + 0.0074 \ln(h)\}(T - 1.6) & (h > 0.02) \end{cases} \quad (5-9)$$

第一項が  $T=1.6s$  における減衰定数依存を表す。第二項が周期依存を表し、減衰定数による傾きの変化を表現する。図 5.4.4(a) より、提案式は各減衰定数において、5 波平均の応答結果の概ね平均を捉えている。

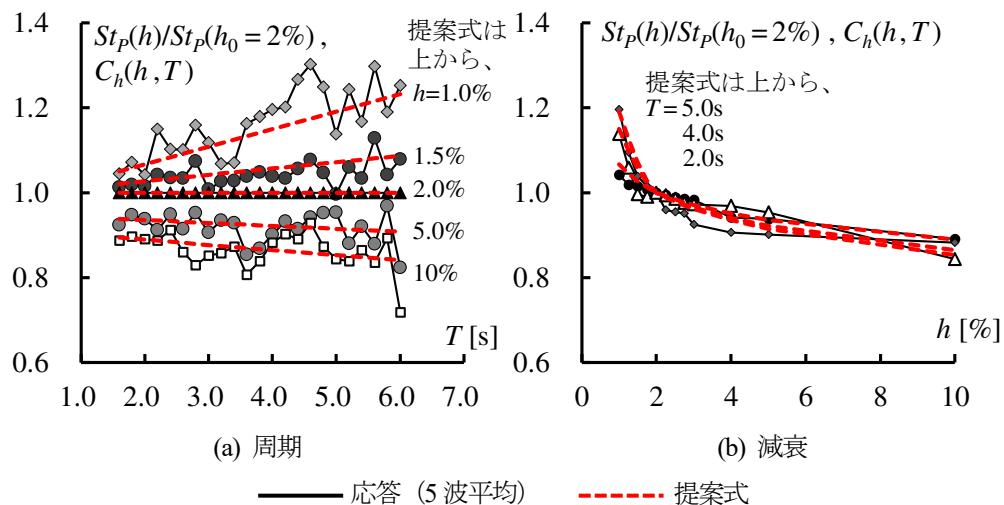


図 5. 4. 4 知覚時間補正係数  $C_h$  と周期および減衰の関係

## 5.5 時刻歴応答解析による精度検証

多質点系の応答結果を精算値として提案手法の精度検証を行う。検討用建物は、4章に示した地上30階の超高層鋼構造建物を用いる。入力地震動は5.3節に示す5波に、2003年十勝沖地震の苫小牧 HKD129<sup>15)</sup> (以後, TOMA), 2004年新潟県中越沖地震の新宿 TKY007<sup>15)</sup> (以後, NIIGATA) および付録5Dに示した TOHOKU600を加えた計8波を用いる。

検討用入力地震動8波における知覚時間スペクトル  $St_p(h_0=2\%, T)$  を図5.4.5に示す。知覚時間スペクトルは、弾性1質点系の応答に最上階における刺激関数  ${}_1\beta_1\phi_{n-1}=1.34$  (F30および、後述するF16, F23, F38における最上階の刺激関数の平均値) を考慮した最上階の速度応答を用いて算出する。

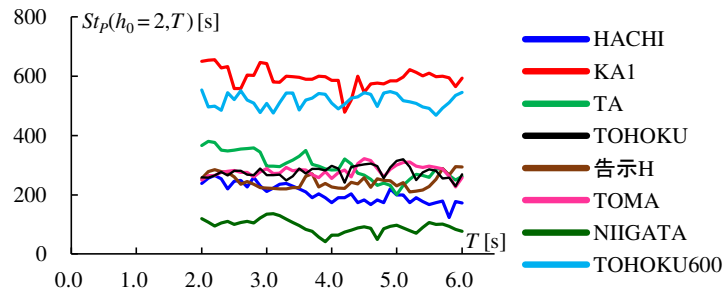


図 5.4.5 知覚時間スペクトル  $S_{tp}(h_0=2\%, T)$  ( ${}_1\beta_1\phi_{n-1}=1.34$ )

全てのケースにおける、応答結果より求まる知覚時間  $t_p$  と本手法により求まる知覚時間  $St_p(h, T)$  の比較を図5.4.6に示す。本手法より算出した知覚時間は応答結果に対して概ね±10%以内の誤差であり、知覚時間を用いた制振性能評価をする上で十分有効である。なお、本手法の適用範囲拡大のために様々な建物に適用した結果を付録5Fに示す。

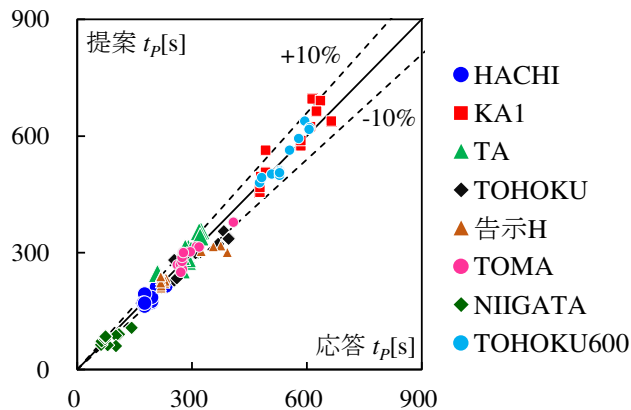


図 5.4.6 本手法により求めた知覚時間と応答結果の比較

## 5.6 まとめ

本章では、今後想定される長周期地震動による建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続ける時間（知覚時間）を事前に把握するために、超高層鋼構造制振建物における知覚時間を簡易的に予測する手法を提案した。

様々なダンパー配置・種類を適用した地上30階建物における時刻歴応答解析結果により、ダンパー配置が知覚時間に与える影響を分析した。また、分析結果に基づき弾性1質点系を用いた知覚時間の予測法を提案した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 知覚時間は、既往研究を参考に、応答値の絶対値が判定値を最初に超えた時から最後に下回るまでの時間と定義し、判定値は居住指針の性能評価基準とした。
- 2) 時刻歴応答解析結果により、弾性時の等価減衰が大きいほど、ダンパー配置による知覚時間の短縮効果は大きいことを確認した。知覚時間を短くするためには知覚時間の終了時間を早めること、特に後揺れ時間を短縮することが重要であることを確認した。
- 3) 時刻歴応答解析結果により下記iおよびiiを確認した。また、下記iおよびiiを満足すれば、弾塑性多質点系の地震による知覚時間は、弾性1質点系により模擬できることを示した。
  - i. 知覚時間が1次モードのみで評価可能であること（5.3.4節）。
  - ii. 地震終了までの弾性応答区間が十分に長いこと（5.3.5節）。
- 4) 超高層鋼構造制振建物の知覚時間を簡易的に予測するために、弾性1質点系による知覚時間と固有周期の関係を表した知覚時間スペクトル  $St_p(h,T)$  を用いて周期変動を評価し、知覚時間補正係数  $C_h(h,T)$  を導入し減衰変動を評価する手法を提案した。
- 5) 限定された例題建物による検証ではあるが、様々なダンパー配置を行った地上30階に提案手法を適用し、知覚時間を用いた制振性能評価をする上で十分有効な精度であることを確認した。なお、適用範囲拡大のために、地上16階、23階および38階の3つの建物に対して精度検証を行った（付録5F）。

提案する予測法の検討結果に基づく適用範囲を以下に列挙する。

- ① 知覚時間の評価は弾性時の周期と減衰が重要となるため、主架構は弾性挙動を示し、構造減衰は線形粘性であること（5.3節）
- ② 相対速度による知覚時間が絶対速度による知覚時間から大きく外れないこと（付録5A）
- ③ 建物全体の弾性周期が1.6～6.0s、等価減衰が1～10%であること（5.4節、付録5F）
- ④ 弾塑性系の知覚時間が弾性系で模擬できること（本論文の検討範囲は、弾性応答区間が概ね20以上）（5.3.5節、付録5E）

知覚時間は弾性時（小変形時）の周期と減衰の評価が重要となる。ガタなどの影響を考慮した微小振幅時のダンパー性能については、情報の充実が望まれる。

本検討は、限定された地震波に対する検討である。適用範囲の拡大および模擬地震波の作成方法が知覚時間に与える影響については今後の課題とする。

## 付録 5A 絶対速度による知覚時間と相対速度による知覚時間

市販の応答解析ソフトにおいて、相対速度は出力されるが絶対速度は出力されず、絶対速度は地動速度と相対速度を個別に出力し時々刻々足し合わせて算出される。相対速度により知覚時間を評価できれば、応答評価が容易となる。本節では絶対速度および相対速度それぞれから求めた知覚時間を比較し、知覚時間の評価に相対速度を用いても影響が小さいことを確認する。

知覚時間は1次モードのみで評価可能であるため(5.3.4節)、検討に1質点減衰系を用いる。検討対象とする周期 $T$ は2.0s~6.0s(0.5s刻み)、減衰定数 $h$ は1.0%~5.0%(1.0%刻み)とする。検討用入力地震動は、5.3.1節の長周期地震動以外に、設計で多く用いられるEL CENTRO 1940 NS波(以後、EL)およびTAFT 1952 EW波(以後、TAFT)の観測波2波を加えた計7波とする。絶対速度は、地動速度と相対速度を時々刻々足し合わせて算出する。なお、地動速度は地動加速度にTrifunacの方法による積分<sup>23)</sup>を用いて算出する。

知覚時間を評価する高さを最上階とすると、最上階における1次モードの刺激関数は約1.27~1.50の間に存在すると考えられるため<sup>24), 25)</sup>、1.27および1.50について検討する。なお、3章および4章で示したF16, F23, F30およびF38における弾性時の刺激関数は1.29~1.40である。最上階床位置の相対速度 ${}_{1}\ddot{y}_{n-1}(t)$ は、1質点減衰系の応答結果を用いて次式より求める。

$${}_{1}\ddot{y}_{n-1}(t) = ({}_{1}\beta {}_{1}\phi_{n-1}) {}_{1}\ddot{q}(t) \quad (5A-1)$$

ここで、 ${}_{1}\ddot{q}(t)$ は1次の相対速度、 ${}_{1}\beta {}_{1}\phi_{n-1}$ は弾性1次における最上階床位置の刺激関数を示す。

図5A-1にHACHIにおける絶対速度波形と相対速度波形の比較を示す。図5.3.5(b)よりHACHIの卓越周期2.5sを地動周期とすると、地動周期が固有周期2.0sに比べて長い場合(図5A-1(a))、地震動と建物応答は同位相<sup>20)</sup>となり、主要動部の絶対速度の振幅は相対速度の振幅より大きい傾向を示す。地動周期が固有周期6.0sに比べて短い場合(図5A-1(b))、地震動と建物応答は逆位相<sup>20)</sup>となり、主要動部の絶対速度の振幅は相対速度の振幅より小さい傾向を示す。100s以降については、いずれも絶対速度と相対速度の振幅は同程度である。

図5A-2に絶対速度および相対速度それぞれから算出した知覚時間 $t_p$ (絶対)、 $t_p$ (相対)を示す。 $t_p$ (相対)は $t_p$ (絶対)に対して概ね±10%以内であり、知覚時間の評価に相対速度を用いても十分有効である。

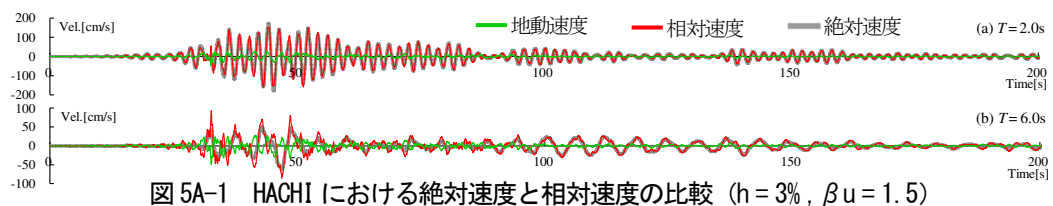


図 5A-1 HACHI における絶対速度と相対速度の比較 ( $h = 3\%$ ,  $\beta u = 1.5$ )

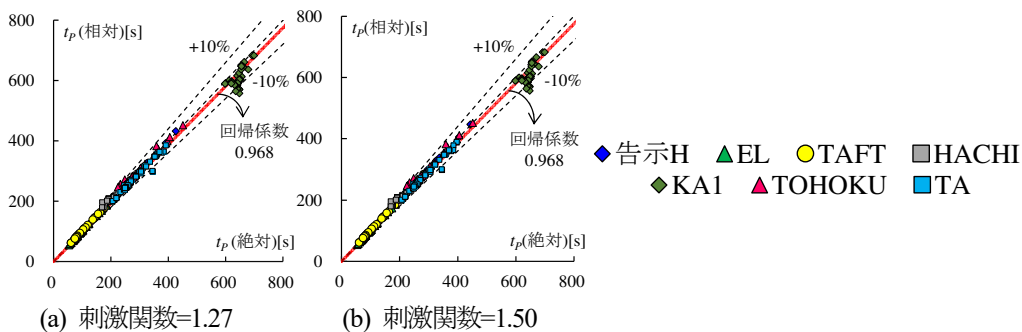


図 5A-2 知覚時間  $t_p$  の比較

付録 5B 各ケースの  $t_P$ ,  $t_{Pstart}$  および  $t_{Pend}$

各ケースの  $t_P$ ,  $t_{Pstart}$  および  $t_{Pend}$  を付表 5B-1 に示す。

付表 5B-1 各ケースの  $t_P$ ,  $t_{Pstart}$  および  $t_{Pend}$

(a) $t_P$	Model	Frame	HD30	HD25	HD20	HD15	HD10	HD05	VD05	VD10	VD15	VD20	VD25	VD30	HV30
	告示H	392	375	356	324	232	229	220	229	220	219	219	219	219	253
	KA1	665	615	636	627	611	585	478	585	478	481	494	494	494	598
	HACHI	233	216	211	211	208	196	195	196	195	177	177	173	177	204
	TOHOKU	383	397	396	368	310	274	254	286	260	254	255	255	253	297
	TA	291	323	319	321	297	288	280	288	282	273	273	211	210	344

(b) $t_{Pstart}$	Model	Frame	HD30	HD25	HD20	HD15	HD10	HD05	VD05	VD10	VD15	VD20	VD25	VD30	HV30
	告示H	8	3	3	3	6	6	7	7	8	8	8	8	8	6
	KA1	26	54	54	55	55	56	56	56	56	56	56	56	56	56
	HACHI	24	16	16	16	19	19	19	19	19	19	19	24	19	19
	TOHOKU	67	53	53	62	62	67	67	67	67	67	67	67	67	67
	TA	25	24	24	24	24	24	25	24	25	25	25	25	25	24

(c) $t_{Pend}$	Model	Frame	HD30	HD25	HD20	HD15	HD10	HD05	VD05	VD10	VD15	VD20	VD25	VD30	HV30
	告示H	400	378	359	327	237	236	226	236	227	227	227	227	227	258
	KA1	691	670	691	681	665	642	535	642	535	537	550	550	550	655
	HACHI	257	232	227	227	227	215	215	215	215	197	197	197	197	223
	TOHOKU	450	450	449	430	372	341	321	353	327	321	322	322	320	363
	TA	316	347	343	345	321	312	305	312	307	298	297	235	235	368

## 付録 5C 自由振動区間に着目した評価

5.3.4 節より、地震終了以降の自由振動中は1次モードの寄与率が高いことを確認した。本節では等価1質点系による自由振動解を用いて目標速度までにかかる時間を導出する。

自由振動時の1質点系における自由振動解<sup>20)</sup>より、初期変位 $d_0$ および初期速度 $v_0$ が与えられた場合、時刻 $t$ における相対速度は次式となる。

$$\dot{y}(t) = \underbrace{Ae^{-h\omega t}}_{\text{振幅}} \cdot \underbrace{\sin(\sqrt{1-h^2}\omega t + \theta)}_{\text{位相}} \quad (5C-1)$$

ここで、 $h$ : 減衰定数、 $\omega$ : 非減衰時の固有円振動数、

$$A = \sqrt{v_0^2 + \left(\frac{\omega d_0 + hv_0}{\sqrt{1-h^2}}\right)^2}, \quad \theta = \tan^{-1}\left(-\frac{v_0\sqrt{1-h^2}}{\omega d_0 + hv_0}\right) \quad (5C-2a,b)$$

である。自由振動時の相対速度の振幅項 $Ae^{h\omega t}$ が $aA$  ( $a$ : 低減率) となるまでにかかる時間 $t_{Free}$ は、次式となる。

$$t_{Free} = -\frac{T}{2\pi h} \log a \quad (5C-3)$$

式(5C-3)より $t_{Free}$ は、固有周期に比例し、減衰定数に反比例する。固有周期の長い超高層建物の自由振動時間が低層建物と比べて長いことが理解できる。

## 付録 5D 2011年東北地方太平洋沖地震の観測記録

図 5.3.6 で示した TOHOKU における応答波形が 300s で十分に収束していない状態であるため、新宿 TKY007 における連続する2つの観測記録を繋げた入力時間 600s の波形 (以後、TOHOKU600) についても検討する。地震波の加速度波形を図 5D-1 に示す。また、30階床の相対速度応答波形を図 5D-2、 $t_p/t_{pf}$ を図 5D-3 に示す。図 5D-2 より、600s で応答は収束傾向にある。図 5D-3 より、2つの観測記録データを繋げた地震波における $t_p/t_{pf}$ は、入力時間 300s (TOHOKU) における $t_p/t_{pf}$  (図 5.3.7) と比べて 10~20%大きいのが、各ダンパー配置における知覚時間の短縮効果の傾向は概ね等しい。

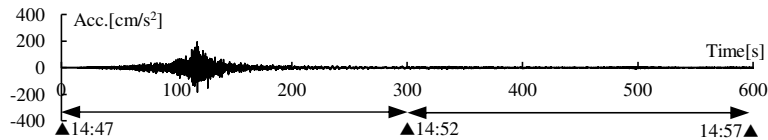


図 5D-1 TOHOKU600 の加速度波形

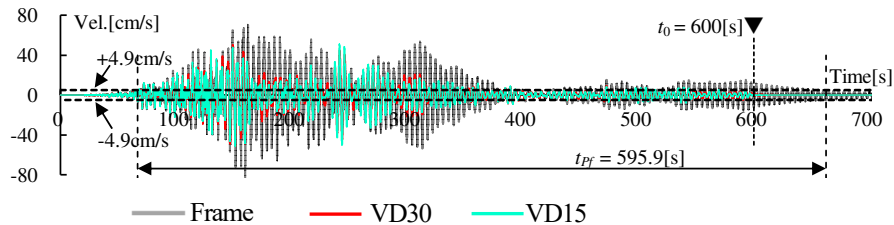


図 5D-2 30階床の相対速度応答波形

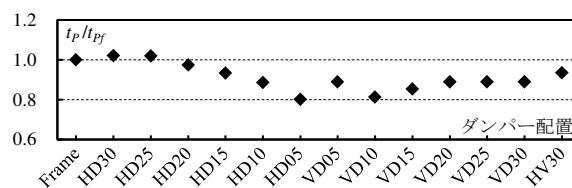


図 5D-3  $t_p/t_{pf}$

## 付録 5E 弾性 1 質点系による弾塑性 1 質点系の知覚時間の評価

弾塑性 1 質点系の知覚時間が弾性 1 質点系で模擬できることを確認する。図 5E-1 に検討に用いる解析モデルの概要を示す。弾性時の 1 次固有周期  $T$  は 3,4,5s, 減衰定数  $h$  は 1,2,3,5%, 1 次剛性  $K_1$  に対する 2 次剛性  $K_2$  の比率  $p(=K_2/K_1)$  は 0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9, 建物重量  $W$  に対する降伏荷重  $F_y$  の比率  $\alpha_y(=F_y/W)$  は 3,4,5,10% をパラメータとする。減衰は弾性 1 次固有周期に対して  $h\%$  となる初期剛性比例型とする。検討用入力地震動は 5.3.1 節と同様 5 波とする。知覚時間算出に用いる判定値は、5.3.1 節同様、各弾性 1 次固有周期に対応する判定値を用いる。

図 5E-2 に弾性 1 質点系の知覚時間  $e t_p$  と弾塑性 1 質点系の知覚時間  $p t_p$  の比較を示す。告示 H の  $h=1\%$  において  $e t_p/p t_p$  が  $\pm 10\%$  を超えるケースがあるが、その他は概ね  $\pm 10\%$  以下となる。本検討における弾性応答区間は、 $e t_p/p t_p$  が  $\pm 10\%$  を超える告示 H の  $h=1\%$  において  $15 < (t_0 - t_1)/e T < 35$ , その他については概ね  $(t_0 - t_1)/e T > 20$  であった。

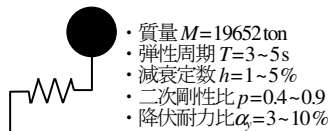


図 5E-1 解析モデルの概要

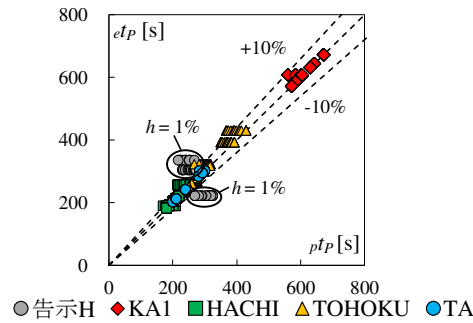


図 5E-2 弾性 1 質点系の知覚時間  $e t_p$  と弾塑性 1 質点系の知覚時間  $p t_p$  の比較

図 5E-3 に弾性 1 質点系の知覚時間  $e t_p$  と弾塑性 1 質点系の知覚時間  $p t_p$  の比率  $e t_p/p t_p$  とパラメータの関係を示す。図 5E-3(a) より、 $h$  が大きいほど  $e t_p/p t_p$  は 1.0 に近づき、特に  $h$  が 1~2% の間で変化が大きい。図 5E-3(b) より、 $p$  が大きいほど  $e t_p/p t_p$  は 1 に近づく傾向はあるが、 $p$  の影響は小さい。図 5E-3(c) より、塑性率の大きかった告示 H は  $\alpha_y$  の影響が大きい、他の地震波については影響が小さい。図 5E-3(d) より、 $h > 2\%$  では  $\alpha_y$  の影響が小さい。概ね  $e t_p/p t_p \geq 1$  であり、弾性 1 質点系を用いれば知覚時間は安全側の評価となる。TOHOKU 波のように  $e t_p/p t_p < 1$  となるケースもあるが、知覚時間の評価において、影響は小さいと考えられる。これは中盤の弾塑性応答部分の周期変動により、終盤の弾性応答との間に位相差が生じたためである。

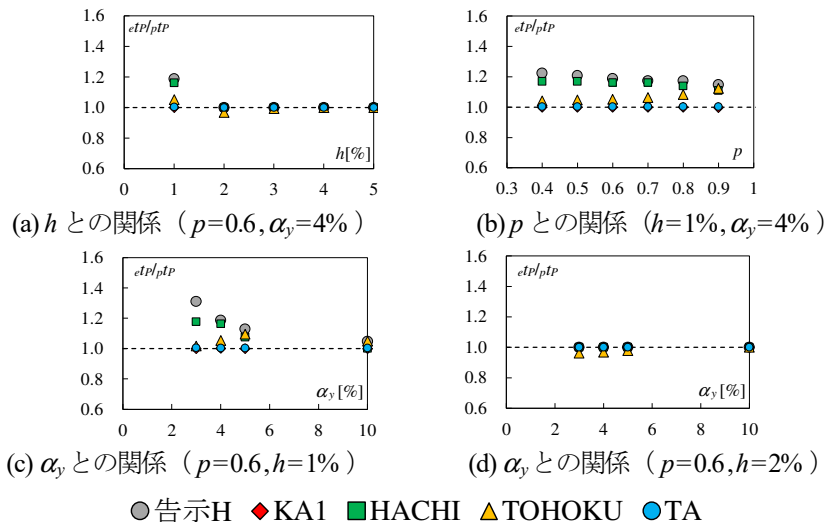


図 5E-3  $e t_p/p t_p$  とパラメータの関係 ( $T=3s$ )

## 付録 5F 様々な建物を用いた精度検証

適用範囲拡大のために様々な建物に対して検討を行う検討用建物は、付録 4A に示した地上 16 階 (F16)，地上 23 階 (F23)，地上 38 階 (F38) の超高層鋼構造建物を用いる。入力地震動は、5.4 節に示す計 8 波を用いる。

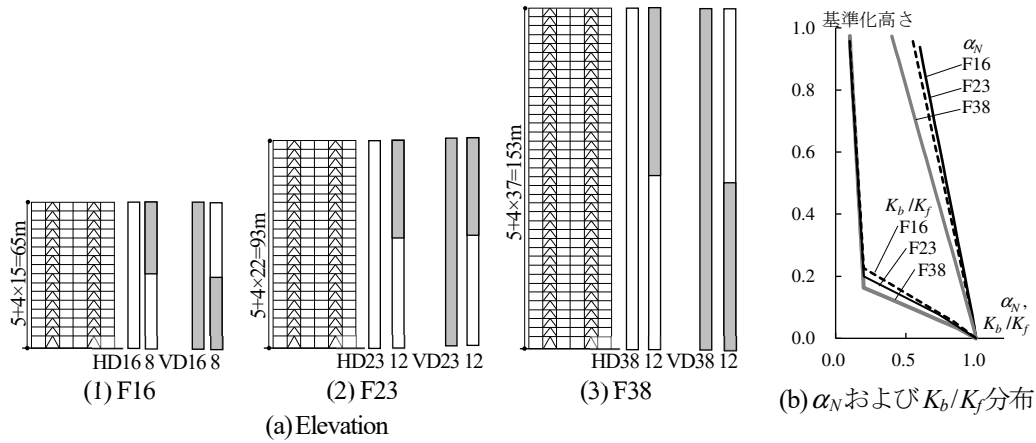


図 5F-1 検討建物の概要

全てのケースにおける、応答結果より求まる知覚時間  $t_p$  と本手法により求まる知覚時間  $St_p(h, T)$  の比較を図 5F-2 に示す (地上 30 階の結果も示す)。NIIGATA の F38 において精度は劣るが、本手法より算出した知覚時間は応答結果に対して概ね  $\pm 10\%$  以内の誤差であり、知覚時間を用いた制振性能評価をする上で十分有効である。

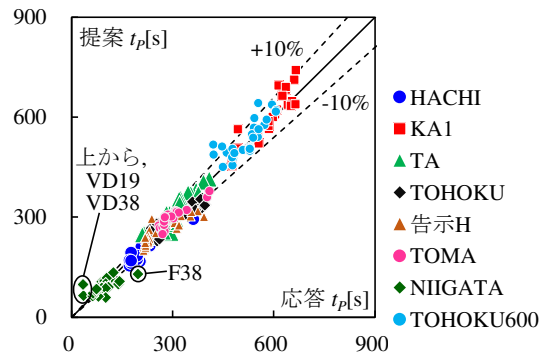


図 5F-2 本手法により求めた知覚時間と応答結果の比較

## 付録 5G 知覚時間スペクトルが周期に対して一定であることについて

図 5.4.5 に示す通り、知覚時間スペクトルは周期に対して一定の形状を示す。一定の形状を示す理由は下記 2 つが考えられる。

(1) 知覚時間の判定値が周期に比例（周期が長いほどゆれを感じにくい）すること

なお、知覚時間の判定値が周期に一定の場合、知覚時間スペクトルは周期に対して増加するケースが多いことは確認している（図 5G-1）。

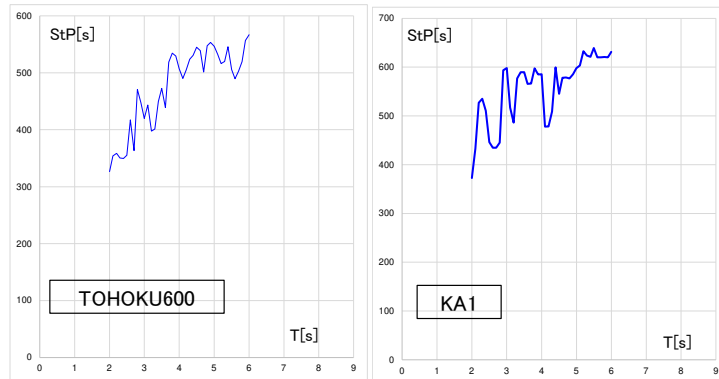


図 5G-1 判定値を一定にした時の知覚時間スペクトル

(2) 知覚時間②が、地震中の応答継続時間③と後揺れ①で構成され（図 5G-2）、今回対象としている長周期地震動は、周期に比例する後揺れ①の区間の割合が小さいこと

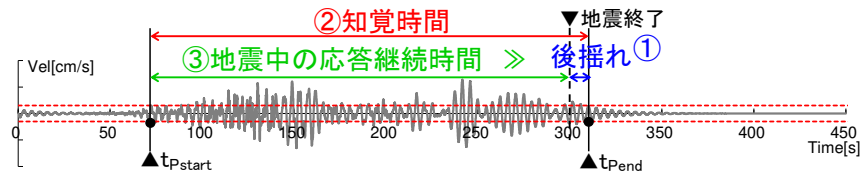


図 5G-2 相対速度波形

## 付録 5H 継続時間と知覚時間補正係数 $C_h$ の関係

継続時間と知覚時間補正係数  $C_h$  の関係について確認する。検討に用いる地震動は 5.3.1 節で示した 5 波とする。図 5H-1 に実効継続時間と知覚時間補正係数の関係を示す。なお、実効継続時間は地震動加速度の二乗累積値が全累積値の 5% に達した時間から 95% に達する時間<sup>13)</sup>とする。図 5H-1 より、減衰定数によりばらつきはあるが、実効継続時間が  $C_h$  に与える影響は小さい。

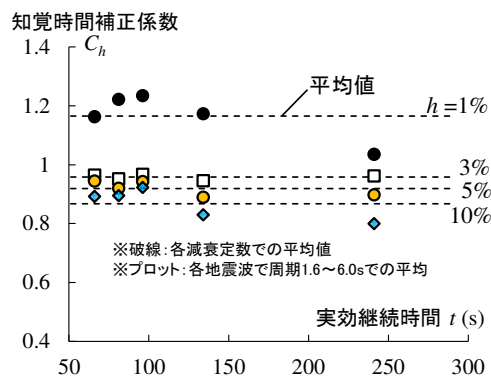


図 5H-1 実効継続時間と知覚時間補正係数の関係

## 第5章の参考文献

- 1) 気象庁：東北地方太平洋沖地震時における長周期地震動による揺れの実態調査について，長周期地震動に関する情報のあり方検討会(第1回)，2011.11，入手先(参照 2021.3.20)  
[https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/study-panel/tyoshuki\\_kentokai/kentokai1/index.html](https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/study-panel/tyoshuki_kentokai/kentokai1/index.html)
- 2) 劉家琛，永岑光恵，小阪宏之，伊山潤，福島佳浩，吉敷 祥一：地震の揺れと継続時間予測情報が心理生理的反応に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.517-518，2020.9
- 3) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994
- 4) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，No.571，pp.53-62，2003.9
- 5) 能島暢呂：速度応答包絡線を用いた閾値超過継続時間のスペクトル表現とその応用，日本地震工学会論文集，第15巻，第1号，pp.1-17，2015
- 6) 石井透：地震動の応答継続時間スペクトル 評価手法の提案と2011年東北地方太平洋沖地震およびその前震・余震・誘発地震による東京の地震動への適用例，日本建築学会構造系論文集，No.676，pp.843-850，2012.6
- 7) 池田雄一：東北地方太平洋沖地震の強震記録に対する超高層建物の揺れの時間長さと地震時居住性に関する研究 -居住者が揺れによる恐怖・不安を感じる時間に関する考察-，日本建築学会四国支部研究報告集，pp.5-6，2016.5
- 8) 高橋徹，貞弘雅晴，斉藤大樹，小豆畑達哉，森田高市，野口和也，箕輪親宏：長周期地震動を考慮した人間の避難行動限界評価曲線の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.497-498，2007.8
- 9) 肥田剛典，永野正行：アンケート調査と強震記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震時における超高層集合住宅の室内被害—不安度と行動難度および家具の転倒率の検討—，日本建築学会構造系論文集，No.677，pp.1065-1072，2012.7
- 10) 気象庁：長周期地震動に関する情報検討会 平成24年度報告書，2013.6，入手先(参照 2021.3.20)  
[https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/study-panel/tyoshuki\\_joho\\_kentokai/hokoku/tyoshukijoho\\_hokoku.html](https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/study-panel/tyoshuki_joho_kentokai/hokoku/tyoshukijoho_hokoku.html)
- 11) 日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価規準・同解説，第3版，2018
- 12) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 13) M.D.Trifunac and A.G.Brady: A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.65, No.3, pp.581-626. 1975
- 14) 翠川三郎，三浦弘之：1968年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化，日本地震工学会論文集，第10巻，第2号，pp.12-21，2010 (DOI: [https://doi.org/10.5610/jaee.10.2\\_12](https://doi.org/10.5610/jaee.10.2_12))
- 15) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (2019), NIED K-NET, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience
- 16) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について，2016.6，入手先(参照 2021.3.20)[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000080.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html)
- 17) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：長周期地震動評価 2016年試作版—相模トラフ巨大地震の検討—，2021.3.20，入手先(参照 2021.3.20)[https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic\\_hazard](https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard)

\_map/lpshm/16\_choshuki/

- 18) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第2版，東京大学出版会，1987
- 19) 平井宏幸，吉江慶祐，佐藤大樹，鈴木悠也，北村春幸：変動風力を受ける超高層建築物の高次モード応答特性，日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp.79-84，2012.2
- 20) 柴田明徳：最新耐震構造解析，第2版，森北出版株式会社，2003
- 21) 能島暢呂：強震動が人間行動および心理面に与える影響の継続時間の評価，東濃地震科学研究所報告，No.37，pp.73-89，2016.3
- 22) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999
- 23) M.D.Trifunac: Low Frequency Digitization Errors and a New Method for Zero Baseline Correction of Strong-Motion Accelerograms, EERL70-07, 1970.9
- 24) 神永敏行，渡部丹，神田順，佐藤玲圭：高層建築物の標準的地震応答性状その1.設計例にみる建築物の構造特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，pp.773-774，1991.8
- 25) 金子健作：下部構造の変位低減に着目した中間層免震構造の多目的地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，第718号，pp.1869-1879，2015.12

## 第6章

# ダンパーを併用配置した制振建物の 制振性能評価

### 6.1 はじめに

4章では等価線形化法に基づく最大応答予測法により、5章では等価線形化法に基づく知覚時間予測法により得られた応答が併用制振建物の応答を正確に捉えることを確認した。本章では、応答予測法の過程で得られる評価指標に基づき、履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置した超高層制振建物の制振性能評価をさまざまな視点から行う。

本論文で扱う制振性能評価は、評価指標を用いた併用制振建物の性能評価、最大応答（予測値）を用いた家具の転倒可能性の評価、性能曲線を用いた併用制振建物の性能評価、併用制振建物を履歴ダンパー設置層と粘性ダンパー設置層をそれぞれ1質点に縮約した等価2質点系による動的特性の評価、変形レベルに対する性能評価を示す。

性能曲線については、1種類のダンパーを対象とした既往の性能曲線<sup>1)</sup>を併用制振建物に適用し、2種類のダンパーを扱った性能曲線に展開し適用範囲の拡大を図る。また、従来の性能曲線は構造安全性の評価において重要な指標である最大応答（層せん断力、最大加速度および最大変位）のみに着目していたが、本論文では新たに、居住性評価において重要な指標となる最大加速度と知覚時間を評価軸とした性能曲線を提案する。

### 6.2 指標を用いた性能評価

等価線形化法を適用することで、併用制振建物の動的特性が1組の等価減衰・等価周期で表現され、異なるダンパー配置同士を同一尺度で評価できる。本節では、等価線形化法の過程で得られた指標を用いて異なるダンパー配置同士を比較検討する。

#### 6.2.1 異なるダンパー配置同士の比較

まず、最大応答の低減率について示す。主架構における最大変位 $u_f$ 、最大加速度 $A_f$ および最大せん断力 $Q_f$ に対して、制振構造における最大変位 $u$ 、最大加速度 $A$ および最大せん断力 $Q$ のそれぞれの比を変位低減率 $R_d$ 、加速度低減率 $R_a$ もしくはせん断力低減率 $R_q$ とすると、それぞれ次式で表される<sup>2)</sup>。

$$R_d = \frac{u}{u_f} = D_h \frac{T_{eq} S_{pv}(T_{eq}, h_f)}{T_f S_{pv}(T_f, h_f)}, R_q (= R_a) = \frac{Q}{Q_f} = D_h \frac{T_f S_{pv}(T_{eq}, h_f)}{T_{eq} S_{pv}(T_f, h_f)} \quad (6-1a,b)$$

ここで、 $S_{pv}$ は擬似速度スペクトルを表し、 $S_{pv}$ が一定と仮定すると $R_d$ 、 $R_a$ および $R_q$ は以下となる。

$$R_d = D_h \frac{T_{eq}}{T_f}, R_q (= R_a) = D_h \frac{T_f}{T_{eq}} \quad (6-2a,b)$$

次に、知覚時間の低減率について示す。制振構造における知覚時間 $t_p$ の予測法を5章で示しており、弾塑性多質点系の最上階床における知覚時間 $t_p$ は、弾性時の弾性周期 $T_e$ および等価減衰 $h_e$ をもつ弾性1質点系の知覚時間 $S_{tP}(T_e, h_e)$ に近似され、知覚時間短縮係数 $C_h(T, h)$ を用いて次式で表現できる。

$$t_p \approx S_{tP}(T_e, h_e) \approx C_h(T_e, h_e) \cdot S_{tP}(T_e, h_f) \quad (6-3)$$

ここで、知覚時間補正係数 $C_h(T, h)$ は次式で評価する。

$$C_h(T, h) = \begin{cases} 0.761h^{-0.07} - \{0.258 + 0.065 \ln(h)\}(T - 1.6) & (h < 0.02) \\ 1 & (h = 0.02) \\ 0.761h^{-0.07} - \{0.0291 + 0.0074 \ln(h)\}(T - 1.6) & (h > 0.02) \end{cases} \quad (6-4)$$

主架構における知覚時間 $t_{pf}$ に対する制振構造における知覚時間 $t_p$ の比を知覚時間低減率 $R_{tP}$ とし、次式で表す。

ここで、スペクトルの形状より、知覚時間スペクトル $S_{tP}$ が一定と仮定すると $R_{tP}$ は以下となる。

$$R_{tP} = C_h \quad (6-5)$$

性能評価に用いる建物はこれまでに示してきた地上30階の超高層建物であり、ダンパー配置は下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを配置したモデル(HDシリーズ)とする。比較対象として、主架構(Frame)、全層に履歴ダンパーを配置したHD30、全層に粘性ダンパーを配置したVD30も用いる。入力地震動は告示Hとし、地震動のレベルは、稀に発生する地震動(レベル1)、極めて稀に発生する地震動(レベル2)および余裕度検証用の地震動(レベル3)の3ケースの結果を示す。それぞれ告示波の0.2倍、1.0倍、1.5倍とする。等価線形化法に基づく応答予測法を適用し得られた建物全体の $h_{eq}$ 、 $D_h$ 、 $T_{eq}/T_f$ 、 $C_h(T_e, h_e)/C_h(T_f, h_f)$ 、 $R_d$ および $R_a$ を図6.2.1に示す。

図6.2.1(a)の $h_{eq}$ に着目すると、粘性ダンパー設置層が多いモデルほど $h_{eq}$ は大きく、地震動のレベルが上がるほど履歴ダンパーの塑性化により $h_{eq}$ は増加し、HD05で最大となる。 $D_h$ は $h_{eq}$ に依存する指標であることから、 $h_{eq}$ と同様の傾向を示しHD05で最小となる(図6.2.1(b))。

図6.2.1(c)の $T_{eq}/T_f$ について示す。VD30は周期変動が小さい。併用制振建物に着目すると、履歴ダンパー設置層が多いほど周期変動は大きい( $T_{eq}/T_f$ が小さい)。地震動のレベルが上がるほど履歴ダンパーの塑性化により周期変動は小さくなる。

図6.2.1(d)の $C_h(T_e, h_e)/C_h(T_f, h_f)$ に着目すると、HD30およびHD25は主架構より微増で知覚時間の低減効果が無い。粘性ダンパー設置層が多いほど低減が大きく、弾性時の等価減衰が最も大きいVD30において知覚時間の低減効果が最も大きい。

$R_d$ (図6.2.1(e))は周期比と付加減衰による低減の積で決まる。レベル1では履歴ダンパーの塑性化の程度が小さいため、粘性ダンパーによる付加減衰が大きいHD10およびHD05の $R_d$ が小さい。レベル2・3になると、履歴ダンパーの塑性化の程度が大きくなり塑性化による付加減衰の効果が大きいHD30およびHD25の $R_d$ が小さい。HD20およびHD15は両者の効果を持ちバランスがとれている。

$R_a$ (図6.2.1(f))は周期比の逆数と付加減衰による低減の積で決まる。レベル1は履歴ダンパー

の塑性化の程度が小さく・付加剛性により周期変動が大きいため（短周期化），加速度の低減は小さい。特にHD30～HD15は主架構よりも応答が大きくなる（ $R_d$ が1.0を超える）。レベル2・3になると，履歴ダンパーの塑性化の程度が大きくなり周期変動が小さく・付加減衰の効果が大きいため，加速度が低減される（ $R_d$ は小さい）。地震動のレベルに関係なく等価減衰が大きいVD30は $R_d$ が小さく，加速度応答の低減が大きい。

粘性ダンパーを単独配置したVD30は付加減衰効果により，地震動のレベルに関係なく変位・加速度が低減される。履歴ダンパーを単独配置したHD30は地震動のレベルに応じて周期変動と付加減衰の変動が変化する。レベル1では加速度は大きくなり変位はある程度低減され，レベル2以上では周期変動が小さくなり付加減衰が大きくなり変位・加速度ともに低減される。特に変位の低減は大きい。併用制振建物はHD30と似た傾向を示すが，粘性ダンパー層が多いほど付加減衰が大きいいためHD15～HD05は地震動のレベルの変化による加速度の低減の幅は小さい。併用制振建物にすることで単独配置のメリット・デメリットを補う性状を示し，制振効果が向上する。

各モデルを並べて，建物全体の指標（ $h_{eq}$ ,  $D_h$ ,  $T_{eq}/T_f$ ,  $S_h(T_e, h_e)/S_h(T_f, h_f)$ ,  $R_d$ および $R_a$ ）を比較すると，異なるダンパー配置同士を定量的に評価できる。実務設計では，建物の要求性能と比較検討結果を照らし合わせてダンパー配置を選定する。ただし，建物全体の指標のみで評価すると，併用制振建物のように境界層付近の変形が増大する傾向を把握できないため，別途各層の最大変形に対して比較検討することが望ましい。

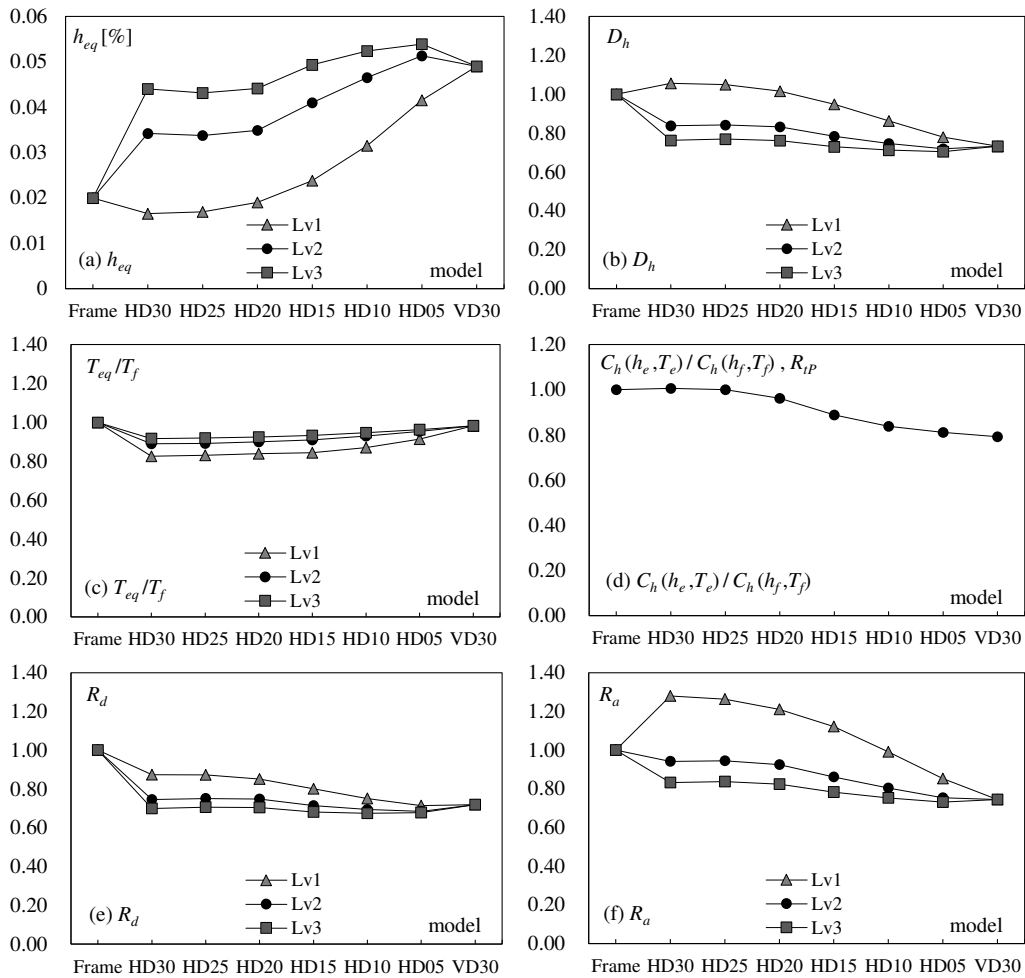


図 6.2.1 各モデルの評価指標

## 6.2.2 家具の転倒可能性の評価

家具の転倒可能性の評価を示す。評価に用いる転倒可能性曲線<sup>3)</sup>は、転倒限界加速度<sup>4)</sup> $A_0$  (家具の転倒に必要な水平方向の加速度の下限値) および転倒率 50%の加速度<sup>5)</sup> $A_{R50}$ とし、次式で表現される。

$$A_0 = \frac{b}{h} g \quad (F_e < F_b \text{ のとき}) \quad (6-6)$$

$$A_0 = \left( \frac{b}{F_b \cdot h} g \right) F_e \quad (F_e \geq F_b \text{ のとき}) \quad (6-7)$$

ここで、 $b$ は家具の半幅、 $h$ は家具の重心高さ(高さ $2h$ の半分とする)、 $g$ は重力加速度(=80cm/s<sup>2</sup>)、 $F_b (= 11/\sqrt{h})$ は家具の寸法から決まる境界振動数である。

$$A_{R50} = \frac{b}{h} g \left( 1 + \frac{b}{h} \right) \quad (F_e < F_b' \text{ のとき}) \quad (6-8)$$

$$A_{R50} = \frac{b}{h} g \left( 1 + \frac{b}{h} \right) \frac{1}{F_b'} F_e = 89 \frac{b}{\sqrt{h}} \left( 1 + \frac{b}{h} \right)^{2.5} \cdot F_e \quad (F_e \geq F_b' \text{ のとき}) \quad (6-9)$$

ここで、 $F_b' = \frac{11}{\sqrt{h}} \left( 1 + \frac{b}{h} \right)^{-1.5}$

なお、キャビネットサイズを文献3)に合わせて2倍表記しているため、文献5)に示されている式と係数が異なることに注意をされたい。

検討対象の家具は、事務所で一般的に使用される (a) 高さ(2h=)110cm×奥行(2b=)45cm のキャビネットと(b) 高さ210cm×奥行45cm のキャビネットとする (図6.2.2)。

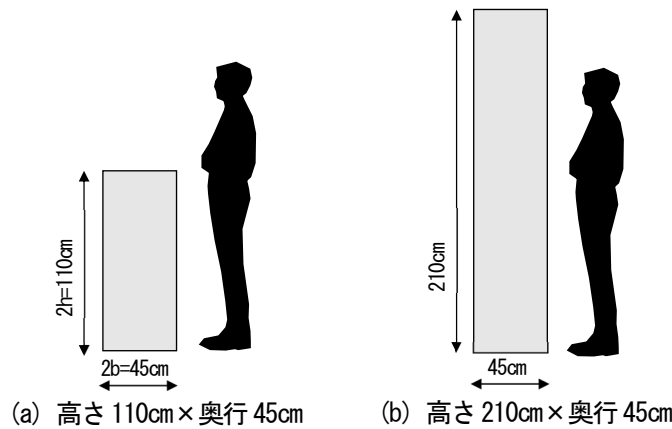
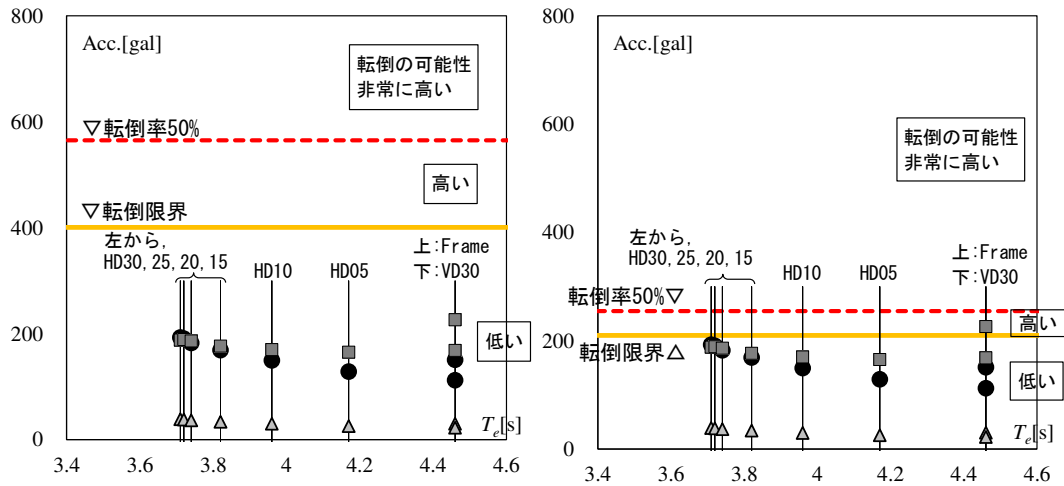


図 6.2.2 検討対象のキャビネットのサイズ

図 6.2.3 に転倒可能性曲線と各モデルの代表加速度の関係を示す。各モデルの等価振動数  $F_e$  は弾性時の 1 次固有振動数とする。なお、横軸は周期とする。代表加速度は、最大応答予測法により求めた告示 H における予測値を用いる。地震動のレベルは、レベル 1、レベル 2 およびレベル 3 の 3 ケースの結果を示す。図 6.2.3(a)の高さ 110cm のキャビネットに着目すると、いずれのモデルも代表加速度が転倒限界加速度以下であり転倒の可能性が低い。粘性ダンパーを単独配置した VD30 は付加減衰効果により加速度が低減され、地震動のレベルに関係なく履歴ダンパーを単独配置した HD30 よりも加速度が小さく家具の転倒可能性は低い。併用制振建物において、レベル 1 および 2 では粘性ダンパー設置層が多いモデルほど加速度が小さいため家具の転倒可能性は低い。レベル 3 になると、履歴ダンパーの塑性化の程度が大きくなり周期変動が小さく・付加減衰の効果が大きいため、HD10 および HD05 は VD30 よりも家具の転倒可能性が低くなる。図 6.2.3(b)

の高さ 210cm のキャビネットに着目すると、レベル 3 において Frame の代表加速度が転倒限界加速度を上回り転倒の可能性が高いが、ダンパーを配置したモデルはいずれも転倒の可能性が低い。

予測値と転倒可能性曲線を用いることで、簡易的に家具の転倒可能性を評価できることを示した。ただし、ここで示す最大加速度は等価 1 質点系の代表加速度であり、各階の分布および高次モードが考慮されていないことに注意されたい。これらを考慮した評価法については今後の課題とする。



(a) 高さ 110cm × 奥行 45cm のキャビネット (b) 高さ 210cm × 奥行 45cm のキャビネット

図 6.2.3 各モデルの家具の転倒評価 (凡例:  $\Delta$ Lv1  $\bullet$ Lv2  $\blacksquare$ Lv3)

### 6.3 性能曲線を用いた性能評価

本節では、応答予測法の過程で得られる建物全体の周期比  $T_{eq}/T_f$  および等価減衰  $h_{eq}$  を変数とした性能曲線を用いた性能評価について示す。性能曲線は、与えられた入力地震動に対し、制振構造の応答が主架構の応答に対してどれだけ変化するか（応答低減率）を構成要素のパラメータ（変数）の連続関数として表現される。また、性能曲線により制振構造の動的特性を包括的に把握できるだけでなく、目標となる応答低減率と変数の関係を用いてダンパーまたは主架構の概略設計ができる。

構造安全性の評価において重要な指標である層せん断力および変位に着目した従来の性能曲線に加え、本論文では新たに、居住性評価において重要な指標となる加速度と知覚時間を評価軸とした性能曲線を提案する。最大加速度は家具の転倒<sup>(例えば 3)</sup>や人間の振動感覚<sup>6)</sup>の評価に用いられ、知覚時間（応答値の絶対値が判定値を最初に超えた時から最後に下回る時までの時間）は建物の応答中に居住者が不安や不快を感じ続けた時間を評価するために用いられる。

従来の性能曲線<sup>1)</sup>と異なる点は、1 種類のダンパーではなく 2 種類のダンパーを扱った性能曲線である。

$T_{eq}/T_f$  および  $h_{eq}$  を変化させた場合の  $R_a$ ,  $R_q$ ,  $R_a$  および  $R_{IP}$  の曲線を性能曲線と定義し、図 6.3.1 に示す。居住性評価に直結する  $R_{IP}$ - $R_a$  曲線において、主架構の  $T_f$  は 4.46s とし、主架構の  $h_f$  は 1% とする。構造安全性に直結する  $R_d$ - $R_q$  曲線に着目すると、 $T_{eq}/T_f$  が小さくなる（履歴ダンパーを設

置する) と、 $R_q$ は増加し $R_d$ は減少する。 $h_{eq}$ が大きくなる(粘性ダンパーを設置する・履歴ダンパーの塑性化)と、 $R_q$ および $R_d$ ともに減少する。居住性評価に直結する $R_{IP}$ - $R_a$ 曲線に着目すると、 $T_{eq}/T_f$ が小さくなると $R_a$ は増加し、 $h < 2\%$ の場合 $R_{IP}$ は減少し、 $h > 2\%$ の場合 $R_{IP}$ は僅かだが増加する。 $h_{eq}$ が大きくなると $R_q$ および $R_{IP}$ ともに減少し、 $R_{IP}$ は $h > 2\%$ の場合減少が鈍い。

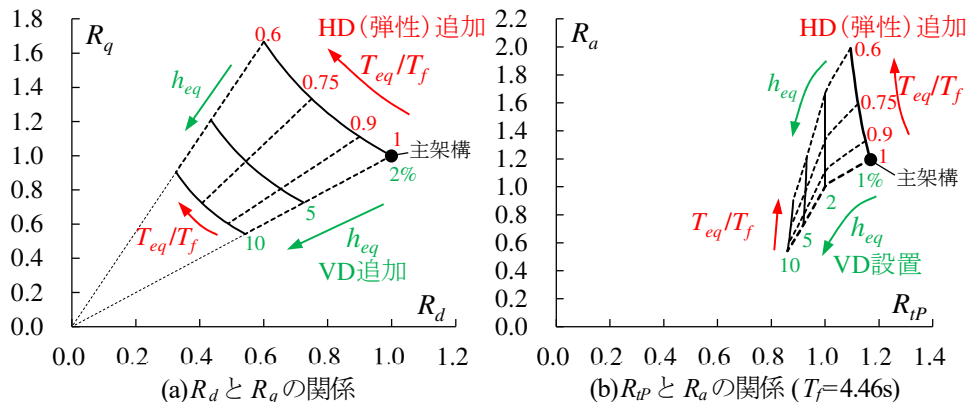


図 6.3.1 併用制振建物の性能曲線

具体例として、HD15の性能曲線を図6.3.2に示す。履歴ダンパーの塑性化の影響は、告示H(レベル2)の結果を用いる。①履歴ダンパー(弾性)を設置、②粘性ダンパー設置、③履歴ダンパーの塑性化の各プロットより、併用制振建物の動的特性が把握できる。

以上より、応答予測法を理解することで制振効果を把握できる。また、性能曲線を用いることで目標性能を満たすためにどのような調整が必要か容易に判断できる。応答低減率( $R_d$ ,  $R_a$ ,  $R_q$ ,  $R_{IP}$ )はダンパー非設置時(主架構)の応答に対する相対的な値であり、どの地震レベルにも適用できるものである。

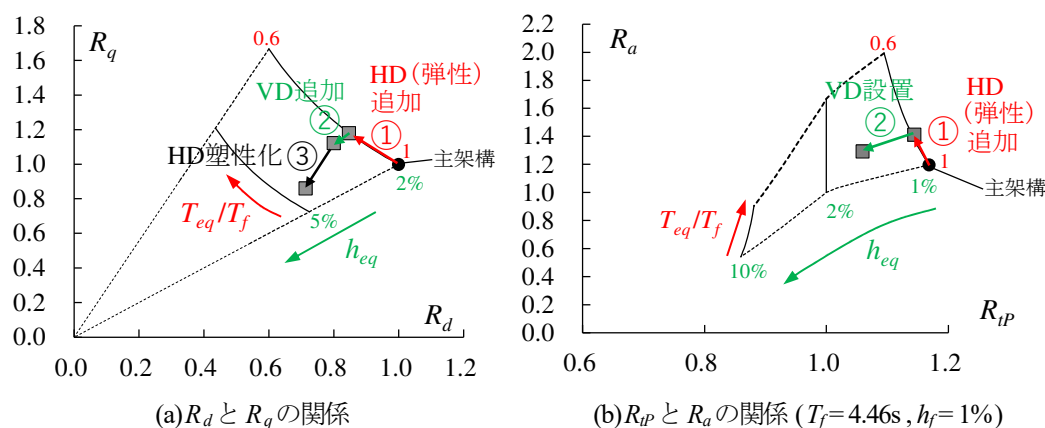


図 6.3.2 HD15の性能曲線

## 6.4 等価 2 質点系による動的特性の評価

本節では、併用制振建物を履歴ダンパー設置層と粘性ダンパー設置層の 2 質点に縮約したモデルを用いて、評価指標を導出し、併用制振建物の動的特性を把握する。

### 6.4.1 評価の概要と等価 2 質点系に縮約の概要

等価 1 質点系を用いた評価の場合 (6.3 節)、履歴ダンパーと粘性ダンパーの指標が 1 組の等価減衰・等価周期で表現されてしまい、履歴ダンパーと粘性ダンパーそれぞれのダンパー量が動的特性に与える影響を評価しにくい。そこで本節では、履歴ダンパーと粘性ダンパーのダンパー量の関係が建物全体の  $h_{eq}$  および  $T_{eq}/T_f$  に与える影響を把握するために等価 2 質点系を用いて評価する。下層に履歴ダンパーを設置したケースにおける検討の概要を図 6.4.1 に示す。多質点系の境界層  $b$  である履歴ダンパー層と粘性ダンパー層をそれぞれ 1 質点系とする等価 2 質点系に縮約し、それに等価線形化法 (4.2 節) を適用することで、建物全体の  $h_{eq}$  および  $T_{eq}/T_f$  を等価 2 質点系の履歴ダンパー層と粘性ダンパー層の諸元と直接関係づける。

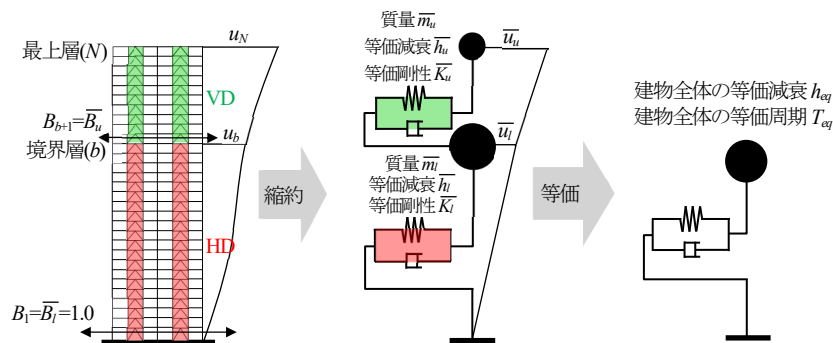


図 6.4.1 動的特性検討の概要 (HD20 の場合 [b=20 層])

これまでに等価 2 質点系を用いた分析や縮約に関して多くの研究がなされ、多質点系パッシブ制振構造に限定すると、例えば文献 7),8)がある。本論文では、多質点系から等価 2 質点系に縮約する方法として等価減衰を評価できる文献 7)の方法を用いる。下記 A)~C)の等価性条件により、履歴ダンパー設置層と粘性ダンパー設置層をそれぞれ 1 質点とする等価 2 質点系に縮約する。等価 2 質点系の諸元には ( ) を付け、上層の諸元には右添え字  $u$  (upper layer) を付け、下層の諸元には右添え字  $l$  (lower layer) を付ける。

A) 多質点系と等価 2 質点系それぞれの 1 次固有円振動数を等価 :  $\omega_{eq} = \bar{\omega}_{eq}$

B) 多質点系と等価 2 質点系それぞれの等価減衰を等価 :  $h_{eq} = \bar{h}_{eq}$

C) 最上層と境界層の 1 次モード比を等価 :  $u_N/u_b = \bar{u}_u/\bar{u}_l$

ここで、等価 2 質点系の質量は履歴ダンパー設置層と粘性ダンパー設置層それぞれの質量の合計 ( $\bar{m}_l = \sum_{i=1}^b m_i$ ,  $\bar{m}_u = \sum_{i=b+1}^N m_i$ ) とし、指定する多質点系の 1 次モードは境界層の固有モード  $u_b$  と最上層の固有モード  $u_N$  とする。

### 6.4.2 動的特性の導出

ダンパー量が変化しても  $b+1$  層(上層)の層せん断力係数  $B_{b+1}(=\bar{B}_u)$  は変化しないものと仮定し、等価 2 質点系に等価線形化法を適用すると、建物全体の  $T_{eq}$  および  $h_{eq}$  は次式となり、履歴ダンパー設置層(下層)と粘性ダンパー設置層(上層)の諸元を用いて直接評価できる。等価 2 質点系を介して等価 1 質点系にした時の等価周期と等価減衰の精度検証は付録 6B に示す。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{m}_l}{\bar{k}_l} + \frac{\bar{m}_u}{\bar{k}_l} + \frac{\bar{m}_u \cdot \bar{B}_u}{\bar{k}_u}} \quad (6-10)$$

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=l}^u \bar{h}_i \bar{W}_{e,i}}{\sum_{i=l}^u \bar{W}_{e,i}} = \frac{\bar{K}_u \bar{h}_l + \bar{K}_l \bar{h}_u \bar{B}_u^2}{\bar{K}_u + \bar{K}_l \bar{B}_u^2} \quad (6-11)$$

式(6-10)および式(6-11)を用いて履歴ダンパー設置層と粘性ダンパー設置層の諸元を変化させたときの動的特性 ( $T_{eq}$  および  $h_{eq}$ ) を図 6.4.2 に示す。等価剛性  $\bar{K}_u, \bar{K}_l$  の変化は主架構の剛性  $\bar{K}_{fu}, \bar{K}_{fl}$  に対する比率で表現し、1.0 は主架構と同じ剛性を示す。下層に履歴ダンパーを設置した HD シリーズは、 $\bar{K}_u$  を固定し (VD 追加による剛性の変化が微小)、 $\bar{h}_u$  の増加 (VD 追加)、 $\bar{K}_l$  の増加 (HD 追加)、 $\bar{h}_l$  の増加 (HD の塑性化) による動的特性の変化を、図 6.4.2 (a)~(c) より読み取ることができる。下層に粘性ダンパーを設置した VD シリーズは、 $\bar{K}_l$  を固定し (VD 追加による剛性の変化が微小)、 $\bar{h}_l$  の増加 (VD 追加)、 $\bar{K}_u$  の増加 (HD 追加) による動的特性の変化を、図 6.4.2 (d) より読み取ることができる。式(6-10)および式(6-11)に示す通り、動的特性は  $\bar{B}_u$  により重みづけられ、下層の諸元 ( $\bar{K}_l, \bar{h}_l$ ) と比べて上層の諸元 ( $\bar{K}_u, \bar{h}_u$ ) が動的特性に与える影響は相対的に小さい。

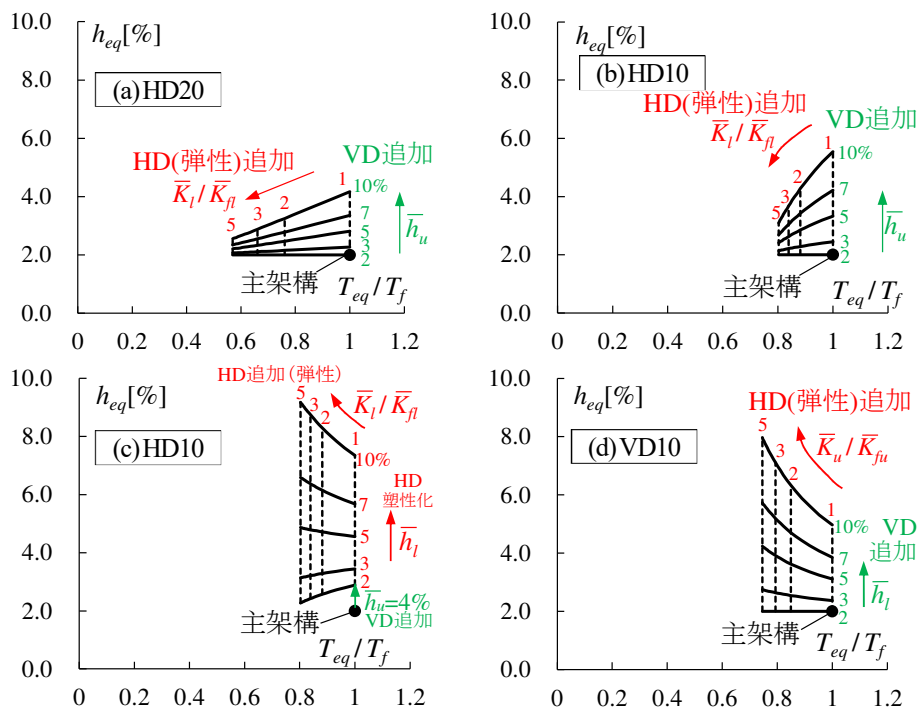


図 6.4.2 併用制振建物の動的特性

## 6.5 変形レベルに対する性能評価

6.2～6.4節に示した評価法は特定の外力レベルに対する評価である。本節では、外力レベルが変化したときの動的特性を評価する方法を示す。

概略設計された主架構とダンパーからなる制振構造を用いて下記の手順で求める。下記の方法は4.2節の最大応答予測法に基づくが、各ステップの層せん断力 $Q_i$ が仮定されているため変形を算出する時に収斂計算を必要としない。

- 1) 制振構造における等価せん断モデル (3章) および各層のシステムの履歴曲線を設定する。
- 2) ベースシア係数 $C_b$ を仮定し、 $A_i$ 分布を用いて制振構造の層せん断力 $Q_i$ を設定する。
- 3) 1)の $Q_i$ と各層の等価剛性 $K_{eqi}$ より、各層の層間変形 $\delta_i$ および相対変位 $u_i$ を求める。
- 4) 各層の等価減衰 $h_{eqi}$  (ランダム性考慮) を求める。
- 5) 建物全体の等価周期 $T_{eq}$ 、等価減衰 $h_{eq}$ 、代表変位 $S_d$ を求める。
- 6) ベースシア係数 $C_b$ を変化させて、2)～5)を繰り返す。
- 7) 各ステップで求めた代表変位 $S_d$  (横軸) と各指標 (縦軸) の関係をプロットする。

石井ら<sup>9)~11)</sup>は、動的付加系要素を模擬した静的付加系要素を骨組モデルに組み込み、静的増分解析の各ステップから等価周期と等価減衰を求め、応答予測まで展開している。本論文は石井らの手法と同様であるが、骨組モデルの静的増分解析を用いず表計算のみで算出可能である。

図6.5.1に $h_{eq}-S_d$ 関係、図6.5.2に $T_{eq}-S_d$ 関係を示す。等価減衰 $h_{eq}$ は、主架構、履歴ダンパーおよび粘性ダンパーの寄与分がわかるように4.2節の式(4-8)を用いて各項に分けて図示する。また、地震動のレベルが把握できるよう、レベル1～3の $S_d$ を重ねて示す。図6.5.2には定常状態解析結果を1次モードの結果として重ねて示す。なお、定常状態解析の詳細については付録6Cに示す。

図6.5.1および図6.5.2より、履歴ダンパーを下層部に配置したHD30およびHD15に着目すると、等価減衰定数は小変形時に小さく・大変形時に大きく、等価周期は小変形時に短く・大変形時に主架構の周期に近づくという特徴を示す。これは、小変形時は周期変動により応答が低減し (等価減衰による応答低減は小さい)、大変形時は等価減衰により応答が低減する (周期変動による応答低減は小さい) という特徴を持つ。HD15はHD30と比べて小変形時 (弾性時) の等価減衰定数が約0.6%大きいため、後揺れ抑制にも効果があるシステムである。粘性ダンパーを下層部に配置したVD30およびVD15に着目すると、小変形時から大変形時にかけて等価減衰定数が安定して大きく、周期変動は小さいという特徴を示す。これは、小変形時から大変形時にかけて等価減衰により応答が低減し、周期変動による応答低減は微小であるという特徴を持つ。VD30およびVD15ともに小変形時 (弾性時) の等価減衰定数がHD15と比べて約3～4%大きいため、後揺れ抑制に効果があるシステムである。

図6.5.2より、定常状態解析結果は概ね $T_{eq}-S_d$ 曲線付近に分布し、1次モードの等価周期を評価できている。 $T_{eq}-S_d$ 曲線は $A_i$ 分布による層せん断力から求めた変形分布を用いており、定常状態の変形分布と異なることが誤差の原因と考えられる。

以上より、中小地震～余裕度検討用地震のように幅広い変形レベルに応じた動的特性を把握できる。

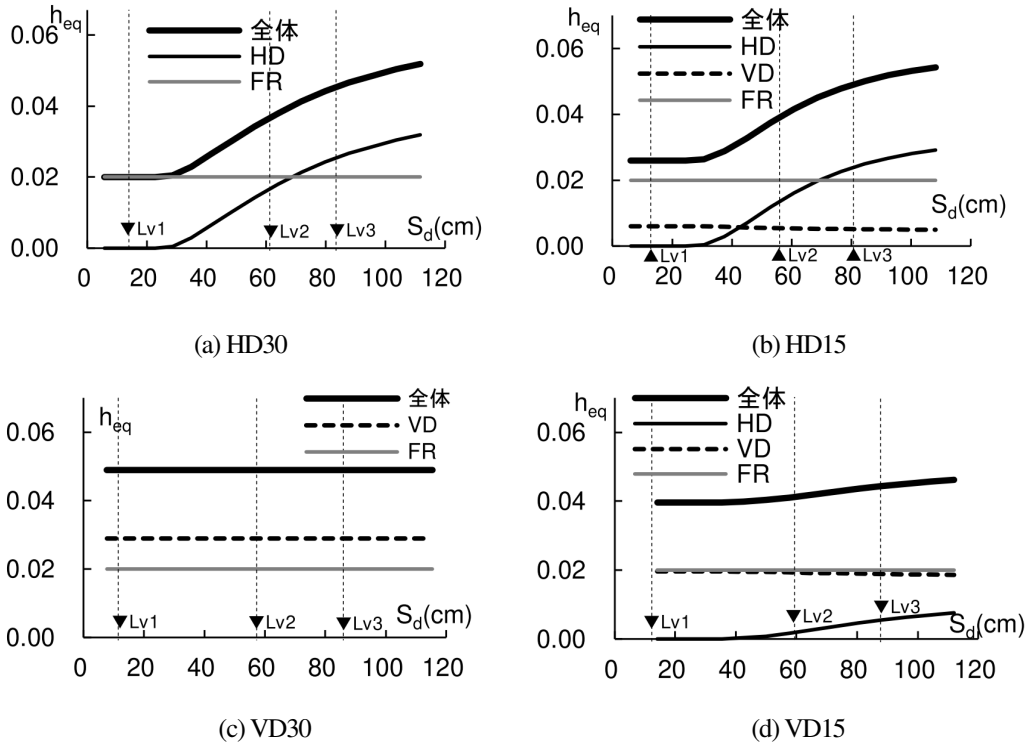


図 6.5.1  $h_{eq}$ - $S_d$ 関係

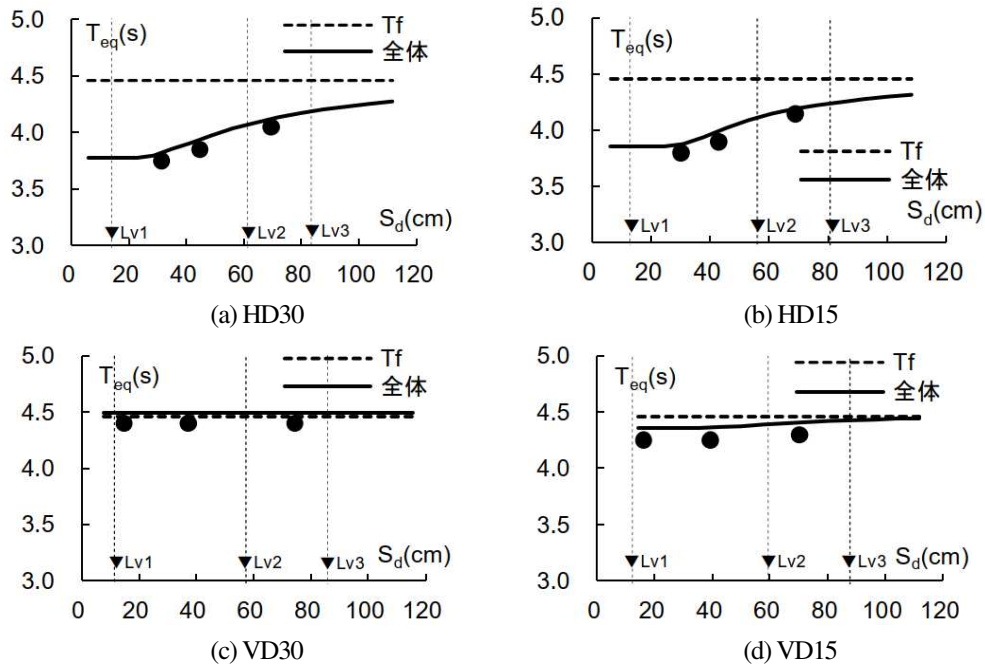


図 6.5.2  $T_{eq}$ - $S_d$ 関係 (● 定常状態解析結果)

次に、骨組特性値が動的特性に与える影響を確認する。図 6.5.3 に状態  $N \cdot R$  (従来) および状態  $pN \cdot pR$  (提案, 3 章) の骨組特性値を用いた時の  $h_{eq}$ - $S_d$  関係を示す。HD15 および VD15 両者に着目すると、状態  $NR$  (従来法) から求めた粘性ダンパーの等価減衰は状態  $pN \cdot pR$  (提案法) と比べて過大評価している。これは高さ方向に併用配置することで、粘性ダンパーにおける制振効果の低下が考慮されていないためである。状態  $N \cdot R$  (従来法) から求めた履歴ダンパーの等価減

衰は状態  $pN \cdot pR$  (提案法) と比べて過小評価している。これは高さ方向に併用配置することで、履歴ダンパーにおける制振効果の上昇が考慮されていないためである。全体の等価減衰に着目すると、いずれの変形状態において、状態  $N \cdot R$  (従来法) は状態  $pN \cdot pR$  (提案法) と比べて過大評価し、設計時には応答低減を過大評価してしまうので注意が必要である。

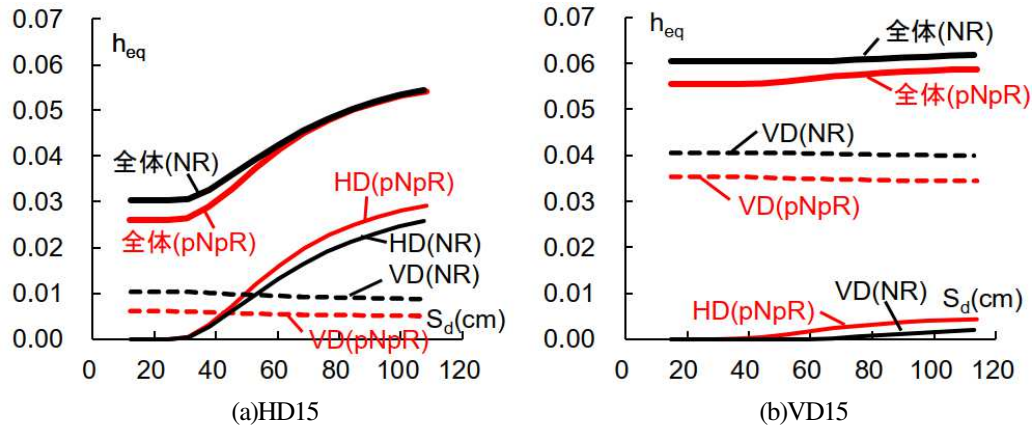


図 6.5.3 状態  $pN \cdot pR$  と状態  $N \cdot R$  の比較 :  $h_{eq}$ - $S_d$  関係

## 6.6 まとめ

応答予測法の過程で示した評価指標に基づき、併用制振建物の制振性能評価についてさまざまな視点で示した。

- 1) 制振性能評価より、併用制振建物が単独配置よりも制振効果が向上していることを確認した。
- 2) 従来の構造安全性の評価において重要な指標である層せん断力および変位に着目した性能曲線に加え、居住性評価において重要な指標となる加速度と知覚時間を評価軸とした性能曲線を新たに提案した。応答予測の過程で得られる評価指標 (等価減衰および等価剛性) と応答の関係から制振性能が可視化され、ダンパー種および配置の異なる建物同士を同一尺度で定量的に評価できる。
- 3) 等価 2 質点系を用いて導出した動的特性より、履歴ダンパーと粘性ダンパーのダンパー量と建物全体の  $h_{eq}$  および  $T_{eq}/T_f$  に与える影響を直接把握できる。
- 4) 変形レベルに対する性能評価より、中小地震～余裕度検討用地震のように幅広い変形レベルに応じた動的特性を把握できる。

## 付録 6A 下層に VD・上層の HD のケースを含めた性能評価

本節では、ダンパー配置は下層に粘性ダンパー・上層に履歴ダンパーを配置したモデル (VD シリーズ)、3 層毎に交互に配置したモデル (AD) を含めた 13 ケースを比較する (図 6A.1)。等価線形化法に基づく応答予測法を適用し得られた建物全体の  $h_{eq}$ ,  $D_h$ ,  $T_{eq}/T_f$ ,  $S_h(h_e, T_e)/S_h(h_f, T_f)$ ,  $R_d$  および  $R_a$  を図 6A.2 に示す。

$h_{eqs}$  (図 6A.2(a)) および  $D_h$  (図 6A.2(b)) に着目すると、粘性ダンパー設置層が多いほど  $h_{eqs}$  は大きく、HD05 で最大となる。地震動のレベルが上がるほど  $h_{eq}$  は増加し、特に HD シリーズは  $h_{eq}$  の変動が大きい。 $D_h$  は  $h_{eqs}$  に依存する指標であることから、 $h_{eqs}$  と同様の傾向を示し HD05 で最小となる。

$T_{eq}/T_f$  (図 6A.2(c)) に着目する。粘性ダンパー設置層が多い VD30~VD20 は周期変動が非常に小さい。履歴ダンパー設置層が多いほど周期変動は大きく ( $T_{eq}/T_f$  が小さい)、HD シリーズの方が VD シリーズと比べて周期変動は大きい ( $T_{eq}/T_f$  が小さい)。ただし、地震動レベルが大きくなるほど HD シリーズの周期変動は小さくなる。

$C_h(h_e, T_e)/C_h(h_f, T_f)$  (図 6A.2(d)) に着目すると、HD30 および HD25 は主架構より微増で知覚時間の低減効果が無い。HD シリーズ・VD シリーズともに粘性ダンパー設置層が多いほど低減が大きく、弾性時の等価減衰が最も大きい VD30 が最も低減される。

$R_d$  (図 6A.2(e)) に着目すると、レベル 1 は HD シリーズの塑性化の程度が小さく付加減衰の効果が小さいため、HD シリーズより VD シリーズの方が低減される ( $R_d$  は小さい)。レベル 2・3 になると、HD シリーズの塑性化の程度が大きくなり付加減衰の効果が大きいため、VD シリーズより HD シリーズの方が低減される ( $R_d$  は小さい)。特に HD15~HD05 において  $R_d$  が小さく、変位応答の低減が大きい。

$R_a$  (図 6A.2(f)) に着目すると、レベル 1 は HD シリーズの塑性化の程度が小さく周期変動が大きいため (短周期化)、HD シリーズは  $R_a$  が大きく主架構よりも応答が大きくなる。レベル 2・3 になると、HD シリーズの塑性化の程度が大きくなり周期変動が小さく・付加減衰の効果が大きいため、HD シリーズの加速度が低減される ( $R_a$  は小さい)。地震動のレベルに関係なく等価減衰が大きい VD シリーズ (VD05, VD10 は除く) は  $R_a$  が小さく、加速度応答の低減が大きい。

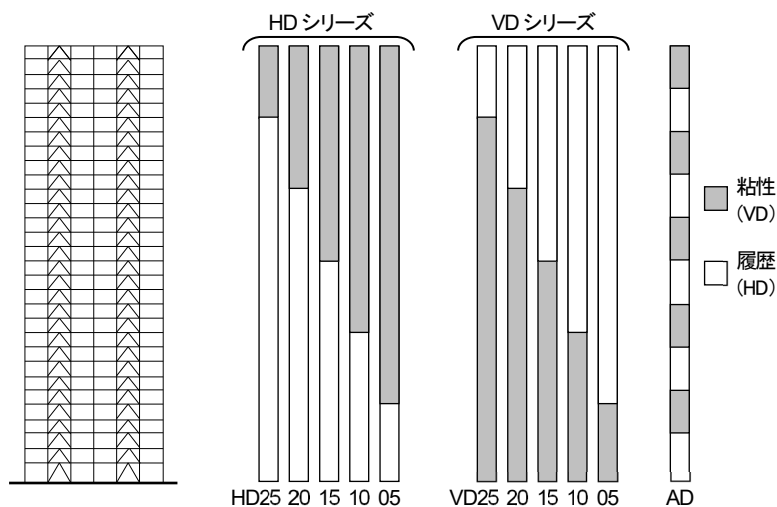


図 6A.2 評価対象のダンパー配置

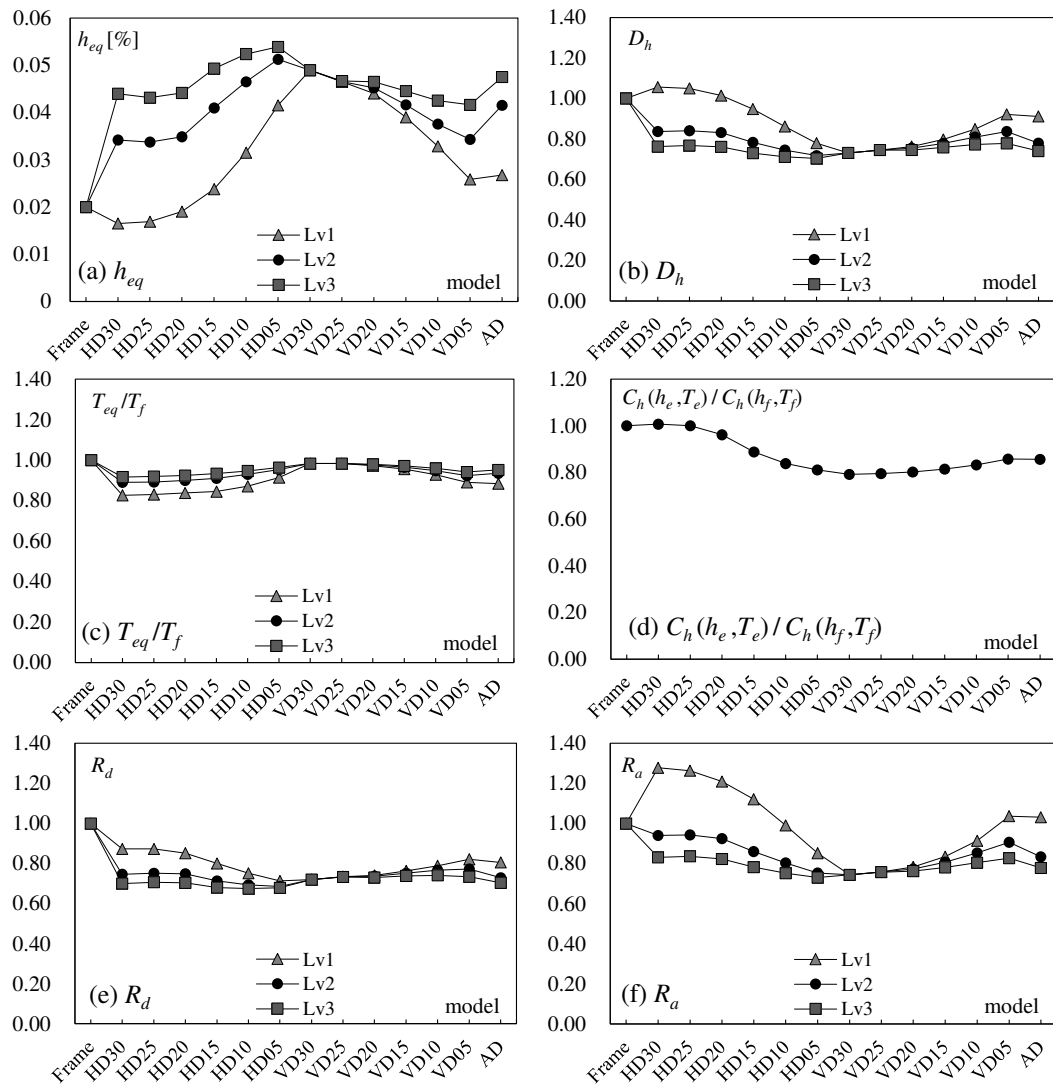


図 6A.2 各モデルの評価指標

## 付録 6B 等価 2 質点系から求めた等価周期と等価減衰の確認

6.4 節で示した多質点系から等価 2 質点系を介して等価 1 質点系にした時の等価周期と等価減衰が、多質点系から直接等価 1 質点系にした時の等価周期と等価減衰 (4.2 節で示した方法) と一致するか確認する。検討条件は、地上 30 階とし、ダンパー配置は併用配置 10 ケースとし、弾性システムと弾塑性システムとする。なお、弾塑性システムは告示 H (レベル 2) の結果を用いる。図 6B.1 に等価周期と等価減衰の比較を示す。横軸に 4.2 節の方法から算出した値、縦軸に 6.4 節の方法から算出した値を示す。いずれも概ね 5% 以下の誤差であり良い対応を示す。等価 2 質点系により算出した等価周期と等価減衰を用いて動的特性を評価しても問題ないと考える。

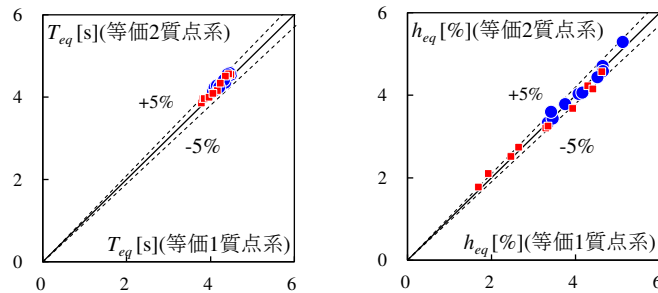


図 6B.1 等価周期と等価減衰の比較

## 第 6 章の参考文献

- 1) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版, (社) 日本免震構造会 (JSSI), 2013.11
- 2) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp.53-62, 2003.9
- 3) 日本建築学会: 長周期・長時間地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと, 2013
- 4) 日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, 2003.1
- 5) 金子美香, 林康裕: 剛体の転倒率曲線の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.55-62, 2000.10
- 6) 日本建築学会: 建築物の振動に関する居住性能評価規準・同解説, 第 3 版, 2018
- 7) 辻聖晃, 田中英稔, 吉富信太, 竹脇出: 地震動を受ける粘性ダンパー付建物の層方向自由度に関する縮約法, 日本建築学会構造系論文集, 第 665 号, pp.1281-1290, 2011.7
- 8) 小林正人, 佐藤永, 堀江裕一郎, 洪忠憲: 線形 Maxwell 型ダンパーの非比例配置による高層制振建物の地震時層間変位制御に関する研究—複素剛性を用いた周波数応答関数による地震応答構造の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.57-64, 2007.9
- 9) 石井正人, 和田章: 履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.632, pp.1735-1743, 2008.10
- 10) 石井正人, 和田章: 速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.635, pp.65-73, 2009.1
- 11) 石井正人, 和田章: 速度依存型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.639, pp.803-812, 2009.5
- 12) 柴田明徳: 最新耐震構造解析 第 2 版, 森北出版, 2003

# 第7章

## 結論

### 7.1 まとめ

本研究は、履歴ダンパーと粘性ダンパーを高さ方向に併用配置した超高層鋼構建造物（併用制振建物）を対象として、制振構造を設計する時に有用性の高い制振性能評価を提案するものである。時刻歴応答解析から曲げ変形による制振性能低下の改善を確認、併用制振建物の理解に繋がる「骨組特性値」を用いたせん断モデル作成手法、制振効果の理解に繋がる等価線形化法に基づく応答予測法、応答予測手法の過程で得られる指標に基づく制振性能評価について示している。また、併用制振建物の制振性能評価として、従来の構造安全性の評価に用いられる層せん断力および変位の性能曲線に加え、居住性評価の評価に重要な指標である加速度と知覚時間の性能曲線を展開している。以下に、本論文の結論をまとめる。

#### 詳細モデルによる応答特性の分析

地上 30 階の超高層鋼構建造物を対象に、下層に履歴ダンパー・上層に粘性ダンパーを直列連層配置したモデル（併用制振建物）の応答特性を時刻歴応答解析より示した。超高層制振建物は中層から上層にかけてダンパー効率が大きく低下するが、併用制振建物は粘性ダンパー設置層でダンパー効率が改善されるため、履歴ダンパーを単独に用いた場合に比べダンパーのエネルギー吸収効率が高くなる。また、その傾向は境界層が下層であるほど大きいことを確認した。また、併用制振建物は頂部の応答加速度に対して応答低減が大きく、履歴ダンパーの量が増加しても、履歴ダンパー単独に用いたときに比べ応答加速度の増大およびダンパー効率の減少が小さいことが確認できた。さらに、併用制振建物に対して粘性ダンパーの量を増加すると、ダンパーによるエネルギー吸収量は増加する。また、粘性ダンパー設置層の最大層間変形角は減少するため、境界層付近における変形増大を抑制できることを確認した。

#### 静的解析に基づく簡易モデル作成手法

「骨組特性値」を用いた簡易モデルの作成手法を拡張し、併用制振建物に対して有用な簡易モデルの作成手法を示した。既往手法は、主架構のみの弾性部材モデル（状態 N）および主架構の制振部材設置位置に剛性が極端に大きい弾性バネを挿入した（状態 R）2 ケースの静的解析により「骨組特性値」得られる。既往手法では考慮できない、問題点① [粘性ダンパー設置層の実効変形比の上限値が減少する]。問題点② [履歴ダンパーの負担せん断力と粘性ダンパーの負担せん断力との間の位相差により全体曲げ変形が緩和される。] の 2 点を改善するために、既往手法に、状態 pN 解析（履歴ダンパー設置層のみに、弾性バネを挿入したモデル）および状態 pR 解析（粘性

ダンパー設置層のダンパーを外し、履歴ダンパー設置層のみに剛性が極端に高い弾性バネを挿入したモデル) の2 ケースを加えた手法を提案した。また、4 ケースから算出される「骨組特性値」は併用制振建物の特徴を把握できる重要な指標となることを示した。限定された例題建物による検証であるが、様々なダンパー配置、ダンパー量および地震波に対して、精度検証を示した。

#### 等価線形化法に基づく最大応答予測法

時刻歴応答解析のみに頼り過ぎると初期設定の見当違いにより発散に陥ることがあり、安全性・居住性の向上まで見失ってしまう恐れがあるため、ダンパーと応答の関係を包括的に把握できる簡易な応答予測法を用いる必要性が高い。等価線形化法による応答予測法を併用制振建物に適用し適用範囲拡大を試みた。応答低減は付加減衰による補正、等価周期の変化による補正および等価質量の変化による補正で表現され、制振構造における応答低減のメカニズムを明解に示すことができる。様々なダンパー配置、ダンパー量、地震波に対して応答予測法を適用し、時刻歴応答解析結果と比較することで精度検証を行った。時刻歴応答解析結果との比較から手法の有用性を確認した。層せん断力分布が  $A_i$  分布に基づく分布から外れるケースでは予測精度が劣るが、設計初期段階のダンパー計画時に十分有効な精度であることを確認した。

#### 等価線形化法に基づく知覚時間予測法

2011 年東北地方太平洋沖地震において、長周期・長時間の揺れが居住者に大きな恐怖を与え、居住者の振動感覚を最大応答で評価する従来の評価に加え、揺れの長さに着目した評価の重要性が顕在化した。今後想定される地震動による知覚時間を事前に把握するために、時刻歴応答解析結果から得た分析結果を基に、超高層鋼構造制振建物の知覚時間を弾性 1 質点系による予測法を提案した。弾性 1 質点系による知覚時間と固有周期の関係を表した知覚時間スペクトルを用いて周期変動を評価し、知覚時間補正係数を導入し減衰変動を評価する。様々なダンパー配置、地震波に対して精度検証を行い、知覚時間を用いた制振性能評価をする上で十分有効な精度であることを確認した。

#### ダンパーを併用配置した制振建物の制振性能評価

最大応答および知覚時間の予測法の過程で求まる性能曲線について示した。構造安全性の評価において重要な指標である層せん断力および変位に着目した従来の性能曲線に加え、居住性評価において重要な指標となる加速度と知覚時間を評価軸とした性能曲線を新たに提案した。応答予測の過程で得られる評価指標（等価減衰および等価剛性）と応答の関係から制振性能が可視化され、ダンパー種および配置の異なる建物同士を同一尺度で定量的に評価できることを示した。

## 7.2 今後の課題と展望

今後の課題を以下に示す。

### 第2章

- ・本研究では粘性ダンパーとして線形 Maxwell モデルを用いているが、速度に対してバイリニア特性を有する場合や速度のべき乗に比例するケースにおける検討については今後の課題とする。
- ・境界層部分の応力状態の分析および設計法については今後の課題とする。

### 第3章

- ・本研究で提案した簡易モデルは、限定された例題建物による検証である。適用範囲の設定、高次モードに対応したモデルについては今後の課題とする。
- ・骨組特性値による建物の制振性能評価（例えば、粘性ダンパーや履歴ダンパーをどの場所に設置するのが良いか判断する）については、より多くの建物を用いた分析が必要であり今後の課題とする。

### 第4章

- ・高次モードが卓越するケースや位相差が大きいケースのように  $A_i$  分布から外れるケースに対する改善方法については今後の課題とする。

### 第5章

- ・本研究は、限定された地震波に対する検討である。適用範囲の拡大および模擬地震波の作成方法が知覚時間に与える影響については今後の課題とする。
- ・知覚時間に対する判定値の設定および居住性評価について今後の課題とする。

### 第6章

- ・本研究で示した性能評価法を最適化手法と組み合わせることにより、さらに実用的にすることについては今後の課題とする。